

河道改修と河床変動

River Improvement Works and River Bed Deformation

清水 康行

Yasuyuki SHIMIZU

1 はじめに

従来より河川の改修計画においては当該河川の計画流量をもとに平面形状、河床勾配、断面形状などを決定し、不等流計算などの水位計算手法を用いて計画高水位を算定し、必要に応じては計画断面形状の拡大や、堤防の嵩上げ等の計画が決定されている。しかしながら、実際の河川は大規模な出水を含む長い年月を経ながら、土砂の輸送をくり返し、その結果として河床や河道の変化が生じ、当初の計画においては洪水の疎通に対して十分な断面形状であったものが、必ずしも長期的に維持されるとは限らない。したがって、河川の改修計画においては単に断面形の設計を行って流下能力の評価を行うだけでなく、その河川の将来にわたる河床変動の傾向を予測し、河床変動後の断面形においても十分な流下能力があるかどうかを検討する必用がある。

本テキストでは実際に石狩川の改修計画を例に挙げ、河道計画のうち低水路の拡幅計画と、それによって生ずる河床変動への影響を検討した結果について示し、改修計画の策定における河床変動予測の重要性を示すものである。

2 河道の拡幅と河床変動

一般に河川計画においては河道の処理能力を越える流量については河道の改修や遊水地、放水路、ダムなどの治水施設により処理を行う計画が立てられる。洪水処理方式の選択やその組み合わせについては河川の特長、有効性、経済性、社会的影響など様々な観点から総合的な検討が行われる。このうち河道改修による洪水処理としては河道の掘削や拡幅、堤防の嵩上げなどの方法がとられるが、これらは新たな治水施設の建設に比べ経済性や、他の社会的な要因に対する影響などの点で比較的可利と考えられる。しかしながら、河道の掘削や堤防の嵩上げには物理的な限界があることは勿論、大規模な改修に伴い河川が元来有する特性を変えることにもなるため十分な検討が必要である。単純な例として低水路の拡幅で河道の断面積を2倍に増やすと流下能力も2倍になるように考えられるが、実際には河道の拡幅により、掃流力が減少し、土砂の堆積が促進され、有効断面積が減少し、結果的には河道拡幅の効果が現れない場合もある。以下に示すのは実際に石狩川の改修計画として、大規模な河道拡幅を行った場合の影響を検討した例である。

ここで示す例では、1次元河床変動モデルを用いて河道拡幅に対する長期的な影響を検討することとする。事例として扱う石狩川の場合、河床材料は幅広い粒度分布から構成され、流砂の移動形態も掃流砂

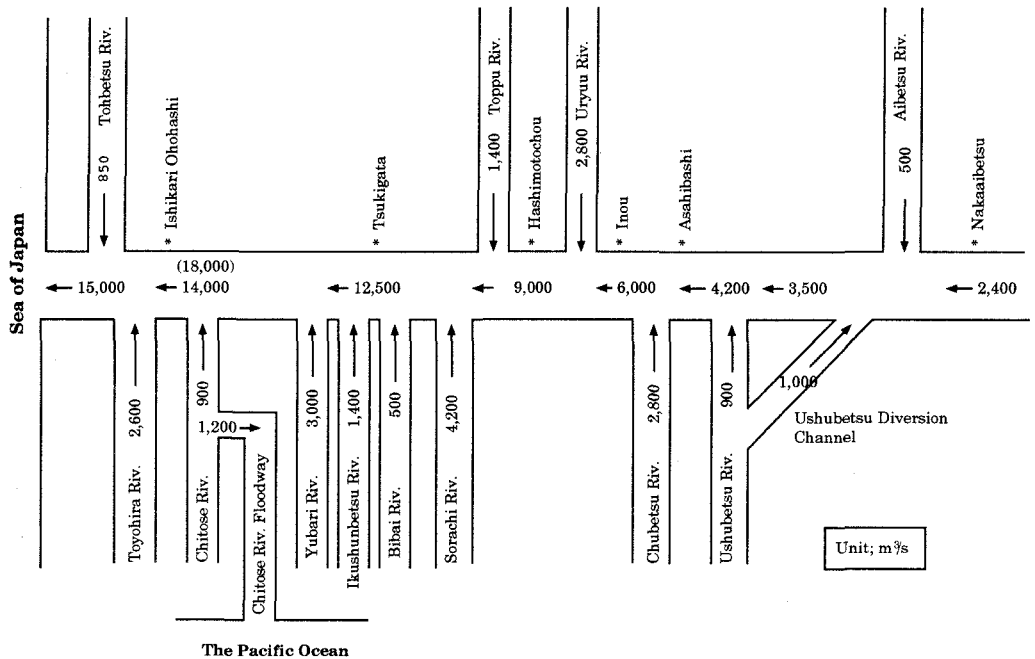


図 - 1 石狩川計画高水流量配分図

と浮遊砂の両方を考慮する必要から掃流砂および浮遊砂を考慮した混合粒径モデルとする。また、ここで扱う範囲は河口部の感潮区間を含むため、河道内への塩水進入を考慮したモデルとする。モデルの妥当性の検証は1973年～1981年の石狩川の実測の河床高および河床材料データを用いて行う。このモデルを用いて、石狩川の低水路幅を比較的現況に近い値（河口で400m）とこれを1.5倍に拡幅した場合の値を用いて将来予測計算を行い、河床変動の傾向を比較する。さらに、予測された河床高を初期条件として、計画ハイドログラフを用いた計算を行い、計画流量のピーク時における水位をもとに、河床変動を考慮した、河道拡幅の水位低減に対する効果を検討する。この結果、洪水疎通能力の拡大を目的とした河道拡幅も長期的には掃流力の低下により土砂堆積が促進され、結果的には水位の低減に対してはほとんど効果がない例もあることを示す。

なお、最近では河床変動の計算法として本テキストで紹介する1次元モデルの他に、流れの計算に2次元や3次元の手法を取り入れたものや、複雑な境界条件に対応可能な一般座標を用いたもの、衝撃波の計算法を用いたものなどが提案されており、これらに関しては板倉(1992)が系統的に取りまとめを行なっている。しかしながら、これらの多次元モデルは本テキストで扱うような、実河川の長期間（例えば、20年～30年）の計算には不向きであり、現在も1次元モデルが非常に有効であると考えられる。

3 石狩川の洪水処理計画と千歳川放水路計画

昭和 57 年改定の石狩川水系工事実施基本計画 (建設省河川局 1982) によると、図 -1 に示すように、石狩川の代表的な基準点である石狩大橋地点での基本高水流量 (諸施設で洪水調節および処理を行わない場合の流量) は $18,000\text{m}^3/\text{s}$ であり、このうち $14,000\text{m}^3/\text{s}$ については河道の浚渫や拡幅を行うことにより河道で処理し、残りについては、ダム群や遊水地などの建設で対応する計画となっている。この計画の中には千歳川流域の広大な低平地を守る治水対策として立案され、千歳川の中流部から最大で $1200\text{m}^3/\text{s}$ の流量を太平洋に放流する千歳川放水路計画が盛り込まれており、これにより石狩川への負担の軽減も図られる。河道改修としては、千歳川合流点より下流の石狩川の低水路幅を最大で 400m まで拡幅し、これにより $14,000\text{m}^3/\text{s}$ の計画流量を処理する計画となっている。一方、千歳川合流点の石狩川の水位を低下させることが千歳川の治水対策に有効であるとの観点から石狩川の低水路幅を更に拡大することを考えると、石狩川の堤々間距離だけから見ると、低水路の幅は 400m 以上に拡幅することも可能である。例えば 5 割増しの 600m に拡幅すると、計算上は石狩川の河道による洪水処理能力も高まり、千歳川の治水対策に寄与することも考えられる。しかしながら、これは単に河道を水を流す器として捕らえた議論であり、実際には河道は水とともに土砂をも流す器であり、この土砂の移動に伴って器、即ち河道断面自体も変化することを念頭に議論を進める必要がある。本講習会においてはこの石狩川の低水路を例に、河幅の変更を行った場合の有効断面積の変化を河床変動計算モデルにより示す。

4 河床変動の予測モデル

石狩川の河道低水路幅の設定を変えた場合の河床の変動傾向の違いを把握するため、一次元の河床変動計算を実施する。計算区間は河口から千歳川合流点 (KP28.5) を含む上流 KP53.0 までとする。

計算で用いる基礎理論は、清水ら (1986) によって提案され石狩川の 1981 年洪水時の河口部分の河床変動計算により検証されたものと基本部分は同一のものであるが、今回の解析は河川の限られた区間ではなく、50km 以上の比較的長い区間を扱うため支川からの流入流量や流入土砂量を考慮する必要があり、以下に示す理論はこれを前提として再構築されたものである。

河床および粒度分布の変化速度に対して流れの変化速度は非常に速いため、一般的にこの種の問題は河川流を疑似定常流として扱う場合が多い。本テキストにおいてもこの立場から流れを疑似定常流として扱い、また、対象とする現象が流下方向の変化を扱っているため、流れの基本式は以下に示す 1 次元定常流の運動方程式とする。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \right) + i_e = \frac{q_x Q}{gA^2} \quad (1)$$

ここで、 x は流下方向距離、 α はエネルギー補正係数、 Q は流量、 g は重力加速度、 H は水位、 A は流積、 q_x は単位流路延長当たりの横流入流量、 i_e はエネルギー勾配 ($= n^2 u^2 / R^{4/3}$)、 u は断面平均流速、 R は径深、 n はマンニングの粗度係数である。流砂の算定に重要となる河床せん断力はエネルギー勾配および径深を用いて

$$\tau = \rho g R i_e \quad (2)$$

で表されるがこれは、河床粒子の抵抗に基づく成分 τ' と河床形態の形状抵抗に基づく成分 τ'' とに分離され、次式で表される。

$$\tau = \tau' + \tau'' = \rho g R' i_e + \rho g R'' i_e \quad (3)$$

ここで R' および R'' はそれぞれ τ' および τ'' に対応する径深である。 τ' は有効せん断力と呼ばれ河床変動に係わる流砂量を算定する際にはこの有効せん断力 τ' を用いる必要がある。岸・黒木 (1973) は、流れが対数則に従うものとして、有効せん断力 τ' に対応する径深 R' と断面平均流速との関係を次式で与えている。

$$u = \sqrt{g R' i_e} [6.0 + 5.75 \log(\frac{R'}{2d_m})] \quad (4)$$

ここで、 d_m ；河床の平均粒径である。本テキストにおいては上式を指数近似した次式を用いて有効径深 R' を算定し、これから有効せん断力 τ' を求めることとする。

$$\frac{u}{\sqrt{g R' i_e}} = \begin{cases} 7.66(\frac{R'}{2d_m})^{1/6} & ; \frac{R'}{2d_m} < 500 \\ 11.59(\frac{R'}{2d_m})^{1/10} & ; \frac{R'}{2d_m} > 500 \end{cases} \quad (5)$$

掃流砂量式は次式の芦田・道上 (1971) の式を用いる。

$$\frac{q_{Bi}}{\sqrt{sgd_i^3}} = p_i 17 \tau_{*i}'^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}\right) \left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_*}\right) \quad (6)$$

ただし、 d_i は砂粒子の粒径、下付き添え字 i は混合における粒径 d_i の粒子に対する物理量であることを示す（以下に現われる記号全てに共通）。さらに、 q_{Bi} は粒径別単位幅掃流砂量、 s は砂の水中比重、 p_i は粒径 d_i の粒子が河床（交換層）に存在する割合、 τ_{*i} は粒径別無次元掃流力（河床せん断力） $[= \tau / (\rho s g d_i)]$ 、 τ_{*i}' は粒径別無次元有効掃流力（有効河床せん断力） $[= \tau' / (\rho s g d_i)]$ 、 u_* は摩擦速度 $[= \sqrt{g R i_e}]$ 、 τ_{*ci} は粒径別無次元限界掃流力 $(= u_{*ci}^2 / s g d_i)$ 、 u_{*ci} は粒径別限界摩擦速度であり以下の Egiazaroff・浅田 (1976) の式で求める。

$$\frac{u_{*ci}^2}{u_{*cm}^2} = \left[\frac{\log 23}{\log \left(21 \frac{d_i}{d_m} + 2 \right)} \right]^2 \frac{d_i}{d_m} \quad (7)$$

u_{*cm} は d_m に対する限界摩擦速度であり、岩垣の式 (1956) で求める。

浮遊砂の河床からの浮上量は Itakura and Kishi (1980) の式で求める。

$$q_{sui} = p_i K \left(\alpha_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{g d_i}{u_*'} \Omega_i - w_{fi} \right) \quad (8)$$

$$\Omega_i = \frac{\tau'_{*i} \int_{a'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{B_{*i} \int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau'_{*i}}{B_{*i} \eta_0} - 1 \quad (9)$$

ただし, q_{sui} は粒径別浮遊砂の単位面積当たりの河床からの浮上量, w_{fi} は粒径別浮遊砂の沈降速度であり Rubey(1933) の式で求める. また, $a' = B_{*i}/\tau'_{*i} - 1/\eta_0$, $\eta_0 = 0.5$, $\alpha_* = 0.14$, $K = 0.008$, ρ_s は浮遊粒子の密度, ρ は水の密度である. B_{*i} は揚力算定の際の速度に摩擦速度 u_* を適用するための換算係数であり, 均一粒径の場合は $B_{*i} = 0.143$ の一定値が用いられるがここでは遮蔽効果を考慮して沖・黒木(1985)による次式で与える.

$$B_{*i} = \xi_i B_{*0} \quad (10)$$

$$\xi_i = \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*ci0}} \quad (11)$$

ただし, $B_{*0} = 0.143$, $\tau_{*ci} = u_{*ci}^2/sgd_i$, $\tau_{*ci0} = u_{*ci0}^2/sgd_i$ である. u_{*ci0} は粒径 d_i の均一粒径の場合の限界摩擦速度で岩垣の式(1956)より求める.

粒径別浮遊砂濃度の連続式は次式で表わされる.

$$\frac{\partial}{\partial t} (\langle c_i \rangle h) + \frac{1}{B} \frac{\partial (Q \langle c_i \rangle)}{\partial x} = q_{sui} - w_{fi} c_{bi} + \frac{q_x \langle c_{xi} \rangle}{B} \quad (12)$$

ここで, B は水路幅, t は時間, c_{bi} は河床付近の粒径別浮遊砂濃度, $\langle c_i \rangle$ は水深平均の粒径別浮遊砂濃度, $\langle c_{xi} \rangle$ は支川等からの横流入浮遊砂量の粒径別水深平均濃度である. 上式中の $\langle c_i \rangle$ と c_{bi} の関係は水深方向の濃度分布式より求められが, ここでは以下に示す指数型の分布式を採用するものとする.

$$c_i = c_{bi} \exp(-\beta \xi) \quad (13)$$

ただし, $\beta = w_{fi} h / \varepsilon$, $\xi = z/h$, z は河床からの距離, ε は水深平均の拡散係数 ($= \kappa u_* h / 6$), κ はカルマン定数 ($= 0.4$), c_i は河床から z の距離における粒径 d_i の粒子の濃度である.

$\langle c_i \rangle$ は上式を河床から水面まで積分することにより次式となる.

$$\langle c_i \rangle = \frac{1}{h} \int_0^1 c_i d\xi = \frac{c_{bi}}{\beta} (1 - \exp(-\beta)) \quad (14)$$

(14) 式が (12) 式中の $\langle c_i \rangle$ と c_{bi} の関係である.

混合粒径における粒径別流砂の連続式は交換層における粒径別の流砂の交換, 河床の変動および河床変動に伴って新たに交換層に加わる粒径分布を考慮し次式で表わされる.

$$\delta \frac{\partial p_i}{\partial t} + p_i^* \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left[\frac{1}{B} \frac{\partial (q_{Bi} B)}{\partial x} + q_{sui} - w_{fi} c_{bi} - \frac{q_x c_{Bxi}}{B} \right] = 0 \quad (15)$$

ここで,

$$\begin{aligned} p_i^* &= p_i \quad ; \partial\eta/\partial t \geq 0 \\ p_i^* &= p_{i0} \quad ; \partial\eta/\partial t < 0, \eta_0 \leq 0 \\ p_i^* &= p_{im} \quad ; \partial\eta/\partial t < 0, \eta_0 > 0 \end{aligned}$$

ただし, η は河床高, δ は交換層 (河床材料と流砂の交換が行われる層) の厚さ (ここでは d_{90} の値を用いることとした), λ は河床材料の空隙率, c_{Bzi} は粒径別横流入掃流砂濃度である. 河床低下 ($\partial\eta/\partial t < 0$) の場合には交換層内の粒子と原河床 (交換層のより下の河床) の粒子が交換されるため原河床の粒度分布を考慮する必要がある. ここでは, 計算の過程において過去に堆積した分についてはその時点にこの地点 (x, z) で堆積した土砂の粒度構成 p_{im} を, また初期河床よりもさらに低下した場合には計算の初期河床と同じ粒度構成 p_{i0} を与えるものとした.

全流砂の連続式は全ての粒径の流砂の交換を考慮し次式で表わされる.

$$\frac{\partial\eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{1}{B} \frac{\partial \sum_i (q_{Bi} B)}{\partial x} + \sum_i (q_{sui} - w_{fi} c_{bi}) - \frac{\sum_i (q_x c_{Bzi})}{B} \right] = 0 \quad (16)$$

ただし, $\sum_i$ は粒径別の量を合計した量であることを示す.

横流入流量は, 本川の流量を用いて次式で表わされる.

$$q_x = \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (17)$$

支川からの供給流砂濃度を本川における流砂濃度と等しいと仮定する. これは, 本川に合流する支川の河床材料や河床勾配が合流点付近では本川にほぼ等しいと考えることに相当する.

$$\langle c_{zi} \rangle = \langle c_i \rangle \quad (18)$$

$$c_{Bzi} = \frac{q_{Bi} B}{Q} \quad (19)$$

河口近傍の河床変動計算を行う場合, 河川への塩水の侵入を考慮する必要がある. 塩水侵入箇所においては, 掃流砂量および浮遊砂の浮上量をゼロとして計算を行う. 塩水の侵入は, 流量 Q が次式で示される塩水侵入の限界流量 Q_c 以下の場合に発生するものとする (大坪・岸 1959).

$$Q_c = B_M h_M \sqrt{\varepsilon g h_M} \quad (20)$$

ここで, B_M は河口幅, $h_M = H_M - \eta_M$, H_M は潮位, η_M は河口の河床高, $\varepsilon = (\rho_s - \rho_w)/\rho_s$, ρ_s は海水の密度, ρ_w は水の密度である. また, 塩水侵入区間は, 河床高 η が (21) 式の塩水面の高さ η_c より低い範囲とする (大坪・岸 1959). なお, 塩水面の高さは, 河道内で水平と仮定し, 塩水面の粗度係数 n_i は (22) 式 (金子安雄 1966) で表す.

$$\eta_c = H_M - \left(\frac{Q}{B \sqrt{\varepsilon g}} \right)^{2/3} \quad (21)$$

5 水位および河床変動の計算法

(1), (12), (15) および (16) 式を連立して解くことにより, 時間的・空間的な河床高の変化および河床材料粒度分布の変化を計算することができるが, 解析的に解くことは不可能であるため, 差分式を用いた数値計算を行う。なお, 水位の計算は全断面を対象として行うこととするが, 河床変動および粒度分布の変化はすべて低水路のみを対象とし, 高水数の変化は無視することにする。

5.1 水位の計算法

水位の計算は, (1) 式に (17) 式の関係を用いてを差分化した次式を用いる。

$$\left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} + H + \frac{\Delta x}{2} i_e \right)_D - \left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} + H - \frac{\Delta x}{2} i_e \right)_U = (Q_D - Q_U) \frac{Q_M}{gA_M^2} \quad (22)$$

ただし, Δx は断面間の距離, 添字 U, D はそれぞれ上流側および下流側の値, 添字 M は上流側および下流側の値の値を平均した値であることを示す。複断面の場合, 上式中の A, i_e および α は井田の方法 (1962) を用いてそれぞれ以下の諸式で求める。

$$A = \sum_{k=1}^3 A_k \quad (23)$$

$$i_e = \frac{Q^2}{\left\{ \sum_{k=1}^3 \frac{A_k R_k^{2/3}}{n_k} \right\}^2} \quad (24)$$

$$\alpha = \frac{\int u^3 dA}{\left(\frac{Q}{A} \right)^3 A} = \frac{\sum_{k=1}^3 u_k^3 A_k}{\frac{Q^3}{A^2}} \quad (25)$$

ここで, 添字 k は $k=1$ が左岸高水数, $k=2$ が低水路, $k=3$ が右岸高水数の値であることを表す。

5.2 河床変動および河床材料の粒度変化の計算法

(12) 式の差分計算は, 予備計算の結果, 左辺第 1 項の $\langle c_i \rangle$ に関する時間微分の項は省略しても, 計算結果に与える影響は無視できるほど小さいことが確かめられたので, ここでは, この項を省略した差分式を次式に示す。

$$\frac{Q_{2j} \langle c_i \rangle_j - Q_{2j-1} \langle c_i \rangle_{j-1}}{\Delta x B_{2j}} = q_{suij} - w_{ij} c_{bij} + \frac{q_{xj} \langle c_{xi} \rangle_j}{B_{2j}} \quad (26)$$

ただし, Q_2 は低水路流量, B_2 は低水路幅, 添字 i は粒径 d_i の粒子の値であることを示し, 添字 j は上流から下流に向かって j 番目の断面の値であることを示す。

粒度分布の計算は (15) 式, 河床変動の計算は (16) 式をそれぞれ差分化して行うが, 黒木ら (1980) によるとこれらの式は流れが常流の場合, 時間に関して前進差分, 距離に関して後進差分をとらなければな

らないことが導かれているため、これに準拠した差分形式をとることとする。(15) および (16) 式の差分式を以下に示す。

$$\delta \frac{p_{ij}^{n+1} - p_{ij}^n}{\Delta t} = -p_{ij}^* j \frac{z_j^{n+1} - z_j^n}{\Delta t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left[\frac{(B_2 q_{Bi})_{j-1}^n - (B_2 q_{Bi})_j^n}{\Delta x B_{2j}} - \left(q_{sui} - w_i c_{bi} - \frac{q_x c_{Bxi}}{B_2} \right)_j^n \right] \quad (27)$$

$$\frac{\eta_j^{n+1} - \eta_j^n}{\Delta t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left[\frac{(B_2 \sum_i q_{Bi})_{j-1}^n - (B_2 \sum_i q_{Bi})_j^n}{\Delta x B_{2j}} - \sum_i \left(q_{sui} - w_i c_{bi} - \frac{\sum_i (q_x c_{Bxi})}{B_2} \right)_j^n \right] \quad (28)$$

ただし、 Δt は時間刻み幅、上付き添字 n は n 番目の時間ステップであることを示す。

5.3 差分式の安定条件

(27), (28) 式中の Δt は、偏微分方程式を差分法で近似解を求める場合の安定条件を満たすように決定しなければならない。

黒木ら (1980) によると、この条件は Courant-Friedrichs-Lewy (C.F.L) 条件によって決まり、この条件は次式のようになる。

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leq \min \left[\left| \left(\frac{dx}{dt} \right)_z^{-1} \right|, \left(\frac{dx}{dt} \right)_{p_i}^{-1} \right] \quad (29)$$

ここで、 $(dx/dt)_z$ および $(dx/dt)_{p_i}$ は河床変動および粒度変動における擾乱の伝播速度であり、次式で求められる。

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_z = \frac{-1}{B(1-F_r^2)(1-\lambda)} \left[\frac{\partial (\sum_i q_{Bi} B)}{\partial h} + Q \frac{\partial \sum_i c_i}{\partial h} \right] \quad (30)$$

$$\left(\frac{dx}{dt} \right)_{p_i} = \frac{1}{B\delta(1-\lambda)} \left[\frac{\partial q_{Bi} B}{\partial p_i} + Q \frac{\partial c_i}{\partial p_i} \right] \quad (31)$$

ただし F_r はフルード数である。

5.4 数値計算の計算手順

具体的な計算手順は、以下手順を繰返すことにより行われる。

1. (22) 式による水位の計算
2. (6), (8) 式による流砂量の計算
3. (26) 式による浮遊砂濃度の計算
4. (29) 式による Δt の計算
5. (27) 式による河床材料の粒度分布の更新
6. (28) 式による河床高の更新
7. 時間の更新

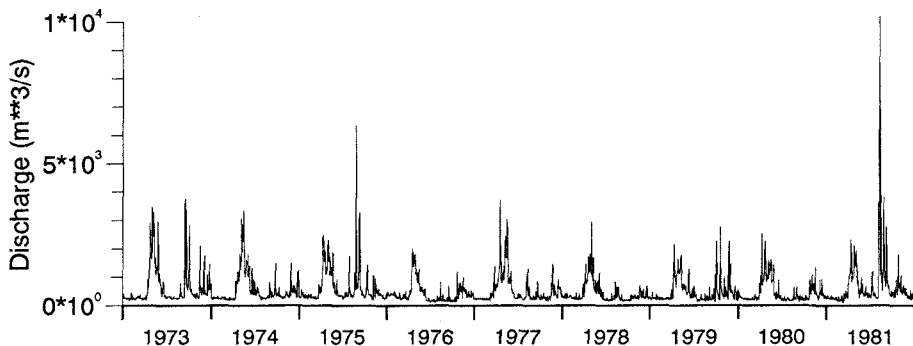


図-2 1973年から1981年の石狩川河口日平均流量

6 計算モデルの検証

計算の妥当性の検証は1973年の測量結果を初期河床形状とした1981年8月洪水後の測量結果の再現により行なった。流量は、石狩川の石狩大橋観測所の観測流量と豊平川の雁来観測所の観測流量の日平均流量の和を河口流量として用いた。なお、1975年洪水および1981年洪水期間中については、流量が大きいため、時刻流量を与えた。水位計算の下流端境界条件は小樽港の観測潮位から小樽港と石狩川河口の潮位との相関式により求めた。用いた流量を図-2に示す。

河床材料については、図-3に示す1981年実施の河床材料調査結果から次式に示す d_{10} 、 d_{50} および d_{90} の近似式を作成し、これを初期条件として計算を行なうこととした。

$$d_{10} = \exp(0.0105k_p - 1.600) \quad (32)$$

$$d_{50} = \exp(0.0384k_p - 1.497) \quad (33)$$

$$d_{90} = \exp(0.0433k_p - 0.324) \quad (34)$$

ただし、 d_{10} 、 d_{50} 、 d_{90} はそれぞれ10%、50%、90%粒径(mm)、 k_p は河口から上流に向かった距離(km)である。上式の d_{10} 、 d_{50} 、 d_{90} より河床材料の粒度分布に対数正規分布を仮定することにより、任意の地点の任意の粒径に対する河床粒度の構成比率が定まり、これを河床材料の初期粒度構成(交換層および原河床)として与えた。

以上の計算手法を用いて再現した結果を図-4および図-5に示す。図には実測の河床高および河床材料の粒径を併せて示したが、計算結果は河床高、河床材料の粒度分布の変化とともに石狩川の特性を良く表現しており計算手法の妥当性が確認された。

7 河床変動予測計算

以上の計算手法を用いて、河床変動の予測計算を行なった。計算に用いた河幅は図-6に示す計画低水路幅(河口で400m、ケース1)とこれを1.5倍に拡幅したもの(河口で600m、ケース2)の2通りとし、初期河床高は計画河床高とした。計算に用いた流量は1975年～1992年の18年分の流量とし、18年分

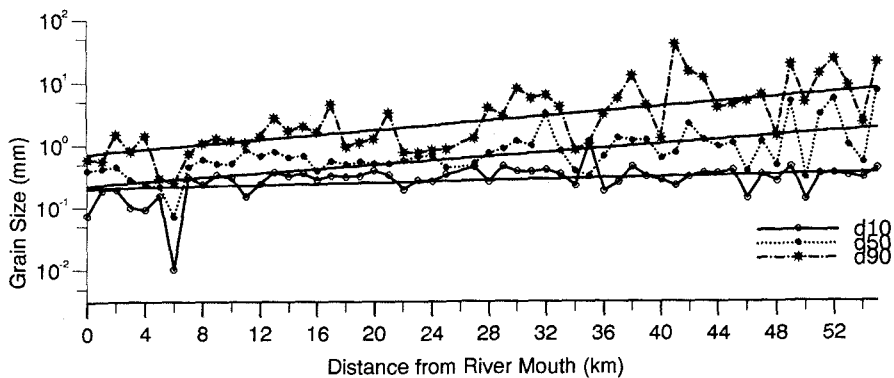


図-3 河床材料調査結果および近似値

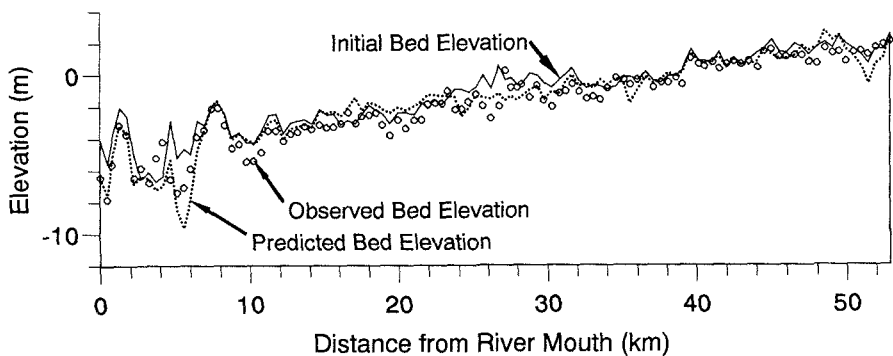


図-4 石狩川河床変動再現計算結果 (河床高)

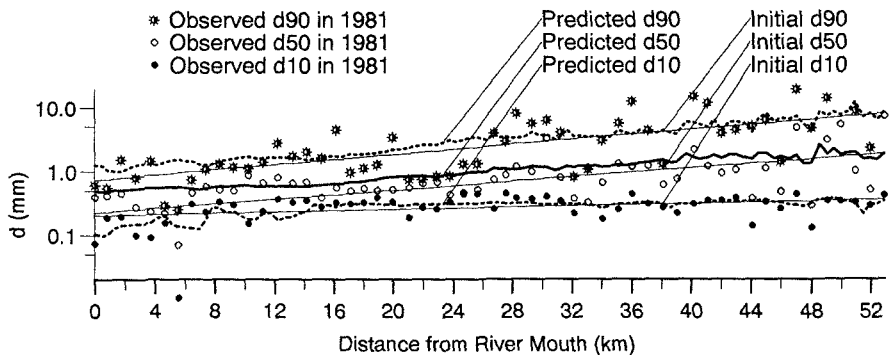


図-5 石狩川河床変動再現計算結果 (河床材料の粒度分布)

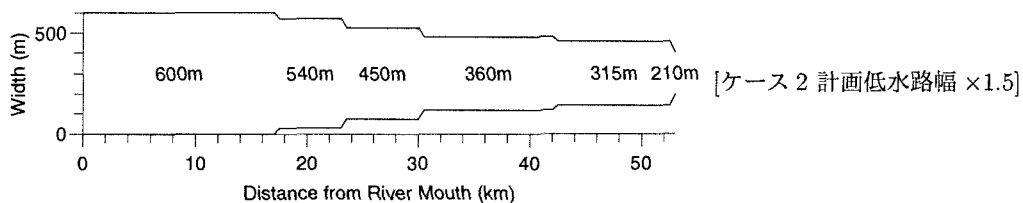
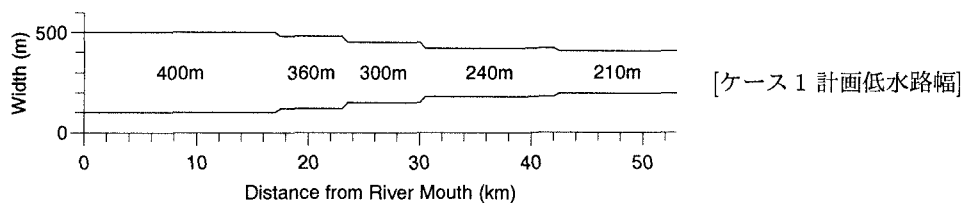


図 - 6 将来予測計算に用いた低水路幅

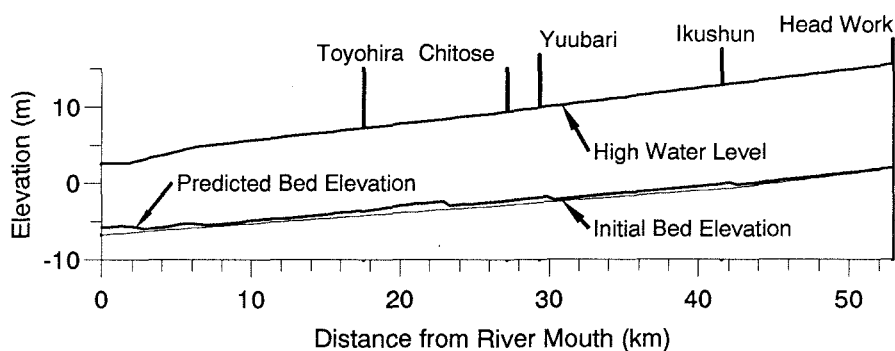


図 - 7 河床高の将来予測計算結果 (ケース 1)

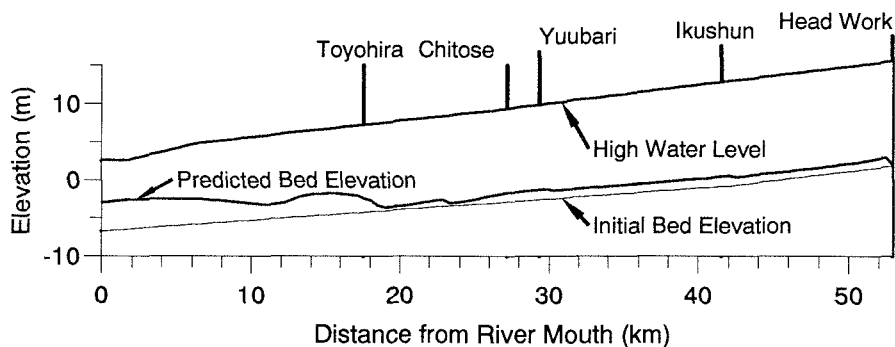


図 - 8 河床高の将来予測計算結果 (ケース 2)

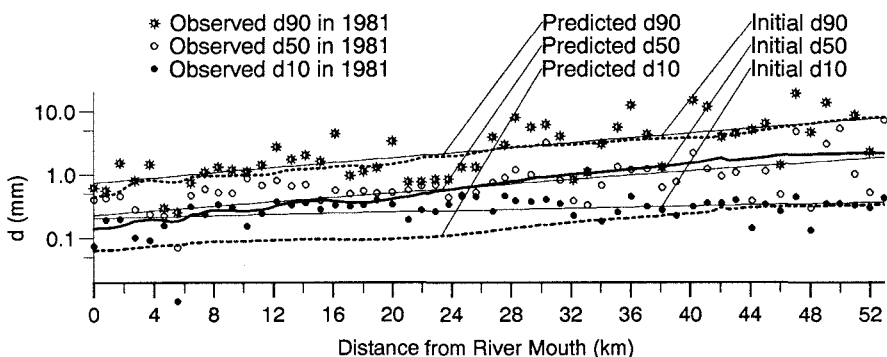


図-9 河床材料粒度分布の将来予測計算結果(ケース1)

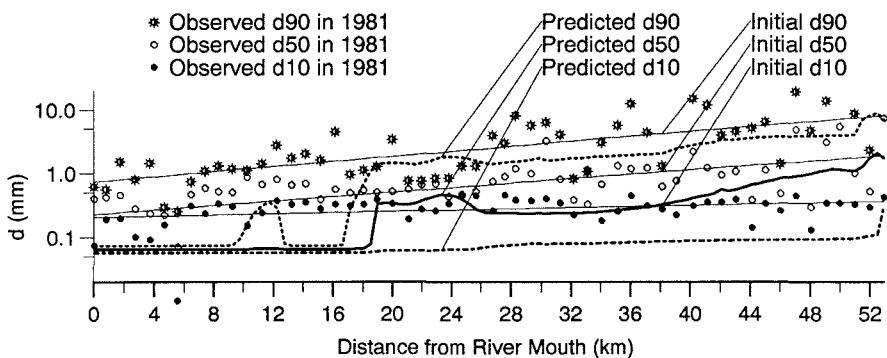


図-10 河床材料粒度分布の将来予測計算結果(ケース2)

の予測計算を行なうこととした。この1975年～1992年の流況には昭和50年および56年の大出水も含んでおり、将来予測のために用いる流量としては妥当と考えられる。

図-7および図-8にそれぞれの低水路幅を用いて行なった将来予測計算結果の河床高を示す。ケース1(計画低水路幅)では計画河床高がほぼ維持されるが、ケース2(低水路幅を拡幅)では一方的な土砂堆積が予測される。ケース2の土砂堆積量は河口から千歳川合流点までの間で約3,500万 m^3 と莫大な量となっている。計算によって予測された河床材料の粒度構成の縦断分布を図-9および図-10に示す。いずれの場合も堆積物の粒度構成は細かい成分から成ることが予測されるが、ケース2の場合には d_{90} (90%粒径)でも0.1mm以下という非常に細かい成分であることが予測される。これは、現況に近い低水路幅である400mの場合には河口から海域へ流出していた0.1mm以下の非常に細かい粒径の浮遊成分が河道の拡幅による掃流力の減少により、河口付近に堆積してしまうためと考えられる。

低水路幅を拡幅した場合には大量の堆積が予測されることが示されたが、問題はこのような大量の土砂が河道内に堆積している時に計画規模の大流量が流下した場合に、果たして計画高水位を上回らずに洪水を流下させることが可能かどうかである。

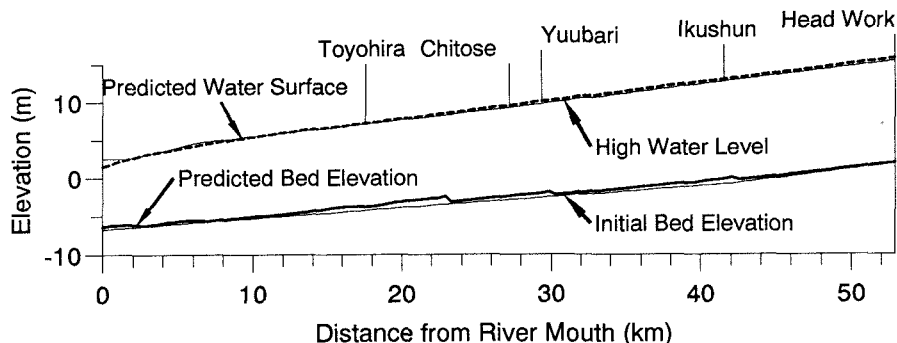


図 - 11 計画流量ピーク時の水位および河床高の計算結果 (ケース 1)

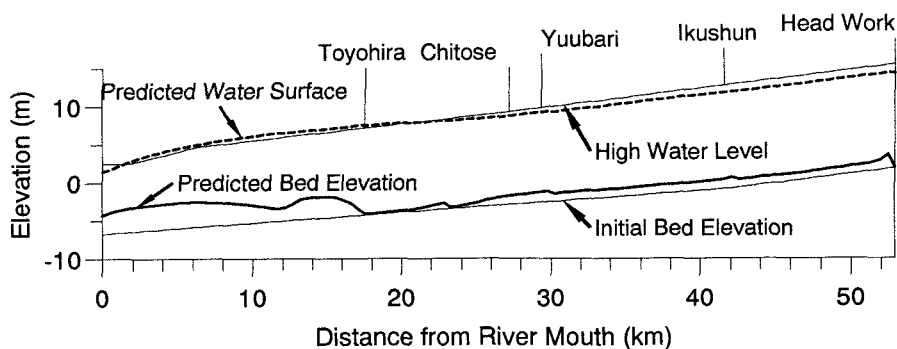


図 - 12 計画流量ピーク時の水位および河床高の計算結果 (ケース 2)

そこで、上記ケース 2 の予測結果を初期条件としてこの後に計画流量ハイドログラフが流下した場合の河床変動計算を実施し、計算過程における流量ピーク時の計算水位と計画高水位との比較を図 - 11 および図 - 12 に示す。ケース 1 の場合においては流量ピーク時でも計画高水位以下の水位で流れるが、ケース 2 の場合には計算水位が計画高水位を越えてしまうことが予測される。この例においては河道断面の大幅拡大も、長期の河床変動後には、流下能力の向上に寄与しないことになっている。

8 おわりに

本テキストでは石狩川を例に高水処理対策として河道拡幅を行なった場合の影響についての検討を行なった。河道の拡幅に対する影響は 1 次元の河床変動モデルにより行なった。ここで事例として扱った石狩川の場合、河床材料は幅広い粒度分布から構成され、流砂の移動形態も掃流砂と浮遊砂の両方を考慮する必要から掃流砂および浮遊砂を考慮した混合粒径モデルとした。また、対象区間は河口部の感潮区間を含むため、河道内への塩水進入を考慮したモデルとした。モデルの妥当性の検証は 1973 年～1981 年の石狩川の実測の河床高および河床材料データを用いて行なった。このモデルを用いて、石狩川の低

水路幅を比較的現況に近い値(河口で400m)とこれを1.5倍に拡幅した場合の値を用いて将来予測計算を行い、河床変動の傾向を比較した。さらに、予測された河床高を初期条件として、計画ハイドログラフを用いた計算を行い、計画流量のピーク時における水位をもとに、河床変動を考慮した河道拡幅の水位低減に対する効果の検討を行なった。この結果、河道の拡幅により短期的には流下能力の向上が期待されるが、本文の例のように拡幅の結果、土砂堆積が促進され、結果的には水位を下げる効果が現れない例もあることが示された。

河道の拡幅により流下能力の向上を図るということは、放水路などの新たな治水施設の建設に比べ当初の建設コスト面等からは明らかに有利と考えられがちではある。しかしながら、本テキストの石狩川における事例のように河道幅というものはその河川の土砂輸送能力と密接に関連しており長期の河道維持や安全度から考えると、必ずしも有利とは言えず、むしろ大量の土砂堆積を誘発する危険性も内包しているため、慎重な検討が必要である。

参考文献

- 板倉忠興(1992): 移動床開水路流れの数値計算手法, 水工学における数値解析の精度向上と実用化に関する研究, 土木学会水理委員会「水理学・水文学における数値解析手法」小委員会
- 建設省河川局(1982): 石狩川水系工事実施基本計画
- 清水康行, 板倉忠興, 岸力, 黒木幹男(1986): 昭和56年洪水における石狩川下流部の河床変動について, 土木学会第30回水理講演会論文集
- 岸力, 黒木幹男(1973): 移動床流における河床形状と流体抵抗(I), 北海道大学工学部研究報告第67号
- 芦田和男, 道上正規(1971): 混合砂礫の流砂量と河床変動に関する研究, 京都大学防災研究所年報第14号B
- 浅田宏(1976): 山地河川の流砂量と貯水池の堆積過程に関する研究, 電力中央研究報告総合報告No.2
- 岩垣雄一(1956): 限界掃流力の流体力学的研究土木学会論文集第41号
- Itakura, T. and Kishi, T. (1980): Open Channel Flow with Suspended Sediments, Jour. Hyd. Div., Proc. ASCE, Vol. 106, No. HY8
- Rubey, W. W.(1933): Settling Velocities of Gravel, Sand and Silt Particles, mer. Jour. Sci., Vol. 25
- 沖健, 黒木幹男(1985): 混合床上の浮遊砂量の算定式の検討, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集

- 大坪喜久太郎・岸力 (1959): 河口における海水の侵入, 土木学会北海道支部技術資料第 15 号
- 金子安雄 (1966): 2 層流境界面抵抗係数の一例, 土木学会第 13 回海岸工学講演会講演集
- 井田至春 (1962): 広幅員開水路の定常流 - 断面形の影響について -, 土木学会論文集, 第 81 号