

河川構造物を有する河道内の流れと河床変動

—河道設計のための水理解析法—

Flow and Bed Topography in Rivers where Hydraulic Structures are Placed

- Hydraulic Analysis for River Course Design -

福岡捷二

Shoji FUKUOKA

1. はじめに

わが国の河川（特に一級河川）の堤防は、その形状については改修途上段階にあるが、法線形はほぼ出来上がっている。したがって、計画規模を超える洪水による大きな災害が発生した場合を除いては、現在の堤防法線形に基づく、河川改修計画が進められることになる。

したがって、それぞれの河川の工事実施基本計画に示された計画断面形の完成に向けて、河川改修が段階的に進められることになる。この中には各種の河川構造物の設置も含まれている。河道は土で構成されているため、相対的に堅固な構造を持つ河川構造物と接する土の境界及びその周囲では、河床及び河岸が洗掘されることが多く、時にはその影響が構造物の上下流にまで及ぶことがある。

これまで、河川構造物の周りの流れと河床変動については、“局所流”という課題の中で、数多くの研究が行われてきた¹⁾。これらの研究成果は、基礎的研究が多く、それぞれが行った条件の中では正しいものの、一般的には実験スケールの影響が結果に強く出すぎたり、解析や実験条件が単純化しすぎて、現実の河川構造物の設計に適用するには、十分とはいえない面が多く見られる。このように“局所流”の研究が、河川構造物の設計に生かすには不十分であった大きな原因は、私達、水理学・河川工学の研究者が河川構造物の設計問題に関わる機会が少ないこと、“局所流”が、構造物周りの流れを解明するというイメージが強すぎ、河川構造物を直接的に取り扱う視点が欠けているためと思われる。河川構造物に関わる問題には、解決が求められる多くの技術的課題が残されている。河道の安全性を高めるために現実に即した多面的な研究が求められている²⁾。

一般的には、大型の河川構造物の設置にあたっては、計画の段階でその必要性と効果を検討した後、大型水理模型実験によって具体的にその機能を十分に発揮するように構造や配置などの検討が行われる。水理模型実験は多くの場合、当該問題について最も信頼性の高い解答を与えることは確かである。しかし、結論を得るまでに要する時間、費用、労力などが大きいこと、このため限られた条件でしか実験が行えない場合が多く、その結果を条件の異なる他の河川にそのまま適用できないことなど水理模型実験に固有の弱点も多い。水理模型実験は、河道計画の検討手段として今後とも重要な役割を持ち続けるものであるが、模型実験の弱点を補完するものとして数値計算手法を用いた河道の設計手法が考えられる。近年のコンピュータを用いた水理解析法の進歩は、これを可能にしつつあるといえよう。河川構造物の計画・設計に対し、数値計算手法が有効となれば、異なる地形や水理条件の河道に対しても容易に応用可能な数値計算モデルの利点が発揮されることになる。数値計算モデルの適否の検討には、大型水理模型を用いた実験の結果が常に必要であり、これをチェックデータとして数値計算モデルの精度と適用性が確かめられることになる。

本文ではこのような観点に立って、主に河道の中に河川構造物が設置されている場合の流れと河床変動を数値モデルを適用して解析する。そして、これらの結果を大型模型実験や現地観測結果と比較検討することによって、河川構造物が設置された河道の流れ場や河床変動の予測に数値モデルがどこまで有効になったかを、またどの程度構造物設計に用いることができるようになったかを、我が国の最近の調査、研究成果を中心に述べ、明らかにする。

2. 任意の法線形状を有する河道の流れと河床変動の解析法

河道の流れと河床変動の研究は数多く行われてきている¹⁾。これらの多くは基礎研究が中心で、個々の成果は重要であるが、縦断的に川幅や河床勾配が複雑に変化する実河川、特に構造物がある場に適用するには無理がある。実河川の流れや河床変動の解析に適用可能なものに、黒木ら²⁾の一次元計算法、清水・板倉の二次元³⁾及び三次元差分法⁴⁾、福岡らの三次元計算⁵⁾などの研究がある。黒木らの一次元数値計算法は、平均的な河床縦断形状の見積りには有効であるが、河道平面形が複雑な場合、河川構造物が設置されている場合の河床変動を伴う流れに適用すると、当然のことながら精度が悪くなる。清水らの二次元計算では二次流成分を解けないため、蛇行河川の深掘れ位置などが再現できない。また、三次元差分法では、二次元差分法では表現できない流況及び河床変動状況を表すことができるが、水深方向にもメッシュを切ること、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課題が残されている。福岡ら⁶⁾はこの問題点を取り除き、かつ三次元計算の計算量を少なくするために、鉛直方向に異なるモードからなる流速分布形を与え、それぞれのモードの値を求め、流れ場の解析を行っている。ここでは、福岡らの方法、清水らの方法などを説明する。河床変動については各方法に大差がないため、一般的な方法について述べる。さらに江の川の三川合流部に福岡らの解析法を適用し、このモデルが実河川の解析に有効であることを示す。

2.1 福岡らの方法⁶⁾

座標系は図-2.1に示す直交曲線座標系を用いる。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。現地河川で求めなければならない水理量は、洪水時の水位、流速、河床高などであり、これらの測定精度は、それほど高いものではない。したがって、徒らに計算法を複雑にし、精度を高めようとするのは、それほど意味を持たないと思われる。このような観点から、河道の中心線に沿って流下方向にs軸を選んでみる。この場合の流れについての基礎方程式は式(1)～(4)で表される。

$$u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (1)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (2)$$

$$u \frac{\partial w}{\partial s} + v \frac{\partial w}{\partial n} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial w}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial w}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial n} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (4)$$

ここに、u, v, w: s, n, z 軸方向の流速、ρ: 水の密度、r: 曲率半径、g: 重力加速度、ε: 渦動粘性係数である。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と仮定する。連続式(4)を水底 z_0 から高さzまで積分し、s, n 軸方向の運動方程式に代入すると、式(5)(6)が得られる。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式(7)が得られる。

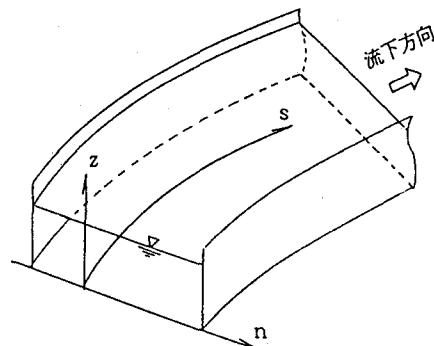


図-2.1 座標系の定義

$$u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} - \left(\frac{\partial}{\partial s} \int_{z_0}^z u dz + \frac{1}{r \partial n} \int_{z_0}^z r v dz \right) \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{r} = -g \frac{\partial h}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (5)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} - \left(\frac{\partial}{\partial s} \int_{z_0}^z u dz + \frac{1}{r \partial n} \int_{z_0}^z r v dz \right) \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} = -g \frac{\partial h}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (6)$$

$$\frac{\partial(u_0 h)}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial(r v_0 h)}{\partial n} = 0 \quad \text{----- (7)} \quad , \quad \varepsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad \text{----- (8)}$$

ここに、 u_0, v_0 : u, v の水深平均流速、 h : 水深、 H : 水位、 u_* : 摩擦速度、 κ : カルマン定数 である。福岡らは、 u, v の水深方向の分布形を余弦関数の合成で近似し⁷⁾、ガラーキン法により運動方程式の離散化を行っている。ここで、 u, v は式(9) に示す 3 項までとするものとする。

$$\left. \begin{aligned} u(s, n, z) &= u_0(s, n) + u_1(s, n) \cos \pi z' + u_2(s, n) \cos 2\pi z' \\ v(s, n, z) &= v_0(s, n) + v_1(s, n) \cos \pi z' + v_2(s, n) \cos 2\pi z' \\ z' &= (z - z_0)/h \end{aligned} \right\} \quad \text{----- (9)}$$

(9) 式を (5), (6) 式に代入し、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。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\partial u_0^2}{\partial s} + \frac{\partial u_0 v_0}{\partial n} + \frac{u_0 v_0}{r} \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' + \left(2 \frac{\partial u_0 u_1}{\partial s} + \frac{\partial u_0 v_1}{\partial n} + \frac{\partial u_1 v_0}{\partial n} + \frac{2 u_0 v_1}{r} + \frac{2 u_1 v_0}{r} \right) \int_0^1 \cos \pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + \left(2 \frac{\partial u_1 u_1}{\partial s} + \frac{\partial u_1 v_1}{\partial n} + \frac{2 u_1 v_1}{r} \right) \int_0^1 \cos \pi z' \cos \pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + u_0 \left(\frac{\partial u_1}{\partial s} + \frac{\partial v_1}{\partial n} + \frac{v_1}{r} \right) \int_0^1 \frac{z' \sin j\pi z'}{j} \sin l\pi z' dz' + u_1 \left(\frac{\partial u_1}{\partial s} + \frac{\partial v_1}{\partial n} + \frac{v_1}{r} \right) \int_0^1 \frac{z' \sin j\pi z'}{j} \cos \pi z' \sin l\pi z' dz' \\ & = -g \frac{\partial H}{\partial s} \int_0^1 \cos l\pi z' dz' - \frac{\tau_{so}}{\rho h} - i l \frac{\pi^2}{h^2} \varepsilon u_1 \int_0^1 \sin \pi z' \sin l\pi z' dz' \\ & + \left(\frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial u_0}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial u_0}{\partial n} \right) \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' + \left(\frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial u_1}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial u_1}{\partial n} \right) \right) \int_0^1 \cos \pi z' \cos l\pi z' dz' \quad \text{----- (10)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\partial u_0 v_0}{\partial s} + \frac{\partial v_0^2}{\partial n} - \frac{u_0^2 - v_0^2}{r} \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' + \left(\frac{\partial u_0 v_1}{\partial s} + \frac{\partial u_1 v_0}{\partial s} + 2 \frac{\partial v_0 v_1}{\partial n} - \frac{u_0 u_1 - v_1 v_0}{r} \right) \int_0^1 \cos \pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + \left(\frac{\partial u_1 v_1}{\partial s} + \frac{\partial v_1 v_1}{\partial n} - \frac{u_1 u_1 - v_1 v_1}{r} \right) \int_0^1 \cos \pi z' \cos \pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + v_0 \left(\frac{\partial u_1}{\partial s} + \frac{\partial v_1}{\partial n} + \frac{v_1}{r} \right) \int_0^1 \frac{z' \sin j\pi z'}{j} \sin l\pi z' dz' + v_1 \left(\frac{\partial u_1}{\partial s} + \frac{\partial v_1}{\partial n} + \frac{v_1}{r} \right) \int_0^1 \frac{z' \sin j\pi z'}{j} \cos \pi z' \sin l\pi z' dz' \\ & = -g \frac{\partial H}{\partial n} \int_0^1 \cos l\pi z' dz' - \frac{\tau_{no}}{\rho h} - i l \frac{\pi^2}{h^2} \varepsilon v_1 \int_0^1 \sin \pi z' \sin l\pi z' dz' \\ & + \left(\frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial v_0}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial v_0}{\partial n} \right) \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' + \left(\frac{\partial}{\partial s} \left(\varepsilon \frac{\partial v_1}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\varepsilon \frac{\partial v_1}{\partial n} \right) \right) \int_0^1 \cos \pi z' \cos l\pi z' dz' \quad \text{----- (11)} \end{aligned}$$

ここに、 i, j は(9)式に示した余弦関数の組み合わせ、 l はガラーキン法による重み ($l=0, 1, 2$) である。 τ_{so} は s, n 方向の河床せん断力であり、次式で表される。

$$\frac{\tau_{so}}{\rho} = C_B u_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2}, \quad \frac{\tau_{no}}{\rho} = C_B v_b \sqrt{u_b^2 + v_b^2} \quad \text{----- (12)}$$

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。ガラーキン法によって離散化された運動方程式 (10), (11) 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。離散化された運動方程式 (10), (11) 及び連続方程式 (7) を、2.2 で示す清水の方法に準じて差分化して解く。

2.2 清水・板倉の方法⁸⁾

清水・板倉の方法では、3 次元的にそのまま解析を行うことから基礎式 (1), (2), (4) を鉛直方向にも差分化して u, v, w を求める。この点が、福岡らの方法と異なっている。ここでも、静水圧分布は仮定されている。同様な方法として道上らの方法⁹⁾ があるが、これは鉛直方向の離散化のみを有限要素法によって行っている点が異なる。なお、清水らの差分方法は文献⁸⁾ に記されているので、ここでは省略し、特徴的な点についての記述する。

清水らの方法の特色は、水位と平均流を解くアルゴリズムにある。差分化にあたっては、s方向をj,n方向をiとし、図-2.2に示すように、s,n方向流速u,vと水位H及び水深hの計算地点を選ぶ。平均流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。運動方程式の差分化には、一次の風上差分が用いられている。

$$\begin{aligned} \alpha(i, j) u_0(i, j) + \beta(i, j) + \gamma(i, j) \cdot \{H(i, j) - H(i, j-1)\} &= 0 \\ \zeta(i, j) v_0(i, j) + \eta(i, j) + \xi(i, j) \cdot \{H(i, j) - H(i-1, j)\} &= 0 \end{aligned} \quad (13)$$

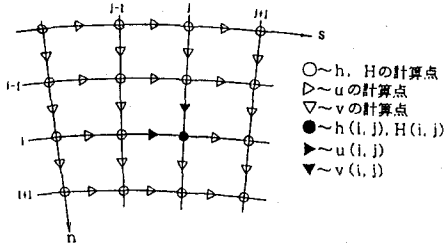


図-2.2 格子及び計算点の配置

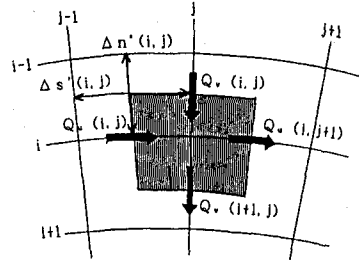


図-2.3 水深平均連続式の差分化

この一次式から流速 u_0 , v_0 を求める。水深方向に積分した連続式(8)は図-2.3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。

$$Q_u(i, j) - Q_u(i, j+1) + Q_v(i, j) - Q_v(i+1, j) = 0 \quad (14)$$

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

$$Q_v(i, j) = v_0(i, j) \frac{h(i, j) + h(i-1, j)}{2} \frac{\Delta s'(i, j) + \Delta s'(i, j+1)}{2} \quad (15)$$

(14)式に(13), (15)式を代入し、水位Hに関する式を得、これを解くことによって水位H(i, j)を求める。なお、境界条件には、上流端で流量を与え、下流端で水位を与える。

2.3 河床変動の基礎方程式

河床高の変化は、式(16)で表される。

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{ns}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial q_{nn}}{\partial n} \right) = 0 \quad (16)$$

ここに、t:時間、 z_0 :河床高、 λ :空隙率、 q_{ns} , q_{nn} はs,n方向の単位幅当たりの掃流砂量を示し、 q_{ns} にはMeyer-Peter-Mullerの式を、 q_{nn} には長谷川の式⁹⁾を用い、それぞれ式(17)(18)のように表される。

$$q_{ns} = 8\sqrt{(\rho_s/\rho-1)gd^3}(\tau_*'-\tau_{*c})^{1.5} \quad (17)$$

$$q_{nn} = q_{ns} \left(\frac{v_b}{u_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_*\mu_k\tau_*}} \frac{\partial z_0}{\partial n} \right) \quad (18)$$

$$u_b = u_0 + u_1 + u_2, \quad v_b = v_0 + v_1 + v_2 \quad (19)$$

また、 ρ_s :砂礫の密度、 d :河床材料の粒径、 τ_*' :無次元有効せん断力、 τ_{*c} :無次元限界せん断力、 μ_s :静止摩擦係数、 μ_k :動摩擦係数、 τ_* :無次元せん断力、 u_b, v_b :河床でのs,n方向の流速であり、式(19)で表される。s,n方向の単位幅当たりの流砂量 q_{ns}, q_{nn} および河床高 z_0 の計算点を図-2.5に示すように配置すると、流砂の連続式(16)は次式に示すように差分化される。

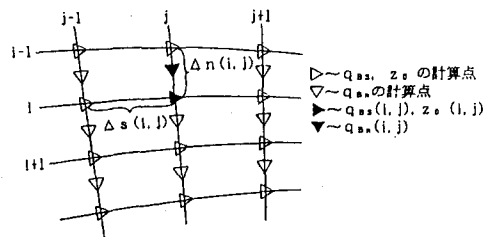


図-2.4 流砂量及び河床高の計算点

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

$$[\{ q_{os}(i,j) \Delta n(i,j) - q_{os}(i,j-1) \Delta n(i,j-1) \} + \{ q_{os}(i+1,j) \Delta s(i+1,j) - q_{os}(i,j) \Delta s(i,j) \}] \quad \text{---- (20)}$$

$$\Delta s(i,j) = \frac{\Delta s(i,j+1) + \Delta s(i,j)}{2}, \quad \Delta n(i,j) = \frac{\Delta n(i,j) + \Delta n(i+1,j)}{2}$$

式(16)と運動方程式について交互に繰返し計算を行い、 Δt 後の河床高を順次求める。

2.4 江の川三川合流部のへの適用

本節では、2.2.2.3 に示した福岡らの解析法を江の川に適用し、その有効性を調べる。

江の川は、中国山地を源とし、広島・島根の両県を流下して日本海に注ぐ、流路延長 1,661km、流域面積 3,870km²の一級河川である。江の川三川合流部は江の川の中上流部の広島県三次市に位置しており、江の川本川、馬洗川、西城川の三川が合流する地点である。

計算範囲は河道の平面形状をもとに、比較的偏流が生じていないと判断される図-2.5に示す江の川138.2k~141.8k、馬洗川0.0k~3.0k、西城

表-2.1 計算条件

対象洪水	昭和47年7月洪水
流量	図-2.6 参照
下流端水位	江の川 138.2k 地点の水位 (図-2.6 参照)
初期河床形状	昭和44年測量結果
粗度係数	計画粗度係数 江の川 138.2k~139.6k N=0.030 江の川 139.8k~141.8k N=0.035 馬洗川 0.0k~ 0.8k N=0.030 馬洗川 1.0k~ 3.0k N=0.035 西城川 0.0k ~ 1.4k N=0.035
河床材料	平均粒径 5.0cmを使用
河床材料の密度	2.65
静止摩擦係数	0.8
動摩擦係数	0.5
計算対象時間	7月11日23時から10時間

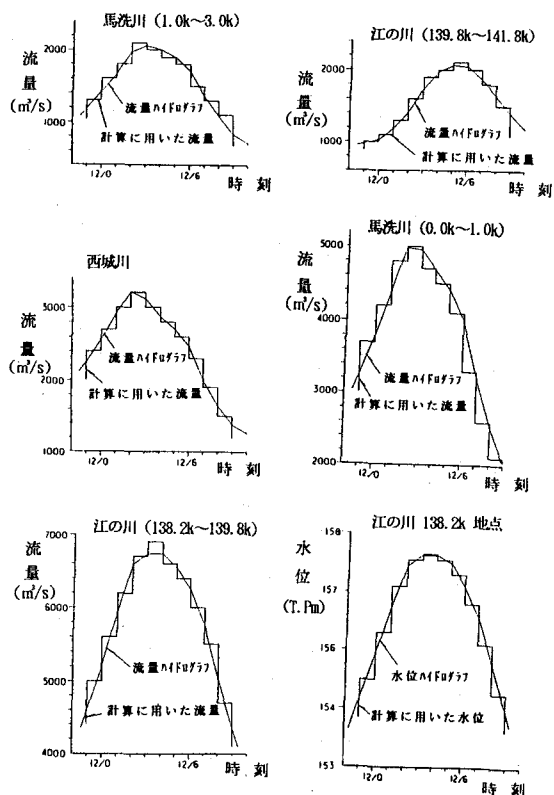


図-2.6 流量・水位ハイドログラフ

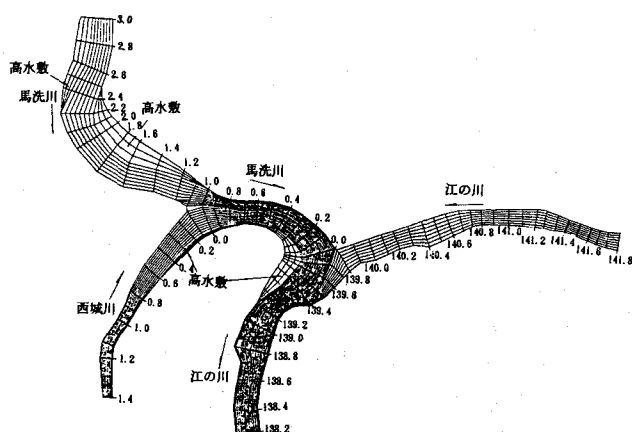


図-2.5 計算メッシュ

川0.0k～1.4kとし、再現対象洪水は昭和47年7月洪水を用いる。計算を行うためには、河道流量と下流端水位が必要である。本モデルは定常計算モデルであるため、洪水時の河道流量ハイドログラフおよび下流端の水位ハイドログラフを図-2.6に示すように1時間間隔で与え、各時間における水位と流量を境界条件として定常計算を行う。なお、計算は洪水のピークから前後5時間を対象に行った。再現計算を行うにあたっての計算条件は、表-2.1に示す通りである。

図-2.7は、洪水ピーク時の水深平均流速ベクトルを示したものであり、図-2.8はその時の水位Hの縦断分布の計算結果と実測結果とを比較したものである。なお、差分計算については合

流部の河道平面形状と横断測量地点を考慮し、図-2.5に示すように、縦断方向には70m～200m間隔で、江の川は36分割、馬洗川は23分割、西城川は13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、高水敷と低水路を区別し分割する。すなわち、江の川の138.2k～139.8k区間は、高水敷を3分割、低水路を33分割、江の川の139.8k～141.8k区間は河道内を一様に7分割、馬洗川の0.0k～1.0k区間は、高水敷を3分割、低水路を22分割、馬洗川の1.0k～3.0k区間は高水敷を3分割、低水路を7分割、西城川は高水敷を3分割、低水路を11分割した計算メッシュを用いた。

水位Hの縦断形を見ると、計算結果は、江の川の138.8k～139.8k区間および馬洗川0.0k～0.6k区間の湾曲部の左右岸の水位差をよく表わしていることがわかる。また、馬洗川の0.8k～1.0k区間や江の川の139.6k～139.8k区間の水深平均流速ベクトルを見ると、合流部の流況は、複雑な流れを呈していることがわかる。

次に、河床変動の比較を行う。図-2.9は昭和47年7月洪水において破堤が発生した馬洗川の0.8k地点および1.0k地点の洪水終了後の横断測量結果と計算結果とを比較したものである。この図を見ると、計算結果と測量結果には若干の差は見られるが、計算結果は、洪水終了後の河床変動状況を概ね再現することができていることがわかる。以上の結果、本解析法によって三川合流部の複雑な流れ状況および河床変動状況をかなりの精度で再現することが可能であることがわかる。

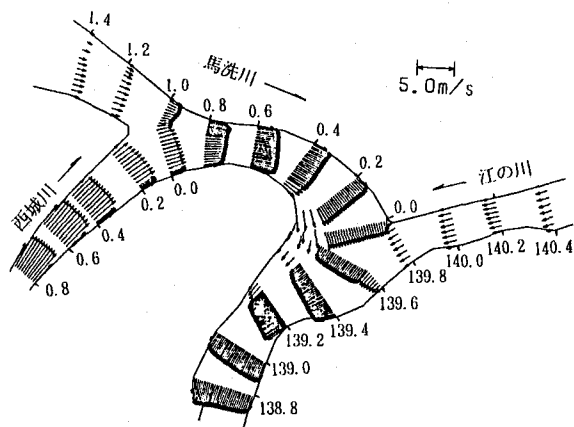


図-2.7 水深平均流速ベクトル
(洪水ピーク時)

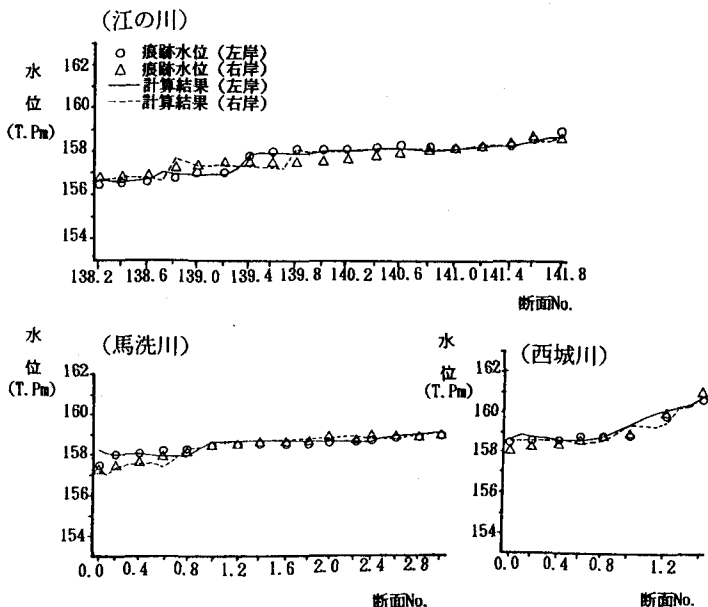
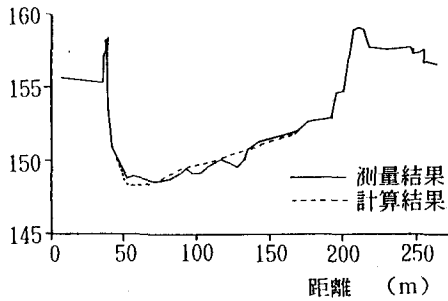


図-2.8 水位の縦断変化 (洪水ピーク時)

(T. Pm) 馬洗川 0.8k 断面



(T. Pm) 馬洗川 1.0k 断面

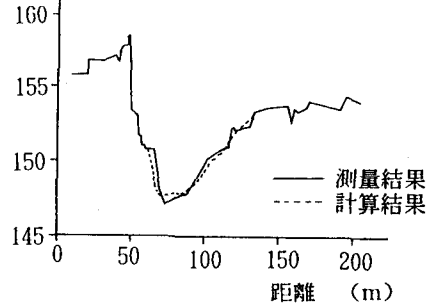


図-2.9 河床変動状況（洪水終了後）

3. 緩傾斜護岸を持つ河道における流れと河床変動¹⁰⁾

河川堤防の表のり勾配は、従来 2～2.5 割を標準としてきた。しかし、堤防ののり面を緩勾配化することは、堤防の強化、河道の安定、堤防植生の維持管理の効率化、河川環境の改善等、安全で人と生き物にやさしい川作りを行う上で重要である。本節では、堤防の緩勾配化によって流れや河床変動がどのように改善されるかを解析と実験によって検討し、緩傾斜河岸づくりの基本的考え方を示す。ここでは、簡単のため、一樣湾曲水路の外岸側の法面を緩勾配化した場合について検討する。まず、運動方程式の各項のオーダーを比較し、基礎方程式の簡略化を行う。これより、法面を緩勾配化した湾曲水路の三次元流れ及び河床形状を計算し、実験結果と比較を行い、のり面の緩勾配化による流況の改善および河床変動に対する効果を示す。

3.1 解析法

外岸側に一樣な緩勾配の斜面を有する一樣湾曲水路で得られた実験結果を基に運動方程式(1)(2)の各項の大きさのオーダー比較を行うと、流れの式は次式のように簡略化できる。

$$v' \frac{\partial u_0}{\partial n} + \frac{u_0 v'}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial u'}{\partial z} \right) \quad \text{-----} \quad (21)$$

$$\frac{u_0^2}{r} - 2 \frac{u_0 u'}{r} - \frac{u'^2}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial v'}{\partial z} \right) \quad \text{-----} \quad (22)$$

ここに、 u_0 : s 方向の水深平均流速、 u', v' : s, n 方向の速度の変動成分を示す。一樣湾曲水路では河床変動の式(16)は簡略化され、次式で表される。

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{r} \frac{\partial r q_{sn}}{\partial n} = 0 \quad \text{-----} \quad (23)$$

ここで、 q_{sn} は式(17)(18)で表される。 u, v に関する式(9)を式(21)(22)に代入し、ガラーキン法によって離散化すると以下になる。

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= -\frac{gh}{C_b} \frac{\partial H}{\partial s} \sqrt{u_0^2 + v_0^2} - u_1 - u_2 \\ u_1 &= \frac{2h^2}{\varepsilon \pi^2} \left(g \frac{\partial H}{\partial s} \frac{v_1}{2} \frac{\partial u_0}{\partial n} - \frac{u_0 v_1}{2r} \right) \\ u_2 &= \frac{h^2}{2\varepsilon \pi^2} \left(g \frac{\partial H}{\partial s} \frac{v_2}{2} \frac{\partial u_0}{\partial n} - \frac{u_0 v_2}{2r} \right) \\ v_0 &= \frac{h}{C_b} \left(-g \frac{\partial H}{\partial n} - \frac{u_0^2}{r} - \frac{u_1^2 + u_2^2}{2r} \right) \sqrt{u_0^2 + v_0^2} - v_1 - v_2 \\ v_1 &= \frac{2h^2}{\varepsilon \pi^2} \left(g \frac{\partial H}{\partial n} - \frac{u_0^2 - u_0 u_1}{r} - \frac{u_1^2 + u_2^2 - u_1 u_2}{2r} \right) \\ v_2 &= \frac{h^2}{2\varepsilon \pi^2} \left(g \frac{\partial H}{\partial n} - \frac{u_0^2 - u_0 u_2}{r} - \frac{u_1^2 + u_2^2 + u_1^2}{4r} \right) \end{aligned} \right\} \quad \text{-----} \quad (24)$$

また、横断方向平均流速 v_o は、一様湾曲での連続条件から $v_o=0$ である。 $u_o, u_1, u_2, v_1, v_2, \varepsilon$ 及び水位 H に対し初期値を与え、式(24)の繰返し計算によってこれらの値を求める。また、計算にあたって、河床の摩擦係数 C_B は、緩勾配区間とそれ以外の区間について、水深平均流速 u_o の実験結果をもとに導いた次式を用いる。

$$C_B = \begin{cases} C_{B_o} & \text{----- 緩勾配以外の区間} \\ C_{B_o} \left(\frac{h}{h_{max}} \right) \left(\frac{r_{max}}{r} \right) & \text{----- 緩勾配区間} \end{cases} \quad (25)$$

ここに、断面平均の摩擦係数 C_{B_o} は、 $C_{B_o}=gN^2/h_o^{1/3}$ (N :粗度係数, h_o :断面平均水深)で与えられ、また h_{max} は最大水深、 r_{max} は最大水深が生じる地点の曲率半径を示す。

河床高は、流速から河床のせん断力を算定し、式(17)(18)(23)を用いて計算する。そして、計算された河床高を用いて流れの計算を行い、これを繰返し順次求めていく。緩勾配区間のせん断力も流れの計算から算出された斜面上の底面流速を用い、式(12)の τ_o から算定する。斜面は、河床材料と同じ粒径の砂を所定の勾配で敷き均してボンドで固定しており、斜面上では、堆積はあっても、洗掘は生じない構造となっている。

3.2 実験結果との比較

のり面の緩勾配化に伴う流れと河床形状の変化の状況を図-3.1, 3.2に示す。これらの図から以下ことがいえる。河床の砂が連続的に移動している流路にあっては、外岸のり面を鉛直、2割、3割、4割と緩くするにつれて、みお筋が河道の中央寄りに移動する。このため、流速の速い部分も河岸側から河道中央へ寄り、堤体の安全度は向上する。また、河床の横断形状の変化が小さい安定した流れとなり、法面勾配の緩傾斜化による水位の変化も極めて小さく、流況が著しく改善される。

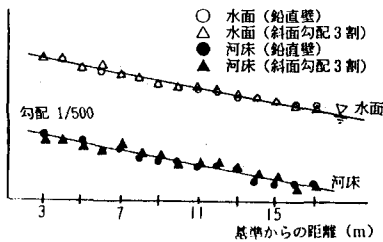


図-3.1 断面平均水位と平均河床高

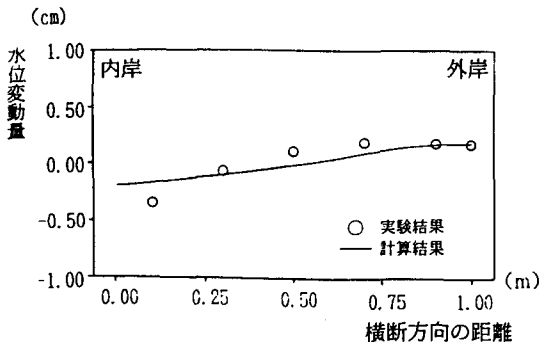


図-3.3 水位の横断変化

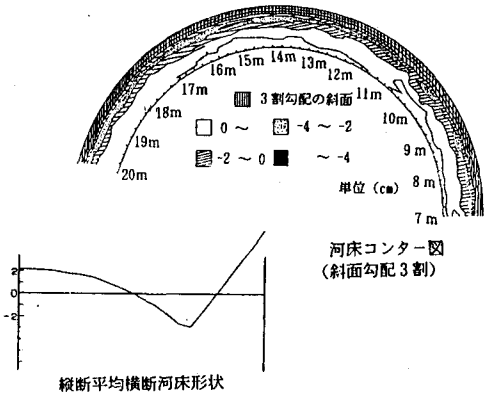
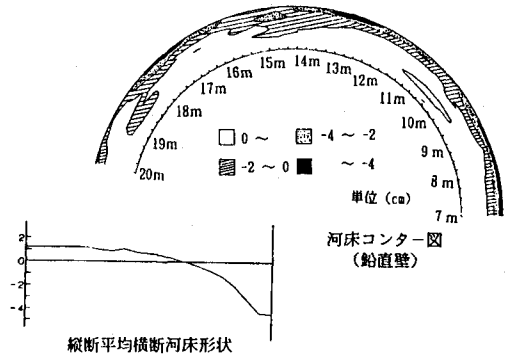


図-3.2 平均横断河床形状と河床高コンター

これは、のり面の緩勾配化により、初期の断面積が減少しても水流が連続的に中央にはねられ、これによって河床形状、流速分布形が好ましい形に変化したためである。

水位の横断変化、流速分布及び横断河床形状について実験結果と解析結果との比較を行う。なお、解析では、粗度係数は実験水位の縦断形を平均的に表せる $N=0.02$ を用い、静止及び動摩擦係数は $\mu_s=0.8$ 、 $\mu_k=0.5$ を用いている。

図-3.3は、河床の横断形状が縦断的にはほぼ一様となった区間10m地点から18m地点までの横断水位の区間平均について実験値と計算値とを比較したものである。これより、内岸側では若干の差が見られるが、計算結果は横断水面形をよく表していることが分かる。

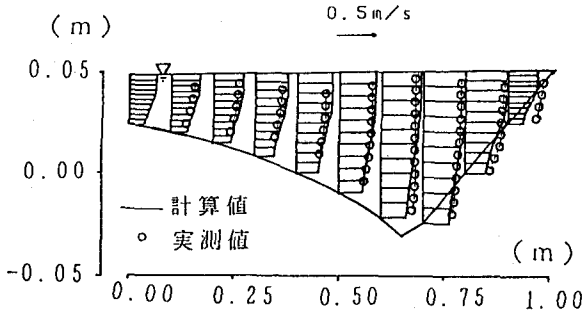
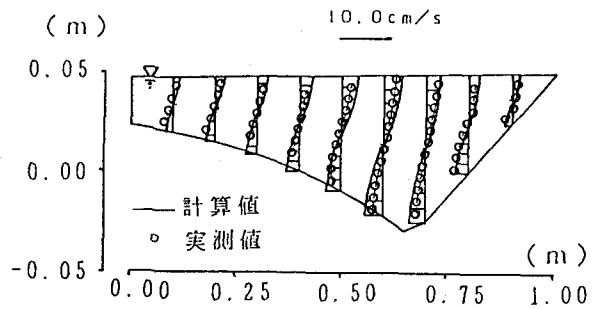


図-3.4 (1)縦断方向の流速の断面内分布



(2)横断方向の流速の断面内分布

図-3.4は、流下方向流速 u 及び横断方向流速 v の断面内分布の実験結果と計算結果を比較したものである。この図をみると、計算結果は実験から求めた流下方向及び横断方向の流速の分布形をよく表している。

図-3.5は、通水8時間後の平衡河床形状について10mから18mまでの8m区間を平均して求めた河床形状の実験結果と計算結果の比較を示す。この図より、計算は洗掘位置が水路中央部に移動した河床形状の実験結果を良く表している。平坦床から変化する各時間での河床形状についても説明できる。

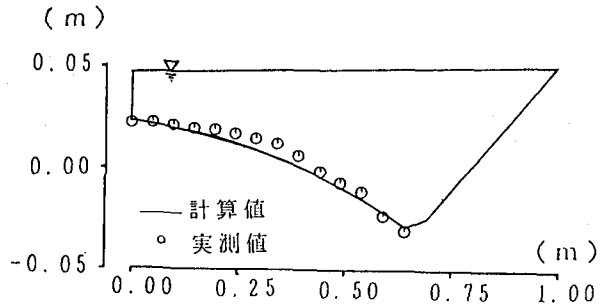


図-3.5 河床変動状況の実験結果と解析結果の比較

次に、壁面に作用するせん断力分布について検討する。まず、測定した主流、二次流分布を用い、断面分割法より、せん断力の分布を求める。

断面分割は、図-3.6に示すように、等流速線に対し直載線を引くことによって描く。その時の壁面に作用するせん断力は式(26)より求める。

$$\tau_w / \rho = \{ g l d A - \{ u_s u_{sz} dl \} / dl \} \quad (26)$$

ここで、 u_s :流下方向流速、 u_{sz} :分割面に垂直方向の流速成分、 L :壁面に沿う距離、 l :分割面に沿う距離、 A :分割面積、 l :縦断勾配である。右辺第2項は直載線を通する二次流による主流の運動量輸送量である。

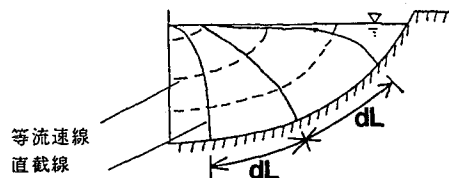


図-3.6 断面分割法の方法

図-3.7に河岸勾配4割の場合の等流速線と直截線を示す。

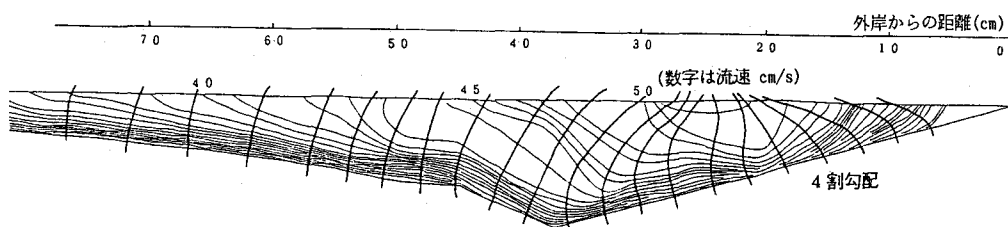


図-3.7 等流速線とその直截線

図-3.8は、鉛直壁、2割、3割、4割勾配のそれぞれの場合について断面分割法により求めた τ_* の実験値と解析値の比較を示す。ここで、 $\tau_* = \tau / (sgd_m)$ と定義され、 d_m は河床材料の平均粒径である。解析的に求めたせん断力は斜面上も河床上もよく実験値と対応している。

図-3.9は、解析から求めた壁面せん断力と近似値として用いられる $\rho gh_v l$ の比の断面内分布を示す。ここで h_v は壁面から垂直に出発して水面までの距離をとっている。河床部分では、この近似(式(27))では説明できるが、斜面部分はこの近似が過大な値を与えることがわかる。斜面部分のせん断力は最大水深をとる位置と水際との間ではほぼ直線分布をとる。斜面上のせん断力は、 $n = n_{max}$ で $h = h_{max}$ とすると、式(28)(29)で近似することができる。

$$\tau = \rho gh_v l \quad (\text{河 床}) \quad \text{-----} \quad (27)$$

$$\tau = \alpha \{ (n+B/2) / (n_{max}+B/2) \} sgd \quad (\text{河 岸}) \quad \text{-----} \quad (28)$$

$$n_{max} + B/2 = h_{max} / \tan \theta \quad \text{-----} \quad (29)$$

ここで、 n_{max} :最大水深をとる位置、 h_{max} :最大水深、 B :水路幅、 θ :河岸傾斜角である。実験で用いた河岸(護岸)粗度では $\alpha = 0.11$ をとる。河岸護岸の粗度が異なる場合は式(28)の比例定数 α は粗さの大きさ d と

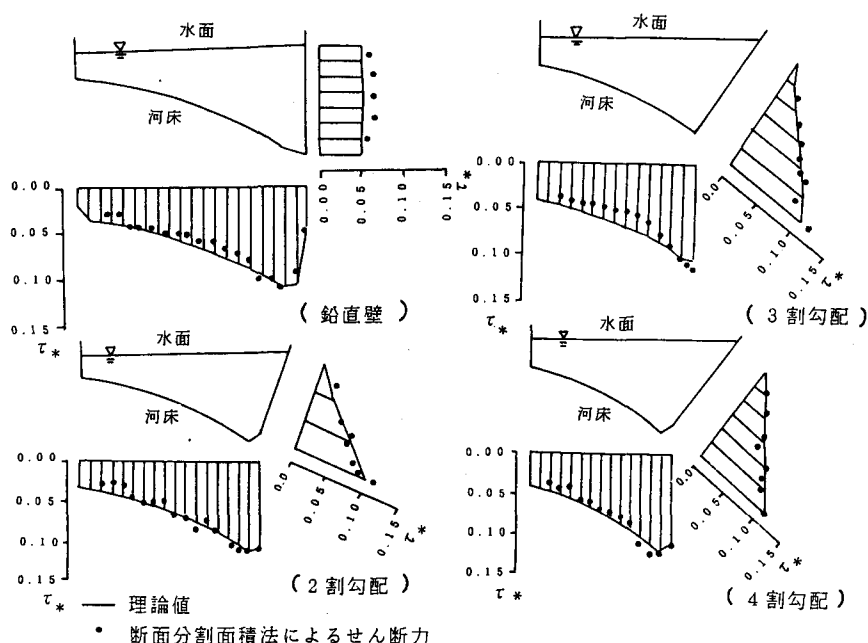


図-3.8 せん断力の実験値と解析値の比較

連動して変わる可能性があり、いろいろな護岸粗度について検討する必要がある。また、鉛直壁の場合は河岸のせん断力はほぼ一様分布となり、式(28)は当てはまらないことに注意を要する。

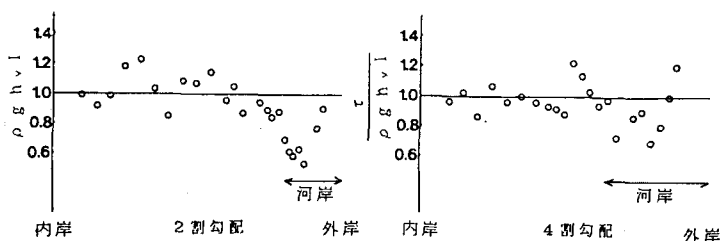


図-3.9 壁面に垂直な水深で表したせん断力と理論値の比の断面内の分布

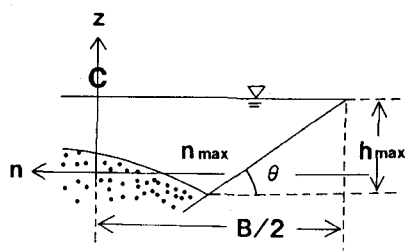


図-3.10 座標系の定義

4. 水制工、ベン工が設置された河道における流れと河床変動

蛇行河道や湾曲河道の水衝部の河岸は侵食が生じやすく、堤防損壊の危険性が高くなりやすい。この河岸侵食を軽減する方法として、まず河道の曲率を緩和することが肝要である。しかし、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、社会的に困難である。したがって、護岸、水制、ベン工等の河川構造物によって河岸侵食に対処することが多くなる²⁾。これらの河川構造物の設置位置は、現地での水理検討及び模型実験を中心に決められることが多い。しかし、これらの構造及び設置位置は、低水路法線形等の決定とも密接に関連しているところから、さらに合理的かつ比較的容易に決定する方法が求められている。

任意法線形状を有する河道に対する流れと河床変動の解析法については、2で述べた。この解析法を援用して、河川構造物を設置した場合の流れと河床変動を説明する数値解析法が確立されれば、数値計算によって河道及び河川構造物の設計が可能になると思われる。

4.1 構造物の数値計算への取り込み

流れの中に構造物がある場合は、構造物を境界条件として取り入れる必要がある。この境界条件の取り入れ方には2つの場合が考えられる。第一は、計算の格子スケールが構造物より小さく選ばれる時であり、構造物の形状を計算格子で表現することになる。一方、構造物のスケールが計算格子のスケールに比べて小さい場合には、構造物を格子の中に取り入れて、計算格子の中で構造物周りの運動学的、力学的境界条件を満足させるように解かれることになる。

前者は、水没しない水制や橋脚などの場合である。この場合には、構造物の周りで圧力が静水圧分布でなくなる。特に構造物周りで河床変動を伴う場合にはこの影響が大きいため、一般には鉛直方向の運動方程式を解いて流速の鉛直成分を求める必要がある。

後者は構造物が水没している水制工やベン工等の場合であり、周りの流れと構造物にかかる力の関係が明かな場合について有効な方法である。

ここでは、後者の方法について簡単に説明する¹⁸⁾。構造物を格子の内部に取り入れた場合の流れの方程式は、格子内部にある構造物の周囲に境界をとり、微分方程式(1), (2), (3)を積分表示することにより、

$$\int_c u_j u_k dA_j = - \int_c \frac{p}{\rho} dA_k + \int_c \varepsilon \frac{\partial u_k}{\partial x_j} dA_j - \int_{c'} u_j u_k dA_j - \int_{c'} \frac{p}{\rho} dA_k + \int_{c'} \varepsilon \frac{\partial u_k}{\partial x_j} dA_j \quad \text{-----} \quad (30)$$

と表せる。ここで、図-4.1に示すように c : 格子の境界、 c' : 構造物周りの境界である。ここで、運動学的境界条件(物体を通過するフラックス0)と力学的境界条件(物体にかかる力 F_i)は、

$$\int_{\epsilon} u_j dA_j = 0 \quad \text{-----} (31) \quad -\int_{\epsilon} \frac{p}{\rho} dA_i + \int_{\epsilon} \epsilon \frac{\partial u_k}{\partial x_j} dA_j = -F_k/\rho \quad \text{-----} (32)$$

であるから、これを式(30)に代入すると構造物を含む場合の流れ場の基本式が式(33)として得られる。

$$\int_{\epsilon} u_j u_k dA_j = -\int_{\epsilon} \frac{p}{\rho} dA_k + \int_{\epsilon} \epsilon \frac{\partial u_k}{\partial x_j} dA_j - F_k/\rho \quad \text{-----} (33)$$

この式を、差分法など2で述べた方法によって離散化し、数値解析することによって構造物を含む場合の流れを求めることが可能となる。また、式(33)を体積分に書き換えて、一般形で表記すると次式となる。

$$\int_V u_j \frac{\partial u_k}{\partial x_j} dV = -\int_V \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_k} dV + \int_V \epsilon \frac{\partial^2 u_k}{\partial x_j^2} dV - \int F_k/\rho \delta(x-x_i) dV \quad \text{-----} (34)$$

ここに、 δ はデルタ関数である。

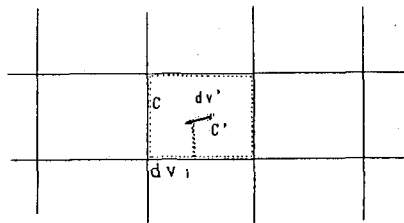


図-4.1 構造物周りの境界の取り方

4.2 ベーン工を有する河道における流れと河床変動

河道湾曲部の外岸河床の洗掘を軽減し、河岸侵食を防止する機能を持つベーン工法については、既に理論的、実験的研究とともに、現地施工も行われている^{1)1) 12) 13) 14) 15) 16) 17)}。ここでは、ベーン工を有する流れ場の解析方法について、Odgaardらによる方法、福岡・渡辺の方法について述べる。

(1) Odgaardらの方法^{14) 15)}

Odgaardらは、初期の論文^{12) 13)}を改良したベーン工設置後の流れ場と河床形状を求める新しい解析モデルを最近提案している。以下にその方法を示す。Odgaardらはベーン工の設置されている流れ場について直接解せずに湾曲部に生じる平均流及び二次流と直線部に置かれたベーン工が作り出す流れをある区間で平均化したものを単純に足し合わせ、主流の流速 u_m 及び河床面の二次流速 v_o を得ている。

$$\frac{u_m}{k} = \left(\frac{gh_i}{\phi^2 + \frac{F_D' \lambda_m \beta}{\Delta_s \Delta_n}} \right)^{1/2} / k \quad \text{-----} (35)$$

$$v_o = \frac{u_m}{k} \left(-\frac{k}{m^2} \frac{(2m+1)(m+1)}{(2m^2+k(m+1))} \frac{h}{r} + \frac{F_L' \lambda_m \beta}{\Delta_s \Delta_n} \right) \quad \text{-----} (36)$$

ベーン工の領域 $\Delta_s \Delta_n$ (Δ_s :ベーン工の縦断間隔, Δ_n : $3H_o$, H_o :ベーン工の初期高さ)の外側では、 $F_D'=0$, $F_L'=0$ としている。ここで、 ϕ :流速係数, F_D' :(全抗力/ ρu^2), F_L' :(全揚力/ ρu^2), k : u_m/u_o , λ_m :複葉翼理論による横断的な相互干渉を考慮した補正係数($\cong 1.0$), β :縦横断方向の平均化に伴う補正係数である。

図-4.2にOdgaardらが求めた横断河床形状と流速分布を示す。これを見ると河床形状や流速の横断分布についてはある程度実験値を説明している。しかし、ベーン工のある流れ場を直接解いていないため、Odgaardらの解析には幾つかの問題点が残されている。

この方法では流れ場の計算において、上流のベーン工によって変形された流れ場が下流のベーン工に与える影響を考慮していないため、ベーン工の影響の評価方法が不正確とな

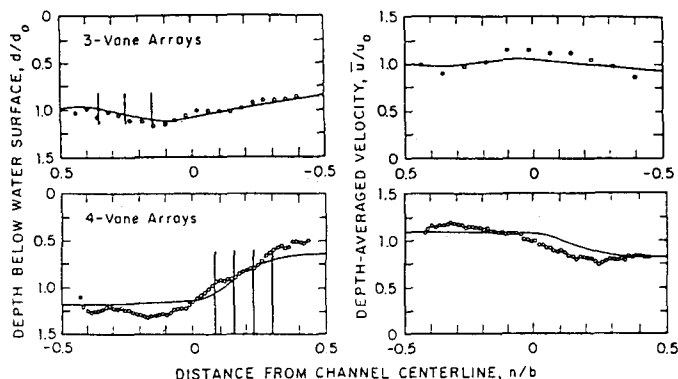


図-4.2 河床横断形状と流速横断分布の比較
(直線水路、湾曲水路)

っている。ベーン工の影響を評価するために導入した平均化に伴う補正係数 β の求め方が明らかにされていない。二次流の平均化に対する補正係数 β_s と、抵抗の平均化に対する補正係数 β_r については、式(35)(36)に示すように同一の β を用いるなど解析の不十分さが目立つ。したがって、新しいモデルにおいても、初期のモデルと同様に二次流及び主流の横断分布及び鉛直分布については表現できないものとなっている。しかし、前述した様にこのモデルでも実験で得られた河床形状は概ね表せている。流れ場を十分表現できなくとも横断河床形状を説明できた理由は、次の様に考えられる。湾曲流路での横断河床形状は、二次流を積分することにより求められる。ベーン工が設置された場での横断河床形状は、ベーン工の配置によって特徴づけられるので、実験値を満足するようにベーン工によって供給される二次流の強度が与えることができさえすれば、実験で得られた横断河床形状は表せる。しかしながら、二次流の縦断的な変化や二次流と主流の干渉による流速場の変化などを解析的に表せない、一般的にはベーン工による効果を表現することが出来ない。したがって、Odgaardらのモデルでは効果的なベーン工の縦断間隔、すなわち配置を定めることができず、十分な設計法となり得ていない。

(2) 福岡、渡辺の方法¹⁶⁾

ベーン工を適切に設置すると河道内の流れと河床形状は、ベーン工の作り出す二次流により、縦断方向には大きく変化しない、ほぼ決まった形をとる、ということが実験から見出されている¹¹⁾。これは、ベーン工を適切に設置すると流れ場がうまく制御され、一樣湾曲水路の流れ場に近いものとなることを示す。福岡・渡辺の解析法は、この実験事実をうまく解析の中に取り込み、ベーン工を伴う流れ場を一般性を失わずに簡略化し、基本式を直接解いている点に大きな特徴を持つ。これが、Odgaardらの解析と異なる点である。湾曲部にベーン工を設置した場合の流れ場は、4.1で示したようにベーン工による外力を境界条件として取り込んだ積分方程式モデルによって表すことができる。また、二次流については解析を簡単に行えるように渦度方程式を用いる。この場合の主流及び渦度に関する基礎方程式は、

$$\int_V (u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{r}) dV = - \int_V (\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s}) dV + \int_V (\epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial s^2} + \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial n^2} + \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) dV - \int_V \frac{F_s'(s, n, z)}{\rho} \delta(s-s_1) \delta(n-n_1) dV \quad (37)$$

$$\int_V (u \frac{\partial \omega}{\partial s} + v \frac{\partial \omega}{\partial n} + w \frac{\partial \omega}{\partial z} - \frac{1}{r} \frac{\partial \omega}{\partial z}) dV = \int_V (\epsilon \frac{\partial^2 \omega}{\partial s^2} + \epsilon \frac{\partial^2 \omega}{\partial n^2} + \epsilon \frac{\partial^2 \omega}{\partial z^2}) dV + \int_V \frac{\partial F_n'(s, n, z)}{\rho \partial z} \delta(s-s_1) \delta(n-n_1) dV \quad (38)$$

ω : s方向の渦度, (s, n) : ベーン工の位置

となる。ここで、流速分布形を平均流速 u_m 、主流の鉛直勾配を表す流速 u_a 、二次流の底面流速 v_b を用いて、

$$u = u_m + \phi_1 u_a, \quad v = -v_b \phi_2, \quad \omega = [-\left(\frac{\pi}{h}\right)^2 v_b + \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2}] \phi_3 \quad (39)$$

$$\phi_1 = \frac{2}{k} \left\{ \frac{3}{2} \sin\left(\frac{\pi z}{2h}\right) - \frac{3}{\pi} \right\}, \quad \phi_2 = \cos(\pi z), \quad \phi_3 = \frac{h}{\pi} \sin(\pi z) \quad (40)$$

の様に表し、これを式(37)(38)に代入して鉛直方向に河床から水面まで積分する。そして、流下方向に周期境界条件を与え、 u_m, u_a, v_b についてそれぞれ求めると以下の横断方向の1次元の式に簡略化される：

$$\frac{c_1}{3} \int \frac{\partial u_a v_b}{\partial n} h dn = \int g h dn - \int \frac{\tau}{\rho} dn + \int \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial u_m}{\partial n} \right) dn - \int \frac{F_s}{\rho \partial s} \delta(n-n_1) dn \quad (41)$$

$$\frac{c_1}{3} \int \frac{v_b \partial r u_m}{\partial n} h dn + c_2 \int \frac{v_b \partial r u_a}{\partial n} h dn + c_2 \int \frac{1}{r} \frac{\partial r v_b}{\partial n} \frac{u_a}{2} h dn = c_1 \int \frac{\tau}{\rho} dn - c_4 \int \epsilon \frac{u_a}{h} dn + c_3 \int \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial u_a}{\partial n} \right) h dn \quad (42)$$

$$\int \frac{18}{k^2 \pi^2} u_a \left\{ u_m - \frac{1}{2k} \left(\frac{12}{\pi} - 3 \right) u_a \right\} \frac{h}{r} dn - \int \frac{F_b}{\rho \partial s} \frac{3h}{k u_a \pi} \delta(n-n_1) dn = \int \left\{ v_b - 2 \left(\frac{h}{\pi} \right)^2 \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2} + \left(\frac{h}{\pi} \right)^4 \frac{\partial^4 v_b}{\partial n^4} \right\} dn \quad (43)$$

$$c_1 = \frac{6}{k\pi}, \quad c_2 = \frac{36}{k^2 \pi^2} \left(\frac{\pi^2}{16} - \frac{2}{3} \right), \quad c_3 = \frac{36}{k^2 \pi^2} \left(\frac{\pi^2}{8} - 1 \right), \quad c_4 = \frac{\pi^2 g}{k^2 8}, \quad \tau_s = \rho (u_b / \phi_b)^2, \quad \phi_b: \text{底面流速係数}$$

これらの式を解くことにより、ベーン工が設置された流れ場 u, v を表すことができる。また、式(43)の側壁での境界条件は、 $v=0, \omega=0$ から、 v_b に対し、以下のように表される。

$$v_b = 0, \quad \frac{\partial^2 v_b}{\partial n^2} = 0 \quad (44)$$

ただし、ベーン工の全抗力 F_b 及び底面近傍においてベーン工にかかる単位高さ当たりの揚力の反力 F_b' は、

$$\frac{F_b}{\rho} = \frac{C_D A_v}{2} \frac{1}{H} \int_0^H u |u| dz \quad \text{-----} \quad (45)$$

$$\frac{F_b'}{\rho} = \beta \pi l_0 \sin \alpha u_b |u_b| \quad \text{-----} \quad (46)$$

C_D :抗力係数 ($2\pi A_v/H^2 \cdot \beta \cdot \sin^2 \alpha$), A_v :ベーン工の面積, H :ベーン工の高さ,

β :揚力補正係数, l_0 :底面近傍のベーン工の長さ, α :ベーン工の向き

と表される。式(43)の、左辺第一項は遠心力による二次流の生成、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の生成を表す。この二次流の相反する作用の大きさ関係がベーン工の効果を表現する上で重要となるので、両者を横断方向に積分し、その比を γ で表す:

$$\gamma \approx \sum f_i \frac{(u_b |u_b|)_i}{((u_m - u_a) u_a)_m} \frac{\pi r (\beta \pi l_0 \sin \alpha)}{6B \Delta s} \quad \text{-----} \quad (47)$$

()_i: $n=n_i$ における値を示す, ()_m:全体平均値を示す

横断河床形状には、底面の流向、すなわち二次流の向きが強く影響するので、この 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(47)に示されるように($\beta \cdot l_0 \sin \alpha / \Delta s$) $\times$ 列数 に比例する量であり、ベーン工の設置数 N ($\propto$ 列数/ Δs)、ベーン工の長さ l_0 、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影響を表す補正係数であり、二次流による迎え角の変化量などの影響によって変化する1に近い補正係数である。横断河床形状は、求めた底面流速 u_b, v_b を流砂の連続式(23)に代入して時間積分することによって得られる。図-4.3に横断河床形状を、図-4.4に流速の横断分布を、図-4.5に流速の鉛直分布を解析結果と実験結果について比較して示す。図-4.3において、解析的に得られた河床形状は、ベーン工の内岸側にもお筋が移動し、外岸の河床の洗掘が抑制される特徴をよく表していることが分かる。また、図-4.4から、平均流速の横断分布及び底面近傍の二次流の横断分布についても解析結果は実験結果を説明しており、ベーン工の影響範囲は、外岸から流心に向かって川幅の4割程度であり、その範囲で流速が遅くなっていることなどが分かる。図-4.5は断面内における流速の鉛直分布について比較したもので

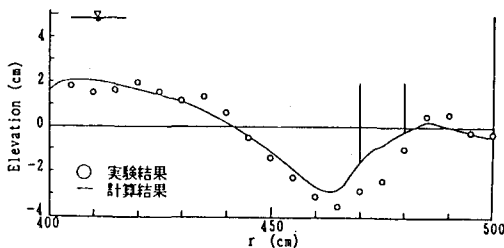
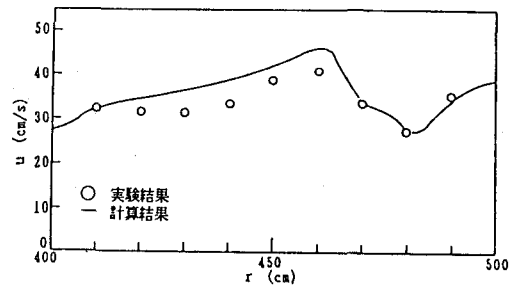
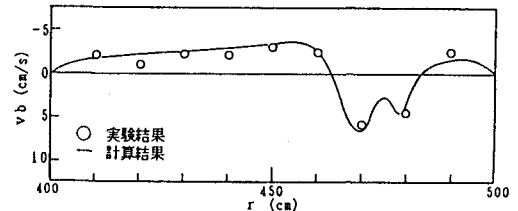


図-4.3 横断河床形状の実験結果と解析結果の比較



(a) 鉛直平均流速の横断分布



(b) 底面付近の二次流の横断分布

図-4.4 流速の横断分布の実験結果と解析結果の比較

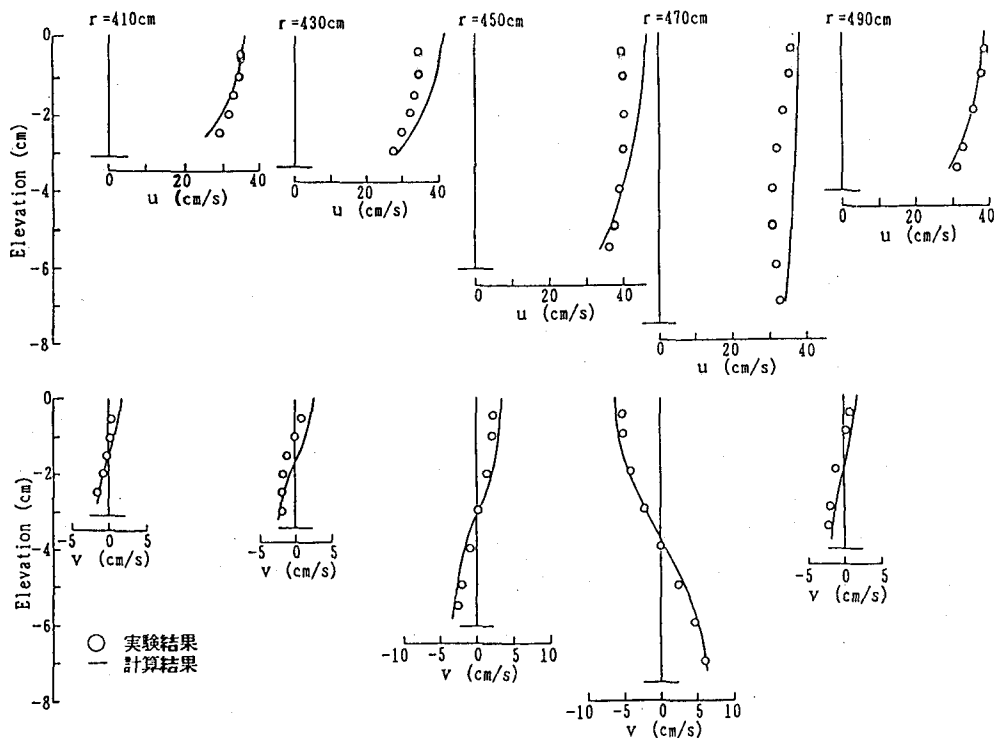


図-4.5 流速の鉛直分布の実験結果と解析結果の比較

あるが、解析結果は実験結果を良く表している。ベーン工の周辺では遠心力による二次流が消え、それとは逆向きの二次流が強く生じている。その結果ベーン工の周辺では移流による鉛直混合が大きくなって主流が一樣化されている状況が解析によってうめく説明できている。

以上の様に、ベーン工が設置された場合の流れ場と河床形状が、ここで示された解析法で表すことが可能である。

(3) ベーン工の施工及び現地調査¹⁷⁾

黒川は、阿蘇山のカルデラの北の谷（阿蘇谷）を流れる川幅30m～40m程度の河川である。図-4.6にベーン工の施工区間の河道及びベーン工の設置状況を示す。弯曲部の内岸に砂州が発達し、外岸では護岸の根入れ深さに達するほどの洗掘が生じている。そこで、熊本県はベーン工を適切に配置し、弯曲部の洗掘を抑制し、ベーン工と護岸が一体となって、河道の安全を確保する目的で施工を行い、引き続きその効果の調査を行っている。

ベーン工は図-4.7に示す様に、松丸太杭を並べて打ち込む方法でつくられた。平均河床高からのベーン工の突出高は、平水時水深に対応する1mとし、ベーン工の長さは、平均河床高で3mである。根入れ深は平均で約4mである。ベーン工の第一期工事は、1988年3月に右岸から6mの所を中心として千鳥状に15m間隔で13基設置し、次いで、1989年3月には、流れが弯曲部の入口からベーン工内岸沿いのみお筋を流れるように上流に7基、下流にも4基増設された。

図-4.8にベーン工設置前と設置後の横断河床形状を示す。ベーン工は設置直後に数度の中洪水を経験しており、この河床形状はそれぞれ洪水後に生じたものである。ベーン工の施工により、内岸の砂州は著しく小

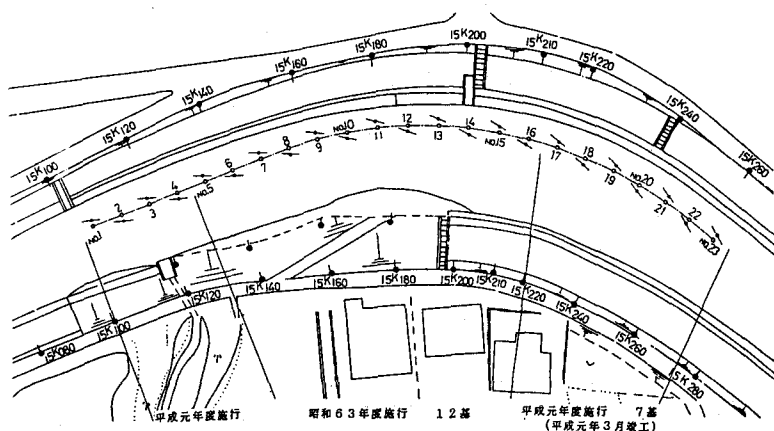
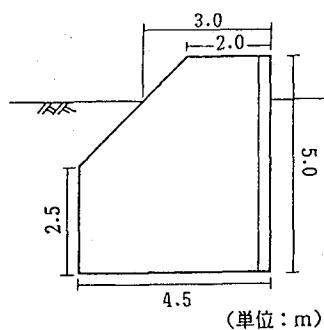


図-4.6 ベーン工施工状況



松丸太杭 $\phi 12\text{cm}$ $\phi 21\text{cm}$
図-4.7 ベーン工の形状

さくなり、外岸付近の河床の洗掘深が平均河床近くまで埋め戻されていることがわかる。これより、現地河川においてもベーン工が洗掘箇所の埋戻しや内岸砂州の軽減に有効であることが確認された。

次に解析結果を示す。計算に用いる当該箇所の水利条件である各洪水に対する流量及び水位ハイドロのデータが得られていないので、当該箇所下流の水位ハイドロから判断して、ほぼ妥当と思われる水深3m、流量 $150\text{m}^3/\text{s}$ 、水面勾配1/800を用い、先に述べた福岡・渡辺の方法で河床形状の時間変化を推算した。なお、初期河床は平坦河床とし、また、河床材料粒径は、アーミングがある程度生じたものとして、 $d_{90} \approx 0.4\text{cm}$ を用いた。

図-4.9に計算結果と洪水後の測量結果を比較して示す。この図をより、計算結果は実測結果とそれほど大きな違いはなく、ベーン工の設置による河床の状況を予測することは可能である。

また、現地河川においてもベーン工の設置が効果があることが示された。

(4) ベーン工設計のための基本事項^{11) 18)}

ベーン工を設計する際には、設計水深を

設定する必要がある。ベーン工は、洪水時において機能を発揮するものであるから、設計水深は洪水時のものを用いるが、その洪水の頻度は高い方がベーン工の機能する期間が長くなるので、設計に用いる洪水規模はそれほど大きいものでない方がよい。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。なお、ベーン工の構造については、ベーン工の迎え角 α は揚力が最大となる $\alpha=20^\circ$ とし、ベーン工の長さ l は与えられた断面平均水深 h に対して、 B/h が大きい通常の場合については、 $l=(0.5 \sim 2.0)h$ とする。また β は一様流中の翼に関する平均揚力補正係数を用いる。

設置範囲については、法線形状や設計流量との関係でベーン工の上流端と下流端の位置を十分に検討する必要がある。この点の判断を誤ると施工区間の下流に新たな水衝部をつくり河岸侵食を起こす可能性がある。

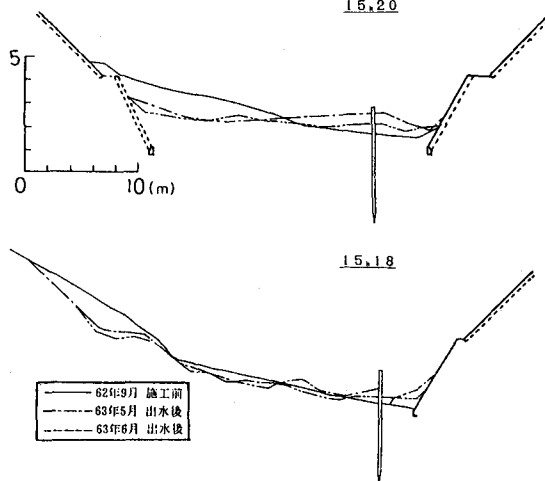


図-4.8 横断河床形状の変化

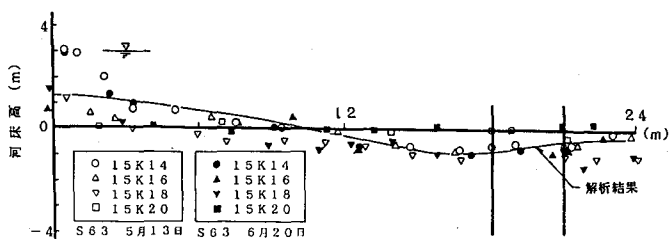


図-4.9 横断河床形状の解析結果

上流端位置については、外岸河床が洗掘を受けている箇所の十分上流から施工することが大切である。すなわち、図-4.10(a)に示す様に外岸に向かう水表面の速い流体がベーン工と外岸の間に入り込まない様に、主流の大部分を上流端から誘導する様に設計施工する。一方、ベーン工の下流端については以下の様に考える。ベーン工最下流端の直前までは、遠心力による二次流がベーン工によって抑制されている。しかし、ベーン工の内側に沿う様に流れてきた主流は、ベーン工の終端位置で急に解放され外岸に向かう様になり、遠心力が効き始め、再び河床が洗掘され始める(図-4.10(b))。したがって、ベーン工の終端はベーン工の内側を流れる水表面付近の速い流れが、法線と平行になるところまで十分延長することが肝要である。これができない場合にはベーン工終端から下流のある区間の外岸河床を根固め工などを用いて保護する。下流の保護区間長を解析的に求めるには、4.2(2)で述べた方法で定める流速分布を上流端境界条件として与え、流れ場を解くことによって遠心力による二次流が影響し洗掘が生じる範囲を推定できる。この区間の外岸河床が根固め工などで保護される区間となる。

ベーン工の設置条件は以下の様に定められる。ベーン工設置による外岸付近の河床の洗掘深及び河床の横断形状を規定するパラメータは、二次流相殺率 γ 及びベーン工設置位置 b/B である。外岸付近の洗掘を効率良く軽減するためには、ベーン工の平均的な横断位置及び二次流相殺率を、

$$b/B = 0.15 \sim 0.35$$

$$\gamma = 0.5$$

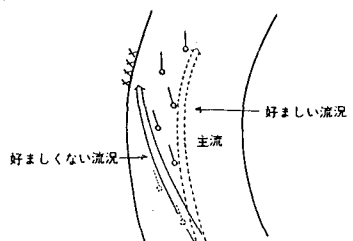
とすればよい。また、個々のベーン工が効率よく機能するように、ベーン工の縦断間隔を決める必要がある。ベーン工の縦断間隔は以下の様に定める。まず、ベーン工の列数を、ベーン工の列数 $\times 2h$ が河幅の1/4程度となるように決める。次に、この列数の場合に $\gamma = 0.5$ となるように縦断間隔 Δs を決める。このように配置すると遠心力による二次流に対して逆向きの二次流が十分生じて河道の安全度の高い河床形状と横断流速分布を生じる。また、千鳥型配置の方が個々のベーン工が有効に働くので、ベーン工の列数に関わらず千鳥型配置が推奨され、列と列の間隔は水深の2倍程度に選ぶのが良いであろう。

4.3 水制工を有する河道における流れと河床変動

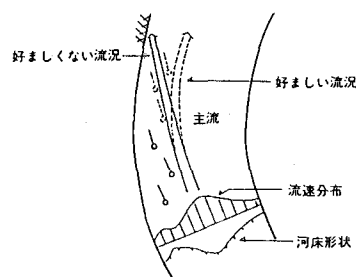
河道湾曲部に設置されるベーン工は、河道湾曲部内での流れと土砂輸送を積極的に制御する新しいタイプの局所洗掘対策工、河岸侵食対策工である。したがって、ベーン工は緩やかに蛇行する河道よりもむしろ、かなり大きな湾曲度を持つ河道の侵食対策工として有望な工法である。一方、河道が緩やかな蛇行をなしており、流れと河床変動が1蛇行内にとどまらず、その上、下流にまで影響する場合には、越流型水制工を群として設置して、流れと流砂を緩やかに制御しながら流況の改善を図ることが望ましい。

水制工の先駆的な研究に、秋草、吉川¹⁰⁾によるものがある。基礎的研究としては、数多くのものがある¹¹⁾。これらの研究から、不透過水制の間隔、水制の一般的な形状、水制の粗度や抵抗としての評価、水制周りの洗掘、水制間の洗掘、堆積などについて調べられ、以下のことが示されている。

不透過非越流型水制の効果が有効な範囲 s は、水制工の長さ l を用いておおよそ、 $s \equiv (8 \sim 17) l$ で表される。我が国で施工されている水制工の事例調査¹²⁾では、水制工の高さは計画高水位の水深の0.2~0.3倍程度のものが最も多い。水制工の長さは河幅の0.1倍以下がほとんどであり、水制間隔は水制長の1~4倍の範囲、直線部では2倍、湾曲部の外岸で2倍弱、内岸で3倍程度である。また、不透過越流水制の場合には棧型粗度、透過型(杭出し)水制の場合には円柱群として水理解的に取り扱うことができることが示さ



(a) 最上流端ベーン工の位置



(b) 最下流端ベーン工の位置

図-4.10 施工区間の決め方

れている。なお、不透過越流型の場合には、水制長が河幅の 0.2 倍以下の場合には、水制間隔と水制高の比はおおよそ 6～10 倍程度で効果的である。また水制の粗度は上流部で小さく下流部で大きくなるようにするのが望ましいとされている。

水制工周辺の洗掘深については、角度が直角で不透過の場合にはおおよそ水深の 1.8～2.6 倍程度になることが示されている。また、水制間の河床高については、水制が直角～下流向きの場合に全体的に低下し、上流向きの場合に一部堆積が生じ、水制高が高いと水制前面の洗掘が増大するために河床低下が著しくなり、水制間の河床高を保つためには、水制高を低くし、上流向きにする方がよいとされている。

以上の研究は主に水制工の周りの流れ及び水制工周囲の河床変動を解明しようとしたものであり、これらはいずれも直線水路に水制工を設置した場合の基本的な性質を明らかにしたものである。実際には多くの水制工は湾曲河道に設置される。河道平面形状に対する水制工の効果的な配置法については、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ることが行われている^{2) 20)}。

従来の水制工は侵食を受けている河岸を直接的に守るために侵食を防ぎたい湾曲部外岸のみに設置される場合が多い。この場合には外岸沿いの洗掘は水制工前面に移動し、安全度は多少向上するが、水制工前面の洗掘深はほとんど軽減せず、流れの外岸への集中度はほとんど変わらない。そこで、水制工を縦断的に群として配置することによって、水制工が河道の線形を修正したと同じ効果の流れに与え、河床変動の小さい河道づくりを行うことが考えられる。この洗掘深と流れの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、下流の水制区間内でなめらかに流れを受けることである。ここでは、低水路内岸側上流部とその下流の低水路外岸側下流部に透過越流型の水制工を設置することによる流れの曲率を変化させることによって、外岸側の深掘れと内岸側の堆積を小さくすることを可能にした福岡らの実験と解析結果を示す。

(1) 透過、越流型水制の場合^{8) 20)}

河道内に水没・透過越流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が生じる。このような水没・透過越流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影響すること等の問題が生じる。

福岡ら⁸⁾は、水制工が水没して存在することによる河積の減少と流れ及び河床変動に及ぼす影響を、差分計算の計算メッシュ位置を水制工の設置位置と一致させることによって、水制工を解析の中に取り込んでいる。すなわち、図-4.11 に示すように水制工の上面を連

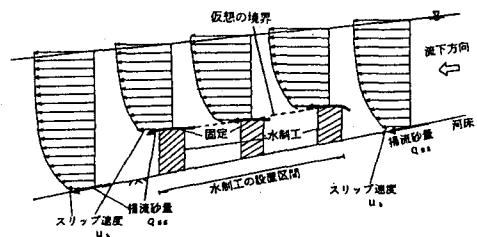


図-4.11 水制工設置地点での境界条件の考え方

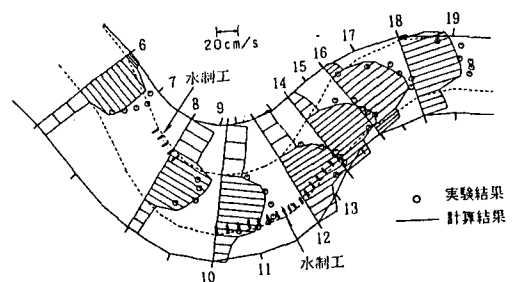


図-4.12 河道形状及び平均流速の横断方向分布

ねた高さより下の部分は死水域とみなし、水制工の上面は洗掘しない河床として取り扱うことで解析が可能になる。このように水制工の存在を2で述べた解析法の中に取り込むことによって透過、越流型水制工がある河道の流れと河床変動を数値モデルによって解いている。この場合の流れの解析結果を実験値とともに図-4.12に示す。水制工は、湾曲部の低水路内岸側の上流と低水路外岸側の下流部に設置されている。また、図-4.13 14にその場合の横断河床形状と河床高コンターを実験結果とともに示す。図-4.13より、水深平均流速の横断分布に着目すると、断面No.8において、低水路内岸側に設置された水制工によって水がはねられて流速が遅くなり、外岸側に設置された水制工により流速が遅くなる状況を計算結果がよく表している。また、横断河床形状及び河床高コンター図から、河床形状並びに最大洗掘深の発生位置及び洗掘深もよく表していることが分かる。

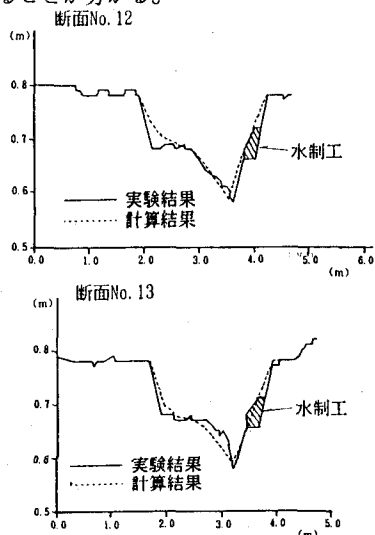


図-4.13 横断河床形状の比較

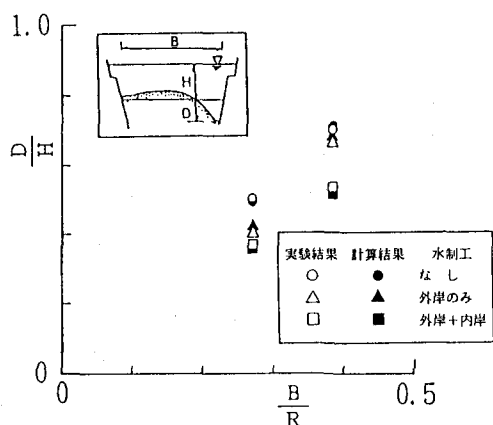


図-4.15 流路の曲率と最大洗掘深の関係

図-4.15は、湾曲部の曲率が小さい場合と大きい場合について、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、それぞれに対応

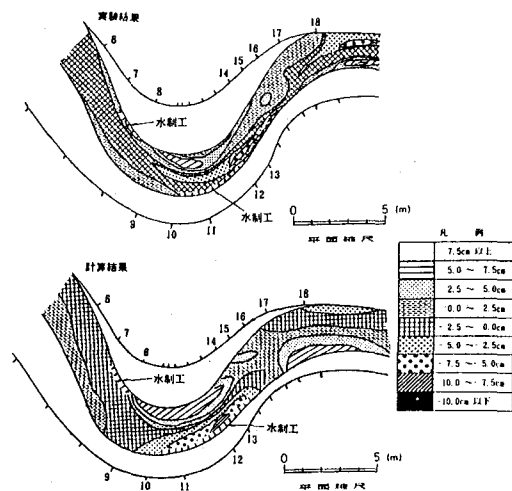


図-4.14 河床高コンターの比較

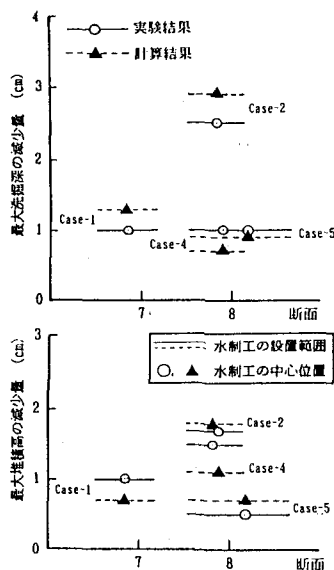


図-4.16 水制工の設置位置と最大洗掘深及び最大堆積高の関係

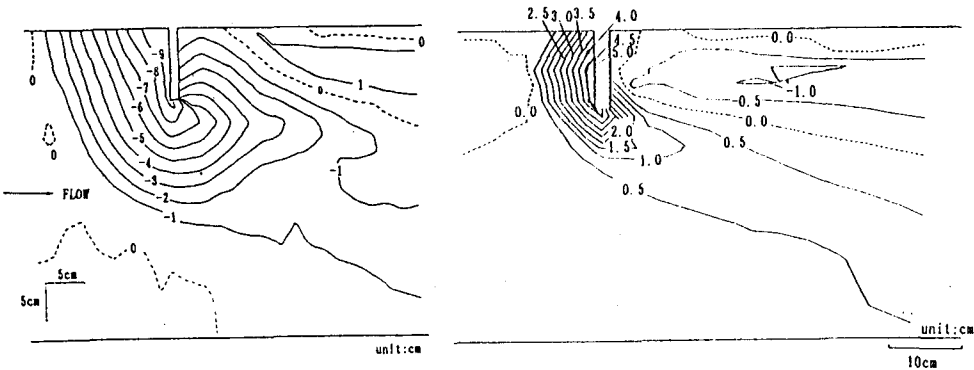
する計算結果をまとめて示している。この図を見ると、曲率半径が大きくなると外岸の洗掘深が小さくなる
ことがわかる。また、低水路外岸側に生じる最大洗掘深を軽減させるためには、湾曲部の外岸側に水制工を
設置するだけでなく、上流内岸側にも設置するのが効果的であることがわかる。また、2つの曲率半径を有
する水路を用いたケースでは、曲率半径が小さい水路湾曲部の上下流に水制工を設置した場合の最大洗掘深
は、水制工を設置せずに、単に低水路の曲率半径を変化させて流れの曲率半径を大きくした場合の最大洗掘
深とほぼ等しくなっている。これより、河道の線形を緩やかに変更することができない河川にあっては、水
制工を適切に低水路内岸側上流部と低水路外岸側下流部に配置して、河道の線形を変更したのと同じ程度の
効果を発揮させればよく、これによって、最大洗掘深を減ずることが可能であることがわかる。また、計算
結果はいずれの条件についても実験結果をよく表現している。次に、水制工の設置位置を変化させ、洗掘軽
減に効果的な配置を実験と解析から検討する。図-4.16 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及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。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。最大洗掘深の減
少量と最大堆積高の減少量が大きいということは、横断河床勾配が小さく、偏流の小さい河道であることを
意味する。この図より、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及び洗掘深が水制工を設置しない場合とほとんど変化しておらず、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。解析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といえよう。

以上より、越流型水制工のある場合についても数値解析モデルを用いることにより、河道の流れと河床変
動を表現できるのみならず、河積を有効に活用するような河道を作り出す水制工の配置を決定することが
わかる。

(2) 不透過、非越流水制の場合

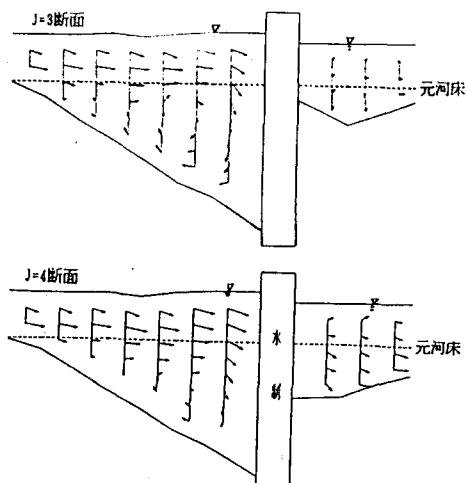
不透過、非越流水制の場合には、水制工の上流面で運動学的境界条件を満たすように通過流量を“0”とお
くことで解析できる。しかし、現在までに行われている計算例は直線水路に単体の水制を設置し、水制工よ
りも小さな格子スケールで計算した場合に限られており^{8) 21)}、非越流水制を設置した実際の河道では、上
記の解析法は適用されていない。したがって、非越流型水制については基礎的研究の段階をでてない。

河床が固定床の場合には水位や平均的な流れの状況は先に示した方法で近似的に求められるが、水制工周
りの局所水理現象を取り扱う場合には、もはや静水圧分布は仮定できないためにz方向の運動方程式を解き、
かつ水制の周囲で流砂の非平衡性を考慮しなければ、流れと河床形状を表現し得ないことが道上ら⁸⁾によ
って示されている(図-4.17, 4.18)。

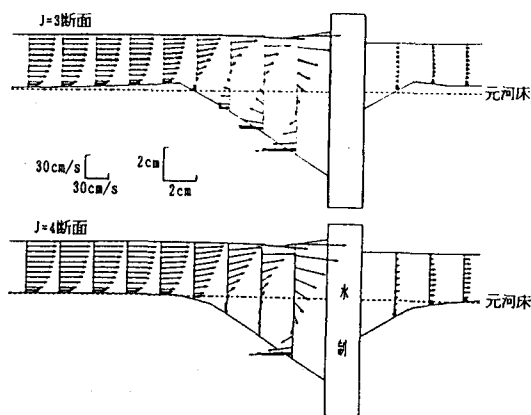


(実験結果) (計算結果)

図-4.17 水制工周辺の洗掘形状の比較



(実験結果)



(計算結果)

図-4.18 水制工周辺の流速分布の比較

(3) 導流水制²²⁾

導流水制の効果を、信濃川長岡地区での例を用いて示す。長岡地区は、信濃川が山間部から平野に出た所に位置するために河床勾配が急変し、河状が荒れ、各所に著しい乱流と水衝部が存在する。このため、河川構造物の損傷が著しく治水安全度が低いため、昭和50年頃から低水路改修工事が着手された。

図-4.19 は、昭和7年～昭和46年までの最深河床位置の変遷を示すが、昭和37年～昭和46年の10年間は主流路の位置がほとんど変化していない。そのため、計画低水路法線は、現況河道の河状にあった低水路案を一次案とし、これを基に施工順序、工法も含めて模型実験を行い、最良案を検討した^{23) 24)}。信濃川では、融雪出水が毎年確実に発生し、多量の浮遊砂を含む低水路満杯程度の洪水が長時間続くところから、この河道の特性を生かして土砂を河岸に堆積させ、高水敷をつくる方法が検討された。

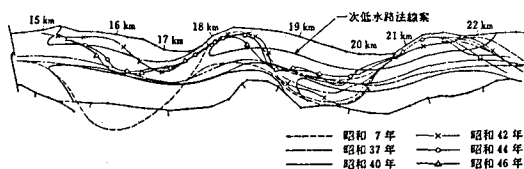


図-4.19 最深河床変遷及び低水路法線

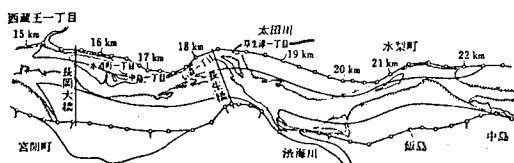


図-4.20 長岡地区河道計画平面図

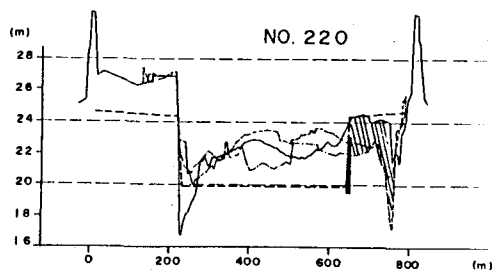
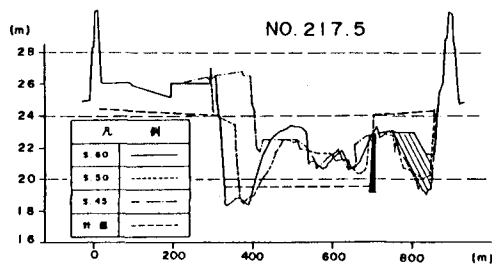


図-4.20 水梨(導流堤)付近経年変化(: 導流堤による堆砂)

最終案と昭和48年の河道を比較して図-4.20 に示す。18~19km, 21~22kmの水衝部については、導流水制と護岸で締切り、洪水時に輸送される土砂を導流水制の周囲と背後に堆積させて高水敷を形成し、さらに低水路護岸、低水路掘削によって新しい河道をつくる工法が採られた。

この対策工の代表として22km付近の水梨地区の導流水制を取り上げ、その効果について述べる。図-4.21 は、水梨導流水制付近の河道横断形の経年変化を示す。導流水制の進捗状況は65%程度で、昭和56年に既往最大、59年に融雪出水最大と56年から大洪水が連続して発生し、その効果が着実に現れている。導流水制の



写真-4.1 昭和52年10月



写真-4.2 昭和60年11月

背後に2m~4mの堆砂が生じ、次第に計画高水敷高に近づきつつある。写真-4.2は、導流水制の周囲への土砂の堆積状況を示している。

以上のことから、浮遊砂を多量に含む融雪出水のある川では、信濃川で用いられている導流水制が高水敷の形成、河道の安全性確保に有効な方法であることが実証的に示された。

5. 床止め工

床止め工は河川の勾配を緩和し、河床を安定化するとともに、流れを整流する重要な河川構造物である。床止め工は、河川を横断してつくられる構造物のため、その影響は構造物の上下流に及ぶ場合もある。したがって、床止め工の構造、位置などの決定が適切に行なわれることが河川管理上からも重要になる。

床止め工の機能の第一は、流下方向の河床の安定に求められることから、床止め工については、それが設置されている河川における流下方向の河床変動（一次元河床変動計算）の研究が中心課題であった。斐伊川における道上らの研究²⁶⁾、十勝川における黒木らの研究²⁷⁾によって、床止め工の設置されている河川の河床の縦断変化については、概ね一次元的に取り扱えることが明らかにされている。

床止め直下流の河床の洗掘過程については、基礎的研究の立場から鈴木ら²⁸⁾が詳細に検討している。長谷川、福岡ら²⁹⁾は、現地で施工されている床止め工の取付擁壁周辺が洗掘を受け、被災する場合があることに着目して、取付擁壁形状を含む種々の床止め工平面形状に対する流量特性と局所洗掘現象について大型模型実験で調べている。特に床止め下流側の護床工の下流における河岸沿いの局所洗掘がどのような床止め平面形状の場合に効果的に減ずるかを急流河川、緩流河川それぞれについて明らかにしている。

床止め工のある河道の河床縦断形状の長期変動予測には、一次元解析法が適用可能であることを述べたが、床止め直上・下流の局所洗掘軽減を考慮に入れた床止め工の平面形状の決定には、先に述べた数値解析法を適用した検討が必要となろう。特に、複断面河道に設置された床止め工を洪水が流下するときの床止め周囲の洪水流況と河床変動状況は、複雑になる。大型水理模型実験と数値解析手法を用いた床止め工の設計法をつくりあげていくことが求められる。

6. おわりに

本文で扱ったもの以外にも河川構造物の種類は多い。河川構造物の代表的なものに堤防がある。土ででき

た堤防の設計には、堤体内の浸透流の解析が特に重要になる。本文の主題が、河川構造物による流れと河床変動であるため、堤体内の浸透流解析は除外しており、これについては文献28)29)を参照されたい。堤防や河岸の侵食防護工については、コンクリート護岸の水理設計法が文献2)30)に示されている。また、橋脚周りの流れと河床変動を数値モデルで予測するには、圧力分布が非静水压分布であること、橋脚周りの流砂運動が非平衡であることをモデルの中に取り込む必要があり、そこでは前述のモデルを改良した新しい数値解析法の開発が求められる。数値モデルは少なくともこのレベルの水理設計問題まで答えを与えることができると考えられる。

本文は、現在の数値計算法が河川構造物の設計や河川構造物の影響を受けている河道の流れ及び河床変動の予測にどの程度有効なものになっているかを明らかにする目的でまとめられた。記述にみられるように、河川構造物に関わる現象が次第に数値的に取り扱えるようになりつつあるが、河道計画上の諸問題は数値計算のみで解決を図れるわけではない。

河道の縦横断計画や河川構造物の計画を立てる際に、水理的に解決しなければならない問題が生じる。これらの多くのものは、長年にわたって蓄積された資料の解析や水理的検討、現地調査・観測などで解決を図ることが可能である。しかし、現象が複雑であったり、検討内容が重要な場合は、大型模型実験を問題解決手段の中心におき、模型実験と水理的検討を併せて解決が図られてきた。しかし、模型実験の相似則を満足させて精度の高い結果を得るには、施設の物理的制約が問題となったり、多大の労力、時間、費用を要するなどの問題が生じる。

これに対し、近年におけるコンピューターの進歩と計算技術の発達、河道における多くの水理的問題の実用的解決を可能にしつつある。しかし、これらの数値計算モデルは、はじめに“で述べたように、綿密な現地調査結果や大型水理模型実験結果がなくしては、十分な精度を持って適用できるわけではない。計算技術の発展及び精度向上を図るためには、現地調査によるデータの蓄積と水理模型実験による検討に頼らなければならないことが多い。今後も現地調査、模型実験と数値計算モデルは相互に補完しながら、河道の水理的問題の解決を図っていくことになるであろう。

河川構造物の計画、設計、施工を行う際には、水理的検討だけでなく、環境面からの検討も必要である。私達河川技術者、研究者は力学ベースにもとづく設計、施工に十分力を尽くすとともに、河川の生態・環境にまで配慮することも求められている。これらの新しい分野の技術の蓄積にも意を注ぐ必要があろう。

参考文献

- 1) 吉川秀夫 編著：流砂の水理学，丸善，1985.
- 2) 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 土木学会，pp.49-70，1988.
- 3) 黒木幹男・岸 力・清水康行：河床変動の数値計算法に関する研究，第17回自然災害科学総合シンポジウム論文集，1980.
- 4) 清水康行・板倉忠興：河川における二次元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，65p.，1986. または，Y.Shimizu and T.Itakura：Calculation of Bed Variation in Alluvial Channels, J. of Hyd. Engineering, vol.115, pp.367-384, 1989.
- 5) 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，52p.，1988. または，Y.Shimizu, H.Yamaguchi and T.Itakura：Three-Dimensional Computation of Flow and Bed Deformation", J. of Hyd. Engineering, vol.116, pp.1090-1108, 1990.
- 6) 福岡捷二・渡辺明英・西村達也：水制工の配置法の研究，土木学会論文集 No.443/II-18, pp.27-36, 1992.

- 7) 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，第29回水理講演会論文集，pp. 727-732，1985.
- 8) 道上正規・檜谷治：水制周辺の平面2次元河床変動計算に関する研究，水工学論文集第36巻，pp. 61-66，1992.
- 9) 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.
- 10) 福岡捷二・三宮 武・西村達也：湾曲部外岸のり面の緩勾配化による流況改善，水工学論文集第36巻，pp. 55-60，1992.
- 11) 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.
- 12) Odgaard, A. J. and Kennedy, J. F., "River-Bend Protection by Submerged Vanes", J. of Hyd. Div., ASCE, Vol. 109, HY8, pp. 1164-1173, 1983.
- 13) Odgaard, A. J. and Mosconi, C. E., "Streambank Protection by Submerged Vanes", J. of Hyd. Eng., Proc. of ASCE, Vol. 113, No. 4, pp. 520-536, 1987.
- 14) Odgaard, A. J. and Wang, Yalin, "Sediment Management with Submerged Vanes. I: Theory", J. of Hyd. Eng., Proc of ASCE, Vol. 117, 1991.
- 15) Odgaard, A. J. and Wang, Yalin, "Sediment Management with Submerged Vanes. II: Applications", J. of Hyd. Eng., Proc of ASCE, Vol. 117, 1991.
- 16) 福岡捷二・渡辺明英：ベーン工の設置された湾曲部の流れと河床形状の解析，土木学会論文集 No. 447/II-19, pp. 45-54, 1992.
- 17) 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，土木学会第45回年次学術講演会概要集 2，pp. 24-25，1990.
- 18) 福岡捷二：ベーン工の設計と施工-河岸侵食対策と多自然型川づくりへの適用-，河川 No. 520 日本河川協会，pp. 54-64，1989.
- 19) 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.
- 20) 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，1988.
- 21) 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.
- 22) 斉藤正勝・岸田弘之・南雲克彦：信濃川長岡地区の低水路河道計画と対策工の効果について，第32回水理講演会論文集，pp. 359-364，1988.
- 23) 信濃川長岡地区河道計画模型実験実験報告書 その1，土木研究所資料第786号，1972.
- 24) 信濃川長岡地区河道計画模型実験実験報告書 その2，土木研究所資料第904号，1974.
- 25) 道上正規・鈴木幸一・定道成美：斐伊川の土砂収支と河床変動の将来予測，京都大学防災研究所年報，第23号B-2，pp. 493-514，1980.
- 26) 鈴木幸一・道上正規・川津幸治：床止め直下流部の流れと局所洗掘について，第26回水理講演会論文集，pp. 75-80，1982.
- 27) 長谷川賢市・福岡捷二・高橋 晃・小谷裕司：床止め工の平面形状に関する実験的研究，土木学会第43回年次学術講演会概要集 2，pp. 310-311，1988.
- 28) 赤井浩一・大西有三・西垣 誠：有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析，土木学会論文報告集第264号，pp. 87-96，1977.

- 29) 久楽勝行・吉岡 淳・細谷正和：洪水時及び豪雨時の堤体内の浸透流と堤防の安定性，土木技術資料，vol. 27-7, pp. 21-27, 1985.
- 30) 福岡捷二・藤田光一・森田克史：護岸法覆工の水理設計法に関する研究，土木研究所資料，第2635号，1988.