

水制による河床変化の数値計算

Numerical Calculations of Bed Deformation with Spur-Dikes

西本直史*・清水康行**

by Naoshi NISHIMOTO, Yasuyuki SHIMIZU

In this paper we deal with deformation of bed scour near the outer bank and of alternate bars caused by spur-dikes. It is necessary for the prediction to evaluate three dimensional flow. But a two dimensional flow model is applied to the prediction for convenience. The results are in good agreement with the observed data.

Keywords : spur-dike , bed deformation , numerical model ,
meandering channel , alternate bar

1. まえがき

水制は、堤防の保護や河道の安定を目的とする河川構造物である。その水理的効果は、流速の低減と水はねで、当該箇所の目的に応じた形状、工法が選択される。例えば水はねを目的とする水制としては、天端が高く半不透過性または不透過性の水制を単独あるいは少数で設置するのが基本的な考え方とされている¹⁾。

河川の維持管理上、水制の効果、適性な配置、工法等の定量的な評価が重要であるが、この手段のひとつに数値シミュレーションがある。福岡ら²⁾は、越流型不透過水制を有する蛇行水路について3次元流れの解析を基にした河床変動計算を実施し、実験結果を良好に再現できることを示した。さらに福岡ら²⁾は、弯曲部外岸側に生じる最大洗掘深を軽減させるためには、弯曲部外岸側に水制工を設置するだけでなく、上流内岸側にも水制を設置するのが効果的であるとしている。

直線水路において非越流型不透過水制1基を設置した場合の流れと河床変動については、非静水圧の3次元流解析に基づく道上・檜谷³⁾の研究があり、その中で水制周辺の流砂の非平衡性を考慮する必要性を示している。また、2次元浅水流解析による河床変動計算例として戸嶋ら⁴⁾の研究がある。

水制による流速の低減や水はねおよび水制周辺の河床変化には、非静水圧の3次元流モデルが不可欠と考

* 正会員 工修 日本建設コンサルタント(株) 技術1部技師

(〒141 東京都品川区東五反田 5-2-4)

** 正会員 工博 北海道開発局開発土木研究所 水工部 河川研究室室長

(〒062 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

えられる。しかし、水制周辺だけではなく、水制の水はねによる対岸河床への影響や交互砂州の変形といった水路全体の変化も河川の維持管理上重要であるが、このような広い範囲を対象とした3次元流解析による河床変動計算は、計算機的能力からみて困難を伴うと予想される。

そこで本報告では、水制による水路全体の河床変化(①蛇行水路での局所洗掘深とその位置の変化、②砂州形状の変化)を対象として、簡便な2次元浅水流モデルによる数値計算を試験的に実施した。その際には、2次元浅水流モデルによる流れの再現性をチェックしている。

2. 流れの再現性

2. 1 2次元浅水流方程式

図-1に示す座標系において、s, n方向の運動方程式および連続式を次のように与える

$$\frac{u}{1+N} \frac{\partial u}{\partial s} + \frac{v}{1+N} \frac{\partial u}{\partial n} + \frac{uv}{(1+N)R} = -\frac{g}{1+N} \frac{\partial H}{\partial s} - \frac{\tau_s}{\rho h} + \frac{2}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\epsilon}{1+N} \frac{\partial u}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{u}{1+N} \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{v}{1+N} \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{u^2}{(1+N)R} = -\frac{g}{1+N} \frac{\partial H}{\partial n} - \frac{\tau_n}{\rho h} + \frac{1}{1+N} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\epsilon}{1+N} \frac{\partial v}{\partial s} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial n} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{1+N} \frac{\partial(uh)}{\partial s} + \frac{v}{(1+N)R} + \frac{\partial(vh)}{\partial n} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、u, vはs, n方向の水深平均流速、Rは流路中心の曲率半径、N = n/R、gは重力加速度、Hは水位、hは水深、ρは流体の密度である。τ_s、τ_nはs, n方向の河床せん断力で式(4)、(5)で与える。

$$\frac{\tau_s}{\rho h} = \frac{gn^2}{h^{4/3}} u V \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{\tau_n}{\rho h} = \frac{gn^2}{h^{4/3}} v V \dots\dots\dots (5)$$

ここに、nはマンニングの粗度係数、V = √(u² + v²)である。εは水深平均の渦動粘性係数で、水深方向に対数則を仮定し式(6)で与える。

$$\epsilon = \kappa u_* h / 6 \dots\dots\dots (6)$$

ここに、κはカルマン定数(=0.4)、u_{*}は摩擦速度である。式(1)～(3)の計算は、流路を格子状に細分し流下方向に後退差分、横断方向に中央差分を用いることにより行う。この詳細については文献5)に記されている。

2. 2 計算上の水制の表現

非越流型不透水制を図-2のように計算格子に適合させる。このため、水制周囲において水制と直交する方向の流速は全て0となる。また、本計算モデルは基本的に境界におけるスリップ条件を認めるものであるが、流れの剥離を考慮して水制先端部についてはs方向の流速を0としている。

2. 3 流れの再現性

崇田・清水¹⁾は、固定床に非越流型水制1基を設置した場合について、レーザー流速計により流速分布等の測定を行っている。そこで、この流れを対象とした2次元浅水流計算を実施し、流れの再現性をみることにした。なお、計算条件は表-1に示すとおりで、計算格子間隔は縦断方向4cm、横断方向2cmである。

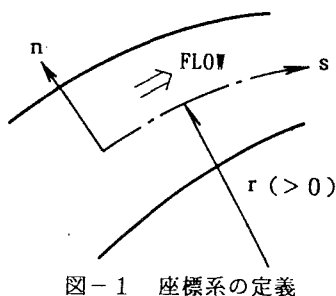


図-1 座標系の定義

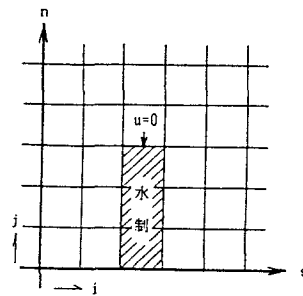


図-2 水制の表現方法

表-1 実験条件¹⁾

水路延長	700cm
水路幅	40cm
下流端水位	7cm
測定水路延長	100cm
測定水路勾配	1/1000
水制長	20cm
水制幅	4cm
実験流量	1.87l/s

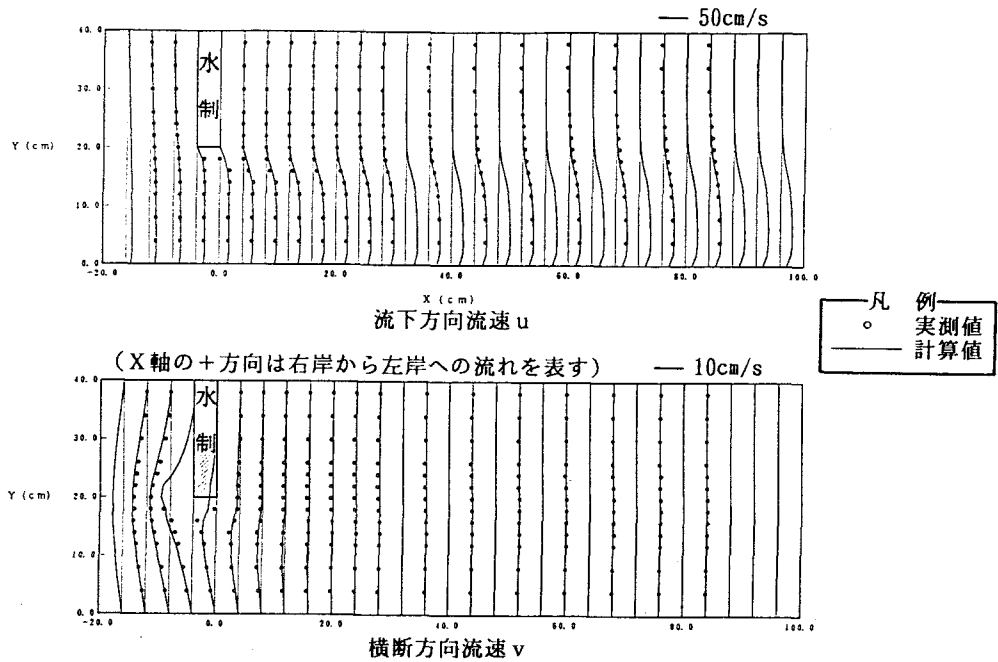


図-3 流れの再現計算結果

図-3は、計算値および実測値の水深平均流速を縦断（X）方向と横断（Y）方向とに分けて比較したものである。これらより以下のことがわかる。

- ・水制先端部付近の u 、 v の再現性があまり良くない。この理由としてまず、計算圧力が静水圧であることが考えられる。しかし、本計算モデルでは便宜上流れの剥離を定性的に表わすものとして、水制先端部の流速 u を 0 としているため、計算値は実測値から大きくはずれることはない。
- ・その他の箇所では、計算値はほぼ実測値と一致する。

水制周辺の流れは剥離を含む複雑な流れであるため、これを水深平均流速の観点だけでみることは適切ではないと考えられるが、水深平均流速については水制先端部を除いて実測値を良好に再現できることがわかった。

3. 蛇行水路における河床変化

3.1 河床変動計算方法

本計算は、らせん流による底面流速 v_{bn}' を流線の曲率を用いて求めるものである⁷⁾。したがって、直線流路においても水制に起因する流線の曲がりにより、この v_{bn}' は発生することになる。

流砂量については流線 s' 方向とこれに直交する n' 方向とに分けて考え、 s' 方向に M.P.M.⁸⁾ による式(7)、 n' 方向に長谷川⁹⁾ による式(8)を与える。

$$\frac{q_{bs'}}{\sqrt{sgd^3}} = 8(\tau_{*c}' - \tau_{*c})^{3/2} \dots\dots\dots (7)$$

$$q_{bn'} = q_{bs'} \left(\frac{v_{bn}'}{V_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_{*c}}} \frac{\partial z}{\partial n'} \right) \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $q_{bs'}$ は s' 方向の単位幅当たりの流砂量、 s は河床材料の水中比重(1.65)、 d は河床材料の粒径、 τ_{*c}' は s' 方向の無次元掃流力で $\tau_{*c}' = u_*'^2 / sgd$ とする。 τ_{*c} は無次元限界掃流力であるが、これを岩垣の式¹⁰⁾ から求める。また、 $q_{bn'}$ は n' 方向の単位幅当たりの流砂量、 μ_s および μ_k はそれぞれ河床材料の静止および動摩擦係数で $\mu_s \cdot \mu_k = 0.45$ 、 z は河床高、 V_b は s' 方向の底面流速である。 v_{bn}' は n' 方向のらせん流による底面流速で式(9)で与える。

$$v_{bn}' = -N \cdot h V_b / r' \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 N は係数で7、 r' は流線の曲率半径でこの絶対値の上限を流路幅で制限した。

流砂量 q_{bs} および q_{bn} は、式(10)、(11)により流路に即した座標系 (図-1) での流砂量 q_{bs} および q_{bn} に変換される。

$$q_{bs} = q_{bs}'u/V - q_{bn}'v/V \dots\dots\dots (10)$$

$$q_{bn} = q_{bs}'v/V + q_{bn}'u/V \dots\dots\dots (11)$$

これらの流砂量 q_{bs} 、 q_{bn} を用いることにより、河床高変化は流砂の連続式(12)から算定される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{1}{1+N} \frac{\partial q_{bs}}{\partial s} + \frac{\partial q_{bn}}{\partial n} + \frac{q_{bn}}{(1+N)R} \right) = 0 \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 λ は河床材料の空隙率 (=0.4) である。式(12)の計算は、 q_{bs} に後退差分、 q_{bn} に中央差分、 z に前進差分を用いて実施される。なお、道上・檜谷³⁾と同様に洗掘の進行に伴う周辺の砂のずり落ちを表現するため、水中安息角 31° を設定している。

3. 2 計算対象の実験結果

表-2 は、開発土木研究所⁽¹⁾ による水制周辺の流れおよび河床変動に関する実験 case26 の条件である。実験に用いられた水路は、式(13)に示す sine generated curve を流路中心曲線とする蛇行水路である。

$$\theta = \theta_{\max} \sin \left(\frac{2\pi}{L} s + \frac{\pi}{2} \right) \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 θ は X 軸との偏角、 $\theta_{\max}$ は θ の振幅で 26° 、 L は蛇行長で 14m、 s は流路中心曲線に沿って測った距離である。流路長は 28m で、2 波長の蛇行を有する。

実験では初期河床を平坦として通水し、5 時間経過後の河床変動量の測定が行われている。また、表-2 の条件で水制の無い場合の実験 case27 も実施されており、case26、case27 の河床変動高のコンター図をそれぞれ図-4、図-5 に示す。

水制の有無による河床形状の違いは、図-6 に示すとおりとなる。図中の η は洗掘深、 h は水深 (3 cm)、 δ は最大洗掘位置の蛇曲頂部からの x 方向距離 (下流方向に+) を蛇行流路半波長 Lx (6.644m) で無次元化した量である。この図より、水制の有無による変化として以下のことがわかる。

- ・水制直下流の蛇行部 (A 地点) でのみ最大洗掘深とその位置は変化し、水制の存在により最大洗掘位置は大きく上流側に移動するとともに、最大洗掘深は少し小さくなる。

表-2 Case 26の実験条件⁽¹⁾

水路幅	100cm
河床勾配	1/300
流量	13.0 l/s
下流端水深	3cm
河床材料平均粒径	1.01mm
水制の長さ	長さ20cm、厚さ5cm
水制の位置	上流端から1/2波長 下流の左岸
通水時間	5hr.
粗度係数 n	0.014

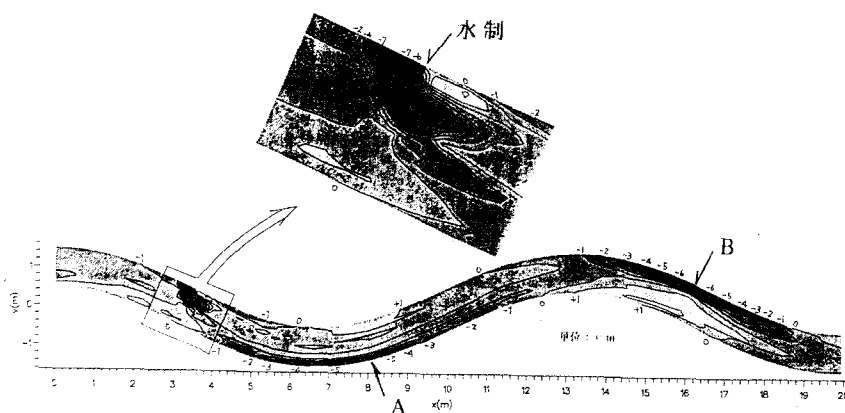


図-4 最終河床形状の実測値 (case26, 水制有)

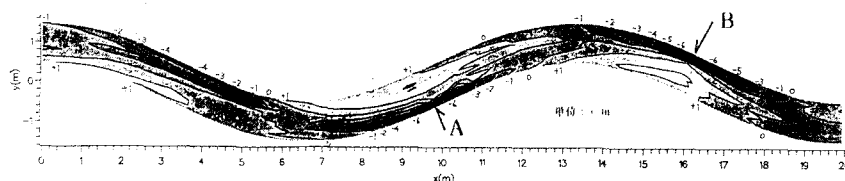


図-5 最終河床形状の実測値 (case27, 水制無)

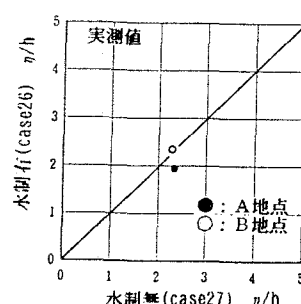


図-6 (a) 洗掘深の変化

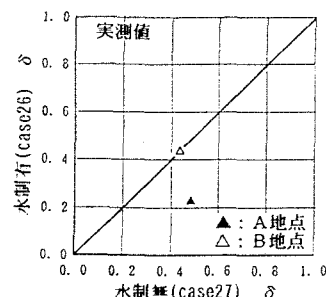


図-6 (b) 洗掘位置の変化

3. 3 河床変動計算

(a) case27 (水制無)

表-2に示した条件で水制無として計算を行った。計算上の水路長を28mとし、流下方向に160分割($\Delta s = 17.5\text{cm}$)、横断方向に20分割($\Delta n = 5\text{cm}$)した計算メッシュを用いた。境界条件として、上流端に流速、平衡流砂量を与え、下流端に水位を与えた。

図-7は、計算結果のコンター図である。計算結果では、最大洗掘位置は若干上流側に現れ、また堆積高は若干高くなっている。しかし、図-8に示す計算値と実測値の比較から、両者は良い一致をみせていることがわかる。以上より、河床変動の再現性は確認されたものとして、検討を進めることとした。

(b) case26 (水制有)

表-2に示した条件で計算を行った。計算上の水路長を28mとし、流下方向に174分割($\Delta s = 5 \sim 17.5\text{cm}$)、横断方向に20分割($\Delta n = 5\text{cm}$)した計算メッシュを用いた。境界条件として、上流端に流速、平衡流砂量を与え、下流端に水位を与えた。

図-9は計算結果のコンター図である。これより、水制周辺で大きい洗掘が生じ、その下流で洗掘傾向が対岸側に伝達するとともに、外岸側の洗掘部が蛇曲頂部に近づいていることがわかる。しかし、計算値の水制周辺の洗掘形状は、実測値と少し異なっている。すなわち、実測値では水制を中心に洗掘が生じているのに対し、計算値では洗掘は水制先端部を中心として少し下流側にも及んでいることである。図-10は、水制周辺を除いた計算値と実測値との比較である。これより、ほぼ両者は一致していることがわかる。

図-11は、水制の有無による最大洗掘深と最大洗掘位置の変化(計算値)をみたものである。これより、以下のことがわかる。

- ・水制直下流の蛇行部(A地点)で、最大洗掘深とその位置は変化する。
- ・水制の存在により最大洗掘位置は大きく上流側に移動するとともに、最大洗掘深は少し小さくなる。
- ・上記の傾向は、実測値(図-6)のものと同じである。

以上より本計算手法は、水制周辺の河床変化を十分に再現できない問題点を有するが、水制による対岸の局所洗掘の変化を概ね表現できるものであるといえる。

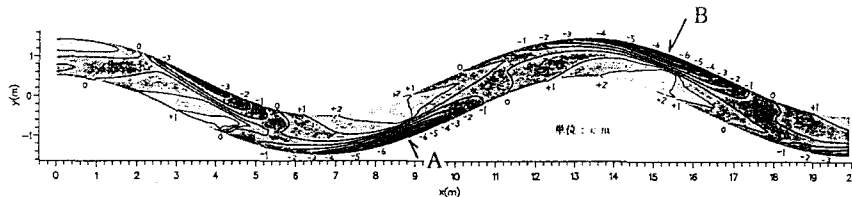


図-7 最終河床形状の計算値(case27, 水制無)

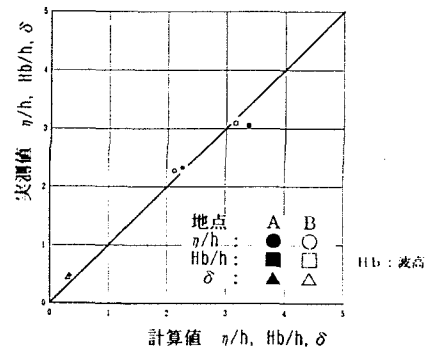


図-8 計算値と実測値の比較(case27, 水制無)

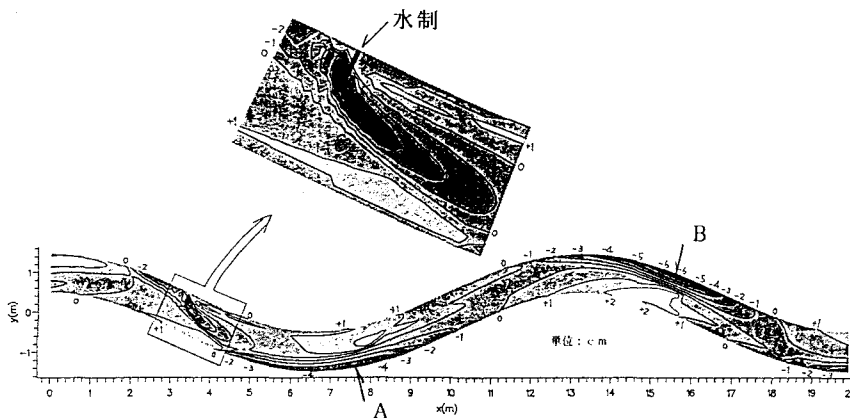


図-9 最終河床形状の計算値(case26, 水制有)

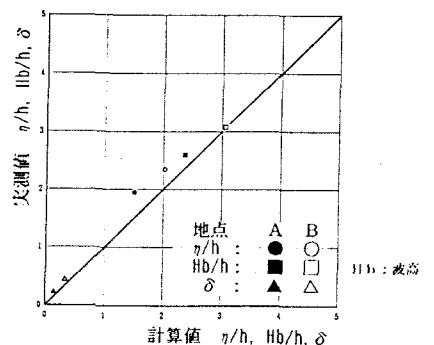


図-10 計算値と実測値の比較(case26, 水制有)

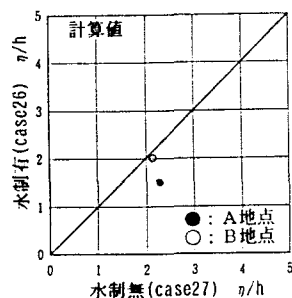


図-11 (a) 洗掘深の変化

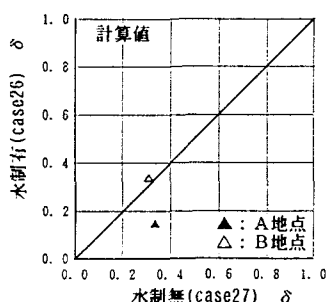


図-11 (b) 洗掘位置の変化

表-3 実験条件 ^{1,2)}	
水路幅	100cm
河床勾配	1/200
流量	12.36l/s
下流端水深	2.70cm
河床材料平均粒径	0.72mm
水制の長さ	長さ10cm、厚さ0.2cm
水制の間隔	40cm
粗度係数 n	0.014

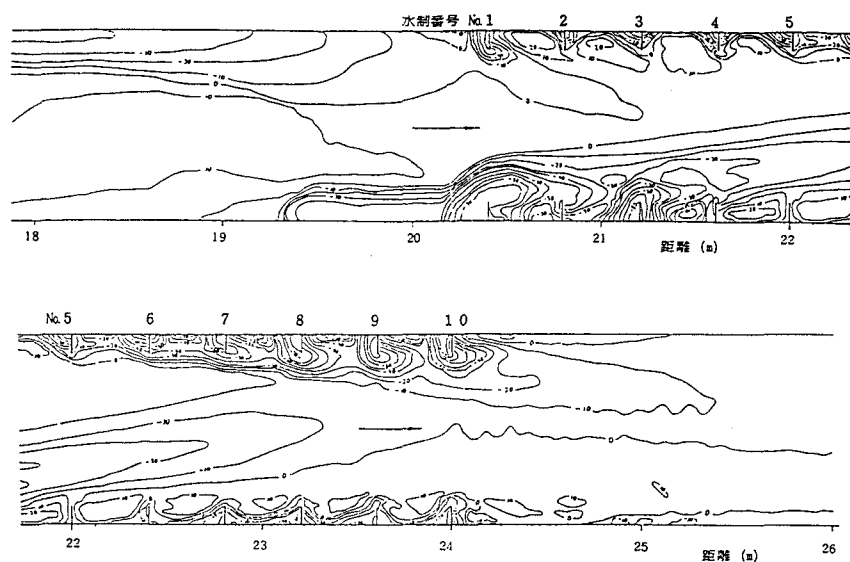


図-12 Run-11の河床コンター図^{1,2)}

単位: mm

4. 水制による交互砂州の変形

4. 1 計算対象の実験結果

表-3は、板倉・黒木・森^{1,2)}による実験条件である。この実験は、交互砂州の存在が水制近傍の洗掘や堆積に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。実験は次の3ケースからなる。まず、長さ27mの矩形断面直線水路において初期河床を平坦として通水を行い、交互砂州が十分に発達した6時間後に河床形状の測定が行われている。(Run-01) つぎに、この河床において水路上流端から20.4m~24.0mの区間の両岸に等間隔で非越流型不透水制10基づつが設置され、4時間の通水の後に河床形状が測定されている。

(Run-11) この後さらに1.5時間の通水の後に河床形状が測定されている。(Run-21) なお、全実験を通じて、水路下流端からの流出土砂が上流端に供給されている。

図-12は、Run-11の河床変動高のコンター図である。板倉ら^{1,2)}はこれらの実験を通してつぎのことを見出している。

- ・ 水制設置区間内の砂州の波長の平均値は2.9mで、水制設置区間外の値よりも0.7m程度小さい。
- ・ 水制により、砂州の深掘れ部が水路中央寄りに押し出されている。
- ・ 砂州前縁の先端位置の移動速度は0.5~0.8mm/sec、平均で毎時2.4m程度である。

4. 2 河床変動計算

(a) Run-01

表-3に示した条件で水制無しとして計算を行った。計算上の水路長を27mとし、流下方向に135分割($\Delta s=20\text{cm}$)、横断方向に24分割($\Delta n=2.5\sim 9\text{cm}$)した計算メッシュを用いた。境界条件としては、砂州を発達させるために上流端と下流端の流速、水深、河床変動高を等しくしている。また、砂州発生のための初期擾乱として、長さ40cm、幅18cm、高さ $h/3(=0.9\text{cm})$ のマウンドを水路中央右岸側に与えた。

計算結果では、砂州の波長は約3.4mと実測値にほぼ対応した値となった。しかし、最大洗掘深は3cm弱で実測値(4~5cm)より少し小さく、また、堆積状況(+1cmのコンターの範囲)についても、計算値の方でその程度が小さい。以上から計算値の砂州の波高は小さいといえるが、この原因のひとつとして与えた粗度係数が若干小さいことが考えられた。

(b) Run-11, Run-21

表-3に示す条件で計算を行った。初期河床はRun-01の計算結果河床で、実験と同じく水路上流端から20.4m~24.0mの区間の両岸に水制を10基ずつ設定した計算を行った。計算上の水路長を27mとし、流下方向に236分割($\Delta s=2.0\sim 20\text{cm}$)、横断方向に24分割($\Delta n=2.5\sim 9\text{cm}$)した計算メッシュを用いた。境界条件はRun-01と同様で、上流端と下流端の流速、水深、河床変動高を等しくしている。

図-13は、1例としてRun-11の計算結果の河床変動高のコンター図を示したものである。これより、水制設置区間内で砂州は変形し、砂州の洗掘部が水路中央寄りに押し出されていることがわかる。しかし、実測値では水製の根元で最大洗掘深を示しているのに対し、計算値では水制先端部を中心とした洗掘が生じ、水製の根元にまで洗掘は及んでいない問題がある。計算結果による砂州の特性は、以下のようである。

- ・水制が無い箇所での砂州の波長は3.2m、3.5mであり、実測値(3.5m)にほぼ対応している。
- ・水制設置箇所での砂州の波長は2.4m、2.8mであり、水制が無い箇所の波長より1m程度短くなる。これは実測値の傾向と同じである
- ・波高は計算ケースを通して約4cmであるが、実測値(約6cm)より若干小さい。
- ・また、移動速度は0.89~1.17mm/sec、平均で毎時3.7mであるが、実測値(毎時2.4m)の約1.5倍となっている。この理由のひとつとして境界条件の与え方が考えられる。すなわち、上流端と下流端の条件を等しくしたために砂州の移動が促進されたのではないかとのことである。

以上の考察から、本計算結果の特徴および問題点は以下のように整理される。①水制周辺の洗掘状況の再現性が悪い。②水制設置区間内では砂州の波長が短くなる傾向を示している。③水制設置区間内では砂州の洗掘部が水路中央寄りに押し出される傾向を示している。④砂州の移動速度は実測値の約1.5倍である。この原因のひとつとして境界条件の与え方が考えられる。

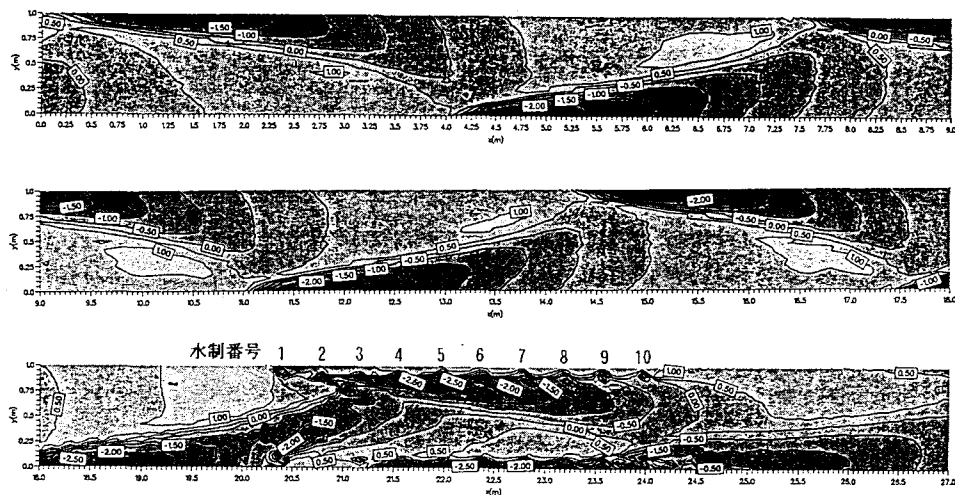


図-13 Run-11の河床コンター図(計算結果)

単位: cm

5. あとがき

本報告では、非越流型不透水制が存在する場合の水路全体の河床変化に対して、簡便な2次元浅水流モデルを用いた計算手法を適用し、試験的に河床変動計算を実施した。その結果、以下のことがわかった。

①水制周辺の洗掘状況の再現性が悪い。この理由としては、静水圧を仮定した水深平均の水理量を用いていることと、平衡流砂を仮定していることが考えられる。

②蛇行水路における水制の水はねによる最大洗掘深とその位置の変化については、概略的な算定が行える。この理由として、対象としている河床変動のスケールが水制のスケールよりも大きいために、水制周辺の再現性があまり問題とならないことが考えられる

③水制による砂州の洗掘位置の変化と波長の変化についても、概略的な算定が行える。

今後においては、水制周辺の洗掘状況の再現性を向上させるために、流れの再現性を向上させる必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 第4版土木工学ハンドブックⅡ：河川，土木学会編，pp.1833,1989.
- 2) 福岡捷二：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～，第28回水工学に関する夏期研修会工講義集，pp.A-3-1～25,1992.
- 3) 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.
- 4) 戸嶋光映・清水康行・荒井信行・三谷紀一：水制工を含む直線および蛇行水路の河床変動計算，第47回年次学術講演会概要集，pp.122～123,1992.
- 5) 清水康行：沖積河川における流れと河床変動の予測手法に関する研究，北海道大学学位論文，1990.
- 6) 崇田徳彦・清水康行：水制を含む流れに関する研究，北海道開発局開発土木研究所報告，1992.8
- 7) 西本直史・清水康行・青木敬三：流線の曲率を考慮した蛇行水路の河床変動計算，土木学会論文集，第456号／Ⅱ-21, pp.11～20, 1992.
- 8) 水理公式集：河川編，土木学会編，pp.203,1971.
- 9) 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
- 10) 水理公式集：河川編，土木学会編，pp.201,1971.
- 11) 北海道開発局開発土木研究所：昭和62年度水制工水理実験業務報告書，1987.
- 12) 板倉忠興・黒木幹男・森 明巨：水制の機能と効果に関する研究，北海道大学委託研究報告 平成2年度水域経営に関する基礎的研究（研究代表者：板倉忠興・藤田陸博）， pp.101～121,1991.