

土木研究所資料

紀の川大堰水理模型実験報告書(Ⅲ)

昭和63年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright ©(1988)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、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

紀の川大堰水理模型実験 報告書(Ⅲ)

河川研究室 室長 福岡 捷二
高橋 晃
平林 桂
長谷川 賢市

要 旨

本報告書は、紀の川において計画されている紀の川大堰建設事業に関し、紀の川大堰の護床工幅、改修河道と現況河道のすりつけ、紀の川大堰建設の際に設置する仮締切工形状の検討を行った結果を記したものである。

キーワード：紀の川大堰，河道計画，仮締切工，相似性

は　じ　め　に

紀の川大堰水理模型実験は昭和54年度に開始され、昭和62年度に終了した。昭和54年度～昭和59年度に縮尺1/50の模型を用いて行なわれた実験結果は既に紀の川大堰水理模型実験報告書（Ⅰ）および（Ⅱ）に記した。本報告書は、昭和60年度に始められ昭和62年度に終了した縮尺1/100模型による実験結果を記したものである。

目 次

はじめに

第1章 改修事業の概要および模型実験の目的	1
1. 1 改修事業の概要	1
1. 2 模型実験の目的	2
1. 2. 1 これまでの検討結果の概要	2
1. 2. 2 既報の報告書の内容	3
1. 2. 3 本模型実験の課題	3
1. 3 模型の概要	8
第2章 紀の川の河道特性	9
2. 1 紀の川の流域	9
2. 2 紀の川の河道特性	9
第3章 相似則	15
3. 1 固定床模型の相似条件	15
3. 2 移動床模型の相似条件	16
3. 2. 1 移動床模型の相似条件の基本的な考え方	16
3. 2. 2 比重の小さい河床材料を用いた場合の相似則	16
3. 2. 3 時間縮尺の推定	17
3. 2. 4 検証実験の必要性	18
3. 3 紀の川模型に関する相似条件	19
3. 3. 1 固定床模型に関する相似条件	19
3. 3. 2 移動床模型に関する相似条件	19
第4章 固定床模型実験	21
4. 1 粗度係数検証実験	21
4. 1. 1 目的	21
4. 1. 2 実験条件	21
4. 1. 3 実験方法	21
4. 1. 4 実験結果	21
4. 2 現象把握実験	22

4. 2. 1	目的	22
4. 2. 2	実験条件	22
4. 2. 3	実験結果	23
4. 2. 4	問題点のまとめ	32
4. 2. 5	移動床模型実験の必要性	32
第5章	移動床模型実験	35
5. 1	検証実験	35
5. 1. 1	目的	35
5. 1. 2	模型の改造	35
5. 1. 3	実験方法	35
5. 1. 4	実験ケース	35
5. 1. 5	実験結果	36
5. 2	移動床模型を用いた現象把握実験	45
5. 2. 1	目的	45
5. 2. 2	模型の改造	45
5. 2. 3	実験条件	45
5. 2. 4	実験結果	53
5. 2. 5	問題点のまとめ	67
5. 3	計画河道における河道修正実験	68
5. 3. 1	目的	68
5. 3. 2	実験条件	68
5. 3. 3	実験結果	68
5. 3. 4	結論	107
第6章	仮締切工に関する実験	109
6. 1	第1期仮締切工に関する検討	109
6. 1. 1	第1期仮締切工設置時の現象把握実験	109
6. 2	第2期仮締切工に関する検討	113
6. 2. 1	第2期仮締切工設置時の現象把握実験	114
6. 2. 2	第2期仮締切工設置時の対策工実験	118
6. 3	第3期仮締切工に関する検討	121
6. 3. 1	第3期仮締切工設置時の現象把握実験	121
6. 3. 2	第3期仮締切工設置時の対策工実験（対策1案実験）	125
6. 3. 3	第3期仮締切工設置時の対策工実験（対策2案実験）	129

6. 4 結論	134
第7章 相似性の検討	137
7. 1 河床変動に関する相似性の検討	137
7. 1. 1 河道の全体的な河床変動の相似性	137
7. 1. 2 局所的な河床変動の相似性	137
7. 2 新しい相似則を用いることによる実験経費・労力の軽減効果について	138
第8章 まとめ	141
8. 1 河道形状について	141
8. 2 紀の川大堰の諸元の縮小について	143
8. 3 仮締切工に関する検討について	143
8. 4 模型の相似性について	144
おわりに	145

第 1 章 改修事業の概要および模型 実験の目的

第1章 改修事業の概要および模型実験の目的

1.1 改修事業の概要

紀の川では昭和49年3月に基準点船戸において、基本高水のピーク流量を16000m³/sとし、上流ダム群により4000m³/sを調節し、計画高水流量を12000m³/sとする紀の川水系工事实施基本計画が策定された。流量配分を図1.1に示す。紀の川の河道は、6.7km地点に半固定堰の新六ヶ井堰があり、この堰の疎通能力が十分ではないため、この問題を解消するとともに、新六ヶ井堰の現有機能、すなわち各種用水の取水位の維持、塩水の遡上防止等の機能を保持し、あわせて新規都市用水の確保を行うため、新六ヶ井堰を撤去して新たに可動堰である紀の川大堰が建設される。改修事業の概要を以下に示す。

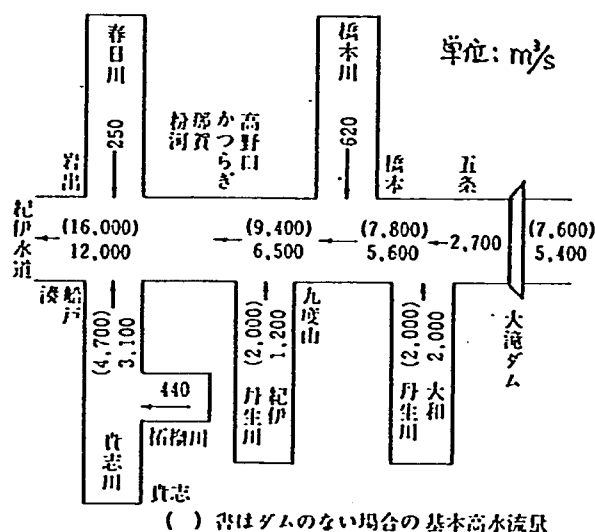


図 1.1 紀の川計画高水流量図

① 河道改修

河道改修は、紀の川大堰の設置地点を含む5.0km～11.2km区間を対象に行なわれる。改修は、河床掘削、低水護岸整備およびこれに伴う高水敷の整成からなる。

② 紀の川大堰の建設

紀の川大堰の諸元を図1.2に示す。紀の川大堰の建設は5期に分けられ、主要工事は非出水期に行なわれる。5期のうち2期は堰柱の基礎部（ケーソン）施工のためのものであり、施工には築島工が用いられる。残りの3期は堰本体施工のためのものであり、施工には仮締切工が用いられる。

③ 新六ヶ井堰の撤去

新六ヶ井堰は紀の川大堰完成後に撤去される。撤去に際しては、非出水期に3期の仮締切工が用いられる。

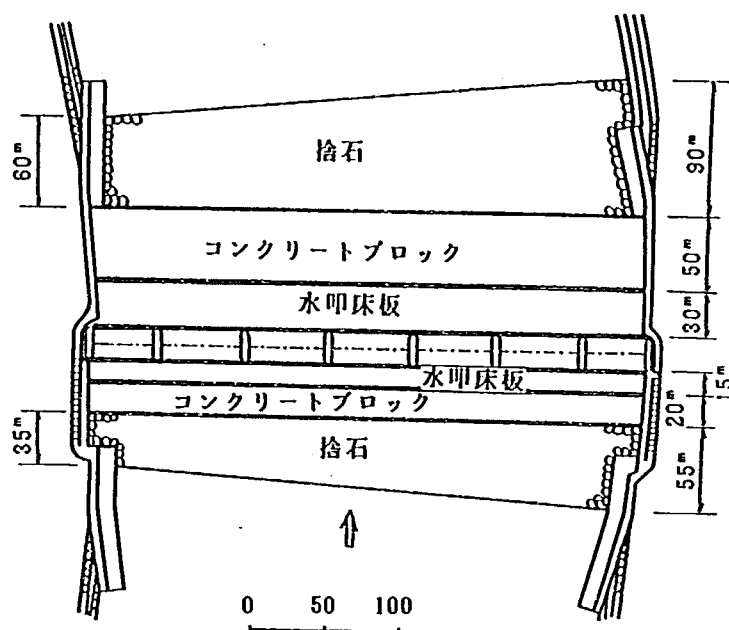


図 1. 2 紀の川大堰の平面図

1. 2 模型実験の目的

1. 2. 1 これまでの検討結果の概要

紀の川大堰に関する模型実験は、昭和54年度に開始され、昭和62年度に終了した。昭和54年度から昭和59年度までは、当初の河道改修区間（5.0km～11.0km）を含む紀の川4.0km～11.0kmを対象に縮尺1/50で製作した移動床模型を用いて計画原案河道に生じる問題点を把握し、計画案の修正を行なうことを目的に実験を行なった。縮尺1/50の模型を用いて行なわれた検討項目は以下の通りおおまかに4つに分けられる。

1) 検証実験

検証実験では、現地と模型との河床変動の相似性を高める時間縮尺の検討を主目的とした実験を行なった。実験では、検証洪水として、昭和47.9洪水（ピーク流量 $Q_p=5875\text{m}^3/\text{S}$ ）を用いた。この実験により、時間縮尺を7.7と決定した。

2) 計画河道法線形案実験

計画河道法線形案実験は、計画河道において問題となるような河床変動や水衝部が生じないように計画原案形状の修正および必要な対策工の検討を行なうものである。実験では主に以下の項目について検討を行なった。

- (1) 低水路法線形状の検討
- (2) 紀の川大堰の最適な位置
- (3) 紀の川大堰の堰軸方向の検討
- (4) 紀の川大堰の床版、護床工幅の検討

3) 仮締切工に関する実験

堰建設のための仮締切工設置時の河床変動状況および治水上の問題点を把握し、これの対策法の検討

を行なった。検討の対象とした仮締切工は以下の通りである。

- (1) 堰柱の基礎部施工のための築島工（1期～2期）
- (2) 大堰本体施工のための仮締切工（1期～3期）

4) 旧堰（新六ヶ井堰）撤去案実験

この実験では、旧堰撤去のための仮締切工設置時の河床変動状況の把握および対策工の検討、新六ヶ井堰撤去後の上流土砂の紀の川大堰床版への堆積状況を調べた。検討の結果、紀の川大堰建設時と同様に3期の仮締切工を設けることが必要なことが確認された。

1.2.2 既報の報告書の内容

縮尺1/50の模型を用いた紀の川大堰水理模型実験結果については、既に2編の報告書に記されている。紀の川大堰水理模型実験報告書（Ⅰ）には、上記の検討項目のうち1)～3)までの結果が記されている。紀の川大堰水理模型実験報告書（Ⅱ）には、1)～3)までの概要と4)の結果が記されている。

1.2.3 本模型実験の課題

本模型実験では、紀の川大堰関連の改修区間(5.0km～11.2km)に加え上下流の現況河道を含めた縮尺1/100の模型を用い、以下に示す目的を検討するため実験を行なう。

- ① 流量改定に伴う現況河道の治水安全度の向上
- ② 関連改修区間の上・下流での河道のすりつけ形状
- ③ 模型範囲が狭く充分な検討のできなかった計画河道上流部の検討

現地データ・法線形などから予想される問題点は以下の通りである。

1) 青 岸 (0.0km)

青岸とは、0.0km地点左岸より河道に張り出しているところのことである（図1.3参照）。0.0kmでは、青岸により狭窄部を形成している。このため、上流の水位が堰き上がると予想される。

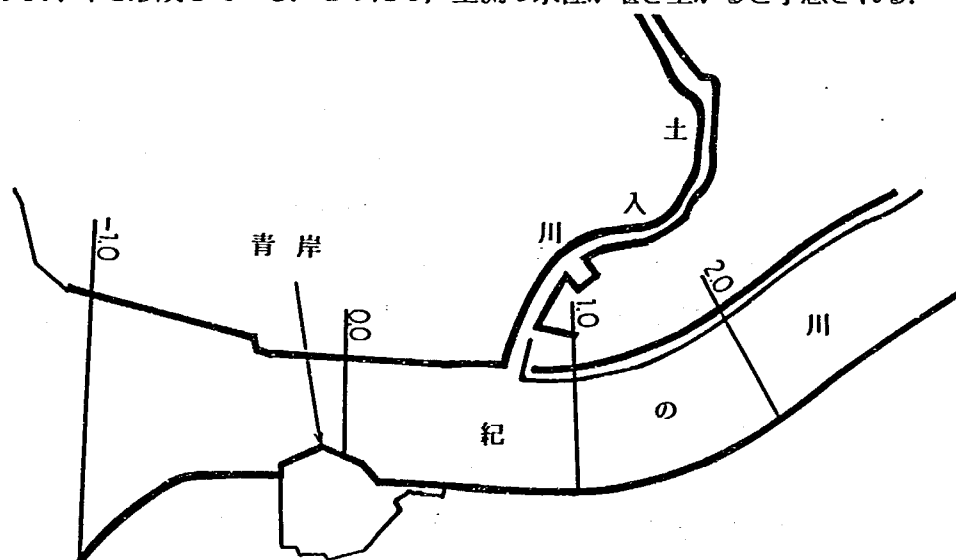


図1.3 青 岸

2) 3.6km左岸の水衝対策

現況河道である3.6km付近の左岸側は河道のわん曲部であるため（図1.4参照）、現地航空写真など

によればわずかに水衝りが生じているのがわかる。これよりも大きな流量時にはさらに水衝りの程度が増すことが推定される。本模型実験では、大流量時の水衝りの状況を確認するとともに、問題があれば対策工法の検討を行う。

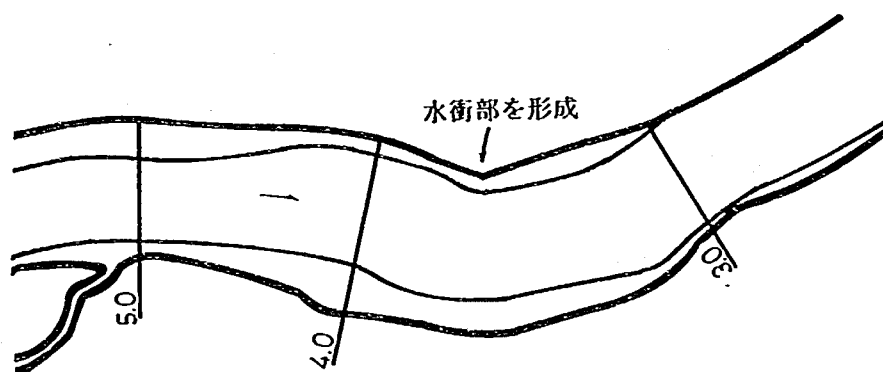


図 1. 4 3.6km 付近のわん曲部

3) 上流側現況河道と計画河道のすりつけ部における河床変動

紀の川大堰建設計画関連の河道改修は、5.0km～11.2kmを対象に行なわれる。上流側の現況河道と計画河道のすりつけは、10.8km～11.2kmの間で行なう計画となっている。ところがこの区間において計画河床と現況河床では高さがかなり異なるため、10.8km～11.2kmのすりつけ部の河床勾配は約1/50となる。これは直下流の計画河床勾配1/755と比較した場合急であるといえる。このため洪水時には、河床勾配が上下流とすりつくような方向に河床変動が生じ、上流から土砂が大量に流下し、比較的掃流力の小さい9.0km～10.0kmに堆積することが予想される。本模型実験では、このような問題の生じないすりつけ勾配の検討を行なう。

4) 砂れき堆による局所洗掘

現地航空写真などによれば、10.0kmより上流の区間では単列砂れき堆が生じ、みお筋は蛇行している(写真1.1参照)。みお筋が河岸に接近している地点では局所洗掘の発生が予想される。これは、縮尺1/50模型による実験結果においても確認することができ、10.0km付近左岸側において河岸に沿う局所洗掘が発生した。本模型実験においては、この区間の砂れき堆の形成状況およびみお筋が河岸に接近することによる局所洗掘の発生状況を調べるとともに、必要とみなされる場合には局所洗掘対策工の検討を行なう。

5) 紀の川大堰護床工長の検討

縮尺1/50模型実験結果によれば、紀の川大堰の設置区間の周辺はわずかに堆積区間であることが示されており、堰の護床工は河床とよくなじんでいる。すなわち紀の川大堰の護床工長は河床の安定の面からいえば、十分な長さをもっているといえる。しかし、他の大規模堰の施工事例と比較して若干長すぎる点があり、施工期間の短縮ということからも再検討を行なうこととした。本模型実験では、河床変動の面で問題の生じない範囲で紀の川大堰の護床工を短くする検討を行なう。

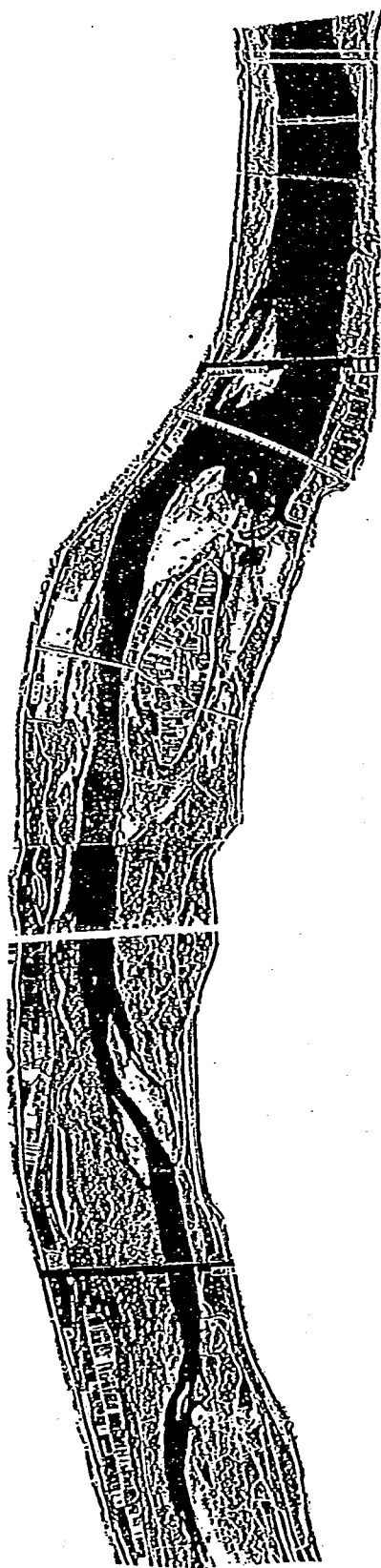


写真1.1 現地の河床形態（航空写真）

6) J R阪和線橋梁の存続

紀の川改修区間では河床掘削を行なうため、同区間にある橋梁の多くは掛け替えられることになっている。このうち、J R阪和線橋梁については、他の橋梁と比較して事業費が相当大きいことから、橋脚の周辺に保護工を設置して現況の橋梁を生かす案を検討しておく必要がある（図1. 5 参照）。本模型実験では、この案について問題の有無、その対策の可能性について検討する。

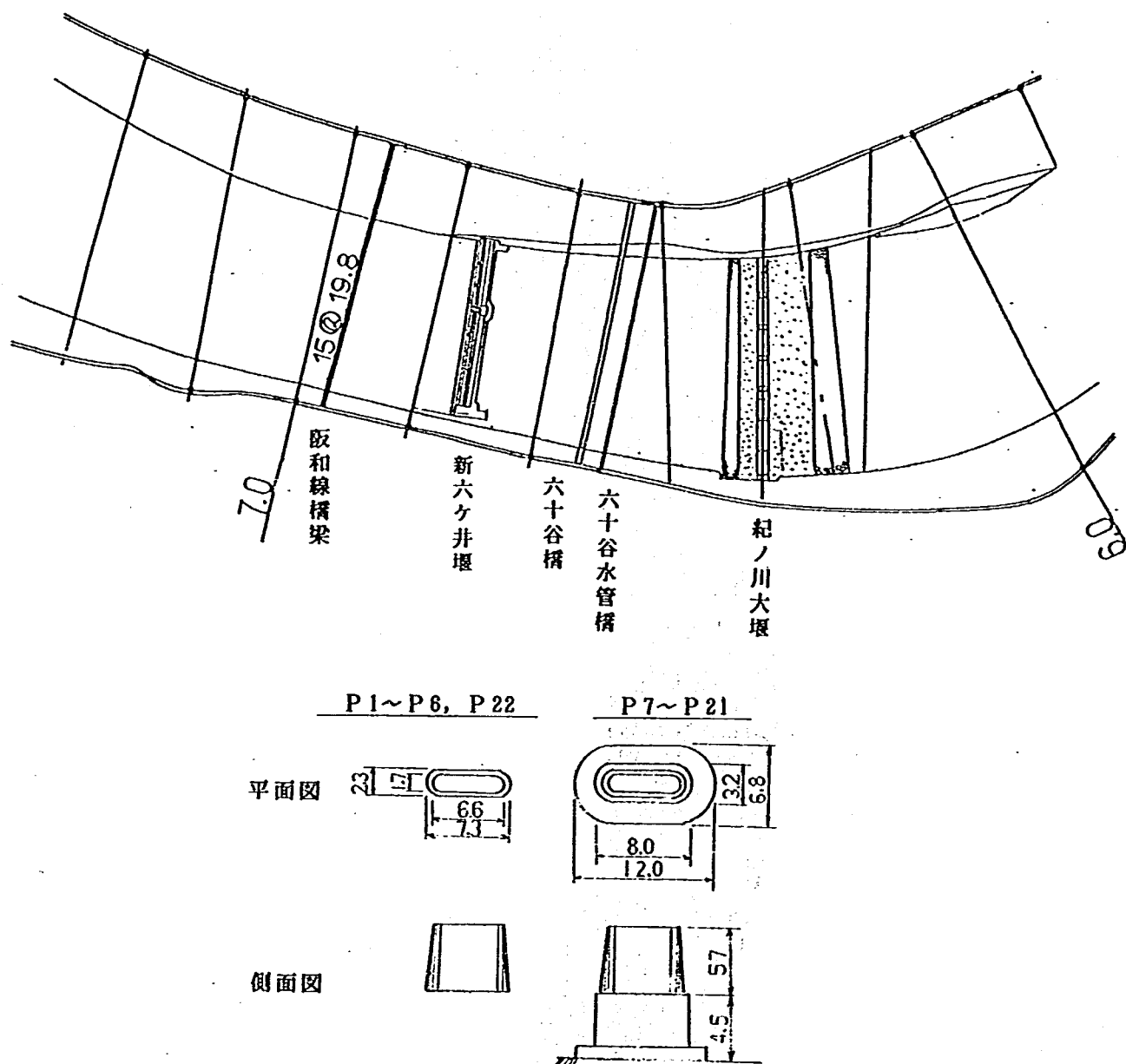


図1. 5 阪和線橋梁の位置と構造

7) 仮締切工に関する検討

紀の川大堰の建設は、仮締切工を用いて非出水期に行なわれる。縮尺1/50の模型では仮締切工設置時における仮締切工まわりの河床変動に関する問題点の把握、およびその対策工法の検討を行なった。その後、護床工の模型を縮小したことから仮締切工の諸元が若干変更されたため（図1.6参照）、再度同様の検討を行なう必要が生じた。本模型実験では、縮尺1/50の模型実験結果をもとに、変更後の仮締切工設置時における問題点の把握、およびその対策工の検討を行なう。

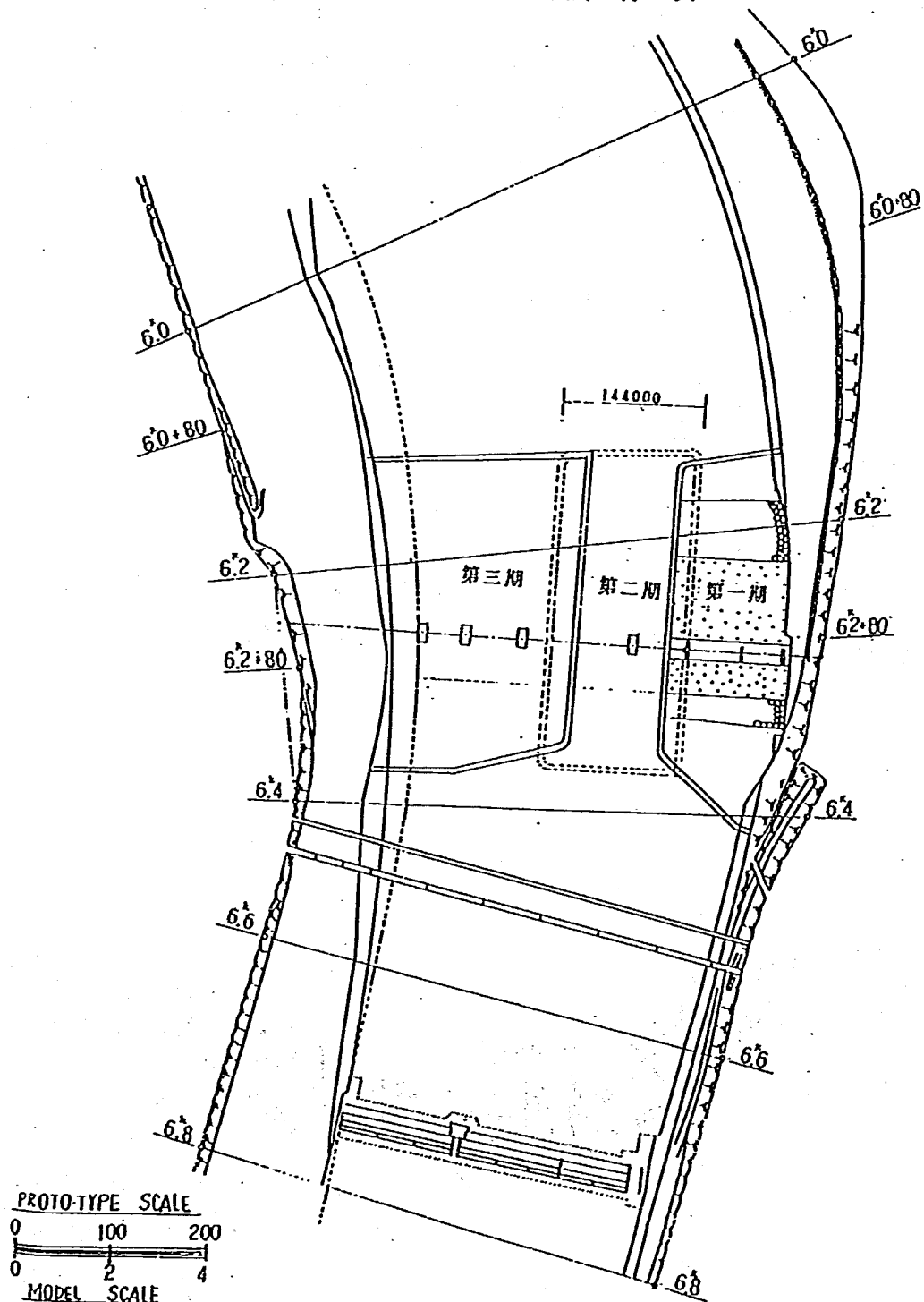


図1.6 仮締切工の概要

1.3 模型の概要

模型は以上に述べた問題点に対して、精度の高い検討が可能となるような範囲、縮尺を持つ必要がある。模型実験において検討を要する地点は、先に述べたとおり、河口付近の青岸 (0.0km)、計画河道と現況河道とのすりつけ部 (11.2km) などであるので、模型範囲は少なくとも河口 (-1.0km) ~13.0km程度が必要となる。また、この範囲を製作する場合、模型の縮尺は、模型製作予定地の面積との兼合より1/100程度でなくてはならない。実験に先立ち、この縮尺で模型実験を行なった場合、精度の高い検討が可能であるかを机上で検討した。この検討を行なうとき、最も注意を要するのは適当な河床材料が有るかどうかがである。検討結果は、3章の相似則で詳しく述べるが、河床材料としてスラジライト ($d_m=0.9\text{mm}$, $S=0.8$) が使用可能であることが推定された。したがってこの縮尺を採用し、模型の諸元を以下のように決定した。なお、模型の概要を図1.7に示す。

<紀の川模型の諸元>

製作範囲 紀の川河口 (-1.0km) ~13.0km

支川土入川1.8kmまで

支川鳴滝川0.5kmまで

低水路 固定床および移動床

高水敷 固定床

河道形状 現況河道および計画河道

なお、現況河道においては高水敷と低水路の境界の判読は難しいが、本模型においては横断面より法勾配のきつところを読み取りこれを高水敷河岸と考え、ここまでを高水敷とした。

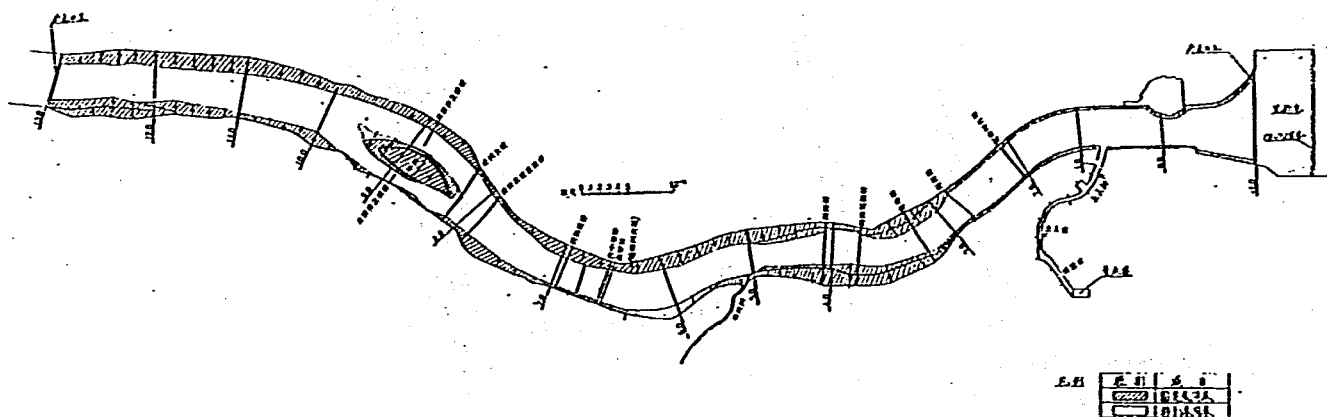


図 1.7 模型平面図

第 2 章 紀の川の河道特性

第2章 紀の川の河道特性

本章では、既存のデータをもとに紀の川の河道特性を調べることにより、模型実験を精度良く進めていくうえで必要な資料を作成する。

2.1 紀の川の流域

紀の川は、その源を全国有数の多雨地帯として知られる奈良県、三重県の県界の大台ヶ原に発し、途中高見川、大和丹生川、紀伊丹生川、貴志川等の支川を集めながら奈良県、和歌山県を貫流し、紀伊水道に注ぐ近畿有数の大河川である。紀の川の流域は、紀伊半島の西北部を東西方向に広がる典型的な羽状流域をなしている（図2.1参照）。流域面積は1750km²、幹川流路延長は136kmである。

2.2 紀の川の河道特性

1) 河床勾配

紀の川下流部の河道縦断面図を図2.2に示す。これによれば、紀の川12km～16kmでは河床勾配は約1/600、7km～12kmでは約1/1000、河口～7kmでは1/2000である。なお、半固定堰床である新六ヶ井堰の上下流では相当の落差を生じている。

2) 川幅の縦断変化

川幅の縦断変化図を図2.3に示す。これによれば、16kmより下流部では川幅の縦断変化率は小さく、平均的な川幅は約500m程度である。

3) 河床材料について

河床材料の粒度分布特性（昭和54年度調査結果）を図2.4～2.7に示す。これによれば、6kmより上流で採取された河床材料は、採取地点が異なっても粒度分布特性は似ており、60%粒径はおおよそ2mm～20mmである。

図2.8は図2.4～2.7に示した粒径加積曲線より、各採取地点の粒径を縦断的に連ねたものである。これによれば、下流から上流に行くに従って次第に粒径は増していることがわかる。ただし、図2.4～2.7でわかるように、下流部では河床変動にあまり寄与しないと考えられるヘドロやそれに近い微細砂が採取されているので、河床変動を議論する上で意味のある代表粒径は図2.8のものよりも少しおおきくなるものと考えられる。ヘドロ分を除けば、上流部では60%粒径はおおよそ4mm～20mmであり、河道の平均的な60%粒径はおおよそ12mmである。

4) 河床形態について

図2.9に示した小規模河床形態の領域区分図に紀の川の洪水時の水理量をプロットすると、洪水時には砂堆（dune）が生じることが推定される。また、図2.10に示した中規模河床形態の領域区分図に紀の川の洪水時の水理量をプロットすると、単列砂れき堆が発生することが推定される。現地航空写真においても、10.0kmより上流に単列砂れき堆が発生していることが確認された（写真1.1参照）。

紀の川水系平面図

S=1:400,000

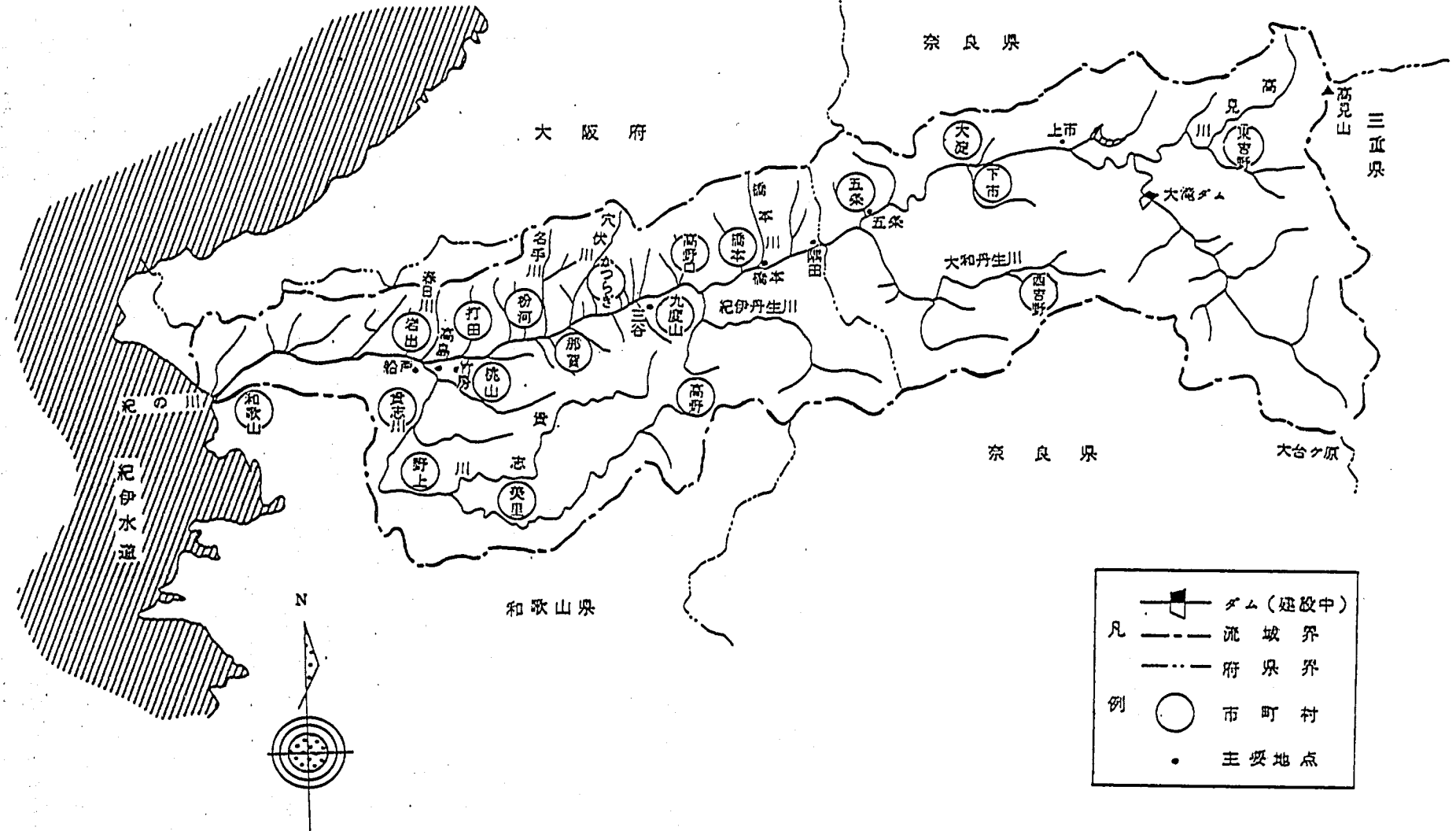
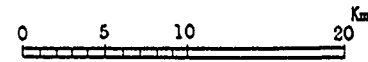


図 2.1 紀の川流域平面図

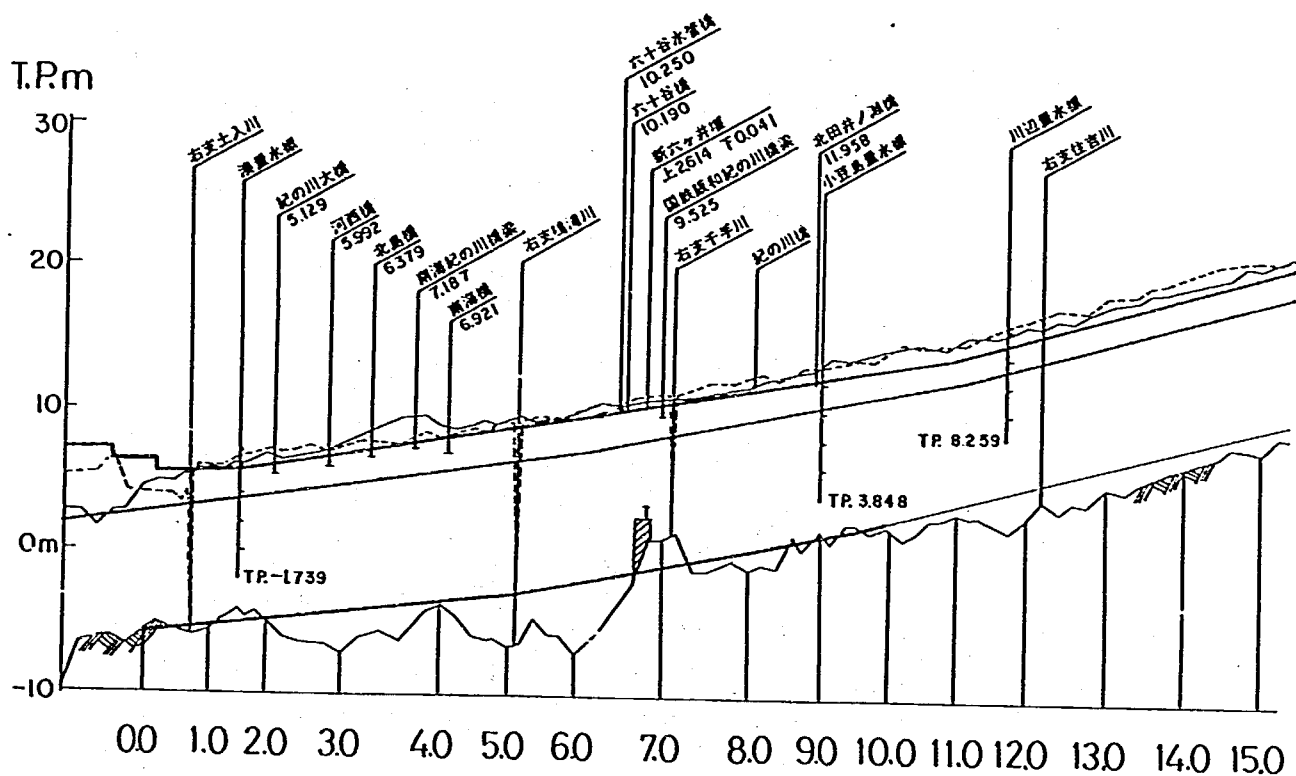


図 2. 2 河道縦断面図

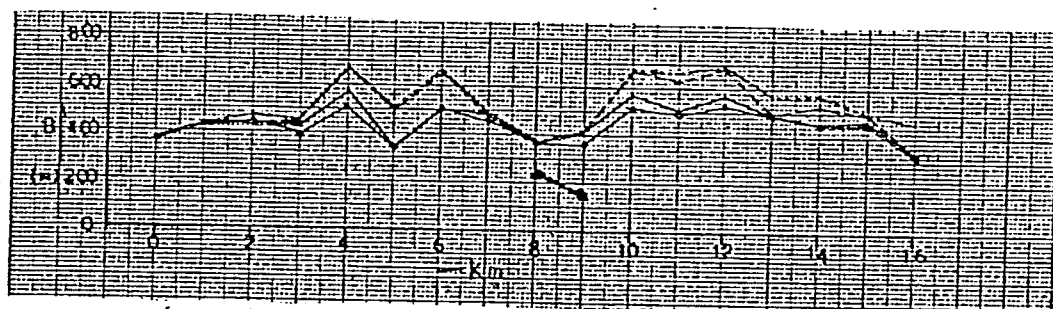


図 2. 3 川幅の縦断変化

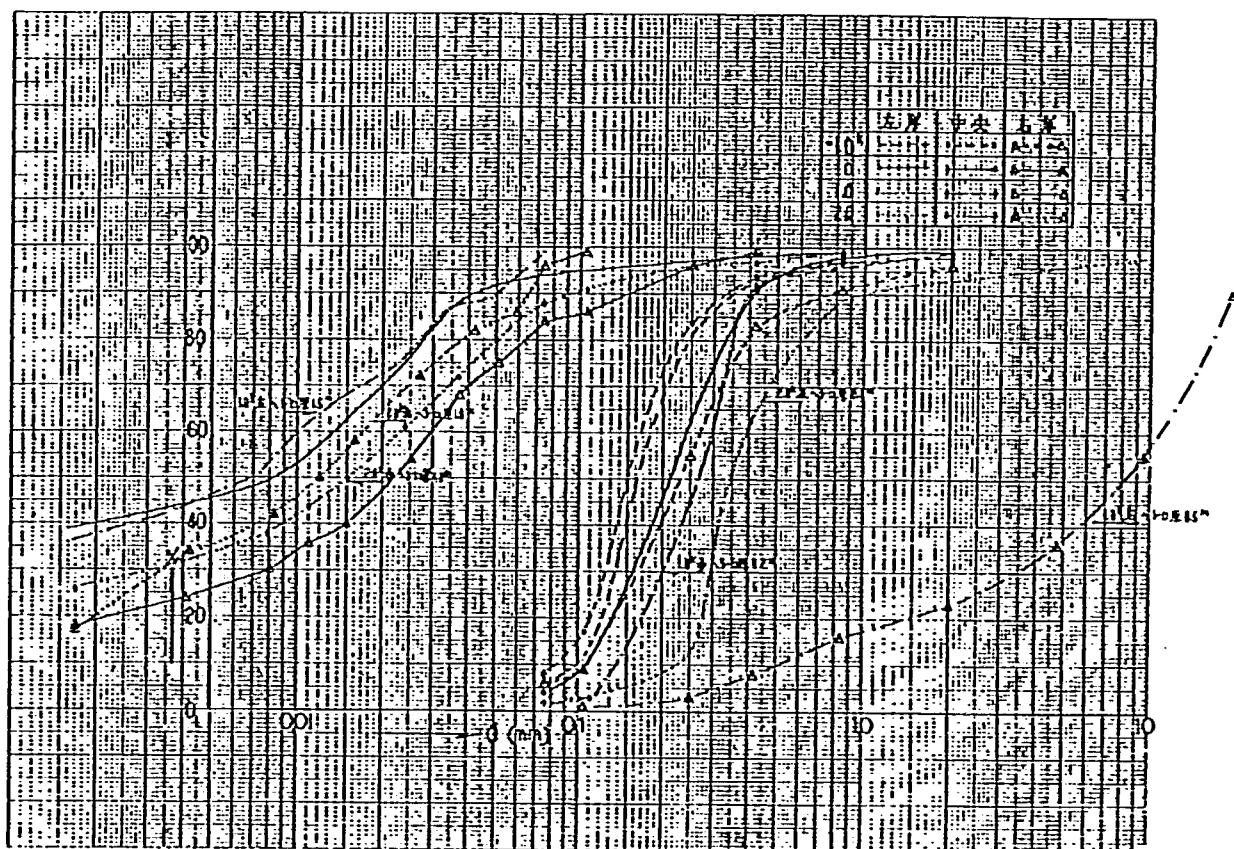


図2.4 粒度分布図(紀の川) S. 54年調査

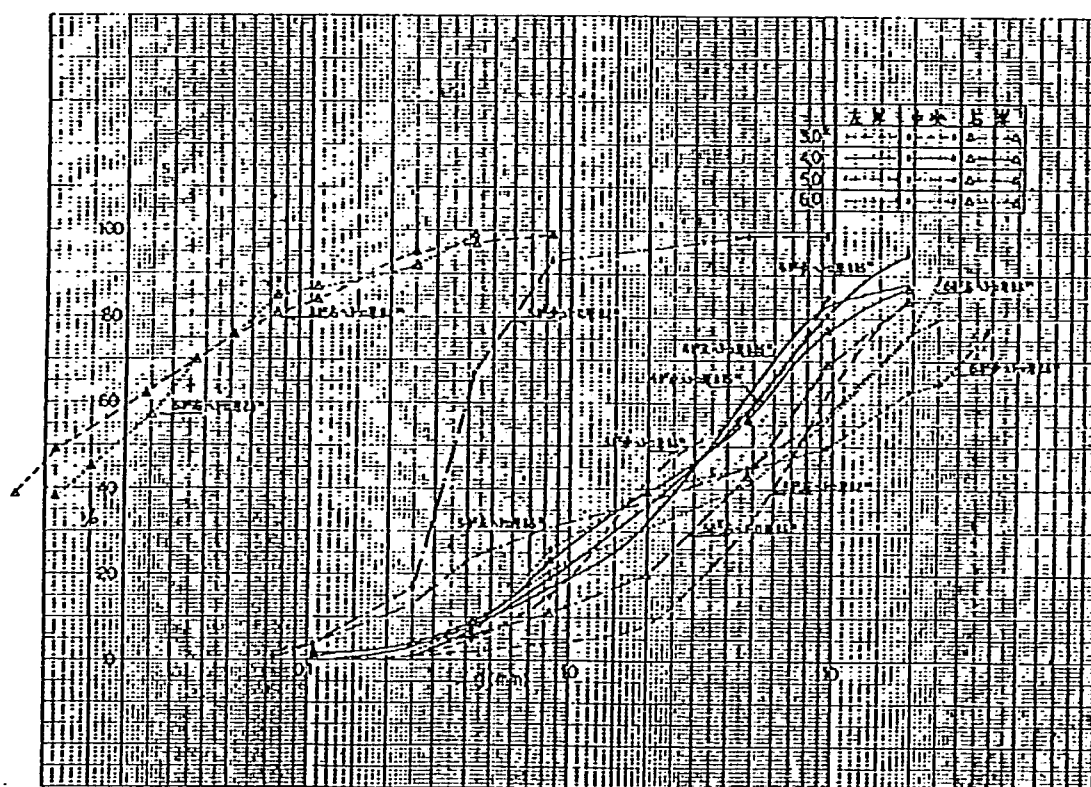


図2.5 粒度分布図(紀の川) S. 54年調査

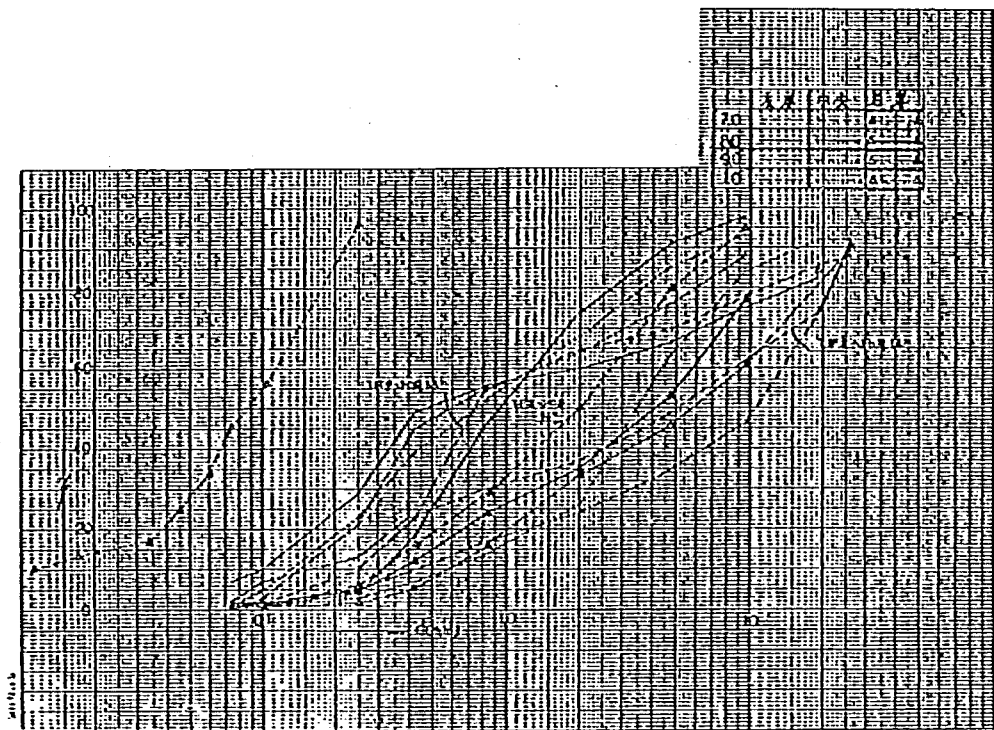


図 2. 6 粒度分布図 (紀の川) S. 54年調査

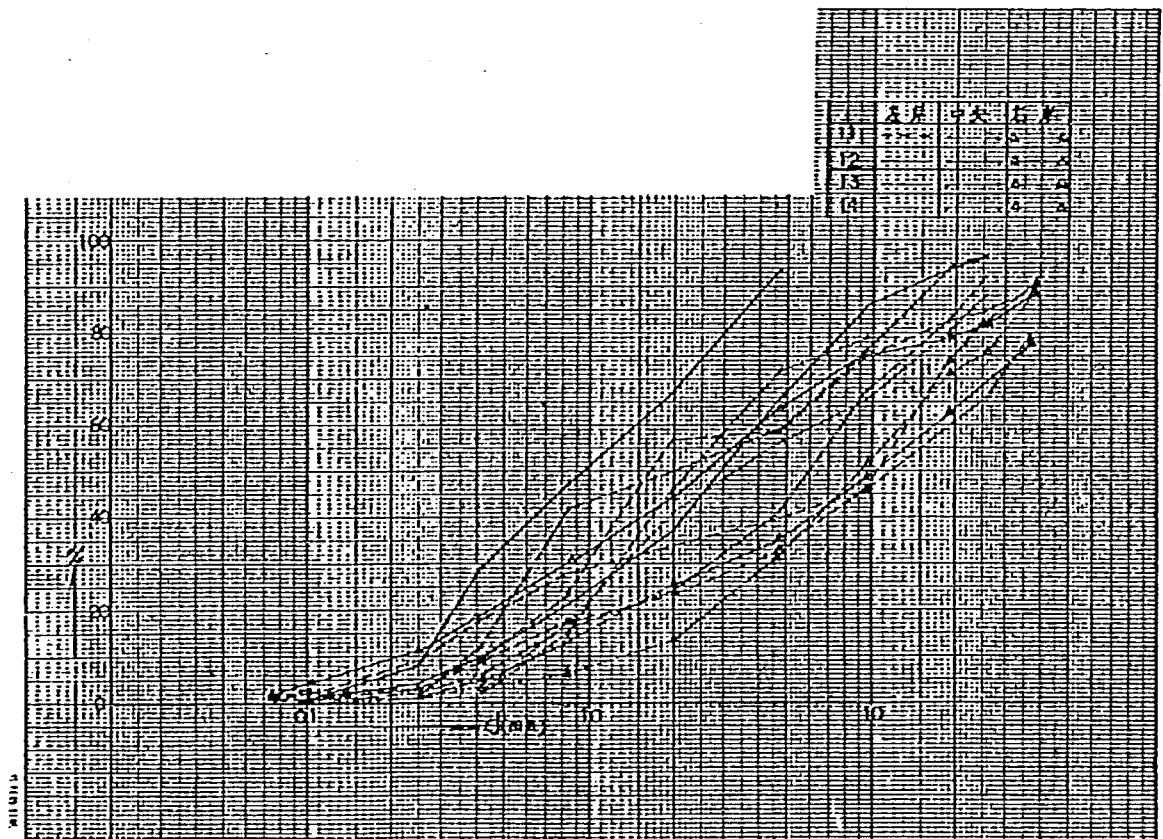


図 2. 7 粒度分布図 (紀の川) S. 54年調査

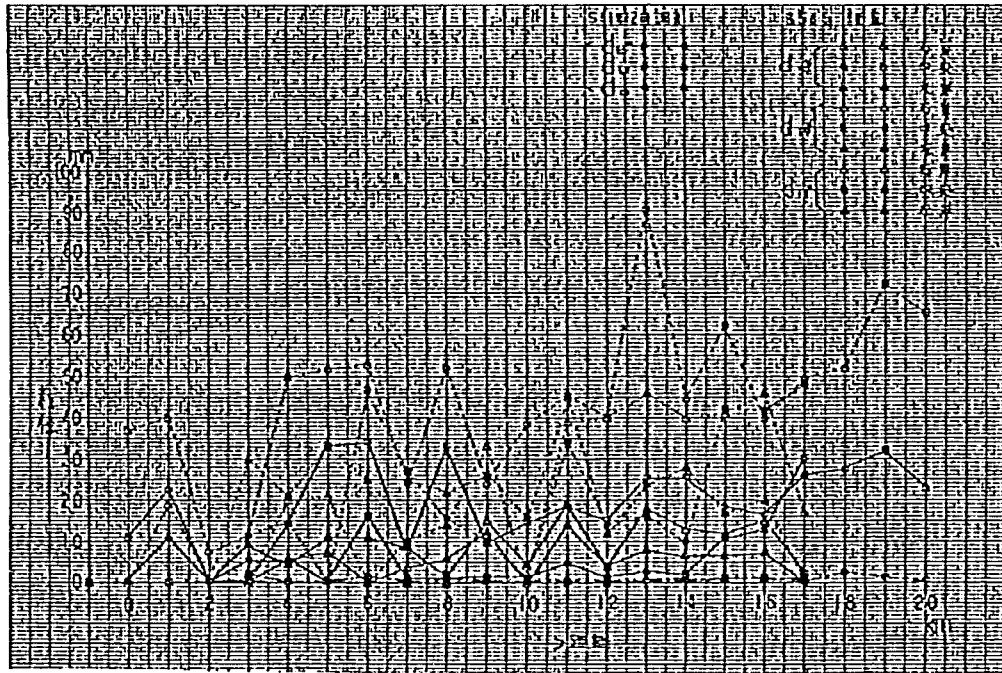


図 2.8 河材料の縦断変化

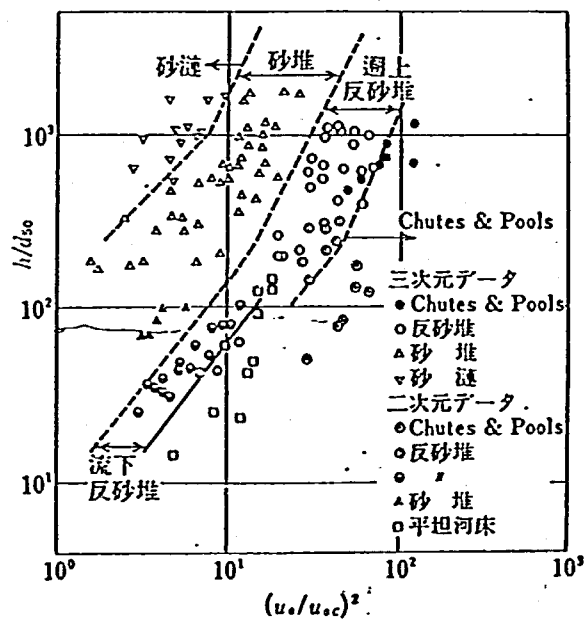


図 2.9 $(u_t^*/u_{t*}^c)^2 - h/d_{50}$ による小規模河床波の領域区分 (福岡ら)

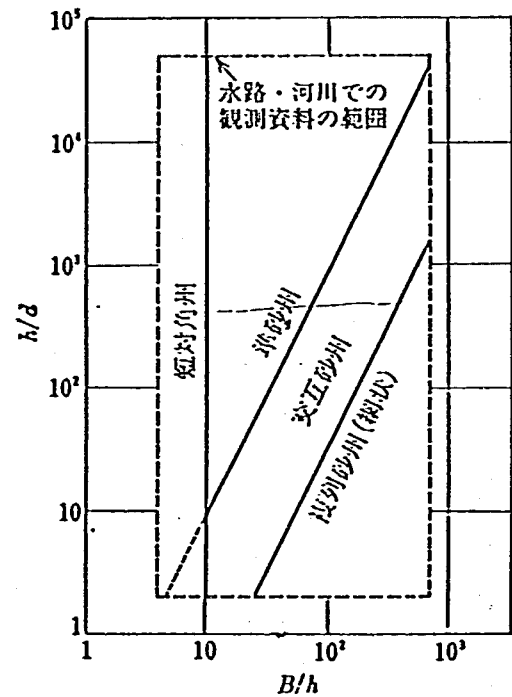


図2.10 $h/d-B/h$ による中規模
河床波の領域区分(村本ら)

第 3 章 相 似 則

第3章 相 似 則

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 固定床模型の相似条件

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

$$\frac{\partial u_p}{\partial t_p} + u_p \frac{\partial u_p}{\partial x_p} + v_p \frac{\partial u_p}{\partial y_p} + \omega_p \frac{\partial u_p}{\partial z_p} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\Omega_p + \frac{P_p}{\rho_p} \right) + \nu_p \left(\frac{\partial^2 u_p}{\partial x_p^2} + \frac{\partial^2 u_p}{\partial y_p^2} + \frac{\partial^2 u_p}{\partial z_p^2} \right) \quad (3-1)$$

模型

$$\frac{\partial u_m}{\partial t_m} + u_m \frac{\partial u_m}{\partial x_m} + v_m \frac{\partial u_m}{\partial y_m} + \omega_m \frac{\partial u_m}{\partial z_m} = -\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\Omega_m + \frac{P_m}{\rho_m} \right) + \nu_m \left(\frac{\partial^2 u_m}{\partial x_m^2} + \frac{\partial^2 u_m}{\partial y_m^2} + \frac{\partial^2 u_m}{\partial z_m^2} \right)$$

P : 現地・m : 模型をあらわす。

(x方向のみ) (3-2)

流水の運動を相似にするためには、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

$$\frac{\frac{\partial u_p}{\partial t_p}}{\frac{\partial u_m}{\partial t_m}} = \frac{u_p \frac{\partial u_p}{\partial x_p}}{u_m \frac{\partial u_m}{\partial x_m}} = \frac{v_p \frac{\partial u_p}{\partial y_p}}{v_m \frac{\partial u_m}{\partial y_m}} = \frac{\omega_p \frac{\partial u_p}{\partial z_p}}{\omega_m \frac{\partial u_m}{\partial z_m}} = \frac{\frac{\partial \Omega_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial \Omega_m}{\partial x_m}} = \frac{\frac{\partial \left(\frac{P_p}{\rho_p} \right)}{\partial x_p}}{\frac{\partial \left(\frac{P_m}{\rho_m} \right)}{\partial x_m}} = \frac{\nu_p \frac{\partial^2 u_p}{\partial x_p^2}}{\nu_m \frac{\partial^2 u_m}{\partial x_m^2}} = \frac{\nu_p \frac{\partial^2 u_p}{\partial y_p^2}}{\nu_m \frac{\partial^2 u_m}{\partial y_m^2}} = \frac{\nu_p \frac{\partial^2 u_p}{\partial z_p^2}}{\nu_m \frac{\partial^2 u_m}{\partial z_m^2}} \quad (3-3)$$

である。いま、 $u_p/\nu_m = u_r$ などとおくと、(3-3)式は、

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

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。この作業は、慣性力と重力の比を現地と模型で一致させること、すなわちフルード数を現地と模型で一致させることである。このことより、この作業により求まる相似則はフルードの相似則と呼ばれる。(3-4)式より相似条件は、模型を無歪とすれば、

$$\begin{aligned}X_r &= Y_r = Z_r = L_r \\u_r &= v_r = w_r = \sqrt{L_r} \\t_r &= \sqrt{L_r}\end{aligned}$$

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、

$$\begin{aligned}nr &= L_r^{1/6} \\qr &= L_r^{1/5}\end{aligned}\quad (3-5)$$

となる。

3.2 移動床模型の相似条件

3.2.1 移動床模型の相似則の基本的な考え方

移動床模型実験の主たる目的は、河床変動状況を調べることである。したがって、移動床模型実験の相似則は、河床変動量の相似を第一に考えるものでなくてはならない。河床変動の相似を得る条件は π 定理により求めることができる。 π 定理によれば、移動床の状態を表す無次元量 π は、

$$\pi = f(Re_s, u/u_*, \tau_*, h/d, h/B, s, K) \quad (3-6)$$

と表せる。ここに、 $s = \rho_s/\rho - 1$ 、 $Re_s = u_* \cdot d/\nu$ 、 $\tau_* = u_*^2/(s \cdot g \cdot d)$ 、 K ；粒度分布を表わす次元量、である。現地と模型の間で π を一致させれば、すなわち(3-6)式中の無次元量を現地と模型で全て一致させれば河床変動量の相似が得られる。

これを達成する最も単純な方法は、河床材料粒径をフルードの相似則に従い $dr = L_r$ (L_r は縮尺)とすることである。この場合、流れの相似性が満たされれば模型の幾何的相似が成立つので、フルード相似が満たされることになり、(3-6) 式中の無次元量を現地と模型で一致させることができる。しかし現地河床材料が小さいときには、模型河床材料にかなり粒径の小さい砂を用いなければならないため、現地では生じない ripple が模型では発生し (ripple の生成条件は $Re_* < 20$)、この抵抗により流れの相似を満たすことができない。また、ripple により河床変動が隠されてしまう。このような場合、ripple の生成条件である $Re_* < 20$ の領域に入らないように模型を大きく作れば精度の高い検討が可能であるが、模型を無制限に大きく作るとは実験経費・労力の面からみて望ましくない。そこで、このような場合には、模型をあまり大きくせずに必要な精度が得られるような新しい相似則を考える必要がある。ここでは、土木研究所において考案された、小さな模型に比重の軽い材料を用いることにより必要な精度を得ることのできる新しい相似条件について述べる。

3.2.2 比重の小さい河床材料を用いた場合の相似則

移動床の相似条件は、以下のような考察により求めることができる。

無次元化された流砂量 qs_* は一般につきの式形で表わされる。

$$qs_* = k \cdot \tau_*^p \quad qs_* = qs/(u_*^3 d) \quad (3-7)$$

現地と模型の無次元流砂量の比 qs_r 、

$$qs_{*r} = k_r \cdot \tau_{*r}^p = k_r \cdot u_{*r}^p \cdot (s \cdot g \cdot d_r)^{-p}, \quad (s \cdot g \cdot d_r) = \text{const.} \quad (3-8)$$

が、河道のあらゆる地点で一定値を取るならば、河床変動量の厳密な相似を得ることができる。 $qs_{rr} = \text{const.}$ にするには、(3-8)の式形に注目すると、 $(S \cdot g \cdot d)r^{-p} = \text{const.}$ であるから、 u 、 p および k が河道のあらゆる地点で相似になるようにすればよいことがわかる。

u 、 p および k が河道のあらゆる地点で相似になるようにするには $\tau \cdot r$ を 1 に近づけるとともに、流れを相似にすればよい。流れの相似を得るためには、現地と模型の河床形態が相似となっている状態のもとで流速係数 ϕ が一致する必要がある。以下に、河床形態を一致させる方法、 ϕ を一致させる方法について考察する。

1) 河床形態を一致させる方法についての考察

模型実験において考慮すべき河床形態は、小規模河床形態と中規模河床形態である。河床形態については、(3-6) 式の無次元量をすべて一致させれば相似が得られる。しかし比重の小さい河床材料を用いた場合、これらの無次元量をすべて一致させることはできない。このため、河床形態の生成に強く関与すると見られる無次元量 τ 、 B/h 、 h/d についてのみ考慮する。比重の軽い河床材料を用いた場合、 $\tau_{rr} = (h/d)_r = 1$ とすることはできないので、なるべく 1 に近い値を取るようにし、同じ発生領域に属するようにする。このことを簡略に調べるには、小規模河床形態の領域区分図 (図2.9 参照)、中規模河床形態の領域区分図 (図2.10 参照) に現地および模型の水量をプロットすることにより現地・模型の河床形態を推定する方法がある。

2) ϕ を一致させる方法についての考察

ϕ を一致させる条件は、土木研究所で行った基礎的な検討により、

$$L_r = s_r^2 \cdot d_r \quad (3-9)$$

であることが明らかにされている。(3-9) の式形に注目すると、模型の河床材料を小さくすればするほど模型縮尺を小さくすることができることがわかる。しかし、実際は河床材料の比重を小さくしすぎると、 τ を歪め過ぎることになり、以下に述べる問題が発生する。すなわち、河床形態の相似では τ が重要な役割をもっているため、河床形態の相似を得るのが難しくなる。また、限界掃流力の違いが無視できなくなるほか、河床材料の流送形態が異なるため、模型と現地で(3-8) で述べた k を一致させることができなくなる。したがって、(3-9) 式より模型の河床材料の粒径・比重を求めるには、河床形態の発生領域が現地と模型で同じ領域に属すること、 τ が現地と模型でずれ過ぎないことを合せて考慮しなければならない。

3.2.3 時間縮尺の推定

河床変動を相似にする時間縮尺 t_r は、フルードの相似則により決まる時間縮尺 $t_r (= L_r^{0.5})$ とは本質的に異なり、後に述べるように両者が一致するのはまれである。しかし、 t_r を t_r からずらした場合の影響は明らかにされていないので、模型の河床材料を選ぶ際には t_r が t_r からあまりずれないように留意する必要がある。

河床変動を相似にする時間縮尺 t_r の概略値の求め方は以下のとおりである。

一次元の河床変動の連続式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial q_s}{\partial x} = 0 \quad (3-10)$$

を流れの相似条件を導いたのと全く同様の方法で変形すると、

$$t_{s,r} = (1 - \lambda)^{-1} \cdot L_r^2 \cdot q_{s,r}^{-1} \quad (3-11)$$

が得られる。この式に、現地と模型によく適合するとみられる流砂量式を代入すれば、概略の時間縮尺値が求まる。この値が厳密値でないのは、流砂現象には(3-6)式で述べた全ての無次元量が関係しているためであり、 $q_{s,r}$ が $\phi_r = 1$ および河床形態の相似だけでは厳密に一定値とならないからである。

ここで、 $t_{s,r}$ とフルードの相似則で求まる時間縮尺 t_r との関係を近似的に推定してみる。(3-11)式により、現地と模型の河床材料の空隙率が同じならば、 $q_{s,r} = L_r^{1.5}$ のとき $t_{s,r} = t_r$ となることがわかる。 $q_{s,r} = L_r^{1.5}$ となるときの条件は、(3-7)式より以下のように推定される。 $q_{s,r}$ は

$$g_{s,r} = \frac{k_p \cdot \tau_{*p}^p \cdot u_{*p} \cdot d_p}{k_m \cdot \tau_{*m}^p \cdot u_{*m} \cdot d_m} = k_r \cdot \tau_{*r}^p \cdot L_r^{0.5} \cdot d_r = k_r \cdot L_r^{p+0.5} \cdot s_r^{-p} \cdot d_r^{1-p}$$

と変形される。したがって、 $q_{s,r} = L_r^{1.5}$ となるには、

$$k_r \cdot L_r^{p+0.5} \cdot s_r^{-p} \cdot d_r^{1-p} = L_r^{1.5}$$

すなわち、

$$L_r = k_r^{\frac{1}{1-p}} \cdot s_r^{-\frac{p}{1-p}} \cdot d_r \quad (3-12)$$

を満たす必要がある。(3-12)式を満たす関係の一例としては、 $k_r = 1$ 、 $s_r = 1$ 、 $d_r = L_r$ が挙げられる。ただし、この考察において(3-6)式の無次元量をいくつか無視しているの、実際には $s_r = 1$ 、 $d_r = L_r$ としても $t_{s,r} = t_r$ にはならない場合がある。また、この式形によれば、 $s_r \neq 1$ の場合は(3-12)式を満たすのはかなり困難で、多くの場合 $t_{s,r} \neq t_r$ となる。正確な時間縮尺 $t_{s,r}$ を求めるには、(3-11)式により概略の時間縮尺値を求めておき、この値を参考に、検証実験を行う必要がある。

3.2.4 検証実験の必要性

前項で述べた時間縮尺の推定法はあくまでも便宜的なものであって、より正確に時間縮尺を推定するには検証実験を要する。検証実験では、実績洪水前後の河床変動状況を模型において再現するための正確な時間縮尺を試行錯誤的に求める。その手順は以下のとおりである。

- ① 模型河床を洪水前の河床に整形する。
- ② 実績洪水を適当な時間縮尺のもとで通水する。
- ③ 通水後の模型河床と洪水後の現地河床とを比較し、その相似性を調べる。
- ④ 十分な相似が得られなかった場合は、時間縮尺を変えて①～③の作業を繰り返す。

なお、(3-13)式を用いてあらかじめ概略の時間縮尺値を求めておくことは、検証実験を効率よく進行させることの助けとなる。

3.3 紀の川模型における相似条件

3.3.1 固定床模型における相似条件

フルードの相似則に従い、模型の各物理量の縮率を求めた。なお、模型は無歪で、縮尺1/100 ($L_r=100$)である。

$$n_r = L_r^{1/6}$$

$$Q_r = L_r^{2.5} = 100000$$

$$V_r = L_r^{0.5} = 10$$

$$h_r = L_r = 100$$

3.3.2 移動床模型における相似条件

本模型実験では、検討の対象範囲は河口～13.0kmである。模型縮尺について考えると、実験場のスペース、模型製作費、実験に要する経費・労力等を合せて考えた場合、模型縮尺は1/100程度が妥当であると考えられる。しかし、この縮尺で製作された模型のもとで河床材料に砂を用いると、 $Re_* < 20$ となりrippleの発生が予想される。模型の水深は計画流量時においても8cm程度であるので、rippleが発生した場合、河床変動はrippleに隠される恐れがある。そこで、本模型実験では、先に述べた河床形態を相似にし、かつ流速係数を一致させる新しい相似則に従い河床材料を選定した。以下に、本模型に用いた河床材料を決定するまでの手順を示す。

1) 流速係数の相似

先に述べた流速係数の相似条件

$$L_r = s_r^2 \cdot d_r \quad (3-9)$$

に従い河床材料を決定した。模型の河床材料にはスラジライト ($d_m=0.9\text{mm}$, $s=0.8$) を用いることにした。この材料を用いた場合には(3-9) 式を完全に満たすことができないが、現地と模型の流速係数の比 ϕ_r は $\phi_r = 0.91$ 程度まで合わせることができる。また、この材料を用いた場合、 τ_{*r} は、 $\tau_{*r} = 3.6$ 程度となる。

2) 河床形態の相似

図2.7に示す中規模河床形態の領域区分図に現地・模型の水理量をプロットした結果、現地・模型とも交互砂州の発生領域に属することがわかった。したがって、中規模河床形態の相似性は高いと推定される。

3) 時間縮尺の推定

時間縮尺 t_{sr} の概略値は、前述の2. (2)で述べたように次式

$$t_{sr} = (1 - \lambda)^{-1} \cdot L_r^2 \cdot q_{sr}^{-1} \quad (3-11)$$

に、模型の縮尺、および現地・模型によく適応する流砂量式を代入すれば求まる。先に述べたとおり、現地・模型とも流送形態は掃流砂が中心であると見られる。このため、現地の流砂特性によく合致する流砂量公式として土研式を選ぶ。また、模型の流砂特性には土研式が良く合うことが、本実験と別に行

われた基礎実験により確かめられている。ここでは、現地の流砂量式に土研式、模型の流砂量式にも土研式を適用し、上下流の代表地点における時間縮尺を求めた。その結果、 $t_{sr}=30.6$ となり、フルードの時間縮尺10と比べても奇異な値ではない。以上の結果より、本模型の河床材料としてスラジライトが使用可能であることが推定された。

第 4 章 固定床模型実験

第4章 固定床模型実験

固定床模型実験の主たる目的は、洪水時、計画河道に生じる水理的な問題点を、流れの面より把握することである。固定床実験は、現地と模型の粗度係数を相似にすることにより流れの相似を得ることを主目的とした粗度係数検証実験と、洪水時、計画河道に生じる問題点を把握する現象把握実験からなる。

4.1 粗度係数検証実験

4.1.1 目的

粗度係数検証実験の目的は、計画河道模型の粗度係数を所定の値に合せることにより流れの相似を得ることである。

4.1.2 実験条件

1) 河道条件

断面形状は、5.0km～11.0kmが計画断面で、-1.0km～5.0kmおよび11.0km～13.0kmが現況断面である。粗度係数の設定値は以下のとおりである。

-1.0km～5.0km $n=0.023$ (現況粗度係数) †

5.0km～7.0km $n=0.030$ (計画粗度係数)

7.0km～11.0km $n=0.035$ (計画粗度係数)

11.0km～13.0km $n=0.030$ (現況粗度係数)

†昭和34年～昭和50年の代表的な洪水の痕跡水位と不等流計算水位とを比較することにより求めた粗度係数である。

2) 実験ケース

実験ケースを表4.1に示す。流量は、低水路満杯流量にほぼ対応する6000 m^3/s 、および計画高水流量12000 m^3/s を用いた。潮位は、朔望平均満潮位 (T.P. 0.84m) を用いた。なお、JR阪和線橋梁の橋脚の水位堰き上げによる水面形への影響は大きいと考えられるので、本模型実験ではJR阪和線橋梁の橋脚は取り付けなかった。

4.1.3 実験方法

模型の粗度係数の調節方法は以下の通りである。まず、粗度要素としてモルタルを半球状に河床に張り付ける。つぎに、模型に所定の流量を通水し、水面形を測定する。その後実験と同じ条件で得られた不等流計算水位と比較する。両者が一致しないときには模型の粗度要素のはりつけ密度を調節する。この作業を、実験水位が不等流計算水位に合うまで繰り返す。

4.1.4 実験結果

粗度係数調整後の水位縦断面図を図4.1に示す。模型水位と計算水位はおおむね一致した。ただし、6000 m^3/s 通水時と計画高水流量12000 m^3/s 通水時では、計算水位と実験水位の適合度に差が生じ、12000 m^3/s 通水時にはよく一致したが6000 m^3/s 通水時には模型水位のほうがやや高い結果となった。これは、現地に比べ、模

型の低水路粗度係数がやや高めで、逆に高水敷の粗度係数がやや低めであったためと考えられる。このように、やや違いはあったものの、実験には特に問題のない程度であるので、この模型を用いて以後の検討を行なうものとした。

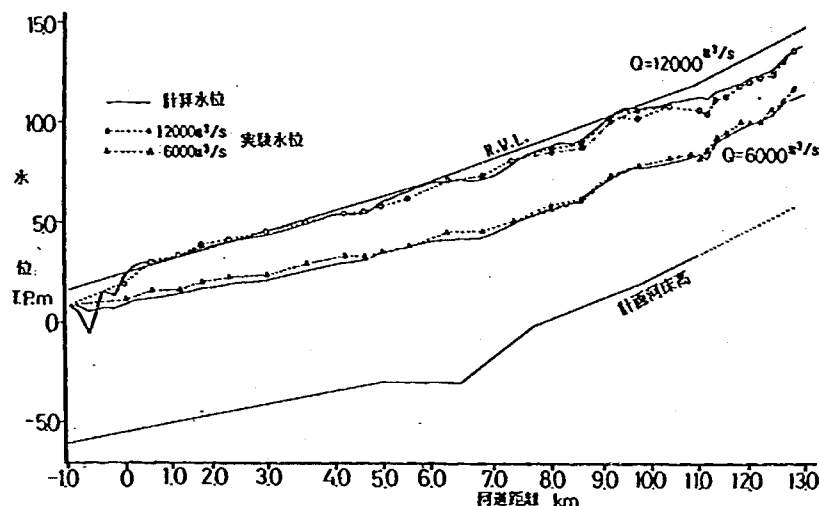


図 4.1 水位縦断比較図

4.2 現象把握実験

4.2.1 目的

現象把握実験の目的は、計画河道において洪水時に生じる水理的な問題点を明らかにすることである。

4.2.2 実験条件

実験ケースを表4.2に示す。流量は、既往最大洪水に対応する8000m³/s、および計画高水流量12000m³/sの2つを用いた。潮位は、朔望平均干潮位 (T.P. -1.05m) を用いた。潮位の条件は、下流部の流速を最も大きくするものである。この潮位を用いることにより下流部の水衝部対策に関する検討を安全側とすることができる。なお、本実験においては、2章に述べたように、水位への影響が懸念されるJR阪和線橋梁の橋脚を設置した。JR阪和線橋梁の橋脚の諸元を図4.2に示す。本実験結果と橋脚を設置しなかった検証実験結果を比較することにより、JR阪和線橋梁の橋脚が水位に与える影響を把握することができる。

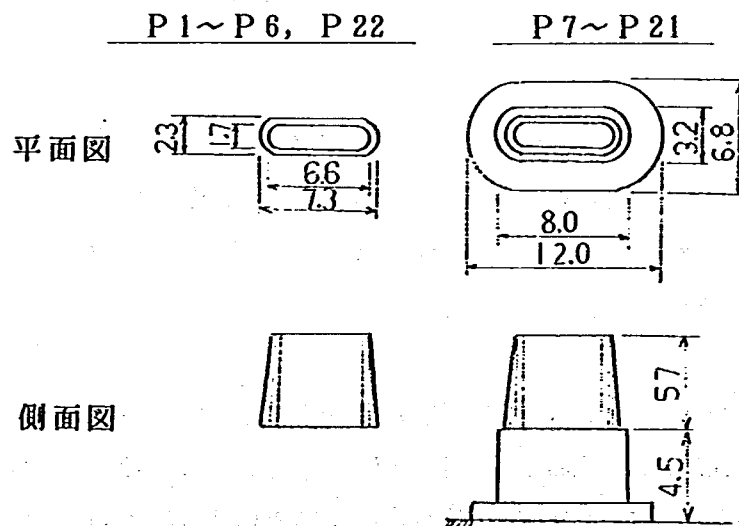


図 4.2 JR阪和鉄橋

4.2.3 実験結果

1) 実験ケース I-2-1 ($Q=8000\text{m}^3/\text{s}$) において明らかになった問題点

本実験で得られた水位縦断面図および流況図を図4.3, 図4.4に示す。図4.3には実験水位と合せて不等流計算水位が記入されている。実験観察結果およびこれらの図より、以下に示す問題点が明らかとなった。

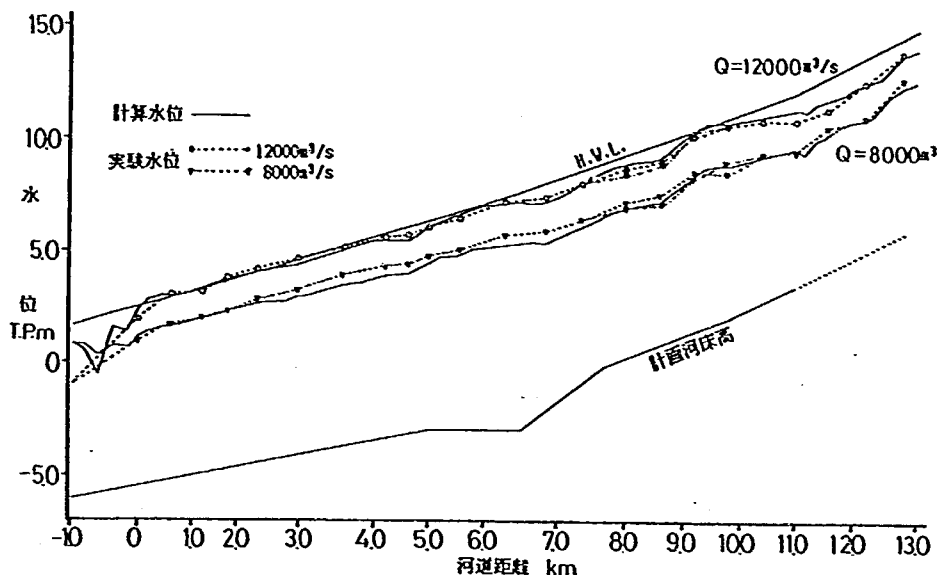


図4.3 水位縦断面図

① 青 岸 (0.0km)

水位縦断面図によれば、0.0kmの上下流では、青岸が河積阻害となるため上流水位は堰き上がり緩い水面勾配となっている。また、青岸より下流では堰き上がった水位が河口潮位に一気にすりつくために水面勾配がかなり急になり、流速がかなり大きくなる。このため、この区間では洪水時に河床低下が予想される。また、0.0kmより下流では、左岸側に死水域が形成されるほか、右岸側では主流部と河岸沿いのおそい流れとの境界に渦を生じるために河口潮位は周期的に変動する。

② 3.6km付近

流況図によれば、3.6km付近では河道がわん曲しているために流れは左岸に集中する傾向があり、弱い水衝部を形成する。この地点では流量が増大した場合、より明確な水衝部が形成されるものとみられる。この周辺区間では、高水敷法尻近傍での局所洗掘の発生が予想される。

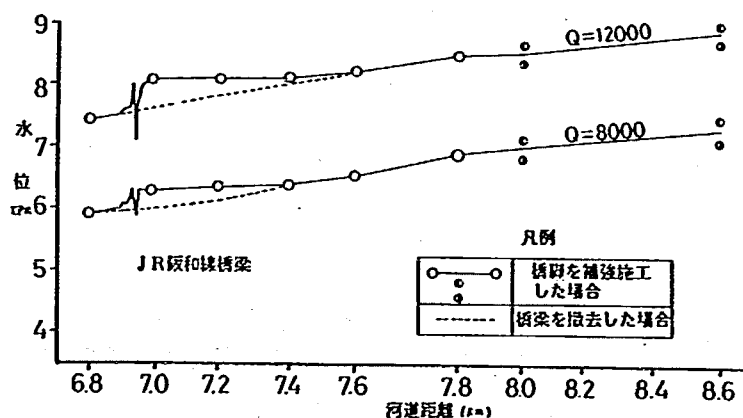


図4.5 JR阪和線橋梁が水位に与える影響

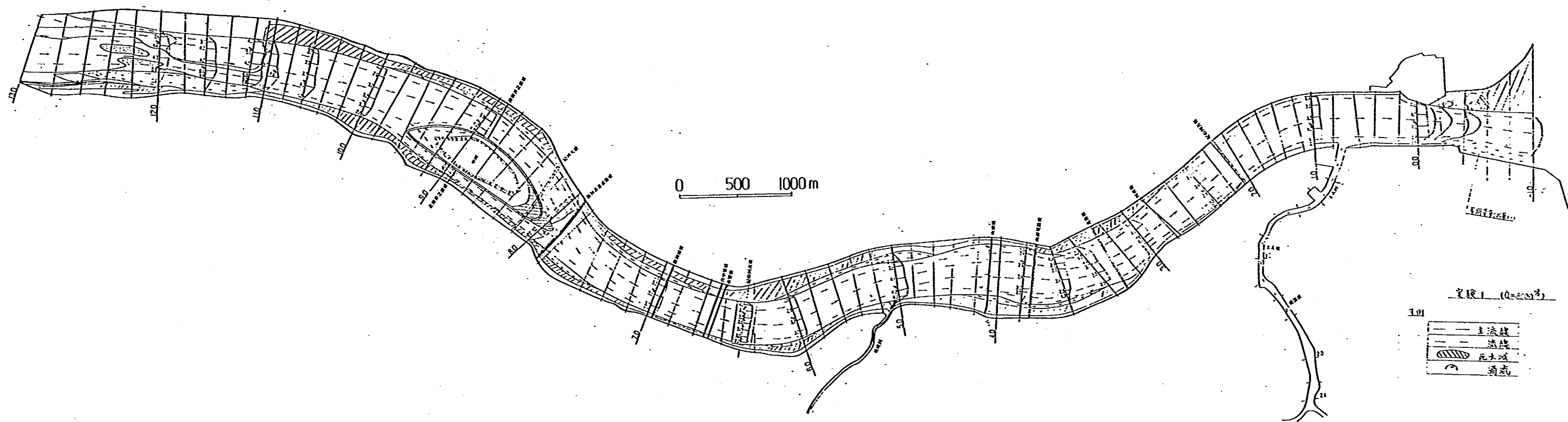
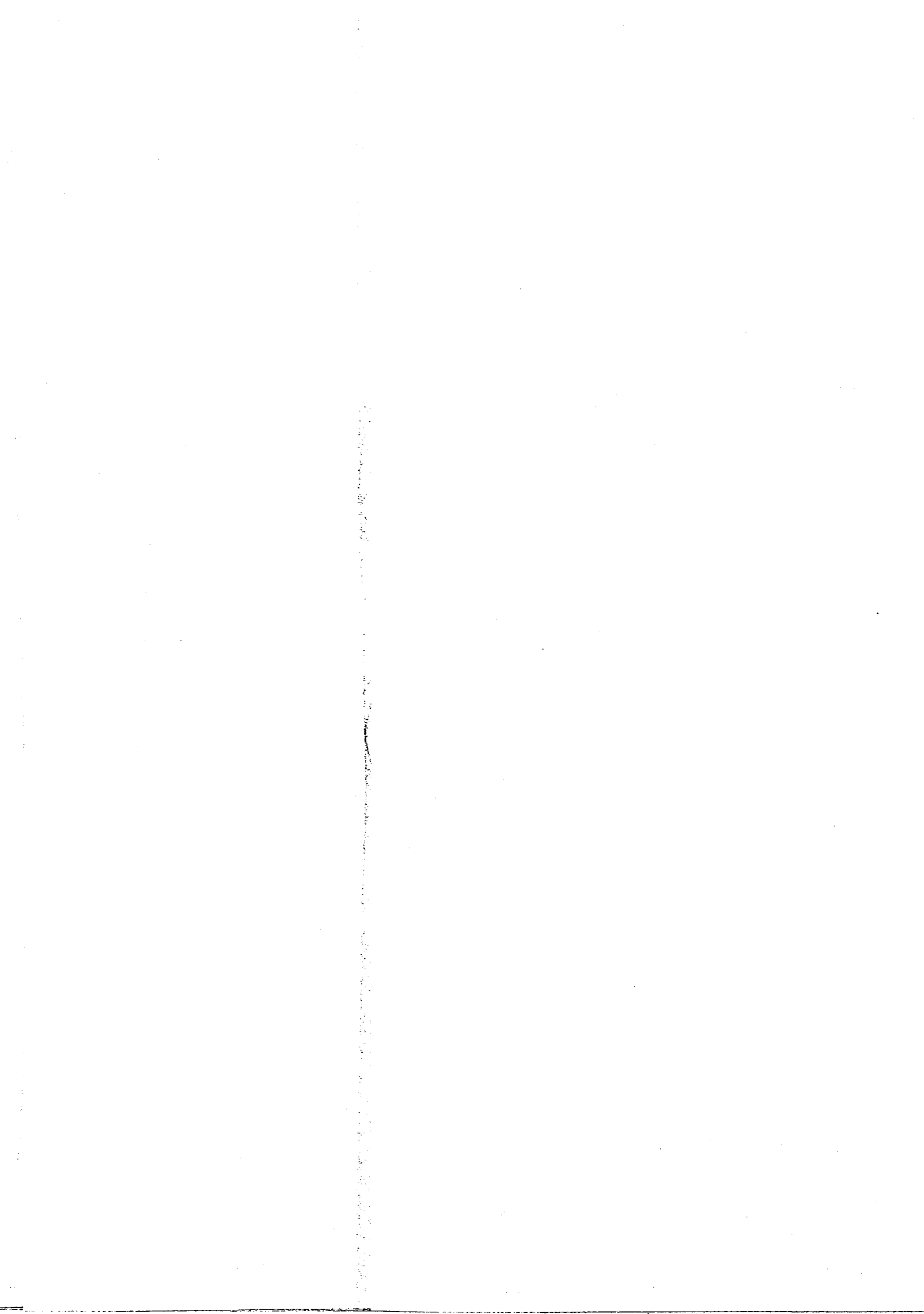


图4.4 流况图(1-2-1)



③ J R阪和線橋梁

本実験により得られたJ R阪和線橋梁上下流の水位を図4.5に示す。これには橋梁を撤去した場合の実験（実験ケースI-1-1）により得られた水位も合せて記入されている。J R阪和線橋梁付近では、J R阪和線橋梁の橋脚が河積阻害となるため橋梁より上流の水位は堰き上がる。橋梁の直上流では堰き上げ量は50cm程度である。橋脚の上下流の水位はごく短い距離ですりつくため、橋脚間の水面勾配は急になり、流れは射流に近い状態となった。このため、橋脚の周辺では洪水時に局所洗掘が生じ、橋梁が危険にさらされる可能性がある。

④ 中 州

流況図によれば、中州流頭部の分流境界点は、9.6km断面で右岸距離標から240m～250mの付近に位置している。表層の流れは中州流頭部の高水敷に乗り上げ、北田井之瀬の方向に回り込んで低水路に落ち込む流れがみられた。落ち込み位置では局所洗掘が発生するものと考えられる。一方、7.8km～8.6kmでは流れは左岸高水敷に集中するため、河岸法尻に局所洗掘が発生するものと考えられる。

⑤ 10.8km～11.0km

11.0km～10.8kmの計画断面と現況断面のすりつけ部の河床勾配は約1/50であり、上下流の区間の計画河床勾配1/755に比べかなり急となっている。このため、11.0km～10.8kmの間では水面勾配は約1/500程度となり、流れは射流に近い様相を呈している。これに伴い、洪水時には上流の河床低下が発生するものとみられる。

⑥ 土入川

水位縦断面図によれば、土入川水位は、本川の影響を受けて上昇し、水面勾配はおよそ1/11000となる。水位はH. W. L. よりかなり低い状況になっており、特に問題はない。

2) 実験ケースI-2-2 ($Q=12000\text{ m}^3/\text{s}$) において明らかになった問題点

本実験で得られた水位縦断面図および流況図を図4.3、図4.6に示す。図4.3には実験水位と合せて不等流計算水位が記入されている。実験結果およびこれらの図より以下に示す問題点が明らかとなった。

① 青 岸

水位縦断面図によれば、0.6km～3.4kmでは、青岸の影響により水位は堰き上がり、H. W. L. を0.15m～0.20m程度越える。堰き上がった水位は青岸地点で河口潮位に急激にすりつくために、水面勾配は非常に急になり、流れは射流に近い状況となる。このため、この区間では河床低下が予想される。また、8000 m^3/s 通水時に死水域に近い状態であった0.0kmより下流の右岸側は、本実験においてはある程度流れを生じるために主流部との流速差は減少するので8000 m^3/s 通水時に比べ周期渦は減少し、これに伴い水位の変動も減少する。

② 3.6km付近

3.6km付近左岸側では、流量8000 m^3/s のときは弱い水衝部が形成された程度であったが、12000 m^3/s 通水時は集中の度合いを増し、明確な水衝部と言える状況となった。この周辺区間では、高水敷法尻近傍に局所洗掘が発生するものと考えられる。

③ J R阪和線橋梁

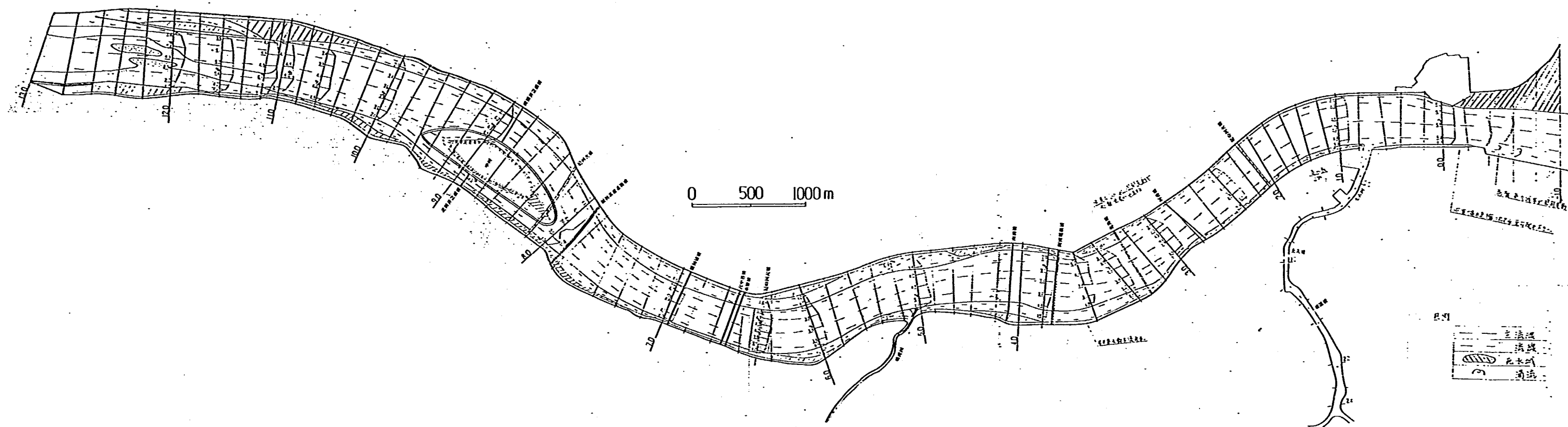
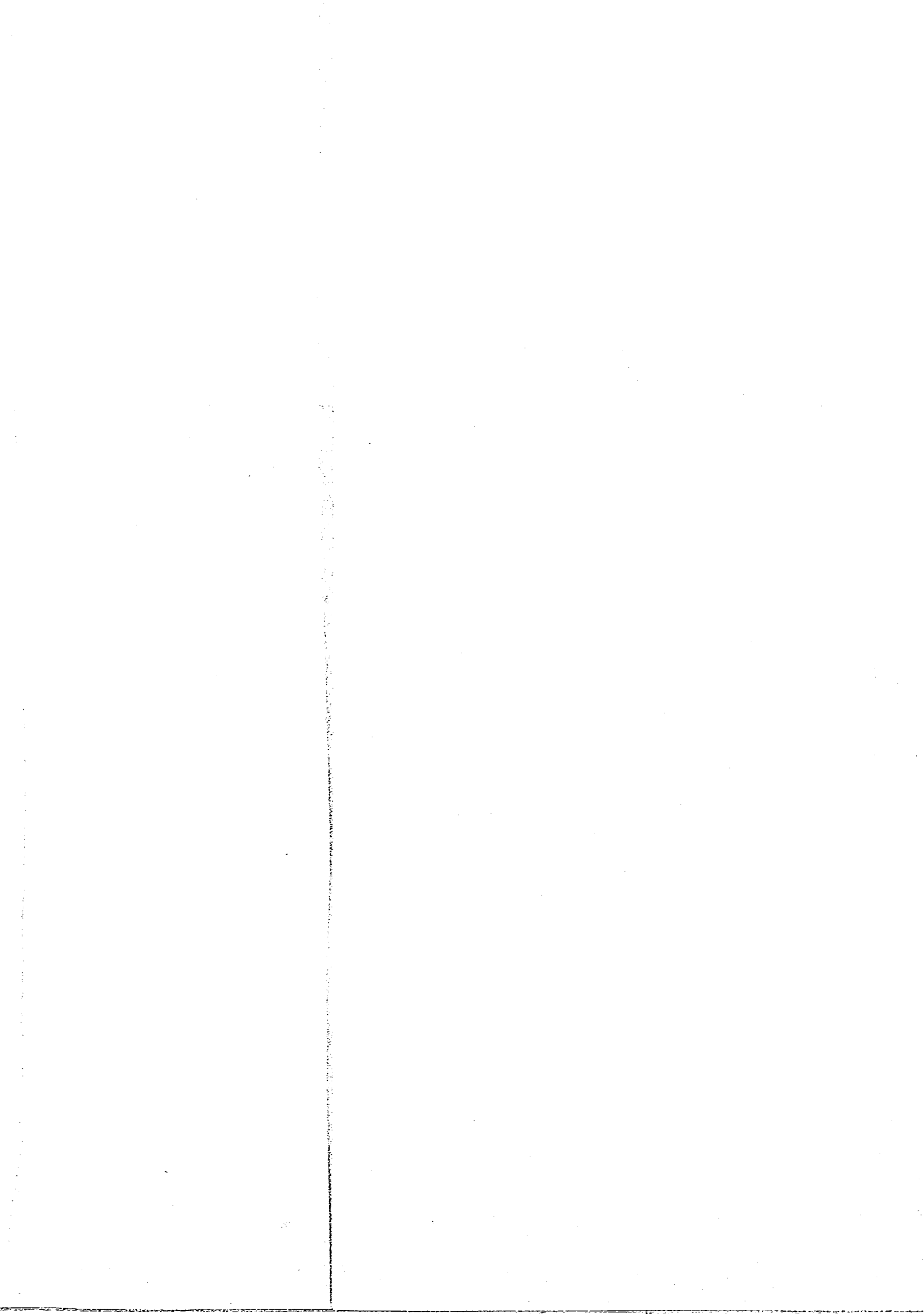


图 4.6 流況図 (I-2-2)



本実験により得られたJ R阪和線橋梁上下流の水位を図4.5に示す。これには橋梁を撤去した場合の実験（実験ケースI-1-2）により得られた水位も合せて記入されている。J R阪和線橋梁付近では、J R阪和線橋梁の橋脚が河積阻害となるため橋梁より上流水位は堰き上がる。橋梁の直上流では堰き上げ量は50cm程度である。橋脚の上下流の水位はごく短い距離ですりつくため、橋脚間の水面勾配は急になり、射流に近い流れが生じる。このため、橋脚の周辺では洪水時に局所洗掘が生じ、橋梁が危険にさらされる可能性がある。堰き上げの影響範囲は、橋梁のある場合である本実験（実験ケースI-2-2）水位と、これを撤去した場合の実験（実験ケースI-1-2）水位を比較することにより把握できる。図4.5によれば、影響範囲は12000m³/s通水時には橋梁～7.6km地点、8000m³/s通水時には橋梁～7.4 km地点である。

④ 中 州

水位縦断面図によれば、9.2km～9.6kmにおいて、中州の影響により水位は堰き上がり、H.W.L.を0.10 m程度越える。

流況図によれば、中州流頭部の分流境界点は、流量8000m³/sのときとほとんど変わりがなく、9.6km断面で右岸距離標から240m～250mの付近に位置している。また、7.8km～8.6kmでは流れは左岸高水敷に集中し水衝部を形成する。このため同区間の法尻には局所洗掘が発生するものと考えられる。

⑤ 10.8km～11.0km

11.0km～10.8kmの計画断面と現況断面のすりつけ部では、流量8000m³/sのときと同様、流速が増し、水位が低下している。この区間の水面勾配はおおよそ1/700である。この区間の流れは射流に近い様相を呈している。このため、洪水時には上流の大規模な河床低下が発生するものとみられる。

⑥ 土入川

水位縦断面図によれば、土入川の水位は、H.W.L.に比べ0.35m程度下回っており、特に問題はない。水面勾配はほとんどなく、その水位は本川水位によりほぼ決まっていると言える。

3) 潮位の影響範囲について

朔望平均満潮位時に計画流量を通水した検証実験（実験ケースI-1-2）と朔望平均干潮位時に計画流量を通水した現象把握実験（実験ケースI-2-2）で得られた水位を比較することにより潮位の影響範囲を知ることができる。実験ケースI-1-2と実験ケースI-2-2で得られた水位を比較したものを図4.7に示す。これによれば、いずれの実験ケースとも青岸のところではほぼ同じ水位になっていることから、計画高水流量などの大流量のもとでは潮位は青岸より上流ではほとんど効かないことがわかる。ただし、青岸の河積阻害があまり影響しないような小流量時には潮位の影響はさらに上流まで及ぶものと推定される。

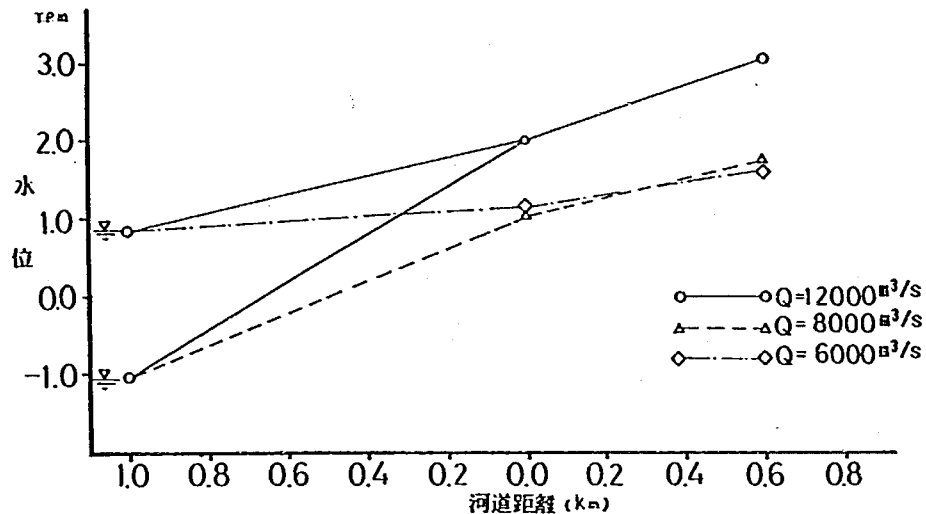


図 4.7 潮位が水位に与える影響

4.2.4 問題点のまとめ

各実験を通じて明らかとなった河道の問題点を列挙する。

① 青 岸 (0.0km)

潮位を朔望平均干潮位とした場合、-1.0km~0.0km付近において射流に近い流れが生じるため、特に12000m³/s通水時にこの区間の河床低下を引き起こす可能性がある。この原因は、青岸の河積阻害により下流に死水域が形成されるためであると考えられる。ただし、潮位がある程度高い場合はそれほど大きな問題とならないと考えられる。

② 0.0km~3.4km区間

0.0km~3.4km区間で12000m³/s通水時に水位がH.W.L.を越える。この原因は、5.0kmより下流は現況断面であり、かつ0.0kmに河積阻害となる青岸が存在するためである。

③ 3.6km付近左岸の流れの集中

3.6km付近左岸では河道のわん曲のために流れが集中し、12000m³/s通水時には水衝部が形成される。この地点の高水敷法尻近傍では局所洗掘が予想され、高水敷の維持に支障をきたす可能性がある。

④ J R 阪和線橋梁

J R 阪和線橋梁がある場合とない場合を比較したとき、ある場合では、図4.6に示すように直上流では計画流量時に50cm程度、8000m³/s通水時に30cm程度の堰き上げが生じる。また橋脚のところでは水面勾配は極端に大きく、橋脚周りでの激しい局所洗掘が予想され、橋梁自体の維持が困難になると見られる。

⑤ 11.0km付近の現況河道と計画河道のすりつけ部

11.0km付近では、12000m³/s、8000m³/s通水時ともに射流に近い高流速が生じる。これは、11.0km付近の現況河道と計画河道のすりつけ部の河床勾配がおよそ1/50であり、周辺の河床勾配1/755と比べ極端にきついためである。この区間では河床低下が予想される。

4.2.5 移動床模型実験の必要性

以上に述べた問題点はいずれも河床変動を伴うものである。これらの対策を精度良く行なうには移動床実験を行なうのが望ましい。このため、固定床実験を以上で打ち切り、移動床模型実験に移行するものとした。

第 5 章 移動床模型実験

第5章 移動床模型実験

移動床模型実験の目的は、固定床模型実験を通じて明らかになった問題を確認するとともに、河床変動に係わる問題を把握し、その対策法を検討するものである。移動床模型実験は、模型と現地との現象の相似性を検討し、以後に行なう実験において必要となる時間縮尺値を求める検証実験、固定床模型実験で明らかになった問題を確認するとともに河床変動に関する問題点を把握する現象把握実験、現象把握実験により明らかにされた問題を軽減する河道法線形・対策工諸元の検討を行う河道修正実験、仮締切工設置時の河床変動対策を行う仮締切工に関する実験からなる。

5.1 検証実験

5.1.1 検証実験の目的

検証実験は、以下に示す2つの項目について検討を行うものである。

① 時間縮尺の検討

3章で述べたとおり、模型の河床変動量を現地と相似にするには時間縮尺を正確に見積もる必要がある。ここでは、現地洪水データを用いて、現地の河床変動を良く再現する時間縮尺を求める。

② 模型の相似性の検討

模型で生じる水理現象が、どの程度現地の現象を再現しているかを検討することにより本模型の持つ精度を把握する。この検討では、以降で述べる河道修正実験・仮締切工に関する実験で得られた対策法が、どの程度現地において有効に働くかを推定する。

5.1.2 模型の改造

固定床模型を移動床模型に改造した。移動床模型の断面形状は、次に述べる検証実験に備え現況断面とした。

5.1.3 実験方法

時間縮尺・模型の相似性については、現地既往洪水データを用いた検証実験を行うことに検討できる。検証実験の手順を以下に示す。模型の河床はあらかじめ洪水前の河床形状に整形しておく。模型になるべく規模の大きい既往洪水を、適当な時間縮尺に従い通水する。時間縮尺の概略値は、3章で述べた方法により推定できる。通水中、模型の相似性の検討に必要な水位等のデータをとる。通水後河床形状を測定し、現地洪水後の河床形状と比較する。また、模型での河床形態、みお筋の位置などを航空写真と比較する。両者がほぼ一致すれば、用いた時間縮尺値は適当なものであると言える。一致しないときは時間縮尺値を変え、同様の実験を行う。

5.1.4 実験条件

実験ケースは表5.1の通りである。既往洪水としては、近年で最も規模の大きい昭和57年8月洪水を用いた。流量ハイドログラフを図5.1に示す。潮位は、洪水の継続した8月1日から8月3日までの潮位の平均値T.P.0.142mを用いた。洪水前後の河床横断形状としては、昭和49年度の定期横断図および昭和58年度の定

期横断面図を用いた。

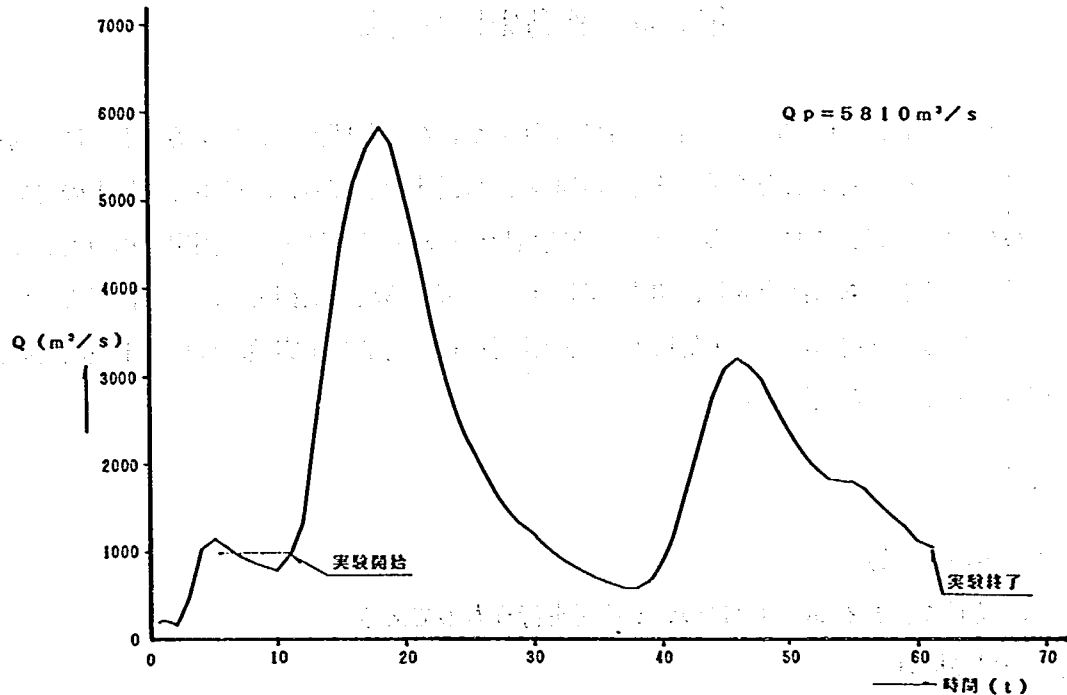


図5.1 紀の川ハイドログラフ

(S. 57年10号の台風(船戸地点)の洪水波形)

5.1.5 実験結果

1) 実験により把握された水理現象

水位、流況ともに時間縮尺 tr の違いによる明確な差異は見られなかった。したがって、ここでは全3ケースを通じて明らかになった現象について述べる。

(I) 水位・流況について

3ケースの代表として、実験ケースⅡ-1-3で得られた水位縦断面図(図5.2)および流況図(図5.3)に示す。

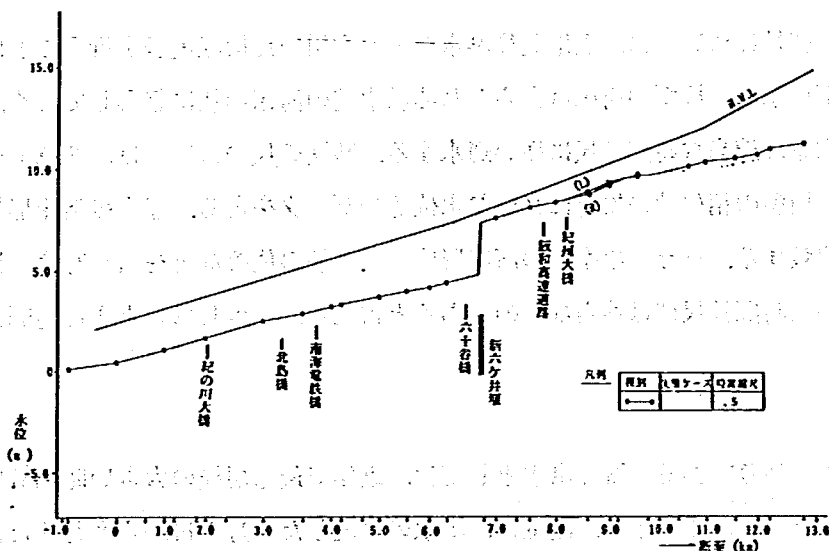


図5.2 水位縦断面図

① 青 岸 (0.0km)

潮位がT. P. 0.142mと比較的高いため、固定床実験のときに見られた青岸の河積阻害による上流の局所的な堰き上げおよび青岸下流の射流に近い速い流れは見られなかった。

② 新六ヶ井堰

新六ヶ井堰の影響により上流水位は堰き上がり、堰直上流である7.0km断面の水位はT. P. 7.55mであり、H. W. L. まであと0.12mにまで迫っている。

③ 中州上流

中州より上流では中州が阻害となり水位はわずかに堰き上げられる。水位の堰き上げの程度は、固定床模型（計画断面河道）のときのほぼ同じ流量（ $Q=6000\text{ m}^3/\text{s}$ ）を用いた実験ケースⅠ-1-1と比較すると本実験の方が大きくなっている。これは、本実験ケースが現況断面であり、中州の区間の河積が計画断面に比べ小さいためである。

(2) 河床変動について

3 ケースの代表として、実験ケースⅡ-1-3で得られた河床変動平面図を図5.4に示す。この図より、河道全体的にみて河床変動は少ないことがわかる。以下に河床変動が比較的大きかった地点の河床変動状況を示す。0.0kmでは、青岸の張り出しによる狭窄により流速が増大し、河床変動が最も大きかった実験ケースⅡ-1-3では最大1.5m程度の河床低下を生じる。

新六ヶ井堰の下流である6.2km～6.4kmでは2m程度の河床の上昇が見られる。この堆積土砂は新六ヶ井堰下流の洗掘より運ばれたものである。

また、8.0km左岸は流れの集中が見られるところであり、河岸沿いに最大2.5m程度の局所洗掘が見られる。これより上流では、中州による河積の減少に伴い水位が堰き上がるため掃流力が低下し、大きな河床変動は見られなかった。

2) 時間縮尺の推定

本項では上記に述べた水理現象をもとに、時間縮尺の検討を行なう。時間縮尺の推定法は以下に示すとおりである。河床変動の大きい地点を選定し、各実験ケースの河床変動状況および河床形態をそれぞれ現地の河床変動状況と比較する。最も現地の河床変動状況・河床形態と合っている実験ケースの時間縮尺が、本模型の時間縮尺となる。以下に、河床変動量・河床形態それぞれの面から時間縮尺を推定した結果を述べる。

(1) 河床変動の面から見た時間縮尺の推定

時間縮尺の推定を行うのに最も適当な断面は、河床変動の最も大きかった8.0kmであると考えられる。8.0km断面の模型における河床変動状況と現地の河床変動状況を重ね書きしたのが図5.5である。これによれば、時間縮尺が小さくなるにつれて特に左岸側の局所洗掘深が現地と近づくのがわかる。

(2) 河床形態の面から見た時間縮尺の推定

つぎに、河床形態の相似性について検討する。現地航空写真を写真5.1に、模型気球写真を写真5.2に示す。これによれば、両者とも単列砂れき堆が生じており、特に実験ケースⅡ-1-3 ($tr=5$) が単列砂れき堆の位置、スケールとも良く一致していることがわかる。

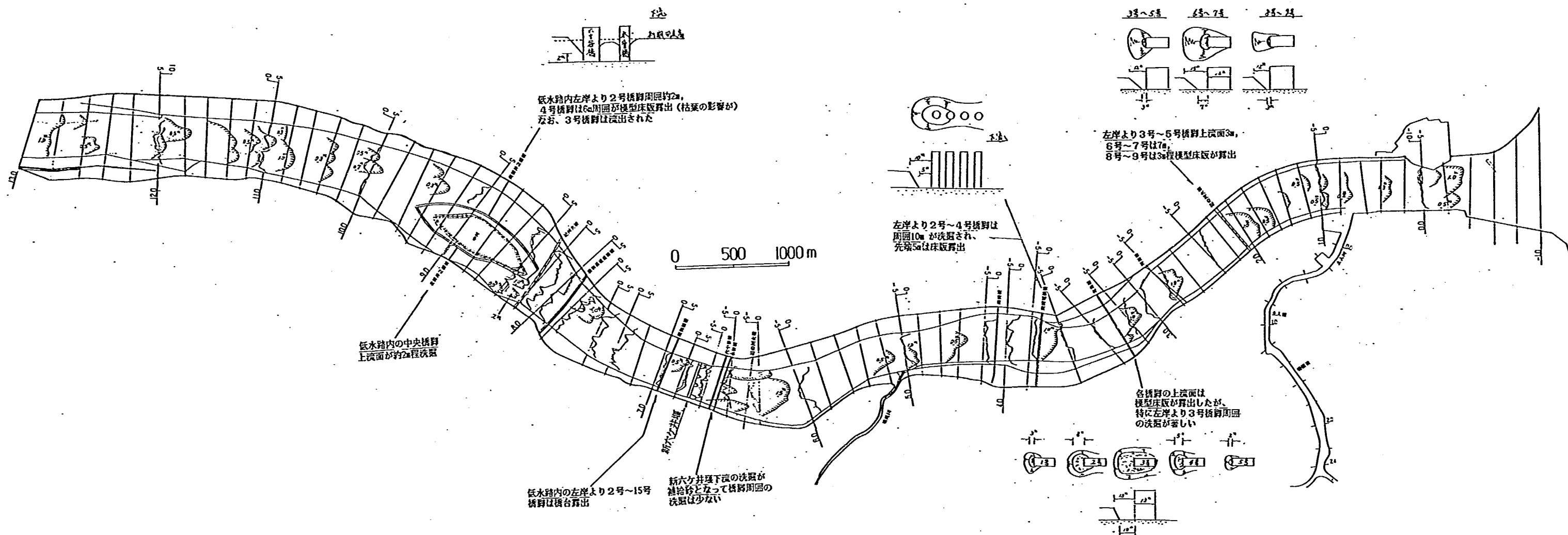


図5.4 河床平面図 (ケースⅡ-1-3)

現況河道 $Q_p = 5810 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=5.0$)

潮位 0.142 T.P.m

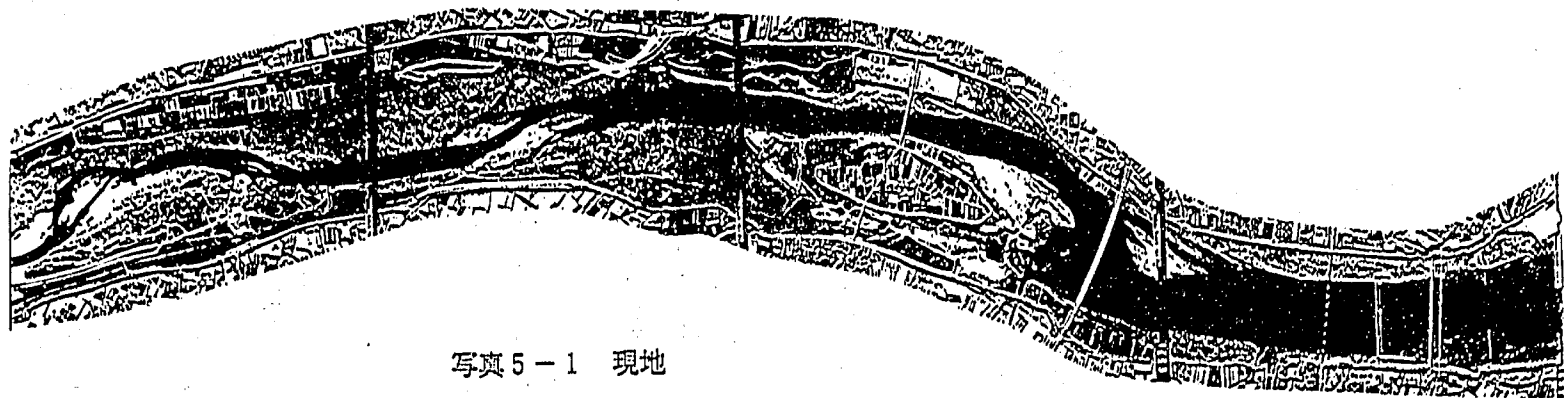


写真 5-1 現地

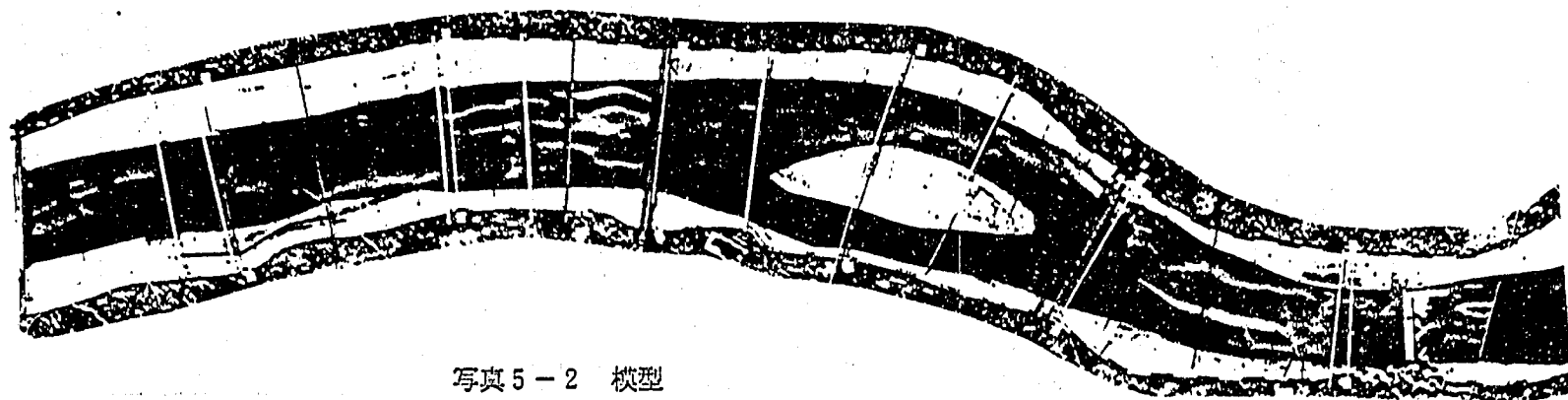


写真 5-2 模型

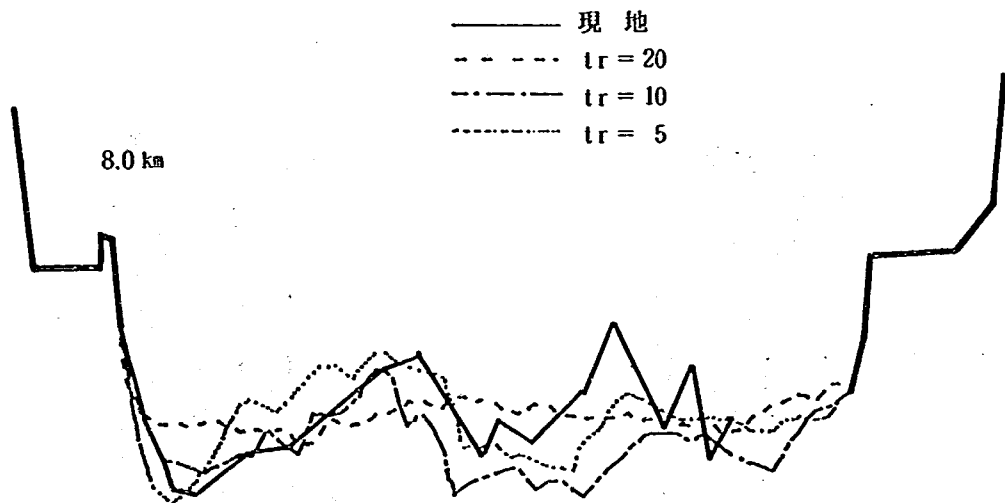


図 5.5 検証実験結果（横断面図）

以上の結果より、現地の河床変動の状況を最も正確に再現しているのは、実験ケースⅡ-1-3であることがわかる。したがって、本模型の時間縮尺は $t_r = 5$ とし、以後の不定流実験は時間縮尺 $t_r = 5$ として行うことにする。

3) 相似性の検討

本項では、1) で述べた水理現象をもとに、本模型の持つ相似性の程度について、河床変動の面および粗度係数の面から検討を行なう。

(1) 河床変動の相似性について

2) で述べたとおり、中規模河床形態・小規模河床形態の相似性はかなり高いと言える。このため、本模型では、特に局所洗掘・堆積等の発生位置についてはかなりの高い精度が期待できるものと考えられる。

一方、洗掘深などについて述べると、図 5.6 の最大洗掘深縦断面図に示すように、現地と模型の最大洗掘深はよく一致しており、ある程度の精度は期待できるものと考えられる。河床変動の相似性については、第 7 章で詳しく述べる。

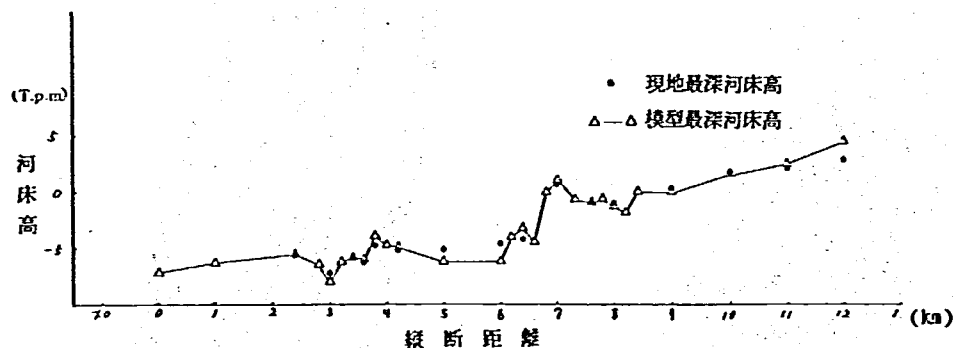


図 5.6 最深河床縦断面図

(2) 粗度係数について

実験ケースⅡ-2-1の河床横断面形とピーク流量時の水位縦断を用いて区間ごとの粗度係数を逆算した結果を表5.2に示す。ただし、中州のある8.0km～9.6km区間は分流量が分らないので粗度係数の逆算は不可能であった。この結果と、現地河道の洪水痕跡水位縦断とピーク流量より求めた粗度係数を比較すると以下ようになる。

表5.2 現地と模型の粗度係数の比較

区 間	現 地 粗 度 係 数	模 型 粗 度 係 数
1.0km～ 3.0km	$n=0.023$	$n=0.028$
3.0km～ 6.8km	$n=0.023$	$n=0.032$
6.8km～ 8.0km	$n=0.025$	$n=0.029$
8.0km～10.0km	$n=0.025$	$n=0.020$
10.0km～13.0km	$n=0.030$	$n=0.020$

この結果をもとに、マンニングの平均流速公式を用いて水位がどの程度ずれるかを推定すると表5.3のようになる。

表5.3 予想される水位のずれ

区 間	ず れ の 割 合
1.0km～ 3.0km	11.1 %
3.0km～ 6.8km	18.0 %
6.8km～ 8.0km	8.5 %
8.0km～10.0km	-14.3 %
10.0km～13.0km	-27.5 %

すなわち、実験により得られた水位には、ここで示した程度の誤差が入る可能性がある。したがって、移動床模型実験の章においては、原則的には水位の絶対値については論ぜず、水面形の特徴についてのみ論ずるものとする。

5.2 移動床模型実験を用いた現象把握実験

5.2.1 目 的

本項では、移動床模型に洪水流を通水する実験を行なうことにより、局所洗掘、堆積などの問題を把握するとともに、問題に対する有効な対策法を検討する。

5.2.2 模型の改造

実験に先立ち、現況断面模型を計画断面模型に改造した。

5.2.3 実験条件

実験条件は表5.4に示すとおりである。流量は、ほぼ低水路満杯流量に近い6000m³/s、中規模の洪水であ

る流量 $8000\text{ m}^3/\text{s}$ を定流で、計画高水流量である $12000\text{ m}^3/\text{s}$ を先に求めた時間縮尺 $T_r = 5$ の不定流で通水した。
また、潮位には水位にとって最も厳しい条件となる朔望平均満潮位を用いた。

河床形状は、河口～ 5.0 km および 11.0 km より上流は現況断面、 5.0 km ～ 11.0 km 区間は計画断面とした。

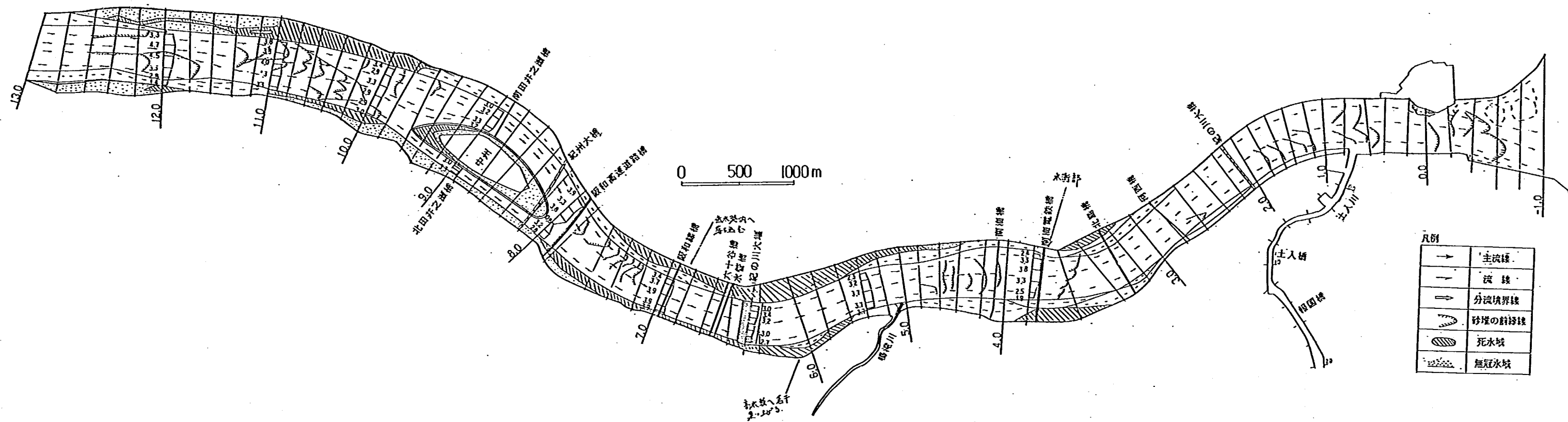


図5.9 流況図(ケースⅡ-2-2)

計画原案 $Q=8000 \text{ m}^3/\text{s}$

潮位0.84 T.P.m

5.2.4 実験結果

ここでは、実験を通じて明らかとなった問題点、および特徴的な現象を、問題の生じた地点ごとに述べる。

1) 水位・流況について

本実験3ケースで得られた水位縦断面図を図5.7に、流況図を図5.8～5.10に示す。

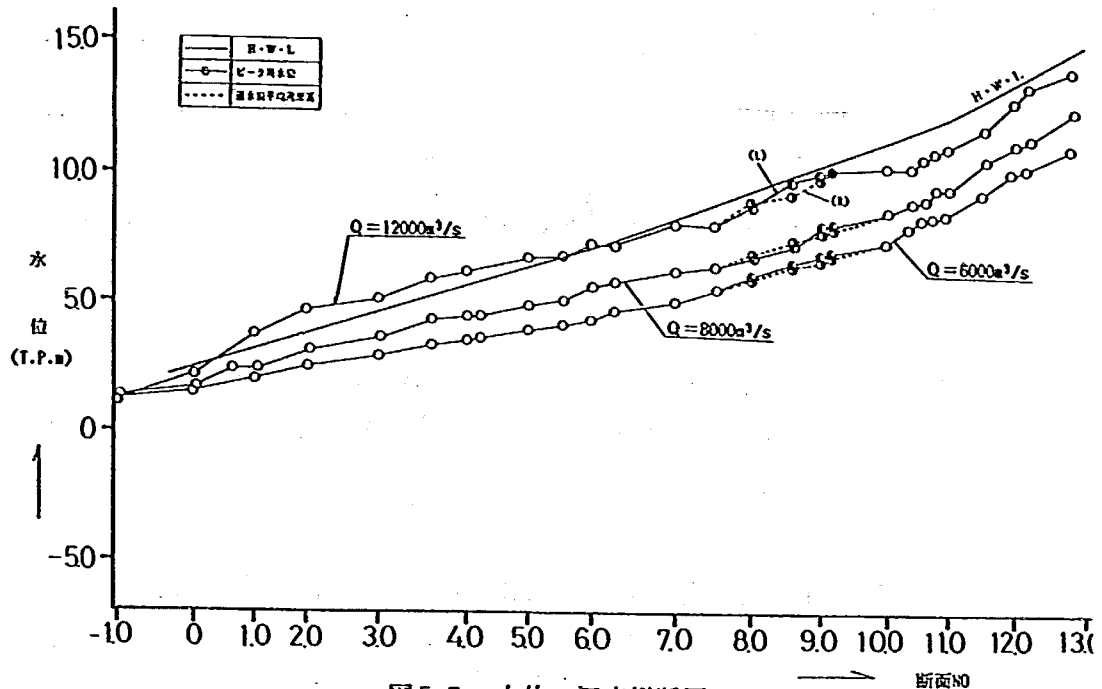


図5.7 水位・河床縦断面図

(1) 青岸 (0.0km付近)

実験ケースⅡ-2-1 ($Q=6000\text{ m}^3/\text{s}$ 定流)では潮位が朔望平均満潮位 (T.P. 0.84m)であったため、河口～大堰下流部の水位は全体的に高く、固定床実験 (朔望平均干潮位 T.P. -1.05m) のときに見られた青岸の河積阻害による上流水位の堰き上げ現象は、本実験においては特には見られなかった。これは、実験ケースⅡ-2-2 (流量 $Q=8000\text{ m}^3/\text{s}$ 定流), 実験ケースⅡ-2-3 (流量 $Q=12000\text{ m}^3/\text{s}$ 不定流)でも確認され、固定床実験で見られた0.0km地点の青岸の影響による水位の堰き上げはかなり小規模となっている。

平面的な流況に注目すると、青岸には流れの集中が見られ、この地点での局所洗掘の発生が予想される。集中の度合いは、流量が大きくなるにつれて増す。また、実験ケースⅡ-2-1のとき、0.0kmより下流の左岸側では大規模な死水域を生じるものの、流量が大きくなるにつれて死水域は縮小した。

(2) 3.6km 付近

3.6km左岸側周辺には河道法線のわん曲の影響で流れの集中が見られ、3.7kmに水衝部を形成する。この流れは高水敷上に乗り上げるため、河岸での局所洗掘の発生が予想される。水衝部は、流量が大きくなるにつれて流れの集中の度合いを増し、実験ケースⅡ-2-3では河岸沿いの流速は最大で4.6m/s程度となった。

また、以上の区間における水位に注目すると、実験ケースⅡ-2-3 (流量 $Q_p=12000\text{ m}^3/\text{s}$ 不定流)のとき、0.0km～5.0km区間の水位はH.W.L.を越える。同じ条件で行った固定床実験結果と比較すれば、

0.0km～5.0km区間の粗度係数が他の区間に比べ高いことが推定される。この区間の粗度係数が高い理由は以下のように推定される。低水路の河床材料であるスラジライトは高水敷のモルタルに比べ粗度係数が高いと見られる。下流部は単断面に近いために低水路の大きい粗度係数が合成粗度係数に大きく影響していると見られる。

(3) 紀の川大堰付近

堰の付替えによる疎通能力の増大に注目する。実験ケースⅡ-2-1で得られた水位縦断面図において、大堰直上流の7.0km断面の水位はT.P. 5.0mとなった。この結果は、現況河道(新六ヶ井堰有り)に本ケースとほぼ同等の流量($Q_p=5810\text{ m}^3/\text{s}$)を通水した実験ケース(Ⅱ-1-1～3)により求めた7.0km断面の水位T.P. 7.55mに比べ2.55mも低い水位となっており、堰の付け替えにより疎通能力が大きく上昇したことがわかる。

(4) 5.0km～5.4km右岸

実験ケースⅡ-2-1では、この区間で流れは右岸側に偏流し、5.4km断面平均流速3.3m/sに対し河岸沿いでの流速は約3.7m/sとなった。この傾向は流量が増すにつれて増大した。

(5) 中 州

実験ケースⅡ-2-1

現況河道による実験では顕著に見られた中州による水位の堰き上げは、河道を計画断面としたことにより減少した。堰き上げの程度は流量が増すに従い大きくなる傾向を示し、実験ケースⅡ-2-3では9.2km～10.4kmの間では水面勾配は極めて緩くなっている。

また、流況に注目すると、南田井の瀬の8.0km～8.6kmの間では流れが集中し、水衝部を形成する。集中の度合いは流量の増加に伴い増加する。実験ケースⅡ-2-1および2では河岸沿いの流速はおおよそ3.9m/sであるのに対し、実験ケースⅡ-2-3では4.3m/sとなる。

(6) 10.0km より上流

10.0kmより上流の間では単列砂れき堆の形成・発達に伴いみお筋が明瞭となった。単列砂れき堆の発達は、流量の増加に伴い顕著となり、みお筋の蛇行も明瞭となる。実験ケースⅡ-2-3ではみお筋が固定され、特に、11.0km右岸側河岸と10.0km左岸側河岸へのみお筋の接近が著しい。

2) 河床変動について

各実験により得られた河床変動平面図および河床変動横断面図を図5.11～5.16に示す。河床変動はおだやかであり、特に紀の川大堰付近より下流部では顕著な河床変動はない。ここでは、問題と考えられる地点のみの河床変動状況について述べる。

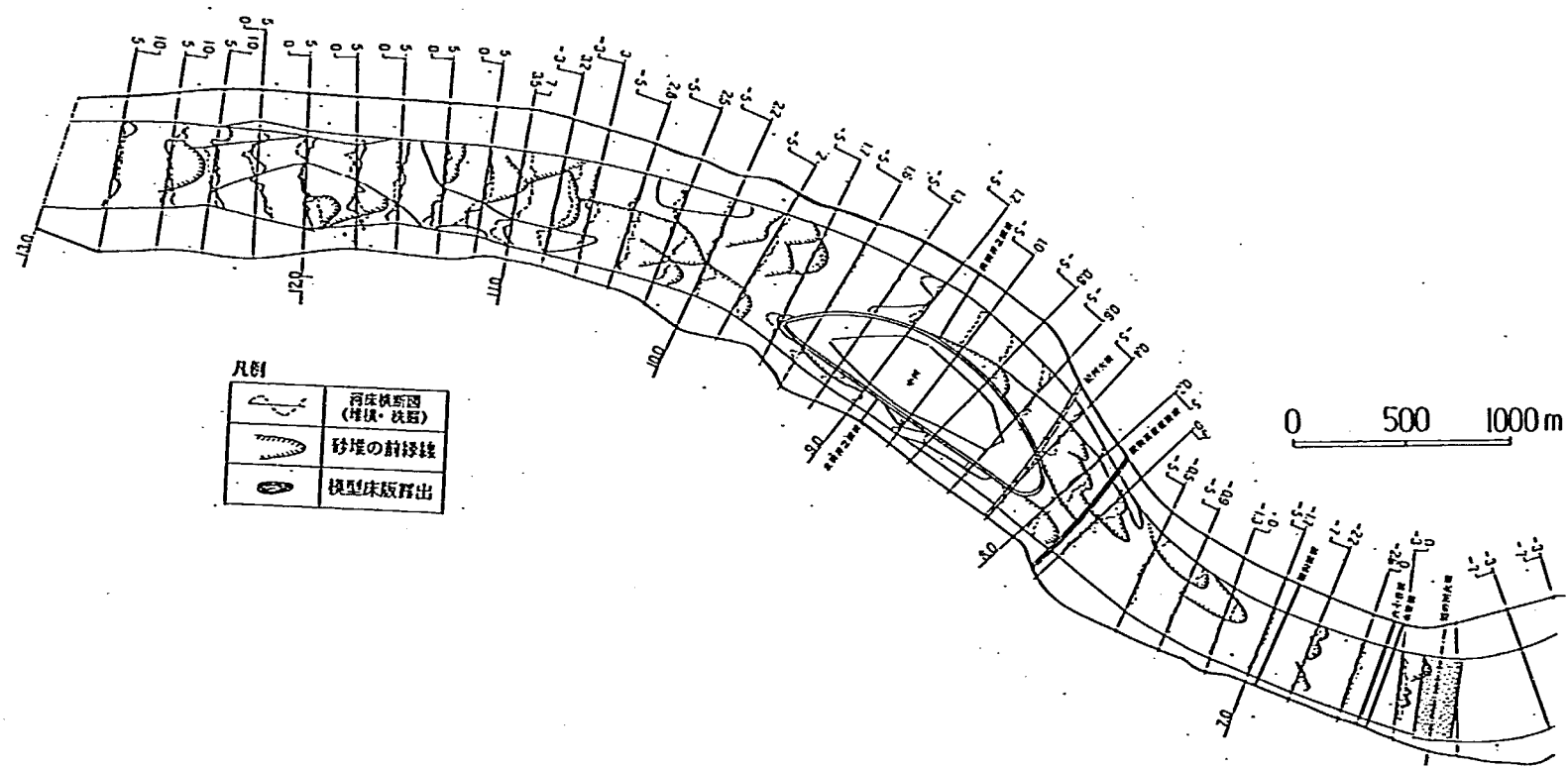


図 5.11 河床変動平面図 (ケースⅡ-2-1)

計画原案 $Q = 6000 \text{ m}^3/\text{s}$

潮位 0.84 T.P.m

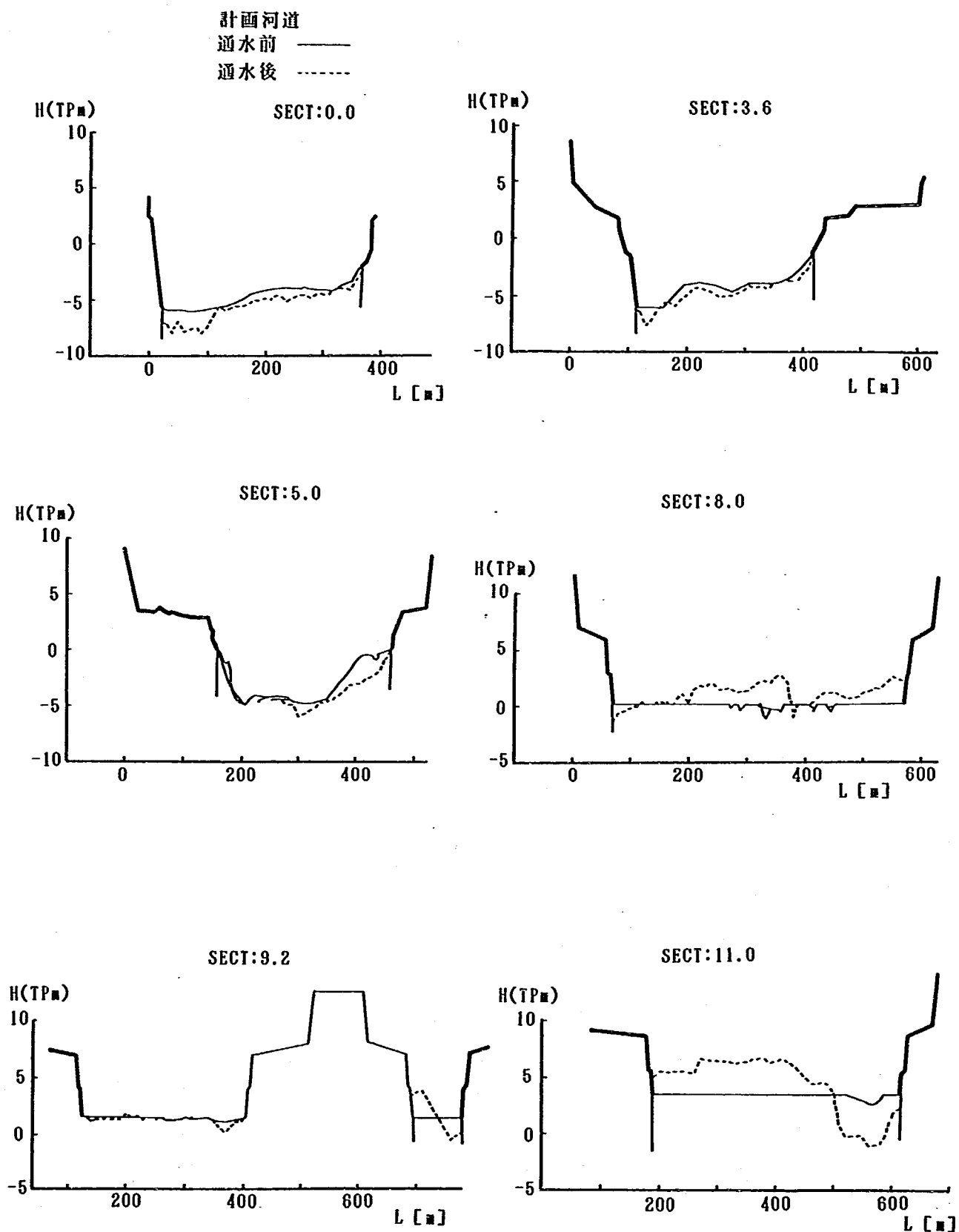


図5.12 河床変動横断面図 (Ⅱ-2-1)

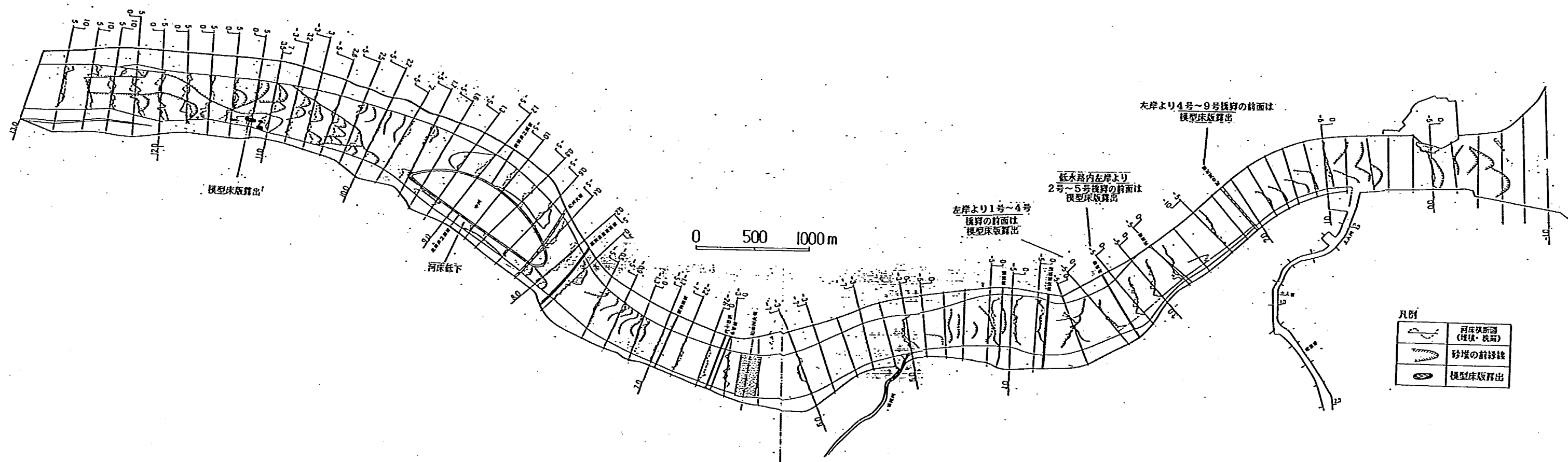


図5.13 河床変動平面図 (ケースⅡ-2-2)

計画原案 $Q=8000\text{m}^3/\text{s}$

潮位 0.84 T.P.m

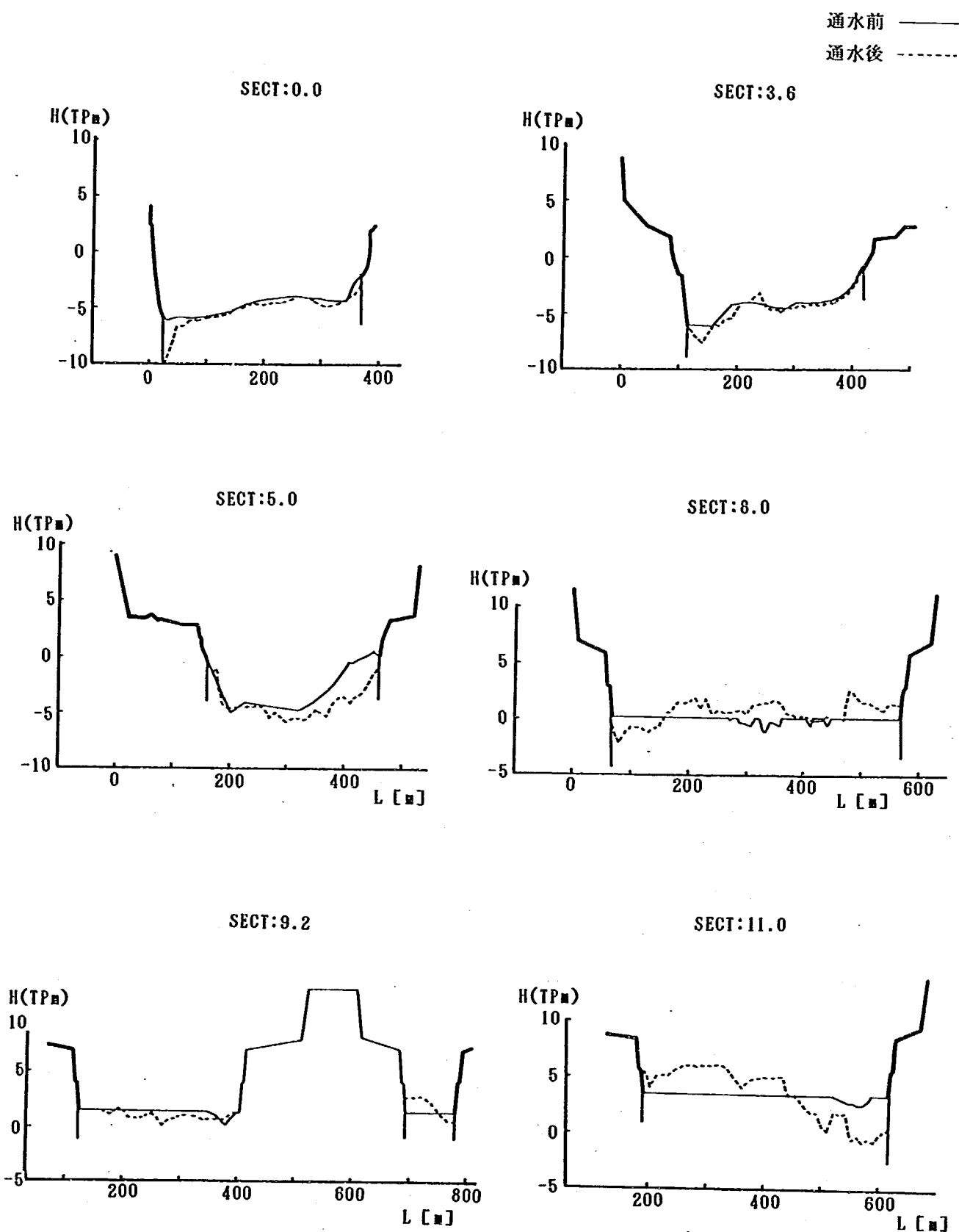


図5.14 河床変動横断面図 (Ⅱ-2-2)

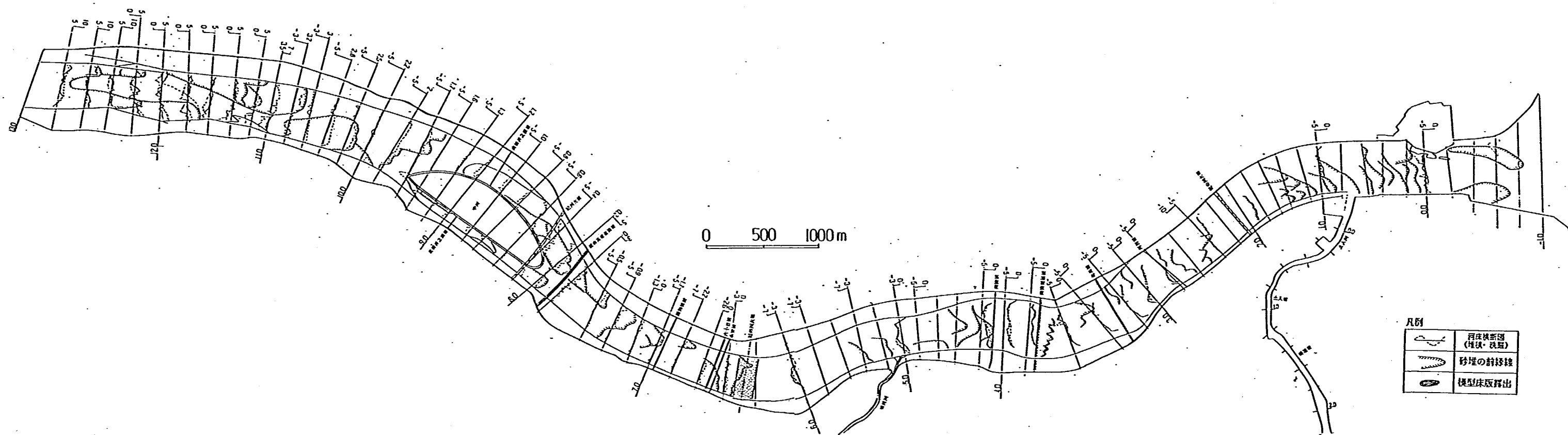


図5.15 河床変動平面図 (ケースⅡ-2-3)

計画原案 $Q_p = 12000 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr = 5.0$)

潮位 0.84 T.P.m

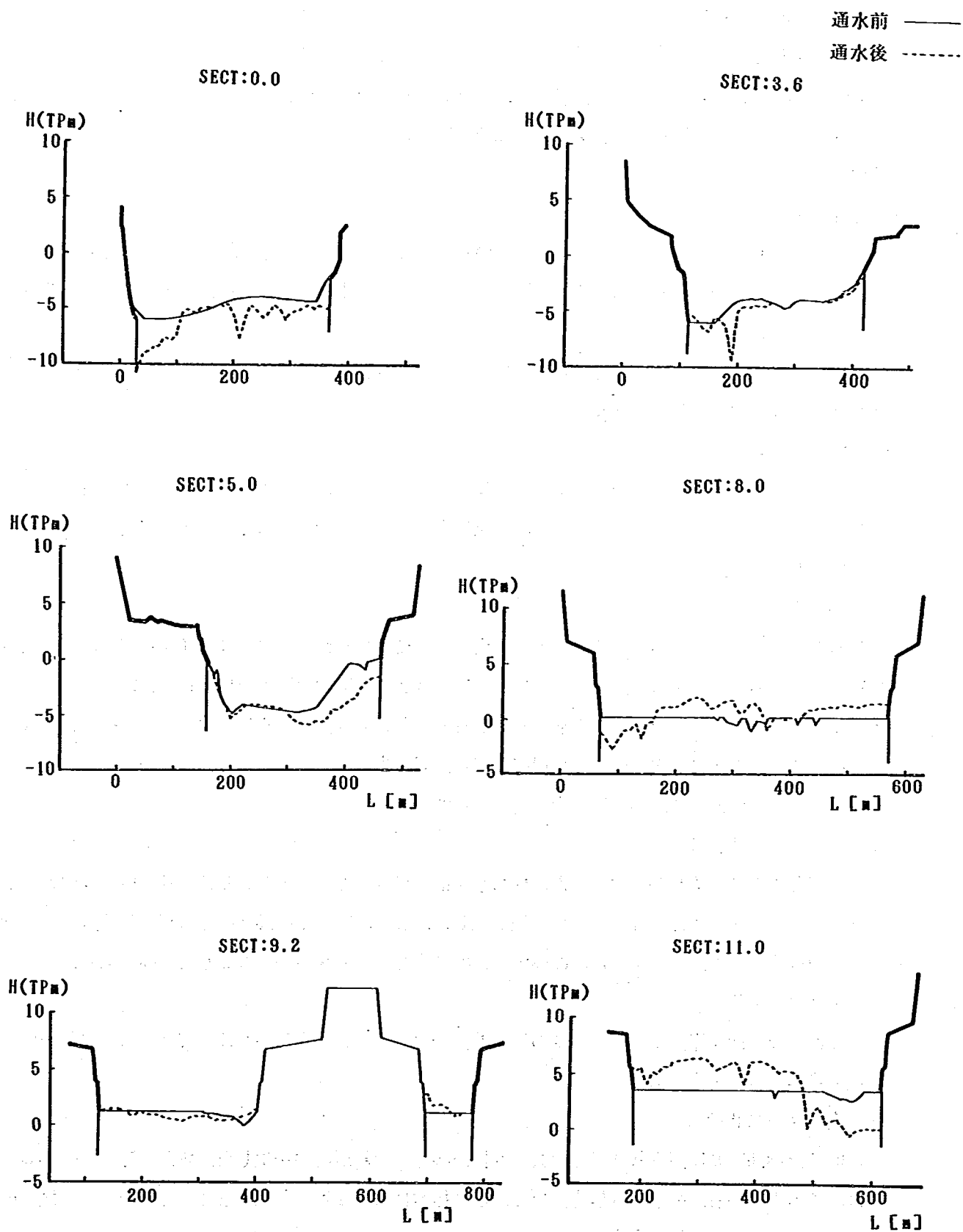


図5.16 河床変動横断面図(Ⅱ-2-3)

(1) 青 岸 (0.0km左岸)

実験ケースⅡ-2-1

0.0km左岸の青岸の前面には、河積阻害による流速の上昇により局所洗掘が生じる。この局所洗掘は流量の増大に伴い発達し、実験ケースⅡ-2-2では最大洗掘深は4m程度、実験ケースⅡ-2-3では最大洗掘深は5m程度となった。

(2) 3.6km 左 岸

実験ケースⅡ-2-1では、3.6km左岸では法線のわん曲の影響で流れが集中し弱い水衝部を形成するため、高水敷法尻で最大洗掘深約2m程度の局所洗掘を生じる。また、この周辺は全体的な河床の低下が見られるが、低下量はおおよそ1m程度である。

高水敷法尻での局所洗掘は流量の増加に伴い発達し、実験ケースⅡ-2-2では最大洗掘深1.6m程度、実験ケースⅡ-2-3では5m程度となった。

(3) 5.0km ～5.4km右岸

この区間では、流れが右岸側に片寄り主流部が河岸の近傍にあるため、実験ケースⅡ-2-1では河岸に1m程度の局所洗掘を生じる。この局所洗掘深は実験ケースⅡ-2-2では1.5m～2m、実験ケースⅡ-2-3では2m程度である。

(4) 紀の川大堰付近

実験ケースⅡ-2-1において、紀の川大堰の周辺は堆積が生じた。特に6.4km～6.6kmでは、河道全体的に約1m程度の堆積が生じた。この傾向は実験ケースⅡ-2-2においても確認され、6.0km～6.4kmの左岸側では1m程度の堆積を生じた。実験ケースⅡ-2-3においては、これらの現象に加え、紀の川大堰護床工の下流部右岸側の高水敷近傍で1m程度の局所洗掘を生じた。

(5) 南田井之瀬 (8.0km～8.4km中州左岸側筋) ～7.2km左岸

① 実験ケースⅡ-2-1

南田井之瀬では流れが集中し、大規模な水衝部を形成した。このため8.0km～8.6km区間の河岸近傍では最大洗掘深約1.5m程度の局所洗掘が生じた。また、7.2km～7.6kmの左岸高水敷法尻には土砂が2m程度堆積した。この土砂は、8.0km～8.6kmで生じる局所洗掘から移動した土砂である。

② 実験ケースⅡ-2-2

7.8km～8.2km左岸側では2.5m程度の局所洗掘を生じる。この土砂が7.2km～7.6km河岸に堆積する。この堆積高は3m程度である。

③ 実験ケースⅡ-2-3

8.0km～8.6km左岸高水敷法尻では最大洗掘深3m程度の局所洗掘を生じた。また、7.2km～7.6kmでは、この土砂が右岸高水敷近傍を除いて河道全体的に2m程度堆積した。また、8.0km～8.6km区間の右岸側には厚さ1mの堆積を生じた。

(6) 北田井之瀬 (8.0km～9.6km右岸)

① 実験ケースⅡ-2-1

北田井之瀬内では流れは蛇行し、単列砂れき堆を形成した。このため9.0kmより下流では、左岸側

に局所洗掘が生じ、右岸側には堆積を生じた。また、9.0kmより上流では右岸側に局所洗掘を生じ、左岸側に堆積を生じた。

② 実験ケースⅡ-2-2

河道全体的には6000m³/s通水時とほぼ同様な河床変動状況を示し、わずかに単列砂れき堆を生じている。9.0kmより下流では左岸側が約1m程度洗掘され、対岸には堆積した。また、9.0kmより上流では左岸側に堆積し、右岸側に洗掘が生じた。

③ 実験ケースⅡ-2-3

単列砂れき堆の位置等は前の実験と同様であるが、これに伴う局所洗掘は増大した。8.2kmでは右岸側が約3m程度洗掘された。また、9.0kmでは左岸側が2m程度洗掘された。

(7) 9.6km より上流

① 実験ケースⅡ-2-1

この区間の右岸側の流れは、北田井之瀬の速い流れに引き込まれ、右岸側に集中する。このため9.6km右岸高水敷近傍では局所洗掘が発生する。一方、固定床模型実験においても見られた10.8km～11.0kmのすりつけ部に発生する高流速により、11.0kmより上流の土砂が大量に下流に流出し、10.0kmより上流での単列砂れき堆の発達を助長した。このため、みお筋が接近する10.2km左岸および11.2km右岸に最大洗掘深3m程度の局所洗掘を生じた。特に11.2km右岸では最大洗掘深は3m～4mにおよぶ。洗掘の対岸では大規模な堆積が発生し、その堆積高はおよそ3m～4mに及ぶ。

② 実験ケースⅡ-2-2

この区間では単列砂れき堆が発達し、みお筋が形成された。みお筋は、通水後半には固定される傾向にある。このみお筋に伴い河岸沿いに局所洗掘が生じた。9.6km左岸では高水敷法尻近くに3m程度の局所洗掘を生じた。10.2km～10.4km左岸では1m程度の洗掘が生じた。また、この区間の右岸側には2.5m～3.0m程度堆積した。11.0km右岸高水敷法尻では最大洗掘深4m程度の大規模な局所洗掘を生じた。12.0kmより上流は現況断面であり、通水前に既に単列砂れき堆が形成されているために河床変動はわずかであった。

③ 実験ケースⅡ-2-3

10.0kmより上流では、通水を開始してすぐに単列砂れき堆が生じはじめ、ピーク流量時には単列砂れき堆は十分に発達した。減水期にはみお筋の形成が顕著となった。このため、10.2km右岸では堆積し、その厚さは3m程度となった。また、左岸側では局所洗掘が生じ、その最大洗掘深は1m程度であった。また、11.0km～11.4km区間の左岸側には単列砂れき堆によりみお筋が高水敷法尻際に形成され、局所洗掘が生じた。その最大洗掘深は4.6m程度であった。

5.2.5 問題点のまとめ

① 青岸 (0.0km左岸)

青岸は河積阻害が著しく、水位は堰き上げられる。また、これより下流では死水域が生じるために実質の河積は小さく、流速は大きくなる。このため河床変動が活発となり青岸前面に局所洗掘が発生する。

② 3.6km左岸

この地点は弱い水衝部となる。この傾向は流量が増加するほど顕著になる。これにつれて高水敷法尻での局所洗掘が生じる。

③ 5.6km～7.6km区間

この区間は緩いわん曲部であるため、主流部はやや右岸側に偏る。このため、右岸側高水敷法尻近傍では小規模な局所洗掘が発生する。

④ J R阪和線橋梁

J R阪和線橋梁の橋脚は上流水位を堰き上げるとともに、橋脚間で大きな水面勾配が生じ、橋脚間で顕著な局所洗掘を生じる。

⑤ 南田井之瀬

南田井之瀬の8.0km～8.6kmは水衝部となる。このためこの区間の高水敷法尻付近に局所洗掘を生じる。この土砂が下流7.0km～7.6km区間の左岸高水敷近傍に堆積する。

⑥ 北田井之瀬

この区間では流れは蛇行する。9.0kmより下流では左岸側で、上流では右岸側で局所洗掘を生じる。

⑦ 10.0km上流

10.0kmより上流では単列砂れき堆が生じ、流れは蛇行し、明確なみお筋が形成される。これに伴い局所洗掘が発生する。10.8km～11.0kmの現況河道と計画河道のすりつけ部に発生する高流速は大量の土砂を流出するためこれらの単列砂れき堆の発達を助長する。端列砂れき堆に伴うみお筋による局所洗掘の発生地点は、10.2km左岸および11.0km右岸であり、特に11.0km右岸のものが顕著である。

5.3 計画河道における河道修正実験

5.3.1 目的

現象把握実験より明らかにされた問題点を軽減するための対策工の検討を行うと同時に、新たに提起された問題である紀の川大堰護床工長の短縮案の妥当性について検討を行う。

5.3.2 実験条件

実験条件は表5.4に示すとおりである。流量は、河道形状の修正案の検討には河床変動量が大きく現象の把握が容易でかつ通水が容易な8000 m^3/s 定流を基本的に用いた。対策の効果が挙げたとみなされたものについては12000 m^3/s 不定流を通水し確認を行った。また、修正案の最終案についてのみ現象把握実験と同様に6000 m^3/s 定流、8000 m^3/s 定流、12000 m^3/s 不定流を通水した。また、潮位は朔望平均満潮位を用いた。

5.3.3 実験結果

現象把握実験によって明らかとなった河道の問題点は以下の通りである。

- ① 青岸 (0.0km) における局所洗掘
- ② 3.6km付近の左岸側の水衝部における局所洗掘
- ③ 5.0km～7.0km区間の右岸側河岸沿いに生じる局所洗掘
- ④ J R阪和線橋梁の橋脚周りの局所洗掘

- ⑤ 8.0km～9.0km区間の左岸側河岸沿いに生じる局所洗掘
- ⑥ 北田井之瀬の両岸の河岸沿いに生じる局所洗掘
- ⑦ 10.0kmより上流の単列砂れき堆の形成に伴うみお筋による局所洗掘
- ⑧ 11.0kmの現況河道と計画河道のすりつけ形状の検討
- ⑨ 紀の川大堰の護床工の長さの短縮案に関する検討

本項では、これらの問題点に対する対策法の効果の程度を説明するために、各問題点ごとに河床変動状況を述べる。ただし、4.0km～11.0km区間については以前に縮尺1/50の模型を用いて最も適当な対策法が求められているので、この区間の対策工としては基本的には縮尺1/50模型の場合と同様とした。また水位・流況については、対策を行なった結果、現象把握実験と比較して大きく変化した場合のみ述べる。

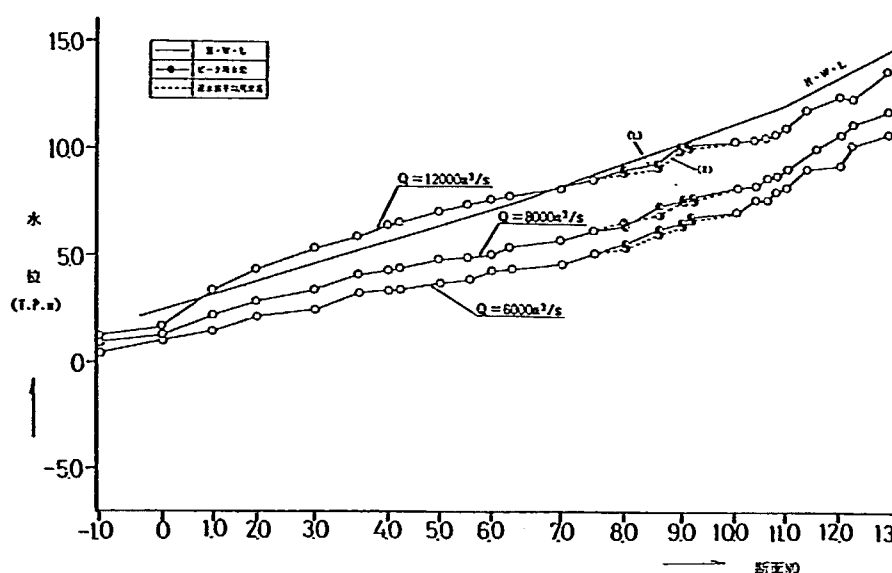


図 5.17 水位・河床高縦断面図

本実験で得られた水位縦断面図を図5.17に、流況図を図5.18～図5.20に、河床変動平面図を図5.21～図5.30に示す。なお、水位・流況は河道形状を少々変更しても変化しなかったため最終結果(Ⅱ-3-5～7)のみを示した。河床変動横断面図についても同様とした。

1) 青岸(0.0km)における局所洗掘について

(1) 実験ケースⅡ-3-5 ($Q=6000\text{ m}^3/\text{s}$ 定流) & Ⅱ-3-6 ($Q=8000\text{ m}^3/\text{s}$ 定流) & Ⅱ-3-7 (計画ハイドログラフ, $Q_p=12000\text{ m}^3/\text{s}$)

<対策工について>

現地河道には、青岸の前面、-0.2km～1.2km左岸、1.8km～3.0km左岸、および0.8km～1.2km右岸に消波ブロックが設置されている。図5.31に消波ブロックの設置状況を示す。本実験ケースでは、模型にこれらの消波ブロックを現地と同様に設置した。

<河床変動について>

通水後の河床変動状況を図5.25～5.30に示す。

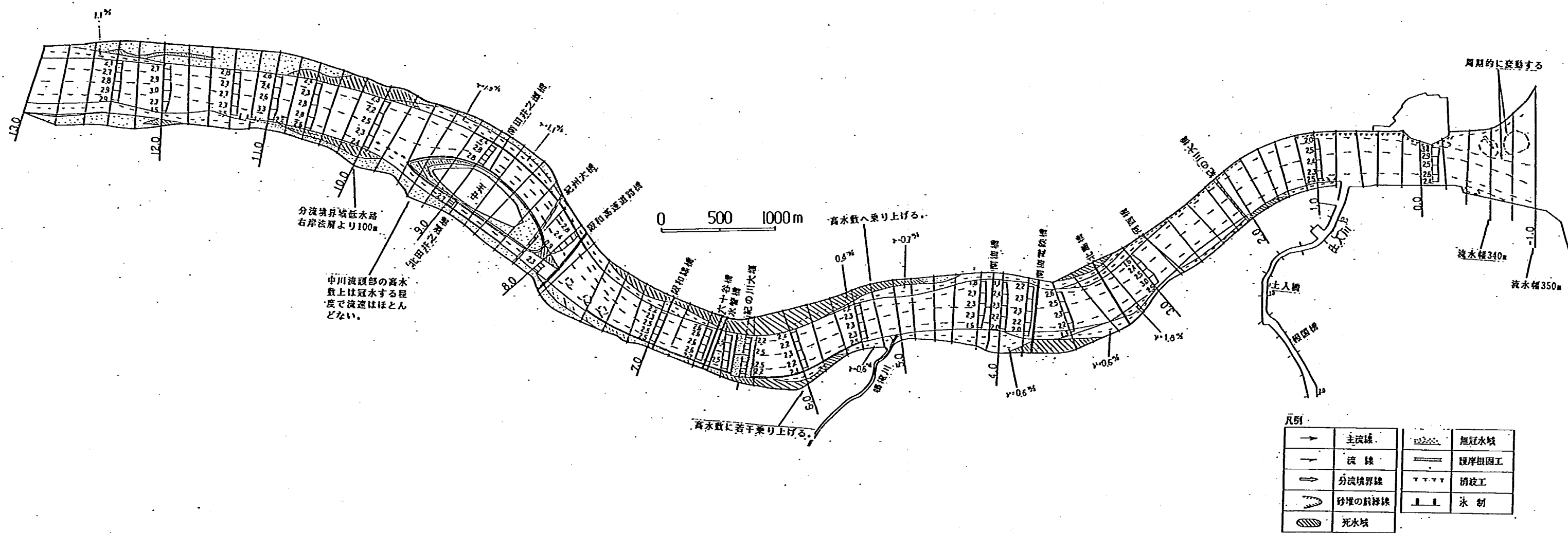


図5.19 流況図(ケースⅡ-3-6)
 最良案 $Q=8000\text{m}^3/\text{s}$
 潮位 0.84 T.P.■

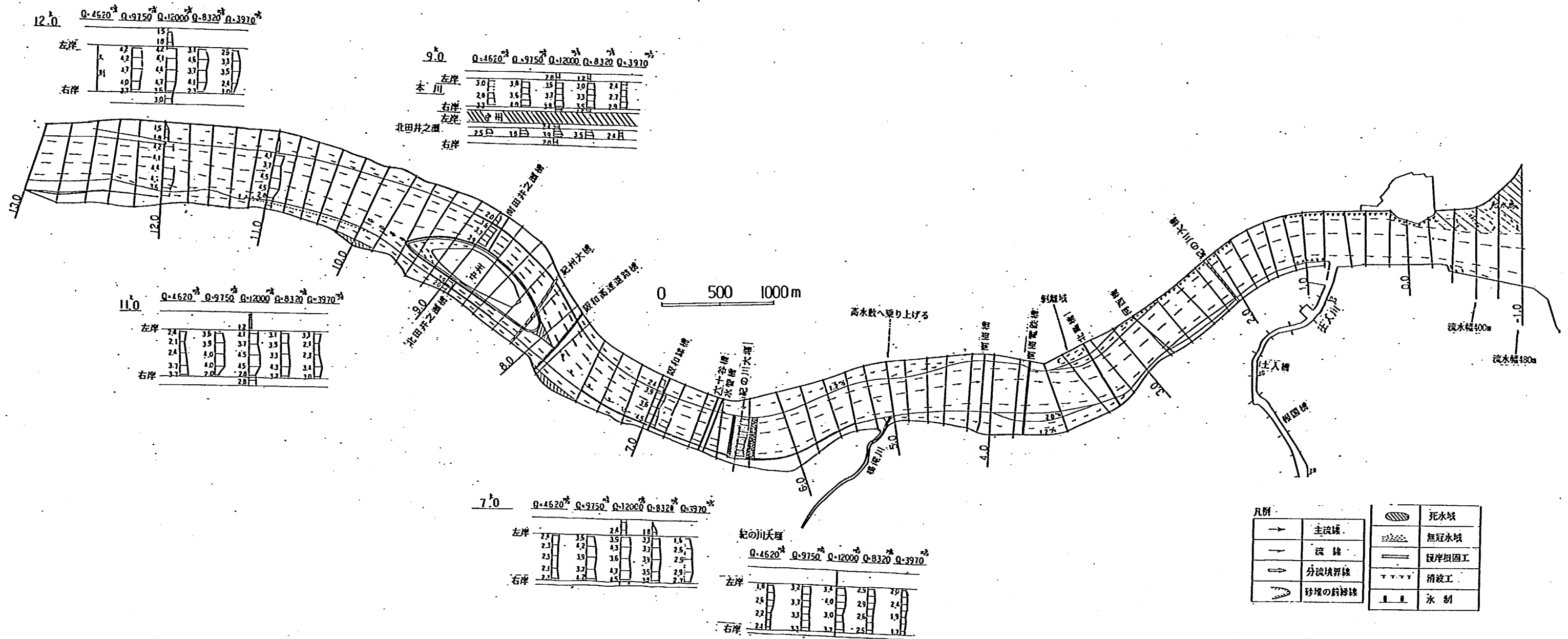


図5.20 流況図 (ケースⅡ-3-7)

最良案 $Q=12000 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=5.0$)

潮位 0.84 T.P.m

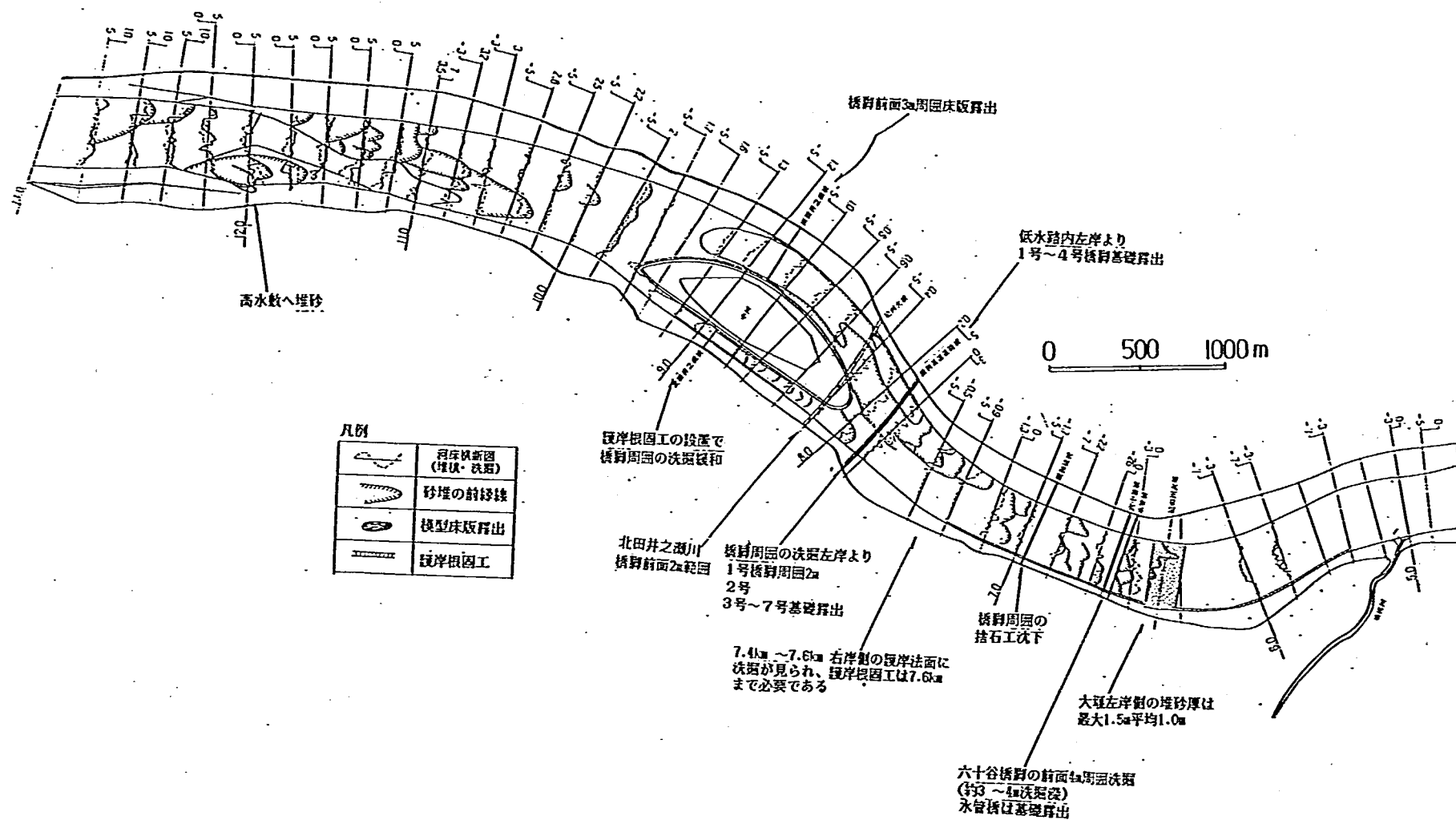


図 5.21 河床変動平面図 (ケース II - 3 - 1)

修正第 1 案 $Q=8000 \text{ m}^3/\text{s}$

潮位 0.84 T. P. m

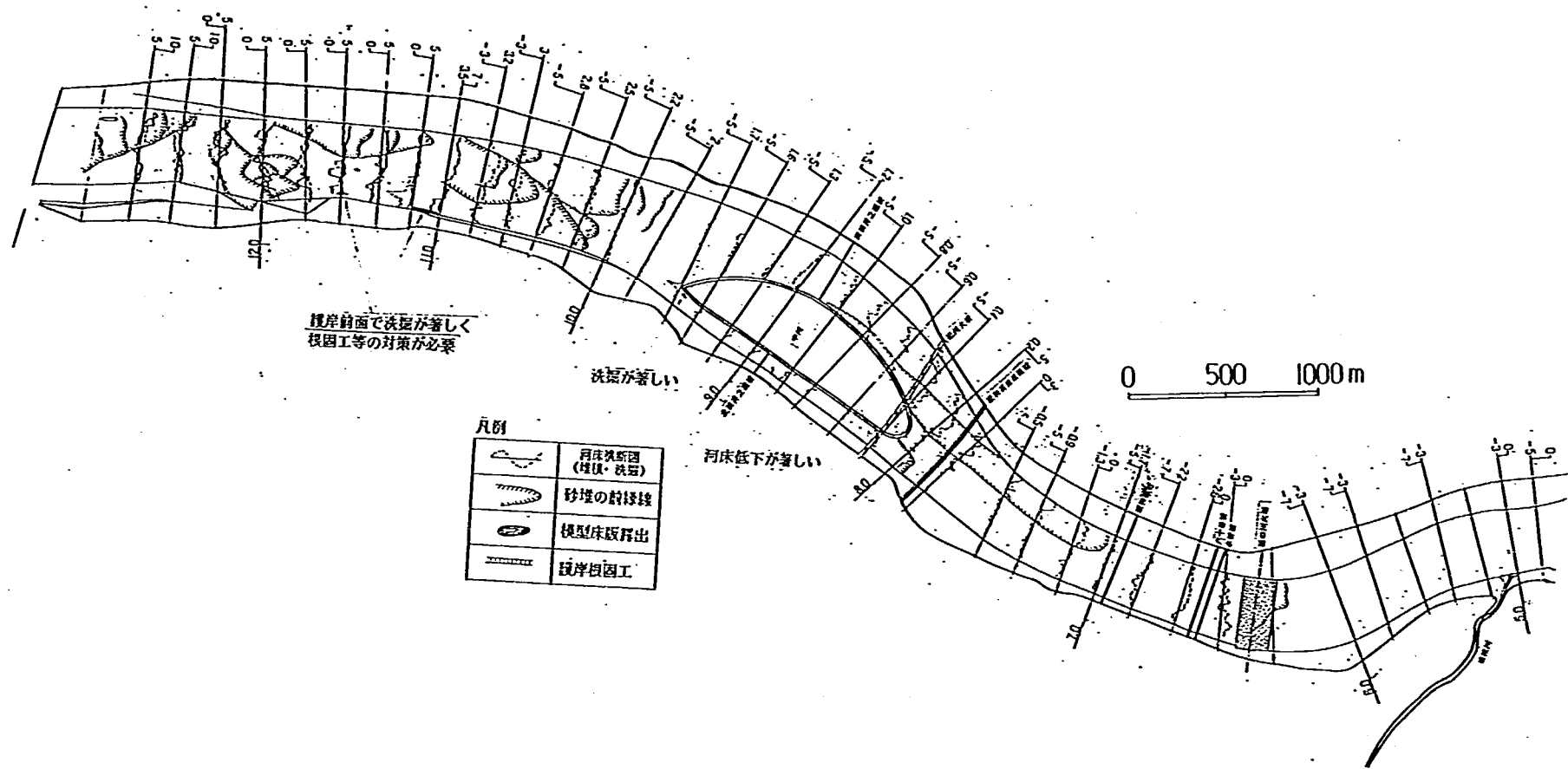


図5.22 河床変動平面図（ケースⅡ-3-2）

$Q=8000\text{m}^3/\text{s}$

潮位 0.84 T.P.m

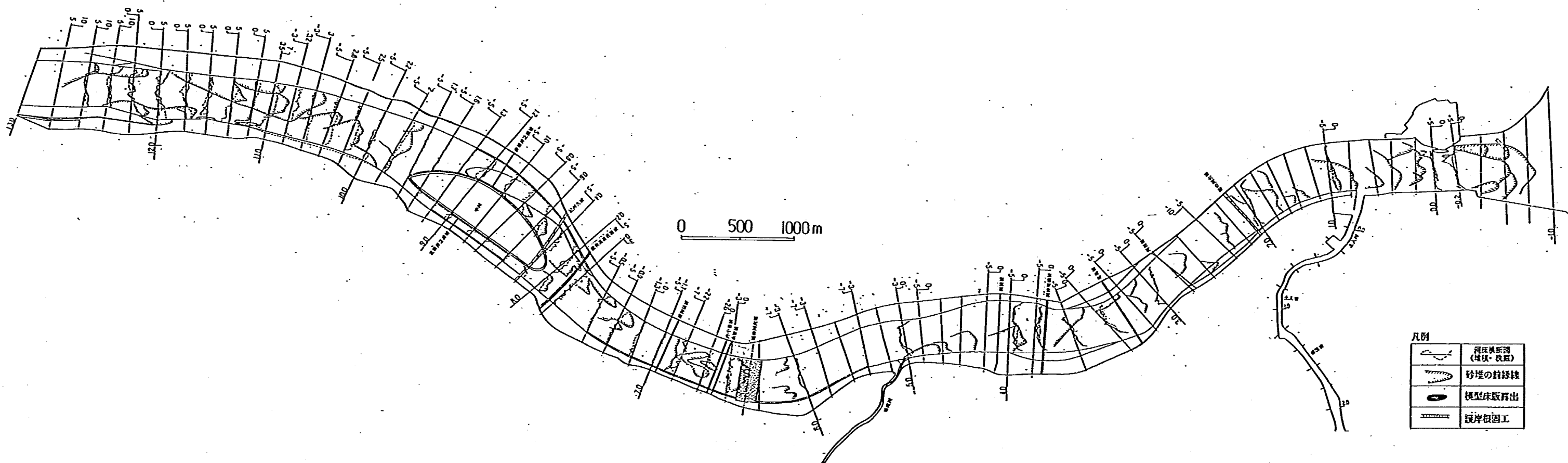


図5.23 河床変動平面図 (ケースⅡ-3-3)

$Q = 12000 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Tr=5.0$)

潮位 0.84 T.P.m

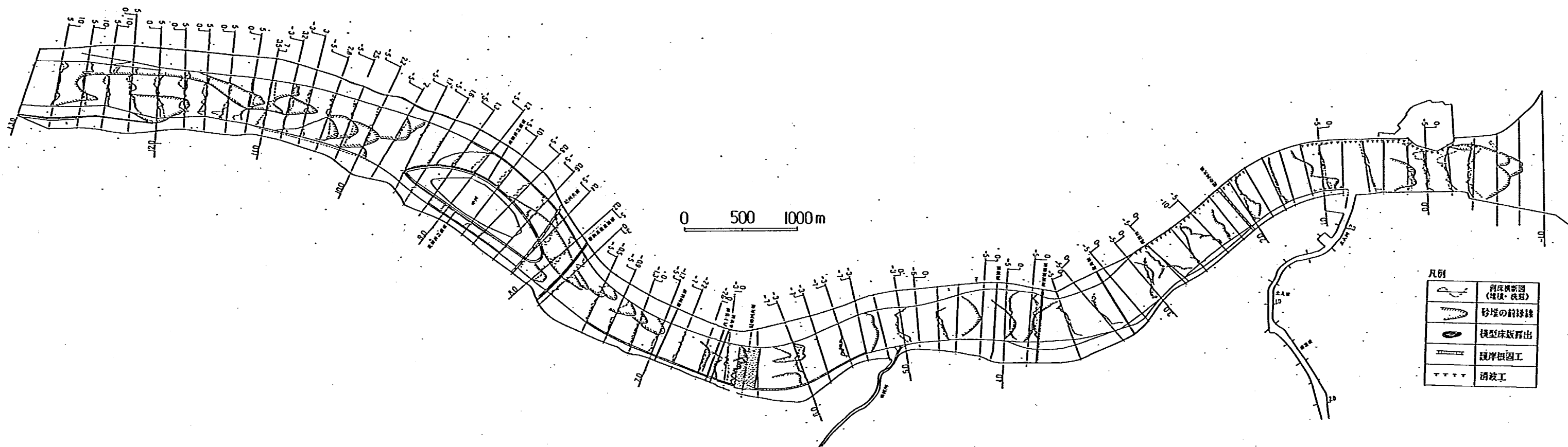


図 5.24 河床変動平面図 (ケースⅡ-3-4)

$Q=12000\text{m}^3/\text{s}$ ($T_r=5.0$)

潮位 0.84 T.P. Ⅲ

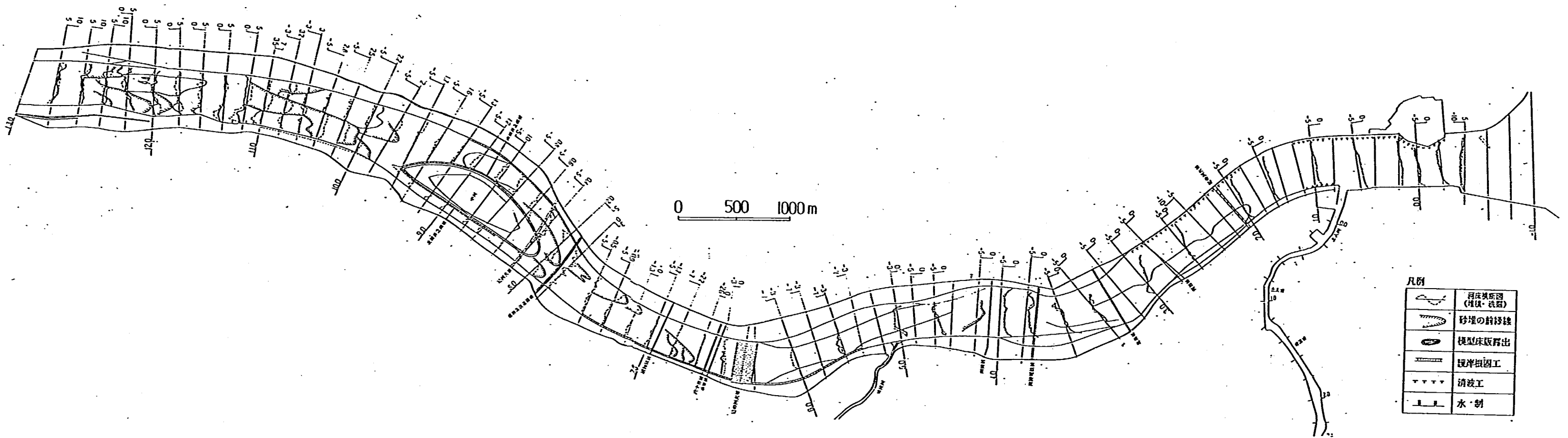
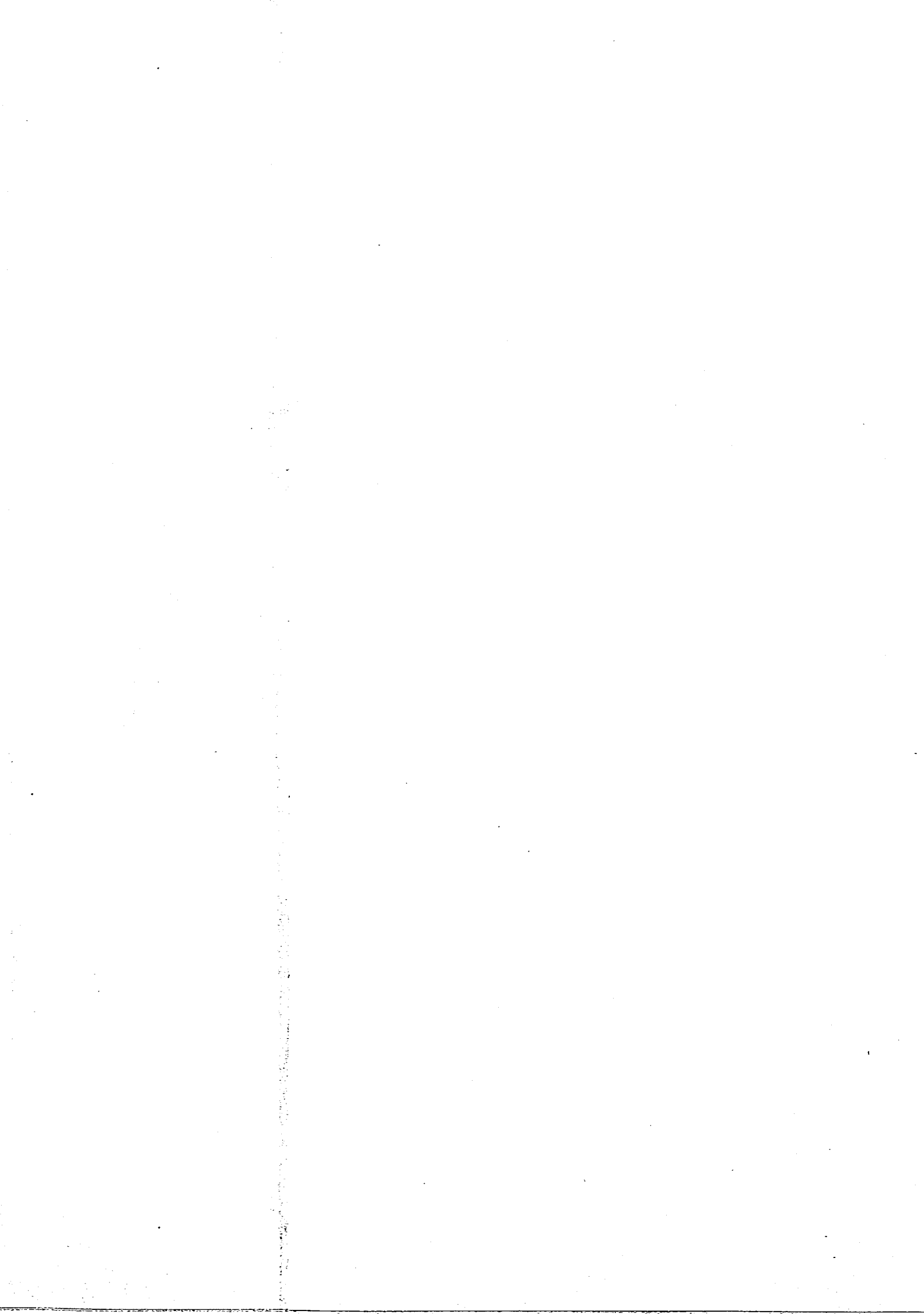


図5.25 河床変動平面図（ケースⅡ-3-5）

最良案 $Q=6000\text{m}^3/\text{s}$

潮位 0.84 T.P.m



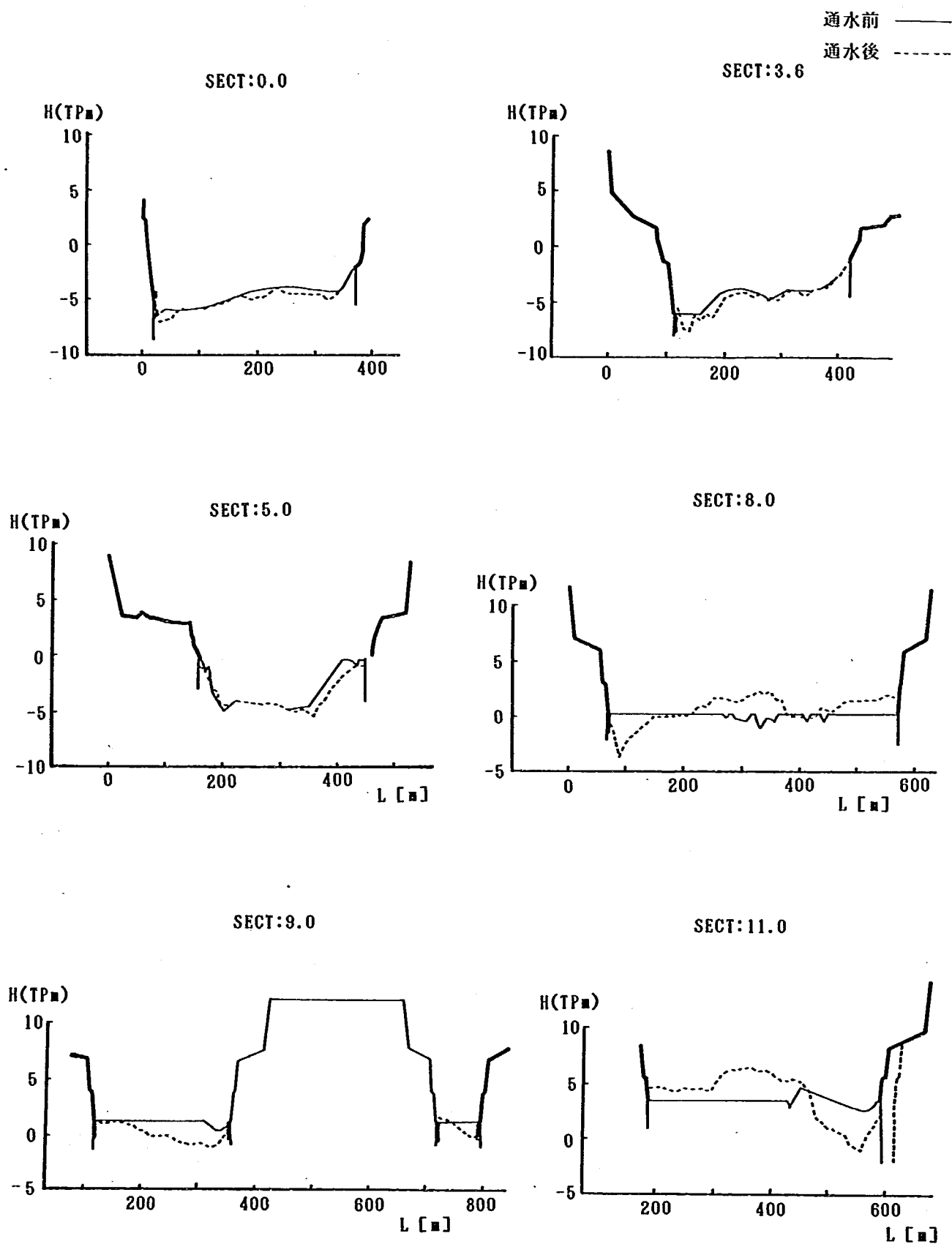


図5.26 河床変動横断面図(Ⅱ-3-5)

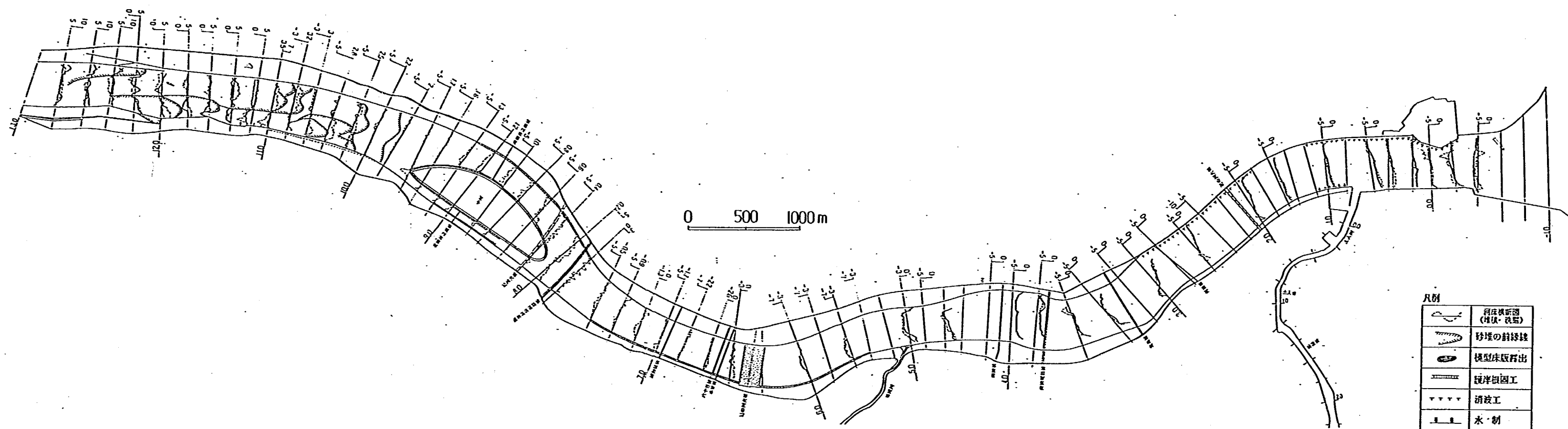


図5.27 河床変動平面図（ケースⅡ-3-6）

最良案 $Q=8000\text{ m}^3/\text{s}$

潮位 0.84 T.P. Ⅱ

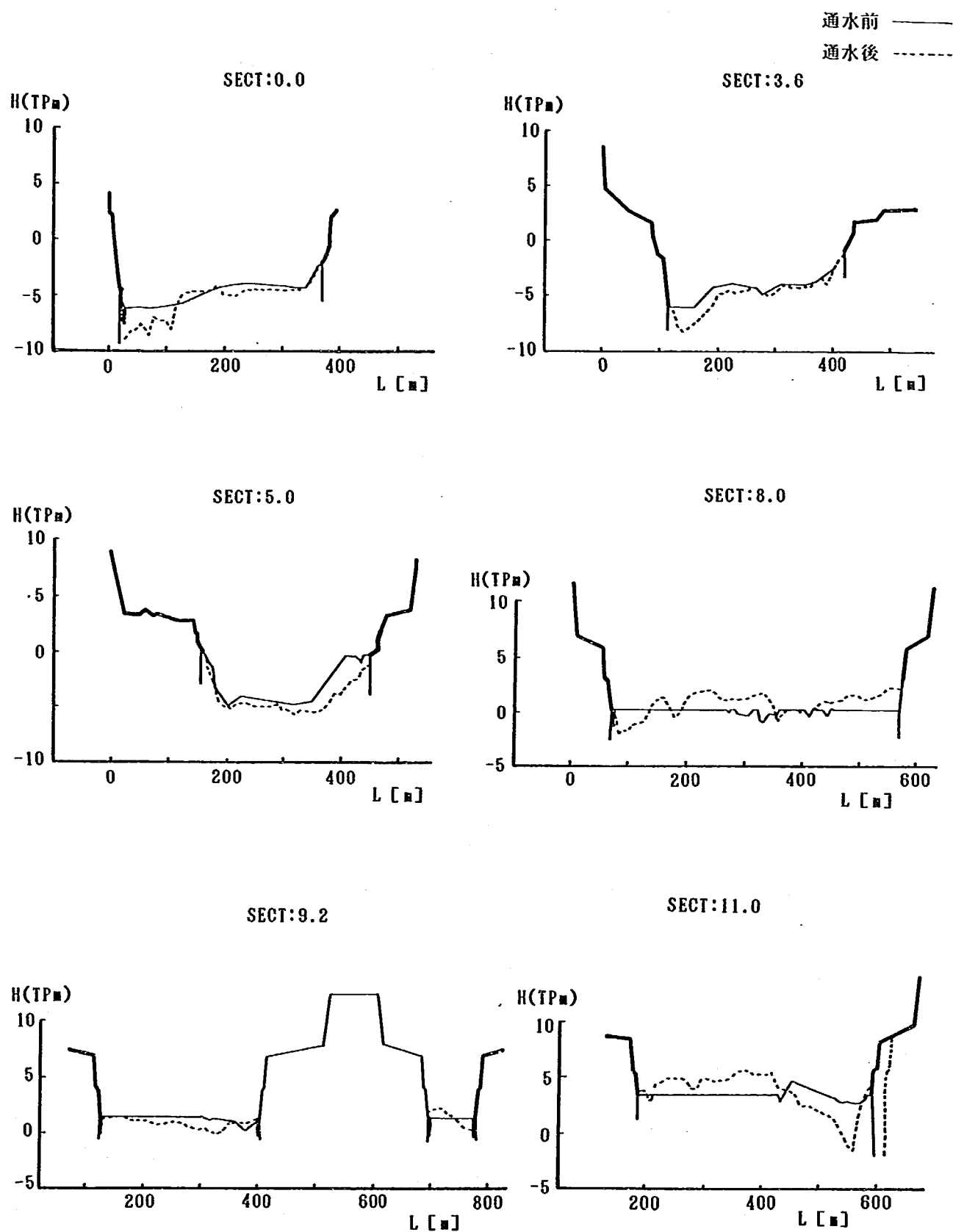


図5.28 河床変動横断面図(Ⅱ-3-6)

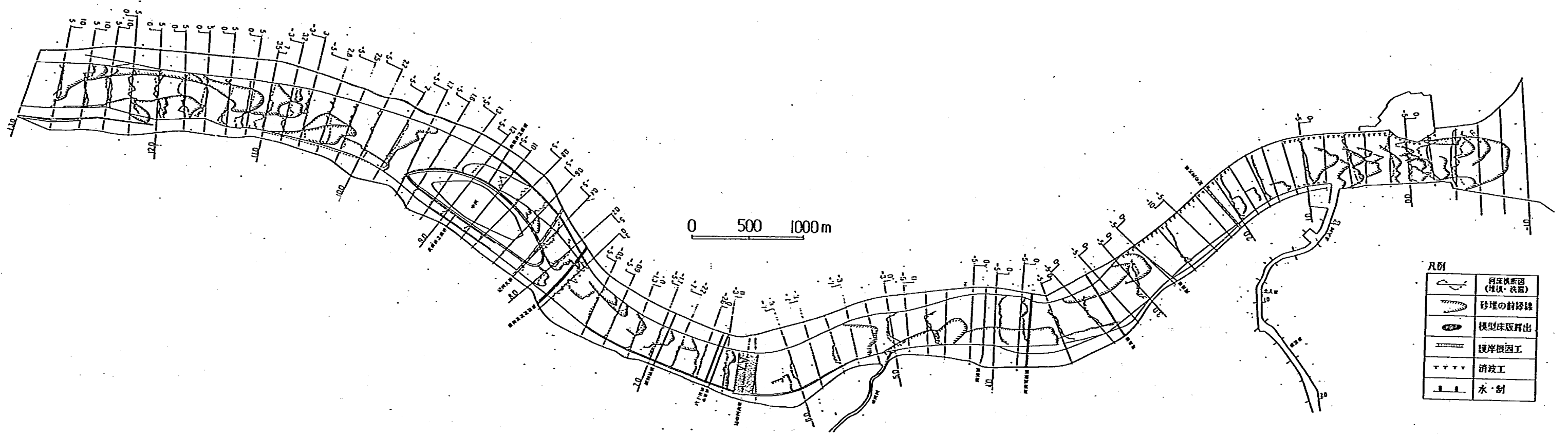


図5.29 河床変動平面図 (ケースⅡ-3-7)

最良案 $Q=12000\text{m}^3/\text{s}$ ($Tr=5.0$)

潮位 0.84 T.P.m

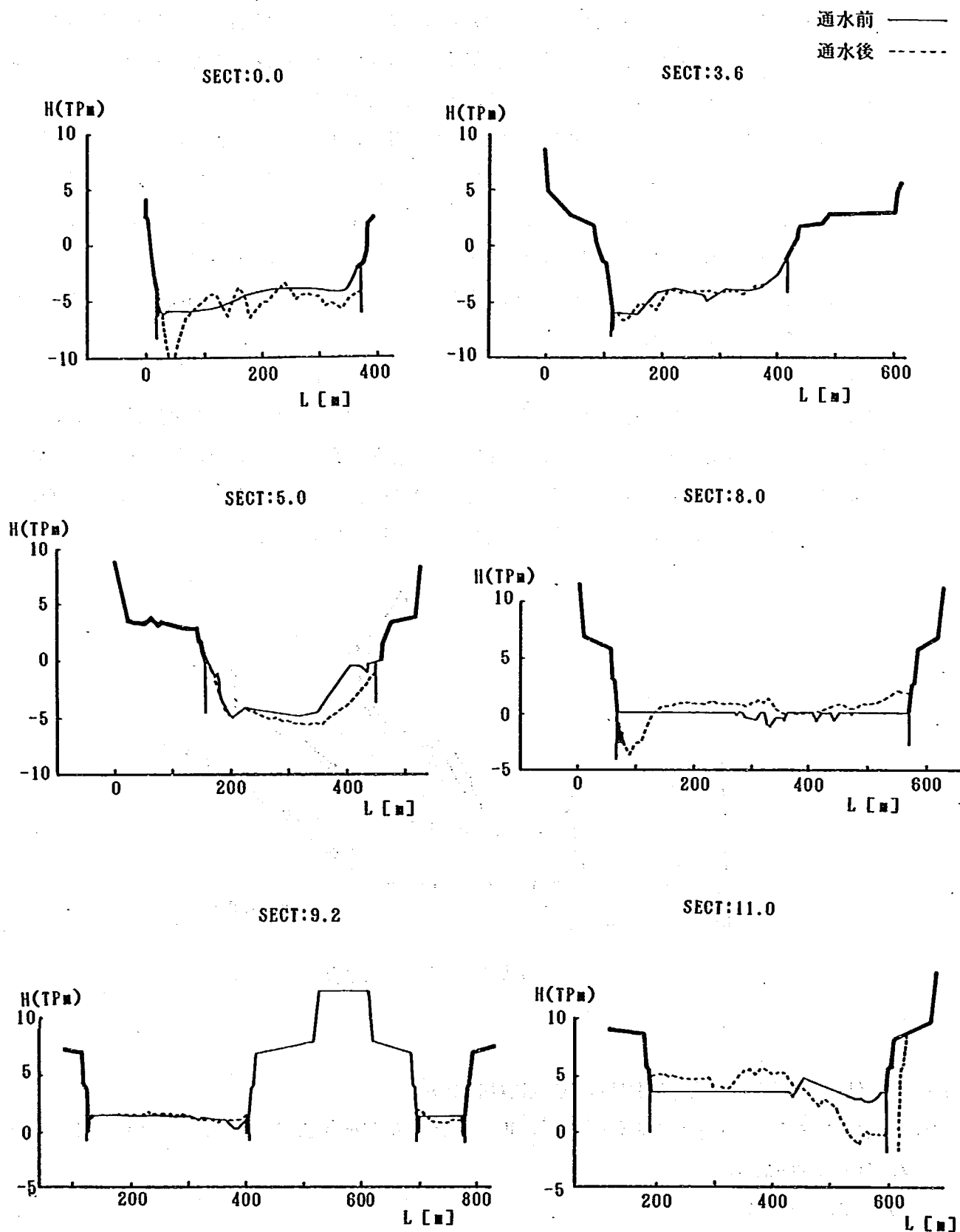


図 5.30 河床変動横断面 (Ⅱ-3-7)

6000 m^3/s 定流通水時には、河床変動は比較のおだやかで、最も局所洗掘の著しい青岸(0.0km左岸)においても最大洗掘深は1.5m程度である。消波ブロックは崩れることもなく設置時の形状を保持している。他の区間では局所洗掘はほとんど生じず、河床は安定している。

8000 m^3/s 定流通水時には、青岸(0.0km左岸)の前面に生じる局所洗掘の最大洗掘深は3.5m程度となった。しかし河岸に沿って設置した消波ブロックは崩れず、河岸の安全性は確保されているものと見られる。計画ハイドログラフ($Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)通水後には、青岸の前面に設置した消波ブロックの前面の局所洗掘の最大洗掘深は5m程度と増大するものの、消波ブロックは先端を除いて崩れることもなく設置時の形状をほぼ維持する結果となった。他の区間に設置した消波ブロックについてもほぼ同様の結果が得られた。

<まとめ>

以上の結果により、青岸周辺の局所洗掘対策工としては、現在設置されている消波ブロックではほぼ対応できることが明らかとなった。ただし、本実験では潮位を朔望平均満潮位としたため、この区間の河床変動については緩い条件であったと言える。したがって、この区間は大洪水後には消波ブロックの崩壊状況を調べ、場合によっては補修を行なうことが必要であろう。

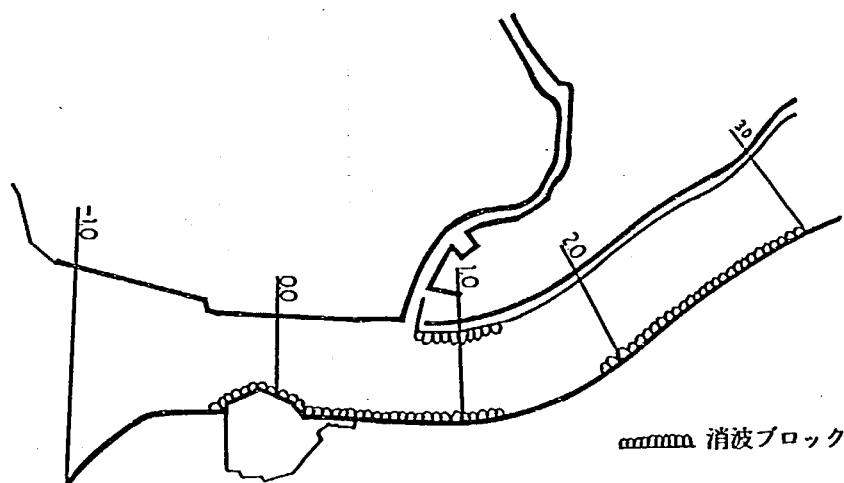


図5.31 消波ブロックの設置状況

2) 3.6km付近の左岸側の水衝部における局所洗掘対策について

- (1) 実験ケースⅡ-3-5 ($Q=6000\text{m}^3/\text{s}$ 定流) & Ⅱ-3-6 ($Q=8000\text{m}^3/\text{s}$ 定流) & Ⅱ-3-7 (計画ハイドログラフ, $Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)

<対策工について>

この地点の局所洗掘対策工としては、3.5km～3.9km区間に幅5mの護岸根固工を現況河床高と同じ高さに設置した。根固工としては現地粒径40cm程度の捨石を設置した。

図5.32に根固工の設置状況を示す。

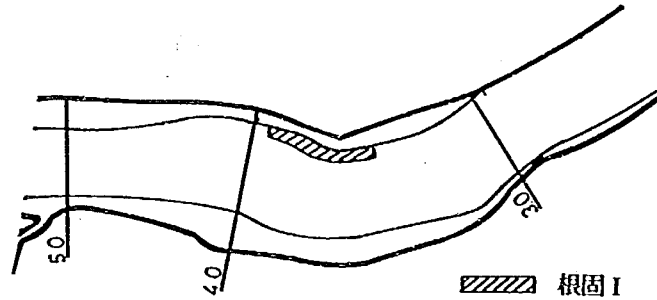


図 5.32 根固工の設置状況

<河床変動について>

通水後の河床変動状況を図5.25～5.30に示す。

6000 m³/sを通水した実験ケースⅡ-3-6(Q=6000 m³/s定流)では、3.6kmの根固工前面に局所洗掘が生じ、その洗掘深はおよそ2.0mである。しかし根固工により洗掘位置は河岸より前面に押しやられるために河岸の安全性は高い。

8000 m³/sを通水した実験ケースⅡ-3-7(Q=8000 m³/s定流)では、3.6kmの根固工前面に生じる局所洗掘深はさらに変化し、およそ3.0mとなる。しかしこの場合においても根固工は崩壊せず、河岸の安全性は保持された。

計画ハイドログラフを通水した実験ケースⅡ-3-8(Q_p=12000 m³/s)では、3.6kmの根固工前面での局所洗掘はおよそ1.5mであり、前2ケースの時よりも最大洗掘深は縮小した。

<まとめ>

以上の検討により、3.5km～3.9km区間に幅5mの護岸根固工を現況河床高と同じ高さに設置することにより、3.6km周辺の河岸沿いに生じる局所洗掘をほぼ防止できることが明らかとなった。

3) 4.0km～11.0kmの局所洗掘対策について

(1) 実験ケースⅡ-3-1～Ⅱ-3-7

<対策>

この区間の河床変動については、縮尺1/50の模型を用いて十分な検討がなされ、対策工の諸元が得られている。このため、本模型においてもこの対策工をそのまま用いた。対策工の設置箇所および諸元は以下の通りである。

- | | |
|--------------------|--------------------------|
| 9.0km～8.8km左岸に幅5m | 8.8km～7.8km南田井之瀬左岸に幅10m |
| 6.8km～5.8km右岸に幅5m | 8.8km～9.6km南田井之瀬右岸に幅10m |
| 7.6km～6.8km左岸に幅10m | 9.6km～8.2km北田井之瀬左右岸に幅10m |
| 5.8km～5.4km右岸に幅10m | |

<河床変動について>

いずれの実験ケースにおいても、設置した根固工は河岸の保護効果を発揮し、局所洗掘を軽減もしくは洗掘位置を河岸から遠ざけている。ただし、北田井之瀬8.2km～8.5kmに設置した根固工の上に堆積土砂があったため、この区間の根固工を撤去した。

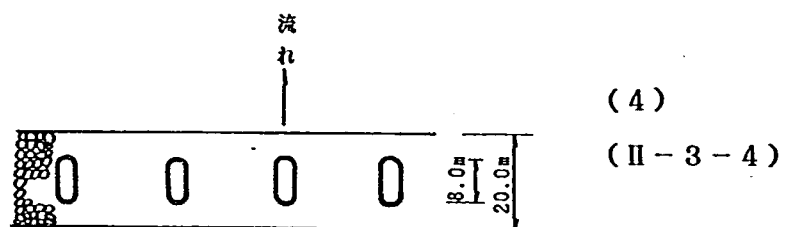
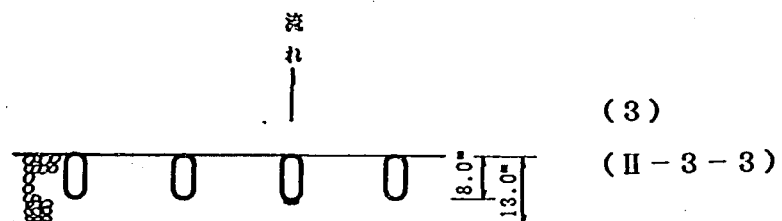
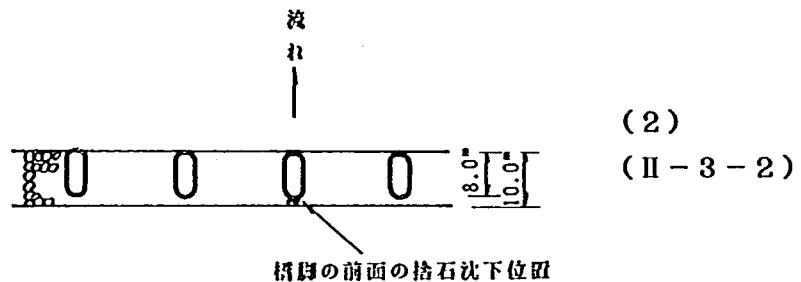
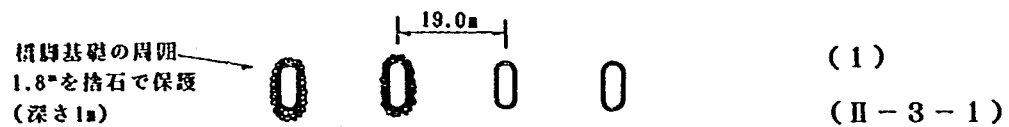


図5.33 J R阪和線橋脚まわりの根固工

4) J R阪和線橋梁の橋脚周りの局所洗掘について

(1) 実験ケースII-3-1 (8000m³/s定流)

<対策工について>

J R阪和線橋梁の橋脚周辺に、図5.33(1)に示すように幅1.8m、粒径40cm、厚さ2mの根固工を計画河床と同じ高さに設置した。

<河床変動について>

J R阪和線橋梁の直上流の7.0km断面では流速は3.5m/s程度であるが、J R阪和線橋梁の橋脚の間の流速はおよそ5.0m/sとかなり大きくなっている。このため橋脚まわりの河床変動は著しく、設置した根固め工は通水後まもなく崩れ始め、通水後半には完全に崩壊した。

(2) 実験ケースⅡ-3-2 (8000 m^3/s 定流)

<対策工について>

本実験においては、図5.35(2)に示すようにJR阪和線橋梁の橋脚周辺を帯工によって根固めを行った。前の実験で橋脚の上流面に大きな局所洗掘が発生したので、上流側には根固工を橋脚の上流端よりさらに2m延長した。

<河床変動について>

通水開始直後より上流側の捨石の間より土砂の吸出しが見られ、次第に沈下した。最終的な沈下量は1.0m~1.5mである。また橋脚間の捨石は橋脚下流の河床低下に伴い崩壊する傾向となった。

(3) 実験ケースⅡ-3-3 (計画ハイドログラフ $Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)

<対策工について>

橋脚上流部における捨石工の沈下を防止するため、図5.33(3)に示すように橋脚上流側の捨石工を幅5mに延長した。

<河床変動について>

橋脚上流側の幅5mの捨石工のため、橋脚上流部における根固工の沈下は軽減された。しかし阪和線橋梁の下流河床は低下するので、橋脚間の捨石はこれに連行し崩壊する。崩壊を防ぐには根固工を下流にも延長する必要がある。

(4) 実験ケースⅡ-3-4 (計画ハイドログラフ $Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)

<対策工について>

図5.33(4)に示すように、捨石を下流側にも5m延長した。

<河床変動について>

根固工を橋脚の幅より上下流とも5m幅で延長したことにより、橋脚まわりの局所洗掘の崩壊を防ぎ、橋脚の安全性を高めた。しかし、橋脚周りの洗掘を防いだことにより河積が減少し、水位の堰き上げがいっそう顕著となった。

<まとめ>

実験においては、JR阪和線橋梁の橋脚周辺の局所洗掘の対策として、根固工を橋脚周辺及びその上下流に幅5mで設置することにより、局所洗掘の発生を軽減することができた。ただし、現象の危険度を考慮すると、本実験により得られた対策工は絶対的なものであるとは言えず、実際には捨石の代わりに2t程度のブロックを置く必要があるとみられる。また、別の対策として、橋脚に根継ぎを行なう方法も考えられる。以上に述べた対策を行なえば、橋脚の維持はある程度可能であると考えられる。しかし、JR阪和線橋梁の洪水の疎通に与える影響に注目した場合、その堰き上げによる上下流の水位差は約50cmに及び、これを存置することは、紀の川大堰事業の治水効果を相当減少させることとなる。このためJR阪和線橋梁については、架替えによる抜本的な対策が望まれる。

5) 10.0kmより上流の単列砂れき堆の形成に伴うみお筋による局所洗掘対策および11.0kmの現況河道と計画河道のすりつけ形状の検討

(1) 実験ケースⅡ-3-2 (8000 m^3/s 定流)

<対策工について>

現況河床と計画河床とのすりつけ部の原案形状は、11.0km～10.8kmを1/50の河床勾配ですりつけるものであった。しかし、現象把握実験により、以下に示す問題点が明らかになった。すなわち、すりつけ勾配がきつすぎるため上流の土砂が大量に流出し、10.6km～10.8km区間の左岸側に堆積する。これが流水の蛇行を助長し、単列砂れき堆の形成を助長し、河岸沿いの局所洗掘を発生させている。

このため本実験ケースでは、11.0kmより上流の河道を掘削し、すりつけ区間を10.8kmから11.4kmまでとした。この区間の河床のすりつけ勾配は約1/200である。

<河床変動について>

通水後の河床変動状況を図5.22に示す。

単列砂れき堆の発達状況を現象把握実験のⅡ-2-2と比較する。その結果、堆積高はあまり変わらないものの、みお筋の固定化による河岸沿いの局所洗掘深は小さくなる。しかし、その程度は小さく、対策は十分であるとは言えない。さらに対策を十分なものにするにはすりつけ勾配をさらに緩くする必要があると考えられる。

(2) 実験ケースⅡ-3-1 (8000m³/s定流)

<対策工について>

本実験ケースでは、11.0kmより上流の河道をさらに掘削し、すりつけ区間を10.8kmから11.9kmまでと広げた。この結果、この区間の河床勾配は約1/400となった。

<河床変動について>

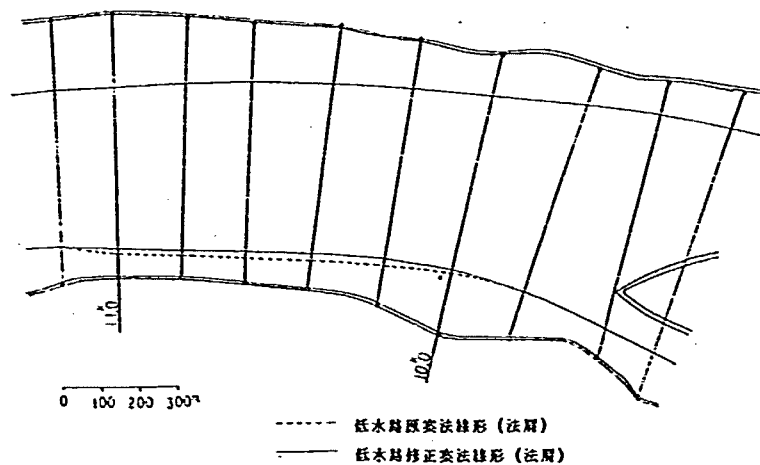
通水後の河床変動状況を図5.21に示す。

現象把握実験では大きな堆積のあった10.4km右岸および10.8km左岸では堆積量は大幅に減少し、2m～3m程度となった。このため流水の蛇行も緩和され、現象把握実験では11.2km右岸の河岸沿いの局所洗掘深は4m～5mであったのが3m程度に減少した。しかし、局所洗掘が河岸に沿って形成されることより、単列砂れき堆の形成を抜本的に抑制するとともに局所洗掘を河岸から離す対策法が必要であると考えられる。

(3) 実験ケースⅡ-3-3 (計画ハイドログラフ $Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)

<対策工について>

実験ケースⅡ-3-1～2では、単列砂れき堆の堆積高を軽減したが、砂れき堆に伴う局所洗掘は十分に軽減されておらず、さらに検討の余地を残す結果となった。そこで本実験では単列砂れき堆の形成をさらに軽減する方法として、低水路の幅を縮小した。現在の法線形は北田井之瀬への分流量を制限するために右岸側9.6km付近の高水敷幅を局所的に広げているため、この箇所のみ突出した形となっており、低水路法線を河道全体的にみるとやや不自然である。したがって、低水路幅の縮小に際しては、河道全体的にみて滑らかな低水路法線になるように右岸側高水敷9.6km～11.0km区間を約20m程度拡幅した。また、11.6km付近に発生する局所洗掘を河岸から遠ざけるよう、11.6kmの上下流50mに幅10mの護岸根固工を設置した。根固工としては、現地粒径40cm相当の玉石を用いた。なお、ここでは河床のすりつけ勾配を1/200とした(図5.34参照)。



低水路法線右岸則法肩位置

断面	原 案	修正案
10.0	584.3	576.0
10.2	599.2	582.0
10.4	619.5	595.0
10.6	617.5	602.0
10.8	625.5	611.0
11.0	627.3	613.0

図 5.34 低水路法線修正概要図

<河床変動について>

通水後の河床変動状況を図5.23に示す。

法線の修正に伴い、流れは直線的になり単列砂れき堆の形成も緩和する。10.2km～10.4km区間の右岸側の堆積高はおおよそ2.5m、同区間の左岸側の局所洗掘は1m程度とほとんど問題とならない程度に減少する。しかし、11.0kmより上流では、右岸側に生じる局所洗掘は軽減されず、課題を残す結果となった。この区間の河道は修正できないため、単列砂れき堆そのものを軽減することはできない。したがって、みお筋をいかに河岸から離すかが問題となる。

(4) 実験ケースⅡ-3-4 (計画ハイドログラフ $Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)

<対策工について>

本実験においては、みお筋を河岸から離すために、左岸側11.6km～11.2km区間に不透過水制6基を設置し、さらに周辺に根固工を設置した。水制の設置状況を図5.35に示す。

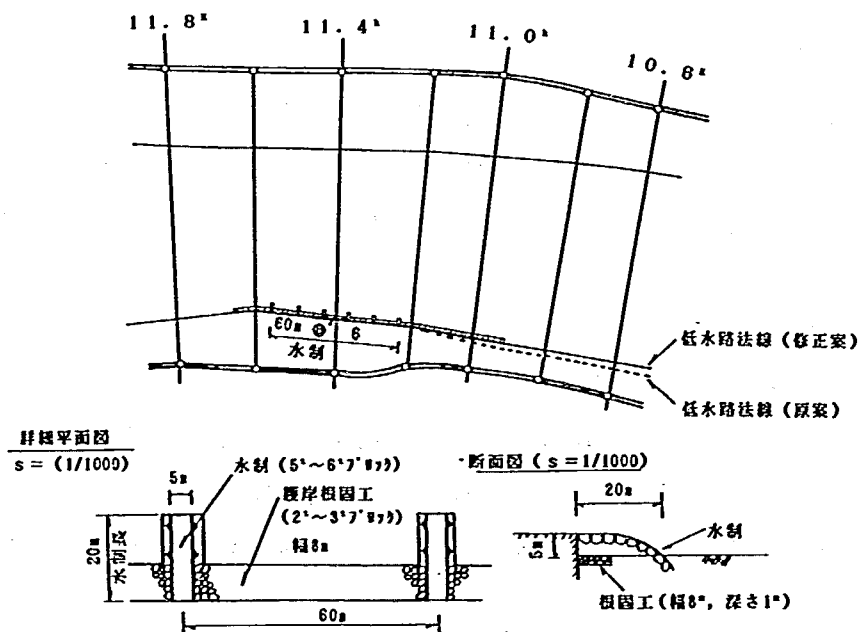


図 5.35 上流部の護岸保護対策工

<河床変動について>

通水後の河床変動状況を図5.36に示す。

水制を設置することにより、ある程度みお筋を河岸から離すことができた。しかし、水制の設置位置が必ずしも良くなかったために、下流側水制の周辺で局所洗掘が生じ、河岸より遠ざかっていたみお筋は、11.0km付近より下流で再び河岸に寄った。今後は水制の位置を再検討する必要がある。

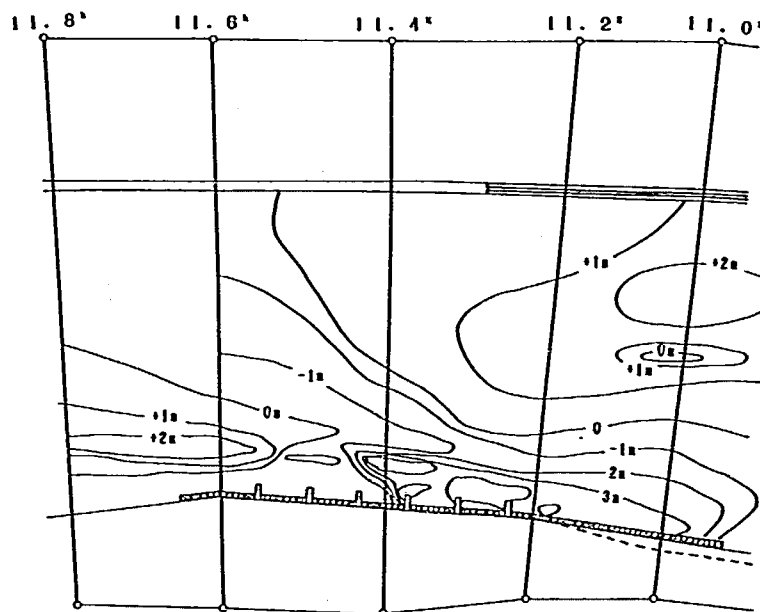


図5.36 水制周辺の河床洗掘状況

- (5) 実験ケースⅡ-3-5 ($6000\text{m}^3/\text{s}$ 定流) & 実験ケースⅡ-3-6 ($8000\text{m}^3/\text{s}$ 定流) & 実験ケースⅡ-3-7 (計画ハイドログラフ $Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)

これらの3ケースの実験は、河道修正最終案における河床変動状況、流況等を把握するためのものである。

<対策工について>

本実験では、水制の低水路への張り出しを短くし、設置位置を堤防側に引いた。これに伴い、水制の設置による局所洗掘防止効果がより明確にわかるように、固定床であった高水敷の一部を移動床に改造した。また小規模な局所洗掘が生じる11.7km~11.5kmの区間には護岸根固工を設置した(図5.37参照)。

<河床変動について>

通水後の河床変動状況を図5.38~5.40に示す。

水制を設置することによりみお筋は河岸から離れ、河岸の安全性を高めることができた。本実験では水制周辺の局所洗掘はさほど問題とはならなかったが、模型の精度を考えると、現地では水制の構造を杭出し式、中空3角ブロックなどの透過型水制とすればより安全性は高まるものと考えられる。

<まとめ>

以下に示す対策を行なうことにより、10.0kmより上流の単列砂れき堆・みお筋の形成に伴う局所洗

掘を軽減し、またその位置を河岸から離すことができる。

- ・右岸側高水敷9.6km～11.0km区間を約20m程度拡幅する。
- ・左岸側11.6km～11.2km区間に不透過水制6基を設置するとともに周辺に根固工を設置する。水制としては、透過型水制を用いるのが望ましい。
- ・11.7km～11.5kmの区間に護岸根固工を設置する（以上図5.37参照）。

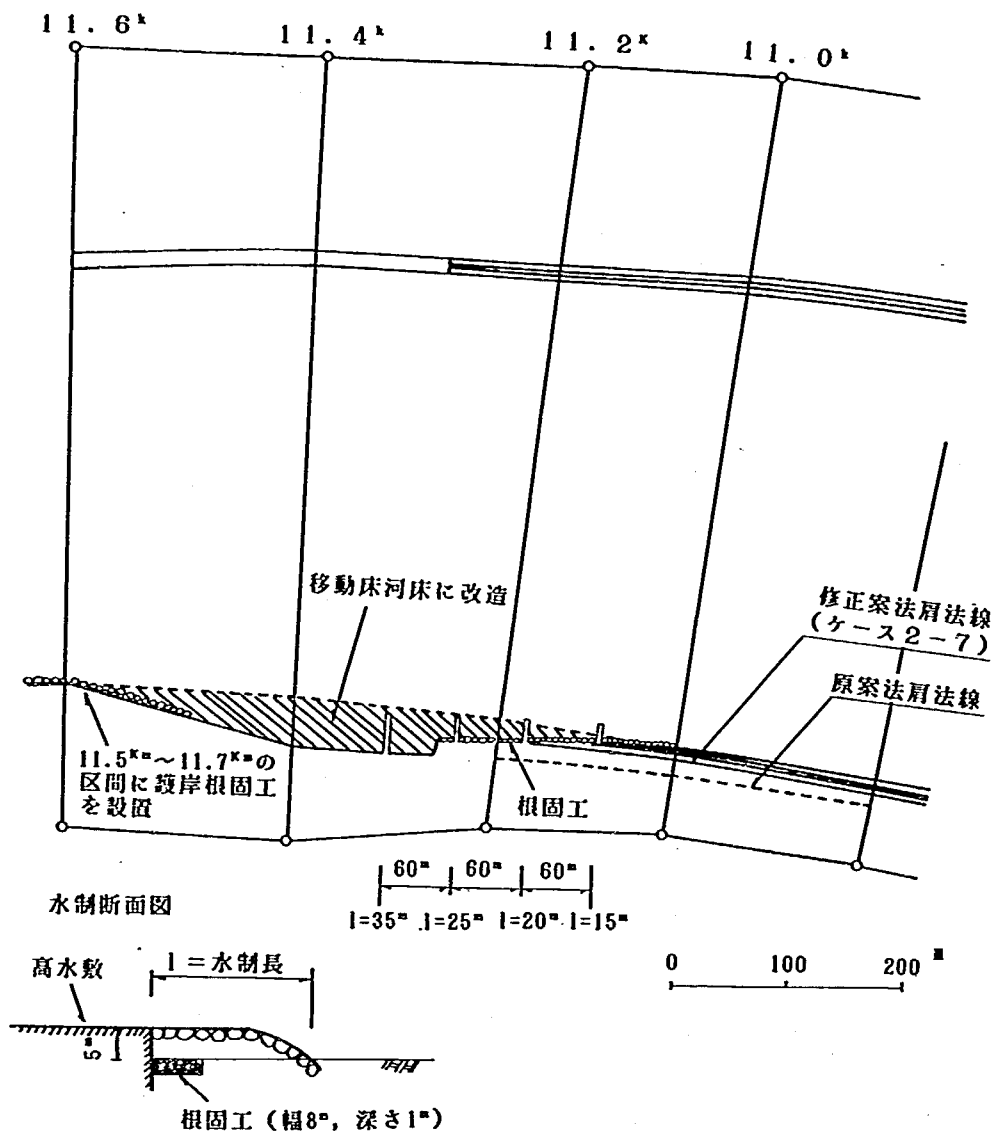


図5.37 模型形状の修正
(移動床河床と固定床河床の境界位置を修正)

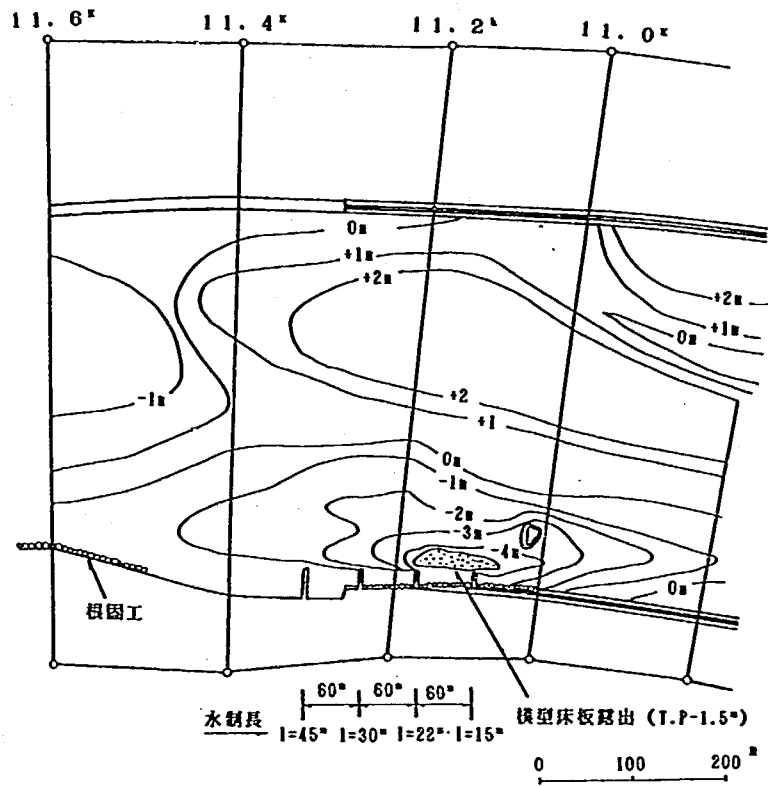


図 5.38 河床変動詳細図

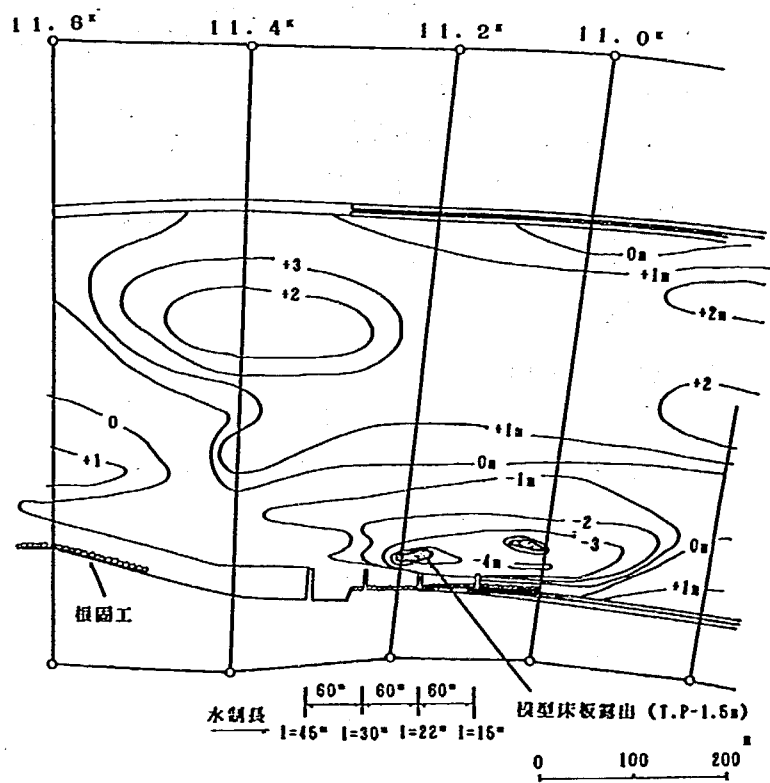


図 5.39 河床変動詳細図

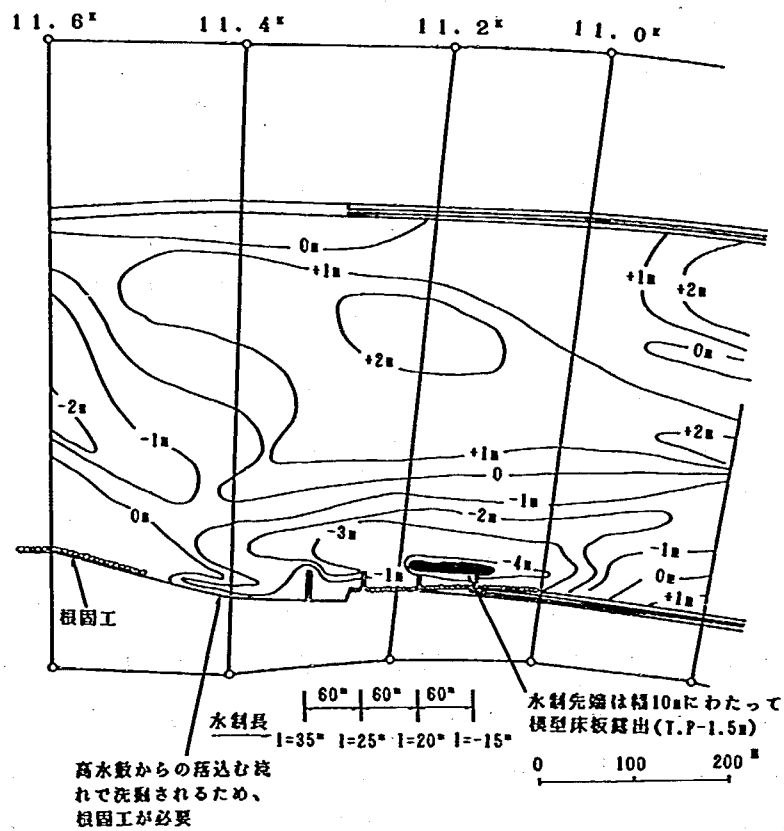


図5.40 河床変動詳細図

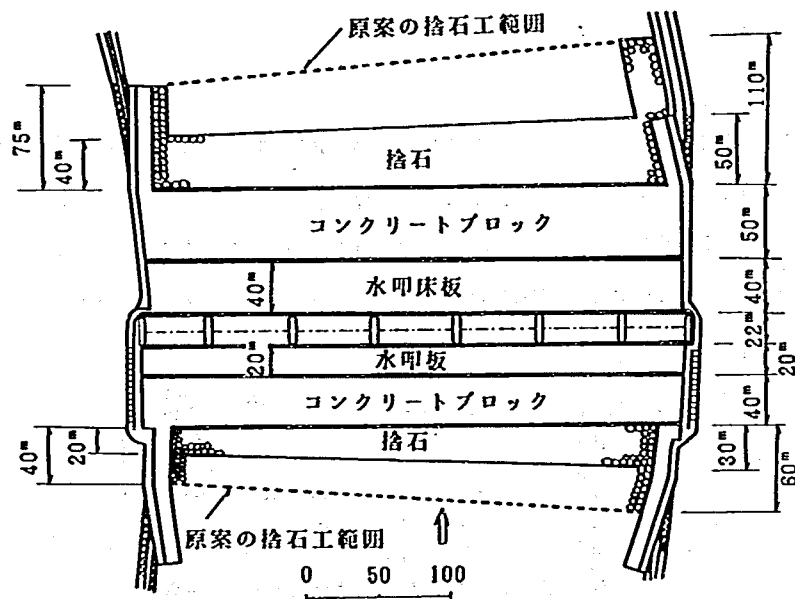


図5.41 紀の川大堰の護床工の設定

6) 紀の川大堰の護床工の長さの短縮案に関する検討

(1) 実験ケースⅡ-3-2 (8000 m^3/s 定流) & 実験ケースⅡ-3-3 (計画ハイドログラフ $Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)

<対策工について>

これまでに行なわれた実験によれば、紀の川大堰周辺は堆積区間であり、護床工長は堰と河床がなじむのに十分であることがわかっている。ところが従来の護床工案では締切り範囲が広いため、非出水期での施工が厳しく、また他の大型堰と比較しても護床工の範囲が相当広がっていることがわかった。このため、ここでは堰護床工を短くした場合の問題を検討する。

本実験においては、堰本体、コンクリートブロックは計画原案のままとし、護床工の捨石工のみを原案の約半分にした。なお河岸沿いについては幅10m、長さは原案と等しく捨石工を設置した。変更後の堰形状を図5.41に示す。

<河床変動について>

8000 m^3/s 定流通水時には、堰の床版上には土砂が貯まる状況であり、護床工を短くした影響はない。堰下流右岸側の河床は若干低下するものの、特に問題となる程度ではない。12000 m^3/s 不定流通水時も、河床変動傾向は8000 m^3/s と同じであり、床版上の堆積土砂量がやや減少した程度である。これらの結果より、上流側護床工は、河床変動の面で言えばさらに短くすることも可能であると推定される。しかし、下流側については、左岸側では土砂が堆積している状況より、さらに護床工は短くできると推定されるものの、右岸側では護床工下流端でわずかに河床低下を生じているので、これより護床工を短縮するのは危険であると考えられる。

(2) 実験ケースⅡ-3-5 (6000 m^3/s 定流) & 実験ケースⅡ-3-6 (8000 m^3/s 定流) & 実験ケースⅡ-3-7 (計画ハイドログラフ $Q_p=12000\text{m}^3/\text{s}$)

<対策工について>

本実験では、堰本体およびコンクリートブロックを事務所案に従い短くするとともに、短縮可能とみられる堰上流側の捨石工をさらに短くした。堰下流側の護床工については、前の実験ケースの結果より、短縮するのは危険であると考えられるので、堰本体、コンクリートブロック、捨石工を合計した全護床工は前の実験と等しくし、捨石工の幅のみを増やし、堰本体、コンクリートブロックの幅は縮めた(図5.42参照)。

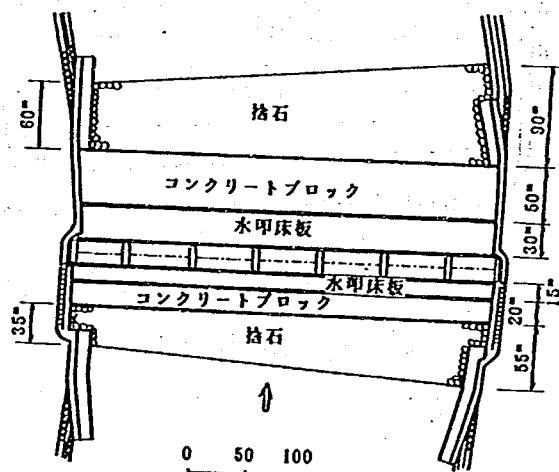


図5.42 紀の川大堰の護床工の設定

<河床変動について>

3つの実験ともに河床変動状況は変わらず、床版上に土砂がやや堆積する状況となった。護床工を短くしたことが河床変動状況に与える影響は特に見られない。これらの実験により、堰本体、コンクリートブロックおよび護床工を短縮する本案は河床変動の面からみて問題のないことが示された。

<まとめ>

紀の川大堰を図5.42に示す形状に短縮した場合、河床変動の面から見れば特に問題はない。

5.3.4 結 論

河道修正実験を通じて以下の点が明らかとなった。

① 青岸(0.0km)周辺の局所洗掘について

青岸の前面の局所洗掘に対しては、既設の消波ブロックを設置することにより計画流量時にもある程度軽減されることがわかった。実験では、消波ブロックの前面に局所洗掘が発生したので、現行の消波ブロックをさらに増強すればより安全度は高まるものと考えられる。

② 3.6km周辺左岸の局所洗掘について

この区間は弱い水衝部となるが、局所洗掘は小規模で、幅5m程度の根固工を施したところ、局所洗掘をほぼ抑えることができた(図5.34参照)。

③ 10.0kmより上流の河床変動について

・11.0km右岸の局所洗掘について

この局所洗掘は側岸侵食を誘発するおそれがあるので、洗掘位置を河岸から遠ざける必要がある。その方法として、水制および根固め工を設置した。その結果、図5.37に示すように局所洗掘は河岸から離れた。

・河床のすりつけ勾配について

すりつけ区間を10.8km～12.0kmに変更した結果、この区間の河床低下および下流への堆積は軽減された。また、すりつけ勾配の変更に伴い流況もスムーズになった。

④ J R阪和線橋梁

橋脚まわりの洗掘対策として、橋脚間および橋脚の上下流に幅5mづつ捨石(現地スケールで直径40cmの石)を施したところ、洗掘は軽減できた。しかし、その条件は極めて厳しく、危険な状態は継続されるものと考えられる。別の対策として、根継ぎ等も考えられるが、橋脚による水位の堰き上げは、上下流での水位差はおよそ50cmとなるので、掛け替えによる抜本的な対策が望まれる。

⑤ 紀の川大堰床版について

紀の川大堰の設置区間は堆積傾向にあるので、床版を短くしたところ、特に問題は生じなかった。

第6章 仮締切工に関する実験

第6章 仮締切工に関する実験

紀の川大堰建設工事は、築島工を用いて堰柱基礎を建設したのち、非出水期を対象に仮締切工を設置して行う。洪水時における仮締切工周辺の河床変動に関する問題の把握とその対策工の検討は、昭和55年～昭和59年度に縮尺1/50の移動床模型を用いて行い、結論を得ている。しかし、模型実験終了後、仮締切工の諸元および設置条件を変更する案の検討が必要となった。すなわち、護床工の範囲を狭くしたため、締切り範囲も小さくなったことと、

①第1 & 2期仮締切工は、従来は $4300\text{ m}^3/\text{s}$ 対応であり、その天端高はT.P. 4.3mであった。これは、ゲート製作を締切内で行うことを予定していたため、その際に締切内に侵水すると非常に大きな手戻りとなることから、既往最大非出水期出水を対象流量としていたものである。新案は、ゲートを工場製作し、一括据付けする場合についてのもので、仮締切工の規模を $1800\text{ m}^3/\text{s}$ 対応とし、天端高をT.P. 2.4mに変更する。

②第3期仮締切工は、従来は $4300\text{ m}^3/\text{s}$ 対応であり、非出水期が対象である。新案は、諸元を変更せずに出水期をも対象とするものである。これは第3期仮締切工の範囲がなお広く、非出水期での施工が厳しいためである。

したがって、①②いずれの場合も大洪水が生じた場合、仮締切工上をオーバーフローする可能性がある。本模型実験では、このように仮締切工上をオーバーフローするような場合における水理的な問題点を把握するとともに、その対策工の検討を行った。以下に検討内容を示す。

6.1 第一期仮締切工に関する検討

本実験では、第一期仮締切工（ $1800\text{ m}^3/\text{s}$ 対応、天端高T.P. 2.4m）施工時に、非出水期の最大洪水流量が生じたときの水理的諸問題を把握し、対策法を推定した。

6.1.1 第一期仮締切工設置時の現象把握実験

1) 実験条件

実験条件は、現地の施工順序を考慮して以下のように定めた（図6.1参照）。

(1) 河道形状

河道形状……河道は現況河道とした。ただし、大堰右岸側6.6km～5.0km区間の高水敷は仮締切工設置時には改修されるものとし計画法線形とした。

仮締切工……仮締切工は $1800\text{ m}^3/\text{s}$ 対応とし、天端高T.P. 2.4mに設置した。また、仮締切工の外には堰柱基礎のみを設置した。

(2) 通水条件

流量……非出水期における近年の最大流量は $1800\text{ m}^3/\text{s}$ 程度であるが、その前後の期間を含めると $4000\text{ m}^3/\text{s}$ の出水があった。このため、本検討を安全側とするために対象流量を $4000\text{ m}^3/\text{s}$ とした。

潮位……本検討で最も重要な問題と考えられるのは、仮締切工周辺の局所洗掘である。

したがって、本検討では仮締切工周辺の掃流力を最も大きくし、局所洗掘が最も顕著になるよう潮位を朔望平均干潮位 (T.P. -1.05m) とした。

(3) 対策工

なし

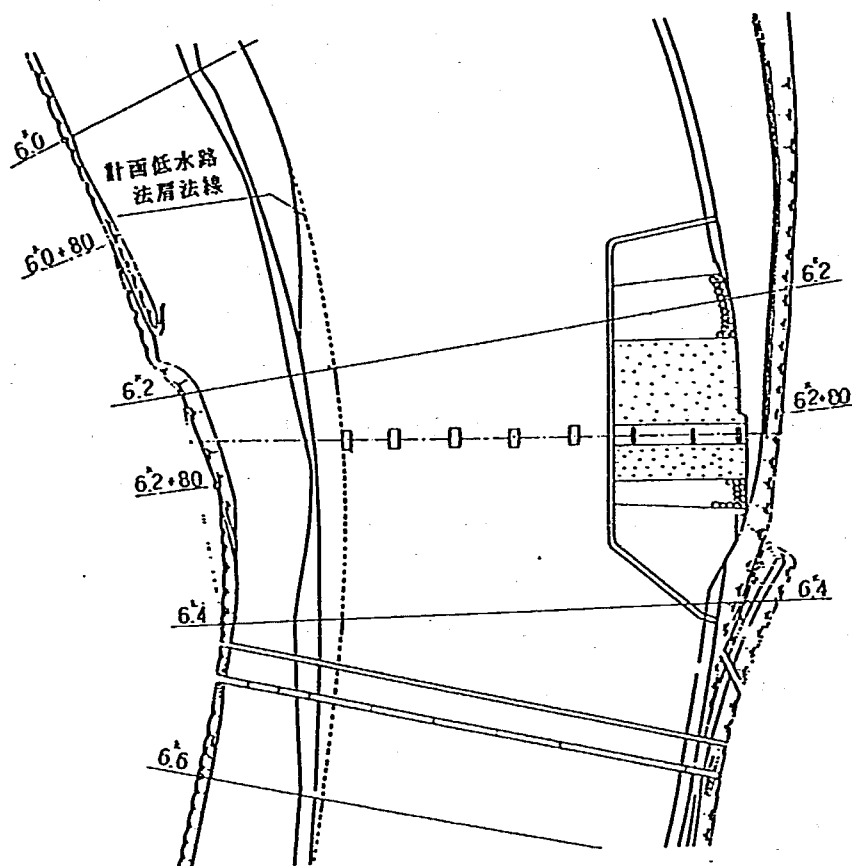


図 6.1 第 1 期仮締切工の設置状況

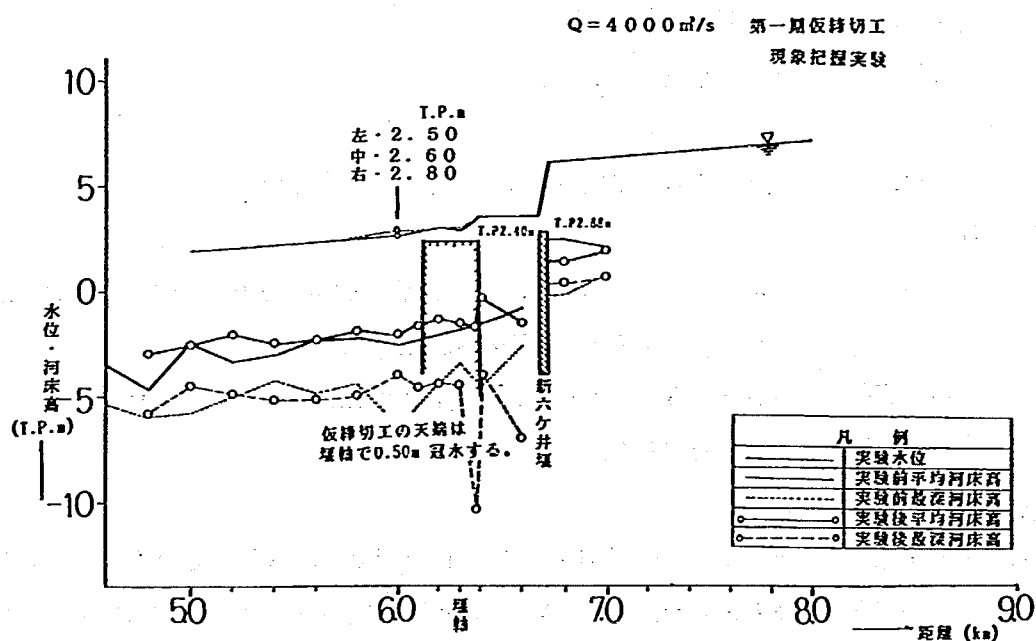


図 6.2 水位・河床高縦断面図

2) 実験結果

(1) 水位について

得られた水位・河床縦断面図を図6. 2に示す。

図6. 2において、仮締切工の河積阻害の程度に注目すると、仮締切工の直上流の6. 4km地点の水位はT. P. 3. 55mで、仮締切工の中央付近にあたる6. 2km断面の水位はT. P. 3. 00mで、両者の差すなわち仮締切工の河積阻害による堰き上げ量は0. 55mである。ただし、5章の検証実験のところで述べたように水位の精度は低いので、値自体は絶対的な意味を持たない。一方、仮締切工直上流の新六ヶ井堰で射流が発生して流れは縁が切れるので、これより上流には堰き上げの影響は及ばない。模型と現地を比較した場合、模型の方が水位は高めに表われること、および以上の結果を合せて考えると、水位については特に問題はないものと思われる。

(2) 流況について

仮締切工周辺の流況図を図6. 3に示す。

新六ヶ井堰下流の流れはほぼ一様であるが、下流にいくに従い左岸側の流向は仮締切工の影響を受け次第に左岸側にまげられる。仮締切工の上流側隅角部ではわずかに流れの集中が見られる。仮締切工の左岸側では、主流部は河道中央部となり、その最大流速はおよそ3. 5m/sである。仮締切工上流から仮締切工を乗り越えて入ってきたときの流速はおよそ1. 2m/sであるが、仮締切工内の中央部付近では流速は0. 4m/s程度に減勢される。一方、仮締切工の背後の流速はおよそ0. 8m/s～1. 0m/s程度であり、河道中央部の流れとは大きな流速差が生じた。このため、仮締切工の背後には土砂の堆積が懸念される。

(3) 河床変動について

図6. 4に河床変動状況を示す。

・仮締切工周辺の河床変動について

最も大規模な局所洗掘を生じる仮締切工上流隅角部では、模型値で30分ほどの通水でT. P. -7. 0m程度まで洗掘され（洗掘量は6m）、3時間後には洗掘深はT. P. -11. 0mに達する。その後は洗掘の速度は低下する。この洗掘による土砂は、下流の仮締切工側壁沿いに堆積する。また仮締切工下流端隅角部では、通水開始より10分後までは洗掘傾向を示し、最大T. P. -4. 2mにまで及ぶ。しかしそれ以降は上流側隅角部の局所洗掘による土砂が供給されるためにほぼ初期の状態まで埋め戻される。

・堰柱基礎周辺の河床変動について

堰柱基礎部の1号および2号は、上流から供給される土砂のために埋没する。また、流れの主流部となる3号および4号の上流側側面では、通水初期に1. 5m～2. 0m程度の局所洗掘を生じるが、次第に埋め戻される傾向にある。5号については、通水前期においては仮締切工上流側隅角部の局所洗掘が進行し、この土砂が供給されるために初期の状態が維持される。しかし、上流の局所洗掘が収まるにつれて供給土砂が減少するので上流側側面で2 m程度の局所洗掘が生じる。

3) 対策工についての考察

仮締切工周辺の局所洗掘については、洗掘深は大きいものの、いずれも狭い範囲に限られていること、

洗掘の原因が仮締切工のごく近傍の流れの局所的な集中であることを合せて考慮すれば、対策工として、図6.5に示すように隅角部の上流面に長さ30m、側面に長さ15mの範囲に捨石もしくはサンドマットを洗掘位置に10m幅で設置すれば仮締切工自体の安全性は確保できるものと見られる。

また、堰柱基礎部については、3号、4号および5号の上流側側面で若干局所洗掘が生じる。対策として、捨石などを設置すれば安全性は極めて高いものとなるが、いずれも小規模であるため特に保護工の必要性はないものと考えられる（図6.5参照）。

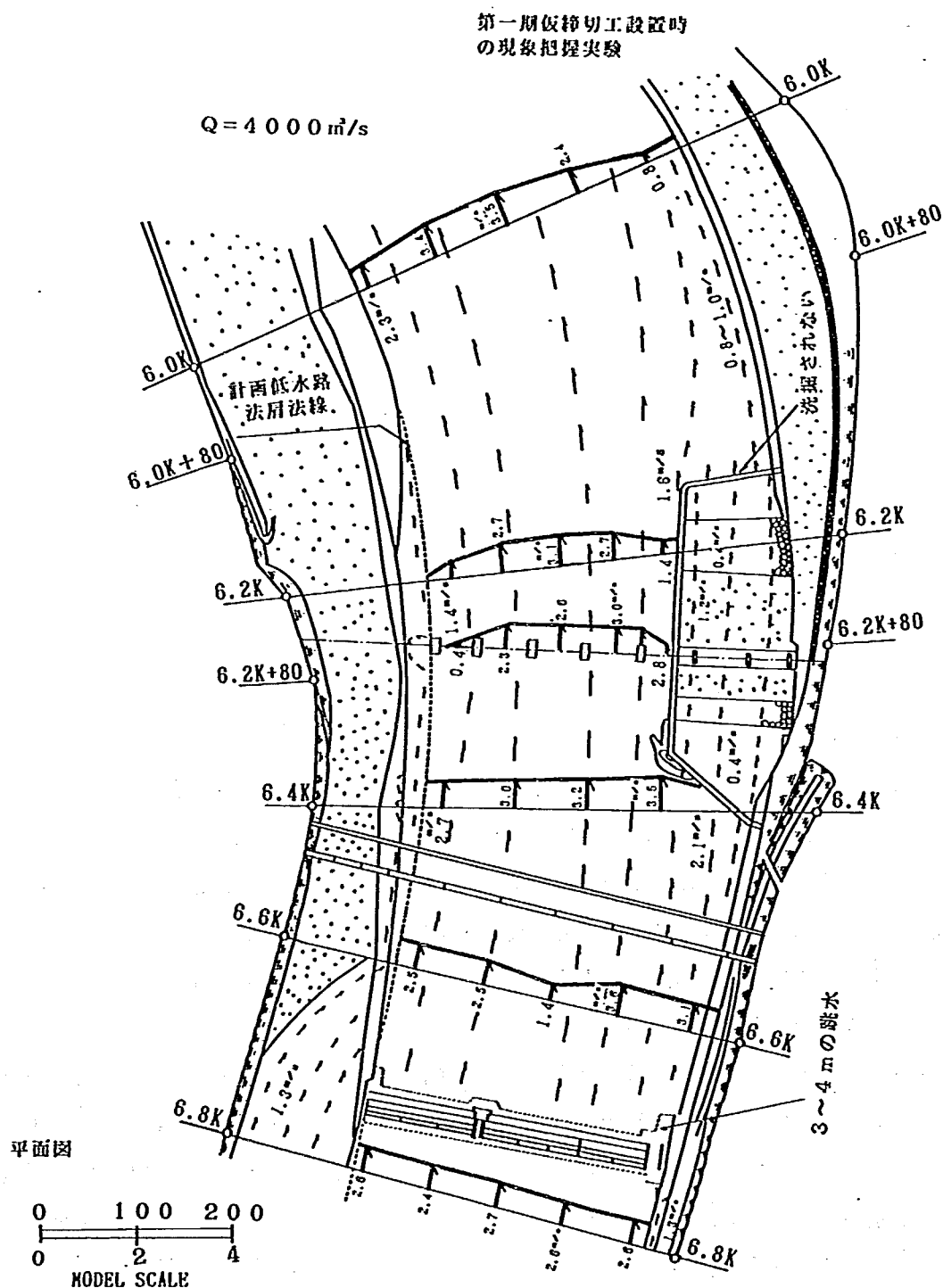


図6.3 流況図

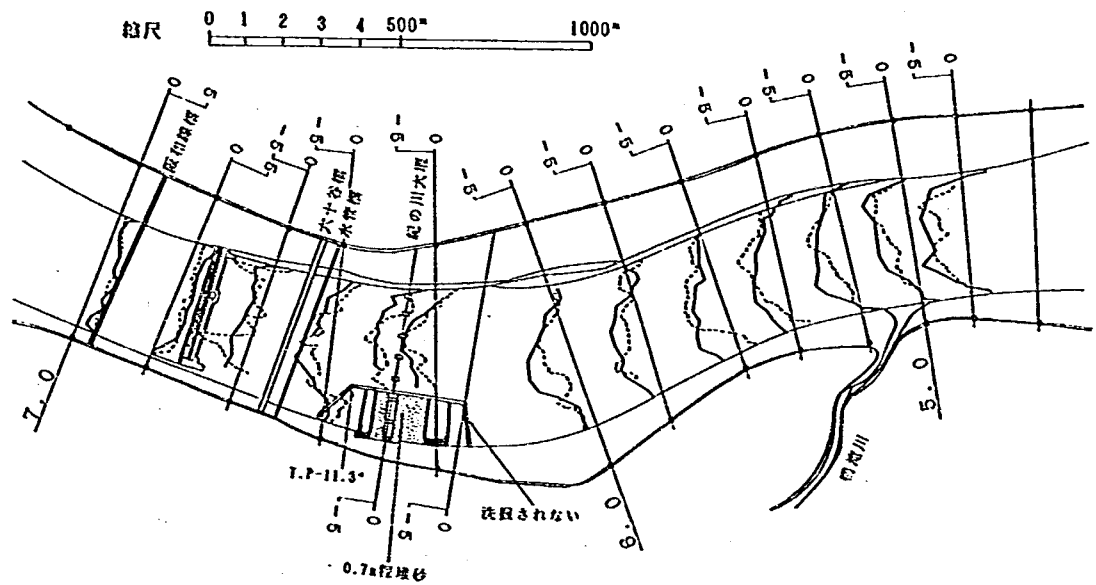


図 6.4 第一期仮締切工設置時の河床変動状況

$Q=000 \text{ m}^3/\text{s}$

潮位 T.P. -1.05m

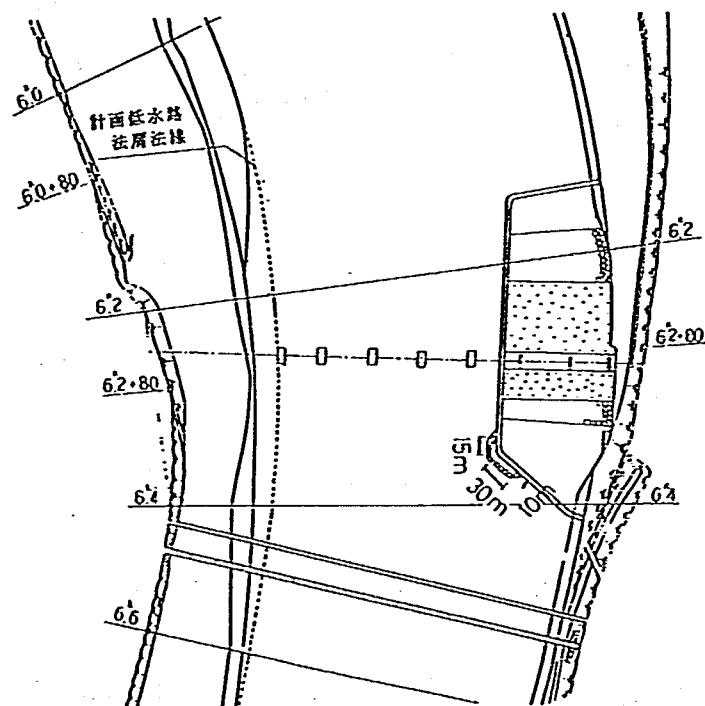


図 6.5 対策工の設置

6.2 第2期仮締切工に関する検討

第2期仮締切工に関する実験は、現象把握実験と対策工実験からなる。現象把握実験は、第二期仮締切工（ $1800 \text{ m}^3/\text{s}$ 対応、天端高T.P. 2.4m）施工時に、非出水期の最大流量洪水が生じたときの水理的諸問題を把握するものである。対策工実験は、現象把握実験により明らかにされた問題点の対策法を検討するものである。

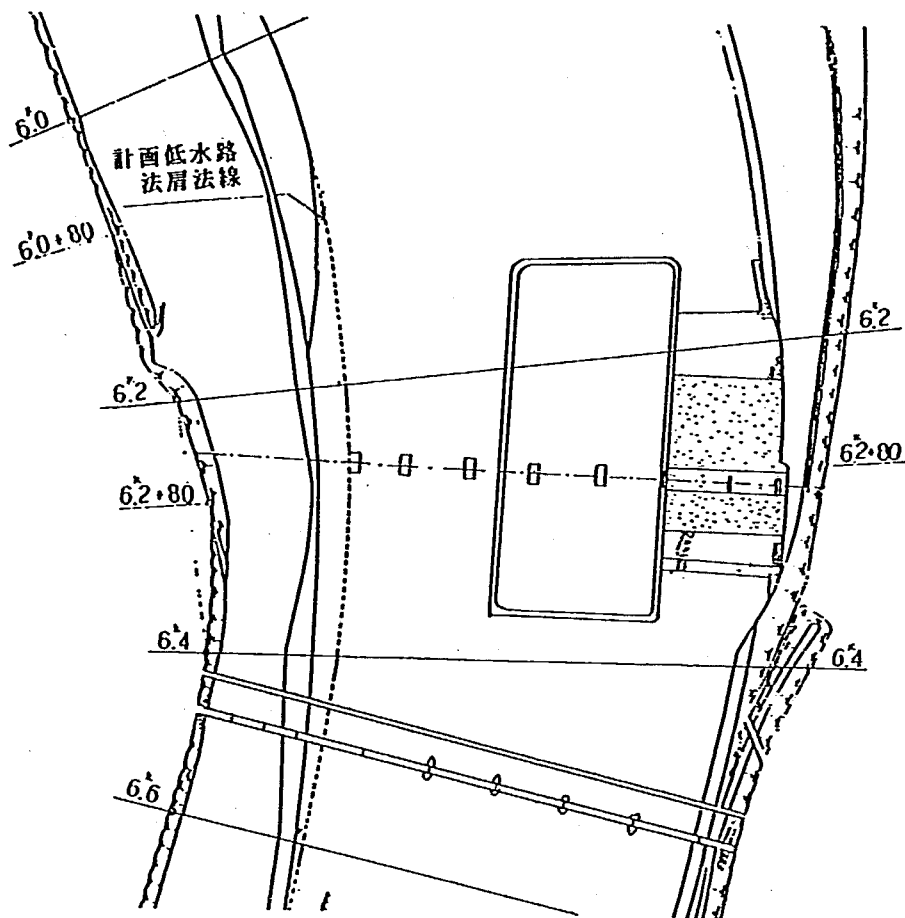


図6.6 第2期仮締切工の設置状況

6.2.1 第2期仮締切工設置時における現象把握実験

1) 実験条件

実験条件は、現地の施工順序を考慮して以下のように定めた(図6.6参照)。

(1) 河道形状

河道形状……現況河道とした。ただし、大堰右岸側6.6km～5.0km区間の高水敷は計画法線形とした。

仮締切工……仮締切工は1800m³/s対応とし、天端高T.P.2.4mに設置した。また、仮締切工の右岸側には堰柱及び床版・コンクリートブロック・捨石を、左岸側には堰柱基礎のみを設置した。

(2) 通水条件

流量……第一期仮締切工のときと同様に、流量は4000m³/sとした。

潮位……第一期仮締切工のときと同様に、潮位は朔望平均干潮位(T.P.-1.05m)とした。

(3) 対策工

なし

2) 実験結果

(1) 水位について

得られた水位・河床縦断面図を図6.7に示す。

仮締切工設置時に水位の面で問題となる可能性のあるのは河積阻害による上流水位の堰き上げである。水面形に注目した場合、第2期仮締切工直上流で河道の中央の水位はやや堰き上がり、6.4 km断面上において水位はT.P. 3.5mとなった。また6.4 km断面上の左岸の水位はT.P. 3.2m、右岸の水位はT.P. 3.3mとなった。これらはいずれもH.W.L. よりも低く、特に問題とはならない。

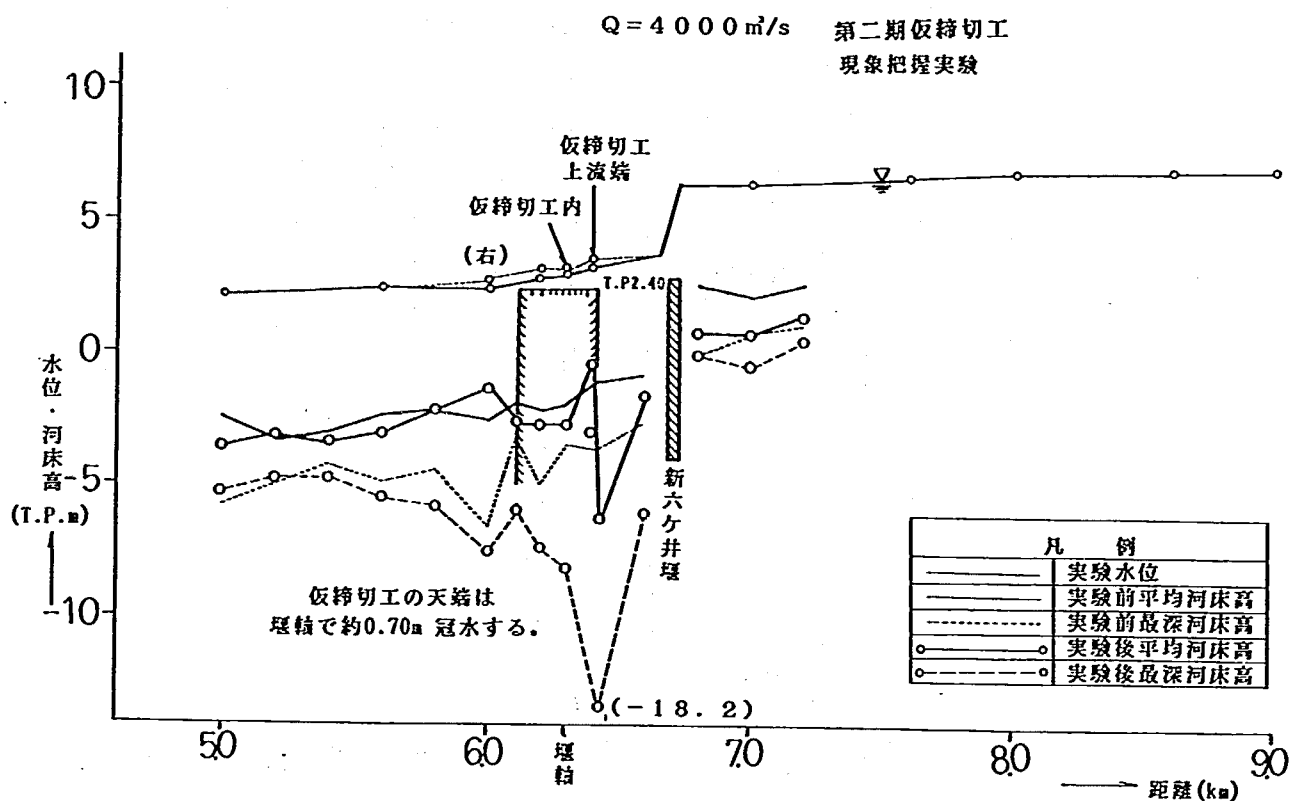


図6.7 水位・河床高縦断面図

(2) 流況について

本実験により得られた流況を図6.8に示す。

締切工上流の流速はおよそ2.7m/s程度で、主流部は中央よりやや右岸側に寄る。流れの下層部は仮締切工のほぼ中央で左右に分流する。右岸側の平均流速は約2.6m/sであり、主流部は右岸側に片寄る。左岸側の平均流速は約2.5m/sで、主流部は左岸側河道のほぼ中央に位置する。流れの上層部は左右に分かれずそのまま仮締切工上を通過する。仮締切工上流側矢板上の流速はおよそ2m/s程度であるが、仮締切工内中央付近では約0.5m/s程度に減速する。仮締切工側面近傍では流速は1m/s程度である。

仮締切工上流面では側壁に沿い下方向に沈みこむ段落ち特有の剝離渦が生じる。特に上流部の剝離渦は矢板近傍より土砂を奪う方向に作用するので、この地点における局所洗掘が懸念される。

10分後には隅角部の河床はT.P. -11.0m, 20分後にはT.P. -13.0m, 1時間後にはT.P. -14.5まで低下する。その後、洗掘速度は遅まるものの、4時間後には上流側左右隅角部の河床ともT.P. -17.0m程度にまで下がり、模型床版が露出する。洗掘範囲は洗掘深の増大に伴って広がる。このため、仮締切工自体の安全性が懸念され、局所洗掘を軽減する対策工が必要と考えられる。

仮締切工下流の隅角部では、通水開始より20分後までは局所洗掘が発達し、洗掘深は3m~4mに達する。その後、上流隅角部に形成される局所洗掘から土砂が供給されるため局所洗掘は若干埋め戻される。

上流面の矢板の前面では、矢板を乗り越える流れにより生じるはく離渦により1m~2m程度の洗掘を生じる。下流面の矢板の後面でも洗掘を生じるものの、その程度は非常に軽微である。

・堰柱基礎周辺の河床変動について

仮締切工右岸側の既設の堰柱基礎周辺では河床変動はかなり激しいが、これより上流の仮締切工上流隅角部に生じる大規模な局所洗掘から多量の土砂が供給されるため、堰柱基礎周辺では局所洗掘が生じない。しかし、模型時間で約1時間後、仮締切工隅角部の局所洗掘がほぼ平衡状態となるために土砂の供給が減少し、2号ケーソンの周辺で局所洗掘が発達する。2時間後にはT.P. -8.0mの模型河床が露出する。

以上の結果より、第2期仮締切工設置時に非出水期における最大流量を通水した場合には仮締切工自体の安全度がかなり低下することが明らかとなった。このため、安全性を確保するには対策工を設置する必要がある。

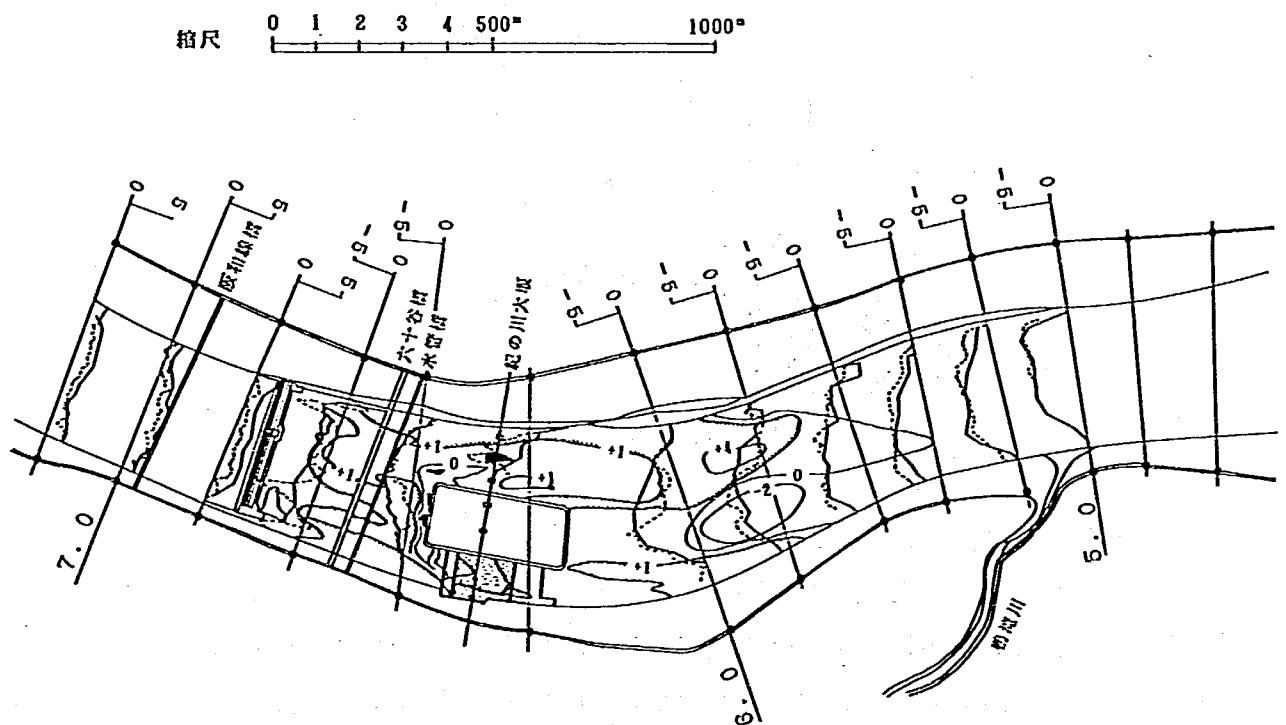
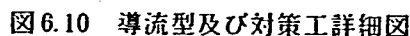


図6.9 第二期仮締切工設置時の河床変動状況

1) 実験条件

河道条件および通水条件は、対策工の効果を把握するため、現象把握実験と全く同様とした。

第2期仮締切工(4300 m^3/s 対応)に流量4000 m^3/s を通水する実験は、過去において縮尺1/50模型を用い行われ、局所洗掘に対する最適な対策工が求められている(この結果については、紀の川大堰水理模型実験報告書の中で詳しく述べられている)。この実験と本実験の設定条件を比較すると、仮締切工の形状がやや異なる程度である(本ケースは1800 m^3/s 対応)。そこで今回の実験では、縮尺1/50模型実験結果を尊重し、これと全く同じ対策工を設置した。対策工の概要を以下に述べると同時に、その設定状況を図6.10に示す。



- 流れの集中が特に著しく大規模な局所洗掘が生じた仮締切工上流左岸側隅角部には導流壁を設置した。導流壁としては25mの不透過導流壁を仮締切工より上流に延ばし、さらに流れを分散させるためにその先に透過導流壁をさらに25m延したものである。また、導流壁周辺の局所洗掘を防ぐためにその周辺に捨石工（現地粒径約40cm）を施工した。

- 118 -

既に完成している紀の川大堰左岸側の護床工を保護するため、護床工前面に捨石を10m行った。大堰護床工上流部は対策工と同じ捨石工であるため、対策工設置後は護床工を10m延長した形となる。

・右岸側低水路護岸沿いの根固工

流れのあたる6.0km±80m～6.0kmの右岸側低水路護岸沿いに幅5mの根固工を設置した。

2) 実験結果

(1) 水位について

本実験により得られた水位・河床縦断面図を図6.11に示す。

左岸側の河床を掘削したため河積が広がり、およそ6.0km地点より新六ヶ井戸堰のある6.8kmまでの区間で水位は20cm～30cm程度低下した。また、導流壁を設置したことによる水面形への影響は特に見られなかった。

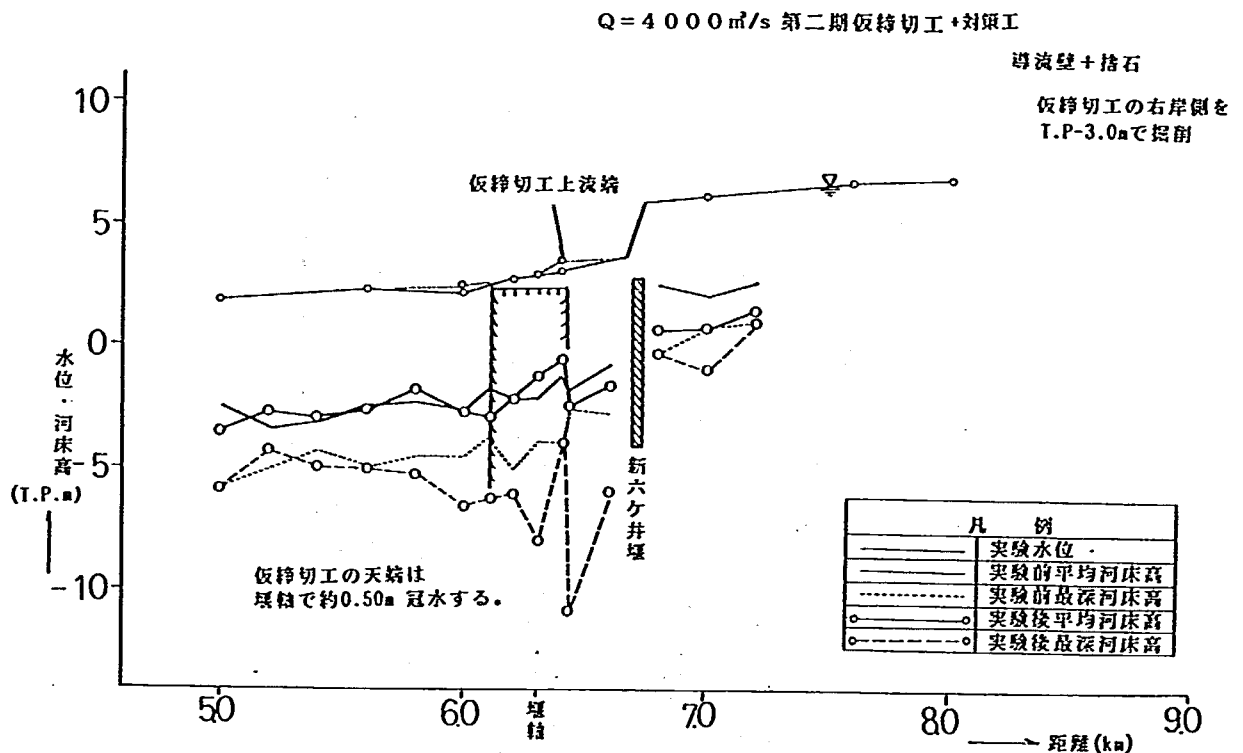


図6.11 水位・河床高縦断面図

(2) 流況について

本実験により得られた流況を図6.12に示す。

導流壁を設置したことにより、仮締切工の上流右岸側の隅角部へ集中した流れは導流壁の先端に移動した。その他の地点の流れは現象把握実験のときとほとんど変わらない。

(3) 河床変動について

河床変動状況を図6.13に示す。

・仮締切工周辺の河床変動について

現象把握実験の際に上流右岸側隅角部に生じた局所洗掘は、導流壁の影響により仮締切工右岸側に移動した。この局所洗掘は模型床版が露出する大規模なものであるが、仮締切工より離れた位置に

あるので特に問題とはならない。また、導流壁を設置したことにより、上流面の矢板を乗り越える流れは減少し、矢板前面に生じる局所洗掘は1m以下に軽減された。

側現象把握実験の際に上流左岸側隅角部に生じた局所洗掘は、隅角部に捨石工を設置したことにより発生しなかった。また局所洗掘を防止したことにより、下流への土砂供給が減少したため堰床版上の土砂堆積量は減少した。

・堰柱基礎周辺の河床変動について

右岸側の河床を掘削し河積を広げたためにこの区間の河床は低下せず、堰柱基礎の周辺では局所洗掘は発生しなかった。

以上の実験結果により、第2期仮締切工設置時には、上記の対策工を設置することにより河道構造物周辺の局所洗掘を軽減できることが明らかとなった。

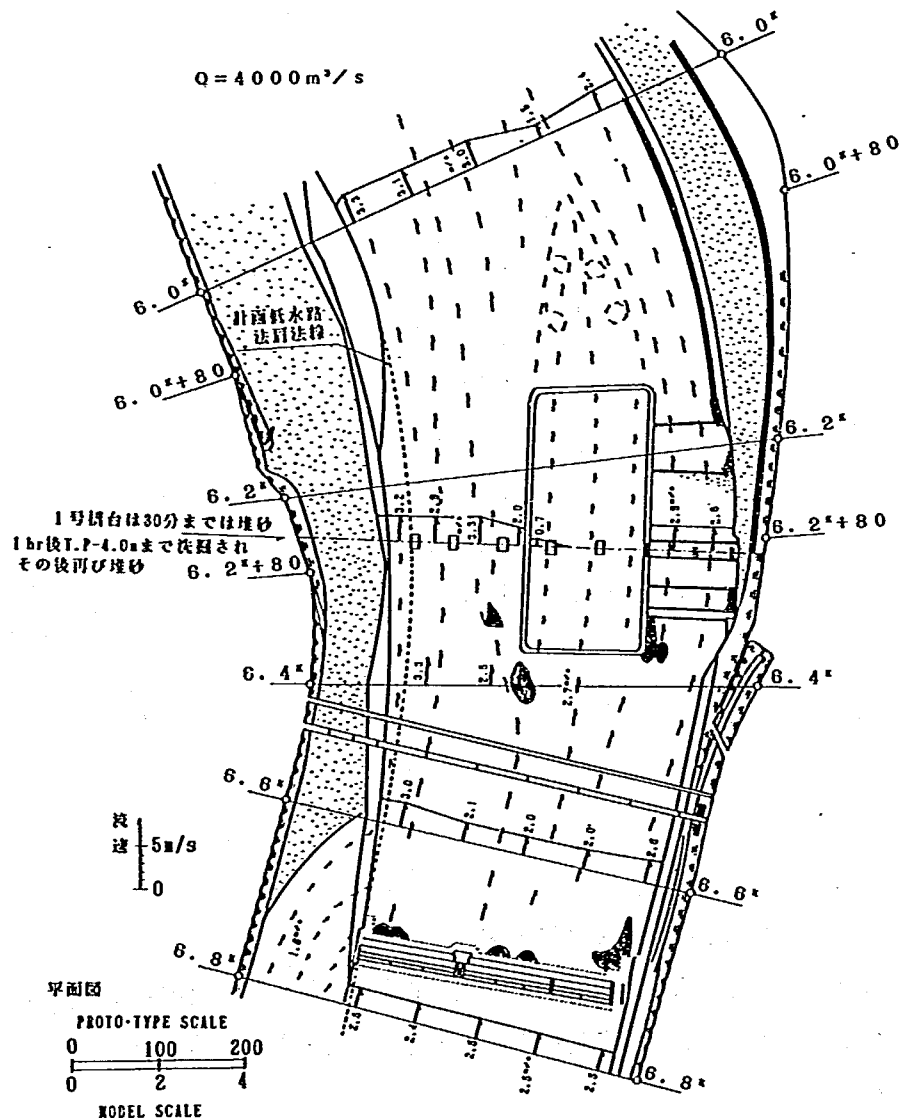


図6.12 流況図

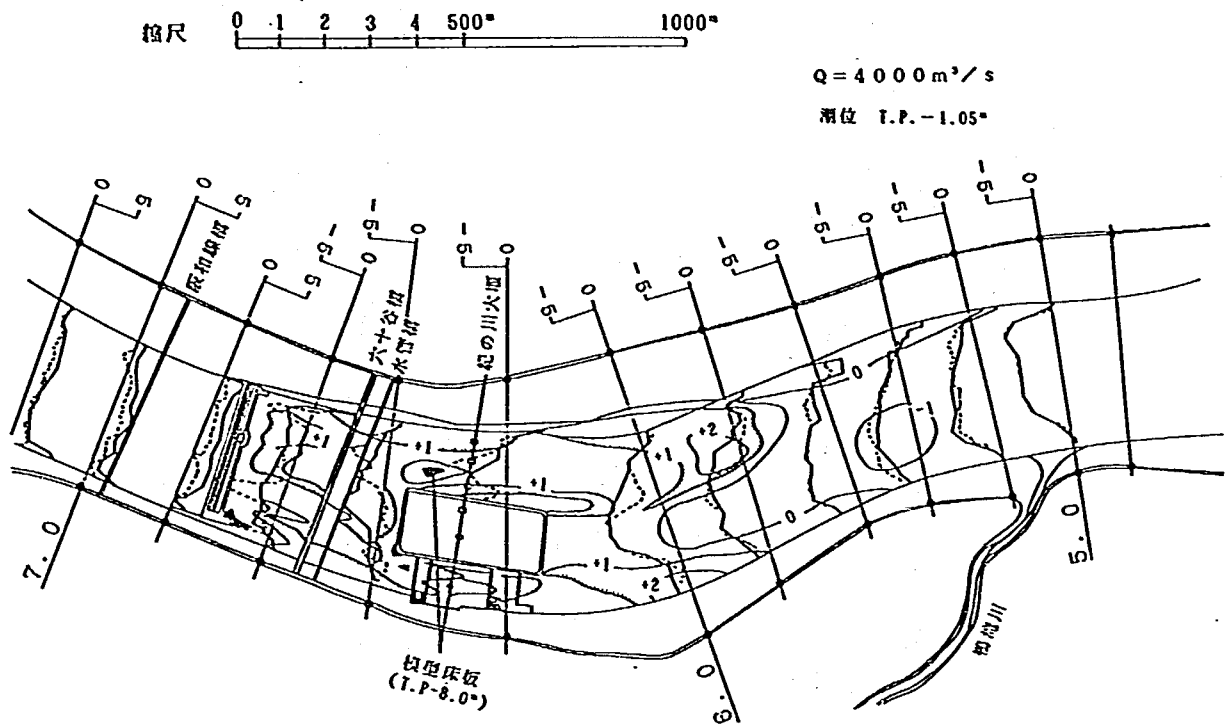


図6.13 第二期仮締切工+対策工設置時の河床変動状況

6.3 第3期仮締切工に関する検討

第3期仮締切工に関する実験は、現象把握実験、対策1案実験および対策2案実験からなる。現象把握実験においては、第3期仮締切工設置時に8000m³/sを通水したときの河床変動に係わる問題点を把握する。対策1案実験においては、現象把握実験により明らかになった問題点の対策を行なう。対策2案実験では、対策1案実験で検討した局所洗掘対策工に加え、さらに抜本的な河道修正を行なった。

6.3.1 第3期仮締切工設置時の現象把握実験

1) 実験条件

実験条件は、現地の施工順序を考慮して以下のように定めた(図6.14参照)。

(1) 河道形状

河道形状……現況河道とした。ただし、大堰右岸側6.6km~5.0km区間の高水敷は計画法線形とした。
仮締切工……仮締切工は4300m³/s対応とし、天端高T.P.4.3mに設置した。また、仮締切工の右岸側には完成した堰柱及び床版・コンクリートブロック・捨石を設置した。

(2) 通水条件

流量……流量は既往最大流量に近い8000m³/sを通水した。
潮位……仮締切工周辺の河床変動にとって最も厳しい条件となるよう、潮位は朔望平均干潮位(T.P.-1.05m)とした。

(3) 対策工

なし

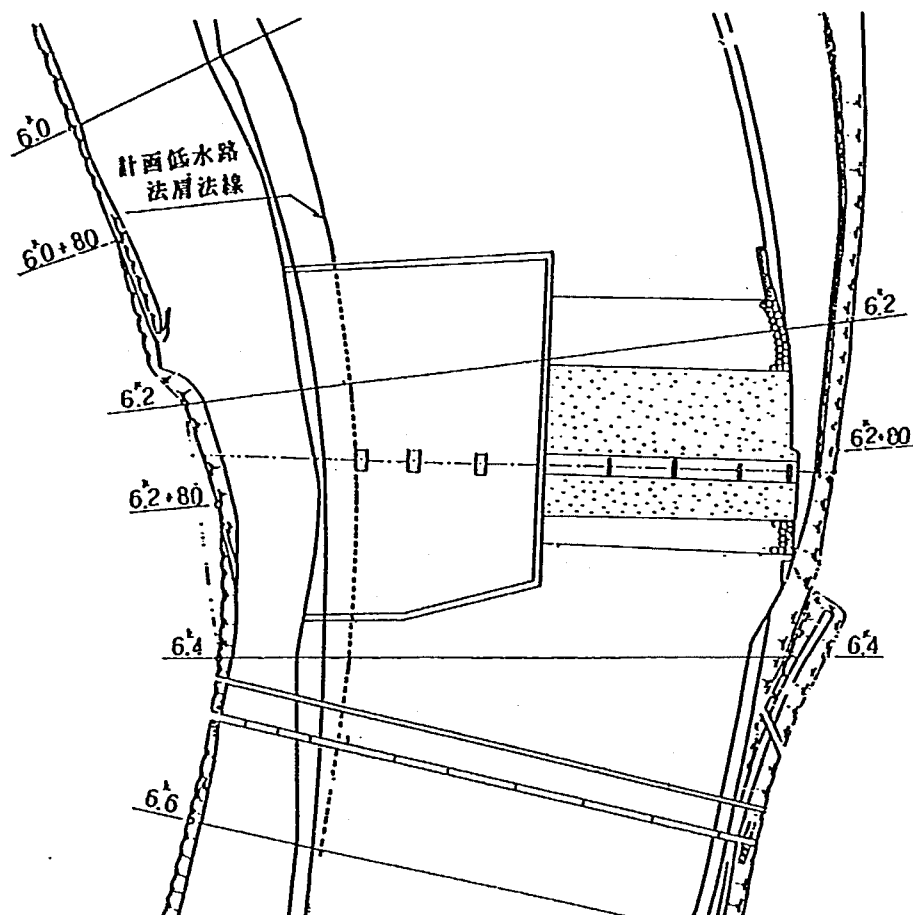


図6.14 第3期仮締切工の設置状況

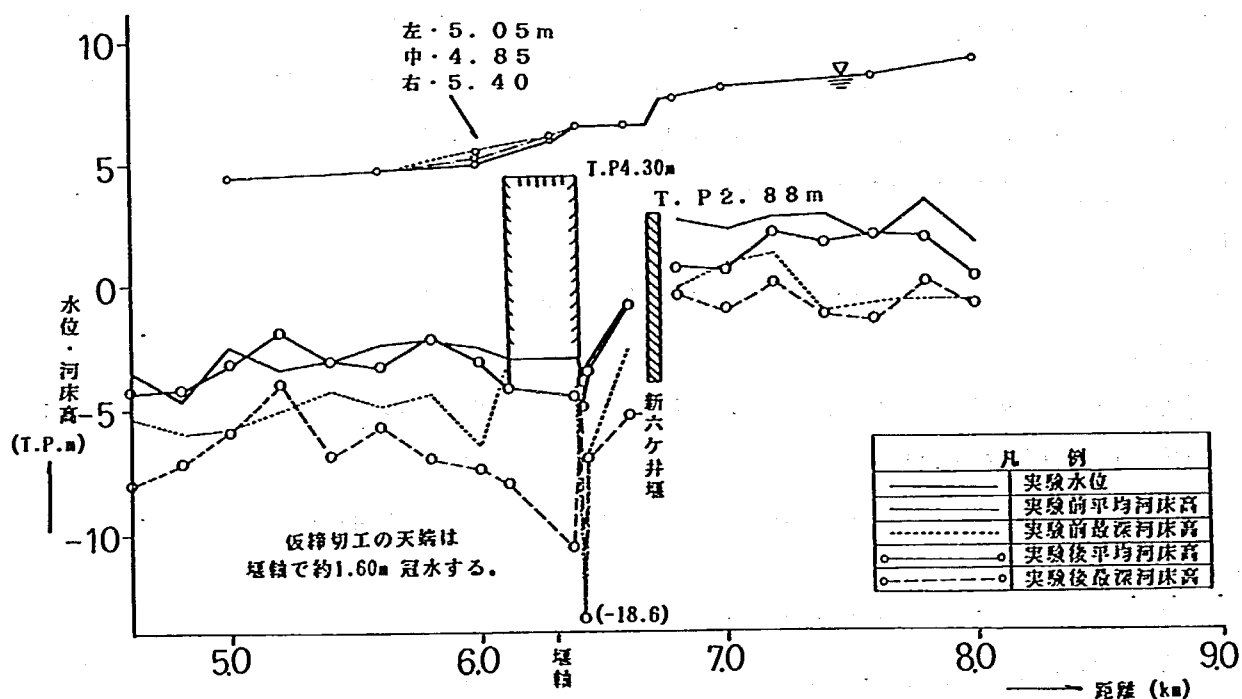


図6.15 水位・河床高縦断図

$Q=8000\text{ m}^3/\text{s}$ 第三期仮締工

2) 実験結果

(1) 水位について

本実験で得られた水位縦断面図を図6.15に示す。

水位は全般的に見て特に高い箇所はなく、最もH.W.L.に近づく新六ヶ井堰の直上流の7.0km地点でもH.W.L.よりも0.15m程度低い状況となっている。仮締切工上の水深は、仮締切工上流面上で約2m、堰軸上で約1.6mである。一方、水面形に注目すれば、仮締切工上流端で堰き上がり、限界水深の発生する新六ヶ井堰までの区間の水面勾配はほとんどない状況となった。

(2) 流況について

本実験により得られた流況図を図6.16に示す。

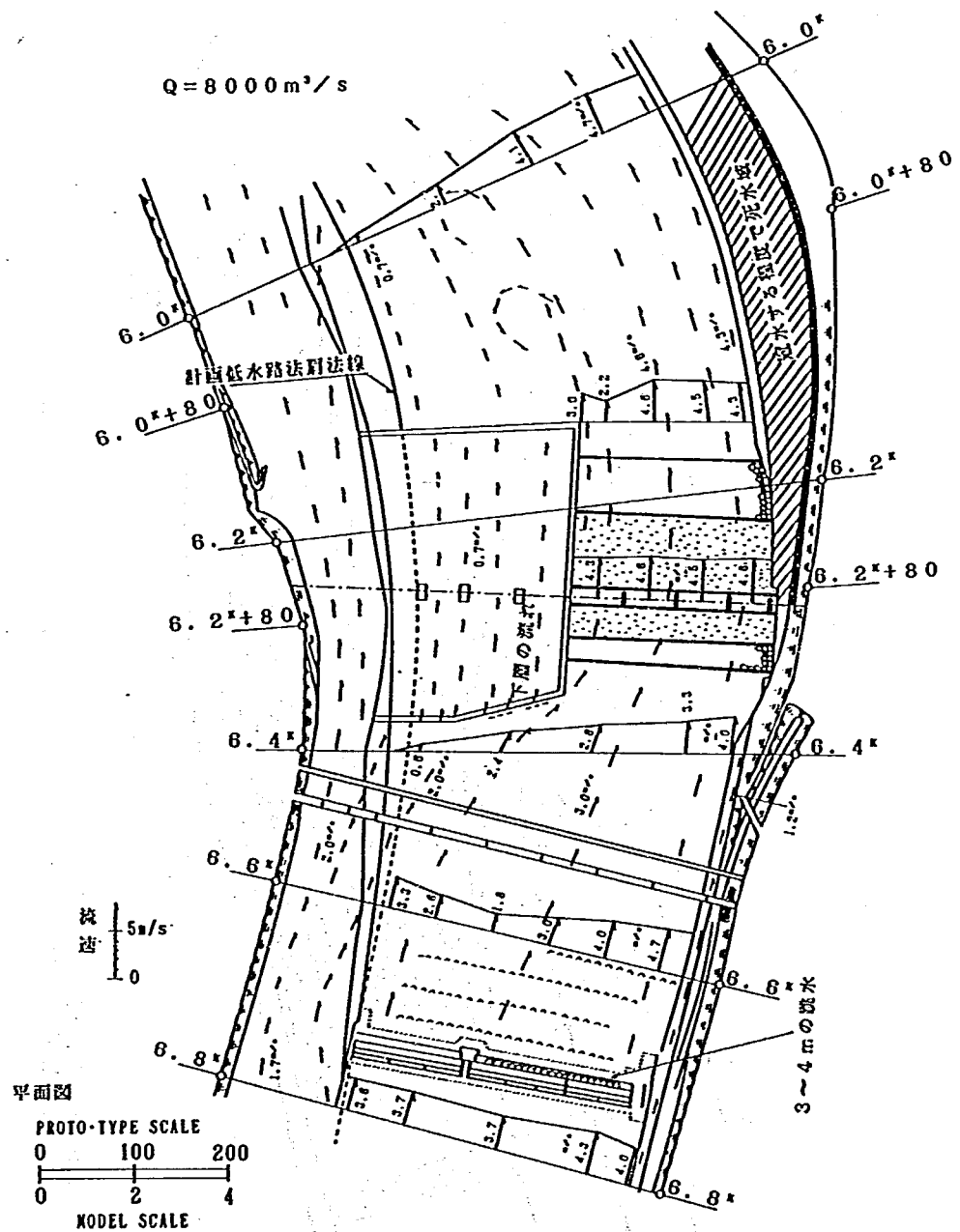


図6.16 流況図

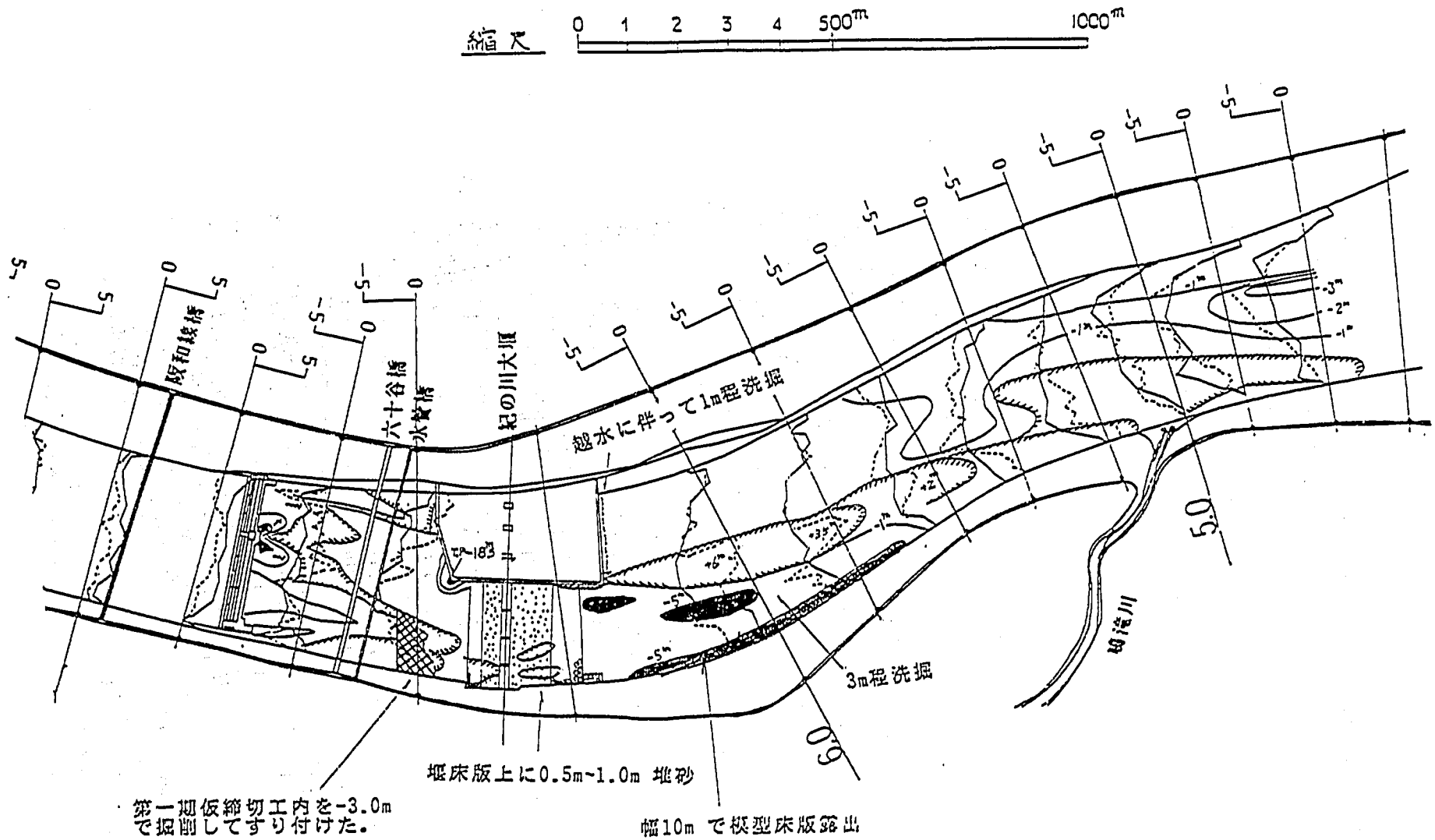


図 6.17 第三期仮締切工設置時の河床変動状況

$Q = 8000 \text{ m}^3/\text{s}$

潮位 T. P. -1.05m

新六ヶ井堰を越流した流れは横断方向に一樣な流れであるが、仮締切工の影響により左岸側の流れは下流に行くに従い次第に右岸側により、仮締切工上流側隅角部に集中した。また、仮締切工直上流の流れは上層と下層に分離した。上層は直進し、仮締切工上を通過し、その際に、壁際で形成される剝離域内で壁に沿い上昇する方向に回転する剝離渦を生成した。下層は仮締切工の上流面に沿い、隅角部に集中した。なお、仮締切工上の流速は小さくおよそ 0.7m/s である。また、完成した大堰上の流れは速く、およそ 4.5m/s である。この流れは仮締切工の下流端で剝離する。

(3) 河床変動について

本実験で得られた河床変動状況を図6.17に示す。

・仮締切工周辺

上流側隅角部では通水直後より洗掘が始まり、最終的には 15m 以上の洗掘を生じる。

下流側の隅角部では、通水後局所洗掘が発生し、一旦T.P. -8m まで河床は低下するが、その後上流側隅角部の局所洗掘からの土砂供給があるため埋め戻され、最終的な河床低下量は 1m 程度である。

下流面の矢板の直下流では矢板を越流する流れが落ち込むために 2m 程度の洗掘を生じる。

・紀の川大堰周辺

仮締切工右岸側の完成した紀の川大堰護床工の下流では、平均で 4m 程度の著しい河床低下を起こす。特に高水敷河岸沿いでは、 5.6km から 6.2km にわたって少なくとも 5m の河床低下が生じ（模型床版が露出する洗掘であり、さらに深く掘れる可能性がある）、この区間の護岸が破壊されることが予想される。また、河床低下に伴い紀の川大堰護床工下流部は幅 10m にわたり約 1m 沈下し、捨石工の下流端は若干崩壊した。このため、護床工を維持する対策工が必要であると考えられる。

6.3.2 第3期仮締切工設置時の対策工実験（対策1案実験）

1) 実験条件

(1) 河道条件・通水条件について

通水条件は現象把握実験と全く同様である。

(2) 対策工について

対策工の設置状況を図6.18に示す。

・仮締切工周辺

流れの集中により激しい河床低下を起こした上流側の隅角部には、流れの集中を分散させ、局所洗掘位置を仮締切工から離すことを目的に、導流壁および捨石工（導流壁の周りに 10m ）を設置した。

これは、縮尺 $1/50$ の模型で検討を行ない、十分な洗掘防止効果を発揮した導流壁と全く同じものである。導流壁の諸元は杭径 0.3m 、杭間 1.0m 、千鳥2列配置である。

・堰護床工の延長

仮締切工右岸側の完成した紀の川大堰の護床工の一部である捨石工は現象把握実験において上下流ともに周辺河床の低下とともに沈下した。そこで、堰護床工の沈下を防止する河床低下対策工として捨石工を上下流とも 10m 延長した。

・護岸根固工の設置

河積が小さく大規模な河床低下をひき起こした大堰～5.5kmの間では、河岸の安全度を高めるために護岸根固工を幅10m、厚さ2mで設置した。根固ブロックとしては1.4t程度のものを用いた。

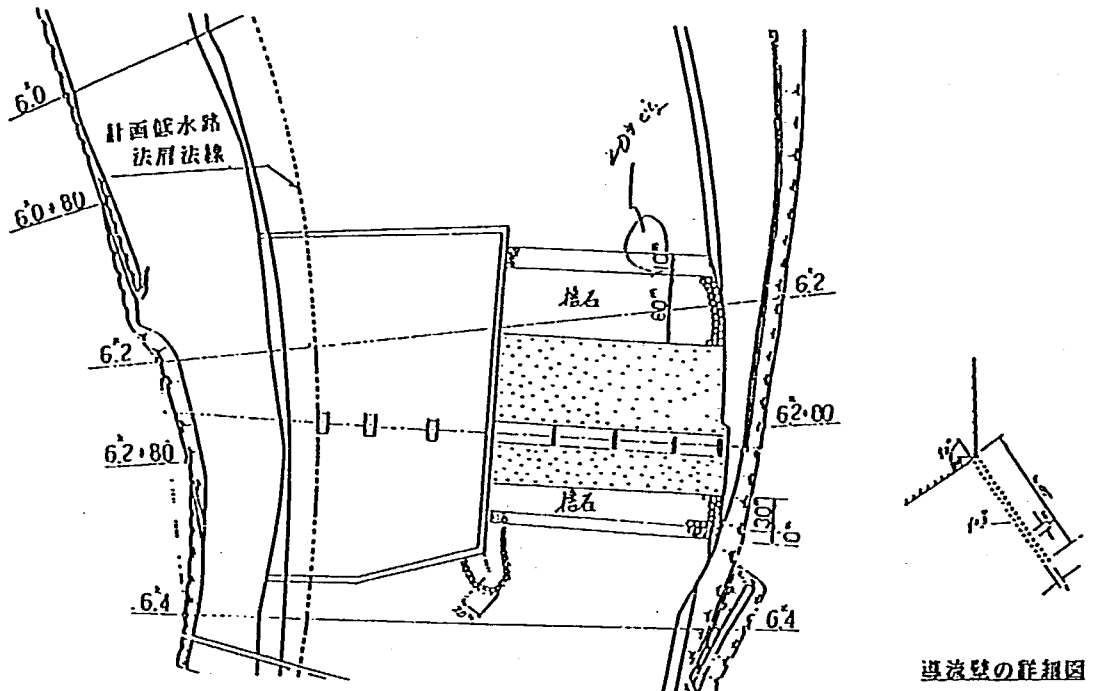


図6.18 第三期仮締切工対策案(I)詳細図

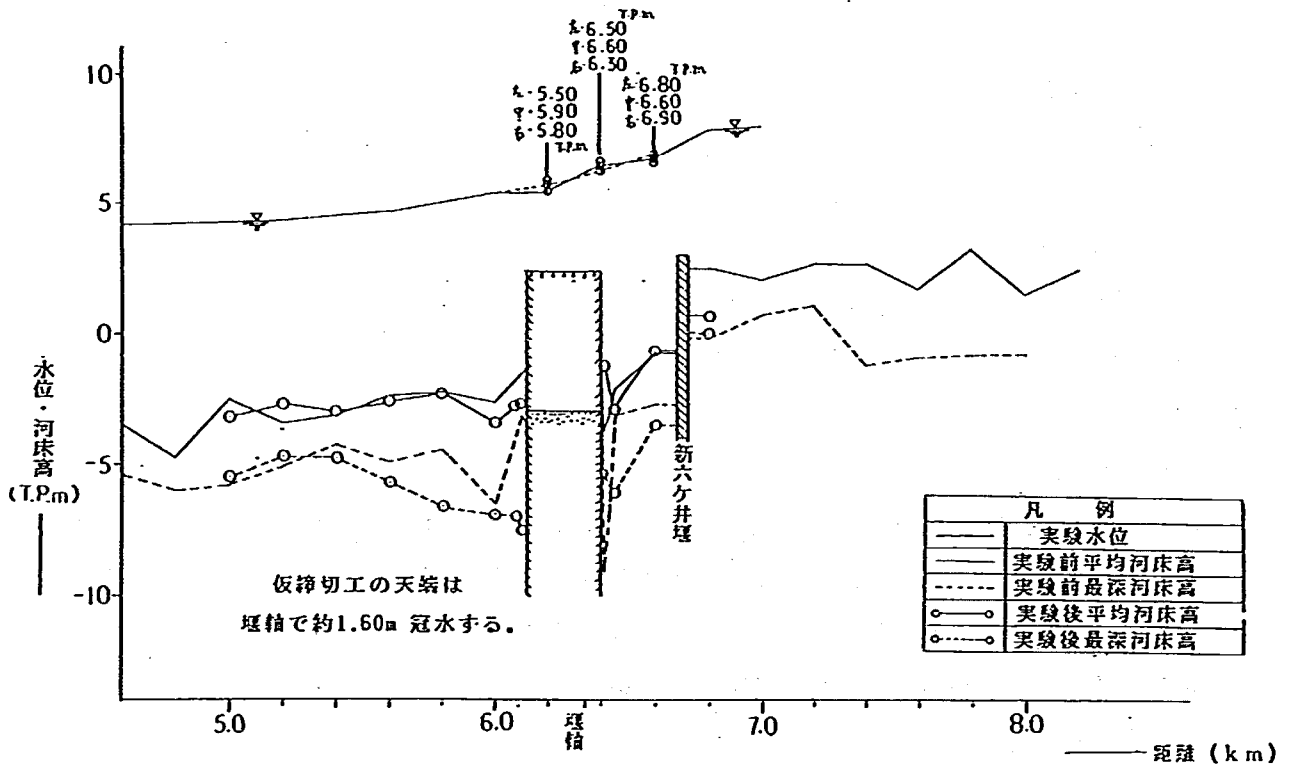


図6.19 水位・河床高縦断面

$Q = 8000 \text{ m}^3/\text{s}$

第三期仮締切工+対策案(I)

2) 実験結果

(1) 水位について

本実験により得られた水位縦断面図を図6.19に示す。

前ケースと比べ、水面形は全般的には変わらない。導流壁を設置したことによる影響は、6.4km地点の河道中央で0.2m、左岸側で0.1m程度の堰き上げが見られる程度であり、特に問題点はない。

(2) 流況について

本実験で把握した流況を図6.20に示す。

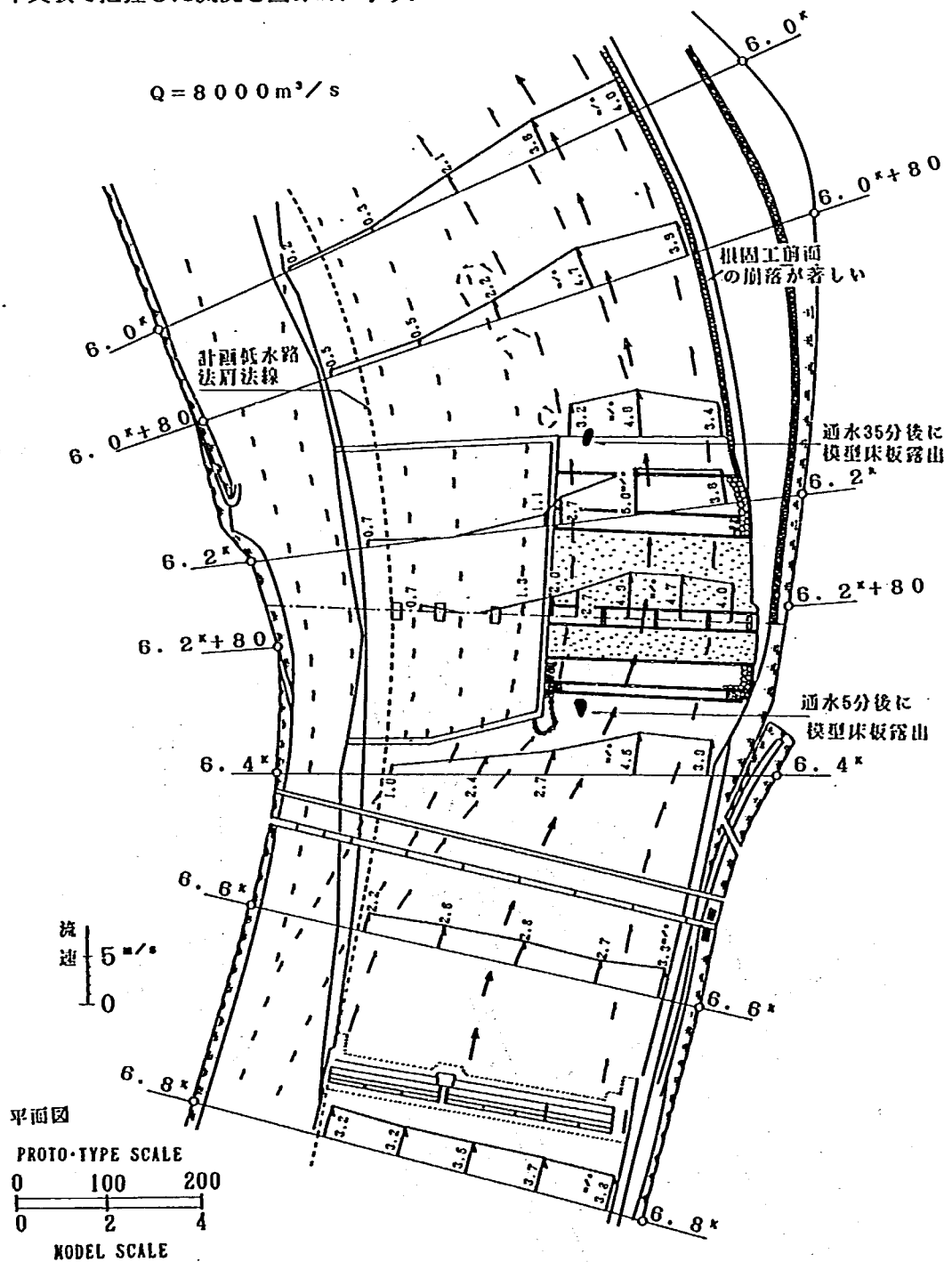
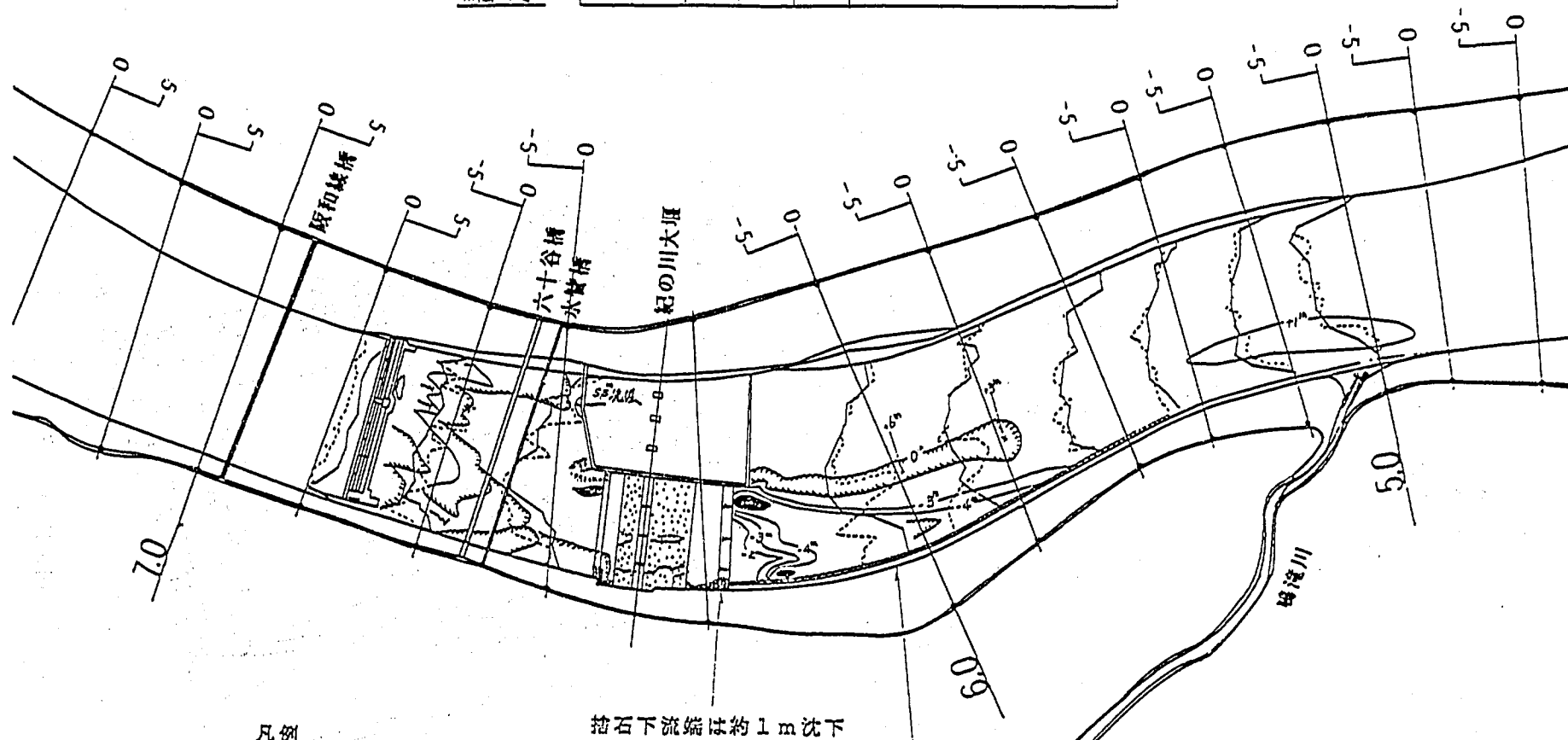


図6.20 流況図

縮尺 0 1 2 3 4 500^m 1000^m



凡例

	砂堆
	模型床版露出

捨石下流端は約1m沈下

低水設岸前面に設置した
幅10mの根固工は、
先端部3mは崩落

$Q = 8000 \text{ m}^3/\text{s}$

潮位 T.P. -1.05m

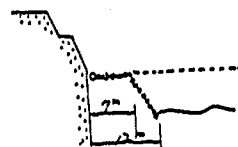


図6.21 対策1案実験

導流壁を設置したことにより、仮締切工上流側隅角部への流れの集中は緩和される。仮締切工を乗り越える流れはやや増加したものの、流速値は小さく特に問題はない。

仮締切工右岸側の完成した堰上の流速はおよそ 4.0m/s ～ 4.9m/s と大きく、護床工に用いたコンクリートブロックなどが流出する可能性がある。この流れは直進性が強く、紀の川大堰からおよそ 5.8km の区間では右岸側低水護岸に集中する傾向がある。

(3) 河床変動について

本実験により得られた河床変動状況を図6.21に示す。

・仮締切工周辺

導流壁を設置したことにより、隅角部で発生した局所洗掘は導流壁の先端約 40m 地点に移動した。局所洗掘はT.P. - 8.0m の模型床版が幅 20m 、長さ 50m に渡って露出する大規模なものであった。この洗掘により導流壁の周りの捨石工の端部は若干崩壊したところもあったが、その程度は小さく、導流壁の安定性には問題はない。以上により、仮締切工自体の安全性は確認された。

・紀の川大堰周辺

紀の川大堰上流部では、前に述べた導流壁の先端に生じた局所洗掘により、上流側に延長した捨石工が一部崩壊したものの、堰護床工には影響はなかった。紀の川大堰下流側では、堰下流の河床低下が著しいために、下流側に延長した捨石工は幅 10m に渡って約 1m 沈下した。

・大堰下流部

堰下流部から 5.8km までの区間の河床はおよそ 4m 程度低下した。また、右岸側河岸に設置した根固工の先端では最大洗掘深 4m ～ 5m 程度の局所洗掘が発生し（一部模型床版露出）、これに連行して根固工の先端約 3m が崩壊した。模型において床版が露出した局所洗掘は、現地ではさらに大きくなると考えられるので、根固工の崩壊は模型より進むと考えられ、場所によっては完全崩壊の可能性も残されている。この地点の安全性を確保するには、河積をさらに広げるなどの抜本的な対策が必要である。

6.3.3 第3期仮締切工設置時の対策工実験（対策2案実験）

1) 実験条件

(1) 河道条件・通水条件について

河道条件および通水条件は現象把握実験と全く同様である。

(2) 対策工について

対策工の諸元を図6.22に示す。

・仮締切工周辺

仮締切工自体の安全度を高めるため、対策1案実験において良い効果を発揮した透過型導流壁を設置した。また、対策1案実験においては導流壁の周辺に設置した捨石工が多少崩壊したところがあったので、本実験においては設置範囲を増やし、導流壁の周辺 20m の範囲に捨石工を施工した。さらに、仮締切工を乗り越える流れにより、仮締切工上流面の前面に発生し局所洗掘に対して、上流面矢板の前面に幅 5m の捨石工を設置した（粒径 40cm ）。

・紀の川大堰周辺

対策1案実験と同様に大堰護床工捨石を上下流とも10m延長した。特に上流側では、対策1案実験で見られた導流壁による局所洗掘位置の変化を予想し、その地点に捨石工をさらに追加した。

・紀の川大堰下流

前ケースで問題となった仮締切工下流の大規模な河床低下を軽減するには、河積を増大する必要があると考え、6.2km～5.0km右岸側高水敷の造成を堰完成後に行なうものとし、この区間の高水敷は現況のままとした。また、6.2km～5.7km区間の河岸沿いに発生する局所洗掘対策として、同区間に現地粒径40cm程度の根固め工を敷厚1m、幅5mに設置した。

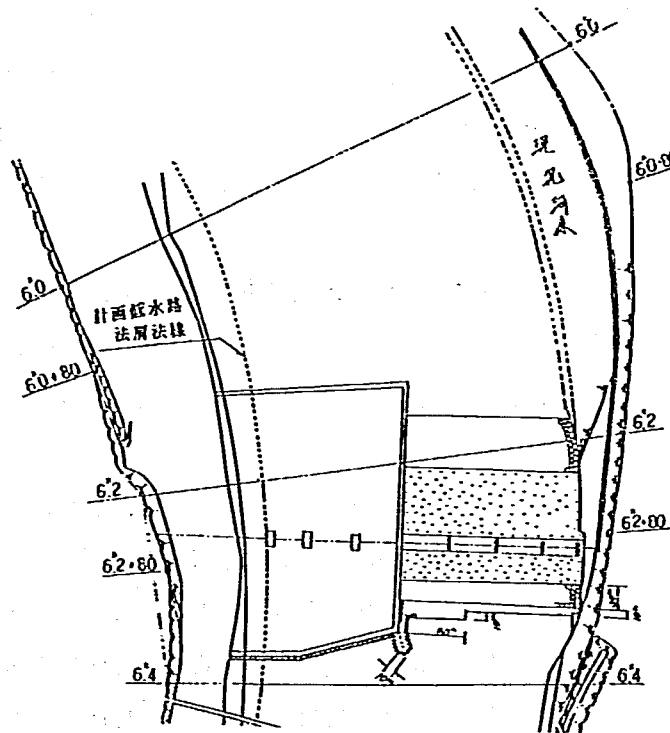


図 6.22 第三期仮締切工対策案(2)詳細図

2) 実験結果

(1) 水位について

本実験で得られた水位縦断面図を図6.23に示す。

水位は、対策1案実験のときと特に変化はなかった。対策1案実験と比べて堰下流の河積は広がっているため、流速の減少に伴う河床低下量の減少が期待できる。

(2) 流況について

本実験で把握された流況を図6.24に示す。

仮締切工周辺及び上流の流れは対策1案実験と比べて特に変化はない。仮締切工の下流側では河積の増大に伴い流れの分散傾向が見られ、対策1案実験に比べ流速は約1割減少する。しかし、低水路法線を変更したために主流線は対策1案に比べさらに河岸に寄る結果となり、堤防の前面の流速は約3m/s程度となった。

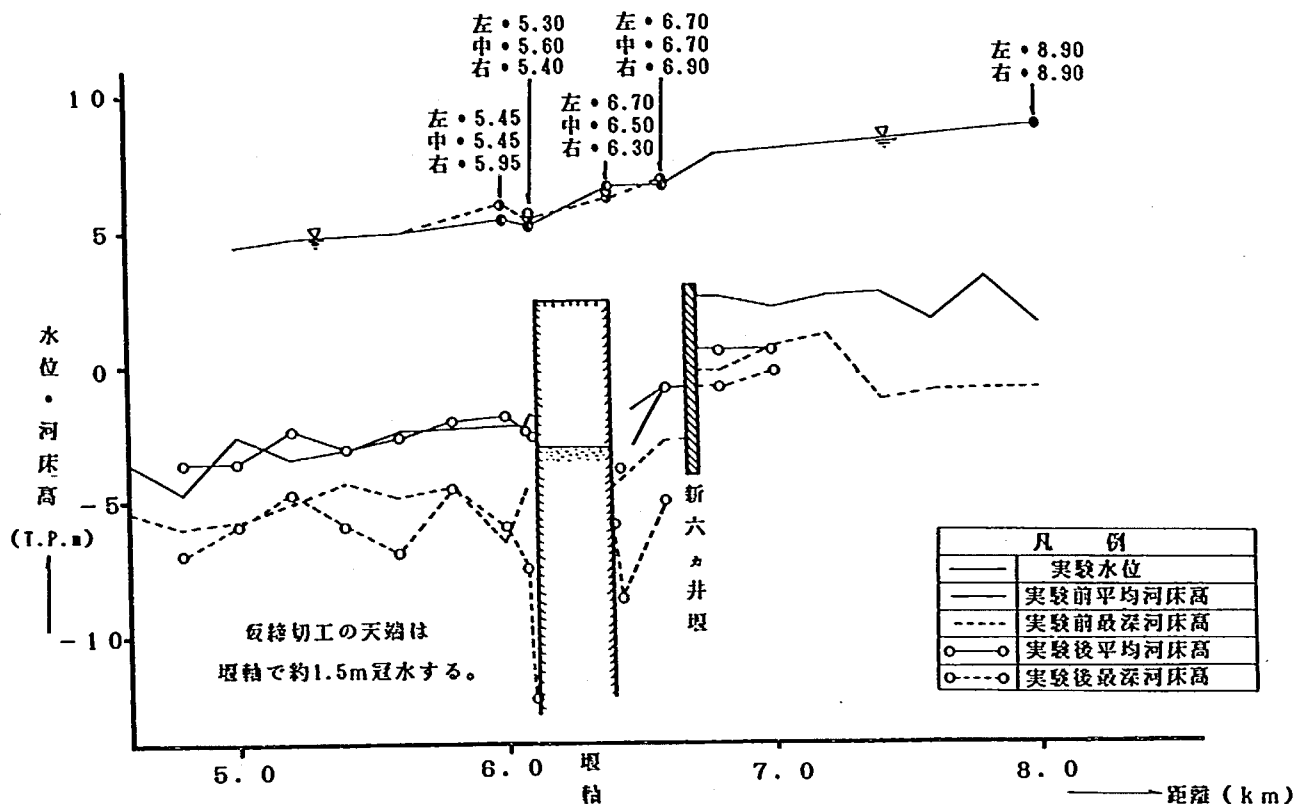


図 6.23 水位・河床高縦断面図

$Q = 8000 \text{ m}^3/\text{s}$

第三期仮締切工 + 対策案(2)

(3) 河床変動について

本実験で得られた河床変動平面図を図6.25に示す。

・仮締切工周辺

対策1案実験と同様に、導流壁を設置したことにより、仮締切工上流側隅角部で発生した局所洗掘は導流壁の先端に移動した。一方、仮締切工下流側隅角部に局所洗掘が生じたものの、洗掘深は約1m程度であった。また、堰護床工の下流部には洗掘深8.3mの局所洗掘が生じたものの、仮締切工・堰護床工から離れているため特に問題はない。導流壁の周辺に設置した捨石工は、ほとんど崩壊することはなかったので、やや過大な対策工であったと言える。導流壁周辺の捨石工としては、対策1案のときの幅10mのもので十分と考えられる。

・紀の川大堰周辺

導流壁により移動した局所洗掘は、延長した上流側の捨石工を若干沈下させるものの、延長前の捨石工には影響を与えない。また、前実験で見られた堰下流の河床低下による護床工の沈下は、堰下流の河床低下が軽減されるためにほとんどなくなった。

・堰下流部

低水路法線を現況河道のままとし、河積を広げたことにより、堰下流部の河床低下は軽減され、その低下量はおおよそ2m程度に留まった。しかし、低水路法線を引いたことにより主流部は河岸に寄り、5.6km～5.9km区間に水衝部を形成したため、この区間の河岸に設置した根固工はすべて崩壊した。さらに根固工を設置しなかった5.2km～5.5km区間の河岸には2m～3m程度の局所洗掘が発生した。根固工の崩壊した6.2km～5.0km区間は高水敷の幅が狭く、堤防にとっては極めて危険な状態にあるといえるので、実際の施工は避けることが望ましい。

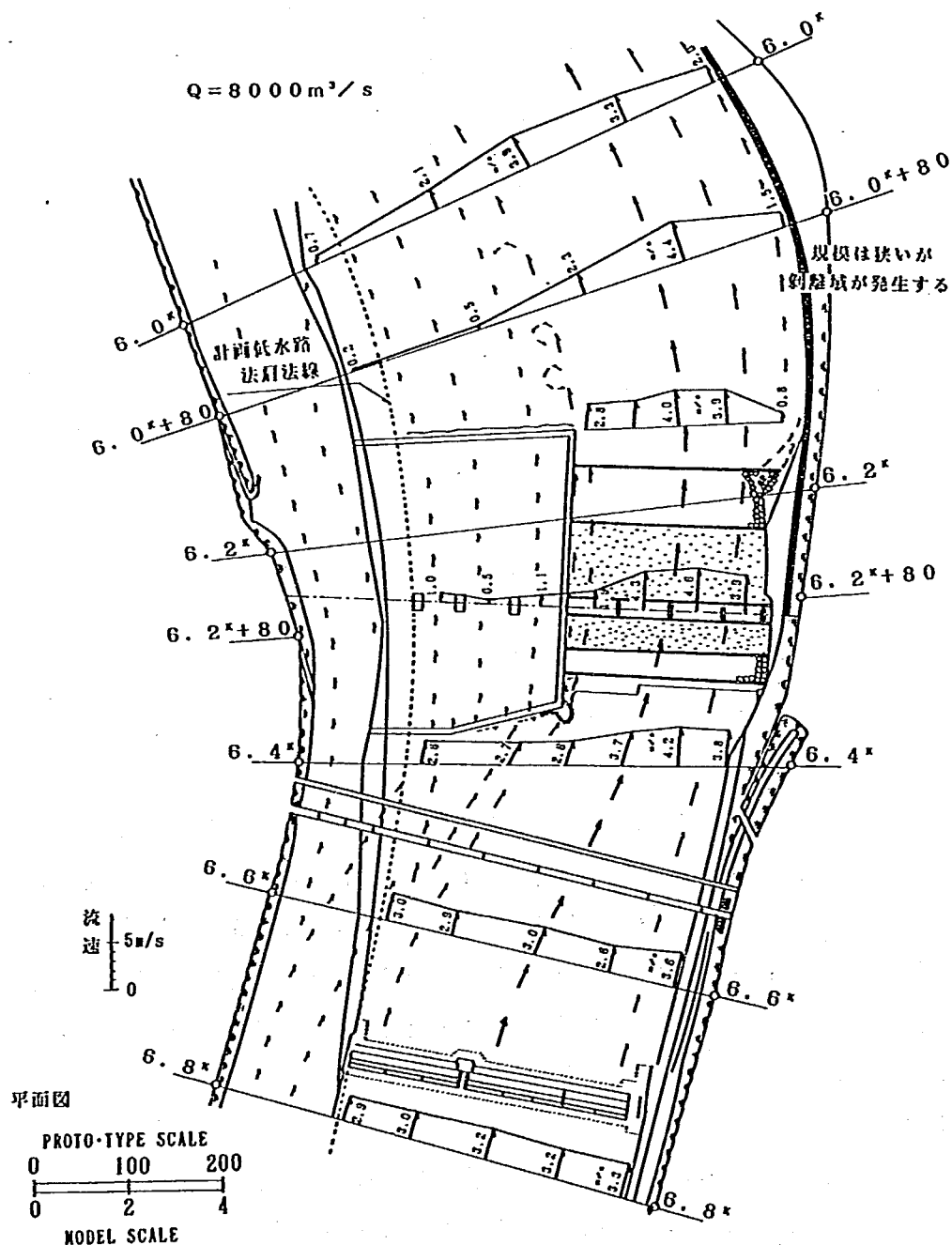


図6.24 流況図

$Q=8000\text{ m}^3/\text{s}$

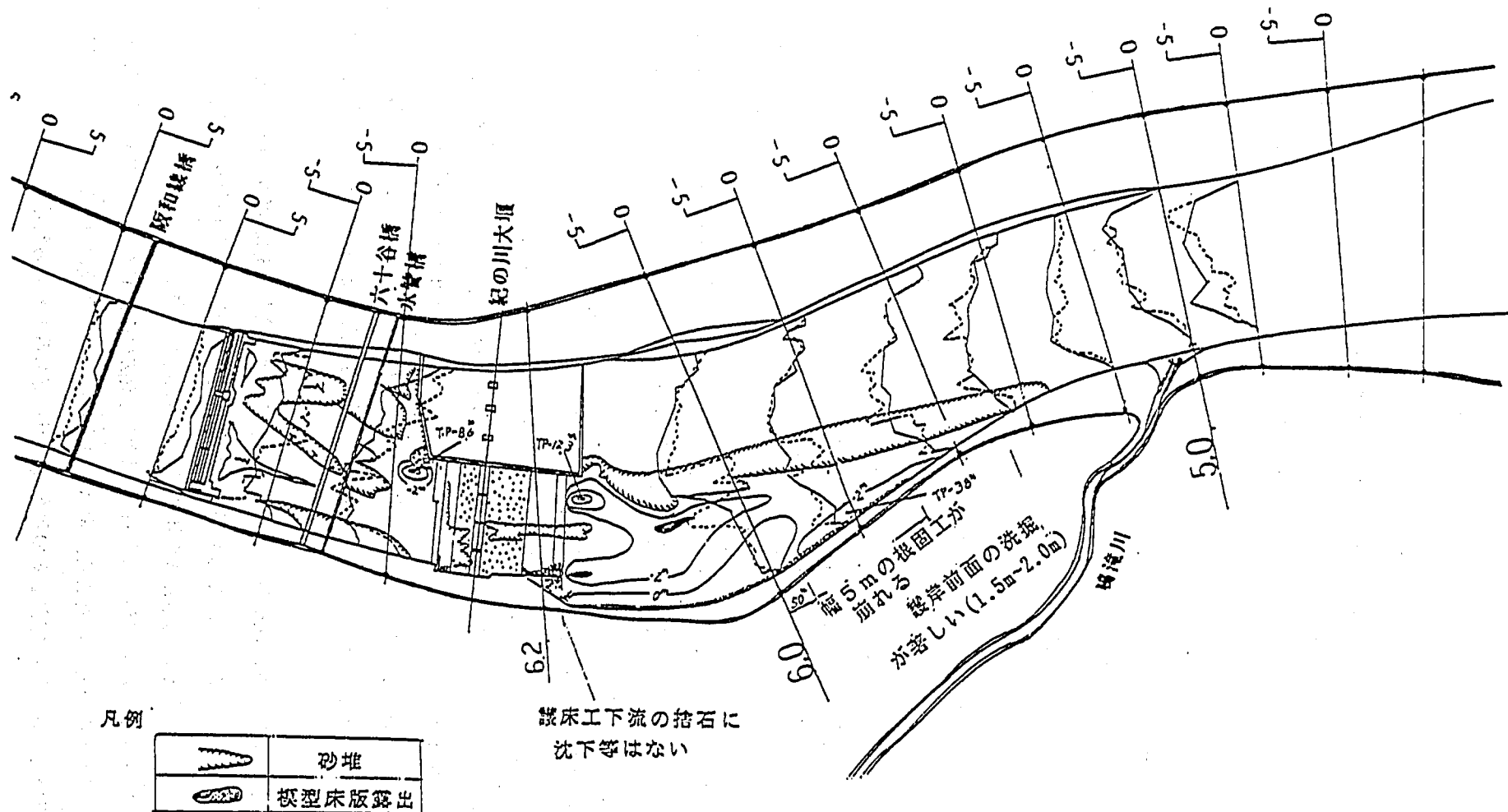


图 6.25 对策 2 案实验

$$Q = 8000 \text{ m}^3/\text{s}$$

湖位 T. P. -1.05m

6.4 結 論

ここでは、各実験において把握された問題点およびその対策法について述べる。

1) 第1期仮締切工設置時の問題点およびその対策工について

仮締切工上流隅角部では、時間の経過に従い局所洗掘が発達し、最終的には洗掘深はT.P. -11.0mに達する。また仮締切工下流端隅角部では、通水初期に局所洗掘が進行し、最大T.P. -4.2mにまで及ぶ。これらの対策工としては、図6.5に示すように捨石もしくはサンドマットを洗掘位置に10m幅で設置すれば仮締切工自体の安全性は確保できるものと見られる。

2) 第2期仮締切工設置時の問題点およびその対策工について

仮締切工上流左岸側隅角部では、流れの集中により大規模な局所洗掘が生じた。この対策として、図6.10に示すように仮締切工上流左岸側隅角部には導流壁を設置した。この結果、局所洗掘は仮締切工右岸側に移動し、仮締切工に与える影響はなくなった。

一方、仮締切工の上流左岸側隅角部にも大規模な局所洗掘を生じた。この対策として、図6.10に示したように隅角部に捨石工を設置したところ、局所洗掘をほぼ完全に防ぐことができた。

また、仮締切工の右岸側では、堰柱基礎部が周辺の洗掘により洗い出される結果となった。この対策として、仮締切工右岸側の河床を計画河床であるT.P. -3mまで掘削したところ、この区間の河床は低下せず、堰柱基礎の周辺の局所洗掘を防ぐことができた。

紀の川大堰の護床工上下流端では、周辺の河床低下に伴う先端の崩壊が見られた。この対策として、護床工前面に捨石を10m行った。この結果、堰の護床工には河床低下の影響が及ばなくなった。

6.0km+80m～6.0km区間には若干河岸にあたる傾向がみられ、河岸に局所洗掘が生じた。この対策として、6.0km+80m～6.0kmの右岸側低水路護岸沿いに幅5mの根固工を設置した。この結果、河岸に発生する局所洗掘を軽減することができた。

3) 第3期仮締切工設置時の問題点及び対策法について

第3期仮締切工上流側隅角部では大規模な局所洗掘を生じた。この対策として、図6.22に示す導流壁・捨石工を設置することによりこの局所洗掘を仮締切工から離れたところへ移動することができた。

紀の川大堰の護床工については、模型実験においては土砂の吸出しに伴い若干低下したのみで、特に破壊する箇所は見られなかった。しかし、水理条件がかなり厳しいため、本模型では玉石で代用していた護床工のコンクリートブロックなどが、実際には揚力を受けてとばされるなどの可能性は残されている。

堰下流部では、大規模な河床低下を生じるとともに、堰下流から5.5kmまでの区間の河岸沿いに局所洗掘を生じる。この対策として、6.2km～5.0km区間の高水敷を現況とし河積を増加させることにより河床低下を軽減した。しかし、対策はまだ不十分であると考えられる。

5.6km～5.9km区間では水衝部が形成され、河岸に局所洗掘を生じる。この対策として、粒径40cm、幅5m、敷厚1mの根固工を設置したところ、すべて崩壊した。この区間の通水条件は極めて厳しいので、他の対策工を用いても安全性を確保するのはかなり困難であると考えられる。

以上を総合して考えると、第3期仮締切工を出水期に設置するのは避け、他の仮締切工と同様に非出水期に設置するべきであると言える。

第7章 相似性の検討

第7章 相似性の検討

紀の川大堰水理模型実験は、縮尺1/100の模型を用いて行われた。なお、縮尺1/100模型による検討以前に、縮尺1/50の模型を用いて紀の川大堰周辺の諸問題について集中的に検討を行なっている。縮尺1/100の模型における相似則の考え方は、実験目的に応じ、重要な相似条件のみを満たすようにして、模型のスケールを小さくしようという新しい相似則に従ったものである。一方、縮尺1/50の模型における相似則の考え方は、第3章で述べたように、河床の抵抗・移動に関係するほとんどの無次元量を現地と模型で一致させるというものであり、高精度が期待される。本章では、縮尺1/50模型による実験結果と縮尺1/100模型による実験結果を比較することにより、新しい相似則を用いた模型の精度を調べるとともに、新しい相似則を用いることによる模型経費、労力の軽減の程度について検討した。

7.1 河床変動に関する相似性の検討

本模型の持つ精度については、第5章の検証実験のところで現地と比較することにより検討した。ここでは相似性についてさらに詳細に調べるために、1/100模型実験結果を、高精度が期待できる1/50模型の実験結果と比較する。

1) 河道の全体的な河床変動の相似性

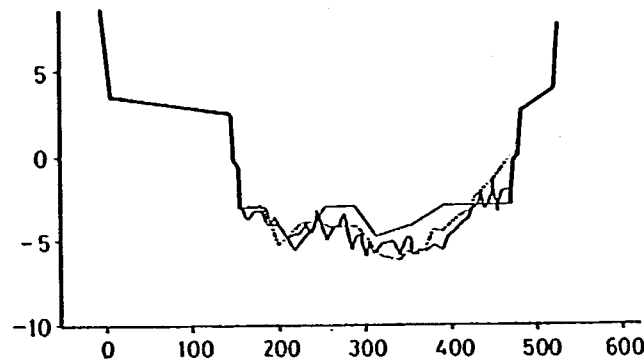
実験は、両模型とも計画河道に局所洗掘対策工をおかない状態に計画流量12000m³/sを通水したものである。図7.1は縮尺1/100模型と縮尺1/50模型により得られた河床変動横断面図を重ね書きしたものである。ここで、1/50模型を現地と考え、河床変動状況を比較することにより、1/100模型の精度を検討した。図7.1(1)は、5.0km断面での河床変動横断面図である。この地点は弱いわん曲部で、右岸側に流れがやや集中している。図中、1/50模型の河床に凹凸があるのはrippleが生じたためである。1/50模型における河床変動、1/100模型における河床変動ともよく一致していることがわかる。図7.1(2)は8.0km断面の河床変動横断面図である。この地点では右岸側が水衝部となっている。1/100模型と1/50模型の河床変動状況を比較すると、全体的にはよく一致していることがわかる。ただし、右岸側の局所洗掘箇所では1/100模型のほうが最大洗掘深はやや大きめになっている。この理由は、1/50模型は河床材料に混合粒径を用いているので洗掘箇所で土砂の分級が生じ、粗粒化したために河床変動が抑えられたのに対し、1/100模型では均一粒径を用いているので相対的に大きく掘れたものと考えられる。このように、新しい相似則に従えば、洗掘深を厳密には相似にすることはできないが、全体的な河床変動状況をほぼ相似にすることができることが明らかになった。

2) 局所的な河床変動

図7.2は構造物周りの局所洗掘に注目し、仮締切工周辺の河床変動を表した河床コンター図である。これによれば、局所洗掘の発生位置は良く一致していることがわかる。、洗掘深についてもかなり良い相似性を示しているが、1/100模型の方が若干大きめになっている。これは図7.1(2)に述べたように、1/50模型では混合粒径の河床材料を用いているため、局所洗掘発生位置で土砂の分級が生じ、粒径が粗

くなったためであると考えられる。このように、構造物まわりの局所的洗掘など、流れに強く依存する現象の相似性を高めるには、流れを相似にする新しい相似則が有効であることが明らかとなった。

(1) 5.0km



(2) 8.0km

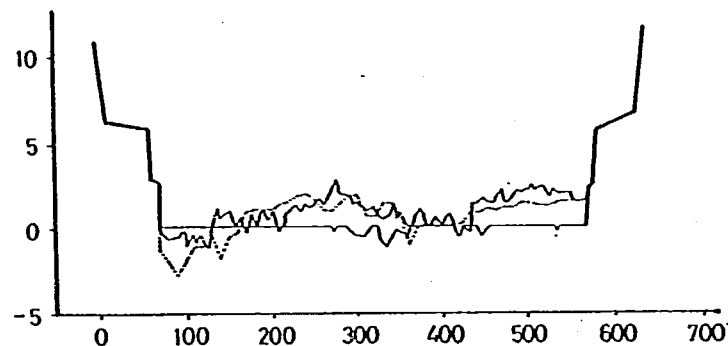


図 7.1 縮尺1/50模型と縮尺1/100模型の河床変動の比較

7.2 新しい相似則を用いることによる実験経費、労力の軽減効果について

ここでは、 τ_* を現地と模型で一致させる従来の相似則に従った模型実験法と、流速係数 ϕ を一致させる新しい相似則に従った模型実験法を比較することにより、新しい相似則を用いることによる模型実験経費、労力の軽減効果を示す。

従来の実験方法は、 τ_* を現地と模型で一致させるものであり、模型縮尺と現地および模型の河床材料の比重・粒径との関係は以下のように示される。

$$Lr = sr dr$$

一方、新しい相似則は現地と模型で河床形態を相似にした状態のもとで、流速係数を一致させるものであり、模型縮尺と現地および模型の河床材料の比重・粒径との関係は以下のように示される。

$$Lr = sr^2 \cdot dr$$

この式形を比較することにより、軽い河床材料を用いた場合、新しい相似則の方が模型縮尺を小さくできることがわかる。ただし、河床形態を一致させる必要があるので、無制限に模型を小さくできるわけではない。

また、模型に要する費用に注目すると、一般には模型製作費・労力とも模型の面積に比例すると言われて

いる。このため、軽い河床材料を用い、新しい相似則に従った場合には、模型実験に要する費用を大幅に軽減できることになる。

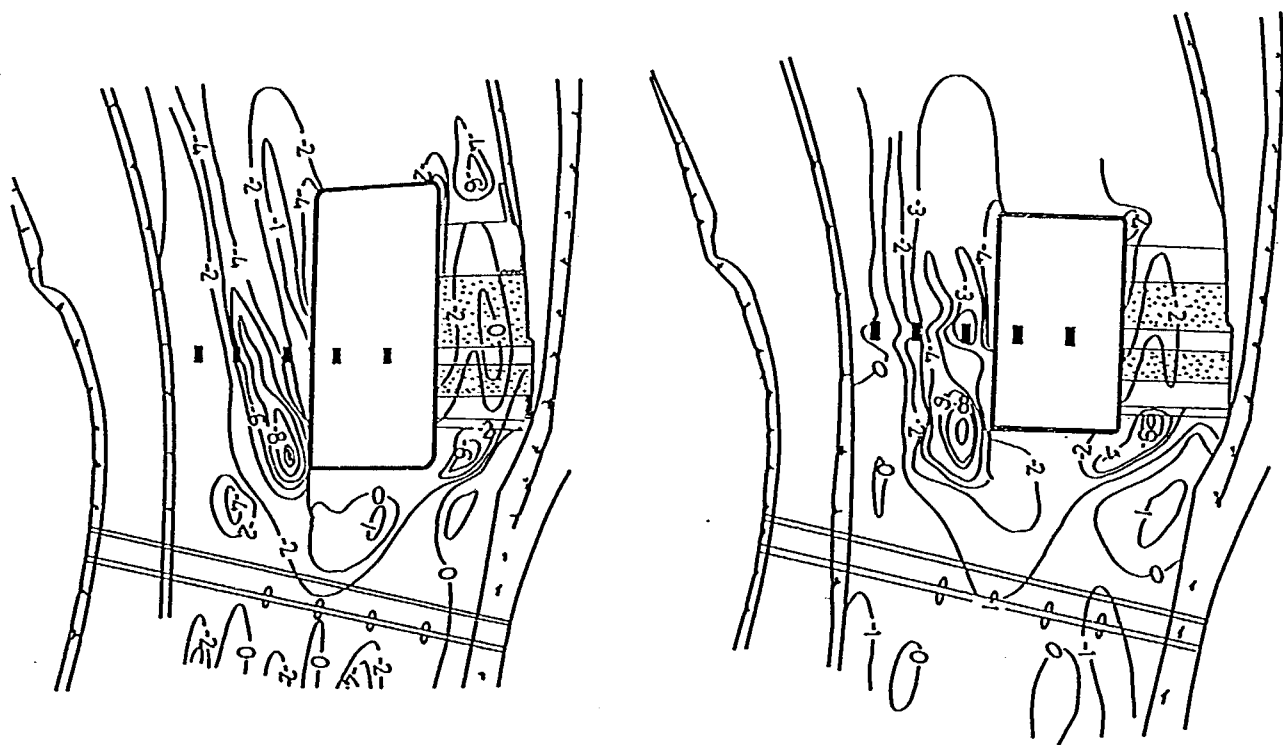


図 7.2 仮締切工周辺の局所洗掘状況の比較

第8章 ま と め

第8章 ま と め

全ての検討を通じて、以下に示す問題点およびその対策方法が明らかとなった。

8.1 河道形状について

1) 青岸 (0.0km) について

<問題点>

青岸は0.0km付近の突出部である。洪水時、青岸は著しい疎通能力を阻害し、上流水位は堰き上げられる。計画流量通水時にはH.W.L.を越える場合がある。水位の堰き上げは流量が大きくなるにつれて増す傾向にある。また、青岸下流では、堰き上げられた水位が急激に下流水位にすりつくために水面勾配が大きい。このため、河道全体的な河床低下および青岸の前面に局所洗掘が発生する。

<対 策>

水位に対する対策には、青岸を取り去るなど、0.0km地点周辺の河積を広げるなどの大規模な改修を要する。河床変動に対する対策としては、実験結果より以下のように推定される。全般的な河床低下に対しては、水位に関する対策と同様、河積を増やす必要がある。また、青岸前面の局所洗掘には、既設の消波ブロックがある程度効果を発揮する。しかし、 $12000\text{m}^3/\text{s}$ 通水時の条件はかなり厳しいので、消波ブロックを増強したほうがよいと考えられる。

2) 3.6km周辺の左岸側の局所洗掘について

<問題点>

3.6km左岸側の周辺は洪水時に水衝部となる。これに伴い河岸沿いに局所洗掘を生じる。この傾向は、流量が増すにつれて強まる。

<対 策>

3.5km～3.9kmの区間に幅5m、敷厚2mの根固工を設置した。根固工には粒径40cmの玉石を用いた。この結果、河岸沿いの局所洗掘はほぼ消えた。また根固工周辺の洗掘も特になく、根固工自体の安定性は高いものと見られる。

3) 河道4.0km～10.0kmの区間に生じる河床変動について

<問題点>

・7.6km～5.4kmの区間は、わずかにわん曲しているために右岸側の河岸近傍では局所洗掘が生じる。

この傾向は流量が増すにつれて強まる。

・南田井之瀬（中州左岸側）では河道のわん曲の影響により流れが左岸側に集中し、水衝部を形成する。このため、8.8km～7.8km左岸の河岸沿いには局所洗掘が発生する。

・北田井之瀬（中州右岸側）は南田井之瀬に比べ実質的な縦断距離が短く、河床勾配が急である。このため、北田井之瀬での河床変動は活発で、蛇行したみお筋がわずかに形成され、これに伴い河岸沿いに局所洗掘を生じる。

<対 策>

この区間の河床変動については、縮尺1/50の模型を用いて十分な検討がなされ、対策工の諸元が得られている。このため、本模型においてもこの対策工をほぼそのまま用いた（北田井之瀬8.5km～8.2km区間の根固工を撤去）。対策工の設置箇所および諸元は以下の通りである。

9.0km～8.8km左岸に幅5m	8.8km～7.8km南田井之瀬左岸に幅10m
6.8km～5.8km右岸に幅5m	8.8km～9.6km南田井之瀬右岸に幅10m
7.6km～6.8km左岸に幅10m	9.6km～8.5km北田井之瀬左右岸に幅10m
5.8km～5.4km右岸に幅10m	

これらの根固工を設置することにより河岸に発生する局所洗掘を軽減もしくは河岸から離すことができた。

4) J R阪和線橋梁の水位の堰き上げについて

<問題点>

J R阪和線橋梁の橋脚は、改築せずに矢板・根固工等の保護工を設置した場合、河積阻害が著しく、上流水位を堰き上げる。また、橋脚上流の水位と下流の水位は大きく異なるので橋脚間の流れは極めて速くなる。このため橋脚まわりの局所洗掘が発生し、橋梁自体の維持が困難となる。

<対 策>

水位の堰き上げを軽減するには、橋脚の形状を変える必要がある。また橋脚周辺の河床変動を抑制し、橋梁自体の安全度を高めるには、橋脚先端より上下流とも幅5mの範囲を粒径40cm程度の玉石で固める必要がある（図5.35参照）。しかし、流水の条件は河床変動の面から見ればかなり厳しいので、橋梁の掛け替えによる抜本的な対策を講じる必要がある。

5) 10.0kmより上流の単列砂れき堆の形成に伴う河岸沿いの局所洗掘について

<問題点>

10.0kmより上流では単列砂れき堆が発達し、みお筋が固定される。みお筋は蛇行し、河岸に接近しているところでは局所洗掘が発生する。局所洗掘の発生位置は10.4km左岸付近と11.2km右岸付近であり、特に11.2km右岸付近に発生する局所洗掘は大規模である。

<対 策>

11.0km～10.8kmは現況河道と計画河道のすりつけ部となっており、この区間の河床勾配は1/50となる。この河床勾配は、この地点の上下流の河床勾配1/755と比べてもかなり急である。このため、上流の土砂が大量に下流に流出し、単列砂れき堆の形成を助長するものと考えられる。この対策として、すりつけ部を10.8km～11.9kmとし、この区間の河床勾配を約1/400とした。また、紀の川においては、川幅がせまいほど単列砂れき堆の形成を抑制できると考えられるので、右岸側9.8km～11.2km区間の高水敷を約20mほど拡幅した。さらに、みお筋が河岸に接近するのを防ぐために11.6km～11.2km区間に水制を6基設置した（図5.38参照）。

これにより、単列砂れき堆の形成は抑制され、10.4km左岸側に発生した局所洗掘は問題としない規模に縮小した。また、11.2km右岸周辺では、水制の効果により局所洗掘は河岸から遠ざけられた。

なお、水制周辺では局所洗掘が発生しやすいので、水制としては、杭出し式、中空3角ブロックなどを用いた透過水制、もしくは水制先端に法を持たせ先端を下げた不透水水制が望ましい。

8.2 紀の川大堰の諸元の縮小について

紀の川大堰の諸元に関する検討は、縮尺1/50模型を用いて十分に検討されていたが、その後諸元を変更する必要が生じた。変更後の形状を図5.39に示す。本模型実験では堰の諸元を変更した場合、河床変動に関する問題が生じるかを検討した。その結果、紀の川大堰設置区間は堆積域であるため、諸元の変更後も河床低下に関する問題は生じなかった。

8.3 仮締切工に関する検討について

1) 第1期仮締切工に関して

<問題点>

仮締切工上流隅角部では、時間の経過に従い局所洗掘が発達し、最終的には洗掘深はT.P. -11.0mに達する。また仮締切工下流端隅角部では、通水初期に局所洗掘が進行し、最大T.P. -4.2mにまで及ぶ。

<対 策>

図6.5に示すように、洗掘位置に捨石もしくはサンドマットを10m幅で設置すれば仮締切工自体の安全性は確保できるものと見られる。

2) 第2期仮締切工に関して

仮締切工上流左岸側隅角部では、流れの集中により大規模な局所洗掘が生じた。仮締切工の上流右岸側隅角部にも大規模な局所洗掘を生じた。また、仮締切工の右岸側では、堰柱基礎部が周辺の洗掘により洗い出される結果となった。一方、紀の川大堰の護床工上下流端では、周辺の河床低下に伴う先端の崩壊が見られた。

<対 策>

図6.10に示すように仮締切工上流左岸側隅角部には導流壁を設置した。この結果、局所洗掘は仮締切工右岸側に移動し、仮締切工に与える影響はなくなった。また、図6.10に示したように右岸側隅角部に捨石工を設置したところ、局所洗掘をほぼ完全に防ぐことができた。堰柱基礎部の対策としては、仮締切工右岸側の河床を計画河床であるT.P. -3mまで掘削した。この結果、この区間の河床は低下せず、堰柱基礎の周辺の局所洗掘を防ぐことができた。一方、堰護床工の崩壊の対策としては、護床工前面に捨石を10m行った。この結果、崩壊は延長した捨石工の影響範囲内に留まり、堰の護床工本体には河床低下の影響が及ばなくなった。また、流れがややあたる6.0km+80m~6.0kmの右岸側低水路護岸沿いに幅5mの根固工を設置した。これにより、河岸沿いの局所洗掘が軽減された。

3) 第3期仮締切工に関して

<問題点>

第3期仮締切工上流側隅角部では流れの集中により大規模な局所洗掘を生じる。堰下流部では大規

模な河床低下を生じ、これに伴い紀の川大堰の護床工が沈下する。また、堰下流から5.5kmまでの区間の河岸沿いに局所洗掘を生じる。

<対 策>

図6.22に示す導流壁・捨石工を設置することによりこの局所洗掘を仮締切工から離れたところへ移動することができた。堰下流部の河床低下対策としては、2種類の対策を行なった。一つは河岸沿いに根固工を設置するものであったが、河床低下を抑制する効果は得られず、根固工はかなりの部分が崩壊した。もう一つは6.2km～5.0km区間の高水敷を現況とし河積を増加させるものであったが、河岸に新たな水衝部を形成する結果となり、水衝部における根固工は崩壊した。この区間の通水条件は河床変動の面に対しては極めて厳しいといえるので、他の対策工を用いても安全性を確保するのはかなり困難であると考えられる。したがって、第3期仮締切工の設置は、非出水期に行なうべきであり、別途の方法で施工期間の短縮を図るべきと思われる。

8.4 模型の相似性について

本模型実験は、流速係数を現地と模型で一致させる新しい相似条件を用いることにより、縮尺1/100の小さな模型を用いて行なった。この実験の結果と以前行なわれた縮尺1/50の模型を用いた実験の結果とを比較することにより、本模型の精度を確かめ、本模型で用いた新しい相似則の妥当性を示した。この相似則を用いることにより、模型の縮尺を従来の相似則より求まる縮尺の1/2に留め、模型製作費用・実験に要する労力を約1/4に軽減できた。

お わ り に

本模型実験では、異なる2つの縮尺で製作した模型を用いて実験を行なうことができたため、模型実験本来の目的である河道計画の検討に加え、土木研究所の提案した新しい相似則に関する検討も行なうことができた。これにより、新しい相似則の妥当性を示すと同時に、相似則に関する今後の研究方針を立てることができた。

最後に、本模型実験を遂行するにあたり、データの収集・現地の状況など貴重な情報を提供して下さったことをはじめ、様々な方面で長きにわたり御協力いただいた建設省近畿地方建設局和歌山工事事務所の関係各位に深く感謝します。

紀の川大堰水理模型実験報告書(III) ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2663号
昭和63年 (1988)
福岡捷二, 高橋 晃,
平林 桂, 長谷川賢市

キーワード：紀の川大堰, 河道計画, 仮締切工, 相似性

要 旨 本報告書は, 紀の川において計画されている紀の川大堰建設事業に関し, 紀の川大堰の護床工幅, 改修河道と現況河道のすりつけ, 紀の川大堰建設の際に設置する仮締切工形状の検討を行った結果を記したものである。



郵便はがき

四十一円切
下手さいは

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 2663 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印