

蛇行水路における河床変動に関する研究

芦田 和男・江頭 進治・足立 幸郎

STUDY ON THE BED VARIATION IN A MEANDERING CHANNEL

By Kazuo ASHIDA, Shinji EGASHIRA and Yukio ADACHI

Synopsis

The characteristics of the temporal and spatial variation of the movable bed in a meandering channel were examined experimentally from an initial flat bed to an equilibrium state. Maximum scouring occurs near the convex bank at the initial stage and the location moves upstream to the concave bank at the final equilibrium stage. Velocity distributions of main flow and secondary flow were measured in the meandering channels with flat bed and equilibrium bed configuration.

Two dimensional numerical model was applied for the prediction of velocity distribution and bed variation. The results by the numerical model show fairly good agreement with the measurements. Through the discussion on the results obtained by the numerical model it was found that the phenomenon of the phase shift of the maximum scouring found in the experiment could be explained by the temporal increase of the secondary current from the initial flat bed to the equilibrium stage.

1. は し が き

河川の蛇行性にに基づく流速分布の偏倚や局所洗掘が河川災害の発生と密接な関係を持っている場合が多く、従来から蛇行水路の流速分布や河床変動の特性に関して数多くの研究がなされてきた。それらは平衡時の流れと河床形状を対象としたものが多い。池田ら¹⁾は二次元浅水流方程式と連続式および二次流に関する渦度方程式を用いてこれらを解析している。長谷川²⁾は池田らが省略している横断方向への移流をも考慮した解析を行ない、また、河床変動に二重フーリエ級数の解を仮定して収束解を求め、河床の洗掘位相などについての理論式を求めている。清水・板倉³⁾は二次元浅水流モデルを用いた数値計算によって実用範囲内においては十分に流れや河床変動を計算出来ることを示した。しかし、主流と二次流の相互作用を考慮した厳密な解析には、三次元モデルによらなければならない。Demuren⁴⁾は、K-εモデルを用いて蛇行流れの三次元的解析を行なっている。田中・池田⁵⁾も同様な手法を用いて、慣性項を無視した蛇行風洞内での流れの数値解を求めている。しかし、これには境界条件の取り扱いや莫大な計算時間を必要とするなどの問題点がある。

蛇行水路の砂州に着目した研究には木下・三輪⁶⁾のものがある。彼らは砂州の移動・停止について実験的研究を行ない、砂州の停止限界は、波長 l 、幅 B 、屈曲角 θ という水路の平面形状によってのみ決定され、水路勾配や水深などの水理量の変化の影響を受けないという結果を得ている。また、 l/B が大きくなるほど、小さい θ で砂州の移動をとめることが出来るとしている。

池田・山坂⁷⁾らは直線水路で砂州が発生する場合と発生しない場合の水理条件で蛇行水路の河床変動過程を調べている。このとき、蛇行波長は直線水路で形成される砂州の波長と同一にしてある。こうした実

験を通じて彼らは、蛇行水路における砂州を、流路の平面曲がりに起因する洗掘と堆積によるものと、直線水路内においても発生する交互砂州とにわけ、蛇行水路内における洗掘位置が変化するのは交互砂州が蛇行水路内を進行するためだと説明している。しかし、現象についての具体的な解析はなされていない。

以上、蛇行流路内の河床変動過程については研究の途についたばかりで不明確な点が多い。しかし、実際河川では洪水流量の時間的変化に応じて流れの状況や最大洗掘深の場所が変化することが予想され、河床変動過程は實際上重要な問題である。

本論文は、この問題の基礎的な特性を明らかにするため、蛇行水路において、平坦河床から与えられた流量および流砂量に対応する平衡河床形状へ変化する河床変動の過程を実験的に追跡するとともに、平坦河床および平衡河床上の主流速および二次流速の分布の特性を詳細な実験により検討する。さらに、二次元浅流モデルの解析により、流速分布特性および河床変動の過程がどの程度シミュレートできるかの検討を行なう。また、解析モデルに含まれるパラメーターの値を2, 3変化させて河床変動の解析を行ない、これらのパラメーターが河床変動とどのようなかわりを持っているかについて若干の検討を行なう。

2. 蛇行流路の河床変動に関する実験

2.1 実験方法及び実験条件

実験に用いた水路は式(1)に示す sine-generated curve を流路中心曲線に持つ蛇行水路である。

$$\theta = \theta_{max} \sin \frac{2\pi s}{L} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 θ は x 軸との偏角、 θ_{max} は θ の最大値、 L は蛇行長、 s は蛇行流路中心曲線に沿って測った距離である。水路幅 $B = 15$ cm、 $L = 120$ cm、 $\theta_{max} = 20^\circ$ とし、流路は5波長半配置した。測定は上流から2波長半目から1波長で行なっている。この幅と蛇行長との関係は、木下・三輪⁶⁾の実験によれば、砂州は停止する領域である。

水路の座標軸は Fig. 1 に示すように、流路中心線に沿って流下方向に s 軸、それに直交するように n 軸をとる。 n 軸は左岸側壁を0とし、右岸方向を正とする。 s 軸方向にはわん曲頂部を $0^\circ, 180^\circ, 360^\circ$

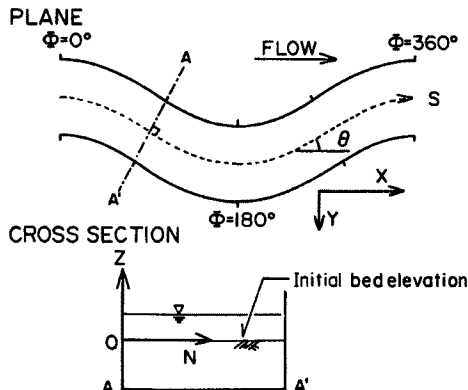


Fig. 1. Definition of the coordinate.

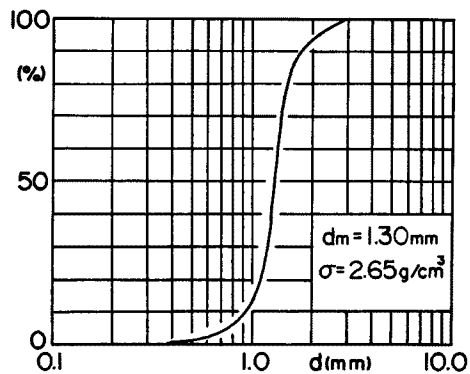


Fig. 2. Grain-size distribution of the sediment for the experiment.

Table 1. Experimental conditions

Run No.	L(cm)	B(cm)	θ_{max}	Q(l/s)	qs(g/s)	dm(mm)	I
Run 1	120	15	20°	0.62	0.73	1.30	0.01
Run 2	120	15	20°	0.75	1.50	1.30	0.01
Run 3	120	15	20°	0.92	2.80	1.30	0.01

とする位相表現を用いる。実験用砂の粒度分布は Fig. 2 に示すとおりで、平均粒径 1.30 mm のほぼ一様砂である。

実験条件は Table 1 のとおりで、平坦河床から平衡河床形状への発達のプロセスを測定した。ここに、給砂量は、平均河床勾配が時間的に変化しないよう予備実験により決定したものを与えた。

流速分布の測定は、初期平坦河床および平衡河床上でラッカースプレー及びセメント粉を使用して河床を固定し、直径 3 mm のプロペラ流速計を用いて行なった。二次流の測定にはタフト法を用い主流との偏角を測定している。

2.2 平坦河床から平衡河床への河床変動の過程

平坦河床から平衡河床への河床変動の過程を調べるために、通水開始からいろいろな時点での河床形状を測定した。Fig. 3 には、Run 1 について、通水後 15,30,45,60,90,150 および 240 分における河床形状の測定結果を示している。通水開始初期の段階(15')では流れは自由渦型で、洗掘は 120°, 300° 付近の凸岸から起こりはじめる。洗掘深は比較的初期の段階から大きく、平衡時の洗掘深に近い。深掘れ場所は時間の経過とともに上流へ移動して行き、30°, 210° の凹岸側で停止する。このような深掘れ場所のシフト現象は蛇行水路におけるきわめて顕著な興味ある現象であり、河床変動と流れとの相互作用によるものである。平坦河床においては流速分布は自由渦的で凸岸の流速が大きく、そこで洗掘が生じるが、それによる流水の集中と発散によりらせん流が発達し、深掘れ場所は上流へ移動して行き、ある

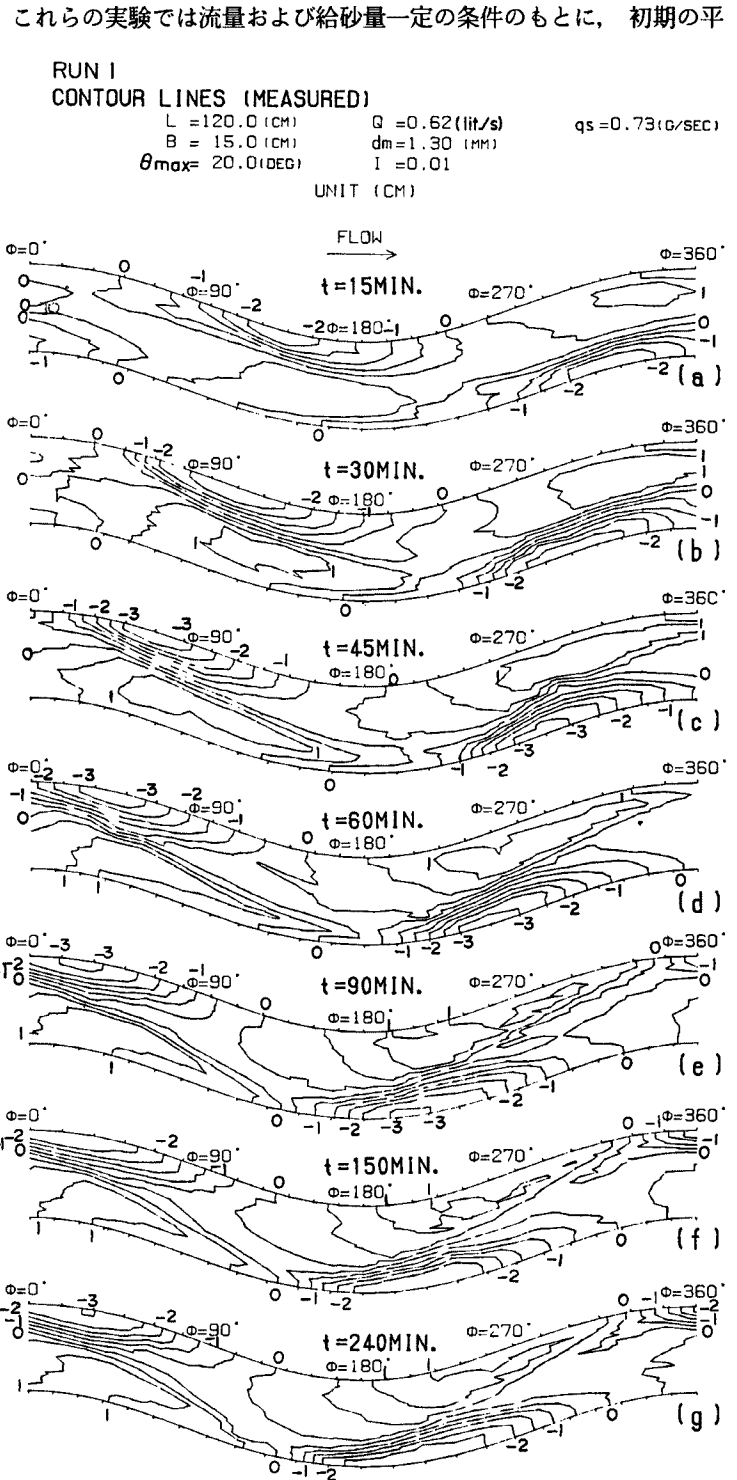


Fig. 3. Contour lines of the value of the channel bed variation (Run 1).

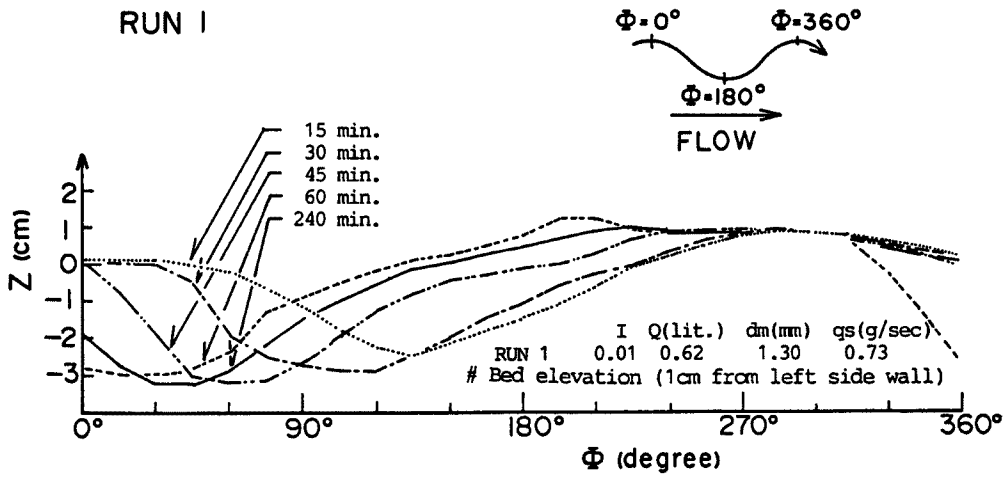


Fig. 4. Temporal variation of longitudinal profile of channel bed along a line at 1 cm distance from the left wall (Run 1).

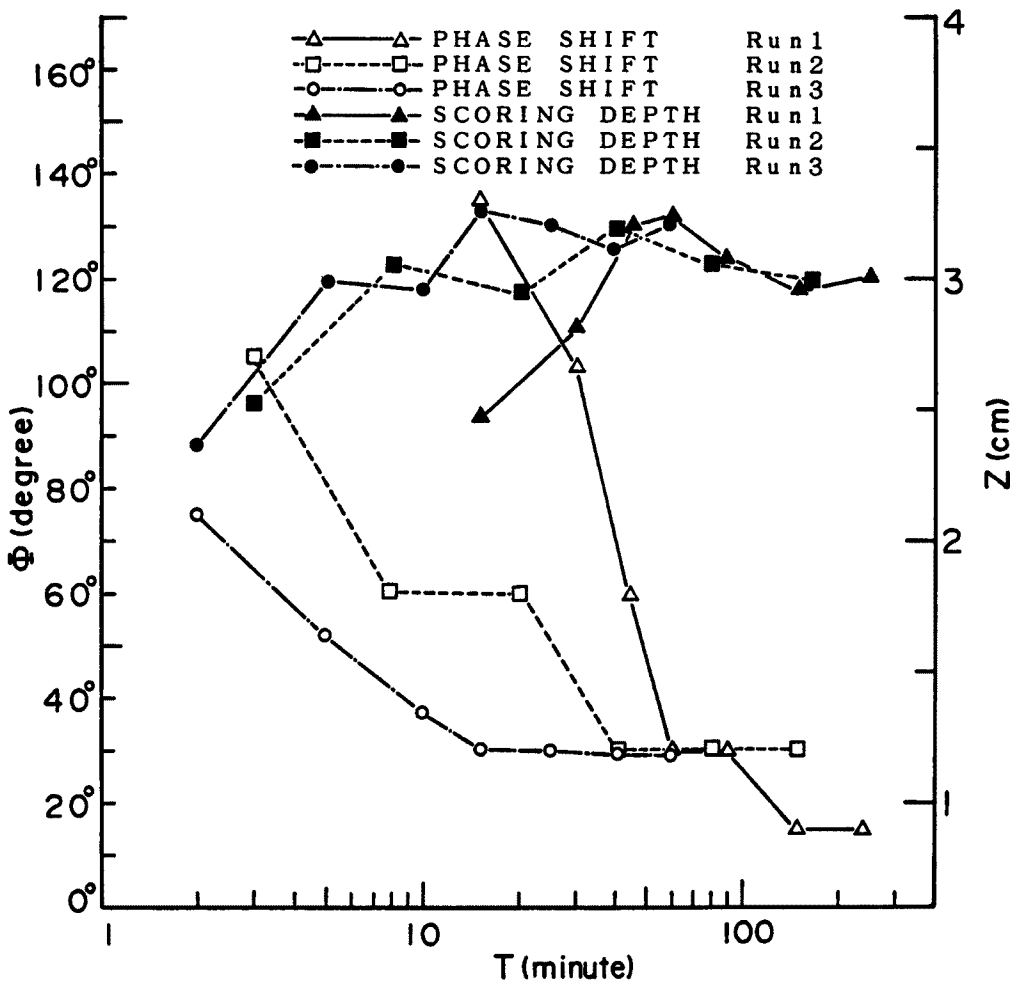


Fig. 5. Temporal variation of the maximum scouring depth and its location.

所で流砂の場所的な釣合い状態があらわれて深掘れ場所の移動は停止し、平衡河床形状が形成される。なお、平衡河床上に移動性の河床波が形成される水理条件のもとでは、河床波の移動に伴って、流速分布形や洗掘場所も時間的に変化するが、これは平衡河床を中心とした変動であり、平衡河床形が平均的な現象を支配する。

平坦河床から平衡河床への時間的変化の特性は、Fig. 4 に示す Run-1 の左岸側から 1 cm の所の河床縦断の時間的変化から明確に認めることができる。洗掘形状は時間とともに上流へ移行しているが、ある時点ではほぼ平衡状態に到達する。また、深掘れの深さは比較的初期の段階からあまり変化していない。

各実験ケースについて、最大洗掘深の発生場所および洗掘深の時間的変化を示したものが Fig. 5 である。各ケースとも深掘れの発生場所は時間とともに上流へ移行しているが、30° 付近の凹岸でほぼ停止し、平衡状態に移行している。平衡状態に移行するまでの時間は、Run 1,2,3 でそれぞれ 120～150 分、30～40 分、15～20 分であって、流量が大きくなるほど短くなっている。

2.3 平坦河床および平衡河床上の流速分布

平坦河床上における主流速の分布は Fig. 6 のとおりである。二次流が十分に発達しないことにより慣性力が現象を支配し、わん曲頂部の $\phi = 0^\circ, 180^\circ, 360^\circ$ では凸岸で流速が速くなるような自由渦型の流速分布を示す。また、 $\phi = 60^\circ, 240^\circ$ 付近が最大流速点が対岸に移行する遷移断面になっており、最大流速点はほぼ断面の中央部にある。したがって、最大流速点はほとんど凸岸（内岸）にあり、 $\phi = 60 \sim 90^\circ, \phi = 240 \sim 270^\circ$ 付近においてのみ凹岸（外岸）にあらわれる。

二次流の流速分布は Fig. 7 のとおりである。底面付近において外岸から内岸に向う二次流が発生しているが、その大きさは主流速の約 5～10% 程度である。また、二次流の発達減衰の位相は蛇行中心曲線の位相より約 30° 近くずれている。すなわち、二次流の最も発達している断面は曲率の最も大きい $\phi = 0^\circ, 180^\circ$ より 30° 下流の $\phi = 30^\circ, 210^\circ$ の断面であり、また曲率の向きが移り変わる $\phi = 90^\circ, \phi = 270^\circ$ の断面より 30° ほど下流まで二次流の向きはそれより上流側と同じであって、それより下流において反対になる。

平衡河床上の流速分布は Fig. 8 のとおりである。流れの様子は平坦河床とはいじりしく異なり、最大流速は底面付近に生じており、いわゆる流れのもぐり込み現象が認められる。このような流速分布の対数則からのずれは、流れや河床変動の解析において注意を払わなければならない現象である。

平衡河床上の二次流の流速分布は Fig. 9 のとおりである。二次流の強度は、平坦床に比べてかなり大きく、主流速の約 20～30% ぐらいに達する。Engelund⁹⁾ は二次流速 v_b^* を

$$v_b^* = -N_* \frac{h}{r} u_b \dots\dots\dots (2)$$

のように表示したが、実験値より N_* を逆算すると、平坦床上では $N_* = 1 \sim 2$ 、平衡河床上では $N_* = 5 \sim 7$ となる。このような河床の変動に伴う二次流の強度の変化が河床の変動過程において重要な役割を果たしているものと思われる。また、河床形状の発達に伴う底面付近の流速の増大も河床の変動過程に大きな影響を持つものと考えられる。したがって、河床変動の解析には、これらの効果を適切に評価することが重要である。

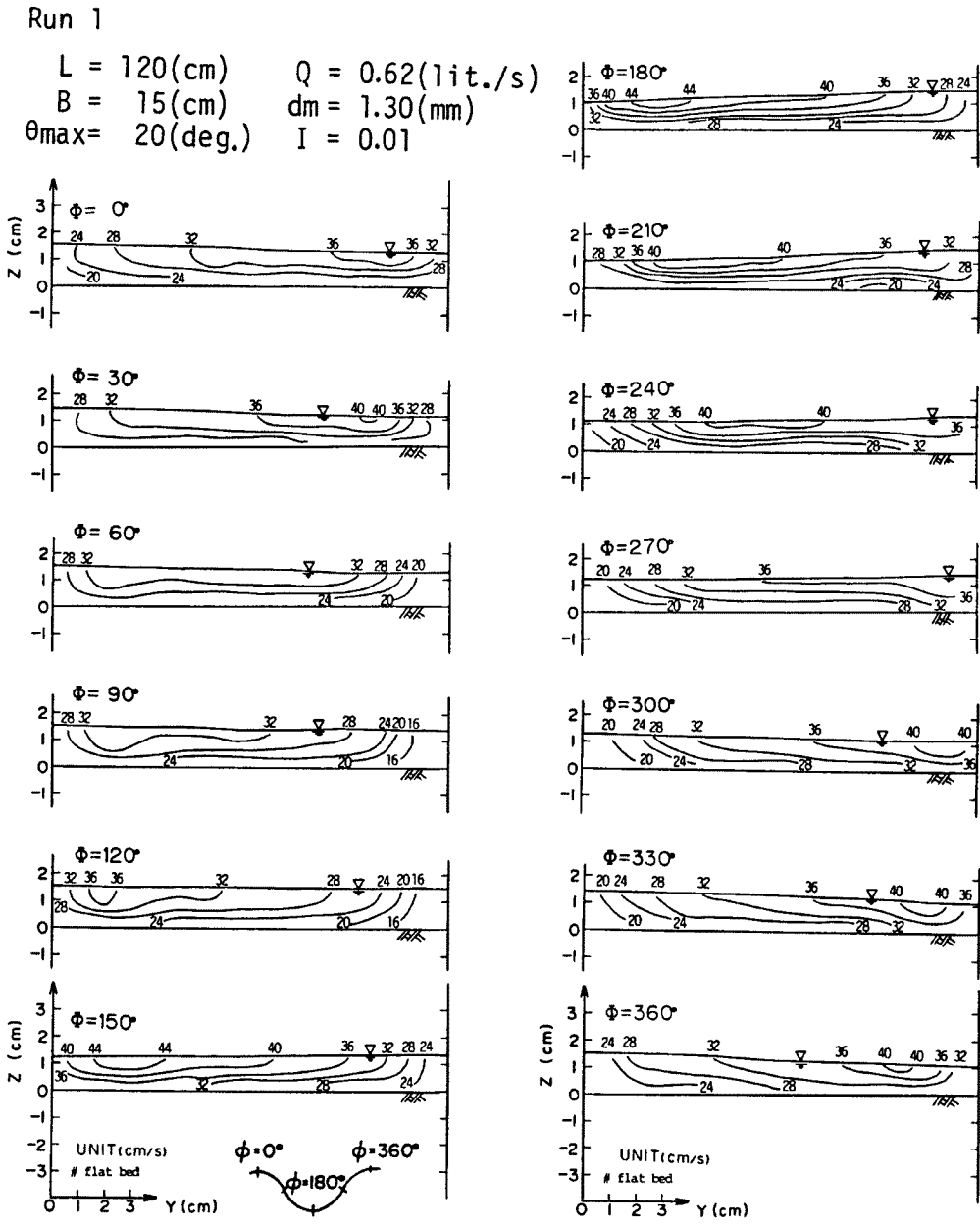


Fig. 6. Velocity distribution of main flow in a meandering channel with flat bed.

Run 1

$L = 120(\text{cm})$ $Q = 0.62(\text{lit./s})$
 $B = 15(\text{cm})$ $d_m = 1.30(\text{mm})$
 $\theta_{\max} = 20(\text{deg.})$ $I = 0.01$

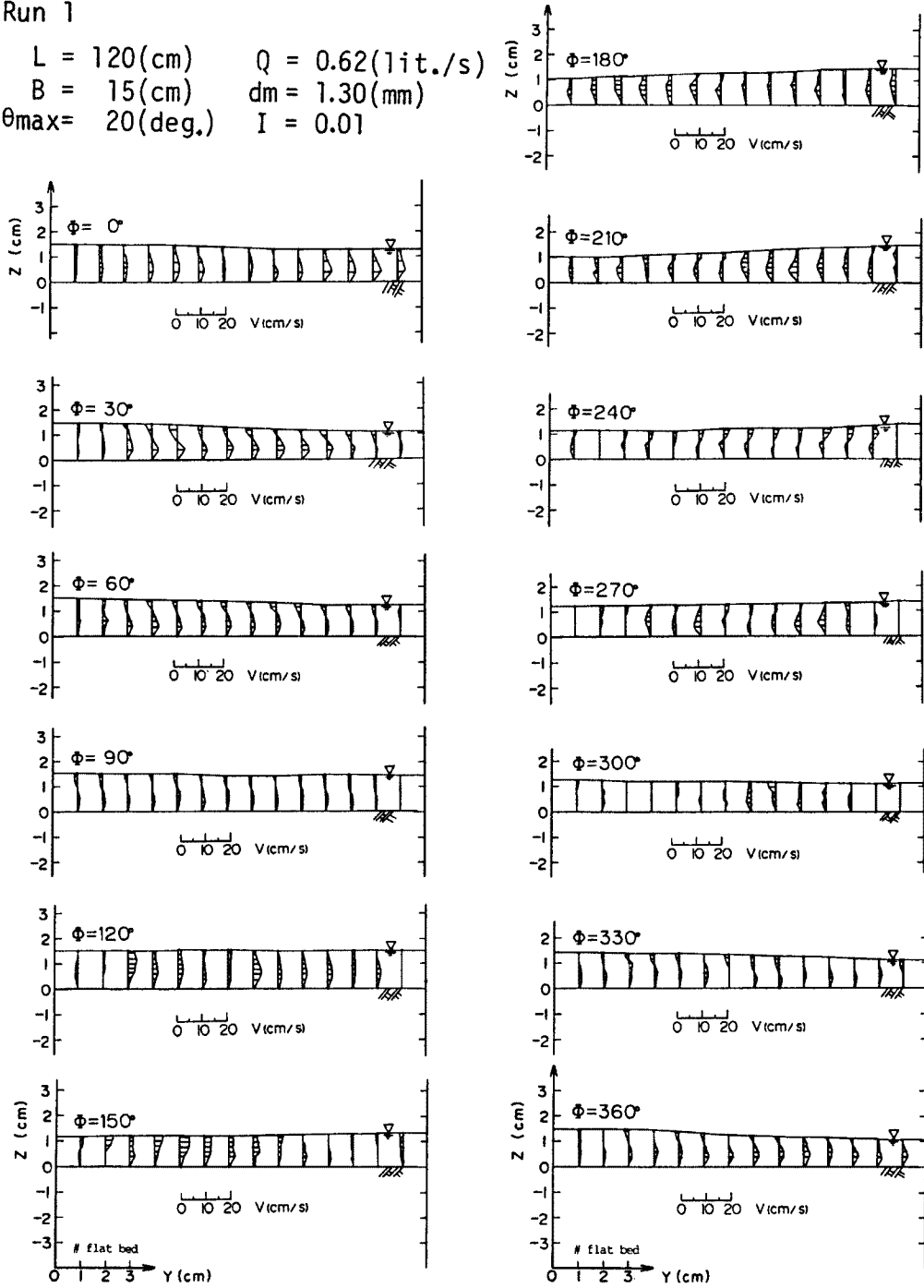


Fig. 7. Velocity distribution of secondary flow in a meandering channel with flat bed.

Run 1

$L = 120(\text{cm})$ $Q = 0.62(\text{lit./s})$
 $B = 15(\text{cm})$ $dm = 1.30(\text{mm})$
 $\theta_{\text{max}} = 20(\text{deg.})$ $I = 0.01$

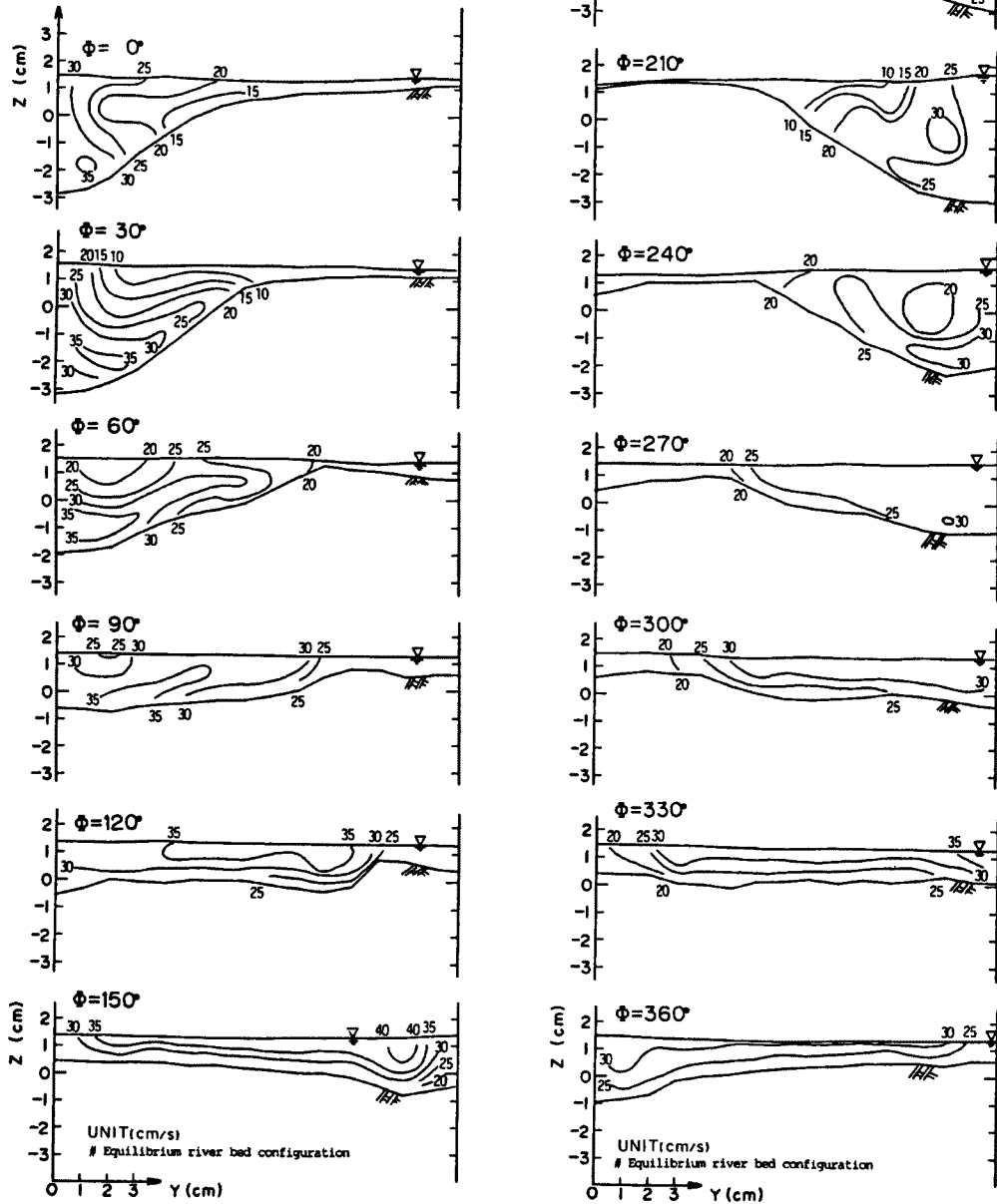


Fig. 8. Velocity distribution of main flow in a meandering equilibrium channel.

Run 1

$L = 120(\text{cm})$ $Q = 0.62(\text{lit./s})$

$B = 15(\text{cm})$ $d_m = 1.30(\text{mm})$

$\theta_{\text{max}} = 20(\text{deg.})$ $I = 0.01$

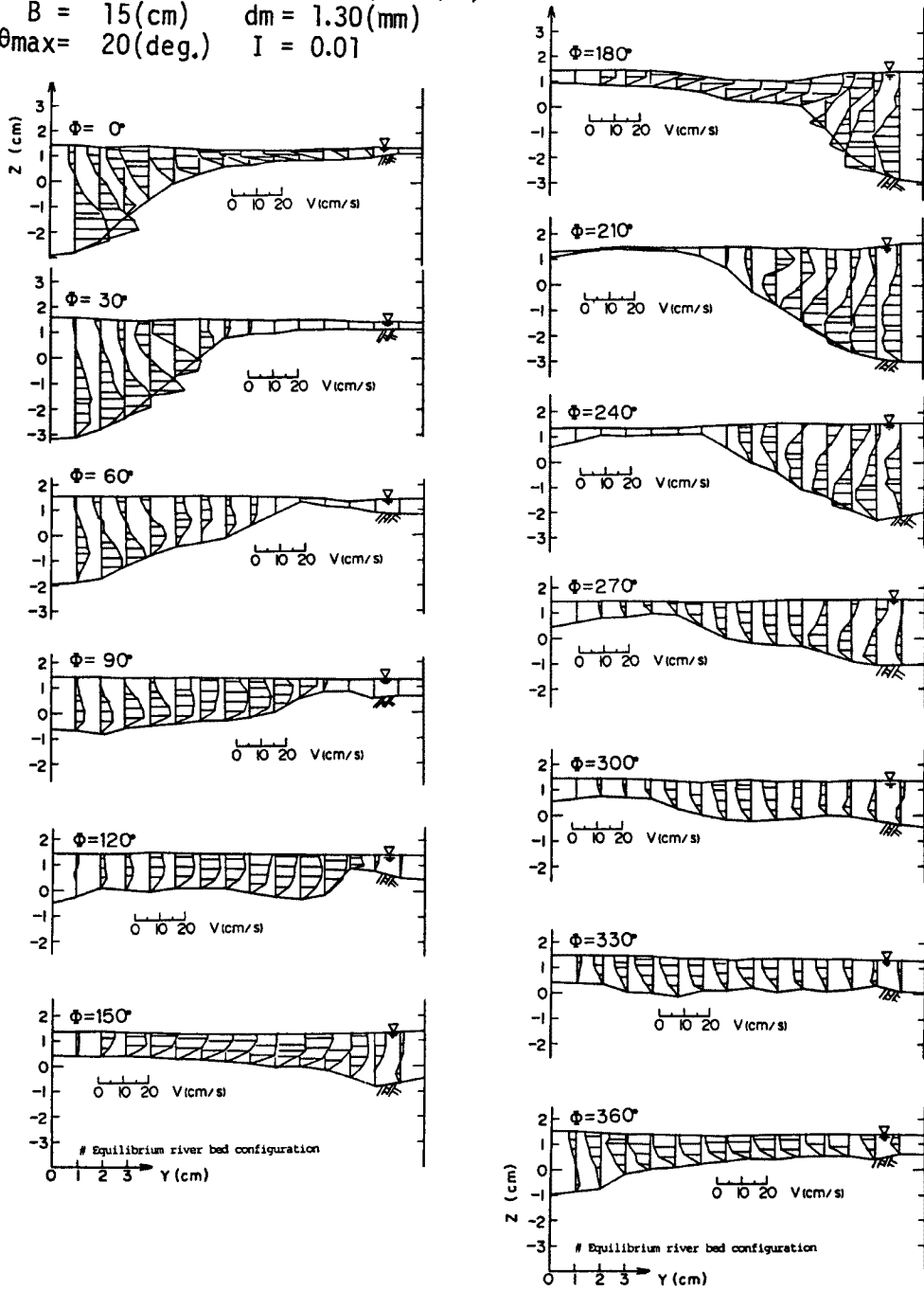


Fig. 9. Velocity distribution of secondary flow in a meandering equilibrium channel.

3. 二次元浅水流モデルによる河床変動の解析

3.1 支配方程式

清水・板倉³⁾の二次元浅水流モデルを参考にして、蛇行流路の流速分布および河床変動を解析する。流水の運動方程式および連続式は、

$$u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{uv}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} - \frac{\tau_s}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (3)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial n} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{u^2}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} - \frac{\tau_n}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{\partial(uh)}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial(rv h)}{\partial n} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $p = \rho g (h+z)$ (6)

また、 τ_s, τ_n については Manning 則を用いて、次のように与える。

$$\frac{\tau_s}{\rho h} = \frac{g n_m^2}{h^{4/3}} u \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (7)$$

$$\frac{\tau_n}{\rho h} = \frac{g n_m^2}{h^{4/3}} v \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 g は重力加速度、 n_m は Manning の粗度係数である。渦動粘性係数 ϵ については水深方向へ対数則を仮定し、その平均値を用いて次のように与える。

$$\epsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \dots\dots\dots (9)$$

流砂量式は芦田・道上式を用いる。

$$\frac{q_{Bs}}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} = 17 \tau_{*c}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 q_{Bs} は流下方向の単位幅当りの流砂量である。

横断方向の流砂量式には長谷川²⁾によって示された(11)式を用いる。

$$q_{Bn} = q_{Bs} \left(\frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 q_{Bn} は横断方向の単位幅当りの流砂量(左岸から右岸に向うものを正とする)。 μ_s, μ_k はそれぞれ河床材料の静止および動摩擦係数、 z は河床高、また、 u_b および v_b は u および v の底面流速を示す。(11)式の右辺第一項は流速の方向に対応する流砂成分、第二項は河床の横断方向勾配による流砂成分をあらわす。

流砂の連続式は、

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{\partial q_{Bn}}{\partial n} \right) = 0 \dots\dots\dots (12)$$

次に底面流速 u_b, v_b の与え方について考察する。 u_b については、流速分布の対数則を仮定し、相当粗度高さの流速を用いることにすれば、

$$u_b = 8.5 u_* \dots\dots\dots (13)$$

で与えられる。 v_b については、平均流による v 成分と、水深方向に積分すると0になるようならせん流成分の和として与えられる。

$$v_b = v'_b + v''_b \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 v_b は底面流速の n 成分、 v'_b は平均流による v 方向成分、 v''_b はらせん流の底面流速。 v'_b についての鉛直分布は分からないので、ここでは、浅水流モデルによって解かれた横断方向の流速成分 v を用いることにする。

$$v'_b = v \dots \dots \dots (15)$$

らせん流の底面流速には (16) 式のような自由渦型の式が提唱されているので、ここでも、(16) 式により v'_b を算定する。

$$v'_b = -N_* \frac{h}{r} u_b \dots \dots \dots (16)$$

ここに、 v'_b はらせん流による河床での流速、 h は水深、 r は水路の曲率半径、 u_b は流下方向の底面流速、 N_* は係数である。 N_* については、従来数多くの研究により、いろいろな値が示されている。

$$\text{Rozovskii}^{(8)}; N_* = 11 \sim 11.5 \dots \dots \dots (17)$$

$$\text{Engelund}^{(9)}; N_* = 7 \dots \dots \dots (18)$$

$$\text{池田}^{(10)}; N_* = 1.226(\sqrt{2/f_0} - 1.584) \dots \dots \dots (19)$$

ここに、 f_0 は抵抗係数である。

著者らの実験結果では、先に示したように平坦床では $N_* = 1 \sim 2$ と非常に小さく、平衡河床では $N_* = 5 \sim 7$ 程度の値であり Engelund のものと同程度であった。

3.2 支配方程式の差分化と境界条件

運動方程式の差分化については、移流項に対しては第一次の風上差分、圧力項に関しては後退差分、他の量に関しては中央差分を用いたが、第2次の風上差分あるいはハイブリッド型差分に発展させる必要がある。河床変動の解析では、流下方向、横断方向とも中央差分を用いた。一次元解析では、常流に対して後退差分、射流に対して前進差分を取るのだが、解の安定上好ましいとされているが、二次元解析における差分の取り方については明確にされていない。清水・板倉³⁾は二次元解析で流下方向に後退差分、横断方向に中央差分を用いているが、本研究では、両者とも中央差分を用いた方が安定した解が得られた。

境界条件として上流端および下流端において流速と水深を与えた。蛇行水路一波長についての平衡解を求める計算であるので、上流端および下流端における水深および流速は全く同じであるとした。側壁においては $v = 0$ とし、 u については、

$$\tau_w / \rho = C_d u^2 \dots \dots \dots (20)$$

で与えた。ここに、 τ_w は側壁のせん断力、 C_d は摩擦係数である。

計算の手順は Fig. 10 に示すフローチャートのとおりである。計算メッシュは横断方向には水路幅を 15 等分し、 $\Delta n = 15 \text{ cm} / 15 = 1 \text{ cm}$ 、流下方向には一波長を 12 等分し、 $\Delta s = 120 \text{ cm} / 12 = 10 \text{ cm}$ とした。また $\Delta t = 6 \text{ sec}$ とした。

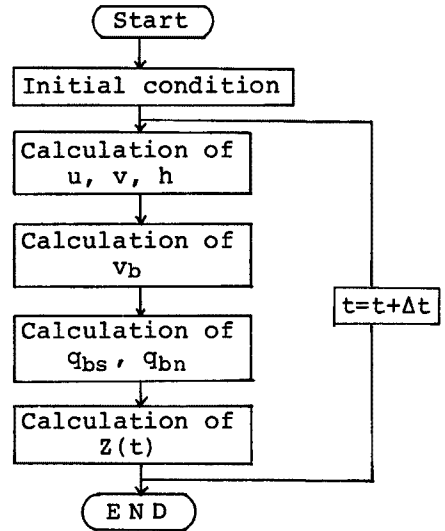


Fig. 10. Procedure of the calculation by two dimensional model for river bed variation.

3.3 流速分布の計算結果と実験値との比較

平坦河床上の流速分布の計算結果と実測結果の比較を Fig. 11 に示す。計算結果はわん曲部内岸の流速が速くなるという自由渦型の分布を示しており、実測値とその傾向はよく一致している。また、横断方向に流速が一様となる断面は、計算値では $\phi = 60 \sim 90^\circ, 240 \sim 270^\circ$ の間にあり、実測値では $\phi = 60^\circ, 240^\circ$ 付近にあって、若干の位相のずれがあるが、ほぼ一致していると見ることができる。しかし、横断方向の速度勾配についてみると、計算値と実験値では若干異なっている。これには実験誤差などの影響があるものと考えられる。

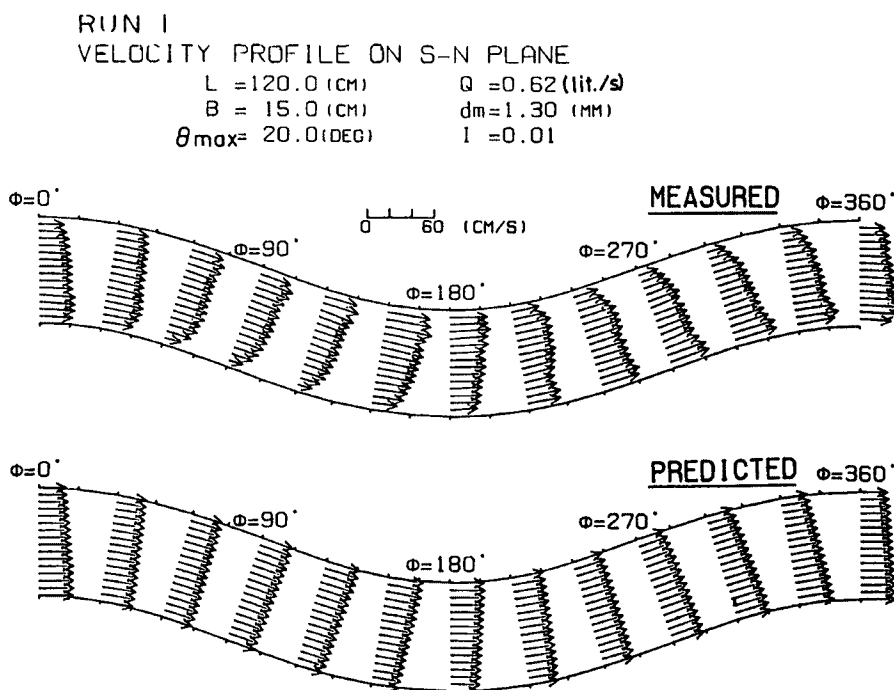


Fig. 11. Comparison of the velocity distributions by measurement and calculation in a meandering channel with flat bed.

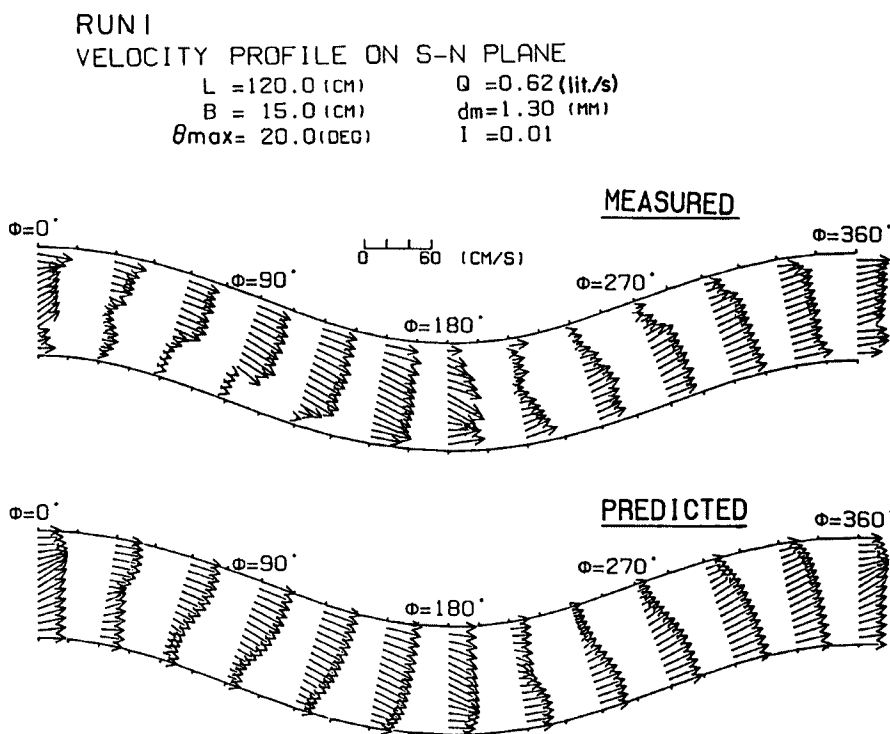


Fig. 12. Comparison of the velocity distributions by measurement and calculation in a meandering equilibrium channel.

平衡河床上の流速分布の計算結果と実測結果の比較を Fig. 12 に示す。計算結果は大局的には実測結果を表現しているが、河床が急激に変化する所では適合度は必ずしもよくない。これは計算モデルにおいては鉛直方向の流速分布に対数則を仮定しているが、実際には、実験結果で示したように対数則からかなり離れていることや、二次元浅水流モデルで考慮していない z 方向の流れの存在などによるものと思われる。

3.4 河床変動の計算結果と実測値との比較

Fig. 13 は Run 1 の平衡河床形状の計算結果と実測値を比較したものである。洗掘深、洗掘位相と流路位相とのずれもかなりよい一致を示し、また洗掘の形状も両者でほぼ一致している。しかし、わん曲前半部の内岸側の河床形状については若干の相違が見られる。すなわち、計算結果は $\phi = 120^\circ \sim 180^\circ$ 、 $\phi = 300^\circ \sim 360^\circ$ の内岸側において実験結果よりも堆積が大きめに出ており、堆積部分が上流側にシフトしている。これは実際には $\phi = 120^\circ \sim 180^\circ$ 、 $\phi = 300^\circ \sim 360^\circ$ での流れの性状は発散流れであるが、計算においては、この部分に対してもらせん流を考慮して計算しており、その為の影響が出たものと考えられる。

なお計算に用いた諸係数の値は $\mu_s = 0.6$ 、 $\mu_k = 0.8$ 、 $\mu_s = 0.48$ 、 $n_m = 0.025$ 、 $N_* = 11$ である。 $\mu_s \cdot \mu_k$ については実験値から得られる底面流速などから長谷川の式 (11) より $\mu_s \cdot \mu_k$ の値を逆算すると $\mu_s \cdot \mu_k = 0.2 \sim 0.5$ の値をとり、 $\mu_s = 0.6$ 、 $\mu_k = 0.48$ は妥当な値であると考えられる。 N_* については式 (17) に示す Rozovskii の値を用いた。Manning の粗度係数 n_m については、実験値は $n_m = 0.02$ であるが、この値を用いて計算すると洗掘位相、洗掘深を表現できない。そこで、 n_m を種々変えて検討した結果 $n_m = 0.025$ が実験値を比較よく表現できたので、 $n_m = 0.025$ の計算結果を示している。逆算された $n_m = 0.02$ は平均値であり、洗掘を受けている場所においては抵抗は局所的に大きな値を取っていると考えられ、そのため $n_m = 0.025$ の値を用いた方が現象をよりよく表現したものである。

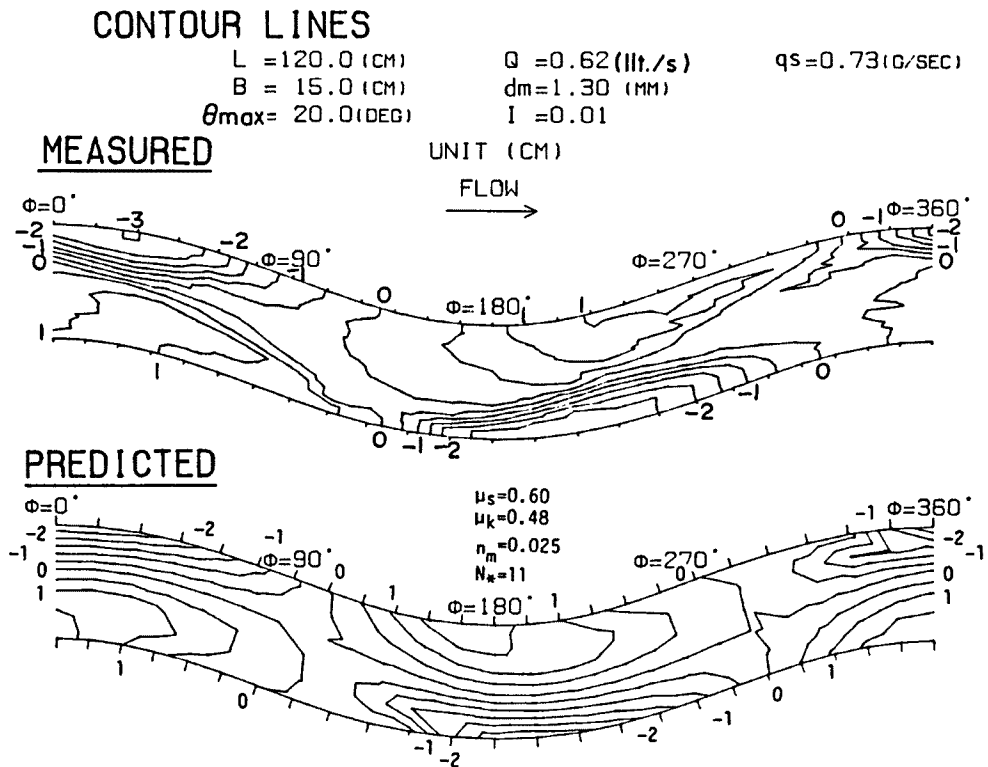


Fig. 13. Comparison of the bed variations by measurement and calculation in a meandering channel.

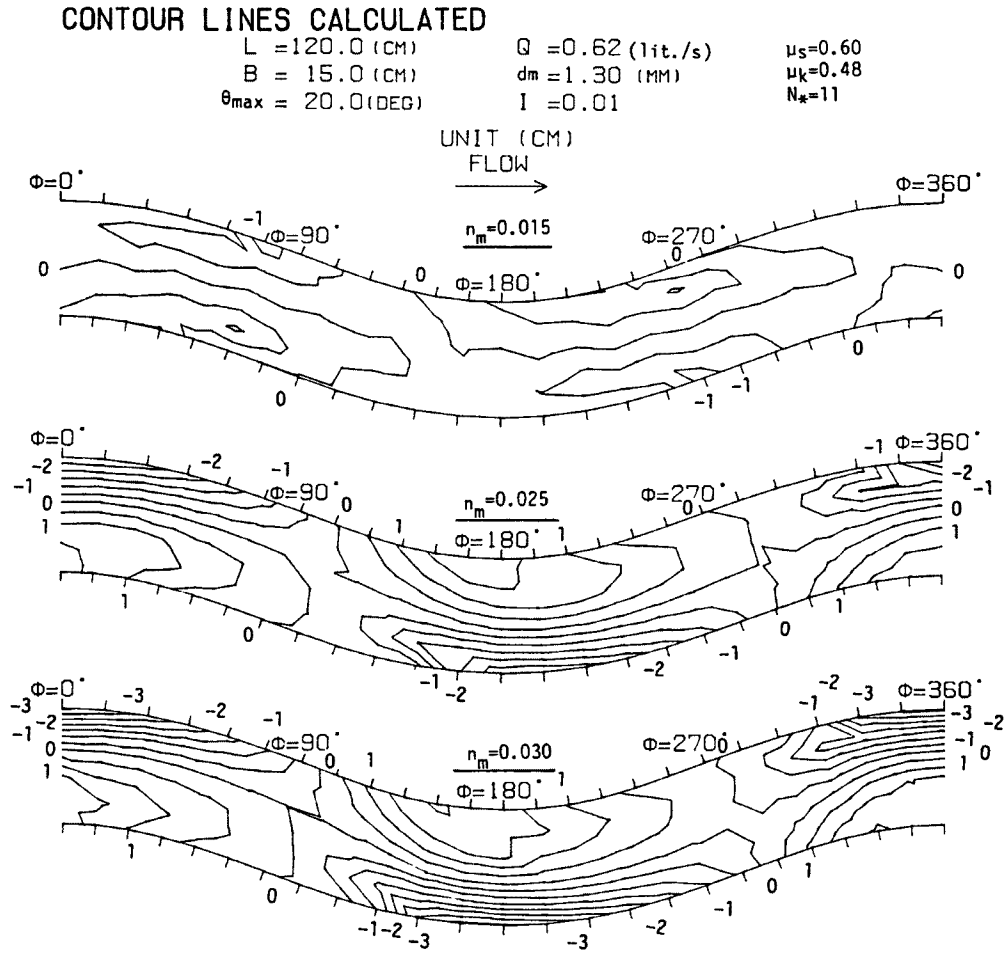


Fig. 14. Comparison of the bed variations calculated by changing a roughness coefficient in the simulation model.

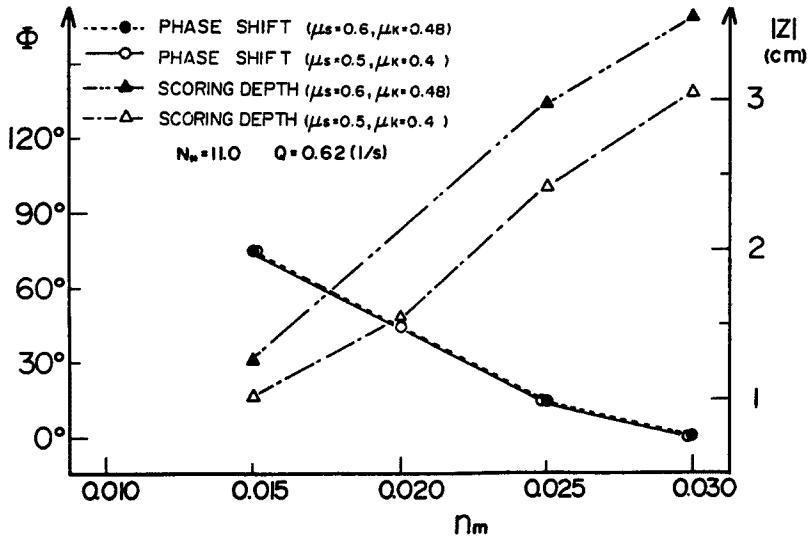


Fig. 15. Variation of the results predicted for the maximum scouring depth and its location with the value of roughness coefficient in the simulation model.

CONTOUR LINES CALCULATED ($t=120\text{MIN.}$)

$L = 120.0 \text{ (CM)}$ $Q = 0.62 \text{ (lit./s)}$ $\nu_s = 0.60$
 $B = 15.0 \text{ (CM)}$ $d_m = 1.30 \text{ (MM)}$ $\nu_k = 0.48$
 $\theta_{\max} = 20.0 \text{ (DEG)}$ $I = 0.01$ $\eta_m = 0.025$

UNIT (CM)

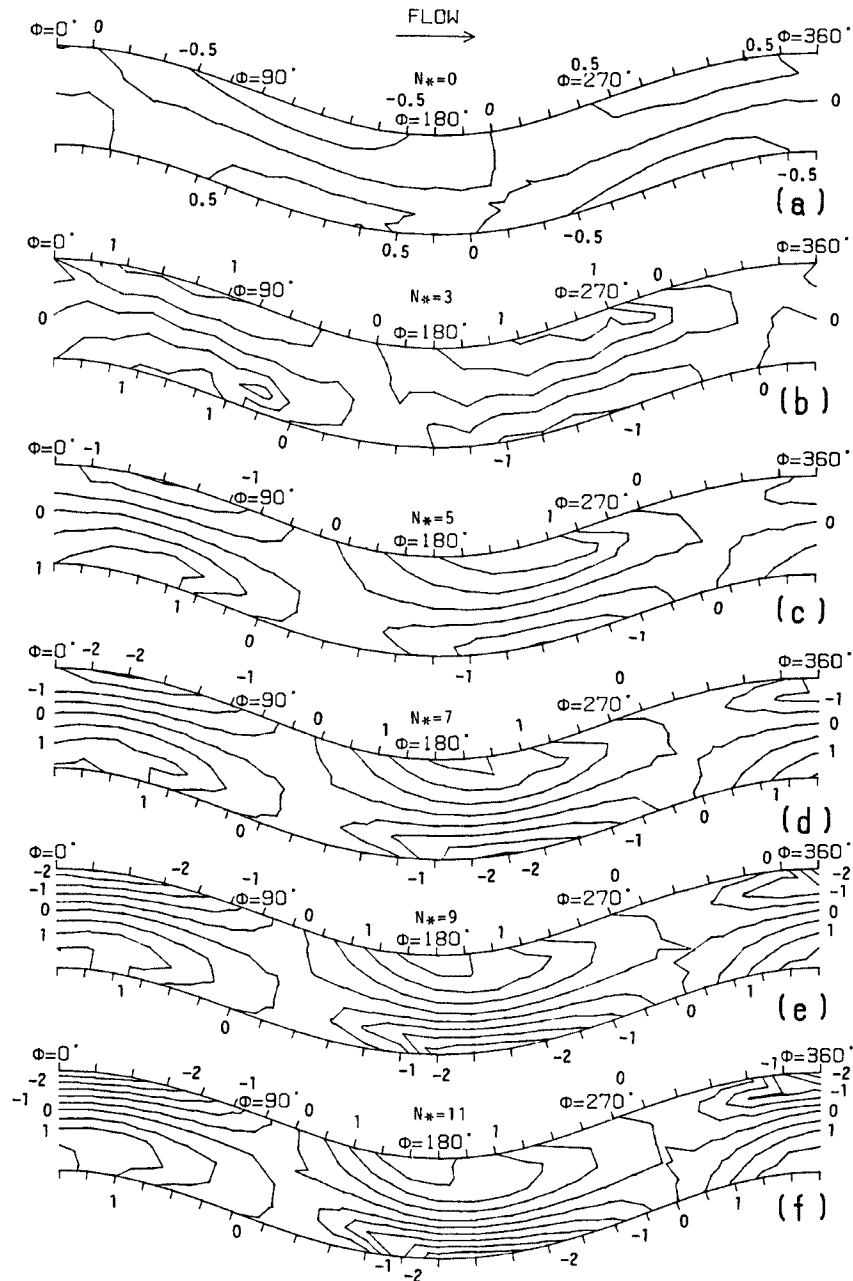


Fig. 16. Comparison of the bed variations calculated by changing a parameter N_* . (N_* : intensity coefficient of secondary current in the simulation model)

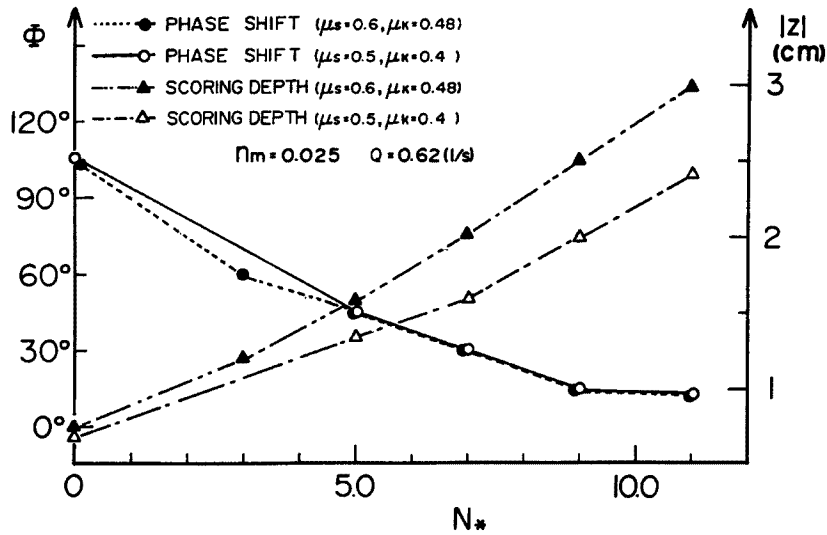


Fig. 17. Variation of the results of calculation for the maximum scouring depth and its location with a parameter N_* in the simulation model.

3.5 数値モデルの構造

3.1 および 3.2 に示した河床変動解析の数値モデルの構造について検討を行ない、本モデルの適用法を考察しよう。

本モデルにおいては現象を支配するパラメータは Manning の粗度係数 n_m 、らせん流の強度係数 N_* および静止・動摩擦係数 μ_s 、 μ_k である。以下これらのパラメータを変化させてシミュレーション計算を行ない、平衡河床形状がどのように変化するかを調べて、モデルの構造を検討しよう。Fig. 14 は、他の諸量を一定にして粗度係数 n_m だけを変化させた場合の平衡河床形状の計算結果である。 n_m の値によって洗掘形状、最大洗掘深の位置及び大きさは顕著に変化することがわかる。これらの結果から最大洗掘の発生場所の位相と流路位相のずれ、および最大洗掘深が n_m によってどのように変化するかを示したものが Fig. 15 である。 n_m が大きくなるほど、すなわち流れの抵抗が大きくなるほど、洗掘深は増加し、また、洗掘位相の流路位相とのずれは小さくなる。ここに、位相差 $\phi = 0$ というのは凹曲頂部外岸に最大洗掘深が生じていることを意味する。

また、 $\mu_s \cdot \mu_k$ の値を変化させた結果も同図に示しているが、 $\mu_s \cdot \mu_k$ の値によって最大洗掘深の生じる場所はほとんど変化しないが、洗掘深の値は変化し、 $\mu_s \cdot \mu_k$ が大きくなると洗掘深は大きくなる。

二次流の強度係数 N_* を変化させることによって生じる河床形状の変化を計算した結果は Fig. 16 (a) ~ (f) のとおりである。 N_* の値により河床形状は大きく相違する。 N_* を大きくするほど洗掘深は大きくなり、また、洗掘位相の流路位相からのずれは小さくなり、洗掘位置が凹曲頂部外岸に近づく傾向がある。この事は N_* と洗掘深、および洗掘位相と流路位相のずれとの関係を示した Fig. 17 より明瞭に認めることができる。

河床変動過程の実験において、初期平坦河床において $\phi = 120^\circ$ 付近から洗掘が発生し、洗掘位置は上流に移動して $\phi = 30^\circ$ 付近で平衡状態に到達するという興味ある結果が得られたが、この事は、平坦河床においては二次流は十分に発達しておらず、したがって N_* は小さく、洗掘の進行とともに二次流は発達し、 N_* が大きくなることによって説明することができる。したがって、河床変動過程を追跡するために

は、 N_* を時間的に変化させることが必要であるが、本論文においては、 N_* を時間的に変化させておらず、したがって、洗掘場所の位動現象は解析できていない。

4. 結 語

蛇行水路における河床変動を初期平坦河床から平衡河床形状に至るまで追跡し、数多くの変動特性を明らかにした。とくに、深掘れの位置が初期においては $\phi = 120^\circ$ 付近に発生し、次第に上流へ移動して $\phi = 30^\circ$ 付近で平衡状態に到達することは興味ある現象である。

また、平坦河床および平衡河床形に対して詳細な流速分布の測定を行ない、両者の流速分布特性の相違が明らかにされた。二次流は前者においてはそれほど顕著でないが、後者においては顕著に発達することが明らかにされた。

また、蛇行水路における流速分布および河床変動を二次元浅水流モデルによって解析し、実験結果と比較して妥当な結果を得た。さらに、解析モデルに含まれているパラメータのうち、二次流の強度係数、Manningの粗度係数および砂礫の摩擦係数の値を種々変化させて、河床変動のシミュレーションを行い、これらのパラメータの値によって、最大洗掘深の位置や深さがどのように変化するかを検討してシミュレーションモデルの構造を明らかにした。その結果、実験によって明らかにされた深掘れ位置の上流へのシフトは、二次流の強度が洗掘の進行とともに強くなって行くことが原因であることが明らかにされた。

初期平坦河床から平衡河床への河床変動を追跡するためには、シミュレーションモデルに用いられているパラメータの値を時間的に変化させることが必要であるが、本研究においては、これを一定としているので、今後改善をはかって行かなければならない。

参 考 文 献

- 1) 池田駿介・西村達也：砂床蛇行河川の三次元流れと河床変動，土木学会論文報告集第369号，1986.
- 2) 長谷川和義：沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究，北海道大学学位論文，1983.
- 3) 清水康行・板倉忠興：河川における2次元流れと河床変動の計算，北海道開発局土木試験所報告No. 85,1986.
- 4) Demuren, A.O.: Three dimensional numerical computation of flow and pollutant dispersion in meandering channel, IAHR, XX Cong. Moscow, USSR, Vol.3, 1983.
- 5) 田中昌宏・池田駿介： $k-\epsilon$ 乱流モデルによる空気蛇行流の三次元数値計算，第29回水理講演会論文集，1985.
- 6) 木下良作・三輪式：砂レキ堆の位置が安定化する流路形状，新砂防，94，1974.
- 7) 池田駿介・山坂昌成ら：蛇行流路内の砂州に関する研究，土木学会第42回年次学術講演会概要集，1987.
- 8) Rozovskii, I.L.: Flow of Water in Bends of Open Channels, Academy of Science of the Ukrainian S.S.R., Translated from Russian, Israel Program for Scientific Translation, 1957.
- 9) Engelund, F.: Flow and Bed Topography in Channel Bends, Jour of Hydraulic Div, ASCE, 100 (HY 11), 1974.
- 10) 池田駿介：移動床河川の湾曲部における二次流と動的平衡河床について，土木学会論文報告集，第229号，1974.