

第3章 1次元河床変動計算の概要と課題

現在、河道内における侵食量と堆積量を検証、予測する手法として1次元河床変動計算が一般的であり、扱い易い。1次元河床変動計算は河道横断形状を矩形に近似して河床の上昇、低下を予測する計算手法である。水理計算には、1次元の不等流計算あるいは不定流計算が用いられる。河道形状を矩形に近似して計算を実施するため、河道内の土砂移動を単純化したモデルともいえる。このため、湾曲部に発達する局所洗掘、砂州の移動と発達に伴う局所洗掘や滞筋変化、構造物周辺の地形変化を再現、予測することはできない。一方、長期間で延長の長い河道の土砂移動、河床材料の変化を予測することに適していることから流砂系における土砂動態を再現・予測するツールとして期待できる。本章では、1次元河床変動計算モデルの概要を説明するとともに問題点と課題を整理する。

3. 1 1次元河床変動計算の概要

1次元河床変動計算は、長期間あるいは1出水における河道内の侵食量と堆積量を再現・予測する計算モデルである。特に延長が長い区間の河床変動予測に適している。例えば、河道計画を行ううえで、現在の河道が将来どのように河床高と河床材料が変化し、どのように安定するのか？といったことを長区間にわたり予測することに適している。また、大規模河道改修に伴う河床掘削が河道に与える影響、堰や頭首工、ダムなどの河川横断工作物の建設に伴う河床低下、アーミング現象を予測する手法として期待できる。現在、治水と環境、利用が調和した河川管理に向けて「水系一貫土砂管理」の必要性が唱われている。「水系一貫土砂管理」を実施するためには、流域規模の土砂移動を粒径別に把握し、将来の安定河床高を予測することが必要である。したがって、1次元河床変動計算は水系一貫土砂管理に向けた土砂動態の予測に適していると考えられる。今後、さらに改良を重ね、精度を向上することが要求される。

1次元河床変動計算モデルは主に水理計算、流砂量の計算、河床高の更新、粒度分布の変動計算から構成される。一般的な手順を図-3.1.1に示す。図-3.1.1における「水理計算」、「流砂量の計算」、「河床高の更新」、「粒度分布の変化」について述べる。

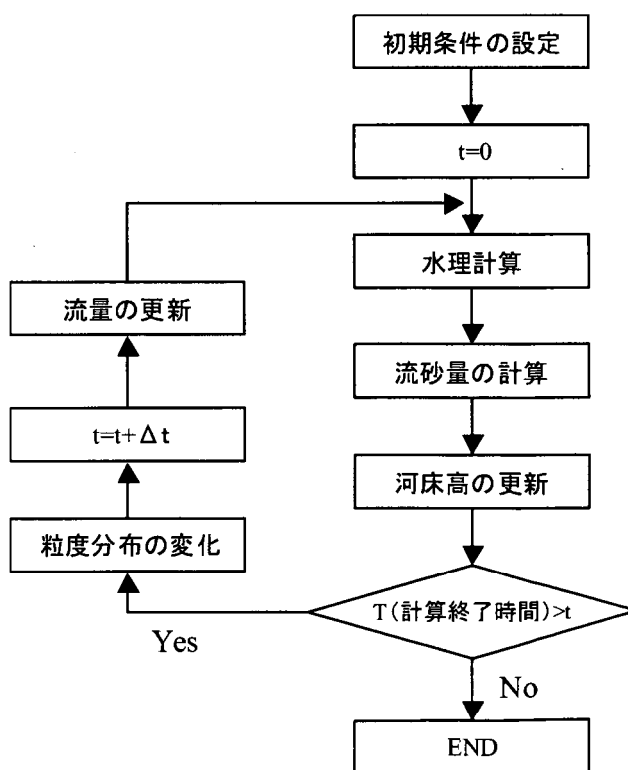


図-3.1.1 1次元河床変動計算の手法

3. 1. 1 水理計算

1次元の水理計算手法には等流計算、1次元不等流計算、1次元不定流計算がある。各水理計算手法について説明すると以下のとおりである。

1) 等流計算

等流計算は平均流公式 (uniform flow formula) によって計算される。開水路における平均流の研究は古くから行われており、マンシングの平均流速公式、Chezy の平均流速公式、対数分布に基づく平均流速公式、摩擦損失係数による平均流速公式¹⁾がある。このうち 1889 年に発表されたマンシング式が有名であり、河川分野で良く用いられている。マンシングの式は河川流のように乱れが十分に発達したところで良く合うと言われている。マンシング式は以下のとおりである。

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} I_e^{1/2} \quad (3.1)$$

ここで、 n はマンシングの粗度係数。 v は流速 (m/s) である。 R は径深 (m) あるいは動水半径 (m) である。 I_e はエネルギー勾配 (摩擦勾配) である。

2) 1次元不等流計算

不等流における流れの運動方程式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \right) + i_e = 0 \quad (3.2)$$

ここで、 x は縦断方向 (m)、 H は水位 (m)、 α はエネルギー補正係数 (通常は 1.0)、 Q は流量 (m^3/s)、 g は重力加速度 ($=9.8m/s^2$)、 A は通水部分の断面積 (m^2)、 i_e はエネルギー勾配である。 i_e はマンシングの平均流速公式である式 (3.1) より

$$i_e = \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (3.3)$$

である。対象河道が矩形断面であり、かつ川幅が広く $R \approx h$ である場合、式 (3.2) に式 (3.3) を代入すると、

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{Q^2}{2g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{B^2 h^2} \right) + \frac{Q^2 n^2}{B^2 h^{10/3}} = 0 \quad (3.4)$$

となる。ここで、 B は川幅 (m)、 h は水深 (m) である。式 (3.4) を差分化すると

$$\left(\frac{Q^2}{2gB^2 h^2} + H - \frac{\Delta x}{2} \frac{Q^2 n^2}{B^2 h^{10/3}} \right)_j = \left(\frac{Q^2}{2gB^2 h^2} + H + \frac{\Delta x}{2} \frac{Q^2 n^2}{B^2 h^{10/3}} \right)_{j-1} \quad (3.5)$$

となる。式 (3.5) は、下流側断面に水位を与えて上流に向かって逐次計算することによって各断面の水位を計算することができることを表している。なお、 $(j-1)$ は下流

側の断面、(j)は上流側の断面を表す。なお、対象河道が複断面であり、低水路と高水敷の相互干渉を考慮する必要がある場合には、準2次元不等流計算^{*})が適している。

3) 1次元不定流計算

1次元不定流計算の基礎方程式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{2A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAI_e = 0 \quad (3.7)$$

式(3.6)と式(3.7)を解き水位を計算する手法として特性曲線法と差分法による数値計算がある。差分法には陽解法と陰解法がある。陰解法は計算の安定性が高いが、理論が複雑である。一方、陽解法の理論は比較的理解しやすいものであるが、陰解法に比べ計算容量が多くなる。近年、コンピュータ技術の進歩によって大規模な計算が可能となり、陽解法が多く用いられるようになった。陽解法の代表的な手法として、Lax-Wendroff法、マコーマック法、FDS法が有名である。Lax-Wendroff法は空間2次精度、時間2次精度のスキームである。衝撃波前面で発散しやすい性質を有する。マコーマック法はLax-Wendroffが進化したスキームであり、常流と射流が混在する流れを計算することができるものの、衝撃波付近の物理特性を正しく表していないために精度が劣る。FDS法も常流と射流が混在した流れ場の計算を行うことができる。マコーマック法より計算精度が高く、安定性に優れているが、2次元への拡張が難しい。

3. 1. 2 流砂量の計算

流砂現象は掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロードの流送形態に分けて考える。各流送形態における流砂量は水理量、河床材料、河床形態、上流域の土地利用など様々な要因に支配されるため、様々な流砂量式が提案されている。ここでは、河床変動計算に使用される一般的な流砂量式について述べる。

1) 掃流砂量

掃流砂量の計算式には、Einsteinの掃流砂関数²⁾、Meyer-Peter-Muller式³⁾、佐藤・吉川・芦田式⁴⁾、芦田・道上式⁵⁾など多数存在する。各掃流砂量式については第5章で後述することとして、本章では国内で適用事例が多い芦田・道上の掃流砂量式について述べる。芦田・道上の掃流砂量式は、観測結果と比較的良く合うことが確認されており⁶⁾、⁷⁾、また、混合砂礫を取り扱うことができること、さらに、粗度以外の河床抵抗を考慮した有効掃流力を取り扱うことができる特徴を有する。混合粒径を対象とした芦田・道上の掃流砂量式は次式のとおりである。

● 混合砂の粒径別限界掃流力（芦田・道上による Egiazaroff 式の修正式）⁵⁾

$$\frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*m}} = \begin{cases} \left\{ \frac{\log 19}{\log(19d_i/d_m)} \right\}^2 & \frac{d_i}{d_m} \geq 0.4 \\ 0.85 \left(\frac{d_m}{d_i} \right) & \frac{d_i}{d_m} \leq 0.4 \end{cases} \quad (3.8)$$

$$\tau_{*cm} = \frac{0.1}{\{\log_{10}(19)\}^2} \quad (3.9)$$

$$\tau_{ci} = \rho u_{*ci}^2 \quad \tau_{cm} = \rho u_{*cm}^2 \quad (3.10)$$

ここで、 τ_{*ci} : 粒径 d_i の土砂の無次元移動限界掃流力、 τ_{*m} : 平均粒径 d_m の土砂の無次元移動限界掃流力、 τ_{ci} : 粒径 d_i の土砂の移動限界掃流力、 τ_{cm} : 平均粒径 d_m の移動限界掃流力、 u_{*ci} : 粒径 d_i の土砂の移動限界摩擦速度、 u_{*cm} : 粒径 d_m の土砂の移動限界摩擦速度である。 τ_{*cm} は岩垣の式*) によって求める。

● 芦田・道上の掃流砂量式（混合粒径）⁵⁾

$$\frac{q_{Bi}}{f_0(d_i)u_{*e}d_i} = 17\tau_{*ei} \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}\right) \left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_*}\right) \quad (3.11)$$

ここで、 q_{Bi} は粒径 d_i の砂礫の掃流砂量（単位幅あたり）、 $f_0(d_i)$ は粒径 d_i の砂礫が河床において占める割合、 τ_{*ei} は無次元有効掃流力である。なお、

$$\tau_{*ei} = \frac{u_{*e}^2}{sgd_i} \quad (3.12)$$

$$\frac{v}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{d_i(1+2\tau_*)} \quad (3.13)$$

ここで、 v は平均流速である。

2) 浮遊砂量

浮遊砂量の式には Lane-Kalinske 式⁸⁾ と芦田・道上式⁹⁾、板倉・岸の式¹⁰⁾ などがある。国内における適用事例数は明らかではないが、同程度に多く使用されていると思われる。各浮遊砂量式については、第5章で後述することとして、ここでは、書籍などで良く紹介されている Lane-Kalinske 式について述べる。Lane-Kalinske 式⁵⁾ は以下のとおりである⁸⁾。

$$q_{Si} = qC_{0i}P \quad (3.14)$$

$$C_{0i} = 5.55 \Delta F(\omega_0) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{u_*}{\omega_0} \right) \exp \left\{ - \left(\frac{\omega_0}{u_*} \right)^2 \right\} \right]^{1.61} \quad (3.15)$$

$$P = \int_0^1 \left[1 + \frac{1}{\kappa \phi} (1 + \ln \eta) \right] \exp \left(- \frac{6 \omega_0}{\kappa u_*} \eta \right) d\eta \quad (3.16)$$

q_{si} : 浮遊砂量 (単位幅あたり)、 q : 流量 (単位幅あたり)、 C_{0i} : 粒径 d_i の土砂の河床近傍における土砂濃度 (ppm)、 $\phi = v/u_*$ 、 $\Delta F(\omega_0)$: 沈降速度 ω_0 なる砂粒が河床砂礫中に占める割合 (%)、 v は断面平均流速、 u_* は摩擦速度である。

3) ウォッシュロード

ウォッシュロード量は河床からの浮遊量よりも生産源の土地利用状況と地質状況、降雨強度等に支配される。このため、水理量と河床材料から推定することは困難である。濁度計や自動採水器による流砂量観測によって把握する方が現実的であるといえる。また、流れの中では常に浮遊状態であり、高水敷や河岸を除いて河床に寄与する確率は極めて低いことから、河床変動計算を実施する際には、ウォッシュロード成分をカットして計算することが望ましい。

3. 1. 3 河床高の計算

河床高の変化は全粒径における流砂量の連続性を考慮して次式で示される。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial x} \left(\sum_i q_{Bi} B + \sum_i q_{Si} B \right) \right] = 0 \quad (3.17)$$

ここで、 η : 河床高、 B : 川幅である。黒木ら¹¹⁾は、流れが常流の場合、時間に対して前進差分、空間に対して後退差分すれば、式(3.17)を安定的に計算できるとしている。式(3.17)を時間に対して前進差分、空間に対して後退差分すると次式のとおりである。

$$\frac{\eta_j^{n+1} - \eta_j^n}{\Delta t} = - \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B} \left[\frac{(B \sum q_{Bi})_j^n - (B \sum q_{Bi})_{j-1}^n}{\Delta x} + \frac{(B \sum q_{Si})_j^n - (B \sum q_{Si})_{j-1}^n}{\Delta x} \right] \quad (3.18)$$

3. 1. 4 粒度分布の更新

河床材料が混合粒径である場合は、粒径毎の地形変化量を計算して河床材料の変化を推定する必要がある。混合粒径における粒径別流砂量の連続式は交換層における粒径別の流砂の交換を考慮し式(3.19)で示される平野の式で表される¹²⁾。

$$a \frac{\partial p_i}{\partial t} + p_i^* \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial x} (q_{Bi} B + q_{Si} B) \right] = 0 \quad (3.19)$$

$$p_i^* = p_i \quad ; \partial \eta / \partial t \geq 0$$

$$p_i^* = p_{i0} \quad ; \partial \eta / \partial t < 0$$

ここで、 a は交換層（河床材料と流砂の交換が行われる層の厚さ）である。通常、河床の最大粒径もしくは90%粒径で与えられる。 P_i は交換層における各粒径の存在割合であり、 P_{i0} は原河床における各粒径の存在割合である。実際の計算では、初期河床の粒度分布を P_{i0} に与える。式(3.19)も河床高の計算と同様に時間に対して前進差分、空間に対して後退差分をとり計算を行う。式(3.19)を差分化すれば次式のとおりである。

$$a \frac{p_{ij}^{n+1} - p_{ij}^n}{\Delta t} = -p_{ij}^* \frac{\eta_j^{n+1} - \eta_j^n}{\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{(Bq_{Bi})_{j-1}^n - (Bq_{Bi})_j^n}{\Delta B_j} - \frac{(Bq_{Si})_{j-1}^n - (Bq_{Si})_j^n}{\Delta B_j} \right] \quad (3.20)$$

3. 1. 5 1次元河床変動計算による河床変化

図-3.1.1 に示したフローをもとに1次元河床変動計算モデルを用いて、涸沼川洪水観測施設付近の河道を対象に供給土砂量の変化に伴う河床高の変化を計算した。水理計算には1次元不等流計算を用いた。また、掃流砂量式には芦田・道上の式、浮遊砂量式には Lane-Kalinske 式を用いた。河床変動量及び河床材料の変化は式(3.17)と式(3.19)によって計算した。

初期河床は、河川研究室が観測フィールドにしている涸沼川洪水観測施設付近の河道をモデルに作成した。涸沼川洪水観測所付近の河床勾配は、1/1200 であり、低水路幅はおよそ 15.0m である。河床勾配 1/1200、川幅 15.0m の矩形断面を有する河道をモデルとした。また、河床材料は涸沼川洪水観測施設付近で実施された底質材料調査をもとに設定した。設定した河道断面と縦断形状を図-3.1.2、河床材料を図-3.1.3 に示す。

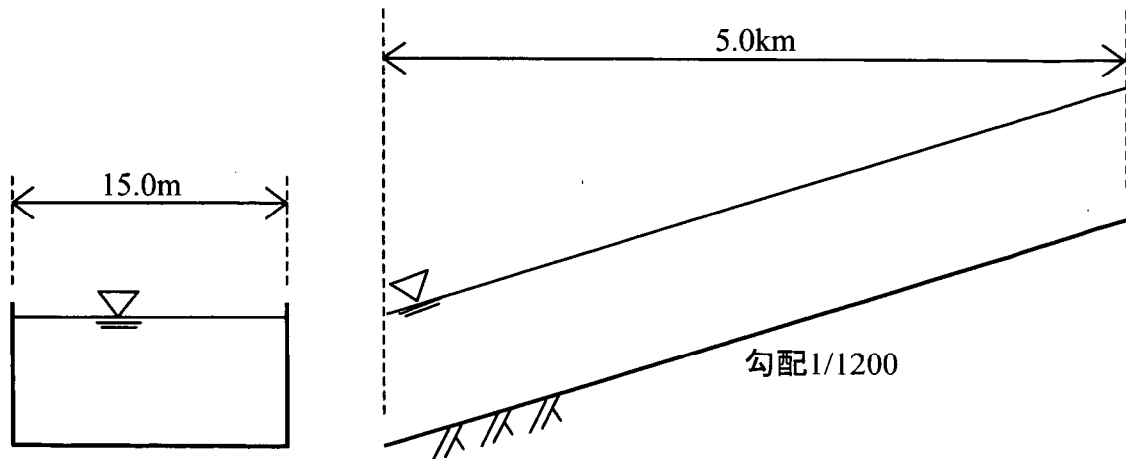


図-3.1.2 設定した河道形状

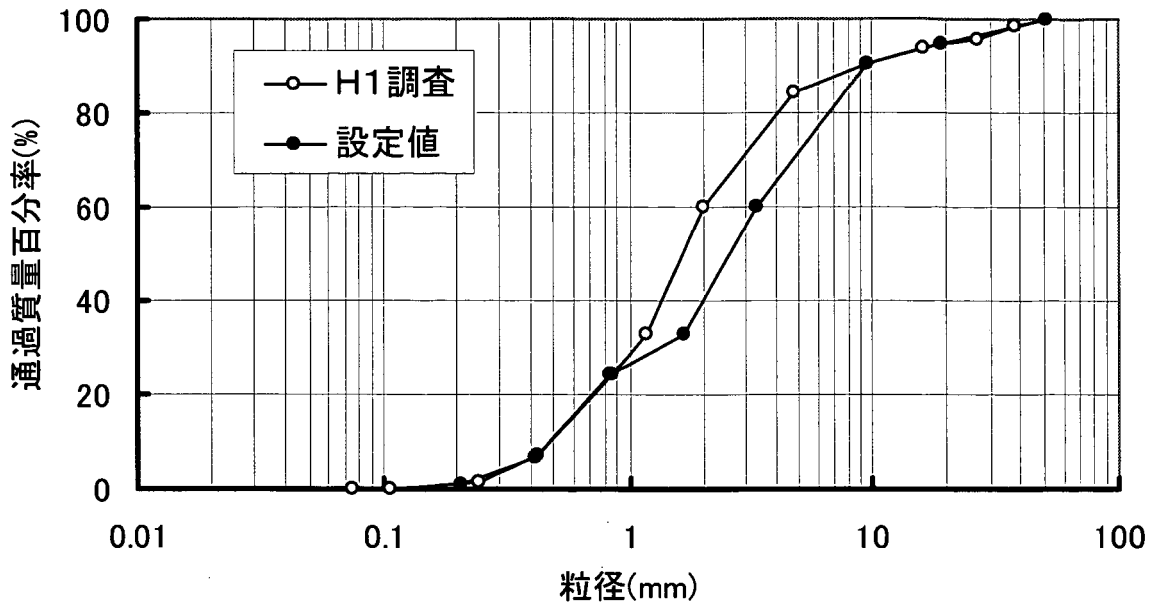


図-3.1.3 河床変動計算に用いた粒径分布

さらに、粗度係数 n は涸沼川の洪水観測から明らかになった値 0.045 を用いた。また、交換層厚 a は最大粒径として図-3.1.3より 50mm に設定した。対象流量は低水路満杯流量規模である $90\text{m}^3/\text{s}$ とした。下流端水位には、等流水深を与えた。計算条件を整理すると以下のとおりである。

<モデル河道の河道特性>

- 河床勾配 : $1/2500$
- 川幅 : 15.0m
- 粗度係数 : $0.045(\text{s}/\text{m}^{1/3})$
- 交換層厚 : 0.05m (最大粒径程度)

<外力条件>

- 流量 : $90\text{m}^3/\text{s}$
- 下流端水深 : 等流水深

<その他>

- 計算時間 : 50 時間
- Δx : $200(\text{m})$

計算条件として2つのケースを考えた。各ケースの条件を整理すると表-3.1.1の通りである。Case3-1は、一様勾配の河道に存在する堆積土砂の移動と拡散状況を計算した。また、Case3-2は、上流端からの供給土砂量を0に設定することにより、河床低下の進行

状況を計算した。

表-3.1.1 数値実験のケース

	上流端供給土砂量	備考
Case3-1	掃流力見合い	堆積土砂の移動と拡散状況の把握
Case3-2	0.0m ³ /s	河床低下の進行状況の把握

Case3-1における河床高と平均粒径 d_m の変化を図-3.1.4に示す。3.0km~4.0kmに位置する土砂の塊が時間とともに下流へ移動・拡散する状況が再現できている。また、土砂の塊地点で平均粒径 d_m が大きくなり、時間とともに均されていく過程も再現できている。図-3.1.5には粒径加積曲線の変化を示す。計算初期と200時間後の粒径加積曲線に大きな差が無いことが確認できる。

Case3-2における河床高と平均粒径 d_m の変化を図-3.1.6に示す。上流端からの供給土砂量が0になった場合、河床が上流端から徐々に低下する状況がわかる。また、上流端付近の河床は低下を続ける傾向にあることもわかる。河床材料は、上流から下流に向かって粗くなるアーミング現象を再現している。図-3.1.7には、粒径加積曲線の変化を示す。上流端5.0kmの河床材料が粗くなる様子が確認できる。

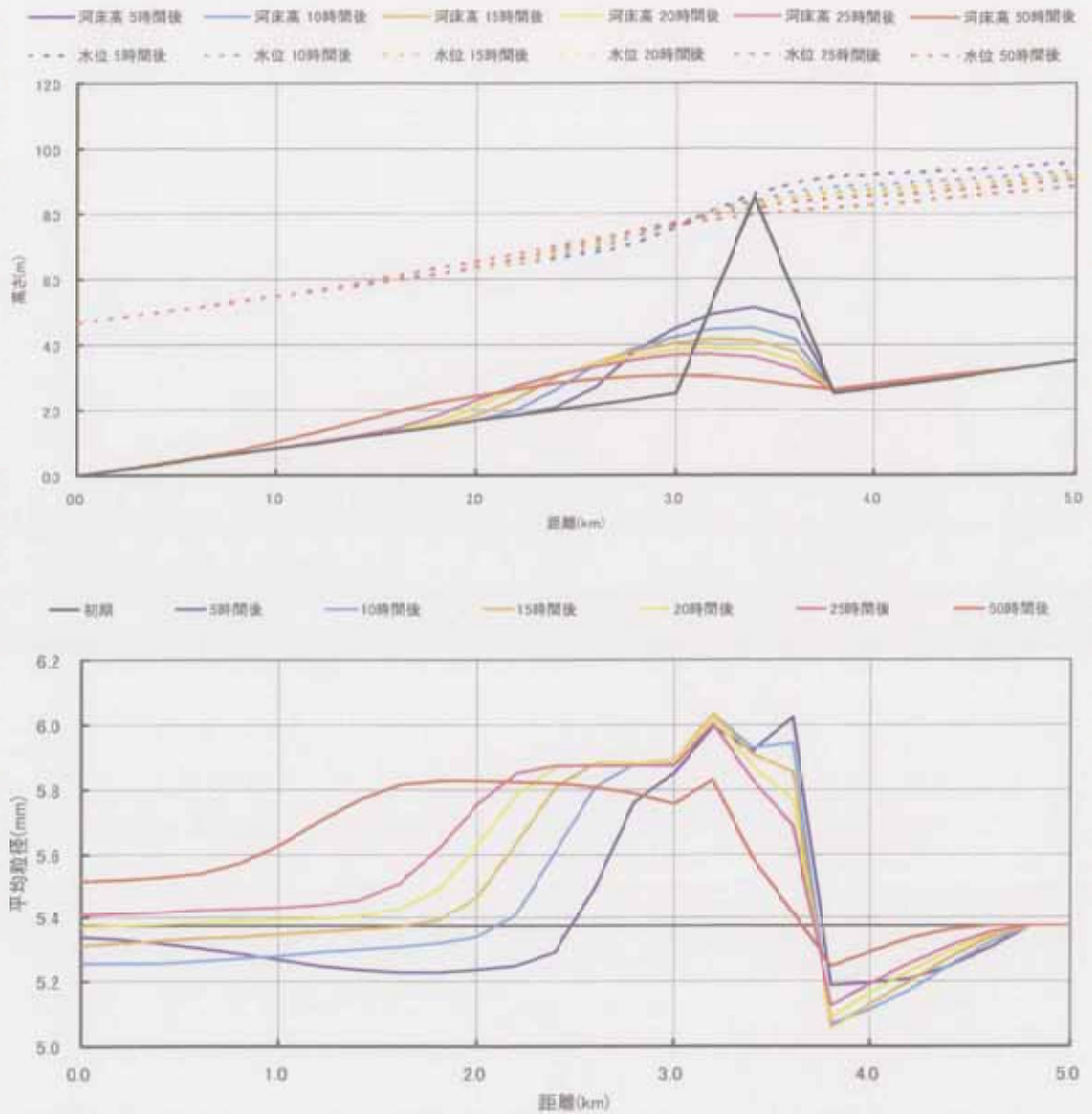


図-3.1.4 河床変動状況と平均粒径 d_n の変化 (Case3-1)

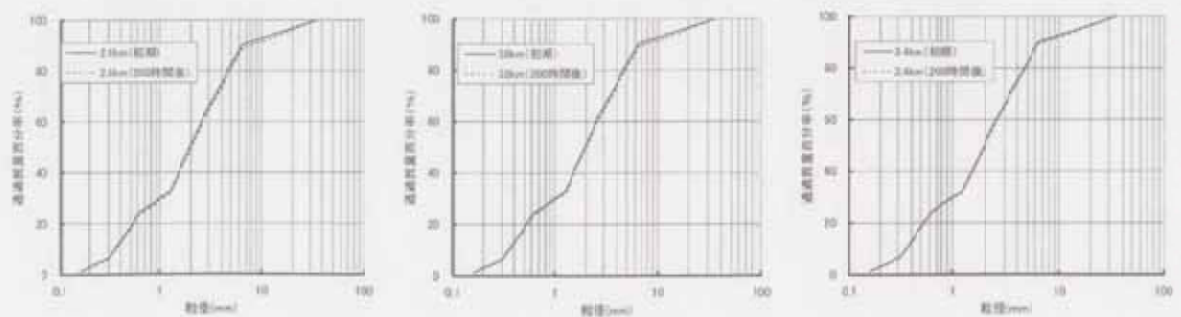


図-3.1.5 粒度分布の変化 (Case3-1)

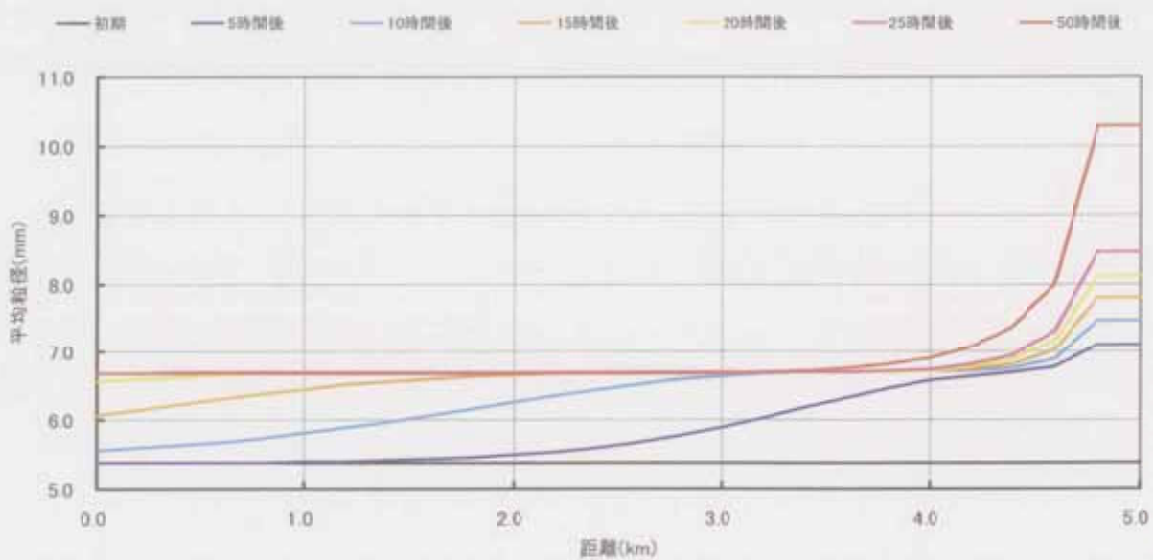
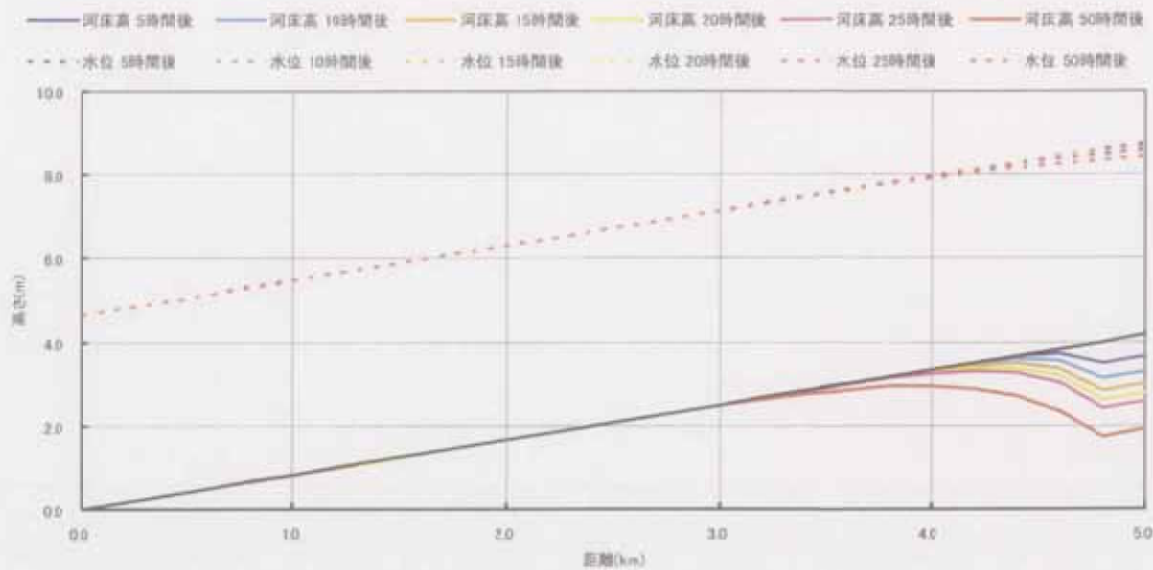


図-3.1.6 河床変動状況と平均粒径 d_m の変化 (Case3-2)

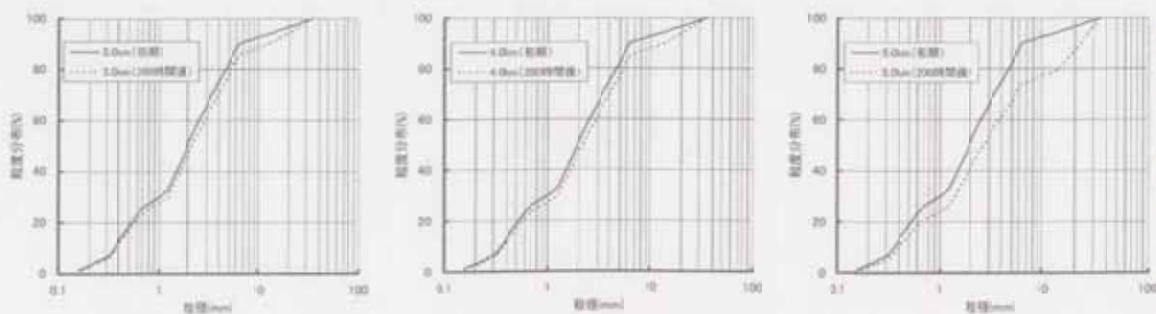


図-3.1.7 粒度分布の変化 (Case3-2)

3. 2 1次元河床変動計算の課題

前節で述べてきたとおり、1次元河床変動計算は河道条件や水理現象を単純化したモデルである。このためスケールの大きな河床変動や土砂移動を再現、予測することに適している一方、局所洗掘や河床波の移動、構造物周辺の河床変化を取り扱うことは不可能である。また、流砂現象は様々な粒径の土砂が流体力を受けて滑動、衝突、浮遊して移動する極めて複雑な物理現象である。したがって、既往の流砂量式で全ての現象を表現することはできない。つまり、河床変動量を計算する元となる流砂量には、常に誤差が生じているといえる。このように1次元河床変動計算には、数値モデル、流砂量公式に多くの課題が存在する。本節では、このような1次元河床変動計算の課題について述べる。

山本、藤田ら¹³⁾と平林¹⁴⁾は、一次元河床変動計算の問題点をいくつか指摘している。一方、著者も数々の経験から一次元河床変動計算について不十分と感じるところがある。ここでは、山本、藤田らと平林の指摘事項と著者の経験から得た課題をもとに、特に知っておくべき事と注意すべき課題を抽出し、その内容について整理した。抽出した課題は以下のとおりである。

<1次元河床変動計算の問題点>

- 1) 断面形状の与え方 (矩形断面)
- 2) 空隙率
- 3) 粗度係数
- 4) 流砂量式
- 5) 供給土砂量
- 6) 交換層厚
- 7) 沈降速度
- 8) 混合砂の挙動 (アーマリング)

山本、藤田らは、この他の問題点として「地殻変動と地盤沈下」、「計算時間間隔」をあげている。本報告書では、あくまでも水理量にもとづく河床変動を対象にしているので、「地殻変動と地盤沈下」については対象外とする。また、山本・藤田らは計算時間間隔や縦断方向のグリッド間隔を大きく設定するとアーマリングの伝搬速度や河床材料変化の伝搬速度が正しく計算できないとしている。しかし、アーマリングの伝搬特性や河床材料変化の伝搬速度を検証する実験、観測データが少なく、正確なアーマリング速度や河床材料変化の伝搬速度がわからないのが現状である。また、著者が実際に一次元河床変動計算を実施して確認したところ、常流状態で計算の安定条件さえ満たしていれば、河床材料変化の伝搬状況に、変化が無いことを確認しているため、対象から外すこととした。一方、平林¹⁴⁾は、河床材料の摩耗の評価も課題の一つに挙げている。しかし、1次元河床変動モデルは選択分級に基づいて構築された技術である。また、山本¹⁵⁾は、「河川工学上の種々の問題の検討においては、砕破・摩耗作用を考慮しなくても十分に問題の評価が可能である」という見解を示している。また、摩耗作用の影響程度が不明である。したがって、本研究では取り扱わないこととした。

1) 断面形状の与え方

1次元河床変動計算では、低水路の河道横断形状を矩形に近似する。図-3.2.1は、低水路を矩形に近似した模式図である。矩形断面は、平均河床高 Z と川幅 B によって断面形状が表現されており、縦断方向の流砂量の変化のみによって長方形の底面 Z が上下に平行移動して河床変動を再現する。ところが、実際の河川は、砂州や湾曲などの影響により横断方向に土砂が移動して局所洗掘などの横断形状の変化が生じる。1次元河床変動計算では、このような横断方向の土砂移動によって生じる河床変動は計算できない。近年問題となっている砂州拡大と樹林化は横断形状の変化の一例である。図-3.2.2に示すとおり、湾曲部では、横断方向の土砂移動によって内湾部分に土砂が堆積して砂州を形成する。一方、低水路は狭くなり流れは速くなるとともに流砂量は増加して河床は低下し続ける。こうして、河道は砂州部と低水路部に2極化する。しかし、滞筋から砂州に向かう土砂移動は、卓越する方向にあるので内湾砂州は発達し続けて低水路は狭くなり局所洗掘が発達する。このような横断方向の土砂移動に伴う横断形状の変化は1次元河床変動計算では再現できない。

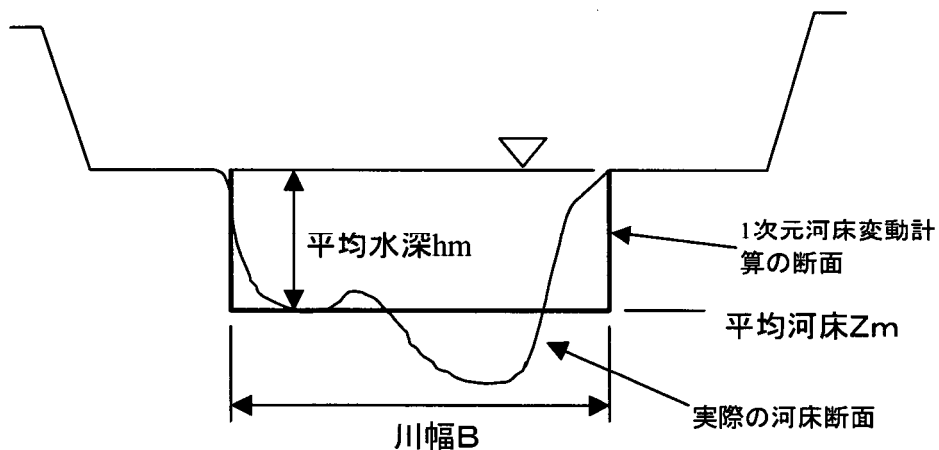


図-3.2.1 1次元河床変動計算における断面設定

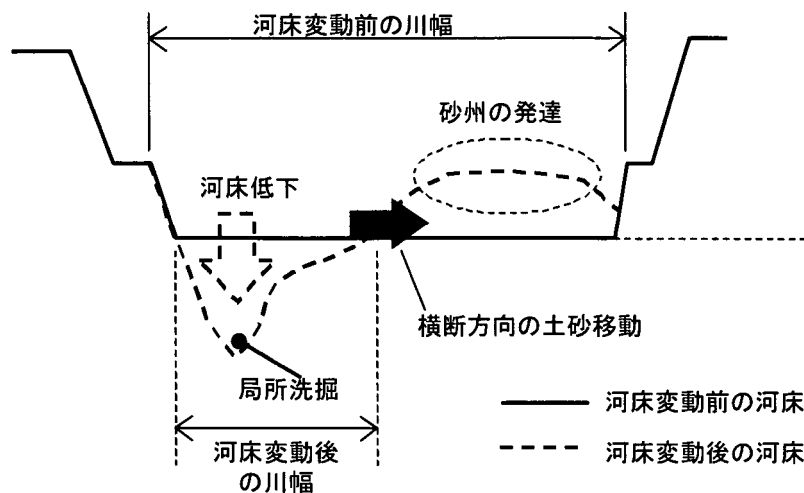


図-3.2.2 横断方向の土砂移動による河床変動（湾曲部の例）

2) 空隙率の変化

流砂の連続式は式(3.17)のとおりである。この式は、ある区間に流入する土砂量と流出する土砂量の差によって河床高の変化量が決定することを表している。ここで、 λ は土砂の空隙率を表し、砂の場合通常 $\lambda=0.3$ である。しかし、空隙率は粒径及び混合度によって変化する。Lane-Kalinskeによると2粒径混合砂の場合、空隙率は25%~40%まで変化するとしている⁸⁾。また、図-3.2.3に示す中央粒径と空隙率の関係^{1,4)}より、砂礫河川の河床材料が概ね0.1mm以上であることから、砂礫河川の河床材料の空隙率は30%~50%であると推定できる。つまり、河床材料の空隙率は25%~50%の範囲で変動する可能性がある。空隙率が河床変動量に与える影響を計算すると以下のとおりである。

今、式(3.17)における掃流砂量 q_B と浮遊砂量 q_S をまとめて q とすれば、式(3.17)は次式のように簡略化できる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q}{\partial x} \right) = 0 \quad (3.21)$$

また、上式は次式のように変形できる。

$$\partial \eta = -\frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial q}{\partial x} \partial t \quad (3.22)$$

ここで、 λ が0.25~0.5の範囲で変化するとすれば、上式は、

$$\partial \eta = -(1.33 \sim 2.0) \frac{\partial q}{\partial x} \partial t \quad (3.23)$$

となる。通常 $\lambda=0.3$ で計算されるので、 $\partial \eta$ は最大1.4(=2.0/1.43)倍の差違が生じることとなる。

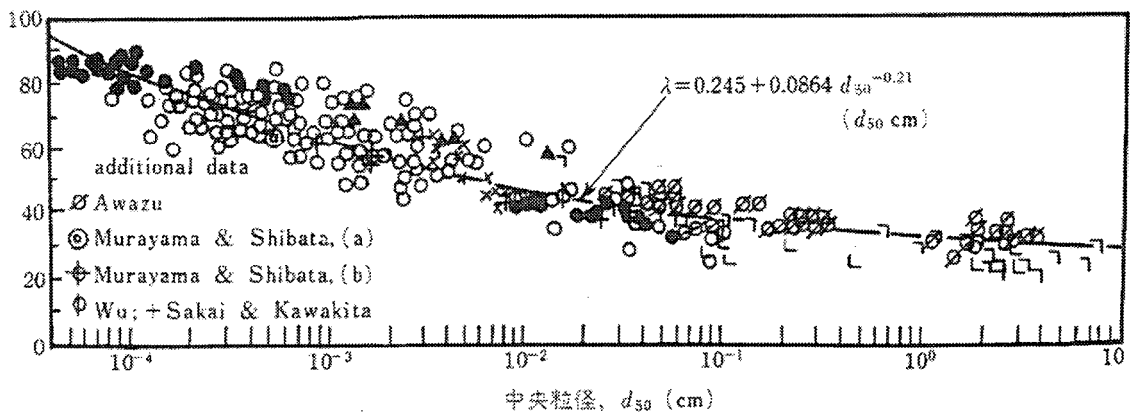


図-3.2.3 中央粒径と空隙率の関係

(出典：河村三郎著、「土砂水理学」、pp.15)

3) 粗度係数

一般に、粗度係数は、大出水時の痕跡水位から得られる逆算粗度係数を定数として設定する。しかし、粗度係数は、式(3.24)のとおり径深 R と流速係数 ϕ によって変化するので、洪水規模によって粗度係数は変化する。逆算粗度係数を用いた場合、流量規模に応じた流体力を正しく評価しないこととなる。

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g\phi}} \quad (3.24)$$

ここで、n：マンニングの粗度係数、R：径深、 ϕ ：流速係数 (U/u_*)、U：断面平均流速、 u_* ：摩擦速度である。

一方、岸・黒木¹⁶⁾、山本¹⁷⁾は式(3.24)における流速係数 ϕ を推定する図を作成している。岸・黒木の方法と山本の方法はいずれも、径深 R と粒径 d、無次元掃流力 τ_* がパラメータとなっている。しかし、この2つの方法は、実験水路のデータをもとに提案されており、一様砂礫で砂州の影響が無視できる場合を想定している。したがって、混合粒径で砂州が形成される自然河川の場合には推定される粗度係数の誤差が大きくなると考えられる。

さらに、河床変動計算に用いられる粗度係数として通常、計画粗度係数が用いられる。涸沼川を例にすると、計画粗度係数は 0.03 である。しかし、河川研究室における流量観測¹⁸⁾によると涸沼川の粗度係数は 0.045 である。このように計画粗度係数と実際に観測して得られる粗度係数に大きな差が生じる例は多い。前節で実施した数値実験のモデルをもとに計画粗度係数と観測から得られた粗度係数が河床変動計算に与える影響を数値実験によって調べた。表-3.2.1 に計算条件を示す。数値実験は、前節の Case3-1 と同様に 3.0km 付近に土砂堆積域を造り、堆積土砂の移動と拡散状況の違いを把握するものである。なお、下流端水位、流量、河床材料など粗度係数と初期河床高以外の条件は Case3-3 と同じである。

表-3.2.1 計画粗度係数と観測による粗度係数が河床変動計算に与える影響調査の数値実験ケース

	粗度係数 n	備考
Case3-3	0.045	涸沼川洪水観測から得られた粗度係数
Case3-4	0.030	涸沼川の計画粗度係数

数値実験の結果を図-3.2.4 と図-3.2.5 に示す。図-3.2.4 と図-3.2.5 は河床変動後の河床高と水位の違いを示した図であり、それぞれ 10 時間後、50 時間後の計算結果である。図-3.2.4 と図-3.2.5 より、今回のケースでは、河床高に僅かな差が生じたものの粗度係数が河床高に与える影響をあまり確認できなかった。一方、

水位は粗度係数が小さい Case3-4 の方が Case3-3 に比べて約 1.0m 低くなっている。このことから、掃流力の 1.5 乗に比例する掃流砂量は、Case3-4 の方が少ないと考えられる。今回のケースでは結果的に河床高に大きな差を確認することはできなかったが、流砂量には大きな差があると考えられる。次に、図-3.2.6 と図-3.2.7 に 10 時間後と 50 時間後の平均粒径 d_m を示す。河床高の変化とは異なり、粗度係数の違いが確認できる。4.0km 下流の河床変動区間において、粗度係数が 0.045 のときより 0.030 の方が大きく変化している。平均粒径の変化は式(3.20)によって計算される。式(3.20)から平均粒径は粒径別流砂量に大きく影響されることがわかる。つまり、粗度係数の変化によって粒径別流砂量が変化したため、平均粒径も変化したと考えられる。今回のケースでは、粗度係数の違いによる河床高の変化を確認できなかったが、粗度係数が変化すると水位、粒径別流砂量が異なり、河床材料も異なることが確認できた。粒径別流砂量が異なれば、河床変動量にも影響を与えるので、河道条件によっては河床高の変化にも明確な違いが生じる可能性がある。つまり、粗度係数が河床変動計算に与える影響は大きいと考える。

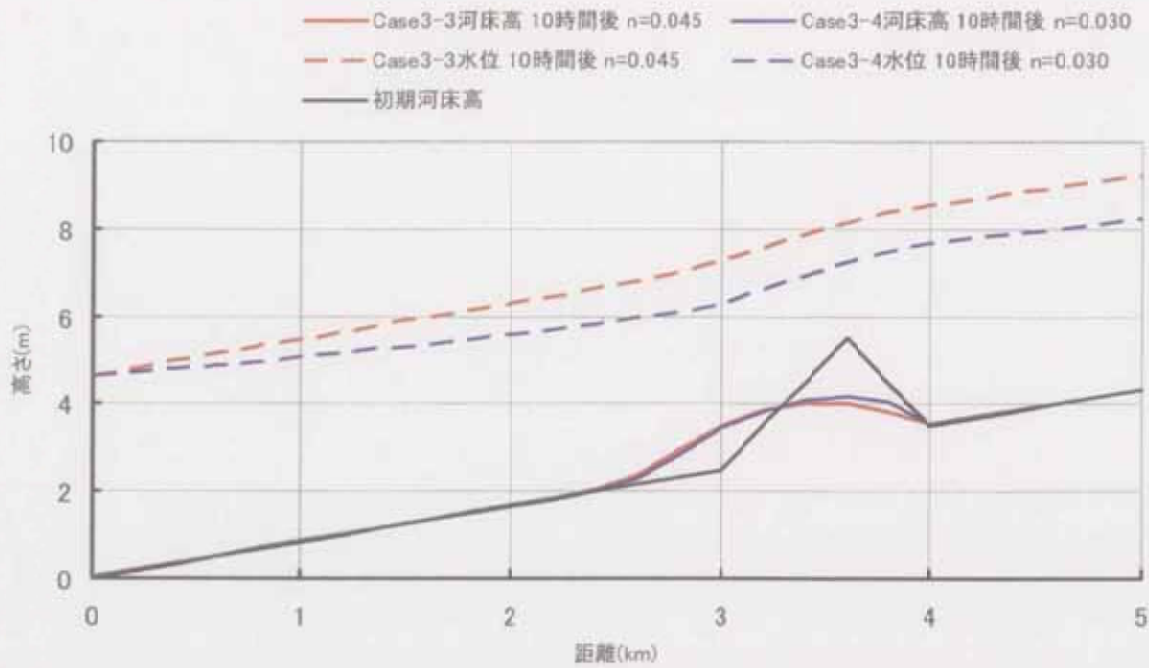


図-3.2.4 10時間後の河床高と水位の比較 (Case3-3 と Case3-4)

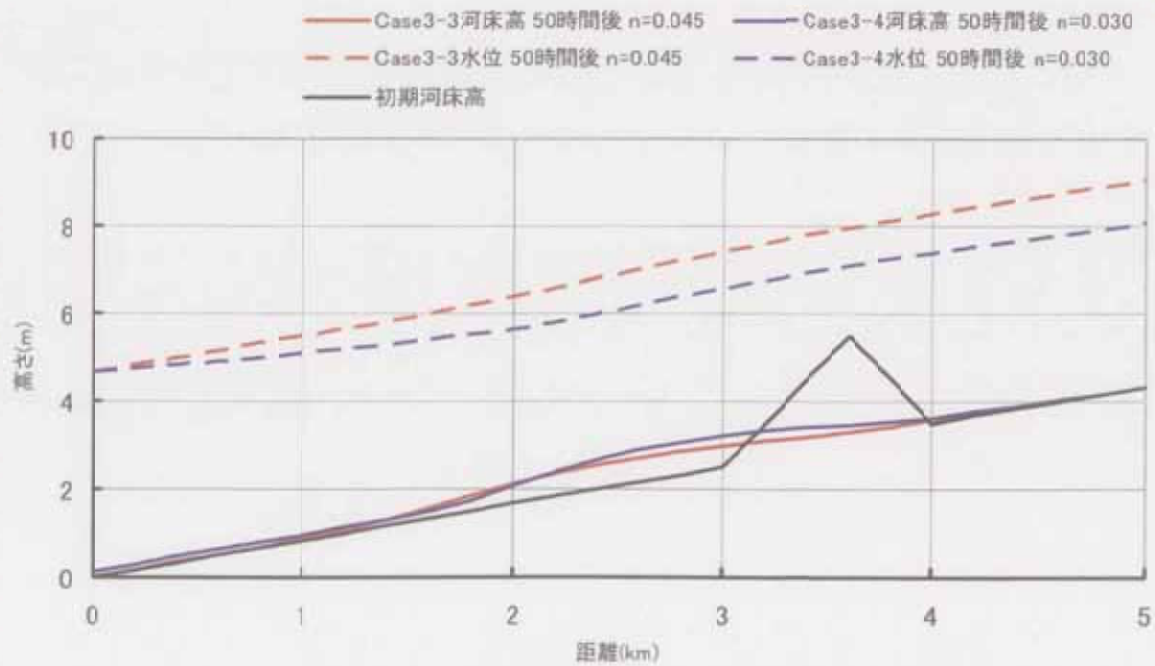


図-3.2.5 50時間後の河床高と水位の比較 (Case3-3 と Case3-4)

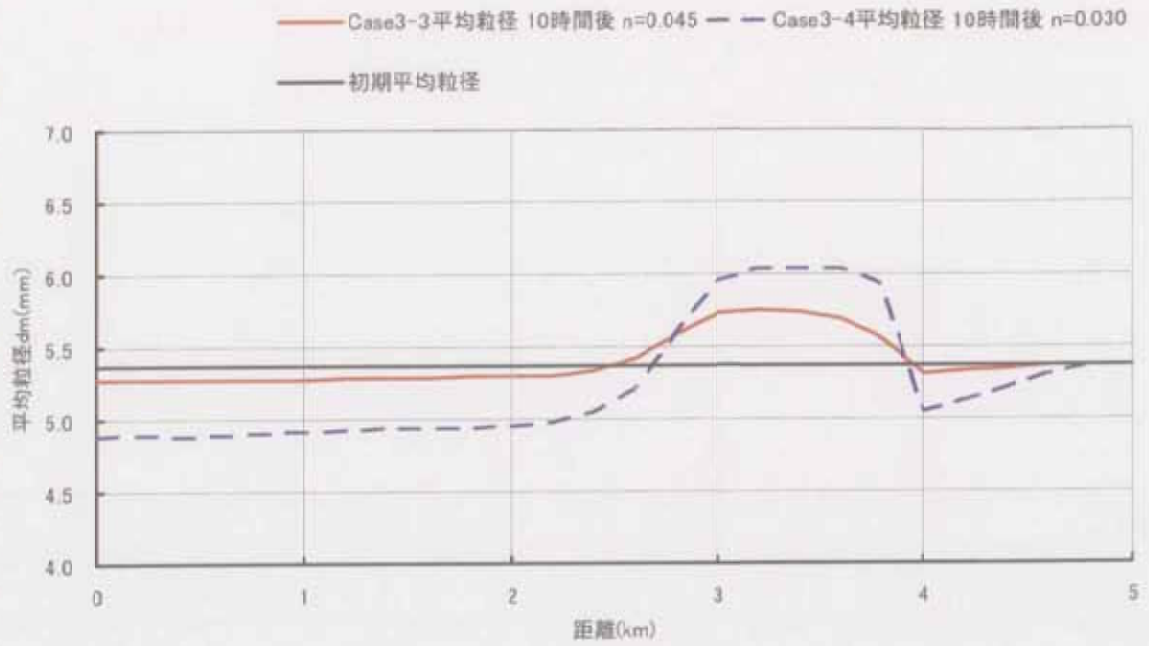


図-3.2.6 10時間後の平均粒径の比較 (Case3-3 と Case3-4)

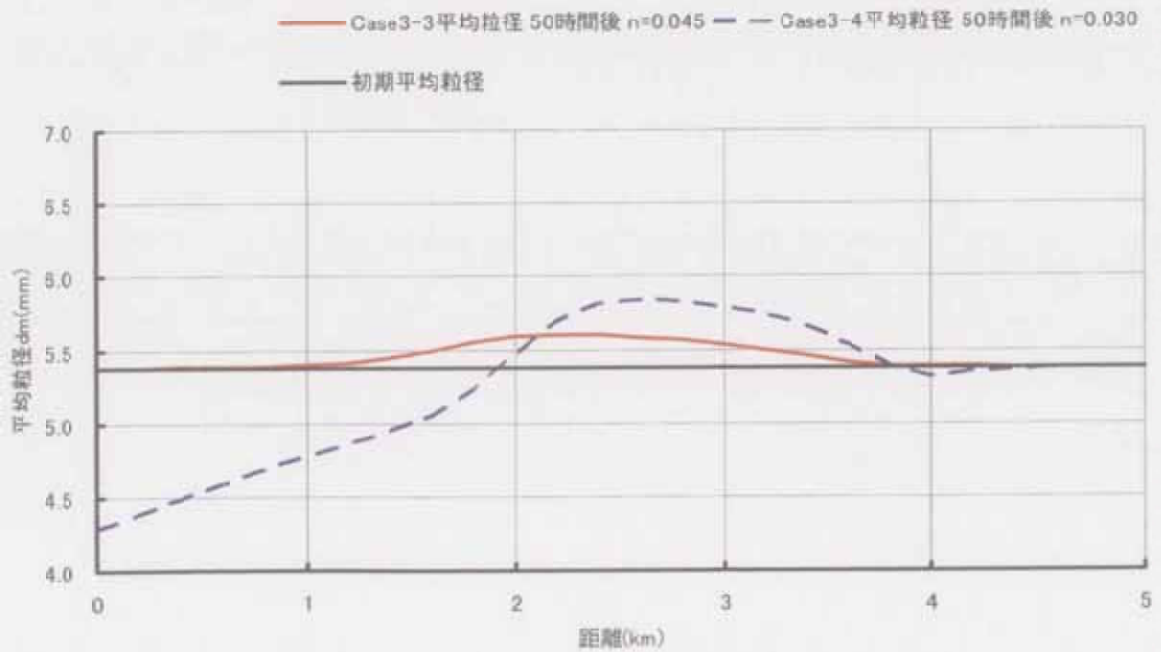


図-3.2.7 50時間後の平均粒径の比較 (Case3-3 と Case3-4)

4) 流砂量

流砂量式は与える条件によって計算される流砂量が大きく異なる。例えば、国内で使用頻度が高い芦田・道上の掃流砂量式で計算される掃流砂量は河床波を考慮した場合と河床波を考慮しない場合で約1オーダーも異なる(図-2.1.23参照)。さらに、流砂量式は掃流砂量に関しては芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式、Meyer-Peter-Mullerの式、浮遊砂量についてはLane-Kalinske式、芦田・道上の式、板倉・岸の式など多数存在し、それぞれ物理モデルが異なるために、計算される流砂量が異なる。また、これらの既往流砂量式は一様砂礫河床における実験的研究、理論的研究に基づいているため、混合砂礫河床からなる実際の河川の流砂量を厳密に再現することはできない。また、限界掃流利にも誤差が存在する。図-2.1.24より、観測された限界総流力と計算される限界掃流利には差があることがわかる。限界掃流利 τ_{*ci} は掃流砂量式のパラメータなので、限界掃流利 τ_{*ci} に誤差があると掃流砂量にも誤差が生じる。

このとおり流砂量式には、多くの不確定要素が存在するため計算される流砂量には誤差が生じる。つまり、流砂量の差分によって河床変動量を計算する河床変動計算にも誤差が発生することになる。このような流砂量式が河床変動計算に与える影響については、第5章で詳しく述べる。

5) 供給土砂量

上流端、支川からの供給土砂量を推定する手法とし、①動的平衡断面を設定する手法、②ダム堆砂量から比生産土砂量を推定する手法、③既往のQ-Q_s曲線を使用する方法がある。

各手法ともに長所と短所が存在する。例えば、掃流砂量は掃流利との相関関係が強く、付近に構造物が無い場合は極めて平衡状態に近いことから、河床材料の設定、掃流砂量式の設定など流砂量モデルを適切に設定すれば、「①動的平衡断面を設定する手法」によってある程度妥当な供給土砂量を与えることができると考えられる。しかし、浮遊砂は非平衡性が強い流砂現象である。河床から巻きあがる土砂の他に上流域から浮遊するものも存在する。また、洪水中の河床材料の変化は浮遊砂量に大きな変化を与える。例えば、洪水中にアーモークコートが形成された河床では、適切な浮遊砂量を与えることは困難である。

また、ダム堆砂量に関して得られる情報は堆積ボリュームのみであり、それがどのような流量の際にどれだけ堆積したものかはわからない。また、ダム堆積土砂は貯水池内で分級していることが多く、全土砂の平均的な粒度分布を得ることは困難である。このため、計算において、どの流量のときどれだけのボリュームを給砂すべきか、どのような粒度分布の土砂を給砂すべきか定めることは難しい。

以上のように各手法とも様々な問題を抱えている。この問題については、第4章で詳しく述べることとする。

6) 交換層

交換層とは式(3.19)における a であり、流砂と河床材料の交換が行われる厚さを意味する。通常は、最大粒径から 90%粒径程度に設定する。流砂状況を観察した結果によれば、この設定値は、礫床河川における平坦河床の砂の交換状態にほぼ対応している。しかし、河床波が発達すれば、交換層の厚さが場所的に変化することは、流砂現象の観察からわかる。さらに、交換層の取り方によって河床高の変動状況、粒度分布の変化状況が変化する。例えば、交換層を厚くとれば粒度分布の変化速度は遅く、薄く取れば速くなる。交換層の厚さが河床変動計算に与える影響を把握するため、Case3-1 をもとに数値実験を行った。計算条件を表-3.2.2 に示す。表-3.2.2 には、参考に比較対象ケースの Case3-1 も示している。

表-3.2.2 交換層厚が河床変動計算に与える影響調査の数値実験ケース

ケース	交換層厚 (cm)	備考
Case3-1	5	交換層厚は最大粒径規模に設定した
Case3-5	50	交換層以外の河道条件は Case3-1 と同様
Case3-6	1	交換層以外の河道条件は Case3-1 と同様

各計算ケースの河床高を比較すると図-3.2.8、図-3.2.9 のとおりである。図-3.2.8 は 10 時間後、図-3.2.9 は 50 時間後の河床高を示す。これらの図より、交換層を 50cm と大きく設定した場合は他のケースと比べて河床変動の伝搬速度が遅いことがわかるが、しかし、その差は僅かである。本数値実験では交換層の厚さによる河床変動量の違いを確認することはできなかった。

次に平均粒径の伝搬状況を計算した。図-3.2.10 と図-3.2.11 には、10 時間後と 50 時間後にける平均粒径の縦断分布を示す。交換層厚が 50cm と他のケースに比べて厚い場合、平均粒径の変化速度が他のケースより遅くなることがわかる。また、交換層厚 50cm による計算結果では、下流部 0.0km~1.0km における変化傾向が他のケースと異なる。一方、交換層厚 1cm のケースでは交換層厚 5cm の計算結果と同様の傾向を示すが、3.5km 付近の平均粒径が不自然に大きな値を示しており、計算が発散気味であることを示している。したがって、交換層厚を小さく設定すると計算が不安定になることが予測される。

以上の結果をまとめると、交換層厚は河床変動量に大きな影響を与えないが、河床材料の変化状況には影響を与えることがわかった。特に交換層厚を大きく設定すれば、河床材料の変化スピードが遅くなる。また、交換層厚を小さく設定すると計算が不安定になることがわかった。

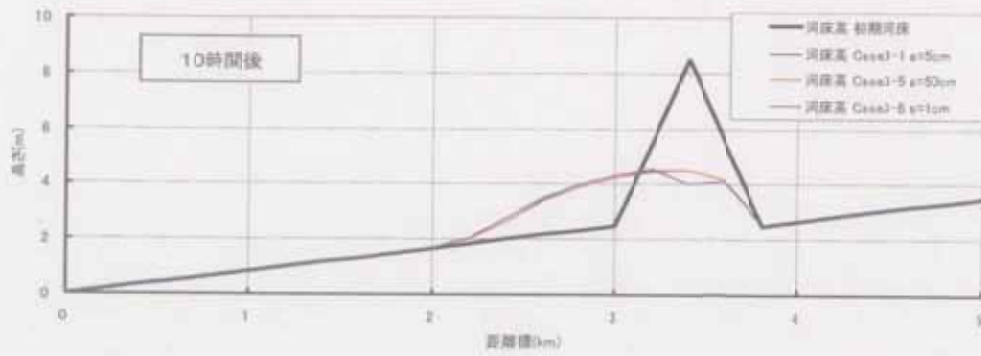


図-3.2.8 10時間後の河床高の比較

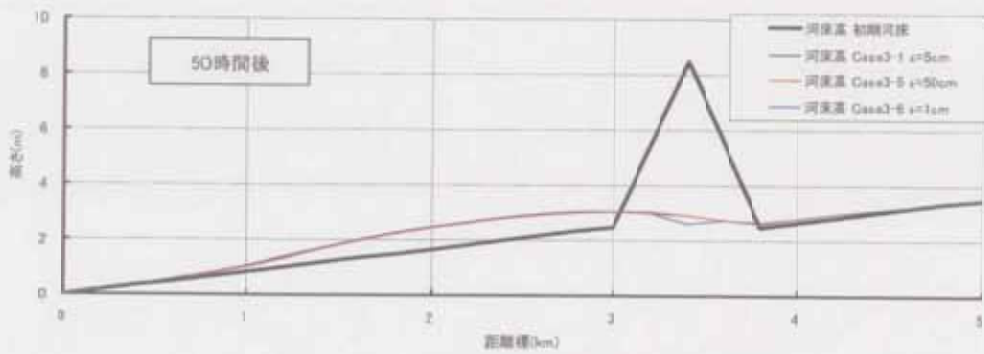


図-3.2.9 50時間後の河床高の比較

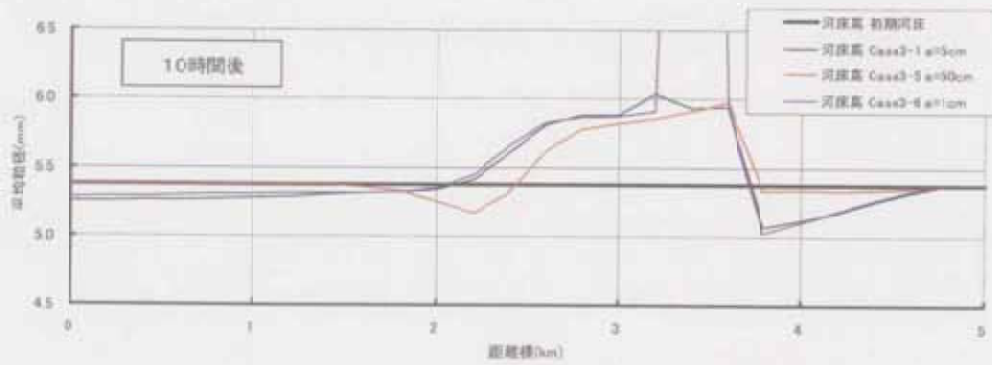


図-3.2.10 10時間後の平均粒径の比較

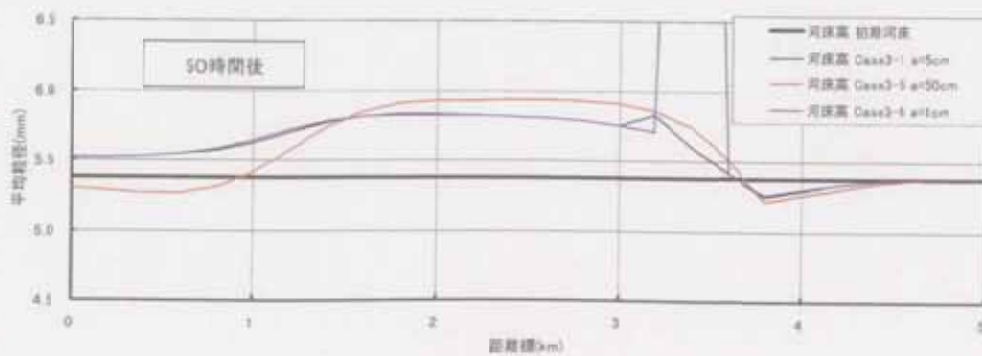


図-3.2.11 50時間後の平均粒径の比較

7) 沈降速度

沈降速度 ω_0 は、水温と粒径によって求めることができる。通常は、水温を 20℃ に固定して、粒径のみを変数として算出する。式 (3.14) ~ 式 (3.15) に示す Lane-kalinske 式より、浮遊砂量は摩擦速度 u_* と沈降速度 ω_0 の比 u_*/ω_0 の関数であることがわかる。したがって、沈降速度は浮遊砂量に影響を与える。水理公式集¹⁾ 9) によると沈降速度は Rubey の式が自然砂に対する観測結果をよく表していると考えられている。Rubey の式は以下のとおりである。

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) g d + \frac{36\nu}{d^2}} - \frac{6\nu}{d} \quad (3.25)$$

ここで、 ω_0 : 沈降速度、 d : 粒径、 σ : 砂の密度、 ν : 動粘性係数である。動粘性係数 ν は水温によって表-3.2.3 のとおり変化する。

表-3.2.3 水温と動粘性係数の関係*)

水温℃	動粘性係数 (cm ² /s)
0	0.01794
10	0.01310
20	0.01010
30	0.00804

通常、水温を 20℃ とし動粘性係数を 0.01 とし沈降速度 ω_0 を求めて浮遊砂量を計算するが、沈降速度は水温によって変化する。これまで、水温の変化が浮遊砂量に与える影響について検討された例は少ない。

また、「改訂新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説」(以下「砂防技術基準」と称する)によると、沈降速度を求める式として Stokes の式と鶴田式がある²⁰⁾。レイノルズ数が 1 以下の場合には Stokes の式、1 以上の場合には鶴田式が適していると書かれている。Stokes の式と鶴田式は以下のとおりである。

(Stokes の式)

$$\omega_0 = \frac{1}{18} \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) \frac{g}{\nu} d^2 \quad (3.26)$$

(鶴田公式)

$$\begin{aligned} d < 0.015\text{cm} & \quad \omega_0 = 11940d^2 \\ 0.015\text{cm} < d < 0.11\text{cm} & \quad \omega_0 = 171.5d \\ 0.11\text{cm} < d < 0.58\text{cm} & \quad \omega_0 = 81.5d^{0.667} \\ 0.58\text{cm} < d & \quad \omega_0 = 73.2d^{0.5} \end{aligned} \quad (3.27)$$

Stokes の式は Rubey の式と同様に粒径 d と動粘性係数 ν の関数となっており、水温によって沈降速度が変化する。しかし、鶴田公式は動粘性係数が変数となっておらず、水温に関係なく粒径によって沈降速度が変化する。

各沈降速度の公式の性質を把握するため、粒径と水温毎に沈降速度を計算して図に示した。図-3.2.12 と図-3.2.13 に沈降速度を比較した結果を示す。図-3.2.12 は粒径が 0.1mm 以下の細砂を対象としている。一方、図-3.2.13 は粒径が 0.1mm ~ 1.0mm の砂を対象としている。レイノルズ数は、0.01mm ~ 0.02mm 付近で 1.0 となることから、図-3.2.12 では、Rubey の式と Stokes の式が比較の対象となる。また、図-3.2.13 では、鶴田公式と Rubey の式が比較の対象となる。

図-3.2.12 より、レイノルズ数が 1.0 以下（およそ 0.01mm 以下）の領域では、Rubey の式と Stokes の式はほぼ同じ値となる。一方、レイノルズ数が 1.0 以上の場合（およそ 0.01mm 以上）、Rubey の式は 1 本に重なることからレイノルズ数が大きくなると沈降速度は水温の影響を受けないと考えられる。つまり、粒径が 0.1mm を越えると水温の影響を受けないといえる。また、Rubey の式と鶴田公式を比べると鶴田公式の方が Rubey の式に比べて 2~3 倍沈降速度が速くなることがわかる。この差が浮遊砂量に与える影響を把握するため、洞沼川洪水観測施設付近の河道をモデルに浮遊砂量を Lane-Kalinske 式によって計算した。図-3.2.14 には、Rubey の式と鶴田公式によって沈降速度を計算して浮遊砂量を算出した結果を示す。なお、動粘性係数は 0.01 (20°C) を用いた。鶴田公式に比べて Rubey の式によって計算された浮遊砂量が多いことがわかる。その差は、およそ 2 倍 ~ 2 オーダーである。摩擦速度が小さい方が、両者の差は大きく、摩擦速度が大きくなるにしたがって両者の差は減少する。これほどの差が生じると河床変動計算の結果にも影響を与えると考えられることから、実際に河床変動計算を実施して沈降速度が河床変動計算に与える影響を確認した。比較対象となる計算ケースは Case3-1 であり、Case3-1 における沈降速度を鶴田公式によって計算した結果を Case3-7 とした。Case3-1 と Case3-7 における河床高の比較を図-4.2.15 と図-4.2.16 に示す。沈降速度の変化による計算結果の違いは確認できない。また、図-4.2.17 と図-4.2.18 に、平均粒径の計算結果を示すが、沈降速度の式による違いは少ない。鶴田公式の方が若干滑らかな結果となった。しかしながら、シミュレーションした河道が粒径 1.0mm ~ 6.0mm の土砂が支配的であったために浮遊砂量が少なく、浮遊砂が地形変化に与える影響が小さかった可能性もある。このため、本シミュレーションをもって沈降速度の公式が地形変化に与える影響が少ないとは断言できない。図-3.2.14 に示した浮遊砂量の差は大きく、河床変動計算に与える影響が大きいと考えるのが普通である。今後は、より浮遊砂が卓越するとともに地形変化に与える影響が大きい河道をモデルに検討

を行うことが求められる。

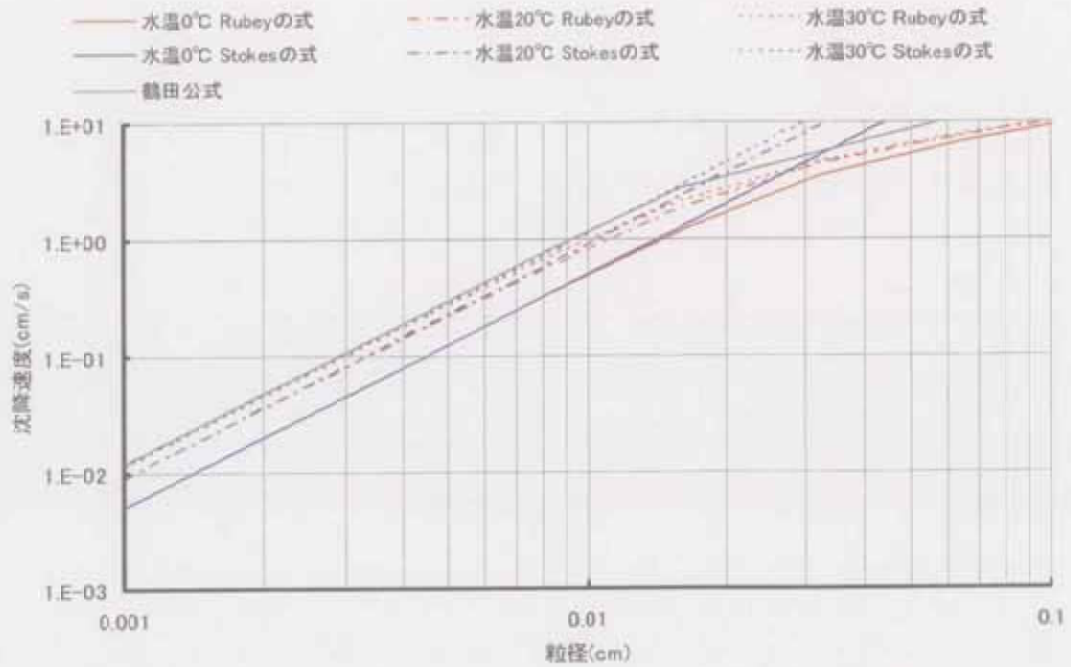


図-3.2.12 沈降速度の比較 (0.001mm~0.1mm)

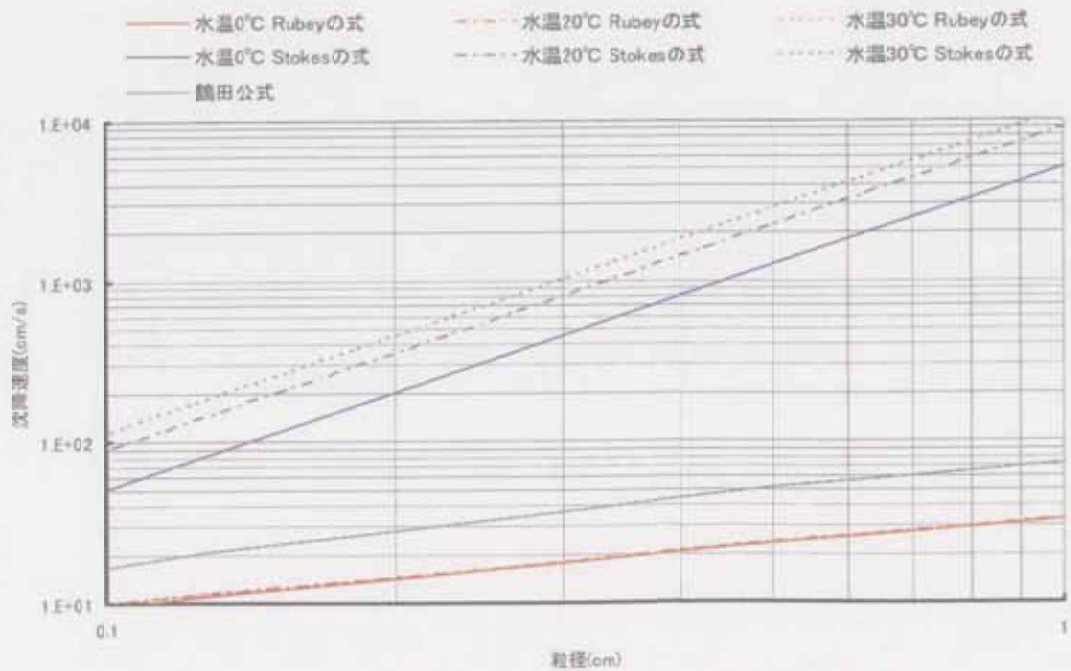


図-3.2.13 沈降速度の比較 (0.1mm~1.0mm)

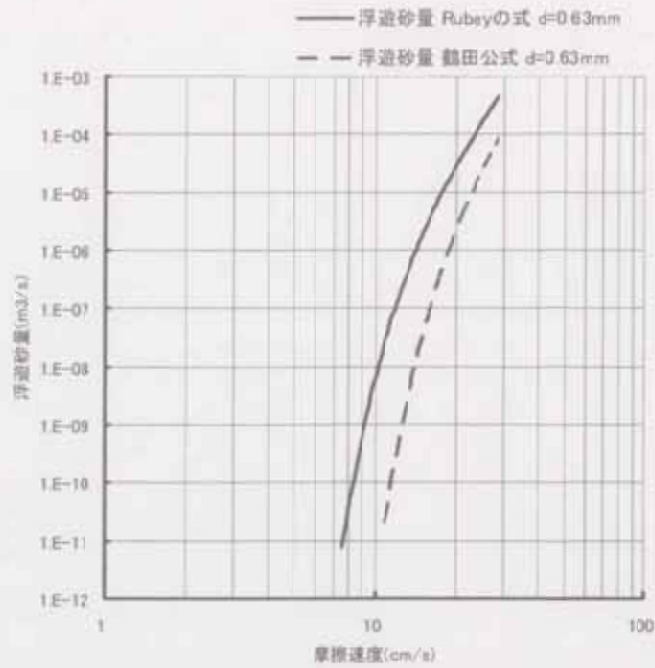


図-3.2.14 沈降速度の式が浮遊砂量に与える影響 (20°C)

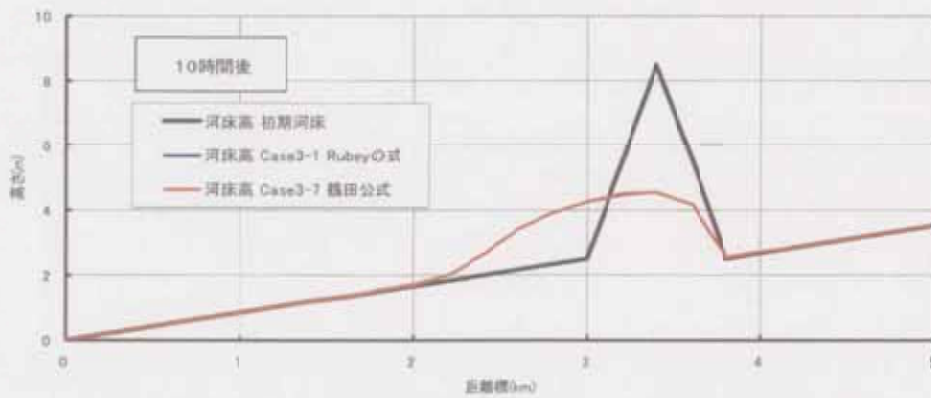


図-3.2.15 河床高変化量の比較 (10時間後: 20°C)

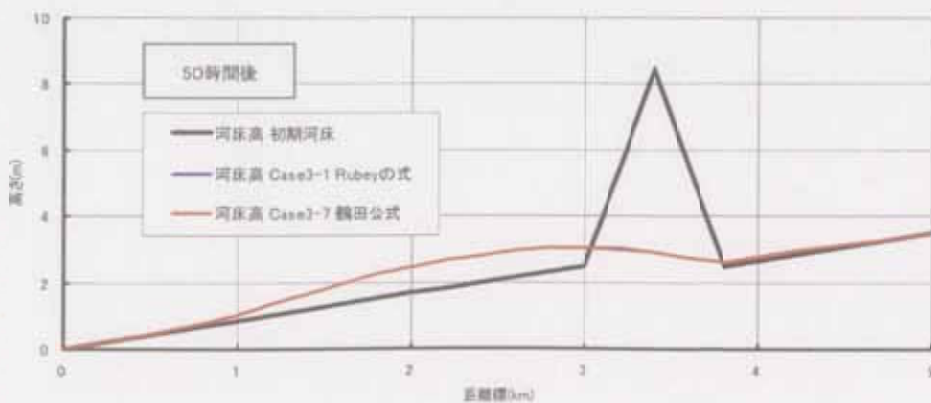


図-3.2.16 河床高変化量の比較 (50時間後: 20°C)

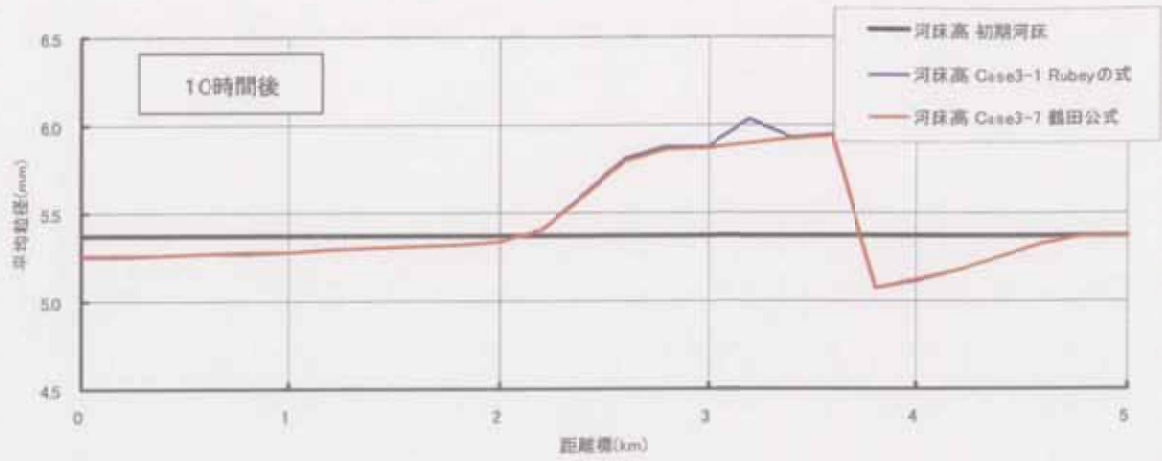


図-3.2.17 平均粒径変化量の比較（10時間後）

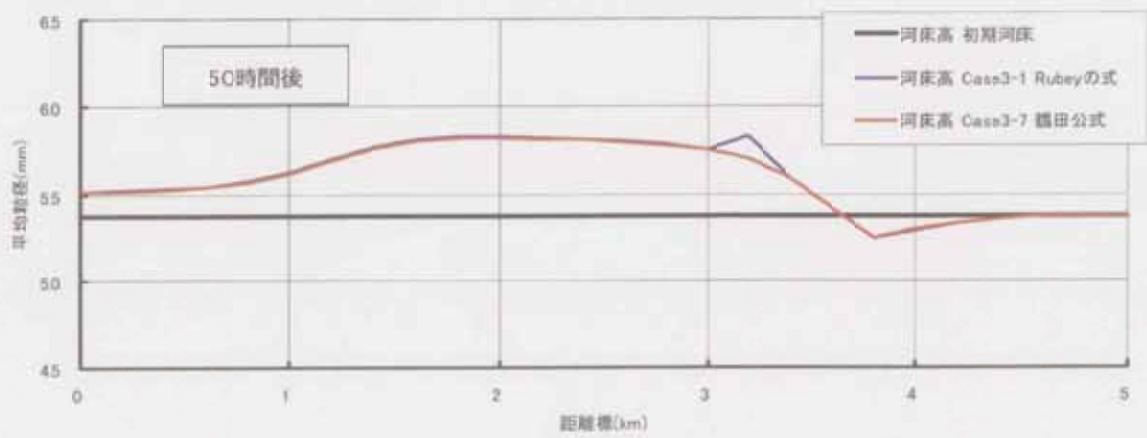


図-3.2.18 平均粒径変化量の比較（50時間後）

8) 混合砂の挙動（アーミング）

ダムや固定堰などの横断工作物によって土砂移動が遮断された場合、横断工作物の下流では、河床材料が粗粒化するアーミング現象が発生する。アーミングが進行した河床は粗い粒径で河床が覆われて細粒成分が河床の下層に隠れてしまうため、流砂が発生しにくくなり、固定床に似た状況となる。平林^{1,4)}はアーミングの進行した河床を移動床とみなすか、固定床とみなすのかは、その場での河床変動に大きな影響を与えるのはもちろんのこと、下流への供給土砂の量・質両方に影響があることを指摘している。平林^{2,1)}は、質点系の力のつり合いを基にアーミングが進行した場合の限界掃流力を求める手法を提案している。さらに、アーマーコート^{2,2)}の形成を考慮した河床変動計算モデルについて検討を行っている^{2,2)}。全国的には、アーミングが発生している河川が数多くあり、それらの河川においてアーミングが河床変動計算上無視できない場合は、その影響を考慮した計算を実施する必要がある。

3. 3 まとめ

本章では、1次元河床変動計算モデルの基本的な仕組みを説明して、実際にモデルを構築するとともにモデルの課題を列挙して計算結果に与える影響を検討した。特に、粗度係数、交換層厚、沈降速度については涸沼川洪水観測施設付近の河道をモデルに感度分析を実施して計算結果に与える影響を検討した（供給土砂量については第4章、流砂量については第5章で検討を行っている）。これらの本章の検討結果を整理すると以下のとおりである。

- ・粗度係数を大きく設定すると河床高の変化速度が僅かに速くなることが確認できた。一方、河床材料の変化は粗度係数によって大きく異なり、粗度係数が河床材料の変化に大きな影響を与えることが確認できた。また、粗度係数が変化することによって洪水中的水深も変化するので、掃流力も変化し、さらに流砂量が変化することが、考えられる。
- ・交換層厚については、最大粒径もしくは90%粒径より大きな値を設定した場合、河床変動への影響は少ないが、河床材料の変化速度が遅くなることが確認できた。一方、交換層厚を小さく設定した場合には、部分的に計算の安定性が低下する場合があるので、計算が発散する可能性がある。
- ・沈降速度については、河床変化及び河床材料に与える影響を確認することができなかった。しかし、沈降速度が変化すると浮遊砂量が大きく変化するので、浮遊砂が卓越する河道では大きな影響を与えるものと考えられる。浮遊砂が卓越する河道をモデルに再検証を行う必要がある。

【 第3章 参考文献 】

- 1) 土木学会：水理公式集 [平成 11 年版]、pp. 88、1999.
- 2) Einstein, H. A. : The bed-load function for sediment transportation in open channel flows、Tech. Bull., No. 1026, USDA, Soil Conservation Service、pp. 1-70、1950.
- 3) Meyer-Peter, E. and R. Muller : Formulas for bed-Load Transport, Proc. of the 2nd Cong. of the IAHR, Stockholm、1948.
- 4) 佐藤清一、吉川秀夫、芦田和男：河床砂礫の掃流運搬に関する研究 (I)、建設省土木研究所報告第 98 号、1958
- 5) 芦田和男、道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、第 206 号、pp. 59-69、1972
- 6) 藤田光一、末次忠司ほか：澗沼川洪水観測レポート [2] 1990～2000、土木研究所資料第 3798 号、2001. 3
- 7) 諏訪義雄ほか：澗沼川洪水観測施設における流砂観測結果の評価から明らかになった流砂観測の留意点、土木技術資料 44-1、pp. 62-67、2002. 1
- 8) Lane, E. W. and A. A. Kalinske : The relation of suspended to bed material in river, Trans., A. G. U.、pp. 637-640、1939
- 9) 芦田和男、道上正規：浮遊砂に関する研究 (1)、京大防災研究所年報第 13 号 B、pp. 233-242、1970
- 10) Itakura, T. and Kishi, T. : Open channel flow with suspended sediments. Proc. of ASCE, HY8, pp. 1325-1343、1985
- 11) 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 回自然災害総合シンポジウム講演論文集、pp. 175～179、1980
- 12) 平野宗夫：Armorling をともなう河床低下について、土木学会論文報告集、195 号、pp. 55-65、1971
- 13) 山本晃一ほか：一次元河床変動計算法の改良、土木研究所資料第 3099 号、pp. 2-6、1992. 3
- 14) 平林桂：1. 2. 2 掃流砂の動態と河道縦断形形成、流域土砂動態およびそれが河道地形形成に及ぼす影響に関する研究、pp. 1-4～1-6、2003. 12
- 15) 山本晃一：5. 5 河床材料の破碎・摩耗作用が粒度変化に及ぼす影響、沖積河川学、山海堂、pp. 115-125、1994.
- 16) 岸力、黒木幹男：移動床流れ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、pp. 1-23、1973.
- 17) 山本晃一：沖積河川学、山海堂、補章 1、1994.
- 18) 山本晃一ほか：澗沼川洪水観測レポート [1]、土木研究所資料第 2895、1990. 10
- 19) 土木学会：水理公式集 [平成 11 年版]、pp. 157、1999.
- 20) 建設省河川局監修、社団法人日本河川協会編：改訂新版 建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 調査編、pp. 294、1997.
- 21) 平林桂：4. 4 アーマーコートに限界掃流力評価、流域土砂動態およびそれが河道地形形成に及ぼす影響に関する研究、pp. 4-23～4-32、2003. 12
- 22) 平林桂：5. 2 一元河床変動計算モデルの改良、流域土砂動態およびそれが河道地形形成に及ぼす影響に関する研究、pp. 5-2～5-7、2003. 12