

水制工の配置法の研究

福岡捷二*・渡辺明英**・西村達也***

水制工の配置は、一般に大型水理模型実験や現地での検討にもとづいて決められるが、河道条件などの異なる他の河川にこれを直接適用できないという問題が生じる。

本研究では、最初に大型蛇行水路において、水制群を種々の配列パターンで設置し、これに対する流れと河床の応答を調べた。つぎに、水制群の存在を考慮に入れた三次元数値モデルを開発し、実験結果と比較検討した結果、本モデルが任意の法線形を有する河道に対し、高い精度で水理的に最適な水制群の配置を決定する手段を与え得ることを示した。

Keywords : permeable groin arrangement, optimum design, meandering river, three dimensional numerical analysis

1. 序 論

河道湾曲部の外岸には、高流速が発生し、水衝部が現れることが多い。その結果、外岸側の河岸には侵食が生じやすく、堤防決壊の危険性が高くなりやすいところである。このような河岸侵食を軽減する方法として、河道の曲率の緩和のほかに、護岸、水制、ベン工等の河川構造物による対策が考えられる。わが国の河川のように河道周辺に民家が多い状況では、河道の線形を変更することは、経済的、社会的に著しく困難である。したがって、護岸・水制工等によって河岸侵食に対処することが多いが、護岸・水制工の設置位置については、現地検討および模型実験を中心に決められている。護岸・水制工の配置は堤防等の河川構造物の設計とも密接に関連しており、より簡単に、合理的に決定する方法が強く求められているところである¹⁾。

湾曲部の流れおよび河床変動の研究は、数多く行われてきている^{2)~4)}。これらの研究の多くは基礎的研究に重点をおいており、縦断方向に川幅や河床勾配が変化するような実河川にそのまま適用するには無理がある。

実河川に適用可能なものには、清水ら^{5),6)}の二次元差分および三次元差分法を用いた研究がある。二次元差分法では、水深方向の流速は他の流速に比べて非常に小さいものと仮定し、水深平均の流速を求めている。この方法では、蛇行河川における深掘れ位置の平面形状に対する位相差等を再現することができない。また、三次元差分法では、二次元差分法では表現できなかった流況および河床変動状況を再現することができるが、水深方向にも差分計算のメッシュを切ることで、および河床が変動す

る毎に河床の位置を決定しなおすために計算量が多くなることなどの問題が生じる。

このような問題が残されているものの、三次元数値計算法の開発によって河川の水理現象は、かなりの程度表現できるようになった。一方、河道の形状に対して縦断的に適切に水制工を設置した場合には、図-1に示すように水制工がない場合と比較し、洗掘位置が河道中央側に移動し、洗掘深が軽減されることが古くより知られているが、この場合の流れと河床変動を説明する解析法は十分には確立してはいず、横断河床変動を抑制する水制工の適切な配置は、大型模型実験によって決めることが多い。模型型実験では、定まった線形の河道に対して、水制工の配置を決めることができるが、他の河道すなわち任意の河道形状に対応する解答を与えることは難しい。数値計算手法によって、任意の線形の河道に対して水制工の配置を適切に決める方法が開発できれば、水制工のみならず、多くの河川構造物の設計法にも、同様に適用できることになる。

水制工の代表的な研究に、秋草、吉川ら⁷⁾によるものがある。基礎的研究としては、例えば文献^{8),9),11)}等があげられる。これらの研究は主に水制工の周りの流れ^{7),10),11)}および水制工周囲の河床変動^{5),8),9),11)}を解明しようとしたものである。本文で対象とする河道平面形状に対する水制工の効果的な配置法の検討はなされていない。

水制工の配置については、著者らが建設省土木研究所^{12),13)}で系統的な実験研究を行い、設計法の基本的な考えを見出した。すなわち、曲率の異なる河道湾曲部の上下流に水制工を設置することによって、横断河床勾配を小さくし、河積を有効に活用できる河道を創造するための配置方法と、その洗掘抑制効果を明らかにした。しかし、それを理論的に説明する解析モデルの提案には至らなかった。

*正会員 工博 Ph. D 東京工業大学助教授 工学部土木工学科

(〒152 目黒区大岡山 2-12-1)

**正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科

***正会員 工修 (株)建設技術研究所 技術第三部

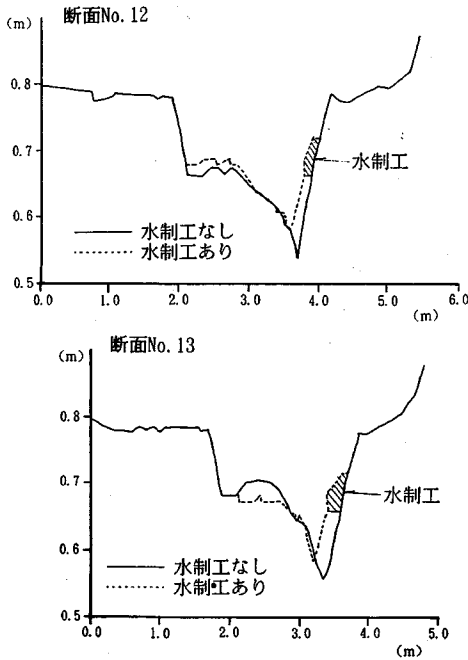


図-1 水制工の設置による河床変動状況の変化^{(12), (13)}

そこで本研究では、上述の考えのもとに、任意の法線形状、横断面形状を有する河道において、河床変動、河岸侵食を抑制する水制工群の適切な配置法を流れと河床についての数値計算によって決め、これを大型模型実験結果を用いて検証する。そのために、最初に川幅および河床勾配が縦断的に変化する任意の法線形状の蛇行河川における三次元流況と河床変動状況を説明するモデルを提案する。次いで、このモデルを用いて、河岸侵食を減ずるために断面内の洗掘深および横断勾配を小さくする水制工の配置法を検討し、その有効性を確認する。

2. 三次元モデルによる流れの計算

(1) 流れの基礎方程式

座標系は図-2に示す直交曲線座標系を用いるものとし、流下方向に s 軸、これと直交する横断方向に n 軸、鉛直方向に z 軸を定義する。 z 軸方向の運動方程式については静水圧分布が成り立つものと仮定する⁽²⁾。し、水底 z_0 から高さ z まで積分した連続式を s, n 軸方向の運動方程式に代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} - \left(\frac{\partial}{\partial s} \int_{z_0}^z u dz + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \int_{z_0}^z r v dz \right) \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{r} \\ = -g \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right) \dots (1) \end{aligned}$$

注) 透過・水没型水制群のまわりの流れにあつては、水制群による流れのブロックの影響はそれほど大きくないため、静水圧分布を仮定することができる。

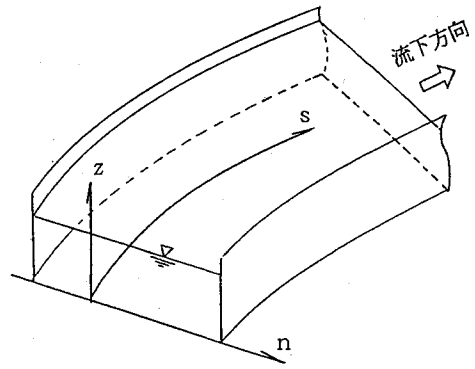


図-2 座標系の定義

$$\begin{aligned} u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \left(\frac{\partial}{\partial s} \int_{z_0}^z u dz + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \int_{z_0}^z r v dz \right) \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} \\ = -g \frac{\partial H}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \right) \dots (2) \end{aligned}$$

ここに、 u, v は、 s, n 軸方向の流速、 H は水位、 ρ は水の密度、 r は曲率半径、 g は重力加速度、 ε は渦動粘性係数であり、ここでは次式で与える。

$$\varepsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h$$

ただし、 u_* は摩擦速度、 h は水深、 κ はカルマン定数である。

また、連続式を河床から水面まで積分し、水面と河床における運動学的条件を用いると、

$$\frac{\partial(u_0 h)}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial(r v_0 h)}{\partial n} = 0 \dots (3)$$

となる。ここに u_0, v_0 は u, v の水深平均流速である。なお、境界条件は上流端で流量を与え、下流端で水位を与える。

(2) ガラーキン法による運動方程式の離散化

s, n 方向の流速 u, v の水深方向の分布形は、余弦関数の合成によって近似することが可能である⁽⁴⁾。ここでは、次式に示す3項までとする。

$$\begin{aligned} u(s, n, z) &= u_0(s, n) + u_1(s, n) \cos \pi(z - z_0)/h \\ &\quad + u_2(s, n) \cos 2\pi(z - z_0)/h \\ v(s, n, z) &= v_0(s, n) + v_1(s, n) \cos \pi z/h \\ &\quad + v_2(s, n) \cos 2\pi(z - z_0)/h \\ &\dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

式(4)を式(1)、(2)に代入し、重み関数として $\cos l\pi z'$ ($l=0, 1, 2$) をかけ、河床から水面までを積分することにより、運動方程式の離散化を行うと、次式が得られる。

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial u_0^2}{\partial s} + \frac{\partial u_0 v_0}{\partial n} + \frac{2u_0 v_0}{r} \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\ + \left(2 \frac{\partial u_0 u_l}{\partial s} + \frac{\partial u_0 v_l}{\partial n} + \frac{\partial u_l v_0}{\partial n} + \frac{2u_0 v_l}{r} + \frac{2u_l v_0}{r} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' + \left(\frac{\partial u_i v_j}{\partial s} + \frac{\partial u_i v_j}{\partial n} + \frac{2u_i v_j}{r} \right) \\
 & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos j\pi z' \cos l\pi z' dz' \\
 & + u_0 \left(\frac{\partial u_j}{\partial s} + \frac{\partial v_j}{\partial n} + \frac{v_j}{r} \right) \int_0^1 \frac{z' l \sin j\pi z'}{j} \sin l\pi z' dz' \\
 & + u_i \left(\frac{\partial u_j}{\partial s} + \frac{\partial v_j}{\partial n} + \frac{v_j}{r} \right) \int_0^1 \frac{\sin j\pi z'}{j} \cos i\pi z' \sin l\pi z' dz' \\
 = & -g \frac{\partial H}{\partial s} \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\
 & - \frac{\tau_{s0}}{\rho h} \frac{i l \pi^2 \epsilon u_i}{h^2} \int_0^1 \sin i\pi z' \sin l\pi z' dz' \\
 & + \left(\frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial u_0}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial u_0}{\partial n} \right) \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\
 & + \left(\frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial u_i}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial u_i}{\partial n} \right) \right) \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \\
 & \dots\dots\dots (5) \\
 & \left(\frac{\partial u_0 v_0}{\partial s} + \frac{\partial v_0^2}{\partial n} - \frac{u_0^2 - v_0^2}{r} \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\
 & + \left(\frac{\partial u_0 v_i}{\partial s} + \frac{\partial u_i v_0}{\partial s} + 2 \frac{\partial v_0 v_i}{\partial n} - 2 \frac{u_0 u_i - v_i v_0}{r} \right) \\
 & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \\
 & + \left(\frac{\partial u_i v_j}{\partial s} + \frac{\partial v_i v_j}{\partial n} - \frac{u_i u_j - v_i v_j}{r} \right) \\
 & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos j\pi z' \cos l\pi z' dz' \\
 & + v_0 \left(\frac{\partial u_j}{\partial s} + \frac{\partial v_j}{\partial n} + \frac{v_j}{r} \right) \int_0^1 \frac{z' \sin j\pi z'}{j} \sin l\pi z' dz' \\
 & + v_i \left(\frac{\partial u_j}{\partial s} + \frac{\partial v_j}{\partial n} + \frac{v_j}{r} \right) \int_0^1 \frac{l \sin j\pi z'}{j} \cos i\pi z' \sin l\pi z' dz' \\
 = & -g \frac{\partial H}{\partial n} \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\
 & - \frac{\tau_{n0}}{\rho h} \frac{i l \pi^2 \epsilon v_i}{h^2} \int_0^1 \sin i\pi z' \sin l\pi z' dz' \\
 & + \left(\frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial v_0}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial v_0}{\partial n} \right) \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\
 & + \left(\frac{\partial}{\partial s} \left(\epsilon \frac{\partial v_i}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial v_i}{\partial n} \right) \right) \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \\
 & \dots\dots\dots (6)
 \end{aligned}$$

ここに、 $z' = (z - z_0)/h$ 、 i, j は、式(11)に示した余弦関数の組み合わせ、 l はガラキン法による重み ($l=0, 1, 2$)である。 τ_{s0} 、 τ_{n0} は s, n 方向の河床せん断力であり、次式で表す。

$$\begin{aligned}
 \frac{\tau_{s0}}{\rho} &= C_B u_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2} \\
 \frac{\tau_{n0}}{\rho} &= C_B v_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2}
 \end{aligned} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 C_B は河床の摩擦係数、 u_b, v_b は流速 u, v の河床での値を示す。

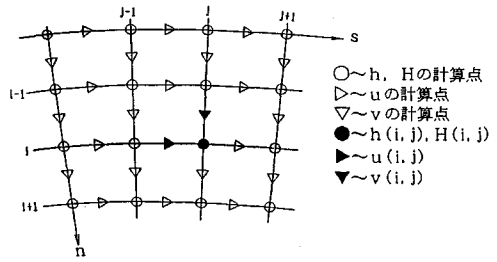


図-3 h, H, u, vの各格子点の位置

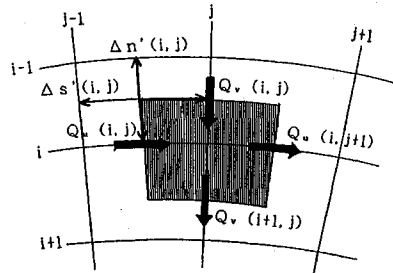


図-4 水深平均連続式の差分化

ガラキン法によって離散化された運動方程式(5)、(6)を用いることにより、 $l=0$ のとき u_0, v_0 、 $l=1$ のとき u_1, v_1 、 $l=2$ のとき u_2, v_2 が求まる。

(3) 方程式の差分化と計算方法

ガラキン法により離散化された運動方程式(5)、(6)および連続方程式(3)は、清水⁶⁾の方法にもとづき差分化を行う。差分化にあたっては、 s 方向を j, n 方向を i とし、図-3に示すように、 s, n 方向流速 u, v と水位 H および水深 h の計算地点を選ぶ。

$l=0$ の場合の運動方程式を差分化し各項を整理すると、次式に示す一次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned}
 & \alpha(i, j) u_0(i, j) + \beta(i, j) \\
 & + \gamma(i, j) \{H(i, j) - H(i, j-1)\} = 0 \\
 & \zeta(i, j) v_0(i, j) + \eta(i, j) \\
 & + \xi(i, j) \{H(i, j) - H(i-1, j)\} = 0
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

この一次式から流速 u_0, v_0 を求める。 $l=1, 2$ の場合についても同様に u_1, u_2, v_1, v_2 の一次式から各々求める。

水深方向に積分した連続式(3)は図-4に斜線で示す格子内での流量収支が「0」であることを示すので、これを差分式で表すと次式となる。

$$\begin{aligned}
 & Q_u(i, j) - Q_u(i, j+1) \\
 & + Q_v(i, j) - Q_v(i+1, j) = 0 \dots\dots\dots (9)
 \end{aligned}$$

ここで

$$\begin{aligned}
 Q_u(i, j) &= u_0(i, j) \frac{h(i, j) + h(i, j-1)}{2} \\
 & \frac{\Delta n'(i, j) + \Delta n'(i+1, j)}{2}
 \end{aligned}$$

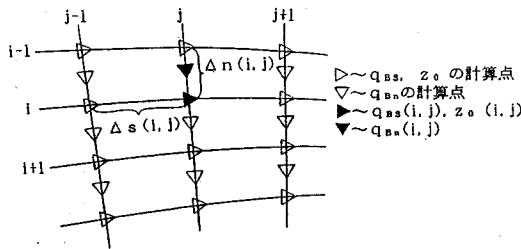


図-5 流砂量および河床高の格子点の位置

$$Q_s(i, j) = v_0(i, j) \frac{h(i, j) + h(i-1, j)}{2} \frac{\Delta s'(i, j) + \Delta s'(i, j+1)}{2} \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $\Delta s'$ 、 $\Delta n'$ は図-4 に示す通りである。
式 (9) に式 (8)、(10) を代入すれば、水位 H に関する式となり、これを解くことによって水位式 $H(i, j)$ を求めることができる。

3. 三次元モデルを用いた河床変動計算

(1) 河床変動の基礎方程式

河床高の変化は、次式で表される。

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r q_{Bn})}{\partial n} \right) = 0 \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 t は時間、 z_0 は河床高、 λ は河床材料の空隙率、 q_{Bs} 、 q_{Bn} は s 、 n 方向の単位幅当たりの掃流砂量を示す。
 s 方向 (流下方向) の単位幅当たりの掃流砂量 q_{Bs} は、次式に示す Meyer-Peter-Muller の式を用いる。

$$q_{Bs} = 8\sqrt{(\rho_s/\rho - 1)gd^3}(\tau_*' - \tau_{*c})^{1.5} \dots \dots \dots (12)$$

ここに、 ρ_s は砂礫の密度、 ρ は水の密度、 d は河床材料の粒径、 τ_*' は無次元有効せん断力、 τ_{*c} は無次元限界せん断力で岩垣の式より求める。

n 方向 (横断方向) の単位幅当たりの掃流砂量 q_{Bn} は、長谷川ら⁴⁾の式を用いる。

$$q_{Bn} = q_{Bs} \left(\frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z_0}{\partial n} \right) \dots \dots \dots (13)$$

ここに μ_s および μ_k は各々静止及び動摩擦係数、 τ_* は無次元せん断力、 u_b および v_b は、 s 、 n 方向の河床での流速であり、式 (4) より次式となる。

$$u_b = u_0 + u_1 + u_2, \quad v_b = v_0 + v_1 + v_2 \dots \dots \dots (14)$$

(2) 方程式の差分化と計算方法

s 、 n 方向の単位幅当たりの流砂量 q_{Bs} 、 q_{Bn} および河床高 z_0 の計算点を図-5 に示すように配置すると、流砂の連続式 (11) は次式に示すように差分化される。

$$\frac{z_0(i, j, t + \Delta t) - z_0(i, j, t)}{\Delta t} = \frac{1}{1-\lambda} \frac{2}{\Delta s(i, j) \{ \Delta n(i, j) + \Delta n(i+1, j) \}}$$

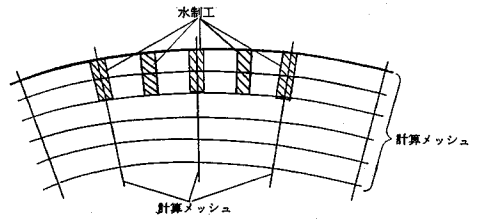


図-6 水制工の設置位置と計算メッシュ

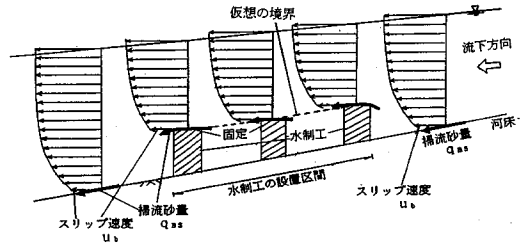


図-7 水制工の設置地点における境界条件

$$\times [(q_{Bs}(i, j) \{ \Delta n(i, j) + \Delta n(i+1, j) \}) / 2 - q_{Bs}(i, j-1) \{ \Delta n(i, j-1) + \Delta n(i+1, j-1) \}) / 2 + (q_{Bn}(i+1, j) \Delta s'(i+1, j) - q_{Bn}(i, j) \Delta s'(i, j))] \dots \dots \dots (15)$$

ここに Δs 、 Δn は図-5 に示す通りである。

計算は式 (8) および式 (9) と式 (15) を交互に繰り返して行い、 Δt 後の河床高を順次求める。

境界条件は上流端で流砂量を与え、下流端で河床高を与える。

(3) 水制工が存在する地点における計算方法

河道内に水没・透過型の水制工が存在する場合には、その構造物により、流れが影響を受け水位上昇を生じる。このような水没・透過型構造物のまわりの流れと河床変動を正確に予測することは、それほど容易ではない。水深方向に差分計算のメッシュをきる三次元差分法では、原理的には、水制工の前面と後面のメッシュにおいて、水制工に対する法線方向の流速が「0」であるという運動学的境界条件を適用し、計算を行うことが可能である。しかし、この方法では、計算量が著しく多くなること、水深方向の差分の切り方が結果に大きく影響を与えること等の問題が生じる。著者らが先に行った水深方向に積分したモデルによる数値計算法¹⁵⁾では、水没した水制工による流れへの影響は、水制工周辺の流れの運動量の変化として取り扱ったが不十分さを残していた。本研究では、先の数値計算法を改良し、次のように取り扱う。水制工が存在することは、計算地点の河積を減少させることと、図-6 に示すように差分計算のメッシュを水制工の設置と一致させることによって、水制工の流れに及ぼす影響を十分取り込むことにした。水制工の間隔について、水制工が有効に機能を発揮するとされている (間隔

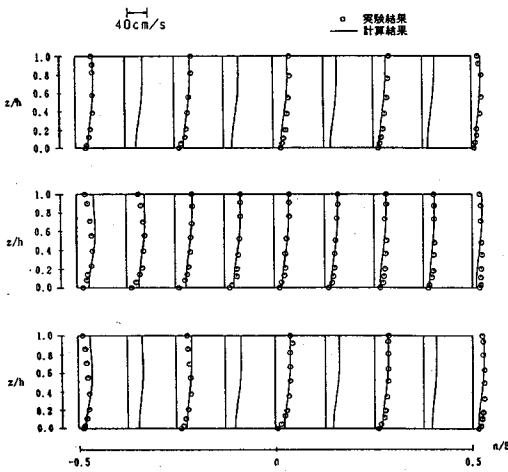


図-8 主流の鉛直分布

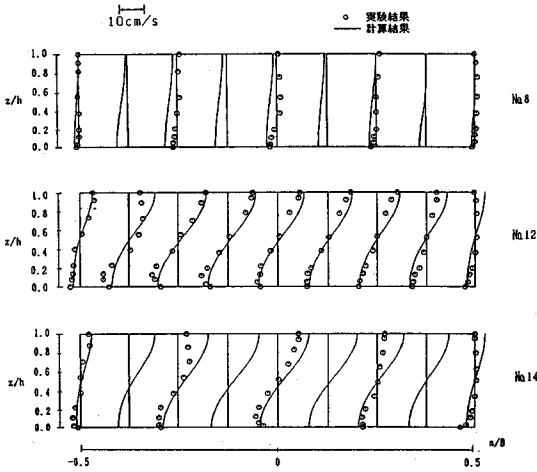


図-9 二次流の鉛直分布

／長さ) = 2 程度になるように設置するとすれば、水制工間はほぼ死水域となる。しかし、本研究のモデルは水深方向に積分したモデルであることから、このような現象をそのままの形で表現することはできない。そこで、三次元流況計算では、図-7 に示すように、水制工設置区間では、水制工の上面を河床として取り扱い、水制工の上面を連ねた高さより下の部分は死水域とみなしている。この高さの河床での速度は、式 (14) で示すスリップ速度 u_b 、 v_b を有するものとする。また河床変動計算では、水制工の上面では洗掘はないものとしている。一方、水制工が存在しない地点では、その位置での掃流力に見合う流砂量により、河床変動が生じるものとする。

4. 実験結果との比較

(1) 湾曲部の三次元流況の実験結果との比較

まずはじめに、河道湾曲部の三次元流況の解析結果を

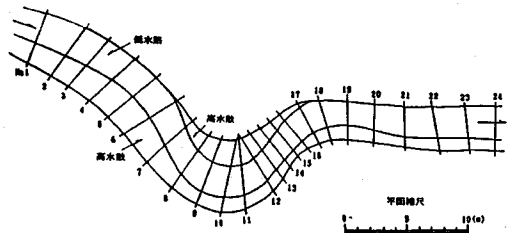


図-10 実験水路

表-1 実験条件^{12)~13)}

流 量 (ℓ/sec)	150.0
水 面 勾 配	1/1000
平 均 水 深 (m)	0.15
低 水 路 幅 (m)	2.0~3.0
最 小 曲 率 半 径 (m)	5.2, 7.2
河 床 材 料 (mm)	0.8
砂 の 密 度	2.65

Rozovskii¹⁶⁾の固定床実験水路の結果と比較する。

Rozovskii の実験は、水路幅 0.8 m、中心曲率半径 0.8 m の矩形断面の一樣湾曲水路を用い、流量 12.3 l/s、下流端水深 0.053 m の実験条件で行われている。計算は、この条件を用いた。図-8 および図-9 は、縦断方向流速 u および横断方向流速 v の実験結果と計算結果とを比較したものである。計算結果は、清水の三次元計算の結果⁶⁾とほぼ同じ程度の精度が得られている。主流が左岸から右岸に変化する断面 No.14 地点において、横断方向流速 v の分布に実験結果と計算結果に若干の差が見られるものの、河床セン断力 (式 (7)) を決める流速 v_b はほぼ実験値と一致している。

(2) 蛇行水路の実験結果との比較

水制工がないときの河床変動の計算結果を著者が行った建設省土木研究所の実験結果^{12),13)}と比較する。実験水路は、実際の河川の 1/40 の模型であり、図-10 に示すように低水路幅が流下方向に 2.0~3.0 m で変化し、低水路の最小曲率半径が 5.2 m、平均水深が 0.15 m の複断面湾曲水路 (水路 I) である。実験条件は表-1 に示されている。なお、河床変動に及ぼす低水路曲率半径の影響を調べるため、同じ水路を最小曲率半径 7.2 m と緩やかな蛇行水路に変更し (水路 II)、水制工を設置しない場合、設置した場合について実験を行った。以下では、特別に断らない限り、水路 I を用いた実験について述べているものとする。

図-12 は、河床変動がほぼ平衡状態に達した通水後 2 時間経過した後の水深平均流速 u_0 の横断方向分布、図-13 はその時の水位 H の縦断分布の計算結果と実験結果とを比較したものである。なお、この場合の静止お

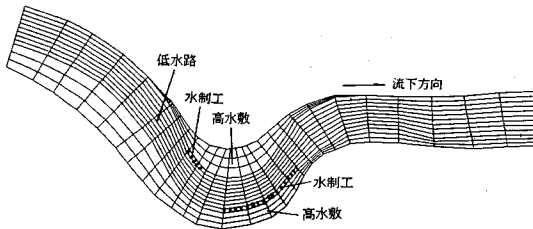


図-11 水制工の位置を考慮した計算メッシュ

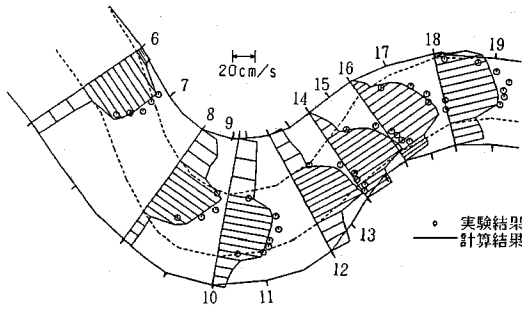


図-12 水深平均流速 u_0 の横断方向分布

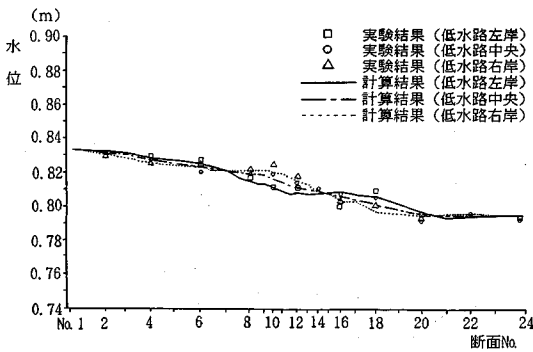


図-13 水位縦断形

よび動摩擦係数は $\mu_s=0.6$, $\mu_k=0.4$, 河床の摩擦係数は実験の水位縦断を再現する $C_B=0.015$ とした. また差分計算については, 後述する水制工の設置位置を考慮し, 図-11 に示すように, 縦断方向には約 1.0 m ~ 2.5 m 間隔で 27 分割した. さらに横断方向には, 計算が不安定になることを避けるため, 高水敷と低水路の区域を区別し, 高水敷を 3 分割, 低水路内を 9 分割した計算メッシュを用いた.

水深平均流速 u_0 の横断方向分布を見ると, 計算結果は, 湾曲部の入口である断面 No. 8 の低水路左岸側の流速が速くなり, 下流へ向かうにしたがって, 断面 No. 12 付近から, 低水路右岸側の流速が速くなる実験結果の特徴を概ね表していることがわかる. また水位の縦断分布については, 蛇行の頂点である断面 No. 12 付近, 断面 No. 18 において. 実験結果と計算結果との間には多少の差があるものの, 計算は実験結果をよく表し

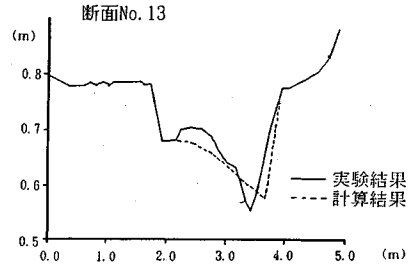
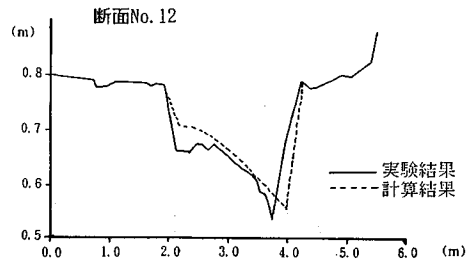


図-14 河床変動状況

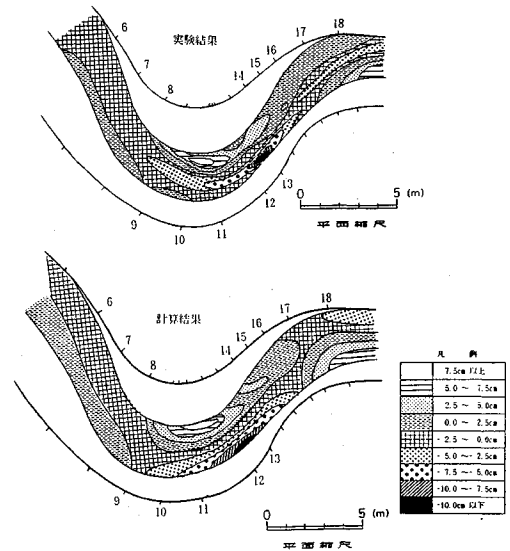


図-15 河床高コンターライン

ていることがわかる.

次に河床変動の比較を行う. 図-14 は低水路外岸側の深掘れが顕著に見られる断面 No. 12 および 13 における河床変動状況, また, 図-15 はその際の河床変動状況をコンターラインで示したものである. この図を見ると計算結果は, 低水路側の深掘れを非常によく表しており, 最大洗掘深および最大堆積高を見ても, ほぼ一致していることがわかる. また計算によれば, z 方向の流速 w による移流項を無視した場合には, 低水路と高水敷の境界での二次流の発達を弱め, 河床変動を小さくするところから, 流速 w を無視することはできないことがわかった.

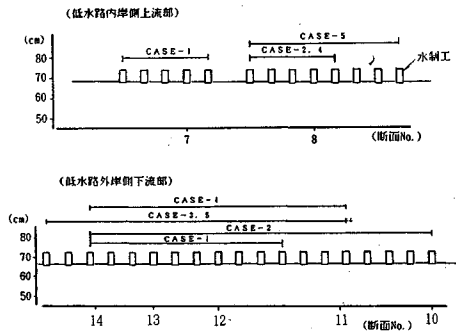


図-16 水制工の設置状況

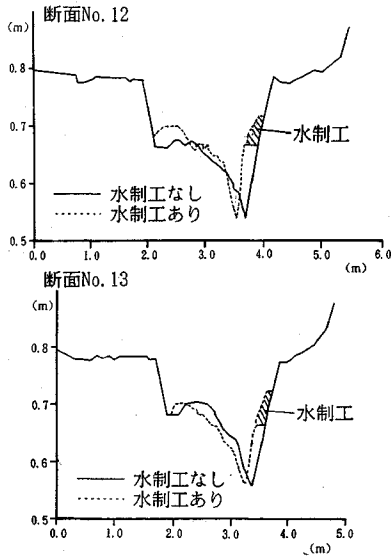


図-17 湾曲部下流側のみ水制工を設置した場合の洗掘位置の変化 (Case-3)

(3) 水制工を設置した流路での実験結果との比較

著者は、図-10の実験水路に水制工を縦断的に配置することによって、水制工が河道の線形を修正したことと同じ効果の流れに与え、横断方向の河床変動の小さい河道づくりを狙いとし、実験を行った。ケースは図-16に示す5ケースである。Case-3は、水制工を湾曲部外岸のみに設置した場合である。これは、保護したい河岸を直接的に守るための水制配置法として一般に用いられてきたものである。この場合には、図-17に示すように、外岸沿いの洗掘は水制工前面に移動するようになるが、水制工前面の洗掘深はほとんど軽減されないために、流れの外岸への集中度はほとんど変わらない。この洗掘深と集中度を小さくするには、二つの方法が考えられる。一つは、河道線形を緩やかにすること、他の一つは当該湾曲部の上流内岸側に水制工を設置し、あらかじめ集中する流れを分散させ、流れの曲率を緩やかにした上で、下流の水制工間内でなめらかに流れを受けること

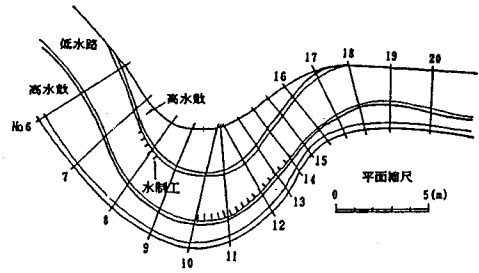


図-18 水制工の設置位置 (Case-2)

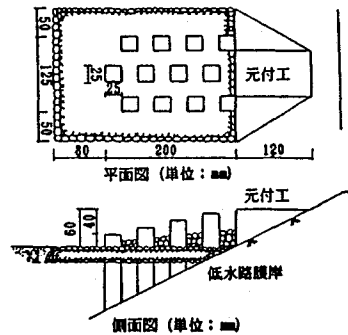


図-19 水制工の形状

表-2 水制工の諸元 (Case-2)

左岸水制 (水制間隔40cm)

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

右岸水制 (水制間隔40cm)

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

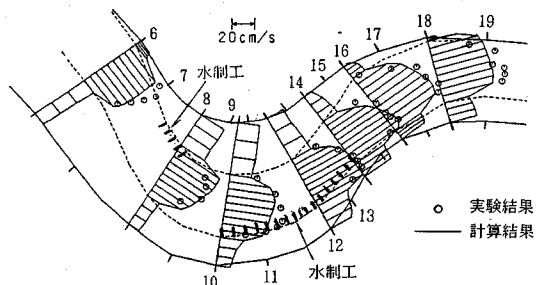


図-20 水制工を設置した場合の水深平均流速 u_0 の横断方向分布 (Case-2)

である。そこで、まず断面 No. 7~9 付近の低水路内岸側上流部と断面 No. 10~15 付近の低水路外岸側下流部に水制工を設置したことによる流れの曲率の変化が、外岸側の深掘れと内岸側の堆積状況に及ぼす影響を調べることにした。

流速分布や河床変動に関して、5 ケースのうち、河床の横断勾配が最も小さくなり、最適配置と考えられる実験結果 (Case-2) を中心に計算との比較を行う。水制

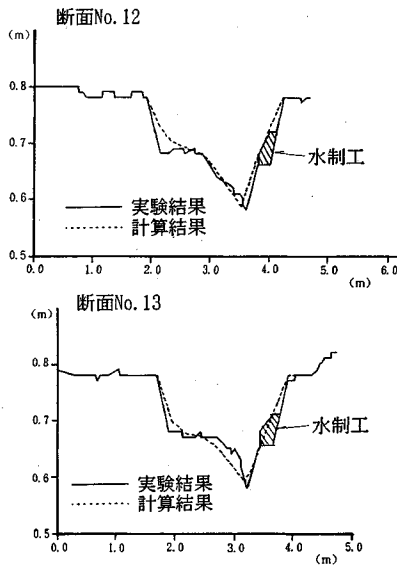


図-21 水制工を設置した場合の河床変動状況 (Case-2)

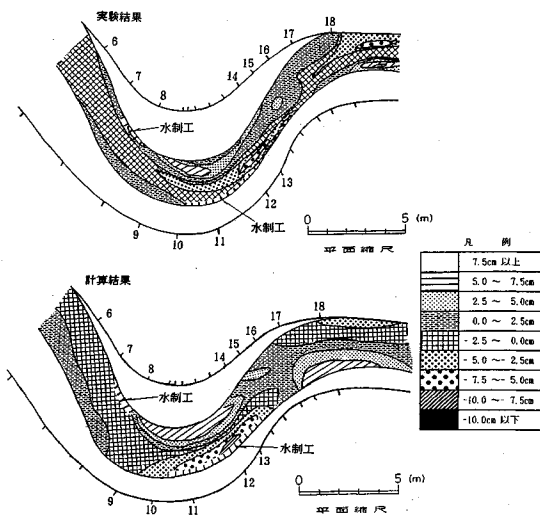


図-22 水制工を設置した場合の河床高コンターライン (Case-2)

工は、図-18に示すように、湾曲部の低水路内岸側上流部と低水路外岸側下流部に図-19および表-2に示した水没、透過型の水制工を22基設置している。

図-20は、通水後2時間経過した後の水深平均流速 u_0 の横断方向分布、図-21は、水制工を設置した断面No.12および13の河床変動状況、図-22は、その際の河床コンター図の計算結果と実験結果とを比較したものである。水深平均流速 u_0 の横断方向分布を見ると、断面No.8において低水路内岸側上流部に設置された水制工によって水がはねられたことにより流速が遅くなり、低水路外岸側下流部においても水制工により流速が遅く

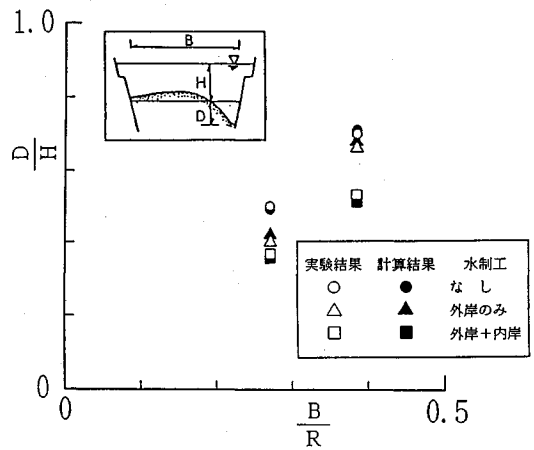


図-23 流路の曲率と最大洗掘深の関係

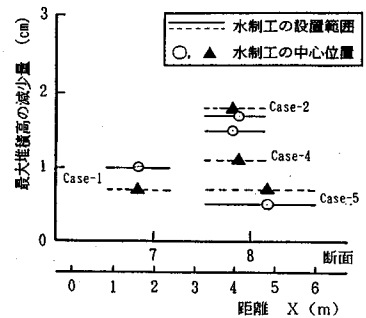
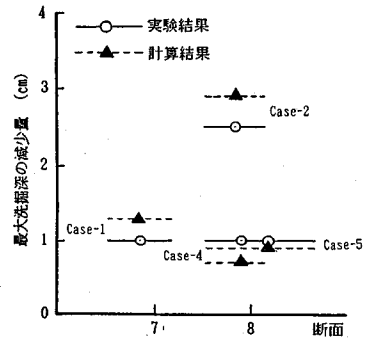


図-24 水制工の設置位置と最大洗掘深および最大堆積高の関係

なっている特徴的な流れの状況を計算結果は表していることがわかる。河床コンター図を見ると、計算結果は実験結果に見られる砂礫堆による局所的な河床の変動の再現は、やや不十分であるが、最大洗掘深の発生位置およびその大きさをよく表している。これらの実験ケースを通じて最大洗掘深の再現誤差は約5%となっている。

5. 水制工の配置法

図-23は、湾曲部の最小曲率が小さい場合(水路Ⅰ)と大きい場合(水路Ⅱ)について、湾曲部の上下流に水

制工を設置した場合、設置しない場合、下流のみに設置した場合の最大洗掘深の実験結果と、それらに対応する計算結果をまとめて示している。この図を見ると、一見して河道湾曲部の曲率半径を大きくする(5.2mから7.4m)と外岸の洗掘深が小さくなるのがわかる。また、低水路外岸側に生じる最大洗掘深を軽減させるためには、湾曲部の外岸側に水制工を設置するだけでなく、上流内岸側にも設置するのが効果的であることがわかる。また、2つの曲率半径を有する水路を用いた本実験ケースの範囲では、中心曲率半径が5.2mの水路湾曲部の上下流に水制工を設置した場合の最大洗掘深は、水制工を設置せずに、単に低水路の中心曲率半径を7.4mに変化させ、流れの曲率半径を大きくした場合に生じている最大洗掘深とほぼ等しくなっている。これより、河道の線形を緩やかに変更することができない河川においては、このように水制工を適切に配置することによって、河道の線形を変更したのと同じ程度の効果を発揮させることが可能であることがわかる。計算結果は、いずれの条件についても実験から得られた結果をよく表現しているといえる。

図-23より、低水路内岸側上流部と低水路外岸側下流部に設置した水制工を組み合わせることによって最大洗掘深が減ることが明らかになった。次に、低水路内岸側上流部と低水路外岸側下流部の水制工の設置位置をそれぞれ上下流に変化させ、どのような上・下流の配置関係が洗掘軽減に効果的かを実験と解析から検討する。低水路内岸側上流部と低水路外岸側下流部の水制工の設置位置は、図-16に示すように変化させている。図-24は、上流側水制工の位置を横軸にとり、それぞれのケースの最大堆積高および最大洗掘深を水制工がないときの値から差引いた結果を縦軸にとり比較したものである。最大洗掘深の減少量と最大堆積高の減少量が小さいということは、水理的には横断河床勾配が小さく、偏流の小さい望ましい河道を意味する。図中の○、▲は上流側水制工群設置区間の中心位置、実線と破線は設置区間を示す。この図を見ると、低水路内岸側上流部の水制工はCase-1のように断面No.7付近、またCase-5のように断面No.8の下流に設置しても、堆積高および洗掘深は水制工を設置しない場合とほとんど変化がないことから、断面No.8付近に上流水制工を設置することが望ましいことがわかる。一方、低水路外岸側下流部の水制工は、Case-2のように断面No.10まで設置した場合の最大洗掘深が最も小さくなり、断面No.10~No.14に設置することが望ましいことがわかる。計算結果と実験結果との間に若干の差が見られるが、計算結果は上記の水制工の設置位置と最大洗掘深・最大堆積高の関係を非常によく表現していることがわかる。

以上より、本研究で提案した数値モデルは、任意法線

形状を有する河道の流れと河床変動を表現できるのみならず、河床の横断勾配が最も小さくなり、河積を有効に活用するような河道を作り出す水制工の最適な配置を決定するための手法として用いることができることがわかる。

6. 結 論

本研究では、蛇行河川における三次元流況および河床変動を詳細に調べ、これを再現できる三次元流れと河床変動計算モデルを開発した。これを用いて、水制工の最適な配置を決定するための計算手法を提案し、その有効性を確認した。得られた主要な結論は次の通りである。

(1) 提案した数値モデルは、Rozovskii および著者らによる湾曲部における三次元流況、横断河床形状、外岸側に生じる深掘れの位置および大きさの実験結果をよく説明できる。また、水制工を設置した場合にも、著者らによる大型模型実験結果の流況および河床洗掘の軽減状況をよく再現できる。

(2) 河道湾曲部の外岸河床の洗掘を水制工を用いて抑制するためには、水制工を湾曲部の外岸のみでなく、その対岸の上流にも設置して、水制工が縦断的に、かつ一体的に機能するように配置する必要があることが、大型模型実験結果より明らかとなった。

(3) 河道形状、並びに、河道湾曲部の内岸側上流部と外岸側下流部に設置した水制工の位置が異なるこれらの大型模型実験結果に対して、本数値モデルは、最大洗掘深および最大堆積高の変化を非常によく表現することができた。

(4) 大型模型実験結果および数値解析結果より、ここで開発した数値モデルは、任意の線形を有する河道において水理的に望ましい縦・横断河床形状を形づくる水制工の適切な配置を決定する手法として用いることができることが明らかとなった。

参 考 文 献

- 1) 福岡捷二：河川における洗掘の事例と対策工，第2回河川・海岸シンポジウム，pp.49~70, 1988.
- 2) 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，pp.55~66, 1974.
- 3) Engelund, F. : Flow and Bed Topography in Channel Bends, Proc. of ASCE, Vol.100, No.HY11, pp.1631~1648, 1974.
- 4) 長谷川和義：蛇行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.
- 5) 清水康行・板倉忠興：河川における流れと河床変動の計算，北海道開発局開発土木研究所報告，第85号，65 p., 1986. または，Shimizu, Y. and Itakura, T. : Calculation of Bed Variation in Alluvial Channels, Journal of

- Hydraulic Engineering, Vol.115, pp.367~384, 1989.
- 6) 清水康行：蛇行河川における三次元流れと掃流砂、浮遊砂を考慮した河床変動の計算，北海道開発局開発土木研究所報告，第88号，52 p., 1988. または，Shimizu, Y. Yamaguchi, H. and Itakura, T. : Three-Dimensional Computation of Flow and Bed Deformation, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.116, pp.1090~1108, 1990.
 - 7) 秋草 勲・吉川秀夫・坂上義次郎・芦田和男・土屋昭彦：水制に関する研究，土木研究所報告，第107号，1960.
 - 8) 土屋昭彦・石崎勝義：突堤状構造物の洗掘，土木技術資料，Vol.8, No.5, pp.6~11, 1966.
 - 9) 椿東一郎・斉藤 隆：突堤の水理現象に関する実験的考察，山口大学工学部報，第13巻第1号，pp.63~80, 1963.
 - 10) 今本博健・池野秀嗣：水制の水理機能に関する研究(1)―不透過水制の抵抗特性―，京都大学防災研究所年報，第17号，pp.681~699, 1974.
 - 11) 戸嶋光映・荒井信行・中津川誠・三谷紀一：水制工を含む水路の流れと河床変動計算，土木学会第45回年次学術講演会講演概要集，pp.350~351, 1990.
 - 12) 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号，139 p., 1988.
 - 13) 福岡捷二・高橋 晃・渡辺明英：水衝部対策工としての水制工の新しい配置法，土木技術資料，第31巻第12号，pp.38~43, 1988.
 - 14) たとえば，富所五郎・荒木正夫・吉田宏司：開水路の流れの三次元数値解析法，水理講演会論文集，第29巻，pp.727~732, 1985.
 - 15) 福岡捷二・渡辺明英・西村達也：水制工の適切な配置決定のための三次元モデルの開発，水工学論文集，第34巻，pp.337~342, 1990.
 - 16) 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 Translations, 233 p., 1957.

(1991.6.3 受付)

ON THE GROIN ARRANGEMENT IN MEANDERING RIVERS

Shoji FUKUOKA, Akihide WATANABE and Tatsuya NISHIMURA

The arrangement of groins in meandering rivers has been mainly determined on the basis of hydraulic model experiments and engineering judgement. These method have a weak point not to be able to determine groin arrangement to river courses with arbitrary bank alignment. At the standpoint that the numerical model and the hydraulic model test are complementary to each other, a three dimensional numerical model was developed to decide hydraulically optimum arrangement of the groin in meandering rivers. The result of calculation showed very good coincidence to that of the authors' large-scale hydraulic experiments with regard to the three dimensional flow field and the river bed variation, irrespective of flows with groins and without groins. This model also enabled us to decide the optimum arrangement of the groins to river with arbitrary bank alignment.