

第4章 流砂量モデルの設定について

涸沼川洪水観測施設では、長年に渡って掃流砂量と浮遊砂量の観測が行われてきた。その結果、数多くの流砂量データが蓄積され、同時に流砂量に関する研究も進められてきた。諏訪、平館らは、観測結果をもとに $Q_s(Q_B) = \alpha Q^\beta$ 曲線を粒径別に推定して芦田・道上式（掃流砂量）と Lane-Kalinske 式（浮遊砂量）との比較を行った。その結果、掃流形態と浮遊砂的運動形態で移動する土砂については、芦田・道上式と Lane-Kalinske 式が年平均流砂量を精度良く計算できることを示した^{1)、2)}。しかし、芦田・道上式や Lane-Kalinske 式以外にも流砂量式は数多く存在する。また、流砂量式毎に対象とする物理モデルと河床形態が異なるので、流砂量式によって適用条件が異なることが考えられる。さらに、既往の流砂量式の中には一様粒径に関する理論的研究と実験的研究に基づいているものもある。実際の河川は混合砂礫で構成されているので、既往の流砂量式をそのまま現地河川に適用するには無理がある。現地河川の流砂量と比較することによって各流砂量式の適用範囲を把握し、精度向上の余地があれば改良を行うことも必要である。

本章では、既往の流砂量式と流砂量観測結果を比較して各流砂量式の適用範囲について検討を行う。また、河床形態や粗度係数など流砂量に与える影響が大きい要因について検討を行い、流砂量式の現地河川への適用性について検討を行う。

4. 1 既往の掃流砂量式の評価

既往の掃流砂量式について整理を行うとともに各掃流砂量式と涸沼川洪水観測施設における観測結果を比較して各流砂量式の現地河川への適用性について検討を行う。また、移動限界掃流力や河床形態、粗度係数など掃流砂量に大きな影響を与える要因についても検討を行い、掃流砂量式の精度向上に向けた検討を行う。

4. 1. 1 既往の掃流砂量式

掃流砂量式の研究は古くから行われている。Du Boys の研究（1874）に端を発し、現在に至るまで 30 件以上の流砂量式が提案されてきた。これらの研究は一様砂礫に関する理論的研究と実験的研究がもとになっているため、混合砂礫から成る実際の河川へ適用するには注意を要する。また、既往の流砂量式はある特定の河床形態を対象としている場合が多く、一つの流砂量式であらゆる河床形態に対応した流砂量を計算することには無理がある。各掃流砂量式の物理モデルと前提条件を踏まえて使い分けていくことが重要である。

既往の掃流砂量式は、着目する物理現象によって、①抗力モデル、②揚力モデル、③次元解析モデル、④エネルギー保存則モデル、⑤Saltation モデル、⑥確率過程モデルに分類することができる。各モデルの代表的な流砂量式を整理すると表-4.1 のとおりである。

表-4.1 における掃流砂量式の中から観測結果と比較する掃流砂量式を選定する。選定は、①混合砂礫に適用できる、②河床変動計算などでよく使用されていることを基準とした。選定した掃流砂量式は以下のとおりである。

- ・ 芦田・道上の式³⁾ : 抗力モデル
- ・ 佐藤・吉川・芦田の式⁴⁾ : 揚力モデル
- ・ Meyer Peter Muller の式⁵⁾ : 次元解析モデル

以上に示した掃流砂量式の中で芦田・道上の式と佐藤・吉川・芦田の式は混合砂礫河床における流砂量を粒径別に計算することができる。特に日本国内において芦田・道上の式は河床変動計算に用いられる事が多い。一方、Meyer-Peter Muller の式は全掃流砂量を算出する式であり、粒径別に計算する型となっていないが、便宜的に粒径別流砂量を計算することができる。Meyer-Peter Muller の式は欧州で広く用いられている。

表-4.1 既往の掃流砂量モデル

モデル	掃流砂量式
抗力モデル	Du Boysの式、Shieldsの式、Schoklitschの式、Kalinskeの式、芦田・道上式
揚力モデル	佐藤・吉川・芦田の式(土研式)
次元解析モデル	Meyer Peter Mullerの式、篠原・椿の式、Brownの式 Einstein-Brownの式
エネルギー保存則モデル	Bagnoldの式、Yalinの式、Engelund-Hansenの式
Saltationモデル	土屋・青山の式
確率過程モデル	Einsteinの式、林・尾崎の式、Paintalの式

1) 芦田・道上の式

混合砂礫河床を対象とした芦田・道上の式³⁾は以下のとおりである。

$$q_{Bi} = 17p(d_i)u_{*e}d_i\tau_{*ei}\left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}\right)\left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_*}\right) \quad (4.1)$$

ここで、 τ_{*ci} は粒径毎の無次元移動限界掃流力である。混合砂礫における粒径別無次元限界掃流力はEgiazaroffの式⁶⁾が比較的良く合うが、 $d_i/d_m < 0.4$ の範囲において τ_{ci}/τ_{cm} が増加し、実際の現象と異なるため、芦田・道上は $d_i/d_m < 0.4$ における τ_{ci}/τ_{cm} が一定であるとして以下の式を提案した³⁾。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 \quad \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19(d_i/d_m)} \right]^2 \left(\frac{d_i}{d_m} \right) \quad (4.2)$$

$$\frac{d_i}{d_m} < 0.4 \quad \frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = 0.85 \quad (4.3)$$

式(4.2)、式(4.3)によって無次元移動限界掃流力 τ_{*ci} を求めて式(4.1)によって掃流砂量を計算する。ここで平均粒径 d_m に対する限界掃流力 τ_{cm} は式(4.4)に示す岩垣の式⁷⁾から求める。

$$\begin{aligned} d \geq 0.303 & : u_{*c}^2 = 80.9d \\ 0.118 \leq d \leq 0.303 & : u_{*c}^2 = 134.6d^{31/22} \\ 0.0565 \leq d \leq 0.118 & : u_{*c}^2 = 55.0d \\ 0.0065 \leq d \leq 0.0565 & : u_{*c}^2 = 8.41d^{11/32} \\ d \leq 0.0065 & : u_{*c}^2 = 226d \end{aligned} \quad (4.4)$$

ここで、 d は粒径であり、単位は cm である。また、 u_{*c} は移動限界摩擦速度であり、単位は cm/s である。式(4.4)をもとに平均粒径 d_m の移動限界摩擦速度 u_{*cm} を計算して $\tau_{*cm} = \rho u_{*cm}^2$ によって τ_{cm} を計算することができる。

式(4.1)における τ_{*ei} と u_{*e} は無次元有効掃流力、有効摩擦速度と呼ばれ、河床波の発達に伴う流れの抵抗の変化を便宜的に考慮したものである。芦田・道上は移動床では砂の移動を考慮する必要があると考え、有効摩擦速度 u_{*e} を求める式として次式を提案した。

$$\frac{U}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{d_m(1+2\tau_*)} \quad (4.5)$$

後述するが、式(4.5)は、 R/d_m が大きいupper regimeの発生領域において $u_{*e}/u_* \ll 1.0$ となり、現実と異なる値を与える性質を有する。

また、式(4.1)において、 d_i は土砂の粒径、 $p(d_i)$ は河床中に粒径 d_i が占める割合であり、 q_{Bi} は単位幅流砂量である。定数17は一様砂礫を対象とした佐藤、吉川、芦田の実験値とGilbertの実験値を整理・比較することによって得られた結果であり、水理量に無関係であるところに特徴がある。

2) 佐藤・吉川・芦田の式

佐藤、吉川、芦田は染色砂を用いて掃流砂の運動機構を観察して、土砂の移動は揚力が支配的であると考え式(4.6)、式(4.7)、式(4.8)に示す掃流砂量式を導いている⁴⁾。この流砂量式は建設省土木研究所(現国土交通省国土技術政策総合研究所)による理論的研究と実験的研究によって作られたため、土研式とも呼ばれている。

$$q_{Bi} = \frac{p(d_i)\varphi(n)}{sg} u_*^3 f\left(\frac{\tau_0}{\tau_{ci}}\right) \quad (4.6)$$

$$\varphi(n) = \begin{cases} 0.623 & n \geq 0.025 \\ 0.623(40n)^{-3.5} & n \leq 0.025 \end{cases} \quad (4.7)$$

$$f\left(\frac{\tau_0}{\tau_{ci}}\right) = \frac{1}{1+8(\tau_{ci}/\tau_0)^4} \quad (4.8)$$

ここで、 $p(d_i)$ は粒径 d_i の土砂が河床中に占める割合、 τ_0 は掃流力、 τ_{ci} は移動限界掃流力、 n は粗度係数である。 τ_{ci} は式(4.2)、式(4.3)と式(4.4)に示すEgiazaroffの式と岩垣の式で求める。

式(4.6)は、全掃流力 τ_0 と摩擦速度 u_* の式であり、河床波による流れの抵抗を考慮した有効摩擦速度 u_{*e} 、有効掃流力 τ_{*ei} が入っていない。しかしながら、 $\varphi(n)$ には粗度係数 n が含まれている。粗度係数 n を観測によって求めることによって河床波と河床材料による抵抗を考慮することができる。

3) Meyer-Peter-Muller の式

Meyer-Peter-Mullerの式は次元解析モデルの中で最もポピュラーな式である。欧州で良く用いられている。式の形もシンプルで扱いやすい。

Meyer-PeterとMullerは、広範囲の流砂実験結果に基づいて流砂量式を検討した。流砂実験の範囲は以下のとおりである。

水 深	:	1.0 < h < 120(cm)
勾 配	:	0.004 < I < 0.02
水中重量	:	1.25 < s < 4
粒 径	:	0.4 < d < 30mm

以上の範囲における実験結果をもとに次式を提案した⁵⁾。

$$\frac{q_{Bi}}{\sqrt{sgd^3}} = 8(\tau_{*e} - 0.047)^{3/2} \quad (4.9)$$

式(4.9)は粒径別流砂量を求める型となっていない。粒径別流砂量を求める型にするには、粒径別の移動限界掃流力と河床中に粒径 d_i が含まれる割合 $p(d_i)$ が組み込まれる必要がある。式(4.9)において0.047は無次元限界掃流力 τ_{*e} を意味するので、これを粒径別の無次元限界掃流力 τ_{*ci} に書き換えて粒径 d_i が河床中に占める割合 $p(d_i)$ を付け加えると式(4.9)は次式に示すとおり粒径別の流砂量式に書き換えることができる。

$$\frac{q_{Bi}}{p(d_i)\sqrt{sgd^3}} = 8(\tau_{*ei} - \tau_{*ci})^{3/2} \quad (4.10)$$

Meyer-Peter と Muller によると無次元有効掃流力 τ_{*ei} は次式のとおりである。

$$\tau_{*ei} = \frac{u_{*e}^2}{sgd_i} \quad u_{*e} = (n_b/n)^{3/4} u_* \quad (4.11)$$

ここで、 n_b は砂粒抵抗を表す粗度係数であり、次式で与える。

$$n_b = 0.0192d_{90}^{1/6} \quad (4.12)$$

d_{90} の単位は cm である。 n は Manning の粗度係数である。式 (5.11) を変形すると無次元有効掃流力 τ_{*ei} と無次元掃流力 τ_{*i} の関係は次式のとおりとなる。

$$\tau_{*ei} = \left(\frac{n_b}{n}\right)^{3/2} \tau_{*i} = \mu \tau_{*i} \quad (4.13)$$

つまり、有効掃流力 τ_{*ei} を全掃流力 τ_{*i} と μ の関数として表している。ここで、澗沼川洪水観測施設を例に n_b を求めて μ の値を計算してみる。澗沼川洪水観測施設付近では粗度係数 $n=0.045$ が流量観測から求められている。一方、90%粒径は 30mm~50mm であるので、 n_b は 0.023~0.0025 となり、 μ は 0.37~0.42 となる。 μ の値は通常 1.0~0.5 である。河床波が発達すると μ は 1.0 より小さくなる。しかし、実際に計算してみるとわかるが、式 (4.13) において、 μ を 0.5 以下に設定すると式 (4.10) は不安定になり、掃流砂量の算出が困難になる。つまり、 $\mu < 0.5$ は実際の現象では起こりえない値と考えられる。このように Meyer-Peter Muller の式では既に設定されている粗度係数 n が使用できないことがある。したがって、本研究では次式のように書き換えて検討を行うこととする。

$$\frac{q_{Bi}}{p(d_i)\sqrt{sgd^3}} = 8(\mu\tau_{*i} - \tau_{*ci})^{3/2} \quad (4.14)$$

ここで、 $0.5 \leq \mu \leq 1.0$ である。

4. 1. 2 観測結果と流砂量式の比較

芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式、Meyer-Peter Muller の式と澗沼川洪水観測施設における観測結果を粒径別に比較する。

掃流砂量を粒径別に計算するには、粗度係数、河床勾配、河床材料の粒度分布が必要である。粗度係数 n は澗沼川における洪水観測から得られた $n=0.045$ を採用する⁹⁾。粗度係数 n は水深によって変化するが、ここでは水深に対して一定であると考ええる。河床勾配は澗沼川洪水観測施設付近の平均的な河床勾配 $1/1200$ を用いた。また、河床材料は、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をもとに設定する。澗沼川洪水観測施設付近では、表-4.2 に示すとおり、昭和 63 年と平成 1 年、平成 7 年に河床材料調査が実施されている。これらの調査から得られた粒度分布を平均した粒度分布によって粒径別掃流砂量を計算することとする。底質調査結果と平均化した粒度分布を図-4.1 に示す。

表-4.2 澗沼川洪水観測施設 (28.0km~28.2km) における河床材料のサンプル数

年	サンプル数
昭和 63 年	33
平成 1 年	35
平成 7 年	7

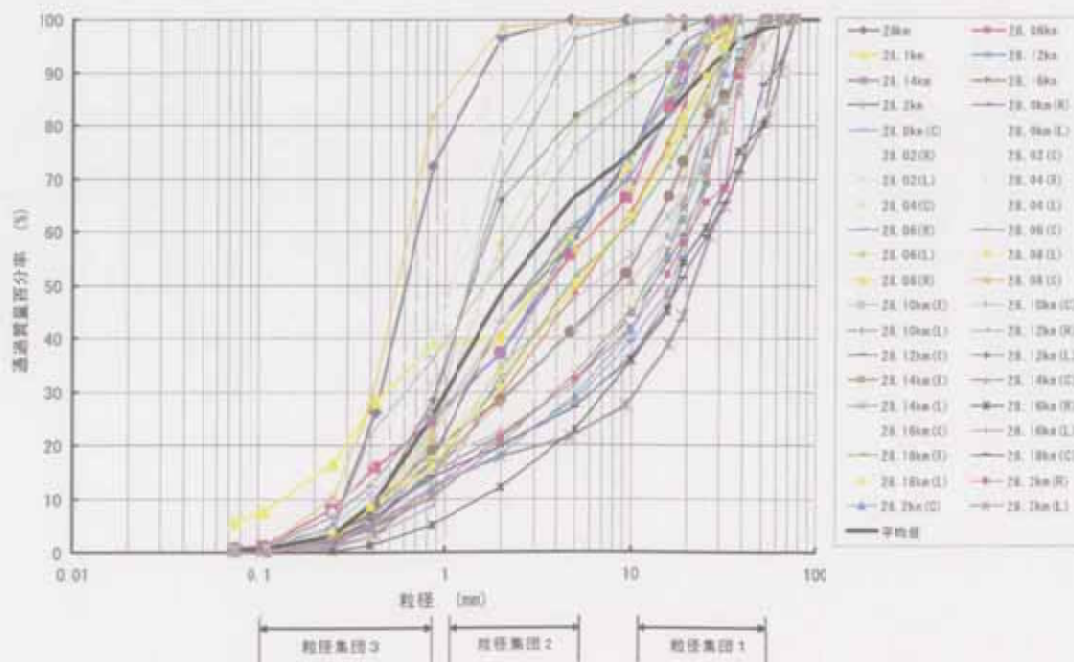


図-4.1 澗沼川洪水観測施設 (28.0~28.2km) における河床材料と平均化した河床材料

さらに、平均化した粒度分布について涸沼川の粒径集団区分を考慮して表-4.3のように粒径範囲と代表粒径を設定した。代表粒径は粒径範囲の平均値である。

表-4.3 設定した粒径範囲と代表粒径

粒径集団	粒径範囲 (mm)	代表粒径 (mm)	存在割合 (%)
粒径集団 1	19.1 ~ 75	47.05	14.24
	9.52 ~ 19.1	14.31	11.47
粒径集団 2	3.36 ~ 9.52	6.44	17.23
	1.68 ~ 3.36	2.52	15.09
	0.84 ~ 1.68	1.26	16.64
粒径集団 3	0.42 ~ 0.84	0.63	15.71
	0.21 ~ 0.42	0.315	6.44
	0.105 ~ 0.21	0.1575	2.49

流砂量の計算は、表-4.3に示した代表粒径と存在割合によって粒径別に計算を行った。各流砂量式によって計算した粒径別掃流砂量と涸沼川洪水観測施設における観測結果を比較すると図-4.2のとおりである。図-4.2は横軸に摩擦速度 u_* (cm/s)、縦軸に粒径別掃流砂量 q_{Bi} (cm³/s/cm) をとり各掃流砂量式と観測値をプロットした結果である。また、Meyer-Peter Mullerの式については平坦河床の場合 ($\mu=1.0$) と中規模の砂州が形成される場合 ($\mu=0.75$) について掃流砂量を計算した。

図-4.2より、全般的に摩擦速度 u_* が 10cm/s 付近より大きくなると流砂量式と観測値は良く合う傾向にあるが、摩擦速度 u_* が 10cm/s より小さくなると特に粒径の大きいところ (3.36mm 以上) で流砂量式と観測値は合わなくなる。これは、粒径別に移動限界摩擦速度が適切に計算できていないことに起因していると考えられる。

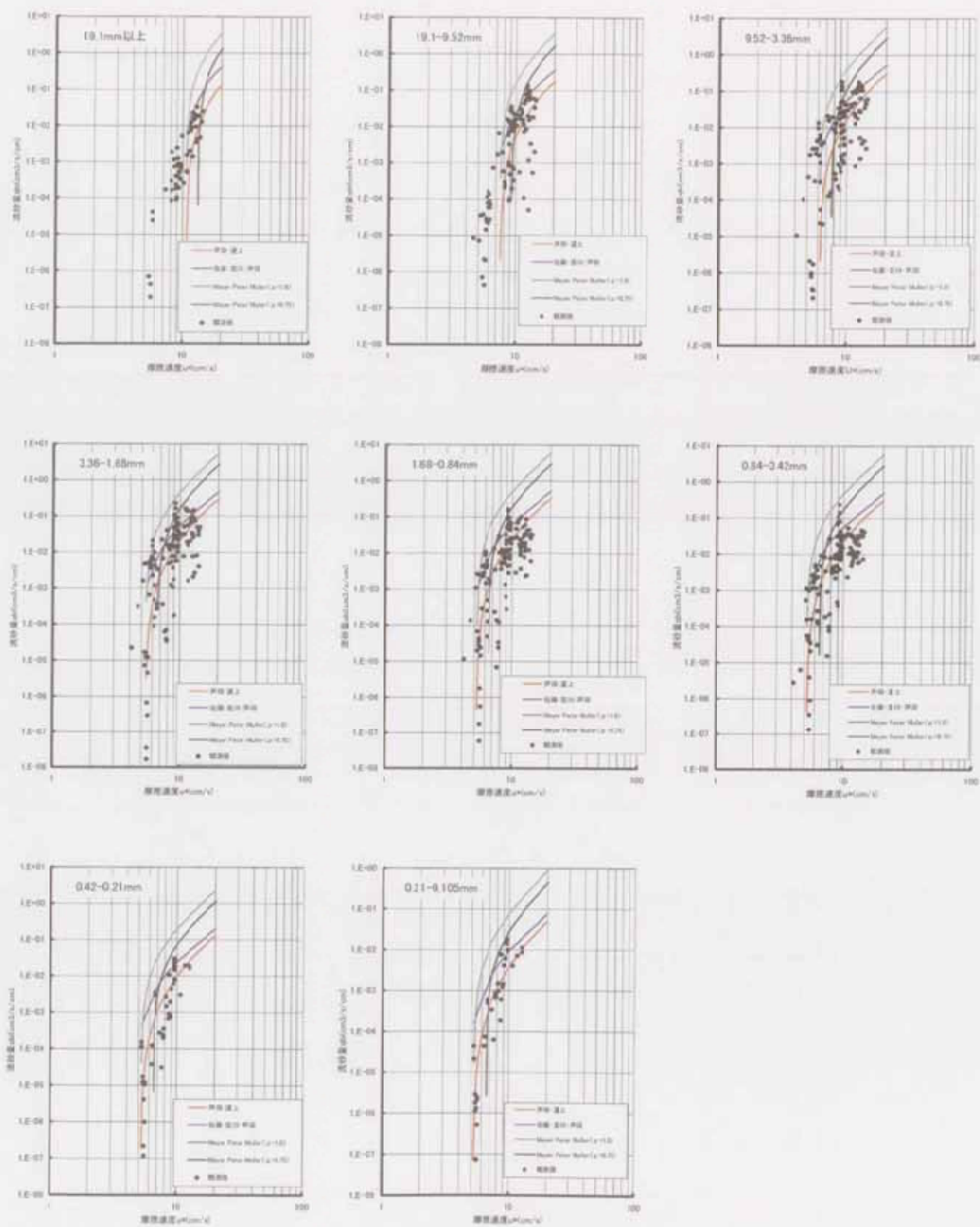


図-4.2 掃流砂量式と掃流砂観測結果の比較

4. 1. 3 移動限界掃流力の検討

「5.1.2 観測結果と流砂量式の比較」では、移動限界掃流力が適切に計算されていなかった。ここでは、移動限界掃流力 τ_{ci} を求める式 (4.2)、式 (4.3) について考察する。いま、

$$\frac{\tau_{ci}}{\tau_{cm}} = \frac{u_{*ci}^2}{u_{*cm}^2} \quad (4.15)$$

であるので、移動限界掃流力を求める式 (4.2)、式 (4.3) は任意の粒径 d_i と平均粒径 d_m の比 d_i/d_m と平均粒径 d_m に対する移動限界摩擦速度 u_{*cm} によって任意の粒径 d_i の移動限界摩擦速度を求めている。岩垣の式によると u_{*cm} は、粒径 d_m の関数 $f(d_m)$ となるので、式 (4.2)、式 (4.3) は次式のように書き換えることができる。つまり、式 (4.2)、式 (4.3) は任意の粒径 d_i と平均粒径 d_m の関数となる。このことから、平均粒径 d_m が移動限界摩擦速度 u_{*ci} に与える影響が大きいと考えられる。

$$\begin{aligned} \frac{d_i}{d_m} > 0.4 \quad u_{*ci}^2 &= \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19(d_i/d_m)} \right]^2 \left(\frac{d_i}{d_m} \right) f(d_m) \\ \frac{d_i}{d_m} < 0.4 \quad u_{*ci}^2 &= 0.85 f(d_m) \end{aligned} \quad (4.16)$$

次に、平均粒径 d_m について考察を行う。表-4.3 のとおり設定した代表粒径と存在確率をもとに平均粒径を計算すると平均粒径 $d_m=10.16(\text{mm})$ となる。図-4.3 には流砂量の計算に用いた河床材料の粒度分布を示す。粒径 $10.16(\text{mm})$ の通過質量百分率は約 80% である。また、表-4.3 から粒径 $10.16(\text{mm})$ を含む粒径範囲 $9.52 \sim 19.1\text{mm}$ の存在割合は 11% である。粒径 10.16mm が河床を代表する粒径とみなすには無理がある。河床を代表する粒径としては、存在割合が一番高い粒径もしくは平均的な d_{60} 粒径、 d_{50} 粒径が適していると考えられる。表-4.3 と図-4.3 をもとに存在割合が一番高い粒径、 d_{60} 粒径、 d_{50} 粒径を設定すると表-4.4 のとおりである。

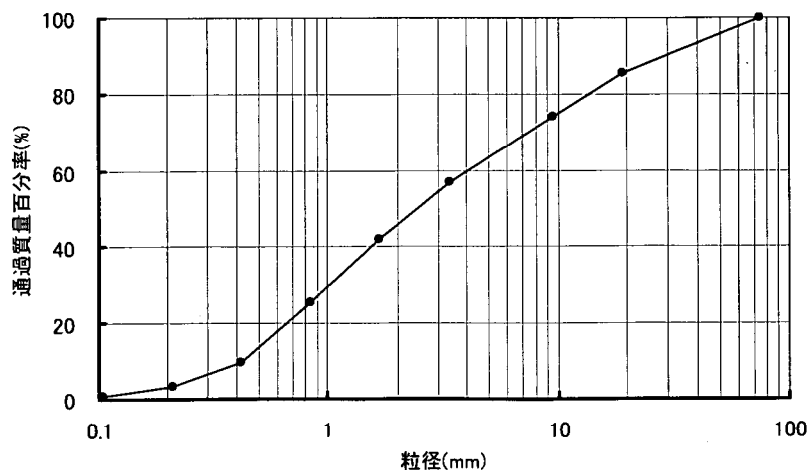


図-4.3 流砂量の計算に用いた河床材料の粒度分布

表-4.4 河床材料を代表する粒径について

河床を代表する 粒径の定義	粒径 (mm)
存在確率が 一番高い粒径	6.44
d_{60}	4.00
d_{50}	2.50

表-4.4に示した各粒径を d_m として式(4.2)、式(4.3)を計算し、混合砂礫河床における移動限界摩擦速度 u_{*ci} を計算した結果を図-4.4に示す。平均粒径 $d_m (=10.16\text{mm})$ の場合、観測結果と大きく異なることがわかる。一方、平均粒径 d_m を $d_{60}(=4.0\text{mm})$ と $d_{50}(=2.5\text{mm})$ に設定した場合は、粒径全般にわたって観測値に近い値となった。特に、 $d_{60}(=4.0\text{mm})$ の場合、 $0.1\text{mm} \sim 3.0\text{m}$ の広い範囲で観測値とほぼ同じ値となっている。これより、涸沼川洪水観測施設のような混合砂礫の河床であり、さらに粒径の混合度 (d_{84}/d_{16}) が大きい河道において粒径別移動限界摩擦速度を計算する場合、平均粒径 d_m を d_{60} あるいは d_{50} に設定することによって移動限界摩擦速度を精度良く計算できると考えられる。

また、観測結果では移動限界摩擦速度は粒径に対してほぼ一定であった。理論的には図-4.4における計算式のとおり粒径が大きくなるとともに移動限界摩擦速度 u_{*ci} も大きくなる。粒径別移動限界摩擦速度が一定となる理由は不明であるが、この観測結果は、河床の混合度が大きくなれば、粒径別移動限界摩擦速度を式(4.2)、式(4.3)で表現することが難しくなることを示唆していると考えられる。

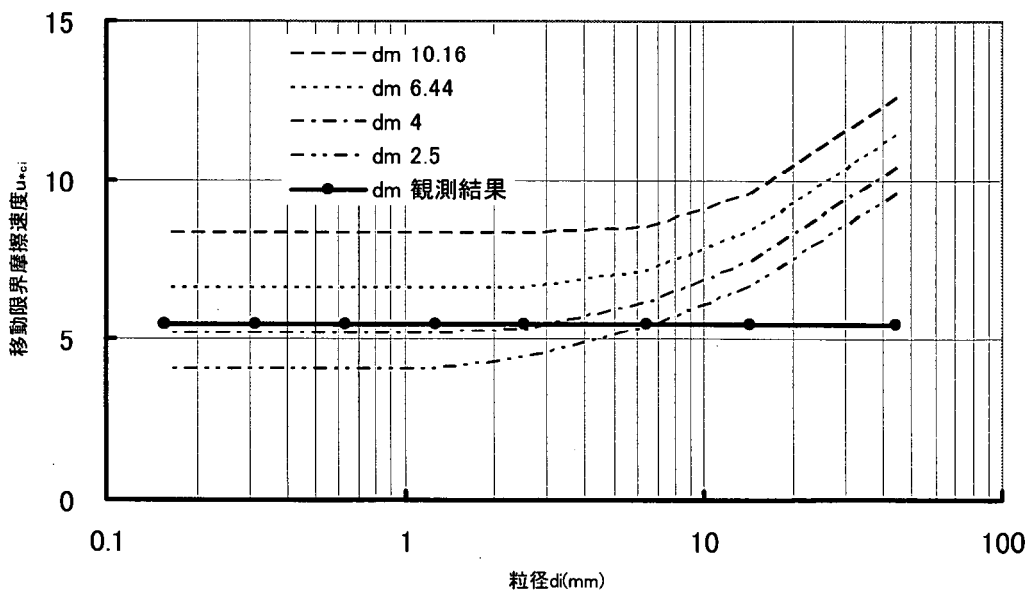


図-4.4 平均粒径 d_m が移動限界摩擦速度 u_{*ci} に与える影響

式 (4.2)、式 (4.3) における平均粒径 d_m を $d_m=d_{60}(=4.00)$ として粒径別流砂量を再計算して観測結果と比較すれば図-4.5 のとおりである。図-4.2 よりも全体的に観測値とよく合うようになった。特に、芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式が観測値の中心をとらえており、混合砂礫から成る実河川への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、観測値と流砂量式によって計算される流砂量の誤差を計算した。誤差の計算式は以下のとおりである。

$$\overline{\delta}_i = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (|q_{Bi}' - q_{Bi}|) \quad (4.17)$$

ここで、 q_{Bi}' は観測における粒径 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 $1e-3 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{cm}$ 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した。各流砂量式の誤差を式別、粒径別に示すと図-4.6 のとおりである。芦田・道上の式と佐藤・吉川・芦田の式が Meyer-Peter Muller の式に比べて誤差が小さいことがわかる。特に芦田・道上の式が粒径全般にわたって誤差が小さいことがわかる。この結果から芦田・道上の式が流砂量を精度良く再現しており、河床形態、水理条件によっては佐藤・吉川・芦田の式が適している場合もあると考える。以上を整理すると、涸沼川洪水観測施設付近の河道のようにセグメント2に属し、河床材料の混合度が大きい場合、平均粒径 d_m に d_{60} か d_{50} の値を与えて粒径別の移動限界摩擦速度を評価することが望ましいといえる。また、適用する流砂量式は芦田・道上の式と佐藤・吉川・芦田の式が適している。

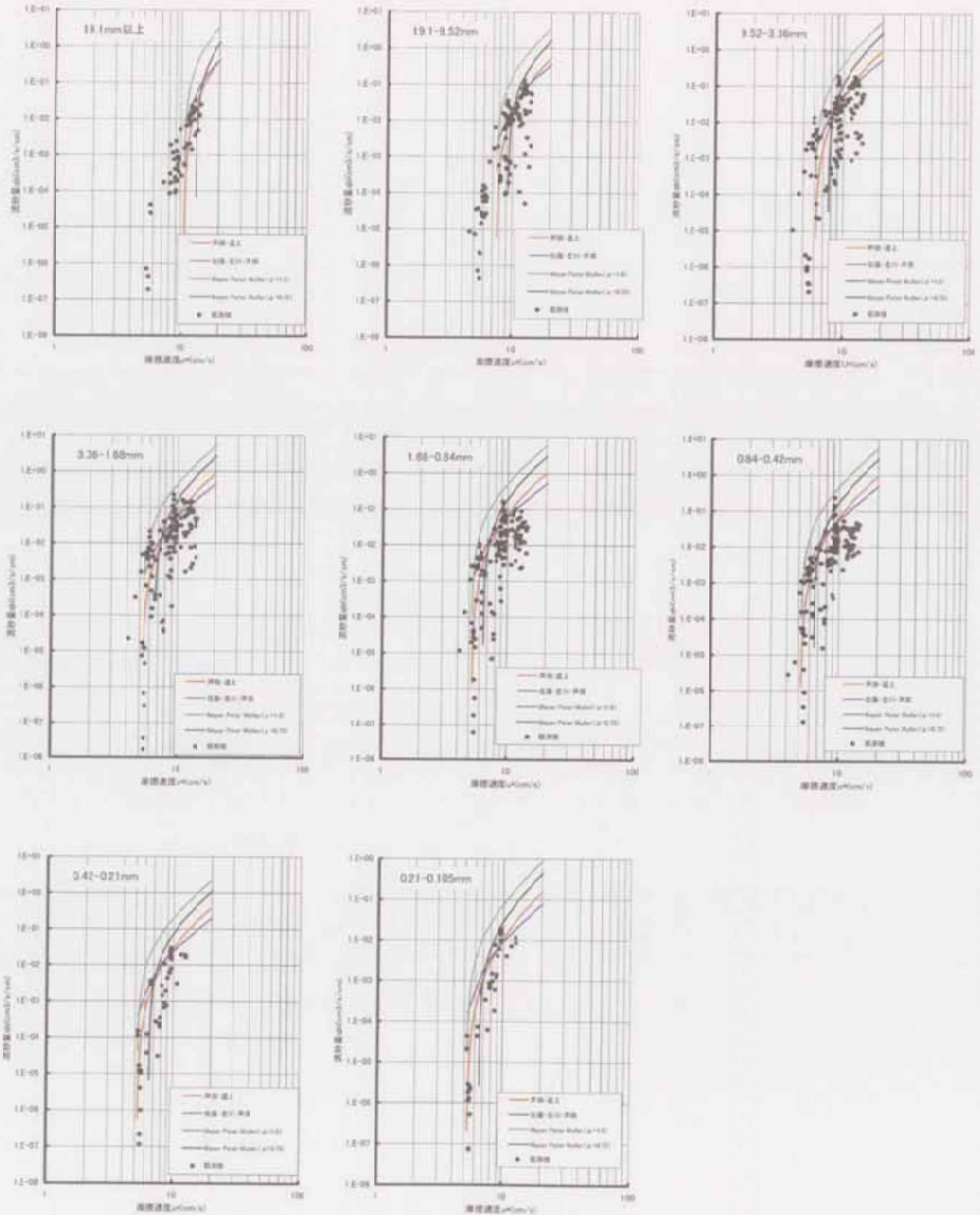


図-4.5 流砂量式と掃流砂観測結果の比較

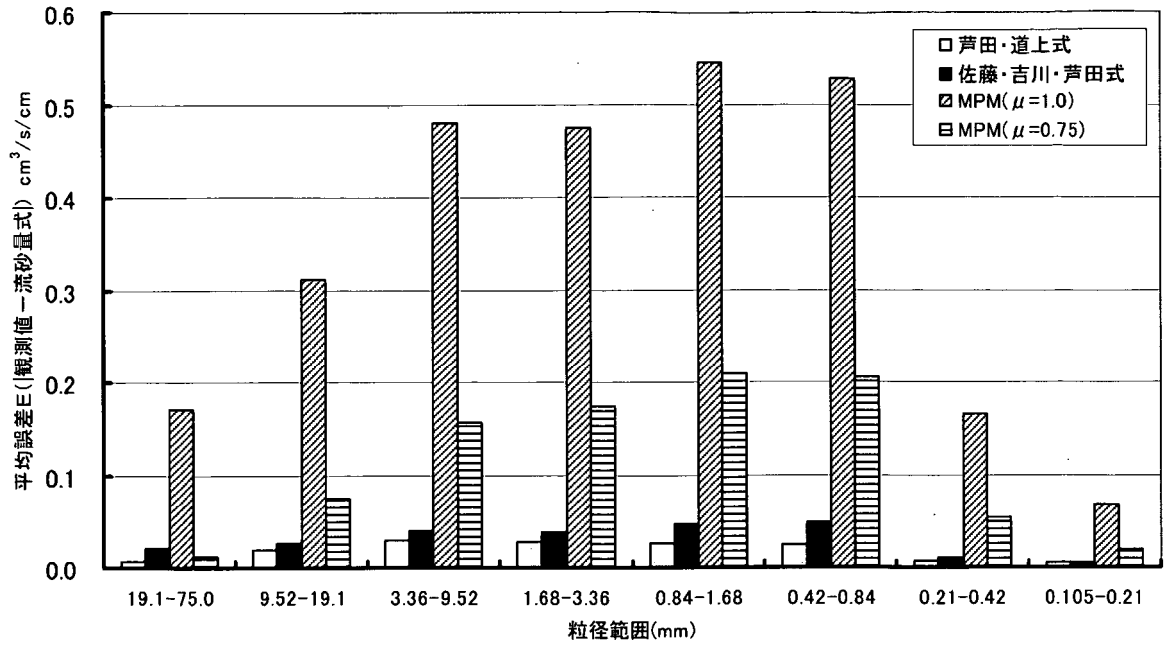


図-4.6 掃流砂観測と流砂量式の平均誤差

4. 1. 4 河床の抵抗が流砂量に与える影響について

河床波の形状、河床の砂粒は流れの抵抗となり、掃流砂量に大きな影響を与える。したがって、洪水中における河床波の波長と波高もしくは砂漣、砂堆などの河床形態の変化を把握することは、掃流砂を計算するうえで非常に重要である。

涸沼川洪水観測施設付近の河道における洪水中の河床の状況について検討を行う。芦田・道上の方法による lower regime と upper regime の区分図³⁾に涸沼川洪水観測施設における τ_*-R/d 曲線をプロットすると図-4.7 のとおりである。涸沼川洪水観測施設における低水路満杯流量時の水深 4.0m、平均粒径 d_{60} が 4.0mm~6.0mm に対する無次元掃流力 τ_* は 0.3~0.5 であることから、低水路満杯流量時の河床形態は lower regime に属することがわかる。さらに掃流砂の観測水深 1.0m~2.5m に対する無次元掃流力が 0.1~0.3 であることを踏まえると掃流砂観測中の河床は主に砂堆によって形成されていると推定できる。

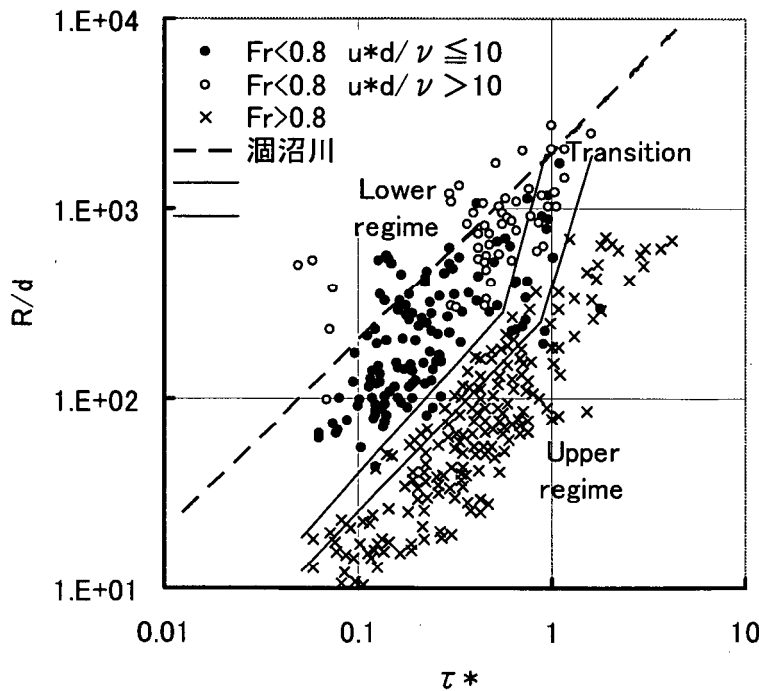


図-4.7 芦田・道上の方法による lower regime と upper regime の区分図³⁾と
涸沼川洪水観測施設付近の τ_*-R/d

同様の検討を山本¹⁰⁾の小規模河床波の領域区分で行うと図-4.8 のとおりである。図-4.8 によると低水路満杯流量時 ($R/d=4.0/0.004=1000$) における洪水観測施設付近の河床は lower regime であり、砂漣と砂堆が形成されると推定される。また、掃流砂の観測水深 ($250 < R/d < 625$) における河床は砂漣・砂堆によって形成されていると推定される。

芦田・道上の図、及び山本の図との比較から、涸沼川洪水観測施設における低水路満杯流量時 (水深 4.0m) の河床は砂漣と砂堆からなる lower regime であると推定できる。さらに、掃流砂観測中の河床も砂漣・砂堆によって形成されていると推定できる。つまり、芦田・道上の式及び佐藤・吉川・芦田の式は河床が砂漣・砂堆である場合の粒径別掃流砂

量の計算に適していると考えることがわかる。特に式(4.5)によって有効摩擦速度を計算し、芦田・道上の式によって計算すると lower regime における粒径別掃流砂量の平均的な値を得られると考えられる。

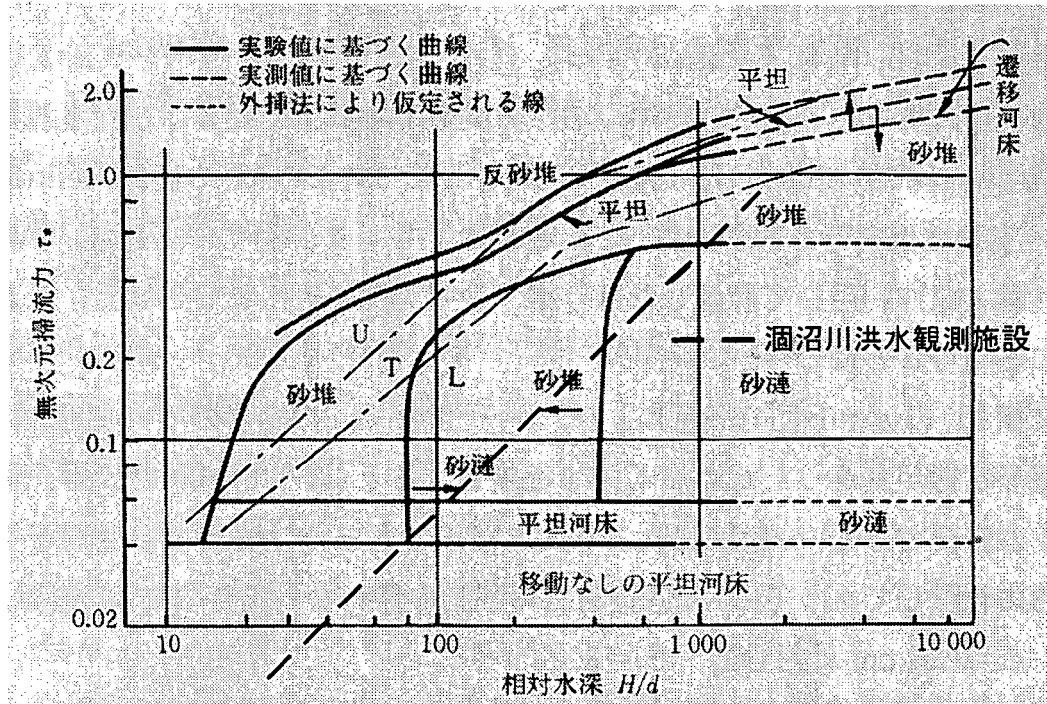


図-4.8 小規模河床波の領域区分と湫沼川洪水観測施設の河床形態

出典) 山本晃一：一様砂からなる開水路移動床の流れの抵抗と流砂量, 沖積河川学, P401

次に、芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式における upper regime 河床への適応性について検討を行う。しかし、upper regime 河床における掃流砂観測の現地観測データはない。そこで、山本¹⁰⁾が整理した数多くの流砂量実験の結果をもとに芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式の upper regime に対する適応性について検討を行う。さらに、幅広い水理条件と河床形態に適用可能な掃流砂量式の開発に向けた検討を行う。

図-4.9 と図-4.10 には、山本の掃流砂量実験結果と芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式による計算結果を示す。図-4.9 は粒径 0.05mm、図-4.10 は粒径 1.0mm の実験結果と流砂量式の計算結果である。また、芦田・道上の式において $u_{*0} = u_*$ とした流砂量も図-4.9 と図-4.10 に重ねて示す。なお、各流砂量式は $h/d = 150 \sim 350$ の範囲で計算を行った結果である。したがって、図-4.9 と図-4.10 における掃流砂量実験結果 (○印、●印) と流砂量式を比較することとなる。

芦田・道上の式は、粒径 1.0mm において砂漣から砂堆へ変化する過程の流砂量の変化を概ね再現している。しかし、粒径 0.5mm においては、砂漣と砂堆に間にある。また、 τ_* が 0.4 以上では実験値と比較して若干小さ目の値となる。一方、佐藤・吉川・芦田の式は、粒径 1.0mm において掃流力の小さいところで砂漣と砂堆の間であるが、 τ_* が 0.3 を越えると実験値と比較して大幅に小さくなる傾向にある。また、粒径 0.5mm では、 τ_* が 0.3 以下で砂堆に近い値となるが、0.3 を越えると実験値と比較して大幅に小さくなる。

以上の内容より、芦田・道上の式は佐藤・吉川・芦田の式と比較して砂漣と砂堆から成

る lower regime に対する平均的な流砂量を推定できることがわかる。しかし、砂漣・砂堆の違いを計算することはできない。

次に、芦田・道上の式（式（4.1））をもとに、山本の実験値から τ_{*e} を推定した結果と τ_* を比較すると図-4.11 のとおりである。砂漣の発生領域では、全掃流力と有効掃流力は比例関係にあるが、その傾きは粒径によって異なることがわかる。また、砂堆と反砂堆の発生領域では、粒径とは無関係に全掃流力と比例関係にある。砂堆と反砂堆の発生領域における全掃流力 τ_* と有効掃流力 τ_{*e} の関係を最小二乗法によって推定すると以下のとおりである。

無次元有効掃流力の修正

砂堆の発生領域	:	$\tau_{*e}=0.1369 \tau_*$	
反砂堆の発生領域	:	$\tau_{*e}=0.904 \tau_*$	(4.17a)

以上に示した有効掃流力と全掃流力の関係を有効摩擦速度と摩擦速度の関係に書き換えると次式のとおりである。

有効摩擦速度の修正

砂堆の発生領域	:	$u_{*e}=0.37u_*$	
反砂堆の発生領域	:	$u_{*e}=0.95u_*$	(4.17b)

上式を用いて流砂量を計算して山本の実験結果と比較すると図-4.12 と図-4.13 のとおりである。砂堆領域、反砂堆領域における掃流砂量式の精度が向上したことがわかる。

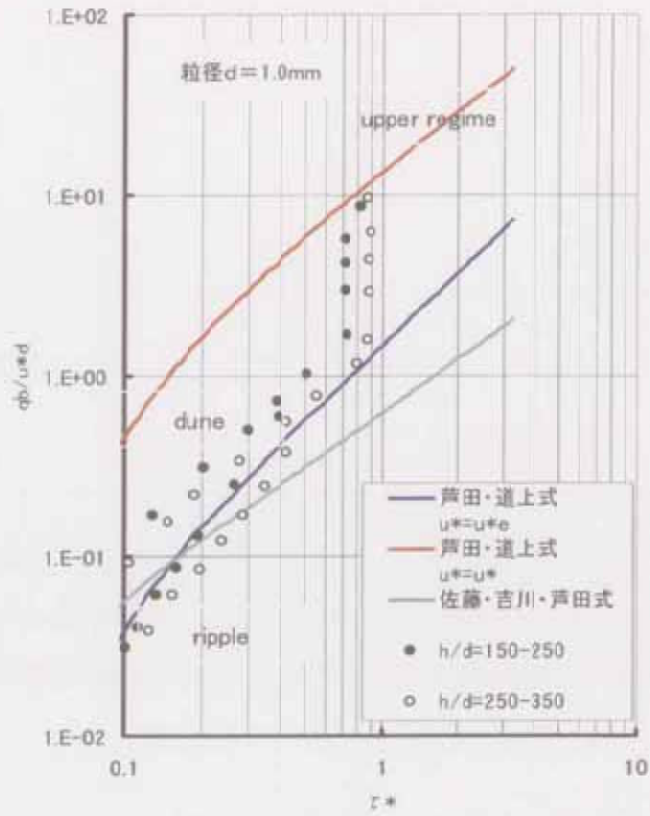


図-4.9 流砂量式と掃流砂量の比較 (粒径 $d=1.0\text{mm}$)

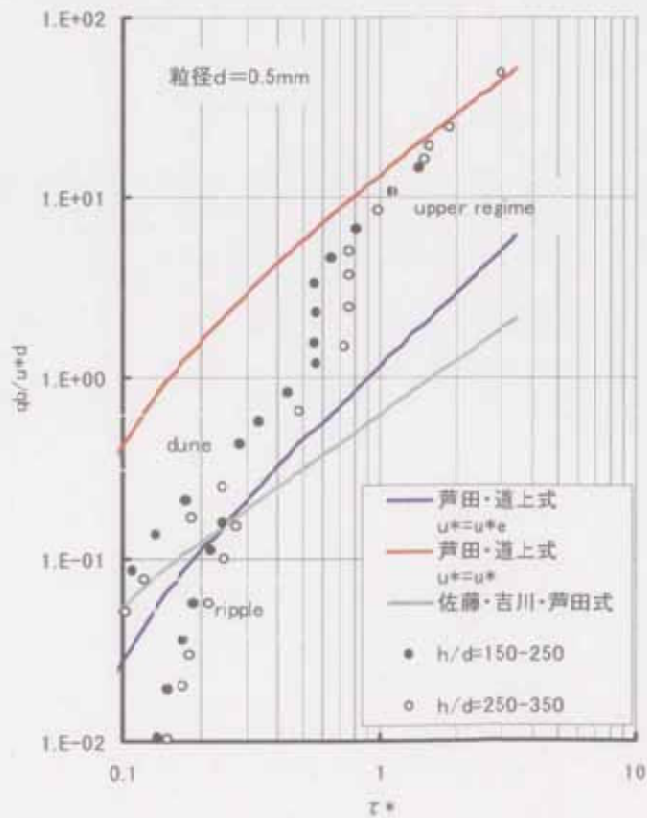


図-4.10 流砂量式と掃流砂量の比較 (粒径 $d=0.5\text{mm}$)

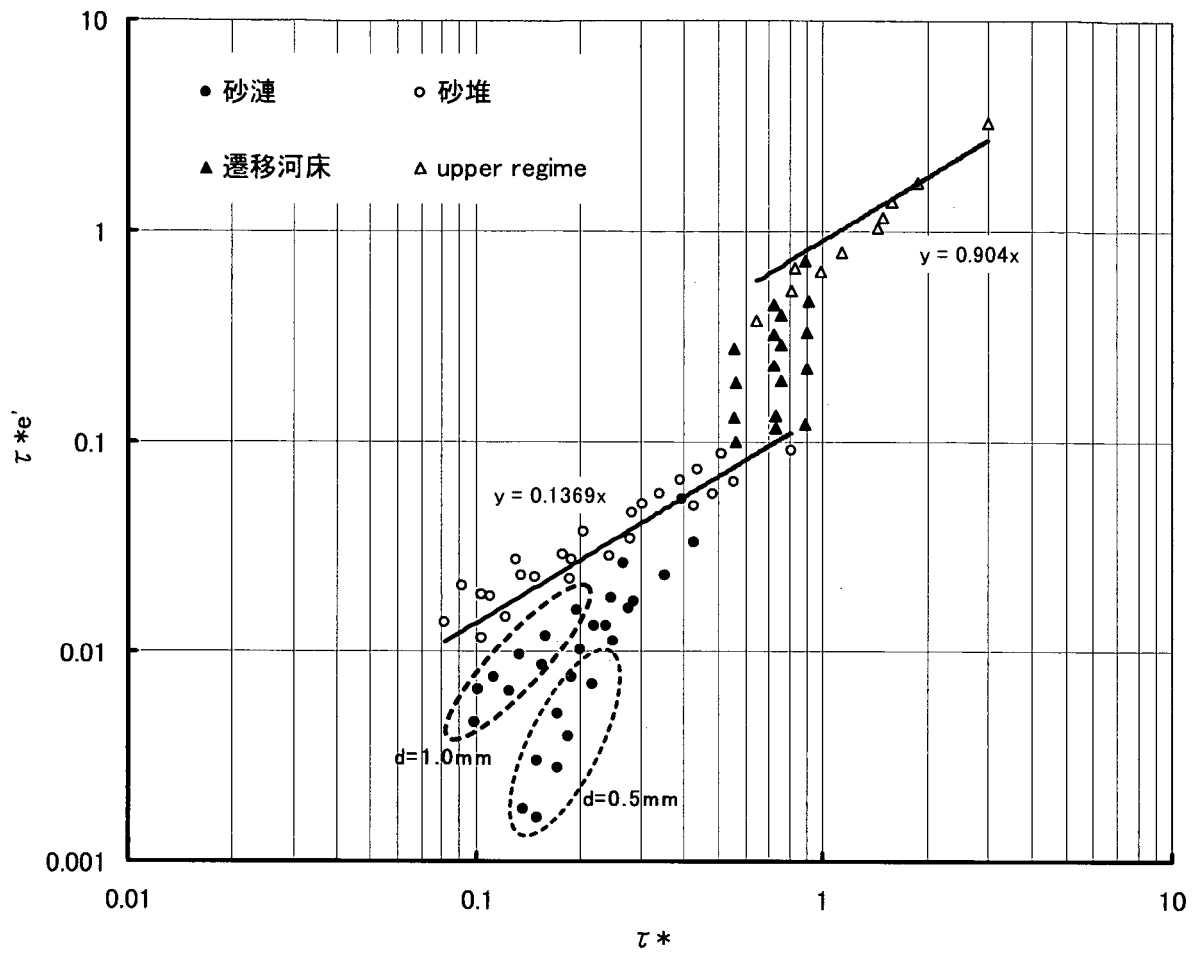


図-4.11 有効掃流力 τ_{*e} と全掃流力 τ_{*} の関係

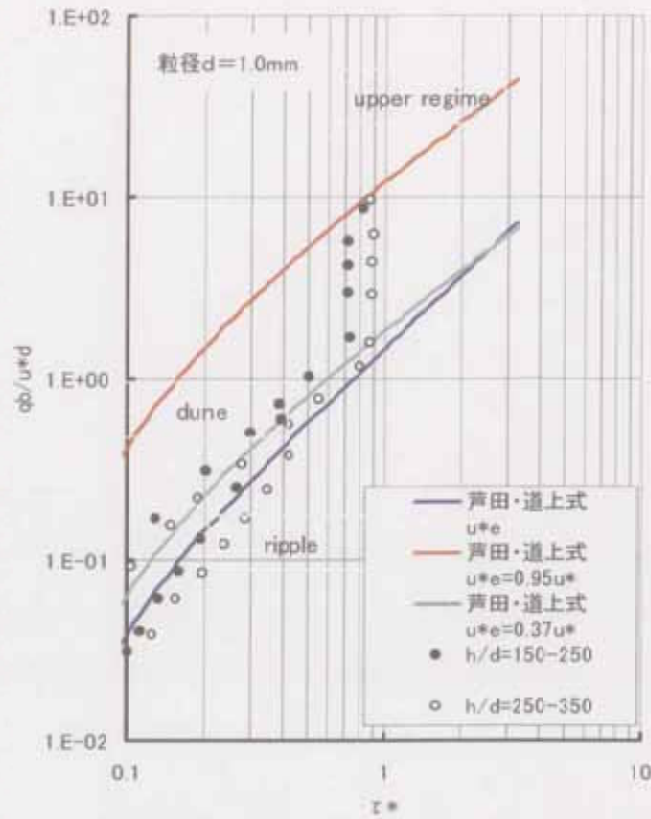


図-4.12 有効摩擦速度を修正した流砂量式と掃流砂量の比較

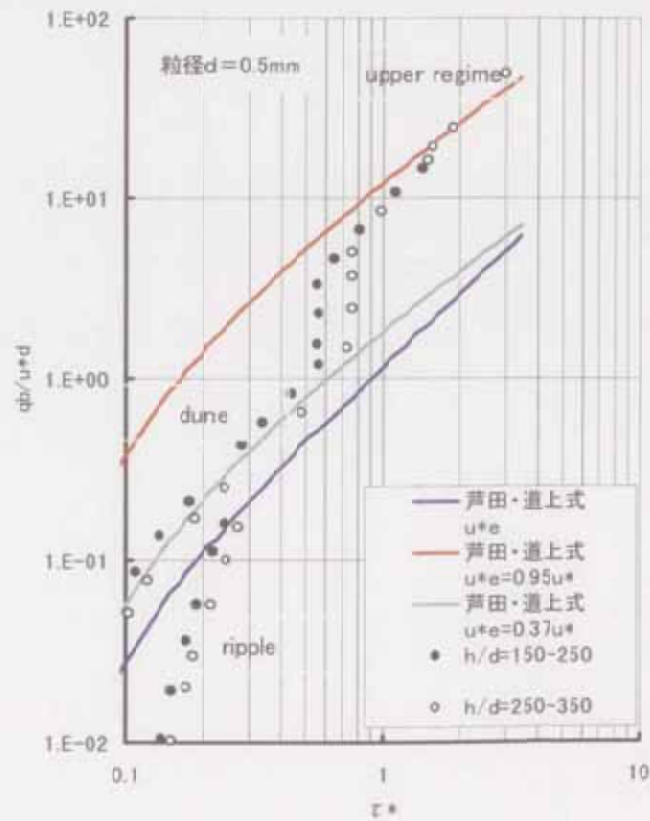


図-4.13 有効摩擦速度を修正した流砂量式と掃流砂量の比較

4. 2 既往の浮遊砂量式の評価

既往の浮遊砂量式を整理して澗沼川洪水観測施設における浮遊砂量観測結果と比較して浮遊砂量式の自然河川への適用性を検討する。また、河床波が浮遊砂量に与える影響について検討を行い、既往の浮遊砂量式の精度向上に向けた検討を行った。

4. 2. 1 既往の浮遊砂量式

浮遊砂量式の基礎式は次式のとおりである。

$$q_s = \int_a^h u(y)C(y)dy \quad (4.18)$$

ここで、 q_s は単位幅あたりの浮遊砂量、 h は水深、 a は基準面の河床からの高さである。多くの研究において $a=0.05h$ が採用されている。 $u(y)$ は河床からの高さ y における時間平均流速、 $C(y)$ は y における土砂濃度を表す。実際には式 (4.18) を次式に示す型に書き換えて用いる。

$$q_s = qC_a P_* \quad (4.19)$$

ここに、 q は単位幅流量、 C_a は基準面 a における土砂濃度、 P_* は $u(y)$ と $C(y)$ によって与えられる項であり、数値積分によって求まる項である。式 (4.19) は一様砂礫に関する浮遊砂量（浮遊砂濃度）を求める式である。混合砂礫の浮遊砂量を求めるには、式 (4.19) を次式のように書き換えて用いる。

$$q_s = \Delta f(\omega_0)qC_a P_* \quad (4.20)$$

$\Delta f(\omega_0)$ は、沈降速度 ω_0 の土砂が河床中に占める割合である。浮遊砂量式によって基準面土砂濃度 C_a と P_* の式が異なる。 C_a と P_* については様々な式が提案されているが、 P_* については近似的にはほぼ等しい値となるので、 C_a の式によって浮遊砂量が決定すると考えられる。また、 C_a と $\Delta f(\omega_0)$ は浮遊砂量式によって単位が異なるので注意が必要である。

現在、河床変動計算では Lane-Kalinske 式¹⁾¹⁾と芦田・道上の浮遊砂量式¹⁾²⁾、板倉・岸の式が多く用いられている。本研究では、これらの式を対象に検討を行う。

1) Lane-Kalinske の式¹¹⁾

Lane と Kalinske は、以下に示す浮遊砂量の式を提案した。

$$q_s = qC_a P_* \quad (4.21)$$

$$P_* = \int_0^1 \left[1 + \frac{1}{\kappa\phi} (1 + \ln \eta) \right] \exp\left(-\frac{15\omega_0}{u_*} \eta\right) d\eta \quad (4.22)$$

$$C_a = 5.55 \Delta f(\omega_0) \left\{ \frac{1}{2} \frac{u_*}{\omega_0} \exp\left[-\left(\frac{\omega_0}{u_*}\right)^2\right] \right\}^{1.61} \quad (4.23)$$

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が、単位は%である。 C_a は基準面濃度であり、単位は ppm である。また、 ϕ は流速係数であり、 $\phi = u/u_*$ である。 u は、断面平均流速である。 κ は流れの乱れを表すカルマン係数である。カルマン係数 κ は清流水中では $\kappa = 0.4$ である。土砂濃度が高くなるとカルマン係数 κ は 0.4 より小さくなることが知られているが、本検討では $\kappa = 0.4$ (一定) として扱う。 ω_0 は沈降速度である。沈降速度は Rubey 式によって計算する。

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{2}{3} sgd + \frac{36\nu^2}{sgd^3}} - \frac{6\nu}{d} \quad (4.24)$$

ここで、 s は $(\rho_s - \rho)/\rho$ であり、 1.65 である。 ν は水の動粘性係数 0.01 (cm^2/sec) である。動粘性係数 ν は水温によって変化するが、本研究では水温 20°C の値 0.01 を用いることとする。

Lane と Kalinske は式 (4.25) に示す自身らが提案した濃度分布式 (Rause の簡略式) と式 (4.26) の流速分布式を式 (4.18) に代入して式 (4.21)、式 (4.22)、式 (4.23) の浮遊砂量式を導いた。

$$\frac{C}{C_a} = \exp\left[-15\left(\frac{y-a}{h}\right)\left(\frac{\omega_0}{u_*}\right)\right] \quad (4.25)$$

$$\frac{u}{U} = 1 + \frac{1}{\kappa\phi} \left(1 + \ln \frac{y}{h}\right) \quad (4.26)$$

また、基準面濃度 C_a を求める式 (4.23) における係数 5.55 と 1.61 は、米国諸河川の実測データから決定されているが、図-5.14 に示すとおり日本の自然河川における底面濃度の実測値と比較して小さ目の値となる。

式 (4.21) における q_s は C_a の単位が ppm であるので q_s も ppm である。例えば流量 q の単位が $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ である場合、 q_s の単位は $\text{g}/\text{s}/\text{m}$ である。したがって、 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ に変換するには砂の比重 2.65 で割って $\text{cm}^3/\text{s}/\text{m}$ にし、さらに $1e-6$ で割って $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ にする。

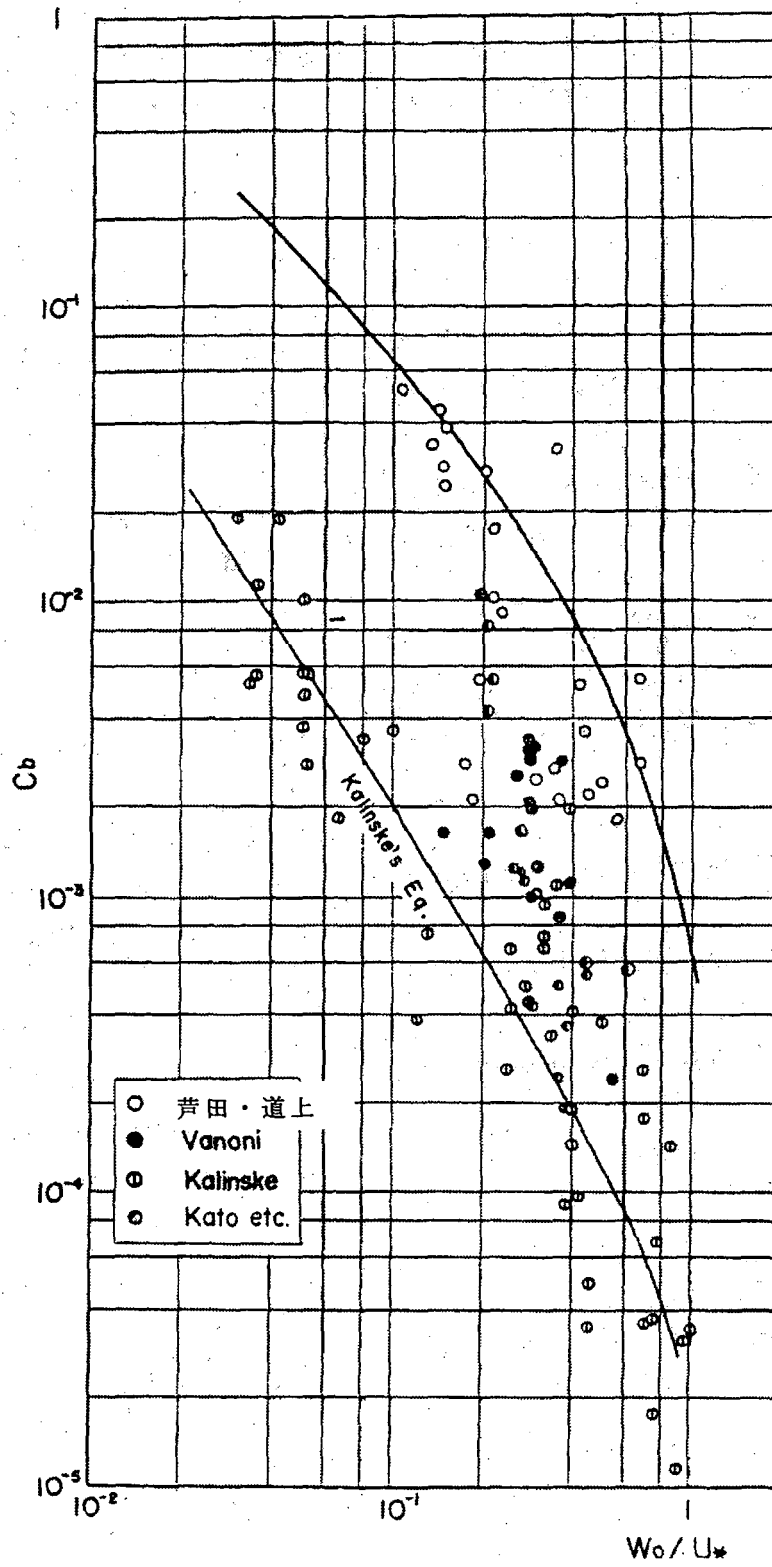


図-4.14 Lane-Kalinske 式の底面濃度^{1,2)}

2) 芦田・道上の浮遊砂量式^{1,2)}

芦田・道上は次式に示す浮遊砂量式を提案した。

$$q_s = q\Delta F(\omega_0)C_B P_{*0} \quad (4.27)$$

$$P_{*0} = \left(1 + \frac{1}{\kappa} \frac{n\sqrt{g}}{h^{1/6}}\right)\Lambda_1 + \frac{1}{\kappa} \frac{n\sqrt{g}}{h^{1/6}}\Lambda_2 \quad (4.28)$$

$$C_B = 0.025[g(\xi_0)/\xi_0 - G(\xi_0)] \quad (4.29)$$

$$\Lambda_1 = \left(\frac{a}{h-a}\right)^z \int_{a/h}^1 \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^z d\eta \quad (4.30)$$

$$\Lambda_2 = \left(\frac{a}{h-a}\right)^z \int_{a/h}^1 \ln \eta \left(\frac{1}{\eta} - 1\right)^z d\eta \quad (4.31)$$

$$Z = \frac{\omega_0}{1.2\kappa u_*} \quad (4.32)$$

$$g(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) \quad (4.33)$$

$$G(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi \quad (4.34)$$

$$\xi_0 = \frac{1}{0.75} \frac{\omega_0}{u_*} \quad (4.35)$$

式(4.29)で基準面濃度を計算し、式(4.28)で P_{*0} を計算して式(4.27)に代入すれば単位幅浮遊砂量 q_s を計算することができる。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。

基準面濃度 C_B を求める式(4.29)の定数0.025は実験結果と比較して得られた値である(図-4.15参照)。式(4.29)によって求められる基準面濃度は比較的多めであり、upper regimeに対応した土砂濃度であると言われている。

また、 P_{*0} は、式(4.30)と式(4.31)を数値積分して、式(4.28)に代入することによって求めることができる。式(4.28)によって計算される P_{*0} はLane-Kalinske式における P_* とほぼ同じ値である。

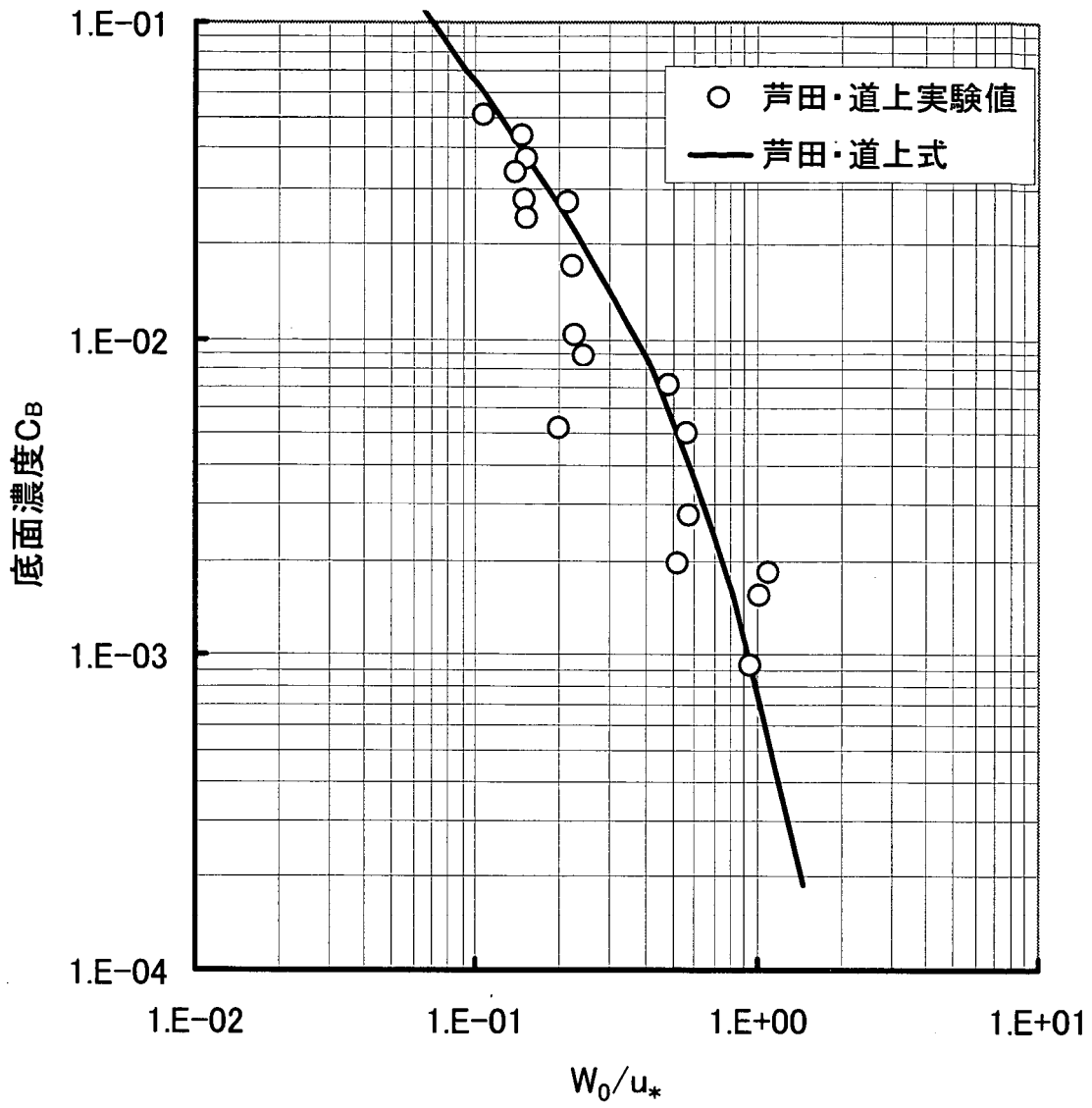


図-4.15 河床付近の濃度（芦田・道上式と実験結果）¹²⁾

3) 板倉・岸の式¹³⁾

板倉・岸は次式の底面濃度式を提案した。

$$C_0 = K(\alpha_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{gd}{\omega_0 u_*} \Omega - 1) \quad (4.36)$$

$$\Omega = \frac{\tau_{*i} \int_{\alpha'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{B \int_{\alpha'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_{*i}}{B\eta} - 1 \quad (4.37)$$

$$\alpha' = B/\tau_{*i} - 1/\eta \quad (4.38)$$

ここで、Kは0.008、 α_* は0.14、Bは0.143、 η は0.5である。式(4.36)をもとに粒径別の単位幅流砂量を次式で計算する。

$$q_s = q\Delta F(\omega_0)C_0P \quad (4.39)$$

PはLane-Kalinske式における P_* もしくは芦田・道上の式における P_{*0} のどちらでも良い。本研究ではLane-Kalinske式における P_* をPとして計算を行うこととする。

4. 2. 2 観測結果と浮遊砂量式の比較

澗沼川洪水観測施設における浮遊砂量観測結果と浮遊砂量式から得られる浮遊砂量を比較して混合砂礫河床における流砂量式の適応性について比較・検討を行う。

浮遊砂量式で粒径別浮遊砂量を計算するには粒径範囲を設定し、各粒径範囲の代表粒径と存在割合が必要である。本検討では、掃流砂量の計算と同様に表-4.3に示した粒径範囲、代表粒径、存在割合をもとに粒径別浮遊砂量を計算する。なお、澗沼川洪水観測施設において浮遊砂的運動形態で移動する粒径は0.84mm~0.105mmである。0.105mm以下はウォッシュロード的運動形態で移動する¹⁾。ウォッシュロードは河床に混じることなく移動する。各浮遊砂量式は河床付近の攪乱によって土砂が巻き上げられることを前提条件にしているため、浮遊砂量式によって河床に寄与しないウォッシュロード量を適切に計算することは困難である。したがって、ウォッシュロード的運動形態で移動する0.105mm以下の土砂は比較・検討の対象外とした。

また、底面濃度の計算においては河床面の粗度と河床波の形状による抵抗を考慮する必要があるため有効摩擦速度 u_{*c} を用いて計算した。つまり式(4.23)、式(4.29)、式(4.36)で摩擦速度 $u_* = u_{*c}$ として計算を行った。 u_{*c} は芦田・道上による式(4.5)で計算を行った。

澗沼川洪水観測施設における浮遊砂量観測の結果と浮遊砂量式を粒径別に比較すると図-4.16のとおりである。観測値と比較すると、粒径が大きい場合は芦田・道上の浮遊砂量式は良く適合しているが、粒径が小さい場合はむしろLane-Kalinske式による計算値に近くなる。また、両式の曲線形状は似ている。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。摩擦速度の減少に伴って、浮遊砂量が急激に減少する。

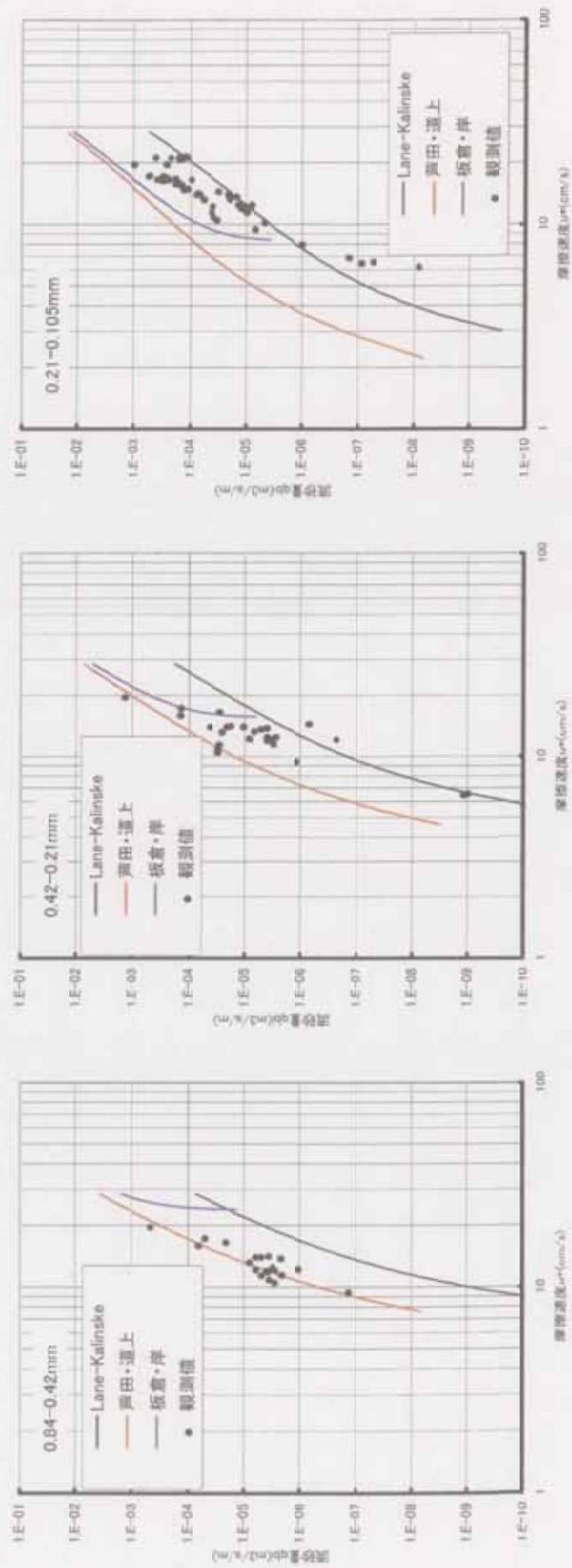


図-4.16 浮遊砂量観測結果と流砂量式の比較

4. 2. 3 基準面濃度に関する考察

浮遊砂量に大きな影響を与える基準面濃度について考察を行う。観測値を Lane-Kalinske 式の P_* 、単位幅流量 q 、沈降速度 ω_0 で沈降する土砂が河床に存在する割合 $\Delta F(\omega_0)$ で割って観測値に対応する基準面濃度を推定した。涸沼川洪水観測施設における浮遊砂量の観測値から推定した基準面濃度と各浮遊砂量式における底面濃度を比較すると図-4.17 のとおりである。浮遊砂量の結果と同様に、観測値から推定した基準面濃度に対して芦田・道上の式が最大包絡、Lane-Kalinske 式が最小包絡的であり、板倉・岸の式は芦田・道上式と Lane-Kalinske 式の間位置する。

芦田・道上の式は upper regime の河床形態をもとに係数 0.025 が設定されているので、河床付近の濃度の最大輸送状態を表している。このことは、芦田・道上の式が観測結果から推定した基準面濃度の最大包絡的な曲線であることと一致する。Lane-Kalinske の式の基準面濃度式における定数 5.55 と 1.61 は、米国の河川における浮遊砂観測結果から設定されており、日本各地における浮遊砂量観測結果と比較して少な目の値となると言われている。このことも、観測結果から推定された基準面濃度の最小包絡的な軌跡であることと一致する。一方、板倉・岸の式は芦田・道上の式と Lane-Kalinske 式の間位置する。図-4.17 より、観測結果から推定した基準面濃度は、粒径によって基準面濃度の特性が異なっている。これは、 u_* / ω_0 によって基準面濃度の特性が異なることを示している。板倉・岸の式は、芦田・道上の式、Lane-Kalinske 式と異なり粒径による基準面濃度の特性の違いが明確に表れていることから、 u_* / ω_0 による浮遊砂量の変化を表すことが可能であると考えられるが、観測値と比較した結果を見ると精度は低い。

河村は lower regime の河床に対する浮遊砂量を計算する場合には式 (4.29) における係数 0.025 を 0.0042 にすることを提案している¹⁴⁾。また、板倉・岸の式についても式 (4.36) の係数 0.008 を 0.0018 にすることを提案している¹⁴⁾。掃流砂の検討において述べたとおり、洪水中における涸沼川洪水観測施設付近の河床は砂漣・砂堆からなる lower regime である。芦田・道上式における基準面濃度の定数 0.025 を 0.0042 に、板倉・岸の式における定数 0.008 を 0.0018 にして基準面濃度を計算して観測結果から推定した基準面濃度と比較すると図-4.18 のとおりである。芦田・道上の式及び板倉・岸の式による基準面濃度は全体的に低下して観測値から推定した基準面濃度を捕らえるようになってきた。全般的に芦田・道上式が良く合っている。さらに浮遊砂量を計算して観測値と粒径別に比較すれば図-4.19 のとおりである。ここでも全般的に芦田・道上の式が比較的よく合っていることがわかる。

以上の内容から粒径別浮遊砂量の検討結果について整理すると次のとおりである。

芦田・道上の式、板倉・岸の式で浮遊砂量を計算する場合には、対象とする河床形態によって基準面濃度式の係数を変えることが望ましい。特に、lower regime では係数を変えた式 (4.40)、式 (4.41) を提案する。一方 upper regime については観測結果が無いので、比較と検討を行うことができないので、upper regime の河床をもとに作られた芦田・道上の式によって計算することが妥当と考える。

(芦田・道上の式 : lower regime)

$$C_B = 0.0042[g(\xi_0)/\xi_0 - G(\xi_0)] \quad (4.40)$$

(板倉・岸の式 : lower regime)

$$C_0 = 0.0018(\alpha_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{gd}{\omega_0 u_*} \Omega - 1) \quad (4.41)$$

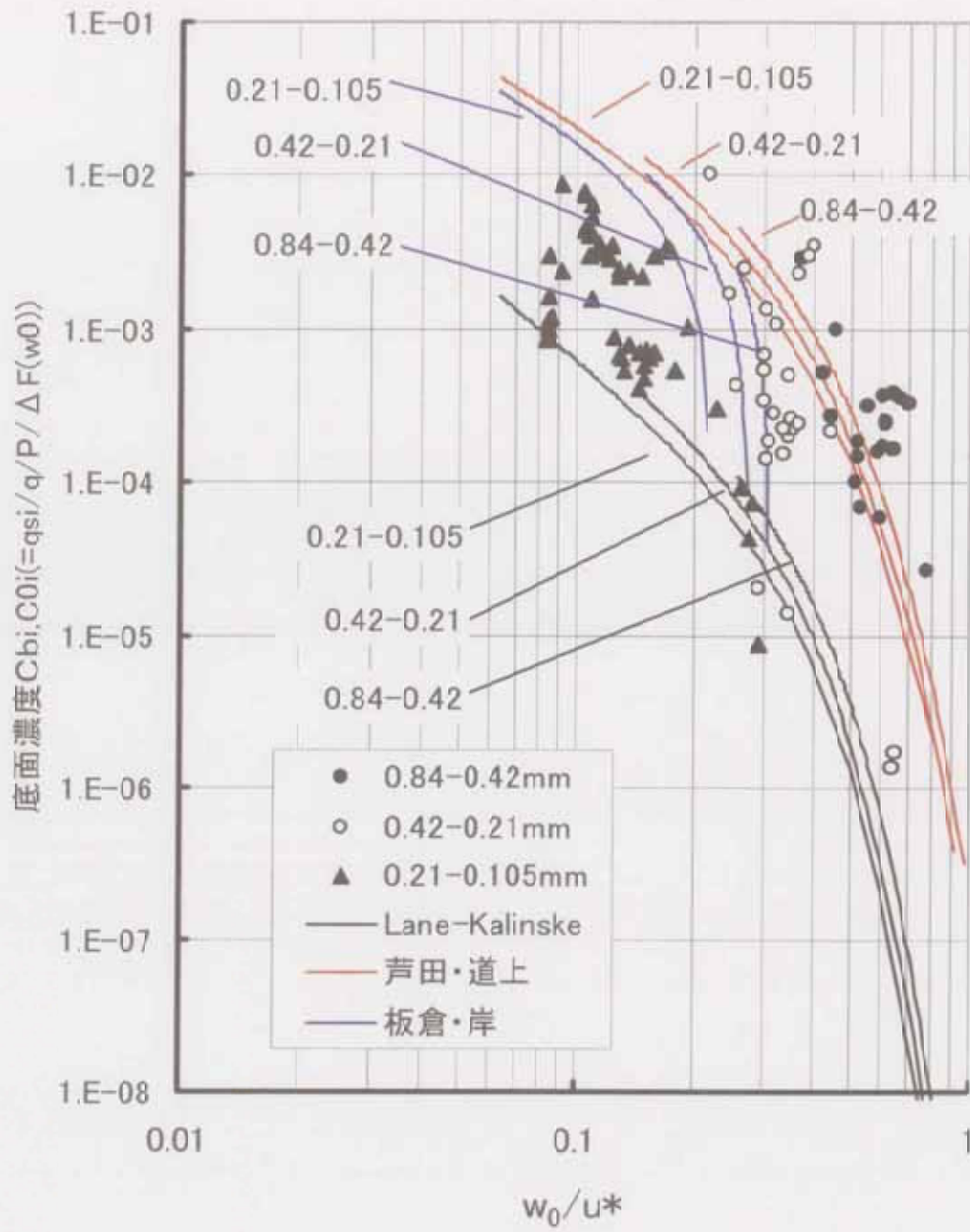


図-4.17 基準面濃度の比較

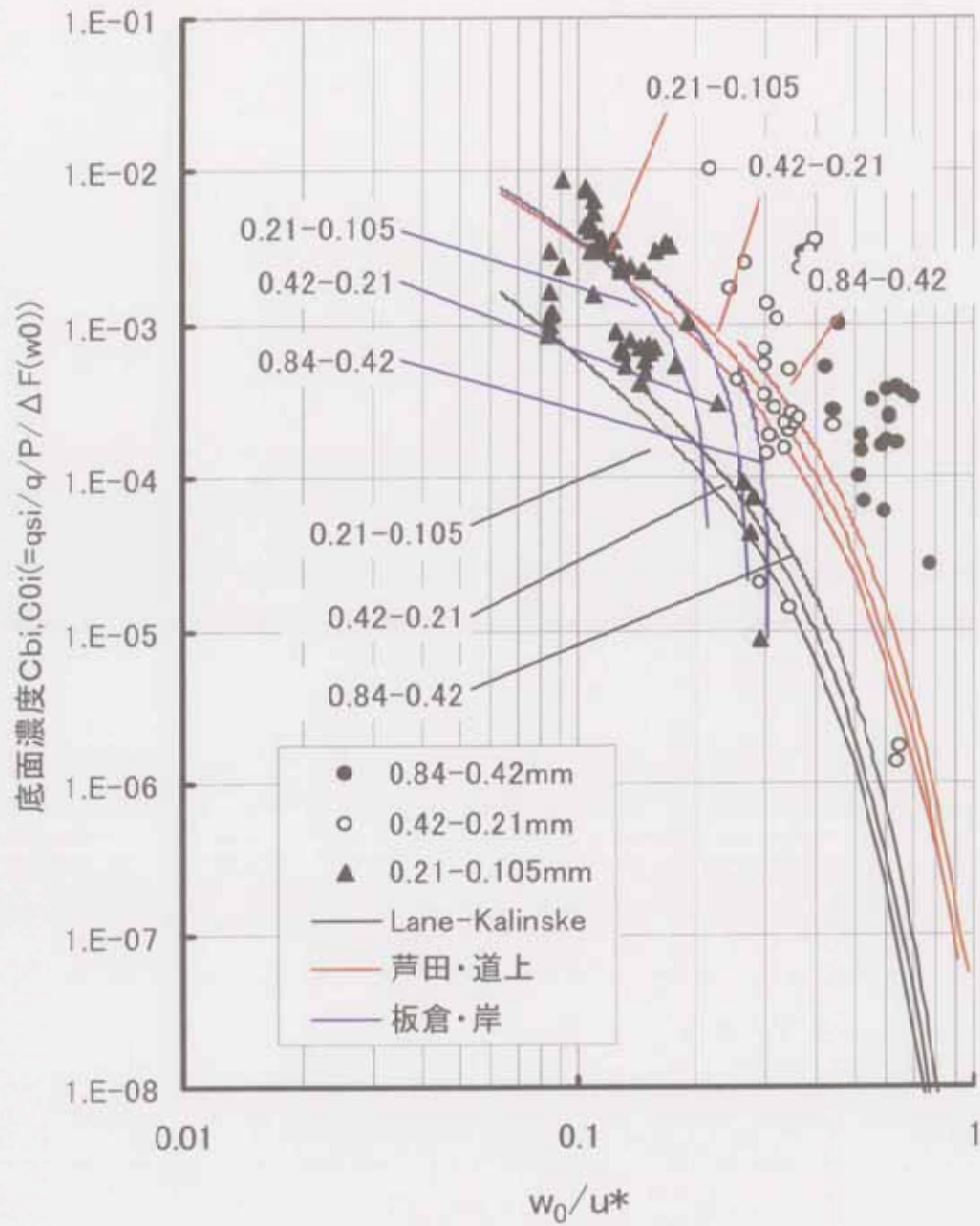


図-4.18 基準面濃度の比較 (定数を修正)

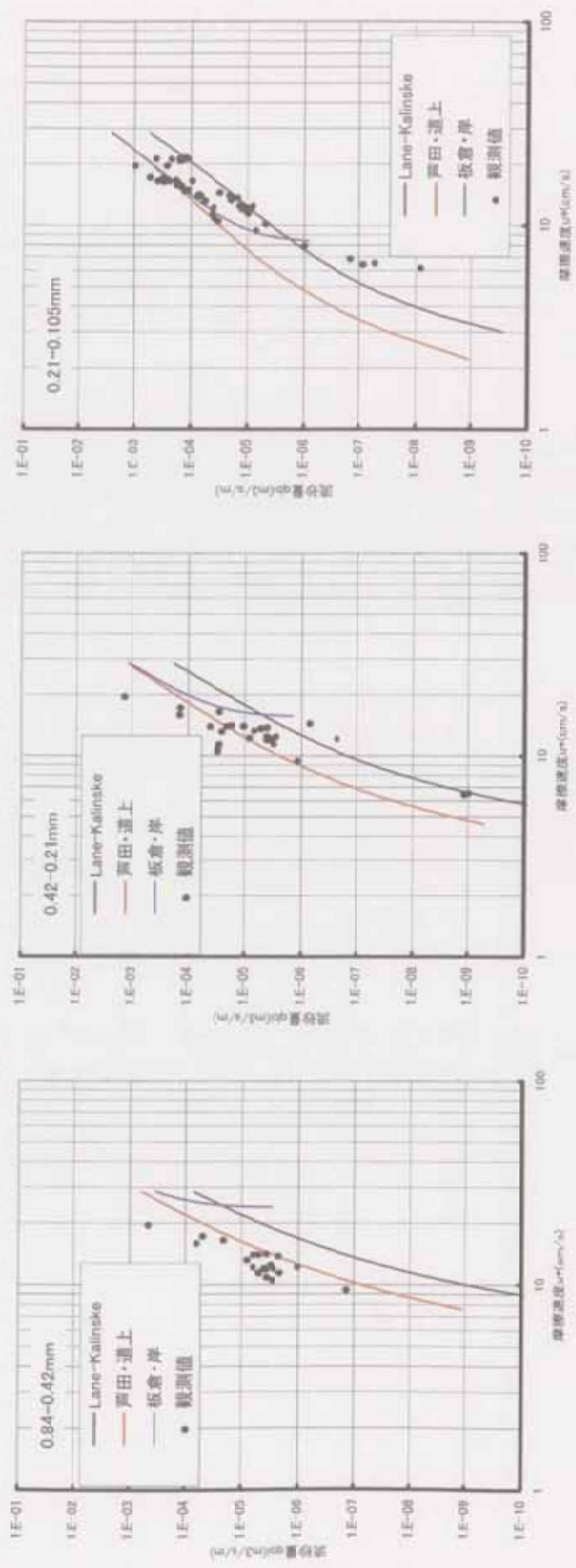


図-4.19 浮遊砂量式と浮遊砂観測値の比較 (定数を修正)

4. 3 流砂量式が1次元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。対象河川は澗沼川 16.4km～26.6km である。

4. 3. 1 計算条件の設定

1次元河床変動モデルは「3. 河床変動計算の概要と問題点」で述べたモデルを用いることとする。掃流砂量の計算は限界掃流力の評価に芦田・道上による Egiazaroff 式の修正式、掃流砂量式に混合粒径を対象にした芦田・道上式を用いた。浮遊砂量は Lane-Kalinske 式によって計算した。計算条件について整理すると以下のとおりである。

1) 対象区間

澗沼川では昭和 62 年と平成 11 年に河道横断測量が沼入口 (16.4km) から 26.6km の区間で実施されている。26.6km は澗沼川洪水観測施設より約 1.5km 下流に位置する。また、澗沼の川幅拡大に伴う掃流力の低下を考慮して計算対象区間を 15.0km～26.6km に設定する。このうち 15.0km～16.4km は河口部における拡散を考慮した仮想河道である。設定した仮想河道を図-4.20 に示す。また、昭和 62 年と平成 11 年の河床高と低水路幅の変化状況を図-4.21、図-4.22 に示す。また、図-4.23 には昭和 62 年～平成 11 年における河床高の変化量を示す。この変化量がモデルの検証材料となる。

- 計算対象区間 : 河道部 16.4km ～ 26.6km
- 河口部 15.0km ～ 16.4km

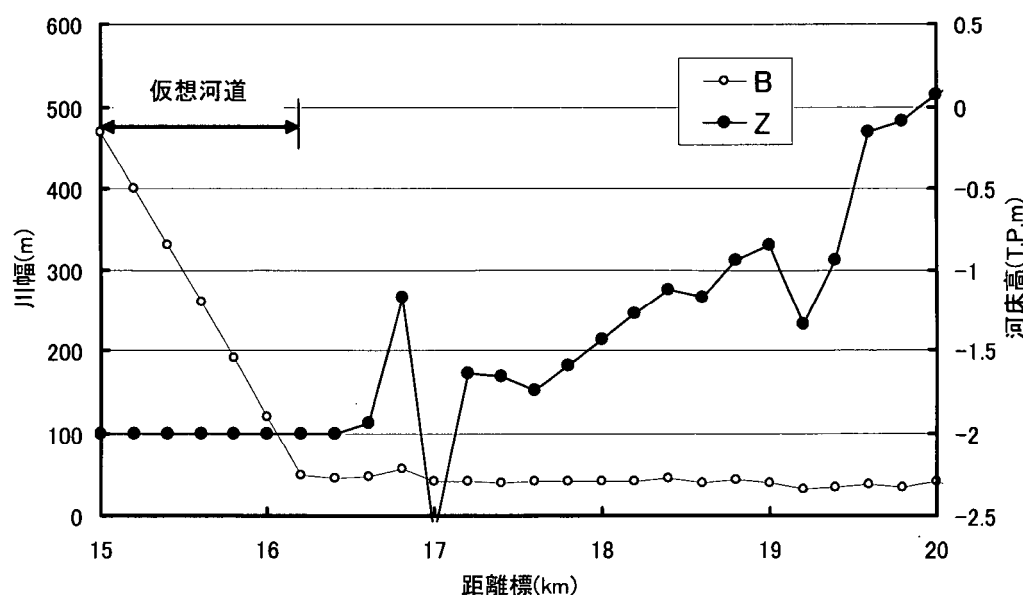


図-4.20 河口部仮想河道

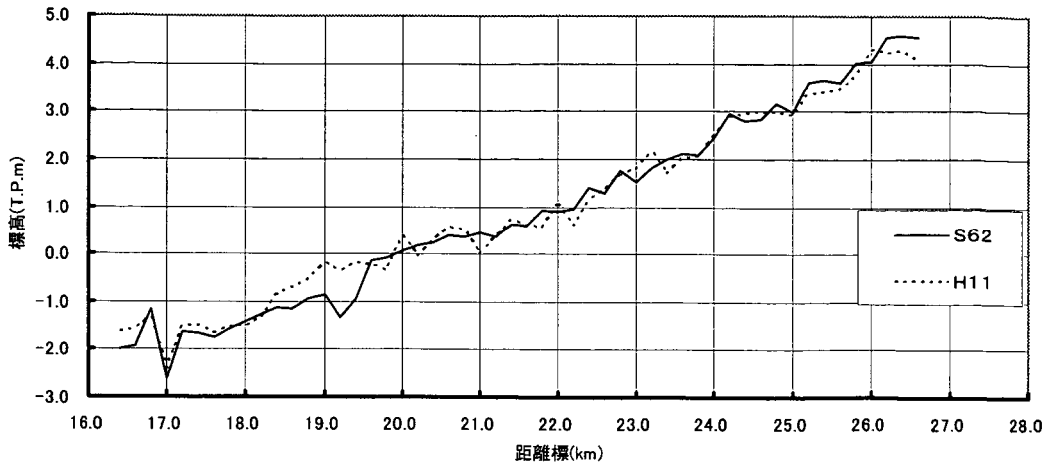


図-4.21 低水路平均河床高の変化状況

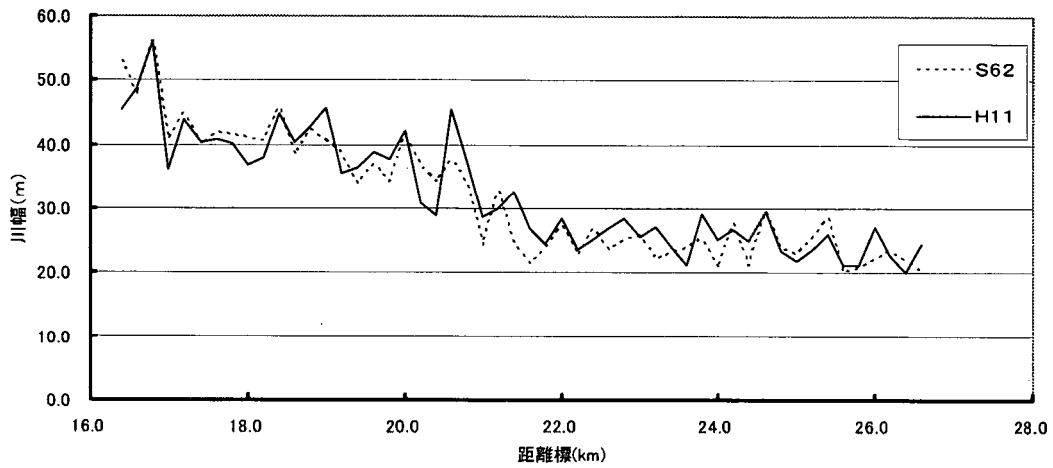


図-4.22 低水路幅の変化状況

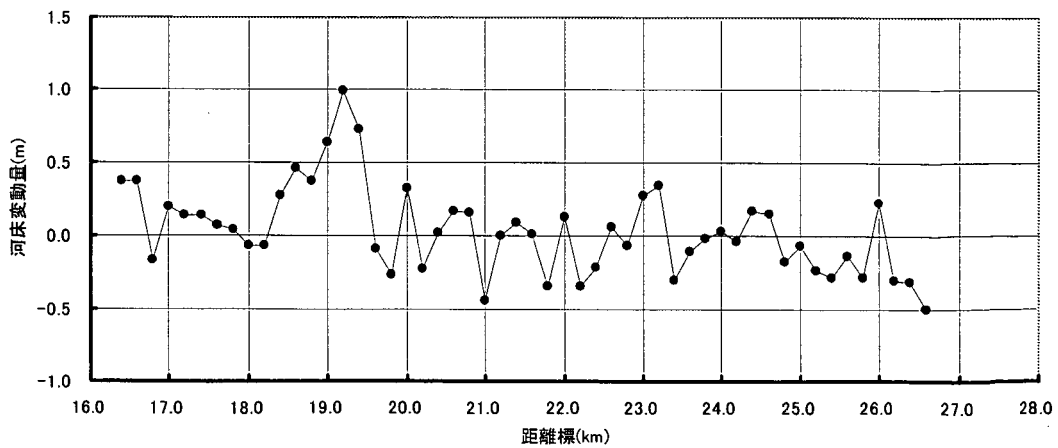


図-4.23 昭和62年から平成11年の低水路河床高変化量

2) 計算期間

涸沼川洪水観測施設では、1990年（平成2年）以降、継続的に流量観測を実施している。河道横断測量が平成11年に実施されていることを踏まえると計算期間は以下のとおりである。

●計算期間 : 1990年（平成2年）～1999年（平成11年） : 10年間

3) 初期河床

すでに述べたとおり、涸沼川では昭和62年と平成11年に河道横断測量が実施されている。初期河床を以下のとおり設定した。

●初期河床 : 河道部 昭和62年横断測量結果

4) 河床材料

初期河床である昭和62年に近い河床材料調査の結果をもとに河床の粒度分布を設定する。涸沼川では、16.4km～26.0kmの区間において昭和63年に河床材料調査が実施されている。この調査結果をもとに初期河床の粒度分布を設定する。また、河口部に位置する仮想河道区間（15.0km～16.4km）では、平成4年以降に深淺測量が実施されている。このため、仮想河道における粒度分布を平成4年の河床材料調査をもとに設定する。設定した河床材料の粒度分布を縦断的に示すと図-4.24のとおりである。

涸沼川洪水観測施設における土砂の運動形態を粒径別・水位別に表すと図-4.25のとおりである。粒径0.105mm以下の土砂はウォッシュロード的運動形態で移動することが推定されている。ウォッシュロードの流砂量は水理量以外にも上流域の地形、地質、土地利用状況に左右されるため、水理量から妥当なウォッシュロード量を推定することは難しい。また、Lane-Kalinske式などによってウォッシュロード成分の土砂量を計算することはできるが、その精度が悪いことが確認されている⁹⁾。したがって、ウォッシュロード的運動形態で移動する0.1mm以下の土砂をカットした方が河床変動計算の精度が向上すると考えられることから、0.1mm以下の土砂をカットすることとする。セグメント毎に平均化し、0.1mm以下をカットした粒度分布を図-4.26に示す。図-4.26に示した粒度分布を計算条件とした。

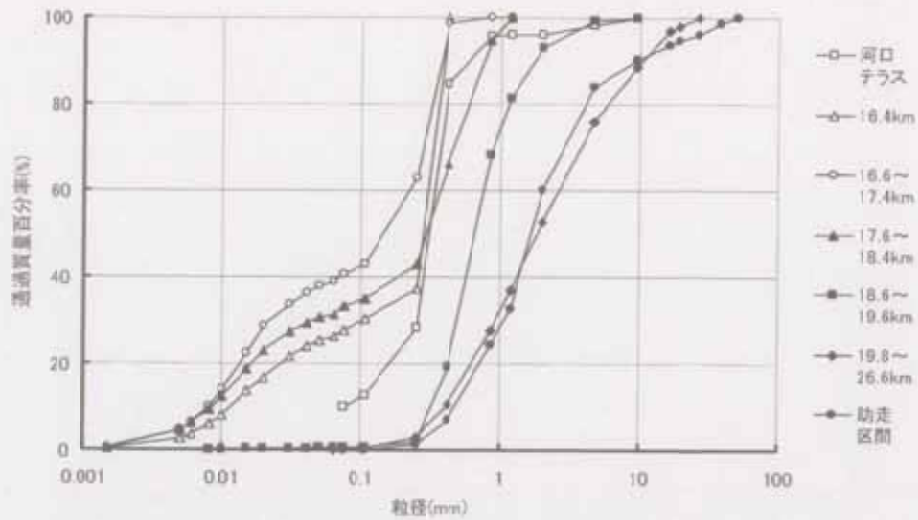


図-4.24 初期河床の粒度分布 (全粒径)

流量	水深	流速	代表粒径(mm)	50.8		19.1		1.52		3.26		1.88		0.84		0.42		0.21		0.105	
				14.0	45.3	33.0	18.9	12.1	8.1	5.5	2.7	0.9									
Q(m³/s)	(m)	(cm/s)		u*/w ₀	z*	u*/w ₀	z*	u*/w ₀	z*	u*/w ₀	z*	u*/w ₀	z*	u*/w ₀	z*	u*/w ₀	z*	u*/w ₀	z*	u*/w ₀	z*
150	3.91	29.37		0.275	0.051	0.496	0.134	0.87	0.270	1.000	0.784	1.064	1.027	2.307	3.800	1.738	6.116	7.38	12.218	22.23	24.428
125	3.50	14.83		0.276	0.044	0.417	0.116	1.01	0.213	1.004	0.890	1.644	1.314	2.148	3.128	2.473	4.271	7.03	10.252	20.85	21.704
100	3.06	11.33		0.234	0.037	0.392	0.097	1.94	0.195	0.819	0.103	1.322	1.108	1.963	2.711	2.180	4.421	6.44	8.944	14.80	17.884
75	2.58	11.52		0.211	0.028	0.342	0.078	1.60	0.156	0.823	0.143	1.164	0.887	1.718	2.722	2.448	3.84	5.78	7.092	11.82	14.181
50	2.02	11.35		0.186	0.023	0.294	0.068	1.81	0.116	0.708	0.129	1.019	0.659	1.312	2.469	2.821	4.56	5.248	11.36	10.681	
10	0.77	1.51		0.107	0.007	0.188	0.018	1.21	0.037	0.386	0.104	0.572	0.208	0.651	0.178	1.218	0.836	2.78	1.881	3.19	3.322
1%				0.0181		0.0289		0.0412		0.0617		0.1547		0.2894		0.8181		1.2276		2.4701	

- : 移動しない
- : 掃流形態 ($\tau_{*c} < \tau_*$ かつ $U_* / w_0 < 0.625$)
- : 跳躍を伴った掃流形態 ($0.625 < U_* / w_0 < 1.25$)
- : 上層にほとんど巻き上がらない浮遊砂的運動形態 ($1.25 < U_* / w_0 < 2.5$)
- : 鉛直方向に濃度差のある浮遊砂的運動形態 ($2.5 < U_* / w_0 < 5.0$)
- : 上層下層に多少の濃度分布を有する浮遊砂的運動形態 ($5.0 < U_* / w_0 < 10.0$)
- : ウォッシュロード的運動形態 ($10.0 < U_* / w_0$)

図-4.25 濁沼川洪水観測施設における流砂の運動形態

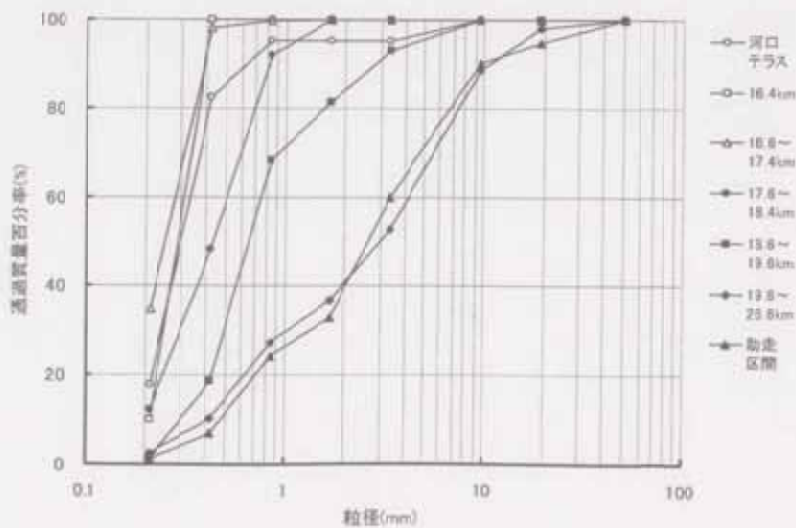


図-4.26 初期河床の粒度分布 (0.1mm以下をカット)

5) 粗度係数

澗沼川では粗度係数 $n=0.030$ を計画値として採用している。一方、山本ら⁹⁾ は洪水観測の検討から得られた $n=0.045$ を採用値として澗沼川で不等流計算を実施している。粗度係数 $n=0.045$ は澗沼川洪水観測施設で実施された洪水観測の結果から得られた値である。したがって、澗沼川洪水観測施設が属するセグメント2-3 (19.8k~26.6km) の区間における粗度係数を $n=0.045$ とする。一方、19.8kより下流における粗度係数を、計画粗度係数である $n=0.030$ とした。

- 粗度係数 n : 0.030 : 16.4km~19.6km
- 0.045 : 19.8km~26.6km

6) 下流端水位

澗沼下石崎観測所で観測された水位をもとに下流端水位を設定した。下石崎観測所の位置は、図-4.27のとおりである。下石崎観測所における2000年(平成12年)と2001年(平成13年)の水位現況を整理すると表-4.5のとおりである。表-4.5から、下石崎観測所における平均水位 T.P. 0.41m を下流端に与える。

- 下流端水位 : T.P. 0.41m

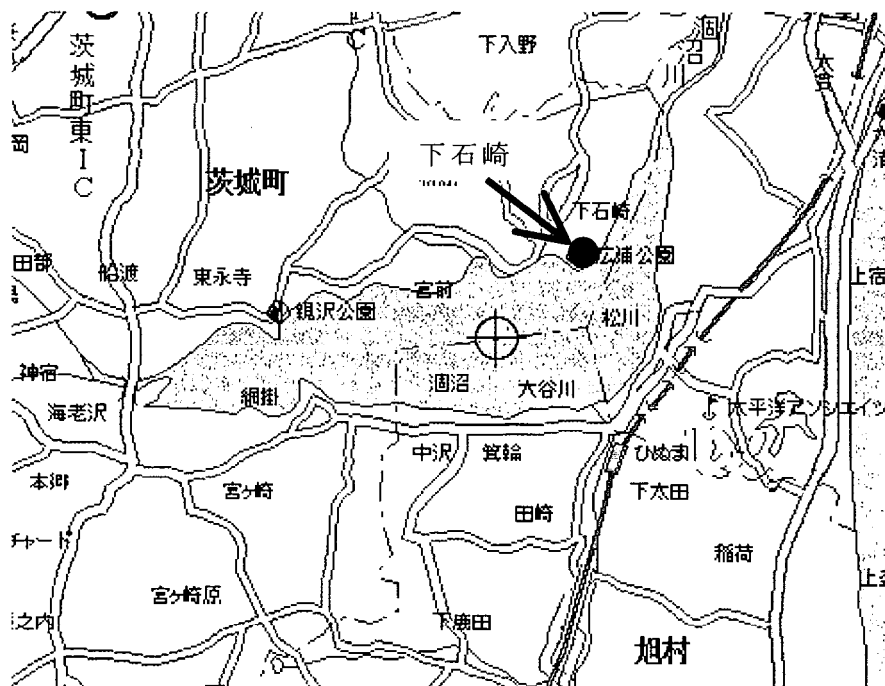


図-4.27 下石崎観測所の位置図 (<http://www.yahoo.co.jp>)

表-4.5 下石崎観測所の水位

	2000年			2001年		
	平均 (T.P.m)	最大 (T.P.m)	最小 (T.P.m)	平均 (T.P.m)	最大 (T.P.m)	最小 (T.P.m)
1月	0.350	0.660	0.030	0.400	0.890	0.130
2月	0.342	0.650	0.090	0.283	0.570	0.030
3月	0.313	0.620	0.080	0.326	0.680	0.090
4月	0.325	0.630	0.070	0.248	0.540	-0.010
5月	0.362	0.690	0.100	0.339	0.790	0.040
6月	0.410	0.710	0.190	0.448	0.760	0.210
7月	0.544	1.680	0.240	0.414	0.700	0.190
8月	0.498	0.770	0.280	0.505	1.000	0.250
9月	0.606	0.980	0.330	0.549	1.500	0.220
10月	0.474	0.860	0.230	0.570	1.510	0.240
11月	0.401	0.750	0.120	0.459	0.720	0.180
12月	0.377	0.730	0.140	0.419	0.810	0.110
平均	0.417	1.680	0.030	0.413	1.510	-0.010

7) 流況

涸沼川洪水観測施設では1990年(平成2年)から水位観測と流量観測が実施されている。流量は、図-4.28(1)~図-4.28(4)に示した涸沼川洪水観測施設の水位をもとに計算した。なお、涸沼川洪水観測施設におけるH-Q換算式は以下のとおりである。ここでHは水位(T.P.m)である。

<涸沼洪水観測施設におけるH-Q換算式>

$$Q = 1.415(H-0.9499)^2 \quad H \geq 10.0\text{m}$$

$$Q = 4.955(H-5.269)^2 \quad 10.0\text{m} > H \geq 6.8\text{m}$$

$$Q = 13.512(H-5.918)^2 \quad 6.8\text{m} > H$$

8) 支川供給土砂量

計算対象区間には涸沼前川と寛政川が存在し、支川からの供給土砂量を考慮する必要がある。しかし、各支川では、掃流砂量観測や浮遊砂量観測、及び河道横断測量が実施されていないので支川からの供給土砂量を検証することは難しく、また、支川からの供給土砂量をパラメーターとした場合、問題が複雑化するため、支川からの供給土砂量を無視することとした。

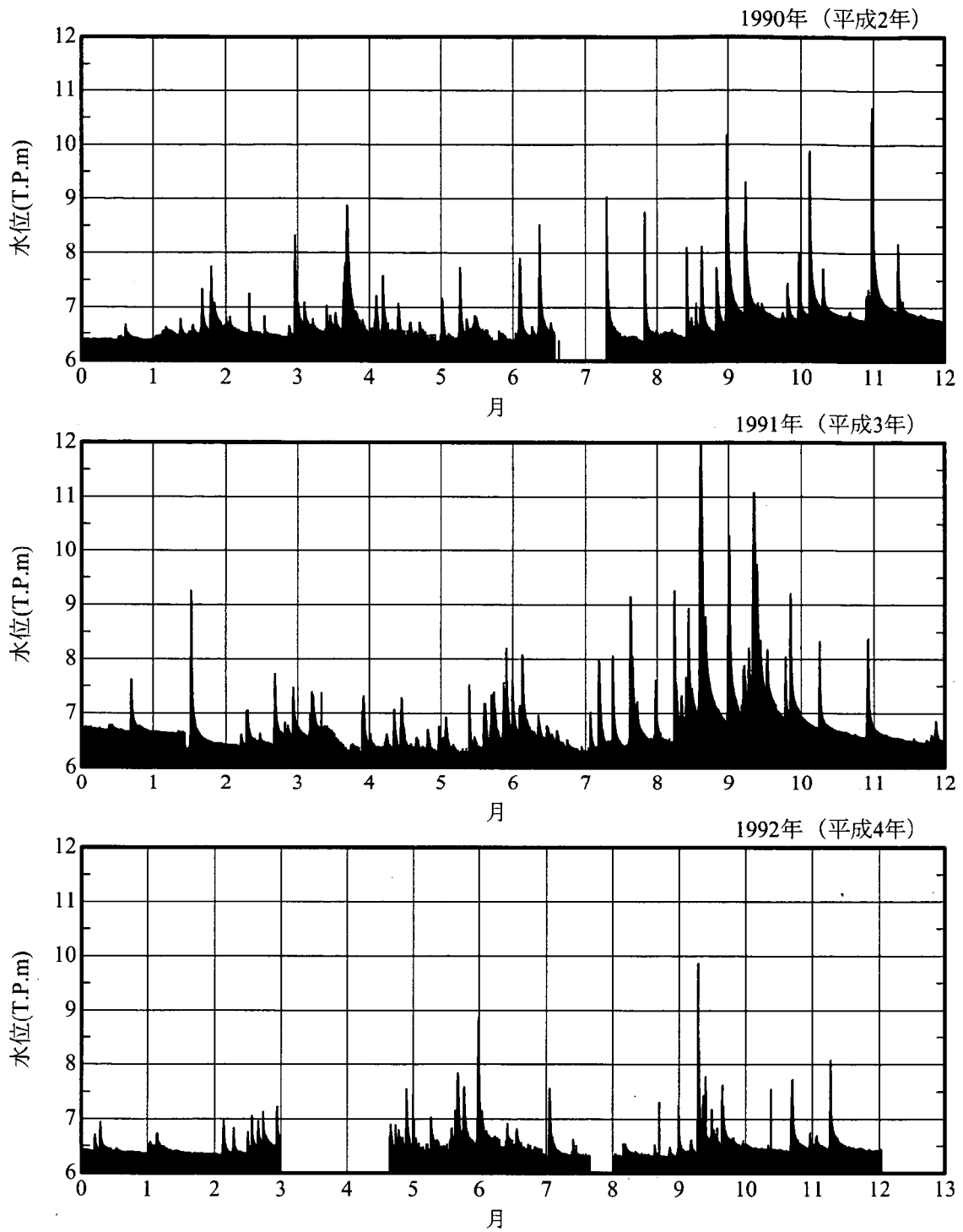


図-4.28(1) 湊沼川洪水観測施設における流量時系列 (1)

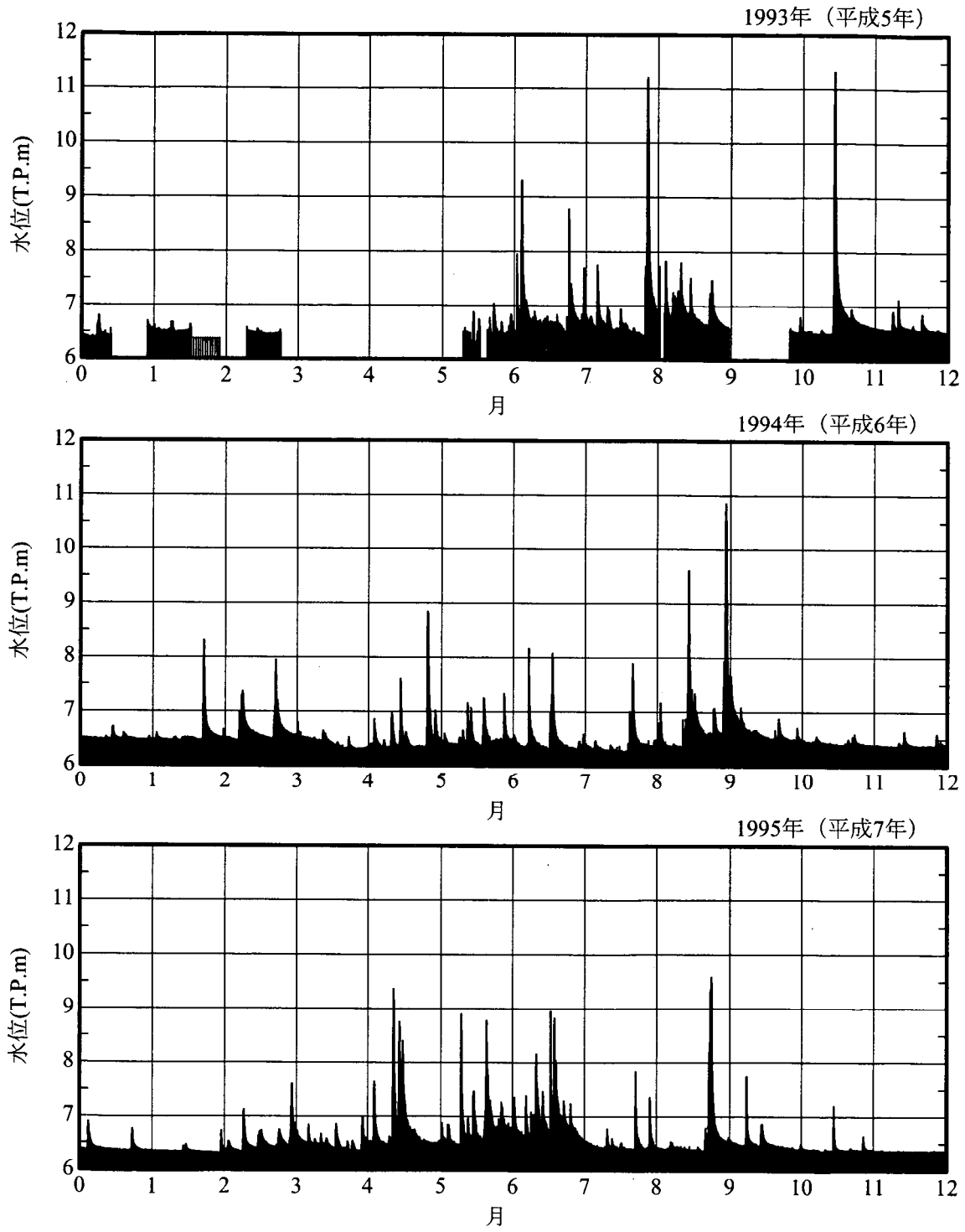


図-4.28(2) 涸沼川洪水観測施設における流量時系列(2)

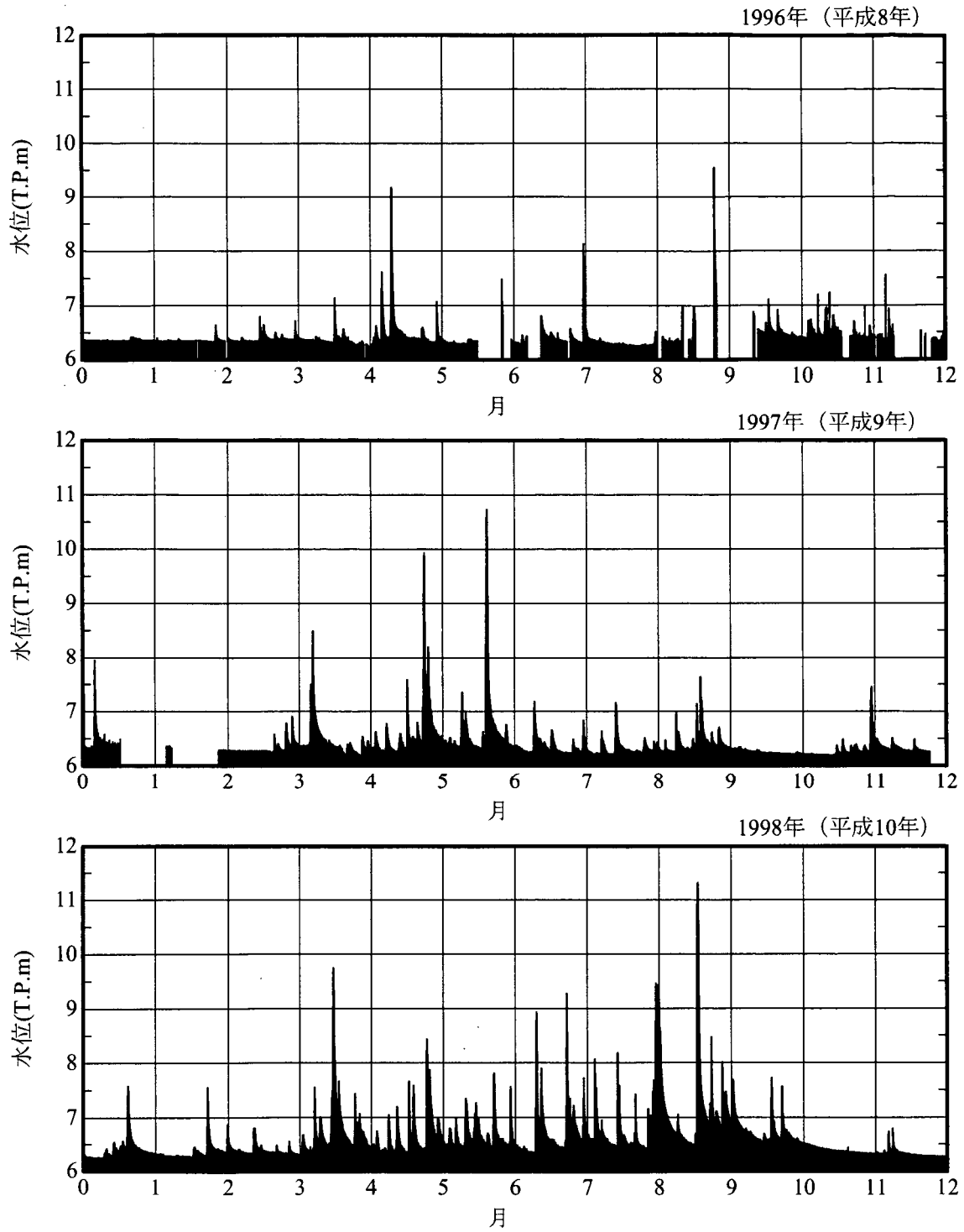


図-4.28(3) 湍沼川洪水観測施設における流量時系列 (3)

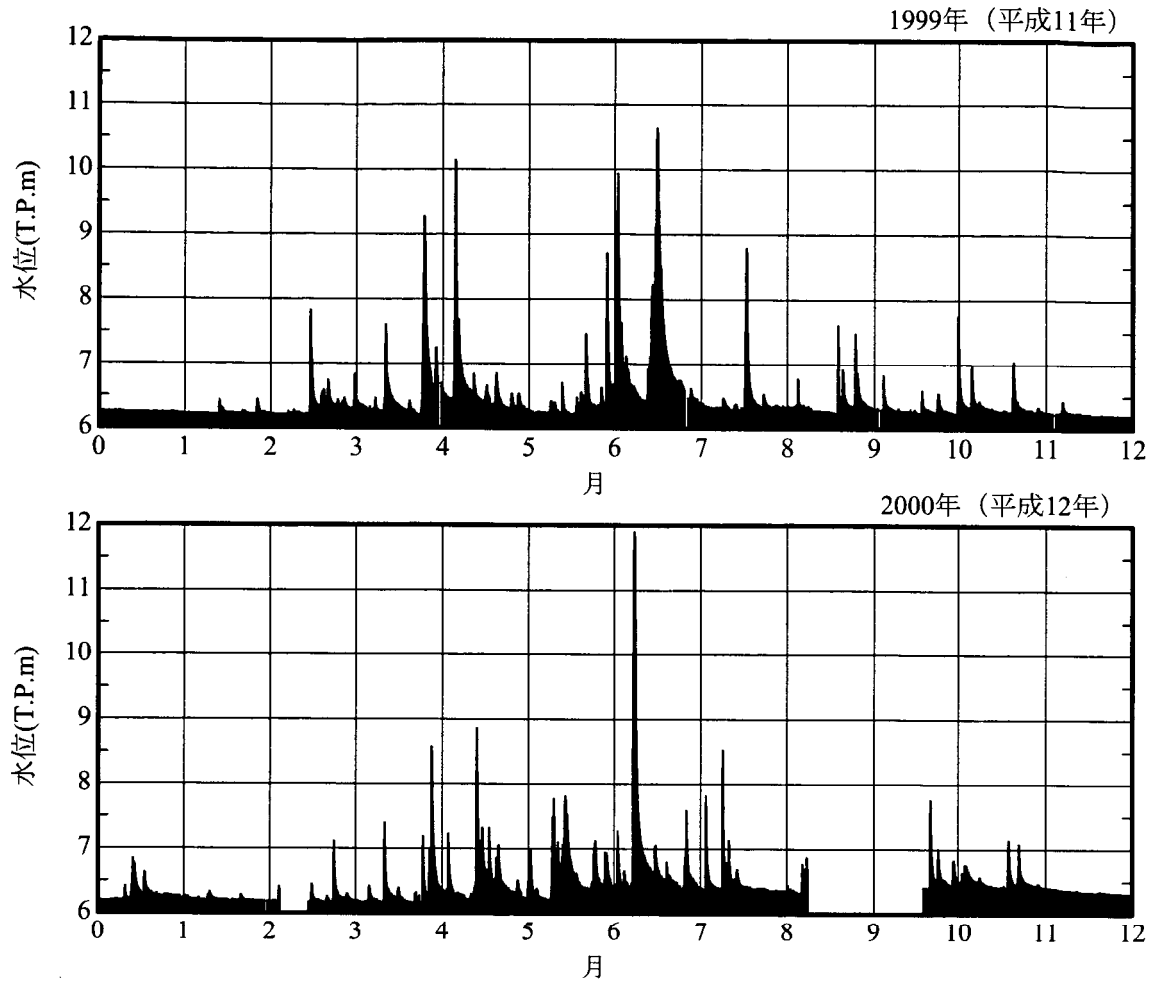


図-4.28(4) 涸沼川洪水観測施設における流量時系列(4)

4. 3. 2 計算結果と考察

表-4.6 に計算 Case、図-4.29～図-4.31 に各 Case の河床変動量と実績変動量の比較図、平均粒径の比較図、流砂量の縦断分布を示す。また、図-4.32 には各 Case の河床変動量の比較図、図-4.33 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-4.34 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 の方が目標値に近い。さらに、流砂量について比較すると Case3 が地形変化量から推定した流砂量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(4.40)、式(4.41)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。

表-4.6 河床変動計算の計算条件

	掃流砂量式	浮遊砂量式
Case4-1	芦田・道上の式	Lane-Kalinskeの式
Case4-2	芦田・道上の式	芦田・道上の浮遊砂量式 ($A_1=0.025$: upper regime)
Case4-3	芦田・道上の式	芦田・道上の浮遊砂量式 ($A_1=0.0042$: lower regime)

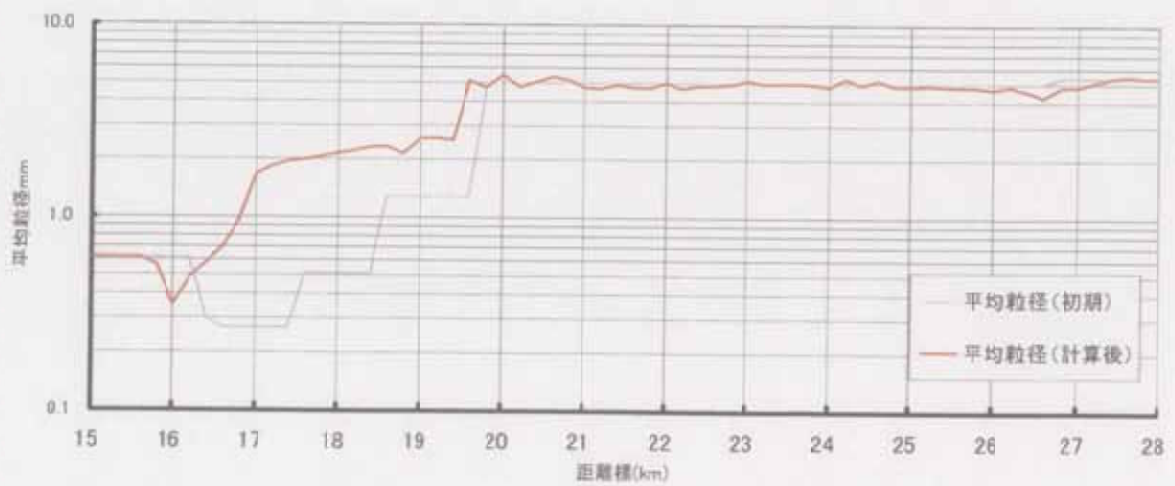
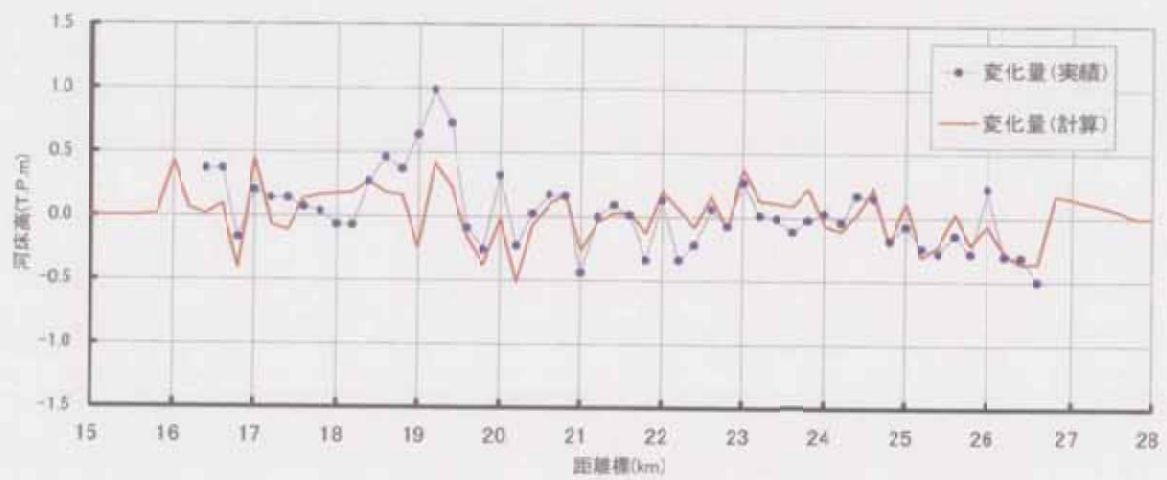
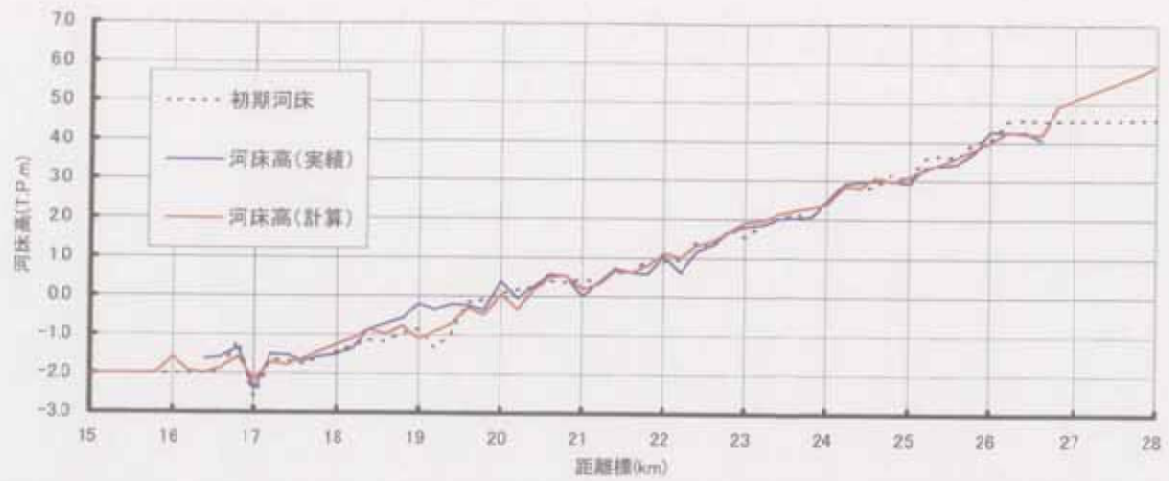


図-4.29 河床変動計算結果 (Case4-1)

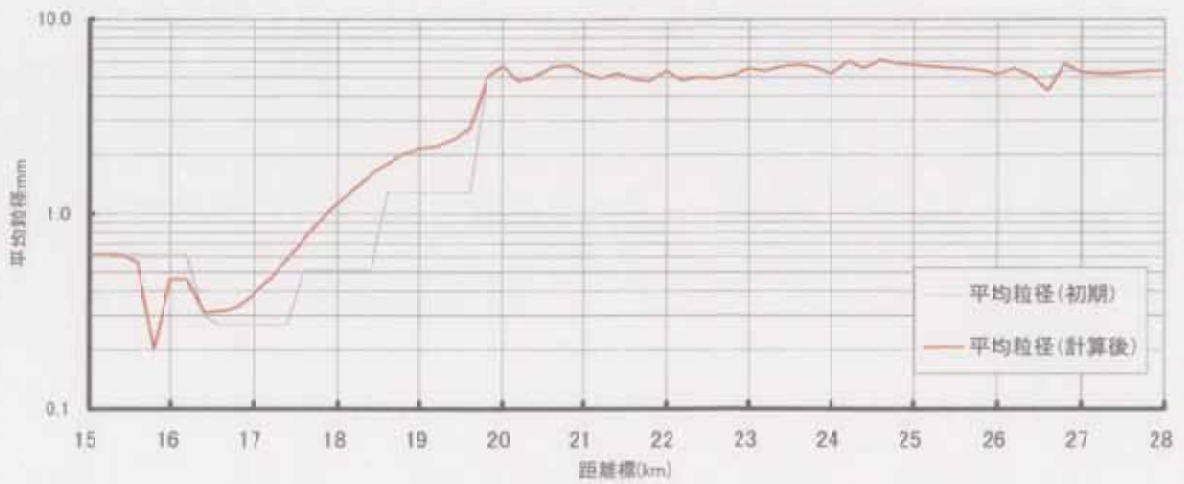
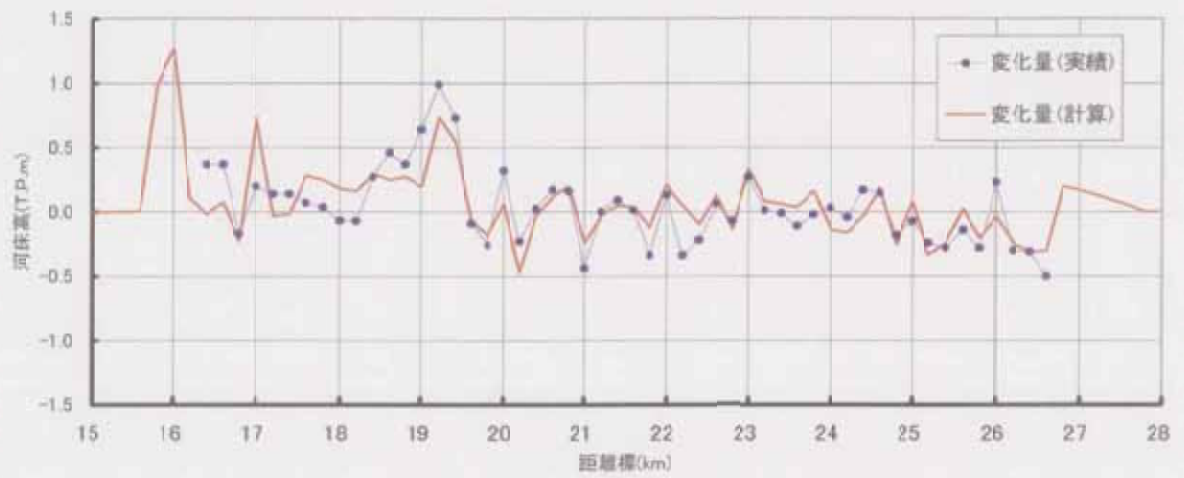
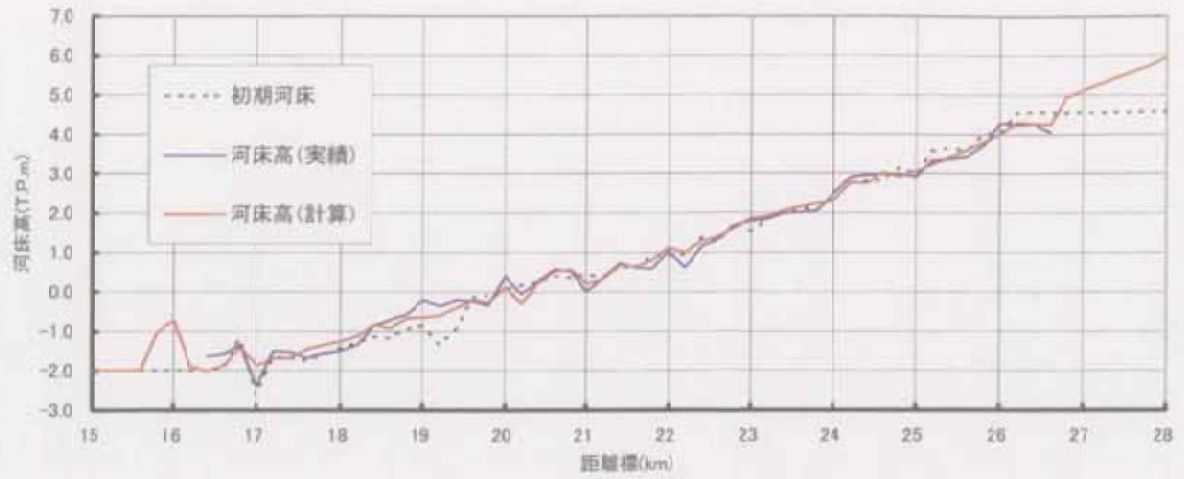


図-4.30 河床変動計算結果 (Case4-2)

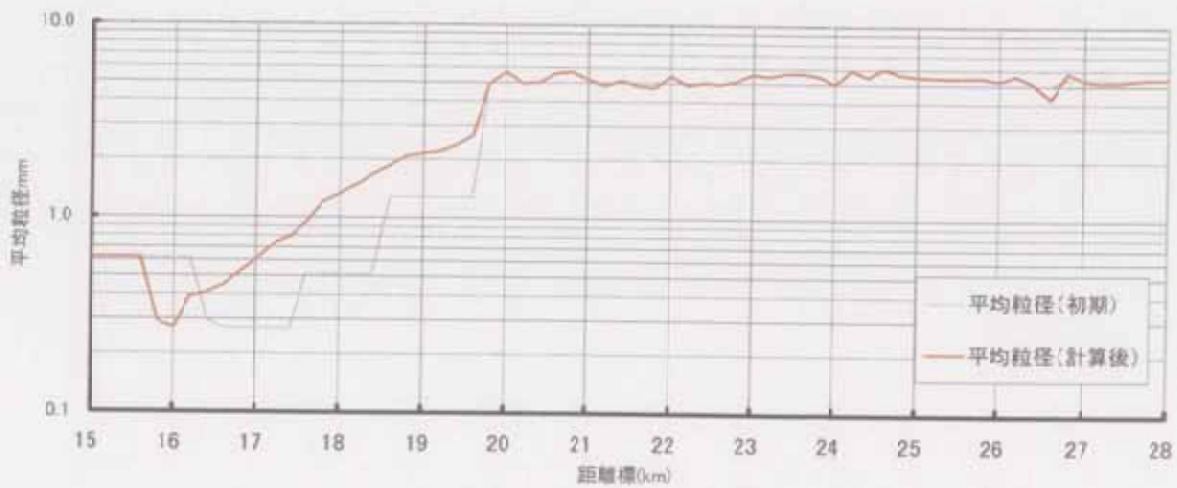
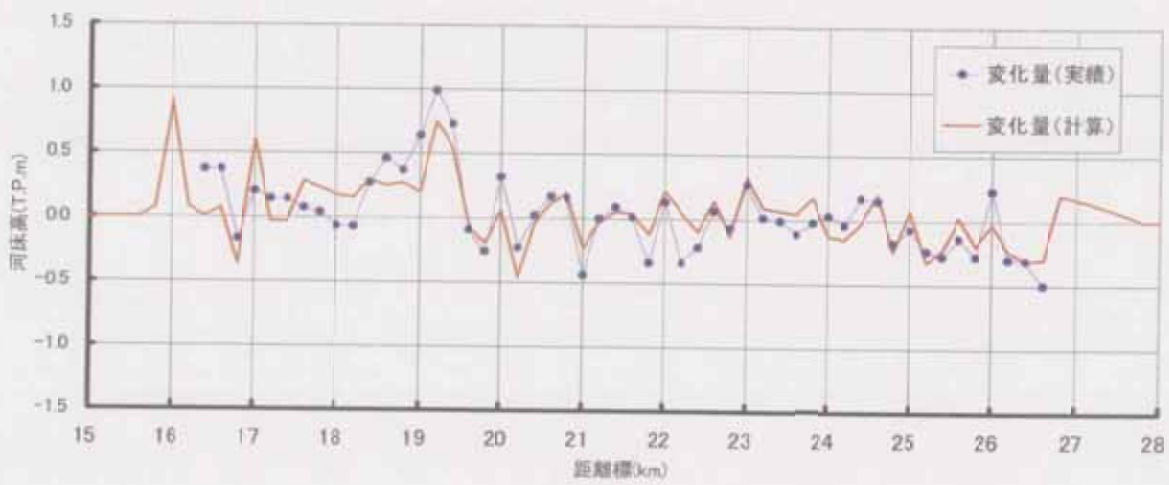
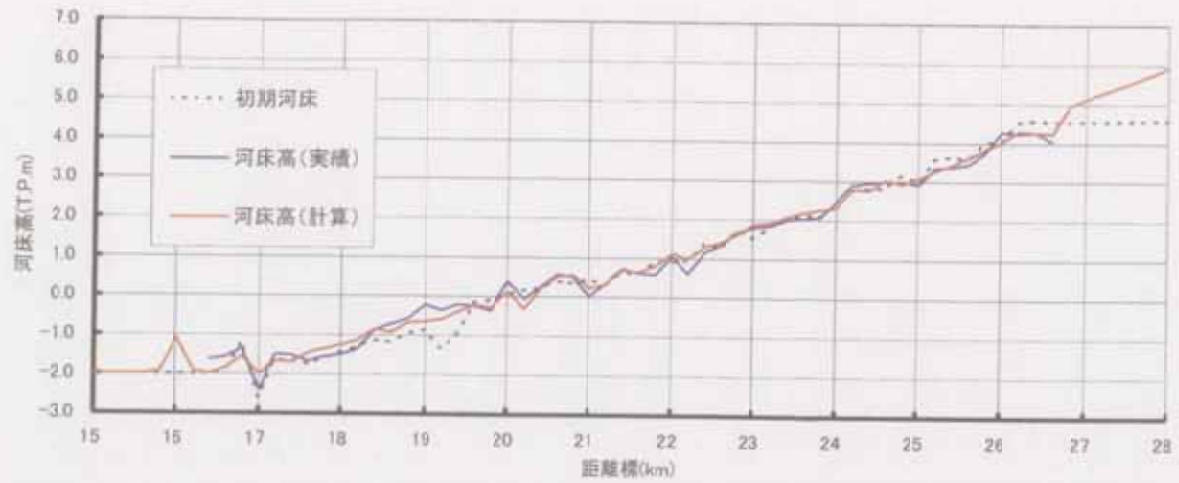


図-4.31 河床変動計算結果 (Case4-3)

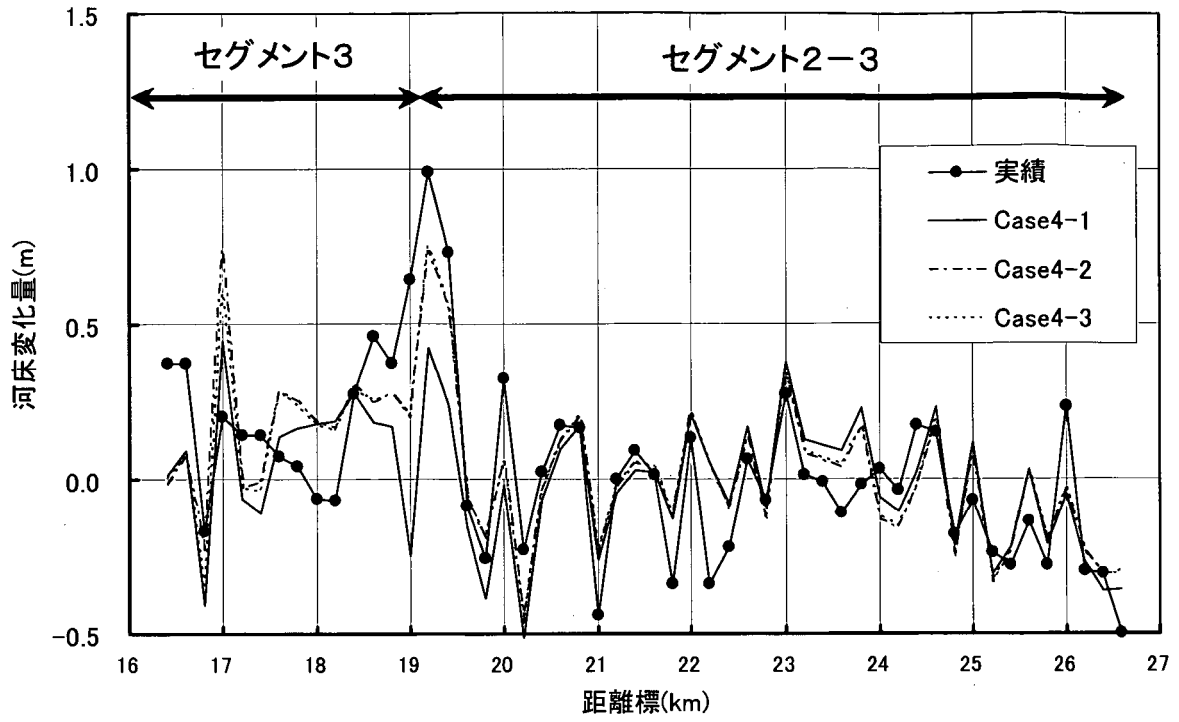


図-4.32 河床変動量の比較図

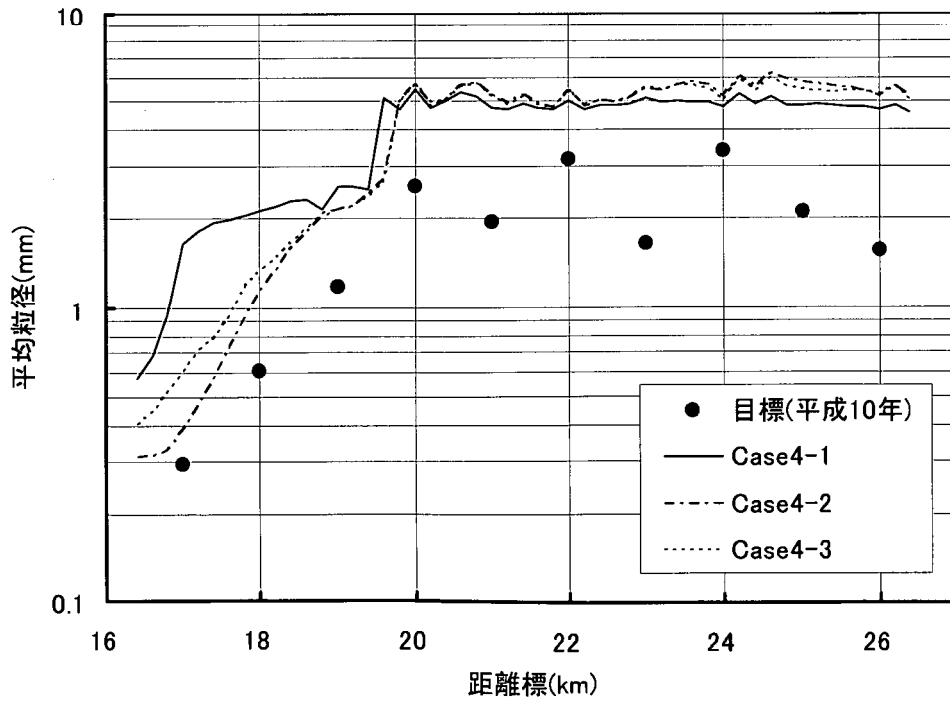


図-4.33 平均粒径の推定結果の比較図

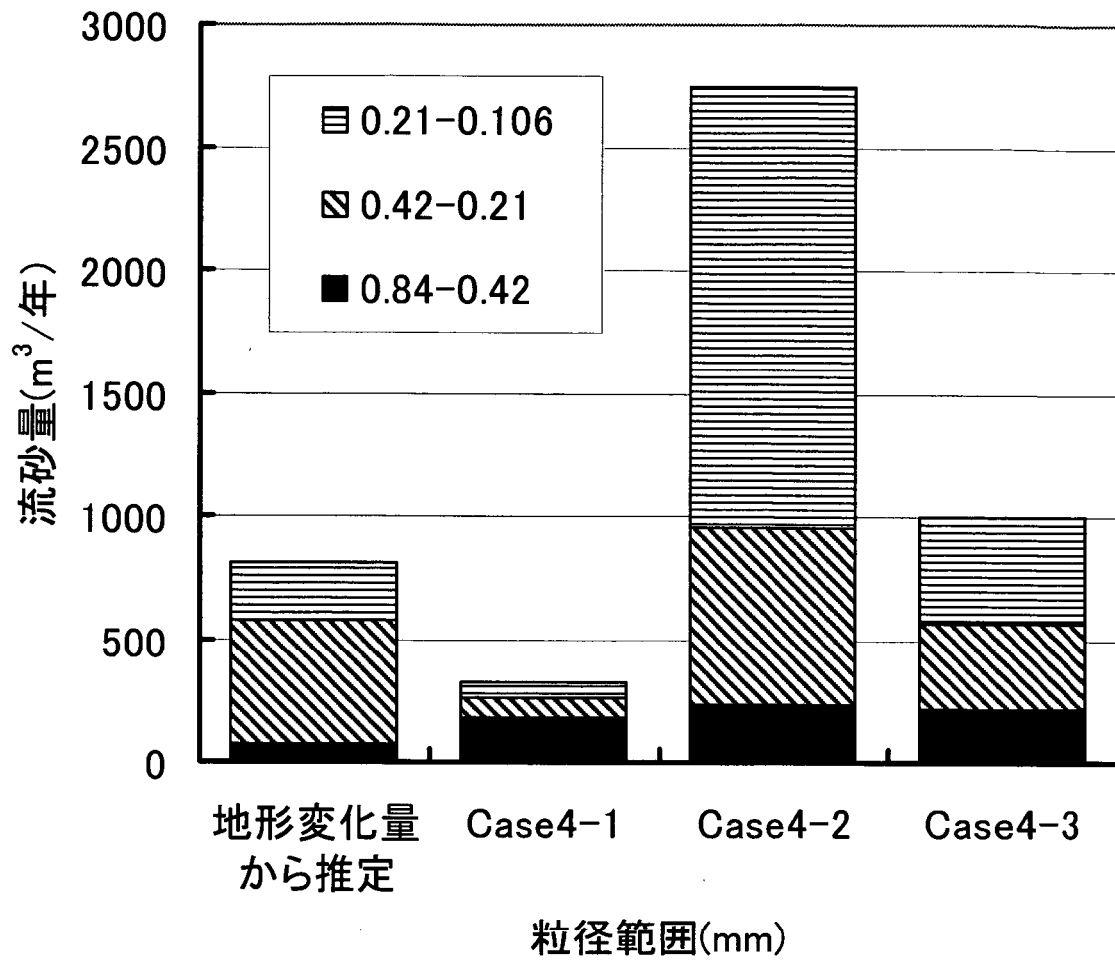


図-4.34 流砂量の比較 (18.0k)

4. 4 まとめ

本章では、涸沼川洪水観測施設で実施した流砂量観測から得られた掃流砂量と浮遊砂量を既往の流砂量式と比較して、既往流砂量式の現地河川への適用性を検討した。また、流砂量式の設定が河床変動計算に与える影響について検討を行った。本章の内容を整理すると以下のとおりである。

1) 掃流砂量式について

- ・平均粒径 d_m をもとに粒径別移動限界掃流力を計算するよりも、 d_{50} あるいは d_{60} を d_m として粒径別移動限界掃流力を計算した方が幅広い粒径に対応した移動限界掃流力を精度良く計算することができる。つまり、混合粒径における粒径別掃流砂量を計算する場合は d_{50} あるいは d_{60} をもとに計算する方が適している。
- ・また、掃流砂観測結果と芦田・道上の式、佐藤・吉川・芦田の式、Meyer Peter-Muller の式を比較した結果、芦田・道上の式と佐藤・吉川・芦田の式が観測値と比較的に良く一致した。
- ・涸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。
- ・河床形態と有効掃流力の変化を検討した結果、式(4.17a)、式(4.17b)によって有効掃流力を計算すれば、各河床形態に対応した掃流力を概ね計算することができる。

2) 浮遊砂量について

- ・浮遊砂の観測結果と芦田・道上の浮遊砂量式、板倉・岸の式、Lane-Kalinske 式を比較した結果、粒径が小さくウォッシュロードに近い粒径では Lane-Kalinske 式と観測値が良く一致しており、粒径が大きくなると芦田・道上の浮遊砂量式が観測値と良く一致する。
- ・芦田・道上の浮遊砂量式と板倉・岸の式の基準面濃度式について検討したところ、対象とする河床が lower regime の場合、芦田・道上の浮遊砂量式の基準面濃度式の修正式(式(4.40))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。

3) 1次元河床変動計算に与える影響について

- ・GセグメントとSセグメントが接続する涸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(4.40)を用いた芦田・道上の浮遊砂量式によって河床高の縦断変化、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。

【 第 4 章 参考文献 】

- 1) 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
- 2) 平舘治、末次忠司ほか：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、土木学会第 56 回年次学術講演会、第 2 部門、2001
- 3) 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
- 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) Meyer-Peter, E. and R. Muller : Formulas for bed-Load Transport, Proc. of the 2nd Cong. of the IAHR, Stockholm, 1948.
- 6) Egiazaroff, I. V. : Calculation of Nonuniform Sediment Concentrations, Proc. ASCE, Vol. 91, No. HY4, 1965, pp. 225-247
- 7) 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、1956、pp. 1-21
- 8) 藤田光一、末次忠司ほか：澗沼川洪水観測レポート [2] 1999~2000、2001. 3
- 9) 山本晃一、高橋晃ほか：澗沼川洪水観測レポート [1] 1988~1989、1990. 10
- 10) 山本晃一：沖積学、山海堂、補章 1、pp. 383-423. 1994.
- 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、土砂水理学 1、森北出版株式会社、pp. 269-294、1982. 12