



河川部門一指定課題

第19回建設省技術研究発表会

河床変動に関する研究

113

昭和40年11月10日

建設省土木研究所

河床変動に関する研究

目 次

1 はじめに	1
2 本年度の成果（総括）	1
3 流砂量の実測	4
(1) 流砂量の区分	4
(2) 流砂採取上の問題点	4
(3) 流砂量公式を検討する方法	7
(4) 実測流砂量と計算値の比較	10
(5) 粒径別流砂量	28
(6) 実用算定公式	31
(7) 流砂に関する二・三の特性	35
(8) 今後の問題	40
4 河床変動量の比較	41
5 人工水路に関する調査	44
(1) 調査の概要	44
(2) 大曲捷水路の河道計画と調査方針	44
(3) 矢場川放水路	46
(4) 関屋分水計画における問題点	46
(5) 太田川放水路	48
(6) 調査のまとめ	55
6 おわりに	56

1 はじめに

建設省技術研究会の指定課題に「河床変動に関する研究」が選定されてから数年になるが、研究が軌道にのってきたのは、昭和39年度からであろう。

39年度は流送土砂量を正確に把握するために、各種の流砂量公式が検討された。その方法はまず、掃流砂および浮遊流砂の実測を行って公式と比較するとともに、ある区間を設定してその上下流端の河床条件、水理条件から各種公式により流出入土砂量を計算し、堆積あるいは洗掘量を求め、これと縦横断測量の結果から求めた河床変動量を比較し、それぞれの公式の適合性を判定するものであった。

第一の流砂量の実測については、実測の困難さや、資料解析のはん雑さ等から反対の声もあり、特に掃流砂量の観測の精度の点からその実施が困難視されたが、6河川について実測の報告がなされた。

第2の計算と測量結果との対比は、4で述べるように結果からただちに公式の適合性を判断することは困難であった。特に人工砂利採取の影響が大きく、また浮遊砂量公式についてはいまだ研究が十分でなく、Wash loadの取扱いや、浮流砂の堆積の問題など解決が急がれる基本的な問題が数多く残されている。ここに、流砂量の観測の必要性が痛感された。

そこで昭和40年度は測量結果による各種公式の検討については漏小継続とし、調査の主力を流砂量の実測による各種公式の検討におくことにした。そして、各河川について実用算定公式を求め、その係数を次元解析によってつめてゆけば、普遍性を有する公式を作り上げることも可能である。40年度をその第一年度として今後数年にわたって強力に調査・研究が押しすすめられることになるであろう。流砂の物理現象を一段と高度に、かつ明確に説明しうる新しい考えが生まれるまでは、現在の公式の不明確な部分は実測によって補われなければならない。また、新しい考え方が実測の中から生まれる可能性も存在するわけである。現状においては、特に実験による検討があまり行われていない浮遊流砂量の実測に期待するところは大きい。

その他昭和40年度より新規に、人工水路の河床変動の問題をとりあげ、流砂量観測および河床高測定等を総合的に行って水路建設の基礎となった河道計画と対比し、一般的河道計画法の検討が行われることになった。

2 本年度の成果(総括)

本年度の河床変動に関する調査研究の担当河川および調査実施内容を一括して表2.1に示す。この中には、準備のまにあわなかったところ、出水の機会に恵まれなかったところ、あるいは観測結果の整理が遅れているものは含まれていないが、本年度の報告は、流砂量観測を実施したもの15河川、河床変動量の算出を各種公式および測量結果に基づいて行ったもの20河川、および人工水路の河床変動に関する統括的検討が実施されたもの5河川の多きを数えた。

これらばう大な資料のとりまとめは10日間ほどの短期間の故もあり、至らないところ多く、不満足なものであるが、各項目にわけて次節以下に示す。

表 2.1 資 料 一 覧 表

地 建 名	河川名	区 間 (km)		河砂量測定		河床変動量の計 算		人工水路調査		縦横断面測量		人工砂採取量 (許可量) ㎥
		両端位置 km	距離 km	精洗砂	自然砂	各種公 式より	測量成 果より	放水時	取水時	断面昭和, 年	間隔 m	
北 海 道	石狩川	0 ~ 158	15.8	○	○	○	—	—	—	s27 ~	1000	有
	天塩川	39 ~ 49	1.0	—	○	○	—	—	—	s28 ~	1000	無
	十勝川	57 ~ 71	1.4	—	—	○	—	—	—	s32 ~	1000	わずか
東 北	北上川	14 ~ 22	8	○	—	○	○	—	—	s34 ~	1000	若 干
	鳴瀬川	1 ~ 40	3.9	—	○	—	○	—	—	s30 ~	1000	若干有
	雄物川	75.6 ~ 77.2		—	—	—	—	—	○			—
関 東	香菱川	11.75 ~ 18.25	6.5	—	—	○	○	—	—	s36.8 ~ 37.7		無
	矢野川	1.0		○	○	—	—	○	—	○	50	無
北 陸	庄 川	7.0 ~ 13.6	5.6	○	○	○	○	—	—	s38.8 ~ 39.7		345,100
	旧信濃川	帝石橋	4.0	—	○	—	—	○(絶対方針)				
中 部	長良川	5.4 ~ 39.2	33.8	○	○	○	○	—	—	s29 ~	200	ほとんど無し
	天竜川	149 ~ 161	1.2	—	○	○	○	—	—	s38.11 ~ 39.10		無
	(旧川放水路)			○	○	○	○	○	—	s40 ~		無
	矢作川	日名橋 25km		○	○	—	—	—	—	s33 ~		若 干
近 畿	淀 川	枚 方		○	○	—	—	—	—		200	
	木津川	加茂, 飯岡		○	○	—	—	—	—		1000	
	貴志川	龍井橋 ~ 貴志橋	2.0	○	○	○	○	—	—		200	
中 国	太田川	3.3 ~ 5.3	2.0	—	—	○	○	○	—	40.69 ~ 7.28	100	無
	斐伊川	0.0 ~ 12.4	12.4	—	—	○	○	—	—	s33 ~		
四 国	吉野川	17.8 ~ 25.3	7.5	—	○	○	○	—	—	38.11 ~ 39.10	200	(215 × 10 ³)
	仁淀川	4.8 ~ 12.5	7.7	—	—	○	○	—	—	38.11 ~ 39.10		(55 × 10 ³)
	重信川	3.0 ~ 12.0	9.0	—	—	○	○	—	—	38.11 ~ 39.10		(0.95 × 10 ³)
九 州	白 川	7.1 ~ 12.2	5.053	—	—	○	○	—	—	38.4 ~ 39.3	300	無
	肝属川	6.75 ~ 10.0	3.25	—	—	○	○	—	—	38.1 ~ 38.12	250	無
	筑後川	25.5 ~ 52.5	28.147	—	—	○	○	—	—	39.3 ~ 40.1		99,237
	大淀川	67.6 ~ 70.2	2.6	—	—	○	○	—	—	s32 ~	200	—

区間内 支那川 の影響 の有無	土砂 妨害 の有無	給養 の 有無	感潮 等 の影響 の有無	修正・ 不修正 の別	平均河 床高の 変化	平均粒径 d_m (mm)	備 考
有 無 無	無 無 無	無 無 無	無 無 無	不修正 修正 修正	低下 低下 低下	$d_{m上}=3.5$ $d_{m下}=2.8$ $d_{m上}=35$ $d_{m下}=23$	月形, 北村, 奈井江, 忠別川 6.2 km, 同 14 km
無 無 —	無 無 —	無 無 —	無 無 —	修正 修正 —	低下 低下 —	$d_m=0.8$ 捷水路 2.0 羽川 10.0	大曲捷水路 (約 2.2 km) 841 年度未通水予定
無 無	無 無	無 無	無 無	修正 極めて 修正	堆積 低下著しい	$d_m=6.5$ $d_m=0.4$ $d_{m上}=22.8$ $d_{m下}=22.3$	839 年度計算の継続 波良瀬川 2.5 km, 1.2 m の内水位低下 839.6 通水
無	無	有	有	修正		$d_m=0.4$	830 年度よりの調査結果あり 図量分水路計画 暫定通水 4 年以降
無 無 無	無 分派堰 無	無 有 無	無 有 無	修正 極めて 修正 修正	低下 低下	$d_{m上}=9$ $d_{m下}=0.4$ $d_m=4.5$ $d_m=1.6$	重点調査区間 3.08~3.92 km (別途 地建にてとりまとめが行われる)
有 有 大体無	上流にダム有 上流にダム有 堰	無 無 無	無 無 無	不修正 不修正 不修正		$d_m=3.0$	紀ノ川水系
無 無	大芝水門 敷園水門 無	有 有 無	有 有 無	緩蛇行 緩蛇行 不修正		旧川 1.0 放水路 0.1 $d_{m上}=2.1$	放水路より 9 年度完成, 40 年度から本格通水 (4.0, 6.2, 0 洪水, 7.2, 3 洪水)
無	上流橋に 柳島堰	無	無	緩蛇行 緩蛇行	低下 低下 低下	$d_{m上}=23.5$, $d_{m下}=12.0$ $d_{m上}=13.0$, $d_{m下}=4.4$ $d_{m上}=24.3$, $d_{m下}=19.8$	
無 無 無	無 無 無	無 無 無	無 無 無	修正 やや修正 やや修正		$d_{m上}=0.23$ $d_{m上}=1.5$ $d_{m下}=1.0$ $d_{m上}=4.0$ $d_{m下}=0.4$	838 年度以前の調査結果あり, (32 年より)

3 流砂量の実測

昭和39年度までの研究成果によれば、流砂量に関する各種公式の実際河川への適用に対するこれまでの疑問が、ここで一層判然としたかたちで確認されるに至った。そこで当面の問題として、河川の土砂の動きを把握するには、出水時における実測を行うのが最も重要であると判断されたわけである。

昭和40年度は多くの河川において、流砂量の実測が計画された。未だ準備が十分でないところ、あるいは観測方法にふなれなところ、または出水の機会に恵まれなかつた河川もあるが、前年度に較べれば、質・量ともに充実してきているといえる。こういう調査研究は短期間に成果があがるというものではない。数年にわたる地道な調査が大いに期待されるところである。

(1) 流砂量の区分

流送土砂の運搬形式を分類すると

$$\text{流送土砂} \begin{cases} \text{掃流土砂 (Bed load)} & \text{--- Bed material load} \\ \text{浮遊土砂 (Suspended load)} & \text{--- } \begin{cases} \text{Bed material load} \\ \text{Wash load} \end{cases} \end{cases}$$

となる。Bed material load は流送土砂のうち、河床に見出される大きさの粒子からなる部分であり、その点における水理量によって輸送量が規定される。これに対してWash load は河床に見い出される大きさの粒子より細かい粒子からなる部分であり、水理量には無関係であると定義されている。これは上流から供給される細かい浮遊土砂がその主なものであり、輸送量を正確に把握することは困難である。

掃流砂と浮遊砂の区別をはっきりさせる必要は、浮遊砂量の計算に必要な下限条件、すなわち基底濃度 C_a の決定から要請される。掃流層厚 a に対しては、Vamoni は $a = 0.05h$ (h は水深)、Kalinske は河床面、Einstein は一応 $a = 2d$ (d は流砂の径)、また Rouse は $a = ks$ をとって、水路底より a の点の濃度を基底濃度としている。

掃流砂と浮遊流砂の区別の仕方にはいろいろあり、例えば掃流砂に対して、河床上またはその近くを移動する粗い物質、あるいは掃流砂捕集器や採集孔内に採集された物質などと定義されているが、流砂の鉛直方向の平均粒度曲線を描くと通常の場合かなり容易に判断される。本年度石狩川の実測によれば基底濃度の生ずる位置は、出水時の資料がなく平水時の場合であるが、河床から $0.05h$ の点に相当した。実際問題としては砂れんの影響などを考慮しなければならないであろう。

(2) 流砂採取上の問題点

河川の出水時の流砂の観測を実施することはかなりの困難と危険が伴う。流速が大きく、水深の大きい場合は殊に大変である。また掃流砂の観測は一層むずかしい。

a 観測位置

橋を利用するのが便利であるが、道路幅が交通量に対して十分の余裕がない場合は観測台を橋の側面に取りつけるとよい(長良川の例。ただし危険がある

から手すりがほしい)。

適当な位置に適当な橋がない場合は横断にワイヤーを張って行く(矢場川の例, ただし川幅は15 m余)。

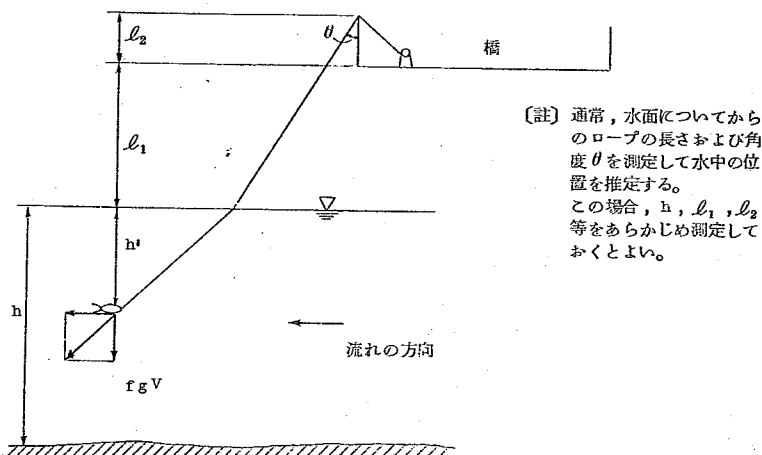
b 機械化

流速が大きければおもりを相当大きくする必要がある。それに伴ってウインチを機械化する必要が生じる。観測台にクレーンを取りつけた例(長良川), 専用の自動車を設計した例(豊橋, 岩手)など多くの工夫が試みられた。

c おもりの重量と位置の認定

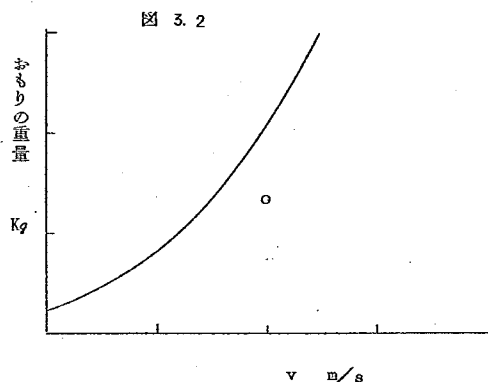
相当大きいおもりを使用しても流速が大きいと流される。これは操作が困難にならない限り重量の大きいほどよい。小さいおもりの場合は流されるから位置の精度がわるくなる。

図 3.1



おもりの重量は流速 2 m/s で $30 \sim 60 \text{ Kg}$ 以上が必要である。流速が 3 m/s 以上になるとクレーンが必要とされる。ただし流速が小さいのに重量の大きいおもりをつけるのは, かかる河川では河床がヘドロになっていることが多いからめり込む恐れもでてきて適当でない。

図 3.2 の関係を定めることが望ましい。



d 採取時間

採取期間中の水理量に変化がなく、定流的である場合は、採取時間は長いほど精度がよくなると考えられがちである。浮遊砂の場合は流速と同じ速度で吸い込んで容器がいっぱいになるまでの時間であるから問題とならないが、掃流砂の場合は、採取時間が長いほどよいということにはならない。それは、水理量の変化もさることながら、採砂器のためにその周辺が洗掘され、土砂が余計に入りこむことになるからである。あまり長時間の測定を行うと掃流砂の粒度分布と河床砂の粒度分布がほとんど同じになることがある。また、砂れんが発生している場合には砂れんの谷と山とでは採砂器に入る土砂の量がかなり異なる。

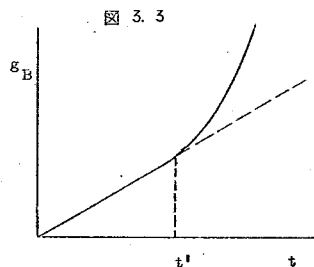


表 3. 1 長良川における掃流砂の採取時間

流量(m^3/s)	採取時間(分)
50~80	60
500	30
1,000	15
1,500	10

実際に測定を行うときは図 3. 3 の t' の時間をあらかじめ調査してこの時間の測定を数回くりかえし実施するのがよいと思われる。通常 1~20 分程度である。長良川では約 500 m^3/s の砂を採取することを目標として、流量別に表 3. 1 のようにして行われたが、これにはかなりの合理性がみられる。

○ 掃流砂の採砂器の網の目の大きさ

水流の抵抗を無視できる限り網の目は細かいほどよいが、通常は掃流砂のうち最も細かい土砂までも採取しうる網にすることは困難である。そこで、やむをえず掃流砂の粒度分析をあらかじめ実施して細かい土砂の方から数%をぎせいにする網の目（かつそれがあまり抵抗の大きくないものである必要がある）にすることが多い。

㍑ 水理量の測定

流砂量を測定するときは、同時に水理量の測定を実施する必要がある。これらは、水面勾配、流速分布、河床材料の粒度分布、比重、移動層厚、横断形などである。このうち前の三項目は不可欠である。特に水面勾配の精度をあげることがむずかしいので工夫をする必要がある。流量はあらかじめ水位-流量曲線を作製しておいて、水位の測定値から求められるのが通常であるが、流通の実測値と横断測量の成果によりチェックされることが望ましい。河床材料は出水時の河床面下移動層内の平均の土砂を代表しうる資料を採取するようにする。そのために移動層厚の検討が必要になる。

人工砂利採取量についてもできるだけ精度よくその実態を把握するようにしなければならない。

(3) 流砂量公式を検討する方法

流砂量公式を検討する方法に、

- a 平均粒径 d_m を使用した計算値と実測値の全量とを比較するもの
- b 粒径範囲ごとに計算された流砂量の全量と実測値の全量とを比較するもの
- c 粒径範囲ごとの流砂量の計算値と実測とを比較するもの

などがある。ここで、計算値とは河床より採取した土砂の粒度分布を用いて算出されたものであり、実測値には Wash load が含まれている。Wash load を除くためには本年度の石狩川における実施例にみられるように流砂量の縦断変化を細かく測定して検討するか、Wash load が堆積する地点の堆積量の測量結果に基づいて推定しなければならない。

本年度の行われた実測資料の諸元を一括して表 3.2 に示す。本年度は非常に多くの河川で実測が計画され、実施され始めたが、準備中のところ、あるいは出水の機会に恵まれなかった河川で報告のないところは除外してある。表 3.2 には予備観測で測定回数も少く、流量範囲のせまいも記してある。本年度の解析には中では条件のととのっている、* 印のついている資料のみにとどまったが、来年度から始まる本格的調査結果が大いに期待される。

表 3.2 流砂量実測資料諸元

河川名	地 点 名	測定回数		測 定 日	流量範囲 m ³ /s	計測流量 m ³ /s	採砂時間 分
		総流	浮遊				
石狩川	月形 5&3	12*	11*	35.6~11	110~750		5, 10
	(その他25地点)						
忠別川	神楽橋 6.0	0	5	40.5.26~9.19			—
天塩川	39km	0	2		90~320		—
	49km	0	3		80~380		—
北上川	大曲橋	5*	—	40.9.3, 40.9.18	500~1800	6100?	17, 1
鳴瀬川	野田橋	0	17	39.9.12~40.9.24	7~123	3300	—
矢場川	1.0km	6	5*	40.7.31~9.20	4.1~13	111	1200~3000
庄川	大門, 7km	5*	1	39.7.8, 40.7.23, 9.18	656~1218	4500	3, 6
	中田, 13.6	1	0	39.7.8	815.8	4500	3
旧高瀬川	帝石橋	—	25	37.7~40.7	150~735	2100 (3000)	
長良川	墨俣 39.2	21*	24*	39, 40	30~3800	7500	10~60
天竜川	—	0	2	40.7.14, 8.25	1089, 95	2640?	
矢作川	日名橋 25	8*	9*	40.9.10, 17, 18	231~2518	3400?	3
淀川	枚方	5	4	8.40	160~230	6950	
木津川	加茂, 飯岡	19*	22*	8.39, 40	17~300, 600	4650	
貴志川	諸井橋, 貴志橋	29*	30*	40.9.10, 14, 18	193~390	2700	3
吉野川	中央橋	0	5*	40.9.11 9.16	490~5550	15000	
斐伊川	大津	8	14	8.33~40	5~987		

* 資料数と流量範囲の点で、今回の資料の中ではよいもの

平均水深 h m	平均流速 v m/s	勾配 I	平均粒径 dm (mm)					ウオツジ ロード
			河床砂	計 掃流砂	算 浮遊砂	採取 (実測) 掃流砂	浮遊砂	
1.4~7.5	1.15~1.47	$7 \sim 4.1 \times 10^{-4}$	6.0	○	○	○	○	—
								○
			42.2	—	—	—	—	—
1.3~2.8	0.8~1.2	$3.6 \sim 2.8 \times 10^{-4}$	2.8	○	○	—	—	—
1.8~4.0	0.8~1.2	$1.6 \sim 1.7 \times 10^{-4}$	3.5	○	○	—	—	—
2.6~3.9	1.13~2.65	$7.1 \sim 2.5 \times 10^{-4}$	17	○	—	○	—	—
	0.4~0.85	$2 \sim 4 \times 10^{-4}$	—	—	—	—	—	—
1.1~2.1	0.51~0.83	$0.83 \sim 3.23 \times 10^{-4}$	0.4	○	○	○	—	—
	2.2~3.2	$1/217 \sim 1/553$	22					
	2.45	$1/322$	22					
2.0~3.4	0.5~		0.4	—	○	—	○	—
			9.0	○	○	○	○	—
0.8~4.0	1.2~2.3	1.35×10^{-3}	1.6	—	—	—	—	—
			—	—	—	—	—	—
			4.5	—	—	—	—	—
	0.7~1.2		3.0	○	○	—	—	—
	0.9~3.0		23.5	—	—	—	—	—

(4) 実測流砂量と計算値との比較

掃流砂の実測資料として、石狩川、北上川、庄川、長良川、矢作川、木津川および貴志川の資料を、また浮遊流砂の資料として、石狩川、矢場川、長良川、矢作川、木津川および貴志川の資料を検討する。

流砂関数としては、掃流砂の公式として、佐藤・吉川・芦田公式（土研公式）および Einstein 公式、また浮遊流砂の公式として、Einstein 公式、Lane-kalinske 公式および修正 Einstein 公式等について検討する。なお、浮遊流砂の実測値には Wash load をとり除く操作を行っていないので、実測値と計算値の厳密な意味における比較はできないが、現状においては致し方がない。

掃流砂公式については、 $q_{B*} = q_B / (u_* d)$ と $\tau_* = u_*^2 / \{ (\rho_s / \rho) - 1 \} g d$ の無次元表示によって表わされているので、実測値の比較はこのような無次元表示によって行うのが適当である。しかし、本年度は整理に要する時間の関係でそこまで行うことはできなかった。掃流砂および浮遊流砂ともにナマのデータで各公式と比較することにする。各公式による計算値は、平均粒径によって求められたものではなく、すべて粒径別に計算され集計されたものである。

a 掃流砂量公式の実測値による検討

各河川の実測値と公式の適合性について、表 3.3 および図 3.4 ～ 図 3.12 に示す。

表 3.3 実測値による掃流砂量公式の適合性の判断

河川名	地点名	平均粒径 d_{50}	公式の適合性 (大略)			流量範囲	備考
			土研式	Einstein 式	修正 Einstein 式		
石狩川	月形	6	不可, 実測値の 50 倍	q 小 不可, $q=500$ 良	——	小	測定値のバラツキが大きい
北上川	大曲橋	17	不可, 実測値の 50 倍	不可, 実測値の 50 倍	不可, 実測値の 400 倍	中	
庄川		22	良, やや大	——	——	中	
長良川	墨俣	9	良,	良	——	小～大	
矢作川	日名橋	1.6	良, やや小	——	やや良, 実測値の $\frac{1}{5}$	中	
木津川	飯岡	4.5	不可, 実測値の 100 倍	不可, 実測値の 10^4 倍	——	小	
貴志川	貴志	30	やや良	やや良	——	小	

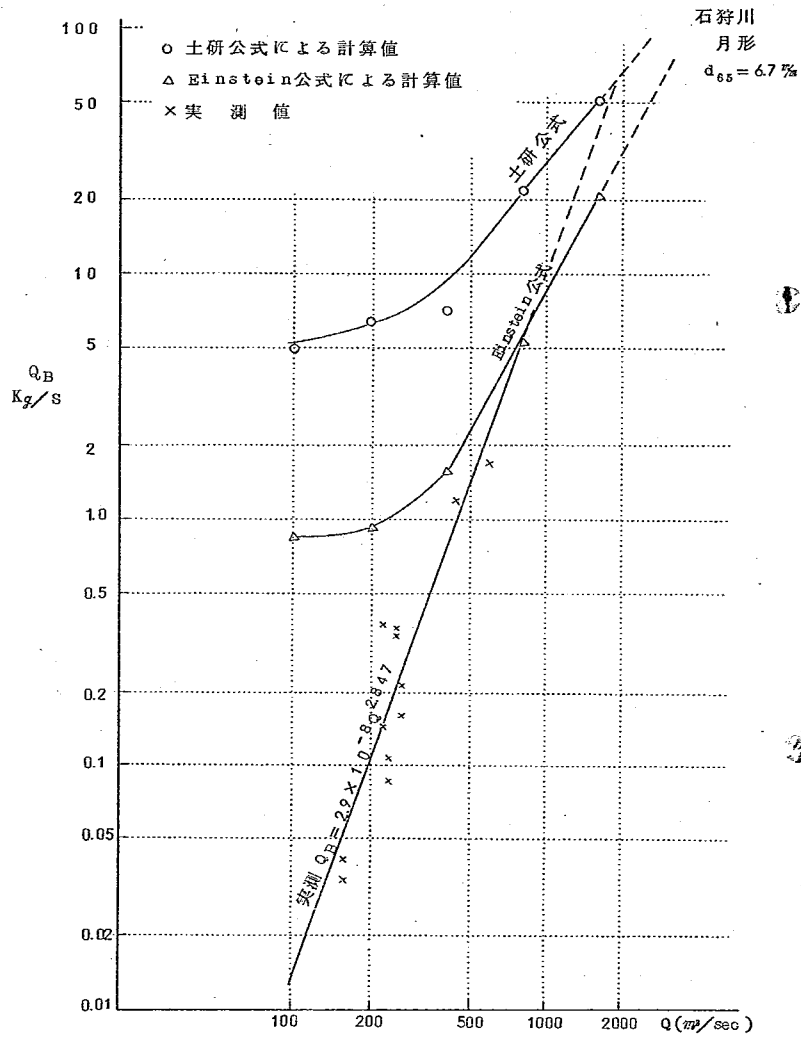
測定値の数も長良川を除く河川は多くないし、流量範囲も十分ではないが、今回の実測の結果からおおよそ次のようなことがいえるであろう。

- 流量が小さい範囲（掃流力 τ_0 小）では、佐藤・吉川・芦田公式と Einstein 公式間の差もかなりあるが、実測値は一般にさらに差があり、それはオーダー的に小さい。
 - 流量が大きい範囲では、実測値と公式間の差はちぢまる。
 - 流量が大きく、土砂の粒径が大きいときは佐藤・吉川・芦田公式はかなりよく合うようである。
 - 修正アインシュタイン公式は粒径の細かいシルトのような河川ではよく合うことになっているが、粒径の大きい急流河川では全くあわない。
- なお、この場合次の諸点は今後の調査に際して大いに検討を要する点と思われる。

れる。

- (a) 実測値の精度をあげる方法
- (b) 掃流砂の全量が合っているとしても、粒径別の流砂量が一致していなければ物理的な意味がない。今回はこの点に関する報告が少なかったが、今後の重要な課題の1つであろう。
- (c) 実測時の流量範囲、特に流量の大きいときの実測が期待される。
- (d) 河床砂の平均粒径としては、今回は1.6~3.0mmであったが、もう少し小さい河川の実測も大いに望まれる。
- (e) 計算の基づく河床材料の粒度曲線の影響も場合によっては大きく出る。一例として庄川の場合(図3.7)が報告されているが、一応縦横断の河床材料について検討してみる必要はあろう。

図 3.4 掃流砂についての実測値と計算値の比較



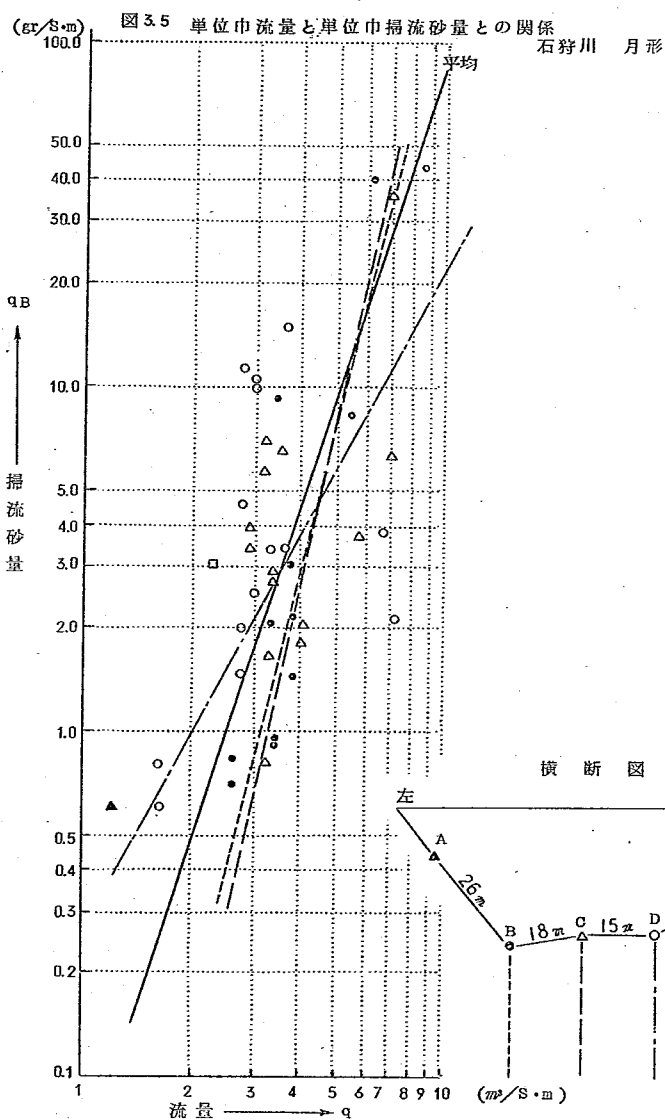


図 3.6 掃流砂についての実測値と計算値の比較

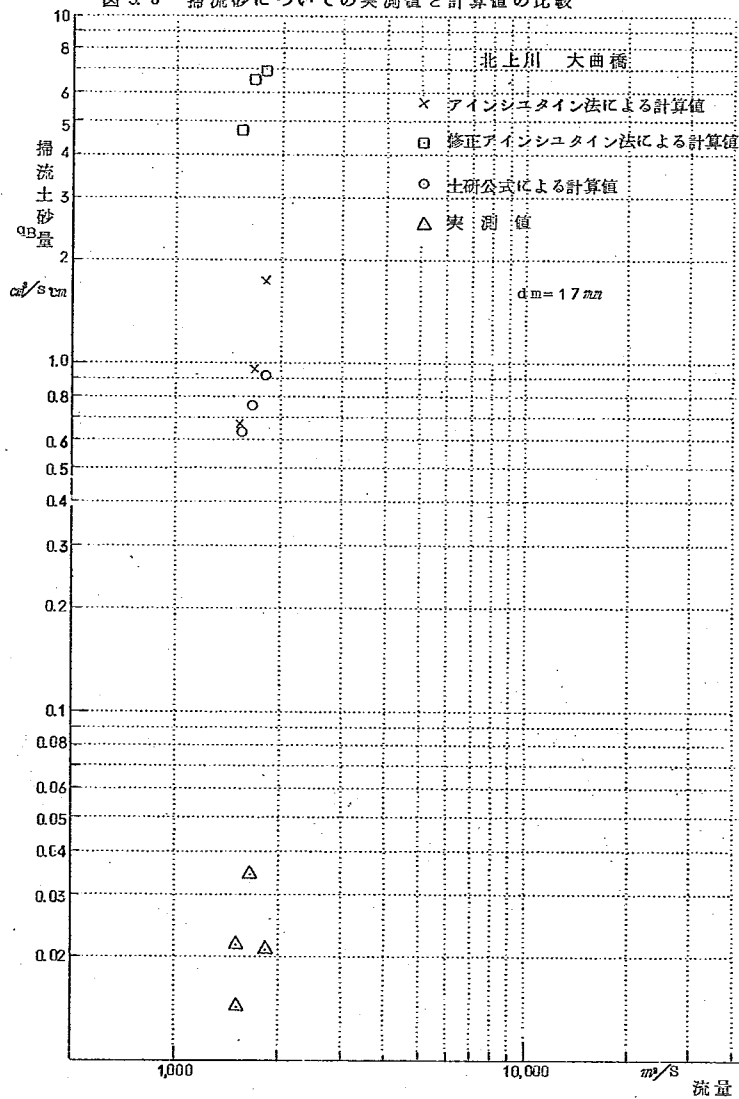


図 3.7 掃流砂についての実測値と計算値の比較

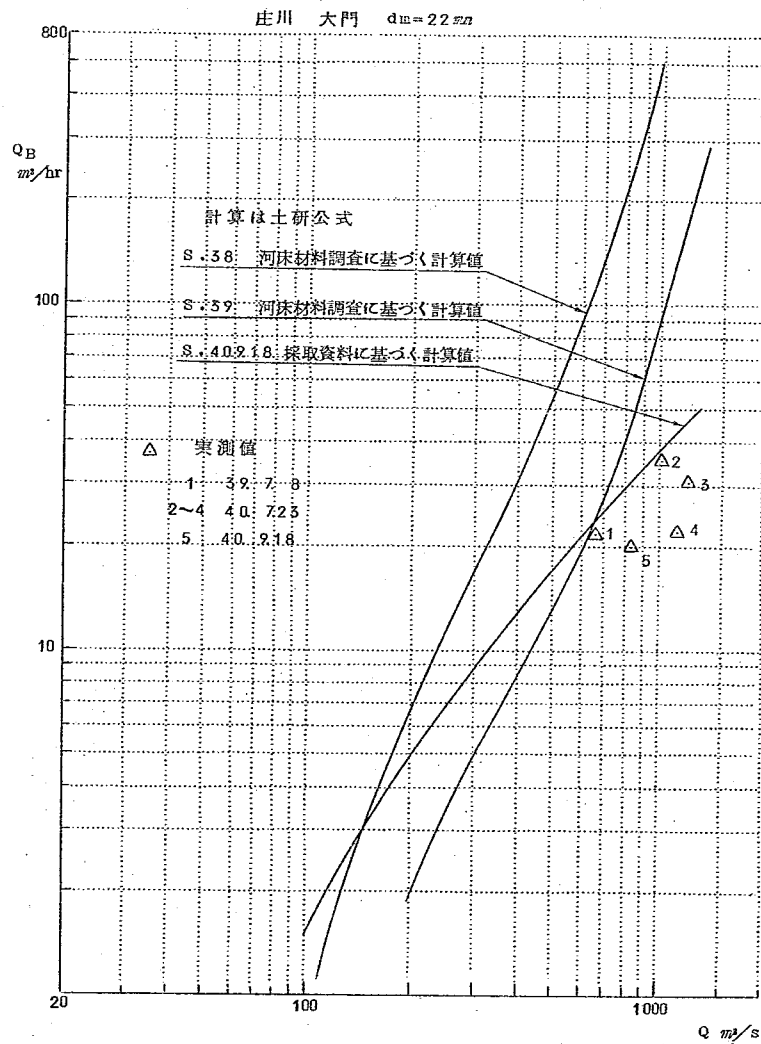


図 3.8 床川大門土砂累加曲線

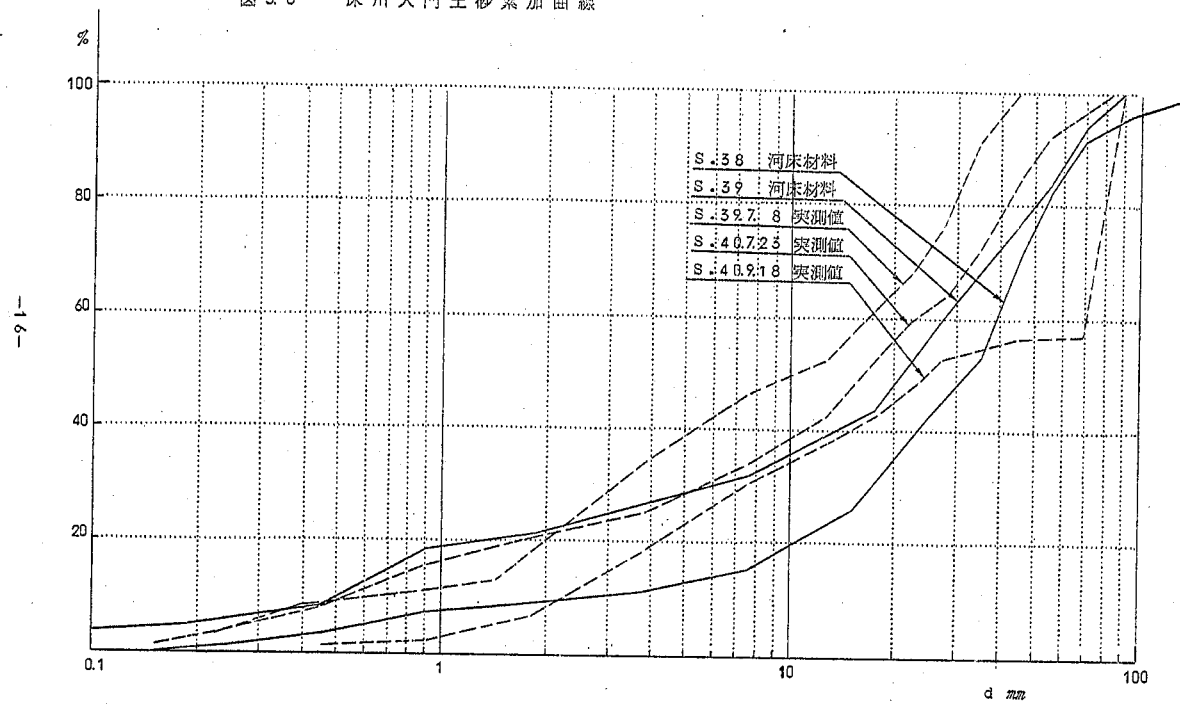


図 3.9 掃流砂についての実測値と計算値の比較，長良川

(畠 俣) $d_m = 9 \text{ mm}$

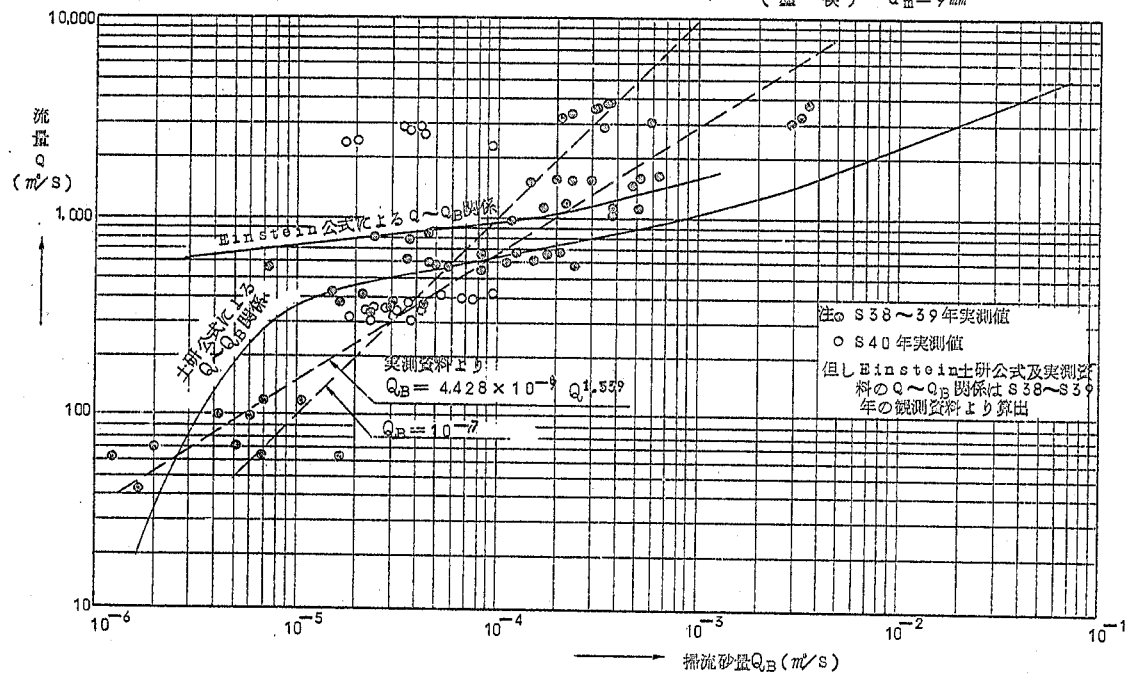


図 3.10 掃流砂についての実測値と計算値の比較

矢作川日名橋 $d_m = 1.6mm$

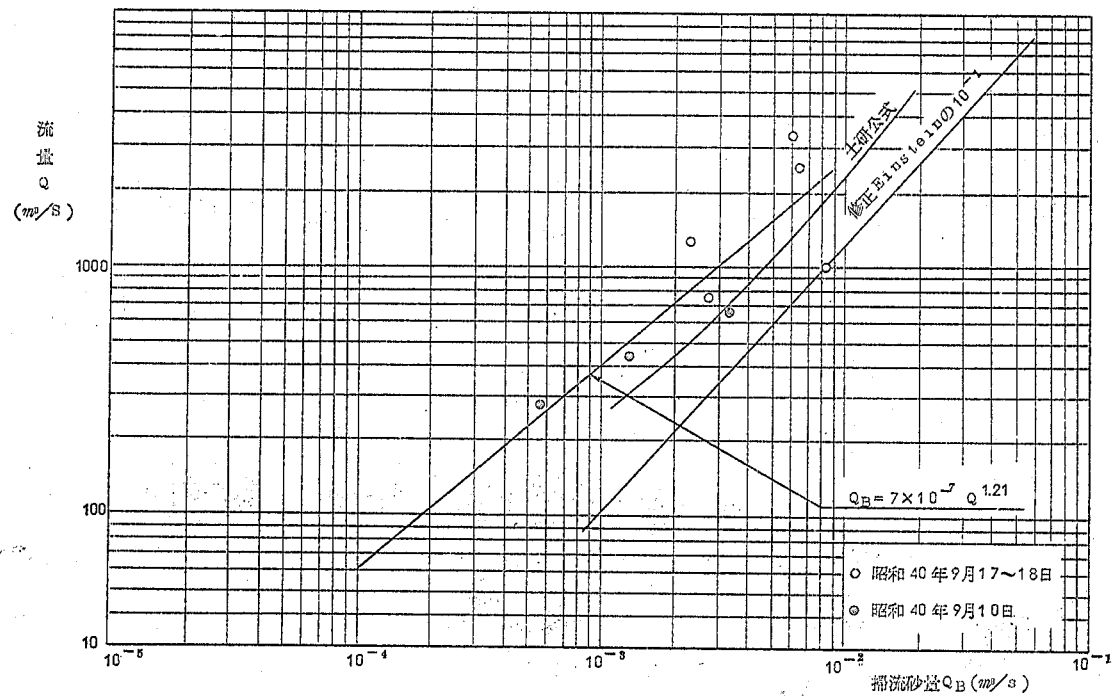
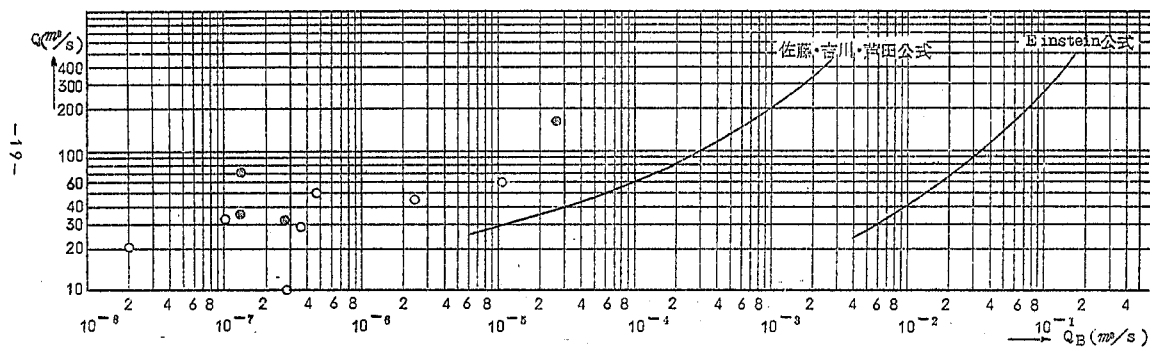


図 3.1.1 木津川飯岡における掃流砂量の各公式と実測値の比較図

$d_m = 4.5 \text{ mm}$



Einstein公式は39年度の河床材料に基づき計算

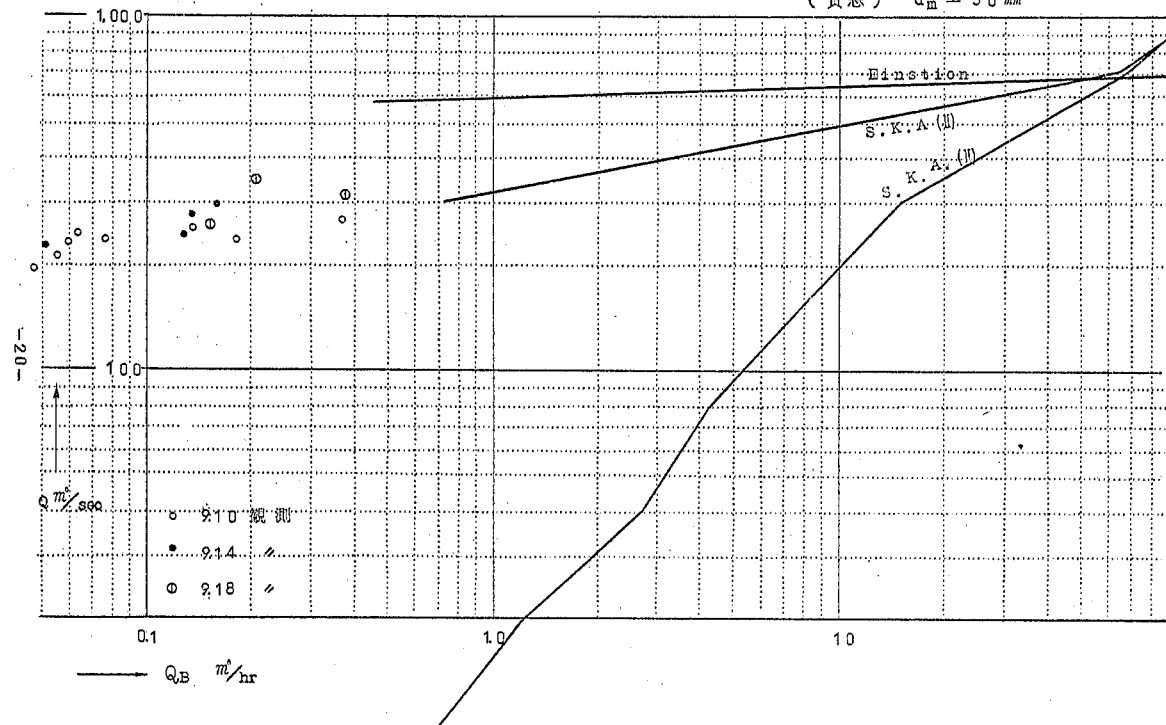
佐藤・吉川・芦田公式は38年度の河床材料

○ は40年度実測

⊙ は39

図 3.12 掃流砂量についての各公式と実測値との比較図

(貴志) $d_m = 30 \text{ mm}$



b 浮遊砂量公式の実測値による検討
各河川の実測値と公式の適合性について、表 3.4 および図 3.13～図 3.18 に示す。

表 3.4 実測値による浮遊砂量公式の適合性の判断

河川名	地点名	平均粒径 dm mm	公 式 の 適 合 性 (大略)			流量 範囲	備 考
			Einstein公式	Lane-Kalinske公式	修正-Einstein公式		
石狩川	月 形	6	——	良	——	小	
矢場川	1 km	0.4	——	やや良, 実測値より やや大	——	小	
長良川	墨 俣	9	——	良 実測値の 1/5	——	小—大	
矢作川	日名橋	1.6	——	実測値の 1/10	不可, 実測値の 1/100以下	中	
木津川	飯 岡	4.5	やや良	実測値の 1/10以下	——	小	
〃	加 茂	4.5	良, 極めてよく一致	実測値の 1/10以下	——	小	
貴志川	貴 志	3.0	不可, 実測値の 1/20~1/100	実測値の 1/10	——	中	

浮遊流砂の測定値から浮遊流砂を除いていないから正確な判断をくだすことは困難である。また、測定時の流量範囲が全体的にみて十分でないが、今回の実測の結果からおおよそ次のようなことがいえるであろう。

- Lane-kalnske 公式はかなり実測値に近い傾向を示している。
- Einstein公式は粒径が少し大きくなると、遮蔽係数が大きくなり、浮遊砂量がゼロとなる。平均粒径がミリ以上の河川への適用は困難とみなすべきであろう。
- 修正アインシュタイン公式は粒径の大きい河川では Einstein公式以上に適合度がおとる。

なお次の諸点は今後の調査に際して大いに検討を要する点と思われる。

- 浮遊砂の全量が合っても粒径別の流砂量が一致しなければ物理的な意味がない。浮遊流砂の場合は Wash load の問題を包含しているから、一層粒径別の流砂量に留意する必要がある。今回はこの点に関する報告が少なかったが、今後の重要課題の一つであろう。
- 浮遊流砂の観測誤差は掃流砂に比して小さいと考えられるが、採取量が極く少量であるだけに、その取扱には十分注意する必要がある。
- 浮遊流砂量は普通の河川では掃流砂量に比してかなり大きい。したがって、その影響するところも大きいから、例えば Lane-kalinske公式の実測によって定められている二つの係数については、今後数多くの実測によってさらに検討を重ねることが望ましい。

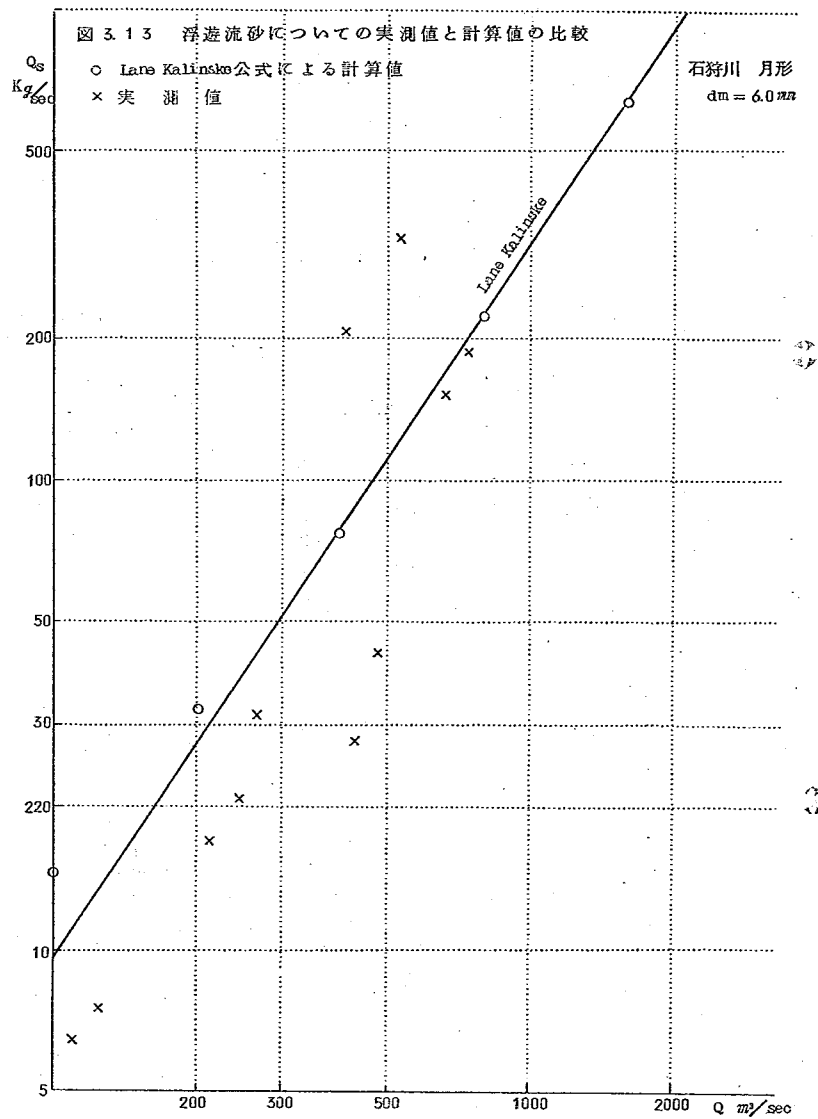


図 3.14 浮遊流砂についての実測値と計算値の比較

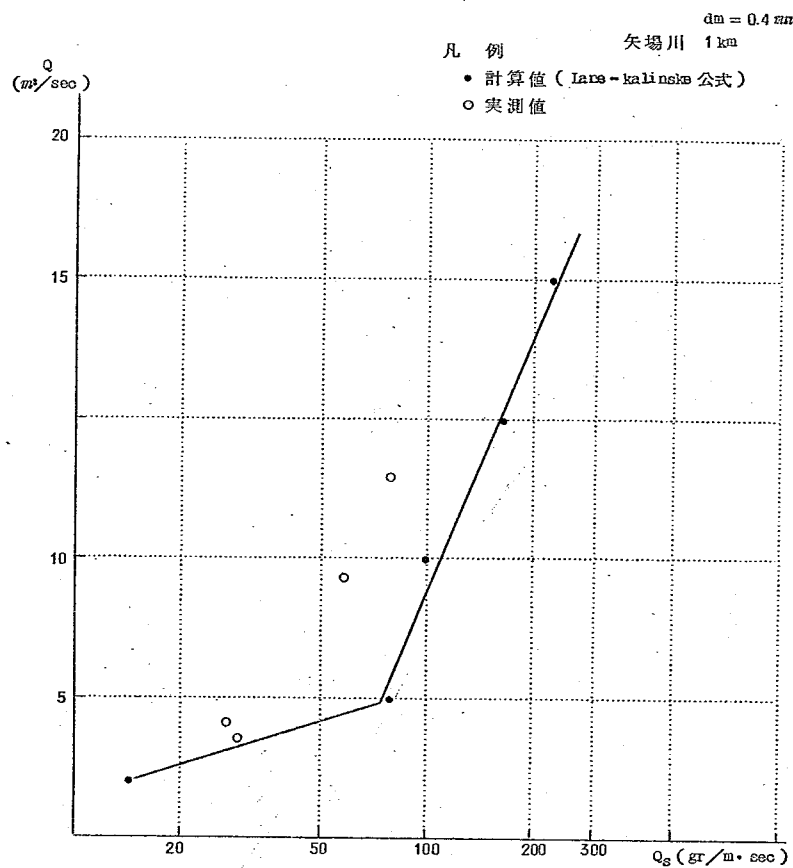


図 3.15 浮遊流砂による実測値と計算値の比較

長良川(豊橋)

$d_m = 9 \text{ mm}$

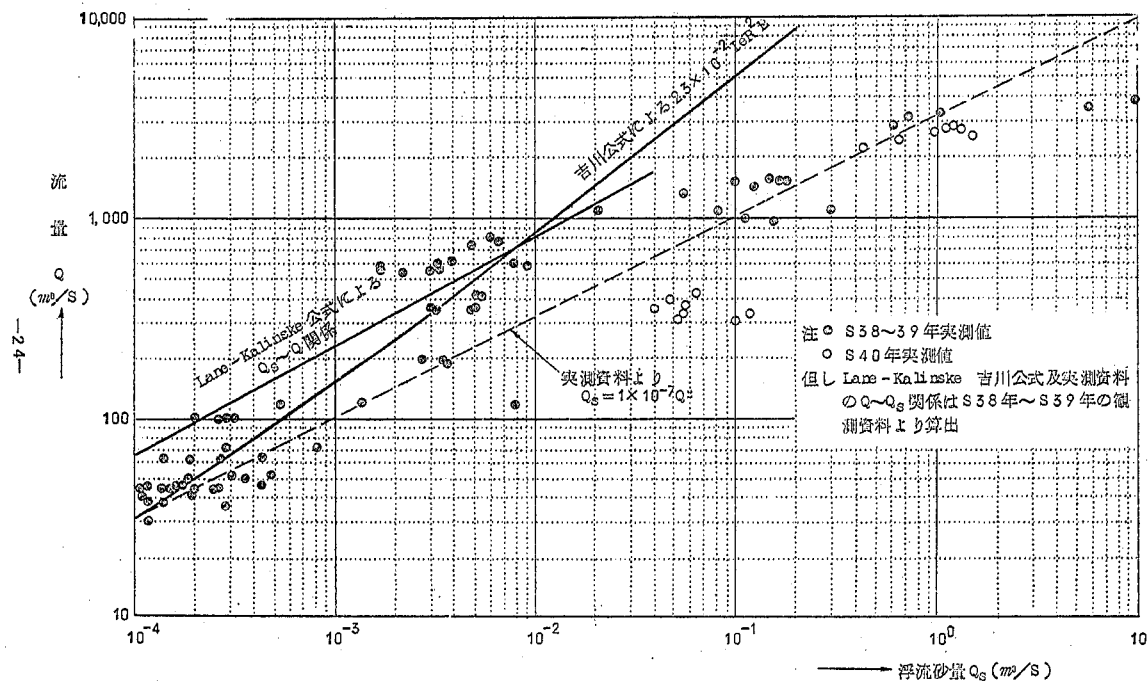


図 3.16 浮遊流砂による実測値と計算値の比較 矢作川 日名橋 $d_m = 1.6 \text{ mm}$

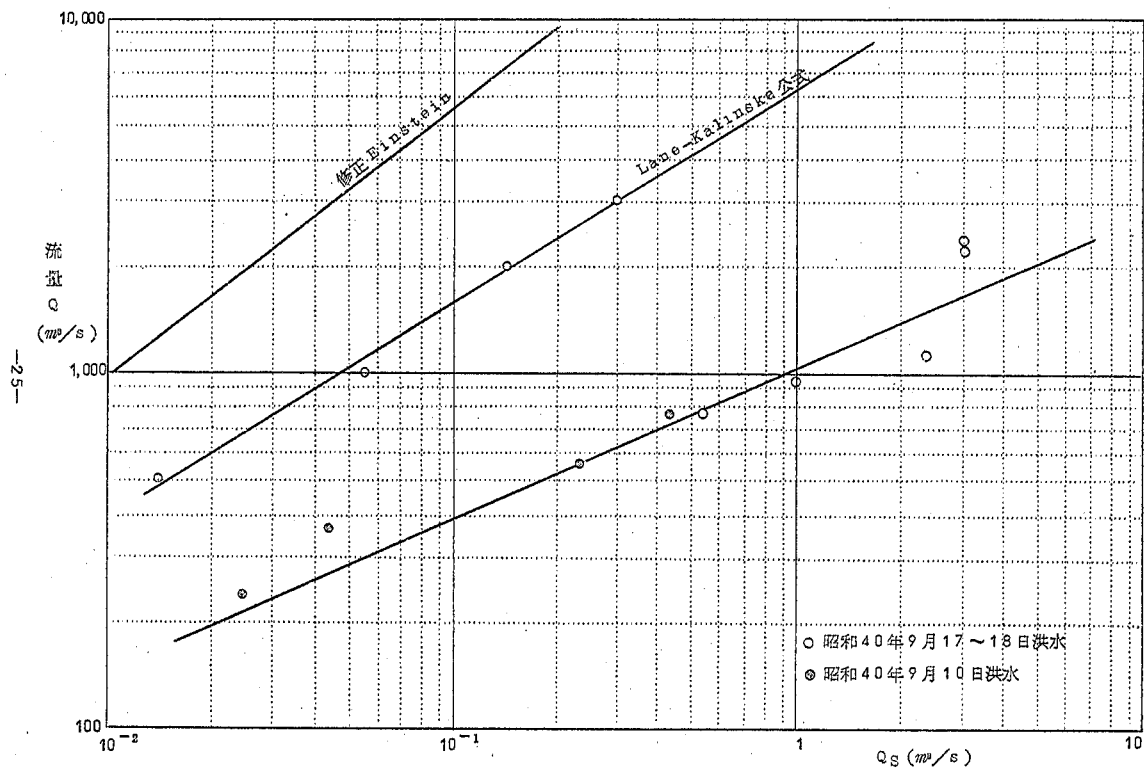
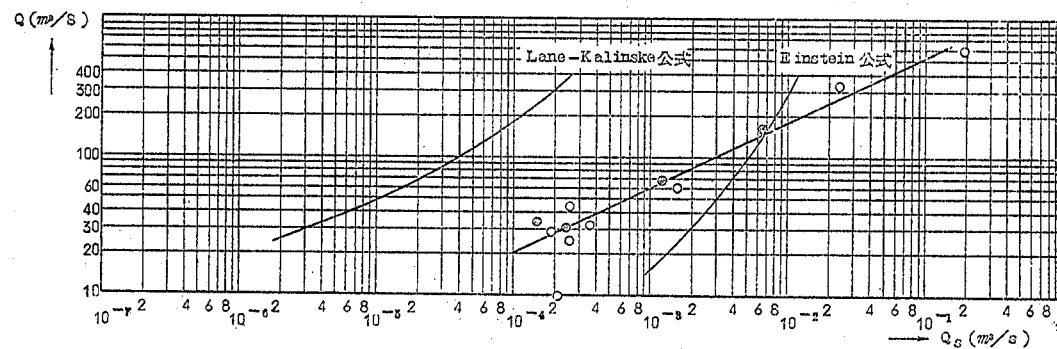


図 3.17 木津川飯岡における浮流砂量の各公式と実測値の比較図

$d_m = 4.5 \text{ mm}$



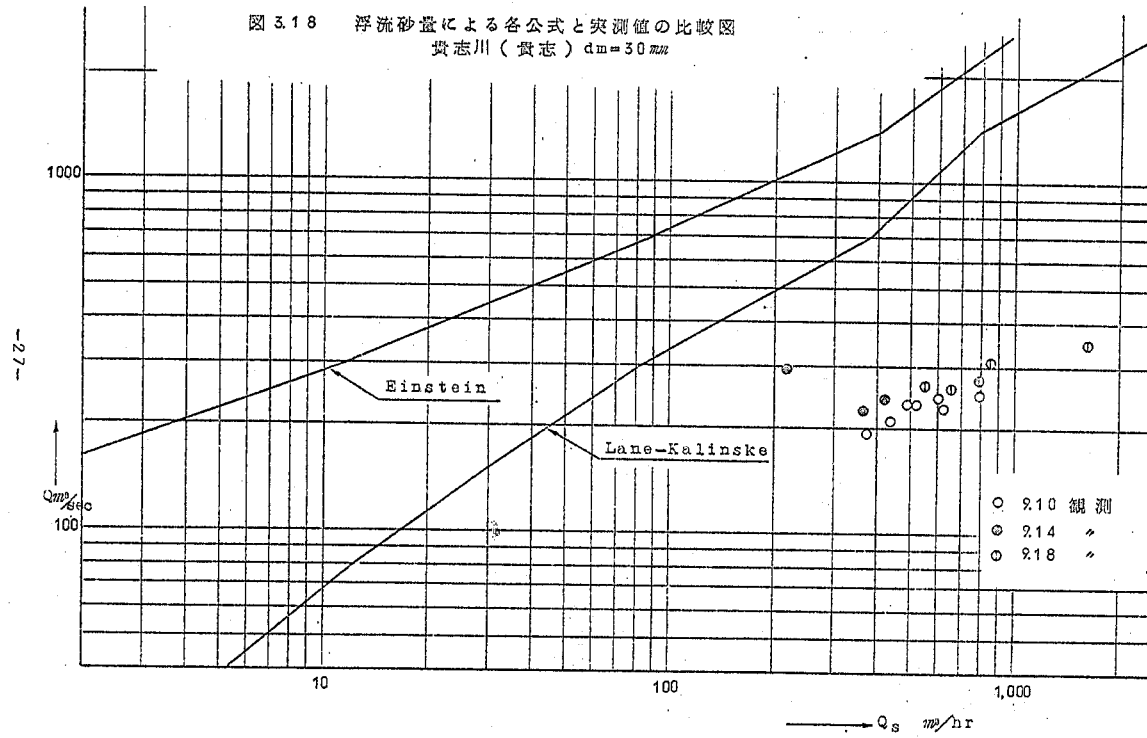
Einstein 公式は 39 年度の河床材料

Lane-Kalinske 公式は 39 年度 ◇

○ は 40 年度実測

◇ は 39 年度

図 3.18 浮流砂量による各公式と実測値の比較図
貴志川 (貴志) $d_m = 30 \text{ mm}$



(5) 粒径別流砂量

粒径別流砂量に関する報告は、浮遊砂については完全なものではなく、掃流砂について北上川大曲における観測結果の報告があるので、一例として紹介する。

表 3.5 北上川における掃流砂測定例

観測年月日	測定時間 h	水位 P.L. m	流量 m ³ /s	平均水深 m	平均粒度 m/s	水面勾配	n
S. 40.9.18	16.00		1,660	3.84	2.49	25/10,000	0.0171

測定断面	採取時間 分	採取量 gr	単位時間 掃流量 g/s	Q _B 単位巾当り掃流砂量 g/S・cm	単位巾当り掃流砂量 cm ³ /S・cm	Q _B m ³ /s m ³ /hr	備考
流心付近	1	157.1	2.62 g/s	0.0873	0.0343		

水面巾 17.4 m
河床勾配 1/1,760
採砂器巾 30 cm

表 3.6 観測値と掃流砂量公式による値との比較

資料番号	実測値	土研式	Einstein式	修正アインシュタイン式	備考
S. 40.9.18 16.00	0.0343	0.755	0.958	6.544	

単位 cm³/S・cm

表 3.7 粒径別掃流砂量

S・40218. 1600 実測

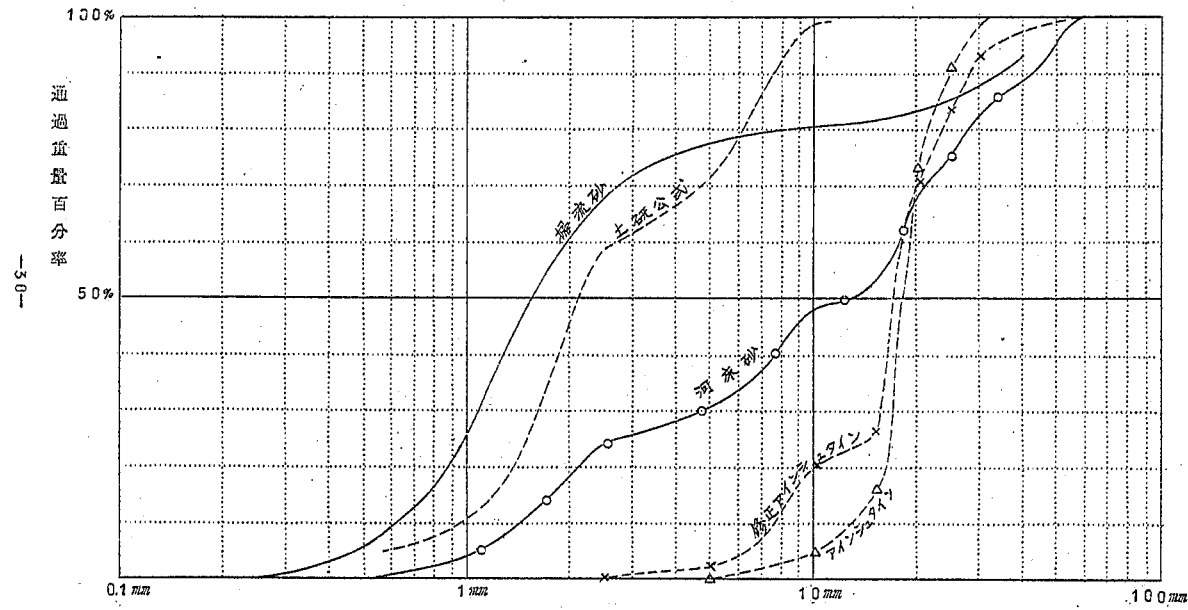
平均粒径 mm	河床にため る割合 %	実測砂の 粒度分布 %	土研式によ る割合 %	Binstein式 による割合%	修正アインシュタイン 式による割合 %	備 考
5.5	5.7				0.6	
4.5	6.1				1.9	
3.5	5.8	7.0			4.1	
2.75	7.2			8.8	9.7	
2.25	6.5			17.9	12.8	
1.75	16.8	9.9		57.9	44.2	
1.25	3.0		0.8	11.5	6.3	
0.75	18.0		27.4	4.7	17.9	
0.375	5.7	3.2	12.7		1.9	
0.185	18.7	17.5	43.8		0.5	
0.090	4.2		9.9		0.1	
0.045	2.3		5.4			
0.032	0	9.6				
0.018	0	1.9				
0.0092	0	0.1				
0.074 以下	0	0.2				

この例は表 3.5 にみられるように小出水時の実測値である。このとき採取量と各種公式による計算値を比較したものは表 3.6 のようであり、土研式は約 2.2 倍、Binstein 式は 2.8 倍、そして修正アインシュタイン式は 1.95 倍になっている。ところが、粒径別流砂量の割合をみると、表 3.7 および図 3.19 にみられるように実際は大径の砂はほとんど動かず、だいたい 1 mm 以下の砂が主として流れているのに、計算によると、Binstein 公式および修正アインシュタイン式ではこのような小さい粒径の砂は流れずに 1.7 mm 付近の砂が主として流れることになっている。土研式は実際に流れている砂にかなり近いが、やや大きい。したがって、たとえ実測値と計算値とがたまたま合っていたり、近かったりしても実質的に計算は少しも掃流の実態を表わしていない。

北上川大曲付近はかなり大きな砂利が混合した比較的混合度の大きい材料で河床が構成されているが、40% 粒径の範囲しか移動しないような水理条件に対して、土研式 Binstein 公式および修正アインシュタイン公式ともあまりよく適合しなかったわけである。しかし、もともとこれらの計算法が均一粒径に近い状態の河床を基にした実験や実測値から組み立てられたことを考えると混合粒径の場合の修正法を求める必要があるように思われる。

図 3.19 粒度累加曲線

北上川大曲 S.40.918, 16.00



(6) 実用算定公式

流砂関数には、すでに検討されてきたように多くの問題点を包含しているの
で、定性的にはともかくも、定量的判断の基準にすることは困難である。そこ
で当面の問題として、Wash load を含めた流砂量の問題を解決するために、
各河川の実測値に基づいて実用算定公式の検討を行う。

これまでに検討されている流砂量関数の基本的な形として、単位巾当りの浮
遊流砂量 q_s 、全浮遊流砂量 Q_s 、および全掃流砂量 Q_B に対して、それぞれ

$$q_s = k \cdot h^2 I \quad (m^3/s/m) \quad (1)$$

$$Q_s = \alpha \cdot Q^n \quad (m^3/s) \quad (2)$$

$$Q_B = \beta \cdot Q^m \quad (m^3/s) \quad (3)$$

が知られている。ここに k 、 α 、 n 、 β および m は定数でそれぞれの河川にお
いて個々の値をもつとされている。

(1) 式の関係は吉川博士により、斐伊川等で調べられ実証されているが、本年
度はあまり検討例はみられなかった。ただ、図 3.20 の矢場川の例にみられる
ように q_s と $h^2 I$ が比例の関係にないものも報告されているので今後も十分の検
討を要するものと思われる。

(2) 式の関係は多くの河川について検討された。図 3.21 および表 3.8～表 3.9
にみられるように、ほとんどすべての河川において、(2) 式の定数は $n = 2$ 前後、
 $\alpha = 10^{-7}$ 付近にばらついている。本年度の実測の限りにおいては、(2) 式は
Einstein 公式あるいは Lane-kalinske 公式よりはるかに信頼性があるよう
にさえ感じられる。今後の発展が大いに期待される。

(3) 式の関係は測点数が少く、また流量範囲も小さいので今後の実測に期待し
たい。ただ定数 m の値は土研式およびマンニング式によれば $m \approx 0.9$ になるも
のである。

実用算定公式(1)、(2)、(3)の各式の定数は各河川によって異るとされているが、
それは河床状態 (dm および混合の状態)、Wash load (河川の上流の状態)、
断面形、勾配等の他に水深、砂の密度の比 ($\rho_s/\rho-1$) および動粘性係数等に
関連するものである。(1)、(2)、(3)の各式の定数はディメンジョンを有する定数
であるから、そのまま次元解析を行うことは都合よくないが、今後はこのよう
な方面から検討されることが望ましい。

表 3. 8. 実用算定公式の係数

河川名	地点名	k	α	n**	β	m	dm mm	流量 範囲	備 考
利根川				2.0 *					
肝届川				2.2 *					
斐伊川		66.75		1.92*					
旧信濃川		0.07		1.92*			0.4		
長良川	墨俣	0.0089	10^{-7}	2.0	4.428×10^{-9}	1.559	9.0	大	
〃	〃				10^{-7}	1.0	9.0		
石狩川	月形		1.7×10^{-7}	2.0	2.9×10^{-8}	2.847	6.0	小	
矢作川	日名橋		4×10^{-7}	2.1	7×10^{-7}	1.21	1.6	中	
木津川	飯岡		2×10^{-7}	2.1			4.5	小	
吉野川	中央橋		10^{-7}	2.0			23.5	中	

* 吉川博士による。

** ミズリー河 n=2.16, レッド河 n=2.04

表 3. 9 石狩川における実用算定公式 $Q_s (Kg/s)$

No.	河川名	地名	杆程 (河口から)	$Q_s = \alpha Q^m$
1	石狩川	近文	154.2 (km)	$Q_s = 0.869 \times 10^{-4} Q^{2.55}$
2	〃	納内	130.0	$Q_s = 1.16 \times 10^{-4} Q^{2.14}$
3	〃	深川	122.0	$Q_s = 2.37 \times 10^{-4} Q^{2.08}$
4	〃	新川	94.0	$Q_s = 1.83 \times 10^{-4} Q^{2.05}$
5	〃	砂川	87.0	$Q_s = 0.115 \times 10^{-4} Q^{2.93}$
6	〃	奈井江	77.0	$Q_s = 5.18 \times 10^{-4} Q^{1.90}$
7	〃	西美唄	58.8	$Q_s = 1.62 \times 10^{-4} Q^{2.10}$
8	〃	月形	58.3	$Q_s = 1.71 \times 10^{-4} Q^{2.13}$
9	〃	北村	55.5	$Q_s = 3.66 \times 10^{-4} Q^{1.95}$
10	〃	楓森	50.0	$Q_s = 25.70 \times 10^{-4} Q^{1.70}$
11	〃	江別	24.6	$Q_s = 8.51 \times 10^{-4} Q^{1.78}$
12	〃	篠路	15.0	$Q_s = 0.123 \times 10^{-4} Q^{2.45}$
13	空知川	滝川	9.0	$Q_s = 31.30 \times 10^{-4} Q^{1.95}$

図 3.2.0 矢場川放水路浮流砂の $Q_s - h^2 I$ グラフ

(実測資料より)

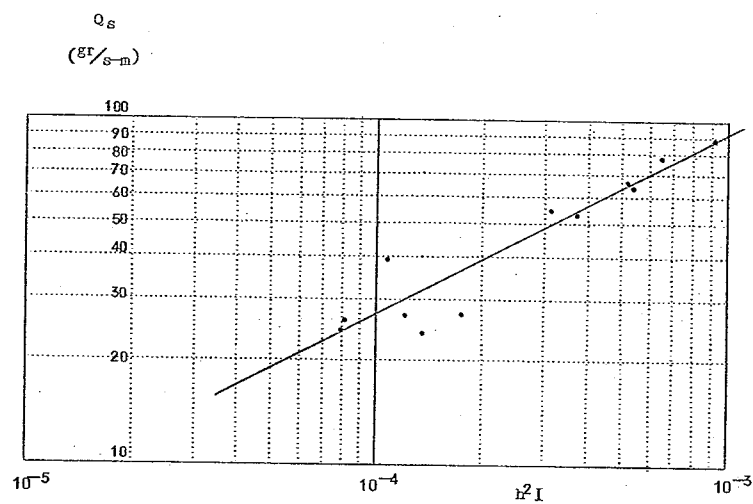
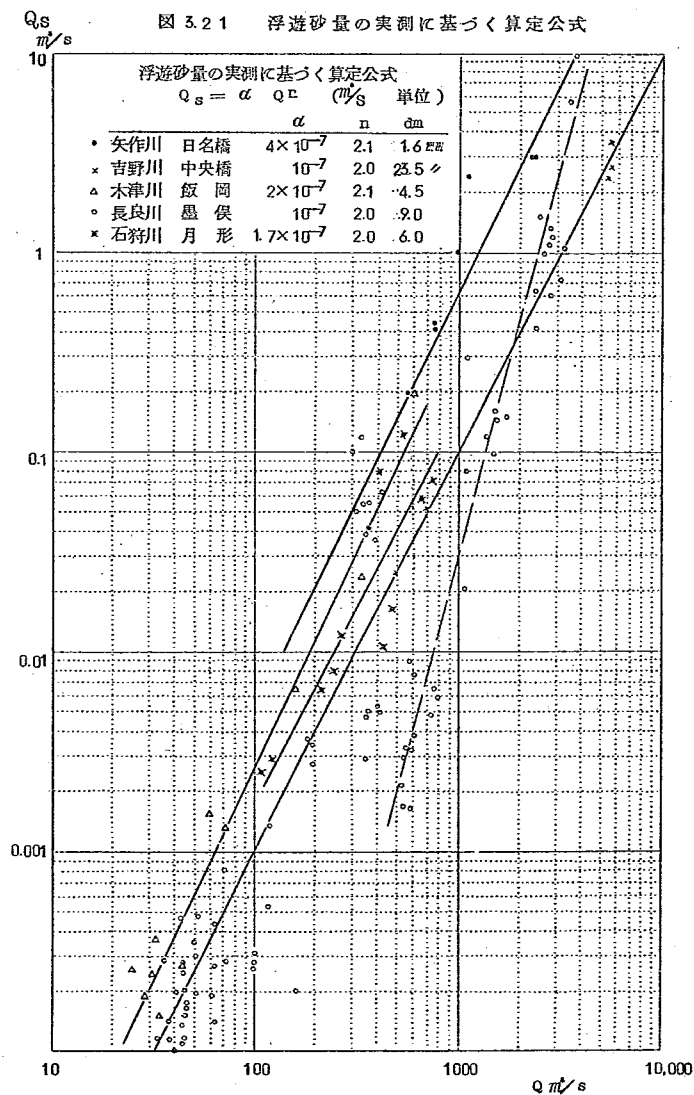


図 3.21 浮遊砂量の実測に基づく算定公式



(7) 流砂に関する二、三の特性

a 流砂濃度の垂直分布

水深に比して巾の広い開水路における流砂濃度分布を表わす式として、O'Brien, Christiansen 等によって次式

$$\frac{m}{m_a} = e^{-\int_a^z \frac{w_0}{\epsilon_s} dz} \quad (4)$$

が与えられている。ここに、

m : z の点の浮遊流砂濃度

m_a : $z = a$ 点における m の値

a : 土砂が浮遊形式で運動する底面付近の限界点における z の値

z : 底面よりの高さ

w_0 : 沈降速度

ϵ_s : 渦動拡散係数

である。これによると、浮遊粒子の垂直分布は指数曲線で表わされ、粒径の大きい粒子ほど水面から河床に向って濃度が急激に増大し、粒径の小さい粒子では濃度がそれほど変化しないことを示している。

実際問題としては各点における流砂濃度のほかに流砂量や流砂の平均粒径、粒度分布等を調べる必要がある。

L.G. Straub のミズリー河における調査によると $d_m = 0.06 \text{ mm}$ 以下の細粒では濃度の水深方向の変化はほとんどなく均一分布であると報告されている。また、本年度石狩川（採取浮遊工砂の粒径 $0.01 \sim 0.02 \text{ mm}$ ）における浮遊流砂濃度の垂直分布はほとんど直線的変化であったと報告されている。

b 渦動拡散係数

乱れた流れの中におかれた微細な土砂は浮遊型式によって輸送される。この浮遊による粒子の輸送現象は通常渦動拡散とよばれ、乱流における大小の渦運動と各層の水の混合運動によるものである。渦動拡散係数 ϵ_s は次式によって与えられる。

$$\epsilon_s = \frac{w_0 m}{-\frac{dm}{dz}} \quad (5)$$

ϵ_s は乱流における水分子間に働く渦動粘性係数 ϵ_m に相当するものであり、 ϵ_m は次式から求められる。

$$\epsilon_m = \frac{\tau}{\rho \frac{du}{dz}} \quad (6)$$

ここに ϵ_s : 渦動拡散係数

$$\begin{aligned}\epsilon_m &: \text{渦動粘性係数} \\ \tau &: \text{剪断力} = \tau_0 \left(1 - \frac{z}{h}\right) \\ \tau_0 &: \rho \epsilon_m h \\ \rho &: \text{水の密度}\end{aligned}$$

浮遊流砂のある河川の乱流においては一般に $\epsilon_s = \beta \cdot \epsilon_m$ の関係があり β の値は浮遊粒子の大きさによって異なるが大抵 $\beta = 1.0 \sim 1.5$ の値をとる。しかし浮遊粒子の大きさが極めて小さく、粒子が水分子とほぼ同じ運動をしている場合には、 ϵ_s と ϵ_m はほとんど等しいと考えられる。

石狩川の場合は、粒径が微小であり、 $\epsilon_s = \epsilon_m$ と考えられるが、この点を実測例により検証された。実測流速分布から ϵ_m を求め、これを(4)式の ϵ_s と置き換えて流砂濃度の垂直分布を求める。ここで得られた分布と、実測による分布とが一致すれば $\epsilon_s = \epsilon_m$ と考えることができよう。

図 3.2.2 は石狩川における実測例 6 種である。渦動粘性係数 ϵ_m は水深 h の関数であると想像されるが、図 3.2.2 をみてもわかるように極めて規則性に乏しく函数形は定め難い。

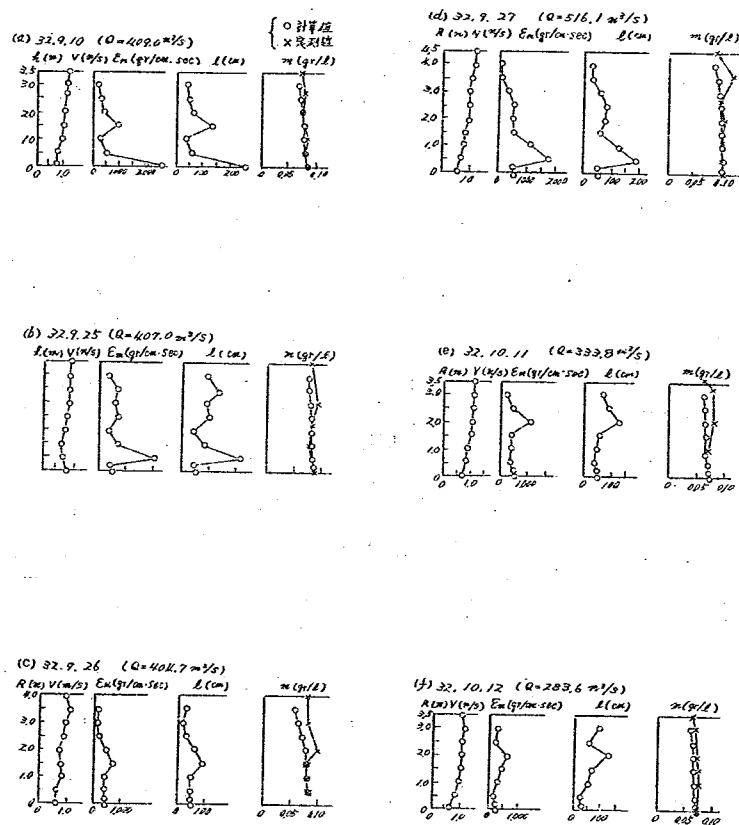
計算による ϵ_m の値は大体 $100 \sim 2,000 \text{ C.G.S}$ 位の範囲にあり平均 519 C.G.S である。

東仲秀雄氏が揚子江漢口付近の観測記録より算出した ϵ_m は $100 \sim 1,000 \text{ C.G.S}$ で平均 408 C.G.S と報告されている。

図 3.2.2 において m の分布のうち、○印は流速分布から求めたものであり、×印は実測によるものである。これによると計算による m の値は流れの下層部および中層部においてはほとんど合致し、上層部においては幾分誤差が生ずるようであるが比較的一致している。

すなわち石狩川における渦動粘性係数 ϵ_m と渦動拡散係数 ϵ_s はほぼ等しいと考えられ、したがって今後流速分布を知ることにより、 $\epsilon_m = \epsilon_s$ と置き換え浮遊流砂量を算出してもあまり大きな誤差はないものと思われる。

图 3.2.2 渦動拡散係数と混合距離



○ 混合距離

混合距離は次式で与えられる。

$$\ell = \sqrt{\frac{\varepsilon_m}{d\bar{u}/ds}} \quad (7)$$

いま前項の石狩川における実測例から ℓ を計算し図 3.2.2 に示すと、混合距離についてもやはり水深についての規則性は認め難く、計算によると $\ell = 20 \sim 250$ cm 位の範囲にあり平均値は 70 cm であった。なお、前記東仲氏によると揚子江では $\ell = 50 \sim 350$ cm で平均値 115 cm と報告されている。

d 平均流砂点

石狩川 2.6 観測地点の平均浮遊流砂濃度の点の位置 (hm/h) と平均浮遊流砂濃度 m との関係を図 3.2.3 に示す。

これによると浮遊流砂量が少ない場合はばらつきが大きい。これは低水位時などで濁りの少ない場合は浮遊流砂が表面も底面もそれほど差がないためであり、どの点から採取してもあまり大きな誤差はないものと思われる。

浮遊流砂量が多い場合は、平均流砂濃度の位置は水深のほぼ中央になる。

なお、平均浮遊流砂量を示す点は流速分布によることになるが、水深の中央よりやや水面寄りになるであろう。

○ 平均浮遊流砂濃度と表面浮遊流砂濃度との関係

石狩川 2.6 観測地点の資料から平均の浮遊流砂濃度 $\bar{m}$ は表面のそれ m^s の 1.32 倍という結果が報告されている (図 3.2.4)。

$$\bar{m} = 1.32 m^s \quad (8)$$

表面の浮遊流砂量は m^s と表面流速との積になるが、 q_s を算出するときの参考となりえよう。

f q_s/q_B

$$q_s = \alpha^s q^n, \quad q_B = \beta^s q^m \quad \text{とすれば}$$

$$\frac{q_s}{q_B} = \frac{\alpha^s}{\beta^s} q^{n-m} \quad (9)$$

となる。局所洗掘には q_B の影響は大きい、河床変動にとっては q_s の方が影響するところが大きいと考えられる。

図 3.2.3 平均流砂濃度の点の位置
(石狩川 2 6 観測地点)

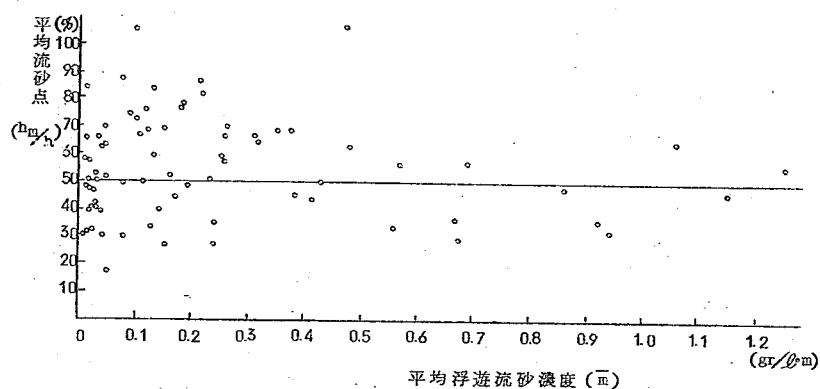
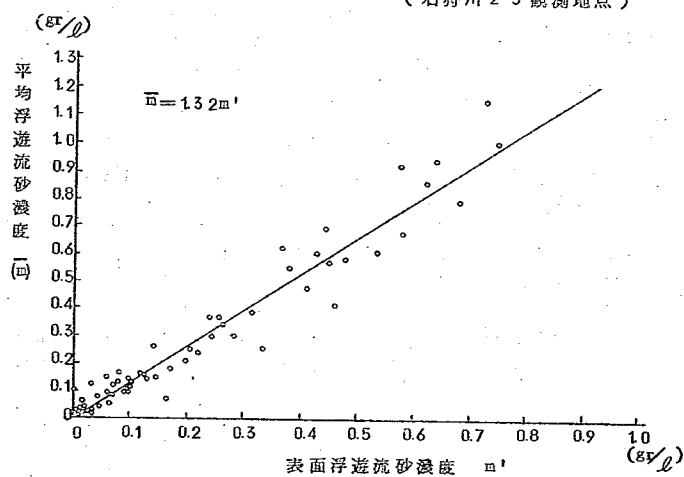


図 3.2.4 平均浮遊流砂濃度と表面浮遊流砂濃度との関係
(石狩川 2 5 観測地点)



(8) 今後の問題

a 測定技術

本年度は多くの河川において実測が行われたが、なお、急流河川において出水時に流砂量観測ができるような方法と観測体勢の検討が十分に行なわれることが望ましい。

北陸地建新津工事より採水器が流れを乱すのではないか、また採取した資料をとりだすとき資料が全量、完全にとりだせるような対策を検討すべきであるという議論が出されたが、採水器一つをとっていても改良すべき点は多いと思われる。採水位置の確認なども重要なテーマの一つであろう。

b 観測条件

担当河川を選定するときには河床材料の平均粒径や勾配が片寄らないよう、かつ広範囲にすることは必要なことであるが、観測条件としても、測定できるものを多く測定するのではなくて、広範囲の流量についてなるべく均等に観測が行われることが望ましい。

河川の横断面が複雑な場合は三次元的な影響が入るから、当面の方向としては、横断面の平均として取扱うよりも各点の量として取り扱う方がよいと考えられる。

c 各種公式の検討

多くの公式は均一粒径に近い場合の実験あるいは実測に基づいているから、河川のように混合粒径の場合は問題が多い。混合粒径の場合の修正法を検討するには粒径別流砂量を求める必要がある。

流砂関数と測定値との比較は無次元量によって行うように検討されることが望ましい。

また、実用算定公式の係数の検討に対しても同様に次元解析的考察を行うようにすべきである。

d Wash load

wash load は流砂関数には表わせない流砂量とされ、河川の計画においてはあまり取扱われていない。しかし、ダムの埋没の問題や河口付近の三角州の形成、あるいは河川の三次元性に基づく洗掘・堆積の問題には重要な役割を演じるものである。河川の増水時と減水時の含砂率の変化も wash load がある程度関係するものであり、カルマン定数 K の値とも密接な関係がある。

wash load は定義からすると、河床材料にはみられない細かい粒径の流砂量で、かつ水理量には無関係のものとされているが、通常概念からすると、後者だけの意味に受けとられているのではないかと思われる。すなわち、wash load の粒径のなかには河床に見い出される粒径の大きさのものが含まれていてもよいのではないかという議論がなりたつ。豊川放水路のようにある短かい区間が細かいシルトより成っている場合に、他の区間では wash load であったものが、シルトの区間だけ

wash load でなくなるというのもおかしなものであるといえる。厳密にはこの問題をはっきりさせてから wash load を別に取り扱う方法を確立しなければならない。今年度の石狩川における縦断的に行った26点での実測は、wash load の問題にとって興味ある試みであった。今後の調査が大いに期待されるところである。

4 河床変動量の比較

河川の調査区間における変動量を横断測量の成果に基づいて得られた値と各種公式によって計算された値とで比較する方法は今年は減少継続となった。流砂関数としては、原則として掃流砂には佐藤・吉川・芦田公式(土研公式)および Einstein 公式、浮遊流砂には Einstein 公式および Lane-Kalinske 公式について検討が行われた。

昭和39年度の研究成果によれば、各種公式の組合せによる2点間の流砂量の差から求めた河床変動量と縦横断測量の成果から求めた変動量との間には著しいへだたりがみられた。その原因として、

- a 人工採取量が河床変動にかなり支配的であるが、その量を正確に把握することが困難であること。
- b wash load を計算できないこと。
- c 水理量の精度がおちるものがあること。
- d 横断測量の間隔があまり密でないこと。

などが挙げられる。そのために、この研究課題の最終目的の一つである各流砂関数の適合性についての検討は十分に行うことができないことが判明している。

本年度は、昨年度の成果をさらに前進させる意味において、17河川について検討が行われた。それらは表4.1に示すとおりである。その結果は定量的判断をくだすことが相当困難であり、いずれの公式も適合性がかんばしくなく、今後は流砂量の実測により、各公式の検討に主眼をおいて、各河川に適用できる公式を見い出す必要のあることが再確認された。

表 4.1 河床変動量 - 実測値と計算値の比較

河川名	計算した公式						土砂堆積量計算値 ($Q_{T上} - Q_{T下}$) m^3				
	持 流			浮 遊 流			S. K. A. - L. K.	B. K. A. - E	B - L. E.	E - E.	そ の 他
	B. K. A.	E	その他	B	L. E.	その他					
北上川	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	標高のみ 24,415
吾妻川	○	-	-	-	○	-	60×10^3	-	-	-	-
庄 川	○	-	-	-	○	-	(-) 21,930	-	-	-	-
長良川	○	-	-	-	-	長良川 公式	-	-	-	-	-
天竜川	○	○	-	-	○	-	227,100	-	2,836,000	-	-
食志川	○	○	-	-	○	○	-	-	-	-	-
太田川	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	標高のみ 5,937
* 斐伊川	○	-	-	-	-	-	-	-	-	-	標高のみ (-) 31,717
斐伊川	○	-	斐伊川 公式	-	-	斐伊川 公式	-	-	-	-	斐伊川公式(標高)
* 吉野川	○	○	-	○	○	-	(-) 63×10^3	(-) 4×10^4	(-) 59×10^4	6×10^4	-
* 仁淀川	○	○	-	○	○	-	997×10^3	(-) 4×10^3	937×10^3	(-) 107×10^3	-
* 重信川	○	-	-	-	○	-	(-) 0.7×10^3	-	-	-	-
吉野川	○	○	-	○	○	-	309,736	10,314	324,220	24,798	-
仁淀川	○	○	-	○	○	-	(-) 1,553,649	(-) 2,212	(-) 1,567,811	(-) 16,374	-
重信川	○	○	-	○	○	-	1,368	1,316	1,829	1,777	-
白 川	○	○	-	○	○	-	(-) 140,200	943,220	(-) 130,730	972,690	-
肝属川	○	○	-	○	○	-	(-) 11,950	(-) 10,584	(-) 10,910	(-) 9,544	-
筑後川	○	○	-	○	-	-	-	(-) 120,304	-	(-) 27,772	-
大淀川	○	-	-	○	-	-	-	6,078	-	-	-

[註] 1 (○)は堆積, (-)は沈掘

[註] 2 S. K. A 公式 佐藤, 吉川, 芦田公式
B 公式 Einstein 公式
L. K 公式 Lane-Kalinski 公式

[註] 3 * ; 昭和39年度成果

人工採取量 (許可量) m^3	横断測量に 基づく区間 河床変動量	〔計算値〕 - 〔人工採取量〕 〔計測による変動量〕					備 考
		S.K.A -L.K	S.K.A -E	E- L.K	E-E	そ の 他	
若干有?	- 350,233	—	—	—	—	?	836年の例 834より計算する $dn=0.8$ だけでは浮遊砂を考慮する必要がある。
0	34×10^9	1.77	—	—	—		一部839年度実施
345,100	(-) 793,746	0.46	—	—	—		人工採取量大
		—	—	—	—		
?	(-) 936,700	-0.24	—	-3.06	—		S.K.A式は洗掘に算出 Q_0 は小
0	12,777	—	—	—	—	掃流のみ0.47	かなり良い傾向 ただし、浮遊砂を無視
(50,000)	(-) 31,268	—	—	—	—	掃流のみ3.59	人工採取量が多すぎる
?							(別記)
(28×10^4)	(-) 269×10^4	0.35	0.12	0.32	0.08		
?	(-) 192×10^3	-5.20	0.02	-4.88	0.56		公式間の差大
(65×10^3)	(-) 59×10^3	1.11	—	—	—		比較するには人工採取量が多すぎる
(215,000)	62,479	1.52	-3.27	1.74	-3.05		E式では $Q_0=0$, 人工採取量の調整がひびく
55,000	457,625	-3.48	-0.12	-3.55	-0.16		Q_0 下のL.K計算値が大きい
(950)	164,531	0.003	0.002	0.005	0.005		E式では $Q_0=0$,
0	(-) 38,060	4.21	-24.8	3.44	-25.6		
0	(-) 30,500	0.39	0.35	0.36	0.31		
99,237	(-) 973,949	—	0.23	—	0.13		図面計算 (28kn)
?	79	—	?	—	—		

5 人工水路に関する調査

(1) 調査の概要

本年度から、河床変動に関する研究のうちの1つのテーマとして、人工水路、即ち放水路や捷水路、また河道計画によって縦断勾配や横断形を施工した水路などについて、当初計画されたようにはたして河床が安定しているか否か、またその河道計画の基本となった流砂量を使用した流砂量公式に比べて異っていないか、実際の移動層厚は何の程度か、などいろいろな問題点について測量や観測を行って確かめることがとり上げられた。これは今後のそうした人工水路を計画したり河道計画を作成するに当たっての重要な資料となり、またそれぞれの人工河川の問題解決のためにも大いに役立つと思われる。

各地方建設局でとり上げた人工河川としては、次の5河川であった。

- | | |
|--------------------|------|
| 1. 大曲捷水路 (雄物川) | 東北地建 |
| 2. 矢場川放水路 (渡良瀬川支川) | 関東地建 |
| 3. 関屋分水 (旧信濃川) | 北陸地建 |
| 4. 豊川放水路 (豊川) | 中部地建 |
| 5. 太田川放水路 (太田川) | 中国地建 |

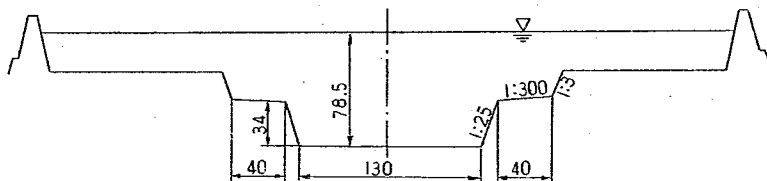
これらの河川のうち、すでに完成しているものは豊川、太田川および矢場川放水路で、これらのものは2,3の洪水によって河床の変動もあり若干の実測も行なわれた。他の2河川は、大曲捷水路は現在施工中であり、関屋分水は未だ計画の段階で模型実験による検討を急いでいる。したがって、この2河川については現時点において河床変動に関する研究の調査対象としてとり上げるのは少し時期早尚の感があるが、一応参考までにその計画についてふれることとする。次に各河川における調査結果や問題点について述べる。

(2) 大曲捷水路の河道計画と調査方針

大曲捷水路は、雄物川の中流部大曲市附近の彎曲流を是正するために約2200mの捷水路を建設し、大曲市をうかいせしめようとするもので、昭和28年度より着工している。河川の横断形については、当初計画から度々変更され、現計画断面は図-5.1に示す如く複々断面となっているが、これは低水路維持と

図 - 5.1

838年度以降計画(床面なし)



掘削工法の点から決めたとしている。水理検討の要点を記すと大略次の如くである。

a 水理計算方法

水面形は不等流計算により求め流砂量公式は土研公式を用いて掃流砂のみを対象とした。

- i 支配流量，支配流量として「雪しろ」をとりあげ，4年間の平均から $300 \text{ t/s} \times 2 \text{ ヶ月}$ を1年間の流出量とする。
- ii 流砂量，約 200 m ピッチの各断面につき流砂量を求め捷水路部（床固め下流及び上流），捷水路部直上流部，上流部の4ブロックを平均して判断する。
- iii 粗度係数，大曲橋下流 $n = 0.030$ ，上流 $n = 0.031$ 。
- iv 河床砂，捷水路 $d_m = 2 \text{ mm}$ ，現河道 $d_m = 10 \text{ mm}$ ，とし土砂流下による粒度の変化は考慮しない。
- v 捷水路に平均 30 cm の土砂が置換されて安定すると仮定する。
- vi 局部洗掘については現河状をとり各断面の径深と最深部水深との比の平均から推定する。

以上のような条件に従って次の様な10種類の計算を行った。

元計画の河道で床固めのある場合とない場合

河床を 1.2 m 下げ，河巾を，

{	100 m	とし床固めのある場合，	ない場合
	120	〃	〃
	140	〃	〃
	160	〃	〃

計算の結果，標準断面は図-5.1の如くとし，計画河床勾配を1：と決定した。なお今後の調査内容については大略次の様な事が考えられる。

b 今後の調査方針

i) 通水迄の問題点の検討方針

- イ) 捷水路における粗度係数の検討
- ロ) 精度の高い水理量把握のための大曲水位観測所における水位流量曲線の検討
- ハ) 流量時系列による河床変動の計算実験
- ニ) 局部洗掘，水衝部及び河床変動の検討のための水理模型実験

ii) 通水後の調査方針

- イ) 捷水路河床の縦横断測量を行って，各断面の河床変動量を通水開始当時の河床と比較して，縦横断的に変動量を調査する。尚測量時期については1ヵ月～2ヵ月に1回とし，洪水時はその直後に測量する。
- ロ) 各断面における平均掃流力を計算し，この縦断変化を検討して，当初計画された掃流力と比較する。
- ハ) 局所的な洗掘，深さ及びその位置を調べ，経年変化について検討する。
- ニ) 流砂量関数（掃流及び浮遊流砂関数）の経年変化を調査する。これ

にもとづいて流砂量の実測を実施し、捷水路における実施地点に適用する公式の検討を行う。

ホ) 捷水路内における縦断的な河床材料の粒度構成を実測して経年変化を調べる。

ヘ) 高水時に河床の移動層厚の実測を行う。或は出水後ボーリングを行って移動層厚の推定を行い、且粒度構成の変化を調査する。

(3) 矢場川放水路

矢場川は渡良瀬川の支流であり、矢場川下流域の内水排除を目的として矢場川放水路が計画された。本工事は昭和36年に着工され、昭和39年6月に完成した。その後大した出水もなかったが、次第に河床が低下し、護岸の根固めの一部が破壊され護岸の倒壊をまねいた。

河床変動に関する調査として、本年度は流砂量の実測を主とし、浮流土砂は5回、掃流については6回の観測を行った。その結果、流砂量の性質についてはある程度明らかにすることができたが、観測時の流量が少なく最大 $13\text{ m}^3/\text{s}$ 位で(計画流量は $111\text{ m}^3/\text{s}$)河道計画の資料とするには不充分である。

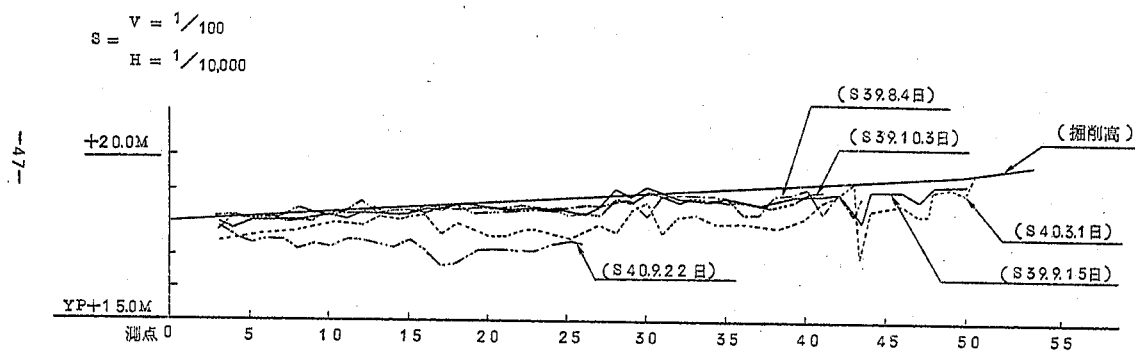
放水路完成時から現在までの、河床の変化状況を図-5.2に示すが、昭和39年9月のときに比べて昭和40年3月になると、全川的にかなりの河床低下を示している。とくに昭和40年9月になると 175 m も洗掘され、河床維持がかなり困難なことが想像される。放水路が計画された時の河床勾配や断面形など河道計画の考え方がはつきりしていないが、各断面における流送土砂量の検討を行って早急に安定な河道計画を考える必要があるのではないだろうか。

(4) 関屋分水計画における問題点

関屋分水計画は、旧信濃川下流部沿岸一帯の治水のために新潟市関屋団九郎地点より、関屋浜に至る 1800 m の分水路建設計画がある。計画流量は $2500\text{ m}^3/\text{s}$ で、平時は旧川に維持流量 $50\text{ m}^3/\text{s} \sim 130\text{ m}^3/\text{s}$ を流すこととしている。この計画において、河床変動上問題になるのは、やはり河道の縦横断形状で、掃流力に対してバランスした、河道が要求されるが、これについては不等流計算と土研公式等による流砂量のチェックを行って決定された。

この分水計画では、従来あまり試みられなかった特異なものとして河口水門がある。これは冬期風浪による海岸漂砂のために河口閉塞が生じて排水不良や、洪水時の水位上昇を防ぐことを目的としたもので、水門の操作により河口砂州のフラッシュを行うとともに、波浪の侵入を防ぎ、また洗掘による河床低下を防ぐのに効果がある。現在この河口水門の巾員や、設置位置等については模型実験により検討中であり、全体の計画が未だ固っていないが、今後の本計画に対する調査方針としては、5.2大曲捷水路の調査方針がそのまま適用できると思われる。ただ、その他に本計画に対して特に検討を要することは、分水点における土砂の流入がスムーズに行なわれるか否かの点で、分派点の本川側に設けられる堰によって、流水が大きく彎曲してくるために、局部的な洗掘や堆積の問題が生ずる恐れがある。

図-5.2 矢場川放水路縦断面図



(5) 太田川放水路

太田川放水路は太田川の下流部、広島市内の各分派川による洪水被害を阻止するために計画された放水路で、計画流量 $6000\text{ m}^3/\text{s}$ のうち $4000\text{ m}^3/\text{s}$ を分流する。工事は、昭和39年度で概成し、40年度から通水を開始した。その直后6、7月と洪水があり、上流各地に被害をもたらしたが放水路はその効用を発揮し、下流部での被害を軽減せしめた。しかしこれらの洪水により、大芝水門と祇園水門の下流は著しい洗堀をうけ、放水路の河床もまた変動が甚しい。太田川放水路の問題点としては、構造物周辺の局部洗堀及び堆積と、放水路全体としてみた河床変動の2つになると思われるので、以下夫々について今年度行なわれた調査解析について述べることにする。

表-5.1 水 門 諸 元

諸 元		大 芝 水 門	祇・園 水 門
ゲート	門 数	3 門	3 門
	有効巾	40 m	32 m
	敷 高	T.P. - 0.5 m	T.P. - 0.5 m
	水叩き	長さ125m ブロック工	長さ 40m
固定堰	有効巾	80 m	
	敷 高	T.P. 3.10 m	
	水叩き	バケット型減勢工100m十字ブロック	

a 水門下流の洗堀

大芝水門は旧太田川の、また祇園水門は放水路ののみ口にそれぞれ設けられており、その諸元は表-5.1に示すとおりである。昭和40年5月～7月に生じた主な洪水は表-5.2に示す如く、これによってそれぞれの水門下流は図-5.3、5.4のように洗堀された。

表-5.2 洪 水 流 量

日 時	最 大 流 量 m^3/s		
	玖 村	本 川	旧太田川
5月26, 27日	874	260	614
6月 20日	2,580	1,430	1,150
7月13, 14日	1,530	850	680
7月 18日	2,300	1,260	1,040
7月 23日	4,330	2,650	1,680

この洗堀の原因として考えられることは、

- i) 水門下流河床保護工の短小
- ii) 補給土砂の減少

図 5.3 河床最深部縦断面図（祇園水門下流）

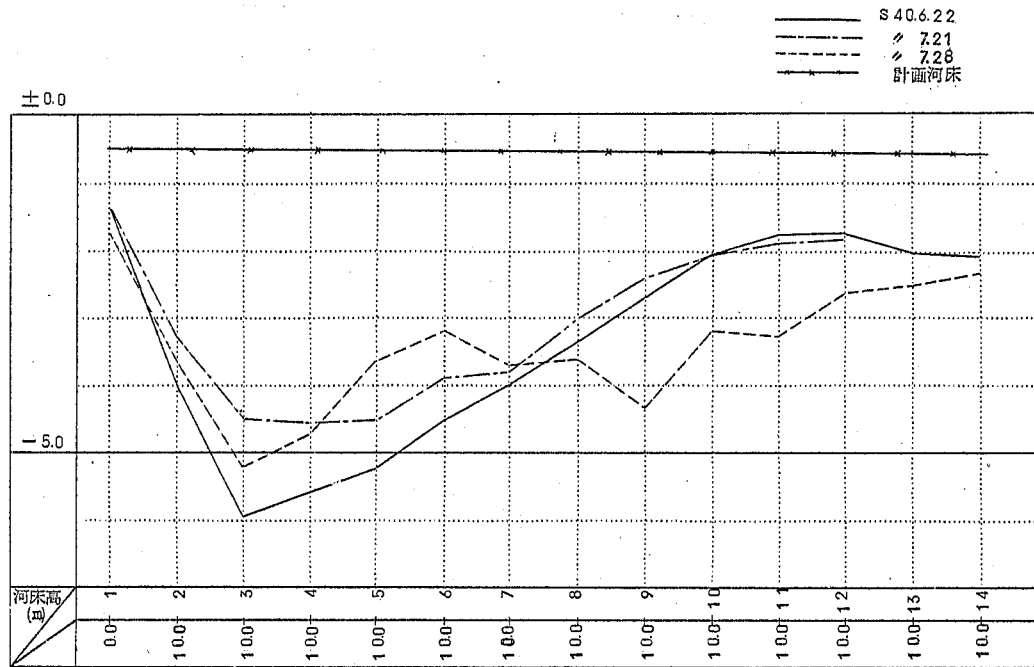
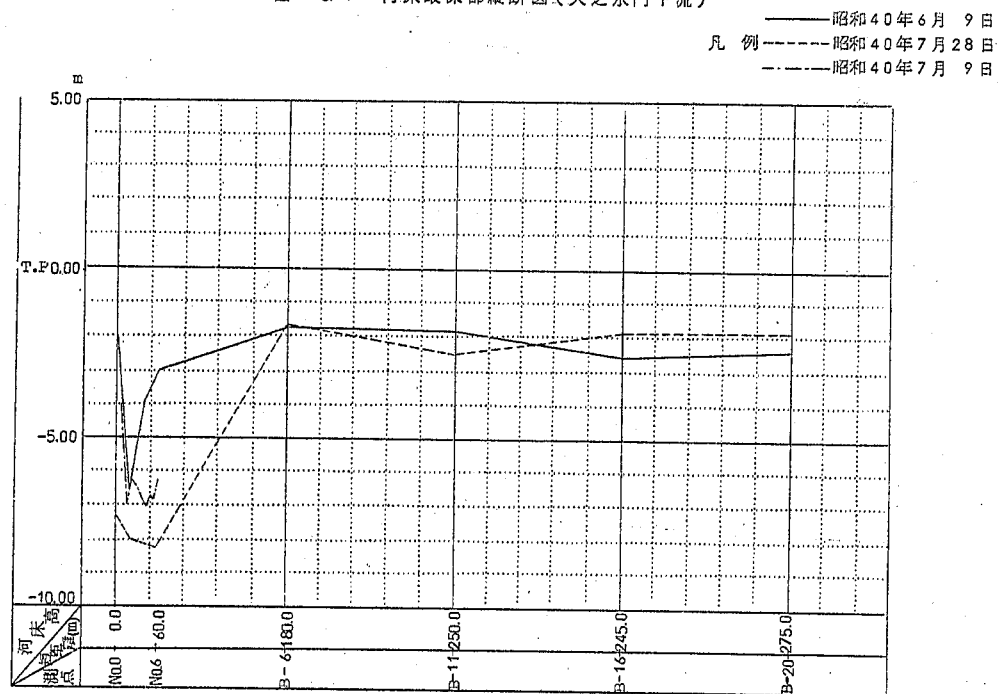


图-5.4 河床最深部縦断面(大芝水門下流)



ii) 補給土砂の減少

iii) 水門下流部の水位低下による落差増大

の3つであるが、このうちi)は減勢工の模型実験によって、計画流量に対し検討されたものであり底層流速がほぼ一定となりかつ3m以下になるところまで保護するという考え方によって決定された。従ってこの場合考えられることは、流速分布が実物と模型で相違したのか、3mの流速では未だ不十分なのか、或は保設工の末端部で構造物と河床材料の抵抗が違うために乱れが生じ掘れ出すと、それが助長される傾向をもつためか、などいろいろなことが考えられる。これらは、土屋義人氏の研究（水門下流部における洗掘限界に関する研究、土木学会論文集第82号、昭和37年6月）などの結果も参考にして、今后更に研究を進めて行くべきものと考ええる。

次にii)の補給土砂の減少の問題があるが、水門上下流の掃流砂量を計算により比較すると表-5.3の如くになり、上流からの流入土砂量34,816 m^3 に対し下流からの流出合計は11,681 m^3 となり、この区間に差引23,135 m^3 堆積したことになる。つまり、計算された掃流砂量が実際の移動量と大差がないならば、上流からの補給砂量は十分あるわけであり、水門下流洗掘の直接的な原因とはならぬわけであるが、ただしこれはこの区間の河道がかなり安定している時の話で、現在局部的な堆積が進行中であるならば、水門下流洗掘の原因ともなり得る。これは次の放水路の河床変動において考察してみよう。

最後にiii)の水位低下は、下流の工兵橋量水標地点の水位が、模型実験に使用した時に比べて約30cmの低下を示しているとのことで、この低下は主に下流部の河床低下に起因すると考えられる。この水位低下は、水門上下流間の落差を増大せしむるから、模型実験に比べ、現況は条件が悪くなっているといえる。

b 放水路の河床変動

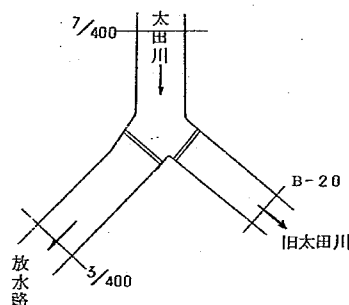
杆標3/300より上流の各区間の変動量が判明しているので、これと、流砂砂量計算による推定変動量との比較をおこなった。

計算条件は次のとおりである。

表-5.3 掃流砂量計算値

洪水月日	7/40	3/40	B-20
5月26日	1,152		1,526
6月20日	6,426	1,016	1,300
7月13日	2,267	454	664
7月18日	5,133	851	1,127
7月23日	20,990	3,159	3,110
合計	35,968		7,727
5月洪水を除く 水計	34,816	5,480	6,201

図-5.5



$$(1) \text{河床変動量 (} m^3 \text{)} = \frac{(\text{上・下流断面流砂量の差})}{(\text{土砂の乾燥密度})}$$

(2) 掃流砂量は佐藤, 吉川, 芦田公式による。

(3) 浮遊流砂量は考慮しない。

(4) 水理量は計画断面による不等流計算結果を使用する。

(5) 不等流計算は, 400m 間隔, 径深は, 低水路と高水敷を分けて考慮し, 粗度係数 $n = 0.0261$ とする。

(6) 流量ハイドログラフは, $200 m^3/s$ 間隔の階段型に近似させて継続時間を求める。

(7) 掃流砂量の計算は, 低水路と高水敷に分けて行なう。

以上の計算結果を測定の結果と比較すれば次のようになる。

横断測量より(通水前~7月28日)計算値(6月20日~7月23日)

断面1~断面14	-9,700 m^3	-
断面14~5/00	5,684	-1,960 m^3
5/00~4/60	4,880	2,374
4/60~4/20	4,515	1,954
4/20~3/80	1,415	1,190
3/80~3/40	3,983	2,379
計	12,777	5,937

この結果からみると, 変動量は比較的合っているといえる。水門下流の洗掘量は計算値には入っていないが, この土砂はこの区間に堆積したものであると思われるが, 実測では各区間の堆積量が多くなっている。

しかし, 測量間隔が100mであるから, 実測とはいってもかなりの誤差が含まれていると考えられるので, 早急な断定は危険であり, 今後さらに調査を続ける必要がある。

縦横断測量による最深河床変化を示すと図-5.6の如くであり, 最深部は昭和39年浚渫時に比べてかなり下がっているが, 一方通水前と昭和40年7月の測量との河積を比較した図-5.7では, 逆に祇園水門直下流を除いた大部分で堆積傾向にあり, 心配がない様に見えるが, 最大洗掘深が増大していることは, 局部的な水の集中があり, 蛇行が発生していることを意味する。太田川工事事務所においても, このことを指摘しており, 今後の対策を研究せねばならない。

前に述べた水門下流の洗掘と他の河道の河床変動との関係を調べるために, この区間での横断測量から変動量を求めてみる。

大芝水門下流は, 6月9日~7月28日の変動が断面6から断面20までの間に+1870 m^3 である。

祇園水門下流は, 7月21日からの測量しかないので一応7月21日~7月28日として断面12までの変動量は+3211 m^3 である。水門より上流区間では6月9日~7月28日の測量がないのでこれだけを流送土砂量の計算値と比較すれば図-5.8の如くになり, 流出入の差17,300 m^3 のうち水門より上流部に

图 5.6 放水路河床最深部縱断面

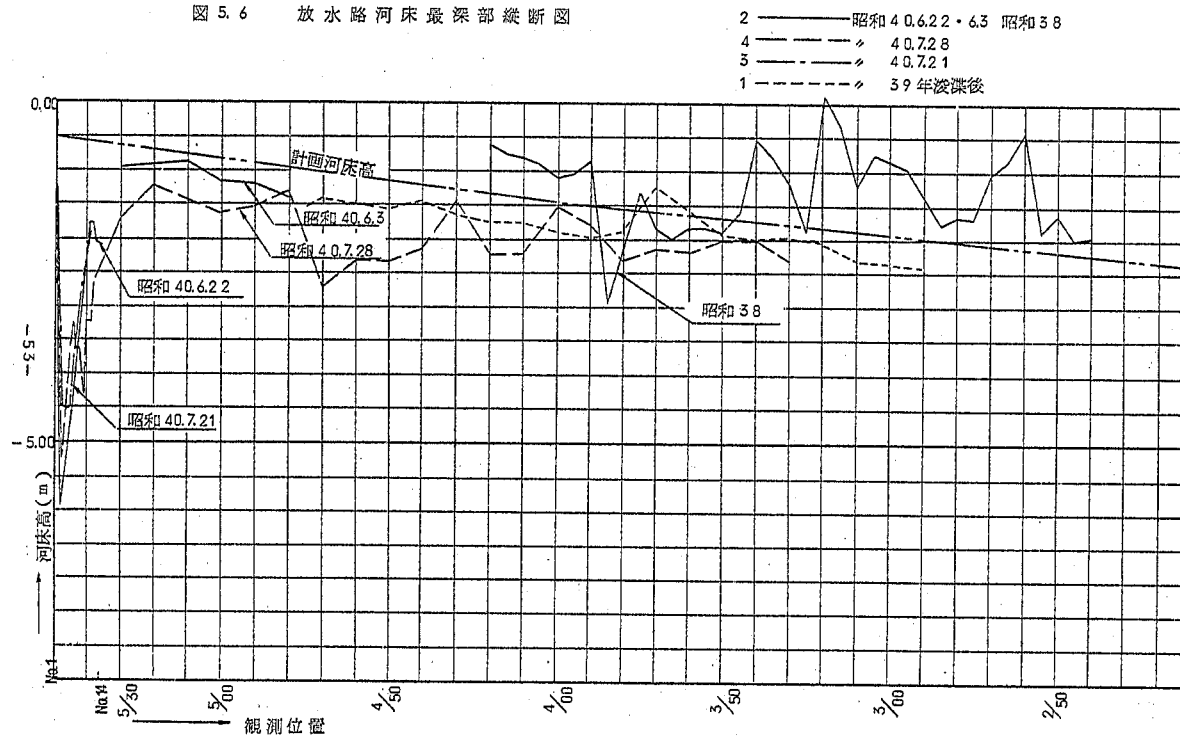
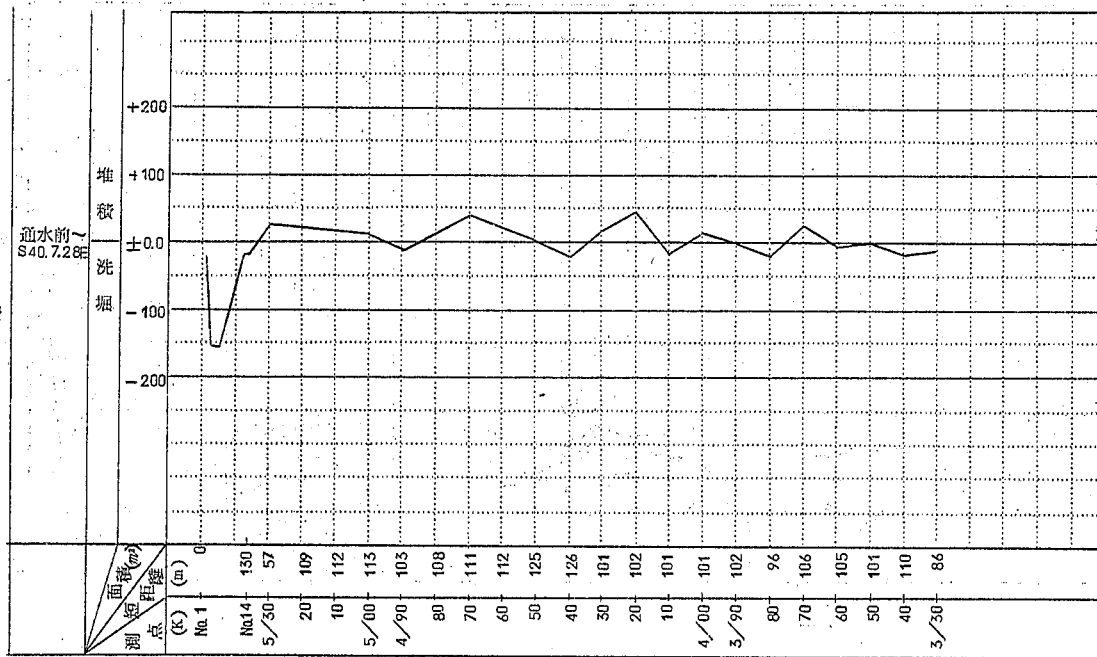
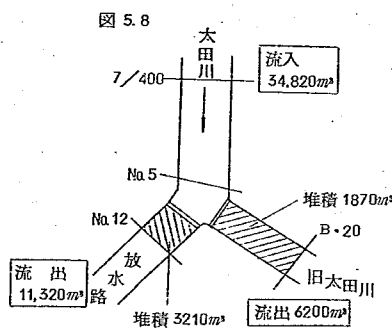


图 5.7 放水路河床变动量





12,220 m^3 堆積したことになる。
水門より上流部での測量結果がないので比較ができないが、現在の河状はかなり上昇しているということであり、通水前と比較すれば両水門より上流65までの区間で15,300 m^3 の土砂堆積を見ており、局所的な水門上下流の

(6) 調査のまとめ

本年度人工水路に関する調査研究としてとり上げられた5河川のうち、資料の提出のあった

のは豊川を除く4河川で、これらについて、計画の概要と河床変動に関する問題点を指摘した。豊川については技術研究会当日に担当事務所から説明されることとなっている。大曲捷水路と関屋分水については、未だ計画中であったり、施工中で、観測等の直接的な調査は少ないが、しかし上流からの流砂量は、これら河道の安定を決めるのに重要な要素であるから、なるべく早く観測を行って現状を把握することが望ましい。また今後この様な放水路を計画される場合、かなり多くの共通の問題点がある様に思われるので参考の一助にもと紹介した次第である。

太田川は通水後間もないにも拘わらず、出水によって多少の被害を生じ、河床変動に対する調査研究が急がれているが、特に堰周辺の局所変動が問題である。横断測量、及び流送土砂量の計算によってこの附近の河床変動の機構がある程度解明されてきており、水門上流部の河床変化や、流砂量の実測等によって、さらに有益な成果が期待できよう。

6 お わ り に

河川の計画をたてる場合に、水の流れについて検討することは当然のことであるが、水の流れに伴う土砂の動きについても十分に把握しておくことは、出水時に直接目で見ることができないものだけに一層重要なことであるといえる。

昨年度は担当した河川ではどこでも手軽に流砂量の計算が行われ、その結果流砂量観測の必要性がクローズアップされた。本年度は、そのために多くの河川において流砂量の実測が普及してきた。この事実だけでも河床変動に関する研究が広く根をはって軌道にのってきていることが確認される。流砂関数に関する理論的追求とあいまって今後数年間継続される流砂量の観測結果が大いに期待されるところである。

今年度はこの他に人工水路の設計法を確立するために、人工水路の河床変動に関する総合的な調査が開始された。今年度は計画中のものまで含めて5河川についての報告がなされたが、いろいろの問題点が、改めて実例をもって指摘されたことは大いに有意義であったと考えられる。

これに関する調査研究も今年から当分の間継続されることになるであろう。

（土木研究所 河川研究室 土屋 須賀）