

流砂及び河床変動の実態把握に基づく 河床変動計算の精度向上に関する研究

Research on the improvement of numerical calculation method of riverbed variation
based on the actual sediment discharge and riverbed variation

谷口 丞¹・日下部 隆昭²・末次 忠司³

Susumu TANIGUCHI, Takaaki KUSAKABE, Tadashi SUETSUGI

¹正会員 工修 国土交通省国土技術政策総合研究所 河川研究室 交流研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)
(日本建設コンサルタント株式会社 東京支社)

²正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 河川研究室 主任研究官 (同 上)

³正会員 工博 国土交通省国土技術政策総合研究所 河川研究室 室 長 (同 上)

Many studies have been made on sediment discharge for a long time and many sediment discharge formulas have been thought up. However, they are based on the study with riverbed material of single grain size, and only a few of them proved the applicability for riverbed material of mixed grain size.

This is the paper on the applicability of sediment discharge formula targeting a natural river taking the Hinuma River as a model.

We calculated the volume of sediment discharge in each grain size of bed load and of suspended load by sediment discharge formulas and compared them with its actual measurement. In the numerical calculation, the riverbed variation was presented by each of sediment discharge formulas and the numerical values were compared with its observed data.

As a result of that, we found that the accuracy of the calculation on the reappearance was improved by selecting a suitable sediment discharge formula for riverbed variation.

Key Words : sediment movements, riverbed variation calculation, bed load equation, suspended load equation

1. はじめに

治水と環境, 利活用が調和した河川管理を行い, 洪水から国民の財産と生命を守りつつゆとりと潤い, 豊かさを国民に提供することが求められている。

河道は土砂によって形成されていることから, 土砂の移動状況を流域毎に把握することは, 治水, 環境, 利水の観点から重要なことである。また土砂は上流域で生産され, 流水によって生じる掃流力によって下流域に運ばれ河道を形成するが, 粒径によって移動状況や河川環境に果たす役割が異なっている。以上のことから, 土砂移動量を流域別, 粒径別に把握することが求められている。

通常, 流域規模の土砂移動量は1次元河床変動計算によって予測される。そして, 計算モデルの検証は, 実績と計算の河床変化量を比較することによって行われる。将来における河床変動量を予測することが目的であれば, 上記の手法によってモデルの検証を行うことは一定の説

得力を有する。しかし, 流域土砂管理において最も必要となる粒径別流砂量を得る場合には, 粒径別流砂量を検証することが必要である。しかしながら, 幅広い水理条件と河床形態, 河床材料に適用できる流砂量式が存在しないため, 粒径別に流砂量を推定することは困難である。流砂量の研究は古くから行われ, 現在に至るまで多くの流砂量式が考案されてきたが, 掃流力の増大に伴う河床形態の変化に幅広く対応した流砂量式は, まだ提案されていない。さらに, 既往の流砂量式は一様砂礫河床における実験的研究, 理論的研究に基づくものであり, 混合砂礫河床における適用性について検証された例は少ない。

本研究では, 涸沼川流域において実施された流砂量観測結果と既往流砂量式の比較・検討を行い, 各流砂量式の自然河川への適用性を検討し, 実際に涸沼川をモデルに河床変動計算を実施した。また流砂量式別に計算を行い, 流砂量式の設定が河床変動計算結果に与える影響を把握するとともに河床変動計算による粒径別流砂量の推定精度の向上を図った。

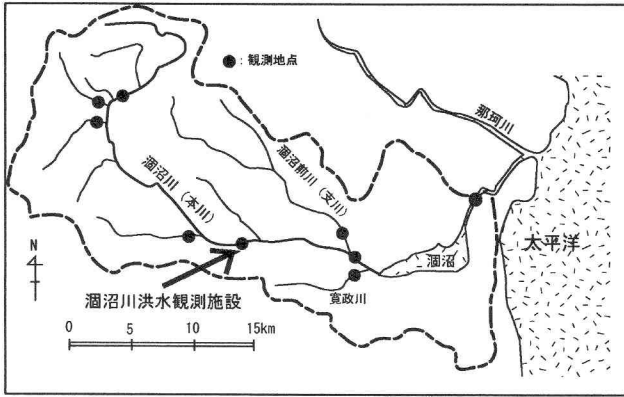


図-1 濁沼川の流域と観測状況

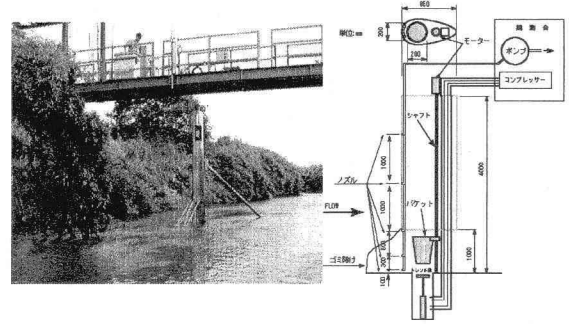


図-2 濁沼川洪水観測施設と観測柱の構造

2. 濁沼川流域における流砂量観測

濁沼川は茨城県に位置する1級河川那珂川の右支川である。濁沼川流域では、建設省土木研究所河川研究室(現国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究室)によって1988年(昭和63年)から現在まで流砂量観測が行われてきた^{1),2)}。濁沼川の流域と観測地点を図-1に示す。当初はバケツによる浮遊砂・ウォッシュロード観測が中心であったが、1995年(平成7年)に28.1km地点の濁沼川洪水観測施設に観測柱を建設して浮遊砂の鉛直濃度分布と掃流砂量の観測を実施して混合砂礫河床における浮遊砂量と掃流砂量を粒径別に把握することに成功した^{2),3),4),5)}。観測柱の外観と構造を図-2に示す。観測は出水時と平水時に実施され、水理条件的にも幅広い流砂量を観測することができている。また、濁沼川16.4kmより下流は沼である。沼は川幅が急激に拡大するため、掃流力が急激に低下するので土砂の堆積空間となりテラスを形成する。形成されたテラスでは、横断測量が2回、河床材料調査が2回実施されている。このため上流域からの流入土砂を粒径別に把握することができた。

3. 掃流砂量式の比較と検討

掃流砂量式はDu Boysの研究に端を発し、現在に至るまで約30の流砂量式が提案されている⁶⁾。各掃流砂量式は着目する物理現象によって抗力モデル、揚力モデル、次元解析モデル、Saltationモデル、確率過程モデルなどに分類することができる。本研究において、観測結果と比較する掃流砂量式は、1次元河床変動計算において比較的使用頻度が高く、混合砂礫河床への適用が提案されている掃流砂量式とした。抽出した掃流砂量式は、①芦田・道上の式(抗力モデル)、②佐藤・吉川・芦田の式(揚力モデル)、③Meyer-Peter Mullerの式(次元解析モデル)である。

混合砂礫河床を対象とした芦田・道上の式は次式のと

おりである⁷⁾。

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

ここで、 $p(d_i)$ ：粒径 d_i の土砂が河床に占める割合、 τ_{*} ：無次元掃流力、 τ_{*ci} ：粒径別無次元移動限界掃流力、 u_* ：摩擦速度、 u_{*ci} ：粒径別移動限界摩擦速度、 τ_{*ei} ：粒径別無次元有効掃流力である。 τ_{*ei} は、河床波の形状抵抗、河床面の砂粒の抵抗を便宜的に考慮した無次元掃流力である。芦田・道上は移動床における砂の移動を考慮して次式を提案した。

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

また、混合砂礫河床では、無次元移動限界掃流力を粒径別に求める必要がある。粒径別無次元掃流力は式(3)、(4)に示す芦田・道上によるEgiazaroffの修正式を使用する。ここで、平均粒径 d_m における移動限界掃流力 τ_{*cm} は岩垣の式⁸⁾によって計算する。

$$\frac{d_i}{d_m} \geq 0.4 \quad \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19(d_i/d_m)} \right]^2 \left(\frac{d_i}{d_m} \right) \quad (3)$$

$$\frac{d_i}{d_m} < 0.4 \quad \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = 0.85 \quad (4)$$

混合砂礫河床を対象にした佐藤・吉川・芦田の式は、以下のとおりである⁹⁾。

$$q_{Bi} = \frac{p(d_i)\varphi(n)}{sg} u_*^3 f\left(\frac{\tau_0}{\tau_{ci}}\right) \quad (5)$$

$$\varphi(n) = \begin{cases} 0.623 & n \geq 0.025 \\ 0.623(40n)^{-3.5} & n \leq 0.025 \end{cases} \quad (6)$$

$$f\left(\frac{\tau_0}{\tau_{ci}}\right) = \frac{1}{1 + 8(\tau_{ci}/\tau_0)^4} \quad (7)$$

ここで、 τ_0 ：掃流力、 τ_{ci} ：限界掃流力、 n ：粗度係数である。さらに、Meyer-Peter Mullerの式を粒径別表示すると次式のとおりである¹⁰⁾。

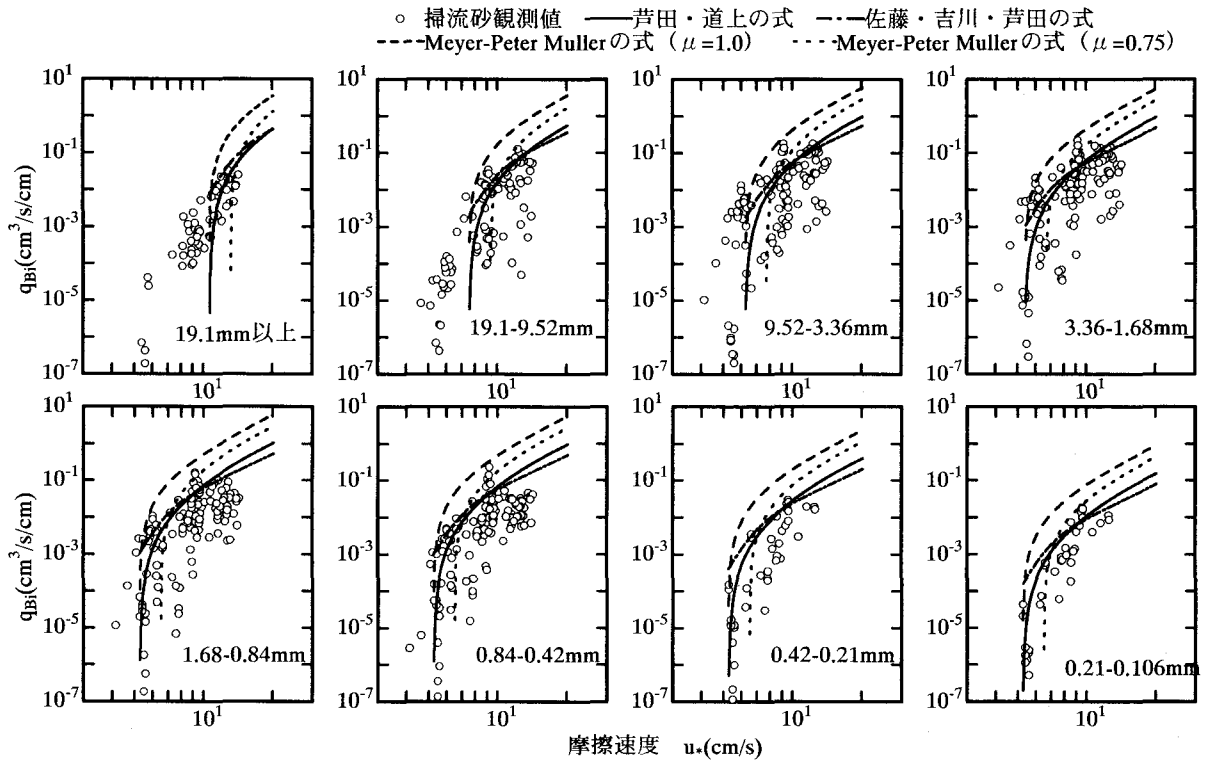


図-3 掃流砂観測結果と掃流砂量式による計算結果の比較

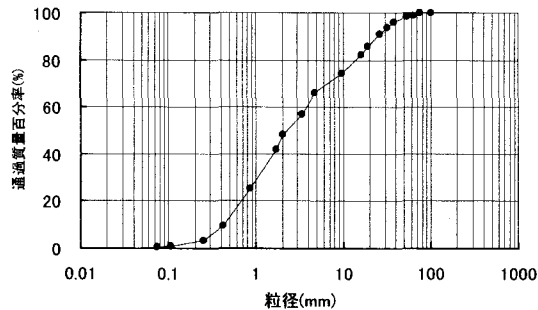


図-4 澗沼川洪水観測所付近の河床材料

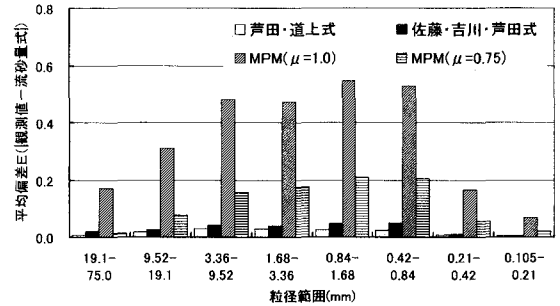


図-5 掃流砂量式による計算結果と観測値の偏差

$$\frac{q_{Bi}}{p(d_i)\sqrt{sgd^3}} = 8(\mu\tau_{*i} - \tau_{*ci})^{3/2} \quad (8)$$

ここで、 μ は河床波による抵抗を表す。河床が平坦な場合には $\mu=1.0$ 、大きな河床波の場合には $\mu=0.5$ である。

図-3に、各掃流砂量式から算定された流砂量と掃流砂観測結果を併せて示す。各掃流砂量式は、図-4に示す澗沼川洪水観測施設付近で実施された河床材料調査結果(S63, H1, H7)から得られた粒度分布を平均化して計算した。また、砂利河道のような河道を構成する粒径範囲の幅が広い場合には、平均粒径 d_m が $d_{70} \sim d_{90}$ に相当する粒径となり、粒径別移動限界掃流力 τ_{*ci} が適切に評価できない場合があるので、本研究では平均粒径 d_m を d_{60} ($=4.0\text{mm}$)とした。澗沼川洪水観測所付近の河床勾配 $1/1200$ と設定した。

図-3より、芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式

は概ね観測値の平均的な値をとらえている。一方、Meyer-Peter Mullerの式については、河床波による抵抗を表す μ を変化させても、観測値に対して大きめの値となる。これより、芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式の混合砂礫から成る自然河川に対する適用性が高いことがわかる。

次に各流砂量式の自然河川への適用性を定量的に評価するため、観測値と流砂量式の偏差を比較した。偏差の計算式は次式のとおりである。

$$\bar{\delta}_i = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (q'_{Bi} - q_{Bi}) \quad (9)$$

ここで、 q'_{Bi} は観測から得られた粒径 d_i の流砂量、 q_{Bi} は流砂量式による粒径 d_i の流砂量である。なお、 q'_{Bi} が $0.001\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}$ 以下の場合には地形変化に与える影響が微小であると考え無視することとした。各流砂量式の偏差を粒径別に示すと図-5のとおりである。図-5より、芦

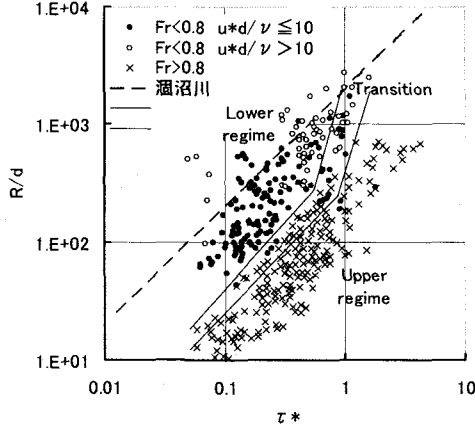


図-6 芦田・道上における河床形態の区分図

田・道上の式が観測値に対する偏差が一番小さいことがわかる。

次に、河床形態と掃流砂量の関係把握するため、瀬沼川洪水観測施設付近の河道における河床形態を推定する。図-6 には、芦田・道上による河床形態の区分図⁷⁾に瀬沼川洪水観測施設付近の河道の $R/d_{90}-\tau_*$ 曲線を重ねた。これより、洪水時の河床は lower regime に属し、 τ_* がおよそ 0.3 以下で砂漣、0.3 以上で砂堆となることが推定できる。

掃流砂量式と観測値の比較及び河床形態の推定から、芦田・道上の式及び佐藤・吉川・芦田の式は混合砂礫からなる自然河川において、河床が lower regime に属する場合に平均的な掃流砂量を与えと考えることができる。

4. 浮遊砂量式の比較と検討

混合砂礫河床における浮遊砂量式は、一般的には次式のようにになっている。

$$q_s = \Delta f(\omega_0) q C_a P_* \quad (10)$$

ここで、 $\Delta f(\omega_0)$ ：沈降速度 ω_0 の土砂が河床中に占める割合、 q ：単位幅流量、 C_a ：基準面濃度、 P_* ：鉛直方向の流速分布と土砂濃度分布によって与えられる値であり、数値積分によって計算される。様々な基準面濃度 C_a と P_* の式が提案されているが、 P_* については近似的にほぼ等しい値となるので、基準面濃度 C_a の設定によって浮遊砂量が決まる。

現在、1 次元河床変動計算などに多く利用されている浮遊砂量式として④Lane-Kalinske の式、⑤芦田・道上の浮遊砂量式、⑥板倉・岸の基準面濃度式がある。本研究では、上記に示した浮遊砂量式と瀬沼川洪水観測施設における観測値を比較することとする。

Lane-Kalinske の式は以下のとおりである¹¹⁾。

$$q_s = q C_a P_* \quad (11)$$

$$P_* = \int_0^1 \left[1 + \frac{1}{\kappa \varphi} (1 + \ln \eta) \right] \exp\left(-\frac{6\omega_0}{\kappa u_*} \eta\right) d\eta \quad (12)$$

$$C_a = 5.55 \Delta f(\omega_0) \left\{ \frac{1}{2} \frac{u_*}{\omega_0} \exp\left[-\left(\frac{\omega_0}{u_*}\right)^2\right] \right\}^{1.61} \quad (13)$$

ここで、 $\Delta f(\omega_0)$ ：沈降速度 ω_0 の土砂が河床中に占める割合(%)であるが、 C_a ：基準面濃度であり、単位は ppm、 ψ ：流速係数であり、 $\psi = u/u_*$ 、 u ：断面平均流速、 κ ：流れの乱れを表すカルマン係数(0.4)、 ω_0 は沈降速度で Rubey の式によって計算する。

芦田・道上の浮遊砂量式は次式の通りである¹²⁾。

$$q_s = q \Delta F(\omega_0) C_B P_{*0} \quad (14)$$

$$P_{*0} = \left(1 + \frac{1}{\kappa} \frac{n\sqrt{g}}{h^{1/6}}\right) \Lambda_1 + \frac{1}{\kappa} \frac{n\sqrt{g}}{h^{1/6}} \Lambda_2 \quad (15)$$

$$C_B = A_1 [g(\xi_0)/\xi_0 - G(\xi_0)] \quad (16)$$

$$\Lambda_1 = \left(\frac{a}{h-a}\right)^Z \int_{a/h}^1 \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^Z d\eta \quad (17)$$

$$\Lambda_2 = \left(\frac{a}{h-a}\right)^Z \int_{a/h}^1 \ln \eta \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^Z d\eta \quad (18)$$

$$Z = \frac{\omega_0}{1.2\kappa u_*} \quad (19)$$

$$g(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_0^2\right) \quad (20)$$

$$G(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi \quad (21)$$

$$\xi_0 = \frac{1}{0.75} \frac{\omega_0}{u_*} \quad (22)$$

ここで、 $\Delta F(\omega_0)$ は沈降速度 ω_0 の土砂が河床中に占める割合である。また、 A_1 は定数 0.025 であり、実験結果から得られた値である。

板倉・岸の基準面濃度式は次式の通りである¹³⁾。

$$C_a = K \left(\alpha_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{gd}{\omega_0 u_*} \Omega - 1 \right) \quad (23)$$

$$\Omega = \frac{\tau_{*i}}{B} \frac{\int_{\alpha'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{\alpha'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_{*i}}{B\eta} - 1 \quad (24)$$

$$\alpha' = B/\tau_{*i} - 1/\eta \quad (25)$$

ここで、 $K=0.008$ 、 $\alpha_*=0.14$ 、 $B=0.143$ 、 $\eta=0.5$ である。浮遊砂量は式(10)で計算する。なお、 P_* の計算に Lane-Kalinske 式における式(12)を用いることとした。

各浮遊砂量式において基準面濃度を計算する際には、

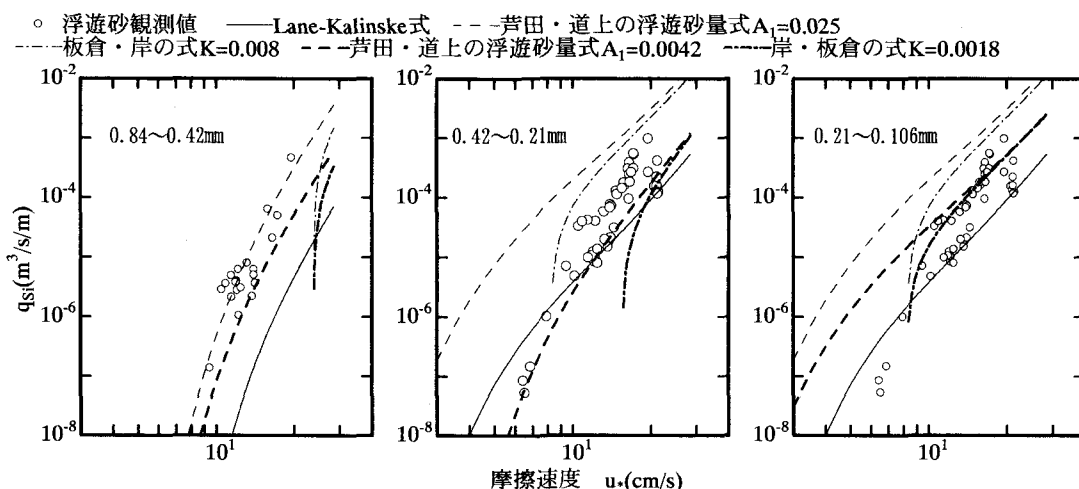


図-7 浮遊砂量式による計算結果と観測結果の比較

表-1 河床変動計算の計算条件

	掃流砂量式	浮遊砂量式
Case1	芦田・道上の式	Lane-Kalinskeの式
Case2	芦田・道上の式	芦田・道上の浮遊砂量式 ($A_1=0.025$: upper regime)
Case3	芦田・道上の式	芦田・道上の浮遊砂量式 ($A_1=0.0042$: lower regime)

河床波と河床の砂粒の抵抗を考慮する必要がある。したがって、基準面濃度の計算に有効摩擦速度 u_{*e} を用いることとした。有効摩擦速度 u_{*e} は、芦田・道上による式(2)によって計算した。

浮遊砂量の観測結果と流砂量式を粒径別に比較すると図-7 のとおりである。観測値と比較して芦田・道上の浮遊砂量式は大きめの値であり、Lane-Kalinske 式は少なめの値となる。また、両式の曲線形状は似ている。芦田・道上の浮遊砂量式は観測値の最大包絡に近く、Lane-Kalinske 式は最小包絡に近い。一方、板倉・岸の式は芦田・道上の式と Lane-Kalinske 式の間を通っているものの曲線の形状は異なる。

芦田・道上の浮遊砂量式は upper regime の河床形態をもとにして基準面濃度式(式(16))における定数 0.025 を設定しているので、浮遊砂の最大輸送状態を表している。このため、芦田・道上の浮遊砂量式は、観測値より大きめの値となったと考えられる。図-6 に示すとおり、洪水時の涸沼川洪水観測施設付近の河床形態は lower regime に属する。河村は、平均的な浮遊砂量を計算する場合には、式(16)の定数 A_1 を 0.0042 に、式(23)における定数 K を 0.0018 にすることを提案した¹⁴⁾。図-7 には、 A_1 を 0.0042 に、 K を 0.0018 にして浮遊砂量を計算した結果も同時に示している。 $A_1=0.0042$ とした場合の芦田・道上の浮遊砂量式が、観測結果と比較的合うことがわかる。

以上の内容から、芦田・道上の式によって浮遊砂量を

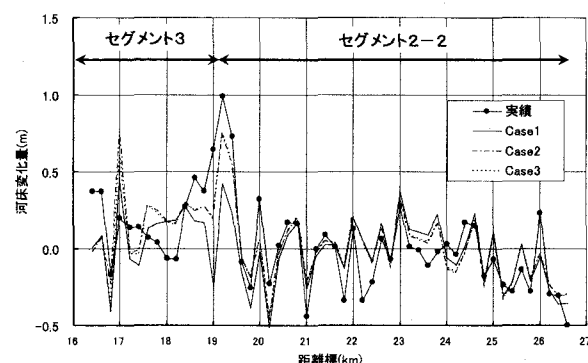


図-8 各 Case の河床変動量と実績変動量

推定する場合には、河床形態によって式(16)の係数を変えることによって適切に粒径別浮遊砂量が計算できることがわかる。特に河床が lower regime の場合には、河村によって提案された以下の式によって計算することが望ましい。

(芦田・道上の基準面濃度式の修正: lower regime)

$$C_B = 0.0042 \left[g(\xi_0) / \xi_0 - G(\xi_0) \right] \quad (26)$$

5. 流砂量式が河床変動計算に与える影響について

河床変動計算を実施して流砂量式が河床変動計算結果に与える影響を把握する。対象河川は涸沼川 16.4km~26.6km である。表-1 に計算条件を示す。なお、粗度係数 n は涸沼川における洪水観測結果と計画粗度係数をもとに 19.1km より上流(セグメント 2-2)を 0.045、下流(セグメント 3)を 0.030 とした。計算対象期間は平成 2 年~平成 11 年の 10 年間である。初期河床高および河床材料は昭和 62 年測量結果をもとに設定した。下流端水位は涸沼下石崎観測所における平均水位 T.P. 0.41m とした。

図-8 に、各 Case の河床変動量と実績変動量を示す。

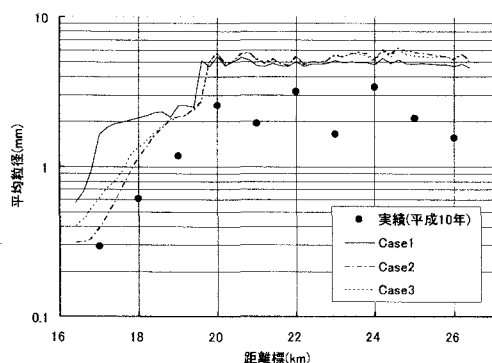


図-9 平均粒径の推定値

また、図-9 には、平均粒径の推定値と計算の目標年に近い平成10年の平均粒径を示す。さらに、図-10 には、河口テラスにおける粒径別堆砂量と河道内の粒径別地形変化量から推定した18.0kmにおける粒径別流砂量と各Caseの粒径別流砂量を示す。河床高の変化については、20.0kmよりも上流では、各Caseとも概ね実績変化量と同様の傾向を示す。一方、20.0kmより下流では、Case1が、実績変化量と異なる傾向を示し、Case2とCase3は実績変化量と同様の傾向を示す。また、平均粒径についてもCase1よりCase2、Case3の方が実績値に近い。さらに、流砂量について比較するとCase3が既往検討で算定された地形変化量から推定した流砂量²⁾に一番近いことがわかる。Case2は、河床の変化量と平均粒径の推定精度が高いものの過大な流砂量を計算している。Case1は実績流砂量に比べて小さい値となった。つまり、河床形態を考慮した式(26)を用いることによって河床変動計算における河床変化量、平均粒径、粒径別流砂量を精度良く推定できることが明らかとなった。

6. おわりに

本研究から明らかとなった内容を整理すると以下のとおりである。

- ・ 澗沼川洪水観測施設付近の河道のように河床材料の粒径範囲が1.0mm～20.0mmと幅広く、河床形態がlower regimeに属する場合、芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式によって平均的な粒径別掃流砂量を計算することが可能である。

- ・ 浮遊砂量については、河床形態を考慮した芦田・道上の基準面濃度式の修正式(式(26))を用いることによって観測値に近い粒径別浮遊砂量を計算できることが明らかとなった。

- ・ また、GセグメントとSセグメントが接続する澗沼川をモデルに河床変動計算を実施した結果、掃流砂量式に芦田・道上の式、浮遊砂量式に河床形態を考慮した式(26)を用いた芦田・道上の浮遊砂量式によって河床高の

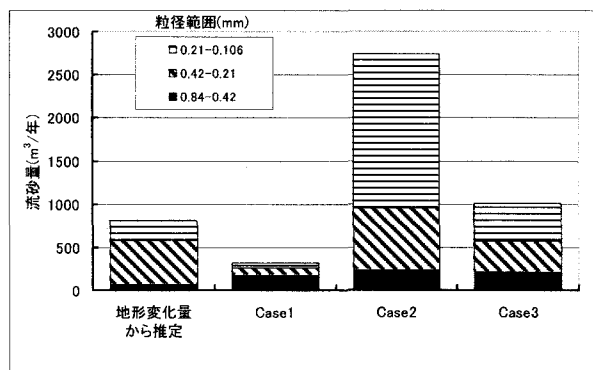


図-10 18.0k～18.2kにおける流砂量の比較

縦断変化、平均粒径の縦断変化、粒径別流砂量を精度良く推定することができた。

参考文献

- 1) 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号，1990.10
- 2) 藤田光一ほか：澗沼川洪水観測レポート [2]，土木研究所資料第3798号，2001.3
- 3) 平鍋治ほか：澗沼川観測施設における流砂観測と粒径別年間土砂移動量の把握，第56回土木学会年次学術講演会講演概要集，II-066，2001.10
- 4) 諏訪義雄，平鍋治，谷口丞：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
- 5) 二村貴幸ほか：澗沼川洪水観測施設における掃流砂観測結果，第57回年土木学会次学術講演会講演概要集，II-168，2002.9
- 6) 河村三郎：5.2 掃流砂量，土砂水理学1，森北出版株式会社，pp.243-269，1982.12
- 7) 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
- 8) 岩垣雄一：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号，pp.1-21，1956
- 9) 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
- 10) Meyer-Peter, E. and R. Muller : Formulas for bed-load Transport, Proc. of the 2nd Cong. of the IAHR, Stockholm, 1948
- 11) Lane, E. W. and A. A. Kalinske : The relation of suspended to bed material in river, Trans., A.G.U., pp.637-640, 1939
- 12) 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
- 13) Itakura, T. and Kishi, T. : Open channel flow with suspended sediments. Proc. of ASCE, HY8, pp.1325-1343, 1985
- 14) 河村三郎：5.3 浮遊砂量，土砂水理学1，森北出版株式会社，pp.269-294，1982.12

(2003. 4. 11受付)