

土木研究所資料

ベーン工の設計法に関する調査

平成3年3月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyright © 1991 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ベーン工の設計法に関する調査

河川研究室 研究員 渡辺 明英

要 旨

本研究は、河岸侵食対策工及び河床洗掘対策工であるベーン工について浮遊砂を伴う蛇行砂河川を対象とした場合のベーン工の効果的な配置方法や水理機能を模型実験を通して水理的に検討したものである。本文では、従来の実験結果及び解析結果を踏まえて、ベーン工の機能やより合理的な設計法の考え方について述べている。

キーワード：ベーン工、河岸侵食対策、局所洗掘対策、蛇行河川、浮遊砂、設計法

まえがき

ベーン工は、河道湾曲部において、翼板状の構造物を流れに対して外岸に向けて十分水没するように河床に設置し、ベーン工内岸の堆積土砂をベーン工外岸に輸送することによって、河道湾曲部に生じる外岸付近の河床の洗掘と内岸付近の土砂の堆積を軽減する新しい局所洗掘対策工である。また、ベーン工を適切に設置すれば、ベーン工は河床横断形状を変形することによって、主流の流れ場をも変え、主流を外岸から引き離しベーン工の内岸側に移動させ、外岸沿いの流速を軽減することができ、河岸侵食対策としての機能を併せ持っている。

ベーン工の設計法については、アイオワ式ベーン工についてのOdgaardらの設計法と土研式の設計法がある。Odgaardらの理論では1湾曲あたりに設置するベーン工の数が定まるだけであり、ベーン工の平面配置やベーン工設置後の河床形状については論じられていない。しかし、ベーン工設置の目的は、局所洗掘及び河岸侵食の対策にあり、ベーン工の設計に際してはベーン工の数や構造だけを定めれば良いのではなく、ベーン工設置後の河床形状、特に外岸での河床高を予測する事が重要である。土研式の設計法では、河床変動に対して掃流砂が卓越する場において、一様湾曲流路に設置されたベーン工を伴う場での流れと横断河床形状を記述する基礎式を誘導し、解析して得られる横断河床形状について、湾曲水路での実験結果と比較検討することでその有効性が検討されている。

それぞれの設計法に基づき既に試験施工が行われ、ベーン工の有効性が確認されているが、浮遊砂を多く伴う場や偏流の大きい蛇行河道でのベーン工の効果など、ベーン工が実際に適用される場について十分議論され尽くしているわけではない。

本資料は、ベーン工の水理機能や評価方法が分かるように、既往の研究成果をレビューし、浮遊砂が生じる蛇行河道でのベーン工の効果や適切な配置方法について実験的に検討した結果を加え、新たに取りまとめを行ったものである。

なお、本調査は河川事業調査費「局所洗掘対策工に関する調査」の研究の一環として行われた。

目 次

まえがき

1. 研究の概要	1
1.1 研究の目的	1
1.2 従来の研究	1
(1) Pannel 工法	1
(2) Odgaard らの研究	3
(3) 浅野らの研究	9
(4) 阿部らの研究	14
(5) 本研究の既往の結果	20
2. ベーン工に関する理論	27
2.1 ベーン工が設置された場の流れについて	27
2.1.1 流れの算定法	27
(1) 流れの基本式及び境界条件	27
(2) ベーン工周りの流れの計算法	28
(3) 二次流の横断分布	31
(4) 主流の横断分布	36
2.1.2 諸係数の算定法	37
(1) 揚力係数の評価	37
(2) 二次流とベーン工の干渉の影響の評価	41
2.2 ベーン工設置時の河床横断形状	46
2.2.1 河床変動の基礎式	46
(1) 掃流砂が卓越する場合	46
(2) 浮遊砂を伴う場合	46
(3) 適用性について	51
2.2.2 横断河床形状の算定法	52
3. 浮遊砂を伴う場でのベーン工の機能に関する実験	54
3.1 実験の概要	54
3.1.1 実験目的及び実験条件	54
(1) 実験目的	54

(2) 実験条件	54
3.1.2 実験装置及び測定方法	60
(1) 実験水路の特性	60
(2) 測定方法	62
3.2 実験結果	63
3.2.1 ベーン工の配置方法に関する実験	63
(1) RunA-1	63
(2) RunA-2	66
(3) RunA-3	71
(4) RunA-4	75
(5) RunA-5	79
(6) RunA-6	83
3.2.2 流量の違いが及ぼす影響に関する実験	88
(1) RunB-1	88
(2) RunB-2	91
(3) RunB-3	94
(4) RunB-4	98
(5) RunB-5	101
(6) RunB-6	106
3.3 ベーン工の水理機能に関する検討	113
3.3.1 ベーン工の配置法に関する検討	113
(1) 列置及び設置数（設置条件）について	113
(2) 設置範囲について	115
(3) 湾曲上流部でのみお筋の制御の影響	118
3.3.2 流量の違いに関する検討	121
3.3.3 解析方法の石炭粉河床での適用性	123
(1) 河床変動計算の条件設定	123
(2) 解析結果	124
3.3.4 水位、河床高について	127
(1) 水位（粗度）の変化	127
(2) 河床高の変化	130
3.3.5 石炭粉実験の問題点	130
3.4 まとめ	131

4. ベーン工の設計法に関する考察	132
4.1 水理設計法の考え方	132
4.1.1 設計流量について	132
4.1.2 設計条件について	132
4.2 ベーン工の設置範囲	134
4.2.1 必要な施工範囲	134
4.2.2 検討方法	134
(1) 一般的な方法（簡単な方法）	134
(2) 河床変動計算を行う場合	135
4.3 ベーン工の諸元の設計	136
4.4 ベーン工の構造の設計	140
4.4.1 外力の算定	140
4.4.2 安全性	140
(1) 部材強度	141
(2) 根入れ深	142
5. 結 論	147
あ と が き	149
参 考 文 献	150
Note	153

1. 研究の概要

1.1 研究の目的

河川の湾曲部では遠心力により生じた二次流と流水の集中と発散によって、外岸付近では河床の洗掘がそして内岸では堆積が生じる。河岸近傍の局所洗掘は、河岸付近の流速を増大させ、また河岸の土質的安定を損なわせる。これらの影響が大きい場合には、護岸の崩壊、河岸の侵食、堤防の決壊などが生じることもある。そのため、従来より各河川において種々の洗掘対策工が行われている。この河道湾曲部での外岸河床の洗掘及び河岸の侵食の対策に有効な工法の一つにベーン工法がある。

このベーン工の設計法については、アイオワ式ベーン工に関してのOdgaardらの設計法¹⁾²⁾と土研式(福岡・渡辺³⁾)の設計法がある。Odgaardらの理論及び設計概念では、河床が平坦となるように、河床変動の原因となる二次流の発生を防止するので、設計法は河道の条件によって変わらない。土研式では、ベーン工の洗掘抑制の原理や掃流砂が卓越する場合のベーン工の諸元と効果の定量的な関係などを明らかにし、この関係から設計法について論じている。しかし、浮遊砂が卓越する場合や法線形に起因する偏流が大きい場合の現象、流量変化の影響などについては、浅野らの実験結果⁴⁾、現地施工結果や本研究で提唱している理論からある程度予測できるが、設計法などの有効性について、実際にはまだ十分確かめられてはいない。

本研究の目的は、以下の3点である。

- 1) 浮遊砂を伴う場でのベーン工の機能と効果の確認
- 2) 蛇行河道でのベーン工の配置方法の検討
- 3) より一般的なベーン工の設計法の検討

本調査では、これまで十分検討されていなかった現地での砂河川を模して、河床材料に石炭粉を選び、偏流が生じる蛇行水路で水理実験を行い、浮遊砂が卓越する場でのベーン工の効果、ベーン工の配置方法などについて実験を中心に検討を行った。本文では、この実験結果とベーン工の配置方法及び設計法の考え方を中心に、従来の結果を踏まえながら述べる。

1.2 従来の研究

河道湾曲部の局所洗掘対策工としてのベーン工に関する研究は、まず、I. I. H. R. (アイオワ大学水理研究所)で始められ、次いで土木研究所で行われた。しかしながら、ベーン工は、本来19世紀末に登場したボトムパネルを含むパネル工法の1つとして位置づけられる。ここでは、ベーン工法に関する研究の成果やその研究の流れについて述べる。

(1) Pannel 工法

ベーン工は、板を河床に垂直に設置する”ボトム・パネル”⁷⁾と呼ばれたものの応用技術の一つとして位置づけることができる。これは、洪水時の水深の1/3位の高さの板を流れに対して角度をもたせて、連として河床に設置し、これにより”二次流を発生させて河床材料の移動方向を制御する”

ものである。これについては、古くは19世紀の終わり頃から研究が行われており、このボトム・パネル”を設置することにより、流れに対する迎え角が小さい場合には河床の洗掘（みお筋の形成）を、逆に大きい場合には土砂の堆積（砂州の形成）を行えることが実験的に示されていた。（その他、サーフェスパネルというものも考えられている。）

1950年代になって、この洗掘と堆積を生じさせるという特性を利用し、航路の形成や維持、または派川の閉塞や流路の安定並びに取水口の土砂排除に用いるための研究や現地試験が行われ、それらの効果が実際に確認されている。（図-1.2.1, 1.2.2）⁷⁸⁾しかし、この時点においては、二次流による斜面上での土砂移動に関する定量的な関係が得られておらず、定性的な関係が示されたのみで、設計法は

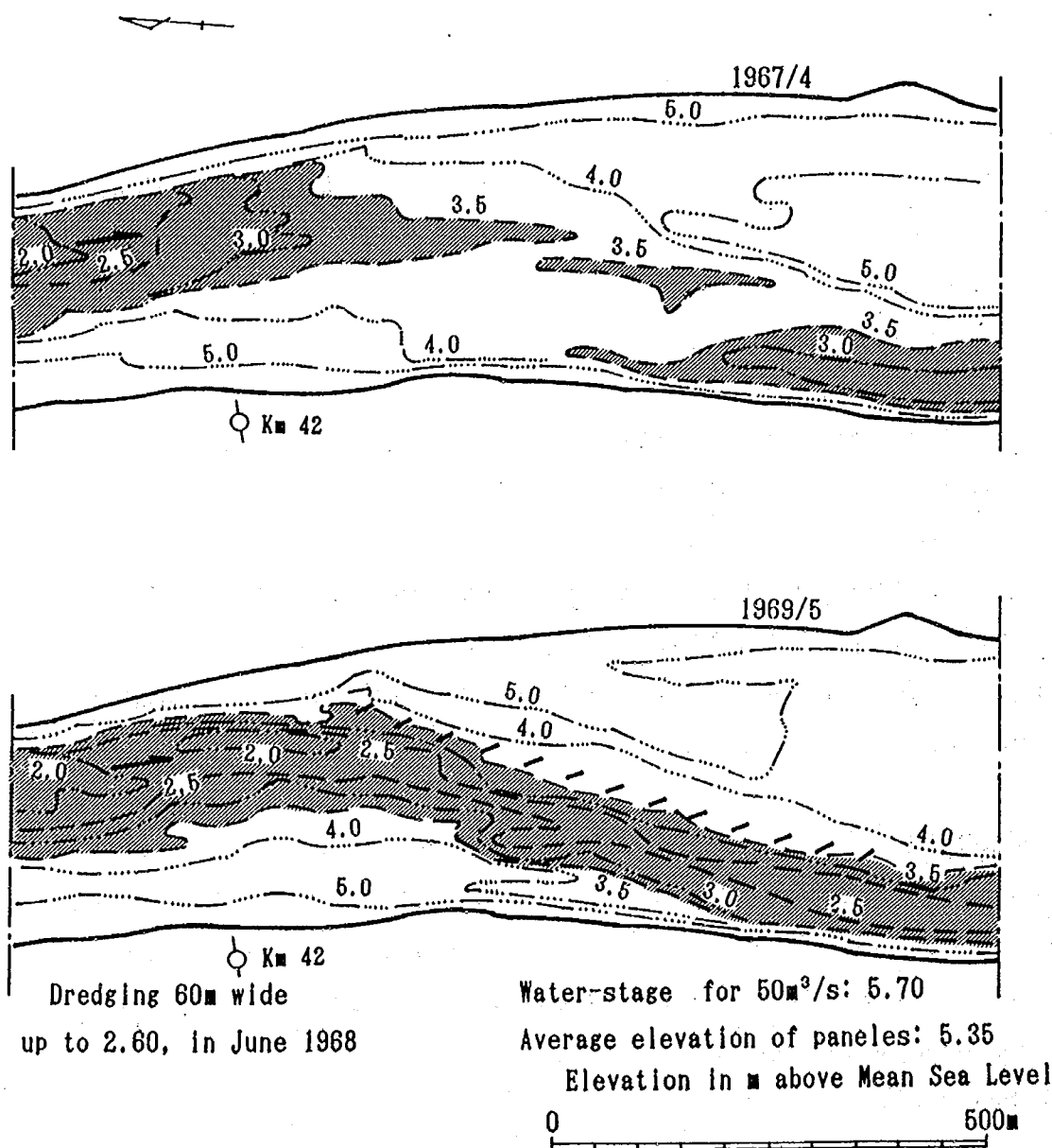


図-1.2.1 航路維持の例 (CHAO RHYA RIVER)

確立されなかった。1980年代初めになって、ようやく Odgaard らが、河道の弯曲部において流体に作用する回転力を、河床に板を流れに対し外岸に向けて設置することによって生じる回転力で相殺し、"洗掘の原因となる二次流の発生を抑制する"という理論を提唱し、ベーンという言葉が使われた。

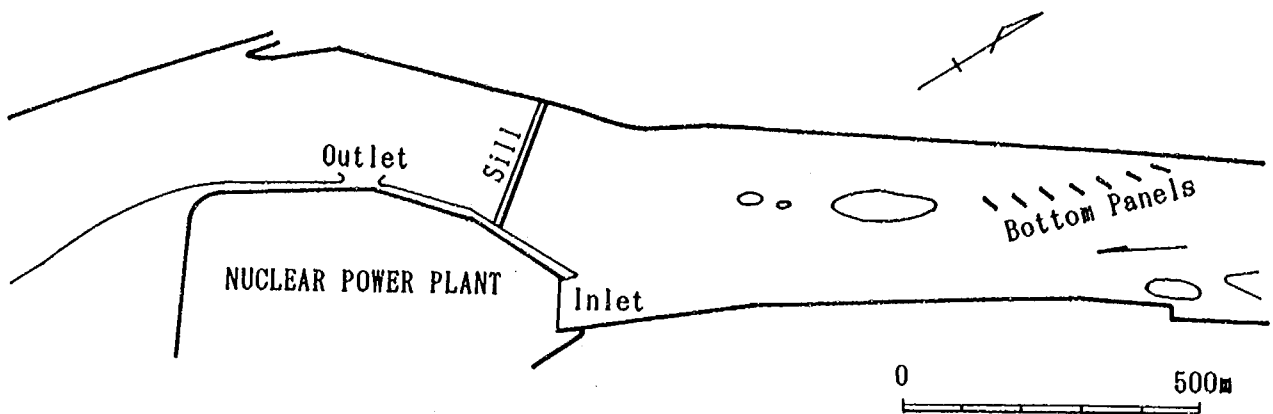


図-1.2.2(a) 取水口の土砂排砂の例

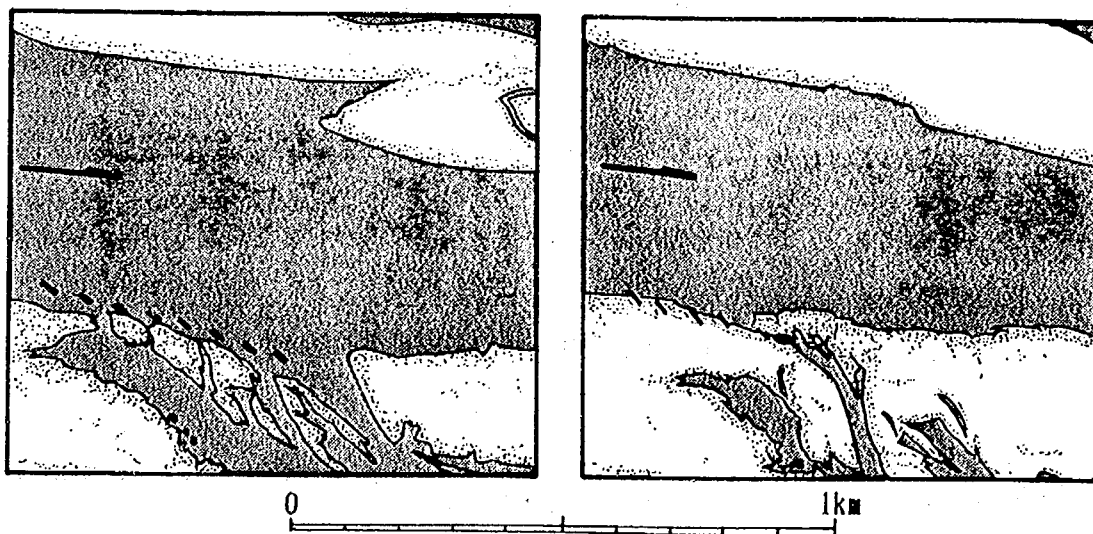


図-1.2.2(b) 派川の閉塞の例

(2) Odgaard ら (I. I. H. R.) の研究

ベーン工に関する理論的研究としては Odgaard ら¹²³⁾のものがある。これは、弯曲部におけるベーン工の設置基数に関する理論(1983)である。この理論では、図-1.2.3(a)に示す弯曲部における流下方向の流れの遠心力による回転モーメント

$$T_f = \frac{1}{2} \frac{n+1}{n(n+2)} \rho B U^2 h_a^2 \phi \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

U : 断面平均流速 , B : 流路幅 , h_a : 断面平均水深 , ϕ : 弯曲角 ,

n : 流速分布を表す係数 ($n = 5 \sim 15$)

(ただし、Zimmermann & Kennedy⁹⁾によれば $n = \kappa \phi$, $\kappa = 0.4$, ϕ : 流速係数)

と図-1.2.3(b)に示すベーン工を置いたことにより発生する回転モーメント

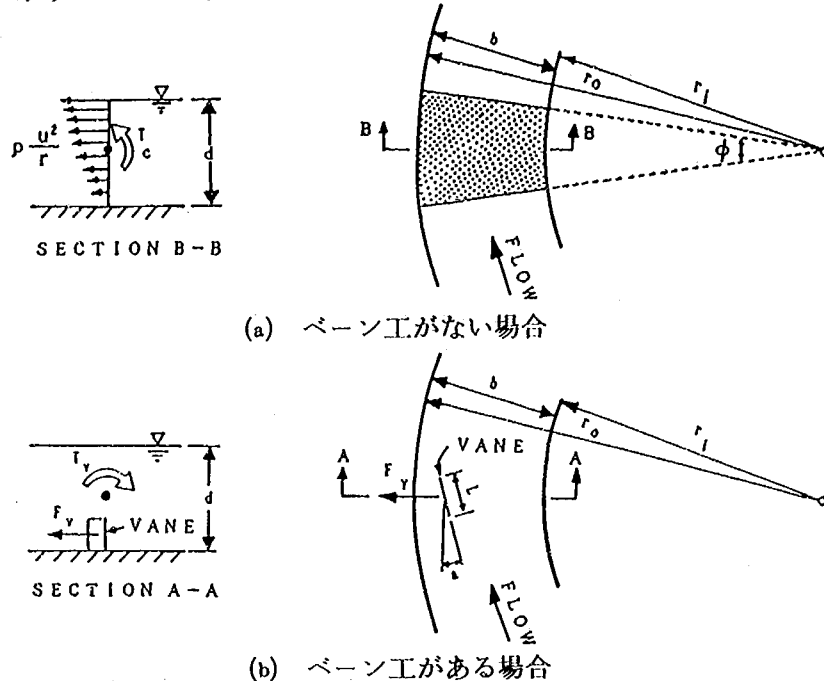


図-1.2.3 流体にかかるトルクの定義 (Odgaard による)

$$T_v = \frac{1}{4} \rho C_L H L N U^2 \left(\frac{H}{h_a} \right)^{(n+2)/n} \left(\frac{(n+1)^2}{n(n+2)} \frac{(n+1)H}{n h_a} \right) \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

H : ベーン工の高さ , L : 矩形型ベーン工の長さ , N : ベーン工の数 , α : 迎え角 ,

C_L : 揚力係数

が弯曲部の全領域で相殺することにより、二次流の発生を抑制し局所洗掘を軽減するとしている。すなわち、

$$\frac{C_L L N}{2 B \phi} \left(\frac{H}{h_a} \right)^{(n+2)/n} (n+1) \left(1 - \frac{(n+2)}{(n+1)} \frac{H}{h_a} \right) = 1 \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

を満足するようにベーン工の設置基数を決めるとしている。また、式 (1.3) は H/h_a によって変化する、この式より、効率よくベーンを設計するためには、通常用いられる n の値に対して H/h_a が 0.12~0.48 程度とするのがよい(1987)としている¹⁰⁾。

また、短翼に関して、揚力係数 C_L 及び抗力係数 C_D を $H/h_a \leq 0.5$ の場合について実験的に調べ¹¹⁾、図-1.2.4に示すように、それらがプラントルの楕円翼に関する理論解¹²⁾と一致することを示した(1986, 1987)。すなわち、揚力係数及び抗力係数はそれぞれ

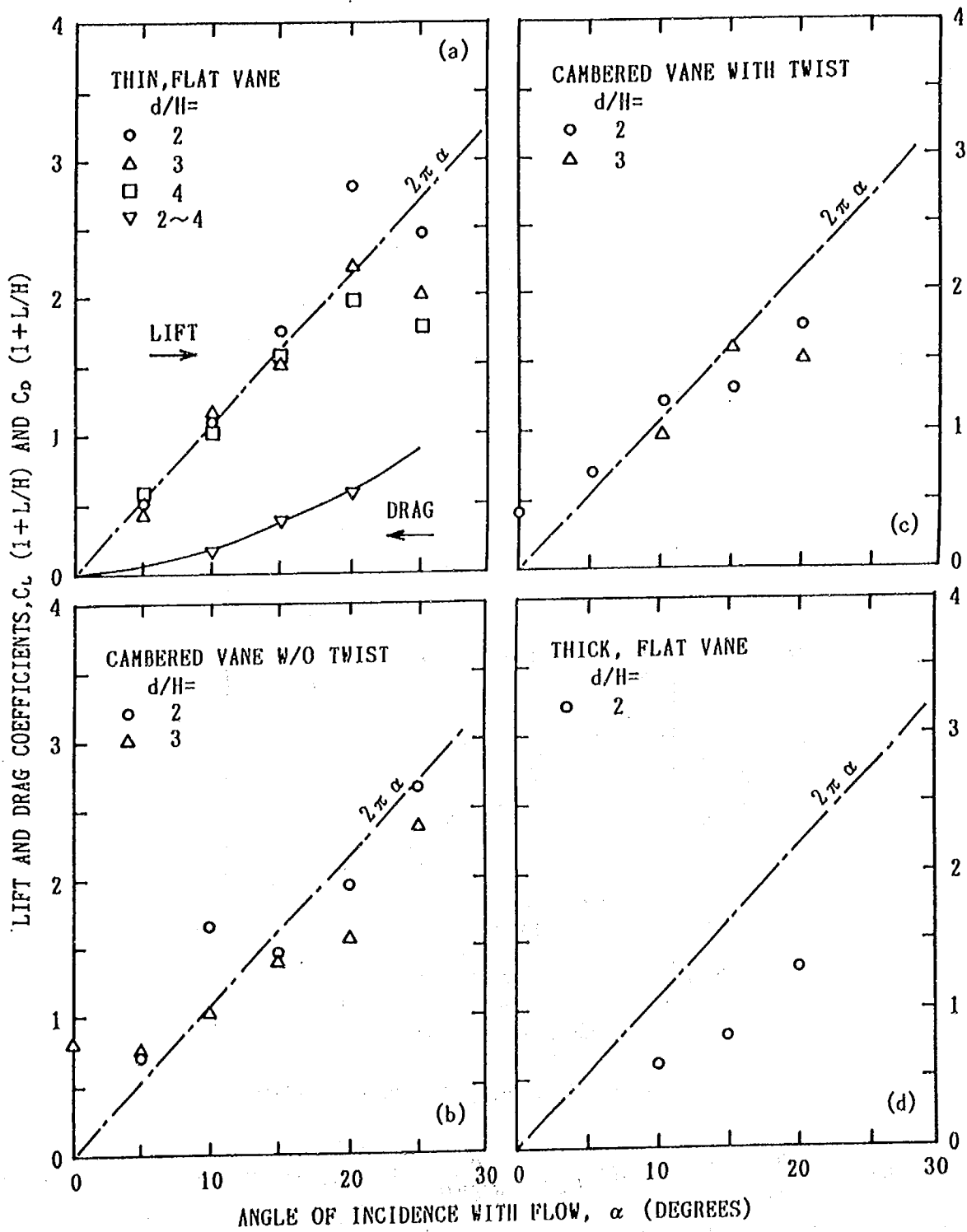


図-1.2.4 迎え角と揚力及び抗力の関係

$$C_L = \frac{2\pi\alpha}{1 + L/H} \dots\dots\dots (1.4)$$

$$C_D = \frac{L}{2\pi H} C_L^2 \dots\dots\dots (1.5)$$

で与えられる。この抗力係数を用いて、ベーン工による流水抵抗を概算して、エネルギー勾配の比較より流水の疎通に対する影響は小さい(1987)としている¹⁰⁾。また、図-1.2.5に示すように、直線水路において二次流の縦断変化を求め、渦流の減衰について調べ、これより実測の減衰と理論に依る減衰 (Note - 1) を比較することから拡散係数を求め、図-1.2.6の様に表した。また、この二次流の減衰率から、ベーン工の間隔を

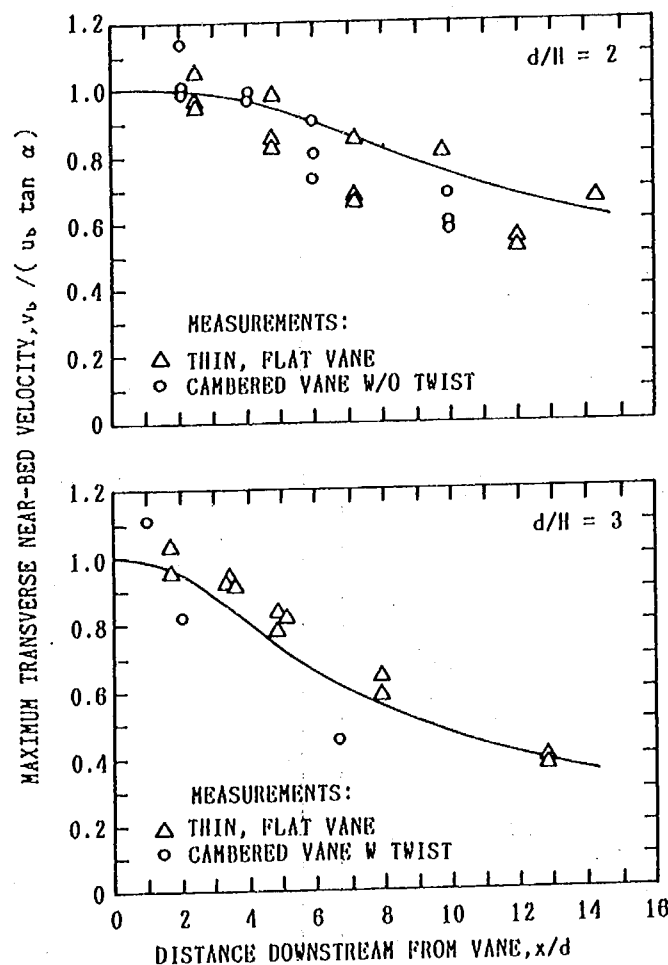


図-1.2.5 流下距離と二次流強度の関係

$$0.15 u_b = \frac{h_a}{\Delta x} \int_0^{\Delta x/h_a} V_b d\left(\frac{x}{h_a}\right), \frac{v_b}{u \tan \alpha} = 1 - \exp(-2.22 h_a/x) \dots\dots\dots (1.6)$$

となるようにするのが良いとしている¹³⁾。ただし、これについての根拠は書かれていないので不明である。

また、河道の弯曲部ではベーン工にあたる流れの向きは遠心力による二次流の影響を受けるとし、

α (DEG)	d/H	
	2	3
15	Δ	∇
20	$\circ$	$\square$

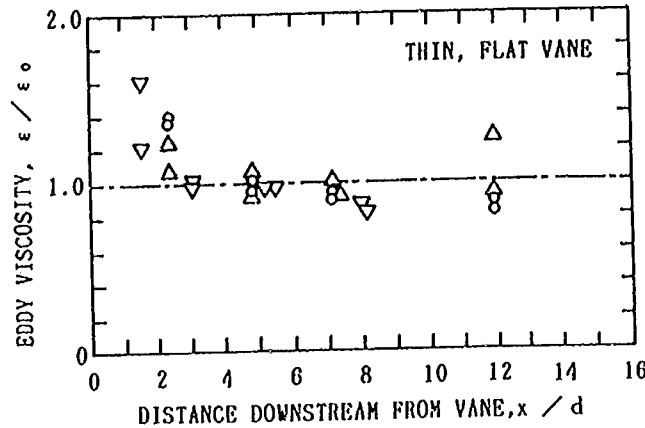


図-1.2.6 流下に伴う拡散係数の変化

底面近傍での二次流の向き δ_v ⁽¹⁰⁾ を

$$\delta_v = \frac{v_b}{u_a} = \arctan \left[\frac{1}{\kappa^2} \frac{n(n+1)}{n+2} \frac{h_a}{r} \right] \quad (1.7)$$

と表し、二次流の鉛直分布を直線近似して、ベーン工にあたる流れの平均的な向きが

$$\alpha = \alpha' + \delta_v (1 - H/h_a) \quad (1.8)$$

である(1987)としている。ここで、 α ：流れに対するベーン工の向き、 α' ：河道法線形に対するベーン工の向きである。また、ベーン工の流れに対する向き α が、設置した河道において適切となるように弯曲部での二次流を式(1.7)より求め、 α' を定めるとしている。ただし、これについては本研究で示しているように問題がある。なぜならば、式(1.7)はベーン工を設置しない場合に生じる二次流であり、ベーン工設置時には流れ場が変形されることが考慮されていないからである。

また、大型模型実験(1984)より、ベーン工に関する諸元に関して、

$$H/h_a = 0.2 \sim 0.5, \quad L/H = 3 \sim 4 \quad (1.9)$$

とするのがよいとしている。また、流れに関する迎え角 α が

$$\alpha = 20^\circ \quad (1.10)$$

となるように先の α' を決め、 α' について概ね

$$\alpha' = 10^\circ \sim 15^\circ \quad (1.11)$$

である(1987)としている。また、ベーン工と外岸との距離及びベーン工同士の横断間隔はその外岸で

の水深の2倍よりも狭くすべきであるとしている。(1987)

この理論に基づき、1986年アイオワ州のEast Nishnabotna 川(図-1.2.7)で、現地施工を行った。現地調査結果から、図-1.2.8に示すようにベーン工の施工により、横断河床勾配が50%、河岸付近の流速が10~20%軽減され、最大流速位置が河道の中央方向へ移動し、河岸侵食対策工としてベーン工の効果が大きいことを示している¹⁰⁾。

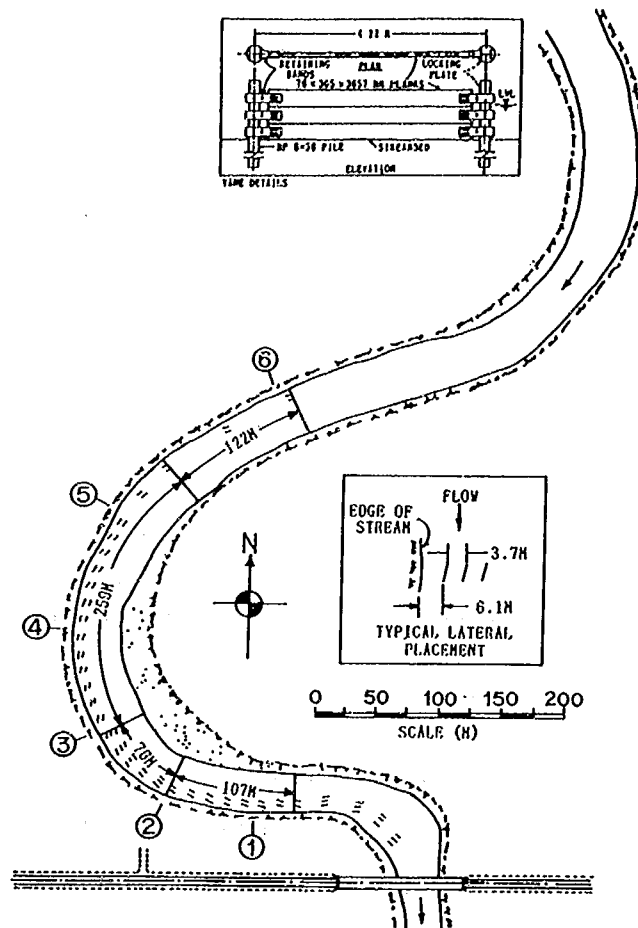


図-1.2.7 East Nishnabotna 川のベーン工の配置

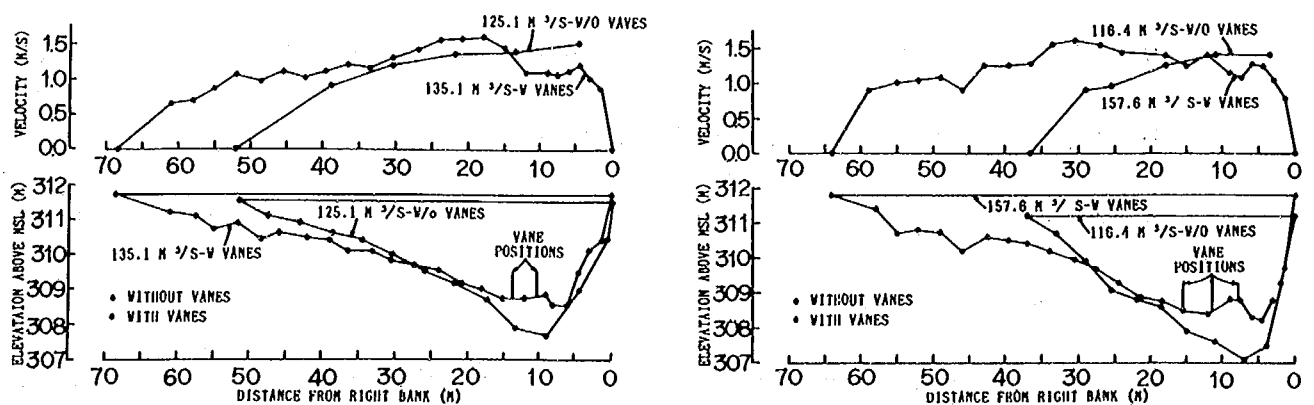


図-1.2.8 ベーン工の設置による横断河床形状と流速分布の変化

この設計法は、湾曲部においても二次流をなくし、流れと流砂が河道の直線部を流れるように設計するもので、ベーン工の設置によるエネルギー勾配の変化は小さいので、河道全体の河床の安定性に対して影響はないと述べている。さらに、このベーン工法は、パネリング工法を含む従来の工法とは違った技術であり、設計法や構造が非常にシンプルであるとしている。また、最後にこのベーン工法は他の工法に比べてコストがかからないことを述べている。

(3) 浅野らの研究¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾

浅野らは、水没式ベーン工に関して、以下のことを報告している。実験には、幅1 m、湾曲角90°の水路が用いられている。また、平均水深は6 cmであり、河床材料は $d = 1$ mmの均一砂である。

図-1.2.9, 1.2.10は、ベーン工の迎え角 α と外岸付近の底面流速の関係を表している。これより、

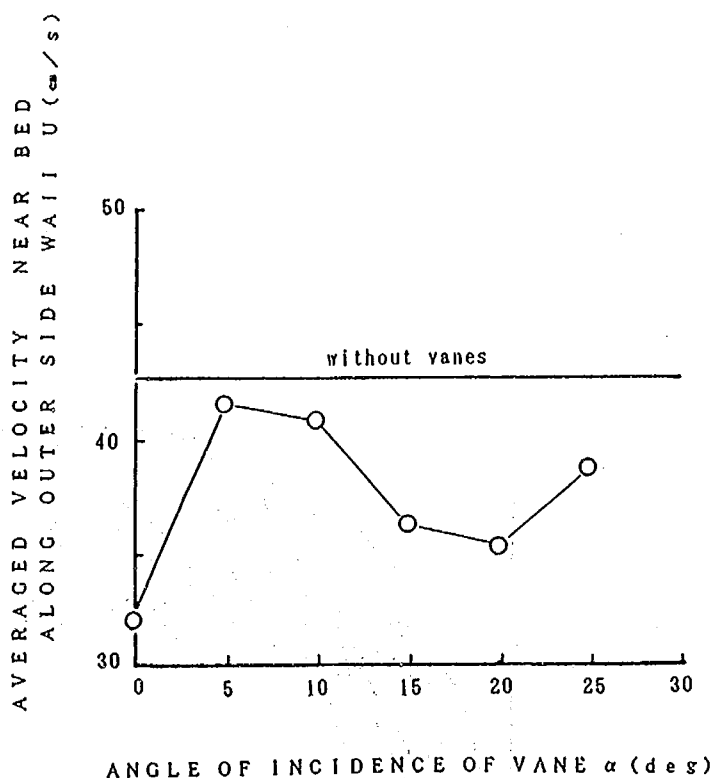


図-1.2.9 迎え角と外岸の流速の関係

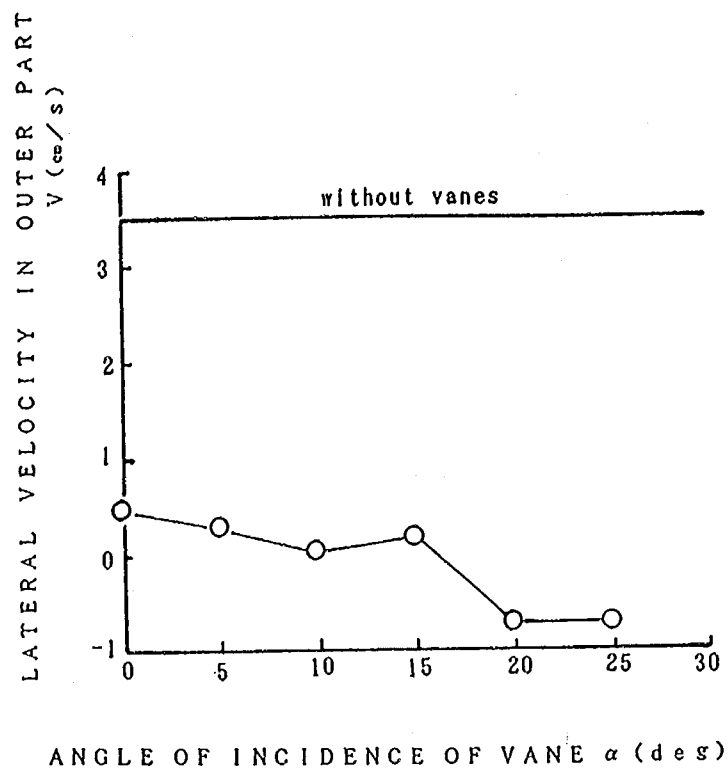


図-1.2.10 迎え角と外岸の二次流の関係

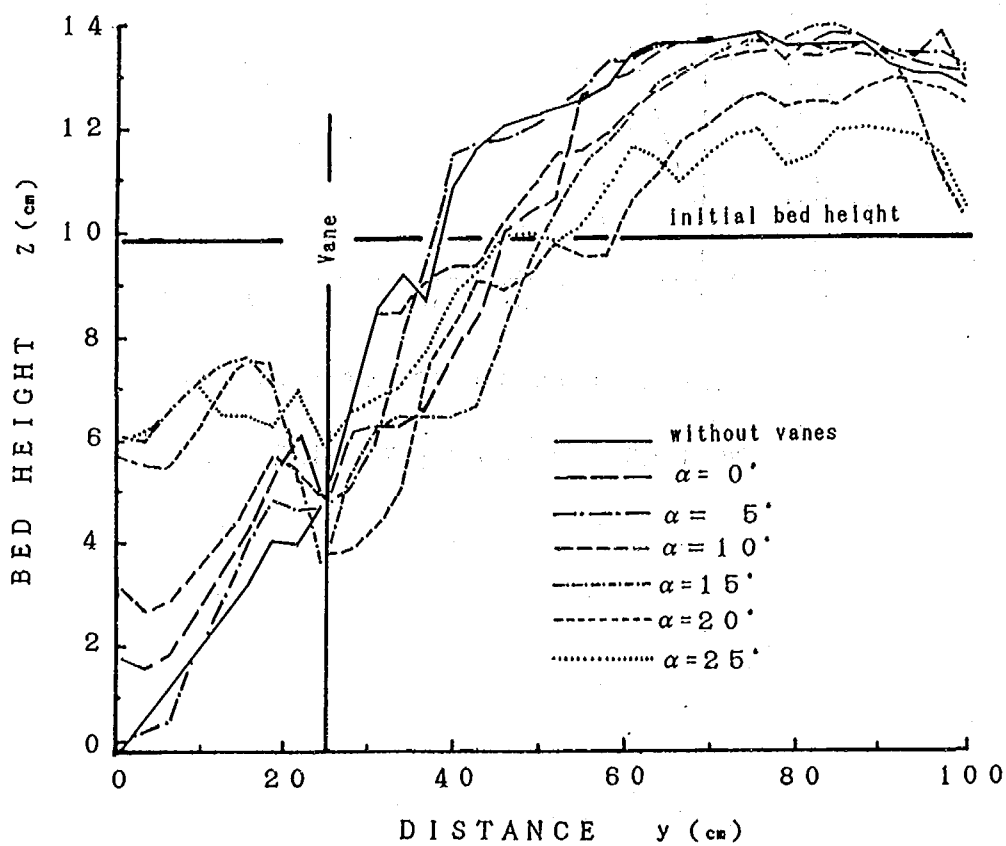


図-1.2.11 迎え角と横断河床形状の関係

ベーン工の迎え角が増すと共に、河床面近傍での外岸部における平均流向は次第に外岸を向くようになり、 $\alpha = 15 \sim 20^\circ$ で外岸近傍の流速が低減されていることが示されている。また、図-1.2.11, 1.2.12は、迎え角の違いによる河床形状（通水8時間後）及び外岸の洗掘深の違いを表している。これより、 $\alpha = 15 \sim 20^\circ$ において外岸の洗掘が軽減されていることがわかる。すなわち、ベーン工の迎え角 α が増すとともにベーン工の効果は増大し、 $\alpha = 15^\circ \sim 20^\circ$ において著しい効果が得られる。(1985)

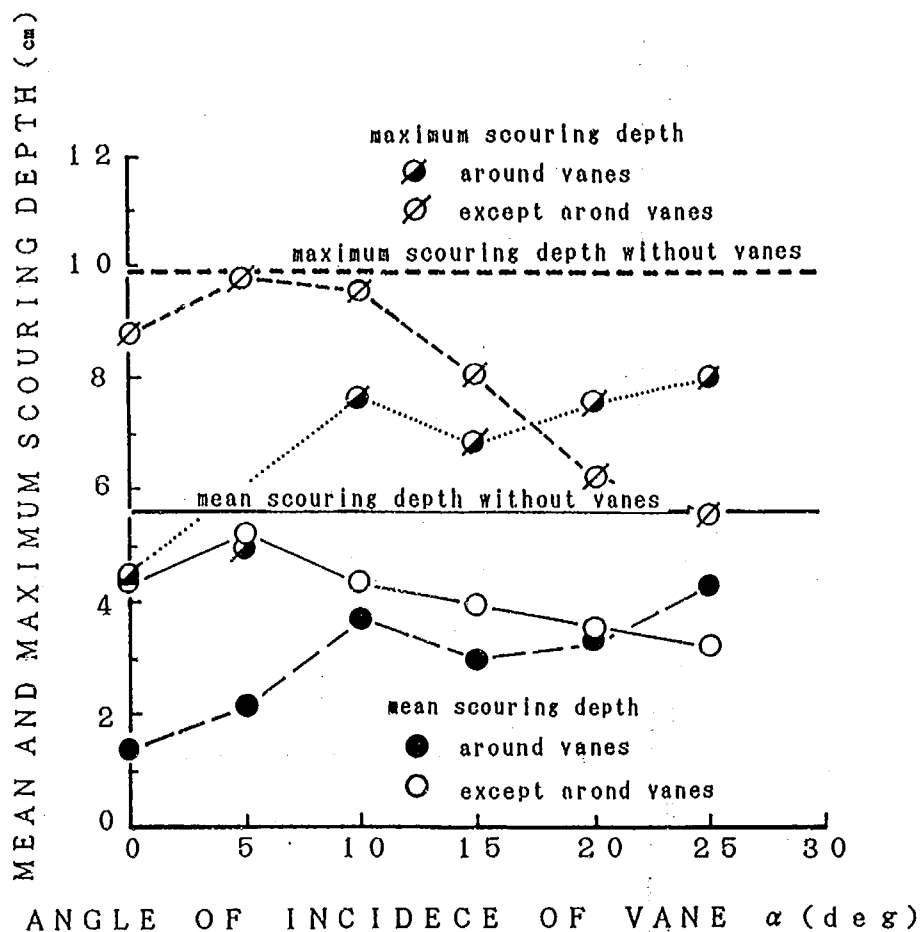


図-1.2.12 迎え角と外岸の洗掘の関係

図-1.2.13, 1.2.14は、ベーン工の長さ ℓ と外岸付近の底面流速の関係を表している。ただし、1湾曲あたりの $\Sigma \ell$ は一定に保たれている。また、図-1.2.15, 1.2.16は、ベーン工の長さ ℓ と河床形状（通水8時間後）及び外岸の洗掘深の関係を表している。これらの結果より、ベーン工の長さ ℓ について、水深 h_a に対して $0.5h_a \leq \ell \leq 2h_a$ のとき、1湾曲あたりの $\Sigma \ell$ が同じならば河床形状に大きな違いがみられないが、外岸付近の流速の低減、流向の変化をあわせ見れば、水深程度が効果的である(1985)とした。

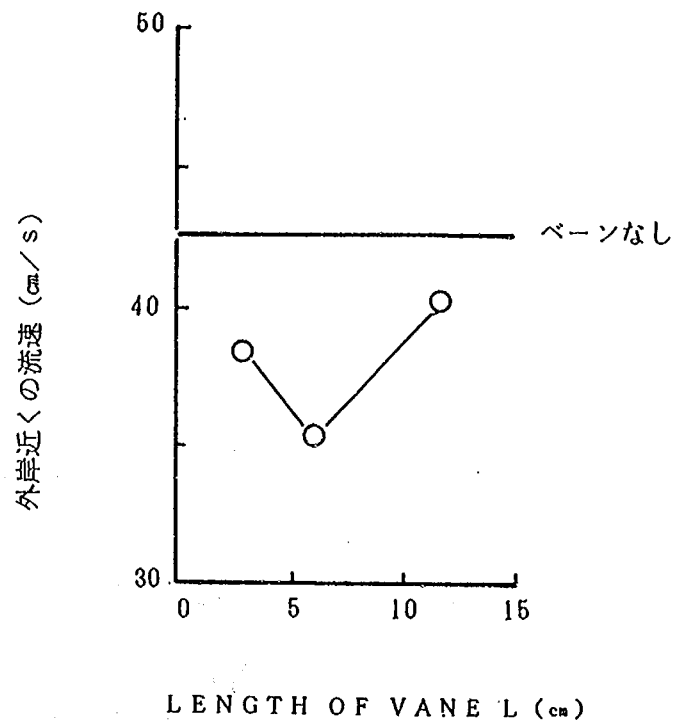


図-1.2.13 長さとお岸の流速の関係

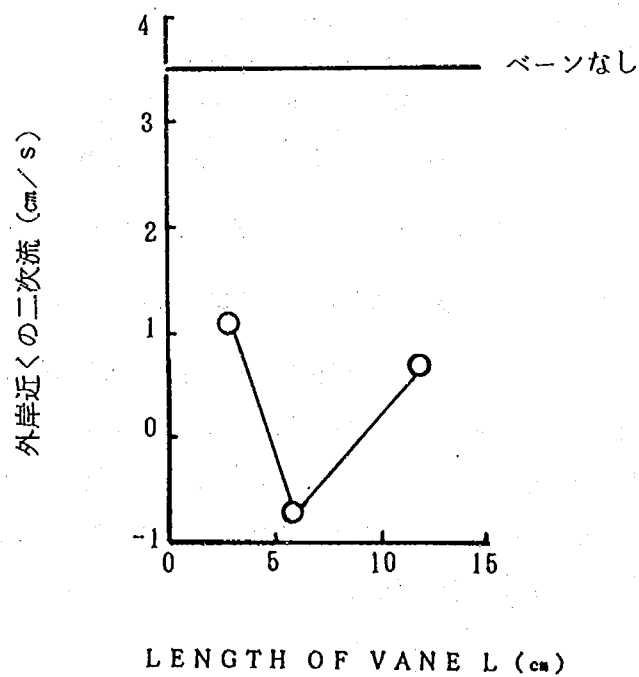


図-1.2.14 長さとお岸の二次流の関係

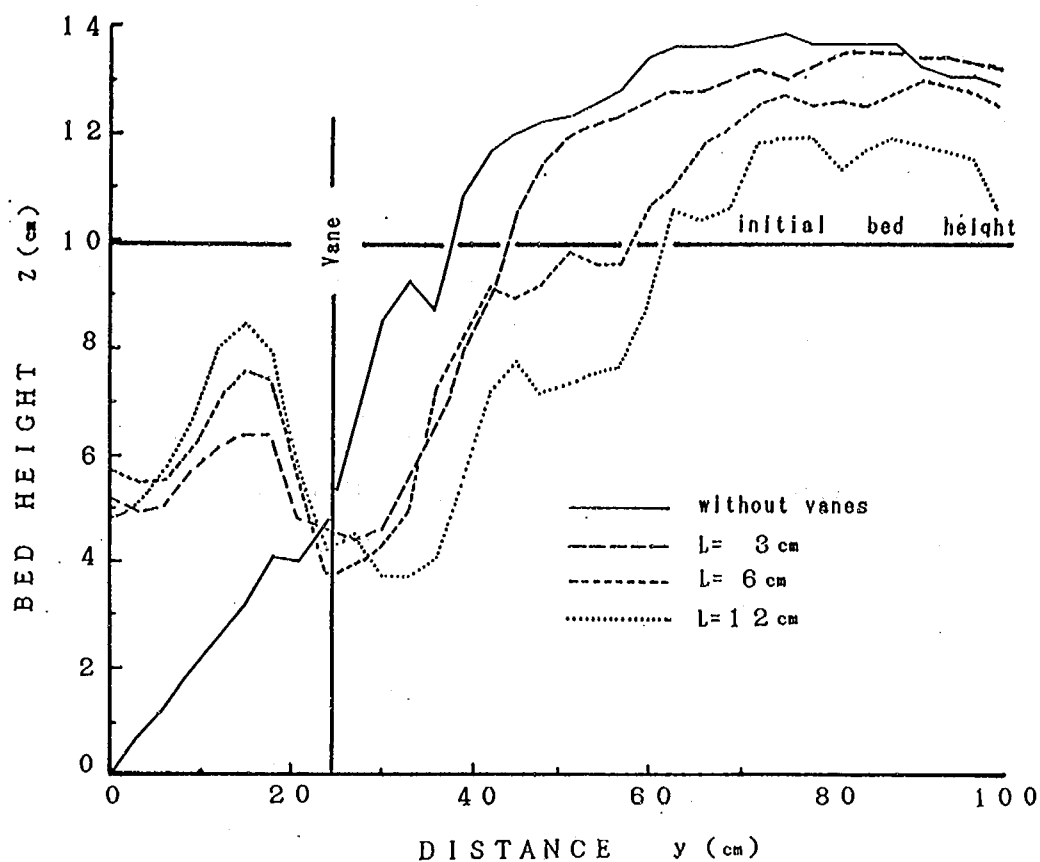


図-1.2.15 長さと同断河床形状の関係

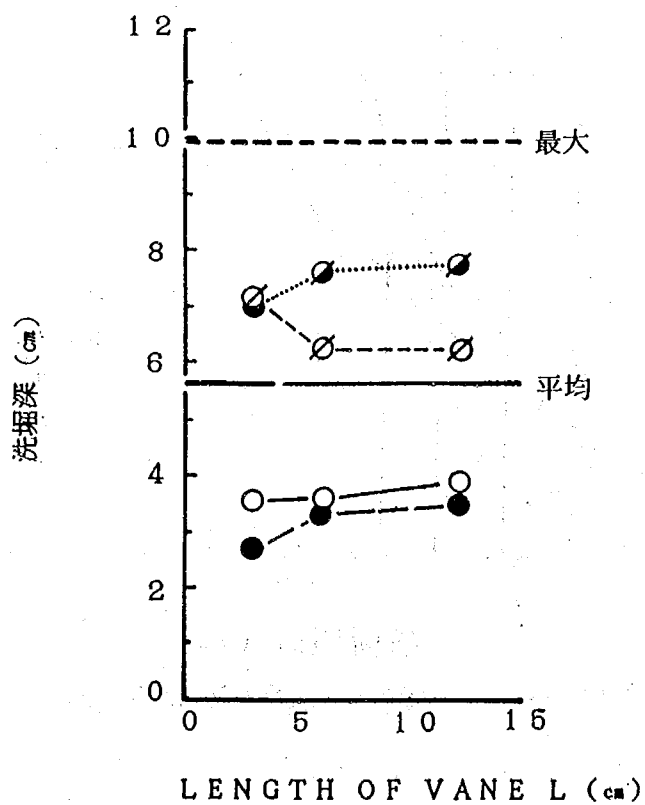


図-1.2.16 長さと同岸の洗掘深の関係

図-1.2.17, 1.2.18は、ベーン工の横断的な設置位置の違いによる河床形状（通水10時間後）及び洗掘深の違いを表している。これより、ベーン工の設置位置が外岸から離れるにつれて、外岸の河床は低下する。しかし、ベーン工周辺の洗掘は軽減される(1986)とした。また、図-1.2.19は並列として設置した場合の外岸付近及びベーン工位置での洗掘深を表している。これより、横断的な河床変動の減少、ベーン工周辺の局所洗掘軽減のためには並列として配置した方がよい(1986)とした。

図-1.2.20は、ベーン工を設置した場合の弯曲部の平均水深及び平均河床高を表している。これより、ベーン工の設置による平均水深、平均河床高の変化は少なく、疎通能力に対する影響は無視できる(1985)とした。図-1.2.21は、流量を変えて実験した場合の洗掘深の違いを示している。これより、ベーン工は設計流量時以外でも洗掘の軽減に対し有効である(1986)としている。

また、石炭粉を河床材料に用いて、 H 川模型（ $\tau_* = 0.7$ 程度）について2ケースほど実験的にベーン工の効果を検討し、ベーン工が河床の洗掘の防止に対して有効であるとしている。

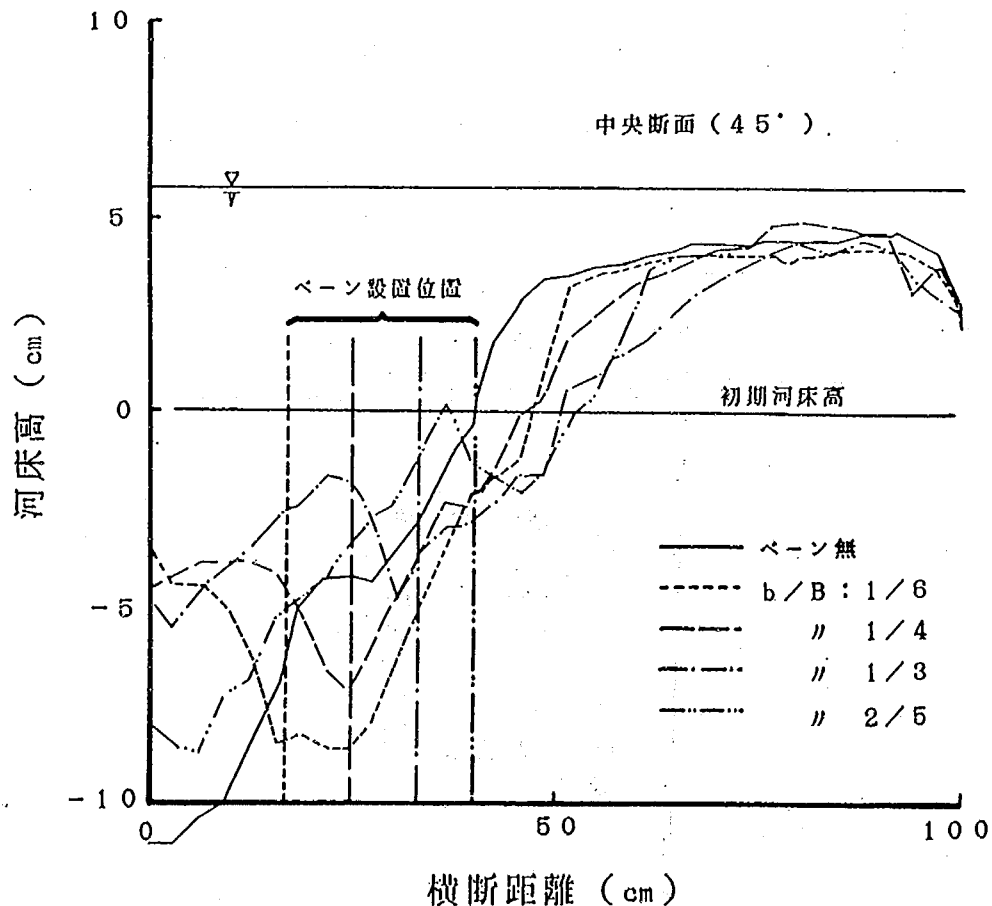


図-1.2.17 ベーン工の横断位置と横断河床形状の関係

平均及び最大洗掘深 (D/B)

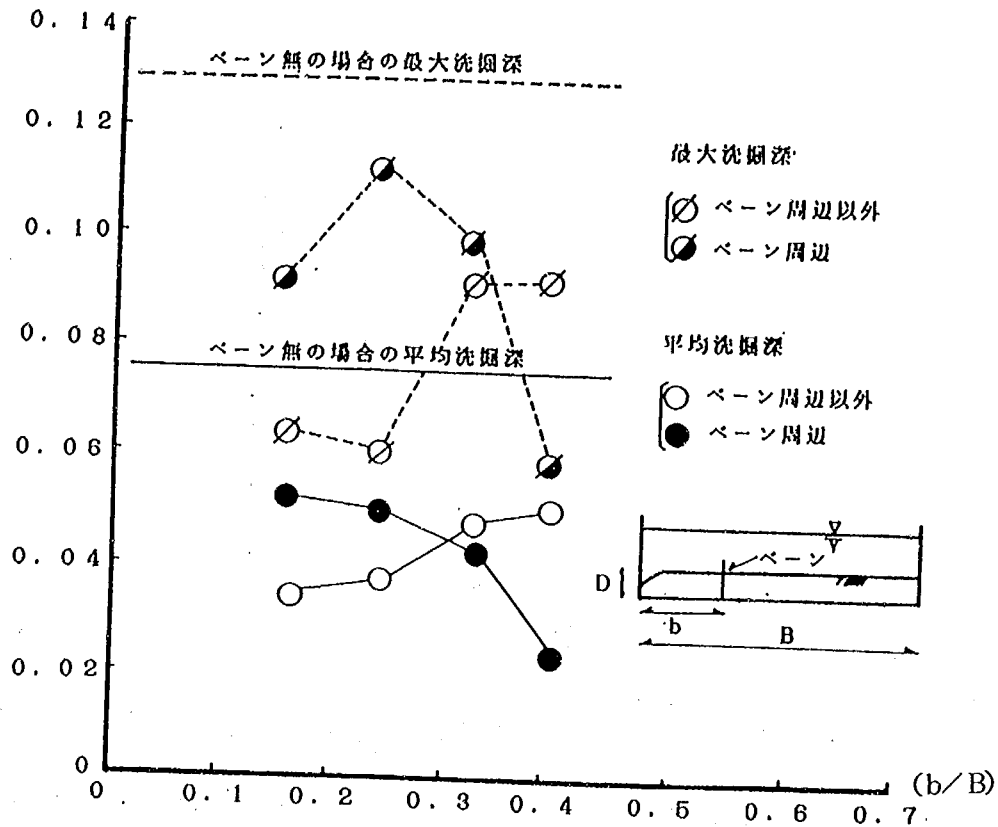


図-1.2.18 ベーン工の横断位置と横断河床形状の関係

平均及び最大洗掘深 (D/B)

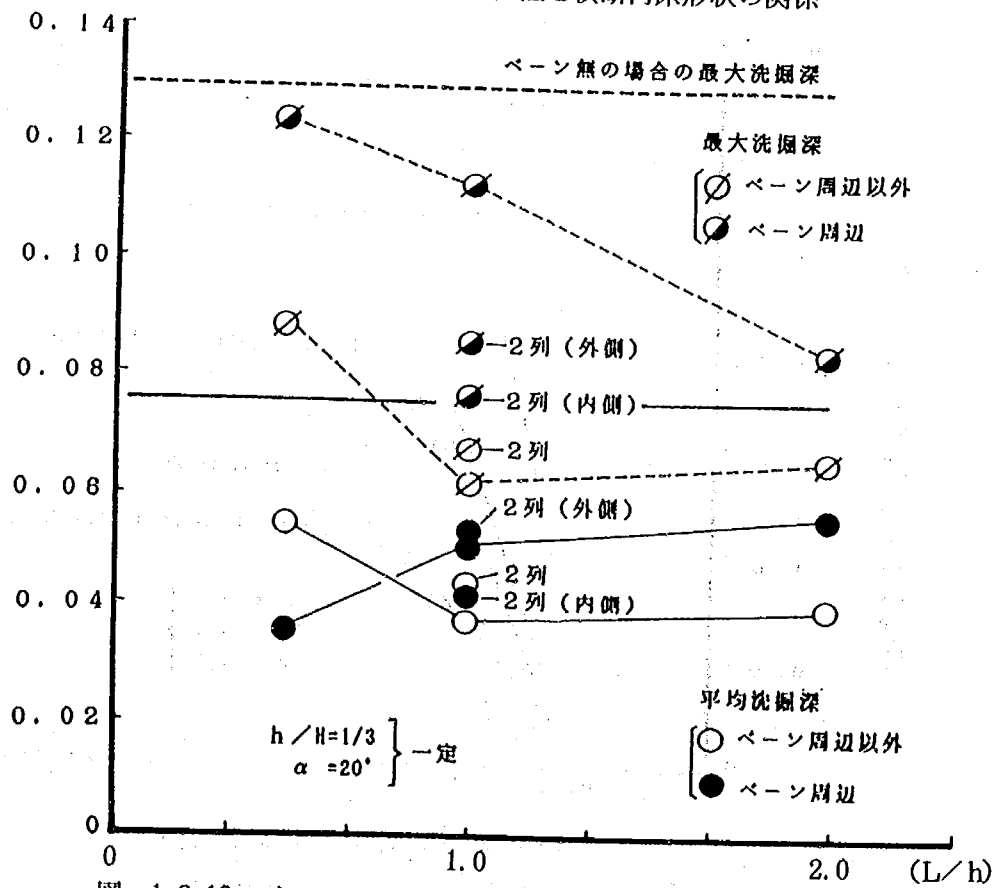


図-1.2.19 ベーン工の配置方法の違いによる洗掘の変化

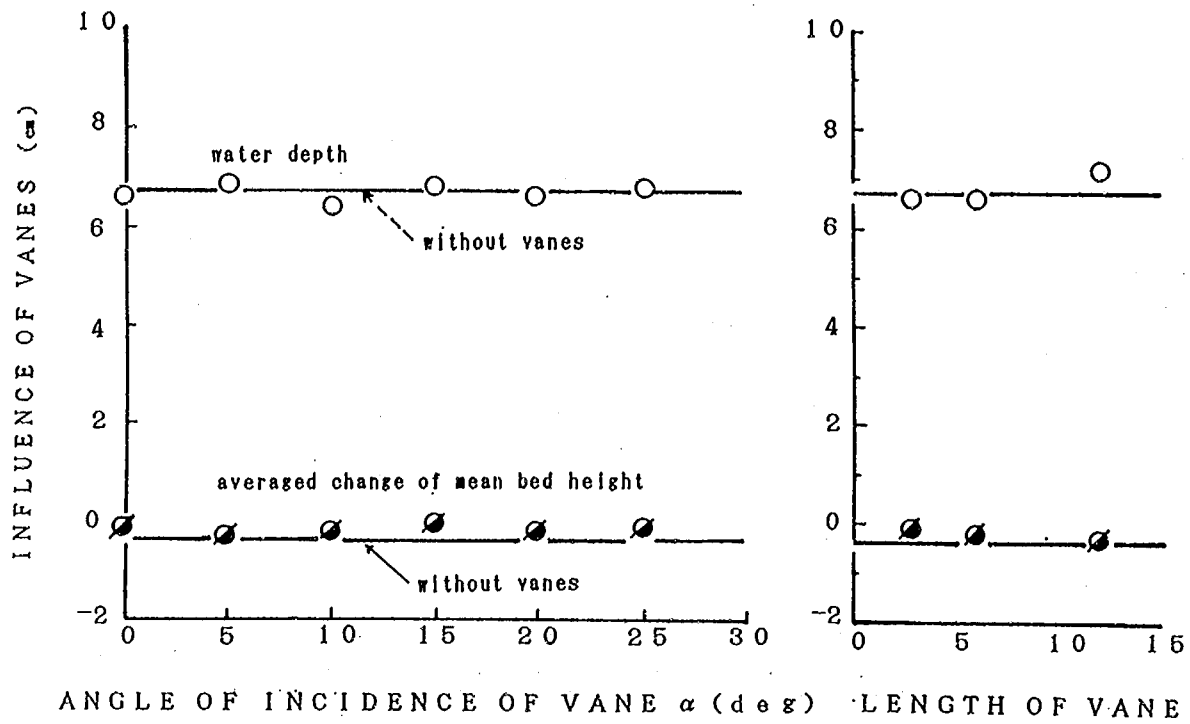


図-1.2.20 ベーン工の設置に伴う水位・河床高の変化

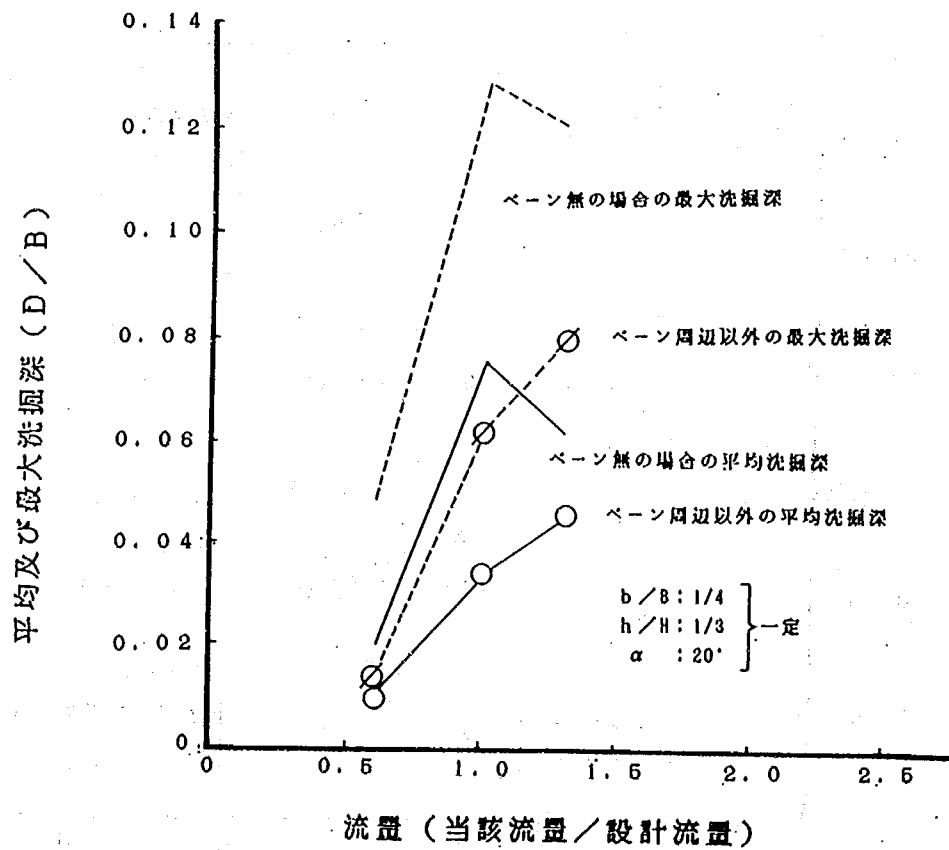


図-1.2.21 流量と外岸の洗掘深の関係

(4) 阿部らによる研究¹⁸⁾¹⁹⁾

阿部らにより以下のことが報告されている。ベーン工は突出式であり、ベーン工の河道法線形に対する迎え角は特に記さない限り、 $\alpha=0^\circ$ である。また、急勾配の弯曲水路を用いて、掃流力について幅広い条件で実験を行っている。

図-1.2.22はベーン工の列数を変えた場合の外岸の洗掘深を表している。ただし、ベーン工の縦断間隔は一定に保たれており、列数の増加はベーン工の数の増加に相当する。これより、ベーン工を密に設置するほど外岸の洗掘は軽減される(1983)としている。また、図-1.2.23に示すようにベーン工の間隔と長さの比が3~7の場合、ベーン工の設置間隔によって洗掘の軽減のされ方は、顕著には変わらない(1983)とした。ただし、その後、図-1.2.24に示すように、ベーン工の長さ ℓ が $1h \leq \ell \leq 2h$ のとき、1弯曲あたりの $\sum \ell$ が同じならば1基当りの ℓ の違いによる効果の違いはあまりない。しかし、 $\sum \ell$ の増大と共に、洗掘は軽減される(1985)としている。また、 $\sum \ell / r \phi$ が0.45以上ではベーン工周辺の洗掘の方が外岸の洗掘よりも大きくなることが示されている。

図-1.2.25は、ベーン工の高さと水深の比と外岸の洗掘深の関係を示している。これより、ベーン工の高さ H は、迎え角 $\alpha=0^\circ$ のときは、 $H=0.6h$ 以上に大きくしても効果は増さない(1985)とした。

また図-1.2.26は、ベーン工の高さが水面と一致する場合の迎え角の違いによる外岸の洗掘深の違いを表している。これより、ベーン工の高さ H が、 $H \geq h$ の(ベーン工が水面から突出する)場合は、ベーン工の迎え角 α を $\alpha=-10^\circ \sim -15^\circ$ (内岸向き)とするのが最も効果的である(1985)とした。

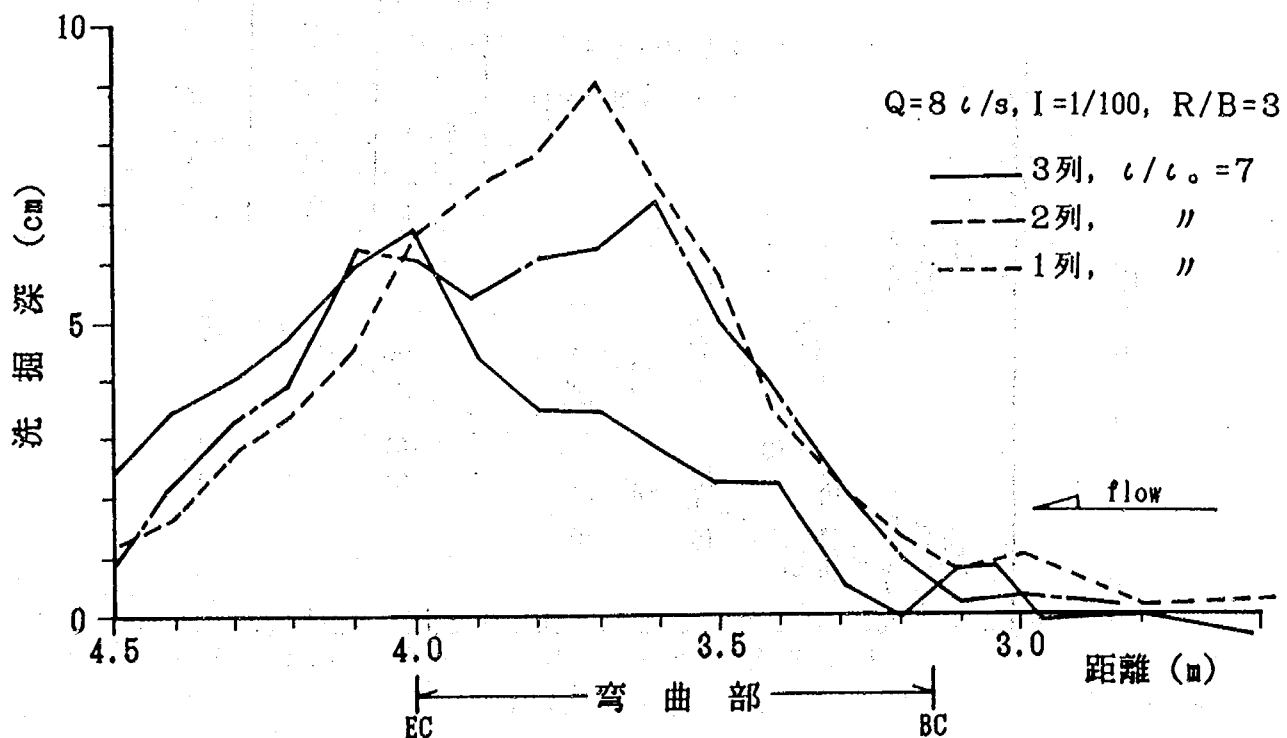


図-1.2.22 配置方法と外岸の洗掘の関係

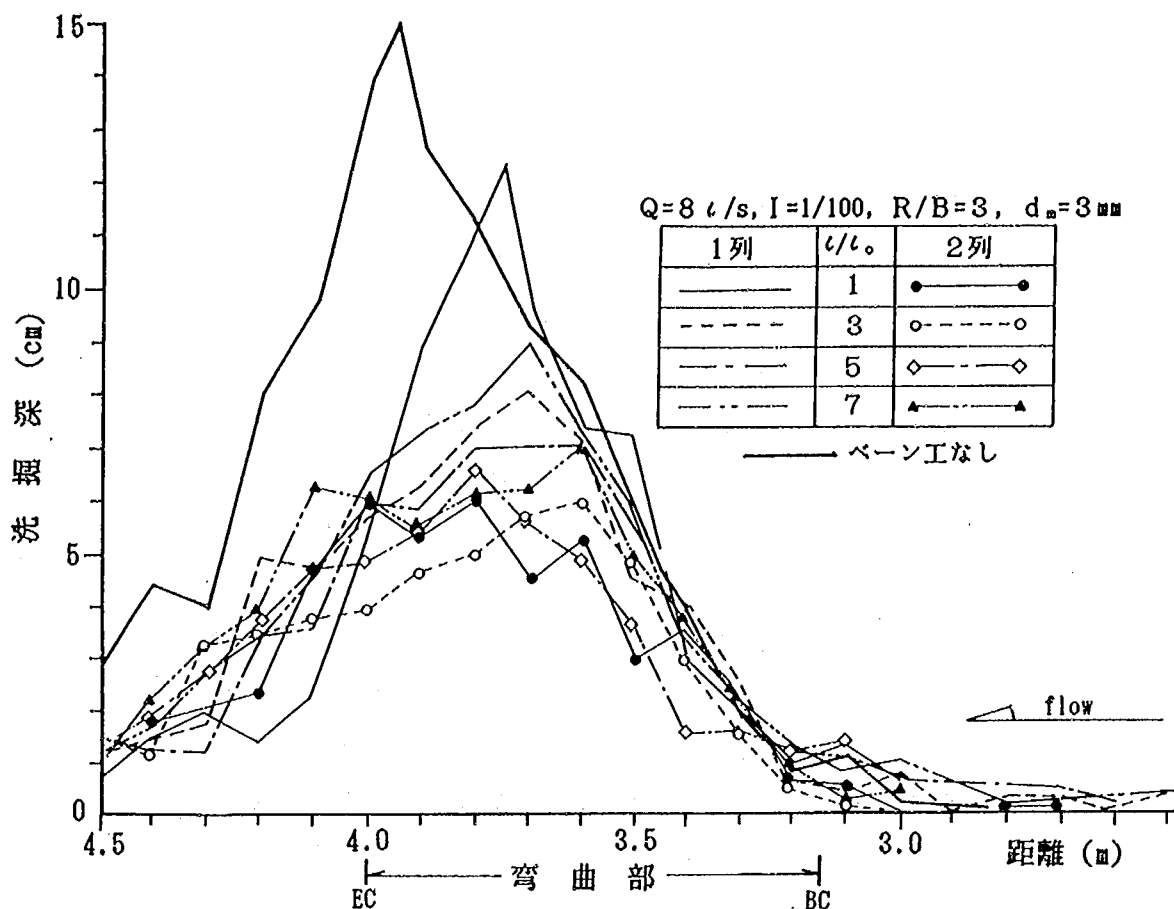


図-1.2.23 ベーン工の間隔と外岸の洗掘深の関係

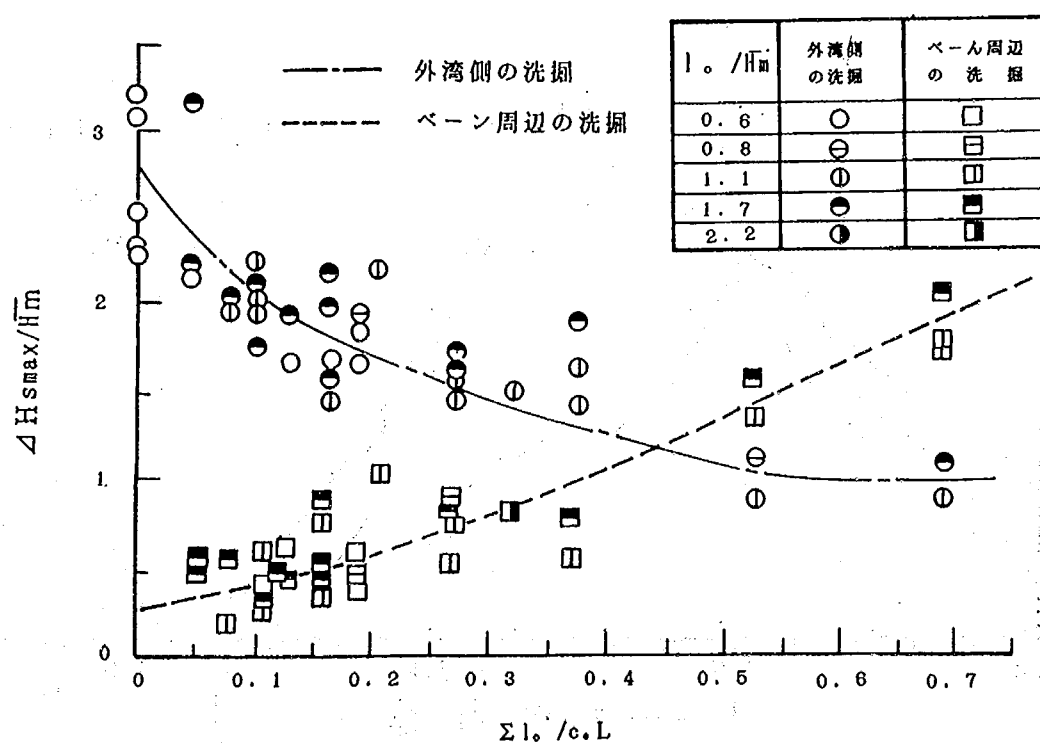


図-1.2.24 ベーンの長さの総和と最大洗掘

$(0.057 \leq z_* \leq 0.09, 6.5 \leq B/H_m \leq 12.0, 0.6 \leq Fr \leq 1.2)$

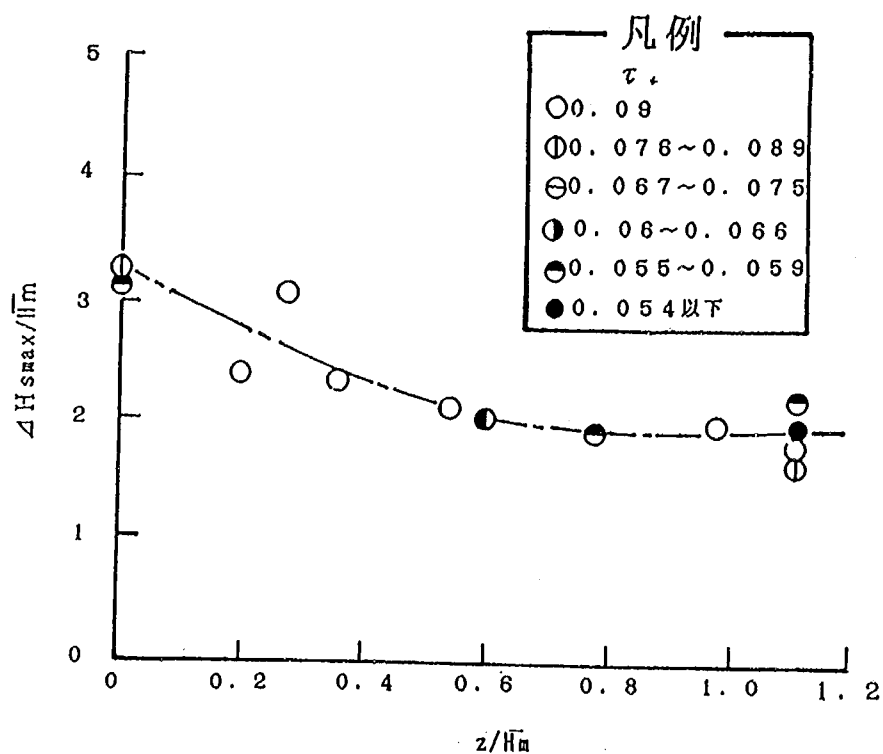


図-1.2.25 ベーンの高さや洗掘深の関係

($B/H_m=6.5\sim 12$, $Fr=0.6\sim 1.2$)

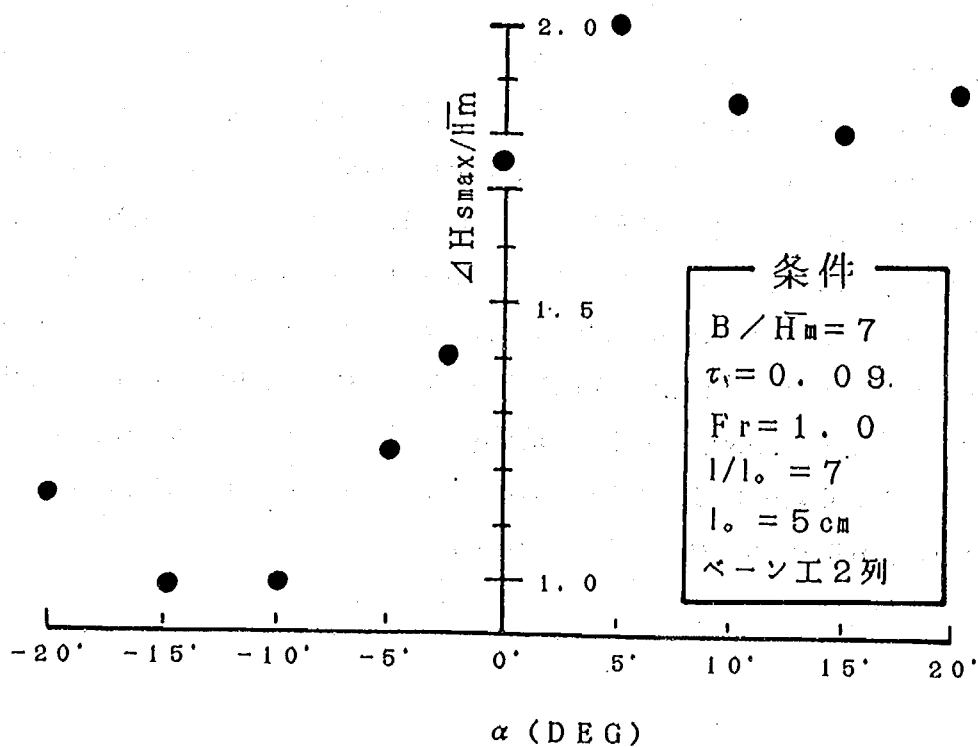


図-1.2.26 α と $\Delta H_{smax}/H_m$ の関係

(5) 本研究の既往の結果^{4)5)20)~26)}

以上のように、既存の研究においては、理論的研究ではOdgaardらによるベーン工の数に対する定量的な考察がされているが、河床形状については言及していない。また実験的研究では、種々の実験条件及びベーン工の諸元、配置法について流況、流速及び河床形状を求めているが、定量的な関係について理論的な考察がなされていない。そこで、福岡らは、ベーン工の合理的な設計法を確立するために、ベーン工を設置した場合の横断的な流れ場と河床形状について解析を行い、実験結果との比較検討を行った。これより、ベーン工の構造及び配置諸元と河床形状や洗掘深との定量的な関係について論じた。

福岡・渡辺は、まず、ベーン工が作り出す流れ場を観察し、その特徴とベーン工の機能を次の様にモデル化した。湾曲部では、流れの遠心力の鉛直変化のために、主流のほかに図-1.2.28(a)に示すような横断面内で二次的な流れ（二次流）が形成される⁵⁾²⁰⁾。この二次流のために底面付近の流体は内岸へ向うため、土砂もこの流れによって外岸から内岸に運ばれる。その結果、外岸に洗掘が、内岸に堆積が生じる。湾曲部外岸で洗掘が生じているところへ、図-1.2.28(b)のようにベーン工を設置する。ベーン工は流れに対してある角度をもって設置されるために、図-1.2.27(b)のように揚力（ベーン工を内岸に押そうとする力）を受ける。また、流体はその反作用として揚力と同じ大きさの力を逆向きに、すなわちベーン工の周りで外岸向きに力を受ける。そのため流体は、先に示した理由によって、遠心力による二次流と逆向きの二次流を発生させる。ただし、ベーン工によって流体に加えられる力はそれほど遠くまで及ばず、ベーン工の周囲に限定されることから、ベーン工による二次流もベーン工の周りで強い。この二次流は遠心力による二次流と回転の向きが反対となるため、ベーン工内側の土砂を外岸方向に輸送し、遠心力による二次流によって生じる洗掘を軽減する。

この考え方を、定量的に表現するために、外岸の河床の洗掘を埋め戻すベーン工によって供給される二次流について検討し、ベーン工設置時の二次流強度の縦横断分布を渦度方程式から推定することによって横断河床形状を予測する手法を開発した。図-1.2.29は、ベーン工設置時の横断河床形状について解析結果と実験結果を表したものである。これより、ベーン工が設置された場合には提示した解析方法が有効であるとした。なお、図中の γ は遠心力による二次流に対してベーン工が供給した逆向きの二次流の割合を示す。（詳細は2章で述べている。）福岡らは、図-1.2.30, 1.2.31, 1.2.32のようにこの γ の値とベーン工の位置によって横断河床形状が解析的に定まり、浅野らや阿部らの実験から得られている結果を説明できることを示した。また、これから γ が0.5付近となるようにベーン工を設計すれば、外岸の洗掘が防がれることを示した。

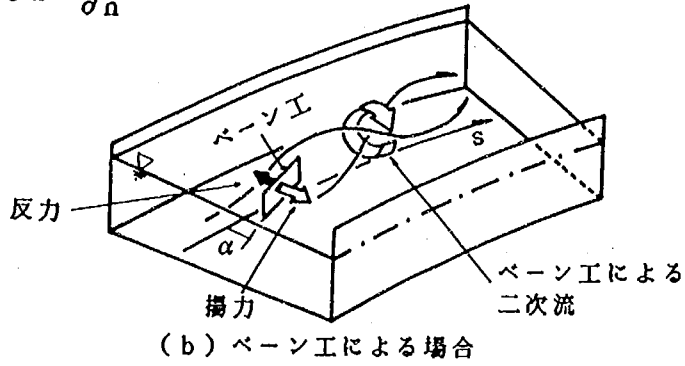
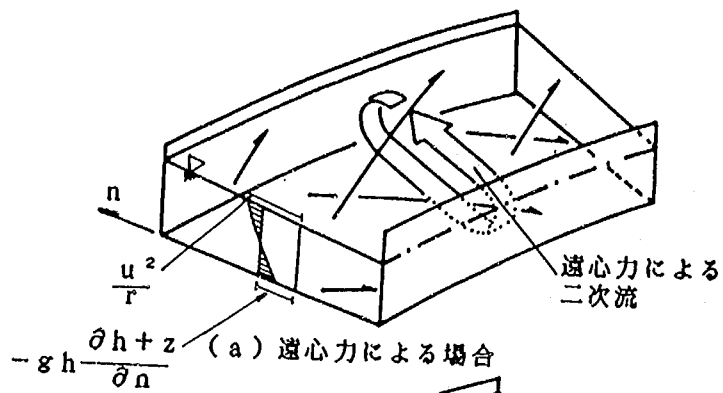


図-1.2.27 二次流の形成

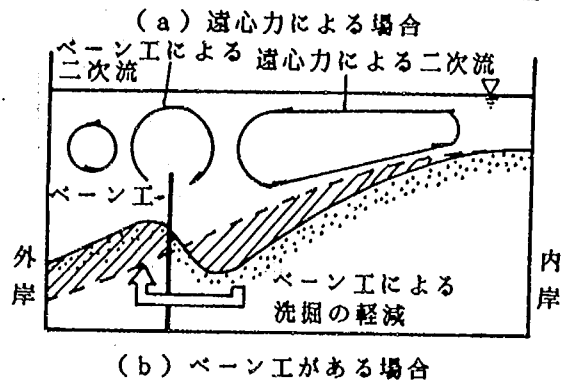
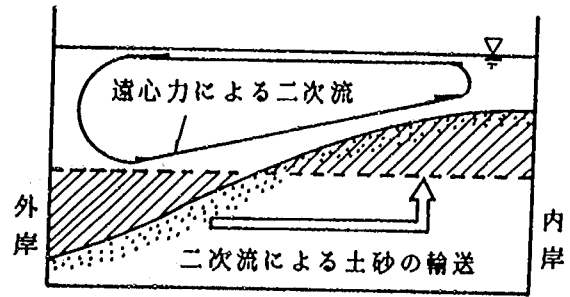


図-1.2.28 河床形状の変化

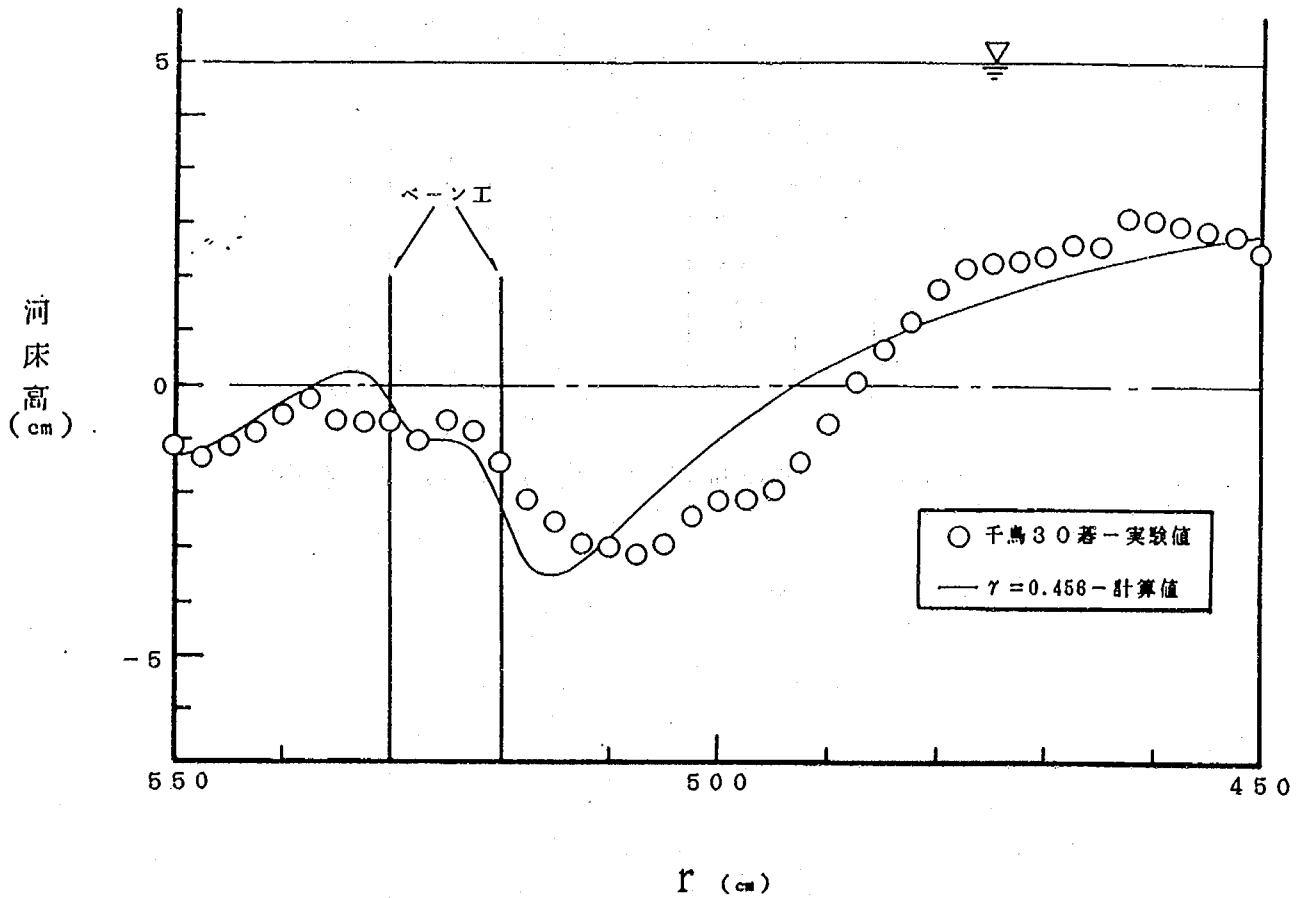


図-1.2.29 実験値と解析結果の比較

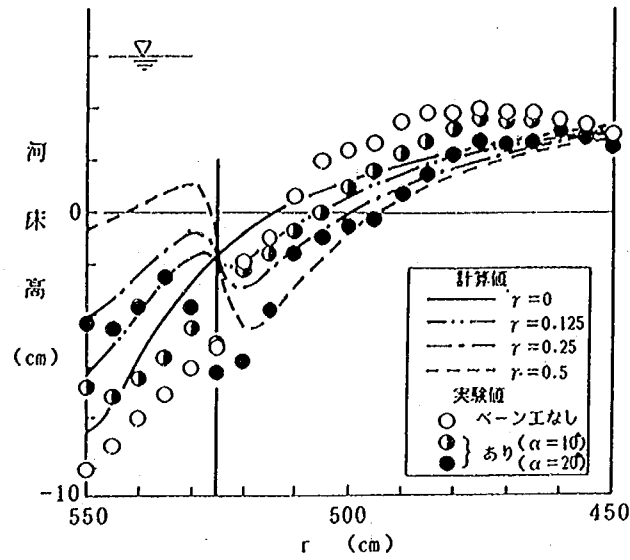


図-1.2.30 ベーン工の仰角の違いによる河床形状の変化

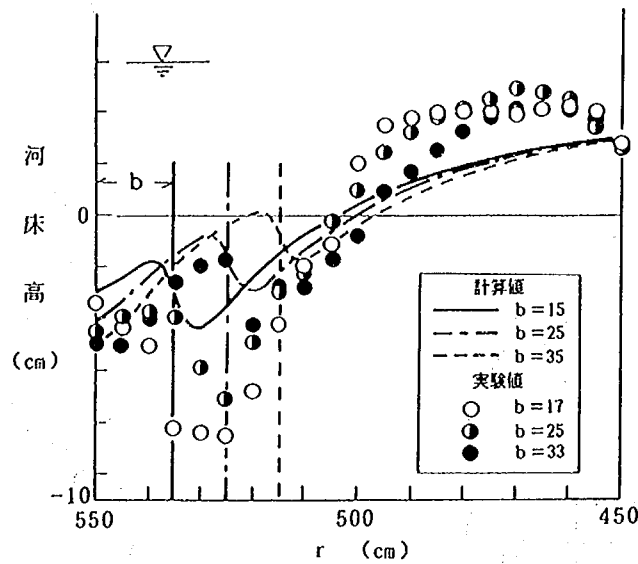


図-1.2.31 ベーン工の設置位置の違いによる河床形状の変化

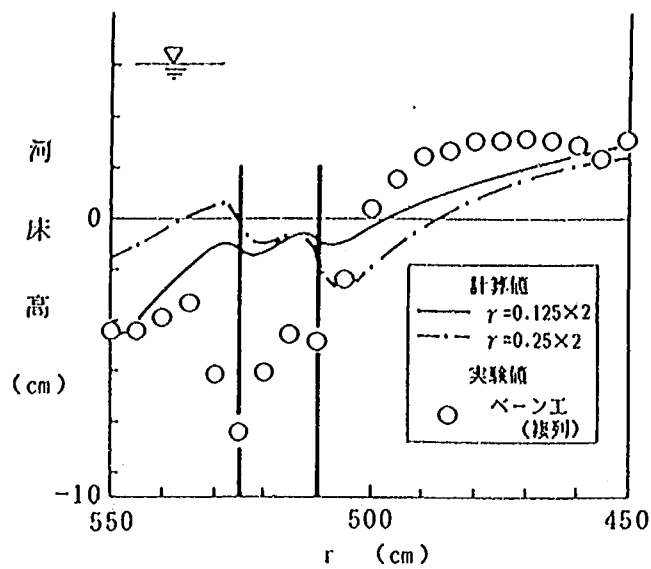


図-1.2.32 ベーン工を複列したときの河床形状

また、形状に関する実験を行い、図-1.2.33に示すベーン工の形状が洗掘対策に適していることを見だし、図-1.2.34に示すように、ベーン工の種々の配置について実験的に検討を行い、河床の変動状況や流れ場の状態から、千鳥状に配置するのが良いとしている。

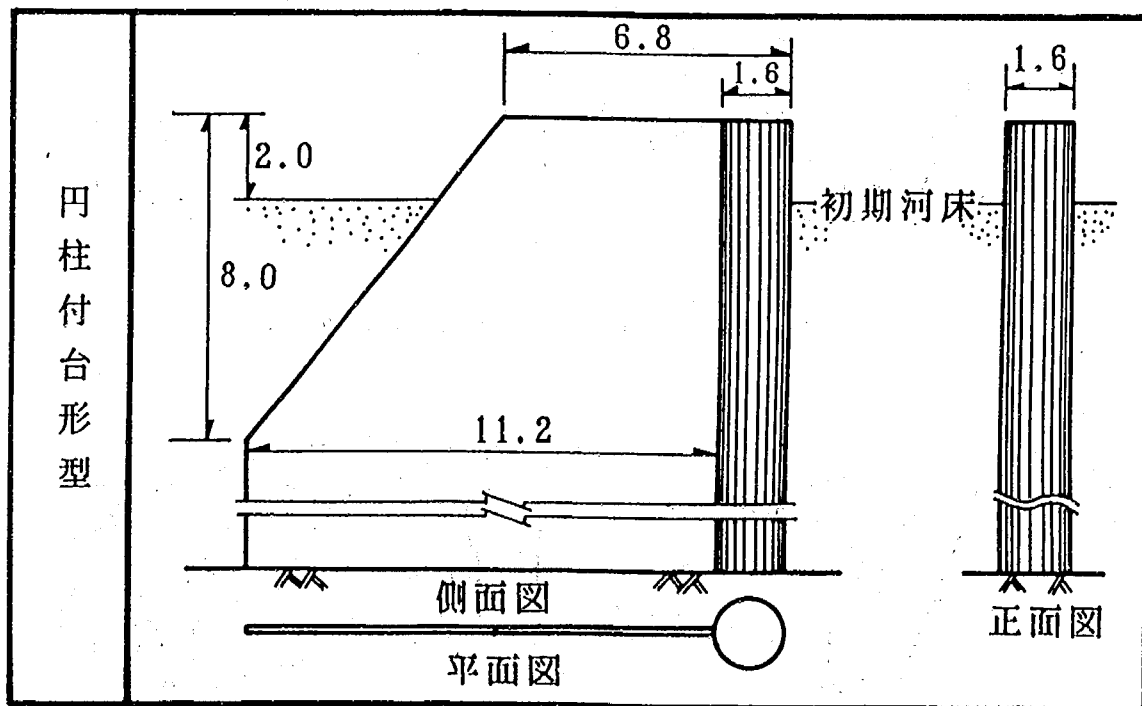
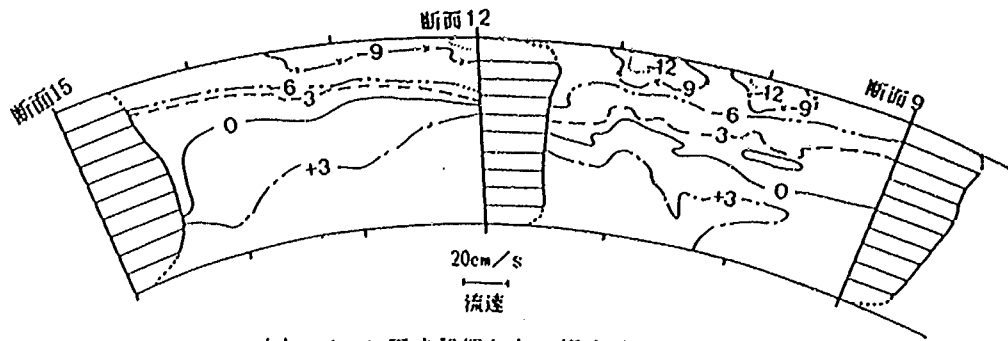
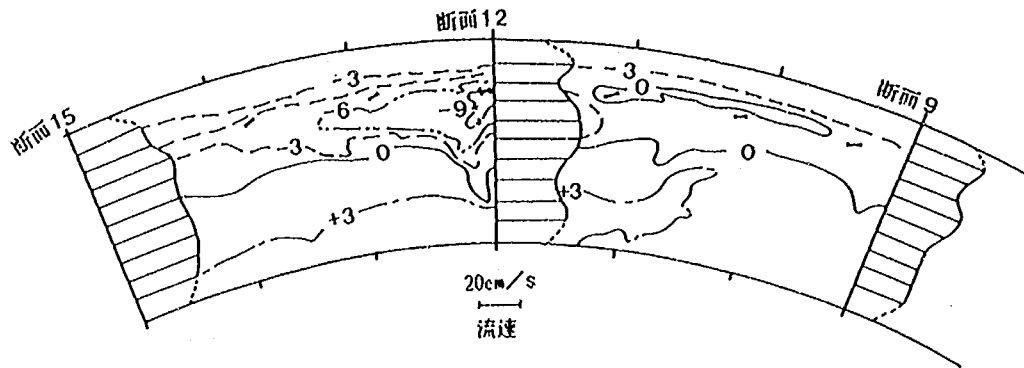


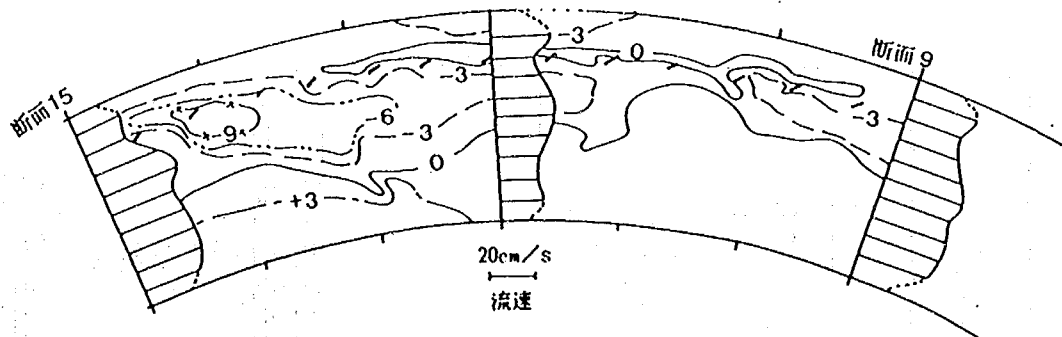
図-1.2.33 ベーン工の形状



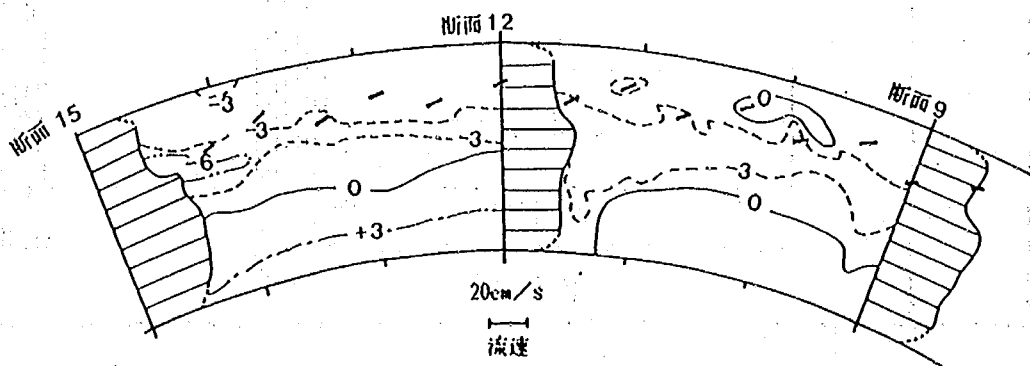
(a) ベーン工を設置しない場合 (ケース 1)



(b) ベーン工を1列に15基設置した場合 (ケース 4)



(c) ベーン工を1列に30基設置した場合 (ケース 5)



(d) ベーン工を千鳥状に30基設置した場合 (ケース 7)

図-1.2.34 河床高のコンターと平均流速分布

さらに、外岸の河床を洗掘された状態にベーン工を設置すると、図-1.2.35に示されるように外岸の河床が埋め戻されることを実験的に明らかにした。また、一様弯曲流路での埋戻し過程について実験及び解析を行い、開発した横断河床形状の推定法が埋戻し過程においても有効であることを後に確認している²³⁾²⁴⁾。

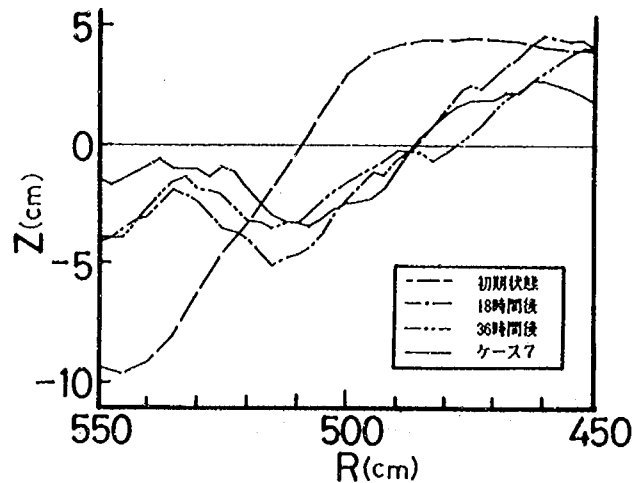


図-1.2.35 埋め戻し過程の横断河床形状

また、ベーン工の縦断間隔の違いによって、解析値と実験値が傾向をもって異なり、実際の r の値が変動することを図-1.2.36のように示した²⁵⁾。次に、これがベーン工周りの二次流が下流のベーン工の干渉し、ベーン工に接近する流れの迎え角が変化するためであると考え、ベーン工の洗掘軽減効果の変化について考察し、縦断間隔の違いによる r の違いを補正する方法を示し、これを導入することによって、図-1.2.37のように外岸の洗掘深をかなり正確に推定できることを示した。これから、ベーン工の効果的な配置方法について検討を加え、通常の河道では列数を B/h に対して定め、千鳥状に配置するのが良いとしている。なお、この場合ベーン工の列の横断位置の間隔を水深の2倍以上とすると、隣合う列での流れが互いに干渉しないことを観察から得ている。

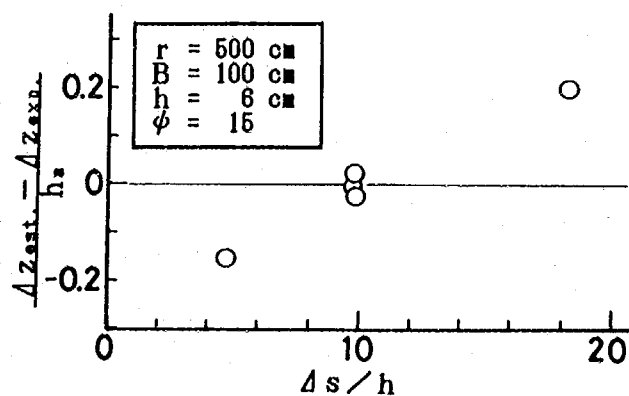


図-1.2.36 ベーン工の横断間隔と洗掘深の誤差の関係

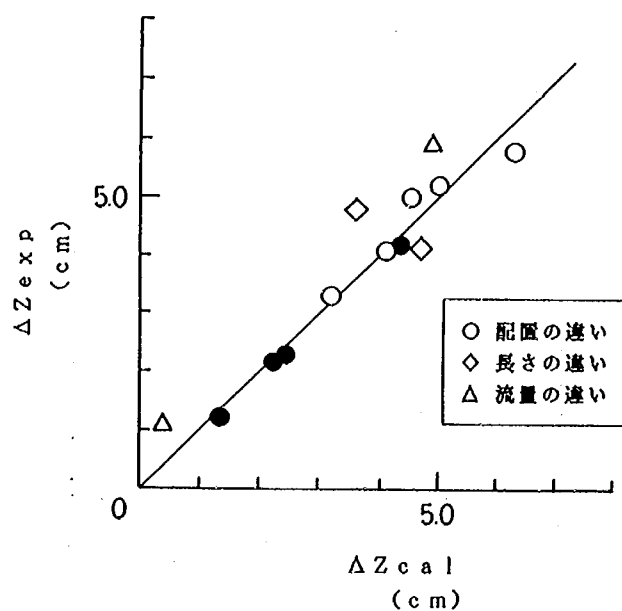


図-1.2.37 外岸洗掘深の計算値と実験値の比較

以上の結果を基に、設計法を提案し、熊本県の黒川にベーン工の試験施工²⁶⁾を行っている。その後の現地調査から、現地スケールにおいてもベーン工は、河床の変動の抑制及び外岸河床洗掘の埋戻しに対し有効であることを示している。

2. ベーン工に関する理論

先に述べたように、河道弯曲部では、流れの遠心力によって主流のほか横断面内で二次流が形成される。この二次流のために底面付近の流体が内岸へ向うため、土砂は外岸から内岸に運ばれる。その結果、外岸に洗掘が、内岸に堆積が生じる。弯曲部外岸の河床洗掘が生じている場合に、ベーン工を設置すると、ベーン工は流れに対して角度をもつために揚力を受け、流体はその反作用として揚力と同じ大きさの力を逆向きに受ける。そのため流体は、遠心力による二次流と逆向きの二次流を発生させる。ただし、ベーン工によって流体に加えられる力はそれほど遠くまで及ばず、ベーン工の周囲に限定され、ベーン工による二次流はベーン工の周りで強い。この二次流は遠心力による二次流と回転の向きが反対となるため、河岸付近の河床の洗掘深は軽減される。このようにベーン工は、ベーン工に加わる流体力を積極的に利用して、弯曲部外岸の河床の洗掘を抑制する渦流を発生させる。この渦流の強さと位置を制御することで、河床形状を制御することが可能となる。

ベーン工を設置した場合の流れと河床形状の算定法については、既に報告しているがベーン工の特性を理解し、かつベーン工が設置された場合の河床変動を予測するのに必要なことであるので、今一度その詳細について述べておく。ここでは、ベーン工設置時の流れ場の基本特性を明確にするために、一様湾曲流路にベーン工を設置した場合の流れ場と動的横断河床形状を解析する。なお、一連の実験結果から、川幅水深比 (B/h) が大きく、川幅曲率半径比 (B/r) がそれほど大きくない、曲率が急変化しない流路に、ベーン工を適切に設置すれば、横断河床形状及び流速横断分布の縦断的な変化を小さくできることが分かっている。

2.1 ベーン工が設置された場の流れについて

2.1.1 流れの算定法

(1) 流れの基本式及び境界条件

横断河床形状を求めるには、ベーン工設置時の底面流向並びに主流の横断分布が必要である⁴⁾²⁰⁾。以下それぞれの算定方法について述べる。流れ場は、一様湾曲流の近似が行えるものとし、運動方程式を渦度方程式に変換し、二次流の横断分布に関する方程式を導く。弯曲部での運動方程式及び境界条件は以下のように表される。座標系及び記号は、図-2.1.1に示されている。

$$u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} + \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} + \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} + \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{u v}{r} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} + \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial s^2} + \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial n^2} + \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{u^2}{r} \dots\dots\dots (2.2)$$

$$u \frac{\partial w}{\partial s} + v \frac{\partial w}{\partial n} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \epsilon \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} + \epsilon \frac{\partial^2 w}{\partial n^2} + \epsilon \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} - g \text{ or}$$

$$p = \rho g (\xi - z) \dots\dots\dots (2.3)$$

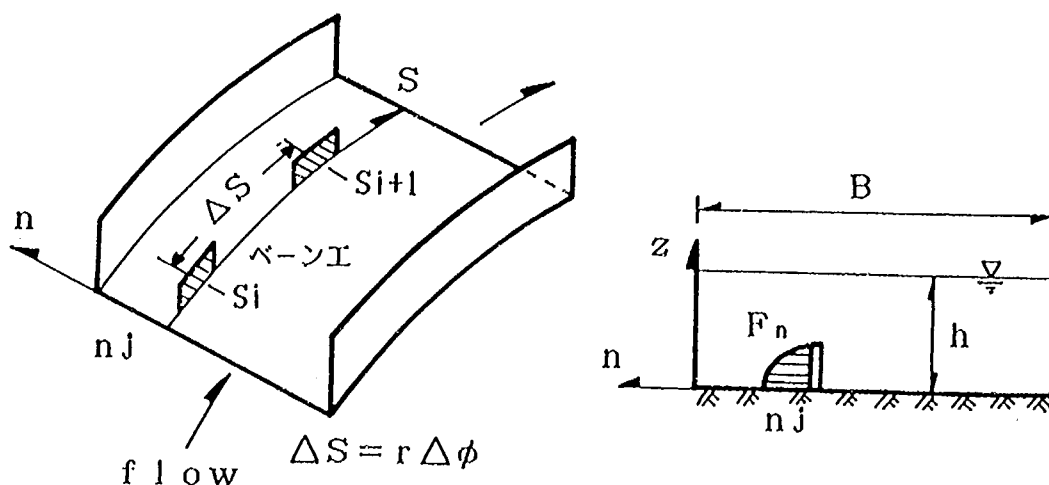


図-2.1.1 座標系及び記号の説明

u, v, w : s, n, z 方向の流速, ε : 鉛直方向に平均化された拡散係数, p : 圧力, ξ : 水位
これらの式に対する境界条件は、一樣弯曲流路においては上下流に対して周期境界条件を用いる。

$f(s) = f(s + \Delta s)$ f : u, v, w , Δs : ベーン工の縦断間隔

である。また、側壁では u に対してスリップ条件、 v に対して 0、 w に対して n 方向の一階勾配 0 を与える。

$$\varepsilon \frac{\partial u}{\partial n} \approx \tau w \quad \text{at} \quad B/2 - \Delta, -B/2 + \Delta \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

$$v \approx 0 \quad \text{at} \quad B/2 - \Delta, -B/2 + \Delta \quad \dots \dots \dots (2.5)$$

$$\frac{\partial w}{\partial n} \approx \tau w \quad \text{at} \quad B/2 - \Delta, -B/2 + \Delta \quad (\Delta : \text{微小区間}) \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

上記境界条件の内、 v と w に関する境界条件は、後に示すように側壁において渦度及びその n 方向の 2 階勾配が 0 であることを示す。また、底面及び水面に対してもスリップ条件が与えられ、以下に示すように水面でのせん断力は 0、 u について底面でせん断力が τ が与えられる。

$$\varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad \text{at} \quad z = \xi, \quad \varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \approx \tau, \quad \text{at} \quad z = z_b + \Delta \quad \dots \dots \dots (2.7)$$

$$\varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad \text{at} \quad z = \xi, \quad \varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \approx 0 \quad \text{at} \quad z = z_b + \Delta \quad \dots \dots \dots (2.8)$$

$$w = 0 \quad \text{at} \quad z = \xi, \quad w \approx 0 \quad \text{at} \quad z = z_b + \Delta \quad \dots \dots \dots (2.9)$$

(2) ベーン工周りの流れの計算法

ベーン工周りの流れは式(2.1)～(2.3)を壁面での境界条件(2.4)～(2.9)及びベーン工周囲の境界条件を用いてベーン工よりも非常に小さいスケールで解けば、求めることができる。しかしながら、この方法は非常に労力を伴う。求めたいものは、ベーン工が存在した場合の流れと河床の大局的な変化であるので、これをベーン工よりも大きなスケールで、より簡潔に求める方法について述べる。

ベーン工が存在する流れ場を簡潔に解くために、まず、図-2.1.2に示すように解析領域をベーン工を抱絡できる大きさを持つ有限領域 $d v$ に分割し、また有限領域内でベーン工を開む領域を $d v'$ とする。式(2.1), (2.2)をその各領域内での積分方程式に書き改めるとベーン工を含む有限領域について

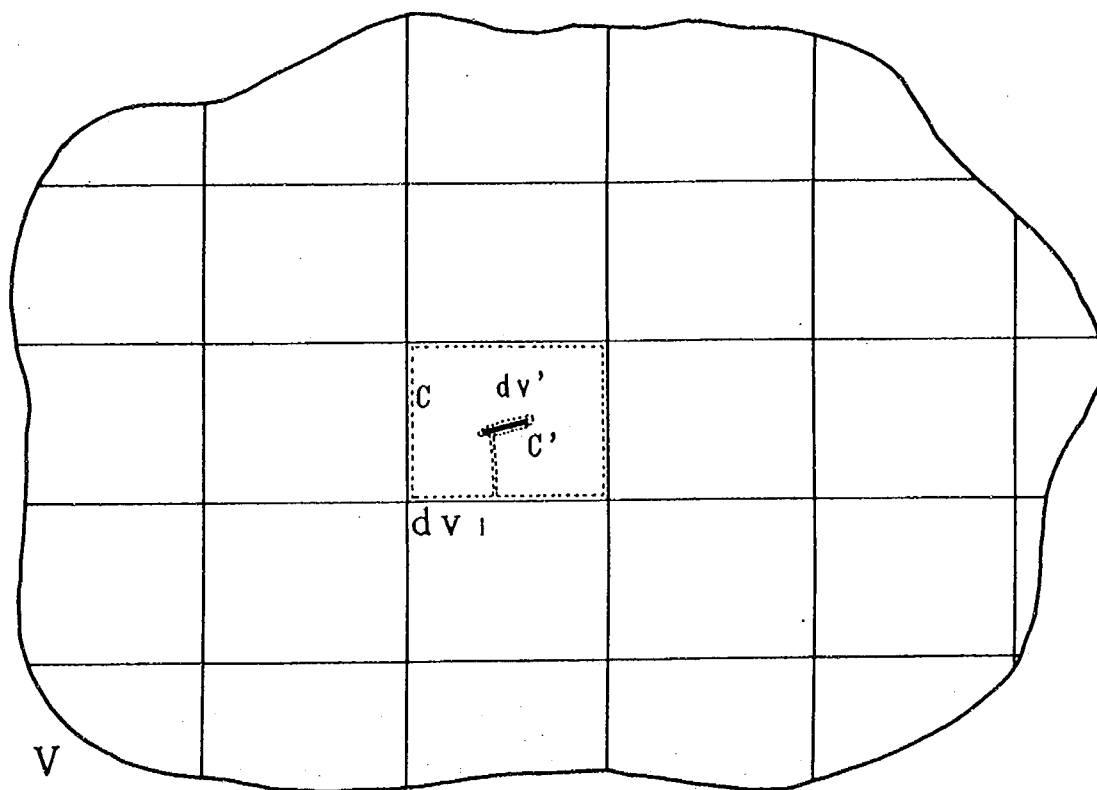


図-2.1.2 解析領域の有限分割

$$\begin{aligned}
 & \int_{v-v'} \left(u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{u v}{r} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) d v = \\
 & \int_{\epsilon} u u' d A_s + \int_{\epsilon} v u' d A_n + \int_{\epsilon} w u' d A_z \\
 & + \int_{\epsilon} \left(p/\rho - \epsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) d A_s + \int_{\epsilon} \left(-\epsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) d A_n + \int_{\epsilon} \left(-\epsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right) d A_z \\
 & - \int_{\epsilon} u u' d A_s + \int_{\epsilon} v u' d A_n + \int_{\epsilon} w u' d A_z \\
 & - \int_{\epsilon} \left(p/\rho - \epsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) d A_s + \int_{\epsilon} \left(-\epsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) d A_n + \int_{\epsilon} \left(-\epsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right) d A_z = 0 \dots \dots \dots (2.10) \\
 & \int_{v-v'} \left(u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial s^2} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial n^2} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) d v = \\
 & \int_{\epsilon} u v' d A_s + \int_{\epsilon} v v' d A_n + \int_{\epsilon} w v' d A_z \\
 & + \int_{\epsilon} \left(-\epsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) d A_s + \int_{\epsilon} \left(p/\rho - \epsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) d A_n + \int_{\epsilon} \left(-\epsilon \frac{\partial v}{\partial z} \right) d A_z
 \end{aligned}$$

$$-\int_{\epsilon} u v' dA_s + \int_{\epsilon} v v' dA_n + \int_{\epsilon} w v' dA_z,$$

$$-\int_{\epsilon} (-\epsilon \frac{\partial v}{\partial s}) dA_s - \int_{\epsilon} (p/\rho - \epsilon \frac{\partial v}{\partial n}) dA_n - \int_{\epsilon} (-\epsilon \frac{\partial v}{\partial z}) dA_z = 0 \quad \dots (2.11)$$

となる。ここで、 (dA_s, dA_n, dA_z) 及び (u, v, w) は、それぞれ任意の位置の座標軸に対しての面要素ベクトル及び流速ベクトルであり、 u', v' は積分要素全体としての s, n 軸方向 (図-2.1.3) の流速を表し、

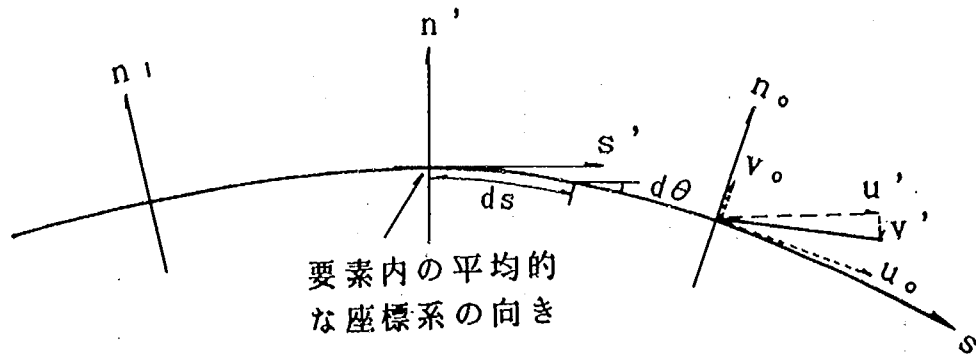


図-2.1.3 座標系の定式

$$u' = u + v d\theta,$$

$$v' = v - u d\theta$$

$$d\theta = ds/r \quad (d\theta: \text{要素内での } s \text{ 軸の偏角の変化量})$$

である。ベーン工に関する境界条件、面に対し No Flux ($u dA_s + v dA_n + w dA_z = 0$)、及びベーンにかかる抗力 ($\int F_s ds$)、揚力 ($-\int F_n ds$) より、ベーン工に関する流れの方程式の周辺積分値は、

$$\int_{\epsilon} u' (u dA_s + v dA_n + w dA_z)$$

$$+ \int_{\epsilon} ((p/\rho - \epsilon \frac{\partial u}{\partial s}) dA_s + (-\epsilon \frac{\partial u}{\partial n}) dA_n + (-\epsilon \frac{\partial u}{\partial z}) dA_z) = -\int F_s / \rho ds \quad (2.12)$$

$$\int_{\epsilon} v' (u dA_s + v dA_n + w dA_z)$$

$$+ \int_{\epsilon} (-\epsilon \frac{\partial v}{\partial s}) dA_s + (p/\rho - \epsilon \frac{\partial v}{\partial n}) dA_n + (-\epsilon \frac{\partial v}{\partial z}) dA_z = -\int F_n / \rho ds \quad (2.13)$$

である。ここで、微分表示式の要素に関する積分値を

$$\int_{\epsilon} (u u' dA_s + v u' dA_n + w u' dA_z) + \int_{\epsilon} ((p/\rho - \epsilon \frac{\partial u}{\partial s}) dA_s,$$

$$+ (-\epsilon \frac{\partial u}{\partial n}) dA_n + (-\epsilon \frac{\partial u}{\partial z}) dA_z) =$$

$$\int_{\epsilon} (u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{u v}{r} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) d\epsilon \quad (2.14)$$

$$\int_V (u u' d\Lambda_s + v u' d\Lambda_n + w u' d\Lambda_z) + \int_V ((-\epsilon \frac{\partial v}{\partial s}) d\Lambda_s + (p/\rho - \epsilon \frac{\partial v}{\partial n}) d\Lambda_n + (-\epsilon \frac{\partial v}{\partial z}) d\Lambda_z) =$$

$$\int_V (u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{u^2}{r} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial s^2} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial n^2} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial z^2}) dV \quad (2.15)$$

と逆に定義する。ここで、 v に関する積分値 $\int v$ は物体の影響を取り除いたものであり、また、物体の大きさは有限領域よりも十分小さいものとする。この近似は、式(2.14)、(2.15)の計算のコントロールボリュームを物体よりも十分大きい有限領域に取り、そのスケールで表される量で積分形で計算する場合には十分である。すなわち、この場合物体近傍で物体スケールの流れを正しく解くことはできないが、これを捨てることによって物体による流れ場全体への影響は、定量的かつ簡潔に評価できる。領域の大きさが保証される場合には、式(2.12)、(2.13)、(2.14)、(2.15)より、式(2.10)、(2.11)は、ベーン工を含む有限領域及び含まない有限領域について、一般的に

$$\int_V (u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{u v}{r}) dV =$$

$$- \int_V (\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) dV$$

$$- \int \frac{F_s(s_i, n_j, z)}{\rho} \delta(s - s_i) \delta(n - n_j) dV \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

$$\int_V (u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{u^2}{r}) dV =$$

$$- \int_V (\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial s^2} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial n^2} - \epsilon \frac{\partial^2 v}{\partial z^2}) dV$$

$$- \int \frac{F_s(s_i, n_j, z)}{\rho} \delta(s - s_i) \delta(n - n_j) dV \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

と書き表すことができる。このように、コントロールボリューム内の物体に関する境界条件を予め積分することによって、方程式内に導入して、この積分方程式を有限領域群について解く（例えば有限差分法や有限要素法で解く）ことによって、ベーン工が存在する場の流れ場を簡潔に解くことができるようになる。ただし、この方法は物体にかかる力と物体周りの流れの関係が予め分かっている場合に有効である。

(3) 二次流の横断分布

まず、横断河床形状の算定に必要な二次流を簡単に求めるために、運動方程式を渦度方程式に変換する。渦度は

$$\omega = \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

と表される。式(2.2)と式(2.3)のrotationをとり、 $\partial \epsilon / \partial s \simeq 0$ 、 $\partial \epsilon / \partial n \simeq 0$ とする。また、渦度方程式を先と同様にベーン工を抱絡するスケールを持つ有限領域群 dV についての積分方程式に変換する。式(2.2)(2.3)の各項から、

$$\begin{aligned}
\text{右辺} &= \varepsilon \frac{\partial^2}{\partial s^2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) + \varepsilon \frac{\partial^2}{\partial n^2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) + \varepsilon \frac{\partial^2}{\partial z^2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) + \frac{\partial^2}{\partial z} \left(\frac{u}{r} \right) \\
&= \varepsilon \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial s^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial n^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} \right) + \frac{1}{r} \frac{\partial u^2}{\partial z} \\
\text{左辺} &= \frac{\partial u}{\partial z} \frac{\partial v}{\partial s} + u \frac{\partial}{\partial s} \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial z} \frac{\partial v}{\partial n} + v \frac{\partial}{\partial n} \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial z} \frac{\partial v}{\partial z} + w \frac{\partial}{\partial z} \frac{\partial v}{\partial z} \\
&\quad - \frac{\partial u}{\partial n} \frac{\partial w}{\partial s} - u \frac{\partial}{\partial s} \frac{\partial w}{\partial n} - \frac{\partial v}{\partial n} \frac{\partial w}{\partial n} - v \frac{\partial}{\partial n} \frac{\partial w}{\partial n} - \frac{\partial w}{\partial n} \frac{\partial w}{\partial z} - w \frac{\partial}{\partial n} \frac{\partial w}{\partial z} \\
&= u \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) + v \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) + w \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) \\
&\quad + \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) \left(\frac{\partial v}{\partial n} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial z} \frac{\partial v}{\partial s} - \frac{\partial u}{\partial n} \frac{\partial w}{\partial s} \\
&= u \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) + v \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) + w \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) \\
&\quad - \left(\frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} \right) \frac{\partial u}{\partial s} - \left(\frac{\partial w}{\partial s} - \frac{\partial u}{\partial z} \right) \frac{\partial u}{\partial n} - \left(\frac{\partial u}{\partial n} - \frac{\partial v}{\partial s} \right) \frac{\partial u}{\partial z}
\end{aligned}$$

である。したがって、渦度に関する基礎式は

$$\begin{aligned}
&\int \left(u \frac{\partial \omega}{\partial s} + v \frac{\partial \omega}{\partial n} + w \frac{\partial \omega}{\partial z} - \omega \frac{\partial u}{\partial s} - \omega_n \frac{\partial u}{\partial n} - \omega_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) d v \\
&= \int \left(\varepsilon \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial s^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial n^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2} \right) + \frac{1}{r} \frac{\partial u^2}{\partial z} \right) d v \\
&\quad + \int \left(-\Delta(u \Gamma)_z \delta(s - s_i) \delta(n - n_j) \right) d v \dots\dots\dots (2.19)
\end{aligned}$$

となる。ここで、 Γ はベーン工に揚力を生じさせている各高さので循環であり、 $-\Delta(u \Gamma)_z$ はベーン工からの渦度の供給を表す。ベーン工下流端での渦度供給に関する境界条件は、 $u \Gamma$ の高さ方向の変化量で表され、これは揚力を用いて

$$-\Delta(u \Gamma)_z = \frac{1}{\rho} \frac{\partial F_n}{\partial z} \dots\dots\dots (2.20)$$

である。ここで、 $w \partial \omega / \partial z$, $\omega \partial u / \partial s$, $(-\omega_n \partial u / \partial n - \omega_z \partial u / \partial z) \ll u \partial \omega / \partial s$ 及び、 $\varepsilon \partial \omega / \partial s \ll \varepsilon \nabla^2 \omega$ を仮定する。また、一様湾曲流路で流れが集中していないならば、 $\partial u / \partial s = 0$, $\int v d z = 0$ となるので次式を得る。

$$\int \left(u \frac{\partial \omega}{\partial s} - \frac{1}{r} \frac{\partial u^2}{\partial z} \right) d v = \int \frac{1}{\rho} \frac{\partial F_n}{\partial z} \delta(s - s_i) \delta(n - n_j) d v + \int \varepsilon \nabla^2 \omega d v \quad (2.21)$$

ただし、

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial n^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

であり、境界条件は

$$z = \xi, z_0 \text{ または } n = +B/2, -B/2 \text{ において } \omega = 0 \dots\dots\dots (2.22)$$

である。ここで、 F_n は先述したようにベーン工に生ずる揚力の反力としてベーン工により流体へ単位高さに加えられる力である。この式で、 $F_n = 0$ であれば、池田らの理論²⁹⁾に一致する。この底面において、 $\omega = 0$ という条件は、厳密には底面の境界層の上で与えられるものであるので、この境界条件による解が適用できるのは、二次流の境界層が十分小さいと考えられる場合、すなわち底面抵抗が極端に大きくない場合である。

しかし、ベーン工を比較的抵抗が大きい、すなわち、水深/粒径が極めて小さかったり、大きな砂れき堆ができたりするような特性を持つ河道に設置することはベーン工法の性格上少ないと考えられる。したがって、この境界条件の適用は、現実の範囲内で十分適用可能であると考えられる。

式(2.21)を解けばベーン工設置時の二次流分布は求められる。しかし、これは未だ3次元の式であり、このままでは一般的に簡潔な解を得ることはできない。実験より、ベーン工を適切に設置すると、河床形状の縦断的な変化は、横断的な変化に対し小さくなることが分かっている。(Fukuoka et. al, 1990)そこで、流下方向には渦度方程式を積分して平均化操作を行い、式(2.21)をさらに簡略化し、二次流の横断分布のみを解くことにする。また、渦度の鉛直分布形すなわち二次流及び w の鉛直分布形を仮定して、鉛直積分値を求め、それより底面近傍の横断流速 v_b の横断分布を求める。

二次流の鉛直分布形状を底面流速 v_b を用いて、

$$v = v_b \cdot \cos(\pi z'/h), z' = (z - z_b)/h, h: \text{水深} \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

で表すことにする。これは、矩型領域において、以下の形式

$$\nabla^2 \nabla^2 \Psi = p(\eta, \zeta) \delta(n - \eta) \delta(z - \zeta), (\nabla^2 \Psi = -\omega), (p: \text{任意の荷重関数}) \quad (2.24)$$

で表される二次流の流関数 Ψ に関する方程式の4辺での境界条件 $\Psi = 0, \omega = 0$ に対する ω の鉛直方向の固有関数 $\sin(k\pi z'/h)$ の一次モードを表す。この式の一般解はこの固有関数系列 $\exp(-k\pi n/h) \cdot \sin(k\pi z'/h)$ の総和で表される²⁹⁾。したがって、二次流に対して高次の解($k \geq 2$)まで解けば解の精度は上がる。しかし、この固有関数は v_b に対して $1/k$ の3乗で収束し、また、高波数成分は流下に伴い急速に減衰すると考えられるので、ここでは1次モードのみを取る。厳密には、高次成分の底面流速は存在し、ベーン工周りで流れは局所的に複雑に変形され、仮定している分布形がそのまま適用できるとは限らない。したがって、この場合供給される渦度が保存されると見なした方がよいと考えられる。そこで、鉛直積分にあたって1次モードのみを抽出する重み付き積分ではなくて、渦度が保存されるように単純積分を行う。

一様湾曲の条件より、連続式は、

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (r v) + \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial v}{\partial n} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

である。ここで、 w を v の関数形に対して

$$w = -w_c \cdot \sin(\pi z') \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

とおき、 $\partial z' / \partial n \approx 0$ として、連続条件式(2.25)を満たすように w_c を定めて式(19)に代入すると

$$\omega = \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial n} = -v_b \frac{\pi}{h} \sin(\pi z') + \frac{h}{\pi} \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2} \sin(\pi z') \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

となる。式(22)について、まず河床から水面までの積分値を求め、境界条件を与えると

$$\begin{aligned} \int u \frac{\partial \omega}{\partial s} dz &= \frac{\partial}{\partial s} \int (u \omega) dz - \frac{\partial \xi}{\partial s} (u \omega)_\epsilon + \frac{\partial z_b}{\partial s} (u \omega)_{z_b} = \frac{\partial}{\partial s} \int (u \omega) dz \\ \int \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial z} dz &= \frac{1}{r} [u_\epsilon^2 - u_{z_b}^2] \\ \int \frac{1}{\rho} \frac{\partial F}{\partial z} \delta(s - s_i) \delta(n - n_j) dz &= \left(\frac{F_n(z_s)}{\rho} - \frac{F_n(z_b)}{\rho} \right) \delta(s - s_i) \delta(n - n_j) \\ \int \epsilon \nabla^2 \omega &= \epsilon \left[\frac{\partial}{\partial n} \int \frac{\partial \omega}{\partial n} dz - \frac{\partial \xi}{\partial n} \left(\frac{\partial \omega}{\partial n} \right)_\epsilon + \frac{\partial z_b}{\partial n} \left(\frac{\partial \omega}{\partial n} \right)_{z_b} \right] + \epsilon \int \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \omega}{\partial z} \right) dz \\ &= \epsilon \left[\frac{\partial^2}{\partial n^2} \int \omega dz - \frac{\partial}{\partial n} \left\{ \frac{\partial \xi}{\partial n} \omega_\epsilon + \frac{\partial z_b}{\partial n} \omega_{z_b} \right\} \right] + \epsilon \left[\left(\frac{\partial \omega}{\partial z} \right)_\epsilon - \left(\frac{\partial \omega}{\partial z} \right)_{z_b} \right] \\ &= \epsilon \frac{\partial^2}{\partial n^2} \int \omega dz + \epsilon \left[\left(\frac{\partial \omega}{\partial z} \right)_\epsilon - \left(\frac{\partial \omega}{\partial z} \right)_{z_b} \right] \quad (\partial \epsilon / \partial n \approx 0 \text{ と仮定している}) \end{aligned}$$

であるから、次式を得る。

$$\begin{aligned} &\int \frac{\partial}{\partial s} \int (u \omega) dz ds dn - \int \frac{1}{r} [u_\epsilon^2 - u_{z_b}^2] ds dn \\ &= \left(\frac{F_n(z_s)}{\rho} - \frac{F_n(z_b)}{\rho} \right) \int \delta(s - s_i) \delta(n - n_j) ds dn \\ &\quad + \int \epsilon \frac{\partial^2 \omega}{\partial n^2} dz ds dn + \int \epsilon \left[\left(\frac{\partial \omega}{\partial z} \right)_\epsilon - \left(\frac{\partial \omega}{\partial z} \right)_{z_b} \right] ds dn \quad \dots\dots (2.28) \end{aligned}$$

ここで、 $F_n(z_s)$ 、 $F_n(z_b)$ は、それぞれベーン工によって、流体が水面及び河床で受ける力である。ベーン工が水面下の十分深い位置にある場合には、 $F_n(z_s) = 0$ である。

次に、式(2.28)を流下方向に、 s_i から $s_i + \Delta s$ まで積分し、積分区間 Δs で除して縦断方向に平均化する。いま、一様湾曲流路にベーン工が無数設置されていて、定常状態になっているとすれば、 Δs に関して周期性を持つので $\omega(s + \Delta s) = \omega(s)$ 、 $u(s + \Delta s) = u(s)$ とおくことができる。渦度の式(2.27)を代入すると、

$$\begin{aligned} \frac{1}{\Delta s} \int \frac{\partial}{\partial s} \int (u \omega) dz ds &= 0 \\ \frac{1}{\Delta s} \int \frac{1}{r} [u_\epsilon^2 - u_{z_b}^2] ds &= \frac{1}{r} [\overline{u_\epsilon^2} - \overline{u_{z_b}^2}] \\ \frac{1}{\Delta s} \int \frac{F_n(z_b)}{\rho} \delta(s - s_i) \delta(n - n_j) ds &= \frac{F_n(s_i, z_b)}{\rho \Delta s} \delta(n - n_j) \\ \frac{1}{\Delta s} \int \epsilon \frac{\partial^2}{\partial n^2} \int \omega dz ds &= \epsilon \frac{\partial^2}{\partial n^2} \int \overline{\omega} dz = \epsilon \frac{\partial^2}{\partial n^2} \int \left(\frac{\partial \overline{v}}{\partial z} - \frac{\partial \overline{w}}{\partial n} \right) dz \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \varepsilon \frac{\partial^2}{\partial n^2} (-2 \overline{v_b} + 2 \frac{h^2}{\pi^2} \frac{\partial^2 \overline{v_b}}{\partial n^2}) \\
\frac{1}{\Delta s} \int \varepsilon \left[\frac{\partial \omega}{\partial z} \Big|_s - \frac{\partial \omega}{\partial z} \Big|_b \right] dz &= \varepsilon \left[\frac{\partial \overline{\omega}}{\partial z} \Big|_s - \frac{\partial \overline{\omega}}{\partial z} \Big|_b \right] \\
&= \varepsilon \left(2 \left(\frac{\pi}{h} \right)^2 \overline{v_b} - 2 \frac{\partial^2 \overline{v_b}}{\partial n^2} \right)
\end{aligned}$$

となる。―は、流下方向の平均値を示す。また、大部分の場所では、水深の横断方向微分に関する項が他の項に比べて小さいとして省略する。ここで、―を便宜的に取り払い、 (s_i, n_j) での底面流速及び二次流の関数である $F_n(s_i, n_j)$ を、流下方向に平均化された流速によってきまる関数； F_b 、 F_s と、二次流とベーン工の相互干渉の影響や流下方向に平均化したことによる影響、その他種々の影響を含む補正係数； f を用いて表すとすれば、

$$\begin{aligned}
\int \frac{1}{r} (u_s^2 - u_b^2) ds dn - f \left(\frac{F_b}{\rho \Delta s} - \frac{F_s}{\rho \Delta s} \right) \int \delta(n - n_j) dn = \\
- 2 \varepsilon \int \left[\left(\frac{\pi}{h} \right)^2 \overline{v_b} - 2 \frac{\partial^2 \overline{v_b}}{\partial n^2} + \left(\frac{h}{\pi} \right)^2 \frac{\partial^4 \overline{v_b}}{\partial n^4} \right] dn \dots\dots\dots (2.29)
\end{aligned}$$

が得られる。ここで、 u_s ：表面近傍の流速、 u_b ：底面近傍の流速である。また、式(2.29)の境界条件は、 v_b に対し、以下のように表される。(図-2.1.4)

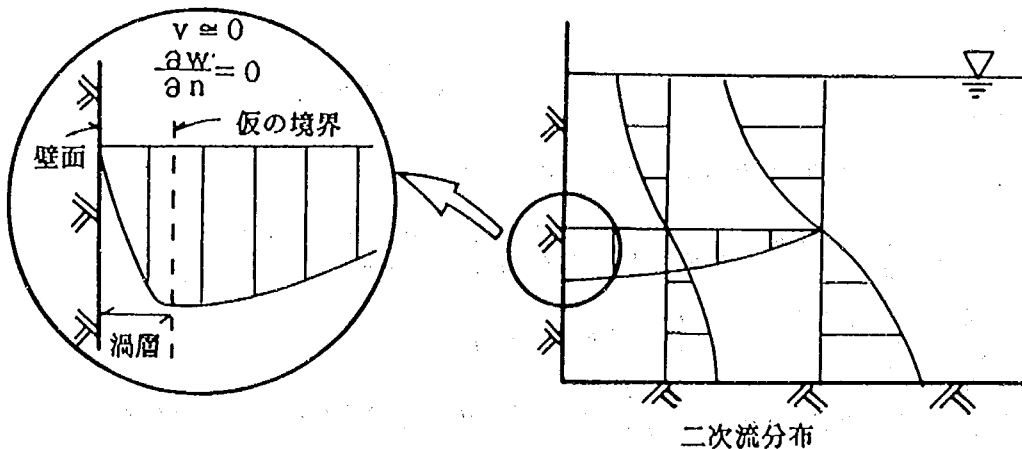


図-2.1.4 境界条件

$$v_b = 0, \quad \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2} = 0 \quad : \text{壁面上} \dots\dots\dots (2.30)$$

ここで、 F_b は底面近傍において、 F_s は水面近傍においてベーン工にかかる揚力の反力である。式(2.29)は、二次流の生成と消散の関係を表す。右辺第一項は遠心力による二次流の生成を表し、第二項がベーン工によって発生する流れの遠心力によるものとは逆向きの二次流を表す。ここで、 $f(F_b - F_s)/\Delta s$ の値が正で大きいほどベーン工によって発生する二次流は強くなり、湾曲流によって発生する二次流を弱め、その結果外岸に生じる洗掘が抑制される。(式の妥当性などについては Note 2 を参照)

(4) 主流の横断分布

主流の鉛直流速分布は、湾曲部のどの位置においても相似であるとして仮定して、Engelund の式²⁹⁾を若干修正した次式を用いる。

$$u = (\psi - 2/\kappa) u_* + 3/\kappa \cdot u_* \sin(\pi z'/2) \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

ここで、 u_* ：摩擦速度である。このとき、表面流速 u_s 、底面流速 u_b 、拡散係数 ε は、それぞれ以下の様になる。

$$u_s = (\psi + 1/\kappa) u_*, \quad u_b = (\psi - 2/\kappa) u_*, \quad \varepsilon = \kappa u_* h/6, \quad \kappa : \text{カルマン定数} \dots\dots\dots (2.32)$$

ただし、湾曲部の流れであることから $\kappa=0.5$ を用いる。また、 ψ は流速係数であり、平均水深 h 及び平均流速 u_a を用いて

$$\psi = u_a / \sqrt{g h_a I} \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

と定義される。主流の横断流速分布については、式(2.16)で s 方向の拡散を省略した次式から与えられる。

$$\int \left(u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz = \int \left(-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} + \varepsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} + \frac{\partial \tau_{sz}}{\partial z} - \frac{F_s(z)}{\rho} \delta(s-s_i) \delta(n-n_j) \right) dz \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

ここで、式(2.31)を式(2.32)に代入し、鉛直積分値を求めると、

$$\begin{aligned} \text{左辺} &= \int \left(u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz = \int \left(\frac{\partial u^2}{\partial s} + \frac{\partial u v}{\partial n} + \frac{\partial u w}{\partial z} \right) dz \\ &= \frac{\partial}{\partial s} \int u^2 dz - (u^2)_\xi \frac{\partial \xi}{\partial s} + (u^2)_z b \frac{\partial z_b}{\partial s} \\ &\quad + \frac{\partial}{\partial n} \int u v dz - (u v)_\xi \frac{\partial \xi}{\partial n} + (u v)_z b \frac{\partial z_b}{\partial n} + (u w)_\xi - (u w)_z b \\ &= \frac{\partial}{\partial s} \int u^2 dz + \frac{\partial}{\partial n} \int u v dz \\ &= h \psi^2 \left(u_* \frac{\partial u_*}{\partial s} + v_* \frac{\partial u_*}{\partial n} \right) + \frac{4}{\kappa \pi} \frac{\partial}{\partial n} (u_* v_b h) \end{aligned}$$

$$\text{右辺第一項} = \int -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} dz = g h I$$

$$\text{右辺第二項} = \int \varepsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} dz \simeq \frac{\partial}{\partial n} \int \tau_{sz} dz - \tau_{sz} \frac{\partial h}{\partial n} \simeq h \frac{\partial \tau_{sz}}{\partial n} \simeq \varepsilon h \psi \frac{\partial^2 u}{\partial n^2}$$

$$\text{右辺第三項} = \int \frac{\partial \tau_{sz}}{\partial z} dz = 0 - \tau = -u_*^2$$

$$\text{右辺第四項} = \int \frac{F_s}{\rho \Delta s} \delta(s-s_i) \delta(n-n_j) dz = -\frac{C_D}{2} A_v \psi'^2 u_*^2 \cdot \delta(s-s_i) \delta(n-n_j)$$

であるから、

$$\int (h \phi^2 (u_* \frac{\partial u_*}{\partial s} + v_* \frac{\partial u_*}{\partial n}) + u_*^2 - \epsilon h \phi \frac{\partial^2 u_*}{\partial n^2} + \frac{4}{\kappa \pi} \frac{\partial}{\partial n} (u_* v_* h)) ds dn \\ \simeq -\frac{C_D}{2} A_v \phi'^2 u_*^2 \int \delta(s-s_i) \delta(n-n_j) ds dn + \int gh I ds dn \quad (2.35)$$

C_D : 抗力係数 (水没式: $C_D = 2 \pi A_v / H^2 \cdot \beta_a^2 \sin^2 \alpha$)

$$\phi'^2 = \int_0^H u^2 \ell dz / (u_*^2 A_v)$$

を得る。ただし、 ϕ は横断的には一定値で与え、 $u(n) = \phi u_*(n)$ とした。ここで、一様湾曲流路において、流れが流下方向に平衡であるとする、 $\partial u / \partial s = 0$ という条件より、式(2.35)は以下のように変形される。

$$\int (u_*^2 - \epsilon h \phi \frac{\partial^2 u_*}{\partial n^2} + \frac{4}{\kappa \pi} \frac{\partial}{\partial n} (u_* v_* h)) + \frac{C_D A_v \phi'^2 u_*^2}{2 \Delta s} \delta(n-n_j) dn = \int gh I dn \quad (2.36)$$

が得られる。式(2.36)が主流の横断分布の式である。ただし、ベーン工設置時には二次流による運動量輸送は小さいとして、右辺第3項は省略し、

$$\int (u_*^2 - \epsilon h \phi \frac{\partial^2 u_*}{\partial n^2} + \frac{C_D A_v \phi'^2 u_*^2}{2 \Delta s} \delta(n-n_j) dn = \int gh I dn \quad (2.37)$$

より、主流の横断分布を計算する。なお、二次流による運動量輸送を考慮する場合には、主流の鉛直分布形を求め、その解を式(2.34)に代入して、解く必要がある。(計算方法などについて Note-3 参照) ここでは、運動量輸送によって κ が変化した見なし、鉛直分布形を固定することによって、計算の簡略化を図る。

2.1.2 諸係数の算定法

(1) 揚力係数の評価

F は薄翼にかかる揚力と等しいと仮定する。この時クッタ・ジュコーフスキーの理論より

$$F / \rho = u \Gamma = C_L \ell u^2 / 2, \quad \ell: \text{ベーンの長さ} \quad (2.38)$$

である。ベーン工が十分水没する場合には、薄翼の理論より揚力係数 C_L は、ベーン工のアスペクト比の関数である補正係数 β を用いて、一般に

$$C_L = \beta 2 \pi \sin \alpha, \quad \alpha: \text{ベーン工の迎え角} \quad (2.39)$$

と表せるので、 F_o は

$$F_o / \rho = \beta_o \pi \ell_o \sin \alpha u_o^2 \quad (2.40)$$

となる。ここで、下付き o は底面近傍での値を示す。したがって、 F_o を求めるためには β_o を与える必要がある。 β に関しては、プラントルの積分方程式より求められる。(詳しくは Note-4 を参照)

ベーン工を薄翼（片翼）と見なして、種々の面形に対する平均揚力補正係数 β_a を、図-2.1.5に示す。多少の違いはあるが、 β_a は翼面形の違いにそれほど依存せずに、楕円形についての理論解

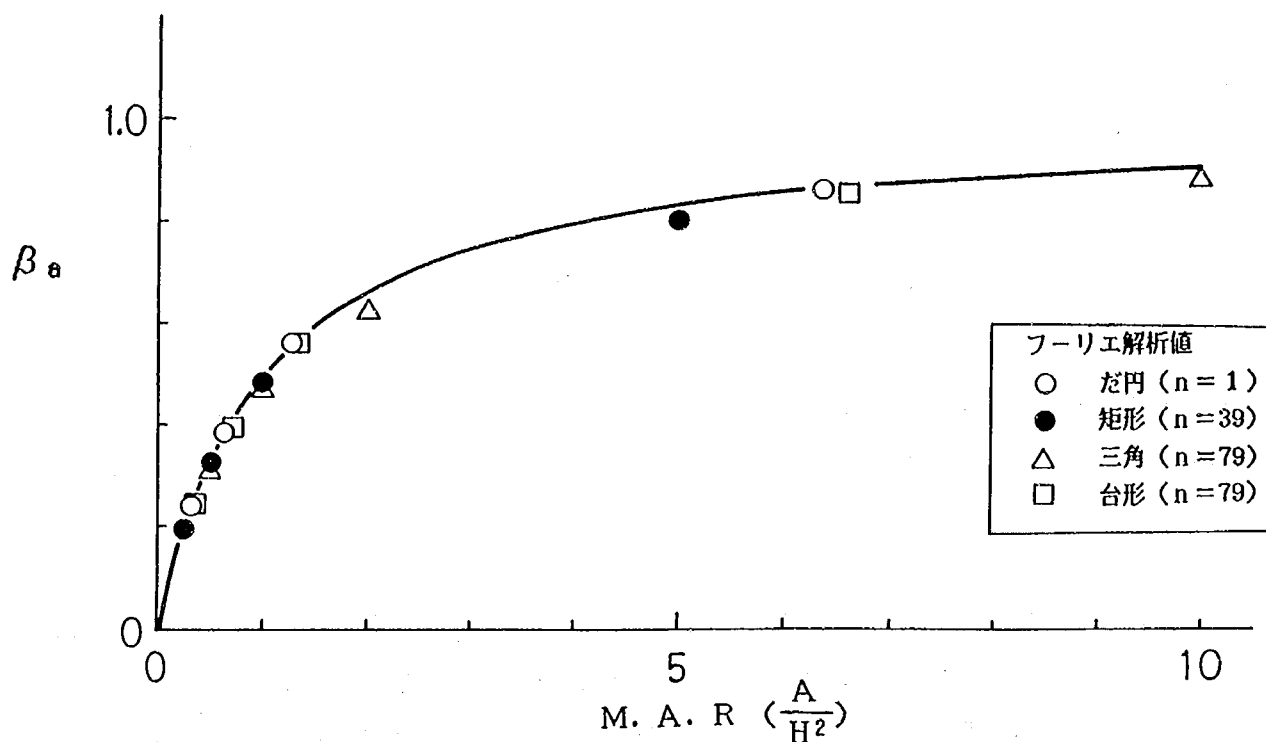


図-2.1.5 平均アスペクト比と揚力補正係数の関係

$$\beta_a = 1 / (1 + A_o / H^2) \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

A_o : ベーン工の面積, H : ベーン工の高さ

を用いてほぼ表せることがわかる。なお、Odgaardら(1987)は、長方形型のベーン工に対して、 $A_o = HL$ として、式(2.41)を用いており、 $H/h \leq 0.5$ の場合において実験的に確かめている。ただし、求めたい β_o と β_a は厳密には異なり、また β_o はベーン工の形状によって変化し、 β_a の値はベーン工の諸元を用いて一般的に陽な形では表現できない。しかし、 β_o と β_a の違いもそれほど大きくないため、ここでは、この違いを先の式(2.29)において f に含めるものとする。形状による β_o と β_a の違い、すなわちプラントルの積分方程式¹²⁾から求めた β_o と式(2.41)から定まる β_a の比を図-2.1.6に示す。図-2.1.6からわかるように、通常の翼面形ならば

$$\beta_o / \beta_a \approx \beta_o / \beta_a = 0.9 \sim 1.2 \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

程度のものである。

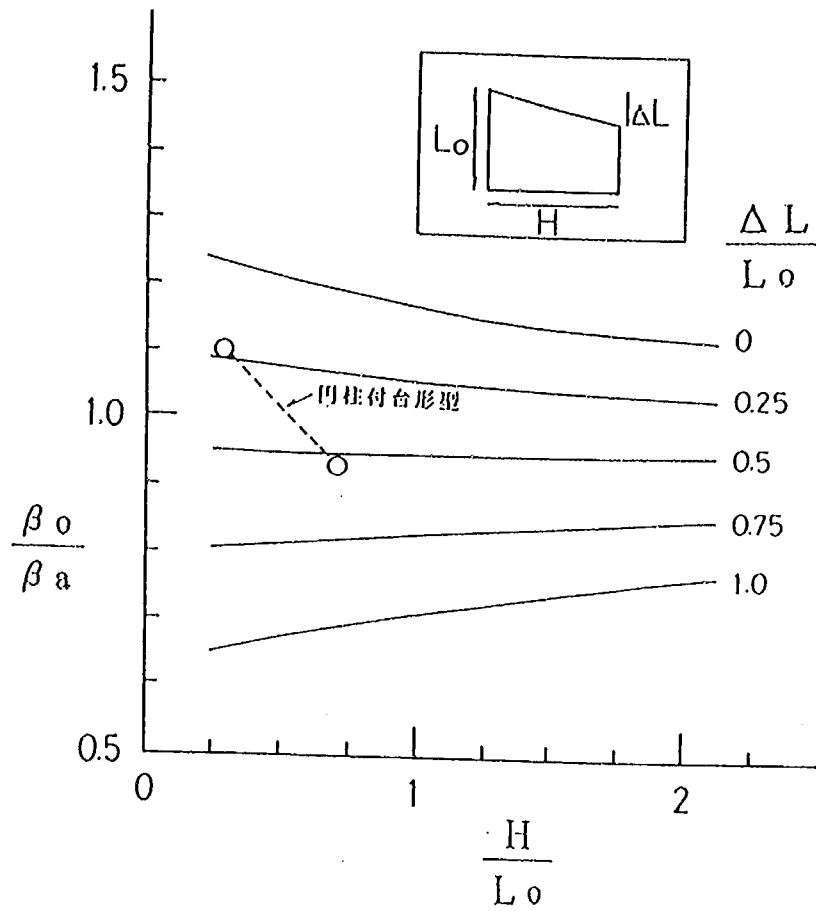
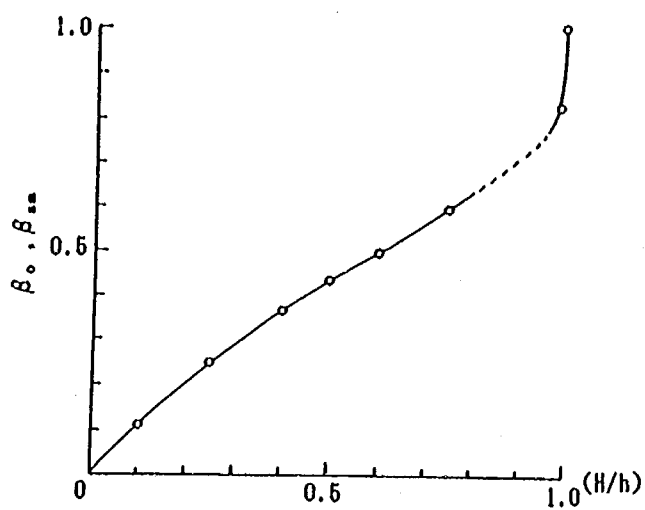
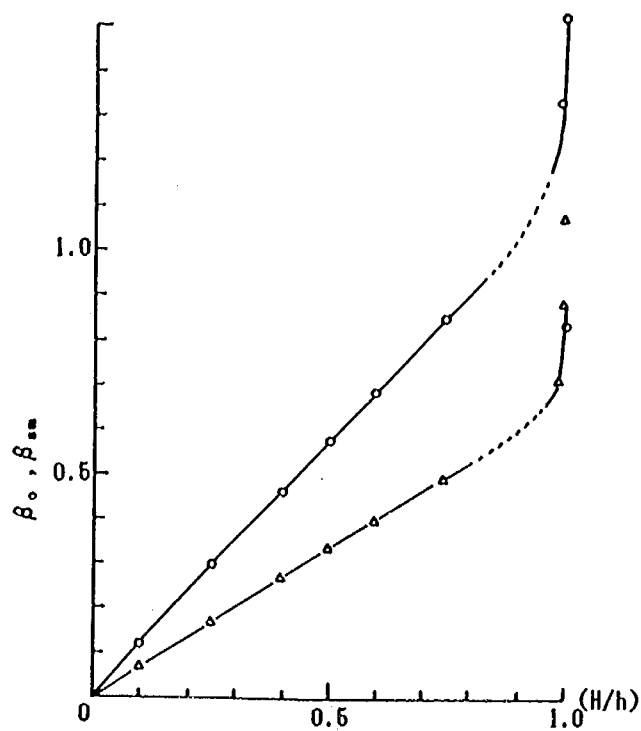


図-2.1.6 β_o と β_a の違い

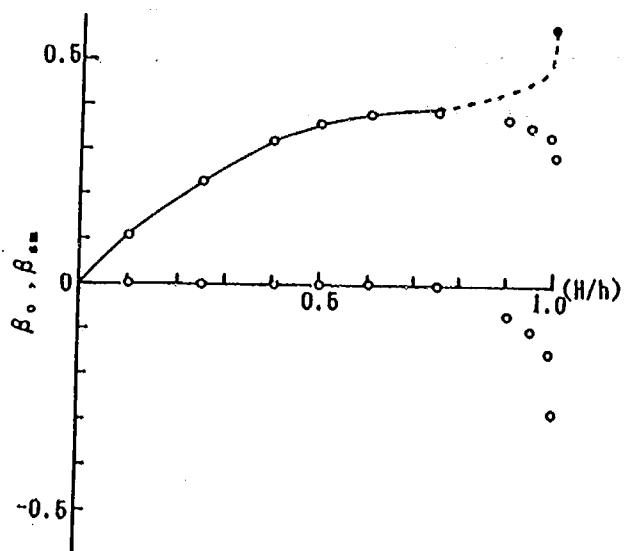
しかし、実際には水深に対するベーン工の高さの比、流れの鉛直シア、接近流体の二次流などの影響によって揚力に変化する。プラントルの積分方程式をシアのある有界な場での長方形型ベーン工について解くと、図-2.1.7(a)~(d)のようになる。これらは、底面及び水面近傍でベーン工にかかる揚力補正係数を平均流速及び底面もしくは水面近傍の流速に対して表したものである。



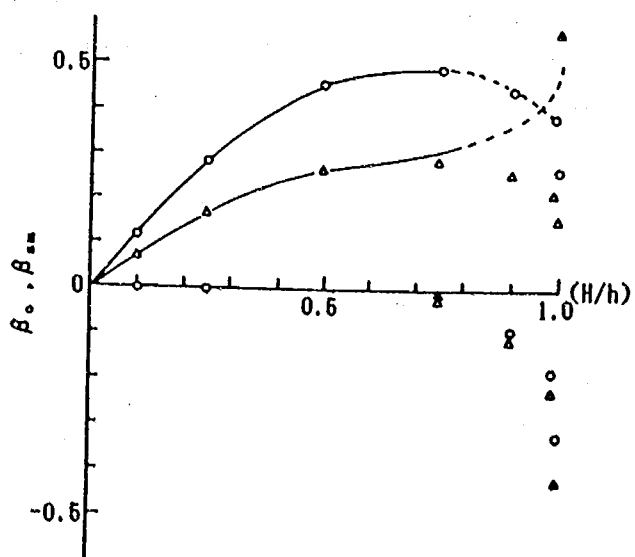
(a) $\Delta\alpha = D$, $L/H = 1$, シアーなし



(b) $\Delta\alpha = 0$, $L/H = 1$, シアーあり ($\psi = 16$)



(c) $\alpha = 0$, $L/H = 1$, シアーなし



(d) $\alpha = 0$, $L/H = 1$, シアーあり ($\psi = 16$)

図-2.1.7 流速の分布及びベーン工の高さと揚力補正係数の関係

これらの図からシアがある場合には一様流の場合と比べて、底面付近の揚力の補正係数は、大きいことが分かる。ただし、流速は平均流速よりも遅いため、揚力は小さい。すなわち、シアが大きい場合には β_o/β_s の値は増大することが分かる。したがって、ベーン工の効果は

$$F_b = \chi_3 \beta_o (\sin \alpha + \chi_2 \sin \Delta \alpha) \pi \ell_o u_b^2, \quad \chi_3 = \beta_o/\beta_s, \quad \chi_2 = \beta_o'/\beta_o. \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

β_o : 二次流の角度に対する揚力補正係数 ($\chi_2=0.9\sim 1.0$, $H/h \leq 0.4$)

となる。ただし、ベーン工が水面より十分低くないときは、ベーン工と水面の狭い間に平均流に対しては非常に大きい吹上が生じることになり、これは現実的ではないので、 $H/h \geq 0.5\sim 0.6$ では、おおよその目安にしかないものと考えられ、ここでは破線で表している。

また、ベーン工が水面から突出する場合には、平均流に対しては底面付近の揚力補正係数が増大し、水面近傍では小さくなることが分かる。一方、二次流に対する変化量はそれほど変化しない。したがって、ベーン工が突出する場合には、平均流に対してそれほど有効に機能せず、長方形ベーン工、 $\phi=16$ 程度の流れに対しては水没式で、向きの異なる $H/h=0.3$ の場合と同程度の効果しかない。ただし、接近流体の二次流に対する効果はある。したがって、突出式ベーン工の全体での効果は

$$F_b - F_s \simeq (-0.2 \sin \alpha + 0.58 \sin \Delta \alpha) \pi \ell u^2 \quad (\text{長方形, } \phi=16) \quad \dots\dots\dots (2.44)$$

程度である。阿部ら(1985)が実験で示したように、突出式の場合は、 α が負の場合に効果的である。また $\alpha=0$ でも洗掘抑制効果があり、図-2.1.7(a)から分かるように、ベーン工の高さが水深の0.5倍以上の時はその効果はそれほど変化しない。ただし、 $\alpha + \Delta \alpha$ が大きい場合には剝離が生じ、実際には頭打ちになる。

また、水没式、突出式に関わらず、ベーン工に対する二次流の迎え角 $\Delta \alpha$ を求める必要があるが、ベーン工を適切に配置することによって、 $\Delta \alpha$ がほぼ0となるようにすることができる。

(2) 二次流とベーン工の干渉の影響について

Odgaard ら(1987)¹⁰⁾ は、ベーン工の効果に影響する二次流について、ベーン工を設置しない場合に生じる二次流がベーン工に作用するものとし、これとベーン工に向かう流れの角度を加えたものが 20° となるようにベーン工の向きを定めるとした。しかし、ベーン工が存在する場合には二次流はベーン工の周りで弱くなる。先において縦断変化の影響を補正係数の中に含めたが、合理的、効率的な設置法を定めるためには、洗掘軽減効果の変化に影響するベーン工との干渉によって決まる二次流の強さを正確に評価する必要がある。ここでは、二次流とベーン工の相互干渉によって定まる底面付近の二次流の変化について検討を行う。

ベーン工に対する流れの迎え角は、二次流の存在のためベーン工の面内で鉛直方向に異なる。この迎え角の鉛直方向の変化の影響は、平均流に対する迎え角が大きいときには平均流による効果と比べて相対的に小さいと考えられるので、これを補正係数の中に含める。また、自己誘導による迎え角の変化の補正を表す β は、この二次流の影響に対してそれほど変化しないものとする。すなわち β は、

図-2.1.8の定義に従い

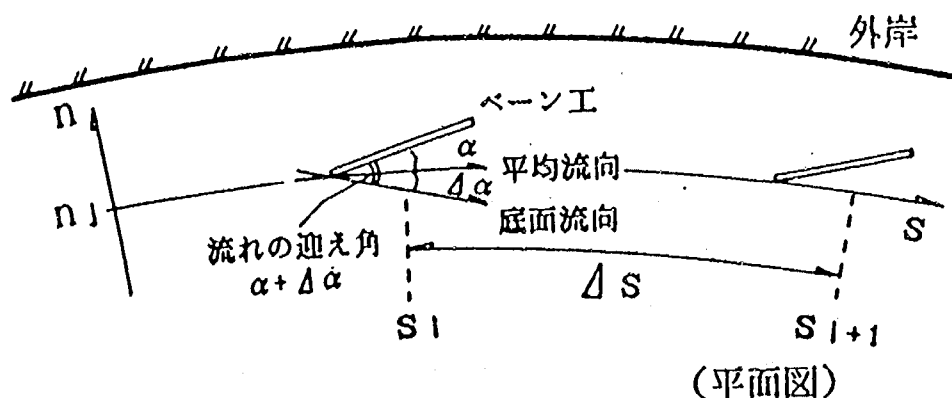


図-2.1.8 変数の定義

$$\beta' \sin \alpha = \beta \sin(\alpha + \Delta \alpha) \quad (2.45)$$

β : 一様流中の補正係数, $\Delta \alpha$: 二次流による迎え角の変化

と表すものとする。ここで、 $\sin(\alpha + \Delta \alpha) = \sin \alpha \cos \Delta \alpha + \cos \alpha \sin \Delta \alpha$ と展開して、 $\Delta \alpha \simeq 0$ とすれば、 $\cos \Delta \alpha \simeq 1$, $\sin \Delta \alpha \simeq \Delta \alpha$ とおくことができ、

$$\beta' \sin \alpha = \beta \cos \alpha (\tan \alpha + \Delta \alpha) \quad (2.46)$$

である。これは、ベーン工にあたる二次流の向きが遠心力によるものと同じ場合は、見かけ上 β の値が増大し、二次流の向きがこれと逆向きの場合は、見かけ上 β の値が減少することを示す。 β の変化に影響する二次流の縦横断的な変化は、式(2.28)を解くことによって得られる。しかし、ここではベーン工に作用する二次流の影響のみが分かれば良い。ベーン工の周りに発生する二次流は式(2.29)から水深の order で拡散するものと考えられる。そこで、この二次流に的を絞り、二次流の強度が χ , h で表される幅で平均的に拡散するとして、その場所での底面流向の縦断変化を求める。そして、その結果より補正係数 f を求め、特性を考察する。

式(2.1)を $n_1 - \chi_1 h/2$ から $n_1 + \chi_1 h/2$ まで横断方向に積分すると、

$$\begin{aligned} \int \left[2 \frac{\partial u v_b}{\partial s} + \frac{6}{\kappa} \left(\phi - \frac{1}{2\kappa} \right) \frac{u_*^2}{r} \right] d n d s = - \int \frac{F_n(z_b)}{\rho} \delta(s - s_1) \delta(n - n_1) d n d s \\ + \int 2 \varepsilon \left(\left(\frac{\pi}{h} \right)^2 v_b - 2 \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2} + \left(\frac{h}{\pi} \right)^2 \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2} \right) d n d s \quad (2.47) \end{aligned}$$

となる。ここで、図-2.1.9に示すように、横断方向の拡散は $\chi_1 h$ の幅でのみ生じ、その中では v_b は一定であるとする、式(2.47)は横断的に均一化された形となり、

$$\chi_1 h \left(2 \frac{\partial u v_b}{\partial s} + \frac{6}{\kappa} \left(\phi - \frac{1}{2\kappa} \right) \frac{u_*^2}{r} \right) d s = \beta_0 \pi \ell_0 \sin \alpha_0 u_b^2 \int \delta(s - s_1) d s$$

$$- \int \chi_1 h \frac{\kappa u_*^2 \pi^2}{3 h} v_b ds \dots\dots\dots (2.48)$$

を得る。主流に対してもこれと同様に、流れの基礎方程式を横断方向に積分し、横断方向への運動量輸送を無視すると

$$\int (\chi_1' h^2 \phi^2 u_* \frac{\partial u_*}{\partial s} + \chi_1' h u_*^2 + \frac{C_D}{2} A_v \phi'^2 u_*^2 \delta(s - s_i)) ds = \int \chi_1' g h^2 I ds \dots\dots\dots (2.49)$$

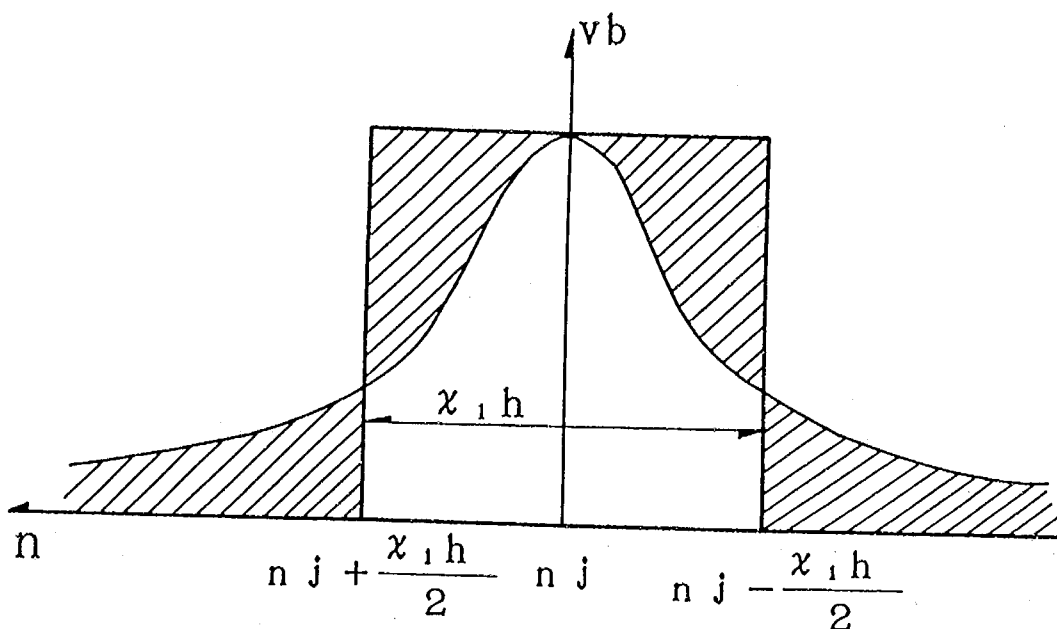


図-2.1.9 χ_1 の定義

を得る。ここで、 $\chi_1' h$ は主流の拡散幅である。厳密には、横断方向への拡散によって定まる $\chi_1' h$ が解なのであるが、ベーン工が連続的に設置されている場合には、既に横断流速分布がほぼ形成され、個々のベーン工の設置に伴う流速分布の変化は内部境界層的に起こるとして、流下に伴う χ_1' の変化を小さいとしている。また、 $h = \text{const.}$ とし、 $s_* = s/h$ 、 $T_* = u_*^2/(ghI)$ と無次元化して式(2.49)を書き改めると次式を得る。

$$\int q_3 \frac{\partial T_*}{\partial s_*} ds_* = \int (1 - \frac{q_1}{\chi_1}, T_* \delta(s_* - s_{*i}) - T_*) ds_* \dots\dots\dots (2.50)$$

$$q_1 = \frac{C_D A_v}{2 h^2} \phi'^2, \quad q_3 = \frac{\phi^2}{2}$$

式(2.50)をベーン工の縦断間隔 Δs の区間に解いて、周期境界条件を導入すると

$$T_* = 1 - H \exp(-(s_* - s_{*i})/q_3) \quad (s_{*i+1} > s_* > s_{*i}) \dots\dots\dots (2.51)$$

$$H = \frac{\frac{q_1}{\chi_1 q_3}}{1 - (1 - \frac{q_1}{\chi_1 q_3}) \exp(-\Delta s_*/q_3)}$$

を得る。ただし、式(2.51)はベーン工よりも大きなスケールについての流れを表すものである。ここで、通常の河道で適切にベーン工を配置するならば、 T_* の流下に伴う変化量

$$\Delta T_* = II(1 - \exp(-\Delta s_*/q_3))$$

は、高々0.05程度であり、 T_* は縦断方向にはそれほど変化しないので、流下に伴う掃流力の縦断的な変化については、省略し、 $u_b = \text{const.}$ として、式(2.48)において

$$\frac{1}{u_b u_*} \frac{\partial u v_b}{\partial s} \approx \phi \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v_b}{u_b} \right) \quad (2.52)$$

と変形し、さらに

$$v_{b*} = \left(\frac{v_b}{u_b} \right) \quad (2.53)$$

と無次元化する。また、式(2.46)において $\Delta \alpha = -v_b/u_b \cos(\pi z'/h)$ として

$$\hat{\beta}_0/\beta_0 = (1 - \chi_2 v_{b*}), \quad \beta_0/\beta_a = \chi_3, \quad \hat{\beta}_0: \text{二次流の干渉を考慮した } \beta_0 \text{ の推定値} \quad (2.54)$$

とおく。 χ_2 は二次流の β_0 への影響の割合を表すもので、 χ_3 はベーン工の形状によって決まる β_0 と β_a の違い、一様湾曲ではないこと、またベーン工が無限数設置されていないことなどによる影響を表す補正係数で、 $\chi_2, \chi_3 \approx 1$ 程度のものである。これより、式(2.48)を書き改めると

$$\int p_3 \frac{\partial v_{b*}}{\partial s_*} ds_* = \int (-p_2 + (\chi_3 \frac{p_1}{\chi_1} (\tan \alpha - \chi_2 v_{b*}) \delta(s_* - s_{*i}) - v_{b*})) ds_* \quad (2.55)$$

$$p_1 = \frac{3 \beta_a \pi \ell \cos \alpha (\phi - 2/\kappa)}{\kappa \pi^2 h}, \quad p_2 = \frac{18}{\kappa^2 \pi^2} \frac{(\phi - 0.5/\kappa) h}{(\phi - 2/\kappa) r}, \quad p_3 = \frac{6 \phi}{\kappa \pi^2}$$

である。先と同様して解は直ちに得られて、

$$v_{b*} = -p_2 + K \exp(-(s_* - s_{*i})/p_3), \quad (s_* \geq s_{*i}) \quad (2.56)$$

$$K = \frac{\chi_3 \frac{p_1}{\chi_1 p_3} (\tan \alpha + \chi_2 p_2)}{1 - (1 - \chi_2 \chi_3 \frac{p_1}{\chi_1 p_3}) \exp(-\Delta s_*/p_3)}$$

となる。ここで、流下方向の変化を考慮した場合の v_{b*} の平均値を $\widehat{v}_{b*}$ 、考慮しない場合の v_{b*} の平均値を $\overline{v}_{b*}$ とする。この時、ベーン工と二次流の相互干渉の結果としてベーン工から供給される二次流を表すための補正係数は、ベーン工から供給される二次流を表すこれらの2つの平均値の比を用いて、近似的に

$$f = \frac{\hat{\gamma}_j}{\gamma_j} \approx \frac{\chi_1 h (\widehat{v}_{b*} + p_2)/B p_2}{\chi_1 h (\overline{v}_{b*} + p_2)/B p_2} = \frac{(1 + \widehat{v}_{b*}/p_2)}{(1 + \overline{v}_{b*}/p_2)} \quad (2.57)$$

と表せるものとする。ここで $\hat{\gamma}_j$ は、流下方向の変化と干渉を考慮したときの γ_j である。また、定義より

$$\widehat{v}_{b*} = -p_2 + p_3 K / \Delta s_* \cdot [1 - \exp(-\Delta s_* / p_3)] \quad \dots\dots\dots (2.58)$$

$$\overline{v}_{b*} = -p_2 + (p_1) \tan \alpha / (\Delta s_* \chi_1) \quad \dots\dots\dots (2.59)$$

であるから、補正係数 f は

$$f = \chi_3 \frac{(1 + \chi_2 p_2 / \tan \alpha)(1 - \exp(-\Delta s_* / p_3))}{1 - (1 - \chi_2 \frac{\chi_3 p_3}{\chi_1 p_1}) \exp(-\Delta s_* / p_3)} \quad \dots\dots\dots (2.60)$$

である。ここで、 χ_1 、 χ_2 、 χ_3 については以下のように選ぶ。 χ_2 については $\chi_2=1.0$ とする。 χ_1 については実験の横断河床形状から、ベーン工による二次流が卓越していると考えられる幅、すなわちベーン工の周りでそれ以外の場所と横断河床勾配が反転している範囲の幅 ΔB が、 $\Delta B=(2\sim 3)h$ であることから、それに近いものとして $\chi_1=2\sim 3$ と仮定する。 χ_3 は、ベーン工の形式によって異なり、 $\chi_3 \approx \beta_0 / \beta_a$ とすれば通常のベーン工では概ね $\chi_3=0.9\sim 1.2$ 程度である。図-2.1.10に f と Δs の関係を示す。図-2.1.10から、遠心力による二次流の強さを表す p_2 が大きい場合には f は増大し、ベーン工による二次流の強さを表す p_1 が大きい場合には f が減少することがわかる。また、ベーン工の間隔が狭くなるほど急速に f の値が小さくなり、逆に河床に抵抗によって定まる $1/p_3$ が大きいほど f が大きくなることをわかる。

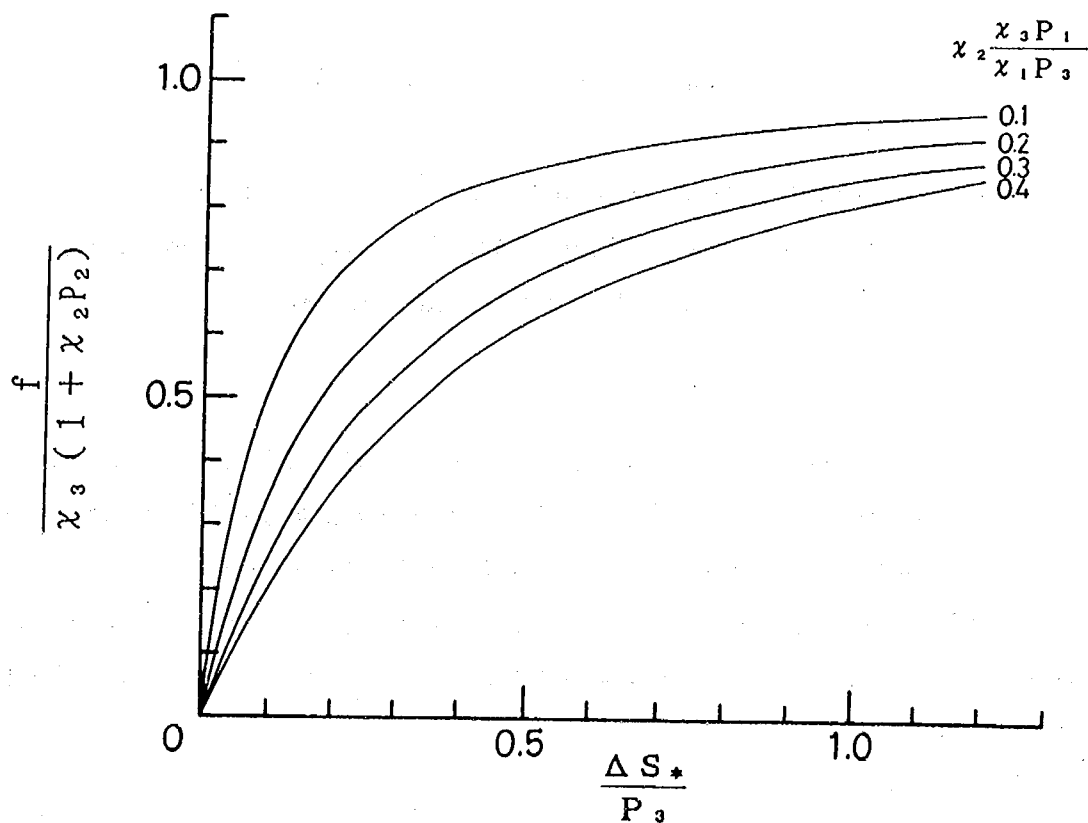


図-2.1.10 f の縦断変化

ただし、 f の計算において χ_1 の取り方など仮定が多いので、これで全てが表されるわけではなく、依然として誤差は残る。すなわち、 χ_1 は本来ならば解として求めるものであり、式系は完全には閉じておらず、実験結果を基に二次流の影響の機構を表しているにすぎない。これはベーン工周りの流れ、特に拡散係数などを厳密に定められないためであり、検討の余地はある。しかし、先に示したように、適切な縦断間隔を見積るために使うものなので、 χ_1 の算定に多少誤差があっても大きな問題にはならない。

2.2 ベーン工設置時の横断河床形状

2.2.1 河床変動の基礎式

(1) 掃流砂が卓越する場合

一般的に河床変動は、 $q_{Bn} = P \cdot q_{Bs}$ とおくと、流砂の連続条件から次式で与えられる³⁰⁾。

$$(1 - \lambda) \frac{\partial z_b}{\partial t} = - \frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} - \frac{1}{\partial n} \frac{\partial (r \cdot P \cdot q_{Bs})}{\partial n} \dots\dots\dots (2.61)$$

q_{Bs} ：縦断方向の流砂量， q_{Bn} ：横断方向の流砂量， λ ：間隙率

流砂形態が掃流砂の場合、斜面上の流砂の運動方向 P は従来の研究より、河床横断勾配による重力の横断方向成分と二次流による抗力の横断方向成分のつりあいから、

$$P = \frac{v_b}{u_b} - \frac{1}{\mu_s} \left(\frac{\mu_s}{\mu_k} \right)^{m/2} \left(\frac{u_{*c}}{u_*} \right)^{2-m} \frac{\partial z_b}{\partial n} \dots\dots\dots (2.62)$$

z_b ：河床高， μ_s ：静止摩擦係数， μ_k ：動摩擦係数

で与えられる³¹⁾³²⁾³³⁾³⁴⁾³⁵⁾。

一樣湾曲流路の動的平衡状態では、式(2.61)において $\partial z_b / \partial t = 0$ ， $\partial q_{Bs} / \partial s = 0$ であり、壁面において $q_{Bn} = 0$ であることから、横断方向流砂量 $P \cdot q_{Bs}$ は、全ての場所で0となる。したがって、 $P = 0$ となり、その場合の横断方向河床形状は、横断勾配の形で

$$\frac{\partial z_b}{\partial n} = \mu_s \left(\frac{\mu_k}{\mu_s} \right)^{m/2} \left(\frac{u_{*c}}{u_*} \right)^{2-m} \frac{v_b}{u_b}$$

と表せる。ただし、式(2.62)，は(2.63)において、掃流力が限界掃流力に近く、砂粒子の移動速度が底面流速に比べて遅く($u_{bs}/u_b \simeq 0$)流体の運動方向に抗力がかかるとする場合は $m = 0$ ³¹⁾³²⁾、逆に掃流力が限界掃流力に比べてかなり大きく、砂粒子の移動速度が速く($0 < u_{bs}/u_b < 1$)砂粒子と流体の相対速度ベクトルの向きに力がかかるとする場合には $m = 1$ ³³⁾³⁴⁾³⁵⁾である。式(2.63)より、横断河床形状を求めるには、ベーン工設置時の底面流向を表す v_b/u_b の横断分布並びに主流の横断分布を求める事が必要となる。

(2) 浮遊砂を伴う場合

浮遊砂を伴う場合の蛇行河道での河床変動については、池田ら³³⁾³⁴⁾や清水³⁶⁾が既に検討しているの
で、本手法もそれにならって考察を行う。ただし、本来流砂量ベクトルは、掃流砂、浮遊砂を区別せ

ずに連続的に与えられるべきものであり、これらの方法を用いると、底面で二次流による横断方向の流砂量ベクトルが不連続になるので問題があると思われる。しかし、浮遊砂量が非常に多くない場合においては、底面付近での流砂量を掃流砂の式で近似的に表しても支障はなく、また河床形状の誤差も小さいものと考えられる。したがって、ここでは浮遊砂と掃流砂が共存するような場、すなわち、河床材料の粒径に対して比較的掃流力が大きいけれども、流砂量としては浮遊砂がそれほど多くない場について以下の検討を進める。

浮遊砂についての連続条件式を鉛直方向に底面から水面まで積分すると³⁶⁾

$$\frac{\partial}{\partial t} \int c dz + \frac{\partial}{\partial s} \int c u dz + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \int r c v dz = \frac{\partial}{\partial s} \int D \frac{\partial c}{\partial s} dz + \frac{\partial}{\partial n} \int D \frac{\partial c}{\partial n} dz + q_{su} - w_o c_o \quad (2.64)$$

c : 浮遊砂濃度, c_o : 底面の浮遊砂濃度, w_o : 砂粒子の沈降速度,

q_{su} : 河床からの砂粒子の浮上量

となる。ここで、浮遊砂について一様湾曲流路での平衡状態を仮定し、浮遊砂濃度が時間的に変化せず、また流下方向にも変化しないとすると

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (r q_{cnc}) - \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (r q_{cnd}) = q_{su} - w_o c_o \quad (2.65)$$

$$c = c_o \exp(-12w_o/u_* \cdot z'), \quad (\varepsilon \simeq u_* h/12)$$

例えば³⁹⁾, $c_o = 2.31 \times 10^{-4} \left(\frac{u_*}{w_o}\right)^{1.6}$ (底面濃度については Note-5 参照)

と簡略化される。ここで、 q_{cnc} は二次流による浮遊砂の輸送量を、 q_{cnd} は拡散による浮遊砂の輸送量を表し、それぞれ以下のように与えられる。なお、以下の検討に用いる浮遊砂の底面濃度については池田のもの³⁹⁾を用いた。

$$\begin{aligned} q_{cnc} &= \int c v dz = c_o v_b h \int \exp(-12w_o/u_* \cdot z') \cos(\pi z') dz' \\ &= c_o v_b h \frac{(1 + \exp(-12w_o/u_*)) / (12w_o/u_*)}{1 + \pi^2 / (12w_o/u_*)^2} \quad (2.66) \end{aligned}$$

$$q_{cnd} = \int D \frac{\partial c}{\partial n} dz \simeq D \frac{1 - \exp(-12w_o/u_*)}{12w_o/u_*} \frac{\partial c_o}{\partial n} h \quad (2.67)$$

まず、この式(2.65)において、掃流力がそれほど大きくない場合について、移流項と拡散項の order 比較を行う。式(2.66), (2.67)より、移流項と拡散項の比は次式で表される。ただし、浮遊砂の横断方向の拡散係数 D については、 $D \simeq \varepsilon$ とする。

また、

$$\frac{1 - \exp(-12w_o/u_*)}{12w_o/u_*} < 1$$

であるから

$$\frac{q_{cnd}}{q_{cnc}} < \frac{u_* / v_b}{12} \frac{h}{c_o} \frac{\partial c_o}{\partial n} / \phi_{cn}' \dots\dots\dots (2.68)$$

$$\phi_{cn}' = \frac{(1 + \exp(-12w_o/u_*)) / (12w_o/u_*)}{1 + \pi^2 / (12w_o/u_*)^2}$$

ここで、図-2.2.1に示されるように ϕ_{cn}' は、 u_*/w_o が10程度までであれば、概略0.1程度の値を持つ量であることから

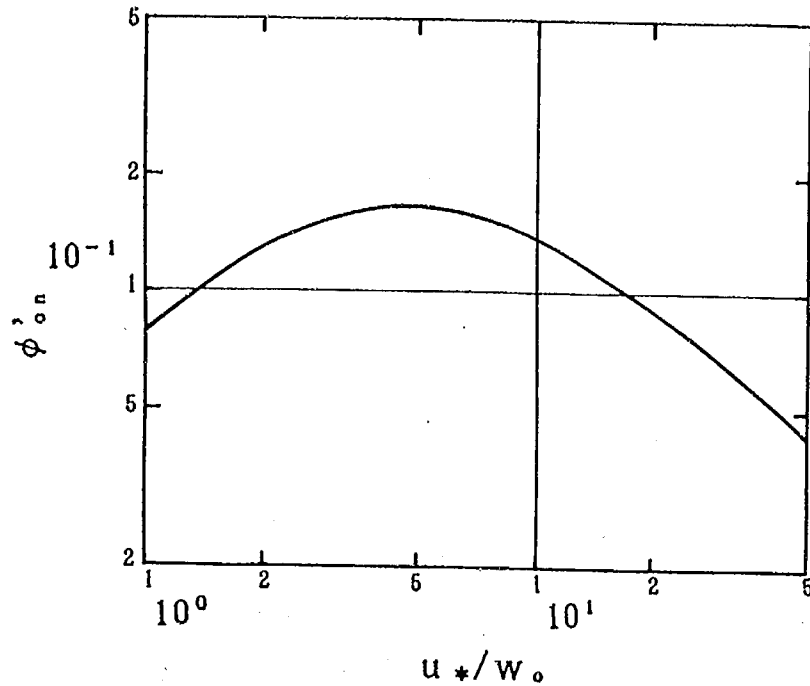


図-2.2.1 u_*/w_o による ϕ_{cn} の変化

$$\frac{q_{cnd}}{q_{cnc}} \simeq \frac{u_* / v_b}{1.2} \frac{h}{c_o} \frac{\partial c_o}{\partial n}$$

となる。このうち、 $u_* = u_b / (\psi - 2/\kappa)$ として

$$\frac{u_* / v_b}{1.2} \simeq \frac{u_b / v_b}{1.2(\psi - 2/\kappa)}$$

とおく。また c_o は先に示したように u_*/w_o の関数として与えられるので

$$\frac{h}{c_o} \frac{\partial c_o}{\partial n} \simeq \frac{1.6}{u_*} \frac{\partial u_*}{\partial n} h$$

となり、 $u_* = \sqrt{ghI}$ とすると、 $I = \text{const.}$ として

$$\frac{h}{c_o} \frac{\partial c_o}{\partial n} \simeq 0.8 \frac{\partial h}{\partial n}$$

である。ここで、浮遊砂が存在する場合でも、横断河床勾配 $\partial h / \partial n$ は掃流砂の場合の式(2.63)を用

いて近似的に表せると仮定する。すなわち、次式が近似的に成立しているとする。

$$\frac{\partial h}{\partial n} = -\sqrt{\mu_s \mu_k} \left(\frac{u_*}{u_{*c}} \right) \frac{v_b}{u_b}, \quad (m=1) \dots\dots\dots (2.69)$$

したがって、上式を代入すると式(2.68)は

$$\left| \frac{q_{cnd}}{q_{cnc}} \right| < \frac{0.37}{(\phi - 2/\kappa)} \frac{u_*}{u_{*o}} = \frac{1.65}{(\phi - 2/\kappa)} (\tau_*)^{1/2}$$

となる。ここで、 τ_* が非常に大きい場というのは元々考慮にいれていないので、 $(\tau_*)^{1/2} \simeq 1$ 程度であれば、

$$\left| \frac{q_{cnd}}{q_{cnc}} \right| \ll 1$$

となり、浮遊砂と掃流砂が共存するような場では拡散による浮遊砂の輸送は order 的に省略してもよいと思われる。ただし、これとは逆に浮遊砂濃度が鉛直方向にほぼ一定となる、すなわち τ_* が非常に大きいような流れでは、二次流による移流によるものの方が小さくなる。したがって、式(2.65)はさらに簡略化されて

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (r q_{cnc}) = q_{su} - w_o c_o \dots\dots\dots (2.70)$$

で表される。一方、浮遊砂が存在する場合の河床変動は、

$$(1 - \lambda) \frac{\partial z_b}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (r P q_{Bs}) + q_{su} - w_o c_o \right) \dots\dots\dots (2.71)$$

で表される。したがって、式(2.70), (2.71)から

$$(1 - \lambda) \frac{\partial z_b}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (r (P q_{Bs} + q_{cnc})) \right) \dots\dots\dots (2.72)$$

を解くことによって横断河床形状を算定することができる。

なお、平衡状態では、 $\partial z_b / \partial t$, $\partial q_{Bs} / \partial s = 0$ であるから、式(2.72)より

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (r (P q_{Bs} + q_{cnc})) = 0$$

となる。ここで、側壁を通過する流砂量を0として、 $P q_{Bs}$, q_{cnc} を代入する。また、 q_{Bs} が

$$q_{Bs} / (\sqrt{S_s g d d}) = K \tau_*^2 (\sqrt{1 + P^2} - \sqrt{1 - (\partial h / \partial n)^2} \tau_{*c} / \tau_*) \dots\dots\dots (2.73)$$

であるとすれば、先の方程式は、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{v_b}{u_b} + \frac{1}{\sqrt{\mu_s \mu_k}} \frac{u_{*c}}{u_*} \frac{\partial h}{\partial n} \right) (\sqrt{1 + P^2} - \sqrt{1 - (\partial h / \partial n)^2} \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}) \\ & + \frac{\phi_{cn}}{K} \left(\frac{1}{\tau_*} \right)^{3/2} \frac{h}{d} (\phi - 2/\kappa) \frac{v_b}{u_b} = 0 \dots\dots\dots (2.74) \end{aligned}$$

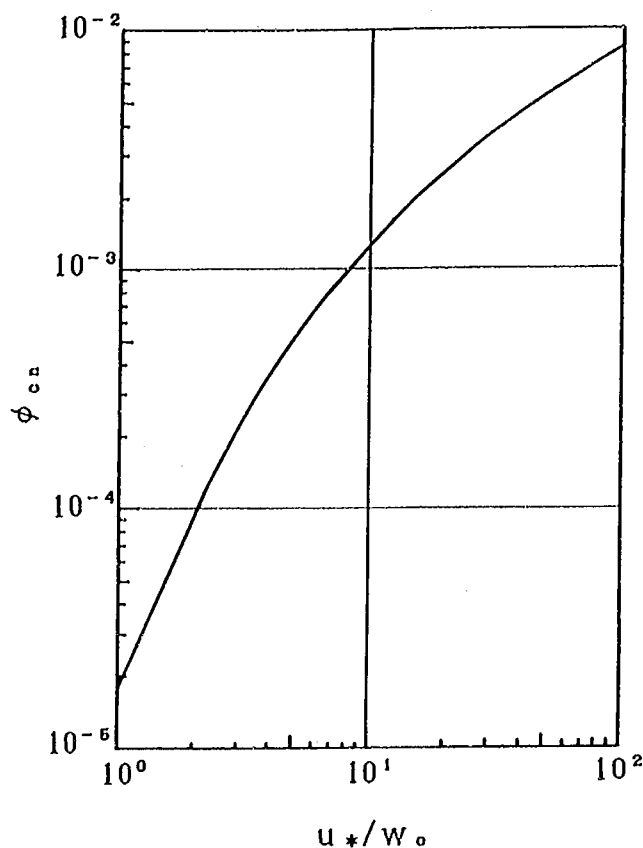


図-2.2.2 u^*/w_o と ϕ_{cn} の関係

$$\phi_{cn} = c_o \phi_{cn}' \quad (\text{図-2.2.2})$$

または、 $\tau_* = h I / S_s d$ として

$$\frac{\partial h}{\partial n} = -\sqrt{\mu_s \mu_k} \frac{u_*}{u_{*c}} (1 + \phi_c) \frac{v_b}{v_b} \dots\dots\dots (2.75)$$

$$\phi_c = \frac{(\phi - 2/\kappa) S_s}{K I} \phi_c', \quad \phi_c' = \left(\frac{1}{\tau_*}\right)^{1/2} \phi_{cn}, \quad S_s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad (2.76)$$

で表される。ここで、 ϕ_c は浮遊砂が河床変動に及ぼす影響の程度を表すものである。この内、 ϕ_c' は、図-2.2.3に示すように、 R_{*} と τ_* の関数であり 10^{-4} 程度の値を持つものである。したがって、水理条件によってその値は異なるが池田の実験程度の水理条件³³⁾³⁴⁾であれば、 ϕ_c は、0.06~0.10程度の値を持つ。(池田の実験条件では $\phi = 6$ であり、これは非常に特殊な状態であるので、 $\phi - 2/\kappa$ を6とした。また、Kについては7~20として計算した。) すなわち、式(2.75)に示されるように、一様湾曲流れでの浮遊砂の平均的な影響は、河床変動のスケールを ϕ_c のorderで増幅する作用として現れる。 $(\phi_c$ は、実質上 ϕ_c'/I のorderの値を持ち、理論の適用範囲内では通常は1より小さいと考えてよいと思われるが、実河川で I と w_o が小さく、浮遊が非常に多い場合は1程度になる可能性もある。)

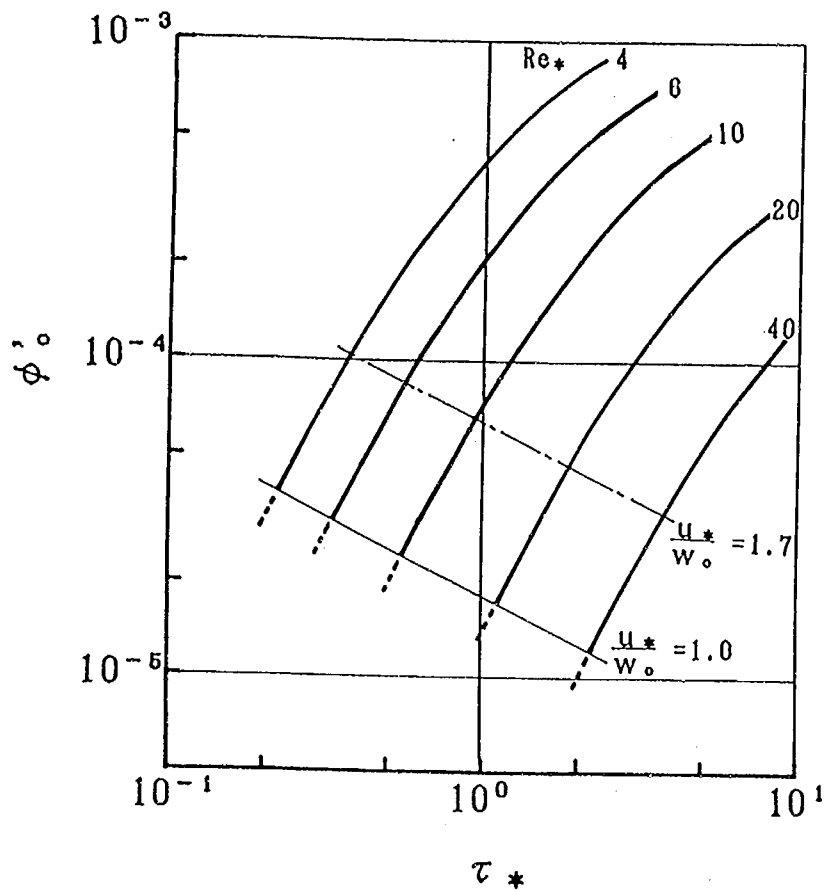


図-2.2.3 ϕ' のオーダー

(3) 適用性について

以上より、流砂形態が掃流砂であっても、掃流砂と浮遊砂が共存する場合であっても、掃流力がそれほど大きくなく、掃流砂に比べて浮遊砂量もそれほど多くない場合については、横断河床形状は一般的に

$$\frac{\partial h}{\partial n} = -M_* \frac{v_b}{u_b} \quad \dots\dots\dots (2.77)$$

の形で表される。ここで、この式は掃流力 τ_* の値に応じて、 M_* の値または表示式が異なるだけである。また、 M_* は v_b/u_b から $\partial h/\partial n$ の変換係数とみなすことができ、 v_b/u_b の横断分布に対して定まる洗掘深の絶対値を与えるものである。すなわち、式(2.77)は、 M_* の値が定まれば、河床形状が v_b/u_b に応じて決まることを表している。(M_* は河床材料及び τ_* などの水理条件によって定まり、種々の推定式が提案されている。) また、ベーン工法というものは、この河床変動を決定する v_b/u_b の横断分布を制御するものである。したがって、外岸の洗掘深がほぼ生じないようにベーン工を設置するという考えでベーン工の設計を行う場合、 M_* が横断的に order 違いに変化しないならば、すなわち水深が大きく変化しないならば、基本的には M_* の値によらずに外岸の洗掘は軽減されることになるので、浮遊砂を扱うことに対して設計法の変更は必要ないであろう。ただし、実際の大河川で h/d

の値が非常に大きく、浮遊砂が圧倒的に卓越する場合については、理論の適用性を実験的に確かめることができない。特に河床の横断勾配と流砂量ベクトルの関係については式(2.63)の適用性が得られていない(斜面上でのシアーと粒子の浮上及び沈降の向きの関係など)ので、これについてはさらに検討する必要があると思われる。しかし、実際の大河川でも河床変動状況が他の河川と水理的に異なっているわけでもなく、ベーン工は河床変動の原因を制御するものなので、特殊な場合を除いては、本手法はほぼ適用可能であると考えている。

2.2.2 横断河床形状の計算法

水没式ベーン工による外力と主流の流速分布形を式(2.29)に代入すると

$$\int \left(-\frac{18}{\kappa^2 \pi^2} \left(\psi - \frac{1}{2\kappa} \right) \frac{h}{r} u_* \left[1 - f \gamma \delta(n - n_j) B \right] \right) dn \\ = \int \left[v_b - 2 \left(\frac{h}{\pi} \right)^2 \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2} + \left(\frac{h}{\pi} \right)^4 \frac{\partial^4 v_b}{\partial n^4} \right] dn \quad \dots\dots\dots (2.78)$$

$$\gamma_j = \frac{(\psi - 2/\kappa)^2}{(\psi - 0.5/\kappa)} \frac{\kappa r_j}{6B} \left(\frac{\beta_a \pi \ell_o \sin \alpha}{\Delta s} \right)_j, \quad (j : n = n_j \text{ における値を示す}) \quad \dots (2.79)$$

$$\gamma = \Sigma f \cdot \gamma_j = f \cdot \gamma_j \times \text{列数} \quad \dots\dots\dots (2.80)$$

である。なお、突出式の場合には

$$\gamma_j = \frac{(\psi - 2/\kappa)^2}{(\psi - 0.5/\kappa)} \frac{\kappa r_j}{6B} \left(\frac{\beta_o \pi \ell_o \sin \alpha}{\Delta s} \right)_j - \frac{(\psi + 1/\kappa)^2}{(\psi - 0.5/\kappa)} \frac{\kappa r_j}{6B} \left(\frac{\beta_o \pi \ell_s \sin \alpha}{\Delta s} \right)_j \\ \dots\dots\dots (2.81)$$

となる。 γ の算定式はそれぞれ非水没型、水没型について使い分ける必要があり、これらの適用に当たっては、それぞれベーン工が水面から突出しているか、十分水没している必要がある。

ここで γ は、式(2.29)の右辺の2つの項の比を川幅 B で除したものであり、 $n = n_j$ の横断位置にベーン工が配置されたときの遠心力による二次流の生成力とベーン工による逆向きの二次流の生成力の川幅全体にわたる比を示す。この γ を二次流相殺率と呼ぶことにする。 γ の値が大きいほどベーン工による逆向きの二次流の効果が強く現れ、外岸の洗掘が軽減される。 γ は式(2.79)、(2.80)に示されるように $(\beta_o \ell_o \sin \alpha / \Delta s) \times \text{列数}$ に比例する量であり、ベーン工の設置数 N 、ベーン工の長さ ℓ_o 、迎え角 α が大きくなるとともに、外岸付近の洗掘が減少する。また、 f はベーン工と二次流の干渉の効果を表す補正係数であり、先に述べたようにベーン工に当たる二次流がほぼ0となるようにベーン工を適切に配置する場合には $f \simeq 1$ として良い。

また、主流の分布は

$$\int \left(u_*^2 - \varepsilon h \phi \frac{\partial^2 u_*}{\partial n^2} + D_j u_*^2 B \delta(n - n_j) \right) dn = \int g h l dn \quad \dots\dots\dots (2.82)$$

$$D_j = \frac{C_D A_v \phi'^2}{2 \Delta s B} \quad \dots\dots\dots (2.83)$$

$$D = \sum D_j = D_j \times \text{列数} \dots\dots\dots (2.84)$$

で表される。

以上より、式(2.72), (2.78), (2.82)を連立して v_b , u 及び z_b または h について解けば、ペーン工を設置した場合の平衡河床形状を得ることができる。また、計算は、 γ や D の分布を各メッシュ（要素）や格子に与えるだけで、通常の数値計算手法（差分法や有限要素法など）で簡単に計算することができる。

なお、解析に対して流砂量式は特に指定されないが、有効掃流力と限界掃流力は正確に与える必要がある。本研究では主に芦田、道上式³⁹⁾を用いて検討している。ただし、河床変動速度の絶対値は条件や時間歪などで異なる。

3. 浮遊砂を伴う場でのベーン工の機能に関する実験

3.1 実験の概要

3.1.1 実験目的及び実験条件

(1) 実験目的

2章で述べた理論については、1章の従来の研究で示されたように、掃流砂が卓越し、一様弯曲流近似が適用できる場において、ベーン工が設置された場の流れと河床形状を説明することが分かっている。これを用いれば、浮遊砂を伴う場合や流量が変化する場の河床変動状況を知ることができるが、浮遊砂を伴う場や蛇行流路での適用性については、検証されていない。また、蛇行河道での現象については、平面二次元計算などを行えば解析可能であるが、多くの場合においては簡略法で検討することが多いと思われる。したがって、蛇行河道にベーン工を設置した場合の一様弯曲流近似の精度、すなわち設計法の適用性についても検討しておく必要がある。また、蛇行河道などにベーン工を設置する場合の設置範囲や配置方法の決め方などについても検討する必要がある。

以上のことを踏まえて、浮遊砂を伴う蛇行河道でのベーン工の機能と配置方法について実験的に調査を行い、ベーン工の設計法について検討する。

(2) 実験条件

1) 水理条件

実験には、図-3.1.1に示す幅2mの蛇行水路を使用した。水路の幾何特性等の詳細は3.1.2で述べる。移動床材料には、砂河床を模して、比重約1.5、粒径 $d=0.3\text{mm}$ の石炭粉を用いた。

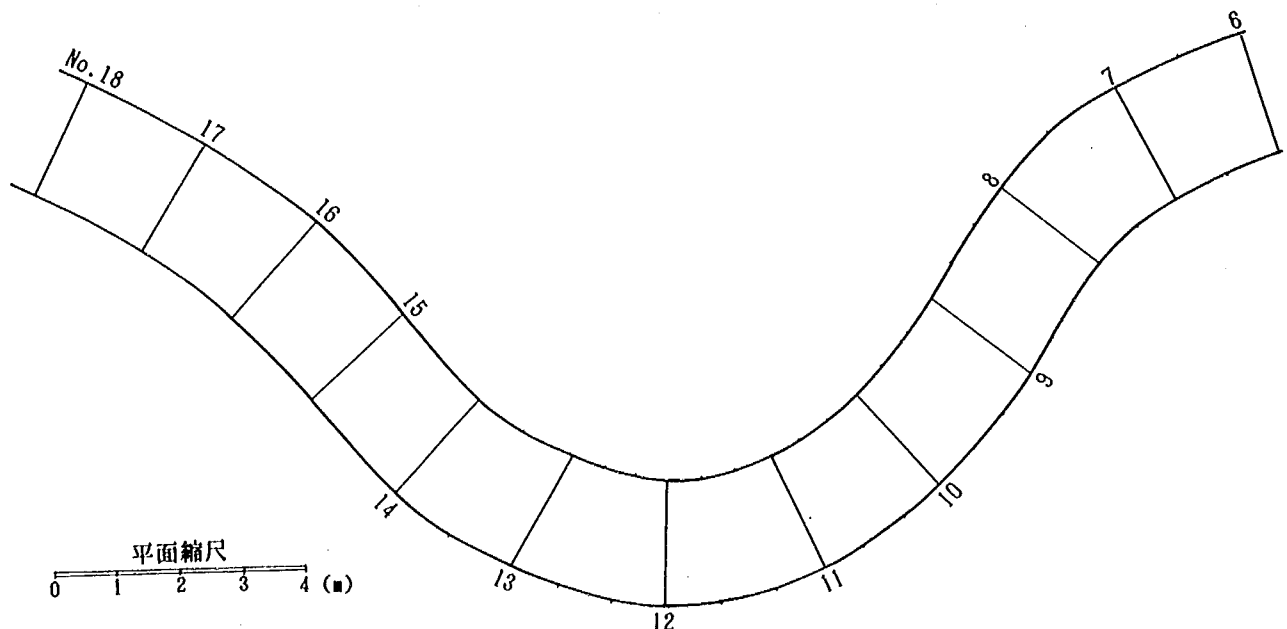


図-3.1.1 実験水路 (対象区間)

実験はRun Aで6ケース、Run Bで6ケースの全12ケースである。各実験での検討項目と水理条件は表-3.1に示す通りである。Run Aでは主に設置範囲及び配置方法について、Run Bでは流量の違いに対する影響について検討した。また、河床材料が十分浮遊するように水深9～13cm、水面勾配を1/1200～1/1400となるように条件を設定した。ただし、各実験毎に多少異なる。

表-3.1 実験ケース及び実験条件

Run	検討内容	ベーン工の範囲 上流,下流	γ	ベーン工 の形状	流 量 (ℓ/s)	水 深 (cm)	τ_*	$\frac{u_*}{w_o}$	時 間 (h)
A-1	ベーンの 配置に関 する検討	なし	0.0	—	65	13	0.70	3.1	1.5
A-2		—, 13～7	0.5～0.6	タイプ1	65	13	0.69	3.0	1.5
A-3		—, 13～7	0.5～0.6	タイプ1	65	13	0.70	3.1	1.5
A-4		—, 14～7	0.5～0.6	タイプ1	65	13	0.70	3.1	1.5
A-5		18～14, 13～9A	"	タイプ1	65	13	0.76	3.2	1.5
A-6		18～14, 14～8A	"	タイプ1	65	13	0.76	3.2	1.5
B-1	流量の違 いに対す る影響の 検討	なし	0.0	—	35	10.5	0.50	2.5	4.0
B-2		—, 13～8	0.2～0.3	タイプ2	35	10.0	0.52	2.6	4.0
B-3		なし	0.0	—	70	12.0	0.50	2.5	1.5
B-4		—, 13～8	0.2～0.3	タイプ2	70	12.5	0.52	2.6	1.5
B-5		なし	0.0	—	70	12.0	0.52	2.6	ハイドロ
B-6		—, 13～8	0.2～0.3	タイプ2	70	12.5	0.52	2.6	ハイドロ

(ただし、掃流力には平均全掃流力 $u_*^2 = g h_o I$ を用いている。)

2) ベーン工の設置条件

表-3.1に示されている γ は、2章で説明された

$$r = \sum_{j=1}^n f_j \frac{(\phi - 2/\kappa)^2}{(\phi - 0.5/\kappa)} \frac{\kappa r^j}{6B} \left(-\frac{\beta \pi \ell \sin \alpha}{\Delta s} \right), \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

n : ベーンの列数、 f : 補正係数⁹⁾ (j : 第 j 列での値を示す)

であり、これは、ベーン工の長さ ℓ 、迎え角 α 、間隔 Δs 、揚力補正係数 β 、列数及び河道の曲率半径 r 、河幅 B 、河床の流速係数 ϕ によって定まる。この値は、弯曲部の河床洗掘の主な原因となる流れの遠心力による二次流の供給量に対するベーン工によるこれとは逆向きの二次流の供給量の割合を示し、この値が大きいほどベーン工の効果は大きい。

また、従来の研究からベーン工を設置した場合の横断河床形状は、この γ の値とベーン工の横断的な設置位置によって決まることが分かっている。ただし、実際にはベーン工は通常、河道の中央から外岸の間のほぼ定まった位置に設置されるため、河道形状の特性はこの γ の値でほぼ定まる。 γ と平

均的な横断河床形状の関係は表-2の様である。したがって、ベーン工の諸元を定めて、 γ の値を設定することにより、ある程度任意の河床形状を作り出すことができる。

Run Aでは、浮遊砂が存在する場でのベーン工の効果、設計条件の有効性を確認するため、外岸に洗掘が生じないように $\gamma = 0.5 \sim 0.6$ 、Run Bでは流量の違いによる河床形状の変化を見やすくするために $\gamma = 0.2 \sim 0.3$ と設定した。なお、 γ 値が確定してないのは、ベーン工の揚力補正係数 β は流れにさらされているベーン工の形状によって定まるが、この形状はベーン工周りの洗掘深によって変化し、この変化量を予め想定したためである。

表-3.2 γ と河床形状の関係（初期河床を平坦とした場合）

γ	外岸の河床洗掘	み お 筋 の 状 況	本実験	既 往
0.0 ~ 0.25	ほとんど防止されない。	外岸沿いに深く形成される。	—	浅 野
0.25 ~ 0.3	洗掘は約半減される。	外岸沿いに形成される。	Run B	浅 野
0.3 ~ 0.4	多少洗掘される。	中央部と外岸に同程度の規模で形成される。	—	渡 辺
0.4 ~ 0.5	わずかに洗掘される。	河道中央部のみお筋が卓越する。	—	渡 辺
0.5 ~ 0.6	ほとんど洗掘されない。	河道中央部に顕著に発達する。	Run A	—

3) ベーン工の設計

ベーン工の設計諸元は、先の γ を決定するベーン工の長さ、角度、形、間隔、列数である。ベーン工の形は、Run Aでは図-3.1.2(a)に示すタイプ1、Run Bでは図-3.1.2(b)に示すタイプ2を用いた。

ベーン工の長さは、平均河床高において、それぞれ設計流量時の水深と同程度となるように定めた。ベーン工の平均河床高からの突出高さは、水深の $1/4 \sim 1/3$ 程度である。また、タイプ1は洗掘されれば洗掘されるほど効果的に作用するように台形型をしており、どちらのタイプにも自ら洗掘されて有効に機能するように先端部に円柱を取り付けてある。（タイプ1が既報の土研型ベーン工である。）また、設置角度は河道法線に対し外岸へ向けて 20° とした。また、ベーン工周辺の洗掘深を4~5 cmとして、形状を決めて β を定めた。主な設置箇所の配置方法、すなわち間隔及び列数は、Run Aでは75~90 cm間隔で4列千鳥、Run Bでは70~80 cm間隔で3列千鳥とした。これは、間隔が平均水深の6~9倍程度となり、式(3.1)で定義された γ が所定の値になるように設定されている。それぞれの配置は図-3.1.3(a)~(e)、3.1.4に示される通りである。

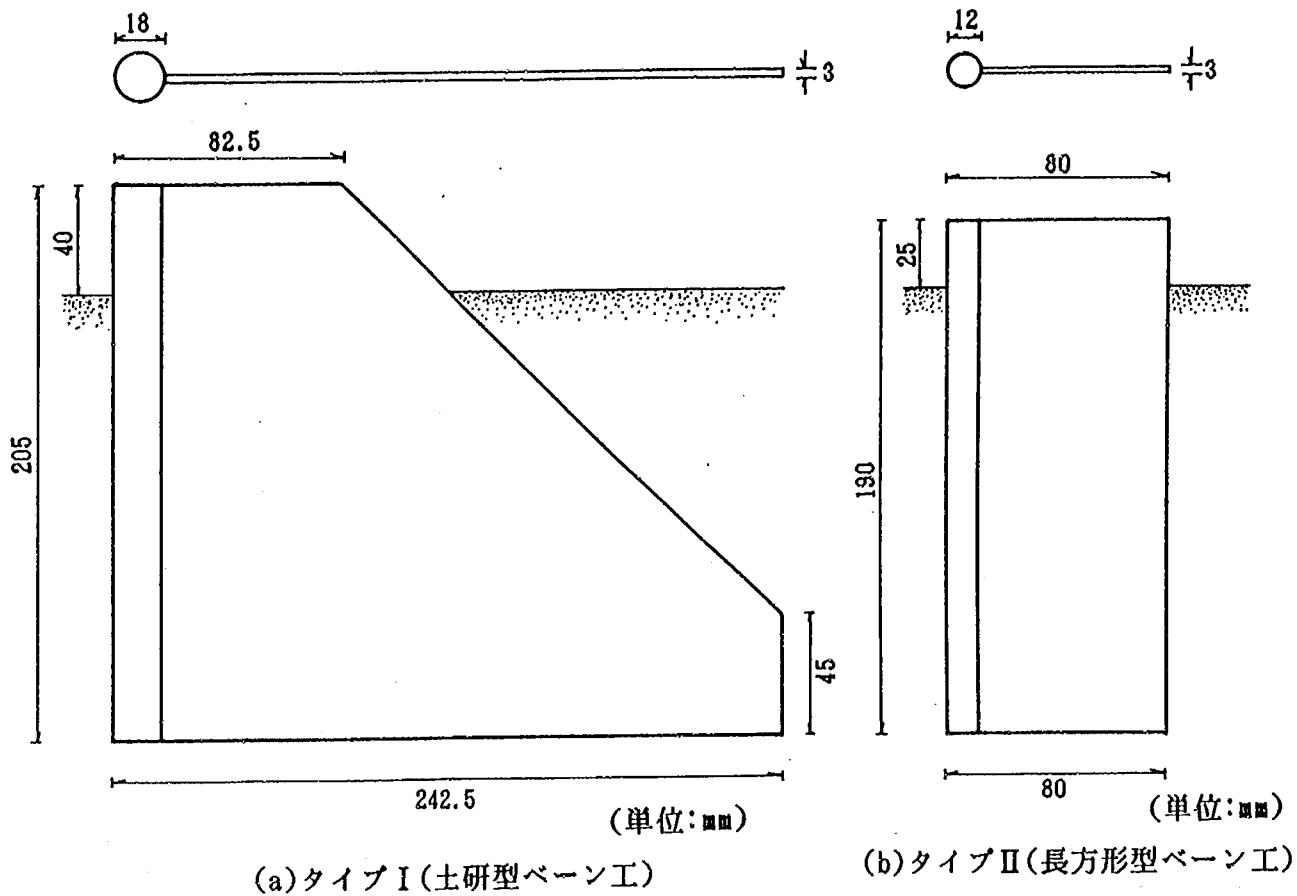


図-3.1.2 ベーン工の形状

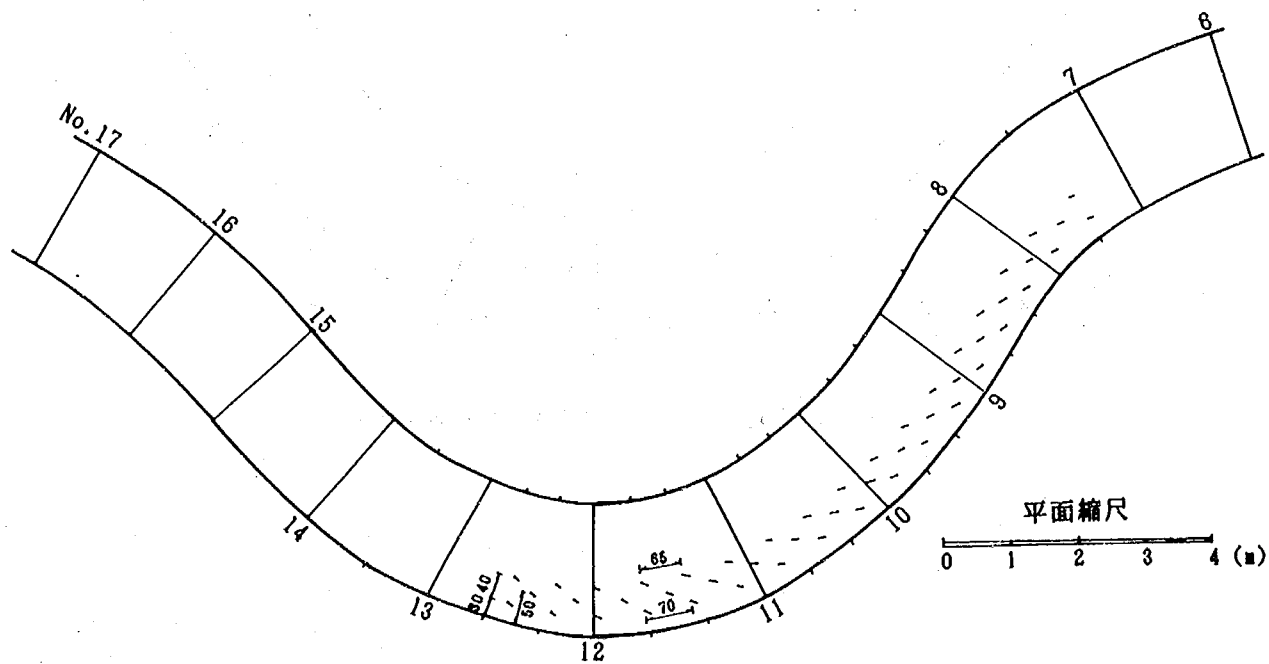


図-3.1.3(a) ベーン工の設置 (Run A-2)

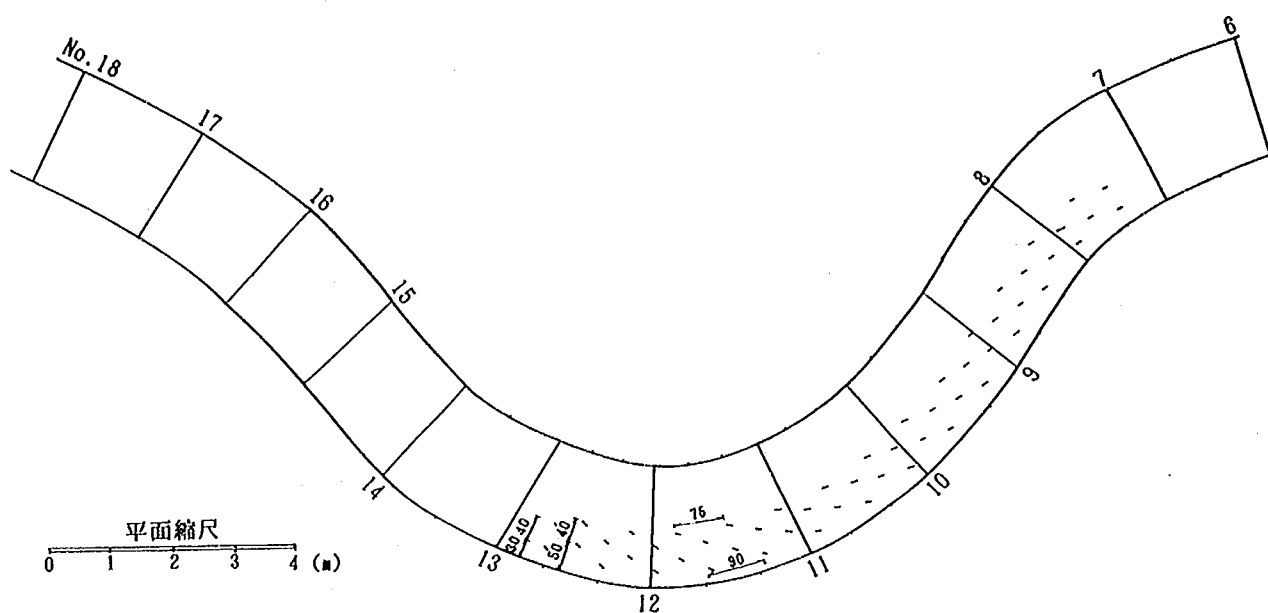


図-3.1.3(b) ベーン工の設置 (Run A-3)

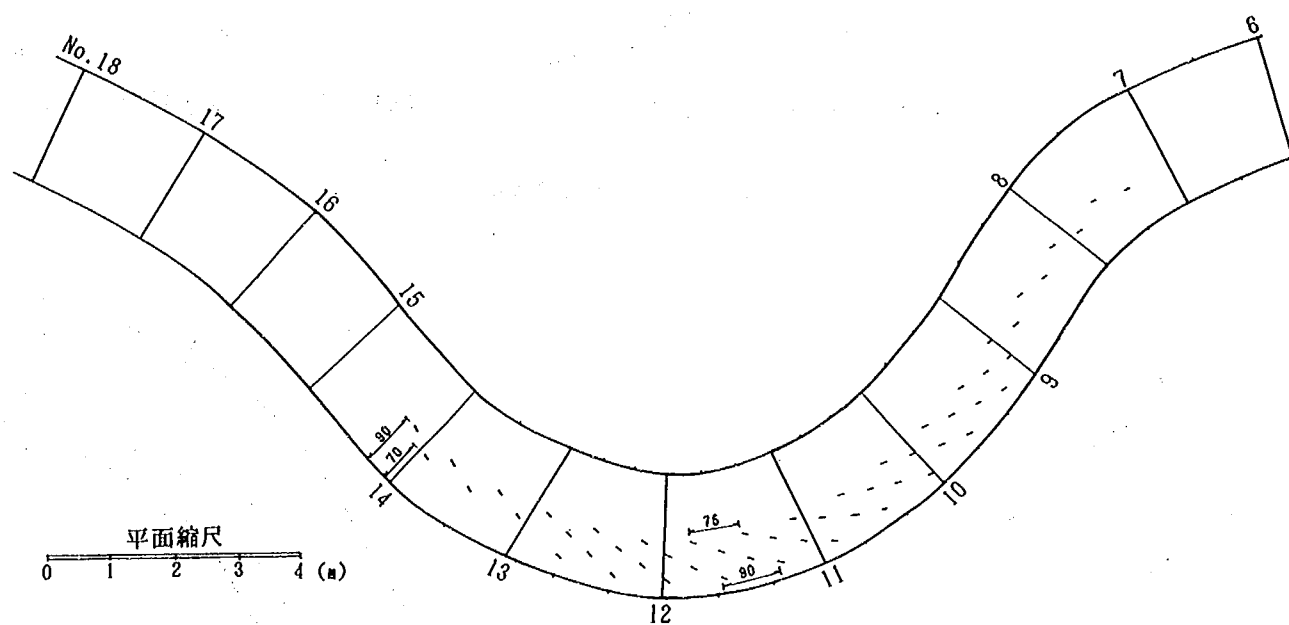


図-3.1.3(c) ベーン工の設置 (Run A-4)

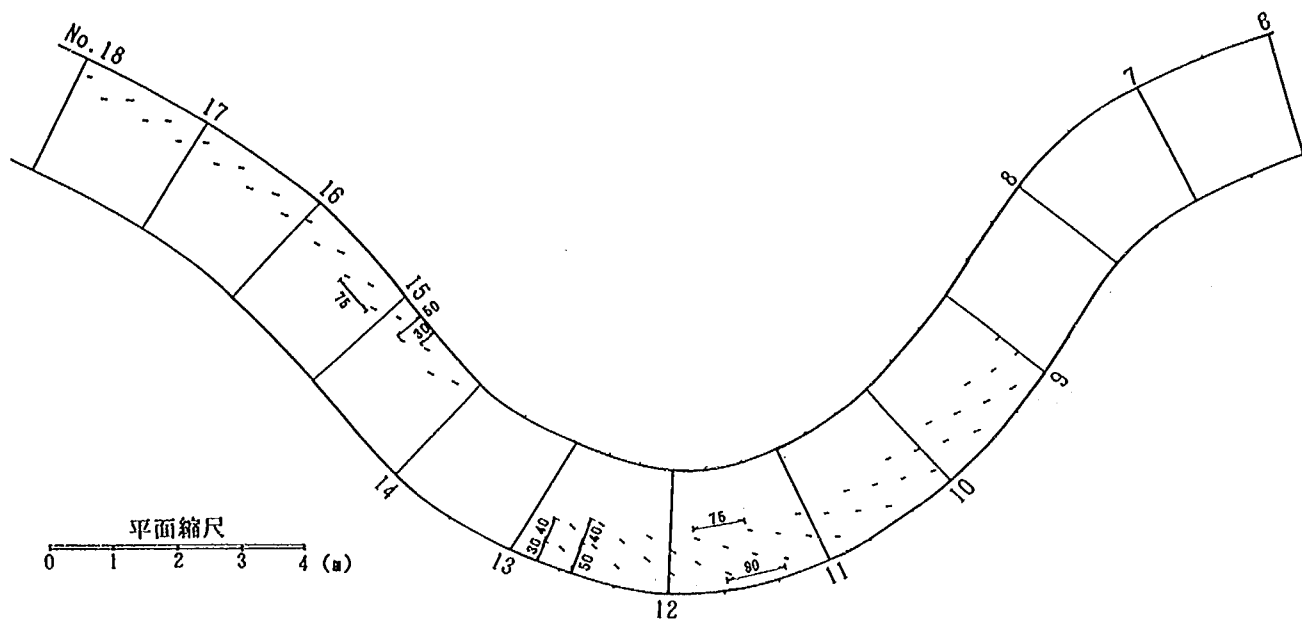


図-3.1.3(d) ベーン工の設置 (RunA-5)

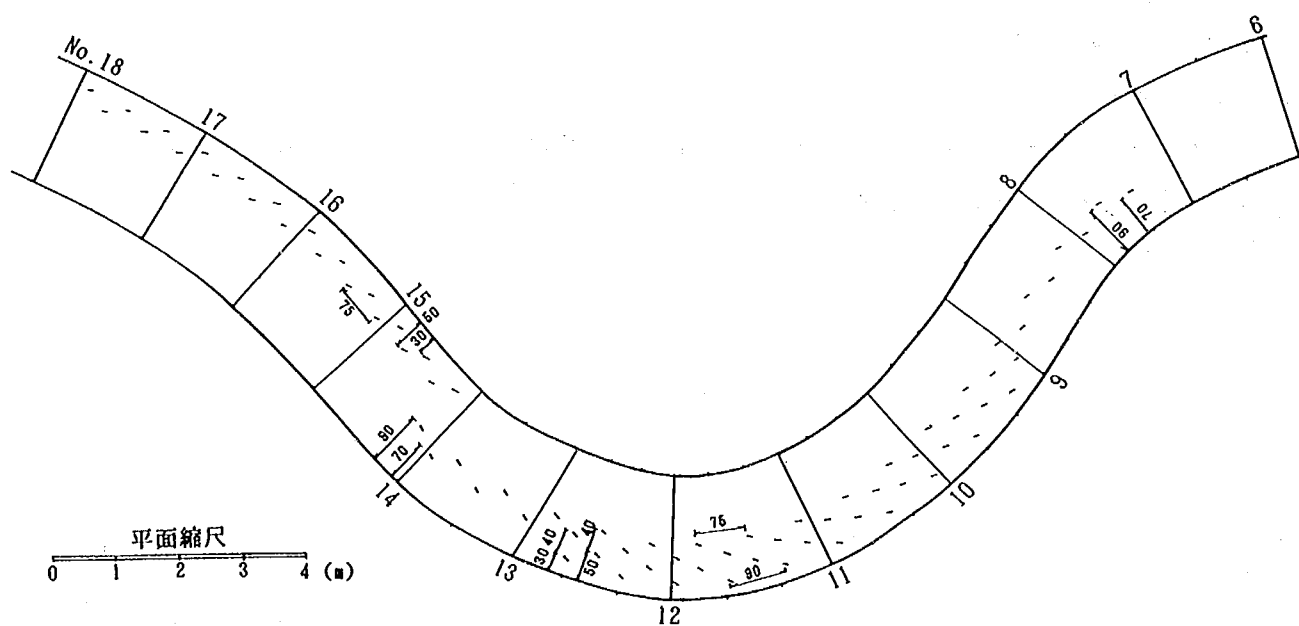


図-3.1.3(e) ベーン工の設置 (RunA-6)

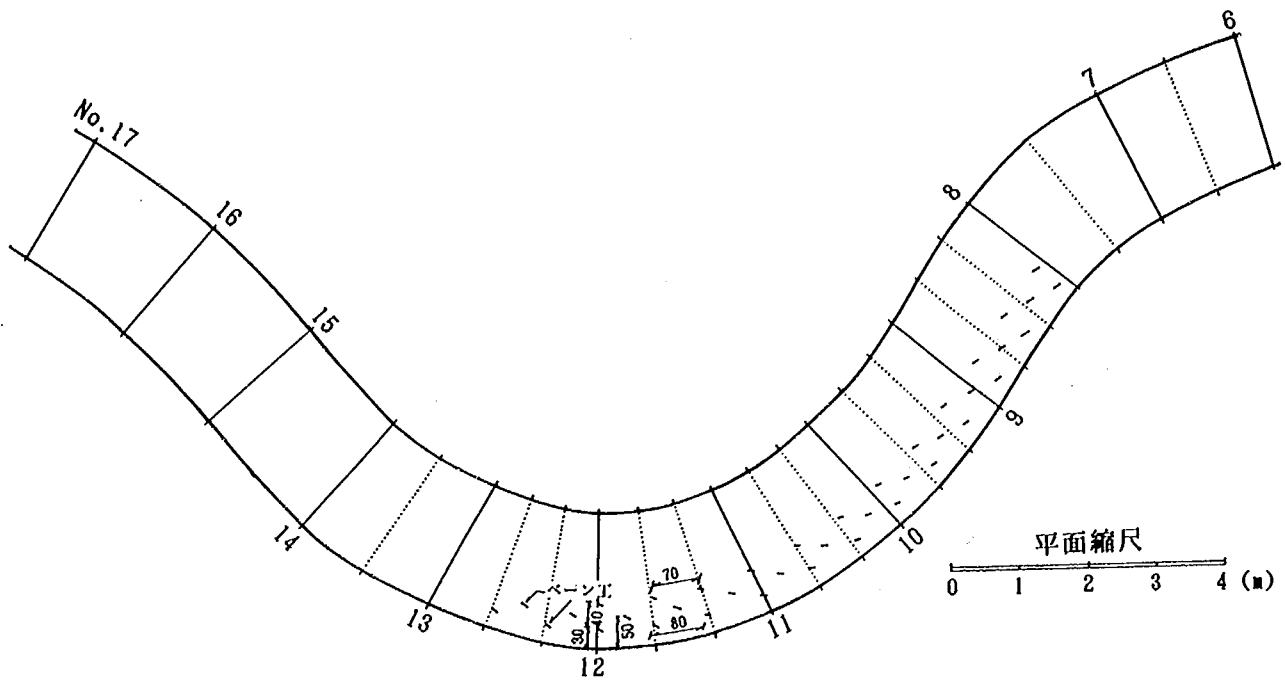


図-3.1.4 ベーン工の設置 (Run B)

3.1.2 実験装置及び測定方法

(1) 実験水路

実験水路の全体を図-3.1.5及び写真-3.1.1に示す。実験水路は、写真から分かるように、コンクリートブロックで製作されている。

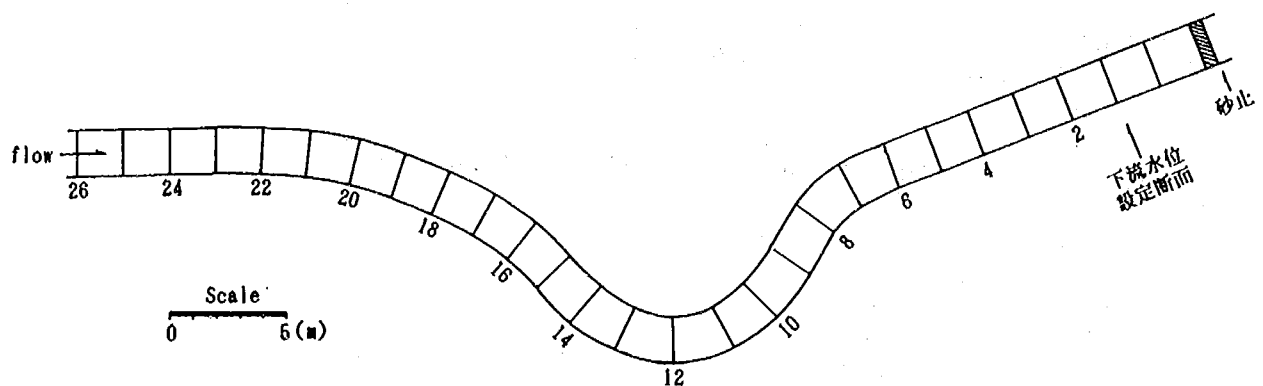


図-3.1.5 実験水路 (全体)



写真-3.1.1 水路の形状

実験水路の幾何的及び水理的特性について述べる。水路特性を調べるために、流れの簡単な解析に用いられる、浅水方程式を線形化かつ簡略化して得られる次式

$$u_a \frac{\partial \Delta u}{\partial s} = -g \frac{\partial \xi}{\partial s} - \frac{2 u_a \Delta u}{\phi^2 (h + \xi + \eta)} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$(u_a \frac{\partial v}{\partial s}) - \frac{u_a^2}{r} = -g \frac{\partial \xi}{\partial n} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$h \frac{\partial \Delta u}{\partial s} + u_a \frac{\partial \xi + \eta}{\partial s} + h \frac{\partial v}{\partial n} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

及び二次流強度 v_b/u_b の算定式

$$(\frac{h}{\pi})^2 \frac{u}{\varepsilon} \frac{\partial v_b/u_b}{\partial s} = N \frac{h}{r} - v_b/u_b \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

s : 流れ軸方向の距離、 n : 横断距離、 r : 流路の曲率、 N : 二次流の強さを決める係数

h : 平均水深、 ξ : 水位の変動量、 η : 河床の変動量、 u_a : 平均流速、 Δu : 偏倚流速、

v : 横断流速

を解き、流れの様子を求める。この方法は精度は低いが、比較的簡単に水衝部など求めることができる。実験水路の曲率と水理条件を用いて、平坦（初期）河床の場合について、式(3.2)(3.3)(3.4)(3.5)から線形解析によって定まる主流の平均値とのずれを表す偏倚流速 Δu 、横断流速 v 及び二次流強度の縦断変化の様子を図-3.1.6に示す。ただし、式(3.3)の左辺第1項は、省略して計算した。なお、この項は流線の曲がりによる曲率の変化を表す。

図-3.1.6より、弯曲部の曲率は最大で半径約5m、平均で半径7.2mである。また、通水初期において、主流 u は断面No.13.5~8の間で加速され、またこの範囲で v が正となっており、流水が集中すること、この範囲の中で水衝部が形成され、二次流がある程度大きく生じているNo.12から横断流速 v が大きいNo.9の間で河床の洗掘が生じることが予想できる。

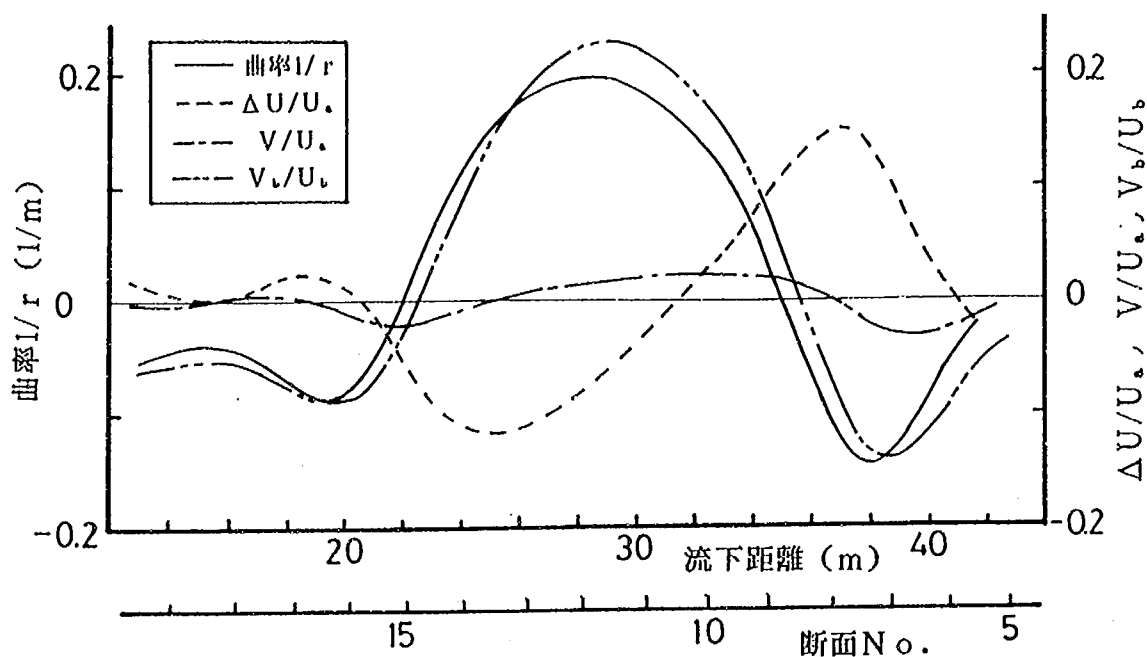


図-3.1.6 水路の特性

(2) 測定方法

測定は、水位、流速、河床高、流況について行った。測定方法の詳細は以下の通りである。

水位は、触診式自記水位計により測定した。測定はRun Aでは横断方向3点、Run Bでは横断方向に2点について計測している。ただし、水位計の動作不良など、場合によっては横断1点の場合もある。結果は水位縦断図として整理した。

流速は、水位測定とはほぼ同時に、弯曲部付近を中心として、横断分布の計測した。測定には、小型プロペラ流速計を用いて、横断方向に5点、6割水深についてタフトの流向の流速を計測した。したがって、得られている流速分布は、平均流速による正確な分布ではない。しかし、ある程度の傾向を読み取ることができる。結果は平面図に横断流速分布を記入して表した。

河床高は、水路横のガイドを基準高として、横断方向に水糸により基準線を張り、この高さから河床面までの距離を10cmピッチで、木製尺により測定し、数値を更正して求めた。結果は、河床高横断図、河床高縦断図として表した。

流況は、流れの状況、河床変動状況を、浮子や染料を流した様子を目視観察、写真撮影、ビデオ撮影などから読み取り、図に表した。

なお、流量は上流端に設置してある量水槽の刃形堰の $H \sim Q$ から計測し、下流端水位は断面No.1に

において所定の水位となるようにゲートで調節した。また、給砂については、上流の区間を給砂源と見なし、実験中は特に行っていない。

3.2 実験結果

各実験ケースの水位、流況、河床変動の状況について、データを示し、詳述する。なお、全体のまとめは3.3節で述べる。また、この実験ではリップルが生じており、河床の測定間隔とリップルの関係によって河床高に局所的な変動が現れる場合がある。このような場合で、これが最大値などを決めてしまう場合には周辺の情報を用いて平滑化して表した。

3.2.1 ベーン工の配置方法に関する実験

シリーズRun Aは、蛇行流路におけるベーン工の配置方法、すなわち列数、設置範囲の違いによる河床変動状況の違いについて検討したものである。

(1) Run A-1 (ベーン工なし)

ベーン工の効果を比較検討するために、ベーン工を設置しない場合の流況及び河床変動状況を調べた。

水位、河床高の縦断変化を図-3.2.1に、流況を図-3.2.2に、河床変動状況を図-3.2.3に示す。

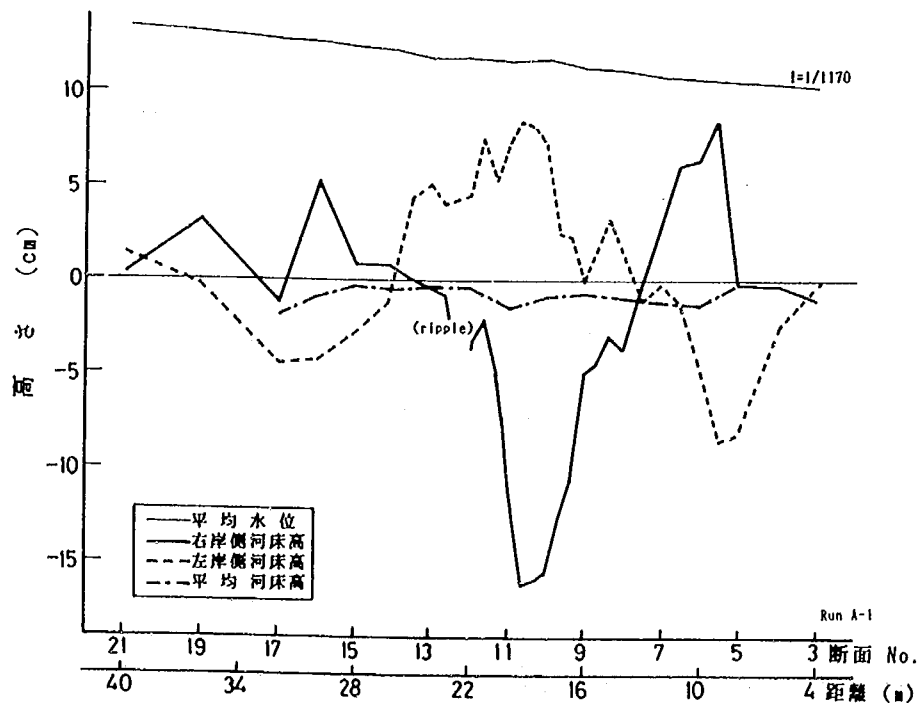


図-3.2.1 水位・河床高の縦断変化 (A-1)

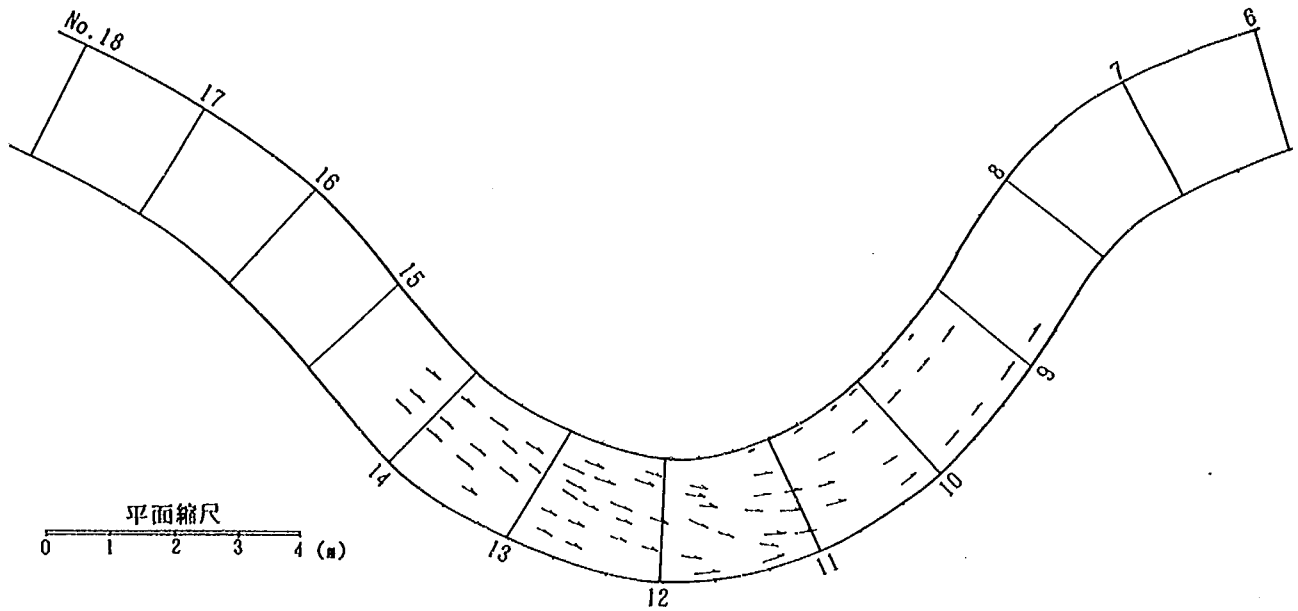


図-3.2.2 流況 (A-1)

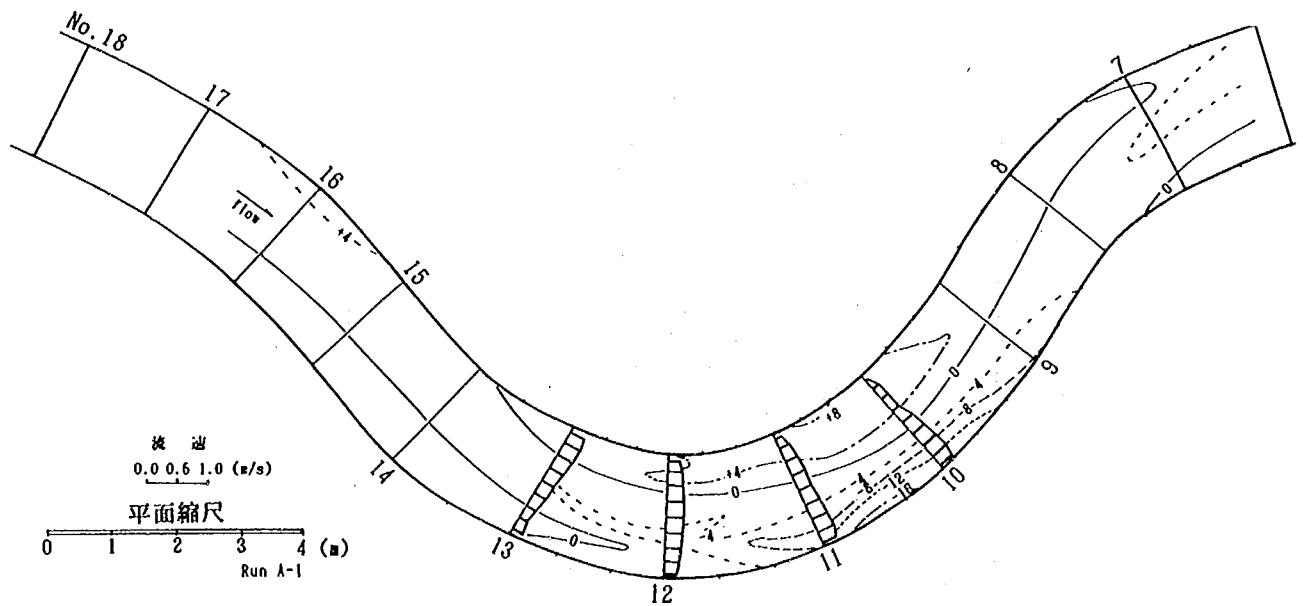


図-3.2.3 河床変動状況

水面勾配は約 $1/1170$ であり、横断方向には最大で 3 m 程度の水位差が生じていた。

図-3.2.1から分かるように、主流は、No.16では左岸沿いにあり、No.13付近からみお筋の形成が確認できるが、明瞭ではなく、まだ内岸の流速の方が速い。また、主流はNo.12付近から河道中央に移動し、弯曲部では、外岸に向かって流れ、断面No.11～10の右岸で水衝部となっている。No.10付近では外岸の流速が内岸の流速に比べて速い。また、流況写真(写真-3.2.1)から水衝部区間では、表面流水は全体的に外岸へ向かい、外岸付近で表面流水(白ペイント)が河床に潜り込み、底面で外岸から内岸へ向

かう様子が読み取れる。

河床変動は、蛇行による各水衝部で洗掘が著しい。すなわち、断面No.11～9右岸、No.6～5左岸で変動が著しく、最大洗掘深は河道弯曲部で約16cm、その下流で約8cmとなっている。また、堆積は洗掘域の少し上流のNo.12からNo.9の間で著しく、最大で8程度の堆積厚となっている。

写真-3.2.2, 3.2.3からわかるように、蛇行水路石炭粉河床の実験の場合には、洗掘は流速の大き

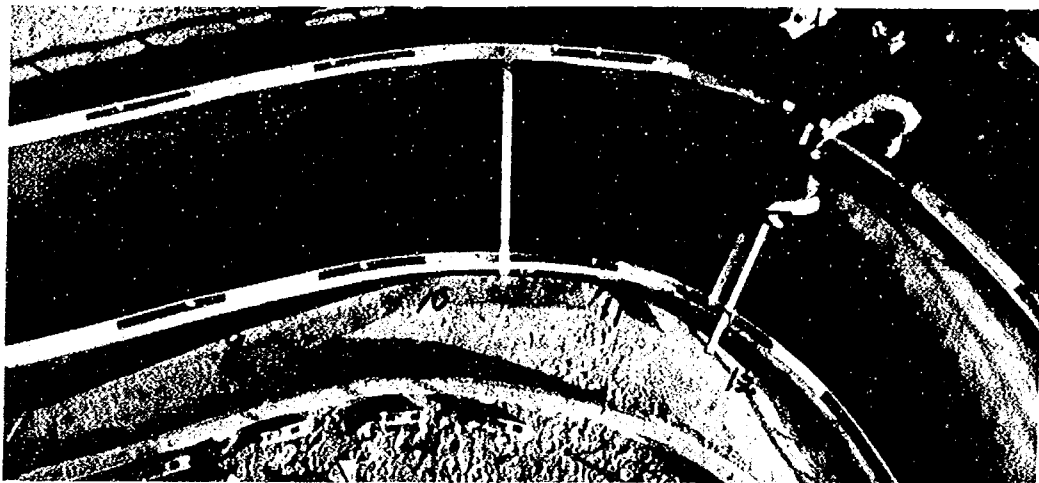


写真-3.2.1 水衝部の流況

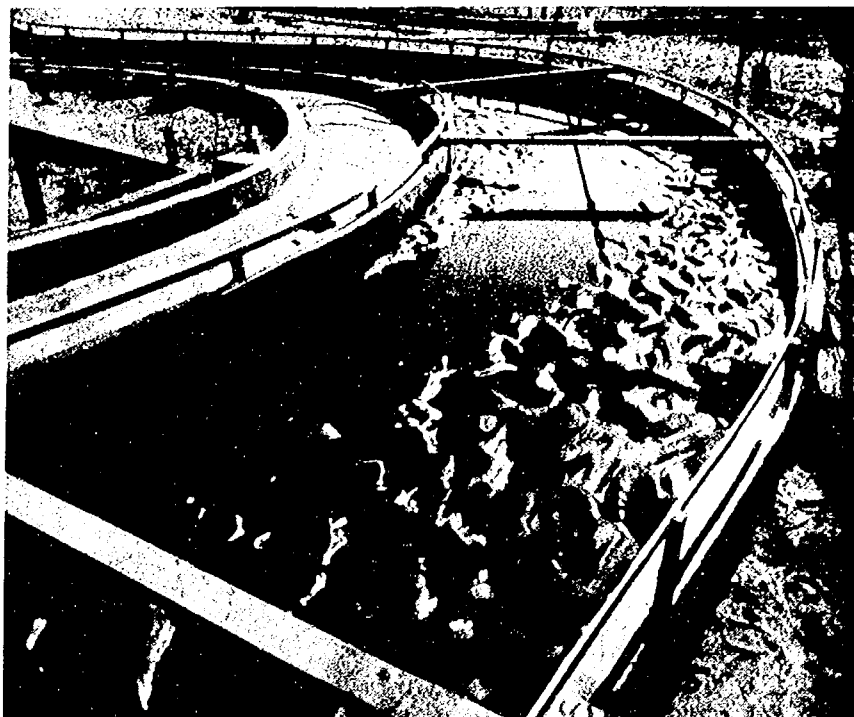


写真-3.2.2 みお筋と河底変動状況 (A-1)

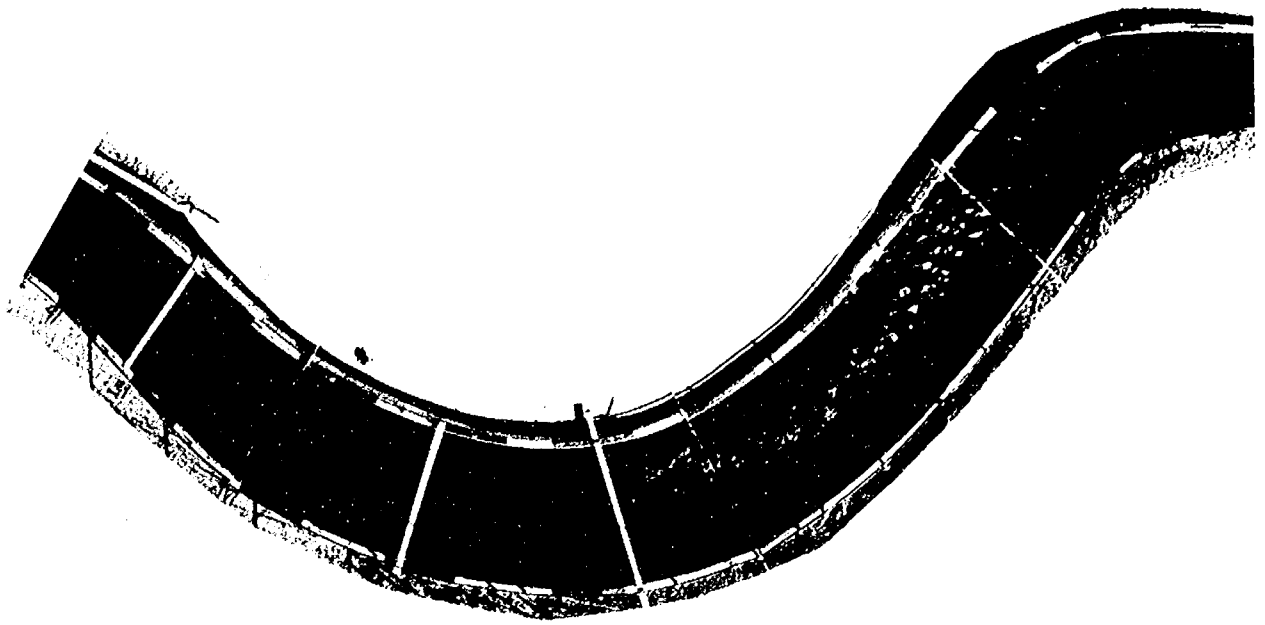


写真-3.2.3 河床変動状況 (A-1)

い主流部で生じ、みお筋を形成する傾向があり、これから流れと河床変動を読み取ることができる。
また、河床には ripple が生じていた。

(2) Run A-2 (ベーン工外岸3列)

A-1の洗掘領域であるNo.12.7~7.5の外岸側に、ベーン工を70cmピッチの3列千鳥に50基設置して、ベーン工による洗掘の軽減効果を調べた。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.4に、流況を図-3.2.5に、河床変動状況を図-3.2.6に示す。

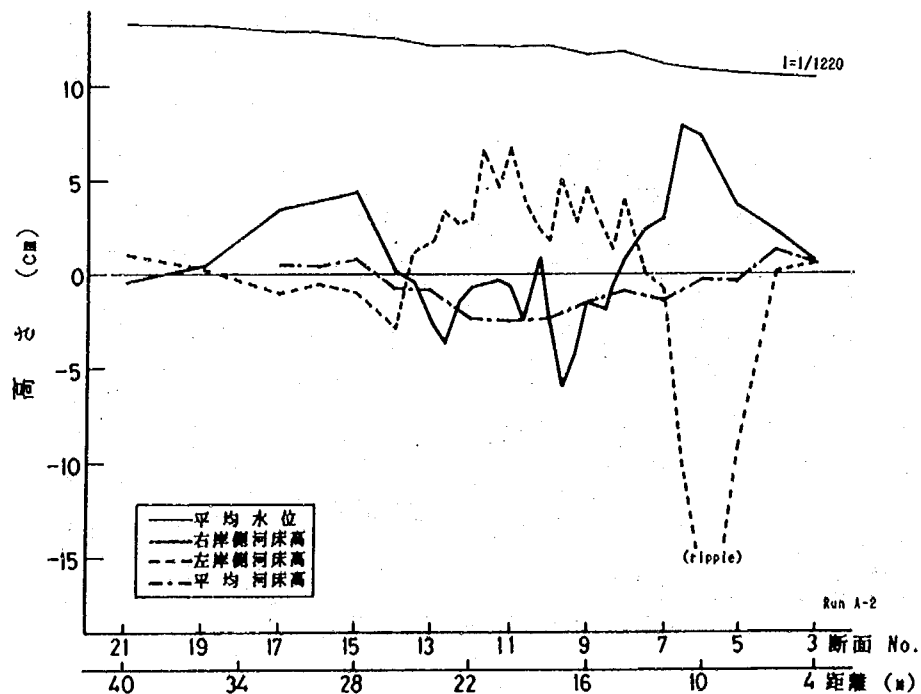


図-3.2.4 水位・河床高の縦断変化 (A-2)

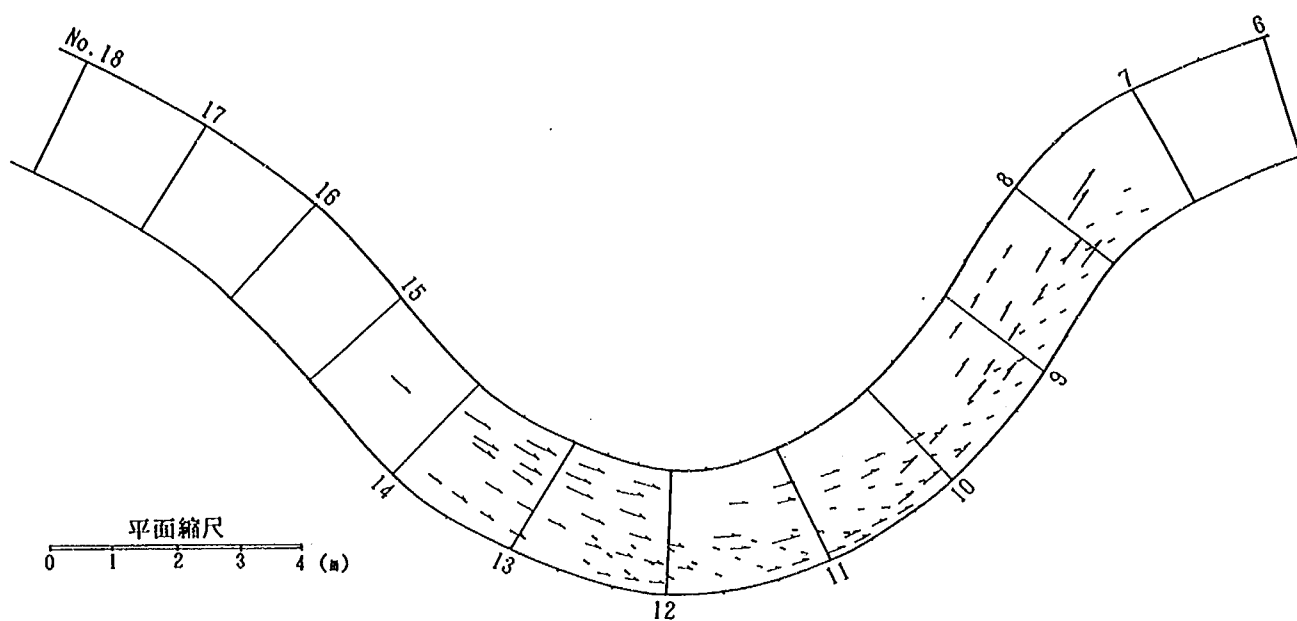


图-3.2.5 流況 (A-2)

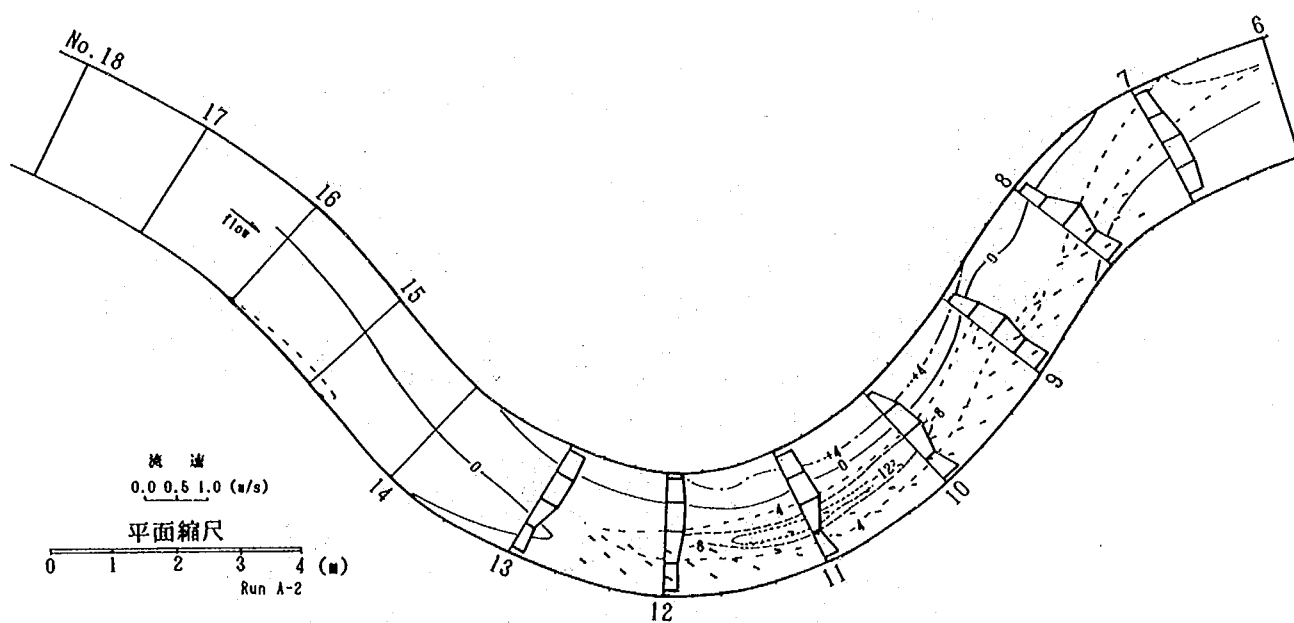


图-3.2.6 河床變動狀況

水面勾配は約1/1220であり、ベーン工の設置に伴う水位の上昇などは見られない。

図-3.2.4から、以下のことが読み取れる。主流は、上流部では左岸にあり、No13~12にかけて河道中央部へ移動し始める。また、弯曲部において、主流はベーン工なしの場合に寄っていた外岸からベーン工の内岸側へ、すなわち河道中央部に強制的に移動されており、これはNo12~9の区間で顕著である。また、このみお筋位置の移動により下流の水衝部位置も上流へ移動している。写真-3.2.4をみるとベーン工周りのみお筋に沿って表面の泡が集まっている。すなわち、ここに、流れが集まって、表面水は河床面へ落ち込み、流れが外岸に多くは侵入していないことが分かる。これに伴い、横断流速分布も変化し、外岸沿いの流速が2~3割程減少し、ベーン工の周囲で遅くなっている。流速は河道中央部から内岸にかけて速い。

写真-3.2.5からは、弯曲区間の主流部となるベーン工沿いでは表面流体がベーン工位置から内岸へ、底面で内岸側から外岸側へ向かう状況が読み取れ、ベーン工によって遠心力によるものとは逆向きの二次流が形成されていることが分かる。

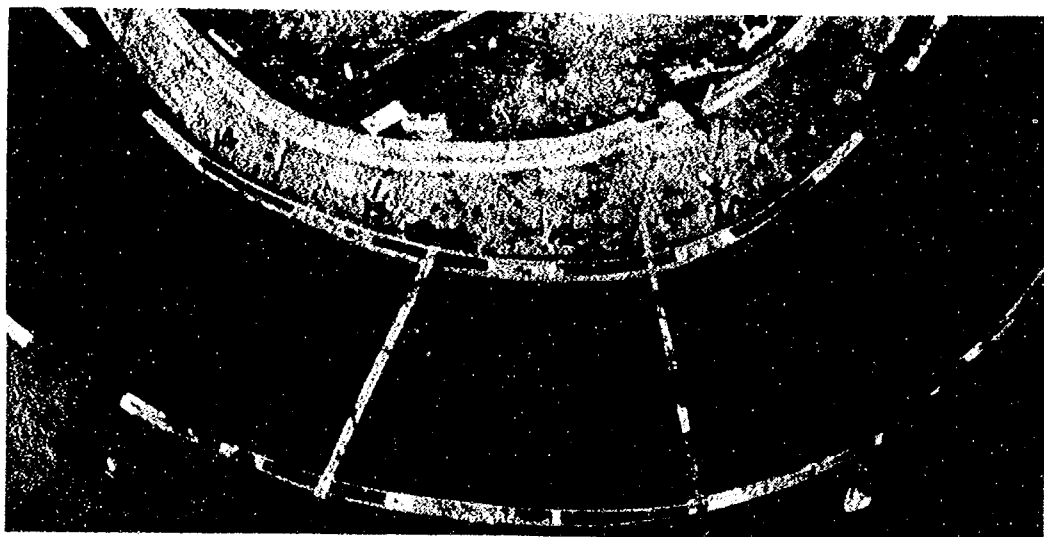


写真-3.2.4 水衝部の流況（流し初めの状況）

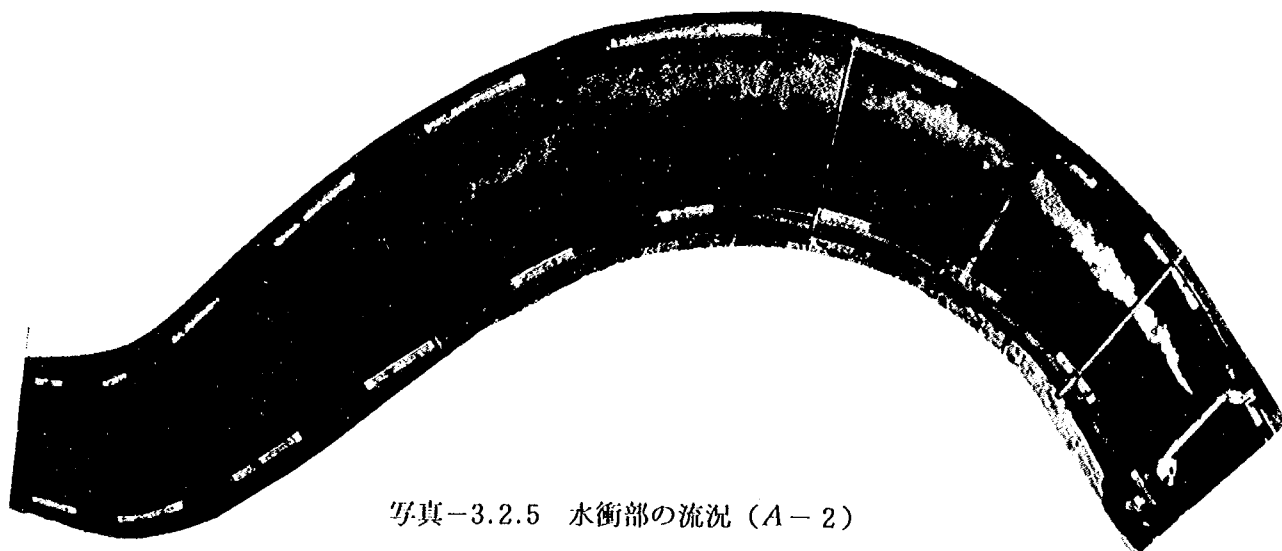


写真-3.2.5 水衝部の流況（A-2）

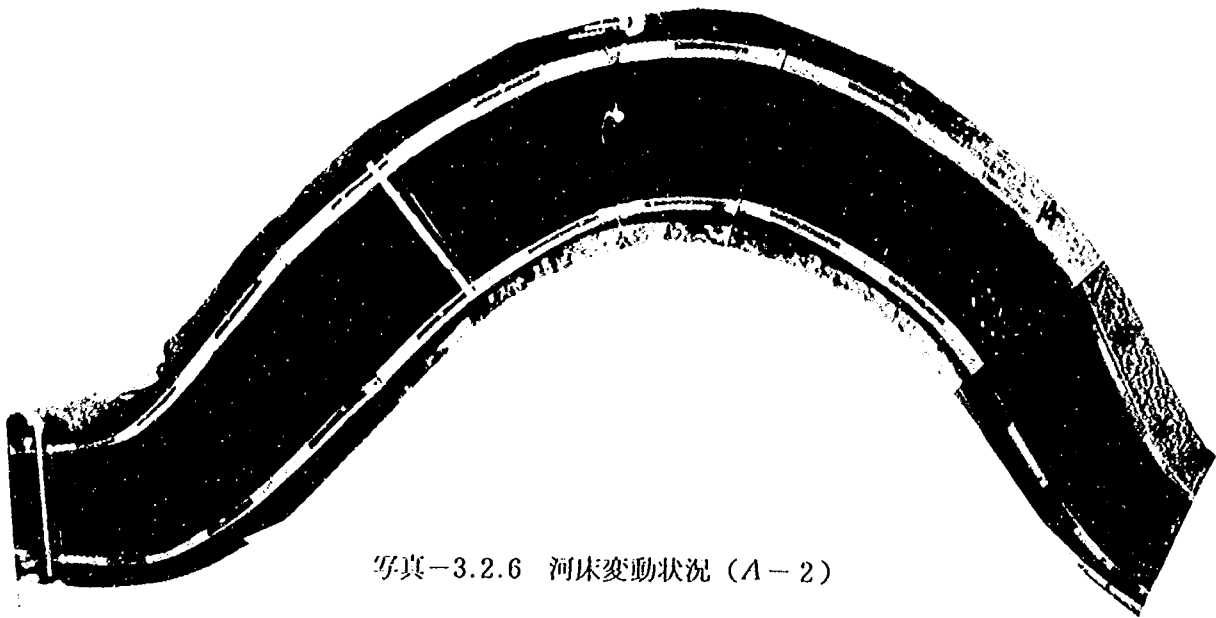


写真-3.2.6 河床変動状況 (A-2)

図-3.2.4から、平均河床は、河道湾曲部で1cm程度低下していることが分かる。平均河床高と外岸沿いの河床高を比較すると、横断的に見れば、当初予定した通りに外岸部で洗掘はほとんど生じていないことになる。また、内岸の土砂堆積もかなり軽減された。なお、細かい数cm程度の変動は ripple によるものであり、絶対値には大きな意味はない。一方、ベーン工の設置により、みお筋が移動したことにより、洗掘は河道中央部で生じている。また、洗掘深は、主流がベーン工に当たる区間で生じ、ベーン工の最内側付近で12cm程度と比較的大きい。写真-3.2.7, 3.2.8に、ベーン工沿いのみお筋の状況を示す。

写真-3.2.7, 3.2.8から、最内側のベーン工に沿って、河道中央部からやや外岸よりにみお筋が形

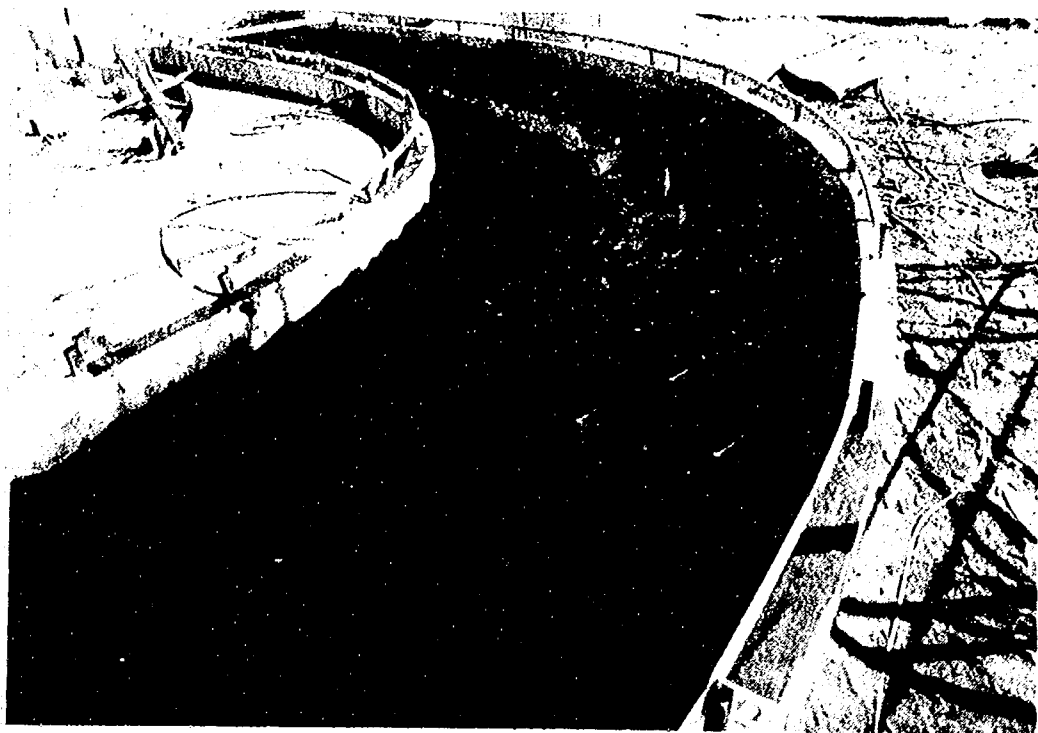


写真-3.2.7 みお筋とベーン工周辺の河床変動状況 (A-2：上流から)

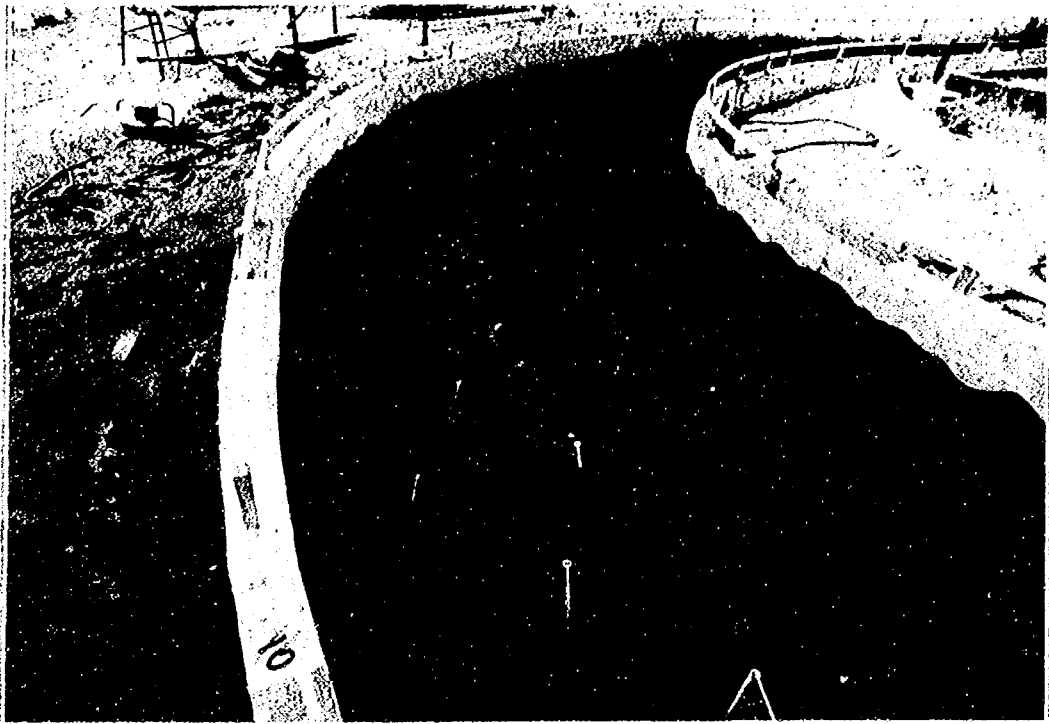


写真-3.2.8 みお筋の状況 (A-2: 下流から)

成され、ベーン工周辺の洗掘深が大きくなっていることが分かる。図-3.2.7にベーン工前部での洗掘深を示す。

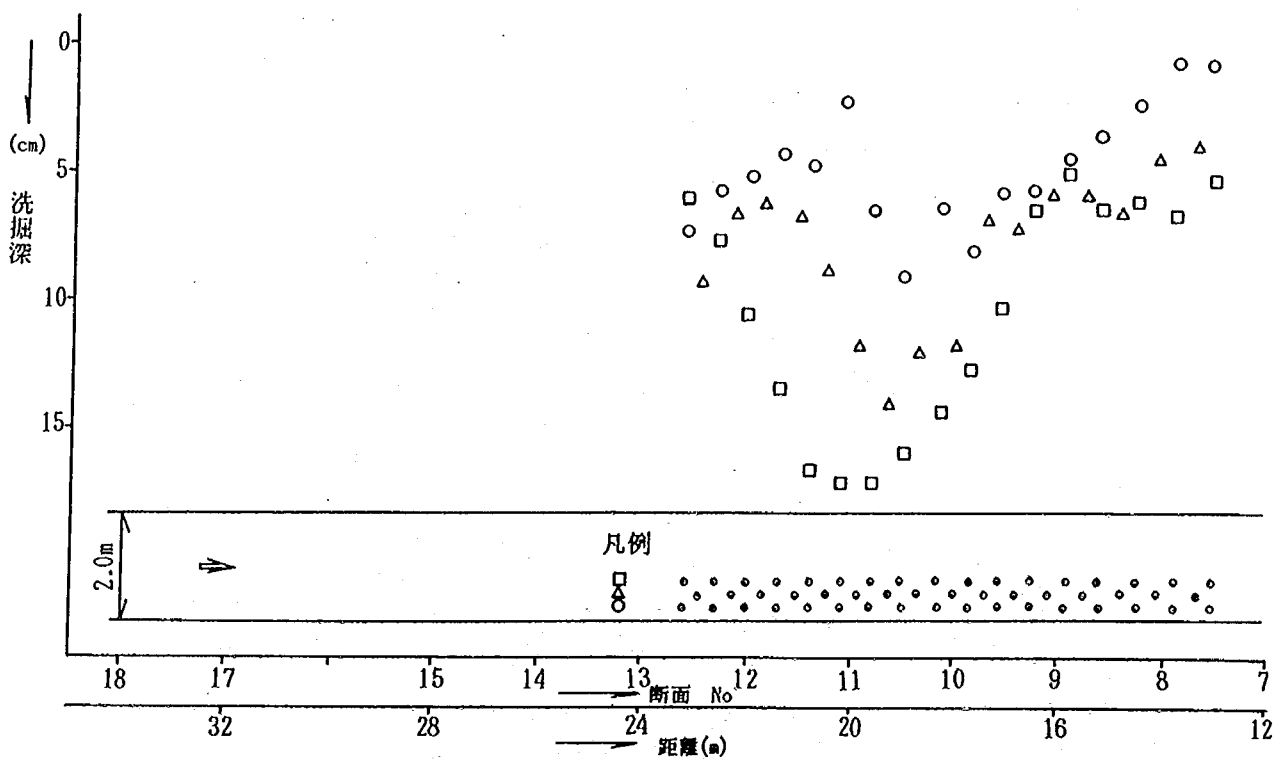


図-3.2.7 ベーン工周囲の洗掘深の縦断変化 (A-2) ベーン工 3列千島

ベーン工先端部の初期河床からの最大洗掘深は、ベーン工に流れが当たるNo11付近の最も内側で16~17cm程度とかなり大きい。ただし、これはポイントの値であって全体的には10~12cm程度の洗掘箇所、4~6cm程度ベーン工前部でさらに掘れている。

また、下流の洗掘が15cm程度と大きくなっている。これに対し対岸の堆積高に、大きな変化していない。

(3) Run A-3 (ベーン工外岸4列)

A-2では、3列に配置したベーン工を同一区間に、ほぼ同数の54基を90cmピッチ、4列千鳥で配置し、配置の違いによる効果の違いを調べた。設置範囲はA-2と同様である。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.8に、流況を図-3.2.9に、河床変動状況を図-3.2.10に示す。

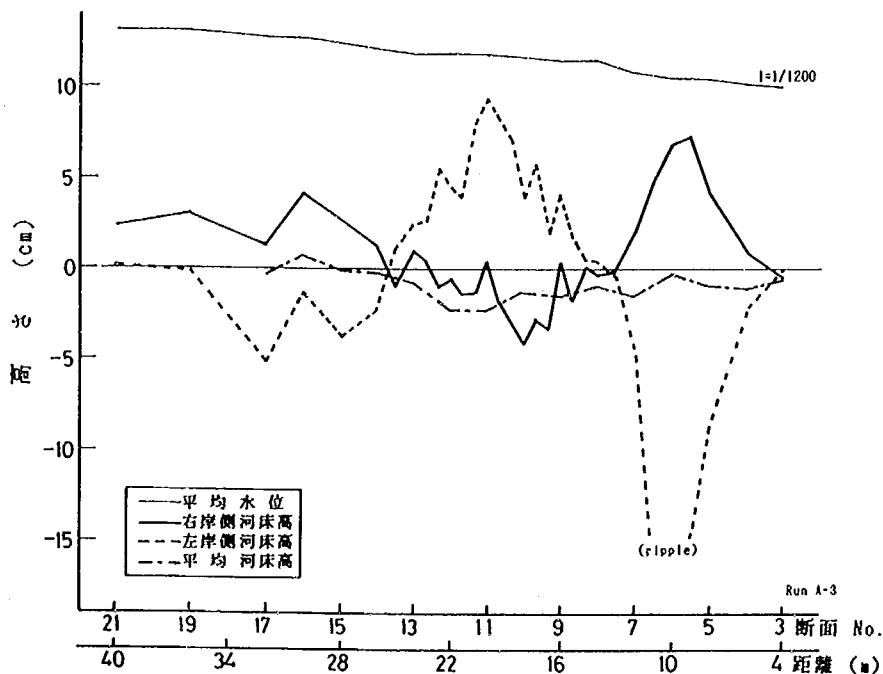


図-3.2.8 水位河床高の縦断変化 (A-3)

水面勾配は、約1/1200であり、先の2ケースと変わらない。図-3.2.9, 3.2.10から、主流は上流部では左岸寄りにあり、No13~12にかけて河道中央部を通り、ベーン工が作り出す流れのために外岸へ侵入できない状態となっていることがわかる。弯曲部での主流位置は、ベーン工が一行分内岸へ入り込んでいるために、3列配置の場合よりも若干内岸寄りとなっている。同様の理由により、河道中央部の洗掘位置も少し上流のNo12~11に移動した。外岸沿いの流速は、3列配置の場合よりもさらに小さくなって、より整流されている様である。流速の横断的な変化はA-2よりも小さい。全体的にはA-2の場合と良く似ており河道中央部から内岸にかけて流速が速い。また、写真-3.2.9から、A-2の場合と同様に、流れがベーン工に当たる区間において、白色の表面水がベーン工から内岸へ向い、底面で内岸側から外岸側へ向かっていることがわかる。(モノ黒のために分かりにくい、白ペイントが上から、フローレッシェンが下から回り込んでいる。) また、ベーン工の間隔が広がったために、

湾曲の上流端部及び外岸近傍で、時々表面の流れが外岸へ多少入り込む様子が観察された。

湾曲部(No.13~7)の河床高は、平均河床高、外岸沿いの河床高共にA-2の場合とほぼ同様である。すなわち、図-3.2.10に示されている様に横断的な河床変動が抑制されていて、外岸の洗掘はほぼ防止されている。先に述べたように、洗掘位置も、同じく河道中央部であるが、若干内岸側へ移動している。写真-3.2.11, 3.2.12は、ベーン工沿いに発達したみお筋の状況を表している。これから、みお筋の位置が河道中央より移動し、幅も広がって内岸の堆積空間が狭くなっていることが分かる。

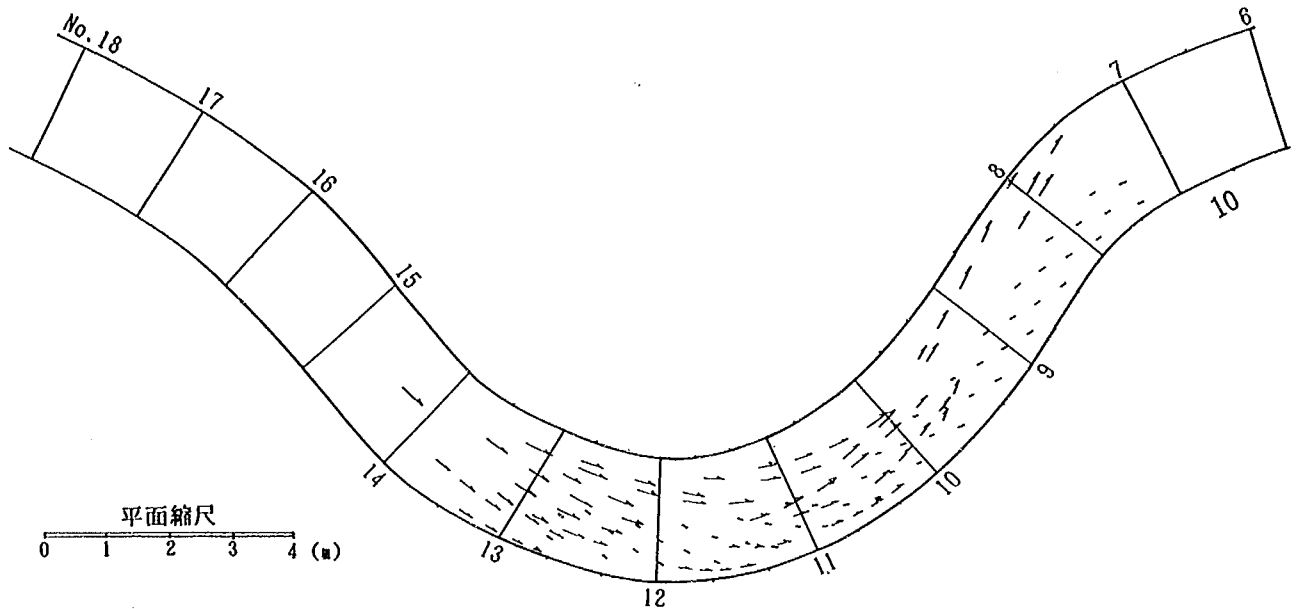


図-3.2.9 流況 (A-3)

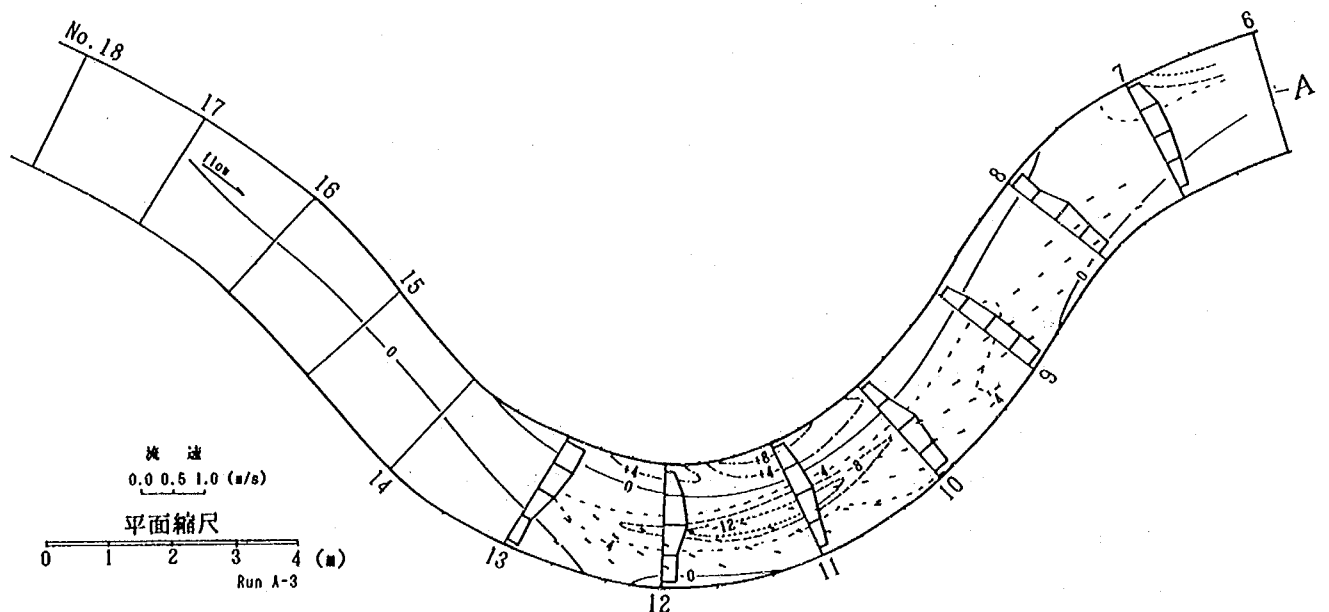


図-3.2.10 河床変動状況 (A-3)



写真-3.2.9 水衝部の流況 (A-3)



写真-3.2.10 河床変動状況 (A-3)



写真-3.2.11 みお筋の状況 (A-3 : 上流から)

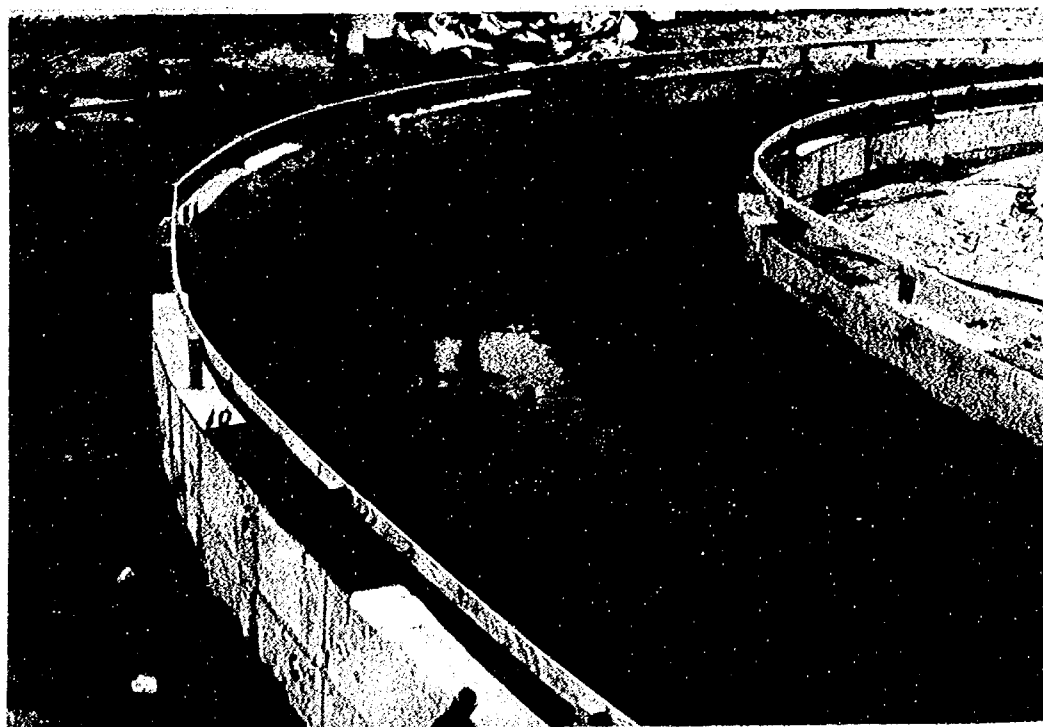


写真-3.2.12 みお筋の状況 (A-3 : 下流から)

また、外岸から3列目及び4列目のベーン工周辺の洗掘が大きい。図-3.2.11にベーン工周辺の初期河床高からの洗掘深を示す。最大洗掘深及びその位置はA-2と比べて変化は小さい。ただし、最大洗掘は4列目で生じ、それに伴い3列目の洗掘が小さくなっている。2列目、1列目はほぼ同じである。

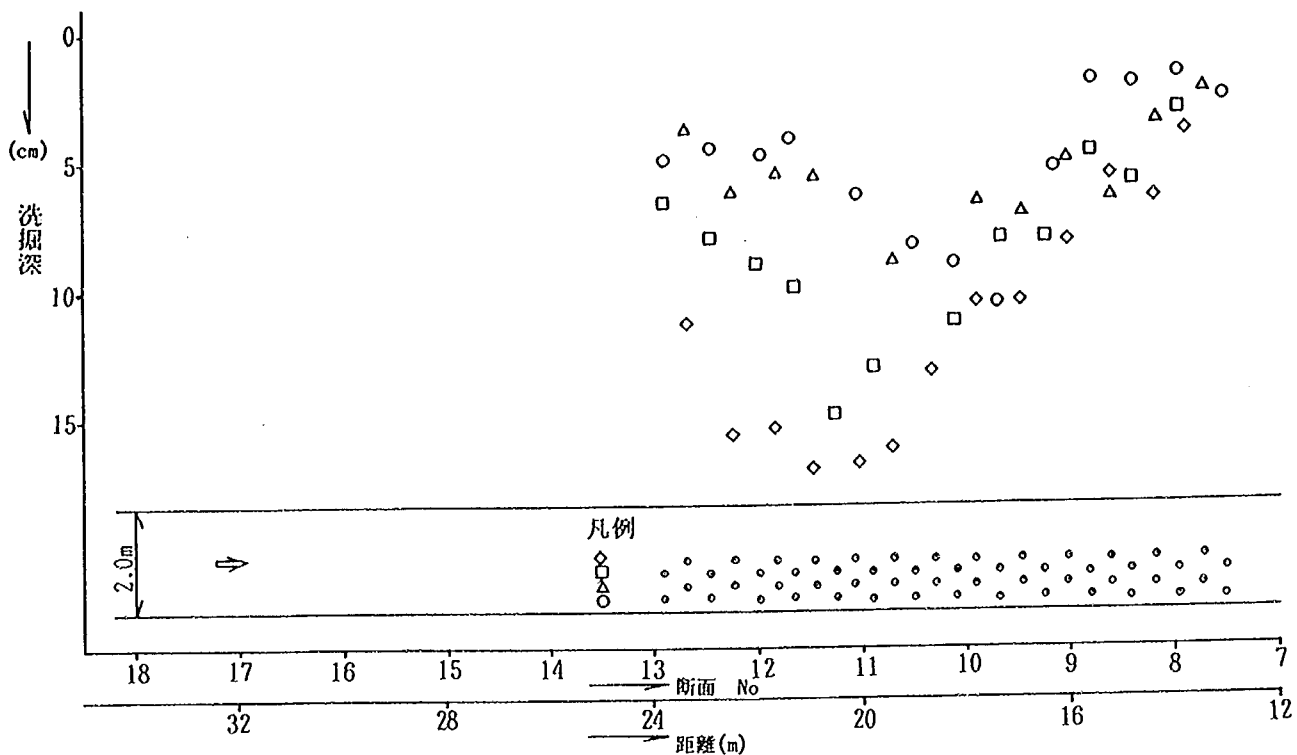


図-3.2.11 ベーン工周囲の洗掘深の縦断変化 (A-3) ベーン工 4列千島

また、ベーン工の設置により、A-2と同様に下流の水衝部位置が変化し、洗掘が増大し15cm程度になっている。

(4) Run A-4 (ベーン工外岸4列)

A-4では、A-3で下流側に設置していたベーン工の一部(2列7基)を取り除き、これを上流部に2列(7基)に移動させた。すなわち、ベーン工の設置範囲を上流側に延長し、湾曲部の上流からみお筋を形成させる効果について検討した。

水位、河床高の縦断変化を図-3.2.12に、流況を図-3.2.13に、河床変動状況を図-3.2.14に示す。

水面勾配は約1/1200程度で、他のケースと比べ特に変化はない。ベーン工を新たに設置した上流部では、ベーン工による流水の制御の効果が見られた。すなわち、表面付近では流れは内岸へ向かっており、これにより外岸に入り込む流れが抑制されている。また、上流部において河道中央部の洗掘が見られるが、主流は左岸にあった。図-3.2.14から判断すれば、外岸沿いの流速も小さくなっており、流速の横断的な変化はかなり小さい。また、みお筋は河道中央部に形成され、他のケースと同様に写真-3.2.13に見られるように、ベーン工の周囲の表面では流れは内岸に向かう傾向があり、ベーン工による二次流が確認される。また、ベーン工より外岸ではほぼ整流された流れとなっていた。

全体的な河床変動の状況は、A-3の場合とほぼ同様であるが、上流部に設置したベーン工の周囲で、みお筋の形成が見られ、上流部での右岸での洗掘は減少し、多少堆積傾向にある。ただし、この位置においての主流は、まだ左岸付近にあり完全に流れを呼び込んではいない。主流がベーン工に当

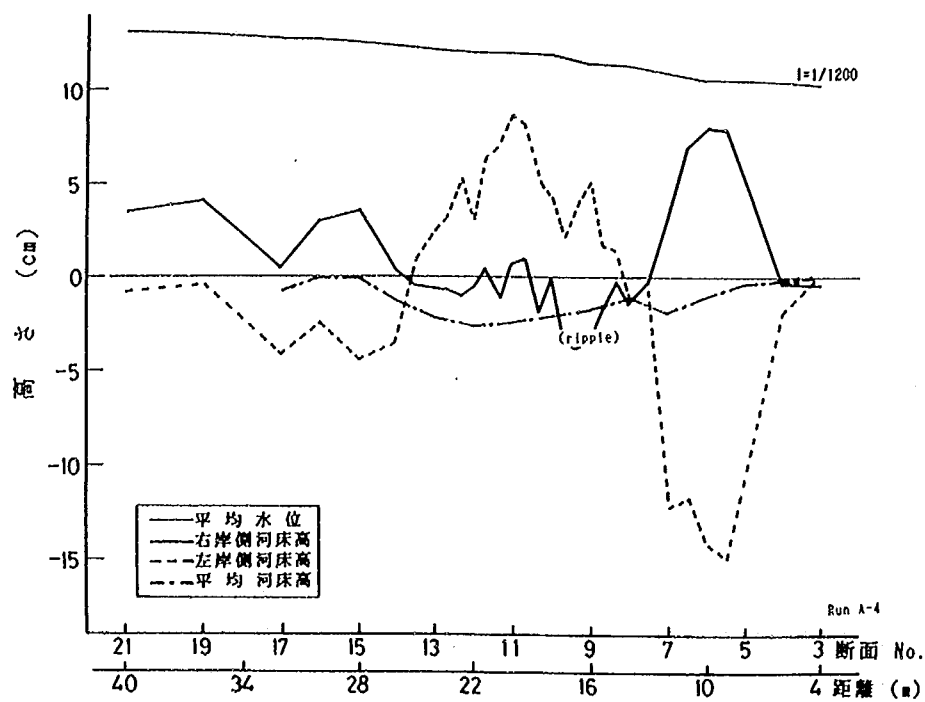


図-3.2.12 水位・河床高の縦断変化 (A-4)

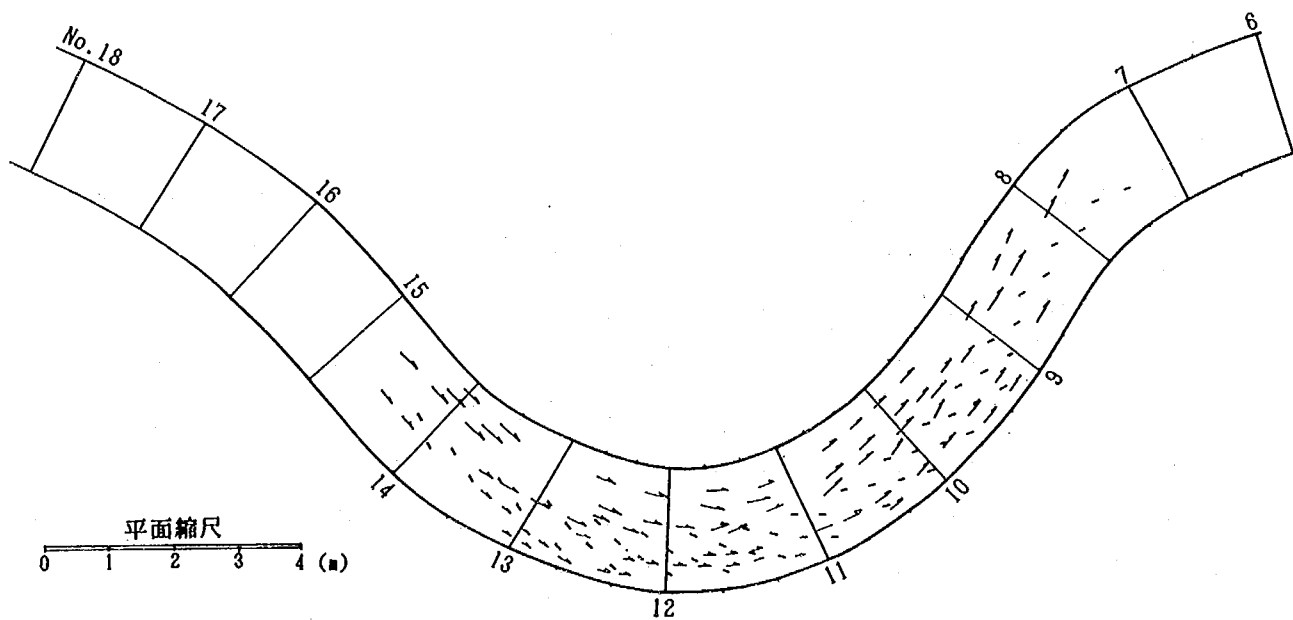


図-3.2.13 流況 (A-4)

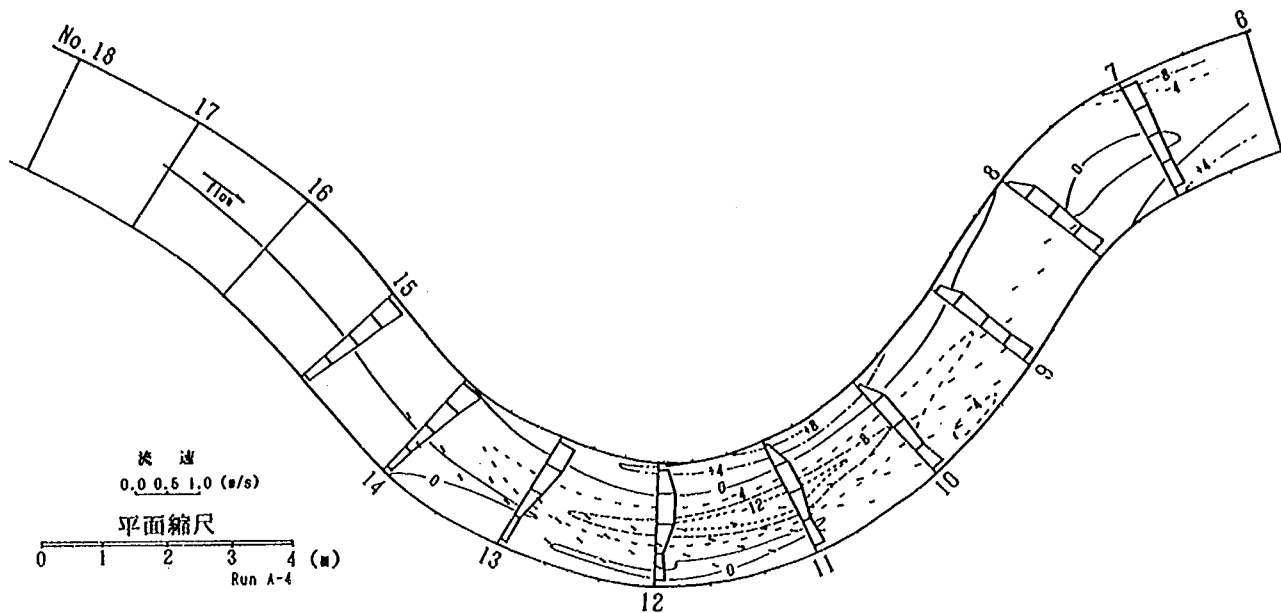


図-3.2.14 河床変動状況 (A-4)

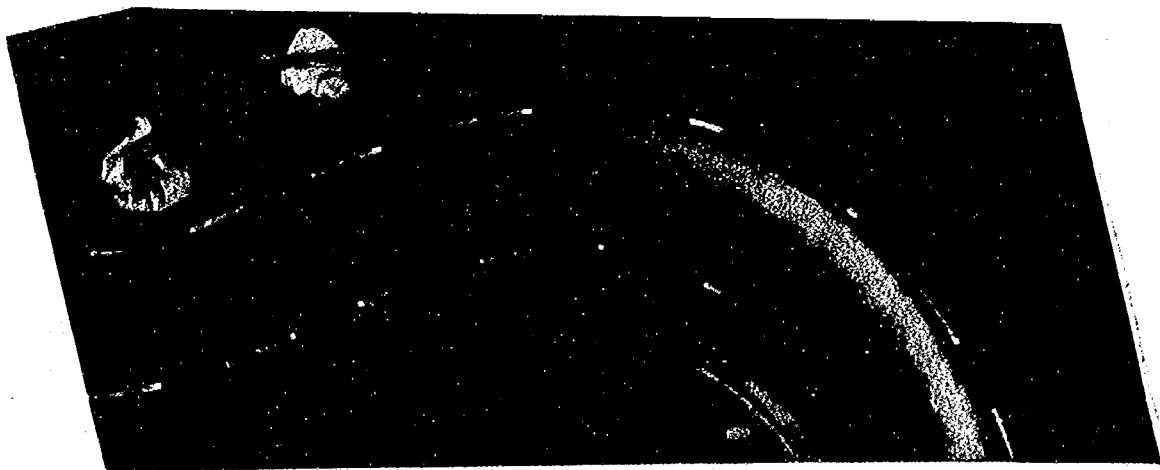


写真-3.2.13 水衝部の流況 (A-4)

たる位置は、No.12の河道中央部ままであり、変化していない。この、ベーン工に主流が当たる箇所においては、ベーン工の周囲で局所洗掘が生じた。図-3.2.15にベーン工前面の洗掘深を示す。洗掘は16付近で顕著であり、内側のベーン工を上流に延ばしてある程度整流したため、洗掘深は多少軽減されている。なお、ベーン工周囲の洗掘は、写真-3.2.15に示されるように、ベーン工先端部周囲で生じており、ベーン工周りの平均河床高から4～5 cm程度低くなっている。

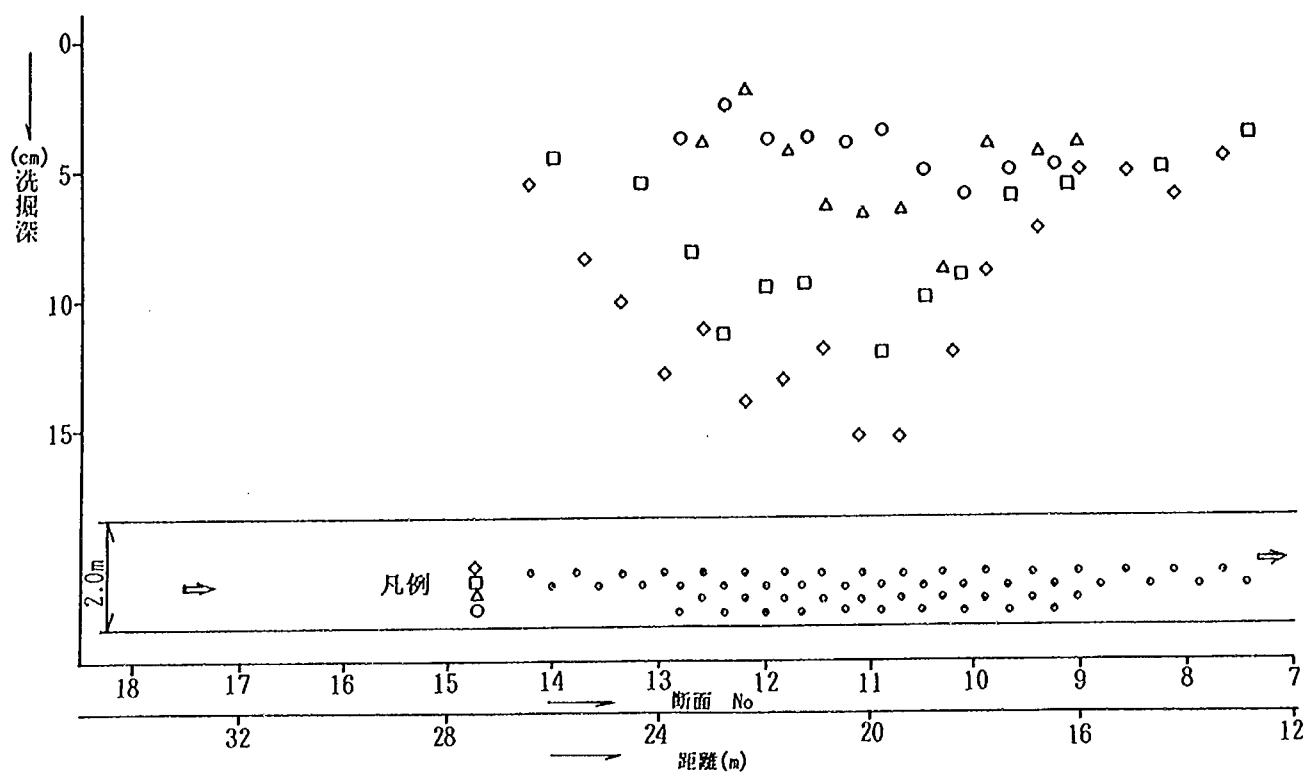


図-3.2.15 ベーン工周囲の洗掘深 (A-4)

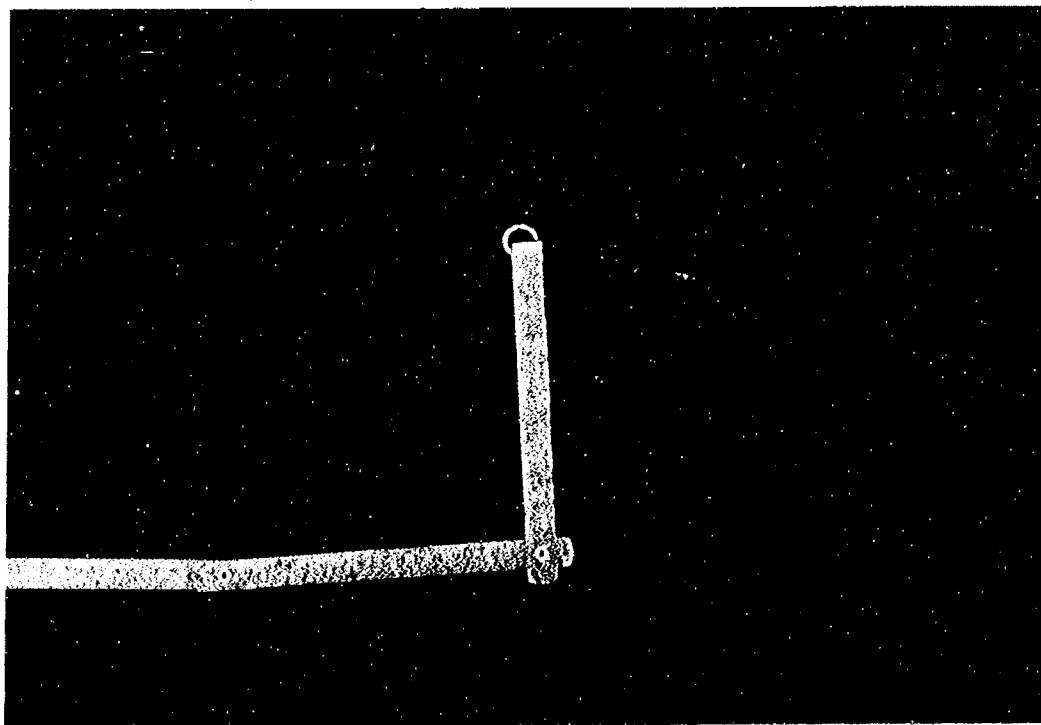


写真-3.2.15 ベーン工周囲の洗掘状況 (右岸から3列目、No10付近)

また、図-3.2.12で示されるようにベーン工の設置に伴い、河床変動が大きい位置が全体的に上流へ移動している様である。ベーン工の設置範囲を上流へ移動させたことにより、下流の水衝部の河床変動がやや抑制されたようである。ただし、堆積状況に大きな変化は認められない。

(5) Run A-5 (ベーン工外岸4列+上流対岸2列)

A-5では、弯曲外岸(右岸)側No.12.7~9の範囲にベーン工の配置を4列千鳥に配置し、弯曲上流部の対岸(左岸)側No.18~14にベーン工を70cmピッチで2列千鳥で配置した。これは、弯曲部でのベーン工の設置範囲を少なくして、さらに上流部の対岸でみお筋制御を行った場合の現象について検討したものである。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.16に、流況を図-3.2.17に、河床変動状況を図-3.2.18に示す。

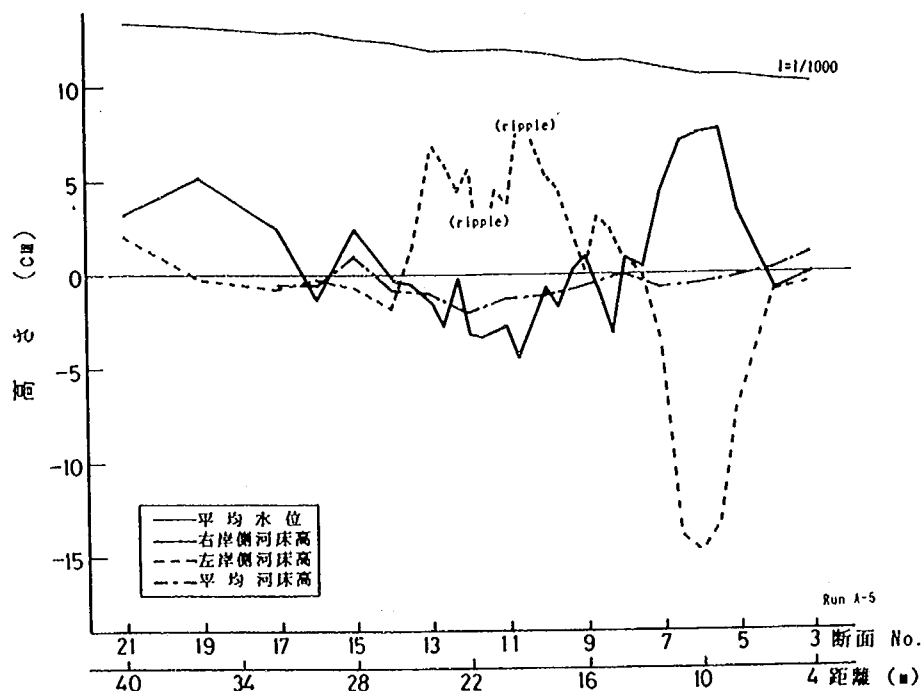


図-3.2.16 水位・河床高の縦断変化 (A-5)

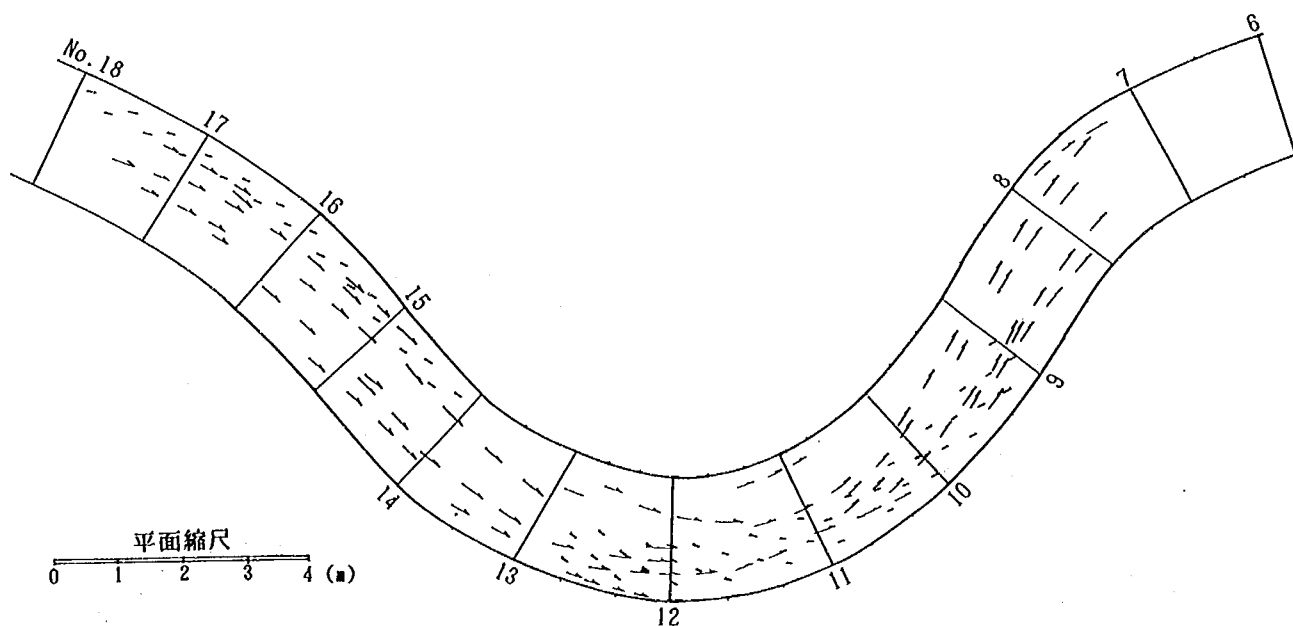


図-3.2.17 流況 (A-5)

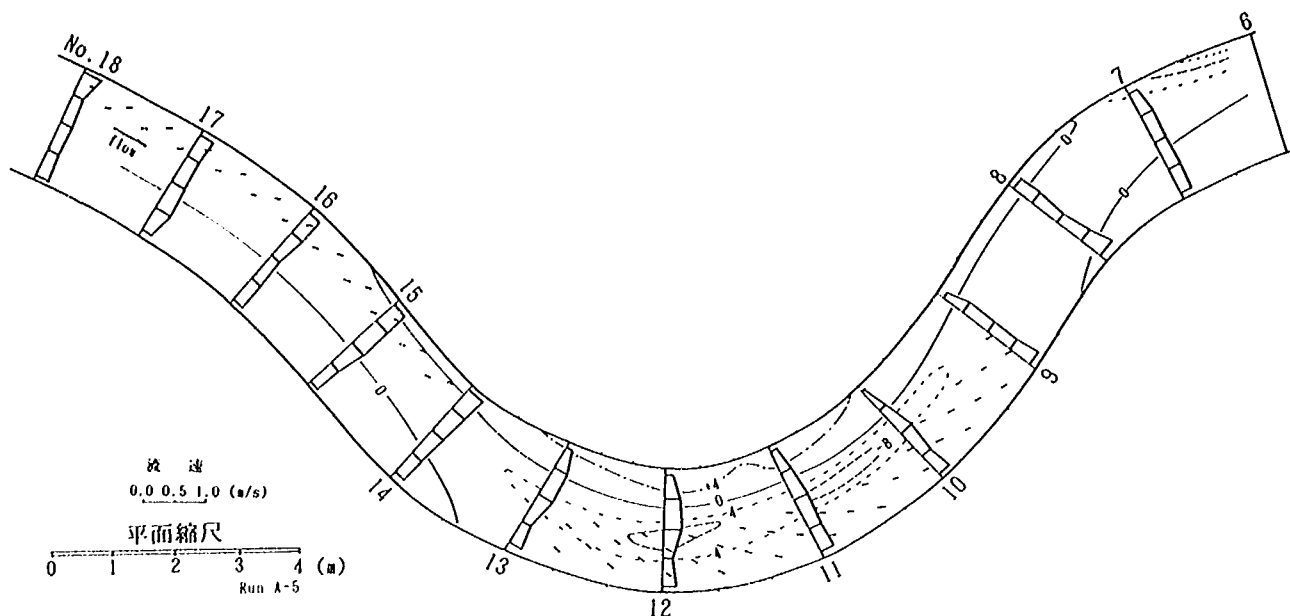


図-3.2.18 河床変動状況 (A-5)

水面勾配は、約 $1/1000 \sim 1/1100$ であり、やや大きくなっている。ただし、水位の上昇は顕著に見られない。図-3.2.18から分かるように、上流部左岸で水衝部であったNo.17～15の範囲で、ベーン工の内側でみお筋が形成され、主流が流下している。また、左岸側の流速が遅くなっている。No.13付近ではベーン工を取り除いたため、多少流れが外岸に多少入り込む様子が見られた。主流はNo.13付近で河道中央部にあり、弯曲部において、ベーン工内岸のみお筋沿いに流れ、外岸の流速は速くない。流れは全体的に整流され、横断的な変化や横断分布の縦断的な変化は小さい。写真-3.2.16から分かるように、内岸を流れてきた流体は、外岸へ入り込んでいない。

写真-3.2.18, 3.2.19, 3.2.20は、ベーン工沿いのみお筋の状況を表している。これより、他のA-2, 3, 4の場合と比較してベーン工周辺、みお筋の洗掘深が小さくなっていることが分かる。

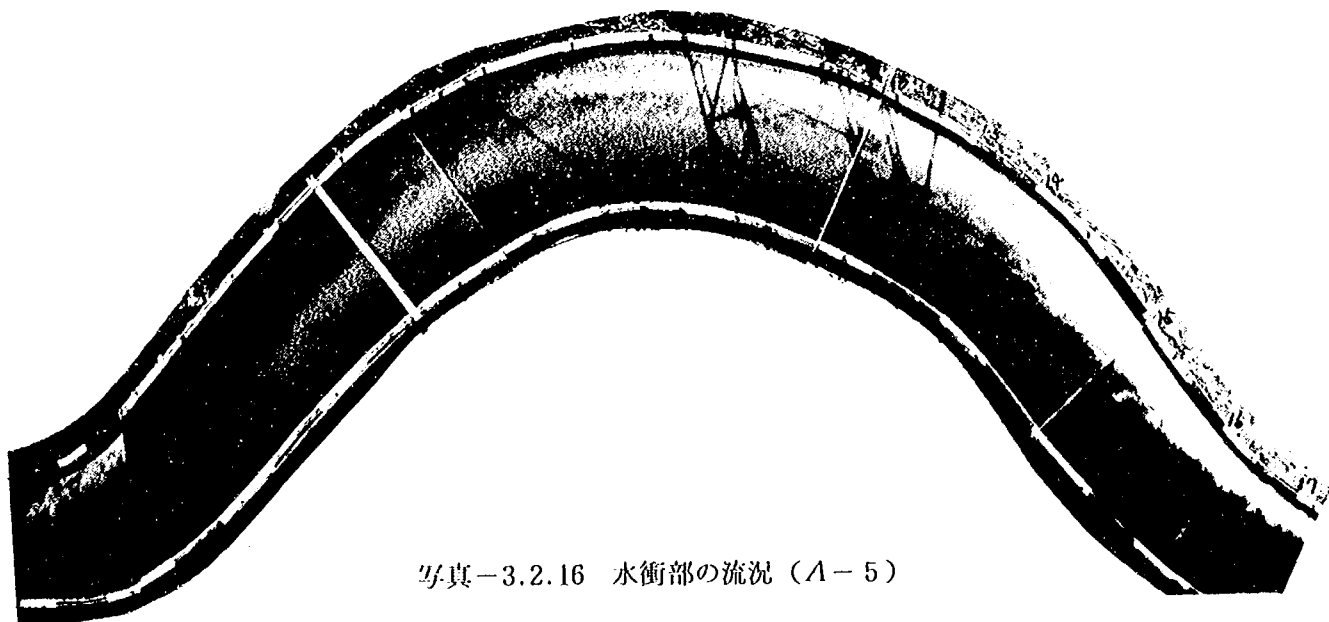


写真-3.2.16 水衝部の流況 (A-5)

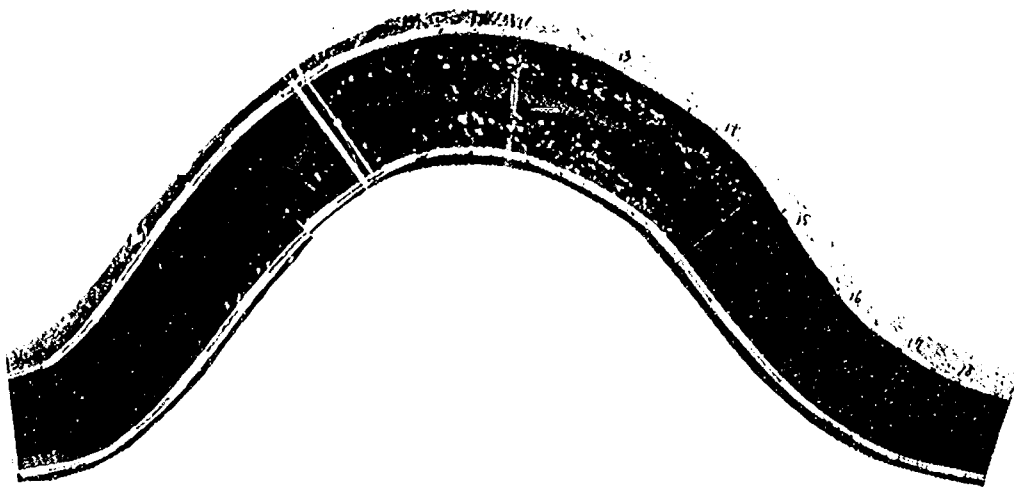


写真-3.2.17 河床変動状況

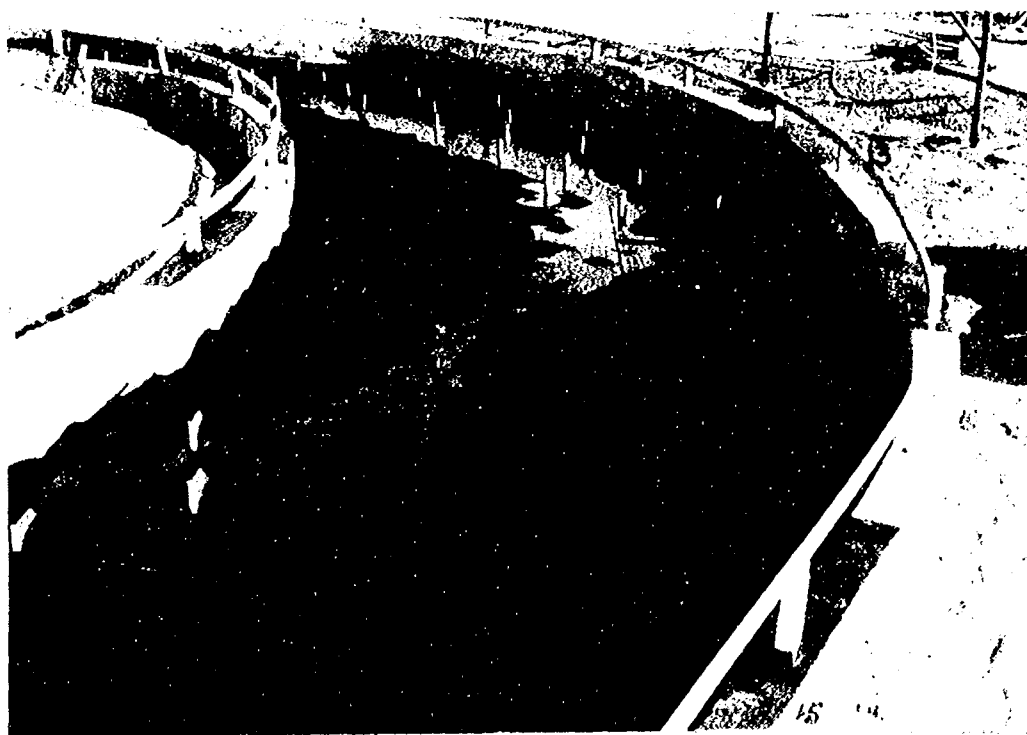


写真-3.2.18 みお筋の状況 (A-5 : 上流から)

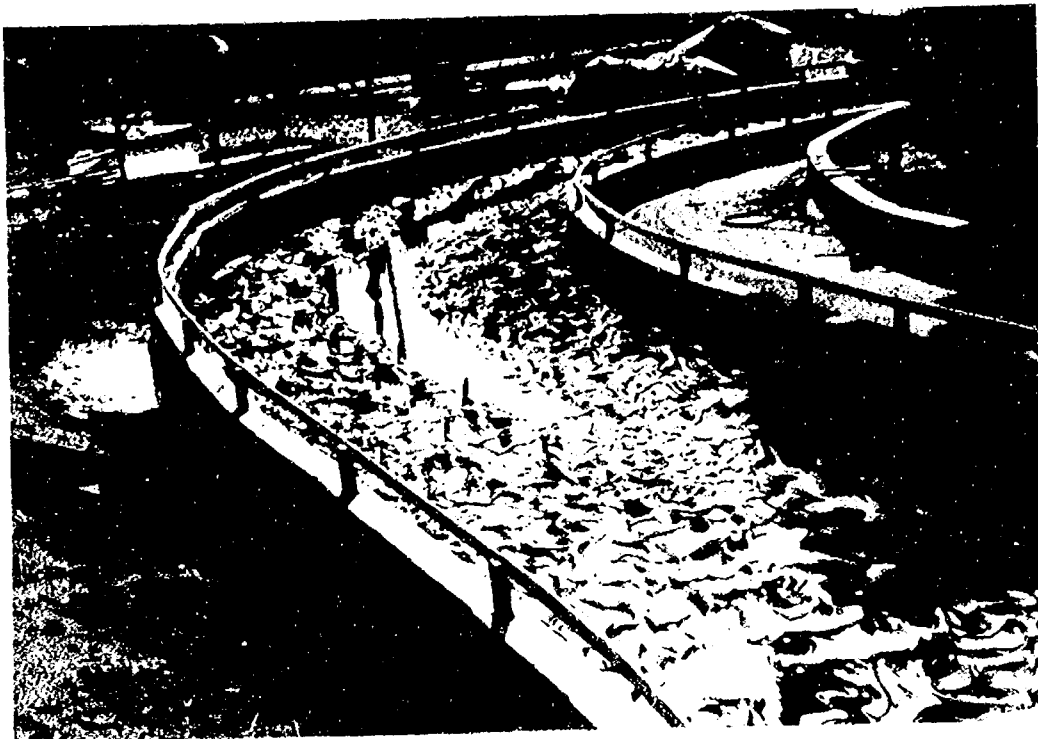


写真-3.2.19 みお筋の状況 (A-5:下流から)

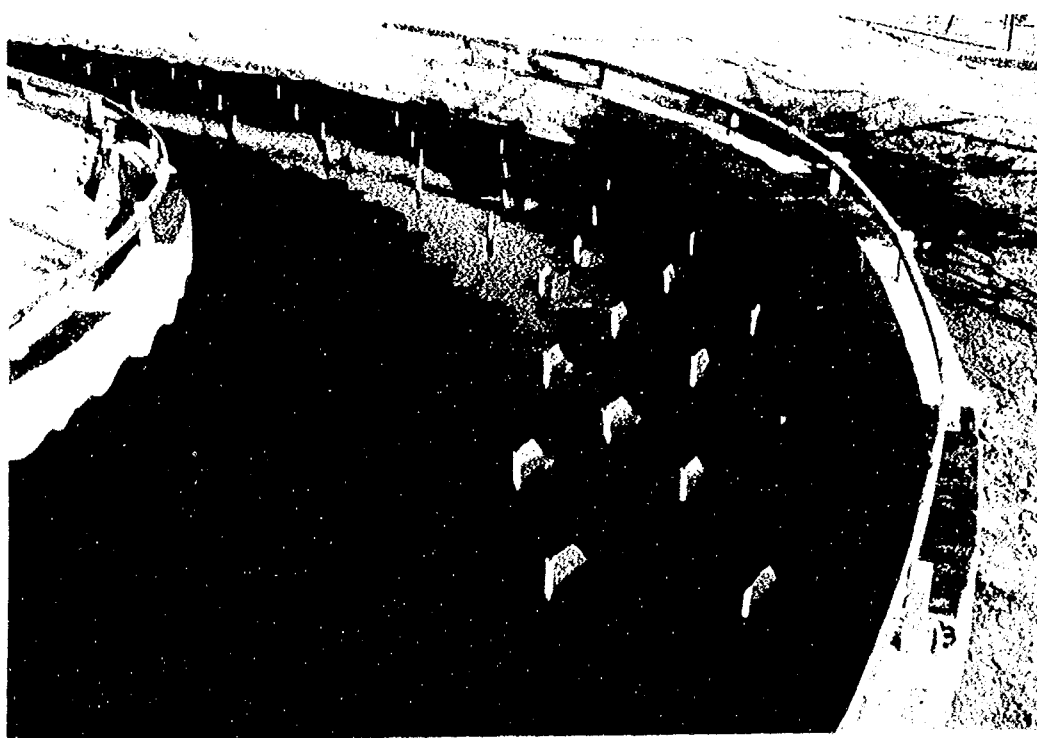


写真-3.2.20 水衝部の状況 (A-5)

また、河床変動は全体的に滑らかになっているようである。図-3.2.19にベーン工前面の洗掘深を示す。洗掘深は12~13程度であり、上流にベーン工を設置して、みお筋を制御したことにより、洗掘深が4cm程度軽減され、4列目と3列目が同程度となって、さらに縦断的な変化も小さくなっている。また、1列目、2列目の洗掘深も小さくなっている。

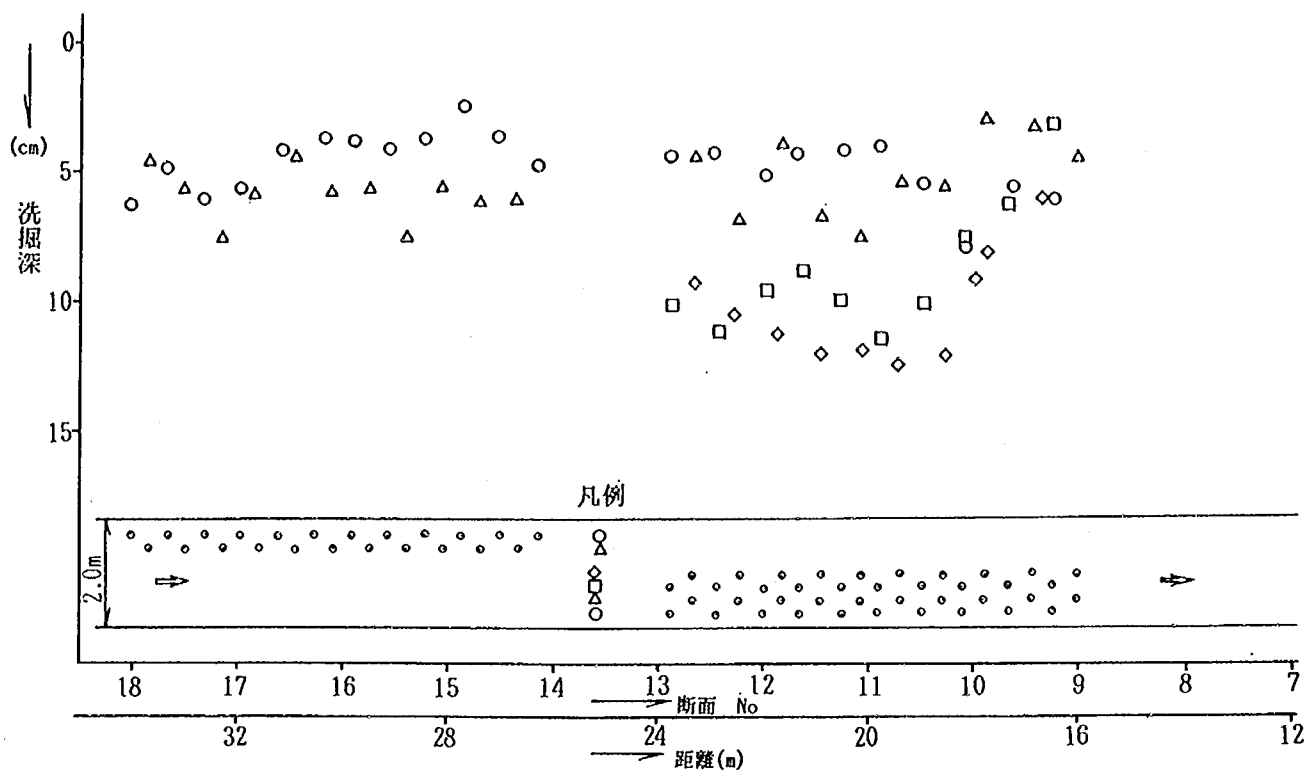


図-3.2.19 ベーン工周囲の洗掘深 (A-5) ベーン工4列千鳥+2列千鳥(上流)

全体的な河床変動は、図-2.2.16から他のケースと比べて大きな変化はない。しかし、上流部でみお筋位置を移動させたことにより、水衝部位置、すなわち、洗掘位置が上流に移動し、ベーン工周辺及び河道中央部での洗掘深は軽減され、堆積も減少している。上流部左岸側ではベーン工の設置により洗掘が軽減されており、河床変動が抑制されている。また、下流では河床変動がA-2, 3, 4に比べると多少抑制されているようである。

(6) Run A-6 (ベーン工外岸4列+上流対岸2列)

A-6では右岸のベーン工についてA-4と同様にして、さらにA-5と同様に上流左岸にベーン工を設置した。ここでは、ベーン工の設置範囲(及び設置数)を大きくした場合での状況について検討する。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.20に、流況を図-3.2.21に、河床変動状況を図-3.2.22に示す。

水面勾配は、1/1100~1/1200程度である。図-3.2.20から、ベーン工の増設に伴う水位の変化はない。右岸側のベーン工の設置範囲を上流に延長したことにより、みお筋が河道中央部に固定されて、右岸へ向かう流れはかなり抑制されている。また、主流は下流部を除き、対象区間の全体を通じて、

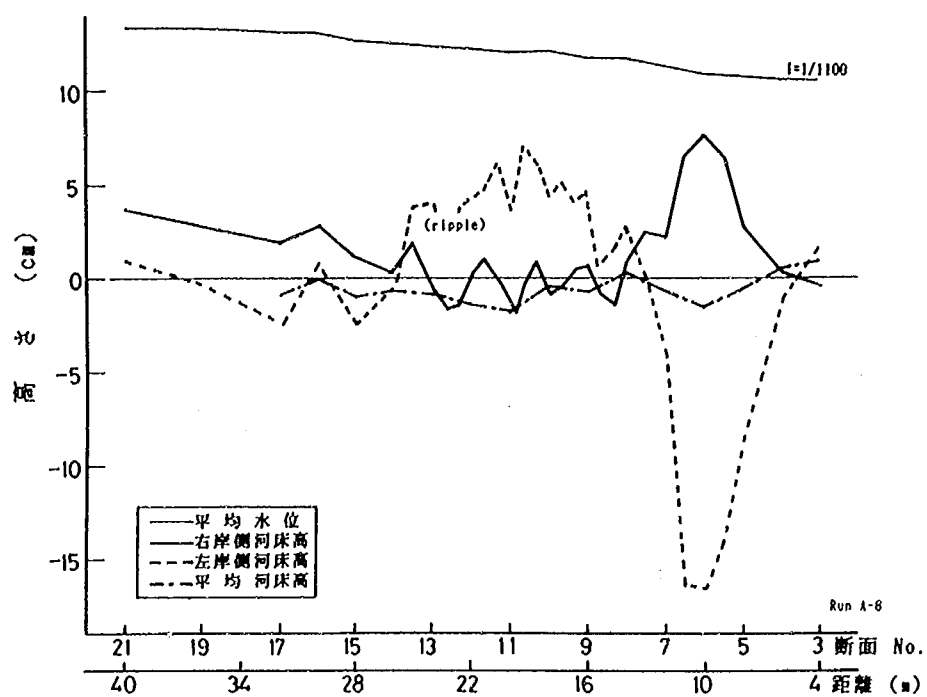


図-3.2.20 水位・河床の縦断変化

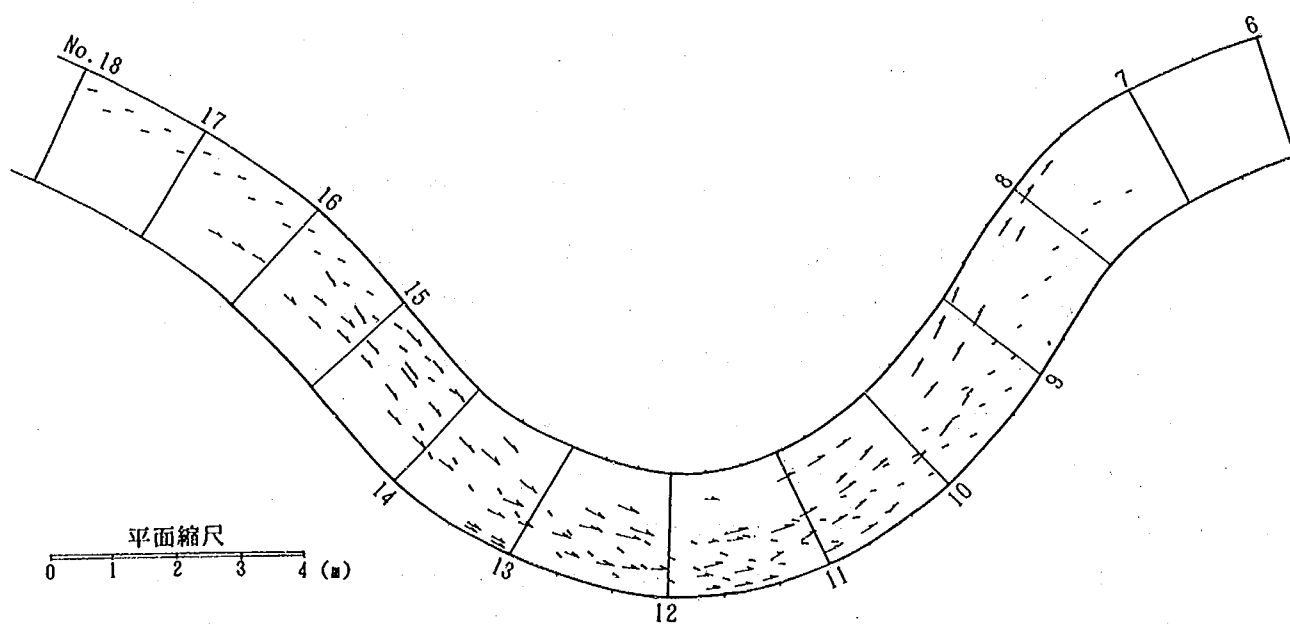


図-3.2.21 流況 (A-6)

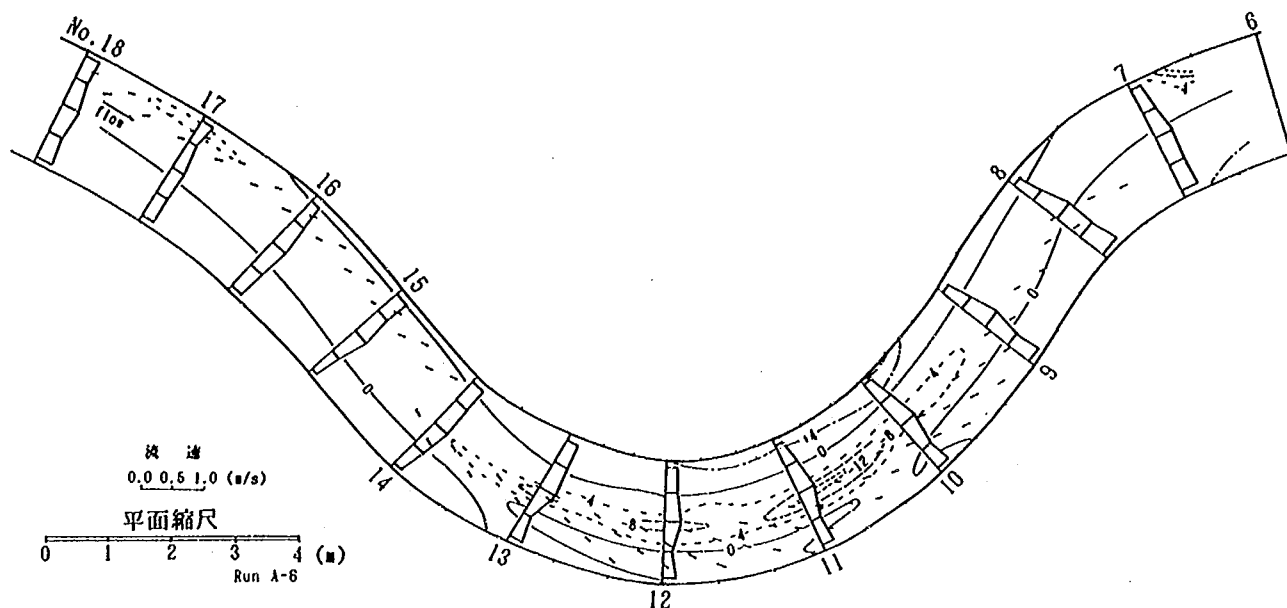


図-3.2.22 河床変動状況 (A-6)

河道の中央部を流下しており、No.8より下流で左岸に向い始め、No.7～5が水衝部となる。流速は、全体的に大きな変動はなく、河道中央部で若干速い傾向がある。また、写真-3.2.21から分かるように、流れはかなり整流され、流体の侵入はほとんどない。

全体的な河床変動の状況はA-5とほぼ同様である。しかし、ベーン工を連続的に設置しているた



写真-3.2.21 水衝部の流況 (A-6)

め、ほとんどの河岸で洗掘が防止され、特にベーン工を設置した範囲の下流、すなわちNo.10から下流域において堆積傾向にある。ただし、下流のNo.6付近においては、このベーン工の作用によりみお筋位置が変化し、洗掘が大きくなっている。また、弯曲部外岸（右岸）での河床変動に限れば、このケースが最も洗掘が軽減されていた。（写真-3.2.23, 3.2.24）



写真-3.2.22 河床変動状況 (A-6)

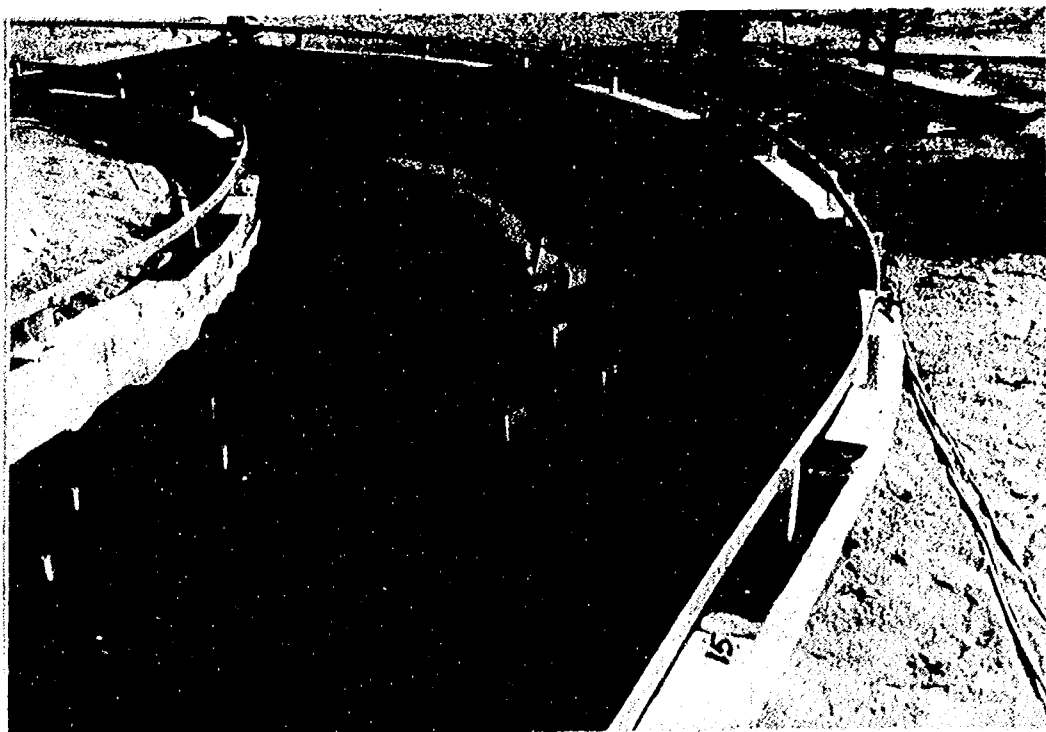


写真-3.2.23 みお筋の状況 (A-6：上流から)

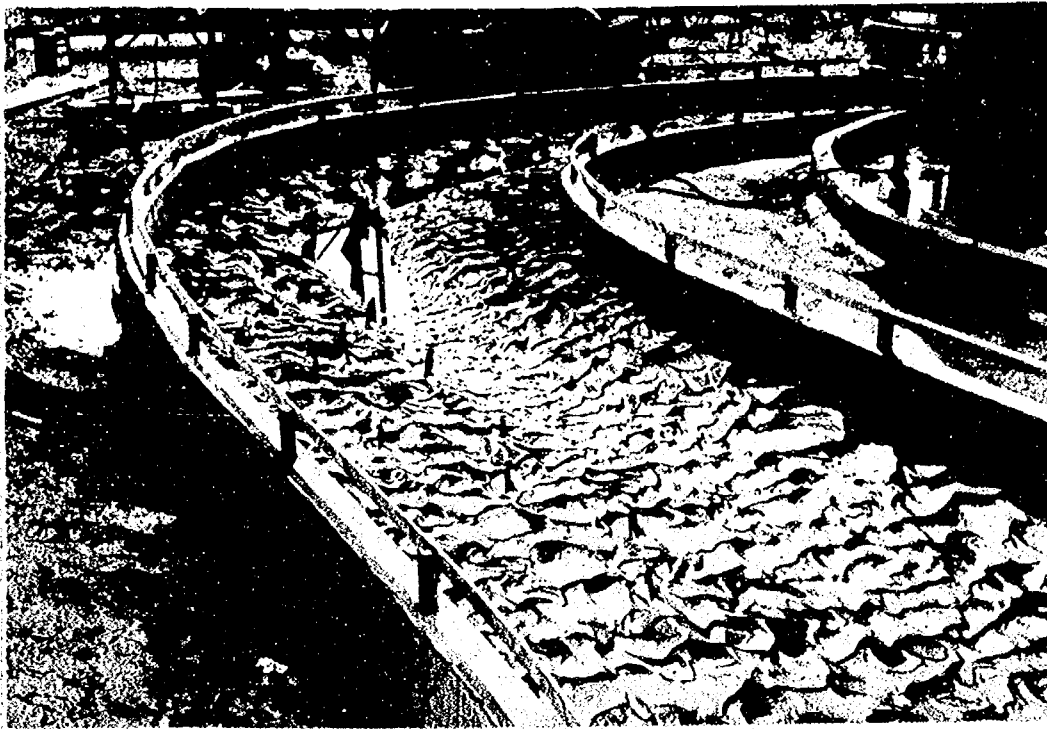


写真-3.2.24 みお筋の状況 (A-6 : 下流から)

また、図-3.2.23に示されるように、ベーン工前部の洗掘状況はA-5の場合と同様であり、No. 12~10付近で洗掘が12~13cm程度で安定しており、上流部でのみお筋制御の効果が見られる。

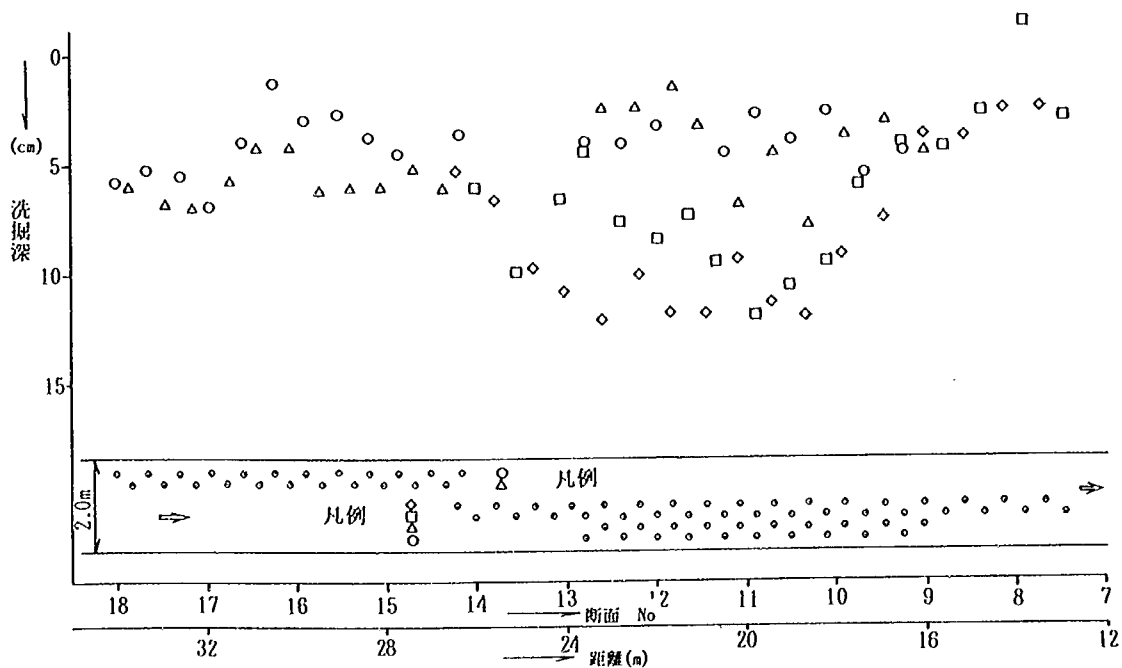


図-3.2.23 ベーン工周囲の洗掘深 (A-6) ベーン工4列千鳥+2列千鳥 (上流)

総合的に評価すれば上流の対岸にベーン工を設置し、弯曲部のベーン工の範囲を狭くした先のA-5の場合の方が河床変動状況が良いようである。

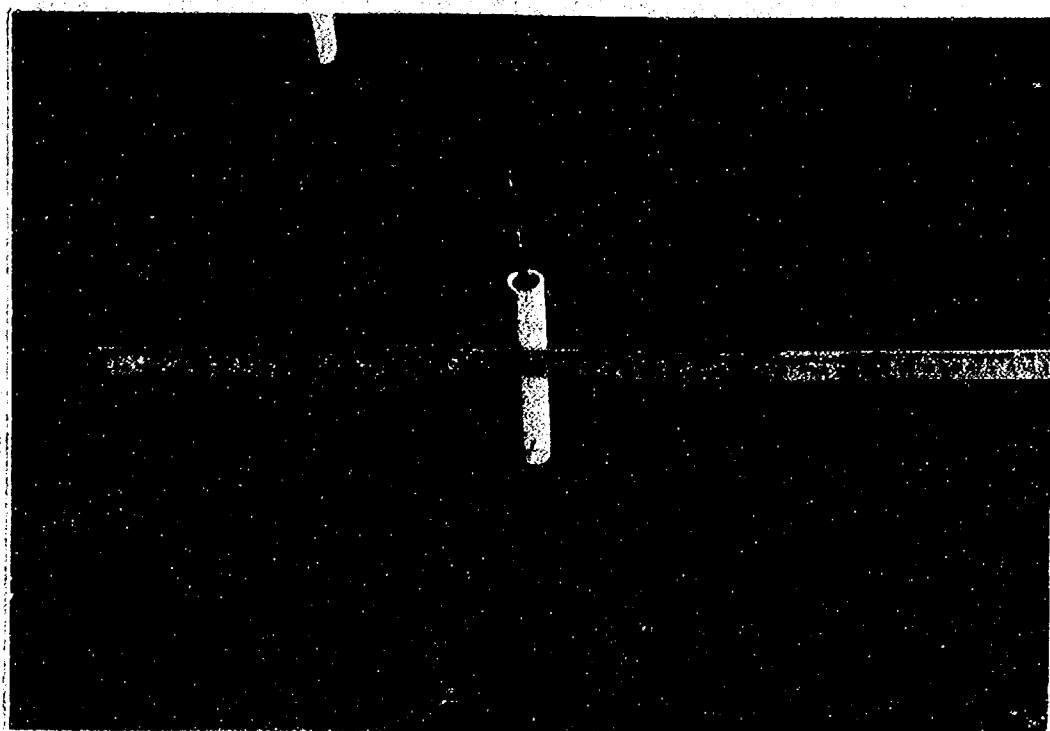


図-3.2.25 ベーン工周辺の変動状況

3.2.2 流量の違いが及ぼす影響に関する実験

シリーズRun Bは、設計流量時以外の場合におけるベーン工の機能について検討したものであり、ベーン工は 35 l/s の場合を基本として設計しており、 70 l/s の場合が大出水にあたる。

なお、ベーン工ありの場合には、ベーン工はNo12.7～8の外岸側に3列千鳥36基、No13～12に2列千鳥3基配置されている。

(1) Run B-1 (ベーン工なし 35 l/s)

ベーン工の効果を把握するために、ベーン工を設置しない場合の流況及び河床変動状況について調べた。通水時間は4時間である。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.24に、流況を図-3.2.25に、河床変動状況を図-3.2.26に示す。

水面勾配は $1/1300$ であり、弯曲部では横断方向に $2 \sim 3 \text{ m}$ 程度の水位差がある。図-3.2.26から、主流は上流ではNo14まで左岸沿いに流下し、No13～11で河道中央部を通過して、No11～10で右岸に当たり、水衝部となる。特に、No10.5～9の右岸に流れが集中している。写真-3.2.26から、No11付近から下流で外岸へ向かった流れが外岸付近で底面に潜り込んでおり、二次流が発生していることが分かる。

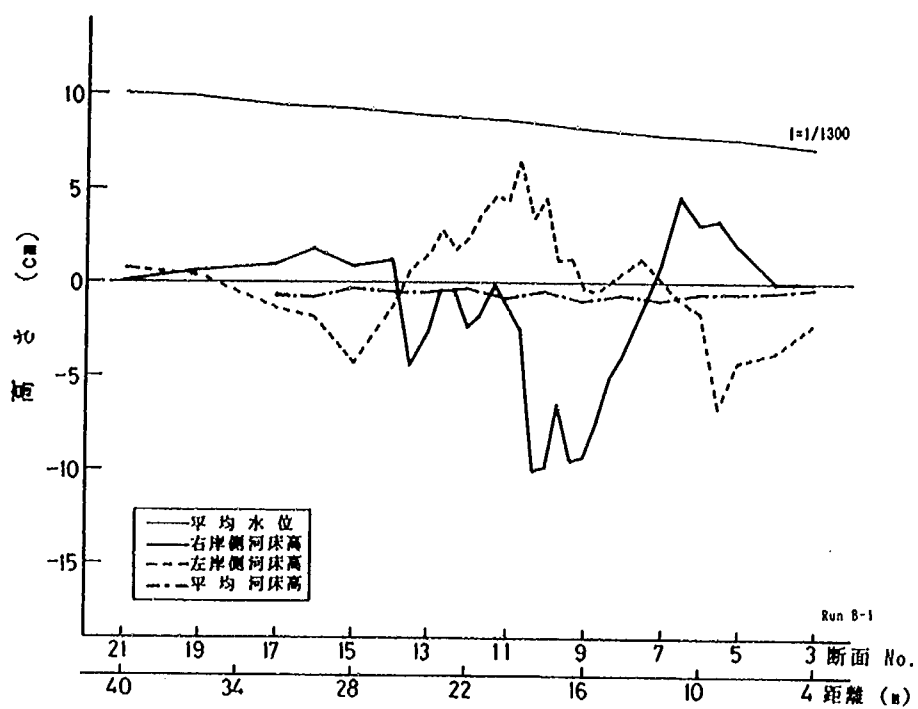


図-3.2.24 水位・河床高の縦断変化 (B-1)

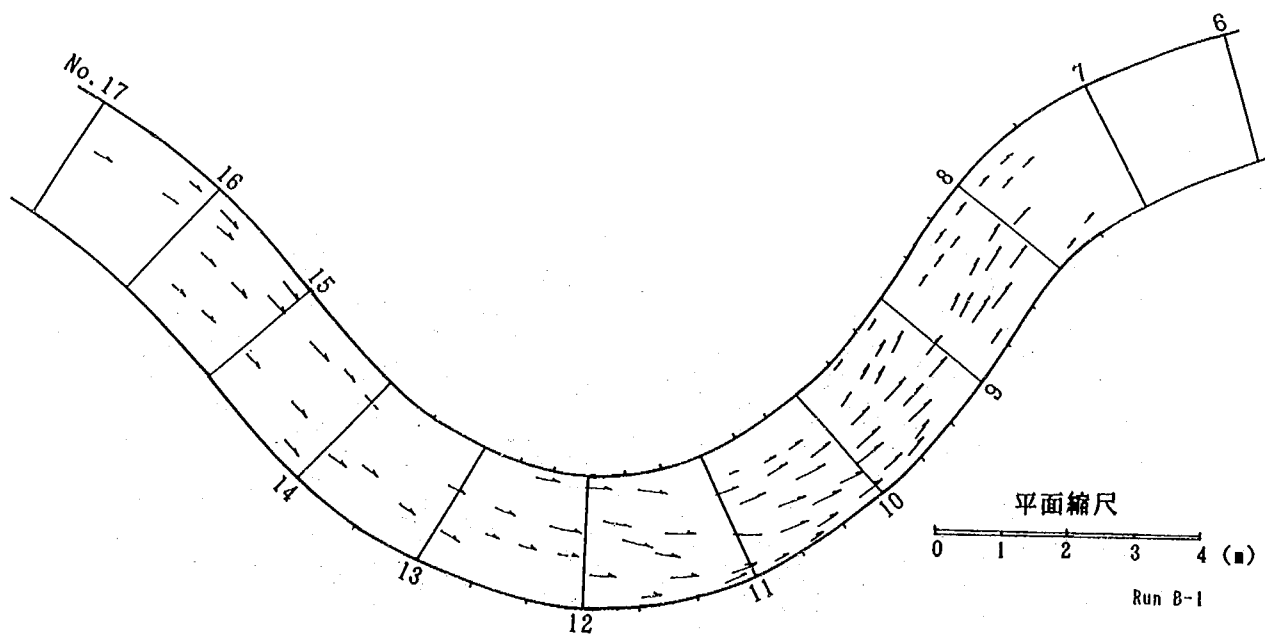


図-3.2.25 流況 (B-1)

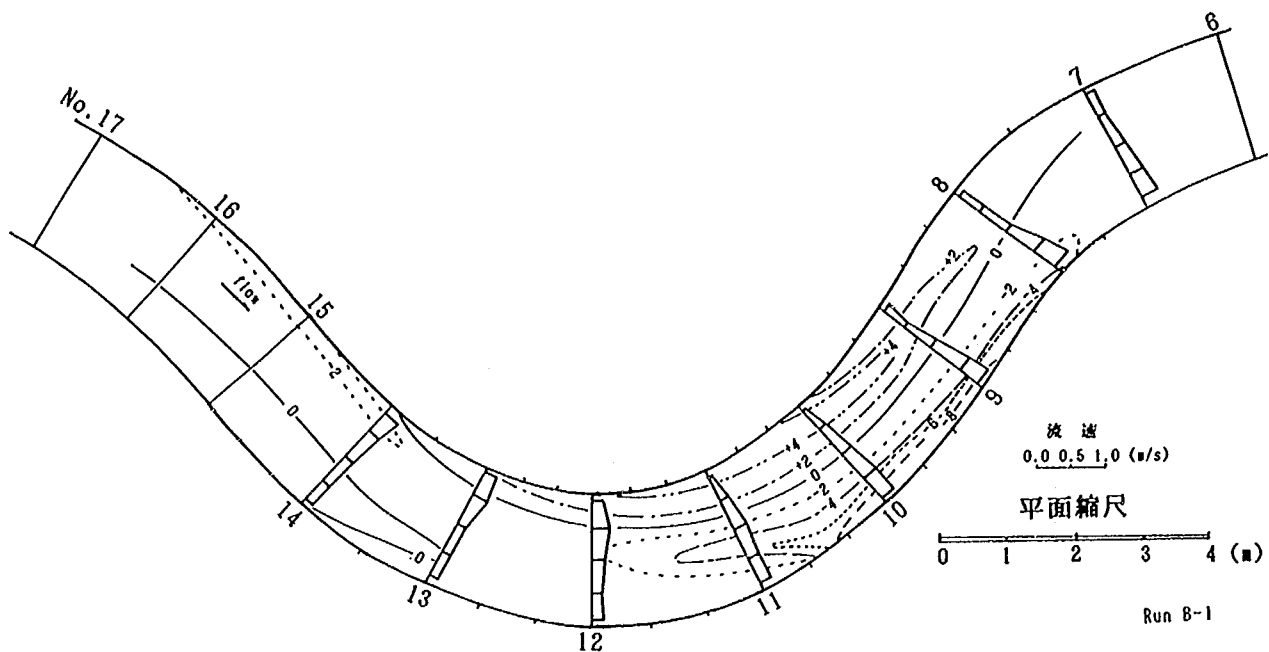


図-3.2.26 河床変動状況 (B-1)

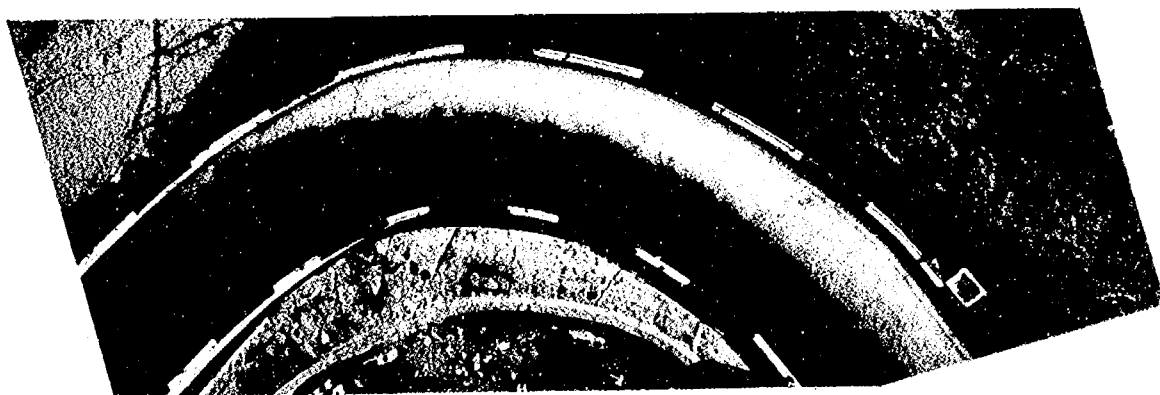


写真-3.2.26 水衝部の流況 (B-1)

水衝部付近では、表層でかなり速い流れとなっており、6割水深での外岸の流速は 0.3 m/s 程度であった。また、流量が大きくなり河床変動が小さいため、流速の横断的な変化はそれほど大きくない。

河床変動状況は、蛇行河道の特徴をよく表しており、特にNo.10.5～9の水衝部において洗掘が顕著にみられる。また、堆積は洗掘領域の上流で生じている。

各水衝部での最大洗掘深は、それぞれNo.15で4.5cm、No.10で8～9cm、No.6で5cmである。

また、河床にはリップルが発生していた。

(2) Run B-2 (ベーン工あり35 l/s)

ベーン工を設置した場合の状況及び効果を、B-1と同一の水理条件で調べた。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.27に、流況を図-3.2.28に、河床変動状況を図-3.2.29に示す。

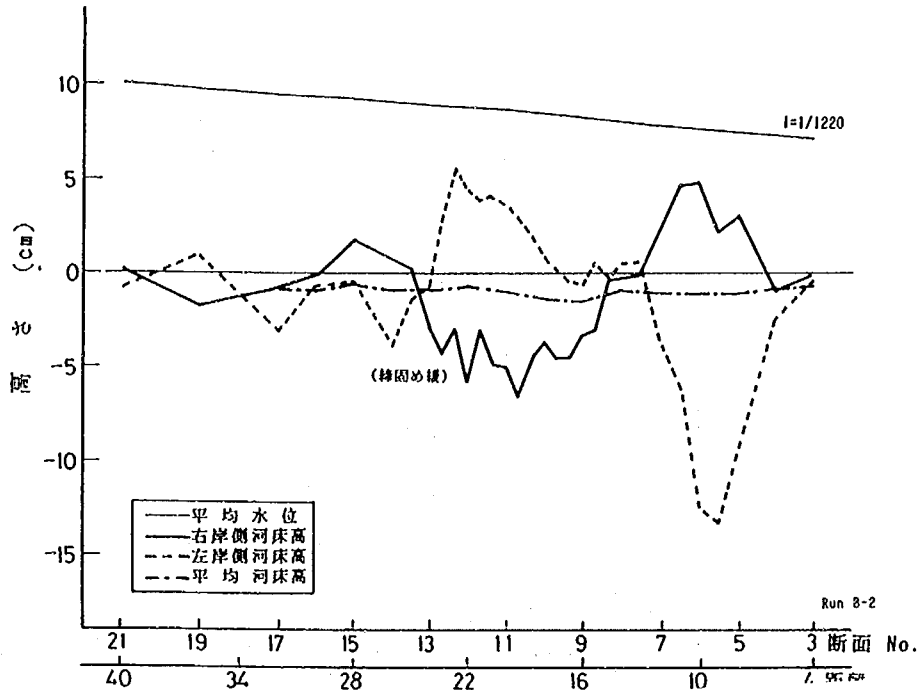


図-3.2.27 水位・河床の縦断変化 (B-2)

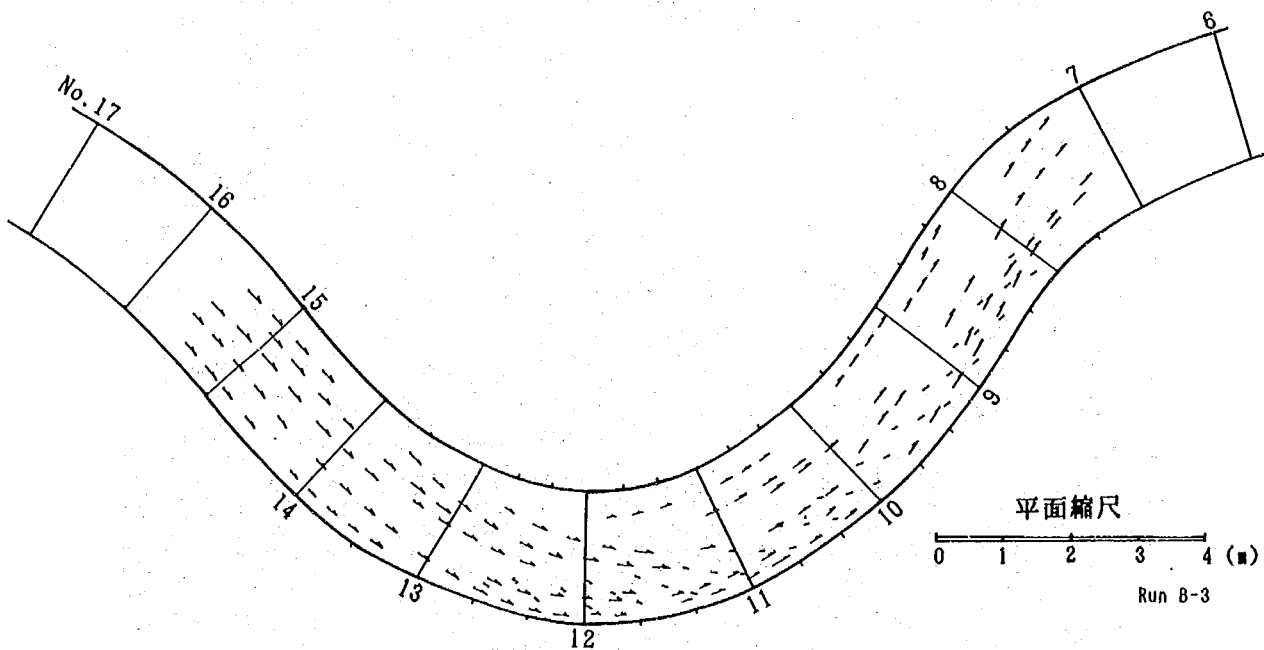


図-3.2.28 流況 (B-2)

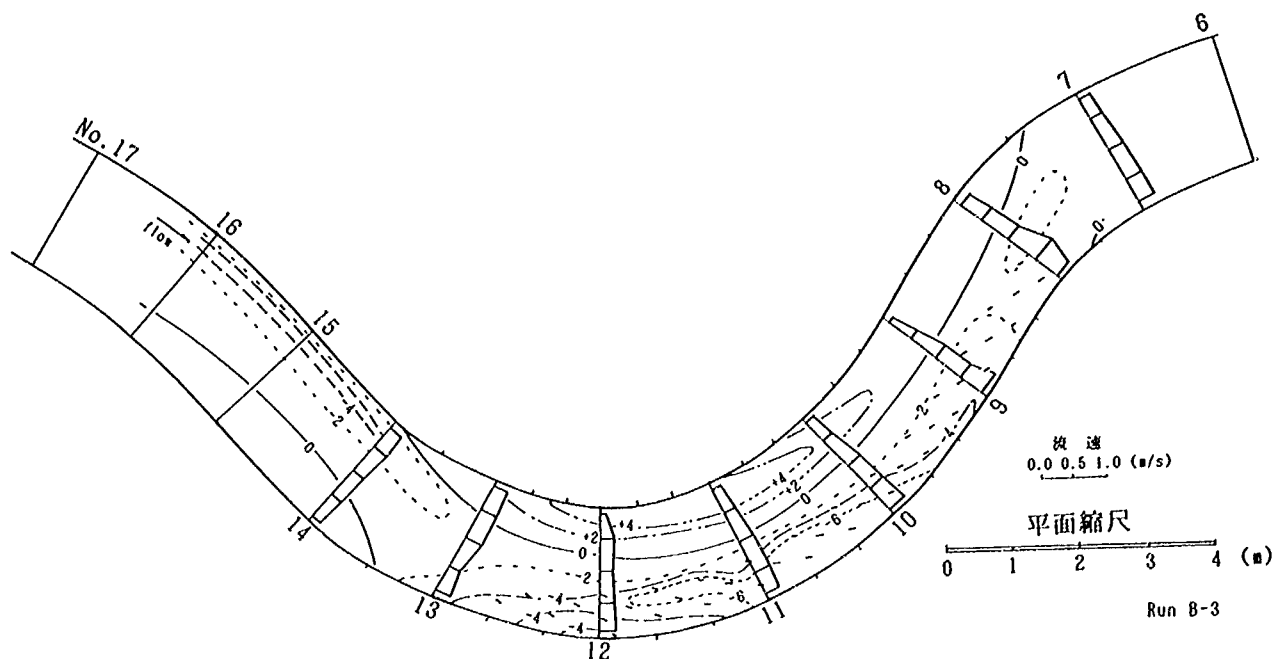


図-3.2.29 河床変動状況 (B-2)

水面勾配は、約 $1/1300$ であり、ベーン工の設置に伴う水位上昇は見られない。主流は、上流部では左岸川にあり、河岸沿いに流下し、No.13付近で中央部に移動し、No.12～11でベーン工にあたる。(写真-3.2.27) しかし、この実験ではベーン工は河道中央部にみお筋を形成するように設計されていない。そのため、流れはベーン工を通り抜け外岸に侵入し、No.11～10が水衝部となる。予測した通りに、ベーン工の内側にみお筋は形成されていない。ベーン工周辺及び外岸付近では、流速は若干軽減されているが、洗掘が生じているために、No.10～9では、外岸の流速の方が速くなる。

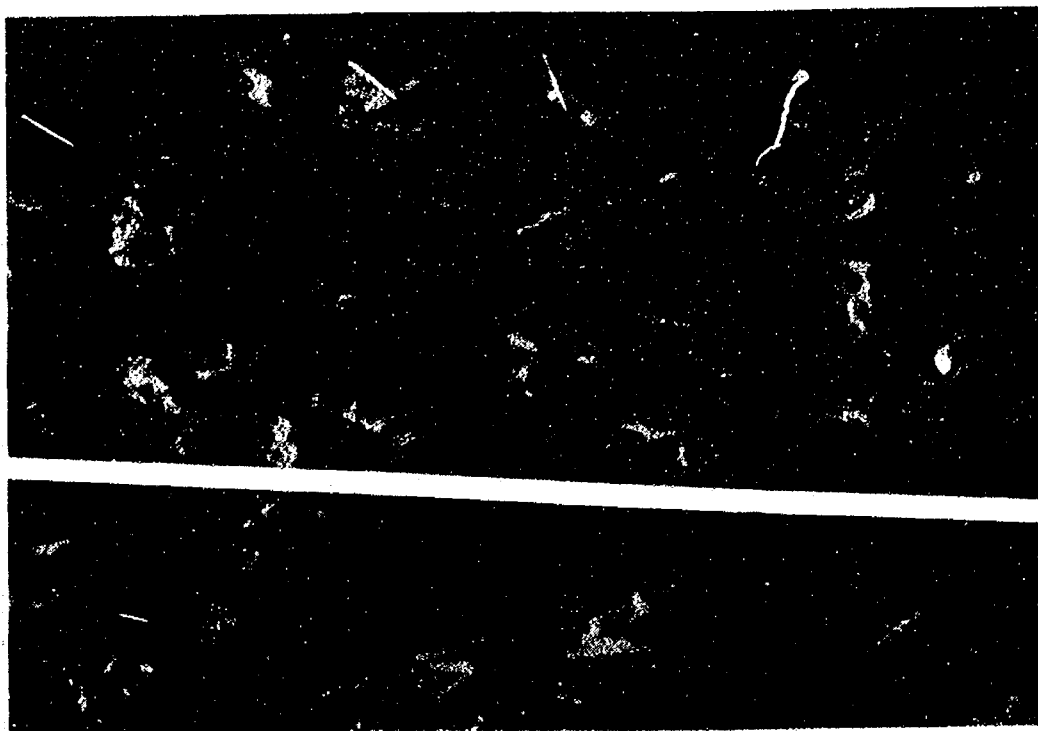


写真-3.2.27 河床面のリップルの状況

平均河床高は、河道弯曲部で低下しており、平均河床高からの洗掘深は4～5 cm程度となっており、B-1と比べると約半減されていることになる。また、対岸の堆積高も軽減されていることが分かる。一方、下流部のNo 5～6において洗掘が大きくなっている。

写真-3.2.28を見ると、河道中央部から外岸にかけて、全体的に洗掘されるように河床変動が生じ、水衝部を除けばみお筋が明瞭でないことが分かる。また、写真-3.2.28に見られるようにベーン工の内側でみお筋が形成され

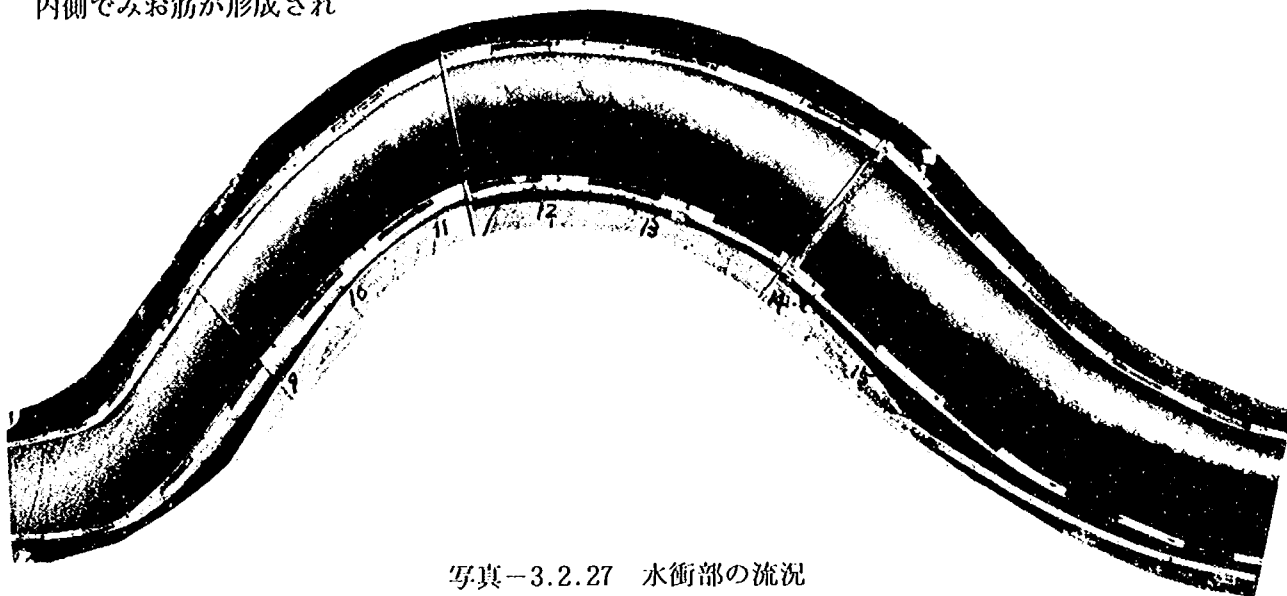


写真-3.2.27 水衝部の流況



写真-3.2.28 河底変動状況

ないため、ベーン工周囲の河床はそれほど洗掘されておらず、初期河床からのベーン工周りの局所洗掘深は大きくない。また、内岸側のベーン工の周囲の洗掘深の方が大きいと言う傾向は見られない。写真-3.2.29に見られるように、円柱付ベーン工があるとベーン工の前部で、局所的に ripple が崩壊し、ripple 河床であるにも関わらず、ベーン工の翼面積が確保されていることが分かる。

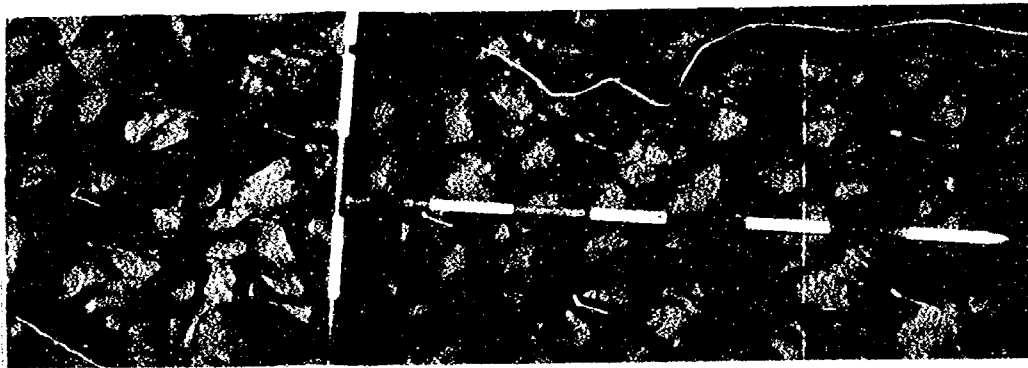


写真-3.2.29 ベーン工周囲の河底変動状況

(3) Run B-3 (ベーン工なし 70 l/s)

設計流量を越える流れの場合でのベーン工の効果を検討するために、ベーン工なしでの大流量時の状況を調べた。なお、通水時間は2時間である。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.30に、流況を図-3.2.31に、河床変動状況を図-3.2.32に示す。

水面勾配は $1/1500$ 程度であり、 35 l/s 時と比べると少し緩い。みお筋は、No.16では左岸側にあり、No.13で移動し始め、No.12~11では水路中央部に移動し、No.10~9付近で外岸にはほぼ達する。水衝部は、No.11~9の範囲であり、流れの集中が見られる。流速は、No.10~9の外岸で大きくなっており、6割水深で 0.3 m/s 程度である。また、洗掘深の増大に伴って、水衝部が若干上流へ移動した。また、No.5.5左岸で水衝部となっている。(写真-3.2.30)

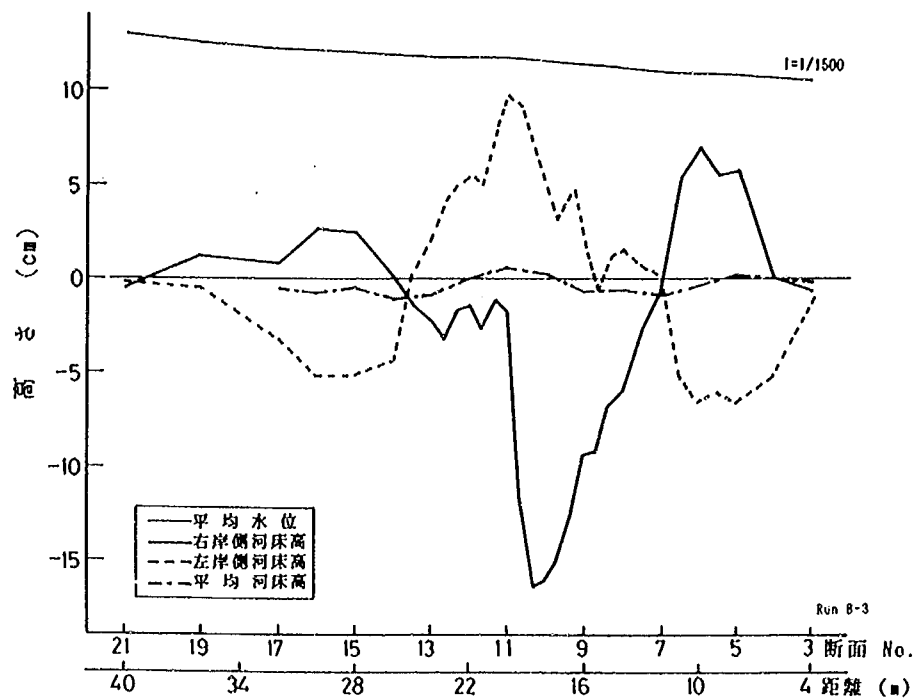


図-3.2.30 水位・河床高の縦断変化 (B-3)

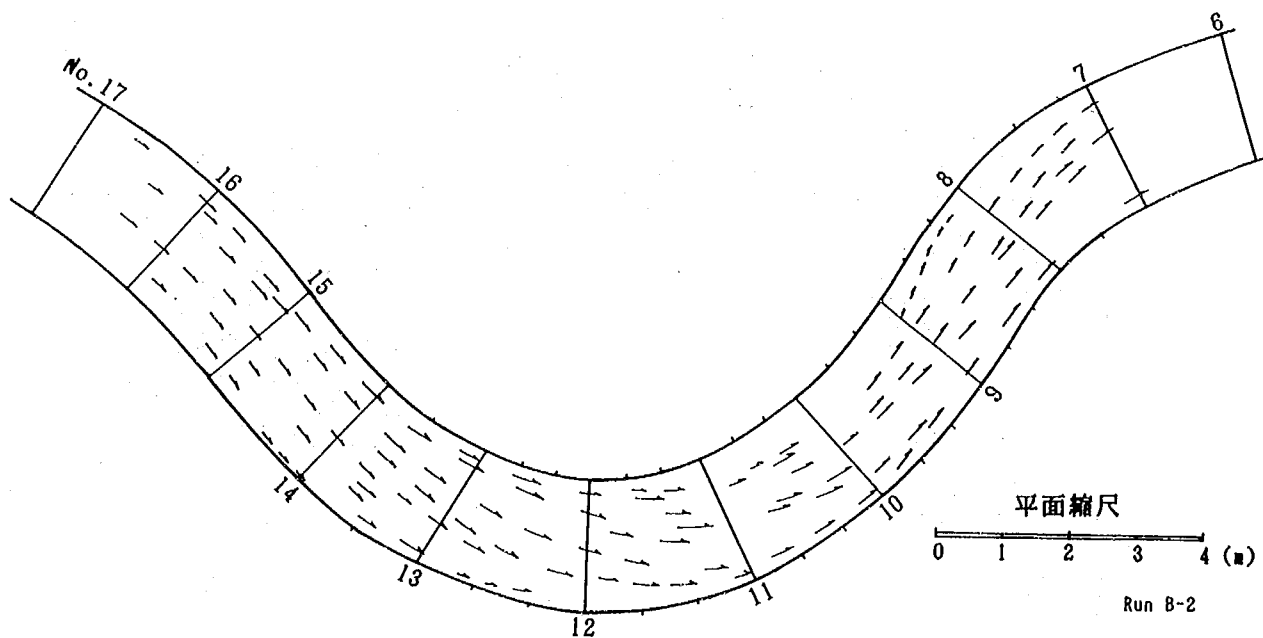


図-3.2.31 流況 (B-3)

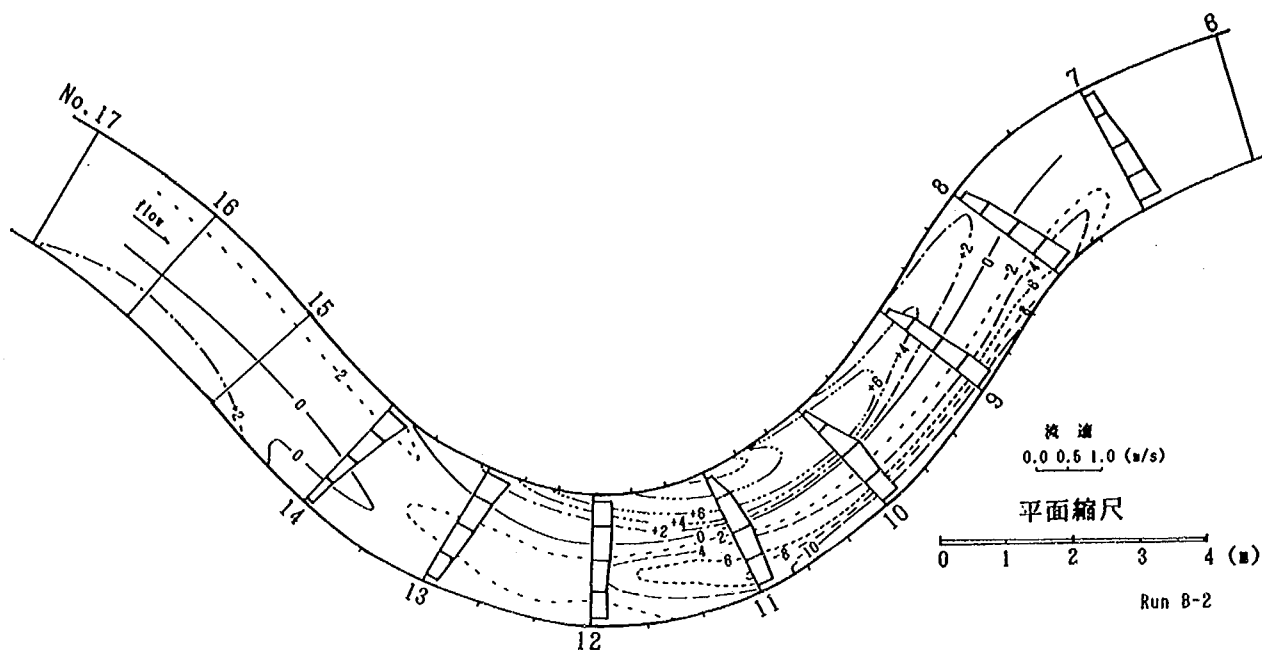


図-3.2.32 河床変動状況 (B-3)

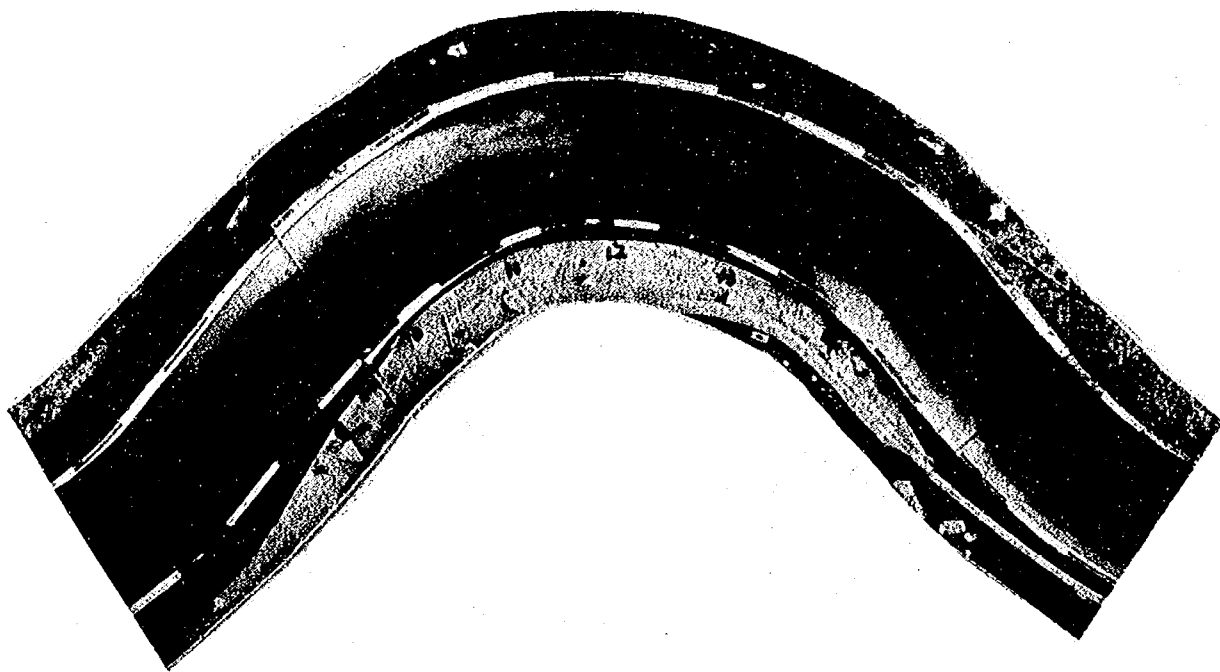


写真-3.2.30 水衝部の流況 (B-3)



写真-3.2.31 河床変動状況 (B-3)

各水衝部での最大洗掘深は、それぞれNo.15で5cm、No.10で16cm、No.6で5cmである。

河床変動は、各水衝部で生じているが、特にNo.11～9の範囲で大きい。各位置の河床変動はB-1と比べると流量の増大に伴って洗掘深が増大している。また、堆積は先と同様に洗掘域の上流で生じており、またNo.9～8の右岸でも堆積が生じている。

また、写真-3.2.32に示すように本ケースでもリップルが顕著に生じていた。リップルは、波高

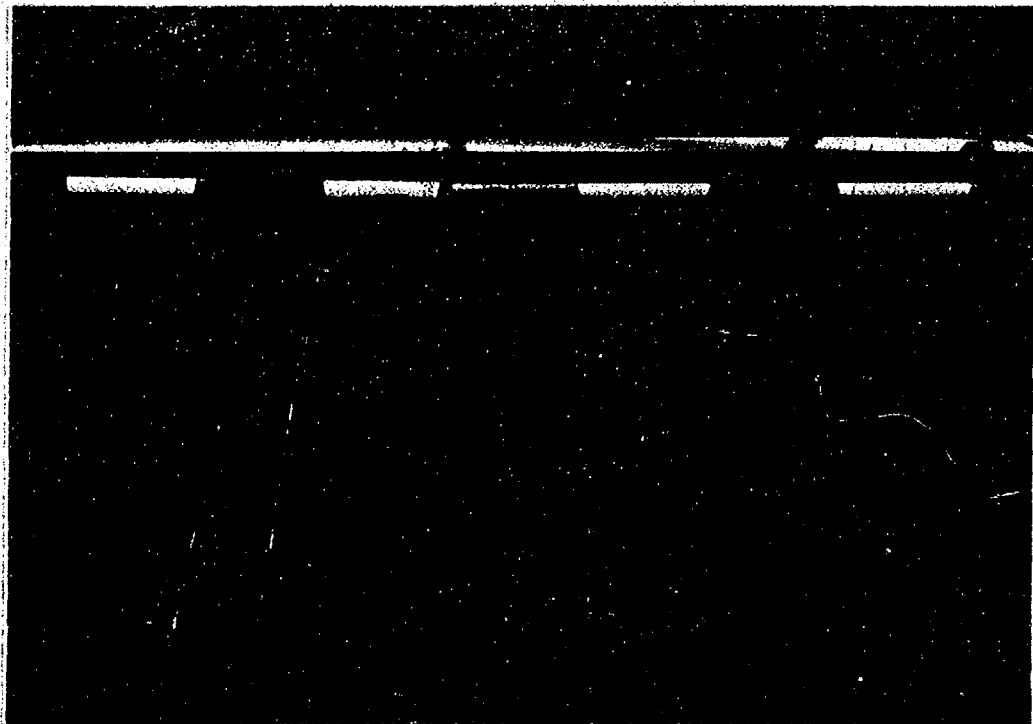


写真-3.2.32 リップルの状況 (マス目は10cm角)

3～4 cm、波長15～20cm程度のものがほとんどであるが、中には波高が非常に大きいものも存在していた。

(4) Run B-4 (ベーン工あり70ℓ/s)

設計流量を越える大流量時におけるベーン工の効果をも、B-2と同一の水理条件で実験を行い検討した。

水位、河床高の縦断変化を図-3.2.33に、流況を図-3.2.34に、河床変動状況を図-3.2.35に示す。水面勾配は約1/1500であり、ベーン工の設置に伴う水位の変化は見られない。主流はNo.14よりも上流で左岸側にあり、No.13～12で中央部に移動し、No.11付近でベーン工に当たる。ただし、先のB-2で述べたように、流れは外岸に侵入している。B-2と流況を比較すると、流体は完全には外岸に侵入できてはいないようである。また、ベーン工の設置による整流効果が多少見られるが、外岸の洗掘に伴い、流れは水衝部に集中する。(写真-3.2.33)

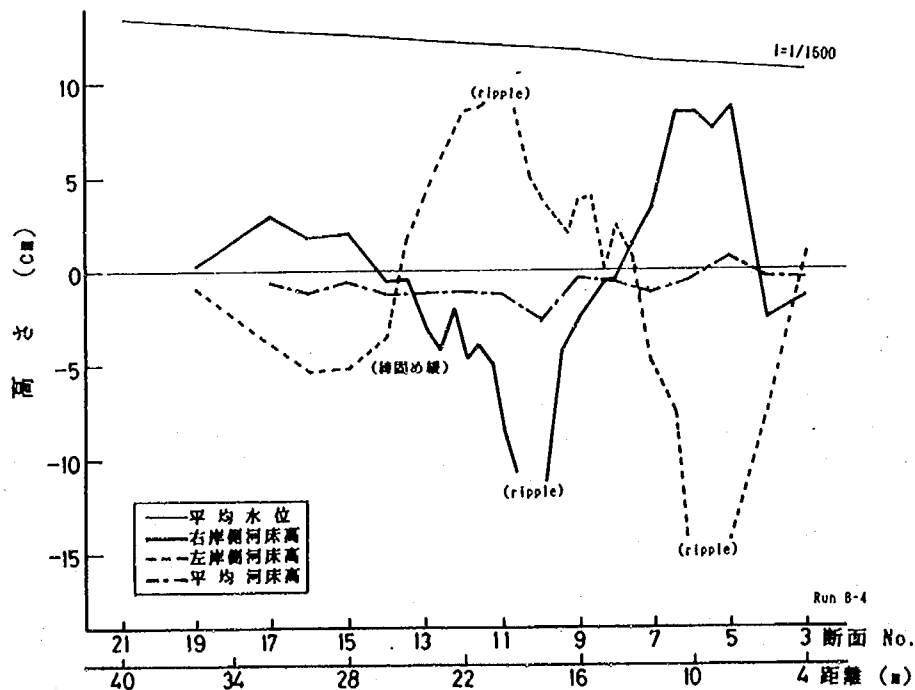


図-3.2.33 水位・河床高の縦断変化 (B-4)

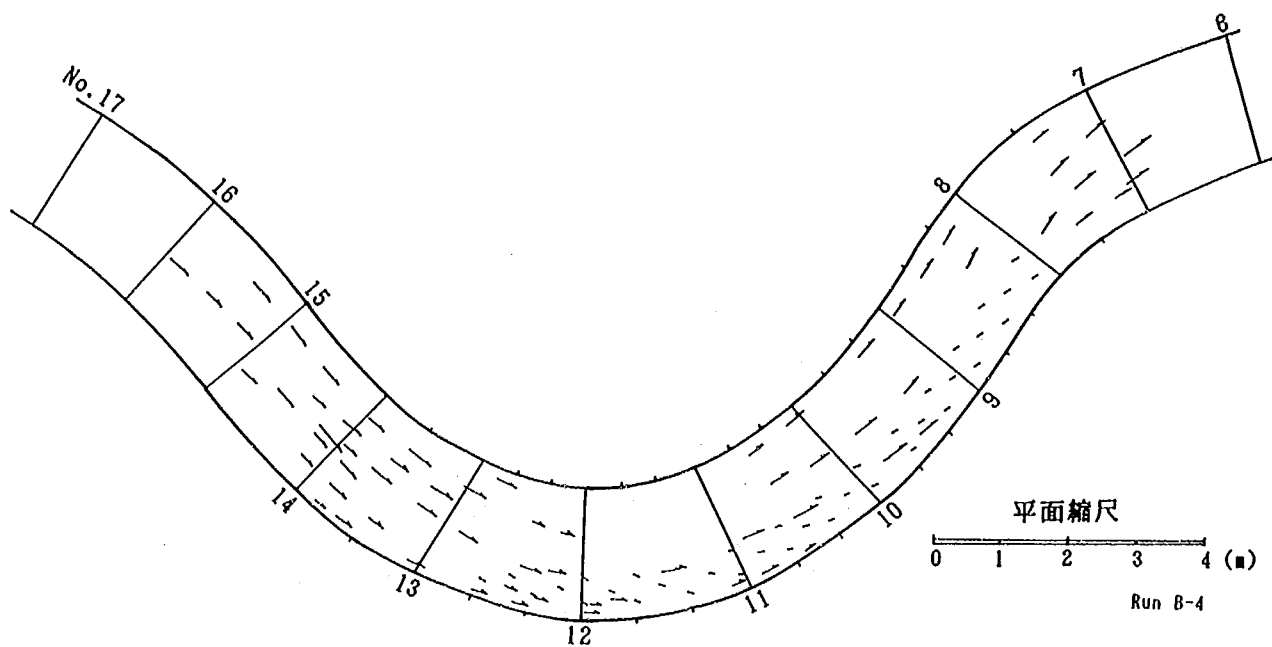


図-3.2.34 流況 (B-4)

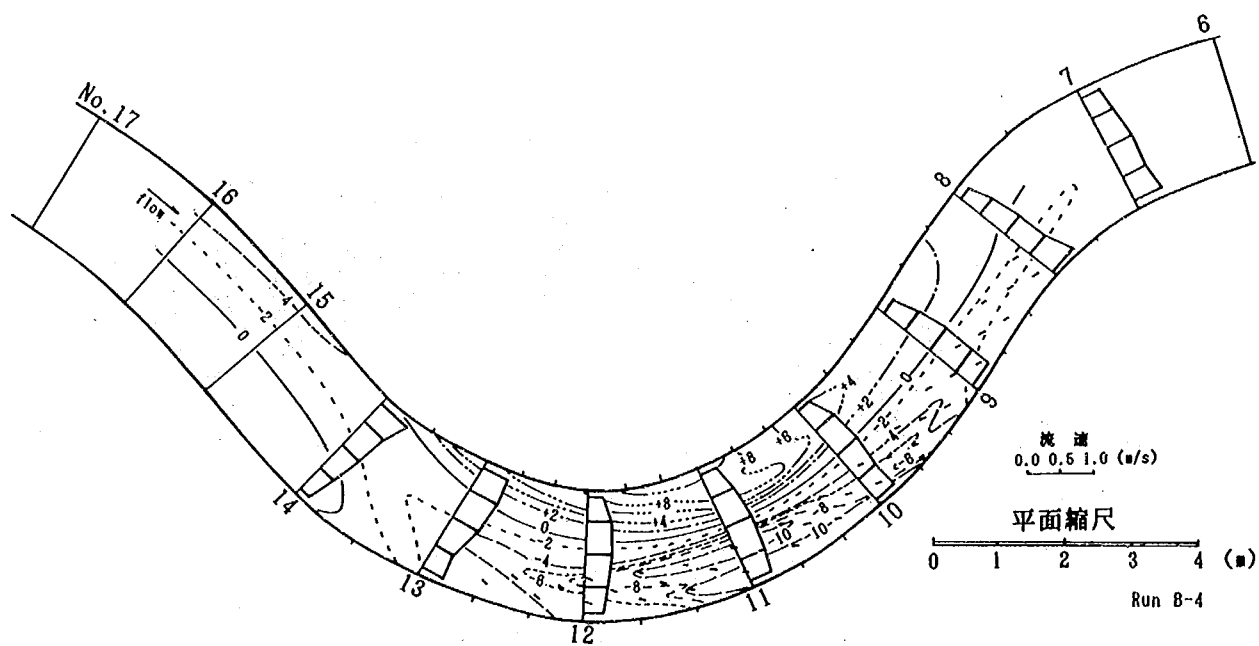


図-3.2.35 河床変動状況 (B-4)

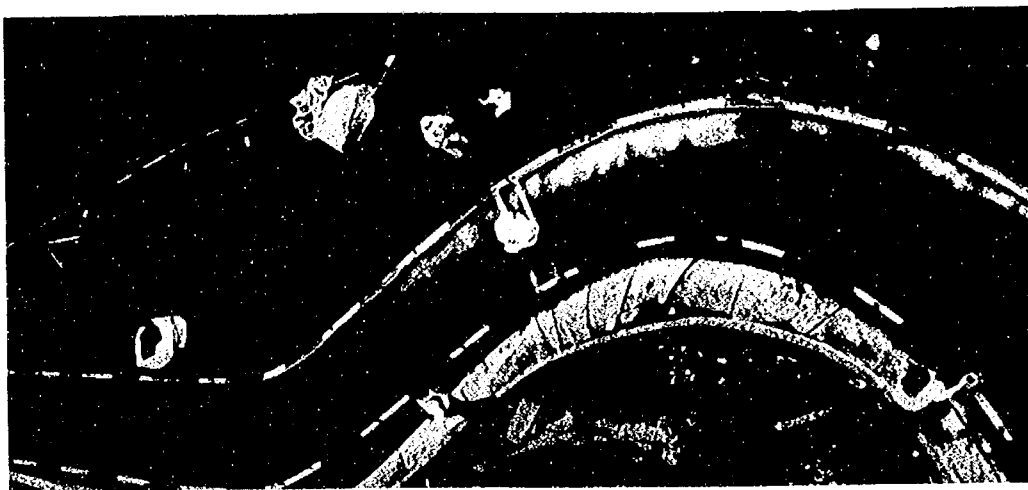


写真-3.2.33 水衝部の流況 (B-4)

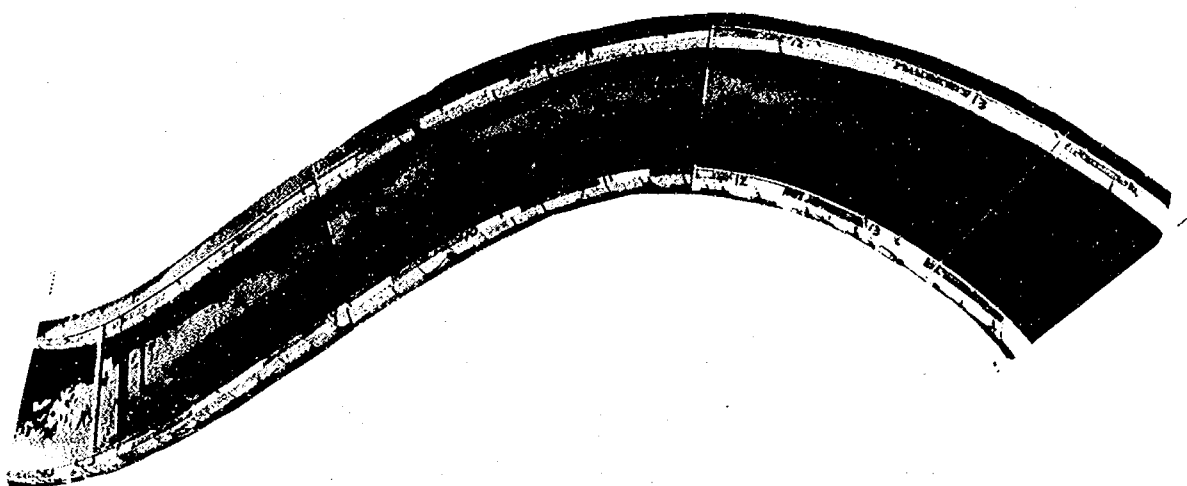


写真-3.2.24 河床変動状況 (B-4)

河道弯曲部において、平均河床高が低くなっており、外岸の洗掘深は8~9程度となる。B-2と同様にここでも外岸部の洗掘が軽減されたことになる。ただし、この場合において、下流部の洗掘深が増大し、約12cm程度となった。また、ベーン工の内側にみお筋が形成されないため、内岸の堆積はそれほど軽減されていない。また、写真-3.2.35からわかるように、ベーン工に主流が当たる区間でベーン工周囲の河床が下がっている。



写真-3.2.35 ベーン工周辺の洗掘状況

(5) Run B - 5

これまでの実験は定流の実験であったが、図-3.2.36に示した流量ハイドロを与えて、ベーン工なしの場合の状況について検討した。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.37に、流況を図-3.2.38(a)~(c)に、河床変動状況を図-3.2.39に示す。

水面勾配は、それぞれピーク時に $1/1400 \sim 1/1500$ 、減衰期 $1/1300$ 、低流量時 $1/2500$ 程度である。流量の上昇とともに水衝部が明確となり、No.11~9で流れは集中する。また、減水期には水衝部が上流に移動し、No.12~10が水衝部となった。写真-3.2.36から、流れが外岸に向い、表面流体が外岸の壁面に沿って潜り込んでいる様子がわかる。全体的には、洗掘域以外でのみお筋は明瞭ではない。

河床変動は、ピーク時にはほぼ形状が定まり、減水期に最大洗掘がわずかに埋め戻された程度で、その後はほとんど変化していない。洗掘は各水衝部で生じており、全体的な河床変動状況は、ピーク流量を定流で流したB-3の場合とはほぼ同様である。弯曲部右岸の水衝部No.11~9の範囲での洗掘深は16cm程度であり、内岸側の堆積厚は、8~9cm程度である。なお、他のケースと同様に平均河床高は、弯曲部において1~2cm程度低下していた。また、下流の水衝部では、洗掘深が12cmとなっており、多少大きい。

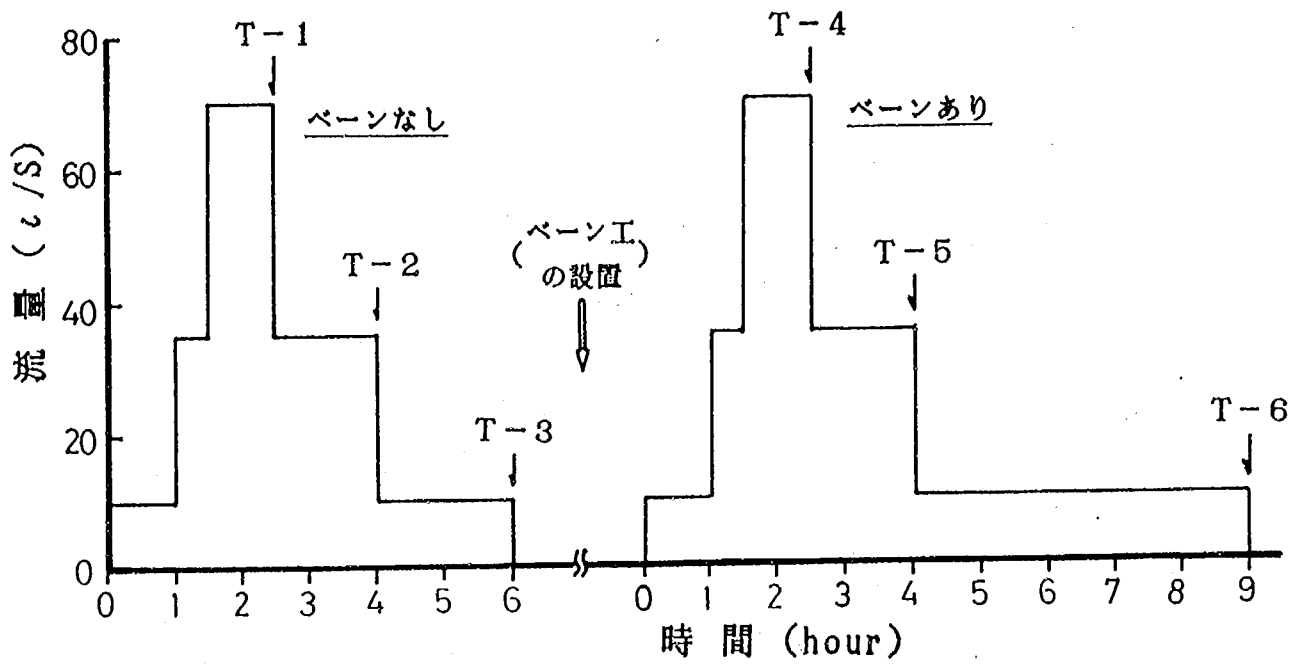


図-3.2.36 ハイドログラフ

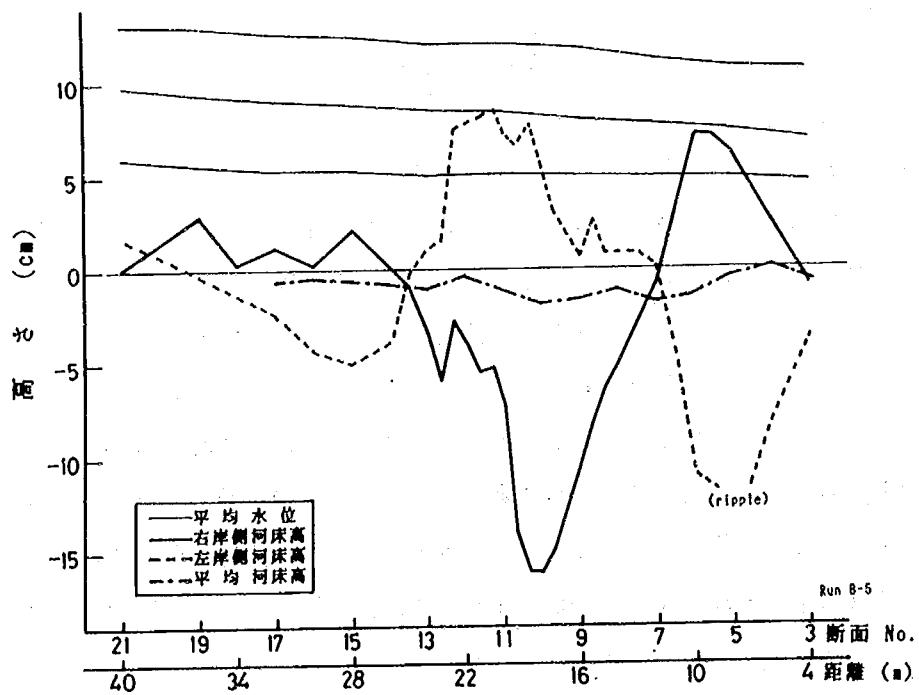


図-3.2.37 水位・河床高の縦断変化

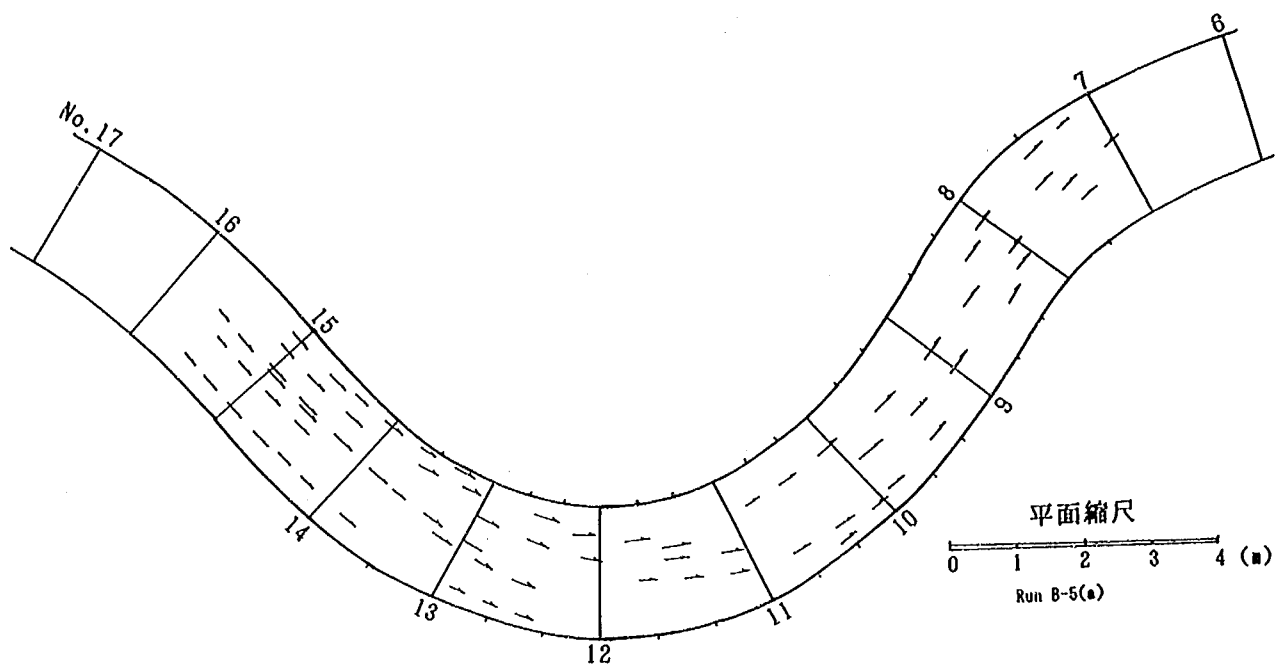


图-3.2.38(a) 流况 ($T-1$)

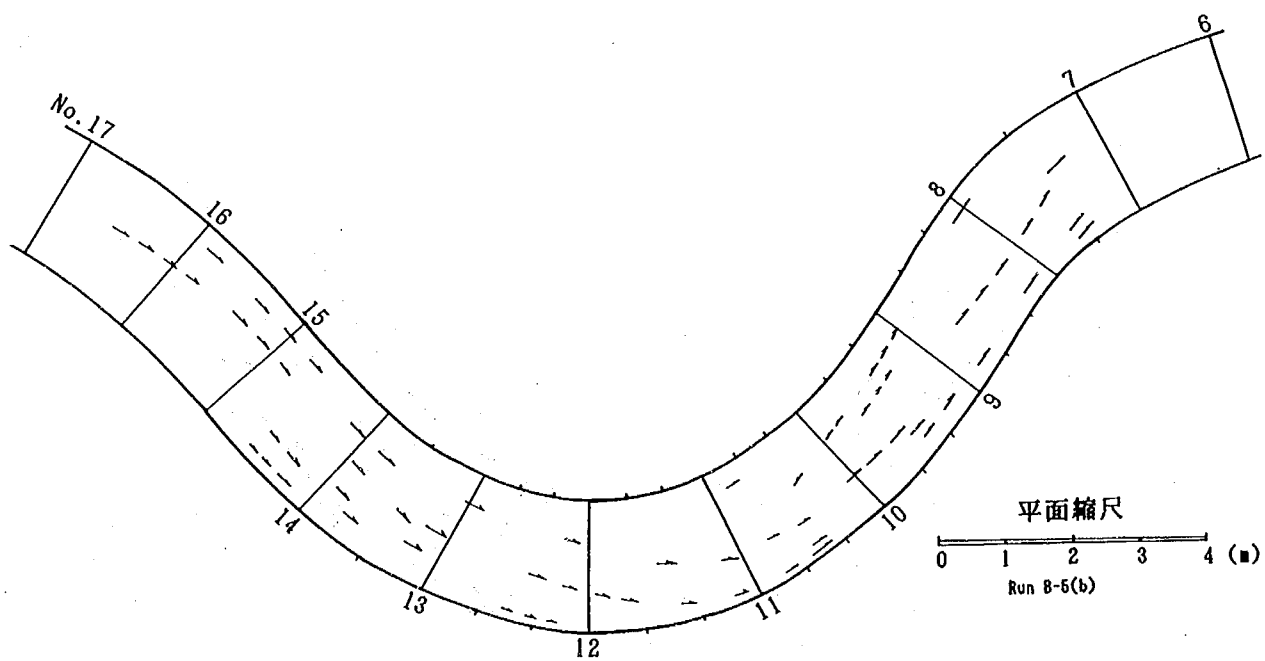


图-3.2.38(b) 流况 ($T-2$)

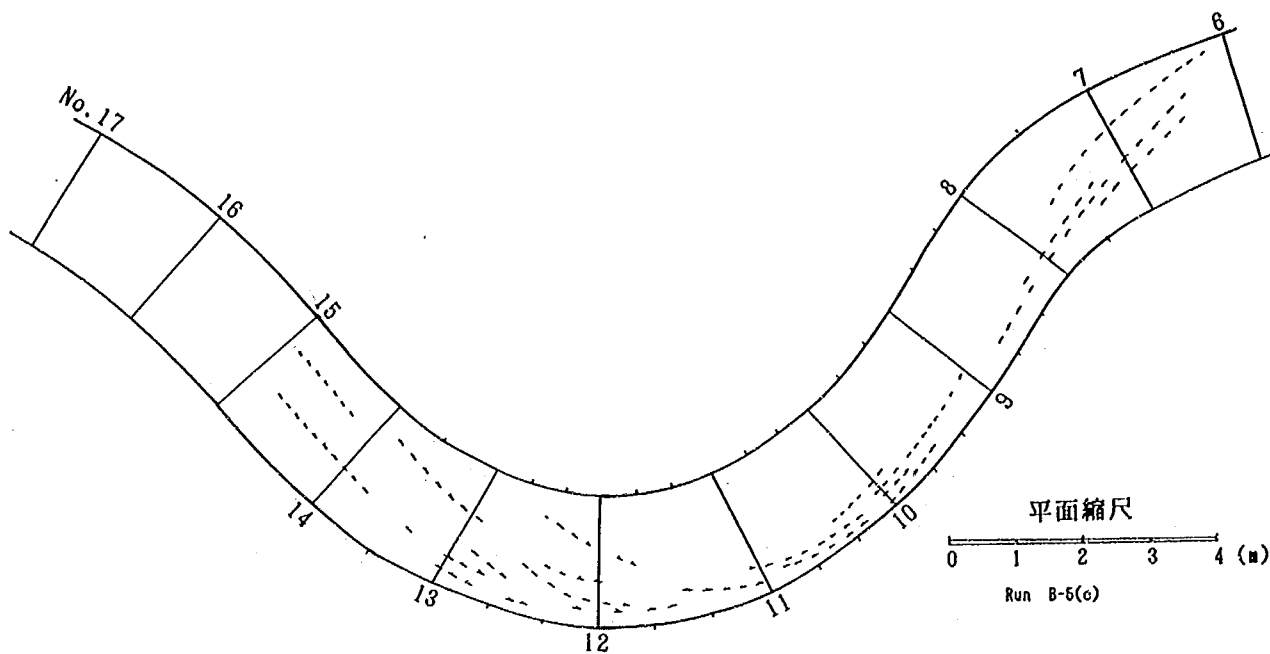


図-3.2.38(c) 流況 (T-3)

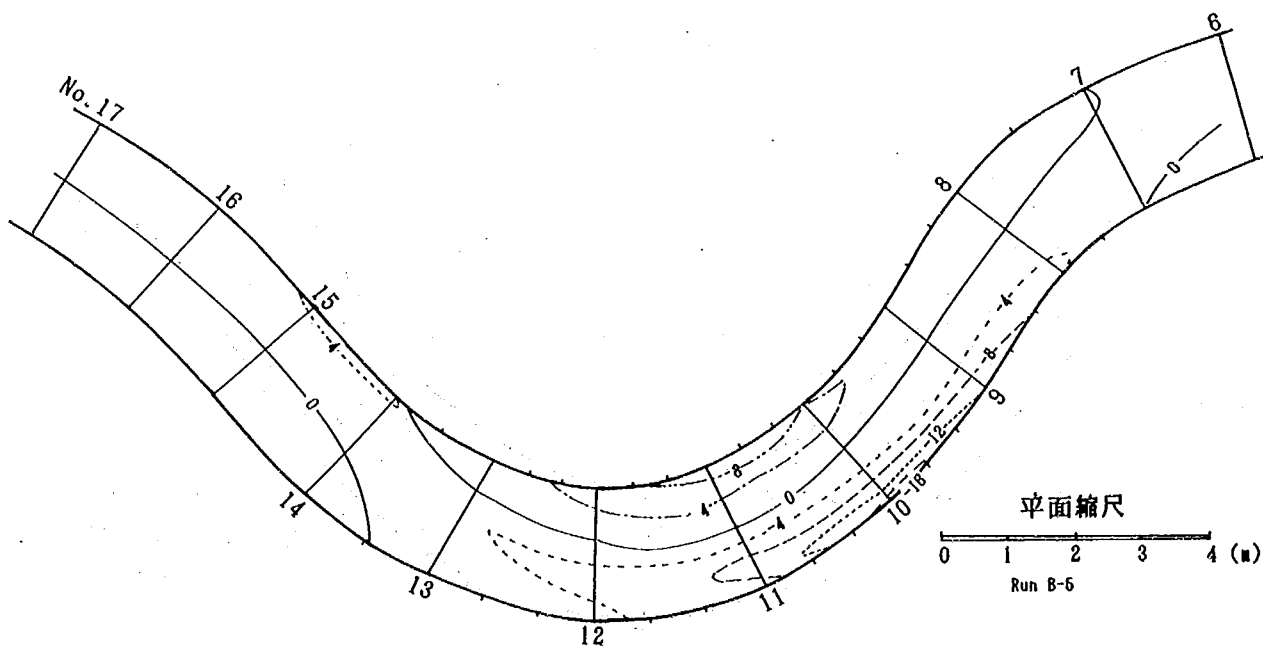


図-3.2.39 河床変動状況



写真-3.2.36 水衝部の流況 (B-5 ピーク時)

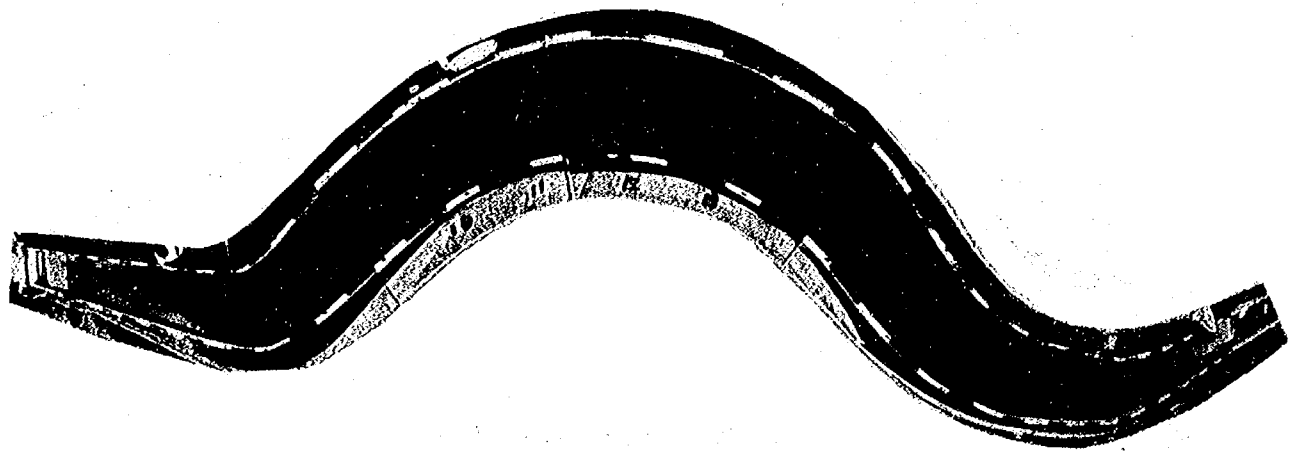


写真-3.2.37 河床変動状況 (T-5 ピーク時)



写真-3.2.38 水衝部の流況 (B-5)

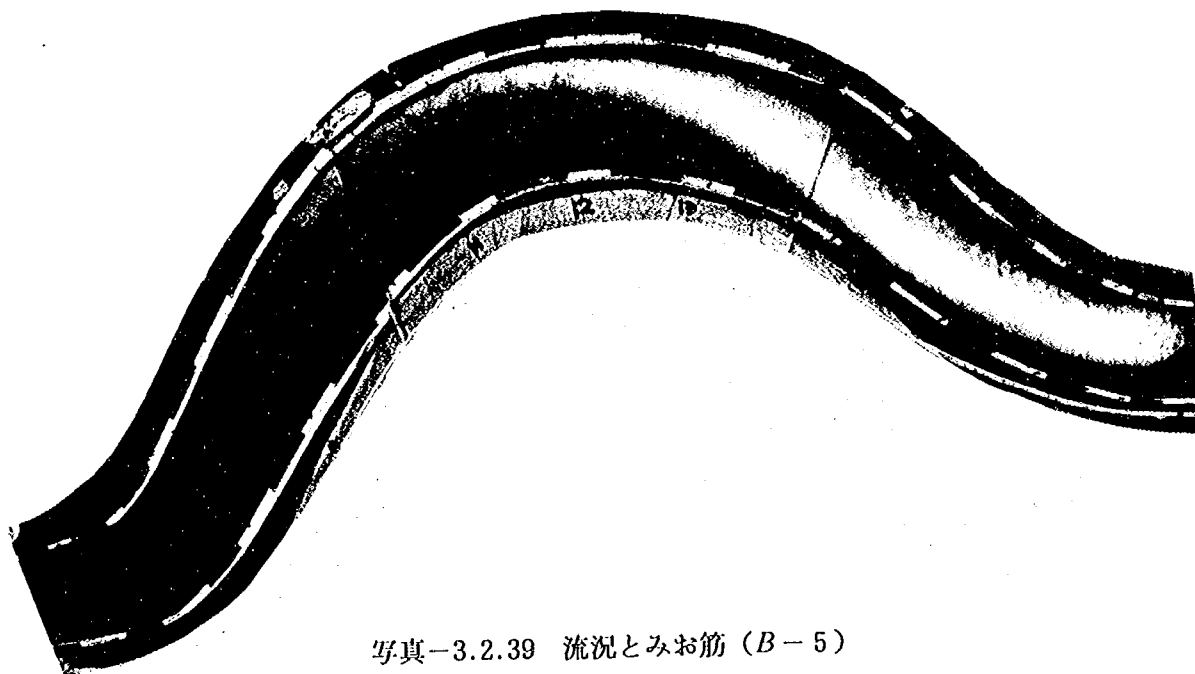


写真-3.2.39 流況とみお筋 (B-5)

(6) Run B-6

B-5の実験終了後、河床を整形せずに写真-3.2.40のようにベーン工を埋め込み、流量ハイドロを与えてベーン工の効果を把握しようとした。ただし、数日にわたったB-5の実験による河床材料の締固まりやリップルによる変動の抑制のために、河床変動はなかなか進まなかった。また、その他にも実験方法や条件に問題があった様に思われる。水位、河床高の縦断変化を図-3.2.40に、流況を図-3.2.41に、河床変動状況を図-3.2.42に示す。

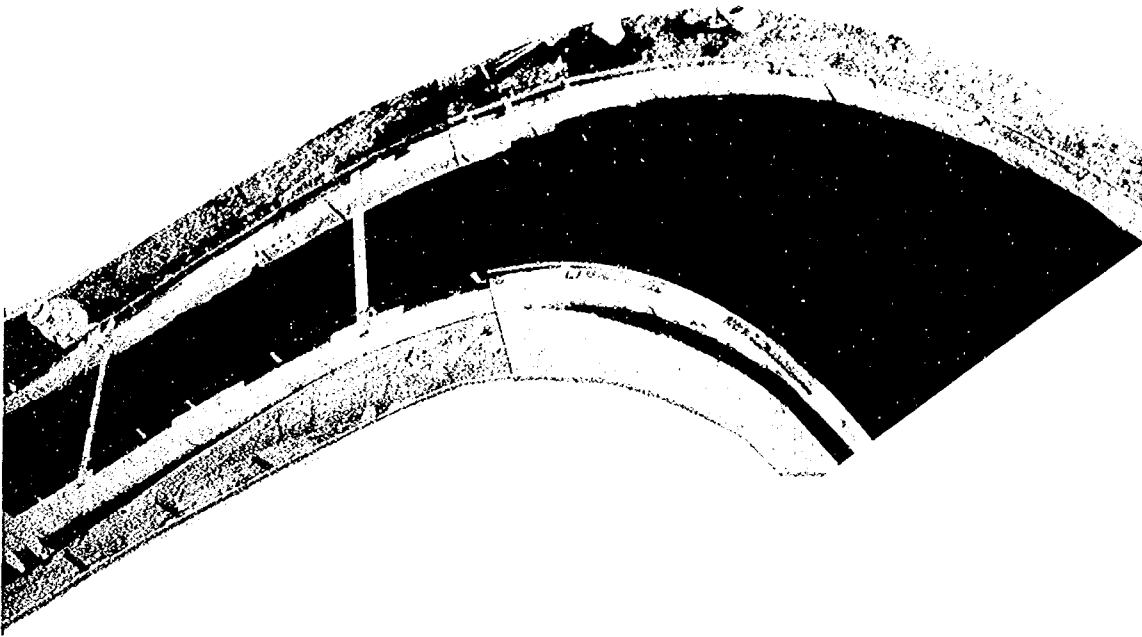


写真-3.2.40 ベーン工の設置状況（通水前）

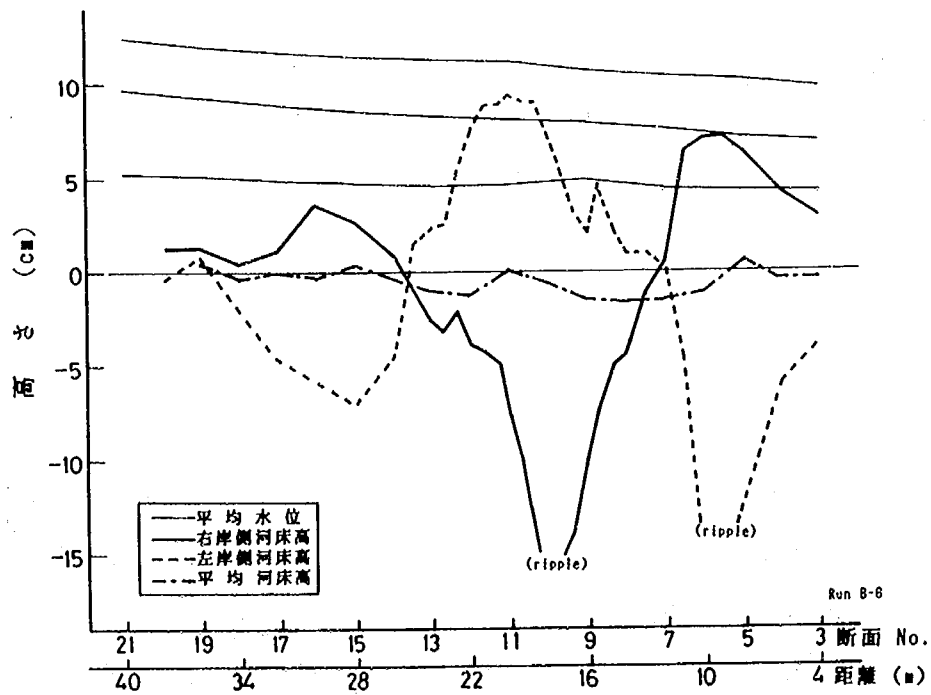


図-3.2.40 水位・河床高・縦断変化

水面勾配は、それぞれピーク時に $1/1400$ 、減衰期 $1/1300$ 、低流量時 $1/2500$ 程度である。ピーク時に水位が多少低い。写真-3.2.41から分かるように、湾曲部での水衝部は、No.11～9の範囲であり、ピーク時にはベーン工の設置により、流体の侵入が多少阻まれているように見える。ただし、低流量

時には州が水面から現れ、河積が減少するために、上流部から流体が外岸へ侵入している。湾曲部の上流及び下流について見てみると、 $B-5$ に比べて洗掘が進んでいる。したがって、まだ河床変動の途中にあるものと考えられる。また、ベーン工の設置に伴い、No.13~11、No.9~7の範囲では、埋戻しが見られたが、その量は小さい。また、No.10付近の外岸近くでは、河床変動が見られない。ただし、ここでは初めから路床が出てしまっていた。

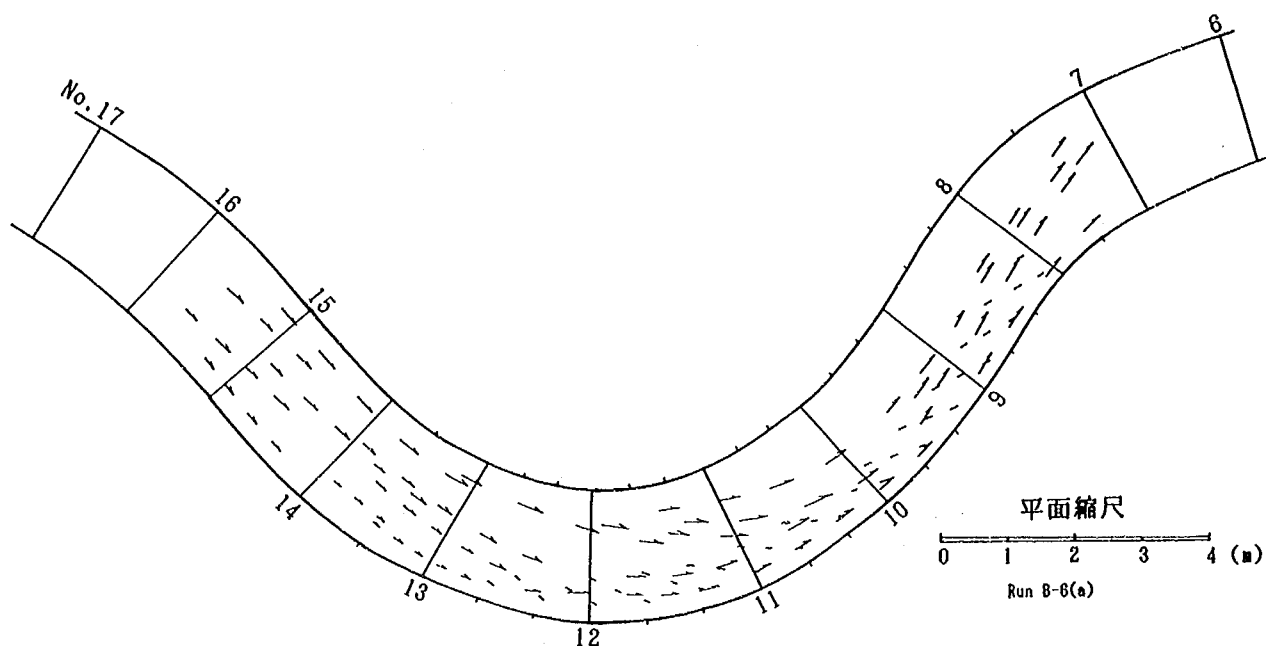


図-3.2.41(a) 流況 (RunB-6 : T-4)

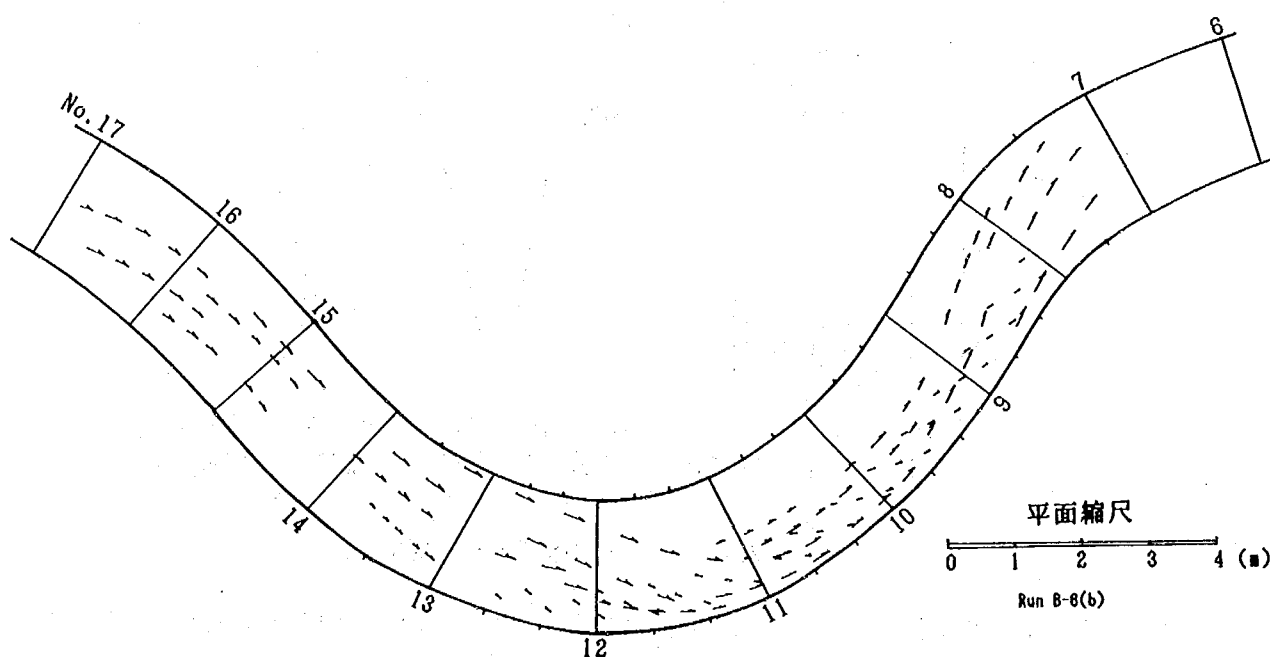


図-3.2.41(b) 流況 (RunB-6 : T-5)

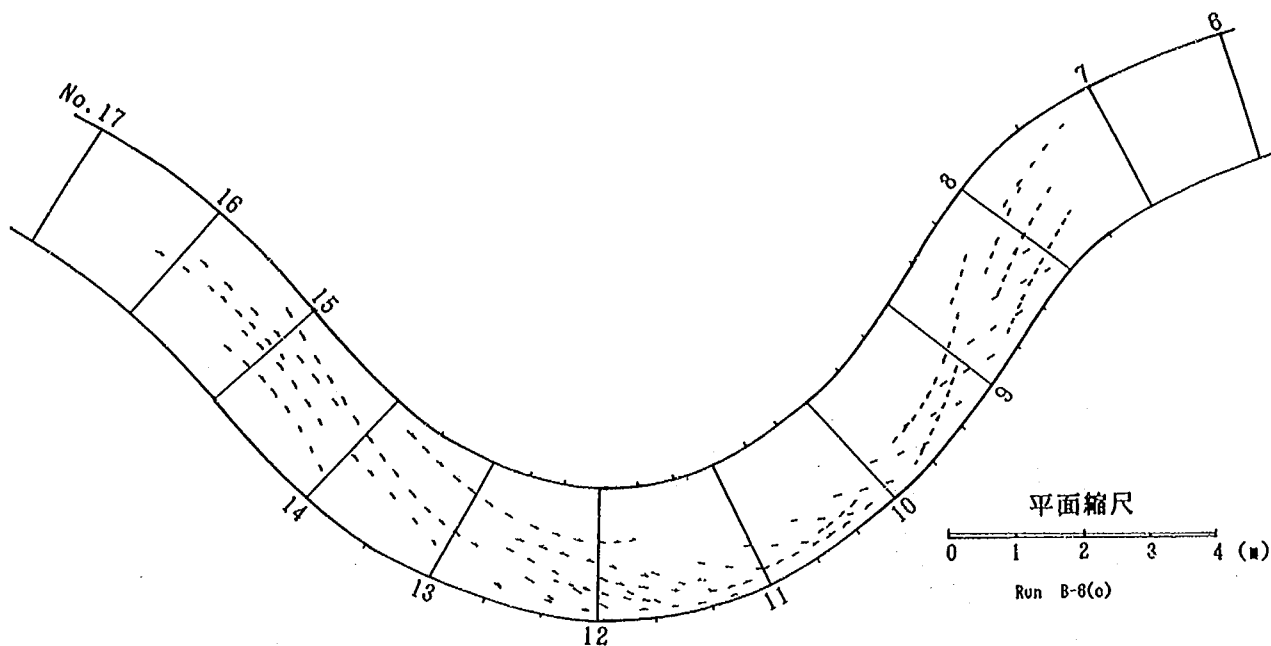


図3.2.41(c) 流況 (RunB-6 : T-6)

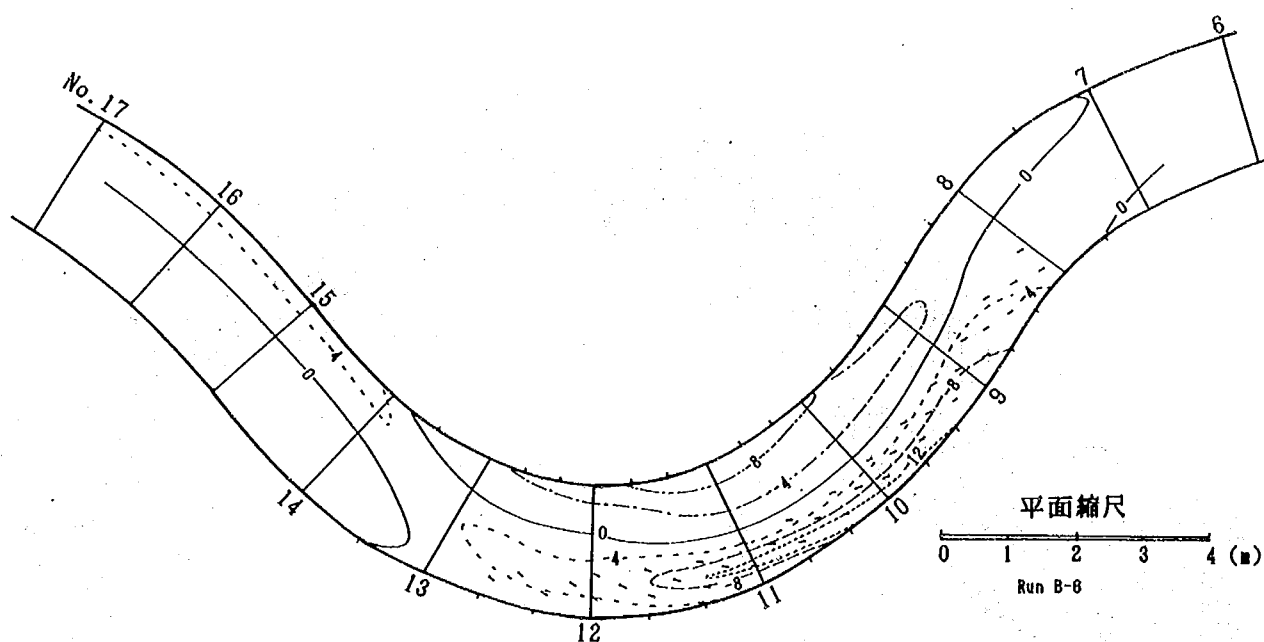


図-3.2.42 河床変動状況 (RunB-6)

埋戻しが、進めなかった、もしくはその量が小さい理由の1つは、 $\gamma=0.20\sim0.25$ として設計したために、元々それほど埋め戻らないことが挙げられる。そのほか、リップルによる流れと河床変動への影響、路床面の露出などが考えられる。特に、路床面の露出によって、写真-3.2.42から分かる

ように供給するベーン工周りの土砂も無くなってしまっている。さらに、材料が厚ければ更に洗掘されていた状態から埋め戻されていた可能性もあり、石炭粉河床での埋戻しについては、実験方法や条件を変えて改めて確認する必要があると思われる。

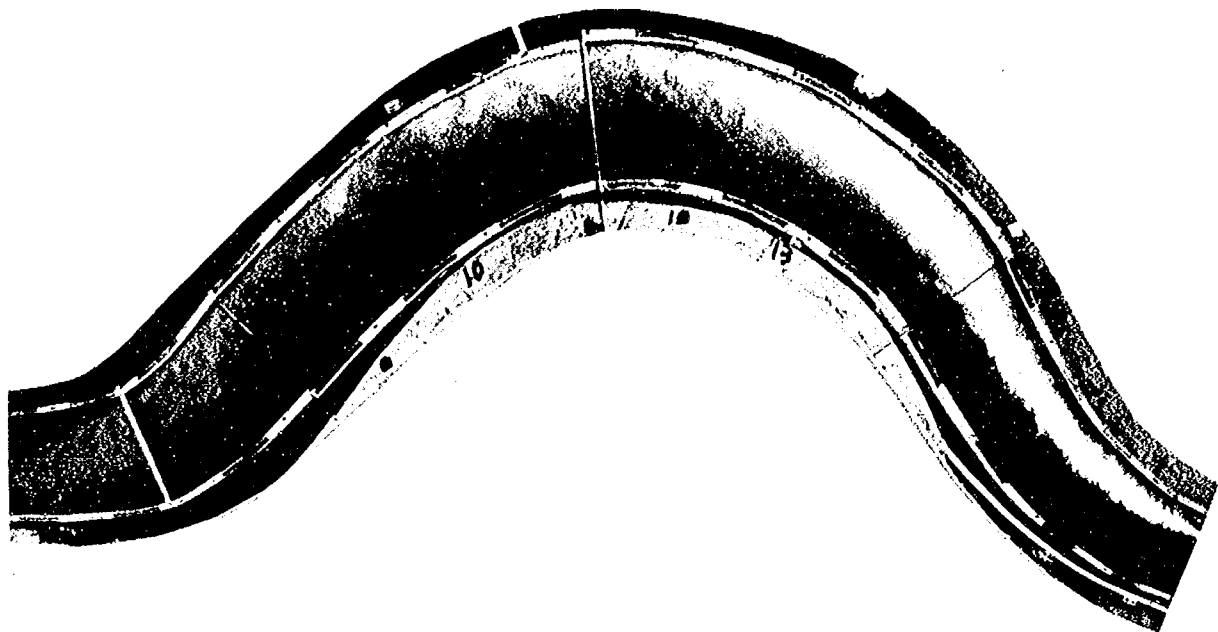


写真-3.2.41 水衝部の流況 (B-6: ピーク時)



写真-3.2.42 河底変動状況 (B-6: ピーク後)



写真-3.2.23 水衝部状況 (B-6)

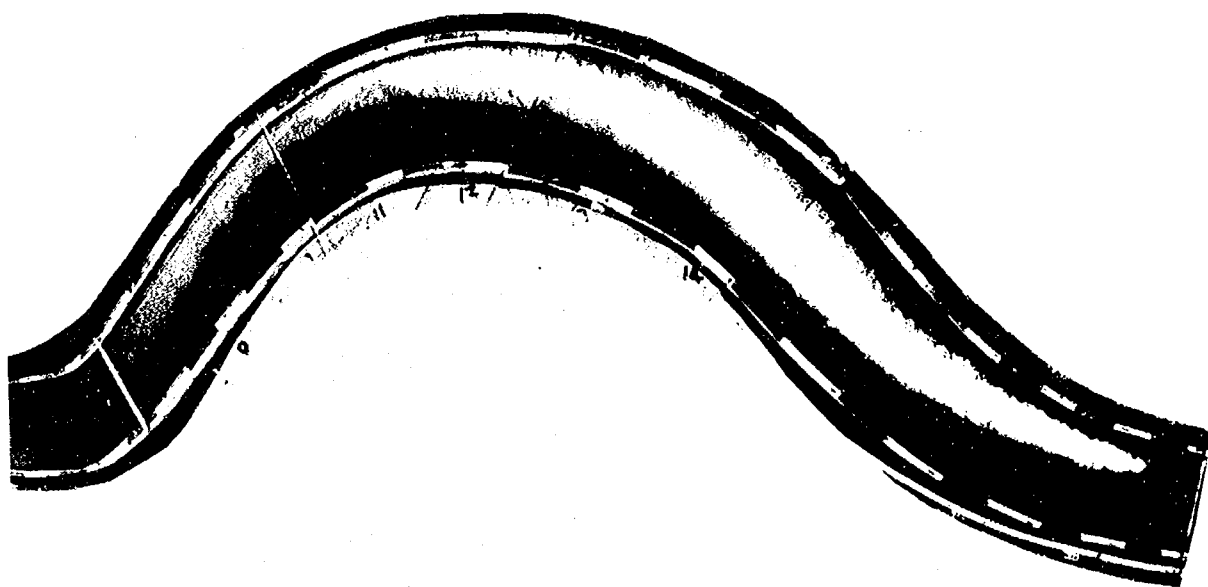


写真-3.2.44 流況

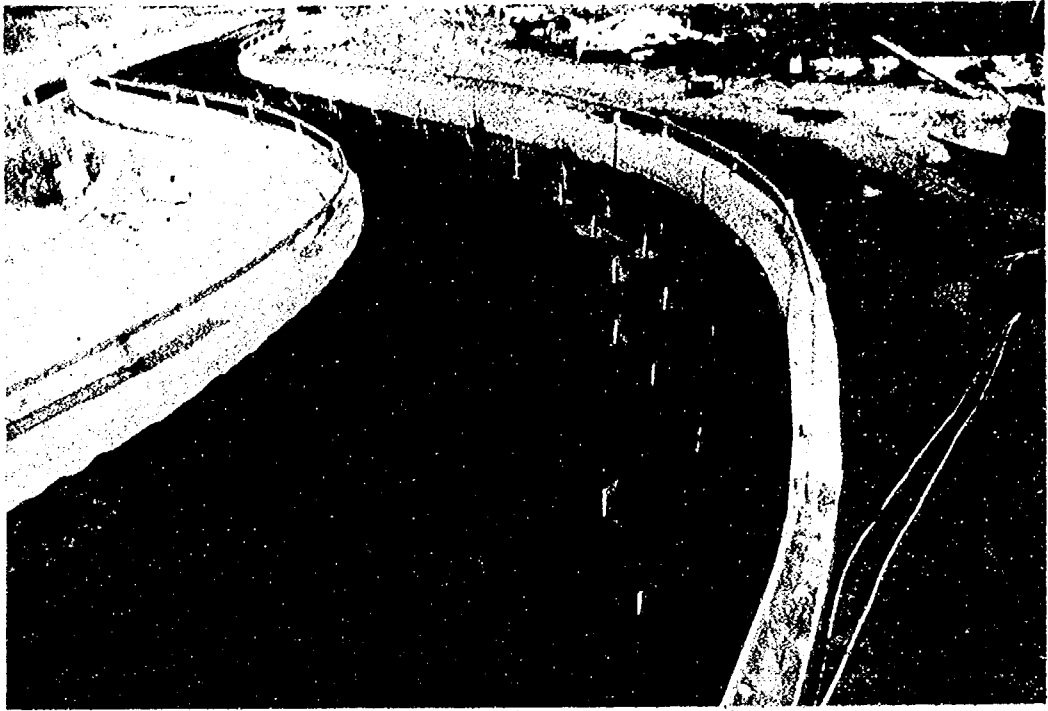


写真-3.2.45 河床変動状況（通水後）



写真-3.2.46 水衝部の状況

3.3 ベーン工の水利機能に関する検討

3.3.1 ベーン工の配置法に関する検討

ここでは、ベーン工の配置について、横断的な配置、縦断的な設置範囲、上流部の境界条件制御の観点からまとめる。

(1) 列数及び設置数（設計条件）について

まず、列数について述べ、次に設計条件について説明する。

図-3.3.1は、Run A-1（なし）、A-2（3列）、A-3（4列）の外岸沿いの河床高の縦断変化を表したものである。A-2とA-3では、列数が異なっており、ベーン工の総数、及び縦断的な設置範囲は同じであり、 r はどちらも0.5~0.6である。また、設置範囲はベーン工なしの場合に洗掘領域となったNo.12.7~7.5の範囲を全域カバーするように決めた。また、ベーン工の設置により、どちらの場合においても河岸沿いの洗掘がほぼ抑制されている様子がわかる。これには、列数の違いはほとんどない。図-3.3.2に、同一のケースで、No.11~9の範囲について縦断的に平均化した横断河床形状を示す。これより、3列の方でみお筋位置が、外岸側にあり、また右上がりの勾配が大きくなっている横断的な変動が少し大きいことが分かる。これは、ベーン工の平均的な位置が3列の方が外岸よりであり、ベーン工による影響が狭い範囲に集中しているからである。すなわち、ベーン工を分散さ

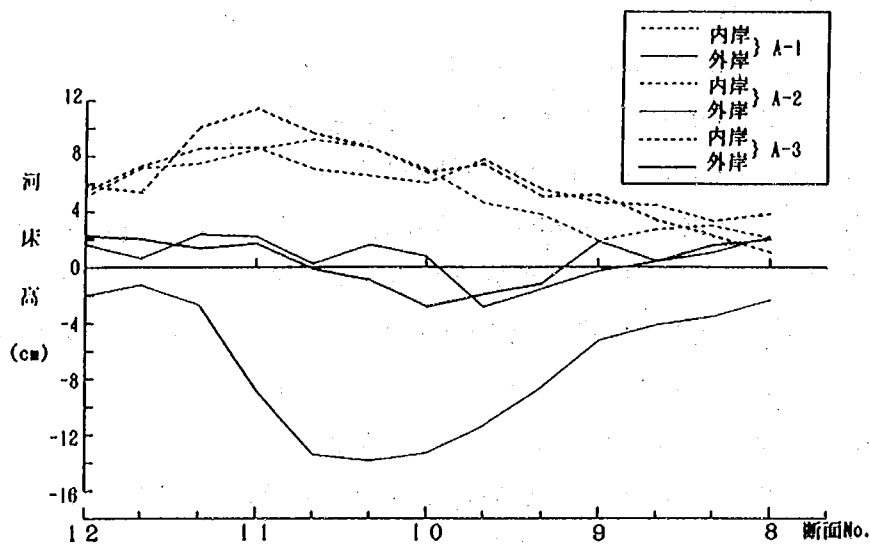


図-3.3.1 河岸沿いの河床高

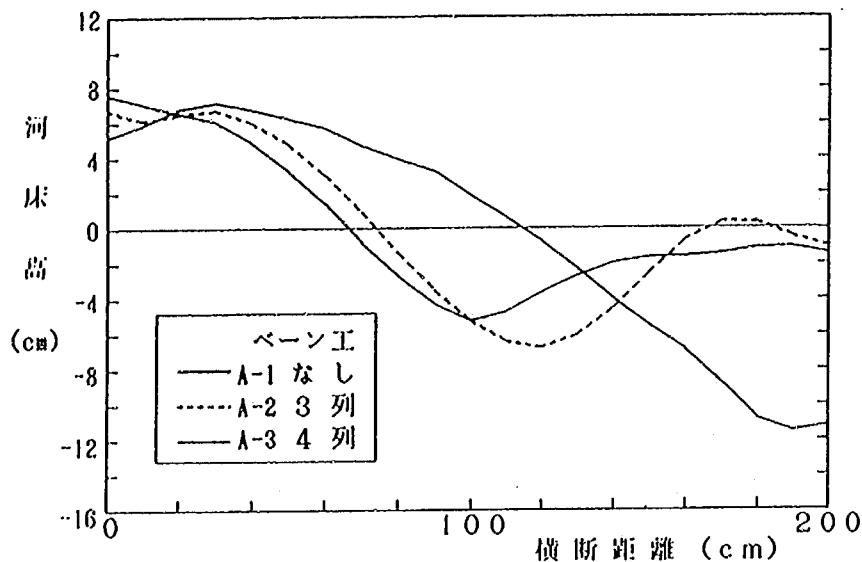


図-3.3.2 横断河床形状の比較 (列数の違い)

せた4列配置の方が、横断的な河床の変化は小さくなる。

設計条件では、

$$\text{列数} > (0.12 \sim 0.16) B/h$$

であるから、川幅水深比から3列以上であれば、良いと言っている。したがって、列数については必要条件さえ満たしていれば、結果に大きな違いはない。しかし、河床変動を全体的に抑制するという観点からすれば、列数は多い方がよいと思われる。

ベーン工の数などについては、先にRun Bの結果で示したように $\gamma \approx 0.20 \sim 0.25$ 程度では、不十分であり、洗掘を抑制するためには、 $\gamma = 0.5 \sim 0.6$ であれば十分である。設置するベーン工の量や規模は、ベーン工によってどの程度洗掘を軽減するかによって異なる。すなわち、洗掘されている河岸での護岸の根入れ深や根固めの状態で総合的に判断して決められるべきである。しかし、ベーン工の効果についていえば、理論と実際の洗掘深のずれや不確定要素は、 γ の値が小さいほど大きくなる。すなわち、 γ の値が小さい場合には、蛇行の偏流などによる影響が大きくなるため、予想通りの効果は得られにくくなる。したがって、ベーン工を設置する場合には、ある程度以上の量（最低でも $\gamma \geq 0.3$ 、河道中央部にみお筋を形成させる）をつぎ込むことが必要である。また、 $\gamma \geq 0.5$ とすると、本実験で示されたように、洗掘は軽減されるが必要なベーン工の数が多くなる。（この実験で、ベーン工の数が多いのは、リップルによって粗度が非常に大きくなっていたためであり、実際にはこれほど多くは必要ではない。）したがって、通常の場合では $\gamma \geq 0.4$ 程度とすれば、洗掘を十分軽減でき、護岸の根入れを浅くできるので経済的であると思われる。（図-3.3.3、 γ はCostに比例する）

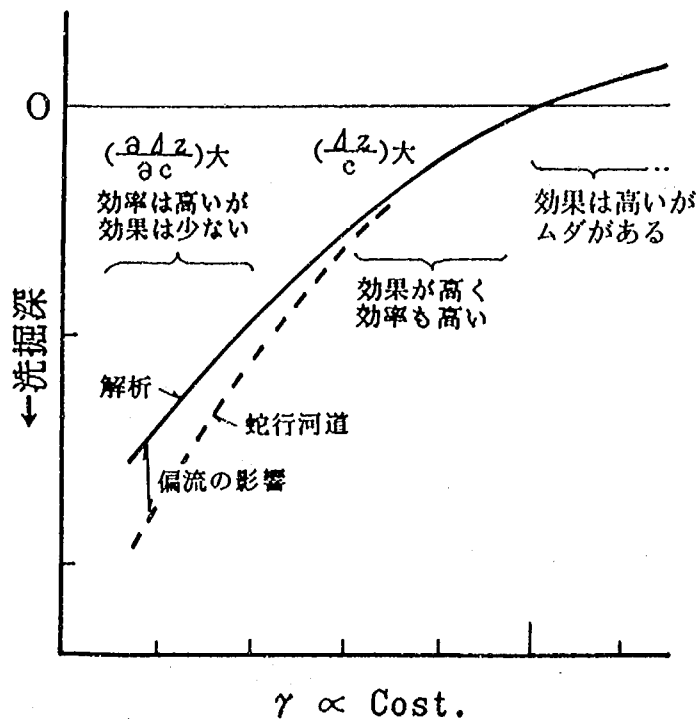


図-3.3.3 コストと効果の関係

(2) 設置範囲について

ここでは、ベーン工を設置する縦断的な範囲の考え方について述べる。本実験では、図-3.3.1で示した様にまずベーン工がない場合 (A-1) に河岸沿いが洗掘される範囲No.13~7 (深掘れはNo.11~9) を十分カバーするように設置範囲を決めた。(A-2, A-3) このベーン工なしの場合の最大洗掘はNo.11~10で生じており、洗掘深は16cm程度と大きい。この洗掘範囲は、図-3.1.6で示した横断流速 v が正となる範囲、すなわち流れが外岸による範囲であるNo.12~8の間で洗掘が生じていることが分かる。このように、水路特性から洗掘位置を簡単に特定することはある程度可能である。(1)で述べたようにこの洗掘を生じている範囲にベーン工を設置すれば、その範囲の河岸沿いの洗掘を抑制することができる。したがって、その場の河岸沿いの洗掘を軽減するためだけであれば、洗掘を受ける範囲を見定めれば、設置範囲を決めることができる。図-3.3.4は、A-3の下流域のベーン工を上流へ移動させたA-4の河床変動状況をA-3と比較し、平均横断河床形状について先と同様に示したものである。

なお、A-3とA-4でのベーン工の数は同数である。これを見ると、ベーン工の設置範囲を上流にまで延ばしたA-4のケースの方が河床変動をより抑制していることが分かる。これは、ベーン工の設置位置を上流に移動させたために、上流部での流れの状態が変化し、流れの曲率が変化したためであると思われる。また、図-3.3.5は、上流部の対岸にベーン工を設置したA-5, A-6について、同様に表したものである。河道の弯曲部におけるベーン工はA-5の方が、範囲が狭く設置数も少ない。A-5では、No.13~9の範囲に4列配置させており、A-6ではその前後まで、ベーン工を

設置した。実験結果は、ベーン工の全体量が多いA-6の方が外岸の洗掘を防止している。また、図-3.3.6を見ると外岸河床高の縦断的な変化は、ベーン工の設置範囲の広い、狭いに関わらず大差はない。

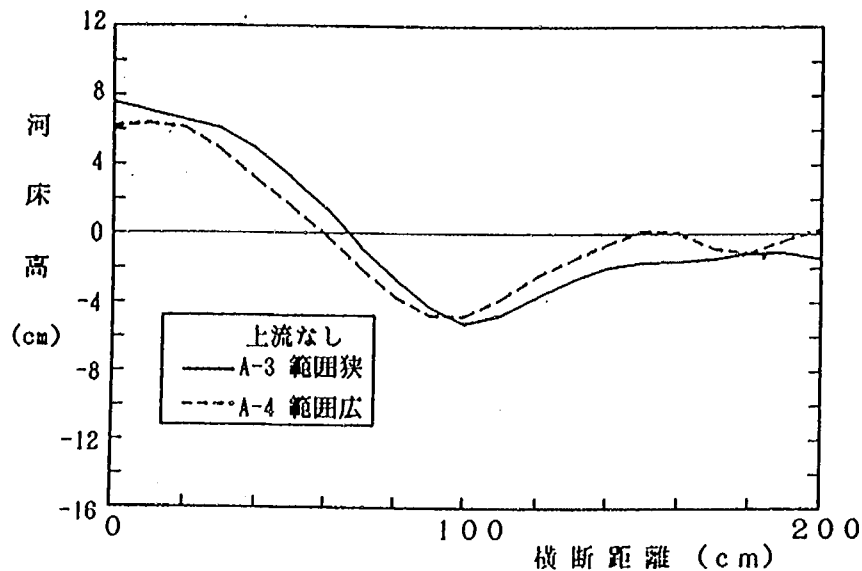


図-3.3.4 横断河床形状の比較 (範囲の違い)

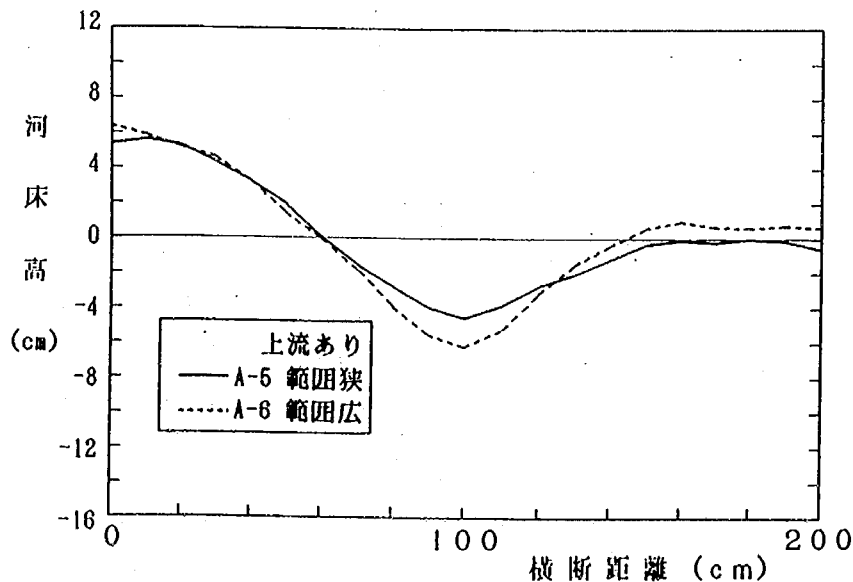


図-3.3.5 横断河床形状の比較 (範囲の違い：上流有り)

したがって、本実験で用いた水路のように洗掘域の下流部に堆積域が来るような場合は、ベーン工の設置範囲をそれほど下流まで延ばさなくとも良く、深掘れ部までも良い。一方、上流部では河道の弯曲が開始する部分から設置する必要はなく、みお筋が外岸に入り込まないように上流端を設置することが肝要である。これは、深掘れの要因である遠心力による二次流は、河道の曲率が大きいところで最大になるのではなく、流れの曲率が大きく、流速が速いところで、すなわちみお筋線が曲がる場所で最も大きくなるからである。したがって、みお筋が外岸に入り込まないように上流端を決め、

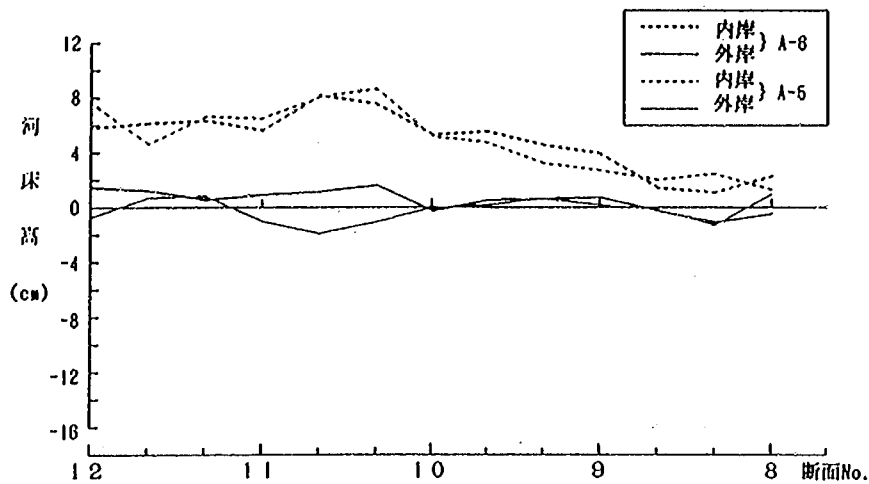


図-3.3.6 河岸沿いの河床高（上流有り）

河道の曲率ではなく、みお筋の曲率（値は河道とほぼ同じ）とその最大位置（水衝部）を見定めて、その範囲をカバーするように、最低限必要な設置範囲を決めればよい。

以上の結果をまとめる。ベーン工を設置する範囲は、河岸近傍で深掘れの生じているを十分カバーするように上下流まで延ばすものとする。ただし、ベーン工の上流端は、主流が外岸へ入り込まないように、ベーン工なしの場合にみお筋を遮る位置まで上流に延ばした方がよいと思われる。この場合、みお筋がそのままベーン工に当たるとそこでのみお筋の曲がり在那里で大きくなり、ベーン工周辺で洗掘が大きくなるのでベーン工の維持などについて検討が必要である。下流域については、ベーン工の施工により洗掘位置が変化しなければ問題はない。下流部が直線的な場合には十分延長した方がよいようであるが、蛇行河道の場合は、下流域が堆積領域になるため特に延長しなくてもよいようである。これは、ベーン工を設置する河道の平面形状及び水理量によってそれぞれ異なるためである。したがって、あらかじめ、現地の河床変動状況を十分に検討する必要がある。また、蛇行河道では、ベーン工法に関わらず（水制も同様）³⁸⁾³⁹⁾⁴⁰⁾、上流部の洗掘の対策によって下流の外岸部の水衝部位置が上流に移動することがあるので注意を要する。特に水衝部の移動により、新たに洗掘が生じたり、洗掘深が増大するような場合には何らかの対策を講じる必要がある。

河床の変動状況があらかじめ分からない場合には、みお筋位置を推定することでベーン工の設置範囲を決めることができる。これには、種々の方法があり、例えば、遠観によるもの、そのほか先に水路特性の部分で述べた方法や線形解析の方法などで主流の加速領域を求め、流れの曲率が大きい範囲から主流の加速領域の間をおよその洗掘範囲として定める方法などがある。ただし、これらの方法は精度が低い。厳密に設置範囲を定めたい場合は、模型実験や数値解析などにより流況把握や河床変動解析などを行って洗掘範囲、主流位置を求めて決めた方がより良い。このようにして洗掘範囲とみお筋位置を設定すれば、上記と同様な考え方でベーン工の設置範囲を決めることができる。

(3) 弯曲上流部でのみお筋制御の影響

ここでは、上流部でみお筋位置を制御することの効果についてまとめる。

図-3.3.7に Run A-1, A-3, A-5 の外岸沿いの河床高の縦断変化を示す。

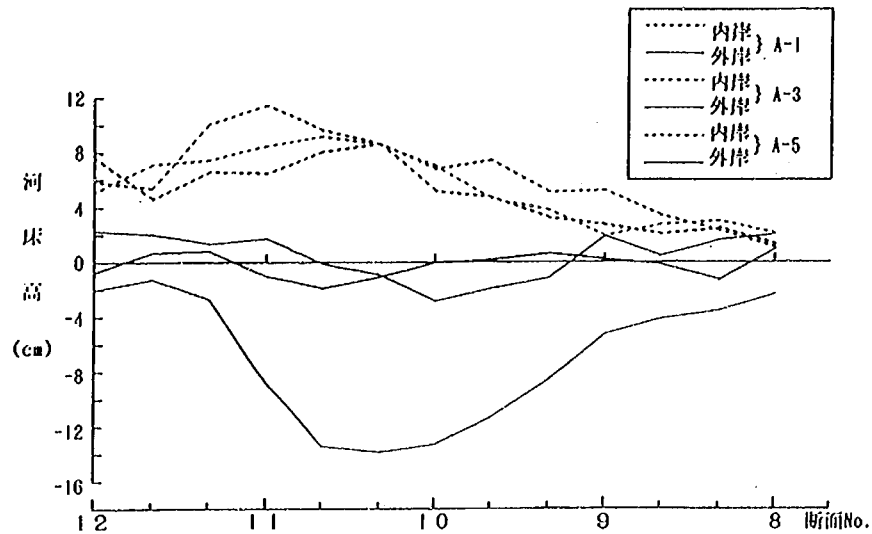


図-3.3.7 河岸沿いの河床高 (配置方法の違い)

これから、外岸に洗掘域に、ベーン工を設置したA-3の場合は、外岸沿いの洗掘が十分軽減されていることがわかる。すなわち、外岸の河床はほとんど洗掘されておらず、ベーン工は当所の期待通りの効果を発揮している。また、ベーン工を設置しない場合に外岸に大きな洗掘が生じた範囲(No. 11~9)について縦断的に平均化した横断河床形状を図-3.3.8に示す。

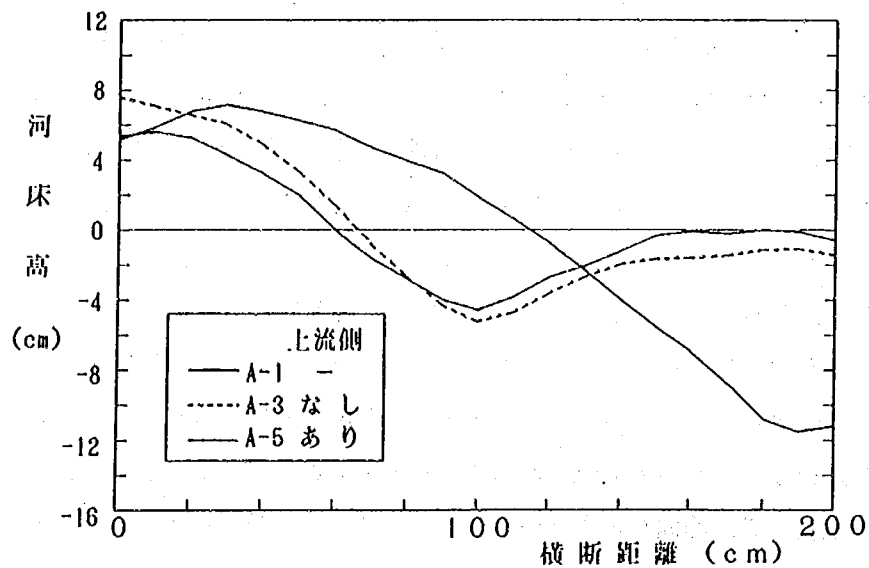


図-3.3.8 横断河床形状の比較 (配置の違い)

これより、ベーン工の設置により内岸の堆積と外岸の洗掘は著しく軽減されていること、河道の中央部にみお筋が形成されていることがわかる。しかしながら、3.3.2でも述べたように、主流がベーン工に当たる位置では、そこで浮遊砂が巻上がり、ベーン工周辺に局所洗掘が生じた。このベーン工周辺の洗掘が大きいほどベーン工の効果は増すが、洗掘が大きすぎる場合にはベーン工自体の維持が困難となる。

そこで、水流がベーン工に対して滑らかに接触し、この水流が当たる部分での洗掘深が軽減されるように試みた。すなわち、写真-3.2.47に示すように、上流の対岸(№19~14)にベーン工を2列千鳥に設置し、上流側のみお筋位置を制御して流れの曲率を変化させ、その効果について検討した。写真-3.2.3, 3.2.10, 3.2.14, 3.2.17に見られるようなみお筋の位置について、このような河床の平面写真並びに河床横断図などからA-1, A-3, A-5についてそれぞれ読み取り、その平面的な位置を図-3.3.9に示す。図-3.3.9からベーン工がない場合にはみお筋は№15付近から左岸を離れ、流下するにしたがい河道を横断して右岸にあたることになる。また、右岸に当たる位置は№11~10であり、この位置は最大洗掘位置と一致している。また、さらに流下するにしたがい、みお筋は緩やかに対岸へ向かう。湾曲部の外岸にベーン工を設置した場合には、湾曲部においてみお筋がベーン工の内側の河道中央部に形成される。また、ベーン工を設置しない場合にみお筋がベーン工の設置範囲にあ



写真-3.2.47

たるNo12付近でみお筋が急に折れ曲がっていることがわかる。さらに、上流の対岸にもベーン工を設置した場合には、上流部においてみお筋が河道中央付近に形成され、弯曲部の入口においてみお筋位置が予め河道中央部にある。そのため、上流部にベーン工を設置しない場合に流れが急に曲げられるNo12付近において、流れはベーン工に滑らかに当たるようになり、みお筋の曲率はその部分で比較的緩くなっている。

図-3.3.10に、洗掘が大きかった最も内岸側のベーン工先端部の洗掘深をA-3, A-5, A-6について示す。

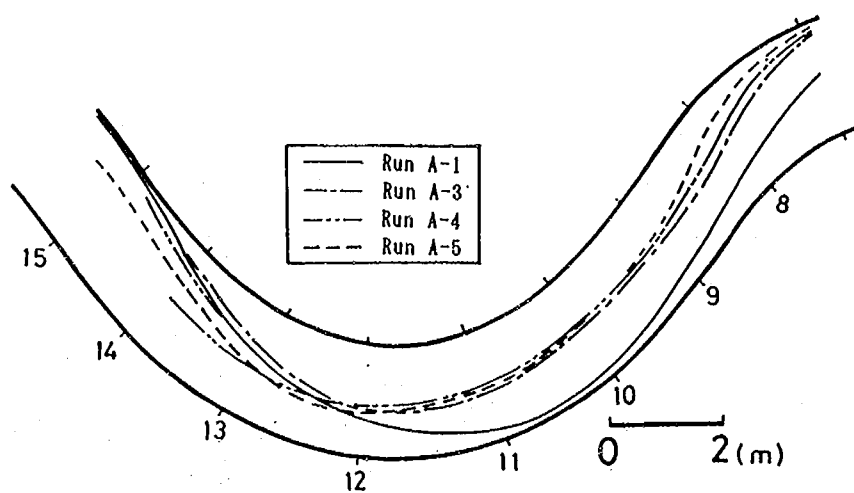


図-3.3.9 みお筋の位置

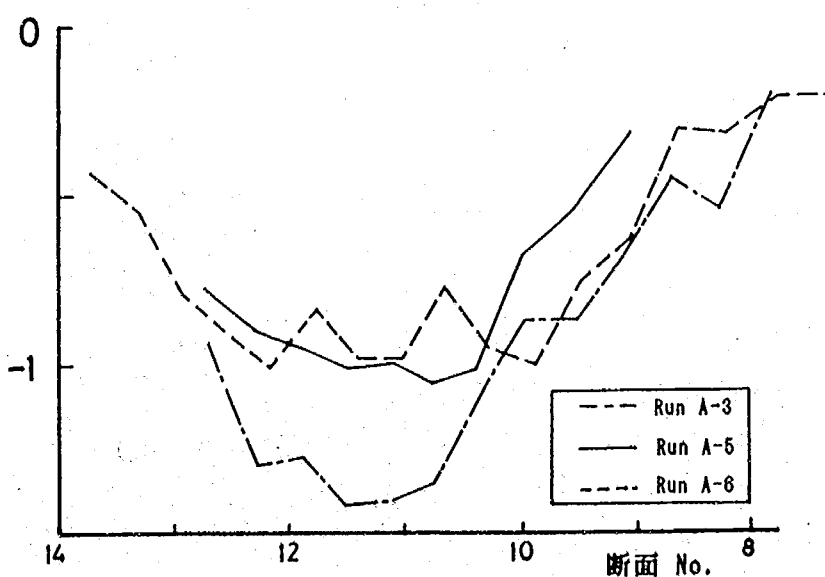


図-3.3.10 ベーン工周りの洗掘深

これより、上流部の対岸にベーン工を設置しない場合（A-3）には、みお筋すなわち主流が急に曲げられたNo12~10.5の範囲でかなり深く洗掘されていることがわかる。これに対し、上流の対岸にベーン工を設置した場合（A-5, A-6）には、みお筋の位置を変え、流れの曲率を予め変化させたことにより、流れがベーン工に滑らかに当たるようになり、ベーン工周りの洗掘深が軽減されていることが分かる。また、その洗掘深は、ベーン工周辺の河床高から5~7cm程度の深さであり、これはベーン工前面の円柱の直径の2~3倍程度となっており、浮遊が生じるためか従来の実験値（約2倍）よりも少し大きい。（図-3.3.11）また、先の図-3.3.10に示されるように上流側にもベーン工を設置した方が流れが滑らかになるため、河床変動が全体的に幾分かは抑制されるようである。すなわち、みお筋位置が変化すると、湾曲部上流端での境界条件である流れと流砂の横断分布の変化に伴って河道湾曲部の流れと河床の変動状況が変化する。また、みお筋の制御はベーン工の他、水制³⁸⁾³⁹⁾⁴⁰⁾などを用いてこれと同様に行うことができる。

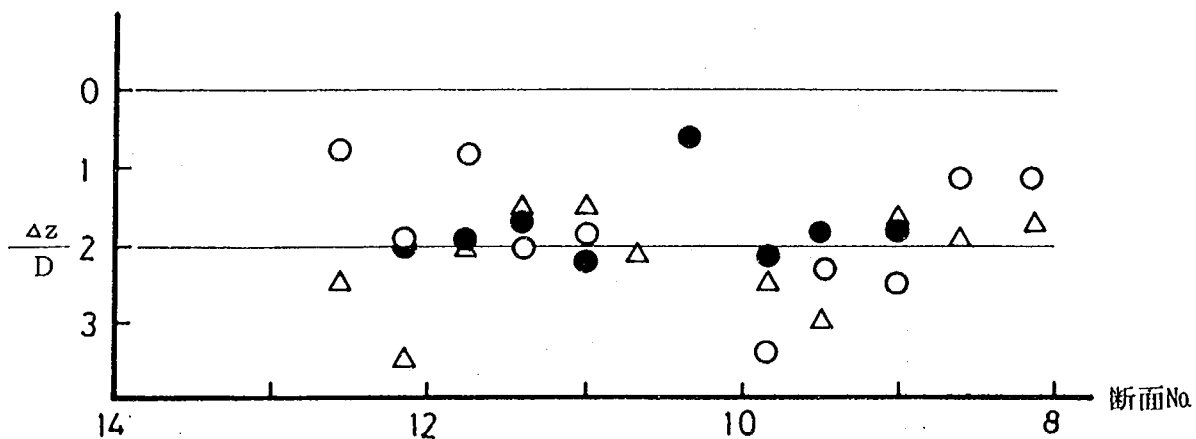


図-3.3.11 ベーン工前面の洗掘深

3.3.2 流量の違いに関する検討

流量35ℓ/sの場合を基本としてベーン工を設計し、流量35ℓ/s時と大流量70ℓ/s時の河床変動状況と比較することによって、流量の違いがベーン工の効果に及ぼす影響について調査、検討した。

実験結果を図-3.3.12, 3.3.13に示す。図-3.3.12は、設計流量時における河床変動状況について、ベーン工を設置しない場合及びベーン工を設置した場合の平均横断河床形状を示したものである。なお、縦断平均化は洗掘域であるNo10.7~9.3の範囲について行っている。また、図-3.3.13は大流量時において図-3.3.12と同様のものを示したものである。ベーン工を設置しない場合には、これらの図から流量の大きい方が内岸の堆積量並びに外岸の洗掘量が大きくなっていることがわかる。また、ベーン工を設置した場合には、ベーン工なしの場合に比べて河床変動が抑制され、特に洗掘が軽減されている。ただし、流

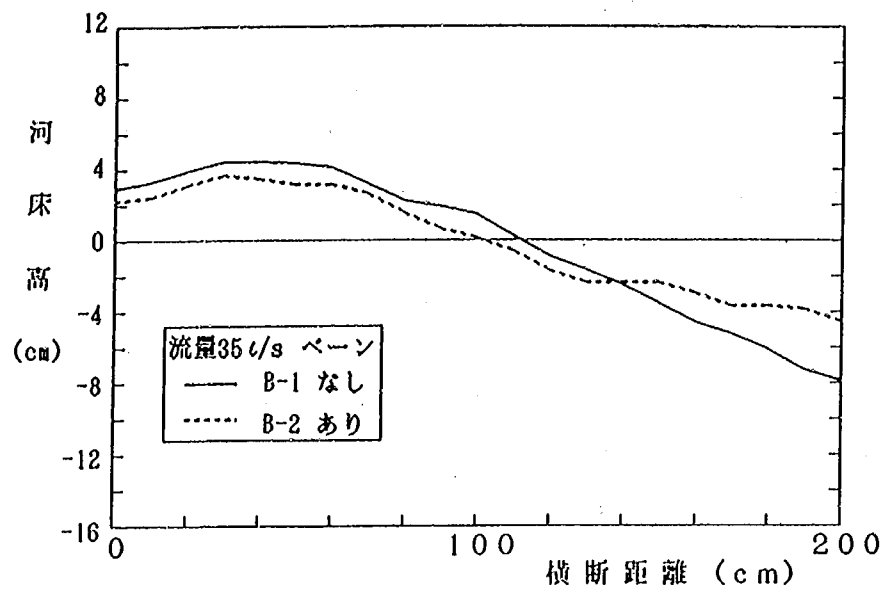


図-3.3.12 横断河床形状の比較 (35 l/s)

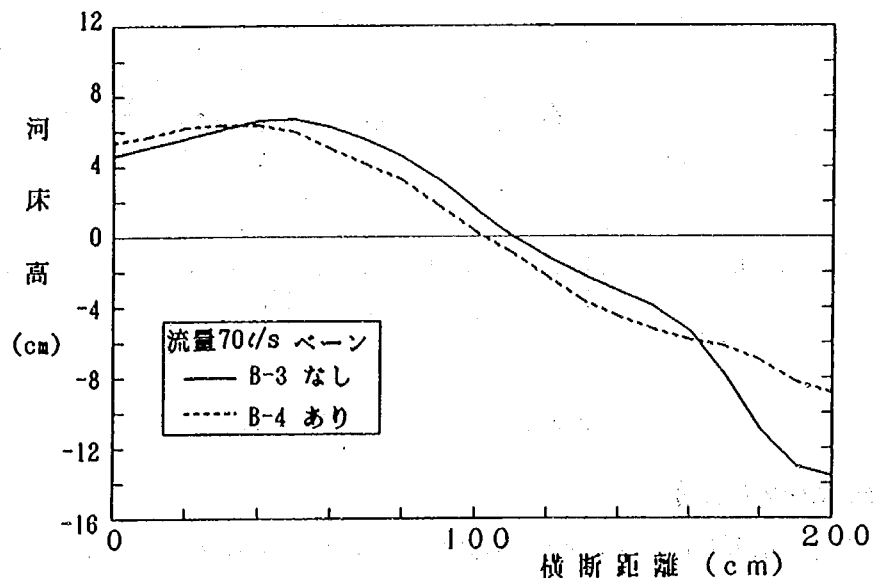


図-3.3.13 横断河床形状の比較 (70 l/s)

量の増大に伴って洗掘深は増大している。また、流量規模別にベーン工の効果を見ると、設計流量時及び大流量時共に平均洗掘深は約0.6倍程度に軽減されていることがわかる。初めに述べたように、Run Bでは、ベーン工は河道中央部にみお筋を形成せず、外岸の洗掘を半減するよう設計したので、ほぼ予想通りの結果となっている。すなわち、流量の違いによって他の水理条件などが著しく変化しない場合であれば、流量が変化してもベーン工による洗掘の軽減率は大きく変化しないことがわかる。ただし、変化しないのは洗掘の軽減率であるので、このようにある程度洗掘が生じるように設計すると大洪水時には洗掘を受けることになるので注意が必要である。また、大流量時でも適切にベーン工を設置すれば洗掘を防ぐことができるのは、先の Run A (65 l/s) で示した通りである。

3.3.3 解析方法の石炭粉河床での適用性

(1) 河床変動計算の条件設定

ここでは、一様弯曲流近似をして河床変動解析を行う際のデータの作成例を示す。入力データとして設定すべき項目は、河道条件、水理条件、河床材料の条件、ベーン工の条件からなる。以下順を追って説明する。

1) 河道条件

設定する条件は、対象区間の川幅（移動床幅） B 及び曲率半径 r である。ここでは、

$$B = 200\text{cm}$$

$$r = 720\text{cm} \text{ (ただし、区間平均の水路中央の曲率半径)}$$

とした。これらは、 r の計算に用いられる。

2) 水理条件

ここで、設定する水理量は、対象流量時の水深 h 及び流速係数 ϕ であり、実測値から、

$$h = 12\text{cm} \text{ (Run-A)}$$

$$\phi = 11$$

とした。これらは、 r 、 f の計算に用いられる。

3) 河床材料の条件

設定する条件は、河床材料の粒度 d 、比重 s 、沈降速度 w_o 、摩擦係数 μ 、無次元限界掃流力 τ_{*c} 、及び掃流力に対する有効掃流力の割合³⁾⁴⁾である。ここでは、石炭粉について

$$d = 0.03\text{cm}$$

$$s = 0.5 \text{ cm}$$

$$w_o = 1.0 \text{ cm/s}$$

$$\mu_s = \tan 30^\circ$$

$$\tau_{*c} = 0.06$$

とした。また、有効掃流力については

$$\phi_o = 6.0 + 5.75 \log \left(\frac{h}{2 \sim 3 d} \right)$$

=20 (横断平均値)

として、これにより掃流砂量が決定されるとした。なお、有効掃流力を考慮しないもしくは、有効掃流力の算定を間違えると、解すなわち洗掘深等が非常に異なるので、注意が必要である。また、浮遊砂底面濃度の算定には、とりあえず全掃流力から有効掃流力を除いた値を用いた。(浮遊砂は、リップルで生じているように見えるためである。)これらの量は河床変動計算に用いられ、河床変動の絶対値は、ここでの入力データで定まるので、できるだけ正確に与える必要がある。

4) ベーン工の条件

ここでは、Run A-5 を例に取って説明する。ベーン工に関する条件は、 γ (γ' , f) 及び D である。これらは、ベーン工の形状、数、配置によって定まる。この内、ベーン工の形状を定めるためには、ベーン工周辺の河床高を与える必要がある。ここでは、実験結果から、これを与えてベーン工の形状及び形状によって決まる諸定数を表-3.4 のように定めた。また各位値での曲率及び縦断間隔を同時に表している。これより、 γ' , f を求め、 γ 及び D を表-3.5 のように定めた。なお、表中の γ の合計は0.6と大きめであるが、これはベーン工周りの実際の洗掘深が予想よりも大きかったためである。

これらの諸条件を用いて、2.2で述べた方法で計算を行うと、ベーン工設置時の横断河床形状を求めることができる。

表-3.4 ベーン工諸元 (単位はcm系)

	4列目	3列目	2列目	1列目
r_j	730	750	770	790
Δs_j	75	80	85	90
Δz_{vane}	10.0	8.0	4.0	3.0
ℓ_j	7.2	7.2	7.2	7.2
ℓ_b	21.2	19.2	15.2	14.2
H	14.0	12.0	8.0	7.0
A_v	198.8	158.4	89.6	74.9
A_v/H^2	1.0	1.1	1.4	1.5
β	0.5	0.48	0.42	0.40

表-3.5 γ と D の設定

	4列目	3列目	2列目	1列目
γ, γ'	0.224	0.188	0.126	0.108
p_1	8.79	8.73	7.06	6.25
p_2	0.228	0.195	0.162	0.158
p_3	13.4	13.4	13.4	13.4
f_j	0.91	0.95	1.05	1.09
γ_j	0.20	0.18	0.12	0.10
C_b	0.18	0.18	0.18	0.17
D_j	0.076	0.058	0.030	0.24

(2) 解析結果

また、浮遊砂が河道弯曲部の河床変動に対して及ぼす影響は、2章で述べたように、また池田ら³²⁾³³⁾などにより河床変動量の増幅作用、すなわち洗掘深の増大として現れる。ベーン工法は、河床変動の要因を直接制御するものなので、従来の結果、すなわち γ と横断河床形状の関係がそのまま適用できたと考えられる。

実験では、先に示した写真などで見られたようにリップルが発生し、また一様弯曲でないなど理論

で仮定している流れ場とは非常に異なっている。また浮遊砂量、すなわち浮遊砂の底面濃度や河床変動の時間歪みなども曖昧な点も多くあり、理論の適用には問題があると考えられる。

ここでは、種々の条件に対して、河床変動解析を行い、適用性について検討する。

1) ベーン工なし (Run A-1)

図-3.3.14は、Run A-1 の条件に対して、解析を行った結果を実験値と共に示したものである。これを見ると、内岸の堆積厚や外岸の河床の洗掘深など概ね合っているようでもあるが多少違う。また、河道中央部の河床変動状況、すなわち盛り上がりの状況などは、再現できていない。これは河道の蛇行による流れの偏流に伴う影響が大きく、内岸側では、土砂は必ずしも内岸沿いに回り込めないからである。したがって、ベーン工がなく偏流が著しい場合には、一様弯曲流近似をした河床変動解析の精度は低い。また、浮遊砂を考慮した方が洗掘深を増大させていることが分かる。

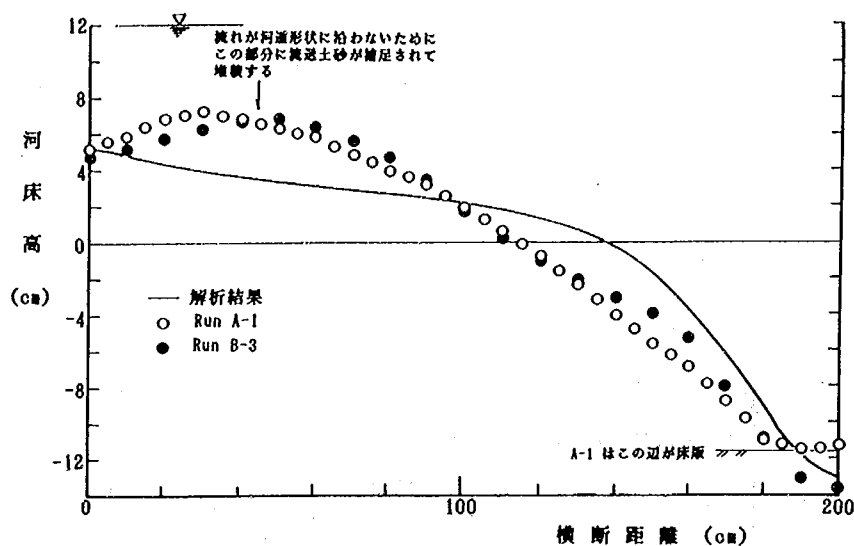


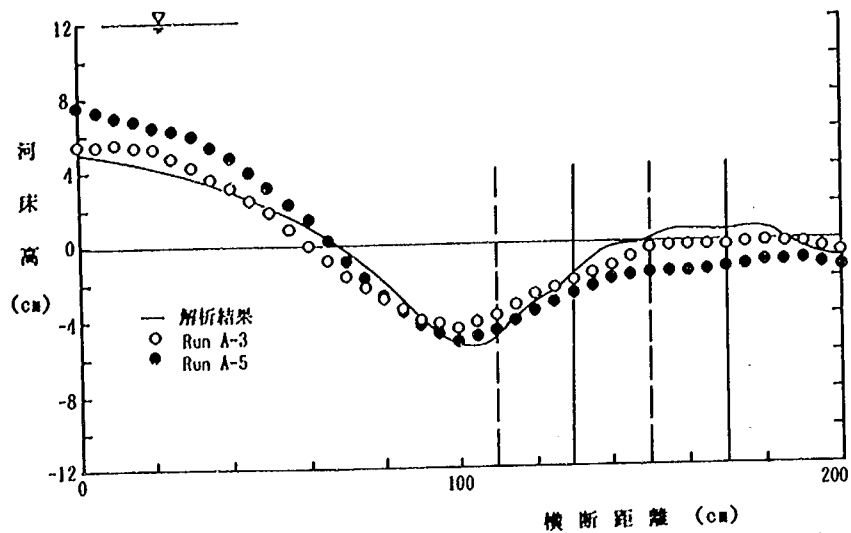
図-3.3.14 解析結果と実験結果の比較

2) ベーン工あり (Run A-3, A-5)

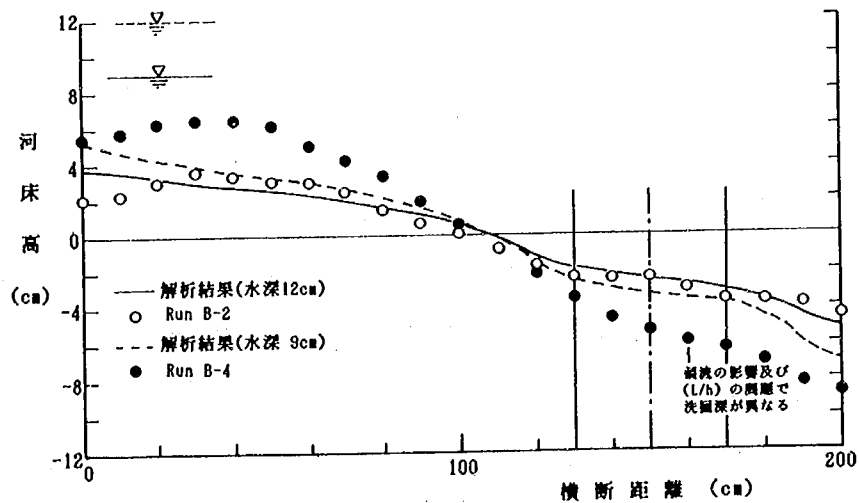
図-3.3.15は、Run A-3, 5 の条件に対して解析を行った結果である。図-3.3.14を見ると一部合わない部分もあるが、解析結果は実験結果の特性を良く表している。また、上流で流れを制御して一様弯曲流に近づけた A-5 の方がより解析解に近い。これからも、浮遊砂がある場合でもベーン工を設置した場合の流れと河床変動の理論及び設計法の有効性が伺える。ただし、先に示したようにベーン工を設置しない場合では、蛇行の影響が大きく一様流れが近似できないため、実験と解析の適合性は悪くなる。

3) 流量の違い (Run B)

図-3.3.16は、流量の違いの場合について解析結果と実験値を同時に表したものである。これを見ると、解析結果は、実験結果を特性を表しており、流況の違いの影響はある程度定量的に評価できる。



図一3.3.15 解析結果と実験結果の比較



図一3.3.16 解析結果と実験結果の比較

ただし、ベーン工の効果を弱く設定されているために、すなわち一様弯曲流近似の近似度が下がるために、偏流の影響を洗掘深や内岸の堆積状況などが多少合わない。特に偏流の強くなる大流量時には、実験の洗掘深の方が若干大きい。また、流量が大きく、 l/h の値が小さくなると、解析結果よりも実験値の洗掘深が大きくなる傾向は、浅野らの実験データ（長方形型ベーン工）にも見られた。

これには、以下の理由が推定される。

解析ではベーン工から放出された渦度が二次流を生成する際の渦度の損失を考慮していない。しかし、実際にベーン工から放出される渦のスケールは概ね l によって決まり、拡散する領域のスケール

は h で決まるために、 l/h が小さい場合には、渦度の何等かの損失が生じる。また、長方形型ベーン工では、ベーン工の形が縦に長い場合には渦流が翼端部、すなわち上部で渦流を集中的に放出するために、上端と河床の位置が離れていると効率が悪くなる。(台形型では、全体的に渦を放出するので、この影響は出にくい。) さらに、ベーン工による渦流のスケールだけでなく、その拡散の強さを決めるスケールが l または抗力の影響を受けているようであり、 l が小さい場合にはあまり拡散されずに、二次流の減衰が強まる。実際の理由は、定かではないが実験からは定性的に l/h が大きい方が効率は良いことが分かっているので、設計に当たってはこのことを十分考慮しておく必要がある。

4) まとめ

以上の結果から、解析法について検討した結果、従来の方法に浮遊砂の移動を加えるだけで、そのまま使えることが明らかになった。したがって、設計法の考え方に大きな問題はないものと思われる。ただし、 l/h が小さくなると実験値の洗掘深の方が大きくなる傾向がある。

解析法を検証したデータは浅野らのものも含めて、掃流砂が卓越する場合 $\tau_* = 0.1 \sim 0.3$ 、浮遊砂を伴う場合 $\tau_* = 0.5 \sim 0.7$ の範囲である。upper レジームについては、実験で検証していない。本実験で、アッパーレジームまで持っていくつもりであったが、条件設定が悪く成らなかった。(トランジション領域までにしかなかった。)

3.3.4 水位、河床高について

(1) 水位(粗度)の変化

ベーン工を設置すると、本来ならばベーン工にかかる抗力分わずかに抵抗が増すはずであるが、実際には水位の変化はほとんど無いことが実験から知られている。実際、本実験の Run A, B 共にベーン工の設置に伴う水位の上昇は見られない。ただし、河道の弯曲部では粗度の上昇が見られる。(図-3.3.16) ここでは、河道の弯曲部にベーン工の設置した場合の粗度の変化について検討する。

一般に河道の弯曲部では、二次流が形成されて運動量が水面付近から底面に輸送され、底面流速が増大する。この流れ場の変化と底面流速の増加は、エネルギーの消失と底面抵抗を増加をさせるため、見かけ上弯曲部の粗度が上がる。一方、横断的な流速分布も変形される。これに伴い、一様流速分布の場合の場合と比べ、底面せん断力の積分値は増大する。これらの変化は、弯曲部の流れに見られる特徴であって、これにより、掃流力は数割程度増大し、抵抗が増す。これらの内、前者のものについてはベーン工の設置に伴い、二次流が全体としては弱められるものの、底面流速の増加は見られるので、それほど減ぜられるとは考えにくい。ただし、二次流の構造が小さくなるので、量的には減っていることは考えられる。したがって、ベーン工の設置によって、粗度が変化しないならば、後者の方とベーン工の抵抗分が order 的に釣り合っていることなどが考えられる。そこで、まず直線部に対して弯曲部でのせん断力の増大分を求め、次にベーン工の設置に伴う抵抗の変化を求めて、比較する。

平均流速を u_a として、弯曲部の流速分布を

$$u = u_a (1 + \alpha 2 n/B) \dots\dots\dots (3.6)$$

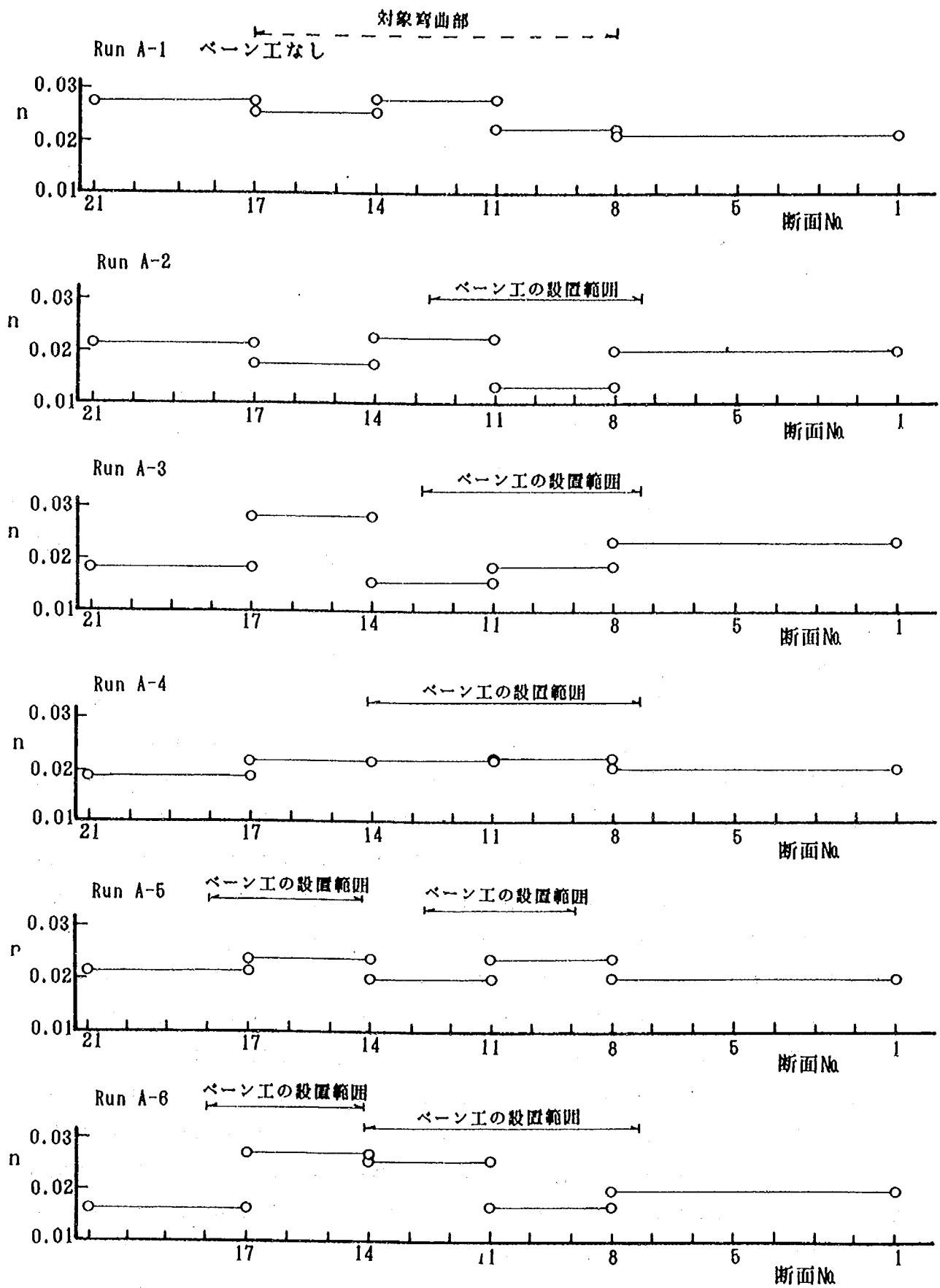


図-3.3.16 粗度係数の違い

とすると、せん断力の変化は

$$\begin{aligned}\Delta\tau/\tau &= \{ (1 + \alpha^2 n/B)^2 - 1 \} dn/B \\ &= \alpha/3 \dots\dots\dots (3.7)\end{aligned}$$

程度であり、全掃流力は、 $\alpha \simeq 1$ 程度であれば 3 割程度、 $\alpha \simeq 1/3$ 程度でも 1 割程度増すことになる。

一方、ベーン工の設置に伴う抵抗の変化は、ベーン工の抗力と流速分布の変形から、

$$N_v D_j T_* + \frac{\Delta B}{B - \Delta B} (1 - \sqrt{T_*})^2 \dots\dots\dots (3.8)$$

となる。ここで、 N_v はベーン工の列数、 ΔB はベーン工の設置によってベーン工が遅くなる範囲、 T_* はベーン工周辺で遅くなった流速と平均流速との比の 2 乗を表す。この内、流速分布の変形に伴う抵抗変化は、ベーン工による直接抵抗の 1 割程度なのでここでは、省略する。ここで、

$$T_* = \frac{1}{1 + \frac{B_*}{\chi'_1} D_j} \dots\dots\dots (3.9)$$

であり、 $\gamma=0.4$ とした時に適切な列数を

$$N_v \simeq 0.15 B_* \dots\dots\dots (3.10)$$

とする。付加抵抗は

$$\Delta\tau/\tau = 0.15 \chi'_1 \frac{\frac{B_*}{\chi'_1} D_j}{1 + \frac{B_*}{\chi'_1} D_j} \dots\dots\dots (3.11)$$

となり、

$$B_* = 20 \sim 40, \chi'_1 \simeq 2,$$

$$D_j = \frac{C_D A_v \phi'^2}{2 B \Delta s} = 0.06_{(max)} \sim 0.03 \text{ (通常)} \quad \left(\text{ただし、} D_j \propto \frac{1}{\Delta s} \propto \frac{1}{N_v} \right)$$

であるとすれば、

$$\Delta\tau/\tau = 0.07 \sim 0.15_{(max)}$$

程度となる。

しかし、ベーン工を弯曲部に設置すると、流れが整流されて、流速横断分布が一様に近くなること
が示されている。また、この傾向はベーン工の数すなわち列数が、多いほど大きい。すなわち、ベ
ーン工を設置または増加すると、ベーン工の直接抗力分だけ抵抗はわずかに増加するが、ベーン工が多
い方が偏流による河床抵抗を増大させている流れ場を変形し、抵抗を減ずるために（流れを一様化し
て川幅を有効に使うために）ベーン工の設置によって全体として粗度が上がることはない。すなわち、

これらの抵抗の変動が同 order で相反する値を持つので相殺しあうことになり、一連の実験では粗度の増加は見られないものと考えられる。ただし、直線水路の平坦固定床に設置すると、底面の粗度にもよるが抵抗は1割程度、粗度にして5%程度上がる可能性がある。しかしながら、実際には他の影響が大きいためにほとんど問題にならないと思われる。

なお、ベーン工の設置による抵抗の減少分を全く考慮せず、ベーン工による付加抵抗を付加しても、本実験水路の条件では、水位は上流(40m程度)で高々1m程度しか変化しない。模型スケールを1/100程度としても、10cm程度であり、誤差の範囲内である。ただし、これは平均的な流れ場の場合であって、主流がベーン工に直接当たるような場合においては、そこである程度大きな抵抗がかかることになるので、ベーン工の維持等について注意が必要である。(抵抗は大きくとも作用する数が少ないので、これは抵抗の増加には寄与しない。また、上流部でみお筋を制御すればこの問題は解消される。)

(2) 平均河床高の変化

前項では、水位と粗度について検討した。しかし、移動床である場合には掃流力の変化は、河床高の変化となり、物体の抵抗がある場合でもそれが大きくなければ、河床高が変化することによって、水位の上昇は抑えられる。すなわち、移動床である場合には、水位の変化だけでなく、河床高の変化について検討する必要がある。ベーン工による抵抗の変化が顕著であれば、その影響は平均河床高の変化として現れるはずである。ここでは、平均河床高の変化から再度検討してみる。

ほとんどの実験において、河道の弯曲の大きいNo.12~No.8の区間で河床の低下が見られた。これは(1)で述べたように、河道の弯曲部においては、平均的にみると他の区間に比べて掃流力が大きくなるために、流砂量が増大するためである。また、河道の弯曲部で見かけ上粗度が上がっても、この河積の変化による影響もあり、水位は大きく変わらない。ベーン工がある場合とない場合について、弯曲部の河床高を比べてみると、ベーン工を設置した方がわずかに掘れている場合もあるが、データの量と質を考えれば、バラツキの方が大きくほとんど変化はない。したがって、ベーン工の設置に伴う平均河床高や水位の変化は、河道の弯曲部に関しては、ほとんどない。

3.3.5 石炭粉実験の問題点

石炭粉を用いて実験する上での問題点は、以下の通りである。

まず、対象としている実験条件の砂と比べて石炭粉には流砂形態について基本的に掃流で動きにくく、浮き易い傾向がある。また、流れの遅いところでは、粒径が大きいために沈降し易い。したがって、石炭粉を用いて実験を行う場合には変動量や変動速度が歪むので実験結果の判断には注意がいる。また、多くの場合リップルが生じる。リップルが生じると河床抵抗や流掃形態が変化する。実験では、これを考慮して河床変動を吟味するが、ベーン工の実験のような場合には、石炭粉で生じるような大きなリップル(粒径が大きいので波高も大きい)は、問題が多い。今回の実験では、ベーン工が作り出す流れがリップルによる乱れより卓越していたようであるが、リップルによる乱れが大きくなるような場合には正確な評価ができない。また、リップルがあり、流掃形態及び流砂量が大きく変化すると、河床変動に再度歪が生じる。

特に埋戻し過程などでの時間歪には問題がある。

また、リップルによって河床の粗度が大きくなると、必要なベーン工の数が多くなる。特に石炭粉の場合は粗度が大きくなるので、現地への適用について歪が生じることになるので、実験に当たって注意が必要である。すなわち、現地と実験での移動床部の粗度の違いがベーン工の数や配置の違いとなるので、実験結果を適用する場合には、現地との粗度の違いなどに応じて変える必要がある。

3.4 まとめ

浮遊砂がかなり生じている場合であっても、ベーン工を設置すれば横断的な河床変動を抑制することができ、外岸の洗掘を十分軽減することができること、ベーン工と横断河床形状の定量的な関係については、従来の理論及び実験結果の特性をほぼそのまま適用してもよいことがわかった。

以上のことから、浮遊砂を伴う場合であってもベーン工の設計諸元の決め方、配置の仕方は従来通りでよい。ただし、外岸部の洗掘をほとんど防ぐように、 $\gamma=0.5\sim0.6$ とすると、多くのベーン工を必要とし、コストがかかる。しかし、 γ を小さくし過ぎると洗掘はそれほど軽減されない。また、河床変動を有効に制御するためには河道中央部にみお筋を形成させる必要がある。したがって、洗掘対策の設計としては $\gamma=0.4\sim0.5$ 程度とするのが適当と思われる。

また、設計流量時以外の流量の場合においても、ベーン工は有効に機能し、ほぼ設計通りに河床変動を抑制できることがわかった。ベーン工の長さについて、従来の実験結果と併せて現象を見てみると、他の条件が同一ならば、短い場合よりは長い場合の方がより効果的に機能するようである。

ベーン工の設置により横断河床形状が変化する場合には、ベーン工が効果的であるが故に流れの状況は一変し、先に述べたように下流の水衝部位置が変化するなどの影響が出る場合がある。この水衝部の位置の変化、ベーン工の設置による河床変動が下流に及ぼす影響の範囲などは、個々の河道の特性、特に幾何的境界条件に依存する。したがって、特に重要な河道で、これを正確に評価し効率良く対策を行うためには、模型実験や河床変動解析などを用いて検討する必要がある。しかしながら、ベーン工の設置に伴う影響はみお筋位置の移動として捉えることができ、みお筋の位置が変動すると予想される範囲について十分な対策を行っておけば、大きな問題はないと思われる。

4. ベーン工の設計法に関する考察

ここでは、横断河床形状の解析法を用いて、河道湾曲部において、横断的な河床変動が小さくなる、すなわち外岸の河床の洗掘と内岸の土砂の堆積が軽減される河道を作るためのベーン工の設計法について述べる。

4.1 水理設計法の考え方

4.1.1 設計流量について

従来の研究より、ベーン工の高さは洪水時の水深の $1/4 \sim 1/3$ 倍、ベーン工の長さは洪水時の水深の $0.5 \sim 2$ 倍程度の場合に効率よく機能するとされている。したがって、ベーン工が効率よく機能を発揮するように設計する際には、設計水深（設計流量）を決める必要がある。

本実験や既往の研究の中で示されたように、中規模流量に対してベーン工を設計しても大規模流量時にもベーン工は所定の機能を発揮する。また、ベーン工は、ベーン工の条件が同一ならば、河床の粗度が大きくなる（ ϕ が小さくなる）とその効果を発揮しにくくなる（ γ が小さくなる）特性を持つが、通常の場合には流量の増大に伴って、粗度が急激に上がることはないと考えられるので、ベーン工の効果（ γ ）は流量の増大に対して低下しない。すなわち、洗掘の軽減率は流量によって変化しない。

したがって、採用する設計水深に対応する洪水の頻度は、小さいよりも大きいものの方が、ベーン工が機能する期間が長くなるので、洪水規模としてはそれほど大きくない方がよい。また、ベーン工は平水時においても水没していることが望ましい。したがって、設計水深としては、計画高水流量ではなくて、低水路満杯流量から多少高水敷に冠水する（ $1/3 \sim 1/5$ ）年確率程度の洪水に対応する流量に対して定まる水深を用いる方がよいと考えられる。ただし、設計平均水深と計画高水時の平均水深との比は2倍以内である方がよい。また、設定した流量流量時の水理量について把握、検討しておく必要がある。また、その場合に河床が十分変形できる、すなわち掃流力が限界掃流力よりも大きく河床材料が十分移動できるかどうか検討する必要がある。

4.1.2 設計条件について

ベーン工を設置した場合の外岸付近の河床の洗掘深及び河床の横断形状を決める主な無次元量は、二次流相殺率 γ およびベーン工位置 b/B である。この2つのパラメータの値の与え方について考える。 γ 及び b/B と外岸の河床高の関係の解析結果を図-4.1.1に示す。この図より、外岸付近の洗掘を効率良く軽減し、かつベーン工の周りの局所洗掘が外岸に及ばないように、ベーン工の平均的な横断設置位置を、

$$b/B = 0.15 \sim 0.35 \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

として、外岸の河床高が初期河床高（断面平均河床高）に近くなり、かつ経済性が高い範囲で

$$\gamma = 0.4 \sim 0.5 \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

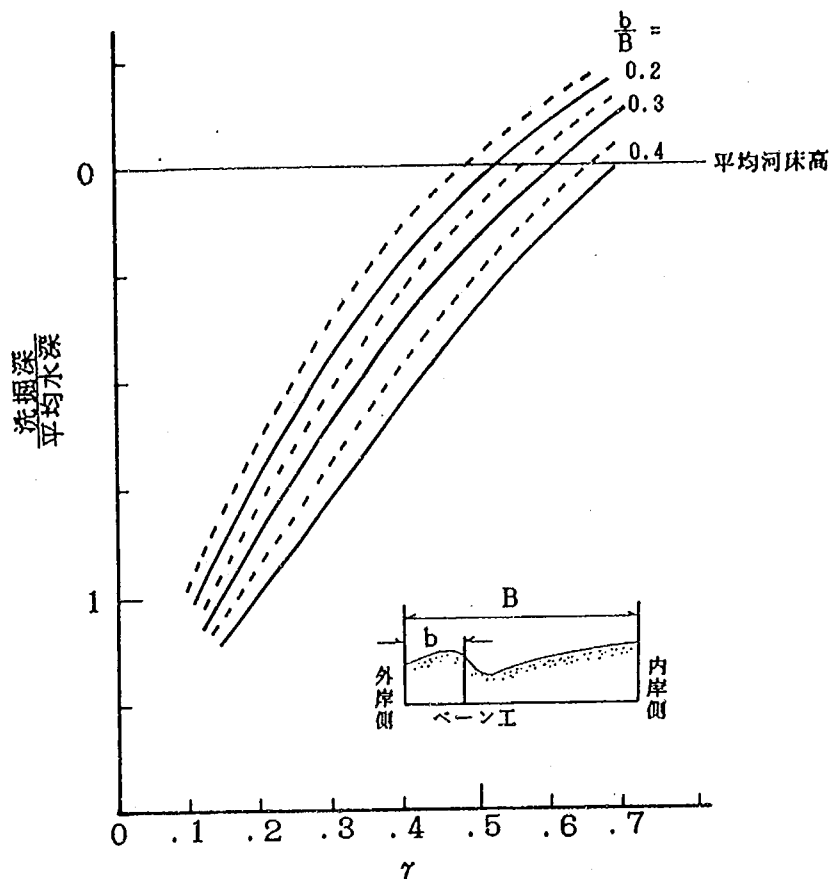


図-4.1.1 r と洗掘深の関係

とすれば、局所洗掘は抑制される。また、個々のベーン工が効率よく機能する条件は、 f について

$$f \geq 1 \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

であり、これを満たすようにベーン工の縦断間隔を十分とる。

OdgaardらによるIIHR式の考え方は、ベーン工を設置したことにより発生する回転モーメントと流れの遠心力による回転モーメントが湾曲部の全領域で相殺するようにベーン工の数 N を決めようとするものである。これは、本解析法では $r=1$ とおくことと同等である。しかし、一般的に河川の幅は広いので、断面全体で2つの回転モーメントが釣り合うことなく、ベーン工の主たる影響領域は外岸からベーン工の内側のある範囲内と考えるべきであろう。また、式(2.79)で与えられる r の大きさはベーン工の数 N に比例するが、ベーン工はその数がある数以上多くなると、図に示すようにベーン工1基当たりの洗掘軽減効率が下がることになる。また、ベーン工の間隔が狭い場合には列数を増やし、ベーン工の効率を確保する必要がある。ここで提案する設計方法はこのようなことを十分考慮しており、水理的に合理的であり、当然経済的にも有利である。

4.2 ベーン工の設置範囲

ここでは、これまでに得られた結果から、まずベーン工を必要とする範囲の条件について述べ、次にその範囲の選定法やベーン工の影響の検討方法について述べる。

4.2.1 必要な施工範囲

ベーン工を設置する範囲は、基本的には河岸近傍で洗掘の生じている範囲とし、これを十分カバーするように上下流まで延ばすことを基本とする。このためには、現地の測量データから河床変動状況を十分に検討する必要がある。ベーン工の上流端は、主流が外岸へ入り込まないように、ベーン工なしの場合のみお筋を遮る位置まで上流に延す。下流域については、深掘れ区間まではとりあえず設置する。これよりも下流の区間については、下流の河道の平面形状及びこれによって定まる河床変動状況で定まる。

測量データが存在せず、河床の変動状況があらかじめ分からない場合には、流れの線形解析の方法などで河道の形状に対する主流の加速領域を求め、流れの曲率が大きい範囲から主流の加速領域の間をおよその洗掘範囲として定めることができる。ただし、この方法は精度が低い。

したがって、河道の重要度や必要な精度、経済性に応じて、模型実験や数値解析などを行い、流況把握や河床変動解析などを行って洗掘範囲、主流位置を求めた方がより良い。このように洗掘範囲を設定し、上記と同様な考え方でベーン工の設置範囲を決めることができる。計算の方法については、次節で述べる。

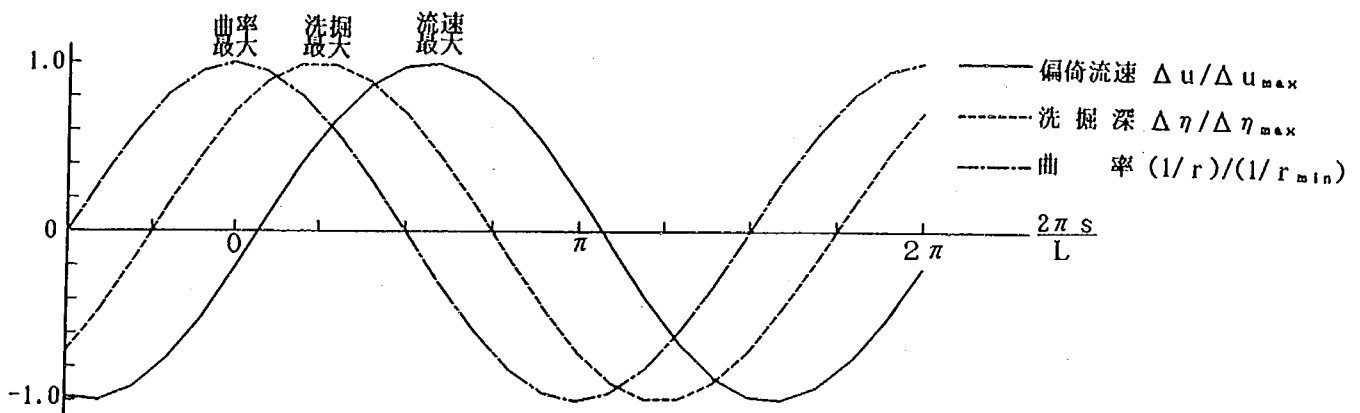


図-4.2.1 曲率と洗掘と流速の位置関係

4.2.2 検討方法

(1) 一般的な方法（簡単な方法）

基本的には、現地の状況、測量データなど参考に4.2.1で述べた方法に基づき設置範囲を検討する。ただし、現地データからみお筋を判断しにくい場合には、湾曲度が大きくない蛇行河川であれば以下の方法で水衝部を概ね推定することができる。また、急な湾曲部である場合には現地データから幾何的に求められる。

ここでは、蛇行河道の水衝部の算定に有効な1次元的な解析手法について今一度述べる。

まず、低水路に着目し、流れ軸方向にS軸をとり、各位置での曲率を定め、設計洪水に対し低水路

幅(移動床幅) B 、水深 h を定める。この条件に対し、長谷川の線形解析の方法⁴²⁾や清水の簡易 2 次元数値計算法⁴³⁾などを用いて、外岸での主流の加速領域を定める。できれば、清水の簡易 2 次元の方法の方が望ましい。これは、以下の差分化した連立方程式を解くものである。ただし、通常①の第 1 項は省略する。

$$\textcircled{1} \quad \left(u \frac{\partial v}{\partial s}\right) - \frac{u^2}{r} = g \frac{\partial \xi}{\partial n} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\textcircled{2} \quad u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{u v}{r} = g \frac{\partial \xi}{\partial s} - \tau / \rho h \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\textcircled{3} \quad \frac{\partial u h}{\partial s} + \frac{\partial v h}{\partial n} + \frac{v h}{r} = 0 \dots\dots\dots (4.6)$$

手順は、

- 1) 流速 u 、水位 ξ の横断分布を考慮した 1 次元計算で流量が保存されるように水位を求める。
- 2) 主流速 u を与えて①から水位 ξ の横断分布を求める。
- 3) 横断流速 v と水位 ξ を与えて、②から主流速 u を計算する。
- 4) 主流速 u と水深 h を与えて、③から v を求め直す。
- 5) 1) へ戻る。

である。

この解析より、曲率が大きくなる範囲と流速が速くなる範囲が得られる。通常、洗掘領域はこの 2 つの間の範囲に入るので、この範囲に河岸侵食対策工が必要とされる。(図-4.2.1)

なお、計算は洗掘を受けた場合と平坦河床の場合について行い、河床変動状況に応じてみお筋がどの程度移動するか検討し、現地の測量結果、計算結果を参考にみお筋線を予測し、総合的にベーン工の位置を定める。

ベーン工の設置により横断河床形状が変化する場合には、ベーン工が効果的であるが故に流れの状況は一変し、先に述べたように下流の流れが変化するなどの影響が出る場合がある。この水衝部の位置の変化、ベーン工の設置による河床変動が下流に及ぼす影響の範囲などは、個々の河道の特性、特に幾何的境界条件に依存する。しかしながら、ベーン工の設置に伴う影響はみお筋位置の移動として捉えることができ、みお筋の位置が変動すると予想される範囲について十分な対策を行う。

(2) 河床変動計算を行う場合

洪水時の河床変動状況やベーン工の設置に伴う河床変動や流況の変化を正確に評価し、効率良く対策を行うためには、模型実験や河床変動解析などを行う必要がある。ここでは、河床変動解析を行う場合の方法について説明する。ただし、河床変動計算や模型実験などを行わなければならない程重要な問題かどうかについては予め十分に検討しなければならない。

基本的には、通常の平面河床変動解析を行うものとするが、ベーン工は 2 次流制御構造物であり、ベーン工から放出される二次流を表現し易いように、流れの計算に対しては鉛直方向の流速分布をモード重ね合わせで表す、1 節点鉛直方向多自由度型の平面 2 次元計算(準 3 次元)⁴⁴⁾で行う必要があ

る。ベーン工が流れに及ぼす影響は、基本的に2章で述べたように、ベーン工を含む領域をコントロールボリュームとして積分し、境界条件を代入すると外力扱い（流速成分に対する source）として計算することができる。

したがって、ベーン工がある要素での、 u 、 v に対するベーン工による変動量は (x, y) 座標系で

$$\Delta u_{mean} = D(u/U)$$

$$\Delta v_{mean} = D(v/U)$$

$$\Delta u_{sec.} = G(-v/U)$$

$$\Delta v_{sec.} = G(u/U)$$

ここで、 Δu_{mean} 、 Δv_{mean} は平均流速に対する変動量、 $\Delta u_{sec.}$ 、 $\Delta v_{sec.}$ は2次流成分に対する変動量、 $U = (u^2 + v^2)^{1/2}$ であり、 s 、 n 系では

$$\Delta u_{mean} = D$$

$$\Delta v_{mean} = 0$$

$$\Delta u_{sec.} = G$$

$$\Delta v_{sec.} = 0$$

とする。 D 、 G はそれぞれ要素の体積に対してベーン工が作用する抵抗及び供給二次流を表し、

$$D = \pi \frac{A^2}{H^2} \beta^2 \sin^2 \alpha N (\phi' / \phi)^2 U^2$$

$$G = \beta \pi \ell \sin \alpha N h U_b^2$$

で与えられる。ここで、 N はコントロールボリューム内のベーン工の数であり、 h は水深である。このように表した場合には、その要素内ではベーン工の効果は拡散して表される。実際の計算については、作用する外力を要素から要素を構成する節点へ変更する必要がある、各節点が受け持つ量を重みに応じて配分する。すなわち、ベーン工の配置と要素分割に応じ、各節点が受け持つコントロールボリューム内の、 D 、 G を求めて足し合せ、これを各節点の受け持つ体積で割ったものが各ノードの時間変動量となる。

ただし、 α は底面流向(u_b/U_b 、 v_b/U_b)とベーン工の向き($\cos \theta_v$ 、 $\sin \theta_v$)を用いて

$$\sin \alpha = (u_b/U_b, v_b/U_b) \times (\cos \theta_v, \sin \theta_v)$$

で求められる。ただし、 α の絶対値が 25° よりも大きい場合には計算上では 25° とし、計算結果から判断してベーン工の向きの設定を適宜変える。

実際には、既にプログラムがあれば、ベーン工が作用するノードについて予めデータを作成し、リストベクトルを使って従来のプログラムの変動量部分に付加するだけで計算が可能となる。

4.3 ベーン工の諸元の設計

設計諸元と配置について考察する。ここで、 γ は以下に示されるように、

$$\gamma = \sum f_i \frac{(\phi - 2/\kappa)^2}{(\phi - 0.5/\kappa)} \frac{\kappa r_i}{6B} \left(\frac{\beta_o \pi \ell_o \sin \alpha}{\Delta s} \right), \dots\dots\dots (4.10)$$

水理条件 (ϕ , h_a)、河道条件 (B , r) とベーン工の構造に関する条件 (ℓ_o , $\sin \alpha$, β_o , Δs) から定まる。したがって、ベーン工は図-4.3.1に示すフローに従い、与えられる流量や水深に対して、 γ の値が0.4~0.5となるように、ベーン工の構造に関する値 β , ℓ , $\sin \alpha$, Δs 及び列数または N が以下のように設計される。

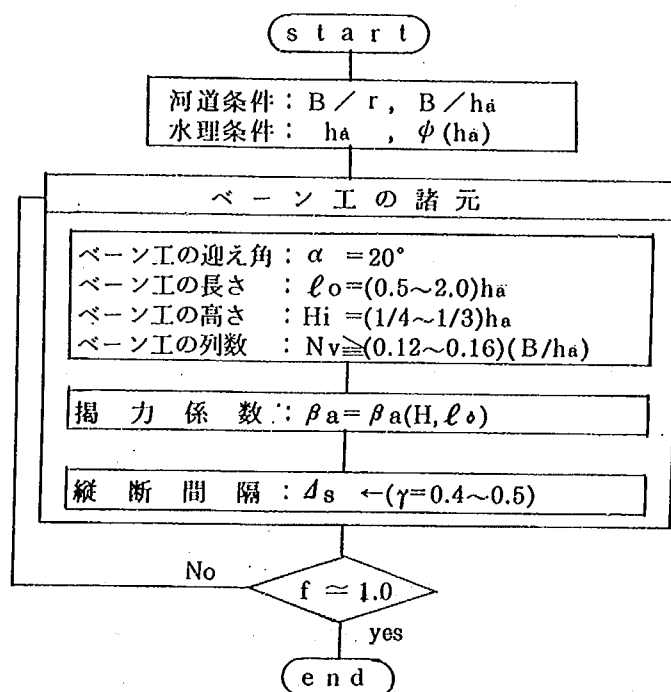


図-4.3.1 設計フロー

(1) 河道 (水理) 条件

河道条件は、低水路河道から与えられる。水理条件は、対象とする低水路の平均水深 h_a (設計水深: 計画洪水よりも出水頻度の高いものが望ましい) に対する設計流量を求め、それより流速係数 ϕ を計算する。 ϕ は、設計流量、水位に対応する低水路のマニングの粗度係数 n_m を用いて次式から求める。

$$\phi = h_a^{1/6} / n_m \sqrt{g} \dots\dots\dots (4.11)$$

ただし、設計流量に対応する洪水記録 (水位縦横断形、流量など) がある場合にはこれらの値に基づいて決めるのがよい。

(2) ベーン工の幾何 (構造) 条件

ベーン工の幾何条件は、ベーン工の迎え角 α 、ベーン工の長さ ℓ 、形状によって定まる揚力補正係

数 β である。以下、これらのものの値とその考え方について述べる。

1) 迎え角

迎え角 α は、ベーン工の効果、すなわち揚力を定めるものである。実験によれば、通常の翼ならば、迎え角が 20° 付近までは揚力が理論と一致し、これ大きくしてもさほど大きくはならず 25° 付近で最大となるがこの場合には剝離伴い、抵抗が増大している。

浅野ら実験からは、 $\alpha = 15^\circ \sim 20^\circ$ の場合に効果が高いとしている。実験はベーン工の数が少ない条件で行っており、 f が1より大きい場合であり、 f は α の関数であるので迎え角の変化の影響はこの実験条件では鋭敏でないためと考えられる。

したがって、洗掘域に設置するベーン工については、通常ベーン工による揚力が最大となる

$$\alpha = 20^\circ \dots\dots\dots (4.12)$$

とする。ただし、ベーン工を洗掘域の上下流にも設置して整流に用いる場合には、その部分については洗掘域に向かって来る流れの向きや下流の法線形状などを考慮して、迎え角を小さくしてよい。

2) 長さ

ベーン工の長さ ℓ は、迎え角と同様に揚力を定めるために用いられる。Odgaard (1987)及び浅野ら(1988)の行った種々の実験から、与えられた断面平均水深 h_d に対して、 B/h_d が大きい通常の河川について

$$\ell = (0.5 \sim 2.0) h_d \dots\dots\dots (4.13)$$

とした場合によい結果が得られるとしている。

次に示すように、高さが同じなら ℓ が小さい場合に β が大きくなるため、 ℓ を小さくして数を増やした方が一見よいように思われる。しかし、実験結果はそのような傾向を示さず、むしろ逆の傾向を示す。(図-1.2.36, 3.3.16) これは、ベーン工から放出される渦のスケールがベーン工の長さによって定まり、これがベーン工のある位置での水深と同程度以上でないと効率よく二次流に変化しないためであると考えられる。すなわち、 ℓ が小さく H/ℓ が高い構造では、放出される渦度は高いが、そのスケールは水深に比べて小さく、また放出される位置が翼端であり、放出された時点では、これが河床に作用せず、河床に作用するように鉛直方向に拡散する過程でエネルギーを余分に失い、理論よりも効果を発揮できないためであると考えられる。また、ベーン工による二次流などの拡散のスケールを表す χ は、実際にはベーン工の長さのスケールの影響を受けることが分かっている。すなわち、ベーン工の長さが大きい方が、ベーン工の効果がより広い範囲に平均的に作用し、この場合の方が流れ及び得られる河床形状の観点から見て望ましい。

したがって、

$$\ell = (1 \sim 2) h_d$$

とした方がよい。しかしながら、河川のスケール、施工性等の問題でこれができない場合が考えられ

るので、設計条件としては式(36)を用いる。ただし、なるべくならばできる範囲で長くする。

3) 揚力係数

補正係数 β については、一様流中に置かれた翼に対する揚力補正係数を用いることにする。揚力線理論からその平均値 β_0 。ベーン工の平均アスペクト比 H^2/A_0 を用いて、近似的に

$$\beta_0 = 1/(1 + A_0/H^2) \dots\dots\dots (4.14)$$

A_0 ：ベーン工の流れにさらされている面積， H ：ベーン工の高さ

で表すことができ、通常のアスペクト比の範囲(0.5～2)では0.3～0.6である。

(3) 配置条件

与られた水理条件とその水理条件から決定されたベーン工の構造諸元に対して設置数 N が得られる。これから、ベーン工の縦断間隔 Δs 並びに列数を求める。設計に当たっては、ベーン工が効率よく機能するように f_j が1程度となるように間隔を選ぶ必要があるが、この条件を満たす配置の列数は、以下のように決める。

ベーン工の適切な配置としては、式(4.2)，(4.3)が与えられている。 $f_j \geq 1.0$ であるから式(2.60)より

$$\Delta s_* \geq p_3 \left(l n \left(1 - \frac{1 - \chi_3}{\chi_2 \chi_3 p_2} + \frac{p_1}{\chi_1 p_2 p_3} \right) - l n \left(1 - \frac{1 - \chi_3}{\chi_2 \chi_3 p_2} \right) \right) \dots\dots\dots (4.15)$$

となる。このとき $f_j \approx 1$ とすれば、1列当りのベーン工による局所的な強さを表す r' は、式(4.2)，(4.3)より

$$r' = r_j \left(\frac{B}{h} \right) \approx (0.4 \sim 0.5) \left(\frac{B}{h} \right) / \text{列数} \dots\dots\dots (4.16)$$

である必要がある。また、 r' はその定義式から

$$r' = \frac{p_1}{p_2 \Delta s_*} \dots\dots\dots (4.17)$$

である。 Δs_* について式(4.15)を式(4.17)に代入すると、列数は式(4.16)より

$$\text{列数} \geq \frac{0.4 \sim 0.5}{\chi_1} \left(\frac{B}{h} \right) \frac{l n (1 + x_1 - x_2) - l n (1 - x_2)}{\chi_1} \dots\dots\dots (4.18)$$

$$x_1 = \frac{p_1}{\chi_1 p_2 p_3}, \quad x_2 = \frac{1 - \chi_3}{\chi_2 \chi_3 p_2}$$

となる。ただし、 p_1 は、ベーン工の構造が関わり、これは列数と密接に関係しているので、このままでは列数を容易に求めることはできない。そこでまず、それぞれのパラメータの取る範囲を考慮して式(4.18)の右边を概略定める。実際には、 $\chi_1 = 2 \sim 3$ ， $\chi_2 = 1$ ， $\chi_3 = 0.9 \sim 1.2$ ， $p_1 = 5 \sim 10$ ， $p_2 = 0.1 \sim 0.4$ ， $p_3 = 14 \sim 24$ 程度であることから、有意な範囲内で計算すると概略

$$\text{列数} \geq (0.08 \sim 0.20) \left(\frac{B}{h} \right) \dots\dots\dots (4.19)$$

となる。ただし、先に挙げた $\chi_1 \sim p_3$ までの条件は安全側の値まで含むものであり、通常取る値は0.12~0.16程度とする。

一方、ベーン工を設置する横断的な範囲は高々川幅の6割程度までとし、横断方向には、隣の軸線上のベーン工の流れが干渉しないように水深の2倍程度離して設置する。このとき、最大列数は

$$(\text{列数})_{\max} \approx \frac{0.6B}{2h} = 0.3\left(\frac{B}{h}\right) \dots\dots\dots (4.20)$$

である。したがって、ベーン工の設置列数の取り得る範囲は

$$0.3\left(\frac{B}{h}\right) \geq \text{列数} \geq (0.12 \sim 0.16)\left(\frac{B}{h}\right) \dots\dots\dots (4.21)$$

となる。式(4.20)を満たすように列数を決め、 $\gamma \approx 0.4 \sim 0.5$ となるように設計を行うと自動的に十分な縦断間隔が確保される。ただし、式(2.60)から補正係数 f を求め、 $f \approx 1$ であるかどうかをチェックした方がよい。 f が1よりかなり小さい場合には Δs と列数を変える。一方、 f が1よりかなり大きい場合には、迎え角が 20° よりも十分大きく、剝離などのために揚力の増大が起こりにくくなり、 f は1よりそれほど大きくなれないので、 γ の計算では $f = \chi_3 (\approx 1)$ としてよい。また、並列型よりも千鳥型配置の方が個々のベーン工が有効に働き、外岸の洗掘を軽減できるので、ベーン工の列数に関わらず千鳥型配置が推奨される。

4.4 ベーン工の構造の設計

ここでは、ベーン工に作用する外力の算定法について述べ、次に構造上考慮すべき事項について述べる。

4.4.1 外力の算定

ベーン工にかかる基本的な外力は、揚力、抗力及び土圧である。この内、土圧はベーン工にかかる力に対して定まり、抗力は揚力に対して十分小さい。したがって、ここでは外力として、揚力の求め方について述べる。揚力の算定は、揚力線または揚力面理論を用いて計算することも可能であるが、これは煩雑である。しかし、流れが一様に近く、ベーン工が台形型である場合には、楕円翼の理論を準用することができる。すなわち、底面にかかる揚力 F_b を

$$F_b = \beta \pi \ell \sin \alpha u_b^2 \dots\dots\dots (4.22)$$

とした時に、ベーン工にかかる揚力の鉛直分布は、

$$F = F_b \sqrt{1 - (z/H)^2} \dots\dots\dots (4.23)$$

と近似して表せる。ただし、これは単位高さ当りにかかる力であり、揚力は流下方向に分布を持つ。翼面形によって異なるが、揚力の分布は、一般的には上流側から翼長の $1/4 \sim 1/3$ 程位置にピークを持つ形となる。したがって、揚力の面分布の影響を考慮する際には、先ず、ある高さにかかる力を鉛直分布から求め、次に積分値が同じになるように流下方向に積分値が同じになるようにその力を割り振って（例えば

三角形分布など)、分布形を仮定しなければならない。

また、絶対値となる u_b は、水深、勾配及び河床面抵抗から

$$u_b = (\phi - 2/\kappa) \sqrt{g h_s I} \dots\dots\dots (4.24)$$

と与える。

各条件に対する揚力の分布は図-4.4.1のようである。

ただし、これらは、ベーン工の翼面形によって決まり、各位値でのベーン工の翼面形は河床変動の結果として定まる。これは予め横断的な河床変動について検討し、ベーン工周辺の局所洗掘を重ね合わせることで概ね推定が可能である。横断的な河床変動は、2章で述べた方法で求めることができる。また、ベーン工周辺の局所洗掘深は、門柱付き土研型である場合には、実験結果から概ね門柱径のおよそ2～3倍である。

また、蛇行河道などで主流がベーン工が当たる場合には、流速が大きいためより大きな外力が作用することになるので割増しが必要である。

4.4.2 安全性

ベーン工の破損としては、ベーン工自体の構造破壊と土質強度の不足による転倒が考えられる。ここでは、この2つについて述べる。

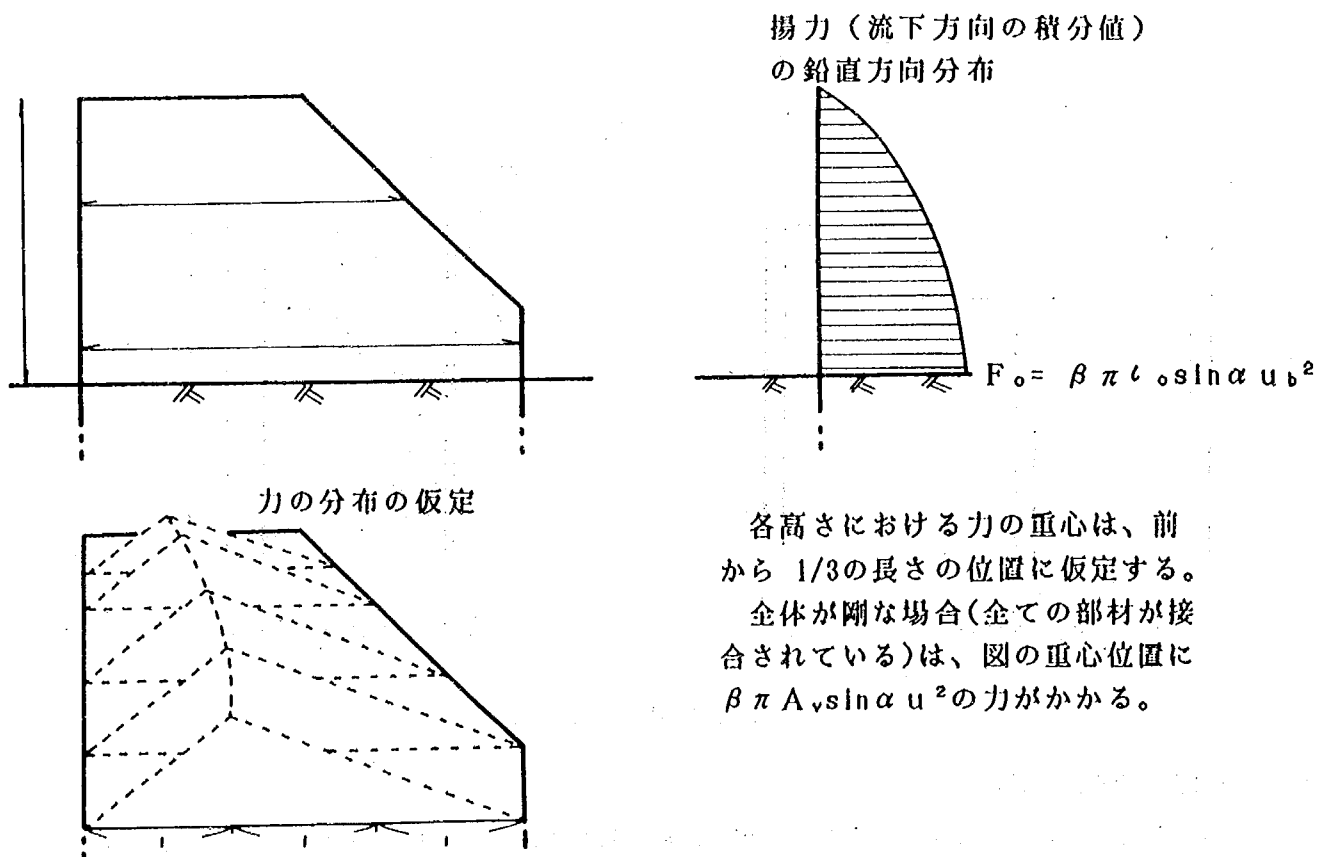


図-4.4.1 ベーン工にかかる揚力分布の仮定

(1) 部材強度

先に述べた方法に基づいて、各部材、各高さにかかる外力を与え、強度について求める必要があるが、この分布の与え方は、ベーン工の構造すなわち、部材の組み方によってかわる。すなわち、縦の部材を横につなぐか、横の部材を縦につなぐか、つなぎの構造の有無、形式などによって決まる梁構造の優先の向きと個々の部材に求める安全度によって、強度計算の仕方が異なってくる。

ここでは、アイオワ州Nishinabotna川で施工されたベーン工と熊本県黒川で施工されたベーン工の部材の組み方を例にとって述べる。

1) 横部材を縦につなぐ場合

横の部材を縦につなぐ場合には図-4.4.2(a)に示すよう考える。まず、横の部材が揚力によって変形せず、かつ破壊しないことが要求される。この図の場合の検討項目は、梁構造としての曲げ強度やせん断強度、変位量及び有限変形の有無であり、用いる部材で強度が不足する場合には、部材の強度を変える。また、部材の組み方すなわち接合条件ヒンジかラーメンかによって、計算条件は変わる。

次に、横部材の接合条件と揚力の分布で決まる節点支持力を縦部材への外力として作用させ、縦部材について同様に検討する。この図の場合にはカンチレバーとして同様な検討と部材の選定を行う。

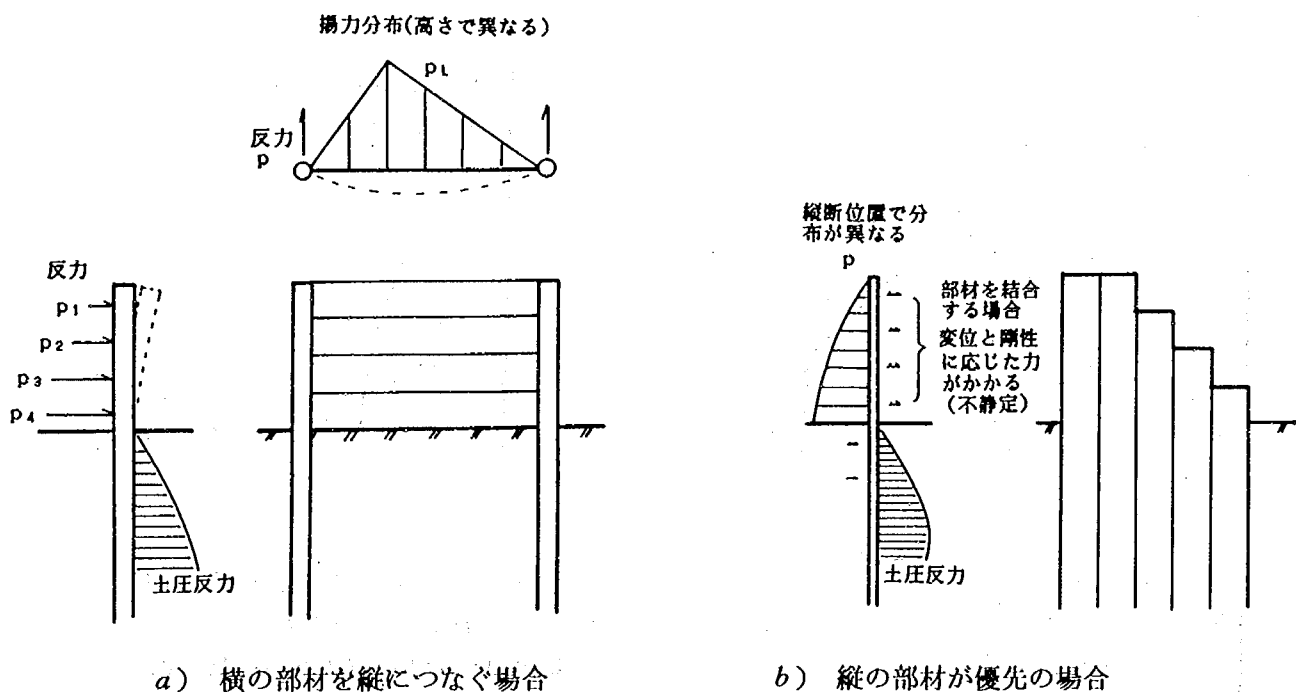


図-4.4.2 強度計算の考え方

2) 縦の部材が優先の場合

この場合には、まず揚力が最大となる位置の部材に対して、1)と同様に曲げやせん断に対する安全度を検討する。また、単一部材では強度不足の時に横に梁を作って、部材にかかる力を分散させることが考えられるが、支持条件によって計算方法及び難易度はかわる。

その他、組み方の場合にはそれぞれの場合に応じて、外力の与え方と部材の強度を適宜決める。

(2) 根 入 深

土質的な安定性については、文献²⁰⁾で検討を行っているが、ここで簡単に述べておく。土質的な安定性については、種々の状態について検討し、転倒に対する安定性を考慮して根入れ深をきめる必要がある。

その際に、ベーン工の設置状態とベーン工にかかる力を求めることが必要となるが、ベーン工にかかる力とベーン工周辺の洗掘深は、4.4.1で述べた方法によって与えられる。ただし、ベーン工周囲の洗掘深は、縦断的に、砂礫堆の移動を伴う場合は時間的にも変動する。

杭や板の支持力は土質工学の方法で求めることができるが、その計算方法は根入れの深さや部材の剛性、河床材料の土質によって変わり、また土圧分布や水压分布の変化などは正確には分からない。ここでは、とりあえず一つの目安を求めることとし、計算を簡単にするために以下のように単純化を行う。

- ① 揚力については分布荷重を集中荷重に置き換える。
- ② 砂質河床浅い根入れとして取り扱う。
- ③ ベーン工は一個の剛体として取り扱い、ベーン工の変形や土圧の再配分などは考慮しない。

(先の(1)の2)の構造のものが流下方向に結合されている状態)

- ④ 支持力の計算は、鉛直断面内で行う。(杭ではない)

また、安定に対する検討は、平水時と高水時について行うものとする。

今、ベーン工が図-4.4.3のように設置されているとすると、河床面からのベーン工の高さ H は、

$$H = H_i + H_s$$

と表される。

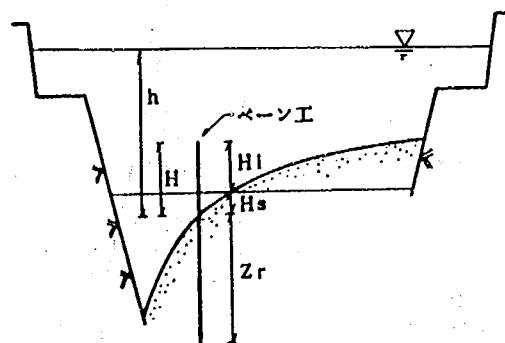


図-4.4.3 記号の説明

土研型ベーン工の周りでは、図-4.4.4のように局所的に洗掘が生じることが多い。ここでは、ベーン工の周囲に洗掘が生じた場合の土質的な安定性について、主に(b)の場合について検討する。

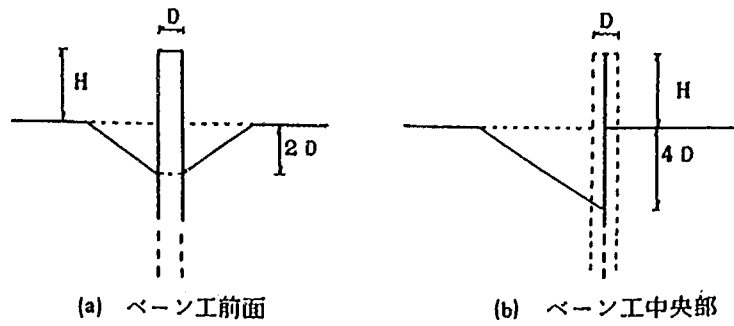


図-4.4.4 ベーン工まわりの洗掘

1) 非出水時の安定性

ここでは、ベーン工の片側に洗掘が生じた場合の外力を図-4.4.5のように取り、反力 P_u を消去するためにベーン工の下端でモーメントをとると、これが転倒に対して安定であるためには

$$\frac{\rho_s - \rho}{1 + e} g K_p \frac{(Z_r - \Delta z)^3}{6} \geq \frac{\rho_s - \rho}{1 + e} g K_a \frac{Z_r^3}{6} \quad (4.24)$$

ρ_s : 土砂の密度、 e : 間隙比、 K_p : 受動土圧係数、 K_a : 主動土圧係数

より、設置位置の河床面からの根入れ深さ Z_r は、

$$Z_r \geq \frac{1}{1 - \left(\frac{K_a}{K_p}\right)^{1/3}} \Delta z \quad (4.25)$$

となり、 $K_p/K_a = 6 \sim 9$ 程度であれば

$$Z_r \geq (2.0 \sim 2.2) \Delta z \quad (4.26)$$

の根入れが最低必要である。

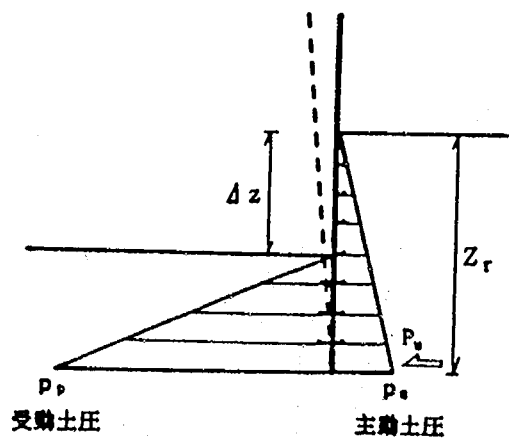


図-4.4.5 記号の定義と土圧分布の仮定 (平水時)

2) 洪水時の安定性

洪水時にベーン工にかかる力は図-4.4.6に表される通りである。この内、単位長さ当りにかかる

平均水平力 F は

$$F = \beta \pi \sin \alpha \rho u^2 H \quad \dots\dots\dots (4.27)$$

で表される。ここで、先と同様にべー工の下端でモーメントを取ると、安定条件は

$$\frac{\rho_s/\rho - 1}{1 + e} g (K_p - K_a) \frac{(Z_r - \Delta z)^3}{6} \geq \left(\frac{H}{z} + Z_r\right) H \beta \pi \sin \alpha u^2 \quad \dots\dots\dots (4.28)$$

である。これをまとめ直すと、

$$(\hat{Z}_r - \Delta \hat{z})^3 \geq \chi (1/2 + \hat{Z}_r) \hat{u}^2, \quad \chi = \beta \pi \sin \alpha \frac{6}{K_p - K_a} \frac{1 + e}{\rho_s/\rho - 1} \quad \dots\dots\dots (4.29)$$

$$\hat{Z}_r = \frac{Z_r}{H}, \quad \Delta \hat{z} = \frac{\Delta z}{H}, \quad \hat{u}^2 = \frac{u^2}{gH}$$

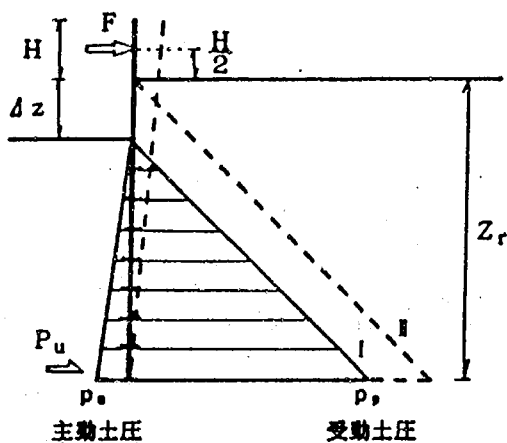


図-4.4.6 土圧分布の仮定（洪水時）

である。ここで、

$$y = \frac{\hat{Z}_r - \Delta \hat{z}}{\sqrt{\chi \hat{u}^2/3}}, \quad x = \frac{1/2 + \hat{Z}_r}{\sqrt{\chi \hat{u}^2/3}} \quad \dots\dots\dots (4.30)$$

とおくと式(4.29)は

$$y^3 - 3y \geq 3x \quad \dots\dots\dots (4.31)$$

となり、これは図-4.4.7のように表される。 x は通常 $x \approx 0.5 \sim 5.0$ であるから、この範囲において

$$y \geq (2.0 + 0.18x) \quad \dots\dots\dots (4.32)$$

と近似すると、定義から

$$\begin{aligned} Z_r &\geq \Delta z + (2.0 \sqrt{\chi u^2/(3gH)} + 0.18(1/2 + \Delta z/H))H \\ &\geq 1.18 \Delta z + (2.0 \sqrt{\chi u^2/(3gH)} + 0.09)H \quad \dots\dots\dots (4.33) \end{aligned}$$

となる。

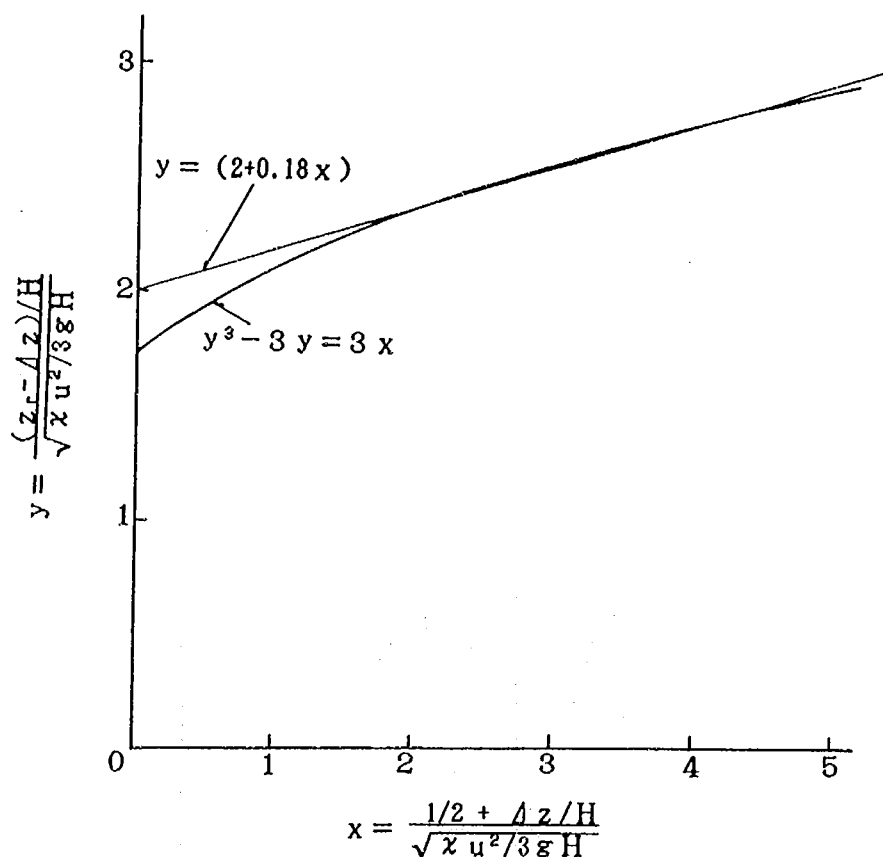


図-4.4.7 安定条件

3) 根入れ深の決定

根入れ深は、平水時または洪水時に最も根入れを必要とする長さとする。したがって、1)及び2)で求めた転倒限界の根入れ深さから大きいものを選び、これに安全率(例えば1.5)を根入れ深さにかけて、必要な根入れ深さとする。

したがって、ベーン工の鉛直方向の長さ H_r は

$$H_r = H + Z_r \times (\text{安全率})$$

であり、この長さの部材が必要となる。

なお、これらを求める際に Δz を与える必要がある。土研式ベーン工については、実験からベーン工前面の円柱の径 D を用いて、およそ

$$\Delta z \simeq 2D \quad (\text{前面})$$

$$\simeq 4D \quad (\text{側面})$$

と表されることが分かっている。したがって、 $\Delta z = 4D$ とすれば、安全側の設計となる。

ただし、ここで示した例は1例であって、実際にはベーン工の部材や部材の接合方法などによって、計算方法や外力の与え方などが変化する。また、ベーン工の根入れ深さについては、実河道での実施例が少ないので、安全となるように十分配慮する必要がある。

5. 結 論

ベーン工は、流砂の移動方向を制御して、横断河床形状を変化させ、湾曲部外岸近傍の河床の洗掘を抑制し、河岸近傍の流速を低下させて河岸侵食を防止する工法である。

ここでは、このベーン工について本研究で得られた結論をまとめて述べる。

1) 従来の実験は掃流砂が卓越する場合に関するものであった。

本研究では浮遊砂を有する蛇行河道についてベーン工の水理機能を模型実験を通して検討したところ、ベーン工は従来言われている水理機能を十分発揮することが分かった。すなわち、ベーン工は横断河床形状を制御し、外岸の河床の洗掘を十分軽減できる。また、ベーン工の効果は流量の違いに対して大きく変化しない。

以上の一連の実験と他の研究者らの実験条件は $\tau_* = 0.10 \sim 0.70$ の範囲のものであり、河床材料が小礫(cmオーダーのもの)～砂である範囲について、ベーン工の有効性は実験的に確認されたことになる。

ただし、ベーン工はあくまで二次流制御を行うものである。水深が薄く流勢激しく網状に流れるような場合には有効性は期待できない。また、流出土砂が非常に多く一洪水で河床が急上昇したり、砂礫堆の波高が大きく、その移動に伴い河床高が上昇し、円柱を前面に付けてあってもベーン工が埋没するような場合にも、ベーン工は期待できない。したがって、網状流路状態で砂礫堆が移動しているような河道すなわち、扇状地でのベーン工の適用は避けるべきであり、またこの場合、施工及び維持は困難である。

しかし、勾配が急な場合にはベーン工の有効性は実験的に確認されており、基本的には河床材料で有効性が決まる。

2) 従来 of ベーン工の理論に浮遊砂の影響を取り入れて検討を行った。その結果、浮遊砂を伴う場合であっても、ベーン工の規模、数、配置が十分であれば、解析法はベーン工設置時の横断河床形状を表すことができる。ただし、河道形状が蛇行していてベーン工の数が足りない場合においては、整流効果が弱く蛇行による偏流の影響を受け、洗掘は多少増大し、堆積位置が変化するなどの違いがみられた。

3) 従来通りの設計法を、浮遊砂を有する蛇行河道に適用した結果、十分河床変動が抑制されていた。したがって、設計法は浮遊砂を伴っても蛇行河道であっても変更しなくて良いことが実験から分かった。

また、浮遊砂は洗掘位置での洗掘量を増大させるように働くので、浮遊砂を伴うだけではベーン工の設計条件に変更が生じないことが理論的にも示された。

4) ベーン工を設置する位置は、基本的には洗掘領域である。しかし、上流部においてみお筋がベーン工と外岸の間に入り込まないように上流端位置を決める必要があり、下流端は下流部の河道の法線形

状に対してみお筋がどのように移動するか検討して適宜定める。したがって、洗掘域よりも下流部については、あらかじめ河床変動状況を十分検討しない場合には、施工後の様子をみながら決める。

あ と が き

ベーン工は、河道弯曲部の局所洗掘を抑制し、河岸侵食を防止するかなり有効な工法である。ベーン工のこの機能については、数多くの実験で確認されており、現地施工においても有効性が確認されつつある。

ベーン工は、護岸などの受身的な工法とは異なり、洗掘深を制御する工法である。したがって、施工に当たっては設置領域について検討すれば良く、適切に設計した場合には洗掘深についてはそれほど問題にはならない。また、ベーン工を設置すれば、洗掘域である外岸の河床高が高く保たれるので、護岸などの根入れ深や投入する根固めブロックの量を少なくでき、かつ、それらの量すなわち設計条件を適切に定めることができる。ベーン工は、護岸や根固めブロックなどよりは、安価であると思われるので、ベーン工を用いて洗掘深を制御して、護岸にかかる負担や施工費を小さくすることができ、経済的にも有効である。

しかしながら、実河川での実施例が少ないため、未だ一般的な技術とはなっていない。今後は、種々のケーススタディや、より多くの現地施工を通し、施工方法などの問題も含めて、技術の改良と一般化を図る必要がある。

なお、本調査は山本が指示し、渡辺が実施した。

参 考 文 献

- 1) A. J. Odgaard and J. F. Kennedy "Analysis of Sacramento River Bend Flows, and Development of a New Method for Bank Protection" IIHR Report, No.241, 1982
- 2) A. J. Odgaard and J. F. Kennedy "River-bend protection by Submerged Vanes" ASCE, Vol. 109, HY 8, pp.1164-1173, 1983
- 3) T. Asano, A. J. Odgaard and J. F. Kennedy "Prevention of Local Scouring at River Bend by Iowa Vanes" JSCE, JHHE, vol.2, No.1, pp.1-13, 1984
- 4) 福岡捷二, 渡辺明英「横断方向流砂を制御するベーン工の設計法」第32回水理講演会論文集, 1988
- 5) 福岡捷二, 渡辺明英「河岸侵食対策工としてのベーン工の設計法」土木技術資料 Vol.29, No.3, pp.127-132, 1988
- 6) 浅野富夫, 橋本 宏, 坂野 章「アイオワ式ベーン工の仰角に関する実験的研究」第39回年次講演会
- 7) J. Chabert and M. Remillieux, Discussion, J. of Waterway and Harbors Div., Proc. of ASCE, Vol.91, 1965
- 8) M. Remillieux, "Development of Bottom Pannels in River Training", J. of Waterway, Harbors and Coastal Eng. Div., Proc. of ASCE, vol.98, 1972
- 9) C. Zimmerman and J. F. Kennedy "Transverse bed slope in alluvial stream" J. Hyd. Div. ASCE, vol.104, pp.33-48, 1978
- 10) A. J. Odgaard and C. E. Mosconi, "Stream Bank Protection by Submerged Vanes", J. of Hyd. Eng., proc. of ASCE, vol.113, 1987
- 11) A. J. Odgaard and A. Spolijaric "Lift and Drag on Small Aspect Ratio Foils"
Proc. ASCE Specialty Conf. : Advanced in Aerodynamics, Fluid Mech. and Hydr., 1986
- 12) 今井 功「流体力学 (前編)」裳華房
- 13) A. J. Odgaard and Anita Spolijaric "Sediment Control By Submerged Vanes. Design Basis",
River Meandering, American Geophysical Union, Water Resouse Monograph. 12, 1989
- 14) M. Falcon and J. F. Kennedy "Flow alluvial river curves" J. of Fluid. Mech., vol.133, pp.1-16, 1983
- 15) 橋本 宏, 浅野富夫, 坂野 章「アイオワ式ベーン工の迎角に関する実験的検討」土木技術資料, vol.27, No.8, pp.32-37, 1985
- 16) 橋本 宏, 浅野富夫, 坂野 章「アイオワ式ベーン工の仰角と長さに関する実験的検討」第29回水理講演会論文集 pp.603-608, 1985
- 17) 坂野 章, 福岡捷二, 浅野富夫「わん曲部局所洗掘対策工としてのベーン工に関する実験的検討」第41回年次学術講演会講演概要集, pp.387-388, 1986
- 18) 阿部宗平, 鈴木浩之「流路工における湾曲部の局所洗掘防止対策に関する実験的考察ーベーン工の効果」土木技術資料, Vol.25, No.12, pp.34-39, 1983

- 19) 阿部宗平, 鈴木浩之「流路工弯曲部におけるベーンの配置と形状に関する実験的考察」土木技術資料, Vol.27, No.2, pp.9-14, 1985
- 20) 福岡捷二, 渡辺明英, 黒川信敏「ベーン工の洗掘軽減効果と設計法に関する研究」土木研究所資料第2644号, 1988
- 21) 福岡捷二, 渡辺明英, 黒川信敏, 小田伸太郎「ベーン工の配置とその効果」第43回年次学術講演会講演概要集, 1988
- 22) 渡辺明英, 山本晃一「二次流の干渉を考慮したベーン工の配置法について」第44回年次学術講演会講演概要集, 1989
- 23) 萱場祐一, 福岡捷二, 渡辺明英「湾曲部洗掘部の埋戻し」第44回年次学術講演会講演概要集, 1989
- 24) 福岡捷二, 渡辺明英, 萱場祐一「ベーン工による河道湾曲部局所洗掘箇所の埋め戻し過程」水工学論文集第34巻, 1990
- 25) 福岡捷二, 渡辺明英「土研式ベーン工とアイオワ式ベーン工の設計法の比較」水工学論文集第34巻, 1990
- 26) 福岡捷二, 渡辺明英, 浜田精一「ベーン工の現地施工と調査結果の解析」第44回年次学術講演会講演概要集, 1989
- 27) 池田駿介「移動床河川の湾曲部における二次流と動的横断平衡河床について」土木学会論文報告集 Vol. 229, pp. 55-65, 1974
- 28) 日野幹夫「境界値問題の解法」朝倉書店
- 29) F. Engelund "Flow and Bed Topography in Channel bed" ASCE, Vol.100, HY.11, pp.1631-1648, 1974
- 30) 吉川秀夫編「流砂の水理学」丸善, 1985
- 31) 福岡捷二, 山坂昌成「直線流路の交互砂州」土木学会, 第27回水理講演会論文集 pp.703-708, 1983
- 32) 福岡捷二, 山坂昌成, 清水義彦「平衡形状に着目した中規模河床形態の卓越波数と形成領域区分」土木学会論文報告集 Vol.363, pp.115-124, 1985
- 33) 池田駿介, 西村達也「砂床蛇行河川の三次元流れと河床形状」土木学会論文報告集 Vol.369, pp.99-108, 1986
- 34) S. Ikeda and T. Nishimura, "Bed Topography in Bends of Sand Silt Rivers", J. of Hyd. Div., Proc. of ACSE, vol.111-11, 1985
- 35) 長谷川和義「非平衡性を考慮した側岸侵食量式に関する研究」土木学会論文報告集第316号, 1981
- 36) 清水康行「蛇行河川における3次元流れと掃流砂, 浮遊砂を考慮した河床変動の計算」開発土木研究所報告, 1988
- 37) 芦田和夫, 道上正規「移動床流れの抵抗と掃流量に関する基礎的研究」, 土木学会論文報告集第206号, 1972

- 38) 福岡捷二「局所洗掘の対策と事例」第2回河川海岸シンポジウム, 1988
- 39) 福岡捷二、高橋晃、渡辺明英「水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究」土木研究所資料第2640, 1988
- 40) 渡辺明英、福岡捷二、高橋晃「湾曲河道における水制の配置とその洗掘軽減効果」第43回年次学術講演会講演概要集, 1988
- 41) 岸 力、黒木幹夫「移動床流における河床形状と流体抵抗(1)」北海道大学工学部研究報告第67号, 1973
- 42) 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
- 43) 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」開発土木研究所報告第85号, 1986
- 44) 山本晃一、渡辺明英、山本信二「有限要素法による平面河床変動計算の検討」土木研究所資料第2957号
- 45) Rozovskii "Flow of Water in Bends of Open Channels", The Academy of Science of USSR, 1957
- 46) 森 明巨、岸 力「河道湾曲部の河床形に関する研究」第26回水理講演会論文集, 1982
- 47) 福岡捷二、山坂昌成、長谷川和義「長谷川和義著“蛇曲流路における流れと平衡底面形状に関する研究”への討議」土木学会論文報告集第351号, 1984

Note-1 ベーン工から放出された渦の流下に伴う変形について

(1) Odgaard らの方法

Odgaard ら¹⁰⁾は、流下に伴う二次流の減衰を渦度の移流拡散から求め、検討している。実際には以下の式

$$\frac{v_b}{u_b \tan \alpha} = (1 - \exp(-u H^2 / 4 \varepsilon s)) \dots\dots\dots (a.6)$$

のみが示されているだけであり、詳細は不明である。ここでは、その過程を推定し、問題点を述べる。点源を持つ渦度の拡散は次式で与えられる。

$$u \frac{\partial \omega}{\partial s} = \varepsilon \nabla^2 \omega + \delta_{ijk} u \Gamma_j \dots\dots\dots (a.1)$$

上式は、以下のように変形することができ、

$$(\nabla^2 \omega - \frac{u}{\varepsilon} \frac{\partial \omega}{\partial s}) = \delta_{ijk} \frac{u}{\varepsilon} \Gamma_j \dots\dots\dots (a.2)$$

境界が有界でない場合（境界条件が無限遠で $\omega = 0$ ）、上式の様な形で表される式の解は、Green 関数を用いて

$$\omega = \frac{1}{4 \pi s} \frac{u}{\varepsilon} \Gamma_0 \exp(-u r^2 / 4 \varepsilon s) \dots\dots\dots (a.3)$$

と表される。ここで、ある断面での循環は、定義から

$$\Gamma' = \int_0^h \omega 2 \pi r dr = \Gamma_0 (1 - \exp(-u h^2 / 4 \varepsilon s)) \dots\dots\dots (a.4)$$

であり、したがって、半径 H の円の周囲に生じる平均的な循環流れは、

$$v_b = \frac{\Gamma_0}{2 \pi H} (1 - \exp(-u H^2 / 4 \varepsilon s)) \dots\dots\dots (a.5)$$

と表される。式(a.5)が、Odgaard ら¹⁰⁾が示したものである。ここで、

$$\Gamma_0 = \frac{c_L}{2} u L, \quad c_L = \frac{2 \pi \sin \alpha}{1 + L/H}$$

であるので、

$$\frac{v_b}{u_b \tan \alpha} = \frac{L}{2 H} \frac{\cos \alpha}{1 + L/H} (1 - \exp(-u H^2 / 4 \varepsilon s)) \dots\dots\dots (a.6)$$

となるべきであるが、Odgaard が実験で示した¹⁰⁾のとは異なり、この式では $s = 0$ で右辺が1、すなわち、 $v_b = u_b \tan \alpha$ にはならない。

(2) 土研式の方法

基礎方程式は、同じく渦度方程式を用いる。ただし、境界は上下に有界であるので、鉛直方向に積分することを考慮して、以下のように表す。

$$u \frac{\partial \omega}{\partial s} = \varepsilon \nabla^2 \omega + \frac{\partial u}{\partial z} \Gamma_0 \delta_i \delta_j \dots\dots\dots (a.7)$$

上式を鉛直方向に積分すると

$$2u \frac{\partial v_b}{\partial s} = 2\varepsilon \left(-\left(\frac{h}{\pi}\right)^2 \frac{\partial^4 v_b}{\partial n^4} + 2 \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2} \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 v_b \right) - u_b \Gamma_0 \delta_i \delta_j \dots\dots\dots (a.8)$$

一般的には、この式の解も Green 関数を用いて表される。すなわち、この式の解を

$$v_b = \sum a_k \exp(-\lambda_k s) \sin(k\pi n/B)$$

とすると、特性方程式は

$$-\lambda_k + \frac{\varepsilon}{u} \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 \left(1 + 2k^2 \left(\frac{h}{B}\right)^2 + k^4 \left(\frac{h}{B}\right)^4\right) = 0 \quad \left(\frac{\varepsilon}{u} \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 = \frac{1}{p_3 h}\right) \dots\dots\dots (a.9)$$

となる。ここで、 a_k は境界条件 ($s=0$ で単位外力が n_j の位置に生じる) より以下のように定まる。

$$a_k = \frac{2}{B} \int \frac{\Gamma_0}{2} \delta(n - n_j) \sin(k\pi n/B) dn = \frac{2}{B} \frac{\Gamma_0}{2} \sin(k\pi n_j/B) \dots\dots\dots (a.10)$$

また、

$$\Gamma_0 = \beta_0 \pi \ell \sin \alpha (\phi - 2/\kappa)^2 u_*$$

である。したがって、

$$v_b + \frac{\beta_0 \pi \ell \sin \alpha (\phi - 2/\kappa)^2 u_*}{2\phi} \frac{2}{B} \sum \exp(-\lambda_k s) \sin(k\pi n_j/B) \sin(k\pi n/B) \dots\dots\dots (a.11)$$

と表される。したがって、

$$\frac{v_o}{u_o \tan \alpha} = (1 - 2/\kappa \phi) \chi_3 \pi \frac{H}{h} \frac{L}{2H} \frac{\cos \alpha}{(1 + L/H)} \frac{2}{B} \sum \exp(-\lambda_k s) \sin(k\pi n_j/B) \sin(k\pi n/B) \dots\dots\dots (a.12)$$

となる。この式は、 $s=0$ 近くで高い値を示し、急速に低減する。これは、実際にはベーン工が有限の大きさを持ち、その影響をデルタ関数では十分表しきれないことと、ベーン工周辺では拡散係数が増大していること、また流下及び鉛直方向の拡散を考慮していないためと思われる。しかし、平均値にはそれほど大きな違いはない。

(3) ベーン工が周期的に存在する場合

ベーン工が周期的に存在し、前後の干渉効果を考慮しなければ解の線形重ね合わせができて、この場合の二次流を v_b' とすると

$$v_b' = \frac{\beta_0 \pi \ell \sin \alpha (\phi - 2/\kappa)^2 u_*}{2\phi} \times \frac{2}{B} \sum_k (1 + \sum_m \exp(-\lambda_k(m\Delta s))) \exp(-\lambda_k(s - s_i)) \sin(k\pi n_j/B) \sin(k\pi n/B)$$

となる。すなわち、ベーン工が周期的に存在する場合には、その平均的な二次流強度 v_b'' は、

$$v_b'' = \frac{\beta_o \pi \ell \sin \alpha (\phi - 2/\kappa)^2 u_*}{2 \Delta s \phi} \frac{2}{B} \frac{u}{\varepsilon} \left(\frac{h}{\pi}\right)^2 \sum \frac{\sin(k \pi n_i/B) \sin(k \pi n/B)}{1 + 2 k^2 (h/B)^2 + k^4 (h/B)^4}$$

であり、したがって

$$\begin{aligned} \frac{v_b''}{u_b \tan \alpha} &= \frac{3 \beta_o \pi \ell \cos \alpha (\phi - 2/\kappa)}{\kappa \pi^2 h \Delta s_*} \frac{2}{B} \sum \frac{\sin(k \pi n_j/B) \sin(k \pi n/B)}{1 + 2 k^2 (h/B)^2 + k^4 (h/B)^4} \\ &= \frac{\chi_3 p_1}{\Delta s_*} h \frac{2}{B} \sum \frac{\sin(k \pi n_j/B) \sin(k \pi n/B)}{1 + 2 k^2 (h/B)^2 + k^4 (h/B)^4} \dots\dots\dots (a. 13) \end{aligned}$$

を得る。この場合の二次流の平均的な拡散幅 ΔB は、

$$\Delta B = \frac{\int v_b'' dn}{v_b''(n_j)} = 1.3 h \dots\dots\dots (a. 14)$$

となる。実験結果から得られている実際の拡散幅はこの値よりも大きく、すなわち、ベーン工周辺の拡散係数は $\kappa u_* h/6$ よりも大きく、その値はベーン工のスケールに依存しているようである。ただし、拡散係数は異なっても放出された渦度が保存されれば、予測した外岸の河床高に大きな違いはない。また、式(a. 13)は基礎式(a. 7)を予め流下方向に積分した場合の解と同一である。

(4) 直線水路の河床変動

横断河床形状は、次式で表される。

$$\frac{\Delta z_b}{\Delta n} = \mu_k \left(\frac{\mu_s \tau_*}{\mu_k \tau_{*c}} \right)^{(2-m)/2} \frac{v_b}{u_b} \dots\dots\dots (a. 15)$$

したがって、二次流強度を代入し、これを横断方向に積分することによって、ベーン工施工時の洗掘埋戻し厚が求められる。ここで、二次流強度は

$$\frac{v_b''}{u_b \tan \alpha} = \frac{\chi_3 p_1}{\Delta s_*} h \frac{2}{B} \sum \frac{\sin(k \pi n_i/B) \sin(k \pi n/B)}{1 + 2 k^2 (h/B)^2 + k^4 (h/B)^4} \dots\dots\dots (a. 16)$$

である。しかし、横断方向に積分するので計算を行い易いように式(a. 7)の拡散項を二次までのものに近似して同様にして解を求めると

$$\begin{aligned} \frac{v_b''}{u_b \tan \alpha} &\approx \frac{\chi_3 p_1}{\Delta s_*} h \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 \frac{2}{B} \sum \left(\frac{h}{\pi}\right)^2 \frac{\sin(k \pi n_j/B) \sin(k \pi n/B)}{1 + k^2 (h/B)^2} \dots\dots\dots (a. 17) \\ &= \frac{\chi_3 p_1}{\Delta s_*} h \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 \frac{h/\pi}{\sinh(\pi B/h)} \begin{cases} \sinh(\pi n/h) \sinh(\pi(B-n_j)/h) & (n \leq n_j) \\ \sinh(\pi(B-n)/h) \sinh(\pi n_j/h) & (n \geq n_j) \end{cases} \end{aligned}$$

と表すことができる。したがって、式(a. 17)を式(a. 15)に代入して横断方向に積分すると堆積厚が得られる。結果を簡単に表すと、以下のようになる。

$$\frac{\Delta z}{h} = \mu_k \left(\frac{\mu_s \tau_*}{\mu_k \tau_{*c}} \right)^{2-m/2} \frac{\chi_3 p_1}{\Delta s_*} \tan \alpha \begin{cases} -(B-n_j)/B & (n \leq n_j) \\ n_j/B & (n \geq n_j) \end{cases} \dots\dots\dots (a. 18)$$

これは、線形解であるので適用に当たって注意が必要である。実際には非線形であり、河床形状が変わると二次流分布が変化してしまい、実際にはこのような形にはならない。

これから、洗掘範囲の内岸を n_1 として、河岸の洗掘深を Δz とすれば、埋戻しに必要なベーン工の諸元が求められる。ただし、直線部の方が湾曲部のものに比べてベーン工同士の干渉が強いと考えられる。したがって、これについては縦断間隔の取り方（干渉の影響の補正係数 f ）をも含めて、さらに模型実験などを通して水理的な検討が必要である。

Note—2 二次流の横断分布及び横断河床形状

式(2.29)で外力項がなく、拡散が大きい場合では、二次流による底面流向は、

$$\frac{v_b}{u_b} = -\frac{18}{\kappa^2 \pi^2} \frac{(\phi - 0.5/\kappa)}{(\phi - 2/\kappa)} \frac{h}{r} \dots\dots\dots (a.19)$$

で与えられる。同様に、平均主流速に対する底面における二次流の偏角は、

$$v_b/u_{av} \approx -7.3(1 - 1/\phi) h/r, \quad (u_{av} = \phi u_*) \dots\dots\dots (a.20)$$

となる。従来の研究によれば²⁶⁾、底面流向 v_b/u_b や二次流の大きさ v_b は

$$\frac{v_b}{u_b} = -N_* \frac{h}{r}, \quad \frac{v_b}{u_{av}} = \frac{h}{r} N_*$$

の形で表され、解析において仮定した流速分布形、境界条件、拡散係数などによってそれぞれ異なる。（ただし、従来の研究では遠心力による二次流を正に取っているの、ここでは正負が逆になっている。）
 N_* についての主要な研究結果を以下に示す²⁶⁾³²⁾。

$$\text{Rozovskii}^{45)} : N_* \approx (8/45) m^2/g, \quad N_*' \approx (8/45) m^2/g (1 - 2/\kappa/\phi) (m=25)$$

$$\text{Engelund}^{29)} : N_* = 7, \quad N_*' = -$$

$$\text{池田}^{33)} : N_* = 1.226(\phi - 1.184), \quad N_*' = 10.42(1 - 1.58/\phi)$$

$$\text{Zimmerman} : N_* = (3.24\phi + 8.0)/(3.83 + 19.18/\phi), \quad N_*' = -$$

& Kennedy⁹⁾

なお、Rozovskii, Engelundは二次流による底面せん断力を $\epsilon \partial v / \partial z$ で表し、これが $u_*^2 v_b / u_b$ と等しいとおくことにより N_* を求めており、池田は底面せん断力の影響を取り込んではいない。また、Zimmermanらのものは砂粒子にかかる力の向きを表すものである。図-a.1(a)(b)にこれらの結果を示す。図-a.1(b)に示すように二次流の絶対値を示す N_*' は概ね6~9程度で比較的まとまっている。ただし、 N_* については、図-a.1(a)に示すように仮定した流速分布形及び底面の高さの取り方によって定義される底面流速や底面せん断力の評価がそれぞれ異なるために多少ばらつきが多くなる。例えば、底面流速については池田によれば

$$u_b = 8.5 u_*$$

であり、式(a.19)においては

$$u_b = (\phi - 2/\kappa) u_*$$

である。この違いによって、 N_* は ϕ に対して右上がりか左下がりになるかが決まることになる。しか

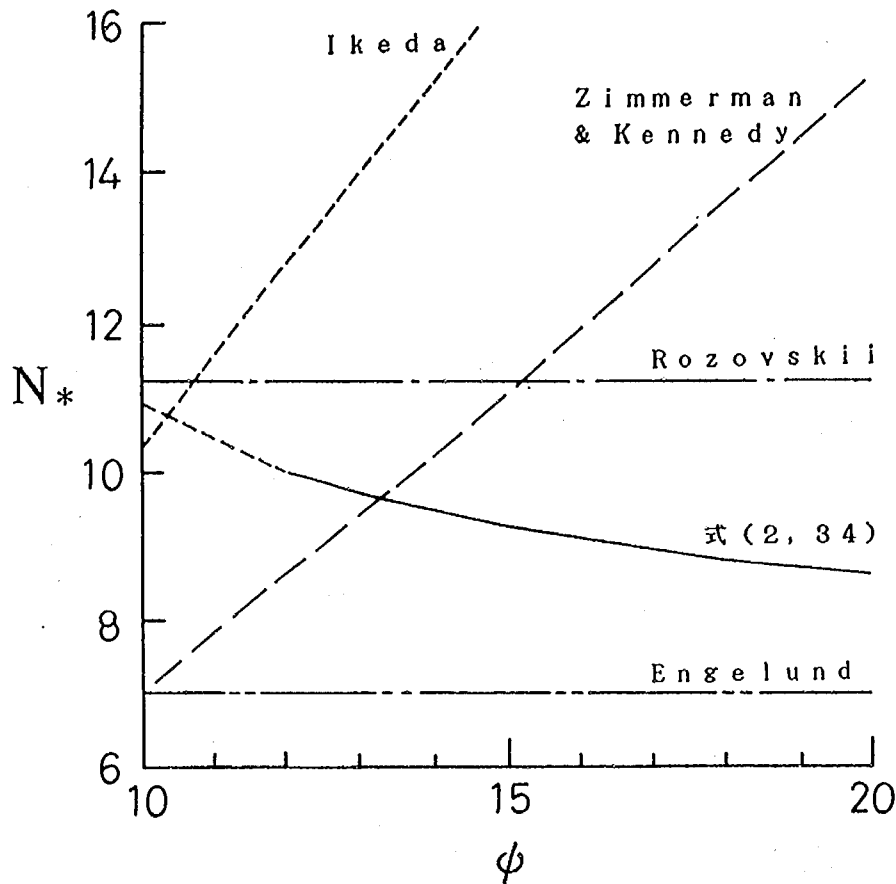


図-a. 1(a) N_* の値

し、Rozovskii の考察³³⁾のように抵抗の変化によって主流と二次流が同様に変化するので、抵抗の違いによって底面流向 v_b/u_b が大きく変わることはないとする考え方もあり、二次流の底面での境界条件の与え方が一般化されていないので、厳密には今後の研究によらなければならない。すなわち、平均流と二次流が同時に存在するときの底面せん断力の評価法、例えば、底面での拡散係数とせん断力の評価や、 $\varepsilon \partial v / \partial z = u_*^2 v_b / u_b$ とすることの正当性について検討する必要がある。このように、 N_* 、 N_*' ともに若干の違いがあるが、式(a.19)は従来二次流の研究と比較して、ほぼ妥当な値をとる。ここで、 v_b が定まったので底面での境界条件の適用性について概略の検討しておく。底面で $\omega = 0$ の条件は、底面せん断力が二次流の鉛直分布形に大きな影響を与えない場合に適用できると考えられる。したがって、運動方程式上において、底面せん断力に起因するせん断力の鉛直勾配 $u_*^2 (v_b / u_b) / h$ が、底面付近での遠心力と圧力勾配の差 $(u_{av}^2 - u_b^2) / r$ に比べて十分小さいときに近似できると考えられる。したがって、式(a.19)より

$$(\phi - 2)(\phi - 4) / (\phi - 1) \gg 7.3/8 \quad \dots\dots\dots (a.21)$$

となる。十分大きいという条件として、左辺が右辺よりも1 order大きいという制約をつけることにする

と上式より、概ね $\phi \geq 12$ となる。したがって、この範囲であれば、この解は十分適用可能であると考えられる。

また、図-a.2に外力項がない場合の式(2.63), (2.78)の河床形状の解を一様湾曲流路における実験値とともに示す。これよりわかるように、この解析解は、一様湾曲流路の実験結果とほぼ一致しており、横断河床形状をよく説明する。ただし、外岸付近においては計算結果の方が深く掘れている。これは側壁が河床変動に与える流れの3次元性に起因する影響や斜面が急勾配となり、理論上の仮定が満足されていないことなどの影響、例えば側壁抵抗による河床のせん断力の低下や側壁近くでの高速流体の潜り込みに伴う主流の鉛直分布形の変形による二次流の供給量の減少並びに急斜面上での流れや掃流力及び流砂量ベクトルなどが完全には評価されていないためであると考えられる。したがって、この外岸の洗掘深を厳密に求めるためには、流れを3次元的に評価し、土砂の移動をラグランジュ的に解けば良い。しかし、この誤差は側壁近傍の洗掘が増大するにすぎなくて大きくなるものと考えられ、事実内岸での誤差は小さい。ベーン工設置時には、洗掘が、そして横断勾配が軽減されるために、この誤差は小さくなると考えられるので特別な補正は行わないものとする。これより、式(2.78), (2.82)より求められる河床形状の妥当性が、一

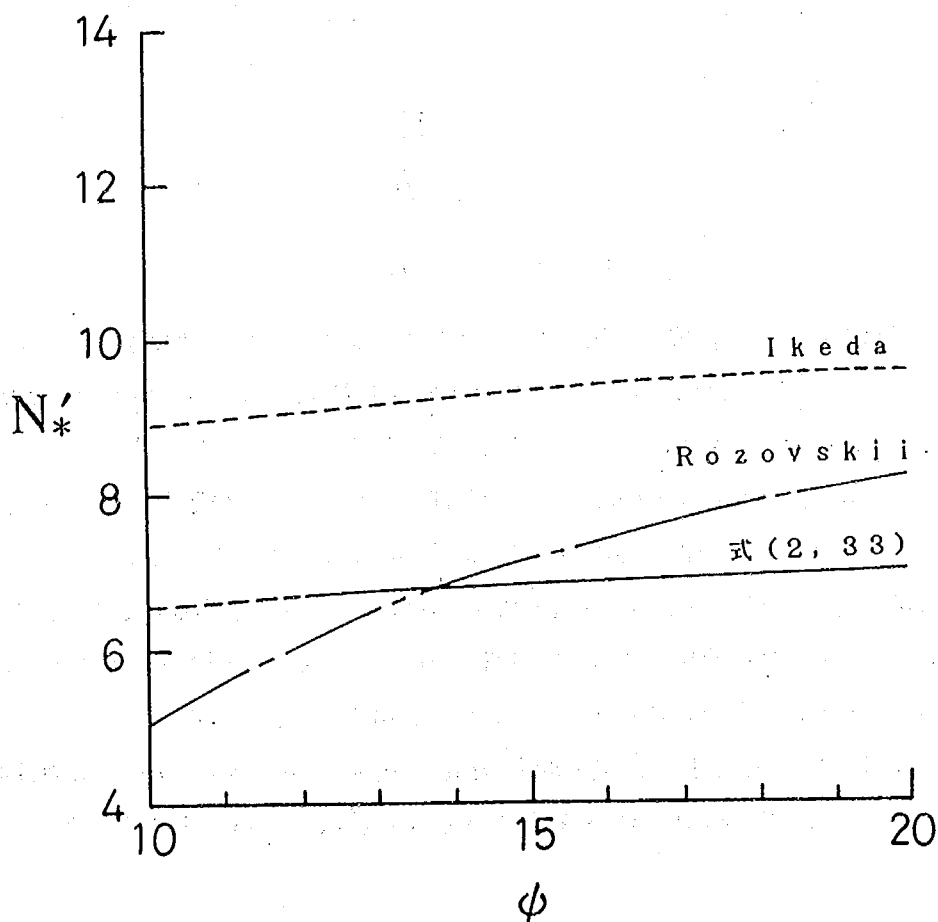


図-a. 1(b) N_* の値

様湾曲流路実験において確認され、理論上の仮定が満たされる場合にはかなり良い結果が得られることが示された。

ただし、式(2.78)は、実際の流れ場を単純化して導いているため、実際には一様湾曲でない河道でベーン工が設置されていない場合またはその効果が小さい場合には、主流の加速や流れの集中等の影響が現れ、求まる河床形状に誤差が含まれる。ここでは、ベーン工が設置された場合の流れ場と河床形状が精度良く求められればよい。ベーン工が適切に設置されると、外岸への流れの集中が緩和され、流れ場はベーン工のなしの場合と比較して大きく変わり、ここで仮定した流れ場と近くなることがわかっている。したがって、ベーン工をおいたことによって誘起される流れ場や河床形状をあらかじめ想定し、解析をする方が解の精度は向上する。

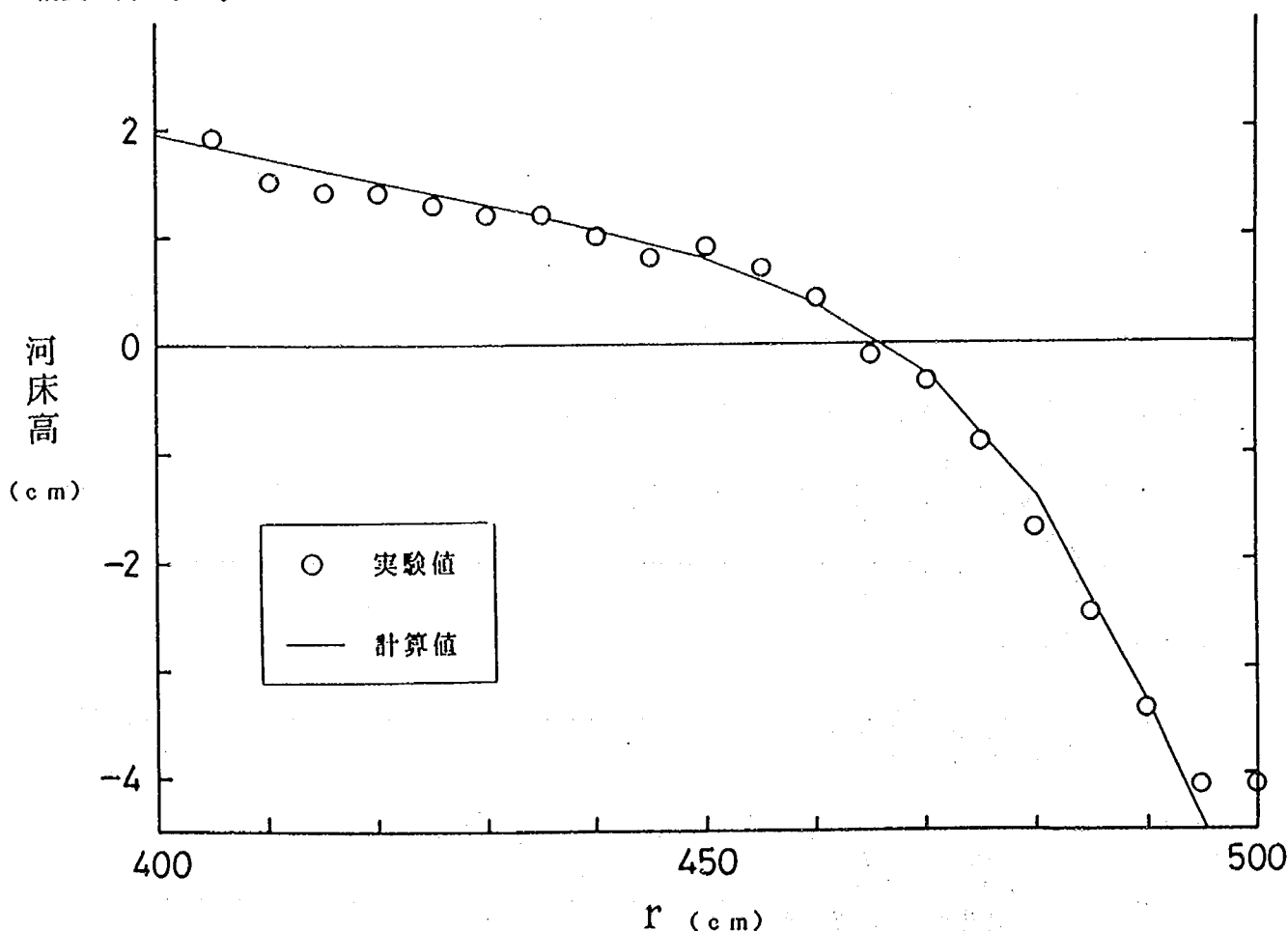


図-a.2 実験値と計算値の比較 (洗掘過程, 11時間後)

Note-3 主流の鉛直シアー及び二次流の強度の変化とその影響について

(1) 主流の鉛直シアーと二次流の基礎式

ベーン工がない場合、一様湾曲流路での平衡状態の流れの運動方程式は、以下の様に表される。

$$\frac{\partial u}{\partial n} v = -g h \frac{\partial \xi}{\partial s} + \varepsilon \left(\frac{\partial^2 u}{\partial n^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \dots\dots\dots (a. 22)$$

で表され、二次流について

$$-\frac{u^2}{r} = -g h \frac{\partial \xi}{\partial n} + \varepsilon \left(-\frac{\partial^2 v}{\partial n^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad (a. 23)$$

となる。ここで、主流については $u = u_0 + u_1 \phi_1$ と表し、重み付き積分によって分離する。ここで、 u_0 ：平均流速、 $u_1 \phi_1$ ：鉛直分布成分である。また、二次流については、 $v = v_0 \phi_2$ と表し、渦度方程式に変換した後に積分する。これより、壁面を除く領域について次式が得られる。ただし、ここでは横断方向の拡散は省略する。また、 ϕ_1 、 ϕ_2 は、2章で示した分布形を用いる。すなわち、平均流速について

$$\frac{1}{3} v_0 \frac{\partial u_1}{\partial n} = g l - \tau_s / h, \quad \tau_s = (u_0 - u_1)^2 / (\phi - 2/\kappa)^2 \quad (a. 24)$$

となり、鉛直分布成分について

$$\frac{1}{3} v_0 \frac{\partial u_0}{\partial n} = \tau_s / h + \frac{\varepsilon}{h^2} 3 u_1 \quad (a. 25)$$

である。また、二次流について

$$\frac{3}{r} u_1 u_0 = 2 \varepsilon \left(\frac{\pi}{h} \right)^2 v_0 \quad (a. 26)$$

である。ここで、 $u_1 < u_0$ を考慮して簡略化を行うと、

$$u_1 + \frac{2 h}{3 \kappa u_*} v_0 \frac{\partial u_0}{\partial n} = \frac{2}{\kappa} u_* \quad (a. 27)$$

$$v_0 = \frac{9 u_1 u_0}{\kappa u_* \pi^2} \frac{h}{r} \quad (a. 28)$$

となる。したがって、

$$u_1 = \frac{2/\kappa \cdot u_*}{1 + \frac{6 h u}{\kappa^2 \pi^2 u_*^2} \frac{h}{r} \frac{\partial u_0}{\partial n}} \quad (a. 29)$$

となり、また

$$v_0 = \frac{\frac{18}{\kappa^2 \pi^2} u_0 \frac{h}{r}}{1 + \frac{6 h u}{\kappa^2 \pi^2 u_*^2} \frac{h}{r} \frac{\partial u_0}{\partial n}} \quad (a. 30)$$

を得る。

式(a.27)は、 h/r と $\partial u_0/\partial n$ が共に大きくなると通常の二次流算定式の値よりも二次流の強さが弱くなることを示している。特に弯曲部外岸では、洗掘などにより斜面が急勾配で横断方向のシアーが大きく、また水深も大きくなるので通常の算定式の適用度が下がる。すなわち、このような場では主流の鉛直分布をも考慮しないと最大洗掘深の推定が正しくできない。(ベーン工がある場合には横断勾配が小さくなるので適用性は下らない。ただし、ベーン工内岸のみお筋の洗掘深などは厳密に計算されない可能性がある。)

2) 横断河床勾配が二次流に及ぼす影響

ここで、斜面勾配が二次流の発生に及ぼす影響について検討する。移動床では、主流の流速は水深と水面勾配によって定まるとし、

$$u_o \approx \phi u_* \approx \phi \sqrt{g h I}$$

を仮定すれば、

$$h \frac{\partial u_o}{\partial n} = \frac{1}{2} \phi u_* \frac{\partial h}{\partial n}$$

となるので、

$$v_b = \frac{\frac{18}{\kappa^2 \pi^2} \frac{h}{r}}{1 + \frac{3 \phi^2}{\kappa^2 \pi^2} \frac{h}{r} \frac{\partial h}{\partial n}} \dots\dots\dots (a.31)$$

と表される。また、 N_* を用いて表すと

$$\frac{v_b}{u} = \frac{N_* \frac{h}{r}}{1 + N_* \frac{h}{r} \frac{\phi^2}{6} \frac{\partial h}{\partial n}} \dots\dots\dots (a.32)$$

となる。すなわち、式(a.32)は横断河床勾配が生じると、勾配のあるところで流速に横断シアが生じ、その結果として二次流は弱くなることを示す。ただし、主流の横断勾配が大きくなると流速分布が拡散されて、ここで仮定した横断流速分布のほど横断方向にシアが大きくなるはならないと考えられるので、実際には u_o で表される式(a.30)を用いた方がよい。また、主流のシアによって拡散係数が増大すれば、二次流もその直接的な影響で減ぜられることになる。

3) 横断河床勾配の自己制御について

横断河床形状は、次式で表される。

$$\frac{\partial h}{\partial n} = \mu_k \left(\frac{\mu_s \tau_*}{\mu_k \tau_{*o}} \right)^{1-m/2} \frac{v_b}{u_b} \dots\dots\dots (a.33)$$

ここで、

$$\frac{v_b}{u_b} = \frac{N_* \frac{h}{r}}{1 + N_* \frac{h}{r} \frac{u_o}{u_*^2} \frac{h}{3} \frac{\partial u_o}{\partial n}} \dots\dots\dots (a.34)$$

とする。この二次流式を用いれば、急勾配時の河床形状を求めることができるようになる。ただし、その場合斜面上の主流速の横断分布を精度欲求める必要があり、そのためには横断方向の拡散係数を精度よく与える必要がある。しかし、横断河床勾配によって横断方向の流速の勾配は増大するので、従来の計算の様に（例えば、池田ら²⁰など）河岸で急激に掘れるようなことはなくなる。なお、森らは洗掘域での二次流の減少は移流により鉛直混合による拡散の増大によるものとし、拡散係数を h/r に応じて変化させた⁴⁶⁾。しかし、この計算によれば非線形効果で二次流の減少を表せる。

この主流と二次流の非線形作用が与える影響の強さについて検討する。ここでは、河床変動の発達抑制を表すものとして、長谷川⁽⁴⁾の $M_{1,1}$ とその大きさを比較する。まず、

$$\frac{1}{3} \frac{u_o^2}{u_*^2} \frac{h}{u_o} \frac{\partial u_o}{\partial n} \approx \frac{2}{3} \phi^2 \frac{h}{B} \alpha \quad \left(\frac{h}{u_o} \frac{\partial u_o}{\partial n} \approx \frac{h}{u_o} \frac{u_o(1+\alpha) - u_o(1-\alpha)}{B} \right)$$

と仮定すれば、

$$\frac{v_b}{u_b} = N_* \frac{h}{r} \frac{(N_* \frac{h}{r})^2 \frac{2}{3} \phi^2 \frac{h}{B} \alpha}{1 + N_* \frac{h}{r} \frac{2}{3} \phi^2 \frac{h}{B} \alpha} \quad \dots\dots\dots (a.35)$$

と書き改めることができる。したがって、この右辺第二項の大きさと $M_{1,1}$ の大きさを比較することによって、主流の横断方向のシアと二次流の非線形が、河床変動の抑制に及ぼす寄与率が分かる。これは、一様弯曲平衡状態でのものであり、 $M_{1,1}$ とは定義の仕方が違うので直接的な比較はできないが、弯曲流路実験である Hook の実験データとの比較を行うと図-a.3のようになる。 $(\alpha=1)$ とした。) この図より、弯曲流路で、 $h/r \geq 0.02 \sim 0.03$ の場合には、非線形作用は河床変動の発達の抑制作用の1/2程度の割合を占めることがわかる。平均流に関して数値計算や非線形計算を行えば、主な抑制項である流れと流れ及び流れと流砂の非線形作用⁽⁴⁾は考慮できる。しかし、弯曲が急で三次元

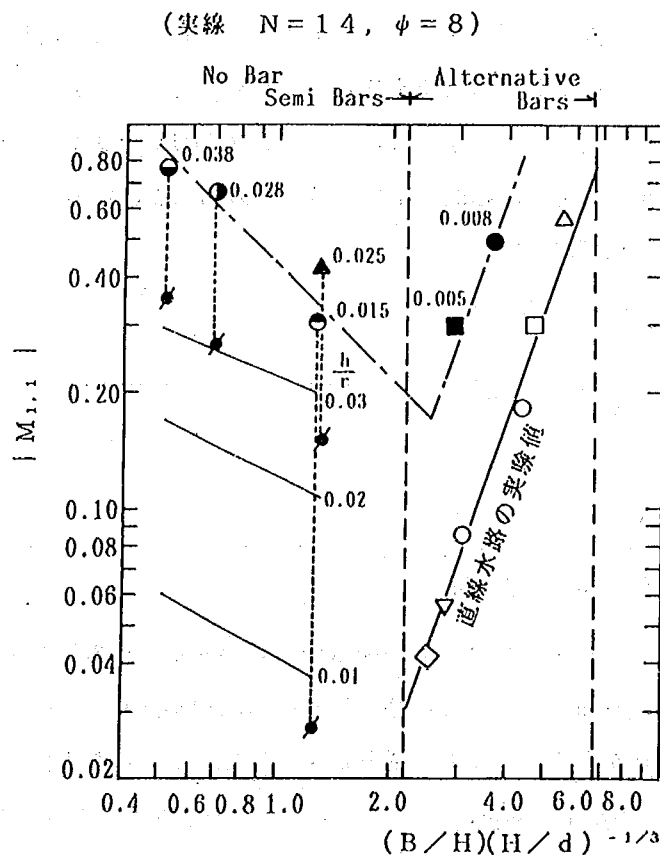


図-a.3 二次流と主流のシアの干渉が砂州の制御パラメータ $M_{1,1}$ に占める割合

的な計算を行わない場合には、この影響による抑制作用が考慮されないことになる。また、この図から通常の緩やかな蛇行程度の場合には、主流と二次流の非線形効果は相対的に小さいようである。ただし、 $M_{1,1}$ は、平均量に対するものであるので洗掘位置などの局所的な部分では、この非線形作用は大きな影響を与える可能性がある。

Note-4 揚力補正係数の計算方法

ここでは、 β に関するプラントルの積分方程式¹²⁾の概要を述べる。

二次元流の場合は迎え角 α が一定であり、 $\beta=1$ である。しかし、有限翼の場合にはTip vortex (翼端渦) による吹きおろし $w_i(y)$ によって α が変化する。このために、各位置での揚力が変化し、 β は1以下となる。この w_i は自由渦によって誘導され、ポテンシャル理論より、

$$w_i(y) = -\frac{1}{4\pi} \int_{-b}^b \frac{\Gamma'(\eta) d\eta}{\eta - y}, \quad \Gamma' = \frac{\partial \Gamma}{\partial \eta} \quad (a.36)$$

と表される。また $\Gamma(y)$ は、一様流速 U 、翼弦の長さ $\ell(y)$ 及び厚み比 $k(y)$ を用いて

$$\Gamma(y) = \frac{k(y)U\ell(y)}{2}(\alpha - \alpha_i), \quad \alpha_i = \frac{w_i}{U} \quad (a.37)$$

と表される。したがって、 $\beta(y)$ は定義より

$$\beta(y) = (1 - w_i(y)/U\alpha) \leq 1$$

であり、 β を求めるためには、 Γ または w_i を求める必要がある。式(a.36)、(a.37)より、 Γ について

$$\frac{2\Gamma(y)}{k(y)U\ell(y)} - \frac{1}{4\pi U} \int_{-b}^b \frac{\Gamma'(\eta) d\eta}{\eta - y} = \alpha \quad (a.38)$$

が得られ、これをプラントルの積分方程式という。ここで薄翼である場合には $k(y) = 2\pi$ である。この式(a.38)の解法は文献¹²⁾などに詳しく述べられている。ここでは、その要点を述べる。

まず、積分計算を行い安いように y 軸について

$$y = b \cos \theta \quad (0 \leq \theta \leq \pi) \quad (a.39)$$

と表し、座標変換を行う。また、 Γ を θ を用いて

$$\Gamma = \sum \Gamma_n \sin(n\theta) \quad (a.40)$$

のようにフーリエ級数で表す。これより、

$$d\Gamma = \sum n \Gamma_n \cos(n\theta) d\theta \quad (a.41)$$

$$w_i = \frac{1}{4b} \sum n \Gamma_n \frac{\sin(n\theta)}{\sin\theta} \quad (a.42)$$

となる。また、これより揚力 L_F 及び抗力 D_F について一般的に

$$L_F = \rho U \int \Gamma dy = \frac{\pi}{2} \rho U b \Gamma_1 \quad (a.43)$$

$$D_F = \rho U \int \Gamma w_i dy = \frac{\pi}{8} \rho \sum n \Gamma_n^2 \quad (a.44)$$

と表される。

ここで、特別な場合として、 $\Gamma_k = 0$ ($k \geq 2$) ならば

$$\Gamma = \Gamma_1 \sin \theta = \Gamma_1 \sqrt{1 - y^2/b^2} \quad (a.45)$$

であり、揚力分布は楕円形となり、この循環分布を楕円形循環分布と呼ぶ。この分布形が得られるのは翼面形が楕円形の場合である。この時

$$w_i = \Gamma_1 / (4b) = \text{const.} \quad (a.46)$$

より、楕円翼に関して

$$\Gamma = \pi U \ell_o \alpha / (1 + \pi \ell_o / 4b) \quad (a.47)$$

$$\pi \ell_o / 4b = (S/2)/b^2, \quad S/2: \text{片翼の翼面積}$$

が得られる。また、この楕円分布の時、定義より

$$C_L = \frac{\pi \Gamma_1 b}{U S} = \frac{2\pi\alpha}{(1 + 1/A_r)} \quad (a.48)$$

$$C_D = \frac{C_L^2}{2\pi A} \quad (a.49)$$

$$A_r = b^2 / (S/2), \quad A_r: \text{翼面形 (片翼) の平均アスペクト比}$$

となる。これを楕円翼についての理論解という。

また、任意の翼面形の薄翼については、式(a.38)より導かれる

$$\frac{\sum \Gamma_n \sin(n\theta)}{2\pi \ell(y)} + \frac{1}{8b \sin \theta} \sum n \Gamma_n \sin(n\theta) = \frac{U}{2} \alpha \quad (a.50)$$

を解けば、 Γ_n が得られる。これは、一般に近似解法を用いて解かれる。すなわち、フーリエ級数を無限級数をとるのではなくて、 N 個の級数をとることとすれば、各 θ_j ($\theta_j = \theta_N \cdot j/N$) において上式が成立し、これより N 元連立方程式が得られる。そして、この連立方程式を解くと Γ_n が得られる。

ベーン工を薄翼 (片翼) と見なし、以上の方法によって得られる種々の翼面形に対する平均揚力補正係数 β_o ($\beta_o = C_L / 2\pi\alpha = (\pi b \ell \Gamma_1) / (S \pi \alpha U)$) は、本文の図-2.1.5に示した通りである。これより、多少の違いはあるが、 β_o は翼面形の違いにそれほど依存せずに、先の楕円形についての理論解

$$\beta_o = 1 / (1 + A_o/H^2) \quad (a.51)$$

A_v : ペーン工の面積, H : ペーン工の高さ

を用いてほぼ表せることがわかる。ただし、求めたい β_0 と β_a は厳密には異なり、また β_0 はペーン工の形状によって異なる。 β_0 の値は、積分方程式より直接計算することもでき、一般に

$$\beta_0 = \sum \Gamma_n \sin(n\pi/2) / (\pi U \ell \alpha) \quad \dots\dots\dots (a.52)$$

と表せる。しかし、 Γ_n は式(a.51)の解であり、ペーン工の諸元を用いて一般的に陽な形では表現できない。また、 β_0 と β_a の違いもそれほど大きくないため、本研究では、この違いを式(2.29)において f に含めるものとしている。

式(a.52)から定まる β_0 と β_a の違いは

$$\beta_0 / \beta_a = \frac{4 \sum \Gamma_n \sin(n\pi/2) A_v}{\pi \Gamma_1 H \ell} \simeq \beta_0 / \beta_a \quad \dots\dots\dots (a.53)$$

で表される。

Note—5 浮遊砂の底面濃度

ここで、浮遊砂の底面濃度の測定者(方法、定義)によるバラツキついて、簡単にレビューしておく。

Lane と Karinnski(1939)は、アメリカの実河川の観測結果(主にミシシッピ川)を基に底面濃度式を提案している。若干理論的な考察をしているが、曖昧な点やおかしな点もあるので、原文をそのままここに転載する。

The rate at which material is picked up from the bottom is proportional to the intensity of the vertical velocity-components due to the turbulence-eddies. Experiments [6] have shown that the vertical velocity-components are statistically distributed according to the normal error-law. The equation of this frequency-distribution function is

$$f(v) = (1/\sqrt{2\pi}\sqrt{v^2})_0 \cdot v^2/2v^2 \quad (2)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(v) dv = 1 \quad (2a)$$

Expressed mathematically, the average rate at which particles of any size, c , are picked off the bottom is proportional to the following expression

$$\Delta F(c) = \int_c^{\infty} v f(v) dv \quad (3)$$

All values of vertical velocity, v , equal to or greater than c are capable of placing particles, of a size having a velocity of fall of c , in suspension. For the term $f(v)$, equation (2) can be substituted. The quantity $\sqrt{v^2}$ is not ordinarily determined or known; therefore, it is necessary to determine to what other known hydraulic factors it is proportional.

In the analysis of turbulent exchange of momentum it has been shown that the unit-shear, at any point is equal to $\rho \overline{uv}$, where ρ is the liquid density and $\overline{uv}$ is the mean product of the turbulent velocity-components u and v [7]. The term u is the longitudinal component and v is the transverse component. Since the longitudinal component is in general proportional to the transverse component, the quantity $\overline{uv}$ is proportional to v^2 near the bottom.

At the stream-bottom let $\sqrt{v^2}$ equal $K\sqrt{\tau_0/\rho}$, where τ_0 is the unit bottom-shear and where K is the proportionality-constant. After substituting for $f(v)$ in equation (3) from equation (2) we have

$$\Delta F(c) = \int_c^{\infty} (v/\sqrt{2\pi} K\sqrt{\tau_0/\rho})_0 \cdot v^2/2K^2\tau_0 dv \quad (3a)$$

The value of K has not been experimentally determined; however, there is evidence that points to its being a constant for a general type of turbulent flow, such as for wide-channel flow. Therefore, K and the other constants will be dropped in equation (3a). Then letting $t = v/\sqrt{\tau_0/\rho}$ the following expression may be written

$$\frac{\Delta F(c) \sqrt{\tau_0/\rho} \int_{t_c}^{\infty} t e^{-t^2} dt}{\quad} \quad (4)$$

in which $t_c = c/\sqrt{\tau_0/\rho}$. The term ρ is left in the expression for t in order to make t a dimensionless parameter. It is believed that the parameter, t_c , is of fundamental importance in the study of the relation between material in suspension and bottom-composition. The expression within the integral in equation (4) is, of course, solely a function of t_c .

Since at the bottom the rate of picking up of sediment must in general equal the rate of dropping, the following proportionality should exist

$$N_s c \propto \Delta F(c) \sqrt{\tau_0/\rho} \int_{t_c}^{\infty} t e^{-t^2} dt \quad (5)$$

The term N_s is the concentration per unit-volume or in parts per million of sediment in suspension at the bottom of an average size characterized by the settling velocity c . Simplify equation (5) by transferring c to the right side of the proportionality and $\Delta F(c)$ to the left side. We then have

$$\frac{N_s / \Delta F(c) \propto P}{\quad} \quad (6)$$

where

$$P = (1/t_c) \int_{t_c}^{\infty} t e^{-t^2} dt \quad (6a)$$

以上のように底面濃度は P に比例するとされているが、実際にはこの P を物理変数とした経験式で与えられている。

The equation of the curve that seems to best fit the plotted points has the general form

$$[N_s / \Delta F(c)] = b P^n \quad (7)$$

where P is the function of t_c as defined in equation (6a). The constants in this equation for the curve plotted in Figure 2 are $b = 5.55$ and $n = 1.81$.

この考察の問題点は下線を示した部分の次の点である。

1. 右辺の式は流砂の巻き上げ速度に対応するから、 $v f(v)$ ではなく $(v - c) f(v)$ である。
2. $\exp$ の外の定数はともかく、中の定数は消えないはずである。実際には後の研究で示されたように、 $1/2/k^2 \approx 1$ ではあるが、直感力でけしたか？
3. 右辺の式は、巻き上げ速度であり、確かに底面濃度に比例するが、粒子の確立密度を左辺に移動させるときに、 u_* が取れるのではなく、粒子の沈降との釣合で無次元化されなければならない。

しかし、これらの問題点は既に芦田、道上式で合理的に解決されている。

その他、底面濃度については平野、岸、芦田・藤田などの研究がある。これらの式では実際には濃度の分布形は定まるが、絶対値は実測によらなければならない。しかしながら、河床底面の決め方や資料採取方法などによって図- a.4に示すようにデータが1 order以上バラついている（ただし、測定者が同一である場合はデータのバラつきはそれほど大きくない）ために、明確な河床面濃度を決定論的に決められないのが、実状である。

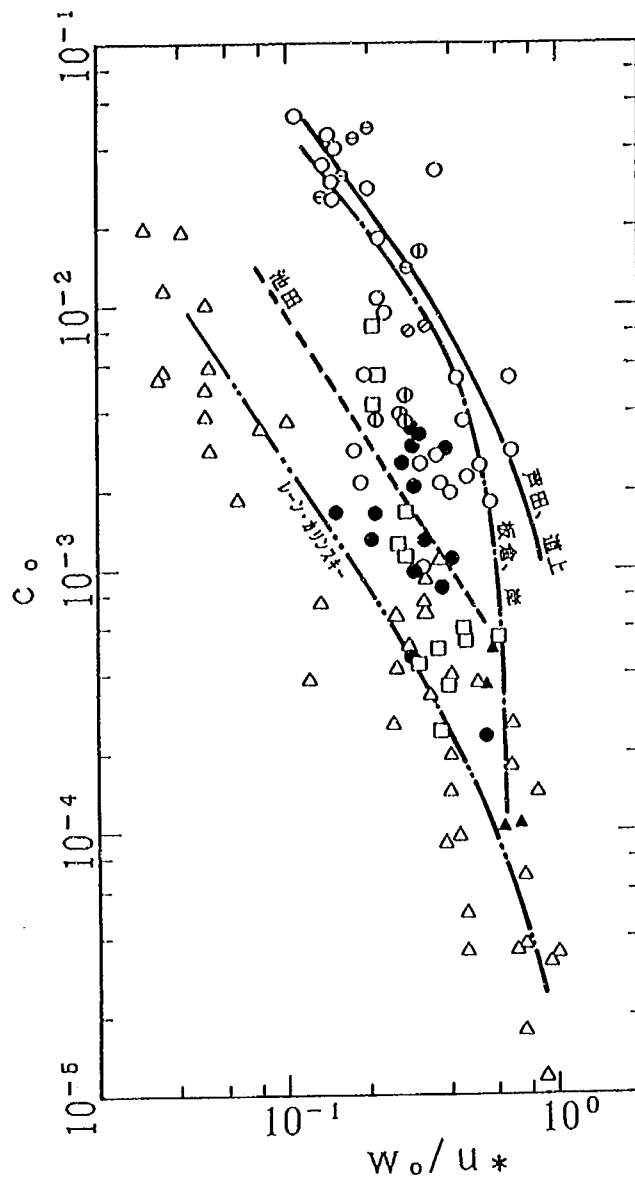


図-a.4 w_o/u_* と底面濃度 C_o との関係

ベーン工の設計法に関する
調査

I S S N 0386--5878
土木研究資料第2956号
平成 3 年 3 月 (1991)

研 究 員 渡辺明英

要 旨

本研究は、河岸侵食対策工及び河床洗掘対策工であるベーン工について浮遊砂を伴う蛇行砂河川を対象とした場合のベーン工の効果的な配置方法や水理機能を、模型実験を通して水理的に検討したものである。本文では、従来の実験結果及び解析結果を踏まえて、ベーン工の機能の考え方やより合理的な設計法について述べている。

キーワード；ベーン工・河岸侵食対策・浮遊砂・設計法

郵便はがき

41円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
河川部河川研究室 行

No. _____

土木資料第2956号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2956号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏名

印

土木研究所資料第2956号