ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2984号

土木研究所資料

物部川床止め計画模型実験報告書

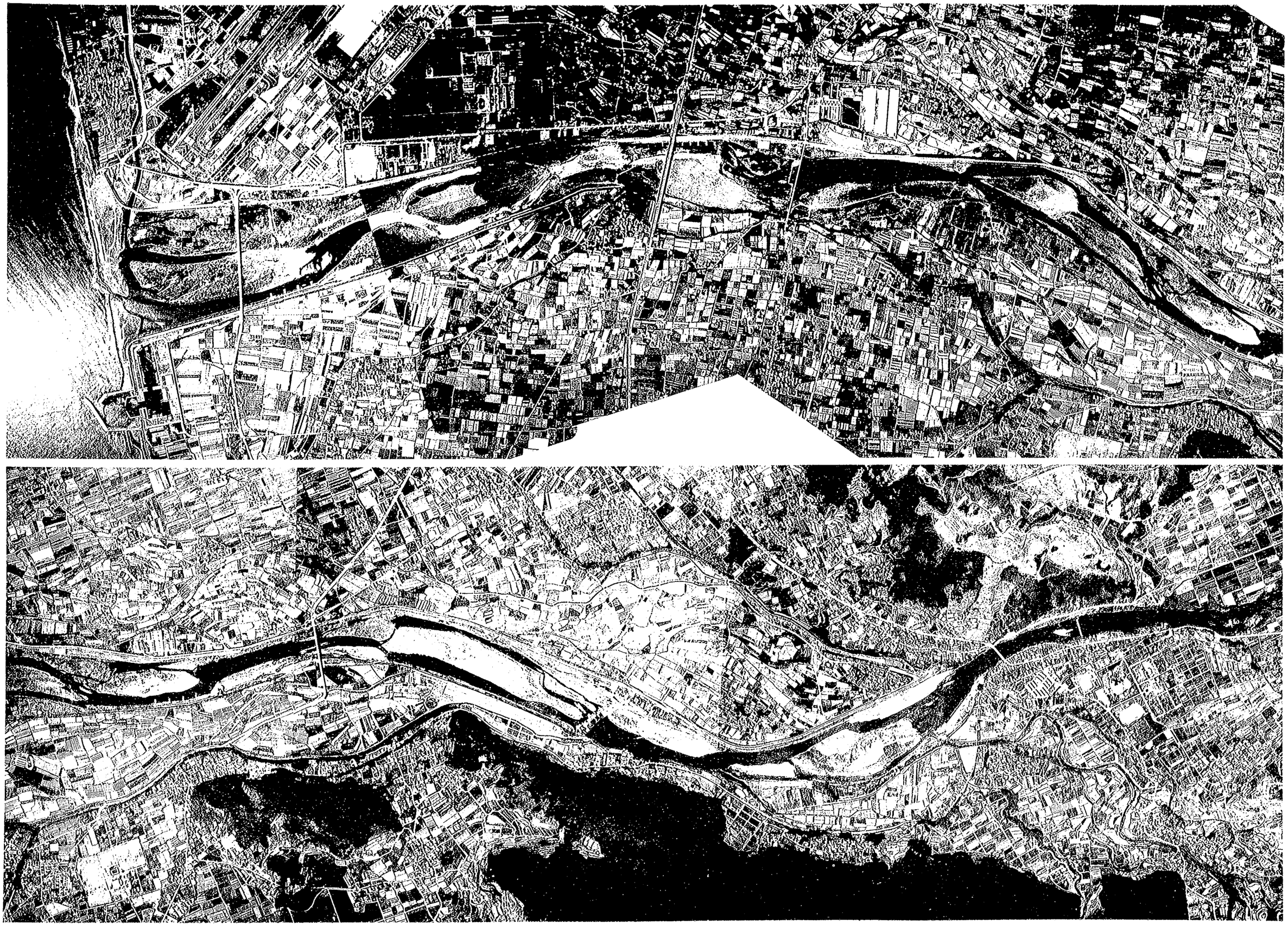
平成3年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © (1991) 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。



物　部　川　流　域　図

土木研究所資料
第2984号1991年3月

物部川床止め計画模型実験
報告書

河川研究室　室　長　　山本　晃一
研究員　　平林　桂
鈴木　一孝*)

要　旨

物部川では河床低下の抑制，みお筋制御を主目的とした床止め工群を建設する計画（step up ものべ）が立案されている。本報告書は，河川模型実験による床止め工設置時のみお筋制御効果，河床低下抑制効果に関する検討内容，新しい河道計画案の立案に関する机上検討および模型実験による同計画案の妥当性に関する検討について記したものである。

キーワード：扇状地河川，床止め工，河道計画，アーマーリング

* 現近畿地建大滝ダム工事事務所工務課（昭和63年～平成１年に河川研究室在籍）

はじめに

本報告書は昭和63年度～平成２年度の間に四国地建高知工事事務所の依頼により行った「物部川床止め計画模型実験」の検討結果を記したものである。

物部川床止め計画水理模型実験報告書
目　　次

はじめに

第1章　検討の目的 …… 1
1－1　物部川河床安定化計画（step upものべ）の概要 …… 3
1－2　模型実験によって検討すべきこと …… 6

第2章　物部川の河道特性 …… 7
2－1　河道特性調査の概要 …… 9
2－2　物部川流域の概要 …… 9
2－3　地形・地質 …… 10
2－4　物部川河床下の地質構造 …… 12
2－5　地殻変動 …… 19
2－6　水文特性 …… 19
2－7　河道変遷史・河道改修史 …… 24
2－8　砂利採取状況 …… 25
2－9　洪水の発生とダム堆砂状況・河床変動状況との関係 …… 25
2－10　河道諸元 …… 27
2－11　水理諸元 …… 27
2－12　河床材料 …… 31
2－13　砂州の移動特性 …… 31
2－14　河床変動特性の将来予測 …… 41

第3章　相　似　則 …… 43
3－1　相似則の基本的な考え方 …… 45
3－2　物部川模型に関する相似条件 …… 49
3－3　物部川模型の概要 …… 49

第4章　検証実験 …… 53
4－1　検証実験の目的 …… 55
4－2　河床材料粒度分布と抵抗特性に関する基礎実験 …… 55
4－3　検証実験 …… 72

第5章　深淵床止め工に関する検討 …… 99
5－1　実験の概要 …… 101
5－2　模型実験による検討 …… 101
5－3　計画河道時の河床変動予測 …… 126
5－4　深淵床止め工の機能評価 …… 127
5－5　物部川橋脚根入れ深さの検討 …… 129

第6章　床止め工計画の妥当性に関する検討 …… 133
6－1　概　　要 …… 135
6－2　予備実験 …… 135
6－3　本 実 験 …… 145

第7章　修正河道計画案の策定とその妥当性に関する検討 …… 231
7－1　検討の概要 …… 233
7－2　修正河道計画案の策定（机上検討） …… 233
7－3　模型実験による検討 …… 241
7－4　物部川河岸処理工に求められる諸元 …… 311
7－5　高水敷の管理について …… 314
7－6　段階施工計画について …… 314

第8章　結　　論 …… 317
8－1　物部川河床安定化対策（step up ものべ）について …… 319
8－2　修正河道計画案について …… 319
8－3　河岸処理について …… 319
8－4　段階施工計画について …… 320
8－5　深淵床止め工の形状について …… 320

おわりに …… 323

第１章　検討の目的

第1章　検討の目的

1－1　物部川河床安定化計画（STEP UP ものべ）の概要

物部川は，高知県白髪山（標高1770 m）にその源を発し，流域面積508 ㎢，幹川流路延長71 kmの河川である。直轄区間は河口～10.4 kmであり（図1－1－1参照），この間の河床勾配は約1/270である。

現在，直轄区間では，砂州の固定化に伴うみお筋部での局所洗掘が問題となっている。以下にその概要を記す。昭和23年ごろの物部川には細かな砂がかなりあったようで，航空写真などから見てもみお筋は明確ではなく，河床は複列砂礫堆もしくは網状流路の様相を呈していた。ところが，その後河床は図1－1－2に示すように低下傾向に転じ，その低下量は平均・最深河床高ともに数mにおよぶ。特に問題なのは最深河床すなわちみお筋の低下である。現在物部川では，みお筋があちこちで堤防近傍に近接しており，ここでの河床低下は堤防安全度の低下につながるので早急な対策が必要である。特に河床低下傾向は下流

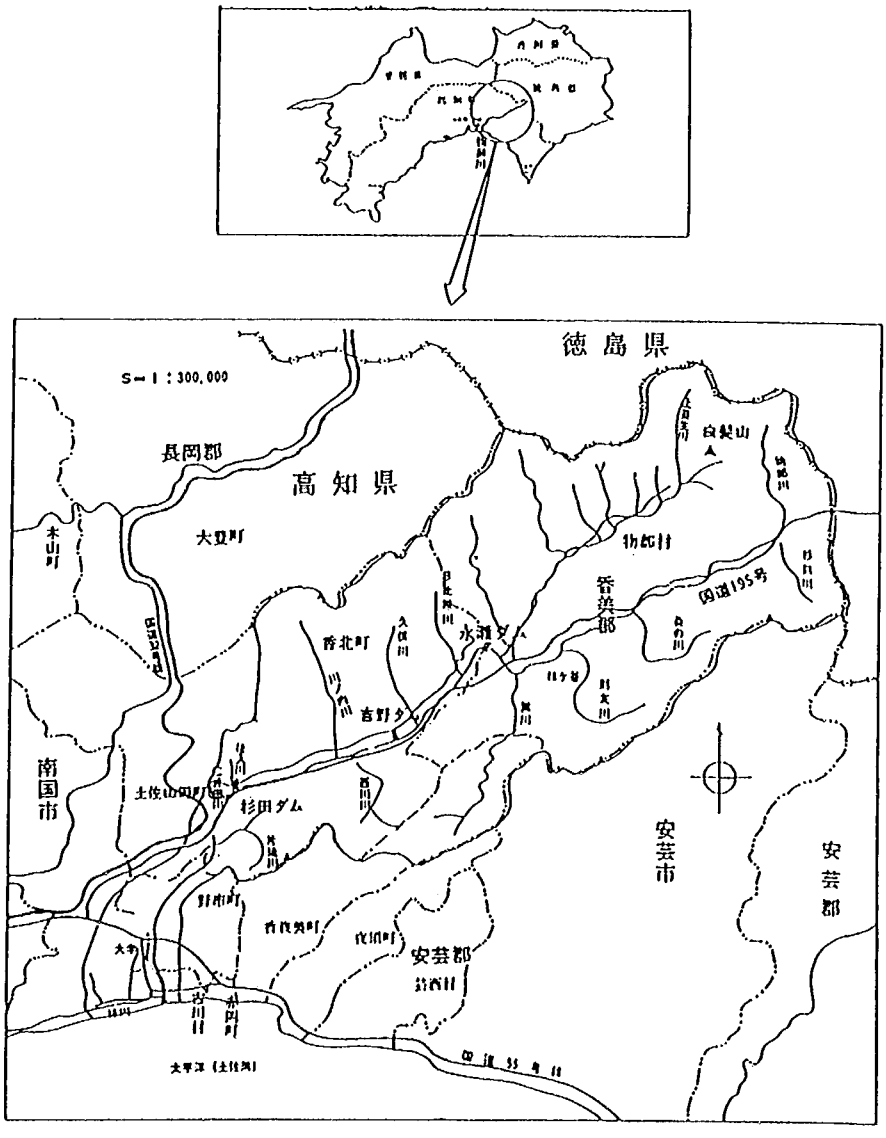


図1－1－1　物部川流域概要図

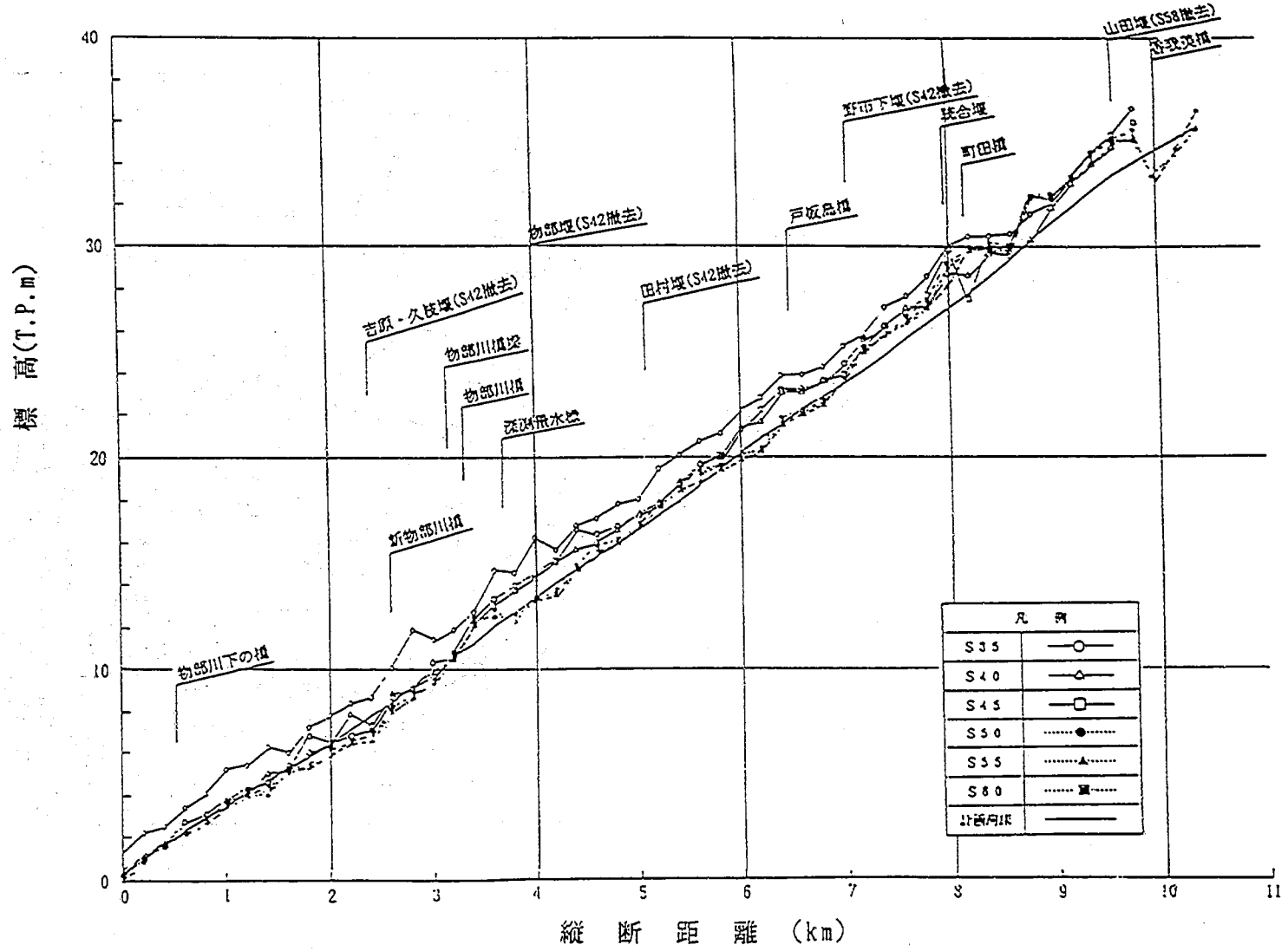


図1－1－2　平均河床高縦断経年変化図

部で顕著である。なお，近年はこの傾向は鈍化している。

このような河床低下を抑えるために，床止め工群を設置することによる対策案（物部川河床安定化対策）が立案された。立案までの基本的な考え方はつぎのとおりである。

物部川ではこれまで水制による局所洗掘対策がなされてきたが，水制には局所洗掘位置を河岸から遠ざける効果は期待できても，土砂を溜める機能すなわち局所洗掘軽減効果は期待できない。また，現在残っている統合堰（８km），物部川橋直下流の堰（3.3 km）の床止め工的効果をみると両施設の上流ではほぼ河床は安定しており，局所洗掘もほとんど見られない。

そこで，洗掘防止対策として計画的に床止め工を設置するものとした。ただし従来の床止め工ではみお筋が分岐し，流れが偏流するので床止め工の中央部に凹形状を有する屈撓性構造とする。また，局所洗掘防止およびみお筋位置の固定化を目的として，床止め工間の河川の中央部を掘削し，河道の複々断面化を図る。ただし，今後，上流からの給砂が期待できないので，床止め工を設置しても河床低下を防止することはできない。そこで，床止め工にはみお筋河道中央に固定する機能を主として期待する。加えて，近年水辺環境の整備の要求が高まっているが，床止め工は水辺へのアプローチを容易にするものであり，形状を工夫すればこの要求に答えることができる。

これらの要求を考慮して，物部川河床安定化計画（step up ものべ）が立案された。物部川河床安定化計画の概要を以下に記す。

＜物部川河床安定化対策の概要＞

物部川直轄区間11kmの全川に約 1.5 km～２km毎に床止め工を設置するものとし，全６基の建設を全体計画とする（既設堰が２基あるので直轄区間には全８基の床止め工が設置されることになる）。

• 設置位置

設置位置については以下の項目に配慮して決定した。

① 災害実績，危険度評価，現堰の効果および老朽度を考慮

② 原則として床止め工下流の方向に直角となる位置を選定

③ 凹位置は河心位置に設けることを原則とするが，その位置が現況みお筋との連続性のある位置に床止め工を計画する。

• 施工位置

深淵，吉川，戸板島，上岡，京田，下ノ村地先とする。

• 断面形状

床止め工による乱流の防止，上下流のみお筋の固定化および現況河道形態（断面）との整合性を考慮して，凹形状とする。

• 設置高さ

床止め工の天端の高さは計画河床と一致させる。なお，みお筋部の敷高は現況のみお筋河床と整合性を持たせた高さとする。

• 構　造

根固めブロック等を用いた屈撓性をもたせた構造とする。

現地河床材料になじむ工種を選定する。

親しみのある水辺空間を確保できる構造とする。

1－2　模型実験によって検討すべきこと

物部川は直轄区間の河床勾配がおよそ1/270の急流河川であり，洪水時には大きな流体力が発生するほか，中規模砂州の発達も顕著である。床止め工のような横断構造物は河床変動特性に多大な影響を与えるので，設置する際には，あらかじめ構造物の維持や構造物が周辺河道に与える影響を十分に把握しておかなければならない。検討すべき項目を以下に列挙する。

1) 局所洗掘の実態の把握および原因の推定

局所洗掘の発生原因をある程度つかんでおけば，適切な対策法の立案が容易になる。

2) 床止め工案の妥当性の検討

物部川床止め工設置予定区間は河床勾配約1/270の急流であって洪水時には大きな流体力が発生することから，物部川河床安定化計画案は以下の2つの点で懸念が残る。一つは床止め工の維持である。かつて当研究室で行われた急流河川に落差工を設けるための模型実験ではいずれも落差工の維持の問題に苦慮しており，物部川の場合も同様の問題が発生する可能性が高い。もう一つは床止め工にみお筋を制御する効果が期待できるかどうかである。物部川には顕著な単列砂堆が形成されており，その波高は床止め工の落差よりもはるかに大きい。このため床止め工により砂州をコントロールするのは難しいのではないかと懸念される。

3) 河道平面形状の妥当性の検討

計画河道のおける高水敷の平面形状は，現況河道の砂州位置を考慮し土工量を極力少なくした形状であるといえる。この計画では，わん曲部の多くで内岸側の方に広い高水敷があり，外岸側で高水敷がほとんどない状態になっており，堤防の安全度に懸念が残る。

4) 局所洗掘対策工の位置・諸元の決定

あちこちの河岸近傍には大なり小なり局所洗掘が発生するものと考えられ，局所洗掘対策工の設置が必要になると推測される。この際，局所洗掘対策工の工種，位置，諸元をどう選ぶかが問題となる。

以上の問題を確認し，その解決案を模索する方法はいろいろ考えられるが，精度・効率等を考慮した場合，模型実験が最も適していると考えられる。そこで本検討では，模型実験により以上の問題点の解決を図るものとする。

第２章　物部川の河道特性

第２章　物部川の河道特性

２－１　河道特性調査の概要

模型実験を行う場合には，対象となる川の特徴を良く知ったうえで縮尺，移動床幅，移動床厚さ，河床材料等に代表される模型の諸元や，流量，潮位，給砂方法等に代表される実験条件を決めなくてはならない。

川の特徴，すなわち河道特性は，以下に示したアプローチ方法により知ることができる。

- 地質・地形・河道変遷史などから，現在の川の縦横断形がどのようにしてできたのか，また長期的には今後どのように変化していくかが程度予測できる。
- 流域や降雨特性，洪水出現特性などから，物部川にはどのような規模の洪水が頻発しているのか，ひいては物部川の形成にはどのような流量が深く関与しているのかがある程度推定できる。この情報により実験で通水すべき流量を決定することができる。
- 河道諸元，水理諸元より，河道のどのあたりが土砂の堆積・洗掘ポイントか，またどのあたりの治水安全度が低いのかのあたりづけが可能となる。
- 河床高の経年変化や砂利採取の実態，供給土砂に影響を与える構造物の建設状況を調べることにより，河床変動の支配要因は何なのか，将来の河床はどのように変化していくのかなどが推定できる。

２－２　物部川流域の概要

物部川は高知県の白髪山（標高 1770 m）にその源を発し，峡谷を西流し，物部村大栃において右支川上韮生川と合流し，更に西流して香美郡土佐山田町神母木に至って初めて山地を離れ高知県最大の穀倉香長平野を南流して太平洋に注いでいる（図１－１－１参照）。

流域の形状は典型的な羽状流域であり，その面積は 508 ㎢である。その内訳は山地 470 ㎢，平地38㎢であって山地の占める割合が多い。幹線流路延長は71㎞であり，そのうち上流の約60㎞は山地河道，下流の約10㎞は扇状地河道である。直轄区間は下流の約10㎞区間，すなわち扇状地河道部である。

山地河道部では上韮生川，桑の川，則友川，舞川，久保川，川ノ内川など，多くの支川を合わせるが，直轄区間では 0.0 ㎞右岸に新秋田川が流入するのみである。しかも新秋田川の規模は物部川に対して非常に小さいので，物部川の河道特性に与える影響は極めて小さいと推定される。

上流から中流にかけ急峻な山地に囲まれてＶ字型の渓谷をなして急流河川を形成しており，河床勾配は河口～神母木 1/290，神母木～大栃 1/180，大栃上流 1/180 となっている。永瀬ダムから下流では川沿いに顕著な河岸段丘が発達しており，特に美良布付近の段丘はかなり広大である。神母木より下流は典型的な扇状地であり，砂州の発達が著しい。河道は扇状地河川として勾配が緩いせいか，比較的蛇行している。

2－3　地形・地質

2－3－1　地　　形

図2－3－1に直轄区間の地形図を示す。直轄区間より上流部は山地である。直轄区間は扇状地と旧扇状地である台地からなる。直轄区間で最も特徴的なのは，沖積世に形成されたデルタがほとんどなく，扇状地河道が海に直接注ぐようになっていることである。

ここで地形の詳細に目を移し，上流部の山地，下流部の台地群および扇状地の特徴について記す。

1）山　　地

(1) 間楽山地

間楽山地は，物部川により北と西を限られた低い低地で，間楽山368ｍが最も高い。山地の配列はＮＥ～ＳＷ方向で，この方向に主要な谷である東佐古，逆川，間の諸谷が発達している。Ｎ～Ｓ方向，ＷＮＷ～ＥＳＥ方向の線状構造が認められ，山地は断片化している。開析が進み，谷密度が大きい。尾根は概して痩せている。山麓には棚田の開けているところが多い。鍾乳洞たる竜河洞の上には狭い谷底平野があり，ここの水は山体を構成する石灰岩中の割れ目をつたわって排水されている。杉田の東方2㎞，標高280ｍ位の高さのところに微起伏面が見られる。

(2) 大法寺山地

大法寺山地は，土佐山田町のすぐ北方，物部川と新改川とにはさまれた低い低地である。標高は最高峯で240強である。開析が進み，細かく断片化している。山肌を刻む小谷は比較的幅が広く，棚田がある。

(3) 山田台地

山田台地は物部川右岸側にある段丘で，北縁は国分川によって侵食され，急崖をなしている。現扇状地に比べ，急勾配を持っており，南国市の後免町付近で沖積地下に潜っている。扇状地状で，旧河道たる微高地が，山田堰付近を中心とする放射状に認められる。

2）台地群（旧扇状地）

流域の下流部に見られる台地群の多くはかつて物部川の形成した洪積扇状地のなごりである。

(1) 野市台地

野市台地は物部川左岸側に広がる段丘で，山田台地と合わせて古い扇状地をなしている。扇央部に近い西側で高く，扇端部である東部へむかって漸次低くなっている。段丘面上に，旧流路たる微高地が，山田台地の場合と同様に放射状に認められる。

西縁は，急崖をなして現扇状地と境しているが，東縁は緩やかに下り，岸本低地に漸移している。

標高は，仁尾島付近で約30ｍ，河口に近い吉原付近では約10ｍと，この段丘の勾配は現扇状地の勾配よりも大である。

(2) 神母木台地・佐野台地

山田台地，野市台地を上流に追って行くと漸次岩石段丘である神母木台地，佐野台地に移る。

3）物部扇状地

洪積世以降に作られた新しい扇状地である。物部川の右岸側に広く広がっている。上唯から王子にかけては旧河道が多く認められるが，それぞれ重なり合っていて，一本づつに分離するのは困難である。縦断

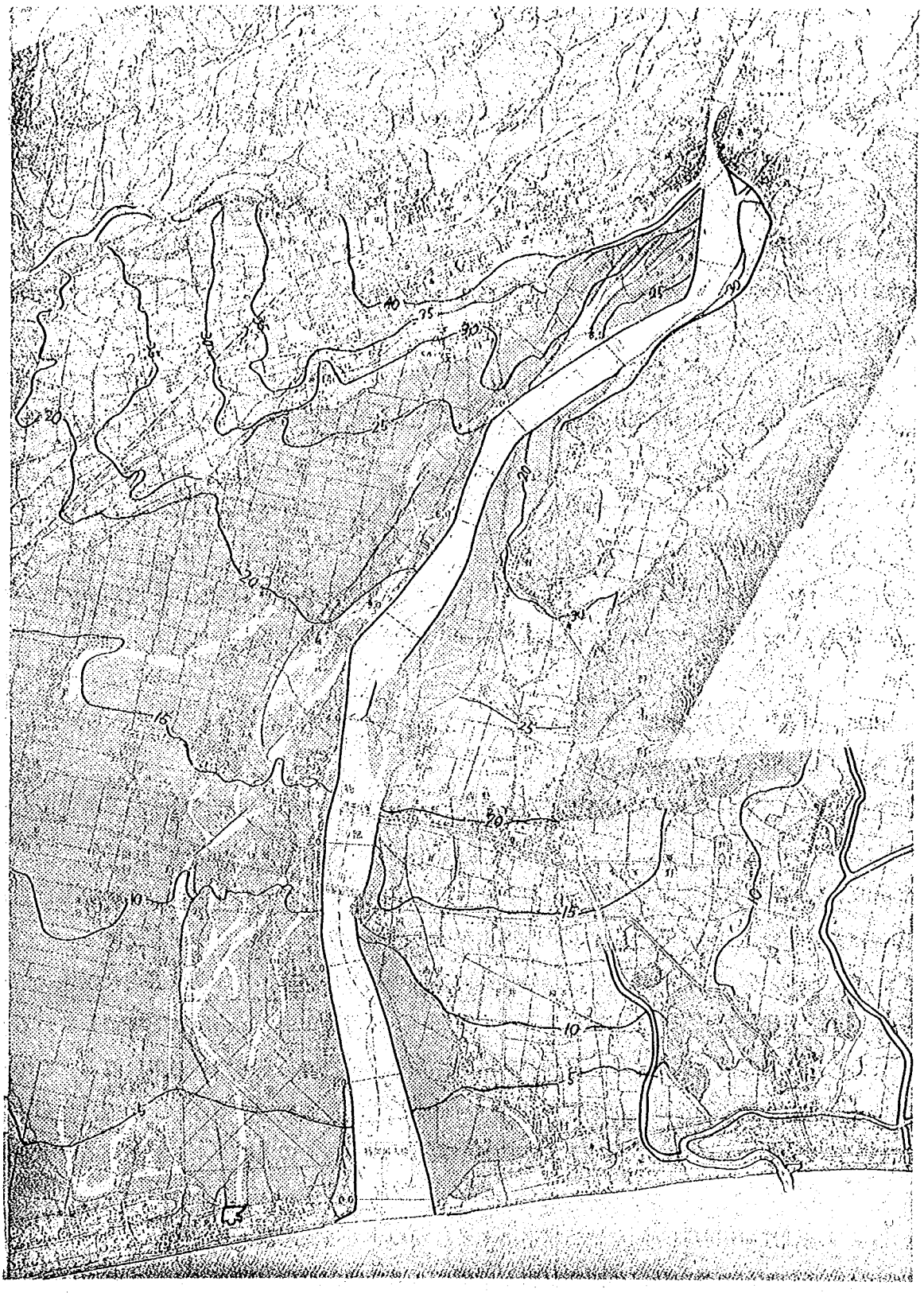


図2－3－1　治水地形分類図

勾配は1/270程度である。

2－3－1　地　　質

図2－3－2に物部川流域の地質図を示す。四国地方の地質構造を見ると，物部川水系は秩父帯と四万十帯の境界付近に位置している。この地帯には地溝状に中生代白亜紀の地層が分布しているが，地質時代に激しい造山運動を受けているため地質構造は複雑である。

秩父帯は粘板岩やチャート，輝緑凝灰岩を主体とし石灰岩を伴うもので，地質構造は複雑である。四万十帯の地層は種々の厚さの砂岩およびひん岩の互層からなるものである。秩父帯と四万十帯の境界は仏像構造線と呼ばれる顕著な断層帯である。

白亜紀の地層は，仏像構造線の北側に沿って古代層に挟まれて地溝状に分布している。この白亜紀層は一般に土佐層群（その大部分は物部川亜層群）と呼ばれるものに相当する。土佐層群と古生層の境界はほとんど断層で接している。

ジュラ系は秩父帯南帯中に分布しており，いわゆる鳥の巣層群等と呼ばれる地層でひん岩や石灰岩を主体としているが，分布は限られている。

地域全体に第4紀の被覆は乏しいが，永瀬ダムより下流部の物部川沿いには段丘堆積物が広く分布する。また現河床堆積物の分布は永瀬ダム貯水池の直上流部を除いて一般に乏しい。

2－4　物部川河床下の地質構造

2－4－1　物部川河床下の地質構造

物部川近傍で行ったボーリング調査結果をもとに描いた物部川近傍の地質構造縦断図，調査位置図を図2－4－1～2－4－6に示す。

A－A′側線，B－B′側線はそれぞれ河道の右岸沿い，左岸沿いに取ってあり，C－C′側線，D－D′側線，E－E′側線はそれぞれ1.0㎞，5.2㎞，6.8㎞地点を通り，河道を横切るように取ってある。

A－A′側線，B－B′側線に注目すると，地質の鉛直方向の構造は右岸，左岸共に表層に洪水の氾濫原堆積物であるシルト分が堆積し，その下層に玉石を主体とする砂礫層が約20mの厚さで堆積していることがわかる。また，扇状地扇端に近づくにつれ砂礫層は薄くなり，基岩である砂岩が河床に迫る。この基岩はその岩質ゆえに四万十帯であることが推定される。河道を横断する側線であるC－C′側線，D－D′側線，E－E′側線を見ても同様であり，基岩の上に砂礫層が乗り，さらにその上にシルト層が乗る層構造になっている。

以上の構造は扇状地河川の典型的な地質構造である。河口まで砂礫層があり，砂層をもつデルタがない最大の理由は海底勾配が急で小粒径の河床材料が堆積できる空間がない（図2－4－7参照）ことであると考えられる。

また，図2－4－6のE－E′側線のNo.5にはシルト混じり砂礫層，図2－4－8の新物部川橋地質横断図には粘性土混じりの砂礫・玉石層が見られる。

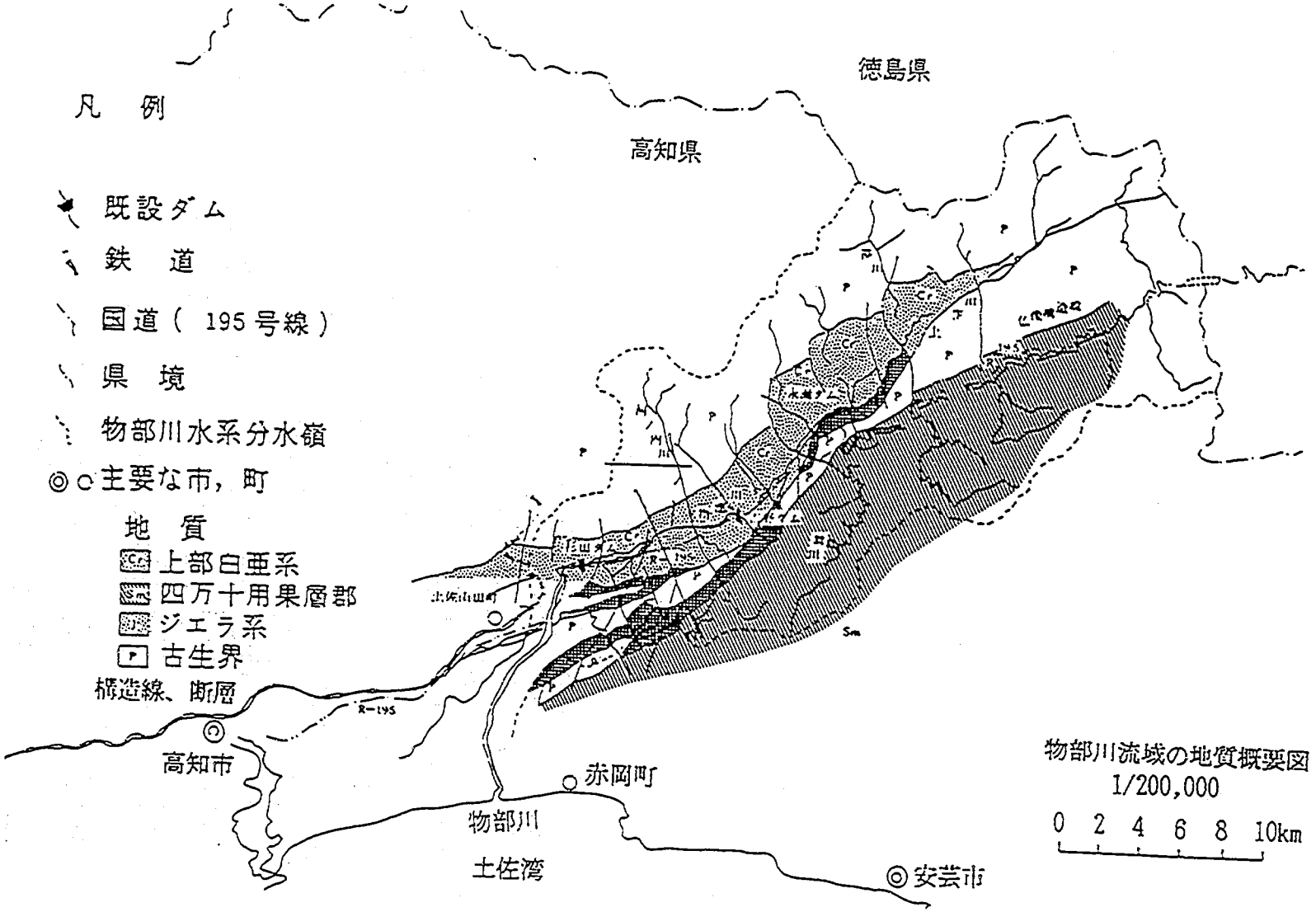


図２－３－２　物部川流域地質図



図２－４－１　物部川地質調査位置図

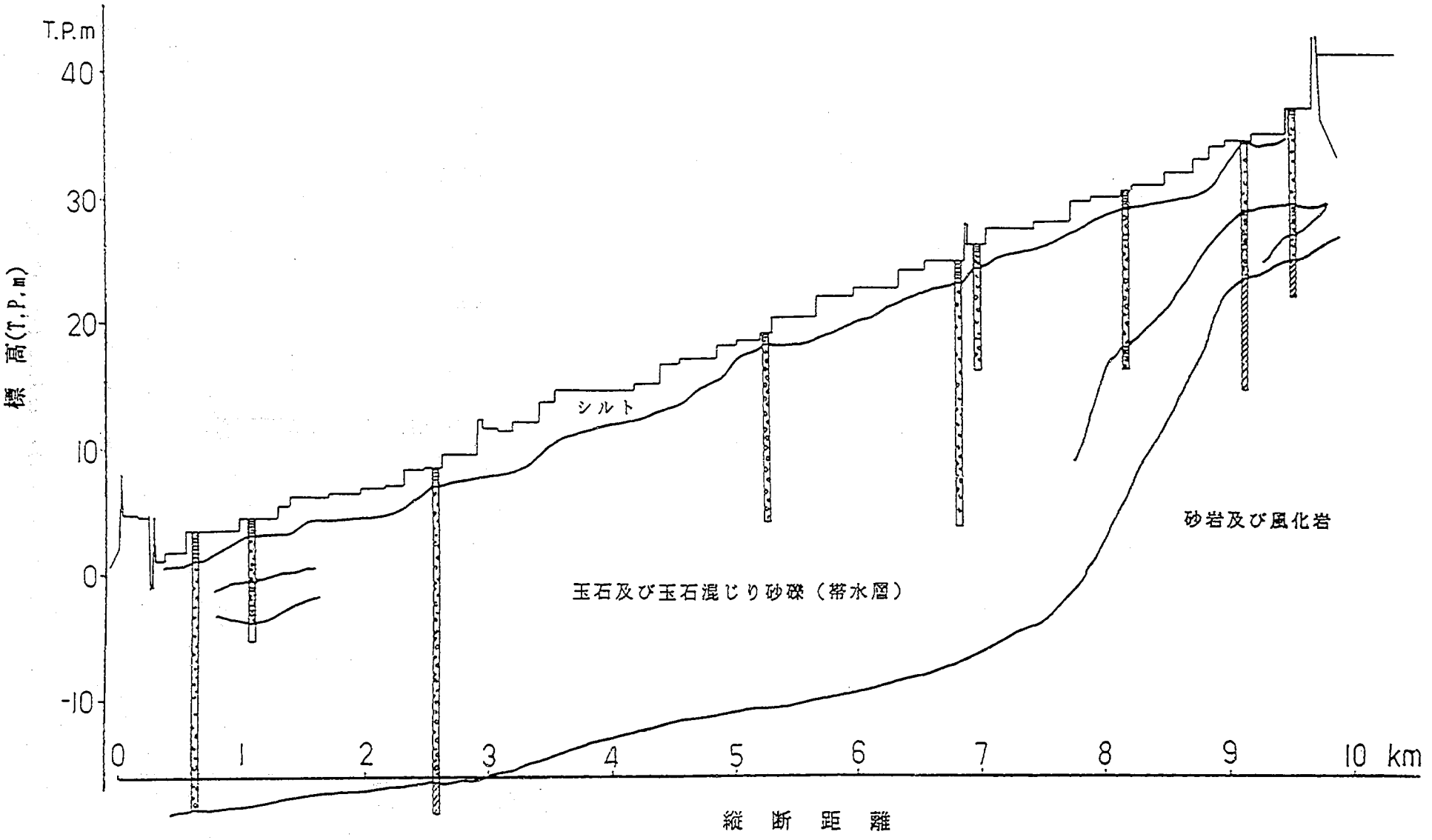


図２－４－２　物部川地質縦断図（Ａ－Ａ′断面）

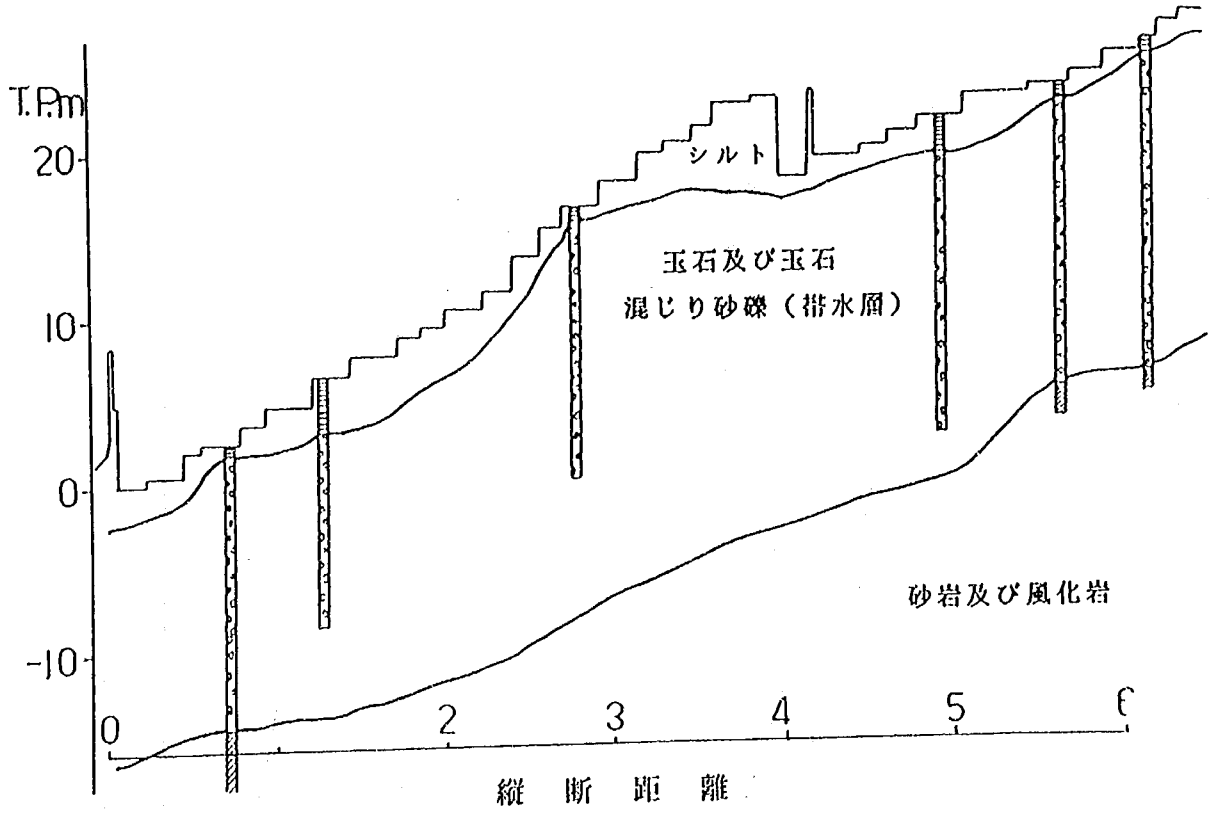


図２－４－３　物部川地質縦断図（Ｂ－Ｂ′断面）

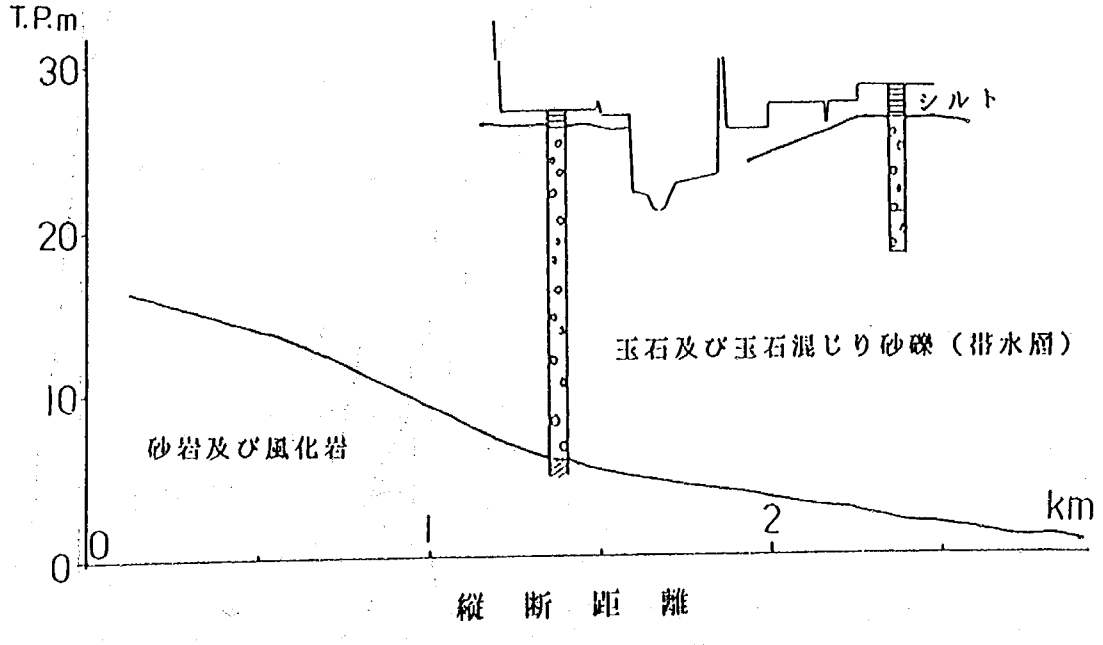


図２－４－４　物部川地質横断図（Ｃ－Ｃ′断面）

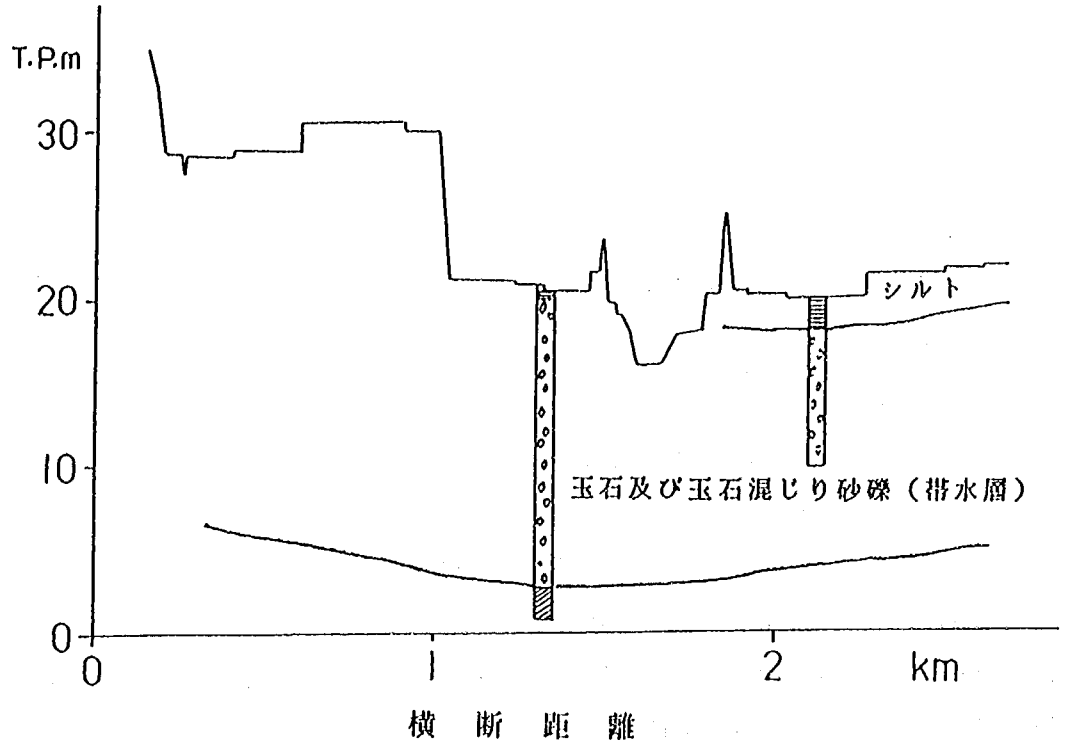


図２－４－５　物部川地質横断図（Ｄ－Ｄ′断面）

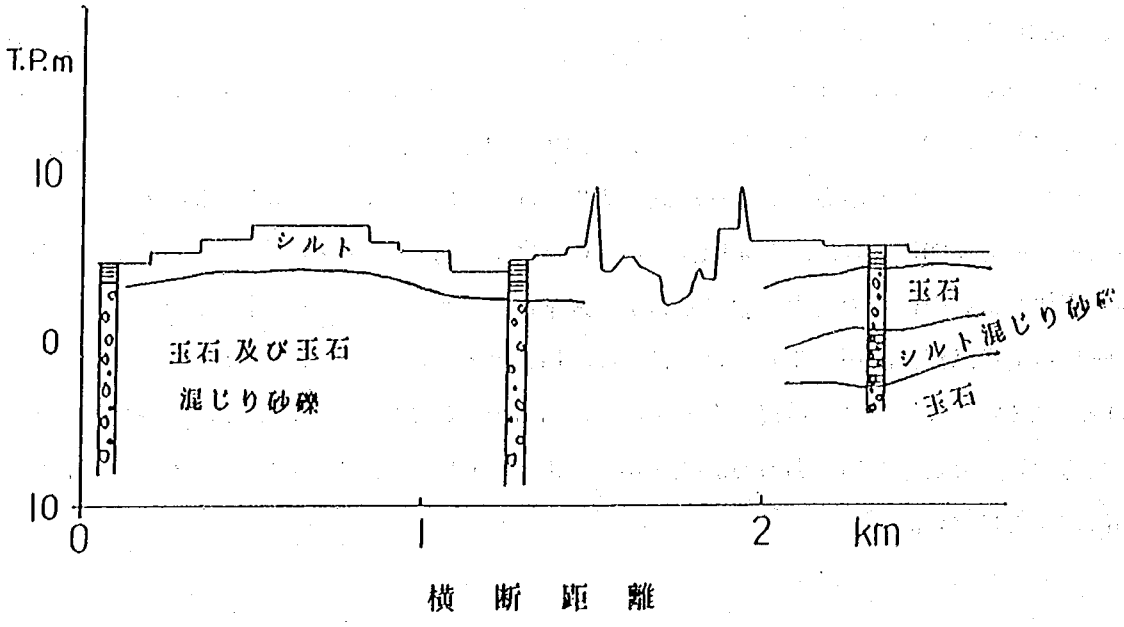


図２－４－６　物部川地質横断図（Ｅ－Ｅ′断面）

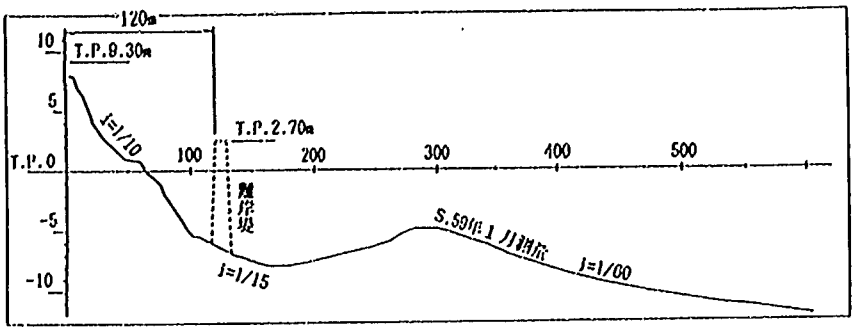


図２－４－７　高知海岸の代表断面

２－４－２　河床で岩の露出するところの予測

河床には洪積層や岩が露出する場合がある。固結した洪積層は岩とともに洗掘速度は極めて遅く，河床に露出すると床止め工のような効果が生まれ，その地点から河床勾配が変化するなど，河床縦断形のコントロール・ポイントを形成する場合がある。河床安定性の将来予想を正確に行い，長期に渡って安定な縦断計画を行うには，岩や固結洪積層の分布を十分に考慮する必要がある。

洪積層，岩の分布を知る最も簡単かつ良い方法は地質縦断図によるものである。特に堤防調査図は河床近くの地質構造を示すものとして最も都合がよい。物部川の場合，地質構造に関する情報は上記２－４－１に述べた通りであるが，河床に露出する岩の有無を判断するにはやや不十分である。そこで，さらに別の方法で洪積層・岩の分布を推定することにした。

ここでは，最深河床高の経年変化図と，治水地形分類図とで推定し，総合的に判断するものとした。以下にその考え方を示す。最深河床高は河床下の固結した洪積層や岩で決まっていることがある。すなわち，洪積層や岩のために河床がここまでしか掘れないのである。このような地点では，最深河床高は経年的にほとんど変化しない。図２－４－８に物部川の最深河床高の経年変化図を示す。この図において，最深河床高が経年的にもほとんど変化していないのは，2.2 km～ 2.4 km，3.4 km，4.2 km，5.2 km，6.6km～7.2 km，8.4 km～ 8.8 km，9.4 km上流である。ただし，この地点全ての河床に固結した洪積層・岩が露出しているわけではなく，いくつかの地点は単に調査期間中に河床変動が小さかっただけのところもあると考えられる。そこで，これらの地点で最深河床高が変化しない理由について，個別に推定してみる。図２－３－１の治水地形分類図によれば，2.4 km左岸付近には岩山があるのがわかる。2.2 km～ 2.4 km区間で最深河床高が変化しないのはこの岩山に連なる岩が河床下にあるからであると推定される。

3.4 km地点で最深河床高が変化しないのは，物部川橋の橋脚保護工があるからである。5.2 km，8.4 km～ 8.8 km，9.4 kmの３地点は，目視でも河床に岩があるのが確認できるので，最深河床高が変化しないのはこれらの岩の存在のためであろう。4.2 km，および 6.6 km～ 7.2 kmの２地点の最大洗掘深が変化しない原因は定かではない。

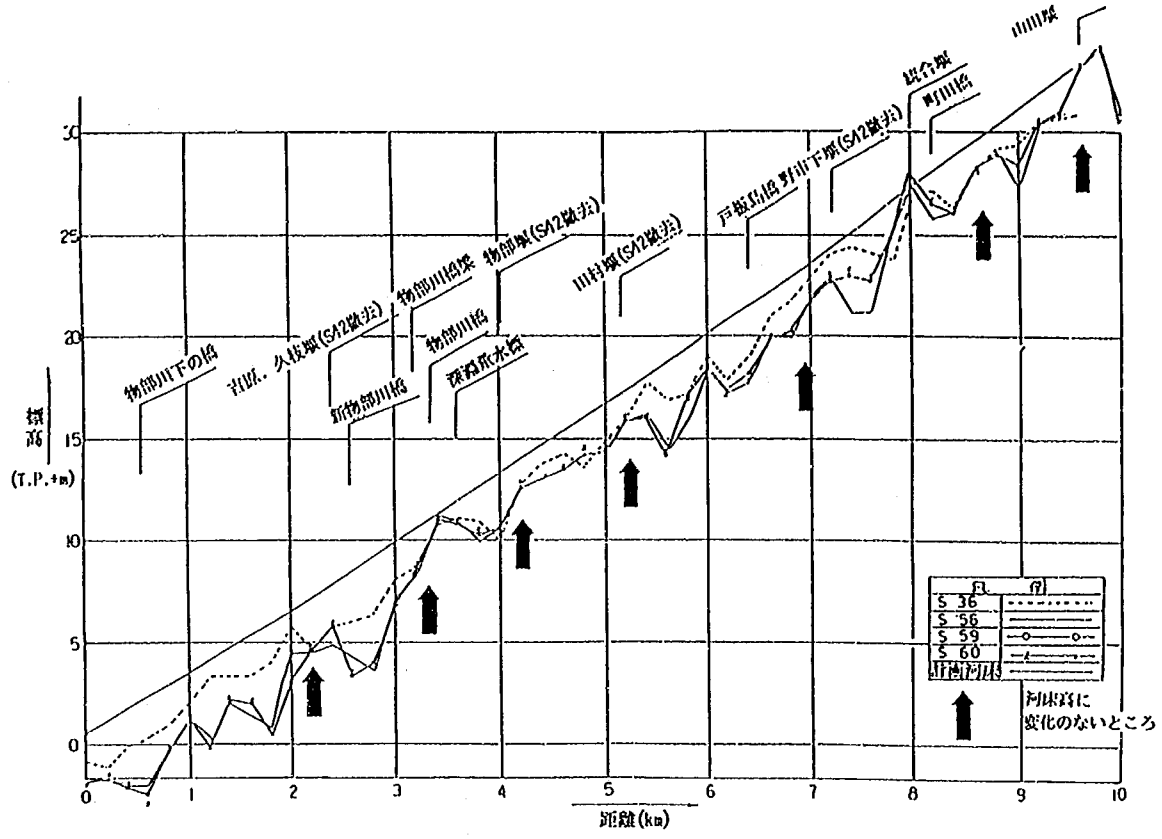


図２－４－８　最深河床高の経年変化のないところ

２－５　地殻変動

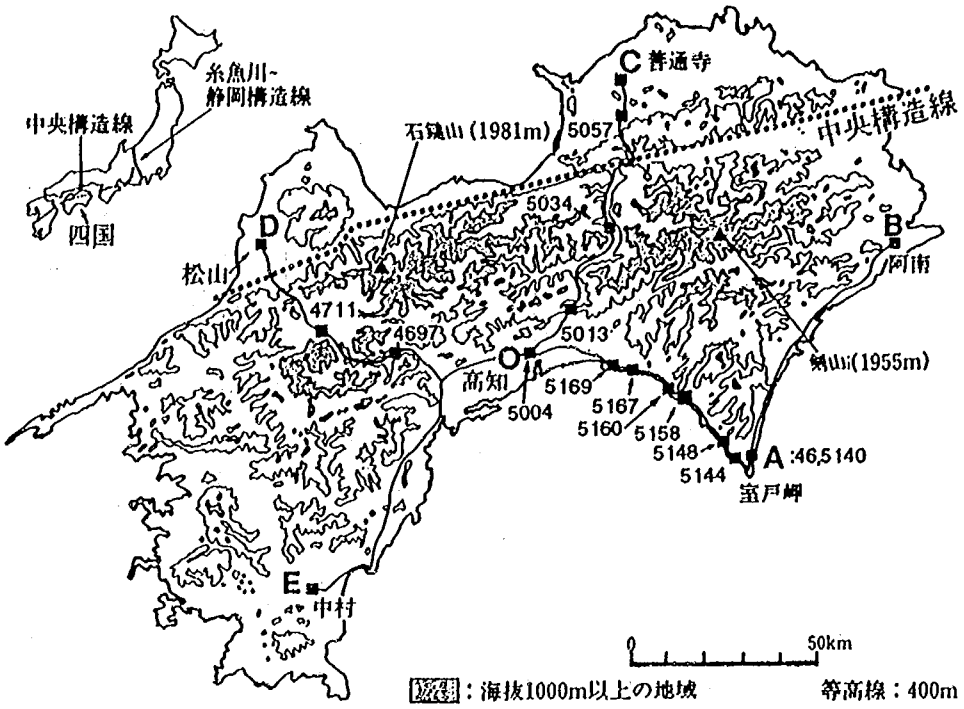
一般に，地殻変動は数百年～数千年に１回とかの間隔で発生する地震時の急激な変動と，その間の緩慢な変動とが合成されたものである。

大森は，四国各所に散在する水準点の測量結果をもとに，水準点5158を仮不動点とした場合の他の水準点の変動を示した（図２－５－１参照)。これによれば，物部川河口のある高知近傍の変動パターンは非地震時に徐々に上限し，地震時に急激に低下する。

２－６　水文特性

２－６－１　降雨特性

物部川流域は，全国有数の多雨地帯である南四国のほぼ中央に位置し，台風銀座の名で知られる台風常襲地帯である。年間降雨量は約3000㎜にも達し，豪雨の発生は梅雨前線，台風ならびに秋雨前線によるものが多いが，物部川流域に洪水をもたらした主要46降雨について原因別にみると台風性のものが57％，前線性のもの43％となっている。２日雨量300㎜以上となると70％は台風性のものである。物部川流域の降雨観測状況を図２－６－１，表２－６－１に，降雨状況を表２－６－２に示す。



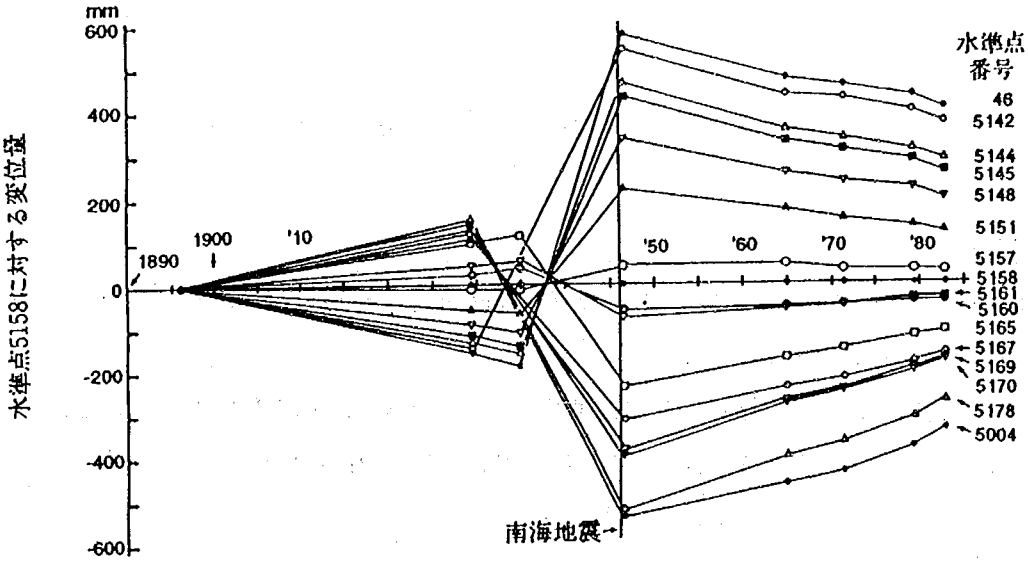


図 2－5－1　水準点 5158 に対する高知～室戸岬間の各水準点の相対変位

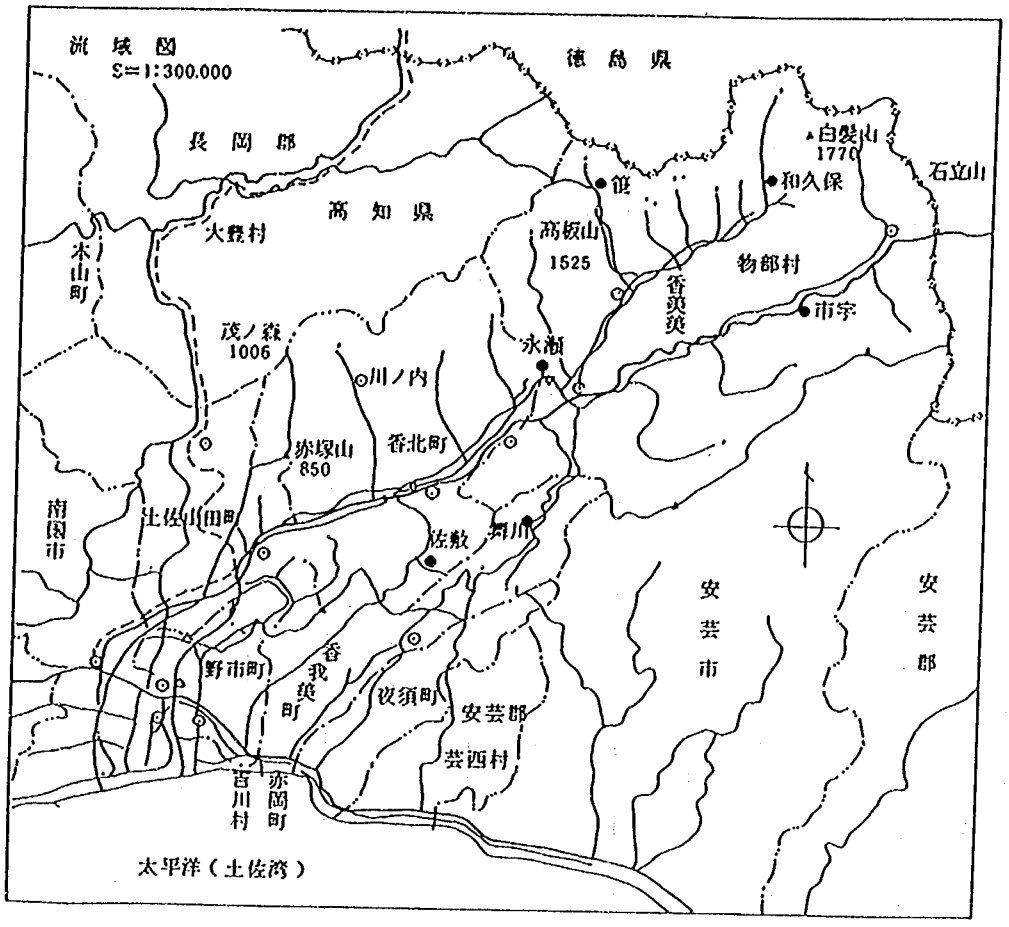


図２－６－１　観測所位置図

表２－６－１　観測所諸元

観測所名	所属	種別	所在地	緯度	経度	観測開始年月日	標高
永瀬ダム	高知県	自記	高知県香美郡香北町永瀬（ダム）	33°41′	133°50′	S13. 3.	210 m
舞川	〃	〃	〃　香我美町舞川	33°38′	133°52′	S32. 4.16	360
和久保	〃	ロボット	〃　物部村和久保	33°46′	134°00′	S31. 2.	830
雀	〃	自記	〃　物部村雀	33°38′	133°52′	S31.11. 6	640
佐敷	建設省	自記 普通	〃　香北町佐敷	33°37′	133°48′	S43. 7.16	220
市宇	〃	自記 普通	〃　物部村市宇	33°44′	133°00′	S45.	400

表２－６－２　物部川流域雨量状況一覧表

観測所名	所属	所在地				統計年数（年）	累年平均		最多年降水量		最小年降水量		最多日降水量		最多１時間降水量	
		都道府県	市郡	町村	大字（番地）		年降水量(mm)	年降水日数（日）	年	降水量（mm）	年	降水量（mm）	年月日	降水量（mm）	年月日等	降水量（mm）
永瀬ダム	高知県	高知県	香美郡	香北町	永瀬	S14～50 38	2,893.0	138	S29	4,192.0	S14	1,919.0	S13.7. 3	421.0	S23.8.14 15.00～16.00	84.0
舞川	〃	〃	〃	香我美町	舞川	S32～50 18	2,755.2	118	〃47	3,662.0	〃35	1,614.0	〃38.8. 9	426.0	〃43.8.29 10.00～11.00	71.0
和久保	〃	〃	〃	物部村	和久保	S31～50 19	2,475.9	88	〃40	3,361.0	〃44	1,181.0	〃38.8. 9	486.0	〃40.9.10 7.00～8.00	156.0
笹	〃	〃	〃	〃	笹	S38～50 18	2,666.7	106	〃38	3,640.0	〃44	1,865.0	〃47.7. 4	373.0	〃46.9. 5 12.00～13.00	83.0
佐放	建設省	〃	〃	香北町	佐放	S44～50 7	2,433.5	111	〃50	3,161.9	〃46	1,617.0	〃46.8.30	269.5	〃45.8.14 9.00～10.00	58.0
市宇	〃	〃	〃	物部村	市宇	S46～50 5	4,294.5	141	〃47	6,671.5	〃48	3,296.0	〃49.9. 1	367.5	〃47.7. 4 1.00～2.00	82.5

表２－６－３　年流量状況（地点名：深淵）

年別＼流量別	最大流量 月日時	最大流量 流量(㎥/s)	豊水流量 (㎥/s)	平水流量 (㎥/s)	低水流量 (㎥/s)	渇水流量 (㎥/s)	最小流量 月日時	最小流量 流量(㎥/s)	年平均流量 (㎥/s)	年総量 (×10⁶㎥)	低水順位	渇水順位
36	9.16.14	1,156.5	37.7	22.7	6.3	0.3	3.13.6	0.0	44.2	1,392.44		⑥
37	6.13.23	680.6	17.2	4.4	0.6	0.1	10.29.7	0.1	16.8	530.79	①	③
38	8.10.9	2,226.7	27.4	8.8	2.5	0.7	2.4.9	0.4	39.5	1,245.70	⑥	
39	9.25.4	643.7	15.7	8.6	3.2	1.5	2.21.13	1.2	17.0	536.11	⑩	
40	9.15.5	765.7	15.1	7.9	1.3	0.8	4.2.17	0.6	19.0	600.47	②	
41	7.8.11	612.19	25.94	10.72	4.27	1.67	3.23.20	0.62	28.16	888.11		
42	7.10.2	1,730.61	18.46	8.98	4.50	0.0	9.25.3 他	0.0	21.06	664.03		①
43	8.29.14	3,376.51	—	—	—	—	—	—	—	—		
44	6.26.1	1,579.79	22.51	15.19	2.51	0.17	11.3.16他	0.00	35.27	1,112.33	⑦	④
45	8.21.14	4,369.24	45.17	20.48	5.40	0.65	3.3.18他	0.00	48.00	1,513.88		
46	8.30.22	1,677.20	25.10	13.22	5.26	1.57	5.14.8	0.13	29.50	930.28		
47	7.5.8	4,110.53	45.74	27.12	12.40	2.32	1.8.7～16	1.30	57.51	1,813.64		
48	8.18.15	562.95	32.91	13.11	3.78	0.04	3.24.1他	0.00	27.18	857.06		②
49	9.9.12	1,826.5	33.72	17.11	6.61	0.62	1.8.22他	0.00	53.48	1,686.62		
50	8.17.15	1,581.09	36.83	26.70	15.80	4.20	3.31.19	1.86	45.25	1,427.12		
51	9.12.6	1,439.12	28.62	20.44	11.33	4.04	3.27.21	1.06	40.89	1,289.51		
52	11.17.2	639.54	24.27	7.30	2.38	0.57	11.3.1	0.12	17.10	539.28	⑤	⑩
53	8.3.9	2,584.93	22.77	9.98	5.14	1.53	3.1.6	0.00	22.89	721.74		
54	6.29.9	1,420.40	32.97	18.73	9.35	1.79	12.18.1	0.00	39.91	1,258.49		
55	6.9.4	1,055.24	46.69	22.22	4.49	0.50	3.13.4	0.00	39.60	1,248.83		⑧
56	8.29.18	425.95	25.85	11.35	3.13	0.34	2.10.10	0.09	22.61	713.14	⑨	⑦
57	8.27.15	2,177.38	28.68	14.76	3.42	0.17	2.5.10	0.05	31.88	1,005.45		④
58	9.28.18	1,256.24	26.71	7.57	2.52	1.28	12.8.14	0.63	26.66	840.75	⑧	
59	8.22.5	978.48	25.58	3.40	1.64	0.56	2.14.7	0.08	17.32	546.20	③	⑨
60	6.25.	337.68	29.12	11.10	3.34	1.02	12.7.	0.62	27.89	879.67		
61	9.21.20	559.23	26.15	6.42	3.44	1.30	11.8.19	0.94	21.17	667.64		
62	7.17.13	1,522.40	24.82	6.76	3.46	1.23	2.11.8	0.67	32.01	1,009.45		
63	6.3.12	1,071.00	18.20	6.01	2.22	0.85	2.25.8	0.50	20.26	640.63	④	
平均	—	1,513.12	28.14	13.00	4.83	1.10	—	0.41	31.19	983.68		
最大	S.45 8.21.14	4,369.24	46.69	27.12	15.80	4.20	—	—	57.51	1,813.64		
最小	—	—	15.1	3.40	0.6	0.0	S 30 3 16.6 他	0.00	16.8	530.79		

2－6－2　洪水出現特性

表2－6－3に昭和36年から昭和63年までの，基準地点深淵における年最大流量を記す。昭和43年台風10号，昭和45年台風10号，昭和47年寒冷前線によるものが大きな出水であるが，近年は物部川に豪雨をもたらす四国地方東方を北上する台風が少なかったこと，および永瀬ダムで洪水調節がなされているため下流では大きな被害に至る出水はなかった。

図2－6－2は深淵地点の年最大流量を対数確率紙にHazen法に従いプロットしたものである。これは，年最大降雨をプロットする通常の方法とは異なる方法で平均年最大流量をプロットしたために，正確な流量～確率年関係を表わしていないが，おおまかに両者の関係を推定することができる。この図によれば，昭和36年～昭和63年の平均年最大流量1537㎥/sは確率年2.6年に，2000㎥/sは確率年5年に，4000㎥/sは確率年40年に対応する。

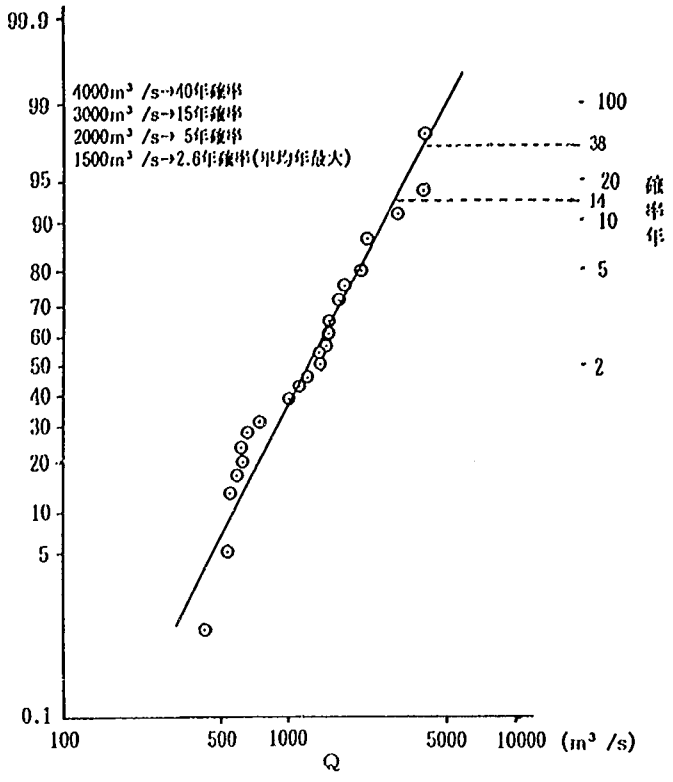


図2－6－2　物部川流量～確率年関係（深淵）

2－7　河道変遷史・河道改修史

物部川は扇状地河川であってかつてより流路の変動を繰り返してきたと考えられる。図2－3－1の地形図によれば，旧流路・島の名のつく地名の区域が現在の河道の右岸側に多く見られることから，近世には流路は次第に左側の方向に移動してきたものと考えられる。記録の残る大きな変化としては1715年の亥の大変と呼ばれる出水がある。この出水は大規模なものであったらしく，前川にわたって堤防は欠潰し，堰は流され，家屋・土地が流出し，河道が変化したと記録に残されている。

本格的な改修は，寛永16年（1639年）以降土佐藩執政の野中兼山が山田堰の建造等に着手してからである。事業は堰の建造，かんがい用水路の掘削など，利水事業が中心であったが，同時に堤防築造等の治水事業もなされた。この頃流路がほぼ現在の位置に固定されたようである。兼山の事業は香長平野を美田に変えるなど，地域開発等の大きな足跡を残した。

現在の形に近い改修が行われたのは昭和18年以降である。この改修は下流の日章村に建設されていた海軍の日章飛行場（現高知空港）を洪水から防御することが目的であったが，戦時中のため着工に至らず，戦後の昭和21年に至って相次ぐ災害を契機に旧河川法の告示を受け，建設省直轄河川改修事業に着手した。当初計画における計画高水量は，大正9年7月洪水他を対象に5400㎥/sと定められている。計画は従来の貧弱な堤防を拡幅し，嵩上げると同時に護岸を設けることに主眼を着いたもので，当時の事業区域は左岸香美郡旧片地村（土佐山田町神母木），右岸旧明治村（土佐山田町談議所）から海までの約10kmの区間であった。昭和25年度には大部分の築堤が完了した。

その後，昭和25年永瀬ダムの建設を機に流量改定を行い，基本高水量5400㎥/sのうち660㎥/sを永瀬ダムで調節し，基準地点深淵における計画高水量を4740㎥/3とする現在の計画（生起確率1/100）となった。

昭和35年度からは，事業は専ら左岸側吉川地先から下流の高潮堤を含む箇所の護岸工事が中心となり，昭和42年度には一部を除いて概成した。

また，総合開発事業により，永瀬ダム（昭和32年完成），吉野ダム（昭和28年完成），杉田ダム（昭和34年完成）の各ダムが建設され，治水，かんがい，発電に寄与している。

河道のあちこちにあった堰群は，治水上の障害となることから昭和41年の統合堰完成とともに中央部が撤去された。昭和57年には山田堰も撤去されている。

2－8　砂利採取状況

表2－8－1に物部川の砂利採取量の経年変化を示す。直轄区間では昭和43年より禁止したが，指定区間ではまだ行われている。

表2－8－1　物部川砂利採取量

42　43　44

年度		42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
採取量	直轄	17,092	———	———	禁		止	———	———	———	———	———	———	———	———
	指	———	不	明	———		99,000	88,000		75,000		57,000		66,000	
								86,000		88,000		66,000		55,000	

2－9　洪水の発生とダム堆砂状況・河床変動状況との関係

図2－9－1にダムの堆砂状況を示す。

物部川におけるダムの配置は図2－9－2の通りで，生産土砂の中心である流域上流の支川群からの土砂は永瀬ダムによって捕捉される。永瀬ダムより下流では支川の数は少なく，最下流の杉田ダムより下流では有力な支川の流入はない。したがって，生産土砂のほとんどはダム群特に永瀬ダムにより捕捉され，直轄区間への土砂の供給はほとんどないものと推定される。

さて，ダム堆砂状況図に目を写すと，大きな洪水のあった昭和47年には永瀬ダムの堆砂量が急激に増加した。杉田ダム，吉野ダムも程度は少ないが，増加傾向にあることがわかる。その後，4000㎥/s以上の大洪水がないせいか，上流部で砂利採取が継続されているためか，ダム堆砂量の増加傾向は見受けられない。このことから，物部川の土砂生産は，大洪水時に多量の土砂生産が発生するが，大洪水のないときにはき土砂生産はほとんど見られないと特徴づけられる。

つぎに，河床変動状況について見る。図2－9－3に河床変動状況を示す。図中の平均河床高，最深河床高とは各年の0㎞～9.8㎞区間の200mピッチの断面の平均値であり，物理的意味は曖昧ではあるが（幅の広い断面ほど重みが増すので，もし幅の広い断面が河床変動しやすい（しにくい）位置にあった場

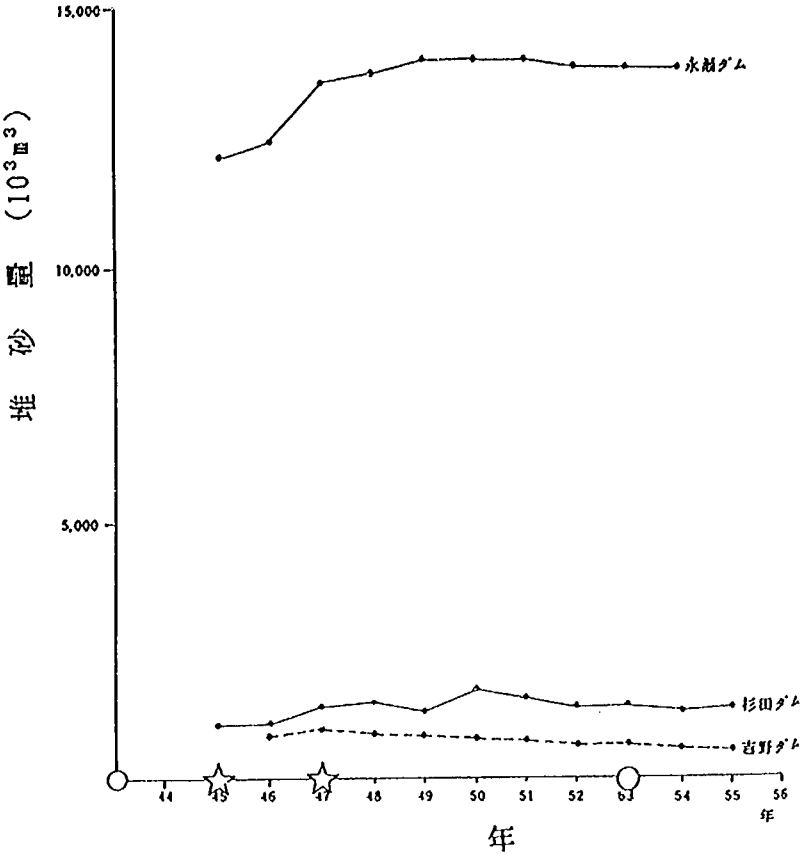


図２－９－１　ダム堆砂状況図

合は平均値の変動は大きめ（小さめ）に表われる），河床変動傾向を定性的に示すことができるものと考えられる。なお，図の横軸（年度）で○のついている年度は最大 2000 ㎥/s 以上の出水のあった年度で，二重丸は 3000 ㎥/s 以上，☆印は4000㎥/s 以上である。この図から，昭和50年頃までは洪水の有無にかかわらず平均河床高・最深河床高はともに低下する傾向を示しており，昭和50年以降は鎮静化傾向にあることがわかる。洪水の発生と河床の低下の間にははっきりとした関連性が見られない。この低下傾向は，ダム堆砂ともはっ

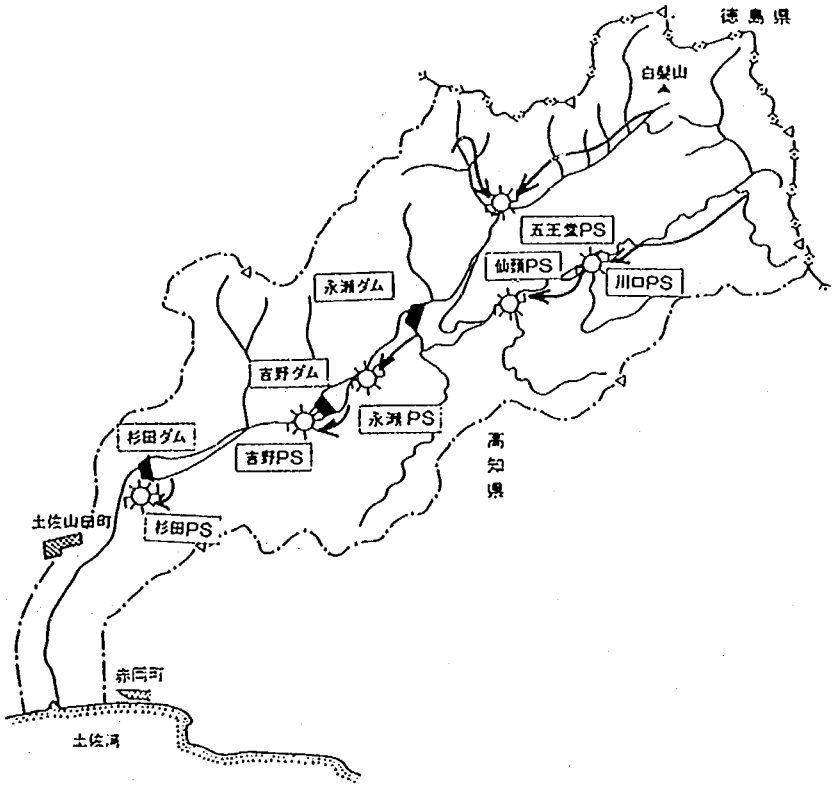


図２－９－２　ダム群の配置

きりと関連づけることはできない。

2－10　河道諸元

図2－10－1に川幅およびみお筋幅の縦断図を示す。川幅縦断図の作成においては，高水敷化して流水が乗ることが極めてまれとなっているところを実質の川としての役割をもっていないと考え，航空写真・横断図をもとに判定し，川幅の読取りから除外した。また，みお筋幅の読取りに関して，みお筋が二股に分かれているところは両者の幅を足し合わせてその断面のみお筋幅とした。どちらの物理量も河道縦断的にあまり系統的な変化は見られない。

2－11　水理諸元

図2－11－1に水位縦断図，図2－11－2に流速縦断図，図2－11－3に河積縦断図，図2－11－4に水深縦断図，図2－11－5に移動床部平均河床高と水位との差を径深とした摩擦速度縦断図を，図2－11－6にみお筋平均河床高と水位との差を径深とした摩擦速度縦断図，図2－11－7に川幅水深比を示す。いずれの値も不等流計算をもとにして得ている。計算条件は以下の通りである。断面はS.61年度定期横断測量断面を，粗度係数には粗度逆算結果をもとに定めた計画粗度係数 n＝0.035 を，潮位には計画高潮位T.P.3.85 m を，流量には計画高水流量 4740 ㎥/s および平均年最大 1537 ㎥/s を与えた。

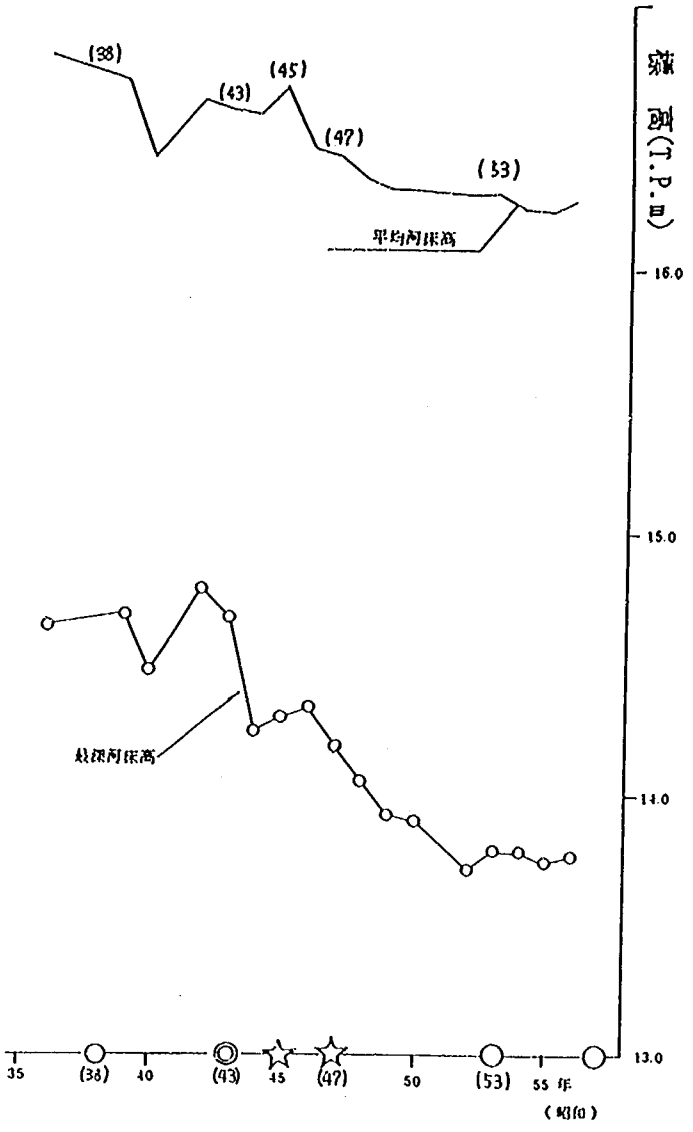


図2－9－3　ダム堆砂量と河床低下量との関係

流速縦断図，河積縦断図，摩擦速度縦断図ともに潮位・河口砂州の影響を受ける下流端を除いて上流までほぼ均一になっている。これは物部川の河道特性はほぼ上下流一貫していることを表している。しかし，詳細に眺めてみると3 km～4 kmでわずかながら河道特性が変化しているのがわかる。水深縦断図に注目すると1537 ㎥/s 時には上下流一貫して2 m強であるのが4740 ㎥/s 通水時には3 kmを境に上流では4.2 m前後，下流では3.8 m前後であることがわかる。また川幅水深比縦断図に注目すると，4740 ㎥/s 時にはほぼ100以下の値をとり，単列砂礫堆領域に属しているが，1537 ㎥/s 時には4 kmより下流では100～200程度の値になり，ところによっては複列砂礫堆が形成されるものと推定される。

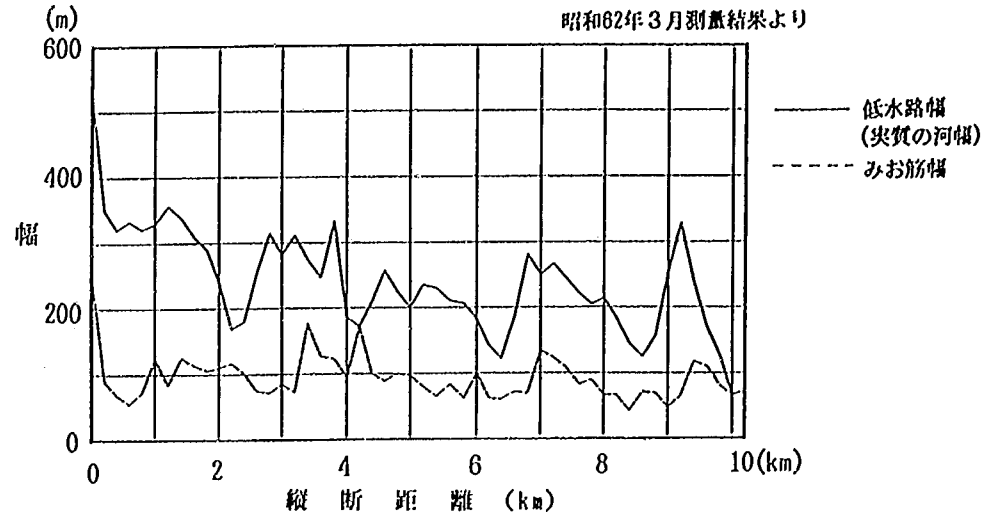


図2－10－1　低水路幅およびみお筋幅の縦断変化

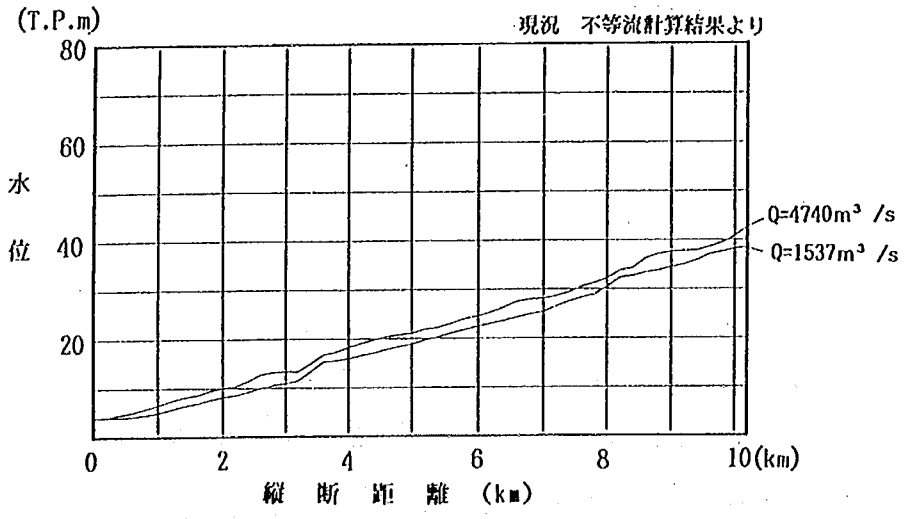


図2－11－1　水 位 縦 断 図

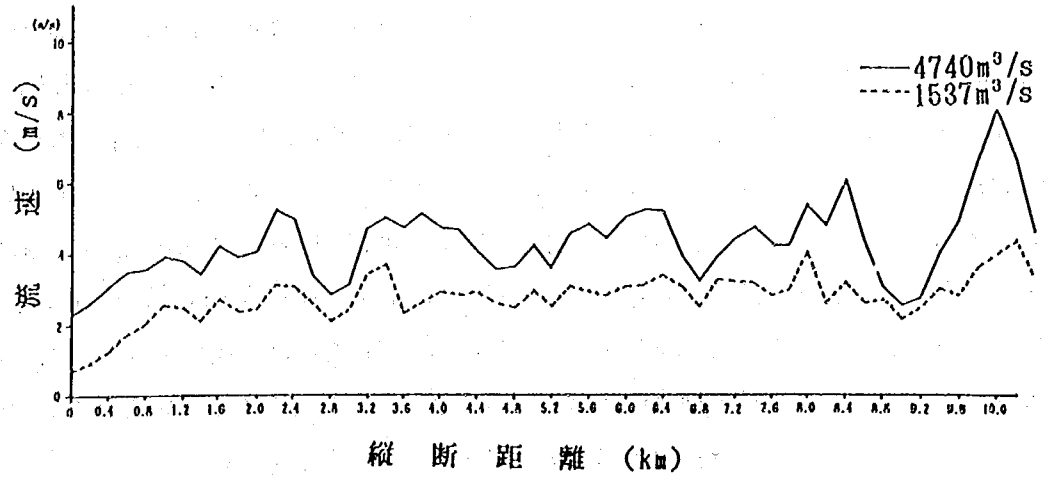


図2－11－2　平 均 流 速 縦 断 図

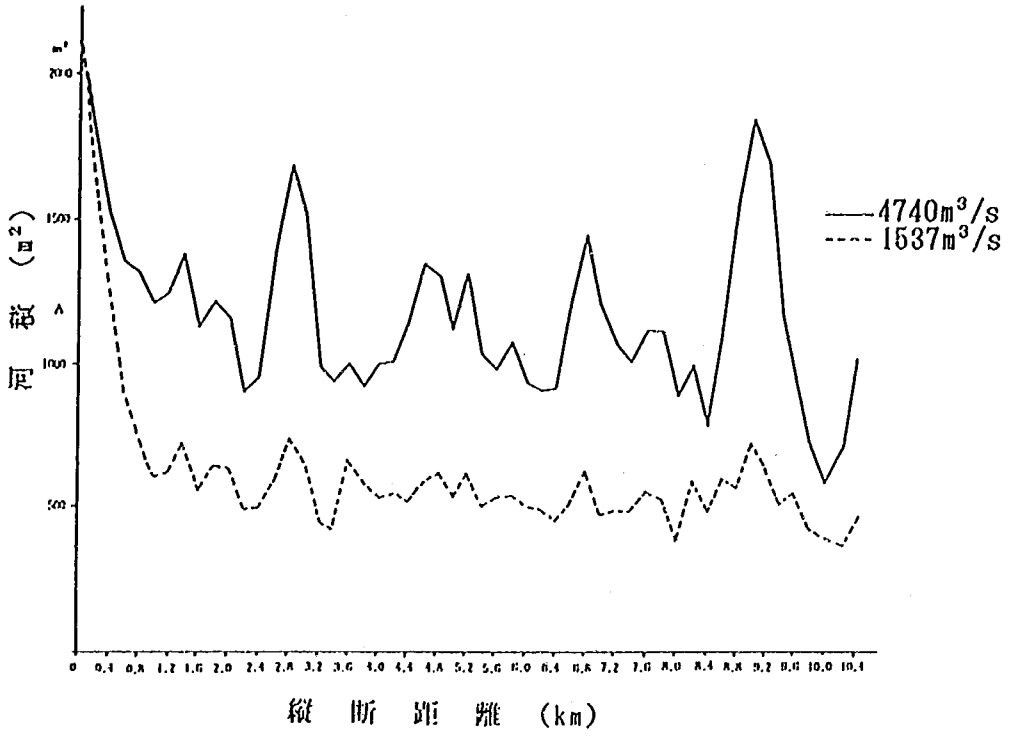


図 2－11－3　河 積 縦 断 図

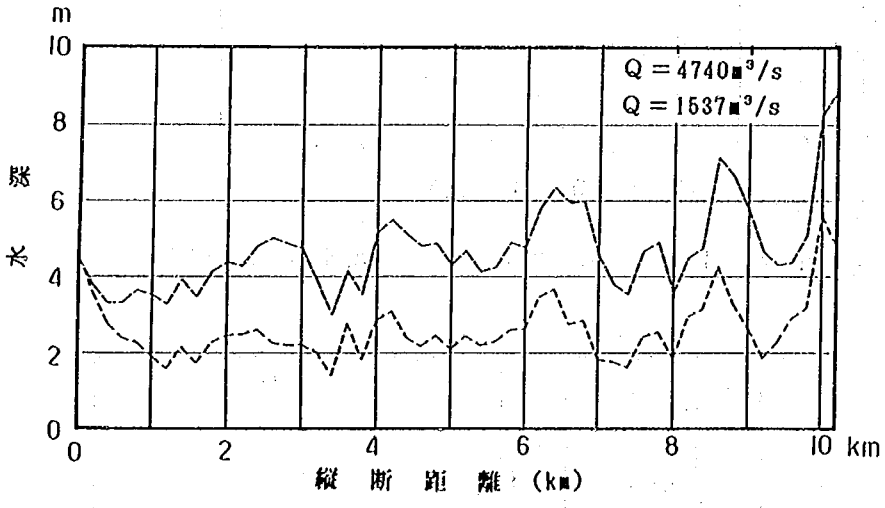


図 2－11－4　水 深 縦 断 図

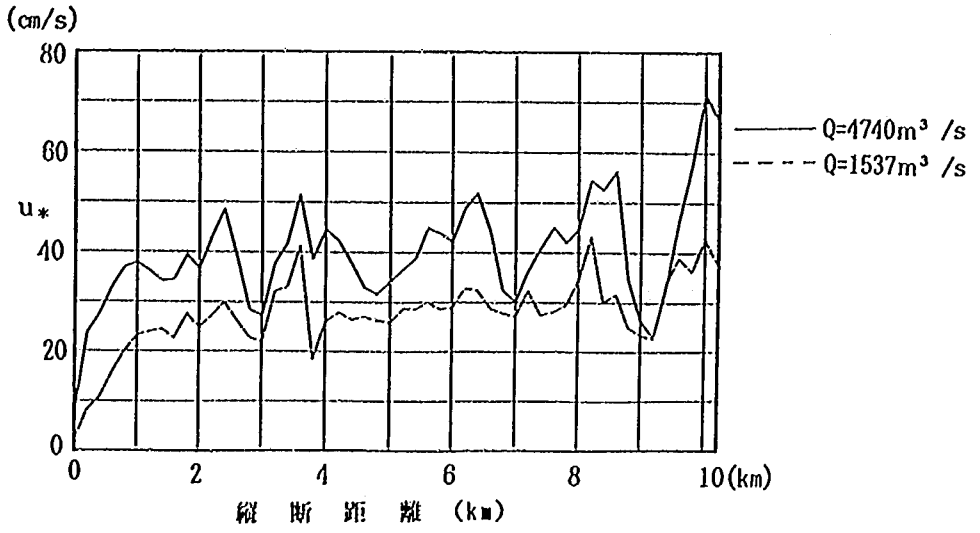


図 2－11－5　平均河床高に対応する摩擦速度縦断図

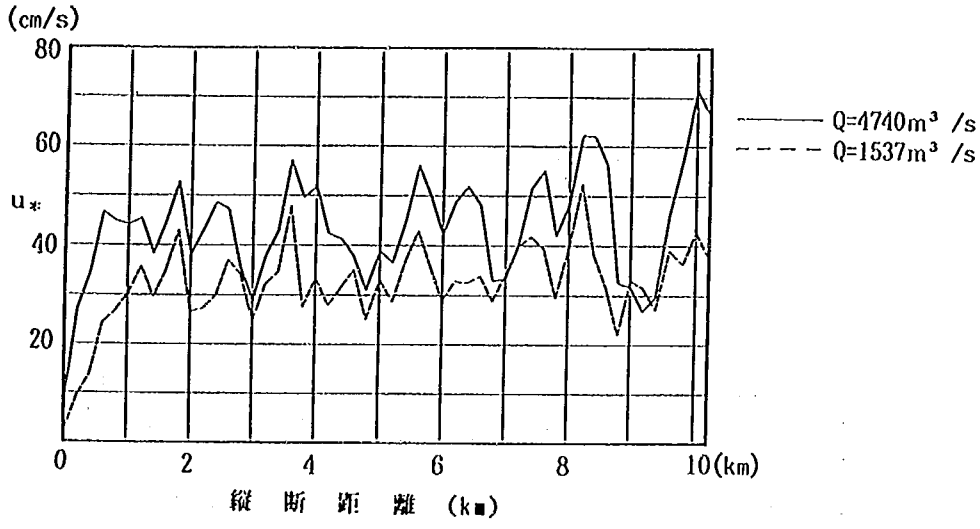


図 2－11－6　みお筋部河床高に対応する摩擦速度縦断図

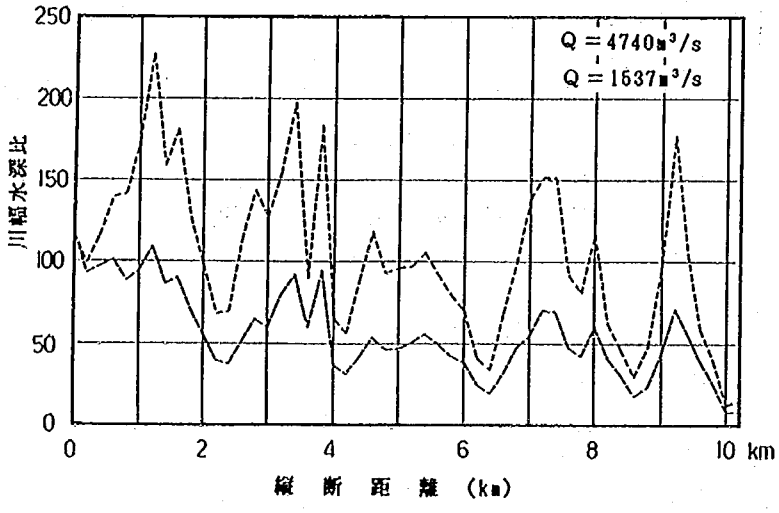


図 2－11－7　川幅水深比縦断図

2－12　河床材料

2－12－1　通常の方法による河床材料データ

図2－12－1～図2－12－4に代表地点における昭和40年～昭和54年までの河床材料粒度分布を示す。測定は基本的には水際の地点を選び，表層をはぎとり，その下の材料を採取し，乾燥したのちにふるいにかけ粒度分布を測定する方法を取っているが，実施年度によっては非常に大きい岩石を排除したのちに粒度分布を測定しているものもある。

測定結果を見ると，河道縦断的な粒度分布の有意な変化は認められず，2－10，2－11の結果と合わせて直轄区間はほぼ一つのセグメントからなっていること，すなわち上下流を通じてほぼ一つの河道特性からなることがわかる。また，年度の違いによる粒度分布の明瞭な変化は見られない。粒径の特徴としては，以下のものが挙げられる。50%粒径は6～10㎜程度となっている。粒径加積曲線は粒径が大きくなるにつれて右上がりの程度を増しており，粗い粒径のものもかなりある。

図2－12－5は，表層の粒径加積曲線を示したものである。図によれば，50%粒径は3～5cmであり，下層に比べてかなり大きい。また，加積曲線に注目すれば，様々な粒径のものがまんべんなく存在していることがわかる。

2－12－2　格子法に基づいた現地調査による河床材料データ

現地河床を全体的にながめた場合，前記2－12－1に示したデータは若干粒径が小さめに表れているように感じた。また，後に詳細に述べるが，2－12－1のデータを用いた模型実験は若干現実とは異なる結果をもたらしたような印象を受けるので，河床材料に関する現地調査を平成元年度末に実施した。

調査方法は線格子法によった。線格子法とは，河床表面からランダムに採取した河床材料のある粒径の存在確率が，河床表面での存在確率に等しいと仮定し，等間隔（河床材料の最大粒径程度）に印を付けたひもを河床に張り，印の真下にある石を採取してその石の粒径を測定することによって粒度分布を推定する方法である。調査法の詳細については土研報告147号（山本：急流河川の河床材料調査法と表面粒度特性）を参照されたい。

調査結果を図2－12－6～2－12－7に示す。これによれば50%粒径は6～8cmであることがわかる。また2－12－1の調査結果に比較すると，曲線はS字形状をなしており，河床材料の中心は4～16cmのものであること，最大粒径がかなり大きいこと（32cm～64cm程度）がわかる。

2－13　砂州の移動特性

図2－13－1～2－13－2は航空写真より読取ったみお筋位置の経年変化を表したものである。それぞれの図は異なる流量のもとで描かれた図であるので一概には比較できないが，多少単列化し，かつみお筋の低水路化が進んでいることがわかる。

近年撮影された航空写真によれば，砂州の頂部付近には草が繁茂しているところが多く，高水敷化が進んでいることがわかる。このことは，近年砂州が移動していないことを表している。

また，木下は，砂州は河道の曲り角がおよそ20°以下でないと移動しないと述べている。物部川の場合

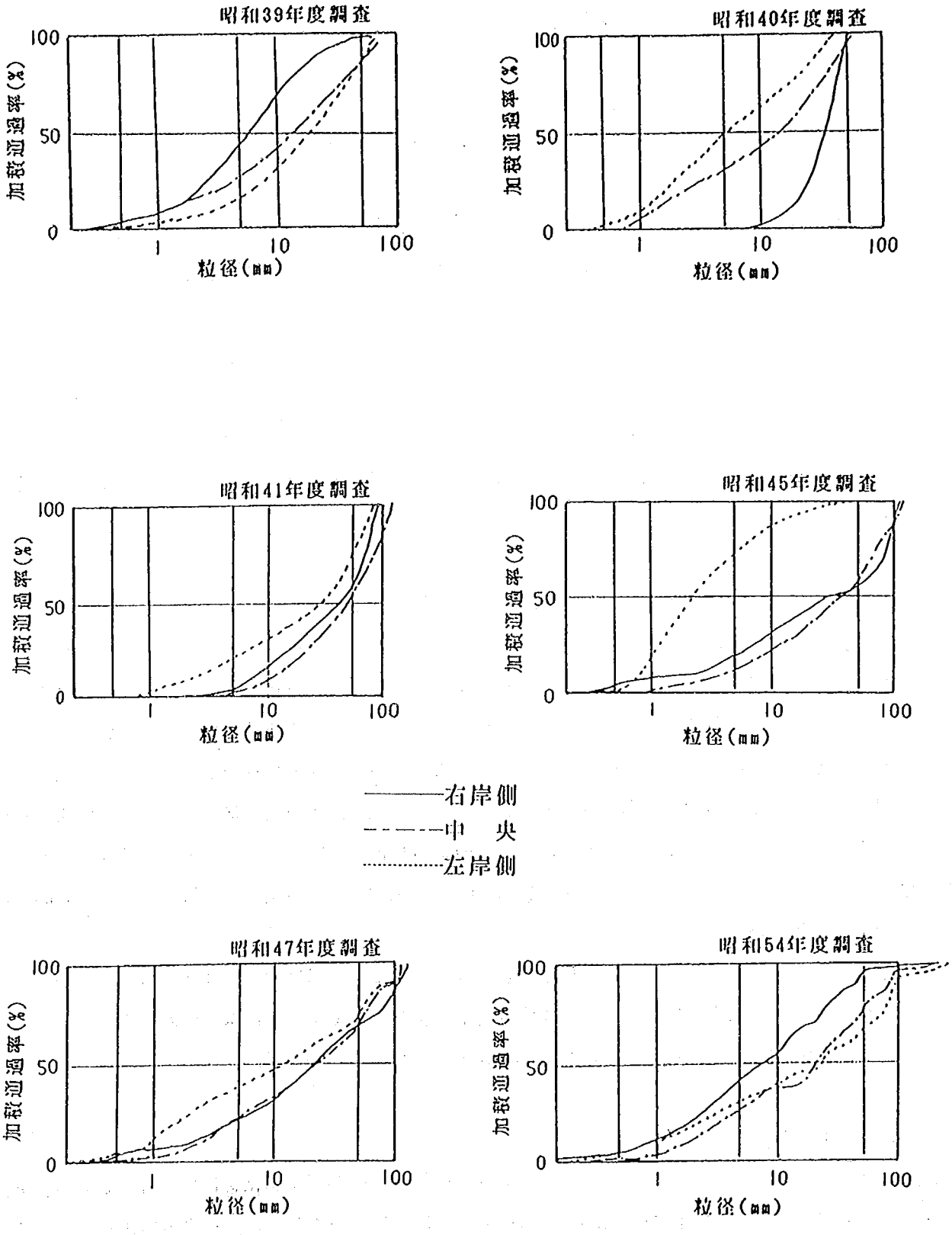


図2－12－1　粒度分布の経年変化（2km地点）

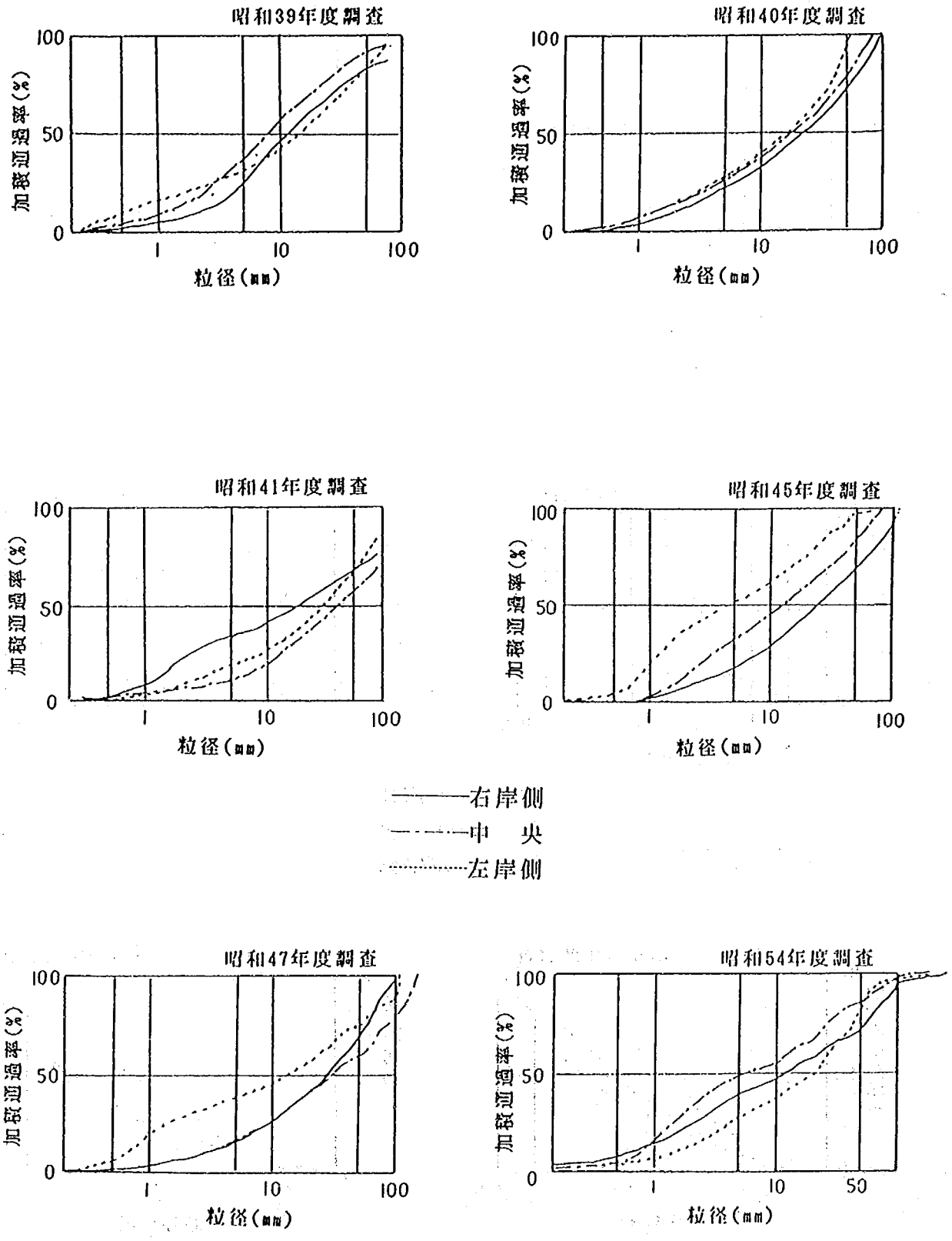


図2－12－2　粒度分布の経年変化（4 km地点）

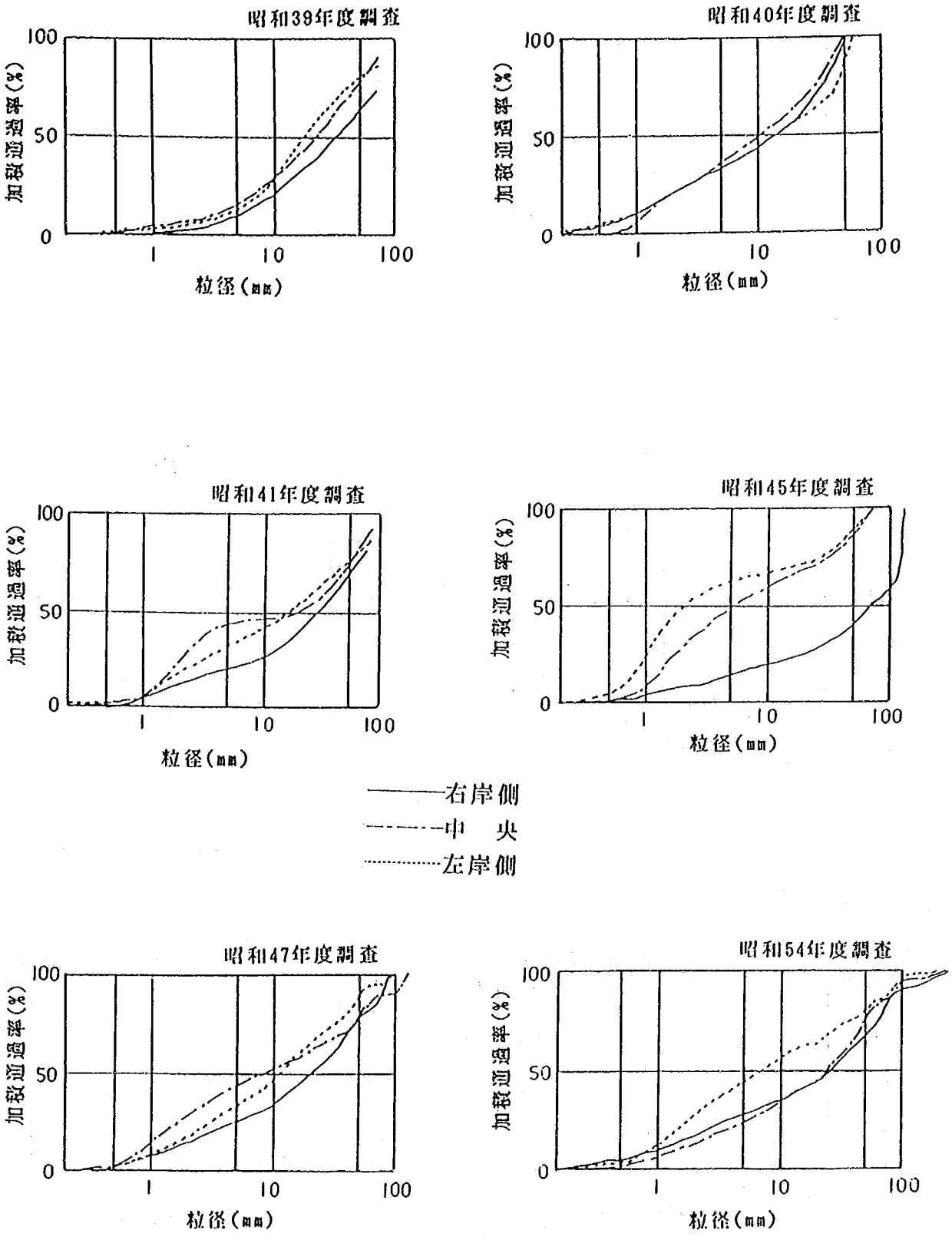


図2－12－3　粒度分布の経年変化（6km地点）

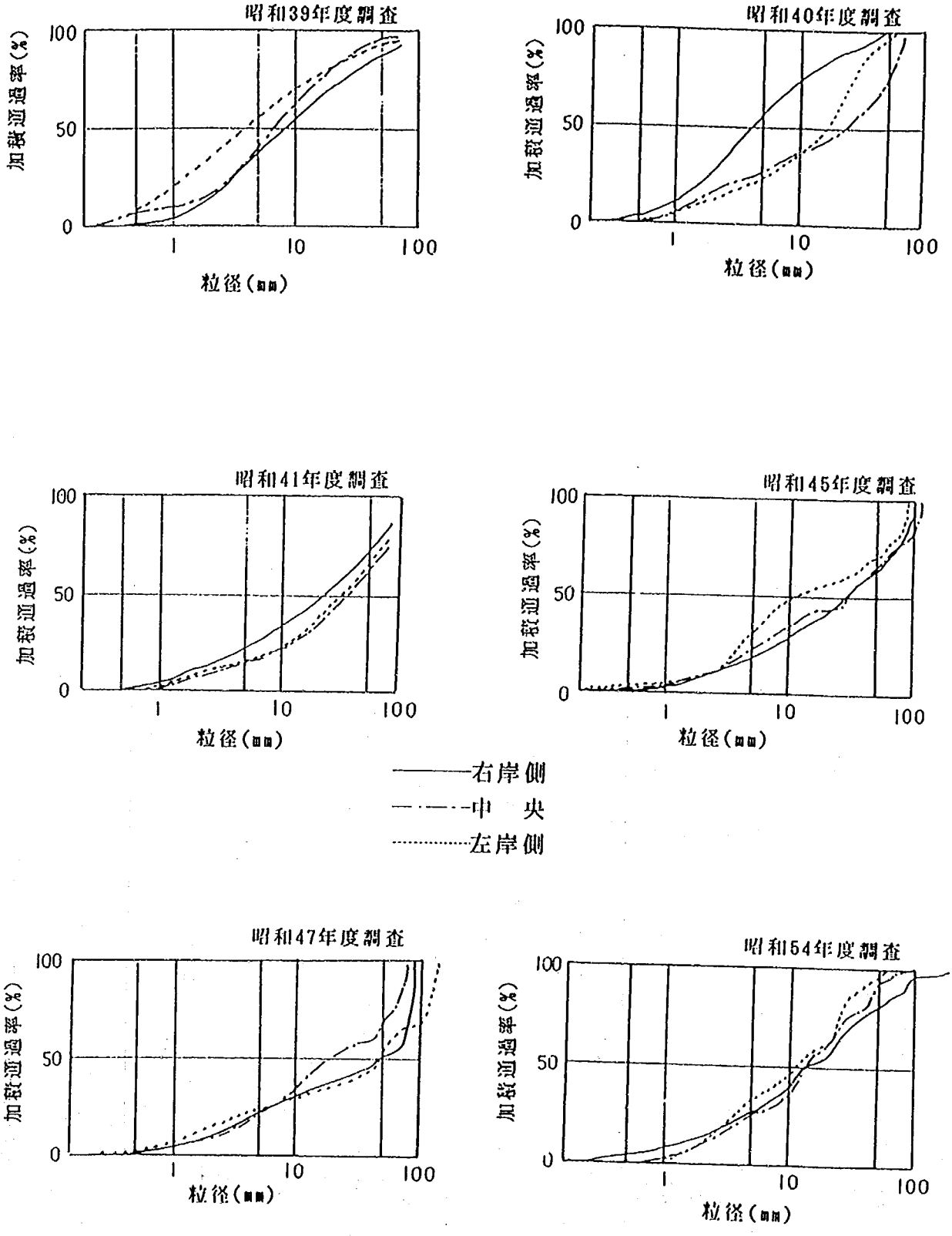


図2－12－4　粒度分布の経年変化（8km地点）

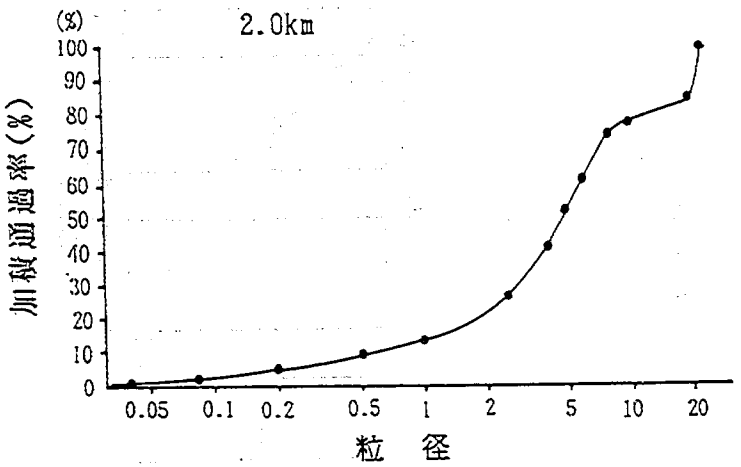


図2－12－5(1)　表層の粒度分布（2㎞）

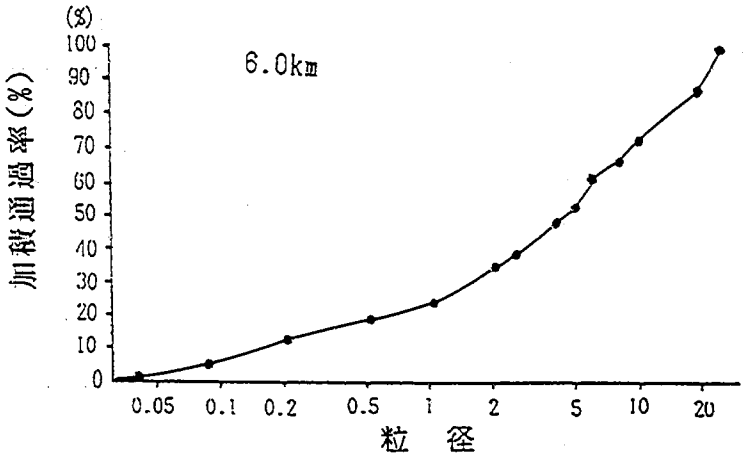


図2－12－5(3)　表層の粒度分布（6㎞）

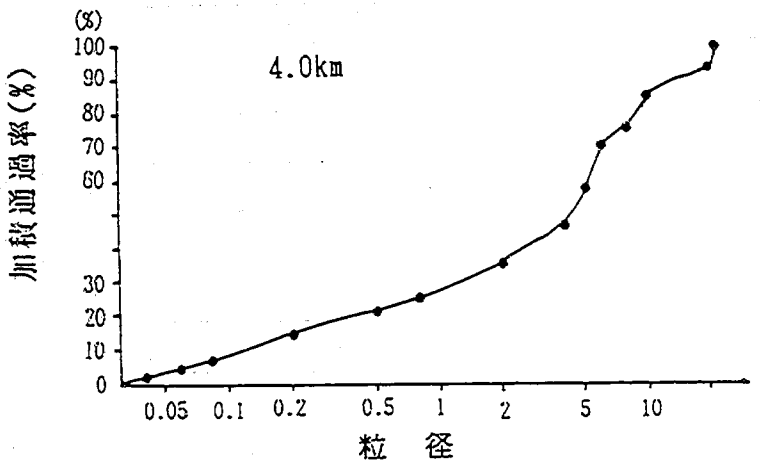


図2－12－5(2)　表層の粒度分布（4㎞）

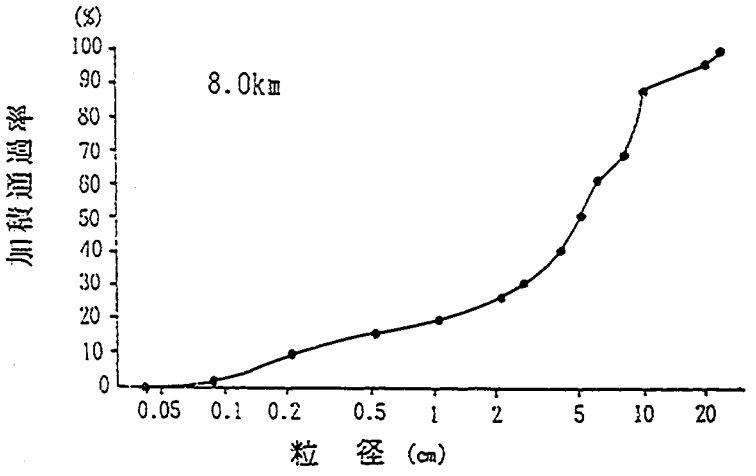


図2－12－5(4)　表層の粒度分布（8㎞）

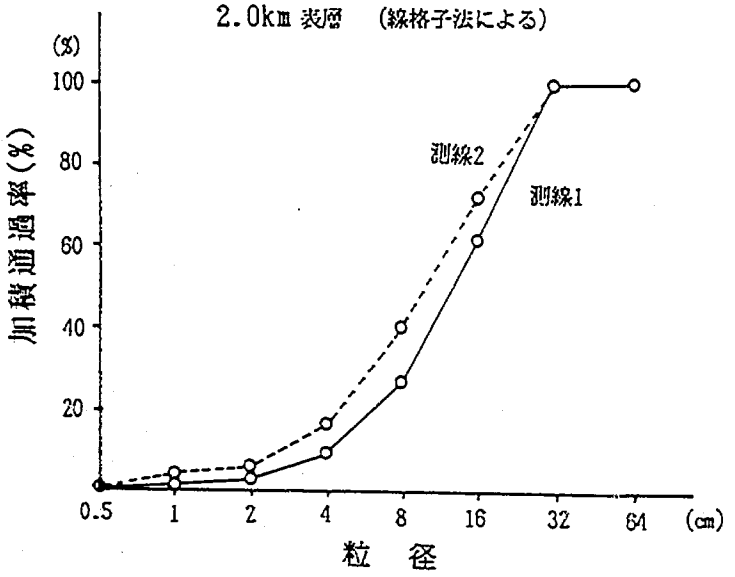


図 2－12－6(1)　表層の粒度分布（2 km地点，線格子法による）

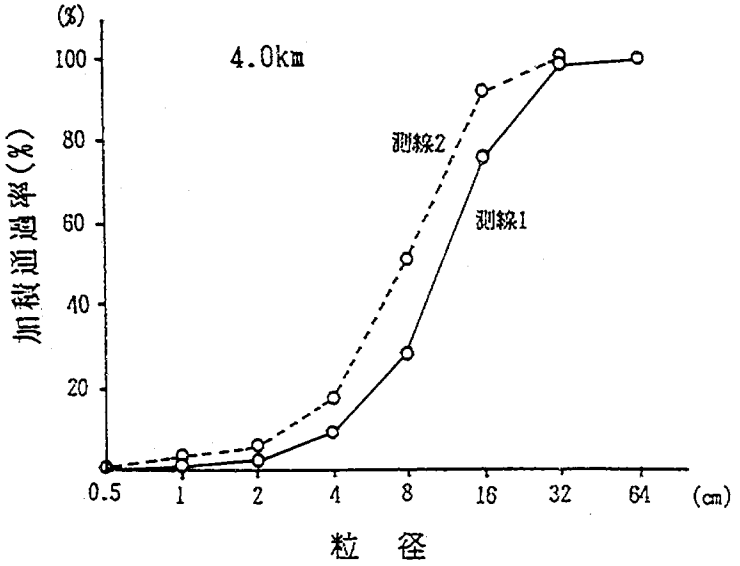


図 2－12－6(2)　表層の粒度分布（4 km地点，線格子法による）

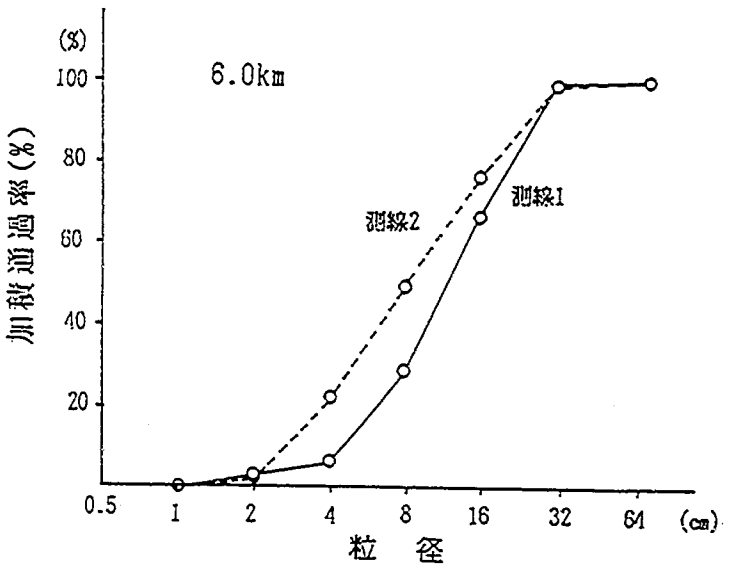


図 2－12－6(3)　表層の粒度分布（6 km地点，線格子法による）

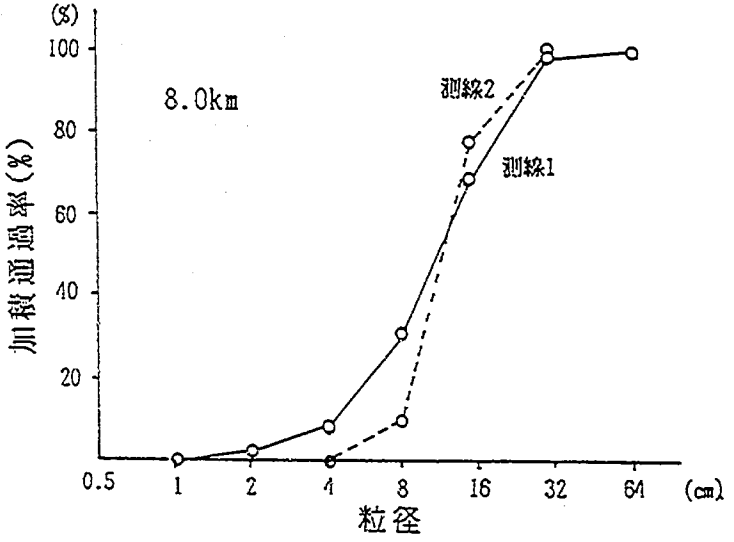


図 2－12－6(4)　表層の粒度分布（8 km地点，線格子法による）

表層をはいだ後の粒度分布

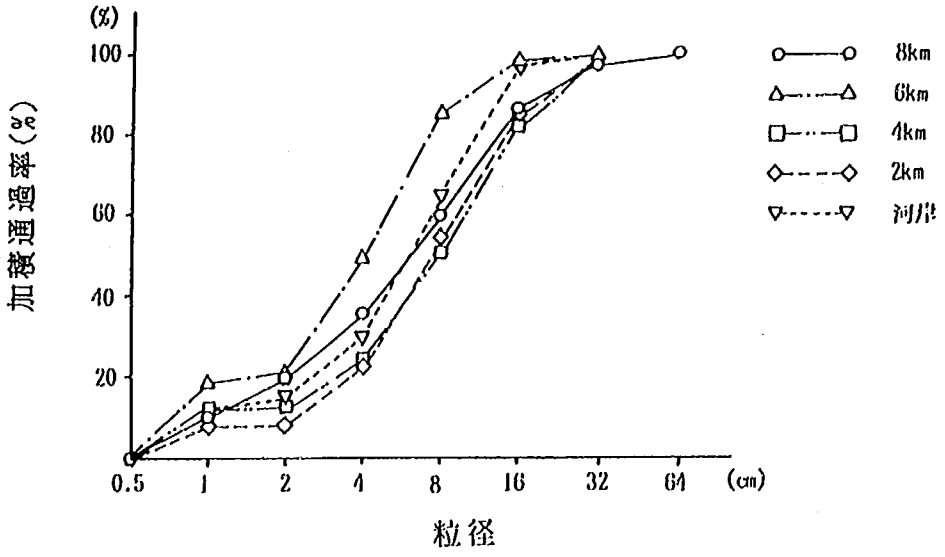


図2－12－7　表層下の粒度分布（線格子法による）

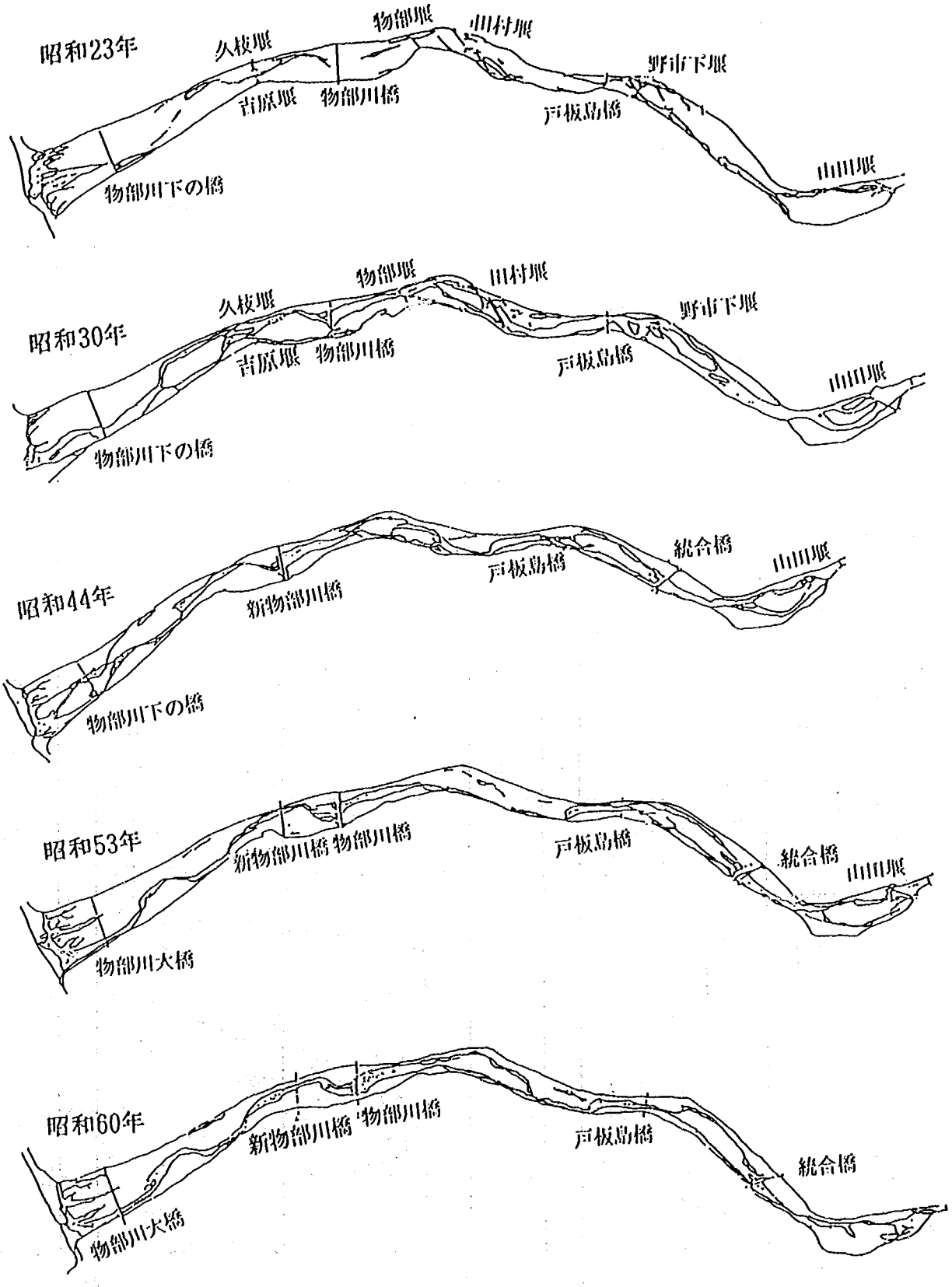


図2－13－1　物部川河道経年変化図

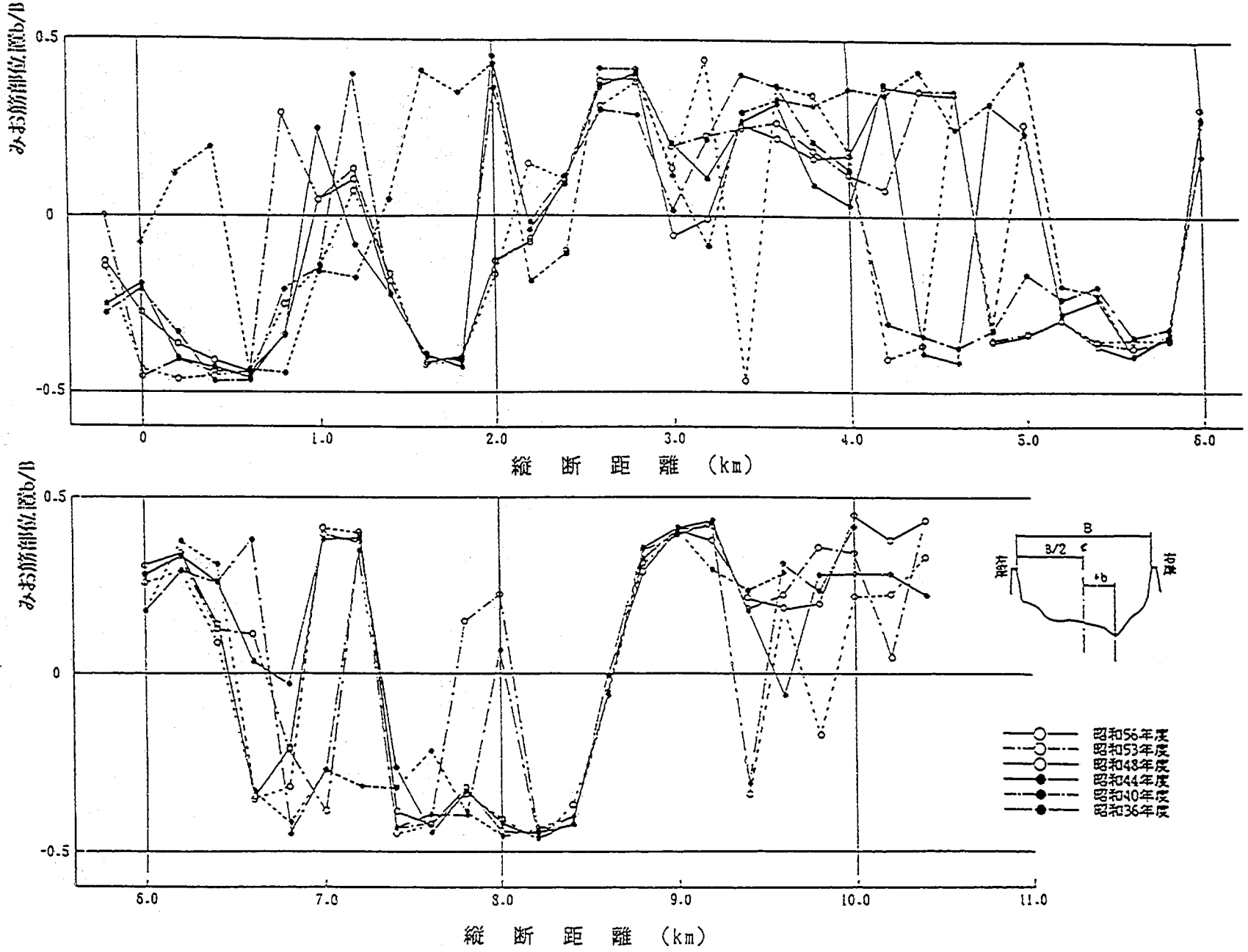


図2－13－2　みお筋位置経年変化図

も河口付近を除き河道法線が20°以上曲がっているところの内岸に砂州ができている場合が大多数である。

以上のことがらを総合すると，物部川の砂州は河口付近を除いて大局的には固定性のものであることが推定される。

2－14　河床変動特性の将来予測

上記の結果を総合すると，物部川の河道特性は概念的には以下のように捉えられると考えられる。

2－14－1　長期の河床変動予測

ここではかなり長い時間スケールで物部川の河床変動を予測してみる。これは地形学的スケールで捉えた見方である。

- 直轄区間は全体として１つのセグメント（扇状地河道）になっている。
- 山麓から海岸までの土砂堆積空間はすでにほぼ埋めつくされており，上流から運送された河床材料は河口まで移動可能である。
- 上流のダム建設の影響で直轄区間への供給土砂は今後ないものと推定される。

2－14－2　短期の河床変動予測

ここでは，河川工学的な時間スケールで河床変動予測を行ってみる。

- 河床のあちこちには岩が露出しており，河床縦断形のコントロールポイントになっている。
- 砂州は下流部を除いて固定性である。
- 現在，河床低下はほぼ鎮静化している状況になっているが，この状況で大きな役割を果たしているのはアーマーコートである。物部川の河床材料粒径は非常に幅広いが，およそ２cm～16cmの集団が河床材料の主体となっており，それより小さいものはマトリックスとして主集団の間隙に存在する。供給土砂が非常に少ない物部川では16cmより大きなものが河床を覆いアーマーコートを形成している。一旦形成されたアーマーコートは少々の洪水では破壊されず固定床のように振舞うが，大洪水でアーマーコートが一旦破壊されると上流から一時的に河床低下する。その後は再びアーマーコートの形成に向かう。

第3章　相　　似　　則

第3章　相　似　則

3－1　相似則の基本的な考え方

固定床模型の相似則は，流水の運動を現地と模型とで相似にしようというものである。移動床の相似則は，流水の運動に加え，河床形態および流砂量の相似条件も重要な問題となる。

3－1－1　固定床の相似条件

固定床模型実験においては，流水の運動が模型と現地で相似になるよう模型の諸物理量を決定する必要がある。

流水の運動は，現地・模型ともに(3－1)，(3－2) 式に示すナビエ・ストークス式に従っているといえる。

現地

$$\frac{\partial u_p}{\partial t_p}+u_p\frac{\partial u_p}{\partial x_p}+v_p\frac{\partial u_p}{\partial y_p}+w_p\frac{\partial u_p}{\partial z_p}$$

$$=-\frac{\partial}{\partial x_p}\left(\Omega_p+\frac{p_p}{\rho_p}\right)+\nu_p\left(\frac{\partial^2 u_p}{\partial x_p{}^2}+\frac{\partial^2 u_p}{\partial y_p{}^2}+\frac{\partial^2 u_p}{\partial z_p{}^2}\right) \qquad (3-1)$$

模型

$$\frac{\partial u_m}{\partial t_m}+u_m\frac{\partial u_m}{\partial x_m}+v_m\frac{\partial u_m}{\partial y_m}+w_m\frac{\partial u_m}{\partial z_m}$$

$$=-\frac{\partial}{\partial x_m}\left(\Omega_m+\frac{p_m}{\rho_m}\right)+\nu_m\left(\frac{\partial^2 u_m}{\partial x_m{}^2}+\frac{\partial^2 u_m}{\partial y_m{}^2}+\frac{\partial^2 u_m}{\partial z_m{}^2}\right) \qquad (3-2)$$

（x方向のみ記載）

流水の運動を相似するためには，現地・模型それぞれの流水運動を支配しているナビエ・ストークス式の各項の比を模型と現地で一致させることが必要条件となる。すなわち

$$\frac{\dfrac{\partial u_p}{\partial t_p}}{\dfrac{\partial u_m}{\partial t_m}}=\frac{u_p\dfrac{\partial u_p}{\partial x_p}}{u_m\dfrac{\partial u_m}{\partial x_m}}=\frac{v_p\dfrac{\partial u_p}{\partial y_p}}{v_m\dfrac{\partial u_m}{\partial y_m}}=\frac{w_p\dfrac{\partial u_p}{\partial z_p}}{w_m\dfrac{\partial u_m}{\partial z_m}}=\frac{\dfrac{\partial \Omega_p}{\partial x_p}}{\dfrac{\partial \Omega_m}{\partial x_m}}$$

$$=\frac{\dfrac{\partial\left(\dfrac{p_p}{\rho_p}\right)}{\partial x_p}}{\dfrac{\partial\left(\dfrac{p_m}{\rho_m}\right)}{\partial x_m}}=\frac{\nu_p\dfrac{\partial^2 u_p}{\partial x_p{}^2}}{\nu_m\dfrac{\partial^2 u_m}{\partial x_m{}^2}}=\frac{\nu_p\dfrac{\partial^2 u_p}{\partial y_p{}^2}}{\nu_m\dfrac{\partial^2 u_m}{\partial y_m{}^2}}=\frac{\nu_p\dfrac{\partial^2 u_p}{\partial z_p{}^2}}{\nu_m\dfrac{\partial^2 u_m}{\partial z_m{}^2}} \qquad (3-3)$$

である。いま，$u_p/u_m=u_r$ などとおくと，(3－3) 式は，

$$\frac{u_r}{t_r}=\frac{u_r{}^2}{x_r}=\frac{v_r\cdot u_r}{y_r}=\frac{w_r\cdot u_r}{z_r}=X_r=\frac{p_r}{\rho_r\cdot x_r}=\frac{\nu_r\cdot u_r}{x_r{}^2}=\frac{\nu_r\cdot u_r}{y_r{}^2}=\frac{\nu_r\cdot u_r}{z_r{}^2} \qquad (3-4)$$

と書き直すことができる。模型実験では水を使うので，この式中においては，

$$\rho_r = \nu_r = 1$$

である。また，現地も模型も同じ重力場に属しているので，$g_r = 1$である。ここで，（3－4）式の最後の3つの粘性項に注目する。（3－4）式を用いて相似条件を求めようとしたとき，粘性項についても相似を得ようとするならば，模型に用いる流体として水と異なるνをもつものを使わねばならず，一般的には不可能である。そこで，河川模型をなるべく大きくなるようにし，粘性の影響がほとんど無視できる領域を考えて実験を行うこととして粘性項を無視する。模型を無歪とすれば相似条件は（3－4）式より，

$$x_r = y_r = z_r = L_r$$
$$u_r = v_r = w_r = \sqrt{L_r}$$
$$t_r = \sqrt{L_r}$$

となる。これらの条件式を用いて他の水理量についても相似条件を求めると，

$$n_r = L_r^{1/6}$$
$$q_r = L_r^{2.5} \qquad (3-5)$$

となる。これらの作業は，粘性力を無視し慣性力と圧力の比を一致させていること，すなわちフルード数を模型と現地で合わせていることに他ならないので，フルードの相似律といわれる。

3－1－2　移動床模型の相似条件

1)　移動床流れを規定する物理量に関する基本考察

移動床流れを規定する物理量は，

水路幅 B，水路勾配 I，水深 H，流体の密度 ρ_w，動粘性係数 ν，底質の粒径 d

密　度 ρ_s，粒度分布を表わす量 k，重力加速度 g

などである。$u_* = \sqrt{g \cdot h \cdot I}$ などとしてπ定理を適用すると，移動床の状態を表す物理量λに関する無次元量 $\pi\lambda$ は，

$$\pi\lambda = \mathrm{f}\left(\sqrt{g \cdot d \cdot d/\nu}\ ,\ u_*^2/(S \cdot g \cdot d),\ h/d,\ h/B,\ S,\ K\right) \qquad (3-6)$$

と表せる。ここに，$S = \rho_s/\rho - 1$，K：粒度分布を表わす無次元量，である。これらの無次元量を掛けたり割ったりして水理学で馴染み深い無次元量を作り出すことができる。ここでλとして流砂量q_s，あるいは流速係数ϕをとると，

$$q_s/(u_* \cdot \mathrm{d}) \text{ or } \phi = f\left(Re_*,\ \tau_*,\ h/d,\ h/B,\ S,\ K\right)$$

となる。ここに，$Re_* = u_* d/\nu$，$\phi = u/u_*$，$\tau_* = u_*^2/(s \cdot g \cdot d)$ である。

2)　移動床模型実験に関する相似条件の基本的な考え方

1) の考察からわかるとおり，式（3－6）のすべ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。ところが，これらを全て同時に満たすには縮尺1の実物大実験を行うしか方法はなく，現地を縮小した河川模型などでは厳密な相似を得ることはできない。ただし幸いなことに，式(3－6）右辺の無次元量ごとに $q_s/u_* \cdot d$ や ϕ に与える効果の程度は異なるので，対象河道の状態や実験条件によっては大事な無次元量のみ現地と模型で一致させ，それ以外のものは無視してもさしつかえない場合がある。河川移動床模型実験の主目的は，河床変動状況を見ることであるので，特殊な場合を除き河床変動の相似が得られていればよい。河床変動の相似を得るための条件は，河床の凹凸と各地点における流向・流速（乱れも含む）を相似にすることであるといえる。そこで式（3－6）をもとに，以下に各物理現象と無次元量との関係について述べる。

(1) 流れの抵抗

流れの抵抗を考えた場合，模型が非常に小さい（Re 数が小さい）場合では粘性の影響により抵抗則が異なり，幾何相似を得ていても流水の抵抗が異なるが，模型がある程度大きい（Re 数が大きい）場においては，幾何相似が得られていれば抵抗も相似となる。このことは，Re 数が大きい場では Re 数が一致していなくても幾何相似が得られていれば流水抵抗は相似になることを表している。

(2) 河 床 波

河床面の幾何相似について考えた場合，河床面で見られる顕著な凹凸は河床波である。河床波には単列砂州・複列砂州などと表現される中規模河床波と，砂連・砂堆などと表現される小規模河床波とがある。これらの河床波の発生環境についてはこれまで様々な研究があり，領域分類図が作られている。図3－1－1および図3－1－2にこれらの代表例を示す。これらの図からもわかるように，小規模河床形態の発生には τ_* や h/d が，中規模河床形態の発生には B/h などが密接に関わっている。これらの諸量はいずれも幾何相似が得られていれば達成することのできるものであるが，小規模河床波の発生にはこれら以外にも Re 数が大きく関与しており，特に Re 数の小さな場においては幾何相似を満たすだけでは厳密な相似は得られない。

(3) 流 砂 量

流砂量に関しても，小規模河床波と同様 τ_* や h/d が大きく関与している。しかし，Re 数の影響も無視できず，特に Re 数の小さな場においては幾何相似を満たすだけでは厳密な相似は得られない。

3) 時間縮尺の推定

流れの抵抗や河床波，流砂量の相似が完全に得られなかった場合には，河床変動量は相似とはならない。実際問題として，このような場合には通水時間を長め（短め）に通水し，河床変動量を相似に近づける。このときの時間縮率を時間縮尺と言う。もしも，流れの抵抗や河床波，流砂量の完全な相似が得られた場合，時間縮尺はフルード相似則から求まる時間縮率と一致する。

時間縮尺は流砂の連続式より以下のように表現される。

$$t_r = (1-\lambda)\, r \cdot x_r \cdot h_r \cdot q_{sr}^{-1}$$

この式に現地と模型の物理量等を代入すれば概略の時間縮尺が求まる。ただし，上式はあくまで多くの

仮定のもとに導かれた式であって，求まる時間縮尺はあくまで概略値である。実験による検討が安全側になるようなより確実な時間縮尺を求めるためには検証実験を要領よく行うことが必要である。

3－1－3　相似条件のまとめ

1)　固定床模型実験の相似条件

固定床模型実験の相似条件は流水に関するものであり，つぎのとおりである。

$$X_r = Y_r = Z_r = L_r$$
$$u_r = v_r = w_r = \sqrt{L_r}$$
$$T_r = \sqrt{L_r}$$
$$n_r = L_r^{1/6}$$
$$q_r = L_r^{2.5}$$

2)　移動床模型実験における相似条件

移動床の状態を表す物理量 λ に関する無次元量 λ は，

$$\pi\lambda = f\left(\sqrt{g \cdot d} \cdot d/\nu,\ u_*^2/(S \cdot g \cdot d),\ h/d,\ h/B,\ S,\ K\right)$$

と表せる。これらの無次元量を現地と模型の間ですべて一致させれば，移動床模型の相似が得られる。

ところが，現地を縮小した河川模型などでは厳密な相似を得ることはできない。ただし対象河道の状態や実験条件によっては大事な無次元量のみ現地と模型で一致させ，それ以外のものは無視してもさしつかえない場合がある。

河床変動の相似を得るための条件は，流れの抵抗，流砂量を相似にすることである。

流れの抵抗を考えた場合，Re 数が大きい場では河床面の幾何相似が得られていれば流水抵抗は相似になると考えられる。

小規模河床形態の発生には τ_* や h/d，Re 数が大きく関与している。特に Re 数の小さな場においては幾何相似を満たすだけでは厳密な相似は得られない。

中規模河床形態の発生には B/h，τ_* などが密接に関わっている。これらの諸量は模型・現地間でいずれも幾何相似ば得られていれば一致させることができる。

流砂量に関しても，小規模河床波と同様 τ_* や h/d が大きく関与している。しかし，Re 数の影響も無視できず，特に Re 数の小さな場においては幾何相似を満たすだけでは厳密な相似は得られない。

模型の通水時間は時間縮尺の考え方に基づき通水する。時間縮尺は次式

$$t_r = (1-\lambda)\, r \cdot x_r \cdot h_r \cdot q_{sr}^{-1}$$

であらわされるが，検討が安全側になるような工学的によりよい時間縮尺を求めるためには検証実験を要領よく行うことが必要である。

3－2　物部川模型に関する相似条件

3－2－1　流れの相似条件

模型の縮尺は，主に実験場のスペースと検討対象範囲との兼合などにより 1/80，無歪とすることになった。この場合の各物理量の縮率はフルード相似条件より以下のようになる。

$$n_r = L_r^{1/6} \fallingdotseq 2.08$$

$$Q_r = L_r^{2.5} \fallingdotseq 57242.3$$

$$V_r = L_r^{0.5} \fallingdotseq 8.94$$

$$h_r = L_r = 80$$

3－2－2　移動床に関する相似条件

物部川の場合，現地河床材料の大きさが大きいので，移動床模型実験においては，河床材料の粒度分布をほぼ幾何相似にすることができる。このことは，同時に h/d，τ_* 等の無次元量を現地と模型で一致させることになり，流れの抵抗，河床波，流砂量などに関してかなり高い相似性を得ることが期待できる。

現地と模型の河床材料粒径の対応状況を図３－２－１に示す。模型の河床材料は現地の河床材料の小粒径分をカットするような粒度調整を行っている。この理由は以下の通りである。現地の河床材料を見た場合，粒径の大きいものと小さいものとでは粒径は約３オーダー異なる。通常，小さな粒径は大きな粒径の間隙を埋めるように存在すると考えられるので，河床変動にはほとんど寄与していない。このため，この粒径範囲は模型の河床材料としては除いても構わないと考えられる。

3－3　物部川模型の概要

物部川模型の概要を図３－２－２に示す。模型は平面・鉛直方向とも縮尺 1/80 で製作されている。上流部は導流水路を介して流量検定用の量水槽と連結されている。下流端は沈砂池を経て帰還水路へとつながっている。沈砂池の下流端には潮位調節用のゲートが設けられている。流水の経路は

高水槽→量水槽→導流水路→模型→沈砂池→帰還水路→低水槽→ポンプにより再び高水槽へ

という循環方式を取っている。模型は移動床であり，現地の河床材料粒径分布を模擬した粒度分布を持つ混合砂が敷き詰められている。河床のあちこちには，露出する岩を想定してモルタル製の模擬岩が入っている。高水敷と移動床との境界は以下のように決定した。航空写真および横断図を調べ，植生等が密に繁茂していたり，標高が高くて流水が乗りにくく，今後少々の洪水では移動しないと予想されるところを見出し，ここを高水敷とした。高水敷は模型ではモルタルで作成した。

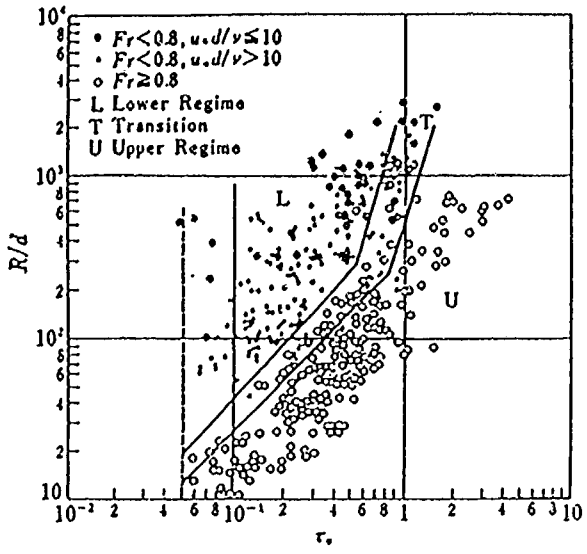


図３－１－１　τ_*－R/dによる小規模河床波の領域区分（芦田ら）

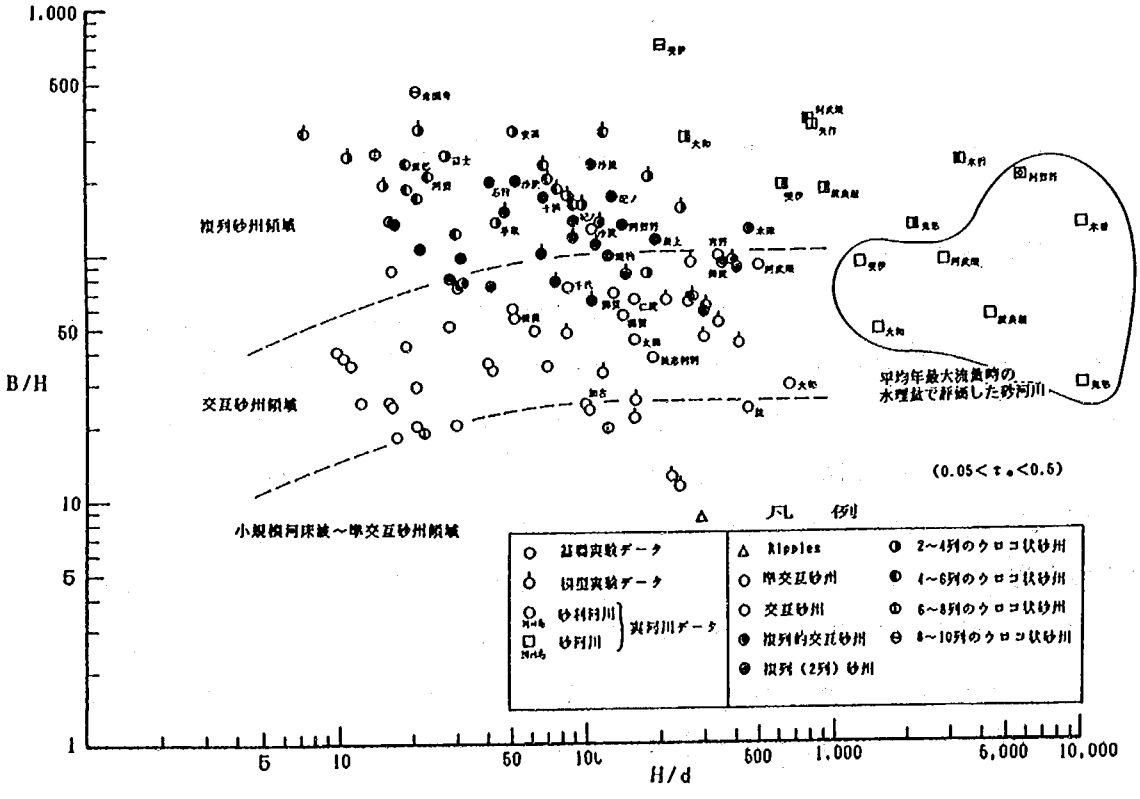


図３－１－２　砂州の発生領域区分（山本ら）

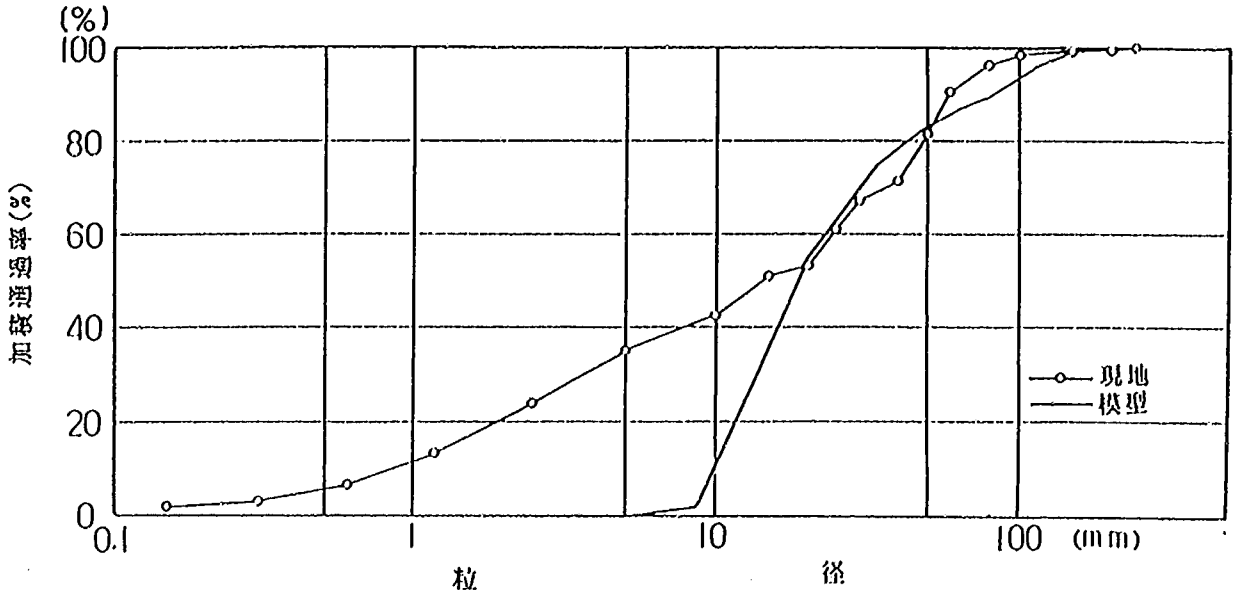


図3－2－1　現地及び模型の河床材料粒度分布

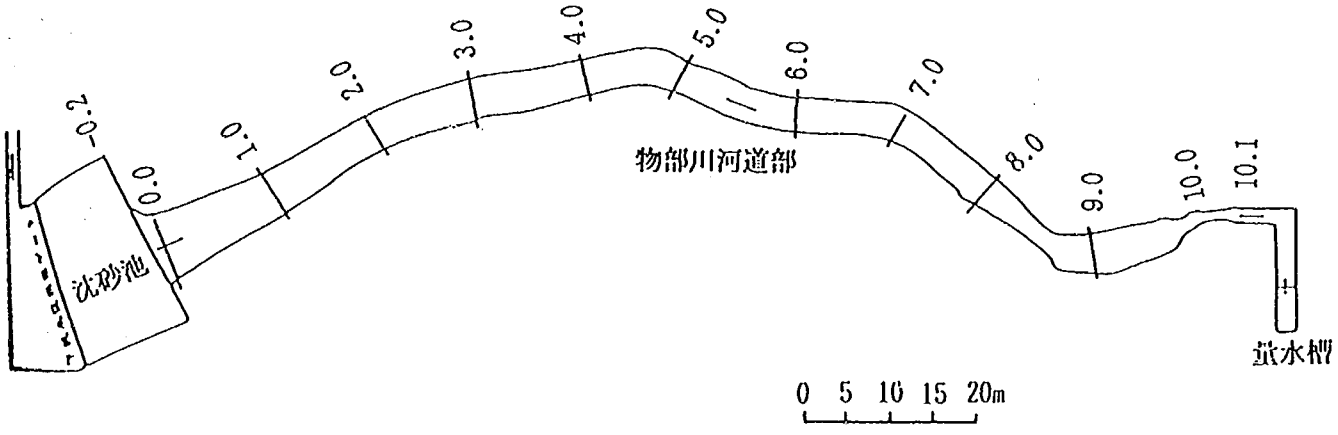


図3－2－2　模　型　概　要　図

第4章　検　証　実　験

第4章　検証実験

4－1　検証実験の目的

第3章に述べたとおり，物部川の河床材料粒径はかなり大きいので，本模型は河床材料までも含めたフルード相似が達成可能である。このため，模型の相似性はかなり高く設定できるものと考えられる。

本模型は床止め工によるみお筋の制御の可否に関する検討を行うためのものであるので，特に中規模砂州形状の相似性が問題となる。本模型は前にも述べたように，比較的高い相似性を有することができることが予想されるが，ただ一つ懸念されるのは小規模河床形態の相似性の低さが中規模砂州の相似性に与える影響である。小規模河床形態の相似条件には，フルード相似条件（$\tau_{*r}=1$，$h/d_r=1$）に加え，粒子レイノルズ数の一致も要求されるが，縮小模型ではフルード相似条件と粒子レイノルズ数一致条件を同時に満たすことはできないために，模型上では洪水時に現地には発生しないrippleが発生する。すると河床低下の相似が得られなくなり，中規模砂州の最も重要な相似条件とされている（$B/h)_r=1$が満たされず，中規模砂州の発生位置や波高，波長などの相似性に影響がある可能性がある。

この問題に対処するために，以下に述べる2つの検証実験を実証することになった。

ひとつは模型に用いる河床材料の粒度分布を決定するための基礎的な実験である。この実験では現地河床材料に基づき調合した河床材料を3種類（3種類はわずかに粒度分布が異なる）用意し，これに通水して小規模河床波の発生状況を調べた。

もう一つは，河川模型の砂州形成の相似性について調べる実験である。この実験では，上記の基礎実験により決定された河床材料を用いた3次元模型に洪水流を通水し，形成される砂州の位置，波長・波高などの形状の相似性について調べた。またこの実験では，現地河川の砂州の移動特性について，本模型の砂州の移動特性をもとに推定した。

4－2　河床材料粒度分布と抵抗特性に関する基礎実験

4－2－1　実験の目的

本実験は，物部川現地河床材料の粒度分布を模擬した3種類の混合砂を直線水路に敷き均し，これに通水して粒度分布の違いによる小規模河床波の発生状況を観察し，河川模型に用いる河床材料の粒度分布を決定することを目的とする。

4－2－2　実験方法

1）実験水路の概要

図4－2－1に実験に用いた水路の概要を示す。水路は，幅0.5 m，長さ25.0 m，高さ0.5 mの直線水路であり，側壁は河床の状態をよく見えるようガラス張りになっている。下流端には観音開き形式の水位調節用ゲートが設置されている。上流端には4角堰を有する量水槽があり，流量の測定は4角堰の越流水深を測定することにより行う。なお，下流端の水位調節用ゲートの直上流約10cmのところには，混合砂

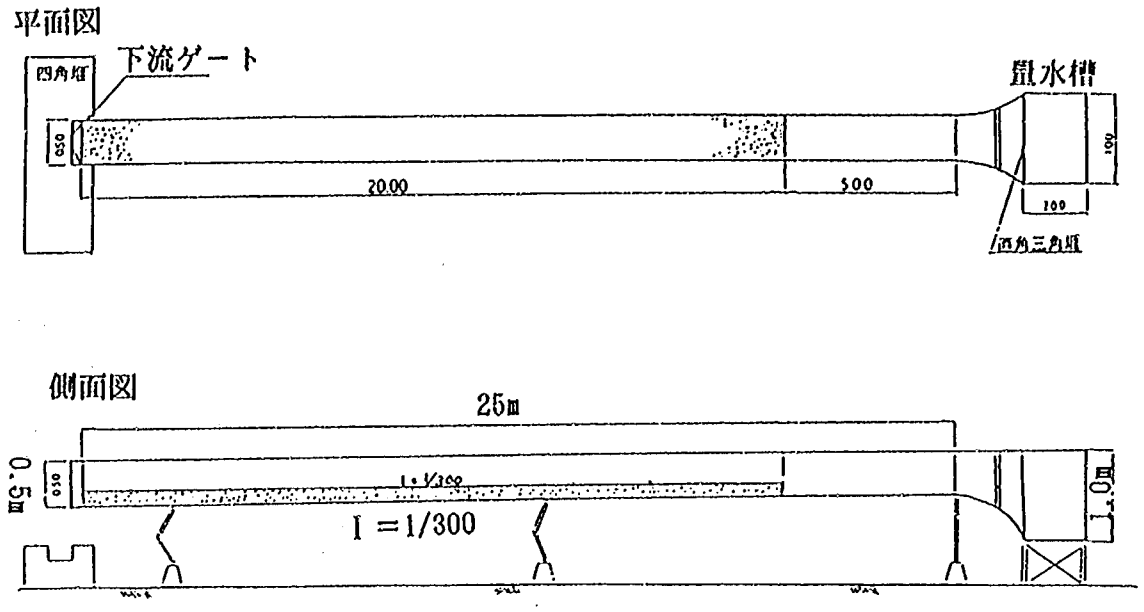


図４－２－１　実験水路概要図

	d_{10}	d_{15}	d_{50}	d_{85}	d_{90}	d_m	C
ケースⅠ	0.120	0.132	0.284	0.660	1.020	0.403	2.370
ケースⅡ	0.150	0.183	0.800	1.280	1.430	0.720	5.330
ケースⅢ	0.128	0.143	0.480	1.130	1.320	0.561	3.750

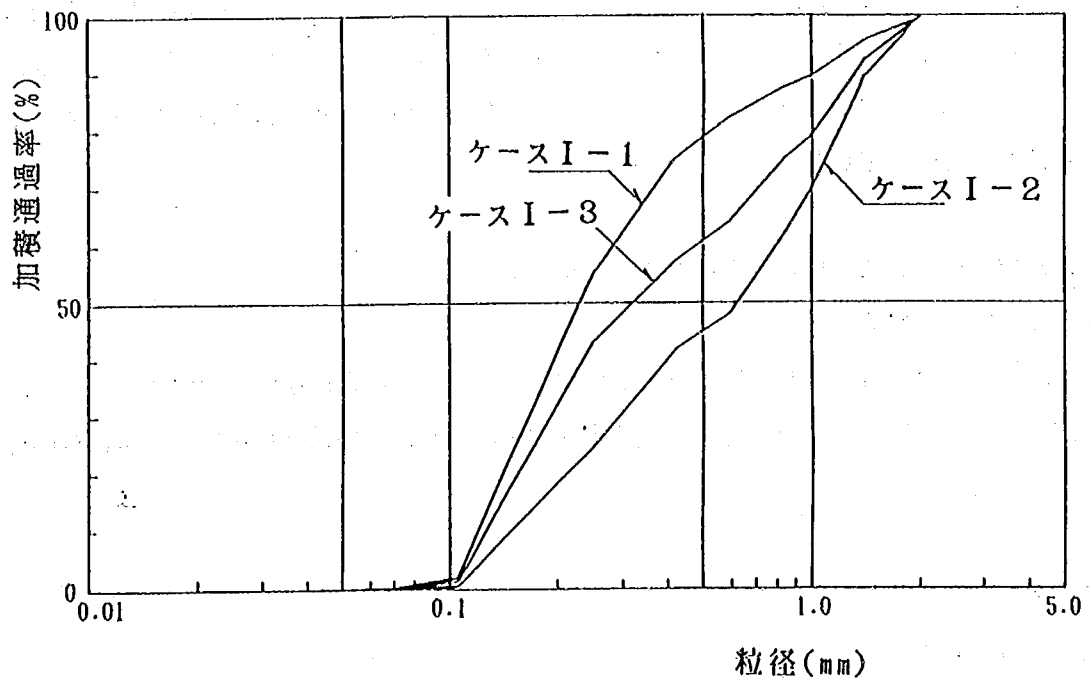


図４－２－２　実験に使用した混合砂の粒径加積曲線図

の流出防止用として高さ10cmのシルを設けた。

2) 実験ケース

実験ケースの一覧を表4－2－1に示す。

表4－2－1　実験ケース一覧表

実験ケース	50％粒径 mm	流量 l/s	下流水深 cm	通水時間 hr	水温 ℃	給砂量 cm²/s
I－1－1	0.22	5.6	5.0	1.0	17.2	0.0066
I－1－2		2.8	2.7	1.0	17.5	0.0003
I－1－3		2.8	2.7	20.0	20.0	なし
I－2－1	0.60	5.6	3.5	1.0	20.5	0.0066
I－2－2		2.8	2.5	1.0	20.0	0.0003
I－2－3		2.8	2.5	20.0	19.3	なし
I－3－1	0.33	5.6	2.6	1.0	20.0	0.0066
I－3－2		2.8	2.8	1.5	20.0	0.0003
I－3－3		2.8	2.8	15.0	21.0	なし

3) 実験条件について

(1) 河床材料

実験に用いた混合砂の粒径加積曲線を図4－2－2に示す。実験ケースI－1では，ほぼ現地の河床材料と同様の粒度分布をもった混合砂を対象とした。ただし，混合砂の調合の際，現地河床材料の細粒分をカットしたので，現地河床材料に比べ0.1～0.5mm（現地対応で8mm～40mm）のものの占める割合が多い。

実験ケースI－2では，実験ケースI－1に用いた混合砂に粗い砂を混合して粗粒化した混合砂を用いた。その混合率は，もとの河床材料の割合を3としたとき，粒径0.6mm～1.0mmの砂を1.5，粒径1.0～2.0mmの砂を0.5の割合である。

実験ケースI－3では，実験ケースI－1よりも粗く，実験ケースI－2よりも細かい粒径の混合砂を用いた。その混合率は，もとの河床材料の割合を3としたとき，粒径0.6mm～1.0mmの砂を1.0，粒径1.0～2.0mmの砂を0.5の割合である。

(2) 通水時間

通水が長くなれば長くなるほど河床材料の流出量が多くなる。本実験のように混合砂を扱う場合，適切な給砂を行わないと，通水時間が長くなるにつれ河床の粒度分布が変化してしまうので，この面からは通水時間をなるべく短くする要求がある。その半面，通水時間が十分でないと，河床波が未発達となってしまい，その河床材料のもとでの適切な抵抗特性を知ることができない。そこで，実験では通水中河床波の発達状況および水位の上昇傾向を連続的に観察し，抵抗値がほぼ変化しなくなった時点で縦断水面形測定を行うものとした。

(3) 給砂量

給砂した砂の粒度分布は河床に強いたものと同様とした。流砂量については，本実験に先立ち予備実験を行い，河床高が通水中も変化しない（河床がほぼ動的平衡状態を作る）ような給砂量を求めた。

4) 各実験ケースの観点

各実験ケースの観点は以下の通りである。

- 実験ケース１－○－１および実験ケースⅠ－○－２では，動的平衡状態における河床波の発達状況を観察した。
- 実験ケースⅠ－○－３では給砂を止め，アーマーコートの発生状況を観察した。

5) 実験手順

実験は以下のような手順で行った。

① 水路床に混合砂を平坦に敷き均す。

② 河床勾配が1/300になるよう水路床高さを調節する。

③ 下流端にある水位調節用ゲートを締め，下流から河床を乱さぬよう配慮しながら湛水する。

④ 水路内に十分に水が溜まったら，上流から通水を序々に開始する。流量を増加するのに合わせて下流端ゲートを開き，水路内の流況を次第に等流に近づけていく。

⑤ 給砂を開始する。河床波の発達とともに水位が増大していくので常に下流端ゲートによって等流状態を保つように水位調節を行う。

⑥ 動的平衡状態が達成されたら，水位を測定する。

⑦ ケースⅠ－○－２に移行する。流量および下流端ゲートを下げ，新たな等流状態をつくる。

⑧ 等流状態になったら，水位を測定する。

⑨ ケースⅠ－○－３に移行する。給砂を停止し，表面の粗粒化現象を観察する。

⑩ 通水後，河床表面から河床材料を採取し，粒度分布を測定する。

4－2－3 通水状況

1) 実験ケースⅠ－1

① ケースⅠ－1－1

この通水は，流量5.8 l/s，給砂量を0.0066 cm²/s/mとしたものである。通水時間の経過に伴い，河床波は序々に発達し，水位も序々に上がる。約45分後で水位の上昇はほぼ停止した。河床波が十分発達した段階での水位縦断を図４－２－３に示す。実験では等流状態を目ざしたが，必ずしも達成できたわけではなく，若干低下背水傾向となっている。河床波は，写真４－２－１に示すとおり，波長20cm～25cm，波高約4.0 cmの規模で発達しており，河床波の谷には粗砂が溜まる。

② ケースⅠ－1－2

この通水では，流量を2.8 l/sに，給砂を0.0003 cm²/s/mに下げた。ケースⅠ－1－1で形成された河床波の波長・波高の規模の変化はほとんどなかった。流砂の状況は，細砂が多少移動している程度で，粗砂はほとんど移動しなかった。図４－２－４は１時間経過後の水位縦断を示したものである。実験Ⅰ－1－1に比べ水深が薄くなったせいか，水面は河床波の影響を顕著に受け，凹凸が大きくなる。

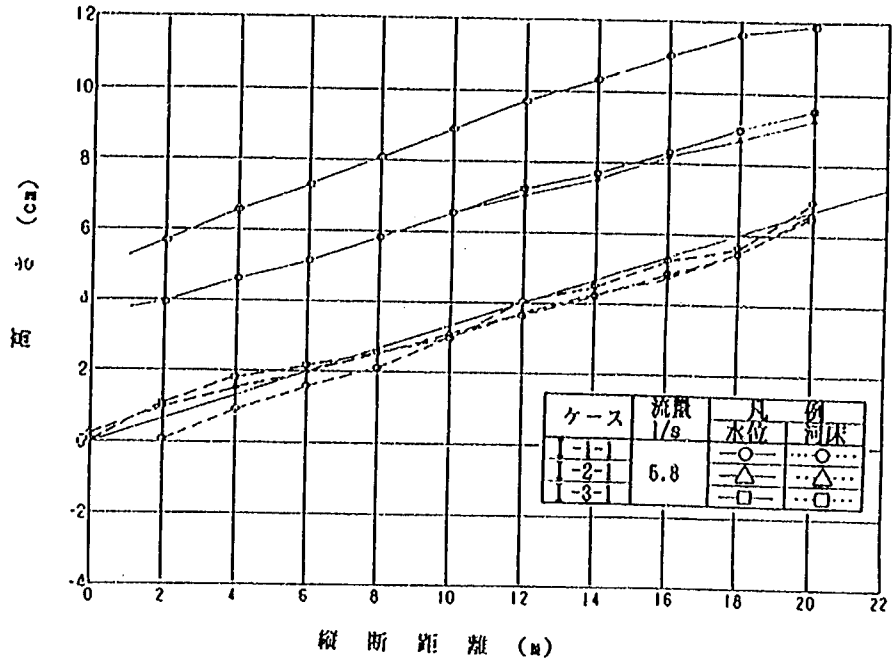


図４－２－３　水位・河床比較図

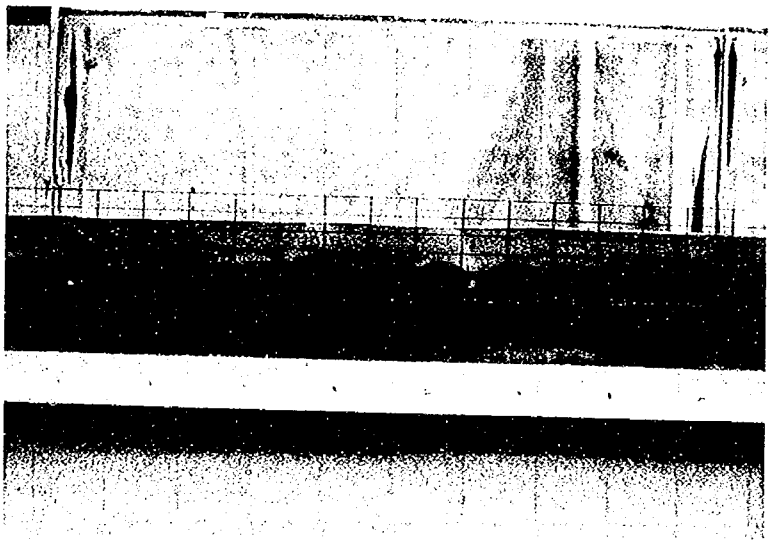
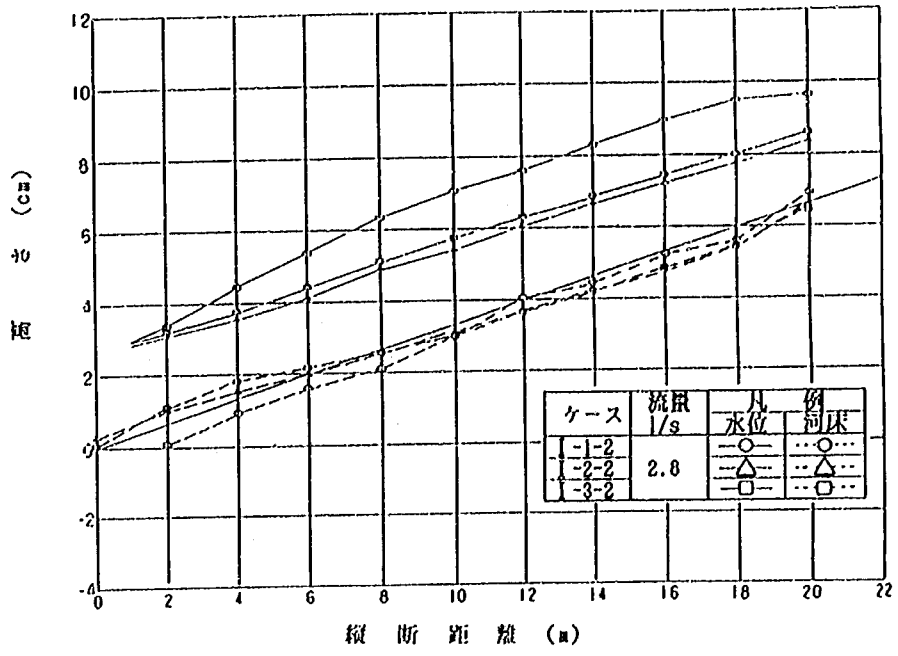


写真４－２－１　河床波の発生状況（ケースⅠ－1－1）

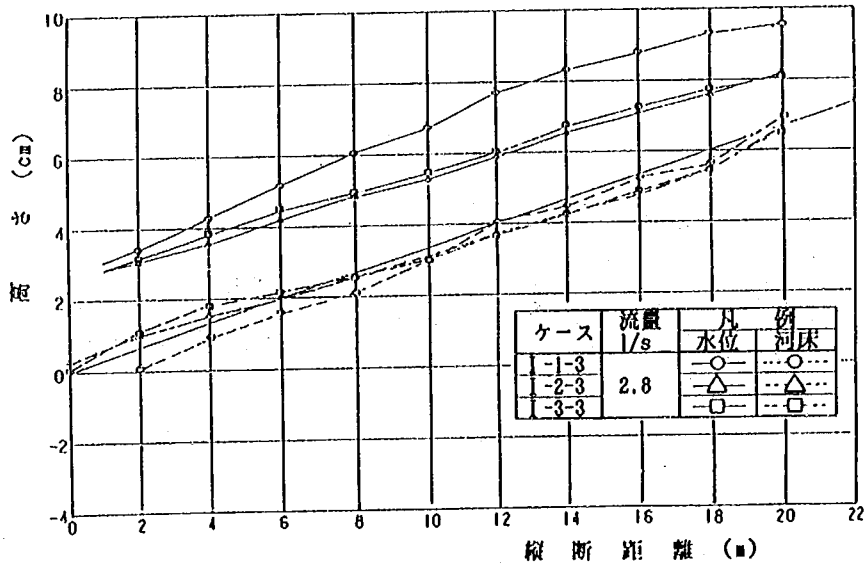
③　ケースⅠ－１－３

この通水では，流量をケースⅠ－１－２の状態から変化せず，給砂のみを止めた。河床波の山がやや潰される傾向が見られたが，河床表面の粗粒化は見られない。図４－２－５は通水後の平均河床高を示したものである。上流では河床低下が見られ，全体として河床勾配は緩やかになる方向へ変化した。また，水位に注目すると，図４－２－５に示すように，河床勾配が緩やかになるにつれ，水位も緩やかになったことがわかる。

写真４－２－２は通水後の河床（９m地点付近）の状況を示したものである。細砂からなる河床波が発達し，谷部に粗砂が堆積している状況がわかる。



図－４－２－４　水位・河床比較図



図－４－２－５　水位・河床比較図

図４－２－６は通水後河床表面および表面下の河床材料の粒度分布を示したものである。採取地点は上流（16m地点），中流（10m地点），下流（３m地点）の３地点である。いずれの地点でも河床表面は粒径は細かく，表層下は粗いという鉛直分布をなしていることがわかる。

2）実験ケースⅠ－2

このケースでは，実験ケースⅠ－1よりもかなり粗い河床材料を用いた。

①　ケースⅠ－2－1

この実験は，実験ケースⅠ－1－1と同様流量 5.8 *l*/s を通水し，0.0066 cm²/s/m の給砂を行った実験

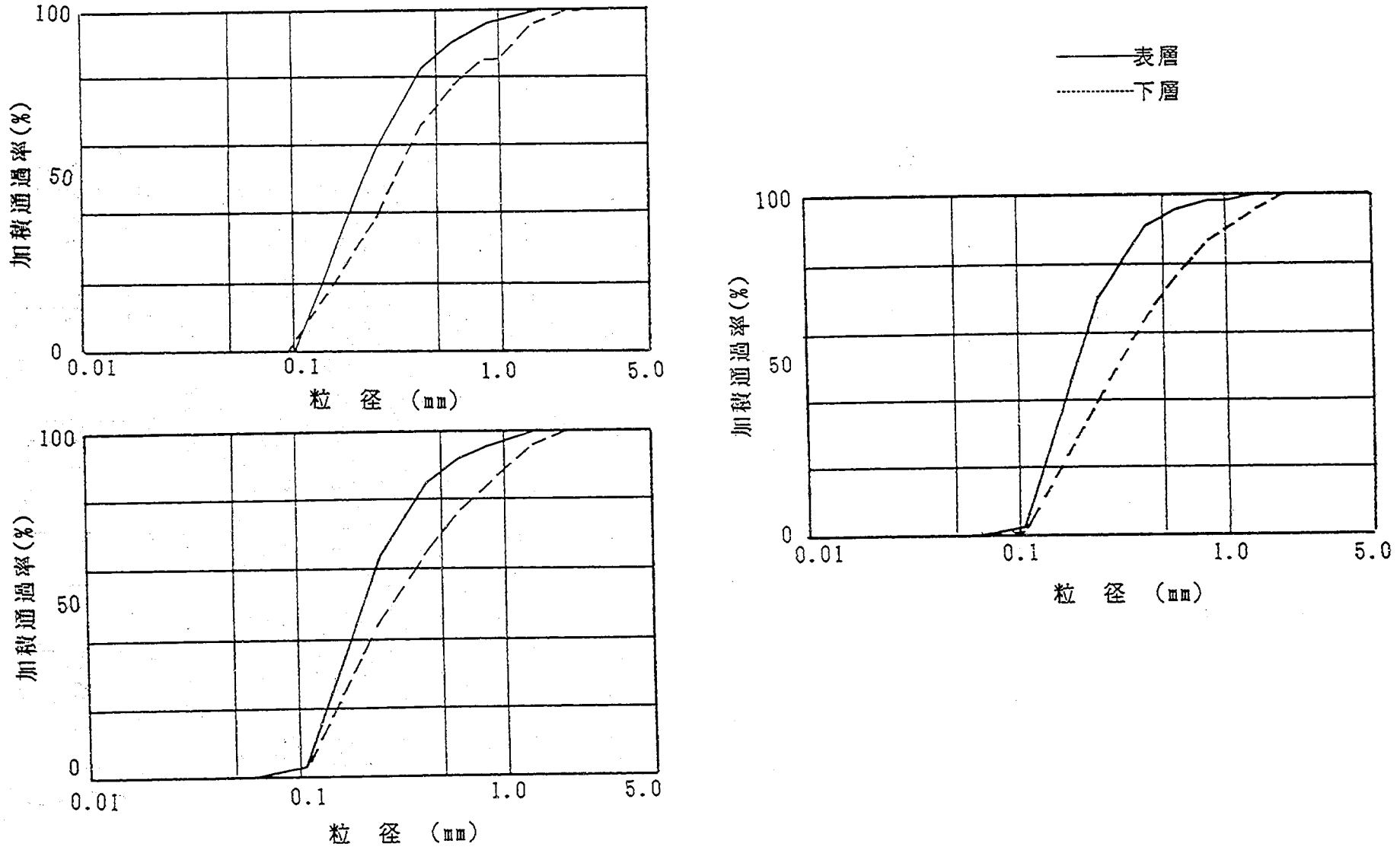


図４－２－６　粒径加積曲線（ケースⅠ－１－３）

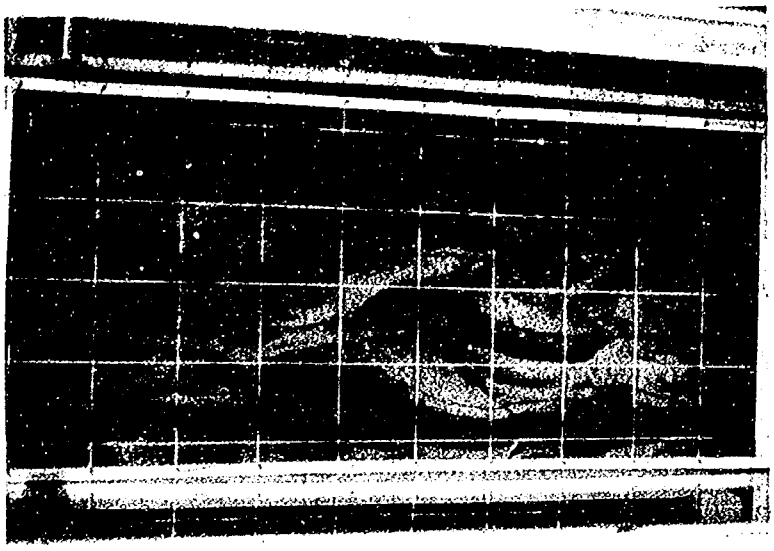


写真４－２－２　通水後の河床の状況（Ｉ－１－３）

である。この通水では，あらゆる粒径の河床材料が移動するのが確認された。通水中の河床の状況を写真４－２－３に示す。これによれば，実験ケースＩ－１に比べ，河床波の発達はほとんど見られないことがわかる。詳細に河床を観察しても，10ｍ地点より上流の河床中央に波長６～７㎝，波高２～３㎜程度の河床波が約７㎝程度の幅で形成されているのみである（図４－２－７の概要図を参照）。

図４－２－３に60分経過後の水位縦断を示す。水面形は全体として堰き上げ背水となった。水位全体はースＩ－１に比べ２㎝以上低い。

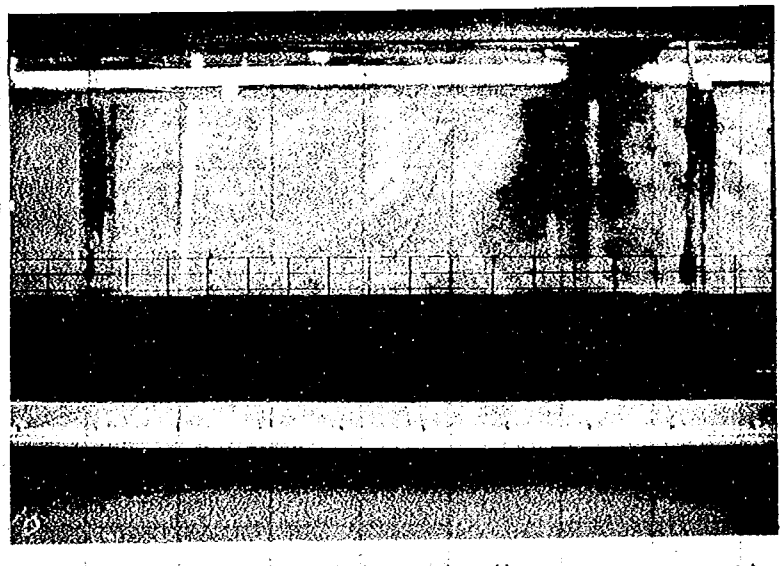


写真４－２－３　通水中の河床の状況（ケースＩ-2-1）

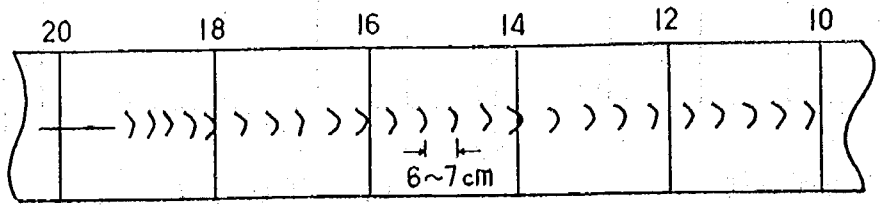


図４－２－７　河床波の形成状況の概要（ケースＩ-2-1）

② ケースⅠ－2－2

この実験ではケースⅠ－2－1の状態から流量を2.8 l/sに，給砂量を0.0003 cm²/s/mに減少させて通水した。時間の経過とともに，10m地点より上流の水路中央に見られた河床波は次第に消され，逆に10m地点よりも下流に実験ケースⅠ－2－1で見られたのとほぼ同スケールの河床波が発生する。流砂の挙動は，ケースⅠ－1－2ではほとんど移動不可能であった1.0～2.0 mmの粒径のものも移動するが，その量はわずかである。

図4－2－4は50分経過後の水路中央の水位縦断を示したものである。水面形は全体として堰上げ背水となっている。水位は実験Ⅰ－1－2に比べ1.5 cm～2.0 cm程度低くなっている。

③ ケースⅠ－2－3

この実験では実験ケースⅠ－2－2の状態から流量をそのままにし，給砂のみを止めた。砂の移動量は時間の経過とともに少なくなる傾向が見られた。

図4－2－5は14時間経過後の水位縦断を示したものである。水面形は全体的には堰き上げ背水傾向を示している。実験ケースⅠ－1－3に比べ，水位は約1.8 cm～2.0 cm程度低い傾向を示している。

図4－2－5には水位とともに通水後の河床高も重ね書きしてある。通水前に比べ，上流で河床低下，下流で堆積という傾向を示し，全体として河床勾配は緩くなる。この傾向は実験ケースⅠ－1－3の場合よりも大きい。これはこの実験では河床波がほとんど発達せず，流砂量が非常に多かったためであると考えられる。

写真4－2－4は通水後の河床の状態を撮影したものである。これによれば，水路横断方向に若干のばらつきはあるものの，若干粗粒化している傾向が見られる。

図4－2－8は通水後河床表面および表面下の河床材料の粒度分布を示したものである。採取地点は上流（16m地点），中流（10m地点），下流（3 m地点）の3地点である。いずれの地点も河床表面の方が粒径が粗い傾向を示しており，通水とともに粗粒化したものと考えられる。

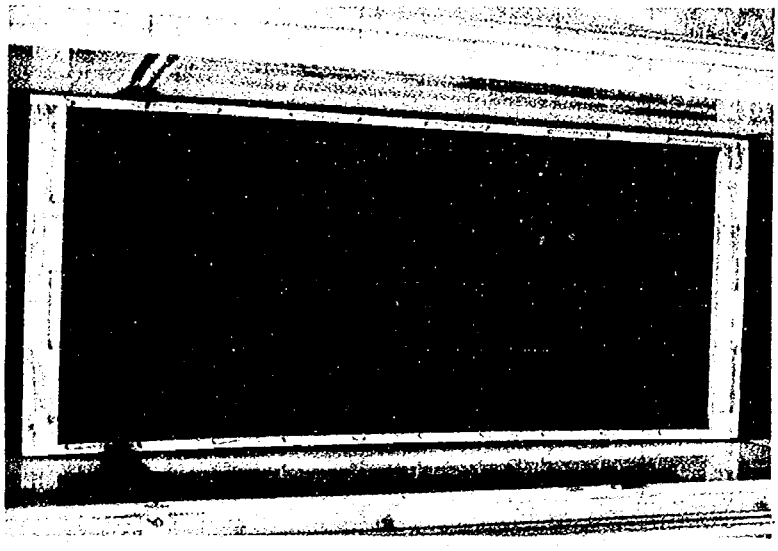
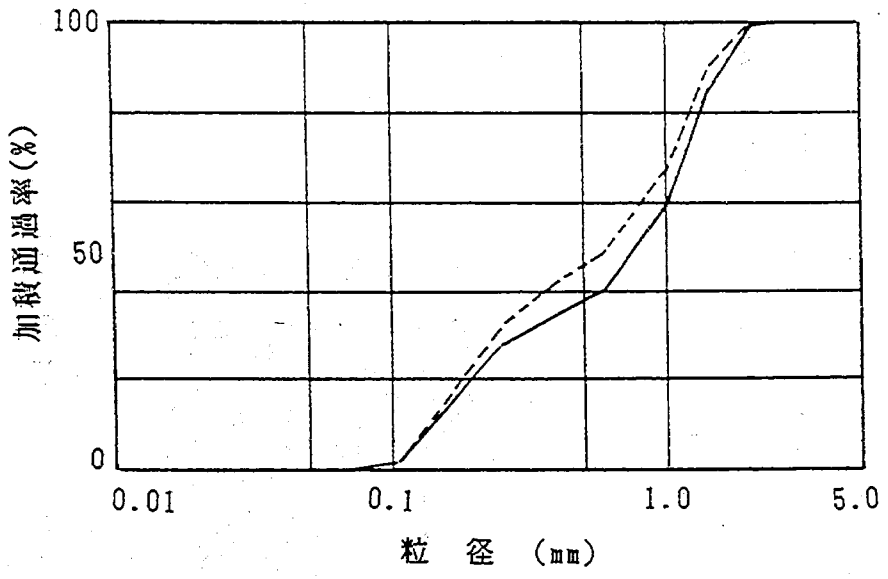
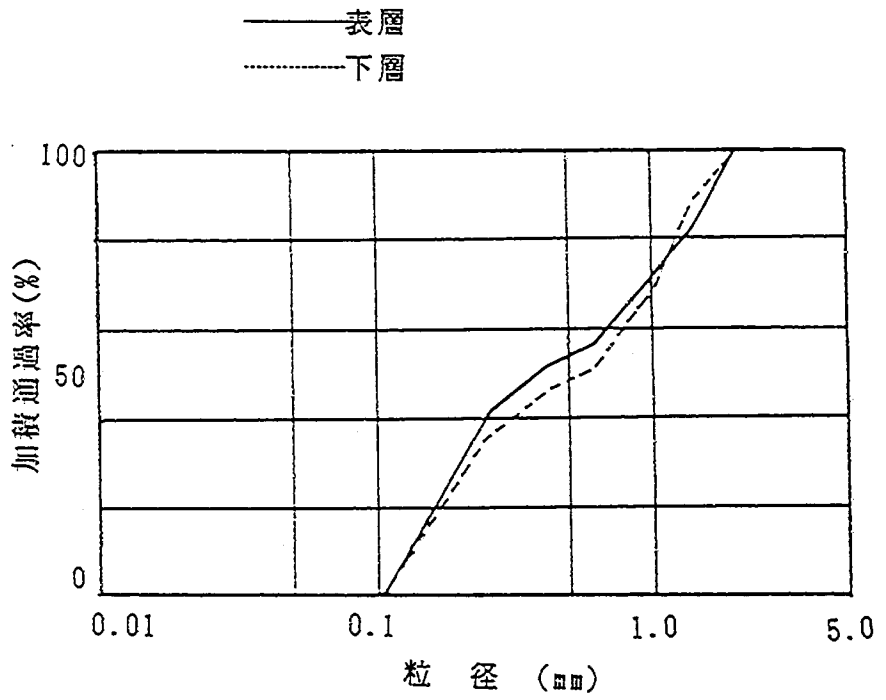


写真4－2－4　通水後の河床の状況（ケースⅠ－2－3）





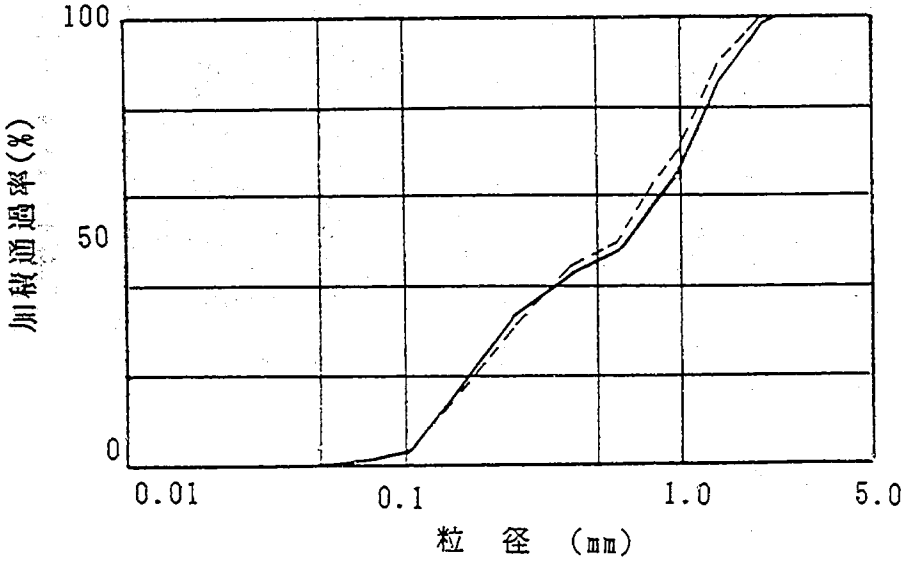


図４－２－８　粒径加積曲線（ケースⅠ－２－３）

3) 実験ケースⅠ－3

このケースでは，実験ケースⅠ－1よりも粗く，かつ実験ケースⅠ－2よりも細かい河床材料を用いた。

① ケースⅠ－3－1

この実験は，実験ケースⅠ－1－1と同様流量5.8 l/sを通水し，0.0066 cm²/s/mの給砂を行った実験である。この通水では，あらゆる粒径の河床材料が移動するのが確認された。通水中の河床の状況を写真4－2－5に示す。これによれば，実験ケースⅠ－1に比べ，河床波の発達は少ないが，実験ケースⅠ－2－1に比べれば河床波の発達は顕著であることがわかる。河床波の発達状況は，河床表面全体に波長6～7 cm，波高2～3 mm程度の河床波が形成されている。河床波の谷には粒径1.0～2.0 mmの河床材料がわずかに堆積しているのが確認された。

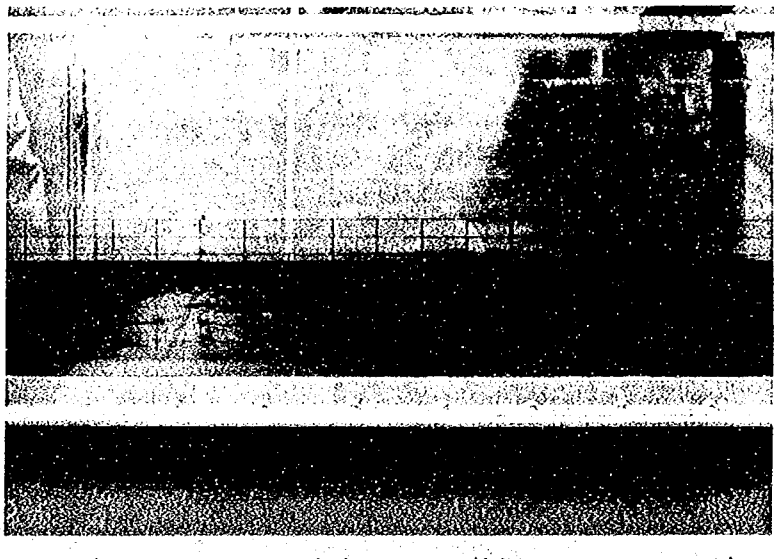


写真4－2－5　通水中の河床の状況（ケースⅠ-3-1）

図4－2－3に55分経過後の水位縦断を示す。水面形は全体として堰き上げ背水となる。水位全体はⅠ－1－1に比べ1.5～1.8 cm程度低いが，実験Ⅰ－2－1よりは多少高い。

② ケースⅠ－3－2

この実験ではケースⅠ－3－1の状態から流量を2.8 l/sに，給砂量を0.0003 cm²/s/mに減少させて通水した。時間の経過とともに，河床波は次第に消される傾向にあった。流砂の挙動は，ケースⅠ－2－2とほとんど同様であり，1.0～2.0 mmの粒径のものも移動するが，その量はわずかである。

図4－2－4は70分経過後の水路中央の水位縦断を示したものである。水面形は全体として堰上げ背水となっている。水位は実験Ⅰ－1－2に比べ1.5～2.0 cm程度低くなっている。

③ ケースⅠ－3－3

この実験では実験ケースⅠ－2－2の状態から流量をそのままに，給砂のみを止めた。砂の移動量は時間の経過とともに少なくなる傾向が見られた。

図4－2－5は14時間経過後の水位縦断を示したものである。水面形は全体的には堰き上げ背水傾向を示している。実験ケースⅠ－1－3に比べ，水位は約1.5～1.8 cm程度低いが実験ケースⅠ－2－3より

もわずかに高い。

図４－２－５には水位とともに通水後の河床高も記入してある。実験Ｉ－２－３と同様，上流で河床低下，下流で堆積という傾向を示し，全体として河床勾配は緩くなる。この傾向は実験ケースＩ－２－３の場合よりも大きいがこれは通水時間がケースＩ－２－３よりも50％程度長かったためであると推定される。

写真４－２－６は通水後の河床の状態を撮影したものである。これによれば，実験Ｉ－１－３よりもはるかにフラットに近い状態にあるが，実験Ｉ－２－３に比べれば多少の河床波が見られる状況がわかる。粗粒化の傾向も実験Ｉ－２－３よりも弱いようである。

図４－２－９は通水後河床表面および表面下の河床材料の粒度分布を示したものである。採取地点は上流（16m地点），中流（10m地点），下流（３m地点）の３地点である。これによると，３m地点を除いた２地点では河床表面の方が粒径が粗い傾向を示しており，通水とともに粗粒化したものと考えられる。３m地点は採取場所に細砂からなる河床波が形成していたために表層の方が粒径が細かい傾向となった。

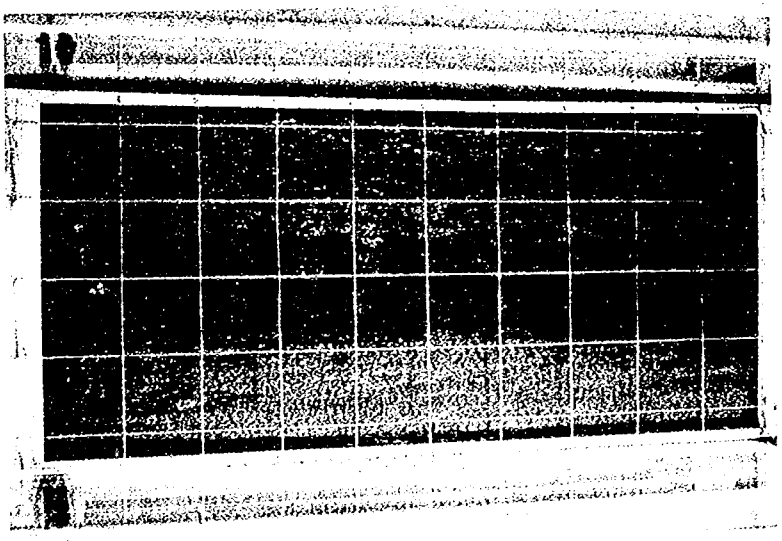


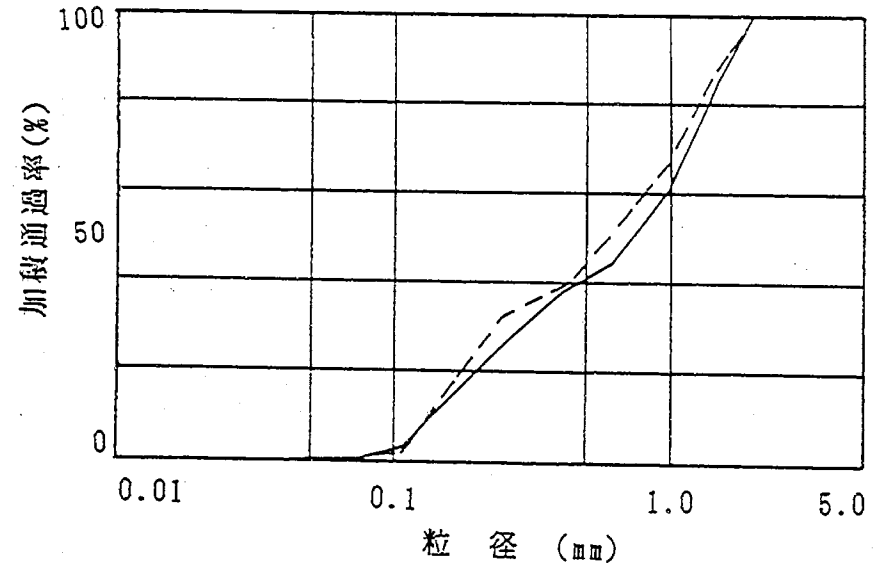
写真４－２－６　通水後の河床の状況（ケースＩ−3−3）

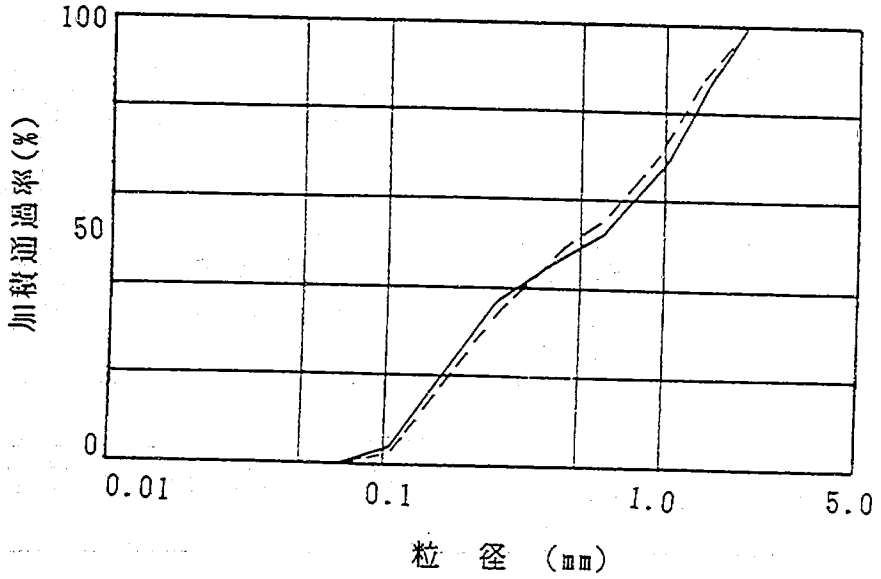
４－２－４　河川模型に使用する河床材料の決定

前記の実験によって，以下のことがらが明らかになった。

実験ケースＩ－２と実験ケースＩ－３はほぼ同様の抵抗特性・流砂特性を示し，実験ケースＩ－１のみがやや異なる傾向を示すことが明らかになった。すなわち，実験ケースＩ－２と実験ケースＩ－３では顕著な河床波の形成は見られず，粗度係数も小さい。また，実験ケースＩ－２と実験ケースＩ－３では給砂を止めた実験では不完全ながらも粗粒化現象を呈することが分かった。

河川模型実験に適した河床材料は，現地との相似性を考えた時，実験中 ripple が形成されず，かつ給砂を止めればアーマーコートを形成できるような河床材料でなくてはならない。そこで，河川模型に用いる河床材料としては，現地の河床材料粒度分布とは若干異なるが，実験ケースＩ－２もしくは実験ケースＩ－３のいずれかが適当かと判断される。このうち，現地の河床材料の粒度分布とあまり掛離れた材料を用いるのは良くないとの判断から，実験ケースＩ－３に用いた河床材料を採用することに決定した。





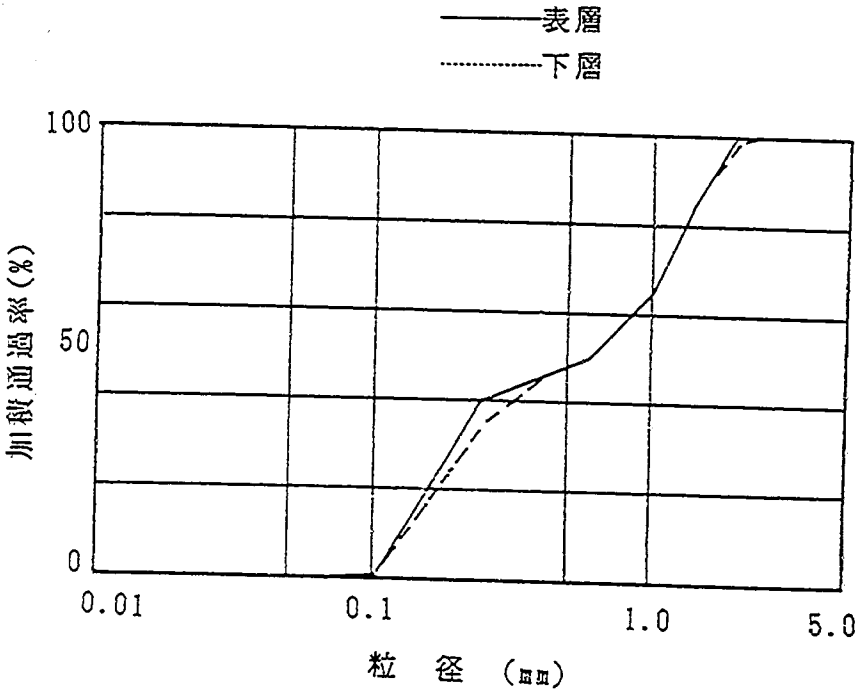


図４－２－９　粒径加積曲線（ケースⅠ－２－３）

付録　水位測定数値表（実験Ⅰ－1－3）

縦　距	Ⅰ－1－1	Ⅰ－1－2	Ⅰ－1－3		
(m)	中　央	中　央	左　岸	中　央	右　岸
2.0	5.65	3.41	3.49	3.45	3.55
4.0	6.55	4.50	4.29	4.30	4.30
6.0	7.29	5.40	5.20	5.20	5.19
8.0	8.11	6.35	5.90	6.06	6.11
10.0	8.91	7.05	6.81	6.72	6.94
12.0	6.69	7.65	7.65	7.65	7.68
14.0	10.31	8.35	8.31	8.31	8.28
16.0	11.00	9.00	8.80	8.79	8.38
18.0	11.60	9.55	9.22	9.29	9.30
20.0	11.80	9.70	9.50	9.50	9.30

縦　距	Ⅰ－2－1	Ⅰ－2－2	Ⅰ－2－3		
(m)	中　央	中　央	左　岸	中　央	右　岸
2.0	3.95	3.10	3.32	3.32	3.37
4.0	4.65	3.75	3.93	3.94	3.82
6.0	5.20	4.40	4.37	4.47	4.50
8.0	5.85	5.10	5.07	5.00	5.03
10.0	6.55	5.75	5.60	5.58	5.61
12.0	7.10	6.29	6.20	6.12	6.24
14.0	7.60	6.87	6.73	6.71	6.72
16.0	8.25	7.45	7.28	7.27	7.31
18.0	8.75	8.04	7.99	7.93	7.91
20.0	9.30	8.66	8.62	8.02	7.52

縦　距	Ⅰ－3－1	Ⅰ－3－2	Ⅰ－3－3		
(m)	中　央	中　央	左　岸	中　央	右　岸
2.0	4.10	3.23	3.25	3.20	3.10
4.0	4.60	3.65	3.92	3.91	3.65
6.0	5.16	4.17	4.45	4.49	4.22
8.0	5.85	5.03	4.95	4.96	4.74
10.0	6.57	5.50	5.46	5.35	5.34
12.0	7.30	6.07	6.03	6.03	6.03
14.0	7.85	6.69	6.63	6.73	6.54
16.0	8.35	7.30	7.24	7.01	7.15
18.0	9.00	7.85	7.65	7.73	7.60
20.0	9.55	8.52	7.75	8.04	8.10

付 録　粒度試験結果表

（ケースⅠ－1－3）

地　点	3ｍ表層	地　点	3ｍ下層	地　点	10m表層	地　点	10m下層	地　点	16m表層	地　点	16m下層
粒　経（㎜）	質量百分率（%）	粒　径（㎜）	質量百分率（%）	粒　径（㎜）	質量百分率（%）	粒　径（㎜）	質量百分率（%）	粒　径（㎜）	質量百分率（%）	粒　径（㎜）	質量百分率（%）
2.38	99.86	2.38	99.91	2.38	99.53	2.38	—	2.38	99.71	2.38	99.86
2.00	99.16	2.00	99.64	2.00	98.12	2.00	99.87	2.00	99.03	2.00	99.51
1.41	88.22	1.41	88.51	1.41	85.21	1.41	89.40	1.41	84.18	1.41	89.08
1.00	71.53	1.00	68.06	1.00	64.32	1.00	69.35	1.00	59.52	1.00	67.58
0.84	66.76	0.84	62.63	0.84	58.69	0.84	63.22	0.84	53.31	0.84	61.48
0.59	56.10	0.59	50.05	0.59	47.19	0.59	49.43	0.59	40.30	0.59	48.21
0.42	51.89	0.42	45.62	0.42	42.50	0.42	44.58	0.42	35.25	0.42	42.53
0.25	41.51	0.25	35.48	0.25	33.11	0.25	30.40	0.25	27.58	0.25	31.46
0.105	0.70	0.105	0.64	0.105	2.83	0.105	2.18	0.105	1.56	0.105	1.51
0.074	0.14	0.074	0.10	0.074	0.95	0.074	0.52	0.074	0.39	0.074	0.30
0.044	0.00	0.044	0.01	0.044	0.25	0.044	0.14	0.044	0.00	0.044	0.09
残	0.00	残	0.00	残	0.02	残	0.01	残	0.00	残	0.09

付　録　粒度試験結果表

（ケースⅠ－2－3）

地　点	3m表層	地　点	3m下層	地　点	10m表層	地　点	10m下層	地　点	16m表層	地　点	16m下層
粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）
2.38	—	2.38	—	2.38	—	2.38	—	2.38	—	2.38	99.96
2.00	—	2.00	99.87	2.00	—	2.00	99.83	2.00	—	2.00	99.83
1.41	99.66	1.41	96.69	1.41	99.12	1.41	95.81	1.41	99.47	1.41	95.18
1.00	98.65	1.00	89.40	1.00	96.80	1.00	87.36	1.00	97.34	1.00	85.90
0.84	98.14	0.84	86.67	0.84	95.87	0.84	84.69	0.84	96.41	0.84	85.68
0.59	95.83	0.59	77.14	0.59	91.79	0.59	75.53	0.59	91.88	0.59	77.02
0.42	90.93	0.42	64.98	0.42	85.07	0.42	64.24	0.42	82.85	0.42	65.06
0.25	70.11	0.25	41.95	0.25	64.09	0.25	44.81	0.25	57.75	0.25	38.06
0.105	1.91	0.105	0.58	0.105	2.17	0.105	0.50	0.105	0.41	0.105	3.37
0.074	0.28	0.074	0.04	0.074	0.12	0.074	-0.01	0.074	0.04	0.074	3.15
0.044	0.05	0.044	0.00	0.044	0.03	0.044	0.00	0.044	0.01	0.044	3.13
残	-0.01	残	0.00	残	-0.02	残	0.00	残	0.00	残	0.00

付　録　粒度試験結果表

（ケースⅠ－3－3）

地　点	3 m表層	地　点	3 m下層	地　点	9 m表層	地　点	9 m下層	地　点	16m表層	地　点	16m下層
粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）	粒　径（mm）	質量百分率（%）
2.38	99.89	2.38	99.86	2.38	99.85	2.38	99.82	2.38	99.58	2.38	99.74
2.00	98.92	2.00	98.56	2.00	99.24	2.00	99.28	2.00	98.85	2.00	98.78
1.41	83.80	1.41	83.95	1.41	85.88	1.41	87.95	1.41	82.20	1.41	85.21
1.00	64.47	1.00	64.61	1.00	68.21	1.00	71.31	1.00	61.89	1.00	67.38
0.84	59.39	0.84	59.23	0.84	62.22	0.84	66.09	0.84	55.82	0.84	62.08
0.59	49.78	0.59	49.56	0.59	51.47	0.59	54.31	0.59	43.99	0.59	49.73
0.42	46.22	0.42	45.79	0.42	46.55	0.42	48.73	0.42	38.65	0.42	44.25
0.25	40.93	0.25	34.75	0.25	37.23	0.25	34.61	0.25	27.34	0.25	32.95
0.105	0.65	0.105	0.25	0.105	3.23	0.105	2.24	0.105	2.94	0.105	1.99
0.074	0.11	0.074	0.11	0.074	0.62	0.074	0.53	0.074	0.74	0.074	0.42
0.044	0.00	0.044	-0.03	0.044	0.16	0.044	0.17	0.044	0.22	0.044	0.07
残	0.00	残	-0.10	残	0.01	残	-0.01	残	0.01	残	-0.02

4－3　検証実験

4－3－1　実験の目的

物部川床止め計画を作り上げていくうえで，模型実験が為すべき役割は，おおまかに述べるならば床止め工によるみお筋の制御効果の把握，河床安定に与える影響の把握であるといえる。よって，模型は砂州形成およびアーマーリングの再現性に関して高い相似性を有していなくてはならない。そこで，検証実験を行い，本模型がこれらの現象に関してどの程度の相似性を有しているかを調べることにした。また，この模型はフルード相似模型であるので，細かな現象は別として砂州移動特性など空間スケールの大きな現象については高い相似性が得られることが期待される。そこで，この検証実験では，実験結果をもとに可能な範囲で現地で生じる現象の特徴についても推定する。

4－3－2　実験の方法

1)　実験ケース

実験ケースを表4－3－1に示す。

表4－3－1　実験ケース一覧

実験ケース	河床の状態（初期条件）	流量（現地値） ㎥/s	通水時間（模型値，hr）	河道内構造物
Ⅰ－4	平坦河床	1537	8	山田堰，統合堰堰の残骸，橋脚
Ⅰ－5	昭和50年度平均河床高	850	20	

2)　実験条件について

(1)　河床の状態

この実験では，模型に形成される砂州の形状・位置等の相似性を見ることが目的の一つに挙げられる。河床に通水当初から砂州があると，その砂州に影響を受けて，河道法線に応じた本来の砂州特性が把握しにくくなる可能性がある。そこで本実験では河床を平坦に整形しておき，通水中，自然に形成される砂州の状況を調べることにした。

(2)　流　　量

・実験Ⅰ－4

実験Ⅰ－4では流量1537 ㎥/sを通水した。この流量は昭和36年～昭和62年までの年最大流量の平均値（平均年最大流量）である。山本によれば，平均年最大流量程度の流量が河道の横断スケール，河床材料粒径，砂州特性等と密接に結びついているので，この流量を通水すれば，模型の持つ砂州特性，ひいては現地河道の砂州特性が推定できるものと考えられる。

・実験Ⅰ－5

実験Ⅰ－5では，流量850 ㎥/sを通水した。この流量は通水中，砂州の一部が水面上に頭を出すような流量である。この流量のもとでは粗粒径のものは移動できないので，アーマーコートの形成が期待できる

ものと考えられる。

(3) 給　砂

現地河道には2章でも述べた通り，上流にダム群があり，またダム群と直轄区間との間には有力な支川は一つもないので給砂はほとんどないものと推定される。そこで，実験でも給砂は与えないものとした。

(4) 通水時間

通水時間はいずれのケースにおいても実験を見ながら決定した。その判断は，ケースⅠ－4では十分に砂州が発達し，その移動が鈍化したときを，実験ケースⅠ－5では十分にアーマーコートが発達したときを見はからって通水を止めるようにした。

3) 実験手順

実験は以下の手順にしたがって行った。

① 河床を平坦に整形する。河床高は昭和50年度平均河床高に合わせるが，みお筋部など，平均河床よりも低いところはそのまま残した。また山田堰，統合堰はモルタルで製作した。河道内にある堰の残骸などは砕石等でなるべく正確に再現した。

② 上流より序々に通水を開始する。流量が規定値 1537 ㎥/s にあったときを実験開始とする。

③ 実験中，数度にわたって気球写真を撮影する。また，水衝部となるところについては河床高の時間変化を調べる。

④ 砂州が十分に発達し，河床変動が鈍化したら，水位縦断を測定する。

⑤ 通水を止め，河床高を測定する。

⑥ 測定がおわったら，850 ㎥/s を重ねて通水する（実験Ⅰ－5に移行する）。

⑦ 河床を観察し，流砂が減少し，十分に河床表面が粗粒化したら水位を測定し，通水を止める。

4－3－3　実験結果

1) 実験Ⅰ－4について

写真4－3－1に通水中に撮影した気球写真を，図4－3－1にこの気球写真および実験中の流況観察をもとにして描いた砂礫堆変動図および流況図を示す。通水開始直後は比較的河道法線に沿った流れであった。水衝部はいずれも河道がわん曲しているところ，8.2～8.6㎞左岸，6.0～6.6㎞右岸，4.8～5.2㎞左岸，3.8～4.2㎞右岸に形成された。水衝部の位置は砂州発達後も大きく変化することはなかった。通水初期は流砂の動きも比較的活発であり，砂州が相対的には速い速度で形成された。砂州を形成する土砂は，上流の洗掘箇所から運搬されたものが多いようである。また，流速が特に速いところを除いてripple が形成された。時間の経過とともに，砂州の天端はより一層高くなり，深掘れ部の深さはより一層深くなってはっきりとしたみお筋に変化する傾向が見られた。しかし，次第にその傾向は弱まり，安定状態に近づくようである。

図4－3－2は水位，通水後の河床高の縦断図である。水位については統合堰による堰き上げが目立つ程度で特に問題はない。最深河床高に注目すると，全体的に現地よりも模型のほうが深くなっている。この原因としては，現地河道の河床下には洪積層などの固い地層がある可能性があることが挙げられる。ま

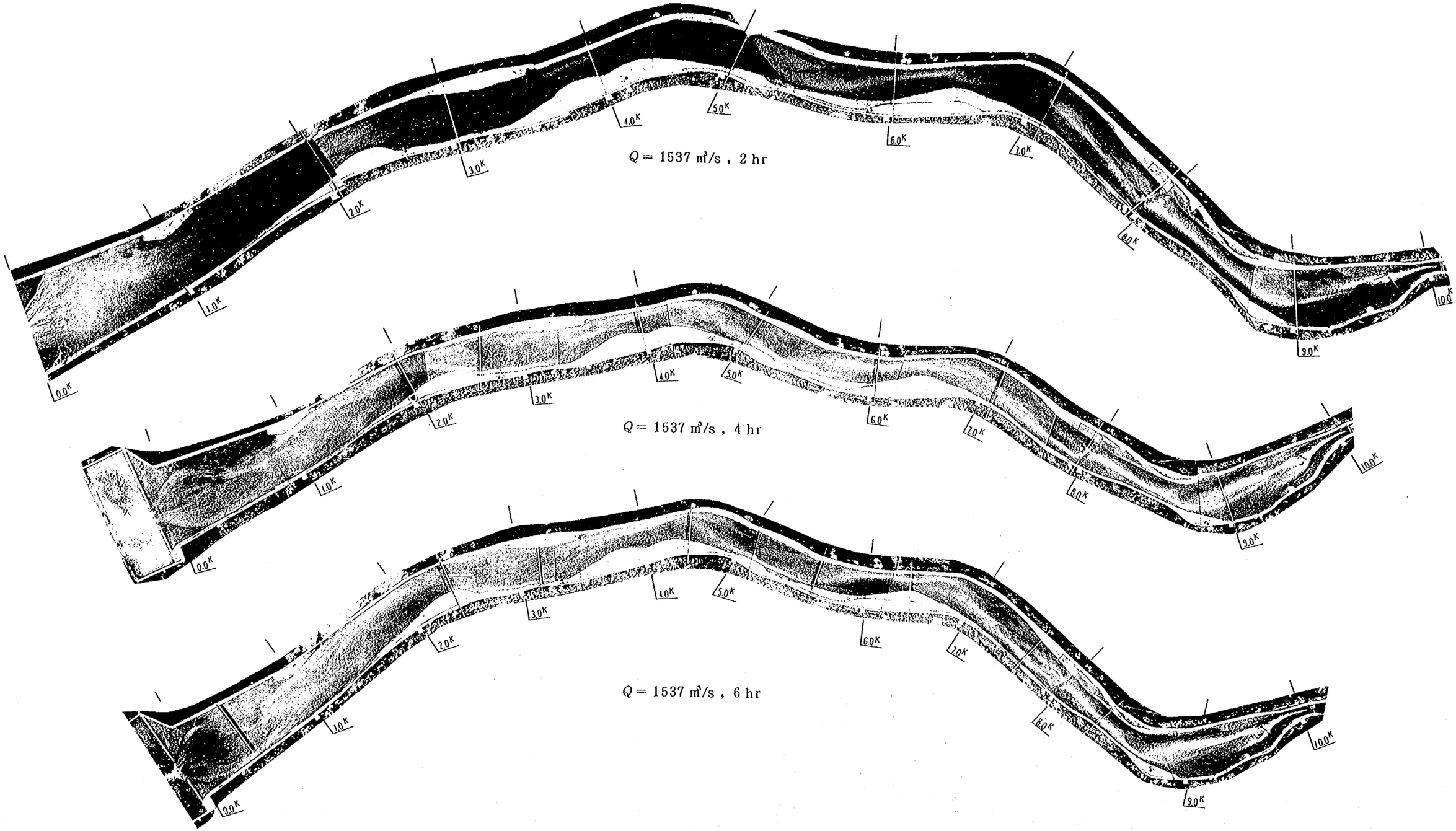
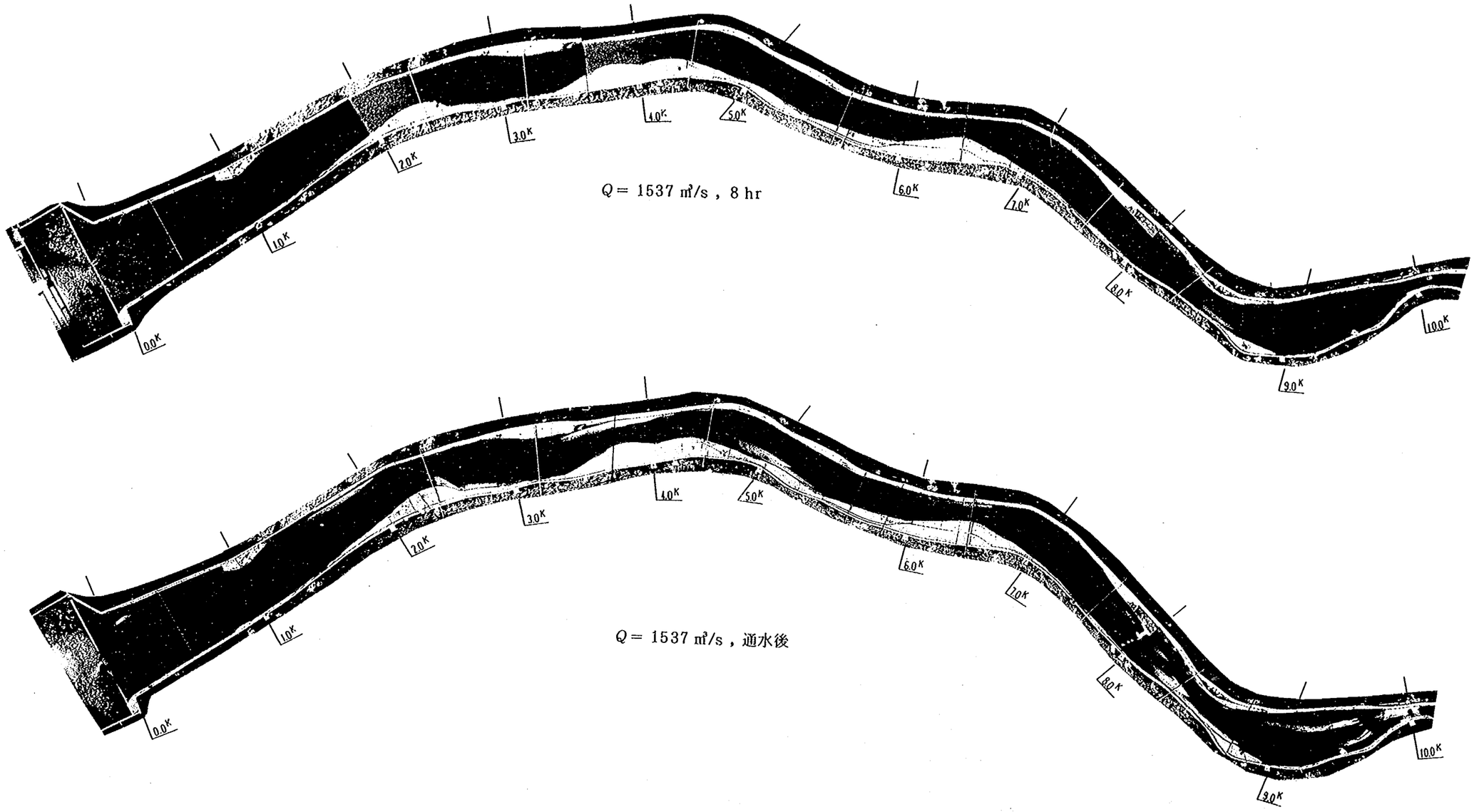


写真 4－3－1(a)　気 球 写 真 （ケースⅠ－4）



$Q = 1537$ ㎥/s , 8 hr

$Q = 1537$ ㎥/s , 通水後

写真4－3－1(b)　気 球 写 真 （ケースⅠ－4）

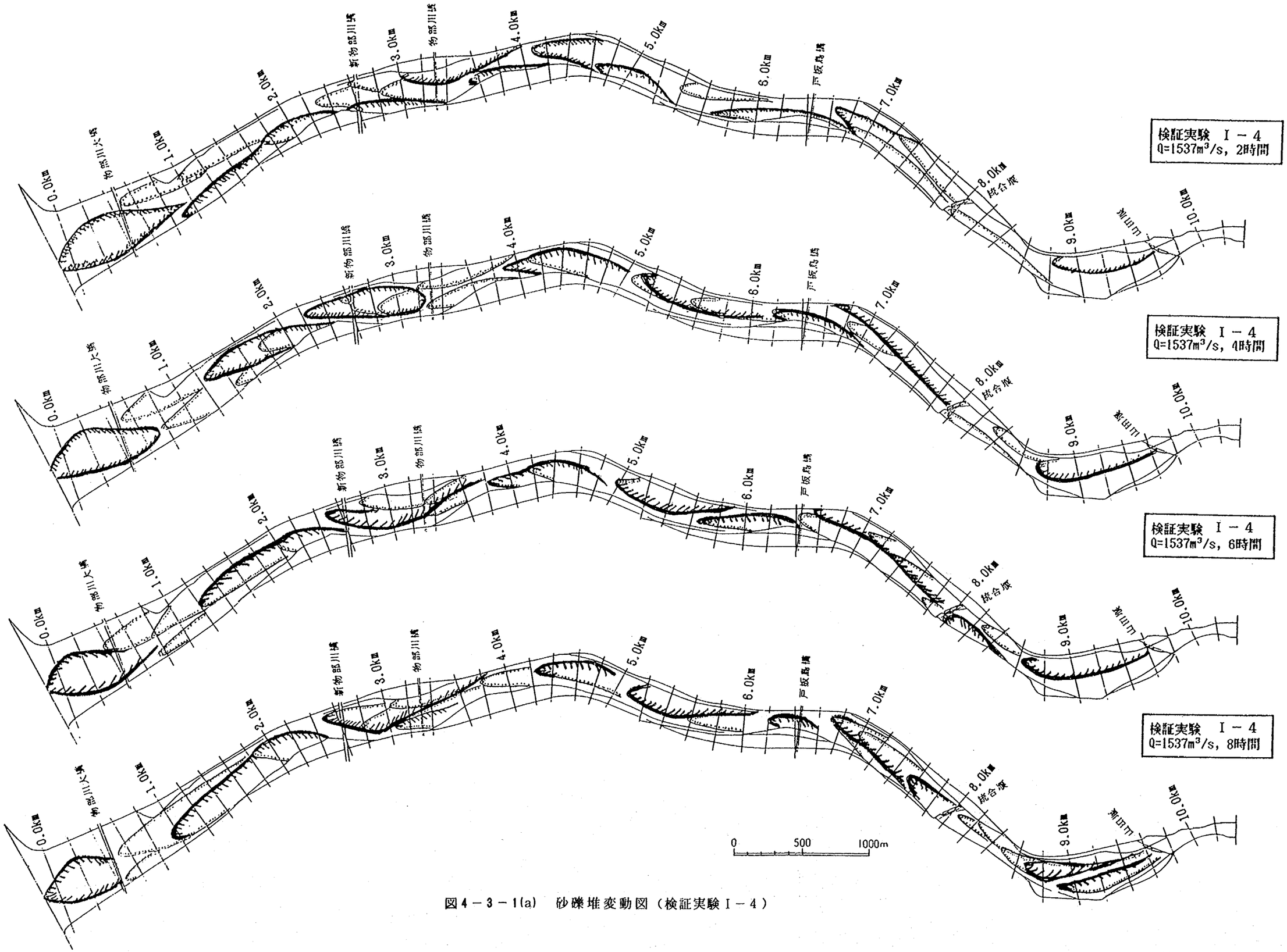


図4－3－1(a)　砂礫堆変動図（検証実験Ⅰ－4）

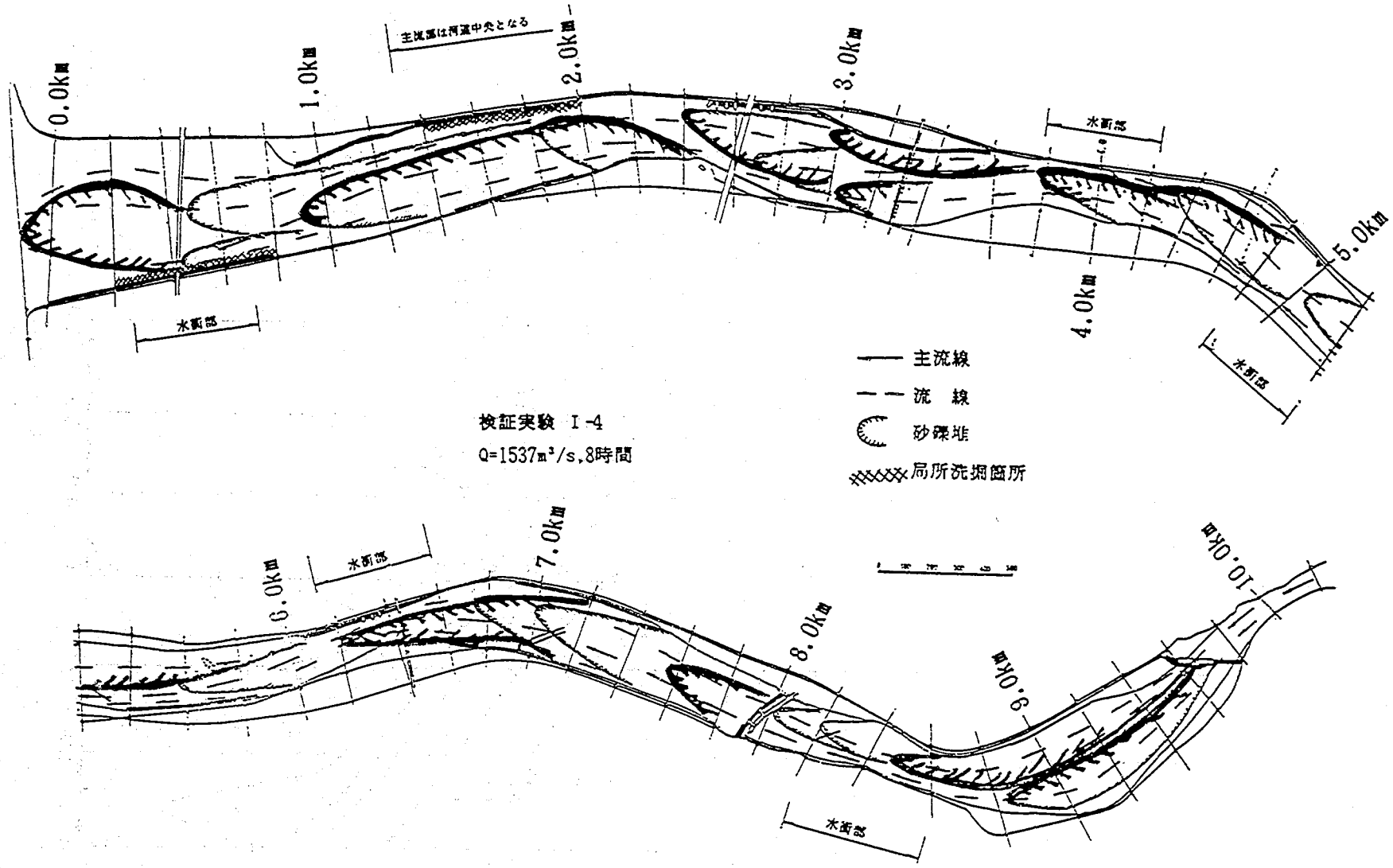


図4－3－1(b)　流況（ケースⅠ－4）

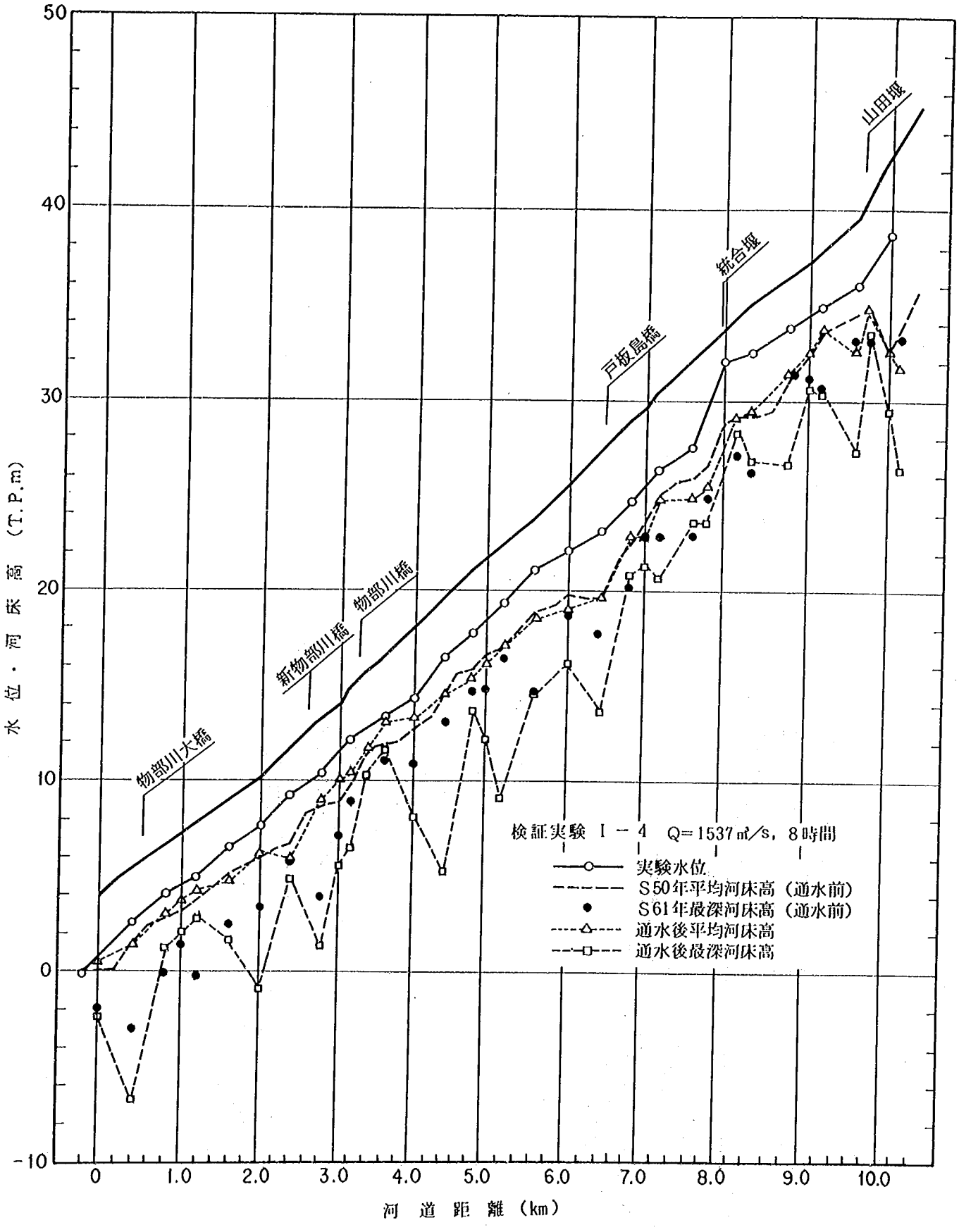


図4－3－2　水位・河床高縦断図

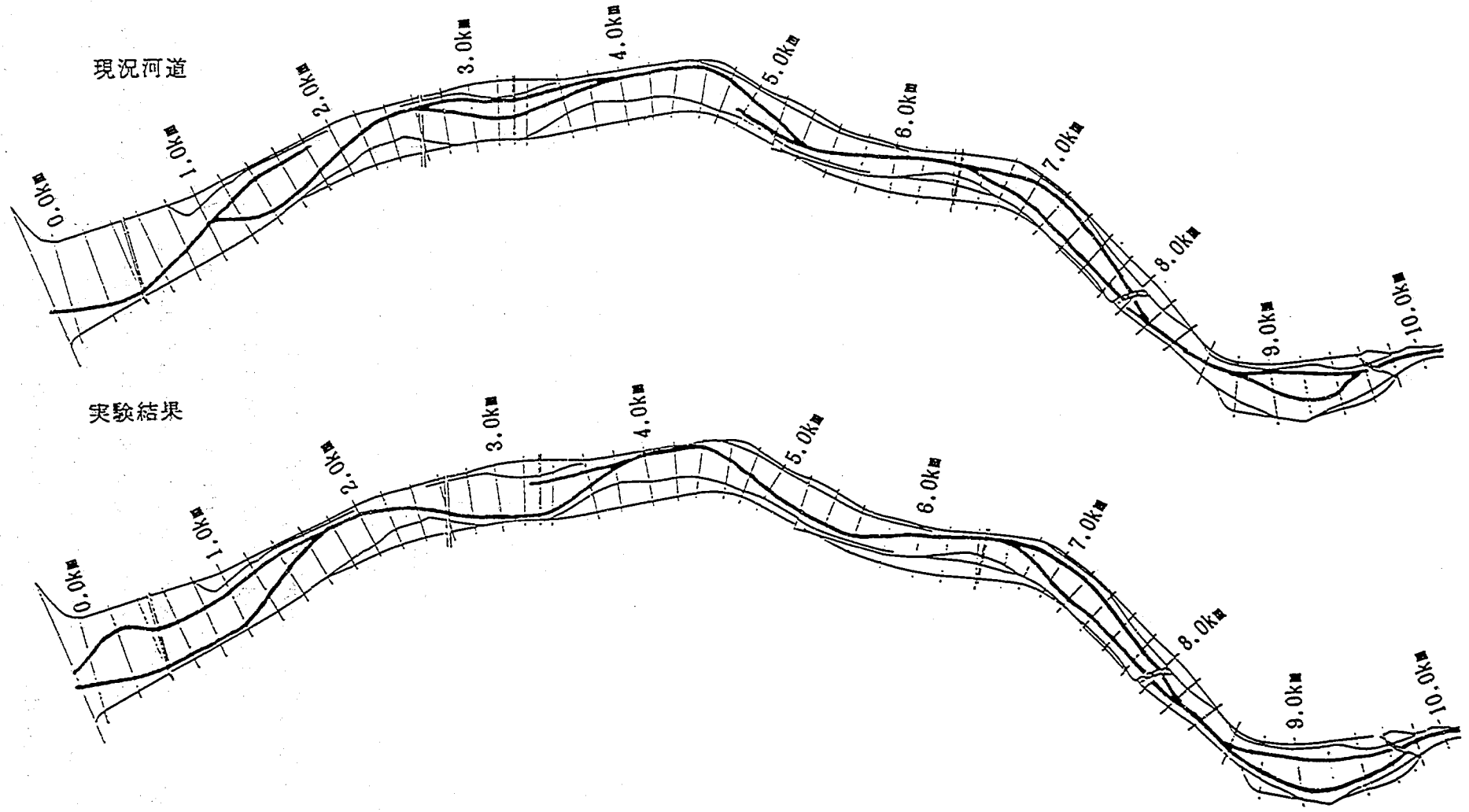


図4－3－3　みお筋位置の比較

た現地には小流量が何度も積重なっているので深掘れ部が若干埋め戻された可能性もある。

図４－３－３は通水後の河床変動状況と現地の河床の状態を概念的に表した図である。図中にはみお筋の位置が太線で記入してある。両者を比較してみると，4.0 kmより上流では概ねみお筋の位置，砂州の形成状況は合っているといえる。しかし，4.0 kmより下流の砂州の形成状況の相似性は上流に比べれば低い。特に，実験では物部川橋下流でのみお筋は左岸に向かうのに対し，現地では右岸に向かっている。このような差異が生じたのは以下の２つの理由によるものと推定される。一つは地形的要因である。2.4 km地点左岸にはかなり古い地質からなる山があることから，河床下にもこの古く，固い地層がある可能性が高い。この層が洗掘しないので，流路が右岸に寄った可能性がある。もう一つの可能性は砂州形成流量の差異である。後の実験により，この地点の流れは流量を下げるにしたがって右岸に寄ることが確認された。したがって，もう少し小さな流量を通水すればこの地点のみお筋位置の相似性も高くなった可能性がある。

次に河道の横断形状の再現性に注目してみる。図４－３－４～図４－３－37は実験後に測定した河俳高横断に，昭和50年河床高（現地実測値）を重ね書きしたものである。これによれば，4.0 kmより上流では，砂州の位置・大まかな形状などの再現性は比較的高いことがわかる。

2) 実験Ⅰ－５について

実験Ⅰ－５は，実験Ⅰ－４のあとに重ねて850 ㎥/s を20時間通水し，アーマーコートの形成状況を観察したものである。通水初期には川幅の狭いところで特に河床材料が良く移動したが，次第に河床には ripple が形成され始め，河床材料の移動が鈍化した。10時間経過後には河床材料の移動はほとんどなくなった。このためアーマーコートの形成条件である大きな粒径のものが動けず，細かな粒径のもののみが動くという状態を作り得ず，アーマーコートを再現できなかった。

図４－３－38～図４－３－48 は通水後河床表面を対象に行った河床材料粒度分布調査結果を示したものである。図には初期値が記入してあるが，これと比較すると，場所によって粗粒化したところと細粒化したところがあり，アーマーコート形成は不完全であったことがわかる。この原因は河床波の発達により細砂が移動できなくなったためであり，模型でアーマーコートまで再現するためには河床波のできないような河床材料を用いることが必要であると考えられる。基礎実験で河床波ができなかったにもかかわらず，模型でできたのは，この実験を行ったのが冬であり，水温はおそらく０℃に近い状態にあったのに対し，基礎実験時の水温は17～20℃であり，*Re* 数の影響が大きかったためと推定される。

４－３－４　本実験を通じて明らかになった河川模型の相似性

検証実験を通じ，本模型の有する相似性に関して以下の事項が明らかとなった。

- 物部川橋（3.2 km）より上流においては，砂州の位置・高さ等の相似性は高い。
- みお筋の深さについては，全般的に模型の方が深めになる傾向にある。
- 流量が小さいとき，現地には発生しない ripple が模型では発生する。このため，流量の小さいときには特に水位の相似性は高くなく，実験結果をそのまま鵜飲みにすることはできない。ただし，流量が大きくなるにつれて相似性が高くなるので安全側の検討が可能である。
- アーマーコートに関しては，模型では再現できなかった。したがって，模型の方が河床材料の移動限界

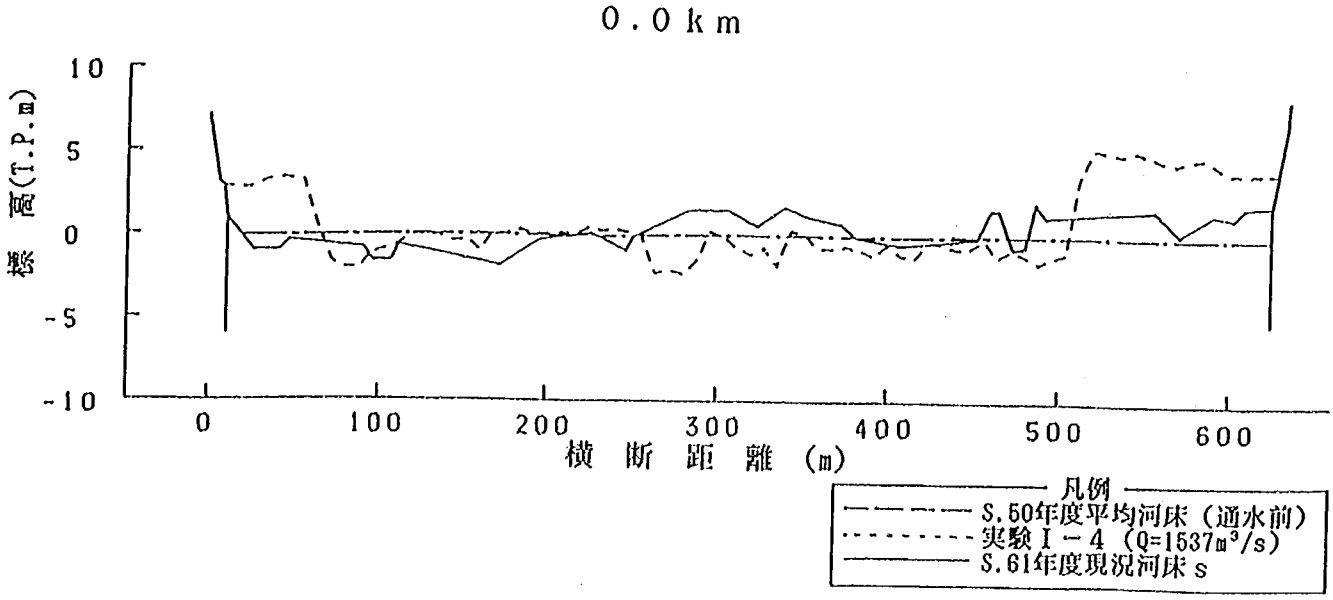


図4－3－4　河床変動状況（ケースⅠ－4）

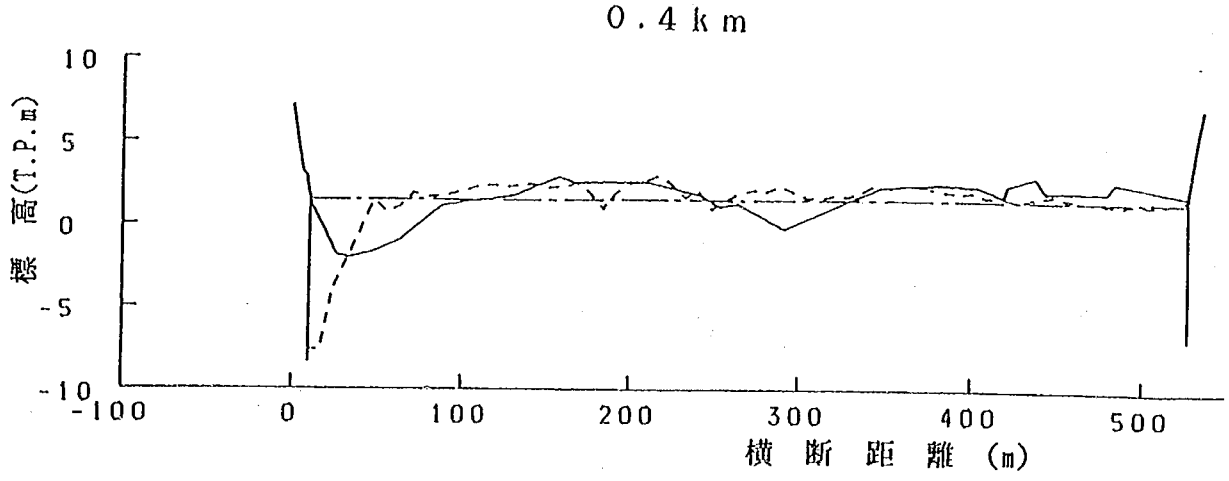


図4－3－5　河床変動状況（ケースⅠ－4）

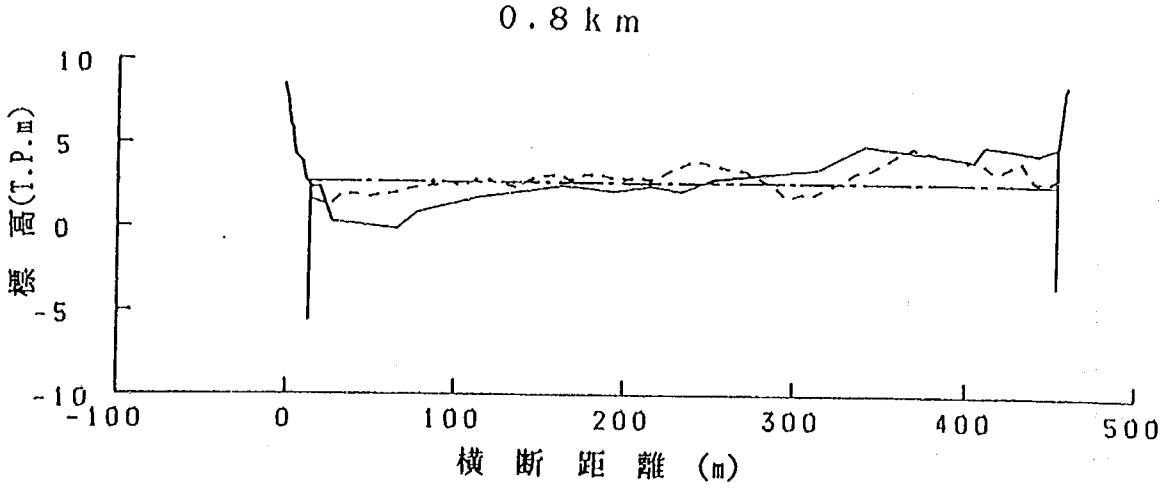


図4－3－6　河床変動状況（ケースⅠ－4）

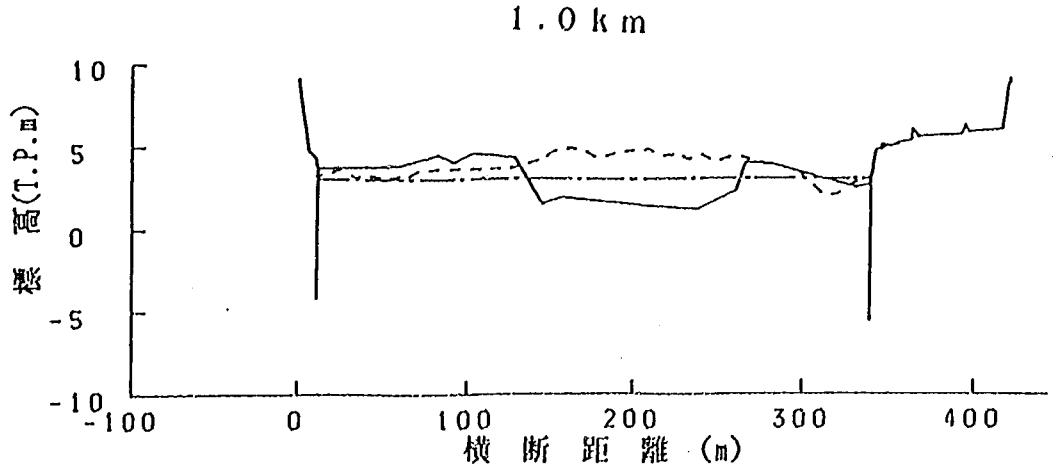


図4－3－7　河床変動状況（ケースⅠ－4）

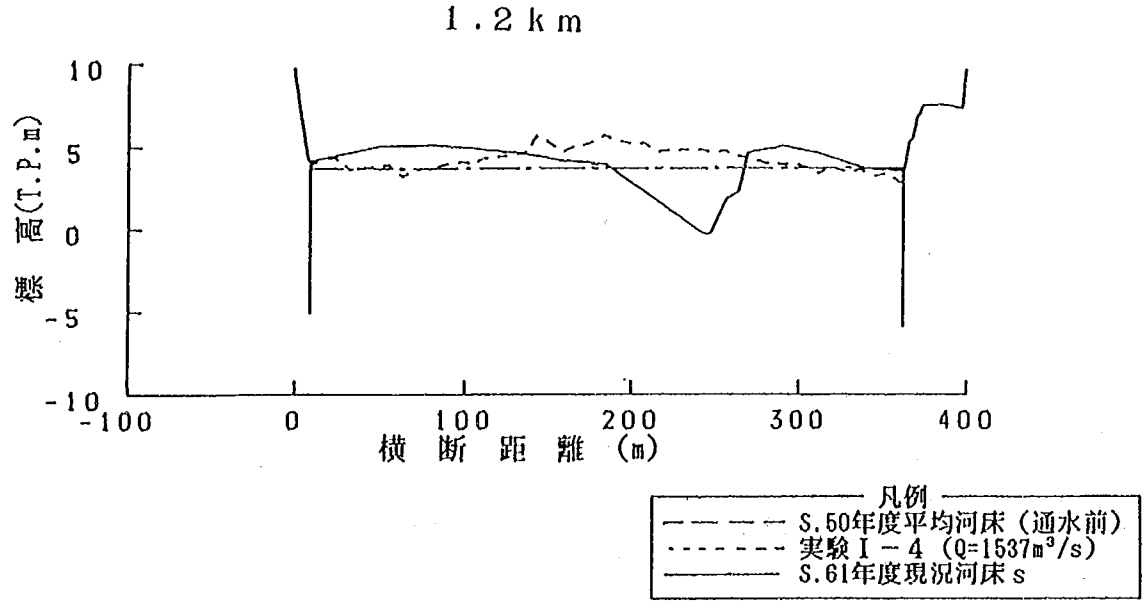


図4－3－8　河床変動状況（ケースⅠ－4）

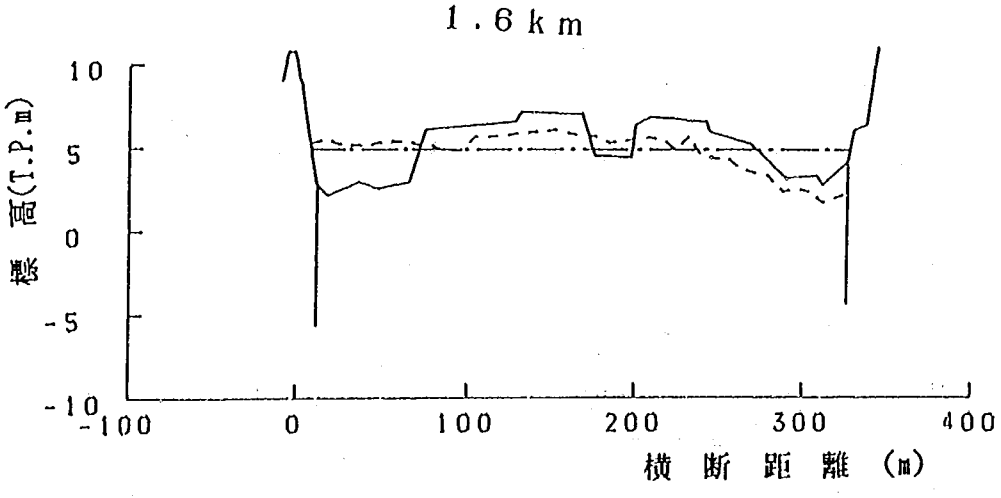


図4－3－9　河床変動状況（ケースⅠ－4）

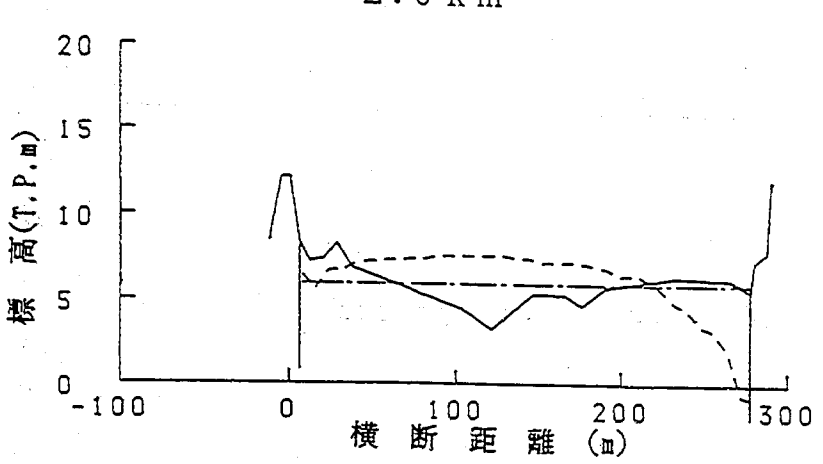
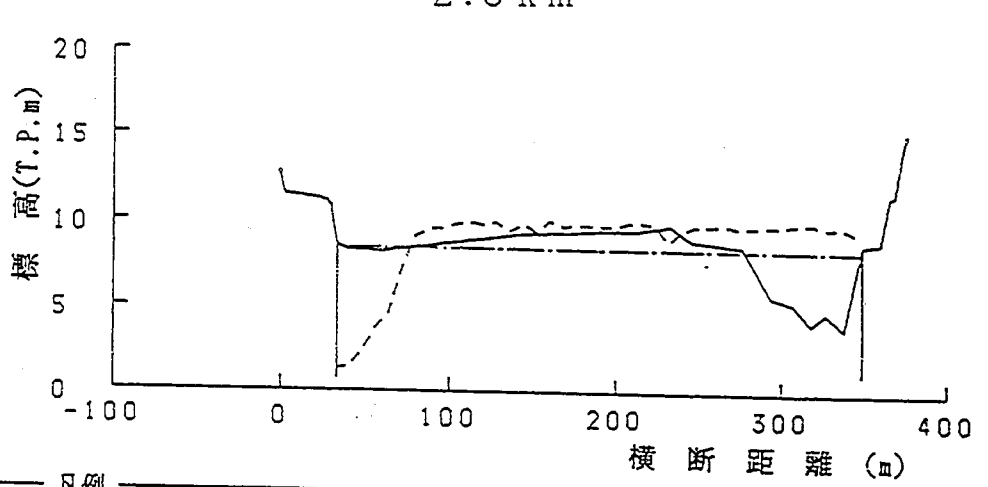


図4－3－10　河床変動状況（ケースⅠ－4）



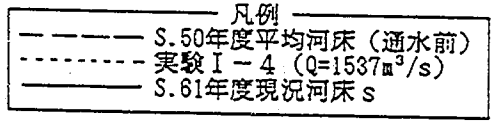


図4－3－12　河床変動状況（ケースⅠ－4）

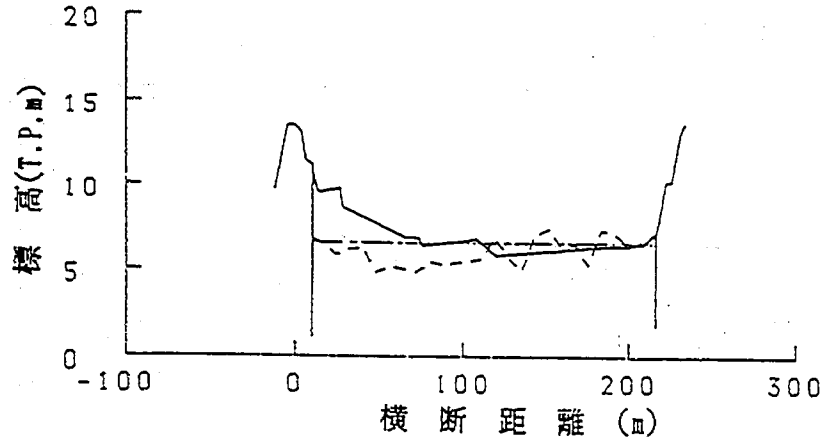


図4－3－11　河床変動状況（ケースⅠ－4）

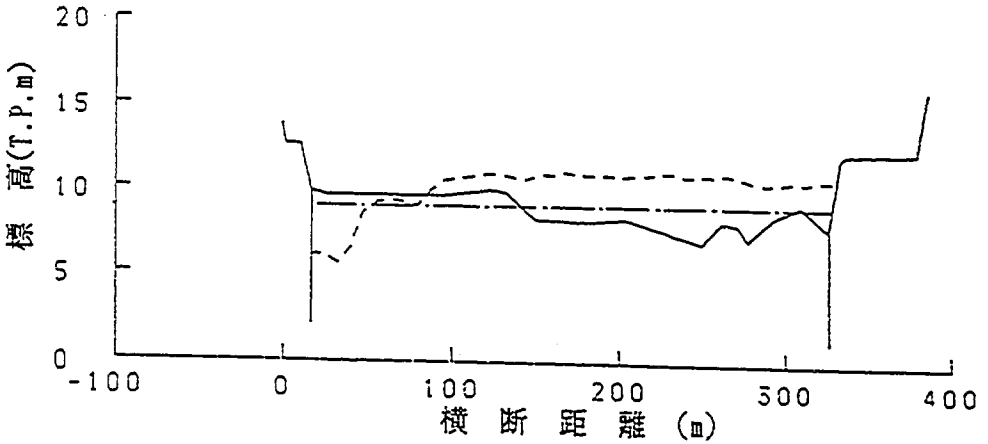


図4－3－13　河床変動状況（ケースⅠ－4）

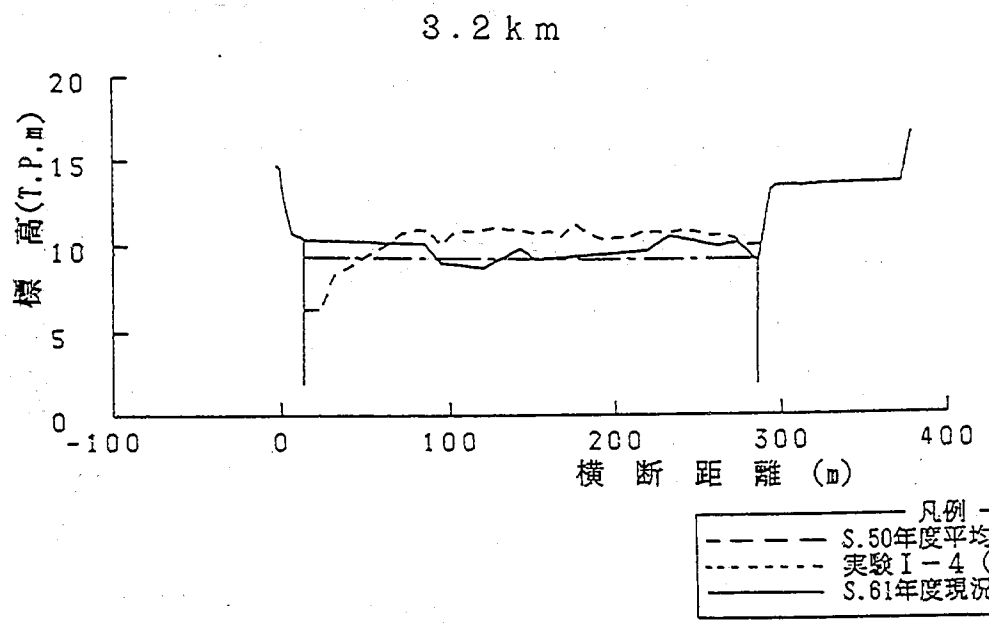


図4－3－14　河床変動状況（ケースⅠ－4）

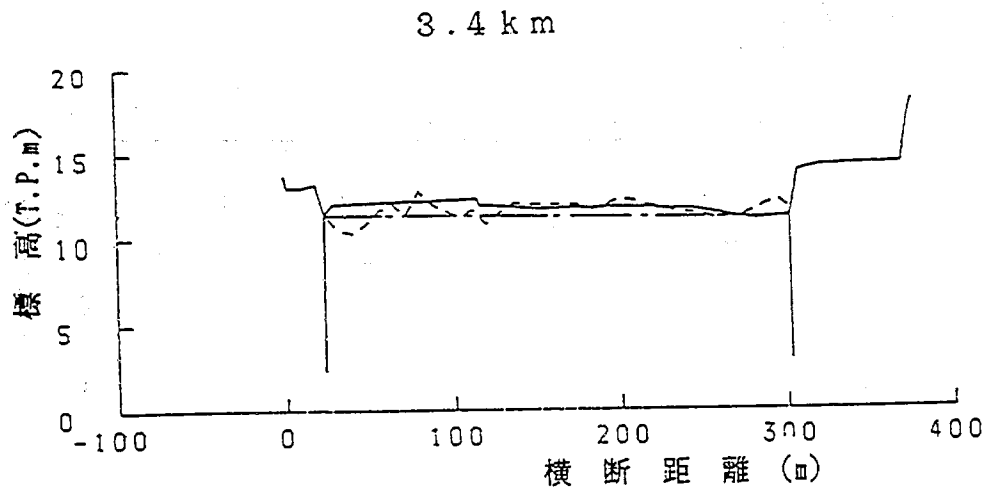


図4－3－15　河床変動状況（ケースⅠ－4）

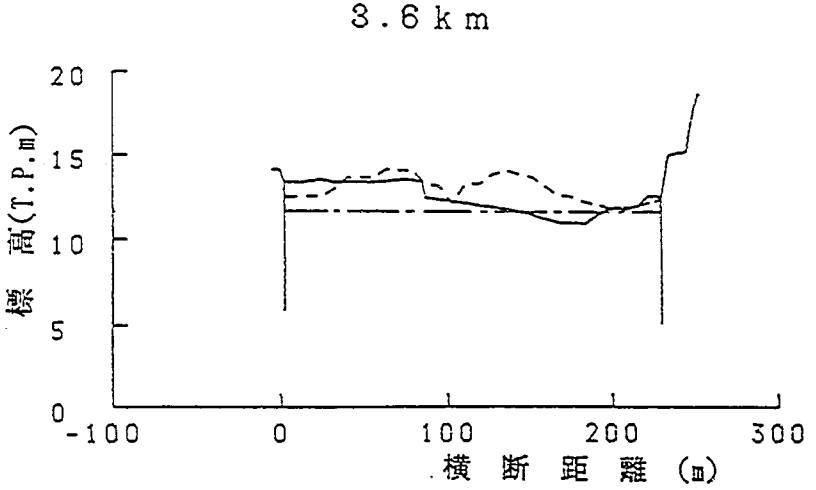


図4－3－16　河床変動状況（ケースⅠ－4）

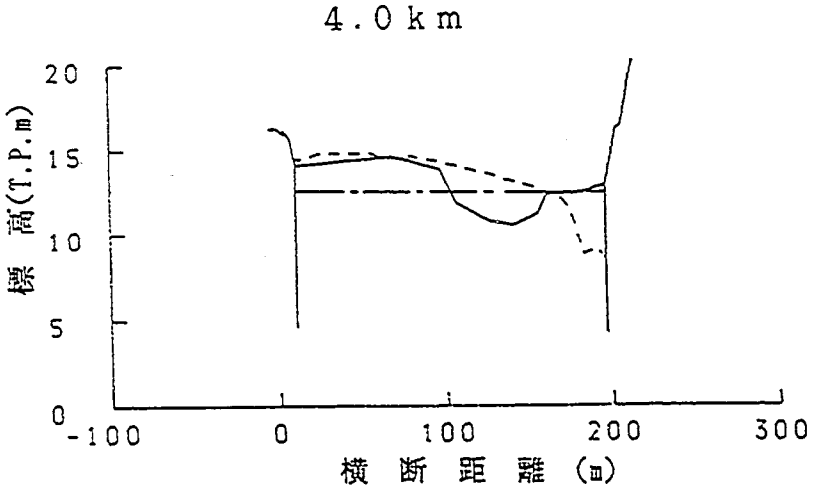
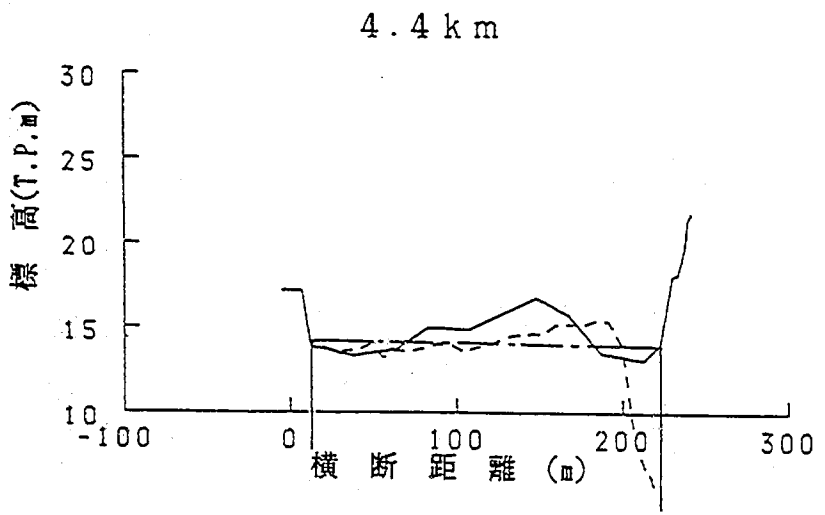
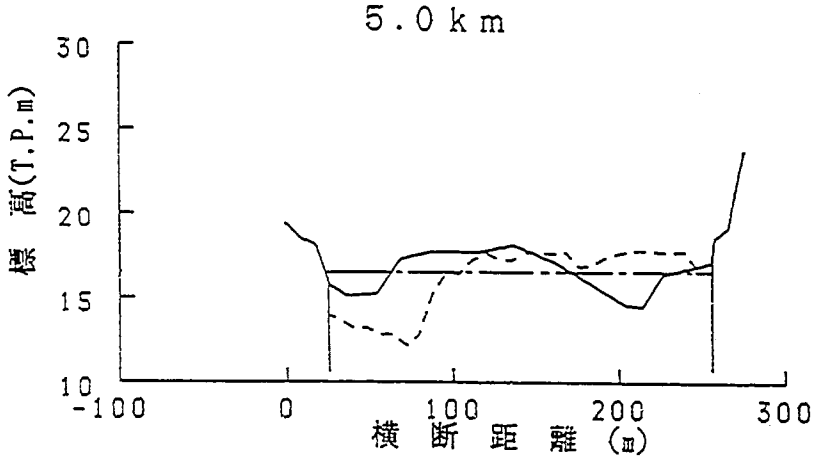


図4－3－17　河床変動状況（ケースⅠ－4）





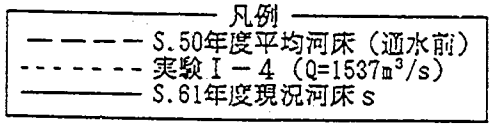
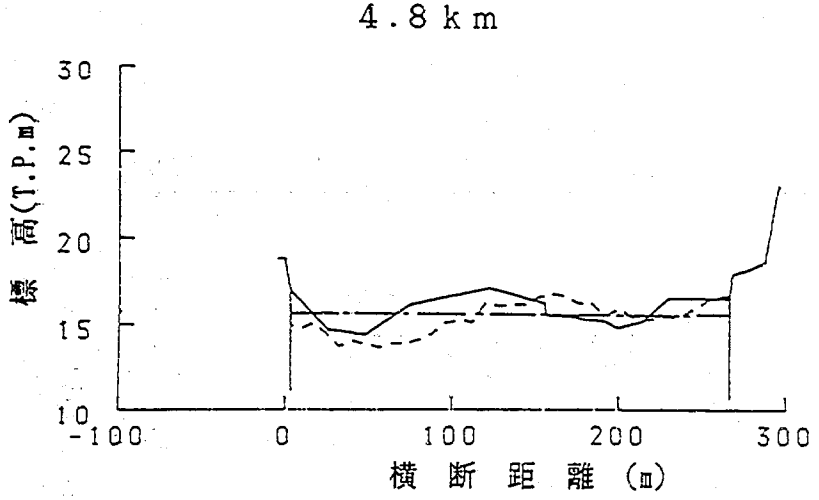


図4－3－18　河床変動状況（ケースⅠ－4）

図4－3－20　河床変動状況（ケースⅠ－4）



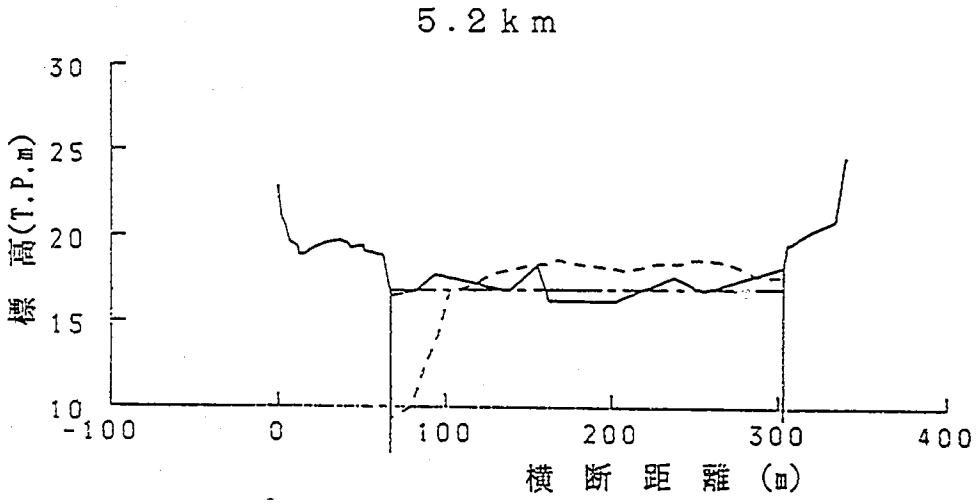


図4－3－19　河床変動状況（ケースⅠ－4）

図4－3－21　河床変動状況（ケースⅠ－4）

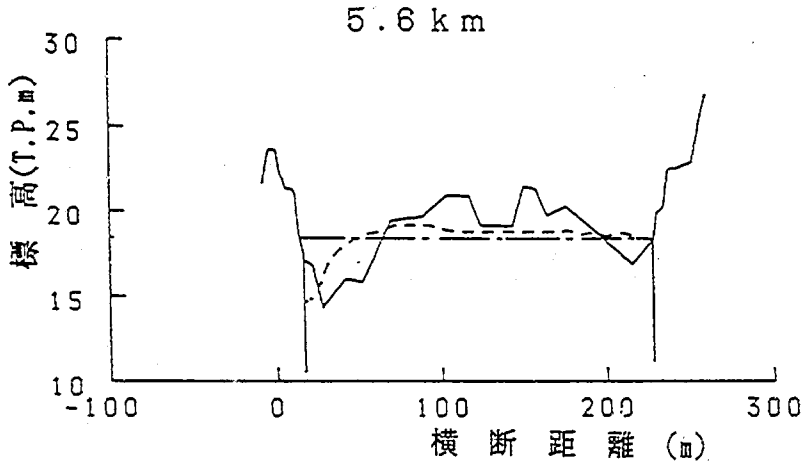
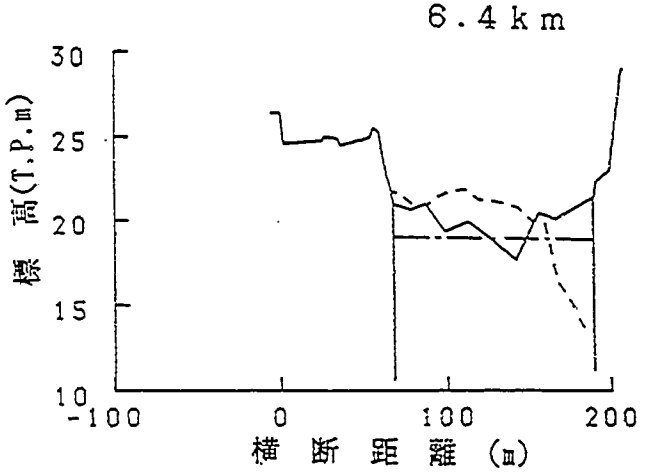


図4－3－22　河床変動状況（ケースⅠ－4）



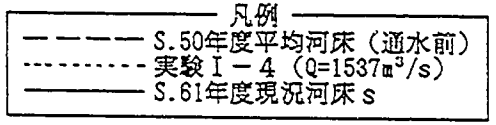


図4－3－24　河床変動状況（ケースⅠ－4）

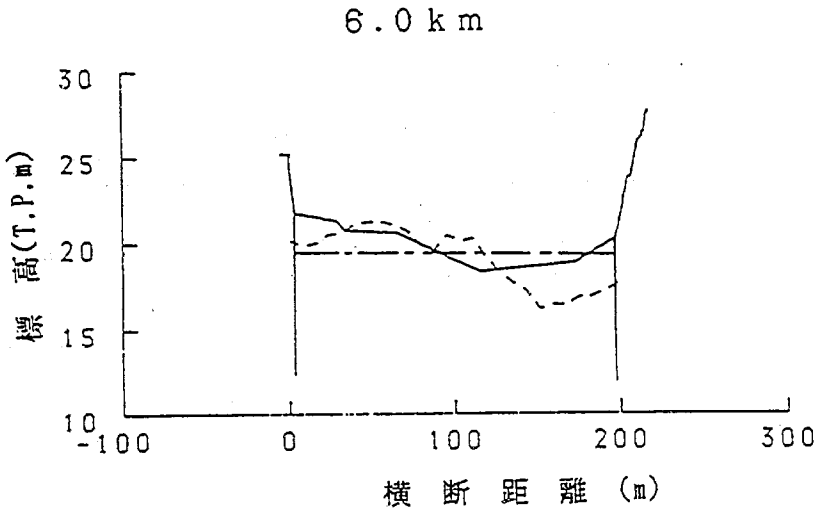


図4－3－23　河床変動状況（ケースⅠ－4）

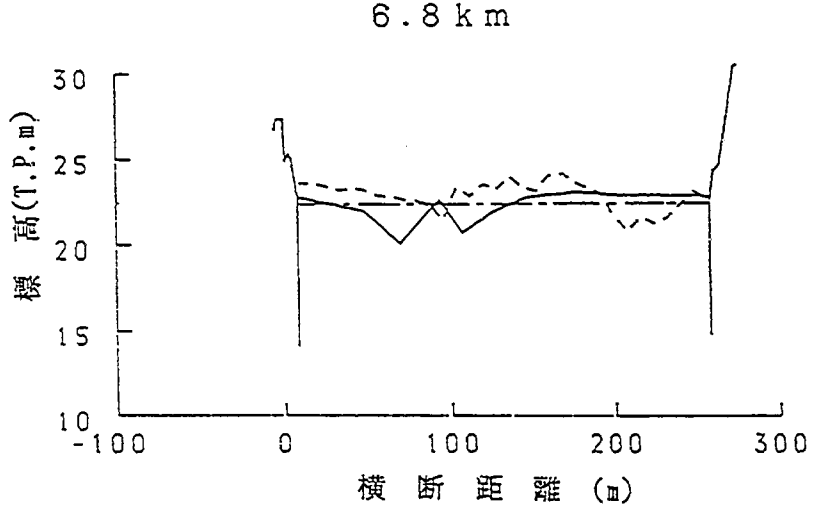


図4－3－25　河床変動状況（ケースⅠ－4）

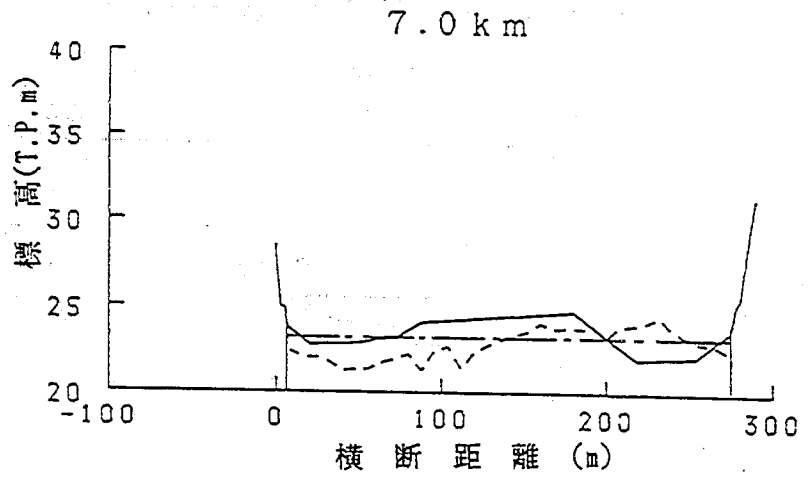
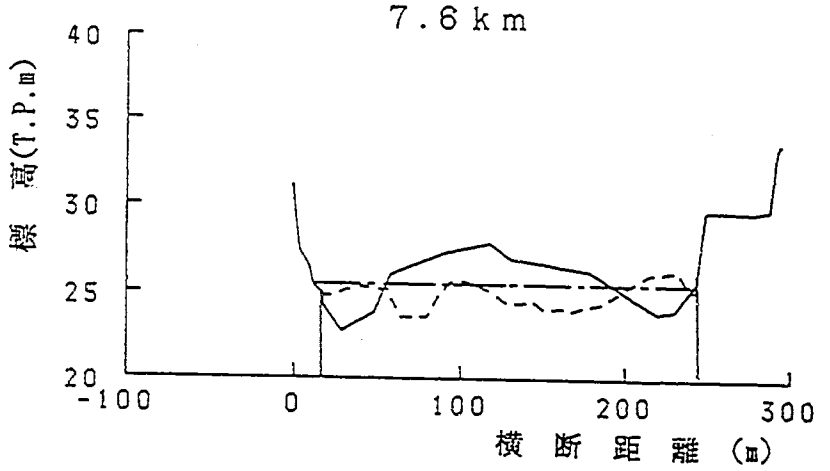


図4－3－26　河床変動状況（ケースⅠ－4）



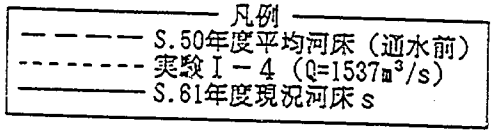


図4－3－28　河床変動状況（ケースⅠ－4）

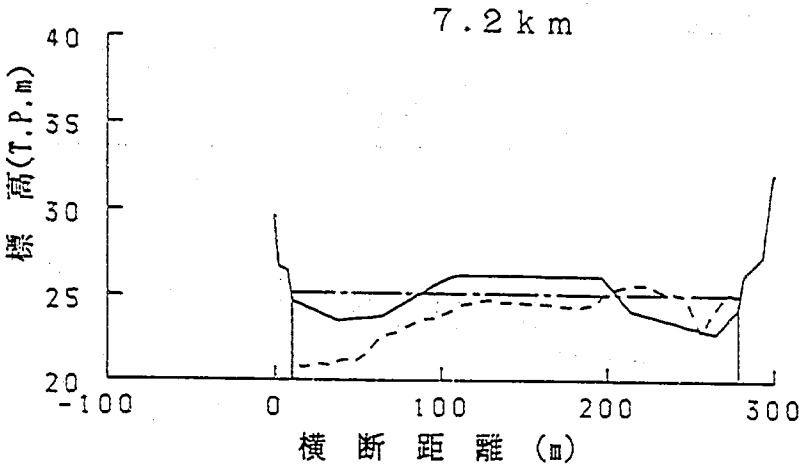


図4－3－27　河床変動状況（ケースⅠ－4）

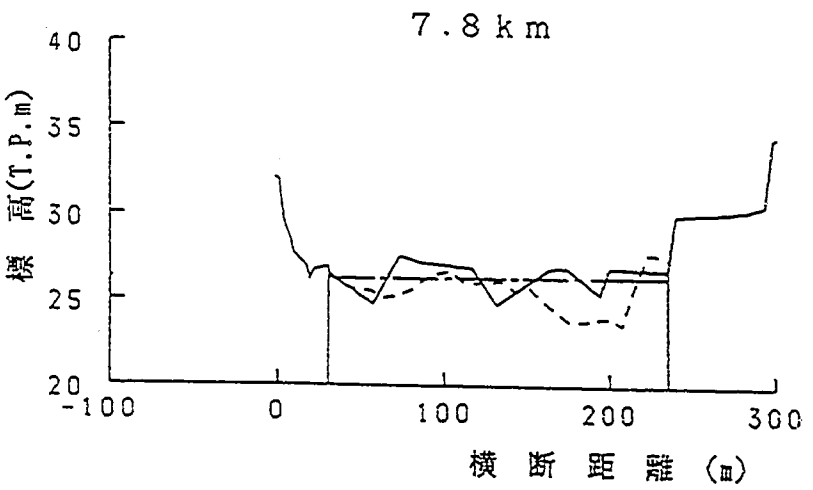
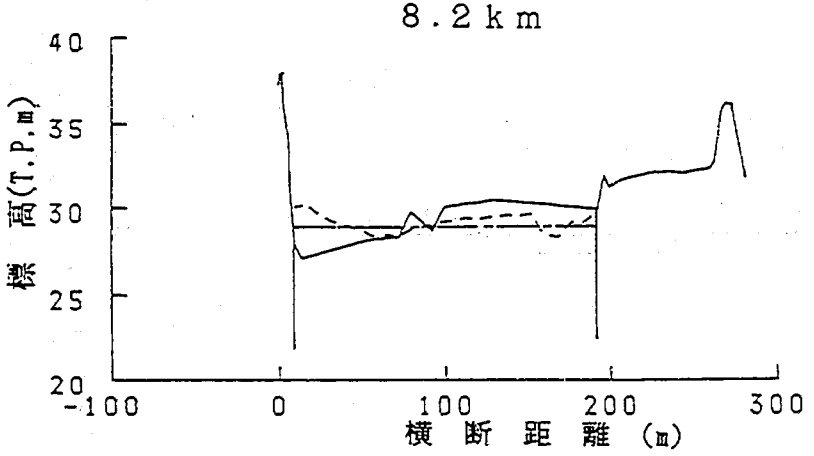
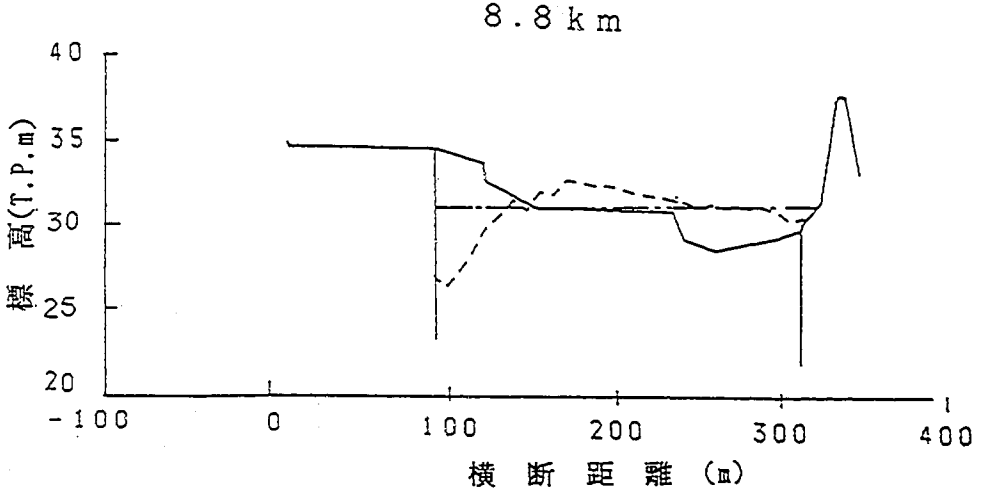


図4－3－29　河床変動状況（ケースⅠ－4）





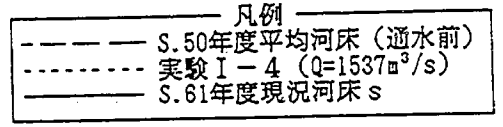
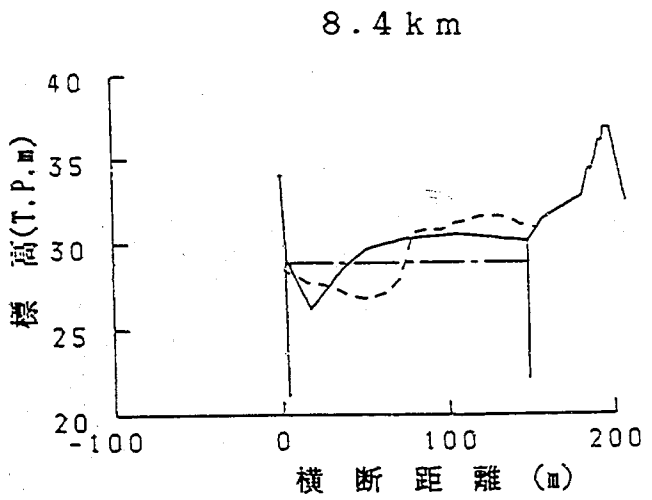


図4－3－30　河床変動状況（ケースⅠ－4）

図4－3－31　河床変動状況（ケースⅠ－4）



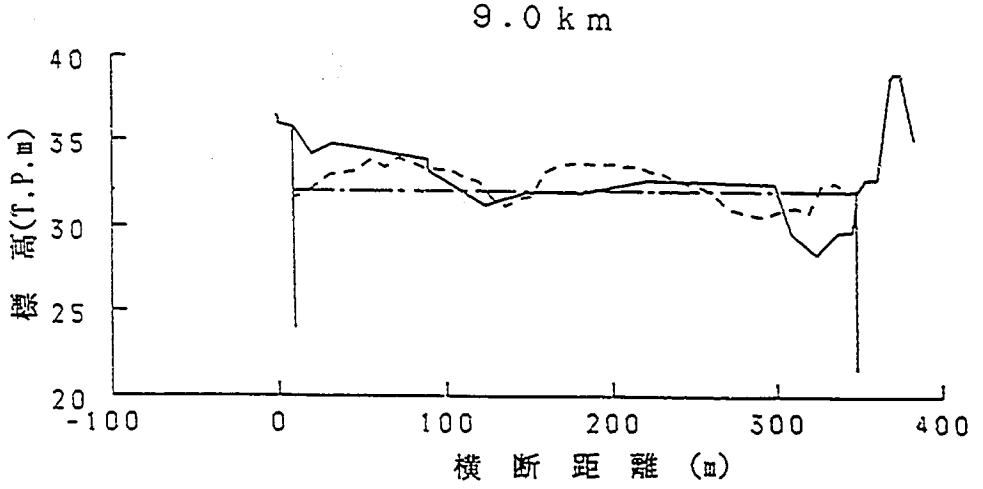


図4－3－32　河床変動状況（ケースⅠ－4）

図4－3－33　河床変動状況（ケースⅠ－4）

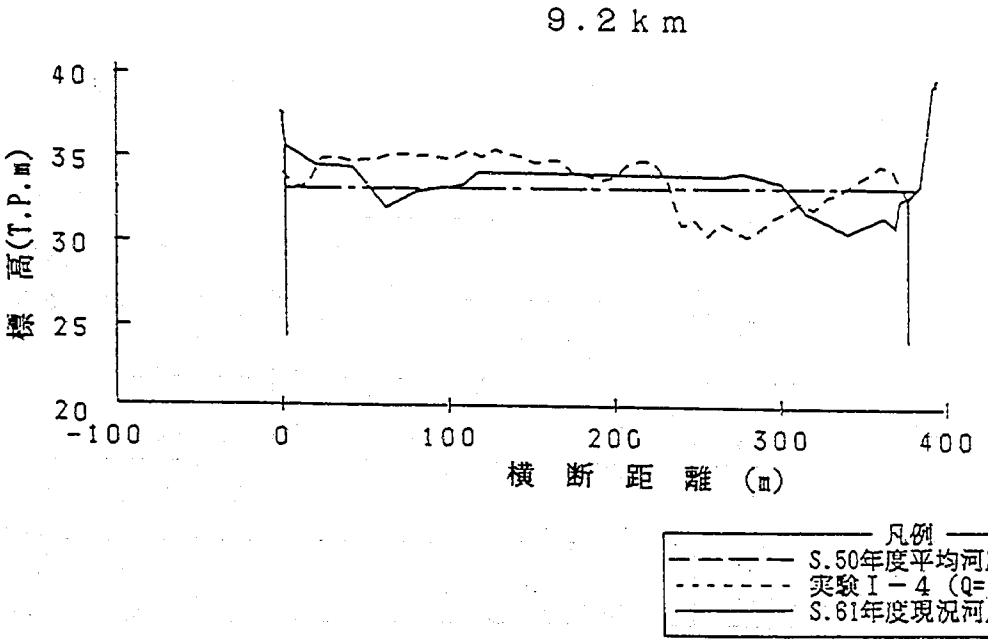


図4－3－34　河床変動状況（ケースⅠ－4）

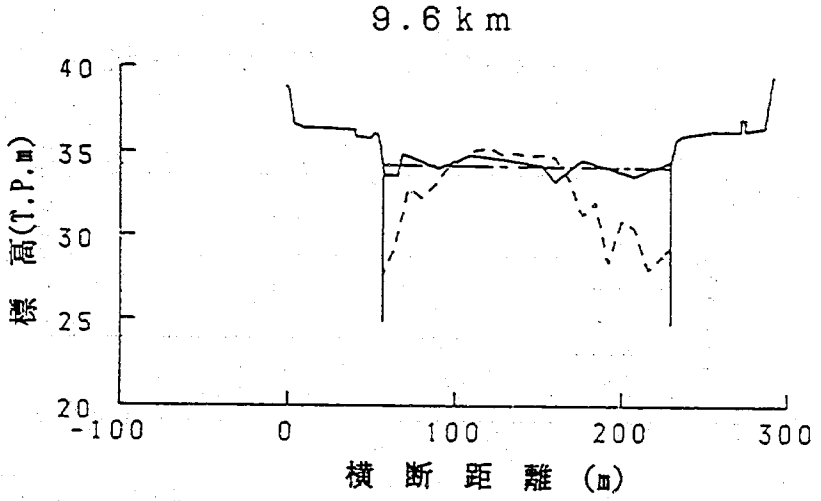


図4－3－35　河床変動状況（ケースⅠ－4）

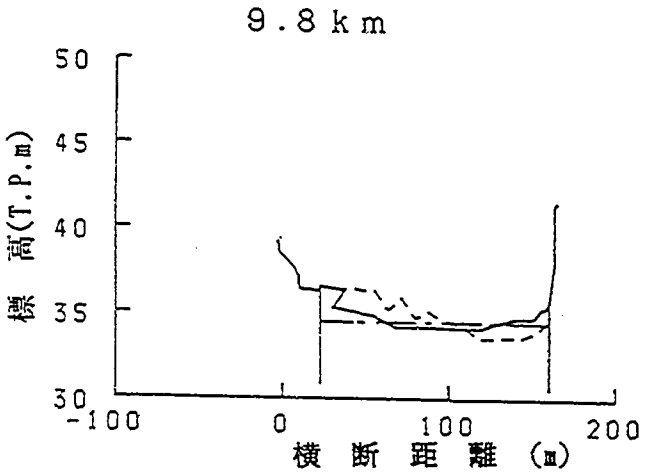


図4－3－36　河床変動状況（ケースⅠ－4）

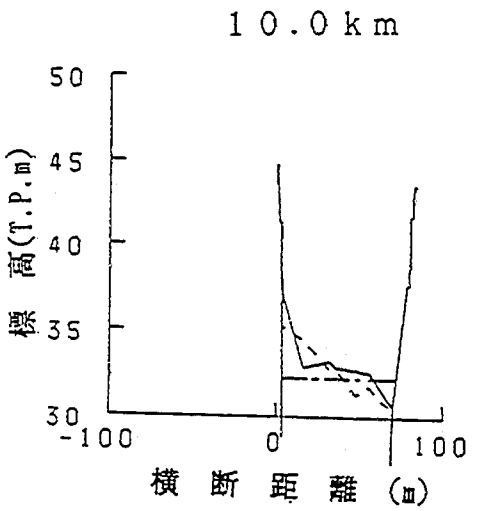


図4－3－37　河床変動状況（ケースⅠ－4）

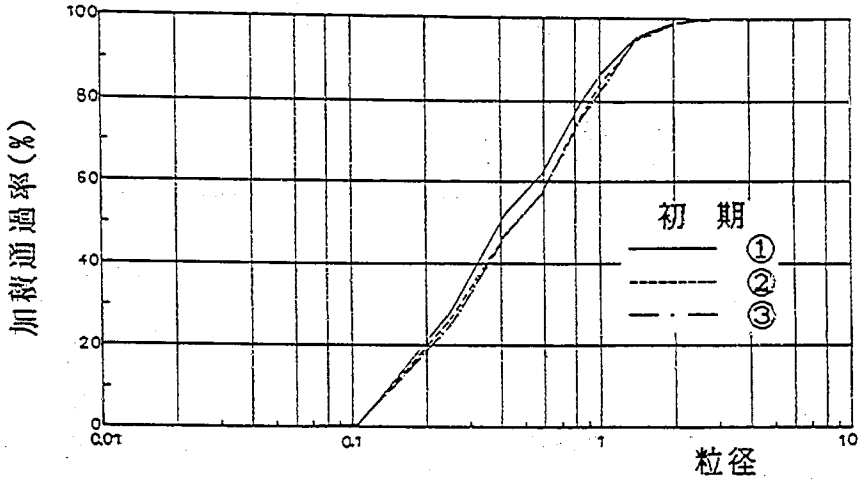


図4－3－38　河床材料の粒度分布（初期河床）

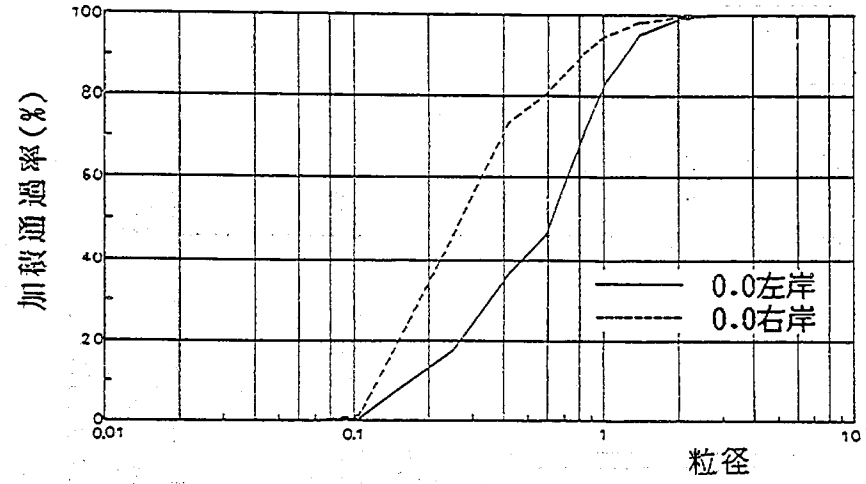


図4－3－39　河床材料の粒度分布（0.0km）

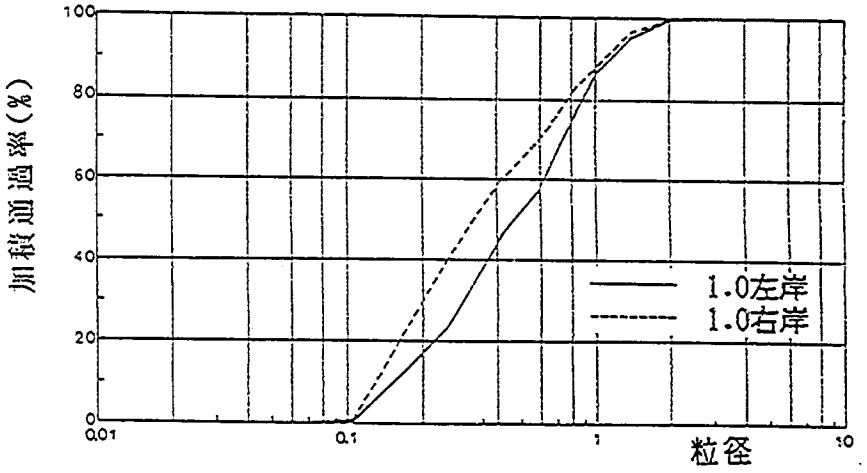


図4－3－40　河床材料の粒度分布（1.0km）

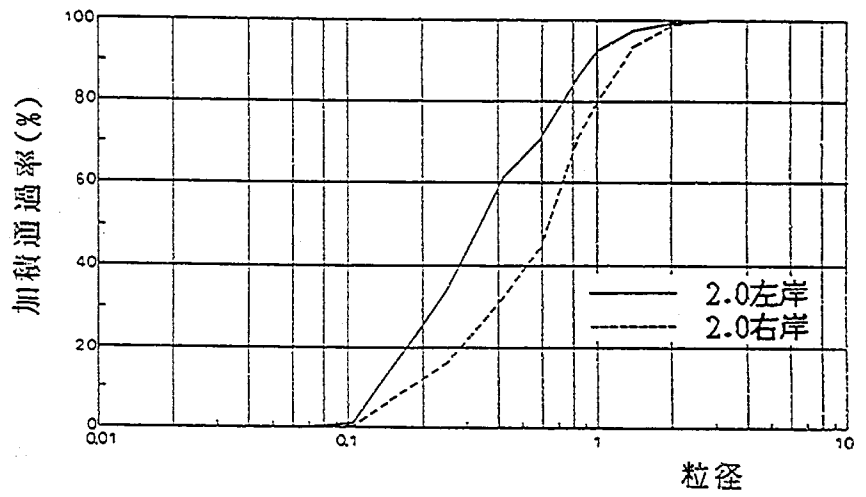


図4－3－41　河床材料の粒度分布（2.0km）

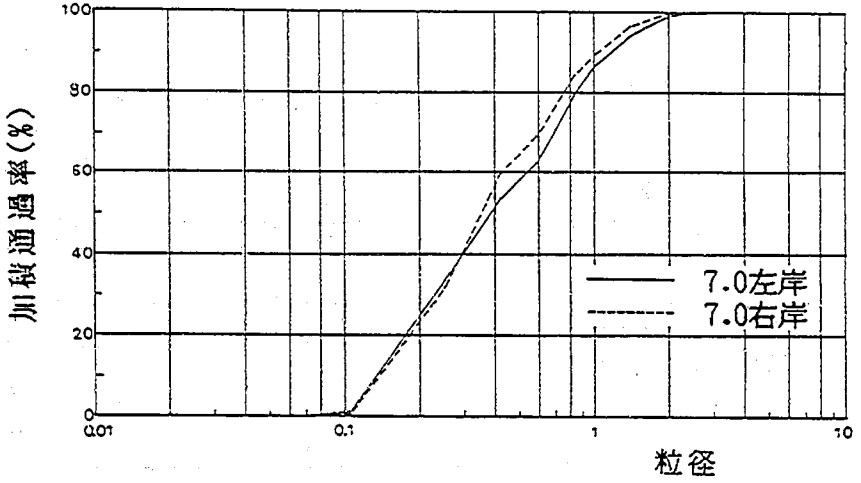


図4－3－42　河床材料の粒度分布（3.0㎞）

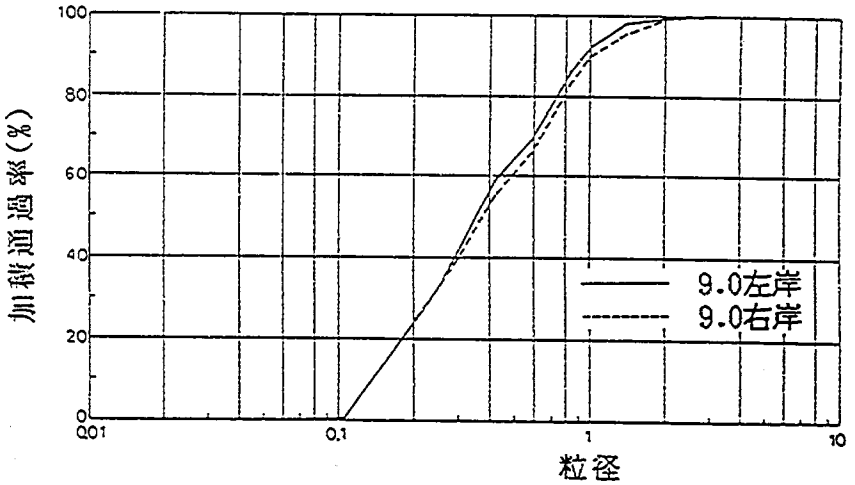


図4－3－43　河床材料の粒度分布（4.0㎞）

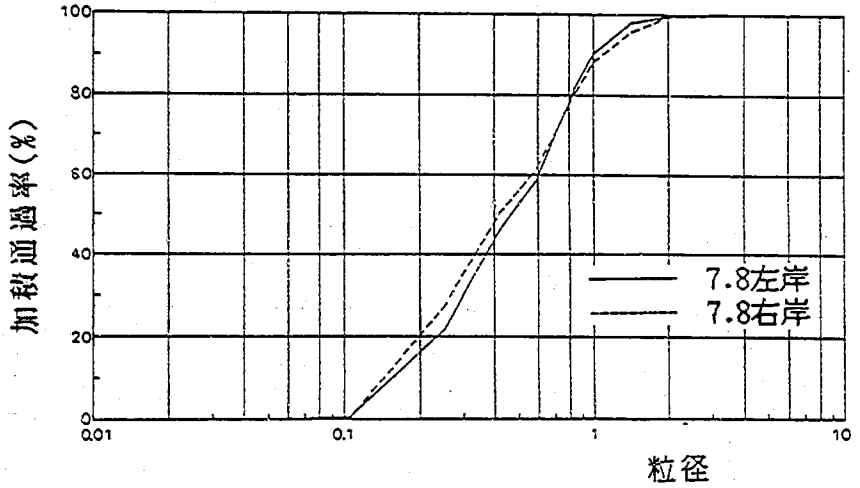


図4－3－44　河床材料の粒度分布（5.0㎞）

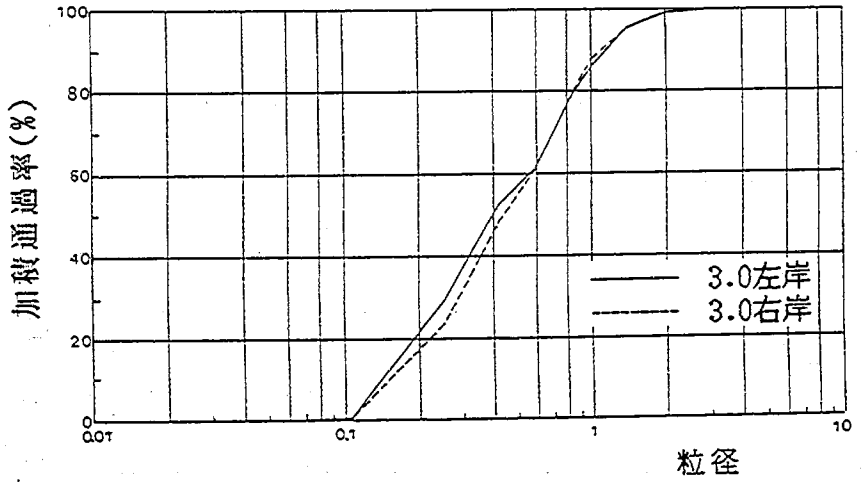


図4－3－45　河床材料の粒度分布（6.0㎞）

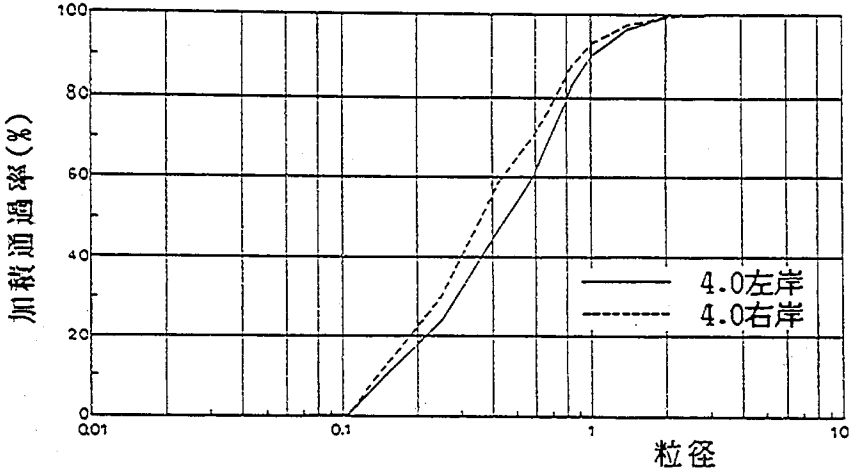


図4－3－46　河床材料の粒度分布（7.0㎞）

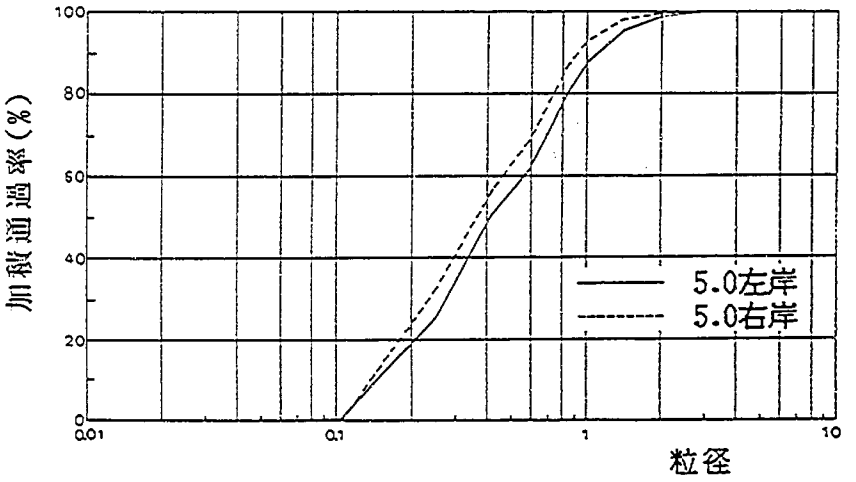


図4－3－47　河床材料の粒度分布（7.8㎞）

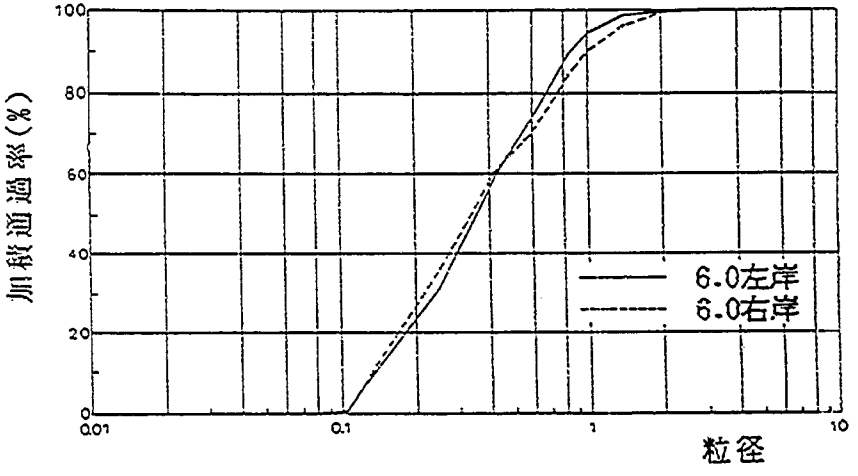


図4－3－48　河床材料の粒度分布（9.0㎞）

付錄　河床材料試驗結果

採取位置	d_m (mm)	d_{10} (mm)	d_{16} (mm)	d_{60} (mm)	d_{84} (mm)	d_{90} (mm)	d_{84}/d_{16} (mm)	d_{60}/d_{10} (mm)
初期 ①	0.559	0.141	0.170	0.59	0.94	1.14	5.529	4.214
初期 ②	0.597	0.145	0.178	0.62	1.00	1.20	5.618	4.276
初期 ③	0.601	0.150	0.182	0.62	1.02	1.23	5.604	4.137
0.0 左岸	0.666	0.170	0.240	0.72	1.04	1.22	4.333	4.235
0.0 右岸	0.333	0.125	0.140	0.35	0.66	0.82	4.714	2.800
1.0 左岸	0.587	0.152	0.190	0.62	0.95	1.14	5.000	4.079
1.0 右岸	0.485	0.130	0.148	0.44	0.86	1.07	5.811	3.385
2.0 左岸	0.473	0.142	0.155	0.42	0.80	1.10	5.161	2.958
2.0 右岸	0.719	0.180	0.250	0.73	1.00	1.43	4.000	4.056
3.0 左岸	0.556	0.140	0.169	0.56	0.95	1.15	5.621	4.000
3.0 右岸	0.569	0.151	0.183	0.57	0.92	1.10	5.027	3.775
4.0 左岸	0.550	0.150	0.186	0.59	0.86	1.00	4.624	3.900
4.0 右岸	0.476	0.140	0.165	0.44	0.78	0.91	4.727	3.143
5.0 左岸	0.563	0.147	0.180	0.55	0.92	1.10	5.111	3.741
5.0 右岸	0.479	0.139	0.162	0.46	0.79	0.92	4.877	3.309
6.0 左岸	0.452	0.119	0.158	0.46	0.74	0.85	4.684	3.866
6.0 右岸	0.488	0.118	0.153	0.43	0.83	1.00	5.425	3.644
7.0 左岸	0.557	0.134	0.157	0.54	0.94	1.17	5.987	4.030
7.0 右岸	0.457	0.137	0.160	0.43	0.83	1.04	5.188	3.139
7.8 左岸	0.553	0.156	0.199	0.60	0.82	0.99	4.121	3.846
7.8 右岸	0.548	0.145	0.174	0.55	0.84	1.08	4.828	3.138
9.0 左岸	0.476	0.136	0.160	0.44	0.80	0.94	5.000	3.235
9.0 右岸	0.516	0.136	0.160	0.49	0.84	1.00	5.250	3.603

流量が小さい。しかし，この状態では安全側の検討ができる。また，大きな流量のもとでは現地河川に形成されたアーマーコートも破壊されるので，模型と現地の状況はほぼ一致し，相似性は高くなる。

4－3－5　模型実験を通じて明らかになった物部川の砂州の特性

上記の通り，本模型は完全な相似性を有しているわけではないが，幾何相似を満たしているので砂州の移動特性などはかなり高い相似性を期待できる。したがって，模型に生じた現象から現地河道の現象の特徴を読取ることができるものと推定される。

模型より読取れる現地河道の砂州の特徴としては，以下の点が挙げられる。3.2㎞地点より上流の砂州は固定性のものであって，洪水時には多少の変形を受けるが，その位置はほとんど変わらない。この原因としては河道のわん曲が挙げられる。砂州の移動限界の考え方の一つに，「河道法線が20°曲がっていると砂州は移動しない」というものがあるが，物部川の3.2㎞より上流ではいずれの砂州発達箇所もこの条件を満たしており，物部川の砂州が移動しないのは河道法線のわん曲が原因していることを裏付けている。

一方，3.2㎞下流では，河道法線は直線的であり，砂州は移動可能である。しかし，下流に向かうにつれ次第に川幅が広がるので砂州の移動速度は遅くなる。上流からの供給土砂量が少ないことも，砂州の移動速度を減じている原因の一つであると考えられる。

第５章　深淵床止め工に関する検討

第５章　深渕床止め工に関する検討

５－１　実験の概要

深淵床止め工は物部川の下流部3.4㎞付近に建設が予定されている床止め工であり，step up ものべ計画の第１基目の床止め工にあたる。

同地点近傍には現在物部川橋の橋脚保護工がある。この保護工は橋脚間をコンクリートで結ぶような形になっており，床止め工的な効果を発揮し，保護工を境に上流と下流では平均河床高で１m以上の落差がついている。深淵床止め工は橋梁の撤去に伴い取り除かれる保護工のかわりに橋梁周辺河床の維持・安定化を期待される構造物である。しかし，施工予定地点は河床勾配の縦断変化点の近傍であり，また左岸には大きな砂州が形成されていることから，床止め工を設置しても砂州が移動してきて床止め工を埋めてしまう可能性がある。そこで，深淵床止め工を設置した場合の周辺河床の変動状況を模型実験によって調べることにした。実験は，床止め工を設置しない場合，3.4㎞地点に屈撓性を持つ床止め工を設置した場合，3.2㎞地点に堅固な床止め工を設置した場合の３つの状態に洪水流量を通水し，水位・流況・河床変動状況を比較し，床止め工設置の影響について検討した。また，この実験は現況断面のもとで行われたが，深淵床止め工の良否の判断をするためには計画河道の場合についても考慮しなければならない。そこで机上検討により計画河道時の河床変動の概略の予想を試みた。

５－２　模型実験による検討

５－２－１　実験の方法

1）実験ケース

実験ケースを表５－１－１に示す。

表５－１－１　実験ケース一覧

実験名	流量	通水時間	床止め工形状 & 河床の状態
Ⅱ－1－1	400 ㎥/s	20時間	床止め工なし　現況断面
Ⅱ－1－2	4000 ㎥/s	2時間	
Ⅱ－2－1	400 ㎥/s	10時間	屈撓性床止め工を3.4㎞（橋梁の直上流）に設置 ４ｔ級ブロック使用　砂州を整正
Ⅱ－2－2	4000 ㎥/s	2時間	
Ⅱ－3－1	400 ㎥/s	10時間	堅固な床止め工を3.2㎞（橋梁の直下流）に設置 砂州を整正
Ⅱ－3－2	4000 ㎥/s	2時間	
Ⅱ－4	4000 ㎥/s	4時間	Ⅱ－3－2に重ね通水。Ⅱ－3－2と合わせ現地換算54hr通水。

＊潮位はすべて平均潮位 T.P.－0.035 mとした（実際には模型下流端水位は河口砂州により決まっている）。
＊給砂は行わなかった。

2) 実験条件について

(1) 流　　量

• 400 ㎥/s

4章で述べた検証実験において，アーマーコートの形成を目途として850㎥/sを通水したところ，十分なアーマリングは発生しなかった。そこで今回はさらに小さな流量を通水してみる。

• 4000㎥/s

この流量は，物部川の既往最大流量に近い流量である。本実験は現況河道に関する実験であるので最も現実性の高いこの流量を選んだ。

(2) 通水時間

• 400 ㎥/s 通水時

実験ケースⅡ－1－1において400㎥/sを通水したところ，通水初期には流砂が見られたが，時間の経過とともに河床波が卓越してきて流砂は減少し，10時間後からの変化量は皆無に近い状況となった。そこで，ケースⅡ－2以降の通水時間は10時間とした。

• 4000㎥/s 通水時

通水時間は，河床変動が鈍化するまでとした。すなわち，通水中河床の任意の点で河床高の時間変化を測定し，その時間変化がほぼなくなるまでとした。実験の結果，2時間程度流せば十分であることがわかった。なお，実験Ⅱ－4によって，通水時間が短すぎて危険側の検討になっている恐れはないことが確認された。

3) 実験手順

① 昭和61年度定期横断測量結果に基づき河床を整形する。必要があれば床止め工等の構造物を設置する。

② 上流から通水を序々に開始する。流量が規定値（400㎥/s）に合った時点を実験開始とする。

③ 流況・河床変動状況を観察する。

④ 規定時間に達したら流量を4000㎥/sに上げる。

⑤ 気球写真を撮影するとともに，水位測定，流況観察，河床変動状況観察を行う。

⑥ 通水を止め，河床高の測定を行う。

4) 実験において注目すべきこと

深淵床止め工に期待される機能は，step up ものべ計画の床止め工としての機能である，

① みお筋の位置を河道中央付近に固定する機能。

② みお筋部の河床低下を軽減する機能。

に合わせ，

③ 掛け替えの計画のある物部川橋梁（3.3㎞付近，県橋）の橋脚の安全性を確保するため周辺河床を維持する機能。

が挙げられる。実験においてはこの3点に特に注目する必要がある。

5－2－2　実験結果

1）実験ケースⅡ－1について

この実験は，昭和61年度定期横断測量結果に基づき整形された河床に 400 ㎥/s および 4000 ㎥/s の流量を重ね通水したものである。

①　実験ケースⅡ－1－1

1537 ㎥/s 通水時には流れはみお筋に沿う。いずれの実験ケースにおいても流砂は非常に少なく，みお筋部でわずかに河床変動が見られる程度である。

②　実験ケースⅡ－1－2

4000 ㎥/s 通水時の流況を撮影した気球写真を写真5－2－1に，この写真および流況観察結果から描いた流況図を図5－2－1に示す。これによれば，400 ㎥/s 通水時に比べ流れは直進性を増す。ただし，深淵床止め工設置予定地点では流れはやや左岸側に偏り，2.2 km地点よりも下流で流れは右岸側へと向きを変える。

つぎに流砂の挙動に注目する。流砂の動きは 400 ㎥/s 通水時に比べ非常に活発となる。4.0 km付近では通水開始直後より湾曲の影響により右岸側の河床が低下し，左岸側の河床が上昇しはじめ，1時間経過後にはほぼ動的平衡状態となって左岸側にポイントバーを形成する。このポイントバーは床止め工の設置予定地点である 3.4 kmより下流まで伸びる。通水後の河床変動状況を写真5－2－2に示す。また，3.0 km より下流では流れは左右両岸に分かれる。時間の経過とともに両河岸沿いの河床が低下するので流れの集中度は増す。ただし，実河道では左岸側が山付きであり岩が河床上に出やすい状況にあること，航空写真によれば左岸側には植生が繁茂しており洗掘されにくい状況にあることから，実河川では洗掘は右岸側に限られるものと推定される。このため，模型における右岸側の洗掘は実河道に比べ少なめに現れている可能性がある。

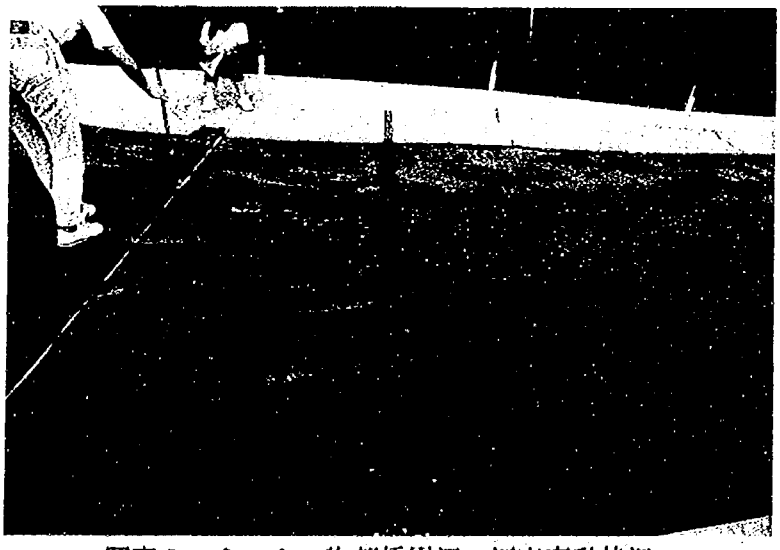
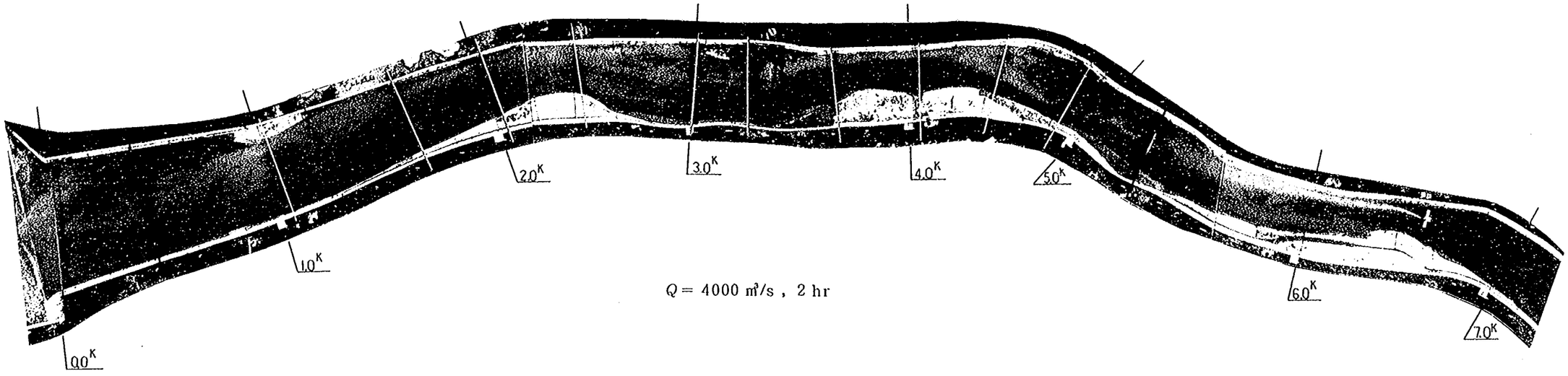


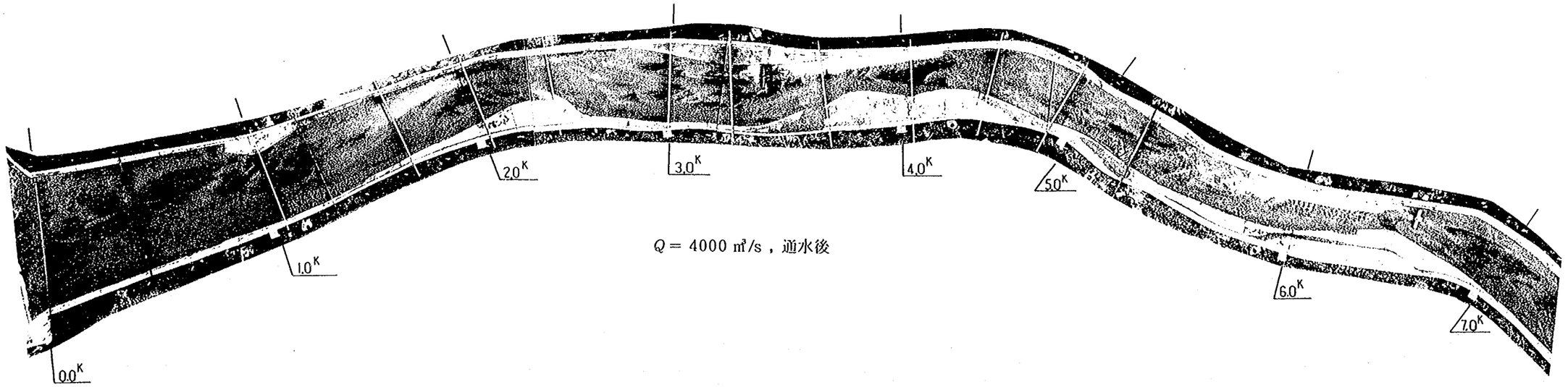
写真5－2－2　物部橋周辺の河床変動状況

2）実験ケースⅡ－2について

実験ケースⅡ－2は，計画の原案として3.4 km地点に（図5－2－2参照）屈撓性を有する床止め工（図5－2－3参照）を設置し，洪水流を通水し主に河床変動状況を調べるものである。床止め工設置箇

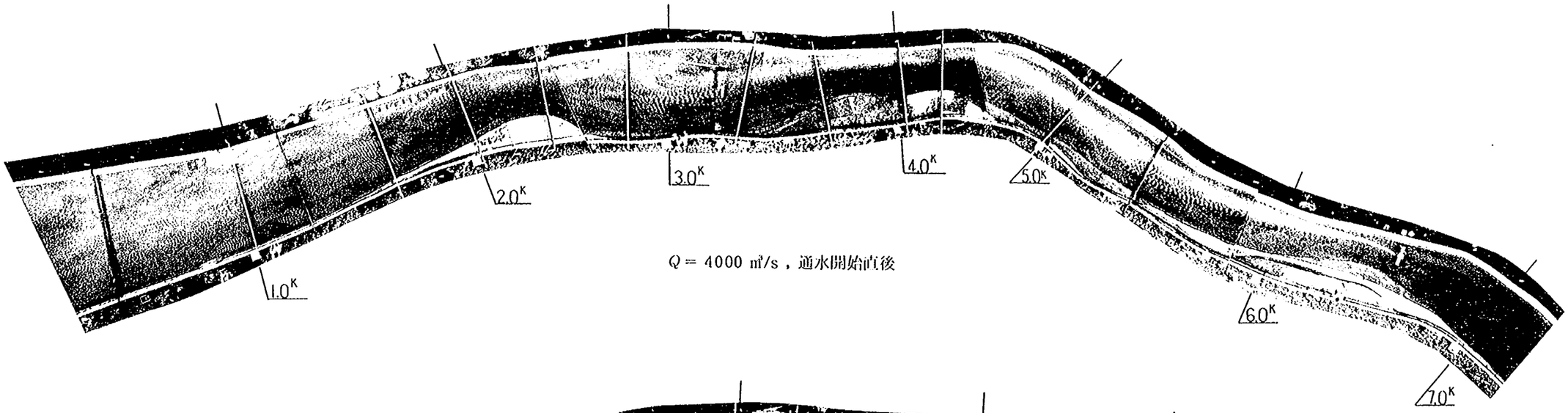


Q = 4000 m³/s , 2 hr

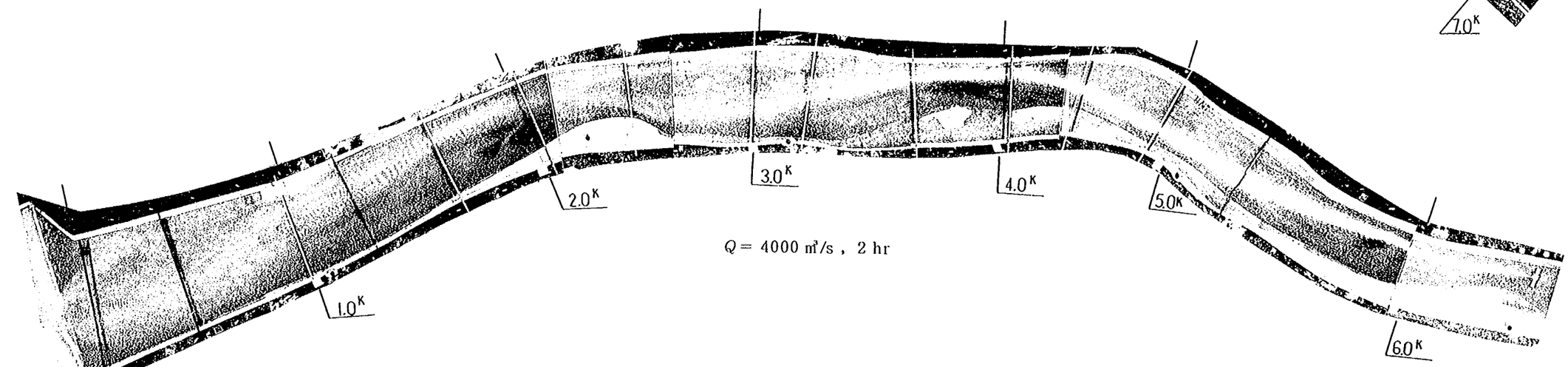


Q = 4000 m³/s , 通水後

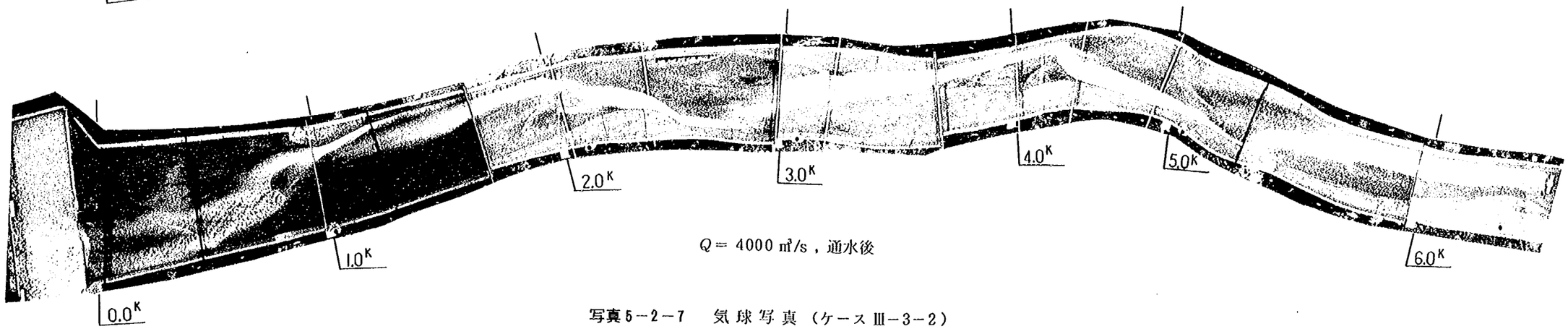
写真5－2－3　気球写真（ケースII－2－2）



$Q = 4000$ ㎥/s，通水開始直後



$Q = 4000$ ㎥/s，2 hr



$Q = 4000$ ㎥/s，通水後

写真5－2－7　気球写真（ケースⅢ－3－2）

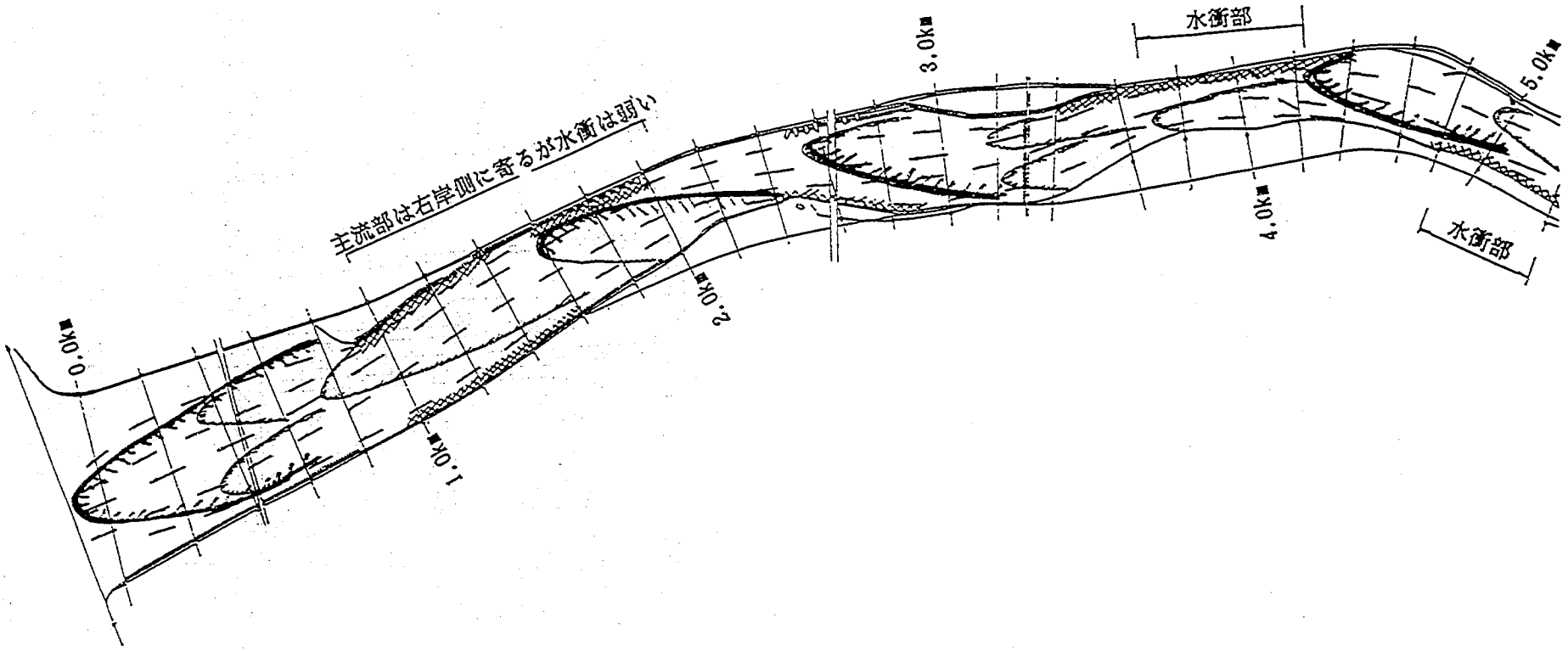


図5－2－1　流況図（ケースⅡ－1－2）

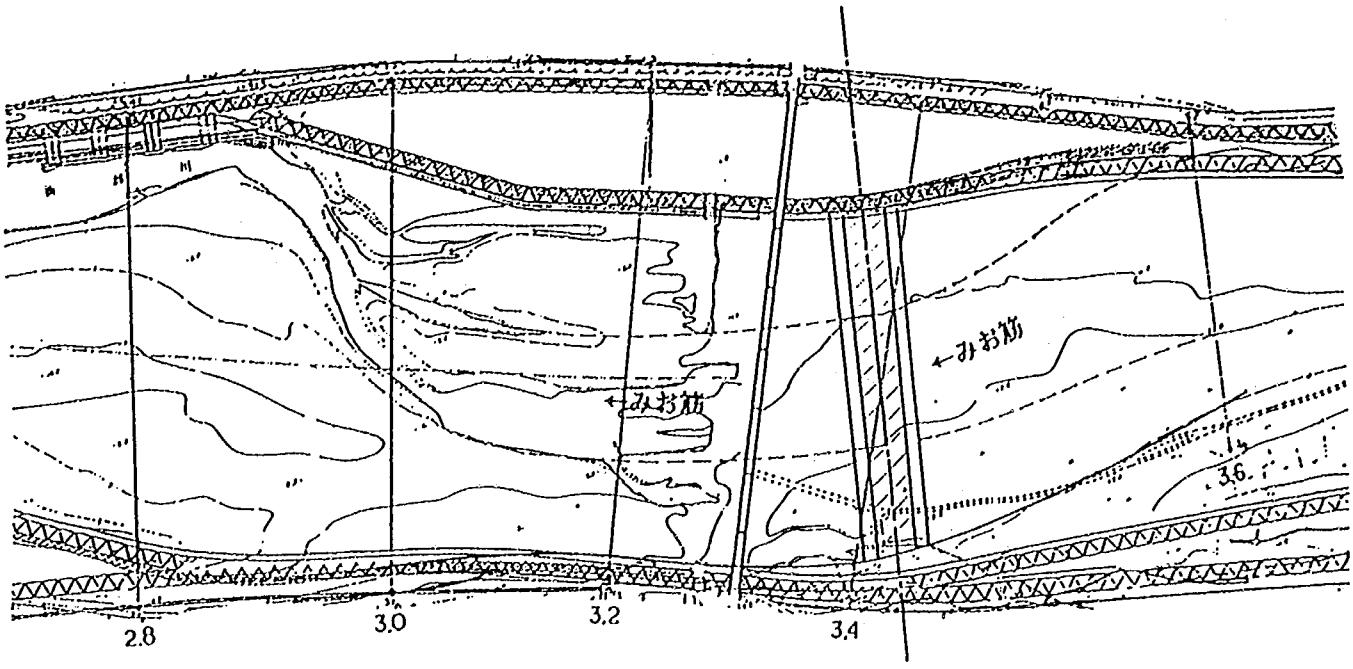


図５－２－２　実験Ⅱ－２における床止め工の位置

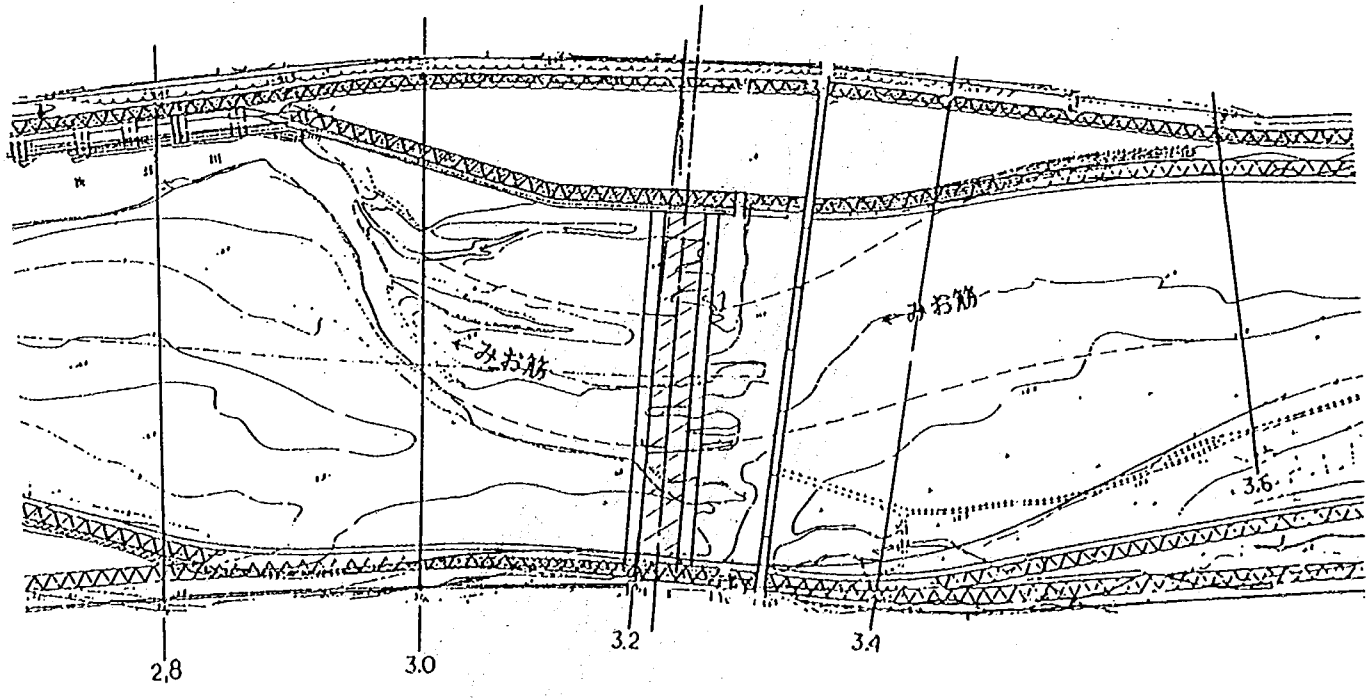


図５－２－７　実験Ⅱ－３における床止め工の位置

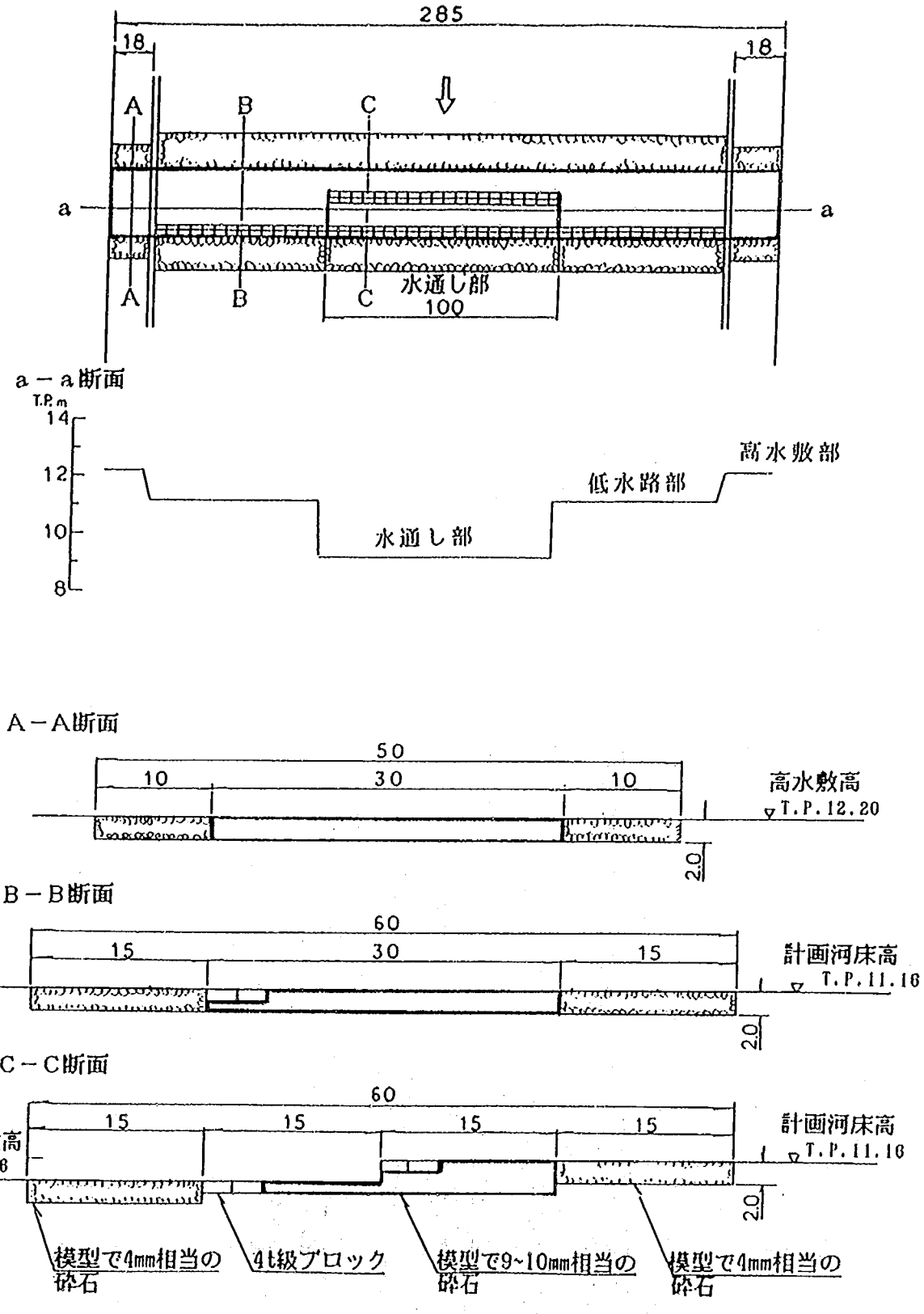


図５－２－３　床止め工形状図（屈撓性）

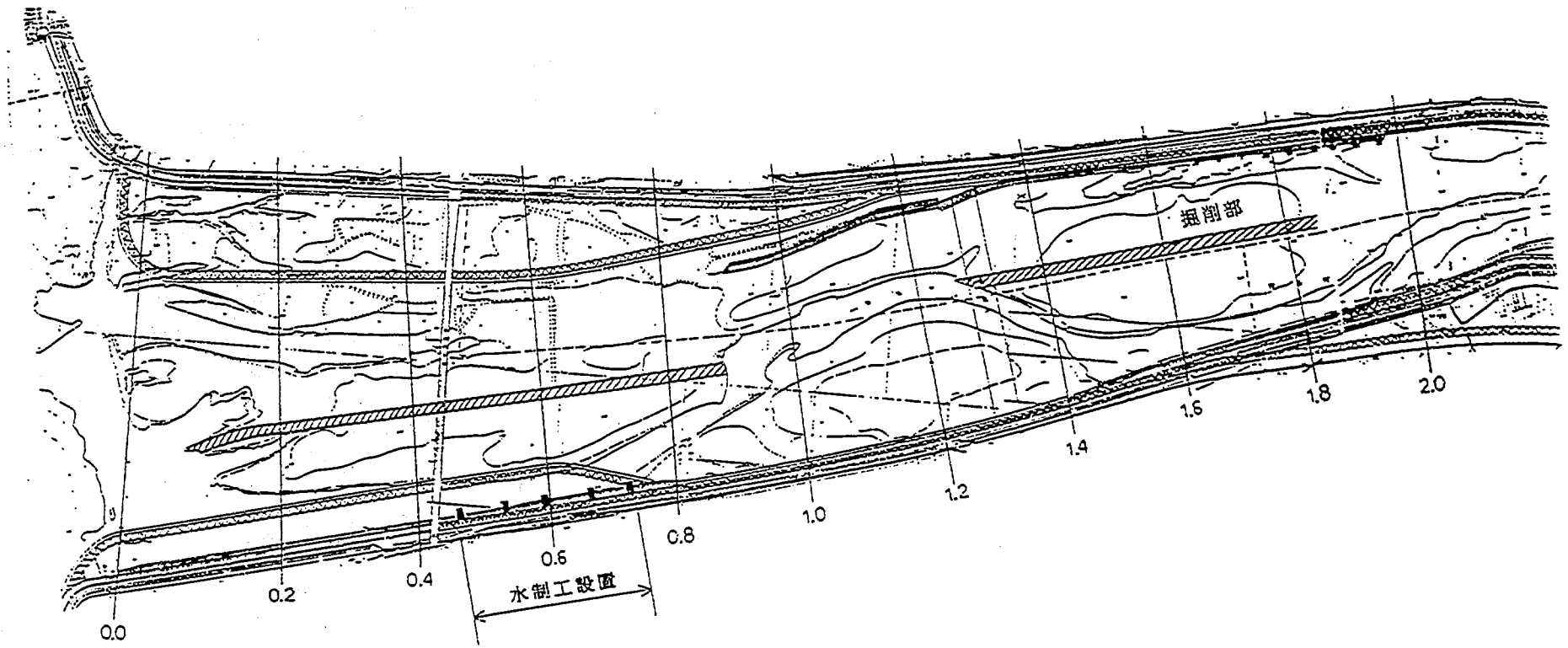


図5－2－4　砂州整正案平面図

所上流の河床は次第に現況河床にすりつけるようにした。下流の河床は砂州を大まかに整正した（図5－2－4参照）。

① 実験ケースⅡ－2－1について

400 ㎥/s 通水時の全体的な流況，河床変動状況は実験ケースⅡ－1－1と同様である。床止め工周辺の状況に目を移すと，流れがやや右岸側に集中する傾向にあり床止め工のブロックの間より土砂がやや吸出される傾向にあり，わずかではあるがブロックの沈下が見られる。

② 実験ケースⅡ－2－2

4000 ㎥/s 通水時の流況を撮影した気球写真を写真5－2－3に及この写真および流況観察結果から描いた流況図を図5－2－5に示す。3.4 km～3.6 km付近では，通水当初，流れは左岸側に集中するが，次第に左岸側に砂州が発達し流れは右岸側に偏る傾向を示す。床止め工上の流況を写真5－2－4に示す。床止め工上の流速は4.5 m程度となり直下流で波状跳水を生じる。

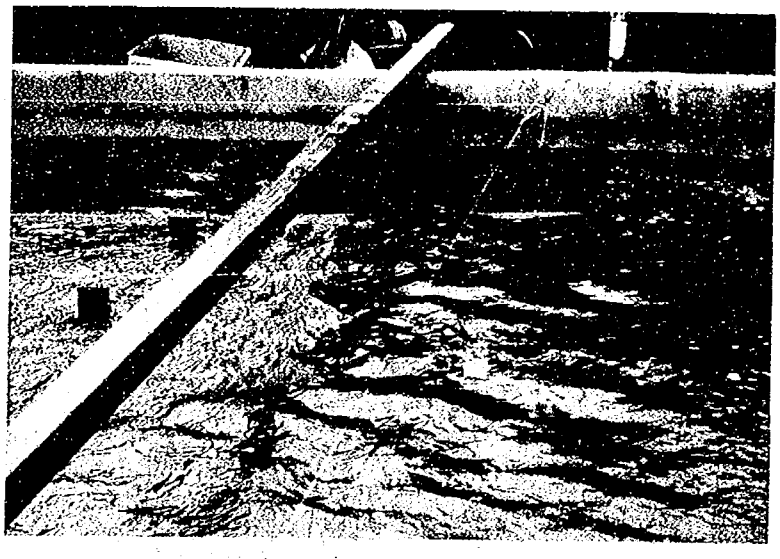


写真5－2－4　床止め工上の流況

つぎに，河床の変動状況に注目する。通水後の河床変動状況を図5－2－6，写真5－2－5，5－2－6に示す。水通し部は通水開始直後に上流からの供給土砂により埋まる。左岸側では通水直後より上流の砂州が伸び始める。砂州の波高は低水路深さよりも大きいため，左岸側の低水路は埋められる。このためみお筋は右岸側に偏り右岸側の高水敷の側岸侵食を引き起こす。高水敷はわずかな時間ですべて侵食される。床止め工のブロックの流出はみられず，右岸側で0.5 m程度屈撓する程度である。これは，この地点が土砂の堆積地点にあり，供給土砂が豊富であるからであると考えられる。また，床止め工直下流ではみお筋は橋脚の近傍を通り右岸側の河岸へ向かう。このため橋脚の安全性が懸念される。

3) 実験ケースⅡ－3について

実験ケースⅡ－2により，床止め工下流に形成されるみお筋が橋脚の近傍に近づくので，橋脚の安全性が懸念されることがわかった。そこで，この実験では床止め工を橋脚の下流の3.2 kmに移し（図5－2－7参照），かつ床止め工の屈撓性の効果を実験Ⅱ－2と比較することによって調べるために，床止め工を

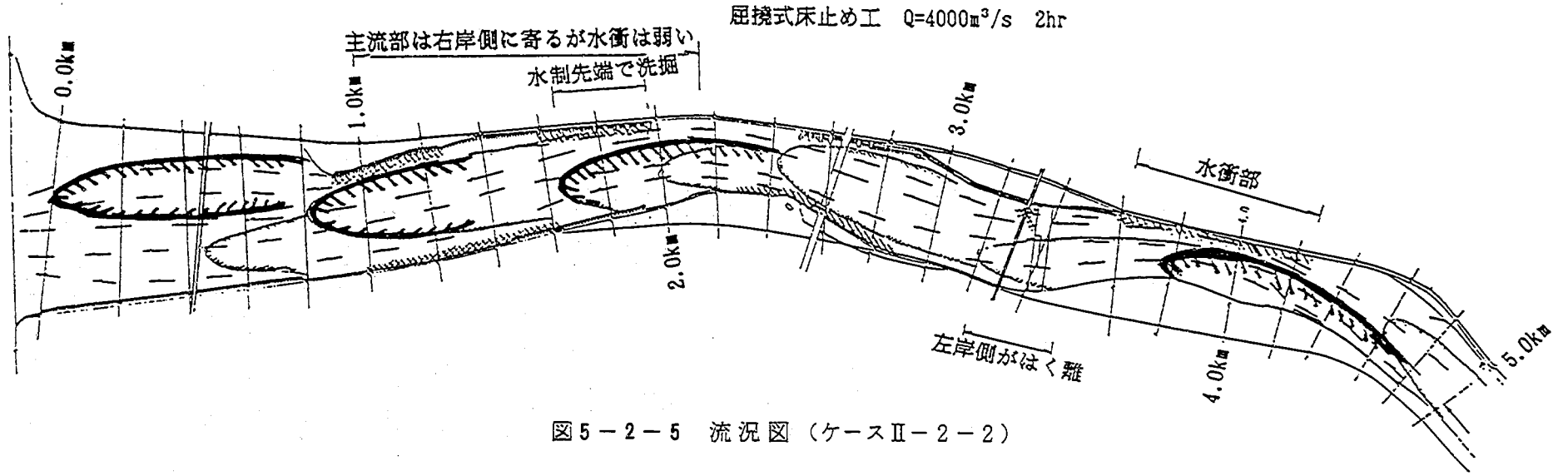


図５－２－５　流況図（ケースⅡ－２－２）

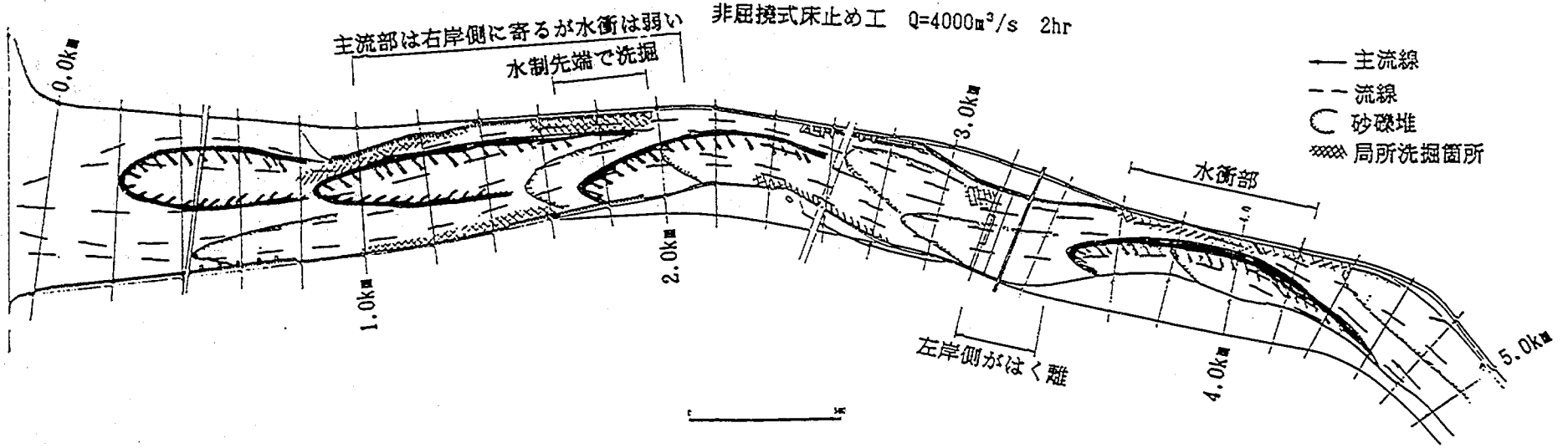


図５－２－９　流況図（ケースⅡ－３－２）

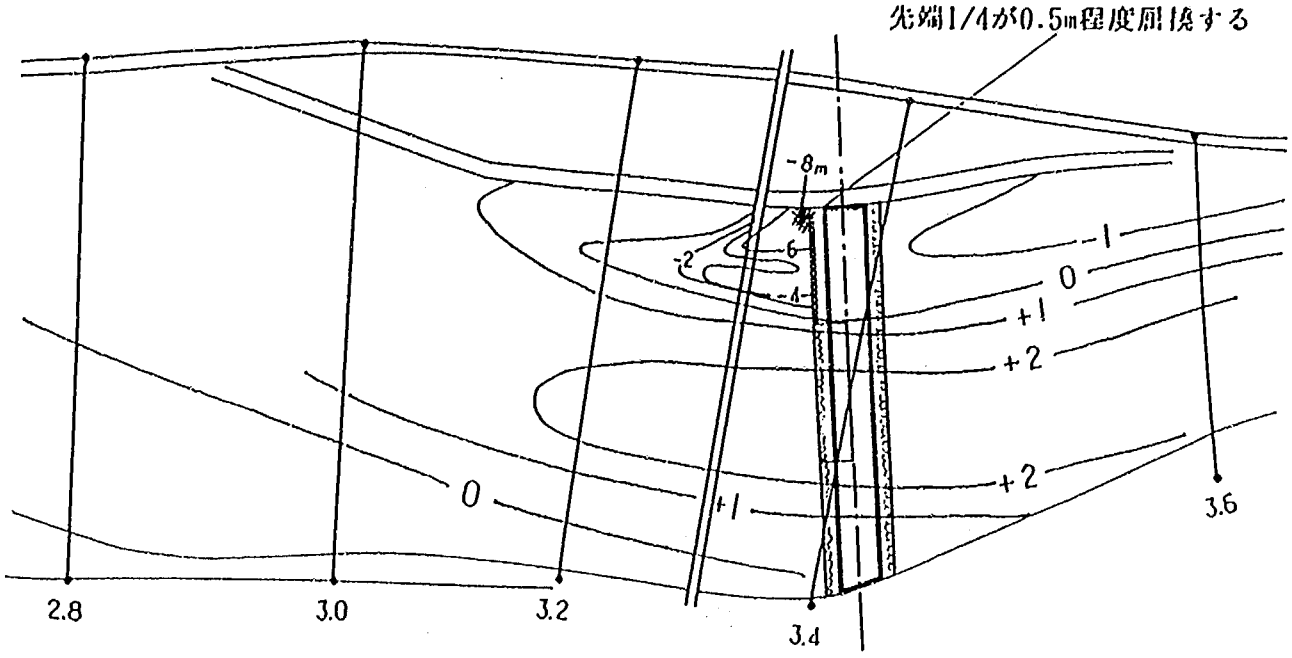


図５－２－６　通水後の河床（ケースⅡ－２－２）

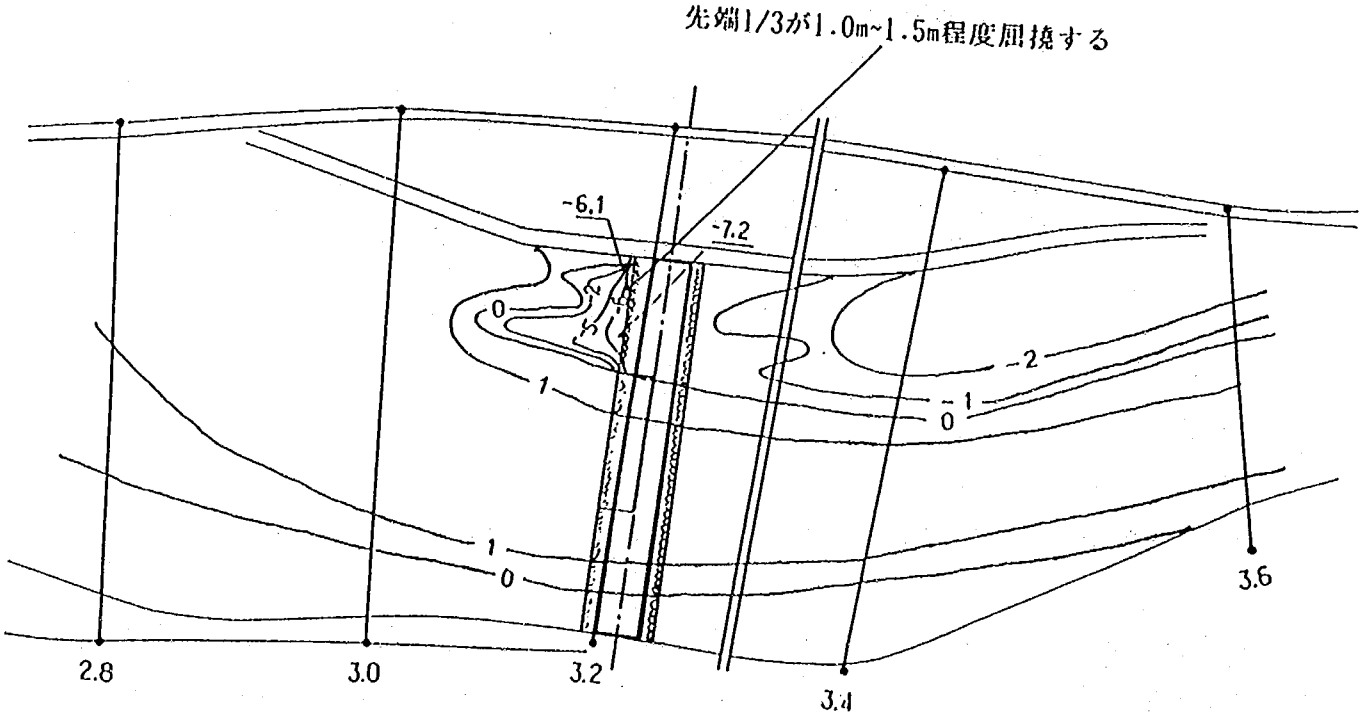


図５－２－１０　通水後の河床（ケースⅡ－３－２）

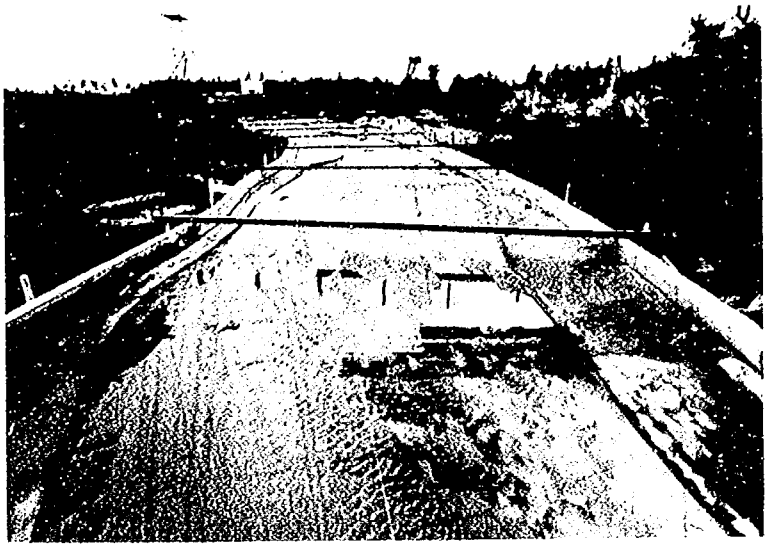


写真５－２－５　河床変動状況



写真５－２－６　床止め工周辺の河床変動状況

堅固な構造とした（図５－２－８参照）。

①　実験ケースⅡ－３－１

400 ㎥/s 通水時には流況，河床変動状況ともに実験Ⅱ－２－１と特に差異は見られない。

②　実験ケースⅡ－３－２

4000 ㎥/s 通水時の流況を撮影した気球写真を写真５－２－７に，この写真および流況観察結果から描いた流況図を図５－２－９に，床止め工上の流況を写真５－２－８に示す。流況は実験ケースⅡ－２の流況と酷似しており差異は見出せない。

つぎに河床変動状況に注目する。通水後の河床変動状況を図５－２－10，写真５－２－９，５－２－10に示す。砂州の形成状況・側岸の侵食状況については右岸側の河床が下がり，左岸側の河床が高くなるという傾向は前ケースと変わらない。わずかに全体的に実験ケースⅡ－２の場合よりも低い程度である。た

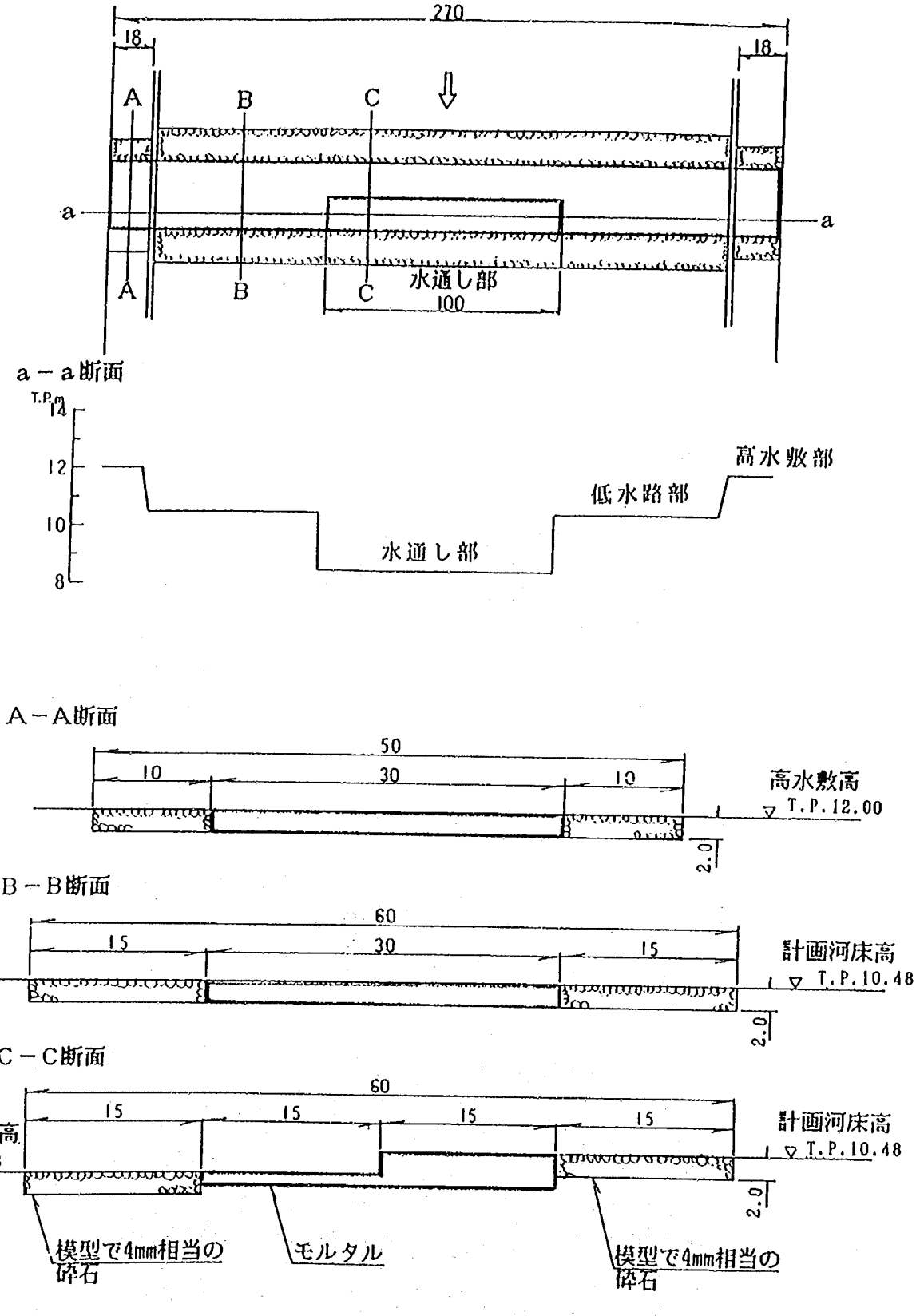


図５－２－８　床止め工形状図（非屈撓性）

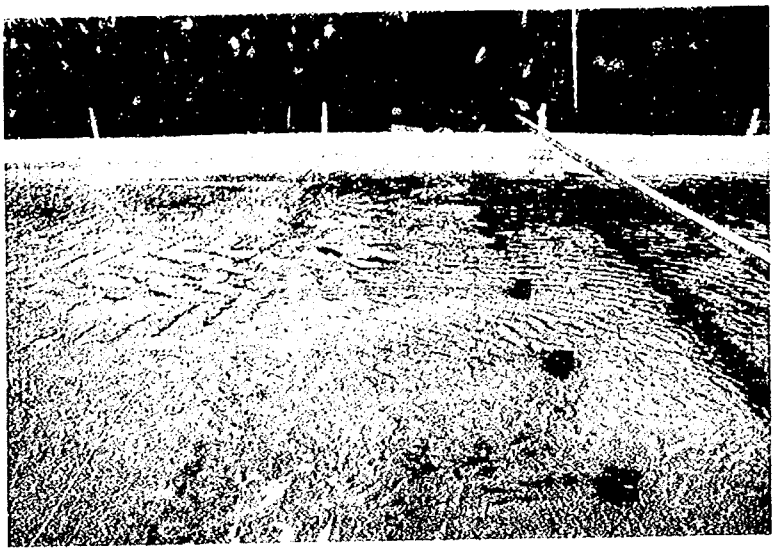


写真５－２－８　床止め工上の流況

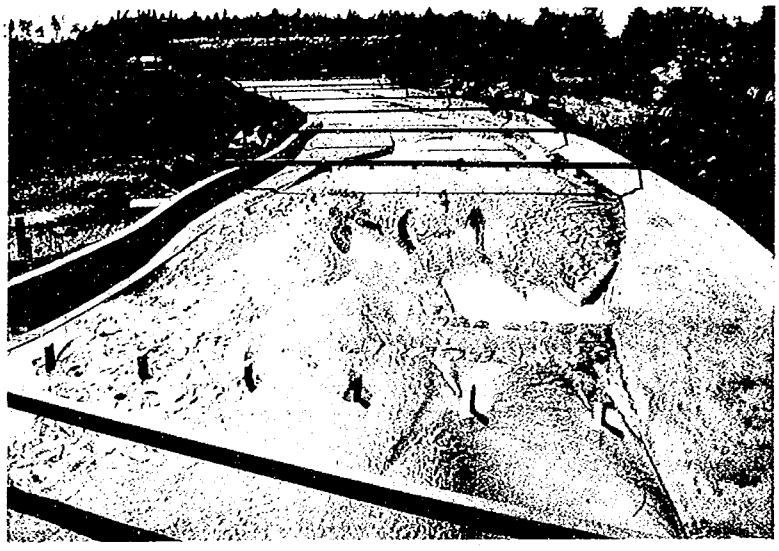


写真５－２－９　河床変動状況



写真５－２－10　床止め工周辺の河床変動状況

だし，床止め工直上流の数百mの区間は右岸側に砂州ができるが左岸側は平坦となり，はっきりとしたみお筋はできないので橋脚の安全性は実験Ⅱ－2の場合よりも高まる。

なお，床止め工の屈撓性の影響は，図5－2－6と5－2－10の床止め工周辺の河床変動状況図でわかるとおり，床止め工下流端の右岸側で屈撓性を持たせた実験ケースⅡ－2のほうがわずかに洗掘深が小さくなっている。

4) 実験Ⅱ－4について

上記の実験Ⅱ－2，Ⅱ－3では，4km周辺で掘れた土砂が流下し床止め工付近に給砂されたために，深淵床止め工がもつ河床低下抑制機能が十分には把握できなかった可能性がある。そこで，4km周辺の洗掘が止まるまで通水し，床止め工周辺への供給土砂が減少した状態での河床変動状況を調べた。通水は，実験ケースⅡ－3の終了後の河床にそのまま4000 ㎥/s を模型時間で4時間重ねた。すなわちのべ6時間，現地換算で54時間通水したことになり，かなりの過剰通水になる。

この通水時には，前の実験で河床の状態はほぼ動的平衡状態に達してしまったのか実験ケースⅡ－3の通水開始時にくらべ流砂量・河床変動共にかなり少ない。右岸側河岸近傍が大きく洗掘されている4km地点周辺では洗掘深はほぼ一定値を保ち，左岸側のポイント・バーの高さが若干高まった程度の変動が見られた程度である。床止め工護床工直下流（右岸側）の局所洗掘も特には深くはならない。3km～2.6kmの区間では砂州が河道中央に達し，みお筋がより一層右岸側に寄るため水制先端の屈撓が進む。

5－2－3　各実験結果の比較

まず，床止め工の設置が周辺河道にどのような影響を与えるかについて調べてみる。図5－2－11～5－2－13は実験Ⅱ－1～Ⅱ－3で得られた水位縦断図，平均河床高縦断図，最深河床高縦断図を示したものである。3つの実験結果を比較したが，床止め工を置いた場合その直下流で深掘れが発生する程度で有意な差異はみられない。

つぎに，床止め工設置地点近傍の河床変動状況について各実験結果を比較してみる。図5－2－14，5－2－15は通水後の最深，平均河床縦断を示したものである。これらの図によれば，すべての実験において4.0km付近では右岸側が大きく洗掘され，3.0km付近では左岸側が洗掘されていること，実験ケースⅡ－1～Ⅱ－3の最深・平坦河床とも床止め工直下流を除きほとんど同じ傾向を示しており，床止め工の建設は河道の縦断的な河床変動状況にほとんど影響しないことがわかる。

ここで，深淵床止め工の河床変動抑制機能についてさらに詳しく調べる。図5－2－16～5－2－21に通水後の河床の横断形状を比較したものを示す。

図5－2－16は4km地点の河床変動状況を示したものである。これによれば，右岸側河岸近傍が河道の湾曲の影響により大きく洗掘されていること，4つの実験の洗掘状況が非常に似ていることがわかる。特に実験Ⅱ－4は6時間の過大通水であるにもかかわらず他の実験結果と同様の結果を示したことは，この地点の河床は少なくとも2時間通水時にはほぼ動的平衡状態に達していたことをあらわすものである。

図5－2－17は3.6km地点の河床変動状況を示したものである。これによれば，左岸側は堆積傾向にあり，右岸側は低下傾向にあること，左岸側では実験Ⅱ－4が他の実験よりもより高く堆積していること，

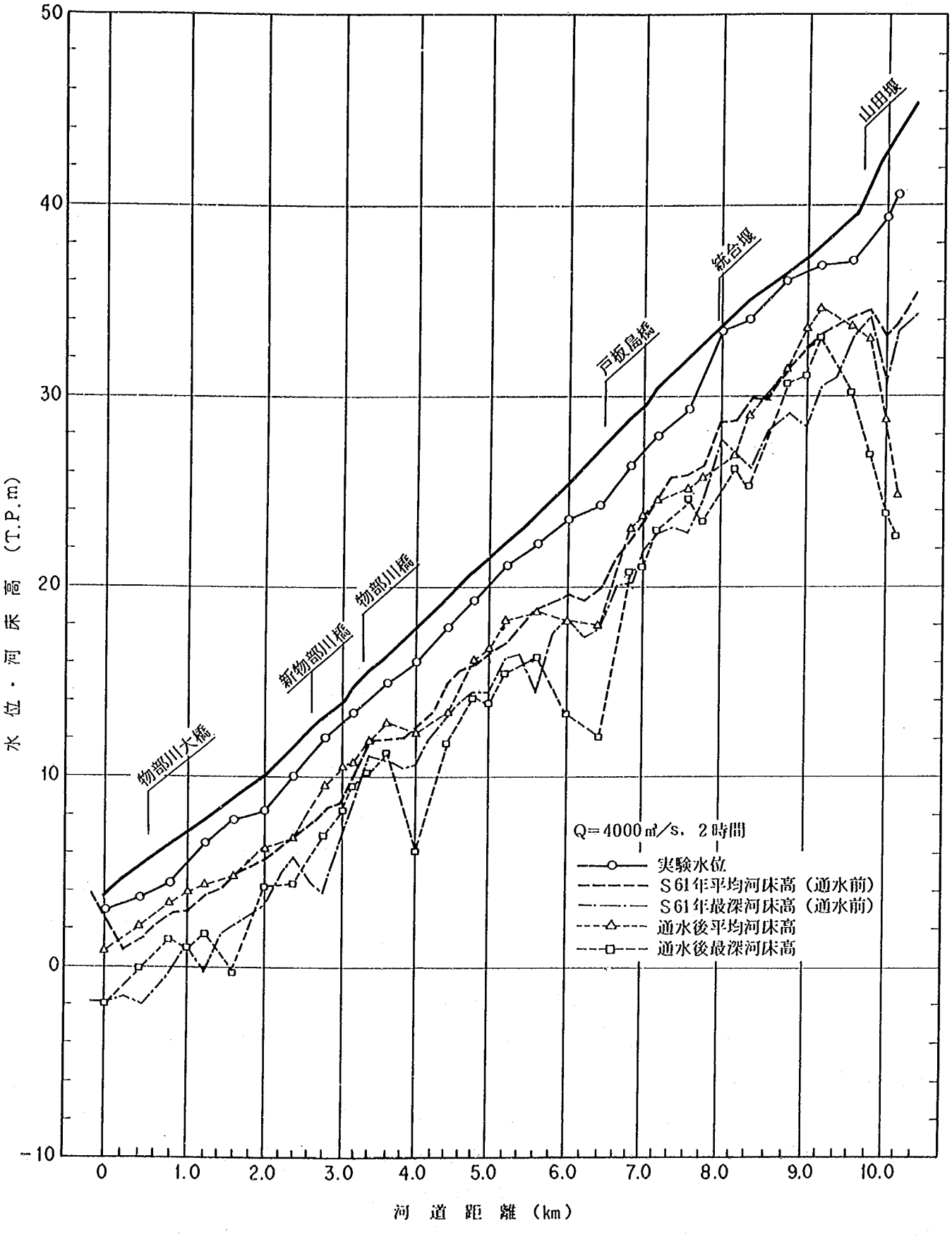


図5－2－11　水位・河床高縦断図（ケースⅡ－1－2）

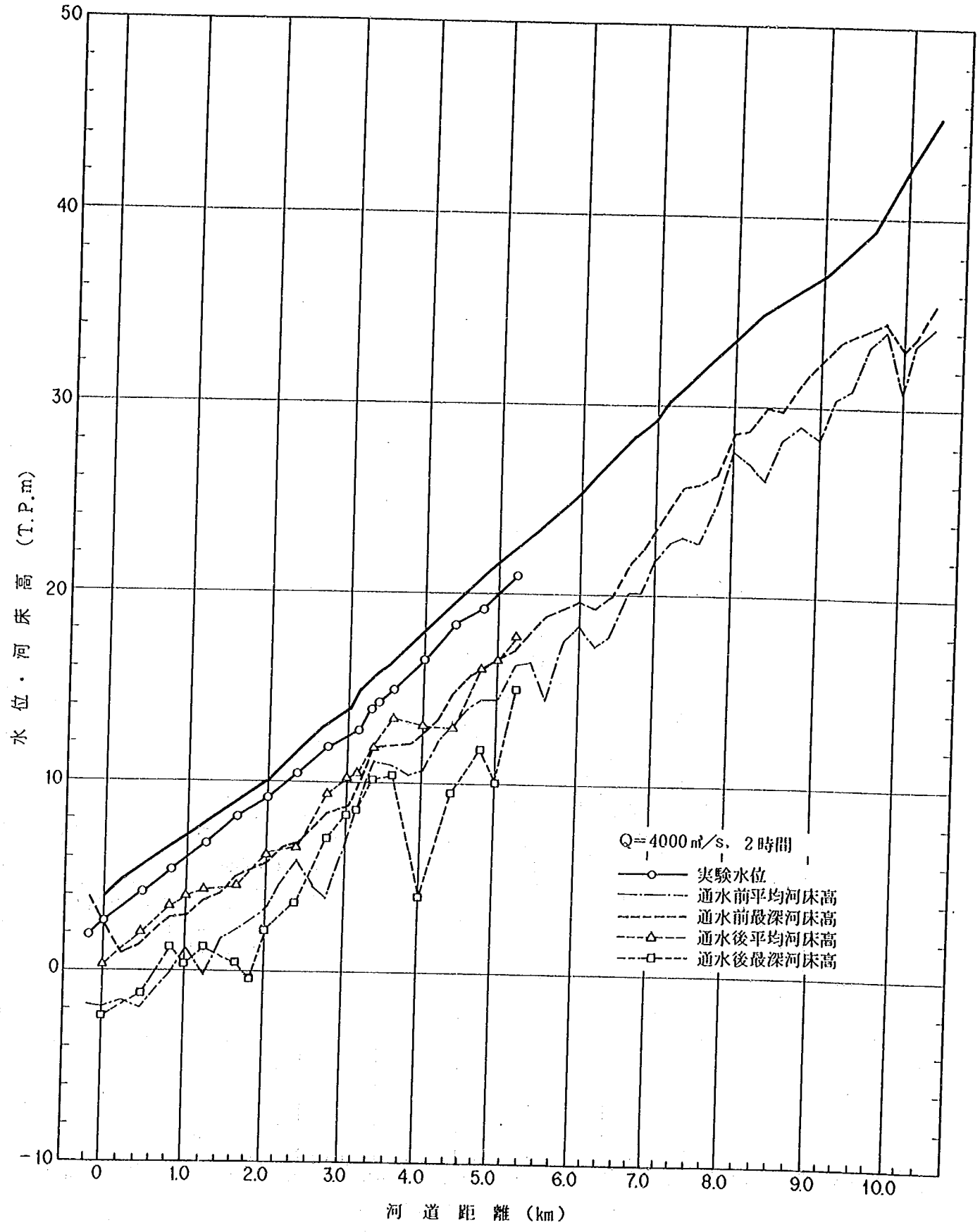


図5－2－12　水位・河床高縦断図（ケースII－2－2）

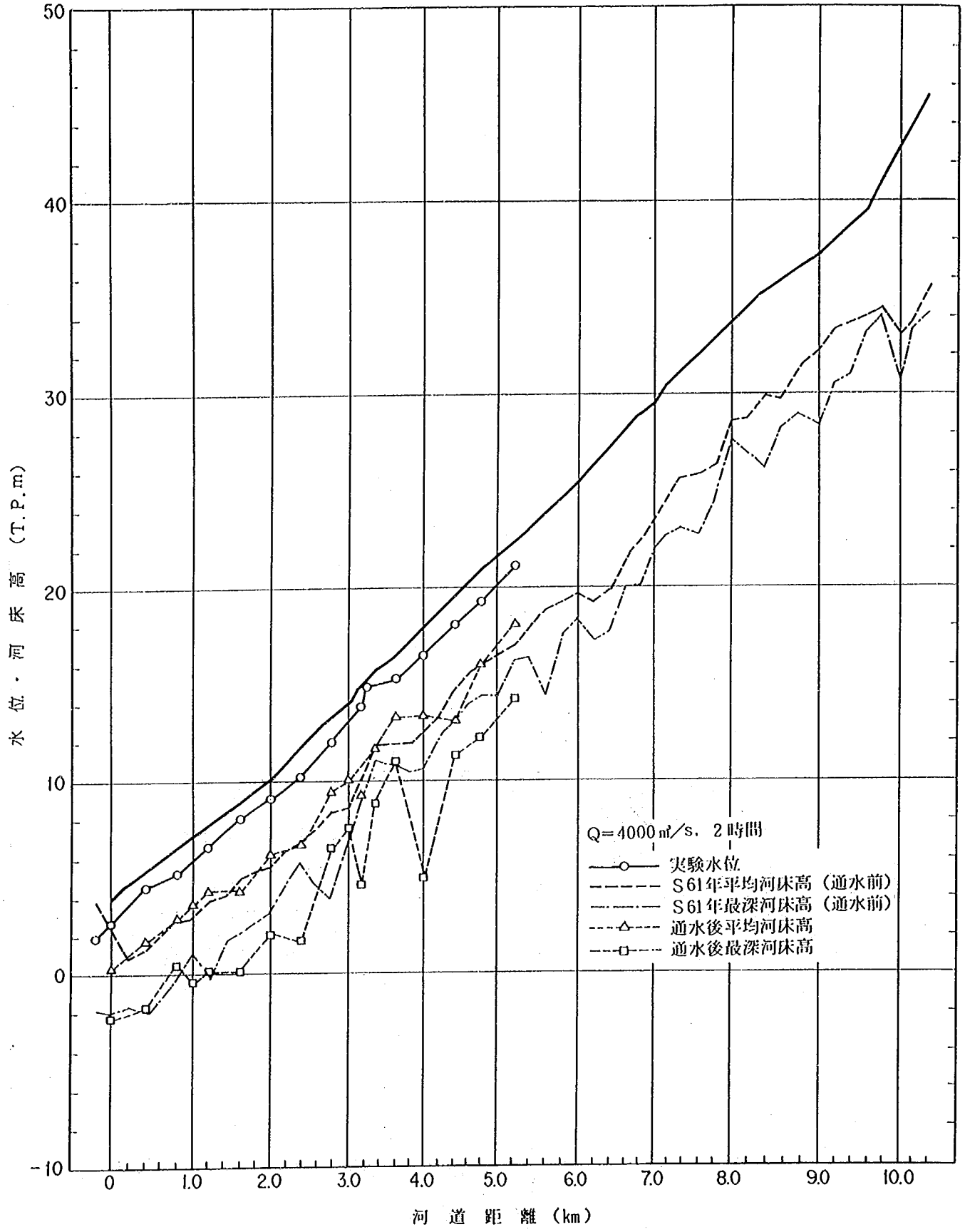


図5－2－13　水位・河床高縦断図（ケースII－3－2）

右岸側では洗掘深はいずれの実験もほとんど同じ傾向を示すことが読取れる。先に述べたように，実験ケースⅡ－4通水時には右岸側の洗掘箇所はほぼ動的平衡に達していたため，3.6㎞左岸側の堆積の増加は4㎞より上流の土砂がもたらしたものであって4㎞付近の洗掘による土砂が堆積したものではないことが推定される。このことは，仮に4㎞地点の局所洗掘を何等かの方法で抑えても3.6㎞にはいずれ土砂が堆積することを示している。また，右岸側の洗掘深がいずれの実験についてもほとんど変わらないことは，特に実験Ⅱ－1と実験Ⅱ－2を比較すれば，実験Ⅱ－2において3.4㎞地点に設置した床止め工の河床抑制機能が3.6㎞まで及んでいないことを示している。

図5－2－18は3.4㎞地点の河床変動状況を示したものである。上流床止め設置案である実験ケースⅡ－3，Ⅱ－4では床止め工はこの地点にある。これによれば，実験2の下流床止め設置案が他の実験ケースⅡ－3，Ⅱ－4と異なる河床変動状況を示している。これは，実験ケースⅡ－2ではこの地点が床止め工上にあたるためである。また，実験ケースⅡ－1と実験ケースⅡ－3，Ⅱ－4を比較すると，さほど大きな違いは見られない。これは，実験ケースⅡ－3，Ⅱ－4において3.2㎞地点に設置した床止め工の河床変動抑制機能がこの地点まで働かないことを表している。先に述べたように実験ケースⅡ－2における床止め工（3.4㎞地点に設置）の効果が3.6㎞地点までおよんでいないことを合わせて考慮すると，深淵床止め工の河床変動抑制効果はおよそ200ｍ未満の範囲にしか機能しないことになる。

図5－2－19は，3.2㎞地点の河床変動状況を示したものである。これによれば，右岸側で実験ケースⅡ－3，Ⅱ－4が他の実験と異なる河床変動状況を呈している。また左岸側では実験ケースⅡ－4の河床高が他のものよりも高い。右岸側の差異は，同地点が実験ケースⅡ－3，Ⅱ－4では床止め工の護床工の直下流にあたるためである。左岸側で実験ケースⅡ－4のみ河床の高いのは，図5－2－10のところで述べたのと同様，この地点が基本的に堆積環境にあるからであると考えられる。

図5－2－20，5－2－21はそれぞれ3.0㎞，2.8㎞地点の河床変動状況を示したものである。これによれば，3.0㎞地点では実験ケースⅡ－1と実験ケースⅡ－4が，実験ケースⅡ－2とⅡ－3がそれぞれ良く似た河床形状を呈している。これは，実験ケースⅡ－2とⅡ－3では床止め工を設置する際に計画河床とするため床止め工上下流の河床をわずかに下げたのが原因となって床止め工周辺に土砂が堆積したのに対し，実験ケースⅡ－1では土砂が途中に堆積せずに3.0㎞地点まで流下したためと考えられる。実験ケースⅡ－1とⅡ－4が似た河床となったのは，実験ケースⅡ－4では床止め工周辺に土砂は堆積したものの，通水時間が長かったので，余剰な土砂が流下したためであると推定される。

2.8㎞地点において，実験ケースⅡ－2，Ⅱ－3，Ⅱ－4は実験ケースⅡ－1に比べ右岸側の河床が高いが，これはこの地点に床止め工の護床工下流端に発生した局所洗掘箇所からの土砂供給があったからと推定される。

以上をまとめると以下のようになる。

① 4.0㎞地点では洪水開始後しばらくの間は局所洗掘が進んで下流へ土砂を供給するが，ついには動的平衡状態に達し，その後は河床変動はほとんどなく，上流から運ばれてきた土砂がそのまま通過する地点となる。

② 3.0㎞～3.6㎞地点は本来的に土砂の堆積地点であり，平均的な河床高は床止め工を設置しなくと

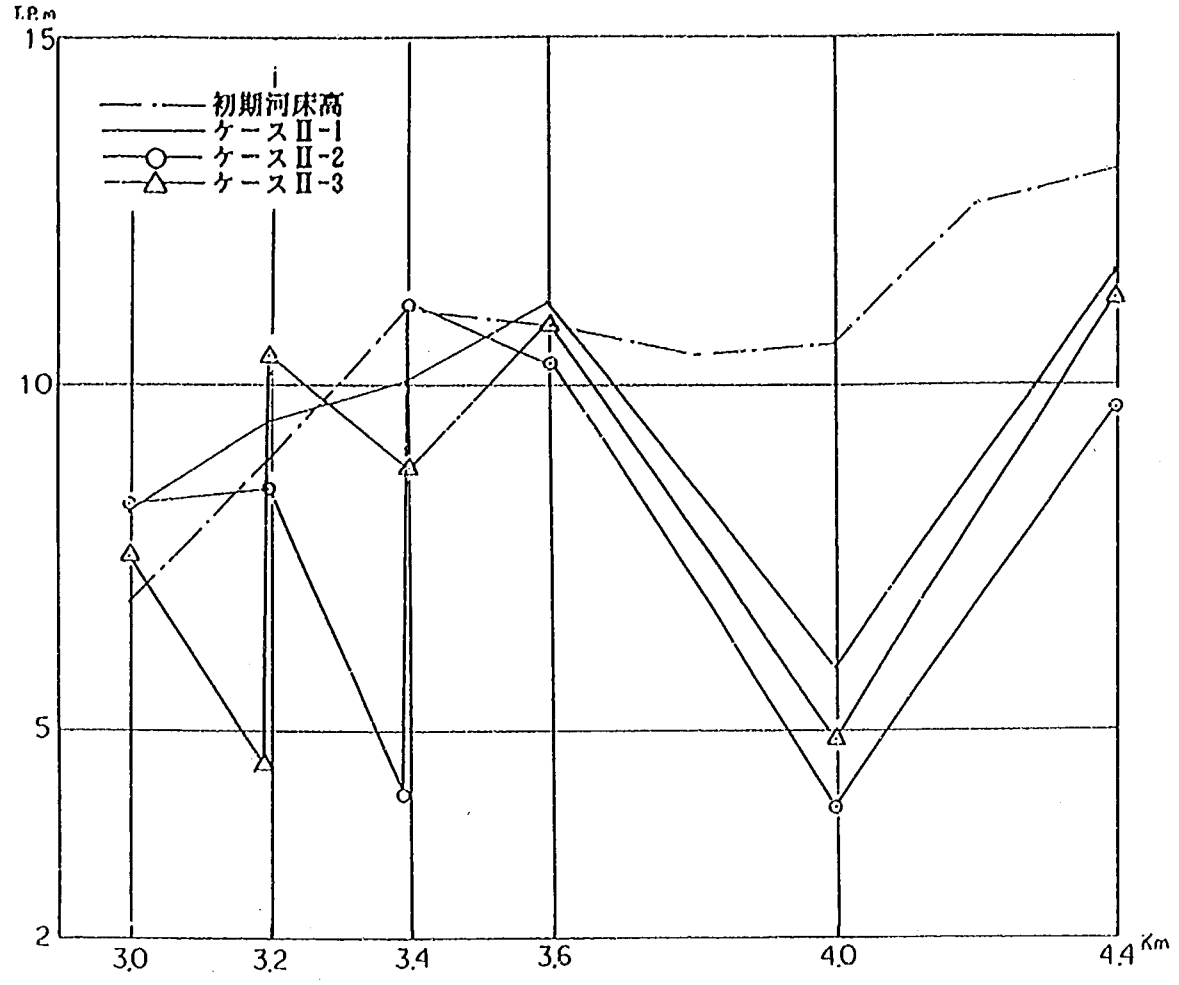


図5－2－14　最深河床縦断図

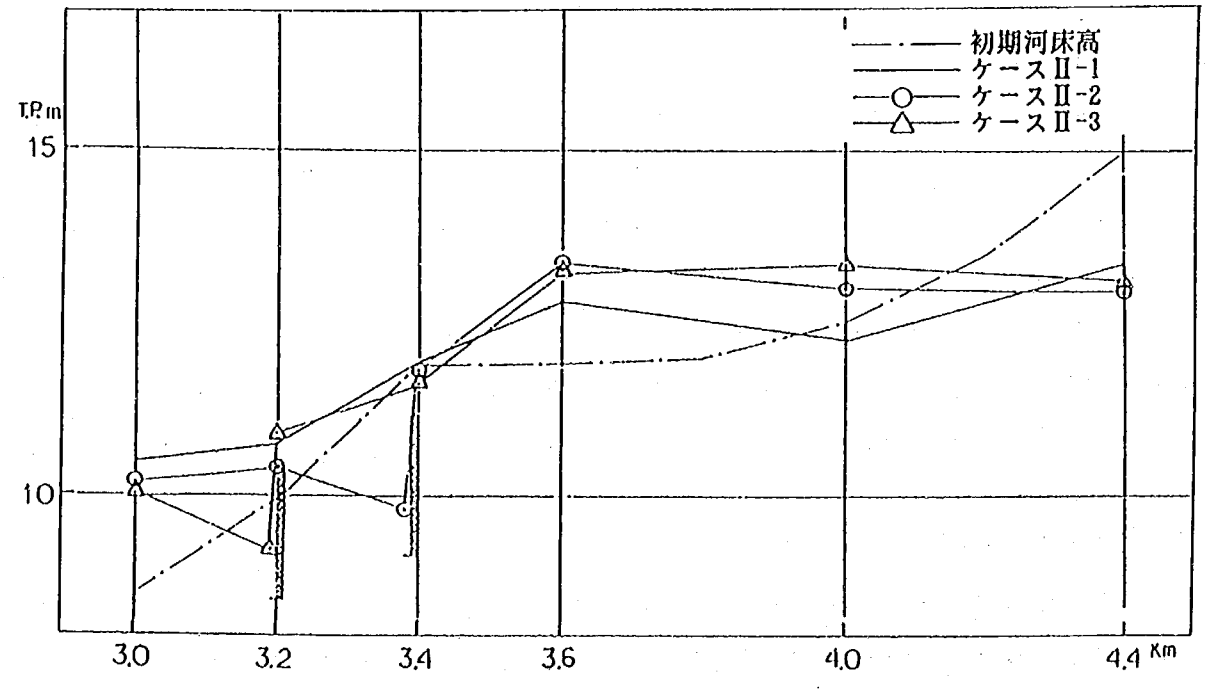


図5－2－15　平均河床縦断図

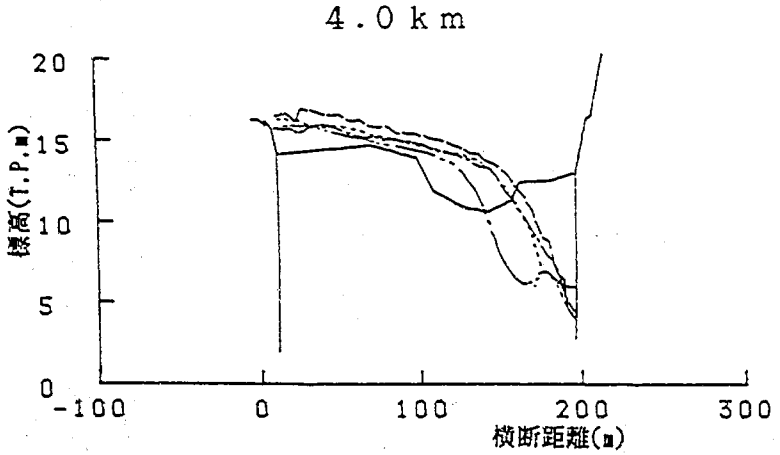


図5－2－16　4.0km地点の河床変動の比較

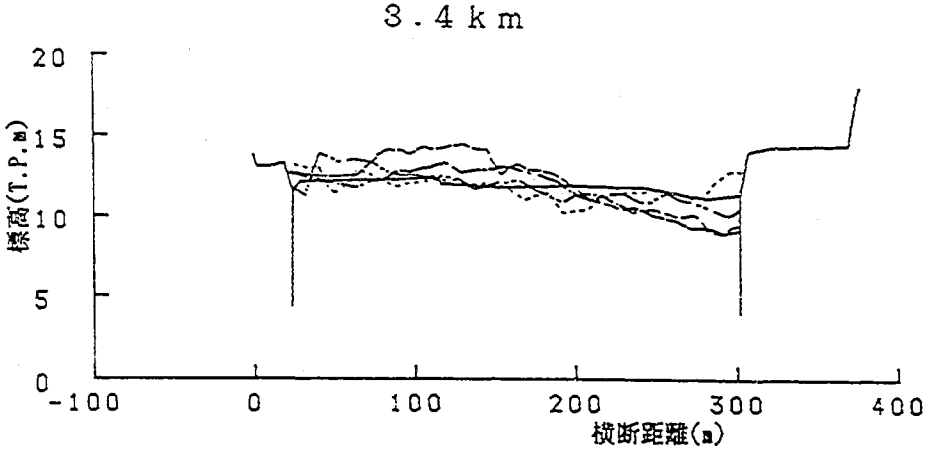
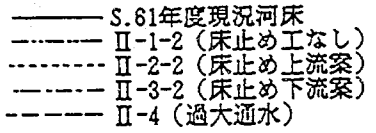


図5－2－18　3.4km地点の河床変動の比較



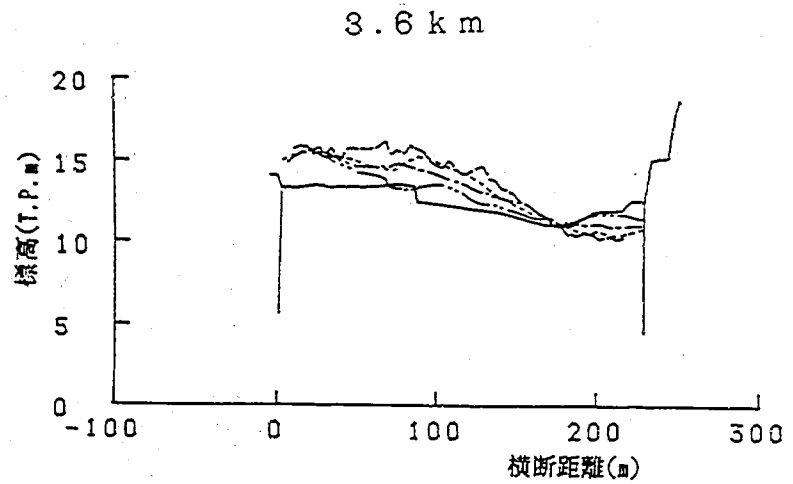


図5－2－17　3.6km地点の河床変動の比較

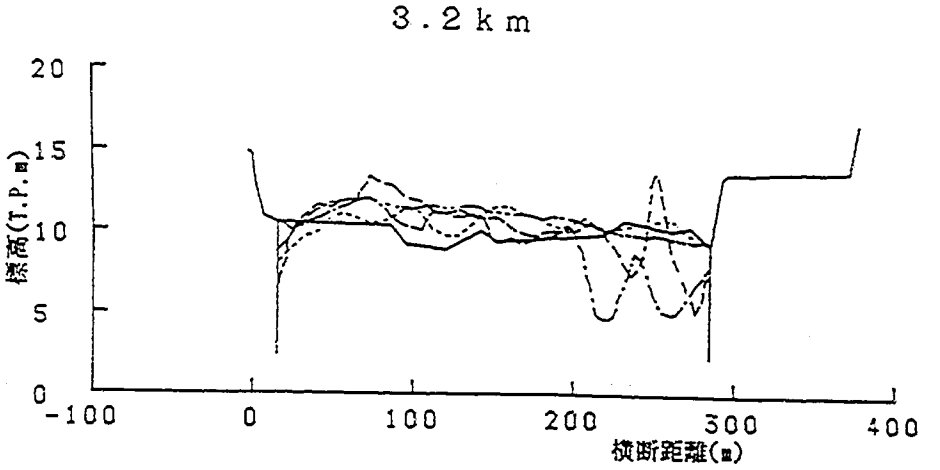


図5－2－19　3.2km地点の河床変動の比較

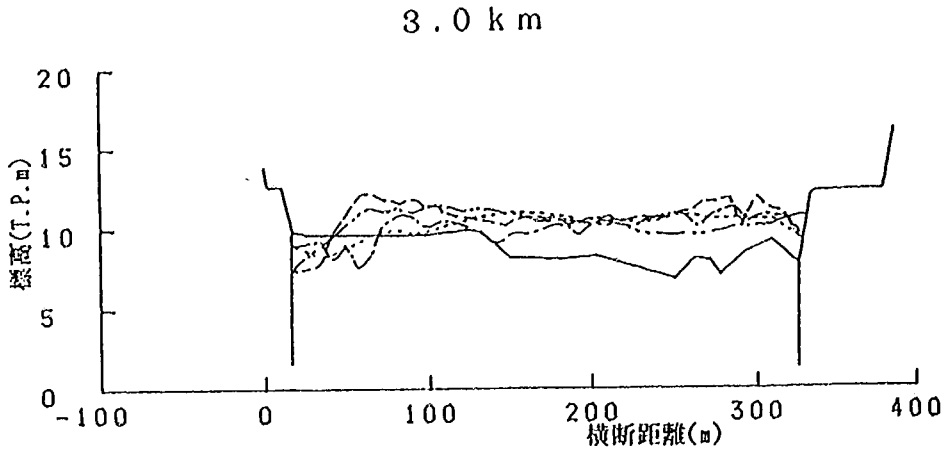


図 5－2－20　3.0 km地点の河床変動の比較

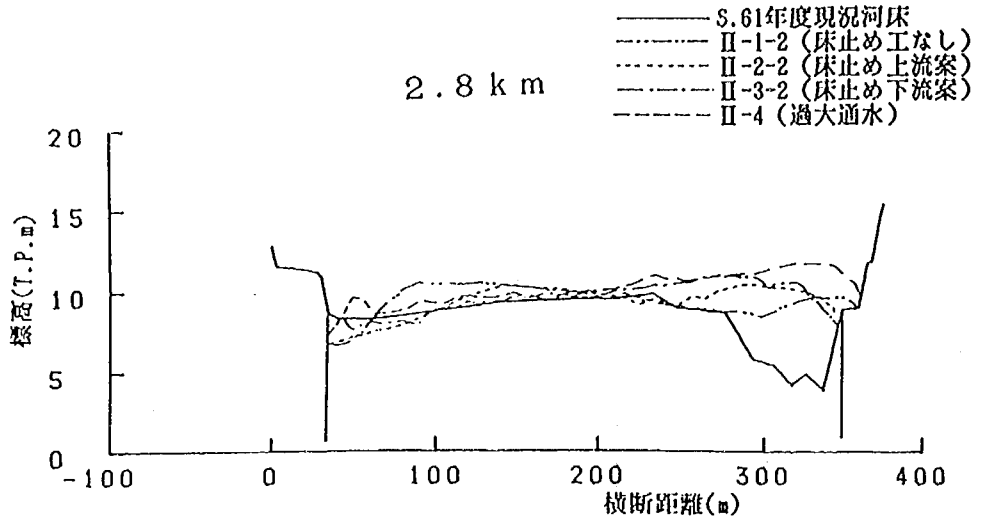


図 5－2－21　2.8 km地点の河床変動の比較

も維持できるものと推定される。

③　床止め工を設置した上下流については河床横断勾配を抑制する効果がある。その範囲は上流側で200 m未満である。

④　床止め工に屈撓性をもたせた場合，床止め工直下流に発生する局所洗掘をわずかに軽減する効果がみられた。

5－3　計画河道時の河床変動予測

上記の実験は現況断面での実験であって，床止め工の是非の判定を行うには計画河道時の模型実験も行う必要がある。この実験の詳細は6章に述べるものとする。ここでは，模型実験ばかりでなく，あたりづけの意味も込めて机上検討により計画河道時の深淵床止め工周辺の河床変動状況の予想を試みる。

前にも述べたように，現況河道の場合においては深淵床止め工設置地点が堆積区間に属しているために床止め工のみお筋制御機能が有効に働かなかった。計画河道においても同地点が堆積領域にあるかどうか

が床止め工が効率よく機能するかどうかを大きく左右する。そこで，計画河道に堆積傾向を示すかどうかを推定する。

河床が上昇するか低下するかは掃流力の縦断変化に依存する。u_* 縦断図は摩擦速度の河道縦断変化を示したもので，u_* の値が上流から下流に向かって減少するとき，すなわち図が左下がりになるところは河床の上昇が，上流から下流に向かって上昇するところ，すなわち左上がりのところは河床低下が予想される。そこで，現況河道および計画河道の u_* 縦断図に注目してみることにする。

図５－３－１は，現況河道における u_* 縦断図であり，流量は計画高水流量である 4740 ㎥/s および平均年最大流量である 1537 ㎥/s を対象にしてある。２つの流量時の u_* を比較すると，流量が大きいときのほうが u_* の値は大きいが，河道縦断方向の変化特性にはほとんど違いのないことがわかる。また，同図によれば，約１kmより下流のところ，3.0 km～3.6 km，5.0 km～5.6 km，7.0 km～8.0km，9.2km～10.0 kmが左下がりであることがわかる。このうち，約１kmより下流の右岸は洪水時にも流速が非常に小さく，実質の川幅は堤防幅よりもかなり小さいので，これを除いた実質的な河道の u_* の値はもっと大きく，同区間は図で見るよりも土砂は貯まりにくい。また 7.0 km～8.0 km，9.2 km～10.0 kmは，上流からの土砂の供給が期待できないので，u_* が下流に向かって減少しているにもかかわらず河床低下の起こる可能性がある。よって，この２区間を除く区間が堆積区間であると推定される。

これらの河床変動状況の予測が概ね妥当なことは先に述べた実験結果とよく対応がつくことによりわかる。

図－５－３－２は，計画河道時の u_* 縦断図である。この図の作成に際しては，計画河床以下のみお筋も河積に含めている。この図と図５－３－１とを比較すると，計画断面のほうが縦断方向の u_* の変化率は小さいものの，変化傾向は図５－３－１とほとんど同じである。このため平均的な河床変動量は現況河道時に比べ減少するものの，変動傾向は現況河道とほぼ同様となるものと考えられる。

これより，深淵床止め工は計画河道時においても十分な河床低下抑制効果を発揮できないものと推定される。

５－４　深淵床止め工の機能評価

① 床止め工を設置してもみお筋の位置の制御が可能なのは床止め工直下流と直上流のみである。すなわち，深淵床止め工は５－２－１の４）の項で述べた機能①を十分に発揮できていないと言える。機能が発揮できなかったのは，同地点が堆積空間に属しており，砂州が形成されるが，砂州の波高が低水路深さよりも大きくなる場合が多く，人工的に作った低水路を埋めつくしてしまうこと，砂州の形成位置が河道法線のわん曲の影響により左岸から河道中央に形成されるため，河道右岸方向への侵食力が大きくなり，高水敷が侵食されることが原因であると考えられる。よって，床止め工の設置目的であるみお筋の発生位置の河道中央付近への固定は実現するのはかなり困難な状況にある。これを達成するには側方への侵食力に耐える非常に強固な護岸・根固め工を併用する必要があると推定される。

② 床止め工を設置しても周辺河床の維持効果は上流側では 200 m 弱，下流ではほとんど見られないという状況であった。すなわち，深淵床止め工は５－２－１の４）で述べた機能②を十分に有していな

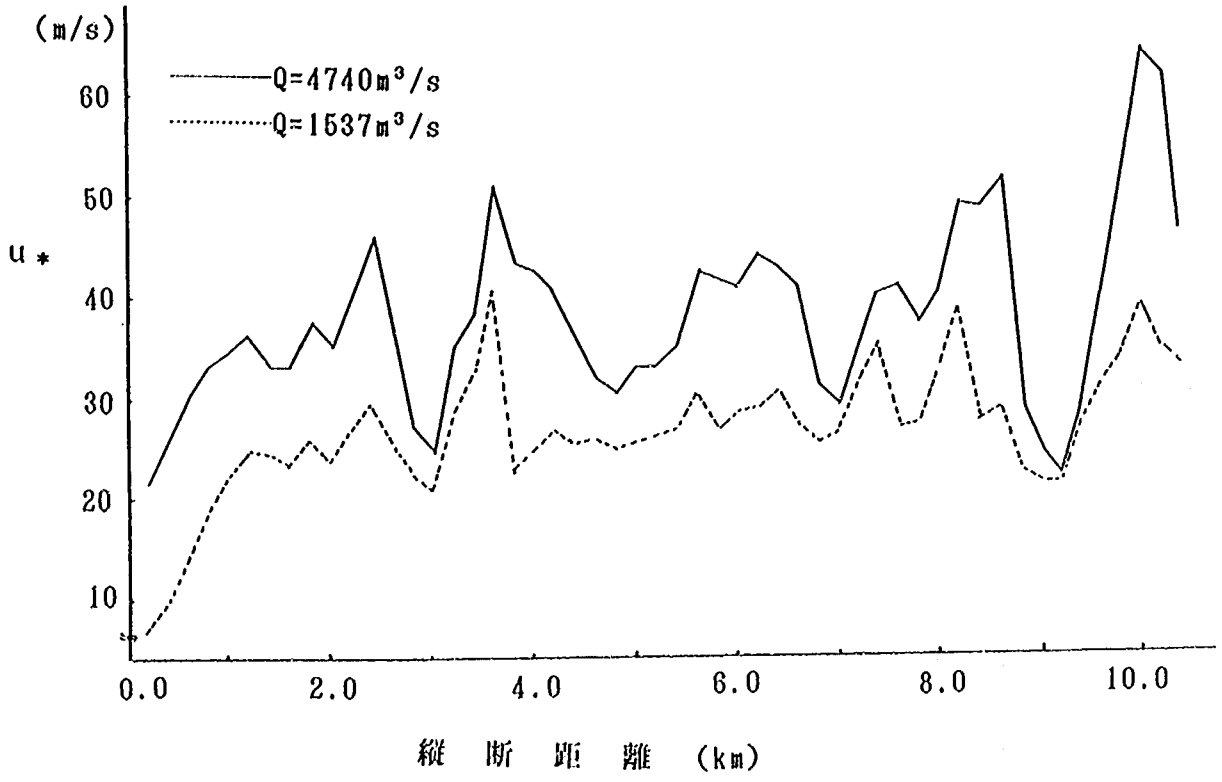


図5－3－1　物部川現況断面 u_* 縦断図

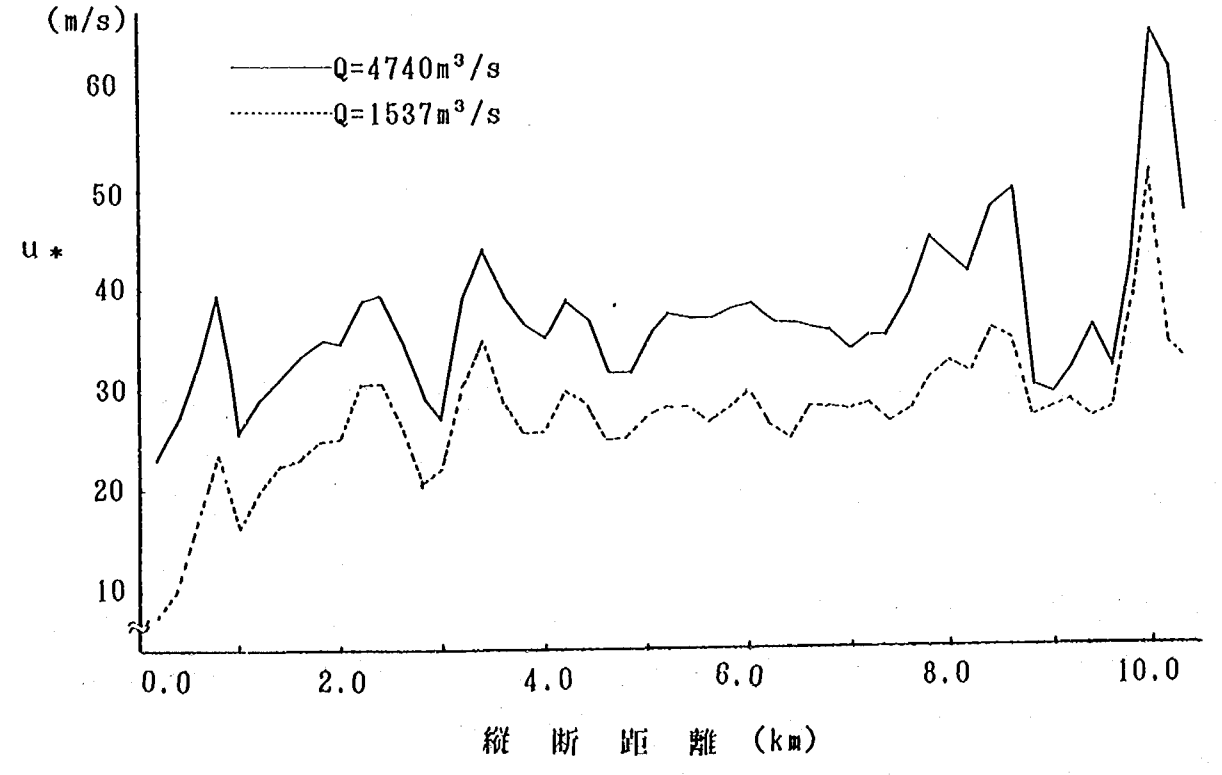


図5－3－2　物部川計画断面（みお筋含む）u_* 縦断図

いことになる。これは，床止め工の落差が小さいために水面形に与える影響が極めて小さいためであると推定される。ただし，後に述べるが，1537 ㎥/s 通水時には地点によっては 400 m 以上に渡って床止め工の設置効果が得られたところもある。これは，流出規模が小さいときには床止め工が水面形に与える影響があるからと考えられる。しかし，床止め工の落差を現状より大きくすると，疎通能力の低下を招くこと，床止め工下流の河床低下を引き起こすこと，床止め工自体の維持の問題が生じること，等の問題が新たに生じる可能性がある。

③ 床止め工を物部川橋梁の上流に設けた場合，みお筋が下流に形成され，橋脚の近傍を通る可能性が高く，橋脚の保護の面では望ましくない。床止め工を下流に設けた場合，直上流に限りみお筋は発達しないので物部川橋梁の橋脚の保護には役立つものと考えられる。

5－5　物部川橋橋脚根入れ深さの検討

5－5－1　検討の概要

現在，物部川橋梁の掛け替えが予定されている。橋梁の詳細設計を進めるに際して橋脚の根入れ深さをどのように決めるかが問題となった。というのは，同地点には旧物部川橋梁の帯工状の橋脚保護工があって河床工を規定しているのであるが，計画河道ではこの保護工を撤去し，代わりに深淵床止め工を設置するために，河床変動特性が現在と大きく変化する可能性があるからである。そこで，ここでは河川模型実験結果や既存の砂州や橋脚周辺の洗掘に関する研究をもとに，橋脚の根入れ深をどの程度とればよいか推定した。

5－5－2　根入深さの決定方法

根入れ深さは，

① 将来の河床の低下量

② 砂州のある河道では平均河床に対するみお筋の深さ

③ 橋脚周りに生じる局所洗掘深

の以上3点を考慮において，これを足し合わせたものよりも大きくとらなければならないと考えられる。すなわち，橋脚の根入れ高さ（橋脚基礎の天端高）は次式で与えられる。

根入れ高さ＝計画河床－将来の低下量－みお筋の深さ－橋脚周りの洗掘深

なお，橋脚の周りに捨石・沈床等，十分な洗掘対策を行う場合には橋脚周りの洗掘深を加える必要はない。

5－5－3　橋脚周辺の河床低下量の予測

適切な根入れ深を推定するためには，将来の河床低下量，みお筋の深さ，橋脚周辺の局所洗掘量を予測しなければならない。

1) 将来の河床の低下量

橋脚設置地点は深淵床止め工直上流に位置している。7章で述べる修正河道計画案に基づく実験の結果

によれば，深淵床止め工の河床低下抑制効果のために同地点の河床はほぼ安定な状態を保つことが明らかになっている。このため，砂利採取，流砂に影響を与える構造物の設置，供給土砂の減少，砂州上の植生の繁茂に伴う砂州の高水敷化等，流砂特性に影響を与える事象がない限り，問題となるような河床低下は起こらないと推定される。よって，ここでは上記のような流砂に影響を与える事象は生じないと仮定し，同地点における将来の河床低下量をゼロとする。

2) みお筋の深さ

計画河道において床止め工等の構造物を一切設置しない条件で行った河道模型実験結果によれば，3.4 km地点周辺の平均河床と最深河床の差は以下のようになる。

地点（km）	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8
差　（m）	2.76	2.23	3.85	1.57	1.32	3.26	1.70	1.34

このうち，2.8 kmと 4.0 km地点の深掘れは河道のわん曲によるところが大きく，ここで問題とする砂州の形成に伴うみお筋部の深掘れとは性質が異なる。そこでこれら 2 点の資料を除外し平均値を求めると，1.71 m を得る。この値は現況河道の平均河床高とみお筋部の河床高の差とおおむね近い値であり，妥当な結果と考えられる。

3) 橋脚周りの局所洗掘深

橋脚周りの局所洗掘深と橋脚，水理条件との関係は概ね図 5 － 5 － 1 のようになることが知られている。流量 4740 ㎥/s 通水時の 3.4 km地点の水理量をプロットしたのが図中の黒丸であり，周辺河道の水理量の取り得る範囲を示したのが図中の斜線の部分である。これによれば，洗掘深橋幅比 Z/D の値は概ね 1.0 ～ 1.4 となり，橋脚幅 3.2 mとすれば洗掘深は 3.2 m～ 4.5 mとなることが推定される。

5 － 5 － 4　橋脚基礎の天端高

以上の検討をもとにすれば，橋脚基礎の天端高は次式で与えられる。

根入れ高さ＝計画河床－将来の低下量－みお筋の深さ－橋脚周りの洗掘深

＝T.P.11.2－　　0　　－　　1.7　　－　3.2～4.5

＝T.P.6.3～5m

安全側を取って，T.P.5mとするのが望ましい。さらに，みお筋の深さの見積り誤差等を見込めば，検討はより安全側になる。

土木研究所資料第1797号より

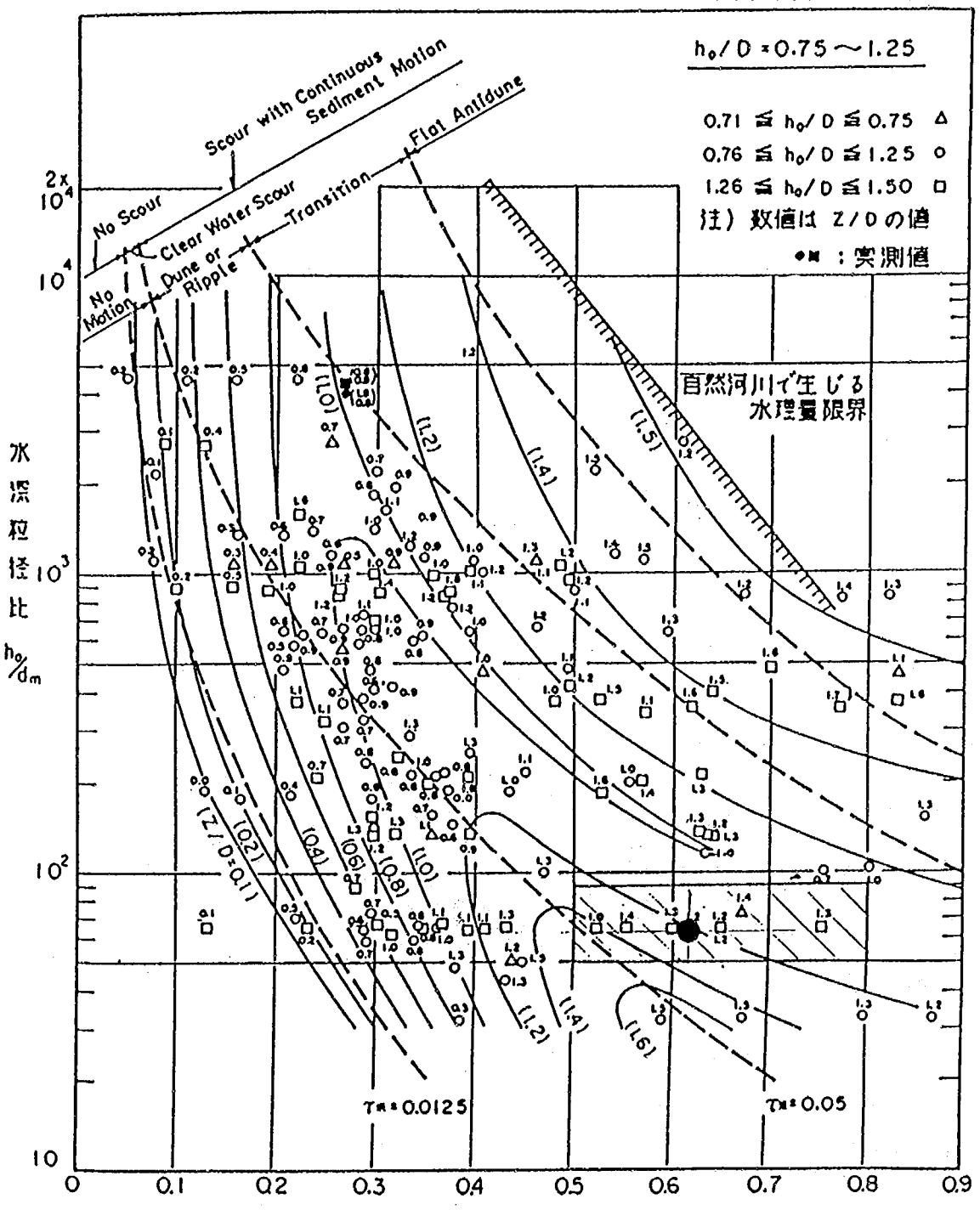


図5－5－1　洗掘深推測図

第6章　床止め工計画の妥当性に関する検討

第6章　床止め計画の妥当性に関する検討

6－1　概　　要

本章においては，step upものべ計画の妥当性に関する検討，すなわち床止め工群に期待されるみお筋制御機能，河床低下抑制機能が十分に発揮されるかどうかの検討を行った。これらの機能を把握する実験は難しい面を有しているので，検討の方法としてはまず予備実験を行うことにより床止め工の機能についておおまかに把握しておき，この結果をもとに本実験の実験ケースを決定する方法を取った。

6－2　予備実験

6－2－1　実験の概要

ここでは床止め工群の設置効果を概略推定することを目的とした。予備実験ということもあって，実験にかける経費はなるべく軽減できるように，既に行った実験で，流用可能と思われるものは積極的に利用することにした。

実験Ⅲ－0－1は床止め工を河道計画通り8基設置した場合の状況を概略推定するために行う実験であり，河床高は計画河床高に設置してあるが，堤防法線等は現況のままである変則的な河道形状のもとでの実験である。実験Ⅲ－0－2は本来砂州の移動特性をみるための実験であって通水前の河床高は昭和50年度平均河床高（平坦）に整形したものである。このように，2つの実験は通水前の河床高が異なっており，それらの結果は厳密には比較できない。しかし，通水前河床高に大きな差異はないこと，通水条件が1537 ㎥/s共通であることから，実験Ⅲ－0－2を床止め工がない場合の対照実験と考え，実験Ⅲ－0－1の結果と比較することにより床止め工群の設置効果の推定を試みた。このような方法では定量的な比較はできないが，床止め工の機能を定性的に知ることはできるものと考えられる。

6－2－2　実験の方法

1）実験ケース

実験条件は表6－2－1の通りである。

表6－2－1　実験条件一覧

実験名	通水条件	構造物	河床
Ⅲ－0－1	1537 ㎥/s を10時間	床止め工8基	計画河床
Ⅲ－0－2	1537 ㎥/s を8時間	横断構造物なし	昭和50年現況平均河床高に設置

＊潮位はいずれも平均潮位（T.P.－0.035 m）とした。

2）河道法線形

堤防は現況法線とした。

3) 床止め工の諸元

実験Ⅲ－0－1で設置した床止め工の形状を図6－2－1に示す。

本実験で用いた床止め工は高水敷部と水通し部で高さの異なる帯工方式で，水通し部には何トンブロックまでが流出せずに残れるかを調べるためにブロックを床止め工下流端に一列並べてある。ブロック重量は，川幅がせまく，平均流速が大きくなるとみられる地点には8 tブロックを，川幅が比較的広く，平均流速が小さいと見られる地点には4 tブロックを設置した。また下流から3つの床止め工は水通し幅を100 m，上流から3つの床止め工は水通し幅を50 mとした。

床止め工と使用したブロック重量との関係を以下に記す。

上岡，唯内，戸板島 …… 8 tブロック

吉川，深淵，京田，下ノ村 …… 4 tブロック

床止め工と水通し幅との関係を以下に記す。

吉川，上岡，深淵 …… 100 m

唯内，戸板島，京田 …… 50 m

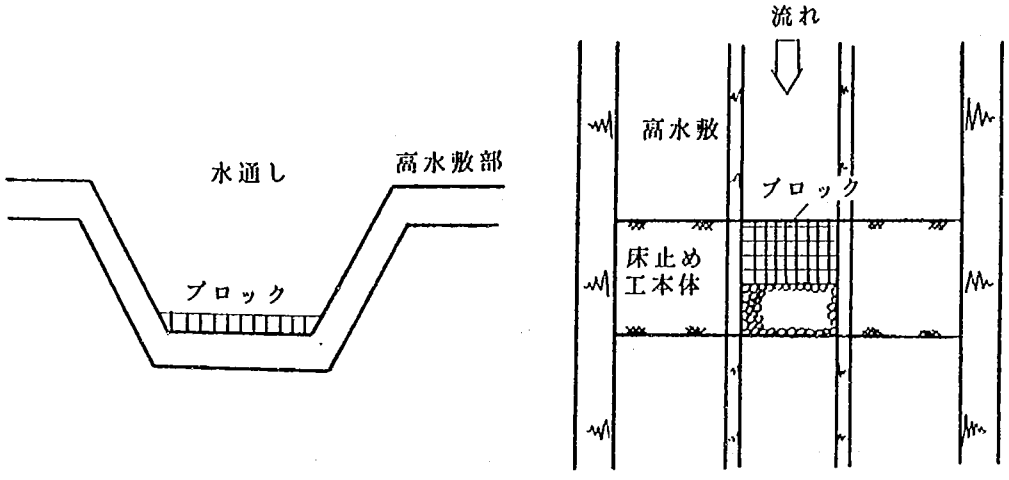


図6－2－1　床止め工の形状（概念図）

6－2－3　実験結果の概要

1) 実験Ⅲ－0－1

通水直後より河床には砂漣が発生し流砂量を抑えるので河床変動は遅い。水通し部は次第に埋まり，通水5時間程度でほぼ完全に消える。流量が小さいためか，河道全体的な河床変動は少ない。ただし，視点を局所的なものに移せば，唯内床止め工（4 km），戸板島床止め工（6.4 km），8.6 kmの3地点では以下のような局所洗掘が見られる。4 km，6.4 km，8.6 km地点は河道が狭くかつわん曲しているために河岸近傍の深掘れが著しく，床止め工の護床工は崩れ始める。ブロック（8 t）は若干移動するが，崩れて流出するほどではない。

2) 実験Ⅲ－0－2

河道には砂れき堆が形成される。3 km より上流の水衝部位置は河道法線および砂州が決めているが，検証実験の結果からもわかるように3 km より上流の砂州は移動しないので水衝部も移動しない。

また3kmより下流では砂州は移動可能であるが，川幅が広がっており流砂の挙動が鈍くなるので砂州の動きも鈍くなっている。また，河床変動状況を細かくみると，実験Ⅲ－0－1と同様に4km，6.4km，8.6km，9.6km上流で局所洗掘が生じることがわかる。この原因は，実験Ⅲ－0－1と同様であると考えられる。

6－2－4　比較検討

床止め工の設置効果をみるために実験Ⅲ－0－1と実験Ⅲ－0－2で得られた床止め工設置地点近傍の河床横断形状を重ね書きしたものを図6－2－2～6－2－20に示す。なお，図中には一部参考実験として実験Ⅲ－0－1，Ⅲ－0－2以外の実験結果も含んでいる。この図において注意しなければならないのは，先に両実験のもとで設定した初期河床高がわずかではあるがずれていることである（実験Ⅲ－0－1は計画河床高，実験Ⅲ－0－2は昭和50年度平均河床高に設定）。したがって，比較結果はあくまでも定性的なものであると評価されたい。

以下に各床止め近傍ごとに注目し，床止め工の機能について評価を行う。

①　吉川床止め工周辺

図6－2－2，6－2－3は吉川床止め工上下流の断面の河床変動状況を示したものである。同地点は床止め工のあるなしにかかわらず河床変動の少ないところである。細部に注目すると，床止め工のない場合は砂礫堆の形成に伴い1.6km地点の右岸側の河岸近傍に局所洗掘を生じるが，床止め工を設置した場合は軽減されていることがわかる。

②　上岡床止め工の周辺

図6－2－4，6－2－5は上岡床止め工上下流の断面の可床変動状況を示したものである。2.4km地点は床止め工の直上流にあたるところである。ここの地点の河床変動状況に注目すると，床止め工のあるなしにかかわらず河床は低下していることがわかる。これより，上岡床止め工は十分に機能を発揮しているとは言えない。なお，実験Ⅲ－0－1では右岸側に堆積が見られるが，これは上流の水制の先端に生じた洗掘の土砂が流下したものである。

③　深淵め工周辺

図6－2－6，6－2－7は深淵床止め工上下流の断面の河床変動状況を示したものである。床止め工のない場合，2.8km～3.2km区間の左岸側の河岸近傍には局所洗掘が発生している。これは河道中央に土砂が堆積したためにみお筋が河岸に寄ったためである。床止め工のある場合には同地点には局所洗掘は生じていない。これは，床止め工を設置したことにより上流からの土砂の輸送が制限されたため，河岸近傍の洗掘の原因となる河道中央への土砂堆積が軽減されるものと考えられる。ただし，流量規模がもっと大きい場合には床止め工による上流水位の堰き上げ効果が少なくなる（もぐり状態に近づく）ために，床止め工の効果が表れにくくなる。このことは5章の深淵床止め工に関する実験で確かめられている。

④　唾内床止め工

図6－2－8，6－2－9は唾内床止め工上下流の断面の河床変動状況を示したものである。4kmは床止め工設置地点の直下流にあたる。横断図に注目すると，床止め工のある場合のほうが洗掘規模が大きい

ことがわかる。これは，床止め工が土砂の移動を制限し，下流への土砂供給を抑えたためであると推定される。

つぎに，4.4㎞に注目する。この地点は唖内床止め工の直上流にあたる。床止め工のない場合には右岸側河岸近傍で大規模な局所洗掘が発生しているが，床止め工のある場合には局所洗掘はほとんどみられない。これは床止め工が局所洗掘を軽減していることを示している。ただし，深淵床止め工設置地点と同様この地点についても流量が大きくなると床止め工は十分に機能しなくなることが知られている。図6－2－10は床止め工のある場合の河道に4000㎥/sを通水した場合（参考実験）の4㎞地点の河床横断形状である。図によれば，床止め工のあるなしにかかわらず右岸側に洗掘が生じ，その規模には有意な差異は見られない。

⑥　京田床止め工の周辺

京田床止め工の上下流の河床変動状況を図6－2－11，6－2－12に示す。これによれば，床止め工のない場合には左岸側に局所洗掘が生じるが，床止め工のない場合には局所洗掘が発生しないことから，京田床止め工が洗掘の発生を抑えていることがわかる。ただし，深淵，唖内床止め工の場合と同様，4000㎥/sを通水した場合にはもぐり状態になり，床止め工の効果は上がらないことが明らかになっている（図6－2－13：参考実験）。

⑥　戸板島床止め工の周辺

戸板島床止め工上下流の河床変動状況を図6－2－14，6－2－15に示す。これによれば，戸板島床止め工上流の6.4㎞地点では床止め工の局所洗掘軽減効果が現れていることがわかる。ただしこの地点についても4000㎥/sを通水した場合には床止め工の効果は上がらないことが明らかになっている（図6－2－16：参考実験）。

⑦　統合堰，下ノ村床止め工の周辺

統合堰上下流の河床変動状況を図6－2－17，6－2－18に，下ノ村床止め工上下流の河床変動状況を図6－2－19，6－2－20に示す。通常，床止め工を置いた場合，河床変動状況は直上流が変動が少なくなり，直下流が掘れるのが一般的であるが，これらの図によれば，このような傾向は認められず，床止め工の設置効果ははっきりとは読取れない。

6－2－5　本実験を通じ推定される床止め計画全体の見通し

本実験の範囲においては床止め工はみお筋位置の制御，河床低下の軽減の可能な範囲は床止め工の直上下流に限られ，それ以外の区間では砂州の形成により流れに偏流が生じ側方への侵食が発生する。この傾向は流量が大きくなるにつれて強まる。また，河床低下傾向にある地点，規模の大きな局所洗掘が生じる地点では床止め工を形づくる8ｔブロックが流出する。以上の現象および床止め工の一般的な機能を合わせて考えると床止め群計画について以下のような見通しが立つと考えられる。

一般に，河道横断構造物は平均的な河床の低下を抑制する機能は期待できるものの，砂州の形成の制御は難しいのでみお筋位置の制御はかなり難しい。物部川の場合，治水上最大の問題点は河岸近傍にみお筋が形成されることであると考えられる。しかし，実験結果によると，堅固な構造を持った床止め工を設置

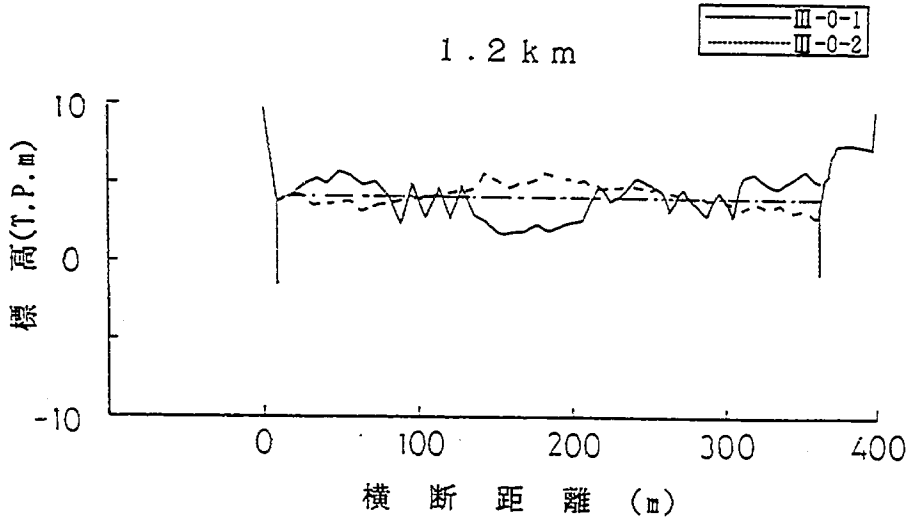


図6－2－2　吉川床止め工下流の河床変動状況

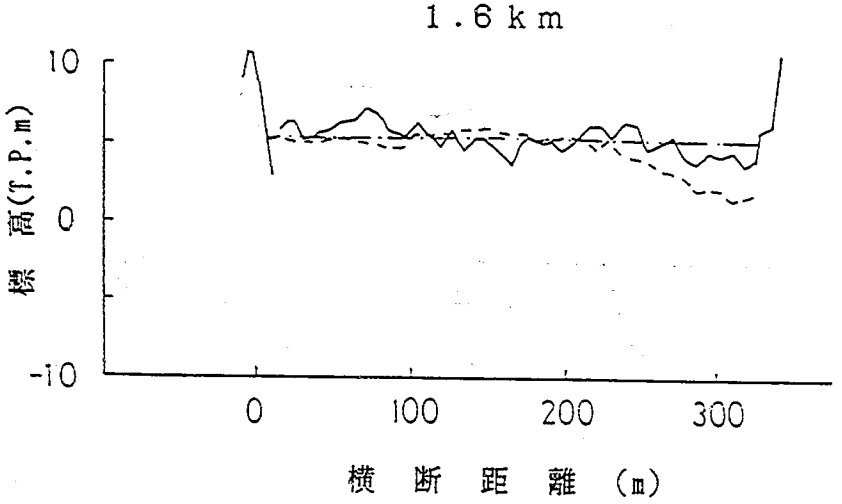


図6－2－3　吉川床止め工上流の河床変動状況

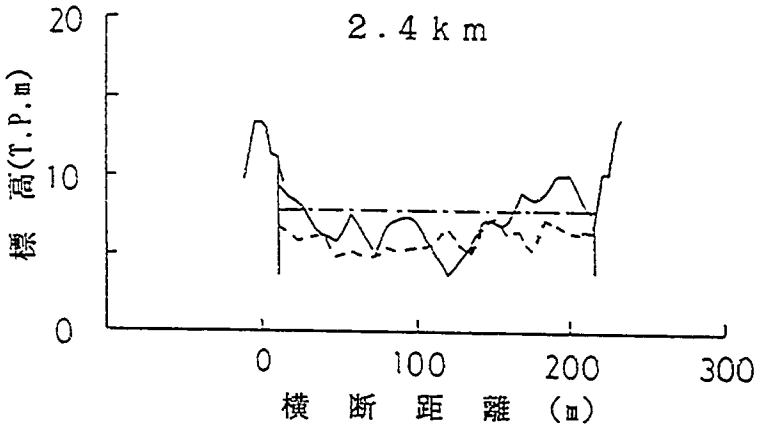


図6－2－4　上岡床止め工下流の河床変動状況

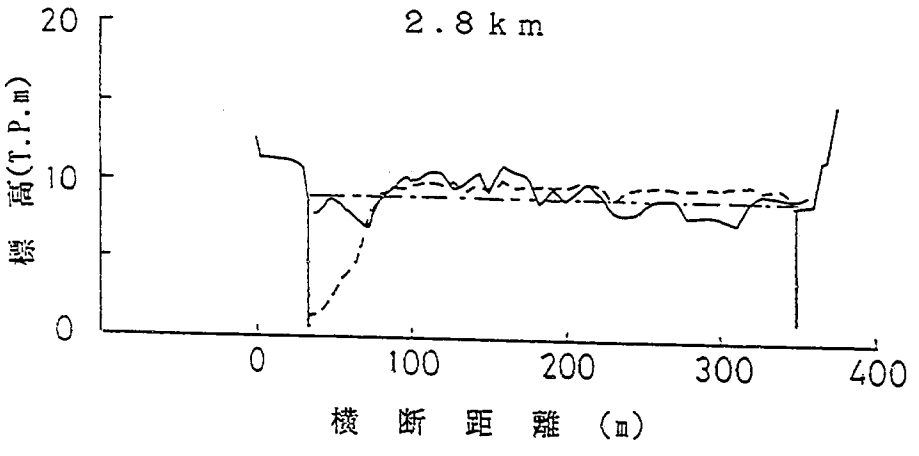


図6－2－5　上岡床止め工上流の河床変動状況

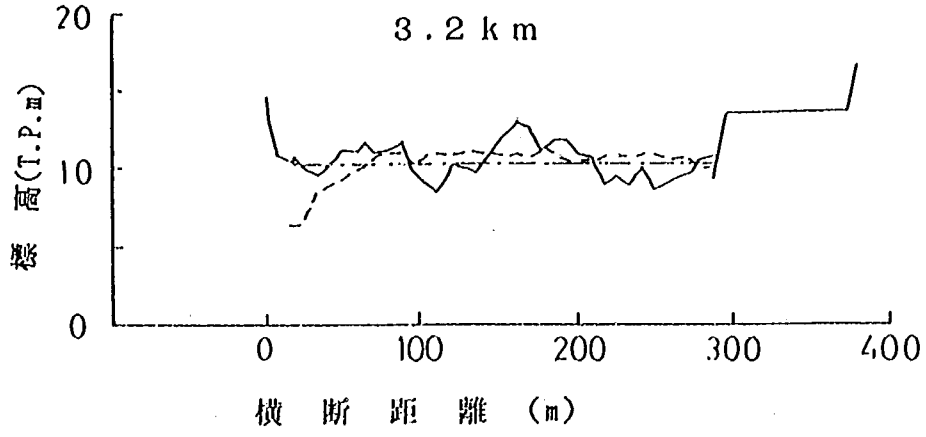


図6－2－6　深淵床止め工下流の河床変動状況

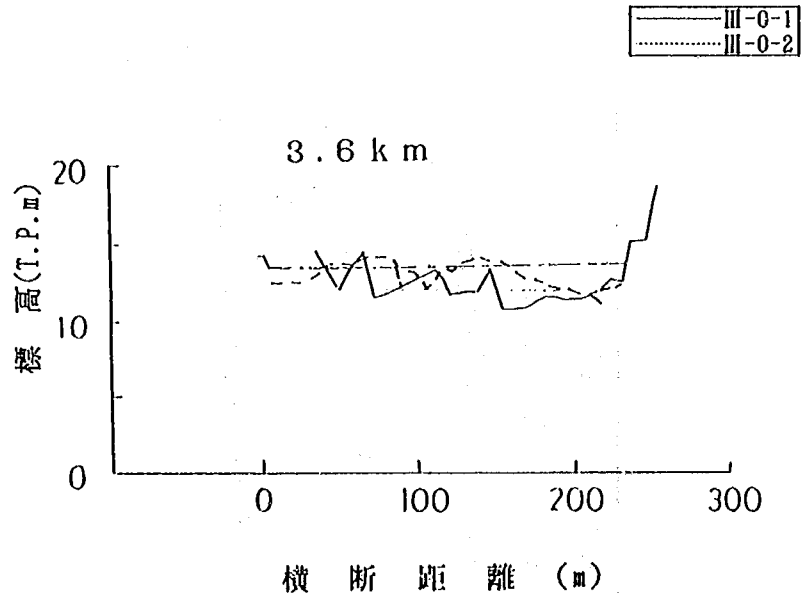


図6－2－7　深淵床止め工上流の河床変動状況

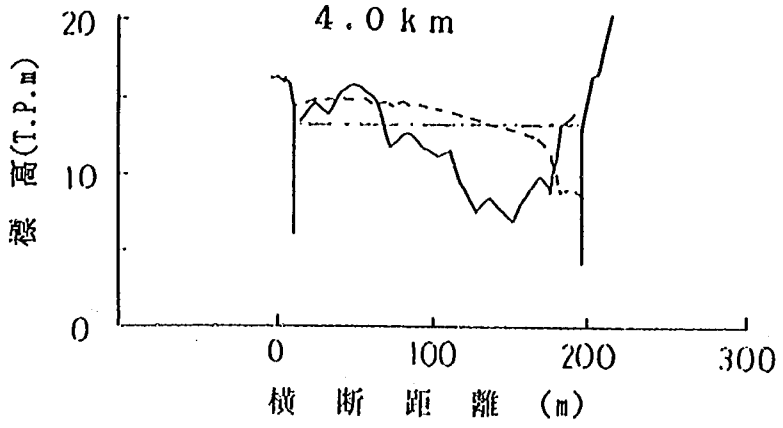


図6－2－8　唖内床止め工下流の河床変動状況

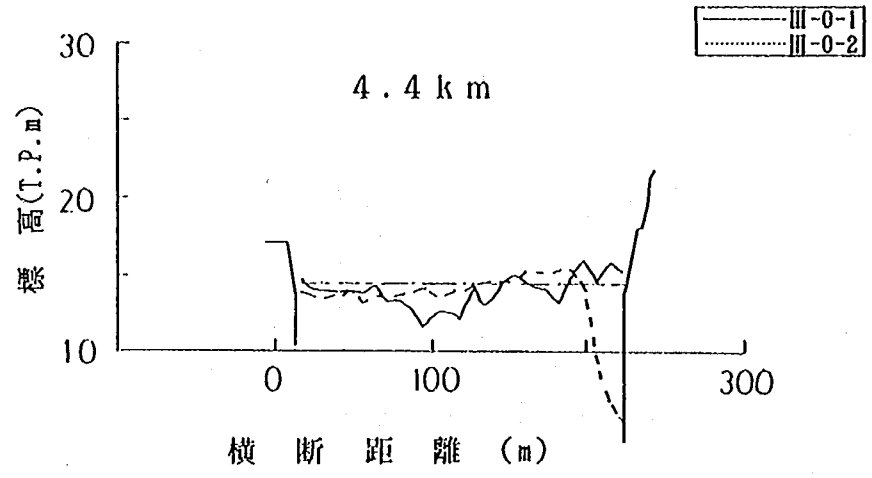


図6－2－9　唖内床止め工上流の河床変動状況

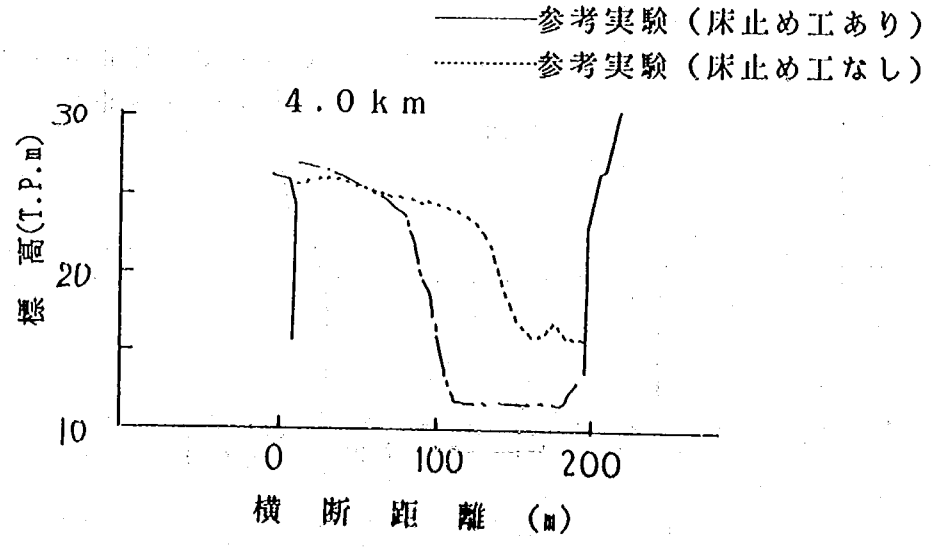


図6－2－10　4000 m³/s 通水時の河床変動状況

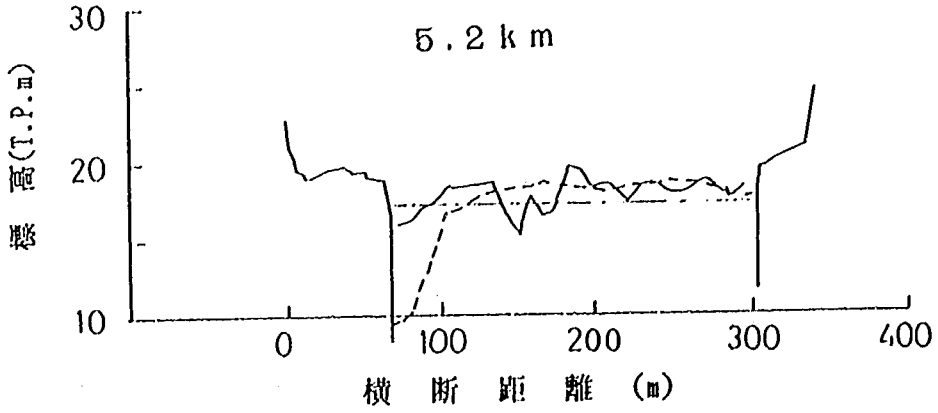


図6－2－11　京田床止め工下流の河床変動状況

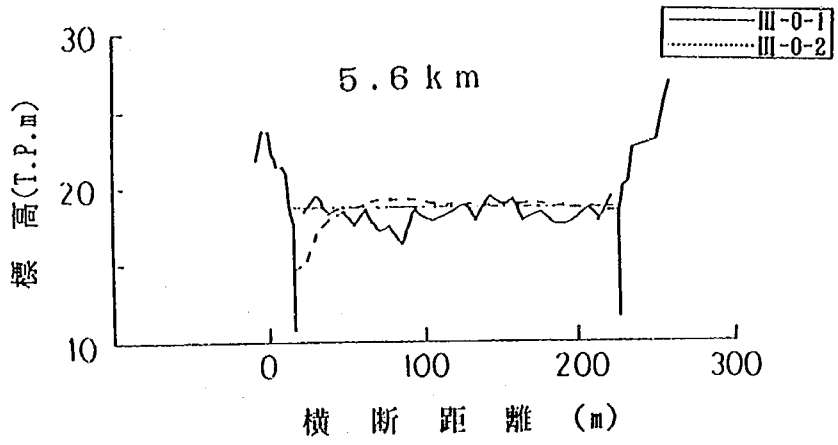


図6－2－12　京田床止め工上流の河床変動状況

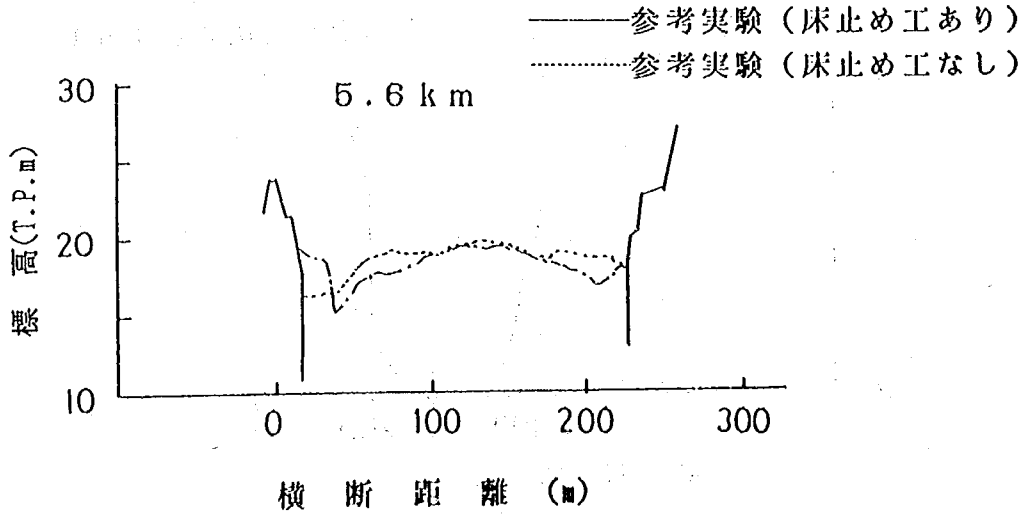


図6－2－13　4000㎥/s 通水時の河床変動状況

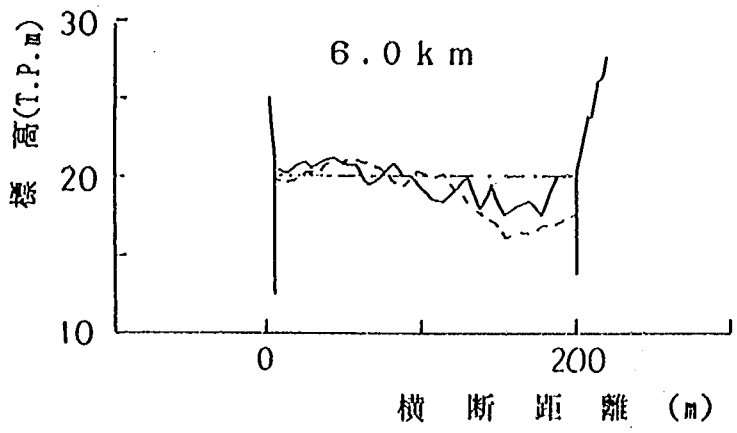


図6－2－14　戸板島床止め工下流の河床変動状況

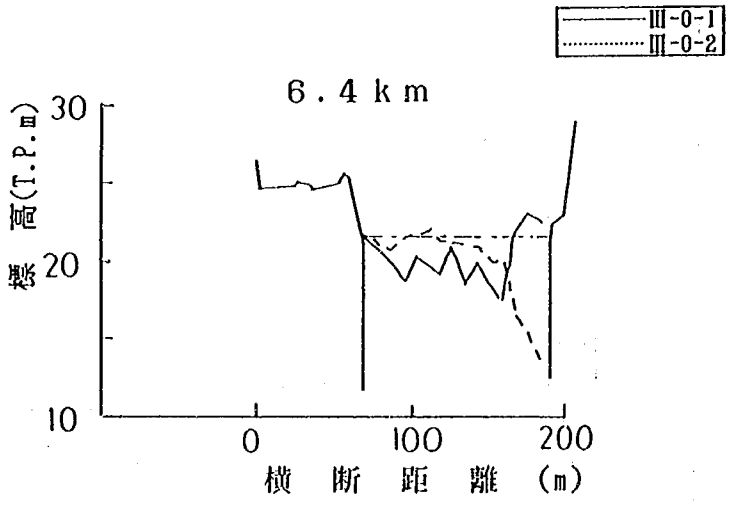


図6－2－15　戸板島床止め工上流の河床変動状況

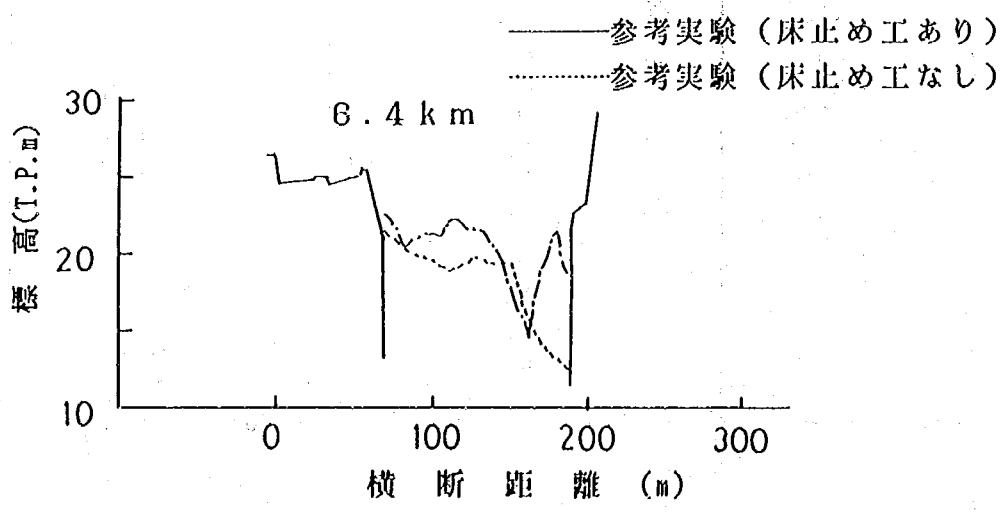


図6－2－16　4000 ㎥/s 通水時の河床変動状況

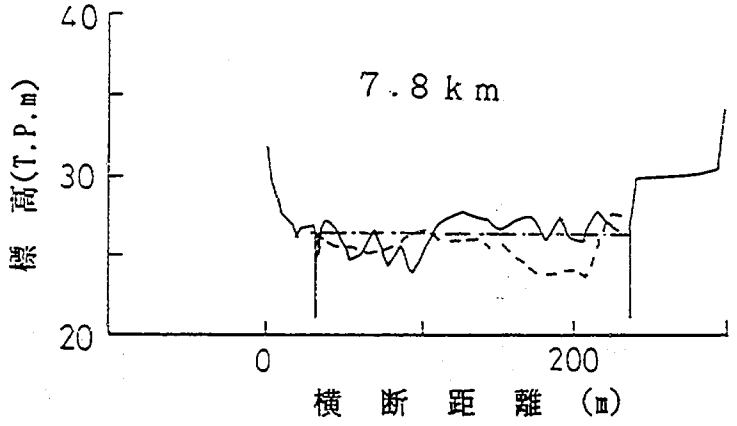


図6－2－17　統合堰下流の河床変動状況

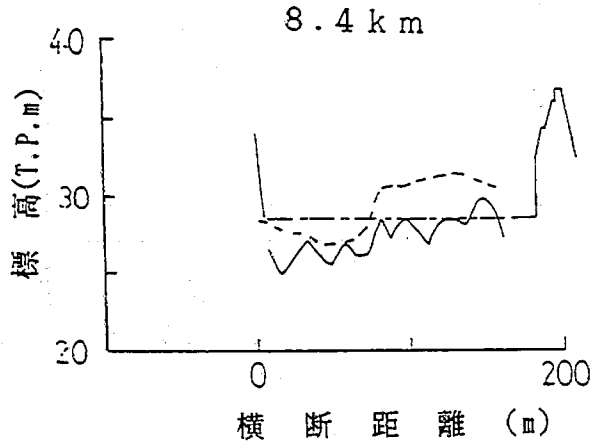


図6－2－18　統合堰上流の河床変動状況

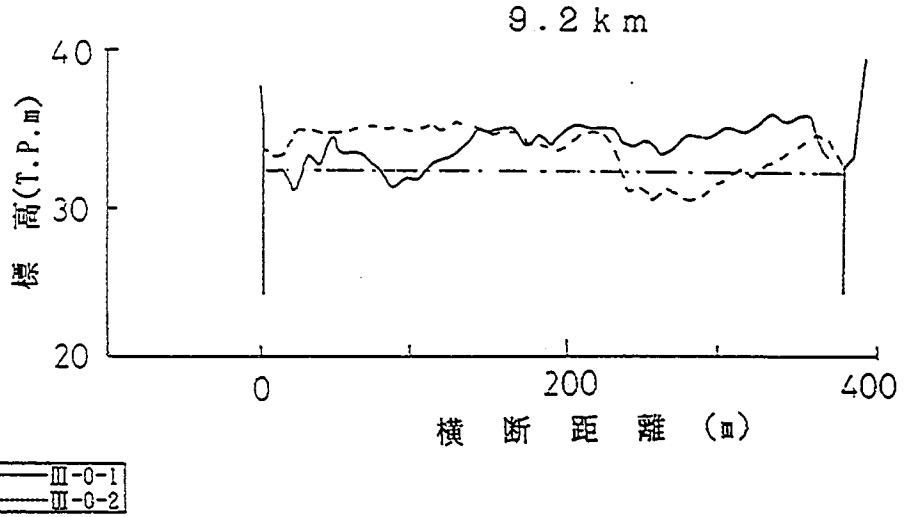


図6－2－19　下ノ村床止め工下流の河床変動状況

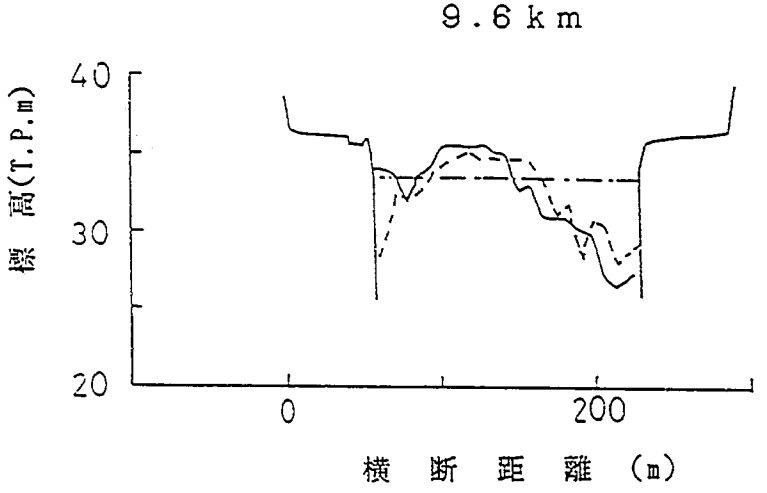


図6－2－20　下ノ村床止め工上流の河床変動状況

したとき，上下流数百mに限ってはみお筋の制御および河床低下の抑制機能が期待できるものの，これより広い範囲に渡るみお筋の制御機能は期待できない。

以上のことにより，みお筋の制御を為し得るためには，多小床止め工計画に修正を加える必要があるものと考えられる。そこで，本実験では以下の3つの形態で実験を行うものとした。

① 計画原案通り8基の床止め工を設置する。

② 床止め工を河道縦断的にかなり密に設置する。なぜなら，床止め工設置の影響範囲は上下流数100mにしか及ばないことが予備実験により明らかになっているからである。床止め工の形状としては，河床低下傾向にある地点では河岸近傍に流水を近づけない状態を有しかつ破壊されることのない堅固な構造物にする必要がある。

③ 物部川は比較的砂州の位置が固定され水衝部も固定されている河川であるので，水衝部に水制・根固め・護岸等を併用することによってみお筋の制御を行う。

6－3 本実験

6－3－1 実験の概要

予備実験の結果，床止め工を8基並べる床止め工計画案では十分なみお筋制御効果は期待できないことが予想される。そこで，本実験では，

① 床止め工を配置しない場合

② 計画原案通りに床止め工を8基設置した場合

③ 床止め工を12基設置した場合

④ 床止め工に代わる方法として，根固め工・水制工を配置した場合

の4つの実験結果を比較し，床止め工等，各種構造物の砂州制御効果，みお筋の制御効果，河床低下抑制効果，局所洗掘抑制効果を調べた。

6－3－2 実験条件

1) 実験ケース

実験は，上記目的を達成するべく，以下の4ケースを行った。1ケースは2回の通水からなる。

河道条件は以下の通りである。

① 実験Ⅲ－1

河道横断面形状は計画断面に整形した。ただしみお筋など，計画河床高より低いところは現況のまま残した。

河道内構造物はない状態とした。

② 実験Ⅲ－2

計履原案河道に関する実験である。河道横断面形状は実験Ⅲ－1と同様計画断面とした。ただし，床止め工には中央に水通しが付けられているので，床止め工上下流のみお筋と水通しとがなめらかにすりつくように整形した。なお，高水敷の侵食状況を見るため，新たに造成する高水敷など，洪水時に侵食する可

図６－３－１　床止め工の配置図（実験Ⅲ－２）

図６－３－３　床止め工の配置図（実験Ⅲ－３）

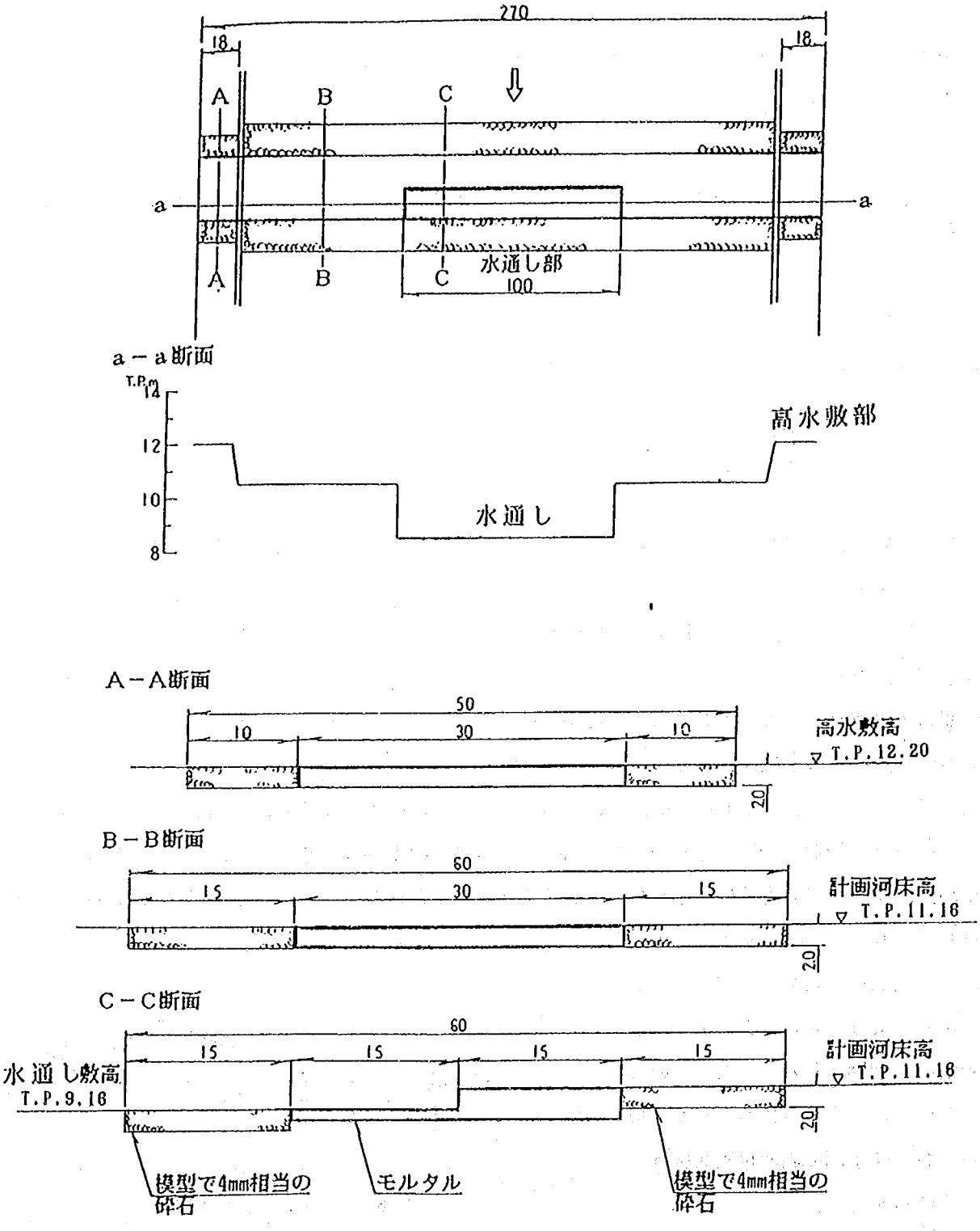


図6－3－2　床止め工形状図（非屈撓性）

能性のある高水敷は移動床で製作した。

床止め工は全部で8基設置した。設置箇所は，1.3㎞地点（吉川床止め），2.4㎞（上岡床止め），3.2㎞（深淵床止め），4.0㎞（唯内床止め），5.3㎞（京田床止め），6.3㎞（戸板島床止め），8.0㎞（統合堰），9.0㎞（下ノ村床止め）である。配置図を図6－3－1に示す。床止め工の構造はすべて屈撓式とした。床止め工の構造図を図6－3－2に示す。床止め工の本体は砕石で製作し，上下流の河床との継ぎ目には小石をビニルネットに包み，ふとんかごを模擬したものを設置した。なお，一部に4tもしくは8tブロックを配置した。実験中，これが移動するかどうかを見れば，護床工に用いたブロック重量の良否を判定することができる。

③ 実験Ⅲ－3

実験Ⅱに対して，みお筋の固定化，河床安定をさらに推し進めることを目的に，床止め工を実験Ⅲ－2の場合よりもさらに4基加えたものである。追加位置は，4.6㎞，5.6㎞，6.8㎞，8.4㎞である。床止め工の追加位置は，原則として河岸近傍の局所洗掘が著しく，みお筋が河岸に寄っているところである。床止め工の配置図を図6－3－3に記す。

④ 実験Ⅲ－4

みお筋の制御，河岸の侵食対策として，床止め工に代わり根固め工・水制工を設置した案である。水制工と根固め工の使い分けは以下のように行った。すなわち，河積が小さく，水制を置くと著しく流速が増大すると見られる地点，局所洗掘量が比較的小さな地点には根固め工を設置した。局所洗掘量が多い地点では水制を配置した。

根固め工のブロック重量としては，洗掘規模の小さいところには6t，洗掘規模の大きいところには10tを用いた。ブロックは連結していない。

水制工については，現況河道に既設されているものは現況のものを模し，小石をビニルネットで包んだものを用いた。新規に設置する水制工の構造は，既設のものと同様，小石をビニルネットで包んだものとしたが，河床への設置方法は若干異なる。設置方法は以下の通りである。水制先端での局所洗掘の発生を考慮し，図6－3－4に示すように横断方向に勾配をもたせ，河床下にまで先端が続くようにすることにより，洗掘発生後も破壊されることなくその機能を発揮できるような構造とした。根固め工および水制の設置位置を図6－3－5に示す。

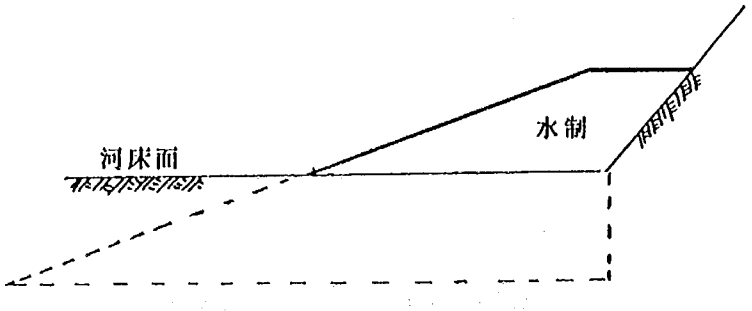


図6－3－4 水制の設置法

実験条件を表6－3－1に示す。

2) 実験条件の説明

(1) 流　量

1537 ㎥/s …… 平均年最大流量

4740 ㎥/s …… 計画高水流量

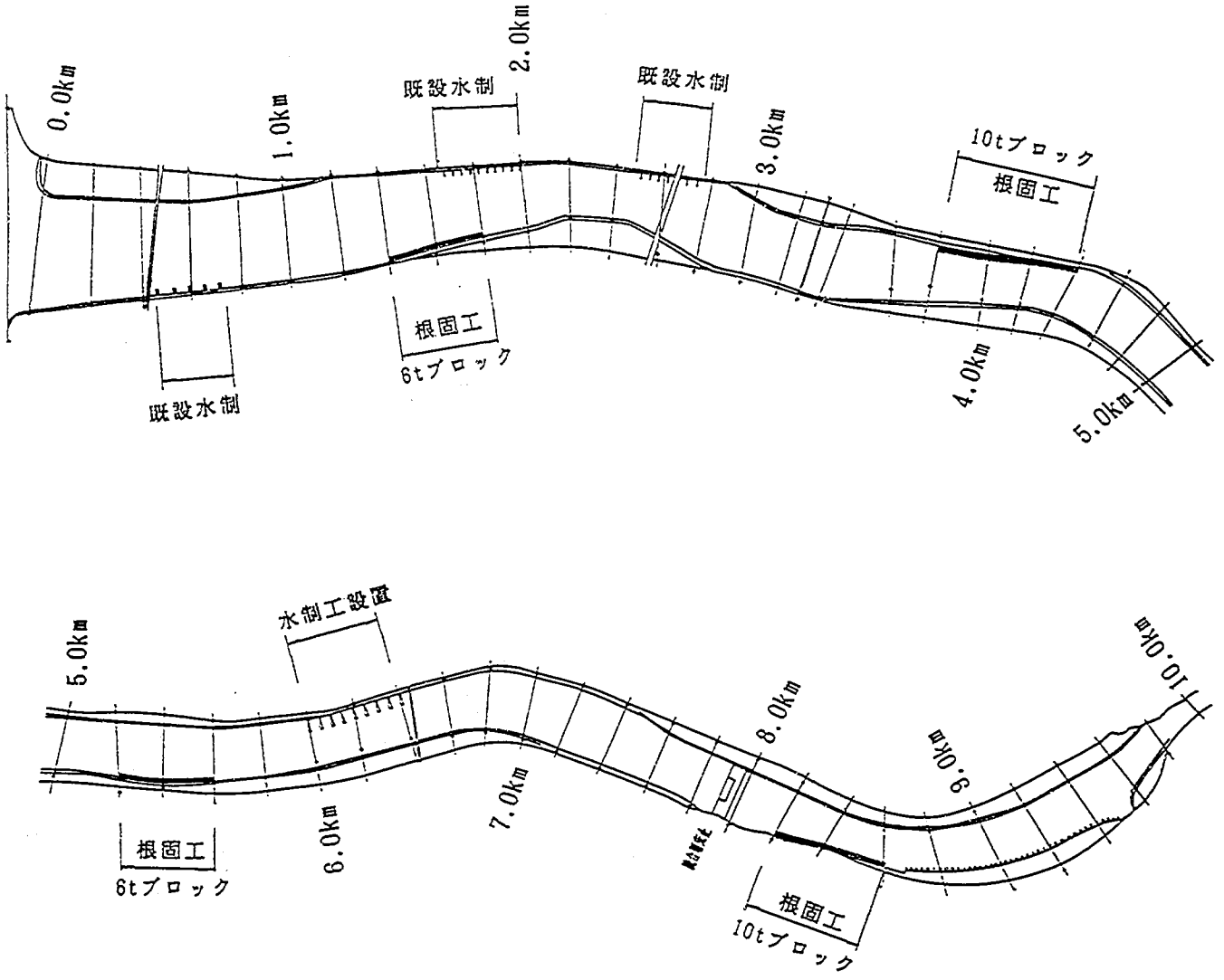


図６－３－５　根固め工・水制工配置図（ケースⅢ－４）

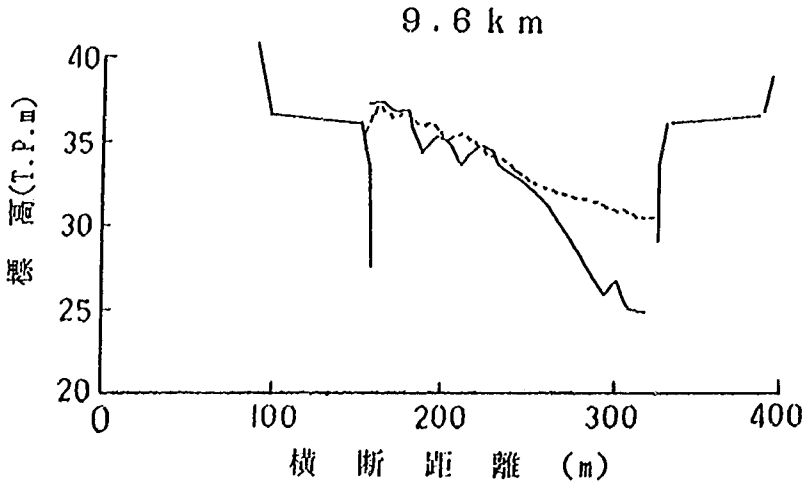


図6－3－6　河床変動状況

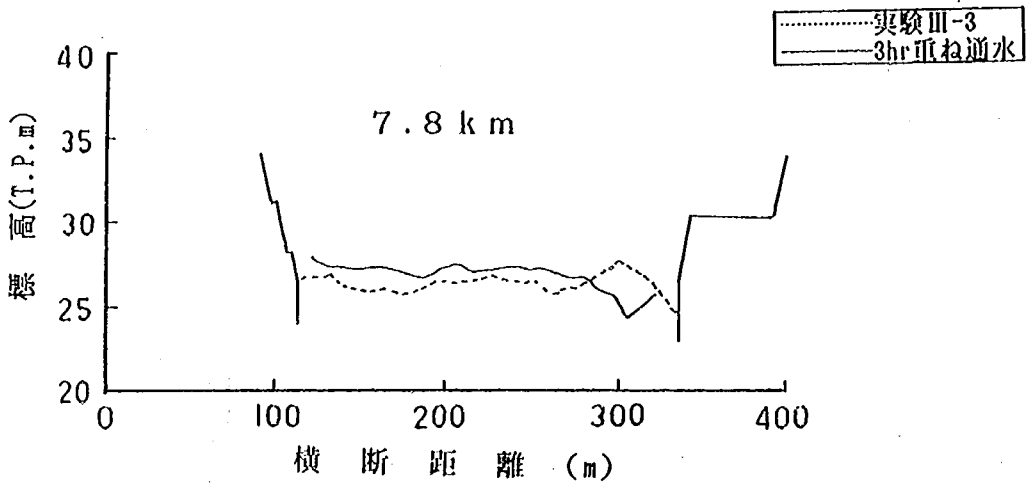


図6－3－7　河床変動状況

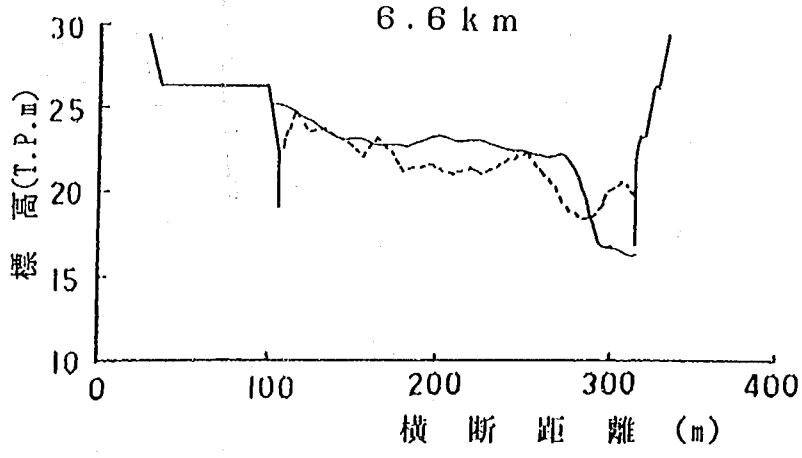


図6－3－8　河床変動状況

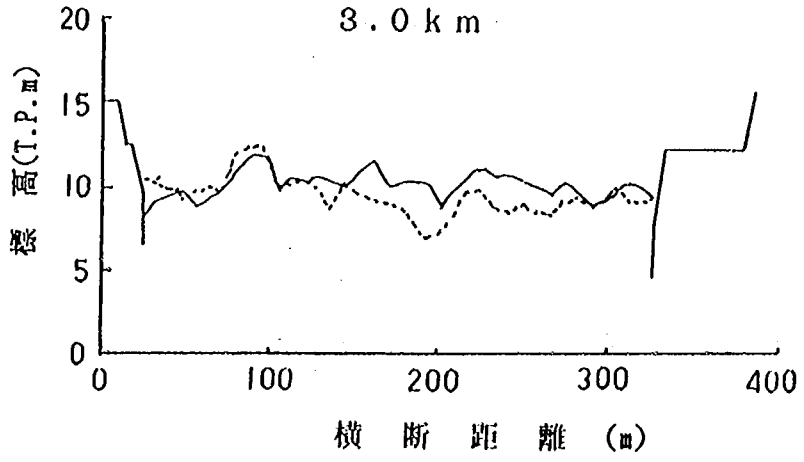


図6－3－9　河床変動状況

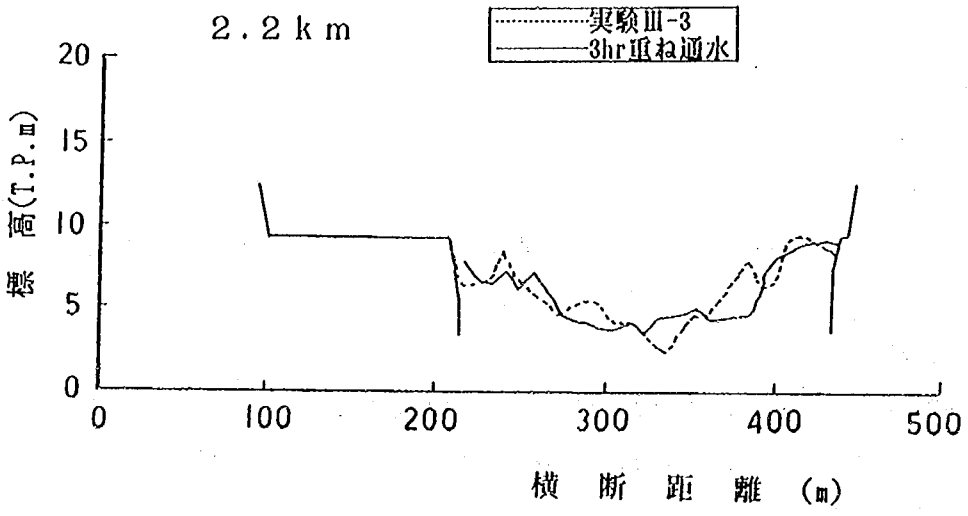


図6－3－10　河床変動状況

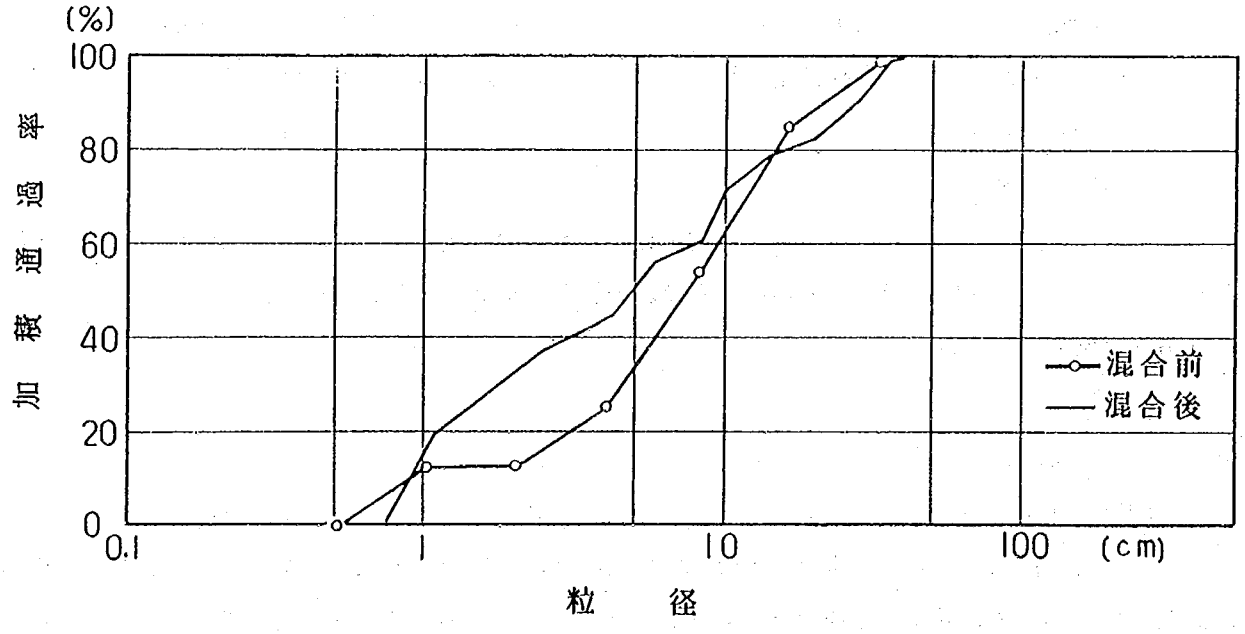


図6－3－11　粗砂混合前後の河床材料粒度分布の比較

表6－3－1　実験条件

実験名	流量	通水時間	河道内構造物
Ⅰ－1	1537 ㎥/s	2時間	なし
Ⅰ－2	4740 ㎥/s	1時間	
Ⅱ－1	1537 ㎥/s	2時間	床止め工（屈撓式）… 1.3 km, 2.4 km, 3.2 km, 4.0 km, 5.3 km, 6.3 km, 8.0 km, 9.0 km
Ⅱ－2	4740 ㎥/s	1時間	
Ⅲ－1	1537 ㎥/s	2時間	床止め工（屈撓式）… 1.3km, 2.4km, 3.2km, 4.0km, 4.6km, 5.3km, 5.6km, 6.3km, 6.8km, 8.0km, 8.4km, 9.0 km
Ⅲ－2	4740 ㎥/s	1時間	
Ⅳ－1	1537 ㎥/s	2時間	水制工 根固め工
Ⅳ－2	4740 ㎥/s	1時間	

＊潮位には平均潮位（T.P.－0.035 m）を用いた。

(2) 通水時間

• 1537 ㎥/s 通水時

通水時間は，河床形状がほぼ落着き，流砂が少なくなるまでとした。その時間が2時間である。フルード則によれば，模型の2時間は現地のおよそ18時間に相当するが，模型の流砂量が河床波の影響で現地のものと比べ少なめになっていることから実際はもっと短い時間に相当するものと考えられる。

• 4740 ㎥/s 通水時

通水時間は1537 ㎥/s と同様，河床形状がほぼ落ち着き，流砂が少なくなるまでとした。その時間は1時間である。フルード則によれば，この時間は現地の約9時間に相当するが，1537 ㎥/s と同様河床波の影響で通水時間が短めになっている可能性がある。そこで実験Ⅲ－2通水後，さらに3時間通水する実験を試みた。その結果得られた河床高横断図を図6－3－6～6－3－10に示す。これらによれば，9.6 km 地点では通水時間に対応して河床が低下しているが，それより下流の地点では河床横断形状の微妙な変化はあるものの，全断面的な河床変動は見られない。これより，通水時間は1時間で妥当であり，検討が安全側になっていることが確認された。

(3) 河床材料の再調合

5章の実験によれば，河床面には ripple が発生し，流砂の挙動が鈍くなった。現地には ripple は発生しないので，模型に用いた河床材料に粗粒径の砂を混合し再調合した。粗粒混合前の粒度分布と混合後の粒度分布を図6－3－11に示す。

6－3－3　実験結果

1) 実験Ⅲ－1について

本実験は，計画河道において，床止め工のない場合の河床変動特性・流況を調べるとともに，床止め工を設置した場合の河床変動状況・流況と比較することにより床止め工の設置効果を把握することを目的とした実験である。実験結果を以下に記す。

① 流況について

実験により得られた水位・河床高縦断図を図6－3－12に示す。まず，水位に注目すると，1537 ㎥/s 通水時には，4.8 km～6.0 km区間，8.4 km～9.2 km区間が他の地点と比べやや水位が高めである。4740 ㎥/s 通水時には，相対的に0.4 km～1.6 km区間の水位が高くなり，H.W.L.をわずかに下回る程度となる。0.4 km～1.6 km区間の水位が高くなった原因としては，河床波の影響が考えられる。すなわち，掃流力の小さい下流部では砂漣の発達が特に顕著であったことが水位に相対的に高めた原因であると推定される。

つぎに，流況に注目する。写真6－3－1は1537 ㎥/s 通水時の気球写真である。1537 ㎥/s 通水時には，主流はみお筋（計画河床よりも低いところ）に沿って流れる。8.4 km～8.6 km区間左岸，6.2km～6.4 km地点右岸，3.8 km～4.2 km区間右岸にわずかな水衝部を作る程度で特に問題となるような流れは見られない。

写真6－3－2，図6－3－13はそれぞれ4740 ㎥/s 通水時の気球写真およびこれと実験観察結果をもとに描いた流況図である。4740 ㎥/s 通水時には，1537 ㎥/s 通水時に見られた水衝部の流勢が増すほか，2.2 km～2.4 km区間左岸にも新たに弱い水衝部が形成される。

② 河床変動について

図6－3－12に河床高縦断図を示す。平均河床高に注目すると，1537 ㎥/s 通水時には，模型の最上流端，3.2 km～4.8 km区間を除いてほとんど変化は少ない。最深河床高に注目すると，1.8 km地点，4.0 km～5.2 km区間，8.4 km地点，9.6 kmから最上流までの区間で深掘れが生じていることがわかる。4740 ㎥/s 通水時にもほぼ同様の傾向を示す。すなわち，大半の区間で平均河床高は通水前とほとんど変化がなく，最大洗掘深のみがおおきくなっており，河床の横断勾配が増す形で河床変動が生じていることがわかる。

つぎに，平面的にみた河床変動の状況について述べる。河床変動は砂州の形成・発達の形で生じる。通水後の砂州の形状を図6－3－13に示す。これによれば，1.6 km周辺，3.4 km周辺，4.6 km周辺，6.4 km周辺，8.4 km周辺で顕著であり（図6－3－14～6－3－18参照），砂州の対岸に局所洗掘（みお筋）の発達を助長している。砂州は2.4 kmより下流を除きすべて河道法線のわん曲の内岸に形成されたポイントバーであり，洪水時にも移動しない。図6－3－19～6－3－21は目だった水衝部であった4.0 km右岸，6.0 km右岸，および8.4 km左岸の河床変動状況をコンター図で表したものである。いずれの地点も対岸に砂州が形成されていることがわかる。最大河床変動量は，4.0 km地点周辺で－4 m（4.0km－200 m），6.0 km地点周辺で－3 m（6.4 km），8.4 km地点周辺で－7 m（8.4 km）である。ただし，8.4 km地点では河床下に岩が露出する可能性があり，この場合にはこの結果ほど洗掘されないと考えられる。

2) 実験Ⅲ－2について

本実験は，計画原案通りに床止め工を設置した河道の河床変動特性・流況を調べるとともに，実験Ⅲ－1の結果と比較することにより床止め工が河床変動および洪水流に与える影響を把握するものである。

実験結果を以下に記す。

① 流況について

実験により得られた水位・河床高縦断図を図6－3－22に示す。まず，水位に注目すると，床止め工の影響が顕著に見られる。1537 ㎥/s 通水時，特に1.3 kmの吉川床止め工，2.4 kmの上岡床止め工，3.2 km

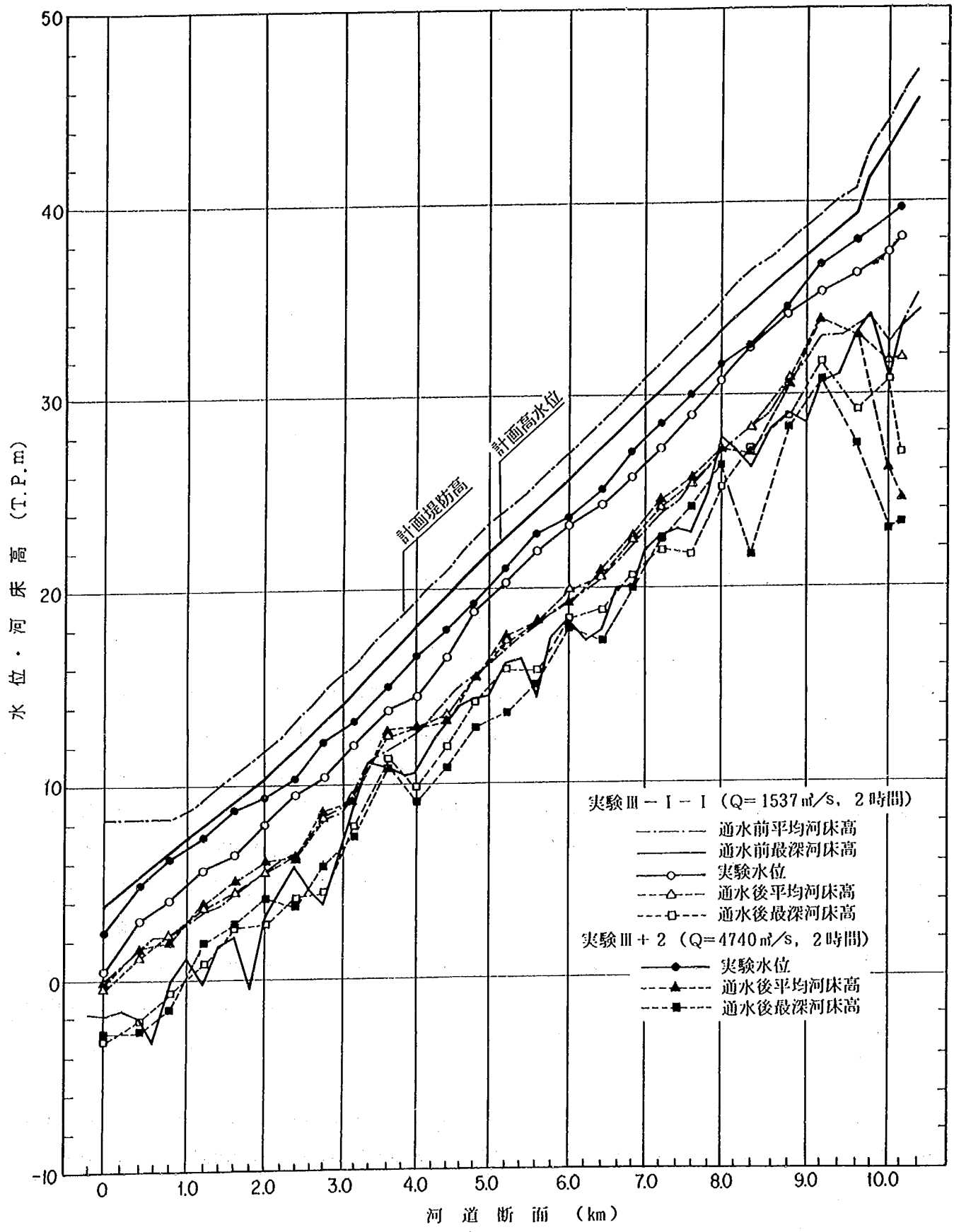
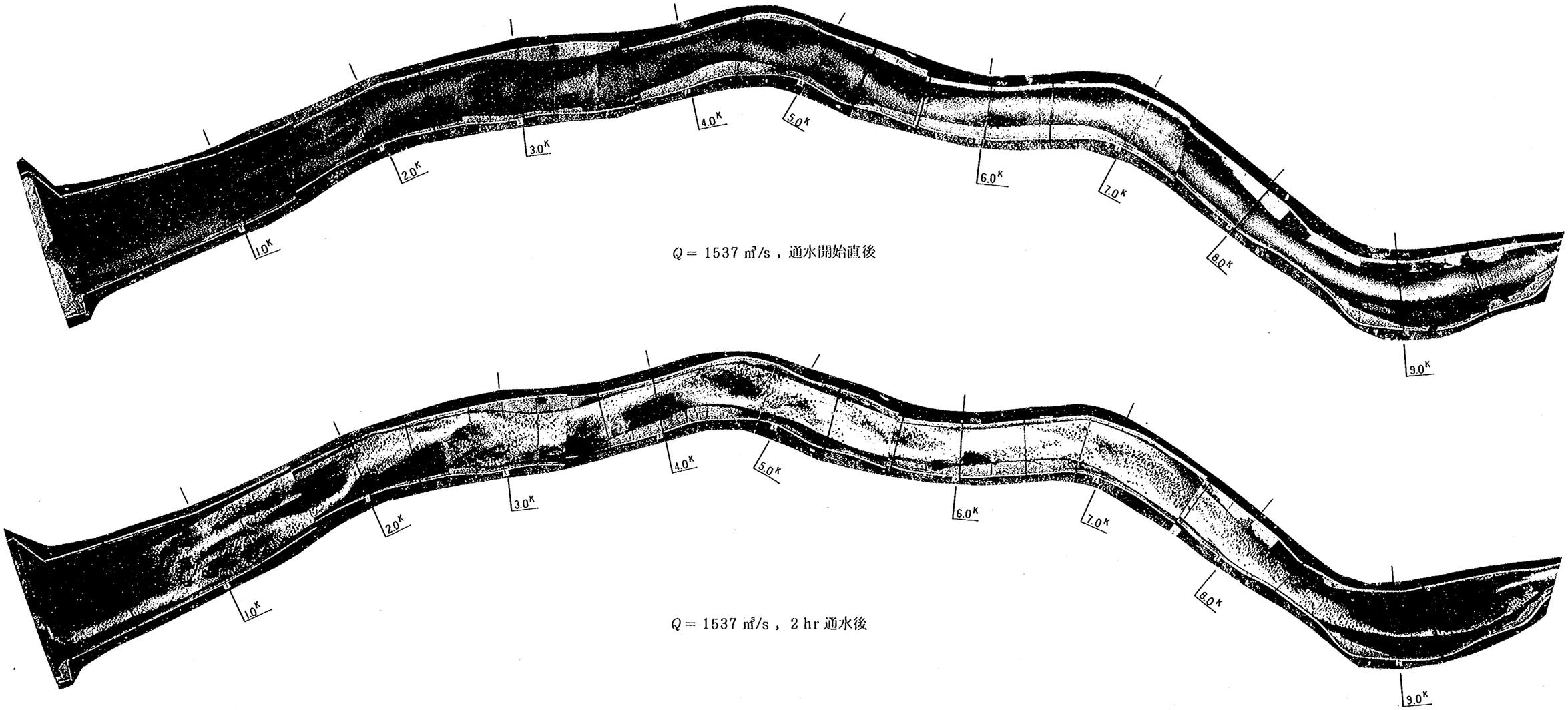


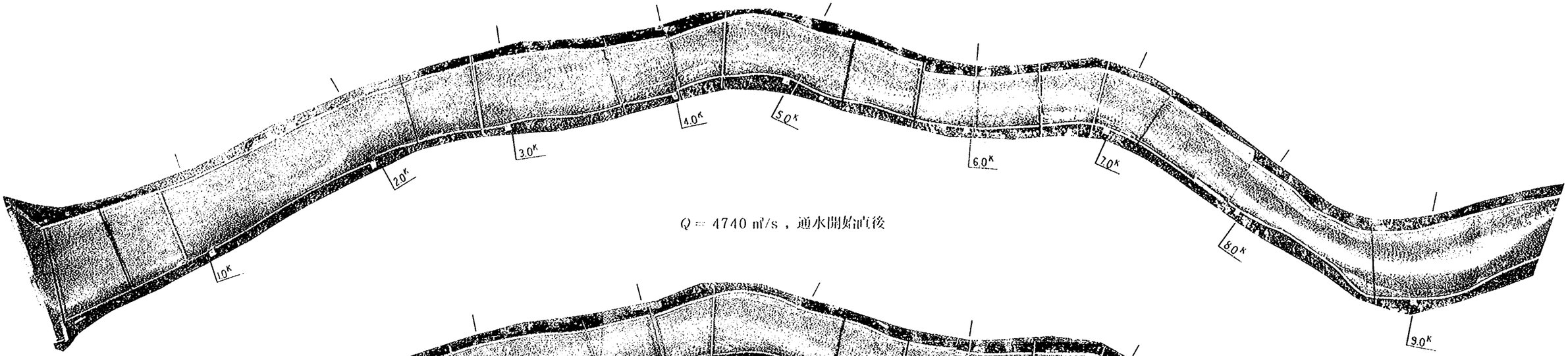
図6－3－12　水位・河床高縦断比較図（ケースⅢ－1）



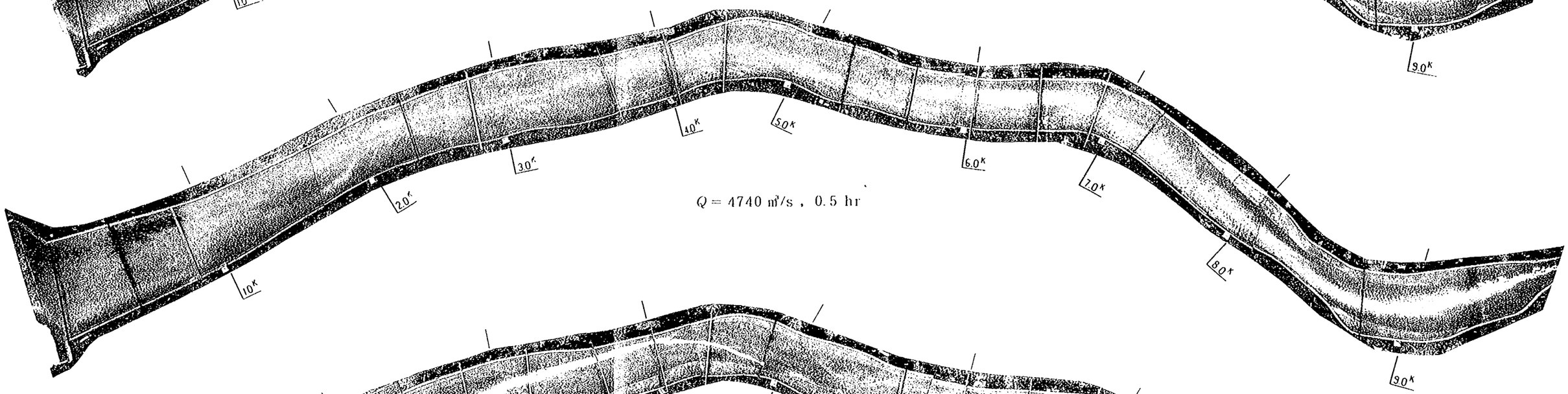
$Q = 1537$ ㎥/s，通水開始直後

$Q = 1537$ ㎥/s，2 hr 通水後

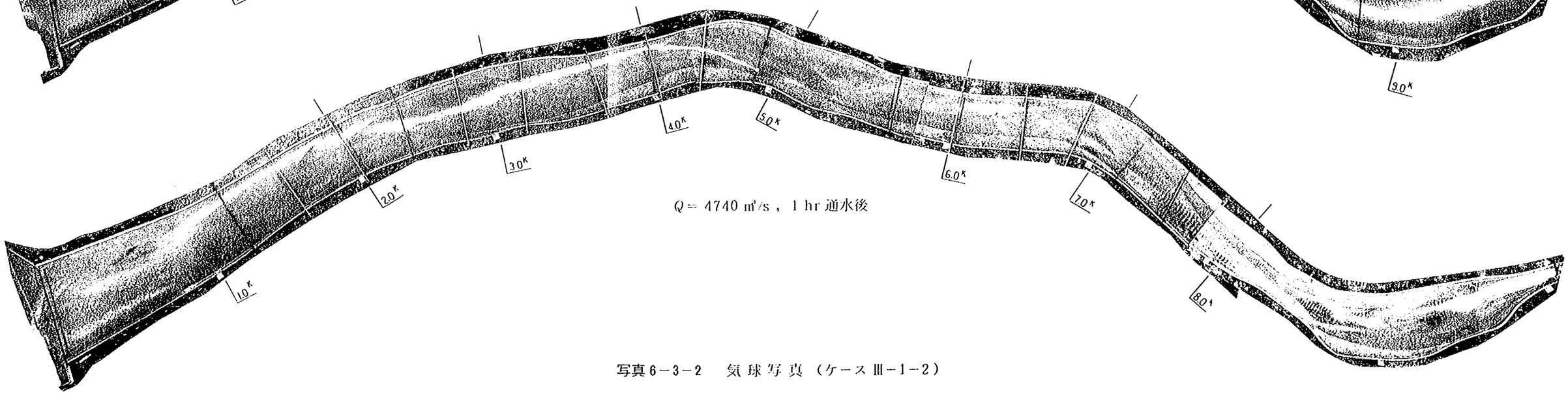
写真 6－3－1　気球写真（ケース Ⅲ－1－1）



$Q = 4740$ ㎥/s，通水開始直後



$Q = 4740$ ㎥/s，0.5 hr



$Q = 4740$ ㎥/s，1 hr 通水後

写真 6－3－2　気球写真（ケースⅢ－1－2）

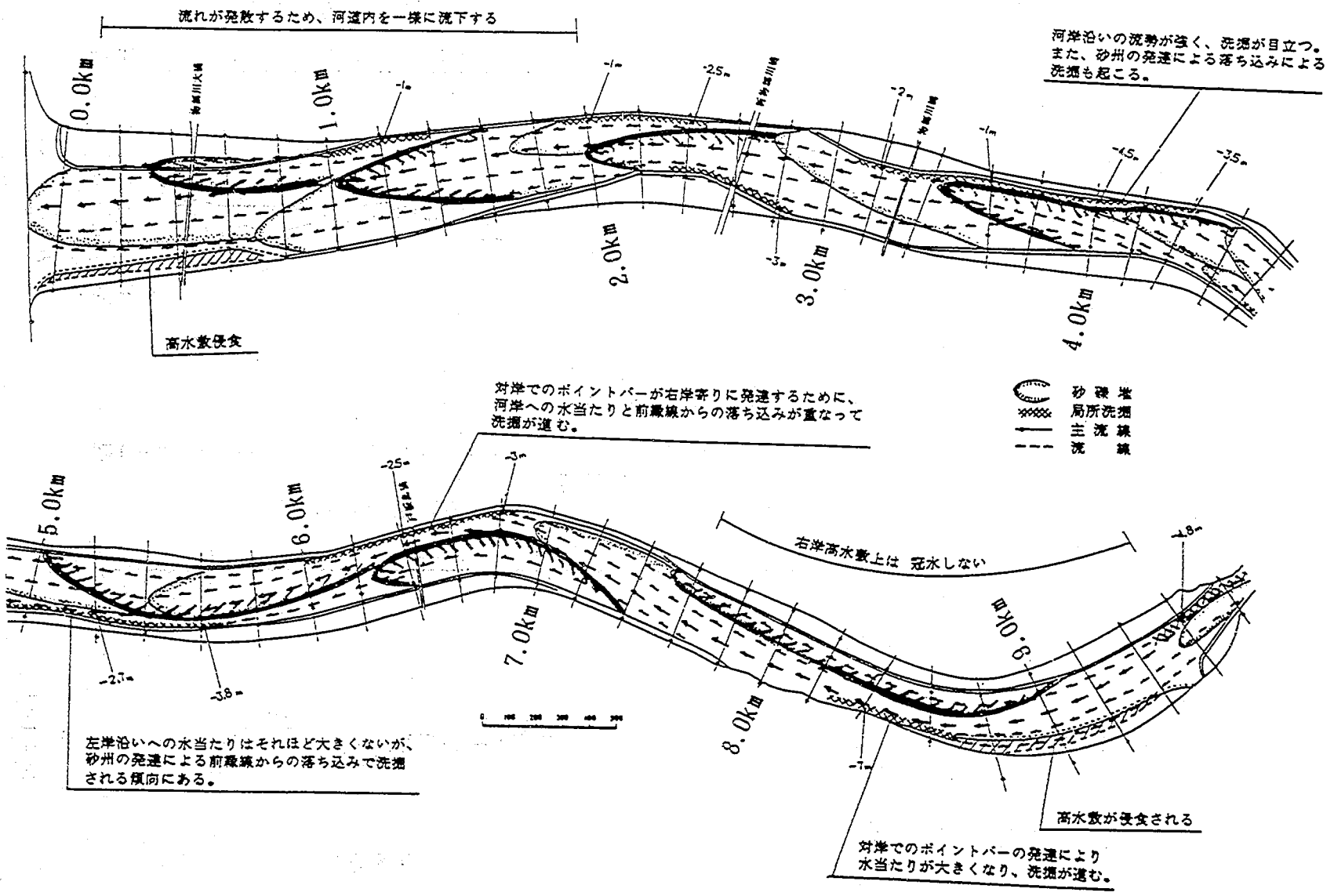


図6－3－13　流況図（ケースⅢ－1－2）

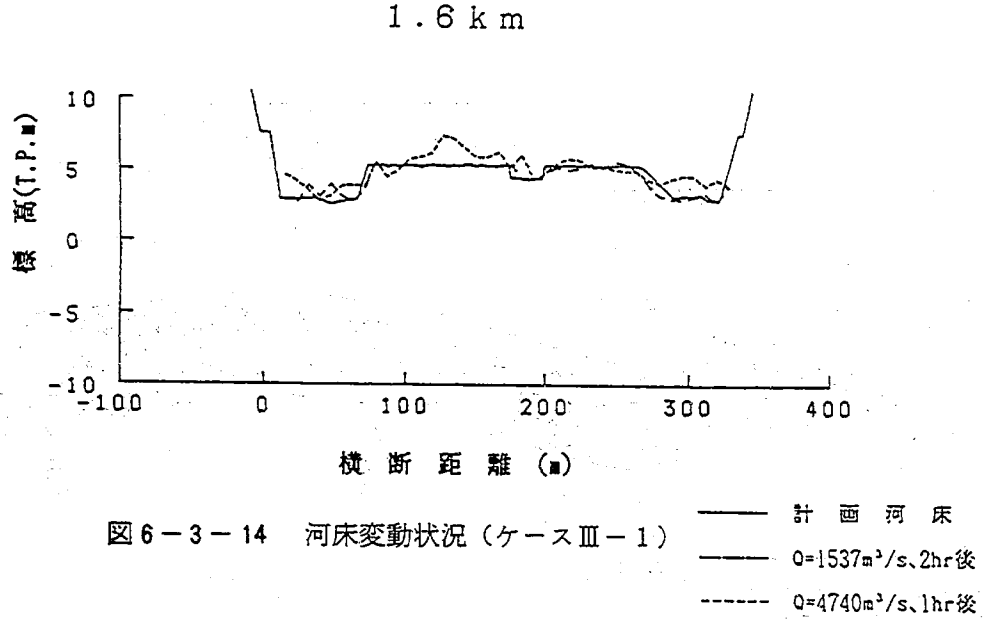


図6－3－14　河床変動状況（ケースⅢ－1）

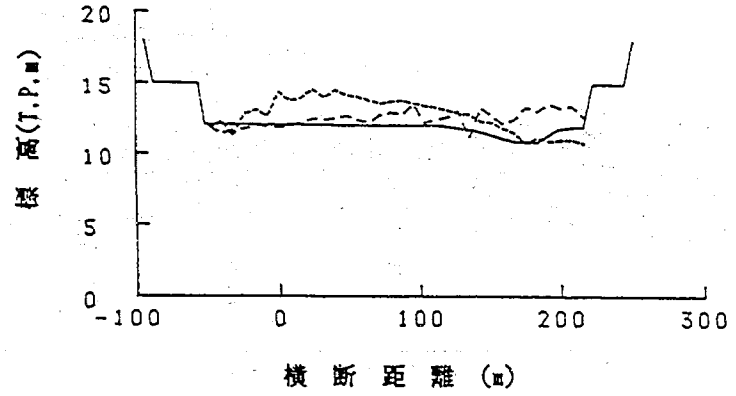


図6－3－15　河床変動状況（ケースⅢ－1）

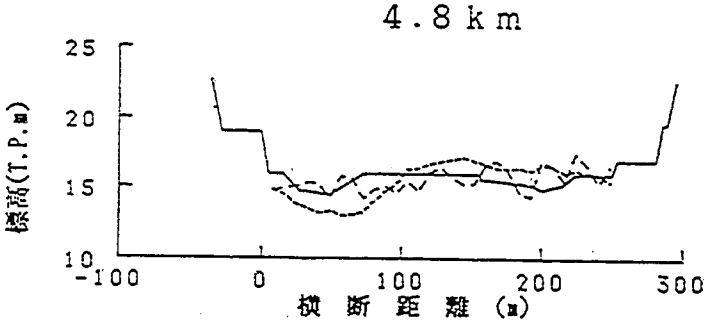


図6－3－16　河床変動状況（ケースⅢ－1）

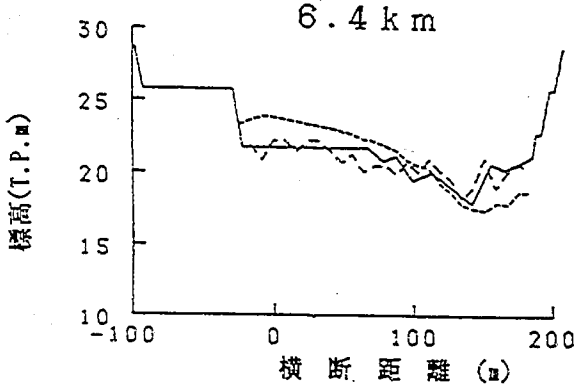


図6－3－17　河床変動状況（ケースⅢ－1）

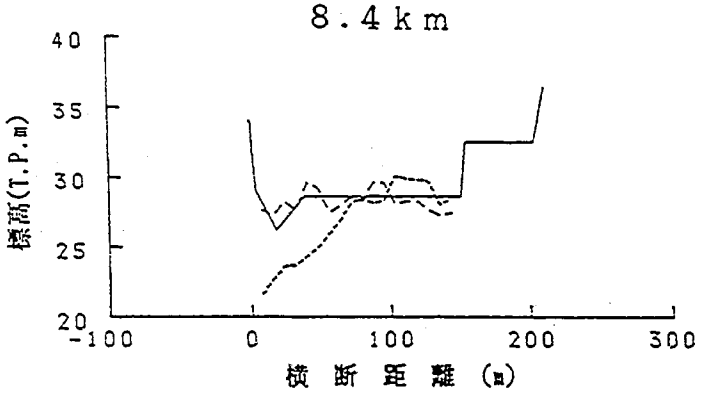


図6－3－18　河床変動状況（ケースⅢ－1）

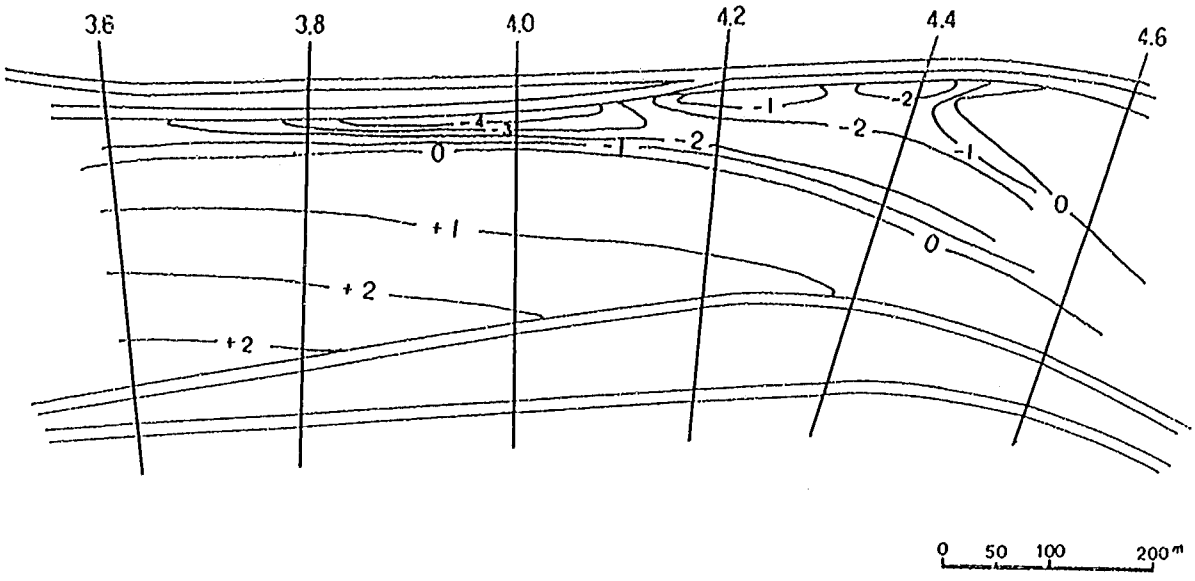


図６－３－19　4.0 km右岸水衝部周りの河床高コンター図（実験Ⅲ－１）

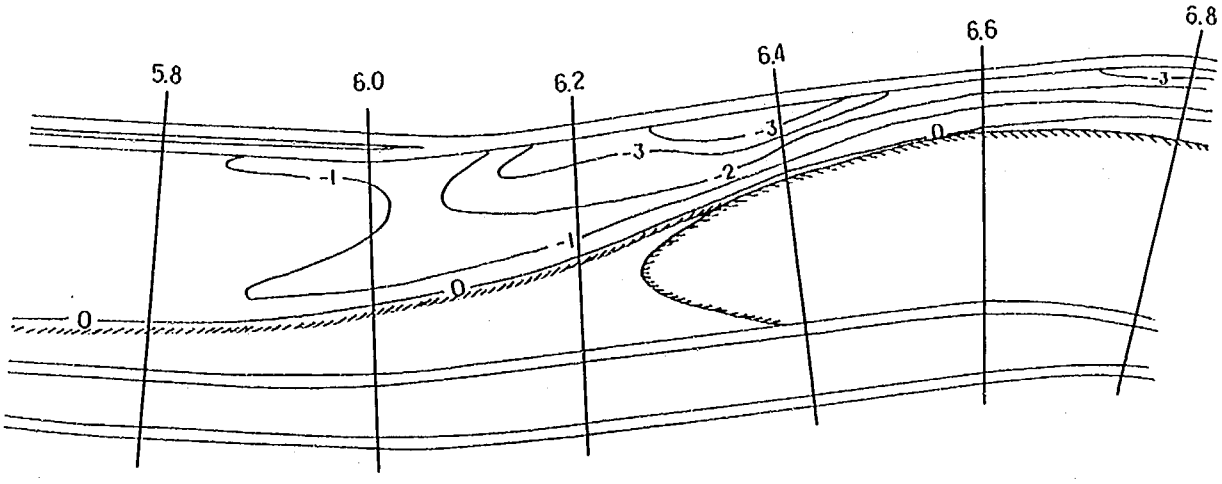


図６－３－20　6.0 km右岸水衝部周りの河床高コンター図（実験Ⅲ－１）

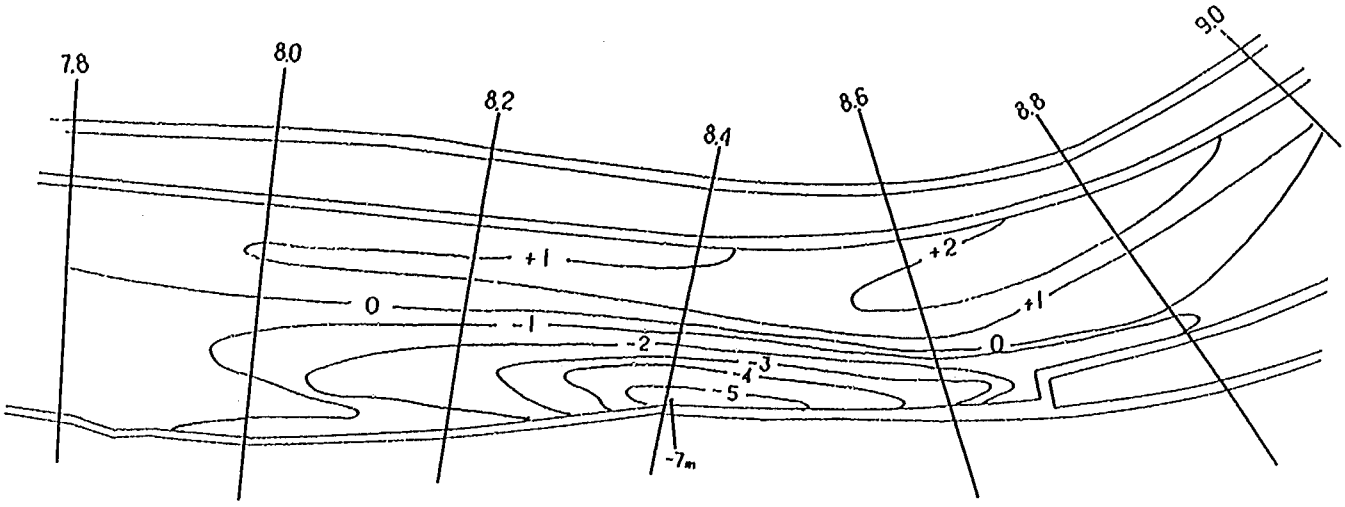


図６－３－21　8.4 km左岸水衝部周りの河床高コンター図（実験Ⅲ－１）

の深淵床止め工では直上流の水位はかなり堰き上がっており，床止め工の影響度がうかがわれる。また，9.0㎞の下ノ村床止め工では下流で跳水が生じている。ただし，床止め工が水面形に及ぼす影響は床止め工の直上流に限られる。

4740 ㎥/s 通水時には，水位は床止め工の影響により 1.4 ㎞～ 2.8 ㎞の区間でH.W.L.を越える。また，1537 ㎥/s 通水時には水位に与える影響が比較的少なかった京田床止め工（5.3㎞），戸板島床止め工（6.3㎞），統合堰床止め工（8.0㎞）の直上流に限り大きく水位が堰き上がる。

つぎに，流況に注目する。写真 6 － 3 － 3 は 1537 ㎥/s 通水時の気球写真である。1537 ㎥/s 通水時には，吉川床止め工（1.3㎞），上岡床止め工（2.4㎞），深淵床止め工（3.2㎞）の直上流では水位が堰き上がるために，実験Ⅲ－1のときと比べかなり流速が小さくなっている。これ以外の区間ではあまり影響がなく，流速・流向ともに実験Ⅲ－1とかわらない。主流部の位置は，床止め工の直上流では流速が遅く明確ではない。床止め工の直下流では主流部は一旦河道中央になるが，流下するに従い直ちに実験Ⅲ－1のときの主流部の位置にすりつく。

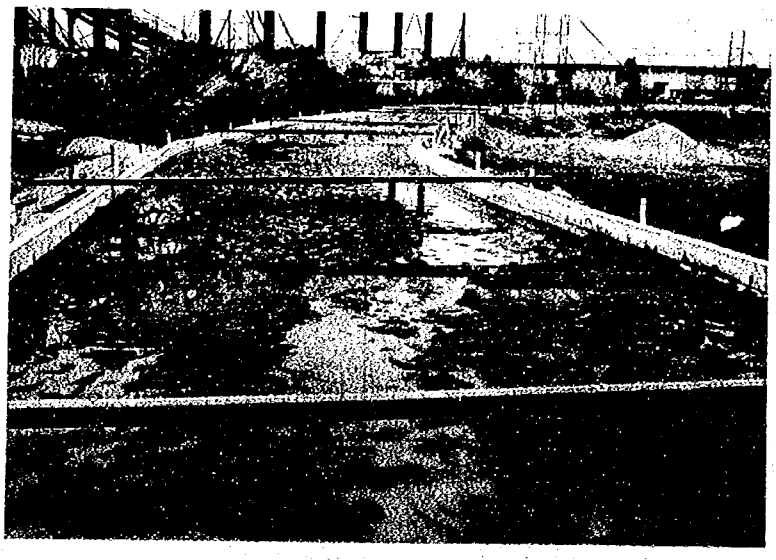
写真 6 － 3 － 4，図 6 － 3 －23はそれぞれ 4740 ㎥/s 通水時の気球写真およびこれと実験観察結果をもとに描いた流況図である。4740 ㎥/s 通水時には，水位上昇の顕著であった 1.3 ㎞～ 4.2 ㎞の区間で実験Ⅲ－1と比べやや流勢が弱まった程度で，流向は特に変化は見られない。特に，4㎞上下流，6㎞上下流では床止め工の整流効果はほとんど見られず，実験Ⅲ－1と同様に水衝部を形成する。

② 河床変動について

床止め工を設置した場合，河床変動に特に影響のあるのは床止め工の直上下流であるといわれている。そこで，主として床止め工の上下流の横断図を実験Ⅲ－1のものと比較することによって床止め工設置の効果を調べた。

1) 吉川床止め工（1.3㎞地点）

まず，床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況に注目する。写真 6 － 3 － 5 は 4740 ㎥/s 通



（Q = 4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真 6 － 3 － 5　吉川床止周辺の河床状況（実験Ⅲ－2）

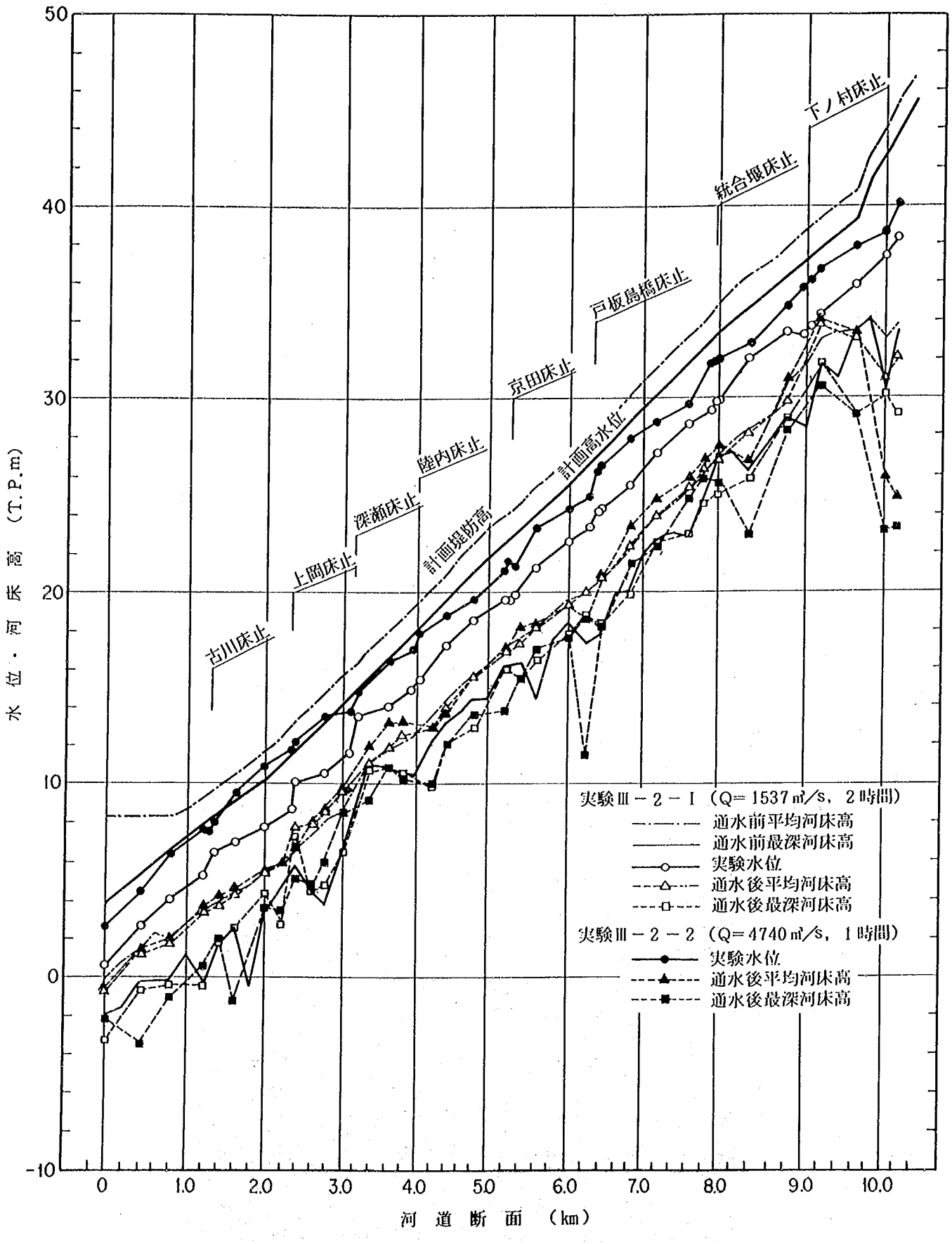
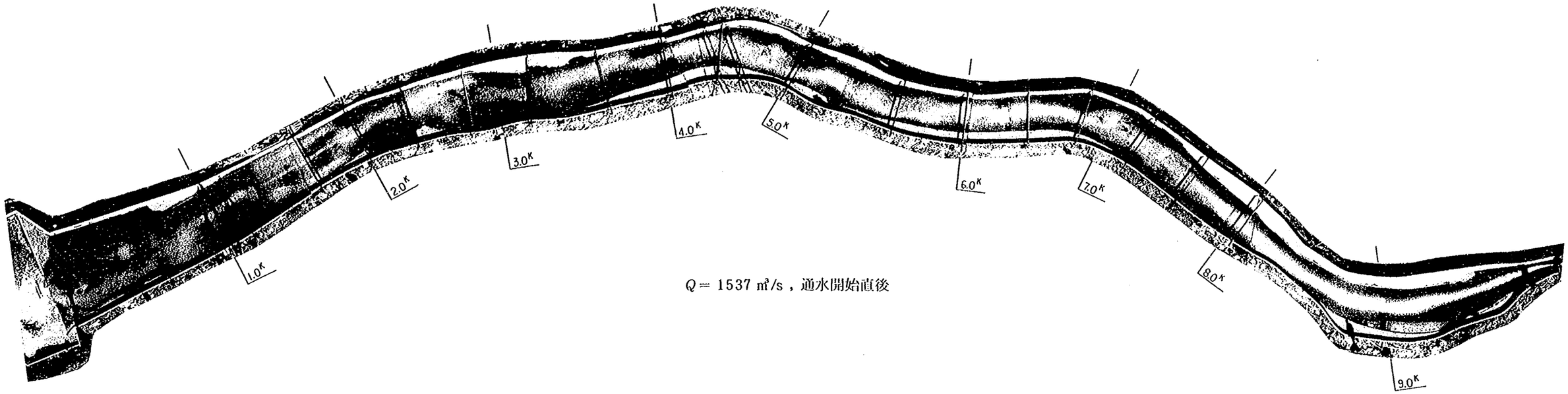
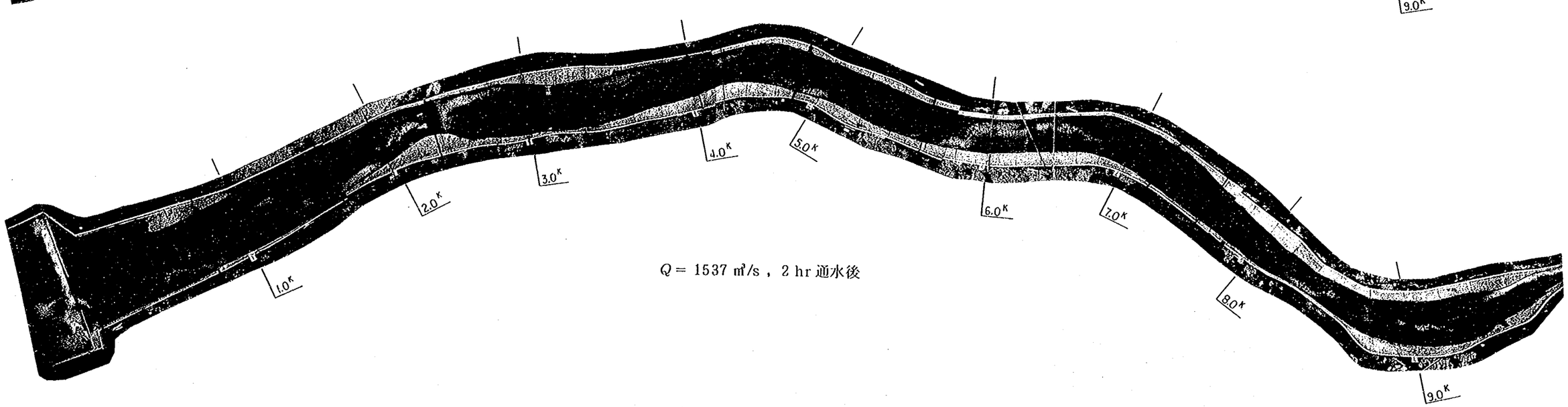


図6－3－22　水位・河床高縦断比較図（ケースⅢ－2）

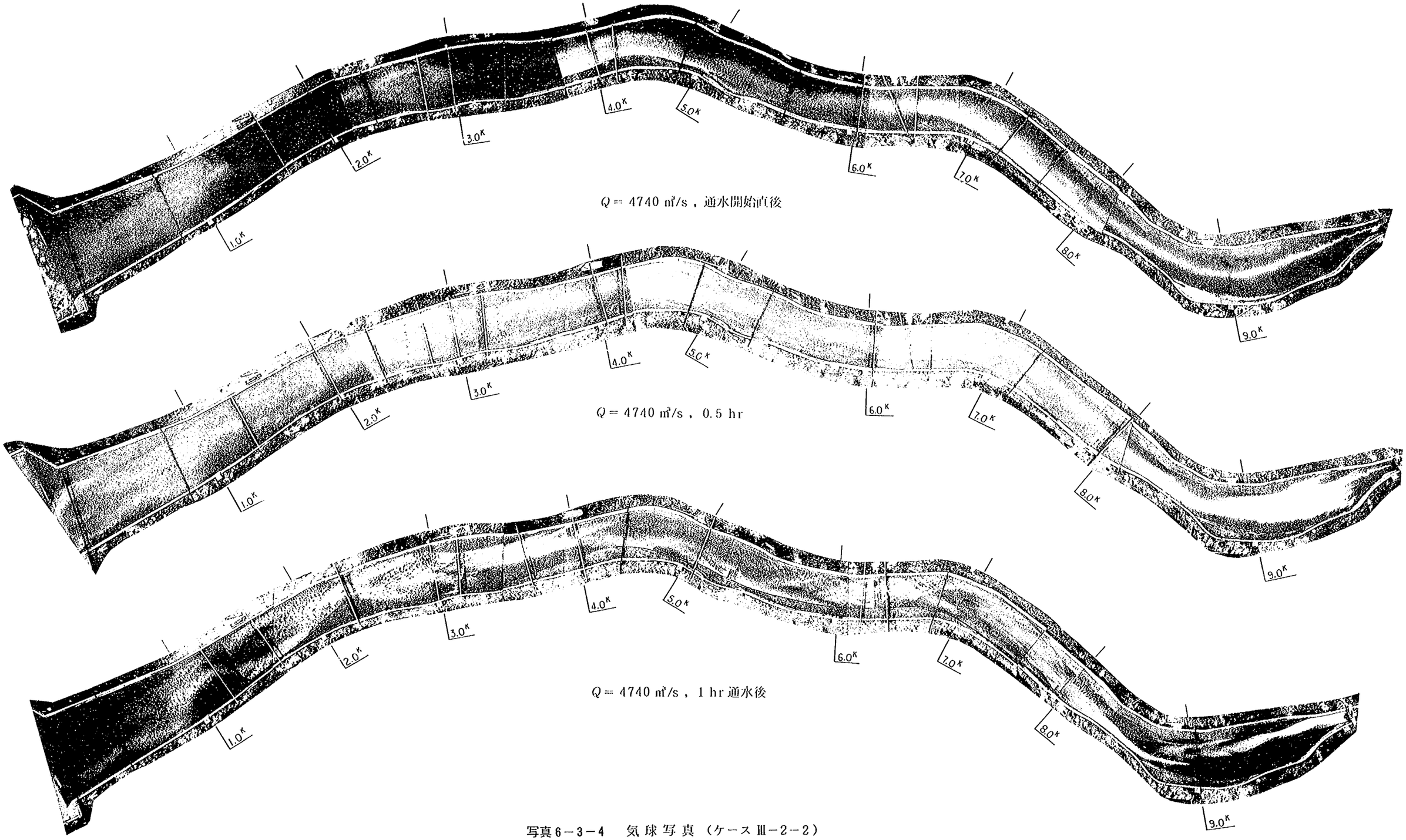


$Q = 1537$ ㎥/s，通水開始直後



$Q = 1537$ ㎥/s，2 hr 通水後

写真 6－3－3　気球写真（ケース Ⅲ－2－1）



$Q = 4740$ ㎥/s，通水開始直後

$Q = 4740$ ㎥/s，0.5 hr

$Q = 4740$ ㎥/s，1 hr 通水後

写真6－3－4　気球写真（ケースⅢ－2－2）

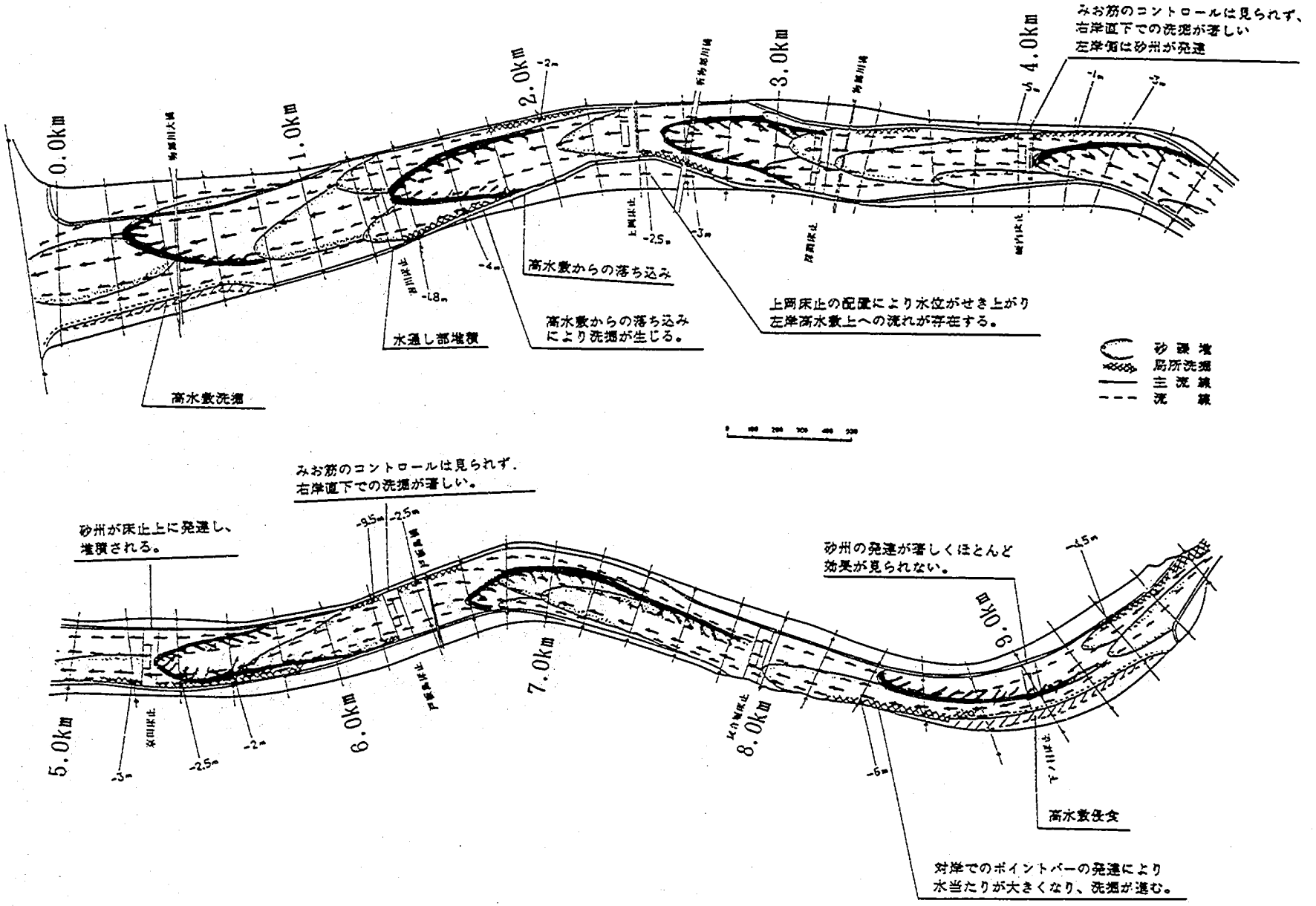


図6－3－23　流況図（ケースⅢ－2－2）

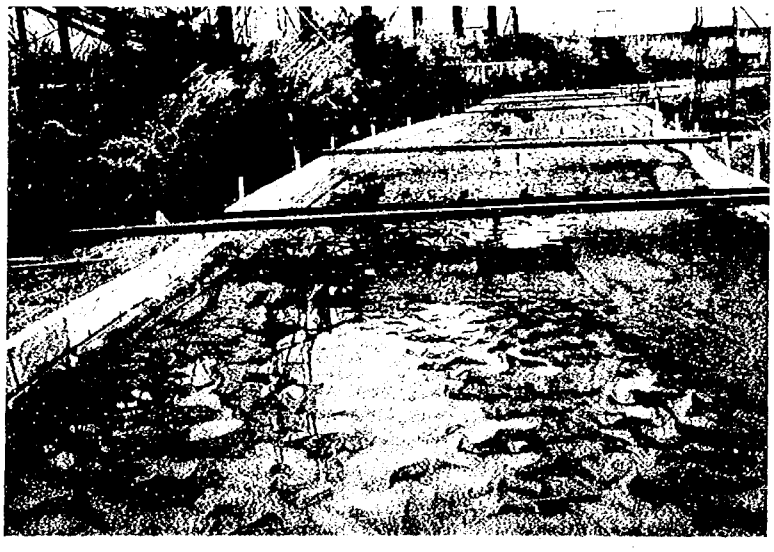
通水時の吉川床止め工近傍を撮影したものである。吉川床止め工には4 tブロックが用いられているが，同地点周辺は川幅が広く河床変動はあまりないので，吉川床止め工が大きく破壊されることはなかった。4740 ㎥/s 通水時には周辺土砂が流出し，わずかにブロックが移動する程度である。また，床止め工の直下流には落ち込み流れが生じ，わずかながら護床工下流に局所洗掘が発生する。

つぎに，床止め工が周辺河床に与える影響について考察する。吉川床止め工設置地点（1.3 km）周辺は，図6－3－22に示した河床縦断図よりわかるように，若干堆積傾向を示すところである。よって，床止め工に期待される機能としては，みお筋の制御のみとなる。床止め工直上下流にあたる1.2 km地点，および1.4 km地点の横断図を図6－3－24～6－3－25に示す。両図をみると，床止め工上下流とも河床変動量は小さく，みお筋の位置は通水前とほとんど変化していないことがわかる。

2） 上岡床止め工（2.4 km地点）

上岡床止め工設置地点（2.4 km）周辺は，実験Ⅲ－1では2.4 km流れの集中により左岸に局所洗掘が発生するほかはほぼ平衡状態を保つ区間である。

まず，床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況に注目する。写真6－3－6は，通水後上岡床止め工近傍を撮影したものである。この床止め工には8 tブロックが用いられているが，4740 ㎥/s 通水時にはブロックはいくらか移動し配置が乱れる。また，床止め工の直下流には落ち込み流れが生じ，とくに右岸側では護床工下流に大規模な局所洗掘が発生する。ここでは護床工の底の土砂は吸出され，中吊りのような形となる。



（Q = 4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真6－3－6　上岡床止周辺の河床状況（実験Ⅲ-2）

図6－3－26は上岡床止め工周辺の河床変動状況をコンター図で示したものである。床止め工上流左岸は高水敷の突出の影響のため最大で約2 m河床低下したこと，床止め工下流右岸側で流れが右岸に偏るために最大で約2 m河床低下したことがわかる。

つぎに，床止め工が周辺河床に与える影響度について，通水後に測定した河床高横断図をもとに考察す

る。床止め工直上流にあたる2.4㎞地点の横断図を図6－3－27に示す。図によれば，左岸側近傍で局所洗掘が発生していることがわかる。最大洗掘深は実験Ⅲ－1の場合のT.P.4m（図6－3－28参照）に対しT.P. 5.5mである。また，先に述べたように床止め工直下流右岸側にも大規模な局所洗掘が発生していることからも，床止め工による局所洗掘抑制効果は小さいといえる。

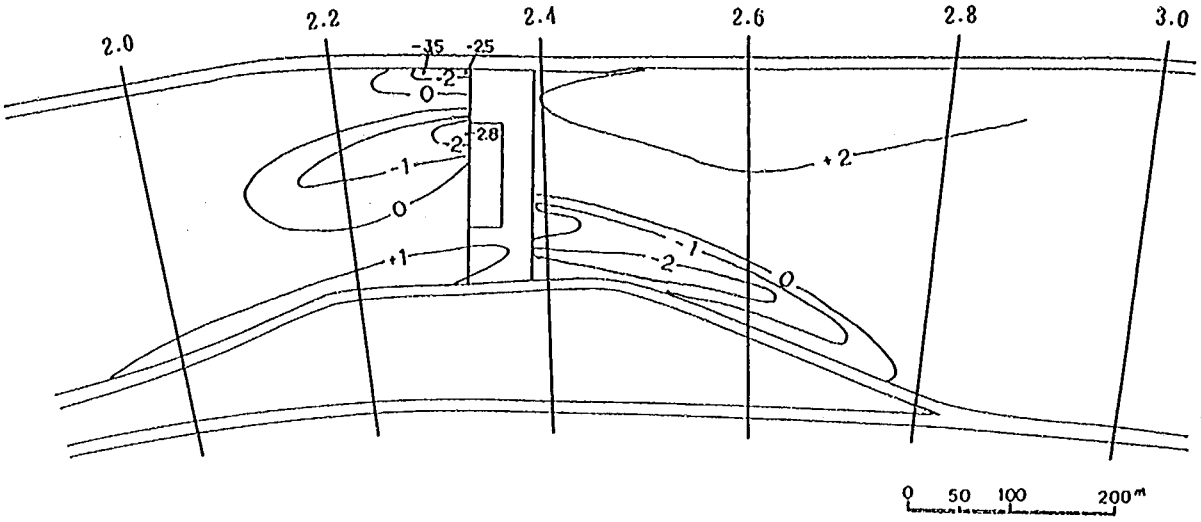
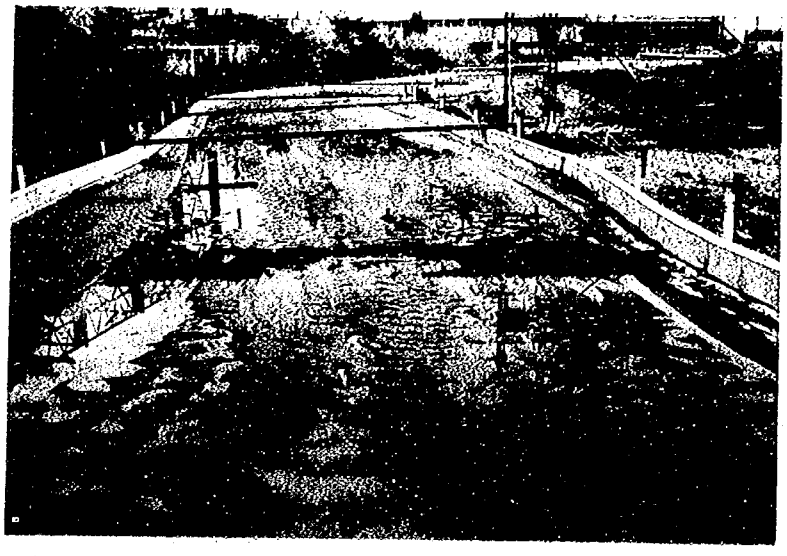


図6－3－26　上岡床止め周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ－2）

3) 深淵床止め工（3.2㎞）

深淵床止め工設置地点（3.2㎞）周辺は，実験Ⅲ－1では堆積傾向にある区間である。

まず，床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況に注目する。写真6－3－7は通水後の河床変動状況を撮影したものである。この床止め工には4tブロックが用いられている。4740㎥/s通水時には，床止め工上に土砂が堆積するほか一部のブロックは流出する。また，他の地点と同様床止め工の直下流には落ち込み流れが生じ，とくに右岸側の河岸近傍では護床工下流に局所洗掘が発生する。



（Q＝4740㎥/s，1時間通水後）

写真6－3－7　深淵床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ－2）

図６－３－29は通水後の深淵床止め工周辺の河床変動状況を示したコンター図である。これによれば，床止め工状にまで砂州が伸びており，同地点が堆積域に属していること，右岸側河岸近傍で最大３mの河床低下が見られることがわかる。これは通水後に測定した結果であるが，通水中には洗掘深はさらに大きかったことが目視により確認されている。

つぎに，深淵床止め工が周辺河床に与える影響度について，通水後に測定した河床高横断図をもとに考察する。図６－３－30～６－３－33に実験Ⅲ－１および実験Ⅲ－３の通水後の河床横断図を示す。まず，床止め工下流の2.8㎞地点に注目する。図によれば，実験Ⅲ－１では右岸側のみお筋は埋め戻されているものの，実験Ⅲ－２では通水前とさほど変化はないことがわかる。これは，床止め工を設置したことにより下流へ供給される土砂量が減少したためと考えられる。つぎに床止め工上流の3.6㎞地点に目を転じてみる。図によれば，床止め工のあるなしにかかわらず河道中央に砂州がついており，みお筋は左右岸の河岸の河岸近傍に形成されていることがわかる。これは，同区間がもともと河床上昇区間であるためである。

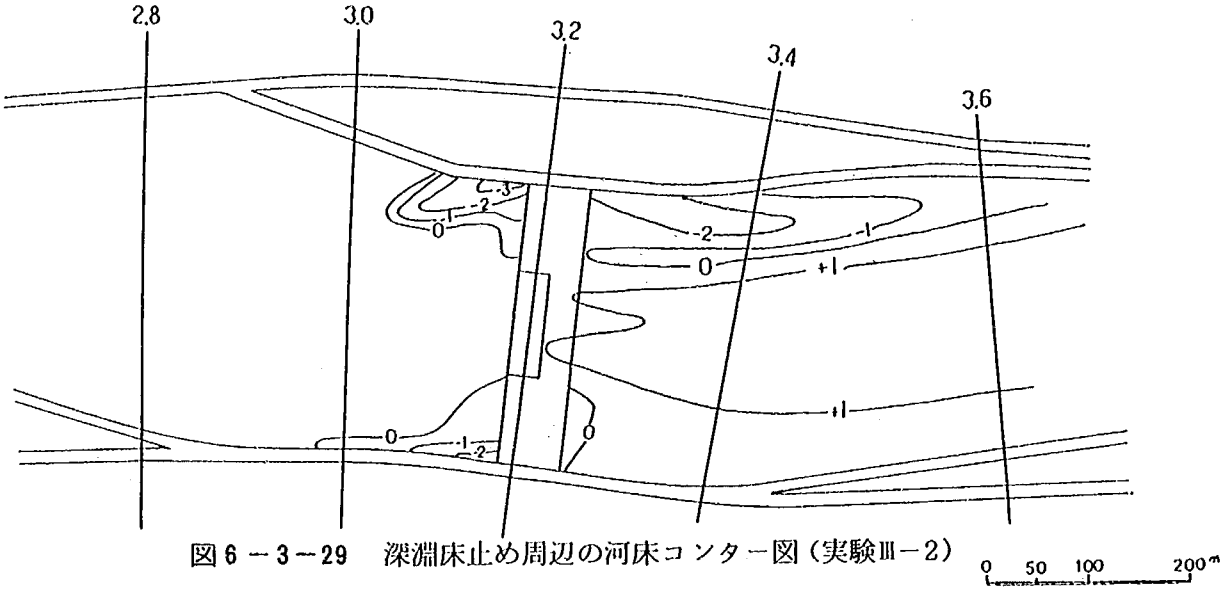


図６－３－29　深淵床止め周辺の河床コンター図（実験Ⅲ－２）

4）　唖内床止め工（4.0㎞）

唖内床止め工設置地点（4.0㎞）周辺は，実験Ⅲ－１では右岸側が大きく洗掘される区間である。

まず，床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況に注目する。写真６－３－８は通水後の河床変動状況を撮影したものである。この床止め工には８ｔブロックが用いられているが，4740㎥/s 通水時には，多くのブロックが流出する。また，床止め工の直下流には高水敷からの落ち込み流れが生じ，とくに右岸側の河岸近傍では護床工下流に大規模な局所洗掘が発生する。護床工の底の土砂は吸い出され，中吊りのような形となる。

図６－３－34は通水後の唖内床止め工周辺の河床変動状況を示したコンター図である。これによれば，床止め工下流で全体的に河床低下を生じており，特に右岸側河岸近傍では河床低下量は４mにも及ぶ。

つぎに，床止め工が周辺河床に与える影響度について，河床高測定結果をもとに考察する。通水後の河床を観察した結果，床止め工の直上流では局所洗掘が軽減されたことが確認された。しかし，図６－３－35に示した4.2㎞地点の通水後の河床横断図をみると，右岸側の河岸近傍では局所洗掘が発生しており，

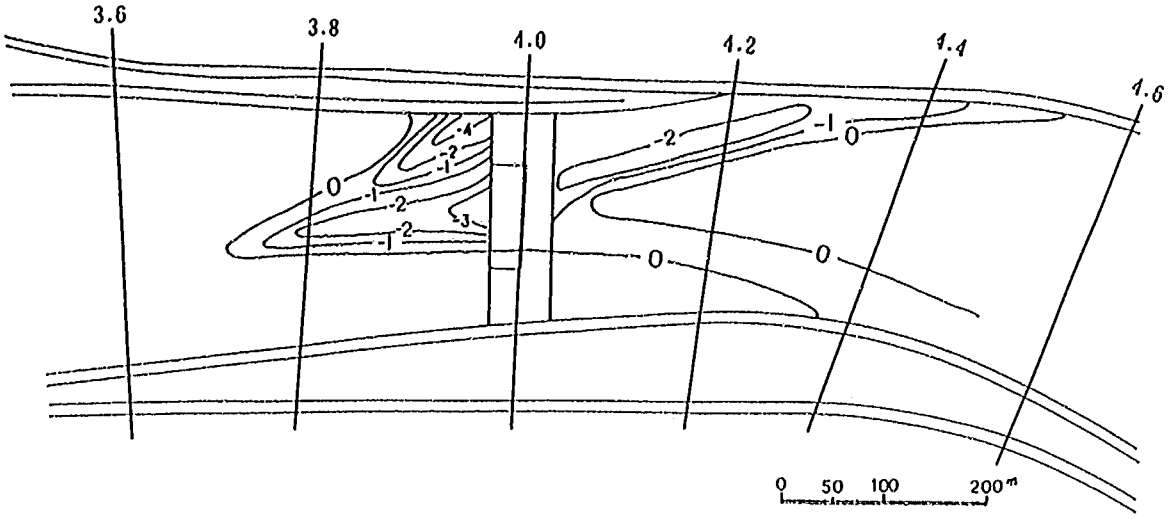
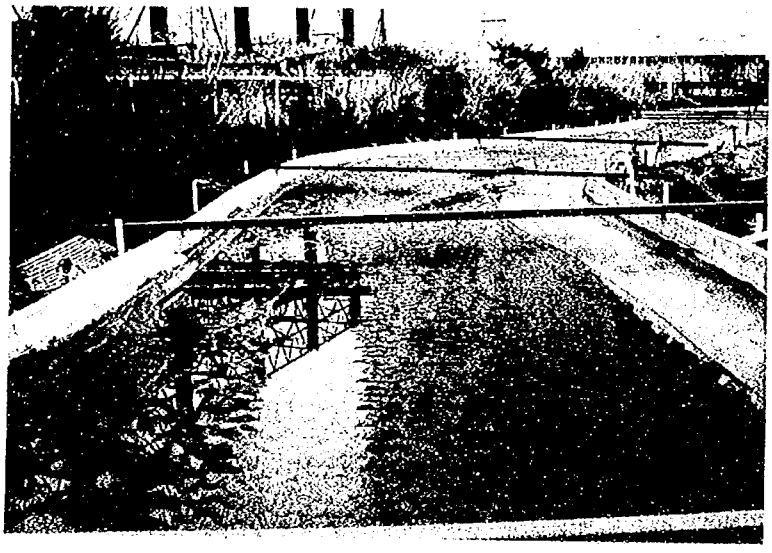


図６－３－34　唖内床止め周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ−2）



（Q = 4740 ㎥/s，１時間通水後）

写真６－３－８　唖内床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ−2）

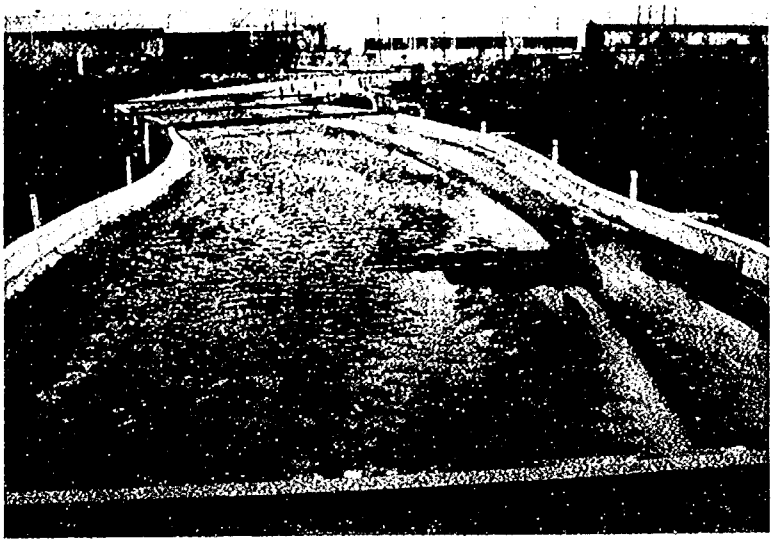
床止め工による局所洗掘抑制効果は 4.2 km地点まで持続しないことがわかる。

5) 京田床止め工（5.3 km）

京田床止め工設置地点（5.3 km）周辺は，実験Ⅲ－１では左岸側の河岸近傍に局所洗掘の発生する地点である。

まず，床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況に注目する。写真６－３－９は通水後の河床変動状況を撮影したものである。この床止め工には８ｔブロックが用いられている。4740 ㎥/s 通水時には，右岸側に土砂が堆積することにより流れが左岸に偏り，一部でブロックの流出が見られる。また，左岸側は床止め工上下流に局所洗掘が発生する。とくに左岸側の護床工下流では局所洗掘の規模が大きい。護床工の底の土砂は吸出され，空洞を形成する。

つぎに，床止め工が周辺河床に与える影響について考察する。通水後の河床を観察した結果，唖内床止



（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

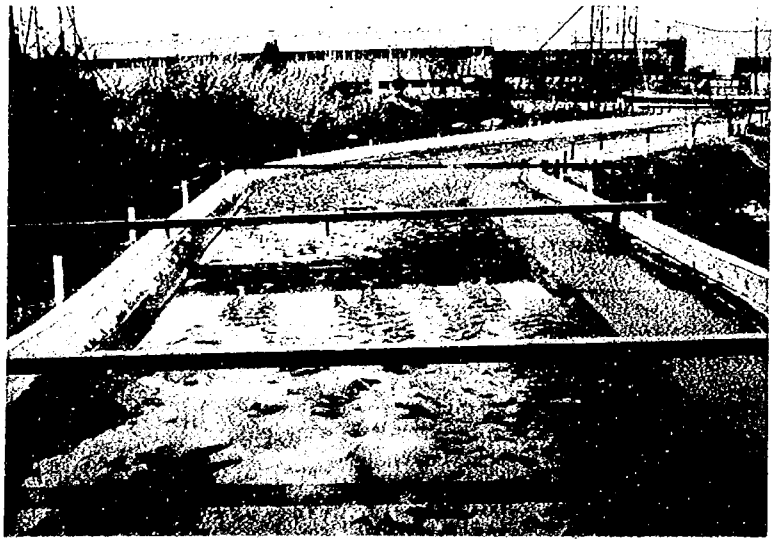
写真６－３－９　京田床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ−２）

めの場合と同様，床止め工の直上流では局所洗掘が軽減されたことが確認された（図６－３－36，5.4 km地点参照）。しかし，5.6 km地点の河床変動状況，特に左岸の局所洗掘は，図６－３－37～６－３－38に示すように実験Ⅲ－１，実験Ⅲ－２ともほとんど差がなく，床止め工の局所洗掘抑制効果は同地点まで及ばないことがわかる。

6）戸板島床止め工（6.3 km）

戸板島床止め工設置地点（6.3 km）周辺は，実験Ⅲ－１では右岸側が大きく洗掘される区間である。

まず，床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況に注目する。写真６－３－10は通水後の河床変動状況を撮影したものである。この床止め工には８ｔブロックが用いられている。1537 ㎥/s 通水時に



（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後

写真６－３－10　戸板島床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ−２）

は，わずかながらブロックの流出が見られ始め，4740 ㎥/s 通水時には，ブロックの流出はかなり多くなる。また床止め工直下流の落ち込み流れも著しく，両岸の護床工下流では大規模な局所洗掘が発生するため，護床工の維持はかなり困難な状況にある。

図６－３－39は通水後の戸板島床止め工周辺の河床変動状況を示したコンター図である。これによれば，唯内床止め工の場合と同様，床止め工直下流の河床低下量が大きく特に右岸側河岸近傍では河床低下量は６mにも及ぶことがわかる。

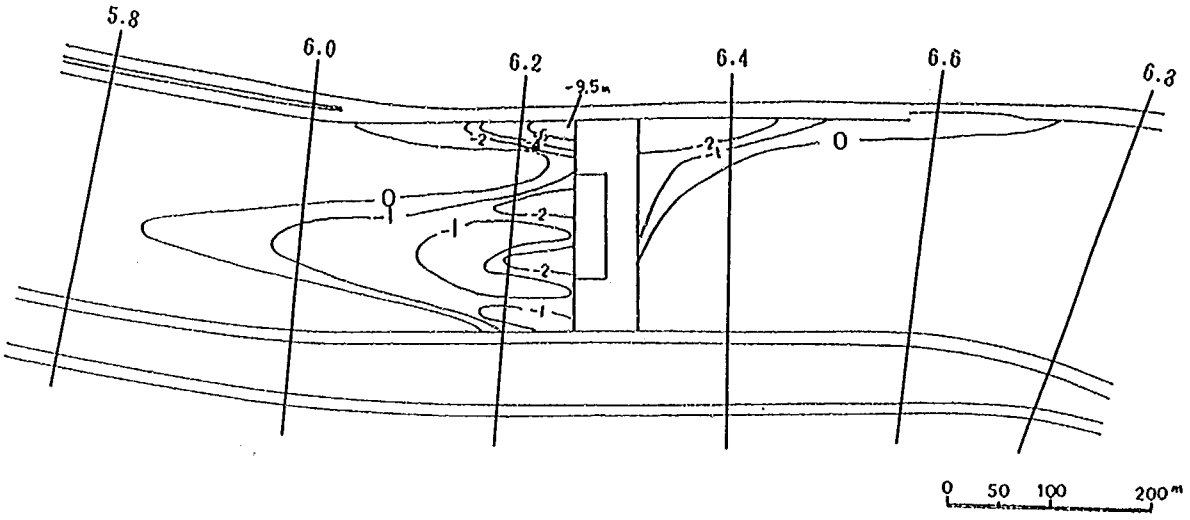


図６－３－39　戸板島床止め周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ−２）

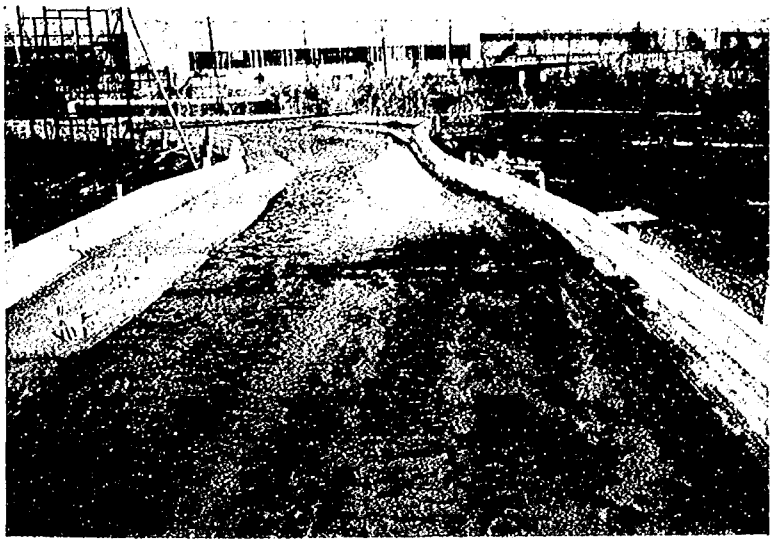
つぎに，床止め工が周辺河床に与える影響について，通水後測定した河床高横断図をもとに考察する。図６−３−40 は床止め工の直下流である 6.2 kmの通水後河床である。図によれば，右岸側の河岸沿いに実験Ⅲ－１と同様大きな局所洗掘が生じており，床止め工の局所洗掘軽減効果は同地点まで及ばないことがわかる。つぎに，床止め工上流側の 6.4 km地点の河床変動状況に注目する。図６−３−41 ～ ６−３−42 に実験Ⅲ－１および実験Ⅲ－２における 6.4 km地点の通水後河床を示す。いずれも右岸側の河岸沿いに局所洗掘が生じているが，実験Ⅲ－２のほうが若干小さめであり，床止め工の局所洗掘軽減効果が同地点まで及んでいることを示している。

7）統合堰床止め工（8.0 km）

統合堰床止め工設置地点（8.0 km）周辺は，実験Ⅲ－１ではほぼ平衡状態を保つ区間である。

まず，床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況に注目する。写真６－３－11は通水後の河床変動状況を撮影したものである。この床止め工には８ｔブロックが用いられている。4740 ㎥/s 通水時には，多くのブロックの流出が見られる。また床止め工直下流には高水敷からの落ち込み流れが見られ，特に左岸側の護床工下流では局所洗掘の規模が大きい。

つぎに，床止め工が周辺河床に与える影響について考察する。床止め工直上流にあたる 8.0 km地点の実験Ⅲ－１および実験Ⅲ－２における通水後の河床横断形状を図６−３−43 ～ ６−３−44 に示す。これによれば，両者に明確な違いは見られず，床止め工の設置効果ははっきりとは分からない。なお，図６－３－45に示すように，8.4 km地点では左岸側河岸近傍に大規模な局所洗掘が生じており，図６−３−46 に示す



（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真 6－3－11　統合堰床止め周辺の河床特性（実験Ⅲ−2）

実験Ⅲ－1の結果と比較すると洗掘量に大きな差異のないことから，床止め工の設置効果は同地点まで及ばないことがわかる。

8）下ノ村床止め工（9.0 km）

下ノ村床止め工設置地点（9.0 km）は，わん曲の影響により右岸側に砂州がつき，左岸側では局所洗掘の発達する地点である。

まず，床止め工自身の破壊状況についてみる。写真6－3－12は通水後の河床変動状況を撮影したものである。この地点では，右岸側は砂州で埋まること，左岸側の局所洗掘もさほど大きくないことから，床止め工は左岸側の護床工がやや変形される程度で破壊されずに残った。



（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真 6－3－12　下ノ村床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ−2）

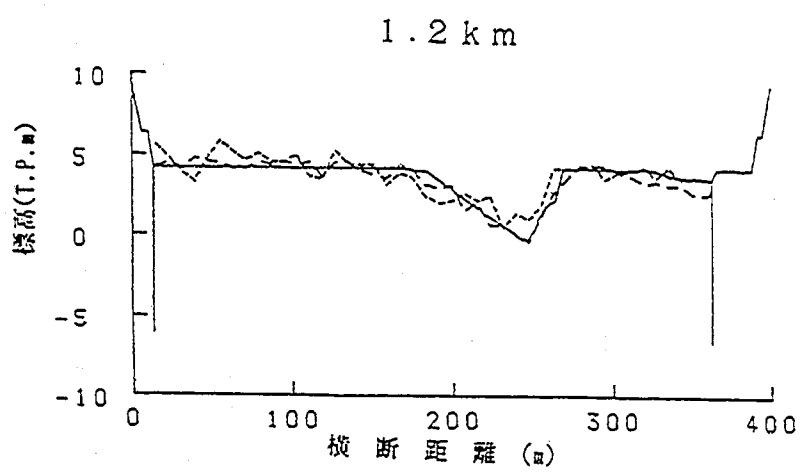


図6－3－24　河床変動状況（ケースⅢ−2）

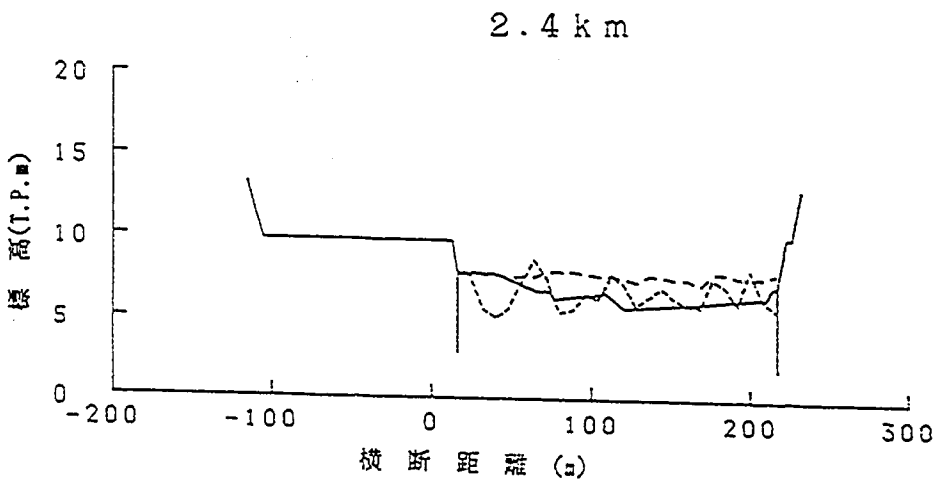


図6－3－27　河床変動状況（ケースⅢ−2）

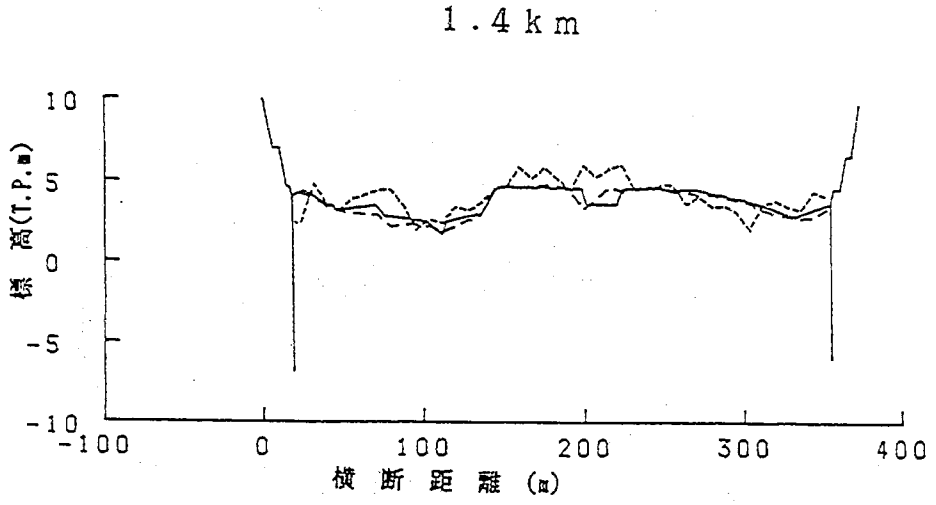


図6－3－25　河床変動状況（ケースⅢ−2）

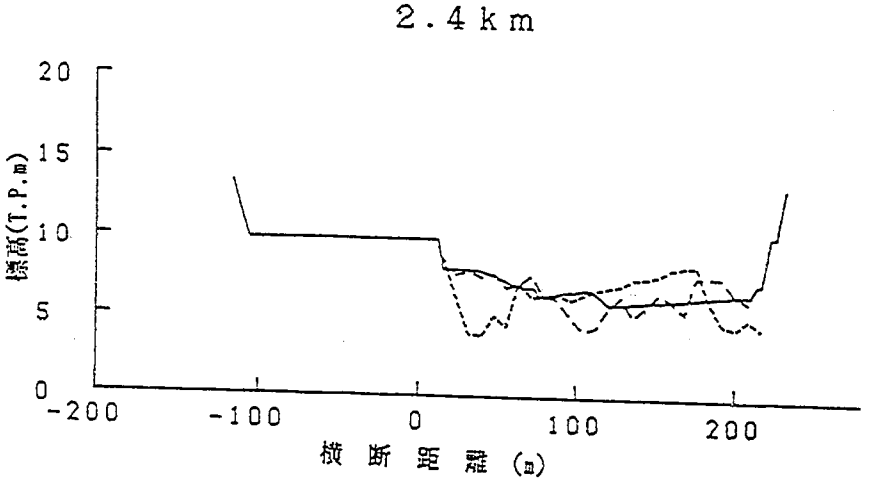


図6－3－28　河床変動状況（ケースⅢ−2）

計画河床
Q=1537m³/s、2hr
Q=4740m³/s、1hr

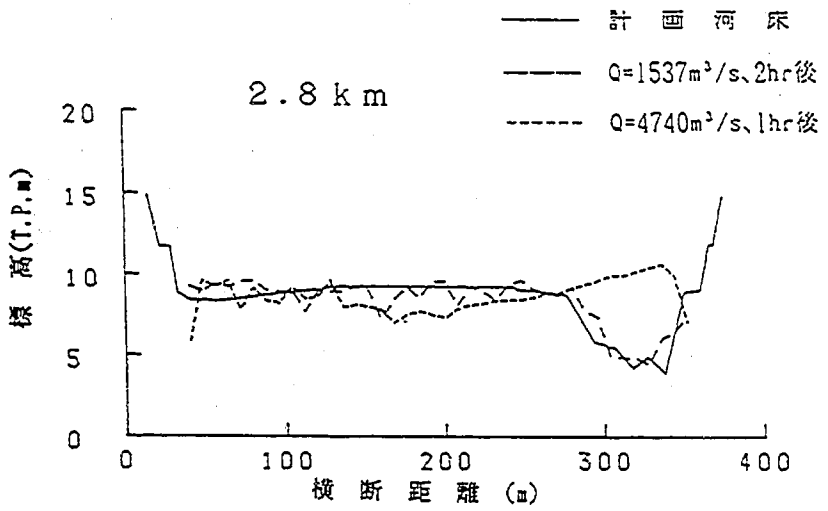


図6－3－30　河床変動状況（ケースⅢ－1）

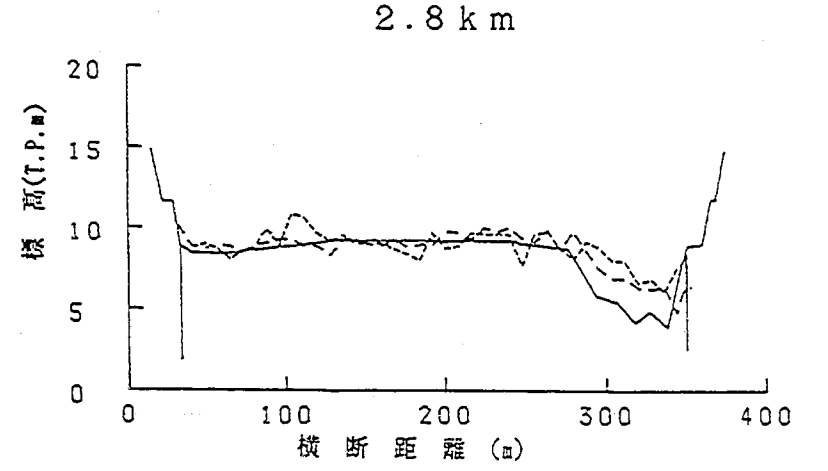


図6－3－31　河床変動状況（ケースⅢ－2）

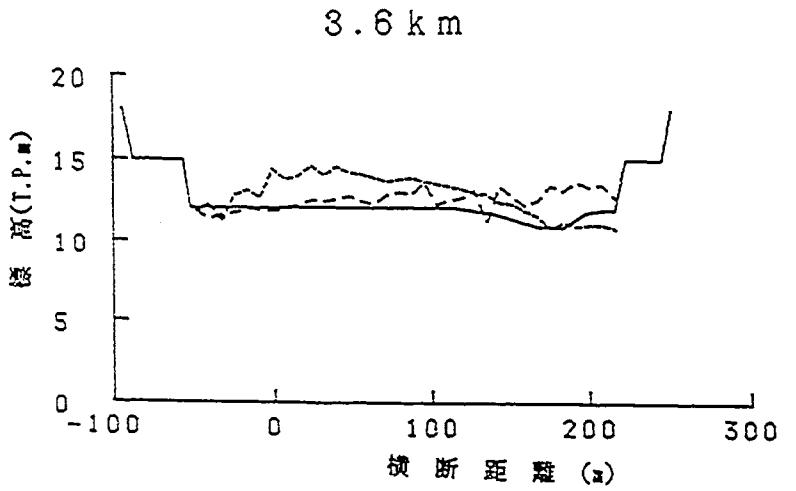


図6－3－32　河床変動状況（ケースⅢ－1）

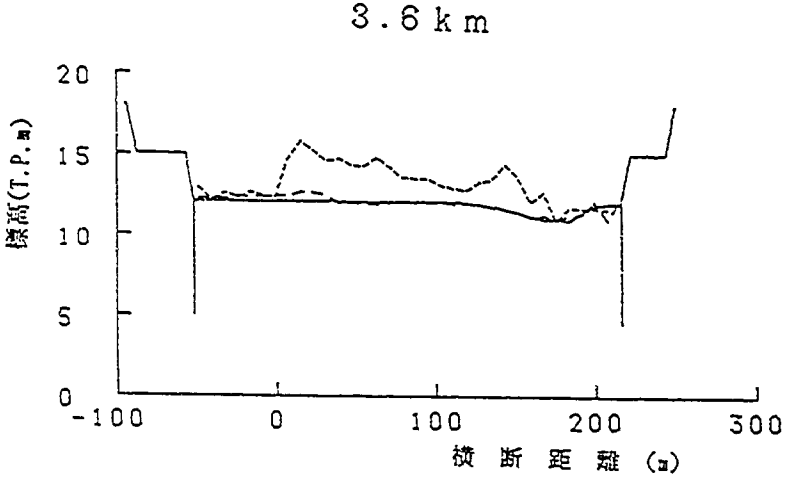


図6－3－33　河床変動状況（ケースⅢ－2）

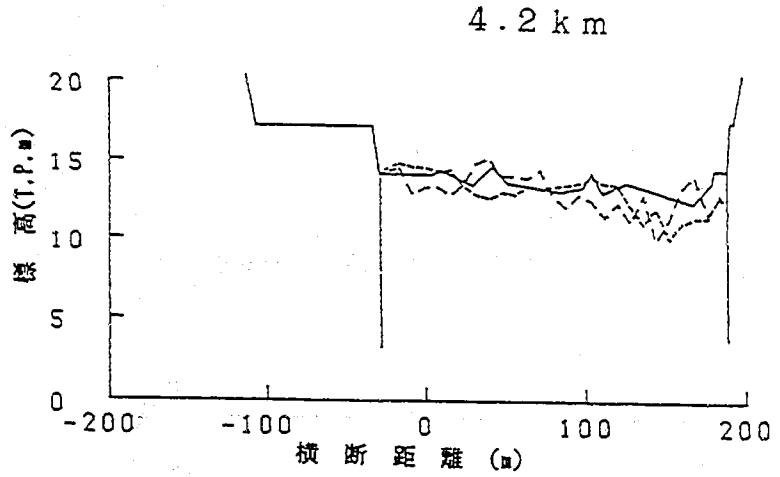


図6－3－35　河床変動状況（ケースⅢ−2）

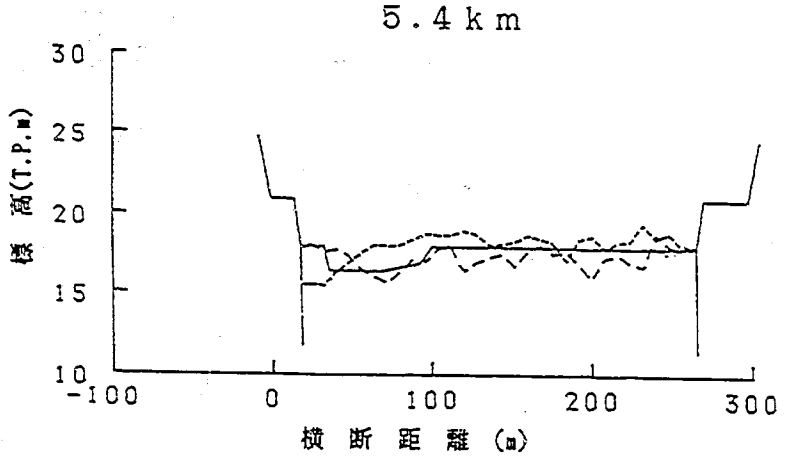


図6－3－36　河床変動状況（ケースⅢ−2）

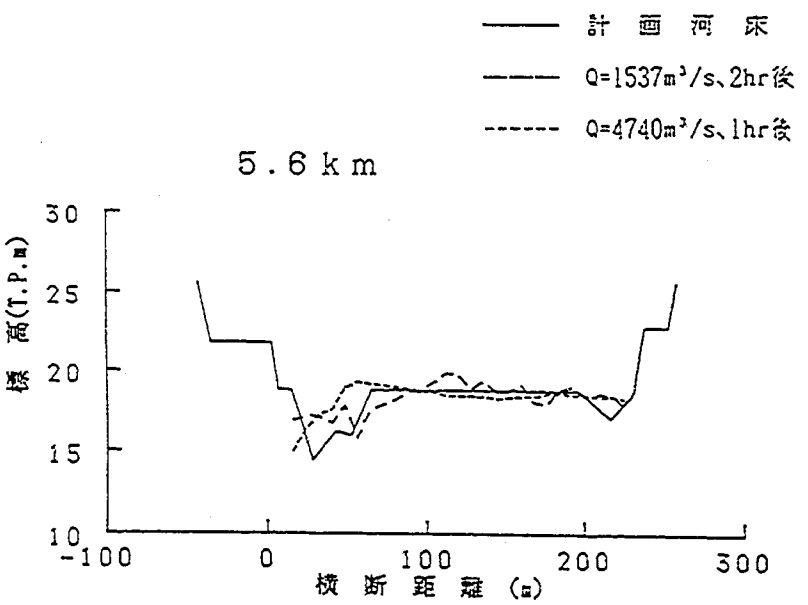


図6－3－37　河床変動状況（ケースⅢ−1）

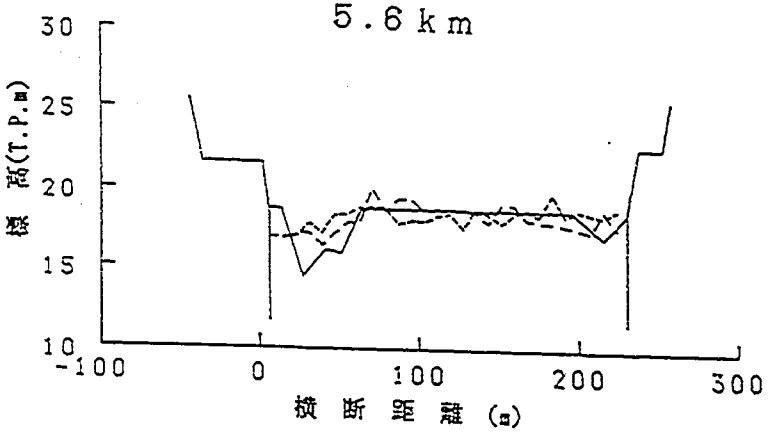


図6－3－38　河床変動状況（ケースⅢ−2）

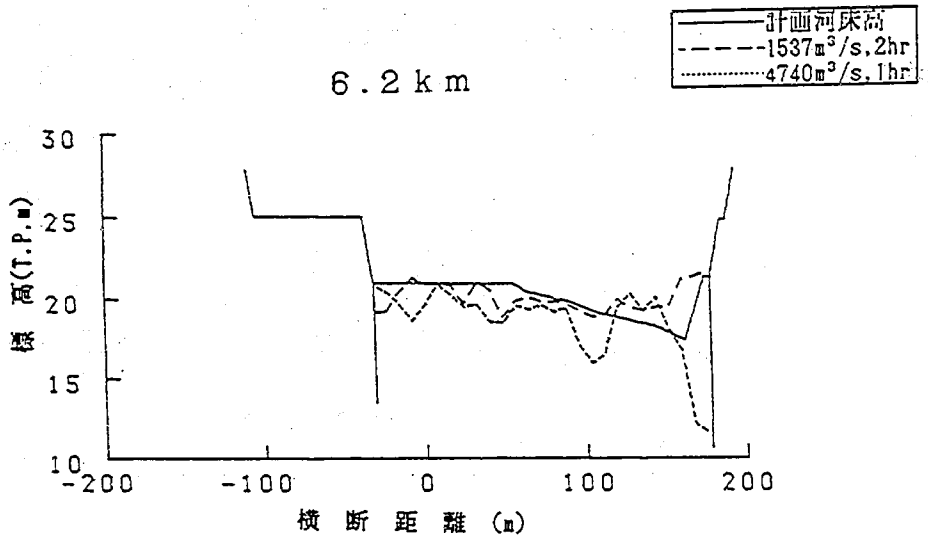


図6－3－40　河床変動状況（ケースⅢ－2）

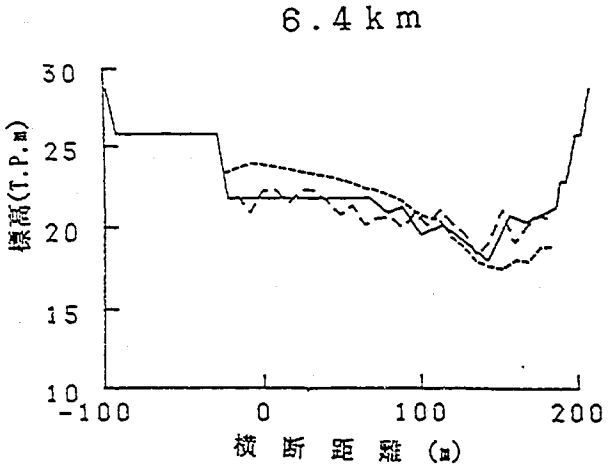


図6－3－41　河床変動状況（ケースⅢ－1）

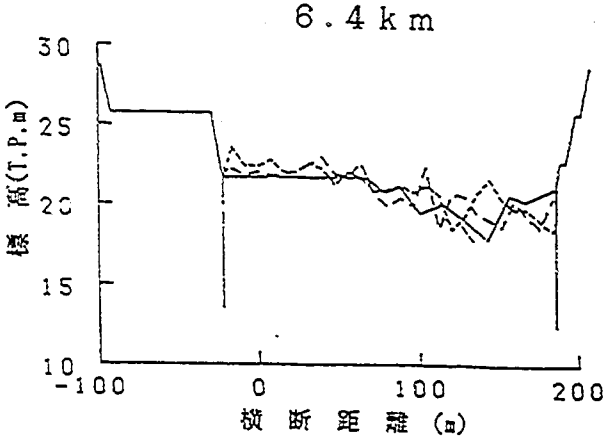


図6－3－42　河床変動状況（ケースⅢ－2）

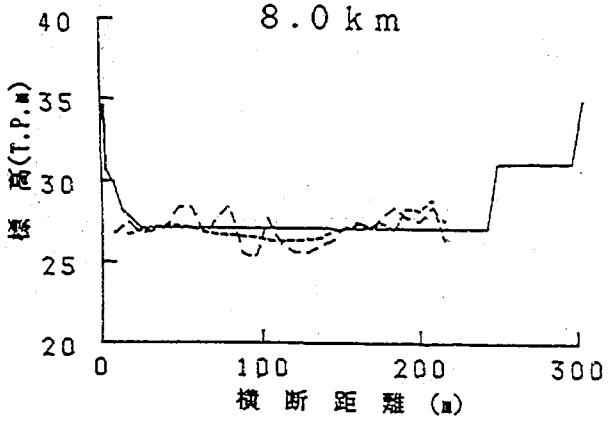
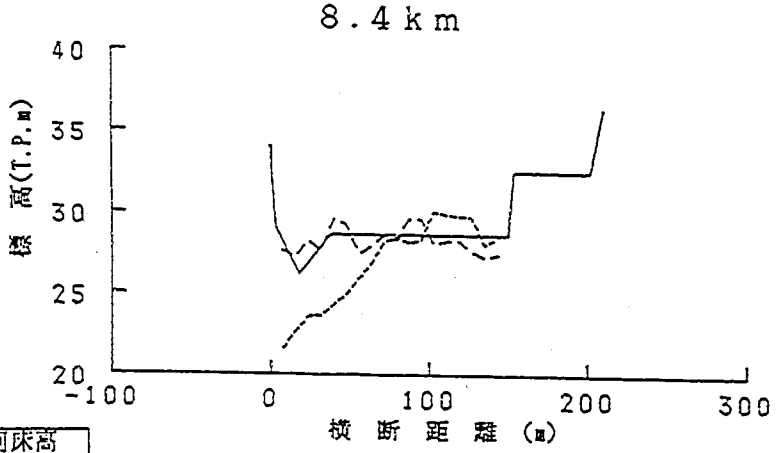


図6－3－43　河床変動状況（ケースⅢ－1）



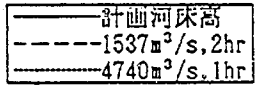


図6－3－45　河床変動状況（ケースⅢ－1）

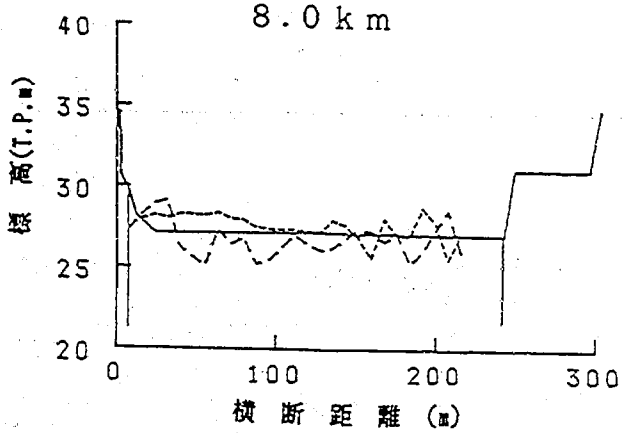


図6－3－44　河床変動状況（ケースⅢ－2）

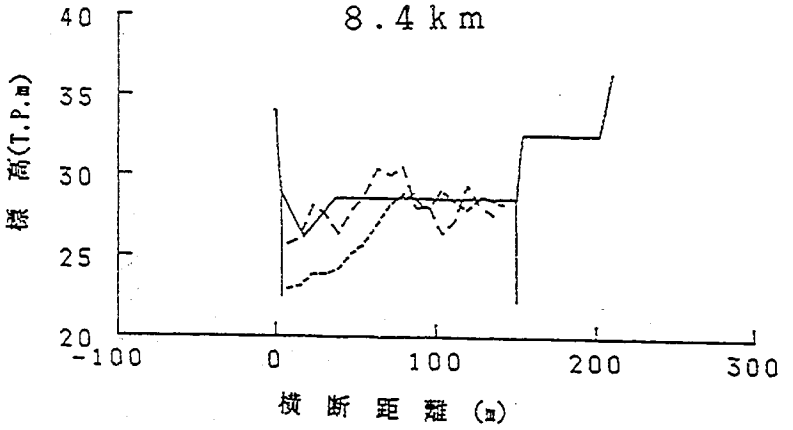


図6－3－46　河床変動状況（ケースⅢ－2）

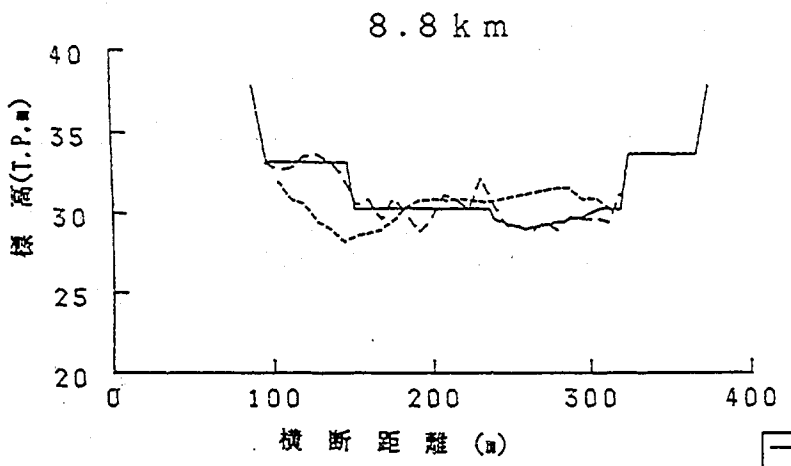


図6－3－47　河床変動状況（ケースⅢ－1）

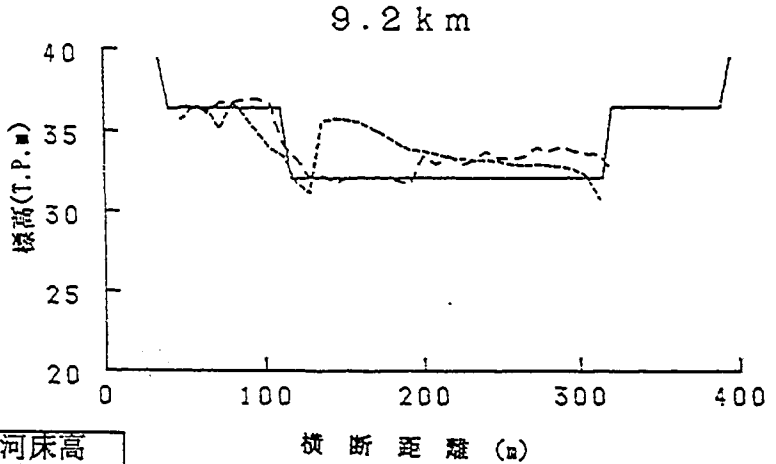




図6－3－49　河床変動状況（ケースⅢ－1）

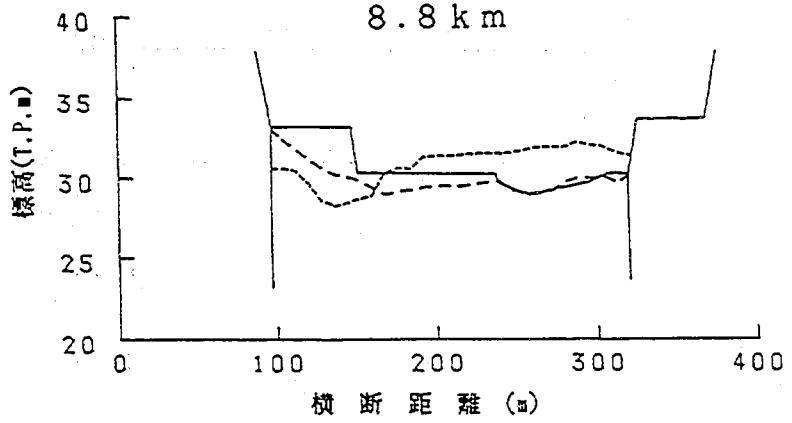


図6－3－48　河床変動状況（ケースⅢ－2）

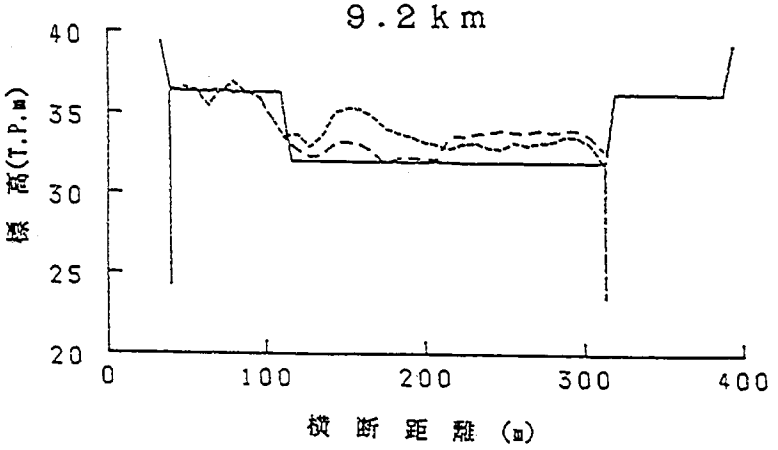


図6－3－50　河床変動状況（ケースⅢ－2）

つぎに，床止め工が周辺河床に与える影響について述べる。実験Ⅲ－1および実験Ⅲ－2における8.8kmおよび9.2kmの通水後横断河床を図6－3－47～6－3－50に示す。実験Ⅲ－1および実験Ⅲ－2における2地点の河床変動にはほとんど差異がなく，床止め工の設置効果は読取ることはできない。

3) 実験Ⅲ－2のまとめ

以上の結果から，つぎのことが明らかとなった。

- 床止め工の下流で局所洗掘が生じるので，対策が必要である。また床止め工のブロックがしばしば流出する。流出はブロックの周辺が掘れてブロックが傾くことがきっかけになっていることが多い。
- 4.0km周辺，6.3km周辺，8.0km周辺など，わん曲が洗掘直後の原因となっているところでは，床止め工を設置することにより直上下流の局所洗掘を軽減できる。しかし，場所によって差異はあるものの，床止め工設置の影響はおよそ200m程度の範囲にしか及ばない。
- 床止め工を設置した効果は直上流にしか現れないので，直上流を除いた区間の河床変動状況は床止め工設置前とほとんど変化はなく，砂州，みお筋の形成状況も設置前とほとんど変わらない。
- 特に土砂堆積区間では砂州が乗ってしまい，みお筋は河岸に押しやられてしまうので，床止め工のみお筋制御効果は望めない。

3) 実験Ⅲ－3について

実験Ⅲ－2では，4.6km地点周辺右岸，5.6km地点周辺左岸，6.8km地点周辺左岸，8.4km地点周辺左岸で大規模な局所洗掘が生じたために，みお筋を十分に河道の中央に移動し，河岸近傍の洗掘を防ぐことはできなかった。本実験では，局所洗掘の発生した地点にさらに床止め工を設置し，洗掘量を軽減することによってみお筋の制御を再度試みた。以下に実験結果を記す。

① 流況について

実験により得られた水位・河床高縦断図を図6－3－51に示す。まず，水位に注目する。1537㎥/s通水時には水面形は全般的に見て実験Ⅲ－2と大きな違いは見られない。新規に設置した床止め工の直上流が堰き上がっている程度である。4740㎥/s通水時も1537㎥/s通水時と同様であり，新規床止め工の直上流で堰き上がっていることを除けば実験Ⅲ－1と同様であった。しかし，この実験では水位は一部H.W.Lを越えているところがあり，今回の実験が床止め工を密に入れることのできる限界であると言える。

つぎに流況に注目した。写真6－3－13は1537㎥/s通水時の気球写真，写真6－3－14および図6－3－52は4740㎥/s通水時の気球写真およびこれと実験観察結果をもとに描いた流況図である。流況も水位と同様に実験Ⅲ－2の場合と特に明確な違いは見出せなかった。1537㎥/s通水時には流れはほぼみお筋に沿い，4740㎥/s通水時には4km右岸周辺，6.4km右岸周辺に水衝部を形成した。

② 河床変動について

まず，全体的な河床変動状況に注目してみる。図6－3－51は通水後に河床高を測定した結果をもとに得られた河床高縦断図である。床止め工が密に設置されている4.0kmより上流の区間では，砂州の発達が実験Ⅱに比べ若干少なめになっており，特に，実験Ⅲ－2で見られた6.8km～7.2km区間の砂州が，実験Ⅲ－3では約1m程度波高を減じている。この原因としては，数多く設置した床止め工の効果によりエネルギー勾配を減じられ，砂の移動が制限されたことが考えられる。

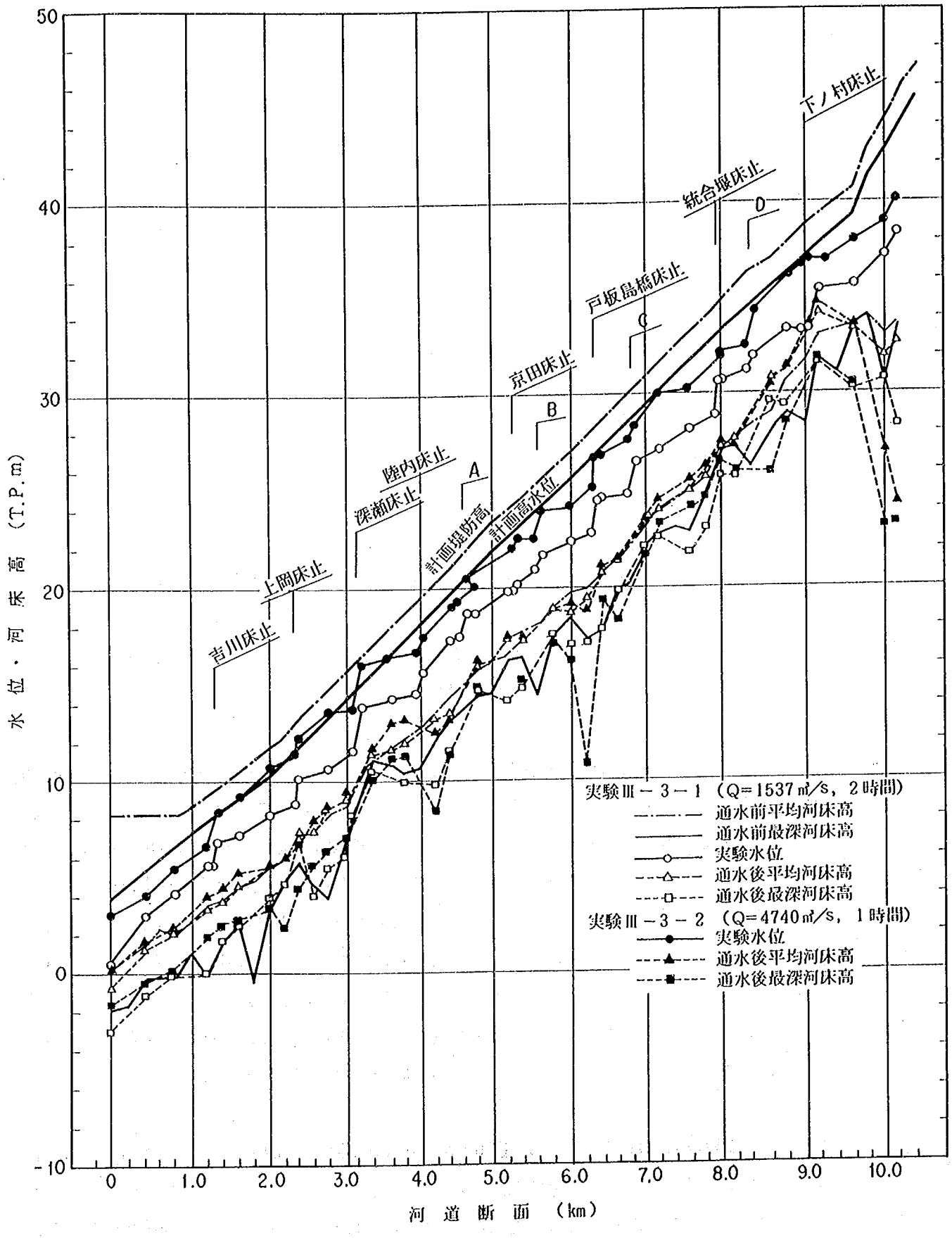
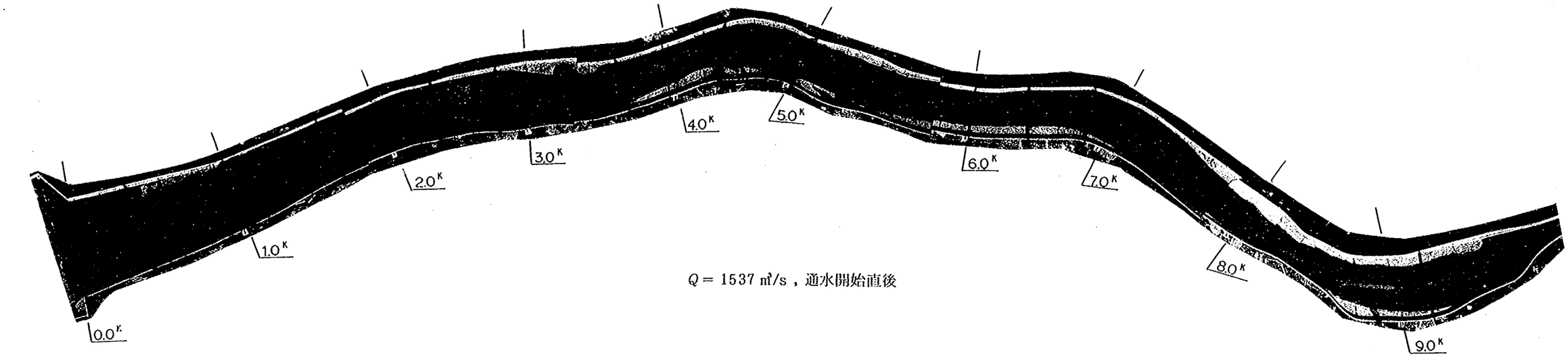
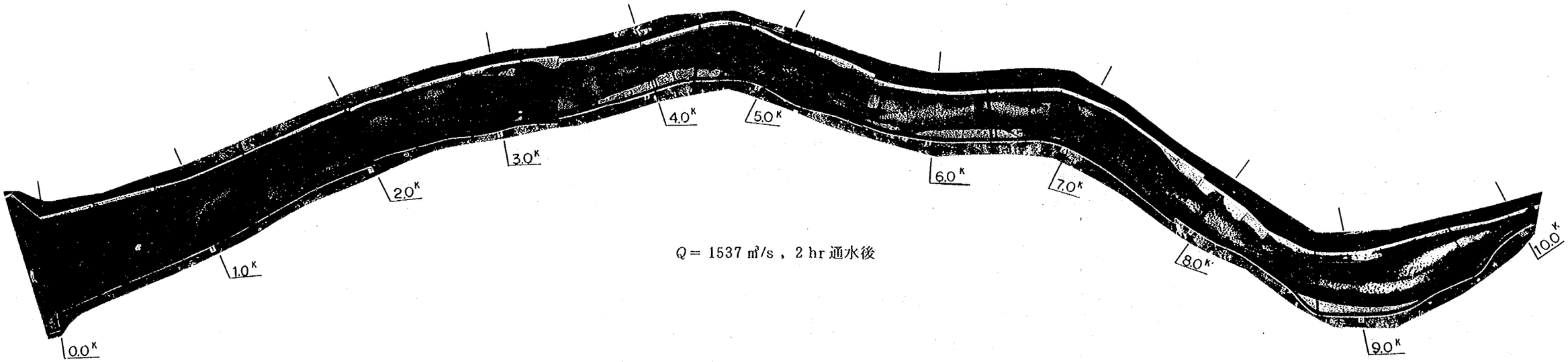


図6－3－51　水位・河床高縦断比較図（ケースⅢ－3）

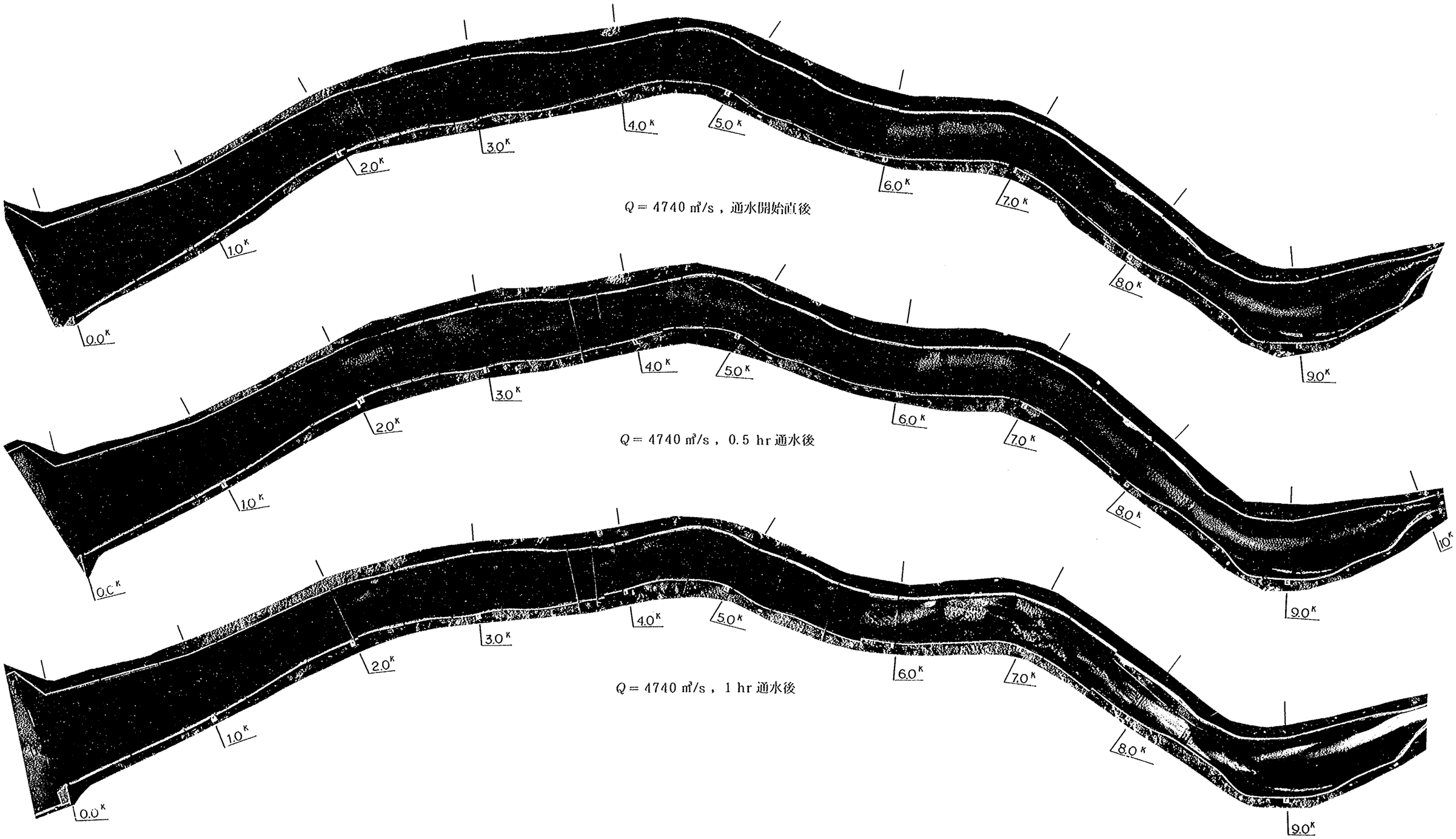


$Q = 1537$ ㎥/s，通水開始直後



$Q = 1537$ ㎥/s，2 hr 通水後

写真6－3－13　気球写真（ケースⅢ－3－1）



$Q = 4740$ ㎥/s，通水開始直後

$Q = 4740$ ㎥/s，0.5 hr 通水後

$Q = 4740$ ㎥/s，1 hr 通水後

写真6－3－14　気球写真（ケースⅢ－3－2）

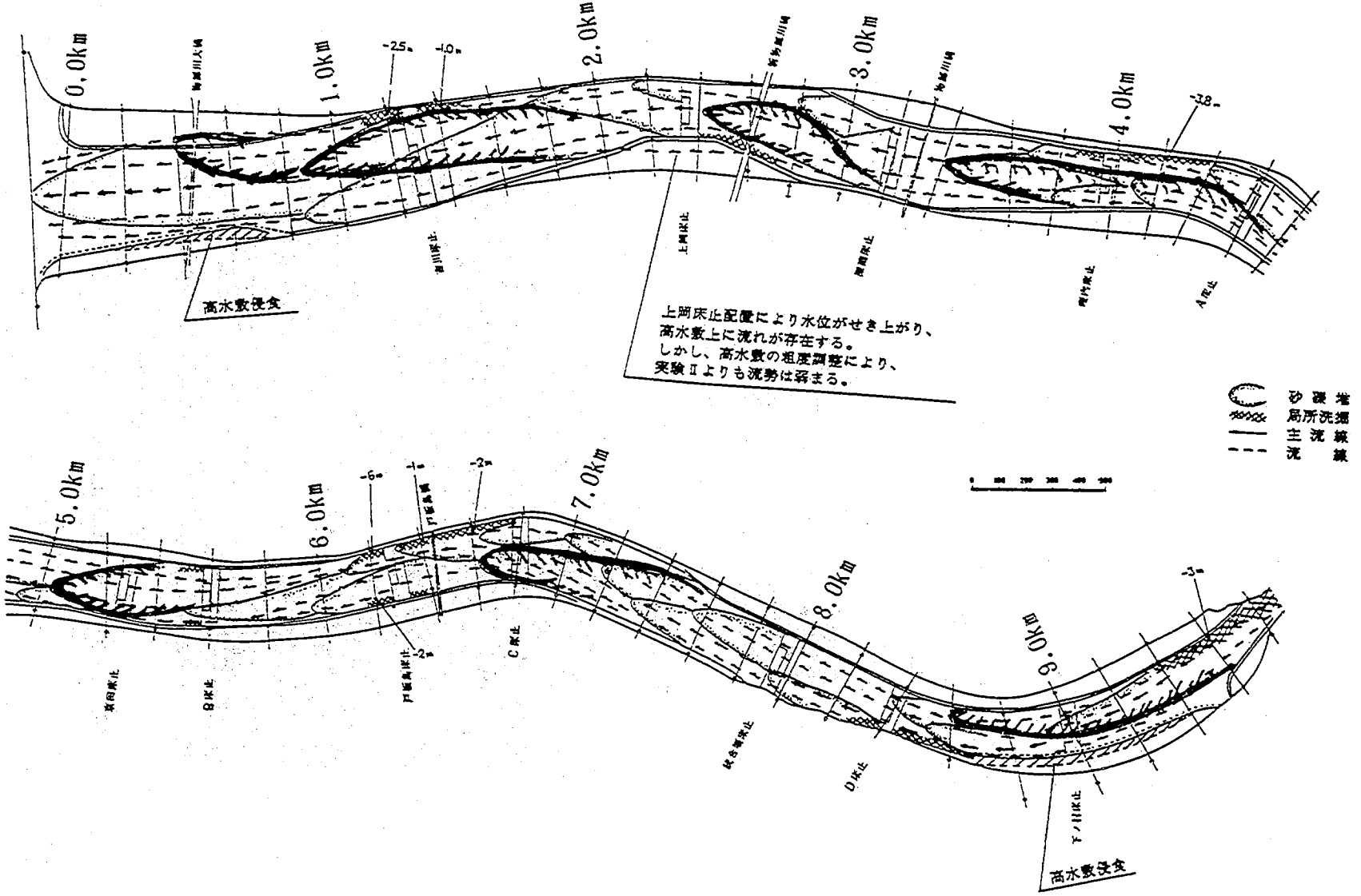
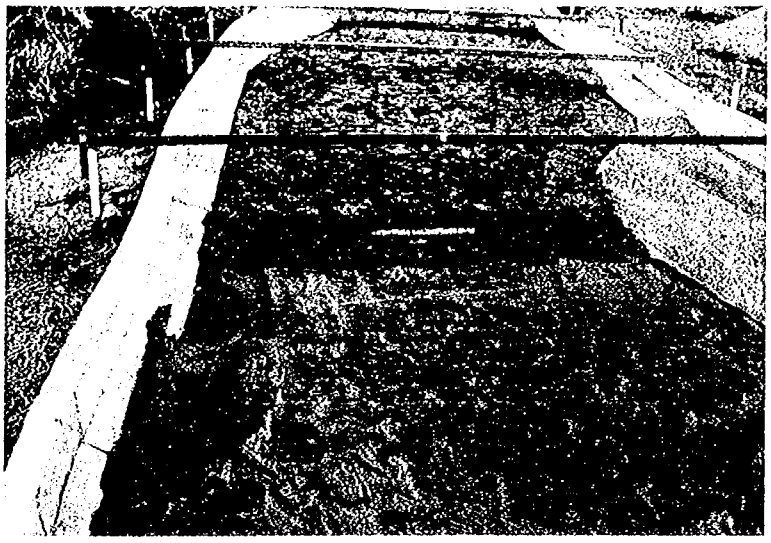


図6－3－52　流況図（ケースⅢ－3－2）

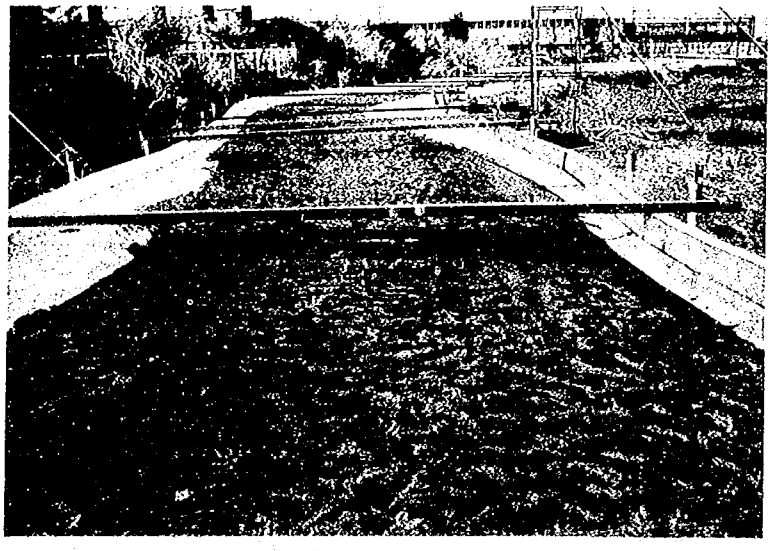
つぎに，床止め工周辺の河床変動状況に着目してみる。検討は実験Ⅲ－2と実験Ⅲ－3の実験結果を比較することにより行った。

計画原案位置に設置した床止め工周辺の河動変動状況を図6－3－53～6－3－68および写真6－3－15～6－3－19に示す。これによれば，地点によって多少のばらつきは見られるものの，その差異は有意なものかは明言できない程度のものであった。



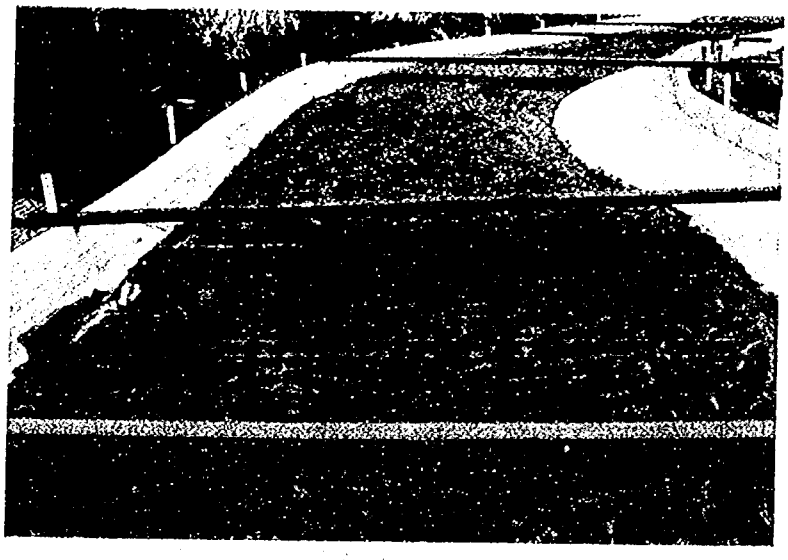
（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真6－3－15　上岡床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ－3）



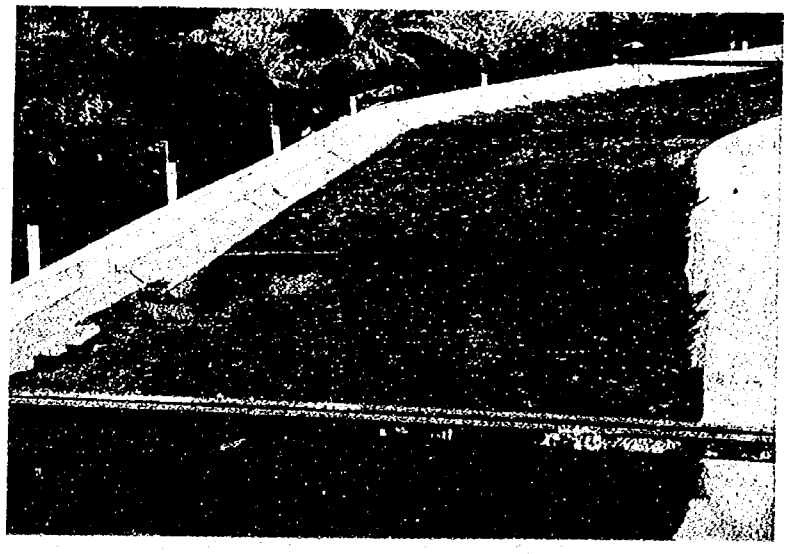
（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真6－3－16　深淵床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ－3）



（$Q = 4740$ ㎥/s，1時間通水後）

写真 6－3－17　唯内床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ−1）



（$Q = 4740$ ㎥/s，1時間通水後）

写真 6－3－18　戸板島床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ−3）



（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真 6－3－19　統合堰床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ－3）

つぎに，新たに床止め工を設けた地点周辺における局所洗掘の軽減状況に注目してみる。

1)　3.8 km～4.8 km区間（A床止め工）

3.8 km～4.8 km区間の右岸沿いに発生する局所洗掘を軽減するには，4.0 km地点に設置した唐内床止め工だけでは不十分であることが実験Ⅲ－2により明らかにされた。そこで，今回の実験では局所洗掘発生地点への主流の偏りを軽減することを主目的に，4.6 km地点に新たにA床止め工を設けた。

まず，A床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況について述べる。写真6－3－20は通水後のA床止め工周辺の河床変動状況を撮影したものである。唐内床止め工周辺の洗掘状況，破壊状況は実験Ⅲ－2とほとんど変わらない。4.6 kmに新規に設置した床止め工ではブロックの流出が見られるほか，床



（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真 6－3－20　A床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ－3）

止め工下流左岸側護床工の直下流では局所洗掘が発生する。

図6－3－69 はA床止め工周辺の河床変動状況を示したコンター図である。図よりわかるように，右岸側の河岸近傍の河床低下は著しく，新たに設けたA床止め工の200m下流では流れは大きく右岸に偏った。したがってA床止め工の整流効果は200m下流ではほぼなくなることがわかる。

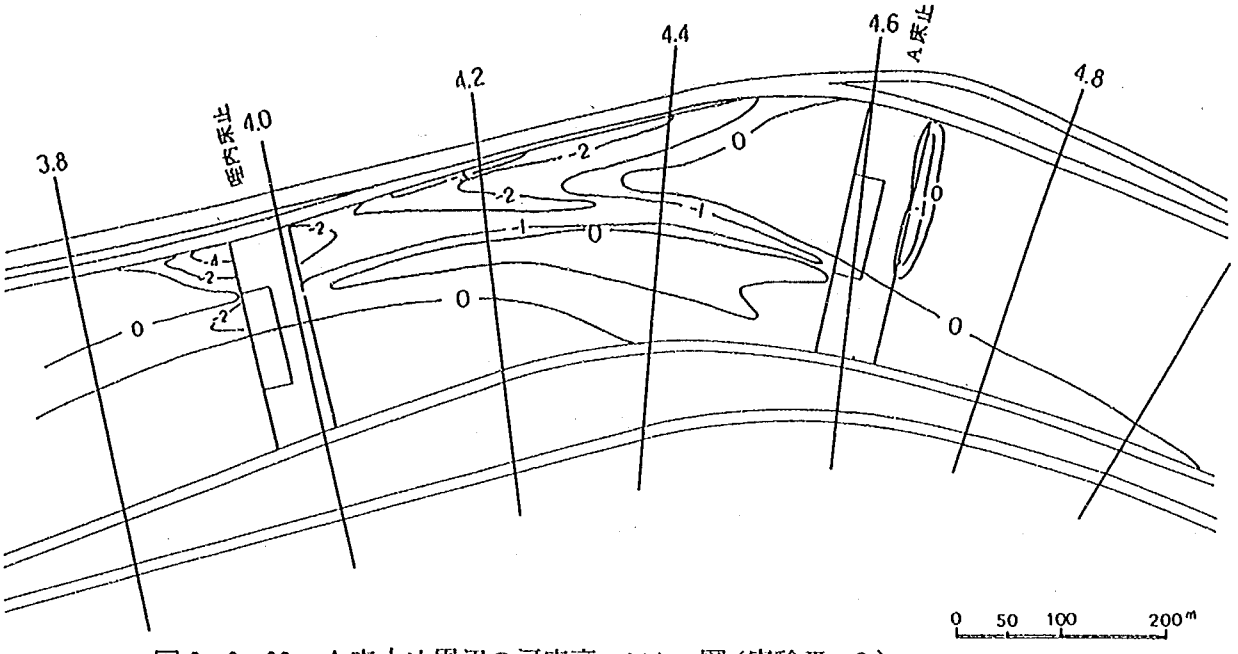


図6－3－69　A床止め周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ－3）

つぎに，床止め工の影響範囲等をみるために通水後の横断形状に注目する。通水後の河床変動状況および参考として実験Ⅲ－2における通水後の河床変動状況を図6－3－70 ～ 6－3－75 に示す。実験Ⅲ－2，Ⅲ－3を比較すると，4.2km～4.4km地点右岸に見られる局所洗掘は大きな違いがないことがわかる。4.8km地点の河床変動状況を見ると，実験Ⅲ－2では全体的に河床低下していたが，実験Ⅲ－3では抑制されていることがわかる。ただし，河床低下抑制効果は床止め工直上流に限られている。実験結果を観察した結果，5.0km地点では実験Ⅲ－2，Ⅲ－3の間に特に差異は見られず，同地点までに河床低下抑制効果は及ばないことが推定される。

2)　5.2km～5.6km区間（B床止め工）

実験Ⅲ－2では，京田床止め工（5.3km）だけでは，5.2km～5.6km区間の左岸側河岸近傍に発生する局所洗掘を十分に軽減できないことが明らかとなった。そこで，5.6km地点に新たにB床止め工を追加設置した。

まず，B床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況について述べる。写真6－3－21は通水後のB床止め工周辺の河床変動状況を示したものである。京田床止め工周辺の洗掘状況，破壊状況は，堆積土砂が実験Ⅲ－2と比べやや減少した程度でほとんど差異はない。5.6km地点に新規に設置したB床止め工ではブロックの流出が見られるほか，右岸側下流護床工の直下流では大規模な局所洗掘が発生し，護床工の維持が困難となる。

図6－3－76 はB床止め工周辺の河床変動状況を示したコンター図である。これによれば，B床止め工



（$Q = 4740\ m^3/s$，1時間通水後）

写真 6－3－21　B床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ-1）

直上流では河床低下抑制効果がみられ，河床変動量はほぼゼロになっているが，逆にB床止め工を設置したことで床止め工直下流で新たな河床低下を生じた。特に右岸側河岸近傍では河床低下量は4 mにも及ぶ。

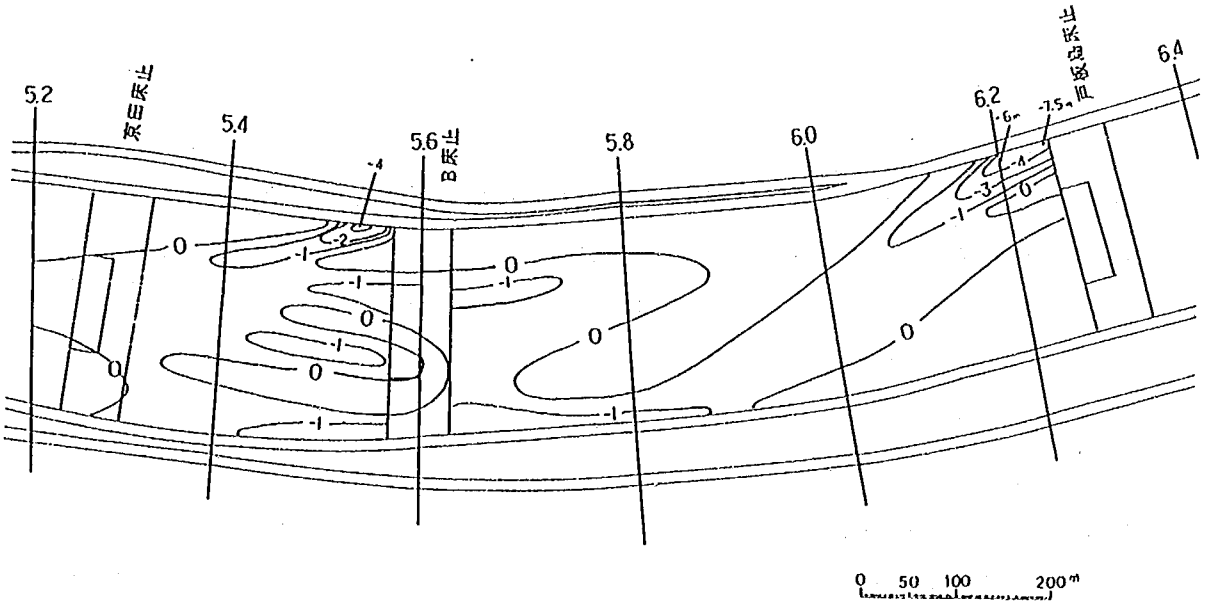


図 6－3－76　B床止め周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ-3）

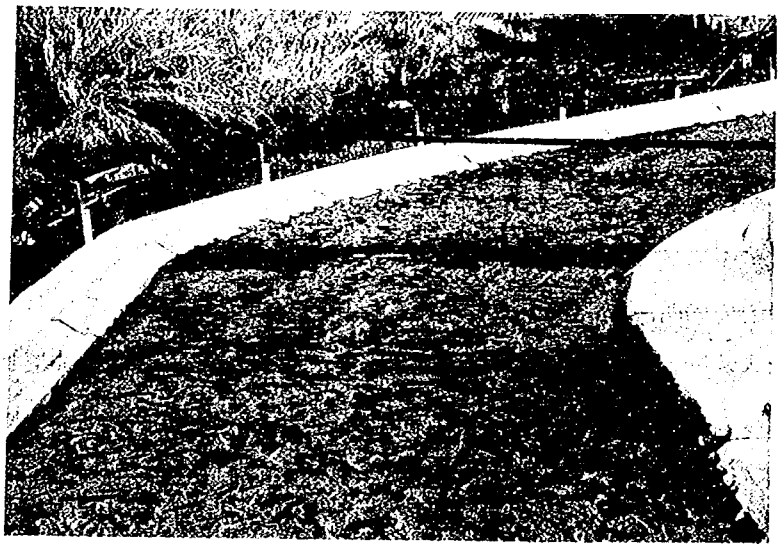
つぎに，床止め工の影響範囲等をみるために通水後の横断形状に注目する。実験Ⅲ－2，Ⅲ－3における5.2 km～6.0 km区間の河床変動状況を図6－3－77 ～ 6－3－80 に示す。京田床止め工の直下流にあたる5.2 km地点では実験Ⅲ－2，Ⅲ－3の結果の特に有意な差異は見られず，ともに左岸側河岸で局所洗掘が発生している。このことより，床止め工の河床低下抑制効果，みお筋位置制御効果は床止め工下流には及びにくいことを示している。また，5.4 km地点に注目すると，実験Ⅲ－2で見られた左岸側河岸近傍で

の局所洗掘は，実験Ⅲ−3では見られなくなっており，床止め工の機能が発揮されたものと考えられる。この原因は，5.4 km地点が5.3 km地点および5.4 kmの両床止め工のわずか300 mの間に位置しており，上下流の床止め工の影響が及んだためと考えられる。一方，床止め工上流の6.0 km地点の河床に注目すると，実験Ⅱ，Ⅲの間には有意な差異は見られず床止め工設置の効果は見られない。

3) 6.0 km～7.2 km区間（C床止め工）

6.0 km～7.2 km区間は右岸側河岸近傍に局所洗掘が生じるところで，実験Ⅲ－2により，戸板島床止め工（6.3 km）だけではこの洗掘は防げないことが明らかにされた。そこで，6.8 km地点に新規にC床止め工を設置した。

まず，床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況について述べる。写真6－3－22は通水後のC床止め工周辺の河床変動状況を示したものである。戸板島床止め工周辺の洗掘状況，破壊状況は実験Ⅲ－2と比べると，下流部右岸側の護床工下流の局所洗掘はさらに大きくなり，護床工の維持は困難であると考えられる。6.8 km地点に新規に設置したC床止め工ではブロックの流出が見られる。



（$Q = 4740\ m^3/s$，1時間通水後）

写真 6－3－22　C床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ−3）

図6−3−81 は通水後のC床止め工周辺の河床変動状況を示したコンター図である。これによれば，C床止め工直下流の左岸側で砂州が形成され，右岸側で河床低下が生じており，C床止め工による整流効果はほとんどないことがわかる。

つぎに床止め工が周辺河床に与える影響の範囲等について検討してみる。6.0 km～7.2 km区間の横断図を図6−3−82 ～ 6−3−87 に示す。6.2 km地点に注目すると，実験Ⅲ－2，Ⅲ－3とも右岸側河岸近傍で大きな局所洗掘が生じている。実験Ⅲ－2，Ⅲ－3の間でその規模に有意な差異は認められない。この洗掘は，床止め工のない場合（実験Ⅲ－1）では小規模であったことから，床止め工の護床工の直下流に生じた局所洗掘が同地点まで伸びたものであると推定される。一方，床止め工の間に挟まれた6.4 km地点は実験Ⅲ－1に比べれば，実験Ⅲ－2，Ⅲ－3とも右岸側の洗掘量が減少しており，床止め工による局所

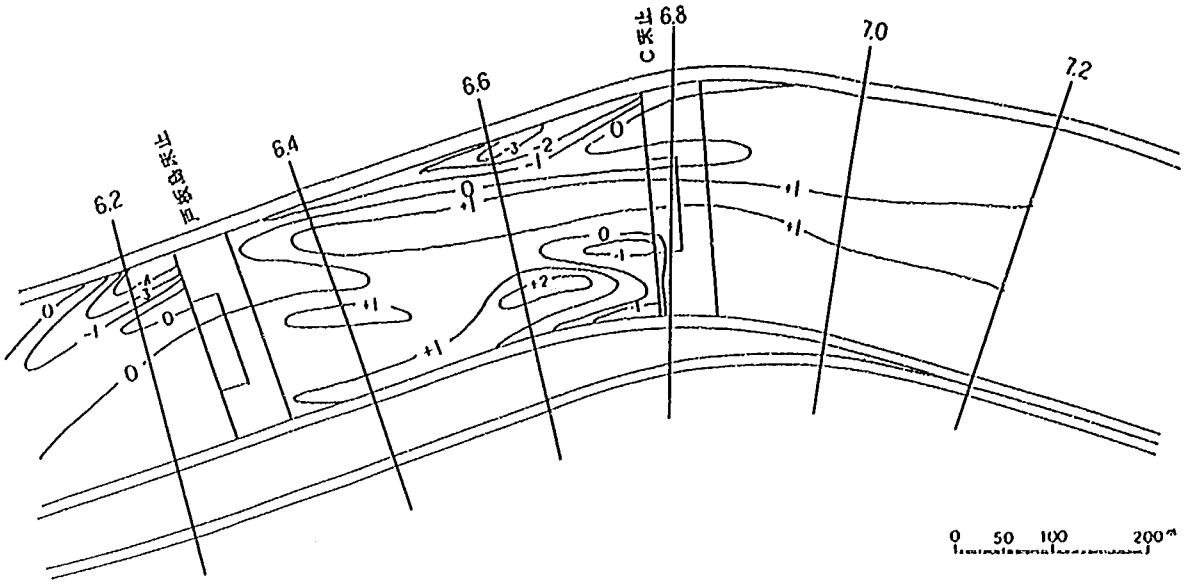


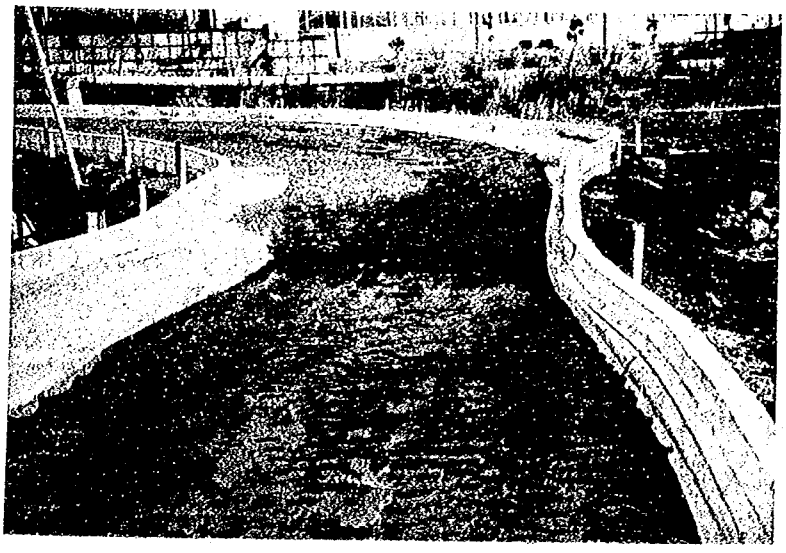
図6－3－81　C床止め周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ−3）

洗掘軽減効果が見られる。また，床止め工の上流である7.2㎞地点では，実験Ⅲ－1，Ⅲ－2，Ⅲ－3とも有意な差異は見られず，床止め工設置の効果は読取れない。

4)　8.0㎞～8.8㎞区間（D床止め工）

この区間はわん曲の影響により左岸側河岸沿いに局所洗掘の発生する地点であり，既存の統合堰床止め工（8.0㎞）に加え，新規に8.4㎞地点にD床止め工を追加設置した。

まず，D床止め工周辺の局所洗掘，床止め工自体の破壊状況について述べる。写真6－3－23は通水後のD床止め工周辺の河床変動状況を示したものである。統合堰床止め工周辺の洗掘状況，破壊状況は実験Ⅱと比べると，特に明瞭な違いは見受けられない。新規に設置した床止め工（8.4㎞）ではブロックの流出，護床工下流の局所洗掘が著しく，その維持は困難であると見られる。



（$Q = 4740\ m^3/s$，1時間通水後）

写真6－3－23　D床止め周辺の河床状況（実験Ⅲ−3）

図6－3－88 は通水後のD床止め工周辺の河床変動状況を示したコンター図である。これによれば，一見D床止め工が下流の流れを整流しているように見えるが，実は床止め工が無くてもこのような河床状態になることがわかっている。またD床止め工上流に注目すれば，左岸側の河岸に沿う深掘れは床止め工のごく近傍にまで続いており，床止め工による局所洗掘抑制効果はほんのごく上流にまでしか及ばないことがわかる。

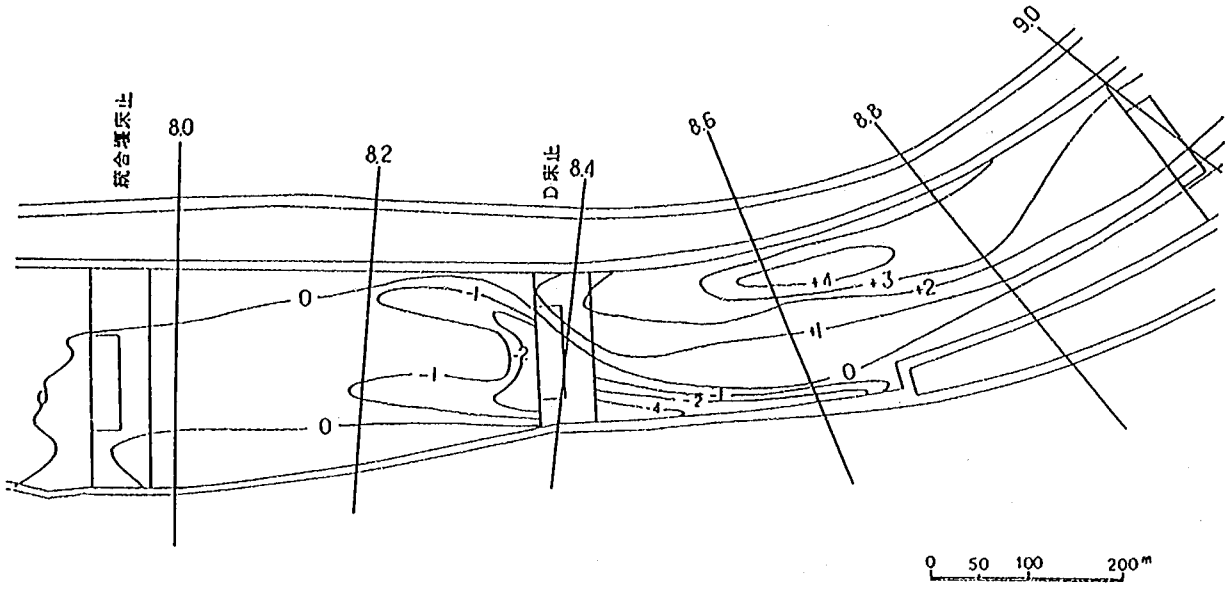


図6－3－88　D床止め周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ－3）

つぎに，床止め工の設置が周辺河床に与える効果の影響範囲等について調べてみる。実験Ⅲ－1，Ⅲ－2，Ⅲ－3における8.0㎞地点の横断図を図6－3－89 ～ 6－3－94 に示す。これによれば，実験Ⅲ－2，Ⅲ－3のほうがⅢ－1に比べ河床低下が抑制されていることがわか。しかし，実験Ⅲ－2，Ⅲ－3の間では有意な差異はなく，床止め工を追加した効果は見られない。つぎに8.4㎞地点の河床変動状況に注目する。実験Ⅲの場合には同地点に床止め工を設置したので，8.4㎞地点の断面上のみは局所洗掘を抑制できた。しかし床止め工の直上下流では局所洗掘が生じており，床止め工設置の効果はごく短い範囲にしか効かないことがわかる。また，床止め工の上流にあたる8.8㎞地点に注目すると，実験Ⅲ－1，Ⅲ－2，Ⅲ－3とも有意な差異はなく，ここまで床止め工設置の効果が及ばないことがわかる。

4) 床止め工に関する実験結果のまとめ

① 床失め工の構造について

実験Ⅲ－2，Ⅲ－3を通じ，堆積区間に設置した3.2㎞地点の床止め工，河床変動の小さい1.3㎞地点の床止め工を除き，床止め工下流端の護床工での吸出しを伴う大規模な洗掘，ブロックの流出がしばしば見られた。ブロックを重ねて作った床止め工では長期に渡りその形状を保つのは難しい。コンクリート一体型にすれば床止め工自身の破壊は防げるものと考えられる。

護床工直下流の洗掘は，床止め工上流で堰き上がった流れが高水敷に乗り上げ，床止め工下流で再び低水路に落ち込むために生じるもので，床止め工が落差をもつ限り避けることはできない。よって十分な河岸洗掘防止対策を講じる必要がある。その方法としては，8～10ｔ規模のブロックを連結した根固め工を

設置する方法が考えられる。

② 床止め工のみお筋位置制御機能について

流量規模が小さいときには床止め工中央に設けられた水通しの効果によりみお筋の制御効果が得られる。しかし，流量が大きくなるとその効果は直下流でしか発揮されない。特に，河道が湾曲している場合には，下流側にはほとんど効果の見られないところもある。

③ 床止め工の河床低下抑制効果について

床止め効果の直上流に限って言えば，河床低下抑制効果は見られる。しかし，わん曲部外岸部における局所洗掘に対しては抑制効果は薄く，場所によっては100m上流では効果の見られないところもある。この原因は以下のように推定される。湾曲部の局所洗掘は主として2次流および流れの集中によってもたらされている。ところが，床止め工には2次流を抑制する効果があまりなく，また流れの集中の緩和機能も床止め工の上流では期待できるが，その作用範囲は床止め工の長さの数十倍程度であり，上下流広い範囲には及ばないことがわん曲部における河床低下抑制効果が上がらなかった原因であると考えられる。なお，直線部では200 m～300 m程度効果が持続することもある。床止め工の局所洗掘抑制効果の影響範囲は，流量が大きくなるほど小さくなる傾向にある。

以上の点を総合的に捉えると，以下のことが言える。

計画原案形状の床止め工ではわん曲部に発生する局所洗掘を抑制する効果は床止め工の直上流でしか発揮されない。平均的な河床低下を抑制する効果は上流数100mにわたり発揮される。実験Ⅲ－1の結果によれば，物部川は9.0kmより上流を除き平均的に河床低下を起こす地点はほとんどなく，河床変動は砂州・みお筋の発達に伴う河床横断勾配の増加の形で生じるので，床止め工は有力な対策工であるとは言えない。もちろん，床止め工によっても局所洗掘抑制効果は直上流に限り見られるので，非常に密に設置すれば（数100mピッチ，湾曲部では100m未満にしなければならないところもある）目的を達成することはできると考えられる。ところが，実験Ⅲ－3で明らかになったように，現計画河床高および床止め工天端高では計画床止め工を過剰に密に設置すると水位の堰き上げ効果があまりにも大きくなり，ついには4740 m³/s通水時にはH.W.L.を越えてしまう。

床止め工の構造については，ブロック積み重ね方式としたのでは洪水時に破壊される可能性があるので，もっと強固なものにする必要がある。

物部川の水衝部は砂州（ポイントバー）の形成によりもたらされており，その位置は固定されている箇所が多い。床止め工にこだわらず，別の対策工を求めるとした場合，根固め工・水制工を設置すれば，水衝部対策はある程度なし得るものと推定される。そこで，実験Ⅲ－4では根固め工・水制工による水衝部対策，局所洗掘対策の可能性について検討してみる。

5) 実験Ⅲ－4について

物部川の治水において最も重要なのはみお筋を堤防から遠ざけるなどして，河岸の侵食の軽減，堤防の安全度を増加させることと考えた。このことを成し得る方法として最も一般的なのは根固め工・水制工を設置することである。ここでは根固め工，水制工を設置した場合の河岸洗掘防止効果について調べた。

実験結果を以下に記す。

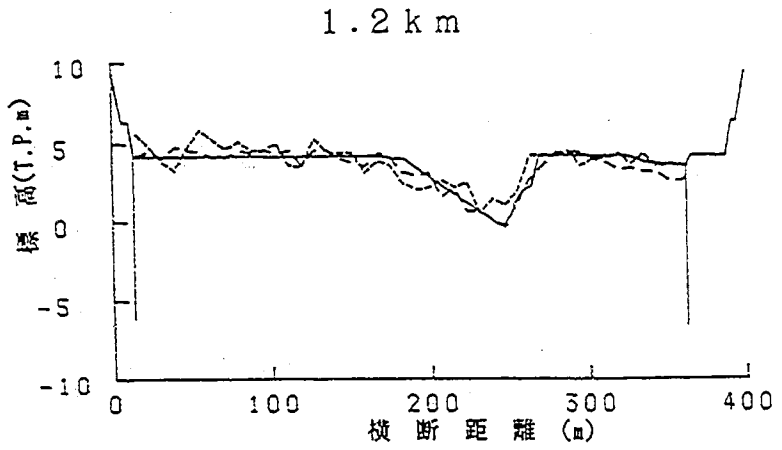


図6－3－53　河床変動状況（ケースⅢ－2）

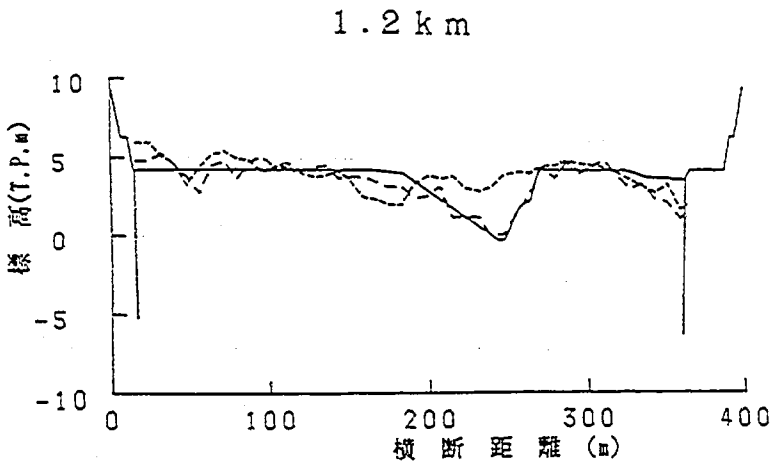


図6－3－54　河床変動状況（ケースⅢ－3）

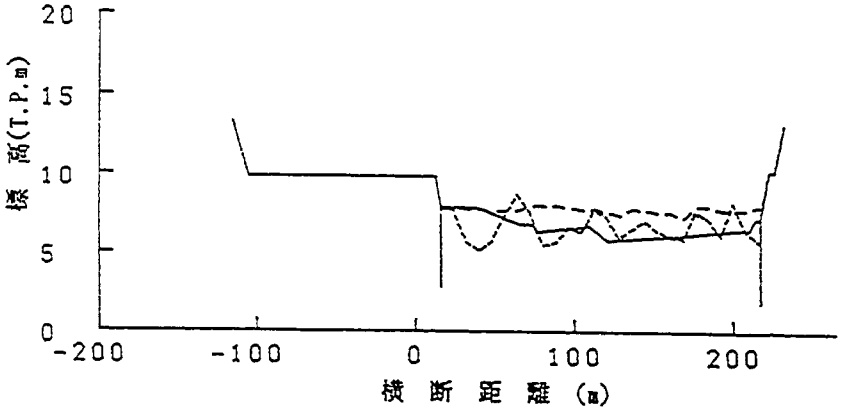


図6－3－55　河床変動状況（ケースⅢ－2）

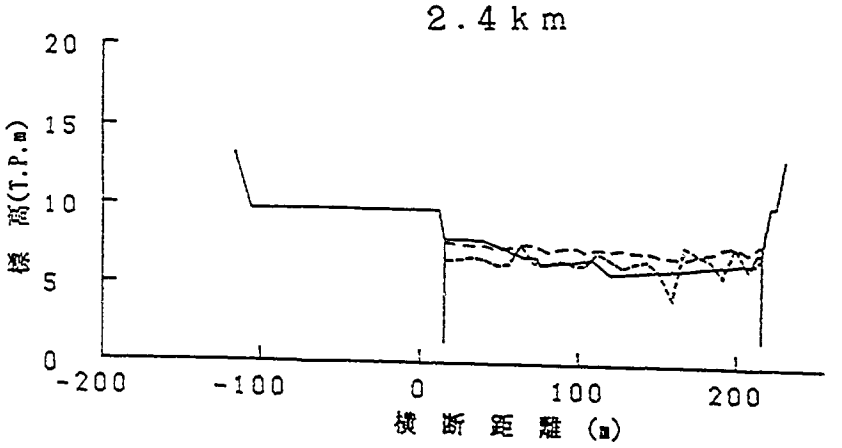
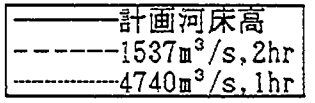


図6－3－56　河床変動状況（ケースⅢ－3）



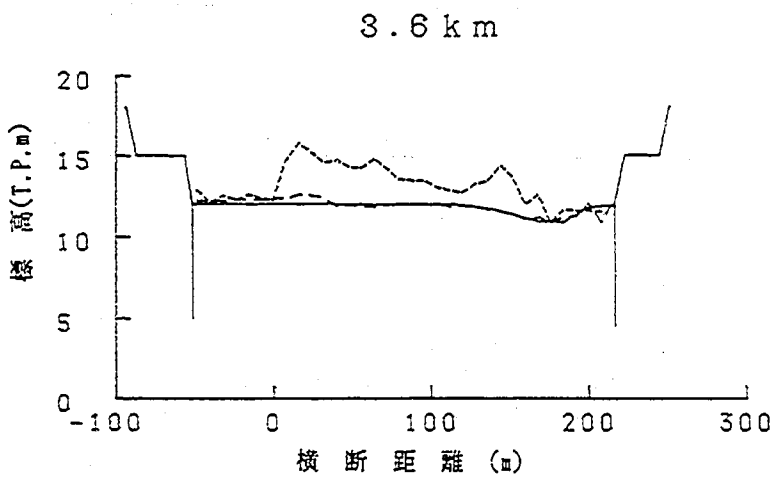
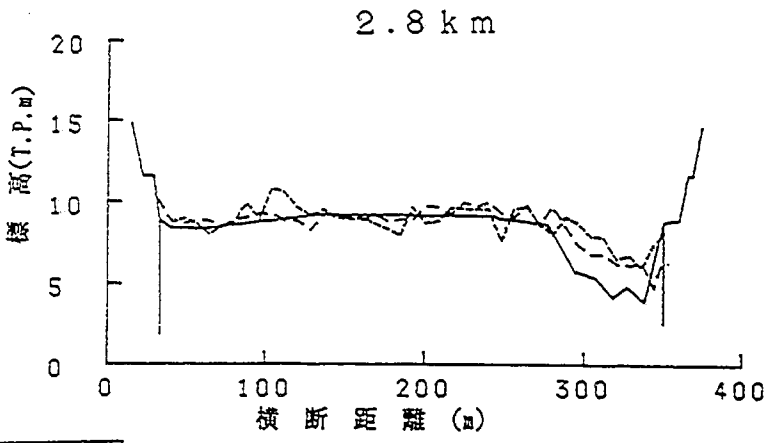


図6－3－57　河床変動状況（ケースⅢ−2）



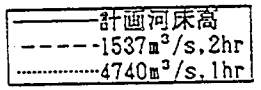


図6－3－59　河床変動状況（ケースⅢ−2）

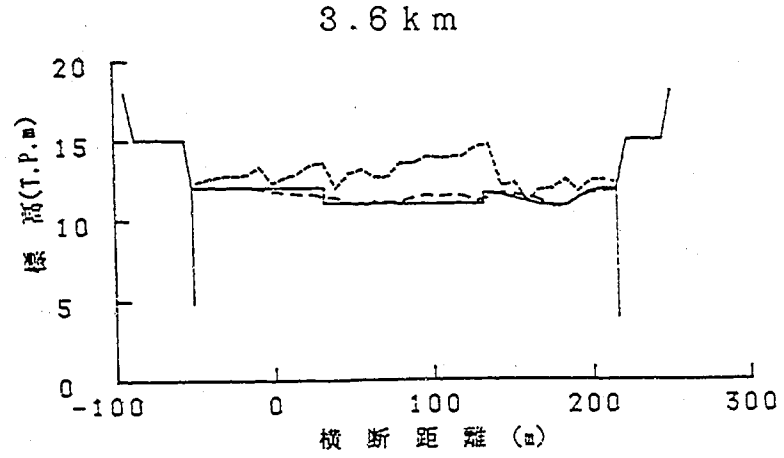


図6－3－58　河床変動状況（ケースⅢ−3）

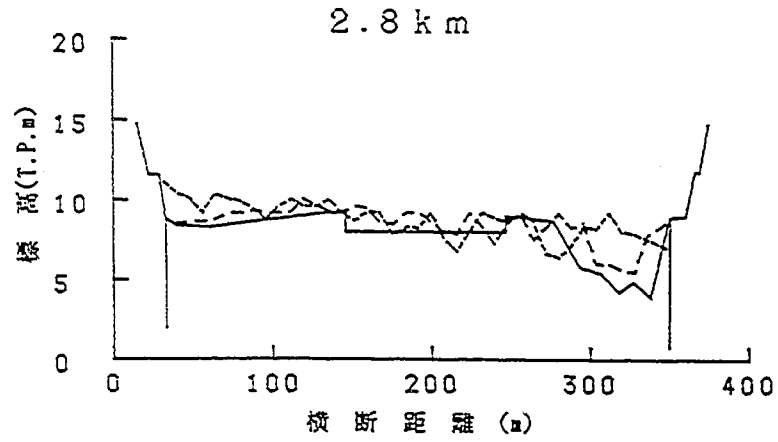


図6－3－60　河床変動状況（ケースⅢ−3）

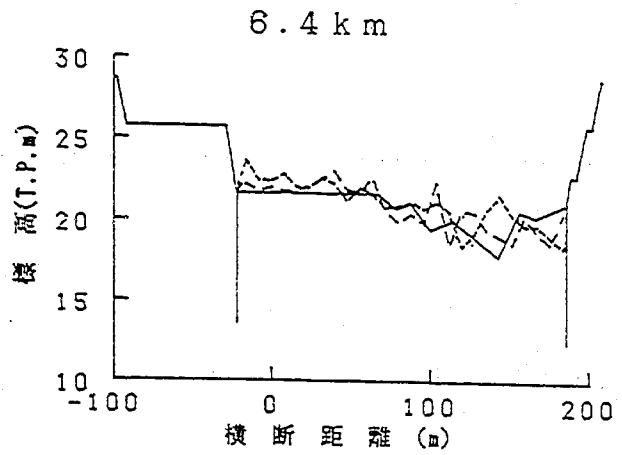
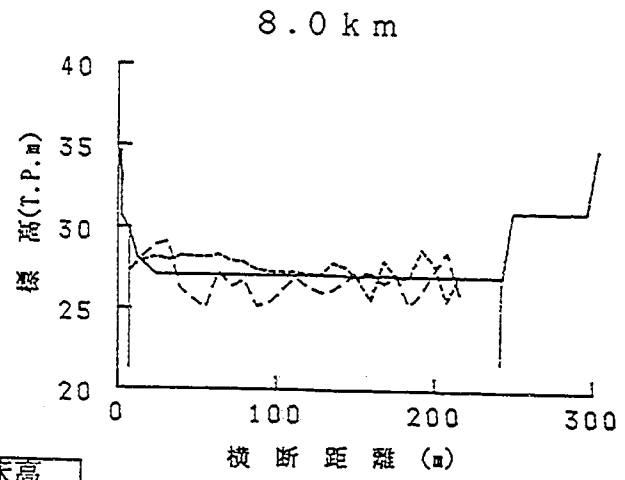


図6－3－61　河床変動状況（ケースⅢ－2）



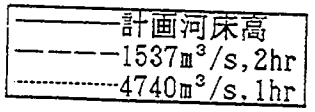


図6－3－63　河床変動状況（ケースⅢ－2）

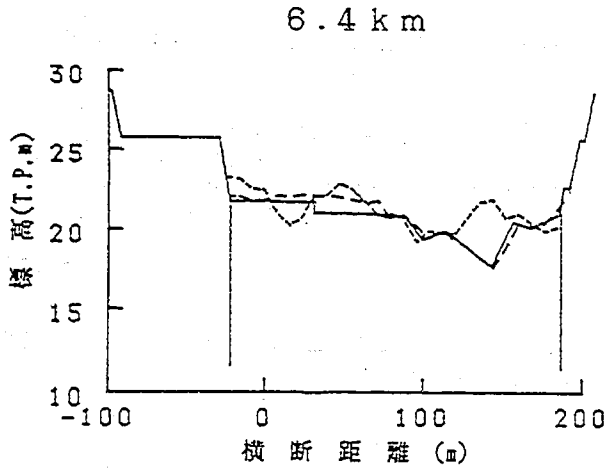


図6－3－62　河床変動状況（ケースⅢ－3）

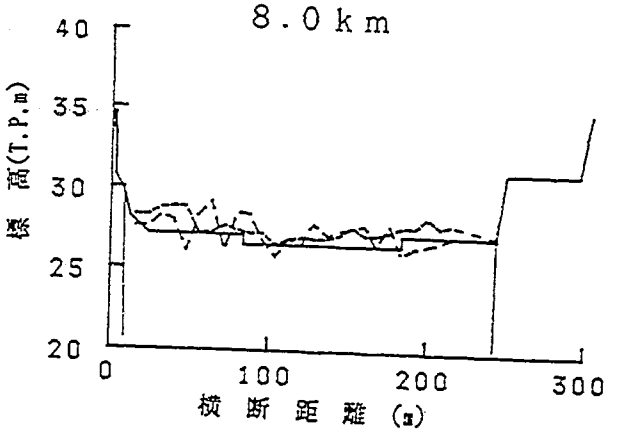


図6－3－64　河床変動状況（ケースⅢ－3）

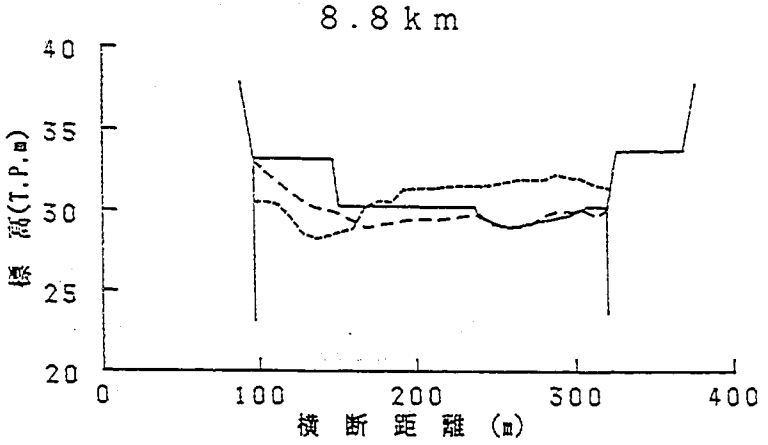
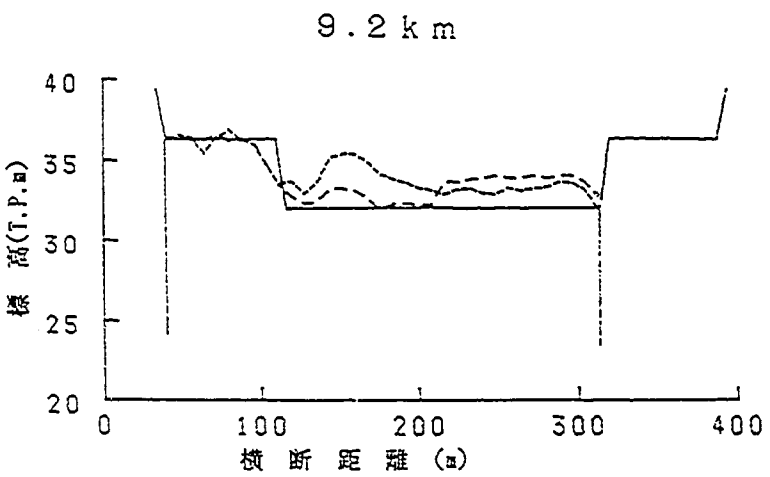


図6－3－65　河床変動状況（ケースⅢ－2）



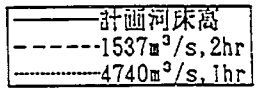


図6－3－66　河床変動状況（ケースⅢ－3）

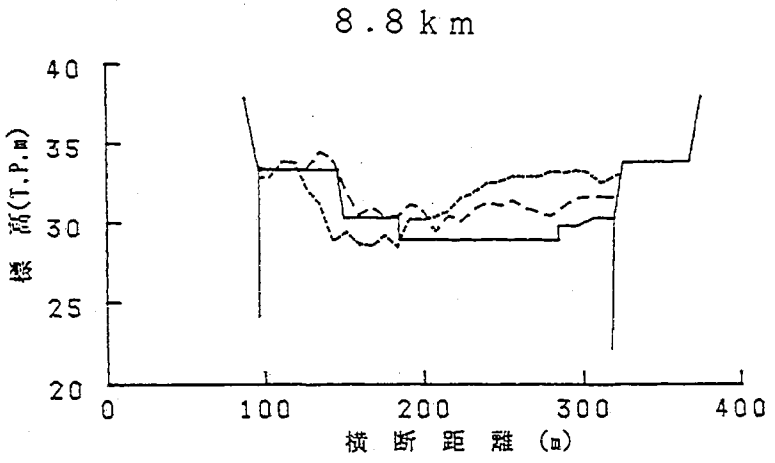


図6－3－67　河床変動状況（ケースⅢ－2）

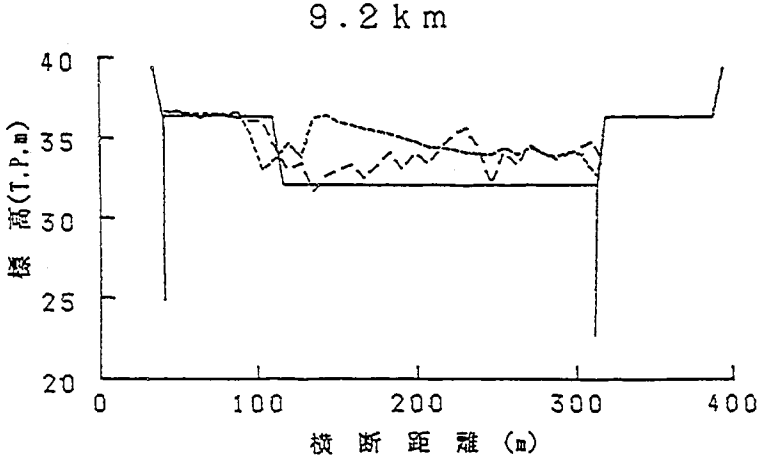


図6－3－68　河床変動状況（ケースⅢ－3）

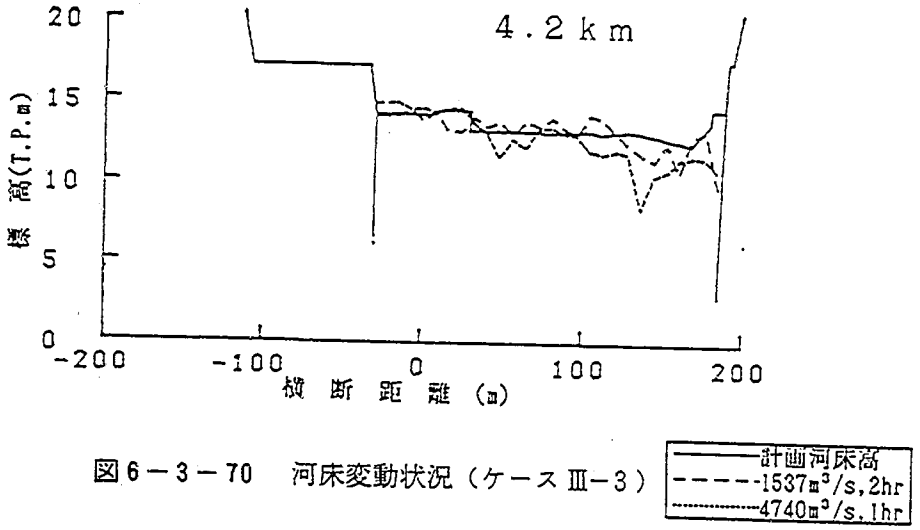


図6－3－70　河床変動状況（ケースⅢ－3）

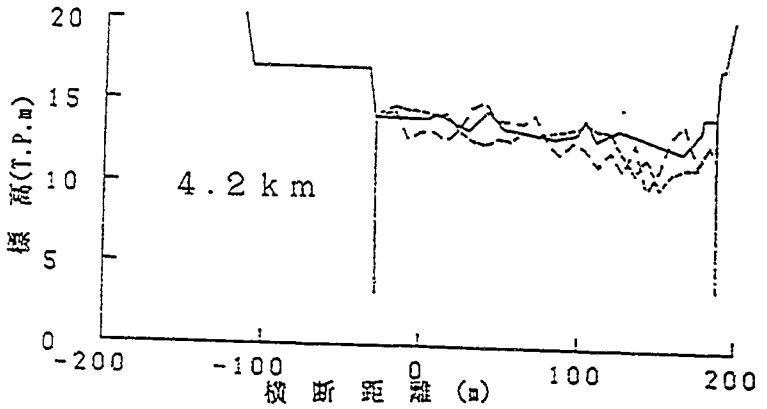


図6－3－71　河床変動状況（ケースⅢ－2）

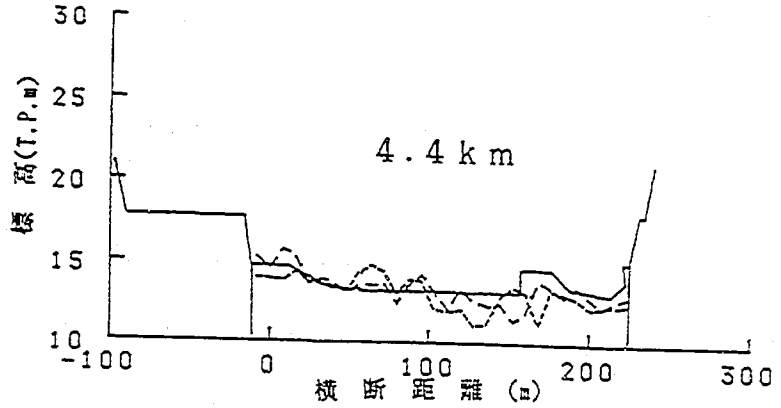


図6－3－72　河床変動状況（ケースⅢ－3）

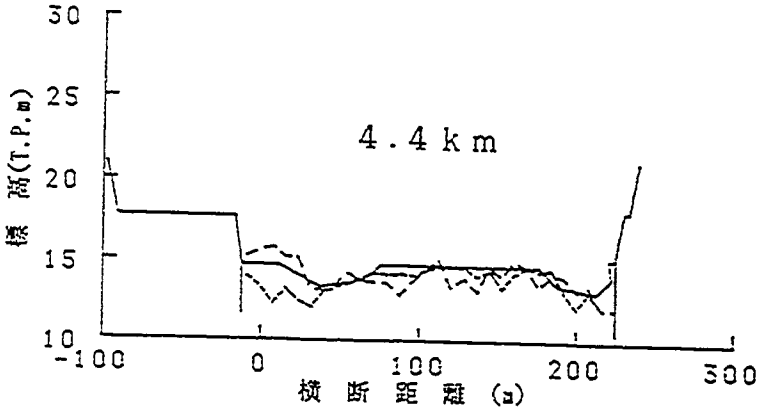


図6－3－73　河床変動状況（ケースⅢ－2）

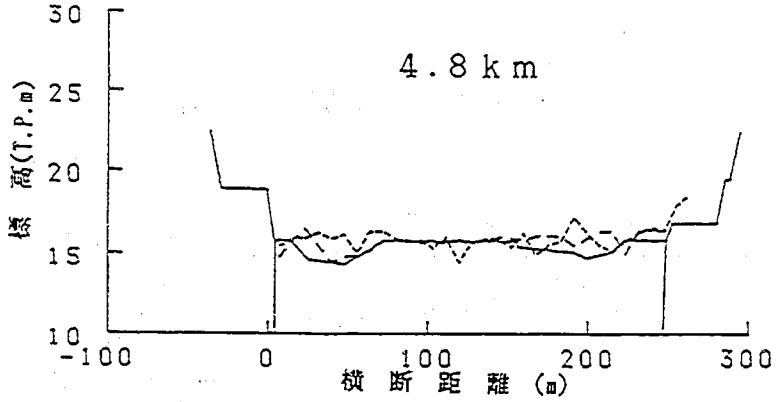


図6－3－74　河床変動状況（ケースⅢ－3）

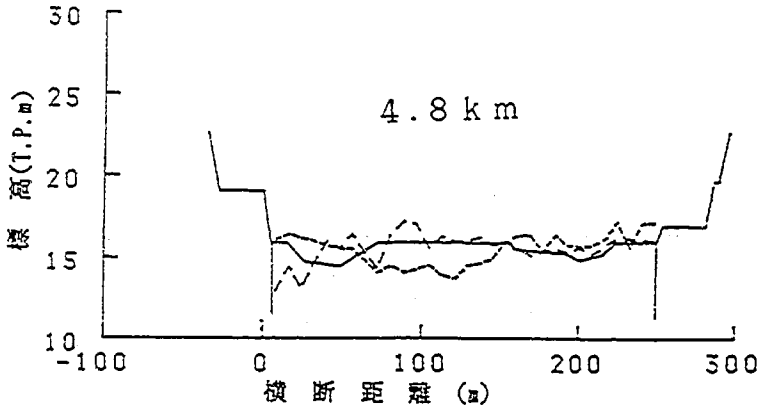


図6－3－75　河床変動状況（ケースⅢ－2）

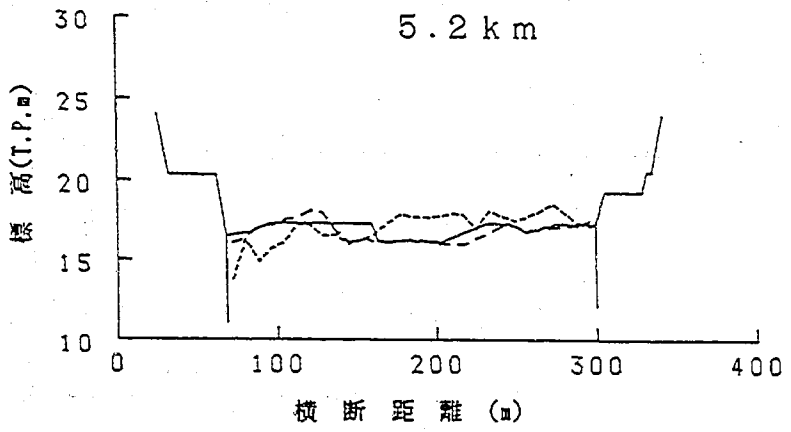


図6－3－77　河床変動状況（ケースⅢ－2）

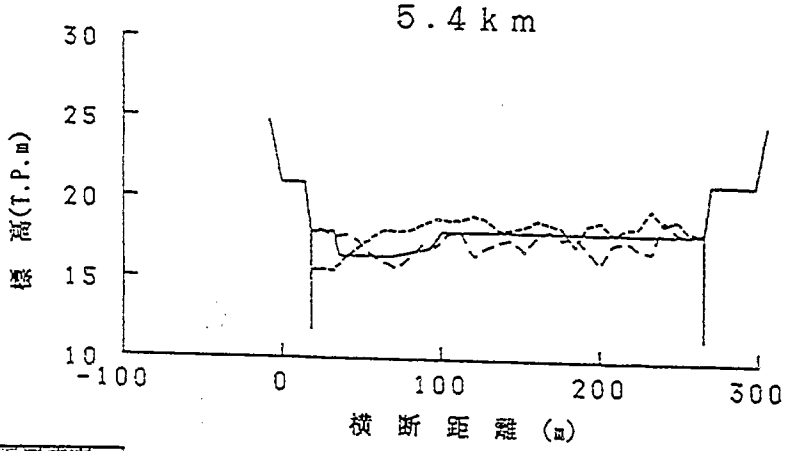
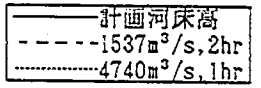


図6－3－79　河床変動状況（ケースⅢ－2）



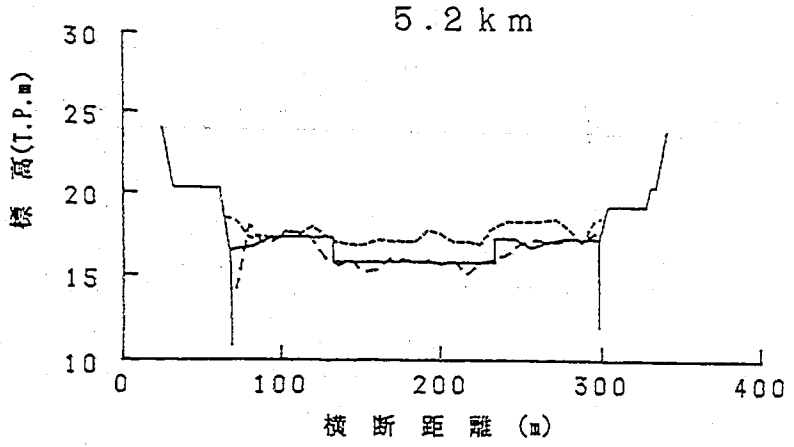


図6－3－78　河床変動状況（ケースⅢ－3）

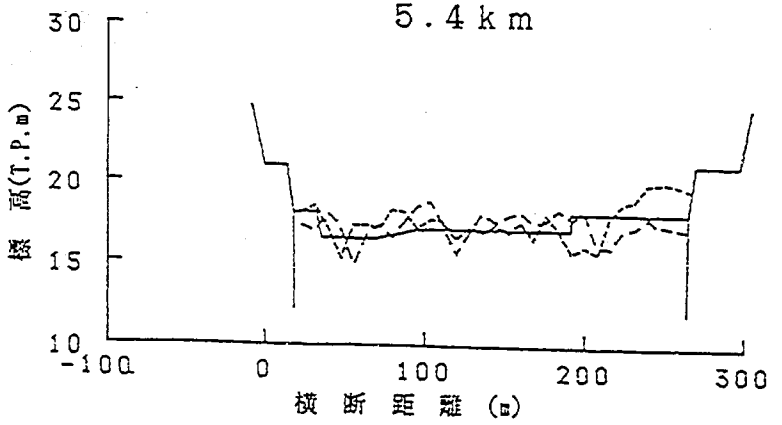


図6－3－80　河床変動状況（ケースⅢ－3）

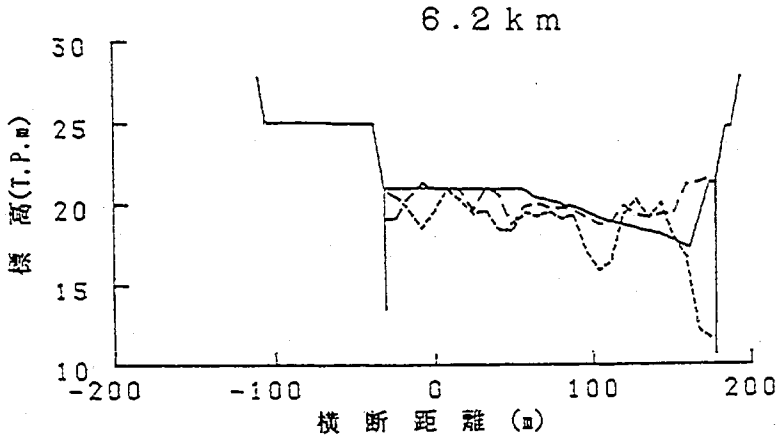


図6－3－82　河床変動状況（ケースⅢ－2）

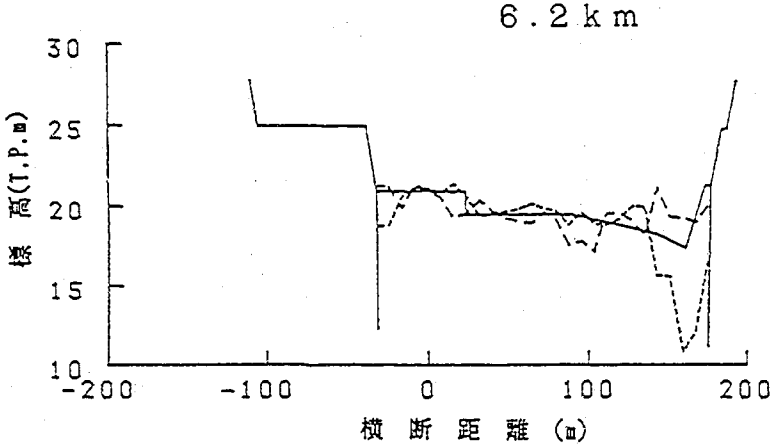


図6－3－83　河床変動状況（ケースⅢ－3）

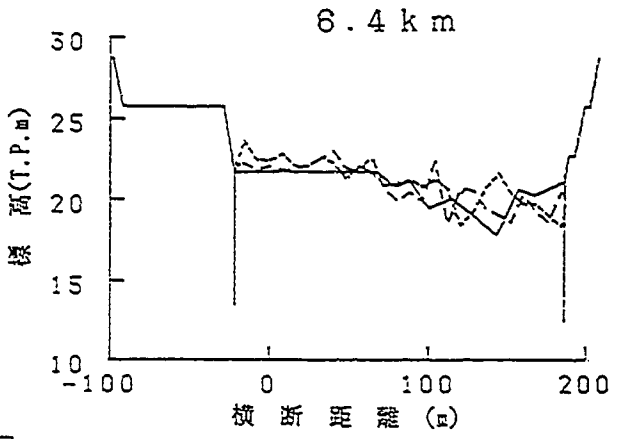


図6－3－84　河床変動状況（ケースⅢ－2）

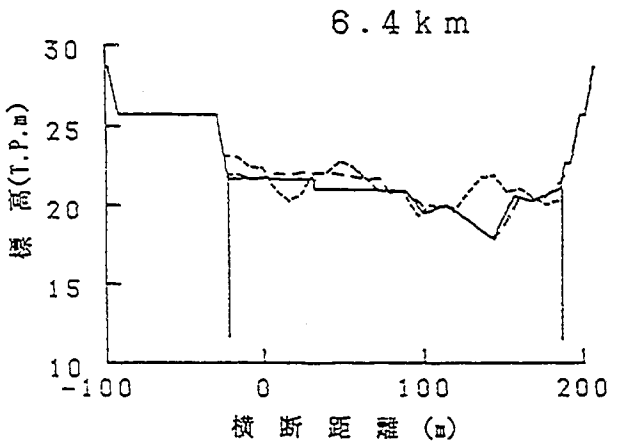


図6－3－85　河床変動状況（ケースⅢ－3）

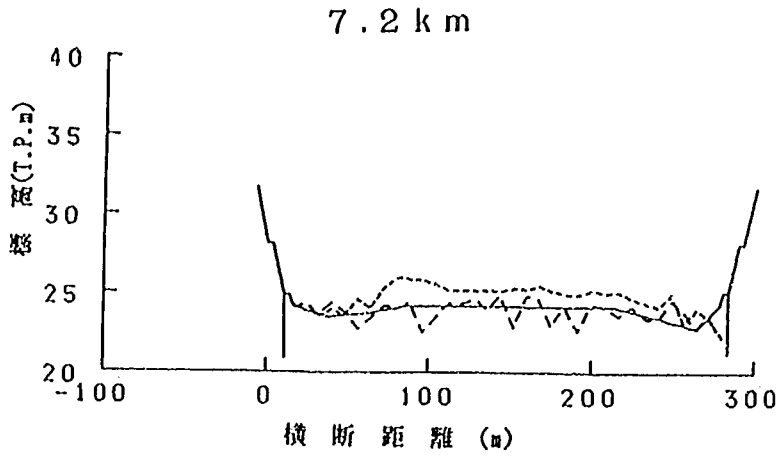
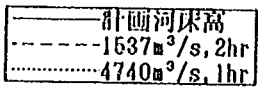


図６－３－８６　河床変動状況（ケースⅢ－２）



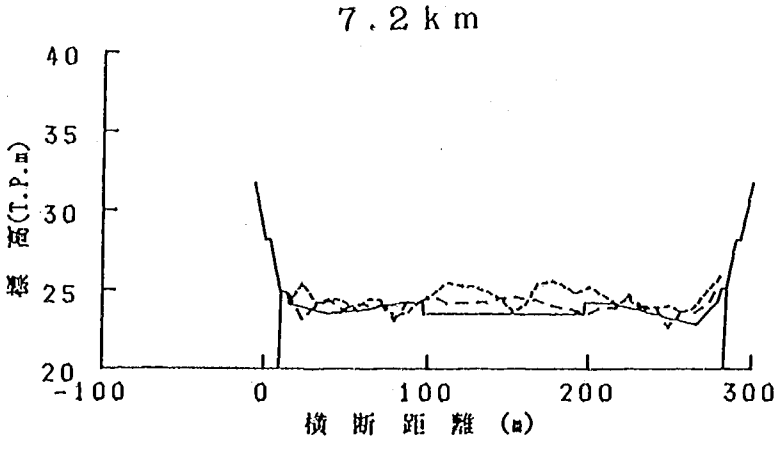


図６－３－８７　河床変動状況（ケースⅢ－３）

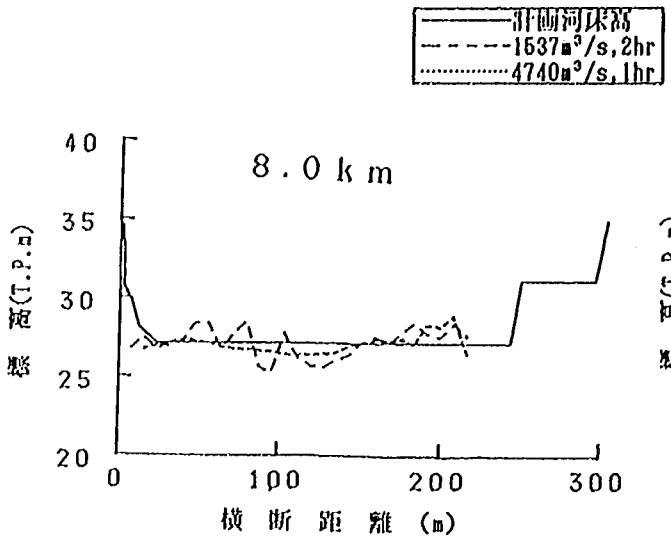


図6－3－89　河床変動状況（ケースⅢ－1）

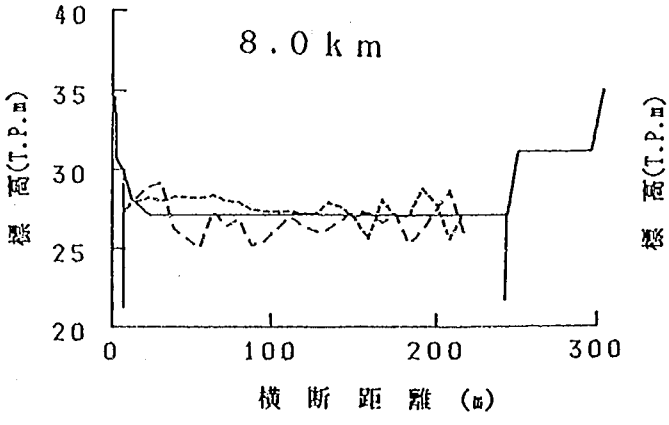


図6－3－90　河床変動状況（ケースⅢ－2）

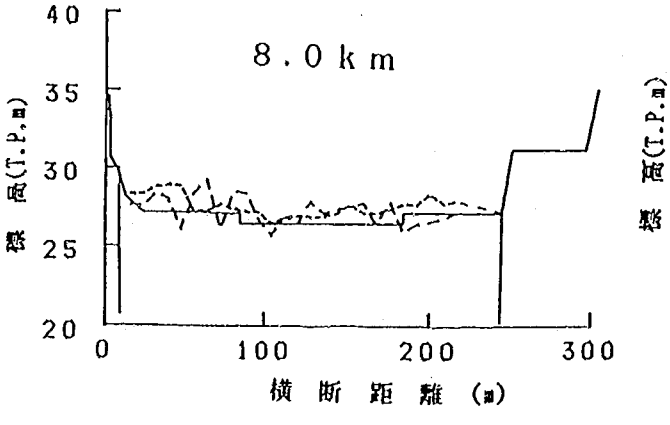


図6－3－91　河床変動状況（ケースⅢ－3）

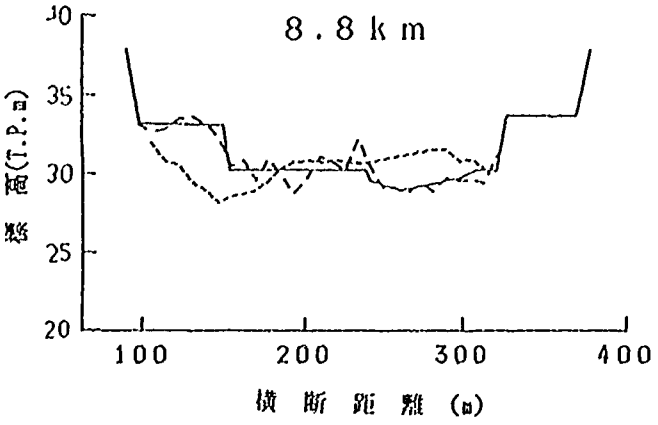


図6－3－92　河床変動状況（ケースⅢ－1）

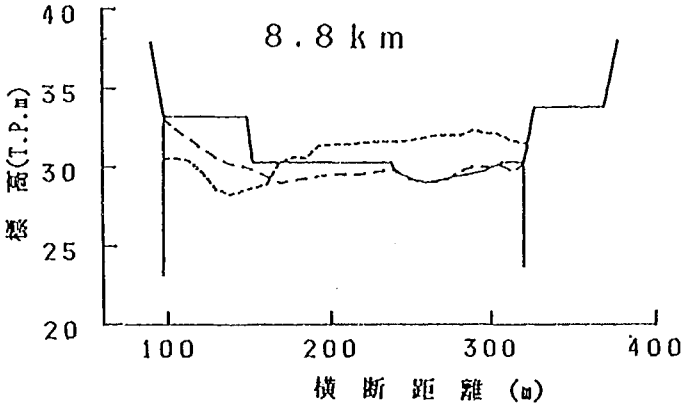


図6－3－93　河床変動状況（ケースⅢ－2）

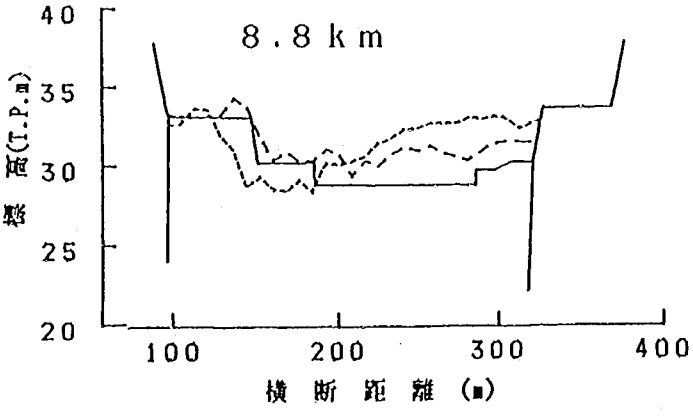


図6－3－94　河床変動状況（ケースⅢ－3）

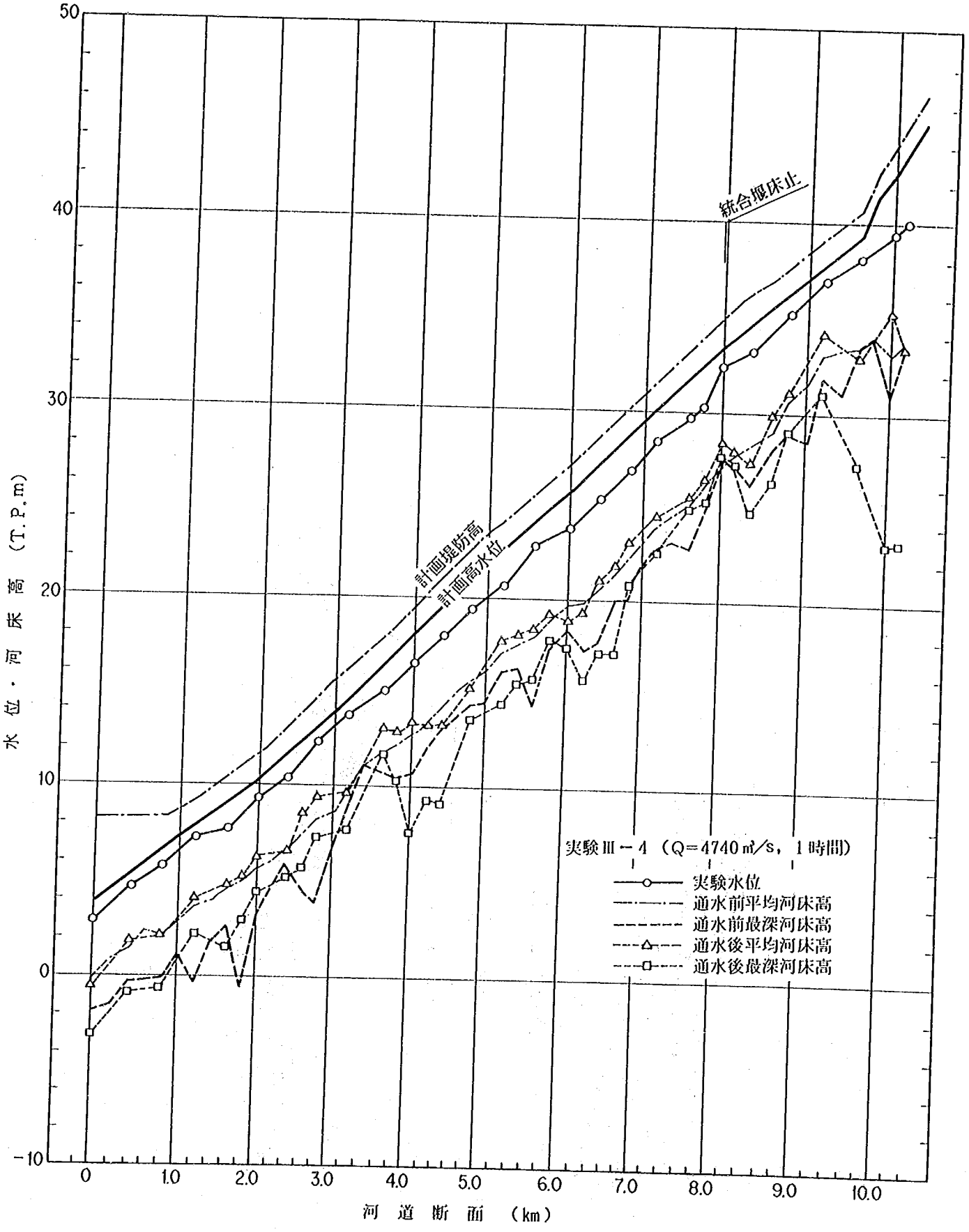


図6－3－95　水位・河床高縦断図(ケースⅢ－4)

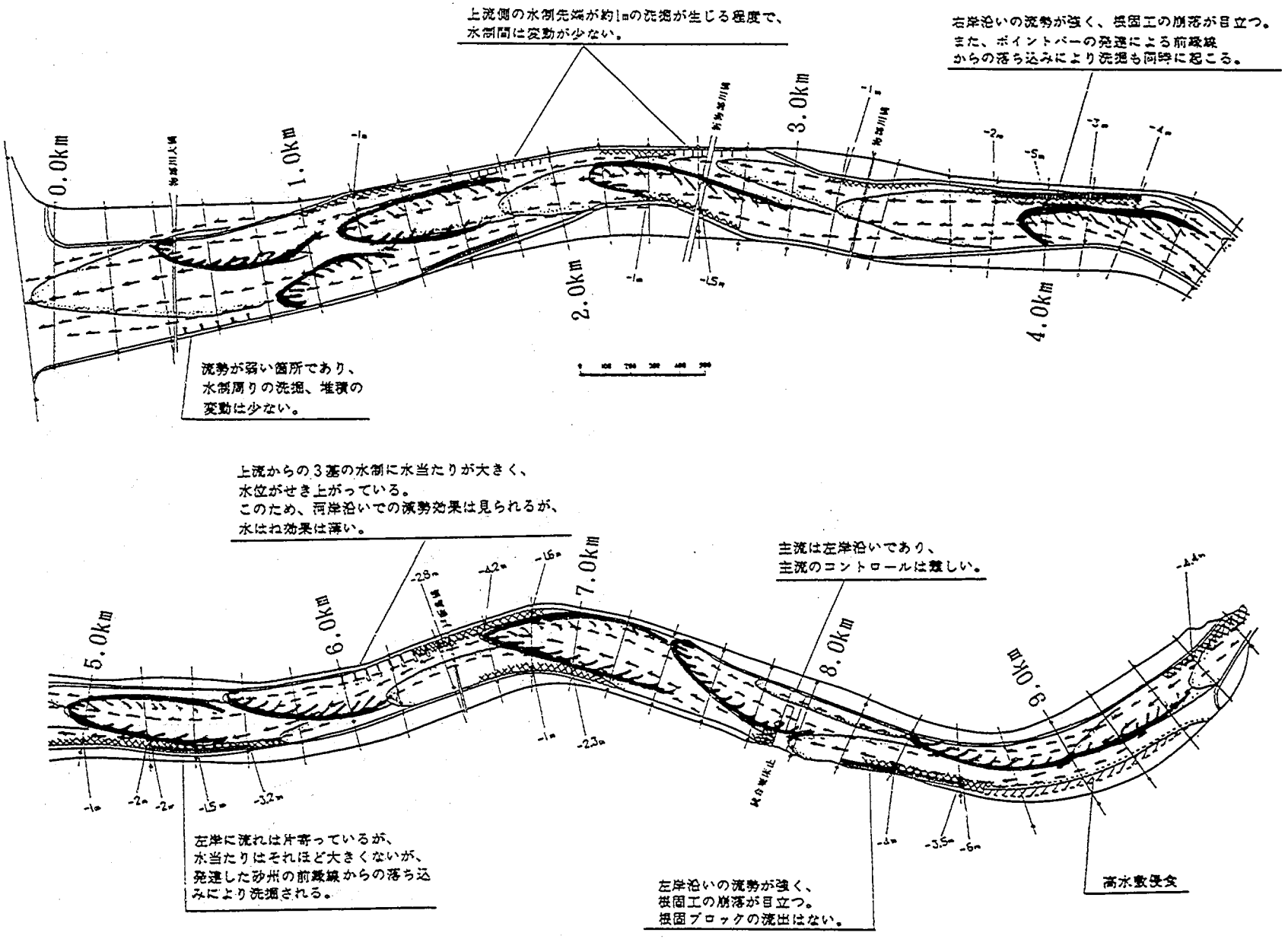
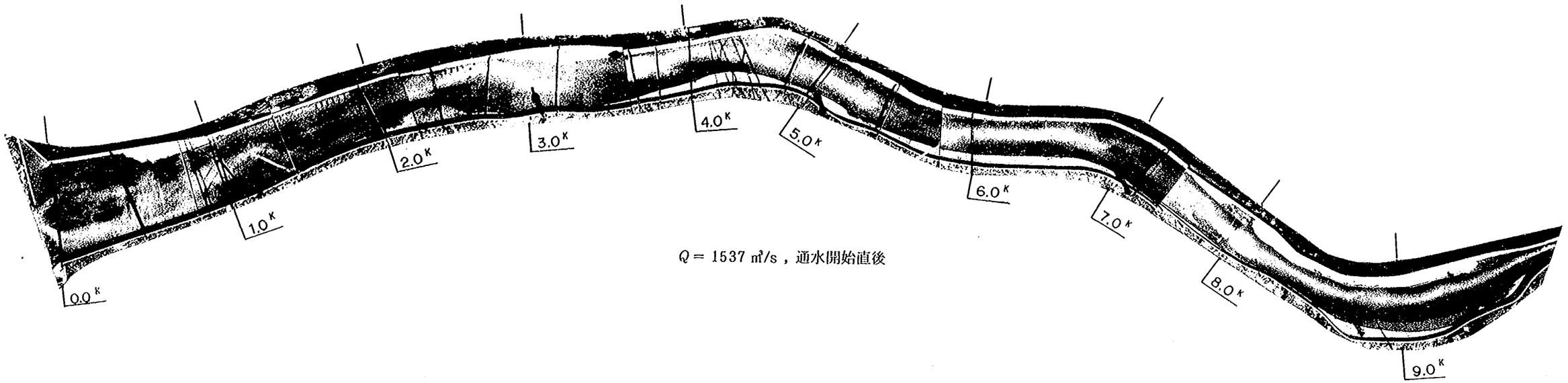
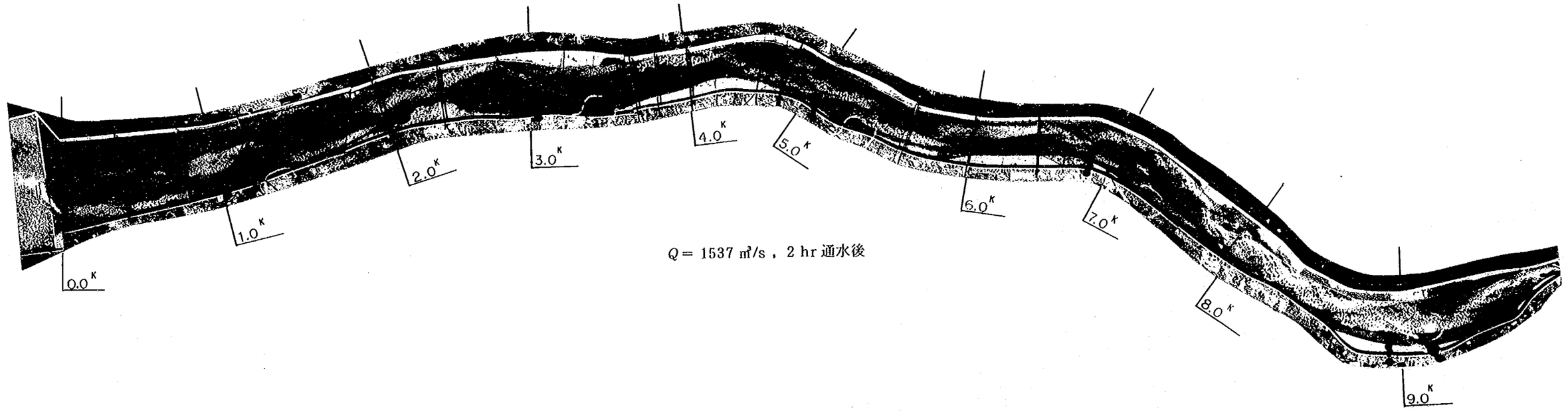


図6－3－96　流況図（ケースⅢ－4－2）



$Q = 1537$ ㎥/s，通水開始直後



$Q = 1537$ ㎥/s，2 hr 通水後

写真6－3－24　気球写真（ケースⅢ－4－1）

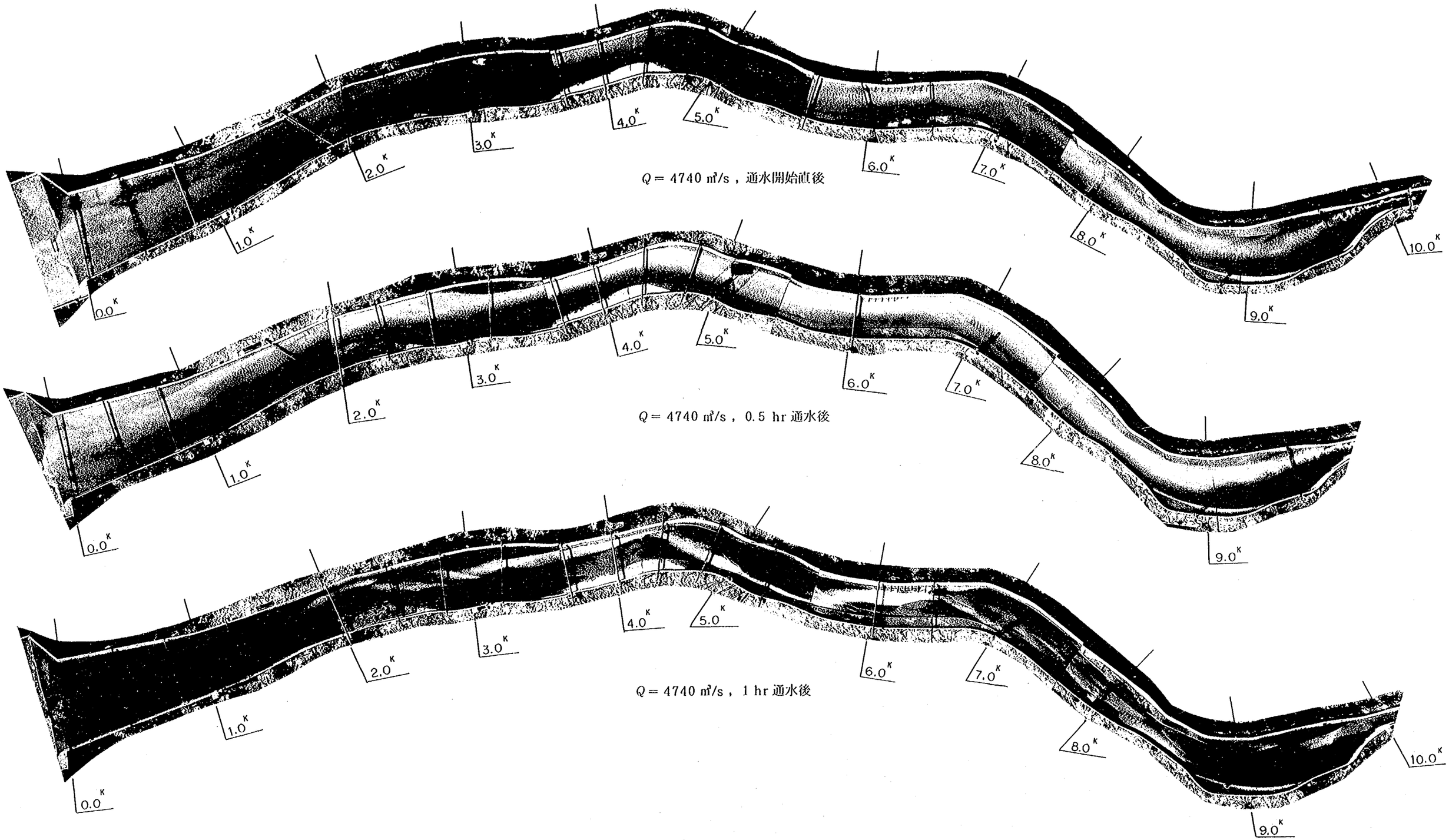


写真6－3－25　気球写真（ケースⅢ－4－2）

① 流況について

図6－3－95 は水位縦断および河床高縦断図を重ね書きしたものである。床止め工のある実験Ⅲ－2，Ⅲ－3の場合と異なり，水位は全体的に下がり，流速も増大する。また，河床に発生する河床波の波高等は小さくなり，流砂の挙動に活発になった。

写真6－3－24に 1537 ㎥/s を通水した場合の気球写真を示す。

写真6－3－25，図6－3－96はそれぞれ4740㎥/s通水時の気球写真およびこれと実験観察結果をもとに描いた流況図である。これによれば，床止め工を設置した実験ケースⅢ－2，Ⅲ－3に比べ，水位が下がった分だけ全体的に流速は増大する。4.0㎞右岸，および5.4㎞左岸に見られた水衝部では，河岸沿いの流速が実験Ⅲ－2，Ⅲ－3の場合に比べ増大する。しかし，6.2㎞右岸の水衝部では，今回新たに水制を設置したことにより水制先端では流速が増大するが，水制の水はね効果により河岸近傍の流速は減じられる。

② 河床変動について

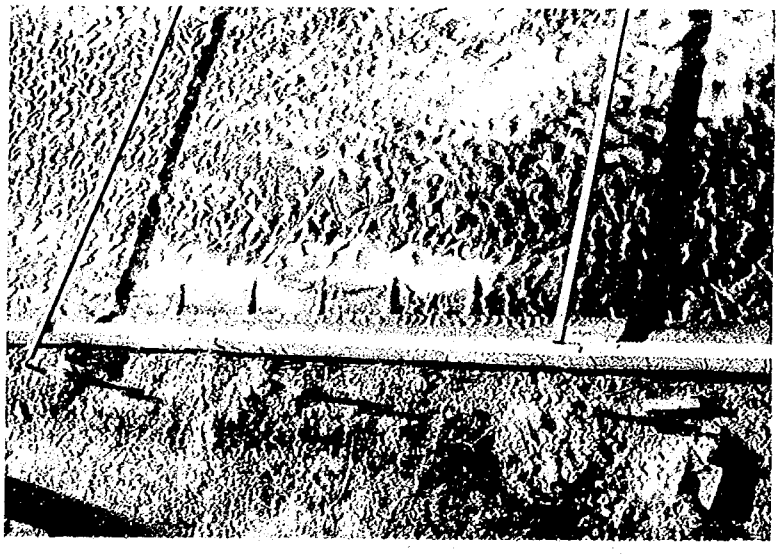
実験は根固め・水制工を設置した場合の効果を見ることが目的であるので，ここでは，構造物のない場合である実験Ⅲ－1と実験Ⅲ－4の河床変動状況を比較する。

1) 0.4㎞～0.8㎞左岸

同区間は砂州の形成に伴うみお筋が河岸に接近しているところで，現況河道にはみお筋を河岸から離すために水制が設置されている。

まず，水制工周辺の洗掘状況，水制工自体の安定性について述べる。写真6－3－26は通水後の同地点近傍の河床変動状況を示したものである。実験Ⅲ－4によれば，最上流の水制周辺が若干掘れた程度で水制自体の安定性は良い。

次に水制工を設置した効果を見るために，水制の設置されていない実験Ⅲ－1と水制工の設置されている実験Ⅲ－4の河床変動状況を比較する。実験Ⅲ－1の実験結果を図6－3－97 ～ 6－3－98 に，実験Ⅲ



（$Q = 4740$ ㎥/s，1時間通水後）

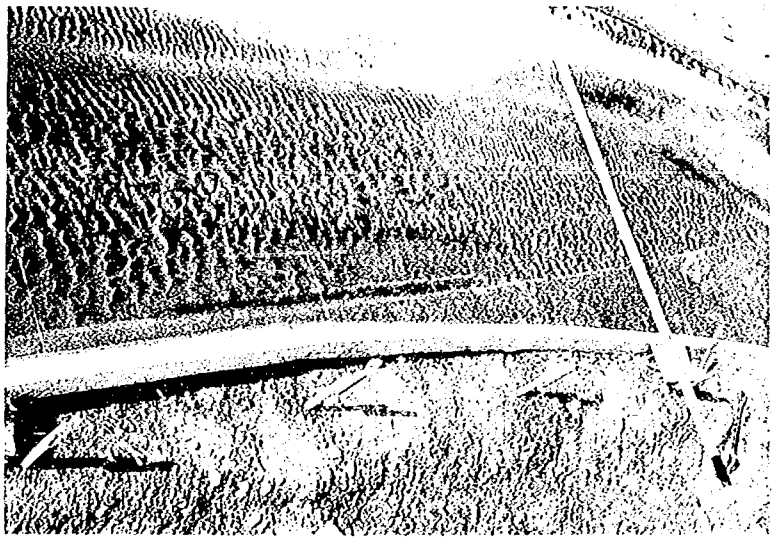
写真6－3－26　0.6㎞水制工周辺の河床状況

－4の実験結果を図6－3－99～6－3－100に示す。これによれば，実験Ⅲ－1で見られた左岸側河岸沿いの局所洗掘が，実験Ⅲ－4の場合には小さくなっていること，みお筋の位置が河岸より河道中央方向に押しやられていることがわかる。

2)　1.4 km～1.8 km左岸

同区間は，河道中央にできる砂州の影響により，流れが河岸に沿い局所洗掘の発生が見られる地点である。実験では，1.4 km～1.8 km区間に6 tブロックを10m幅で設置した。

まず，根固め工周辺の洗掘状況および根固め工自体の破壊状況について述べる。写真6－3－27に根固め工近傍の河床変動状況を記す。根固め工設置地点周辺ではほとんど局所洗掘は見られず，根固め工自体の変形も，最上流端が若干沈下する程度である。



（Q＝4740 m³/s，1時間通水後）

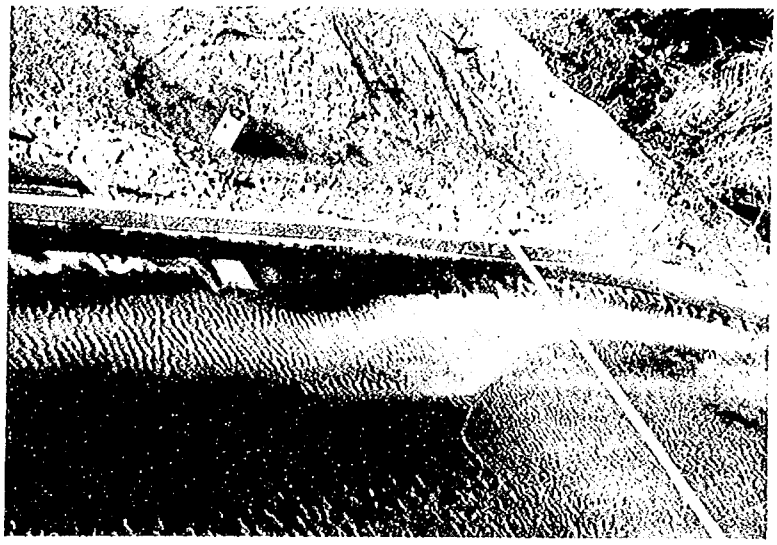
写真6－3－27　1.8 km根固工周辺の河床状況

つぎに，根固め工が河床変動に与える影響について述べる。実験Ⅲ－1，およびⅢ－4における1.6 km地点の河床変動状況を図6－3－101，6－3－102に示す。両図を比較することにより，左岸側河岸近傍の洗掘状況に大きな差異のないことがわかる。また図6－3－102により，根固め工の前面に1 m程度の局所洗掘が生じているのがわかる。

3)　1.6 km～2.0 km右岸

同区間は，砂州の形成に伴うみお筋が河岸に接近しているところで，みお筋を河岸から離すために水制が設置されている。

まず，水制工周辺の洗掘状況，水制工自体の安定性について述べる。写真6－3－28は通水後の同地点の河床変動状況を示したものである。実験Ⅲ－4によれば，最上流の水制周辺では局所洗掘が目立つ。洗掘は4740 m³/s通水時はもちろん，1537 m³/s通水時においても比較的大きい。最上流の水制の上には10 tブロックを置いておいたが，4740 m³/s通水時には一部崩落が見られた。他の水制の安定性は良い。



（Q＝ 4740 ㎥/s，1時間通水後）

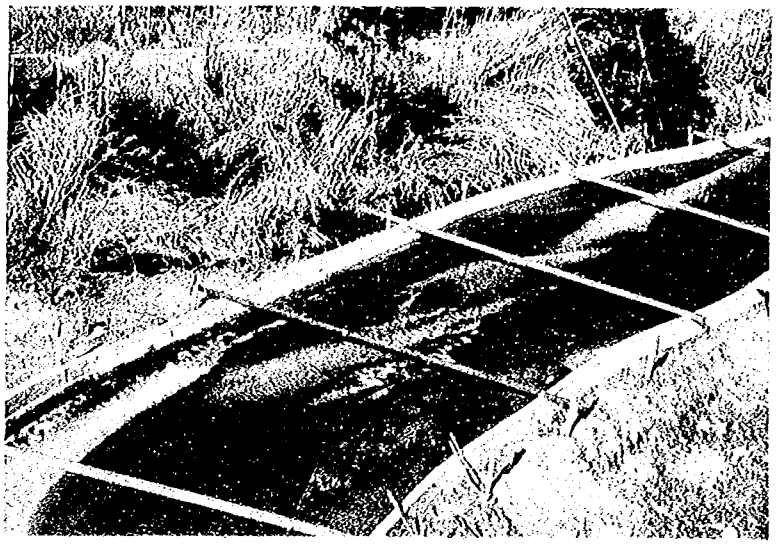
写真 6－3－28　1.8 km 水制工周辺の河床状況

次に水制工を設置した効果を見るために，水制の設置されていない実験Ⅲ－1と水制工の設置されている実験Ⅲ－4の河床変動状況を比較する。実験Ⅲ－1，Ⅲ－4の実験結果（1.6 kmおよび2.0 km）を図6－3－101～6－3－104 に示す。実験結果を比較してみると，特に2.4 km地点において，実験Ⅲ－4の場合には実験Ⅲ－1で見られた左岸側河岸沿いの局所洗掘がかなり軽減されていることが分かる。

4)　2.4 km～2.8 km右岸

同区間は，砂州の形成に伴うみお筋が河岸に接近しているところで，現況河道にはみお筋を河岸から離すために水制が設置されている。

まず，水制工周辺の洗掘状況，水制工自体の安定性について述べる。写真6－3－29は通水後の河床変



（Q＝ 4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真 6－3－29　2.6 km 水制工周辺の河床状況

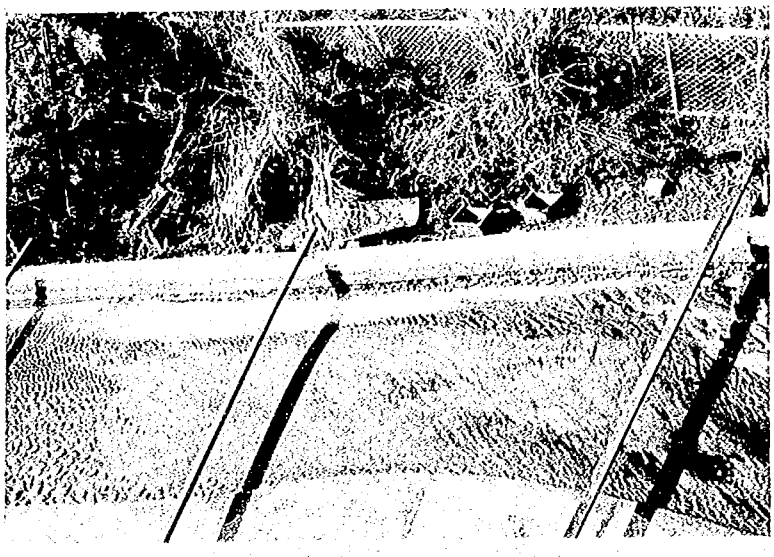
動状況を撮影したものである。実験Ⅲ－4によれば，最上流の水制周辺では局所洗掘が目立ち，水制自体が沈下する。4740 ㎥/s 通水時には最上流の水制上に設置した10ｔブロックがかなりくずれる。また，水制上を流れる流速も比較的大きい。このため，水制の設置高を上げるなどの工夫が必要となる。最上流端以外の水制の安定性は比較的良い。

次に，水制が周辺の河床変動に与える影響について注目する。実験Ⅲ－1の実験結果を図6－3－105～6－3－106 に，実験Ⅲ－4の実験結果を図6－3－107～6－3－108 に示す。これによれば，2.4 ㎞地点では右岸の局所洗掘が軽減されていることがわかる。2.8 ㎞地点の右岸はもともと堆積区間であり，水制の効果は読取ることができない。

5)　3.8 ㎞～4.4 ㎞右岸

同区間は，河道のわん曲の影響により右岸側河岸沿いに大規模な局所洗掘の発生する区間である。ここは，他の地点と比べ低水路幅の狭いところであり，水制工等，河積を阻害する構造物を設置することは望ましくない。そこで，同地点には根固め工を設置するものとした。使用したブロックは10ｔであり，敷設幅は10m，設置範囲は3.8 ㎞～4.4 ㎞である。

まず，根固め工周辺の洗掘状況，根固め工自体の破壊状況について述べる。写真6－3－30，および図6－3－109 は同地点近傍の河床変動状況を示したものである。実験Ⅲ－4によれば，1537 ㎥/s 通水時，根固め工の最上流端は沈下し始めた。また，根固め工前面の局所洗掘の発生に伴い，根固め工の最前列のブロックがやや屈撓した。4740 ㎥/s 通水時にはこの傾向はさらに強まり，3.8 ㎞～4.2 ㎞区間の根固め工の最前列のブロックは一部流出した。ただし，根固め工の破壊の程度はさほど大きくなく，ブロックの流出は根固め工の最前列に限られているため，ブロックを連結すれば防止できるものと考えられる。



（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真6－3－30　4.0 ㎞根固工周辺の河床状況

次に水制工を設置した効果を見るために，実験Ⅲ－1と実験Ⅲ－4の河床変動状況を比較する。実験Ⅲ－1の実験結果を図6－3－110～6－3－111 に，実験Ⅲ－4の実験結果を図6－3－112～6－3－113 に

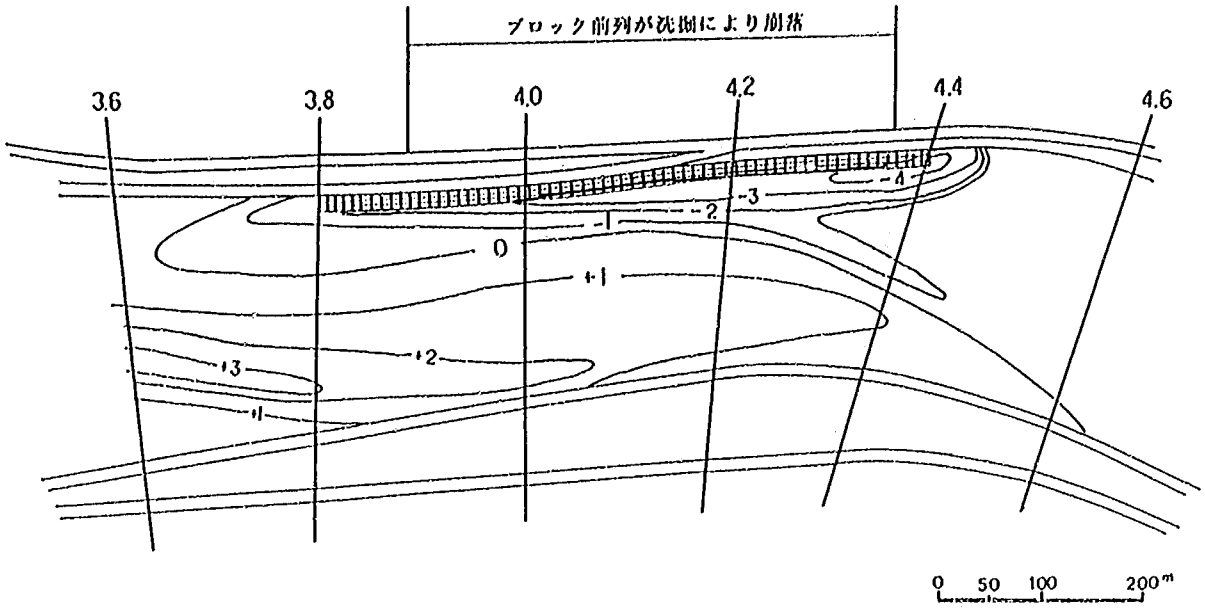


図6－3－109　根固工周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ－4）

示す。これによれば，実験Ⅲ－4の場合には洗掘深は実験Ⅲ－4よりも大きくなっているものの，根固め工の影響により河岸沿いの局所洗掘は軽減されていることがわかる。

6)　5.2 km～5.6 km左岸

同区間は，右岸側に形成される砂州の影響により左岸側の河岸沿いに局所洗掘の発生する地点である。そこで，実験Ⅳでは左岸の河岸沿いに根固め工を設置した。根固め工は6 tブロック非連結型であり，敷設幅は10m，設置範囲は5.2 km～5.6 kmである。

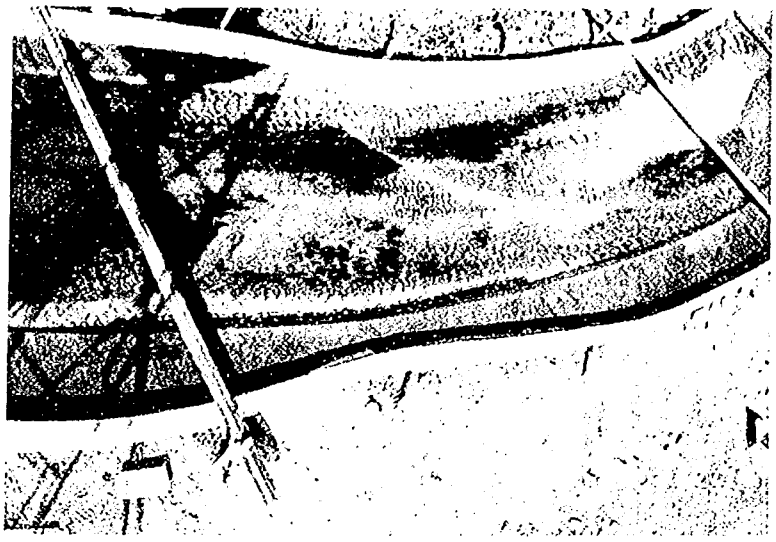
まず，根固め工周辺の洗掘状況，根固め工自体の破壊状況について述べる。写真6－3－31および図6－3－114は通水後の同地点の河床変動状況を示したものである。1537 m³/s通水時，根固め工の最上流端は沈下し始めた。また，根固め工前面の局所洗掘の発生に伴い，根固め工の最前列のブロックが屈撓した。4740 m³/s通水時にはこの傾向はさらに強まるが，ブロックの流出は見られない。

つぎに根固め工が周辺河床に与える影響について調べてる。実験Ⅲ－1，Ⅲ－4における5.2 km地点，5.6 km地点の河床変動状況を図6－3－115～6－3－118に示す。これによれば，5.6 km地点で根固め工の洗掘抑制効果が若干見られた程度で，大きな差異は見られなかった。これは，通水中の根固め工の破損状況が著しかったためで，ブロック重量を増す，もしくは連結構造とするなど根固め工の強度を局所洗掘抑制効果は期待できるものと考えられる。

7)6.0 km～6.4 km区間右岸

同地点はわん曲の影響により，右岸側河岸沿いに大規模な局所洗掘の生じるところである。洗掘の度合いが大きいので，この地点には水制を設置した。水制の設置範囲は6.0 km～6.4 kmである。水制の構造は，図6－3－4に示すように，横断方向に勾配を持たせるものであり，先端に生じる局所洗掘を軽減しようと試みた。なお，最上流端の水制の上には10 tブロックが乗せてある。

まず，水制周辺の局所洗掘・水制自体の破壊状況について述べる。写真6－3－32，図6－3－119は通



（$Q = 4740\ m^3/s$，1時間通水後）

写真 6－3－31　5.4 km 根固工周辺の河床状況

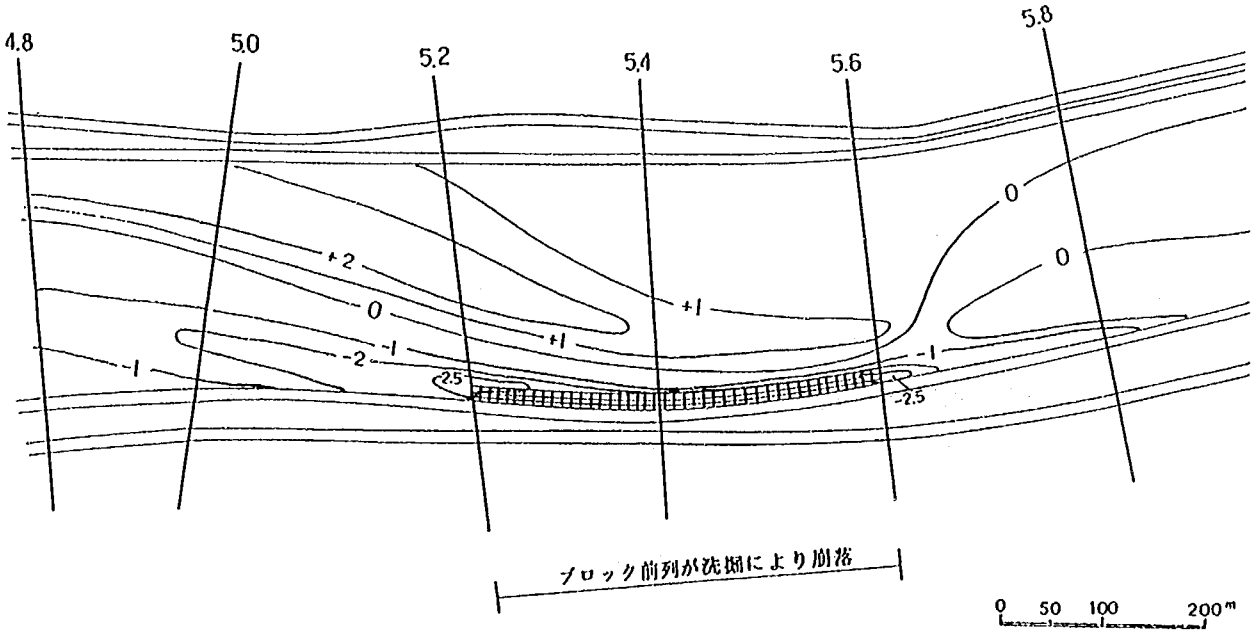
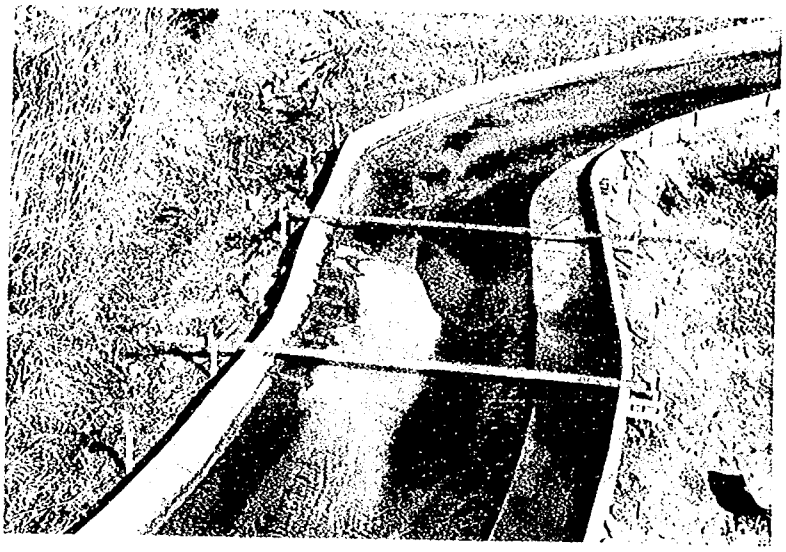


図 6－3－114　根固工周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ－4）

水後の同地点近傍の河床変動状況を示したものである。1537 m³/s 通水時，最上流端の水制の周辺は局所洗掘されるほか，上に乗せた10 t ブロックが若干移動した。4740 m³/s 通水時にはこの傾向はさらに強まり，水制自体が沈下し，上に乗せたブロックの一部は崩落した。その他の水制は破壊されなかった。最上流端の水制周辺の局所洗掘対策が必要となろう。なお，水制間の土砂は洗掘することなく通水開始時の高さを保つ。

つぎに根固め工が周辺河床に与える影響について調べる。実験Ⅲ－1，Ⅲ－4 における 6.0 km地点の河床変動状況を図 6－3－120 ～ 6－3－123 に示す。6.0 km地点に注目すると，実験Ⅲ－1 で見られた右岸側河岸沿いの局所洗掘が実験Ⅲ－4 ではみられず，洗掘位置も河道中央方向に移動していることがわかる。

一方6.4㎞地点に注目すると，実験Ⅲ－1の場合に比べ，実験Ⅲ－4では右岸側に発生する局所洗掘の最大深が大きいものの，河岸からは離れていることがわかる。なお，同区間における水制工が周辺河床に及ぼす影響がうかがわれる一例として，実験Ⅲ－4で得られた6.2㎞地点の河床変動状況を図6－3－124に示す。6.2㎞地点では，洗掘箇所が河床中央になっており，水制工がみお筋の位置を河道中央に押しやったものと考えられる。



（Q＝4740 ㎥/s，1時間通水後）

写真6－3－32　6.2㎞水制工周辺の河床状況

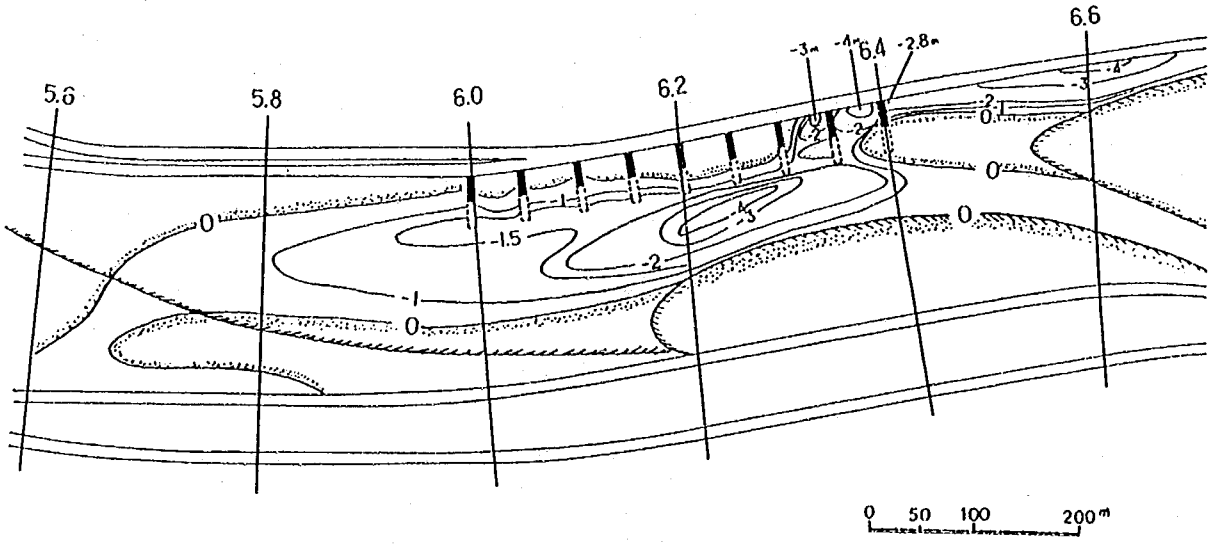
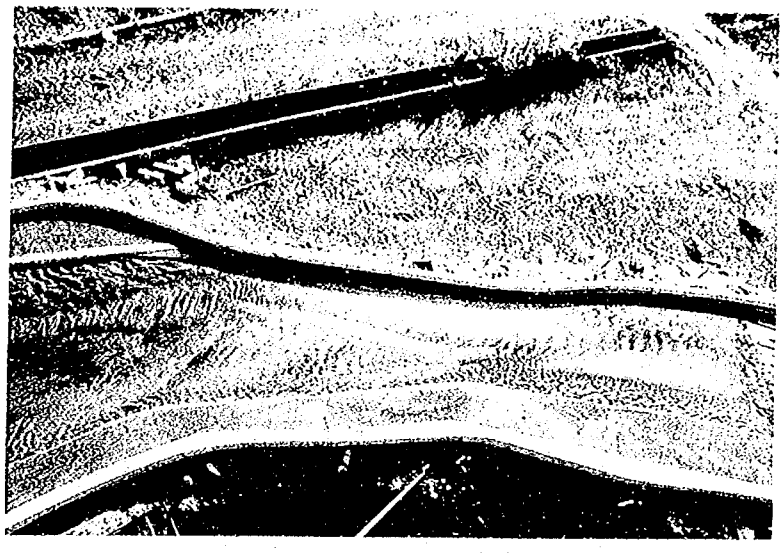


図6－3－119　計画水制周りの等深線図（実験Ⅲ－4）

8)　8.2㎞～8.6㎞区間左岸側

同区間は，河道のわん曲の影響により左岸側に局所洗掘の発生する地点である。この地点の川幅は上下流に比べ狭いので，洗掘対策工として水制工を設置するのは河積阻害が大きく適切ではない。そこで，根固め工を設置するものとした。敷設幅は10m，敷設範囲は8.2㎞～8.6㎞，使用ブロックは10ｔである。

まず，根固め工周辺の洗掘状況，根固め工自体の破壊状況について述べる。写真６－３－33，および図６－３－125は通水後の河床変動状況を表わしたものである。これらによれば，根固め工の上流部は完全に破壊され，半分以上の根固め工が前面ブロックを崩落させた。この結果より，根固め工は連接する必要があるものと推定される。



（$Q = 4740\ m^3/s$，１時間通水後）

写真６－３－33　8.4 km根固工周辺の河床状況

つぎに，根固め工が周辺の河床変動に与える影響について述べる。実験Ⅲ－１およびⅢ－４における河床変動状況を図６－３－126～６－３－127に示す。実験Ⅲ－１では8.4km地点左岸側において大きな局所洗掘が発生する。実験Ⅲ－４では根固め工を設置したことにより，洗掘深が軽減され，かつ洗掘位置が河道の中央方向に寄せられた。

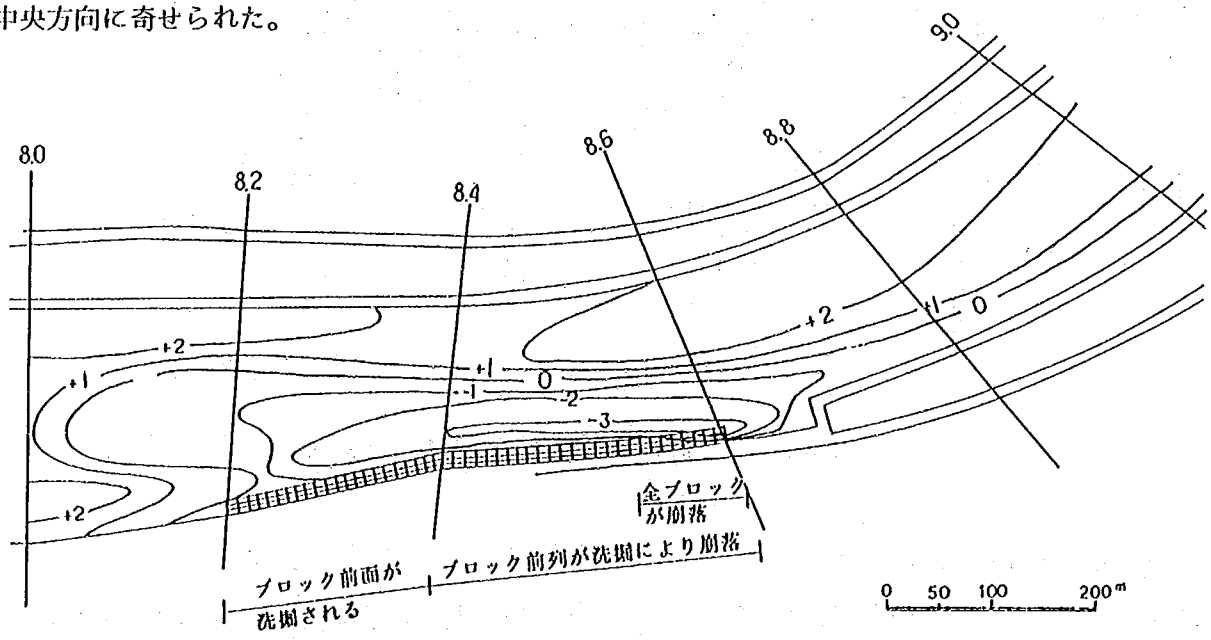


図６－３－125　根固工周辺の河床高コンター図（実験Ⅲ－４）

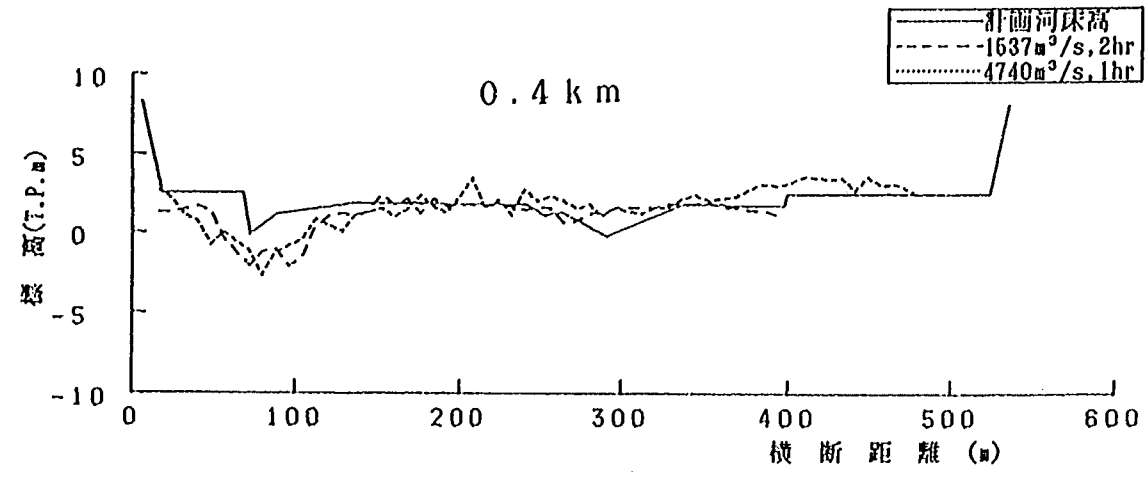


図6－3－97　河床変動状況（ケース Ⅲ－1）

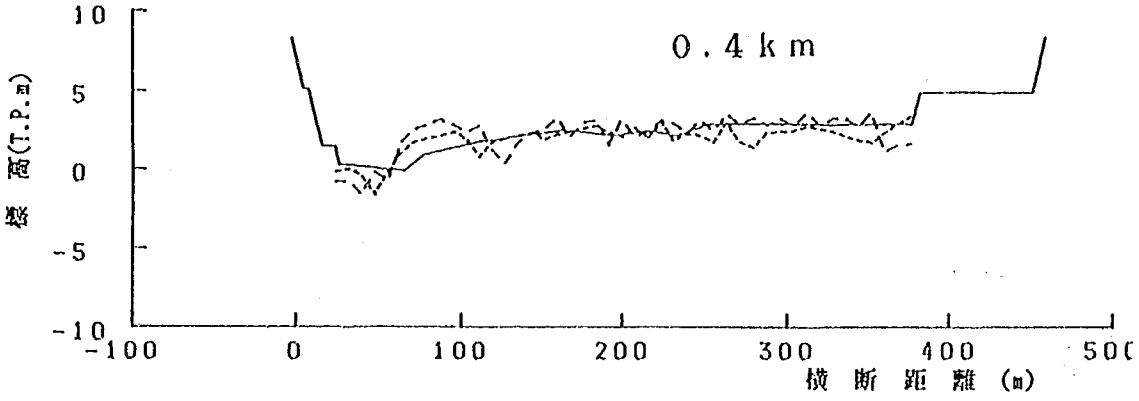


図6－3－98　河床変動状況（ケース Ⅲ－1）

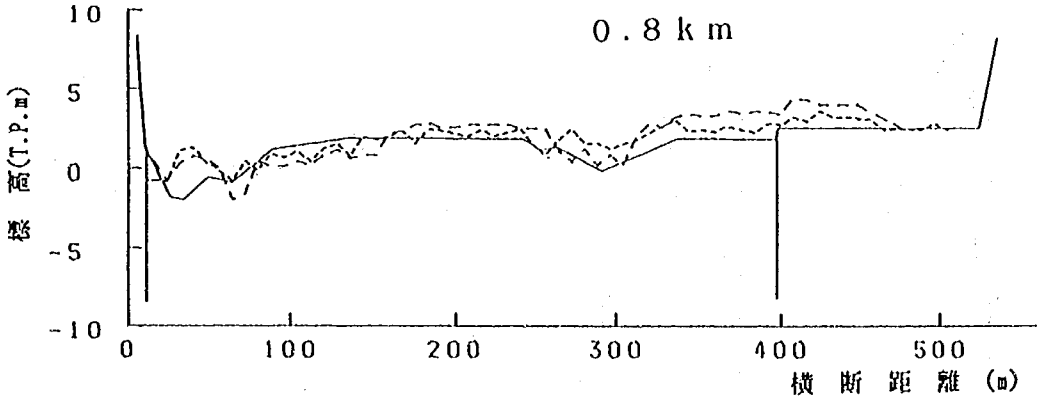


図6－3－99　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

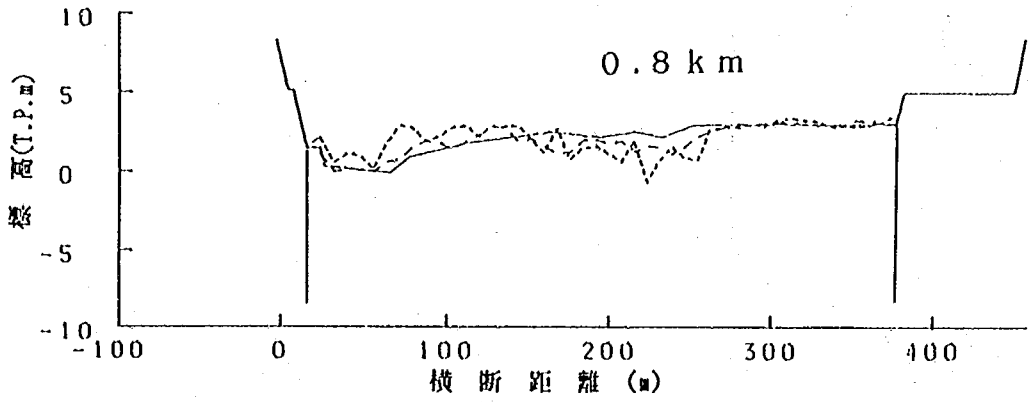


図6－3－100　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

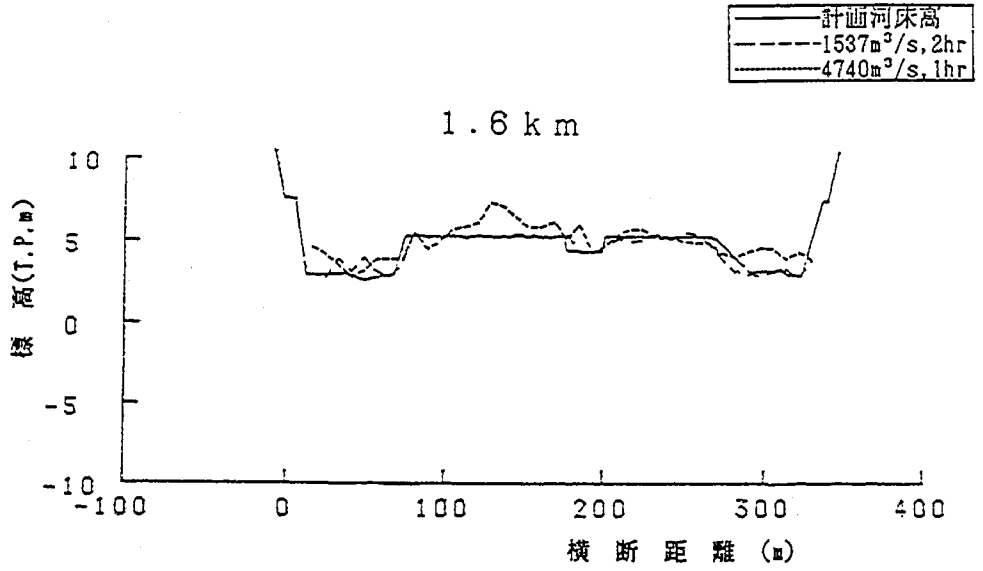


図6－3－101　河床変動状況（ケースⅢ－1）

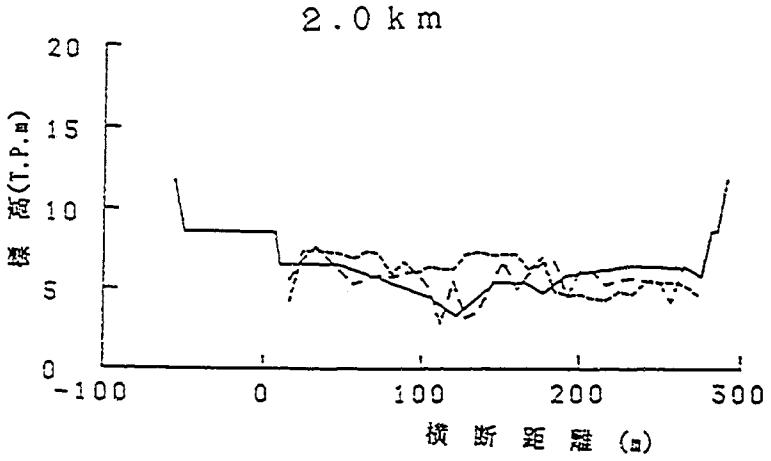


図6－3－103　河床変動状況（ケースⅢ－1）

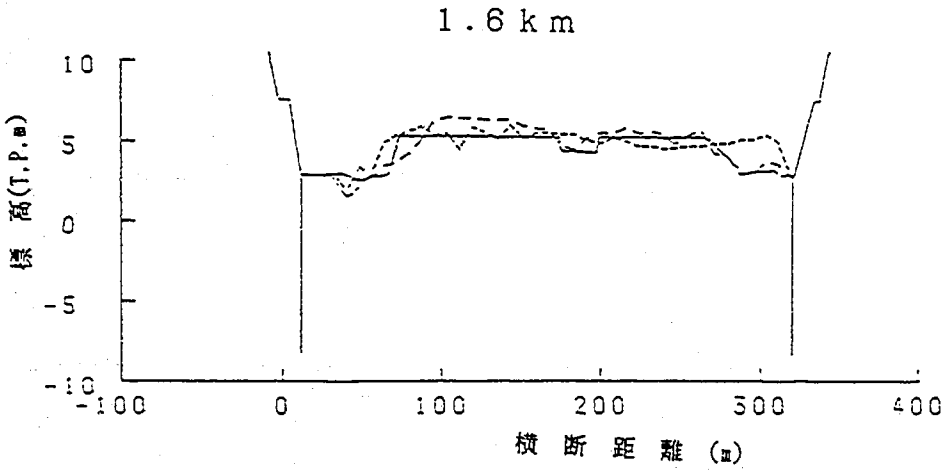


図6－3－102　河床変動状況（ケースⅢ－4）

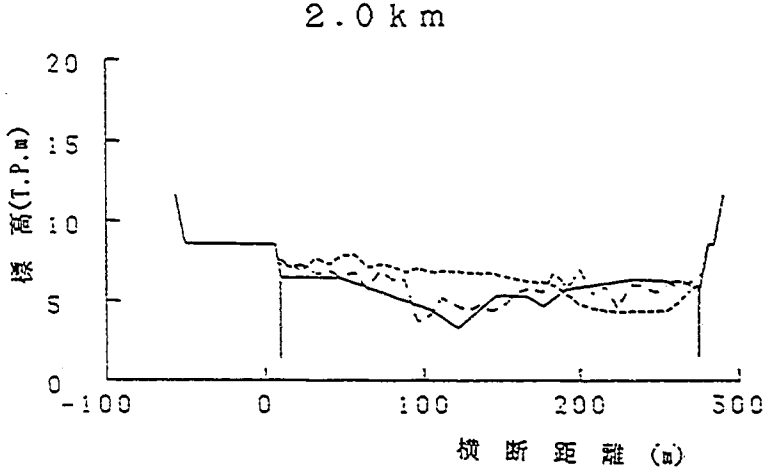


図6－3－104　河床変動状況（ケースⅢ－4）

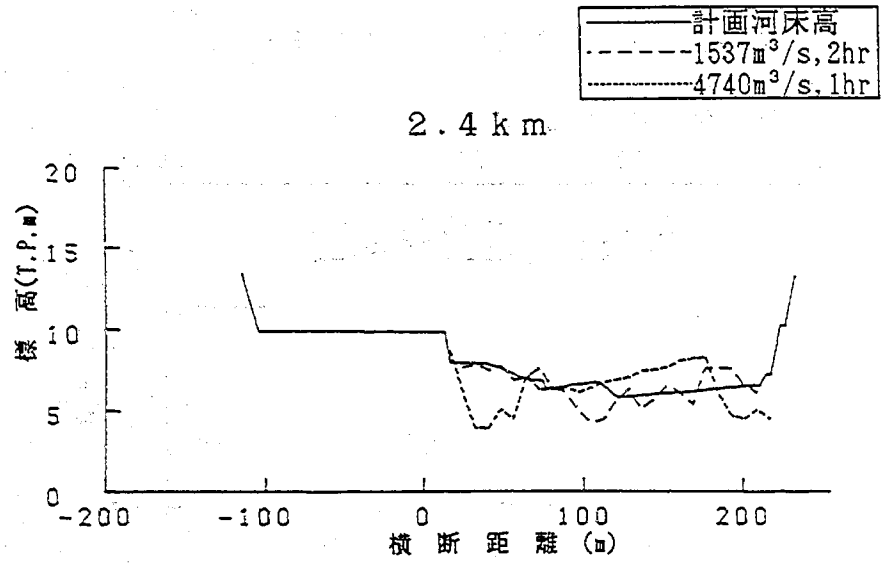


図6－3－105　河床変動状況（ケース Ⅲ－1）

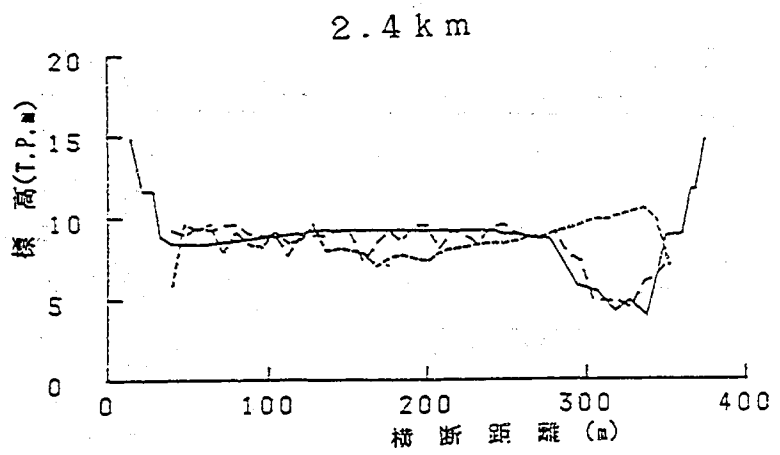


図6－3－106　河床変動状況（ケース Ⅲ－1）

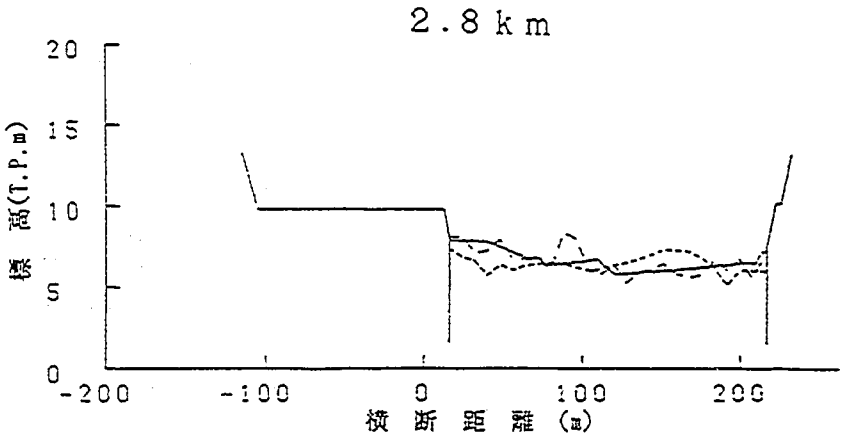


図6－3－107　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

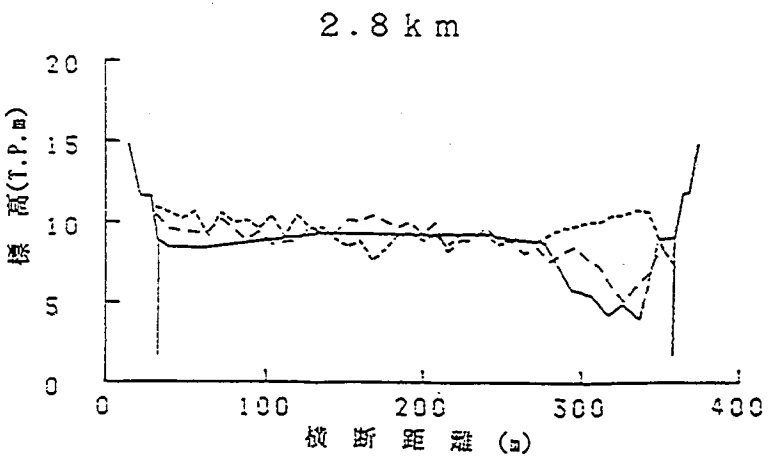


図6－3－108　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

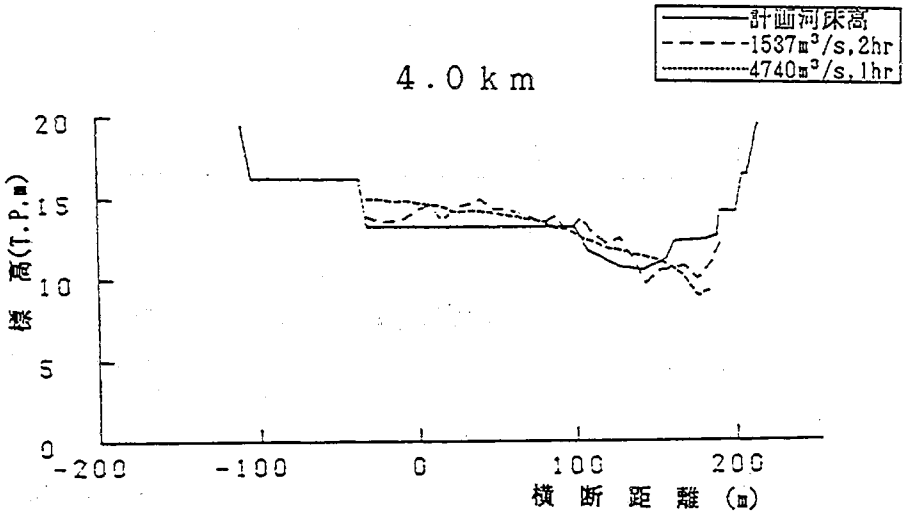


図6－3－110　河床変動状況（ケース Ⅲ－1）

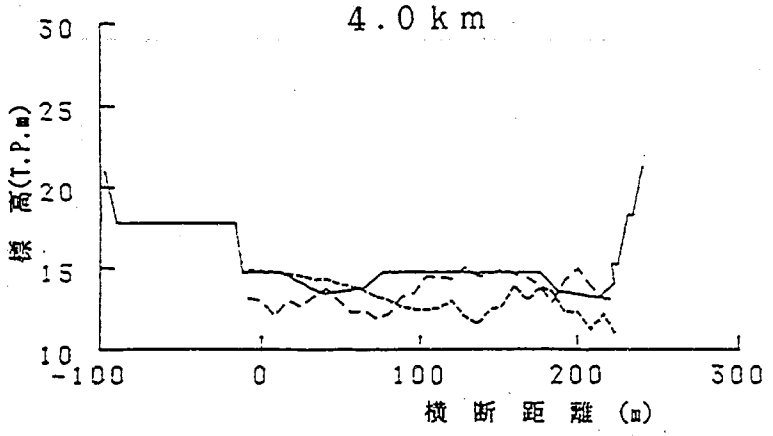


図6－3－111　河床変動状況（ケース Ⅲ－1）

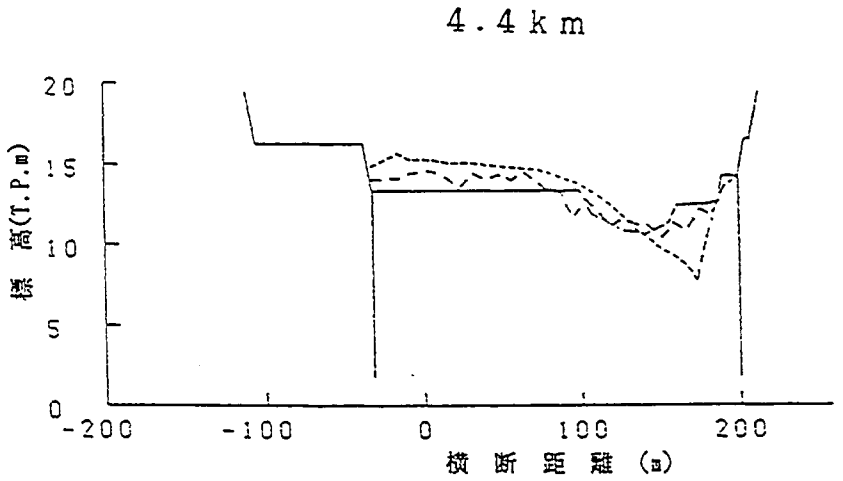


図6－3－112　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

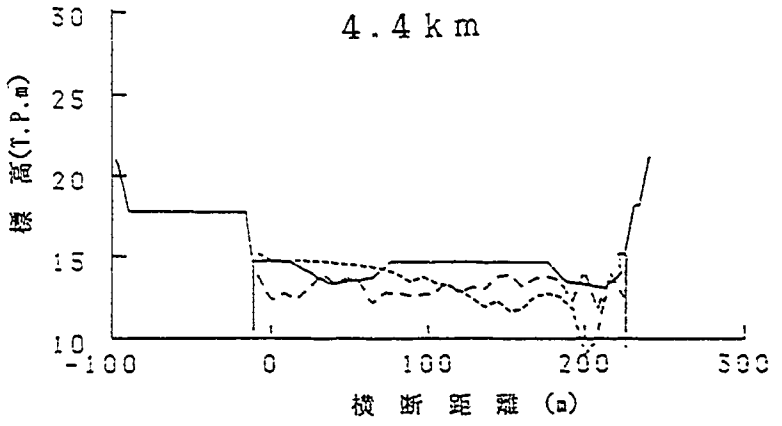


図6－3－113　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

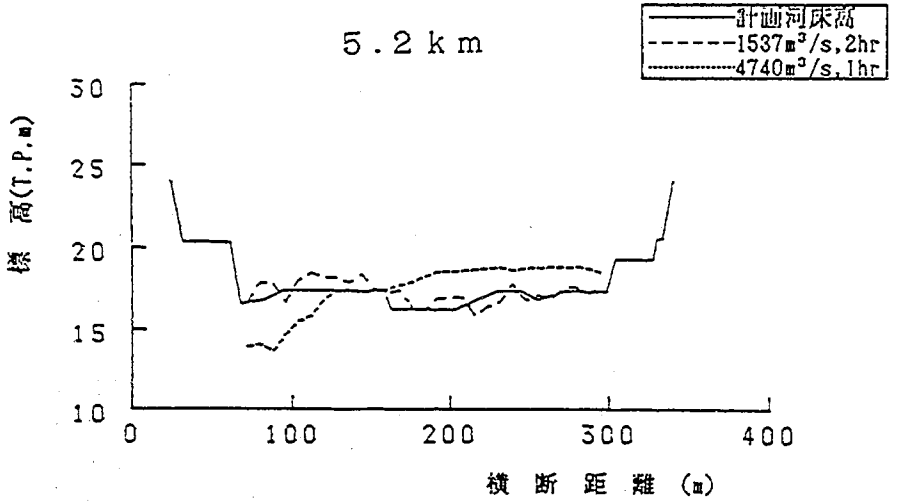


図6－3－115　河床変動状況（ケースⅢ－1）

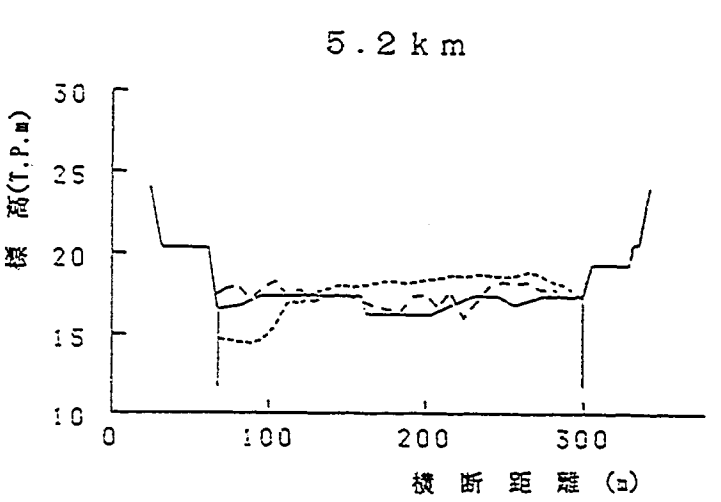


図6－3－117　河床変動状況（ケースⅢ－4）

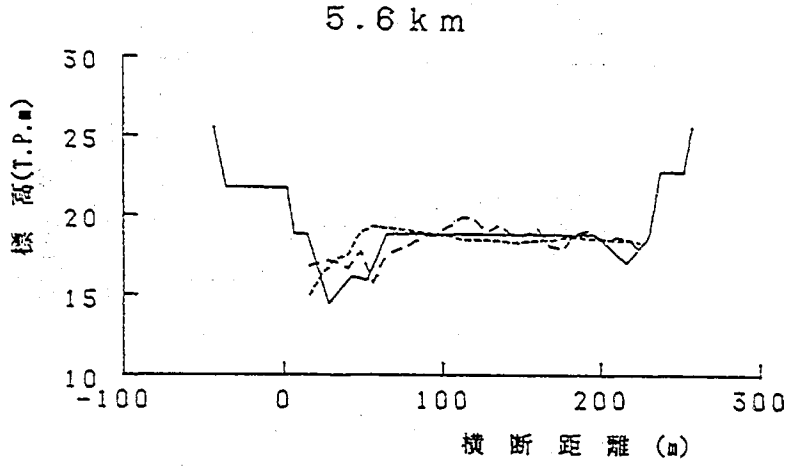


図6－3－116　河床変動状況（ケースⅢ－1）

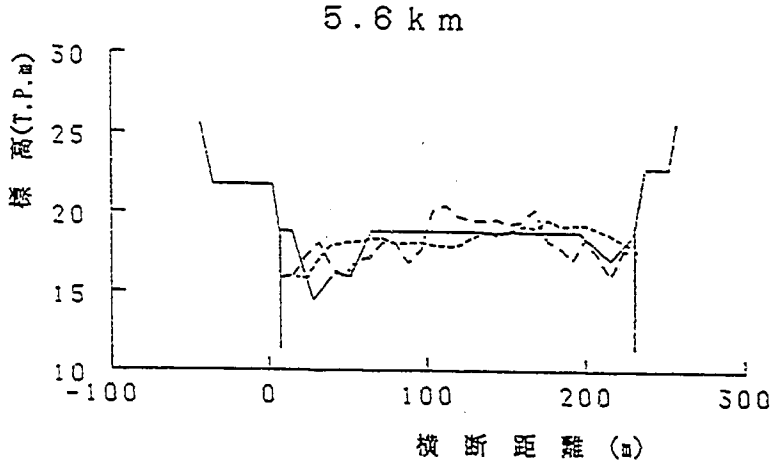


図6－3－118　河床変動状況（ケースⅢ－4）

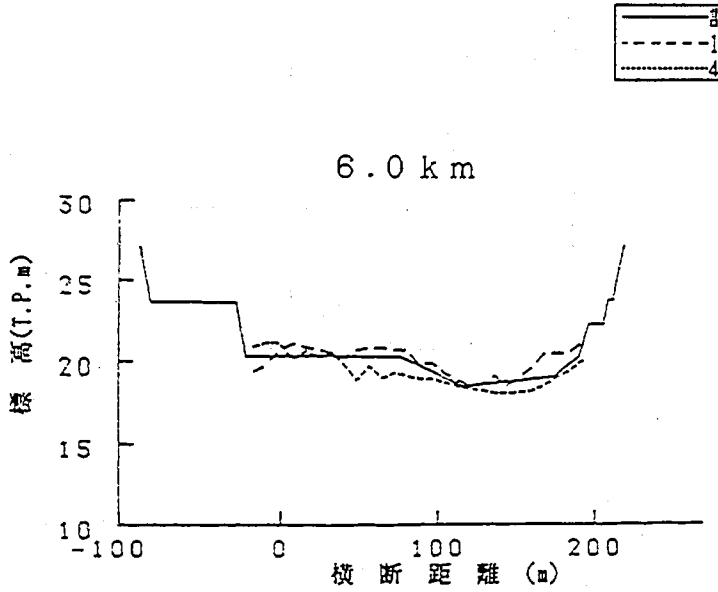


図6－3－120　河床変動状況（ケース Ⅲ－1）

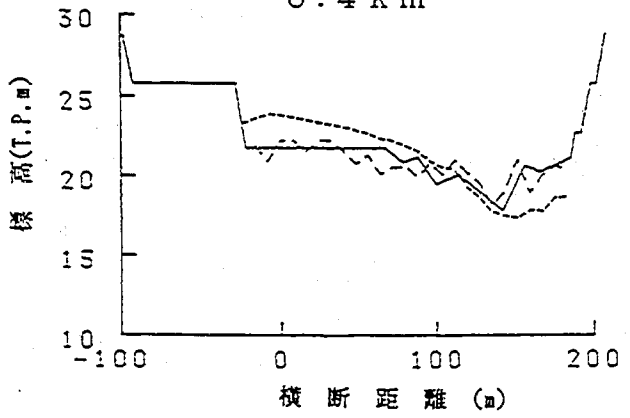


図6－3－121　河床変動状況（ケース Ⅲ－1）

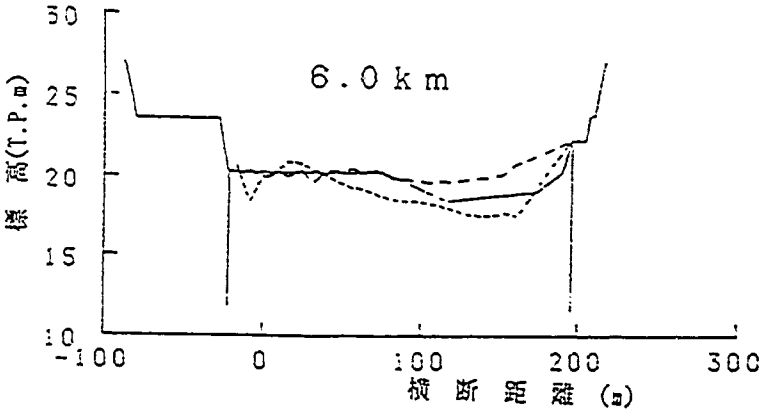


図6－3－122　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

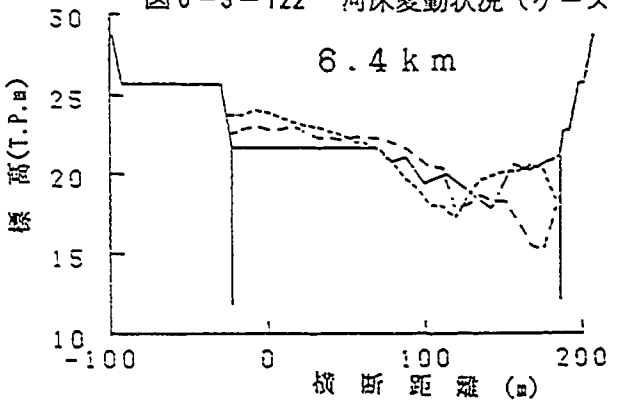


図6－3－123　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

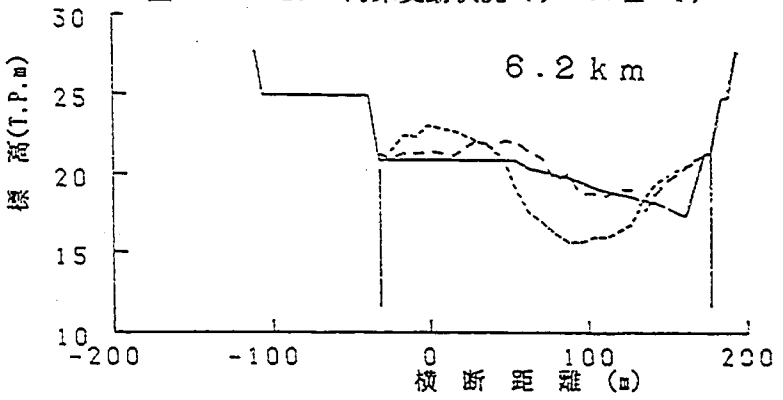


図6－3－124　河床変動状況（ケース Ⅲ－4）

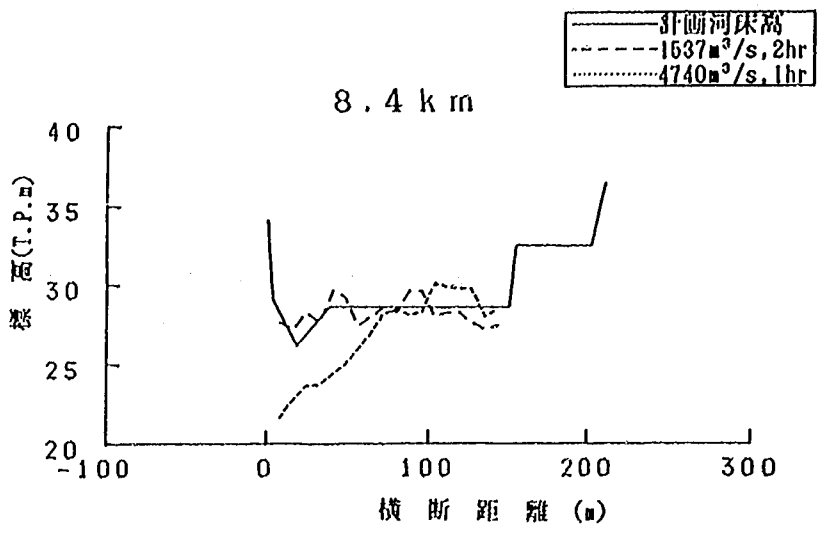


図6－3－126　河床変動状況（ケースⅢ－1）

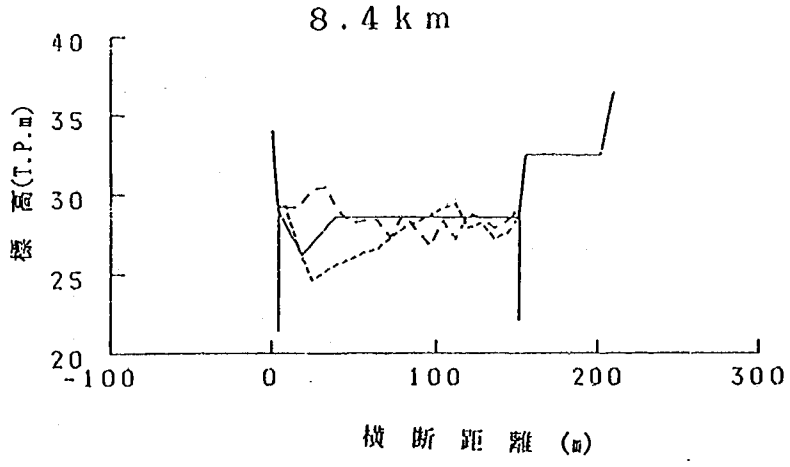


図6－3－127　河床変動状況（ケースⅢ－4）

6－3－4　本実験のまとめ

実験を通じ，床止め工では思ったほど流水の整流効果，みお筋の制御効果等は得られないことがわかった。密に入れればこれらの効果は上がってくるが，現河道縦断計画および床止め工の天端高では12基以上設置した場合には水位が一部でH.W.L.を越えてしまう。

一方，根固め工・水制工を設置すれば，河岸部の局所洗掘を軽減できることが明らかとなった。床止め工の設置数を制限し，根固め工・水制工を併用するのも一つの方法からと思われる。ただし，根固め工・水制工の構造については，実験Ⅲ－4で用いた諸元のものではかなりの破損が見られ，今後十分に検討する必要がある。

第7章　修正河道計画案の策定とその妥当性に関する検討

第7章　修正河道計画案の策定とその妥当性に関する検討

7－1　検討の概要

step up ものべ計画は，河道内に8基の屈撓性床止め工を連続的に設け，みお筋を河岸近傍に近づけないようにすることを狙った計画である。ところが，6章までの検討を通じ，

・床止め工によるみお筋制御効果は床止め工上下流200m前後にしか及ばないこと

・物部川は急流河川であり，洪水時に発生する流体力はかなり大きく，現案計画のような形状の屈撓性をもたせた床止め工ではその維持が難しいこと

・床止め工を設置したことにより河岸近傍に新たな局所洗掘を生む地点があったこと

などの問題点が明らかになってきた。原案計画をこのまま推し進めていくことは，治水安全度・経済性・手間等を総合して考えると得策であると言い難いので，新たに河道計画案の見直しを行うことになった。その手順としては，まず，既往の水理学の知識，模型実験結果，河道特性調査結果などをもとに，適切と思われる河道縦断・平面計画案を策定した。つぎに模型実験によってこの修正河道計画案の妥当性の検証を行った。

7－2　修正計画案の策定（机上検討）

7－2－1　河床縦断形に関する机上検討

1）検討内容

河道の縦断形状は河道特性のかぎを握っている。河道の縦断形の変更は河道特性そのものをも変化させる可能性があるので，河道縦断形の設計を計画する場合には，様々な側面から十分な検討をすべきである。通常には以下のような手順が踏まれる。すなわち，まず河道特性の面からみて問題のない縦断形を決め，つぎに河床変動計算などにより長期的な河床の安定性について調べ，最終的に洪水疎通能力について検討が行われる。しかし，ここでは時間的な制約等があること，これまでの検討を通じ，物部川の河床変動特性に関するある程度の情報が既に集まっていることを考慮し，河床変動計算などによる長期的な河床の安定性の予測を省略した。

検討は以下のように進めた。

① 現況河床の状況を加味し，縦断形を引く。

② 不等流計算を掛け，疎通能力のチェックを行う。

③ 不等流計算結果をもとに，将来の河床変動傾向を予測する。

④ 砂州等の変化を推定し，これにつれて水衝部がどのように変化するかを推定する。

2）検　　討

(1) 縦断形の策定

現況河道では2.4km付近は左岸側の山によって狭窄部となっており，最も疎通能力のないところである。また，この地点付近は3.4km地点にある物部川橋梁の橋脚保護工（帯工のように横断方向に結ばれている）

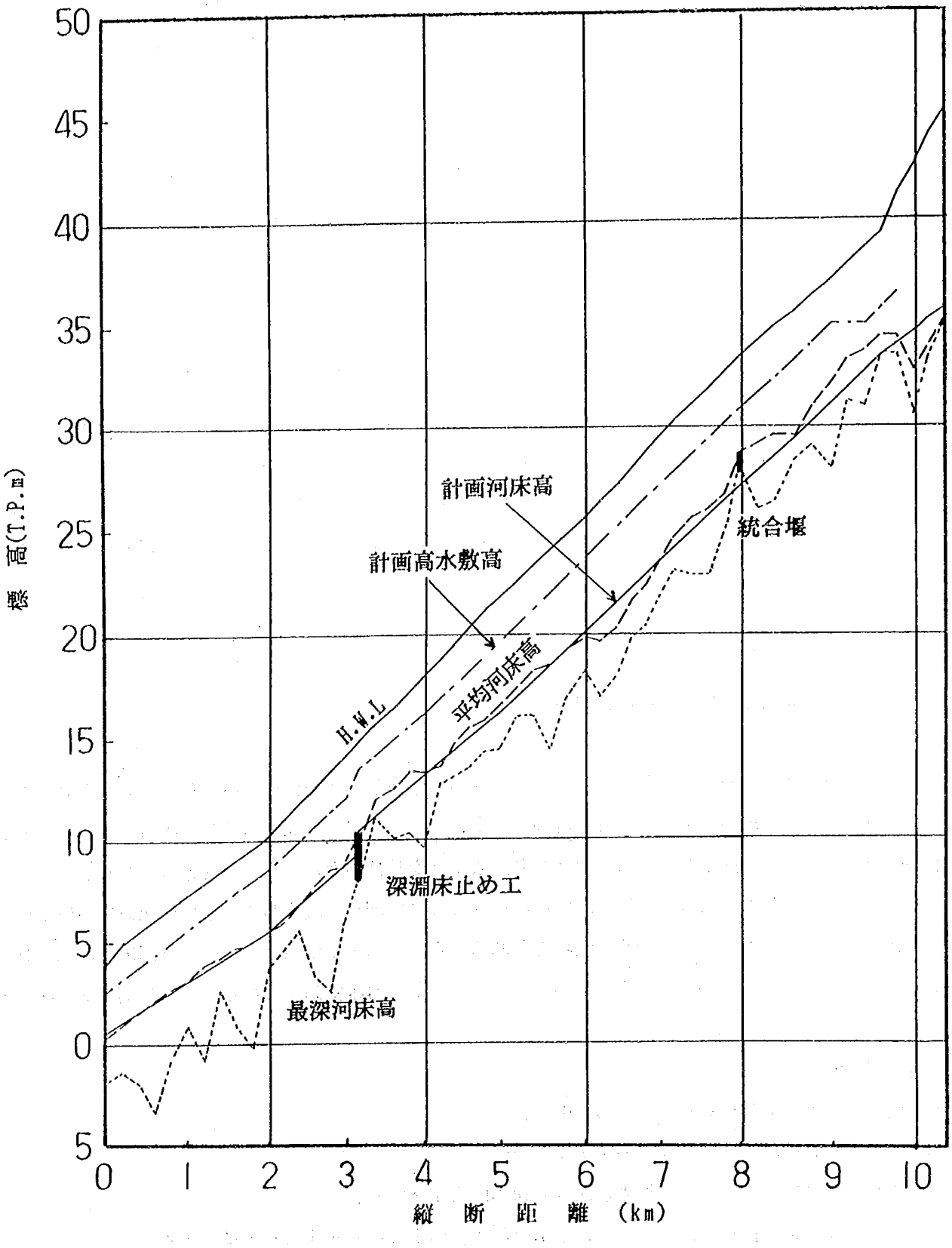


図7－2－1　新計画における河床縦断形
（現況河床との比較）

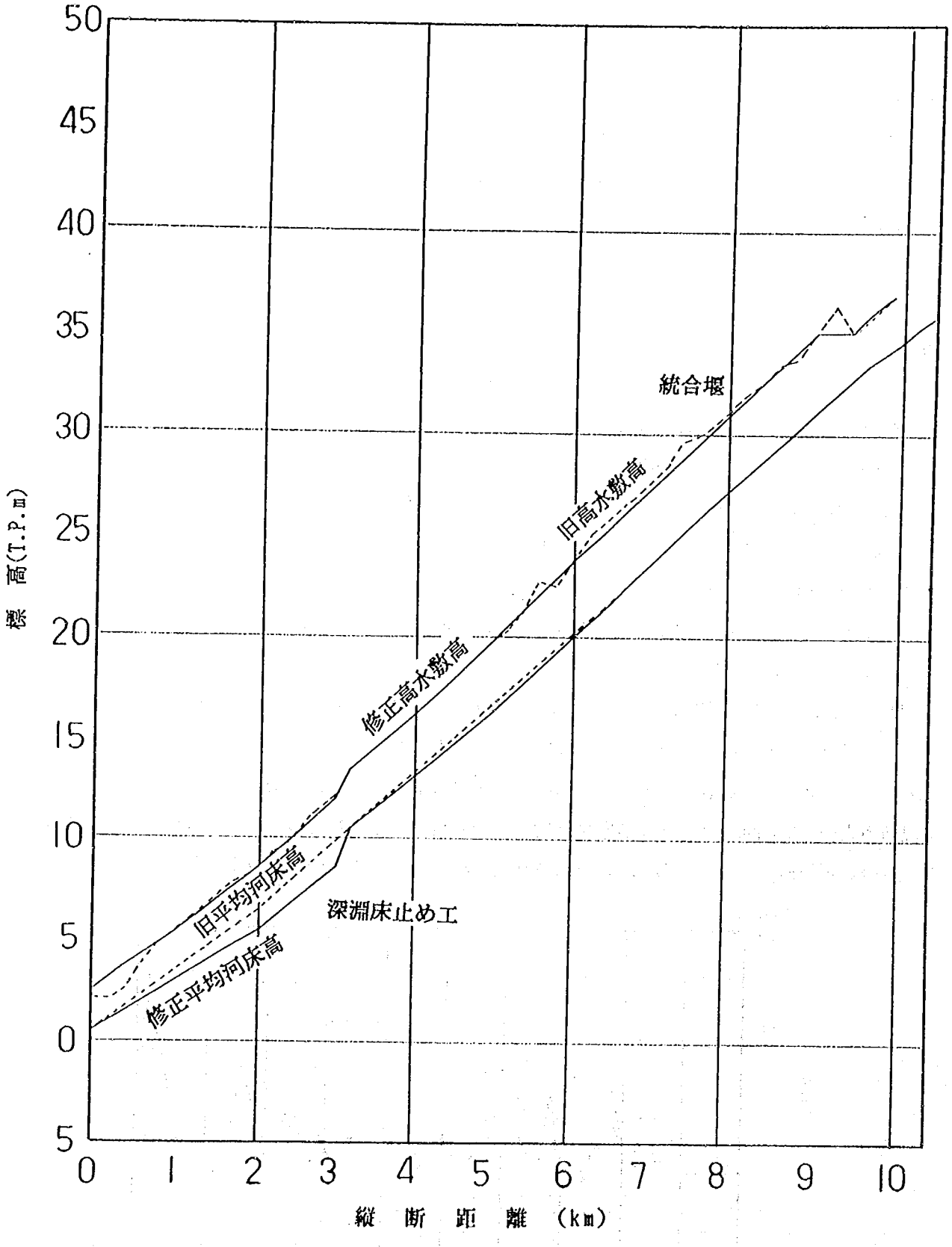


図7－2－2　新計画における河床縦断形
（旧計画との比較）

の影響か，とくにみお筋部の河床低下が著しい。

修正河道計画案策定においては，現在の河道縦断形が，近年の土砂供給状況・洪水発生状況に対応した必然的な姿もしくはその過程の姿であると考え，このような現地の状況を生かす縦断形を設定しようと考えた。その縦断形を図７－２－１，図７－２－２に示す。図７－２－１には修正計画河道縦断形と現況河道の縦断形が，図７－２－２には新旧計画河道縦断形が重ね書きしてある。これより，修正計画河道縦断形は現況河道の平均河床高にほぼ対応していることがわかる。旧計画河道縦断図との顕著な違いは，

・3.2㎞地点で1.25ｍの落差をつけたこと

・高水敷高さを縦断的になめらかにしたこと

が挙げられる。

(2) 縦断形の変更に際して検討すべき事項の抽出

新計画の河床縦断形を見た場合，起こる可能性のある問題は以下の通りである。

① 床止め工周辺の河床の安定性が崩れる（上流部の河床低下，直下流への土砂の堆積など）。

② 床止め工下流の河床勾配がゆるくなるので砂州形態が変化する。

③ 床止め工周辺の局所洗掘が大きくなり，床止め工の維持に問題が生じる。

(3) 上記問題に関する検討

ここでは上記(2)で想定した問題が実際にはどの程度のものなのか，推定を試みた。

① 床止め工周辺の河床の安定性について

縦断形変化後の河床の安定性についてを，現況河道の水理量と新計画河道の水理量とを比較することにより，現況河道の河床の状態からどのような方向に変化するかを推定する。

図７－２－３は不等流計算結果（粗度係数 n＝0.035，流量4740㎥/s，潮位T.P.85ｍ）をもとに描いた現況河道と修正計画河道に発生する摩擦速度の縦断変化を比較したものである。図中，実線が修正計画河道，点線が現況河道のものである。これらを比較，検討した結果について以下に記す。ただし，用いた水

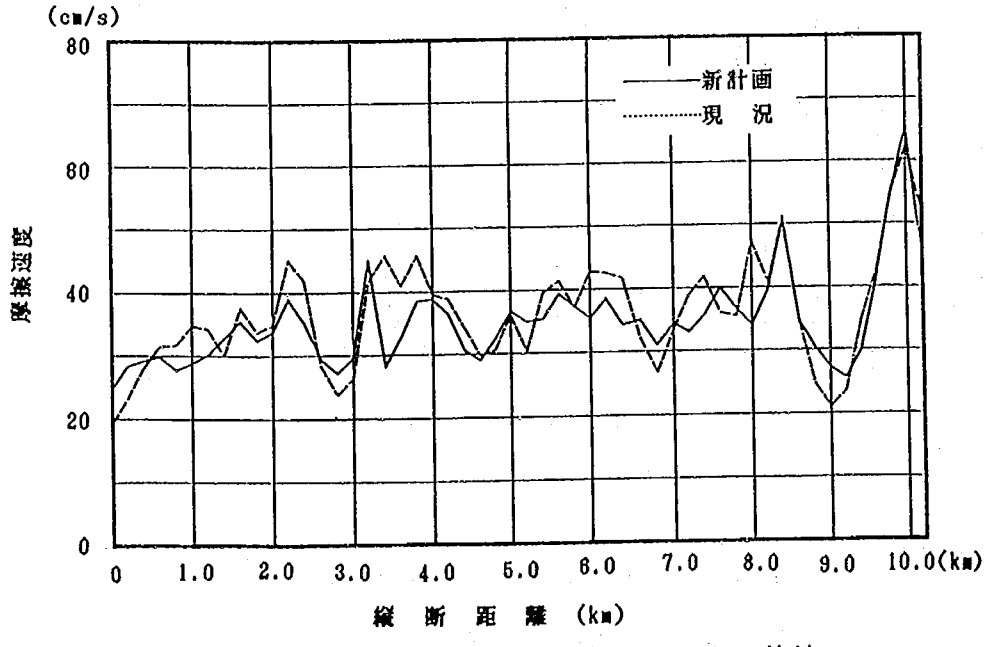


図７－２－３　物部川U* 縦断新計画と現況の比較

理量は一次元であるので検討も一次元的とならざるを得ない。この図より，以下の事項が推定される。

★河道全般について

図によれば，現況河道と修正計画河道の摩擦速度には大きな差異は見られず，河床の安定性が現況河道と比べ大幅に変化することはないと考えられる。

★ 3.2km 地点より下流の河床の安定性について

床止め工の設置地点である 3.2 km地点を境に摩擦速度の平均的な値は変化しており，下流側のほうが若干摩擦速度は小さい。このことは，下流部への土砂の堆積（物部川の場合は砂州の発達という形で堆積が進むと考えられ，砂州により水衝部の流勢が増す可能性がある）が顕著となることを予想させる。ただし，この図は計画潮位時の水理量をもとに描いたものであるので，例えば平均潮位などの場合は 3.2 km地点を挟んだ上下流の摩擦速度の差異は減少する方向になること，現況河道で砂州の極端な発達等は見られないことなどから，3.2 kmより下流に問題となるような河床上昇が生じることは起こりにくいものと推定される。

★床止め工直下流

床止め工直下流の掃流力は若干他の地点より小さめの値を取っているので，洪水後には多少の土砂が堆積する場合もあると考えられる。この場合，堆積土砂は砂州となってみお筋が河岸近傍に形成され，水衝部および局所洗掘を発生させる可能性がある。しかし，6章に述べた実験の結果によれば，発生する水衝部および局所洗掘は適切な局所洗掘対策工の設置によって十分解決できる程度のものであると考えられるので，模型実験によって局所洗掘対策工の諸元を検討すれば特に大きな問題にはならないものと推定される。

★ 2.2 km～ 2.4 km

約 2.2 km～ 2.4 kmの間の摩擦速度がやや大きい。これは，この区間の川幅がせまいためである。3 km付近の摩擦速度が小さいので，2.2 km～ 2.4 kmの間の河床低下が予想される。ところが，同区間は河床下に岩が潜んでいる可能性が高く（2章参照），河床低下には限度があると考えられるので，大きな問題とはならないと考えられる。

② 床止め工下流河床の緩勾配化に伴う砂州形態の変化

中規模河床形態は流況に大きな影響を与えることが知られており，場合によっては中規模河床形態が水衝部の位置等を決めているところもある。このため，河道改修を行う際には，中規模河床形態がどのように変化するかをあらかじめ推定しておかなければならない。

中規模河床形態の形成に関与する河道諸元を調べ，中規模河床形態の領域区分図にプロットすると図7－2－4のようになる。なお，河道諸元は表7－2－1に示した通りであり，現況と修正河道計画との間にはほとんど明確な差異は見られない。

図7－2－4は縦軸・横軸にそれぞれ川幅水深比・水深粒径比がとられている。表7－2－1からわかるようにこれらの値は現況河道を修正計画河道に改修しても変わらないので，砂州の発生状態もほとんど変わらないと推定される。参考までに図7－2－4に表7－2－1の値をプロットすると，物部川は交互砂州発生領域に属していることがわかる。今回は 4740 m³/s 以外のデータがなかったが，河道形状の変化は

非常に少ないので，他の流量のもとでもほぼ同様の結果になるものと推定される。

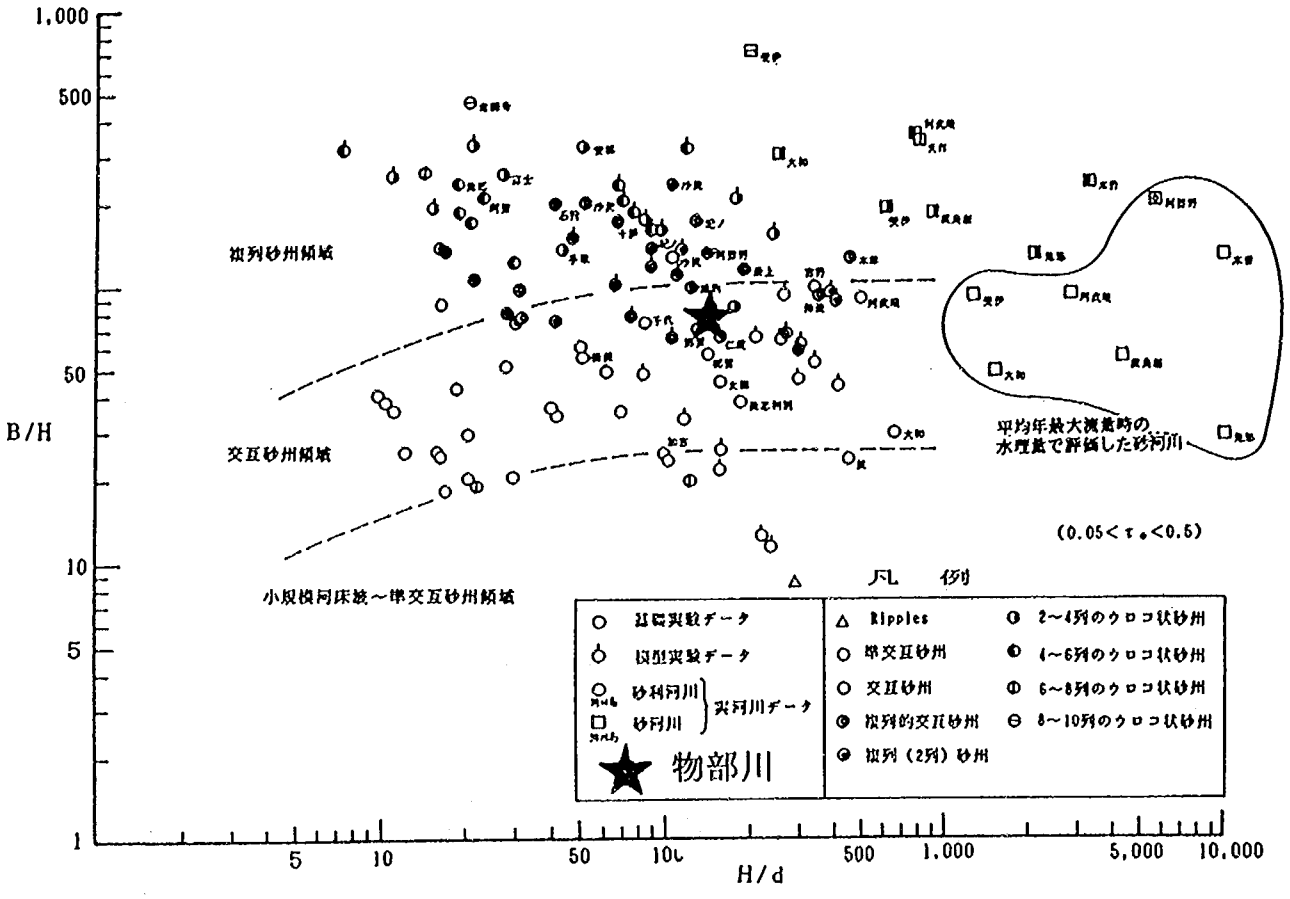


図7－2－4　砂州の発生領域区分

表7－2－1　河道諸元の比較（3.2kmより下流，Q＝4740㎥/s）

河道の状態	川幅（実質）	水　深	川幅水深比	粒径水深比	摩擦速度	平均粒径	τ/τc
現　況	320 m	4.3 m	74.4	143	35 cm/s	30 mm	5.1
新計画	320 m	4.3 m	74.4	143	33.6 cm/s	30 mm	4.6

③　床止め工周辺の局所洗掘

大洪水時，床止め工により堰き上がった流れは床止め工直下流で高水敷から低水路へ落ち込む流れを形成する。この流れは河岸近傍の河床を洗掘するので十分な対策を施す必要がある。この洗掘量を机上で検討する方法はまだないので，6章以前に行った模型実験結果を参考に推定しなければならない。6章以前に行った実験（床止め工の落差0.5m）では河岸近傍の局所洗掘深は最大で10m以上になった。河床材料の粗粒化等の可能性もあるが一般には床止め工の落差が大きいほど洗掘深は大きくなると考えられるので，床止め工の落差を1.25mとする修正河道計画では洗掘深は10m以上になり，河岸や床止め工自身の維持に問題が生じる可能性が高い。このため十分な局所洗掘対策工が必要になるものと考えられる。これらの諸元については7－3の模型実験による検討の項で決定した。

(4) 総合評価

以上を総合的に捉えると，修正計画河道の河床変動特性は現況のものと大きく変化することはないと推定される。物部川は供給土砂が少なく，アーマリングが進んだ川であることを合わせて考えれば，修正計画の河道縦断形のもとで十分安定性の高い状態が維持できるものと推定される。

また，洪水後には床止め工下流に細粒分が堆積する可能性はあるが，いずれ平水や小規模出水により流下するものと考えられる。以上により，修正計画の河道縦断形は河道の安定性の面から見て妥当性が高いと推定される。

残された問題としては，床止め工周辺の局所洗掘が挙げられる。洗掘深が大きくなると河岸の維持，さらには床止め工自体の維持に問題が生じる。これらについては模型実験により検討するのが適当であり，その内容については7－3の模型実験による検討の項で詳細に述べることにする。

7－2－2　河道平面形に関する検討

1) 検討の概要

6章までの検討により，物部川ではみお筋を完全に制御し，河岸から遠ざけるのは困難であることが明らかになった。みお筋の制御ができない状態で堤防の安全度を高める方法は，護岸工・根固め工等で河岸処理を十分に行うことがまず第一に重要であるが，これ以外の方策としては，高水敷をある程度確保し，堤防近傍の流速を遅めることも考えられる。現計画河道案における高水敷の設計は，既存の砂州を生かすようにするものであるが，多くの場合砂州はわん曲部の内岸側に発生しており，流速が速く水衝部となる外岸側ではみお筋が堤脚に接するように流れている地点が多い。そこで，6章までに述べた模型実験の結果をもとに，新たな低水路法線形案の立案を試みた。

2) 法線形の立案

(1) 高水敷の確保

これまでの実験により，洪水時に水衝部もしくはそれに近い状態にもかかわらず高水敷がほとんどないところは以下の通りである。

① 約1 km～3 km右岸および1.2 km～1.6 km左岸

この地点は川幅が比較的広く，みお筋が発達・蛇行しやすい。

② 3.6 km～4.6 km右岸

この地点は河道のわん曲部の外岸側に位置し，物部川直轄区間における最も強い水衝部の一つである。

③ 5.0 km～5.4 km左岸

この地点には一応高水敷はあるが，その幅は不十分である。この地点は3.6 km～4.6 km右岸と並んで物部川直轄区間における最も強い水衝部の一つである。

④ 6.0 km～6.6 km右岸

この地点も比較的強い水衝部となる。

⑤ 8.2 km～8.6 km左岸

最も強い水衝部の一つである。ただしこの地点には河床に岩が露出する可能性があり，実験ほどに局所

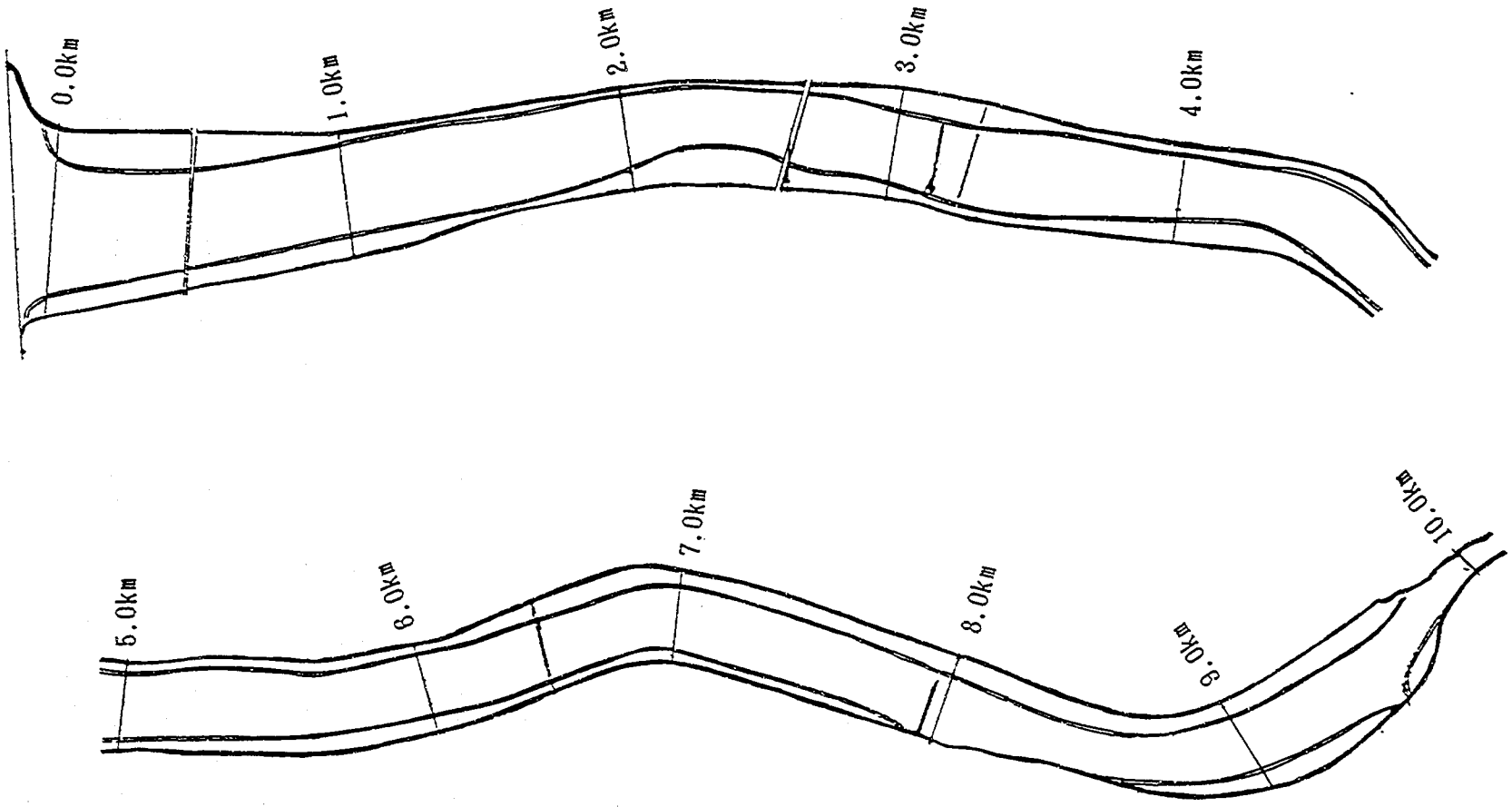


図７－２－５　新計画案に基づき河道平面形状

洗掘は発達しない可能性はある。

これらの点になるべく50m以上の高水敷を設けるものとした。幸い，いずれの地点においても対岸には十分な幅の高水敷があるので，河積を考慮し，あまり余裕のないところは対岸の高水敷を縮小した。

つぎに，高水敷の利用面に目をむけてみる。

- 4km～4.4km付近の左岸側高水敷にはサッカー場を設置する計画があり，十分な高水敷幅を確保したい。
- 6.0km～7.0km左岸にも高水敷利用計画があるので幅の縮小は避けたい。

この2地点については，高水敷の利用計画を重んじ，必要高水敷幅を確保するものとした。

以上の検討をもとに高水敷を設定する地点を決定し，その後法線形の縦断的なめらかさを考慮して最終的な法線を引いたのが図7－2－5である。

7－2－3　模型実験の必要性

以上のように新しい河道平面計画案を立案したが，もちろん全体的な安全度に配慮したために，妥協したところも多く，地点ごとに安全度に違いがあると考えられる。地点によっては高水敷を設けるだけで大幅に治水安全度が向上するところもあるが，その逆に，高水敷を設けても洪水時に急速に侵食されてしまい，堤防が危険にさらされるところもあると考えられる。安全度の高い川づくりを行うためには，河道の安全度を正しく評価し，必要に応じて護岸工・根固め工による十分な河岸侵食対策を行わなければならない。このためには模型実験による慎重な検討が必要であり，これを実施することにした。その内容については7－3の項において述べる。

7－3　模型実験による検討

7－3－1　実験の概要

7－2に述べた修正河道計画案策定の後を受け，ここでは修正河道計画案の妥当性について，および河岸処理方法についてなどの詳細な検討を行うことを目的に，模型実験を行った。実験は，合わせて4ケース実施した。実験方法は，まず根固め工など局所洗掘対策工がない状態で洪水流を通水する実験を行い，河床の安定性，河岸の安全度などに関する問題点を把握したのち，引き続き行う実験で適切な護岸・根固め工の設置位置，諸元等を決定していく方法を取った。

7－3－2　実験内容

1)　実験ケース

表7－3－1は実験ケースを一覧したものである。

2)　実験条件の設定

(1)　河床材料

今回の実験では，河床材料の現地調査（2章参照のこと）により求まった河床材料粒度分布に基づき河床材料の再調合を行った。その結果を図7－3－1に示す。河床材料はこれまでの実験の粒度分布に比べ特に1㎜～4㎜の砂（模型値）の割合が多く，全体としてやや粗くなった。この河床材料を用いて小流量

表７－３－１　実験ケース一覧表

実験名	流量 ㎥/s（現地値）	通水時間 hr（模型値）	構造物	目的	水温 ℃
Ⅳ－１－１	2300	2	深淵床止め工（１段）統合堰床版	根固め工を設置しない場合における局所洗掘の発生状況把握	8
Ⅳ－１－２	850	3			
Ⅳ－１－３	4740	1			
Ⅳ－２－１	2300	2	深淵床止め工（１段）統合堰 根固め工設置案１	根固め工案１の局所洗掘抑制効果の把握	8
Ⅳ－２－２	850	3			
Ⅳ－１－３	4740	1			
Ⅳ－３－１	2300	2	深淵床止め工（５段）統合堰 根固め工設置案２	根固め工案２の問題点の修正	8
Ⅳ－３－２	850	3			
Ⅳ－１－３	4740	1			
Ⅳ－４－１	2300	2	深淵床止め工（５段）統合堰 根固め工設置最終案	根固め工配置最終案の決定	6.5
Ⅳ－４－２	850	3			
Ⅳ－１－３	4740	1			

＊潮位はすべて平均潮位（T.P.－0.035 m）で行った。
＊＊上流端での給砂は与えていない。

を通水すると，比較的短時間で河床表面が粗粒化する傾向がみられた。河床表面の粗粒化は，これまでの実験ではうまく再現できなかった現象であったので，河床材料を再調合することで模型の相似性が高まったものと判断される。なお，河床材料の変更に伴い小流量時には発生した小規模河床波（ripple）はほとんど形成されず，流砂の挙動も以前の実験に比べ活発となった。これにより，模型実験において生じる現象も以前より強調されると考えられるので，検討が危険側になることは起こりにくくなったものと（検討としては安全側になったものと）推定される。

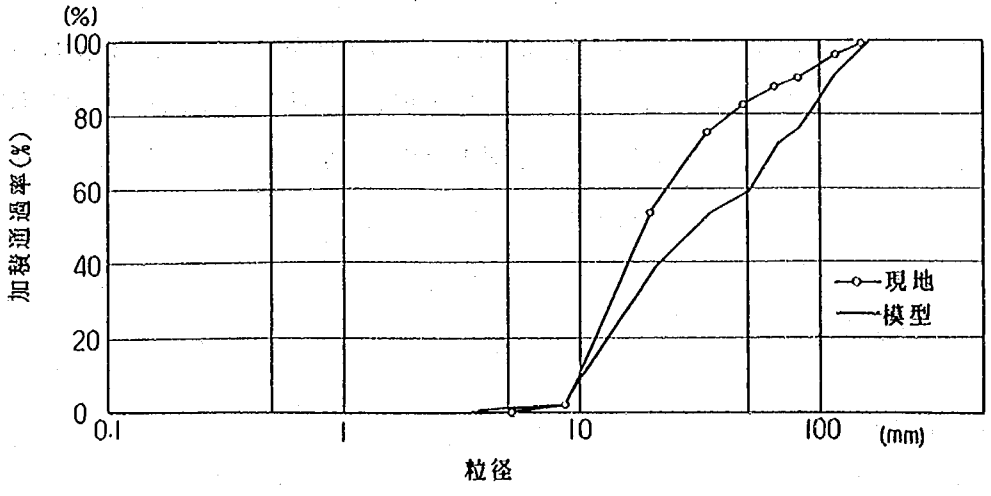


図７－３－１　現地と模型の河床材料粒度分布の比較

(2) 流　量

計画河道時の実験においては計画高水流量での通水が検討の中心となる。このとき問題となるのは河道

をどのような状態にしておくかである。すなわち，計画河道が完成してから何年後に計画高水流量規模の洪水が発生すると考えるかが問題となる。そこで，以下のように考えることにした。計画河道の完成後の次の年に計画高水流量規模の洪水が発生する可能性は 1/100 であり，流量規模が小さくなるにつれて生起確率は大きくなる。とすれば，洪水の発生順序は小洪水→大洪水となる可能性が高いことになる。そこで，通水方法としては，まず小洪水により砂州がある程度形成され，その後の平水の積み重ねによりアーマーコートが形成された河道に大洪水が発生した状態を再現することにした。

• 2300 ㎥/s

この通水では砂州を形成させる。これまでの実験では砂州を形成させるために平均年最大流量1537 ㎥/s を通水してきたが，この実験から河床材料を粗くしたために，予備実験の結果によれば河床変動速度が小さすぎ，実験の実施上やや問題がある。そこで，少し大きめの流量を流すものとした。

• 850 ㎥/s

この通水では河床面にアーマーコートを形成させる。第 4 章に述べた検証実験の結果によれば，850㎥/s はやや過大通水であり，粗い粒径のものも移動してしまったが，今回の実験では河床材料を粗粒化したので850 ㎥/s の通水がアーマリングのためには最も都合がよかった。

• 4740 ㎥/s

計画高水流量であり，超過確率は 1/100 である。

(3) 通水時間

通水を行った結果，通水初期には流砂の挙動も活発であるが，砂州が形成されるにつれ流砂・河床変動ともに落ち着いてくる。通水時間は十分に砂州が形成され，河床変動がほぼおさまるまでとした。

• 2300 ㎥/s …… 2 時間

• 850 ㎥/s …… 3 時間

• 4740 ㎥/s …… 1 時間

(4) 構 造 物

6 章に述べた実験では根固め工のほかに水制工を設置したが，水制は河積を阻害するので今回は設置しないことにした。また根固め工については 6 章に述べた実験において前面のブロックが崩落する傾向が見られたので，今回は連接したものを用いた。

(5) 岩

6 章の実験結果によれば，例えば 8.4 ㎞地点などは河床が若干掘れすぎの感がある。現地が模型ほど掘れないのは，河床に岩がでているからであると考えられる。これまでの実験では岩を比較的標高の低いところに設置したが，今回の実験からは 2 章 2 － 4 に述べたように，最深河床高の経年変化に注目して推定した高さに岩を設置するものとした。

7－3－3 実験結果

1) 実験 Ⅳ－1

今回取り上げた実験は，新計画原案のもとで，かつ根固め工など局所洗掘対策工がない状態で行った。

床止め工形状は，図７－３－２に示すようにとりあえず従来型（落差１段）とした。

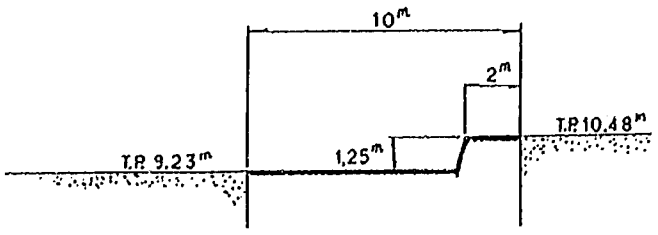


図７－３－２　床止め工形状（１段型）

① 流況について

図７－３－３に水位・河床高縦断図を示す。水面形は比較的なめらかであり，H.W.L.から十分に低いので，特に問題はない。

つぎに，平面的な流況に着目する。写真７－３－１に通水中および通水後に撮影した気球写真を示す。2300 ㎥/s 通水時には，流れは低水路法線に沿った流れであり，特に問題となるような流れは見られなかった。4740 ㎥/s 通水時，全体的な流れは旧計画河道時と比べて大きな変化は見られなかった。特徴的な流れは以下のとおりである。大流量時には4.0 km～4.6 km右岸，5.0 km～5.6 km左岸，6.6 km～6.8 km右岸，8.6 km～9.0 kmに水衝部を形成した。また大流量時，統合堰床版上では流れはやや左岸側に偏り左岸側下流のみで跳水が発生した。このほか，大流量時には0.2 km～0.6 km左岸，1.2 km～1.6 km左岸，2.2 km～2.6 km右岸に弱い水衝部を形成した。床止め工周辺の流れは，床止め工の落差が小さいこともあってもぐり状態になった。

4 km～5 km区間については過去の実験に比べて若干の変化が見られた。この区間は旧計画河道案では右岸側に流れが集中し，河岸に大規模な深掘れが発生したところで，新計画河道に移行してから若干川幅が広がったところである。通水初期においては河積の増加に伴い平均的な流速は小さくなって比較的穏やかな流れとなるが，左岸側に砂が堆積し砂州が形成され始めると，流れは次第に右岸側へ偏り，局所洗掘をもたらした。その他の地点では旧計画河道と大きな差異はなく，5 km～5.4 km左岸側，6.6 km～7.0右岸側，8.6 km～9.0 km左岸側に水衝部が生じた。

床止め工上では跳水～不完全跳水の中間的な流れで，大規模なはく離や渦を伴う流れではなかった。

② 河床変動

1) 0.2 km～0.6 km

通水後に測定した河床変動状況を図７－３－４～７－３－５に示す。１kmより下流は総じて河床変動は少なく，0.2 km～0.6 km左岸側の河岸沿いにわずかながら局所洗掘が発生する程度であった。

2) 1.2 km～1.6 km

図７－３－６～図７－３－８に1.2 km～1.6 km区間の河床変動横断図を示す。同区間では右岸側に形成される砂州の影響により流れは若干左岸側に偏り河岸沿いに局所洗掘が発生した。

最大河床変動量は1.4 km地点で４m程度であった。

3) 2.2 km～2.6 km

図7－3－9～図7－3－11に2.2km～2.6km区間の河床変動横断図を示す。同区間の右岸側河岸沿いでは対岸側の法線の突出および河道のわん曲の影響により局所洗掘が生じた。最大河床変動量は2.4km地点で約４mであった。また，みお筋が右岸側に寄るため，新物部川橋の最右岸の橋脚まわりの局所洗掘も大きくなった。

4) 3.2 km～3.4 km

図７－３－12～図７－３－13に3.2 km～3.4 km区間の河床変動横断図を示す。同区間では河道中央に砂

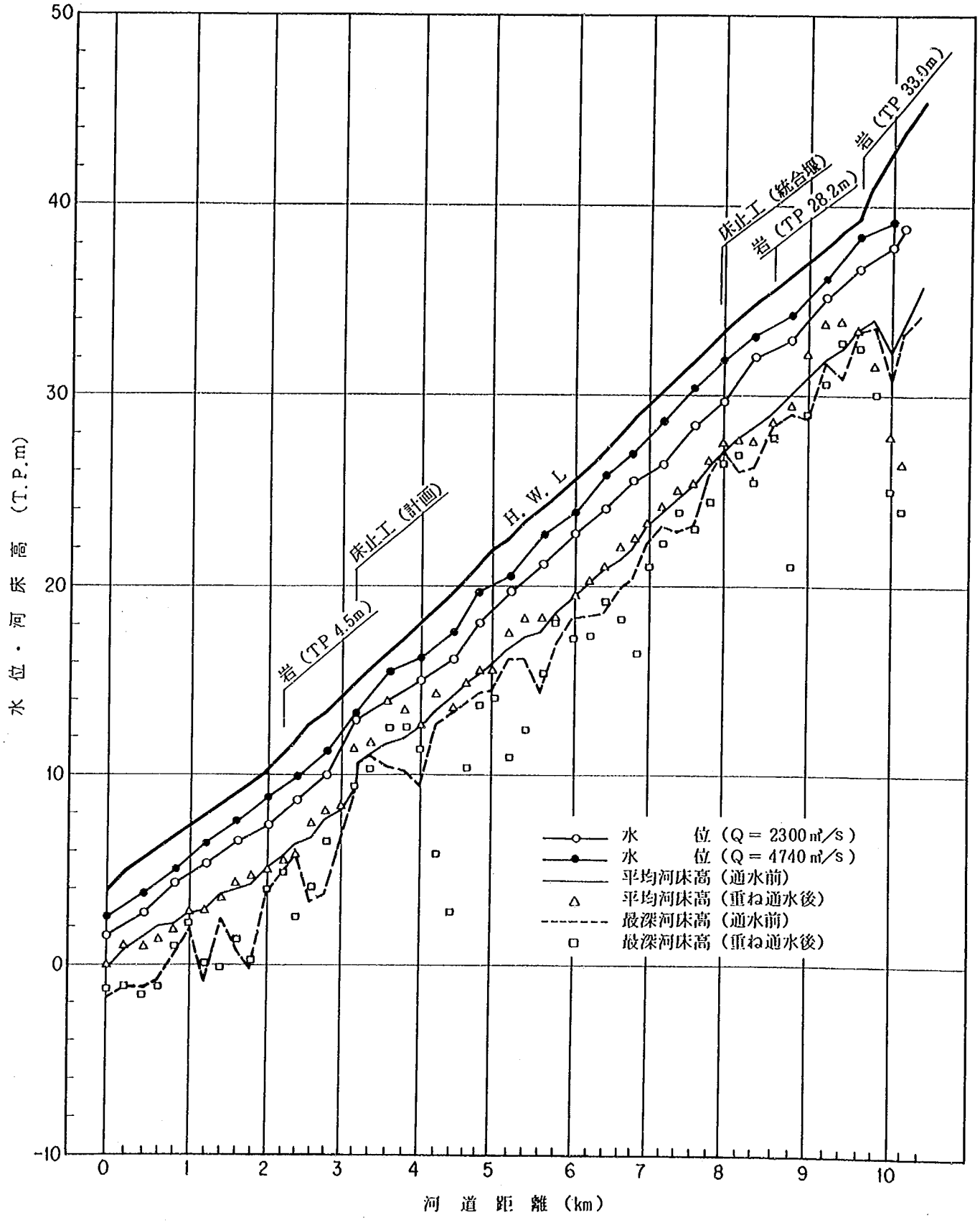
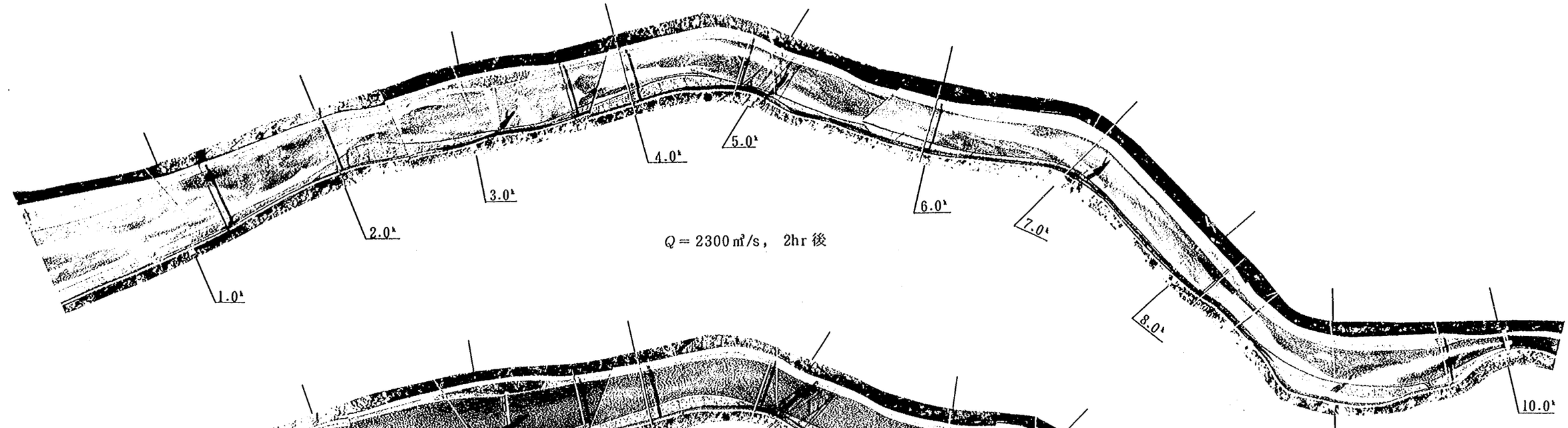
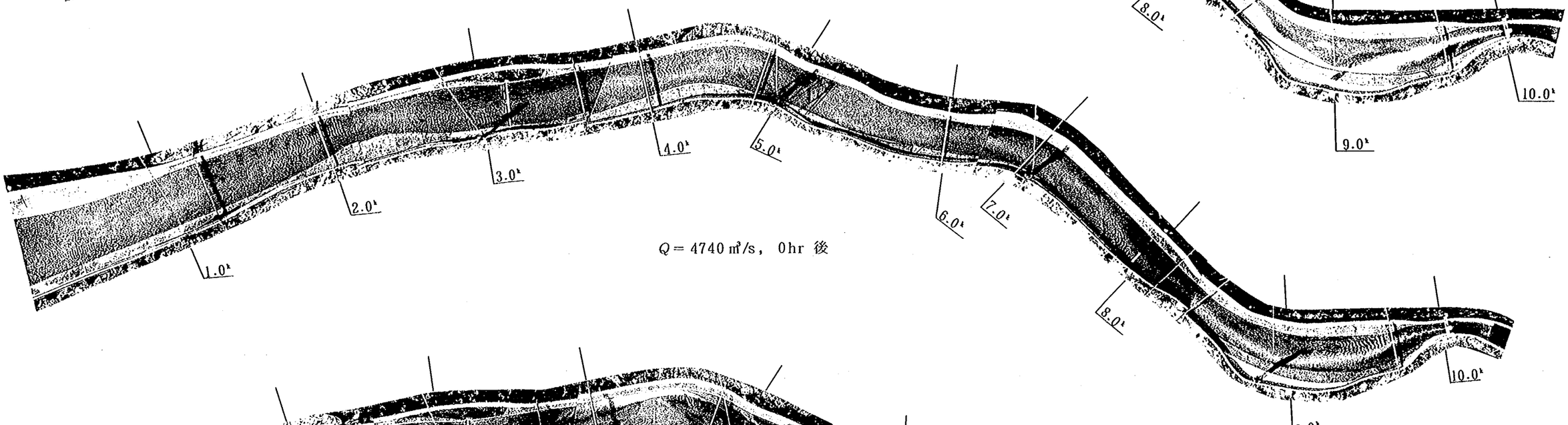


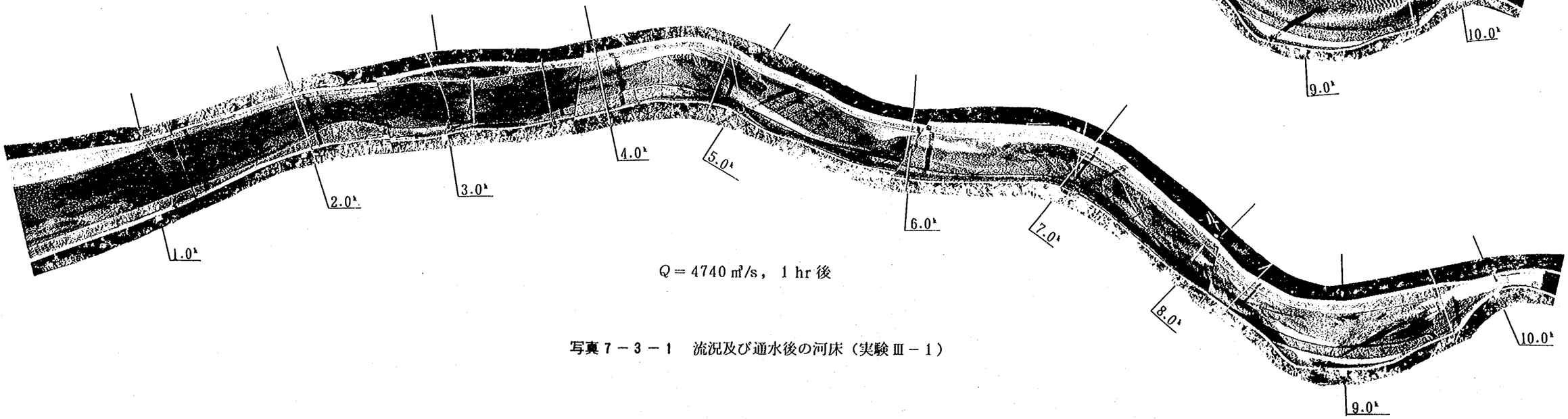
図7－3－3　水位・河床高縦断図（ケースⅣ－1）



$Q = 2300\ m^3/s$， 2hr 後



$Q = 4740\ m^3/s$， 0hr 後



$Q = 4740\ m^3/s$， 1 hr 後

写真 7－3－1　流況及び通水後の河床（実験 Ⅲ－1）

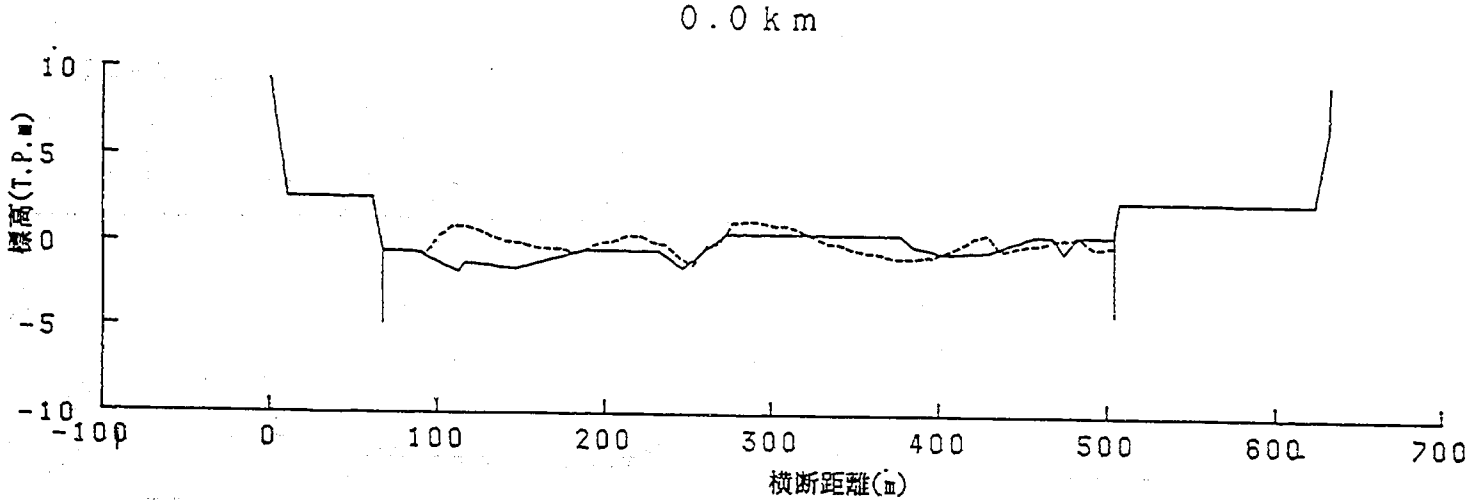


図7－3－4　通水後の河床変動状況

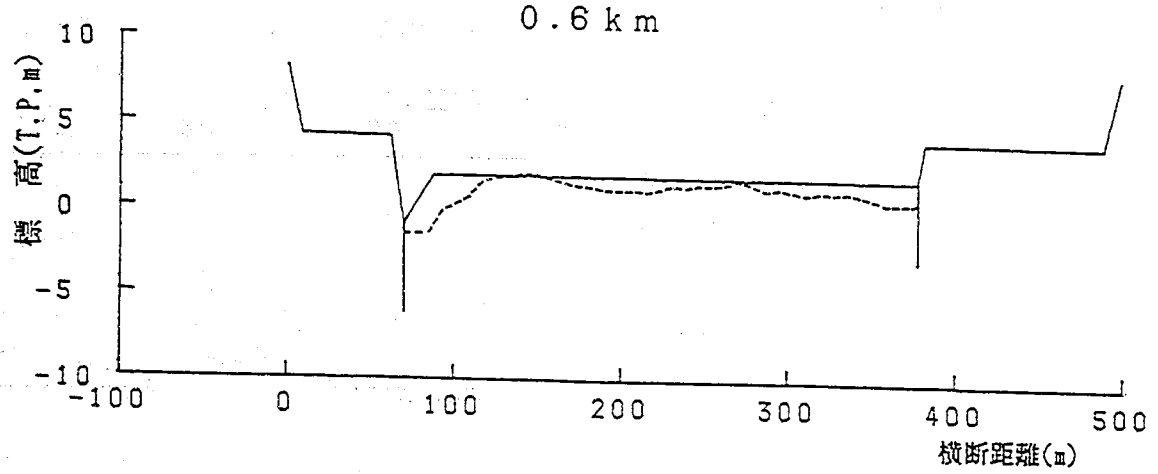


図7－3－5　通水後の河床変動状況

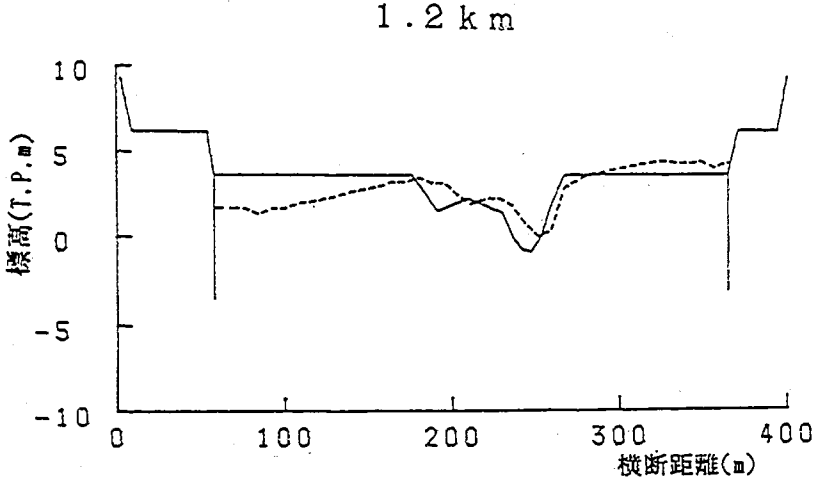


図7－3－6　通水後の河床変動状況

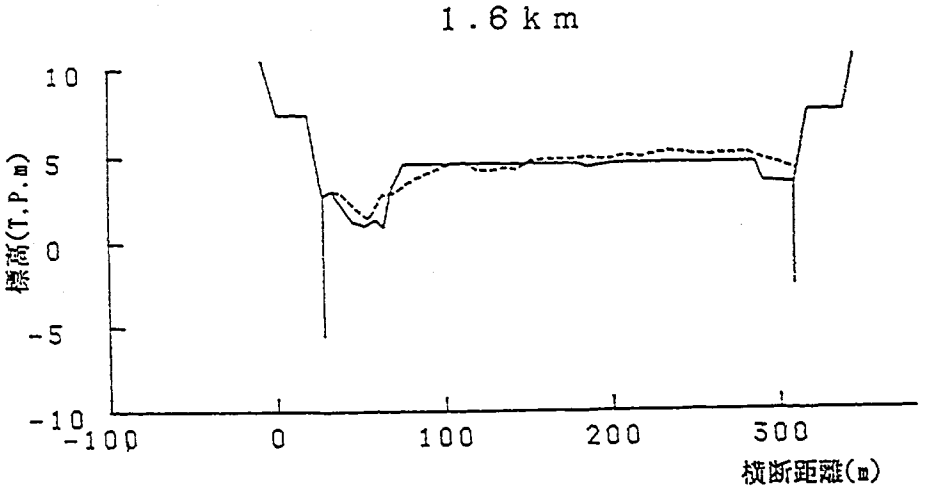


図7－3－8　通水後の河床変動状況

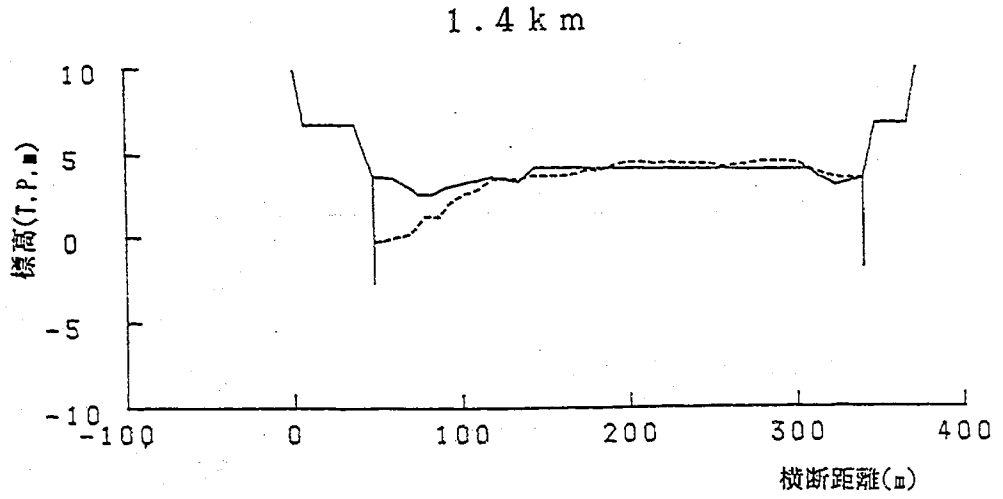


図7－3－7　通水後の河床変動状況

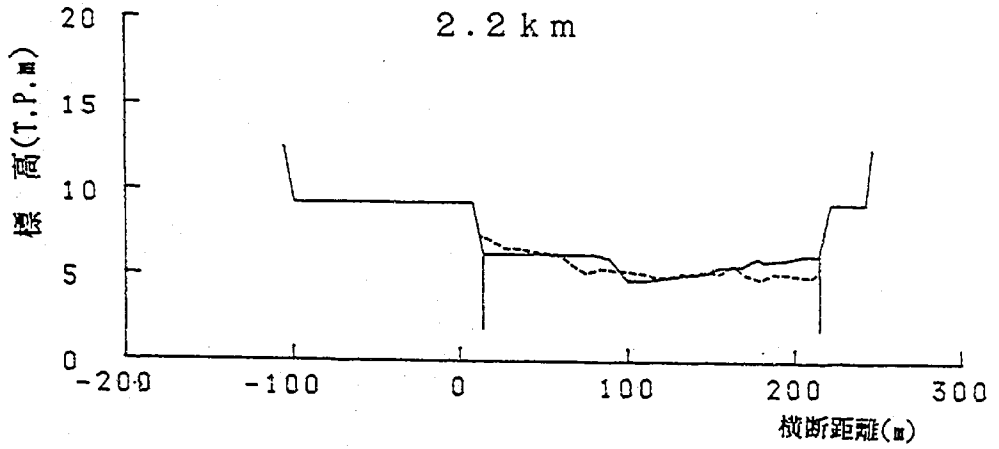


図7－3－9　通水後の河床変動状況

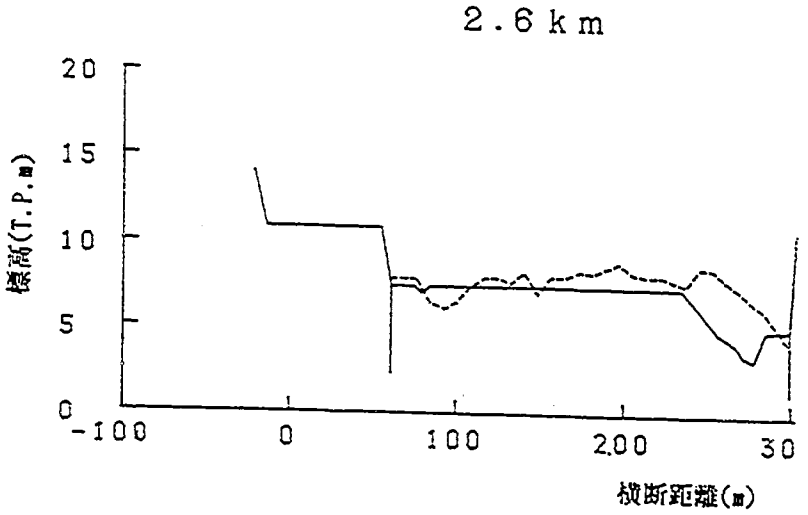


図7－3－11　通水後の河床変動状況

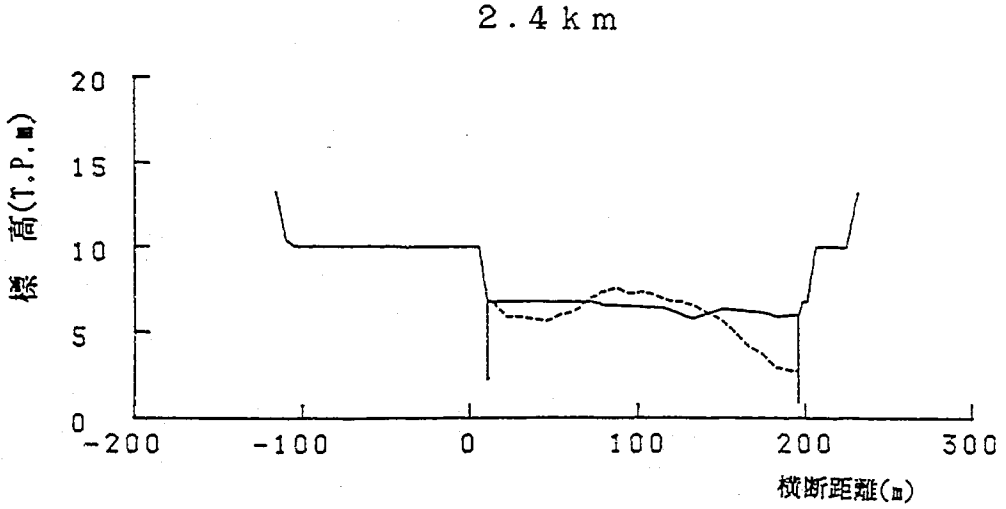


図7－3－10　通水後の河床変動状況

初期河床

実験ケースⅣ-1

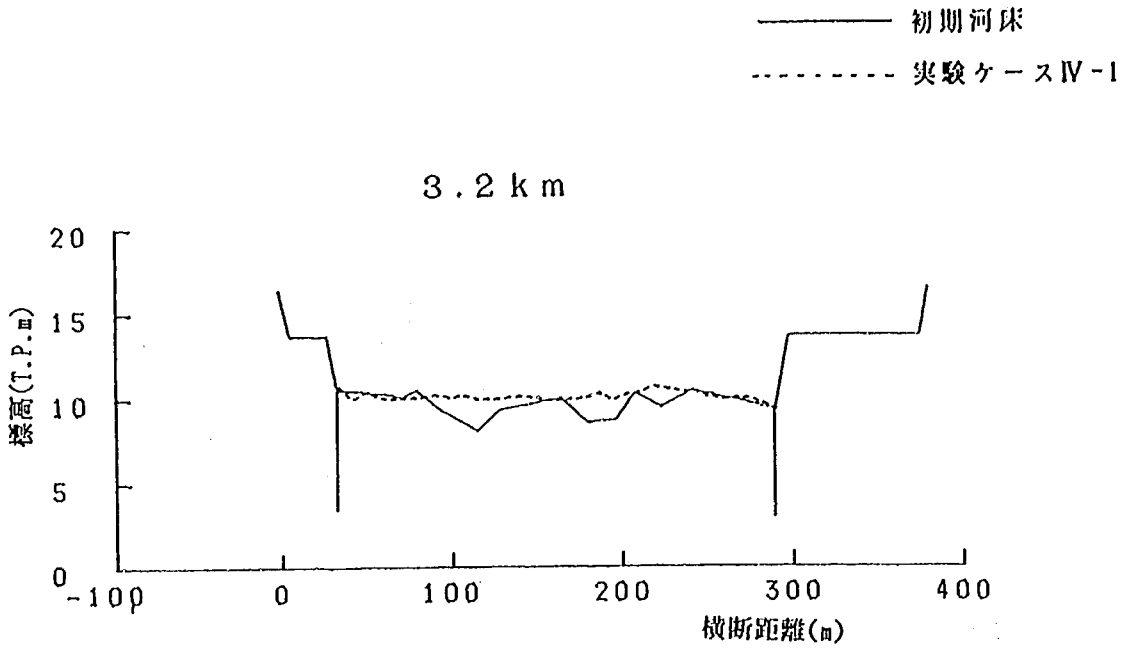


図7－3－12　通水後の河床変動状況

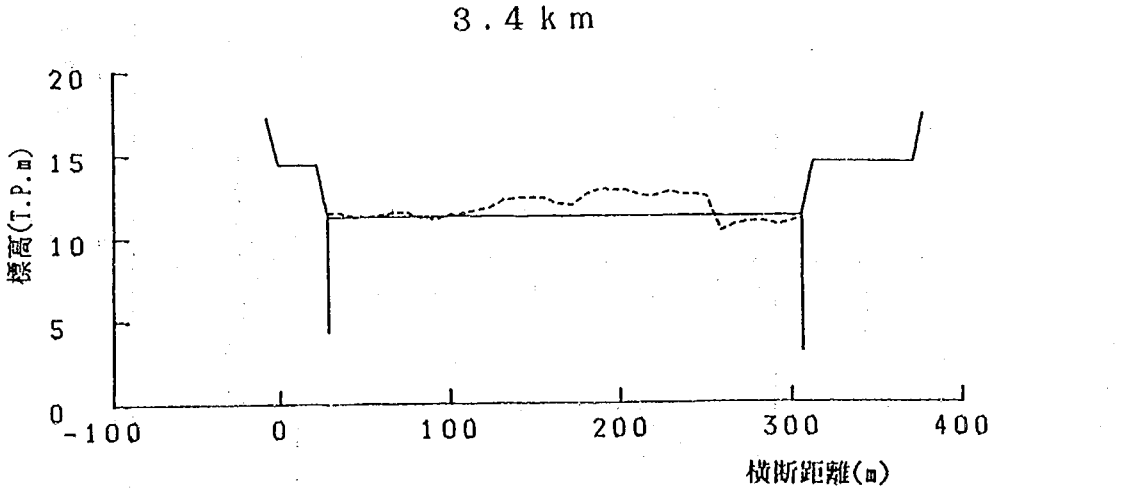


図7－3－13　通水後の河床変動状況

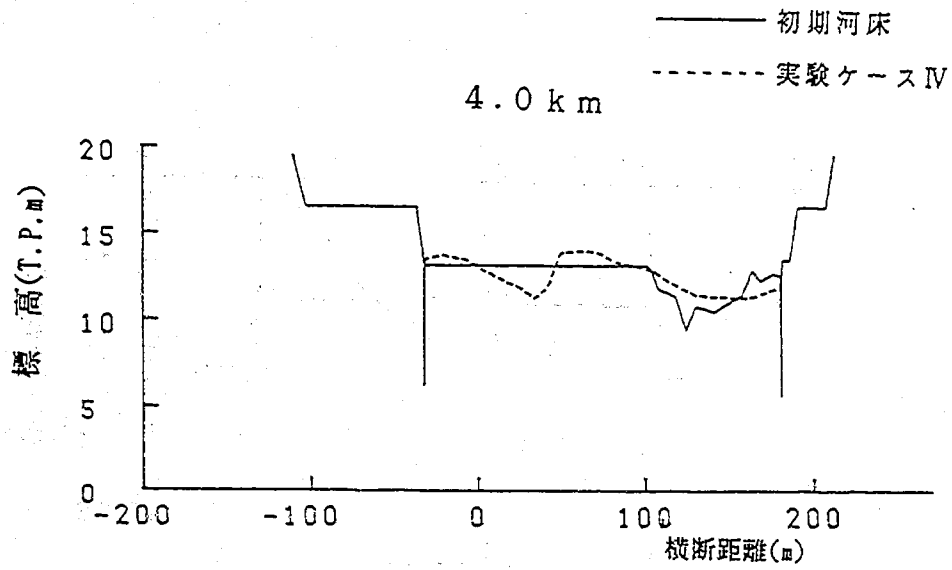


図7－3－14　通水後の河床変動状況

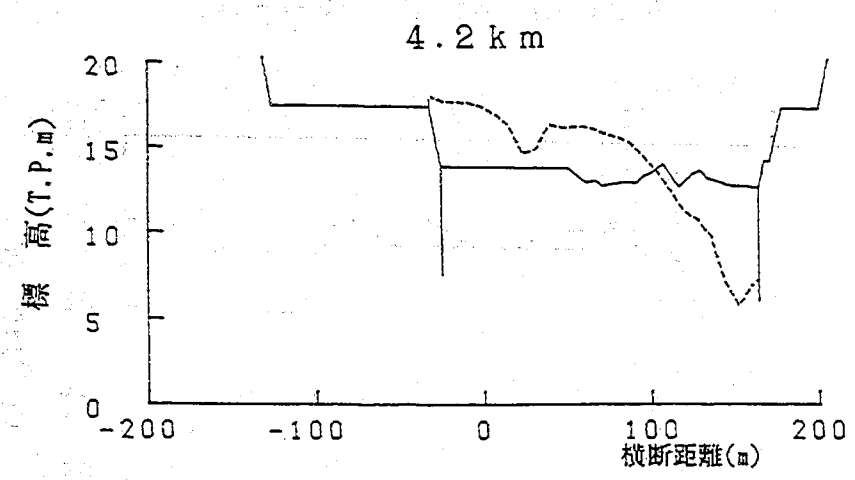


図7－3－15　通水後の河床変動状況

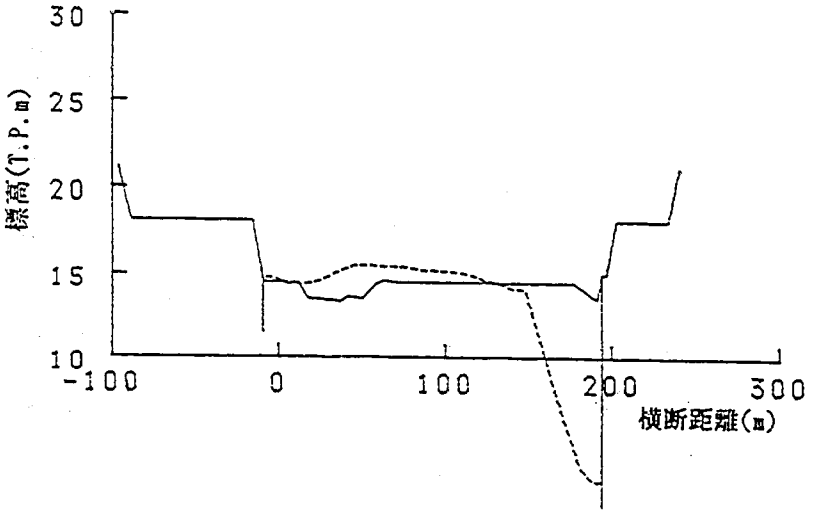


図7－3－16　通水後の河床変動状況

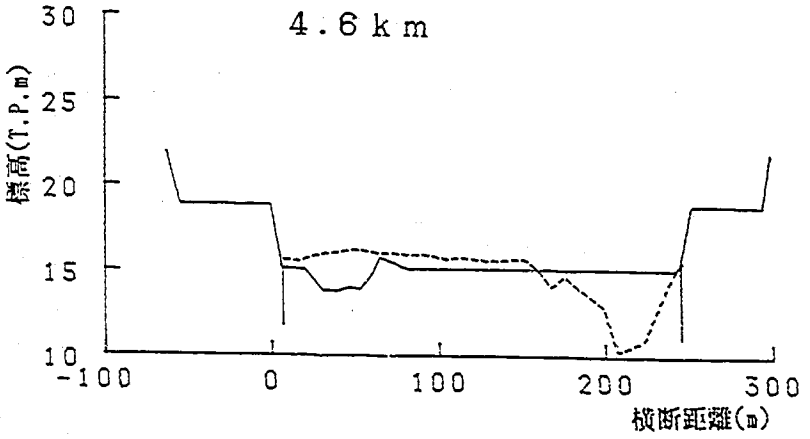


図7－3－17　通水後の河床変動状況

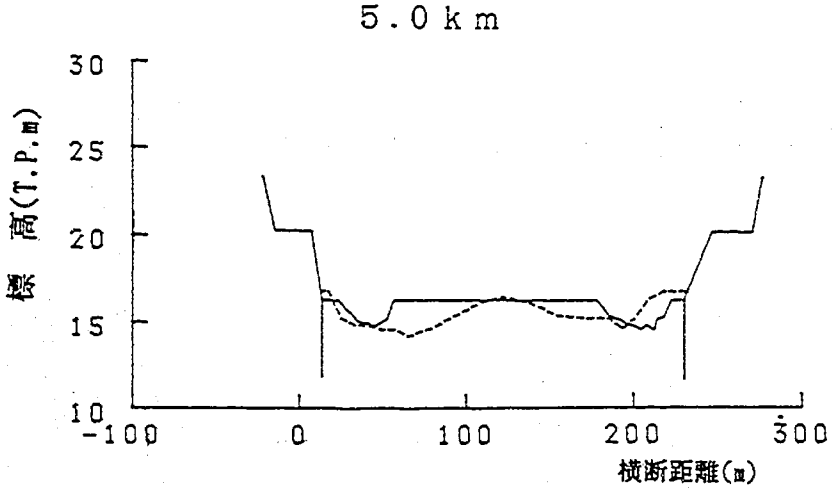


図7－3－19　通水後の河床変動状況

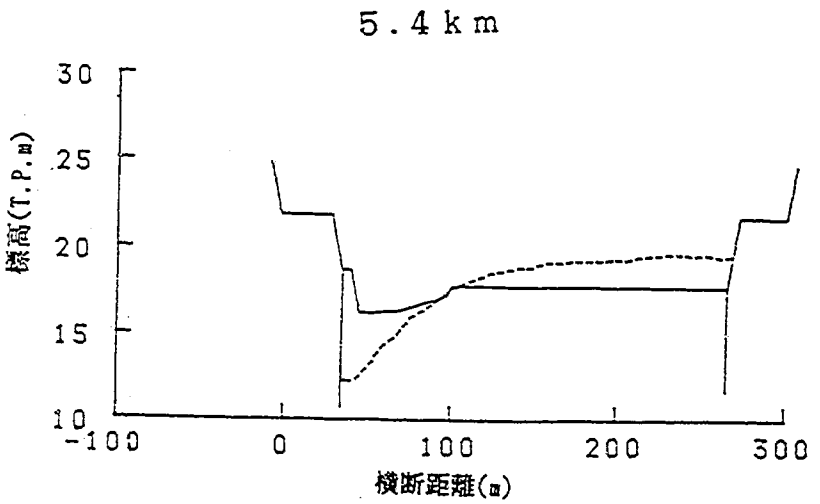


図7－3－21　通水後の河床変動状況

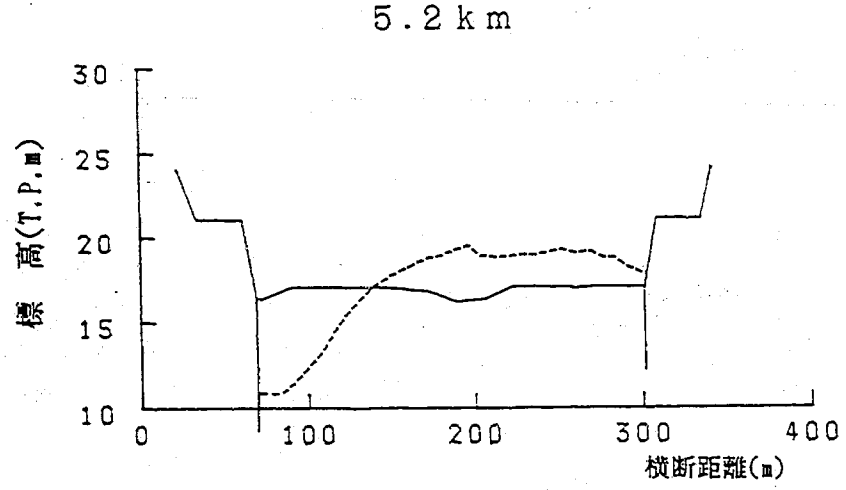


図7－3－20　通水後の河床変動状況

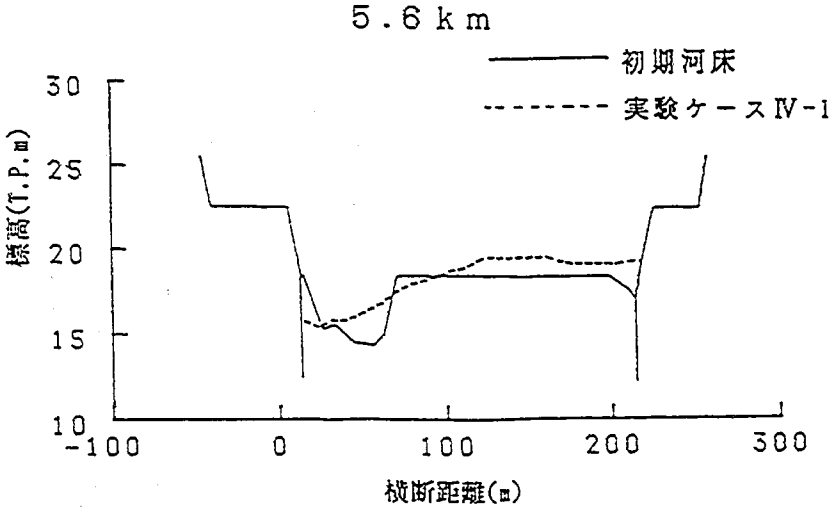


図7－3－22　通水後の河床変動状況

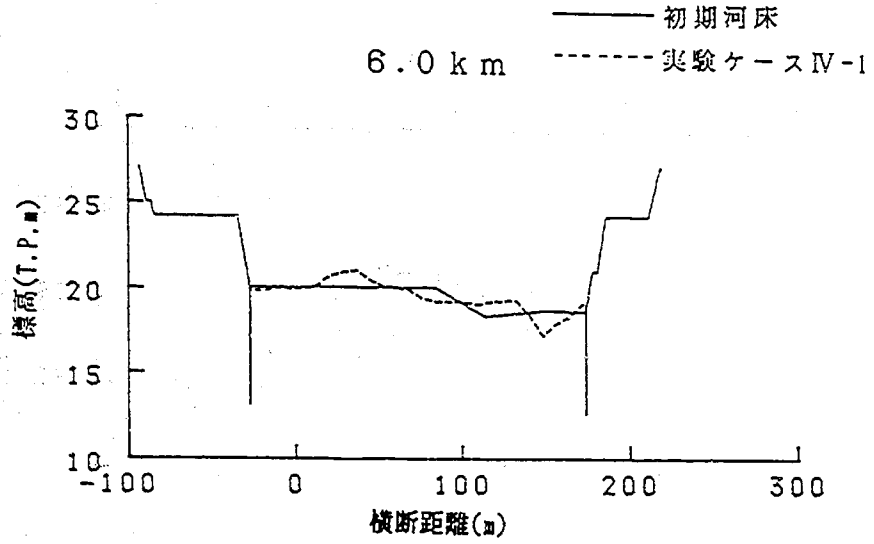


図7－3－24　通水後の河床変動状況

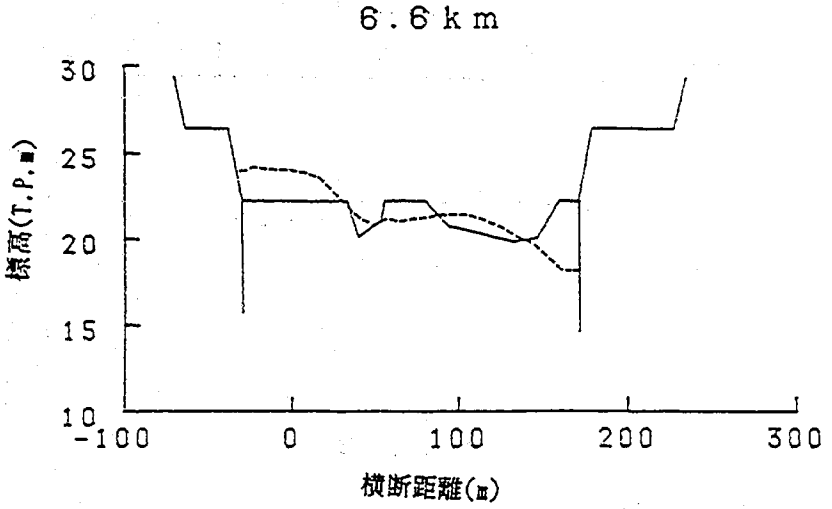


図7－3－25　通水後の河床変動状況

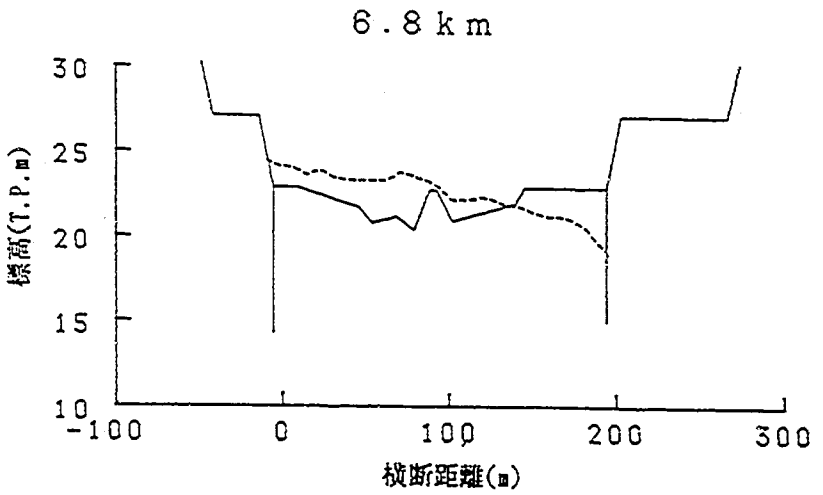


図7－3－26　通水後の河床変動状況

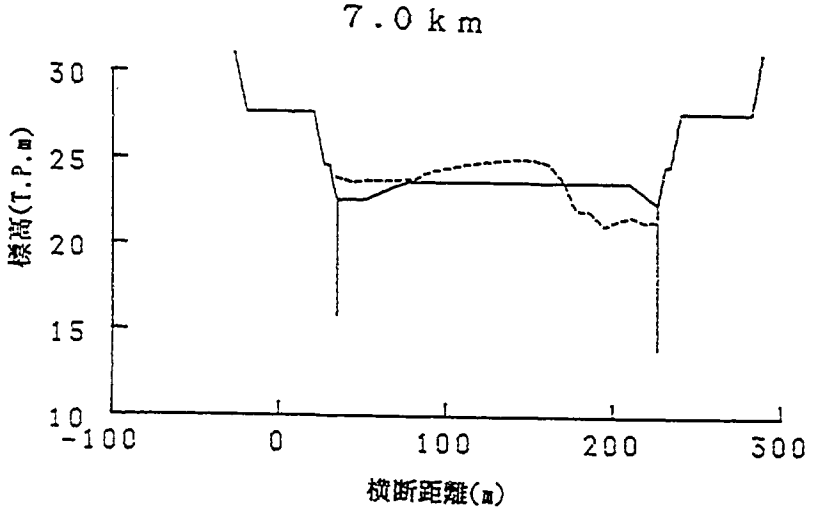


図7－3－27　通水後の河床変動状況

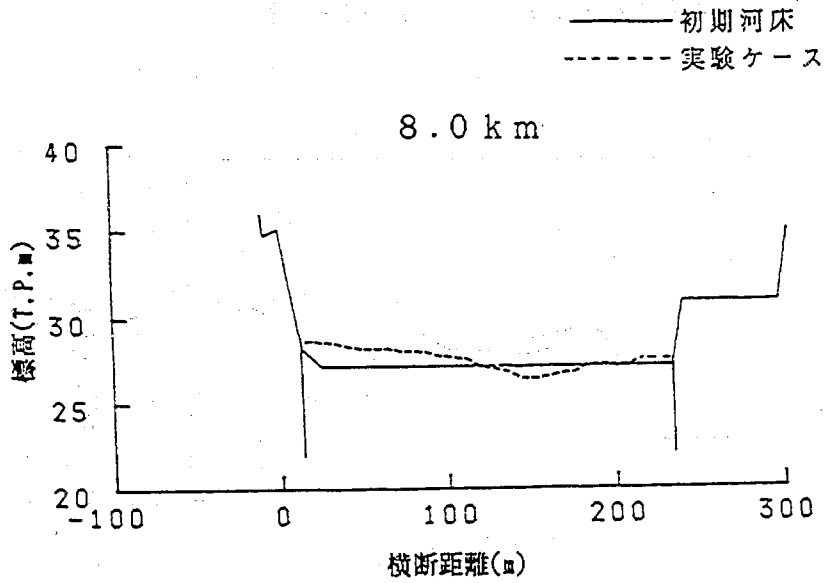


図7－3－28　通水後の河床変動状況

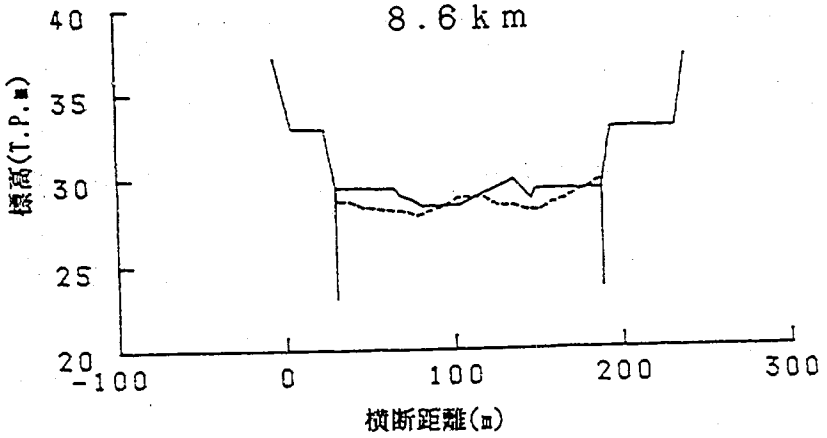


図7－3－29　通水後の河床変動状況

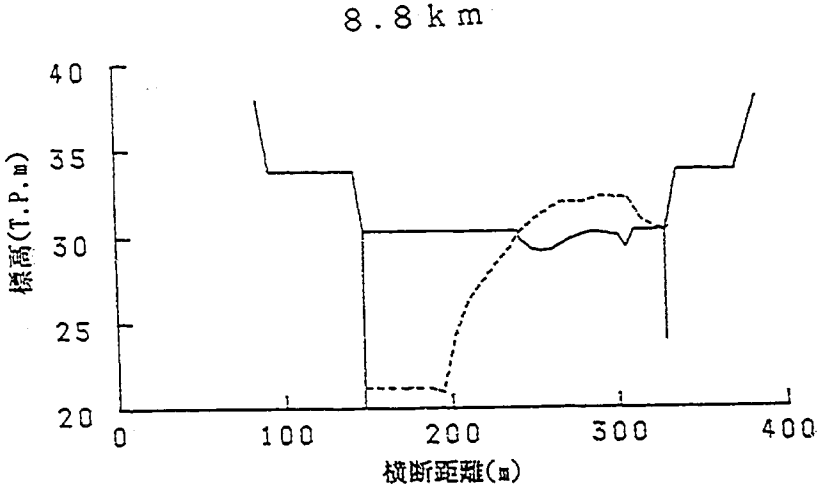


図7－3－30　通水後の河床変動状況

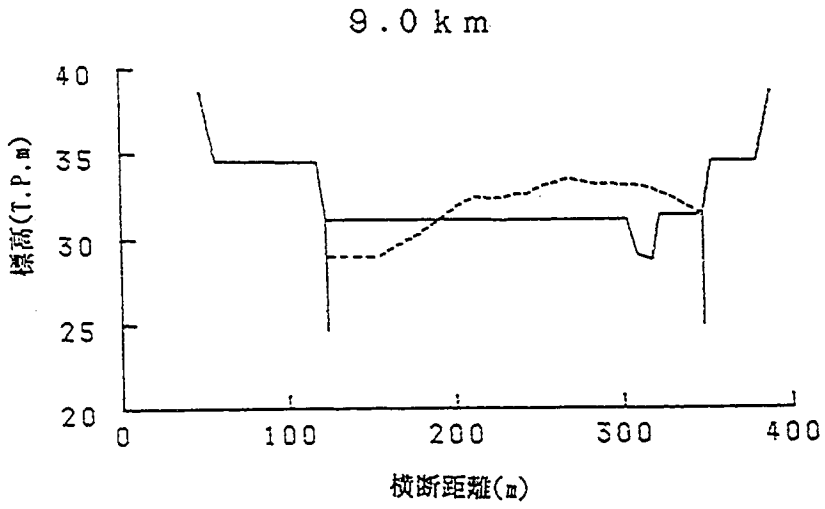


図7－3－31　通水後の河床変動状況

州が形成され，右岸側にみお筋が形成された。しかし，深淵床止め工のある3.2㎞地点周辺では河床はほぼ計画河床高に維持された。むしろ，床止め工の整流効果によってみお筋は埋められ河床面は平坦化する方向に変化した。

5) 4.0㎞～4.6㎞

図7－3－14～図7－3－17に4.0㎞～4.6㎞区間の河床変動横断図，図7－3－18に通水後の河床変動状況を表したコンター図を示す。同区間の右岸側は河道のわん曲の影響により水衝部となるところで，河岸沿いに大規模な局所洗掘が発生した。特に4.4㎞地点での深掘れは著しく，最大河床変動量は約10mにも及ぶ。また，4.2㎞地点では上流5.0㎞～5.6㎞地点に発生した深掘れから運搬された土砂が左岸側に多量に堆積し砂州を形成した。

6) 5.0㎞～5.6㎞

図7－3－19～図7－3－22に5.0㎞～5.6㎞区間の河床変動横断図，図7－3－23に通水後の河床変動状況を表したコンター図を示す。同区間は河道法線のわん曲の影響により左岸側に水衝部を形成するところである。右岸側には砂州が形成され，左岸側に流れが集まり局所洗掘が発生した。特に5.2㎞地点の左岸側では河床変動量は約5mに達した。

7) 6.6㎞～7.0㎞

図7－3－24～図7－3－27に6.6㎞～7.0㎞の河床変動横断図を示す。同区間は河道法線のわん曲の影響により左岸側に水衝部を形成するところである。同区間では左岸側に土砂が堆積し，右岸側で河床低下して全体として河床横断勾配のついた河床横断面形を呈している。最大河床変動量は6.8㎞地点で約4mであった。

8) 8.6㎞～9.0㎞

図7－3－28～図7－3－31に8.6㎞～9.0㎞区間の河床変動横断図，図7－3－32に通水後の河床変動状況を表したコンター図を示す。同区間は河道法線のわん曲の影響により左岸側に水衝部を形成するところである。左岸側沿いには大規模な局所洗掘が発生した。最大河床変動量は8.8㎞地点で発生し，その量は約9mに及んだ。旧計画河道時には8.4㎞地点で最大深掘れが発生したが，今回の実験では河床下に設置した岩が河床低下を抑える役割を果たし，その位置は岩のない上流へと移行した。

② 対策法の推定

以上に述べた地点ではいずれも大きな局所洗掘が発生し，河岸侵食の危険性が高い。この対策の一つとして低水路法線形を変更する方法があるが，物部川は急流河川でかつ幅を自由に変化させるだけの高水敷幅がないので，効果はあまり期待できない。そこで，ここでは根固め工を設置して対処するものとした。根固め工に関する実験は第6章でも実施しているが，このとき根固め工が局所洗掘の発達に伴い崩落する傾向が見られたので，今回は根固め工として連接ブロックを用いることにした。

2) 実験Ⅳ－2

床止め工形状は，実験Ⅳ－1と同じく従来型（落差1段）とした。統合堰は床版のみを設置した。根固め工の設置位置とその諸元は表7－3－2，図7－3－33に示す通りである。

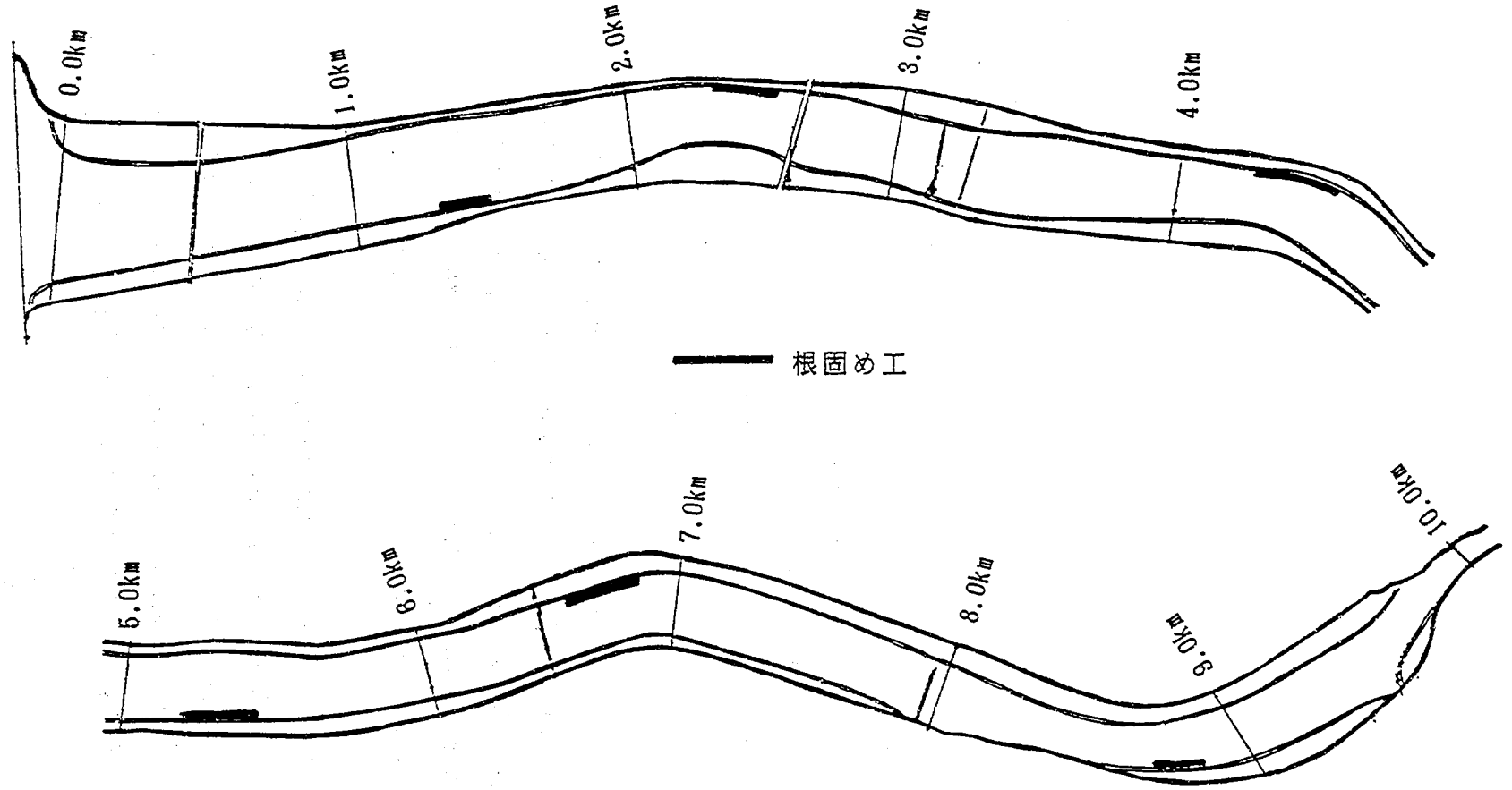


図7－3－33　根固め工の配置（ケースⅣ－2）

表７－３－２　根固め工の設置位置と諸元（実験Ⅳ－２）

設　置　位　置	諸　　元
1.3㎞～ 1.5㎞右岸	８ｔブロック連接，幅８ｍ，長さ 200ｍ
2.3㎞～ 2.5㎞右岸	８ｔブロック連接，幅８ｍ，長さ 250ｍ
4.2㎞～ 4.6㎞右岸	８ｔブロック連接，幅10ｍ，長さ 400ｍ
5.2－ｍ～ 5.4＋30左岸	８ｔブロック連接，幅８ｍ，長さ 250ｍ
6.6－ｍ～ 6.8＋20右岸	８ｔブロック連接，幅10ｍ，長さ 250ｍ
8.5－ｍ～ 8.9＋20左岸	８ｔブロック連接，幅10ｍ，長さ 250ｍ

①　流況について

図７－３－34 に水位・河床高縦断図を示す。水面形は実験Ⅳ－１の場合と特に変化はなく，問題は見られない。

写真７－３－２に通水中および通水後に撮影した気球写真を示す。全体的な流れは実験Ⅳ－１の場合と比べて大きな変化は見られなかった。局所洗掘発生部については洗掘対策工の効果により洗掘深が減少したせいか，若干流れの集中が緩和された。4740 ㎥/s 通水時の床止め工近傍の流れの状況を写真７－３－３に示す。床止め工上の流れは床止め工直下流での局所洗掘がきっかけとなり跳水を発生した。

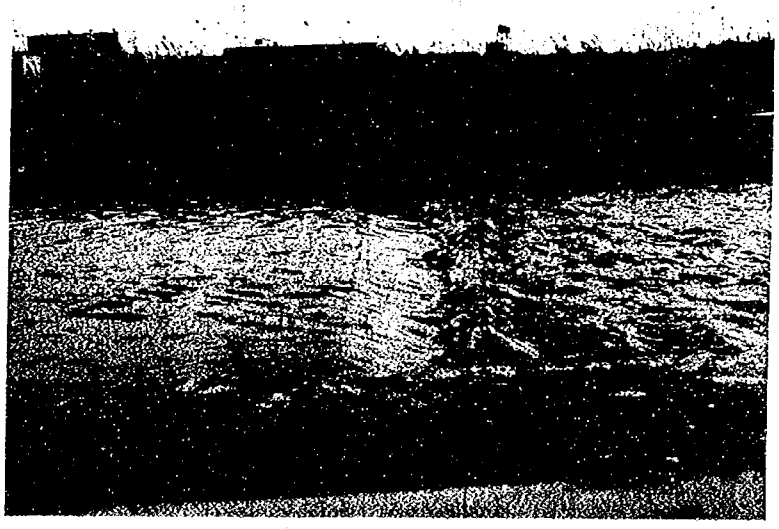


写真７－３－３　床止め工上の流れ（実験Ⅳ－２）

②　河床変動

砂州の形成状況，みお筋の位置など河道全体的な河床変動状況は実験Ⅳ－１とほぼ同様であった。ここでは根固め工を置いた場合に実験Ⅳ－１で発生した局所洗掘状況がどのように変化したかという観点で河床変動状況をみた。

1)　1.2㎞～ 1.6㎞左岸

図７－３－35～図７－３－37 に 1.2㎞～ 1.6㎞区間の河床変動横断図を示す。実験Ⅳ－１の場合に比べ，

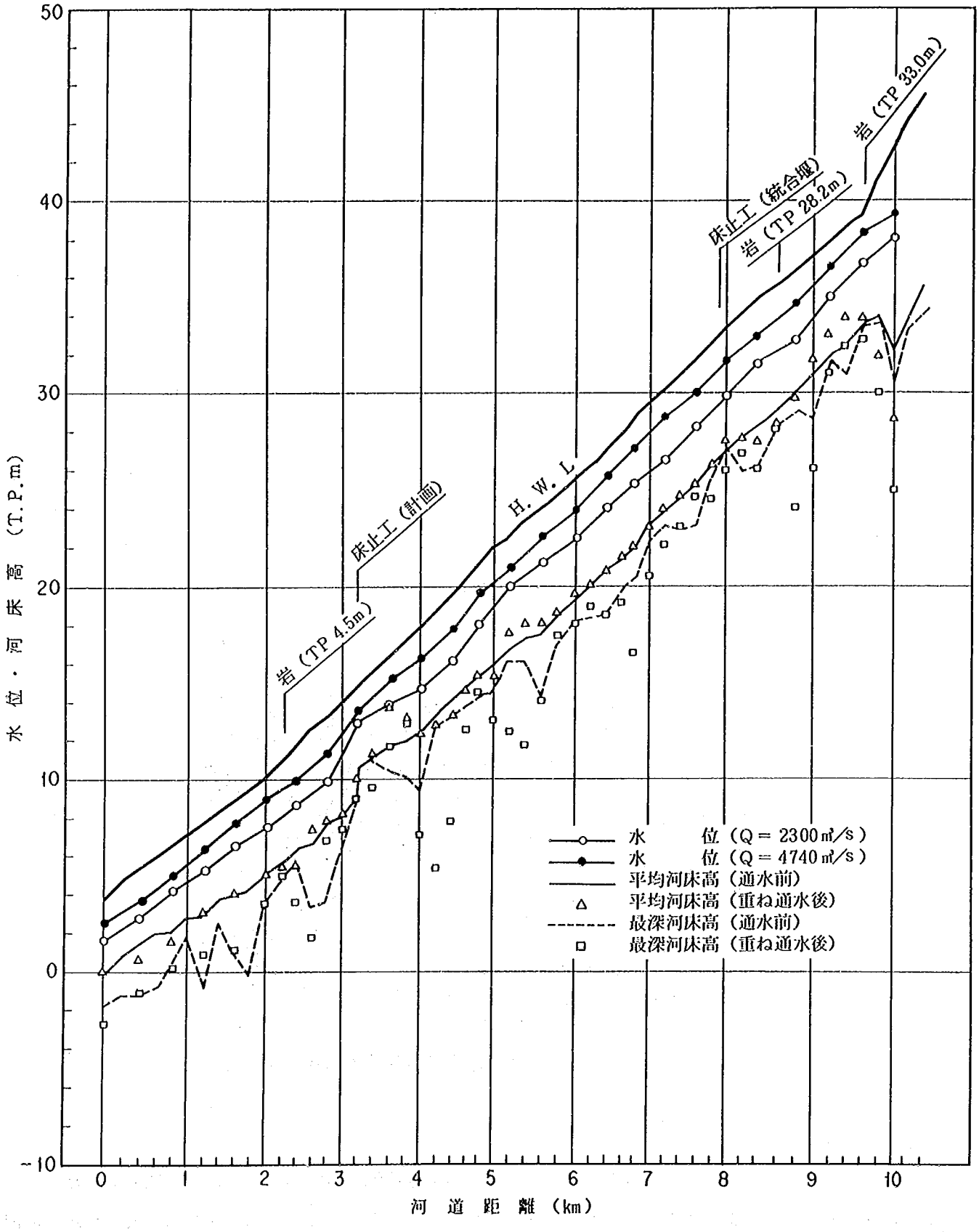
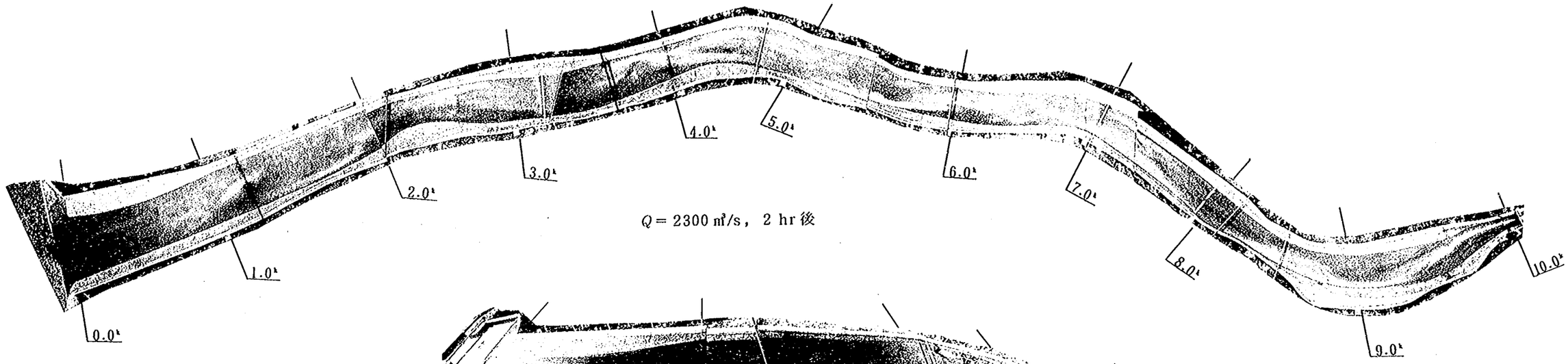
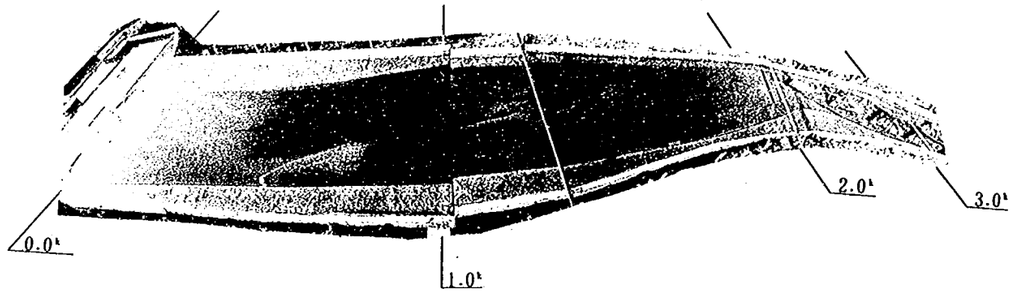


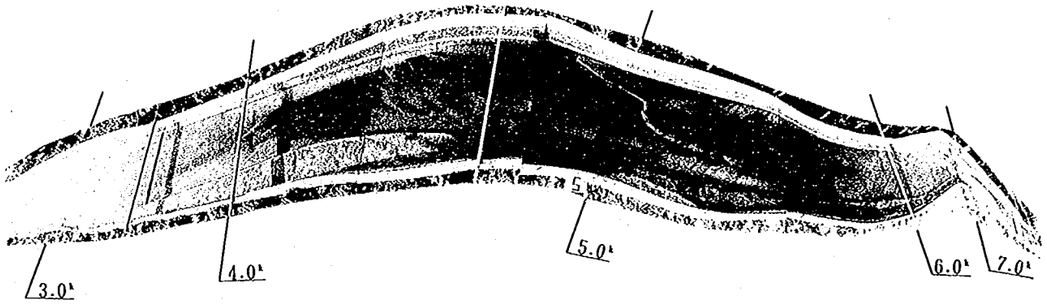
図7－3－34　水位・河床高縦断図(ケースⅣ－2)



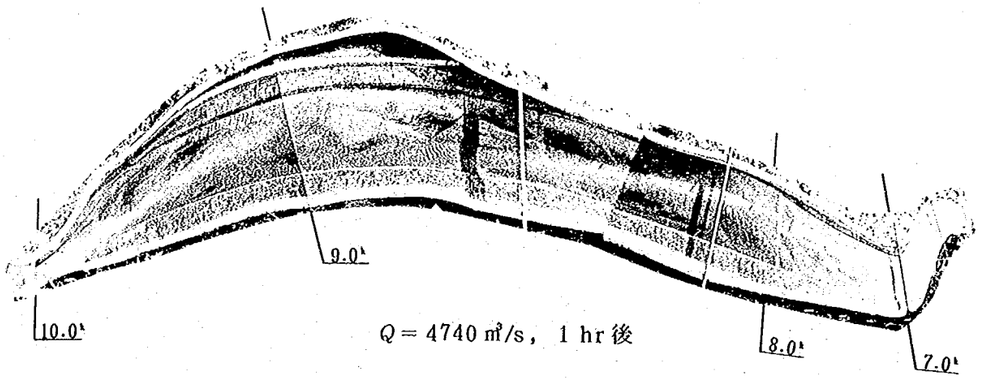
$Q = 2300\ m^3/s$， 2 hr 後



$Q = 4740\ m^3/s$， 1 hr 後



$Q = 4740\ m^3/s$， 1 hr 後



$Q = 4740\ m^3/s$， 1 hr 後

写真 7 － 3 － 2　流況及び通水後の河床（実験 Ⅲ － 2）

全般的に深掘れ深はほとんど変化なく最大河床変動量は約3.1 mであった。ただし，洗掘の発生位置は根固め工を設置した影響により河岸より根固め工の分だけ離れたところに移動した。また，1.2 km地点は実験Ⅳ－1ではあまり洗掘されないところであったが，実験Ⅳ－2では根固め工を設置した影響により洗掘範囲が下流に伸びてきたために左岸側が若干洗掘された。その最大河床変動量は約3 mであった。根固め工を若干下流に延ばす必要があろう。

2) 2.2 km～2.6 km右岸

図7－3－38～図7－3－40に2.2 km～2.6 km区間の河床変動横断図を示す。実験Ⅳ－1の場合に比べ，全般的に局所洗掘の程度は軽減され，最大深掘れは根固め工の前面で約2 mであった。2.4 kmはもともと河積の狭いところであったためか，右岸側の局所洗掘が減少したとともに，左岸側のみお筋が若干低下する傾向がみられた。ただし左岸側には河床下に岩が潜んでいる可能性が極めて高いので治水上の問題はないと考えられる。

3) 3.2 km～3.4 km（深淵床止め工設置地点）

図7－3－41～図7－3－42に3.2 km～3.4 km区間の河床変動横断図，図7－3－43に通水後の河床変動状況を表したコンター図を示す。床止め工直上流にあたる3.2 km地点では河床変動状況は実験Ⅳ－1の場合とほとんど変わらずみお筋がやや埋め戻されて河床面は平らになる傾向を示した。3.4 km地点では実験Ⅳ－1の場合に比べてみお筋部の河床がより低下する傾向にあるが，これは4 km～4.6 km右岸の局所洗掘の規模が根固め工設置の効果により小さくなり，ここからの供給量が減少したからであると推定される。

4) 4.0 km～4.6 km右岸

図7－3－44～図7－3－47に4.0 km～4.6 km区間の河床変動横断図，図7－3－48，写真7－3－4に通水後の河床変動状況を表したコンター図，写真を示す。実験Ⅳ－1の場合に比べ，全般的には局所洗掘量は大きく縮小し，左岸側に形成される砂州の規模が小さくなった。これは根固め工による洗掘抑制効果が現われたのと，上流5.0 km～5.6 km区間での根固め工による洗掘抑制による4.0 km～4.6 km区間の砂州への供給土砂量が減少したことが主な原因であると考えられる。つぎに，詳細箇所へ目を転じると，4.0 km地点では根固め工設置の効果により深掘れ深は約半分に減少し，6 m程度の低下となった。また，4.0 km～4.2 kmの区間では深掘れ深はほぼ変わらないが，若干下流へ伸びる傾向にあった。下流へ伸びたのは根固め工設置の効果により局所洗掘の規模が減少し，ここからの供給土砂量が減少したためと考えられる。この区間で生じた河床変動状況のうち，特に興味深いのは4.6 km地点右岸の低減である。この地点は根固め工設置区間から上流側にはずれているが，ここの洗掘量が減少したのは，5.0 km～5.6 km区間の局所洗掘量低減に伴う供給土砂量の減少により左岸側の砂州高が低くなったため，流れが横断方向に均一化される方向に変化したためと考えられる。

根固め工の破壊状況に目を向けると，この区間に設置したすべての根固め工はほぼ全幅にわたり前面に発生した局所洗掘に屈撓する形となった。この状態では根固め工の維持は困難であり，諸元の変更が必要であると考えられる。また，洗掘が下流に伸びているのは根固め工を下流に延長する必要があると考えられる。



写真７－３－４　4.0 km～ 4.6 km右岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ−1）

5)　5.0 km～ 5.6 km左岸

図７−３−49 ～ 図７−３−52 に 5.0 km～ 5.6 km区間の河床変動横断図，図７−３−53，写真７−３−５に通水後の河床変動状況を示したコンター図，写真を示す。この区間も他の区間と同様に，全般的には根固め工により局所洗掘が低減し，かつ洗掘範囲がやや下流に伸びる傾向を示した。細かなところへ目を向けてみると，5.2 km地点では洗掘深は実験Ⅳ−1 の場合に比べ６ｍから４ｍに減少した。これより上流では洗掘深に大きな差異は認められなかった。

根固め工の破壊状況に目を向けてみると，全面的に局所洗掘に対して屈撓・ずり落ちが見られ，根固め工の諸元・設置方法等の変更が必要である。

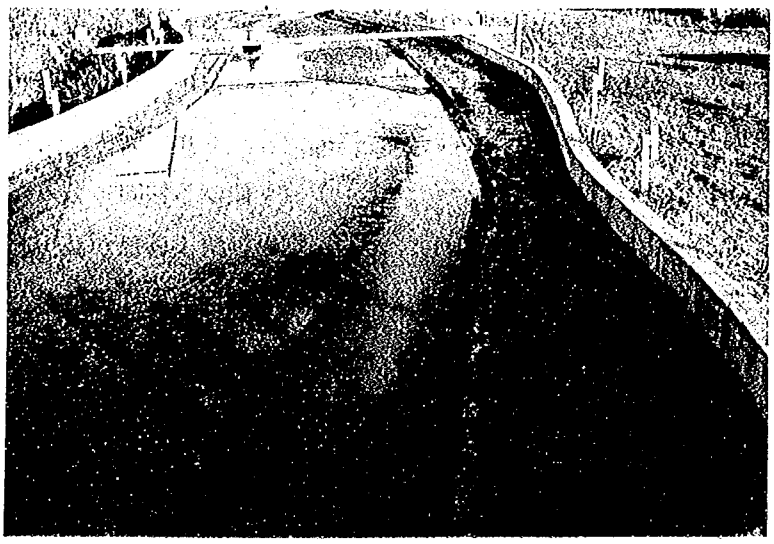


写真７－３－５　5.0 km～ 5.6 km左岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ−2）

6)　6.6 km～ 7.0 km右岸

図７−３−54 ～ 図７−３−56 に 6.6 km～ 7.0 km 区間の河床変動横断図，写真７－３－６に通水後の河床

変動状況を撮影した写真を示す。実験Ⅳ－4の場合に比べ，全般的には局所洗掘が軽減した。根固め工については，下流側では安定性が良いが，上流側では全幅の1/2根固め工前面に発生する局所洗掘により屈撓した。根固め工の幅を現在より多少増せば安定性はより高まるものと考えられる。

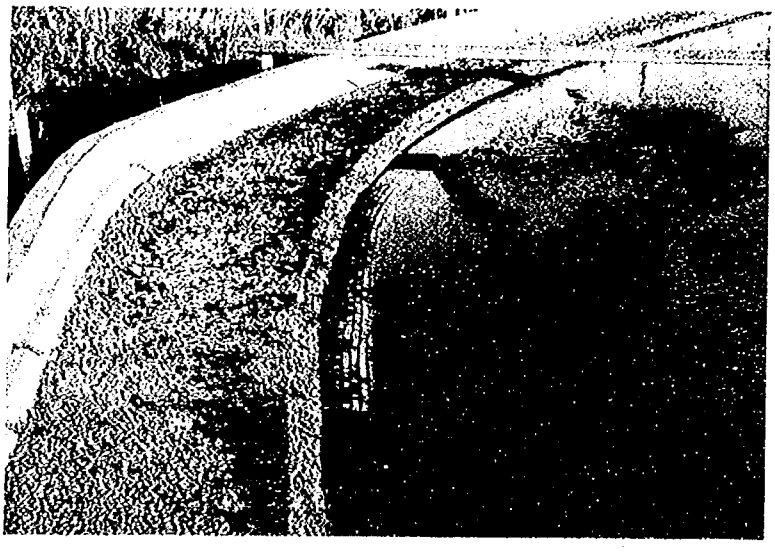


写真７－３－６　6.0 km～7.0 km右岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ-2）

7)　8.6 km～9.0 km左岸

図７－３－57～図７－３－59に8.6 km～9.0 km区間の河床変動横断図，写真７－３－７に通水後の河床変動状況を撮影した写真，図７－３－60に通水後の河床変動状況を表したコンター図を示す。この区間で特徴的なのは，根固め工の前面で最大洗掘深が発生するのではなく，やや離れたところで発生することである。洗掘深については，実験Ⅳ－１の場合に比べ全般的に減少した。しかしその範囲は相変らず広く，また根固め工の屈撓も大きいので，根固め工の諸元・設置方法の見直しが必要である。



写真７－３－７　8.6 km～9.0 km左岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ-2）

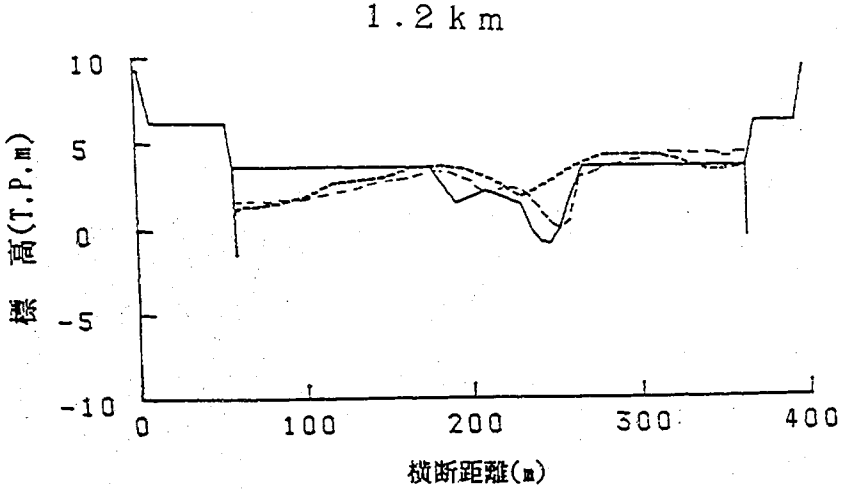


図7－3－35　通水後の河床変動状況

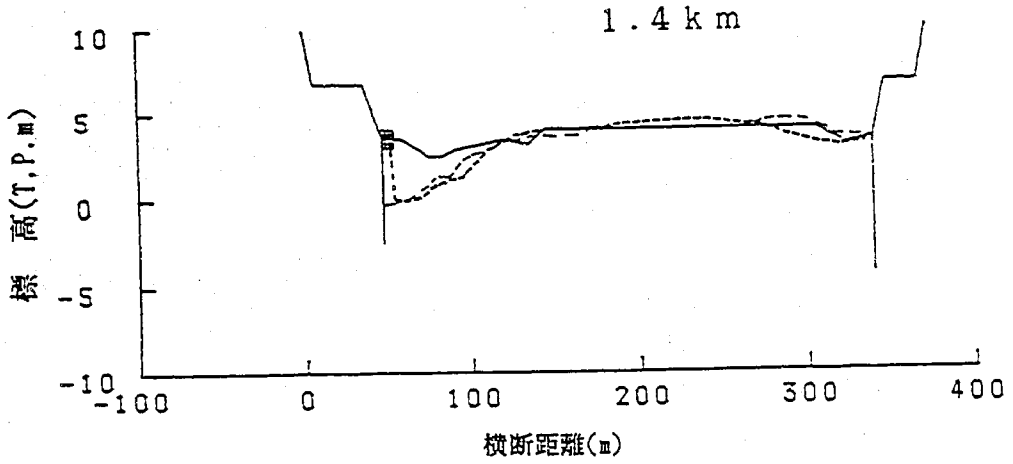


図7－3－36　通水後の河床変動状況

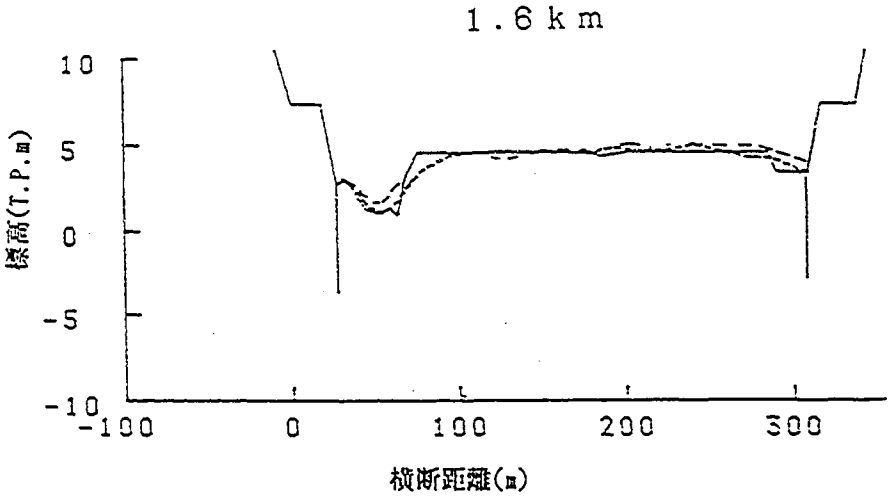


図7－3－37　通水後の河床変動状況

初期河床
実験ケースⅣ-2
実験ケースⅣ-1

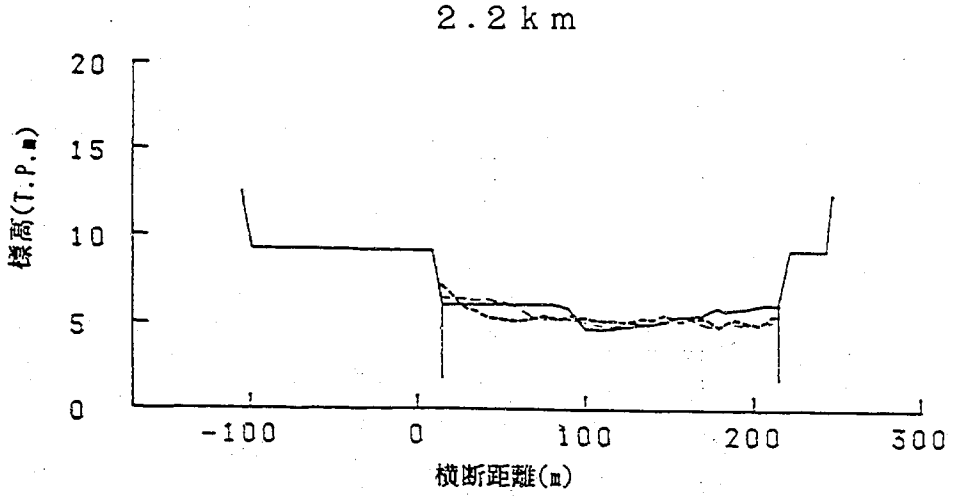


図7－3－38　通水後の河床変動状況

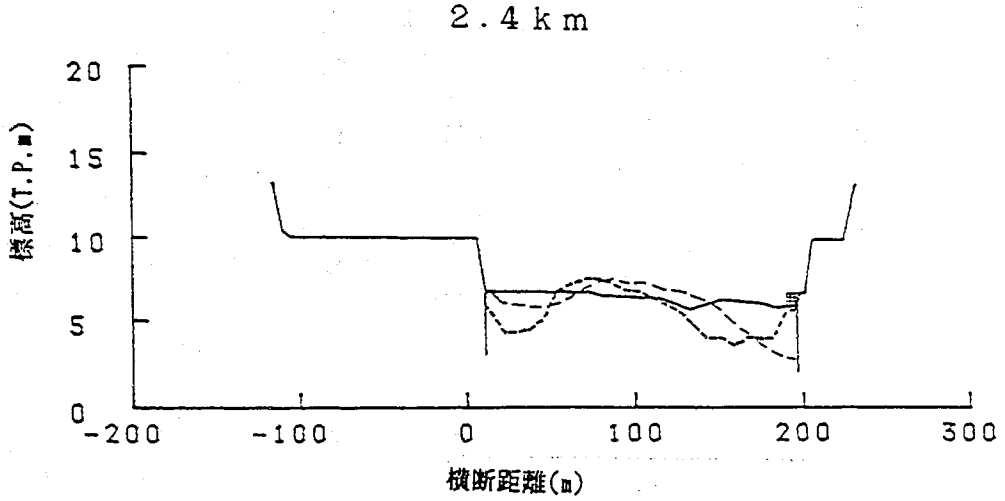


図7－3－39　通水後の河床変動状況

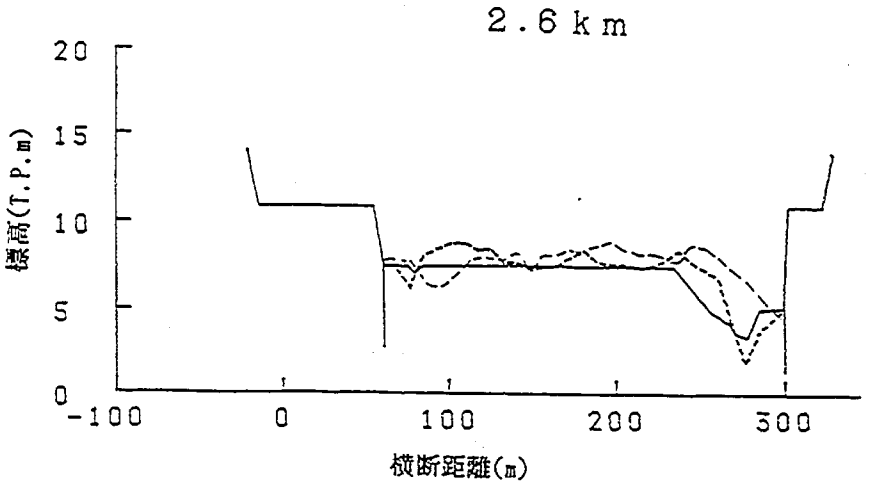
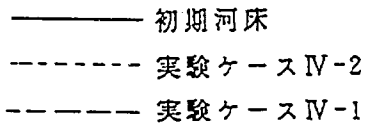


図7－3－40　通水後の河床変動状況



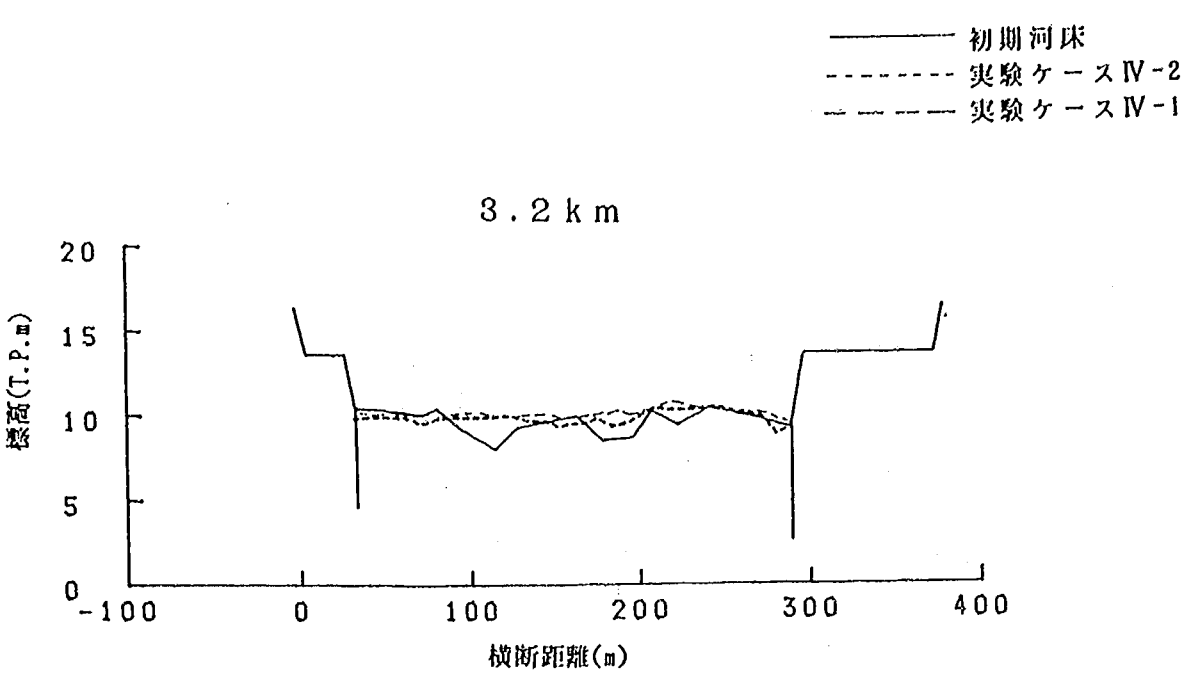


図7－3－41　通水後の河床変動状況

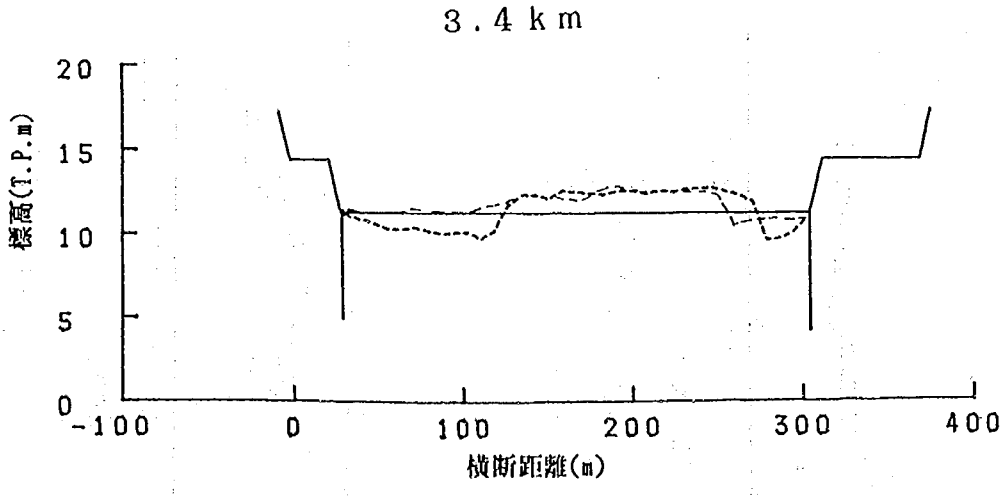


図7－3－42　通水後の河床変動状況

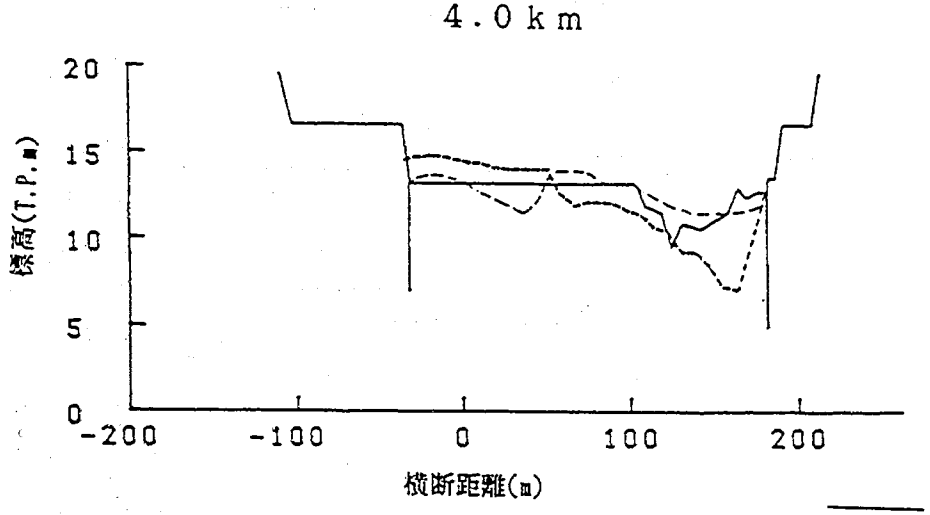
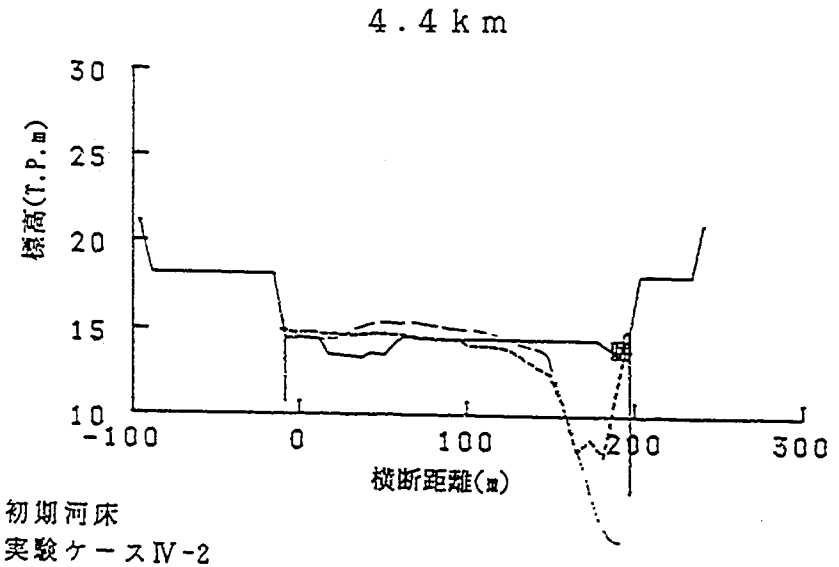


図7－3－44　通水後の河床変動状況



初期河床
実験ケースⅣ-2
実験ケースⅣ-1

図7－3－46　通水後の河床変動状況

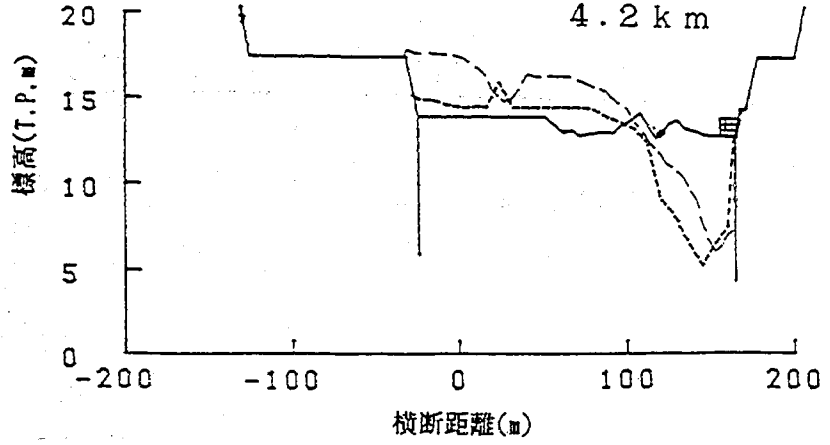


図7－3－45　通水後の河床変動状況

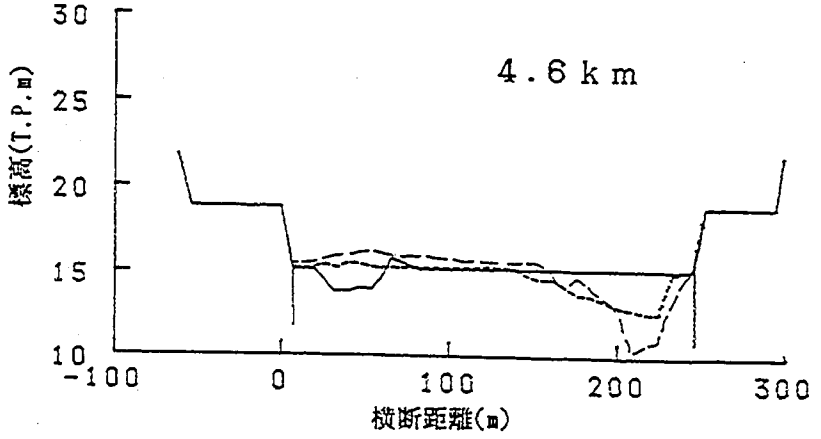


図7－3－47　通水後の河床変動状況

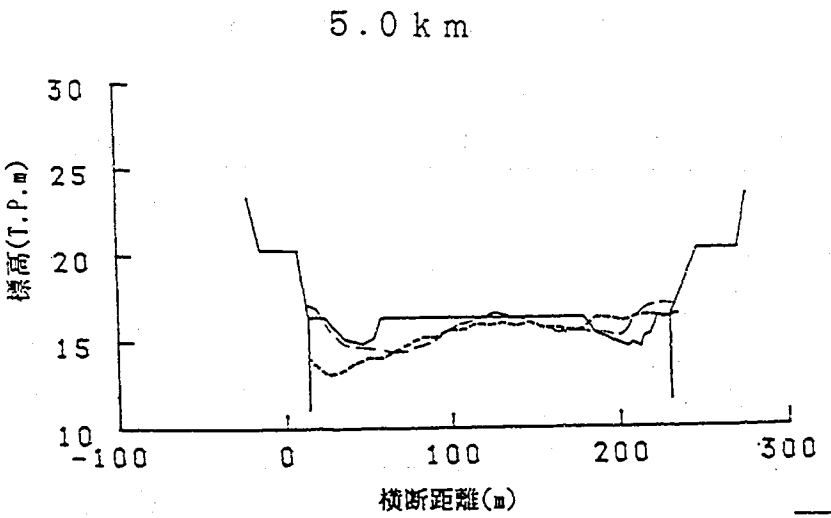


図7－3－49　通水後の河床変動状況

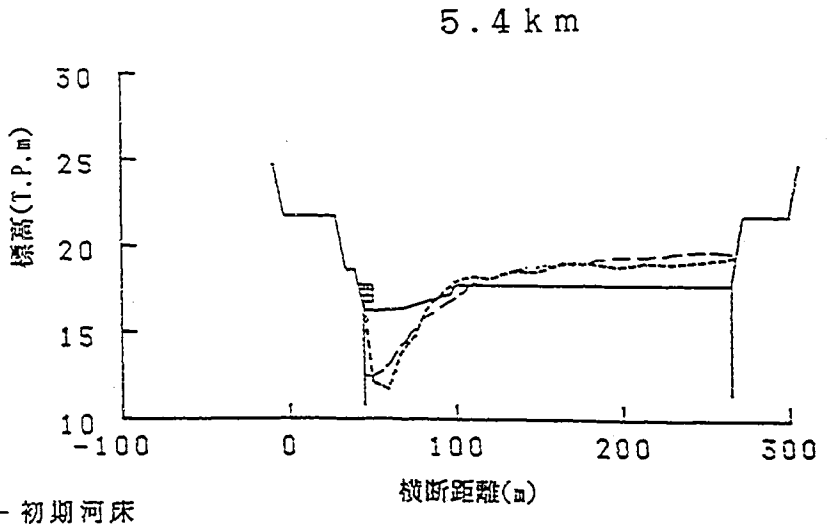


図7－3－51　通水後の河床変動状況

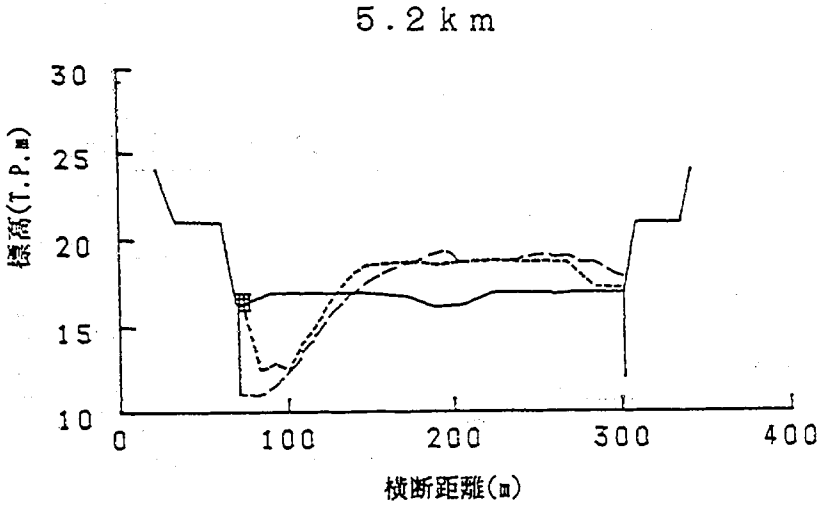


図7－3－50　通水後の河床変動状況

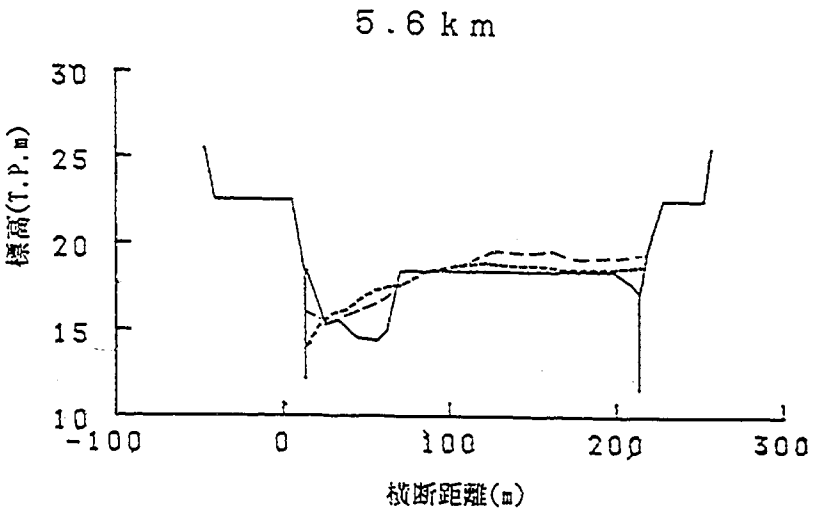


図7－3－52　通水後の河床変動状況

初期河床
実験ケースⅣ-2
実験ケースⅣ-1

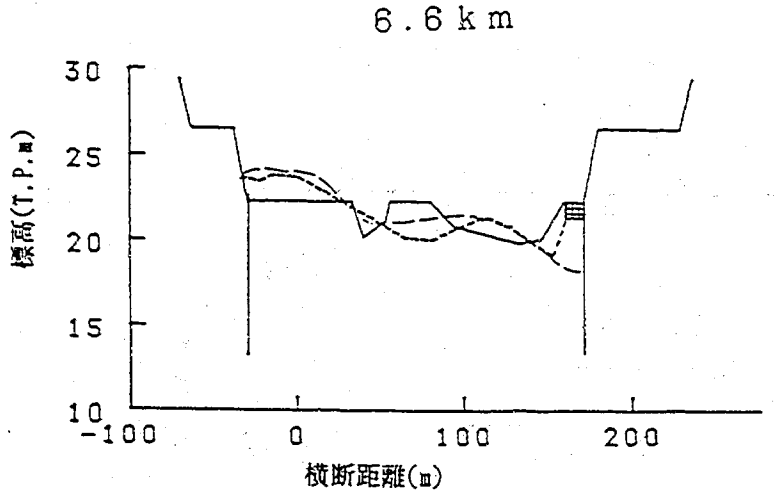


図7－3－54　通水後の河床変動状況

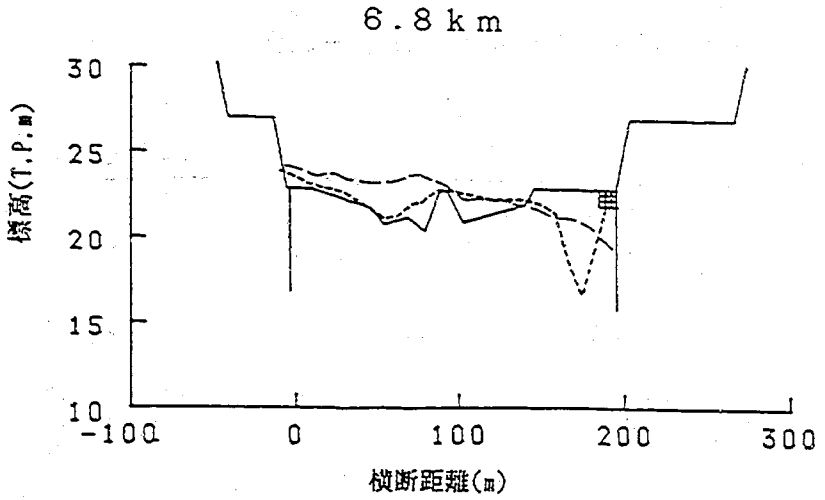


図7－3－55　通水後の河床変動状況

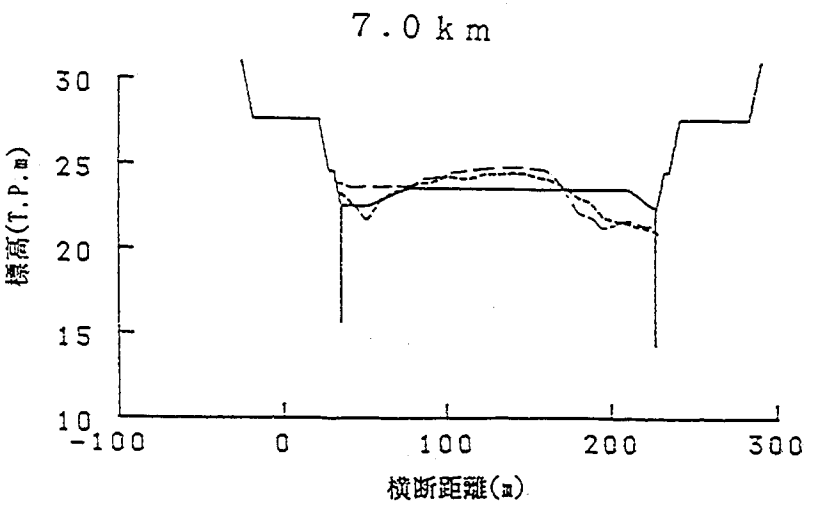
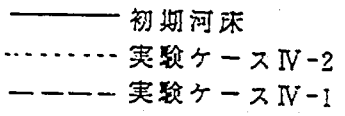


図7－3－56　通水後の河床変動状況



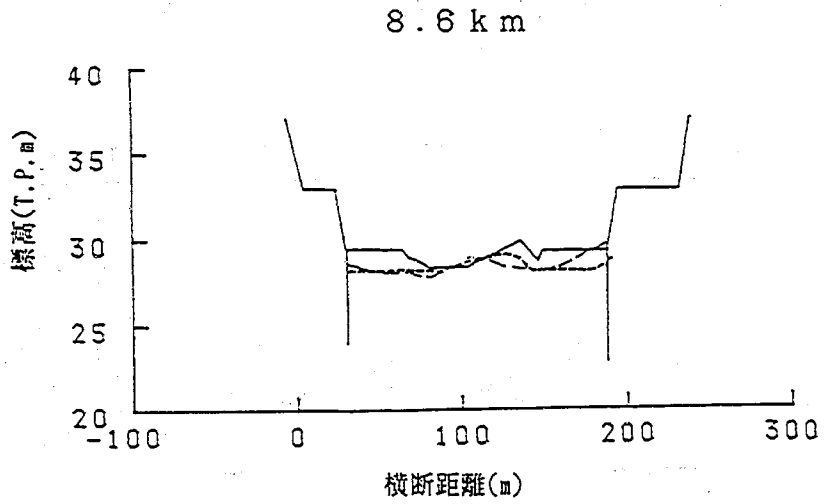


図7－3－57　通水後の河床変動状況

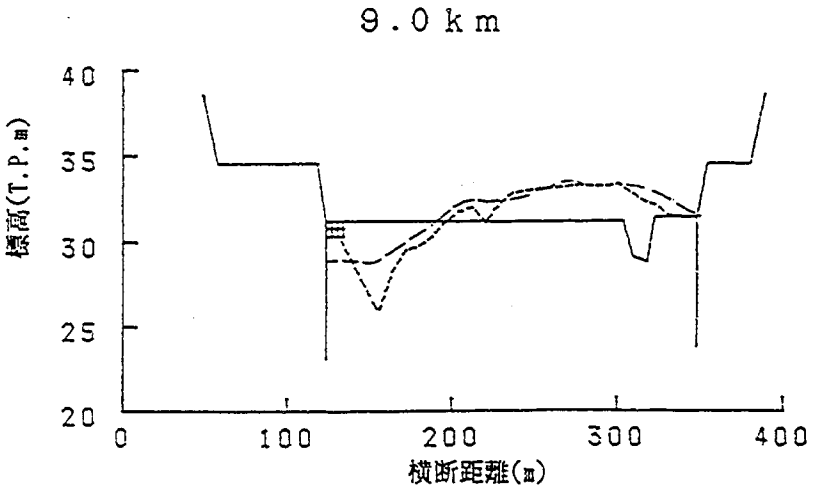


図7－3－59　通水後の河床変動状況

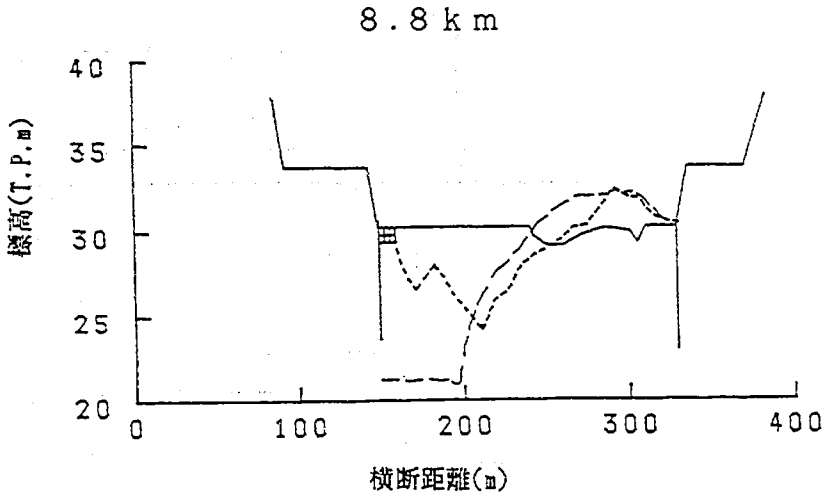
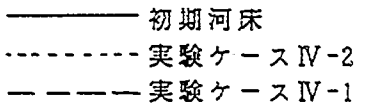


図7－3－58　通水後の河床変動状況



3) 実験Ⅳ－3

床止め工形状は，落差1.25mを5等分した5段式床止め工とした（図7－3－61参照)。統合堰は床版のみを設置した。根固め工の設置位置とその諸元は表7－3－3，図7－3－62に示す通りである。多くの場合，根固め工の諸元はより規模が大きくなる方向に変更した。また特に洗掘の著しい地点は根固め工の敷設幅を増すとともに，あらかじめ洗掘の進行を見込んで設置高さを計画河床高よりも1m低くした。

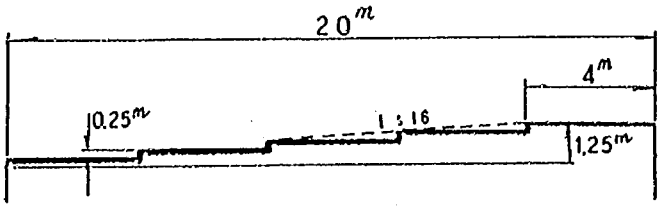


図7－3－61　床止め工形状（5段型）

表7－3－3　根固め工の設置位置と諸元（実験Ⅳ－3）

設置位置	諸元
1.2km～1.6km＋50m左岸	8tブロック連接，幅10m，長さ450m
2.2km～2.6km　右　岸	8tブロック連接，幅10m，長さ400m
4.0km～4.6km　右　岸	8tブロック連接，幅10m，実質長さ550m，河床下1mに設置
5.0km～5.4km＋30m左岸	8tブロック連接，幅10m，実質長さ500m，河床下1mに設置
6.8km－80m～7.0km右岸	8tブロック連接，幅10m，長さ250m
8.7km～9.0km　左　岸	8tブロック連接，幅10m，実質長さ400m，河床下1mに設置

①　流況について

図7－3－63に水位・河床高縦断図を示す。これによれば，水面形は前2ケースと全体的には変わりなく，問題は見られない。

つぎに平面的な流況等に注目する。写真7－3－8に通水中および通水後に撮影した気球写真を示す。全体的な流れは実験Ⅳ－1の場合と比べて大きな変化は見られなかった。わずかに根固め工の設置箇所で流速が増大し，みお筋を河岸側に引張るような状況が見られたが，その量は非常にわずかであった。

写真7－3－9に床止め工近傍の流況を撮影した写真を示す。床止め工の流れは，床止め工を多段式としたことにより以下のように変化した。流量が比較的大きいとき，床止め工全体がひとつの急勾配斜面のようにふるまい，床止め工上での流れは射流となり，床止め工下流で跳水が発生した。各落差ごとに跳水が発生するのは例えば平水流量など，流量が極めて小さいときに限られるようである。

②　河床変動

砂州の形成状況，みお筋の位置など河道全体的な河床変動状況は実験Ⅳ－1，2とほぼ同様であった。ここでは根固め工の諸元を変更した効果がどの程度上がったかを見るのが主目的であるので，実験Ⅳ－2で発生した局所洗掘状況が実験Ⅳ－3ではどのように変化したかをみることにする。

1)　1.2km～1.6km左岸

図7－3－64～図7－3－66に1.2km～1.6km区間の河床変動横断図を示す。実験Ⅳ－2の場合に比べ，

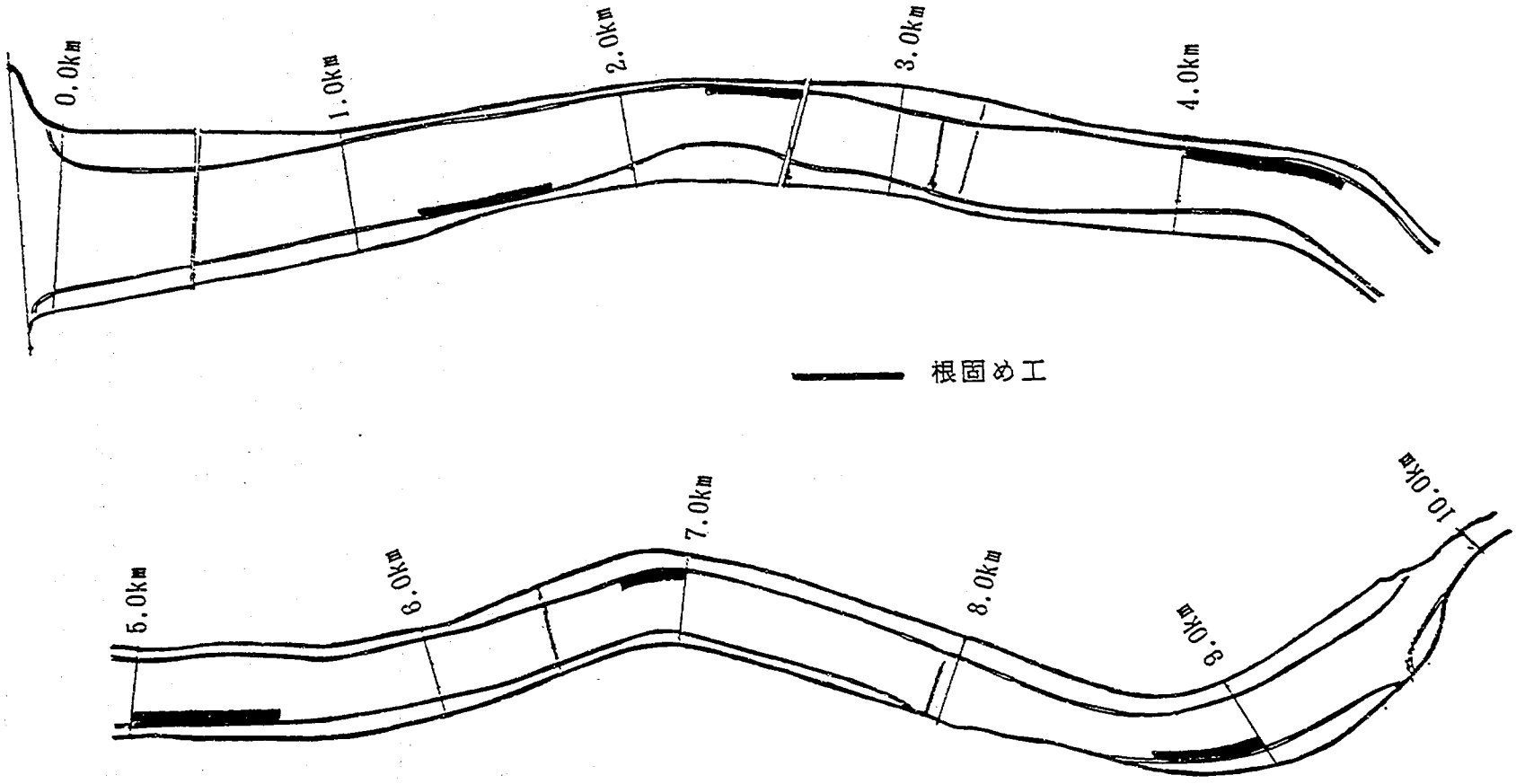


図7－3－62　根固め工の配置（ケースⅣ－3）

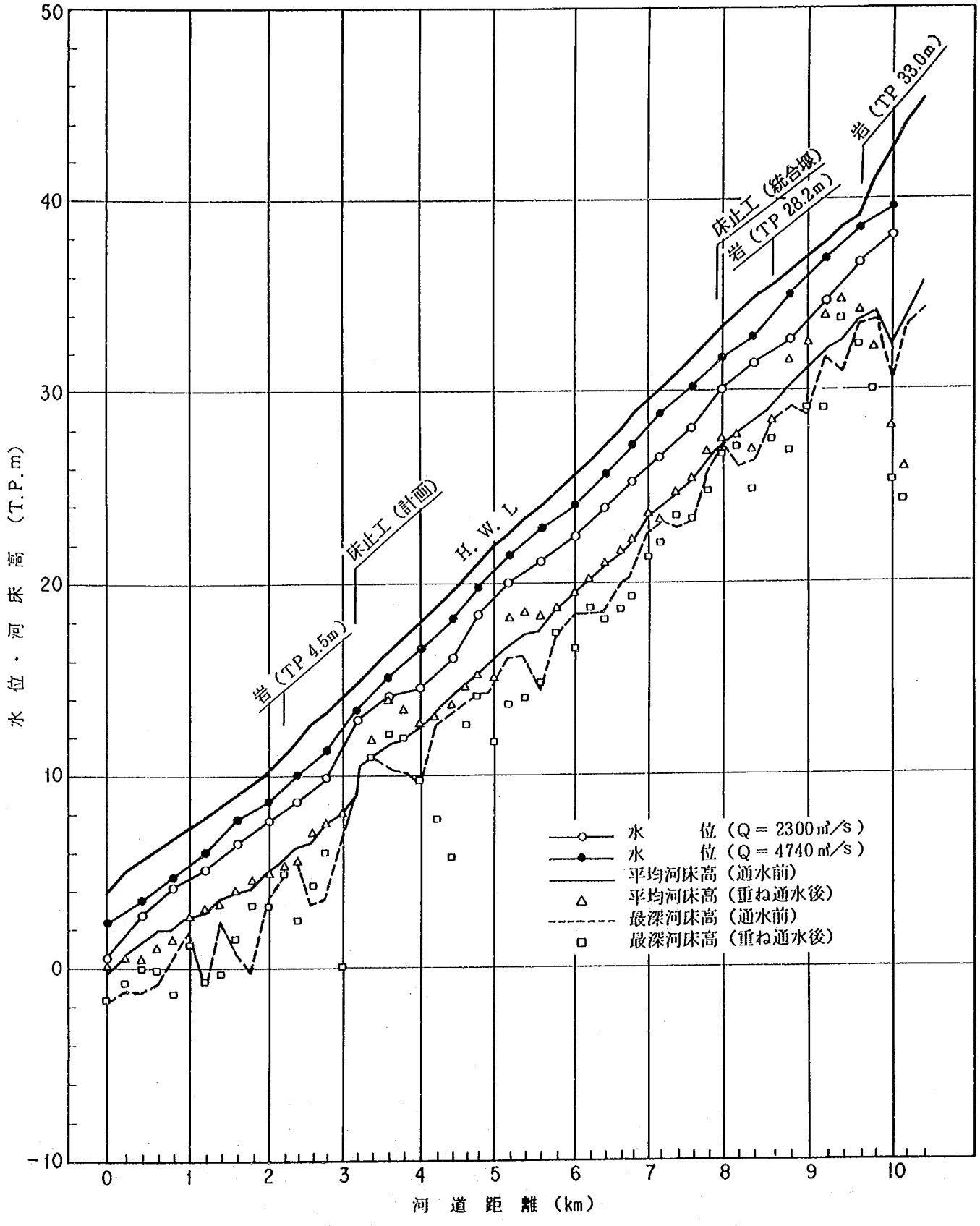


図7－3－63　水位・河床高縦断図（ケースⅣ－3）

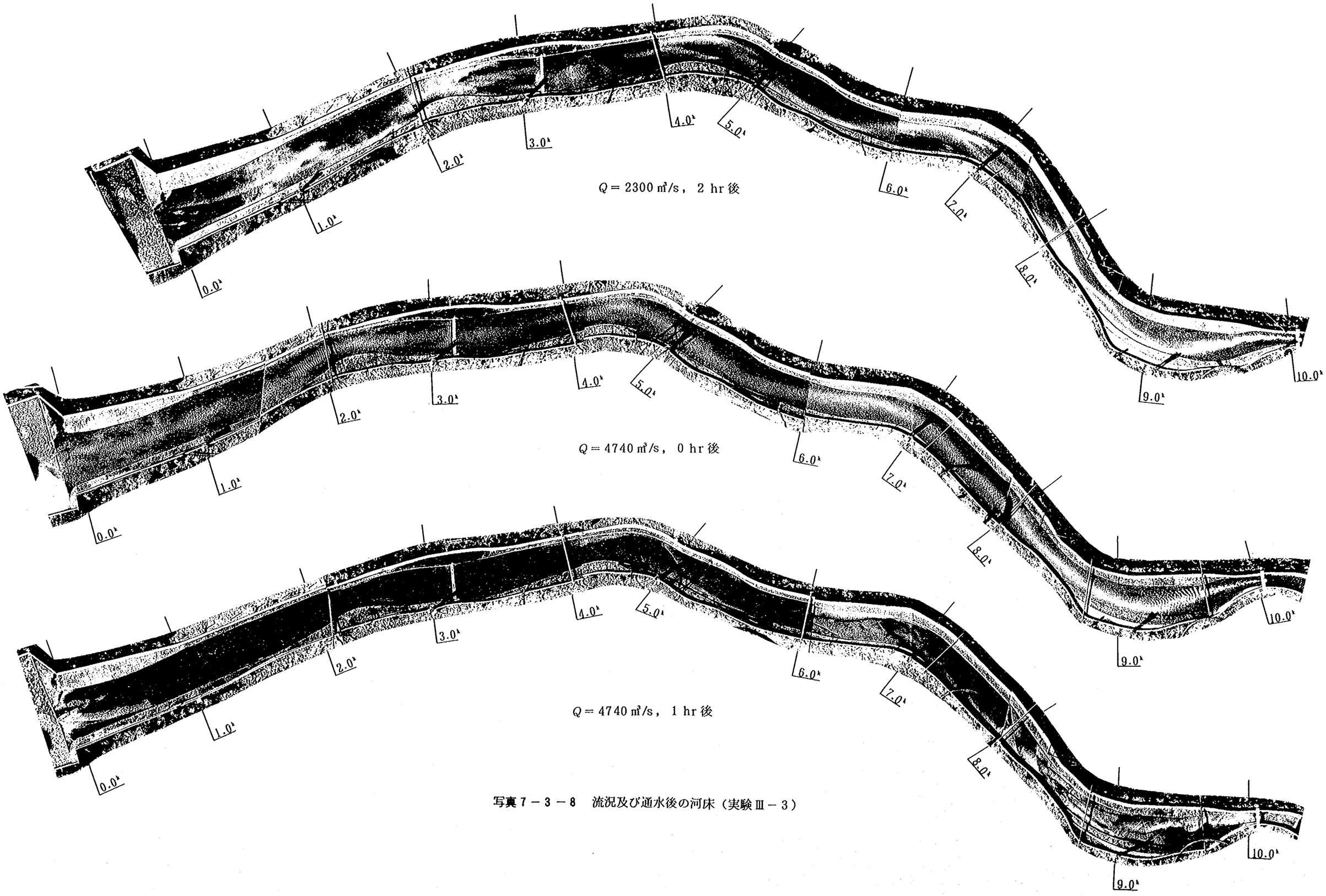


写真 7－3－8　流況及び通水後の河床（実験Ⅲ－3）



写真７－３－９　床止め工上の流れ（実験Ⅳ-３）

全般的に深掘れ深はほとんど変化しないが洗掘範囲は若干狭まった。根固め工自体の屈撓もわずかであり，その維持には問題はない。根固め工の設置範囲についてもほぼ洗掘位置をカバーしており適当であったと判断できる。

2)　2.2 km～ 2.6 km右岸

図７－３－67 ～ 図７－３－69 に 2.2 km～ 2.6 km区間の河床変動横断図を示す。実験Ⅳ－２の場合に比べ，2.6 km断面では局所洗掘の程度は軽減され，2.4 km断面でも洗掘深は約３mであり実験Ⅳ－２とほとんど変わらないが洗掘位置を河岸から根固め工の先端まで追いやった。根固め工自身の維持の問題に関しては，先端で若干屈撓するものの，問題のない程度である。なお，新物部川橋最右岸橋脚まわりの洗掘も問題である。

3)　3.2 km～ 3.4 km（深淵床止め工設置地点）

図７－３－70 ～ 図７－３－71 に 3.2 km～ 3.4 km区間の河床変動横断図，写真７－３－10に通水後の河床床変動状況を撮影した写真を示す。図７－３－72 のコンター図からわかるように，床止め工直下流はかなり洗掘される。洗掘は 2300 ㎥/s 通水時から発生し，850 ㎥/s 通水時には若干埋め戻されて規模を縮小するが，4740 ㎥/s 通水時には再び巨大化した。通水後の最大洗掘深は右岸側河岸近傍で 6.5 m，１m以上河床低下した範囲は床止め工下流端から下流 100 m にも及んだ。この洗掘量は床止め工を従来の１段式（実験Ⅳ－２）とした場合に比べるとはるかに大きい。これは多段式としたことでエネルギーの逸散量が減少したためと考えられる。床止め工の下流の護床工・根固め工の諸元については十分な配慮が必要である。床止め工上流では河床変動状況は実験Ⅳ－２の場合とほとんど変わらず河床は維持された。実験Ⅳ－２で見られた 3.4 km地点における河岸沿いの河床低下は今回の実験では見られなかった。

4)　4.0 km～ 4.6 km右岸

図７－３－73 ～ 図７－３－76 に 4.0km～ 4.6km区間の河床変動横断図，写真７－３－11に通水後の河床変動状況を撮影した写真を示す。この区間は実験Ⅳ－２では洗掘が著しかったために根固め工の維持が困難であったところである。2300㎥/s 通水時に根固め工の上に乗せた河床材料（厚さ１m）がほぼ全て移動



写真 7－3－10　床止め工直下流の局所洗掘（実験Ⅳ−3）

し，根固め工が姿を表す状況となった。4740 ㎥/s 通水時には根固め工先端で局所洗掘が発達した。通水後の河床変動状況を図 7－3－77 のコンター図に示す。これに注目するとⅣ－2 の場合に比べ全般的には局所洗掘範囲・洗掘深は変化がないが，洗掘位置は河岸から遠くへ追いやられたことがわかる。根固め工は幅の 1/2 が屈撓する程度で，実験Ⅳ－2 の場合よりもはるかに被災状況は軽減された。根固め工の設置範囲については，洗掘発生位置がさらに下流に伸び，根固め工下流端で 5.2 m河床が低下したので根固め工の設置範囲もさらに下流に延ばす必要がある。

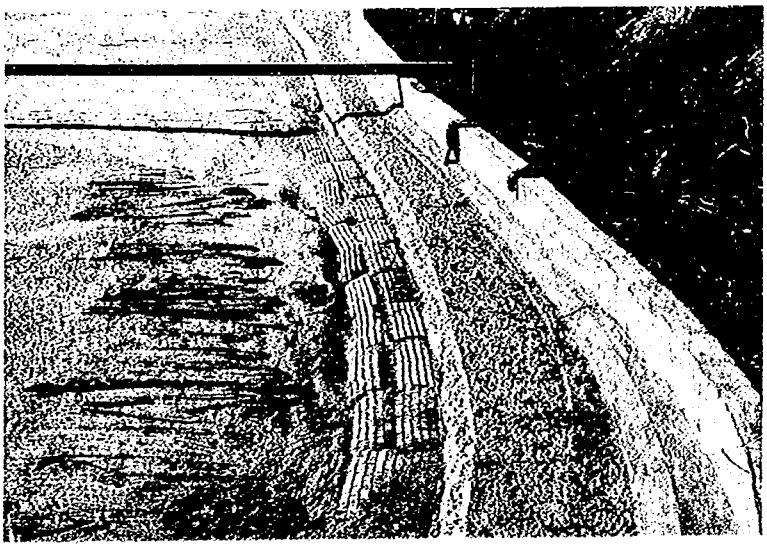


写真 7－3－11　4.0 km～ 4.6 km右岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ−3）

5)　5.0 km～ 5.6 km左岸

図 7－3－78 ～図 7－3－81 に 5.0 ～ 5.6 km 区間の河床変動横断図，図 7－3－82，写真 7－3－12に通水後の河床変動状況を示したコンター図，写真を示す。この区間では根固め工を計画河床の 1 m下に設置したが，この効果により洗掘深は実験Ⅳ－2 に比べ 5.2 km地点で 2 m，5.4 km地点では 4 m減少した。河

床低下状況は根固め工上の河床材料が移動した程度で先端に発生する局所洗掘は小規模で，根固め工の維持には問題はない。設置範囲についてはほぼ適切と判断できる。しかし，根固め工上流で洗掘深は小規模であるが比較的広い範囲で洗掘が発生しているので，比較の意味を込めて実験Ⅳ－４では延長してみることにする。

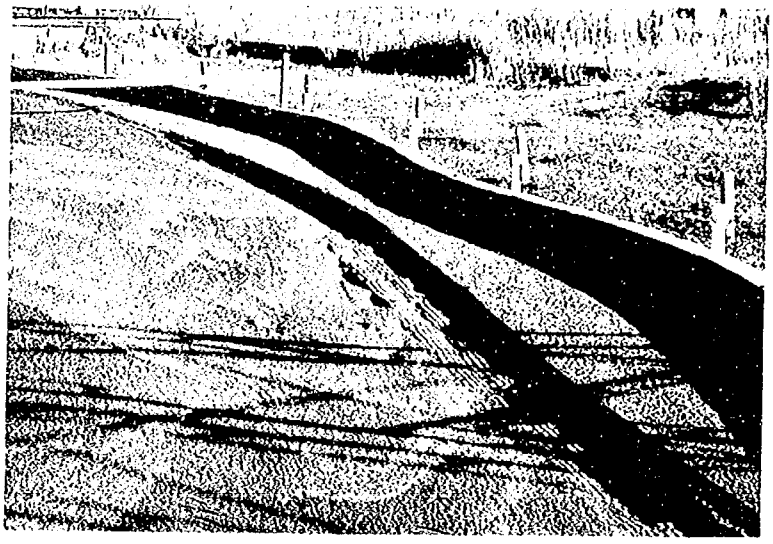


写真７－３－12　5.0 km～ 5.6 km左岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ-3）

6)　6.6 km～ 7.0 km右岸

図７－３－83 ～図７－３－85 に 6.6 km～ 7.0 km区間の河床変動横断図，写真７－３－13に通水後の河床変動状況を撮影した写真を示す。実験Ⅳ－２の場合に比べ，根固め工設置区間では全般的には局所洗掘が軽減したが，洗掘位置が根固め工下流 6.4 km～ 6.6 km周辺に移動し，6.6 km地点で最大洗掘深 6.2 mを呈した。根固め工の設置範囲を下流に延ばす必要がある。根固め工自身の維持については屈撓量も非常にわずかであり特に問題はない。



写真７－３－13　6.6 km～ 7.0 km右岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ-3）

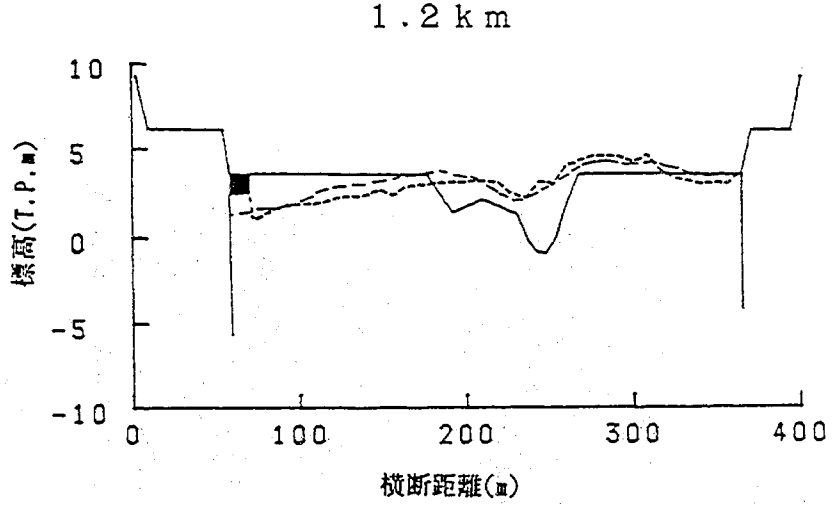


図7－3－64　通水後の河床変動状況

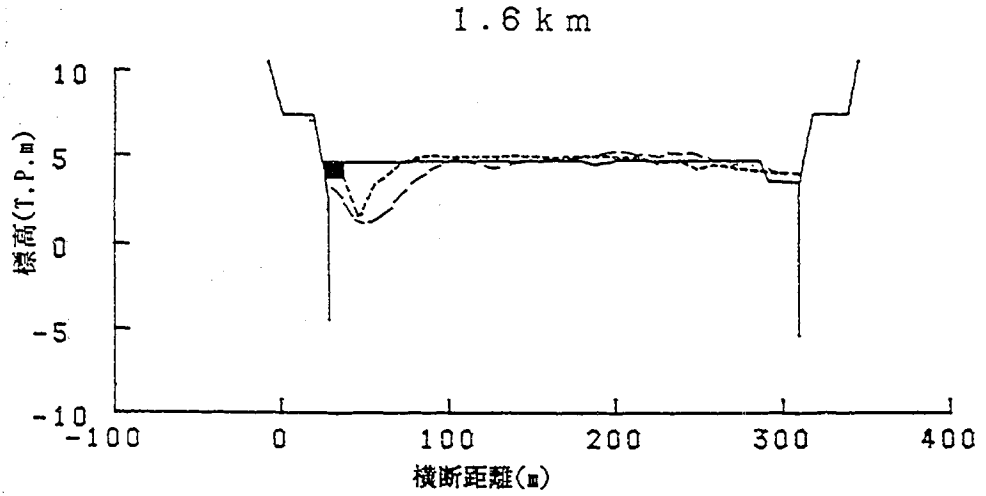


図7－3－66　通水後の河床変動状況

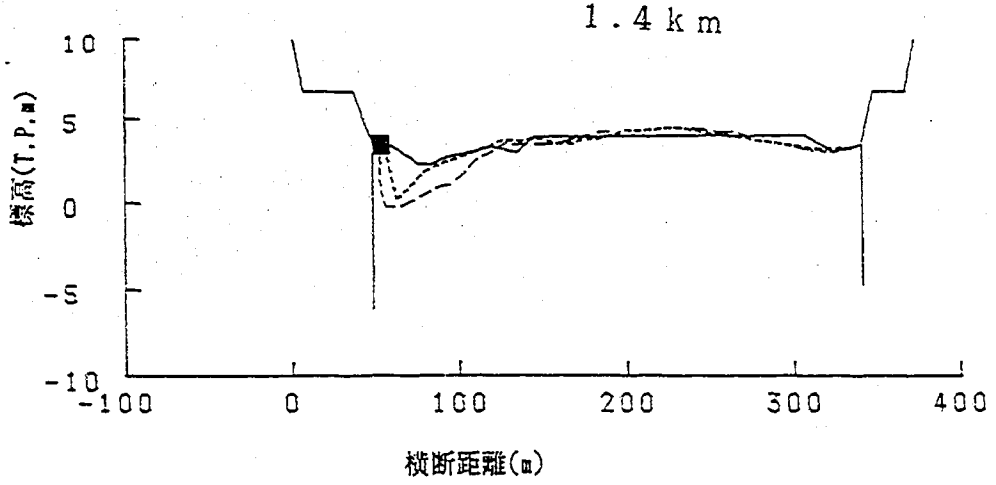
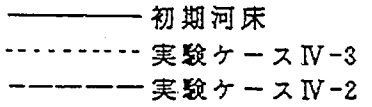


図7－3－65　通水後の河床変動状況



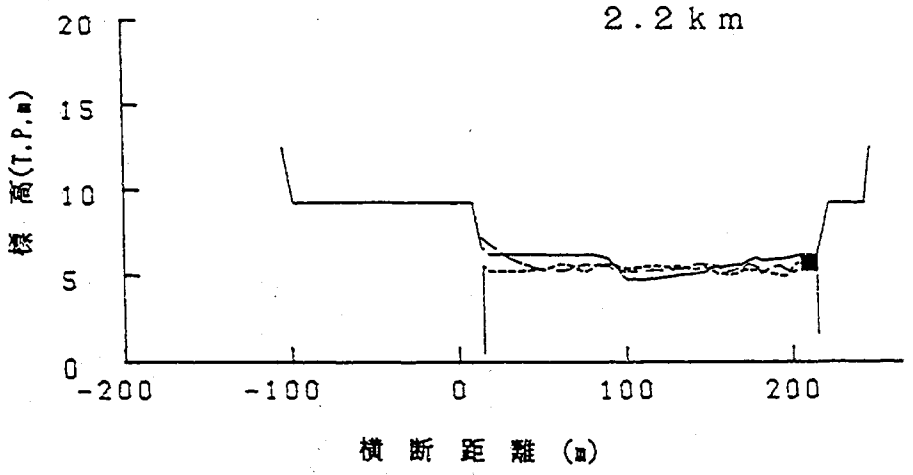


図7－3－67　通水後の河床変動状況

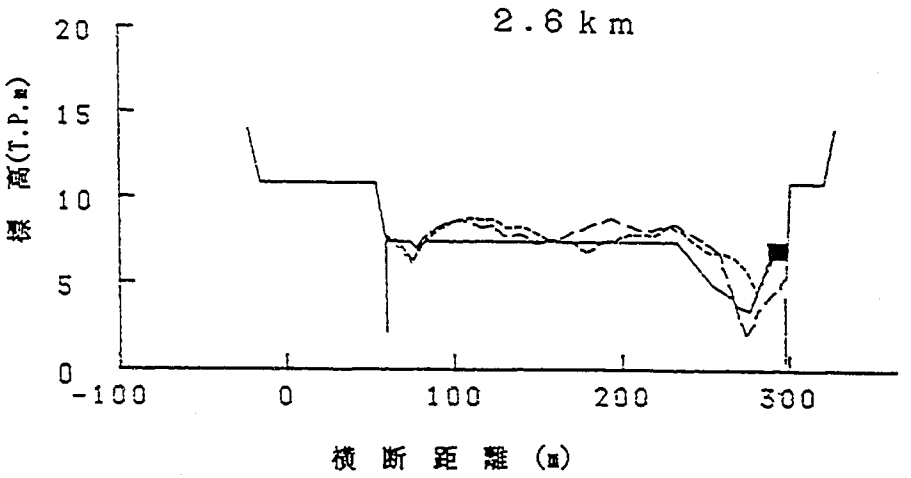


図7－3－69　通水後の河床変動状況

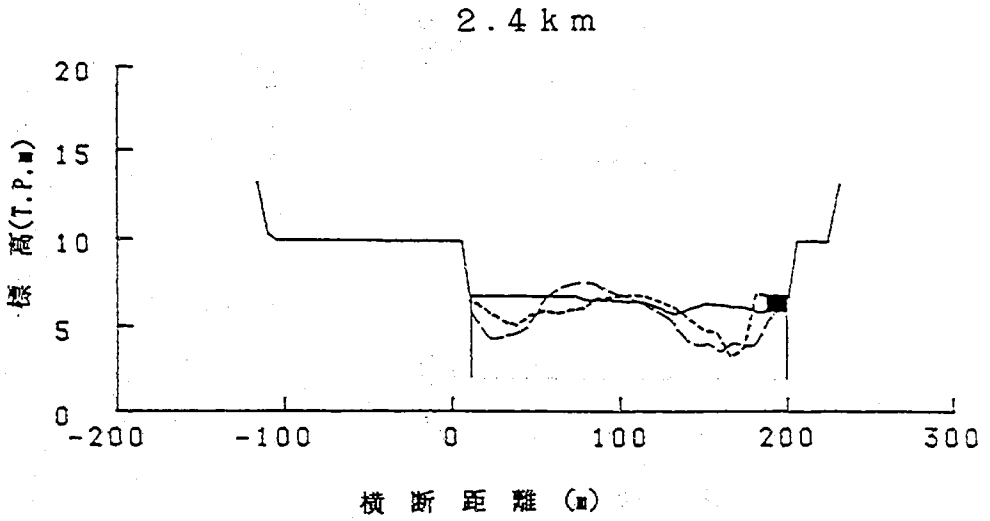


図7－3－68　通水後の河床変動状況

初期河床
実験ケースⅣ-3
実験ケースⅣ-2

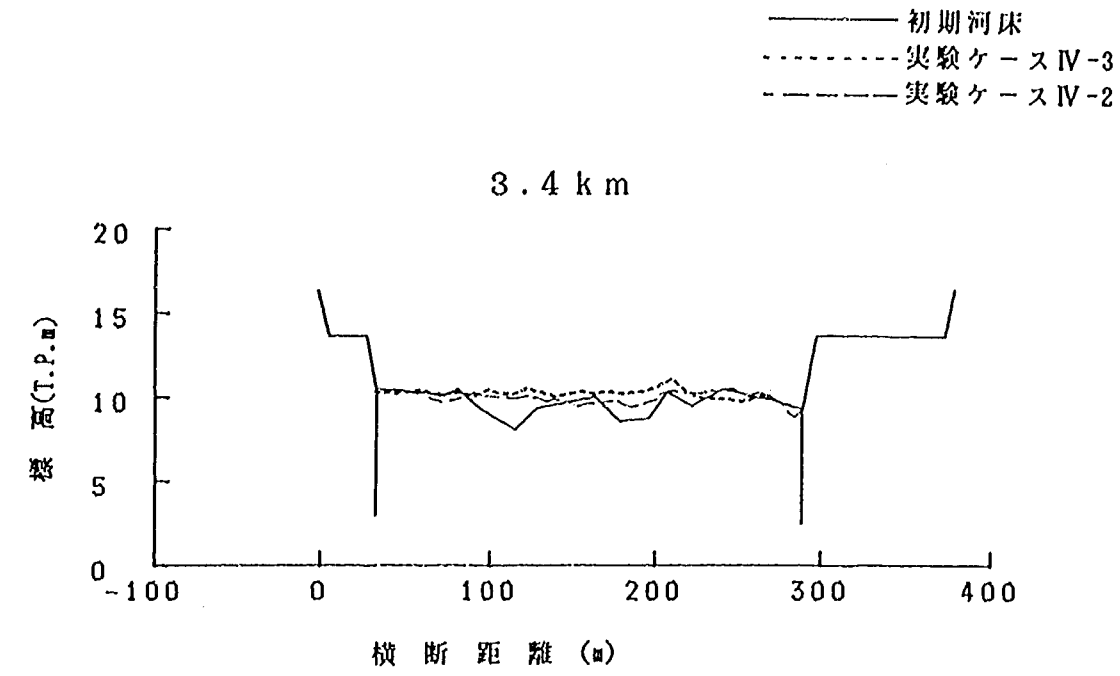


図7－3－70　通水後の河床変動状況

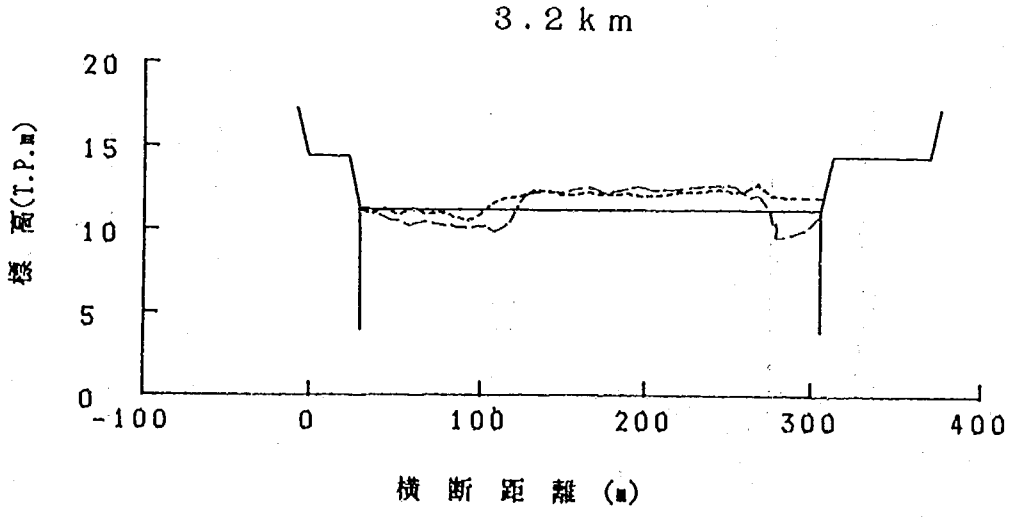


図7－3－71　通水後の河床変動状況

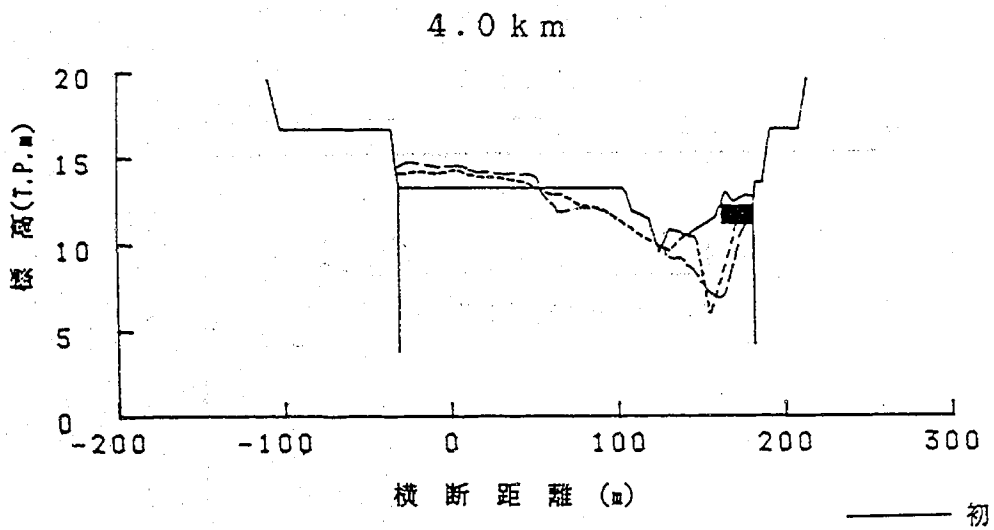


図7−3−73　通水後の河床変動状況

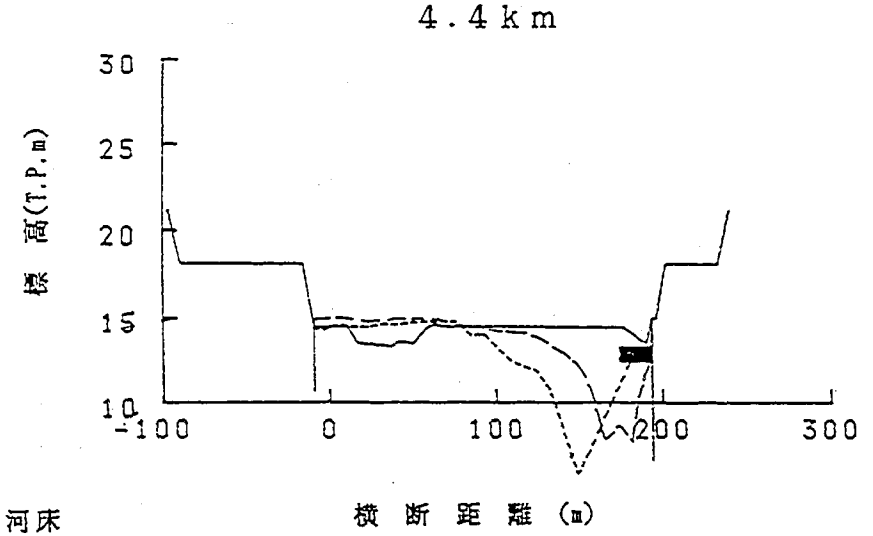


図7−3−75　通水後の河床変動状況

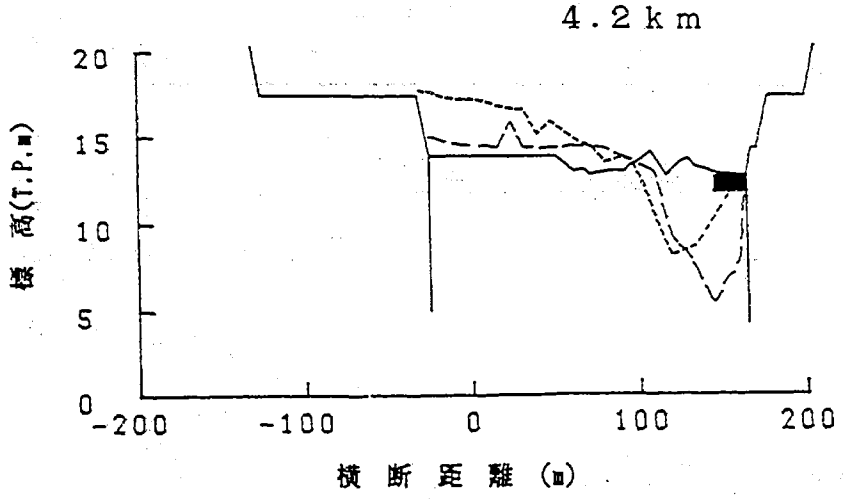


図7−3−74　通水後の河床変動状況

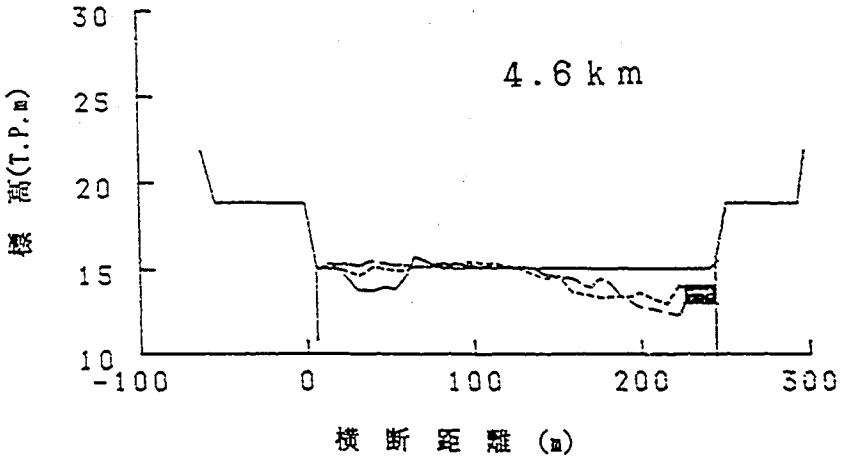


図7−3−76　通水後の河床変動状況

初期河床
実験ケースⅣ-3
実験ケースⅣ-2

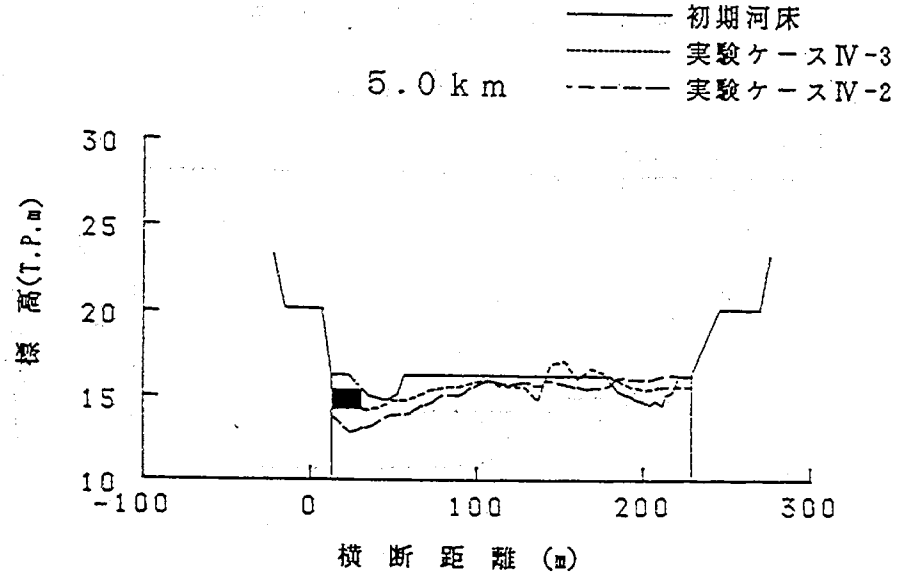


図7－3－78　通水後の河床変動状況

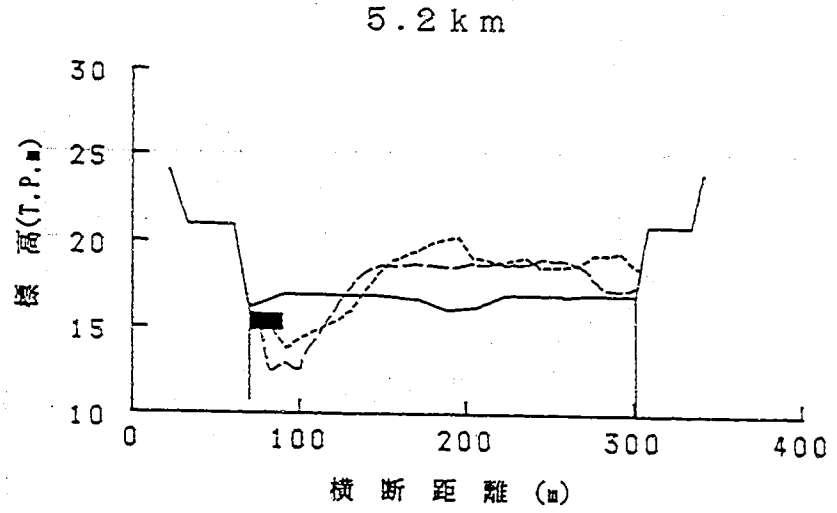


図7－3－79　通水後の河床変動状況

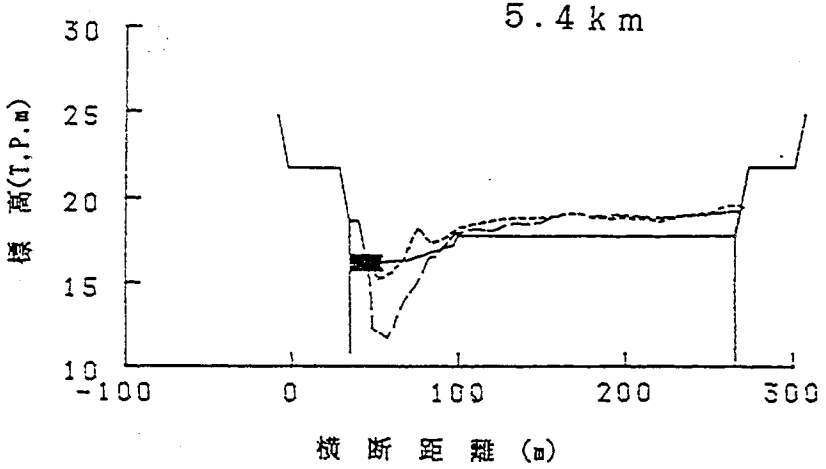


図7－3－80　通水後の河床変動状況

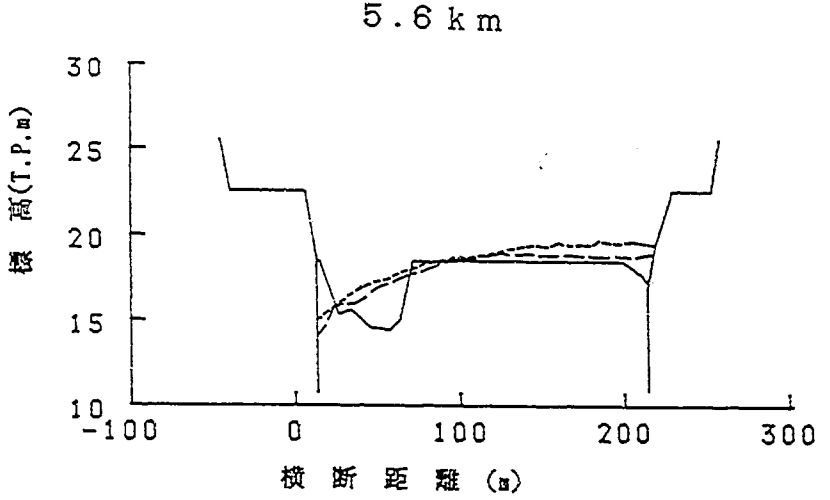


図7－3－81　通水後の河床変動状況

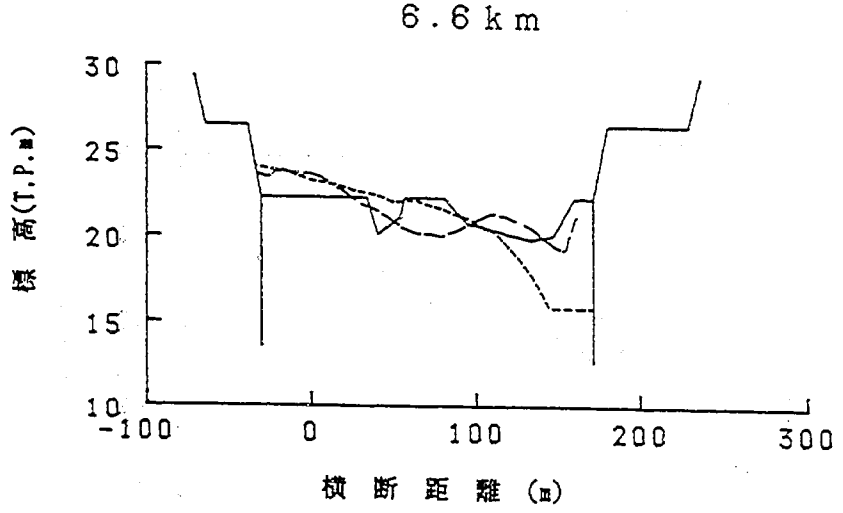


図7－3－83　通水後の河床変動状況

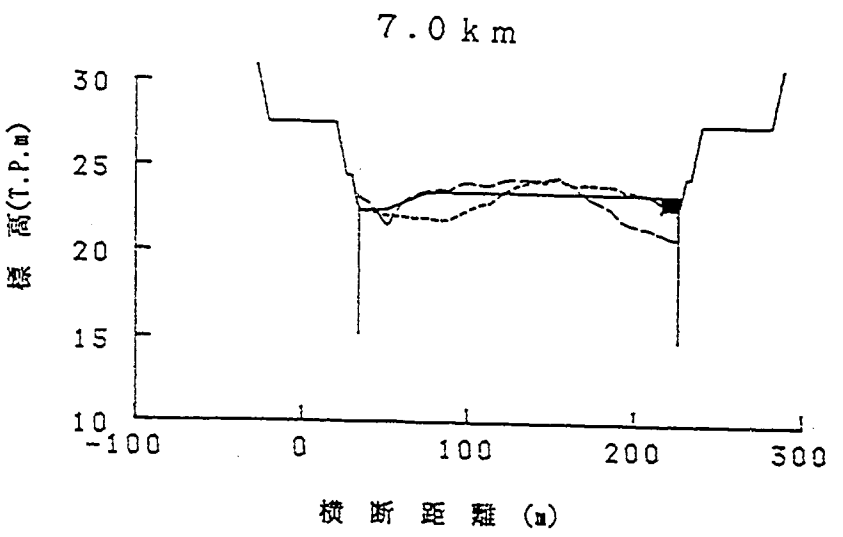


図7－3－85　通水後の河床変動状況

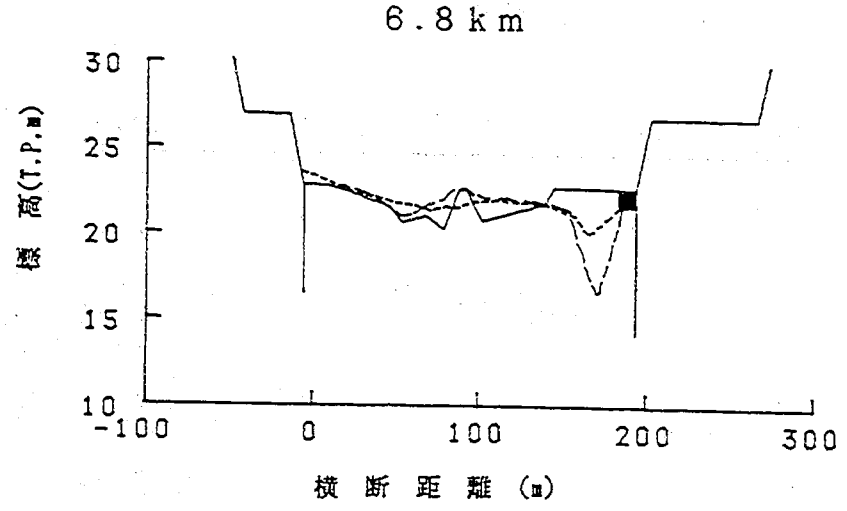
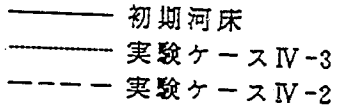


図7－3－84　通水後の河床変動状況



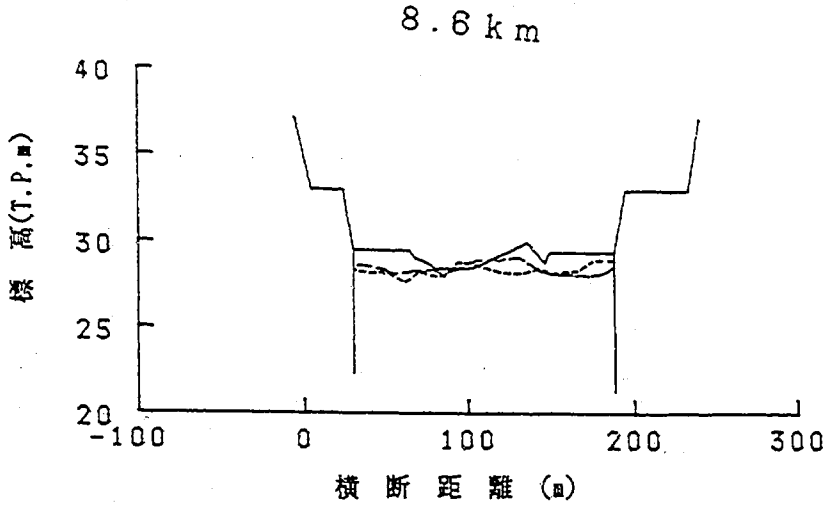


図7－3－86　通水後の河床変動状況

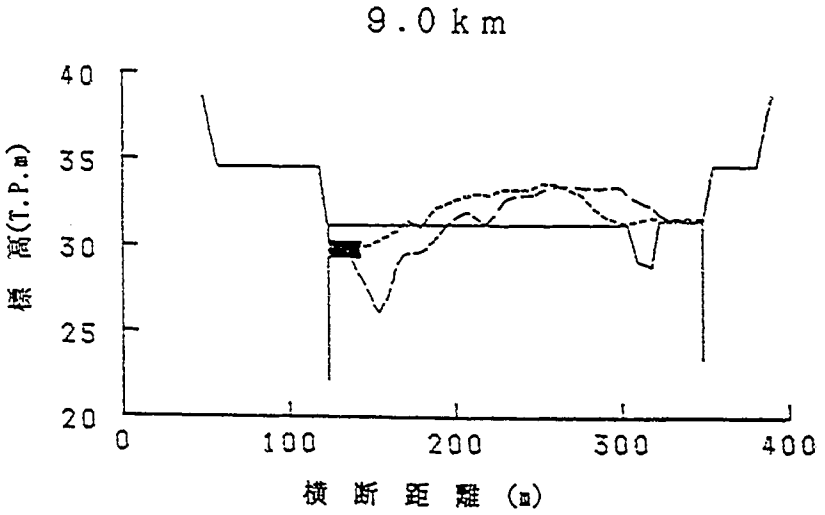


図7－3－88　通水後の河床変動状況

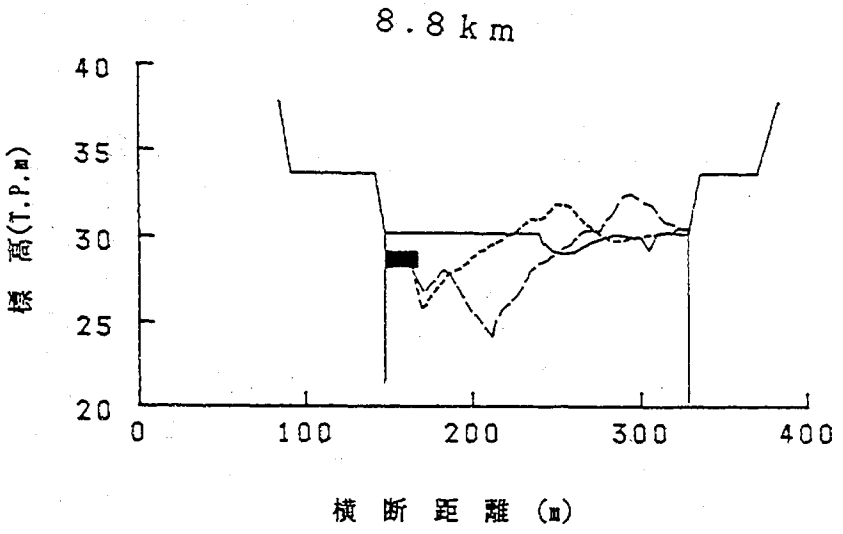
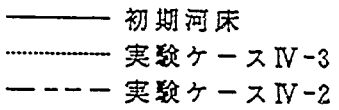


図7－3－87　通水後の河床変動状況



7) 8.6 km～9.0 km左岸

図7－3－86～図7－3－88に8.6 km～9.0 km区間の河床変動横断図，写真7－3－14に通水後の河床変動状況を撮影した写真を示す。この区間では根固め工を計画河床から1 m下に設置した。図7－3－89は通水後の河床変動状況を示したコンター図である。これに注目すると，全体的に局所洗掘量が減少し，最大でも8.8 km地点で4.3 m程度となったことがわかる。根固め工自身の維持の問題に注目しても，8.8 km地点で根固め工敷設幅の約1/4が屈撓した程度で特に問題は見られない。根固め工の設置位置については問題があった。洗掘位置が実験Ⅳ－2に比べ上流に移動し，9.0 km～9.2 kmにかけての洗掘が顕著となった。特に9.2 km地点では最大洗掘深5.9 mを呈した。根固め工の設置範囲をさらに上流に延ばす必要がある。

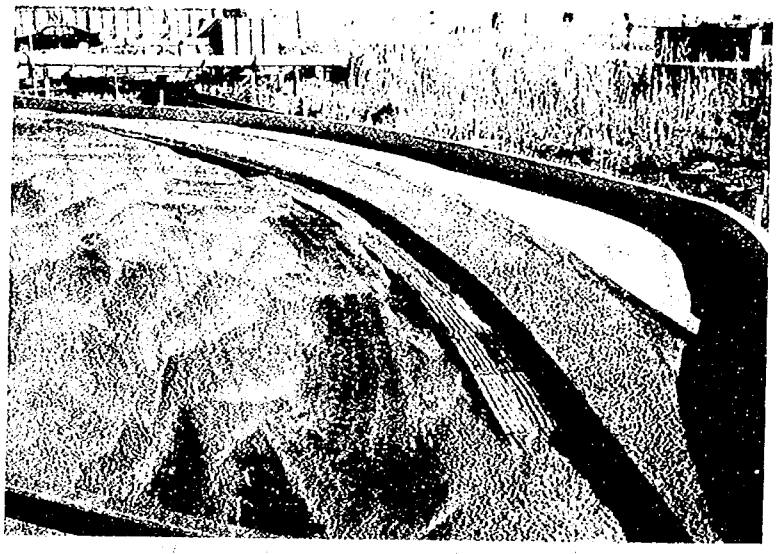


写真7－3－14　8.6 km～9.0 km左岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ-3）

4) 実験Ⅳ－4

実験Ⅳ－4では実験Ⅳ－3の結果を受けて根固め工の設置位置とその諸元を表7－3－4，図7－3－90に示す通りに変更した。今回の実験では，実験Ⅳ－3において小規模な局所洗掘の発生した0.2 km～0.6 km左岸に乱積みブロック（8 t相当）を新たに設置した。特に洗掘の著しい地点は実験Ⅳ－3と同様根固め工の設置高さを計画河床高よりも1 m低くした。また，床止め工および統合堰の形状は実験Ⅳ－3と同様である。ただし，床止め工および統合堰床版の上下流に護床工として単体ブロック（8 t相当）および下流側河岸沿いに連接ブロック（8 t相当）を設置した。

① 流況について

図7－3－91に水位・河床高縦断図を示す。これによれば，前実験のものと有意な差異は見られず，問題はない。

写真7－3－15に通水時および通水後に撮影した気球写真を示す。全体的な流れは実験Ⅳ－3の場合と比べて大きな変化は見られなかった。

② 河床変動について

砂州の形成状況，みお筋の位置など河道全体的な河床変動状況は実験Ⅳ－1～3とほぼ同様であった。

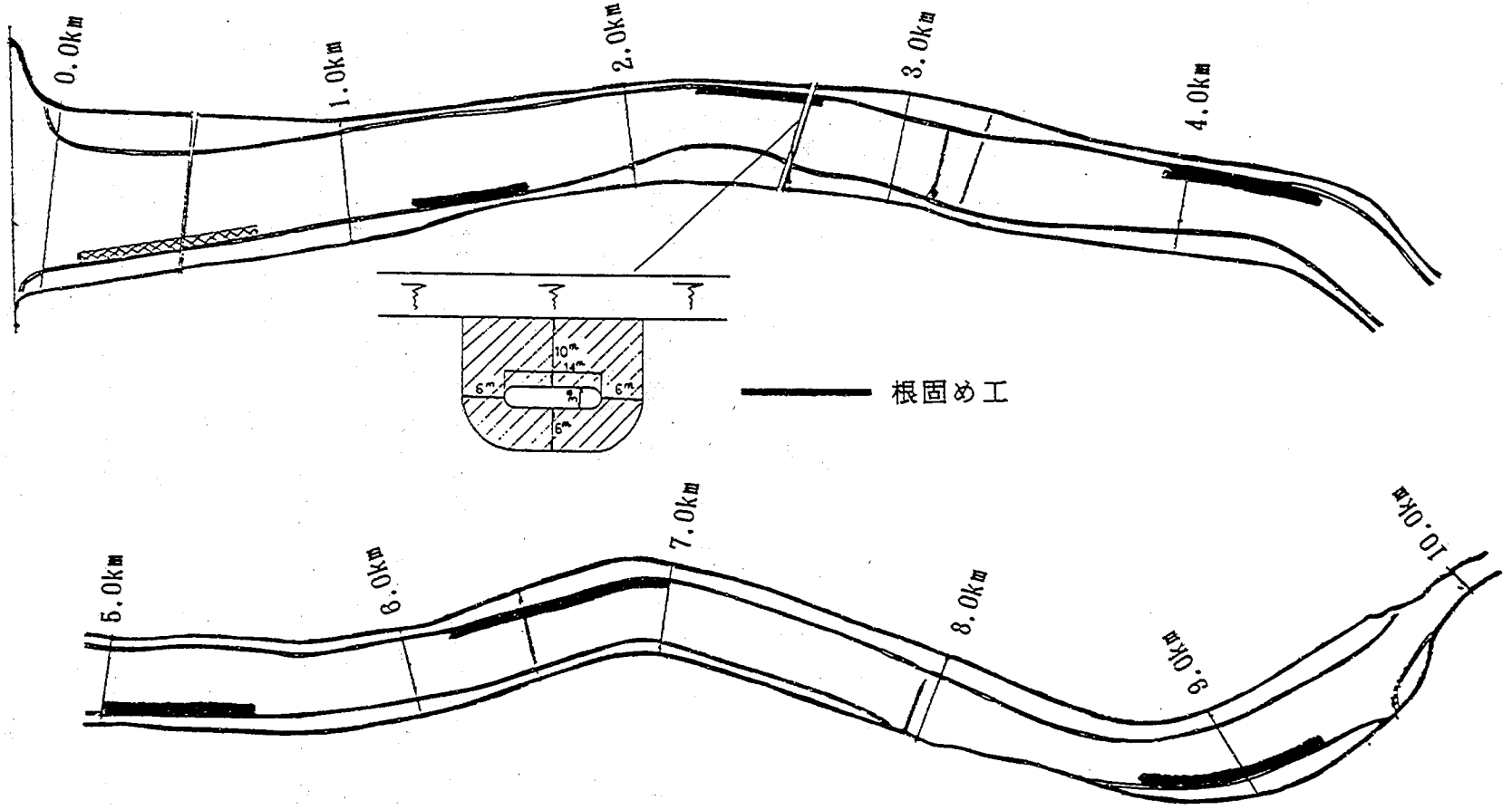
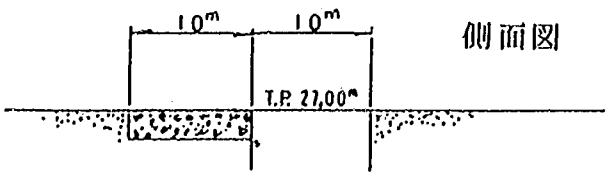
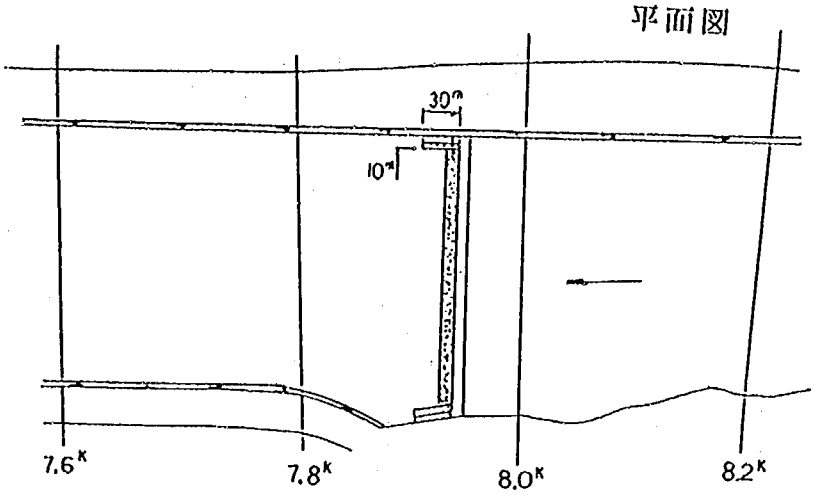


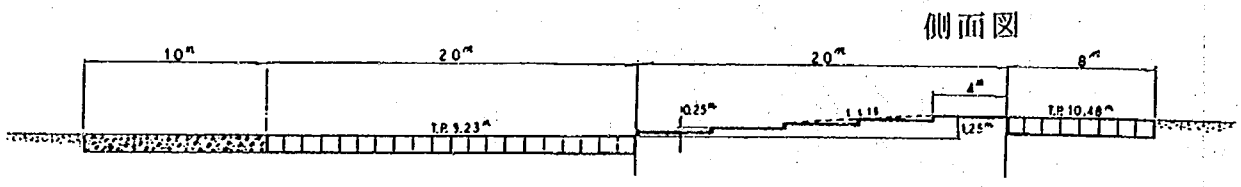
図7－3－90(a)　根固め工の配置（ケースⅣ－4）

統合堰





深淵床止め工



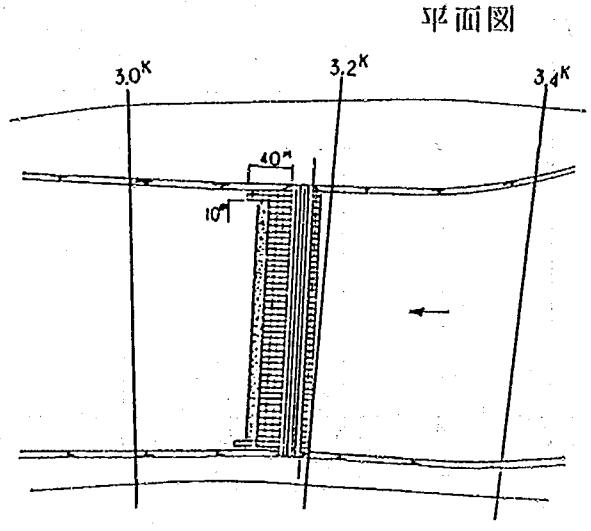


図 7－3－90(b)　根固め工の配置（ケースⅣ－4）

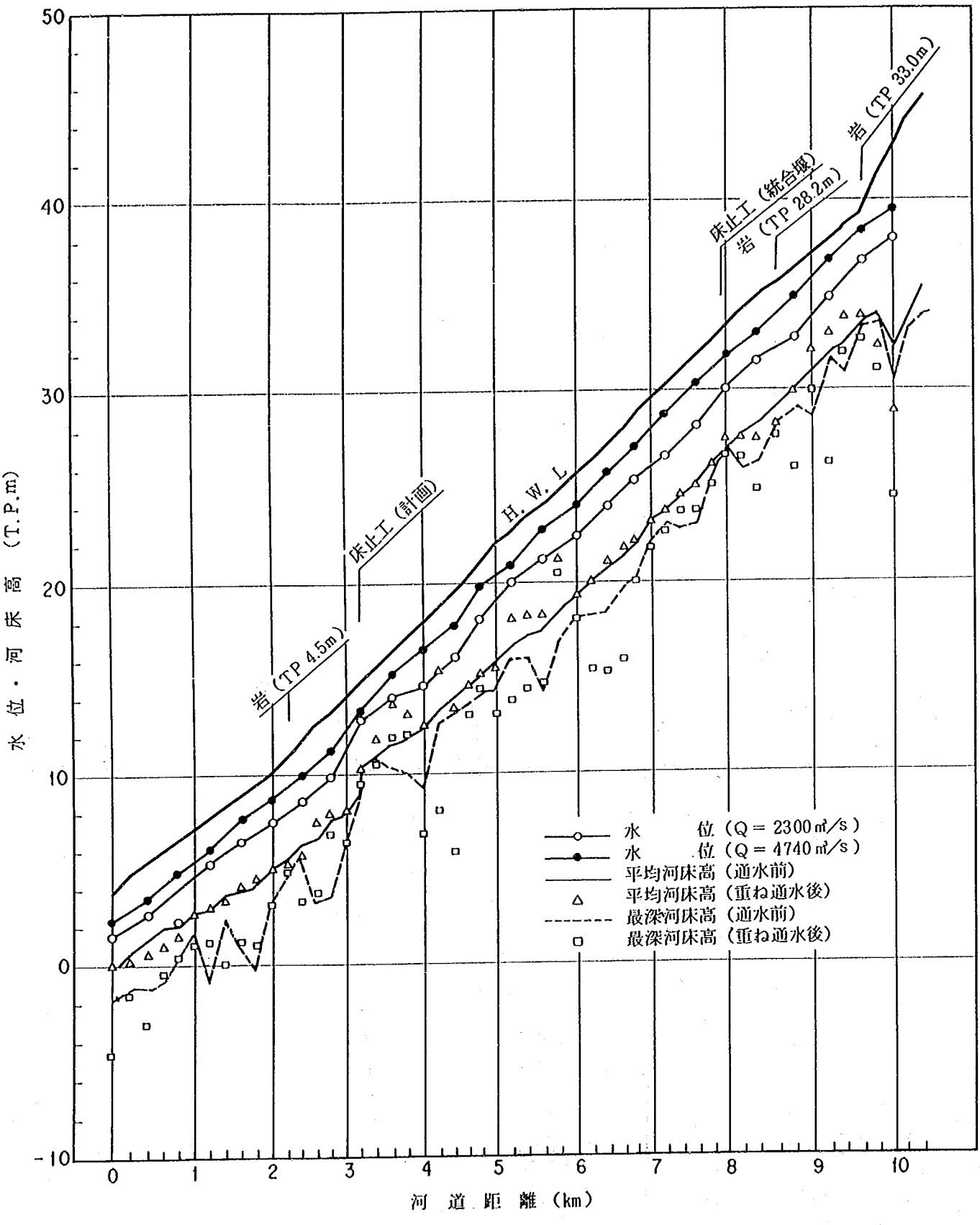
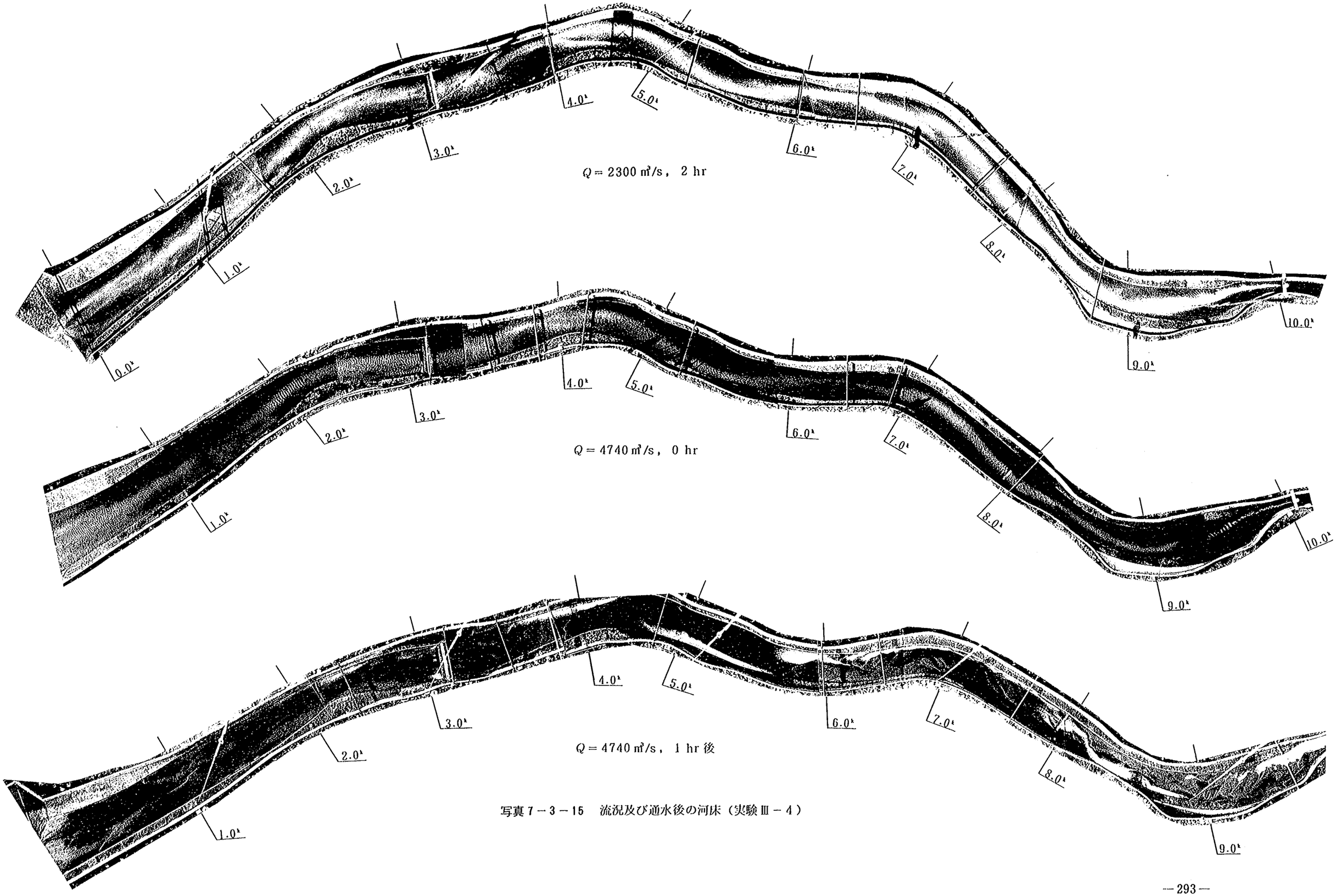


図7－3－91　水位・河床高縦断図（ケースⅣ－4）



$Q = 2300\ m^3/s$, 2 hr

$Q = 4740\ m^3/s$, 0 hr

$Q = 4740\ m^3/s$, 1 hr 後

写真 7－3－15　流況及び通水後の河床（実験 Ⅲ－4）

表7－3－4　対策工の設置位置と諸元（実験Ⅳ－4）

設置位置	諸元
0.1 km～0.7 km 左岸	8 t ブロック乱積み，幅15m，長さ 600 m
1.2 km～1.6 km＋50m左岸	8 t ブロック連接，幅10m，長さ 450 m
2.2 km～2.6 km 右岸	8 t ブロック連接，幅10m，長さ 350 m
3.9 km～4.5 km 右岸	8 t ブロック連接，幅20m，実質長さ 550 m，河床下 1 mに設置
5.0 km～5.6 km 左岸	8 t ブロック連接，幅20m，実質長さ 650 m，河床下 1 mに設置
6.2 km～7.0 km 右岸	8 t ブロック連接，幅10m，長さ 750 m
8.7 km～9.3 km 左岸	8 t ブロック連接，幅20m，実質長さ 700 m，河床下 1 mに設置
深淵床止め工上下流	護床工：8 t ブロック連接（幅20m），その下流に非連接ブロック（幅10m），上流には8 t ブロック連接（幅10m） 河岸の根固め工：8 t ブロック連接（幅10m，長さ40m）
統合堰上下流	護床工：8 t ブロック連接なし，下流幅10m，上流なし 河岸の根固め工：8 t ブロック連接，幅10m，長さ30m
新物部川橋最右岸側橋脚	橋脚周りに8 t ブロックを6 m幅に投入

以下では根固め工の諸元を変更，もしくは新たに洗掘対策工を設置した効果がどのように現れたかを見た。

1)　0.1 km～0.7 km左岸

図7－3－92～図7－3－94 に 0.2 km～0.6 km区間の河床変動状況を示す。根固め工の効果により局所洗掘は抑えられた。特に 0.6 km地点では根固め工の変形は全く見られず根固め工上に河床材料が覆いかぶさる状況であったので，根固め工の設置範囲はもっと短くても問題はなさそうである。設置範囲は0.1km～0.6程度が適当かと考えられる。

2)　1.2 km～1.7 km左岸

図7－3－95～図7－3－97 に 1.2 km～1.6 km区間の河床変動横断図を示す。実験Ⅳ－3の場合に比べ，全般的に深掘れ深はほとんど変化ない。実験Ⅳ－3と同様，根固め工の諸元については以下のように判断できる。根固め工自体の屈撓もわずかであり，その維持には問題はない。根固め工の設置範囲についてもほぼ洗掘位置をカバーしており適当であった。

3)　2.2 km～2.6 km右岸

図7－3－98～図7－3－100 に 2.2 km～2.6 km区間の河床変動横断図を示す。実験Ⅳ－3の場合に比べ，洗掘状況には有意な差異は見られなかった。根固め工自身の維持の問題に関しても実験Ⅳ－3と同様，先端で若干の屈撓が見られるが問題のない程度である。新物部川橋最右岸側の橋脚周りの洗掘も捨石ブロック敷設の効果により抑えられた。

4)　3.0 km～3.4 km（深淵床止め工設置地点）

図7－3－101～図7－3－102 に 3.0 km～3.4 km 区間の河床変動横断図を，図7－3－103 に通水後の河床コンター図を示す。実験Ⅳ－4で見られた床止め工直下流の巨大な洗掘はかなり軽減された。ただし，護床工下流端に設置した非連接ブロックは多くが崩され移動した（写真7－3－16)。床止め工直下流の

連接ブロックの変形は見られなかった。適切な護床工の諸元については以下のように考察される。護床工を設置したことにより，跳水発生位置が下流に移動し射流区間が下流に延長する現象が見られた（写真7－3－17参照)。洗掘は射流区間で大きくなるようである。仮に護床工を多少延長しても跳水位置がさらに下流に延び，結局洗掘が護床工下流端で発生すると考えられるので，護床工長を現在よりも延ばすのは得策ではない。多少の変形を覚悟のうえで護床工下流端に設置する非連接ブロックの重量を増すか，床止め工に連続して下流に設置する連接ブロックよりも単体重量が小さく，かわりに屈撓性をより高めた連接ブロックを設置するのが最も望ましい。

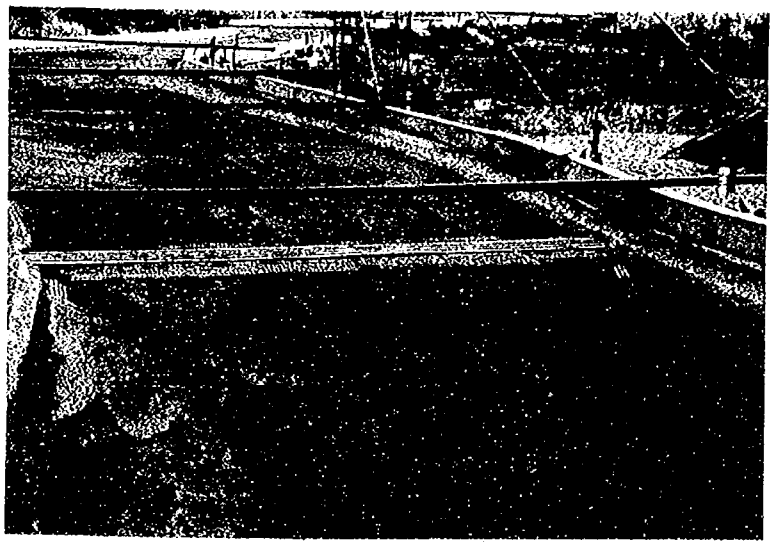


写真7－3－16　床止め工下流でのブロックの移動状況（実験Ⅳ−4）



写真7－3－17　床止め工の流れ（実験Ⅳ−4）

床止め工直下流河岸沿いの洗掘については，特に右岸側が顕著であり，根固め工の先端で最大6mの河床低下量を示す。根固め工の直下は吸出しを受けて空洞になった。根固工の敷設幅は20m以上にするか，洗掘を見越して1～2m程度計画河床下に敷設する必要があるものと考えられる。

5) 3.9 km～4.5 km右岸

図7－3－104～図7－3－107に4.0 km～4.6 km区間の河床変動横断図，写真7－3－18，図7－3－108に通水後の河床変動状況を表した写真および河床コンター図を示す。2300 m³/s通水時に根固め工の上に乗せた河床材料（厚さ1 m）がほぼ全て移動し，根固め工が姿を表す状況となった。4740 m³/s通水時には根固め工先端で局所洗掘が発達した。通水後の局所洗掘深に注目すると実験Ⅳ－3の場合に比べ有意な差異は見られないが，設置範囲については大きな深掘れ箇所をほぼ覆っており，ほぼ適切であったと判断できる。

なお，本実験終了後，予備的に根固め工の幅を10 m，敷設高さを現在の計画河床より2 m下として設置し洪水流を通水したところ，根固め工は多少屈撓する程度で，洗掘の最も著しい4.2 km～4.4 km区間の敷設幅を15 m程度にすれば十分維持可能な状況となった。

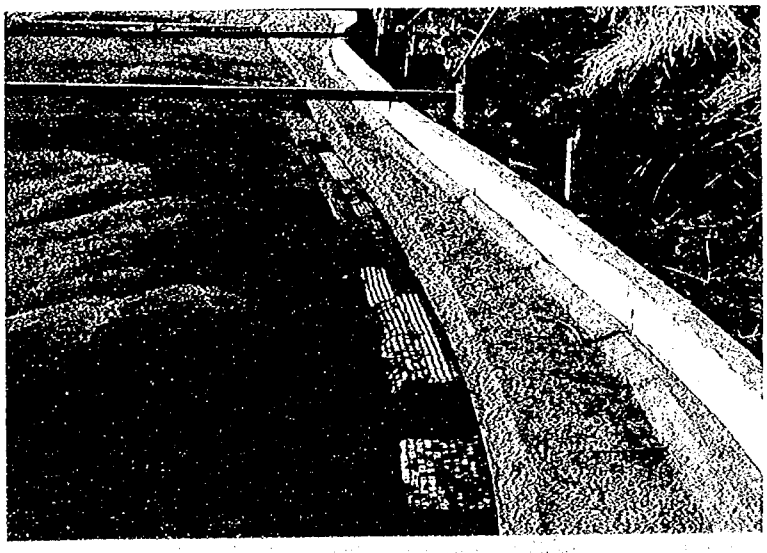


写真7－3－18　3.9 km～4.5 km右岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ-4）

6) 5.0 km～5.6 km左岸

図7－3－109～図7－3－112に5.0 km～5.6 km区間の河床変動横断図，図7－3－113，写真7－3－19に通水後の河床変動状況を表したコンター図，写真を示す。洗掘状況は実験Ⅳ－4の場合と基本的に変化はなかった。根固め工の変形もなく，その維持には問題はない。設置範囲については，今回の実験のように5.0 km～5.6 km区間に敷設すれば確実であるが，実験Ⅳ－3の場合のように5.0 km～5.4 km＋50 mであっても十分かと考えられる。なお，予備的に根固め工の敷設幅を10 m，敷設高さを現在の計画河床より2 m下にして洪水流を通水する実験を行ったところ，根固め工の屈撓はわずかであり，十分維持可能な状況となった。

7) 6.2 km～7.0 km右岸

図7－3－114～図7－3－116に6.6 km～7.0 km区間の河床変動横断図，写真7－3－20に通水後の河床変動状況を撮影した写真を示す。実験Ⅳ－3の場合に比べ，8.6 km地点の右岸側河岸近傍では根固め工の設置の効果により洗掘は大幅に軽減された。今回の根固め工の敷設範囲は妥当なものであったと考えられ

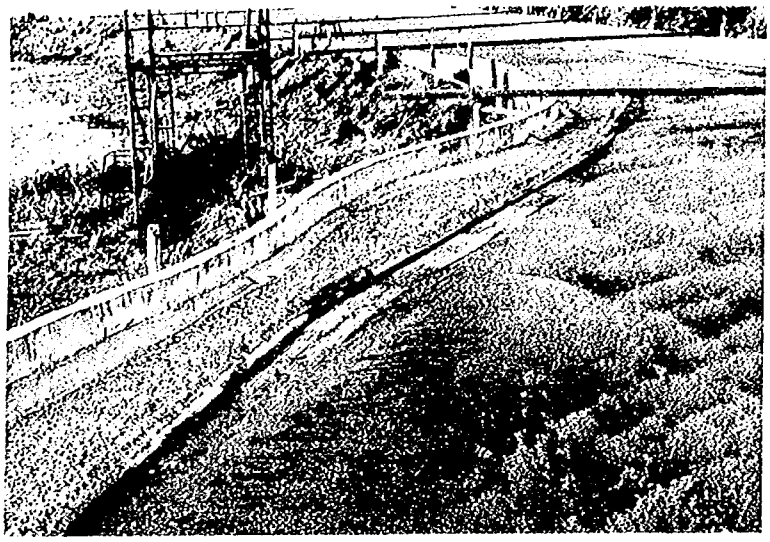


写真 7－3－19　5.0 km～ 5.6 km左岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ−4）



写真 7－3－20　6.2 km～ 7.0 km右岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ−4）

る。根固め工自身の維持については屈撓量も非常にわずかであり特に問題はない。

8) 統 合 堰

写真 7 － 3 －21に通水後の河床変動状況を撮影した写真を示す。統合堰周辺の河床変動状況は，実験Ⅳ－3まででは左岸側河岸近傍で小規模な局所洗掘が発生したが，この実験において護床工を設置したところ，局所洗掘を抑えることができた。

9) 8.6 km～ 9.0 km左岸

図 7－3－117 ～図 7－3－119 に 8.6 km～ 9.0 km区間の河床変動横断図を，図 7－3－120，および写真 7 － 3 －22に通水後の河床変動状況を示した河床コンター図，写真を示す。実験Ⅳ－3で問題であった 9.0 km～ 9.2 km区間の局所洗掘は，根固め工を設置したことによりほぼ抑えられた。根固め工の範囲については上流側は 9.2 kmまででよいと考えられる。根固め工自身の維持の問題に注目しても特に問題は見られない。この区間では河床下に岩が露出する可能性が高いが，実際に根固め工を施工する場合にはこの岩

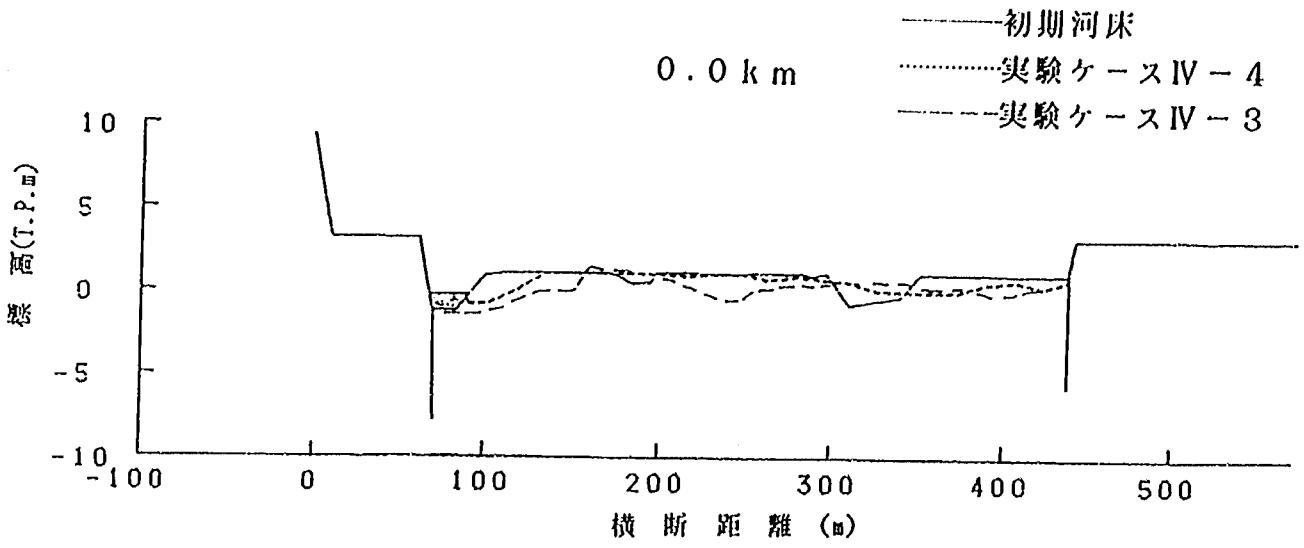


図7－3－92　通水後の河床変動状況

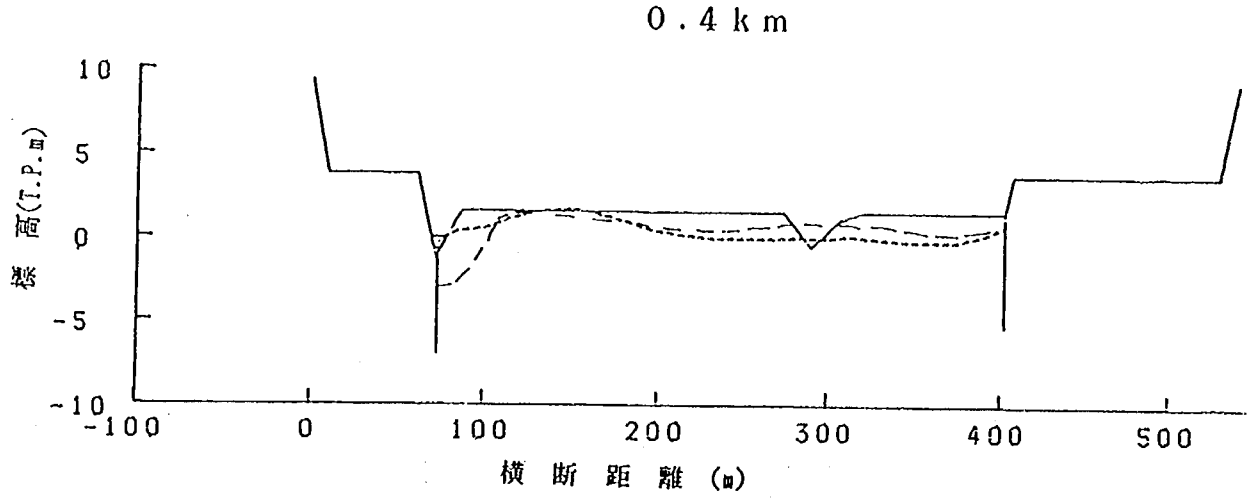


図7－3－93　通水後の河床変動状況

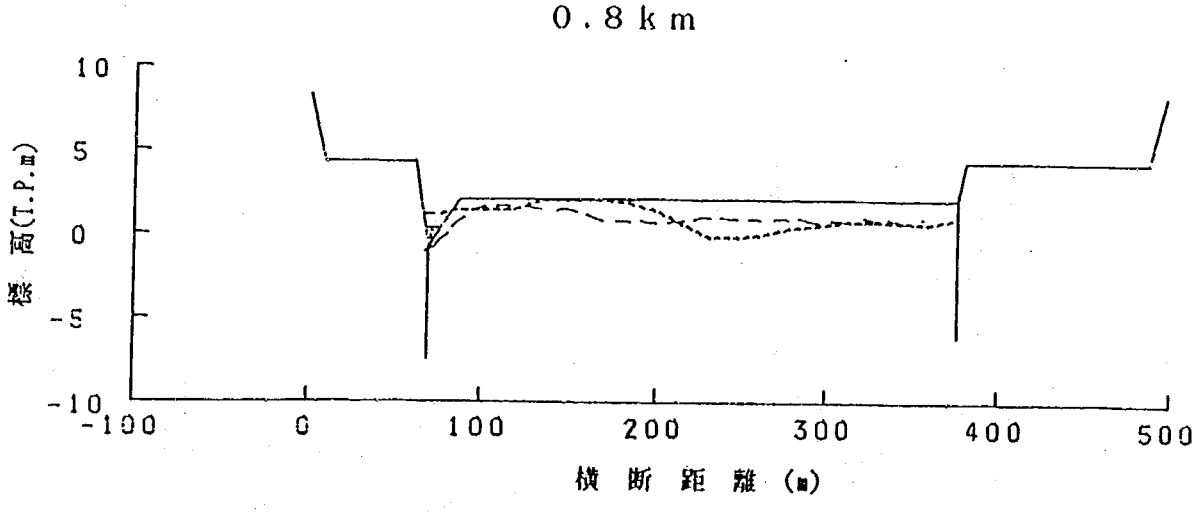


図7－3－94　通水後の河床変動状況

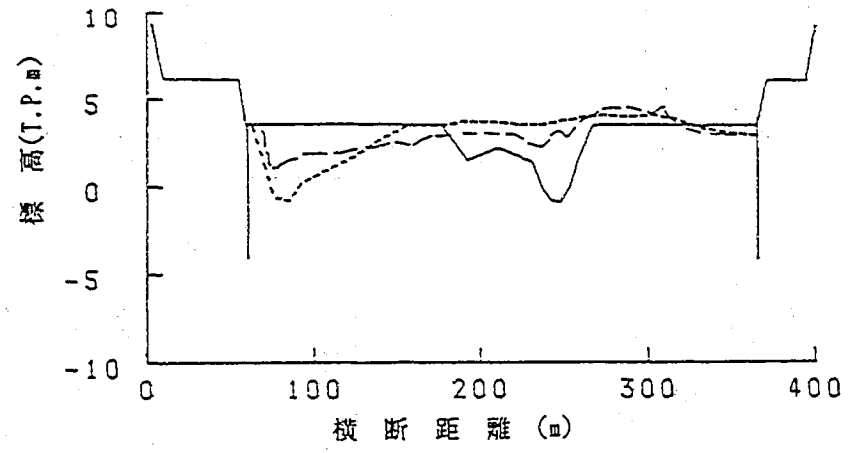


図7－3－95　通水後の河床変動状況

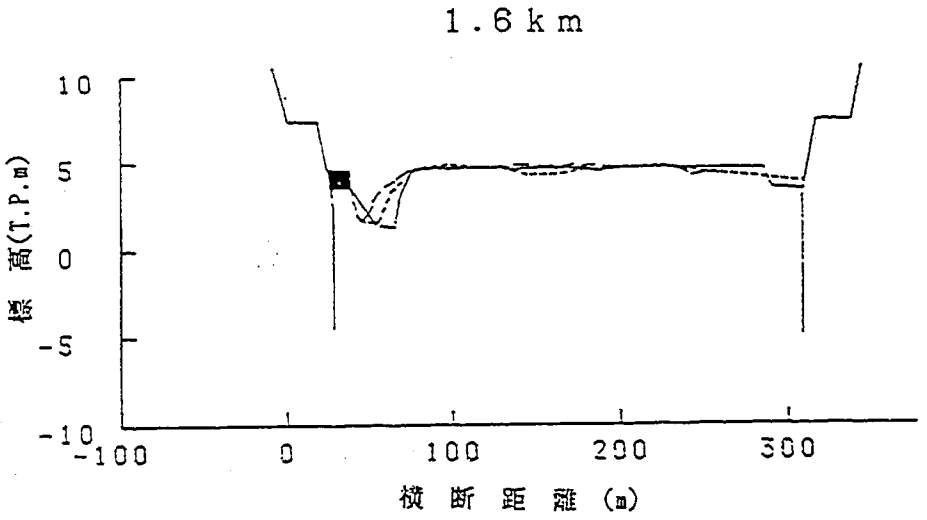


図7－3－97　通水後の河床変動状況

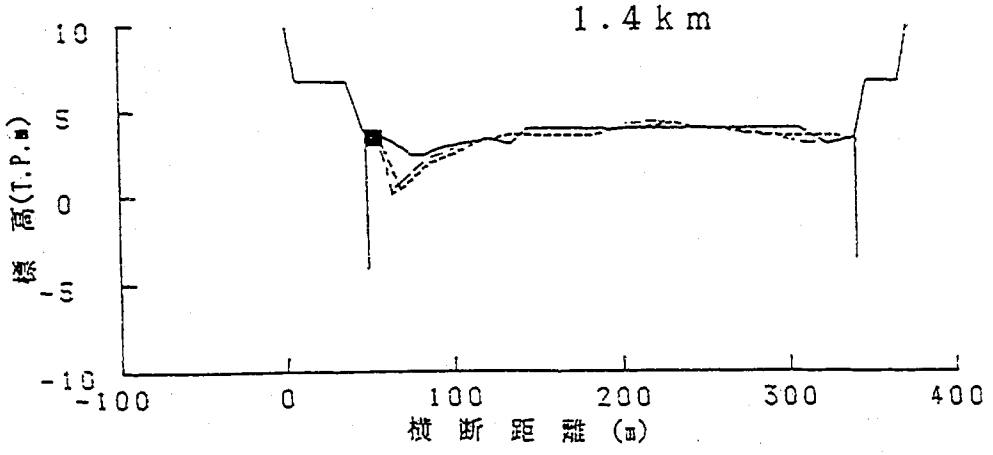
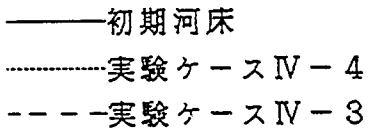


図7－3－96　通水後の河床変動状況



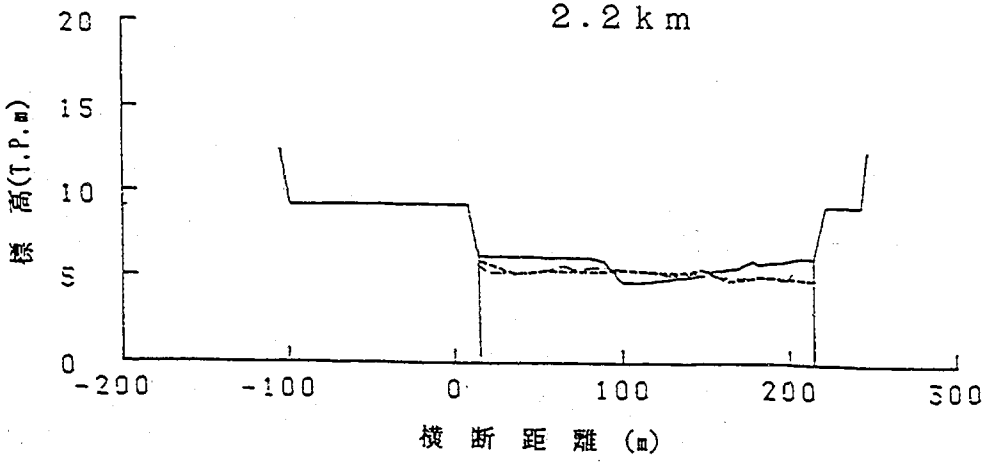


図7−3−98　通水後の河床変動状況

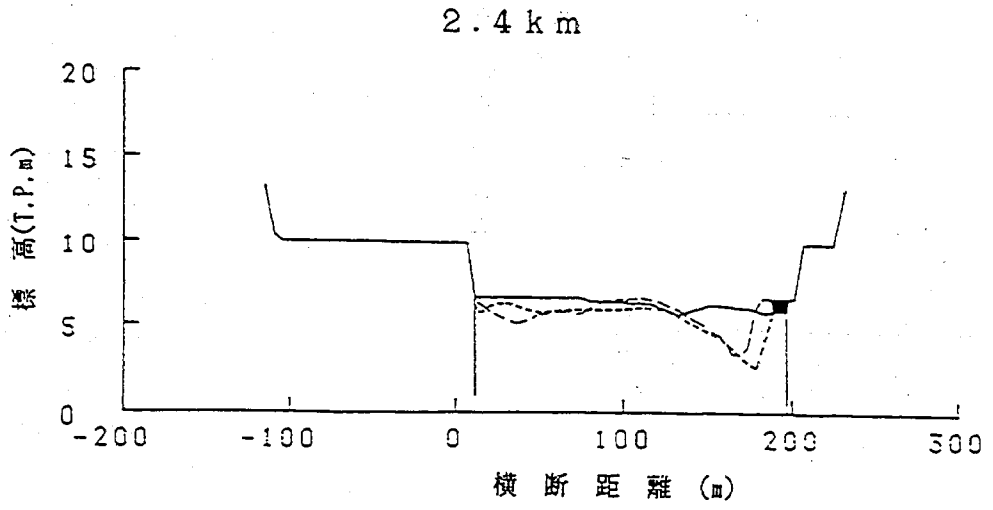


図7−3−99　通水後の河床変動状況

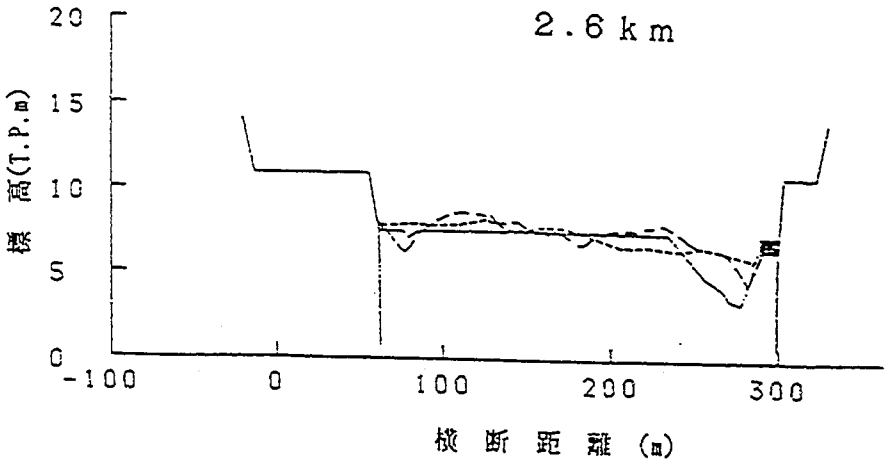
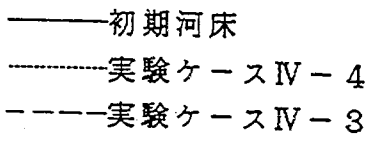


図7−3−100　通水後の河床変動状況



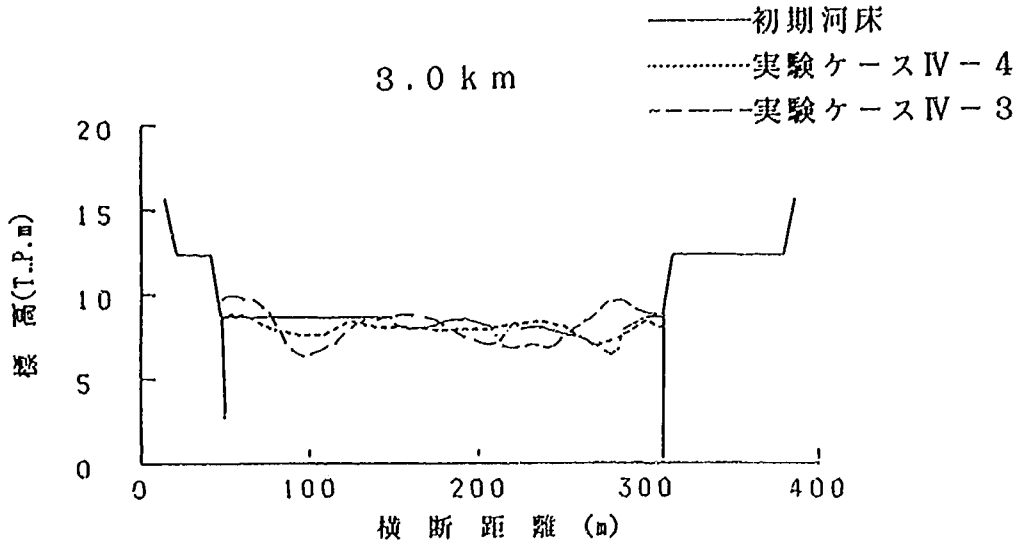


図7－3－101　通水後の河床変動状況

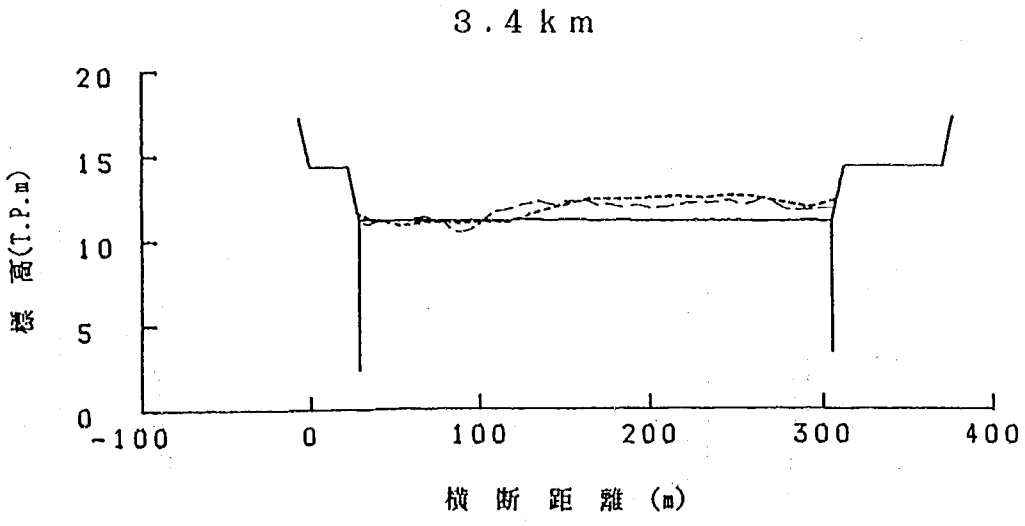


図7－3－102　通水後の河床変動状況

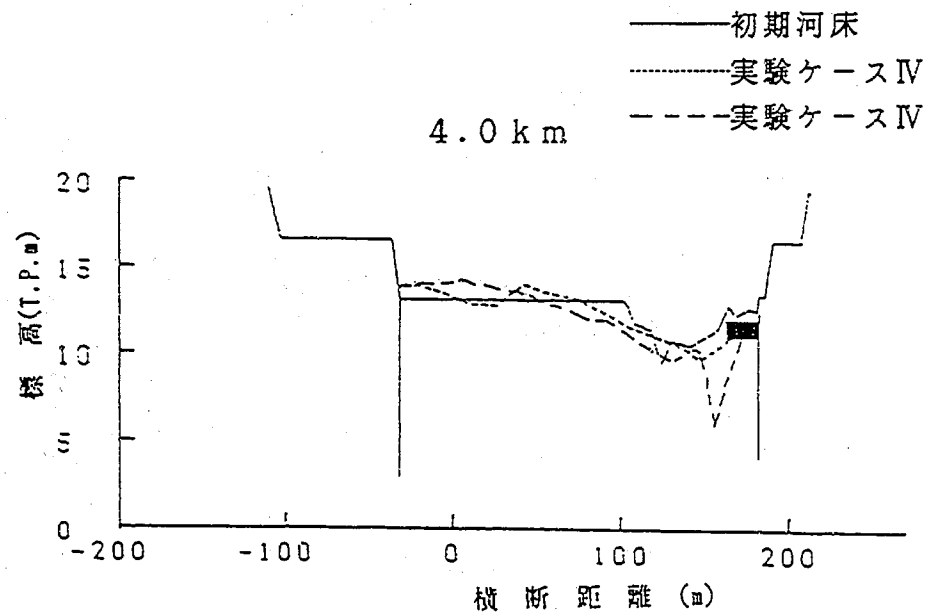


図7－3－104　通水後の河床変動状況

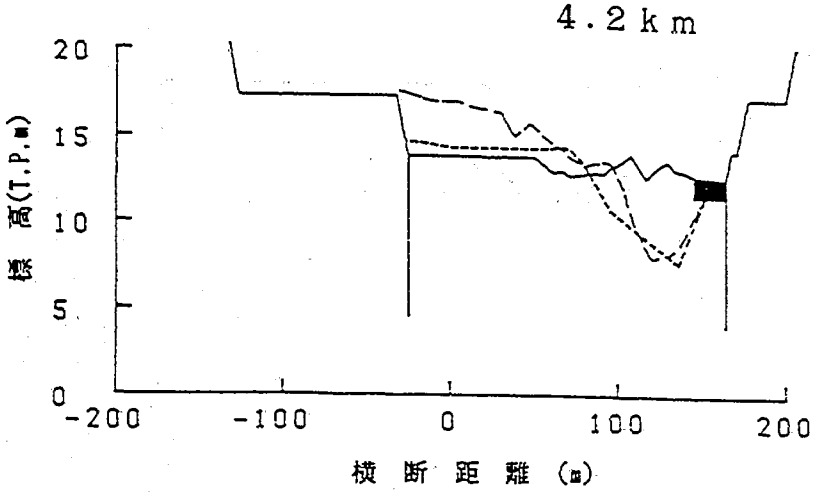


図7－3－105　通水後の河床変動状況

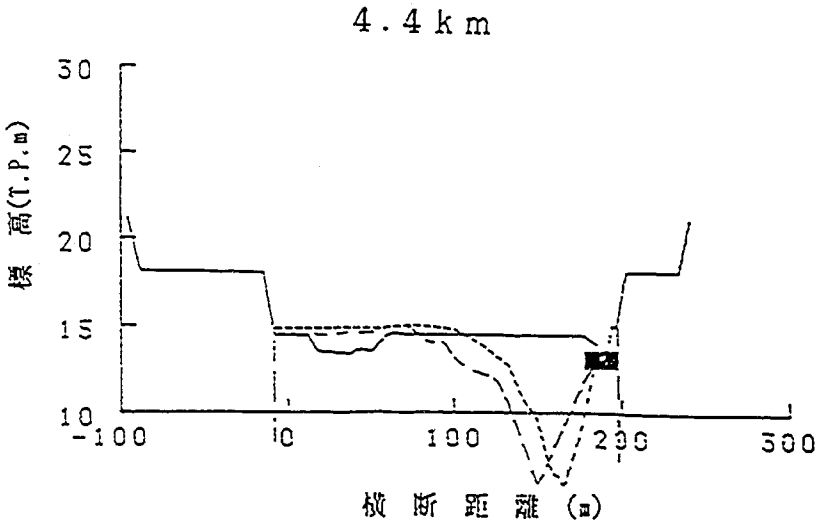


図7－3－106　通水後の河床変動状況

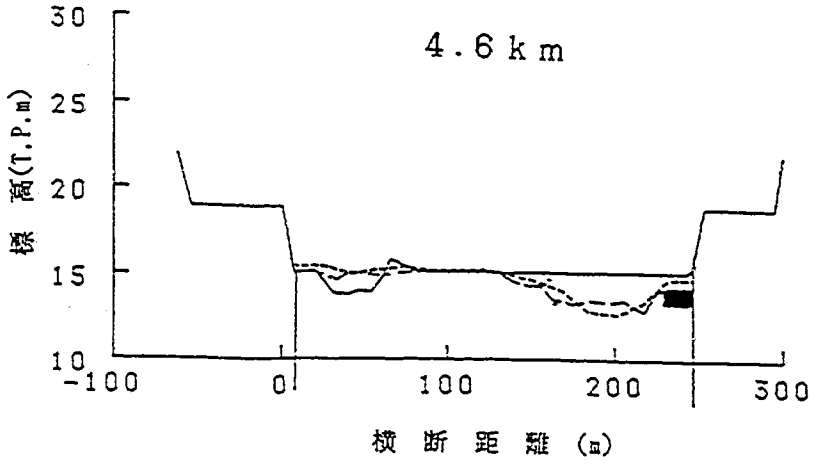


図7－3－107　通水後の河床変動状況

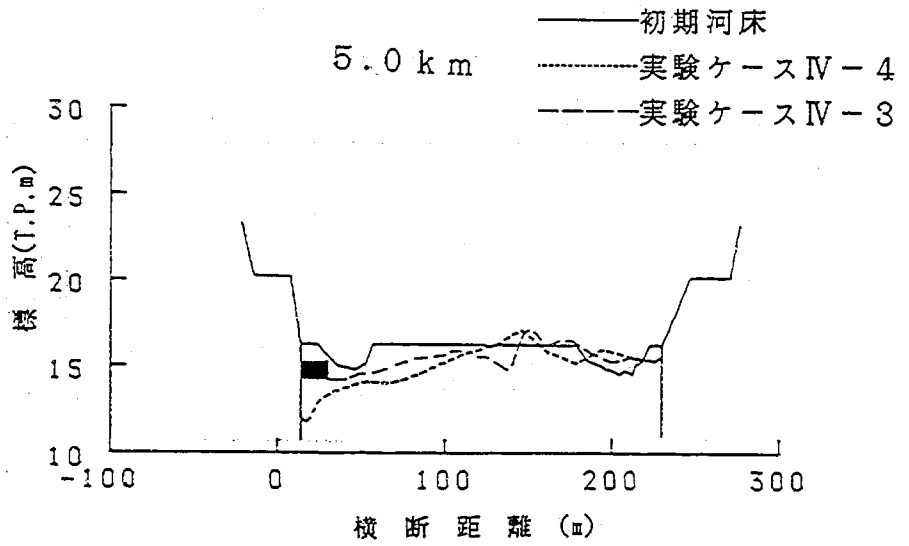


図7－3－109　通水後の河床変動状況

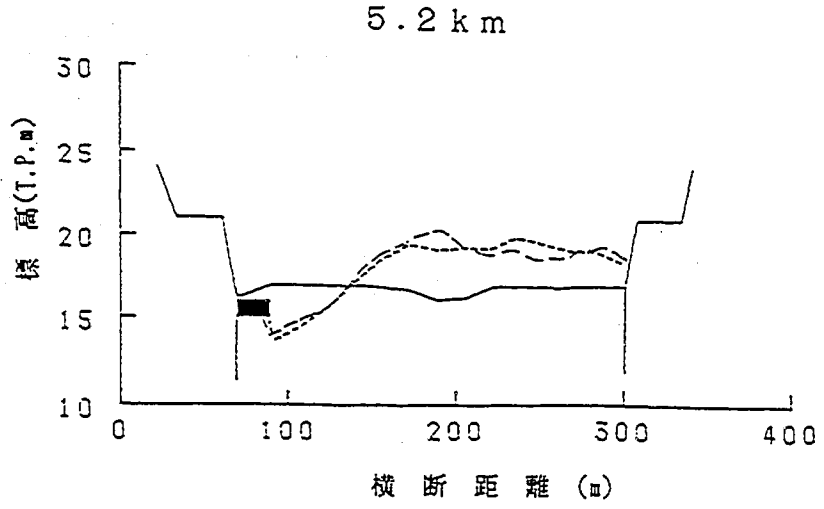


図7－3－110　通水後の河床変動状況

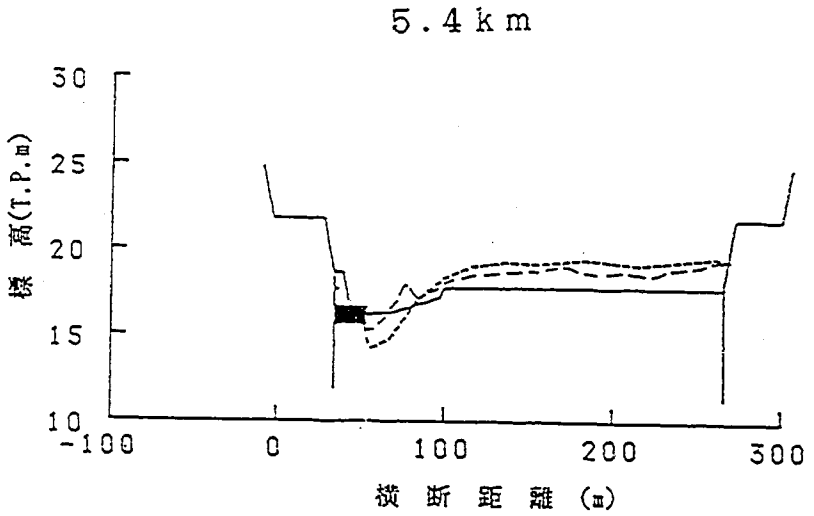


図7－3－111　通水後の河床変動状況

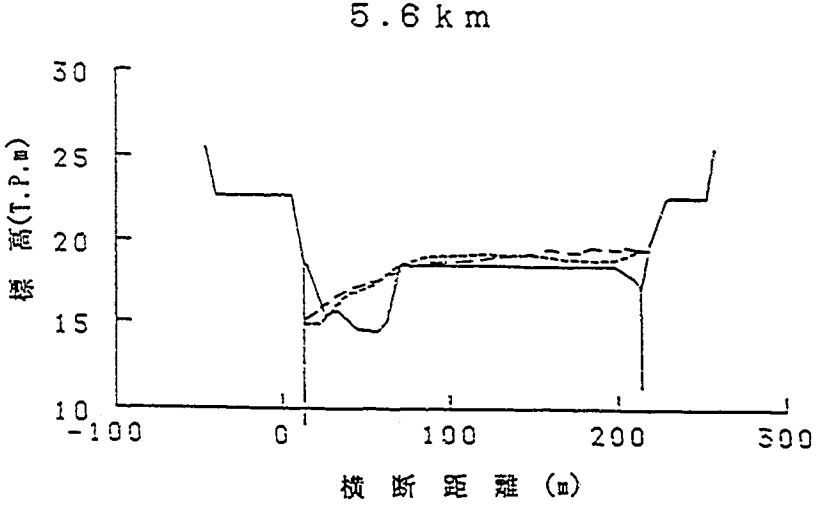


図7－3－112　通水後の河床変動状況

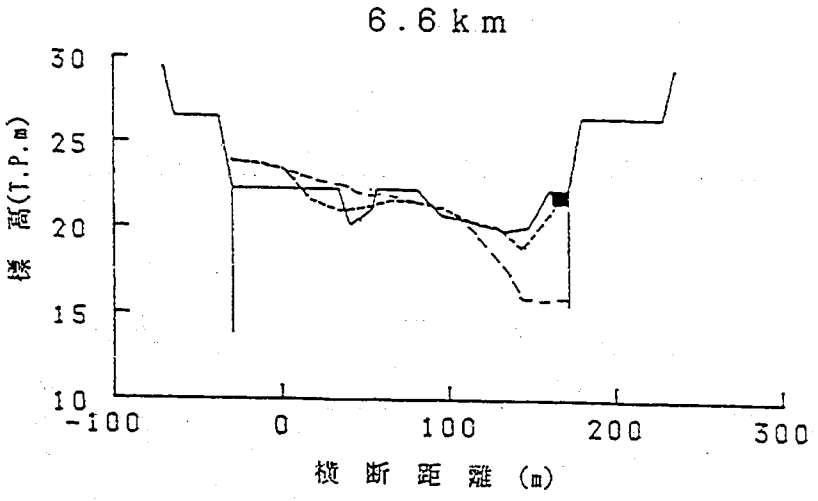


図7－3－114　通水後の河床変動状況

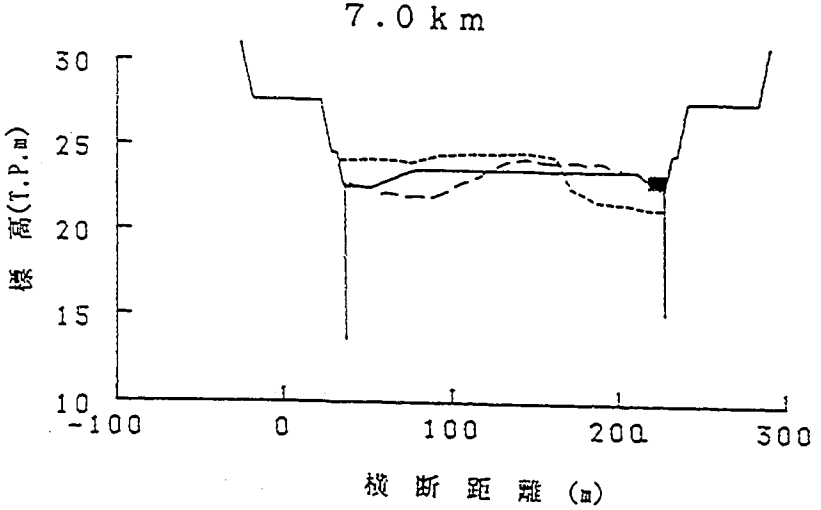


図7－3－116　通水後の河床変動状況

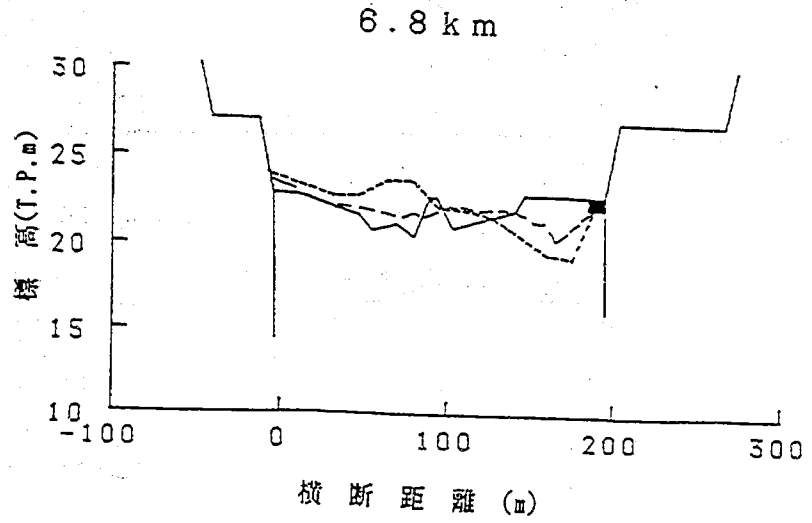
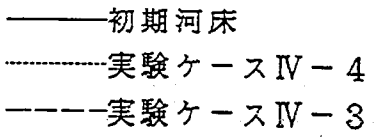


図7－3－115　通水後の河床変動状況



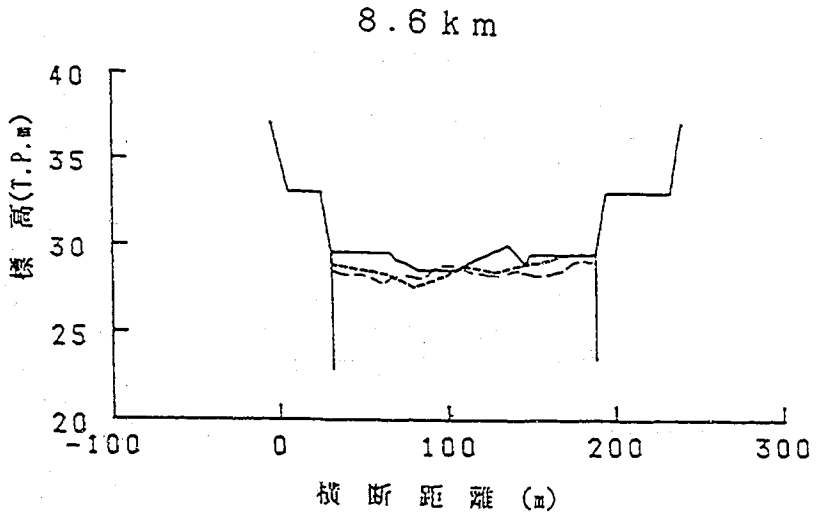


図7－3－117　通水後の河床変動状況

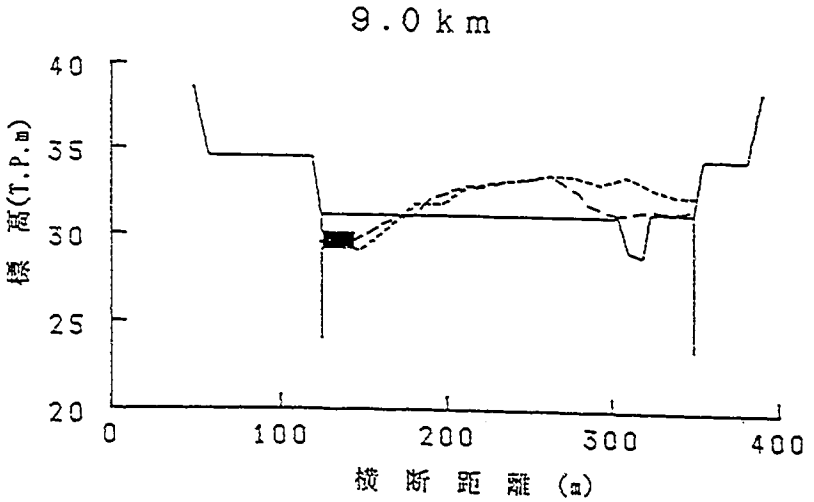


図7－3－119　通水後の河床変動状況

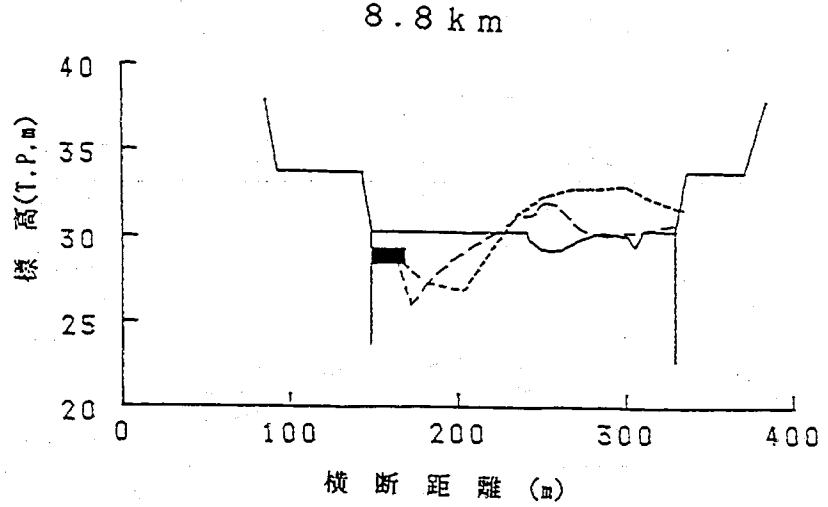
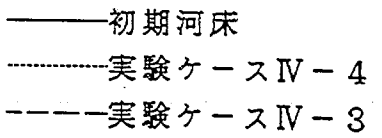


図7－3－118　通水後の河床変動状況



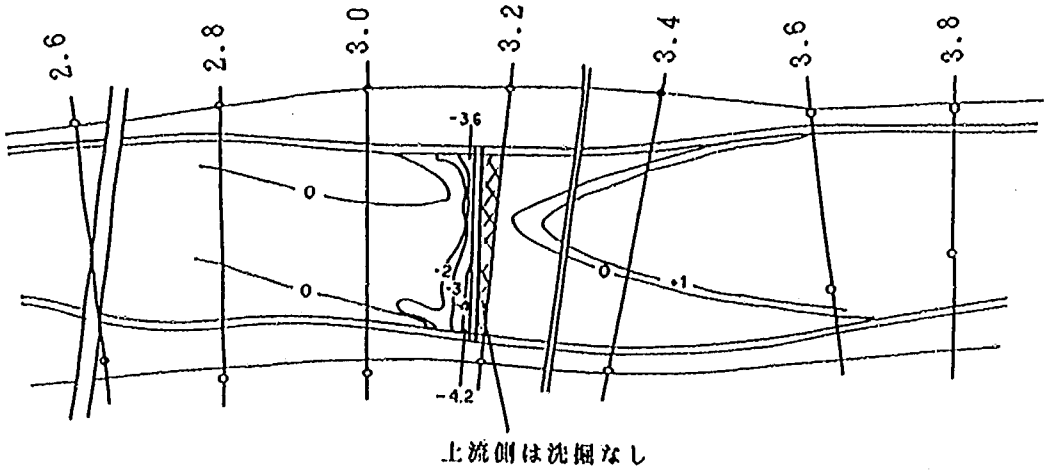


図7－3－43　深淵床止め工周辺の河床変動量コンター（ケースⅣ－2）

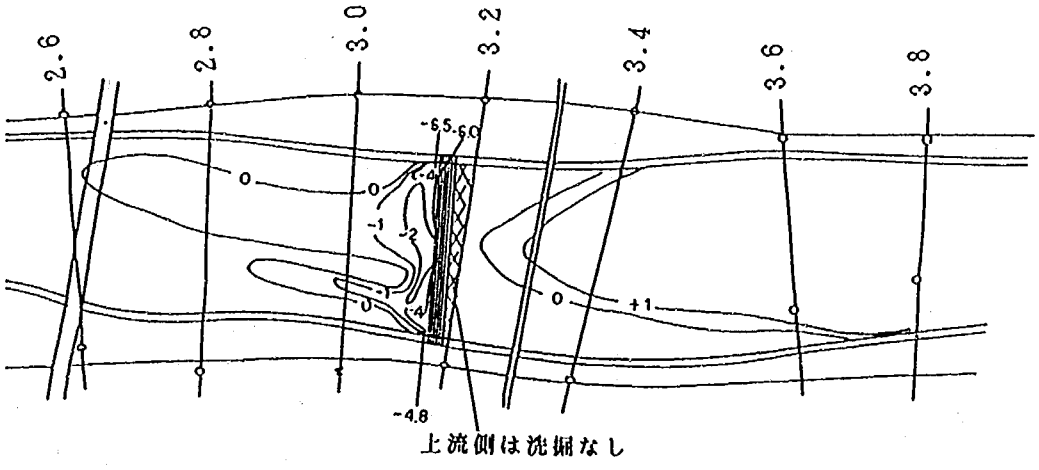


図7－3－72　深淵床止め工周辺の河床変動量コンター（ケースⅣ－3）

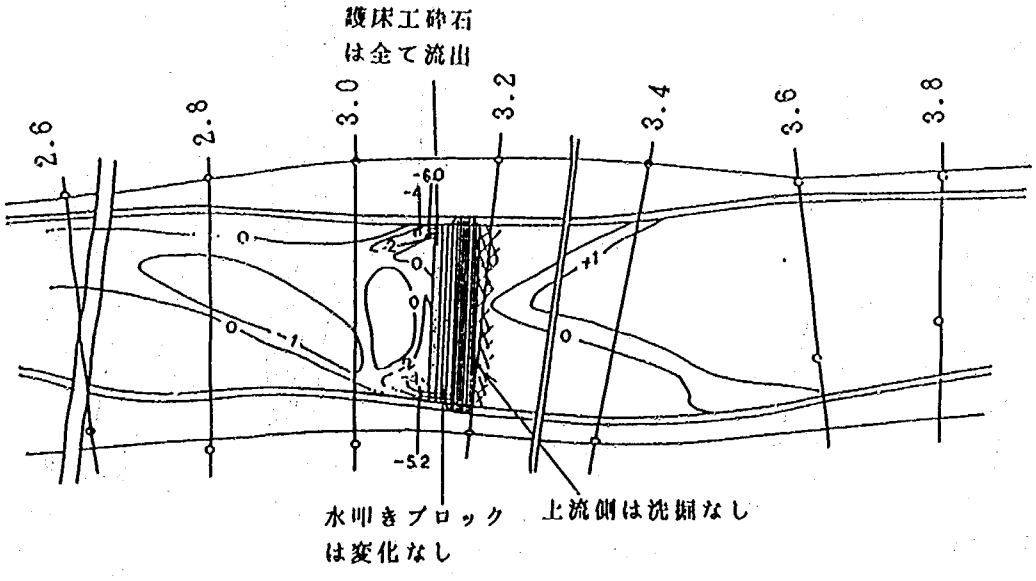


図7－3－103　深淵床止め工周辺の河床変動量コンター（ケースⅣ－4）

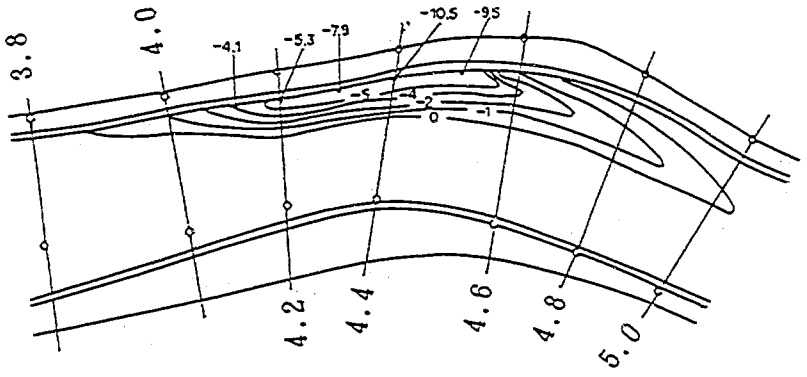


図7－3－18　4.0～5.0㎞右岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－1）

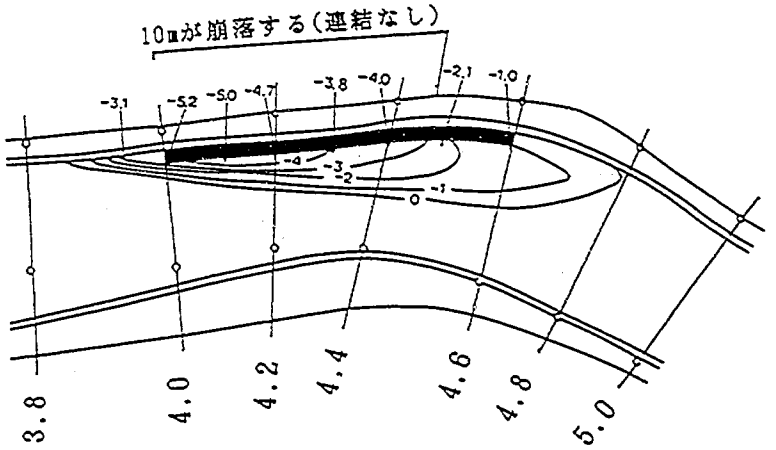


図7－3－77　4.0～5.0㎞右岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－3）

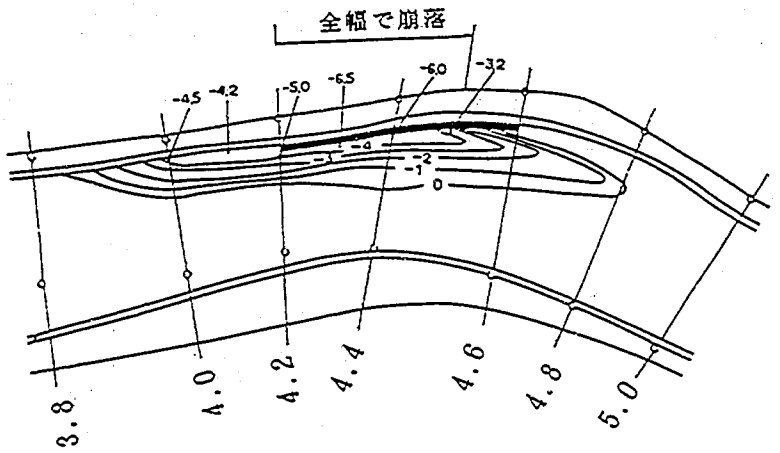


図7－3－48　4.0～5.0㎞右岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－2）

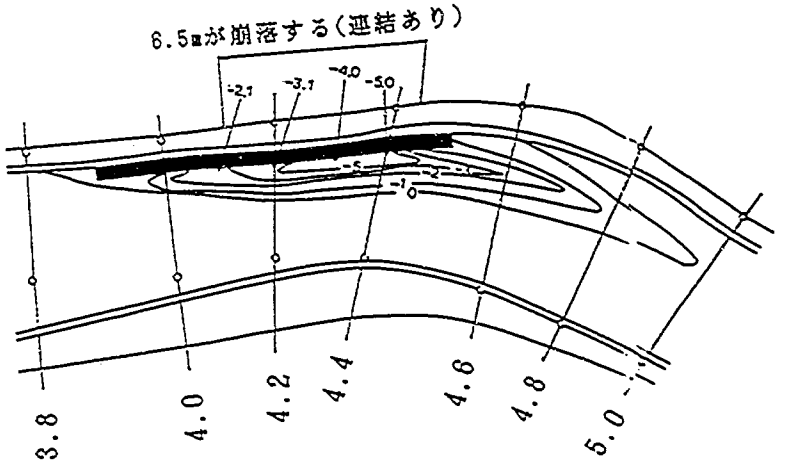


図7－3－108　4.0～5.0㎞右岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－4）

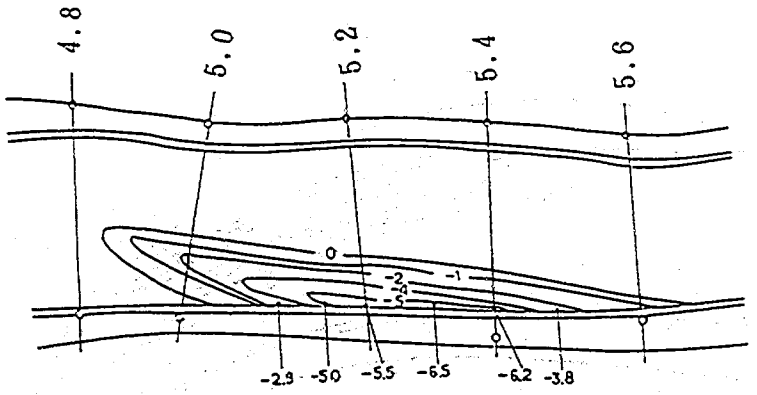


図7－3－23　5.0～5.6㎞左岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－1）

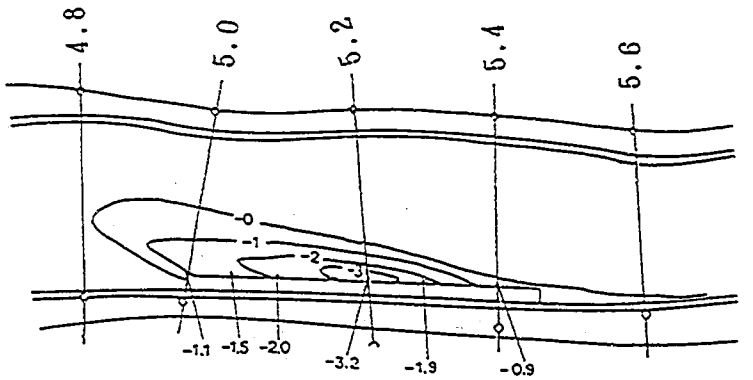


図7－3－82　5.0～5.6㎞左岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－3）

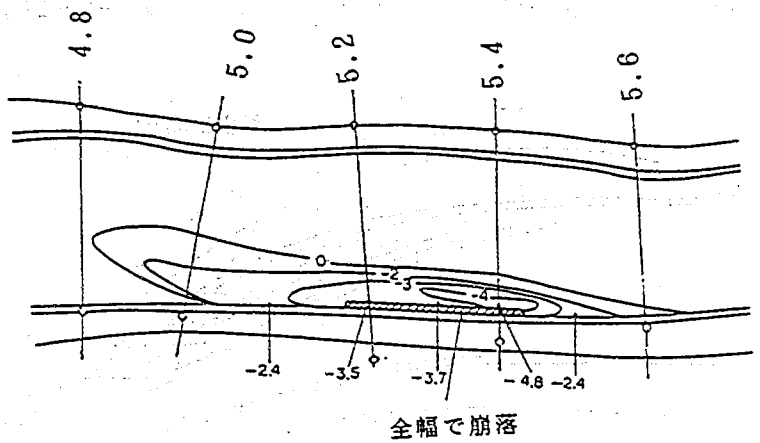


図7－3－53　5.0～5.6㎞左岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－2）

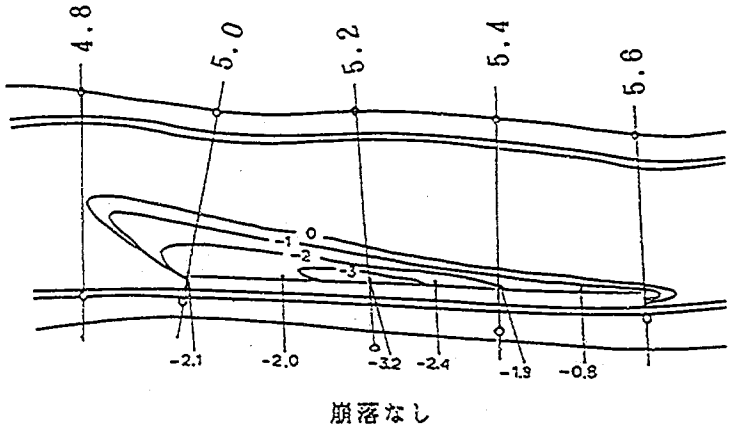


図7－3－113　5.0～5.6㎞左岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－4）

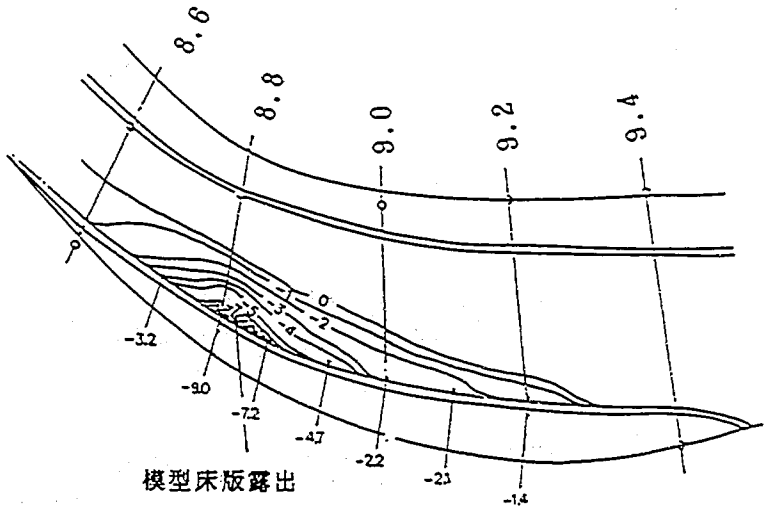


図7－3－32　8.6～9.4㎞左岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－1）

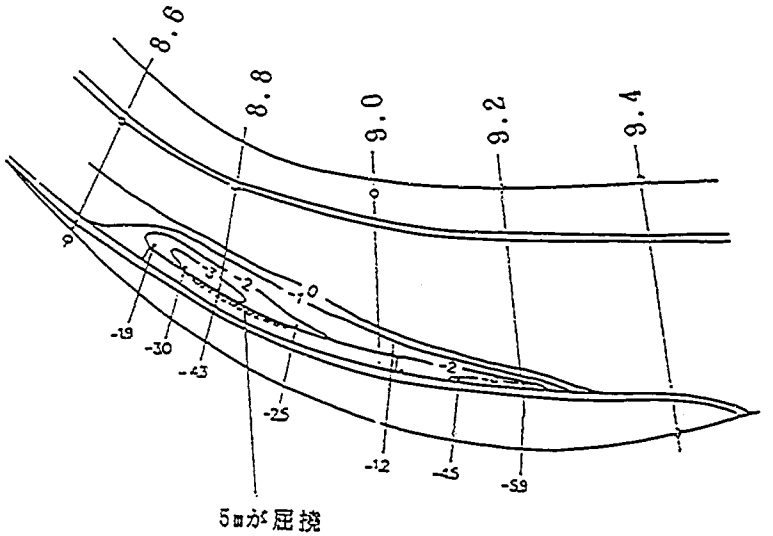


図7－3－89　8.6～9.4㎞左岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－3）

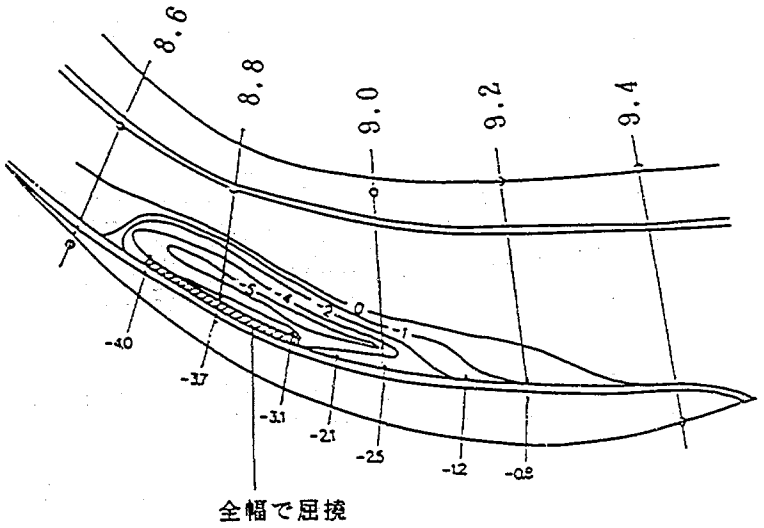


図7－3－60　8.6～9.4㎞左岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－2）

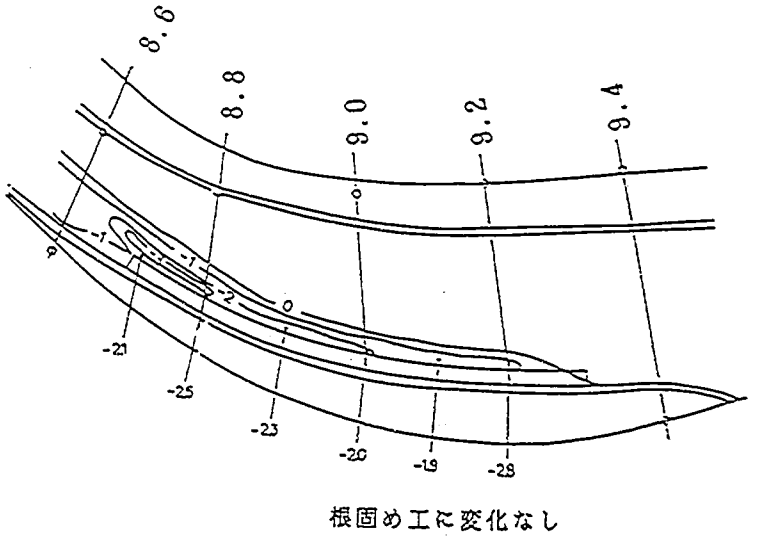


図7－3－120　8.6～9.4㎞左岸の河床変動量コンター（ケースⅣ－4）

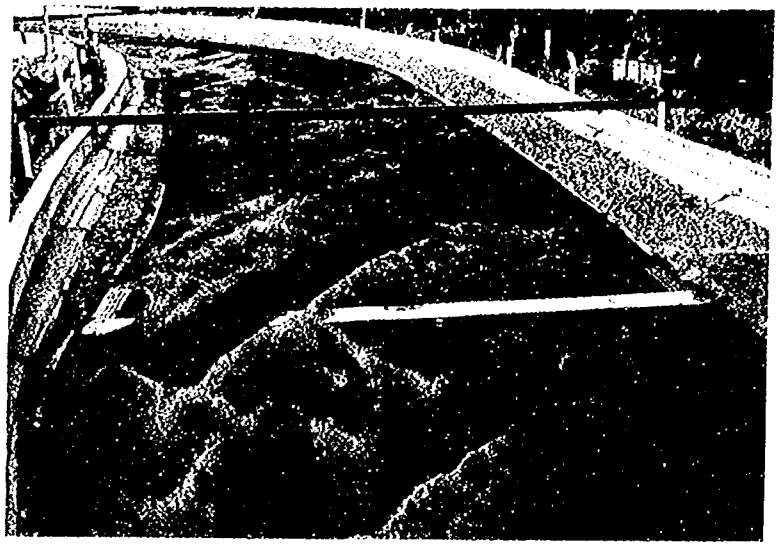


写真 7－3－21　統合堰周辺の河床変動状況（実験Ⅳ−4）

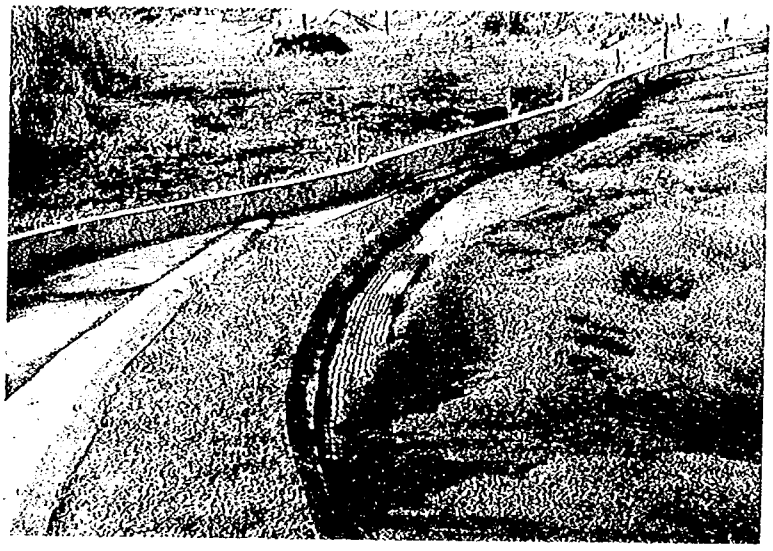


写真 7－3－22　8.6 km～ 9.0 km左岸での根固工の屈撓状況（実験Ⅳ−4）

を利用して根固め工を岩にすりつけるように施工するのが望ましい。なお，予備的に根固め工の敷設幅を10m，敷設高さを現在の計画河床より２m下にして洪水流を通水する実験を行ったところ，根固め工は多少屈撓する程度であって，十分維持可能な状況となった。

7－4　物部川河岸処理工に求められる諸元

修正河道計画に関する実験や，既存の研究を通じ，物部川の河岸処理を行っていく上で必要と考えられる対策工の諸元，高水敷の管理の考え方について述べる。

7－4－1　局所洗掘対策工の諸元について

1)　0.1 km～ 0.7 km左岸

この区間は比較的小規模の局所洗掘が発生するところであり，洗掘対策工としては，乱積みブロック（8

t相当）で対応可能であると考えられる。敷設幅は実験では15mとしたが，実際には10m程度で問題ないと考えられる。敷設範囲は0.1㎞～0.6㎞程度が適当かと考えられる。

2) 1.2㎞～1.7㎞左岸

比較的小規模の局所洗掘が発生するところである。洗掘対策工としては，8t程度のブロックを敷設幅10m，敷設範囲1.2㎞～1.7㎞程度で連接して設置すれば，ほぼ対応可能である。

3) 2.2㎞～2.6㎞右岸

小規模な局所洗掘の発生するところである。洗掘対策工として，8t程度のブロックを敷設幅10m，敷設範囲1.2㎞～1.7㎞程度で連接して設置すれば対応できる。ただし，この地点は河床に岩が露出する可能性があるので，この場合岩を生かせば敷設範囲は縮小することができる。また，新物部川橋最右岸側の橋脚周りの洗掘に対しては，8t程度のブロックを投入すれば発生を抑えることができる。

4) 3.2㎞～3.4㎞（深淵床止め工設置地点）

床止め工を多段式にするのと従来通り一段式にするのでは護床工の規模が異なり，多段式のほうが護床工長は長くなる。多段式床止め工に要する護床工規模は以下の通りである。床止め工上流側の護床工は8tの連接ブロックとした。護床工長は実験では8mとしたが，河床変動はほとんど見られないのでこれよりも短くても問題ない。下流側については床止め工に連続して8tの連接ブロックを20m，最下流に6t程度の連接ブロックを10m敷設すれば，局所洗掘に対応できるものと考えられる。多少の変形を覚悟すれば，最下流の連接ブロックのかわりに8t程度のブロックを非連接で設置する案も考えられる。

床止め工直下流河岸沿いにも洗掘が発生するのでこれについても保護工を要する。保護工には8tのブロックを右岸側で敷設幅20m，敷設長40m，左岸側で敷設幅10m，敷設長40mで連接して設置するのが望ましいが，特に右岸側では洗掘を見越して敷設高さを計画河床よりも1～2m程度深く設置すれば敷設幅を10m程度まで縮小することができると考えられる。

5) 3.9㎞～4.5㎞右岸

大規模な局所洗掘が発生する地点である。対策工としては，8tのブロックを敷設幅20m，敷設範囲3.9㎞～4.5㎞，敷設高さは計画河床高より1m下に連接して設置すればほぼ河岸は守れるものと考えられる。

なお，予備的に行った実験の結果，根固め工の敷設高さを現状の計画河床より2m下にすると，根固め工の敷設幅は10m（4.2㎞～4.4㎞は15mが望ましい）にすることができる。ただし，この場合は法覆工の幅が増大し，強度の面で不利となるのでこの安定性については十分に検討しておく必要がある。

6) 5.0㎞～5.6㎞左岸

やや規模の大きな局所洗掘の発生するところである。8tのブロックを敷設幅20m，敷設範囲5.0㎞～5.4㎞＋50m，敷設高さは計画河床高より1m下に連接して設置すればほぼ河岸は守れるものと考えられる。設置範囲については，上流側が洪水時に掘れるようであったら5.6㎞まで延長する。

なお，予備的に行った実験の結果，根固め工の敷設高さを現状の計画河床より2m下にすると，根固め工の敷設幅は10mにすることができる。ただし，この場合は法覆工の幅が増大し，強度の面で不利となるのでこの安定性については十分に検討しておく必要がある。

7) 6.2 km～7.0 km右岸

中規模の局所洗掘が発生するところである。8 tのブロックを敷設幅10m，敷設範囲6.2 km～7.0 kmに連接して設置すればほぼ河岸は守れるものと考えられる。

8) 統 合 堰

深淵床止め工に比べれば洗掘規模は小さい。下流側護床工としては8 tブロックを幅10mに非連接で設置すれば洗掘を防止できるが，連接としたほうがより確実である。下流側河岸近傍では8 tブロックを敷設幅10m，敷設長30mで連接して設置すれば問題ない。上流側護床工は，洗掘抑制の面から言えば特に必要性はないが，長期にわたる河床の安定性の面からすれば10m程度設置しておいたほうがよいと考えられる。

9) 8.6 km～9.0 km左岸

大規模な局所洗掘の発生するところである。8 tブロックを敷設幅20m，敷設範囲8.7 km～9.2 km，敷設高さは計画河床高より1m下で連接して設置すれば問題ないと考えられる。この区間では河床下に岩がでる可能性が高いが，実際に根固め工を施工する場合にはこの岩を利用して根固め工を岩にすりつけるように施工するのが望ましい。

なお，予備的に行った実験の結果，根固め工の敷設高さを現状の計画河床より2m下にすると，根固め工の敷設幅は10mにすることができる。ただし，この場合は法覆工の幅が増大するのでこの安定性については十分に検討しておく必要がある。

7－4－2 護岸工の設計について

ここでは，実験結果や既存の研究をもとに，物部川の護岸工の設計に関してどのような点に配慮すべきかを記す。

扇状地河川は本来河岸侵食力が大きく，1洪水で100m以上も侵食されたという報告もある。物部川においても河岸の侵食力はかなり大きいと推定される。上記7－4－1に示した局所洗掘対策工の必要区間はもちろん低水護岸が欠かせないところである。低水護岸が破壊される事例としては，局所洗掘の発生により壊れたものと，法肩からえぐられたものが多いようである。護岸工の根入れ深をなるべく大きくとるか，頑強な根固め工を敷設すれば局所洗掘による破壊の可能性を軽減することができる。また，7－4－1に述べたように洪水時に発生するであろう局所洗掘を見越してあらかじめ法覆工の根入れ深を深くとっておけば根固め工の敷設幅を軽減することができる。ただし，法覆工にかかる負担が大きくなるので法覆工の設計に関しては注意を要する。護岸工の根入れ深を増すか，根固め工の敷設幅を増すかの最終決定は，施工性・経済性等を含めて総合的に判断しなければならないが，計画河床より2m下に根固め工を設置すれば，根固め工の安定性は格段に向上する。現況河道と新計画河道の水衝部の位置にあまり大きな差異はないので現況の深掘れ深に合わせ護岸工を設置する方法も考えられる。

法肩の侵食は，比較的頻繁に見られる被災である。法肩の侵食も護岸工の根近傍に局所洗掘と同様，規模を増せば護岸工を破壊する直接の原因になり得ることから十分な対策が必要である。洪水後の現地調査結果によれば，低水路の流れが高水敷に乗り上げたり高水敷上の流れが低水路へ落ち込んだりするところ

を除けば2m弱の範囲でえぐられている例が多いようである。このことから，法肩工は幅2m程度確保する必要があると考えられる。

7－5　高水敷の管理について

洪水時，扇状地河川に発生する流体力は極めて大きく，高水敷上に設けたアスファルト道路や柵などが跡形もなく破壊された事例もある。既存の研究によれば，高水敷上の流速が2.5 m/s ～ 3.0 m/s以上になるとこのような被災の可能性が生じてくるようである。物部川においても同様の問題があり，大洪水時には高水敷上に設けた道路・柵が破壊されたり，グラウンドの土が流出したりする可能性が高い。特に水衝部にあたる高水敷ではこの危険性は大きい。高水敷の利用計画を立てる際には以上の点に十分配慮する必要がある。

7－6　段階施工計画について

本来，河道改修を進めて行く上での原則は以下の2つである。

- 下流から進める。
- 安全度の低いところから進める。

この2つの考え方は必ずしも一致するものではなく，場合によっては矛盾を生じさせるものであるので川ごとに判断しなければならない。物部川の場合，堤防安全度，疎通能力等を総合的に考察し，適切な施工順序について推定することにした。

1)　堤防安全度

最も河岸安全度の低いのは4km右岸前後の水衝部である。この地点は洗掘深が大きいばかりか高水敷がほとんどないところであり，堤防にとっては最危険ポイントであるといえよう。続いて危険度の高いのは5.2km左岸，6.6km右岸である。この地点は局所洗掘の程度はさほど大きくはないが，高水敷がほとんどないという点で堤防安全度が低いといえる。9km左岸前後の水衝部は洪水時には局所洗掘深が4km地点とほぼ同程度まで進行するが，ここには比較的幅の広い高水敷があり，堤防の安全度は前記の地点よりも高い。以下，1.4km左岸，0.4km左岸の順に続く。

また，局所洗掘に関する物部川の模型実験を通じ，4km周辺右岸，5.2km周辺左岸，6.6km周辺右岸の各所洗掘発生地点に関して，施工順序を示唆する以下のような現象が見られた。すなわち，上流の局所洗掘を抑えると下流の洗掘箇所の砂の供給量が減るので局所洗掘規模が増大するのである。そこで，この3局洗掘発生地点に関しては下流側から上流側へと施工しなければならないことがわかる。この3地点以外の局所洗掘発生地点ではこのような現象が見られなかったので，施工順序は通常の施工順序，すなわち下流側もしくは危険度の高いところから始めることになる。

2)　疎通能力

物部川の現状の疎通能力を考えた時，2.4km左岸の山が大きな河積阻害になっている。それより下流は十分な河積がありながらも洪水を安全かつ速やかに流下させる機能を果たしていない。

3) 総合評価

上記の検討を通じ，原則として以下のような施工順序を取ることが望ましいと考えられる。

最重要ポイントは，2.4 km左岸の山による疎通能力の阻害である。ここを広げることによって，大洪水時におけるこれより上流の堤防越流の危険度を低下させることができる。

2.4 km地点の疎通能力が増大すると，これより上流の河床が移動する可能性が増す。特に3.4 km上下流では物部川橋の橋脚保護工により河床に落差がついており，ここでの河床低下が懸念される。そこで，2.4 km地点に設置予定の深淵床止め工を設置するのが望ましい。

つぎに着手すべきであるのは堤防安全度の低い5.2 km左岸である。この地点の安全度は6.8 km地点の安全度と同程度であると判断されるが，先に述べたように上流から洗掘を抑制すると下流の洗掘が増大するので施工順序は5.2 km左岸，6.8 km右岸となる。

以下，9.0 km左岸，2.4 km右岸，1.4 km左岸，0.4 km左岸の順になる。

第8章　結　　論

第8章　結　　論

8－1　物部川河床安定化計画（step up ものべ）について

この計画は，床止め工を河道縦断的に配置することにより，みお筋の制御，河床低下の抑制を行おうというものである。

模型実験の結果，床止め工の機能に関して以下の事項が明らかになった。計画原案計状の床止め工ではわん曲部に発生する局所洗掘を抑制する効果は床止め工の直上流で発揮される。平均的な河床低下を抑制する効果は上流数100 mにわたり発揮される。実験Ⅲ－1の結果によれば，物部川は9.0 km より上流を除き平均的に河床低下を起こす地点はほとんどなく，河床変動は砂州・みお筋の発達に伴う河床横断勾配の増加の形で生じるので，床止め工に加え，根固め工等を併用した対策が必要である。もちろん，床止め工によっても局所洗掘抑制効果は直上流に限り見られるので，非常に密に設置すれば（数100 m ピッチ，湾曲部では100 m 未満にしなければならないところもある）目的を達成することはできると考えられる。ところが，実験Ⅲ－3で明らかになったように，床止め工を過剰に密に設置すると水位の堰き上げ効果があまりにも大きくなり，4740 m³/s 通水時にはH.W.L.を越えてしまうので，これ以上密には設置できない。

また，模型実験により，床止め工自身の維持の問題に関して以下の点が明らかとなった。床止め工直下流の河岸寄りのところではしばしば大規模な局所洗掘が発生するので床止め工に用いているブロックは変形を受ける。物部川は急流河川であり，発生する流体力は大きいので変形したブロックは簡単に流出してしまう。洪水時に破壊されないためには，もっと強固なものにする必要がある。

以上，物部川河床安定化計画には多少難しい点がある。物部川の持つ河床変動特性，河岸侵食特性，砂州形成特性を考慮したうえで計画に修正を加えたほうがよいものと考えられる。

8－2　修正河道計画案について

修正河道計画は，河床縦断形に関しては物部川現況河道の河床高を考慮しこれに沿うように計画河床を設定し，河道平面形に関してはわん曲部の外岸に十分な幅の高水敷を確保するようにしたものである。

実験によれば，河道の数地点に水衝部が形成され，河岸近傍に局所洗掘が発生するのでこれの対策は必要であるが，全般的には河床の安定性もよく，物部川の持つ河道特性に比較的よく合致した計画案であると言える。

8－3　河岸処理について

物部川のような扇状地河川は洪水時河岸が侵食されやすいという特徴を持つ。河岸が侵食されると堤防の安全度が激減するので，侵食が発生しないような確実な河岸処理を行わなければならない。具体的な方法としては，護岸工・根固め工の併用が現在のところ望ましい。

根固め工については，急流河川ということもあって洗掘の発生とともに崩落しやすいので，連接ブロッ

ク形式が望ましい。ブロック単体重量は，4 km右岸，5.4 km左岸，8.4 km左岸などの大規模な水衝部に対しては，安定性に関する十分な配慮が必要である。

護岸工の根入れ深さおよび前面に設置する根固め工の敷設高さについては，前面にいずれ発生するであろう局所洗掘をあらかじめ見込んで深くしておけば，根固め工の前面の洗掘深を相対的に小さくできるので（洗掘の規模は特に変わらないが，根固め工の敷設高さが低いので），根固め工の屈撓の程度を軽減できる。このため根固め工の敷設幅は元河床の高さに設置する場合よりも小さくできるので経済的である。模型実験では計画河床高より1 m下に根固め工を敷設し洪水流を通水してみたが，根固め工自身の安定性は飛躍的に上昇した。また予備的な実験ではあったが，2 m下に設置すると根固め工の敷設幅は約半分にすることが可能なところもあった。ただし，法覆工については根固め工を深く敷設した分長くなり，法覆工にかかる荷重は増大するので，根入れ深さの決定に際しては根固め工のみならず法覆工の安全性についても考慮しなければならない。修正計画河道において局所洗掘の発生するところは現況河道の局所洗掘発生位置とほぼ対応しているので，根固め工は現況河道の局所洗掘深に対応して敷設するのも一つの方法であろう。

扇状地河川に設置された護岸工の大洪水時における被災事例を見ると，高水敷法肩から侵食されている場合が多いようである。法肩からの侵食が進むと護岸工を破壊してしまう場合もあるので，法肩からの侵食についても十分な対策を講じる必要がある。具体的には法肩工を設置することになる。その適切な幅については以下のような考察により推定することができる。実際の護岸の被災事例を見てみると，洪水が高水敷に乗り上げたり落ち込んだりするところを除けば概ね2 m以内に収まっているので，法肩工についても2 m程度でよいものと考えられる。

8－4　段階施工計画について

段階施工計画を立てる場合，下流側から，危険度の高いところから，という原則があるが，物部川の場合も原則的にはこれに従うべきである。2.3 km地点には河積の小さなところがあり，洪水疎通のネックになっていることから，この地点は真っ先に着手されるべきであろう。なお，ここが開削されると上流の掃流力が増大し，河床低下が生じる可能性があるので，開削に先行して深淵床止め工が完成していなければならない。

河岸処理の順番を決定する場合にも，基本原則は危険度の高いところからということになるが，物部川の4 kmより上流の水衝部については，上流の局所洗掘対策を行うとそれより下流への土砂供給量が減少するために下流の局所洗掘が増大する現象が見られたので，これについて十分に配慮すべきである。具体的な施工順序は7章に述べた通りである。

8－5　深淵床止め工の形状について

深淵床止め工の設計に際しては，河床の安定性の面と魚の遡上の容易性の面に注目しなければならない。

1）魚の遡上に関して

物部川には多くのアユが存在するので，深淵床止め工の設計に際してはアユを始めとする魚類の遡上に

ついても配慮しなければならない。一般に，魚の主な遡上可能条件は，

- 流速が小さいこと
- 水深が魚の高さよりも十分に大きいこと
- 魚の休み場所があちこちにあること

が挙げられる。深淵床止め工は3.2㎞地点に設置されるので，設計の目標とすべきなのはアユの稚魚である。このため，前記3つの条件のうち流速についてはさらに小さな値が求められるが水深については許容値が拡大される。また，魚は出水時以外はあらゆる流量のもとで遡上しているので，魚道の設計条件としては前記3つの条件のほかに出水以外のあらゆる流量のもとで前記3つの条件を満たす流れをつくることという条件が加わる。

さて，魚道の形式であるが，アユの稚魚の遡上可能な流速は小さいので，通常の魚道では前記の条件を満たすのは難しい。近年床止め工を多段式にし，全面を魚道にしてしまう案が取り沙汰される機会を増しているが，落差を有する点および床止め工上の流れが非常に薄くなる点で魚の遡上には不利である。平水時以下のあらゆる流量下で上記3つの遡上可能条件を満たすためには床止め工全面魚道案を破棄し，独立に魚道を設けざるを得ないであろう。

近年魚道として良いとされているのは自然石張り緩勾配水路である。この理由は以下の通りである。河床面が自然石によって凸凹していると，河床面近傍のあちこちに流速の小さなところが形成されているので，魚は沈み込んで河床面に近づくことによって休憩をとることができる。また，河床面の凸凹によって遅い流速，大きな水深の場が作りやすい。魚は遡上しては河床面近傍まで潜り休憩するのを繰り返し，次第に上流へ移動することになる。実際筑後川山田堰付設魚道のように，魚の良く登る魚道と認知された自然石張り魚道もある。

自然石張り緩勾配水路を設けようとした場合，緩勾配を必要とするために水路長が長くなる。このため床止め工とどう組み合わせるかが問題となるが，床止め工を多段式にして，その上を自然石張り水路が蛇行するような形状（蛇行させることによって水路長をかせぐ）はデザイン的にも面白く，地元住民の親水性の向上も期待できるのではないかと考えられる。もちろん，この他にもさまざまな魚道形式・形状が考えられるので，多角的な検討がなされ，よりよい魚道が作られることが望まれる。

2) 河床の安定性に関して

本実験では，規定の落差1.25mを一段で落とす床止め工（従来型）と，5段階に分けて落とす床止め工（多段型）の2種類を対象に実験を行った。その結果，床止め工上流の河床の安定性については差異はみられなかった。しかし，床止め工上の洪水流や床止め工直下流の局所洗掘状況には以下のような変化が生じた。すなわち，多段式とすることで跳水が起こりにくくなり，その発生位置が下流へ移行した。跳水が発生しにくくなったためにエネルギーロスが減少し，洗掘発生規模が増大した。洗掘を抑制しようと護床工を設置しても洗掘発生位置が護床工下流端に移行し，その場に局所洗掘を発生させた。

以上のように，多段式床止め工は1段式に比べ十分なエネルギーロスを生じさせることができないので，床止め工直下流の局所洗掘に関しては不利である。1段式よりもさらに頑強な護床工を要する。また，副ダムを設け，強制的に跳水を発生させるのも局所洗掘対策には有効であると考えられる。

おわりに

おわりに

急流河川の河岸処理というのは，ある意味で永遠のテーマといえる難しい問題である。私事ではあるが，この模型実験を通じて急流河川の河岸処理の難しさ，横断構造物の設置の難しさを知ることができ，いい勉強をさせて頂いたと感謝している次第である。

この検討では，河道計画の見直しなど紆余曲折があったほか，河道特性に関する情報の収集などをお願いさせていただき，高知工事事務所の関係者の皆様には多大な苦労をおかけした。また，物部川現地河床材料調査には高知工事事務所土居技官，河川研究室林正男研究員，小池康雄技官に協力して頂いた。ここに記して謝意を表します。

物部川床止め計画
模型実験報告書

ＩＳＳＮ 0386－5878
土木研究所資料 第2984号
平成３年３月（1991年）

山本晃一・平林 桂 鈴木一孝

要旨 物部川では河床低下の抑制，みお筋制御を主目的とした床止め工群を建設する計画(step up ものべ)が立案されている。本報告書は，河川模型実験による床止め工設置時のみお筋制御効果，河床低下抑制効果に関する検討内容，新しい河道計画案の立案に関する机上検討および模型実験による同計画案の妥当性に関する検討について記したものである。

キーワード：扇状地河川，床止め工，河道計画，砂州，アーマーリング

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

河川研究室 御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第２９８４号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属(住所)

氏　名　　印