

彎曲水路の河床変動に関する研究

村本嘉雄, 坂本忠彦, 吉村知司

STUDIES ON THE SEDIMENTATION IN CURVED OPEN CHANNELS

By *Yoshio* MURAMOTO, *Tadahiko* SAKAMOTO
and *Tomotsuka* YOSHIMURA

Synopsis

The curved reaches in rivers are considered to be structural weak points, likely provoking causes of undesirable situations, such as progressing of meanders, bank erosion due to the local scour, etc. For this reasons numerous experimental researches in laboratory and field observations have been carried on. However, the analytical approach for the mechanics of the sedimentation in curved channel is not established.

In the first half of this paper, the processes and the mechanism of the development of the local scour are studied on the basis of the experiment of the sediment in the sand bed and the measurement of shear stress on the rigid bed, which are conducted in two kinds of 180° curved open channels. The magnitude and the positions of the maximum scour and deposition, the hydraulic characteristics of water surface profiles and the channel resistance are discussed.

In the second half, the theoretical approach for the variation of the lateral bed profiles with time is developed by the use of equations of continuity for bed load and motion of fluid in radial direction. The effects of the secondary flow on the bed load transport are measured by the motion of particles on the bed, and the modified expression of Rozovskii's equation for flow direction on the bed is introduced into the above first equation. The experimental results indicate this approach to be applicable for the initial stage of local scouring.

1. 緒 言

一般に、河川は蛇行性状をもっており、河川の法線および堤防もそうした河川固有の蛇行形状にそって設定され、護岸を施す場合が多い。しかし、彎曲形状をなす河道の河床変動については、その変動量を定量的に予測する段階に至っていない、彎曲部は河道の弱点と考えられている。実際、近年においても洪水時の堤防決壊の大部分は彎曲部において生じており、特に中小河川においてその例が多い。

これまで、河川の蛇行あるいは彎曲に関連してなされた研究は数多いが、それらを大別すると、河川の蛇行波長および振巾を河川の断面寸法、流量、河床形態などと関係づけて、蛇行の発生、発達あるいは固有性を論ずる方向と彎曲部の曲率、偏角などの形状特性に着目して単純化し、その水理特性および河床変動を論ずる方向がある。実際河川の設計に際しては、もちろん両者を考える必要があるが、本研究では後者の観点から彎曲水路の河床変動の機構を検討する。

こうした研究方向では、特に彎曲部の流れの研究が近年数多くなされており¹⁾、流れの内部機構も論ぜられているが、壁面近くの流れの特性が十分明らかになっていないので、河床変動の機構を裏付ける段階に至っていない。一方、彎曲部の河床変動の研究では、河床の安定形状について検討されている²⁾程度で、洗掘の進行過程については詳細な測定資料も発表されていなく、洗掘の機構については定性的な考察に限られている。

本論文では、こうした点に着目して、2. で二種の彎曲水路における河床変動の実験結果について検討し、底面におけるせん断応力の分布と河床変動との関係、洗掘および堆積の進行過程とその特性、水面形の性状などを明らかにする。3. では、底面における二次流の特性を重視して、掃流砂によって生ずる横方向の河床変動の基礎式を導き、解析結果と実験値との比較から理論の適合性を明らかにする。

2. 彎曲水路の河床変動に関する実験

2-1 実験の概要

実験に用いた水路は巾 50 cm、深さ 30 cm のコンクリート製の長方形断面水路で、上、下流それぞれ 10 m、11.5 m の直線部の間に偏角 180° の単一彎曲部が挿入されている。彎曲部の中心曲率半径は 75 cm、150 cm の二種類である。移動床の実験では、彎曲部上、下流の間で所定のこう配に砂を敷き、下流端に高さ 7 cm の砂止めを置いた。

実験砂としては、Fig. 1 に示す粒度加積曲線をもつ A、B 二種の砂を用いた。それらの物理的特性は Table 1 に示されているように B 砂は A 砂の 3 倍の平均粒径をもち、他の特性はほぼ同一な一様砂である。

移動床で行なった実験の条件は Table 2 のとおりであるが、表中で h_m は彎曲部を含む上、下流 1 m 区間の平均水深であって、 F_r , n , k_s/d_m の計算には h_m を用いている。

実験の手順は一定流量の流入水が彎曲部 90° の位置を通過した時間を実験開始時点として、直線部 1 m 毎、彎曲部 30° 毎に横方向 1 点の水位測定を行なった。一定時間経過後、下流端の堰上板の操作と流入水の

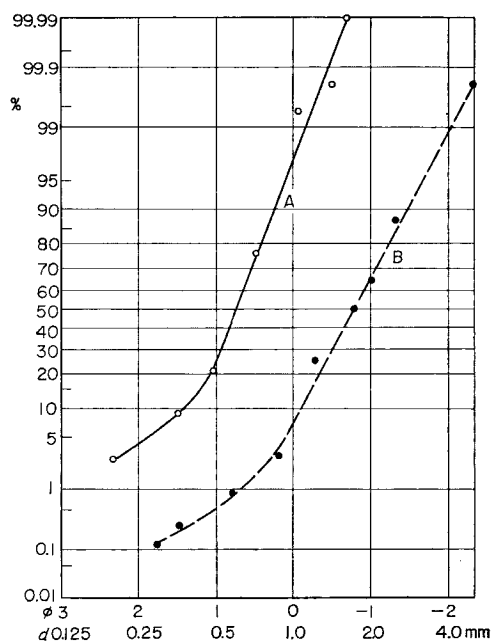


Fig. 1 Grain-size accumulation curves of used sand.

Table 1 Experimental Conditions.

Exp. No.	Central Radius	Bed Slope	Discharge	Mean Depth	Froude Number	Manning Coeff.	Relative roughness
	r_0 (cm)	i	Q (l/s)	$\bar{h}_m$ (cm)	F_r	n ($m^{-1/3}/s$)	k_s/d_m
A—I—1	75	0.0100	1	1.15	0.518	0.0290	27.6
—2	75	0.0100	2	1.52	0.681	0.0233	19.0
—3	75	0.0100	3	2.02	0.668	0.0250	26.6
—4	75	0.0100	5	2.54	0.790	0.0220	20.5
—5	75	0.0050	1	1.28	0.441	0.0223	20.0
—6	75	0.0050	2	1.84	0.512	0.0227	19.3
—7	75	0.0050	3	2.33	0.540	0.0223	20.9
—8	75	0.0050	4	2.78	0.552	0.0225	23.3
A—II—1	150	0.0100	1	1.07	0.578	0.0260	20.2
—2	150	0.0100	2	1.42	0.753	0.0208	13.2
—3	150	0.0100	3	1.88	0.744	0.0222	18.3
—4	150	0.0100	4	2.10	0.839	0.0199	13.9
—5	150	0.0061	1	1.11	0.545	0.0215	12.9
—6	150	0.0055	2	1.79	0.531	0.0227	19.3
—7	150	0.0078	3	1.93	0.715	0.0204	14.5
—8	150	0.0084	4	2.51	0.643	0.0246	28.8
B—I—1	75	0.0100	6	3.13	0.693	0.0258	12.4
—2	75	0.0100	8	3.89	0.665	0.0278	17.2
—3	75	0.0100	10	4.37	0.701	0.0270	16.8
—4	75	0.0050	4	3.10	0.467	0.0266	14.7
B—II—1	150	0.0100	6	3.09	0.705	0.0242	11.7
—2	150	0.0100	8	3.76	0.703	0.0231	14.4
—3	150	0.0100	10	4.76	0.615	0.0242	25.8
—4	150	0.0050	6	3.61	0.552	0.0223	9.71
—5	150	0.0050	8	4.37	0.558	0.0219	11.8
—6	150	0.0050	10	5.06	0.561	0.0222	13.4

Table 2 Properties of used sand.

	Density	Mean Diameter	Standard Deviation	Porosity
	σ (g/cm ³)	d_m (mm)	s	λ (%)
A	2.62	0.58	1.33	43
B	2.63	1.74	1.42	41

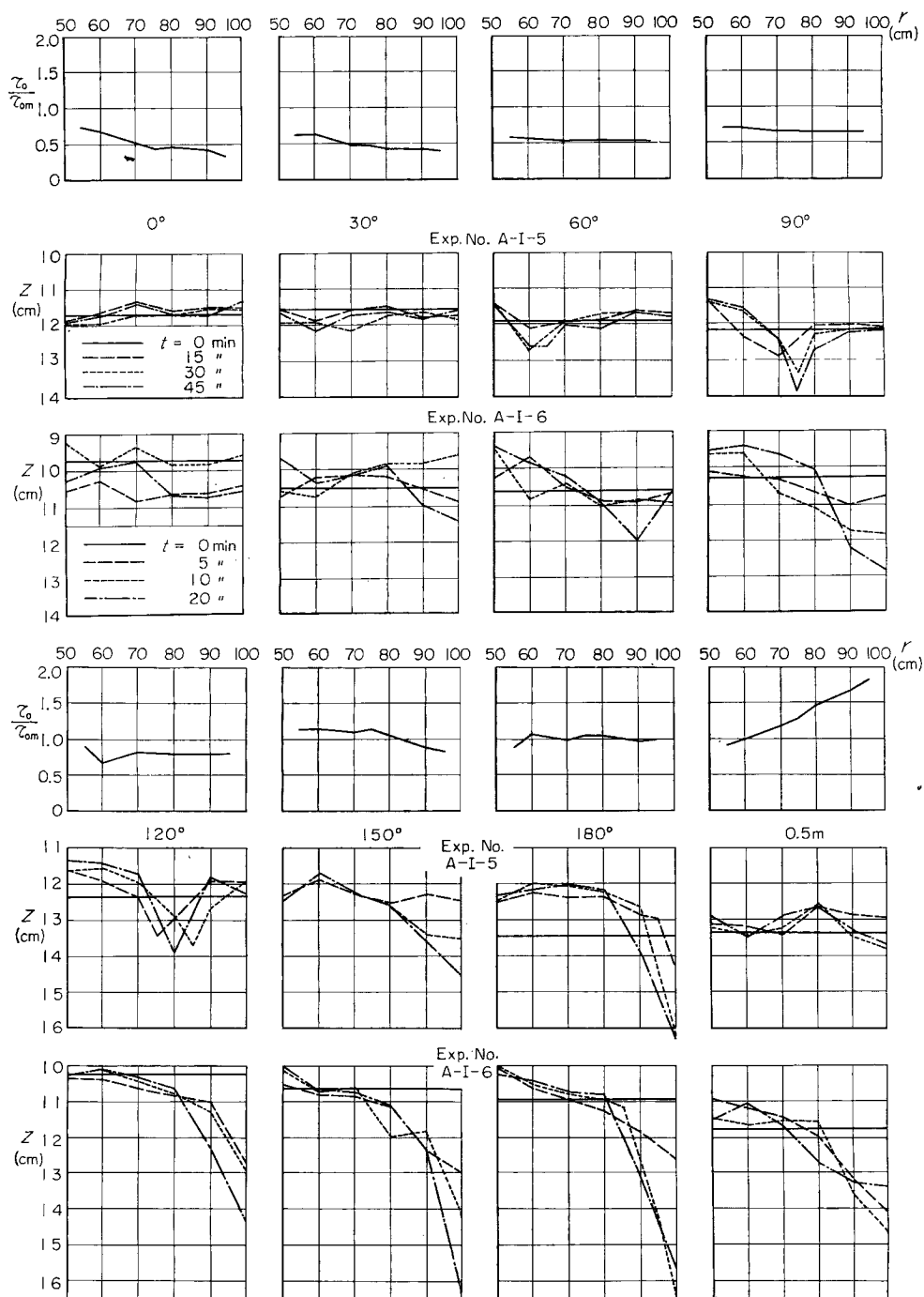


Fig. 2 Comparison between shear distributions on the bed measured by Preston tube and lateral bed profiles for the initial stage of scour.

停止を行ない、彎曲部における河床砂の移動が止まった時間を終了時点として河床高および流砂量の測定を行なった。河床高の測定は上、下流直線部 1 m～6 m 区間では 1 m 毎に横方向 2 点とし、彎曲部上、下流 1 m 区間では 20 cm 毎、彎曲部では 10° 毎で横方向 6 点において行なった。流砂量は下流端の砂止めをこえて下流に堆積する砂を採取して計量した。こうした測定を彎曲部の河床変動がほぼ最終状態に達したとみられる時間まで、各実験ケースについて 5～15 段階繰り返し行なった。

以上の移動床の実験と並行して、彎曲部の河床変動の機構を明らかにするために、固定床水路における底面のせん断応力の測定および底面付近の流向の測定を行なった。せん断応力の測定は外径 6 mm の Preston 管を用いて、彎曲部を含む上、下流 3 m の区間で直線部 20 cm 毎、彎曲部 10° 毎に横方向 6 点で行なった。底面の流向測定には、表面に Al 粉を付けた直径 6 mm、比重 1.76 の合成樹脂の球形粒子を用い、底面における軌跡を写真撮影することによって、主に彎曲部後半における各点の流向を求めた。

2-2 実験結果とその検討

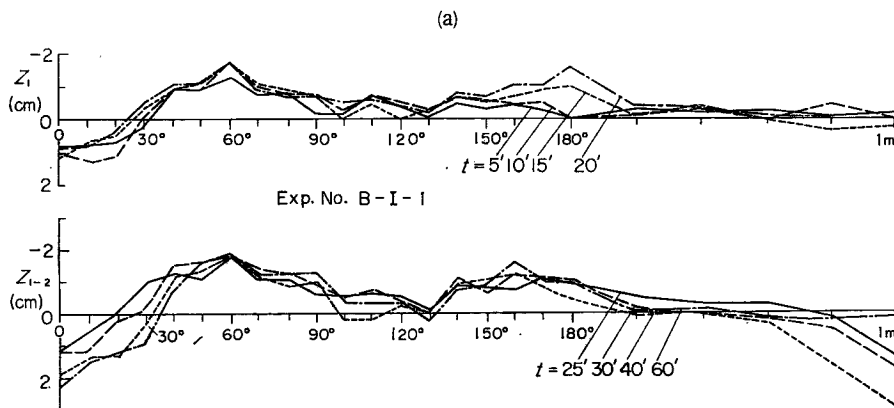
(1) 底面のせん断応力分布

固定床の彎曲水路における底面のせん断応力については境界層理論にもとづく解析もなされているが、二次流の完全発達域においても実測値と対応する解析結果が得られていない、実験によって求める場合が多い。Preston 管による彎曲水路のせん断応力の測定は Ippen⁸⁾ らによって試みられて以来、数多くなされているが、流速分布特性の変化する彎曲部の流れでの適用性は明らかでない。本研究でも Preston 管の方向特性および底面の流速分布特性の影響などについて若干の検討を行ない、本実験の範囲では方向特性に影響はないが、彎曲部の流下方向のせん断応力分布を評価するのは難しいと考えられた。そこで、彎曲部付近におけるせん断応力の横方向の分布と通水初期における河床変動とを比較して、せん断応力分布と洗掘過程との対応を検討した。

Fig. 2 はその一例を示したものであるが、各断面のせん断応力の分布と河床高の変化とはかなり異った傾向をもっている。例えば、せん断応力の分布からみて最も急激な洗掘が予想される下流 0.5 m 外壁付近より 180° 付近の洗掘が先に進んでいる。また、60°～180° の断面では、せん断応力がほぼ一様な分布をしているが、洗掘はいずれも外壁付近で進んでいる。さらに、彎曲部始点でも洗掘の進行はせん断応力の最大値より外壁に偏っている。このように彎曲部における洗掘の進行は、初期においても接線方向のせん断応力の分布特性だけでは説明できなく、二次流の影響によるせん断応力の方向変化が関係するものと思われる。

(2) 河床変動

彎曲部における河床変動の時間的变化は、Fig. 2 に示した横断形状の変化からわかるように、一般に内壁付近の堆積過程は短時間で安定し、その変動量も小さい。一方、外壁付近の洗掘過程は変動量も大きく長



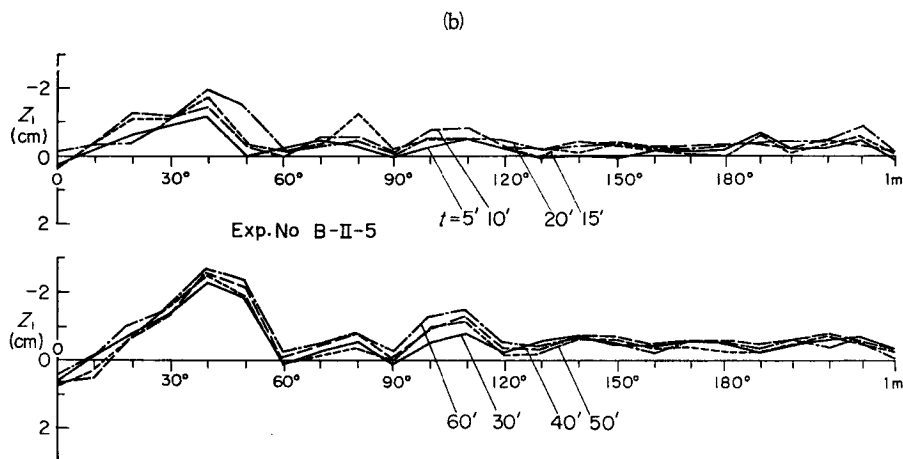
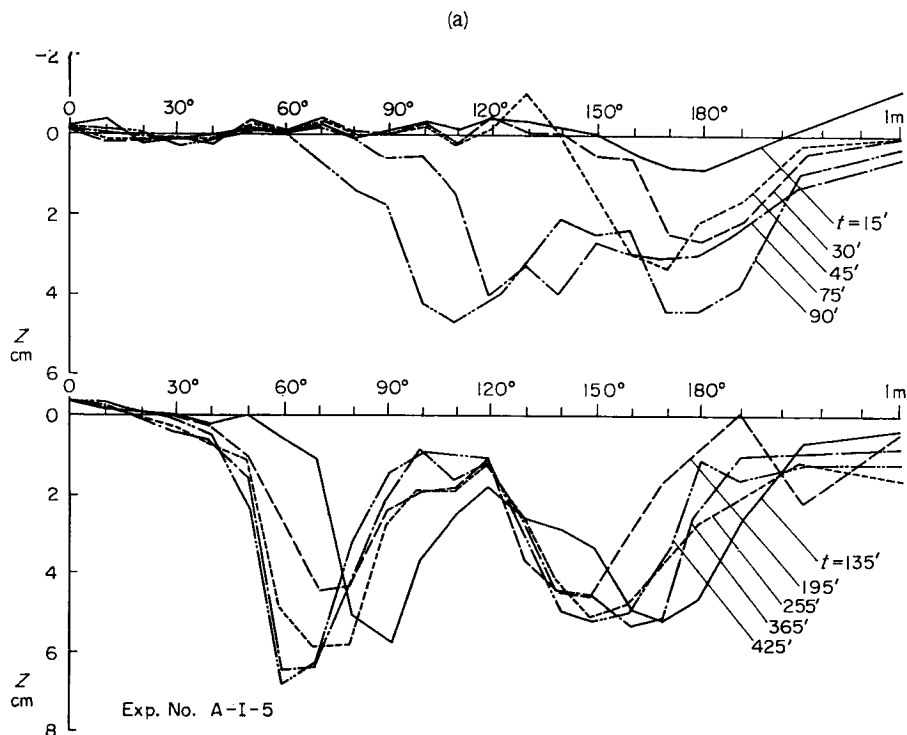


Fig. 3 (a), (b) Variation of bed profile with time along the inside wall.

時間にわたるので、最終状態にいたる時間は外壁付近の河床変動によって判断される。

Fig. 3 (a), (b) はそれぞれ $r_o = 75$ cm, 150 cm の場合について、内壁ぞいの堆積過程の一例を示したもので、 z_1 は各時間の河床高と初期河床との差を表わしている。 $r_o = 75$ cm の場合は、まず 60° 付近で堆積が進行し、最終状態では 60° と 180° 付近に同程度の堆積を示し、130° 付近では初期河床とほとんど変わらない。 $r_o = 150$ cm の場合は 40° 付近に最大の堆積個所が現われ、下流では堆積量が減少し、ほぼ一定となっ



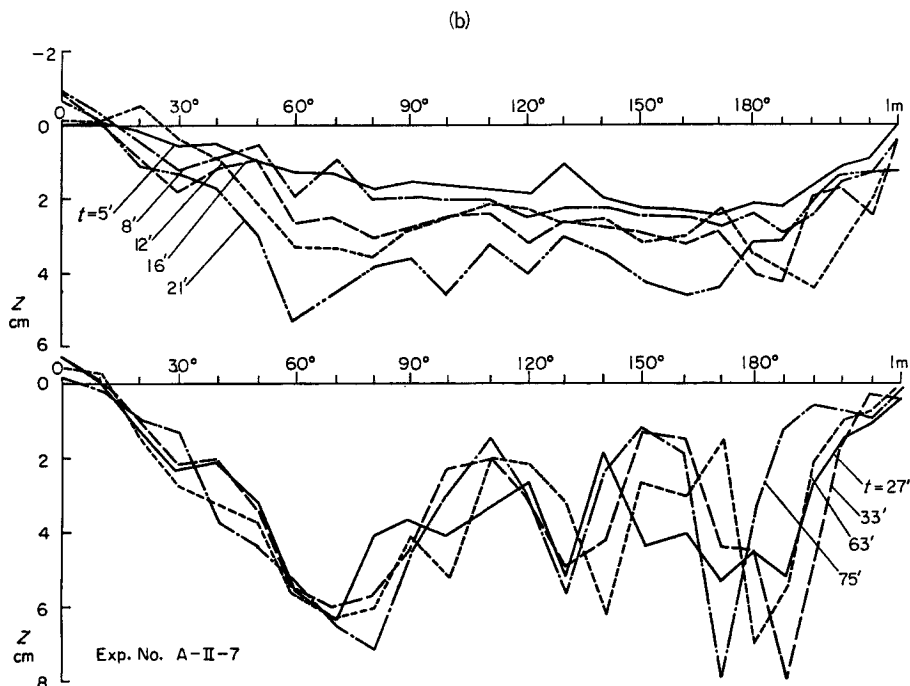


Fig. 4 (a), (b) Variation of bed profile with time along the outside wall.

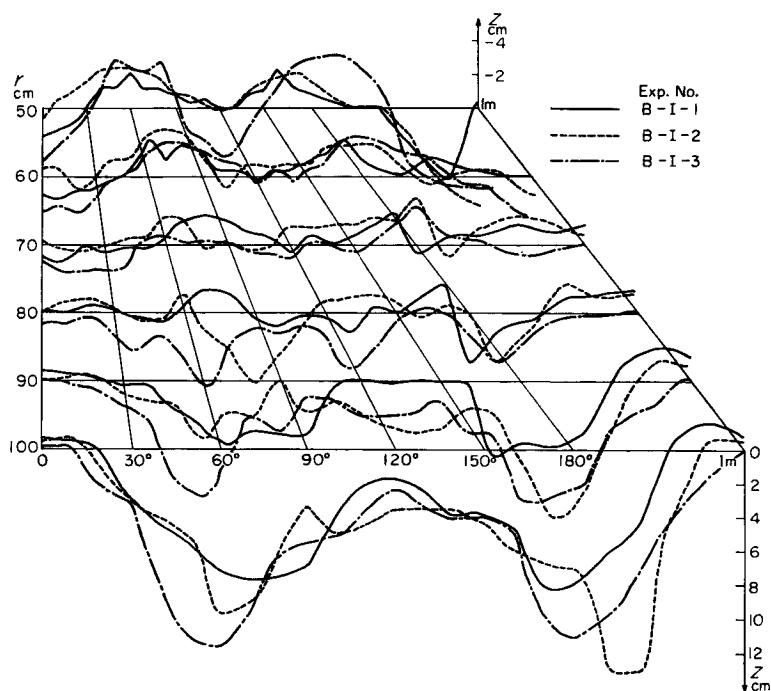
ている。

Fig. 4 (a), (b) は同様の表示で外壁ぞいにおける洗掘の進行過程を示したものである。 $r_e=75\text{cm}$ の場合、まず 180° 付近で洗掘が進行し、それが次第に上流に及び 120° 付近に達すると、洗掘箇所は二箇所に分れ、 60° と 150° 付近に洗掘が進行して最終状態にいたっている。その中間では、洗掘箇所分離後に一時河床が上昇するが、 60° 、 150° の洗掘進行とともにほぼ一定な河床高に落ち着く。 $r_e=150\text{cm}$ の場合は、まず $60^\circ \sim 180^\circ$ 区間ではほぼ様な洗掘が生じ、その後 60° 付近と $120^\circ \sim 180^\circ$ 付近の洗掘が卓越し、洗掘穴が現われる。前者は 30° 付近まで進行する場合もあるがその形はほぼ安定しており、後者は変動が激しく、洗掘穴の個数は 2～3 個でその位置は絶えず移動する。

以上のように、外壁ぞいにおける洗掘の進行過程はその形状からみて、(a) 洗掘が 180° に生じて上流へ波及する過程、(b) $60^\circ \sim 180^\circ$ の様な洗掘の進行する過程、(c) 洗掘箇所が分離して、最終状態にいたる過程の三段階に分けられる。 $r_e=150\text{cm}$ の場合は (a) の段階が明確でないが、それは外壁ぞいではほぼ流速特性が一樣となる区間が長いことによると考えられる。なお、Fig. 4 (a), (b) に示した実験ケースは洗掘の進行速度が小さい場合であって、他のケースでは大部分最初の測定時点 (3～6 分) においても (c) の段階にあった。しかし、最終状態の河床形状は粒径、河床こう配、流量の違いによってはほとんど影響されず、 $r_e=75\text{cm}$ 、 150cm の場合についてはほぼ一定となる。Fig. 5 (a), (b) にそれぞれ $r_e=75\text{cm}$ 、 150cm の場合についての最終状態が三種の実験ケースについて示されている。

つぎに最大洗掘深および堆積高のあらわれる位置とその大きさについて若干検討してみる。Fig. 6 は各実験ケースの最終状態に近い段階で洗掘および堆積の最大値が現われる位置を求め、その比率を示したものである。 $r_e=75\text{cm}$ では、洗掘、堆積位置は彎曲部前半と後半に明確に分離されており、A 砂では 80° と 180° 付近に最大洗掘深、B 砂では 60° と 180° 付近で最大洗掘深、 50° 、 190° 付近で最大堆積高が現われることが多い。また、 $r_e=150\text{cm}$ では A 砂で 70° 、B 砂で 50° 付近で最大洗掘深の発生比率が大きく、彎曲部

(a)



(b)

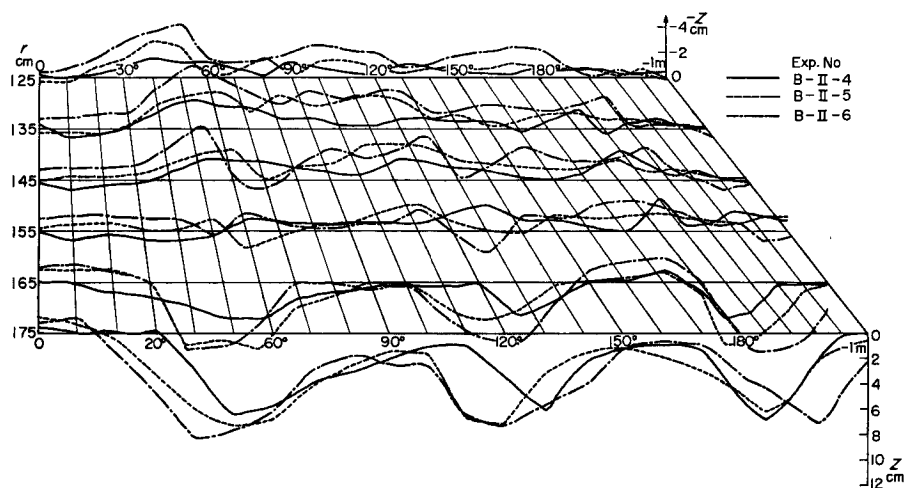


Fig. 5 (a), (b) Bed profiles for the final stage of scour.

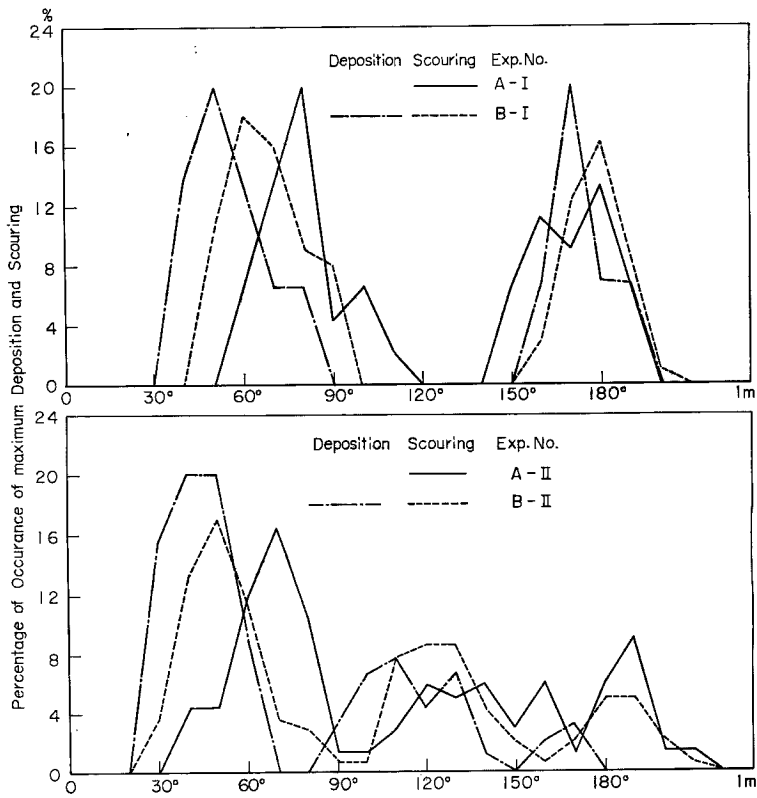


Fig. 6 Rate of Occurrence of maximum deposition and scour at the final stage.

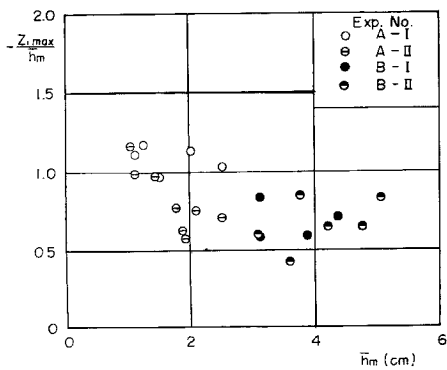


Fig. 7 Relation between maximum height of deposition and mean depth of flow.

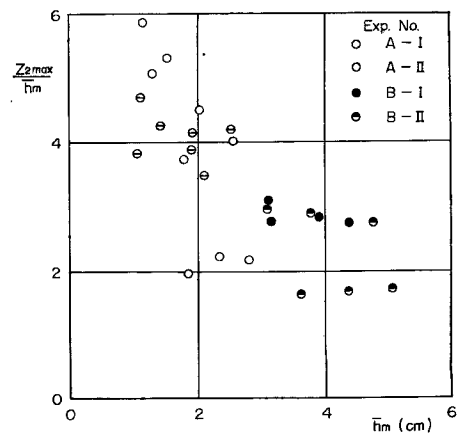
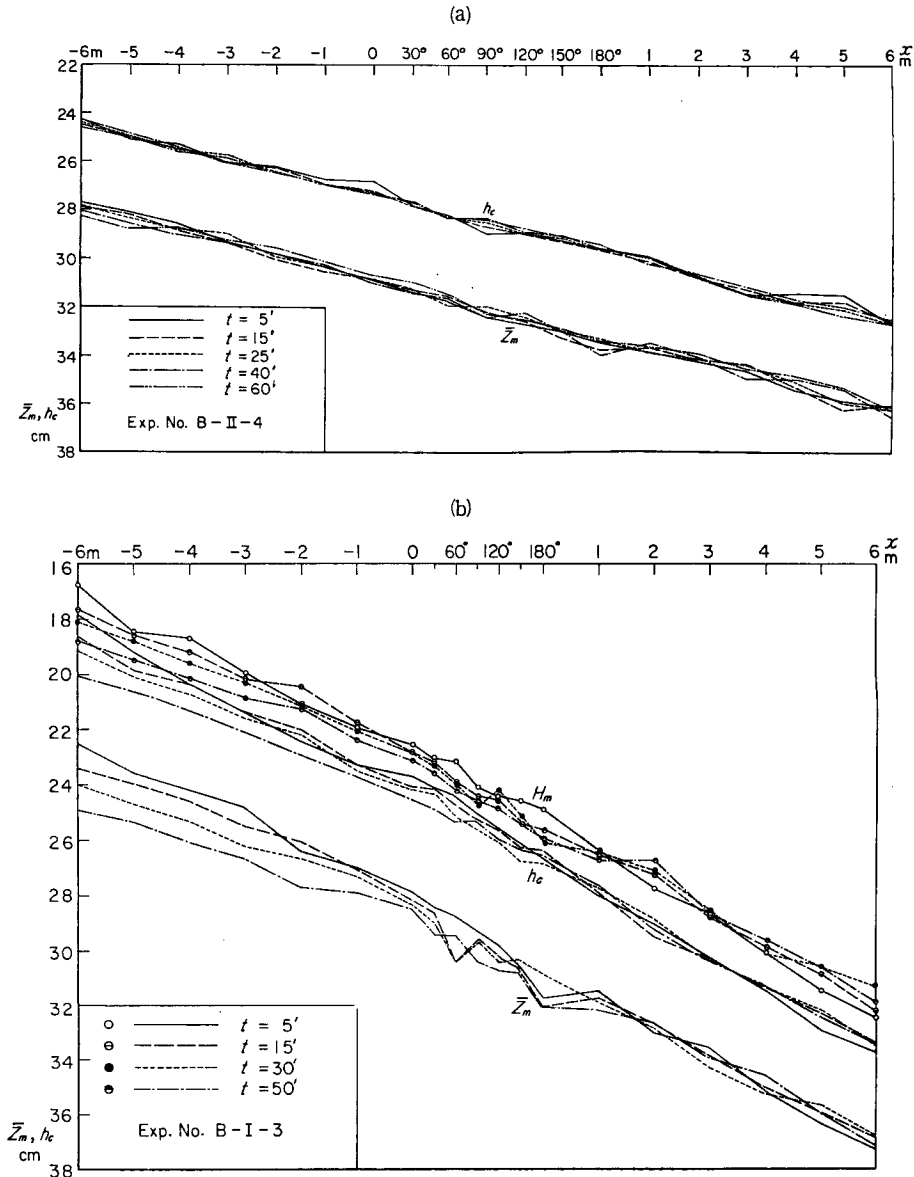


Fig. 8 Relation between maximum depth of scour and mean depth of flow.

後半では比率が小さくほぼ一様に現われる可能性を示している。同一の曲率半径に対するA砂に比してB砂では最大洗掘深の発生個所が前進しているのは、水深が大きく二次流に対する側壁の影響が広いことに関係していると考えられる。

最終状態における最大堆積高は、Fig. 7 に示すように弯曲部平均水深の0.5~1.2倍程度の値であって、水深の小さい場合には水面より高くなっている。水深の増加とともに $-z_{1max}/h_m$ は漸減する傾向にある。一方、最大洗掘深と平均水深との比は Fig. 8 にみるように水深の増加とともに急減し、 $h_m > 3\text{cm}$ で一様に



なっている。また、最大洗掘深に対する彎曲部の曲率半径、路床こう配および粒径の影響は本実験の場合同程度であって、従来いわれている曲率半径の増大にともなう最大洗掘深の減少の傾向は明確でなかった。

(3) 水面形

一般に、固定床の彎曲水路では、彎曲部で流下方向および横方向に水位上昇部が現われるが、移動床の場合に河床變動とともにどの程度変化するかを検討してみる。

Fig. 9 (a) は $r_c=150$ cm の場合について、縦断方向の水面形および平均河床の時間的変化を示したものである。本実験では給砂を行っていないために彎曲部上流の平均河床、水面形は若干低下するが、彎曲部および下流直線部では一方向の変化はみられない。Fig. 9 (b) は $r_c=75$ cm の場合で本実験では水面形の

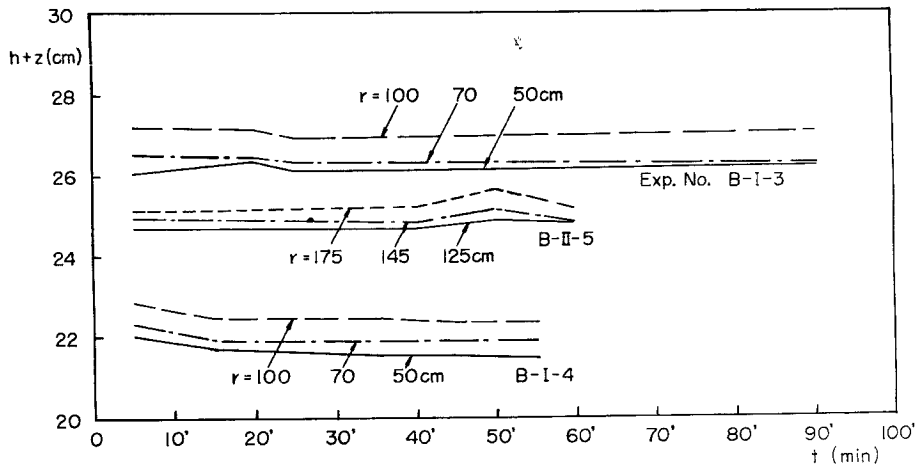


Fig. 10 Variation of water surface profiles with time at three lateral station of 90° section.

変化の最も急激な場合であって、若干彎曲部内の水面形が扁平化し、エネルギー線が一様化する傾向がみられるが、その量はわずかで実験精度から定量的な評価は難しい。

一方、横断面水面形について、90°の断面で横方向3点の水位の時間的変化を測定した結果が Fig. 10 に示されている。いずれの場合も横断水位差の時間的変化はみられない。

このように彎曲部の河床變動による平均河床高、平均水理量の変化は顯著でなく、Table 2 に示した粗度係数の値も通水時間を通じてほぼ一定となる。Fig. 11 は各実験ケースで求めた相対粗度 k_s/d_m と掃流力との関係をみたもので、同図では直線水路で求められている実験式が対比されている。直線水路で砂漣が発生する場合の抵抗式がその平均値を示しており、彎曲水路として特に大きい値を示さない。

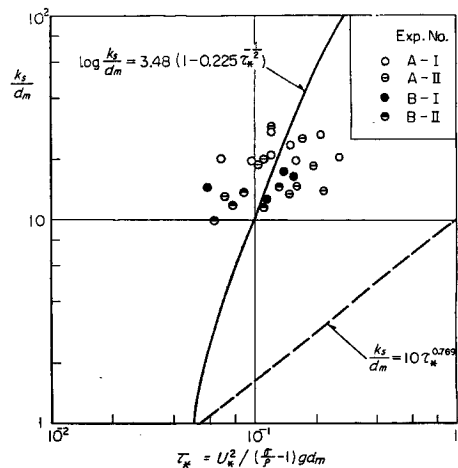


Fig. 11 Relation between relative roughness and bed load function.

3. 彎曲水路の河床變動に関する考察

3-1 横断方向の河床變動の基礎式

前章の実験結果からわかるように、彎曲水路における河床變動の特徴は横断面内で生ずる洗掘および堆積の過程であるが、最終状態にいたるまでの全過程を支配する力学的機構については現在のところ明らかでない。しかし、初期における河床變動の機構は主に流砂の方向および大きさが半径方向に不均一なことに基因しており、接線方向のせん断応力の分布と同時に底面付近の二次流の影響が支配的と考えられる。ここではこうした点に着目して、流下方向に一樣な場合の横断方向の河床變動を表わす基礎式を導く。

流下方向に状態変化のない場合の流砂の連続式は、円筒座標系を用いてつぎのように表わされる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial}{\partial r} (r q_r) = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 λ は空隙率の1/100、 r は彎曲部の曲率中心より外方にとり、 z は初期河床より鉛直下方を正とする。半径方向の流砂量 q_r は接線方向の流砂量を q_B とし、 q_B と q_r となす角を φ とすると、

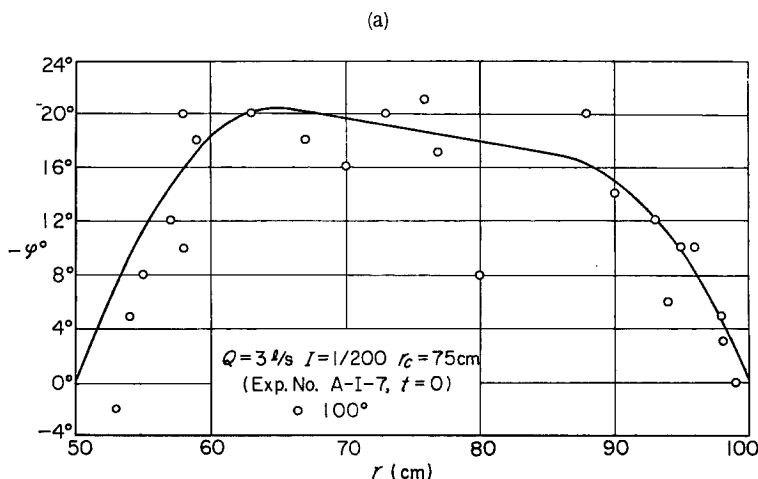
$$q_r = q_B \tan \varphi \quad \dots\dots\dots (2)$$

で与えられる。 $\tan \varphi$ は底面付近における主流と二次流流速との関係によって近似的に表わされる。ここでは、二次流の完全発達域における Rozovskii の式⁴⁾を側壁付近で二次曲線で補正した次式を用いる。

$$\tan \varphi = D \frac{h}{r} f(r) \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} r_1 \leq r \leq r_1 + a_1; f(r) &= \frac{1}{a_1^2} (r - r_1)(r - r_1 - 2a_1) \\ r_1 + a_1 \leq r \leq r_2 - a_2; &= 1 \\ r_2 - a_2 \leq r \leq r_2; &= \frac{1}{a_2^2} (r_2 - r)(r_2 - r - 2a_2) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 r_1, r_2 は内壁、外壁の曲率半径、 a_1, a_2 は内壁、外壁の影響域の長さ、 D は定数であって Chézy 係数 $C=30 \sim 60$ に対して $D=11 \sim 12$ である。Fig. 12 (a), (b) は彎曲部後半の水路底面における粒子の軌跡より求めた流向と上式の関係とを比較したもので、実線は (3), (4) 式で $a_1 = a_2 = 15 \text{ cm}$ とした関係を



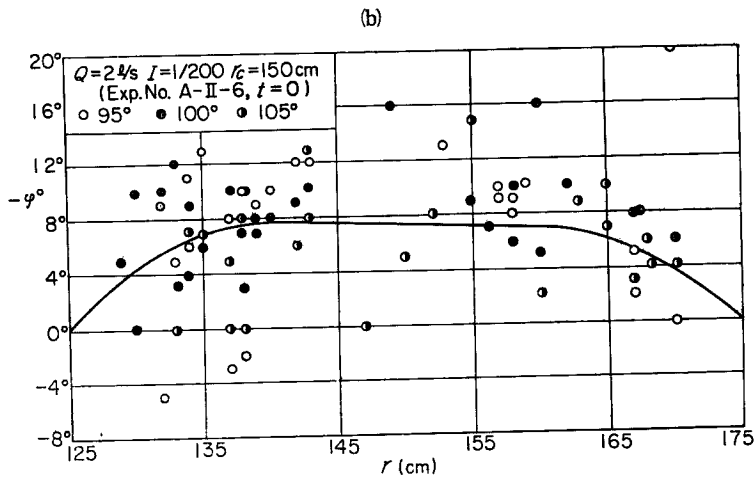


Fig. 12 (a), (b) Comparison between radial distribution of flow direction near the bed, Eq. (3), and experimental results.

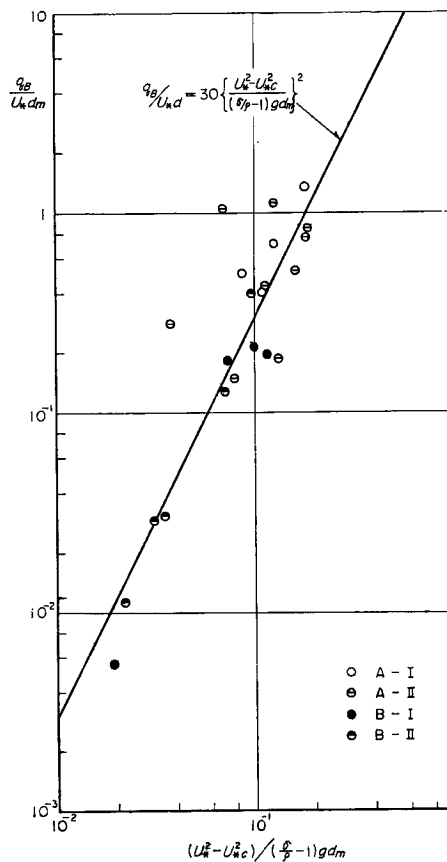


Fig. 13 Expression of Sediment—transport rate.

示している。一般に、 a_1, a_2 は水深、水路巾、断面形状、側壁粗度などによって変化すると考えられるが、本実験の範囲では明らかでなかったので一定値と仮定する。

一方、局所的な流砂量 q_B については最も単純な Brown 型の式

$$q_B = K u_* d_m \left\{ \frac{u_*^2 - u_{*c}^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) g d_m} \right\}^m \dots\dots\dots (5)$$

を仮定する。ここで、 u_* は接線方向の摩擦速度で $u_* = (ghi)^{1/2}$ 、 u_{*c} は限界摩擦速度で $u_{*c} = (gh_k i)^{1/2}$ を表わし、 i は路床こう配、 h_k は掃流限界水深である。定数 K, m を決めるには局所的な水理量と流砂量を測定する必要があるが、実測が困難であったので断面平均の流砂量および彎曲部における平均水理量の測定値を用いて求めた。Fig. 13 は本実験の各ケースについて流砂量と掃流力との関係を示したもので、実測値は (5) 式で $K=30, m=2$ とした関係式によって近似できると考えられる。なお、彎曲部下流における水理量を用いた場合も同じ関係式を満足し、流砂量の時間的な変化もみられなかった。

つぎに、河床高と流れとを関係づける式として、抵抗項を含まない半径方向の運動方程式

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{u^2}{gr} \frac{\partial z}{\partial r} \dots\dots\dots (6)$$

を用い、主流流速 u の式としては Manning 式

$$u = \frac{1}{n} h^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}, \quad i = \frac{icr_c}{r} \dots\dots\dots (7)$$

を仮定する。ここで、 ic は水路中心における縦断方向の路床こう配である。

さらに、(7) 式と断面流量の条件から次式がなりたつ。

$$Q = \int_{r_1}^{r_2} u h dr = \frac{(icr_c)^{\frac{1}{2}}}{n} \int_{r_1}^{r_2} h^{\frac{5}{3}} r^{-\frac{1}{2}} dr \dots\dots\dots (8)$$

初期においては、 $\partial z / \partial r = 0$ なので、(6) および (7) 式より水面形の式は

$$h = \left(\frac{icr_c}{3gn^2 r} + c_1 \right)^{-3} \dots\dots\dots (9)$$

となる。ここで、 c_1 は定数であって、つぎの関係によって与えられる。

$$Q = \frac{(icr_c)^{\frac{1}{2}}}{n} \int_{r_1}^{r_2} \left(\frac{icr_c}{3gn^2 r} + c_1 \right)^{-5} r^{-\frac{1}{2}} dr \dots\dots\dots (10)$$

以上より、横断方向の河床変動を表わす基礎式は、(1) 式に (2), (3) 式を代入し、さらに (5), (6), (7) 式を用いてつぎのようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} - A(h, r) f(r) \left\{ \frac{(3+2m)h-3h_k}{2} \right\} \frac{\partial z}{\partial r} - A(h, r) h(h-h_k) \left[\frac{2m+1}{2} f(r) \right. \\ \left. - r f'(r) - \frac{icr_c}{gn^2} r^{-1} h^{\frac{1}{3}} f(r) \left\{ \frac{(3+2m)h-3h_k}{2} \right\} \right] = 0 \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

$$A(h, r) = c_2 r^{-\frac{2m+3}{2}} h^{\frac{1}{2}} (h-h_k)^{m-1}, \quad c_2 = \frac{DK}{(1-\lambda)} d_m \frac{(grcic)^{\frac{2m+1}{2}}}{\left\{ \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) g d_m \right\}^m}$$

上式は準線型一階の偏微分方程式であって特性曲線表示をすると、

$$\frac{dr}{dt} = A(h, r) f(r) \left\{ \frac{(3+2m)h-3h_k}{2} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

上で、

$$\begin{aligned} \frac{dz}{dt} = A(h, r) h(h-h_k) \left[\frac{2m+1}{2} f(r) - r f'(r) - \frac{icr_c}{gn^2} r^{-1} h^{\frac{1}{3}} f(r) \left\{ \frac{(3+2m)h-3h_k}{2} \right\} \right] \\ \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

の関係がなりたつ。すなわち、(3), (4), (6), (7), (8) 式の条件のもとで (12), (13) 式を数値計算することによって横断河床形状の時間的な変化がえられる。

なお、側壁では (4) 式の $f(r_1)=f(r_2)=0$ であるから (12), (13) 式は

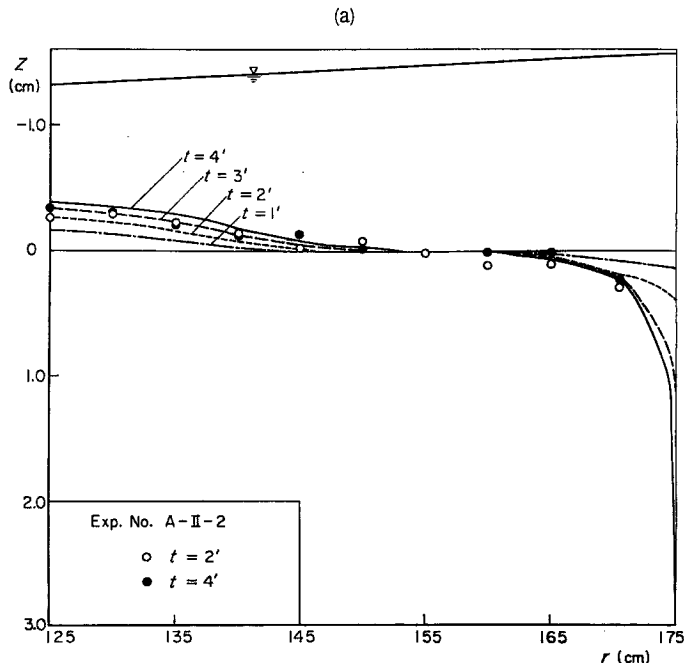
$$\frac{dr}{dt}=0, \quad \frac{dz}{dt}=-A(h,r)rf'(r) \quad \dots\dots\dots(14)$$

となる。内壁では、 $f'(r_1)>0$, $dz/dt<0$ で堆積、外壁では、 $f'(r_2)<0$, $dz/dt>0$ で洗掘傾向に対応する。

3-2 解析結果と実験値との比較

まず、初期 $t=0$ においては、(9), (10) 式より水面形を求め、これにもとづいて (12), (13) 式より $t=\Delta t$ 後の特性曲線の位置 $r+\Delta r$ および河床変動量 Δz の数値計算を行なった。なお、(12), (13) 式で、 $D=11$, $m=2$, $K=30$, $a_1=a_2=15$ cm とし、 $d_m, h_e, \lambda, \sigma, \rho, i_0, r_0, n$ は実験条件から与えられる。 $t=\Delta t$ 以降では、(6)~(8) 式によって新たに $h(r)$ を求める必要があるが、数値計算が繁雑であり、また前章の Fig. 10 にみるように水位の時間的な変化がほとんどみとめられないので、 $h(r)$ は $t=0$ の値から変らないものとして上と同様の計算を進めた。

Fig. 14 (a), (b) は実験ケース A-II-2, B-II-1 について計算結果と実験値とを比較したものである。実験値は $60^\circ \sim 180^\circ$ 区間の平均値を用いている。A 砂の場合、計算値は洗掘形状および時間的な変化ともにはば実験値と対応しているが、B 砂の場合では堆積形状が内岸付近で異っているのが目立つ。これは B 砂の場合 A 砂に比して彎曲部内に発生する砂礫堆が顕著であって、本解析で論じている平均的な堆積高と同程度に及んでいることによると考えられる。なお、数値計算に際して、時間間隔はいずれの場合も $\Delta t=10$ sec としたが、 Δt を長くすると、(1) 式から導かれる $\int_{r_1}^{r_2} zrdr=0$ の関係を満足しなくなる。特に、洗掘の進行速度が大きい場合には Δt を短くする必要がある、その程度は壁面における (14) 式の関係から推算でき



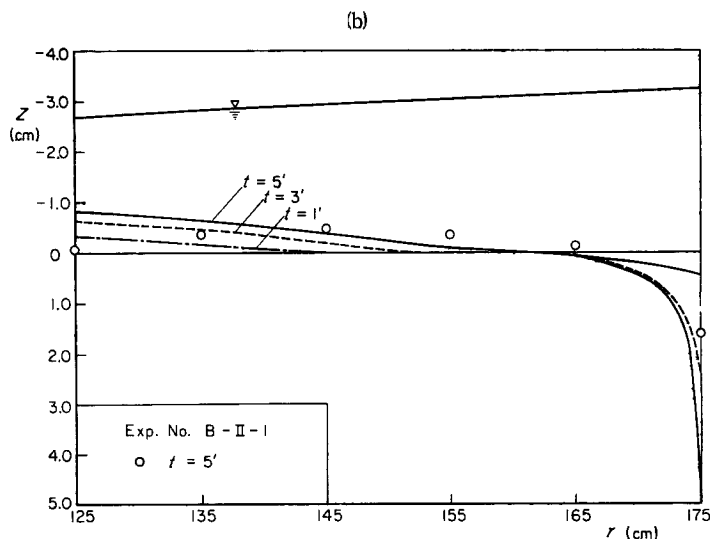


Fig. 14 (a), (b) Comparison of theoretical curves calculated from Eqs. (12) and (13) with experimental results of lateral bed profiles.

る。また、各時間の水位が初期水位を保つという仮定を導入したことによって、(8)式の流量条件を満足しなくなる。上の計算結果に関して、こうした影響は河床変動量および流量に対していずれも5%以内であって一応無視できると考えられる。

Fig. 15~17 は A-II-2 の実験条件について、 $t=0$ および 4 分後の u, u_*, q_r の分布の計算値を示したものである。 u, u_* の分布は初期において内岸で大きいのが、洗掘の進行にともなって外岸付近で急速に大きくなり、 q_r も外岸付近で増大することを示している。こうした水理量、流砂量の分布特性については、各洗掘段階で詳細な測定を行なって検証する必要があるが、本研究でも若干の測定を行なったが⁵⁾ 現在のところまだ十分な資料を得ていない。そこで最も河床変化の顕著な外壁近くにおける洗掘過程と実験値とを比較して、本考察の適用限界を検討してみる。

外壁においては、(14)式がなりたち、初期水位 H_2 一定の仮定および $t=0, z=0$ の条件を用いて積分すると、 z と t の関係はつぎのように表わされる。

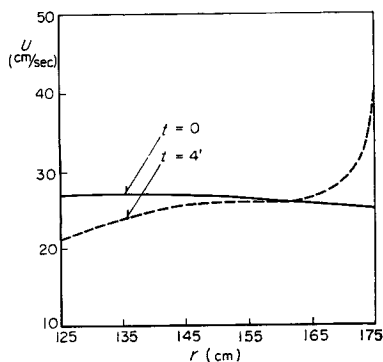


Fig. 15 Theoretical curves of tangential velocity distribution for Exp. No. A-II-2.

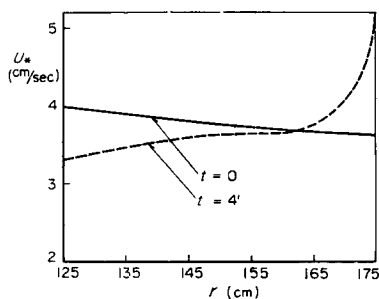


Fig. 16 Theoretical curves of tangential shear velocity

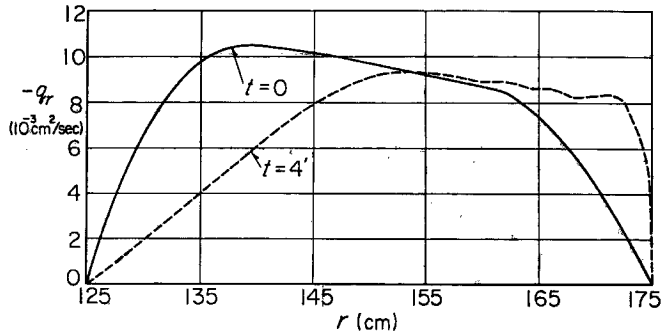


Fig. 17 Theoretical curves of rate of lateral sediment transport.

$$t = c_s \left[\left\{ \frac{3H_2 - 2h_k}{(H_2 - h_k)H_2^{\frac{1}{2}}} - \frac{3H_2 - 2h_k + 3z}{(H_2 - h_k + z)(H_2 + z)^{\frac{1}{2}}} \right\} + \frac{3}{2} \ln \frac{(\sqrt{H_2} - \sqrt{h_k})(\sqrt{H_2 + z} - \sqrt{h_k})}{(\sqrt{H_2} + \sqrt{h_k})(\sqrt{H_2 + z} + \sqrt{h_k})} \right] \dots (15)$$

$$c_s = \frac{(1-\lambda)(\sigma/\rho-1)a_z d_m r_z^{\frac{7}{2}}}{2DK g^{\frac{1}{2}} (rcic)^{\frac{5}{2}} h_k^2}$$

上式と実験値とを比較した二例が Fig. 18 (a), (b) に示されている。(15) 式はほぼ水深の order 程度の洗掘過程まで対応するが、それ以後では実験値からはなれる。しかし、Fig. 18 (b) にみるように同一の実験条件でも初期河床の若干の不整が影響するので、本考察の適用限界を厳密に論ずることは難しい。

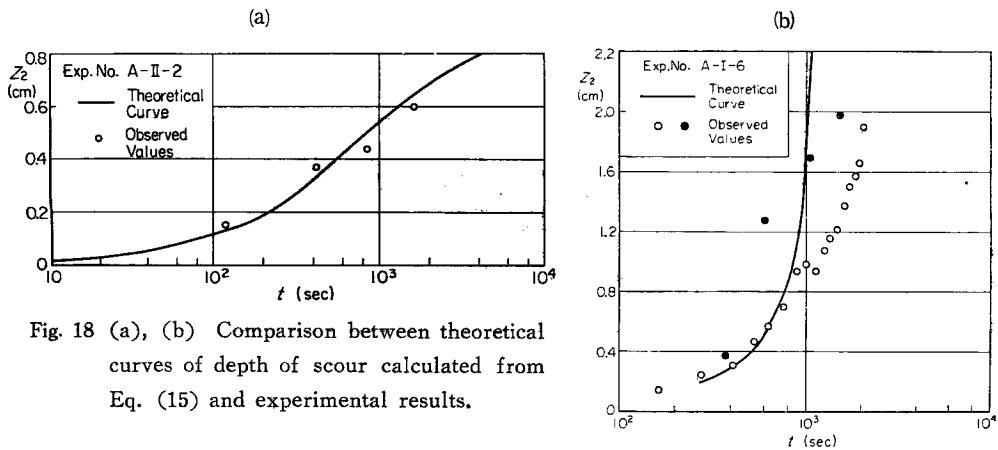


Fig. 18 (a), (b) Comparison between theoretical curves of depth of scour calculated from Eq. (15) and experimental results.

3-3 洗掘過程の無次元表示

洗掘進行後においては、2. の実験結果にみるように数ヶ所の洗掘穴に分離し、水理量の流下方向の変化もともなうので、上述の解析を拡張することは難しいと考えられる。ここでは、第1節の考察から導かれる無次元量によって本実験の結果にみられる外壁ぞいの洗掘過程をどの程度統一的に表示できるかを検討してみる。

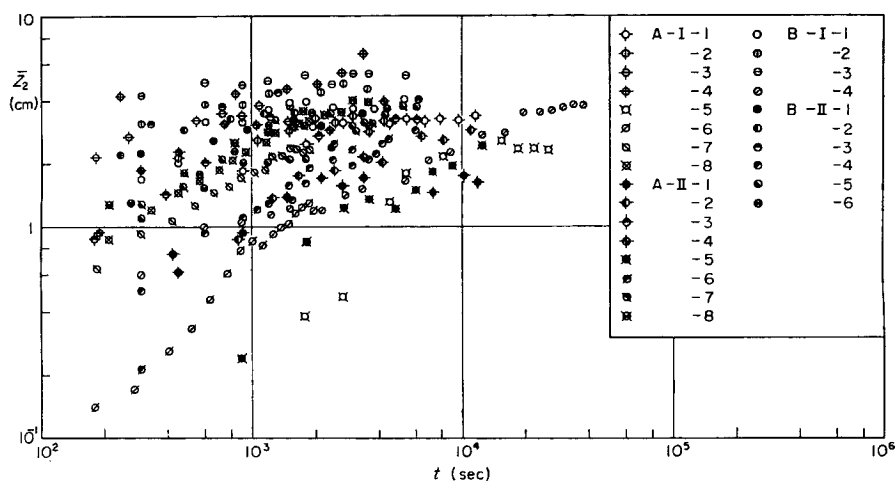


Fig. 19 (a) Variation of mean depth of scour along the outside wall with time.

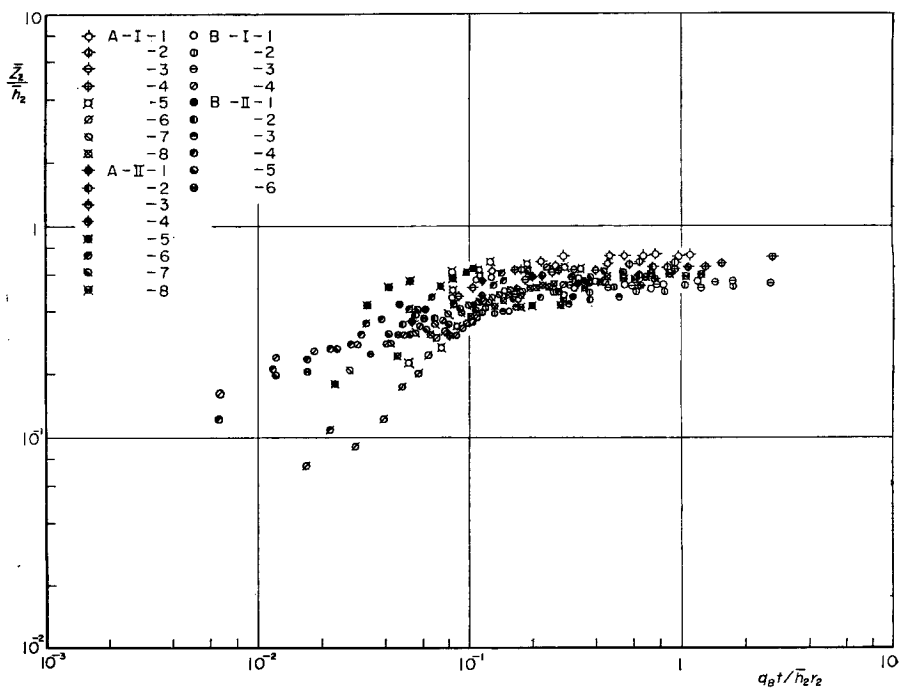


Fig. 19 (b) Non-dimensional expression of relation shown in Fig. 19 (a).

外壁 $r=r_2$ における洗掘速度は、(1)～(4) 式より、

$$\frac{\partial z_2}{\partial t} = \frac{D}{(1-\lambda)} \frac{2h_2}{a_2 r_2} q_B \quad \dots\dots\dots (16)$$

の関係で表わされる。 a_2 は前述のように水路特性にも関係するが、ここでは簡単に $a_2 \propto h_2$ と考え、洗掘深と水深との比が関係する無次元要素を求めると、

$$z_2/h_2 \sim q_B t / h_2 r_2 \quad \dots\dots\dots (17)$$

が得られる。

Fig. 19 (a) は彎曲部 $0 \sim 180^\circ$ と下流 1 m 区間における外壁ぞいの平均洗掘深 z_2 の時間的変化を各実験ケースについて比較したものであって、 z_2 および外壁ぞいの平均水深 $\bar{h}_2$ を用いて (17) 式の無次元表示を行なった結果が Fig. 19 (b) に示されている。Fig. 19 (b) で、 $q_B t / r_2 \bar{h}_2 < 10^{-1}$ の範囲では、依然実験値の分散は大きい、 r_c, i, d_m, Q の相違する各実験ケースについてほぼまとまった表示を与えていると思われる。 $q_B t / r_2 \bar{h}_2 < 10^{-1}$ における実験値の分散は $r_c = 75 \text{ cm}$ の場合に大きく、それは彎曲部に $60^\circ \sim 180^\circ$ わたる一様な洗掘の生ずるまでの過程を含んでいることによると考えられる。なお、洗掘の最終状態における外壁ぞいの平均洗掘深 $z_{2,\infty}$ と前章で述べた最大洗掘深 $z_{2,max}$ の比と平均水深 h_m との関係が Fig. 20 に示されている。 $z_{2,max}/z_{2,\infty}$ の値は平均水深の増大によっても変化せず、 $z_{2,max}/z_{2,\infty} = 2 \sim 3$ の一定値を示している。これは、洗掘形状の相似性を暗示すると考えられるが、洗掘穴の位置と水路形状、河床材料および水量との関連についてさらに検討を加えねば明らかでない。

4. 結 言

本論文では、掃流形式の流砂によって生ずる彎曲水路の河床変動に関して、特に洗掘の進行過程とその機構を明らかにすることを主眼として、二種の彎曲水路を用いた実験を行なうとともに初期の河床変動についての解析を試みた。本研究で得られた結果を要約するとつぎのようである。

(1) 固定床彎曲水路の底面におけるせん断応力と初期の河床変動の測定値とを比較した結果から、洗掘の進行には接線方向のせん断応力の分布特性だけでなく、二次流によるせん断応力方向変化が関係すると考えられる。

(2) 外壁ぞいにおける洗掘の進行過程はその形状からみて (a) 180° 付近の洗掘が上流に進行する過程、(b) $60^\circ \sim 180^\circ$ 付近で一様な洗掘が進む過程、(c) 洗掘個所が分離して最終状態に至る過程の三段階に分けられる。

(3) 洗掘、堆積の卓越する個所は $r_c = 75 \text{ cm}$ の場合、彎曲部前半と後半に分離しほぼ固定するが、 $r_c = 150 \text{ cm}$ の場合、彎曲部後半の堆積はほぼ一様であって、洗掘個所の変動が激しい。

(4) 最大堆積高および最大洗掘深と平均水深との比は、平均水深の増加とともに減少する傾向にあるが、曲率半径、路床こう配、河床材料の影響は同程度に関係する。

(5) 河床変動にともなう彎曲部の平均河床、水面こう配、横断水位差の時間的変化は顕著でなく、相対粗度も直線水路と同程度の値となる。

(6) 彎曲水路の横断方向の河床変動に関して、流下方向一様とした流砂の連続式および半径方向の流れの運動式を用い、流砂量および流速分布式としてはそれぞれ Brown 型の式、Manning 式を仮定して河床

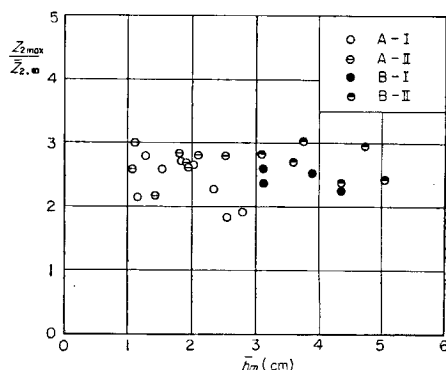


Fig. 20 Relation between $z_{2,max}/z_{2,\infty}$ and h_m for the final stage of scour.

変動の式を導いた。また、半径方向の流砂量を論ずる際に問題となる底面近くの流向については、Rozovskii の式を実験的に検討し、側壁付近の流向分布に二次の補正関数を導入した。このようにして得られた河床変動の式を特性曲線法を用いて数値計算し、実験値と比較した結果、横断形状の初期の変化に対応することが示された。また、外壁における洗掘過程から本解析の適用限界を検討し、水深の order の洗掘段階まで記述することを明らかにした。

(7) 最終状態にいたるまでの外壁ぞいの洗掘過程は、上述の考察から導かれる無次元表示 $z_2/h_2 \sim qnt/h_2r_2$ によってほぼ統一的に表わされる。

以上、本研究の段階では、洗掘進行後の河床変動の機構を明らかにするための資料がまだ得られていなく、実際問題で重要な最大洗掘深について定量的な検討はできなかった。今後、各洗掘段階における局所的な流砂および流水の機構を検討することによって、洗掘の進行方向および最終状態における流砂の平衡関係を明らかにしたいと考えている。また最終状態における 彎曲部の河床変動は、Fig. 5 (a), (b) にみるように、全体として定常擾乱に類似した性状をもっており、こうした観点から、彎曲部および下流の変動特性を追求したいと考えている。

最後に、本研究を進めるに当って御指導、御鞭撻いただいた芦田和男教授に深く謝意を表するとともに、実験、整理に助力いただいた上田均君に謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 村本嘉雄：彎曲部の流れ，水理学・水文学における最近の進歩，土木学会関西・中部支部，昭42.3.
- 2) 須賀堯三：開水路彎曲部の河床の安定形状（その1），（その2），土木学会水理講演会講演集，昭40.2，昭41.2.
- 3) Ippen, A. T. and P. A. Drinker; Boundary Shear Stresses in Curved Trapezoidal Channels, Proc. ASCE, Vol. 88, HY5, 1962.
- 4) Rozovskii, I. L.; Flow of Water in Bends of Open Channels, Academy of Science of the Ukrainian SSR, 1957.
- 5) 芦田和男，村本嘉雄，吉村知司：彎曲水路の河床変動に関する研究，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，昭42.11.