

# 国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of  
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.69

March 2003

土砂動態予測のための河床変動モデルの改良

— 澗沼川を事例として —

末次忠司・日下部隆昭・谷口 丞

Improvement of the Riverbed Fluctuation Model For the Prediction of Sediment Transport

— In the Case of Hinuma River —

Tadashi SUETSUGI, Takaaki KUSAKABE and Susumu TANIGUCHI

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management  
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

土砂動態予測のための河床変動モデルの改良 — 涸沼川を事例として —

末 次 忠 司 \*  
日下部 隆 昭 \*\*  
谷 口 丞 \*\*\*

Improvement of the Riverbed Fluctuation Model for the Prediction of Sediment Transport  
- In the Case of Hinuma River -

Tadashi SUETSUGI  
Takaaki KUSAKABE  
Susumu TANIGUCHI

概要

本研究は、涸沼川洪水観測施設における流砂観測結果をもとに既往の流砂量式の適用性について検討を行ったものである。また、流砂観測と1次元河床変動計算を結びつけた土砂動態予測システムを構築して、涸沼川流域における長期間の土砂動態の再現性についての検討を行った。

キーワード : 土砂動態、河床変動計算、掃流砂量、浮遊砂量、供給土砂量

Synopsis

In this paper, it is examined that the applicability of a established bed-load and suspended-load equation using sediment sampling data on the flood observation facility in Hinuma river. Moreover, the sediment transport prediction system using 1-dimensional bed variation numerical calculation based on sediment measurement was examined by test calculation on prolonged sediment transport in Hinuma river.

Key Words : sediment transport, bed variation calculation, bed load equation, suspended equation, supply of sand

---

\* 河川研究室 室 長 Head of River Division  
\*\* 河川研究室 主任研究官 Senior Researcher of River Division  
\*\*\* 河川研究室 交流研究員 Associated Researcher of River Division

## まえがき

平成10年7月に河川審議会総合土砂管理小委員会がとりまとめた「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」と題する報告等を受け、流域総合土砂管理に向けた調査研究が多くの河川で実施されるようになった。その中で河床変動計算の果たす役割は大きい。多くの河川では、河床変動計算によって流砂量、地形変化量、河床材料変化を予測し、その結果を基礎データとして流域総合土砂管理の検討を行っている。しかしながら、計算のアウトプットである流砂量、地形変化量、河床材料変化の精度について議論されたことは少ない。また、河床変動計算には、交換層や空隙率、砂の沈降速度など不確定性の強いパラメーターがあり、そのパラメーターが計算結果に与える影響と効果について検討された例も少ない。さらに、流砂量式の設定についても目が向けられることは少なかった。現在、幾つかの流砂量式が河床変動計算に使用されているが、各流砂量式が自然河川の流砂量に合っているか否か良くわかっていない。このような状況下で河床変動計算の結果を信じることは危険であると考え。我々は各パラメーターや流砂量式の特徴と計算結果に与える効果と影響を良く理解して、各河川の特徴に応じてパラメーターや流砂量式を設定して河床変動計算を実施し、適切なデータを蓄積して流域土砂管理に取り組むことが必要である。本報告書では、河床変動計算の各パラメーターについて一つ一つ考察を行い、計算結果に与える影響を調査した。次に各流砂量式の特徴を整理するとともに自然河川における流砂量観測結果と比較して各流砂量式の自然河川への適用性について考察を行った。また、上流端供給土砂量の設定手法が計算結果に与える影響についても検討を行った。現時点では、まだ不十分であり、検討すべき点は多く残されているが、今後も同様の研究が継続的に行われて河床変動計算に関する基礎的なデータを収集・蓄積し、河川技術者に活用されることを切に期待する。

また、本研究では、涸沼川洪水観測施設における現地観測結果が非常に重要な役割を果たした。この現地観測施設は国土交通省霞ヶ浦導水工事事務所調査設計課の平館治氏（元：河川研究室研究員）が確立した観測システムであり、掃流砂量と浮遊砂量が同時に観測できる世界的にも珍しい観測施設である。河川研究室では、この現地観測施設を使用して約10年間にわたり流砂量観測を実施しており、多くの者が関係した。2001年3月以前に関わった者はすでに土木研究所資料第3798号「涸沼川洪水観測レポート[2]」で紹介している。筆者以外に2001年4月～2003年3月の期間に関わった者は以下のとおりである（敬称略）。

諏訪義雄（1999.4～2002.3：主任研究官）、坂野 章（主任研究官）、横山勝英（1999.4～2002.3：研究官）、二村貴幸（1997.4～：研究官）、川口広司（2001.10～：研究官）、山本浩一（2002.4～：研究官）、栗山卓也（2002.4～：交流研究員）、小川和彦（2002.4～：交流研究員）

本報告書は、2つの国土技術研究会「水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップ作成及びモニター体制構築に関する研究」と「河床変動の特性把握と予測に関する研究」で行われた数多くの河川における流砂量観測事例、河床変動計算事例を参考にしている。国土技術研究会を支えてくれた各地方整備局河川計画課の担当者には、心から感謝する。

2003年3月



## 目 次

第 1 章 序論 .....	1
第 2 章 澗沼川流域における流砂量観測 .....	3
2.1 澗沼川流域の概要 .....	3
2.2 澗沼川流域における流砂量観測実績 .....	17
2.3 澗沼川洪水観測施設における流砂量観測結果 .....	21
第 3 章 1次元河床変動計算の概要と課題 .....	28
3.1 1次元河床変動計算の概要 .....	28
3.2 1次元河床変動計算の課題 .....	38
3.3 まとめ .....	54
第 4 章 流砂量モデルの設定について .....	56
4.1 既往の掃流砂量式の評価 .....	56
4.2 既往の浮遊砂量式の評価 .....	75
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 .....	88
4.4 まとめ .....	104
第 5 章 供給土砂量の設定手法について .....	106
5.1 供給土砂量の設定 .....	106
5.2 計算結果と考察 .....	120
5.3 まとめ .....	136

## 第1章 序 論

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、生産域からの粒径別供給土砂量と河道内を移動する土砂の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、上流域における生産土砂量を粒径別に与える手法は確立されていない。通常、ダムの堆砂資料から比生産土砂量を推定して供給土砂量を与えたり、上流河道における流送力見合いの流砂量を計算して供給土砂量に与えるが、この方法では、上流から供給される土砂量を粒径別に精度良く与えているとは言い難い。また、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も困難でもある。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。本報告書は、1次元河床変動計算のパラメーターと流砂量式が計算結果に与える影響と効果について検討したものである。本報告書の内容は以下のとおりである。

第2章では、本研究のモデルとなった涸沼川流域の特徴について述べるとともに、涸沼川流域で実施した流砂量観測の概要を述べている。特に涸沼川28.1kmに存在する涸沼川洪水観測施設における掃流砂量観測、浮遊砂量観測を中心に述べている。

第3章では、1次元河床変動計算の概要と問題点について述べている。そして実際に簡易な1次元河床変動モデルを作成して河床変動計算の各パラメーターが計算結果に及ぼす影響について考察を行っている。

第4章では、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する。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化を図った。

第5章では、現在考えられる供給土砂量の設定手法について検討を行い、涸沼川をモデルに1次元河床変動計算を実施して、供給土砂量の設定手法が計算結果に与える影響と効果について考察を行った。

## 【 第 1 章 参考文献 】

- 1) 河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会(1999)：「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」報告、1998. 10
- 2) 土木研究所河川研究室：「水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップの作成及びモニター体制構築に関する研究、平成 11 年度（第 53 回）建設省技術研究会 指定課題、pp15-1～pp. 15-48、1999. 11
- 3) 建設省河川局治水課、河川局防災・海岸課海岸室、土木研究所河川研究室、土木研究所海岸研究室：水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップの作成及びモニター体制構築に関する研究、平成 12 年度（第 54 回）建設省技術研究会 指定課題、pp. 17-1～pp. 17-66、2000. 11
- 4) 河川局治水課、国総研河川研究室：水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップの作成及びモニター体制構築に関する研究、平成 13 年度国土交通省国土技術研究会 指定課題、pp. 6-1～pp. 6-48、2001. 11

## 第2章 涸沼川流域における流砂量観測

本研究は実際の河川において実施された流砂量観測及び地形変化測量から得られた結果を考察して水理量と流砂量、あるいは水理量と河床変動量の関係を把握するとともに河床変動計算の精度向上に向けた検討を行うことを目的としている。研究対象フィールドは、茨城県に位置する涸沼川である。本章では、涸沼川の特徴と現地観測の概要について述べる。

### 2.1 涸沼川流域の概要

涸沼川の流域特性と河道特性、河床変動実態について述べる。

#### 1) 涸沼川の流域特性

涸沼川は、一級河川那珂川の右支川であり、茨城県に位置する流路延長 65km、流域面積 459km<sup>2</sup> の指定河川である。図-2.1.1 に、涸沼川の流域図を示す。源は標高 300m～500m の低平地にあり、比較的緩やかな流れを有する河川である。下流域には、8.0km～16.4km に涸沼が存在する。涸沼の面積は 9.1km<sup>2</sup> であり、平均水深 2.1m、最大水深 3.1m と浅く、水面は潮汐の影響によって変動を繰り返す。平均水面は、T.P.+0.0m～T.P.+0.5m である。また、上中流域には、寛政川、涸沼前川、枝折川、桜川、二反田川、稲田川、片庭川、飯田川など多数の支川が存在する。

図-2.1.2 に地質図を示す。涸沼前川、枝折川、寛政川の流域を含む中下流域は、主に沖積層と洪積層から成っている。一方、二反田川、稲田川、片庭川、飯田川の流域を含む上流域の地質は花崗岩及び砂岩、粘板岩が主体である。このため、上流の花崗岩域で生産されたマサが、流水によって下流側へ運ばれ中流域、下流域に堆積すると考えられる。また、上流域には、稲田川に代表されるとおり荒地が多数存在する。図-2.1.3 には、稲田川流域の荒地分布状況を示す。荒地が流域内に多く分布する状況がわかる。したがって、土砂生産量は比較的多い流域と推定できる。

表-2.1.1 と図-2.1.4 に各流域の土地利用状況を示す。流域全体としては森林の占める割合が多いことがわかる。また、下流域では、建物用地と畑の占める割合が上流に比べて高いことがわかる。



図-2.1.1 濁沼川の流域

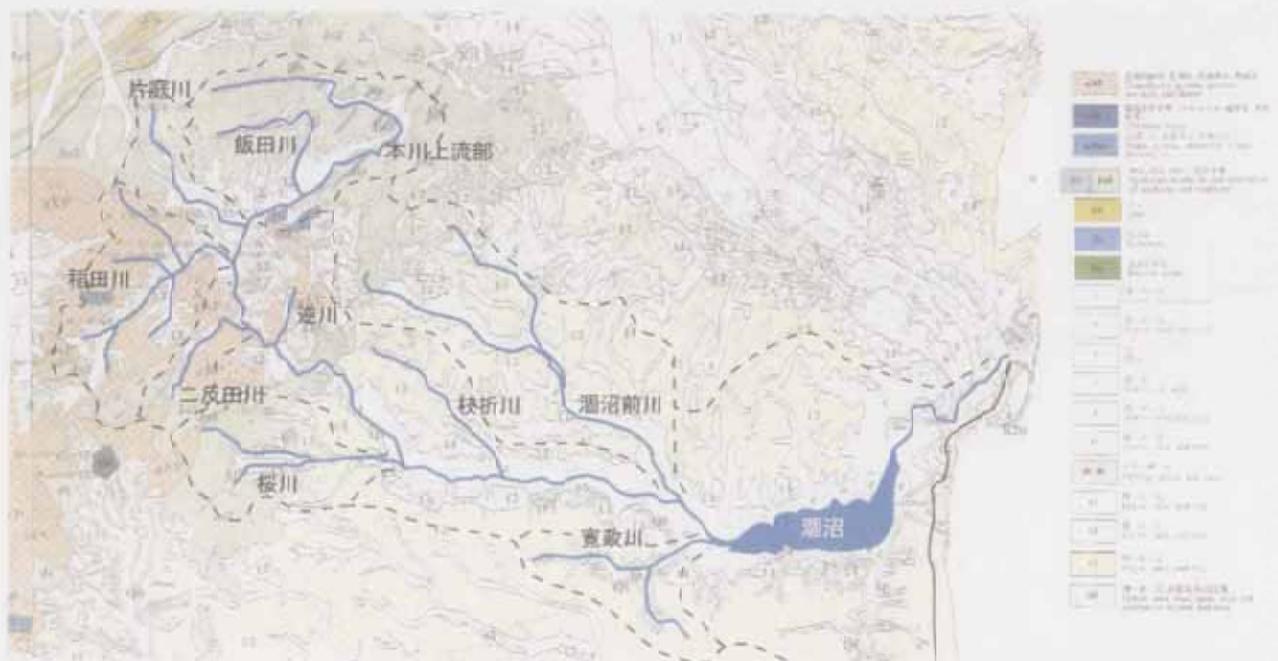


図-2.1.2 濁沼川流域の地質



図-2.1.3 稲田川流域における荒地分布状況

表-2.1.1 澗沼川流域の土地利用

土地利用	本川上流部	片森川	稲田川	稲田川 ～ 桜川	桜川	枝折川	澗沼前川	寛政川
田	4.89	0.97	6.76	7.82	2.19	1.61	16.97	3.10
畑	2.81	1.04	3.38	12.95	1.39	3.86	21.62	8.53
果樹園	0.06	0.01	0.09	6.13	2.58	1.31	2.43	1.85
その他木材	0.80	0.00	0.12	1.91	0.28	0.31	1.61	0.85
森林	35.40	5.12	22.84	37.31	15.83	4.08	23.91	7.77
荒地	0.51	0.77	1.16	0.68	0.32	0.01	0.49	0.03
建物用地	1.12	0.42	1.48	6.26	2.41	2.28	7.10	1.41
幹線交通地	0.00	0.00	0.05	0.12	0.02	0.11	0.06	0.00
その他の用地	0.07	0.01	0.15	1.87	0.59	1.00	3.50	0.32
湖沼	0.01	0.00	0.02	0.24	0.04	0.06	0.54	0.04
河川	0.08	0.03	0.00	0.60	0.13	0.06	0.36	0.00

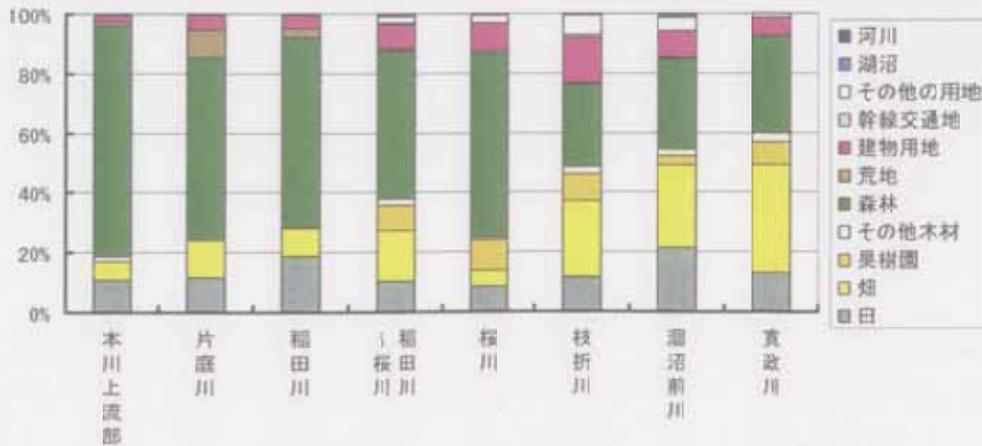


図-2.1.4 澗沼川流域の土地利用

## 2) 涸沼川の河道特性

涸沼川の縦断形状と粒径集団区分を示し、涸沼川の河道特性と土砂の分級状況について述べる。

### ① 涸沼川の河道特性

涸沼河口（16.4km）上流における河床縦断図とセグメント区分を図-2.1.6に示す。涸沼前川合流地点（19.4km）～涸沼河口（16.4km）の河床勾配は緩く  $1/2,500$  であり、セグメント3に属する。河床材料はシルト、砂であると考えられる。また、涸沼前川合流地点（19.4km）～35.4kmまでは、セグメント2に属する。この区間は、河床勾配の変化によってセグメント2-3（ $1/1,420$ ）、セグメント2-2（ $1/1,000$ ）、セグメント2-1（ $1/640$ ）に分割される。35.4km～40.4kmは、河床勾配  $1/470$  の岩河道である。さらに、40.4km～46.4kmは河床勾配  $1/590$  のセグメントB（盆地河道）、46.4kmから上流は河床勾配  $1/240$  のセグメントM（山地河道）である。

このように、涸沼川は46.4kmより上流部に  $1/240$  の急勾配区間が存在するが、46.4km地点より下流は  $1/500 \sim 1/2500$  の比較的緩やかな勾配である。

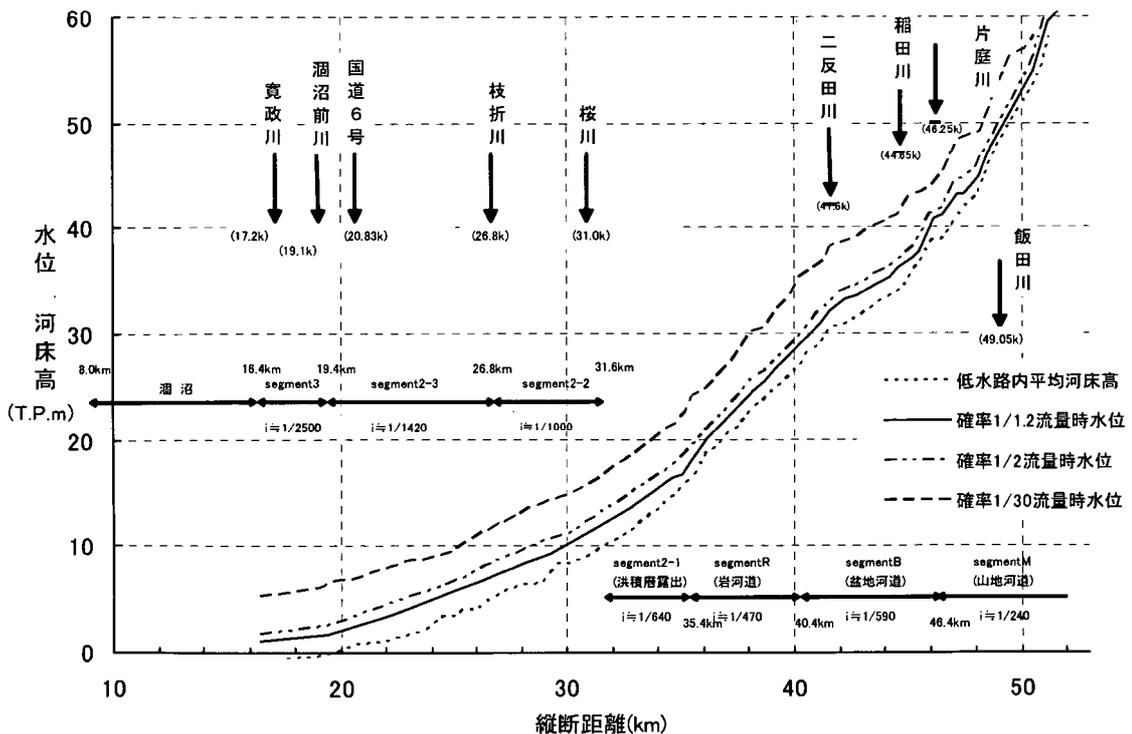


図-2.1.6 涸沼川の河床勾配とセグメント区分

表-2.1.2 各セグメントとその特徴<sup>1)</sup>

	セグメントM	セグメント1	セグメント2		セグメント3
			2-1	2-2	
地形区分	山間地	扇状地	谷底平野	自然堤防帯	デルタ
河床材料の代表粒径 $d_R$	さまざま	2cm以上	3cm~1cm	1cm~0.3mm	0.3mm以下
河岸構成物質	河床河岸に岩が出ていることが多い	表層に砂、シルトが乗ることがあるが薄く、河床材料と同一物質が占める	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物	シルト、粘土	
勾配の目安	さまざま	1/60~1/400	1/400~1/5000	1/5000~水平	
蛇行程度	さまざま	曲りが少ない	蛇行が激しいが、川幅水深比が大きい所では8字蛇行または島の発生	蛇行が大きいものもあるが小さいものもある	
河岸侵食程度	非常に激しい	非常に激しい	中、河床材料が大きい方が水路はよく働く	弱、ほとんど水路の位置は動かない	
低水路の平均深さ	さまざま	0.5~3m	2~8m	3~8m	

② 粒径集団区分

底質材料調査結果をもとに涸沼川の粒径集団区分を設定する。粒径集団とは、ある区間の河道を構成する粒径範囲のことであり、主にセグメント毎に設定される。流域全体の粒径集団を明らかにすれば、流砂系の全体像が把握でき、土砂収支と地形変化を合わせて分析することができるため、合理的な検討を行うことができる。

粒径集団は図-2.1.7 に示すとおり、流砂系内の各セグメント・地形を構成する土砂の粒径加積曲線を1枚の図に重ねて、セグメント毎に線種を分けることにより設定しやすくなる。

図-2.1.7 は、涸沼川の粒径集団区分である。5つの粒径集団によって河道が構成されていることがわかる。16.4km 下流の涸沼は、主に粒径集団4 (0.01mm~0.1mm のシルト、細砂) の土砂によって構成されていることがわかる。また、涸沼前川合流地点~涸沼河口のセグメント3は、粒径集団3 (0.1mm~1.0mm) の土砂によって構成され、中流部のセグメント2-3、セグメント2-2は粒径集団2 (1.0mm~5.0mm) の土砂によって構成されていることがわかる。

次に、流砂系の全体像を明らかにするため、セグメントと粒径集団区分(A集団、B集団、C集団)との関係を表-2.1.2 に示す。このような整理を行うことによって土砂の分級状態を縦断的に把握することができる。涸沼川では、上流域で生産された粒径集団1の礫は40.4kmより上流部のセグメントR、セグメントMに堆積していることがわかる。また、中流部のセグメント2-1~セグメント2-3には、1.0mm~5.0mm の粒径集団2が堆積して河床を構成していることがわかる。さらに、涸沼

前川合流部より下流においては、細砂、中砂からなる粒径集団3が堆積していることがわかる。

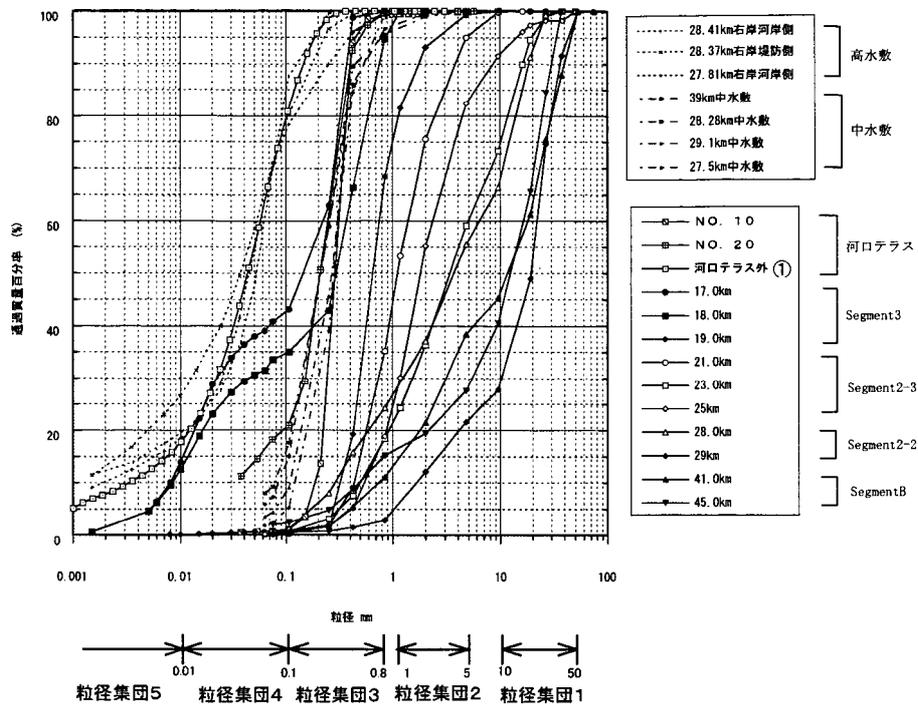


図-2.1.7 澗沼川の粒径集団区分

表-2.1.2 澗沼川の流砂系の全体像

	粒径集団1 d=50.0 ~10.0mm (礫)	粒径集団2 d=5.0 ~1.0mm (粗砂・小礫)	粒径集団3 d=0.8 ~0.1mm (細砂・中砂)	粒径集団4 d=0.1 ~0.01mm未満 (シルト)	粒径集団5 d=0.01mm未満 (粘土)
Segment-M (46.4km~)	↑ A' 集団	↑ A" 集団	↑ B 集団		
Segment-B (40.4~46.4km)					
Segment-R (35.4~40.4km)					
Segment-2	2-1 (31.6~ 35.4km)	↑ C 集団	↑ A 集団		
	2-2 (26.8~ 31.6km)	↑ A' 集団	↑ A" 集団	↑ B 集団	
	2-3 (19.4~ 26.8km)	↑ C 集団	↑ A 集団		
Segment-3 (16.4~19.4km)		↑ C 集団	↑ A 集団		
澗沼 (8.0~ 16.4km)	河口テラス		↑ A 集団 (0.4~0.1mm)	↑ B 集団	
	河口テラス より下流		↑ C 集団 (0.4~0.1mm)	↑ A 集団	↑ B 集団
	湖心			↑ C 集団(?)	↑ A 集団(?)
沼下流 (0.0~8.0km)			↑ A 集団(?)	↑ B 集団(?)	
高水敷形成			↑ C 集団 (0.4~0.1mm)	↑ A 集団	↑ B 集団
中水敷形成			↑ A 集団 (0.4~0.1mm)	↑ B 集団	

### 3) 河床変動状況

澗沼川では定期的に河道横断測量が実施されていないため、河床変動実態を経年的に把握することはできない。しかし、平成 62 年と平成 11 年に澗沼河口 16.4km から澗沼川洪水観測施設下流 1.0km に位置する 26.8km 地点まで横断測量が実施されている。昭和 62 年に実施された測量では、低水路と高水敷の横断形状を測量していたが、平成 11 年の測量では、低水路のみが測量されている。これらの測量結果をもとに低水路平均河床高を計算して、河床縦断図に示すと図-2.1.8 のとおりである。図-2.1.8 から考察される内容は以下のとおりである。

- ・ 19.0km 付近の河床が約 0.5m 上昇している。この付近はセグメント 2 - 3 からセグメント 3 へ変化する地点である。河床勾配は、1/1420 から 1/2500 に変化する。河床勾配が緩くなることで掃流力が低下して土砂が堆積したものと考えられる。また、澗沼前川の合流地点でもあり、澗沼前川からの供給土砂が堆積して河床が上昇した可能性もある。
- ・ 19.0km 付近の河道は粒径集団 3 によって構成されている。粒径集団 3 は 0.1mm ~ 1.0mm の細砂であり、本川上流及び澗沼前川から粒径集団 3 の土砂が運ばれて堆積したものと考えられる。
- ・ 25.0km ~ 28.0km の区間では、僅かであるが、河床が低下している。何らかの要因によって上流域からの土砂供給量が減少したものと考えられる。
- ・ 河床上昇区間の 19.0km ~ 16.4km、河床低下区間の 25.0km ~ 28.0km の区間を除く区間の河床は安定傾向である。

### 4) 川幅の変化

川幅の変化状況を図-2.1.9 に示す。川幅は下流に行くに従って次第に広くなる。局所的に変動しているものの縦断変化に大きな変化はなく、比較的安定していると考えられる。

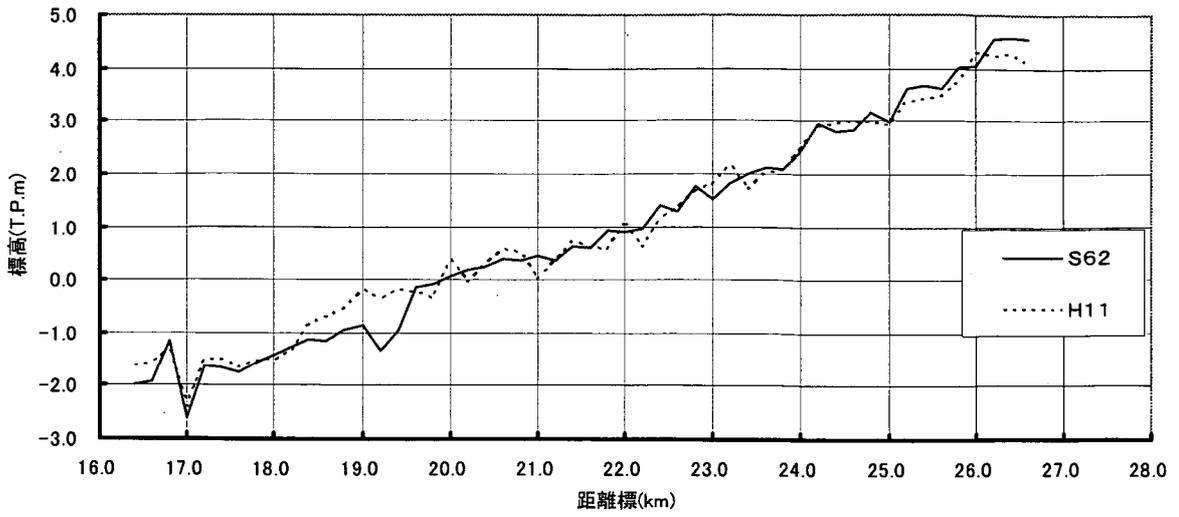


図-2.1.8 平均河床高の変化

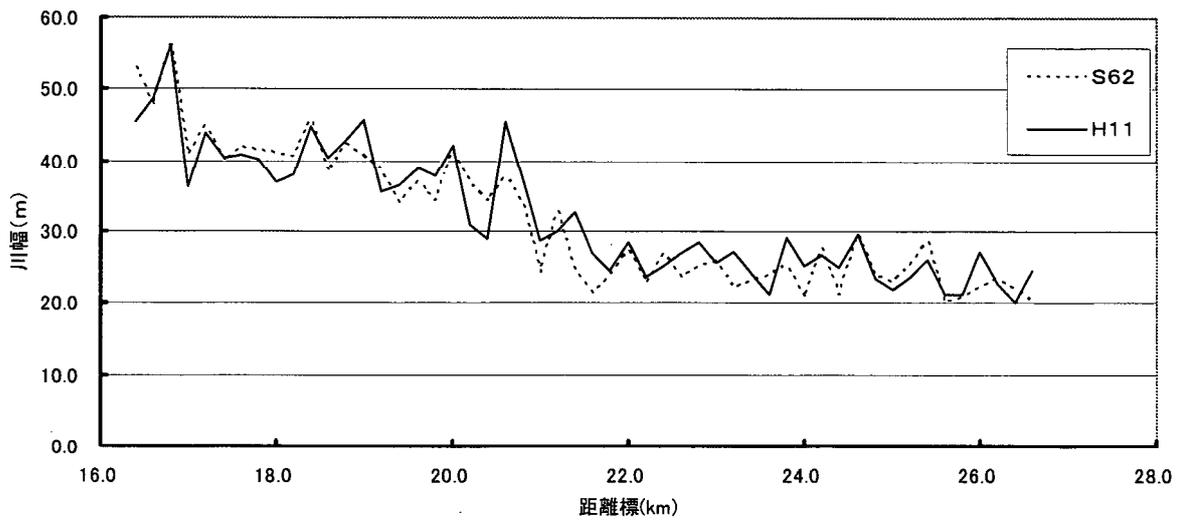


図-2.1.9 川幅の変化

## 5) 河床材料の変化

涸沼川における河床材料の変化について既往の底質調査結果をもとに考察する。図-2.1.12と図-2.1.13に、代表地点における昭和62年と平成10年の粒径加積曲線を比較した。図-2.1.12及び図-2.1.13から考察される内容は以下のとおりである。

- ・図-2.1.12より、17.0kmと18.0kmでは、昭和62年当時、粒径0.01mm～0.1mmの粒径集団4に相当する土砂の割合は約40%であったが、平成10年には10%程度まで減少している。粒径集団4は、河口テラスを構成する河床材料であることを踏まえると、昭和62年当時は17.0km～18.0km付近は河口と同様の細砂、シルトの堆積空間であったと推定される。
- ・一方、図-2.1.8より、17.0km～18.0km区間の河床高は、ほとんど変化していないことから、何らかの要因によって粒径集団4の土砂が河口へ流された後に粒径0.1mm～1.0mmの粒径集団3の土砂が堆積したと考えられる。
- ・図-2.1.13より、19.0km～25.0kmの区間では、粒度分布に大きな変化は無い。河床材料は比較的安定しているものと考えられる。

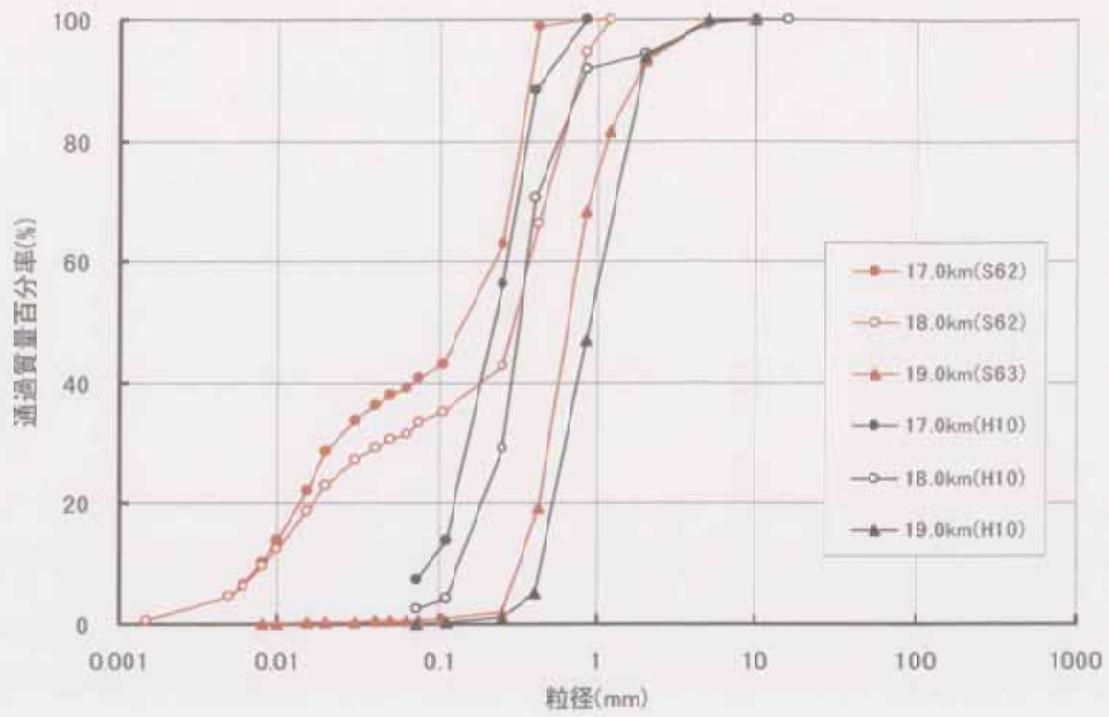


図-2.1.12 澗沼川の河床材料の変化（昭和 63 年～平成 10 年：セグメント 3）

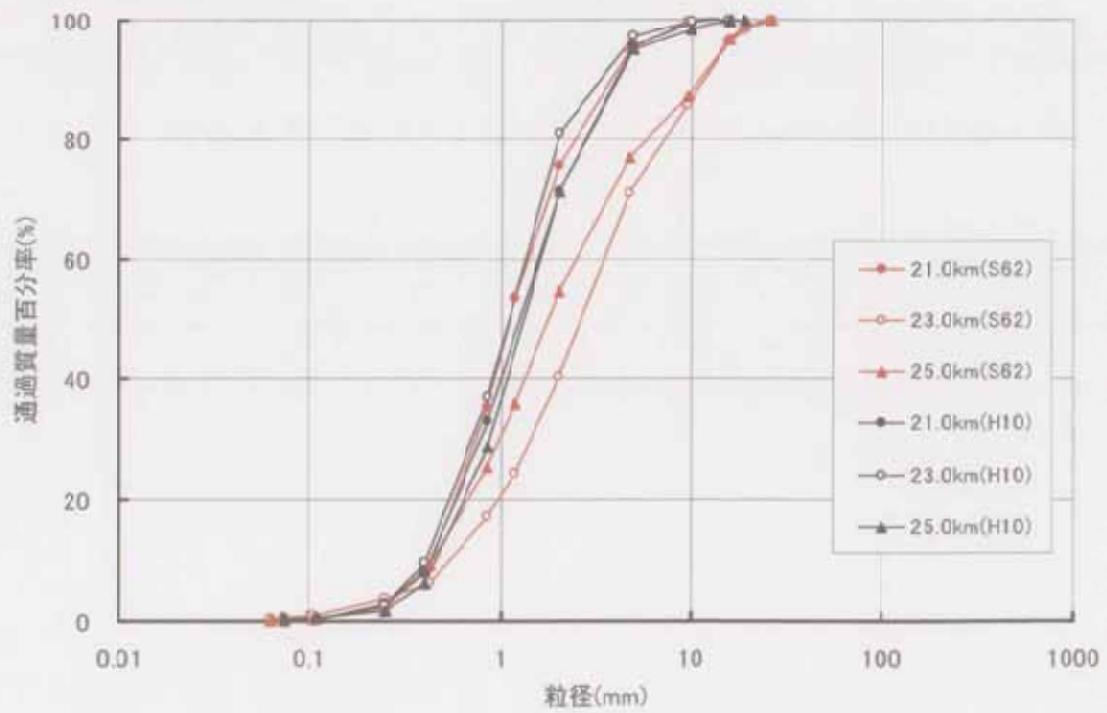


図-2.1.13 澗沼川の河床材料の変化（昭和 63 年～平成 10 年：セグメント 2-3）

## 6) 涸沼テラスの変動状況と底質状況

涸沼川 8.4km～16.4km 下流は沼となっている。沼は川幅が急激に拡大するため、掃流力が急激に低下して、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。これによって、沼への流入土砂量を粒径別に把握することができる。これは、1次元河床変動計算の検証材料として貴重なデータとなる。

図-2.1.14に、涸沼河口テラス深淺測量の位置図を示す。涸沼河口テラスでは、平成6年、平成8年、平成9年、平成10年に深淺測量が実施されている。深淺測量結果をもとに、河口テラスの体積を計算して土砂変化量を把握した。平成6年の河口テラスを基準にして平成9年、平成10年の土砂変化量を縦断的に示すと図-2.1.15のとおりである。涸沼河口の直下流に位置するNo.3～No.6に多量の土砂が堆積していることがわかる。また、図-2.1.14から、河口テラスが横断方向に広がっていることから、河口へ供給される土砂は横断方向に広く拡散していると推定できる。

図-2.1.16と図-2.1.17には河口テラスの粒度分布を示す。この底質調査結果と図-2.1.17に示した堆積土砂量から粒径別堆積土砂量を推定すると図-2.1.18のとおりである。これより、涸沼河口テラスには0.4mm～0.2mm(400 $\mu$ ～200 $\mu$ )の土砂が多く堆積していることがわかる。1年当たりの堆積土砂量は全粒径で約1,200m<sup>3</sup>/年であり、粒径範囲0.2mm～0.4mmの堆積土砂量は、約800m<sup>3</sup>/年と推定できる。

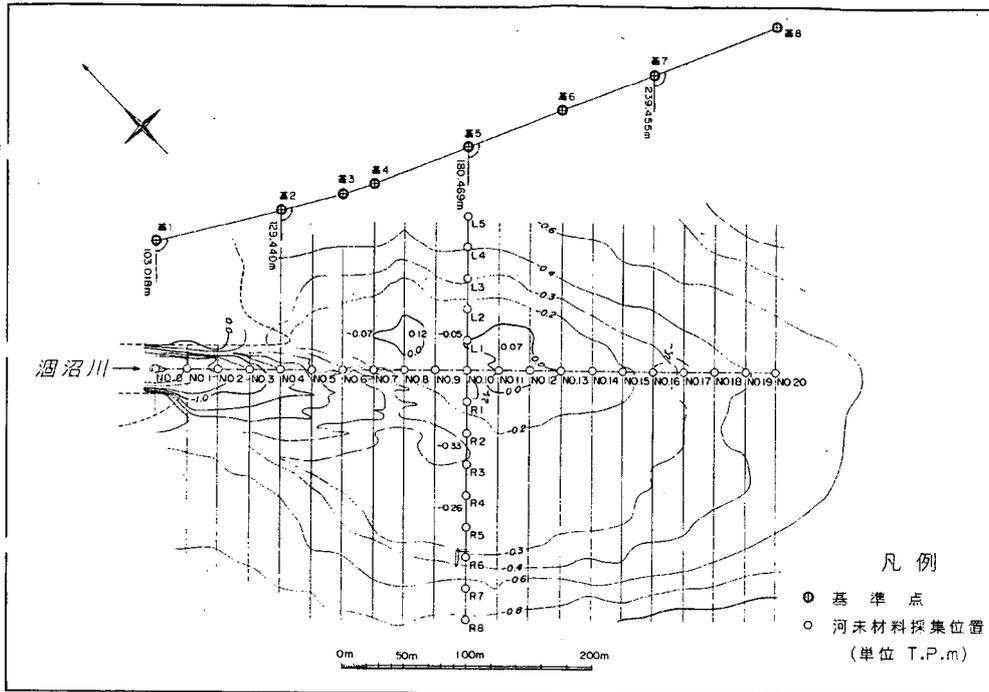


図-2.1.14 河口テラス深淺測量位置図

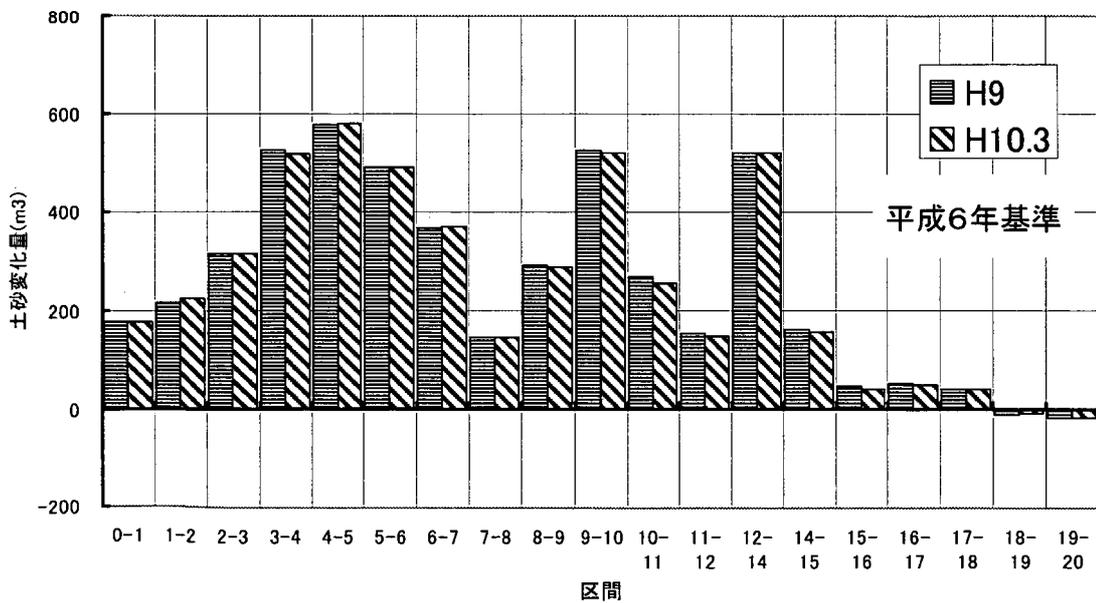


図-2.1.15 澗沼川河口テラス区間土砂変化実態

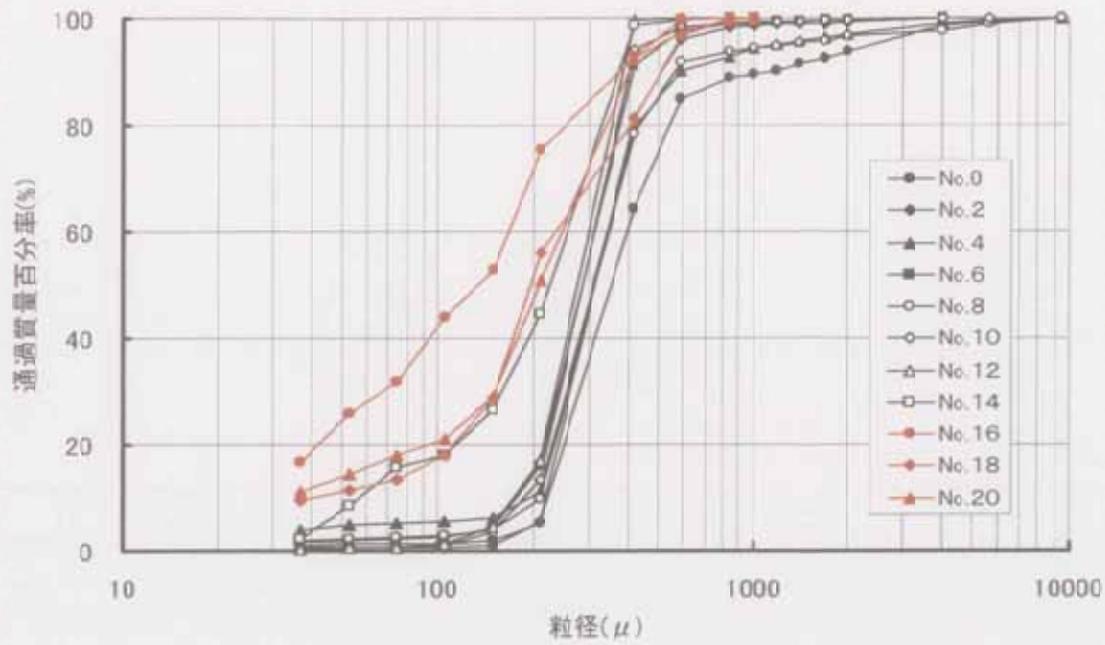


図-2.1.16 湊沼河口テラスの粒度分布（縦断方向）

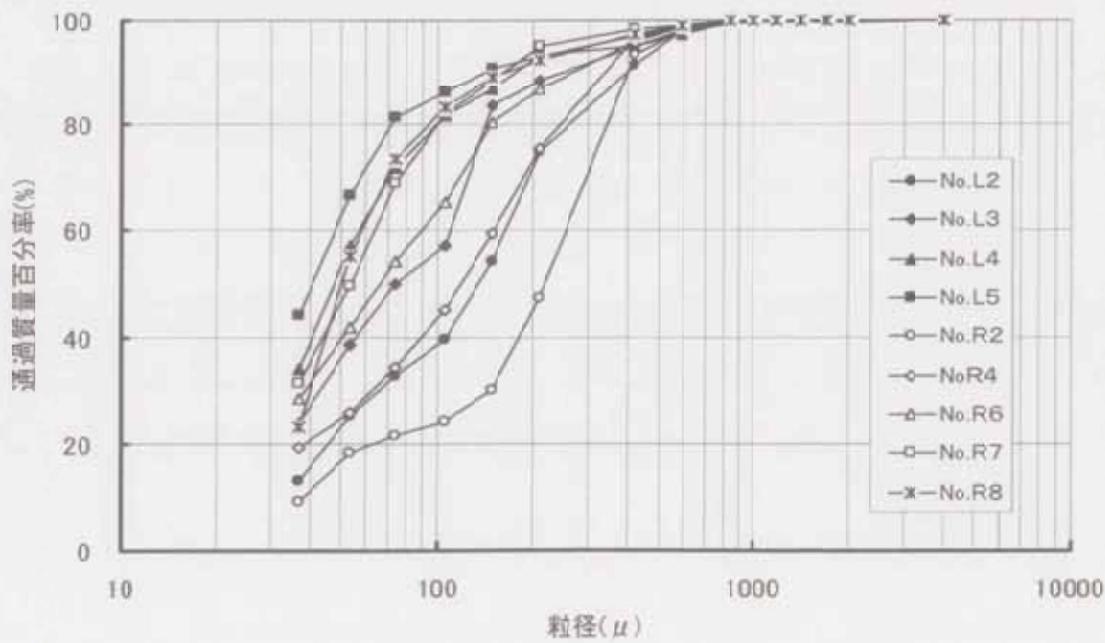


図-2.1.17 湊沼河口テラスの粒度分布（横断方向）

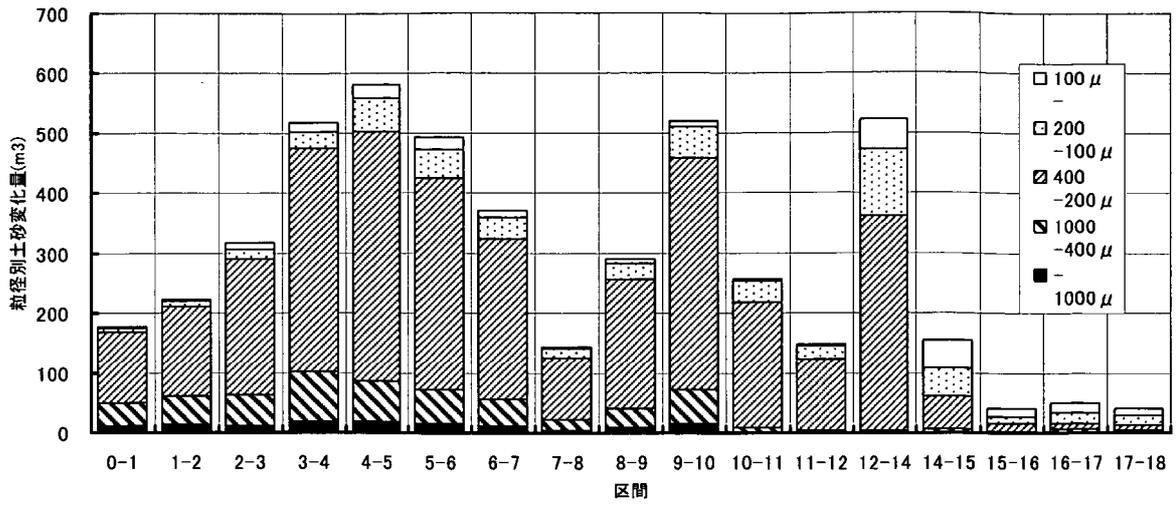


図-2.1.18 瀬沼河口テラスの粒径別堆積土砂量

## 2. 2 涸沼川流域における流砂量観測実績

涸沼川流域には、旧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）から現在に至るまで流砂量観測が行われている<sup>2)・3)</sup>。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）に本川28.1km地点に掃流砂量観測と浮遊砂鉛直分布の観測が可能な世界的にも珍しい観測柱を設置して流砂量観測を実施してきた。観測は出水時と平水時に行われ、幅広い水理条件下の流砂量が観測されてきた。近年では、濁度計・自動採水器など自動化された観測装置が流域内に多数設置されており、随時、流砂量を流域規模で観測している。これらの観測から得られた成果・知見は、すでに様々な報告書、論文で報告している<sup>2)・3)・4)・5)・6)</sup>ので、詳細については、それらの報告書、論文を参考にして頂きたい。本節では、涸沼川で実施した流砂量観測の概要について述べることとする。

### 1) 観測地点及び観測項目

河川研究室が涸沼川流域に設置した観測地点を図-2.2.1に示す。観測地点は流域全体に12箇所存在する。各観測地点における観測項目を整理すると表-2.2.1のとおりである。流砂量観測の目的は、以下の3つに大別できる。

- ①掃流砂量・浮遊砂量の観測
- ②水系スケールにおける細粒土砂動態の把握
- ③生産土砂量の把握

①は、河川研究が開発した観測柱によって観測が行われている。②は、バケツ採水、自動採水器、濁度計、ADCPによって観測を実施している。また、③はバケツ（ポリ容器）採水、濁度計が中心である。

河川研究室が開発した観測柱の構造と外観を図-2.2.2及び写真-2.2.1に示す。観測柱は涸沼川28.1km地点の涸沼川洪水観測施設にあり、河道中央部に設置されている。観測柱内には、掃流砂量観測装置と浮遊砂量観測装置が内蔵されている。浮遊砂量観測は、観測柱上流側よどみ点の鉛直方向5点に設置したノズルからポンプで吸引・採水し、各地点の土砂濃度を測定する。この浮遊砂量観測はウォッシュロード観測も兼ねている。掃流砂量観測は、河床に設置したトレンチ内に昇降可能なバケツ（直径20cm、深さ26.5cm）を河床と同じ高さになるまで降下させ、バケツ内に落ち込んだ土砂を採取する（写真-2.2.2）。採取した土砂は、篩い分け試験を実施して粒径別土砂量を計測し、バケツ幅とバケツ投入時間を除して掃流砂量を計算する。さらに、洪水観測施設には自動採水器と濁度計が装備されており、細粒土砂成分の移動量も観測している。濁度計は連続観測を実施しており、濁度を数分間隔で観測している。

涸沼川の各支川には、濁度計と自動採水器を設置している。自動採水器は、写真-2.2.3に示すとおり現地の備え付けの観測小屋の中に格納している。動力はバッテリーである。あらかじめ設定した時間間隔（例えば1時間、2時間）で採水を行

い、容量1リットルの採水ボトルに貯水される。採水後、乾燥させて残った土砂をレーザー式粒度分布計で計測して浮遊砂、ウォッシュロードの土砂量を粒径別に把握する。

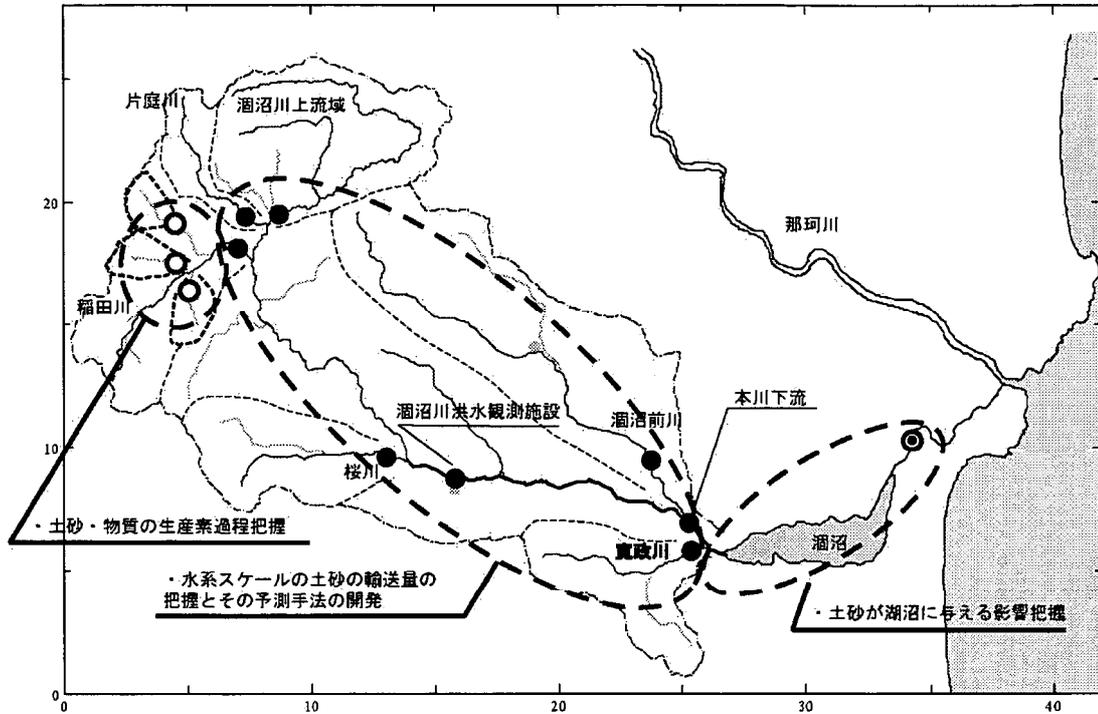


図-2.2.1 酒沼川流域における流砂量観測状況

表-2.2.1 主要観測地点における観測項目

観測地点	流量観測	水位(水深)観測	掃流砂観測	浮遊砂、ウォッシュロード観測			
			バケツ式	ポンプ採水	自動採水器	濁度計	バケツ採水
本川下流	○						○
酒沼前川	○	○			○	○	
寛政川	○						○
酒沼洪水観測施設	○	○	○	○	○	○	○
桜川	○	○			○	○	
稲田川	○	○			○	○	
片庭川	○	○			○	○	
本川上流	○	○			○	○	

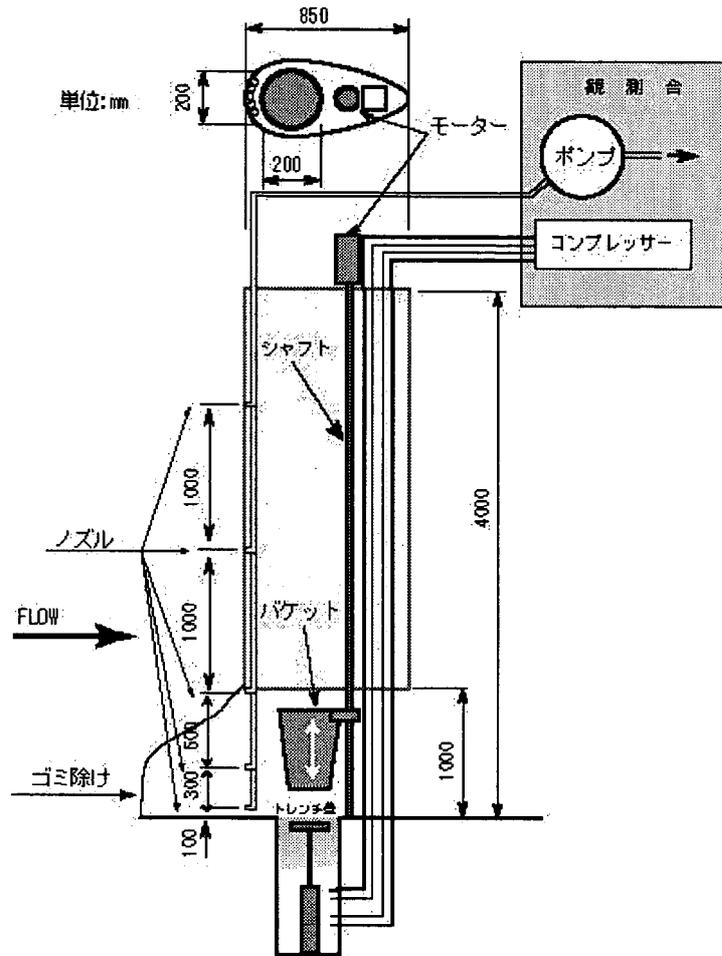


図-2.2.2 涸沼川洪水観測施設の観測柱

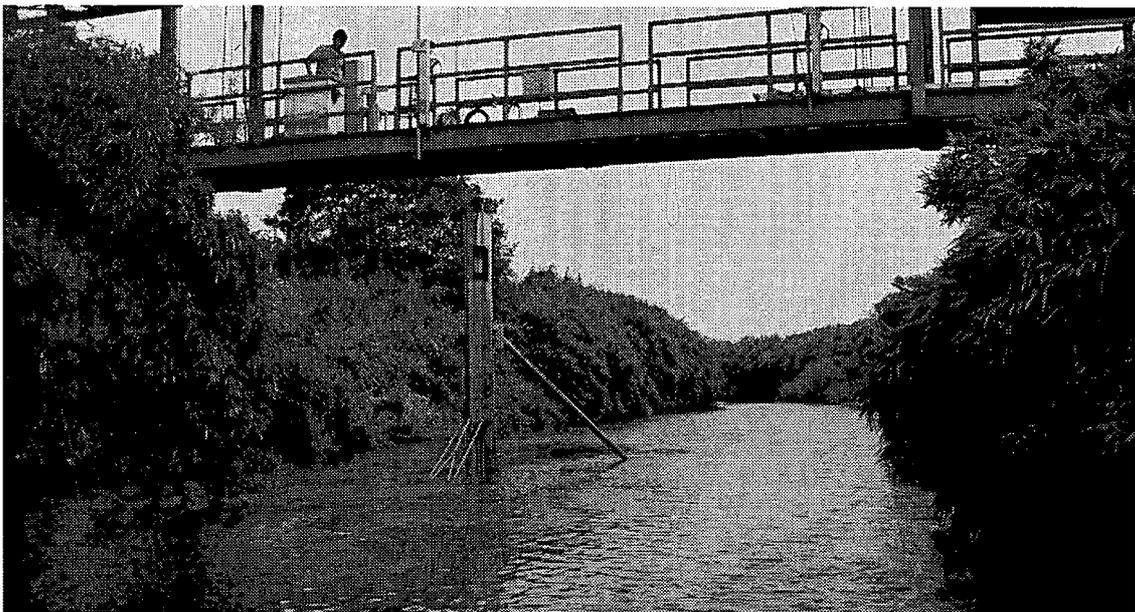


写真-2.2.1 涸沼川洪水観測施設



写真-2.2.2 掃流砂量採取状況



写真-2.2.3 自動採水器設置状況

## 2. 3 濁沼川洪水観測施設における流砂量観測結果

すでに述べてきたとおり、濁沼川洪水観測施設に設置した観測柱では、掃流砂量、浮遊砂量、ウォッシュロード量の観測を実施している。本節では、その観測結果の例を示す。

ウォッシュロード量は濁度計と自動採水器、観測柱によって観測した。濁度計によって観測された濁度を水位と合わせて時系列で示すと図-2.3.1 のとおりである。濁度が、水位に対応して変動する状況がわかる。水位上昇に伴い流量が増加することを踏まえると、濁度は流量の増加に伴い高くなるといえる。次に、濁度をもとに算出した土砂濃度と流量の関係を図-2.3.2 に示す。土砂濃度はあらかじめバケツ採水等によって得られた土砂濃度と濁度の関係から求めた。濁沼川洪水観測施設における濁度と土砂濃度の関係は以下のとおりである。

$$S = 1.41 \times SS$$

S : 土砂濃度(ppm)  
SS : 濁度(ppm)

図-2.3.2 より、土砂濃度は流量に対して増加傾向にあることがわかるが、明確な相関関係は無く、ある幅の中で変動している。また、同じ洪水の中でループを描くこともある。これらは、流域・溪岸に堆積した土砂の流出、雨の降り方が洪水によって異なることによって生じたものと考えられる。これから、ウォッシュロード量を水理量から推定することは困難であり、濁度計による連続観測が適しているといえる。

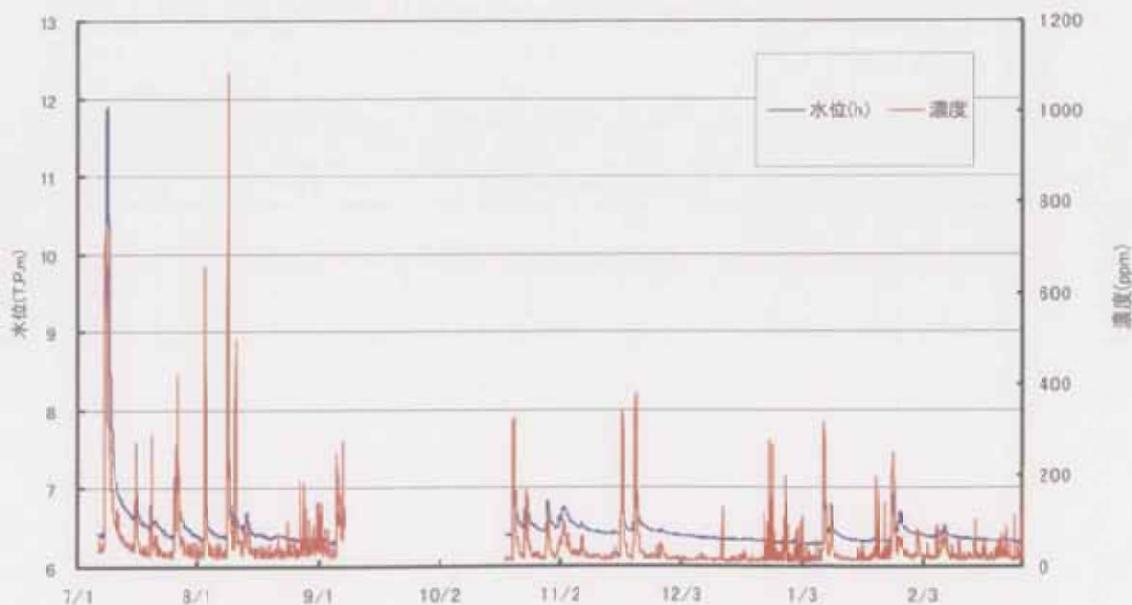


図-2.3.1 濁度計による濁度観測結果

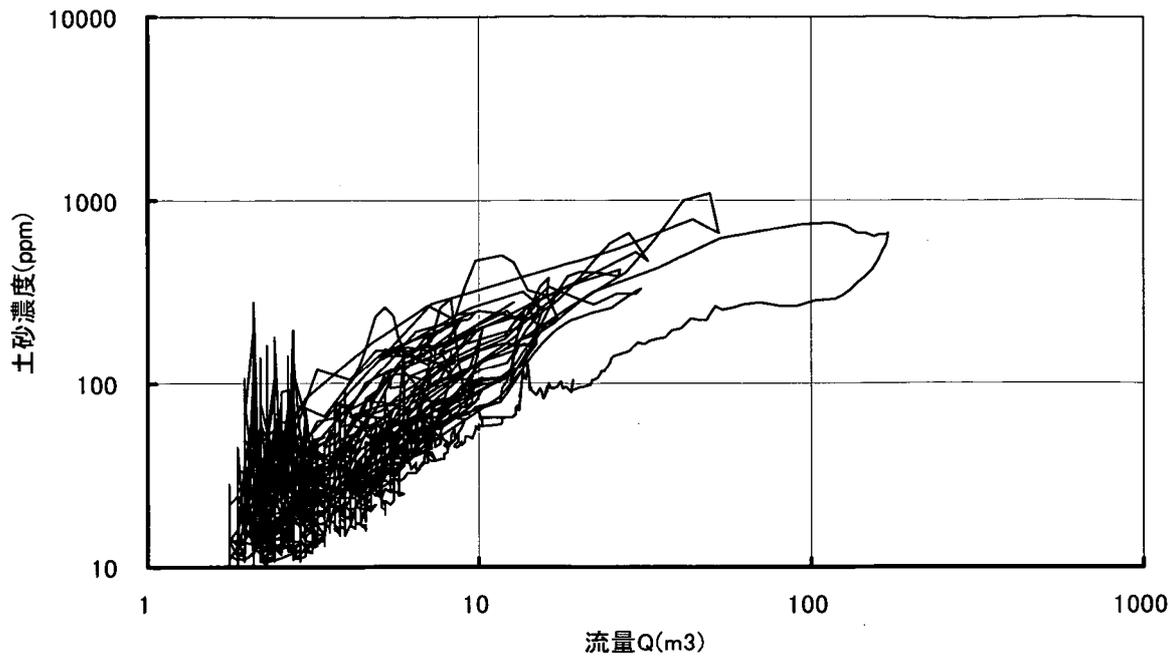


図-2.3.2 流量と濁度の関係

掃流砂量の観測結果を図-2.3.3に示す。これは、1992年～2001年の期間に観測柱及びトレンチ観測によって得られた全粒径の掃流砂量と水理量の関係を示したものである。参考のため、河床波が発達した場合と平坦河床の場合における芦田・道上の式<sup>7)</sup>を示した。なお、芦田・道上の式は河床材料が6.0mmの一樣砂礫と仮定して計算した。図-2.3.3から、掃流砂量も水理量に対して幅を有していること、出水毎に掃流砂量と水理量の関係が異なることがわかる。この掃流砂量の幅は河床波や砂州の発達に起因していると考えられる。河床波や砂州が発達すると掃流力も変化する。掃流砂量は掃流力の関数であることから、河床波や砂州の規模によって変化する。また、河床波の前縁と後縁では掃流砂量が異なると考えられる。さらに、河床波と砂州は平面的に移動・変化するので掃流砂量は横断方向、縦断方向に変化する。次に、図-2.3.3を粒径別に整理した結果を図-2.3.4(1)～図-2.3.4(3)に示す。図中には、芦田・道上の掃流砂量式を粒径別に計算した結果も示す。粒径別掃流砂量式を計算する際に必要となる粒径別限界掃流力は芦田・道上によるEgiazaroffの修正式<sup>7)</sup>を用いた。粒径別に見ても掃流砂量は水理量に対して幅を有していることがわかる。また、芦田・道上の式との関係に着目すれば、19.1mm～0.21mmの範囲で観測値が、芦田・道上の式と比較的良く合っていることがわかる。

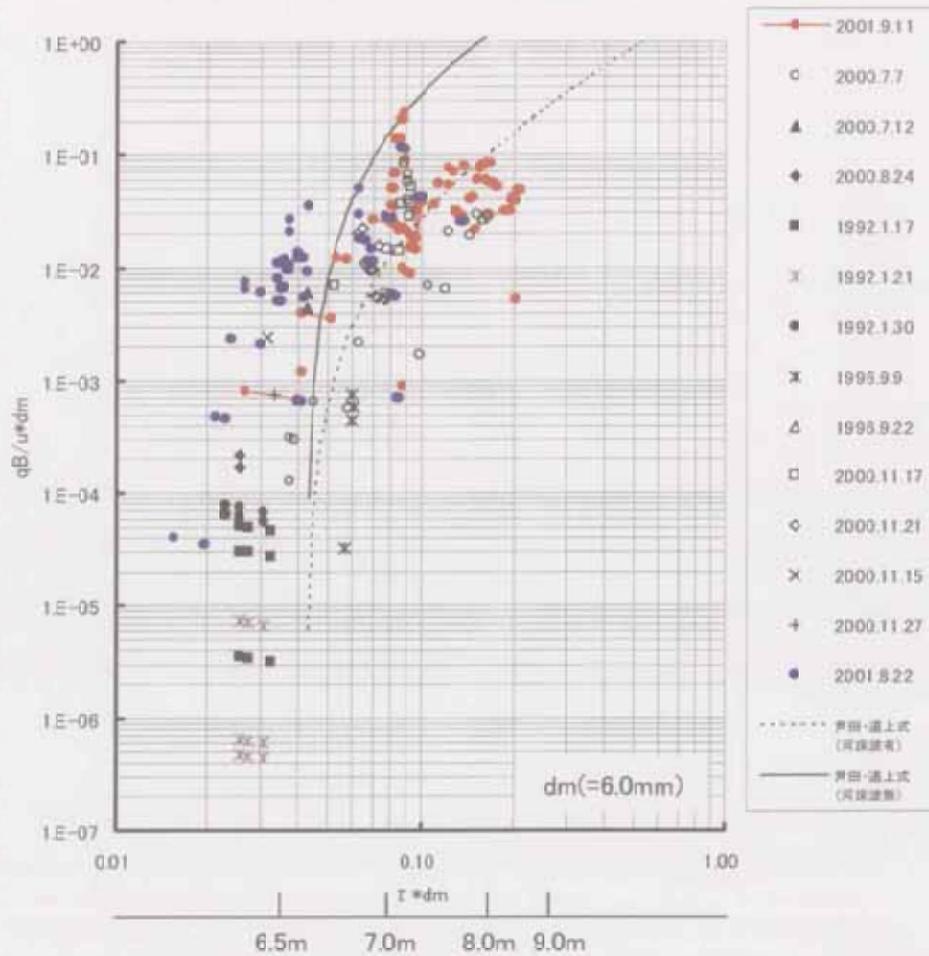


図-2.3.3 掃流砂量観測結果と芦田・道上式の比較（代表粒径 6mm で計算）

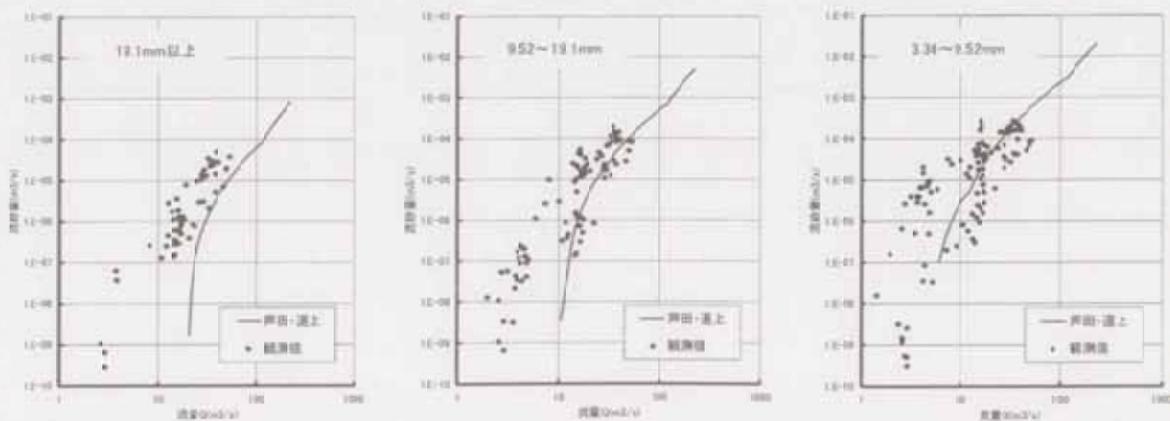


図-2.3.4(1) 掃流砂量観測結果と芦田・道上式の比較（粒径別）

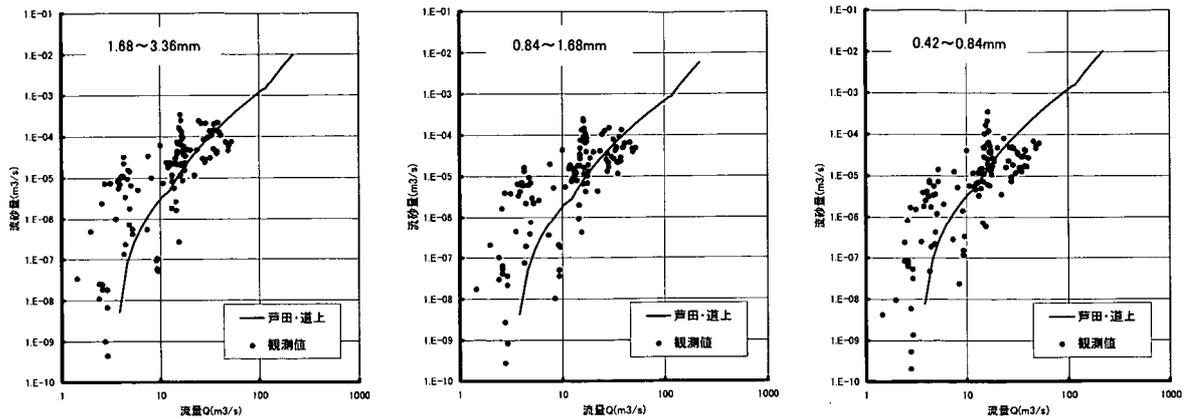


図-2.3.4(2) 掃流砂量観測結果と芦田・道上式の比較（粒径別）

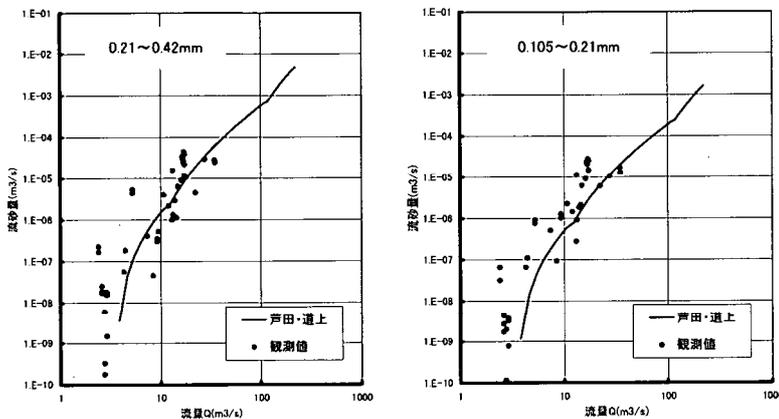


図-2.3.4(3) 掃流砂量観測結果と芦田・道上式の比較（粒径別）

浮遊砂は河床付近の攪乱によって河床材料が巻き上げられ、流れに乗って移動する。このため、鉛直方向に濃度分布が生じる。浮遊砂量を観測するためには、この鉛直濃度を精度良く観測することが必要である。涸沼川洪水観測施設の観測柱に設置されている浮遊砂採取装置は鉛直方向に複数のノズルが設置されているため、浮遊土砂の鉛直濃度を観測することができる。図-2.3.5には、観測柱によって観測された土砂の鉛直濃度分布を粒径別に示す。文献3)、4)では、摩擦速度と掃流力の関係から、涸沼川洪水観測所付近における土砂の運動形態を推定している。例えば、粒径範囲0.01mm~0.1mmの粒径集団3に属する土砂は、鉛直方向に土砂濃度に変化する浮遊砂的運動形態に、0.01mm以下の粒径集団4と粒径集団5は鉛直方向に土砂濃度が一様であるウォッシュロード的運動形態で移動すると推定している。図-2.3.5より、粒径集団3は、河床面付近の土砂濃度が高く、水面付近の土砂濃度が低い浮遊砂的運動形態の土砂濃度の特徴を良く表している。一方、粒径集

団4, 粒径集団5は、土砂濃度が、100ppm~200ppmの範囲でほぼ一様な値となっており、ウォッシュロード的運動形態特有の土砂濃度分布を表している。この結果から、摩擦速度と掃流力の関係をもとに土砂の運動形態が推定可能であることが確認できた。次に、観測された浮遊砂量を粒径別に示すと図-2.3.6のとおりである。浮遊砂量もウォッシュロード量、掃流砂量と同様に幅を有していることがわかる。図-2.3.6には、浮遊砂量の計算に良く用いられるLane-Kalinske式<sup>8)</sup>による浮遊砂量と観測値を示す。0.105mm~0.21mmの比較的細かい粒径範囲において観測結果とLane-Kalinske式の整合性は良いが、その他の粒径範囲における整合性はあまり良くない。第5章で後述するが、浮遊砂量は河床付近の底面濃度と土砂の鉛直濃度によって決定される。しかし、土砂の底面濃度や鉛直濃度分布は河床形態や河床材料の変化によって変化する。Lane-Kalinske式にはこのような河床形態、河床材料の変化の影響が考慮されていないばかりか、均一粒径の河床が基本となっていることによって精度が低下したと考えられる。

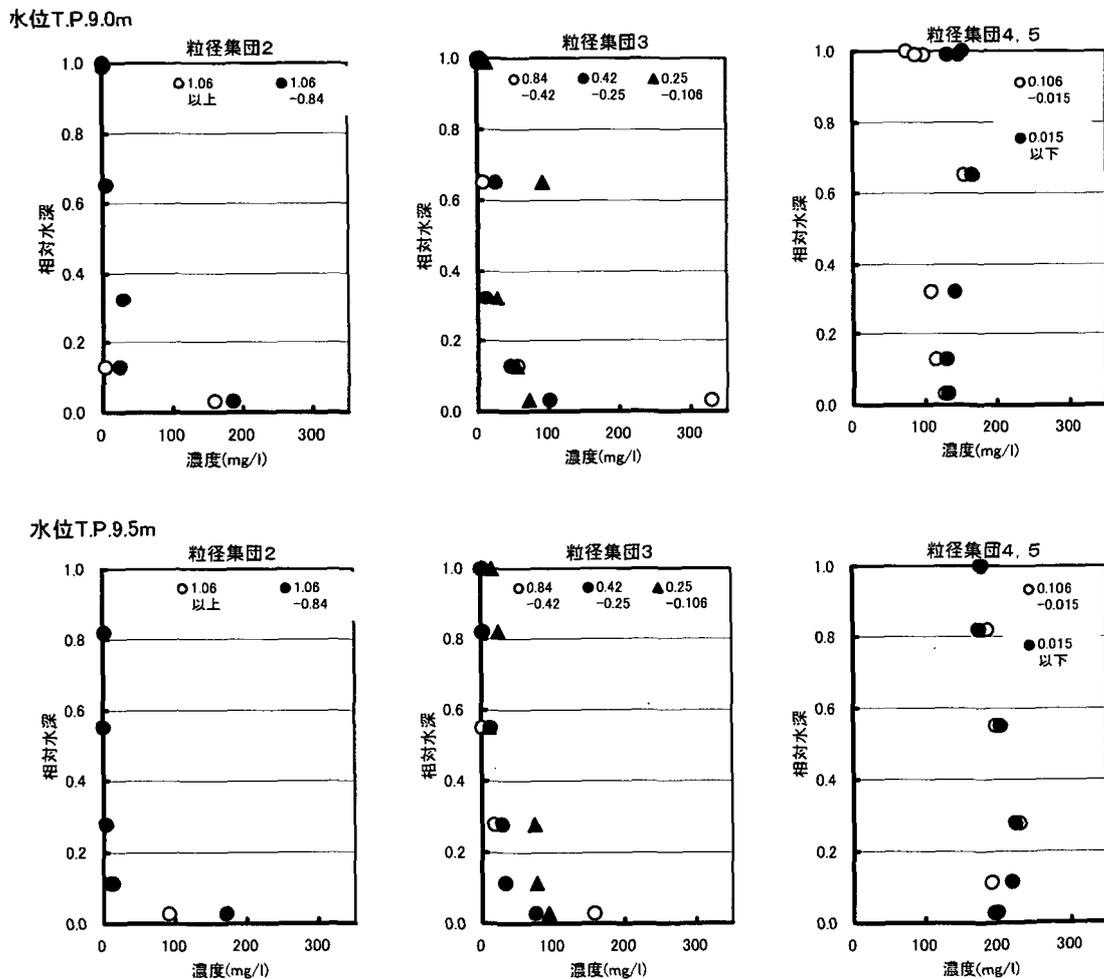


図-2.3.5 浮遊砂の鉛直分布

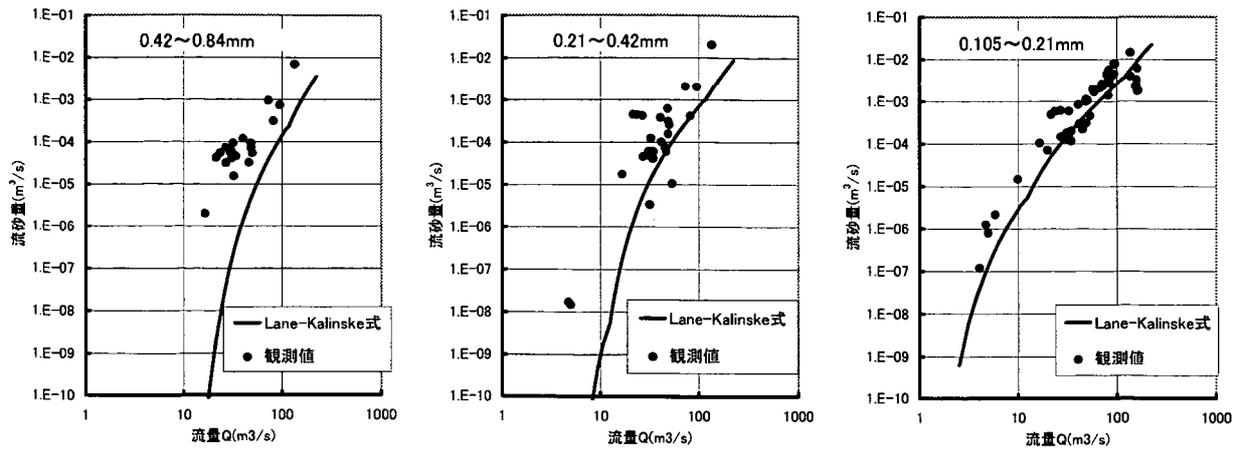


図-2.3.6 浮遊砂・ウォッシュロード観測結果（粒径別）

## 【 第 2 章 参考文献 】

- 1) 山本晃一：沖積河川学、pp. 6、山海堂、1994. 9
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 平舘治ほか：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
- 5) 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
- 6) 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 回土木学会年次学術講演会講演概要集、II-168、2002. 9
- 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) Lane, E. W. and A. A. Kalinske : The relation of suspended to bed material in river, Trans., A. G. U., pp. 637-640、1939

### 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。

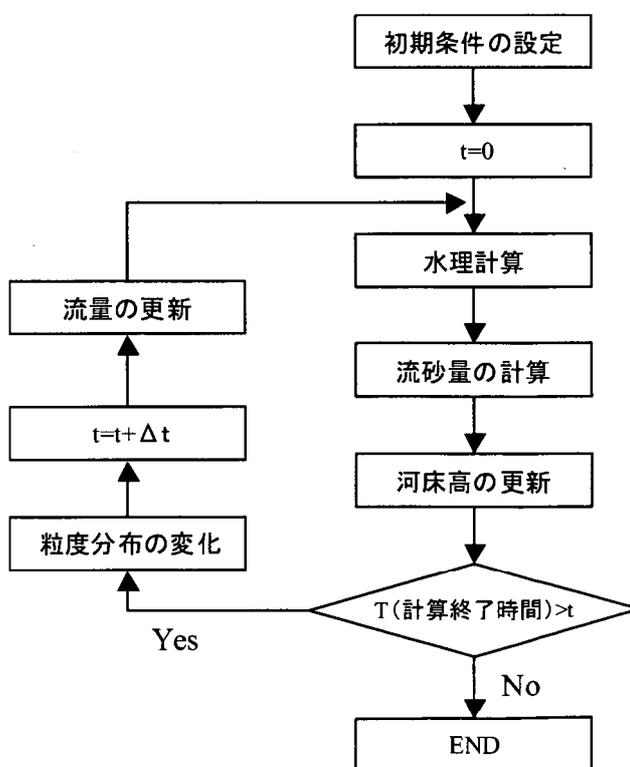


図-3.1.1 1次元河床変動計算の手法

### 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<sup>1)</sup>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)、 $\alpha$  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<sup>\*</sup>)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<sup>2)</sup>、Meyer-Peter-Muller式<sup>3)</sup>、佐藤・吉川・芦田式<sup>4)</sup>、芦田・道上式<sup>5)</sup>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<sup>6)</sup>、<sup>7)</sup>、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）<sup>5)</sup>

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

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

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

ここで、 $\tau_{*ci}$ : 粒径  $d_i$  の土砂の無次元移動限界掃流力、 $\tau_{*m}$ : 平均粒径  $d_m$  の土砂の無次元移動限界掃流力、 $\tau_{ci}$ : 粒径  $d_i$  の土砂の移動限界掃流力、 $\tau_{cm}$ : 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。 $\tau_{*cm}$  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）<sup>5)</sup>

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

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、 $\tau_{*ei}$  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<sup>8)</sup> と芦田・道上式<sup>9)</sup>、板倉・岸の式<sup>10)</sup> 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<sup>5)</sup> は以下のとおりである<sup>8)</sup>。

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

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

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

$q_{si}$  : 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  $\omega_0$  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、 $\eta$  : 河床高、 $B$  : 川幅である。黒木ら<sup>11)</sup>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<sup>12)</sup>。

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

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

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

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。

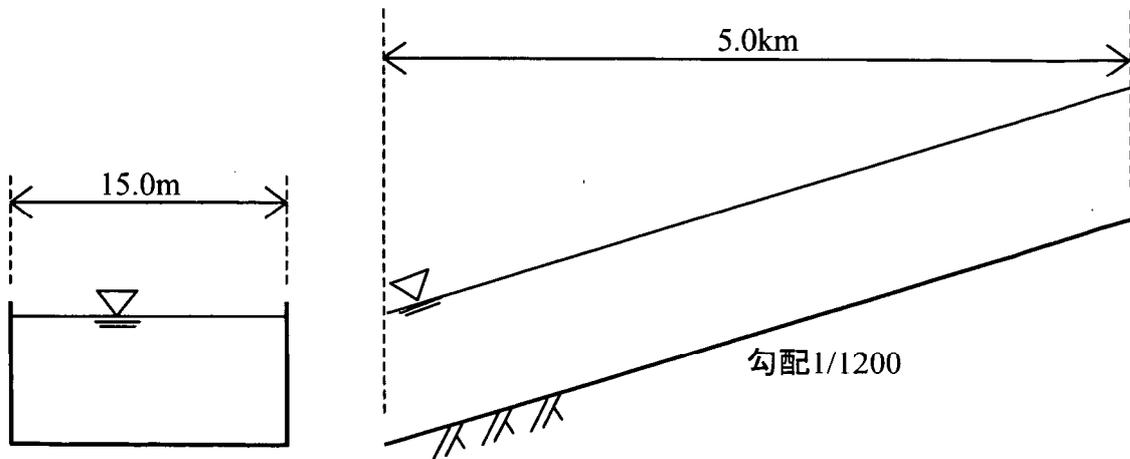


図-3.1.2 設定した河道形状

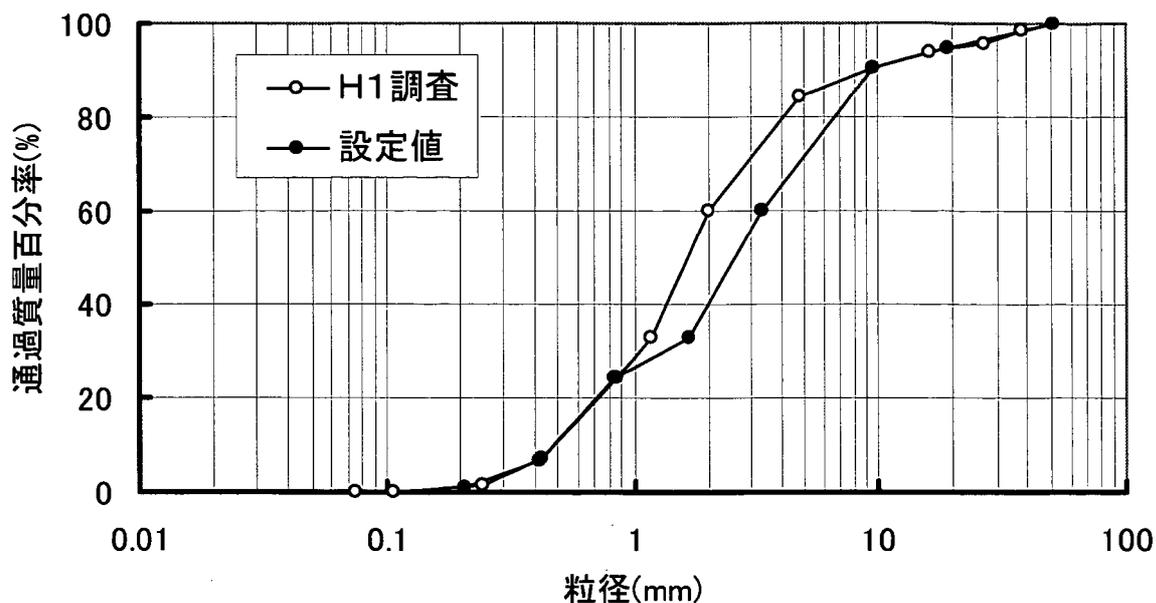


図-3.1.3 河床変動計算に用いた粒径分布

さらに、粗度係数  $n$  は濁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  $50\text{mm}$  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 :  $15.0\text{m}$
- 粗度係数 :  $0.045(\text{s}/\text{m}^{1/3})$
- 交換層厚 :  $0.05\text{m}$  (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
- $\Delta x$  :  $200(\text{m})$

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 <sup>3</sup> /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。

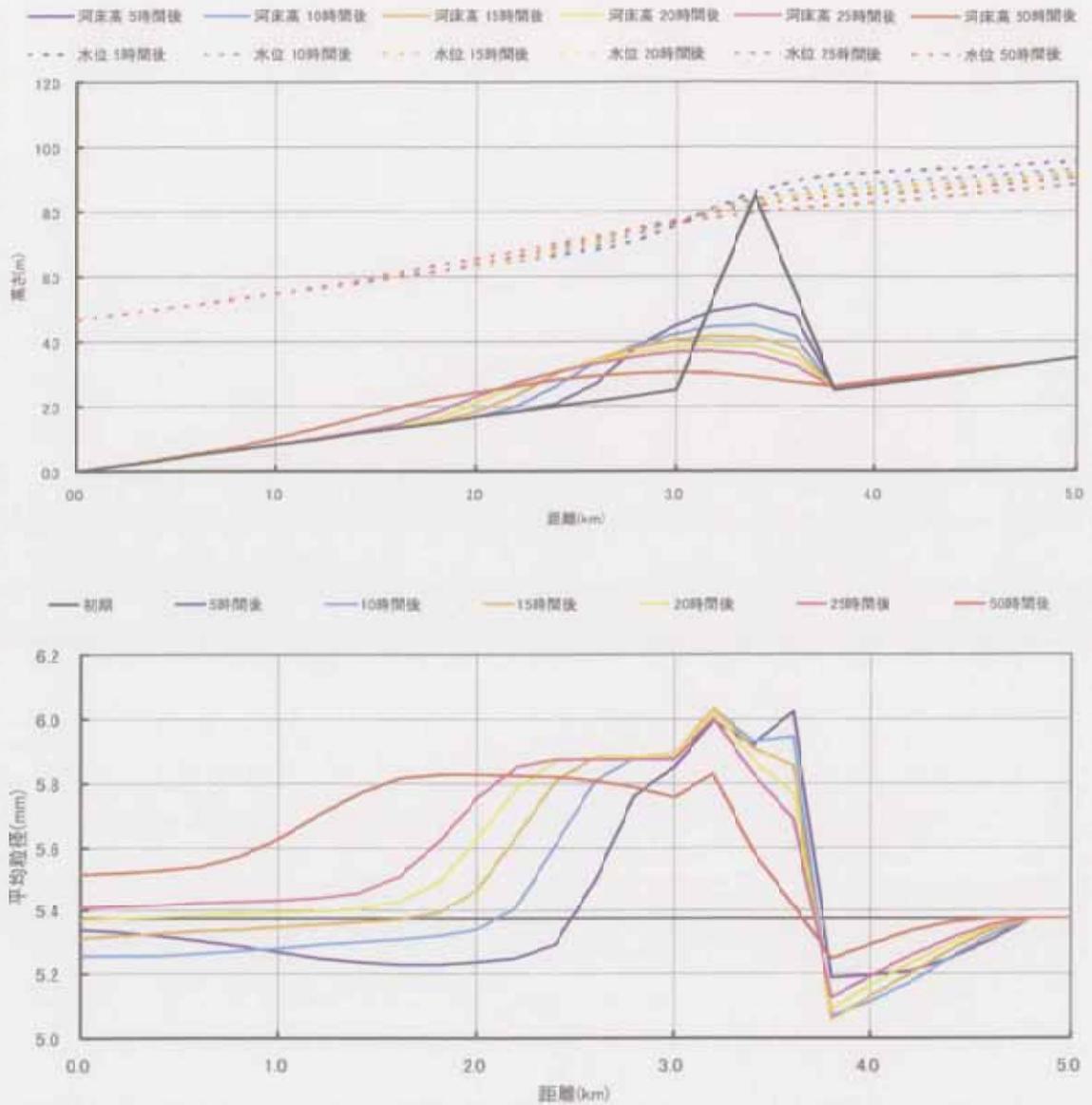


図-3.1.4 河床変動状況と平均粒径  $d_n$  の変化 (Case3-1)

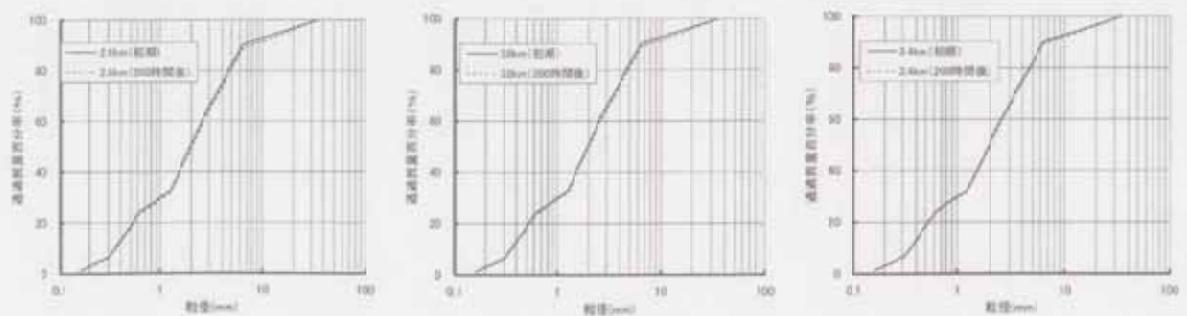


図-3.1.5 粒度分布の変化 (Case3-1)

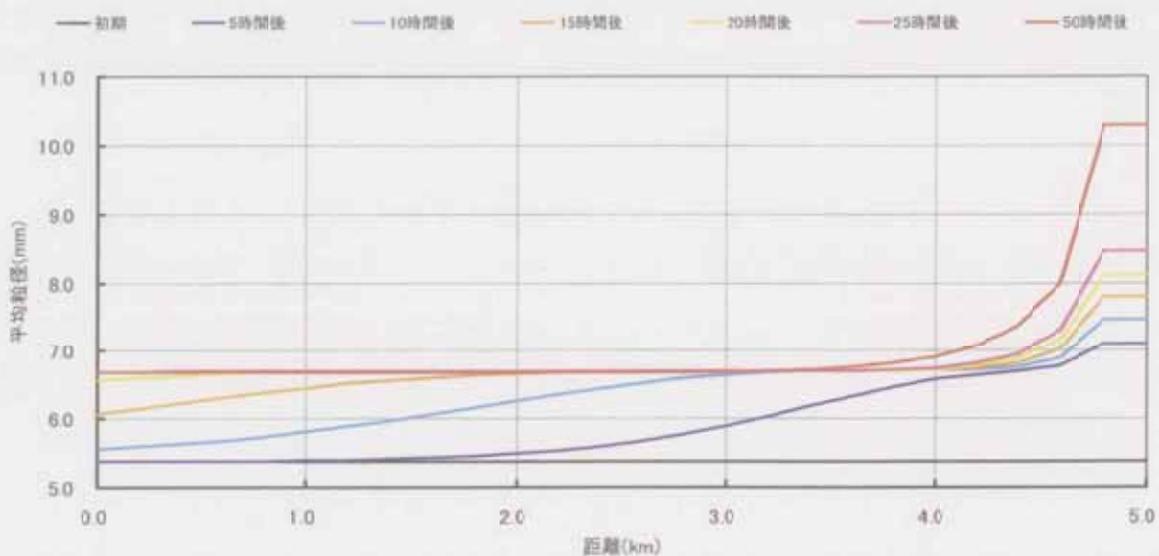
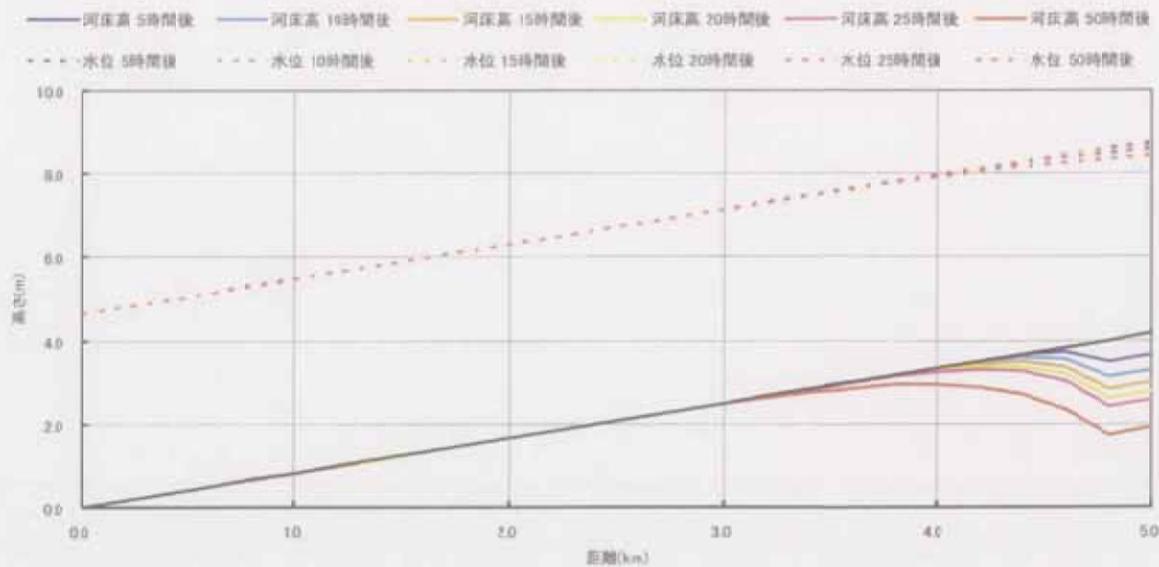


図-3.1.6 河床変動状況と平均粒径  $d_m$  の変化 (Case3-2)

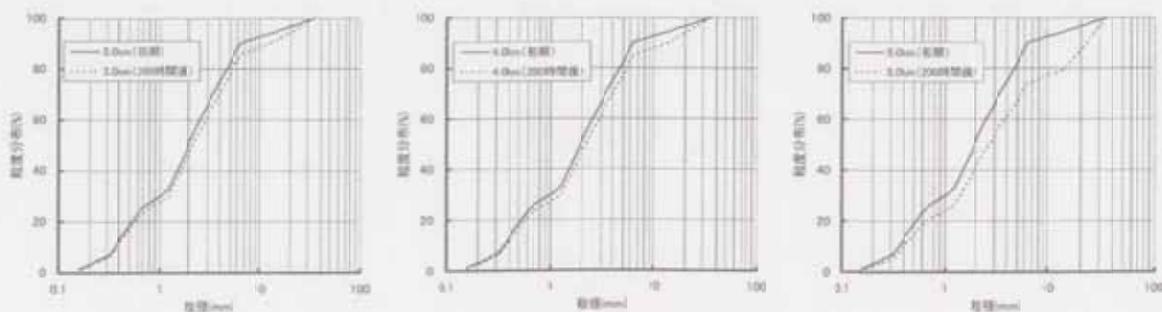


図-3.1.7 粒度分布の変化 (Case3-2)

### 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<sup>13)</sup>と平林<sup>14)</sup>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<sup>14)</sup>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<sup>15)</sup>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。

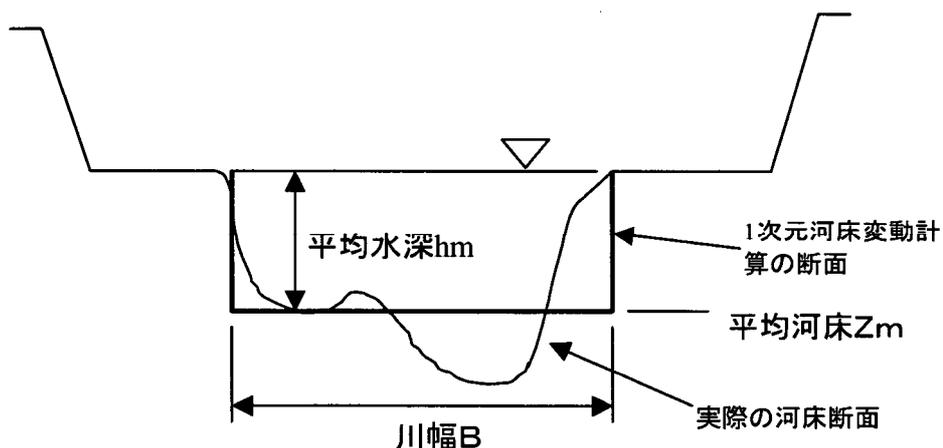


図-3.2.1 1次元河床変動計算における断面設定

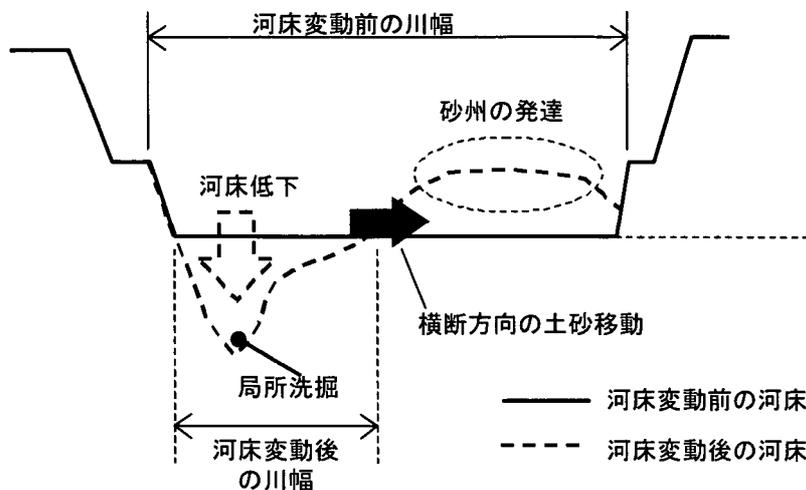


図-3.2.2 横断方向の土砂移動による河床変動（湾曲部の例）

## 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、 $\lambda$ 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<sup>8)</sup>。また、図-3.2.3に示す中央粒径と空隙率の関係<sup>1,4)</sup>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、 $\lambda$ 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。

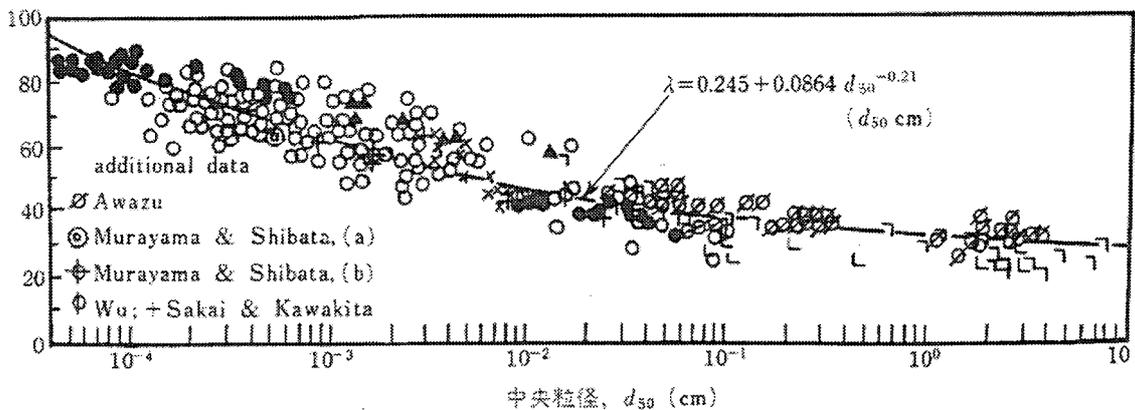


図-3.2.3 中央粒径と空隙率の関係

(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  $\phi$  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、 $\phi$ ：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<sup>16)</sup>、山本<sup>17)</sup>は式(3.24)における流速係数  $\phi$  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  $\tau_*$  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<sup>18)</sup>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。

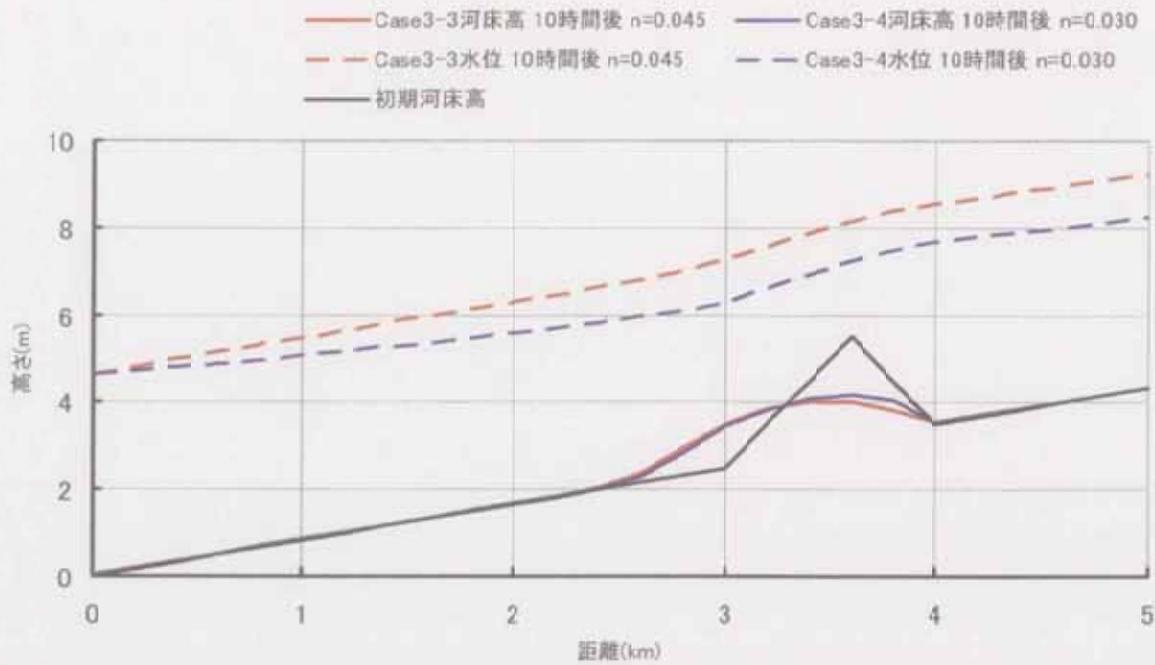


図-3.2.4 10時間後の河床高と水位の比較 (Case3-3 と Case3-4)

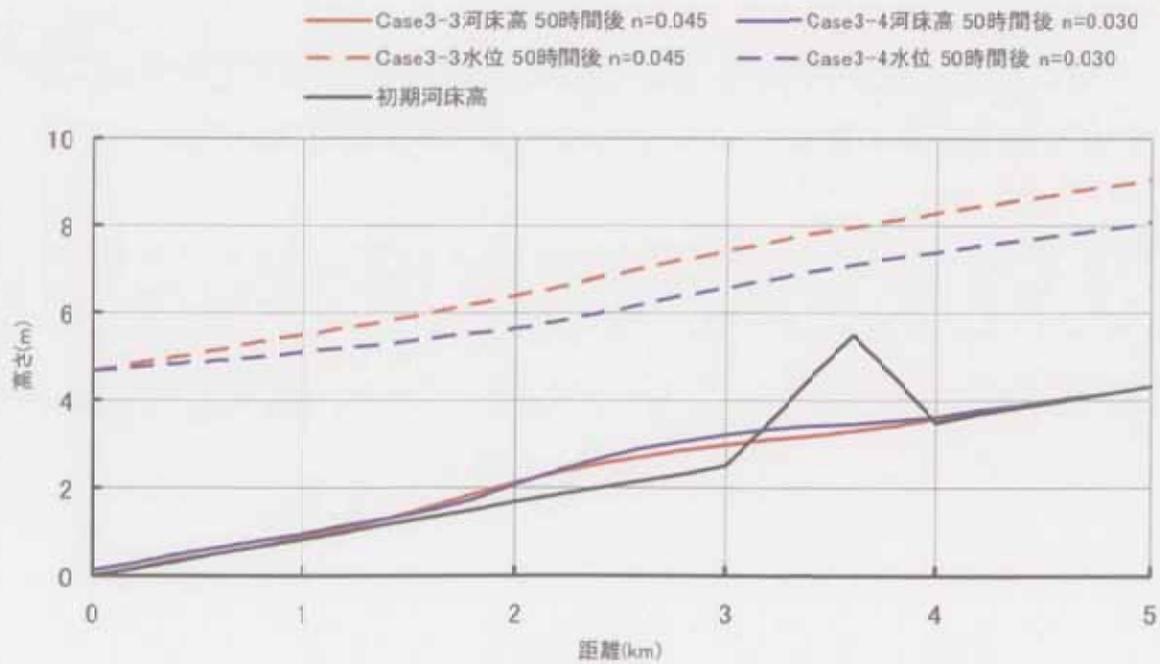


図-3.2.5 50時間後の河床高と水位の比較 (Case3-3 と Case3-4)

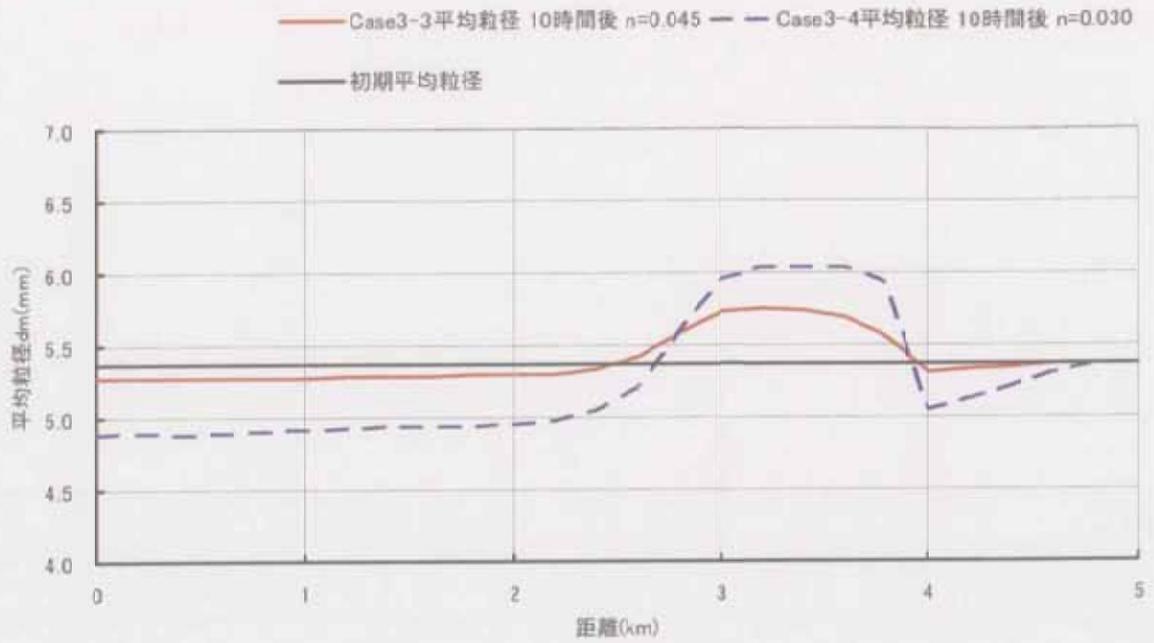


図-3.2.6 10時間後の平均粒径の比較 (Case3-3 と Case3-4)

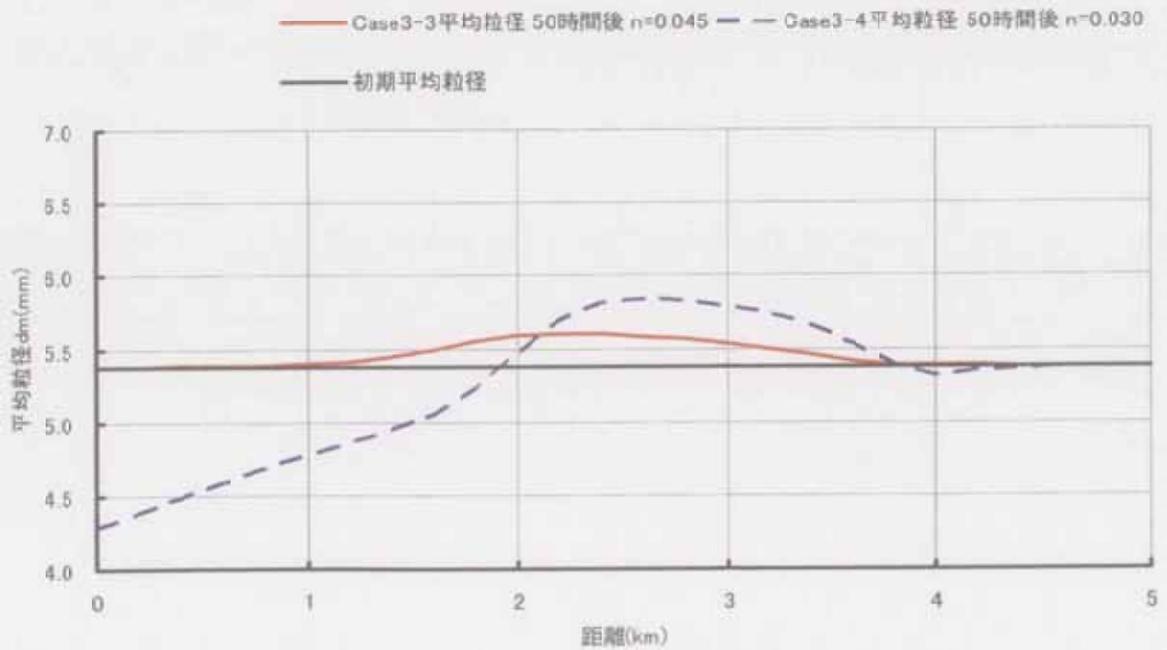


図-3.2.7 50時間後の平均粒径の比較 (Case3-3 と Case3-4)

#### 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 $\tau_{*ci}$ は掃流砂量式のパラメータなので、限界掃流利 $\tau_{*ci}$ 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、洪水中にアーマール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。

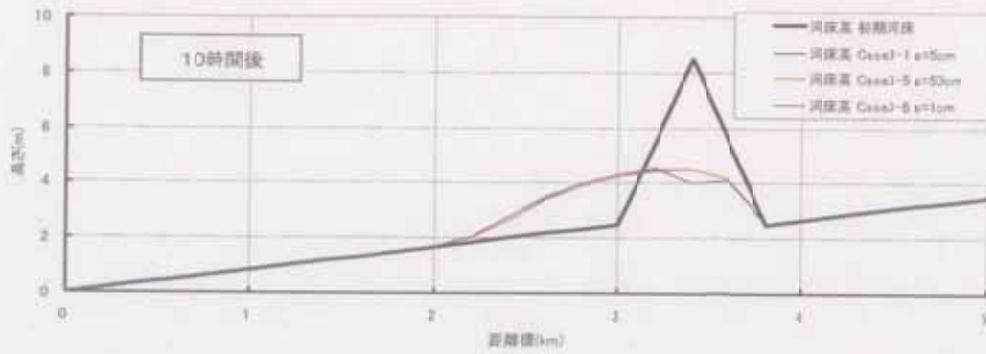


図-3.2.8 10時間後の河床高の比較

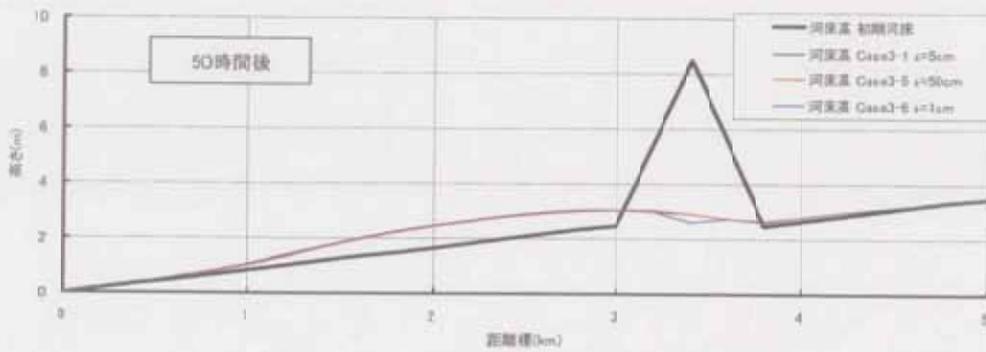


図-3.2.9 50時間後の河床高の比較

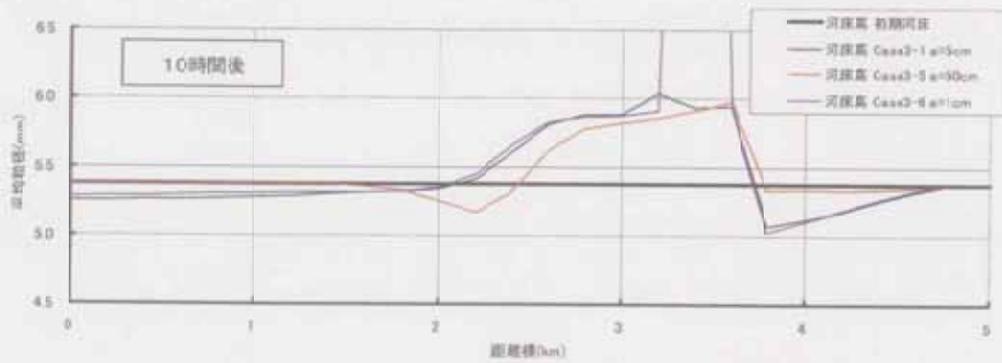


図-3.2.10 10時間後の平均粒径の比較

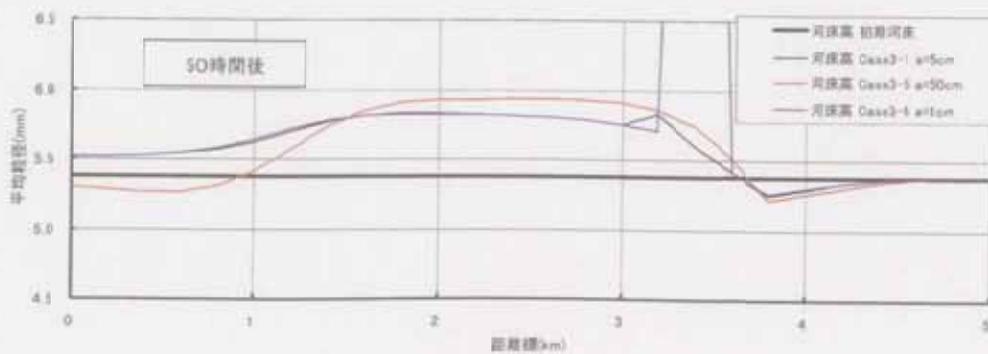


図-3.2.11 50時間後の平均粒径の比較

7) 沈降速度

沈降速度  $\omega_0$  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  $\omega_0$  の比  $u_*/\omega_0$  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<sup>1)</sup>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書かれている。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、 $\omega_0$  : 沈降速度、 $d$  : 粒径、 $\sigma$  : 砂の密度、 $\nu$  : 動粘性係数である。動粘性係数  $\nu$  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 <sup>2</sup> /s)
0	0.01794
10	0.01310
20	0.01010
30	0.00804

通常、水温を 20℃ として動粘性係数を 0.01 として沈降速度  $\omega_0$  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<sup>2)</sup>。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  $\nu$  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。

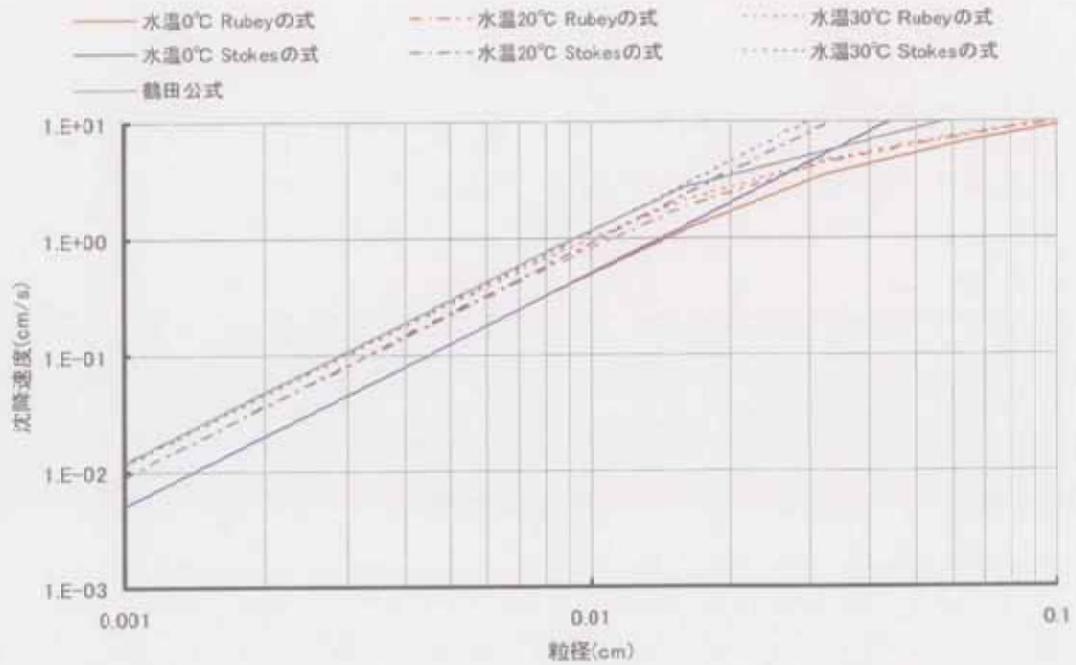


図-3.2.12 沈降速度の比較 (0.001mm~0.1mm)

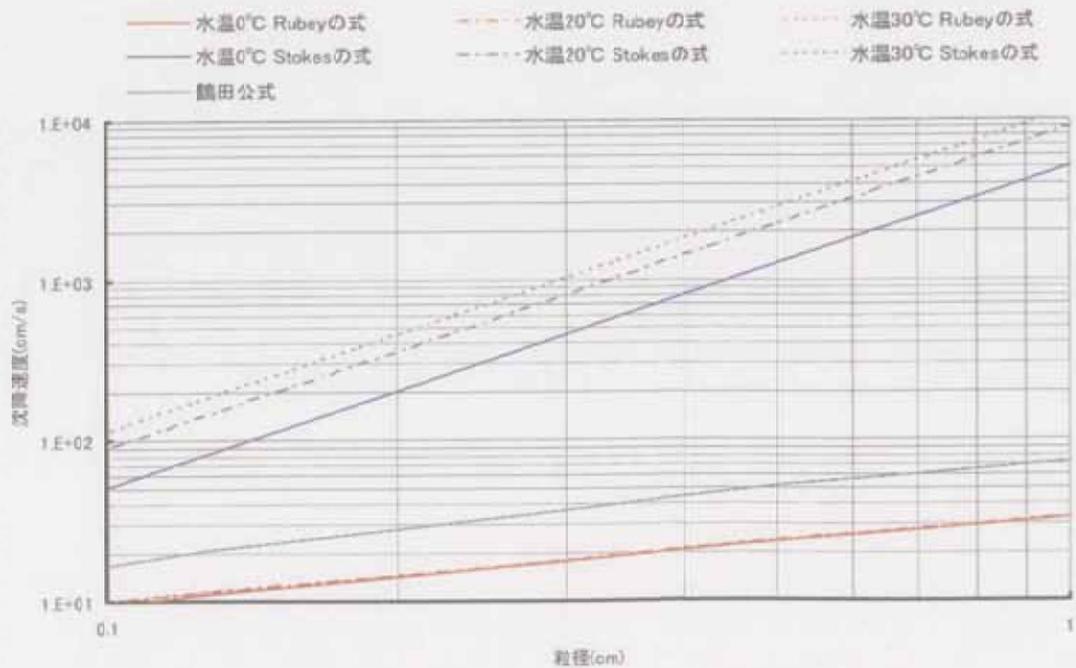


図-3.2.13 沈降速度の比較 (0.1mm~1.0mm)

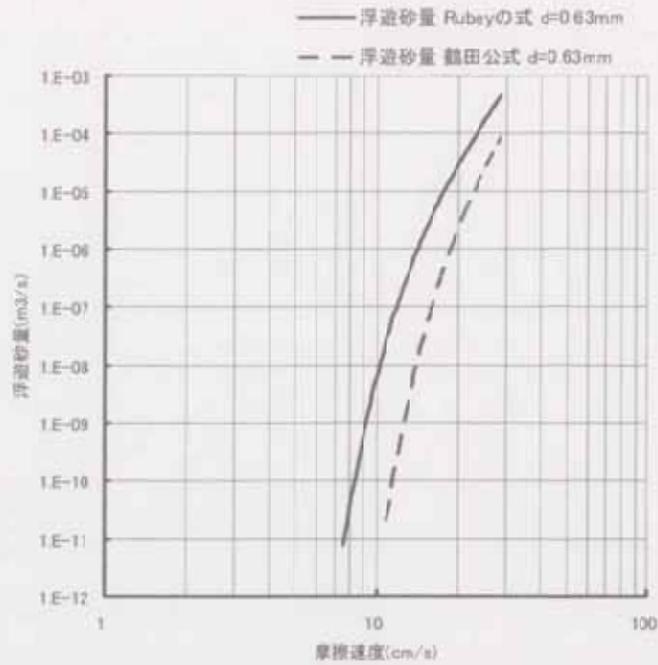


図-3.2.14 沈降速度の式が浮遊砂量に与える影響 (20°C)

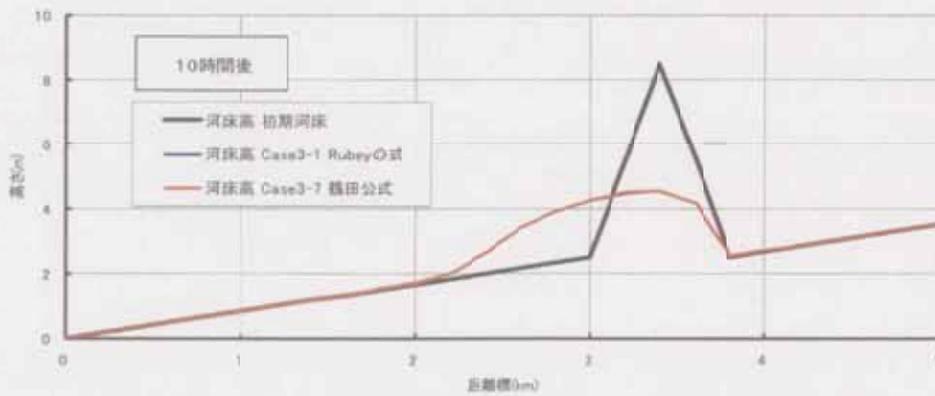


図-3.2.15 河床高変化量の比較 (10時間後: 20°C)

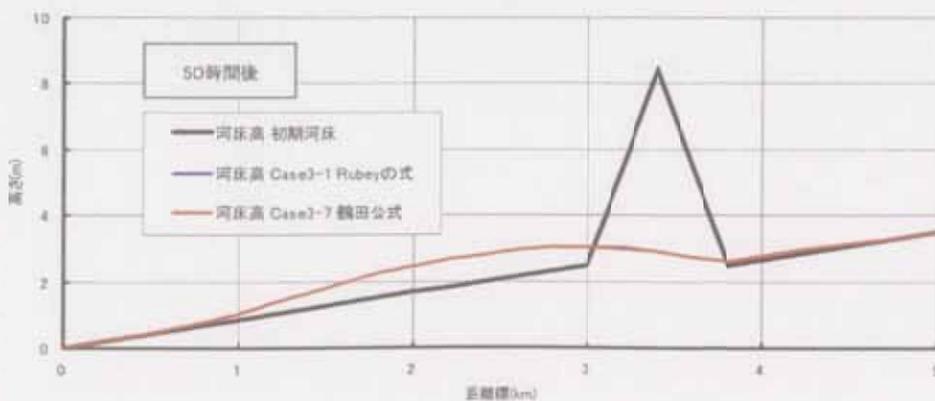


図-3.2.16 河床高変化量の比較 (50時間後: 20°C)

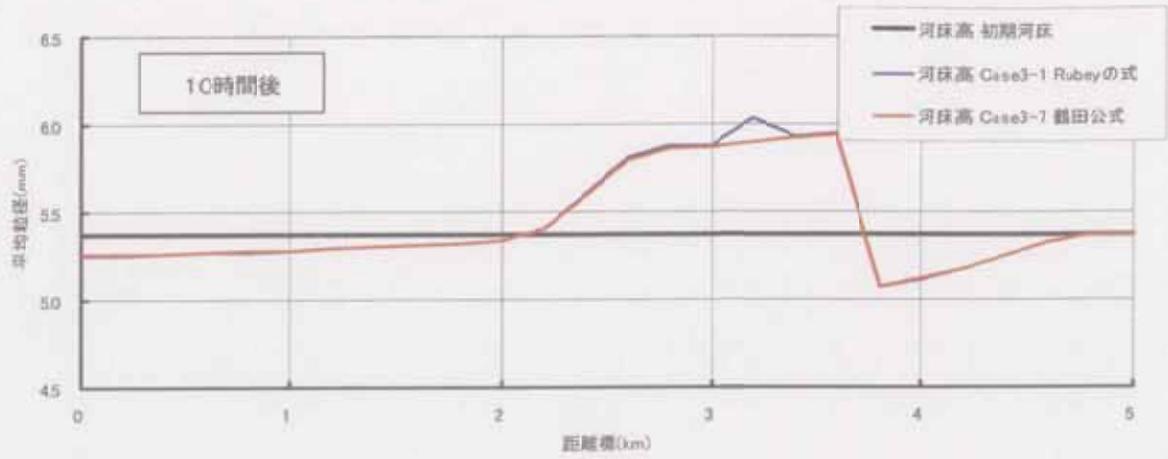


図-3.2.17 平均粒径変化量の比較（10時間後）

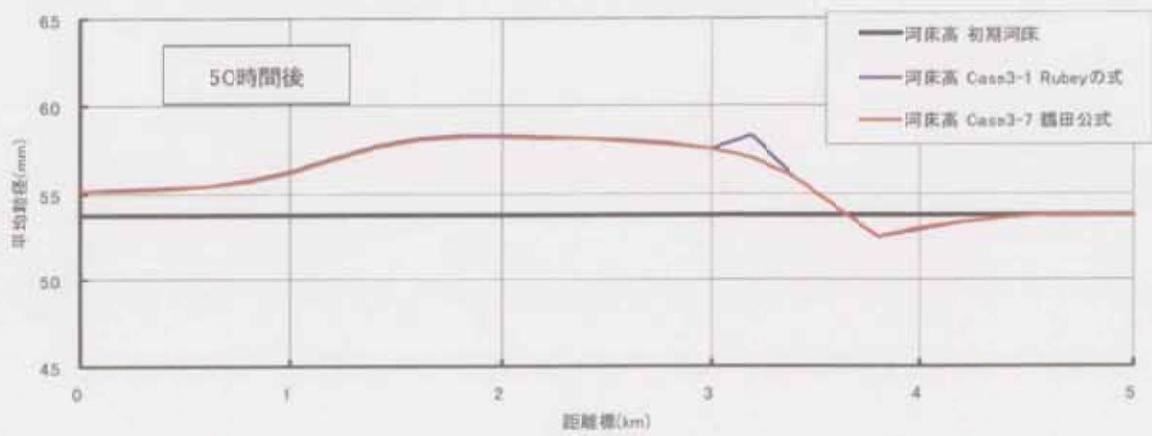


図-3.2.18 平均粒径変化量の比較（50時間後）

#### 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<sup>1,4)</sup>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<sup>2,1)</sup>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<sup>2,2)</sup>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<sup>2,2)</sup>。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：Armorings 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

## 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<sup>1)、2)</sup>。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<sup>3)</sup> : 抗力モデル
- ・ 佐藤・吉川・芦田の式<sup>4)</sup> : 揚力モデル
- ・ Meyer Peter Muller の式<sup>5)</sup> : 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<sup>3)</sup>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、 $\tau_{*ci}$ 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<sup>6)</sup>が比較的良く合うが、 $d_i/d_m < 0.4$ の範囲において $\tau_{ci}/\tau_{cm}$ 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 $\tau_{ci}/\tau_{cm}$ が一定であるとして以下の式を提案した<sup>3)</sup>。

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

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

式(4.2)、式(4.3)によって無次元移動限界掃流力 $\tau_{*ci}$ 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 $\tau_{cm}$ は式(4.4)に示す岩垣の式<sup>7)</sup>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 $\tau_{cm}$ を計算することができる。

式(4.1)における $\tau_{*ei}$ 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<sup>4)</sup>。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、 $\tau_0$ は掃流力、 $\tau_{ci}$ は移動限界掃流力、 $n$ は粗度係数である。 $\tau_{ci}$ 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 $\tau_0$ 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 $\tau_{*ei}$ 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<sup>5)</sup>。

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

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 $\tau_{*e}$ を意味するので、これを粒径別の無次元限界掃流力 $\tau_{*ci}$ 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  $\tau_{*ei}$  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  $\tau_{*ei}$  と無次元掃流力  $\tau_{*i}$  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  $\tau_{*ei}$  を全掃流力  $\tau_{*i}$  と  $\mu$  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  $\mu$  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、 $\mu$  は 0.37~0.42 となる。 $\mu$  の値は通常 1.0~0.5 である。河床波が発達すると  $\mu$  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、 $\mu$  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<sup>9)</sup>。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

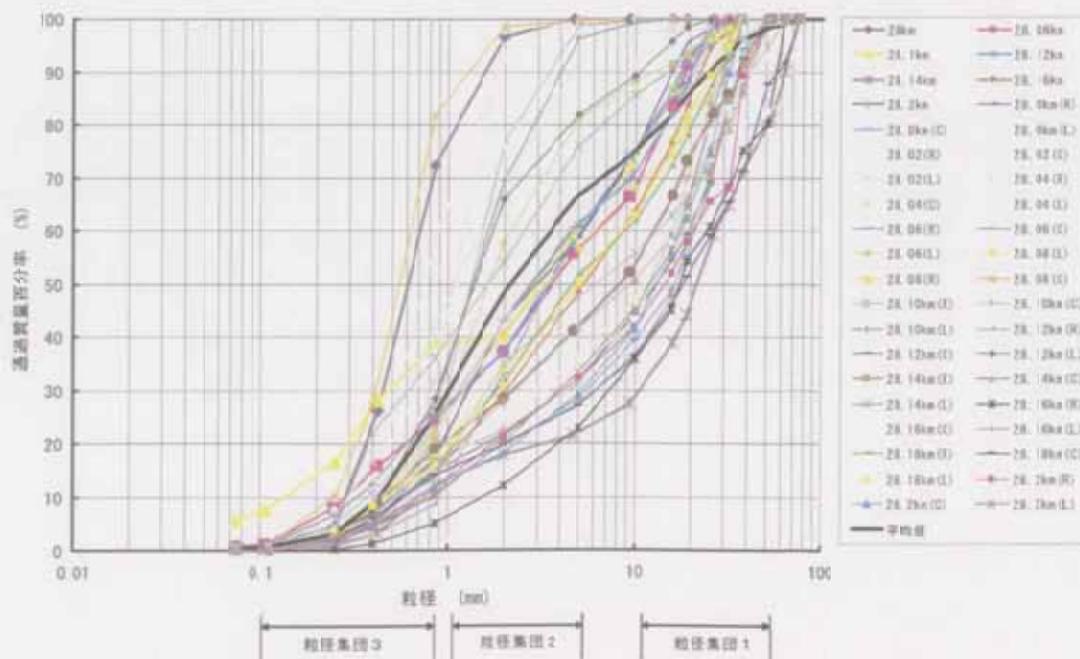


図-4.1 澗沼川洪水観測施設 (28.0~28.2km) における河床材料と平均化した河床材料

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  $q_{Bi}$  (cm<sup>3</sup>/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。

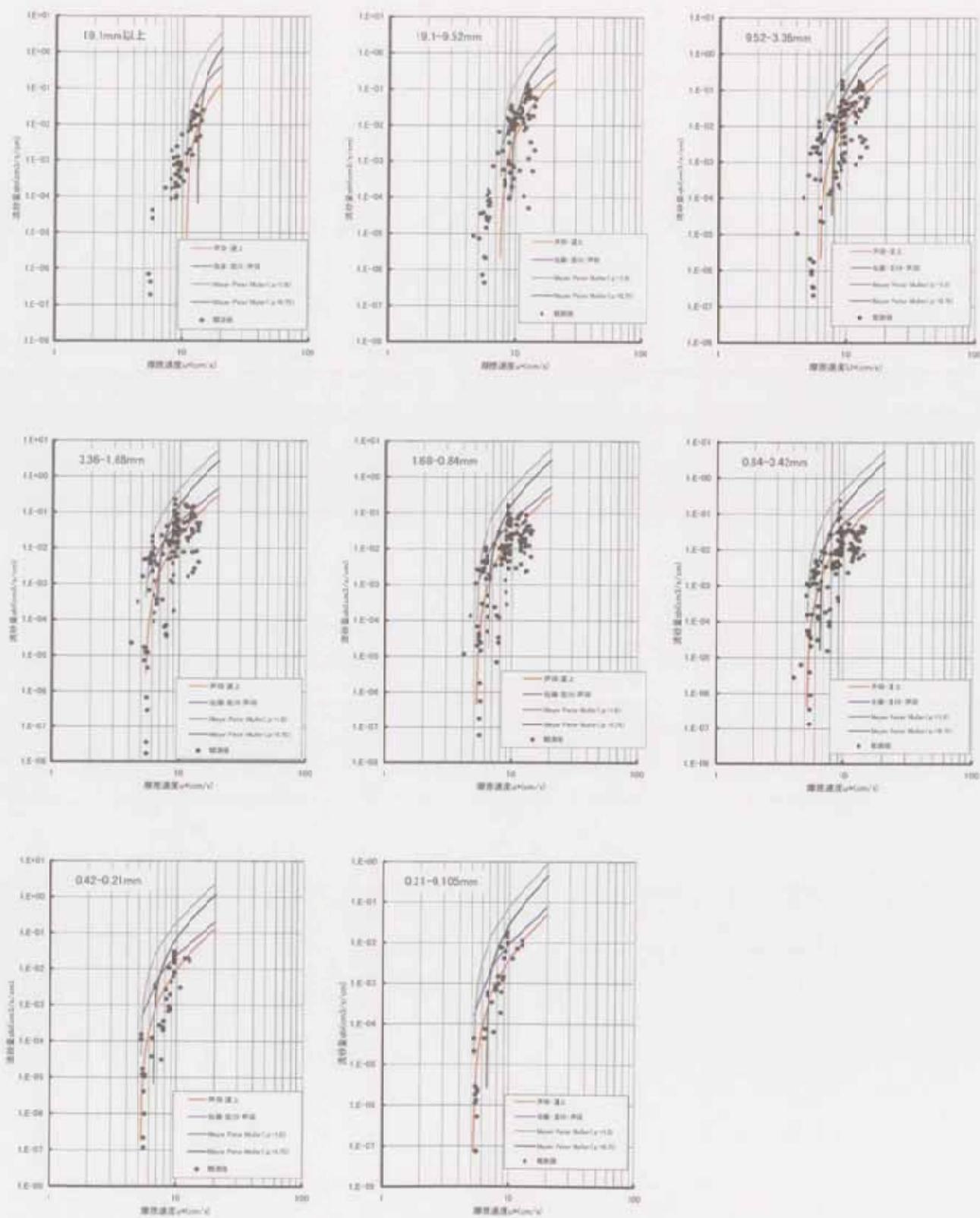


図-4.2 掃流砂量式と掃流砂観測結果の比較

#### 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  $\tau_{ci}$  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  $10.16\text{mm}$  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。

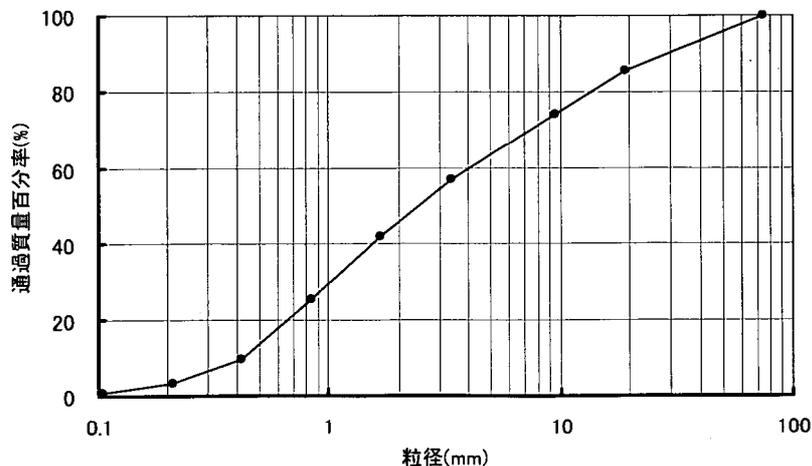


図-4.3 流砂量の計算に用いた河床材料の粒度分布

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。

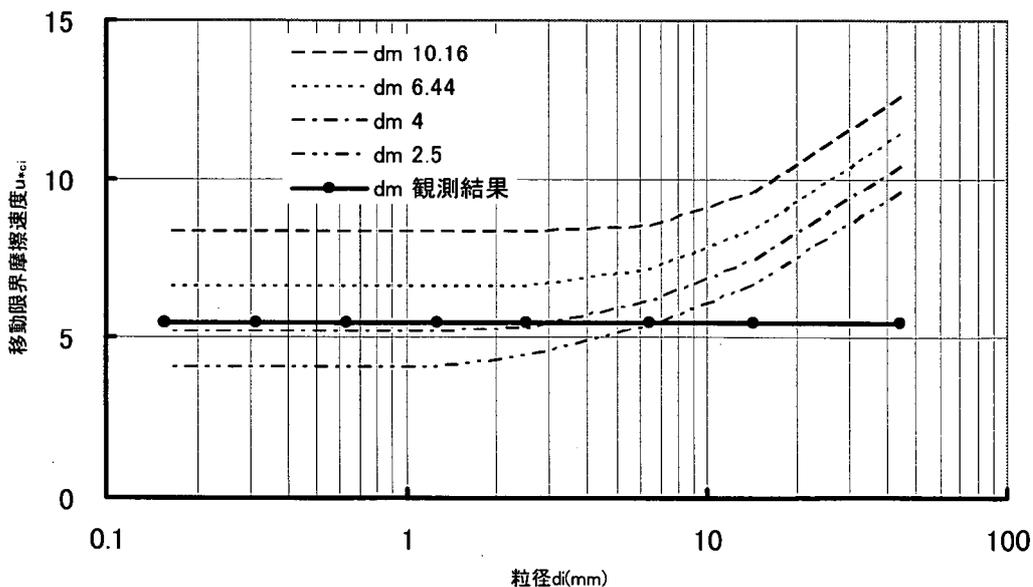


図-4.4 平均粒径  $d_m$  が移動限界摩擦速度  $u_{*ci}$  に与える影響

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。

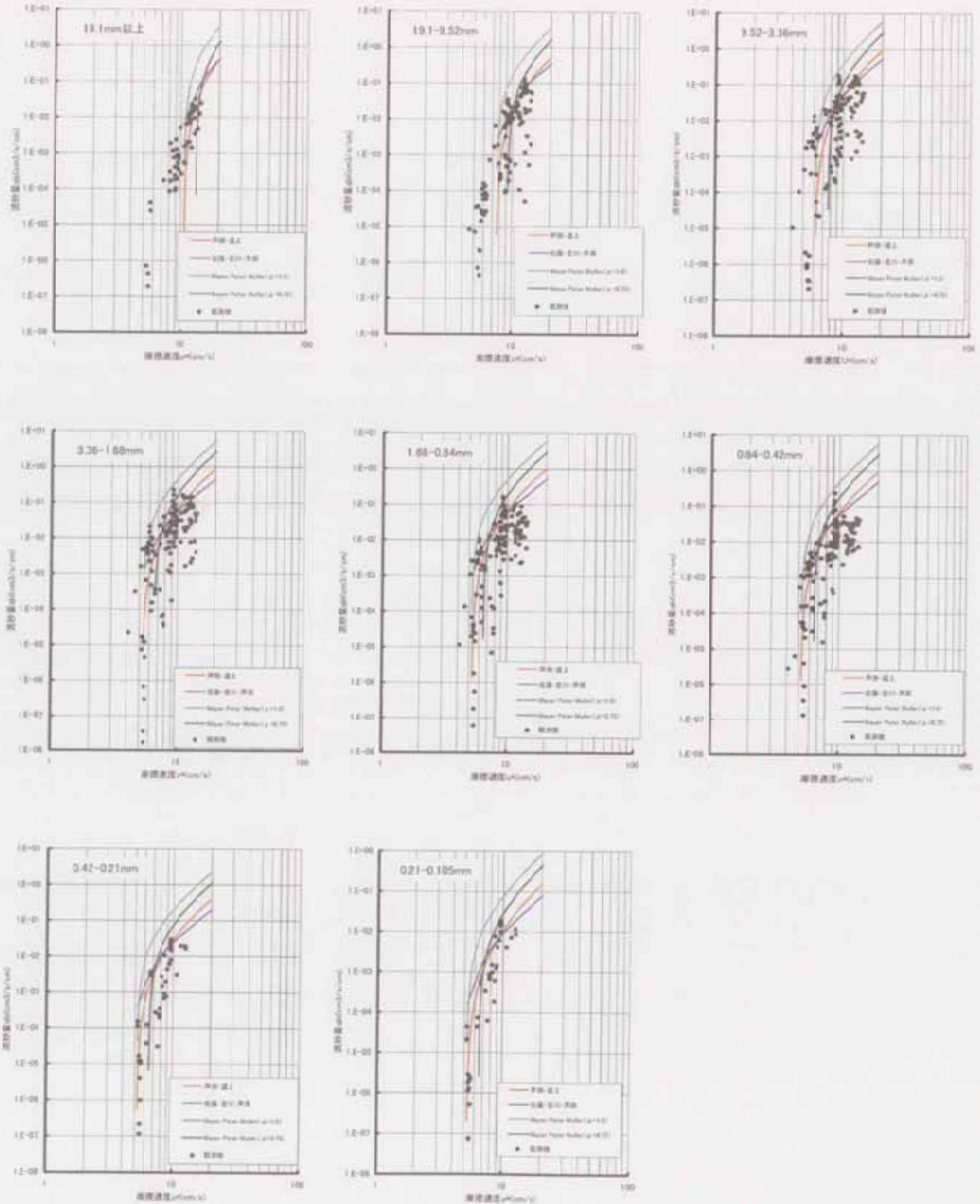


図-4.5 流砂量式と掃流砂観測結果の比較

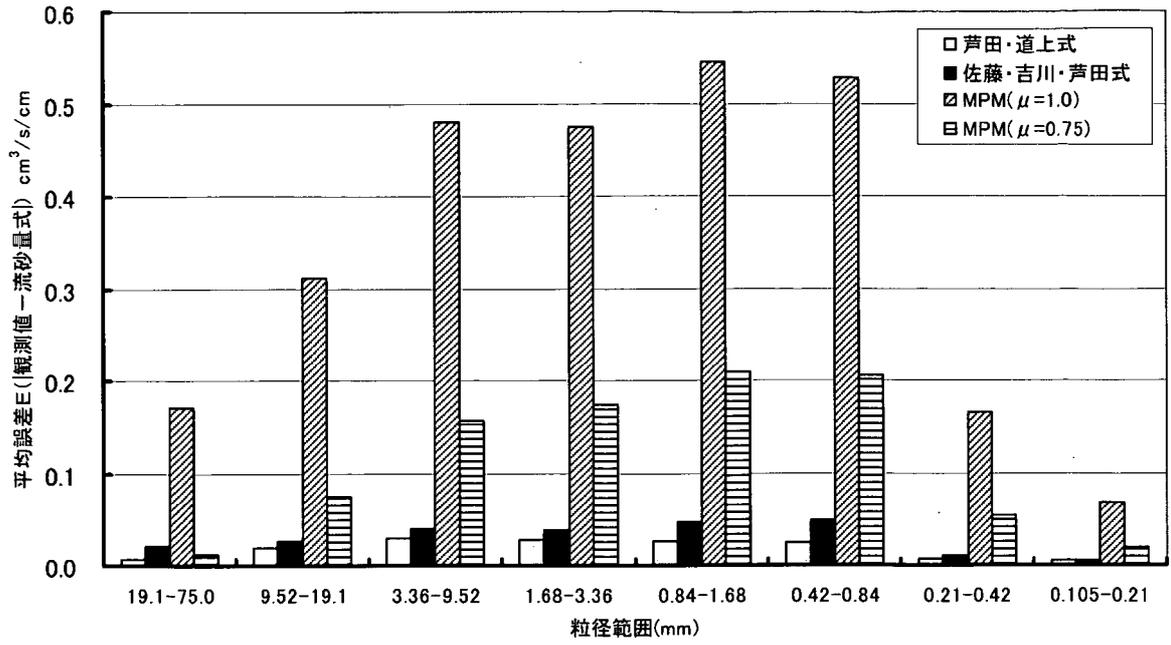


図-4.6 掃流砂観測と流砂量式の平均誤差

#### 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<sup>3)</sup>に涸沼川洪水観測施設における  $\tau_* - R/d$  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  $\tau_*$  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。

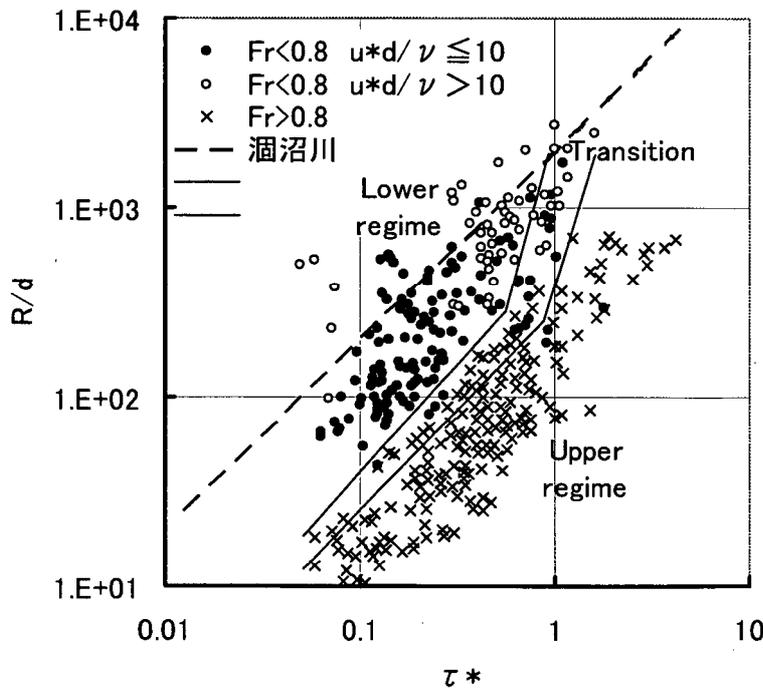


図-4.7 芦田・道上の方法による lower regime と upper regime の区分図<sup>3)</sup>と  
涸沼川洪水観測施設付近の  $\tau_* - R/d$

同様の検討を山本<sup>10)</sup>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。

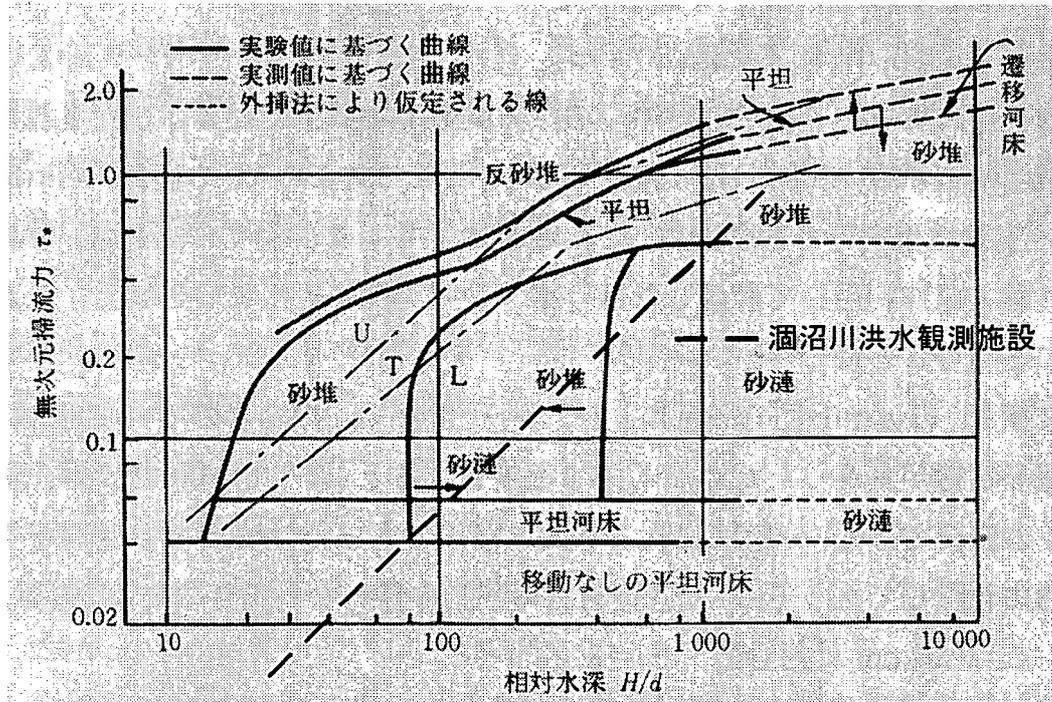


図-4.8 小規模河床波の領域区分と湫沼川洪水観測施設の河床形態

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<sup>10)</sup>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  $u_{*c} = u_*$  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、 $\tau_*$  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、 $\tau_*$  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、 $\tau_*$  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  $\tau_{*e}$  を推定した結果と  $\tau_*$  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  $\tau_*$  と有効掃流力  $\tau_{*e}$  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。

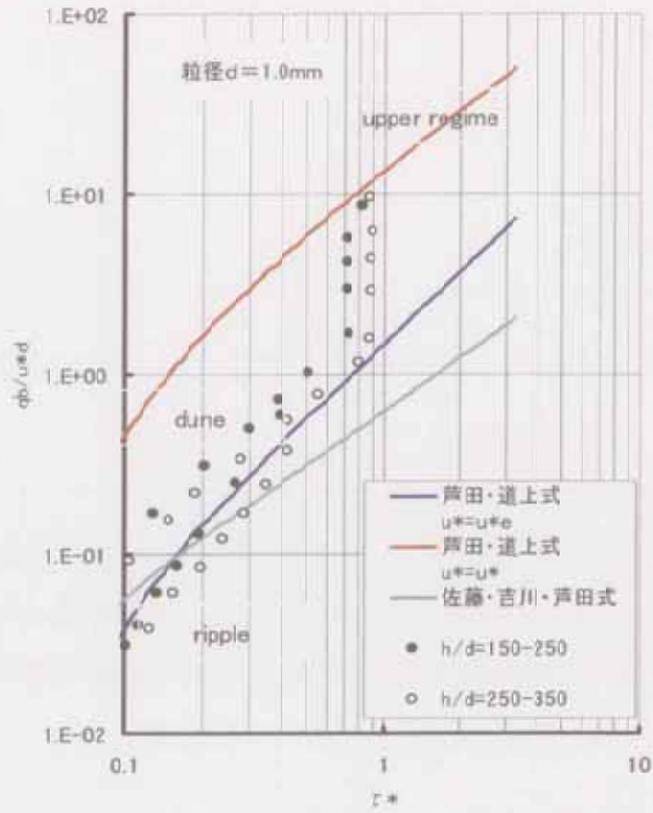


図-4.9 流砂量式と掃流砂量の比較 (粒径  $d=1.0\text{mm}$ )

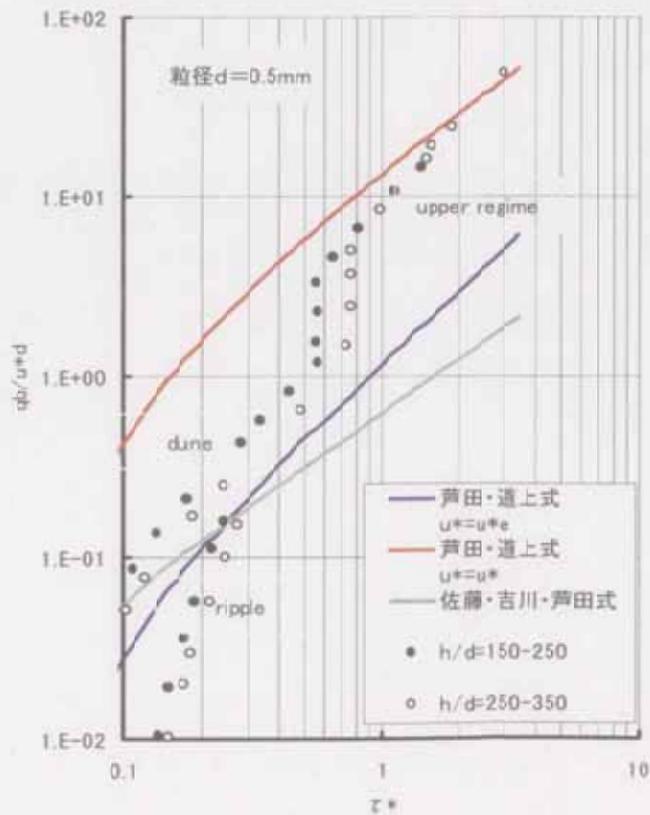


図-4.10 流砂量式と掃流砂量の比較 (粒径  $d=0.5\text{mm}$ )

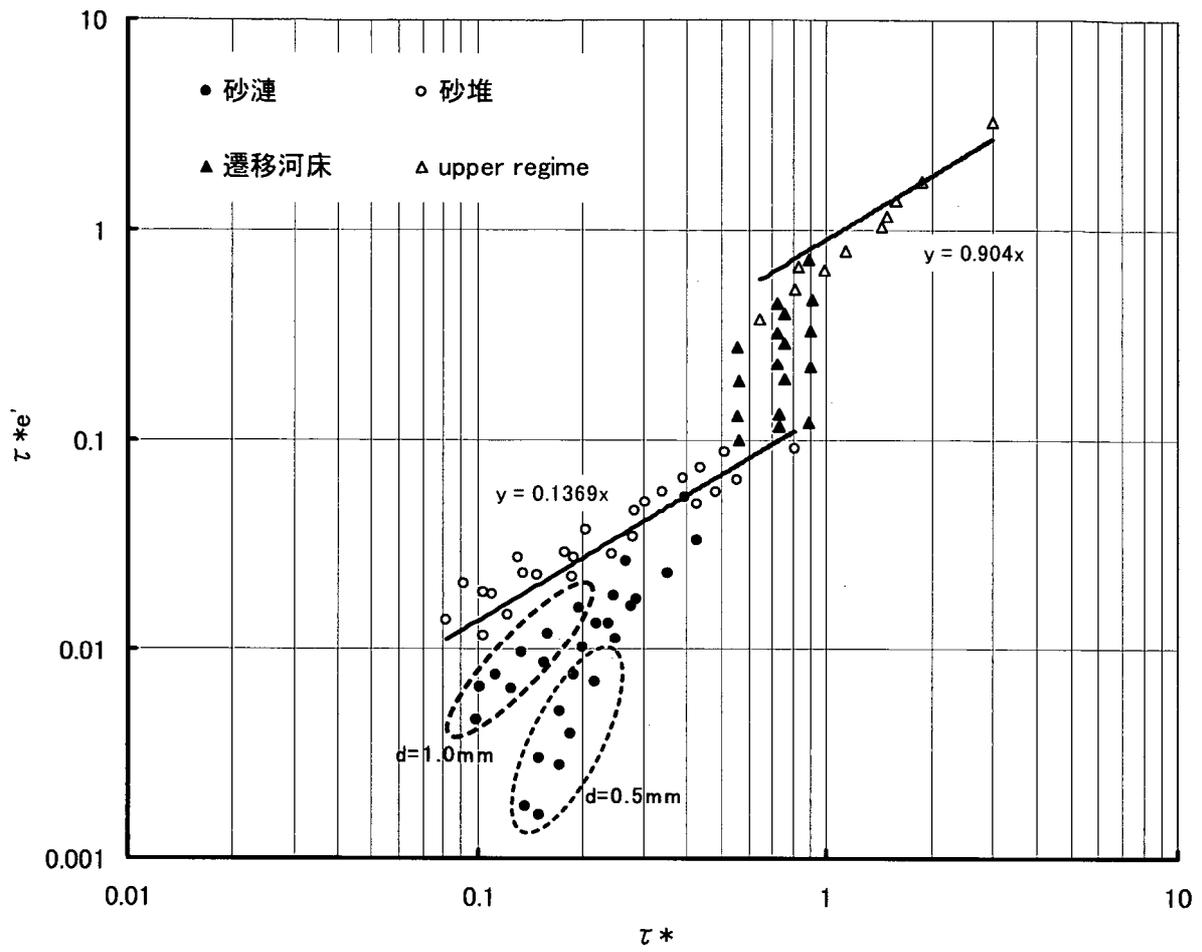


図-4.11 有効掃流力  $\tau_{*e}$  と全掃流力  $\tau_{*}$  の関係

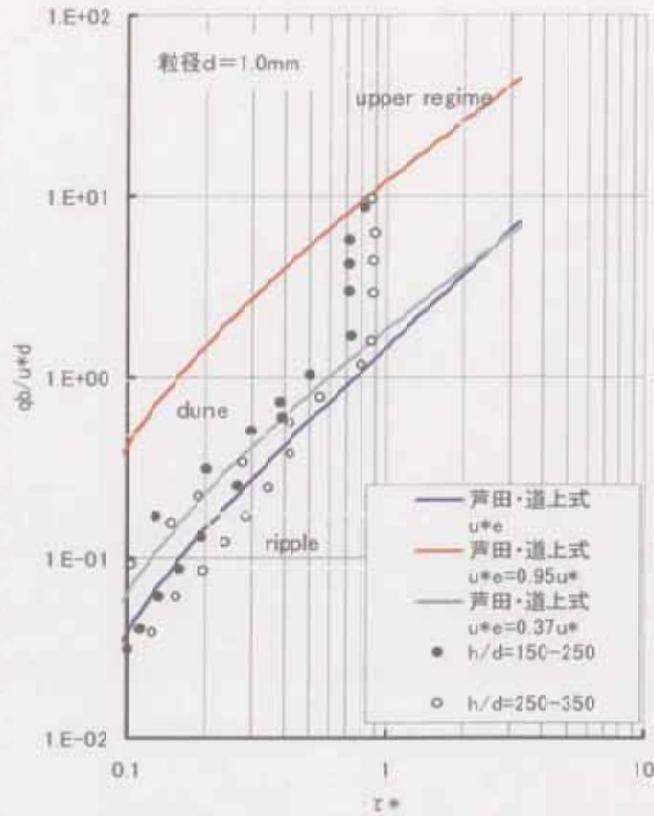


図-4.12 有効摩擦速度を修正した流砂量式と掃流砂量の比較

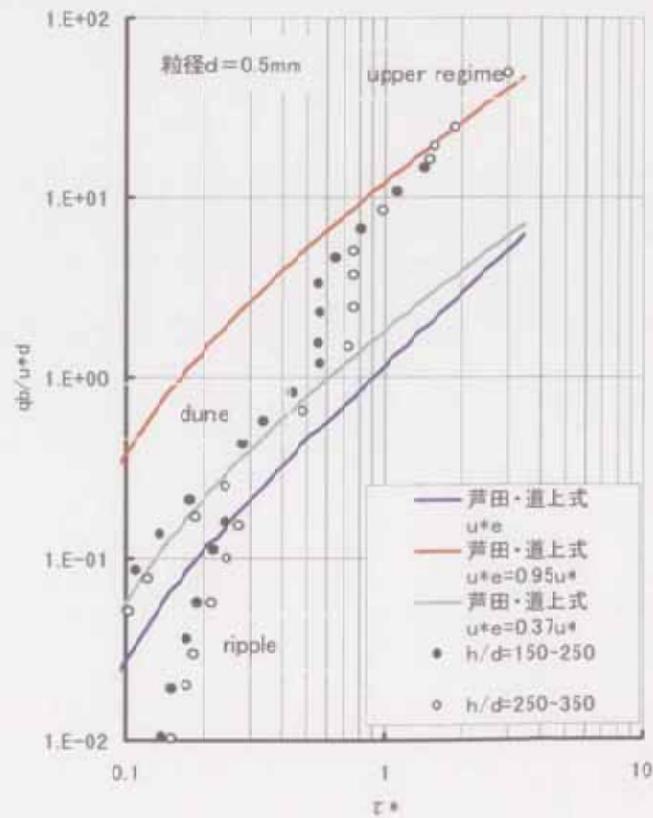


図-4.13 有効摩擦速度を修正した流砂量式と掃流砂量の比較

## 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。

$$q_s = qC_aP_* \quad (4.19)$$

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。

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

$\Delta f(\omega_0)$  は、沈降速度  $\omega_0$  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<sup>1)1)</sup> と 芦田・道上の浮遊砂量式<sup>1)2)</sup>、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<sup>11)</sup>

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  $\omega_0$  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、 $\phi$  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。 $\kappa$  は流れの乱れを表すカルマン係数である。カルマン係数  $\kappa$  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  $\kappa$  は  $0.4$  より小さくなるという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。 $\omega_0$  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。 $\nu$  は水の動粘性係数  $0.01$  ( $\text{cm}^2/\text{sec}$ ) である。動粘性係数  $\nu$  は水温によって変化するが、本研究では水温  $20^\circ\text{C}$  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。

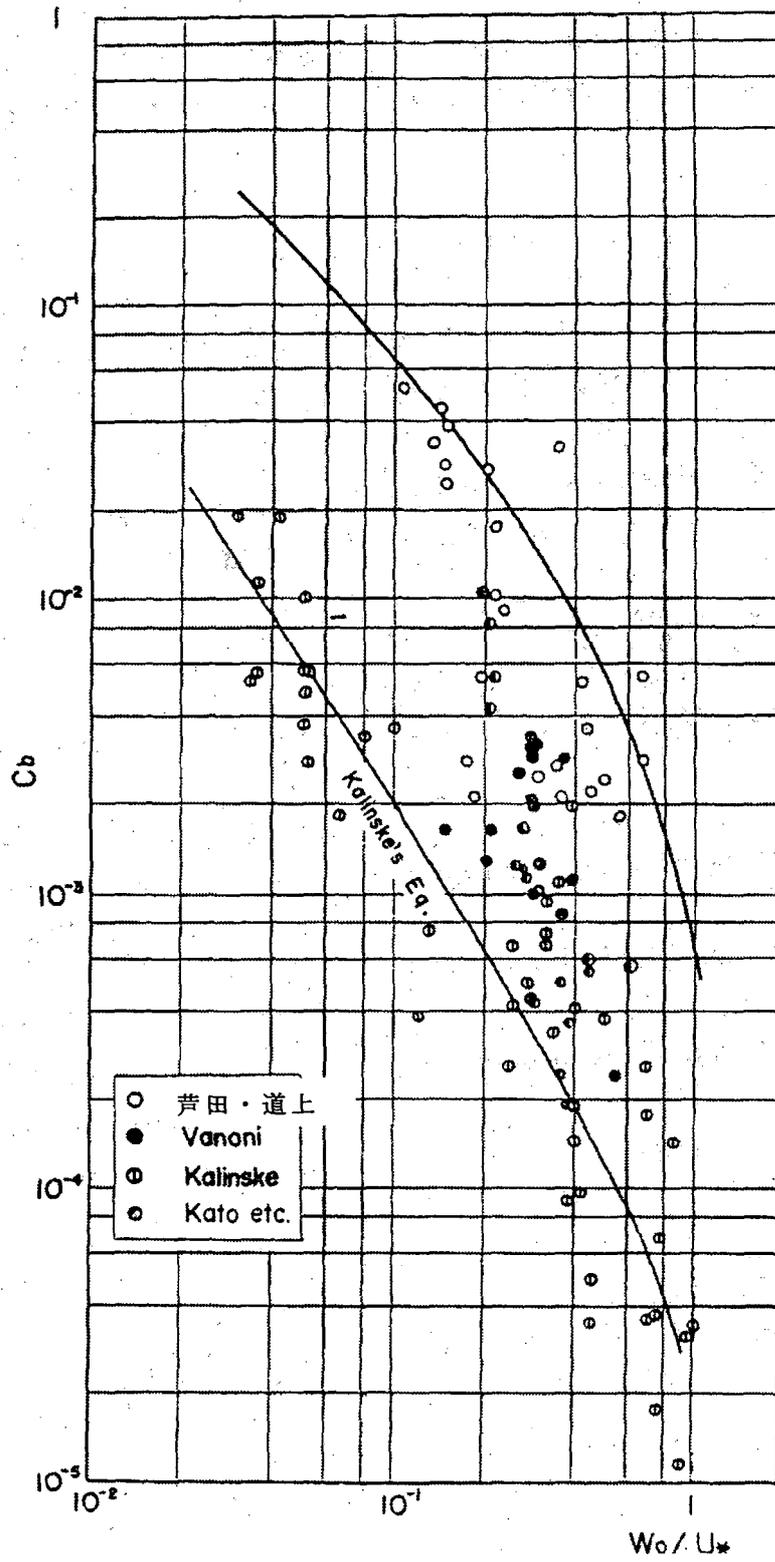


図-4.14 Lane-Kalinske 式の底面濃度<sup>1,2)</sup>

2) 芦田・道上の浮遊砂量式<sup>1,2)</sup>

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 $\omega_0$ 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。

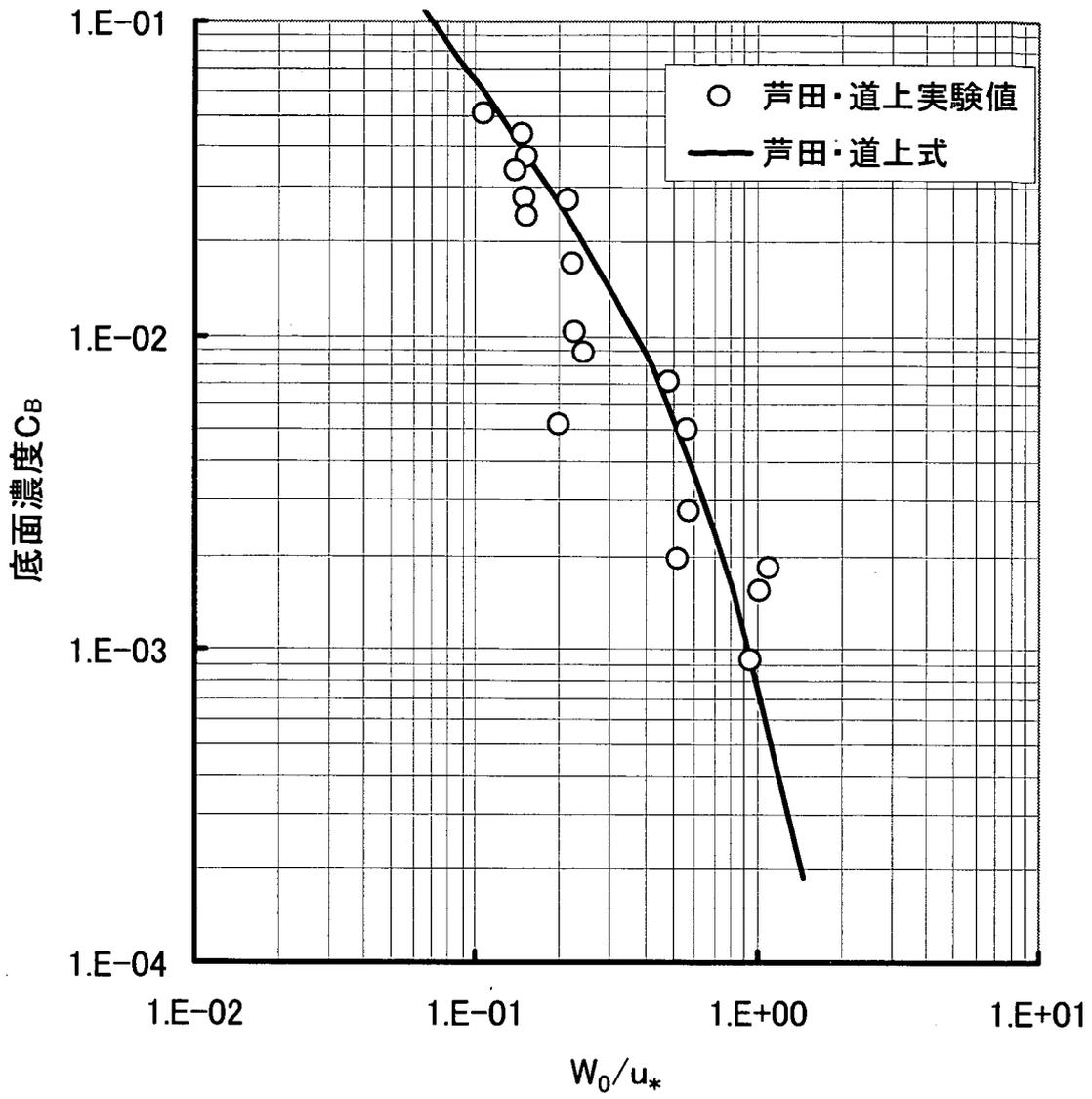


図-4.15 河床付近の濃度 (芦田・道上式と実験結果) <sup>12)</sup>

3) 板倉・岸の式<sup>13)</sup>

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、 $\alpha_*$ は0.14、Bは0.143、 $\eta$ 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

涸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、涸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<sup>1)</sup>。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。

涸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。

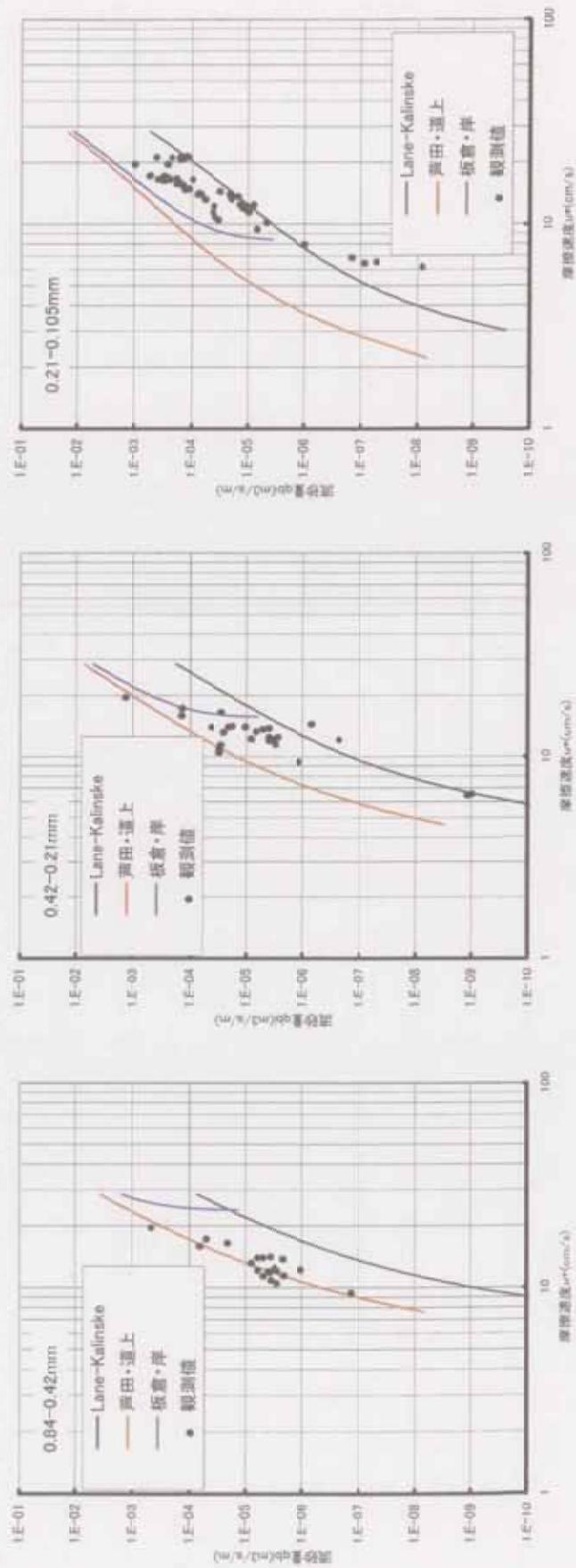


図-4.16 浮遊砂量観測結果と流砂量式の比較

#### 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  $\omega_0$  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、 $u_* / \omega_0$  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、 $u_* / \omega_0$  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<sup>14)</sup>。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<sup>14)</sup>。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)

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

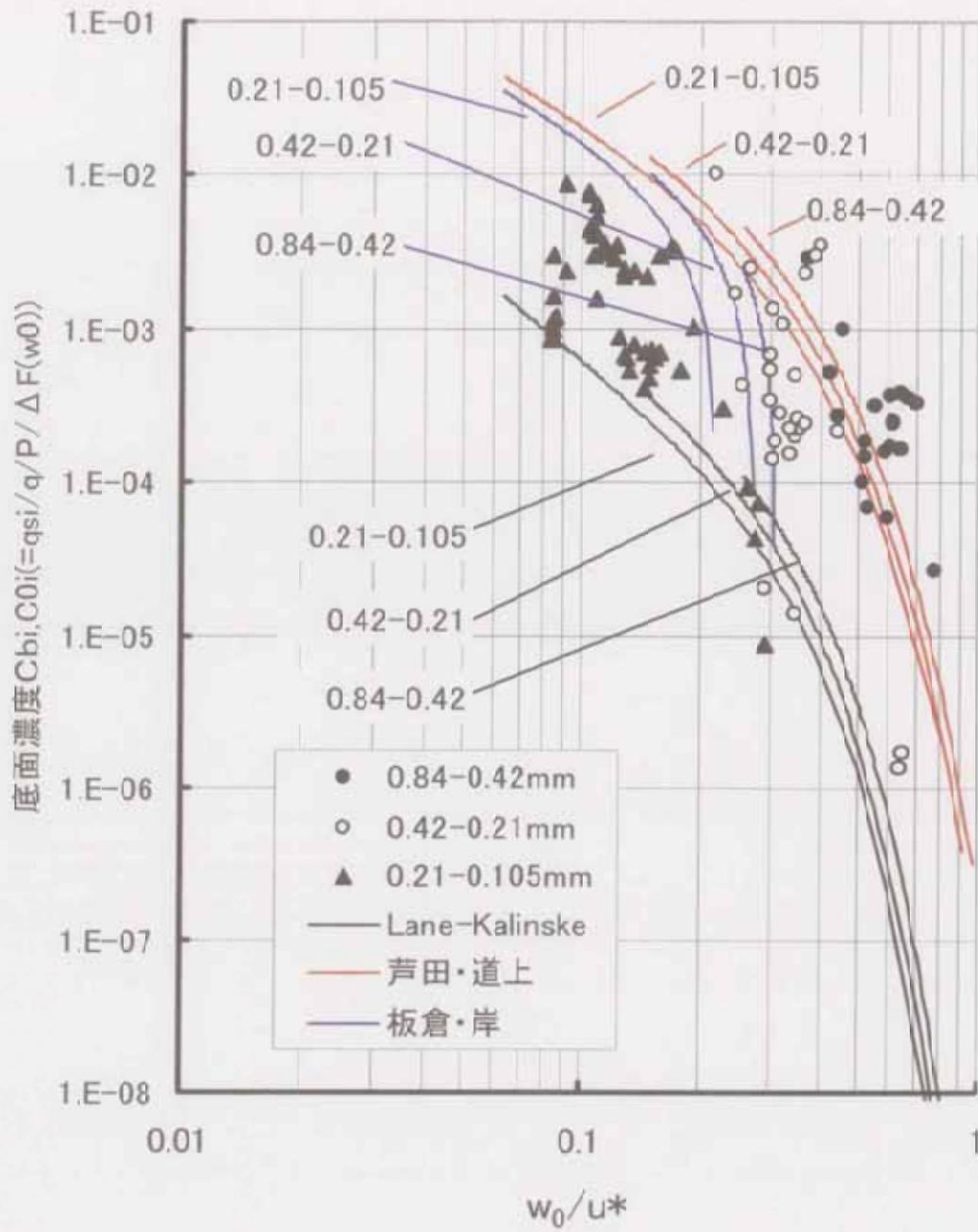


図-4.17 基準面濃度の比較

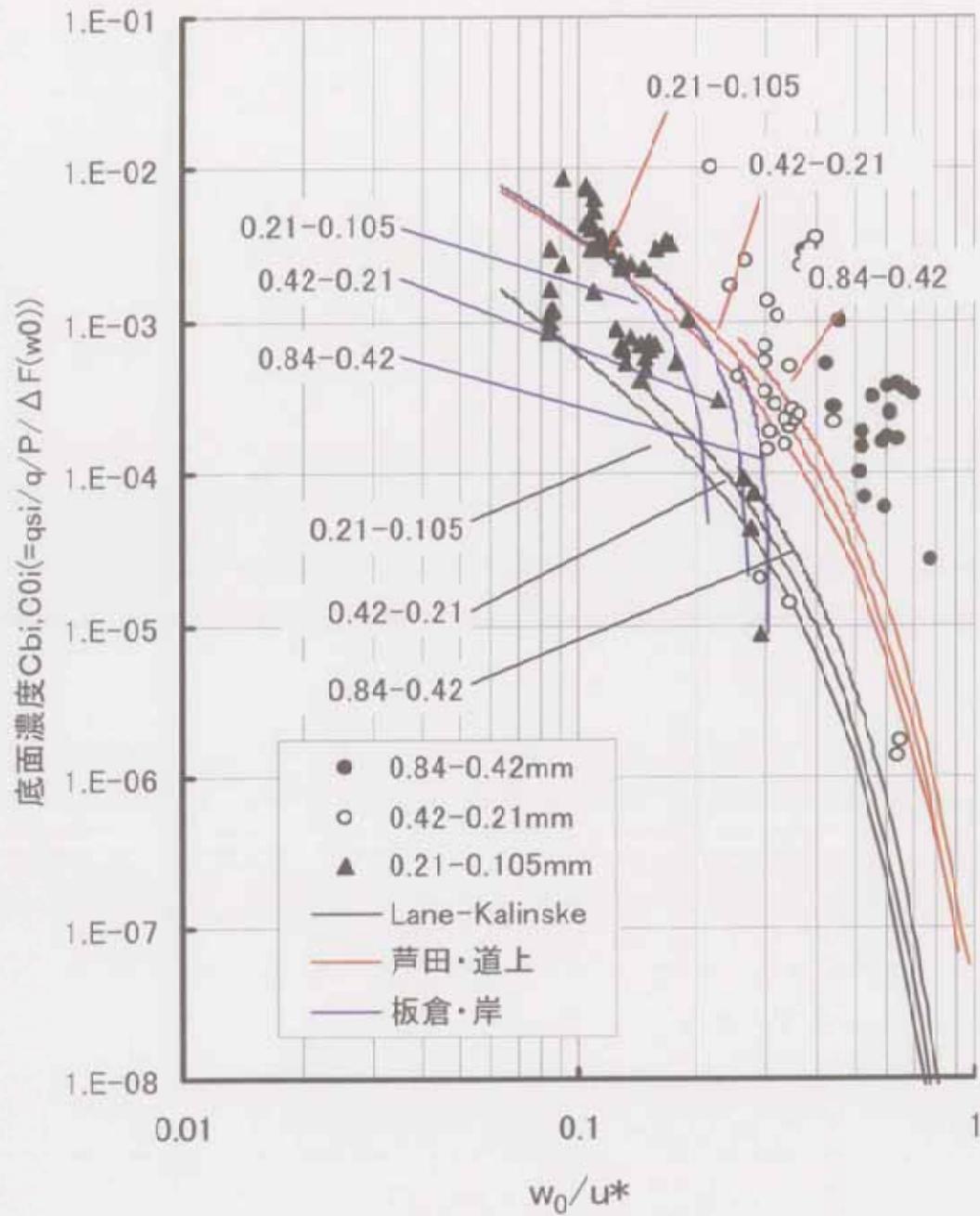


図-4.18 基準面濃度の比較 (定数を修正)

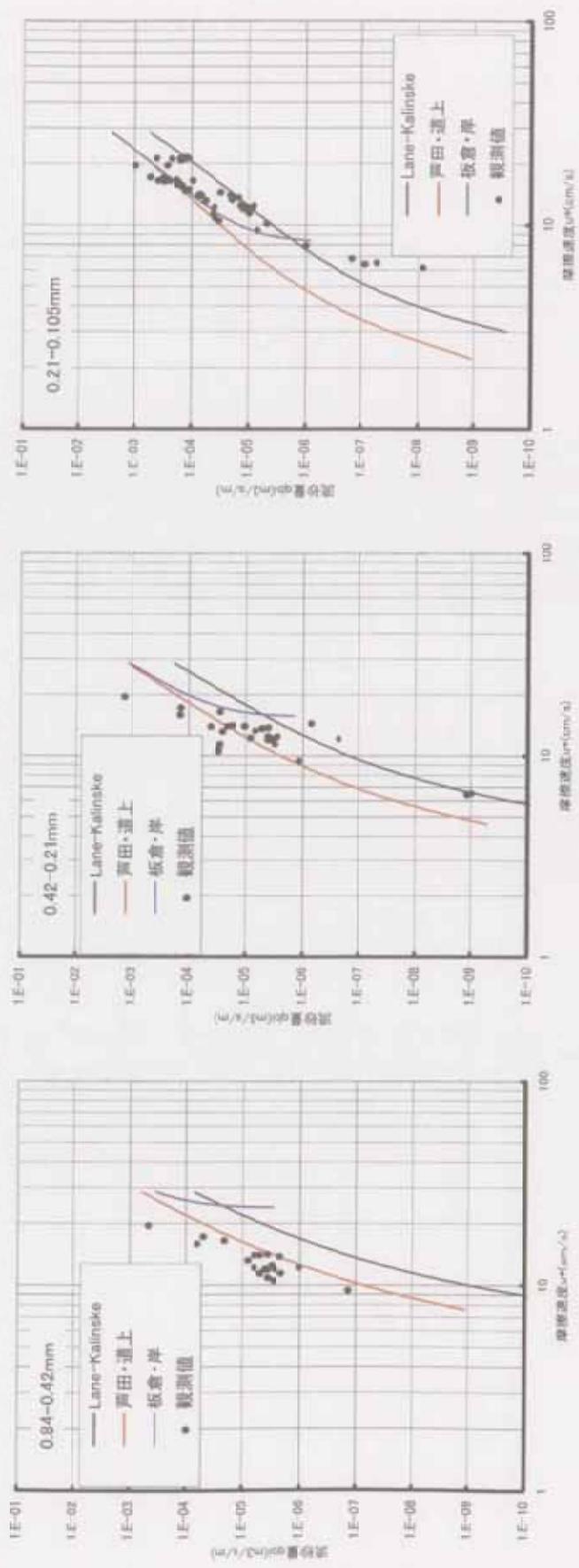


図-4.19 浮遊砂量式と浮遊砂観測値の比較 (定数を修正)

### 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

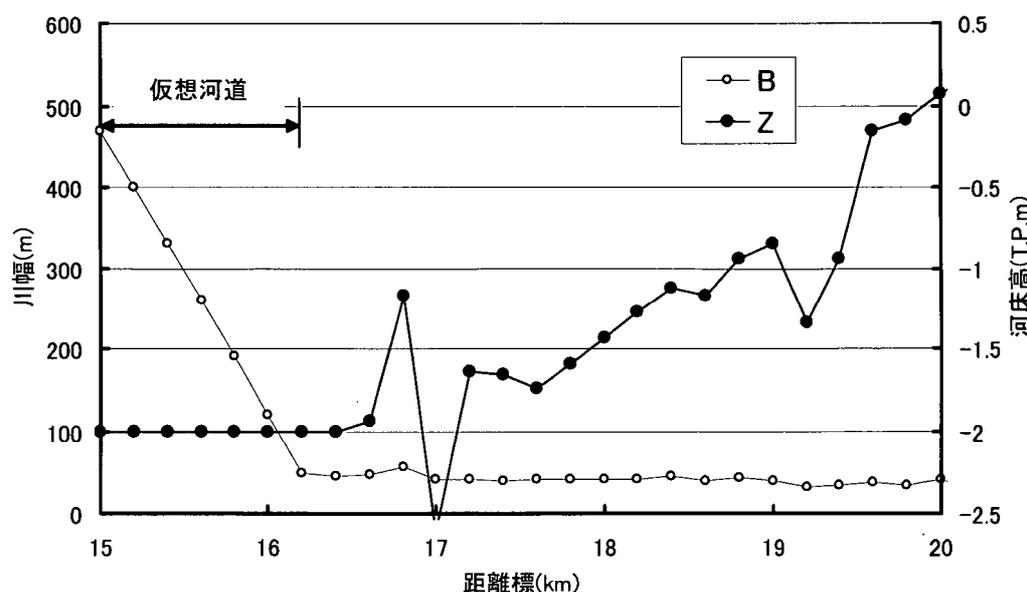


図-4.20 河口部仮想河道

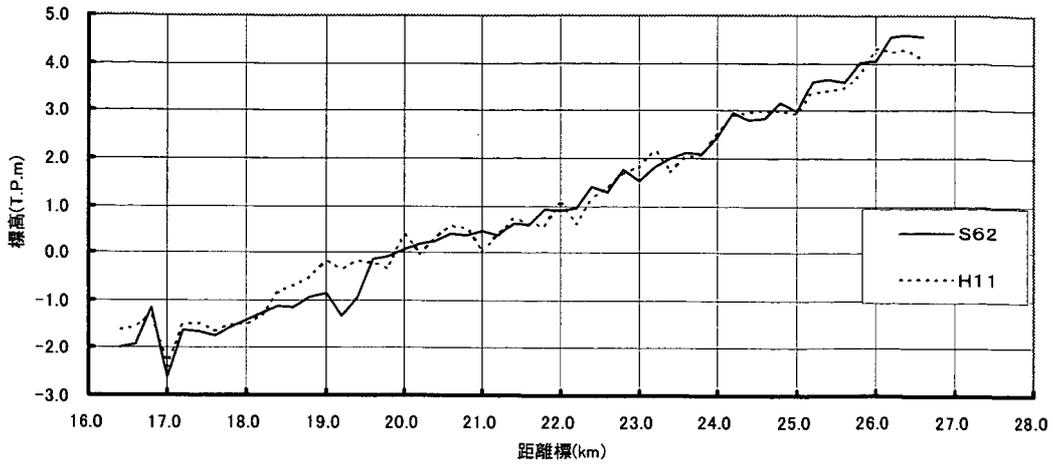


図-4.21 低水路平均河床高の変化状況

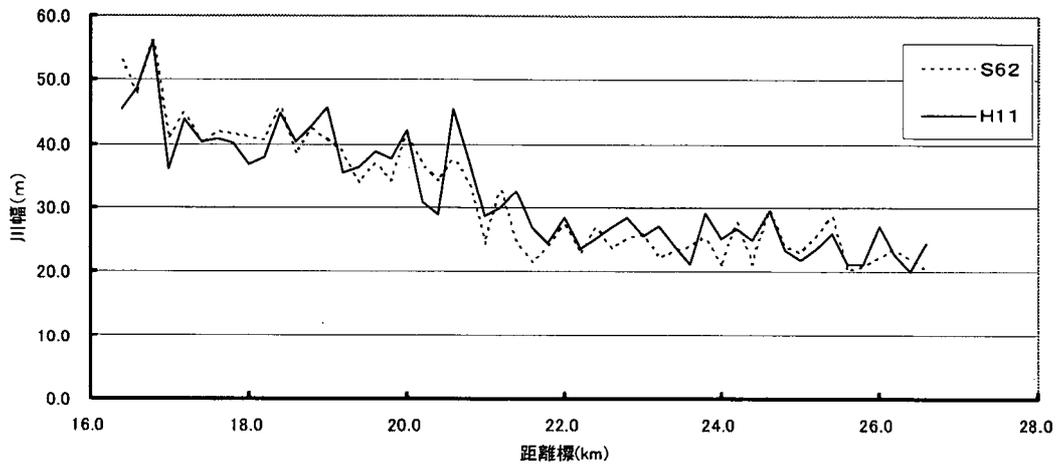


図-4.22 低水路幅の変化状況

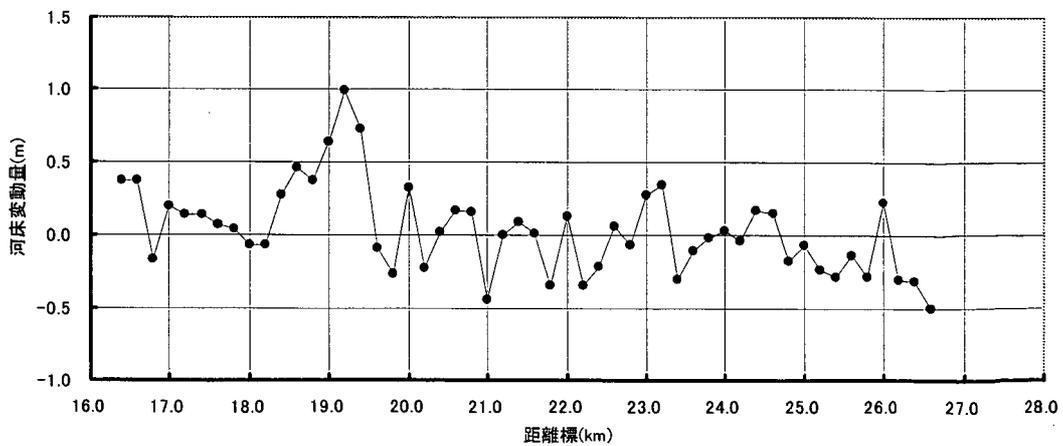


図-4.23 昭和 62 年から平成 11 年の低水路河床高変化量

## 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<sup>9)</sup>。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。

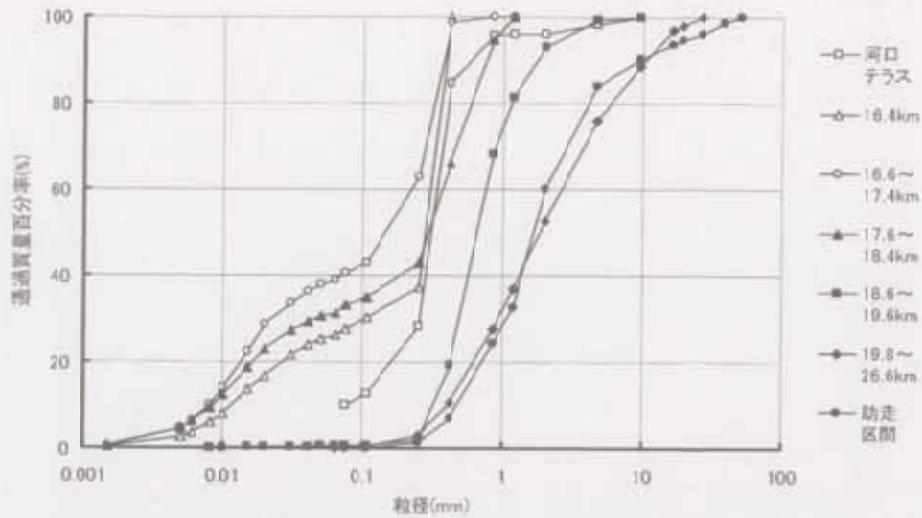


図-4.24 初期河床の粒度分布 (全粒径)

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	8.3	5.5	2.7	0.9									
Q(m³/s)	(m)	(cm/s)		u*/w <sub>0</sub>	z*	u*/w <sub>0</sub>	z*														
150	3.91	29.37		0.275	0.061	0.496	0.134	0.87	0.235	1.665	0.784	1.954	1.827	2.307	2.805	3.738	5.119	7.38	12.319	22.23	34.429
125	3.50	14.83		0.276	0.044	0.417	0.116	1.91	0.213	1.004	0.890	1.644	1.314	2.148	2.128	2.473	3.271	7.03	10.352	20.85	31.704
100	3.06	11.33		0.234	0.031	0.392	0.097	1.94	0.195	0.819	0.103	1.322	1.106	1.963	2.711	3.190	4.421	6.44	8.944	14.90	17.884
75	2.58	11.52		0.211	0.018	0.342	0.078	1.60	0.156	0.823	0.143	1.164	0.887	1.719	1.772	2.448	3.84	5.78	7.092	11.82	14.181
50	2.02	11.35		0.186	0.013	0.294	0.068	1.81	0.116	0.709	0.129	1.019	0.959	1.312	2.469	2.821	4.56	5.248	11.36	10.681	
10	0.77	1.51		0.107	0.007	0.189	0.018	1.21	0.037	0.396	0.104	0.572	0.208	0.651	0.178	1.218	0.836	2.76	1.881	3.19	3.322
1%				0.0181		0.0289		0.0412		0.0617		0.1547		0.2894		0.8181		1.2776		2.4751	

- : 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

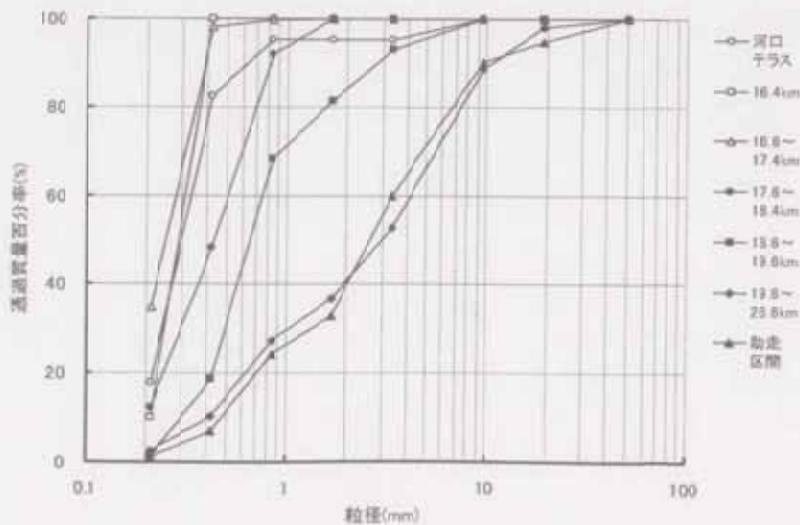


図-4.26 初期河床の粒度分布 (0.1mm以下をカット)

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<sup>9)</sup> 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

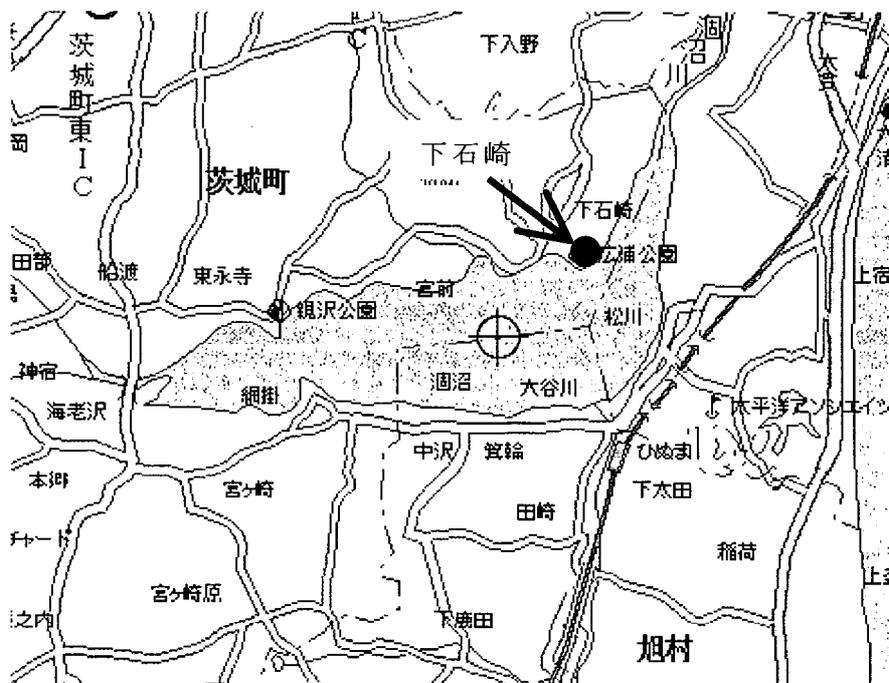


図-4.27 下石崎観測所の位置図 (<http://www.yahoo.co.jp>)

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

酒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)に示した酒沼川洪水観測施設の水位をもとに計算した。なお、酒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。

<酒沼洪水観測施設におけるH-Q換算式>

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

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

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

8) 支川供給土砂量

計算対象区間には酒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。

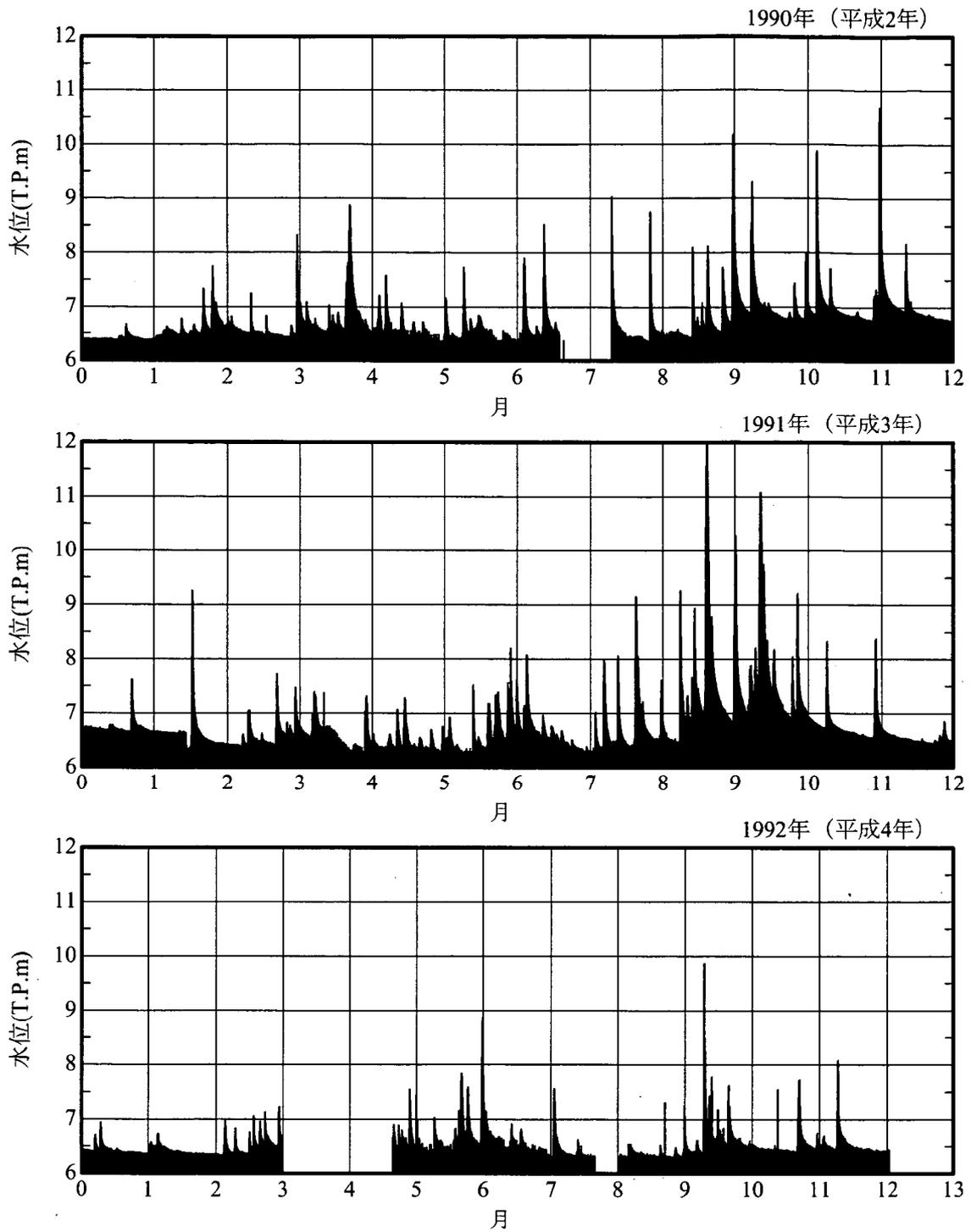


図-4.28(1) 湊沼川洪水観測施設における流量時系列 (1)

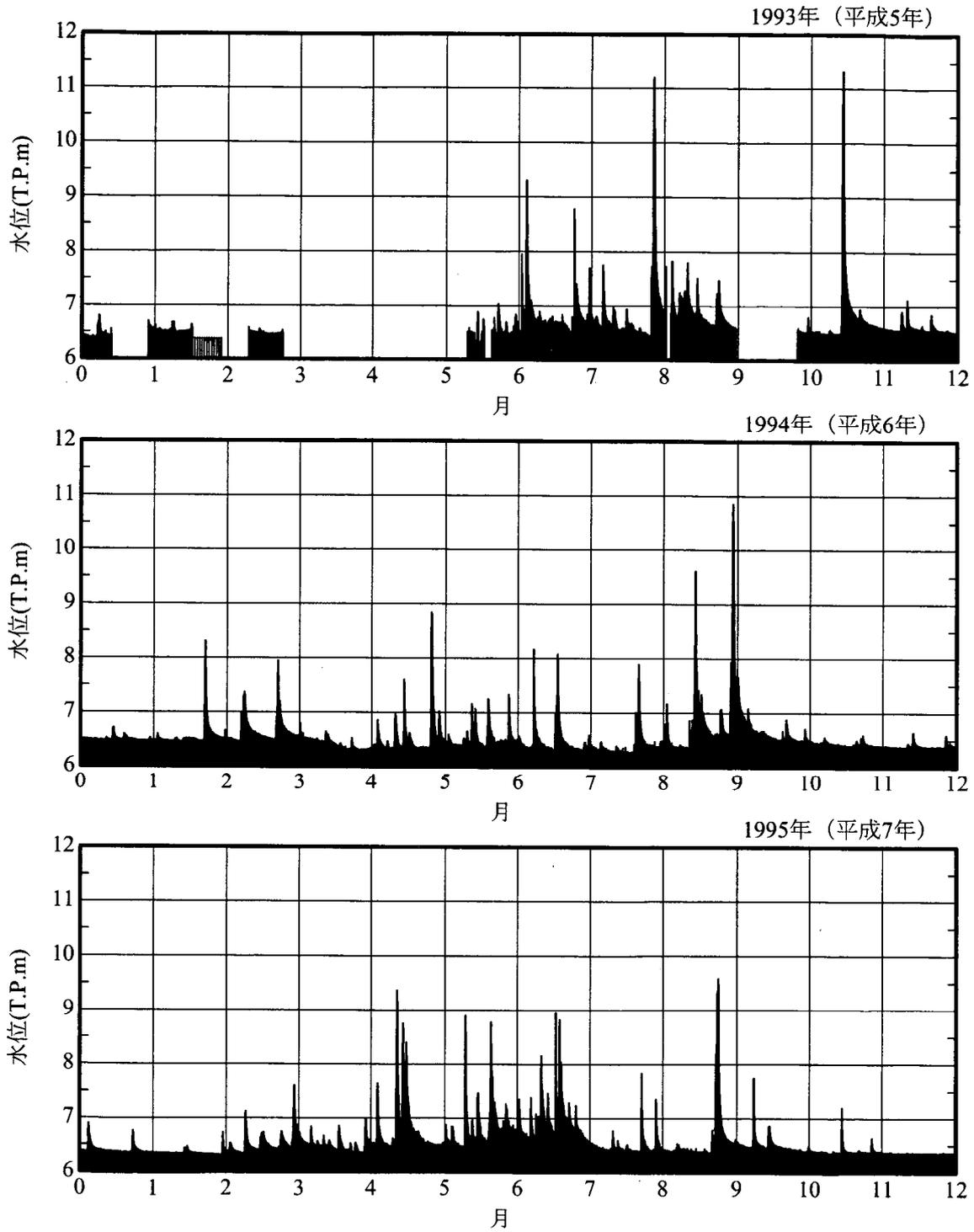


図-4.28(2) 涸沼川洪水観測施設における流量時系列(2)

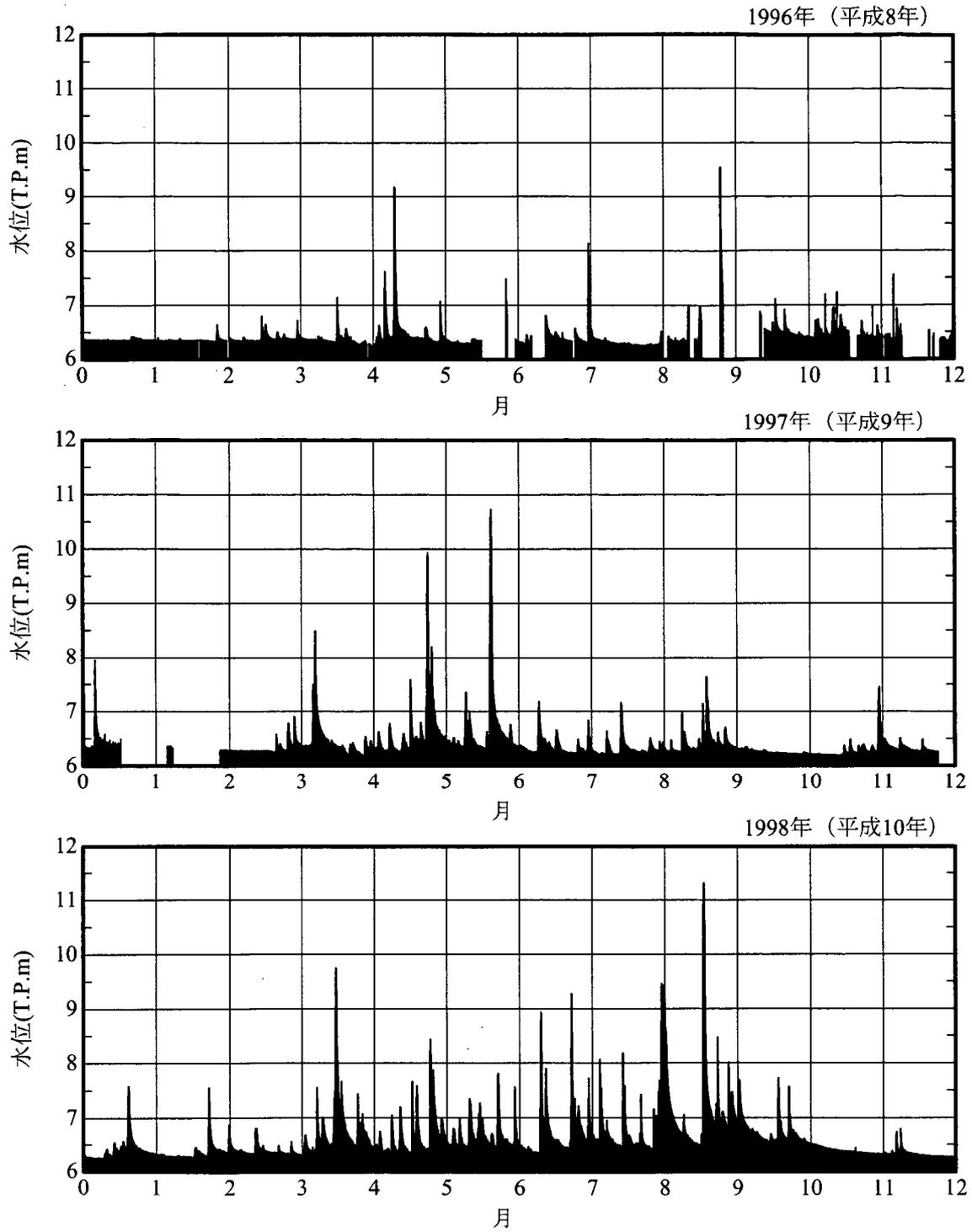


図-4.28(3) 湊沼川洪水観測施設における流量時系列 (3)

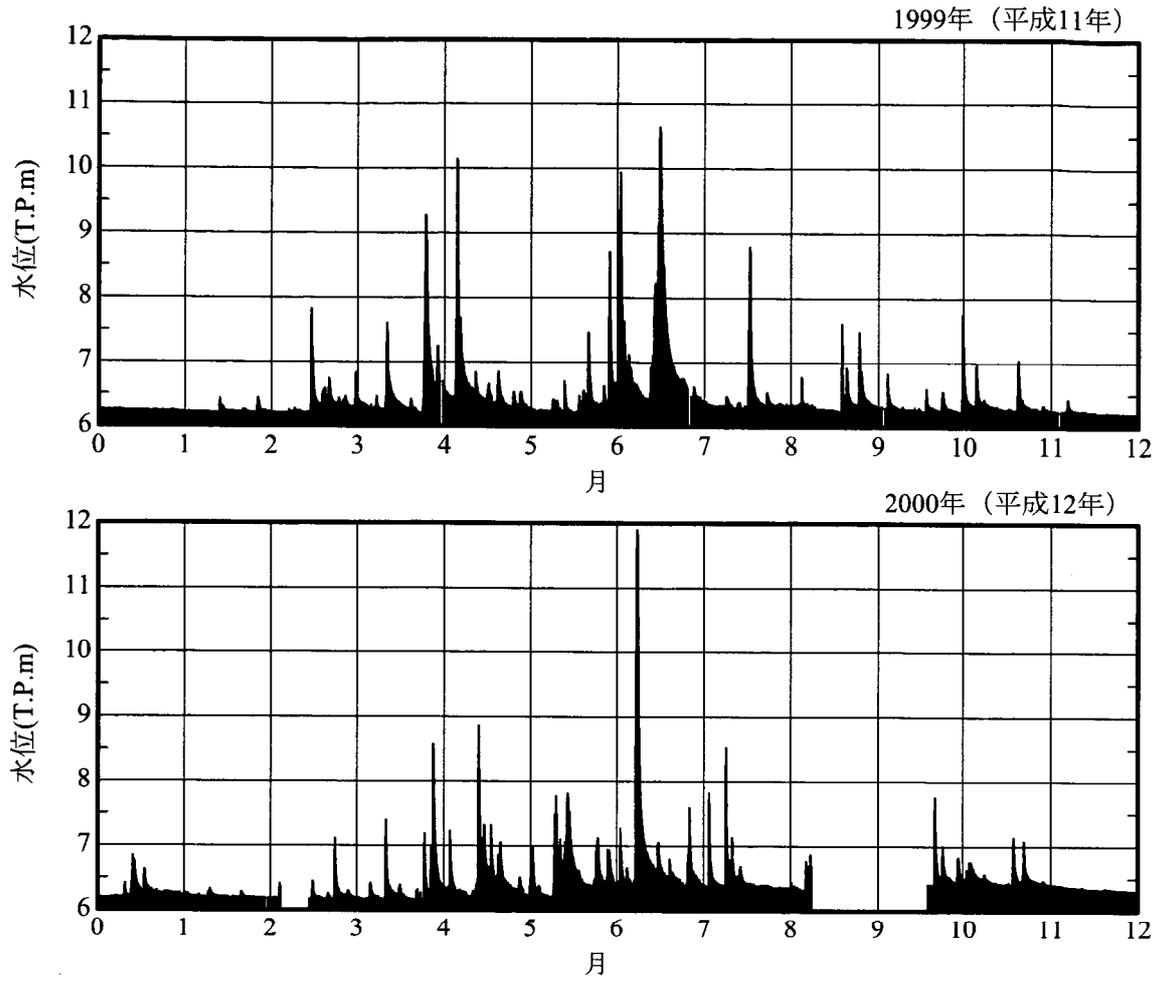


図-4.28(4) 涸沼川洪水観測施設における流量時系列(4)

#### 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)

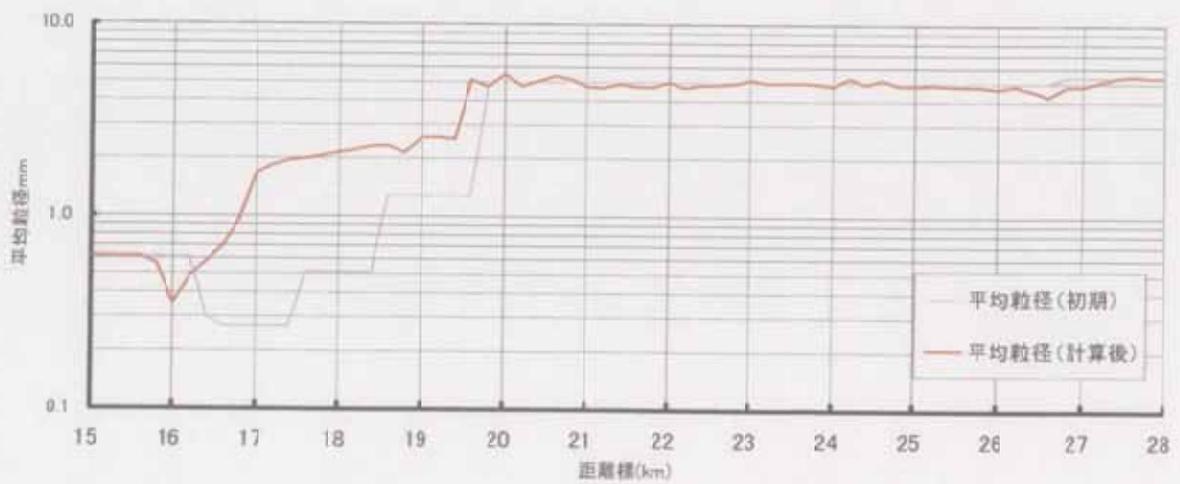
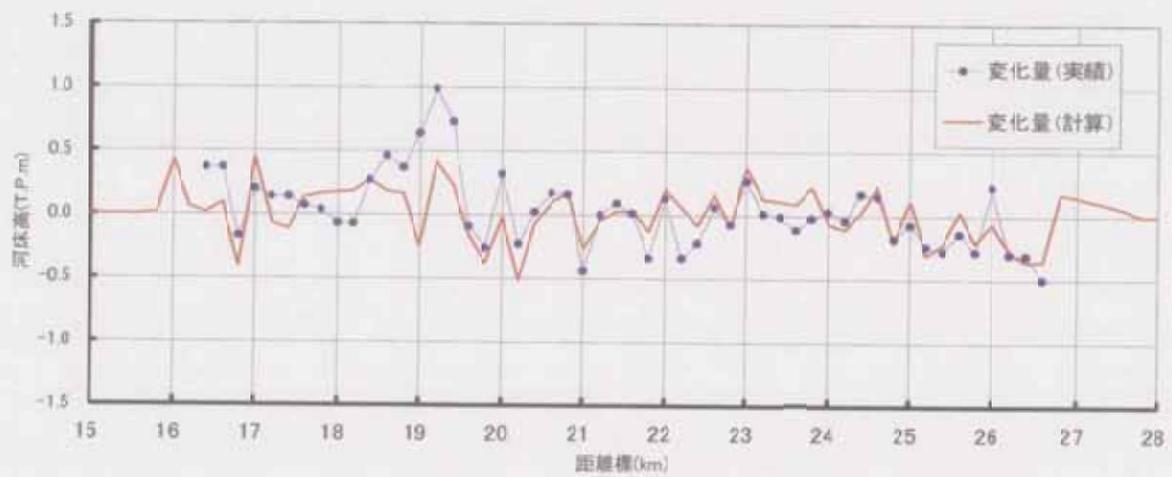
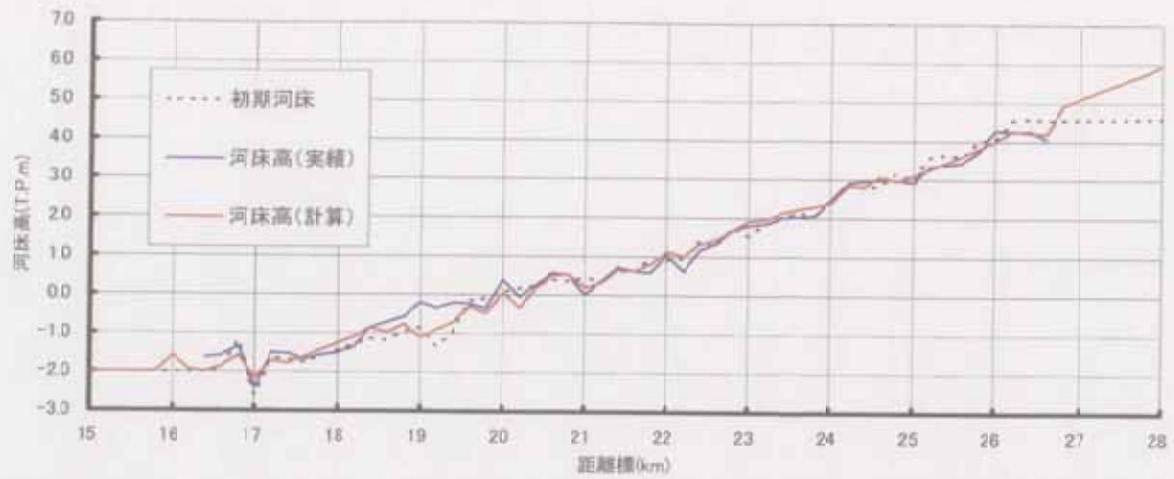


図-4.29 河床変動計算結果 (Case4-1)

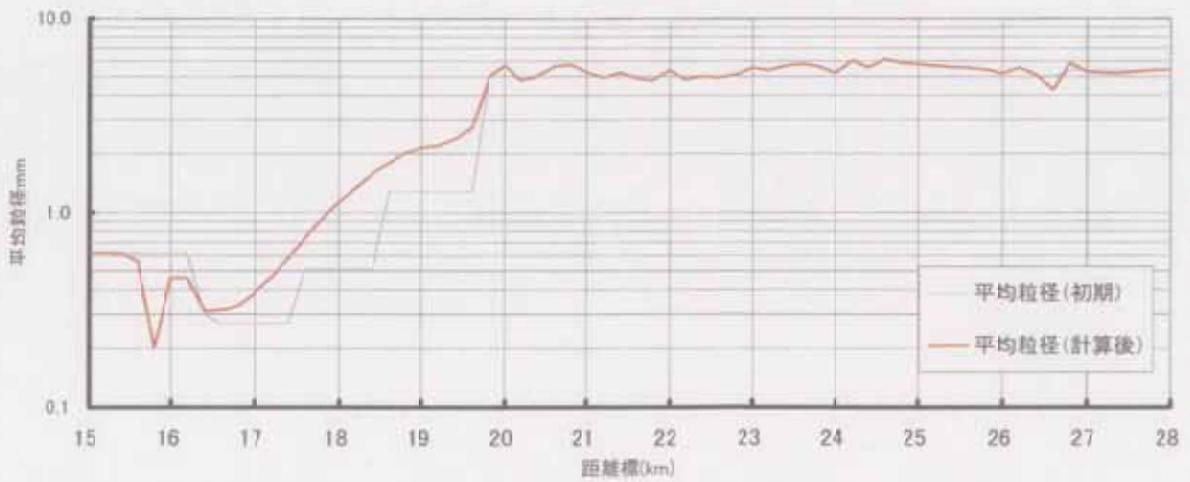
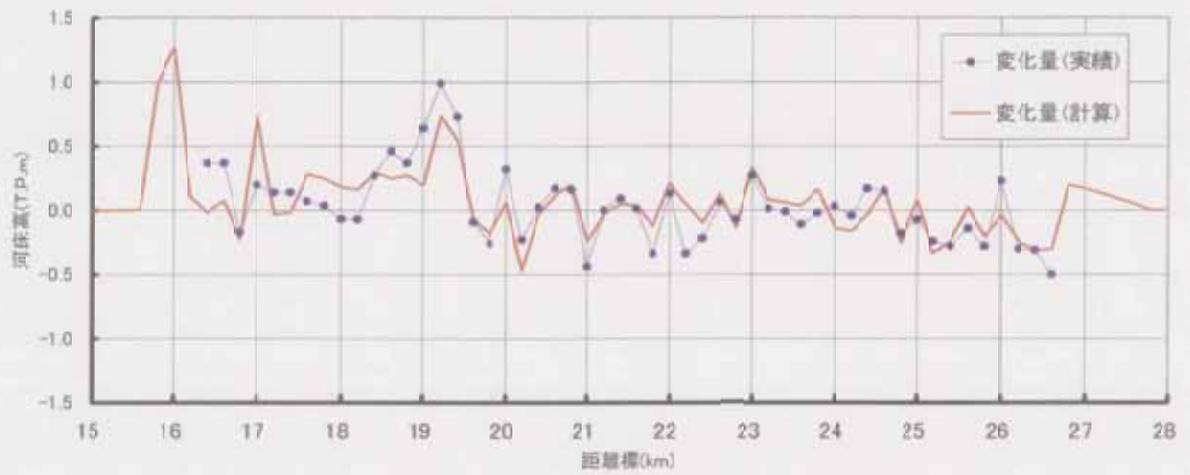
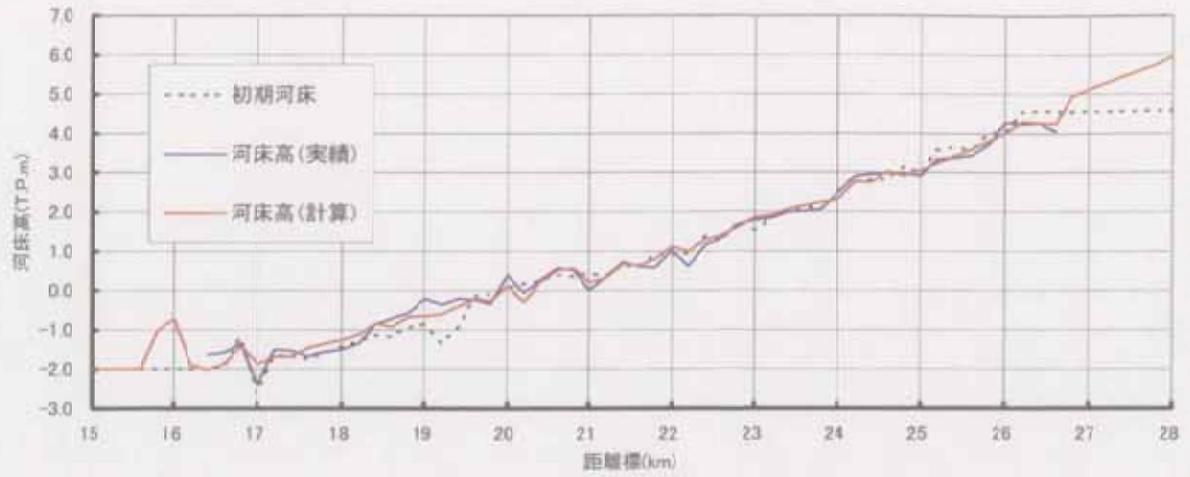


図-4.30 河床変動計算結果 (Case4-2)

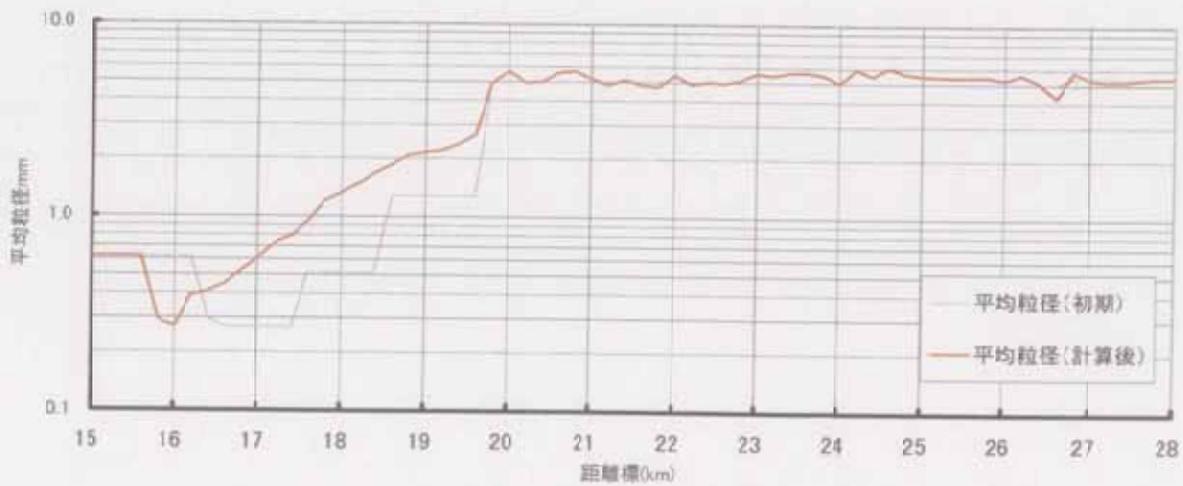
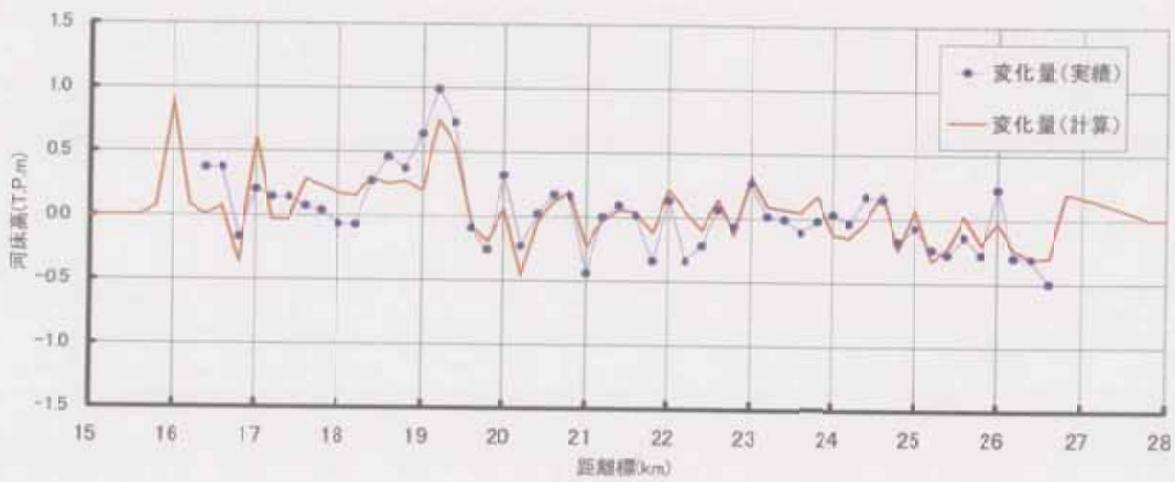
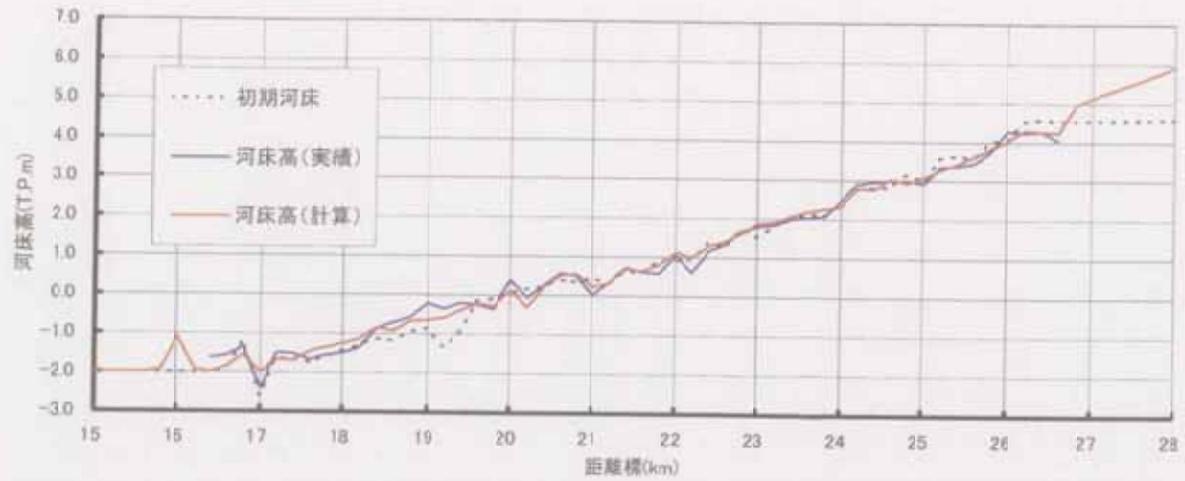


図-4.31 河床変動計算結果 (Case4-3)

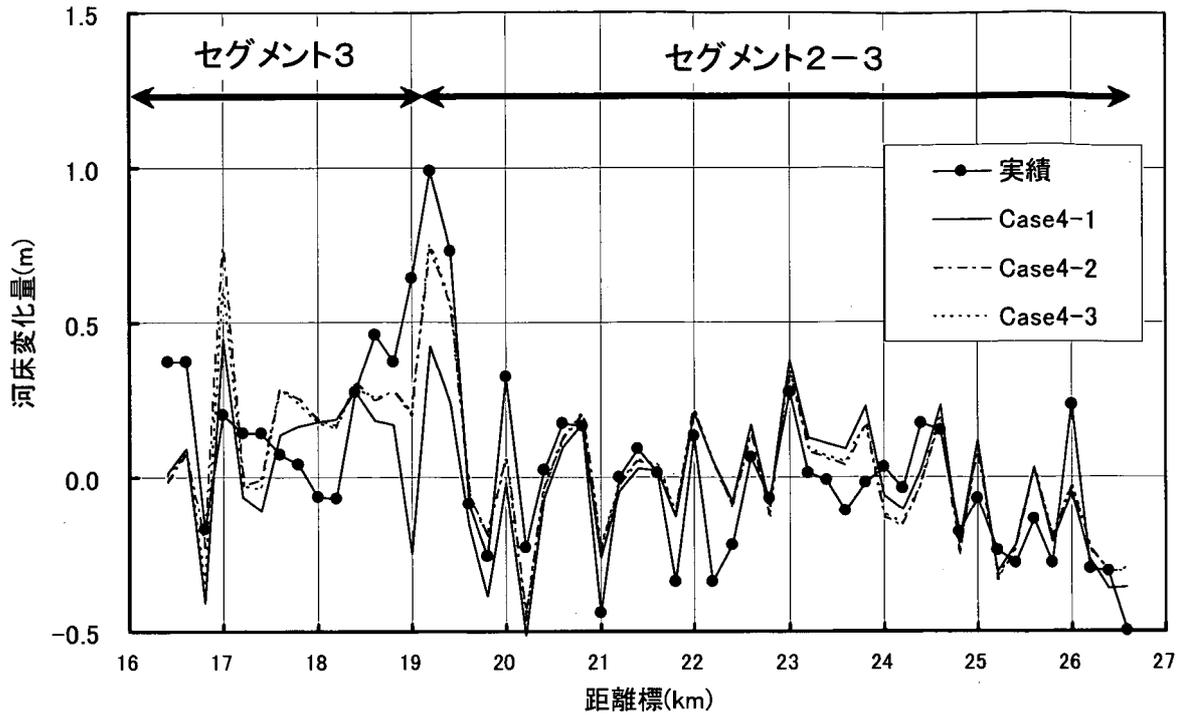


図-4.32 河床変動量の比較図

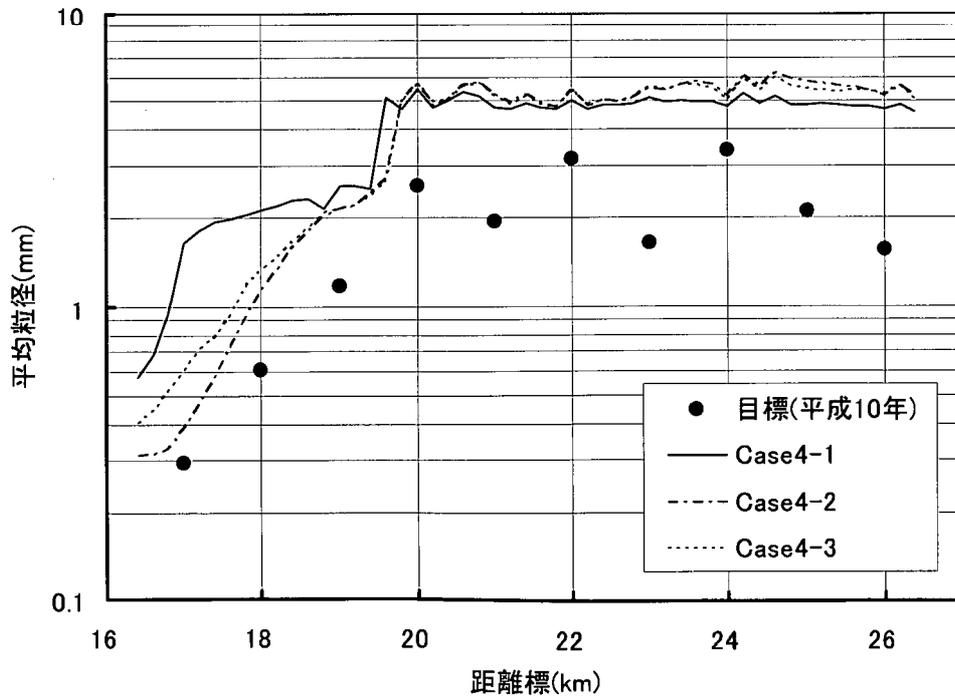


図-4.33 平均粒径の推定結果の比較図

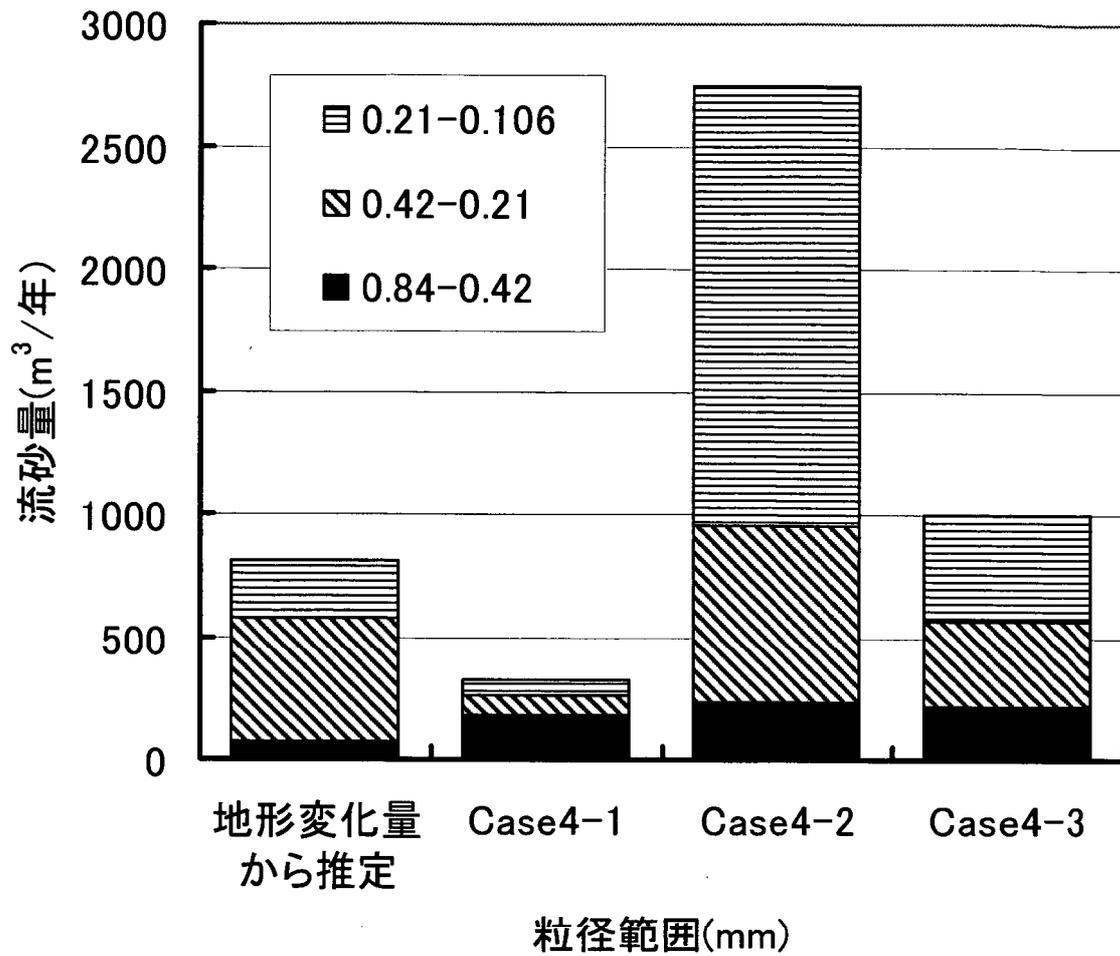


図-4.34 流砂量の比較 (18.0k)

#### 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

## 第5章 供給土砂量の設定手法について

上流端及び支川からの土砂供給量が1次元河床変動計算に与える影響は大きいと考えられてきたが、これまで供給土砂量の設定手法が1次元河床変動計算に与える影響について検討された例は少ない。本章では、涸沼川をモデルに河床変動計算を実施して上流端における供給土砂量設定手法が計算結果に与える影響を検討する。

1次元河床変動計算によって流砂量及び河床変動量を再現、予測するためには、上流端からの土砂供給量が必要である。本来ならば、現地観測によって流砂量を把握して上流端供給土砂量を設定することが望ましい。流砂量観測には浮遊砂量観測、掃流砂量観測などがあり、全国の河川で実施されつつある。しかし、浮遊砂量観測については実績が少なく蓄積されたデータも少ないことから河床変動計算の境界条件に使用するには、時期尚早といえる。また、掃流砂量観測は、観測自体が困難であるため、実施例そのものがほとんど無いのが現状である。現時点では、流砂量観測によって妥当な供給土砂量を与えることは困難であると考えられる。一方、河床変動計算を実施する現場では、上流端に掃流力見合いの流砂量を与える手法やダムの比生産土砂量から推定される供給土砂量を与える手法が多く用いられている。しかしながら、それらの手法が適切な流砂量を与えているとは言い難い。また、供給土砂量の推定手法が河床変動計算の精度に与える影響についてよくわからないのが現状である。

しかしながら、浮遊砂量観測を実施する河川は増えつつある。特に、平成11年から平成13年にかけて実施された建設省技術研究会「水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップの作成及びモニター体制構築に関する研究」を契機に全国の河川で浮遊砂量観測が本格的に実施され始めている。今後は、流砂量観測から得られた情報を入力条件として、あるいは検証材料として河床変動計算を実施し、河川整備計画に反映することが求められる。さらに、既往の供給土砂量の設定手法と流砂量観測から推定する手法が河床変動計算に与える影響を比較し、各手法の利点と欠点及び使用にあたっての注意点を整理して河床変動計算の精度を向上することも重要である。

現在、考えられる供給土砂量の設定手法を整理すると以下のとおりである。

- ①掃流力見合い
- ②比生産土砂量による推定
- ③流砂量観測結果からQ-Qs曲線を推定する

本章では、以上に列挙した供給土砂量の設定手法について説明するとともに、涸沼川の河床変動計算に適用して各手法が河床変動計算に与える影響を検討する。

### 5.1 供給土砂量の設定

各供給土砂量の設定手法の特徴を整理する。また、涸沼川の河床変動計算に適用して供給土砂量の設定手法が計算結果に与える影響を検討する。

### 1) 掃流力見合い

流砂量公式によって上流端の水理量に見合う流砂量を計算する手法である。通常は、一定の川幅と一定の河床勾配を有する河道を上流端に助走区間として接続して、芦田・道上の掃流砂量式<sup>1)</sup>、芦田・道上の浮遊砂量式<sup>2)</sup>などの流砂量式によって計算される流砂量を与える。この場合、上流端に接続する河道の勾配、川幅、河床材料によって供給土砂量は変化するので、上流端に接続する河道諸元に注意する必要がある。一般的には、上流端付近の平均的な河床勾配、川幅、河床材料を設定して上流端に接続する。上流端付近の河床変動量が小さい場合には妥当な値を得るが、河床変動量が大きい場合には合わないことが多いので、助走河道の勾配、川幅を妥当な範囲で変化させて供給土砂量を調整する。また、補正係数を乗じて実態に合わせる方法も考えられる。

涸沼川における河床変動計算を例に助走河道を設定する。上流端 26.6km 付近の河道は、セグメント 2-3 とセグメント 2-2 の境界付近に位置し、河床勾配の変化点であることから平均的な河床勾配を与えることは難しい。本研究では、26.6km 下流の河道をもとに設定することとした。図-5.1.1 に上流端 26.6km 付近の低水路平均河床高の縦断図を示す。最小自乗法によって平均勾配を推定すると 1/1050 となった。この勾配を丸めて 1/1000 の勾配を助走河道に設定した。また、低水路幅の縦断図を図-5.1.2 に示す。上流端 26.6km 付近の河道は 20m~30m の範囲で変動している。助走河道の川幅を 20m、25m、30m に設定して再現性の良い川幅を選ぶこととする。また、河床材料は上流端 26.6km の約 1.4km 上流に位置する涸沼川洪水観測施設付近で実施された河床材料調査の結果をもとに設定した。涸沼川洪水観測施設付近では、河床材料調査が 3 回実施されているので、その調査結果を計算モデルに反映することが好ましい。涸沼川洪水観測施設付近における河床材料調査の実施状況を整理すると表-5.1.1 のとおりである。

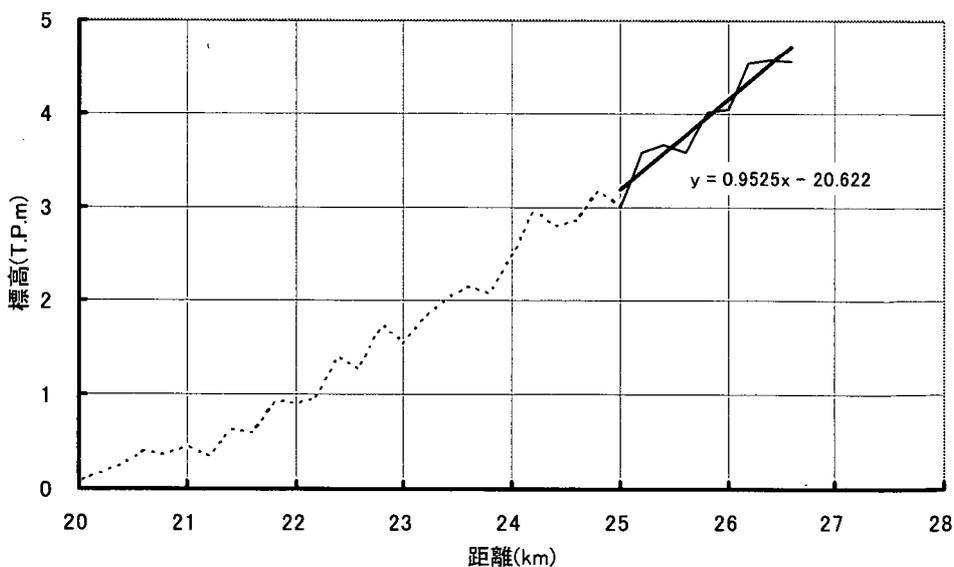


図-5.1.1 上流端 26.6km 付近の低水路平均河床高

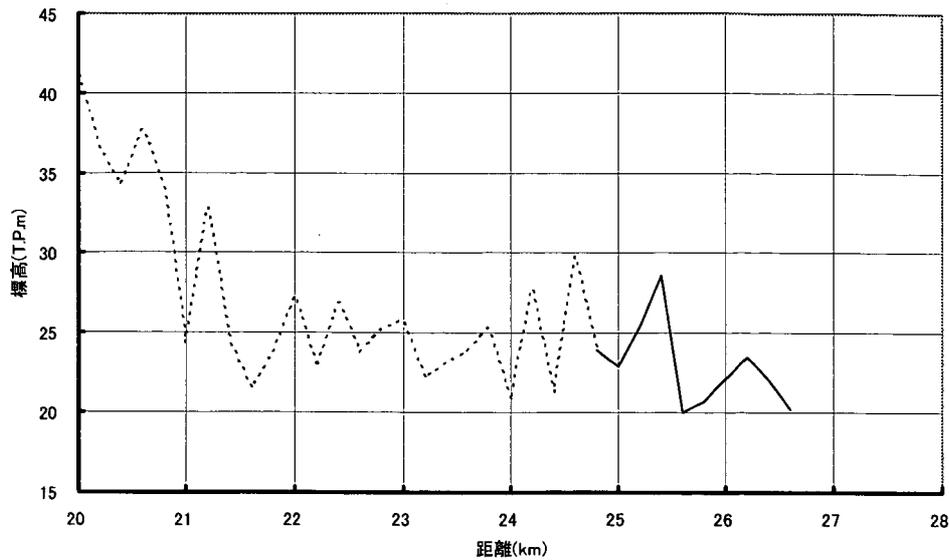


図-5.1.2 上流端 26.6km 付近の川幅縦断面図

表-5.1.1 涸沼川洪水観測施設 (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

2) 比生産土砂量による推定

流域に貯水ダムや砂防ダムなど土砂堆積が著しい河川横断工作物がある場合は、比生産土砂量をもとに粒径別供給土砂量を計算して上流端に与えることも可能である。しかし、流量あるいは水理量と流砂量の関係が不明なので、時間に対して平均化した流砂量を与えることとなる。したがって、1 出水など短期の河床変動計算に向かないが、対象期間が長期間にわたる場合には適用できると思われる。また、比生産土砂量を算出した流域と河床変動計算における上流端の集水領域の地質、土地利用状況が大きく異なる場合には適用は難しい。

涸沼川を例にして比生産土砂量を推定する。涸沼川流域内に存在する大規模な土砂堆積域として飯田ダムと涸沼がある。ここでは、飯田ダムと涸沼を例に比生産土砂量及び上流端の供給土砂量を推定する。

・飯田ダムの堆積土砂をもとに比生産土砂量を推定

飯田ダムは、流域面積 13.7km<sup>2</sup>を有する多目的重力ダムである。飯田ダム竣工後(平

成2年以降)の堆砂実績は藤田ら<sup>3)</sup>によって表-5.1.2、図-5.1.3のとおり整理されている。平成2年から平成5年の堆砂量が平成6年以降と比較して多い。これは、ダム建設による影響であると考えられる。比較的変動の少ない平成6年以降の堆砂量を平均して1年あたりの堆砂量を算出すると1,560m<sup>3</sup>/年となる。

表-5.1.2 飯田ダムの堆砂量(平成6年以降)

年	堆砂量 (m <sup>3</sup> /年)	備考
平成6年	1,609	
平成7年	1,501	
平成8年	1,557	
平成9年	1,570	
平均	1,560	113.9 (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /年)

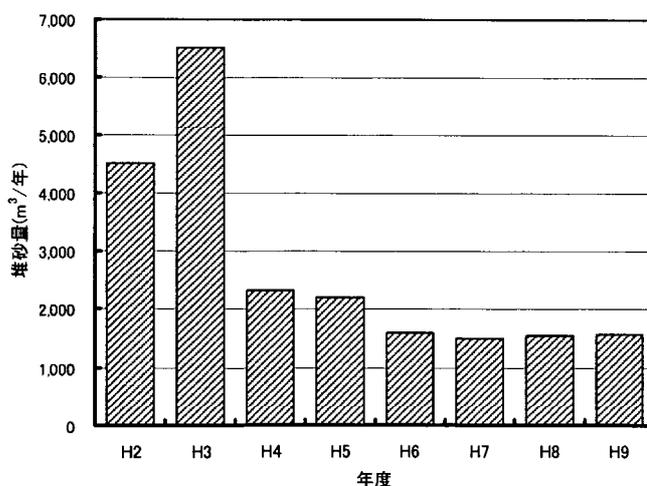


図-5.1.3 飯田ダムの堆砂量の経年変化

芦田・奥村<sup>4)</sup>は全国のダムの堆砂実績をもとに次式に示す関係式を導いている。

$$q_s = KA^{-0.7} \quad (5.1)$$

ここで、 $q_s$ :年平均比流出土砂量 (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/年)、 $A$ :流域面積 (km<sup>2</sup>)、 $K$ :定数である。式(5.1)と飯田ダムの堆砂資料をもとに上流端の供給土砂量を推定する。今、飯田ダムから下流側へ流出する土砂量は不明であるので、飯田ダム流域で生産された土砂は全てダム貯水池に堆砂し、飯田ダム下流に供給されないと仮定する。また、飯田ダム流域の地形・地質状態と河床変動モデル上流端(26.6km)より上流域の地形・

地質状態が同様であると仮定する。このとき、モデル上流端の供給土砂量  $q_s$  と流域面積  $A$  の関係は、飯田ダムの堆積土砂量と流域面積より次式のとおりとなる。

$$q_s = 715.2A^{-0.7} \quad (5.2)$$

しかしながら、上流端 26.6km より上流域には、比較的比供給土砂量の多い花崗岩が存在するのに対し、飯田ダム流域には花崗岩が存在しないことから、飯田ダム流域の地形、地質状態は河床変動モデル上流端より上流域の地形、地質状態を代表しているとは言えず、また、飯田ダムからの流出土砂量が考慮されていないので、式 (5.2) によって得られる比生産土砂量の精度は低いと考えられるが、式 (5.2) をもとに上流端 (26.6km) の供給土砂量を仮定して計算を実施する。上流端 26.6km に近い涸沼川洪水観測施設 (28.1km) における土砂生産域の流域面積は 121km<sup>2</sup> である。式 (5.2) に涸沼川洪水観測施設の土砂生産域の面積を代入すると涸沼川洪水観測施設 (28.1km) における比供給土砂量は 24.8m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/年となる。土砂生産域の面積を乗じると涸沼川洪水観測施設における供給土砂量は約 3 万 m<sup>3</sup>/年と仮定できる。

表-5.1.3 比生産土砂量の計算

生産域	芦田・奥村の係数 K	年平均比流出土砂量 $q_s$ (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /年)	流域面積 A (km <sup>2</sup> )	供給土砂量 (m <sup>3</sup> /年)
飯田ダム	715.22	113.9	13.8	1,560
涸沼洪水観測施設		24.92	121	3,015

次に供給土砂量の粒度分布を設定する。山本、藤田<sup>5)</sup> は全国の河川の比供給土砂量の調査を基に沖積河川における供給土砂量の質が、砂利：砂：シルト・粘土 = (0%~10%) : (35%~40%) : (50%~65%) 程度の構成比になることを示した。構成比率の中間値をとり砂利：砂：シルト・粘土 = 5% : 37.5% : 57.5% として涸沼川洪水観測施設の供給土砂量に適用すれば、粒径別供給土砂量は表-5.1.4 のとおりとなる。なお、供給土砂の粒度分布は図-5.1.4 のとおりである。表-5.1.4 のうち、砂・砂利に相当する粒径 0.105mm 以上の粒径別供給土砂量を上流端に与えた。

表-5.1.4 粒径別供給土砂量

粒径範囲 (mm)	分類	存在割合 (%)		年流出土砂量 (m <sup>3</sup> /年)	
		粒径範囲別	合計	粒径範囲別	合計
19.1	砂利	1.67	5	50.0	150.0
9.52 ~ 19.1		1.67		50.0	
3.36 ~ 9.52		1.67		50.0	
1.68 ~ 3.36	砂	7.50	37.5	225.1	1125.3
0.84 ~ 1.68		7.50		225.1	
0.42 ~ 0.84		7.50		225.1	
0.21 ~ 0.42		7.50		225.1	
0.105 ~ 0.21		7.50		225.1	
0.105	シルト・粘土	57.5	57.5	1725.5	1725.5
合計		100.0		3000	

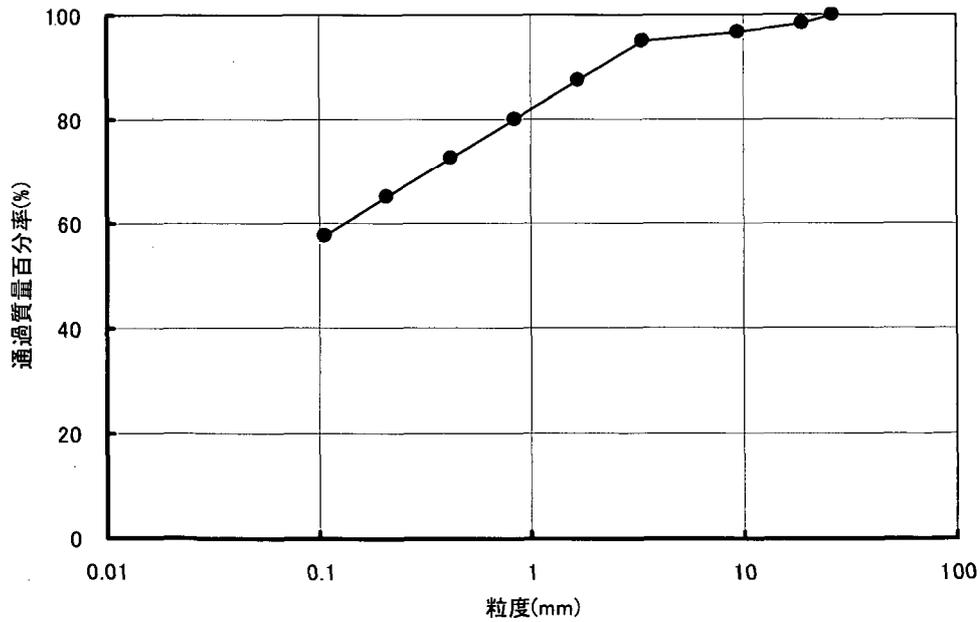


図-5.1.4 飯田ダムの堆砂量から算出した比供給土砂量の粒度分布

・澗沼堆積土砂をもとに比生産土砂量を推定

澗沼では、河川からの流水が滞留するため掃流力がほぼ0に等しくなる。このため、澗沼河口からの供給土砂は、多くが澗沼に堆積する。特に本研究の対象である掃流砂と浮遊砂は、比較的粒径が粗いために澗沼河口付近にはほぼ全量が堆積すると考えられる。第2章で述べたとおり澗沼河口では過去2度にわたって定期横断測量が実施されており、この成果を利用すれば妥当な生産土砂量を推定することが可能である。

藤田ら<sup>3)</sup>は、澗沼河口の測量成果と河道横断測量成果をもとに澗沼河口から26.6kmまでの地形変化量を粒径別に整理している。各断面の地形変化量を累加して縦断的に示すと図-5.1.5のとおりである。ここで、26.6kmにおける累加地形変化量は、26.6kmにおける通過土砂量と考えることができると同時に26.6kmより上流域の生産土砂量と考えることもできる。26.6kmにおける年間生産土砂量を粒径別に示すと表-5.1.5のとおりである。表-5.1.5には同時に毎秒あたりの生産土砂量を示す。この毎秒あたりの生産土砂量を上流端の供給土砂量として河床変動計算を実施する。

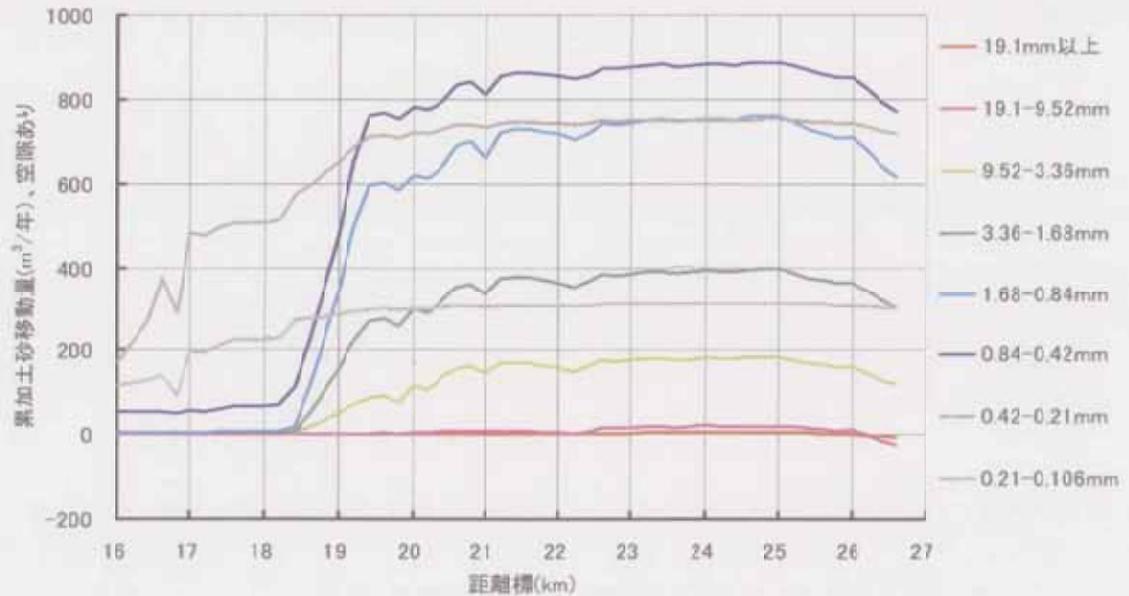


図-5.1.5 澗沼河口～26.6kmにおける粒径別累加地形変化量

また、飯田ダムの堆砂量と芦田・奥村の式を基に推定した供給土砂量と累加地形変化量を比較すると以下のとおりである。累加地形変化量の方が小さい値となった。推定量にはウォッシュロード成分が含まれている。ウォッシュロード成分のうち何割かが、澗沼河口に沈降することなく流下したと推定される。

推定手法	供給土砂量 (m <sup>3</sup> /年)
飯田ダムの堆砂量 (芦田・奥村の式)	3000
累加地形変化量	2316

表-5.1.5 26.6kmにおける累加地形変化量（空隙なし）

粒径範囲 (mm)	累加地形変化量（生産土砂量）		
	年間 (m <sup>3</sup> /年)	毎秒 (m <sup>3</sup> /sec)	供給土砂量 (m <sup>3</sup> /sec)
19.1 以上	-4.04	$-1.28 \times 10^{-7}$	0.00
9.52 ~ 19.1	-14.35	$-4.55 \times 10^{-7}$	0.00
3.36 ~ 9.52	71.30	$2.26 \times 10^{-6}$	$2.26 \times 10^{-6}$
1.68 ~ 3.36	182.24	$5.78 \times 10^{-6}$	$5.78 \times 10^{-6}$
0.84 ~ 1.68	369.32	$1.17 \times 10^{-5}$	$1.17 \times 10^{-5}$
0.42 ~ 0.84	462.29	$1.47 \times 10^{-5}$	$1.47 \times 10^{-5}$
0.21 ~ 0.42	431.41	$1.37 \times 10^{-5}$	$1.37 \times 10^{-5}$
0.105 ~ 0.21	181.18	$5.74 \times 10^{-6}$	$5.74 \times 10^{-6}$
0.075 ~ 0.105	72.80	$2.31 \times 10^{-6}$	$2.31 \times 10^{-6}$
0.075 以下	564.12	$1.79 \times 10^{-5}$	0.00
合 計	2316.27	$7.35 \times 10^{-5}$	—

3) 流砂観測結果から Q-Qs 曲線を与える

河川を移動する土砂量を観測することにより、水理量に応じた流砂量を把握して上流端に与えることは本来最も望ましい方法である。流砂量観測は古くから実施されており、日本では1961年～1969年（昭和36年～昭和44年）にかけて建設省技術研究会「河床変動に関する研究」において浮遊砂量観測が実施された。図-5.1.6には、「河床変動に関する研究」において作成されたQ-Qs図を示す。その後、1999年～2001年（平成11年～平成13年）に実施した国土交通省国土技術研究会「水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップの作成及びモニター体制構築に関する研究」では、図-5.1.6の問題点を以下のとおり指摘している<sup>6)</sup>。

- ① 様々な特性の河川における観測結果の平均値である。河道に供給される土砂の質（粒径）や量は河川の特長や流域状況によって異なると考えられるので、河川のセグメント区間毎にQ-Qs曲線が作られることが望ましい。
- ② 観測時に採取された全土砂量について整理されたものである。実際に河川に供給される土砂はいくつかの粒径集団が混じったものであることが知られており、各粒径集団は水理量に応じて流送形態が異なる。また、河床縦断形の予測を行うにあたって、この粒径集団毎に境界条件を与える必要がある。したがって、観測された土砂について粒径毎に区分を行った上で整理されていることが望ましい。
- ③ 以上のようにQ-Qs関係は、河川流域の特長を表す最も基本的な情報である。一方で、Q-Qsは、流域状況の変化（例えば、土砂を貯留する施設が完成した、大規模な山地崩壊が発生した、流域の開発が進んだ等）によって変化すると考えられるので、流域状況の変化に応じて定期的に測定・更新されることが望ましい。

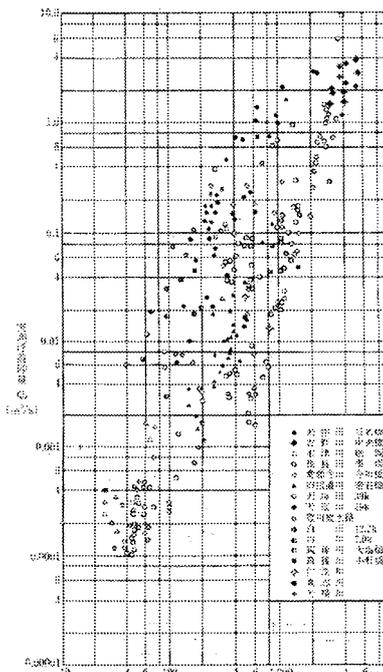


図-5.1.6 浮遊砂量の観測結果<sup>7)</sup>

このような状況を踏まえ、現在では支川合流後、直轄上流端、流量観測ポイントなど流域の主要なポイントで浮遊砂・ウォッシュロード観測が行われている。これらの観測から得られる粒径別  $Q-Q_s$  曲線を 1 次元河床変動計算の上流端に与えることも考えられる。

藤田ら<sup>3)</sup>は、涸沼川洪水観測施設で掃流砂量観測と浮遊砂量観測を実施し、粒径別の  $Q-Q_s$  曲線を推定した。図-5.1.7には、藤田らが推定した  $Q-Q_s$  曲線を示す。図-5.1.7は、1992年～2000年の涸沼川洪水観測施設における土砂観測結果をもとに作成している。2001年の8月と9月にも掃流砂観測が実施されているので、2001年の観測結果を追加して  $Q-Q_s$  曲線を推定し直した。その結果を掃流砂と浮遊砂に分けて図-5.1.8と図-5.1.9に示す。図-5.1.8は掃流砂に関する  $Q-Q_b$  曲線の推定結果であり、図-5.1.9は浮遊砂に関する  $Q-Q_s$  曲線の推定結果である。掃流力（流量）の変化によって掃流砂から浮遊砂に変化する粒径範囲（0.84～0.42mm、0.42～0.21mm、0.21～0.105mm）では、 $Q-Q_b$  曲線と  $Q-Q_s$  曲線を足し合わせて  $Q-Q_s$  曲線を推定してみた（図-5.1.10）。藤田らは水位が高水敷高を越えた場合、掃流力が等流で仮定したとおりに増加しないことを考慮するために、低水路満杯流量以上の流量に対しては流砂量を一定とすることを提案している<sup>3)</sup>。本検討では、藤田らの方法の適用性を確認するため、低水路満杯流量以上の流砂量を一定とした場合について検討を行う。なお、涸沼川洪水観測施設における低水路満杯流量はおよそ  $110\text{m}^3/\text{s}$  である。推定した  $Q-Q_b(Q_s)$  関数を整理すると表-5.1.6のとおりである。表-5.1.6に示した  $Q-Q_b$ 、 $Q-Q_s$  関数を上流端 26.6km に与えて河床変動計算を実施する。

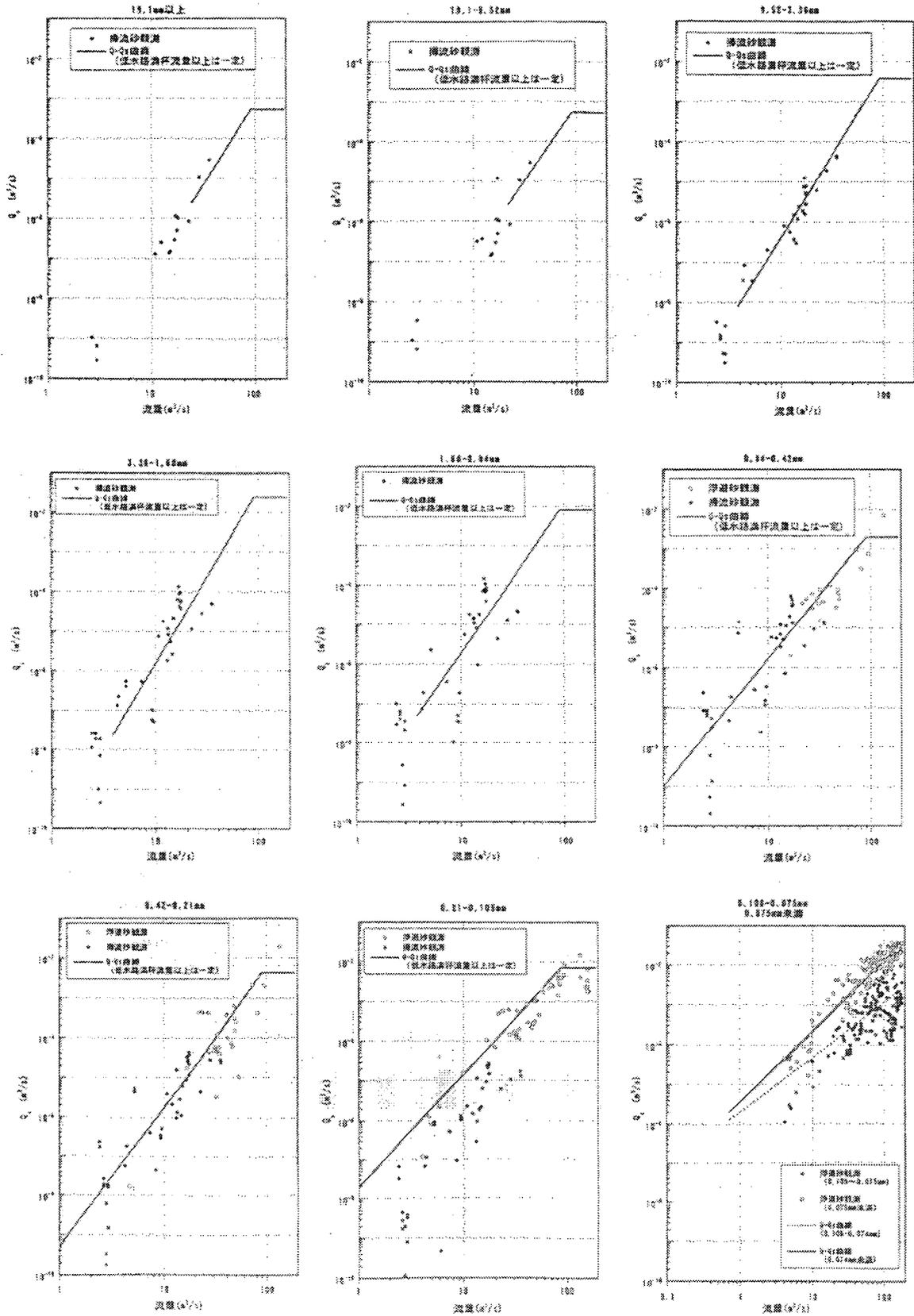


図-5.1.7 澗沼川洪水観測施設における $Q-Q_s$ 曲線の推定結果(1992年~2000年)

出典) 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, pp.118

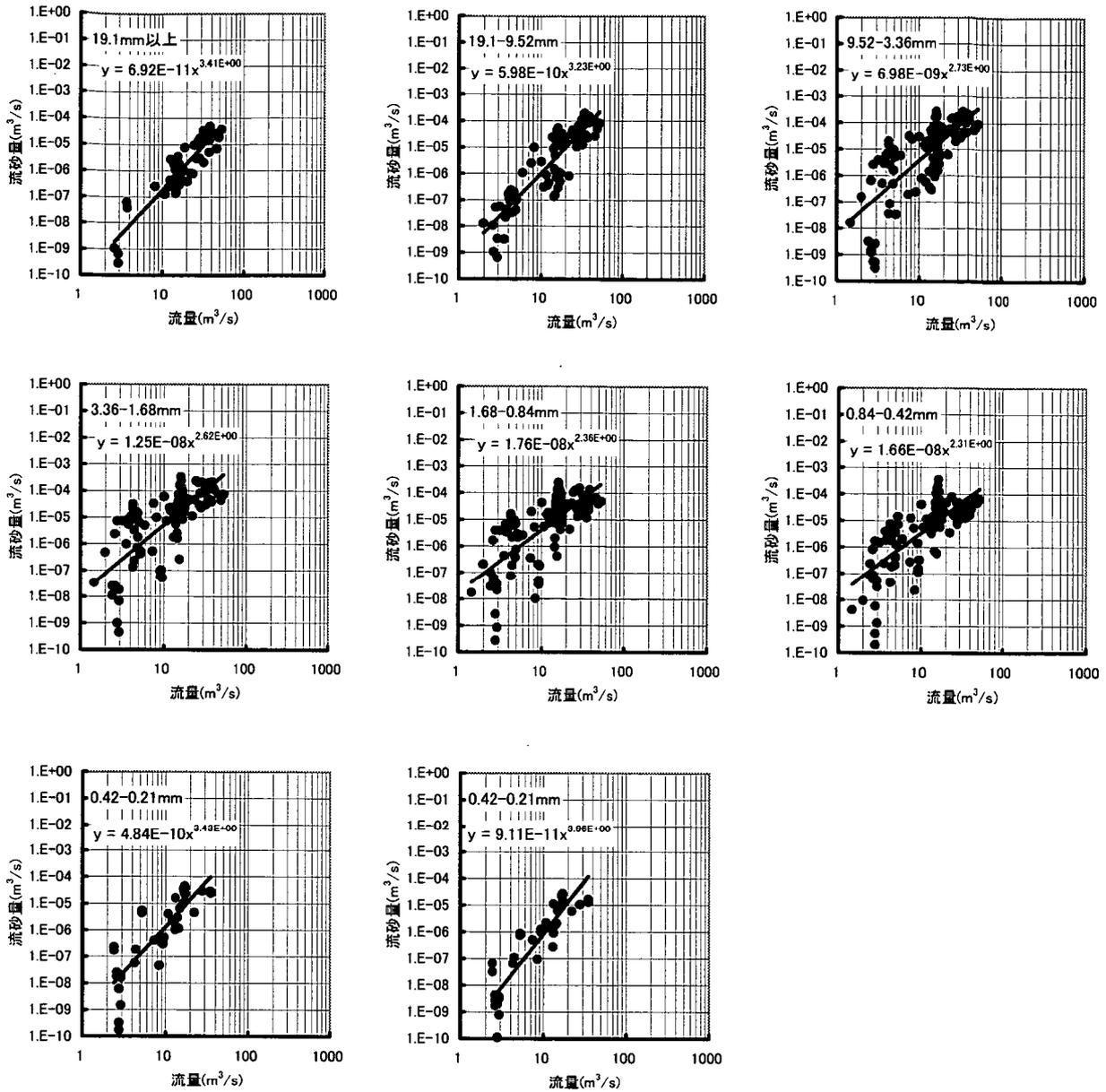


図-5.1.8 Q-Q<sub>B</sub> 曲線の推定 (掃流砂量: 涸沼川洪水観測施設 1992~2001年)

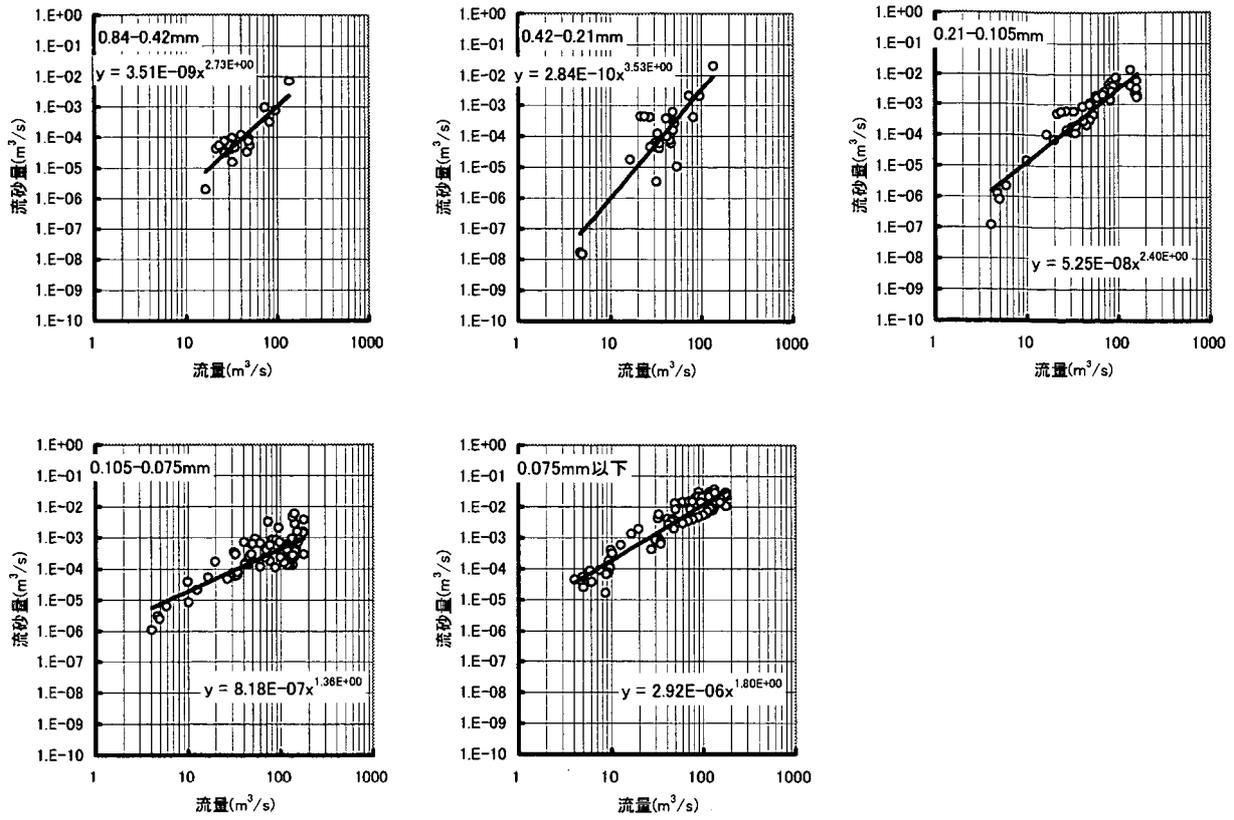


図-5.1.9 Q-Q<sub>s</sub> 曲線の推定 (浮遊砂量: 澗沼川洪水観測施設 1992~2001年)

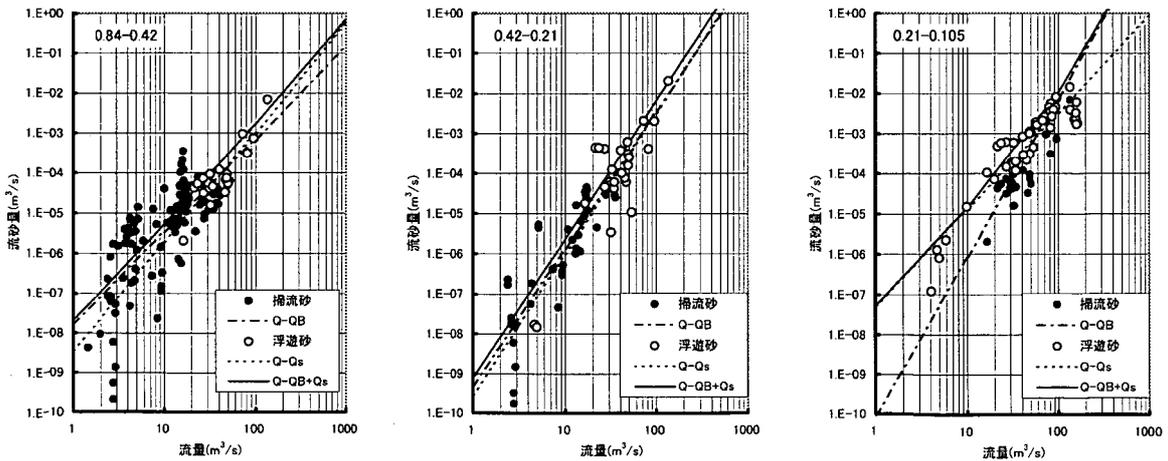


図-5.1.10 浮遊砂と掃流砂をまとめてQ-Q<sub>s</sub> 曲線を推定 (粒径範囲: 0.84mm~0.105mm)

表-5.1.6 洪水観測結果から推定した  $Q-Q_b(Q-Q_s)$  関数

粒径範囲	掃流砂量	浮遊砂量
19.1mm 以上	$6.92E-11 \times Q^{3.41}$	
9.52mm ~ 19.1mm	$5.98E-10 \times Q^{3.23}$	
3.36mm ~ 9.52mm	$6.98E-9 \times Q^{2.73}$	
1.68mm ~ 3.36mm	$1.25E-8 \times Q^{2.62}$	
0.84mm ~ 1.68mm	$1.76E-8 \times Q^{2.36}$	
0.42mm ~ 0.84mm	$1.66E-8 \times Q^{2.31}$	$3.51E-9 \times Q^{2.73}$
0.21mm ~ 0.42mm	$4.84E-10 \times Q^{3.43}$	$2.84E-10 \times Q^{3.53}$
0.105mm ~ 0.21mm	$9.11E-11 \times Q^{3.96}$	$5.25E-8 \times Q^{2.40}$
0.105mm ~ 0.075		$8.18E-7 \times Q^{1.36}$
0.075mm 以下		$2.92E-6 \times Q^{1.80}$

\*)  $Q >$  低水路満杯流量 ( $110\text{m}^3/\text{s}$ ) の時、流砂量は一定

## 5. 2 計算結果と考察

澗沼川をモデルに1次元河床変動計算を実施して、供給土砂量の設定手法が計算結果に与える影響を把握するとともに各手法の注意点について整理する。

上流端に与える供給土砂量の設定手法を変えて河床変動計算を実施した。計算ケースを整理すると表-5.2.1のとおりである。

表-5.2.1 計算ケース

Case	上流端の 供給土砂量設定方法	備 考
Case5-1	掃流力見合い	低水路幅 $B = 20.0\text{m}$
Case5-2	掃流力見合い	低水路幅 $B = 25.0\text{m}$
Case5-3	掃流力見合い	低水路幅 $B = 30.0\text{m}$
Case5-4	飯田ダムにおける比供給（比生産）土砂量	
Case5-5	澗沼及び河道内の地形変化量から推定	
Case5-6	洪水観測から得られた $Q=Q_s(Q_B)$ 曲線	低水路満杯流量以上の流砂量を一定

## 1) 掃流力見合い

掃流力見合いによって河床変動計算を実施した結果を図-5.2.1、図-5.2.2、図-5.2.3に示す。それぞれ、Case5-1(川幅20m)、Case5-2(川幅25m)、Case5-3(川幅30m)における河床高と河床変動量を示した。各図における凡例の「河床高(実績)」は平成11年の河床高である。同様に「変化量(実績)」は昭和63年から平成11年に至る河床高の変化量を示す。

図-5.2.1、図-5.2.2、図-5.2.3から、Case5-1(川幅20m)では、19.0km付近の河床上昇傾向を良く再現しているが、20.0kmより上流における小さい地形変化の再現性は悪い。特に上流端付近の再現性が悪い。一方、Case5-2(川幅25m)とCase5-3(川幅30m)は、全般的に河床の変化状況を良く再現している。特にCase5-3は、上流端付近の河床低下傾向を良く再現しており、3つの計算ケースの中で一番良好な結果を得ている。これより、平均的な川幅と河床勾配を助走河道に設定することによって河床高の変化を精度良く計算することが可能となることがわかった。

次に、河床材料の変化について検討する。図-5.2.4に各Caseにおける平均粒径 $d_m$ の変化状況を縦断的に示す。図中の●は平成10年の河床材料調査結果であり、目指すべき再現値に近い値である。図-5.2.4より、各Caseとも再現値に近く良好な計算結果を得ている。さらに、流砂量について検討を行う。図-5.2.5、図-5.2.6、図-5.2.7に各Caseの流砂量を縦断的に示す。全体的にCase5-1の流砂量がCase5-2、Case5-3に比べて多いことがわかるが、値の是非については検証できない。ここでは、第4章と同様に涸沼と河道の地形変化量と各Caseの流砂量を比較して、値の是非について検討を行う。図-5.2.8には19.8km地点における累加地形変化量(年間)と各Caseにおける19.8kmの年間流砂量を粒径別に示す。Case5-3が最も地形変化量に近く流砂量の面からも再現性が高いことがわかる。また、粒径別に見てもCase5-3の再現性が一番良いこともわかる。

以上の内容をまとめると次のとおりである。掃流力見合いで流砂量を与える場合、上流端に平均的な河床勾配と川幅をもつ助走河道を与えて河床変動計算を実施すれば、河床高の縦断変化と平均粒径の縦断変化を概ね再現することが可能である。しかし、上流端の河床変動が大きい場合には、合わないこともある。その場合は、川幅を変えることによって河床変化量を調整すると良い。また、上流端に設定する川幅がわずかに変化すると流砂量も大きく変化する。流砂量についても再現性の良い値を求めるには、助走河道の川幅を変えて細かい河床高の変化を再現することが必要である。

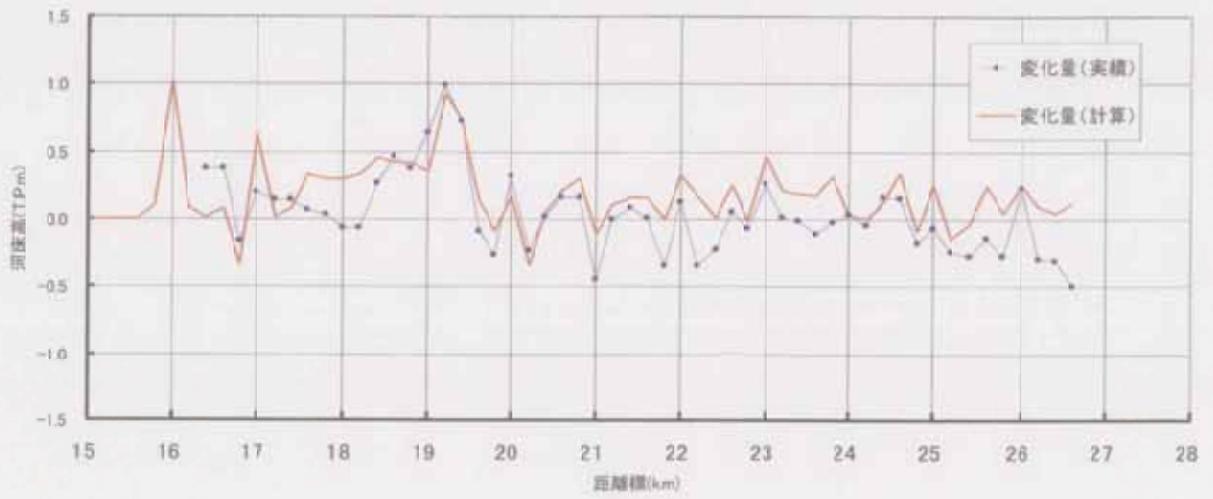
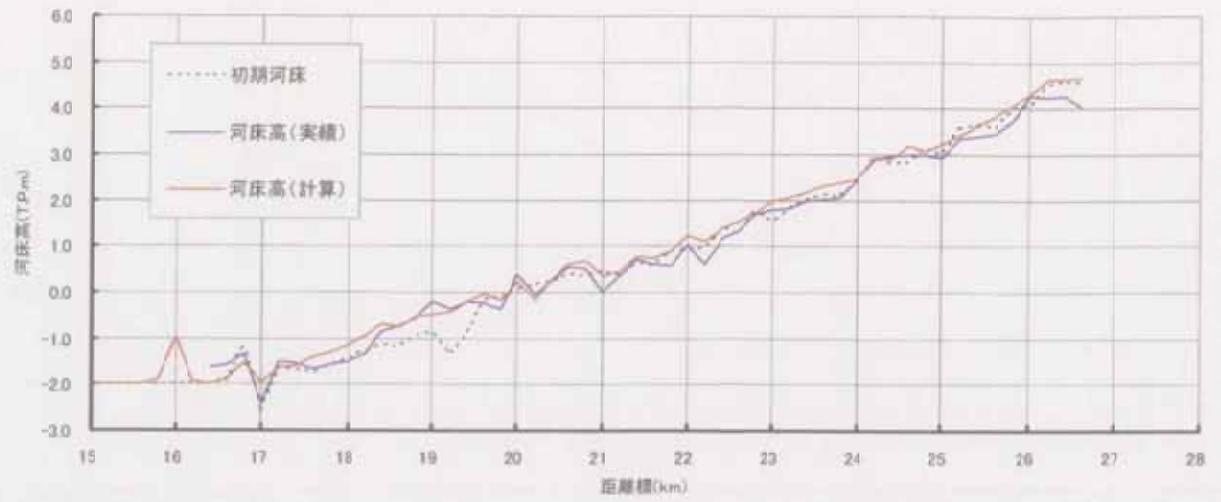


図-5.2.1 Case4-1 における河床高と河床変動量 (川幅 20.0m)

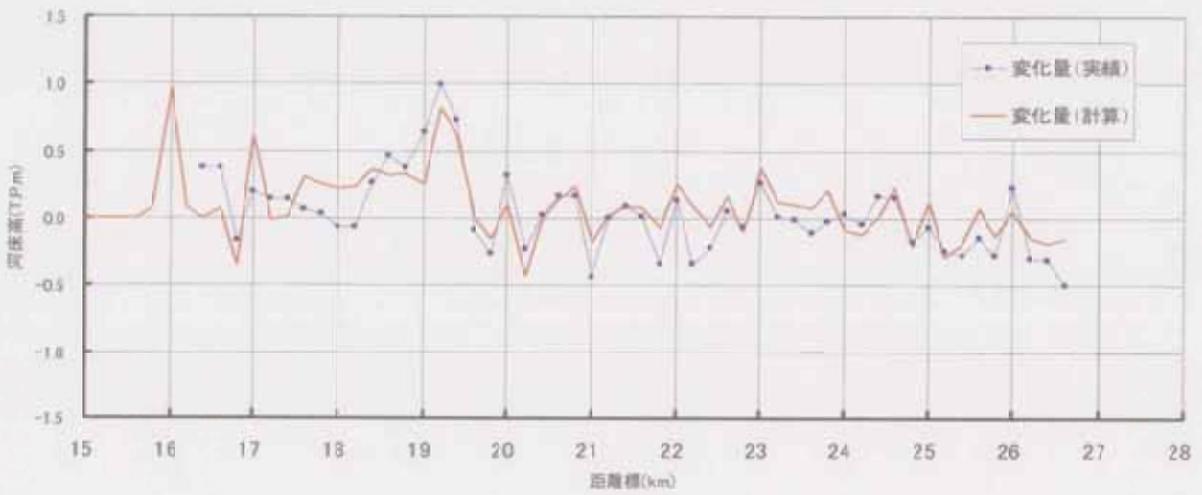
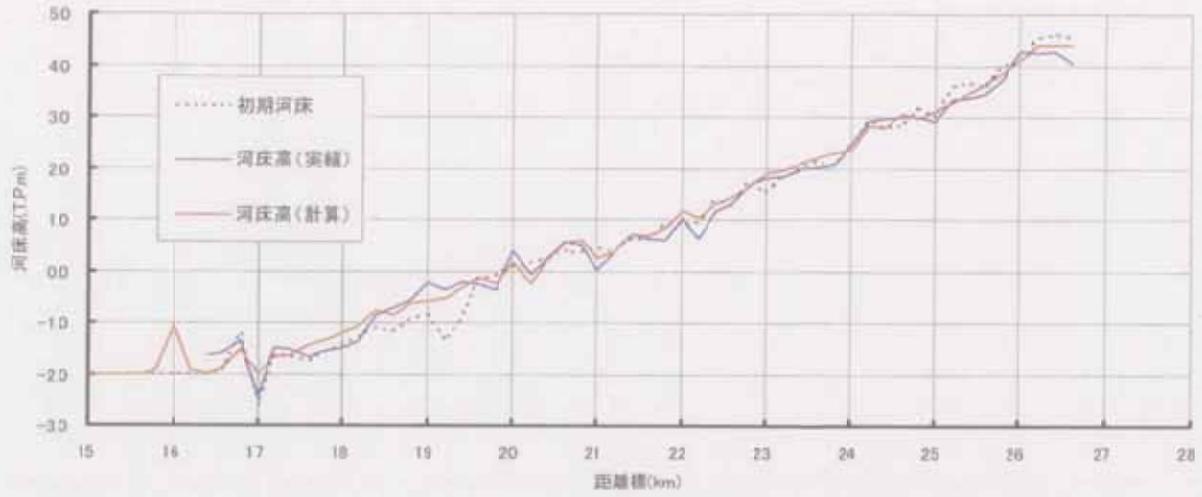


図-5.2.2 Case4-2における河床高と河床変動量(川幅25.0m)

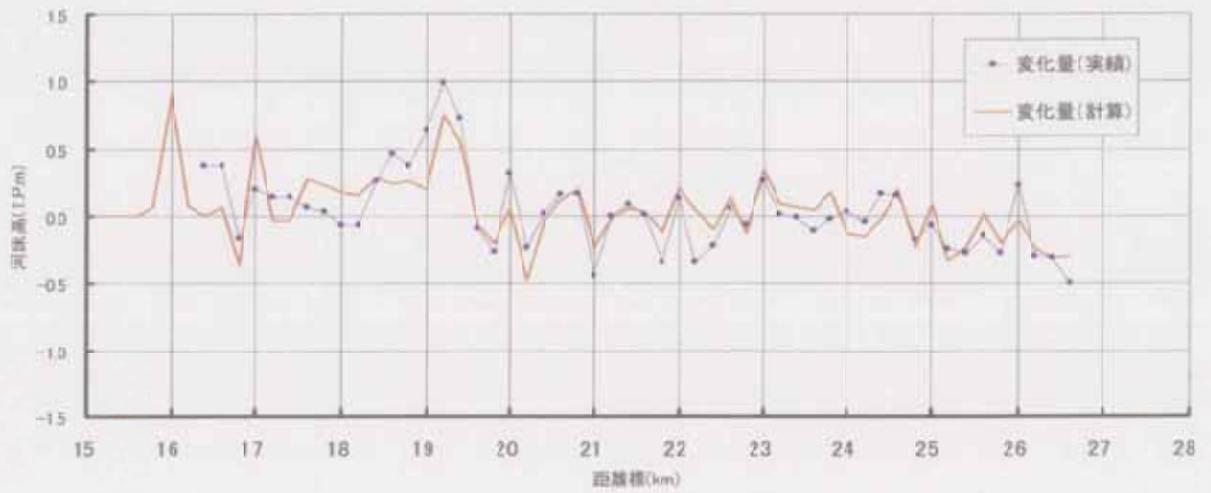
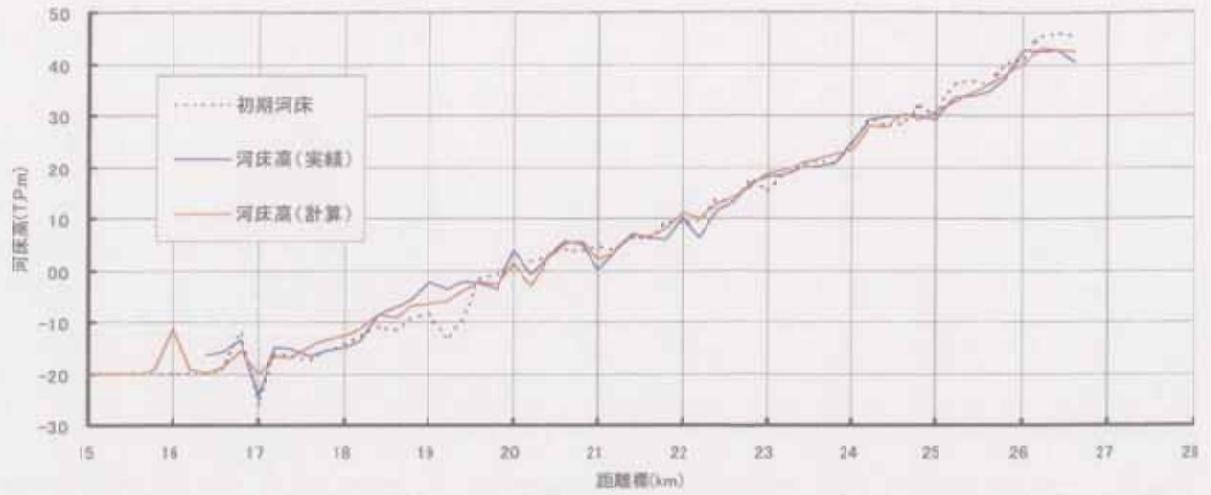


図-5.2.3 Case4-3 における河床高と河床変動量 (川幅 30.0m)

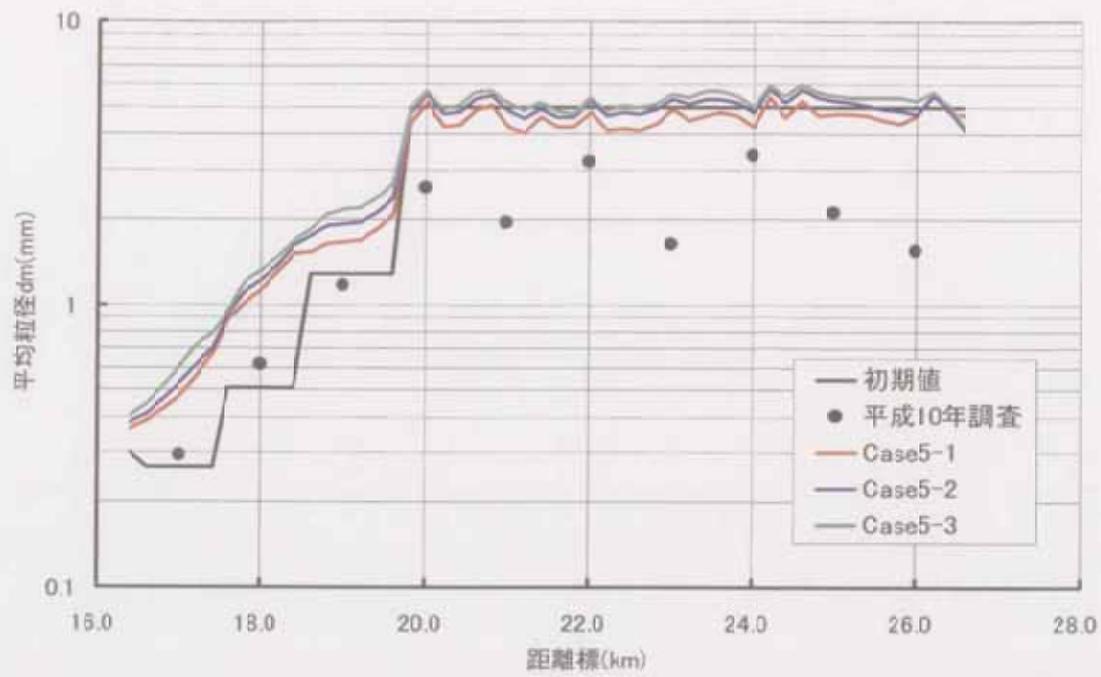


図-5.2.4 平均粒径  $d_m$  の変化

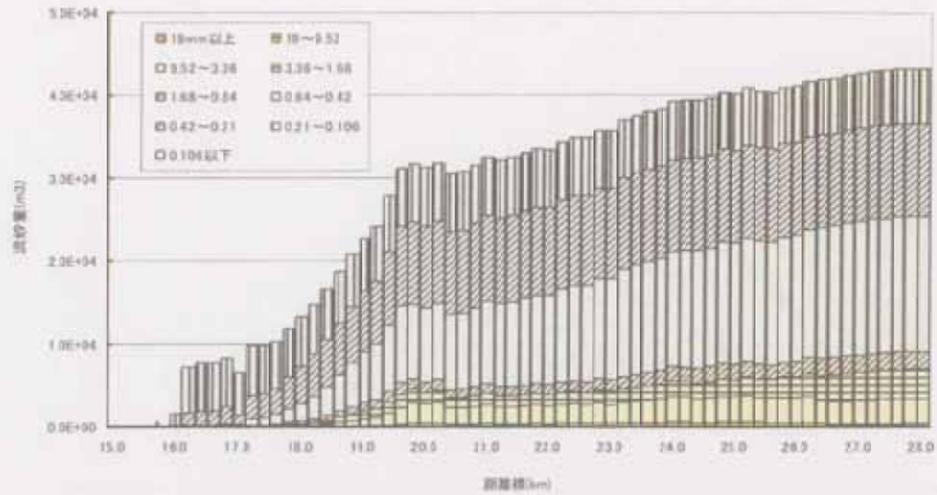


図-5.2.5 粒径別流砂量の計算結果 (Case5-1)

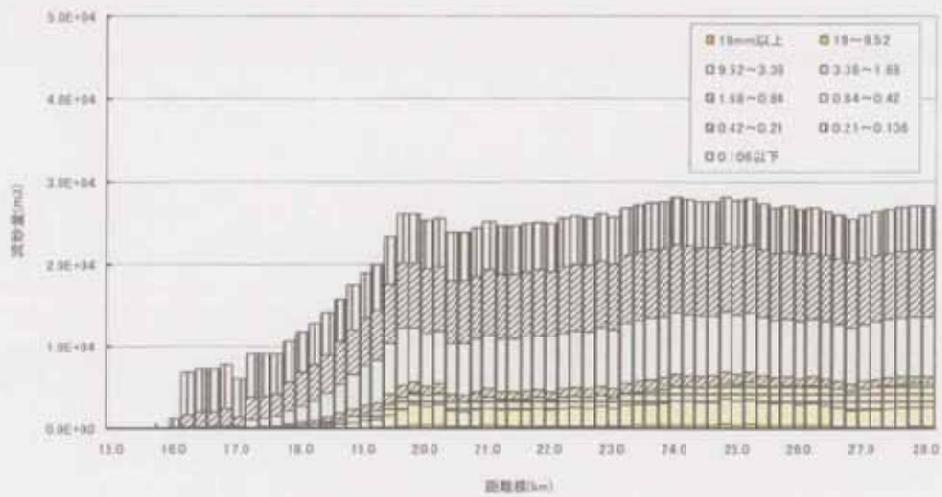


図-5.2.6 粒径別流砂量の計算結果 (Case5-2)

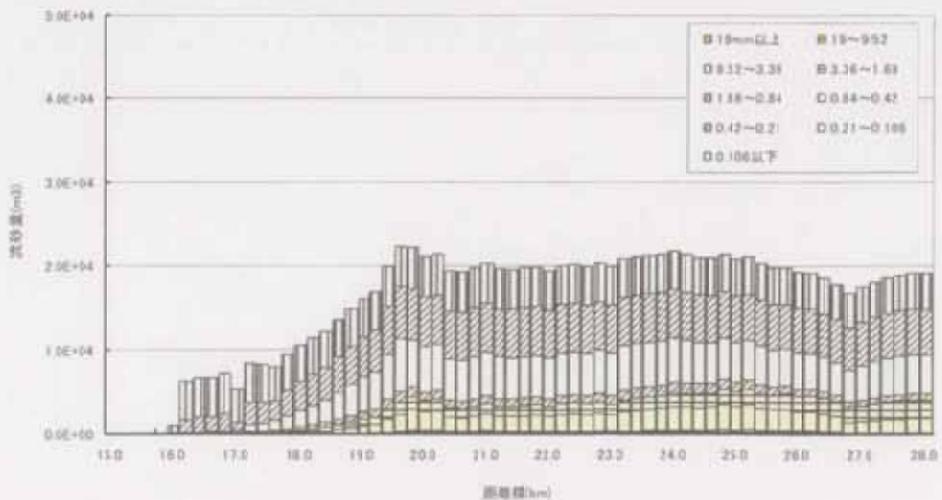


図-5.2.7 粒径別流砂量の計算結果 (Case5-3)

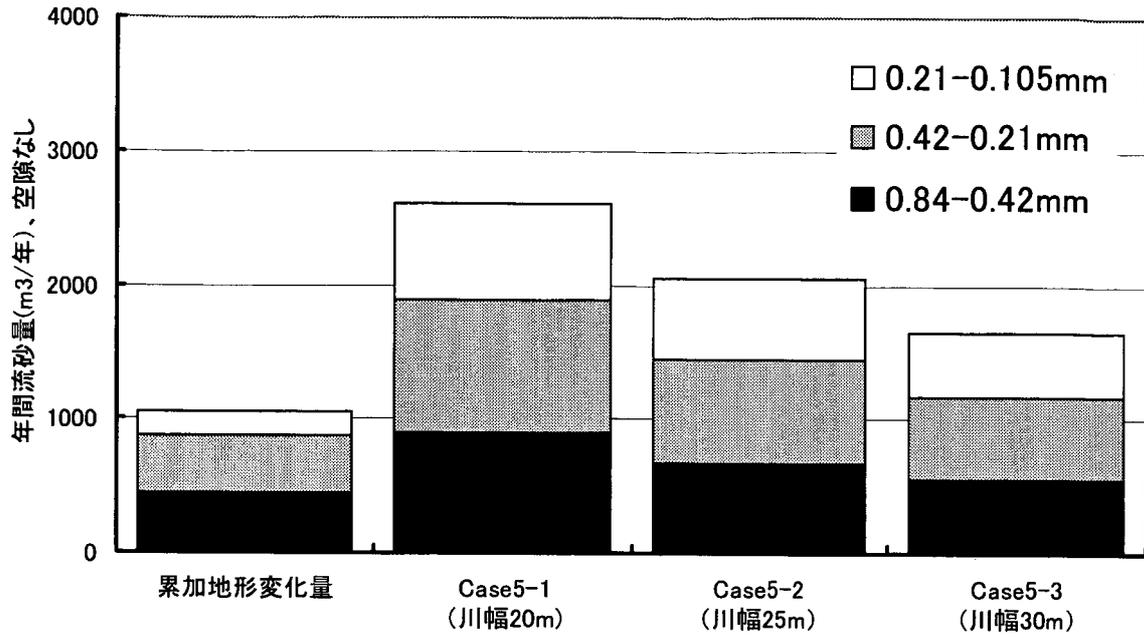


図-5.2.8 累加地形変化量と流砂量の比較 (19.8km 地点)

## 2) 比生産土砂量による推定

上流端に飯田ダムの比生産土砂量から推定した供給土砂量を設定した場合と瀬沼及び河道内の累加地形変化量から推定した供給土砂量を設定した場合について検討を行う。

図-5.2.9にCase5-4(飯田ダム)、図-5.2.10にCase5-5(瀬沼、河道)の河床変化結果を示す。Case5-4(飯田ダム)とCase5-5(瀬沼、河道)ともに実際の河床変動傾向を概ね再現している。どちらかといえば、Case5-4(飯田ダム)よりCase5-5(瀬沼、河道)の方が実態に少し近い値となった。また、両ケースともに、19.0km下流の河床上昇量が実態に比べて、小さい結果となった。

図-5.2.11に平均粒径 $d_m$ の変化を示す。両ケースとも全体的に良い再現性を得たが、Case5-4(飯田ダム)における上流端付近の計算結果は、実態に比べて粗い結果を得ている。これは、供給土砂量の粒度組成が関係していると考えられる。図-5.2.12と図-5.2.13は、各Caseの粒径別流砂量を縦断的に示した図である。上流端(26.6km)の粒径別流砂量に着目するとCase5-5(瀬沼、河道)に比べてCase5-4(飯田ダム)の流砂量は少なく、また、19.1mm以上の比較的粒径の粗い成分の割合が高くなるのがわかる。このため、Case5-4(飯田ダム)における上流端付近の平均粒径 $d_m$ が粗く変化したと考えられる。また、図-5.2.12と図-5.2.13を見るとCase5-5(瀬沼、河道)の方がCase5-4(飯田ダム)に比べて全般的に流砂量が $5,000\text{m}^3\sim 10,000\text{m}^3$ 多い。流量条件が同じであっても供給土砂の量や質が変わると河道内を通過する流砂量が異なることがわかる。

図-5.2.14に19.8km地点における累加地形変化量と河床変動計算による流砂量を比較した。Case5-4(飯田ダム)とCase5-5(瀬沼、河道)ともに累加地形変化量とほぼ同じ値であることから流砂量についても再現性が高いことがわかる。また、粒径別の存在割合についても傾向が似ていることから、Case5-4(飯田ダム)とCase5-5(累加地形変化量)による計算結果がほぼ妥当であることがわかる。

以上の内容から、ダムなどの堆積土砂量から推定した比生産土砂量及び地形変化量をもとに供給土砂量を設定して河床変動計算を実施しても妥当な結果を得ることが明らかとなった。しかし、河床高、平均粒径 $d_m$ 、流砂量について精度良く計算できたのは、Case5-5である。Case5-4は、河床高、流砂量の再現性は良かったものの、平均粒径 $d_m$ の再現性が劣る。これは、Case5-5とCase5-4ともに供給土砂量は、ほぼ妥当な値であったが、Case5-4の粒度組成が不適切であったと考えられる。Case5-4は、沖積平野における平均的な粒度組成を与えている。やはり、河床材料調査を実施して供給土砂量を粒径別に設定することが望ましいといえる。

また、今回の例は計算期間が10年間と長期であることが再現性を良くした原因の一つと考える。短期的な洪水に適用出来るか否か、今後検討を行う必要がある。

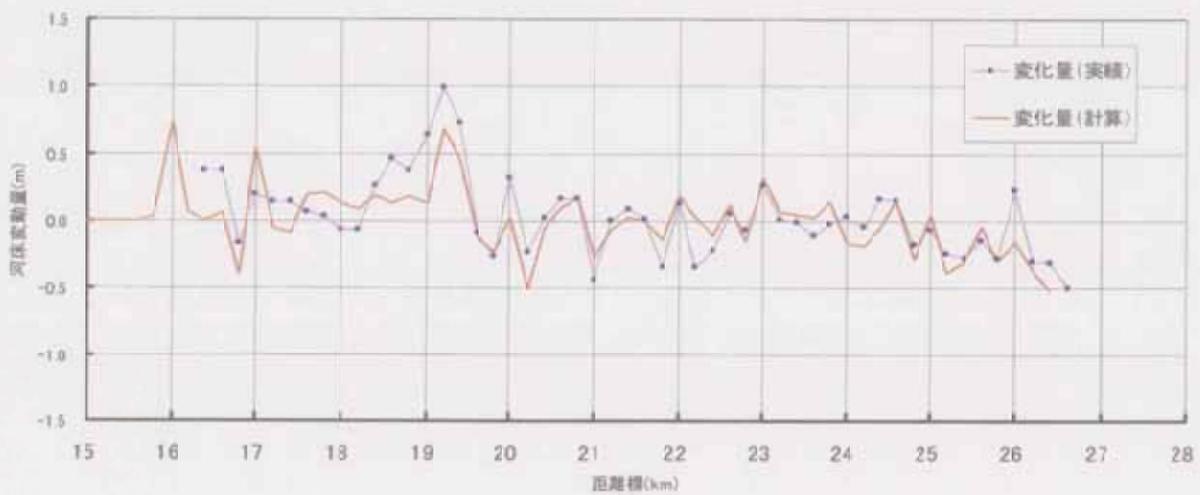
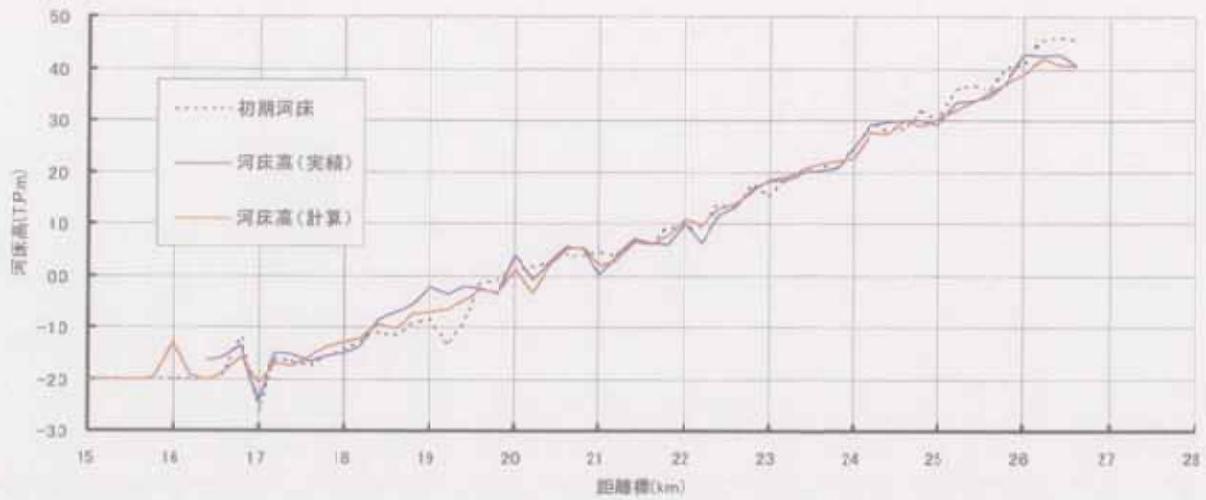


図-5.2.9 Case5-4における河床高と河床変動量（飯田ダム）

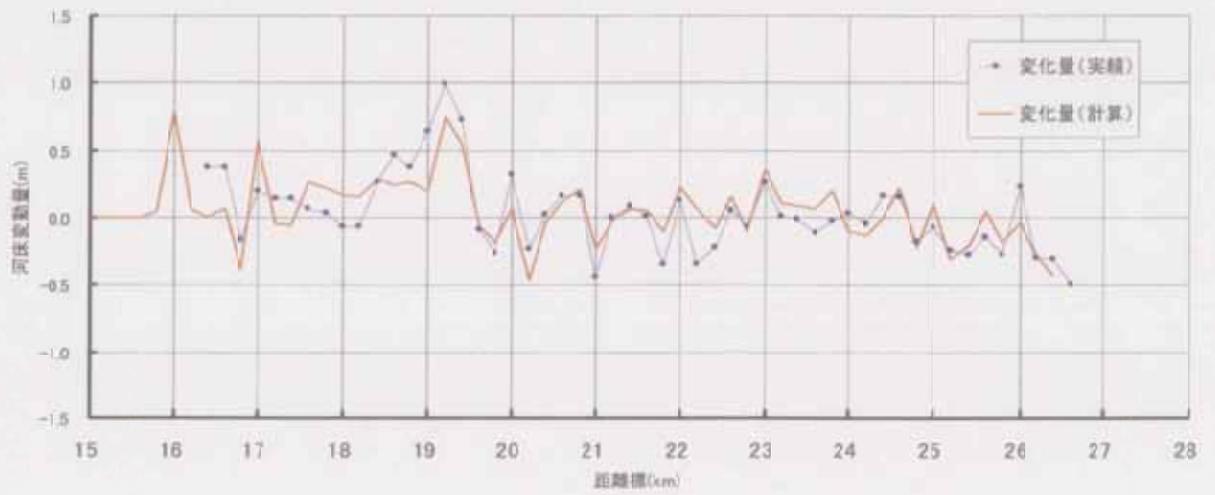
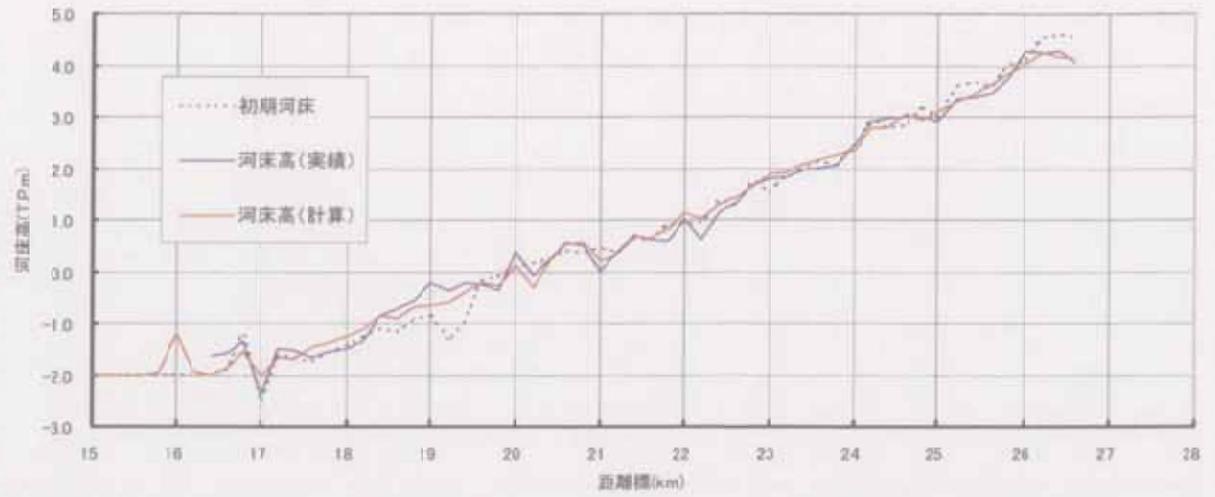


図-5.2.10 Case5-5における河床高と河床変動量（飯田ダム）

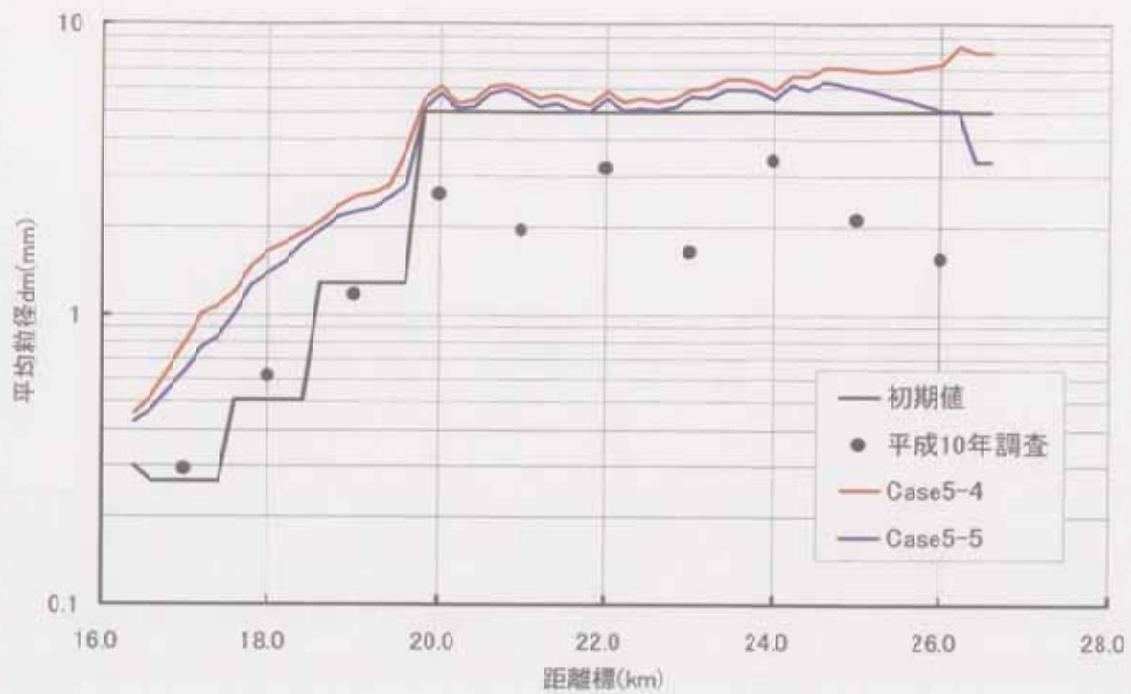


図-5.2.11 平均粒径  $d_m$  の変化

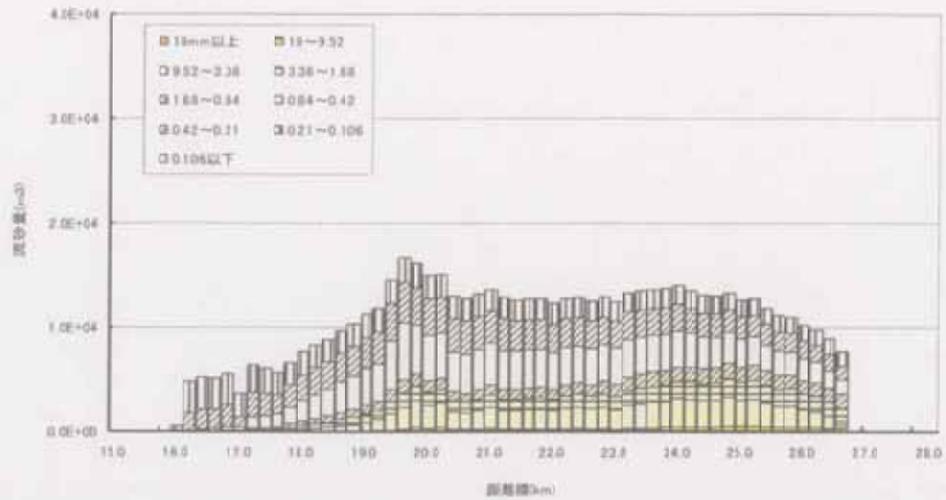


図-5.2.12 粒径別流砂量の計算結果 (Case5-4)

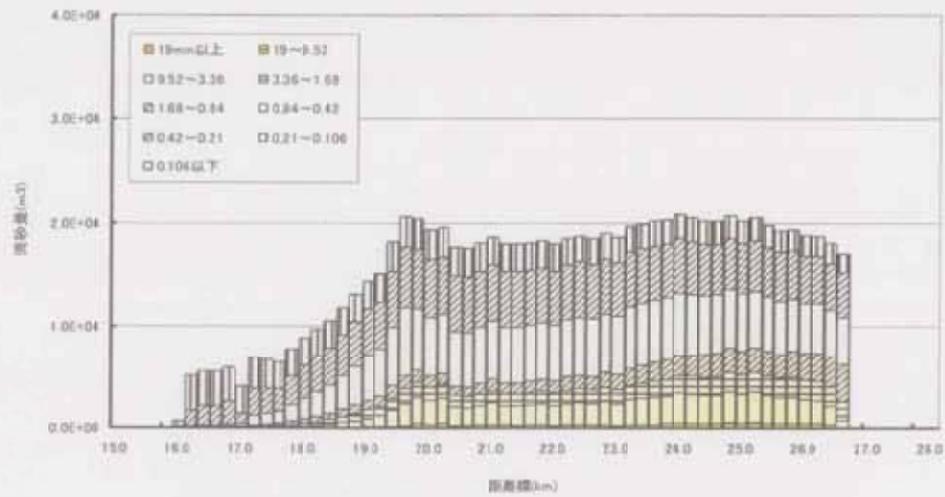


図-5.2.13 粒径別流砂量の計算結果 (Case5-5)

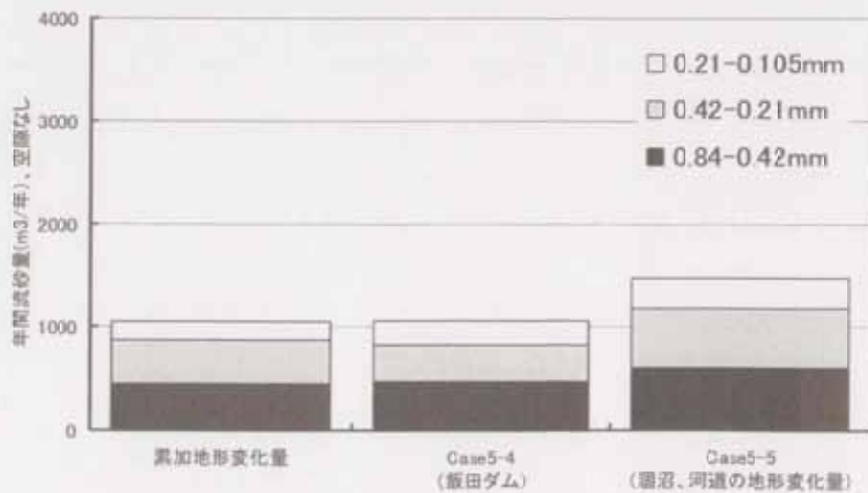


図-5.2.14 累加地形変化量と流砂量の比較 (19.8km 地点)

### 3) 土砂観測から得られた Q-Qs 曲線

澗沼川洪水観測施設の流砂量観測によって把握した粒径別掃流砂量、粒径別浮遊砂量をもとに Q-Q<sub>B</sub>、Q-Qs 関係式を推定(表-5.1.6)し、上流端の供給土砂量に与えた。Case5-6 における河床高と河床変動量の計算結果を図-5.2.15 に示す。上流端付近の再現性が悪いが、全体的には概ね河床高の変化を再現しており良好な結果を得た。図-5.2.16 には、平均粒径  $d_m$  の変化を縦断的に示す。平均粒径の変化も再現値に近く良好な結果といえるが、河床高変化と同様に上流端付近の再現性が劣る結果となった。次に図-5.2.17 に粒径別流砂量の縦断分布を示す。上流端の流砂量について比較的粗い 9.52mm 以上の粒径の割合が高いことがわかる。これが、上流端における平均粒径  $d_m$  が実態より粗くなった原因と考えられる。また、図-5.2.18 に 19.8km 地点における累加地形変化量と流砂量を粒径別に比較した。0.21mm~0.42mm の土砂と 0.42mm~0.84mm の土砂について累加地形変化量と流砂量の値がほぼ同じであり、再現性が高いことがわかる。しかし、比較的細かい 0.105mm~0.21mm の土砂については流砂量が 10 倍程度大きく再現性が悪いことがわかる。

以上の内容より、土砂観測によって得られた Q-Qs (QB) 関係式を上流端の流砂量に設定して河床変動計算を実施したところ概ね河床高変化、平均粒径  $d_m$  の変化、粒径別流砂量を再現できることがわかった。しかし、本検討では、上流端付近における計算結果と比較的細かい 0.105~0.21mm の土砂における流砂量の再現性が劣る結果となった。

比較的細かい 0.105~0.21mm の土砂についてはウォッシュロード形態で流下していたことが考えられることから、流砂量を Q-Qs 関係式で表現することが適切でなかった可能性がある。

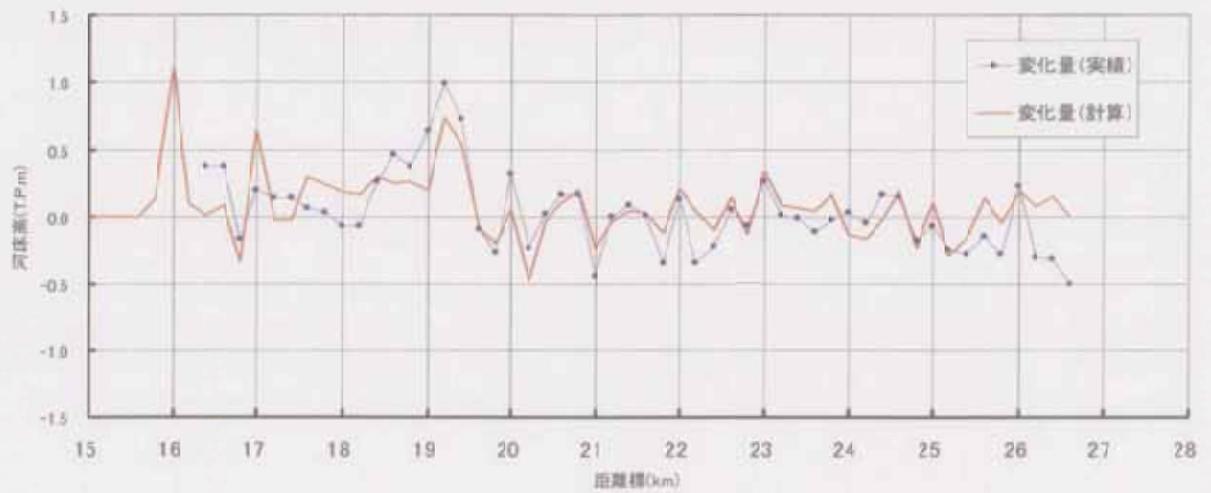
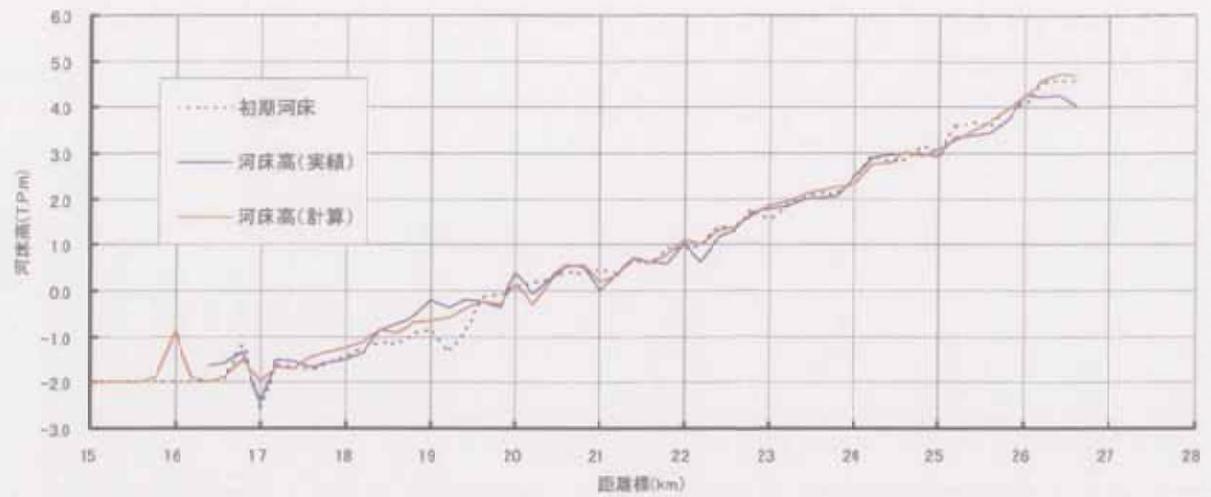


図-5.2.15 Case5-6における河床高と河床変動量 ( $Q-Q_s$  ( $Q_B$ ) 関係式)

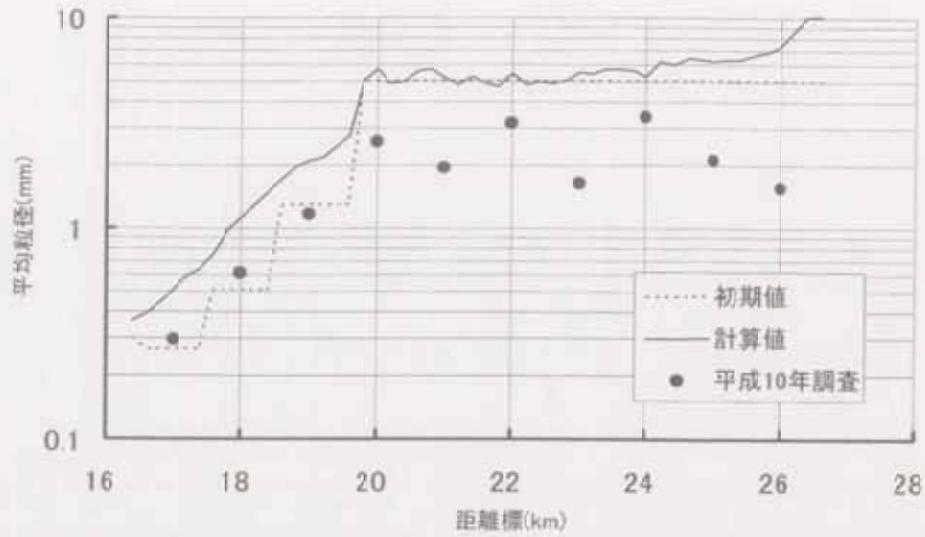


図-5.2.16 平均粒径の変化

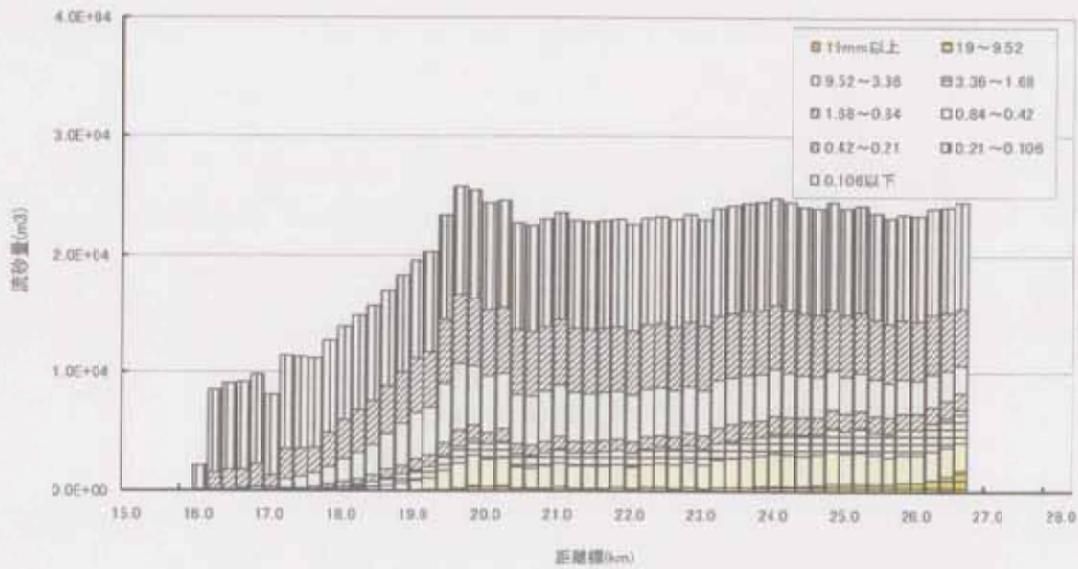


図-5.2.17 流砂量の縦断分布

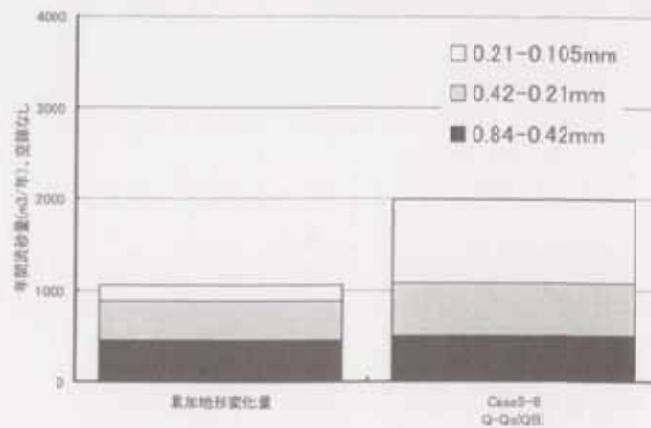


図-5.2.18 地形変化量と流砂量の比較

### 5. 3 まとめ

本章では、河床変動計算における上流端の供給土砂設定手法が計算結果に与える影響について検討を行った。検討対象にした上流端供給土砂設定手法は以下のとおりである。

- ① 掃流力見合い
- ② 比生産土砂量による推定
- ③ 土砂観測から得られた Q-Qs 曲線

これらの設定手法を涸沼川の河床変動計算に適用した。その結果、精度に差があるものの何れの手法も良好な再現性を得ることができた。各手法の再現性、および注意点について整理すると以下のとおりである。

#### ① 掃流力見合い

上流端に平均的な河床勾配と川幅を設定することによって、河床高変化、平均粒径の変化を概ね精度良く再現することができる。上流端付近の河床高が変動傾向に有る場合は、上流端付近の精度が落ちるが、川幅を変化させて河床変動量を実態に合わせることで再現精度を上げることができる。この場合、流砂量の計算精度も向上する。

#### ② 比生産土砂量による推定

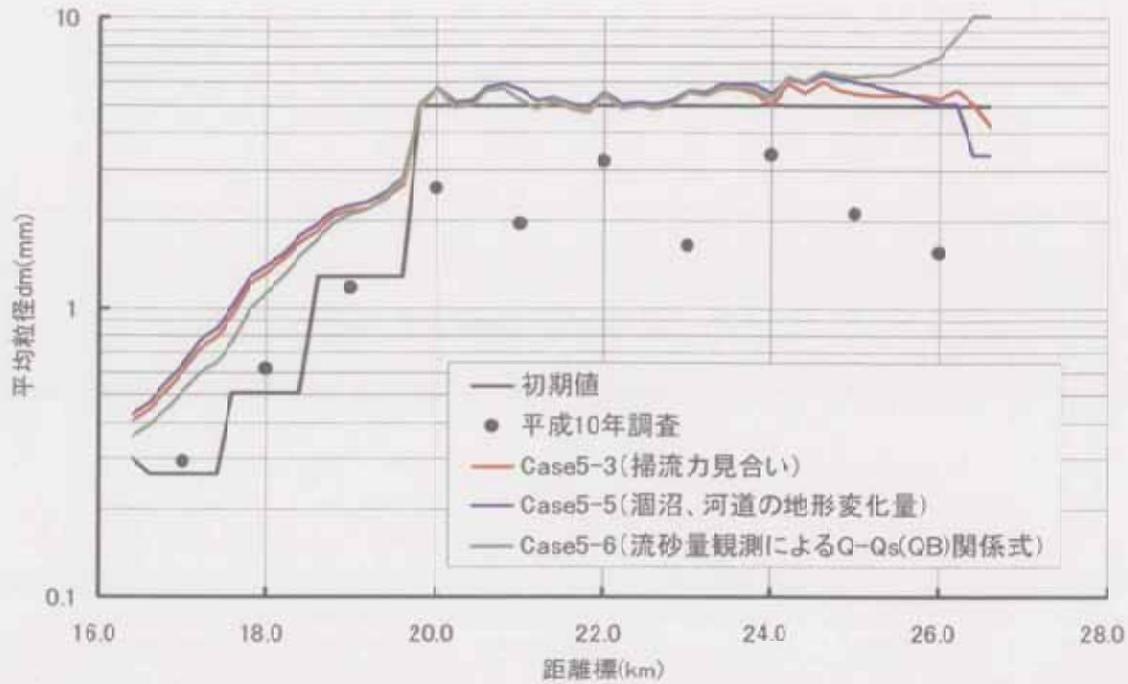
本検討では、河床変化については良好な再現性を得ることができた。これより、芦田・奥村の式は、ある程度妥当な値を推定できると考えることもできるが、飯田ダムの事例一つで妥当と判断することは、危険である。今後、検証を積み重ねて芦田・奥村式の信頼性について検討することが重要である。また、飯田ダムにおける堆積土砂の粒度分布が不明であったため、供給土砂量の粒度組成を適切に与えることができなかった。このため、平均粒径  $d_m$  の再現性が悪くなった。土砂動態に関する課題を抱えており、流域にダムが存在する河川では、ダム堆積土砂の粒度分布を調査して河床変動計算に反映することが求められる。さらに、比生産土砂量では、時間的に平均化した供給土砂量しか与えることができない。流量（もしくは掃流力）に対応した流砂量を与える手法について検討することも重要である。

#### ③ 土砂観測から得られた Q-Qs 曲線

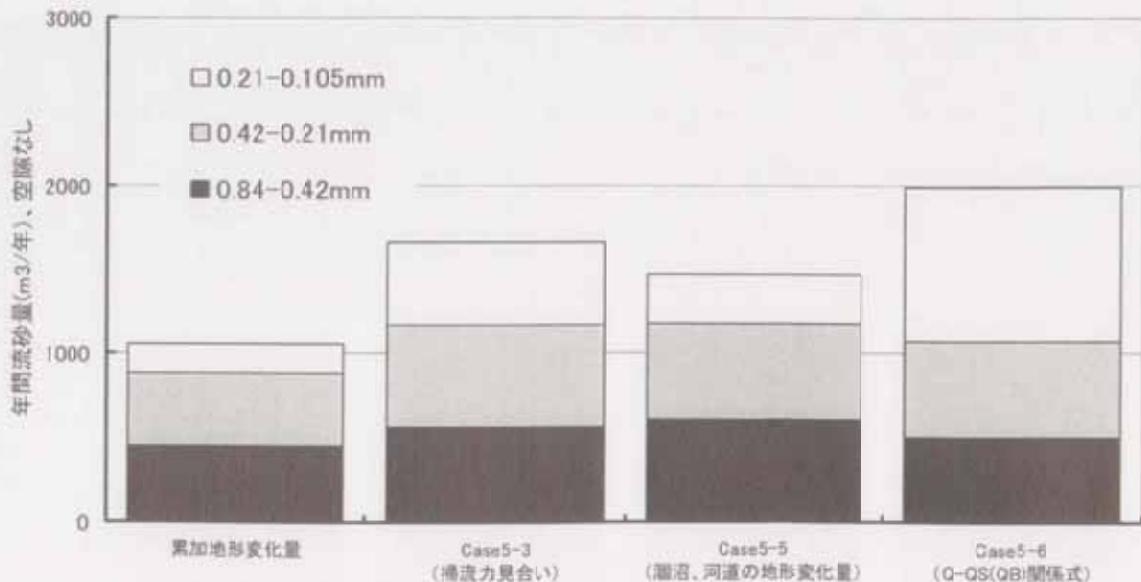
全般的には河床高、平均粒径、流砂量ともに良好な再現性を得ることができたが、上流端付近の再現性が劣る結果となった。また、粒径の細かい細粒成分における流砂量の精度も低い。今後、観測を継続的に実施して再現性の向上に努めることが必要である。

次に、各設定手法で再現性の良い Case を選び、平均粒径と流砂量について比較した。図-5.2.19 に平均粒径  $d_m$  の比較図、図-5.2.20 に流砂量の比較図を示す。平均粒径  $d_m$  の変

化では、各 Case とも概ね良好な結果を得ているが、 $Q-Q_s(QB)$  関係式による Case5-6 では、上流端付近の再現性が劣っている。また、流砂量では、Case5-5、Case5-3、Case5-6 の順番に再現性が良い結果となった。しかし、粒径範囲  $0.21\sim 0.42\text{mm}$ 、 $0.42\sim 0.84\text{mm}$  に着目すると、各 Case とも累加地形変化量とほぼ同じであり、再現性が高いといえる。 $0.105\sim 0.21\text{mm}$  の比較的細かい土砂の流砂量の再現性に各手法によってバラツキが生じている。



図—5.2.19 平均粒径  $d_m$  の比較



図—5.2.20 流砂量の比較

## 【 第5章 参考文献 】

- 1) 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
- 2) 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.
- 3) 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、pp. 129-130、2001. 3
- 4) 芦田和男、奥村武信：ダム堆砂に関する研究、京大防災研年報、17号B、pp. 555～570、1974.
- 5) 山本晃一、藤田光一ほか：沖積河道縦断形の形成機構に関する研究－水系環境変化に伴う河道縦断形変化の長期予測のために－、土木研究所資料第3164号、pp. 9-17、1993. 3
- 6) 土木研究所河川研究室：「水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップの作成及びモニター体制構築に関する研究、平成11年度（第53回）建設省技術研究会指定課題、pp. 15-1～pp. 15-48、1999. 11
- 7) 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. 282、1997.

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 69

March 2003.

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地

企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675