

土木研究所資料

水制工の配置と洗堀防止効果に関する研究

昭和63年 4 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。

水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究

河川研究室 室長 福岡 捷二
高橋 晃
渡辺 明英

要 旨

本報告書は水衝部対策工として水制工を取り上げ、河道形状や河道特性を配慮した水制工の水理機能及び水制工の配置法及び局所洗掘及び河床変動の抑制効果について、大型模型実験による検討結果を述べたものである。

キーワード：水制工，河岸侵食，蛇行，水衝部，局所洗掘，河床変動

ま え が き

水制は河岸に向かう水流を流心に向かうようはね、堤防・護岸近傍の洗掘を軽減し、また水制の背後に土砂を堆積させるために設けられる河川構造物である。

我が国においては、昭和20～30年代に多くの河川で水制が施工され、これによって河岸への水あたりの緩和や水制の周囲への土砂の沈砂をもたらし、河岸侵食対策工としての役割を果たしてきた。しかし、その後の河川改修の進捗や河床の低下等によって、水制が当初期待された機能を十分発揮できないものもでてきている。

このような状況のもとで、河岸侵食対策として護岸工・根固工が一般的に施工されることが多くなってきている。しかし、水衝部など局所洗掘が大きくなるところでは護岸の根入れ深が大きくなるなど、護岸・根固工に依存する対策工では経済性、安全性の面から問題がある場所も見られる。この場合には護岸工、根固工と一体的に水制工を施工し、流れに柔軟に対応することにより、堤防を洪水流による侵食から守ることが求められる。

現在でも、多くの河川において、水制の施工が計画されている。しかし、水制工の機能を十分に発揮するような水制工の構造や配置方法については、河道の特性に応じた水理的な観点から解明されていないために、水制工の具体的な設計法は確立されていないのが現状である。

本資料は、河道湾曲部における河岸侵食対策工としての水制工について、上述の問題点をふまえ新しい視点にたって水制工の水理機能とその洗掘抑制効果を大型模型実験により検討し、解析を行ったもので、水制工の新しい設計法を提案している。

すなわち、第1章では従来の研究を概観し、第2章では外力の評価法を述べ、第3章では水衝部の算定法とこれを用いた水制工の設置範囲を検討している。第4章では河道形状及び河道特性に対する水制工の配置方法とその洗掘抑制効果についての検討結果を、第5章では、直線流路での水制工の基本的な水理特性について述べている。最後に第6章では5章までの結果を用いた実際の施工について述べている。

なお、本研究は河川事業調査費「局所洗掘対策工に関する調査」の一環として行われたものである。

目 次

まえがき

第1章 研究の概要	3
1. 1 水制工の機能	3
1. 2 既設水制工の問題点と本調査の目的	3
1. 3 水制工に関する従来の研究	4
第2章 流水による外力及び洗掘深の算定	11
2. 1 堤体表面及びその近傍に作用するせん断力	11
2. 2 堤防近傍の河床における最大洗掘深	12
第3章 蛇行流路の水衝部の算定	15
3. 1 蛇行流路内の流れ	15
3. 2 水衝部について	20
3. 3 洗掘位置について	21
3. 4 水制設置位置の考え方	21
第4章 蛇行河道における水制群による洗掘軽減に関する検討	25
4. 1 概 要	25
4. 2 れき河川における水制工に関する検討	29
4. 2. 1 急湾曲の場合	29
4. 2. 2 緩湾曲の場合	44
4. 2. 3 れき河川における水制工のまとめ	54
4. 3 緩流河川における水制工に関する検討	55
4. 3. 1 水制工の配置に関する検討	55
4. 3. 2 水制工の長さと同隔に関する検討	68
4. 3. 3 水制工の透過度に関する検討	74
4. 3. 4 上流側水制工の役割に関する検討	79
4. 3. 5 緩流河川における水制工のまとめ	85
第5章 単列砂れき堆を伴う直線河道における不透過越流型水制の実験	89
5. 1 概 要	89

5. 2 実験結果	91
5. 2. 1 水制の間隔を変化させた場合	91
5. 2. 2 水制の長さを変化させた場合	92
5. 2. 3 水制の高さを変化させた場合	94
5. 3 水制工の諸元に関する検討	97
 第6章 実際の河道における検討例	101
6. 1 急流河川における河道湾曲部の堆積と洗掘の防止工法	101
6. 2 合流部の河道計画に対する河床変動の軽減策	108
 第7章 結 論	115
あとなき	117
今後の検討課題	117
参考文献	118
Appendix	120
付録図面集	121

第1章 研究の概要

第1章 研究の概要

1.1 水制工の機能

水制は水流を積極的に制御するために河岸から河心に向かってある角度で突出した河川工作物を言い、主たる目的は次のようである。

- ① 河岸に向かう水流をはねて、水流を河心に追いやる。
- ② 水流に対する抵抗を増し、河岸付近の流速を低減し、河床の洗掘を軽減し、河岸付近に土砂を堆積させる。
- ③ 低水路の幅を維持し、流路を固定する。

水制は以上のようなことを目的として利用されるが、その基本となる機能は、

- 1) 河岸に向かう流れの水はね
- 2) 河岸付近の流速低減

である。水はね効果は不透水制において顕著であるが、現在では非越流型のものは用いられることが少なく、多くは越流型のものである。河道特性と水制の関係は、急流河川か緩流河川か、流砂形態が掃流砂であるか浮遊砂であるか等から決ってくる。例えば、緩流の砂河川では、浮遊砂が卓越するため、透過型水制を用いることにより、水制付近の流速を減少させることで流下する土砂の沈殿を促すことができる。一方、急流のれき河川においては、流砂形態は掃流砂が主となるため、不透越流型水制を用いる場合は、流速を低減しても堆積はあまり期待できない。したがって、流速低減及び土砂の堆積を目的とする場合は透過型水制が一般に用いられ、水はねすなわち河岸へ向かう流水をはねることを主目的とする場合は不透越流型水制がよく用いられる。それゆえ緩流河川では透過型水制が、急流河川では不透水制または透過水制がよく用いられることになる。

これまでは、上述の1) 2) が水制工の基本的な機能として考えられ、施工されてきた。しかし、河道の湾曲部では、1) 2) の作用を期待するだけでは、水制工前面の洗掘を含む、外岸の河床の洗掘、内岸での堆積により、河道の横断河床勾配が大きくなり、流れは外岸に集中する。これでは、流れが河積を十分利用できず、堤防に対して大きな外力が作用することになる。したがって、1) 2) の機能の他に次に示す第3の機能が水制に求められる。

3) 断面内の流速分布の一樣化と河床横断勾配の緩和による有効河積の増大

すなわち、水制を縦断方向に適切に設置し、流速横断分布の一樣化を図ることによって、外岸近傍の洗掘と内岸の堆積を軽減し、流れの偏流を抑制する。流速横断分布の一樣化を図ることが可能である。これによって、河道湾曲部の河床の縦・横断形状を修正させ、洪水時に河積を有効に利用できる河道をつくることが可能である。本文では、第1)、2) の機能を含めた第3) の機能に着目した設計法について述べる。

1.2 既設水制工の問題点と本調査の目的

現在、各河川でみられる水制工は、それぞれの河川において長年の経験を重ね、工夫されたものであり、従来はその機能をよく果たしていたようである。しかし、近年になって河道改修が進み、また上流からの

土砂の流出が抑制されるようになったため、河床の低下が進み、今までついていた水制間の土砂も流出するなどして、水制がその機能を発揮し得なくなってきたものもある。これらの水制については、現在の河道においても機能を発揮できるように水制の管理が必要であり、場合によっては施工のし直しを検討する必要が生じてきている。

しかしながら、現在のところ具体的な設計の方法が確立されていないため、河道特性をふまえた水制工の設計・施工が必ずしも十分できない状態にある。

そこで本調査においては、設計基準の作成に資するために、特に水制工の第3の機能に着目し種々の河道形状、水理特性をもつ曲線河道における水制工の局所洗掘・堆積抑制効果の把握を行い、河道特性に応じた最適な水制設計法の考え方について述べる。

1. 3 水制工に関する従来の研究

水制に関する従来主な研究は文献1)2)3)4)5)に述べられている。また、研究のレビューは文献1)に適切にまとめられている。ここでは、その内容について簡単に記述する。

(1) 不透水制の間隔に関する研究

水制間隔に関する研究は、流れを平面二次元的に取り扱いやすい非越流不透水制についてまず行われた。いま、水制域（水制工背後の流水の作用から守られた領域）の長さを $S_{\max}$ 、水制の長さを ℓ とする

① Winkel の考察

幅一様な開水路の中におかれた障害物の後流域と水制域が幾何的に相似であるとして、この実験結果を用いて河岸で流速が0となる位置を水制の最大間隔とした。これによると、

$$S_{\max} = 9.4 \ell$$

となるが、実際には下流側の水制や湾曲等の影響を考慮して、水制間隔 S を

$$S = (1.25 \sim 4.5) \ell$$

とするのが良いとした。

② 秋草・吉川らの理論¹⁾

水制の設置による主流部の水深の変化が小さく、平面二次元流れが適用できるとして、流れの中に置かれた平板の後流域をポテンシャル理論を用いて壁面から剝離した自由流線として求め、これに噴流線を幾何的に重ね合わせて拡散域を表し、その内側を水制域とした。これより、水制が壁面に対して直角の場合には、

$$S_{\max} = 14.5 \ell$$

となり、水制の設置角度が上向きになるに従い、この間隔は短くなるとしている。

③ Arie and Rouse の実験

平板に tail plate を取り付け、二次元風洞で後流を測定し、渦領域の決定の仕方について考察した。こ

れによれば,

$$S_{\max} = 16.8 \ell$$

と表せるが、実験によれば tail plate の有無は渦の振動に関与し、この tail plate の有無により後流渦の性質が異なるとしている。

④格らの実験³⁾

流れが常流ならば、開水路による実験では $S_{\max} / \ell = 8 \sim 16.5$ の範囲にあり、 h / ℓ が大きくなるに従って後流域は減少し、 h / ℓ が小さくなるに従って、Arie らの風洞による二次元実験の 16.8 に近づくとしている。

また、越流型水制の場合にも同様な実験を行い、 $S_{\max} / \ell = 8$ 程度であるとしている。

(2) 統計的研究¹⁾

事例調査に基づく統計的研究より、十分機能していると考えられる水制の構造諸元について、以下のことがわかっている。

①水制の高さ h_g は計画高水位の水深 h に対し、主に $h_g / h = 0.1 \sim 0.4$ の範囲にあり、 $0.2 \sim 0.3$ の範囲が最も多い。また緩流河川では 0.5 を越えるものはほとんどない。

②水制の長さ ℓ は河幅 B の 10% 以下の場合が大部分であり 20% を越すものは非常に少ない。

③水制間隔 S と水制長 ℓ については、大部分が $S / \ell = 1 \sim 4$ の範囲にある。また富永による利根川の調査では、

$$S / \ell = 1.7 \sim 2.3 \text{ (直線部)}$$

$$S / \ell = 1.4 \sim 1.8 \text{ (湾曲部外岸)}$$

$$S / \ell = 2.8 \sim 3.6 \text{ (湾曲部内岸)}$$

の場合に、寄州がついているとしている。

④水制の向きは、直角または上向きで、下向きのものはほとんどない。また上向きのものは 15° 程度のものが多い。

(3) 粗度としての評価¹⁾²⁾

水制は、洪水中には流水がその上を流れるものがほとんどであるので、水流に対しては粗度として作用するものと考えられる。

①さん型粗度 (不透過越流型)

さん型粗度については数多くの実験的研究があり、図-1.3.1²⁾のような関係が得られている。これより $S / h_g \approx 10$ 程度の場合に、粗度として最も有効に作用することがわかる。これらの結果は $h_g / h < 0.1$ の範囲で行われたものであるが、秋草ら¹⁾によれば、 h_g / h の比較的大きな場合でも河床の位置を適当に取るにより、同様な結果が得られるとしている。

②円柱型粗度 (透過型)

杭出し水制については、その粗度については円柱に作用する抗力の考え方を使って説明される。等流の

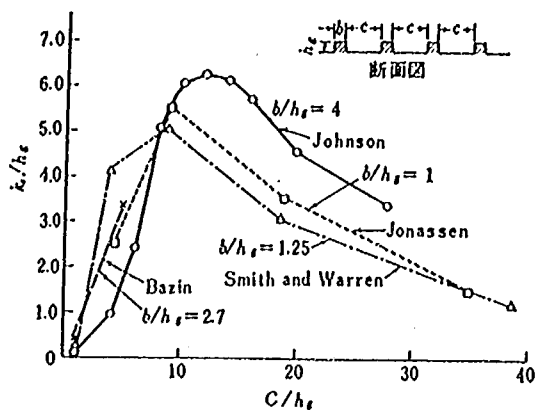


図-1.3.1 k_s/h_s と C/h_s の関係²⁾

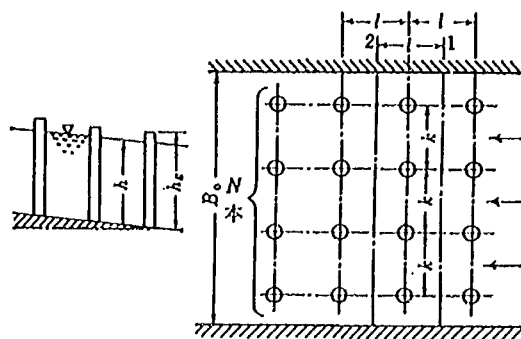


図-1.3.2 門柱型粗度 (記号図)²⁾

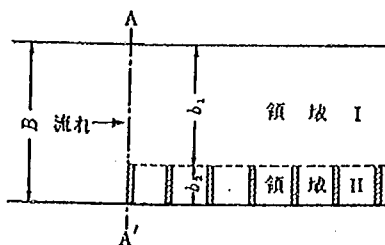


図-1.3.3²⁾

場合の力のつり合いを考えると、

$$\Sigma D + \Sigma \tau = \rho g IV, \quad V: \text{水の体積}$$

$$\Sigma D = (\rho/2) C_D N d h_g v^2, \quad N: \text{杭の本数}, \quad d: \text{円柱の径}$$

$$\Sigma \tau = n^2 v^2 / R^{4/3} \cdot \rho g B_0 h \cdot l, \quad n: \text{粗度係数}$$

と表され、これを解くことにより、流速を得ることができるとしている。この場合実験によれば、抗の中心間隔が径の5倍以上であれば、杭の抗力係数 C_D は円柱一本の場合と一致することが示されている。

これらの①②の評価は流れが等流状態に至った時の場合であり、実際には流速は流下に伴って減少する領域がある。これに関しては、吉川ら¹⁾の水制効果の遷移領域の研究がある。

③遷移領域

一様な長方形断面で勾配一定の直線水路に高さ、長さ、間隔が一定の水制を配置した場合の流れについて考え、各領域ごとに不等流方程式をたて、 $h_1 = h_2 = h$ とすることにより、

$$\frac{\partial v_1^2}{\partial x} + f_1 \frac{v_1^2}{h} = \frac{\partial v_2^2}{\partial x} + f_2 \frac{v_2^2}{h}, \quad v_1 b_1 + v_2 b_2 = Q/h$$

が得られる。ここで、河床の f_1 を定め、次に水制領域の f_2 を先の方法①②等により水制諸元より求めれば、流下に伴う流速の変化を知ることができる。図-1.3.4²⁾に示されるように F_r 数が大きくない場合で

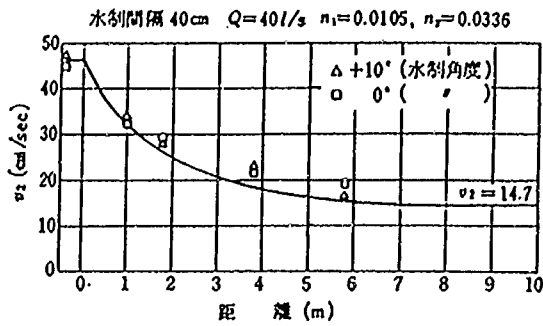


図-1.3.4 水制域内の流速減少状況²⁾

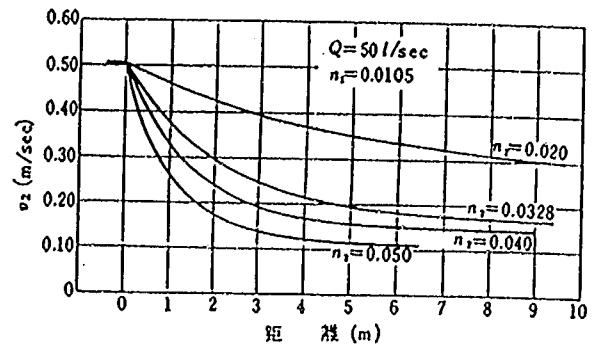


図-1.3.5 水制粗度の変化による流速減少状況の変化²⁾

は水制は等価な粗度として評価することで、表すことができる。

図-1.3.5²⁾より、水制の粗度が大きいほど水制域の流速を減少させられ、また一定流速になるまでの距離が短いことが示されている。またこれより、吉川らは流速減少が漸次になるように上流ほど水制粗度が小さくなるように設計することが望ましいとしている。

(4) 水制の抵抗特性

今本ら⁴⁾は不透水水制の抵抗特性を実験的に調べた。これによれば、越流型の水制に対し、秋草らのように底面位置をさん粗度の1/2の高さにとれば、模型実験の範囲では相当粗度がRe数 ($U_t R / \nu$, U_t : 摩擦速度, R : 径深) に対して一定値になる領域が存在するが、この値はRe数の値によって異なる。

また図-1.3.6⁴⁾に示されるように、 $\ell/B = 0.4 \sim 0.8$ (B : 水路幅) の範囲では $c/h = 2.5, 6 \sim 8$ (c : 水制間隔, h : 水制高) で抵抗にピークが生じる。 $c/h = 2.5$ のピークは平面渦の影響によって生ずるものであると考えられ、 $c/h = 6 \sim 8$ のピークが従来通りのさん粗度によって生ずるものであり、これは流速の増大と共に6から8へ移動する。また、 $\ell/B \leq 0.2$ では、全体に対する抵抗は小さく、 c/h の違いによる抵抗のピークは現れにくい。実際には $\ell/B = 0.4 \sim 0.8$ として水制を設置することはあまりないので、 $c/h = 6 \sim 8$ でピークをとると考えても差し支えはないと思われる。

非越流時においても、図-1.3.7⁴⁾に示されるように、 c/B に対して2つのピークが存在するが、 $\ell/B = 0.2$ では $c/B = 1.6$ 、すなわち $c/\ell = 8$ で最大となり、抵抗は流量の増大と共に相対的に大きくなる。

(5) 水制の周りの洗掘¹⁾²⁾

水制の周りの洗掘深 D_s は主に実験的に得られた結果より、各種算定法が提案されている。

Andruによれば、砂質河床における障外物周りの洗掘について

$$\textcircled{1} D_s/h \doteq 1.8$$

Ahmadによれば、不透水水制に関して

$$\textcircled{2} D_s/q^{2/3} = 1.616 - 0.908 (2/3)^{(\theta/15)}, \quad \theta: \text{水制の角度 (deg)}, \quad (\text{洗掘深は粒径によらない})$$

Khoslaによれば

$$\textcircled{3} D_s/q^{2/3} = 0.9 (gR/v^2)^{1/3}$$

と表される。

(6) 水制間の洗掘・堆積

直線流路における吉川らの実験¹⁾によれば、水制間の河床は水制が直角及び下向きの場合は全体的に低

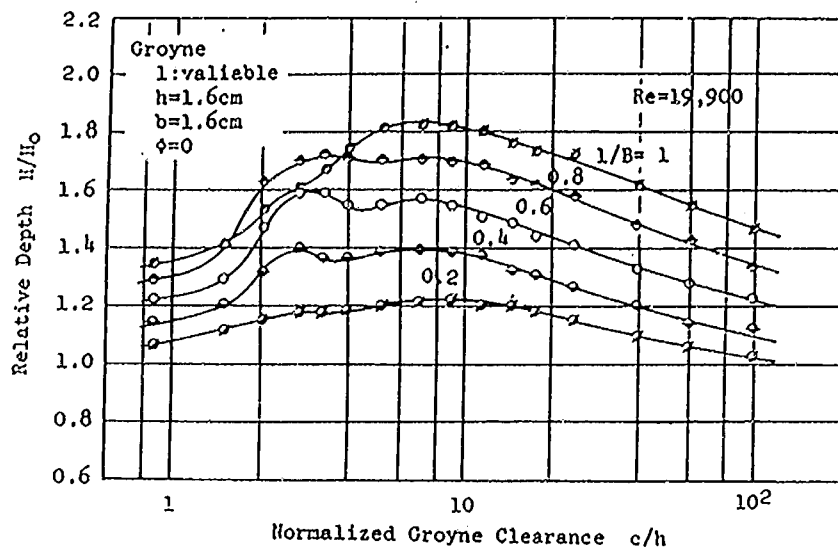


図-1.3.6 C/h に対する水制長の効果 (越流型) ⁴⁾

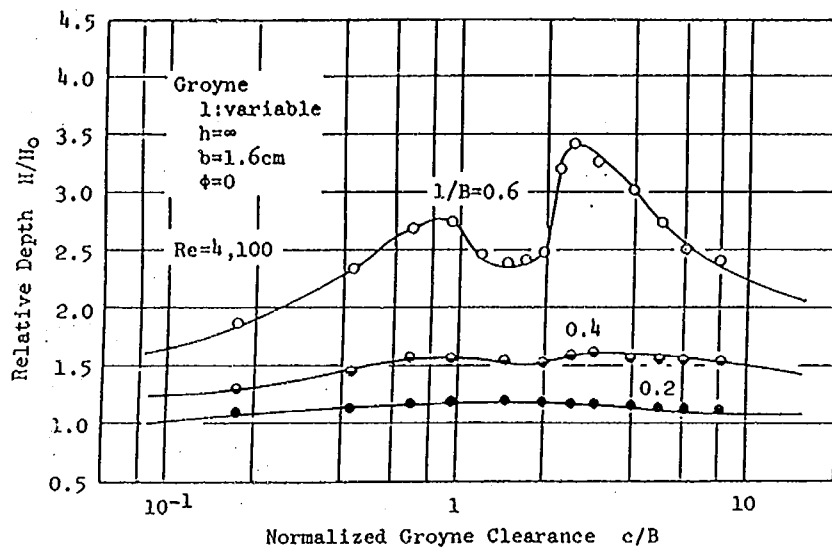


図-1.3.7 C/B に対する水制高の効果 (非越流型) ⁴⁾

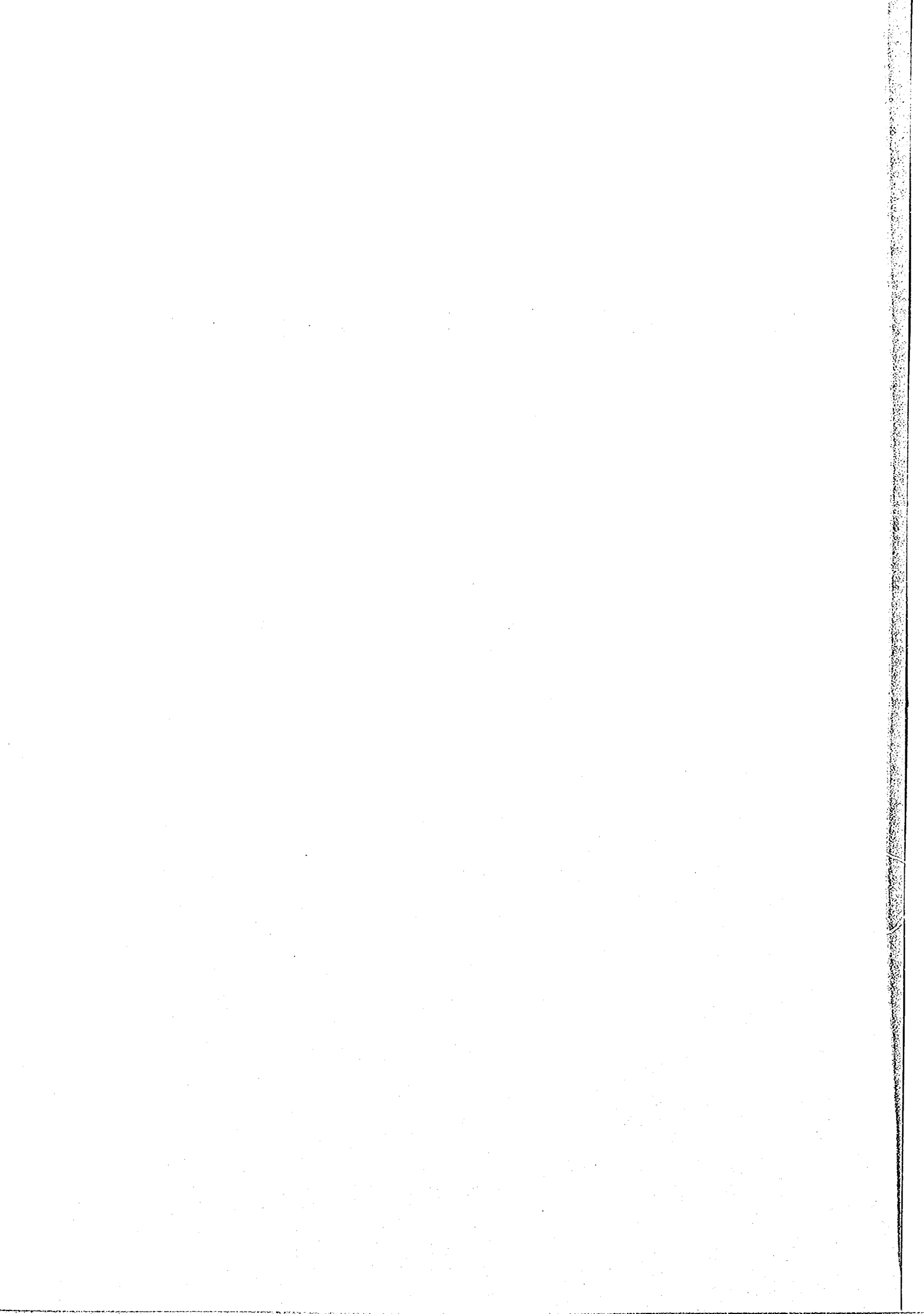
下する。これに対し、上向きの場合には一部堆積が生じる。また、流速低減には水制高が高い方がよいが、その場合には水制の前面の洗掘が増大し、そのため水制間の河床低下が著しくなる。

したがって、水制間の河床を保つためには、水制高を低くし、上向きに設置する方がよい。

以上に示されるように、まず水制の後流域の大きさについて研究が行われ、次いで水制工の粗度としての評価 (抵抗特性) が調べられた。また、これと共に水制周りでの洗掘等の河床変動状況が調べられた。このように、従来の研究では主に水制工本体の水理特性及び水制を設置した部分の河床変動状況が主に調べられている。

本研究では、これらの研究を参考にして、実際の水理設計法を可能とするような水制工の検討を行う。すなわち、水制工による河岸付近の局所的な効果だけでなく、適切に配置された水制工群による河道湾曲部の流れ場を変形させることで、河道全体の河床変動を軽減できることに着目して、河道平面形状に対する水制工の効果的な配置方法について検討を行っている。

第2章 流水による外力及び洗掘深の算定



第2章 流水による外力及び洗掘深の算定

本章では、流水による堤体表面及びその近傍に作用するせん断力⁶⁾の算定方法及びその算定に必要な堤防近傍の河床における最大洗掘深について述べる。

2.1 堤体表面及びその近傍に作用するせん断力

堤体表面及びその近傍に作用するせん断力 τ_d は、堤防の侵食に対する安全度や護岸の必要性の有無の判定、護岸法覆工、根固工等の河岸侵食対策工の強度の判定及びそれらの設計に必要となる外力である。 τ_d を求めるために、まず基準流速 V_s を次式により求める。

$$V_s = 1/n \cdot h_d^{2/3} \cdot I_c^{1/2} \quad (2.1)$$

ここで n ：堤防近傍の河床のマニングの粗度係数、 h_d ：堤防近傍の水深、 I_c ：計画規模洪水発生時の対象区間のエネルギー勾配である。 n には、対象堤防区間に高水敷がある場合には高水敷の粗度係数を、また単断面河道の場合や低水路が対象堤防に接している場合には低水路の粗度係数を与える。 h_d の算定の基準となる河床高には、河川砂防技術基準（案）⁷⁾⁸⁾において示されている護岸基礎工天端位置、すなわち現況及び計画河床のうち低い方からさらに0.5～1.5m下がった位置の高さを用いる。 I_c は、通常の不等流計算から求める。

次に代表流速 $V_o = V_s \cdot A$ で表現し河道形状に応じた補正係数 A を次のように求める。

(1) 単断面、あるいは低水路河岸が堤防に近接している場合

a) 当該地点が湾曲部の外岸に当たっている場合

$$A = B/R + 1 \quad (2.2)$$

B ：川幅、 R ：湾曲の曲率半径

b) 当該地点が砂礫堆による水衝部に当たっている場合

$$A = D/2H + 1 \quad (2.3)$$

c) 上記以外の場所では、 $A = 1.0$

(2) 高水敷がある場合

a) 高水敷幅が h_d の10倍以下の場合

$$A = \frac{1 + \left(\frac{n_{fp}}{n_{mc}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{h_{mc}}{h_{fp}}\right)^{1/3}}{\left(\frac{n_{mc}}{n_{fp}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{h_{fp}}{h_{mc}}\right)^{1/3} + 1} \quad (2.4)$$

h ：水深、添字 mc 、 fp ：それぞれ低水路、高水敷を表す。

b) 高水敷幅が h_d の10倍より大きい場合 $A = 1.0$

以上より得られる V_o から、次式により設計せん断力 τ_d を求める。

$$\tau_d = \rho V_o^2 / \{6 + 5.75 \cdot \log_{10}(h_d/K_s)\}^2 \quad (2.5)$$

ここで ρ : 水の密度, K_s : 堤体の (護岸, 根固工がある場合はそれらの) 相当粗度である。

2.2 堤防近傍の河床における最大洗掘深

図-2.1 に示すように平均河床高から測った水深を H , 平均河床高から測った最大洗掘深を D , 川幅を B とする。湾曲部外岸の局所洗掘深は, 全国主要河川のデータを用いて図-2.2 に示すように $D/H \sim R/B$ 関係で整理される⁹⁾。ここで R は河道中央法線の曲率半径である。実線で表された現地データの上限値を最大洗掘深の予測値とする。一方, 砂礫堆の形成による最大洗掘深については, 対象河川の重要度, 対象箇所における現地の局所洗掘の進行度, 流速の大きさ, 堤防の耐力等から, 超過確率を設定し, 次に図-2.3 を用いて D/H の予測値を求めることにより D 値を推定する。複断面河道に適用する場合及びこの方法の適用範囲等詳細については, 文献¹⁰⁾ に示されている。

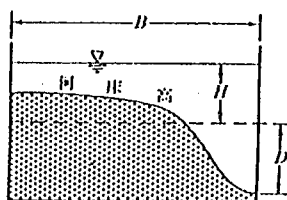


図-2.1 洗掘深の定義

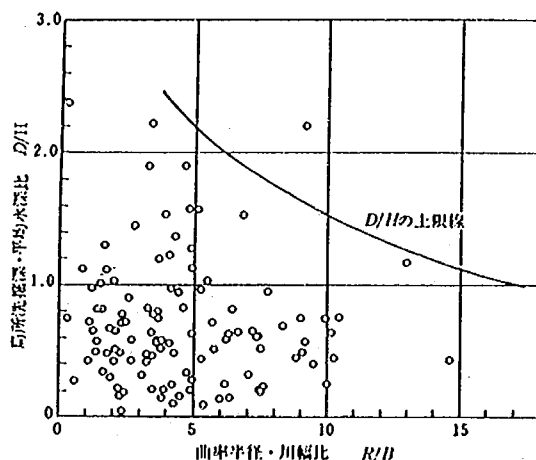


図-2.2 湾曲部外岸における局所洗掘深・平均水深比

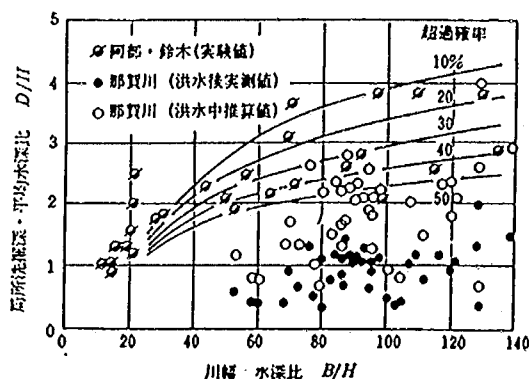
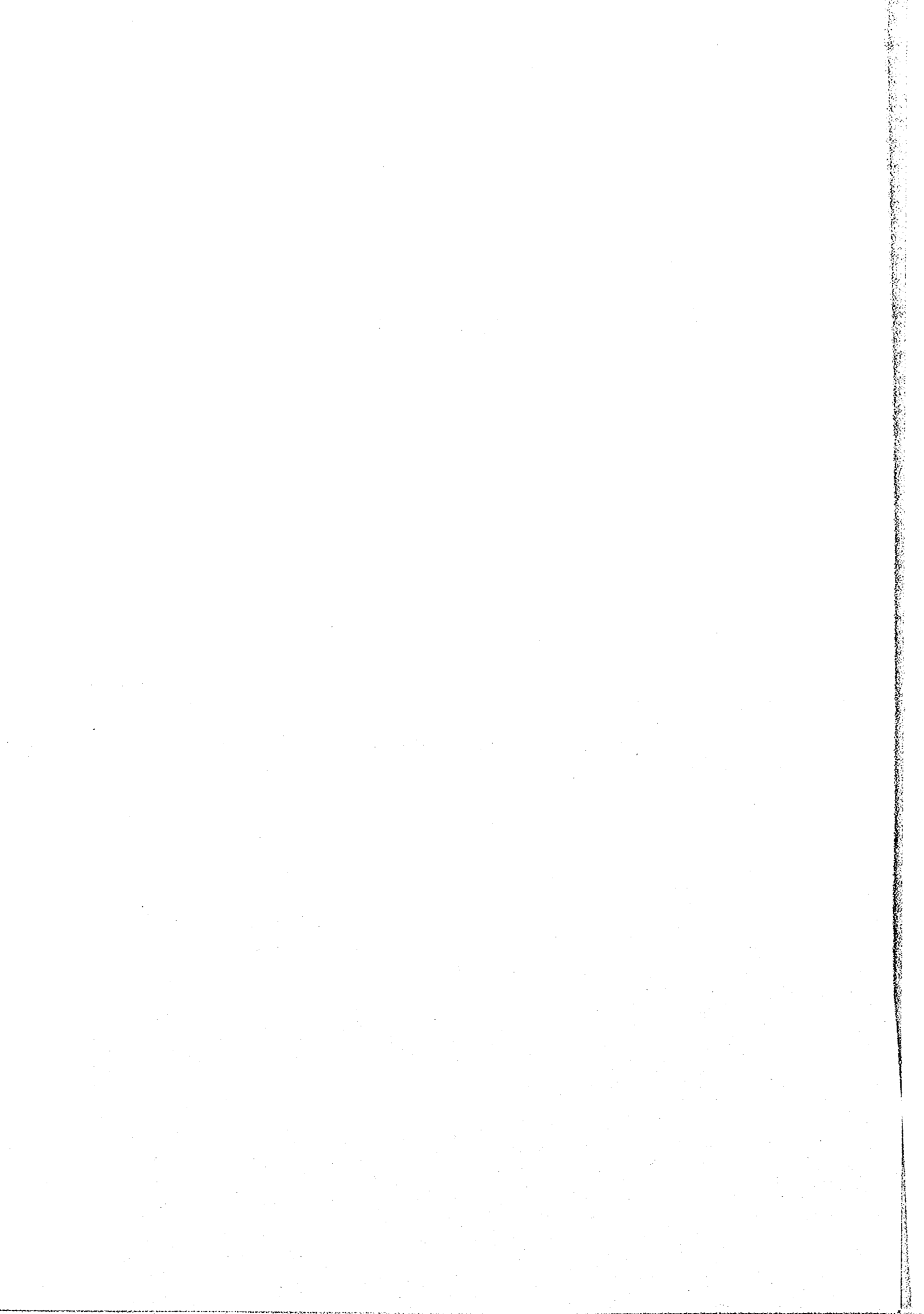


図-2.3 砂れき堆を有する河道の局所洗掘深・平均水深比

第 3 章 蛇行流路の水衝部の算定



第3章 蛇行流路の水衝部の算定

河道湾曲部での水制王の設置位置の選定にあたって、最大湾曲位置や河床形状（洗掘位置）だけでなく、流れ場（水衝部及び最大流速位置）を考慮する必要がある。既往洪水時の観測や航空写真等により、水衝部が求まっている場合はそれを用いれば良いが、河道の状況等が経年的に変化することもあり、また計画河道と現況河道では水衝部の位置が異なることも考えられるので、河道形状と河床形状に対して定まる水衝部を算定して、これを水制設置位置の決定のための情報にする。本章では、水衝部の簡単な算定方法と水制位置の決定法について述べる。

3.1 蛇行流路内の流れ

水衝部を算定するためには、まず蛇行水路内での流れ場を求める必要がある。この蛇行水路内の流れ場の計算については数多くの研究があり、それらは、主に直接数値計算法と近似解析法に分けられる。

直接数値計算法には、K-ε model などを用いて3次元的に計算するもの¹¹⁾¹²⁾、流速鉛直分布形を仮定して平面2次元的に計算するもの¹³⁾¹⁴⁾、浅水流方程式を数値的に解くもの¹⁵⁾¹⁶⁾等があり、また、近似解析法には、浅水流方程式を線型化若しくは摂動展開して解析的に解くもの、さらに級数展開して非線形のまま解析的に解くものがある。一般的に流れ場を表現する場合には、近似解析法が比較的取り扱い易い。このため、Engelund¹⁷⁾に用いられて以来、線型化された浅水流解析法が、よく使われる。この Engelund の用いた基礎式に対し、池田ら¹⁸⁾は水面の変化による水深の変化の影響を、玉井ら¹⁹⁾は水路横断方向の曲率の違いによる影響を、長谷川²⁰⁾はさらに流線の偏りによる流れの曲率の変化の影響を加え、改良を行った。これらのものは本質的に同一なものであるので、ここではこの内一般性の高い長谷川の方法を例にとりて、線型の1次モードに関する解析法について説明し、水衝部の算定を試みる。

(1) 線型解析

計算に用いる仮定は以下の通りである¹⁸⁾。

1) 蛇行形状は偏角 θ が河道距離 s に対して sine 変化する。すなわち、曲率は

$$\frac{1}{r} = \frac{\partial \theta}{\partial s} = \frac{1}{r_0} \cos \left(\frac{2\pi h}{L} \cdot \frac{s}{h} \right) \quad , \quad r_0: \text{最小曲率半径}, h: \text{水深}, L: \text{蛇行長}$$

で表される。

2) 主流の速さは深さ方向に一様とし、二次流による運動量輸送は無視する。また、流体に働く摩擦力は河床によって与えられ、横断方向のせん断力は無視する。

3) 蛇行水路の曲率半径 r は川幅 b に比べて大きい。また、川幅は流下方向に変化しない。

4) 河床形状は洗掘深を正にとって、

$$\tilde{\eta}/h_0 = \alpha \sin \left(\frac{\pi n}{b} \right) \cos (2\pi S/L - \sigma), \quad \sigma: \text{最大洗掘が生じる位相}$$

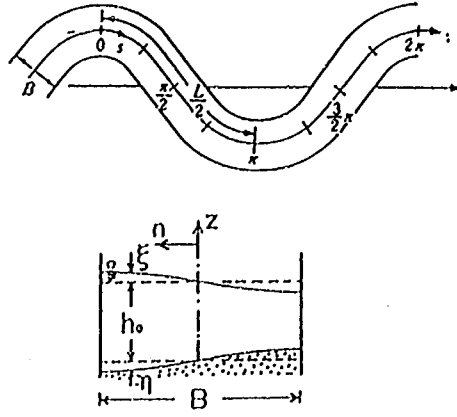


図-3.1.1 記号の説明

と表される。

この時、流れ場を表す方程式（浅水流方程式）は図-3.1.1に示される s, n 座標系で、

$$u \frac{\partial u}{\partial s} + \frac{r+n}{r} v \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{uv}{r} = -g \frac{\partial \xi}{\partial s} + gl - \frac{f}{2h} u^2 \frac{r+n}{r} \quad (3.1)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{r+n}{r} v \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{u^2}{r} = -g \frac{\partial \xi}{\partial n} \frac{r+n}{r} - \frac{f}{2h} uv \frac{r+n}{r} \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial uh}{\partial s} + \frac{r+n}{r} \frac{\partial vh}{\partial n} = 0 \quad (3.3)$$

u, v : s, n 方向の流速, f : 抵抗係数

と表される。ここで $u = u_0 (1+u)$, $v = u_0 v$, $\xi = h_0 \xi$, $\eta = h_0 \eta$, $s = h_0 s$, $n = h_0 n$, $r = h_0 r$ と表し, ($_0$: 平均値を表す)

$$1 \gg u, v, \xi, \eta$$

であるとすれば無次元量 u, v, ξ について式 (3.1) ~ (3.3) は線型化されて次のようになる。

$$\frac{\partial u}{\partial s} + fu = -\frac{1}{Fr^2} \frac{\partial \xi}{\partial s} + \frac{f}{2} \left(\xi + \eta - \frac{n}{r} \right) \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial s} - \frac{1}{r} = -\frac{1}{Fr^2} \frac{\partial \xi}{\partial n} \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial u}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial n} = -\frac{\partial (\xi + \eta)}{\partial s} \quad (3.6)$$

流速分布及び水面形状を

$$u = \sin\left(\frac{\pi n}{b}\right) \left\{ \alpha \left\{ A \sin\left(\frac{2\pi s}{L} - \sigma\right) + B \cos\left(\frac{2\pi s}{L} - \sigma\right) \right\} \right.$$

$$\left. + \frac{b}{r} \left\{ A' \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) + B' \cos\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right\} \right\}$$

$$V = \cos\left(\frac{\pi n}{b}\right) \left\{ \alpha \left\{ C \sin\left(\frac{2\pi s}{L} - \sigma\right) + D \cos\left(\frac{2\pi s}{L} - \sigma\right) \right\} \right.$$

$$\left. + \frac{b}{r} \left\{ C' \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) + D' \cos\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right\} \right\}$$

$$\xi = \sin\left(\frac{\pi n}{b}\right) \left\{ \alpha \left\{ E \sin\left(\frac{2\pi s}{L} - \sigma\right) + F \cos\left(\frac{2\pi s}{L} - \sigma\right) \right\} \right.$$

$$\left. + \frac{b}{r} \left\{ E' \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) + F' \cos\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right\} \right\}$$

とおき、これらを式(3.4)～(3.6)に代入すれば線型1次モードの流速分布を得ることができる。

$f=f_0=\text{const}$ とした時の長谷川の解²⁰⁾ Appedix に示す。一般に $b/L \doteq 1/10$ であることを考慮してこの解を簡略化して、さらに、横断方向の曲率の変化が小さいとすると、河岸沿いの偏倚流速 u は、

$$\begin{aligned} u = & \frac{\sin(\pi n/B)}{2(1+(\omega/f)^2)} \left\{ \frac{B}{r} \left\{ \left(\frac{Fr^2}{2} + 1\right) \frac{\omega}{f} \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) + \left(\frac{Fr^2}{2} - \left(\frac{\omega}{f}\right)^2\right) \cos\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \right\} \right. \\ & + \alpha \left\{ \frac{\omega}{f} \left(\sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \cos\sigma - \cos\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \sin\sigma \right) \right. \\ & \left. \left. + \left(\cos\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \cos\sigma + \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right) \sin\sigma \right) \right\} \right\}, \quad \omega = \frac{2\pi h}{L} \end{aligned} \quad (3.7)$$

と表される。

また、これより流速が最大となる位相 γ は、 $\partial u / \partial s = 0$ より

$$\gamma = \frac{(Fr^2/2+1)(\omega/f) + (\alpha r/b) \{ (\omega/f) \cos\sigma + \sin\sigma \}}{Fr^2/2 - (\omega/f)^2 + (\alpha r/b) \{ \cos\sigma - (\omega/f) \sin\sigma \}} \quad (3.8)$$

と表される。この解は主に最大洗掘深 α に支配される。 α については河道の曲率に比例するとして、 $\alpha = \beta \cdot b/r$ (または $\Delta h / \Delta b = 2\beta h/r$) で表すものとする。このとき、観測結果(図-3.1.2)、実験結果(図-3.1.3)および単純化された理論の適用範囲を考慮して、ここでは $\beta \doteq 2$ とする。図-3.1.4(a), (b)から明らかなように、

- ①洗掘が生じると流速最大となる位相 γ は上流に進む
- ②洗掘位置 σ が上流へ進むとそれに伴って位相 γ も上流へ進む
- ③ $U_{\max}$ は α によってほぼ定まり、 $L/2\pi h$ の小さいところを除いて $U_{\max} \approx \alpha/2$ で表されることがわかる。

また、 $\beta = 2$ の時の各 σ における γ の値を図-3.1.5に示す。

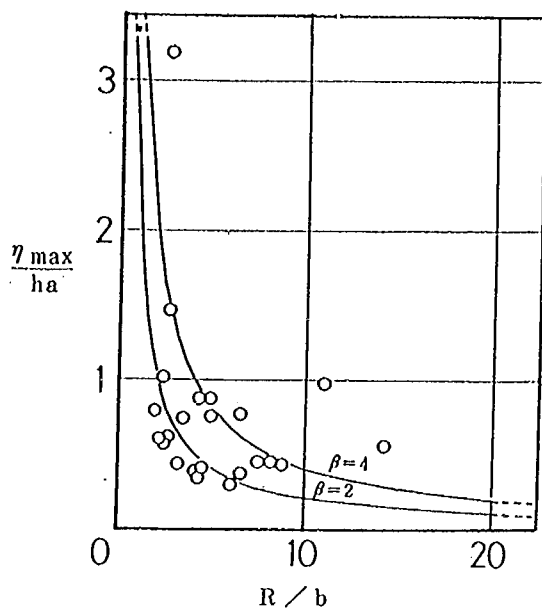


図-3.1.2 曲率と洗掘深の関係

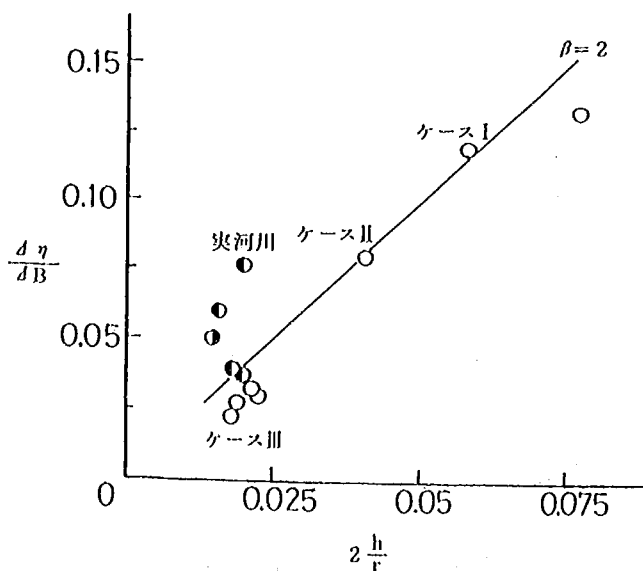


図-3.1.3 横断勾配と無次元曲率との関係

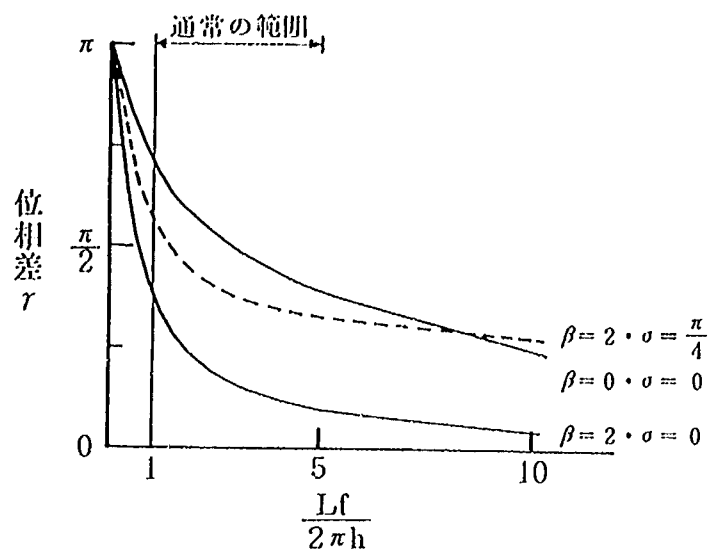


図-3.1.4(a) 最大流速位置

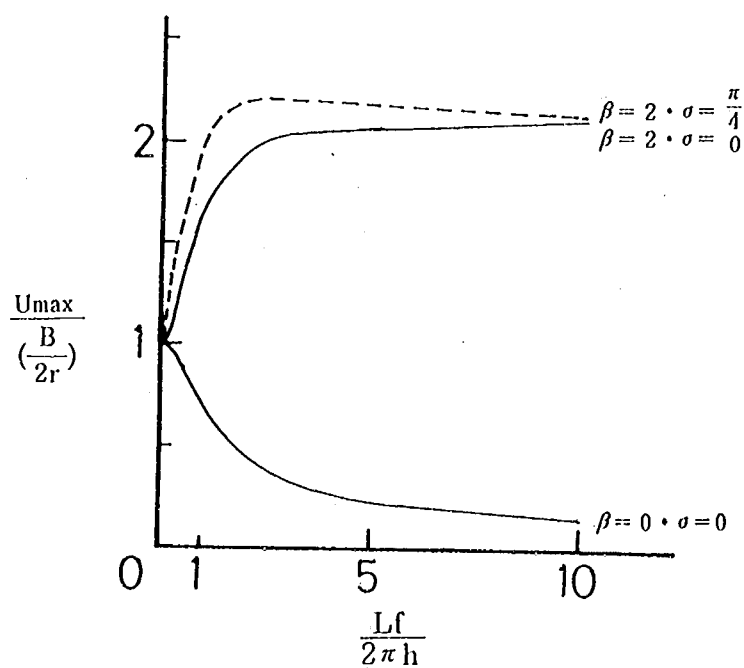


図-3.1.4(b) 最大偏倚流速

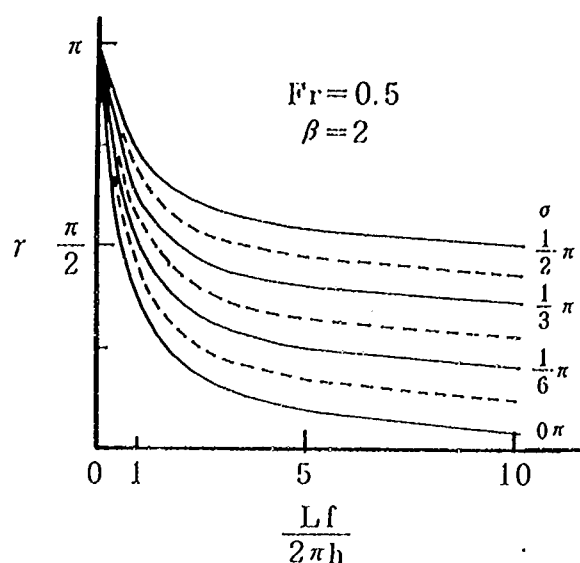


図-3.1.5 σ と γ の関係

3.2 水衝部について

先の解析を用いて、水衝部を予測するには、水衝部の定義が必要となる。基本的に次の3つの位置が考えられる²¹⁾。

- ①洗掘深最大 $(\sigma, \partial \eta / \partial s = 0)$
- ②偏倚流速最大 $(\gamma, \partial u / \partial s = 0)$
- ③単位巾流量最大 (流線偏倚最大) $(\lambda, \partial u / \partial s + \partial (\xi + \eta) / \partial s = 0)$

ここで、流れが河岸に最も集中するところを水衝位置と定義するならば、③の単位巾流量最大の位置が水衝位置となる。しかし、水あたりは広い範囲で生じ、③の位置は、その定義から、洗掘深最大位置と偏倚流速最大位置の間に入り、洗掘が大きい場合には①の位置に近く、洗掘が小さい場合には②の位置に近くなる。したがって、まず①、②の位置を求めれば良い。

図-3.1.5に示されるように、 $Lf / 2\pi h \rightarrow \infty$ では γ は σ に漸近するが、洪水時には $Lf / 2\pi h \approx 1$ 程度であるとすれば、 γ は σ に対して $\pi/4 \sim \pi/2$ 程度遅る。また β が大きくなると γ の値は小さくなる。ここで重要なことは、曲率が極端に大きくない ($B/r < 1$) 範囲では、水衝部は曲率最大の位置よりもさらに下流に現れるということである。

このように、蛇行形状洗掘位置及び水理量が与えられれば、これらに対する流速最大位置 γ が求まるが、護岸、根固め、水制等は、それらの施工目的を十分発揮する場所に施工する必要がある。流速が速い場所、洗掘が著しい場所に対し、これらの対策工は一体となって働くように施工されるべきであるので、実際には両者を含む広い範囲にわたって施工することになる。また、特に水制工などは上流側に設置された水制工により、下流側の湾曲部での水衝部が上流へ移動する。したがって、上流側の水制と下流側の水制工を施工する場合には、上流水制工の下流への影響を考慮に入れて、下流水制工の施工位置を決めなければならない。

3.3 洗掘位置について

3.1, 3.2より, 水衝部の位置の決定機構には, 最大洗掘位置が重要な役割を果たすことが示された。しかしながら, 河床変動と流れ場をカップリングして計算している例は, 流れ場のみを計算した例に比べると数が少なく, 現時点では簡単に, 最大洗掘位置を計算で求めることは難しい。比較的簡潔な方法で平衡河床形状を求める場合には, 近似解析法を用いて流れ場を3.1(1)のように表し, 流砂量を流速と河床形状の関数として表すことで, 河床変動計算が試みられている。

しかしながら, このような方法を用いて河床変動計算を行うと直線流路の交互砂州については, 本来線形解析法による限り, その波高と位相速度は求まらない²²⁾。河床形状の波高と位相速度が求まるのは非線形解析の場合のみである。しかしながら, 蛇行流路において二次流を考慮して同様な線形の河床変動計算を行うと, 蛇行の曲率に起因する項が存在するために線形計算であっても平衡河床形状の解が存在してしまう²³⁾。この解は現実の値に対して一般に過大な位相と波高を与える。これは, 線形解析では, 非線形性に起因する高次モードから低次モードへの波高の発達抑制作用を考慮していないからと考えられている。長谷川はこの波高の発達抑制作用を $M \cos(2\pi s/L - \sigma)$ と表し, 連立方程式よりこの抑制項である M を消去することによって洗掘深 α と洗掘位置 σ との関係を表した²⁰⁾。この解析法によれば, 水理量と α の値を与えれば洗掘位置 σ は求まることになる。しかしながら, この解析法は, 抑制作用項の表し方の妥当性についてデータの検証が不十分であり, 何よりも洗掘位置は上流の流れの境界条件によるところが大きいので, 一般性に欠ける。したがって, 河床変動計算を行うことにより洗掘位置を解析的に求めるためには, 非線形計算をせざるを得なく, 最終的には数値計算¹⁵⁾を行わなければ実河道に対して妥当な解は得にくい。

しかし, 湾曲や蛇行によって point-bar が発生している所ではその対岸に洗掘が生じており, 一洪水によってその位相 σ はそれほど移動しないので, σ の位置についてはむしろ現地測量によって調べたり, 航空写真等を用いて調べる方が確実であり, 現実的であると思われる。

3.4 水制設置位置の考え方

3.1～3の考え方に基づき, 蛇行流路における水制の設置位置について検討する。まず, 現況河道については, 洗掘位置・洗掘深をあらかじめ求めておき, 計画河道においては現況河道の位置を考慮してその前後の区間に何通りか設定し, 河道形状と河床形状を与えて蛇行流路内の流れを計算して求め, 図に表しておき, 以下の検討を行う⁶⁾。

一般に, 湾曲外岸付近の洗掘を軽減するためには, 例えば護岸の根入れ深程度以上洗掘されている若しくは洗掘される恐れのある範囲へ水制工を設置して河岸を保護する。水制工の後流域は, 水制長の2倍程度であり, それほど広くないので, なるべくならばより広い範囲に設置した方がよい。また前述の様に上流の対岸にも水制工を設置する場合は下流の水衝部が上流に移動するので, 設置範囲の下流端を固定したまま上流端を少し上流まで延す。

また, 河岸侵食に対しては影響のある流速(許容流速¹⁾²⁾)以上となる範囲についても, 護岸工や水制工等の河岸侵食対策工を施工するのが望ましい。

第4章で示す上流の内岸に水制工を設置する方法については次の様に考える。

蛇行流路内の河床変動を全体的に抑制する上流内岸の水制の最も効果的な位置は、主流が最も河岸に近づく位置であることが実験結果より明らかとなっている。この位置は3.2で述べたように下流の洗掘位置の対岸の上流で洗掘が生じているならばその最大洗掘位置、洗掘が顕著でない場合は最大流速位置としてよい。洪水中の航測写真がある場合には、主流線が最も河岸によっている位置を写真より読取り、その位置に決める。

このように求められた湾曲外岸の洗掘位置の上流の対岸で主流が最も河岸に近づく位置に、下流の水制工より短い（低水路幅の1割程度）水制工をそれほど広くない範囲に設ければよい。

第4章 蛇行河道における水制群による 洗掘軽減に関する検討

第4章 蛇行河道における水制群による洗掘軽減に関する検討

4.1 概 要

(1) 具体的な検討項目

曲線河道においては湾曲部の外岸側に水衝部が現れる。この水衝部を中心とする上下流の区間における洗掘・堆積などの河床変動を効果的に軽減するための対策として低水路の法線形と水制工の設置条件について、水理的な検討を行った。実験は表－4.1に示す3シリーズ全20ケースについて実施した。これら各実験における検討項目は次の通りである。

1) 砂利またはれき、および砂からなる曲線河道における水制工の配置と諸元の検討

a) 河床材料の違いによる水制工の機能（ケースⅠ、ⅡとⅢの比較）

2) 水制配置による河床変動、洗掘の防止効果

a) 河道平面形状（湾曲度）の違いに対する検討（ケースⅠとⅡの比較）

b) 水制の透過度、構造または流量の違いによる水制の機能（ケースⅢ）

表－4.1(a) 実験ケース一覧

ケース No.	河道 形状	水制工位置		検 討 項 目	備 考
		上流	下流		
Ⅰ－1	Ⅰ	なし	なし	水制工を設置しない場合の流況及び河床変動状況の把握	れき河川の急湾曲部における水制工による局所洗掘抑制効果の把握とその効果的な配置方法に関する検討
Ⅰ－2		16.5 } 15.8	12.5 } 10	外岸下流部及び内岸上流部に水制工を設置した場合（内岸水制位置は最上流）	
Ⅰ－3		15.5 } 14.9	14 } 10	外岸下流部及び内岸上流部に水制工を設置した場合（内岸水制位置はケース2の下流）	
Ⅰ－4		なし	13 } 9	湾曲下流部外岸のみに水制工を設置した場合の状況を把握する	
Ⅰ－5		15.5 } 14.9	13 } 10	上流水制は位置がケース3と同じで、流下するに従って長さが長くなる構造をもつ	
Ⅰ－6		15.5 } 14.5	13 } 9	上流水制の設置範囲を下流に延長し、外岸の水制工も下流まで延ばした場合	
Ⅱ－1	Ⅱ	なし	なし	水制工を設置しない場合の流況及び河床変動状況と低水路法線形変更の把握	れき河川の緩湾曲部における水制工による局所洗掘抑制効果の把握とその効果的な配置方法に関する検討及び河道の平面形状の違いによる影響の検討
Ⅱ－2		15.6 } 14.9	12 } 8	法線形変更と水制工の設置による河床変動抑制効果の把握（内岸水制最上流）	
Ⅱ－3		15.1 } 14.5	12 } 8	ケース2の上流内岸水制を下流に移動させた場合	
Ⅱ－4		なし	12 } 8	緩湾曲の外岸のみに水制工を設置した場合	

表-4. 1(b) 実験ケース一覧

ケース No.	水 制 工			検 討 項 目			備 考
	位	置	透過度				
Ⅲ-1	なし	なし	中	中	中	水制工を設置しない場合の河床変動状況の把握	砂河川における水制工の洗掘抑制効果と水制工の配置方法と設置方法に関する検討
Ⅲ-2	85.2 } 84	81.4 } 78	中	中	中	水制工の設置範囲を洗掘位置とした場合の状況の把握	
Ⅲ-3	85.2 } 84	81.6 } 79	中	中	中	ケース2の水制工の設置範囲の下流端を上流に移動させ、設置範囲を短くした場合	
Ⅲ-4	85.2 } 83.5	81.2 } 78	中	中	中	設置範囲はケース2と同様で先頭部の2基の長さを短くし、先頭部に根固めした場合	
Ⅲ-5	85.2 } 83.5	81.2 } 78	中	長	長	ケース4の設置範囲と同様にし、長さの間隔を2倍にした場合	緩流河川における水制工の長さの間隔に関する検討
Ⅲ-6	85.2 } 83.5	81.6 } 78.5	中	中	長	ケース5の上流の水制工の長さだけを短くした場合	
Ⅲ-7	85.2 } 83.5	81.2 } 78	小	中	中	水制工の杭間隔を狭くして、透過度を低くした場合	緩流河川における水制工の透過度（杭間隔）に関する検討
Ⅲ-8	85.2 } 83.5	81.2 } 78	大	中	中	水制工の杭間隔を広くして、透過度を高くした場合	
Ⅲ-9	なし	81.2 } 78	大	中	中	ケース8の上流の水制工を撤去した場合	緩流砂河川における水制工の設置方法と上流水制の効果に関する検討
Ⅲ-10	84.7 } 83	81.2 } 78	大	中	中	ケース8の上流水制工の設置範囲を下流に移動させた場合	

(2) 実験水路及び実験条件

実験はれき河川を対象（ケースⅠ，Ⅱ）とした湾曲水路（図-4.1.1）および緩流部の砂河川を対象（ケースⅢ）とした蛇行水路（図-4.1.3）を用いて行った。実験にあたっては実河川を想定し、河道、流れ、河床材料などについて、それぞれ相似則を満足する条件を設定した。また実験に用いた水制工は従来の統計的考察（1.3(2)参照）¹⁾から標準的とされるものを使用した。各水路における諸元及び実験条件は次の通りである。

1) 湾曲水路と水制諸元

- 想定縮尺 $s=1/40$
- 低水路幅 $b=2\sim 3\text{m}$ （現地80～120m）
- 平均水深 $h=15\text{cm}$ （ $\sim 6\text{m}$ ）（河道に対して、中規模程度の洪水）

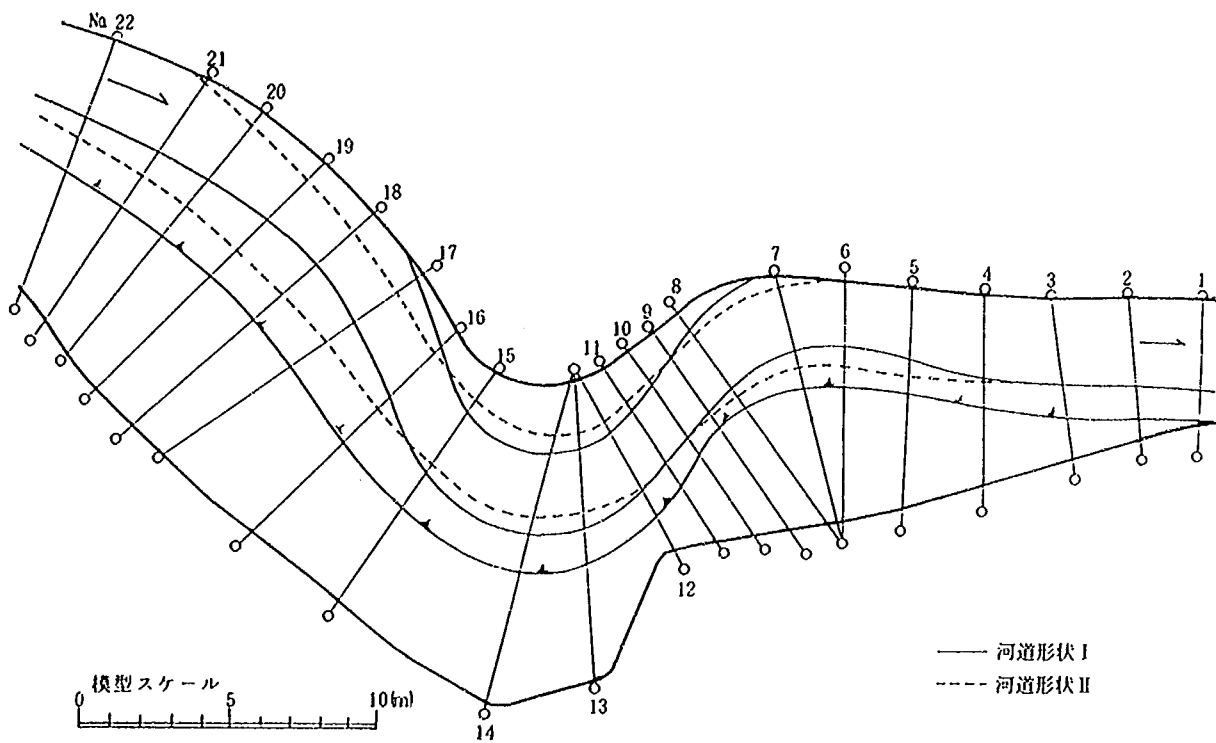


図-4.1.1 河道形状図 (湾曲水路)

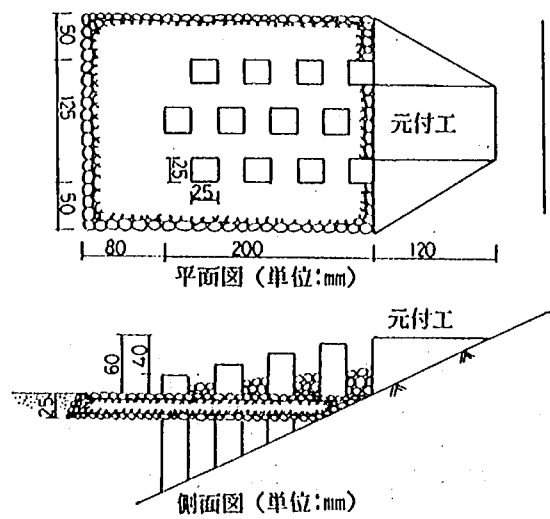


図-4.1.2 水制形状図 (湾曲水路)

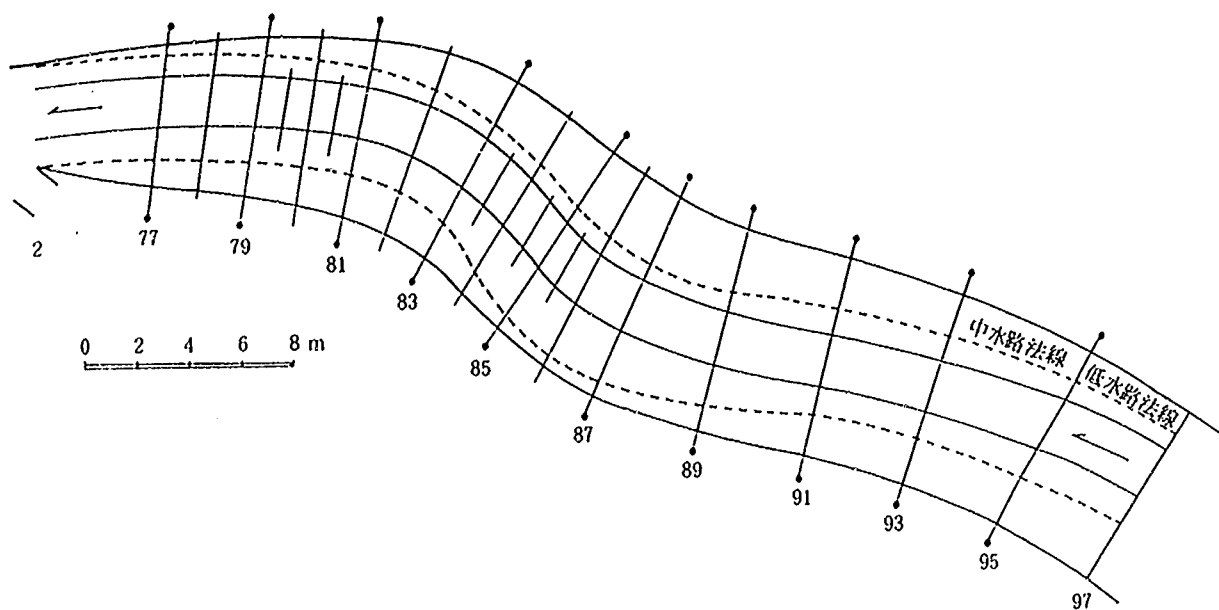


図-4.1.3 河道形状図 (蛇行水路)

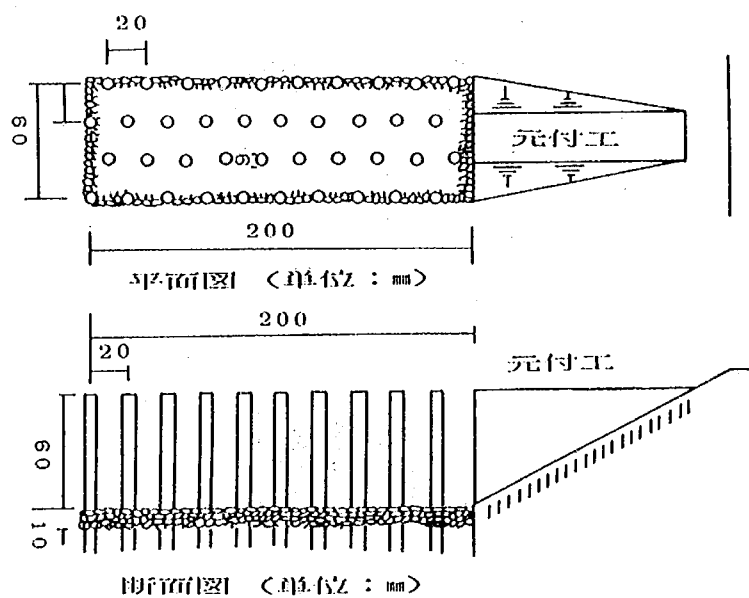


図-4.1.4 河道形状図 (蛇行水路)

- 水面勾配 $I=1/1000$
- 流量 a) $150 \text{ l/s} \times 180 \text{ min}$
- 模型河床材料 $d_m = 0.8 \text{ mm}$, $\sigma = 2.3$ の砂 (現地 $d_m = 3.2 \text{ cm}$ のれき)
- 曲率半径 河道形状Ⅰ $R=5.2 \text{ m}$, $h/R=0.0288$, $b/R=0.481$
河道形状Ⅱ $R=7.4 \text{ m}$, $h/R=0.0203$, $b/R=0.388$
- 水制 (図-4.1.2) 不透過越流型 2.5 cm (1 m) 千鳥状3列の角型コンクリート柱の水制
 $h_g/h=0.40$, h_g : 水制高
 $S/\ell=2.0$, ℓ : 水制長, S : 水制間隔
 $\ell/b=0.1 \sim 0.15$, $S/h_g=7$

水制工は図-4.1.2に示すように先端に向かって勾配をつけ、内部に一部碎石を敷詰めた。また、水制の周りは、碎石で根固めを行った。さらに、水制と河岸法面の間に水が集中して流れないように、碎石を用いて法面上に水制と同じ高さで、元付工を制作した。

2) 蛇行水路と水制諸元

- 想定縮尺 $s=1/50$
- 低水路幅 $b=2 \text{ m}$ (現地 100 m)
- 平均水深 $h=12 \sim 14 \text{ cm}$ ($\sim 6 \sim 7 \text{ m}$) (河道に対し中規模程度の洪水)
- 水面勾配 $I=1/3000$
- 流量 a) $60 \text{ l/s} \times 180 \text{ min} + 100 \text{ l/s} \times 60 \text{ min}$, b) $100 \text{ l/s} \times 90 \text{ min}$
- 模型河床材料 $d_m = 0.3 \text{ mm}$ の石炭粉 (現地 $d_m = 0.4 \text{ mm}$ の砂)
- 曲率半径 上流部 $R=12.2 \text{ m}$, $h/R=0.0115$, $b/R=0.164$
下流部 $R=11.4 \text{ m}$, $h/R=0.0123$, $b/R=0.175$
- 水制 (図-4.1.4) 透過型 $\phi = 6 \text{ mm}$ (30 cm) 4列の杭出し水制
 $h_g/h=0.4 \sim 0.5$
 $S/\ell=2.0$
 $\ell/b=0.1$ または 0.2 , $S/h_g=7$ または 13

水制工は図-4.1.4に示すように横断方向に同じ高さとした。また、水制内の杭と杭の間は地盤高で碎石による捨石で保護した。また、水制と同じ高さで元付け工を碎石で制作した。さらにケースⅢ-4～10では水制の先頭部に碎石による根固めを行った。

4.2 れき河川における水制工に関する検討

4.2.1 急湾曲の場合 (河道形状Ⅰ, $b/R=0.481$)

急湾曲水路は、図-4.1.1の実線で示す急湾曲の低水路を有するものである。その平均曲率半径は約 5.2 m である。この急湾曲大型水路で、まず水制工を施工しない場合 (ケースⅠ-1) の河床変動状況を調べ、次に水制工を1箇所 (ケースⅠ-4) または2箇所 (ケースⅠ-2, 3, 5, 6) に数基ずつ配置し、水制工の洗掘防止効果について検討を行った。

4.2.1.1 実験結果

(1) ケースⅠ-1

ケース1では水制工なしの場合の流況及び河床変動について調べた。

a) 流況

水制工なしの場合の流況を図-4.2.1に示す。主流は矢印で示すように断面15.2で低水路内岸に最も近づき、以後次第に内岸から外岸へ向い、曲率最大付近（断面14）で低水路中央部を通り、断面12～10付近で外岸に最も接する。断面11付近が水衝部となっている。それ以後も河道の曲率が大きいために、主流は内岸に接近することはない、断面11～8にかけて外岸に沿って流れている。

外岸の流速は断面15～14で加速され始め、断面10～8で最大70cm/sとなっている。また横断方向の流速分布は、断面13ではまだ水路中央部が速く、断面12付近に至って外岸が最も速くなっている。また断面14, 13において顕著な二次流が発生している。

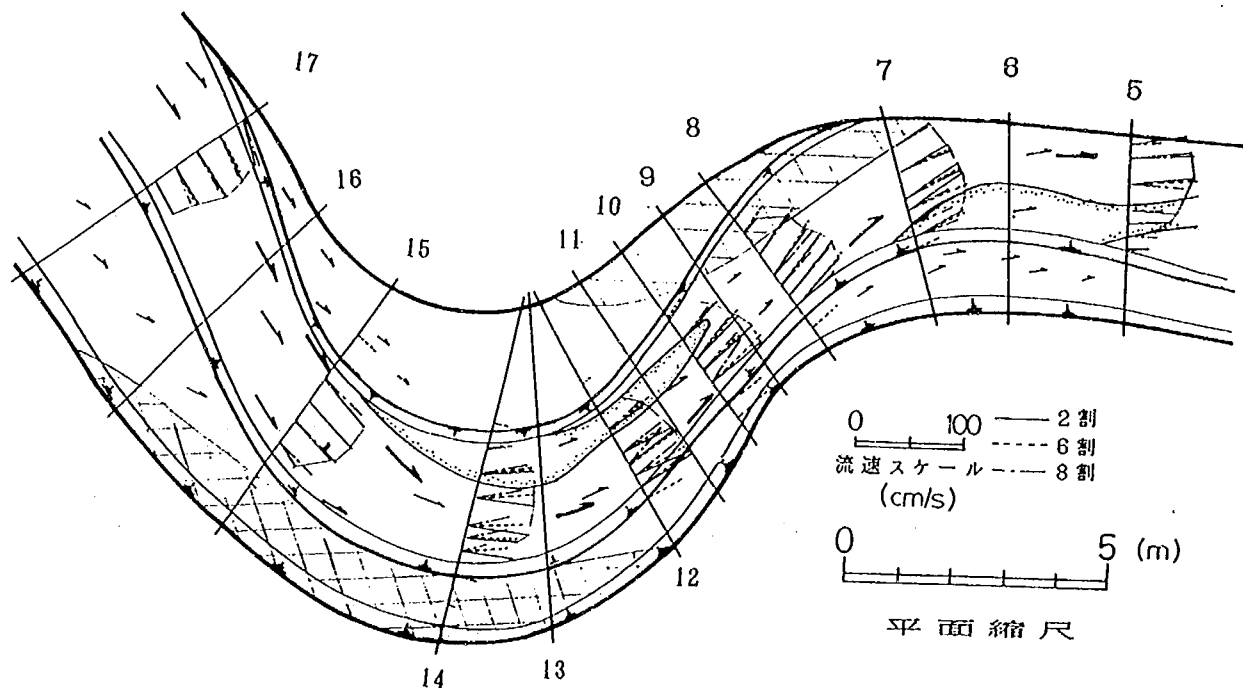


図-4.2.1 流況ケースⅠ-1)

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.2に示す。上流側左岸における洗掘は2～3cm程度である。湾曲部における外岸沿いの洗掘は、断面13付近から始まり、断面12～10付近すなわち水衝部とほぼ同じ所で最大10.5cmとなっている。内岸側の堆積は、洗掘位置の上流で生じており、主流が内岸から離れ始める断面15付近で始まり、断面14～13で最大9cmとなり、以後緩やかに減少し、広範囲にわたっている。

またこれより、流況図と写真-4.2.1とあわせて見ると洗掘と堆積が主流の偏りとそれによる掃流力の縦断変化並びに遠心力による二次流のために生じていることがわかる。また断面7～5にかけて内岸側に顕著な堆積がみられる。

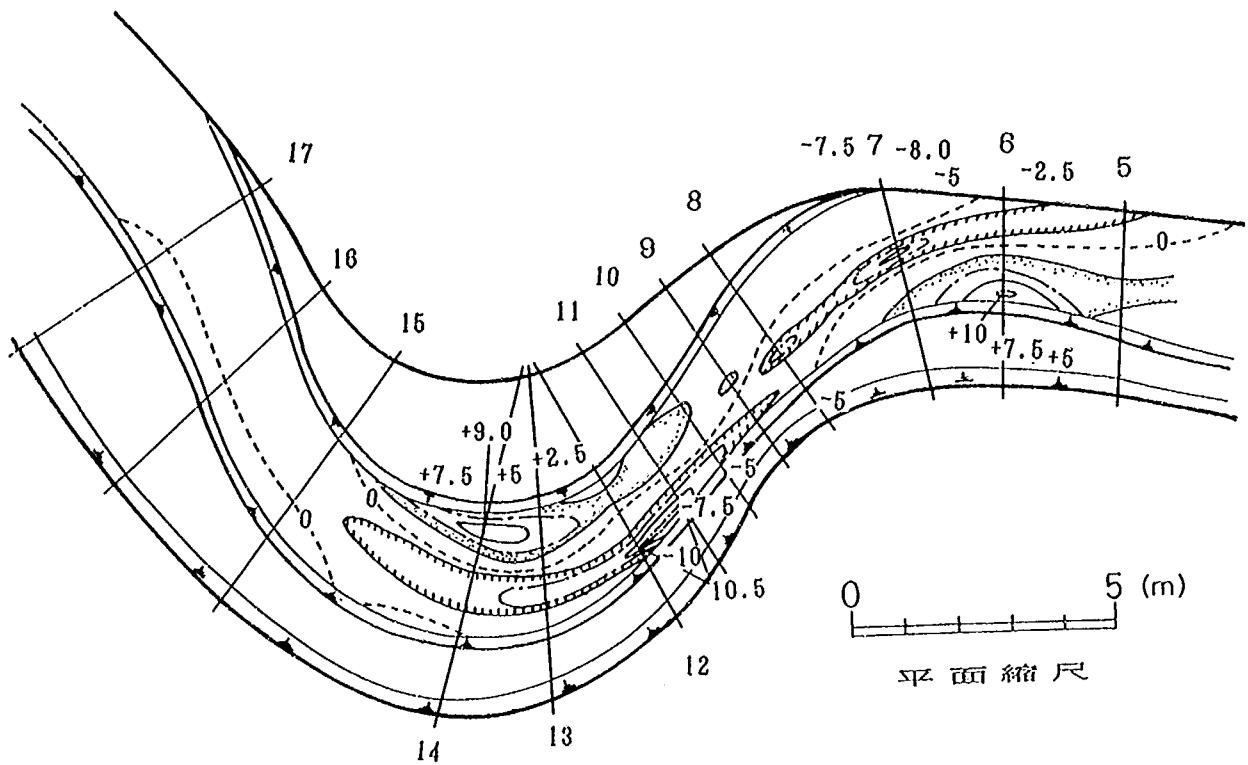


図-4.2.2 河床変動状況 (ケース I-1)

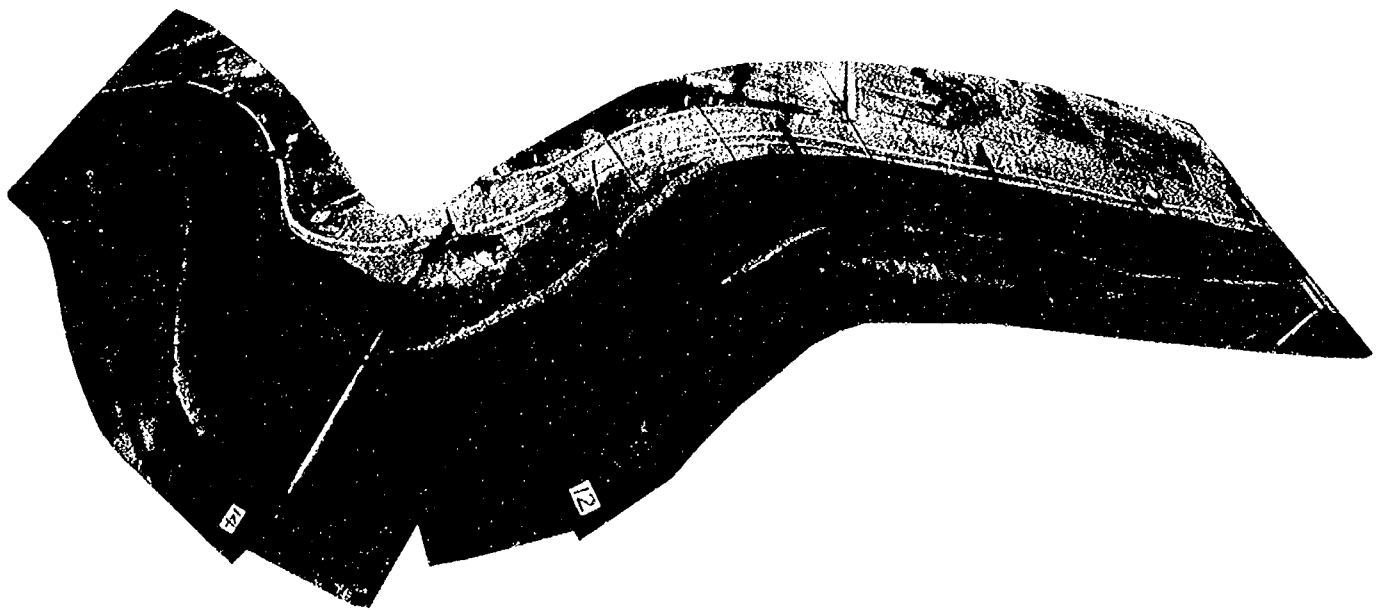


写真-4.2.1 河床変動状況 (ケース I-1)

ケース I-1

区	区 I	150m
下流部		75.6m

(2) ケース I-2

ケース 2 は、水制工を湾曲部の内岸側上流部及び外岸側下流部に設置した場合で、上流部では断面16.5～15.8の左岸に 5 基、下流部では断面12.5～10の右岸に10基、表-4.2.1に示す長さのものを設置した。上流側内岸部の水制は他のケースと比べて最も上流に位置する。

表-4.2.1 水制長 (ケース I-2)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5
水制長 (cm)	15	20	20	20	20

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
水制長 (cm)	10	15	20	20	20	20	20	20	20	20

a) 流況

流況を図-4.2.3に示す。このように水制工を設置すると、主流は上流側の水制により流心に向けてはねられ、水制の直下流の断面16~15においてその効果が顕著である。しかし、流下するに従い河道法線形の影響を受け水制の水はね効果は次第に弱まり、主流線の位置は上流側に水制を置かない場合と同様になる。水衝部の位置は12~11付近であり、大きな変化は見られない。下流部外岸側に設置された水制により主流は河岸から離され、水制の前面を通るようになったが、遠心力による影響が強いため水制により主流が内岸へ向かうことはなかった。また水制が設置されていない断面10~8ではさらに主流が外岸によってきている。

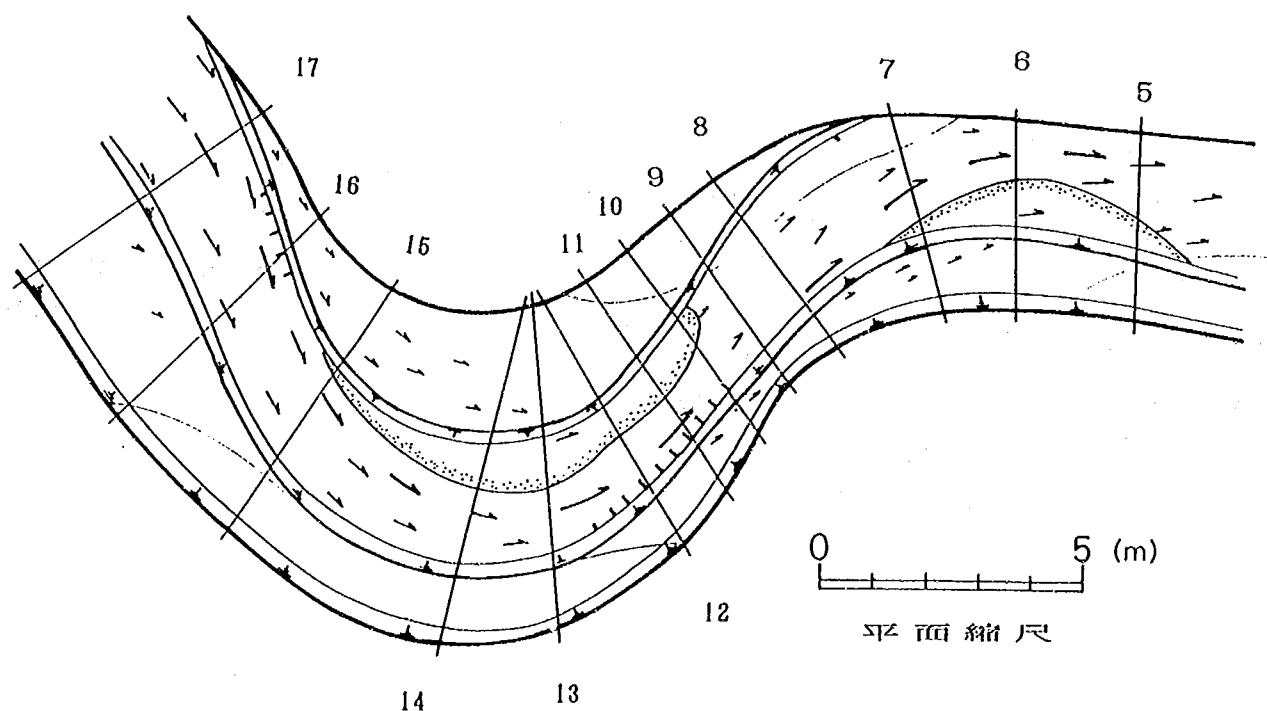
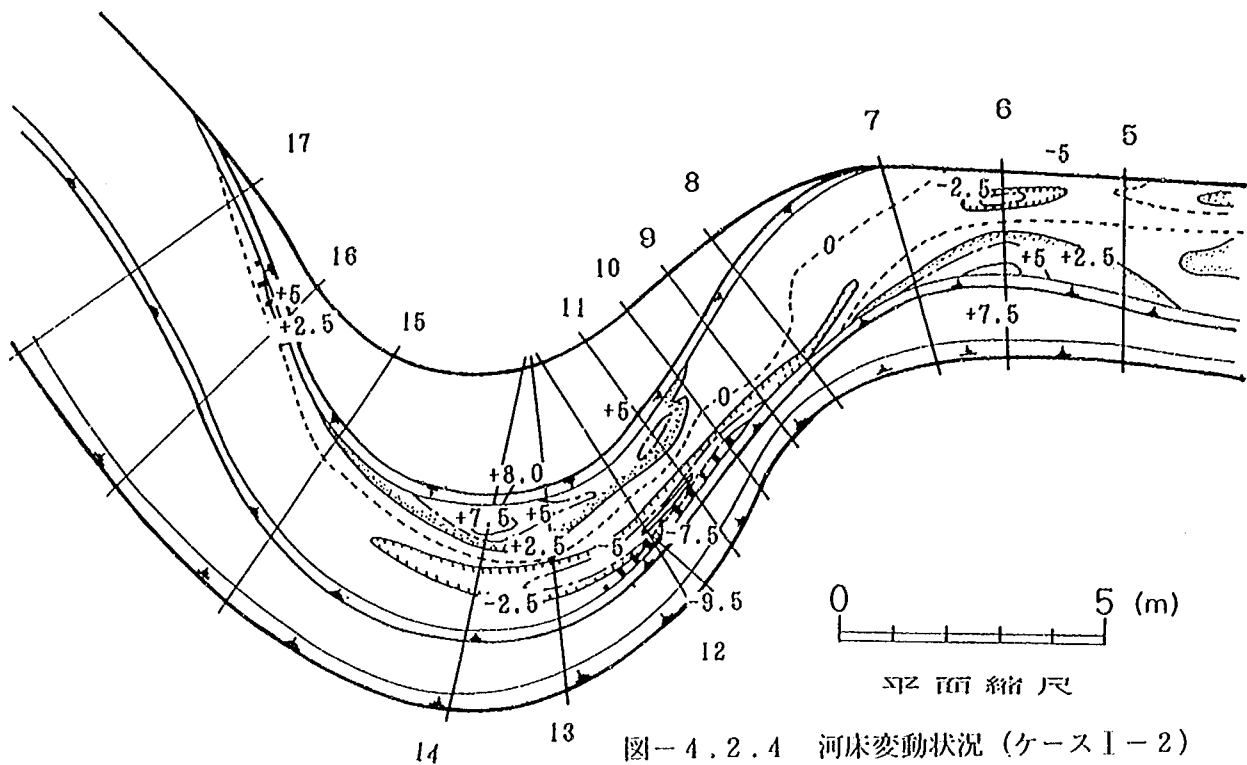


図-4.2.3 流況 (ケース I-2)

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.4に示す。洗掘は断面14~8で生じており外岸近傍では断面12~8で生じている。また最大洗掘は水衝部とほぼ同様な位置で生じており、断面12~11の範囲で著しい。外岸側の主な洗掘状況はケース4 (上流の水制なし) などの他のケースとよく似た結果となっているが、上流側の水制に



より流況が変化したために、洗掘深は、上流に水制を置かない場合 (ケース4) と比べてやや小さくなっており、水制なしと比較して2 cm (0.8m) 軽減されている。内岸側の堆積は全体的に上流へずれ、上流の水制の効果により断面17付近から砂が堆積し始め、断面10付近で堆積しなくなる。また断面14付近の最大堆積高は1 cm (0.4m) 程度減少した。また、上流側の水制については、水制前面に若干の洗掘が生じるものの、水制間にはかなりの堆積が生じた。(写真-4.2.2(a))

また下流の水制の前面における洗掘のために水制周りの根固めは崩落し、また水制間の土砂は流出したため、4.5cm (1.8m) 程度の洗掘が生じ、護岸前面は初期河床を維持できなかった。(写真-4.2.2(b))



写真-4.2.2(a) 水制周りの河床変動状況 (上流側)



写真-4.2.2(b) 水制周りの河床変動状況 (下流側)

(3) ケース I-3

ケース 3 は、水制工を湾曲部の内岸側上流部・外岸側下流部に設置した場合で、上流部では断面15.5～14.9に 5 基、下流部では断面14～10に17基、表-4.2.2に示す長さのものを設置した。上流部内岸側の水制はケース 2 と比べてやや下流で、また下流部外岸側の水制も少し上流まで設置されている。

表-4.2.2 水制長 (ケース I-3)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5
水制長 (cm)	15	20	20	20	20

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
水制長 (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

a) 流況

流況を図-4.2.5及び写真-4.2.3に示す。上流側水制の中心位置は、主流が最も内岸に近づく断面15.2付近であるため、上流側の水制による水はね効果は十分きいており、水制に沿って主流線の位置が徐々に外岸へ向かって変化している。主流線は上流の水制により、断面13付近で外岸に達する程近づいており、断面12ではほぼ外岸に沿うようになる。最も強い水衝部は断面12.5～12付近である。また下流に設置された水制により、主流線の位置は河岸から水制の前面まで移動している。しかし、流れの遠心力の影響が強いため、主流は水制によってはねられず、水制の前面を通り、水制の設置されていない断面9～8では外岸に寄る。

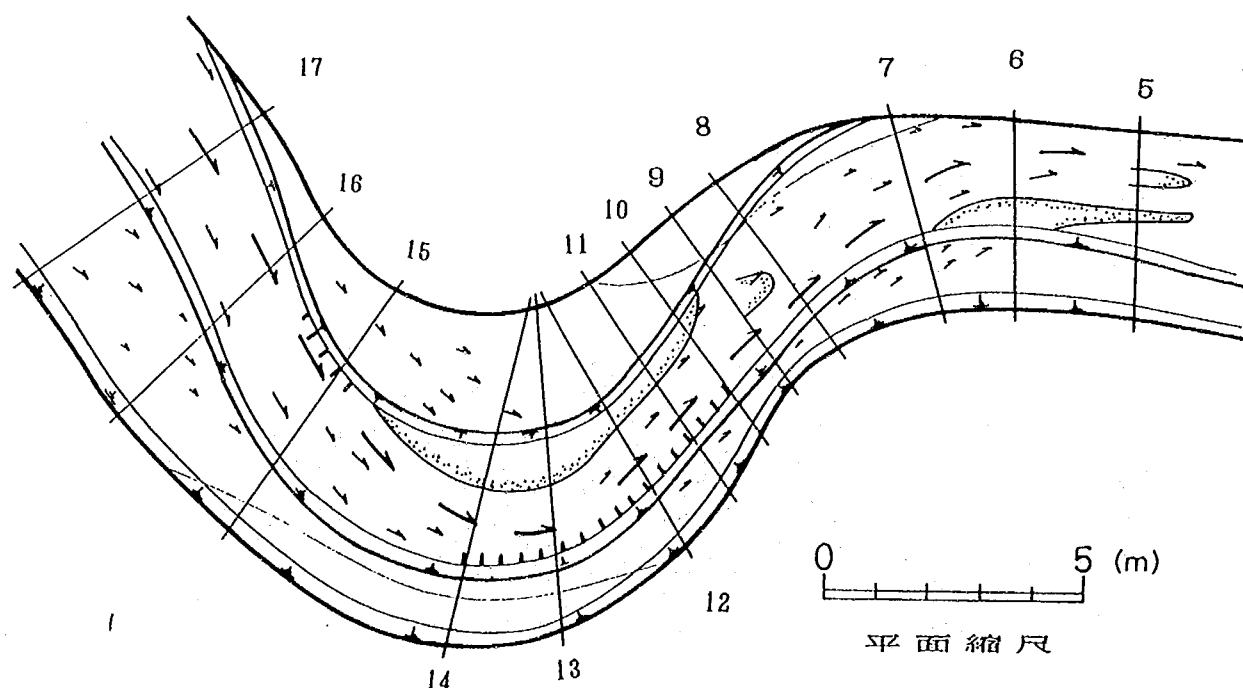


図-4.2.5 流況 (ケース I-3)



写真-4.2.3 流況 (ケース I-3)

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.6に、通水後の河床の様子を写真-4.2.4に示す。外岸の洗掘領域は他のケースと比べて最も小さくなっている。断面12付近における洗掘深もケース4（上流の水制なし）と比べて2.5cm（1m）、水制なしと比べて3cm（1.2m）以上小さくなっており、洗掘は全体的に軽減されている。外岸の洗掘深の減少に対応して、内岸側の堆積は軽減され、主に断面14～13に見られる程度で、断面12～8にかけては堆積は全く認められず、内岸の河床の堆積高は減少しほぼ平坦となっている。またケース2と同様に断面17付近から砂が薄く広く堆積し、内岸の最大堆積高は、上流の水制の効果によってかなり小さくなっている。また、上流の水制間には十分な堆積がみられた。

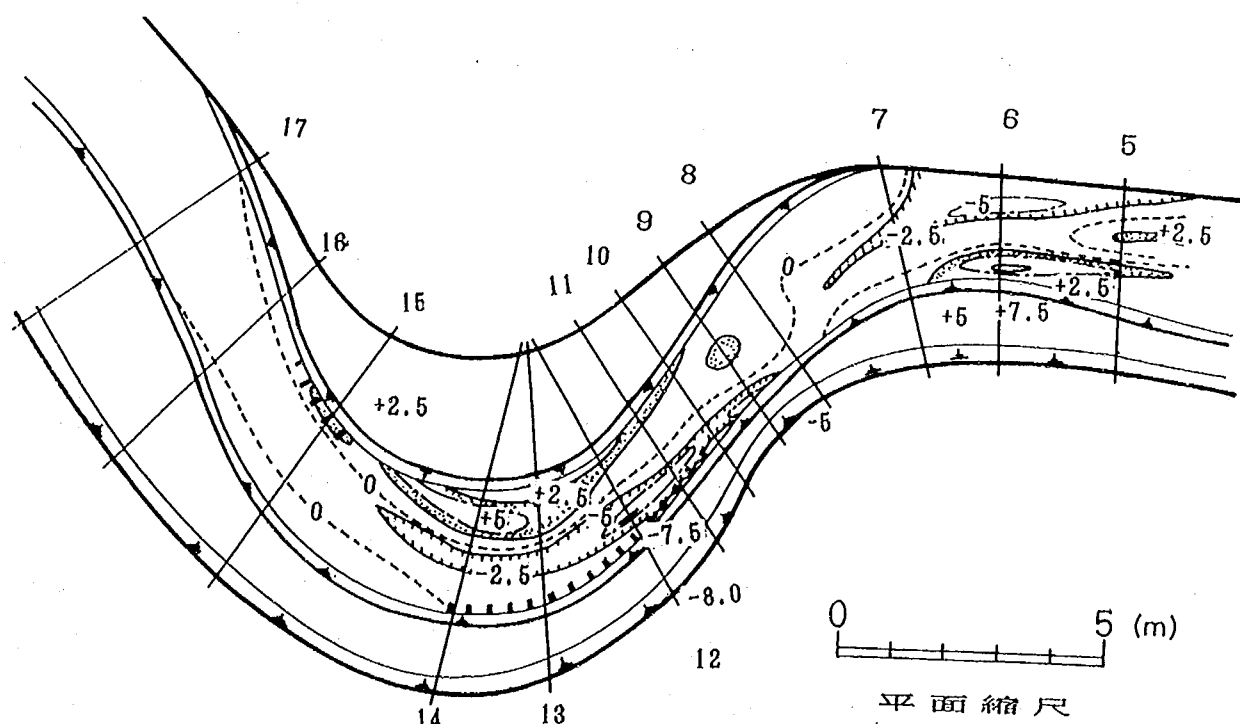


図-4.2.6 河床変動状況 (ケース I-3)

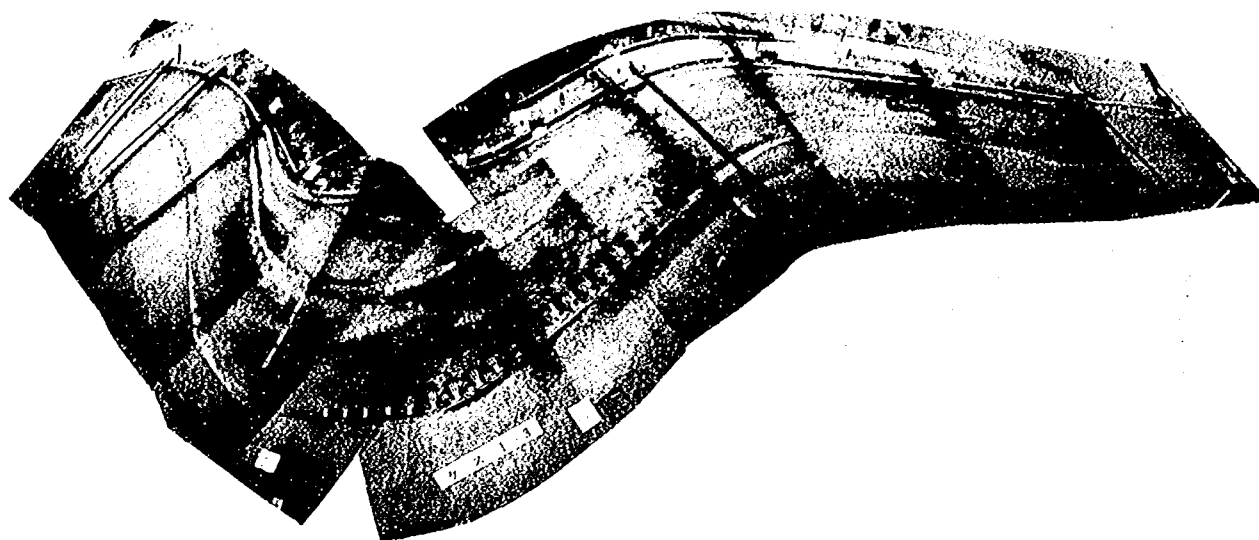


写真-4.2.4 河床変動状況 (ケースⅠ-3)

流況図より断面14付近の水制は主流が当たらないために十分機能しておらず、また逆に断面9～8では水制がないために主流がさらに外岸によっており、断面9付近で5～6cm (2～2.4m) 近い洗掘が生じている。したがって水制工によって、護岸前面の洗掘を軽減するためには、水制工は水衝部よりやや上流から主流が外岸に沿って流れる範囲に施工する必要がある。急湾曲のため下流外岸側の水制間には砂の堆積は少なく、護岸前面に4.5cm程度 (1.8m) の洗掘が生じた。ただし、主流の当たらない14～12.5の水制前面では洗掘は小さい。

(4) ケースⅠ-4

ケース4は水制工を湾曲部下流の外岸側にのみ設置した場合である。水制は断面13～9の外岸側に15基、表-4.2.3に示す長さのものを設置した。下流の水制はケース3と比べて広い範囲に設置してある。

a) 流況

流況を図-4.2.7に示す。上流に水制がないためケース1とほぼ同様に主流は断面15.2で内岸に最も近づき、以後次第に内岸から離れて外岸に向い、断面12付近で外岸の水制にぶつかっている。水衝部は断面12付近である。湾曲下流部の外岸に設置された水制により、主流ははねられているが、遠心力の影響が強いため、対岸には向かわず水制の前面に沿って流れる。

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.8に、通水後の河床変動の様子を写真-4.2.5に示す。内岸の堆積状況は、上流に水制が設置されていないため、ケース1とほぼ同様である。このことより、ケース2、3における上流内岸側の水制が流れをはね、下流の水制の位置にうまく導流し、上下流の水制が一体となって湾曲外岸の洗掘と内岸の堆積を抑制していることがわかる。外岸では、水制工により主流線を河岸から水制面に移動させることができたが、水制前面では洗掘が生じたために、水制前面の根固めが崩落、水制間の砂は流出し、護岸前面に十分な根固めを施さなければ初期河床を保てなかった。(写真-4.2.6) 最大洗掘深は水制なしの場合と比べてやや減少が見られる程度であり、洗掘抑制効果が十分に現れるまでに至っていない。むしろ顕著な効果は、さらに下流における内岸の堆積高及び堆積領域の減少として現れている。

表-4.2.3 水制長 (ケース I-4)

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
水制長 (cm)	35	35	35	30	25	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

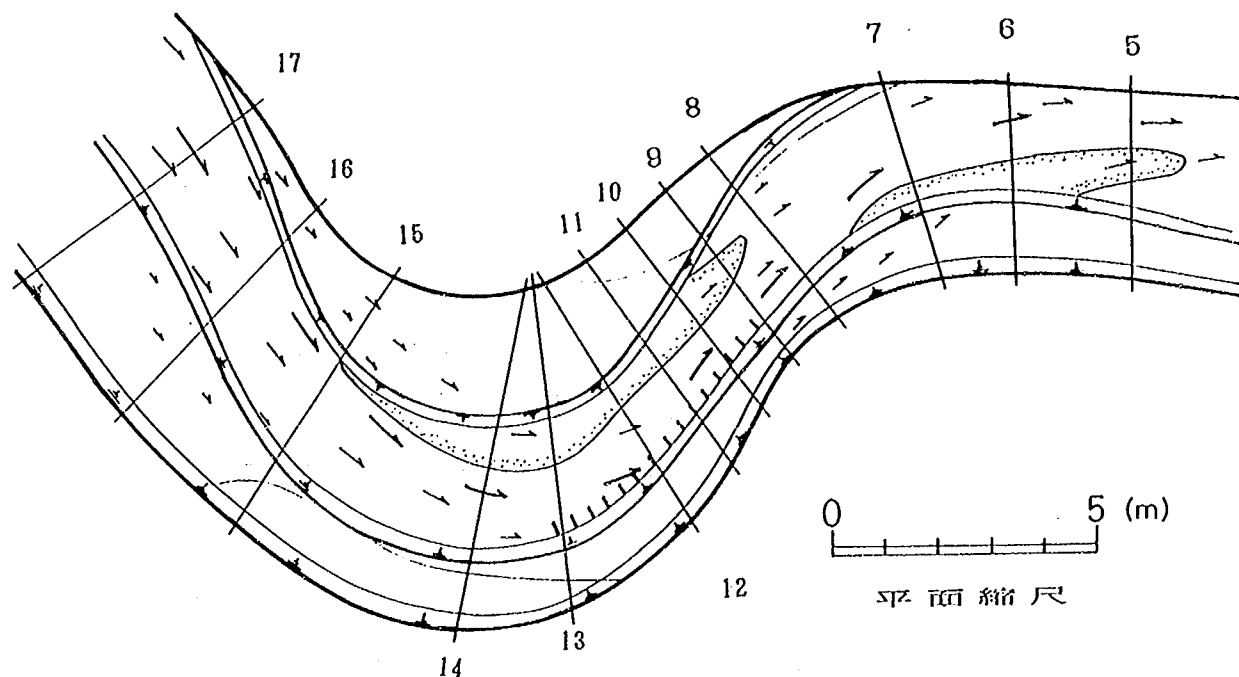


図-4.2.7 流況 (ケース I-4)

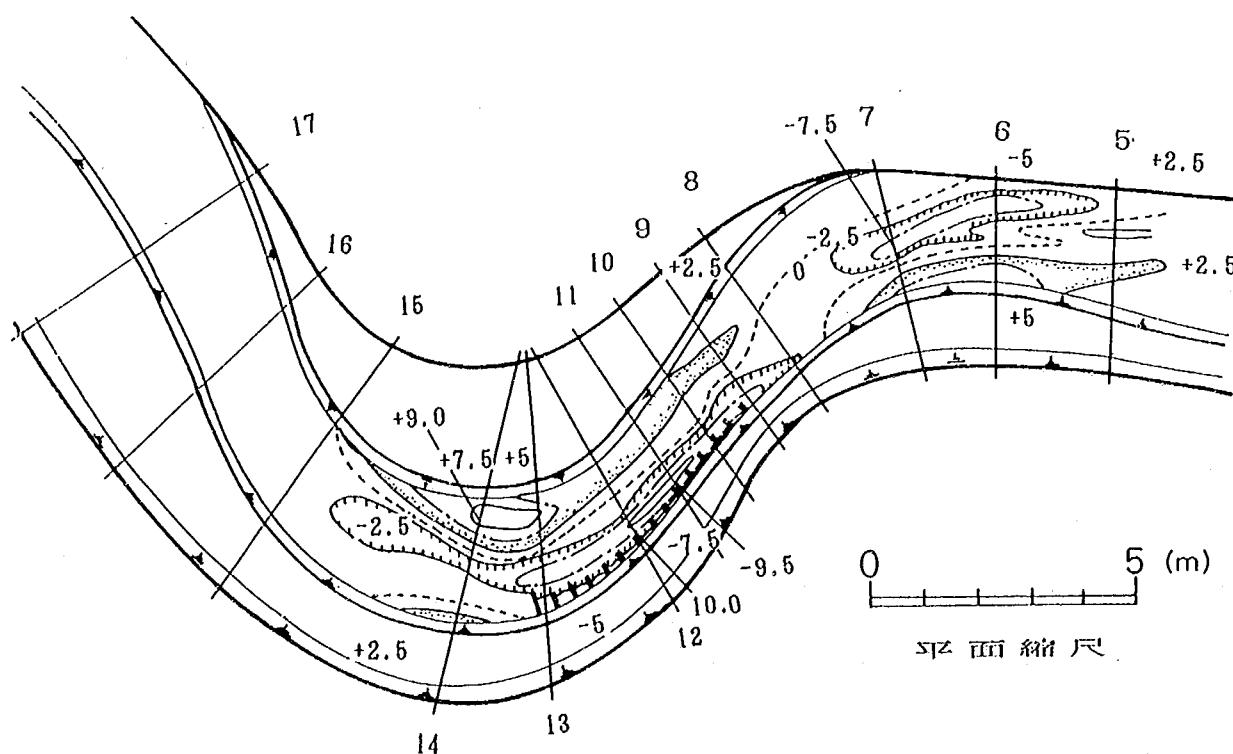
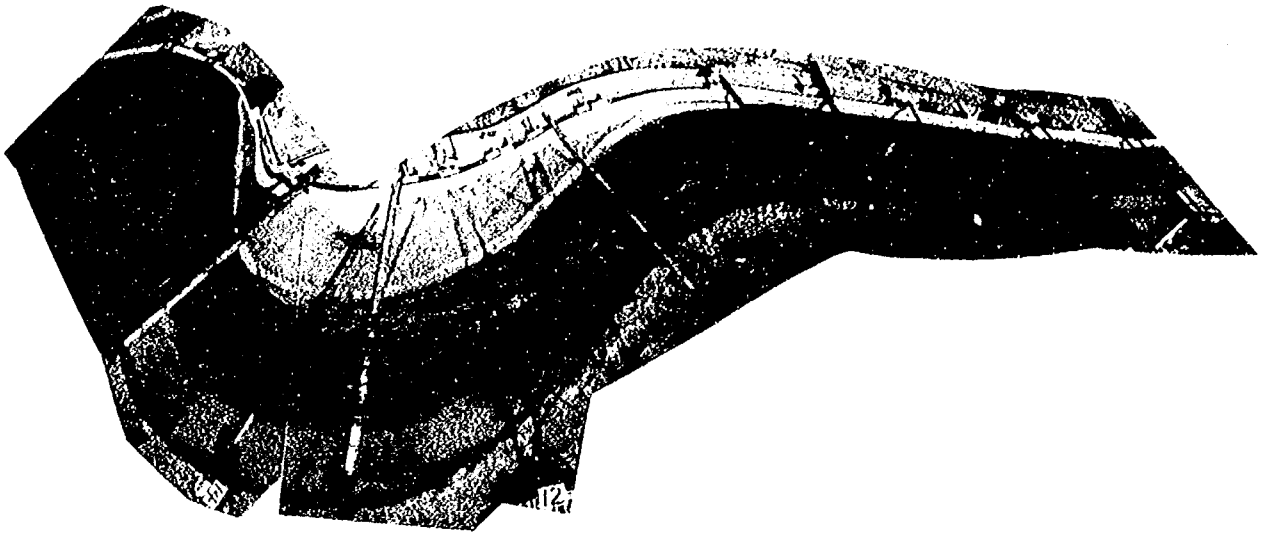


図-4.2.8 河床変動状況 (ケース I-4)



写真－4.2.5 河床変動状況（ケースⅠ－4）



写真－4.2.6 水制周りの河床変動状況（ケースⅠ－4）

（5）ケースⅠ－5

ケース5は水制工を湾曲部の内岸側上流部・外岸側下流部に設置した場合である。水制は上流部では断面15.5～14.9に5基，下流部では断面13～10に13基，表－4.2.4に示す長さのものを設置した。上流側の水制はケース3と位置が同じであるが，水はね効果をより高くするために下流に向かって長くなるようにした。下流側の水制はケース3のものに対して，上流部の設置範囲を狭くする代わりに先頭部の水制を長くしてある。

表－4.2.4 水制長（ケースⅠ－5）

左岸水制（水制間隔40cm）

上流側からのNo	1	2	3	4	5
水制長（cm）	15	20	25	30	35

右岸水制（水制間隔40cm）

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
水制長（cm）	35	35	35	30	25	20	20	20	20	20	20	20	20

a) 流況

流況を図-4.2.9に示す。主流線は断面15付近に設置された上流側の水制によってかなり急激にはねられてケース1, 4と比べてかなり早く外岸によるが、それ以後の変化が緩やかなために水衝部の位置はそれほど上流には移っていない。水衝部は断面12付近である。しかしながら流速は、上流の水制がないときと比べて主流が寄っている分速くなっている。

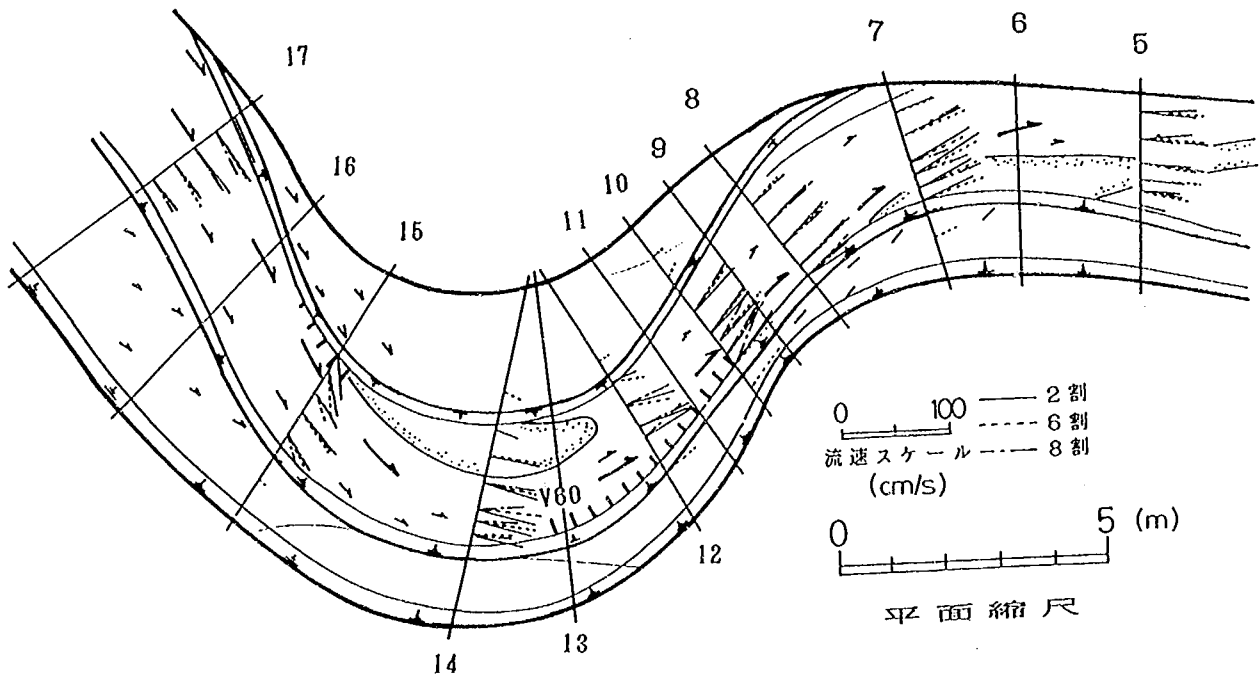


図-4.2.9 流況 (ケースI-5)

また流速分布形は、上流側の水制による水はねの影響を受けて、断面15ではかなり歪んでおり、流れは外岸を向いている。特に底面付近の流速が強く影響を受けている。また二次流は断面14で顕著に現れ、断面9付近まで残っている。また、水制付近において、底面付近の流れが内岸を向いており、水制前面の洗掘を生じさせている。また外岸の流速は断面12で60cm/s (3.8m/s) と速くなるようになり、断面9で最大65cm/s (4.1m/s) となるが、水制の効果により水制なしの場合と比べ、流速の低減と流速分布の矯正がみられる。

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.10に示す。内岸側の堆積については主流が水制により比較的早く内岸から離れるため、堆積領域は上流に移動し、断面16~12で薄く広く堆積している。上流側の水制の間には堆積がみられる。またこれらに伴って堆積高は減少し、湾曲内岸側の下流部 (断面12~8) では堆積はほとんど認められなかった。外岸の洗掘は他の場合と同様な位置で生じており、洗掘深は対岸に堆積が生じていないにも関わらず、水制なしの場合及びケース4と比べてやや小さい程度である。

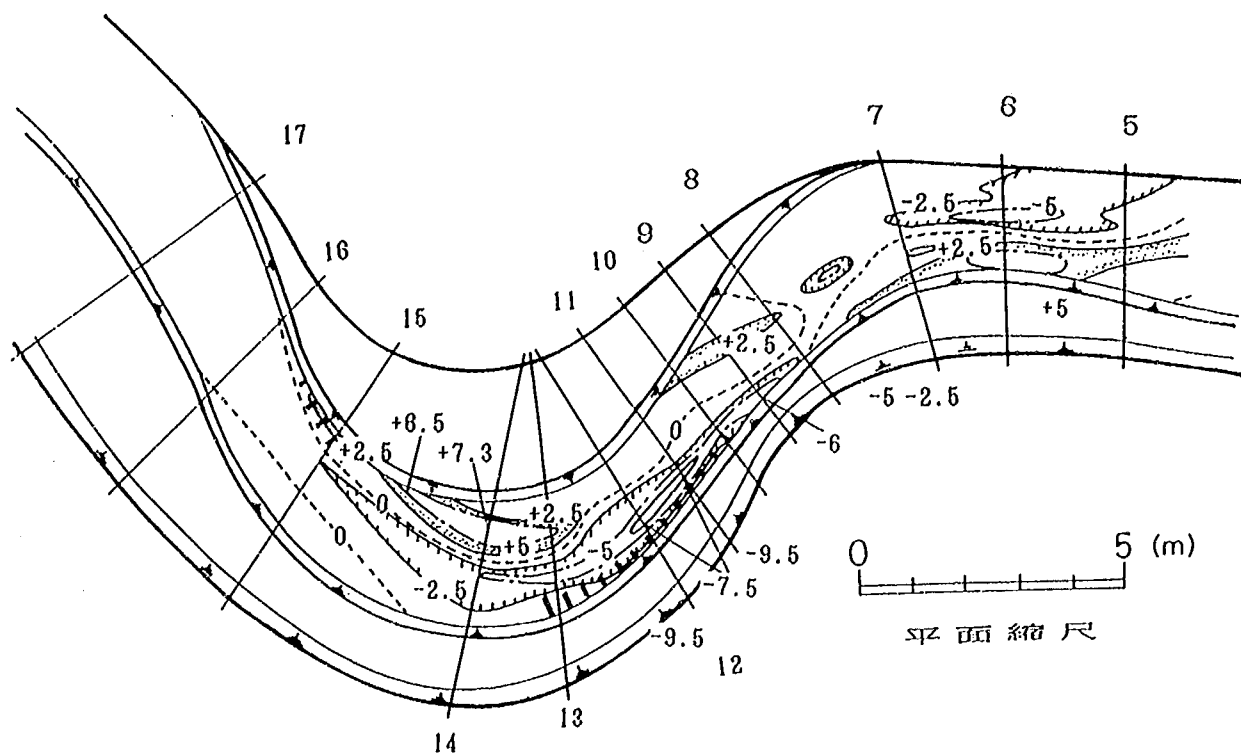


図-4.2.10 河床変動状況 (ケース I-5)

(6) ケース I-6

ケース 6 は、水制工を湾曲部の内岸側上流部・外岸側下流部に設置した場合で、上流部では断面15.5～14.5に 8 基、下流部では断面13～9に15基、表-4.2.5に示す長さのものを設置した。水制の位置はケース 5 に対して内岸側上流部の水制の設置範囲を少し下流へ延ばし、外岸側下流部の水制を下流に移動させた場合に相当する。

表-4.2.5 水制長 (ケース I-6)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8
水制長 (cm)	15	20	20	20	20	25	30	35

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
水制長 (cm)	35	35	35	30	25	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

a) 流況

流況を図-4.2.11に示す。主流は上流側の水制により断面15で十分はねられているが、下流へ続く水制と内岸の堆積のためにさらに外岸へはねられ、他のどのケースよりも早く外岸に達し、断面13～12が水衝

部となっている。断面14付近で主流線は外岸に向かっているが内岸の流向はケース5と比べてそれほど外岸を向いていない。また水衝部が上流に移ったため、主流は断面10～9において外岸から離れはじめ、断面8では水路中央部を通過している。

水制により底面付近の流速が低減しているが、内岸における堆積のためにケース5と比べて流速分布形は矯正されていない。

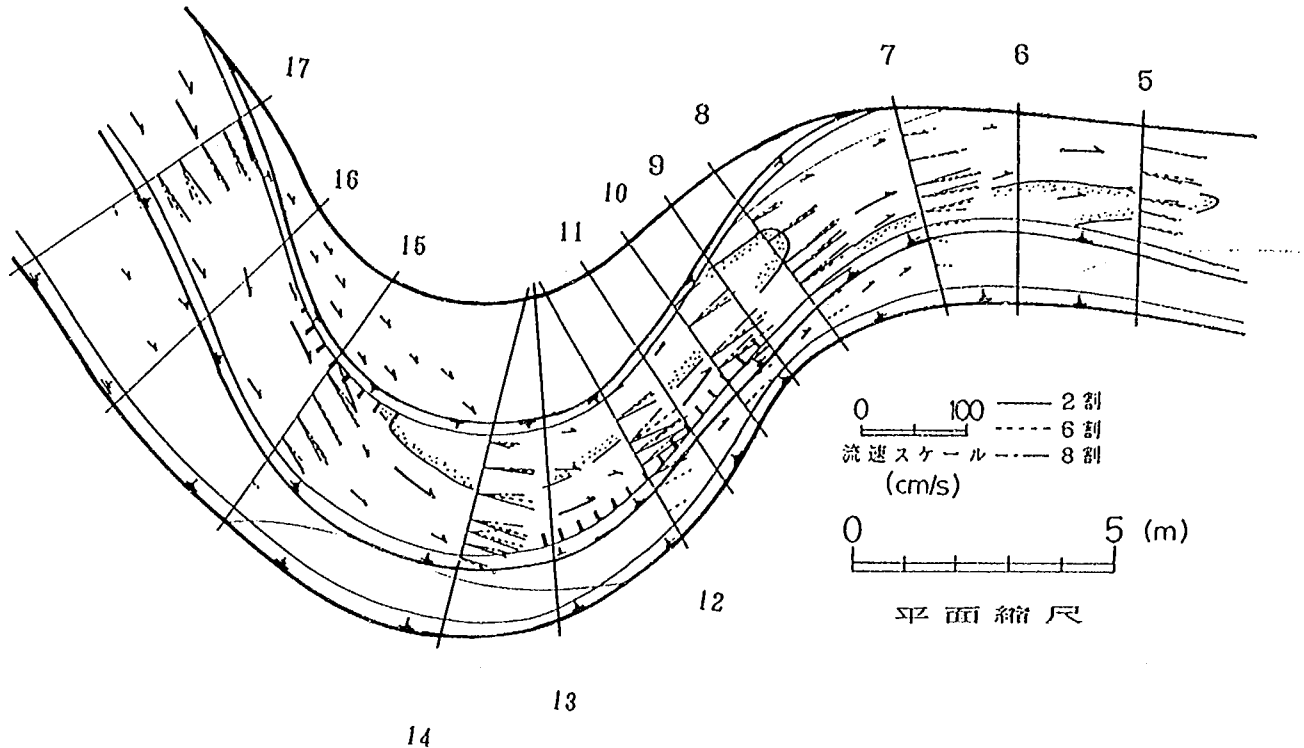


図-4.2.11 流況 (ケースI-6)

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.12に示す。内岸の堆積は断面14.5～12では他の場合と同様であるが、水制による水はねが強すぎて、内岸付近の流向が変わったために堆積領域は全体的に拡大し、河床変動はそれほど抑制されず、また断面9～8付近に新たな堆積領域が発生した。外岸の洗掘領域は水衝部の移動とともに上流へ移り断面13付近で洗掘は最大となる。最大洗掘深はそれほど軽減されず、最大堆積高も水制なしと比べて1 cm低くなった程度である。ただし、護岸前面は碎石による根固めのために初期河床高を十分保っていた。(写真-4.2.7)



写真-4.2.7 水制周りの河床変動状況 (ケースI-6)

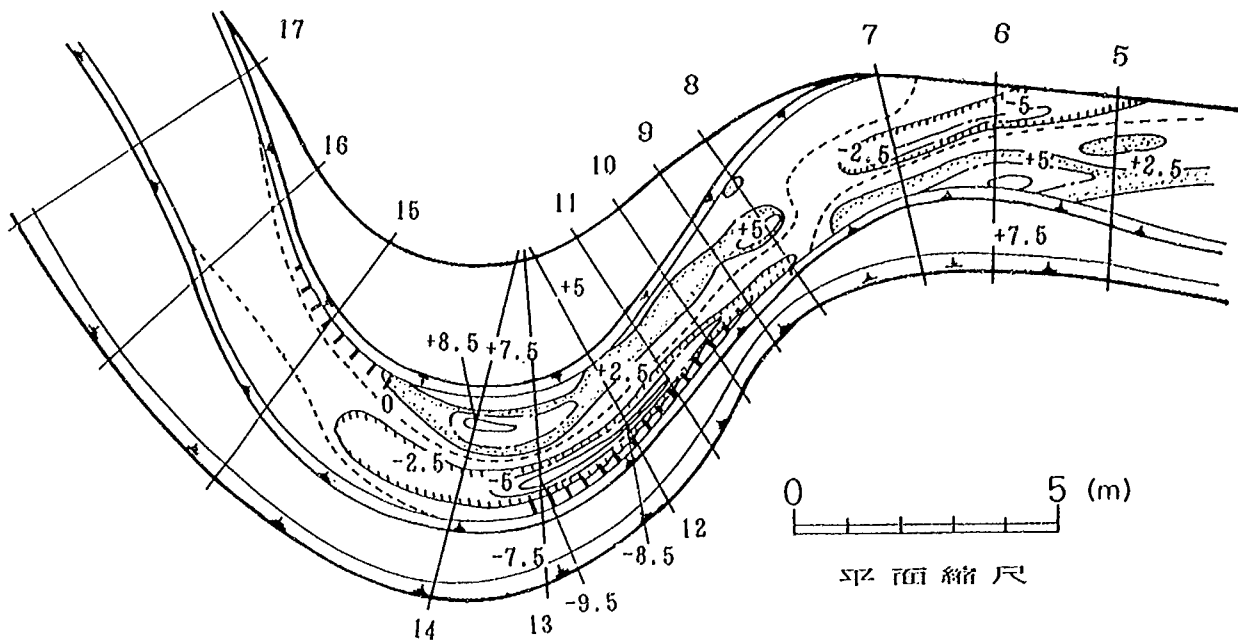


図-4.2.12 河床変動状況 (ケースⅠ-6)

4.2.1.2 水制工の配置に関する検討

水制を設置しないケースⅠ-1では、主流は断面15.2で最も内岸により、それ以後内岸から外岸へ向かい、断面11が水衝部となる。この流れによって外岸が侵食され、河幅が狭まり、その結果流速の減少する断面15～9の左岸で堆積が生じる。そこで断面15付近において集中する流れを発散し、湾曲外岸の洗掘と内岸の堆積を軽減させる水制の位置について検討する。

上流側の水制の設置位置と水制周辺（間、前面）の河床変動状況を図-4.2.13(a)に示す。また上流内岸の水制の違いによる最大洗掘深及び最大堆積高の軽減効果の違いを図-4.2.14に示す。これより、上流の水制の設置位置に対して河床変動抑制効果は明確に変化しており、ある場所で極大値を取る。したがって、湾曲下流部の外岸の洗掘と内岸の堆積を最も効率よく軽減するためには、上流側の水制は、ただ単に設置すれば良いのではなく、水制が設置されていない場合に、主流が最も内岸に近づく断面15.2を中心とする範囲（ケースⅠ-3）に設置するのがよい。

下流部外岸側の水制はケース1において局所洗掘の生ずる断面12～10の前後に設置した。設置範囲及び水制周辺の河床変動を図-4.2.13(b)に示す。下流の設置範囲が断面10までのケースⅠ-2, 3, 5では、水制群の下流で洗掘が生じている。また上流側では断面13より上流に延ばしても、水制前面・水制間の河床の状況はそれほど改善されない。したがって、水制の設置範囲としては、主流が河岸に沿って流れ、洗掘の生じている場所へやや下流まで設置するのがよいと思われる。また水制設置範囲の河岸の洗掘は、若干軽減されるが、水制間の河床はみな初期河床と比べて低下し、河岸前面に根固めを施さない場合には、その影響が河岸近傍にまで及ぶ。したがって、湾曲が急な場合に水制工及びその周りに根固めを行うだけでは不十分で、河岸前面の根固め工が必要となる。

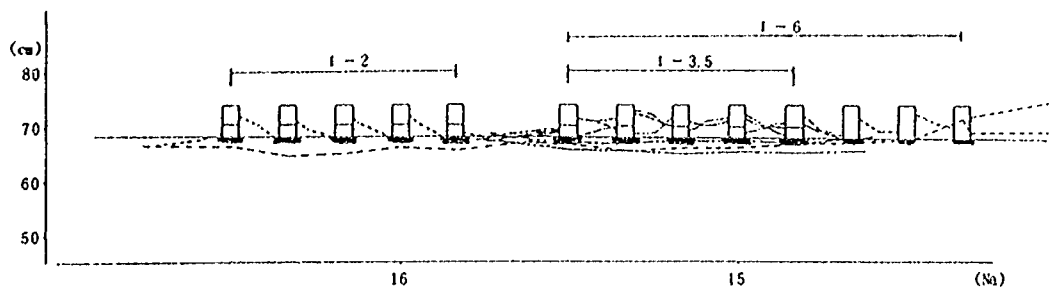


図-4.2.13(a) 水制付近河床縦断変化（上流側）

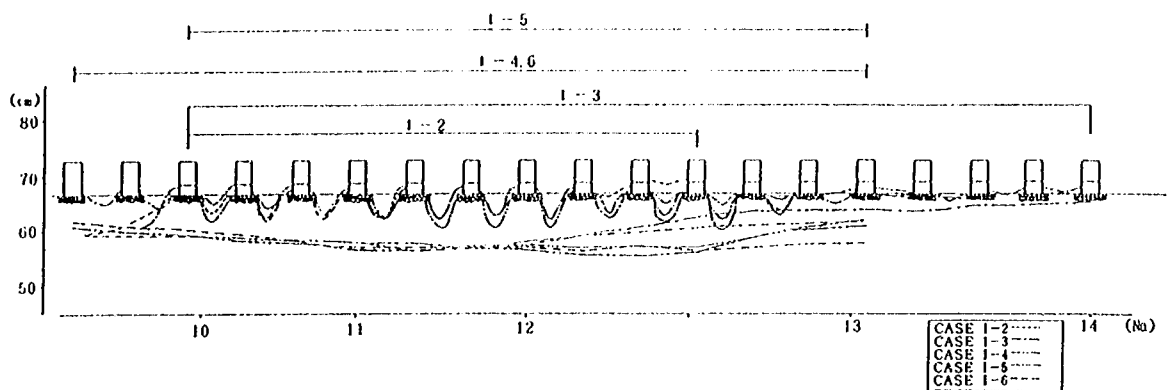


図-4.2.13(b) 水制付近河床縦断変化（下流側）

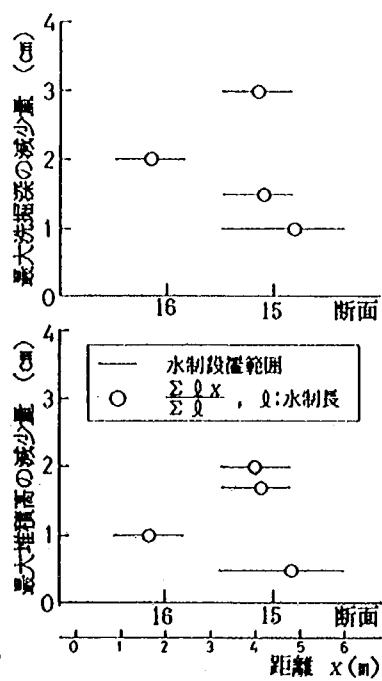


図-4.2.14 水制位置と最大洗掘深及び最大堆積高の関係

4.2.2 緩湾曲の場合（河道形状Ⅱ， $b/R=0.338$ ）

4.2.1では低水路河道が急湾曲をなす場合、上流と下流の水制工が一体となって、下流の洗掘と堆積を軽減できる事が明らかとなった。これは水流にとっては上下流の水制群の設置によって低水路法線形を緩和したことに相当する。しかし、水制前面に洗掘が生じるなど対策上問題も多い。したがって、低水路法線形を緩和し、次に水制を設置する有効な洗掘軽減策を考える。湾曲水路の低水路法線形は図-4.1.1の点線が示す形状Ⅱであり、湾曲部の曲率は相対的に小さい。この水路においてケースⅠと同じ水理条件で実験を行った。まず、水制工を施工しない場合（ケースⅡ-1）の河床変動状況を調べ、次に水制工を下流に1箇所（ケースⅡ-4）、または上下流に2箇所（ケースⅡ-2，3）、数基ずつ配置したときの河床変動状況を調べ、低水路法線形の緩和と水制工の併用が湾曲部の洗掘軽減にどの程度効果的か検討した。

4.2.2.1 実験結果

(1) ケースⅡ-1

ケースⅠは水制工なしの場合の流況及び河床変動状況を調べた。

a) 流況

水制工なしの場合の流況を図-4.2.15に示す。ケースⅠの場合（図-4.2.1）と異なり、曲率が小さく、また上流部の蛇行角も小さいために、主流はかなりなめらかとなり、断面15付近でもそれほど内岸に近づかず、断面13～11にかけて徐々に外岸へ近づき、断面10～9付近で外岸に達し、断面9付近に水衝部が現れている。また主流線は断面8～7で外岸に沿い以後水路中央部に向かう。

外岸における流速は断面12付近から加速されており、断面8付近で最大となっている。流速の横断分布は断面12ではほぼ一様でまだ強制渦型分布になっておらず、洗掘領域およびその下流の断面10～8で強制渦型分布となっている。そのため、断面7では内岸の方が速くなっている。

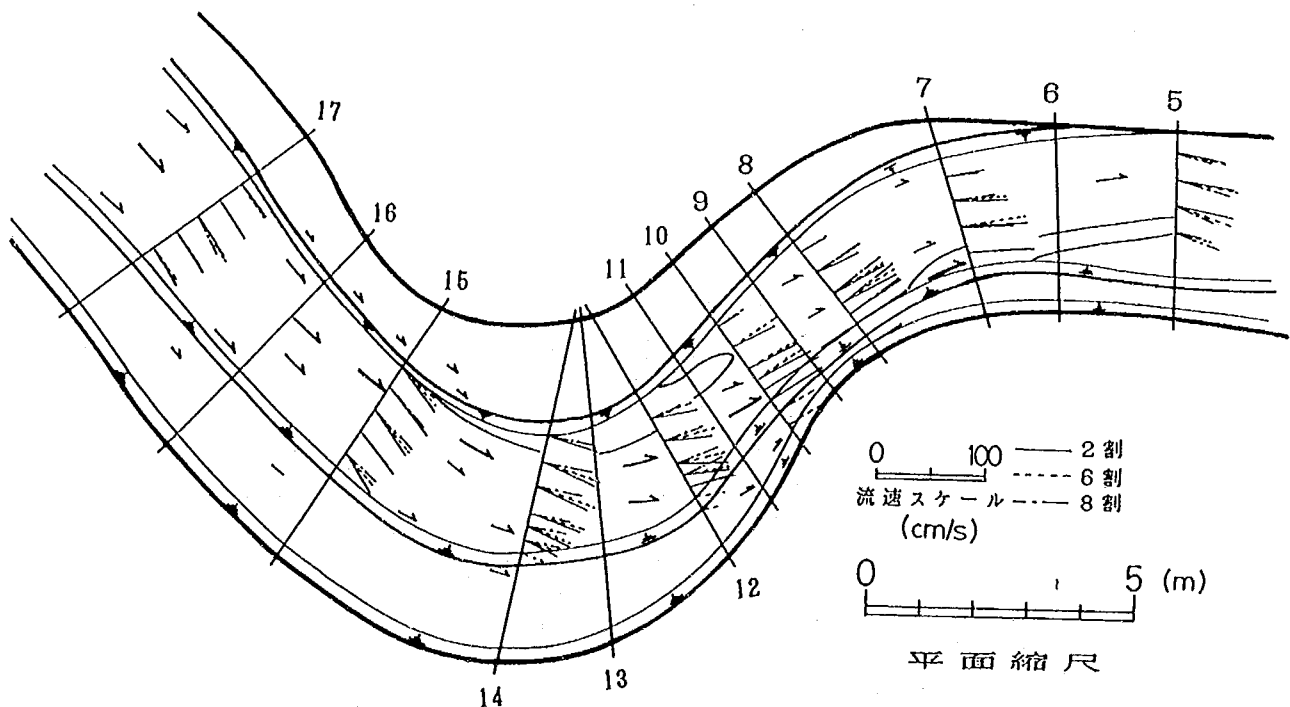
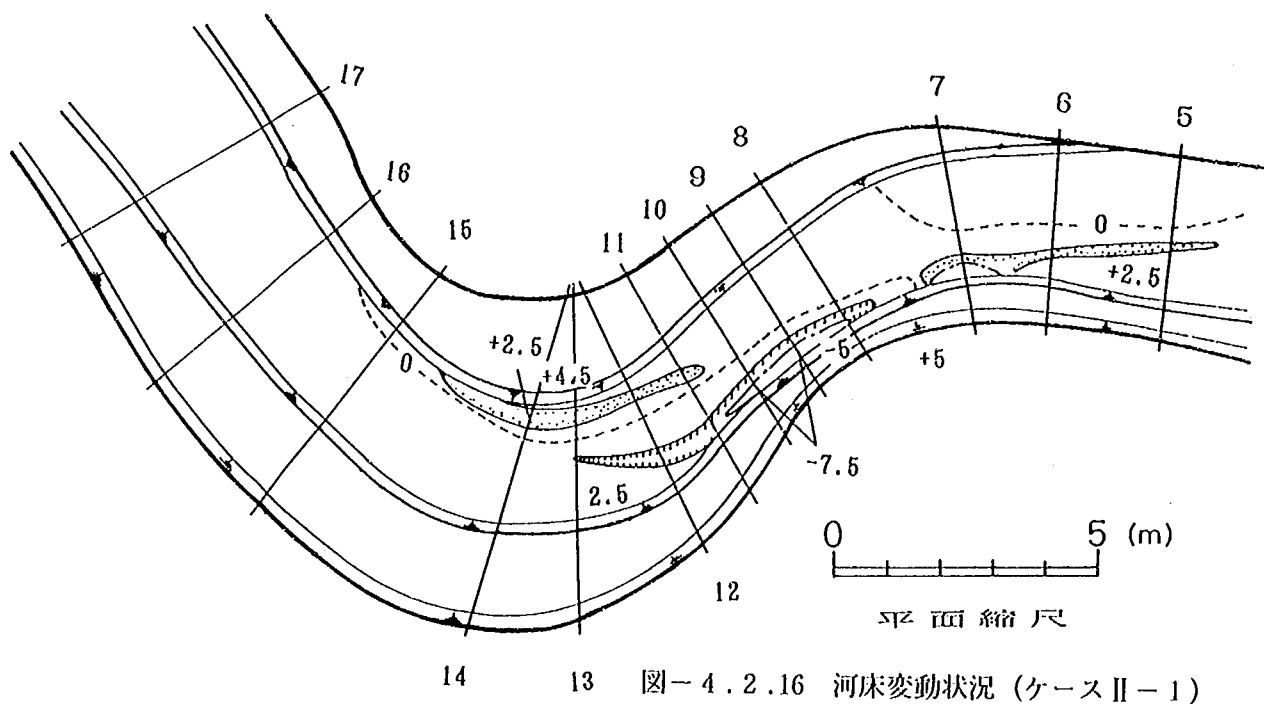


図-4.2.15 流況（ケースⅡ-1）

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.16に、通水後の河床の様子を写真-4.2.8に示す。外岸側洗掘は、ケースⅠと比べて水衝部が下流に移ったために断面10～9を中心として断面12～8のあたりで生じているが、洗掘領域・洗掘深ともにかなり小さくなっている。最大洗掘深については河道Ⅰの対策Ⅱとして最良であったケースⅠ-3の7.5cm程（3 m）に減少している。その結果、下流の内岸側の堆積も少ない。また、内岸側の主な堆積は洗掘域の上流の断面14.6～11で細長く生じている。ケースⅠ-1と比べて堆積領域が全体的に小さくなり、堆積高も4.5cm程度で、急湾曲に比べて5 cm（2 m）程小さくなっている。

この様に低水路法線形状を変更することによって全体的にかなり河床変動が少なくなる。これより、法線形の修正が、湾曲部での洗掘・堆積の軽減に重要な役割を果たしていることがわかる。



(2) ケースⅡ-2

ケース3は水制工を湾曲部の内岸側上流部・外岸側下流部に設置した場合である。水制は上流部では断面15.6~14.9に5基、下流部では断面12~8に13基、表-4.2.6に示す長さのものを設置した。湾曲下流部外岸側の水制設置位置は他のケース(3, 4)と同じであり、湾曲上流部内岸側の水制はこのケースが最も上流に位置する。

表-4.2.6 水制長(ケースⅡ-2)

左岸水制(水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5
水制長 (cm)	15	20	20	20	25

右岸水制(水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
水制長 (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

a) 流況

流況を図-4.2.17に示す。主流は上流に水制を設置したことにより、断面15~14でやや外岸により始め、水制を設置しない場合よりも早く外岸に近づくようになるが、水はね効果が弱いために流下に伴いその影響は消える。水衝部は他の2ケースの場合(ケース1, 4)と同様に断面10~9である。水制を設置したことにより、主流は水制の前面を沿って流れるようになる。

また、主流線は断面7.5~7で湾曲外岸から離れ始め、水制なしの場合よりも早く水路中央部に向かう。

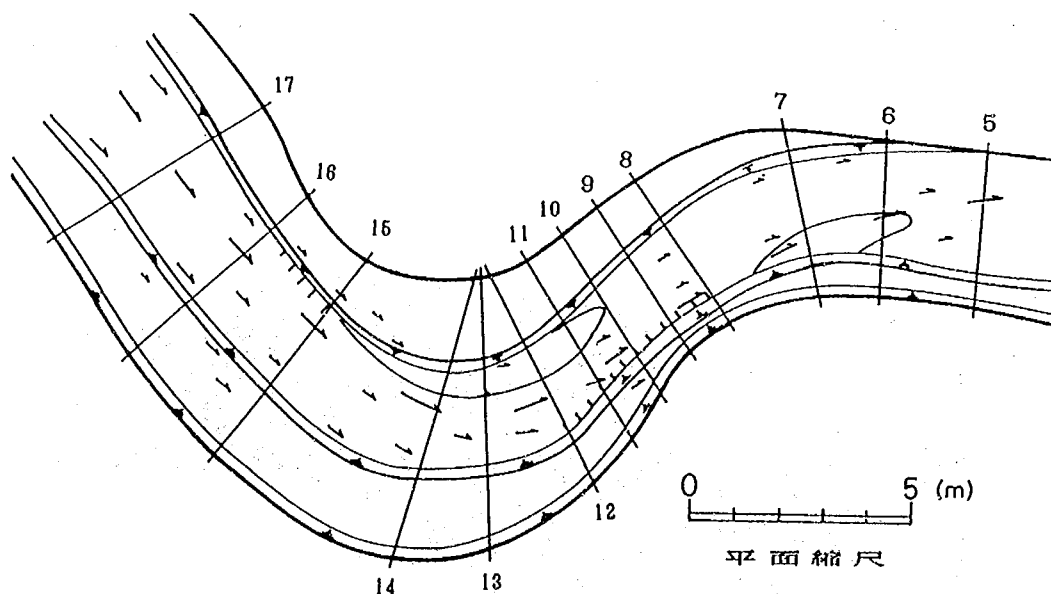


図-4.2.17 流況(ケースⅡ-2)

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.18に、通水後の河床の様子を写真-4.2.9に示す。湾曲部外岸の洗掘は水制の前面で生じている。洗掘領域は後述する上流の水制なしの場合と比べて少し広いが洗掘深は全体的にかなり小さくなっている。最大洗掘深は5 cm (2 m) であり水制なしと比べて2.5 cm (1 m) 程河床の洗掘が抑えられている。水制間の先端部では若干砂が流出したが、水制間には十分砂が残っており、護岸前面は初期河床高を十分保っている。(写真-4.2.10) また、内岸側の堆積については他のどのケースよりも最も少ない。堆積範囲は主に断面14付近であり、他の部分はわずかに堆積しているが、堆積範囲が広いためにほぼ平坦となっており、ほとんど初期河床を保っている。

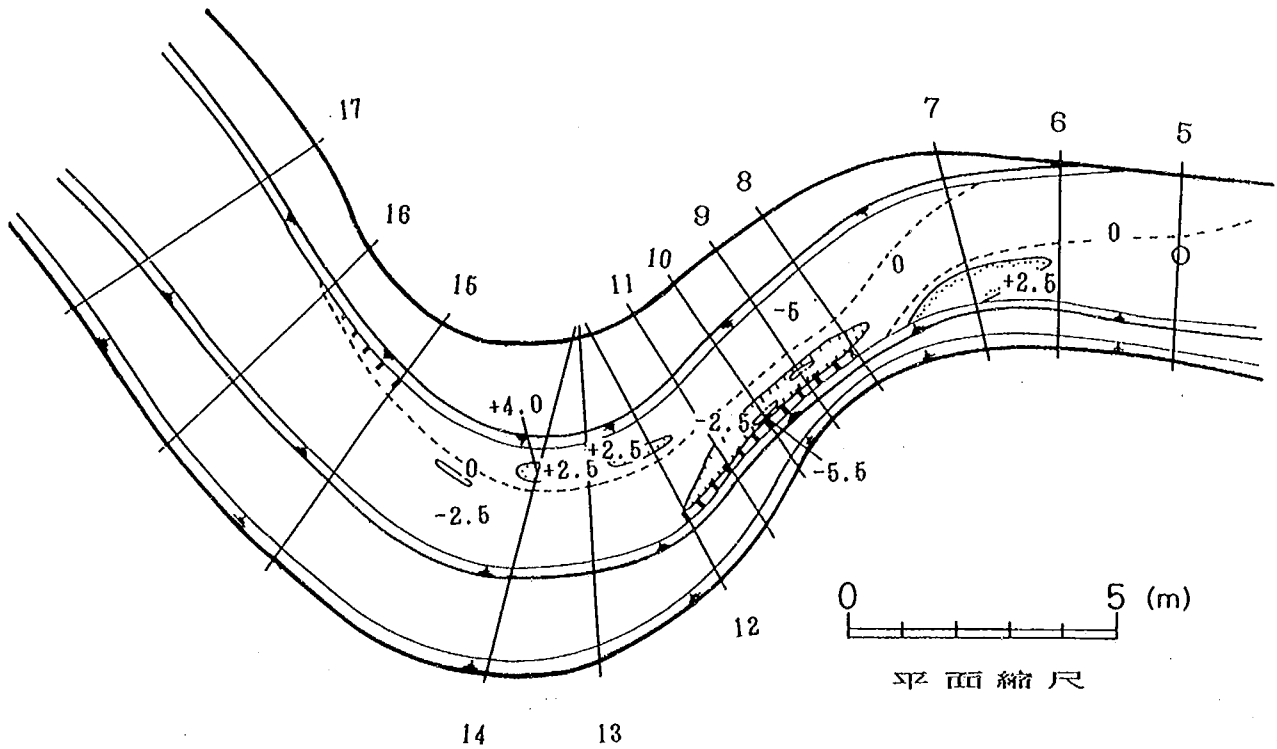


図-4.2.18 河床変動状況 (ケースⅡ-2)

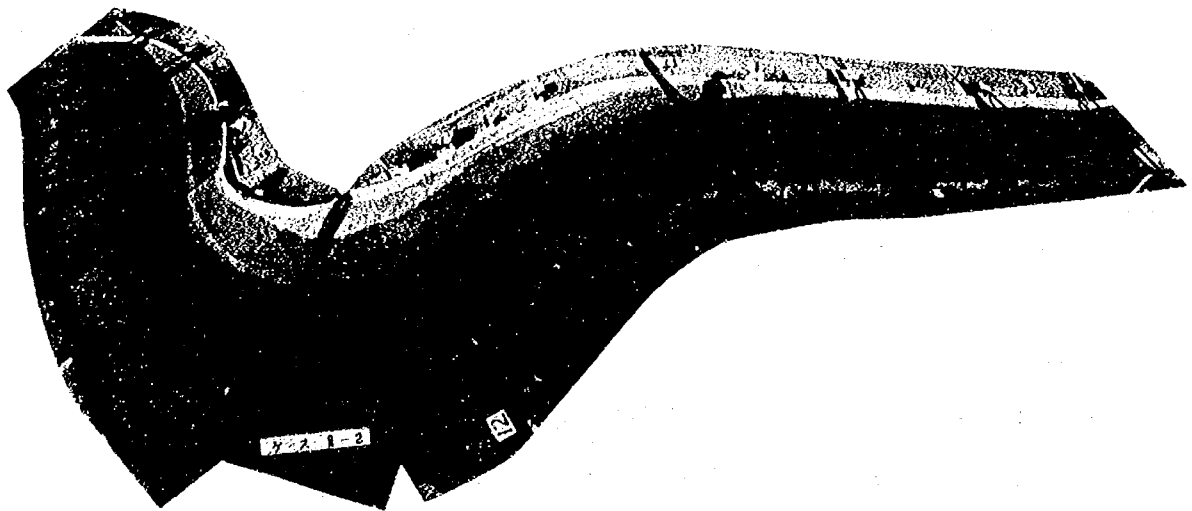


写真-4.2.9 河床変動状況 (ケースⅡ-2)



写真-4.2.10 水制周りの河床変動 (ケースⅡ-2)

(3) ケースⅡ-3

ケース3は水制工を湾曲部の内岸側上流部・外岸側下流部に設置した場合で、水制は上流部では断面15.1~14.5に5基、下流部では断面12~8に13基、表-4.2.7に示す長さのものを設置した。これは、ケース2の上流側内岸部の水制を全体的に下流に移動させたものである。

表-4.2.7 水制長 (ケースⅡ-3)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5
水制長 (cm)	15	20	20	20	25

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
水制長 (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

a) 流況

流況を図-4.2.19に示す。主流は内岸側上流に設置された水制により断面15.5付近ではねられてケース2よりも早く外岸に移動していき、断面13で水路中央部を通り、他のケースよりもやや上流の断面10で水制に達し、そこが水衝部となっている。また、ケース2よりも主流が外岸側によっており、下流の水制群による水はね効果は、主流線に対してはそれほど明確には現れていない。外岸付近の流速は水制工の設置によりそれほど加速されておらず、流速低減効果がみられる。また横断分布形をみると、水制を設置しない場合に比べ偏りがなく、水制工による流速分布の修正が行われたことがわかる。また二次流は断面12~14で顕著に見られる。

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.20に示す。内岸の堆積は、水制をさらに上流に設置したケース2と比べてやや多いが、上流に水制を設置しない場合 (ケースⅠ-4) よりは少なくなっており、堆積範囲は断面14~12とかなり狭い。また上流の水制間には堆積がみられた。(写真-4.2.11) 外岸の洗掘は水制前面で生じているが、他のケースと比べて、やや上流の断面11の少し手前から深掘れが生じている。しかし洗掘深は、上

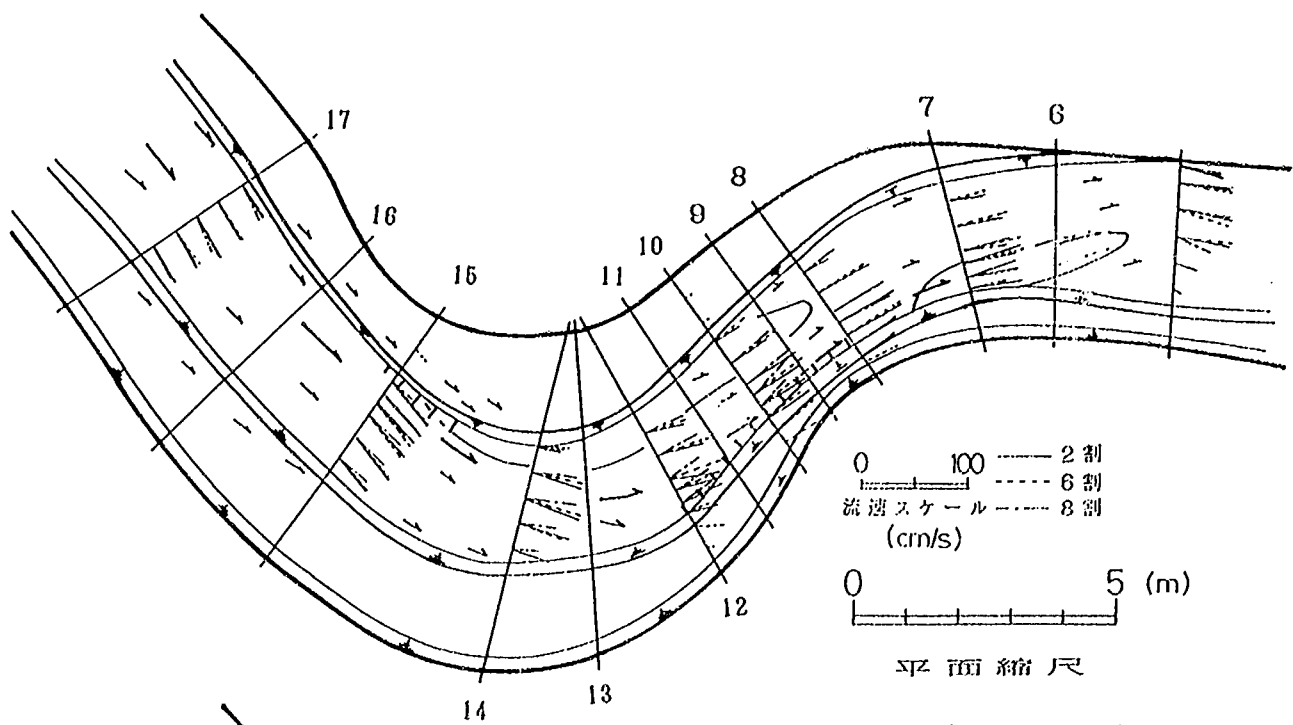


図-4.2.19 流況 (ケースII-3)

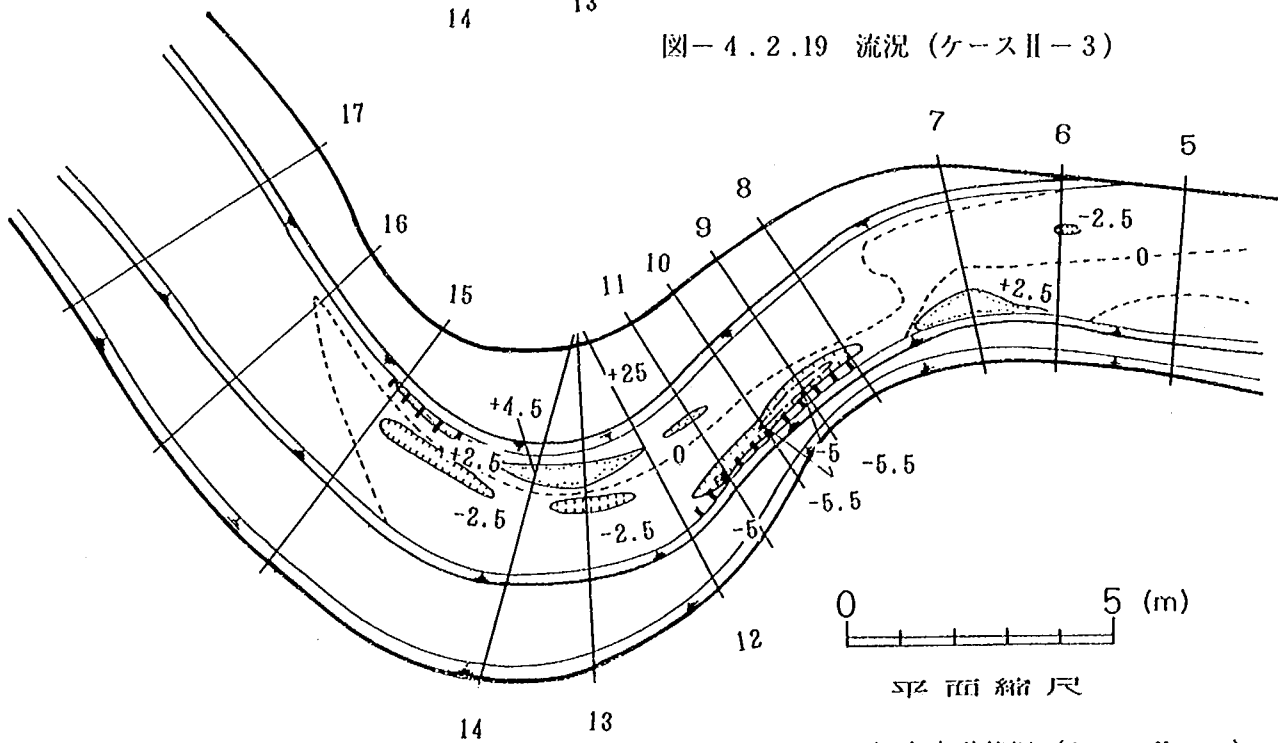


図-4.2.20 河床変動状況 (ケースII-3)



写真-4.2.11 水制周りの河床変動 (上流内岸)

流に水制を置かない場合よりも1 cm (0.4 m) 程度、水制工なしの場合と比べて2 ~ 2.5 cm (0.8 ~ 1 m) 程度小さくなって洗掘が抑制されている。河道形状Ⅰの水制工なし（ケースⅠ-1）と比較すれば、最大洗掘深で約5 cm (2 m) ほど小さくなっている。また水制前面の洗掘範囲は水制なしの場合よりも狭くなっており、水制工を設置したことにより洗掘が全体的に抑制されていることがわかる。また、そのためさらに下流の堆積量も減少している。下流の水制間には土砂が堆積しており、護岸前面の初期河床高は十分保たれていた。この場合上流側の水制の設置位置がやや下流過ぎたために、ケース2と比べ河床変動が少し大きくなっている。このことは、上流に設置する水制の位置が、下流の湾曲部の洗掘及び堆積抑制作用に関して重要な要素となることを示している。

(4) ケースⅡ-4

ケース4は水制工を湾曲下流部の外岸側にのみ設置した場合である。水制は断面12~8に13基、表-4.2.8に示す長さのものを設置した。これは先のケース2, 3の上流部内岸の水制がない場合に相当する。

a) 流況

流況を図-4.2.21に示す。主流は断面15~14において低水路内岸側を、断面12~11において中央部を通りケースⅡ-1と同様に断面10~9で外岸に近付き、断面9が水衝部となっている。

表-4.2.8 水制長 (ケースⅡ-4)

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
水制長 (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

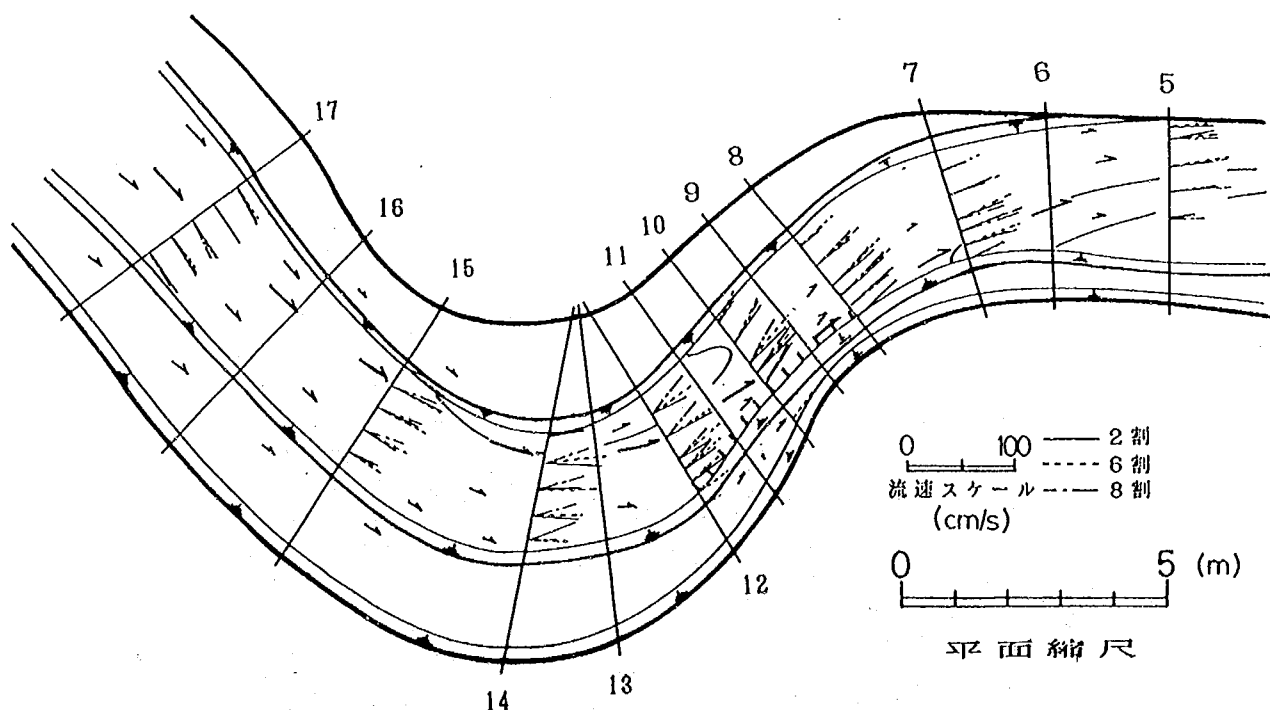


図-4.2.21 流況 (ケースⅡ-4)

外岸付近の流速の低減と横断流速分布形の矯正の度合はケース3に比べるとやや弱いようである。これはケース3では上流内岸側に設置された水制により主流が早く外岸に達するために下流外岸側の先頭付近の水制が有効に働き、流勢を弱めたのに対し、このケースでは有効に機能している水制の範囲が狭かったためである。

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.2.22に示す。また外岸の洗掘は主に断面11～8の水制の前面で生じているが、水制を設置したことにより洗掘領域は水制なしと比べて減少しており、最大洗掘深は7.5cmから6cmに減少した。また水制間には砂が十分残っており、護岸前面では初期河床高を保つことができた。また、湾曲下流部外側に水制を設置したことにより、さらに下流での堆積領域と最大堆積高がかなり減少している。また河床変動は全体的に緩やかになっている。

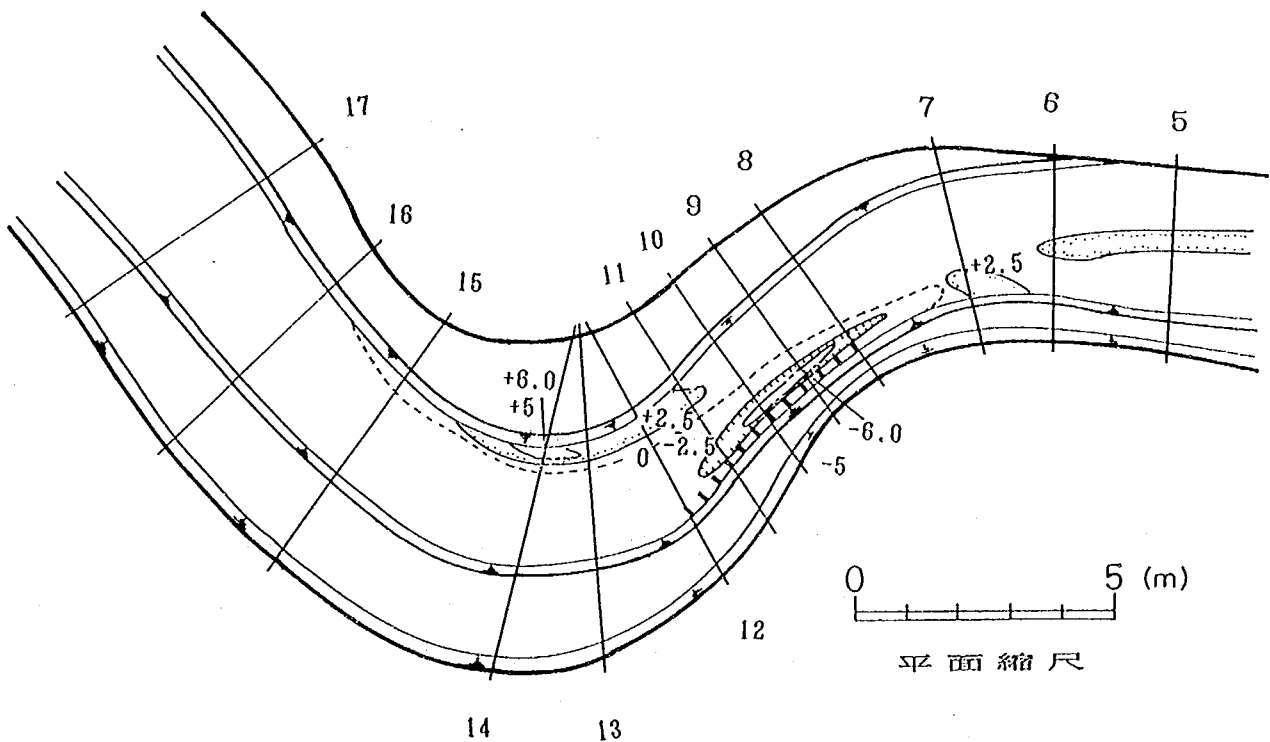


図-4.2.22 河床変動状況 (ケースⅡ-4)

4.2.2.2 水制工の配置に関する検討 (河道形状Ⅱ)

ケースⅡでは、下流外岸側の水制群は、水制を設置しない場合に洗掘が生じる断面12～8に固定し、上流側の水制の設置範囲を変えることによって、下流外岸の洗掘を効果的に軽減する上流水制位置について検討を行った。水制の設置範囲とその周辺の洗掘状況を図-4.2.23に示す。

上流部に水制を設置すると、断面15付近の内岸を通過する主流がはねられるために、上流からの流砂も拡散され、内岸側の堆積が軽減されている。湾曲内岸の堆積状況は、ケース3よりもケース2の方が若干良いが、ケース2では上流部の水制間の堆積は小さい。

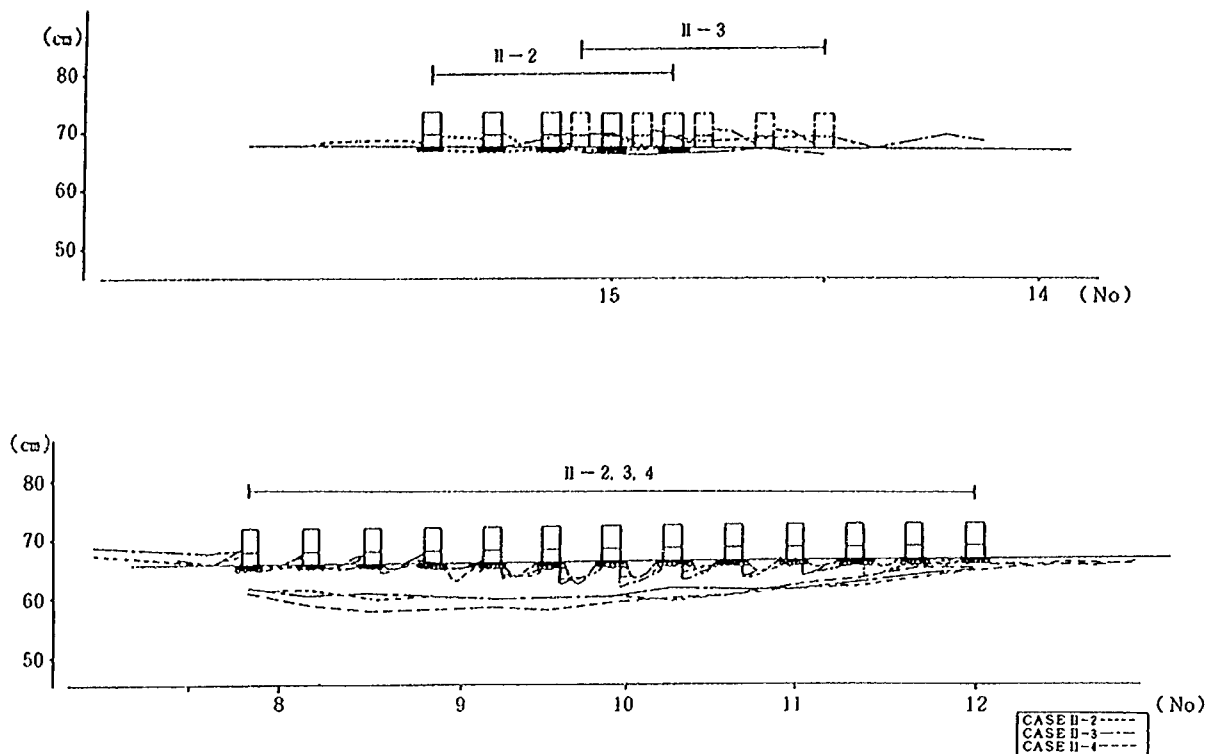
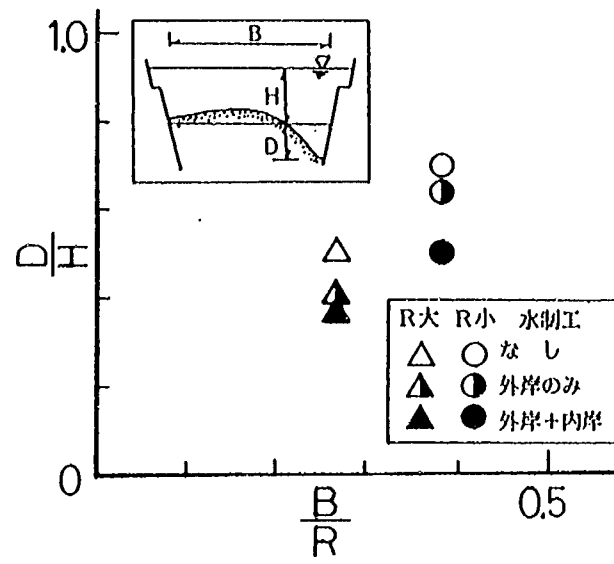


図-4.2.23 水制付近河床高縦断変化

下流ではどのケースも水制を設置したことにより洗掘が軽減されている。水制前面の洗掘は、上流に水制を設置したケース2、3の方がケース4と比べて断面10～8において2 cm (0.8 m) 程度軽減されており、上流内岸側に水制を設置した方がより効果的に洗掘が抑制されていることがわかる。ただし、上流に水制を設置した方が水衝部が上流へ移るために、先頭部の水制間では河床が低下している。

したがって、上流の内岸には、主流が最も河岸に近づく断面15付近（ケース2と3の間）に水制群を設置し、これによって適切に下流外岸方向に水流をはねることとする。一方、下流の外岸では水制なしの場合に洗掘が生じる範囲に水制を設置することによって、上流から水流を滑らかに受けることにより外岸の洗掘を抑える。

また、低水路法線形を変更したことによって、ケースⅠと比べて洗掘がかなり抑制された。低水路の曲率と洗掘深の関係を水制工の設置方法について示したのが図-4.2.24である。これによると、洗掘深は曲率が大きくなると増大し、水制工を設置しなくとも曲率を小さくするだけで洗掘がかなり軽減されることがわかる。また、外岸のみに水制工を設置した場合には曲率の大きい方が、その効果は相対的に小さくなる。そして、洗掘を受ける外岸だけでなく、上流部の内岸にも水制を設置すると、洗掘はさらに軽減されることが示されている。



図一 4 . 2 . 24 曲率と最大洗掘深の関係

4.2.3 れき河川における水制工のまとめ

4.2.1及び4.2.2で行われた実験結果より以下の事が示された。

1) 急湾曲・緩湾曲に関わらず、湾曲上流部の内岸に水制工を設置することにより、水制工がない場合よりもかなり上流から水流を拡散し砂を薄く広く堆積させる。また、下流部の外岸の水衝部に水制を設置することによって、外岸に生じる洗掘を軽減させ、同時に、対岸の曲率最大点直下流付近の堆積を著しく減少させることができる。

しかしながら、上流内岸側に設置する水制については、その設置位置、範囲及び長さ等により下流の河床変動軽減に対する効果はかなり異なる。設置位置が上流過ぎれば水はねは弱く、下流過ぎれば水制工自身が埋没するなどして場合によっては十分な効果が得られない。したがって、その位置は、洗掘を軽減したい下流部に設置する水制群と一体的に働くように決める。実験結果から、主流が最も河岸による位置へ設置するのがよいことが明らかとなった。

2) 急湾曲の場合は水制工を設置することにより、洗掘をある程度軽減する事ができるが、曲率が大きいため洗掘深が元々大きく、また水制工前面の洗掘に伴い水制間の砂が流出してしまう。そのため、護岸前面の河床高を保つためには水制工だけでは不十分であり、水制周り・水制間及び護岸前面にかなり広い範囲にわたって十分な根固めを施す必要がある。

3) 急湾曲の場合に対して、低水路法線形を変更し緩湾曲にすると、それだけで洗掘がかなり軽減される。また、緩湾曲の場合は急湾曲の場合と異なり、水制間の砂はそれほど流出せず初期河床を保つため、水制工のみでも護岸前面を保護することができる。

4) したがって、河床変動から考えれば、急湾曲による洗掘抑制のためには最初に可能であれば法線形を変更し、できるだけ曲率を小さくしたり、何らかの方法で上流側の流速分布形すなわち主流線の位置を変え、境界条件を変更することが望ましい。また法線形の変更が困難な場合には、上流や下流部の水制工によって法線形状を変化させる役割をもたせ、さらには他の工法（根固工等）と組み合わせるか、また他の工法（帯工等）に変えることで洗掘を防ぐことが考えられる。

5) 水制を洗掘範囲のかなり上流から設置しても、そこでは主流線があたらないため、流速低減、水はね、洗掘抑制はそれほど期待できず、すり付け程度の役割しか果たさない。

実験結果に示されるように、水衝部は曲率最大点よりもかなり下流に来ることが多い。したがって、水制工は湾曲部の曲率最大点付近を中心として設置しても十分な効果は得にくく、洗掘が生じている範囲、主流線が河岸に沿う範囲に設置することが望ましい。ただし、洗掘は水衝部の少し上流から始まり、水衝部位置と最上流の水制位置が重なることは避けた方が良いので、水制工は水衝部の少し上流から設置するのが良い。また上流側に水制を設置することにより水衝部が移動することがあるので、設置位置の決定にあたっては十分な検討を要する。

6) 実験の結果より、水制を設置する上で考慮すべき重要な位置は、一般的に曲率最大点、洗掘最大点・水衝点、流速最大点の順に並ぶ。また流速最大点は洗掘領域で加速されるため、曲率最大点のかなり後ろに位置し、場合によっては次の湾曲の内岸側が速くなることもあるので、護岸等の施工にあたって、範囲の決定には検討を十分する必要がある。

4.3 緩流河川における水制工に関する検討

緩流蛇行水路では、まず水制を施工しない場合（ケースⅢ-1）の河床変動状況を調べ、湾曲部外岸（2箇所）に水制を設置し、配置（ケースⅢ-2, 3, 4）について洗掘防止効果に関する検討を行った。また本実験において水制の長さ（ケースⅢ-5, 6）及び透過度（ケースⅢ-7, 8）に関する検討も併せて行った。さらに緩流緩湾曲での上流水制の位置（ケースⅢ-9, 10）について検討を行った。

4.3.1 水制工の配置に関する検討

4.3.1.1 実験結果

(1) ケースⅢ-1

ケース1は水制を設置しない状態で、2つの流量条件、低水路満杯流量（ $Q=60\text{ l/s}$, $h=12\text{ cm}$ ）、中水敷満杯流量（ $Q=100\text{ l/s}$, $h=14\text{ cm}$ ）について河床変動を調べた。

a) 流況

(60 l/s)

流況を図-4.3.1に示す。これからわかるように、流れの集中の程度はケースⅠ, Ⅱの湾曲の場合と比べて弱く、流水はほぼ低水路法線形に沿って流れている。主流は上流では89~87で左岸に寄り始め、85で左岸に達し、85~84.5が水衝部となっている。さらに、84~83で主流は左岸から離れて右岸に向かい、曲率最大点のかなり下流の80付近で右岸にあたり、80~80.5が次の湾曲の水衝部となっている。

(100 l/s)

流況を図-4.3.2に示す。低水路内の流況は60l/sの場合と大きな違いはない。

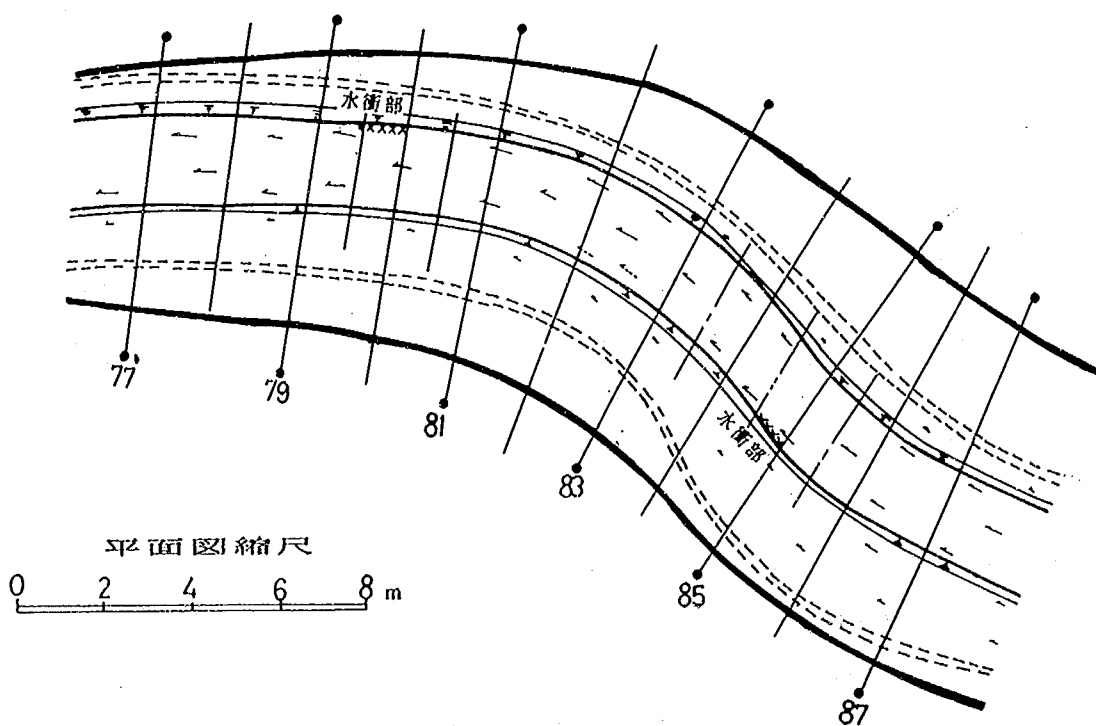


図-4.3.1 流況（ケースⅢ-1 (60 l/s)）

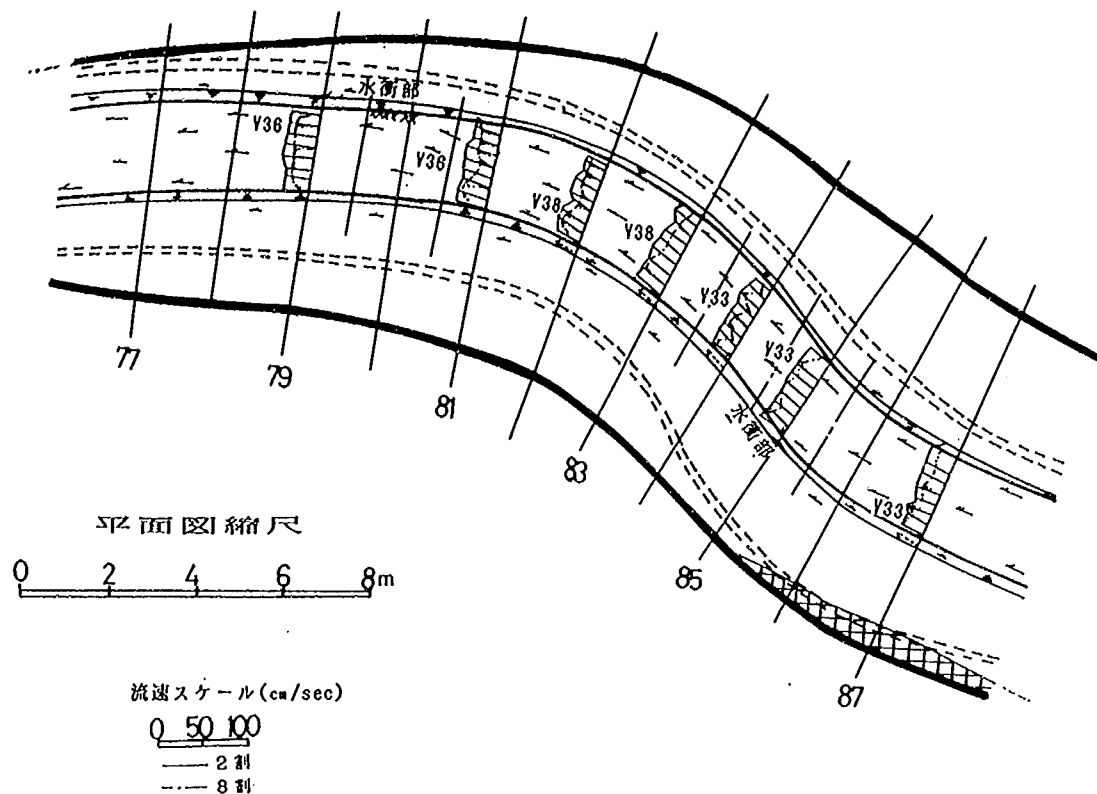


図-4.3.2 流況 (ケースⅢ-1 (100 ℓ /s))

流速は、2割水深で30~38cm/s、8割水深で20~25cm/s程度となっている。2割水深の流速の横断分布の流下に伴う変化はあまりなく、8割水深の流速においてより明確にその変化が現れるようである。河床変動に関係が深いと考えられる8割水深流速では、その流速横断分布の偏りは、法線形状に対してかなり位相が遅れて生じている。

b) 河床変動状況

(60 ℓ /s)

河床変動状況を図-4.3.3に示す。上流の洗掘は84.3~83.2で2~3cm (1~1.5m)程度であり、下流の洗掘は81~77で生じている。下流における最大洗掘は、曲率最大点のかなり下流の79.2付近で生じ、その洗掘深は6.5cm (3.25m)である。また洗掘領域の対岸には堆積が生じており、断面86~77にかけて主流の帯に対応する「水みち」が見られる。

(100 ℓ /s)

河床変動状況を図-4.3.4に示す。上流部の外岸の洗掘は湾曲の曲率最大となる所の少し下流である断面85.5付近から始まり、断面84~83.5で最大値4~4.5cm (2~2.3m)となり、断面83まで続いている。また下流の湾曲部の洗掘も同様に曲率最大点のかなり下流の断面82から始まり、断面79~80で最大7.0cm (3.5m)をとり、断面78まで続く。平均洗掘深は4cm (2m)程度である。上流の湾曲部では主流が水路中央部から比較的早く外岸に向かうのに対して下流の湾曲部では主流が一度上流の外岸に寄った後に、対岸へと移るため、水衝部及び最大洗掘位置は下流の方が上流の位置に比べてやや後方に移る。堆積は、

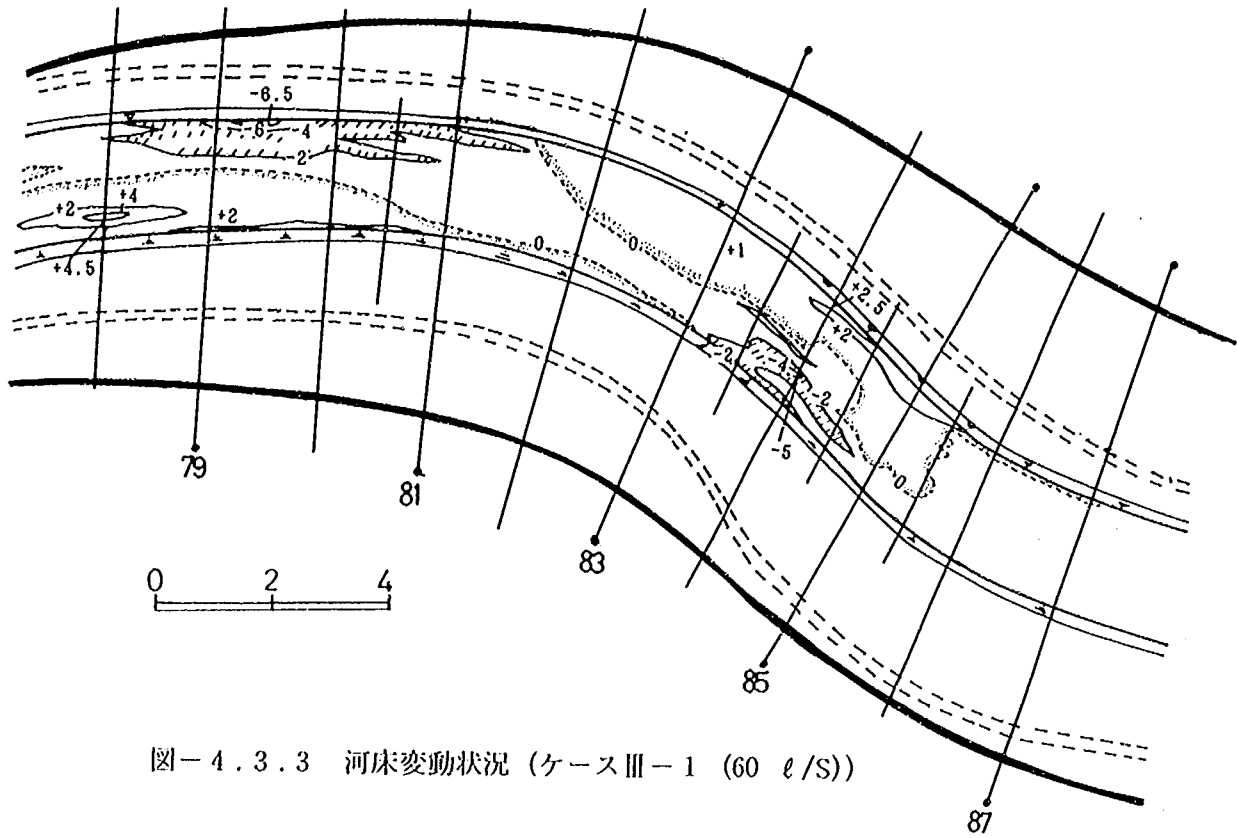


図-4.3.3 河床変動状況 (ケースⅢ-1 (60 ℓ /S))

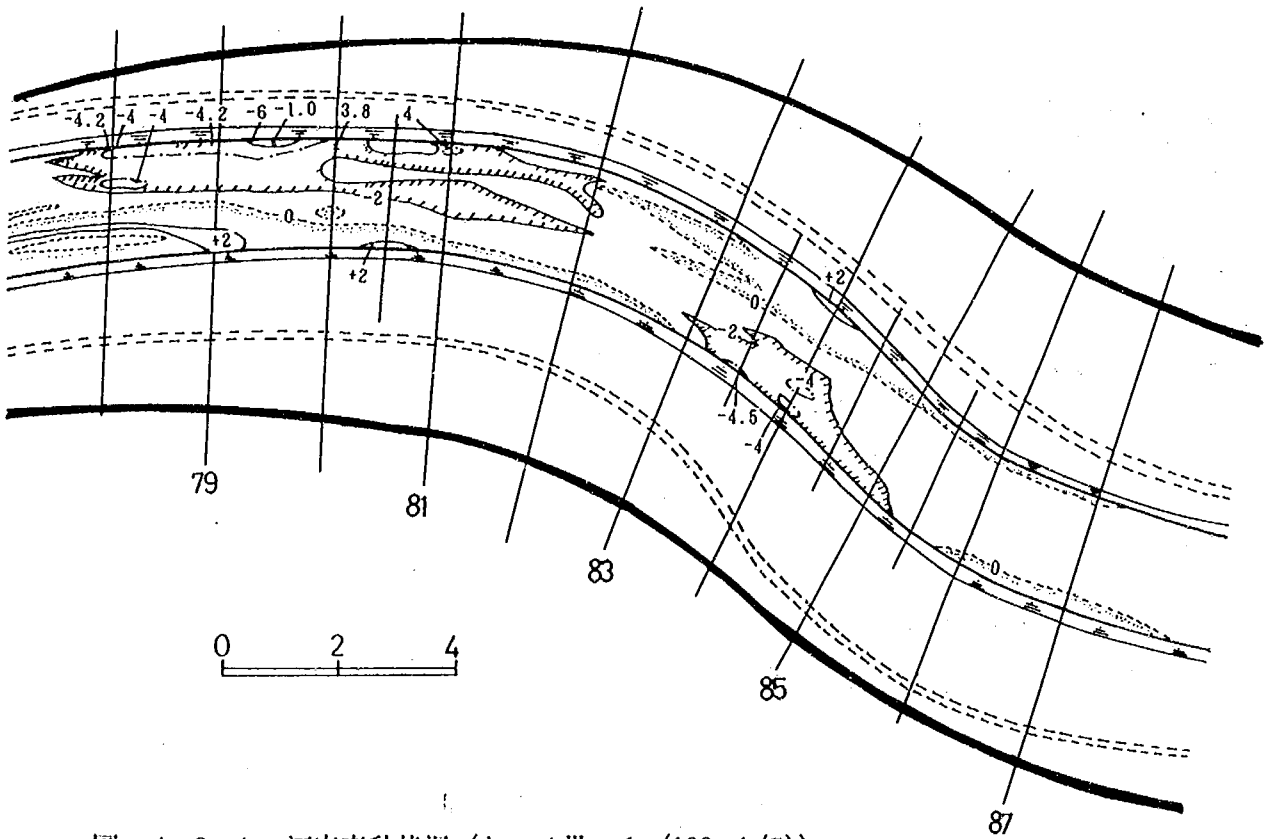


図-4.3.4 河床変動状況 (ケースⅢ-1 (100 ℓ /S))

洗掘の範囲の対岸にそれよりも広い範囲に生じているが堆積高はそれほど高くなく2 cm (1 m) 程度である。洗掘・堆積位置は、流量60 l/s 時と比べてあまり変わらず、河床変動も同程度の大きさで生じている。

(2) ケースⅢ-2

ケース2は水制工を設置しない場合に洗掘が生じた上下流の湾曲部に水制を設置した場合である。水制工は、上流部では断面85.2~84の左岸に9基、下流部で断面81.4~78の右岸に17基、長さ20cm、高さ6 cm のものを中心間隔が40cm なるように設置した。また元付工は水制の高さと一致するように採石で製作し、杭と杭の間には洗掘防止のために地盤高と一致するように碎石を1 cm 厚で敷き詰めた。

a) 流況

流況を図-4.3.5に示す。主流線はケース1と同様それほど明確ではないが、水制による主流をはねる効果が明確に現れている。上流部左岸の水衝部は断面85付近であるが、水制先頭部にあたる流れによって、かなり流れが乱れている。主流は水制前面に沿って流下したのち対岸へ向かう。上流の水制により流水が早く右岸に達するようになり、下流右岸における水衝部はかなり上流へ移動している。主流は上流側と同様に水制前面に沿って流下している。また水制間の鉛直渦の他に水制付近において、平面（水平）渦が観察された。上下流の水制群の下流40~50cm (20~25 m) 程度が後流域となり、この区間の流速の低減が著しい。

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.3.6に示す。水制を設置したことにより河床変動は全体的に小さくなっている。洗掘は水制工の前面で、上流で2~3 cm、下流で3.5~5 cm 程度生じている。上流に水制を設置したこと

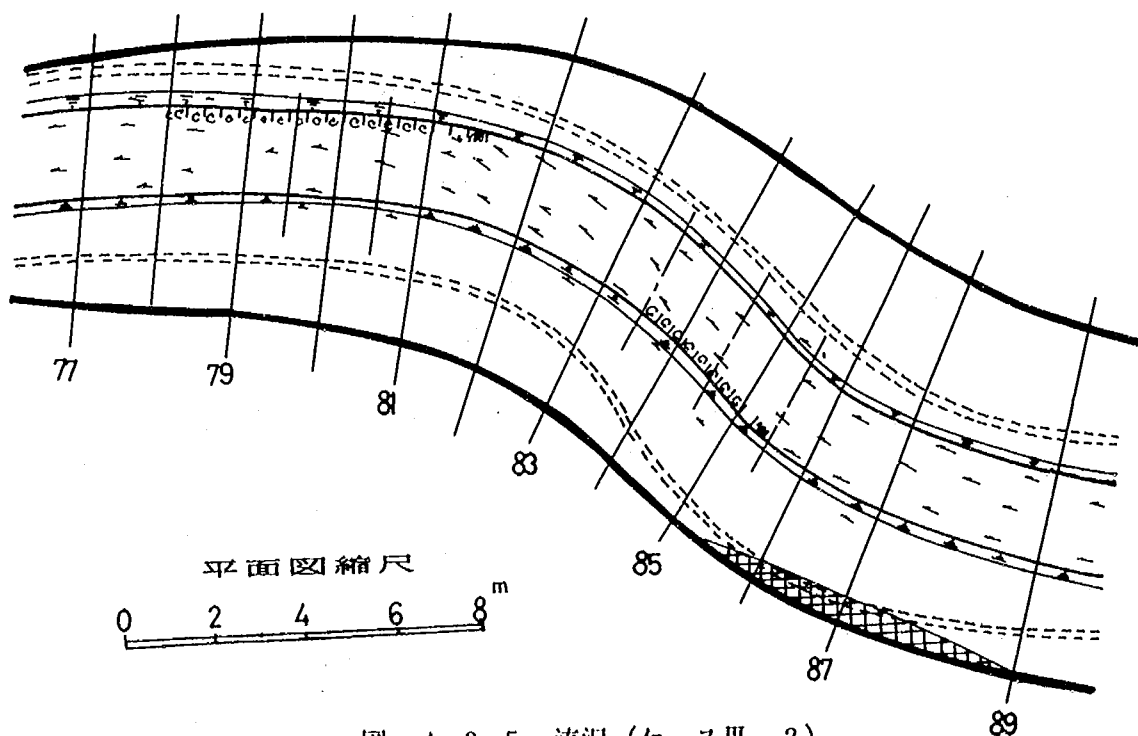


図-4.3.5 流況 (ケースⅢ-2)

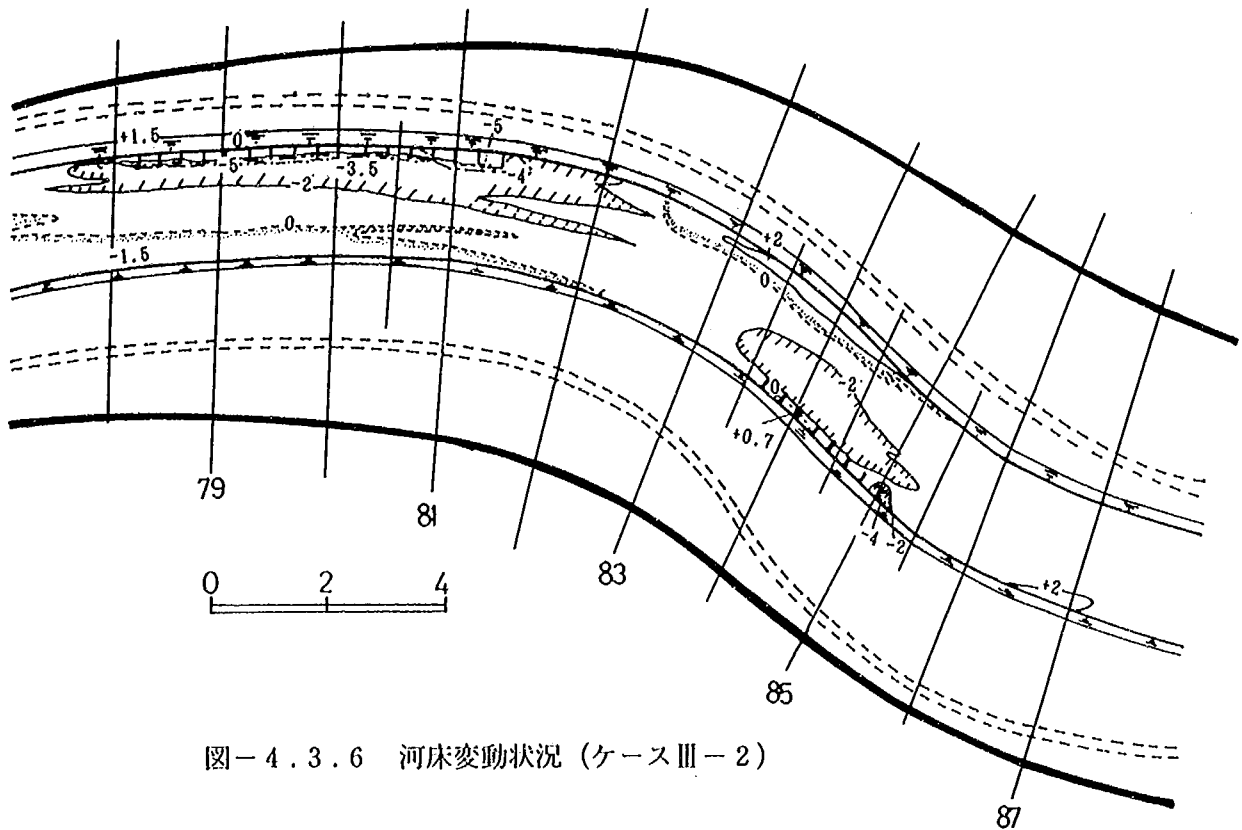


図-4.3.6 河床変動状況（ケースⅢ-2）

により、下流の湾曲部では主流線が早く外岸に達するため、水制工なしの場合と比べて上流側の断面81付近が水衝部となり、下流水制の先頭部の水制周りの洗掘は他の場所の比して相対的に大きい。しかし、この位置でも水制がない時に比して洗掘は十分に減少している。水制工周りの河床の様子を写真-4.3.1に示す。このように水制工を設置することにより、水制工の前面はやや洗掘されるが、杭出し式の透過型水制工により、水制工付近の流速が低減されるために、水制工間の河床高は低下せず、河岸前面では初期河床高を保っている。

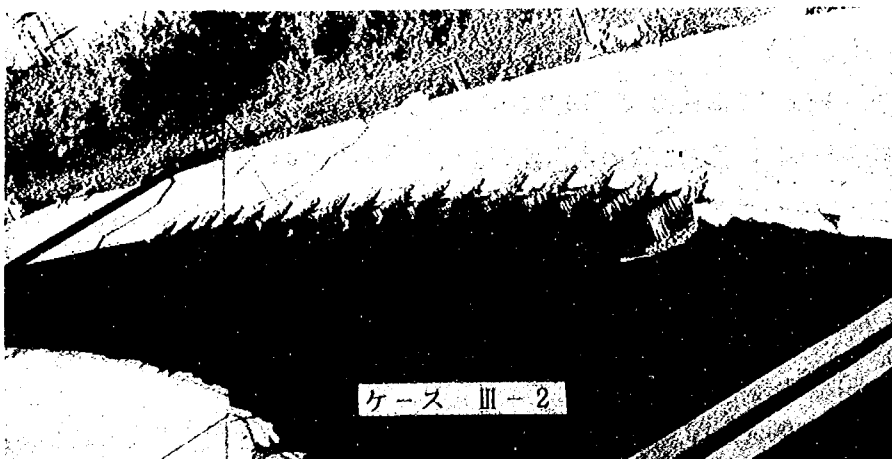


写真-4.3.1

表-4.3.1 水制長 (ケースⅢ-3)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7
水制長 (cm)	10	15	20	20	20	20	20

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
水制長 (cm)	15	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

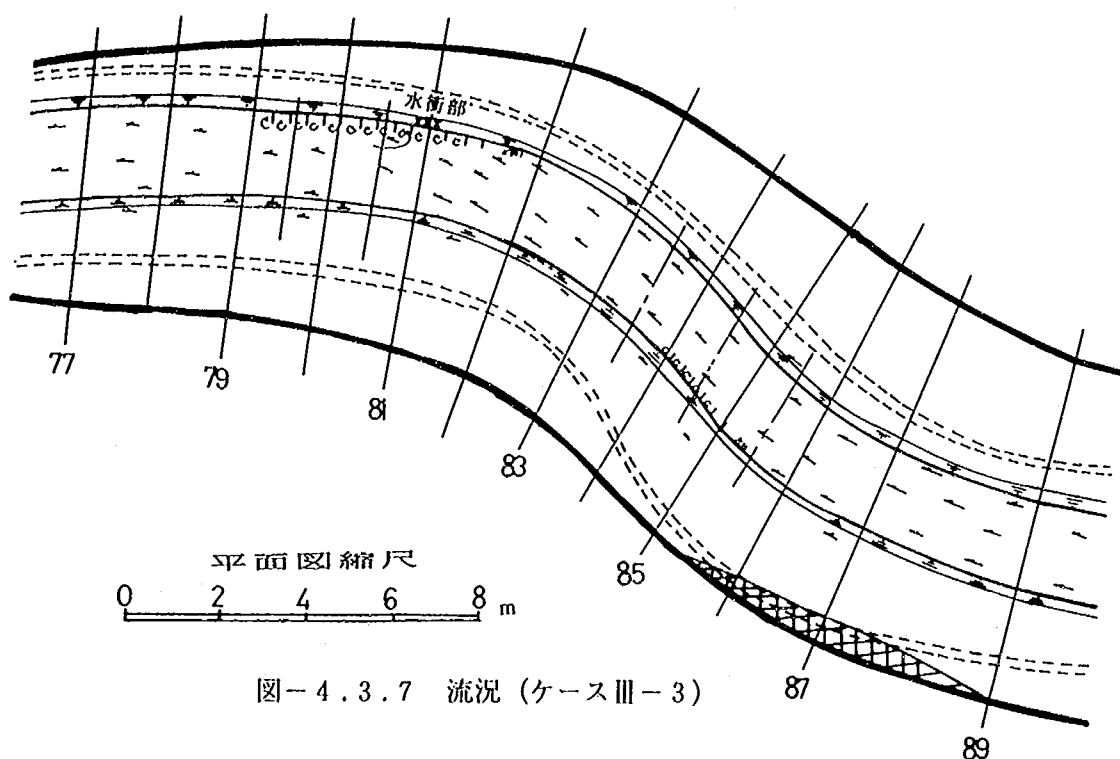


図-4.3.7 流況 (ケースⅢ-3)

(3) ケースⅢ-3

ケース2では十分な洗掘対策が得られなかった。ケース3では水制工の数を減らし、上流部では断面85.2~84の左岸に7基、下流部で断面81.6~79の右岸に14基、表-4.3.1に示す長さのものを設置した。また、ケース2では左岸の水制により下流の水衝部が上流に移動したので、下流の水制の設置開始位置を80cm上流にずらし、また上流左岸側の水制は後ろの2基、下流右岸側では3基を取り除いて水制工の設置範囲を短くした。またケース2では、水制先頭部での洗掘が著しかったため、上下流の水制について最初の2基の長さを短くし抵抗を少なくした。

a) 流況

流況を図-4.3.7に示す。水制先頭部における流水の乱れは、水制の長さを短くしたために減少している。また、上流部の水制の設置範囲を狭めたために、水はね効果は弱まり、水衝部はケース2と比べてやや下流に移っている。また下流右岸の水制の後ろで流水の集中がみられる。

b) 河床變動狀況

河床変動状況を図-4.3.8に示す。上流の水制工の設置範囲を短くしたために下流の水衝部はケース2と比べてやや下流の断面81~80.5へ移った。外岸における洗掘は同じく水制の前面で、4~6cmとなっており、ケース2と同様に特に水制先頭部においてこの傾向は著しく、7cmの洗掘深となっている。水制工の長さを短くするだけでは、この洗掘を十分軽減することはできなかった。

また、水制間では一部堆積しており、河岸前面では河床は初期河床を維持もしくは上昇しており、水制工を設置することにより、河岸は十分保護されている。

しかし、水制の設置範囲を短くしたために、水制の設置されていない断面79付近の河岸前面では5cm(2.5m)ほどの洗掘が生じており、水制工が水制の下流の河床を保護する範囲はそれほど広くなく、丁度水制長の2倍の40cm程度であることがわかる。したがって、上流水制により水衝部が上流に移動しても、水制工を設置しない場合に洗掘を受ける範囲には、洗掘対策を施す必要がある。また、洗掘域の対岸で2cm程度の堆積がみられる。

(4) ケースⅢ-4

ケース4では水制工は、上流部では断面85.2～83.5の左岸に9基、下流部で断面81.2～78の右岸に17基、表4.3.2に示す長さのものを設置した。ケース3の配置では下流の湾曲部の水制設置範囲の後ろで洗掘が生じた。そこで配置位置及び設置基数をケース2と同じにし、水制先頭部の洗掘を避けるためにケース3と同様に先頭部の水制長を短くした。また水制先頭部及びその上流部に碎石による根固め工を施した。またケース1と同様に、まず、低水路満杯流量を通水した後、中水敷満杯流量を通水した。

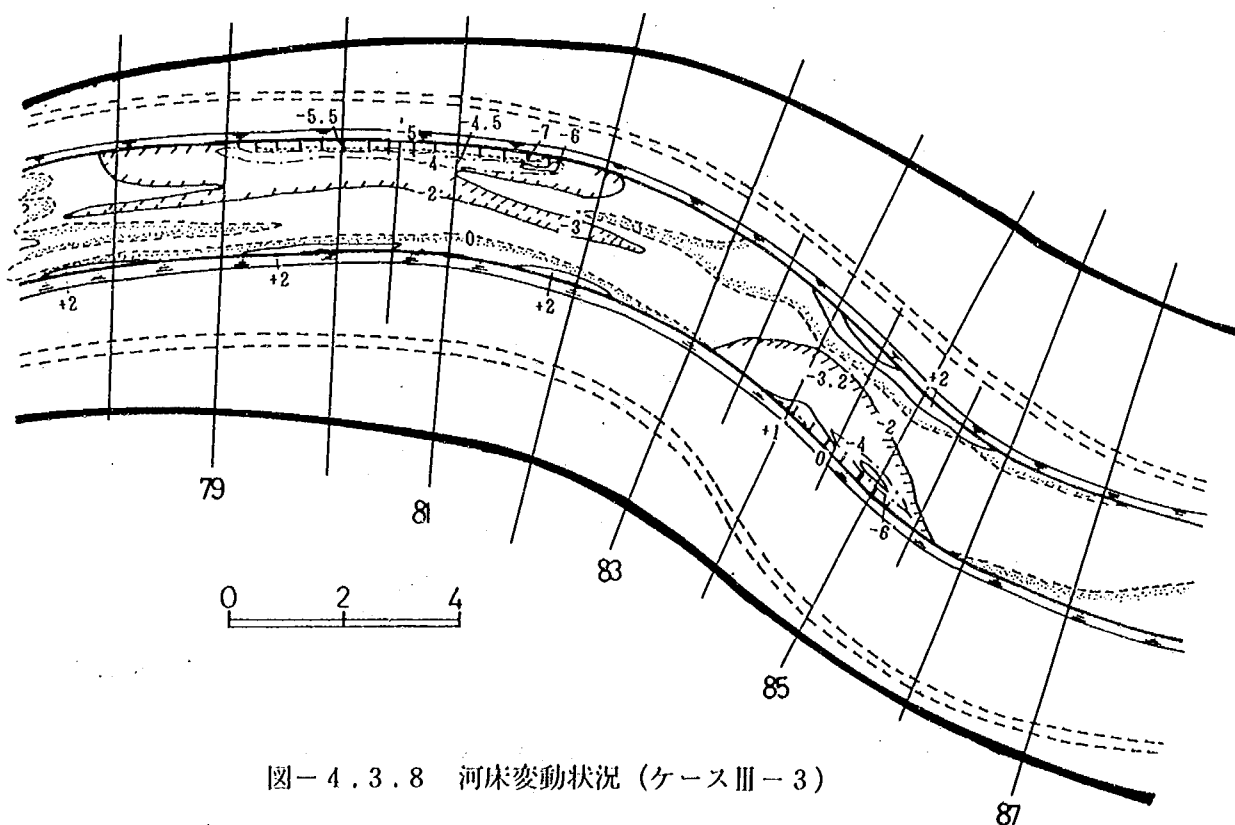


図-4.3.8 河床変動状況 (ケースⅢ-3)

表-4.3.2 水制長 (ケースⅢ-4)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
水制長 (cm)	10	15	20	20	20	20	20	20	20

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
水制長 (cm)	10	15	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

a) 流況

(60 ℓ/s)

流況を図-4.3.9に示す。ケース1と同様、流水は全体的に河道の低水路法線形に従って流れるため、明確な主流線を水衝部も判定しにくい。断面86での河道中央部付近の流れが、左岸水制の前面を流れ、断面83での河道中央部付近の流れが右岸水制の前面を流れている。上流左岸では85~84.5、下流右岸では80.5付近が水衝部となっているようである。また水制先頭部の乱れはほとんどみられない。

上下流共に、水制間では、水平及び鉛直の渦運動がみられた。また、水制群の下流の40cm程度が後流域となっている。

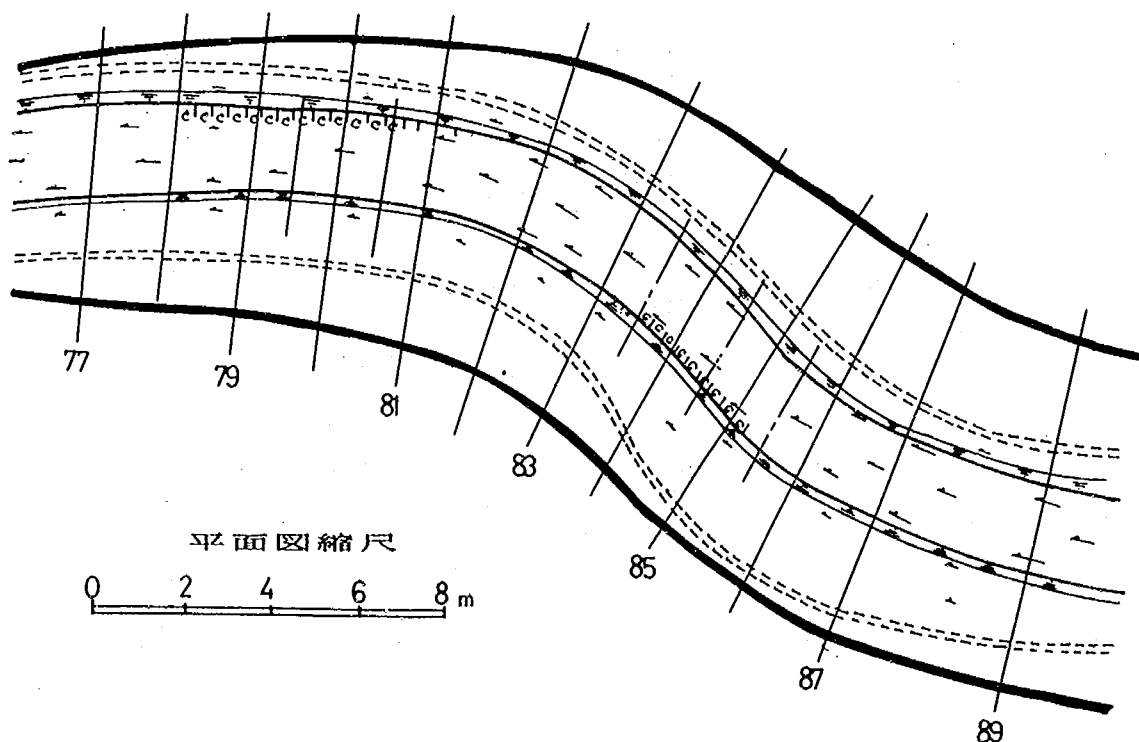


図-4.3.9 流況 (ケースⅢ-4 (60 ℓ/s))

(100 ℓ /s)

流況を図-4.3.10に示す。全体的な流況はケース2とほぼ同様であり、上流左岸側の水制による水はね効果のために、下流右岸の水衝部はかなり上流に移動している。また水制により水制付近特に底面近傍でかなり流速が低減していることがわかる。

また水制により流水の流れ方が変わったために、流速分布形の縦断的な変化が特に84~83で明確に現れているようである。また2割水深の流速横断分布と8割水深の流速横断分布の差は、水制なしの場合と比べて少なく、一様化されているようである。

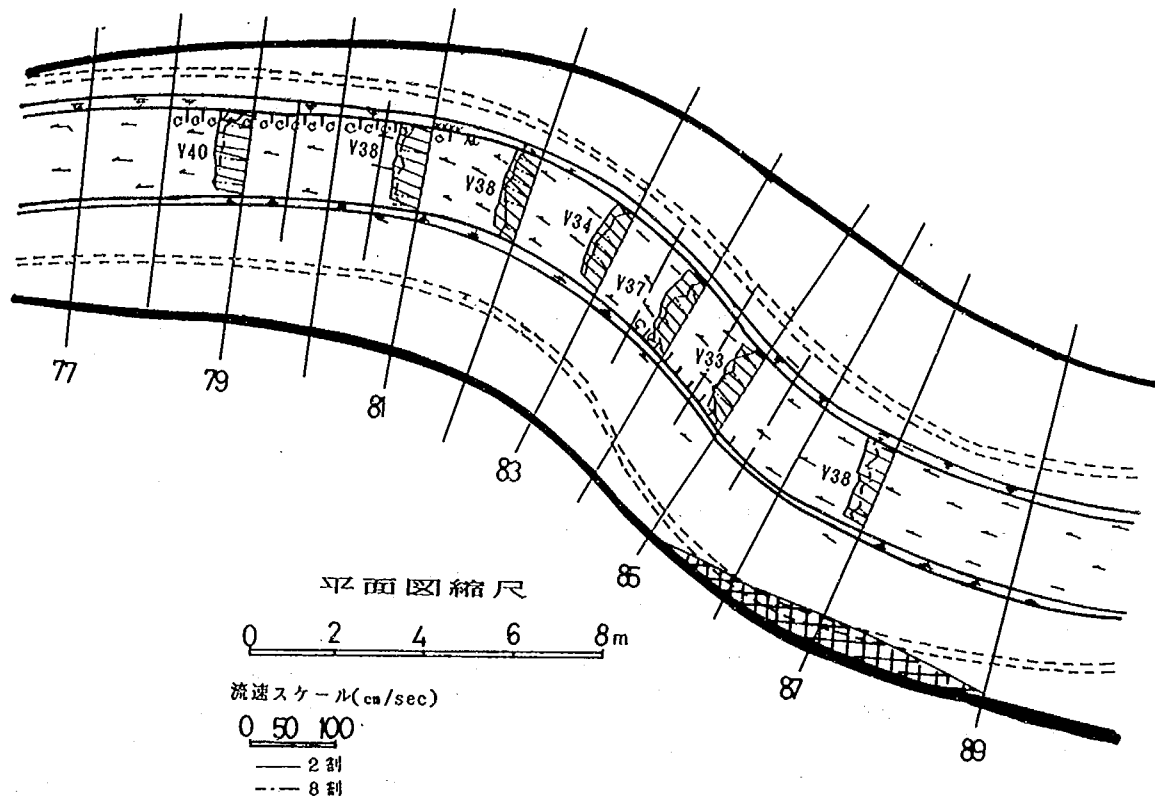


図-4.3.10 流況 (ケースⅢ-4 (100 ℓ /s))

b) 河床変動状況

(60 ℓ /s)

河床変動状況を図-4.3.11に示す。全体的に河床変動は小さく、洗掘もほとんど現れていない。最大で2~3cm程度である。82~80にかけて、外岸付近で河床が周りより低くなっており、水みちのようなものがみられ、水衝部と対応するように80.5付近で外岸にあたるような形となっている。また水制間の河岸近傍では堆積がみられた。

(100 ℓ /s)

河床変動状況を図-4.3.12に示す。洗掘領域はケース2とほぼ同様であり、特に断面85~84の水制前面で4.5cm程度、断面81~79で5~7cm程度の洗掘を受けている。ケース3と比べると下流湾曲部の水衝部

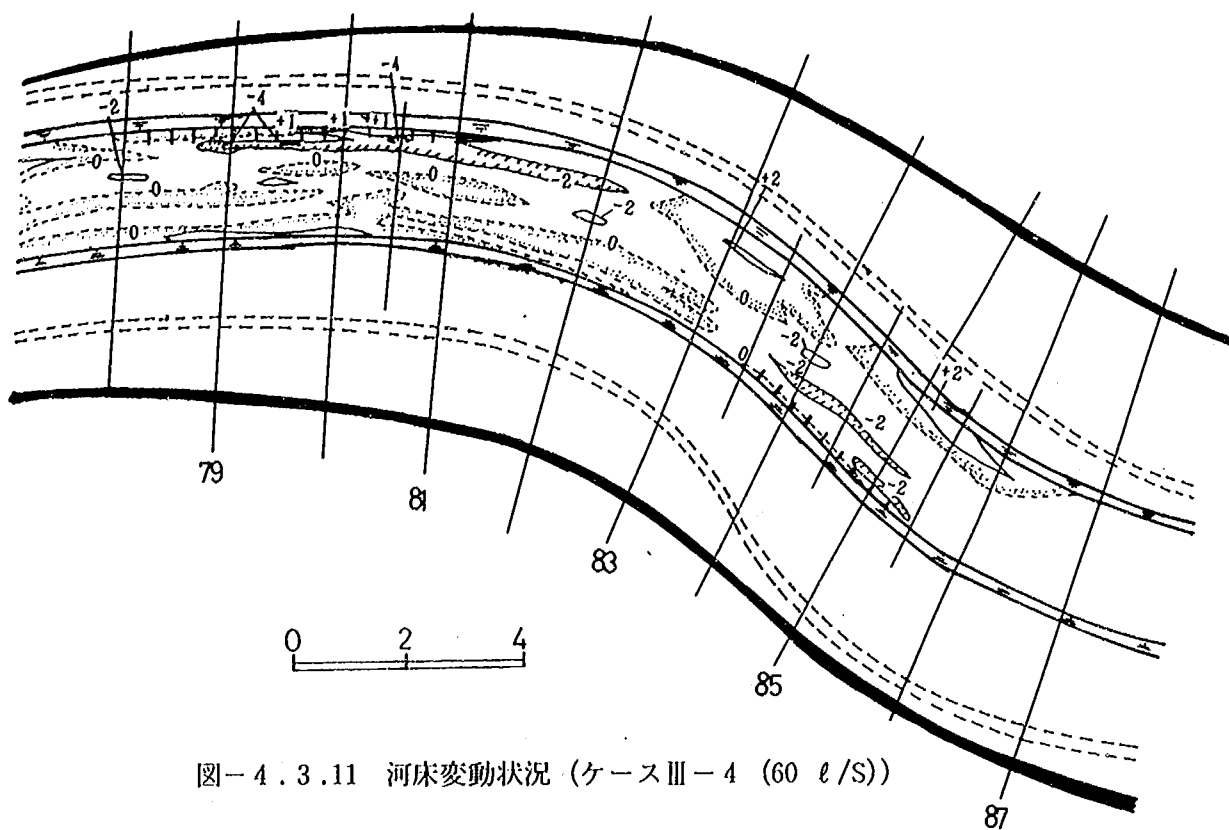


図-4.3.11 河床変動状況 (ケースⅢ-4 (60 ℓ /S))

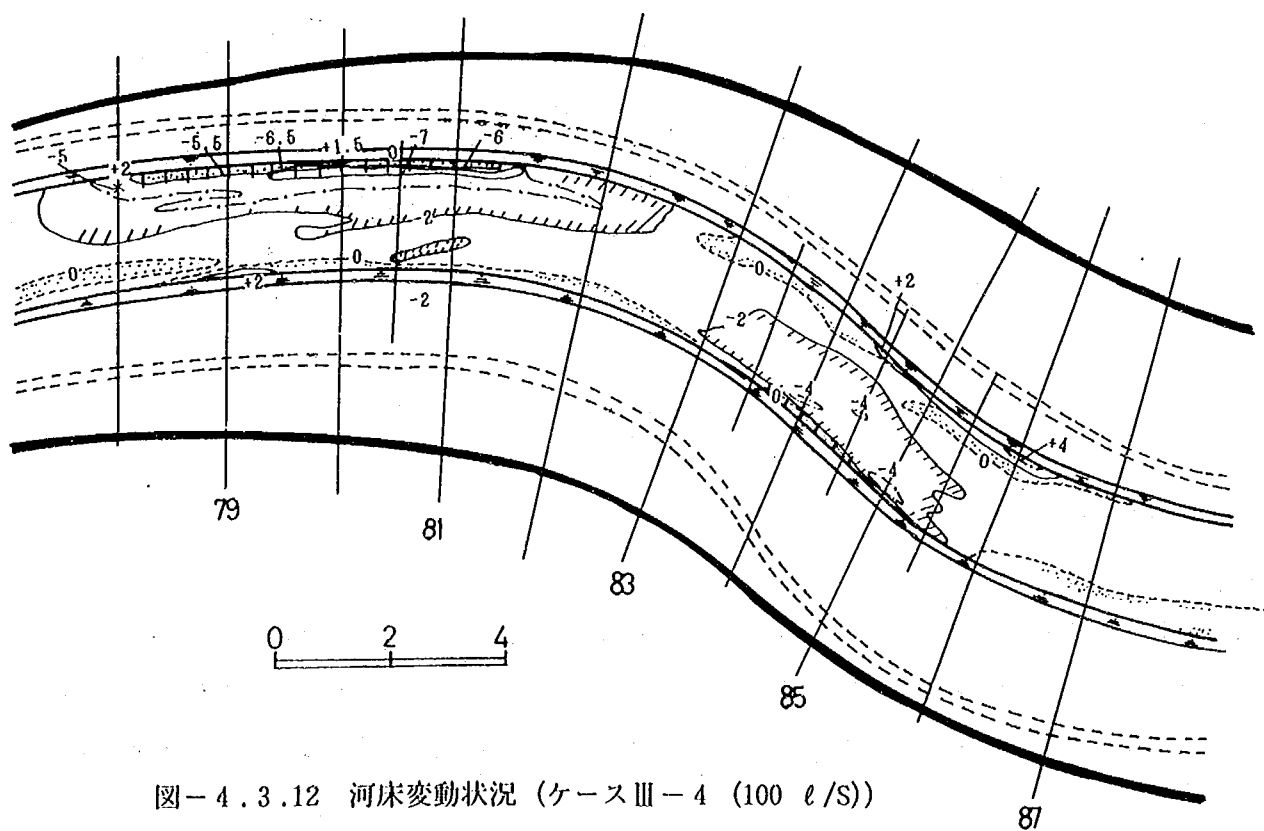


図-4.3.12 河床変動状況 (ケースⅢ-4 (100 ℓ /S))

が上流に移動し水制前面で大きく洗掘を受ける位置が上流に移り、またその範囲も小さくなっている。水制先頭部の水制長を短くし、また根固めを施したことにより、根固め工前面で洗掘を生じたが、崩落する程度ではなく、先頭部の洗掘は軽減されている。(写真-4.3.2(a)(b)) また水制工を設置することにより、水制工前面及び先端部では主流がぶつかるために洗掘が生じ、その洗掘深は水制工無施工時のものとほとんど変わらないが、水制工付近特に河床近くでは十分流速が低減されるため、石炭粉(砂)はそこで沈降し、河岸前面の河床は10cm程度の幅で初期河床をとどめているかまたは堆積のために上昇している。したがって、砂河川における透過型水制工による根固め効果は十分期待できる。

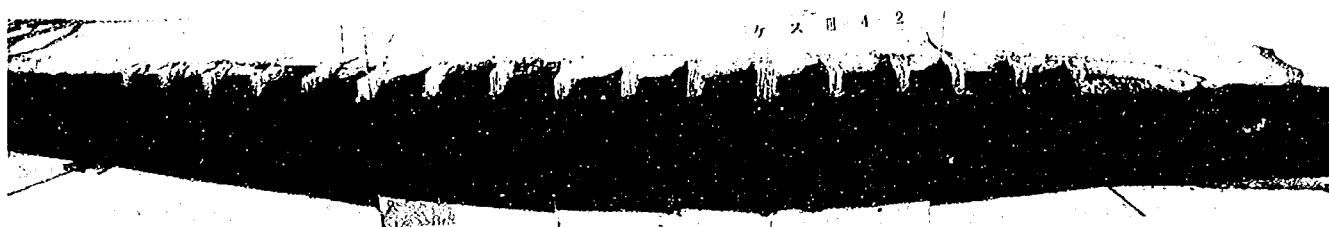


写真-4.3.2(a) 水制周りの河床変動(左岸)



写真-4.3.2(b) 水制周りの河床変動(右岸)

4.3.1.2 検討結果

水制工の設置範囲とその前面及び水制間の洗掘の状況を図-4.3.13に示す。ケース2及び4の水制の設置範囲は、ケース1において洗掘が2.0~2.5cm以上生じた範囲に設置したもので、それに対しケース3では後方の水制を一部取り除き、右岸の水制を上流に2基延ばしてある。

上流の左岸については、どのケースも先頭部の洗掘が著しい。ケース4ではケース2に対して根固めを行ったことにより、水制直上流の洗掘は軽減されているが、水制前面の洗掘が大きくなっている。ケース3では水制の設置範囲が短かったために、水制の下流で洗掘が生じている。これと対応して、ケース3では水はね効果がそれほど現れていない。また水制間の洗掘状況には大きな違いはなく、どのケースにおいても、河岸前面では初期河床が保たれている。

下流の右岸の水制周りの洗掘は、上流右岸の場合と同様に先頭部で著しい。ケース3では、水制群の下流40~50cmまでは堆積傾向があるが、それ以後は護岸の前面でかなり洗掘を受けている。したがって、洗掘を受ける領域には水制を設置する必要がある、設置位置としてケース2、4の場合が良い。

ケースⅡ、Ⅲの結果を総合すると、河道湾曲部の洗掘防止のためには、水制は湾曲の上流と下流の洗掘の生じる位置に設置し、両者が一体的に働くようにするのがよい。水制の後流域はそれほど広くなく水制群の下流では流速は加速されるのでなるべく広い範囲に設置するのが望ましい。また、上流の水制設置による水衝部の移動の様子をケースⅢについて図-4.3.14に示す。これより、上流の対岸に水制を設置すると水はね効果によって下流湾曲部の水衝部が上流に移動することになる。したがって、下流の水制は上流

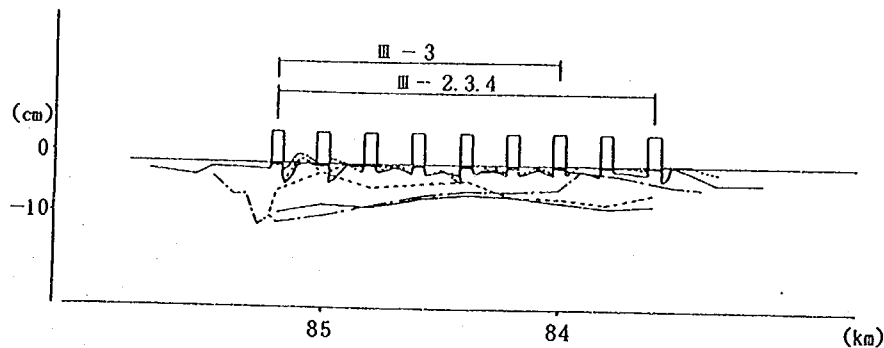


図-4.3.13 水制付近河床継断変化

(上流側)

CASE II-2
CASE II-3
CASE II-4-2 ———

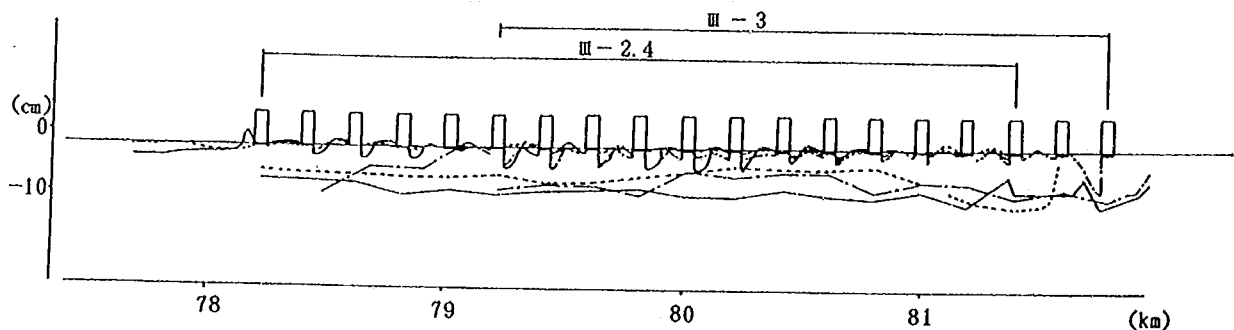


図-4.3.14 水制付近河床継断変化

(下流側)

に水制を設置しない場合に水制を設置する位置より、やや上流から設置する必要がある。また、洗掘範囲の下端はそれほど移動しないので、洗掘位置の下端においても水制を設置するか護岸の前面にわたって十分な根固めを行う必要がある。

4.3.2 水制工の長さと同隔に関する検討

4.3.2.1 実験結果

(1) ケースⅢ-5

ケース5では水制工は、上流部では断面85.2~83.5の左岸に5基、下流部で断面81.2~78の右岸に9基、表-4.3.3に示す長さのものを設置した。ケース2~4では水制長を現在施工されているものの中で最も事例数の多い低水路幅の1割としたが、このケースでは低水路幅の2割とし、その影響について検討した。水制工の設置位置はケース4を基準として上下流とも間隔を長さの2倍、すなわち、ケース4に比して範囲は同じであるが、間隔・長さ共に2倍で、水制の数は半数として設置した。

表-4.3.3 水制長 (ケースⅢ-5)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5
水制長 (cm)	15	30	40	40	40

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
水制長 (cm)	15	30	40	40	40	40	40	40	40

a) 流況

流況を図-4.3.15に示す。上流左岸の水衝部は84.5~83付近である。上流の水制の長さ・間隔を2倍にした結果、水はね効果が強く現れ、下流右岸の水衝部は82~81に移動した。下流の水制先端部はかなり乱れている。また、水制による流速低減効果を示す平面渦がみられた。水制の長さを長くしたことにより、局所的な断面当たりの抵抗が増えたため、水制の後ろ側の元付け工を回り込んでくる流れがみられた。また水制群直下流の後流域は最下流の水制から0.9~1.0m程度の範囲となっている。

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.3.16に示す。洗掘は上流では断面85~83.5で2~4cm、下流では断面80~78で5~6.5cmのものが生じている。下流の水制前面の洗掘は先端部から河岸側にかけて生じており、水制先端及び水制の後ろで所々スポット状の洗掘がみられるが、河岸前面の河床は他のケースと比べて広い範囲で保護されている。(写真-4.3.3) また上流の水制を長くしたために下流の外岸側の水衝部がかなり上流に移動し、水制先端部及び断面81~82付近に局所洗掘を生じている。しかしながら、水制群の役割によって全体的な河床変動状況はどのケースよりも小さくなり、水制前面の洗掘も小さくなっている。このように横断的な河床変動をかなり小さくすることができ、その結果河幅全体にわたって効果的に水が流れる状況をつくり出すことができた。

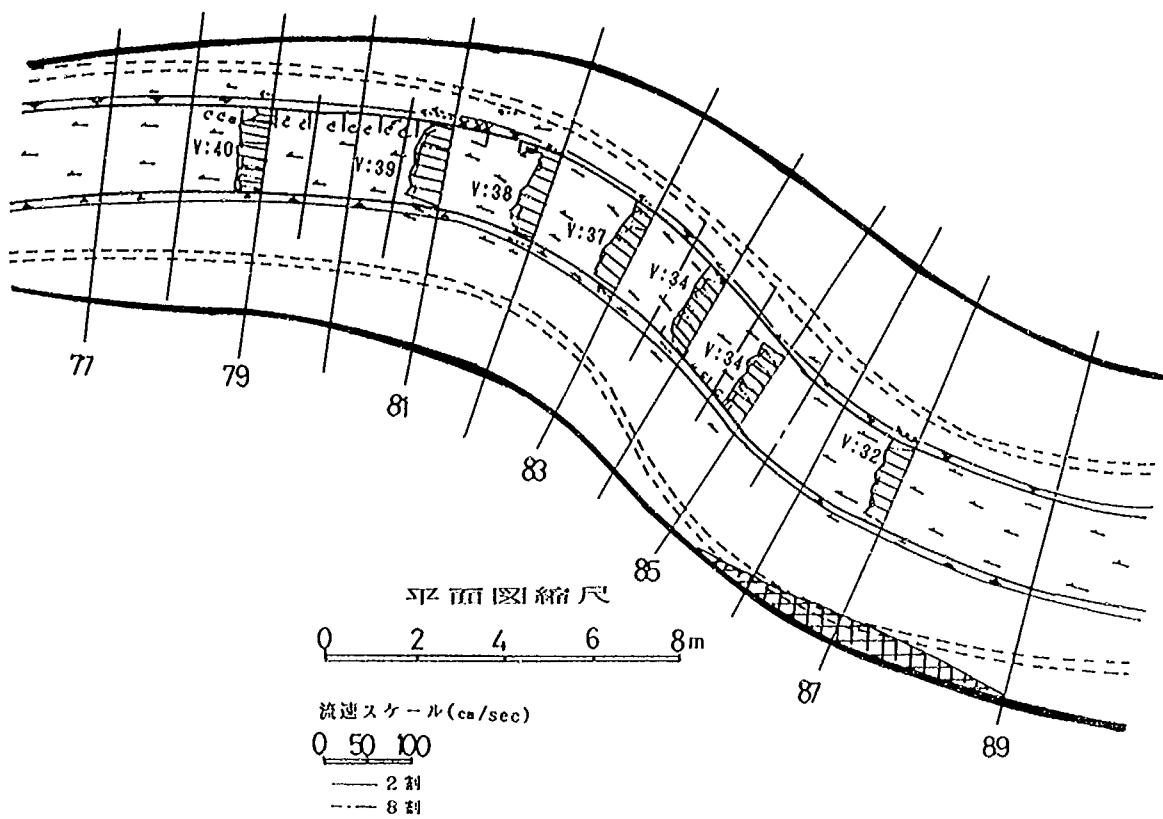


図-4.3.15 流況 (ケースⅢ-5)

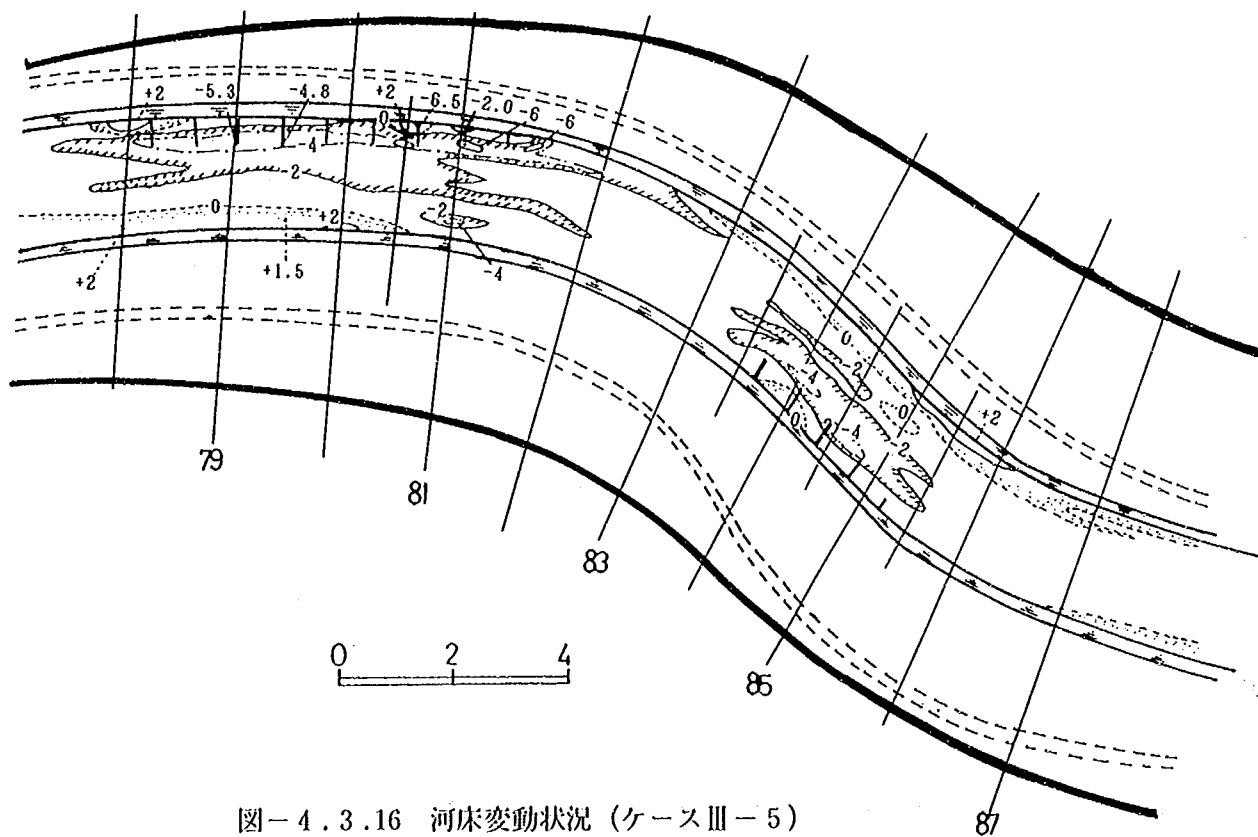


図-4.3.16 河床変動状況 (ケースⅢ-5)

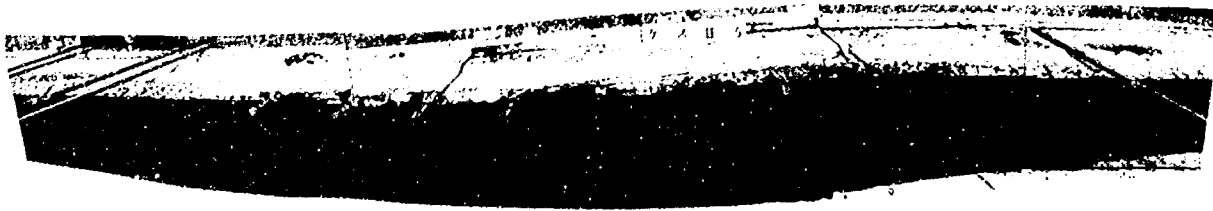


写真-4.3.3 水制周りの河床変動

(2) ケースⅢ-6

ケース6においては水制工は、上流部では断面85~83.5の左岸に5基、下流部で断面81.6~78.5の右岸に9基、表-4.3.4に示す長さのものを設置した。ケース5では上流側の水制により下流の湾曲部での水衝部が上流に移動し、下流の水制の先頭部に洗掘が生じた。そこで、上流の水制の効果を検討するために、下流の水制については配置・長さ共にケース5と同じにし、上流の水制については配置のみ同じにし間隔を80cmに保ったまま長さをケース5の1/2の20cmにした。

表-4.3.4 水制長 (ケースⅢ-6)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5
水制長 (cm)	10	15	20	20	20

右岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
水制長 (cm)	15	30	40	40	40	40	40	40	40

a) 流況

流況を図-4.3.17に示す。上流側の水制を短くしたことにより、水はね効果は弱まり、下流右岸の水衝部はケース5に比べて下流に移り、81~80.5付近に位置する。また上流側の水制による流速低減効果は85ではほとんどみられず、84で現れている。このように水制の間隔が長さに対して広過ぎると、流速低減に要する距離は長い様である。また下流右岸の水制では、82~81では元々外岸の底面流速が遅いこともあって、8割水深の流速はかなり低減されている。上下流共に水制間で流速は主流部の70%程度に低減されている。流速の横断分布は2割水深と8割水深でそれほど違っておらず、平面的な偏りもあまりなく、水制周辺を除いてはほぼ一様となっている。

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.3.18に示す。洗掘は上流では断面84.5~83.5で、下流では断面82~78で生じている。上流の水制の前面の洗掘は他のケースと比べやや下流の断面84.5に生じ、また水制先頭部では水制工の数が足りないため、流速がそれほど低減されていないために、水制間で河床の低下がみられる。先頭部

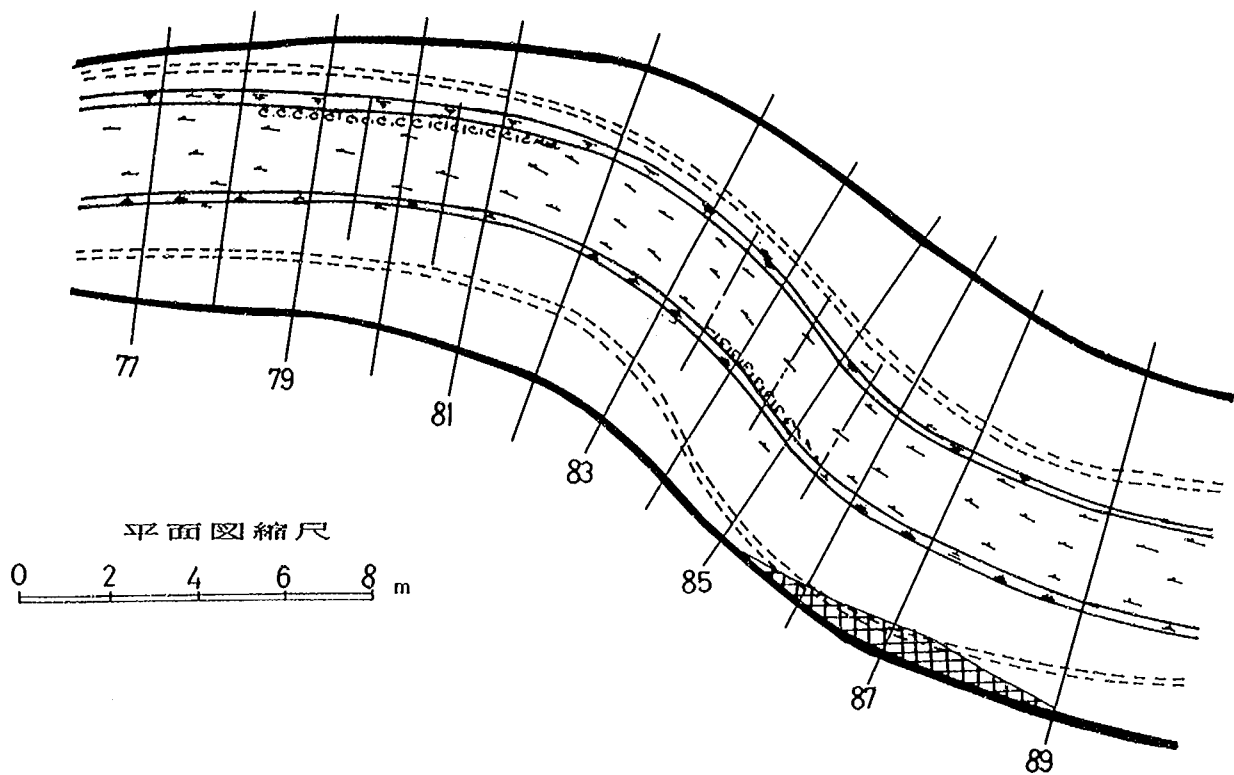


図-4.3.17 流況 (ケースⅢ-6)

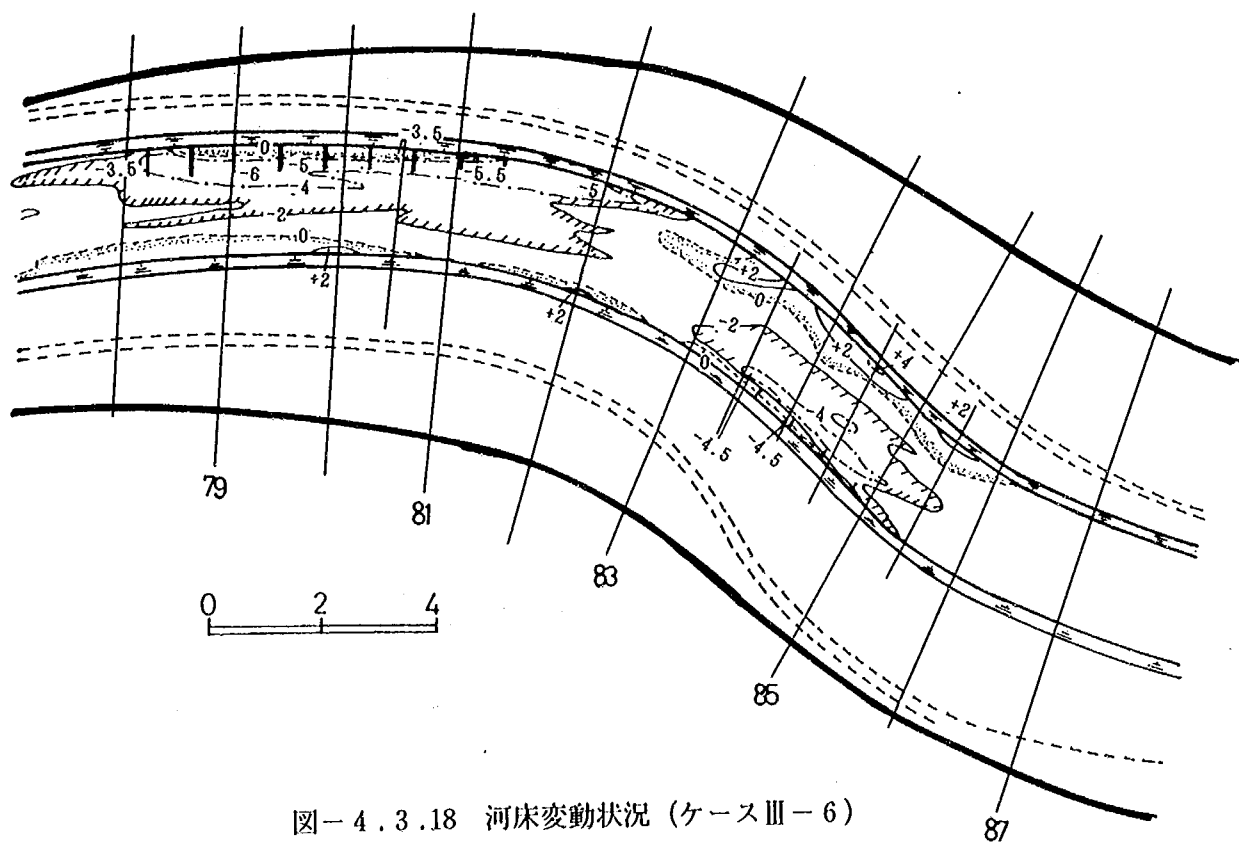


図-4.3.18 河床変動状況 (ケースⅢ-6)

の法面直前面では初期河床をほぼ保っているものの、他のケースと比べその範囲が狭くなっており、水制による根固め作用は間隔が大きすぎるために弱くなっている。したがって、水制間隔が広すぎると水制工は効果を発揮しにくいので水制間隔は水制長の2倍程度がよい。これに対し、その少し下流の断面83.5～83では底面付近の流速が低減されたために、水制の後ろまで石炭粉（砂）が堆積している。下流の外岸側では全体的になめらかに洗掘されており、平均的に洗掘深は小さくなっている。また水制先端付近における最大洗掘深は6 cm程度となっている。また法面前面ではケース5と同様にかなり広い幅（15cm程度）で初期河床を保っている。

4.3.2.2 検討結果

水制工の設置範囲とその周りの洗掘の状況を図-4.3.19に示す。ケース5は水制の長さ・間隔ともケース4の2倍にした場合である。ケース6は、上流側の水制の長さをケース5の1/2にした場合である。

水制周り、前面の洗掘の状況はどのケースも大きな違いはない。洗掘位置は、水制長が長い方が河道の中央部よりになるため、水制間の河床高が保たれる範囲が広がっている。ただし、水制が長い場合には中水敷から水制間に回り込んでくる流れが生じており、流水が河岸付近に集中する恐れもあるので、元付工などの対策工を十分に行う必要がある。

またケース5の下流の水制の先頭部及びその上流では、上流側の水制による水はね効果のために洗掘が生じている。したがって、上流側の水制については構造が大きいものはあまり良くないようである。

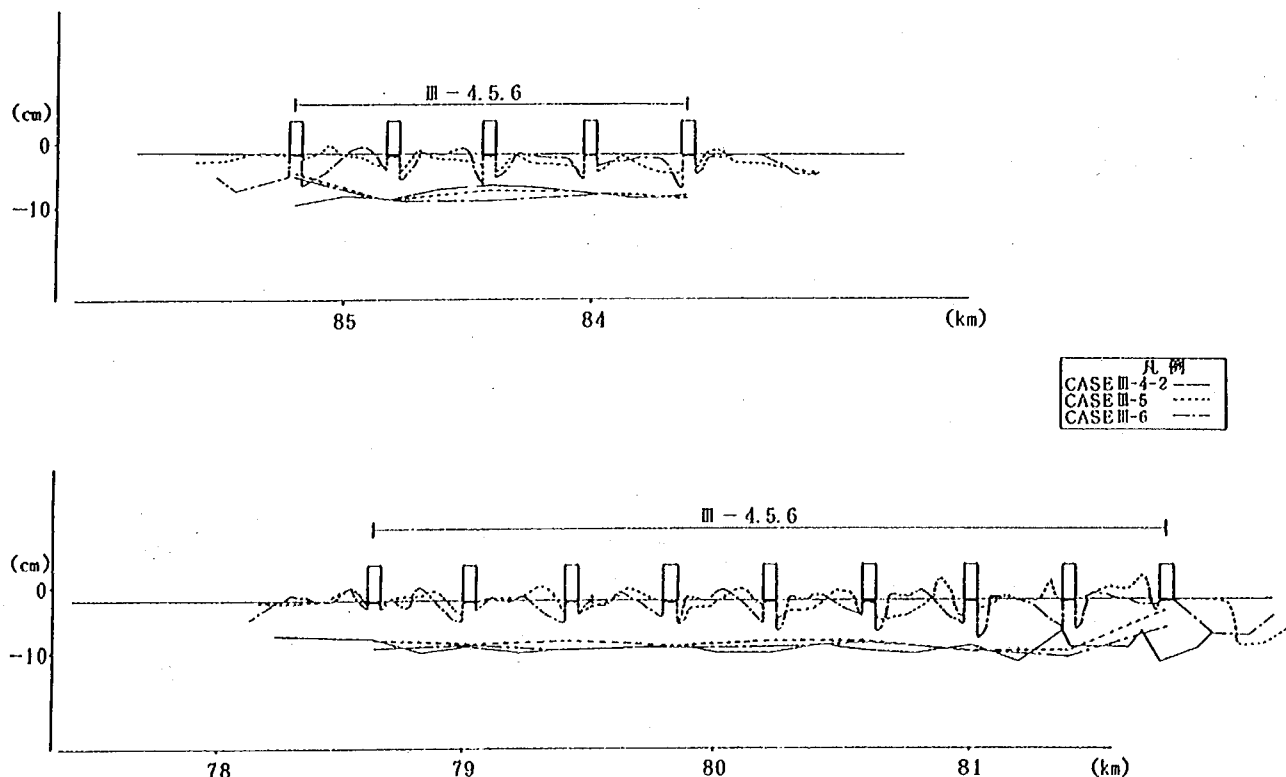


図-4.3.19 水制付近河床縦断面図

ケース 6 では、上流側の水制間隔を大きくしたまま長さを短くしたために ($S/l = 4$)、上流の水制周りの洗掘が若干大きくなっている。また、水制後部及び水制群の下流において洗掘を生じている。

したがって、間隔としては、水制長の 2 倍程度とし、緩流河川においては上流側の水制には短いものを、洗掘が大きくなる下流側では長いものを使うのが良い。また、水制の長さは、低水路幅の 2 割としてもよい。ただし、この場合には、河状を考えて段階的に水制長を延ばしていくことが望まれる。

4.3.3 水制工の透過度に関する検討

4.3.3.1 実験結果

(1) ケースⅢ－7

ケース7では水制工は、上流部では断面85.2～83.5の左岸に9基、下流部で断面81.2～78の右岸に17基、表－4.3.5に示す長さのものを設置した。設置位置、基数、長さをケース4と同じにし、透過度をかえて水制工の効果について検討を行った。このケース7では杭間隔を短くして、透過度を小さくしてある。

a) 流況

流況を図－4.3.20に示す。全体的な流況はケース4（100l/s）とほぼ同様である。ただし、ケース4に対して水制工の透過度を小さくしたことにより、下流右岸の水衝部はやや上流に移動した。

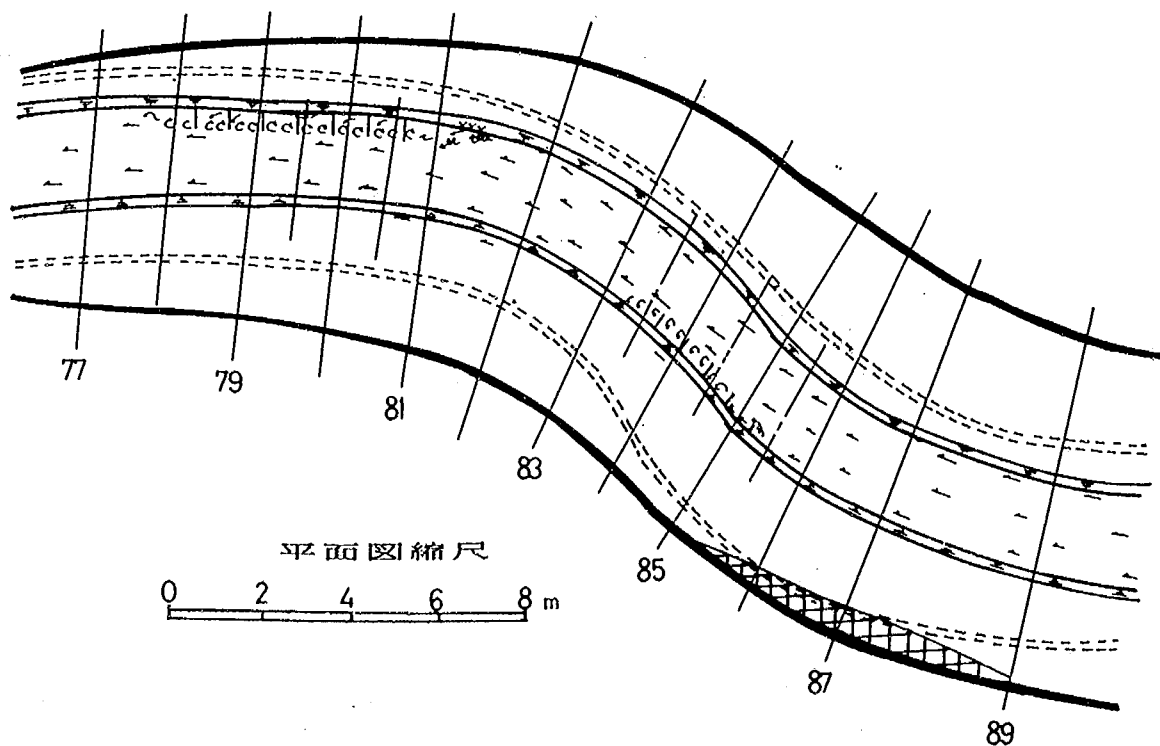
表－4.3.5 水制長（ケースⅢ－7）

左岸水制（水制間隔40cm）

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
水制長（cm）	10	15	20	20	20	20	20	20	20

右岸水制（水制間隔40cm）

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
水制長（cm）	10	15	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20



図－4.3.20 流況（ケースⅢ－7）

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.3.21に示す。洗掘は上流では断面84.5～83.5で、下流では断面82～78で生じている。全体的な洗掘及び堆積の状況は他のケースとほぼ同様であるが、水制前面に生ずる深掘れの範囲はかなり広く断面81.2～78.5にわたっている。またその洗掘深は全体的に大きく6cmの領域が存在し、最大洗掘深は7.5cmに達し、他のどのケースよりも大きい。また洗掘は水制間、水制周辺にも及び、法面前面の河床高は初期状態を保てるものの、その範囲はケース4に比べてかなり狭くなっている。

したがって、透過度が小さくなると水制前面及びその周辺の洗掘範囲・洗掘深が大きくなり、水制工によって根固めされる範囲が狭くなるため、緩流の砂河川では透過度が小さいものは好ましくないとと思われる。

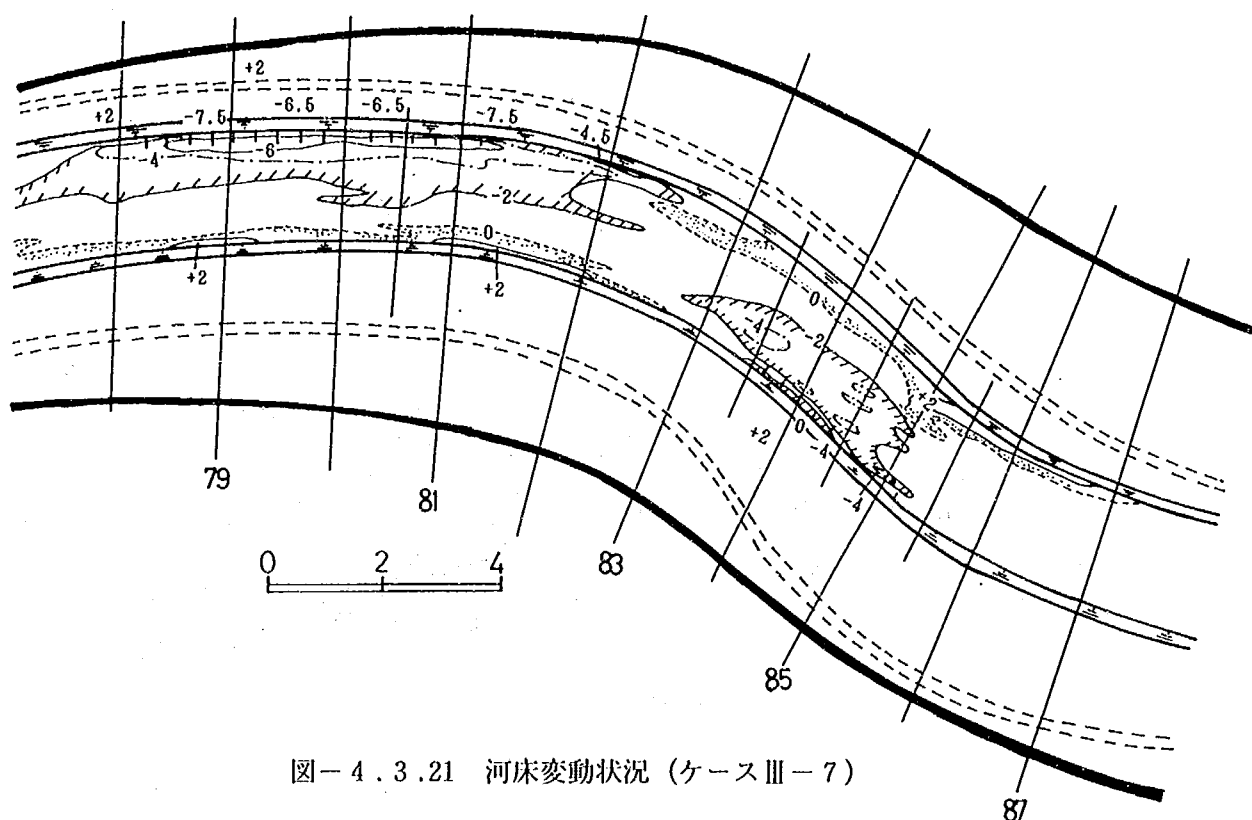


図-4.3.21 河床変動状況 (ケースⅢ-7)

(2) ケースⅢ-8

ケース8では水制工は、上流部では断面85.2～83.5の左岸に9基、下流部で断面81.2～78の右岸に17基、表-4.3.6に示す長さのものを設置した。ケース4に対し、ケース7では透過度を小さくしたがこのケースでは逆に透過度を大きくした場合について検討する。

a) 流況

流況を図-4.3.22に示す。全体的な流況はケース4とほぼ同様であるが、水衝部はやや下流に移動した。また流速分布の偏りはそれほどなく、水面付近と底面付近での分布形の違いもそれほどない。また水制の設置された部分の底面流速がまず低減されて、それから表面付近の流速が低減されている。

表-4.3.6 水制長 (ケースⅢ-8)

左岸水制 (水制間隔40cm)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
水制長 (cm)	10	15	20	20	20	20	20	20	20

右岸水制 (水制間隔40cm) (ケースⅢ-8)

上流側からのNo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
水制長 (cm)	10	15	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

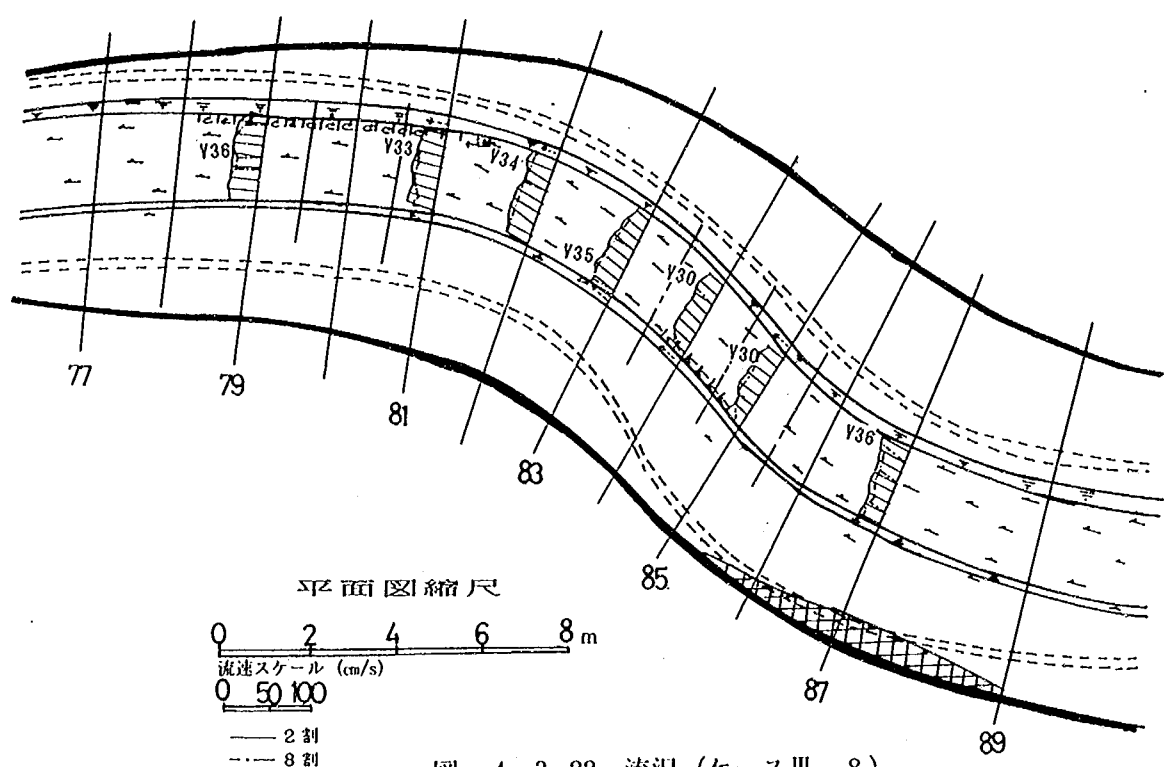
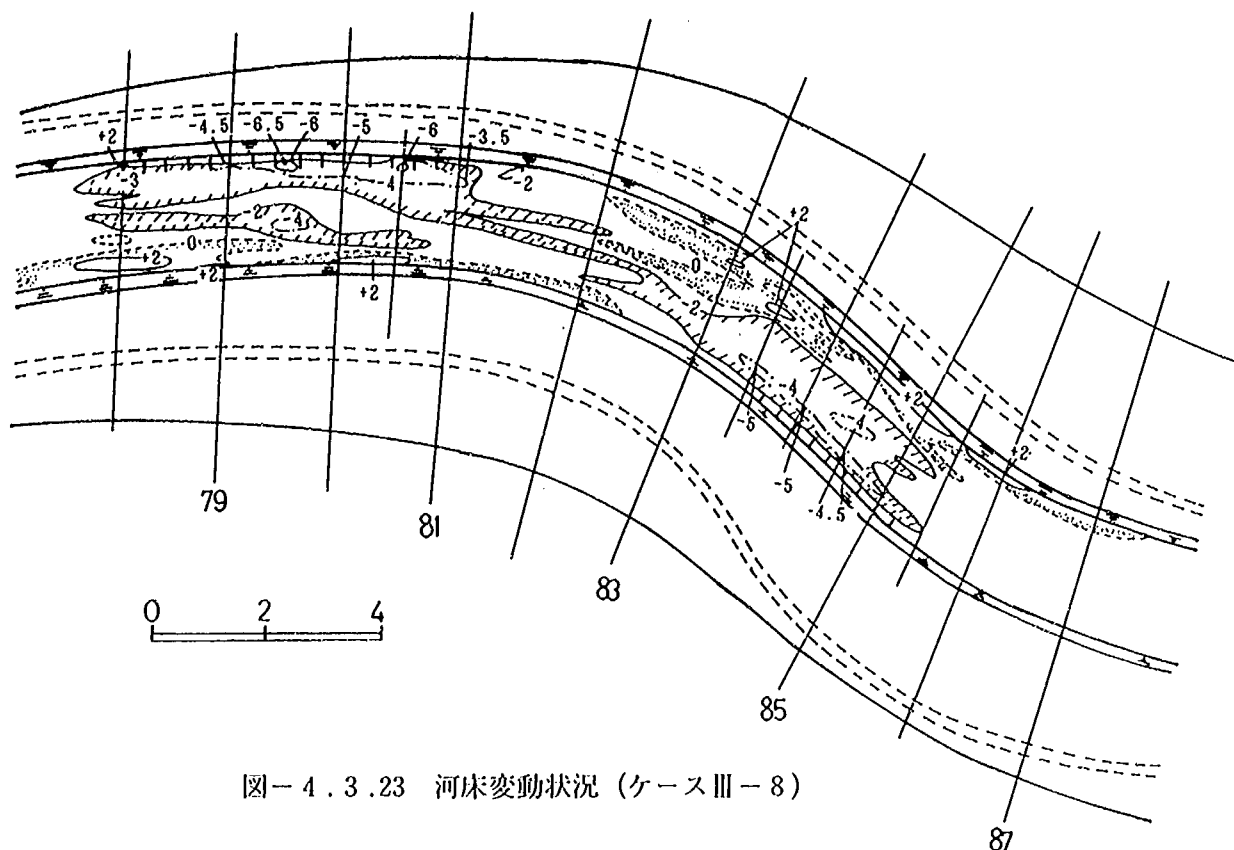


図-4.3.22 流況 (ケースⅢ-8)

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.3.23に示す。洗掘は上流の湾曲部では断面85～84.5の水制前面で4～5 cm程度生じている。また下流の湾曲部では、上流の水制の透過度が高くなり、水衝部がやや下流に移動したことに伴い、断面81～79の水制前面で4～6.5cm洗掘が生じている。水衝部の移動と水制の透過度の増加のために下流の湾曲部外岸に設置された水制群の先頭部周辺の局所洗掘はみられない。下流部右岸の水制前面の洗掘は水衝部の移動と共に全体的に下流に移り、所々 ripple によってスポット状の洗掘が生じているが、洗掘深はケース4と比べて大きな違いはない。また河床変動は水制なしと比べてかなり小さくなっている。

透過度を大きくした場合、水制間の河岸付近の河床は僅かに洗掘されるか初期状態を維持しており、洗掘状況の悪化は見られない。また水制先頭部の周り（前面、直上流）に関していえば透過度が高い方がよいことが確かめられた。



4.3.3.2 検討結果

水制の透過度の違いによる水制周辺の洗掘の状況を図-4.3.24に示す。実験に用いた水制の透過度は図-4.3.25に示す通りである。

図-4.3.24からわかるように透過度の小さいケース7では水制周りの洗掘が著しい。また水制前面の洗掘は、ケース7が最も大きく、次いで透過度の高くなるケース4、8と少なくなっている。特に水制先頭部では、ケース8の洗掘がかなり軽減されている。また水制間ではケース4と8の差はあまりないが、やはり水制先頭部においてはケース8の方が河床が維持されている。

したがって、浮遊砂が卓越する砂河川では透過度の低いものは好ましくない。また、水制先頭部においては透過度を高くした方が良い。ただし、全体的に透過度が高い場合には流速低減効果と水はね効果が低くなる。この実験からは水制の透過度については杭間隔/杭径は3.4～5で良い結果が得られた。

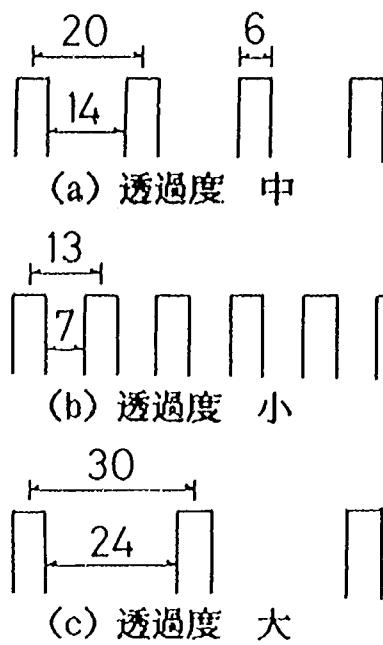


図-4.3.24 水制工の杭間隔

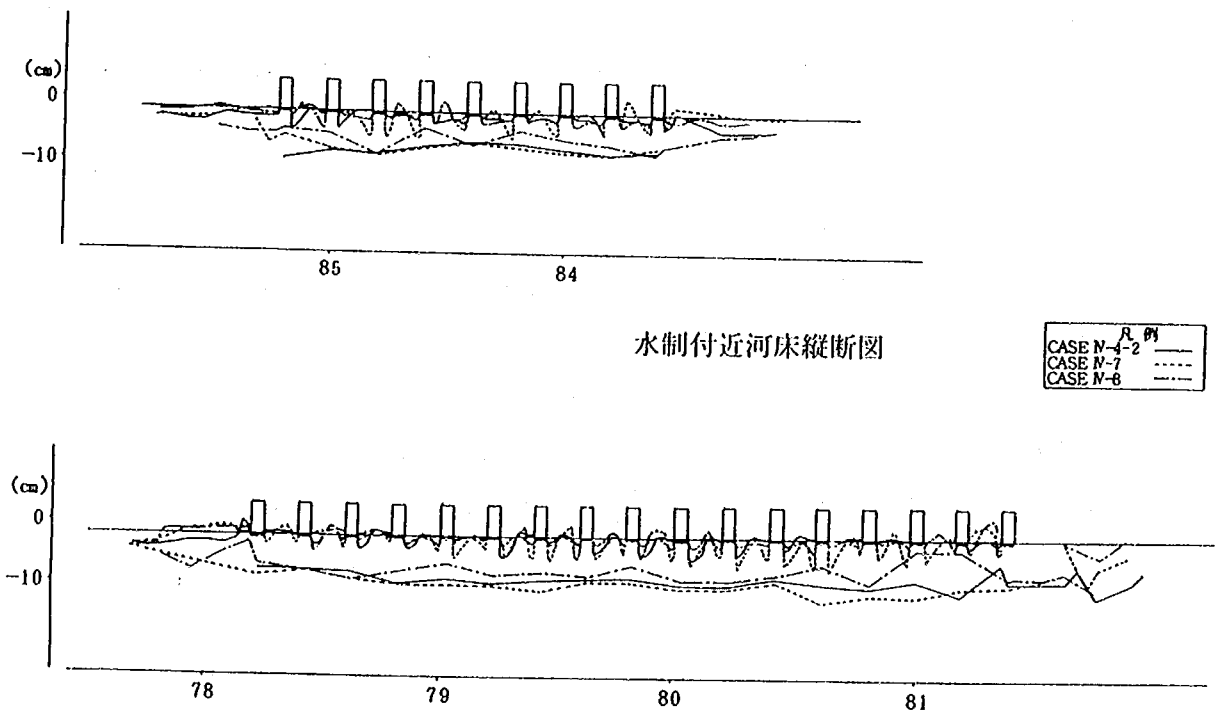


図-4.3.25 水制付近河床縦断面図

4.3.4 上流側水制工の役割に関する検討

水制周りの河床変動が小さいケース8の透過度の大きい水制を用いて、上流水制がない場合（ケース9）とケース8の上流水制に対し下流に移動させた場合（ケース10）について実験を行い、上流の水制の下流の湾曲部に対する効果について検討を行った。

4.3.4.1 実験結果

(1) ケースⅢ－9

ケース8の上流左岸の水制を撤去し、流況と河床変動状況を調べた。

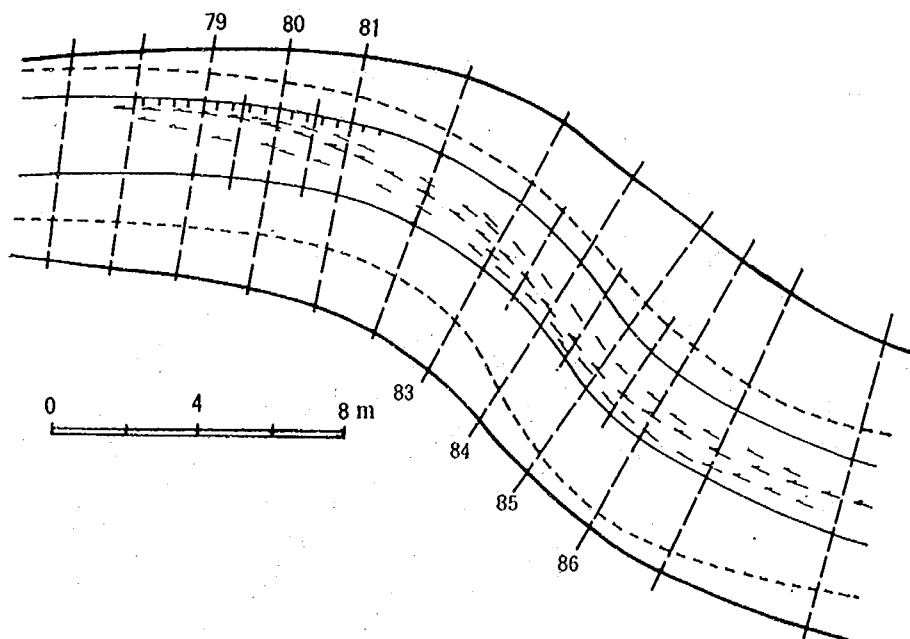
a) 流況

流況を図－4.3.26及び写真－4.3.4に示す。主流はケース1とほぼ同様に84.5～84付近で最も河岸に近づく。以後対岸に移動し、断面80付近で下流の水制の先端にぶつかっている。また、左岸の河岸沿いの流速の縦断変化の様子を図－4.3.27に示す。これより、洗掘域（85～84）の下流の断面84～83付近で流速が最大となっていることがわかる。

b) 河床変動状況について

河床変動状況を図－4.3.28に示す。下流の右岸側では、水制を設置したことにより、洗掘が軽減されており、水衝部となる断面80付近の水制全面で深掘れが生じている。また、上流の左岸では、水制を撤去したために、断面84付近を中心として最大6 cm程度の洗掘が生じている。（写真－4.3.5）

また、左岸83付近から右岸81付近に向かってみお筋が形成されている。



図－4.3.26 流況

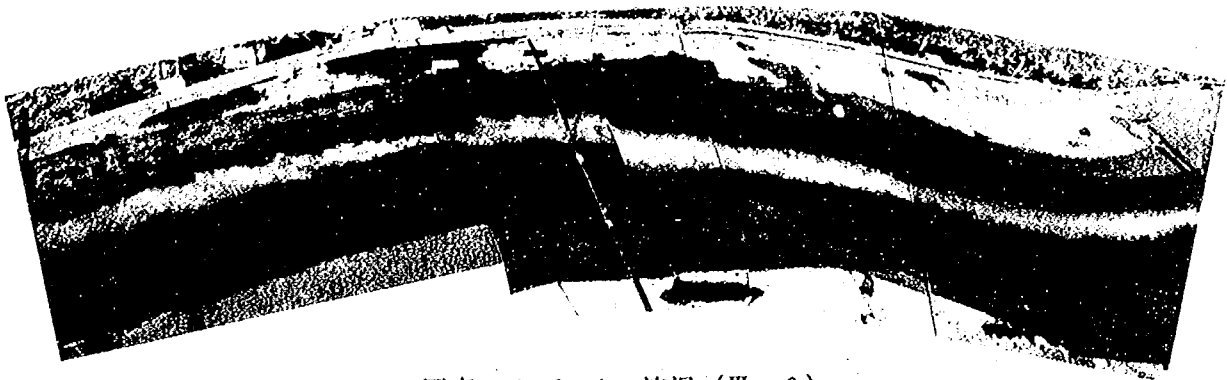


写真-4.3.4 流況(Ⅲ-9)

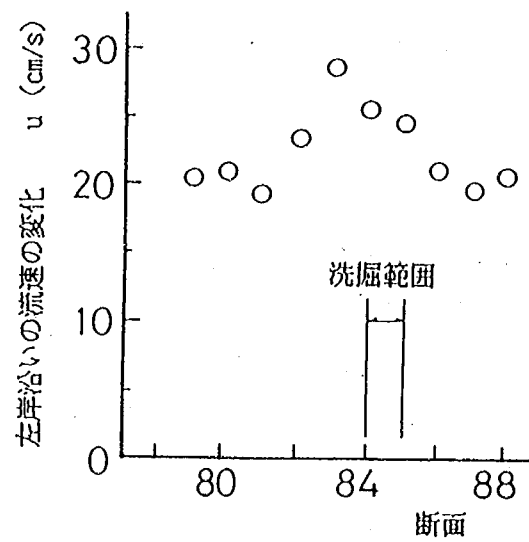


図-4.3.27 河岸沿いの流速

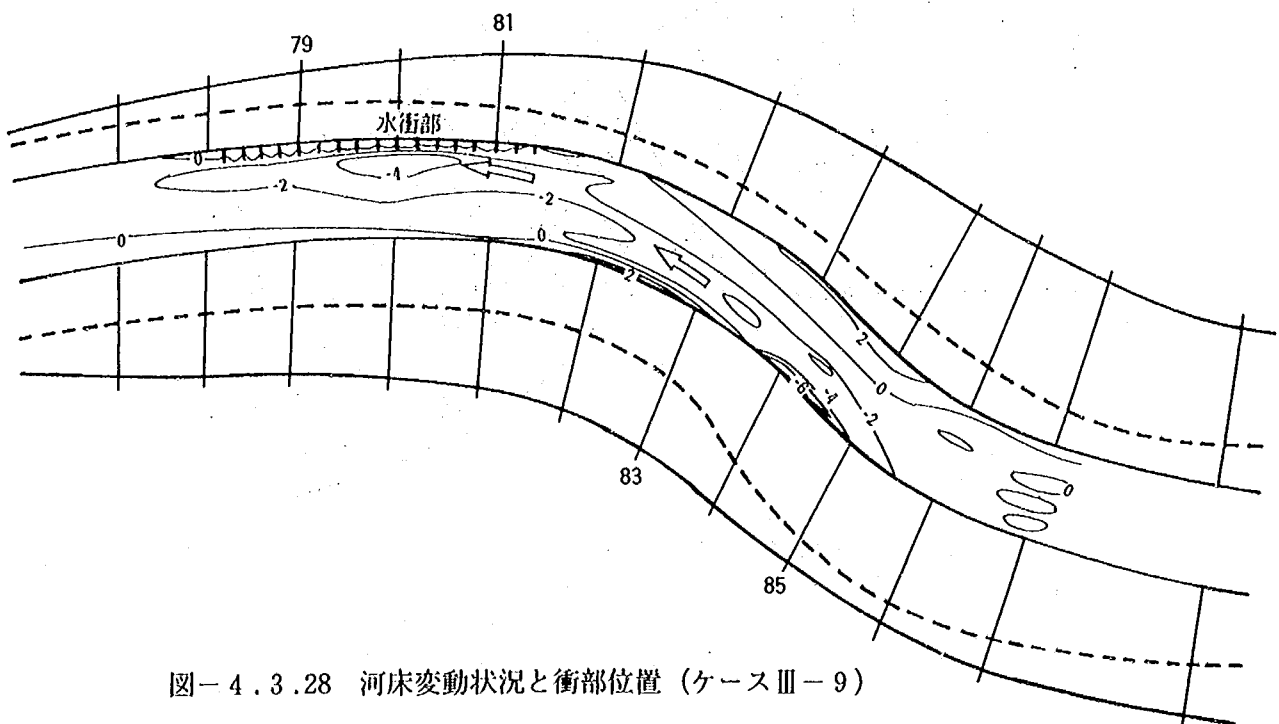


図-4.3.28 河床変動状況と衝部位置(ケースⅢ-9)

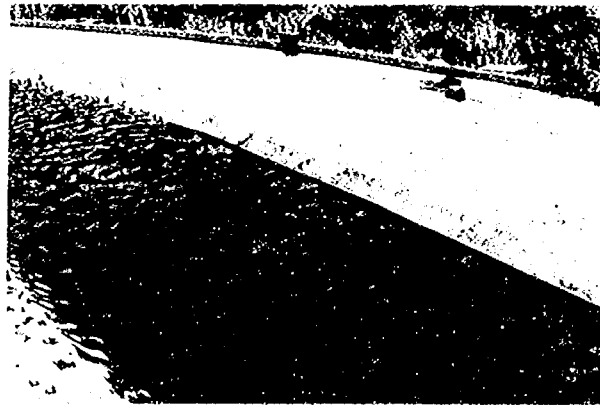


写真-4.3.5 河岸沿いの洗掘 (ケースⅢ-9)

(2) ケースⅢ-10

ケース8の上流左岸の水制群を下流の84.5~83に移動させ、実験を行い、水制位置に関する検討を行った。

a) 流況

流況を写真-4.3.6に示す。これより、ケース9の上流水制なしの場合と比較して、上流左岸付近で主流は水制の前面を通るようになる。また、やや下流に設置された上流水制の水はねによって、水制群の下流端辺りから、主流は急速に対岸へ移っており、そのため下流右岸の水衝部は上流の断面81付近に移動している。

b) 河床変動状況

河床変動状況を図-4.3.29及び写真-4.3.7(a)(b)に示す。これより、水制を設置したことによって、河岸付近の洗掘が軽減されていることがわかる。(写真-4.3.8) 図及び写真-4.3.7(a)より、上流の水制をやや下流に設置したことにより、水制の上流部の河岸沿いに洗掘が生じている。また、左岸から右岸に向かうみお筋が、水制なしに比べてかなり急に対岸へ移動し、水衝部が上流へ移っていることが河床変動平面図からもわかる。

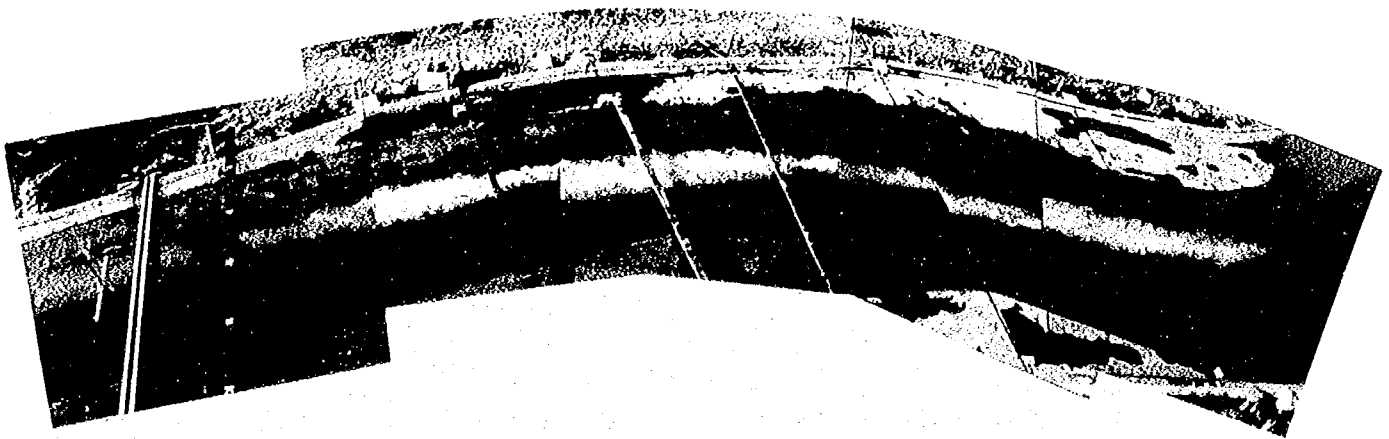


写真-4.3.6 流況 (ケースⅢ-10)

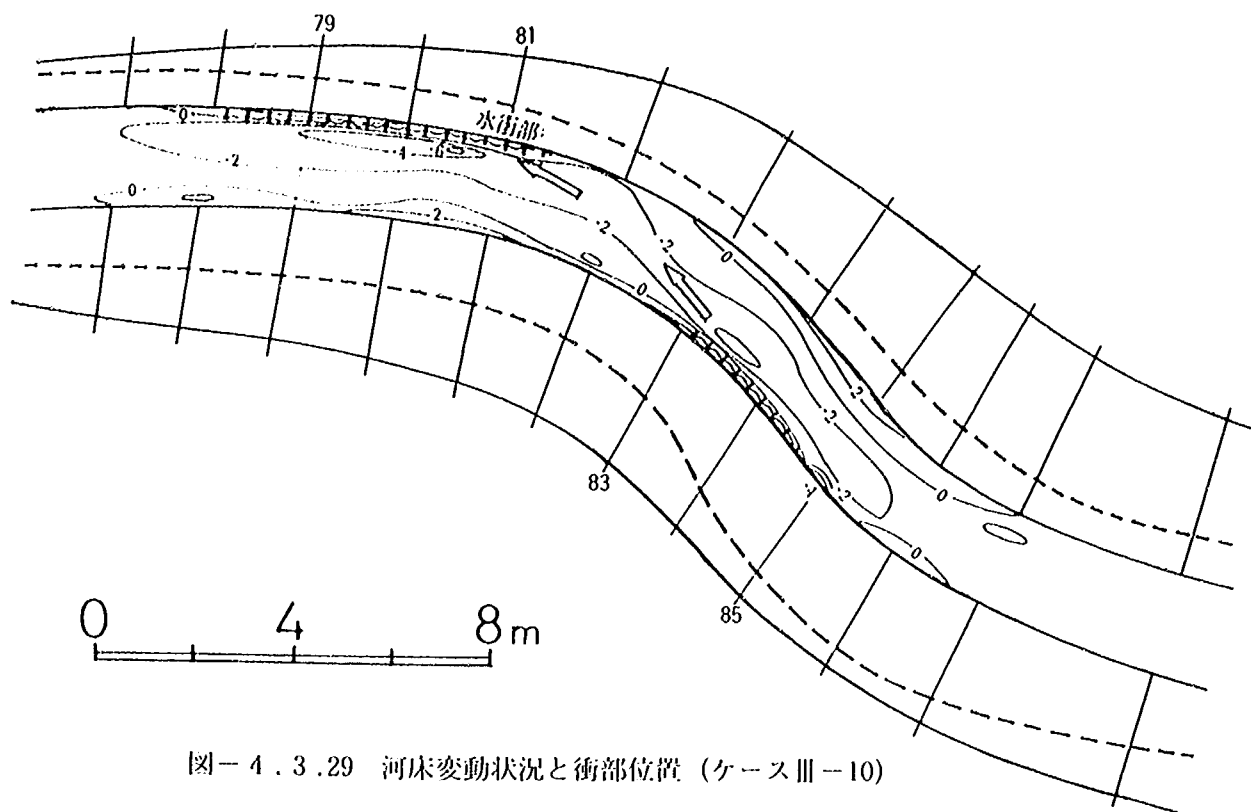


図-4.3.29 河床変動状況と衝部位置 (ケースⅢ-10)

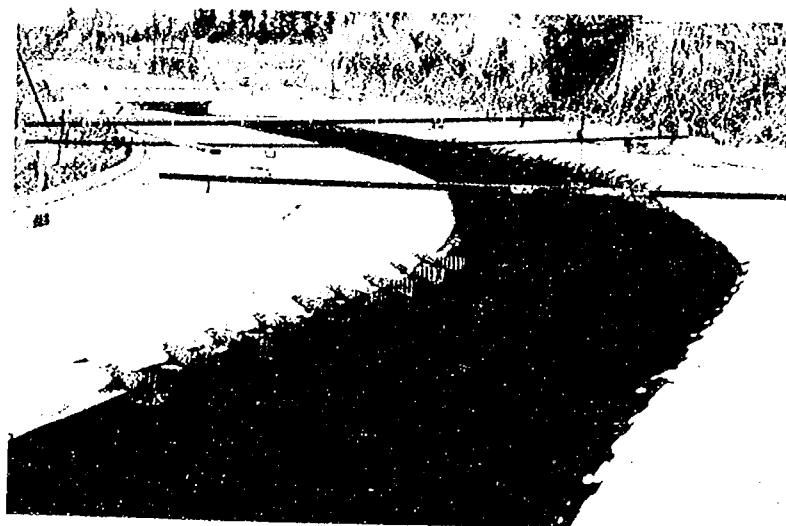


写真-4.3.7(a) 河床変動状況 (ケースⅢ-10)

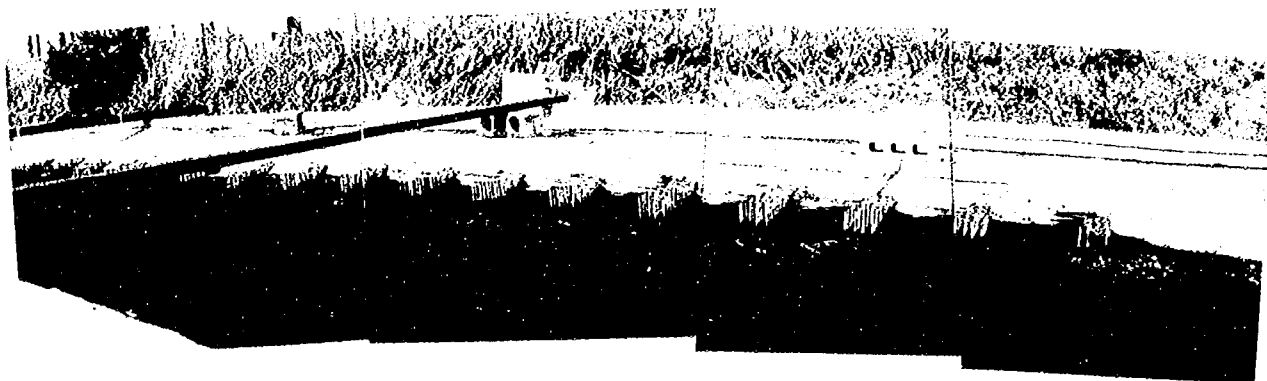
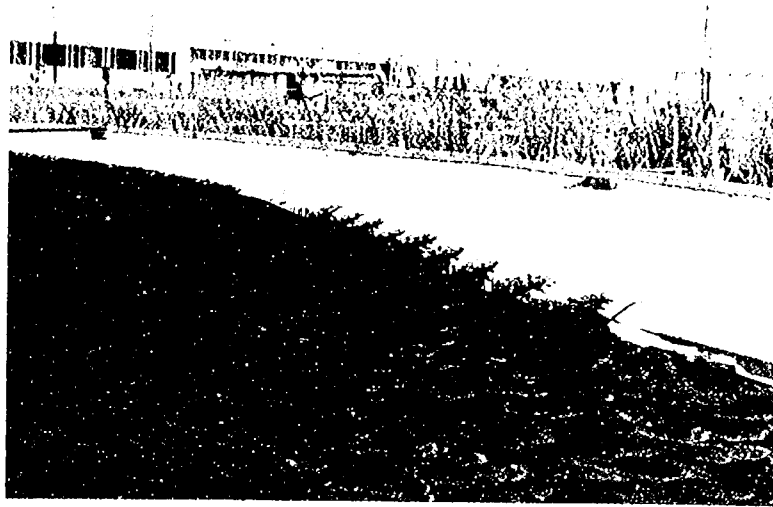


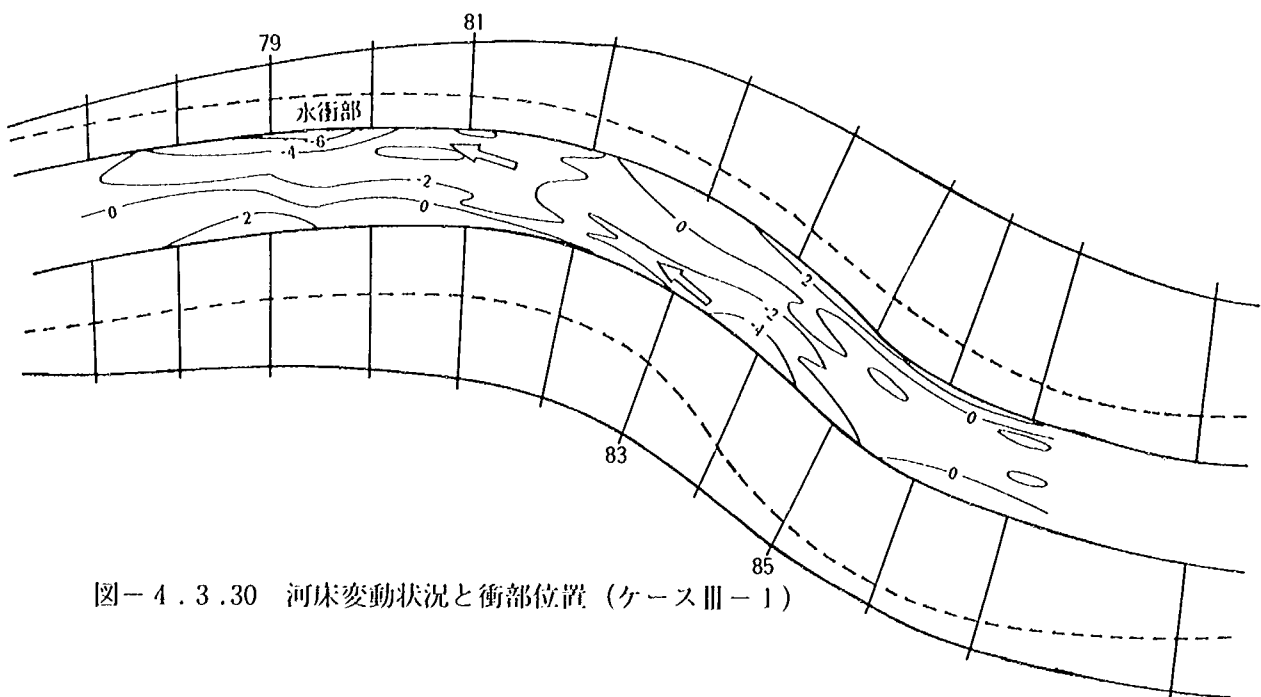
写真-4.3.7(b) 水制周りの河床変動状況 (ケースⅢ-10)



写真－4.3.8 水制周りの河床変動状況（ケースⅢ－10）

4.3.4.2 検討結果

まず、水制を設置しない場合（ケース1）と上流水制を断面85～84.5に設置した場合の河床変動状況を図－4.3.30,31に示す。これと図－4.3.28,29をあわせて見ると、水制工の設置が河岸の保護に対して有効な手段であることが分かる。最大洗掘深の規模は、発生した ripple の規模と同じであるためにデータがバラつき、明確な違いは見いだせない。また、図－4.3.32に上流水制（透過度大）の設置位置の違いによる下流の水衝部の位置の変化の様子を示す。これを見ると、上流水制の設置により下流の水衝部は上流側に移動し、また上流水制の設置位置が下流であるほど、水はね効果が強く現れ、水衝部がさらに上流へ移動することがわかる。ただし、この上流への水衝部の移動量は、他のケースに見られるように、水制の構造（透過度・長さ・間隔）や設置基数といったもの、すなわち水制の流水抵抗の違いによって異なるので、注意を要する。



図－4.3.30 河床変動状況と衝部位置（ケースⅢ－1）

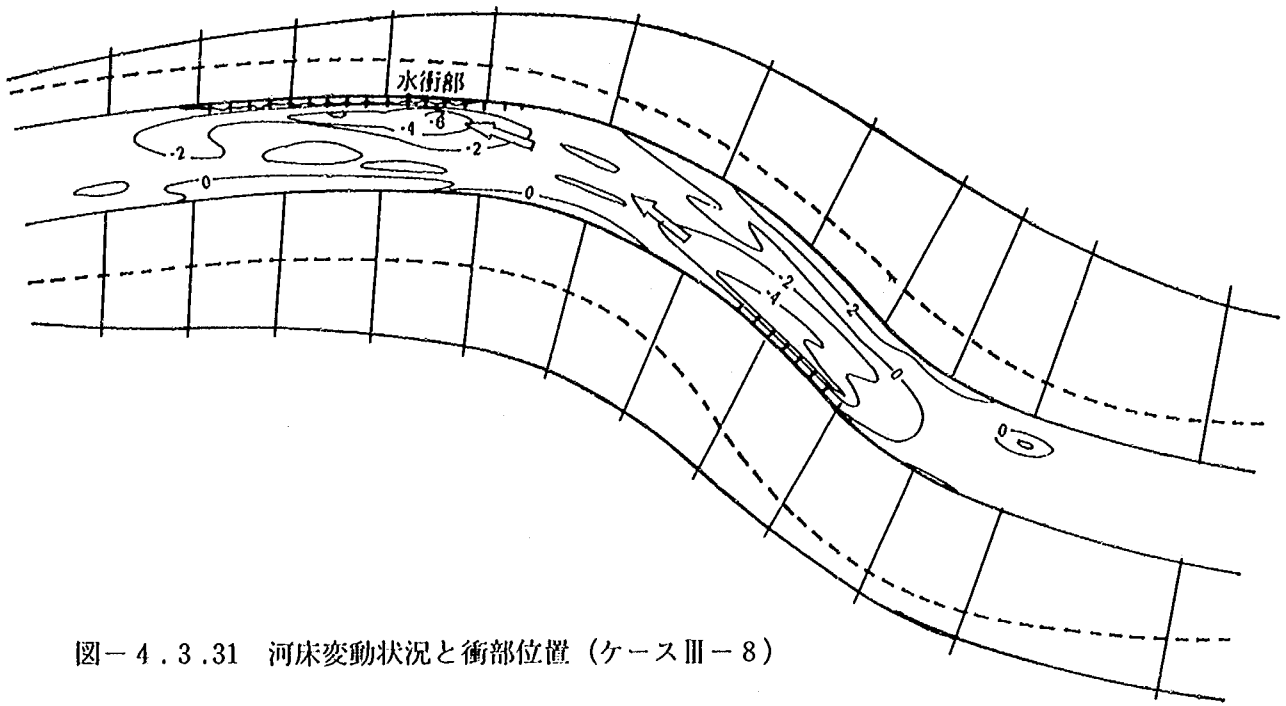


図-4.3.31 河床変動状況と衝部位置 (ケースⅢ-8)

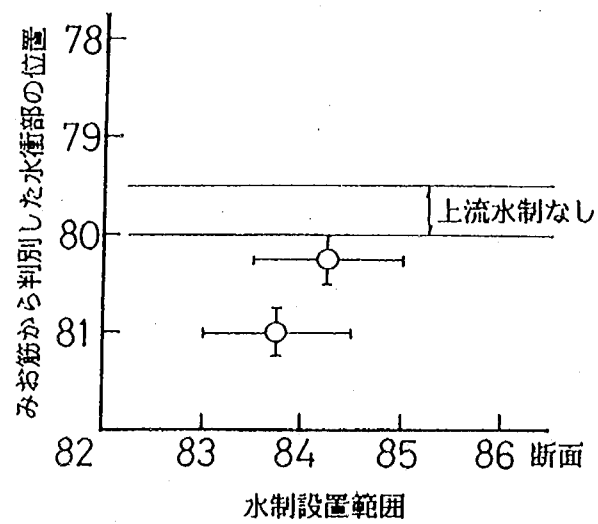


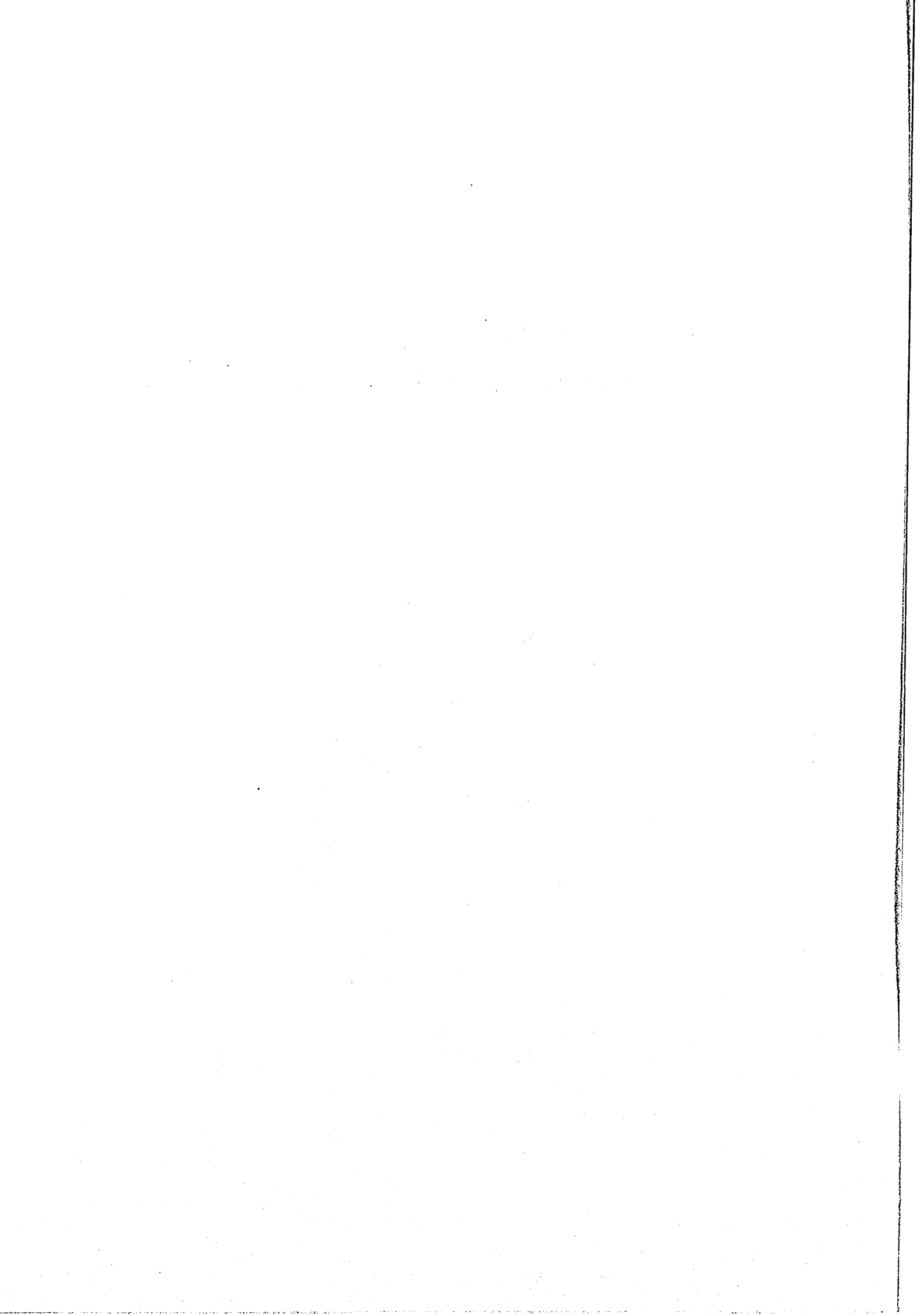
図-4.3.32 河床変動状況と衝部の移動

4.3.5 緩流河川における水制工のまとめ

4.3.1,2,3,4で行われた実験結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 水制を設置することによって河床変動は全体的に抑えられ、河床が滑らかに変化するようになり局所的な変動が少なくなった。しかしながら、最大洗掘が ripple の発生によりスポット状に生じるため、水制工を設置した場合に水制工前面に生ずる最大洗掘深と水制工なしの場合に河岸前面に生ずるの最大洗掘深については、明確な違いは見いだせなかった。
- 2) 透過型の水制工を設置することによって河岸付近特に底面における流速がかなり低減されるため、水制を設置した河岸前面の河床は初期状態を維持するかまたは堆積により上昇する。したがって、緩流砂河川における透過型水制の河岸保護作用は十分期待できる。
- 3) 透過度を変えて実験を行った結果、透過度を低くすると水制工前面に生ずる洗掘は領域的にも値的にも全体的に大きくなり、透過度を高くすると水制前面に生じる洗掘はやや小さくなった。また透過度が高い場合は水制先頭部における洗掘は小さくなるが、流速低減に要する距離は他のケースと比べて長く要するようである。
- 4) 水制の長さを長くすると初期河床を維持する範囲はかなり広くなり河床変動は全体的に抑制される。また透過型水制では、水制群の後部において流速が十分低減されているからば、水制工の間隔を広げても良いようである。また、杭配置を千鳥状にした場合、杭間隔/杭径は3.4~5の範囲でよい結果が得られた。
- 5) 流況観察の結果、表面近傍においても透過型の水制付近で平面的な渦の存在が確認された。したがって、水制間隔の水理的な決定にあたっては、鉛直2次元的な混合 ($ks/hg \sim hg/d$) の他に平面的な流体混合の影響を考慮する必要があると思われる。
- 6) 水制工を設置することにより、横断河床勾配が緩和され、水制を設置しない場合に比べ、流速分布が一様化の方向へ変化する。

第 5 章 単列砂れき堆を伴う直線河道に おける不透過越流型水制の実験



第5章 単列砂れき堆を伴う直線河道における不透過越流型水制の実験

単列砂れき堆が形成された直線流路に、種々の構造諸元（高さ、長さ、間隔）をもつ水制工を設置し、水制工の局所洗掘抑制効果について検討を行った。

5.1 概要

河川構造物の周囲の局所洗掘現象は、構造物と砂の移動との相互干渉の問題のため、縮尺の効果を受けやすい。したがって水制の設置による流速の低減及び局所洗掘の抑制を模型実験によって評価する場合、模型が大きい程現実の現象を表現でき、またその評価は容易となる。本実験では図-5.1.1に示す大型水路（長さ：100m，幅：6m，深さ：2.5m）を用いた。河床材料は実験の繰り返しが可能で、かつ単列砂れき堆が形成され易い条件を満たすように、最大粒径2.0mm，最小粒径0.5mmのほぼ一様粒径の砂を使用した。水制は、不透過越流型で、高さ h_g ，長さ L ，幅 $L/5$ の直方体として金網に碎石を詰めて制作した。

水理条件は、まず単列砂れき堆が形成される流量（水深 $H=18\text{cm}$ ，勾配 $1/500$ ）を通水し、砂れき堆が形成された後に水制を設置して、さらに同一の流量を3時間通水した。またこの後これよりも小さい流量（ $H=12\text{cm}$ ）と大きな流量（ $H=24\text{cm}$ ）の通水を行った。この結果より、水制の洗掘抑制効果について把握を行った。また水制諸元に関する代表的な無次元量として平均水深・水制高比 H/h_g ，水制間隔・水制長比 S/L ，水制間隔・水制高比 S/h_g の三種を選び、その内二種の無次元量を固定して、残りの一種の無次元量を変化させて実験を行った。この際、現地河道に設置されている水制に関するこれらの無次元量の大きさの範囲を考慮して、表-5.1の水理条件を選定した。ここで S ， L ， H シリーズは、それぞれ水制の間隔、長さ、高さを変化させた場合である。なお、図-5.1.2に示されるように砂れき堆の半波長を l_0 としたとき、砂れき堆先端から測って $2l_0/10$ から $7l_0/10$ の区間、すなわち $l_0/2$ の長さにわたって水

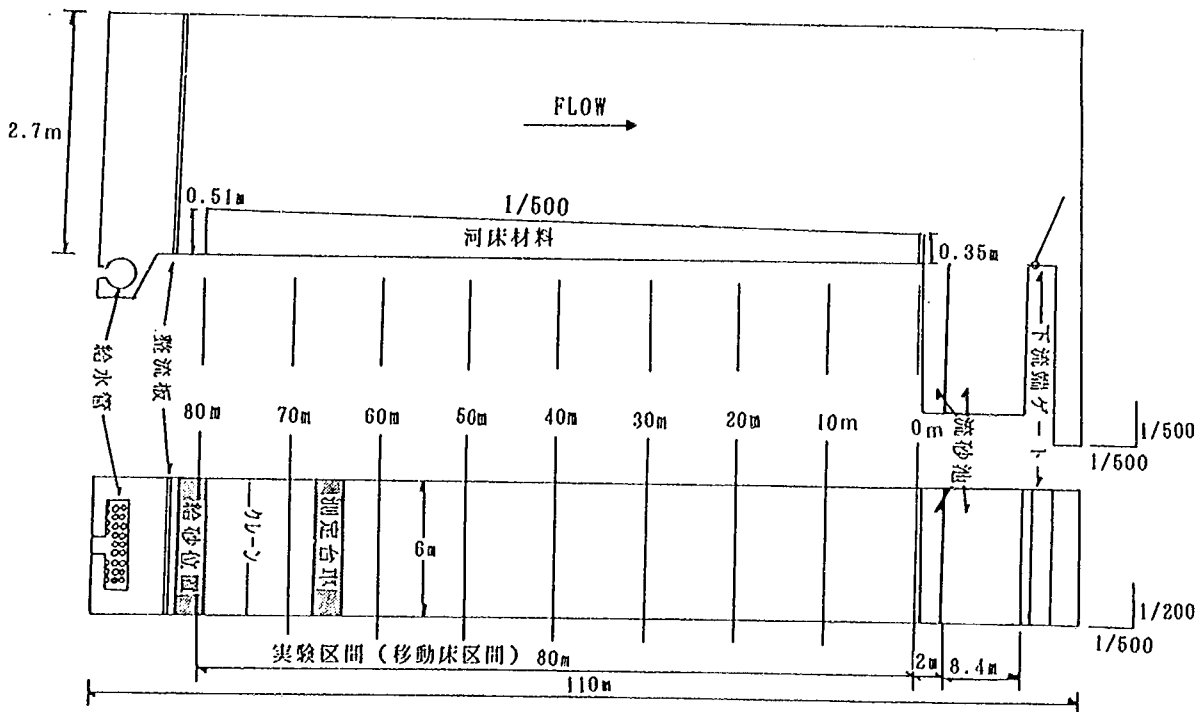


図-5.1.1

制を設置した。また、水制設置時に水制間及びその周辺の河床は埋め戻しを行った後、整形を行っている。

表-5. 1 水制工に関する実験水理条件

シリーズ	実験名	s/l	s/h	H/h	l (cm)	s (cm)	h (cm)	H (cm)
	H-1	2	10	3, 2, 4	30	60	6	18, 12, 24
	S-1	2	20	3, 2, 4	60	120	6	18, 12, 24
	S-2	2	30	3, 2, 4	90	180	6	18, 12, 24
L	L-1	1	10	3, 2, 4	60	60	6	18, 12, 24
	H-1	2	10	3, 2, 4	30	60	6	18, 12, 24
	L-2	3	10	3, 2, 1	20	60	6	18, 12, 24
H	H-2	2	10	2, 1, 3, 2, 7	45	90	9	18, 12, 24
	H-1	2	10	3, 2, 4	30	60	6	18, 12, 24
	H-3	2	10	4, 2, 7, 5, 3	22.5	45	4.5	18, 12, 24

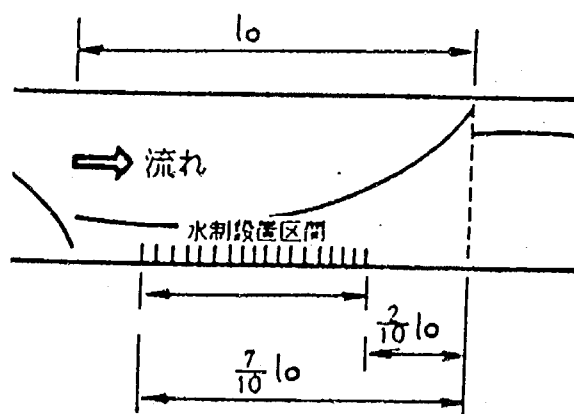


図-5.1.2 水制群設置位置

5.2 実験結果

以下に、各ケースの実験結果を図示し、水制設置に伴う河床変動について述べる。

5.2.1 水制の間隔を変化させた場合—Sシリーズ

1) ケース S 1

• 河床変動状況

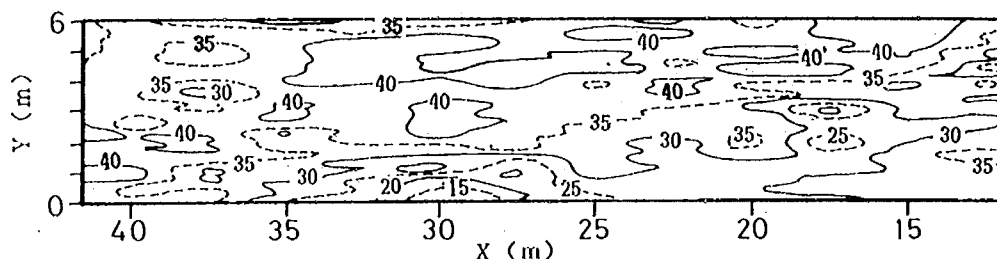
図-5.2.1に水制工設置前（初期状態）と設置後の河床高及びその差のコンターを示す河床高の単位はcmである。初期状態では、砂れき堆が十分発達した状態にある。砂れき堆は3～4 m前進している。これに伴い、水制域内においては、水制設置前に最深河床となっていた付近で、5～10cm程度の堆積となっている。河岸付近の最深河床高は水制を設置しない場合は、10～15cm程度であるのに対し、水制を設置した場合は20cm程度となっており、最大洗掘深が5～10cm軽減されている。また、水制区間の中央から下流にかけて、水制前面から水路中央側に1 m程度の範囲で、若干河床の洗掘が生じている。

水制周りの洗掘については、最上南流と最下流の水制付近で最大15cm程度の洗掘深であり、その間の水制では、最大で10cm程度の洗掘深となっている。

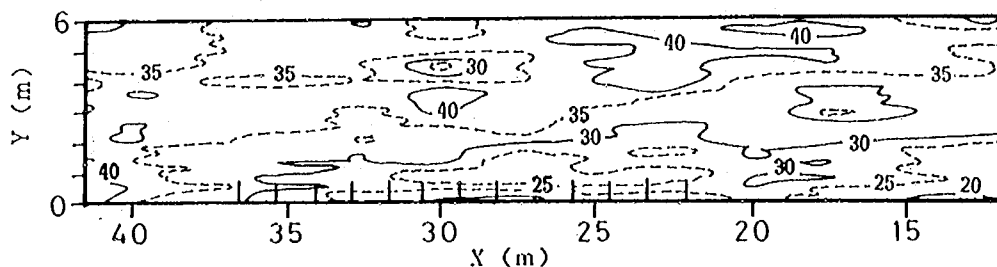
最下流の水制の下流5 m付近では、洗掘傾向が見られる。

ケース S 1

1) 初期状態



2) 水制設置3時間後



3) 水制設置3時間後—初期状態

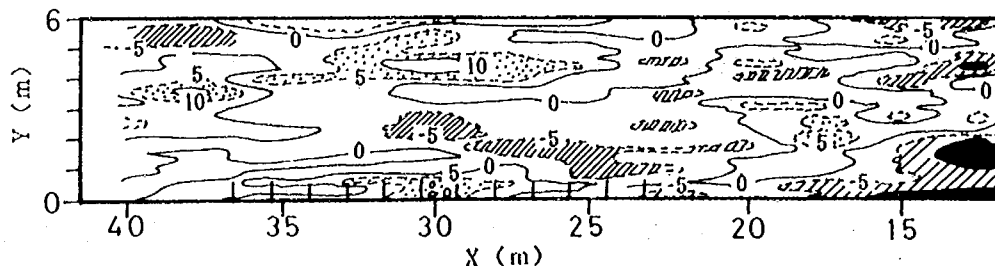


図-5.2.1 河床高コンター（ケースS1）

2) ケース S 2

・河床変動状況

図-5.2.2に水制工設置前と設置後の河床高及びその差のコンターを示す。砂れき堆は、4～5 m程度前進しているようである。水制域内においては、水制設置前に最深河床となっていた付近で、5 cm程度の堆積がみられる。水制を設置したことにより河岸付近の最大洗掘深は軽減されている。また、水制区間の中央付近では、水制の先端より5 cm程度の堆積を生じている。

水制区間の上、下流端では、水制先端付近で、5 cm程度の洗掘を生じている。

水制周りの洗掘については、最上流の水制で最大22cm, その下流の水制付近では5～15cm程度の洗掘深となっている。水制群の下流5～7付近までは、5 cm程度の洗掘が生じている。

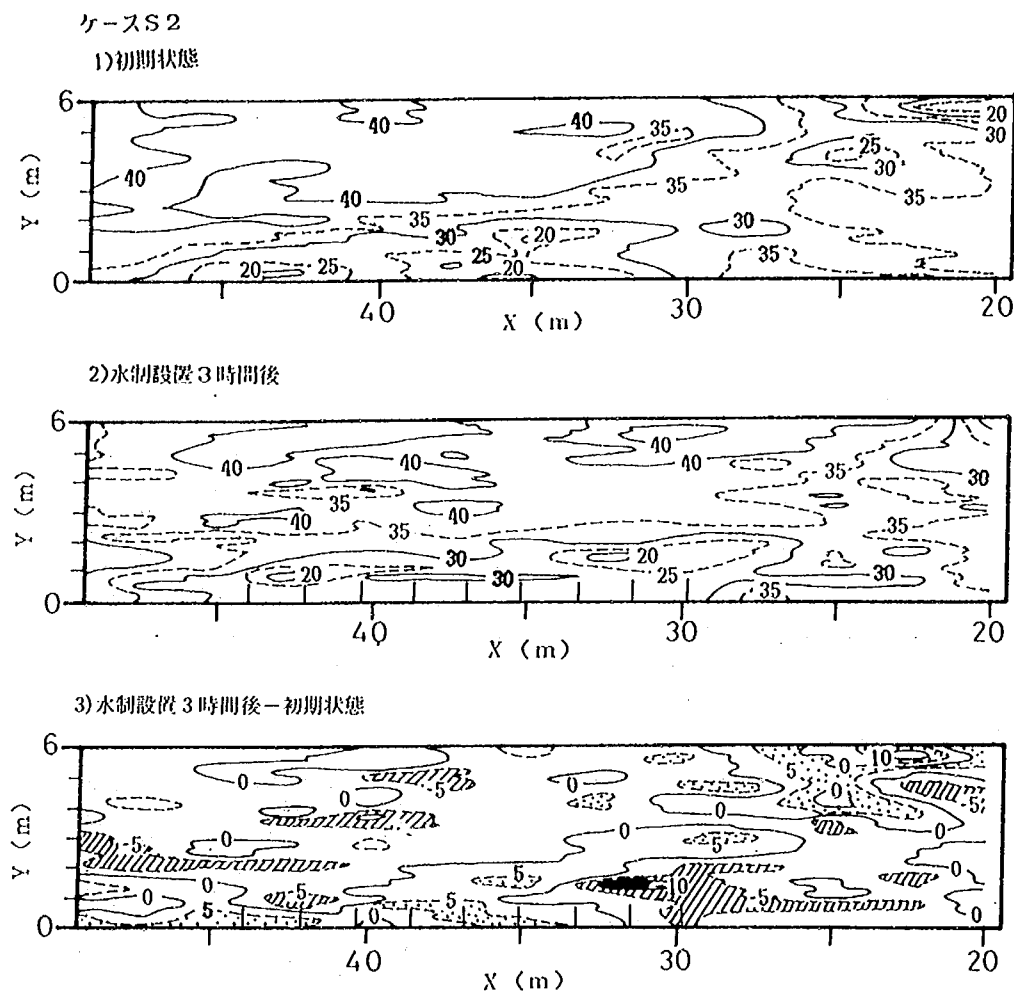


図-5.2.2 河床高コンター (ケースS2)

5.2.2 水制の長さを変化させた場合-Lシリーズ

1) ケース L 1

・河床変動状況

図-5.2.3に水制工設置前と設置後の河床高及びその差のコンターを示す。砂れき堆は、3 m程度前進しているようである。水制を設置しない場合は平均河床に対し最大20～25cm, 平均水深の1.2～1.4倍程度

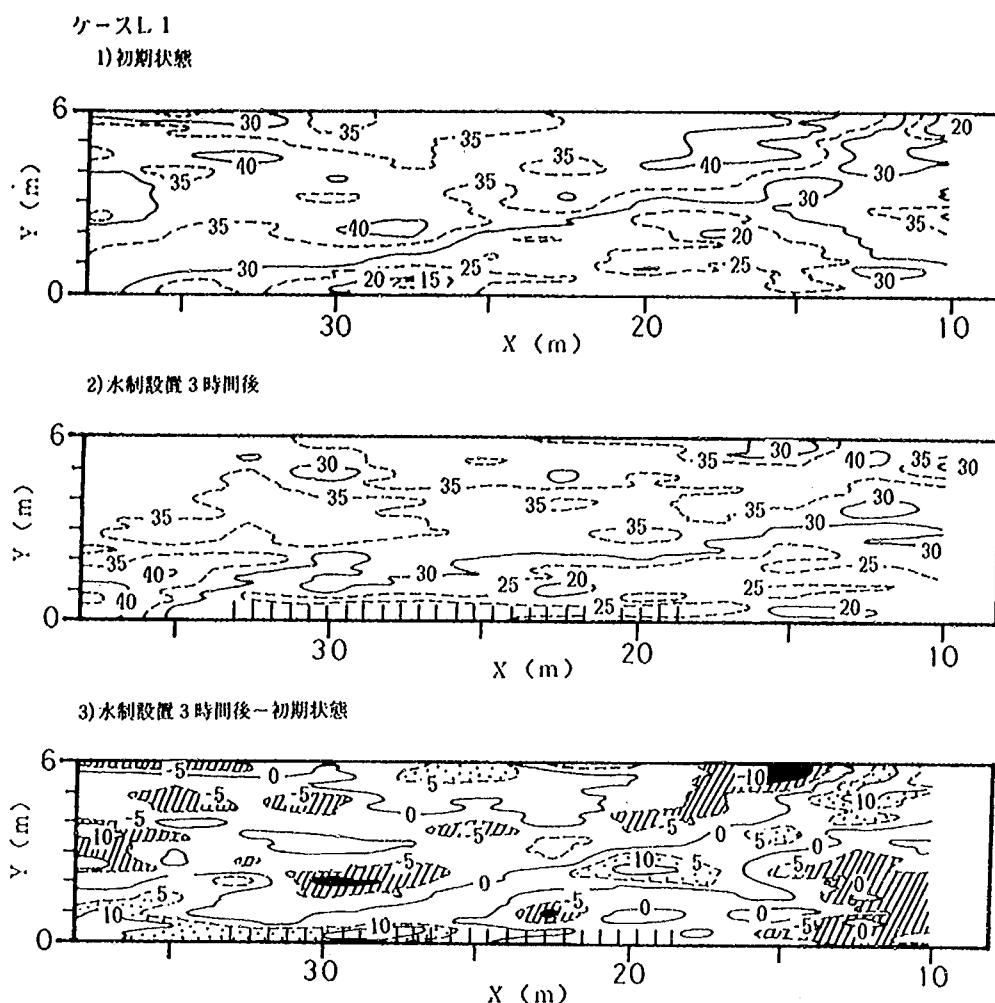


図-5.2.3 河床高コンター (ケースL3)

の洗掘が生じているが、この砂れき堆の前進に伴って、水制域内においては、水制設置前に最深河床となっていた付近で、5～10cm程度堆積している。また、砂れき堆の移動により洗掘位置が変化し、水制区間の中央から下流にかけて、水制先端から水路中央側に1 m付近の所で、5 cm程度の河床の低下を生じている。

水制周りの洗掘については、最上流の水制で、最大18cm、その下流の水制では最大7 cm程度の洗掘深となっている。

水制域の下流においては、最下流の水制の下流5 m付近で広範囲にまたり5 cm程度の洗掘が生じている。

2) ケースL2

・河床変動状況

図-5.2.4に水制工設置前と設置後の河床高及びその差のコンターを示す。砂れき堆は、4～6 m程度前進しているようである。水制域内においては、水制設置前に最深河床となっていた付近で、砂れき堆の前進に伴って、5～10cm程度堆積している。最大洗掘位置がかなり下流に移動しているが、その洗掘深はかなり軽減されている。また、水制群の下流端付近においては、洗掘位置が移動してきたために、水制先端から水路中央側に0.5 mの付近で、5 cm程度の洗掘を生じている。

水制周りの洗掘については、最上流の水制で、最大10cm、その下流の水制では3 cm程度の洗掘となって

いるが、下流に進むにつれて徐々に大きくなり、最下流の水制付近で最大10cm程度の洗掘深となっている。
水制域の下流においては、最下流の水制の背後から5 cm程度の洗掘が生じている。

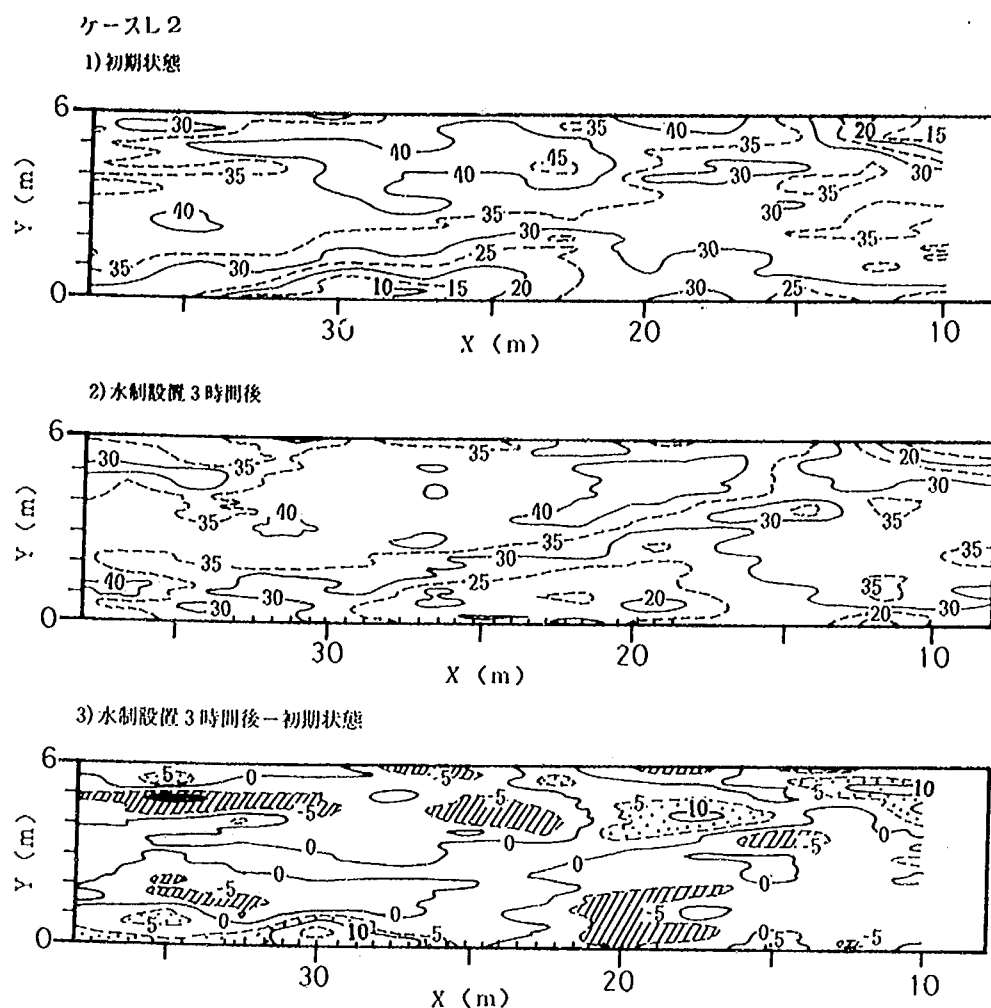


図-5.2.4 河床高コンター (ケースL2)

5.2.3 水制の高さを変化させた場合-Hシリーズ

1) ケースH1

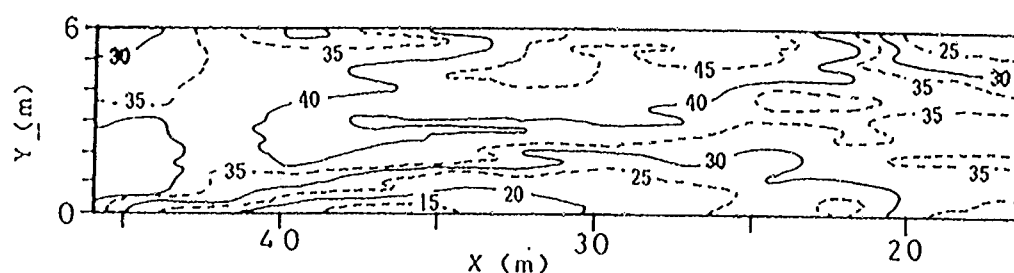
• 河床変動状況

図-5.2.5に水制工設置前と設置後の河床高及びその差のコンターを示す。砂れき堆は、3～5 m程度前進している。水制域内においては、砂れき堆の前進に伴って、水制設置前に最深河床となっていた付近で、5 cm程度堆積している。最大洗掘位置は下流に移動しているが、その領域は狭くなっている。下流の水制間は洗掘傾向にある。また、水制区間の下流端付近では、水制先端から水路中央側に0.7 mの付近で、5 cm程度河床が低下している。

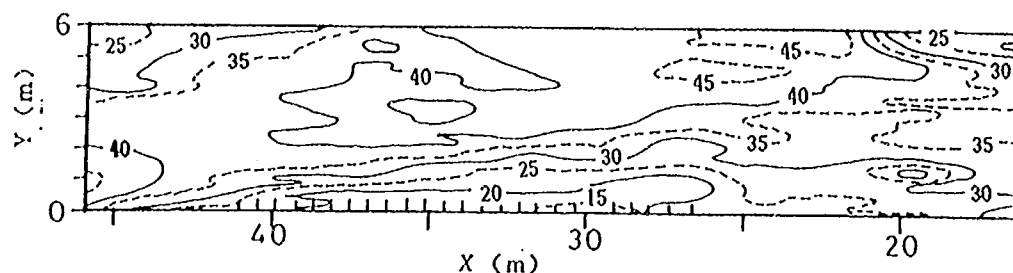
水制周りの洗掘については、最上流の水制付近で最大10cm程度の洗掘深であり、これより下流の水制では5～7 cm程度の洗掘深となっている。

ケースH1

1) 初期状態



2) 水制設置3時間後



3) 水制設置一初期

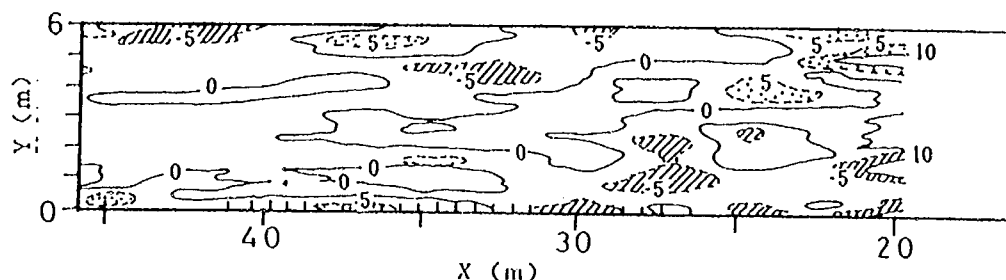


図-5.2.5 河床高コンター (ケースH1)

最下流の水制の下流7m付近では、5～10cm程度の洗掘を生じている。

2) ケースH2

・河床変動状況

図-5.2.6に水制工設置前と設置後の河床高及びその差のコンターを示す。砂れき堆は、3m程度前進している。水制域内の堆積はあまり顕著ではない。水制区間の下流端付近では、水制先端から水路中央側に0.5mの付近で、5cm程度河床が低下している。

水制周りの洗掘については、最上流の水制付近で著しく、最大10cm程度の洗掘深であり、これより下流の水制では5cm以下の洗掘深となっている。他のケースと比べると水制の下流の洗掘は小さいようである。

3) ケースH3

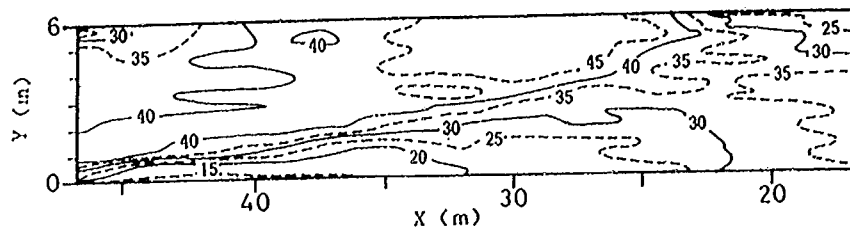
・河床変動状況

図-5.2.7に水制工設置前と設置後の河床高及びその差のコンターを示す。砂れき堆は、5m程度前進している。水制域内の堆積は全体的に生じており、全区間3～5cm程度となる。

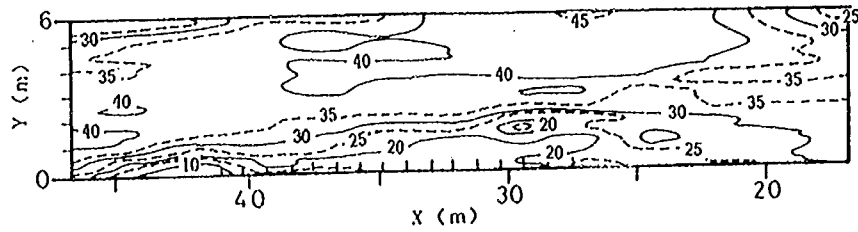
水制周りの洗掘については、最上流の水制付近で最大9cm程度の洗掘深であり、これより下流の水制では一度洗掘がほとんどなくなり、さらに下流に進むにつれて洗掘は増大し、水制区間の下流で7cm程度の洗掘深となっている。

ケースH2

1) 初期状態



2) 水制設置3時間後



3) 水制設置3時間後-初期状態

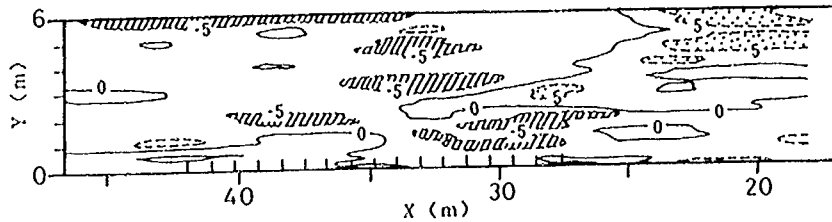
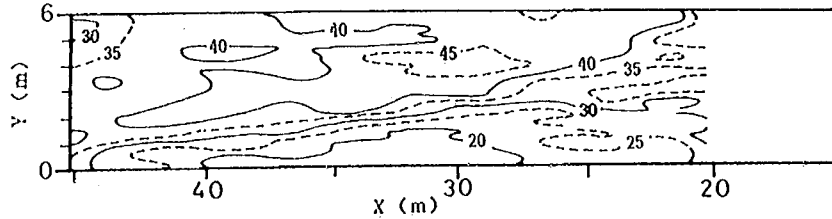


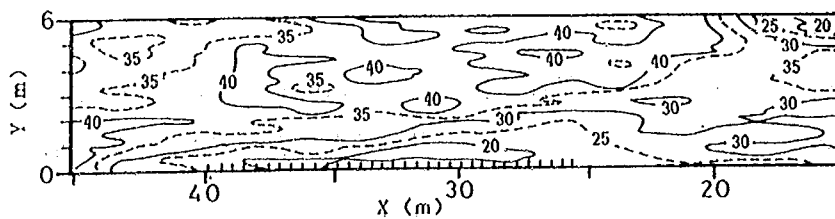
図-5.2.6 河床高コンター (ケースH2)

ケースH3

1) 初期状態



2) 水制設置3時間後



3) 水制設置3時間後-初期状態

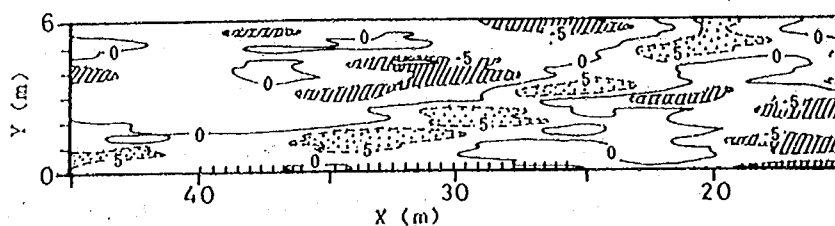


図-5.2.7 河床高コンター (ケースH3)

5.3 水制工の諸元に関する検討

砂れき堆の形成に伴い局所洗掘が発達した状態を初期状態として水制工を設置し、通水を行った結果、実験ケースによって程度は異なるがいずれの場合も砂れき堆の前進に伴い河川付近の最大洗掘深は軽減される事が確かめられた。したがって、水制がない場合には砂れき堆の移動のために洗掘をうける場所に、水制工を設置することにより、水制を設置した範囲では河岸付近の洗掘が軽減される。また通水が続けるにしたがって、水制間の河床は上昇しているが、これは河床が平衡状態に達しなかったことと、通水に伴う砂れき堆の移動によるものと思われる。

洗掘抑制効果は水制工の構造及び配置諸元に大きく影響されている。図-5.3.1, 5.3.2, 5.3.3に水制設置後の水制間の河床の変動量（水制設置3時間通水後河床高－水制設置前河床高）の平均値と平均水深・水制高比 H/hg 、水制間隔・水制長比 s/l 、水制間隔・水制高比 S/hg 関係を示す。ただし、水制設置後通水前河床高は水制設置前河床高に対し、水制設置の際に、平均で2cm（局所的には7～10cm）程度の埋め戻しと、それに対して±1～2cmの変動をもっている。また、河岸付近の堆積と洗掘は砂れき堆の前進によって生じるが、その移動量が実験によって異なるために水制と砂れき堆の相対的な位置関係が一致しないので、データの読み取りには注意を要する。

水制工の高さを検討するシリーズHに関する図-5.3.1より H/hg が大きい方が堆積量は大きいことがわかる。したがって、 $S/L=2$ 、 $S/hg=10$ という条件下では不透過越流型の水制工の相対高は大きくしない方が望ましいことがわかる。また水制間隔・水制長比の影響を検討するシリーズLに関する図-5.3.2より、 $S/L=2$ の付近において堆積が効果的に生じており、従来より言われているように水制の間隔は長さの2倍程度にするのが良い様である。また、水制間隔・水制高比の影響を検討するシリーズSに関する図-5.3.3からは、 S/hg は小さい方が良いことがわかり、 $S/L=2$ では水制間隔は水制高の10倍未満が良い。言い替えれば、水制工の高さが同じであれば、水制工の長さ間隔といった諸元は、大きいものよりも小さい方がよく、したがって、不透過越流型の水制では、大きいものを作るよりは、小さいものを数多く並べた方が効果的であるということになる。

一方、水制の設置により、各水制の先端は洗掘されるが、特に最上流水制付近において著しい。水制設置後通水前の河床高を基準として、水制の設置に伴う上流側隅角部の洗掘を、図-5.3.4に示す。最上流において最も著しく、下流に向かって一時急激に減少した後、再度増加する傾向を持つ。上流部の洗掘を除外し、洗掘量が最小となる水制から最下流の水制までを対象として、洗掘量の平均値を各実験シリーズごとにまとめると、図-5.3.5, 5.3.6, 5.3.7のように表される。これらをみると先に示した水制間の土砂の堆積と同様な傾向があり、水制間の堆積が多い（洗掘が少ない）場合には、水制先端の洗掘が少なくなっていることがわかる。

したがって、水制工を施工して流速低減効果だけでなく、水制間に土砂を堆積させる、または河岸近傍の河床の洗掘を抑制するためには水制工の諸元を適切に定めて設置する必要がある。ここでの実験結果から、直線部では、 $S/L=2$ 、 $S/hg=10$ 程度の構造にするのが良い様である。これらの値は、前述の湾曲部で効率よく働く水制諸元にはほぼ一致している。

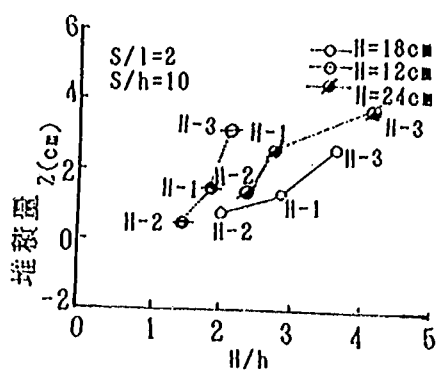


図-5.3.1 H/h と Z の関係

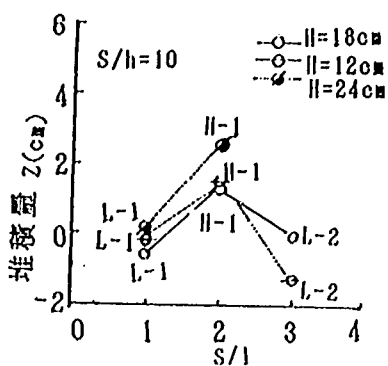


図-5.3.2 s/l と Z の関係

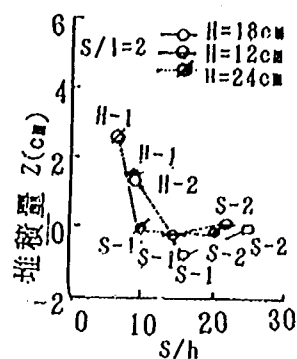


図-5.3.3 s/h と Z の関係

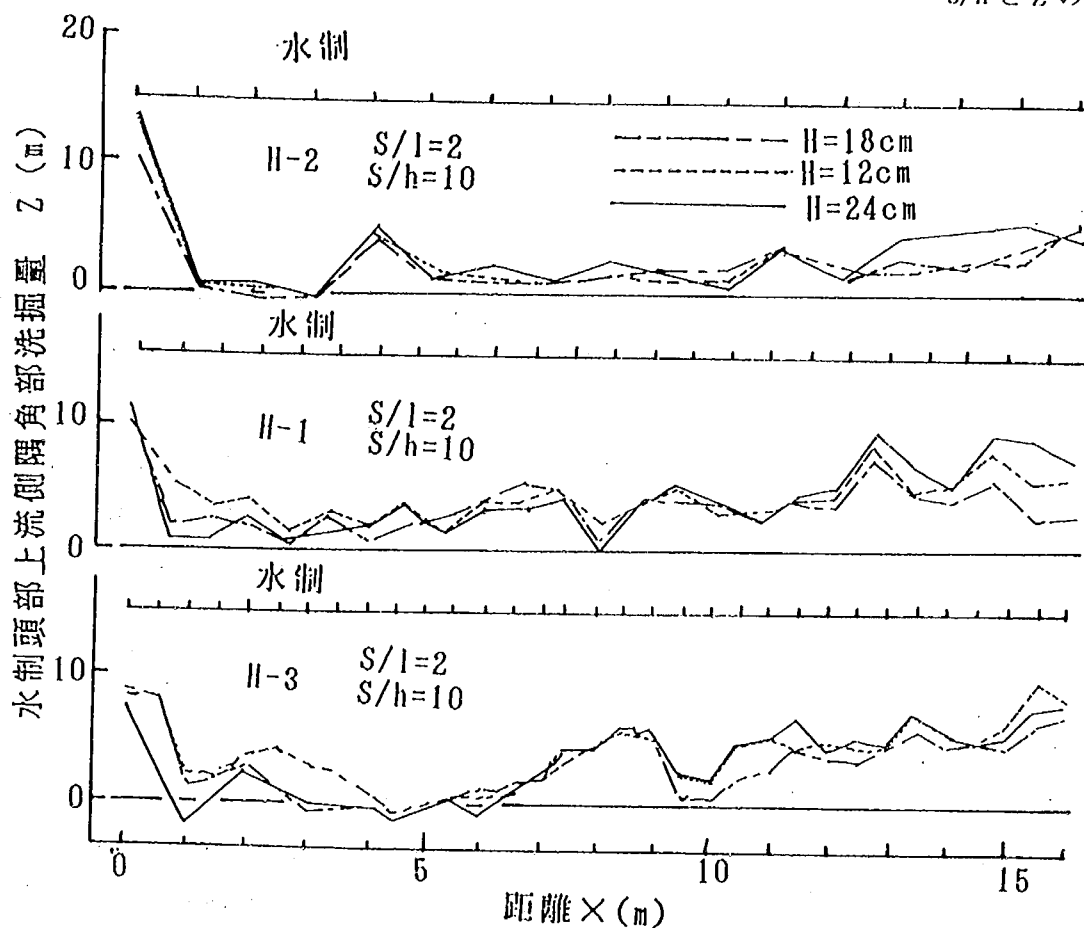


図-5.3.4 水制頭部上流側河床洗掘量 (シリーズII)

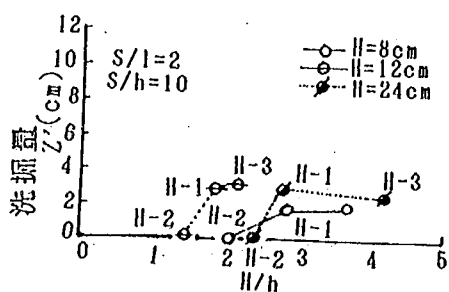


図-5.3.5 H/h と Z' の関係

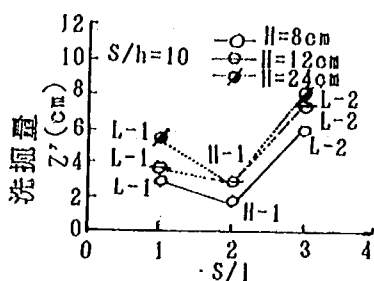


図-5.3.6 s/l と Z' の関係

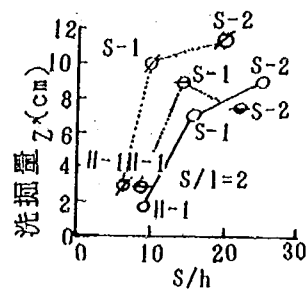


図-5.3.7 s/h と Z' の関係

第6章 実際の河道における検討例

第6章 実際の河道における検討例

本節では、実際の河道に水制工を配置した場合の局所洗掘や河床変動の防止効果について、河道模型実験によって得られた具体的な検討事例を以下に述べる。

6.1 急流河川における河道湾曲部の堆積と洗掘の防止工法

扇状地が形成されるような急流河川の典型は、河道の中を流水が網目状に乱流するような河川である。しかしながら、扇状地性ではあっても、改修によって河道がある幅で固定され、上流からの土砂供給量の減少や土砂採取等も相まって、河床がみお筋沿いに低下し、中小洪水時には単列砂れき堆を形成している河川が多い。このような急流河川の河道湾曲部では、内岸側に固定砂州が形成され、反対に外岸側は水衝部となり、局所洗掘が進行する。ここではこのような河道湾曲部における堆積と洗掘の軽減を目的とした水制と帯工の配置による対策効果について検討したものである。

(1) 水制、帯工の組合せによる対策効果

対象とした河道は、信濃川の小千谷越路地区河道である。この地区の河道は、河床勾配が約1/600程度であり、低水路幅300m、河床材料はれきの混合粒径分布を示し、第4章の急湾曲流路と比較的近い特性を持っている。この河道湾曲部の河床変動状況を調べた結果を図-6.1.1に示す。河道湾曲部では、慣性力によって外岸側に流れが集中し、水衝部を形成する。反対に湾曲部の内岸側には砂れき堆が形成され、堆積が生ずる。湾曲部外岸側では、初期河床に対して約4.0~4.5mの洗掘が生じ、反対に内岸側に形成された砂れき堆は最大約4.0mの堆積となっている。この河道湾曲部の洗掘と堆積の軽減策として、当初外岸側の洗掘箇所へ捨石を行う案や、水制を配置した種々の案について検討を行なった。これは水衝部となる外岸側を捨石によって計画河床高まで埋めたり、水制を配置して洗掘および流れの集中を防止させるとともに、湾曲部内岸側の流速を増大させ、堆砂量を軽減させようとしたものである。しかしながら、これらの結果は捨石前面や水制先端が大きく洗掘され、流れが結局そこへ集中してしまい、内岸側の堆砂軽減の効果も少ないことが明らかとなった。そこで水衝部全域に捨石を行なうのではなく、湾曲部外岸側の洗掘領域となる部分に帯工を3箇所設置して洗掘を防止させ、かつ内岸側の堆砂量も軽減させようと試みた。この結果、水衝部となる外岸側の洗掘はかなり防止されるものの、湾曲内岸の左岸側の堆砂量は若干軽減するのみであった。そこでさらに効果的な対策法を種々検討した結果、湾曲部上流内岸側に水制を設置し、先の帯工との組合せによってより効果が得られることを明らかにした。この河床変動状況を図-6.1.2に示す。この結果より湾曲部上流内岸側の水制は流れを中央にはね、水制の下流の河道中央に向かって土砂を堆積させることによって流れを一層効果的に分散させている。さらに帯工によって河床の洗掘を抑制し、混合粒径を持つ河床材料のアーマ化を起こすことによって、外岸側の洗掘、内岸側の堆積を軽減させている。

なお、ここでは湾曲部上流内岸側の水制設置位置の違いによる下流外岸側の洗掘軽減効果についても検討した。3基の帯工の位置を固定し、水制工を上流部内岸側の主流が最も寄る位置の上下流に移動させたときの河床変動状況を図-6.1.3, 6.1.4に示す。

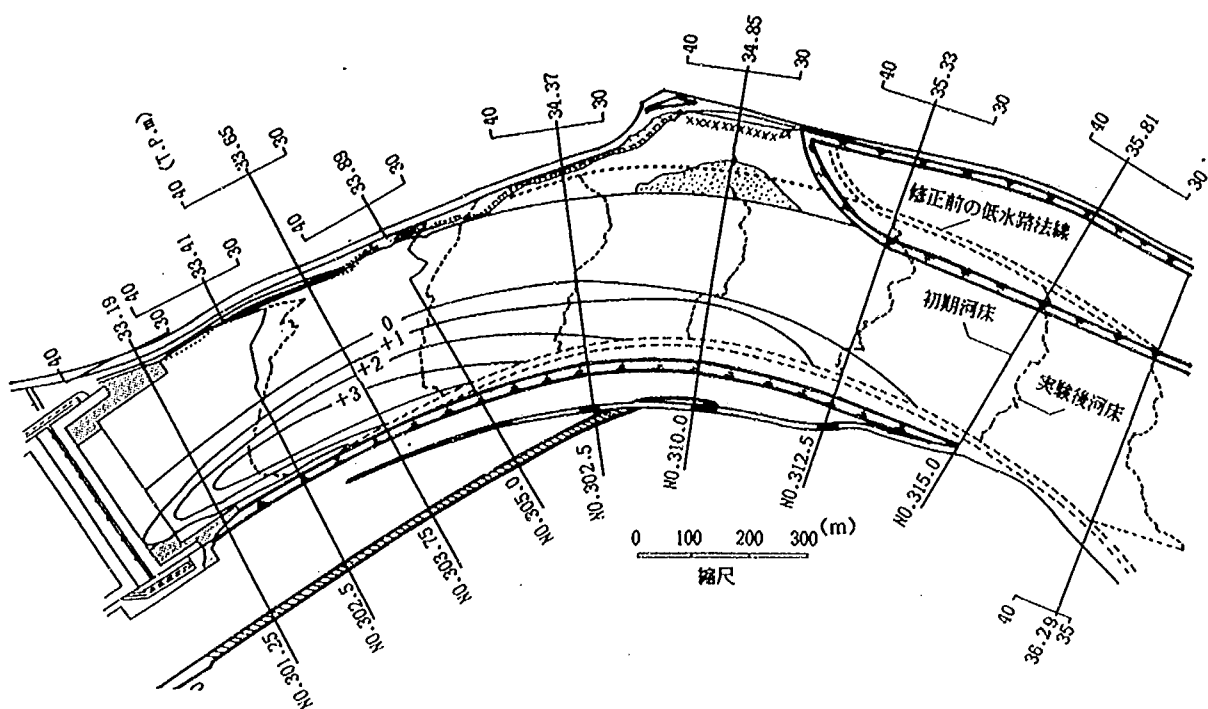


図-6.1.1 河床変動平面図 (対策なし)

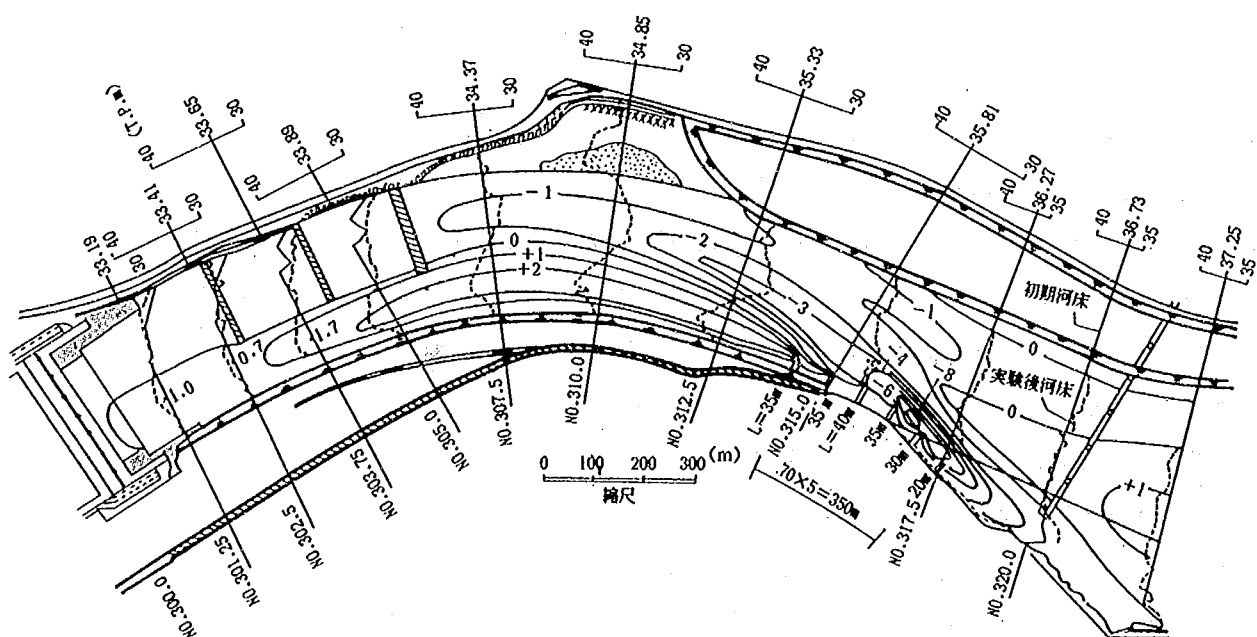


図-6.1.2 河床変動平面図(対策後)

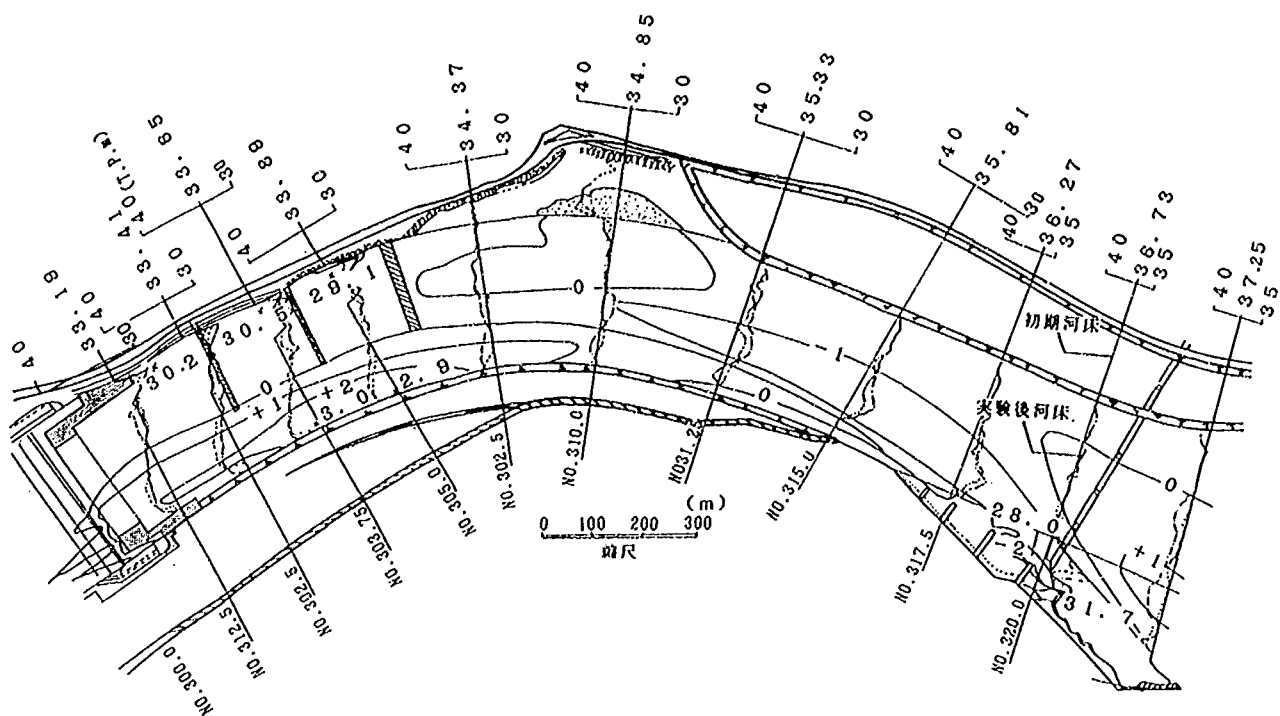


図-6.1.3 河床変動平面図 (水制を上流へ移動させた場合)

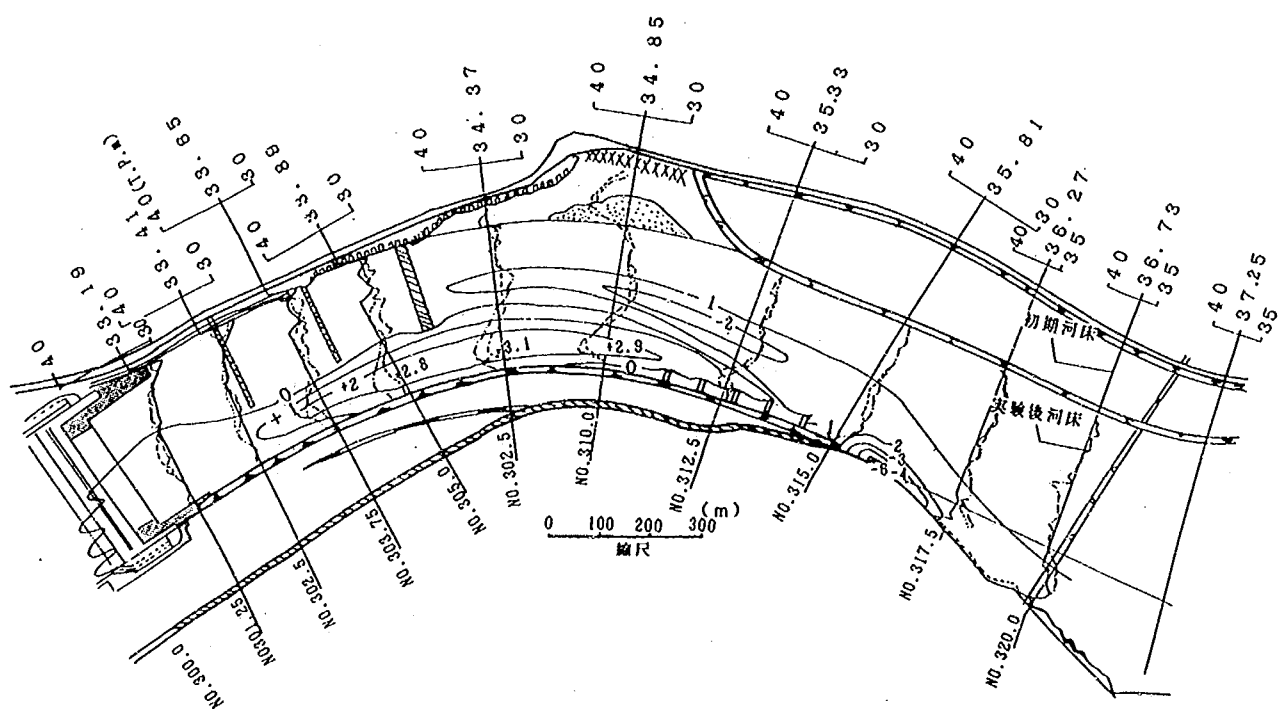


図-6.1.4 河床変動平面図 (水制を下流へ移動させた場合)

水制を上流側に配置した場合は、水制設置箇所の下流側である断面312.5～315付近の左岸寄りが主流部となっているため、水はね効果は少なく、そのまま直進して湾曲部外岸側へ流れが集中する。このため湾曲内岸に生ずる堆砂軽減の効果は少ない。

一方、水制を下流側に設置した場合、水制直下流の断面307.5～305付近左岸の堆積が増大し、最大堆積位置が上流に移動する。また水制付近では下流側3基の水制前面まで堆積しており、この3基の水制設置効果は少ないものと考えられる。

以上の結果より、水制設置位置と湾曲内岸の最大堆積高、位置の関係を示したのが図-6.1.5である。これより最大堆積高を抑制するためには、第4章で示されたように主流が最も河岸に寄り、水衝部となる断面317.5～315に水制工を設置すれば良いことがわかる。しかもこの堆積抑制効果は、水制工の設置位置に左右され、適切な位置に水制工を設置しなければ十分な効果は得られないことがわかる。

ここで注目すべきことは、これらの水制工、帯工などによる河床変動軽減対策によって、対策工がなされた位置より下流区間の広範囲にわたって河床変動が少なくなる効果も得られることである。図-6.1.6, 6.1.7の比較は、この効果を示している。すなわち、湾曲部の偏流を少なくすることは、その下流のかなりの距離にわたって、整流された流れをつくることを可能にし、このことは、水制等を縦断的に適切に計画することが、河道法線形を改善することと同様な手段を与えることをしめている。

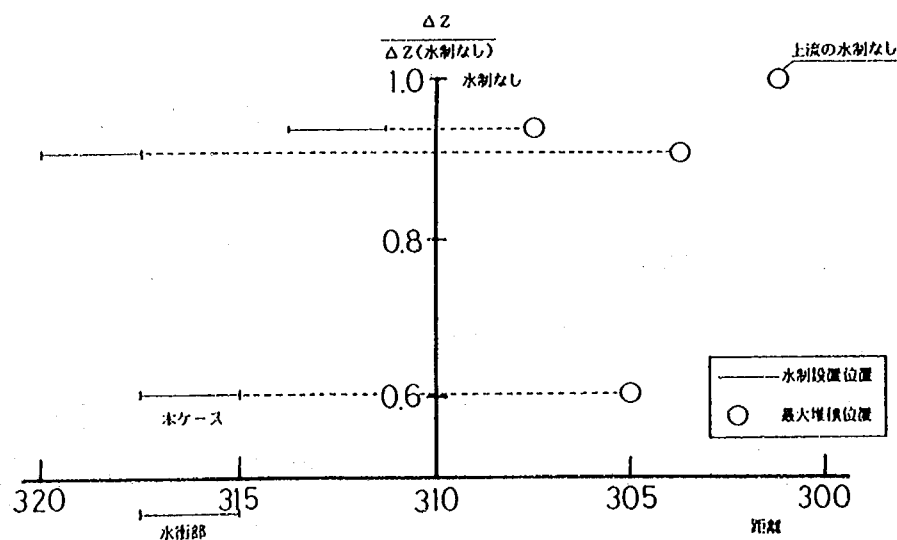


図-6.1.5

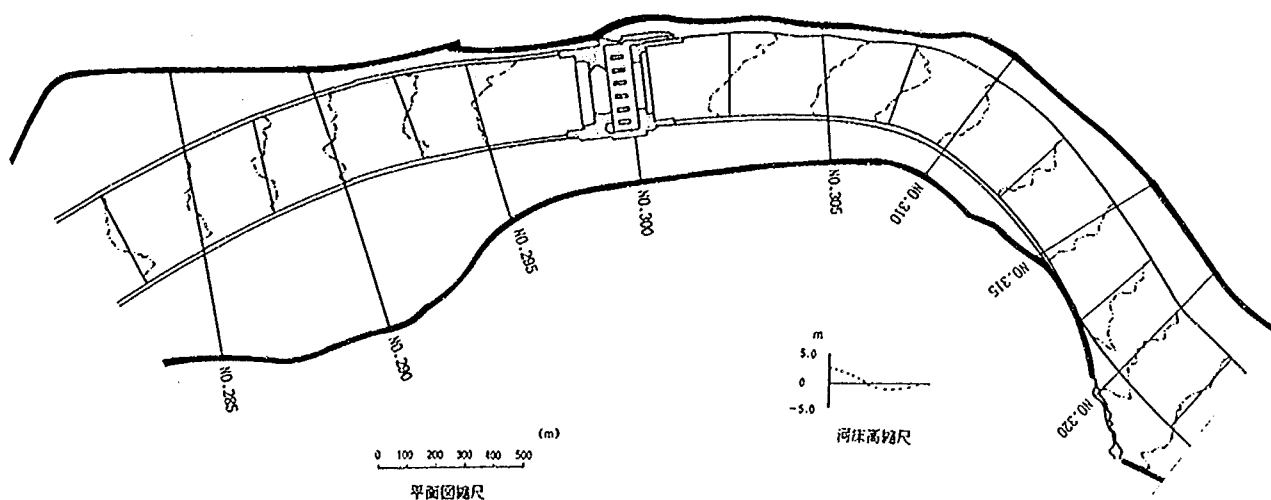


図-6.1.6 対策前の河床変動状況

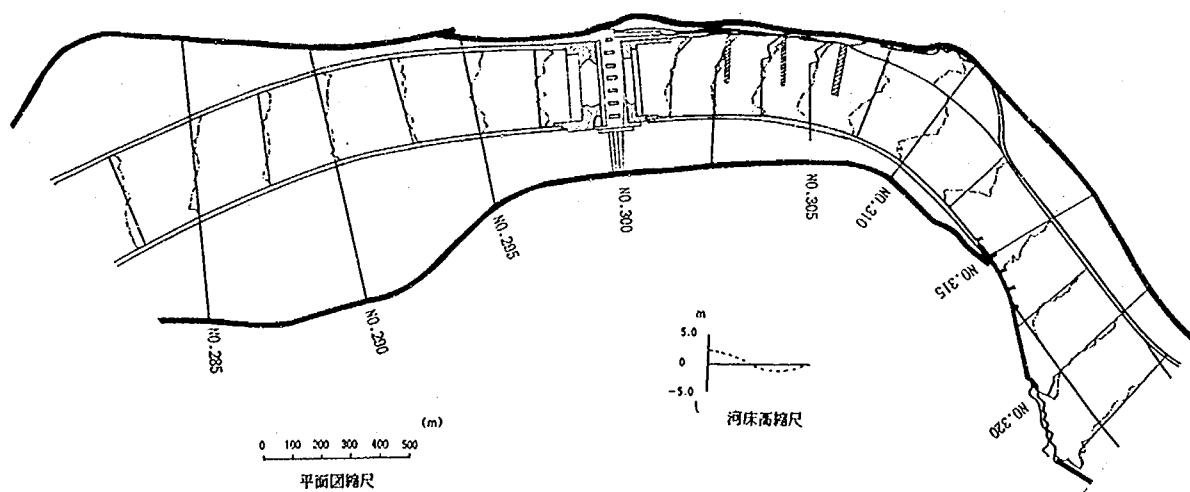


図-6.1.7 対策後の河床変動状況

(2) 上流部内岸側の水制工のみの場合

水制および帯工の組合せに対して、湾曲部外岸側の帯工を撤去し、湾曲部上流内岸側の水制工のみによる効果を検討した。この河床変動状況を図-6.1.8に示す。湾曲部上流内岸側の水制によって先の場合と同様に主流は早めに河道中央付近に曲げられる。しかし、帯工の撤去によって整流効果が得られないため、外岸に流水が集中して洗掘を生じ、内岸では堆積が増大している。とくに帯工設置時に対し、湾曲部内岸側の堆積範囲が広がっている。

したがって、上流内岸側の水制のみの場合、若干の効果は得られるものの、湾曲部の洗掘および堆砂の軽減には、水制と帯工の対策が必要であり、この両者によって効果が得られていることが明らかとなる。

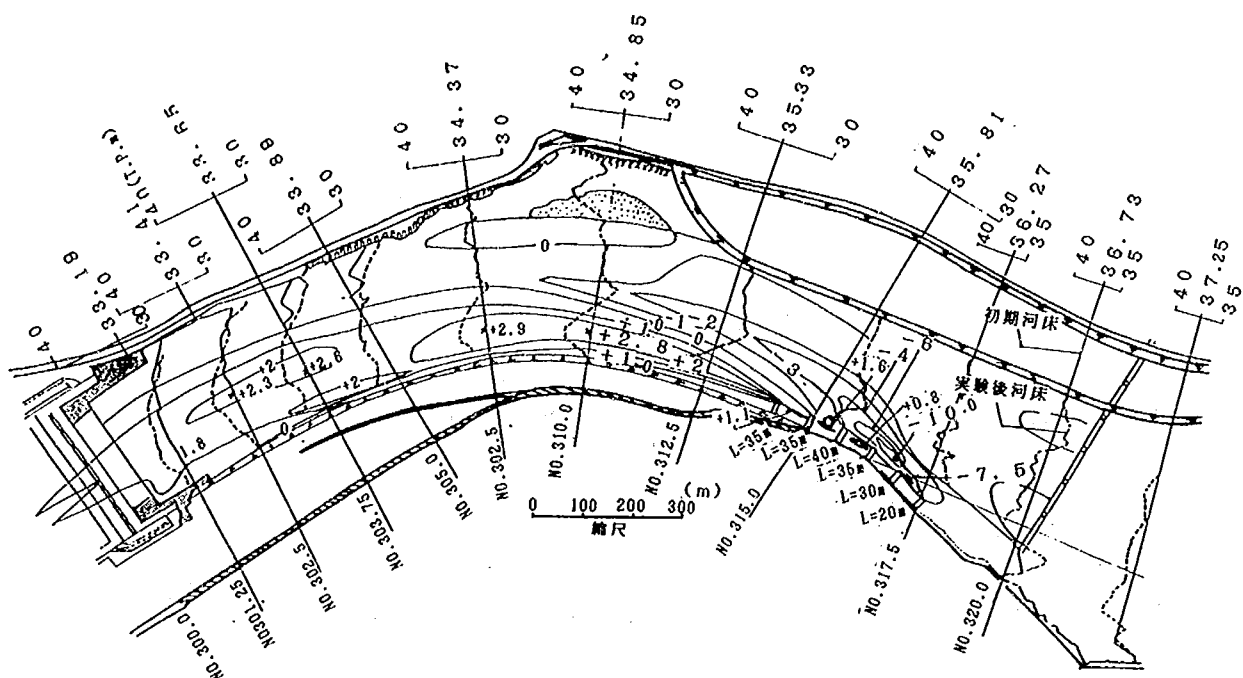


図-6.1.8 河床変動平面図および等深線図 (水制のみの場合)

(3) 湾曲部外岸とその上流内岸側に水制を設置した場合

河道湾曲部の横断的な河床変動をより軽減させることを目的とし、水制と帯工の配置について検討した。したがって、ここでは湾曲部外岸側およびその上流の内岸側の両者とも水制を設置した実験は実施されていない。しかし、第4章の急湾曲流路による検討で明らかなように、湾曲外岸側および上流内岸側の両者に水制を設置することによって、洗掘と堆積を軽減させる効果は同様に得られるものと考えられる。先の図-6.1.8に示されるように上流内岸側のみでは外岸側に洗掘が生じ、反対に内岸側の堆積が多い。よって、この外岸側の洗掘領域に水制を設置すれば河岸沿いの洗掘は防止され、さらに対岸の堆積領域も減少すると考えられる。ただし、水制先端部は洗掘が生ずるので、河床の縦横断的な変動をより軽減するには先に述べた水制と帯工の組合せの方が効果的となる。

(4) まとめ

急流河川における河道湾曲部の洗掘と堆積の軽減策として、湾曲部外岸側に洗掘を防止するための構造物（帯工、水制工）を施工し、かつその上流内岸側に水制を設置して、流れの曲率を変えることによって、横断的な河床変動をかなり軽減することを明らかにした。とくに混合粒径分布を持つ河床材料の場合、帯工を適切な間隔で設置することによって、河床材料がアーマ化され、洗掘が抑制される。また、上流内岸側の水制位置は、第2章で得られた結果と同様に、主流が最も河岸に寄る位置へ設置するのが効果的である。このような対策によって、計画断面等の横断形の維持とともに湾曲部下流河道の広範囲な河床変動を軽減する効果が大きいことを明らかにした。

6.2 合流部の河道計画に対する河床変動の軽減策

合流部の河道計画は、支川からの合流量や河状の違い等によって、低水路法線形および導流堤の配置とともに、洗掘、堆積防止のために対策が必要となる。ここではこのような合流部の洗掘と堆積の河床変動を防止するための検討例を述べる。

図-6.2.1は、改修計画案河道の河床変動状況である。この河道の本川の河床勾配は約1/1000程度、河床材料平均粒径が30~40mmであり、本川と支川の流量配分は約3:1程度である。図に示されるように、狭さく部となる38.8km付近の右岸寄りに流れが集中し、その後対岸の左岸に主流が移動する。狭さく部付近では、掃流力の増大によって洗掘が生じ、全体に河床が低下する。この洗掘された土砂は砂れき堆を形成し、38.0~37.6km付近右岸の湾曲内岸に堆積が生ずる。これと相まって、流水は外岸側に集中し、38.0km左岸付近が水衝部となり、護岸沿いが洗掘される。また支川との合流後も湾曲外岸の法線形延長線上に、主流線に沿った形で河床が洗掘されている。この合流部における河床変動を軽減させる手法としては、ま

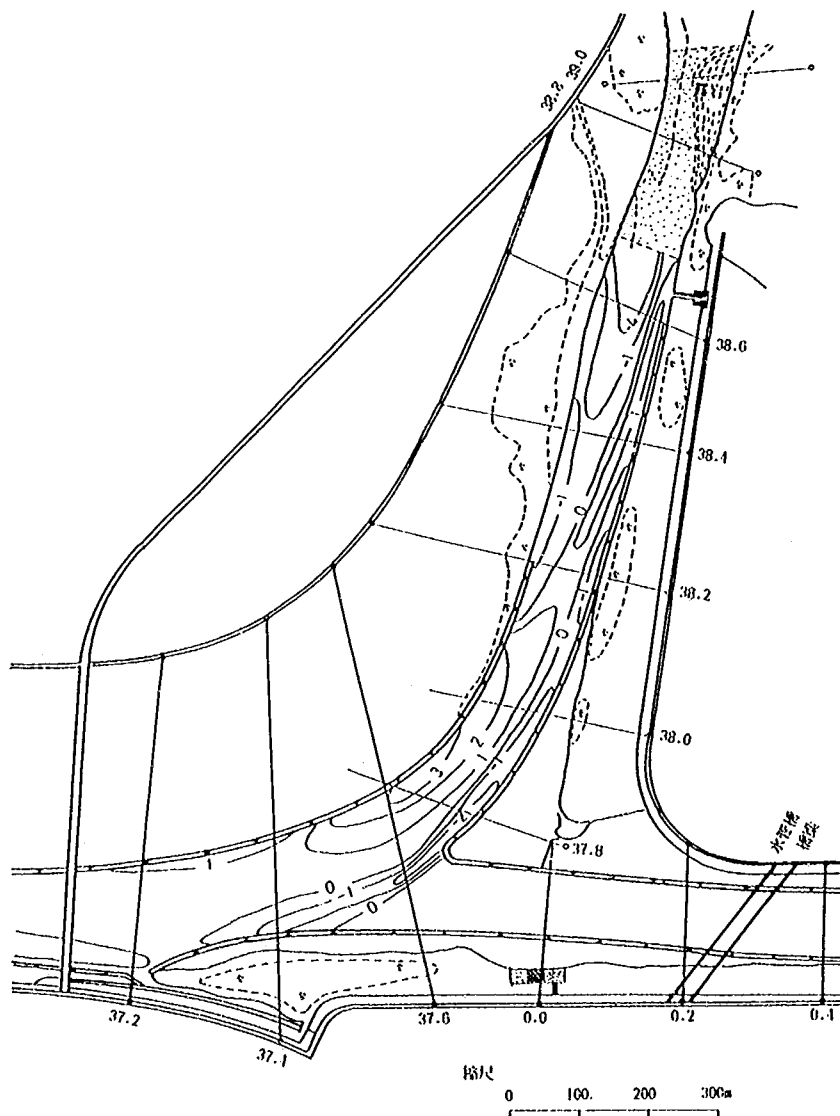


図-6.2.1 河床変動状況 (対策なし)

ず狭さく部を拡幅し、土砂輸送量の縦断変化を減少させる。さらに合流部付近の水衝部に水制を設置した場合や、低水路法線形を変更して拡幅した検討を行った。

(1) 狭さく部拡幅案+水制工の検討

湾曲部内岸側の堆積土砂量を軽減するために、合流部上流の狭さく部を拡幅し、掃流力を小さくすることによって河床低下を防止させ、また湾曲及び合流点付近の水衝部に水制を設置した。水制の配置は、38.0～37.8kmにかけて水制長を10mから15mと徐々に長くし、水制間隔を水制長の2倍とした。また、導流堤の先端は、流水が直進して合流後に左岸沿いへ集中するのを防止するような方向としている。

この結果の河床変動状況を図-6.2.2に示す。湾曲部付近では水制によって、主流部が低水護岸沿いからやや離れた所に移り、また狭さく部の拡幅に伴い、38.8～38.6km付近の洗掘が防止され、湾曲内岸の堆積も若干減少している。しかし、狭さく部付近の洗掘が防止されたことによって、今度はその下流側の38.2km付近で河床が低下している。さらに、水制周辺では局所的な掃流力の増大によって洗掘が生じ、護岸前面の根固工が若干崩落する箇所も見られた。なお、導流堤先端付近が主流となって支川と合流し、その後も左岸寄りに向かう流れに対応して、導流堤先端から合流部中央及び左岸にかけて洗掘が生じている。

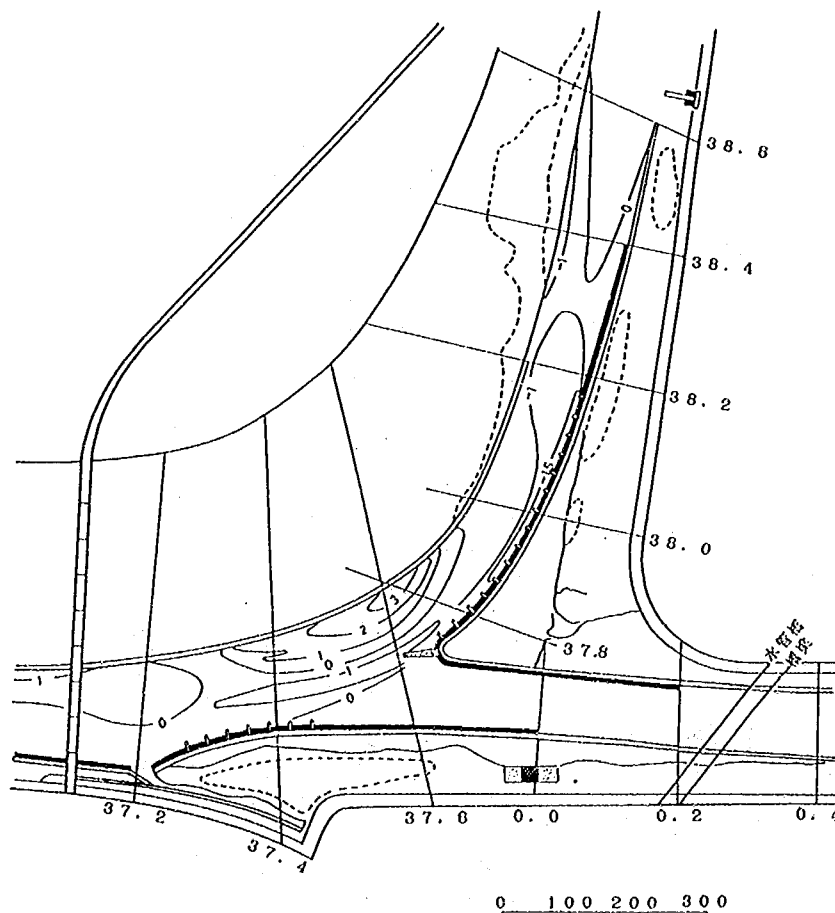


図-6.2.2 河床変動状況 (対策案1)

以上の結果より、全体的には流況が改善されたが、河床変動については、洗掘および堆積位置が移動し、またその量が若干軽減した程度であり、効果はあまり得られなかった。

(2) 狭さく部拡幅+低水路法線形変更+水制工の検討

合流部上流の狭さく部を拡幅したことによって、この付近の河床低下は防止できたが、その下流側の38.4~38.0km付近で新たに河床が低下し、これと対応して湾曲内岸に依然として堆積が生ずることが明らかとなった。ここではこれらの河床変動を軽減させるために、湾曲内岸側の低水路を後退させて拡幅し、全体的に洗掘区間の掃流力を低下させることにした。また水制を保護するために、護岸前面だけでなく水制工周りにも捨石による根固めの対策を行なった。

この結果、低水路法線形の変更と拡幅によって、流れの偏りが緩和され、低水路内はほぼ一様な流れとなった。また拡幅の効果により、図-6.2.3に示すように、湾曲上流部の河床低下は防止され、湾曲部周辺の河床変動もかなり軽減されている。水制先端部および合流部の主流線沿いは洗掘傾向となっているが、とくに問題はない程度である。さらに湾曲部内岸の38.2~37.8km間付近左岸の堆積は、低水路拡幅前に対して約1/2程度までに軽減されている。

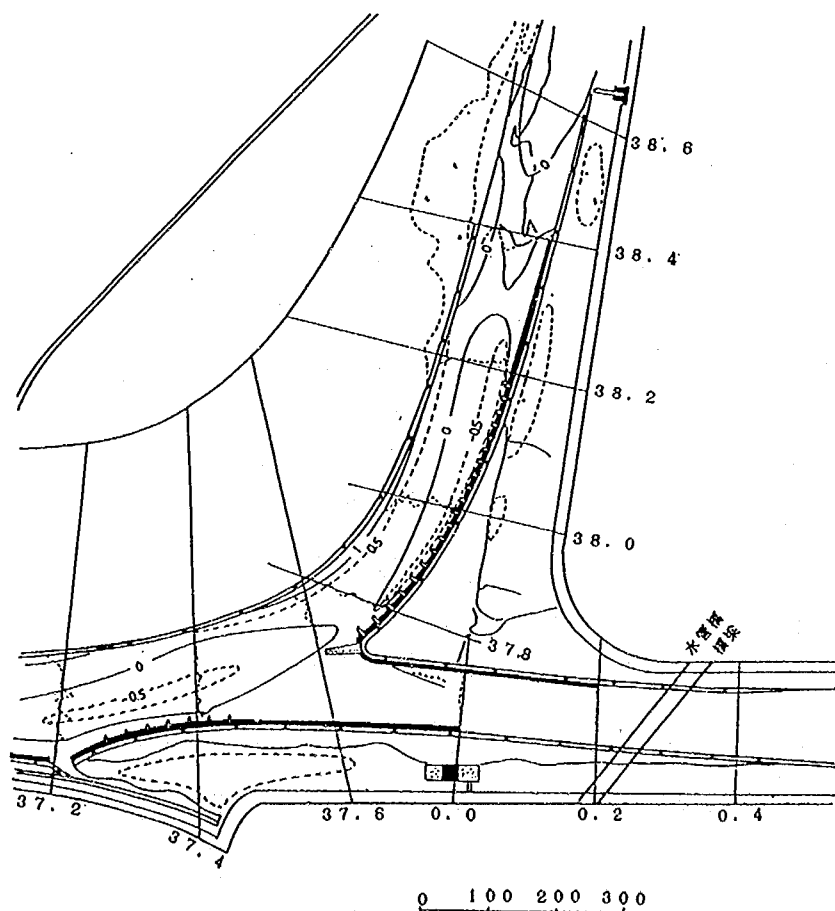


図-6.2.3 河床変動状況(対策案2)

(3) 狭さく部拡幅+低水路法線形変更の検討

(2)の結果により、縦横断的な河床変動を軽減させるには、掃流力が縦断的に大きく変化しないような断面形の設定が必要であり、低水路法線形および低水路幅の変更が非常に効果的であることが示された。このケースでは、河道形状を先の(2)と同じとし、水制を全て撤去し、低水護岸前面の根固工のみによる効果について検討した。

この河床変動状況を図-6.2.4に示す。護岸沿いの水制を撤去したことによって、水制先端部に生じた局所洗掘もなくなり、河床変動はさらに軽減されている。また護岸前面は根固め工により十分保護されており、むしろ水制を設置した場合は、先端部に局所洗掘が生ずることによって、河床変動を助長している

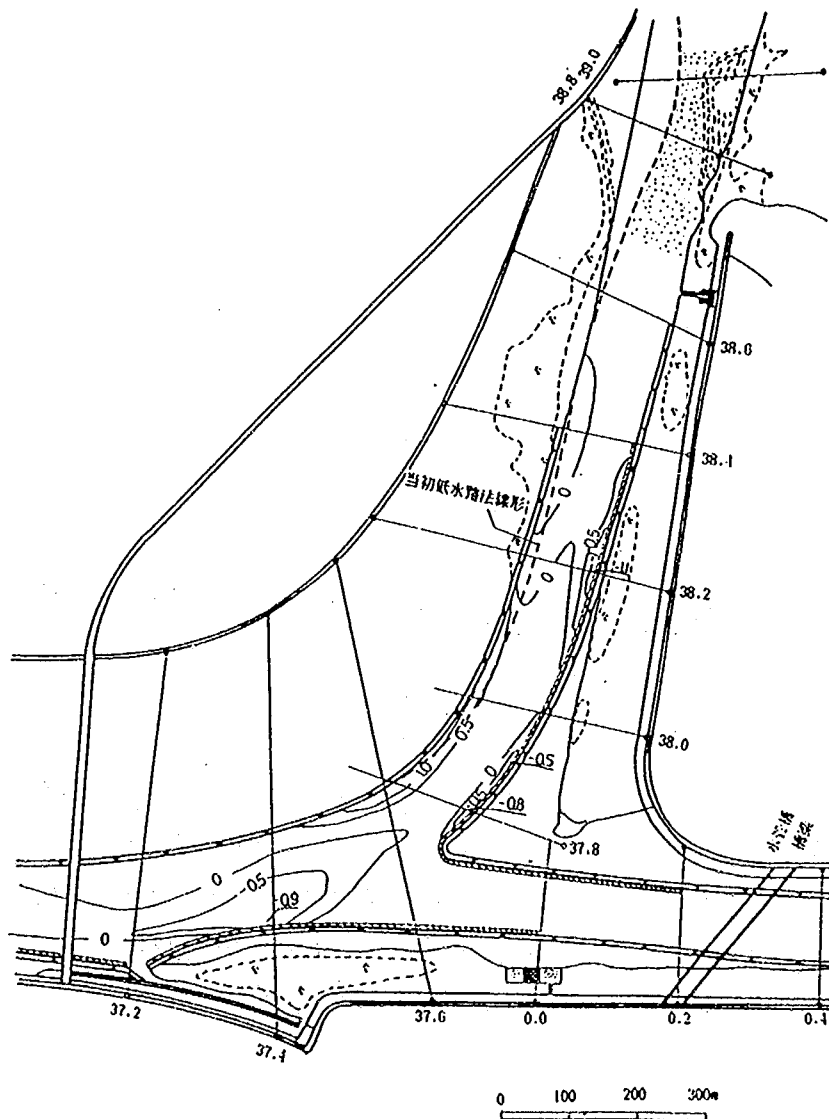


図-6.2.4 河床変動状況(対策案3)

ようである。横断的な河床変動が最も大きかった37.8km断面での低水路変更による横断形状の違いを図6.2.5に示す。当初案では、全体的に堆積傾向を示しており、流下断面積を阻害していることがわかる。これに対し、低水路法線形状を適切に変更した場合、まず縦断的な河床変動が抑制され、流水が横断的に均一化されることもあって、横断的な河床変動が効果的に軽減される。

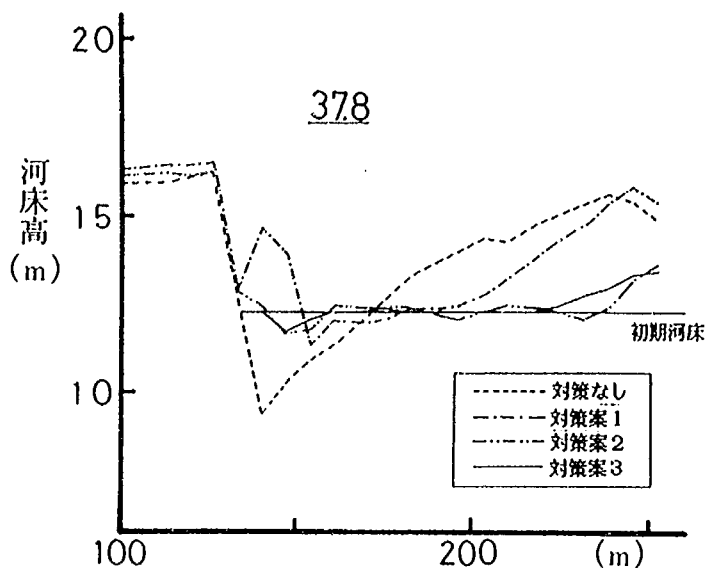
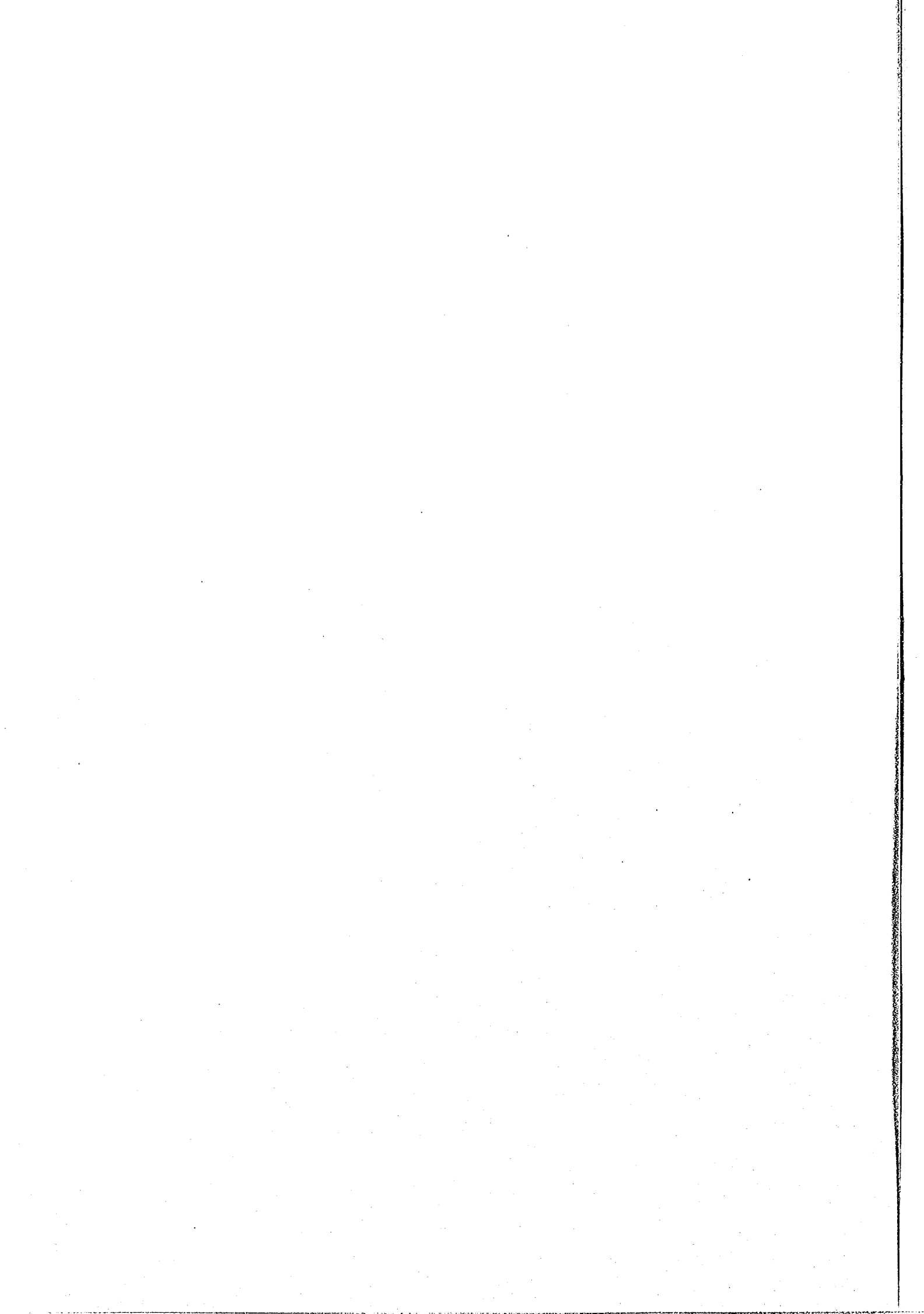


図-6.2.5 対策法の違いによる横断河床形状の違い

(4) まとめ

合流部における縦横断的な河床変動の軽減策として、低水路幅および法線形を修正し、掃流力の縦断的な変化を少なくするような断面形に設定することが非常に効果的であることを明らかにした。また、これによって、水衝部の対策として設置した水制工は、先端部で洗掘が生ずることから、対策としては根固工のみで十分となり、問題点も少なくなる。湾曲部における河床の横断勾配は主に曲率によって支配され、また縦断的に掃流力が変化する場所が存在すると、河床変動がより助長される。したがって、湾曲部の縦横断的な河床変動を抑制するためには、掃流力が縦断的に増大するような場所を拡幅し、かつ低水路法線形の曲率を小さくすることが、まず第一に重要となる。その上でまだ洗掘が大きく問題となる場合には、水制を設置して河岸沿いの洗掘を軽減、保護することが肝要である。

第7章 結 論



第7章 結論

検討の結果、次のことが明らかとなった。

水制工の機能として、従来は(a)主流の河心への水はね、(b)河岸付近の流速低減と水制周りの土砂の堆積を促することが中心であった。ここでは、水制の新たな機能として(c)水制群の適切な配置によって断面内の洗掘・堆積を軽減し、河床の横断勾配を小さくし、洪水流が河道断面を有効に使って流れる様な役割を持たせる水制の設計法を提案している。

1) 湾曲上流部の内岸に水制工を設置することにより、下流部外岸の水衝部に設置する水制工と共に、外岸に生じる洗掘を軽減させ、同時に、対岸の曲率最大点直下流付近の堆積を減少させる、新しい水制工法を開発することができた。

上流内岸に設置する水制については、その設置位置、範囲及び長さ等により、下流の河床変動軽減に対する効果は異なる。設置位置が上流すぎれば効果は少なく、下流過ぎれば水制工自身が埋没するなどして、場合によっては十分な効果が得られない。したがって、その位置は、洗掘を軽減したい下流部に設置する水制群と一体的に働く様に決めることが必要で、上流水制は主流が最も河岸による範囲に設置するのが良いことが明らかとなった。一方、下流の水制を洗掘範囲のかなり上流から設置しても、そこでは主流線があたらないため、流速低減、水はね、洗掘抑制はそれほど期待できず、すり付け程度の役割しか果さない。一般に水衝部は、曲率最大点よりもかなり下流に現れるので、水制工は湾曲部の曲率最大点付近を中心として設置しても効果は少なく、洗掘が生じている範囲、主流線が河岸に沿う範囲に設置することが望ましい。ただし、洗掘は水衝部の少し上流から始まり、最も水あたりの強い位置と最上流の水制位置が重なるところは避けることが肝要なので、水制工は水衝部の少し上流から設置するのが良い。また、上流側に水制工を設置することにより、水衝部が移動することがあるので、設置位置の決定にあたっては十分留意する必要がある。

2) 急湾曲の場合は、水制工を設置することにより、洗掘をある程度軽減することができるが、曲率が大きいと洗掘深が元々大きく、また水制工前面の洗掘に伴い水制間の砂が流出してしまう。そのため、護岸前面の河床高を保つためには、水制工だけでは不十分であり、水制周り・水制間及び護岸前面にかなり広い範囲にわたって十分な根固めを施す必要がある。一方、低水路法線形を変更し緩湾曲にすると、それだけで洗掘がかなり軽減される。

3) したがって、急湾曲部の洗掘抑制のためには、最初に可能であれば法線形を変更し、できるだけ曲率を小さくしたり、対策工法で上流の流速分布形すなわち、境界条件を変更することが望ましい。また、法線形の変更が困難な場合には、上流や下流部の水制工の組合せによって、法線形を変化させることと同じ役割をもたせ、さらには他の工法（根固工、帯工など）と組合せることで洗掘を防ぐことが考えられる。

4) 緩流河川では、水制工の透過度を低くすると水制工前面に生ずる洗掘は領域的にも深さ的にも全体的に大きくなり、透過度を高くすると水制前面に生じる洗掘は小さくなる。また、透過度が高い場合には、水制先頭部における洗掘は小さくなるが、流速低減に要する距離は他のケースと比べて長く要する。水制工の長さを長くすると、河岸付近の初期河床を維持する範囲は水制の長さ程度と広くなり、河床変動は全

体的に抑制される。また透過型水制では、水制群の後部において流速が十分低減されているならば水制工の設置間隔を広げても良い。また、杭配置を千鳥状にした場合、杭間隔/杭径は3.4～5の範囲で良い結果が得られた。

あとがき

本研究では、河道湾曲部の局所洗掘・河岸侵食対策工として水制工を取り上げ、主にその配置方法について実験的に検討を行った。

河道湾曲部では、可能ならば、まず河床変動の原因となる湾曲を緩やかにすることが望ましい。これができない場合は、洗掘の生じる湾曲外岸だけでなく、その上流部の対岸（湾曲内岸）の主流が最も河岸に近づく場所へも水制工をある程度の規模で設置することで、集中する流れをあらかじめ発散させて流速分布を一様化し、河道湾曲部に生じる洗掘と堆積を効果的に抑制することができる。また、この方法は流れの曲率を小さくすることに対応するため、その効果は湾曲度（曲率）が大きいほど明確に現れることがわかった。

また、砂河川では従来言われているように、透過型水制を用いることによって水制の設置されている範囲に土砂の堆積を促し、水制の設置された河岸近傍を保護することが十分可能である。

今後は、ここで示された方法を用いて現地施工を行い、これらの技術の一般化を図っていくことが必要である。

今後の検討課題

水制工の水理的な設計法を確立するためには、以下の様な問題がある。

1. 水制設置時の流速場及び河床形状の簡便な算定方法が確立されていない。
2. したがって、水制工の構造諸元やその構造に対して抵抗特性が与えられたとしても、河道特性及び水理条件に対する水制工の局所洗掘抑制効果の定量的な評価を十分行えない。
3. また、水制工の構造が多種にわたっており、一つ一つの水理特性が異なっているために、一般的な評価をしにくい。

このように、河床変動に対する簡便な解析手法が存在していないために、局所洗掘対策工としての水制工の設計法について、定量的な基準が作れない状態になっている。したがって、今後は上記の点、特に1.を十分考慮した研究を行っていく必要があると思われる。

参考文献

- 1) 秋草 勲・吉川秀夫・坂上義次郎ら「水制に関する研究」土木研究所報告 昭和35年
- 2) 吉川秀夫「河川工学」(6. 河川工作物) 朝倉土木工学講座
- 3) 椿東一郎・斎藤 隆「突堤の水理現象に関する実験的考察」山口大学工学部報 第13巻第1号
- 4) 今本博健・池野秀嗣「水制の水理機能に関する研究(1)―不透過水制の抵抗特性―」京都大学防災研究所年報 第17号, 1974
- 5) 岩佐義朗・今本博健・名合宏之「枠型透過水制の水理機能について」京都大学防災研究所年報 第18号B, 1975
- 6) 福岡捷二・藤田光一・森田克史「護岸工の水理設計法」土木技術資料 vol. 30, pp. 121-126, 1988
- 7) 建設省河川局監修「河川砂防技術基準(案)設計編(I)」山海堂, 昭和60年
- 8) 建設省河川局監修「改訂河川砂防技術基準(案)設計編」第6章, 山海堂, 昭和62年
- 9) 建設省河川局治水課・土木研究所河川研究室「蛇行現象と河道計画」, 1982
- 10) 福岡捷二, 浅野富夫, 林 正男「砂れき堆の形成による護岸近傍の局所洗掘」第31回水理講演会論文集, 1987
- 11) 池田駿介・田中昌宏・千代田将明「空気蛇行流の乱流特性に関する研究」土木学会論文集 vol. 351, 77-88, 1984
- 12) 池谷 毅・玉井信行「砂州を有する蛇行水路内の3次元流れ」第29回水理講演会論文集 pp. 697-702, 1985
- 13) 富所五郎・荒木正夫・吉田宏司「開水路流れの三次元解析法」第29回水理講演会論文集 pp. 727-732, 1985
- 14) 石川忠晴・鈴木研司・田中昌宏「開水路流の準三次元計算法に関する基礎的研究」土木学会論文集 vol. 375, pp. 181-189, 1986
- 15) 清水康行・板倉忠興「河川における2次元流れと河床変動の計算」北海道開発局土木試験所報告 1986. No. 85
- 16) 岩佐義朗・井上和也・水島雅文「氾濫水の水理の数値解析法」京大防災研究所年報 第23号 B-2, 1980
- 17) F. Engelund "Flow and Bed Topography in Channel Bends" Proc. of ASCE, vol. 100, No. HY11, pp. 1631-1648, 1974
- 18) 池田駿介・日野幹雄・吉川秀夫「河川の自由蛇行に関する理論的研究」土木学会論文報告集 vol. 255, pp. 63-73, 1976
- 19) 池内幸司・玉井信之「蛇行水路における水深平均流れ場の遷移特性」土木学会論文報告集 vol. 334, pp. 89-101, 1983
- 20) 長谷川和義「蛇曲流路における流れと平衡底面形状に関する研究」土木学会論文報告集 vol. 338, pp. 105-114, 1983
- 21) 福岡捷二・山坂昌成「直線流路における河岸水衝位置の予測」第39回年次講演会概要集 pp.

389-390, 1984

- 22) 福岡捷二・山坂昌成「河床形状・流れ・流砂量の非線形関係を考慮した交互砂州の平衡波高の理論」
土木学会論文集 vol. 357, pp. 45-54, 1985
- 23) 福岡捷二・山坂昌成「長谷川和義著”蛇曲流路における流れと平衡底面河床形状に関する研究”への
討議」土木学会論文集 vol. 351, pp. 251-255, 1984

Appendix

1) $f=f_0=\text{const}$ とした時の長谷川の解²⁰⁾

$$\Delta = \{1 - 4(Fr^2 - 1)(b/L)^2\}^2 + (f/\omega)^2 \{1 - 6Fr^2(b/L)^2\}^2$$

$$A = 1/2 (f/\omega) \{1 - 4(Fr^2 - 3)(b/L)^2 - 48Fr^2(b/L)^4\} / \Delta$$

$$B = 1/2 \{(f/\omega)^2 - 2\{4 + 3(f/\omega)^2 Fr^2\}(b/L)^2 + 3^2(Fr^2 - 1)(b/L)^4\} / \Delta$$

$$A' = 2/\pi^2 (f/\omega) \{Fr^2 + 1 - \{(Fr^2 + 2)4Fr^2 - 4(2Fr^2 - 1)\}(b/L)^2 - 16F^2(Fr^2 - 1)(b/L)^4\} / \Delta$$

$$B' = 2/\pi^2 \{(Fr^2 - 1)(f/\omega)^2 - 2 + \{8(Fr^2 - 1) + 6(f/\omega)^2 Fr^4 + 10(f/\omega)^2 Fr^2\}(b/L)^2 - 24Fr^4(f/\omega)^2(b/L)^4\} / \Delta$$

$$C = (b/L) \{2 + 3(f/\omega)^2 + \{8(Fr^2 - 1) + 18Fr^2(f/\omega)^2\}(b/L)^2\} / \Delta$$

$$D = (b/L)(f/\omega) \{1 + 12(b/L)^2\} / \Delta$$

$$C' = 4/\pi^2 \{(1 - 3Fr^2)(f/\omega)^2 - 2(Fr^2 - 1) + \{8(Fr^2 - 1)^2 + 18Fr^4(f/\omega)^2 - 6Fr^2(f/\omega)^2\}(b/L)^2\} / \Delta$$

$$D' = 4/\pi^2 (f/\omega) \{Fr^2 + 1 + 4(Fr^2 - 1)(b/L)^2\} / \Delta$$

$$E = 2(f/\omega)Fr^2(b/L)^2 \{1 + 12(b/L)^2\} / \Delta$$

$$F = 2Fr^2(b/L)^2 \{2 + 3(f/\omega)^2 - \{8(Fr^2 - 1) + 18Fr^2(f/\omega)^2\}(b/L)^2\} / \Delta$$

$$E' = 8/\pi^2 (f/\omega)Fr^2(b/L)^2 \{Fr^2 + 1 + 4(Fr^2 - 1)(b/L)^2\} / \Delta$$

$$F' = 4/\pi^2 Fr^2 \{1 + (f/\omega)^2 - \{4(Fr^2 - 1) + (6Fr^2 - 2)(f/\omega)^2\}(b/L)^2 + 12F^2(f/\omega)^2(b/L)^4\} / \Delta$$

ここで, $Fr^2 = U_0^2/gh$, $\omega = 2\pi h/L$

2) $(B/L)^2$, $(B/L)^4 \doteq 0$ とした場合

$$\Delta \doteq 1 + (\omega/f)^2$$

$$A \doteq (\omega/f)/(2\Delta)$$

$$B \doteq 1/(2\Delta)$$

$$A' \doteq (\omega/f) \{Fr^2 + 1\} / 2 / (2\Delta)$$

$$B' \doteq \{(Fr^2 - 1)/2 - (\omega/f)^2\} / (2\Delta)$$

$$C \doteq (b/L) \{4(\omega/f)^2 + 6\} / (2\Delta)$$

$$D \doteq (b/L)(\omega/f)^2 / (2\Delta)$$

$$C' \doteq \{(1 - 3Fr^2) - 2(Fr^2 - 1)(\omega/f)^2\} / (2\Delta)$$

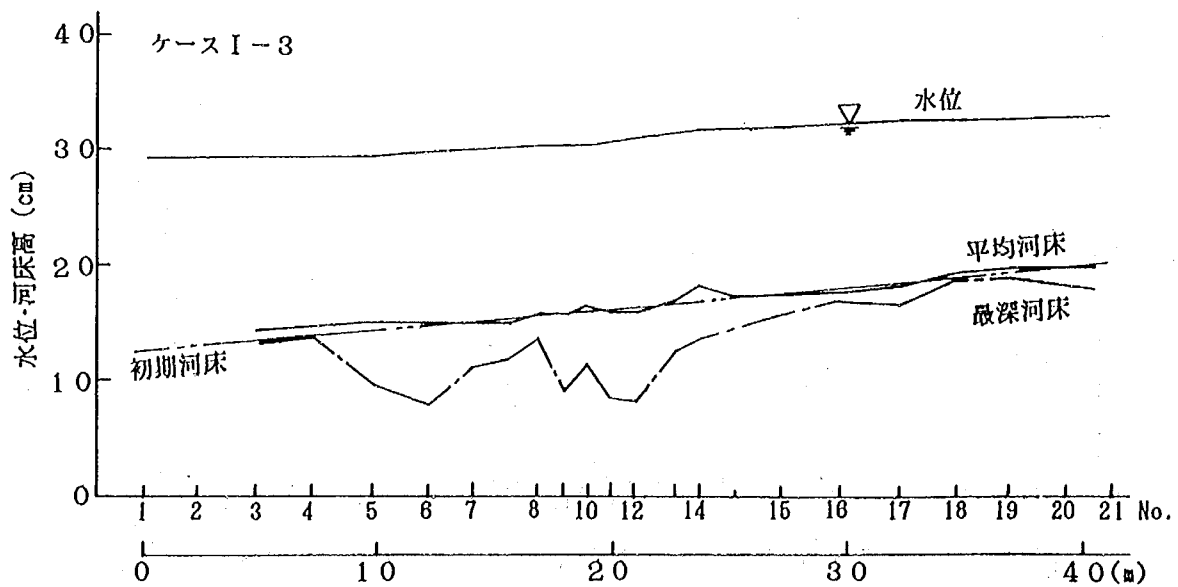
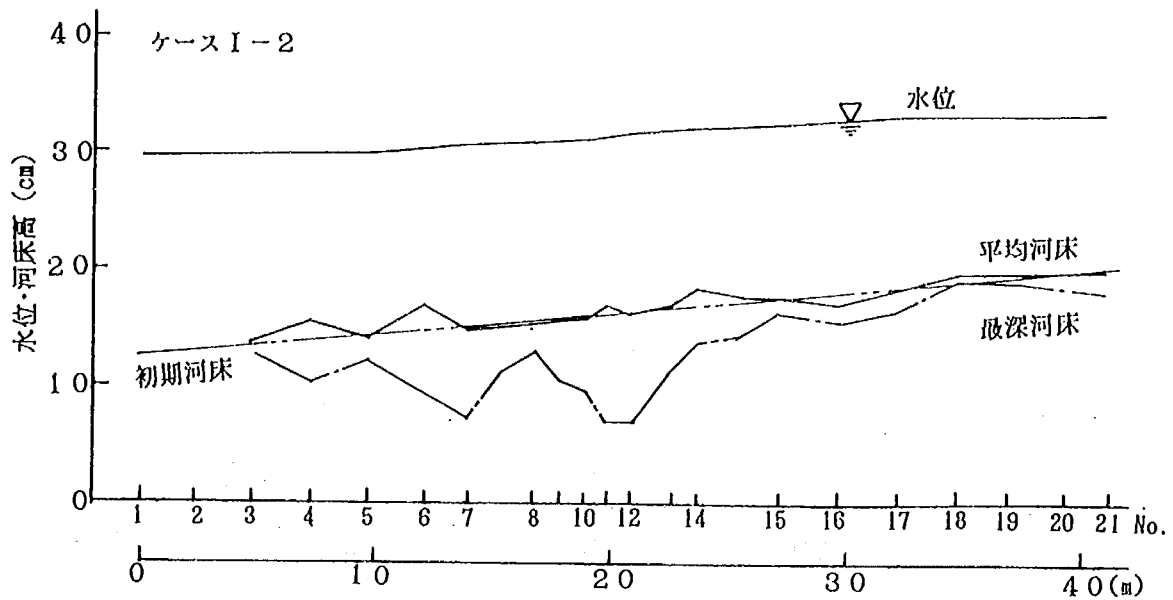
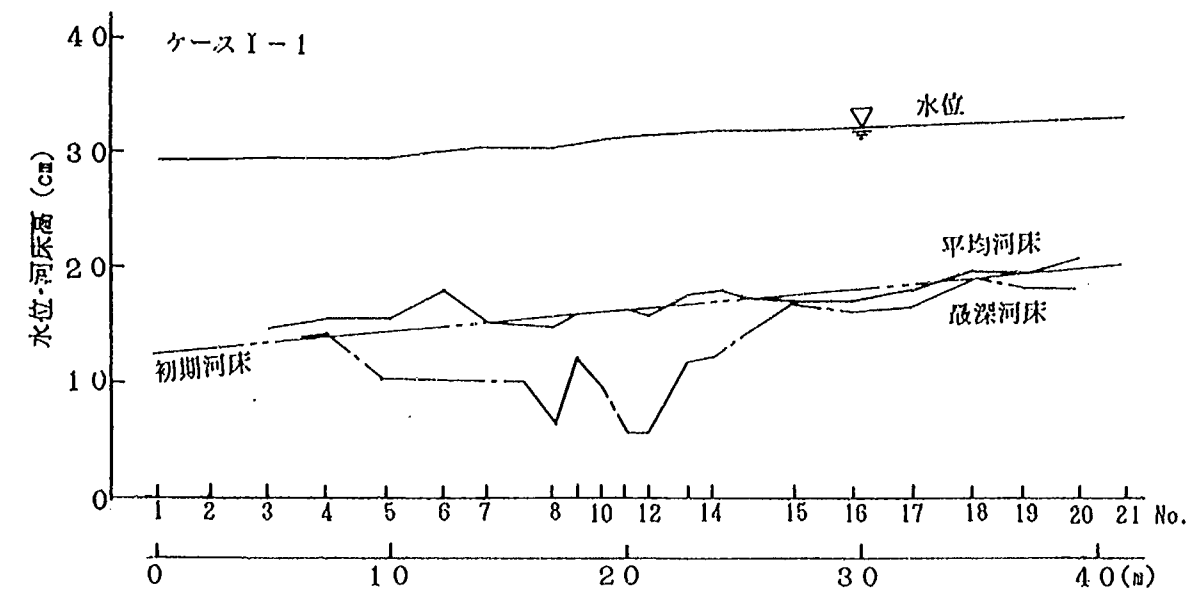
$$D' \doteq (\omega/f)(Fr^2 + 1) / (2\Delta)$$

$$E \doteq 0$$

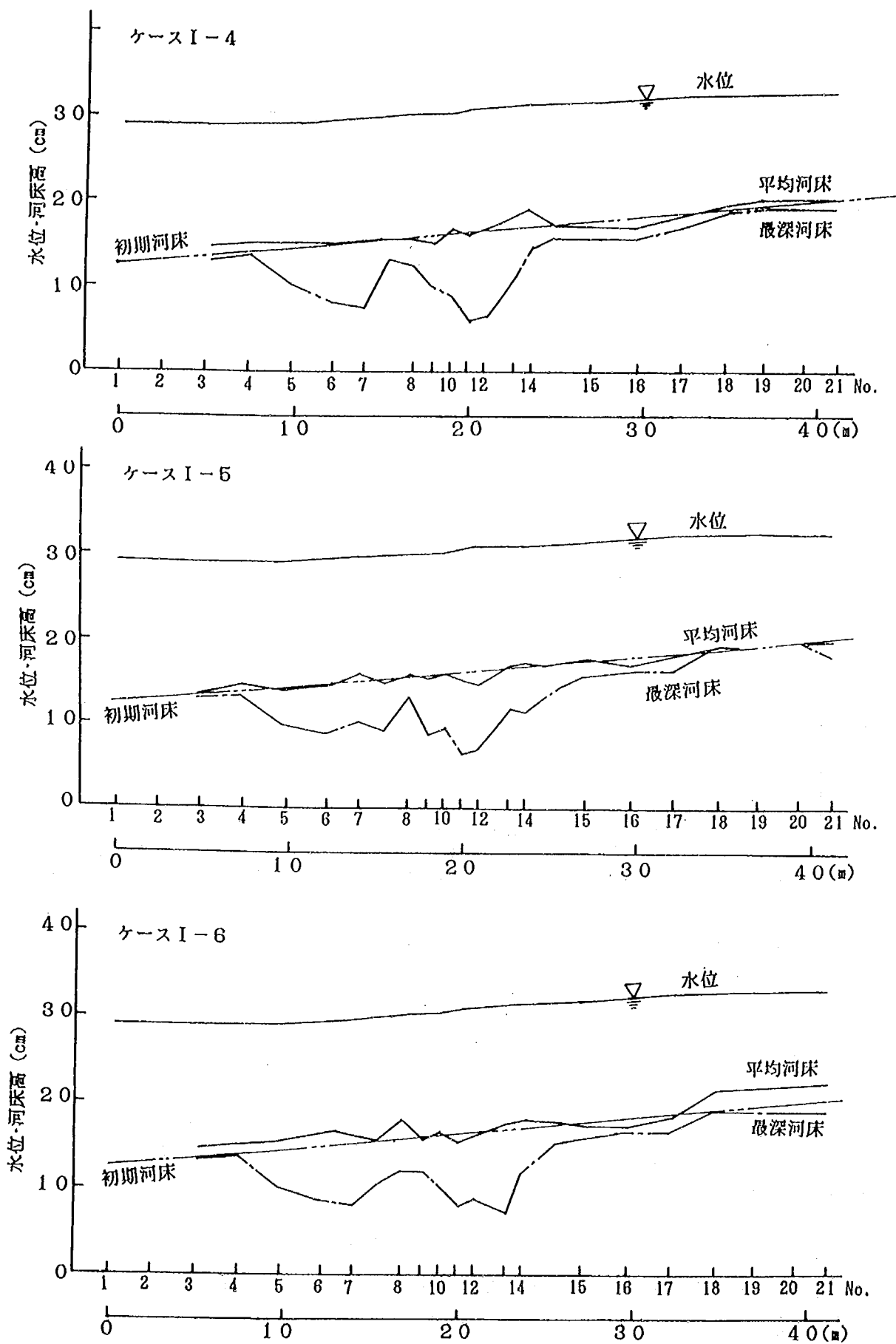
$$F \doteq 0$$

$$E' \doteq 0$$

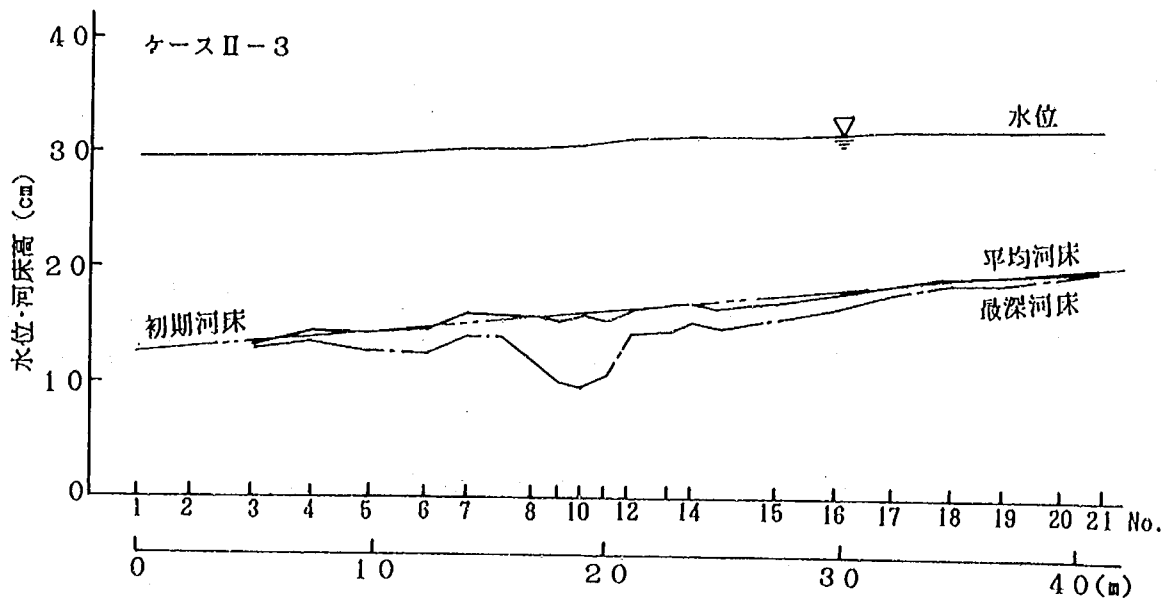
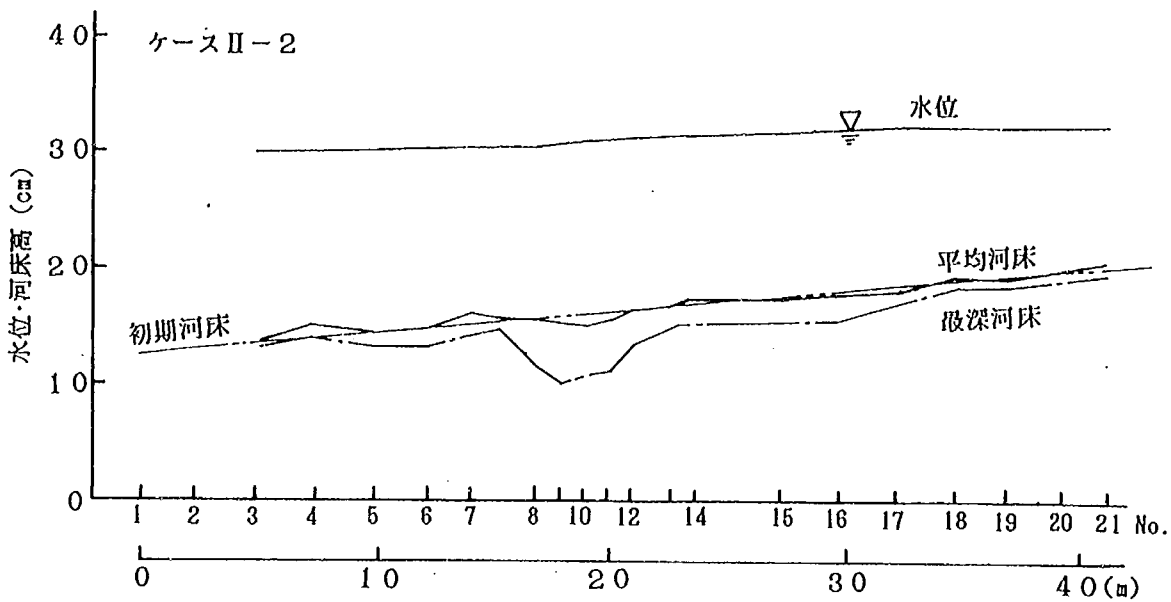
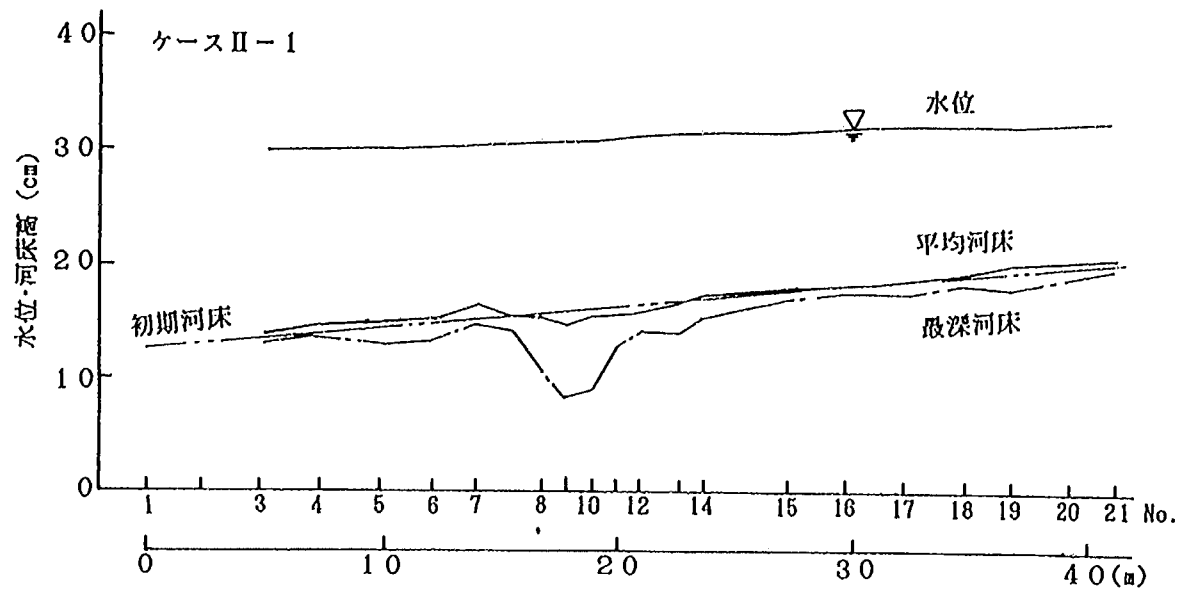
$$F' \doteq Fr^2/2$$



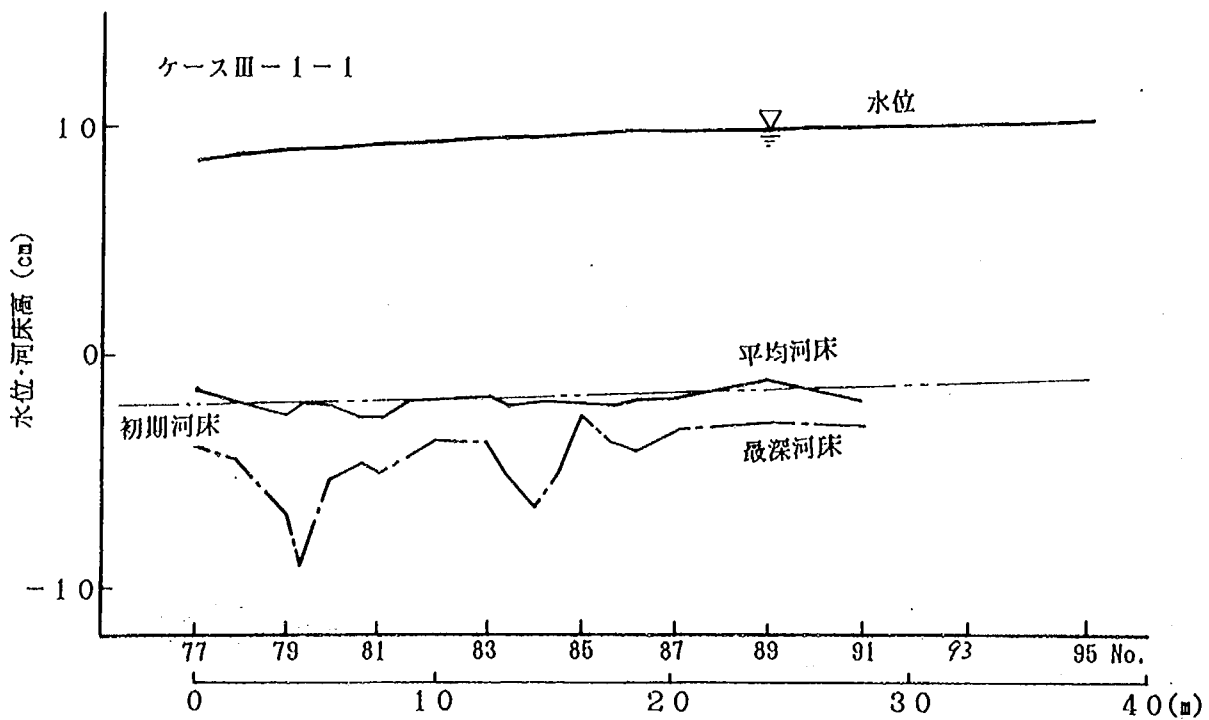
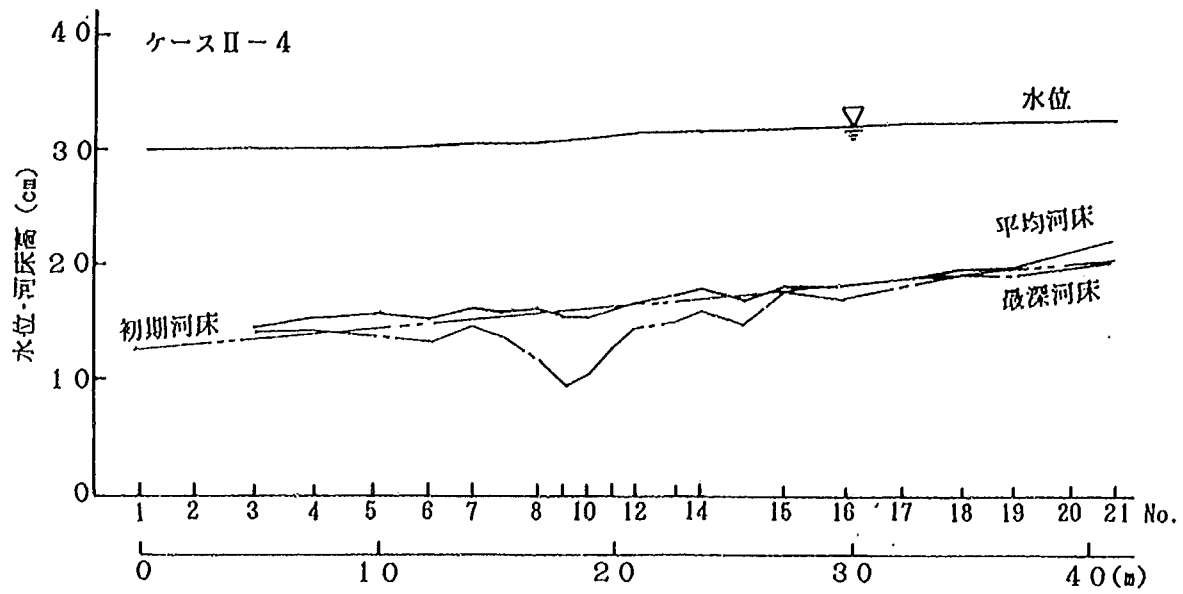
付図-1.1 水位・河床高縦断変化



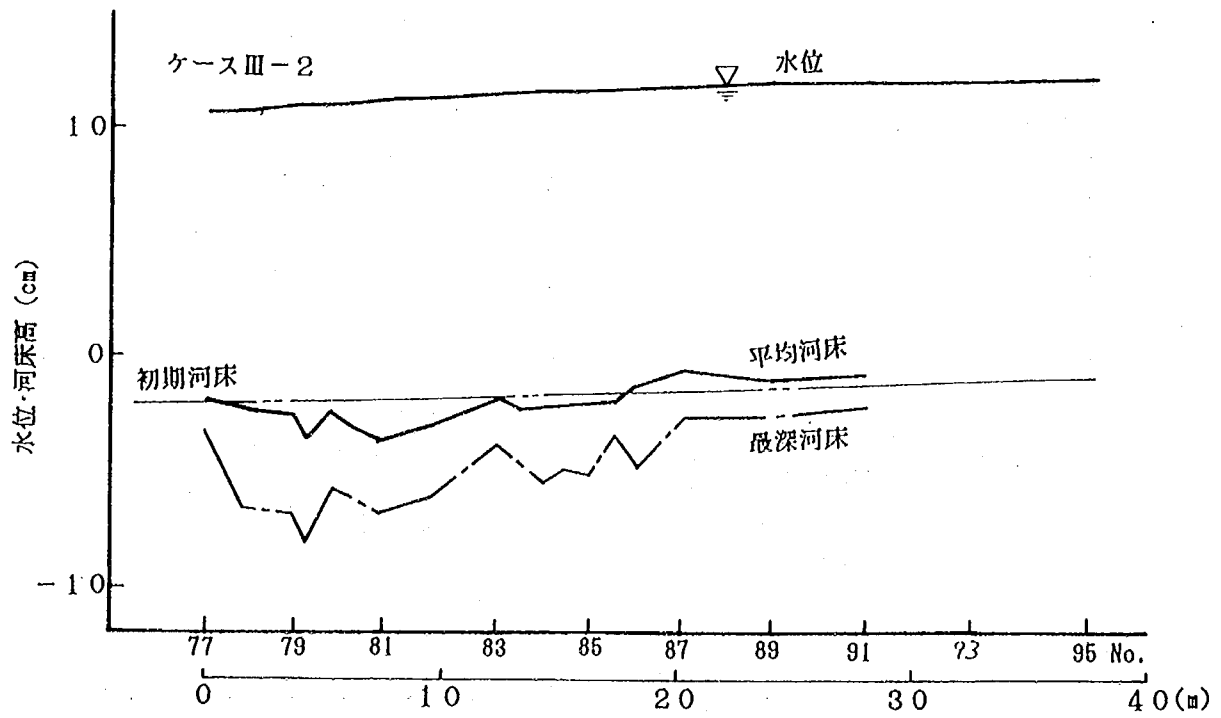
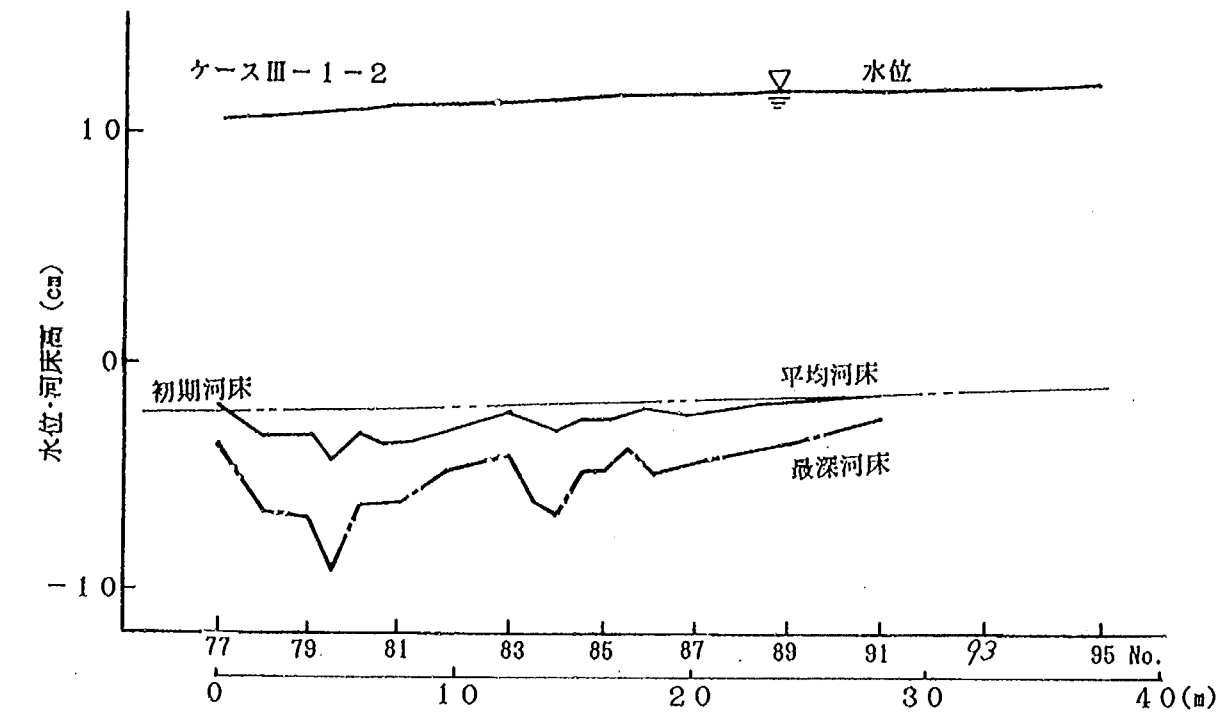
付図-1.2 水位・河床高縦断変化



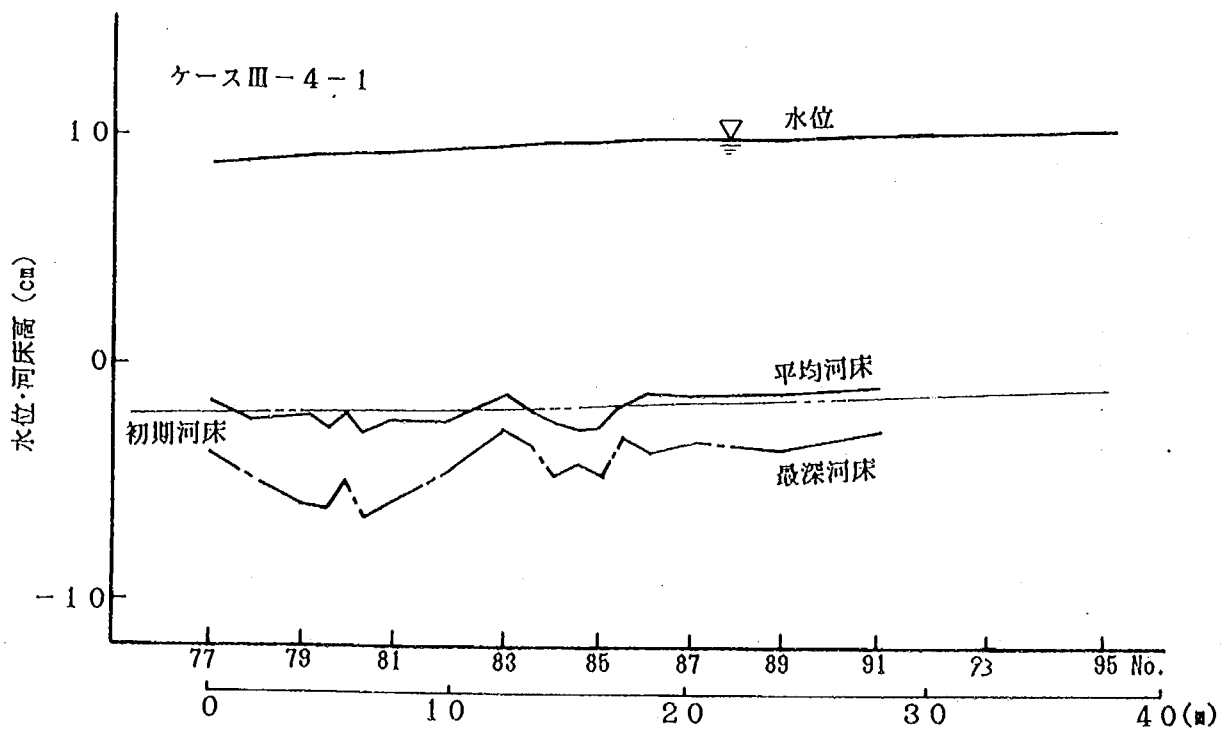
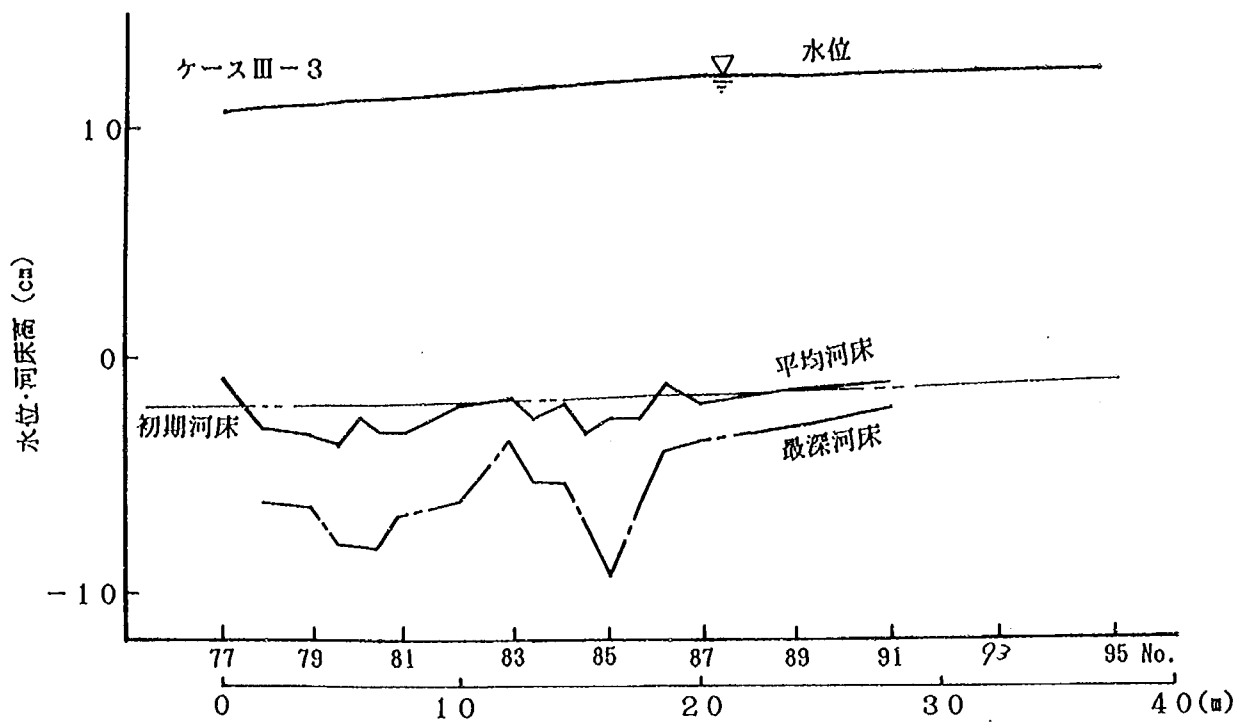
付図-1.3 水位・河床高縦断変化



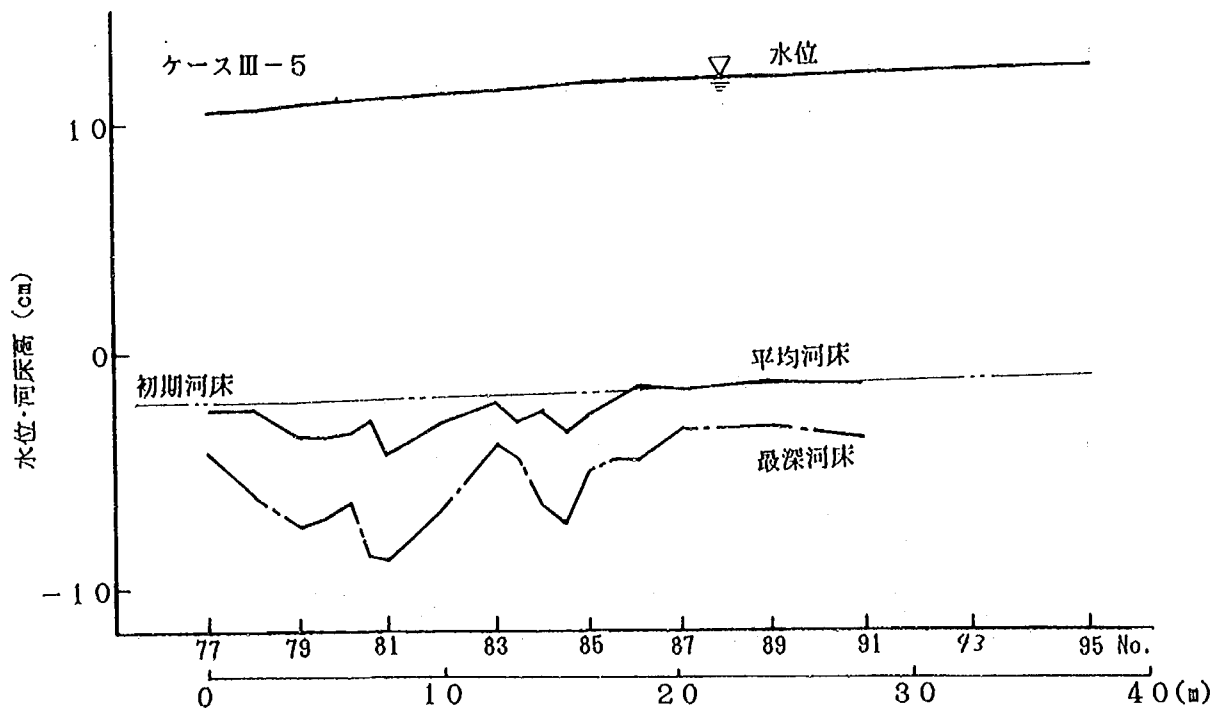
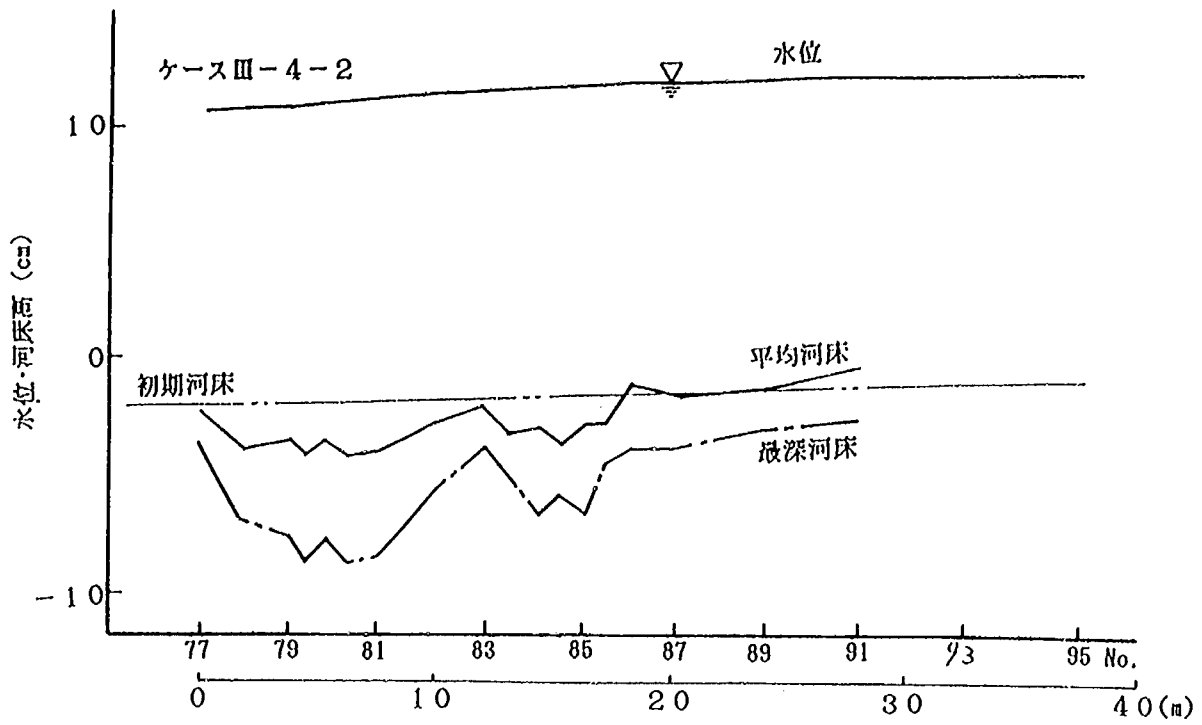
付図-1.4 水位・河床高縦断変化



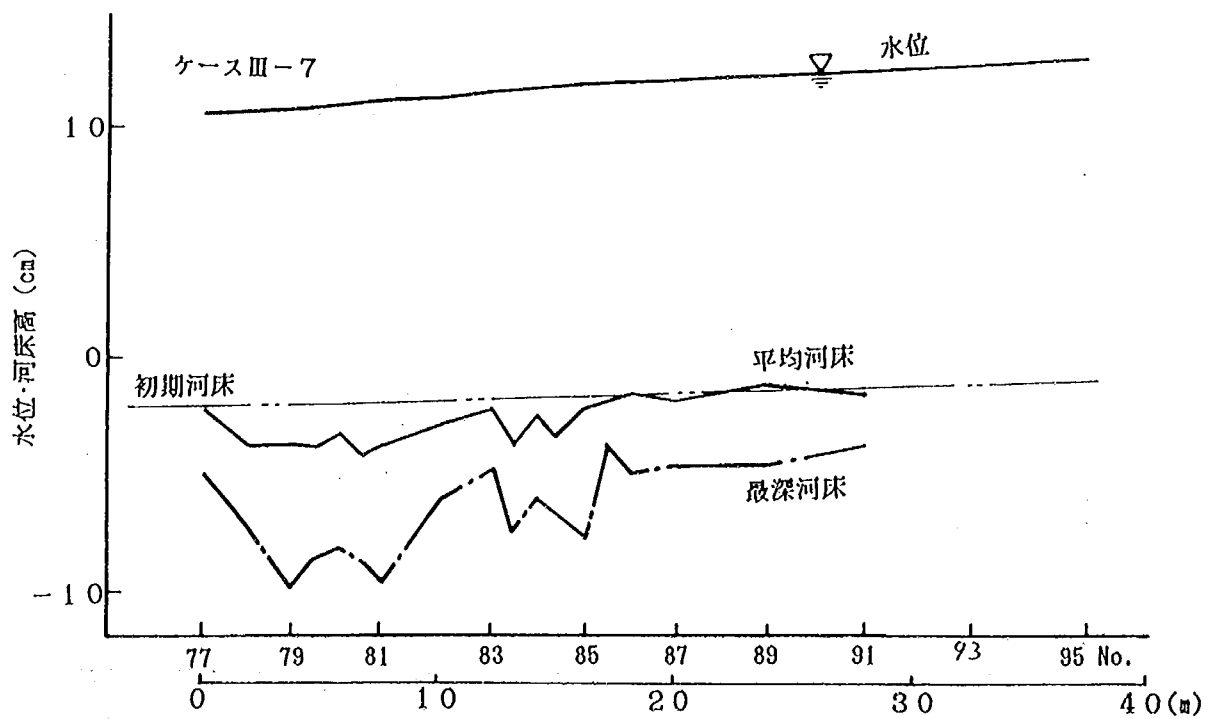
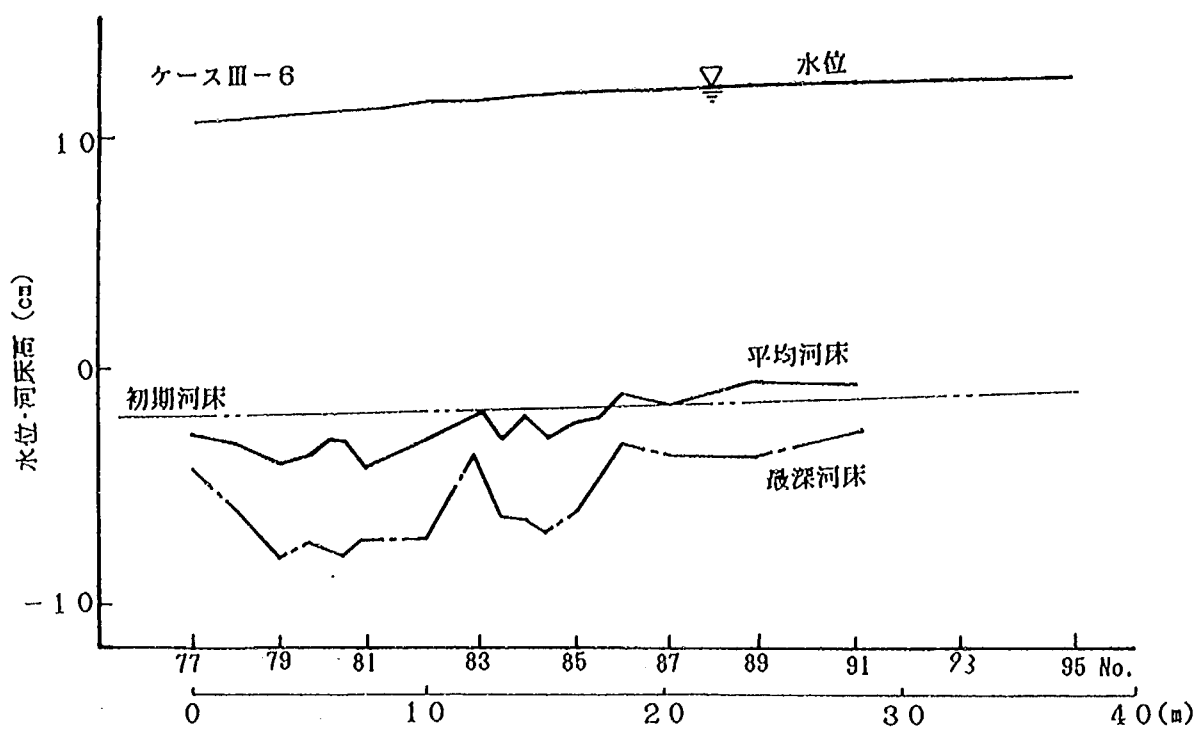
付図-1.5 水位・河床高縦断変化



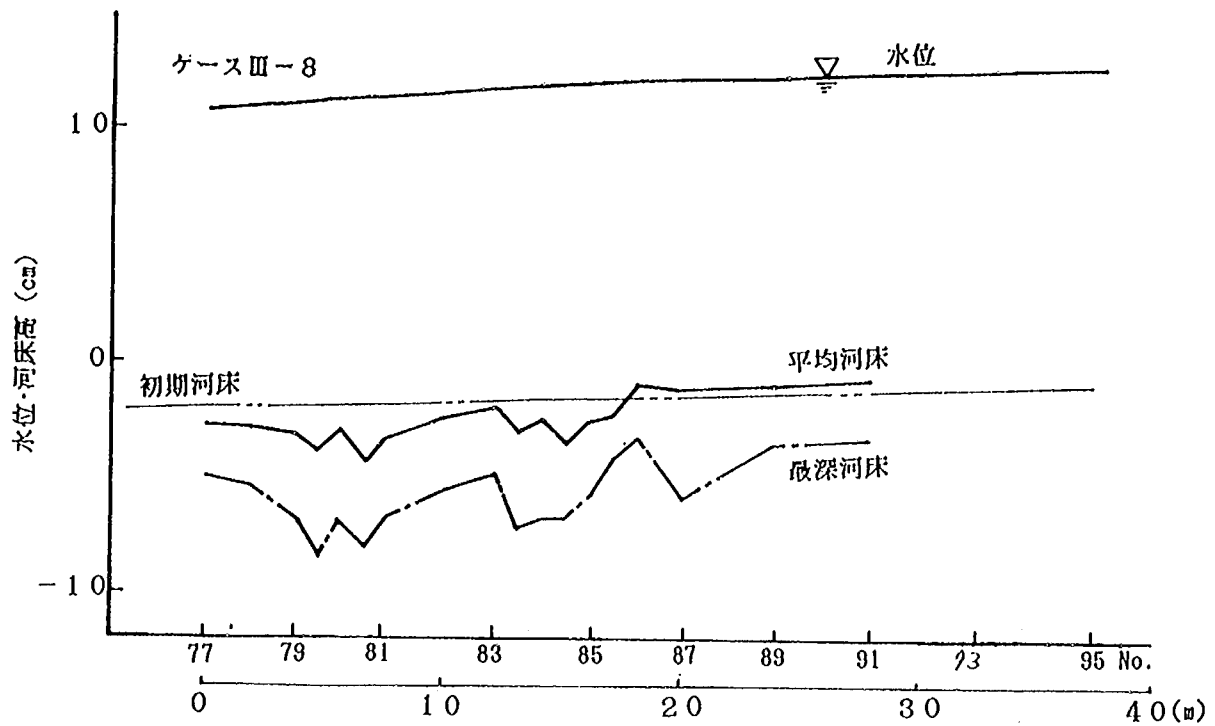
付図-1.6 水位・河床高縦断変化



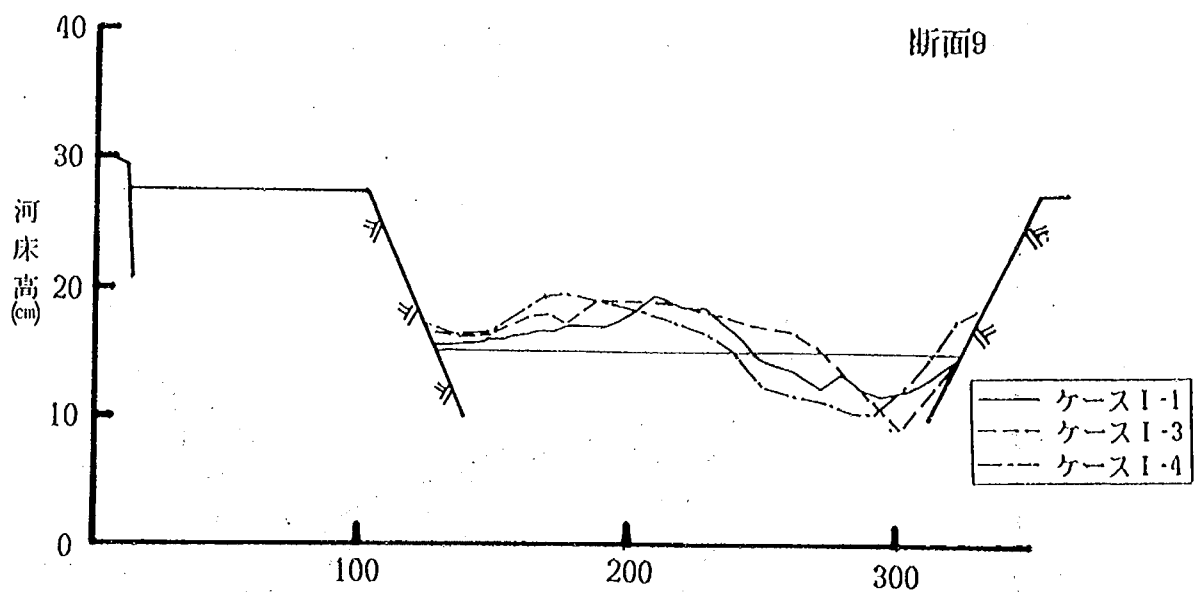
付図-1.7 水位・河床高縦断変化



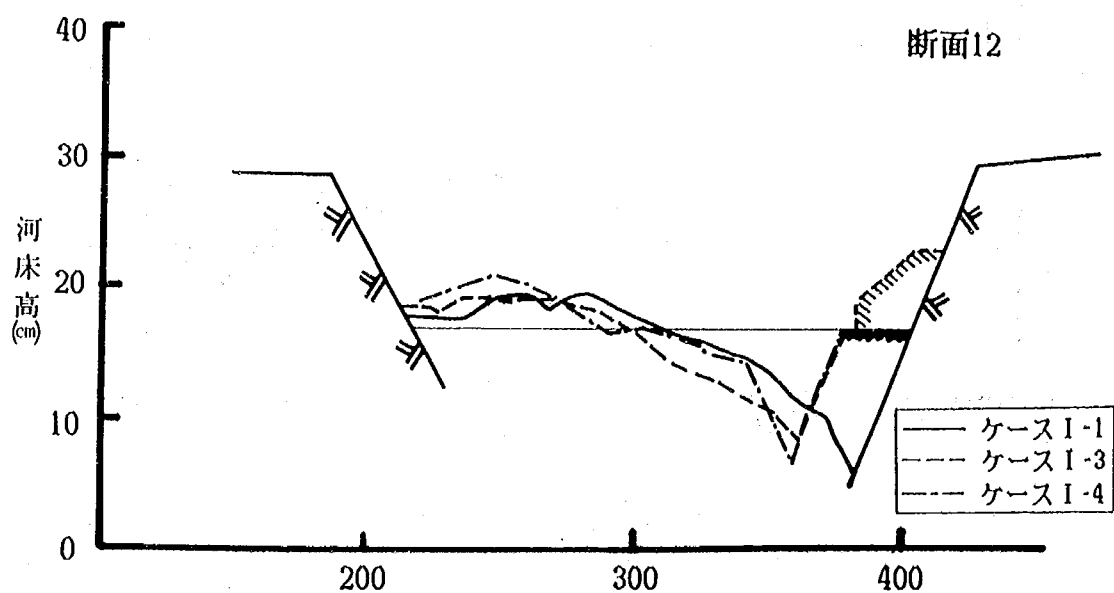
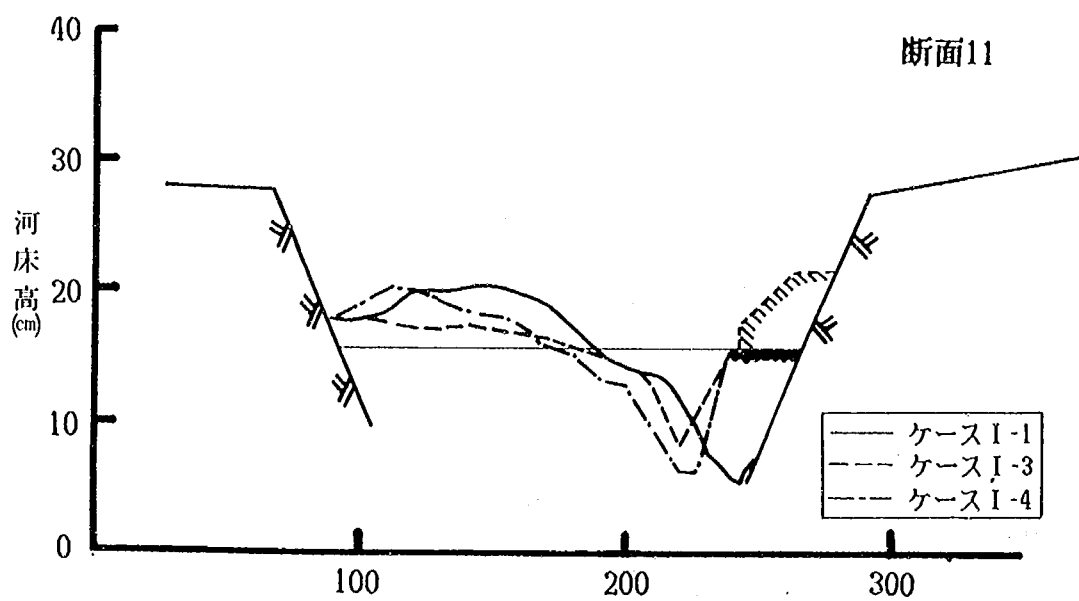
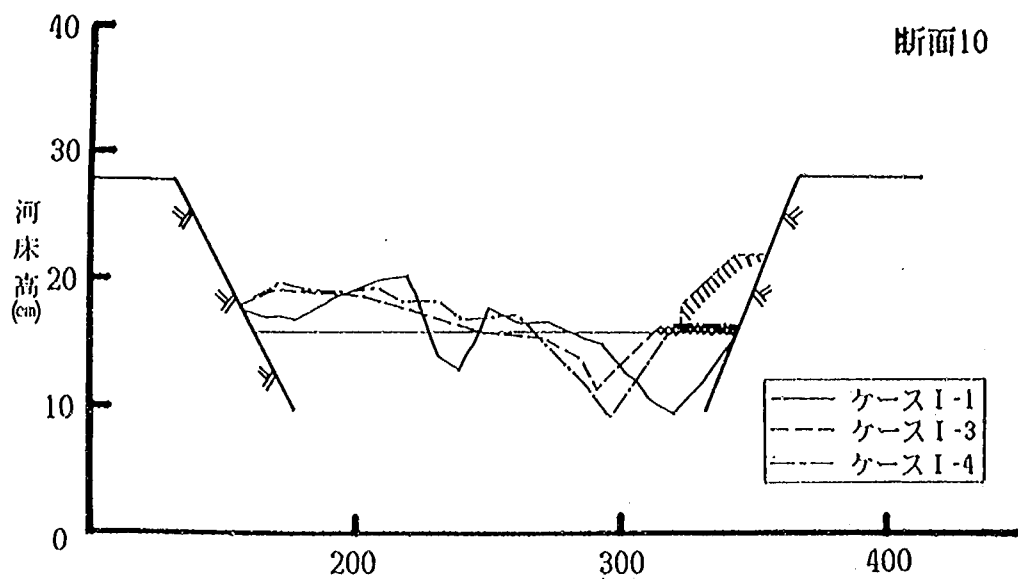
付図-1.8 水位・河床高縦断変化



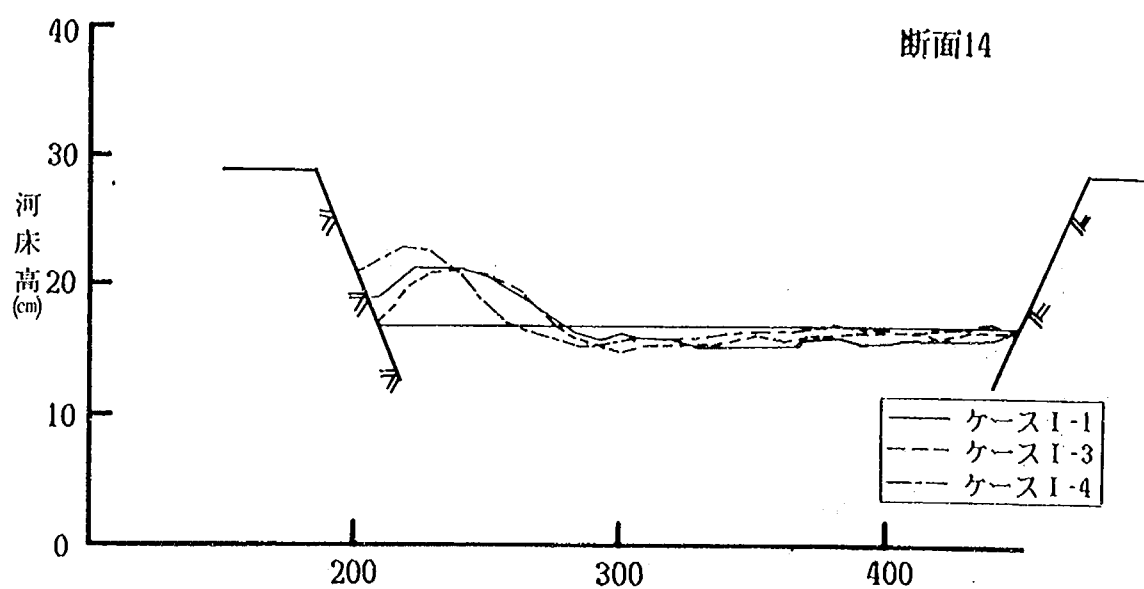
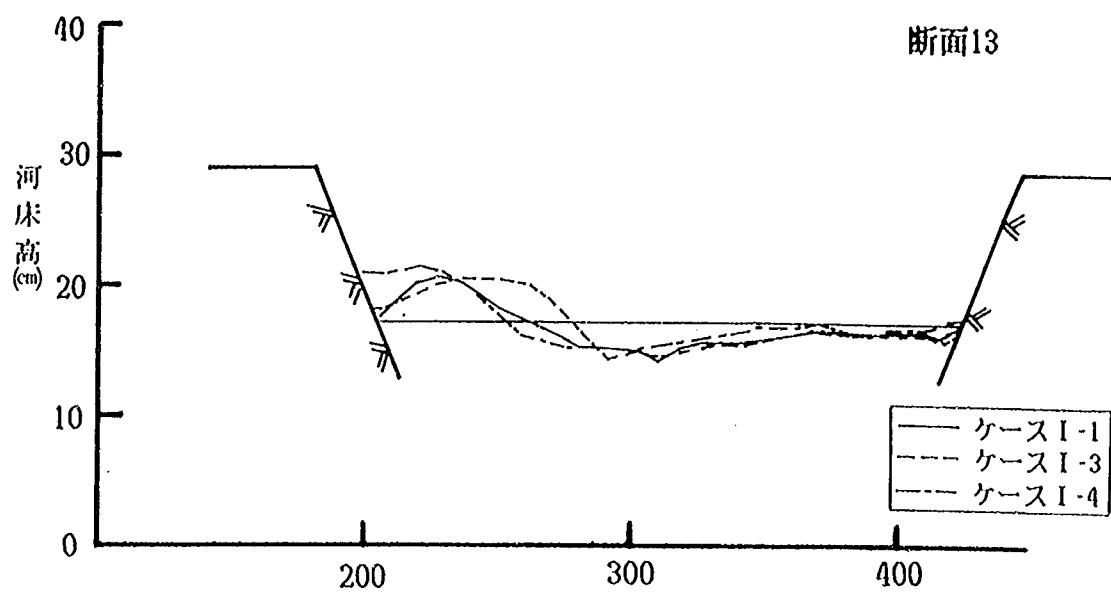
付図-1.9 水位・河床高縦断変化



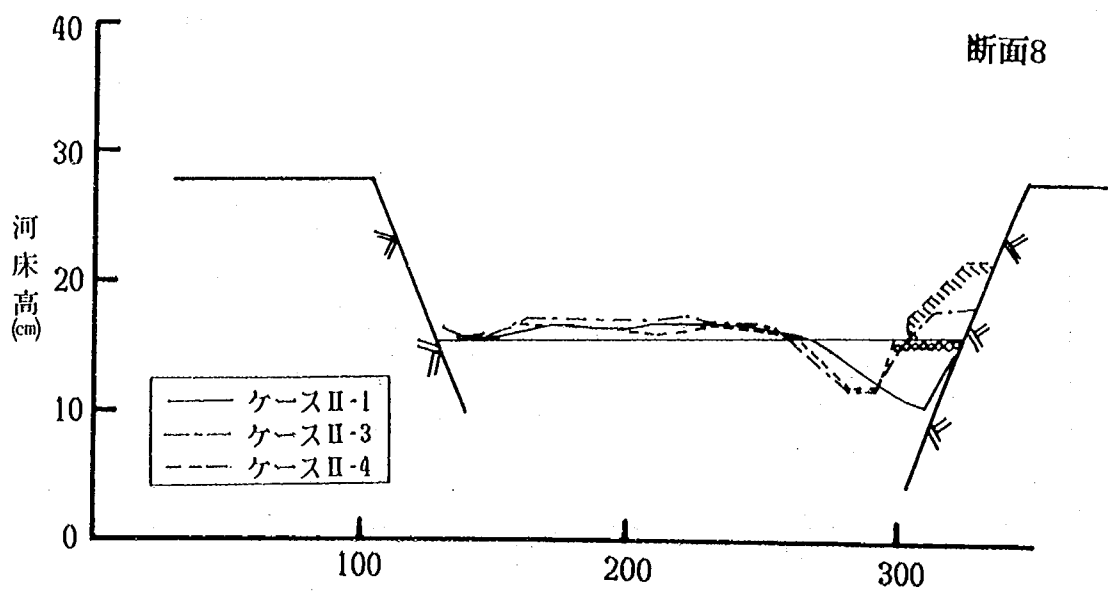
付図-2.1(a) 横断河床形状



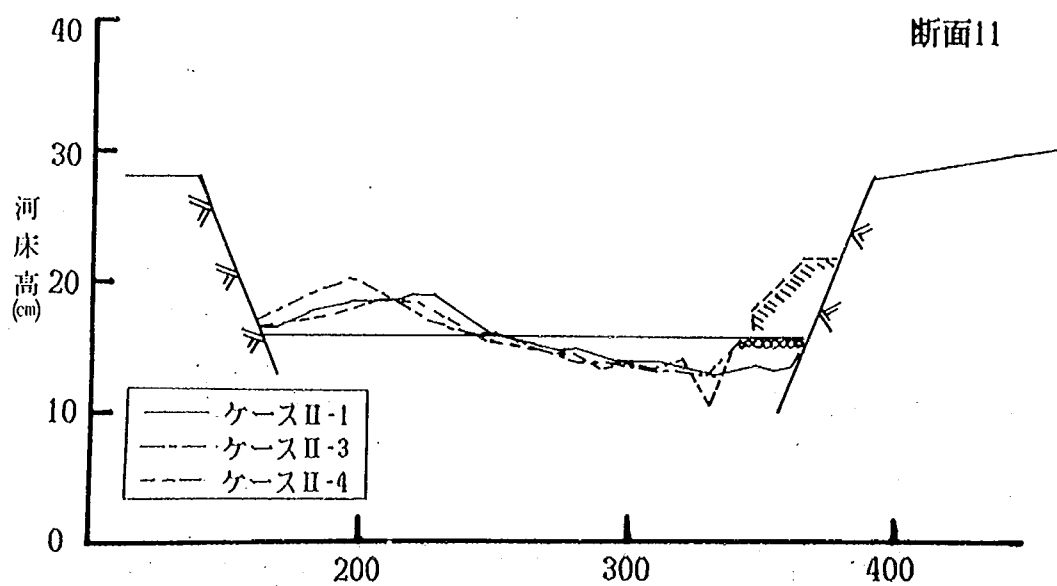
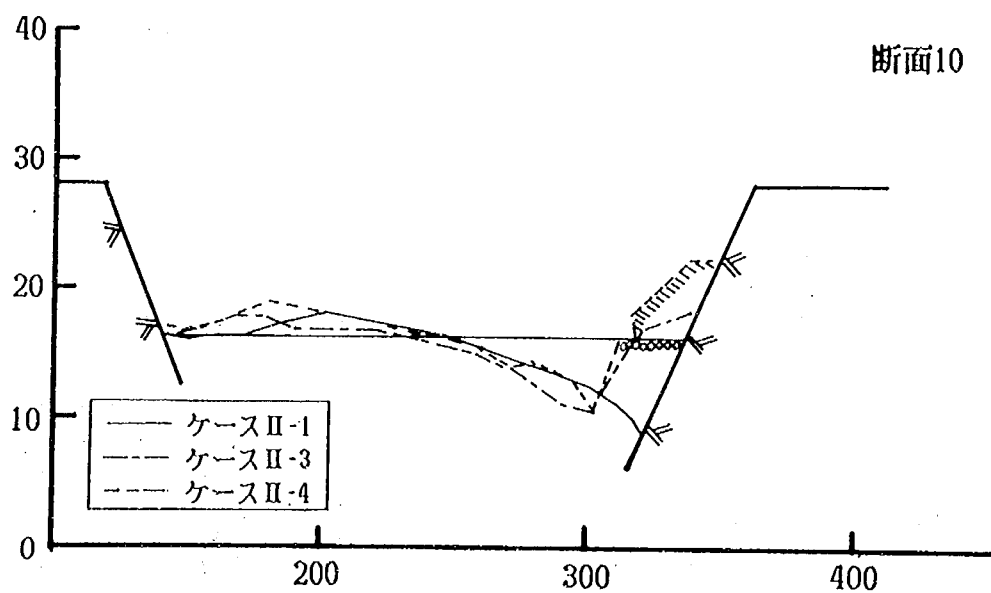
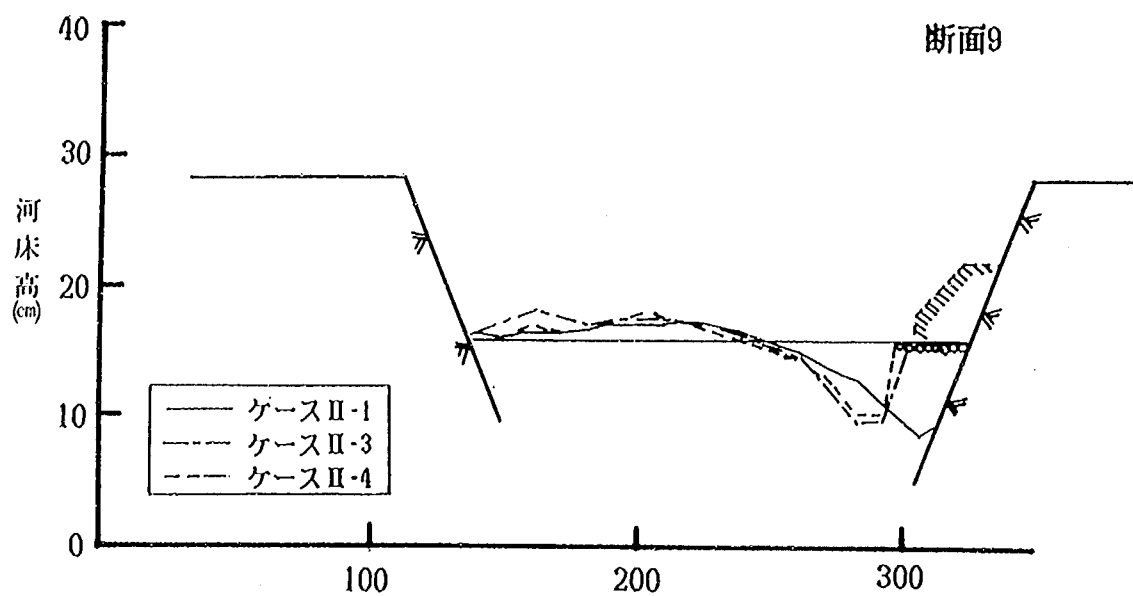
付図-2.1(b) 横断河床形状



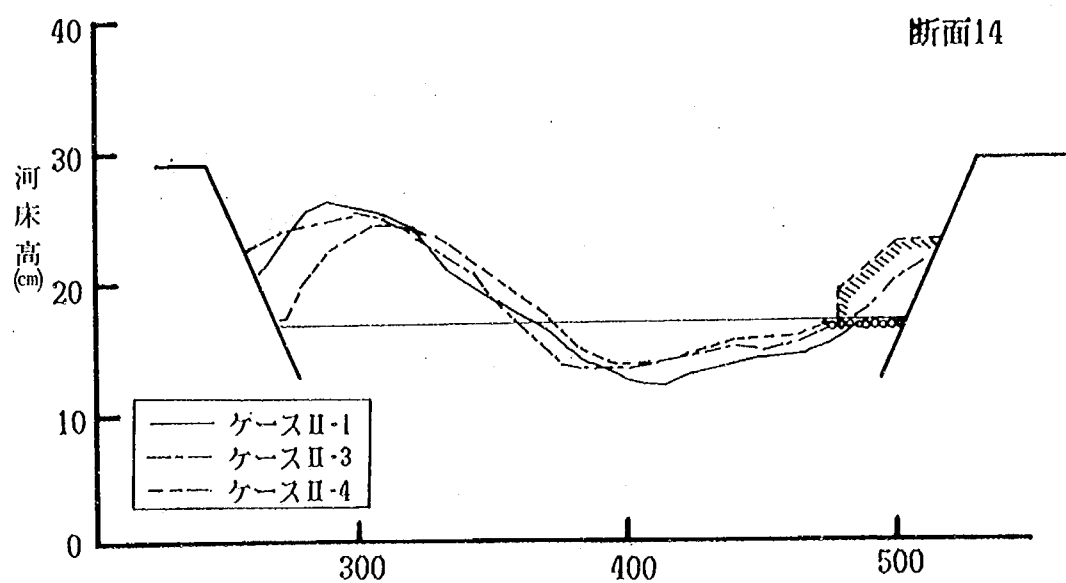
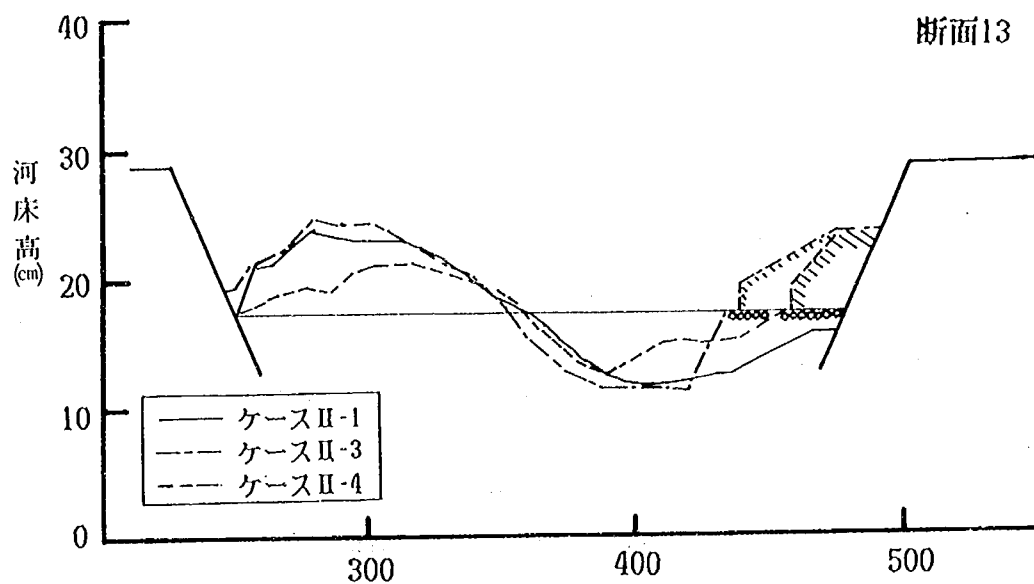
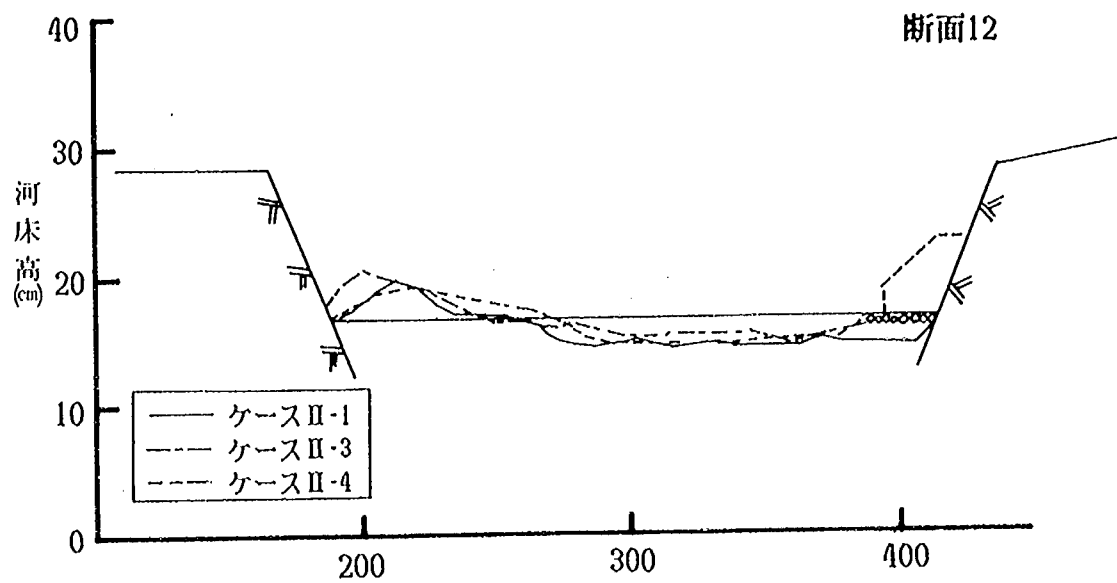
付図-2.1(c) 横断河床形状



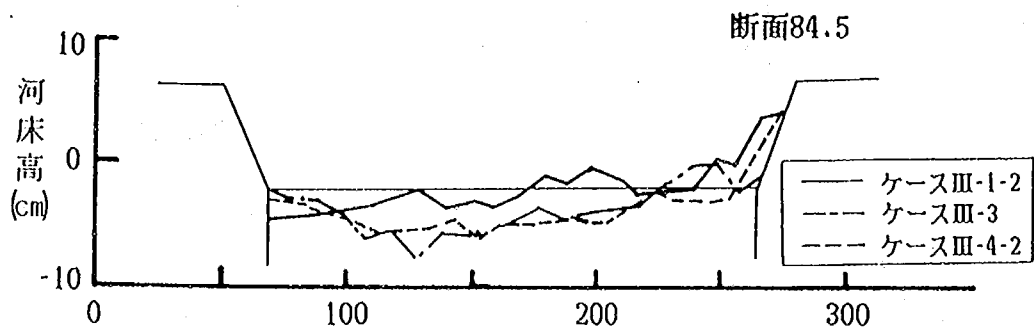
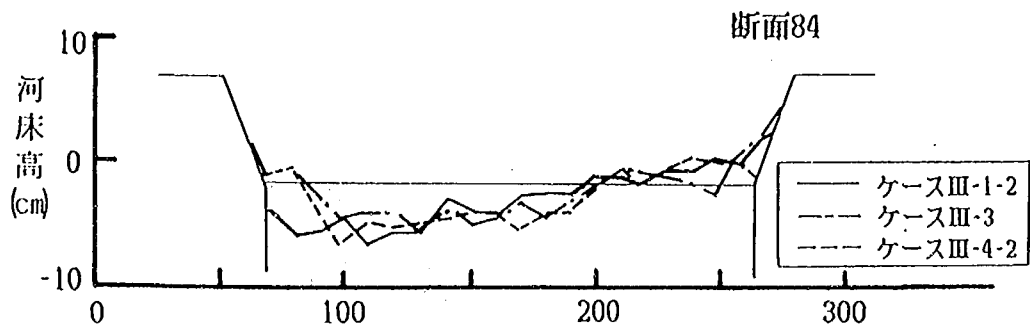
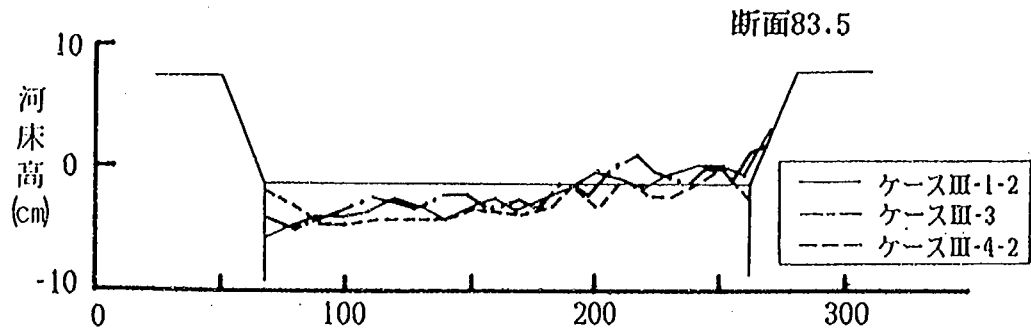
付図-2.2(a) 横断河床形状



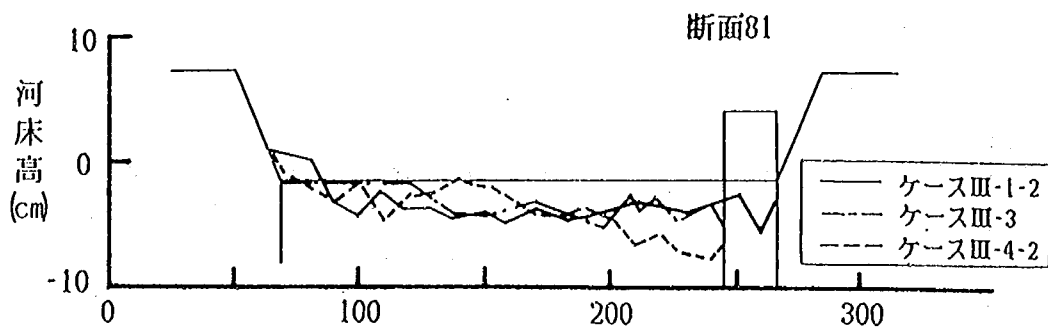
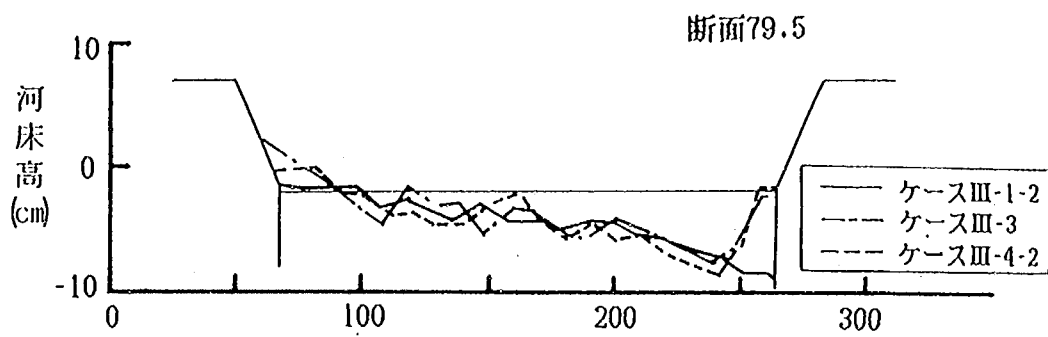
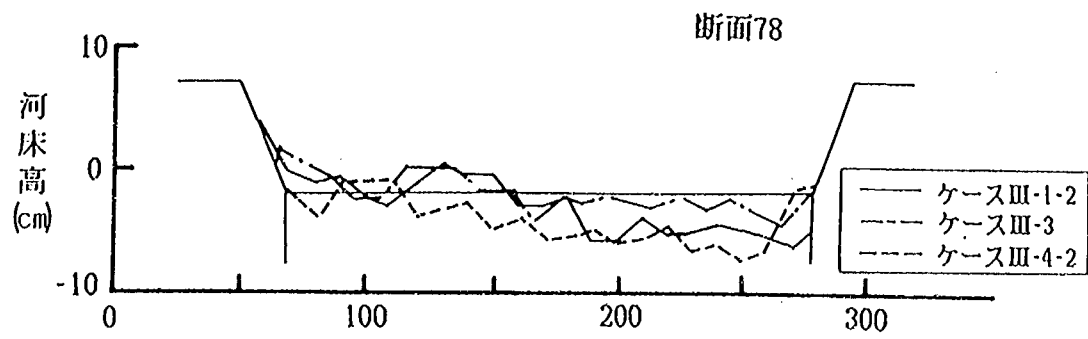
付図一 2.2 (b) 横断河床形状



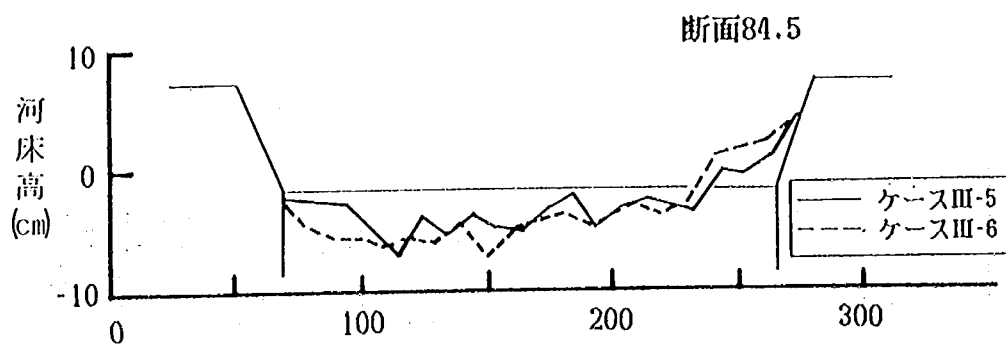
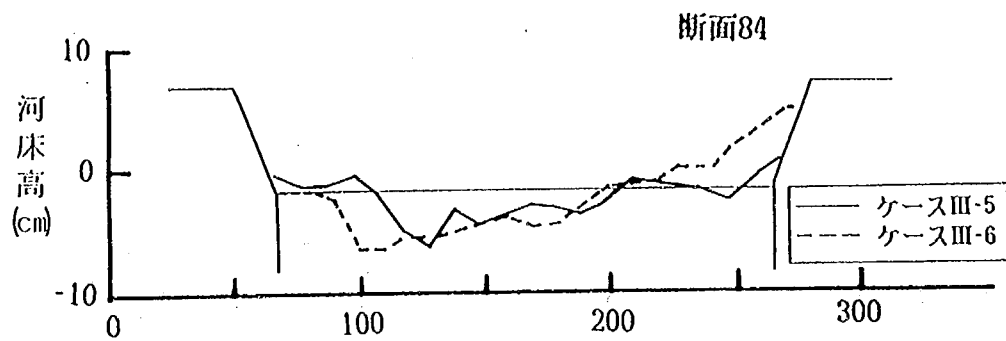
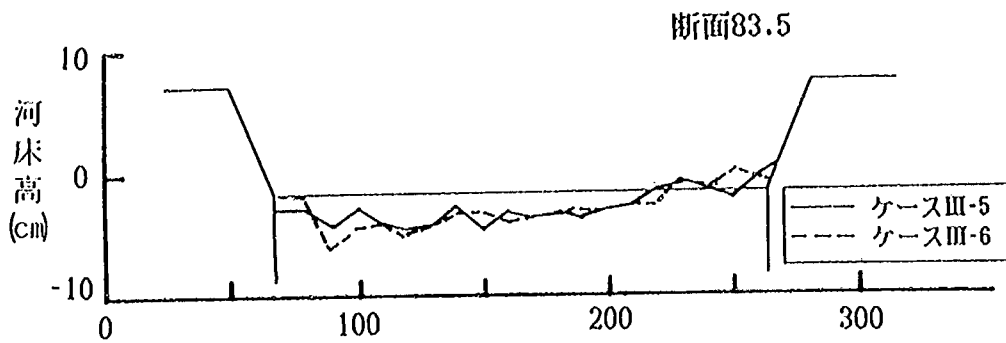
付図-2.2(c) 横断河床形状



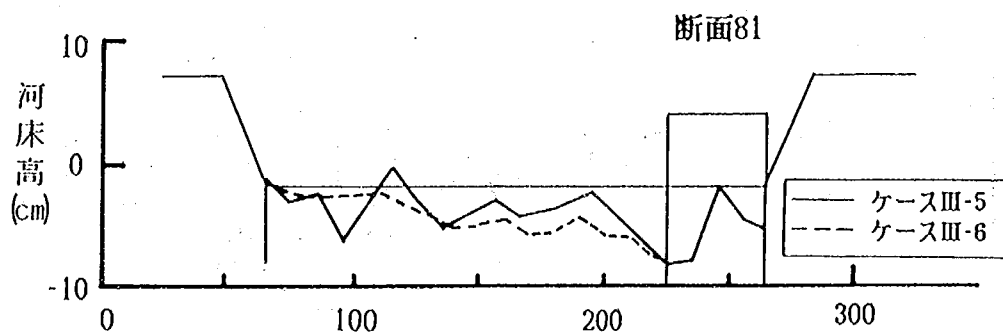
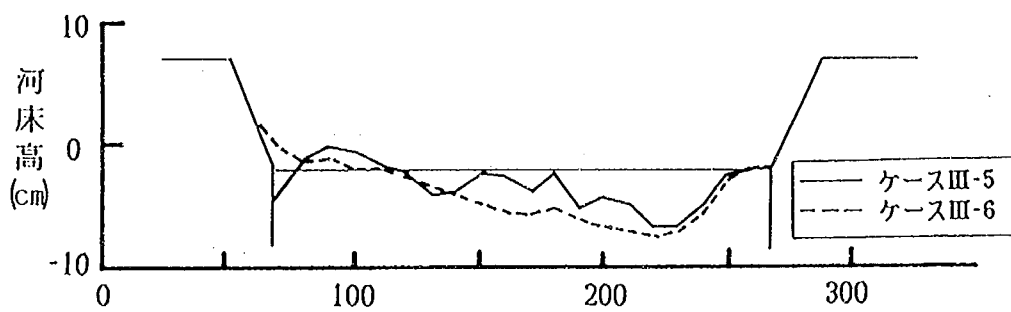
付図-2.3(a) 横断河床形状



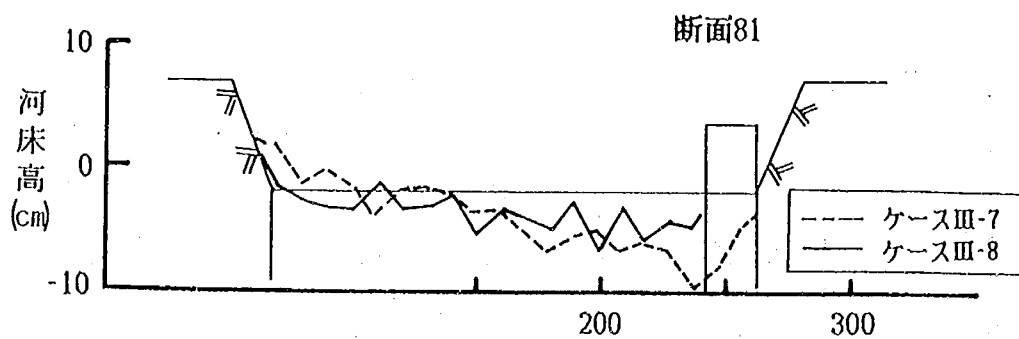
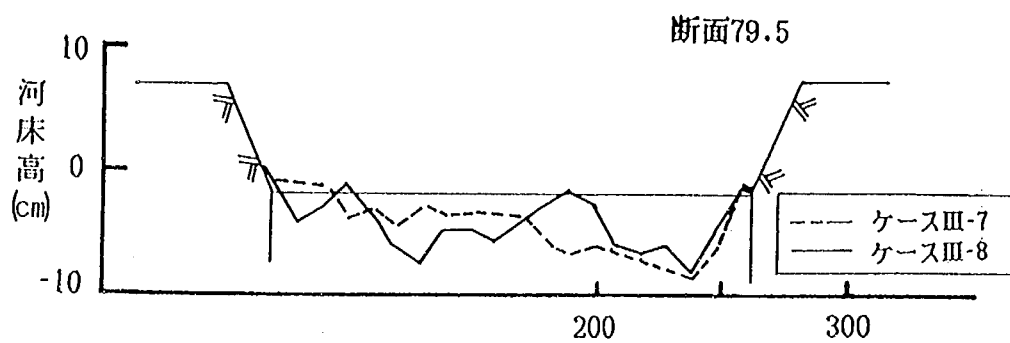
付図-2.3(b) 横断河床形状



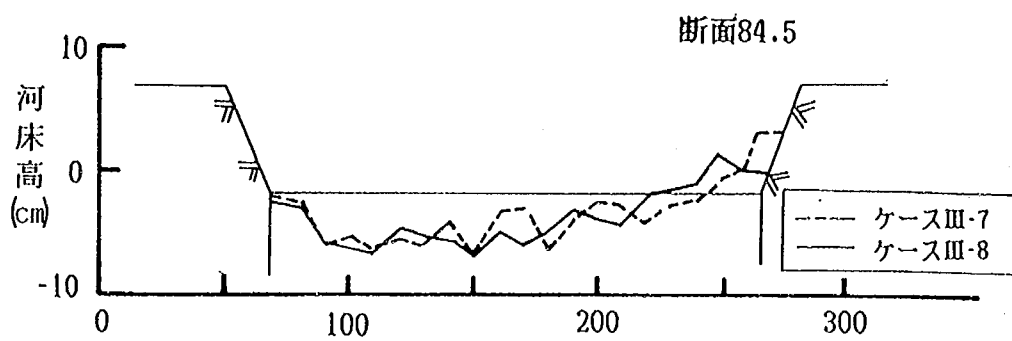
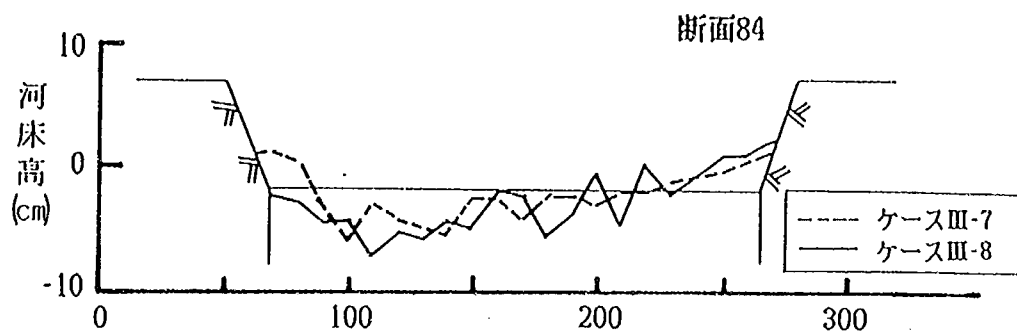
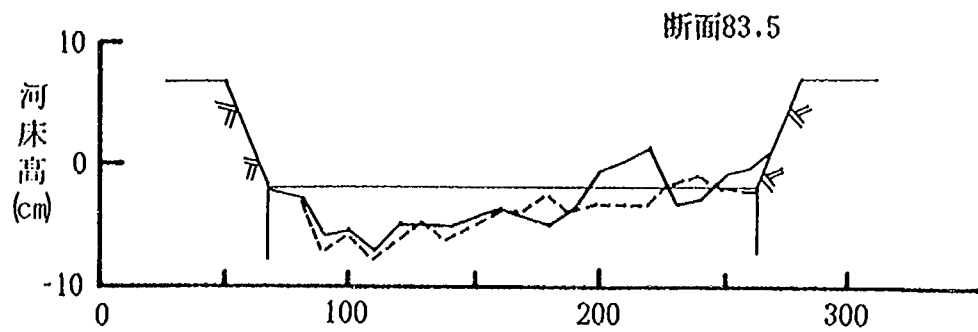
付図-2.4(a) 横断河床形状



付図－2.4(b) 横断河床形状



付図-2.5(a) 横断河床形状



付図-2.5(b) 横断河床形状

水制工の配置と洗掘防止効果
に関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2640号
昭和63年 4 月 (1988年)
福岡捷二, 高橋 晃
渡辺明英

要旨

本報告書は水衝部対策として水制工を取り上げ、河道形状や河道特性に
対する水制工の水理機能及び水制工の配置法とその局所洗掘及び河床変動
の抑制効果について、大型模型実験による検討結果を述べたものである。

キーワード：水制工，河岸侵食，蛇行，水衝部，局所洗掘，河床変動

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい

305-□□

建設省土木研究所

河川研究室
御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料 第2640号 部

上記のとおり受領いたしました。

所 属 (住所)

氏 名

印

