河岸浸食のメカニズムと数値計算モデル

株式会社北開水工コンサルタント 先端技術開発センター 長谷川 和義

河岸浸食問題の特徴

- 1. 写真は、バングラデシュ・メグナ河における河岸浸食の例である。ここに見られるように、河岸 浸食は直接的な生活基盤の流亡を引き起こすほか、堤防浸食などによって大規模氾濫につながる危 険性を秘めており、治水上の重要問題になっている。
- 2. 河岸浸食は、突発的・短期的な変化と蛇行変動 など長期的な変化がそれぞれ問題にされ、個別に 扱われてきた。
- 3. 河岸浸食は、河道形態、河岸構成材料、河岸地 形、植生の種類・状態、浸透流状態、流量変動な どによってさまざまな現れ方を示す。
- 4. 河岸浸食の仕組みは、次の二つから成り立つと される。



- 流水の作用による水面下河岸土砂の削送(Fluvial (Hydraulic) erosion process, Toe erosion process)—河道形状に規定された流れのせん断力と重力の作用、土質、植生、浸透流などの 影響
- ② 陸面を含む河岸体崩落 (Mass failure process (planar and rotational), Bank stability process) 一横断地形にかかわる土質力学的不安定、土質、植生、間隙水圧、浸透流などの影響
- 5. 河岸の崩落は洪水ピーク時より、下降期における浸食が顕著である。
- 6. 浸食土砂の堆積形態、再浸食が現象に重要な役割を果たす一同岸下流堆積、主流路形成

河岸浸食に関する研究

現象の複雑さに対応して、以下のように多方面から研究がなされている。

- 1. 河岸浸食速度に関する研究 (→長期変動・蛇行変動の研究)
- 2. 水流せん断力による河岸砂礫の浸食・堆積に関する研究(掃流砂浸食・堆積)
- 3. 水流の巻上げ・拡散作用による河岸浸食・堆積に関する研究(浮遊砂浸食・堆積、粘性土浸食、 露岩浸食)
- 4. 河岸の崩落・滑り条件に関する研究(土質力学的不安定の検討)
- 5. 河岸成層、崩落土塊、河岸植生などの影響に関する研究
- 6. 河道の平面変動に関する数値シミュレーション

1. 河岸浸食速度に関する研究

(1) 河岸の長期的・平均的な移動速度に関し、Brice(1982)は、

 $\zeta = 0.01B$

の見積もりを示している。ただし、 $\zeta = 河岸浸食速度(m/year)$ 、B = 河道幅(m単位)である。 Hooke(1980)は、流域面積との関係を調べ、以下の式を得ている。

$$\zeta = 0.0867 + 0.00114A$$
 (相関係数 = 0.73)
 $\zeta = 0.0245A^{0.45}$ (相関係数 = 0.63)

ただし、 $\zeta = 河岸浸食速度(m/year)$ 、A = 流域面積(km²)

(2) Hickin & Nanson(1975)、 Nanson & Hickin(1983)は、河岸浸食速度が河道の曲率半径と深く 結びついていることに注目し、次式を提案した。

$$\zeta = 2.0 \frac{B}{r} \qquad \left(\frac{B}{r} \le 0.32\right)$$
$$\zeta = 0.2 \left(\frac{B}{r}\right)^{-1} \qquad \left(\frac{B}{r} > 0.32\right)$$

ただし、 ζ = 河岸浸食速度(m/year)、r = 河道曲率半径、B = 河道幅

(3)長谷川ら(1978)、Ikeda et als.(1981)、Beck et als.(1984)、Howard & Knutson(1984)、Parker & Andrews(1986)、Odgaard(1987)等は、河道外岸部における平均流速を上回る流速が河岸浸食速度を規定するとして、以下の式を用いて蛇行形状の発達を論じている。

$$\zeta = E_0 u_B$$
ただし、 E_0 = 河岸浸食係数 (無次元) = 10^{-5} \Box 10^{-7}

(4) Hasegawa(1989)は、浸食速度式の理論的導出を 試み、浸食係数の性質を調べた。流砂連続式を河岸領 域に渡って積分し、Meyer Peter-Mueller式と横断方向 流砂量式を用いて各項のオーダー比較をおこない主要 部分を取り出すと、結果的に次になる。

$$\zeta = E_0 u_B = \sqrt{C_f} I_0 E_* u_B$$

ただし、C_fは河床摩擦係数、I₀は初期河床勾配、E_{*}は基 準化した河岸浸食係数。

一方、一般平面形状をもつ河道における過剰(偏倚) 流速は、Engelund(1974)の基礎式をもとに、

$$\frac{u_B}{U_{\infty}} = -\chi C(s) \frac{B}{2} + \int_{-\infty}^{s} \frac{C_f}{H_{\infty}} \left\{ (A+2) \chi^2 + F^2 \chi^5 \right\}$$
$$\times \exp\left\{ -\frac{2\chi C_f}{H_{\infty}} (s-s') \right\} C(s') \frac{B}{2} ds'$$

から求められる。

 $u_B =$ 河岸における断面平均流速からの 過剰流速(偏倚流速)(m/s)



ただし、C(s)はs点の河道中心線 曲率、χは流路勾配の谷勾配に対 する比の 1/3 乗、H は平均水深、B は河道幅、F はフルード数、A は横 断面の傾斜に関わる係数。

右図は、ζとuBの対応を示した 一例(石狩川 79-82km における 1932年から1939年の変化)である。

北海道の主要河川について E*を 求め、低水路満杯流量に関する超過 確率 pr で割って E*p = E*/pr とし、 河岸土質(堤防建設時における地盤 標準貫入試験 N 値の沖積層厚平均

(N_D)との関係を調べると右下のようになる。

2. 水流せん断力による河岸砂礫

の浸食・堆積に関する研究(掃流

砂浸食•堆積)

(1) 掃流砂が卓越する外岸斜面上 の砂礫は、次図に示す力を受けて移 動する。主流方向(x方向)に関す る力のつりあいから、

$D_s \cos \delta - F_s \cos \gamma_{s\infty} = 0$

横断方向(p方向)に関する力のつ りあいから、

$D_s \sin \delta - F_s \sin \gamma_{s\infty} - W_s \sin \beta = 0$

ただし、 $D_s = 砂礫の受ける河床近傍 流れによる流体力、<math>\delta$ はその x 軸方 向に対する方向角、 $F_s = 砂礫の受ける河床からの摩擦力、<math>W_s = 砂礫の受ける斜面方向重力、 = 砂礫移動 方向の x 軸に対する角度、<math>\beta = 斜面 の横断方向傾斜角。$

流れによって生じる力は、流速と 砂礫移動速度の差で決まるのでδは 次のようになる。

$$\cos \delta = \frac{u_d - V_x}{\sqrt{\left(u_d - V_x\right)^2 + \left(v_d - V_p\right)^2}} ,$$







$$\sin \delta = \frac{v_{d} - V_{p}}{\sqrt{(u_{d} - V_{x})^{2} + (v_{d} - V_{p})^{2}}}$$

ただし、 u_d 、 v_d = 砂礫に働く流速のx軸、p軸方向成分、 V_x 、 V_p = 砂礫移動速度のx軸、p軸方向 成分である。また、砂礫の移動方向は、

$$\cos \gamma_{s\infty} = \frac{V_x}{\sqrt{V_x^2 + V_p^2}} \quad , \quad \sin \gamma_{s\infty} = \frac{V_p}{\sqrt{V_x^2 + V_p^2}}$$

となる。これらより、

$$\tan \gamma_{s\infty} = \tan \delta - \frac{W_s \sin \beta}{F_s \cos \gamma_{s\infty}} = \tan \delta - \frac{\tan \beta}{\mu_k \cos \gamma_{s\infty}}$$
$$= \frac{v_d - V_p}{u_d - V_x} - \frac{\tan \beta}{\mu_k \cos \gamma_{s\infty}} = \frac{v_d / u_d}{1 - V_x / u_d} - \frac{V_p / V_x}{u_d / V_x - 1} - \frac{\tan \beta}{\mu_k \cos \gamma_{s\infty}}$$
$$= \frac{v + \tan \phi}{1 - V_{x\infty}^*} - \frac{\tan \gamma_{s\infty}}{1 / V_{x\infty}^* - 1} - \frac{\tan \beta}{\mu_k \cos \gamma_{s\infty}}$$

という tan y_{so}に関する方程式を得る。ただし、式中で下記の記号の置き換えをおこなっている。

$$v = \frac{\tilde{v}}{u_d}$$
, $\tan \phi = \frac{v_2}{u_d} = \frac{v_d - \tilde{v}}{u_d}$, $V_{x\infty}^* = \frac{V_x}{u_d}$

上式から $\tan \gamma_{s\infty}$ を解くと、 $\tan \gamma_{s\infty} = v + \tan \phi - \frac{\tan \beta}{\mu_k \cos \gamma_{s\infty}} \left(1 - V_{x\infty}^*\right)$

砂礫の定常運動については次の式が知られている。

$$1 - V_{x\infty}^{*} = \sqrt{\frac{\mu_s \tau_{*c} \cos \beta}{\mu_k \tau_*}} \approx \sqrt{\frac{\mu_s \tau_{*c}}{\mu_k \tau_*}}$$

これを用い、さらに $\tan \beta = \frac{\partial z}{\partial n}$ とすると、

$$\tan \gamma_{s\infty} \approx v + \tan \phi - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \tan \beta = v + \tan \phi - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial \eta}{\partial n}$$

これが求めていた砂礫移動の方向角、すなわち x 方向流砂量と p 方向流砂量の比である。 したがって、横断方向流砂量は以下にて計算することができる。

$$q_{Bp\infty} = \left(v + \tan \phi - \sqrt{\frac{\tau_{*_c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \right) \cdot q_{B\infty}$$

(2) 右辺に現われる記号について詳しくみると以下の通りである。

① vは、平面2次元流(すなわち水深平均流)の横断方向流速 vを主流方向流速 ud にて無次元化したものである。

② tan φは、河道の湾曲によって発生するらせん流(横断面内 2 次流)の河床近傍の値 v2 を ud にて 無次元化したものであり、通常、一様湾曲水路での平衡解を用いる。それらは、

$$\tan\phi = -N_* \frac{H}{r+n} \approx -N_* \frac{H}{r}$$

という形で表される。ここで、r は河道中心線の曲率半径であり、n は河道中心線から横断方向に取 った考えている点の距離座標、Hは考えている点の水深。N*は係数で以下のような値が提案されてい る。マイナスが付くのは、rおよびn軸を外岸向きに正に取ったとき、2次流底面近傍値が内岸向き になるためである。

$$N_{*} = \begin{cases} 7 \quad (\text{Engelund}) \\ 11. \sim 11.5 \quad (\text{Rozovskii} \ (\text{H}\overline{\text{m}})) \\ 1.266 \left(\sqrt{\frac{2}{f_{0}}} - 1.584 \right) \quad (\text{H}\overline{\text{m}}) \\ \frac{4.52 + 8\sqrt{f_{0}}}{3.83\sqrt{f_{0}} + 13.56f_{0}} \quad (\text{Zimmermann}) \end{cases}$$

ここで、f₀ = 2C_f = 河床摩擦係数

③ 第3項目は河床起伏の横断方向勾配がもたらす効果を表しており、いくつかの提案式がある。nが 増える向きに河床高zが増える場合には、重力効果がn軸と逆向きに働くためマイナスが付く。軸の 取り方次第で符合が変わるので注意が必要である。

直交曲線座標系(s,n,z)を用いた場合でも、表現はほとんど変わらない。

$$q_{Bn} = \left(v - N_* \frac{H}{r} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z}{\partial n} \right) q_{Bs}$$

主流方向の流砂量変化をも考慮した流砂連続式は以下のようになる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{1}{1 - n_e} \left\{ \frac{r}{r + n} \frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r + n} \frac{\partial (r + n) q_{Bn}}{\partial n} \right\}$$

(3) 主流方向流砂量に何を用いるか? よく使われている式は Meyer Peter-Mueller 式、芦田・道 上式である。

芦田·道上式 Meyer Peter-Mueller 式 $q_{Bs} = 8(\tau_* - 0.047)^{\frac{3}{2}} \sqrt{(\rho_s / \rho - 1)gd^3} \quad | q_{Bs} = 17\tau_*^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \sqrt{(\rho_s / \rho - 1)gd^3}$

斜面効果を考慮して斜面上限界掃流力を用いると、

$$q_{Bs} = 8\left(\tau_{*} - \tau_{*c\theta}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{\left(\rho_{s} / \rho - 1\right)gd^{3}} \qquad \left|q_{Bs} = 17\tau_{*}^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\tau_{*c\theta}}{\tau_{*}}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c\theta}}{\tau_{*}}}\right) \sqrt{\left(\rho_{s} / \rho - 1\right)gd^{3}} \right|$$

ただし、 $\tau_{*c\theta} = \cos\theta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan\theta}{\mu_{s}}\right)^{2}} \tau_{*c}$

$$q_{Bs} = 8 \left(T_* - \tau_{*c\theta}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{\left(\rho_s / \rho - 1\right) g d^3}$$

$$\neq T_* = \sqrt{\left(\frac{\tau_*}{\cos\theta}\right)^2 + \left(\frac{\tan\theta}{\mu_s}\tau_{*c}\right)^2}$$

(4) 続いて、河岸崩落砂が水中でどのよう に広がるかについて見る。

河岸が砂礫でできている場合には、初期水 中斜面の形や陸地部の形に関わりなく、崩落 砂礫はほぼ水中安息角をもった一様斜面を形 成する。これは、右図に示す長谷川(1981) の静水池実験を根拠にしているが、他の研究 者の追試例は見当たらない。その後、数値計 算においてもほとんどがこのモデルを踏襲し ている。河岸が粘着性土塊で構成されている 場合は、崩壊ブロックがそのまま水中に留ま り、細分化→掃流ないしは溶解→再浸食とい う経過をたどるといわれている。しかし、実 際は多様、複雑でありモデル化が特に困難に なっている。

(5)砂礫河岸の浸食過程モデル(A) — 河岸 崩落が連続的な場合

 δt の短い時間中に水中安息角をなす平坦 斜面が浸食を受け変形したとき、浸食量は図 の面積で D_0+E_0 になる。このうち、 D_0 は崩壊 土量 F_1+F_2 によって埋め戻されると考える。 そうすると、浸食量は $F_1+F_2+E_0$ となり、次 式が成り立つ。

$$F_{1} + F_{2} + E_{0} = \Delta \zeta \left\{ \left| p_{p} - P \right| + \frac{h_{f}}{\sin \beta_{k}} \right\}$$
$$= \frac{\delta t}{1 - n_{e}} \frac{\partial q_{Bp}}{\partial p} \Big|_{p = p_{p}} \left\{ \left| p_{p} - P \right| + \frac{h_{f}}{\sin \beta_{k}} \right\}$$

ゆえに、

$$\frac{\left|p_{p}-P\right|}{L_{s}} = \frac{\left|q_{Bp}\left(p_{p}\right)\right|}{L_{s}\partial q_{Bp} / \partial p}\Big|_{p=p_{p}} - \frac{h_{f}}{L_{s}\sin\beta_{k}}$$

$$q_{Bs} = 17 \frac{\tau_*^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{1 - (\tan \theta / \mu_k)^2}} \left(1 - \frac{\tau_{*_{c}g}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*_{c}g}}{\tau_*}}\right)$$
$$\times \sqrt{(\rho_s / \rho - 1)gd^3}$$





 q_{Bp} に含まれる q_B が芦田道上式で表されるとき、 $\left| p_p - P \right| / L_s$ はほぼ一定の 0.7 前後の値をとる。すなわち、水際から斜面全長の 7 割程度の位置に p_p 点が存在することになる。斜面の変形過程は、 p_p を境に河岸領域と河床領域に分けて扱う。

$$p > p_{p}$$
 の河岸領域に対し $\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{1}{1 - n_{e}} \frac{\partial q_{Bp}}{\partial p} \Big|_{p = p_{f}}$
 $p < p_{p}$ の河床領域に対し $\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{1}{1 - n_{e}} \frac{\partial q_{Bp}}{\partial p}$

河道幅の変化は以下となる。

$$\frac{dB_{w}}{dt} = \frac{1}{\left(1 - n_{e}\right)\sin\beta_{k}} \frac{\partial q_{Bp}}{\partial p}\Big|_{p = p_{p}} = \frac{q_{Bp}\left(p_{p}\right)}{\left(1 - n_{e}\right)\left\{\left|p_{p} - P\right|\sin\beta_{k} + h_{f}\right\}\right\}}$$

(6) 砂礫河岸の浸食過程モデル(B) 一河岸崩落が間欠的な場合

ある程度浸食が進んだ後に、限界幅 ΔBcの河岸が崩落するものと考える。その条件式は、

$$\left|\int_{p_{p}}^{P}\left\{\zeta_{t}\left(p\right)-\Delta B_{c}\sin\beta_{k}\right\}dp\right|=h_{f}\Delta B_{c}+\frac{1}{2}\sin\beta_{k}\cos\beta_{k}\Delta B_{c}^{2}$$

であり、この条件が満たされるまで河床、 河岸の全域で浸食計算を続ける。条件が 満たされた段階で、旧水際点からΔB。離 れた新しい水際点から水中安息角の傾斜 面を設け、新規斜面として計算を継続す る。

(7)実験による検証

・長さ 5m,幅 60cm の直線水路に、A, B
 2種類の砂を用いて半台形断面流路を形成し通水する。台形の底半幅は 30cm であり、斜面傾斜角は 30°、河岸高は水路底面から A 砂実験で 10cm、B 砂実験で
 8.5cm である。

・通水条件は下表のとおり。無給砂のため 河床部の低下が生じている。



RunNo.	使用砂	流量(l/s)	初期勾配	無次元有効掃流力
A-1	A (d50 = 0.425 mm)	5.7	1/400	0.106 - 0.168
A-3	А	12.1	1/200	0.173 - 0.306

B-1	B (d50 = 0.25 mm)	7.5	1/500	0.229 - 0.293
B-2	В	14.6	1/500	0.417 - 0.534

モデル検証時の計算法は以下の通り。

① 河岸浸食モデル(B)を適用する。

② 実験値の平均から、 $\Delta B_c=0.3h_f$ 、 $\tan \beta_k=0.4$ をあたえる。

③ 流れの諸量は、停水時ごとに得た実測値を時間的に比例配分して求める。

④ 河岸に働くせん断力分布は、Ippen & Drinker (1962)による台形水路のせん断力測定実験に対する 関数曲線をあてはめて推定する。

⑤ 計算初期断面は、第1回停水時の断面をあたえる。

⑥ 河床波が発生しているケースでは、河床波の頂点で斜面を分割する。

Calculated cross section t=1214"

Using Eq.(50)

41

43 cm

⑦ 距離軸は断面形状に3次スプライン関数をあてはめ、時間ステップごとに更新する。

⑧ 使用流砂量式は、芦田・道上式をやや変形した式で河床掃流砂実験でよく合う。

結果は以下の通りである。

黒印=平衡式 白印=非平衡式

A 4

ed cross section

Run A-1

t=444" t=1214"

oss sections Eq.(49)

1

全体的によく合っている

33

35

17

計算初期条件

t=132" (Initial section for calculation











3. 粘着性河岸の浸食に関する研究

(1)Partheniades(1965)は、粘着性河岸の浸食率(浸食速度)として次式を提案した。その後、多 くの研究者がこの式の係数を検討しながら用いている。

$$\varepsilon = k \left(\tau_0 - \tau_c \right)^a$$

ここで、 \mathcal{E} = 浸食率(浸食速度)(m/s)、k = 浸食係数(m³s/N)、 τ_0 = 平均河床せん断力(Pa)、

 $\tau_c = 限界せん断力(Pa), a = ベキ数(しばしば 1.0 を仮定)$

Hanson and Simon (2001) は、米国主要河川における 200 箇所のテスト結果から、係数 k を以下の ように見積もっている。

$$k = 0.1 \tau_{-0.5}$$

(2)関根ら(2003)は、多数の粘着性土に対する浸食実験をおこなって以下の浸食速度予測式を提案している。

$$\varepsilon = \alpha R_{wc}^{2.5} u_*^3$$

ここで、 \mathcal{E} = 浸食率(浸食速度)(cm/s)、 \mathcal{U}_* = 摩擦速度(cm/s)、 \mathcal{R}_{wc} = 水含有率(粘土重量に対する 含有水の重量の比率)、 \mathcal{A} = 粘土鉱物の違いや水温などによって決まる比例定数(cm/s)⁻²

粘土名	夏季	冬季
S.A クレー	3.89 imes 10-5	2.44 imes 10-5
T.A カオリン	1.15 imes 10-5	0.778×10^{-5}

4. 河岸の崩落・滑り条件に関する研究例(土質力学的不安定の検討)

Osman and Thorne (1988):

- 1) 河岸は粘着性土から成る。
- 2) 崩壊面は河岸の踏部を通る。
- 3) 植生その他の影響は加味しない。
- 4) i>60°で急勾配、i<60°で緩勾配の扱い。
- 5) 急勾配河岸の崩壊面は平坦、緩勾配河岸の崩壊面は 曲線をなす。

を仮定し、初期断面形状、土質条件(内部摩擦角、粘着 力、密度など)をあたえて、崩落幅、崩落高、崩落面傾 斜角などを推定。

河岸崩壊の真の原因は水流による河岸脚部の浸食に あるはずだが、欧米ではそれに関しては簡単に扱い、陸 上部の崩壊に関わるこの種の研究が非常に多い。



(1) 福岡ら (1993) は、荒川の洪 水敷上に幅 0.9m、深さ 0.5m、長さ 30m、曲率半径 15m、勾配 1/100 の 実験水路を設け、流量 0.14m³/s、水 深 0.15m、初期流速 1.2m の浸食実験 をおこなった。

外岸はシルト混じり細砂、内岸は シルトと砂の互層で構成され、明ら かな層構造をなしている。右下は、 断面浸食の時間過程を示す。

- ① 水面下で砂層が先行して浸食、
- ② 砂層の上にある粘着性の高いシルト 層が崩落、
- 崩落土塊が砂層前面を覆い、浸食を 抑制。

崩壊土の体積減少は指数関数に従う。

 $d^{3}(t) = d_{0}^{3} \exp(-\alpha t),$ $\alpha = 6.75 \times 10^{-3}$ (シルト混じり粘土 $\alpha = 2.16 \times 10^{-2}$ (シルト)

(2) 福岡ら(1992)は、多摩川における現地 調査から、オギの生育する河岸で下図のような 浸食形態が一般に見られることを示した。これ らの形態は、右図の経過を経て形成される。

浸食速度は、上層のオギおよびヒサシに働く 流体力とヒサシの耐力の大小関係により決ま る上層浸食速度と、下層材料の浸食速度から求 まる。











6. 河道の平面変動に関する数値シミュレーション

平面2次元流れ方程式に湾曲流路の流砂連続式

$$\frac{\partial z}{\partial t} = -\frac{1}{1-n_e} \left\{ \frac{r}{r+n} \frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r+n} \frac{\partial (r+n) q_{Bn}}{\partial n} \right\}$$

を連立させ、河床、河岸の変化を追跡する。河岸領域の計算に関しては、以下のような方法が提案されている。

- [1] 河岸浸食モデル(A) を適用した計算法
- [2] 河岸浸食モデル(B) を適用した計算法
- [3] 浸食断面形状を関数近似した計算法
- [4] 横断計算メッシュごとに最大傾斜角を越える土砂を移動させる方法
- [5] 河岸領域も含め、すべて河床変動計算を適用する一河岸高を考えない計算法

[1] 清水ら(1996):

- ① 図[A](a)のように、河床の低下が計算され河岸法面の横断勾配が水中安息角より急になった場合に、
- ② 図[A](b)のように、水中安息角を越える部分の土砂が瞬間的に水中安息角まで滑り落ちるものとし、
- ③ この土砂量に等しい量が法尻に堆積するものとした(図[A](c))。
- ④ この時、法面の浸食が法肩まで達した場合には、河道横断線の方向に計算領域を拡大する。
- ⑤ 図[B](a)のように河岸近傍において河床面が陸地化した場合、図[B](b)のように計算領域を新しい水際線まで前進させる。
- また、図[C](a)のように計算領域が拡大された場合、
- ⑥ 図[C](b)に示すように新しい河道中心線を設定し、
- ⑦ これに直交する新しい横断面を ϕ 方向に均等な間隔で配置し、
- ⑧ 各横断面をφ方向のメッシュ分割数に分割する。



上記のモデルを用いて台形横断面を有する蛇行角 28.7°、波長 472cm の砂製蛇行実験水路 (sine-generated curve)に対する河岸浸食シミュレーションがおこなわれた。使用砂:平均粒径 0.494mm、比重 2.646の硅砂、初期通水条件:流量 1.5 l/s、水路勾配 1/161、幅 20.2cm である。



[2] 長田ら(1999):

 河岸崩落の間欠性を考 慮。各時間ステップごとに

$$\left| \int_{p_p}^{P} \left\{ \zeta_t(p) - \Delta B_c \sin \beta_k \right\} dp \right|$$
$$= h_f \Delta B_c + \frac{1}{2} \sin \beta_k \cos \beta_k \Delta B_c^2$$

の条件を満たすか否かを判 定する。条件を満たした状態 でΔBc だけ後退した水中安 息角斜面を崩落後斜面とす る。

② 計算格子が変形した場合 にも、移動一般座標系を用い て流れを解析。

③ 河岸領域では流砂の非平 衡性を考慮する(ピックアッ プレート、砂粒移動軌跡、デ ポジットレートの算定)。



このモデルを用いて底幅 14cm、上部幅 30cm、高さ 4cm の台形断面を有する蛇行角 30°、波長 2m の砂製蛇行実験水路 (sine-generated curve) に対する河岸浸食過程シミュレーションがおこなわれ、 右図の結果を得た。平均粒径 1.42mm の一様砂使用。

- [3] 長田ら(1999):
- 図中の(1)を初期形状とし、
- ② 河床変動計算の結果、河岸形状が(2)のように変化 した場合に、
- ③ 河岸崩落後の河岸断面形状を

$$h = H\left\{1 - \exp\left(-n/\Delta\right)\right\}$$

のように仮定し、この曲線と(2)の曲線の比較をおこなって、浸食による供給土砂量(A)と埋め戻し量(B)が等しくなるように河岸後退量を算出する。

ただし、h = 水際より n 離れた地点の水深、H = 最大水深、H/ Δ = 4.0 とする。



- [4] 後藤ら(2001):
- ① 流れの計算により、∆t 秒かけて河床が低下し、側岸が最大傾斜角以上の勾配になったとする(a) の状態)。
- ② 河岸部分の土砂量 b)は、収支が合うように水際の解析メッシュ c)に移動させる。
- ③ 平均的に見て最大傾斜角以上かどうか判定し、最大傾斜角以上であれば d)以下にこの手順を繰り 返す。



土砂分配過程

最終橫断形状



今後の課題

- 1. 河岸に対し、水流が衝突する場合の浸食機構は誰も取り扱っていない。
- 2. 崩落土砂の再浸食をいかに扱うか。粘着性土塊、根、倒木なども。
- 3. 浸食砂礫の下流内岸での堆積。
- 4. 混合砂礫、粘着性土混合河岸の浸食機構
- 5. 成層河岸の浸食機構
- 6. 湾曲不安定のもたらす効果一砂州湾曲の埋め戻し?卓越波長域?影響がおよび始める曲率の大き さ?
- 7. 河岸浸食予測の精度向上一短期変動と長期変動
- 8. 河岸浸食防御方法の改善一各種護岸、水制、ベーン、植生などの機能

参考文献

- Brice, J.C.(1982): Stream channel stability assessment, Rep. FHWA/RD-82/021
- Hooke J.M.(1980): Magnitude and distribution of rates of river bank erosion, Earth Surface Processes Landforms, 5, 143-157.
- Hickin, E.J. and Nanson, G.C.(1975): The character of channel migration on the Beatton River, Northeast British Columbia, Canada, Geological Society American Bulletin, 86, 487-494.
- Nanson, G.C. and Hickin, E.J.(1983): Channel migration and incision on the Beatton River, Journal of Hydraulic Engineering, 109(3), 327-337.
- 長谷川和義・伊藤仁(1978):蛇行流路の経年変動に関する電算機シミュレーション、土木学会北海道 支部 論文報告集 昭和 52 年度、197-202.
- Ikeda, S., Parker, G. and Sawai, K.(1981): Bend theory of river meanders, 1, linear development, Journal of Fluid Mechanics, 112,363-377.
- Beck, S., Mefli, D.A. and Yalamanchili, K.(1984): Lateral migration of the Genessee River, New York. In C.M. Elliott (ed.), River Meandering, ASCE, 510-517.
- Howard, A.D. and Knutson, T.R.(1984): Sufficient conditions for river meandering, a simulation approach. Water Resources Research, 20, 1659-1667.
- Parker G. and Andrews, E.D.(1986): On the time development of meander bends, Journal of Fluid Mechanics, 162, 139-156.
- Odgaard, A.J.(1987): Stream bank erosion along two rivers in Iowa, Water Resources Research, 23,1225-1236.
- Hasegawa, K.(1989): Universal Bank Erosion Coefficient for Meandering Rivers, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 115(6), 744-765.
- 長谷川和義(1981):非平衡性を考慮した側岸浸食量式に関する研究、土木学会論文報告集、第 316 号、 37-50.
- 長谷川和義(1984):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
- Partheniades, E.(1965): Erosion and deposition of cohesive soils, Journal of Hydraulic Division, ASCE, 91, 105-139.
- 関根正人(2005):移動床流れの水理学、共立出版
- Osman, A.M. and Thorne, C.R. (1988): Riverbank stability analysis. I: Theory, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 114(2), 134-150.
- 福岡捷二・新井田浩・佐藤健二(1992):オギの河岸侵食抑制機構と耐力の評価、水工学論文集 第36 巻、81-86.
- 福岡捷二・小暮陽一・佐藤健二・大東道郎(1992): 自然堆積河岸の侵食過程、水工学論文集 第37巻、 643-648.
- 清水康行・平野道夫・渡邊康玄(1996): 河岸侵食と自由蛇行の数値計算、水工学論文集 第 40 巻、 921-926.
- 長田信寿・細田尚・村本嘉雄(1999): 河岸侵食を伴う河道変動の特性とその数値解析法に関する研究、 土木学会論文集 No.621/II-47, 23-39.
- 後藤孝臣・北村忠紀・辻本哲郎(2001):上・下流境界条件の変化による直線砂礫流路の側岸侵食を伴う河床低下に関する研究、土木学会論文集 No.684/II-56, 35-46.