

石狩川中流部における河床変動に関する一考察

——流砂量の観点からみた奈井江・江別間河床の将来変動、
とくに月形における篠津運河頭首工の影響について——

水 工 研 究 室 技 官 山 岡 勲
石狩川治水事務所 “ 谷 口 雅 宥
 “ “ 植 原 茂 次

要 旨

河川の浮遊流砂量ならびに掃流砂量の近似計算法を用いて、河床変動量を計算する佐藤博士の提案¹⁾を石狩川に応用したもので、現河道と年間出水曲線とにより、将来の河床変動量を近似的に算定した。あわせて流心距離 55.4 km 地点に篠津運河に対する取水堰堤を設置した場合の、上記変動量との差異をも算定した。この結果、頭首工設置の影響はその下流 7.0~8.0 km におよぶが、下流 1.4 km にわたって約 40 cm の洗掘量を最大として順次洗掘量は小さくなり、ほとんど實際上支障ないものと考察された。さらにこの計算法が、河床の変動機構、すなわち、河川が平衡状態に至ろうとする過程を説明するための有力な手段であることを示し、河川計画における将来河床の推定解析に対する一方法について考察を試みたものである。

I. ま え が き

河川のある断面における流送土砂量が、その上流断面の流送土砂量よりも大なるときは、その断面区間内の河床は洗掘され、小なるときには区間内に堆積を生ずる。かような河床の動き方を予測することは、治水上からもまた利水上からもきわめて重要なことであるが、これを流送土砂量の観点から算定する場合、その流砂量算定について種々提案されてはいるけれども、まだ適確な方法とはいえず、そのために河床変動を論じることは非常に困難である。

最近浮遊流砂量ならびに掃流砂量の理論的な解析および実験式がいろいろと示され、実際河川に適用した場合の近似計算法も示されているが²⁾、石狩川に応用した場合の計算を示し、さらに現在計画されている篠津運河頭首工を設置した場合の河床変動が、設置しない場合のそれに対していかなる差異を示すか、また石狩川の各所で施工した捷水路が、河相論的にみて現在いかなる影響を与えているかを把握しようとした。

さらに河川変動機構を解析しつつ、石狩川の河道がいかなる方向に進まんとしているかを推測するとともに、この計算法を図式計算化することによつて簡便化し、実際河川への適用を便ならしめた。しかしながら、ここに用いた方法は河道の縦断的および横断的な形については、解析を進めているが、河川の蛇行などの平面的な要素を考慮してはいないので、これらについては今後の研究が必要と思われる。

II. 流砂量公式と河床変動量の計算法

1. 浮遊流砂量ならびに掃流砂量

流水によつて土砂が輸送される場合、その運動形式としては浮遊によるものと掃流によるものとがある。前者の運動を起させる原因は流水の乱れによる渦動拡散現象であり、後者に対しては砂粒にはたらく流水の乱れによる揚圧力に着目する理論と、砂粒におよぼす流水方向の抵抗力を主とする理論とがある。

(1) 浮遊流砂量 (厳密解)

浮遊土砂の濃度分布としては, Rouse²⁾, O'Brien³⁾ 等によつてつぎのような解が与えられている。

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{H-z}{z} \cdot \frac{a}{H-a} \right)^{z_0}, \quad z_0 = \frac{w_0}{\kappa U_*}, \quad U_* = \sqrt{gHI} \quad (1)$$

$$\frac{C}{C_a} = \exp \{ -w_0(z-a)/\varepsilon_z \} \quad (2)$$

ここに

C : 底面から z の距離の点の浮遊土砂の濃度

C_a : 底面から a の距離の点の濃度

H : 水深

w_0 : 浮遊土砂粒子の沈降速度

κ : カルマンの普遍常数, 純水の場合 $\kappa=0.4$

g : 重力の加速度

I : 水面勾配

ε_z : 渦動拡散係数

浮遊土砂の全輸送量を求めるには, 濃度と流速との積を $z=a$ から H まで積分すればよい。この場合 a としては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 の値をとる。

Lane および Kalinske⁴⁾ は濃度分布として (2) と流速分布として

$$\frac{u}{U_*} = 1 + \left(1.70 \sqrt{g n H^{-\frac{1}{6}}} \right) \left(1 + \log_e \frac{z}{H} \right) \quad (3)$$

とを用いて

$$q_s = q C_a P \exp (15 a w_0 / H U_*) \quad (4)$$

なる全輸送量を導いている。ここで u : 底面から z の距離の点の流速, n : Manning の粗度係数, q_s : 単位幅当り単位時間に輸送される土砂の容積, q : 単位幅流量, P : $n/H^{\frac{1}{6}}$ および w_0/U_* の函数であらわされる値である。

Einstein⁵⁾ は濃度分布として (1) を用い流速分布としては

$$u = 5.75 U_* \log_{10} (30.2 z x / d_{65}) \quad (5)$$

を用いて

$$i_s q_s = 11.6 U_* C_a a (P I_1 + I_2) \quad (6)$$

を提案した。ここで

x : $d_{65} U_* / 11.6 \nu$ なる値の函数値

d_{65} : 土砂粒度分布において累加百分率 65% に対応する粒径

ν : 動粘性係数

i_s : 与えられた粒径範囲の土砂が浮遊土砂量において占める割合

であり, P は x および d_{65}/H , I_1 , I_2 は z および a/H の函数である。

(2) 浮遊流砂量 (近似解)

実測の結果によると, 河川断面全体についての単位時間の浮遊土砂量 Q_s と流量 Q との関係は, つぎの式であらわすことができる。

$$Q_s = \alpha Q^n \quad (7)$$

α は主として河床材料, n はほぼ一定の数値であると考えられ, Missouri 河・Red River・斐伊川・信濃川旧川

などの実測結果より $n \approx 2.0$ が得られている¹⁾。

吉川博士が理論的根拠を検討した結果では⁶⁾

$$q_s = \eta H^2 I \exp[-(w_0/U_*)^2], \quad \eta = \text{const} \quad (8)$$

なる関係があり、実際には $(w_0/U_*)^2 \approx 0$ としてよいから式(8)は

$$q_s = \eta H^2 I \quad (9)$$

となり、Chézy の流速公式を適用すると

$$q_s = \eta' \frac{q^2}{H}, \quad \eta' = \text{const} \quad (10)$$

幅 B の広い矩形断面においては

$$Q_s = \eta' \frac{Q^2}{BH} \quad (11)$$

が得られる。

(3) 掃流砂量

掃流形式による土砂の運動機構に対しては、前述のごとく流れ方向にはたらく抵抗力を主として考えるものと、砂粒にはたらく乱れによる揚圧力を考えるものの二つに分けられるが、前者には Kalinske の理論、後者には Einstein の Bed-load function、佐藤・吉川・芦田公式などがある¹⁾。ここでは最後の公式を用いた。すなわち、単位幅・単位時間当り掃流砂量 q_B は次式によつて与えられる。

$$q_B = \varphi F \frac{\tau_s}{\tau_s - \tau} \tau U_* \quad (12)$$

ここに

$$\varphi: n \geq 0.025 \text{ に対し } \varphi = 0.62, \quad n \leq 0.025 \text{ に対し } \varphi = 0.62 \left(\frac{1}{40n} \right)^{3.5} \quad (13), (14)$$

F : τ_c/τ の函数値

τ : 掃流力 ($=wHI$)

τ_c : 限界掃流力

τ_s : 砂粒子の比重

τ : 水の比重

実際河川においては、 $\tau/\tau_c > 5$ とみられるから $F \approx 1$ として

$$q_B = \varphi \frac{\tau_s}{\tau_s - \tau} \tau U_* \quad (15)$$

$n \geq 0.025$, $\tau_s = 2.60$, $\tau = 1.0$ とすれば式(15)は以下のごとくなる。

$$q_B = \tau U_* \quad (16)$$

$$\text{または } q_B = w \sqrt{g} (HI)^{\frac{3}{2}} \quad (17)$$

幅 B の広い矩形断面においては、河幅全体に対する掃流砂量は

$$Q_B = w \sqrt{g} B (HI)^{\frac{3}{2}} \quad (18)$$

流速公式として Manning 公式を用いれば

$$Q_B = w \sqrt{g} B^{-2} n^3 Q^3 H^{-\frac{7}{2}} \quad (19)$$

が得られる。

以上のごとく、Bed-material load⁷⁾はその点における水理量によつてその輸送量が規定されるが、Wash load は河床を構成している砂礫とは無関係であるから、その輸送量を把握することは困難である。

2. 実際河川における河床変動量の逐次計算法

実際河川において出水による土砂流送量の面から河床変動量を計算するには、各断面における Q_s ならびに Q_B の量を算定する必要があるが、実際に適用するに対し、簡便なる方法ということも必要条件と考え、式 (11) によつて Q_s を式 (19) によつて Q_B を計算することとする。

式 (11) および (19) の Dimension は kg/sec あるいは m^3/sec であらわされるから、ある二つの断面間の Q_s あるいは Q_B の差を、その出水期間の間積分すれば二断面間における洗掘量または堆積量が得られる。すなわち

$$\int_0^t (Q_{s_1} - Q_{s_2}) dt \quad \text{あるいは} \quad \int_0^t (Q_{B_1} - Q_{B_2}) dt \quad (20)$$

また両者を加えて

$$\int_0^t \{(Q_{s_1} + Q_{B_1}) - (Q_{s_2} + Q_{B_2})\} dt = \int_0^t (Q_{T_1} - Q_{T_2}) dt \quad (21)$$

ここで添字 1, 2 は任意の断面 1 および 2 をあらわし

$$Q_T = Q_s + Q_B \quad (22)$$

とする。実際には流出量 Q はたえず変化しているので、 Q_s および Q_B の値も刻々に変化する。しかしこれでは計算が非常に困難であるため、年間の出水曲線を何種類かの流量に分割し、ある T_Q なる期間は一定の Q なる流出が続くものとする。また河床高の方も最初に与えられた初期条件がある一定期間 T_z ($T_z \leq T_Q$) の間は変化しないものと仮定し、 T_z の終了したときにあらたな河床高がつぎの期間の初期条件となるものとする。以下、河床変動量計算をより簡易にするために採用した方法について述べる。

(1) 断面形状

現実の河川は矩形断面でなく水位の大なるほど幅の拡がる断面をもつ。したがつて各々の流量に対する計算を矩形断面として行い、そのときの幅を各水位に應ずる水面幅とすれば、各流量に対する計算上の河底はたがいに異なつた値となる。したがつてかように異なつた値を得る河床高に対し、その変動量を加味した状態を比較することは非常に困難であるから、各断面毎にある一定の幅をもつ矩形におきかえ、河床高の初期条件としてはいかなる流量に対するものも一定の値をもたせるものとする。

各断面の一定幅員の定め方としては種々考えられるが、極度に大流量・小流量に対するものを採用するときには各々幅員の過大・過小を来たして適性を欠く。それで河床変動を論ずるという見地から、式 (21) によりあらわされる洗掘あるいは堆積量に大なる影響をもつ流量に対する現実断面の水面幅をもつて、その断面の矩形幅とすればよい。したがつてこの幅を用いたときに得られる計算河床高を現在河床 (原河床) と名づける。

(2) 河床変動量の考え方

河床変動量は計算二断面間の平均変動量としてあらわすものとする。いま任意の断面 I および II 間の底面積を F とすれば、変動量 Δz_1 は

$$\Delta z_1 = \frac{\int_0^t (Q_{T_1} - Q_{T_2}) dt}{F} \quad (23)$$

により得られるが、 Δz は断面間の値として与えられるため、計算断面に対しては河床高が不連続となる。したがつて Δz を考えたその断面の変動後の河床高を定めることを考えれば、最も単純には断面 I, II および II, III 間の中点に相適する断面 I' および II' の河床高 z'_1, z'_2 に変動量 $\Delta z_1, \Delta z_2$ を加えて変動後の河床高とすればよい。しかしこの方法では計算断面として I, II, III, …… なるものと、その中間の I', II', III', …… とを各計算毎に交互に繰返し用いなければならぬことになる。したがつてここでは計算を簡単にするために、区間内の変動量を区間下流端で加味することとする。この場合各断面間の距離を同一にとるならば、中間点において変動量を加味し

た前述の方法にくらべて 1/2 位相下流側にずれた形となるが、計算誤差としては両者いずれも差異は大きくないであろう。

III. 石狩川における全流砂量 ($Q_s + Q_B$) による河床変動量の計算

1. 概 要

本章以下においては、前述の河床変動量計算法を石狩川水系石狩川中流部に応用し、出水による河床変動がいかなる状態で行われているかを解析し、55.4 km 地点に取水堰堤を設置した場合との差異を比較しながら、石狩川における河床変動機構の究明、さらに本計算法の簡易化について考察を進める。

石狩川の流域面積は 14,400 km²、流路延長は 323 km であるが、計算区間は 55.4 km を中心とした上・下流各約 30 km、すなわち、26.6 km より 77.5 km とした。この間には図-1 に示すごとく、現在までに施工された 12 個の捷水路を含んでいる。なお水位・流量関係の明らかにされている地点は 26.6 km, 55.4 km, 58.75 km の三地点である。

2. 浮遊流砂量係数と粗度係数

古谷・服部両氏の報告によると⁹⁾、石狩川の 55.4 km 地点における浮遊流砂量は式 (7) の形にあらわした場合、下の式で示される。

$$Q_s = 0.00081 Q^{1.92} \quad (24)$$

これを上の報告資料の断面数値により式 (11) の形にあらためれば

$$Q_s = 0.0848 \frac{Q^2}{BH} \quad (25)$$

となる。ここで式 (24) の指数 1.92 を近似的に 2.0 とし、断面は幅の広い矩形とおきかえた。

粗度係数については、55.4 km 地点における現在までの流量観測資料により $n=0.027$ と算定したが、石狩川の場合掃流砂量はあまり大きくないので、表-1 に示す河床材料の分析結果より粗度係数に対し流砂ある場合の取扱いのをした場合も上の値とはほぼ同じになった。なお表-1 は当所水工研究室 (星野技官担当) で昭和 29 年に調査したものである。

表-1 石狩川河床材料分析表

番 号	河口からの距離 (km)	平 均 粒 径 (mm)	混 合 比	粒 径 0.4 mm 以下 の 重 量 (%)	最 大 粒 径 (mm)
1	56.1	12.58	0.679	3.65	30
2	55.2	15.80	0.803	2.89	40
3	50.8	9.12	0.537	2.84	30
4	49.5	10.46	0.836	12.70	30
5	47.0	8.47	0.684	10.31	20
6	44.5	6.52	0.478	6.08	20
7	43.5	11.89	0.663	5.08	30
8	42.5	4.08	0.338	5.62	15
9	39.4	2.12	0.269	43.10	5
10	36.3	9.02	0.587	4.24	20
11	33.5	4.44	0.480	2.88	15
12	30.7	1.18	0.353	14.35	2
13	27.0	5.88	0.533	2.53	15
14	25.2	6.08	0.577	3.70	15

ここで、混合比とは篩分け累加曲線の平均粒径以下の%と以上の%との比。
最大粒径は総重量の 90% が通過する篩目の最小寸法であらわした。

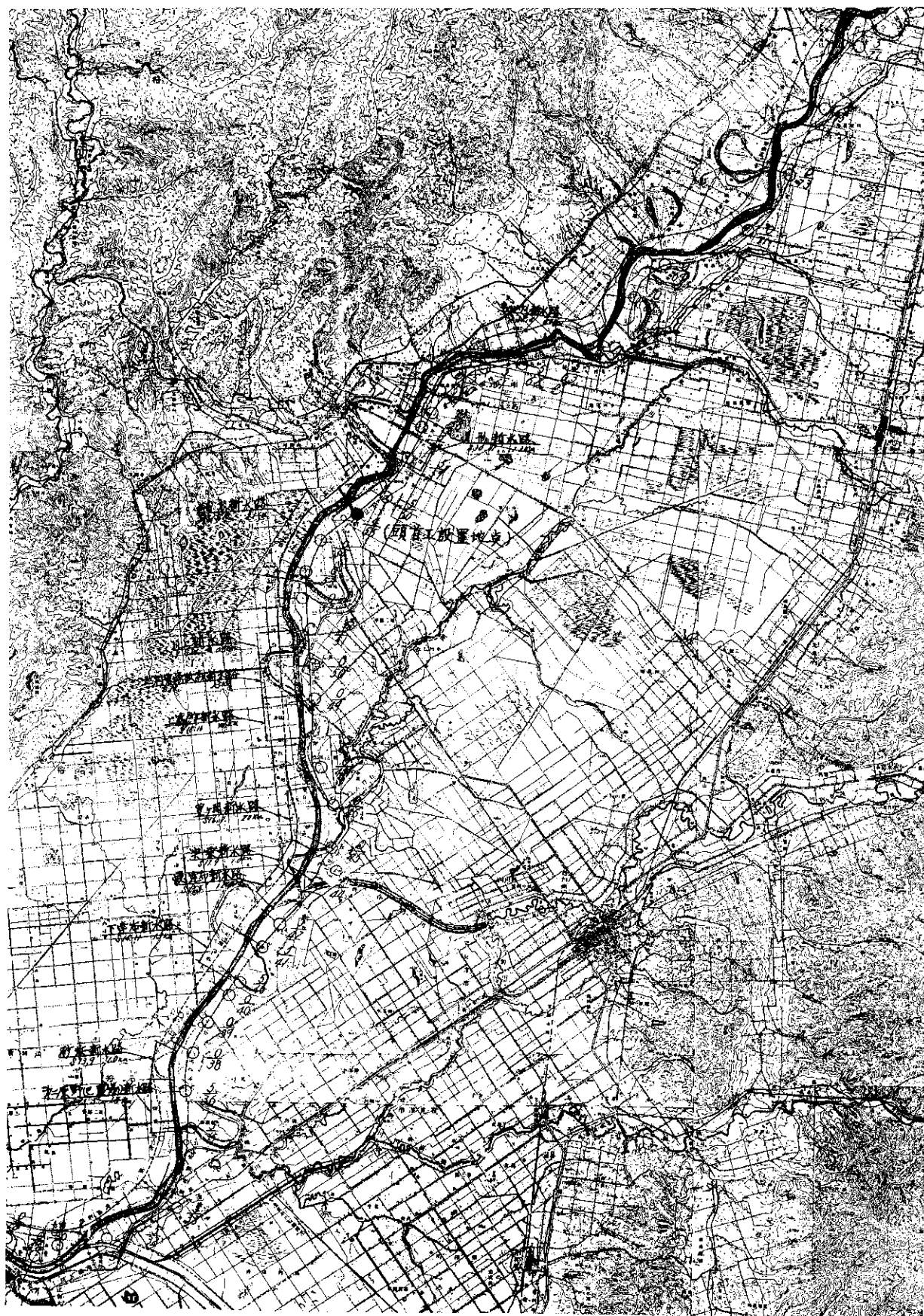


圖-1 平面圖

3. 捷水路と旧水路への流量配分

計算区間には前述のごとく 12 個の捷水路を有しているが、その通水年月等を示せば表-2のごとくである。

表-2 石狩川中流部捷水路一覧表

捷水路名	河口からの距離 (km)	捷水路長 (km)	通水年月 (昭和)	旧河道上流端の 状 況
第二原野	35.5	1.5	13. 5	閉鎖
砂浜	37.0	1.0	13. 9	"
下達布	40.5	1.5	14. 11	"
幌達布	43.5	1.2	17. 5	"
穴栗	44.5	1.0	17. 9	"
豊ヶ丘	45.5	2.0	16. 7	"
上篠津	48.0	1.5	18. 10	"
狐森	49.5	1.53	24.	開放
川上	51.0	0.8	24.	閉鎖
桔木	52.5	2.13	15. 10	"
月形	57.2	1.3	30. 11	開放
札比内	64.0	0.8	32. 4	"

これらの中、大部分はすでに旧水路を締切つて通水不能になつているが、狐森・月形捷水路等今なお両方を流過しているものもある。したがつて特にこの新しい捷水路に対し各旧河道への流量配分を考えた場合、二、三種の流量についての計算結果では約 10% の流量が旧河道を流れる。流量の小なる場合は旧河道への配分流量も小さくなるが、このときは全流量そのものも絶対量が小さいので流砂量も小さくなるから、同じく 10% だけ旧水路を流れるものとして計算しても誤差は大きくならない。

4. 現在状態における各地点の土砂輸送能力の比較

現在における河床状況で (26.6~66.5 km は昭和 32 年測量, 66.5~77.5 km は昭和 30 年測量), 数種の流量に

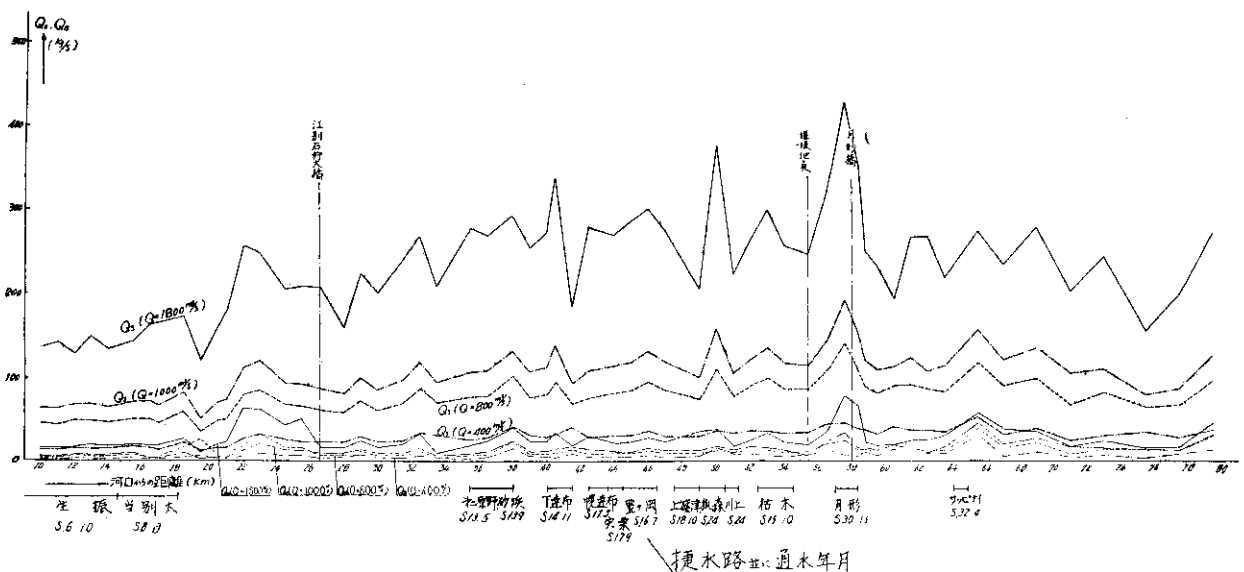


図-2 掃流ならびに浮遊流砂量図

現状において各種流量に対するもの

Q_s : 浮遊流砂量 (kg/s) Q_D : 掃流砂量 (kg/s)

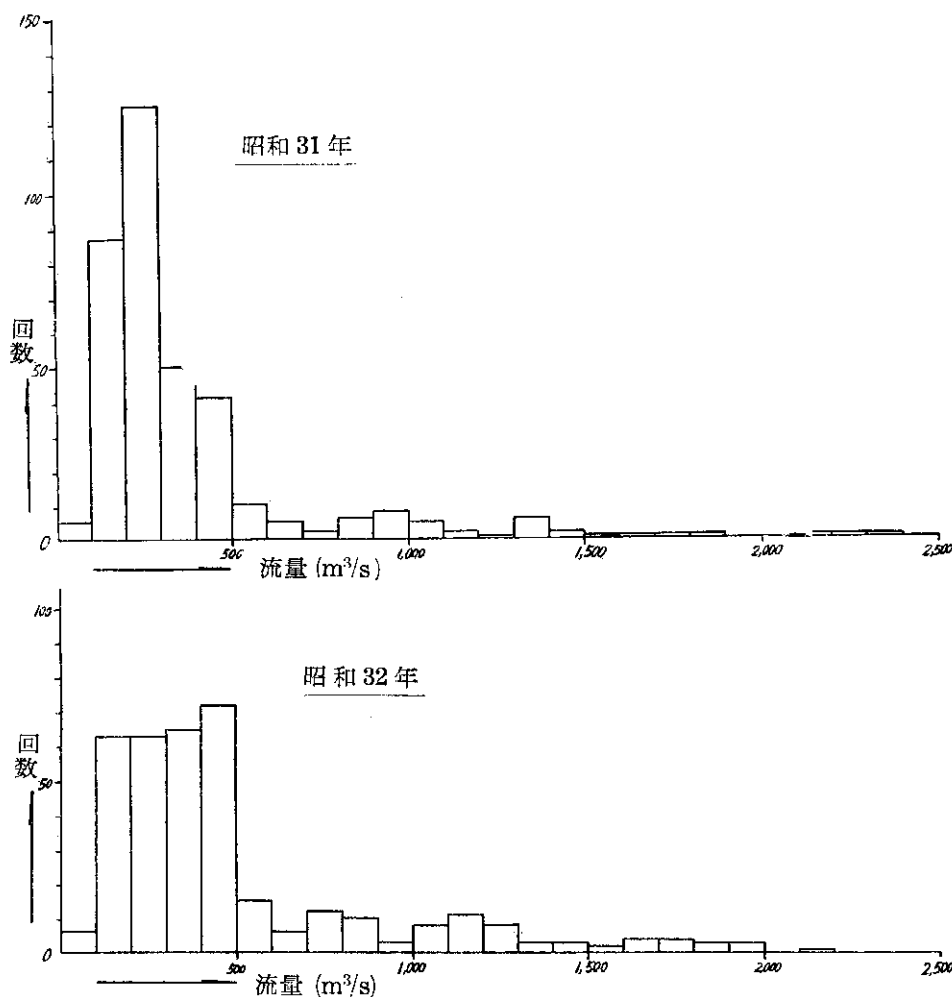


図-3 流量頻度曲線 (55.4 km 地点)

対し計算区間の各点において浮遊流砂量・掃流砂量を各々計算した結果は図-2に示すとおりである。ここで流量 $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ は 55.4 km 地点において年に 5 回前後起る小洪水であり、 $250 \text{ m}^3/\text{s}$ は最多流量である。なお図-3 は 55.4 km 地点における昭和 31 年と 32 年の流量頻度曲線を示す。

図-2 から現在状態の河床についていえることは、全区間を縦断的にみた場合、すでに捷水路工事を行つてから相当年月を経たものをも含めて、自然河道部においては土砂運搬能力はほぼ一定とみることができるが、捷水路の影響がまだ著しく残っている所がある。すなわち、下達布捷水路 (40~42 km)・狐森捷水路 (49~51 km)・月形捷水路 (57~58.5 km) 付近である。このためこれらを中心としたこの付近の河状変化は更に起るものと推定される。堰堤計画地点は上記月形捷水路の直ぐ下流にあつて、土砂輸送能力はこれと比較して非常に落ちているため、現在においても堆積する傾向にあるものと想像される。なお全体的に掃流砂量は浮遊流砂量の $1/10$ 程度の値である。

5. 河床変動量の計算

(1) 等価矩形断面幅の決定

すでに述べたごとく河床変動量計算をするためには、計算各地点において幅の一定である矩形断面に置換して考える必要がある。いま年間の出水曲線 (昭和 32 年を例にとる) と Qr の平均的な値を用いれば表-3 のごとく

表-3

Q (m^3/s)	Q_T (kg/s)	D (出水期間日数) (days)	$Q_T \cdot D$	Q (m^3/s)	Q_T (kg/s)	D (出水期間日数) (days)	$Q_T \cdot D$
1,800	250	27	6,750	400	30	168	4,890
1,000	100	26	2,600	250	20	75	1,500
800	80	74	5,900				

なる。この表より流量が1,800 m^3/s から 800 m^3/s 程度までを重視できるとみられるから、1,000 m^3/s に対する実際断面の不等流計算により得られる水面幅をもつて各断面の矩形幅と定める。同一の流量に対しても断面により Q_T の値は異なり $Q_T \cdot D$ の値も同様に異なつて来るため、1,000 m^3/s をもつて代表させることはかならずしも妥当とはいえないが、計算を簡単にするため全区間にわたつて上記のごとく定めた。なお他の流量に対する水面幅と比較してみると、計算区間内では数箇所を除いて多少の差にとどまる。

(2) 年間出水曲線と流量の分割

現在河床に対し将来の変動量を推定するためには、年間の出水の型を想定する必要がある式 (21) あるいは (23) のごとく、各断面間の流砂量の差と出水期間の相乗積により変動量が得られるから、単に流量の大なるものが変動に関与するわけではない。石狩川の場合、春の融雪出水以後は渇水期が続き、8、9月に数度の中洪水があり、ふたたび冬期間の渇水状態が続くという一定の型があるが、想定出水曲線としては同一種類のものを何年も繰返し適用することは変動量にかたよりを生ずると思われるので、過去の出水曲線を昭和32年から順次さかのぼつて適用することとする。

これらの出水曲線を II 第2節で述べたごとく、計算を簡便ならしめるため、数種の流量に限定して分割したものが図-4である。

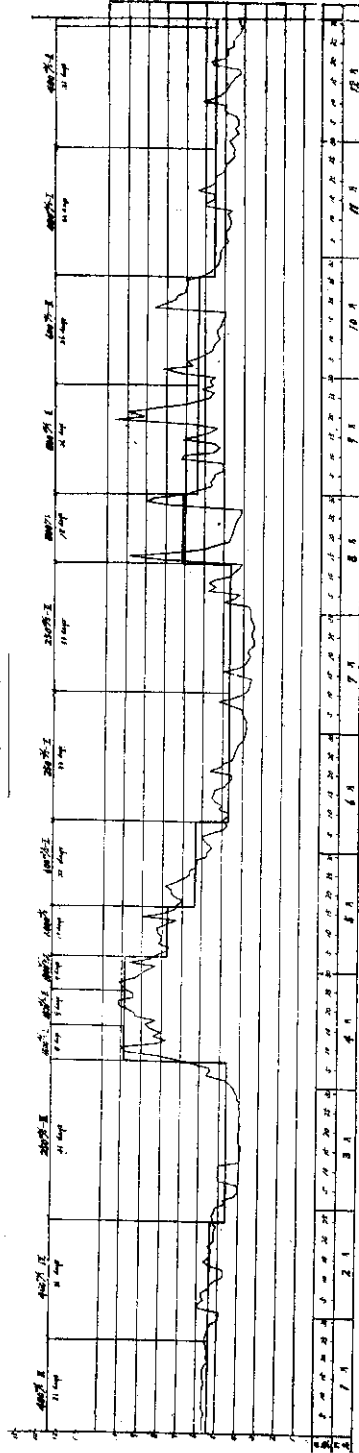
(3) 河床変動量の計算

時間的な計算始点は 55.4 km 地点に堰堤を設置した場合の比較を考慮し、堰堤施工計画によると融雪出水直前に施工を完了する予定であるので、この出水より順次河床変動量を計算して行くものとする。なお前にも述べたが、河床高の初期条件は $T_z (\leq T_Q)$ の間は一定であると仮定するが、 T_z はある流量 Q の継続する期間 T_Q の間で、変動量計算を行うために T_Q を細分した期間、式 (11) および (19) から想像されるように、同一の流量が続いても河床高の変化 (すなわち水深の変化) を生じれば、 Q_s および Q_B に変化を生じて新たな釣合関係を要請する。したがって最初の河床高を T_Q の終端で変動量を加算して新たな河床とし、つぎの流量に対する計算をすることは計算上の誤差を大きくするため、 T_z は T_Q の間で適当に分割することが望ましい。図-4にはこの分割状態をも示した。

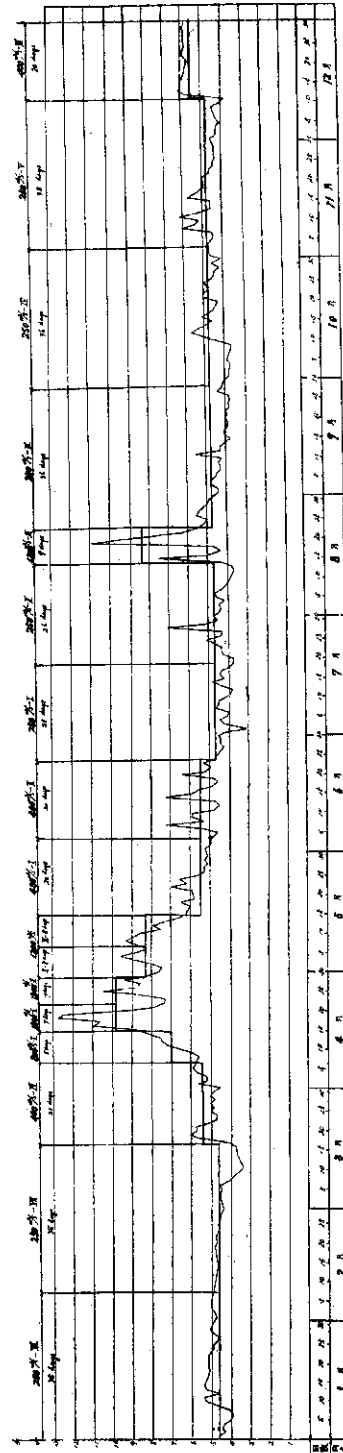
かくて現在河床をもとにし、 $Q_1=1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ の不等流計算より得られる水深 H から、式 (19) および (25) によつて各断面の Q_s 、 Q_B を求め、 Q_1 の出水期間より式 (23) であらわされる河床変動量が各断面について計算できる。この Δz を II で説明した方法により原河床に加算することによつて、 $Q_1=1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ が9日間出水した後の河床高を得る。以後はこれと全く同様な手順を経て、1年後および2年後の河床を求め得る。図-5はその変動状況を示す。

これよりみると、融雪出水により河床の変動が大きく生じる箇所は、月形捷水路を中心とした 57 km 付近、狐森捷水路を中心とする 50 km 付近および下達布捷水路を中心とする 40 km 付近などであり、これらの捷水路はまだ河状に対して影響を多分に与えていることがわかる。また流量の大なる出水において洗掘あるいは堆積の生じた箇所は、それに続く流量の小なる出水により洗掘された箇所は堆積を起し、逆に堆積した箇所は洗掘されるという現象を起す。これは今まで経験的に考えられていた事柄に一致するが、かならずしも元の河床に復元する

昭和 32 年



昭和 31 年



図—4 日水位図ならびに分割流量図 (頭首工地点)

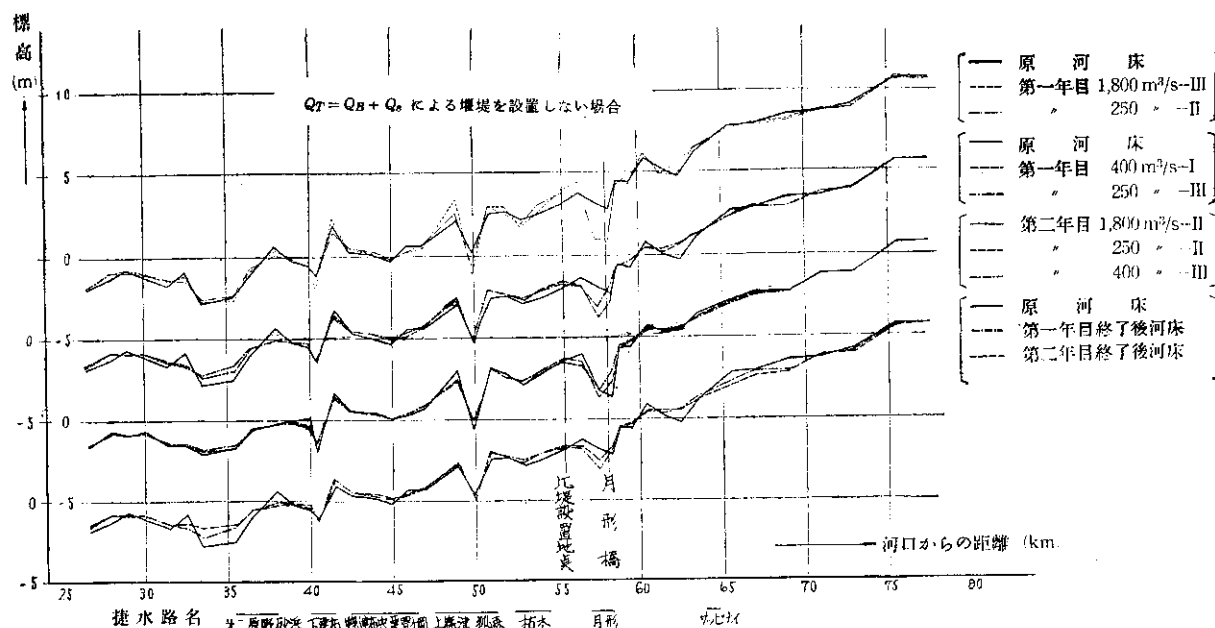


図-5 出水による河床変動図

わけではない。たとえば第1年目の最初の出水 $Q=1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ の出水期間27日を3回に分けて、9日毎に河床高を調整した場合にも、洗掘される所はあくまでも洗掘され、堆積する断面は堆積を続けるという結果を生ずる。しかし各々の変動量は各回毎に減少し河床はある一定値に近づく。他の流量の場合には、これらの傾向がまた異なつて各断面に作用する。これより考えれば、ある流量に対する河床変動はその流量に対しどの断面も流砂量を一定とする方向に河床変動を起すものと考えられる。

河床変動の安定性という事柄を考えると、式(11)および(19)であきらかなごとく、洗掘あるいは堆積などの変動を生じた場合、各断面における流砂量は変動量を増大させる方向ではなく（つまり変動が発散する方向ではなく）変動を生じた河床をある一定値に収斂させる方向に変化する。すなわち河床の変動は時間とともに減衰し消滅していく。そして流量が異なつた場合には、ふたたび新しい釣合関係を求めて新しい河床変動を起すが、この変動量も上に述べたとき変化を示す。

第2年目の出水による変動も、ほぼ第1年目と同じような変化をたどる。すなわち、第1年目の終りにおいてほぼ元に復元していた河床は、融雪出水によりふたたび大きく変動を起し、それがだんだんと回復する変化を示す。しかし第1年目および第2年目における変動が、洗掘あるいは堆積のどちらか一方の変化を示す断面は、将来においてその傾向にあることを示すものとみてよいであろう。55.4 kmの堰堤計画地点について述べれば、月形捷水路およびその直下流の洗掘影響が、堰堤地点から下流にかけて堆積現象を生じ、ほぼ4 km下流の51 km付近まで堆積される傾向にある。

ある地点における洗掘あるいは堆積などの変動は、常流の場合時間とともに下流側に移動することが知られているが⁽¹⁰⁾、石狩川の場合、各断面毎の河床の高低に非常な差異があるため、河床がほぼ滑らかな場合におけるこのような動きはみられない。そして変動を生じた点を中心として局部的に安定しようという性質がある。そのため、たとえば月形捷水路の深掘れの影響は限りなく下流にまでおよぶことはなく、上記のごとき範囲が影響圏である。これは第1年目と第2年目の河床変動を比較すれば明らかである。

6. 頭首工設置後における河床変動

前節では現在河道になんら人為的变化を加えずに、河床の将来の動きを予測したが、本節においては55.4 km地点に篠津運河頭首工を設置した場合の河床変動を論ずる。頭首工堰堤は固定堰部と可動堰部（排砂門）とにわか

れ、前者の天端標高 3.87 m (堰堤設置前の等価矩形断面に対する原河床高は 3.06 m)、後者はスパン 10 m のローラーゲート 2 門である。したがって堰堤地点の矩形断面幅は設置後における計算においては、196 m と設置前にくらべ 36 m 広がった値を使用する。しかしてこの場合における流送土砂の考え方は、掃流砂量については固定堰上流側が土砂により天端まで満たされるまでは、可動部のみにより下流に供給されるものとし、固定堰部が土砂により満杯になれば両者からの土砂供給がなされるものとする。浮遊流砂量については、このような考慮を払わず河床から水面までの水深をとり、全断面について供給されるものとする。

上の条件のもとに計算を行った結果は図-6 のごとくなる。すなわち設置後最初の融雪出水により約 20 日間 (流量 $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ として) で堰上流は土砂で満たされる。しかしこのことは、堰上流が月形捷水路を含めてある勾配をもつて一様に堆砂するのではなく、堰の直上流断面まで堆積がおよぶのみである。堰下流はこの間に最大約 40 cm の洗掘を受け、時間とともにこの変動が下流に移動する。しかし堰上流がこのような短時間で土砂により満たされるので、後は通常のごとく土砂供給が行われるため、堰堤を設置したために生ずる洗掘は約 4.5 km 下流の 51.0 km 付近より下流には移行しないようである。このことについては V において詳述する。

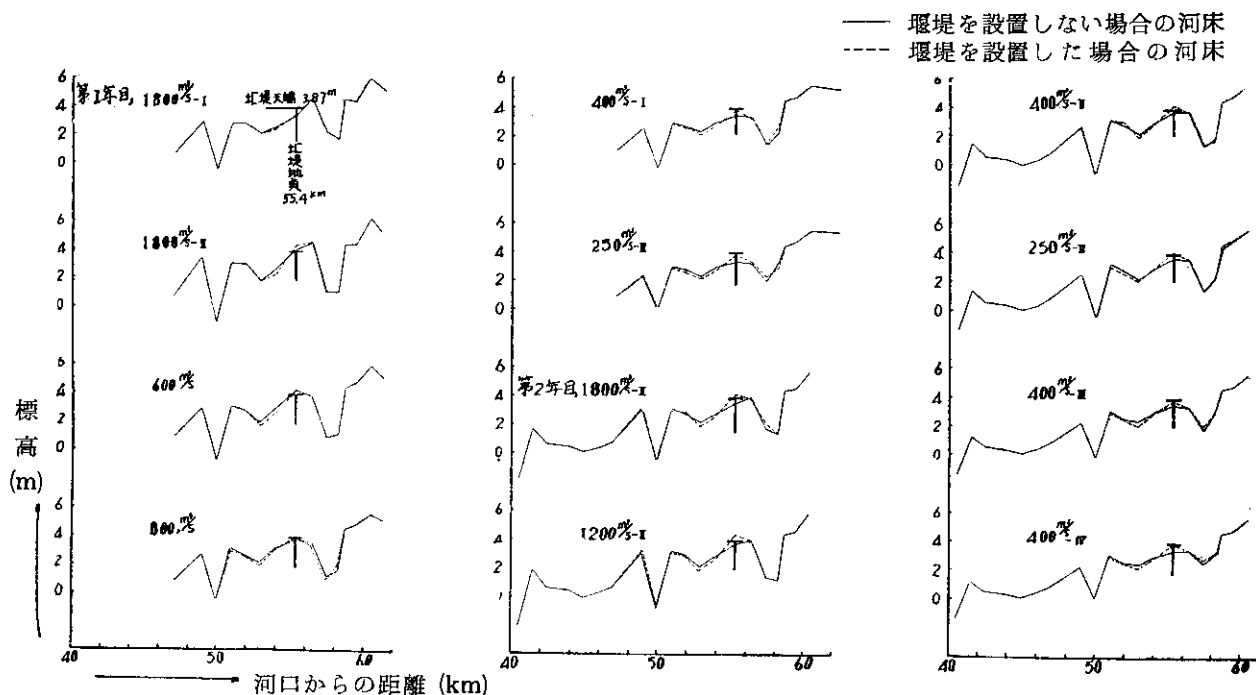


図-6 堰堤を設置した場合としない場合の出水による河床変動比較表 (Q_r による)

一方堰上流の堆砂現象は、堰設置のために生ずる背水の終端からはじまるが、堤高のきわめて低い潜堰であるため、流量の大なる場合は水面勾配に変化を来すほどの影響をもたない。したがって上流側においても、堰堤のない場合とほとんど同様な変動過程をたどり、堰堤による堆積は 56.5 km より上流においては最大約 20 cm であり、約 5 km 上流の 60.5 km 付近で影響は消える。

以上述べた事柄は、いずれも原河床から同一の時間を経た後の、堰堤を設置した場合と設置しない場合の河床に対する比較であつて、原河床に対する比較ではない。

IV. 計算の簡易化に対する二、三の考察

1. 掃流ならびに浮遊流砂量曲線の対数図式法

III において、河床変動量計算が原理的に可能なことを示したが、この方法では不等流計算、流砂量計算およ

び変動量計算の三つを河床高ならびに流量の変化する毎に繰返し行う必要があり、計算は非常に面倒である。そのため本章においてはこれらを簡易化することを考える。

いま式 (11) の関係、すなわち

$$Q_s = \gamma' \frac{Q^2}{BH} \quad (11)$$

において、 Q および B を一定とすれば、 Q_s は H^{-1} に比例する。すなわちある Q の値に対する Q_s と H の曲線が描けるはずで、この曲線上では 1 つの H の値に対し 1 つの Q_s の値が対する。式 (11) をかきあらためると

$$Q_s = \gamma' \frac{Q^2}{BH} = K_1 Q^2 H^{-1} \quad (26)$$

あるいは

$$\log Q_s = \log K_1 + 2 \log Q - \log H \quad (27)$$

となり、等流量線は $\log Q_s \sim \log H$ の両対数紙上において Q をパラメーターとする勾配 -1 の直線となる。

同様な考えで式 (19) をかきあらためて

$$Q_B = w \sqrt{g} B^{-2} n^3 Q^3 H^{-\frac{7}{2}} = K_2 Q^3 H^{-\frac{7}{2}} \quad (28)$$

あるいは

$$\log Q_B = \log K_2 + 3 \log Q - 3.5 \log H \quad (29)$$

となり、等流量線は同じく $\log Q_B \sim \log H$ の両対数紙上において Q をパラメーターとする勾配 -3.5 の直線となる。

したがって K_1 の値すなわち γ' および断面幅 B を与えれば式 (27) で示される直線が、また K_2 の値すなわち w, g, n および B を与えれば式 (29) であらわされる直線がいつでも両対数紙上に描けるわけである。各断面にお

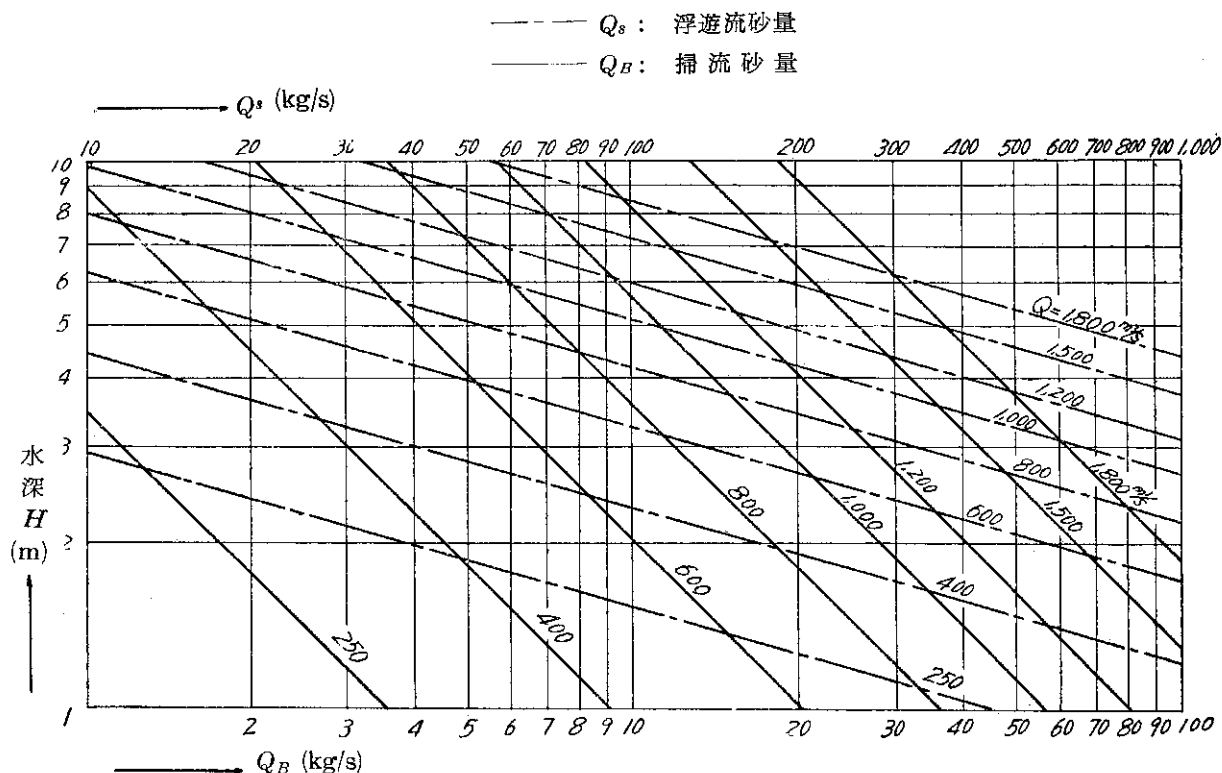


図-7 掃流ならびに浮遊流砂量曲線 (54.0 km)

いて B の値が異なるため、これらの直線は各断面毎に描く必要があるが、パラメーター Q も対数目盛に比例した変化を示し、とくに式 (27) で示される直線は勾配 -1 であるため、パラメーター Q の値の変化は、この直線に直交する直線上で Q_s 目盛と同じ変化を示す。図-7 はこれらの直線の 1 例を示したもので、これを用いることにより Q_s および Q_B の計算はきわめて容易かつ迅速に行うことができる。

なおこれらの直線が負の勾配をもっていることが、河床変動の安定性に関係していることは前述したとおりである。すなわち洗掘の場合は H が大となるにしたがつて Q_s および Q_B は小となつて洗掘量を小さくする方向に進み、逆に堆積の場合は同様に堆積量を少なくするというように河床を安定の方向に向わせるべくはたらくのである。

2. 不等流計算の簡易化

井田氏¹¹⁾ は不等流計算の方法として、基本方程式

$$-i + \frac{dH}{dx} + \alpha \frac{Q^2}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) + \frac{Q^2}{C^2 R A^2} = 0 \quad (30)$$

において、断面 0 と 1 における値に添字を用いてつぎのように変形する。

$$z_0 + H_0 + \frac{\alpha Q^2}{2g A_0^2} + \frac{\Delta x_u}{2} \frac{Q^2}{C^2 R_0 A_0^2} = z_1 + H_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g A_1^2} - \frac{\Delta x_l}{2} \frac{Q^2}{C^2 R_1 A_1^2} \quad (31)$$

ただし $\Delta x_u, \Delta x_l$ は断面の上流側および下流側の区間の長さである。式 (31) において左右両辺を Φ および Ψ において、各断面毎に水位 $z+H$ と Φ および Ψ の関係曲線を描いて図上で各点水位を求める。

また Escoffier¹²⁾ は式 (31) を下のごとくかきあらためた。

$$(z_1 + H_1) - (z_0 + H_0) = -Q^2 \left[\left(\frac{1}{2g A_1^2} - \frac{n^2 \Delta x_l}{2 R_1^{4/3} A_1^2} \right) - \left(\frac{1}{2g A_0^2} + \frac{n^2 \Delta x_u}{2 R_0^{4/3} A_0^2} \right) \right] \quad (32)$$

ただし式 (31) において、摩擦抵抗の項に Manning 公式を用い $\alpha \equiv 1$ としてある。そこで

$$K = \frac{1}{n} A R^{2/3}$$

とおき

$$F' = \frac{1}{2g A^2} + \frac{\Delta x_u}{2 K^2}, \quad F'' = \frac{1}{2g A^2} - \frac{\Delta x_l}{2 K^2} \quad (33), (34)$$

として上と同じく各断面毎に水位 $z+H$ と F' および F'' の関係曲線を描いて、図上で各点水位を求める。

以上いずれの方法も、 z の値が変化した場合 Φ および Ψ 、あるいは F' および F'' が変化するため、これら両者の関係を示す曲線をかきあらためなければならないが、前者ではとくに流量 Q の異なる場合、まったく新しい計算を必要とする。河床変動量計算のごとく、 z の値がたえず変化する場合にはこれらの方法は適切とはいえず、また流量の種類を数種に限定しているため後者の計算法も厄介である。そこで不等流計算を簡単化するため、幅の広い矩形断面と仮定することにより $R \equiv H$ とすれば、式 (33) および (34) を用いて各断面毎に水深 H と F' および F'' の関係が z の値に無関係に求められる。そこで

$$\Phi = z + H + F' Q^2, \quad \Psi = z + H + F'' Q^2 \quad (35), (36)$$

とすれば、水深 H を仮定することにより、河床変動を生じて z の値が変化した場合にも、任意の流量 Q に対して水位すなわち $z+H$ と Φ および Ψ の関係曲線が簡単に描け、後は井田氏と同様な図式計算によつて各点水位が求められる。

V. 石狩川における掃流砂量 (Q_B) による河床変動量の計算

1. Bed-Material Load と Wash Load

III における河床変動量計算は、流砂量として式 (11) および (19) によつてあらわされる浮遊流砂量と掃流砂量の二つの合計を用いた。

前述の古谷・服部両氏の報告⁹⁾ による石狩川の浮遊流砂は粒径 $0.01 \sim 0.1 \text{ mm}$ であり、その垂直濃度分布も式 (1) あるいは (2) で示されるごとく指数型であらわされず、ほとんど直線分布と考えてさしつかえない。一方、計算区間における河床材料の分析結果は表—1 に示したごとくで、上のように細かい粒径はほとんど含まれていないと考えてよい。このことは上記の浮遊流砂の大部分は河床と材料交換をしないものと考えられる。すなわち **Bed-material load** でなく **Wash load**⁷⁾ とみるべきではないか。

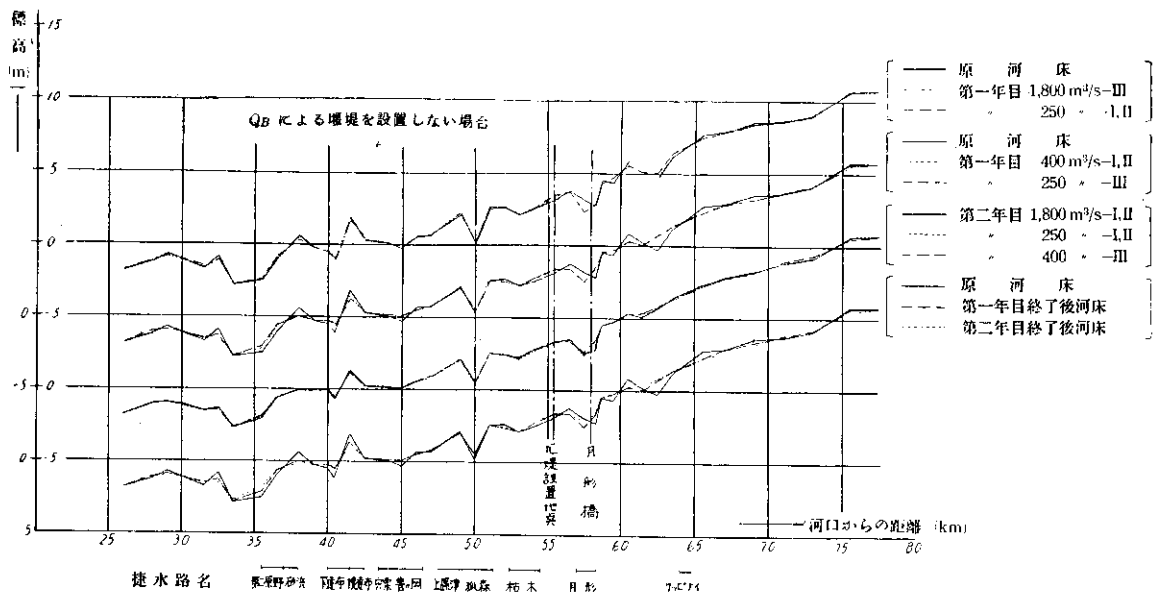
したがつて本章においては、流砂量として掃流砂量のみを考え、上記の浮遊流砂は河床変動に関係しないものとして計算を進めた。実際には上述の浮遊流砂のすべてが **Wash load** ではなく、その一部は **Bed-material load** と考えられるが、これは今後石狩川における浮遊流砂量の縦断的分布を実測して確定することとし、本章では浮遊流砂は 100% 除いて計算をした。したがつて実際の河床変動は、III で計算したものと本章において計算するものとの中間にあるものと考えられる。すなわち、この両者の計算は、起り得る河床変動の幅を与えるものと考えてよい。

なお Linsley は、多くの河川では浮遊流砂量は総流砂量の大部分を含むため、貯水池における堆積などで問題となるが、河床の変動あるいは堆砂の形成などにおいては、より大きい粒径のものが重要な役割をもつことを述べている¹³⁾。

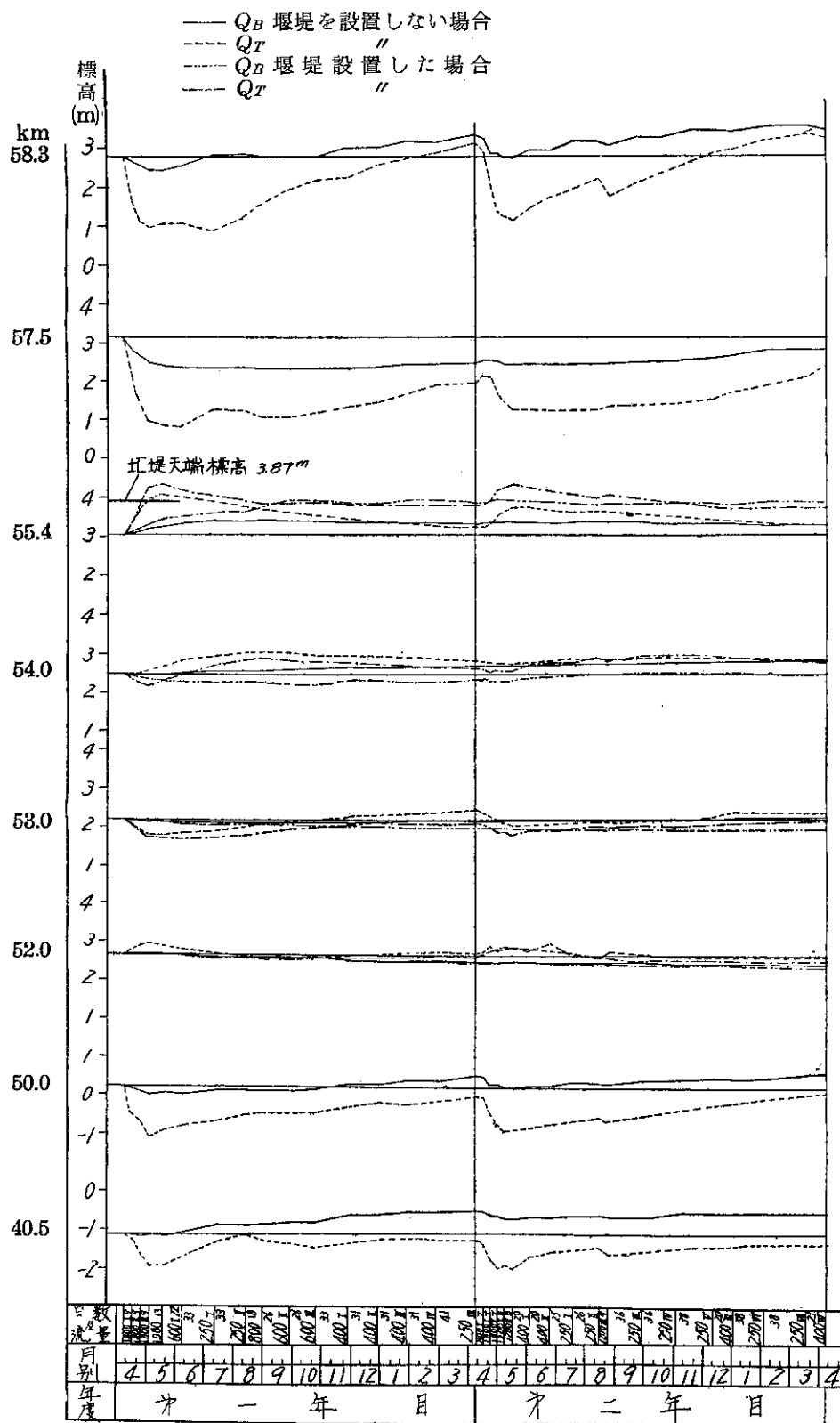
2. 頭首工を設置しない場合の河床変動

III と同様な計算法により、 Q_B のみを考慮して行つた結果は図—8 のごとくなる。また図—9 は各断面毎に出水による変動状況を示したものである。ただし前者は 2 年分の出水のうちから 9 回分のみを図示し、後者は全計算断面約 80 個のうちから変動の激しい数断面を選んだものである。

これらにより、 $Q_T = Q_s + Q_B$ によるものと Q_B のみによるものとの両者を比較すると、各出水毎あるいは 1 年後また 2 年後における河床の変動量には差異があるけれども、一般的にみて各断面毎の変動曲線は、上昇ある



図—8 出水による河床変動図



図—9 堰堤を設置した場合と設置しない場合の断面毎河床変動図

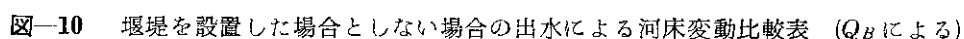
$Q_A + Q_B$ による場合、融雪出水時に変動量が大きくあらわれるのは、一地点における Q_0 が Q^2 に比例するという式 (11) の関係によるものである。

1. 77.0 km から 65.0 km 付近までは一応安定しているものと考えられる。
2. 65.0 km から月形捷水路上流にかけては、現在河床の低い所は堆積し、高い所は削られてほぼ均らされた形になる。

4. 50.0 km より 43.0 km 地点付近までは、現在状態のままで安定しているものとみられる。これより下流 26.6 km までは上記 2 と同じく堆積あるいは洗掘現象が行われて、河床は順次平均化される。

計算結果は前節と同じく、適用出水曲線を昭和 32 年、31 年とさかのぼつて使用した場合、図-10 に示すごとくなる。この場合も全出水のうちから 12 回分のみを図示してある。

堰下流の洗掘状況については、堰堤地点の直下流計算断面 54.0 km においては堰堤上流が土砂により満杯になったとき、すなわち 600 m³/s-II の出水終了時において最大の洗掘量 42 cm を示す。その間およびその後になつて、53.0 km、52.0 km と順次下流断面に洗掘が移行するとともに、54.0 km 地点はふたたび埋戻されて行く。53.0 km 地点においては、第 2 年目の出水終了頃よりほぼ一定の洗掘量 30 cm を持続し、第 3 年目の出水として



仮に昭和32年の出水曲線を適用して概略計算を行つた結果では、この値が53.0 km地点における最大洗掘量を示していることがわかつた。53.0 kmより下流についても同様の状況が示され、堰堤下流で生じた洗掘現象は順次下流におよんでいくが、その変動量は下流に行くにしたがつて小さくなる。

このことは、河床変動方程式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + A'B' \frac{\partial z}{\partial x} = A' \left[B' \left\{ i_0 - \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) - \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \right\} + C' \frac{dB}{dx} \right] \quad (37)$$

において、基準面の勾配 i_0 を常時河床勾配 i にとり、河幅 B を一定として特性曲線表示をした場合以下のごとなる¹⁰⁾。

$$\frac{dx}{dt} = A'B' \quad (38)$$

において

$$\frac{dz}{dt} = A'B' \frac{dh}{dx} \quad (39)$$

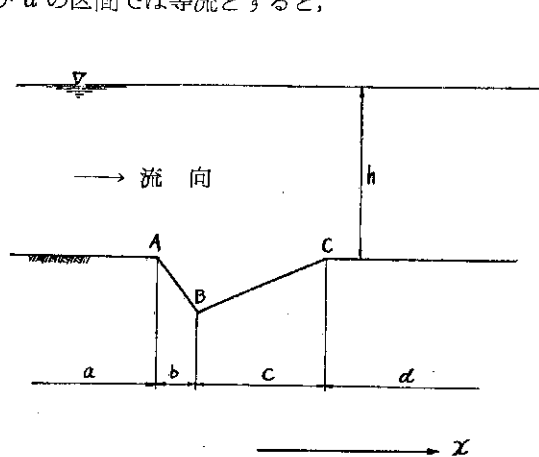
ここに

$$A' = f(n, g, Q, B, h, U_{*c})$$

$$B' = f(h, U_{*c})$$

であつて、土砂が掃流形式で輸送されている場合、 A' 、 B' は常に正であり、 dh/dx と dz/dt の符号は相等しくなる。

したがつて河床に局部的に洗掘が生じた場合、その変動状況は式(39)によりつぎのように説明できる。図-11において B 点が洗掘されているものとする。常流の場合その水面形は図示したものが起ると考えられ、 a および d の区間では等流とすると、



$$\begin{aligned} & \text{a} \\ & \text{区間および d: } dh/dx = 0 \\ & \text{b: } dh/dx > 0 \\ & \text{c: } dh/dx < 0 \end{aligned}$$

であるから、 b では $dz/dt > 0$ すなわち河床は dt 時間後には Δz だけ上昇し、順次埋戻され、 c では $dz/dt < 0$ であるからしだいに洗掘される。したがつて区間 b, c における洗掘は順次下流に移動する。

なお河床変動は

$$\Delta z = A_0 e^{r_1 t + i \beta x} \quad (40)$$

ただし

$$r = r_1 + i r_2, \quad A_0: \text{const}$$

とあらわされるが¹⁰⁾、 $r_1 < 0$ のため式(40)で示される微小変動は時間とともに減衰し消滅していく。

以上の解析によつて、54.0 km地点に生じた洗掘現象は時間を経るにしたがつて下流に移動するとともに、その変動量は順次小さくなつていくことが説明されるが、このことは本計算において55.4 kmより下流の断面について、出水毎の洗掘量曲線を図示すれば図-12のごとくなり上の事実を実証している。すなわち54.0 kmにおいては最大洗掘量約40 cm、53.0 kmにおいて30 cmであり、52.0 kmではほぼ20 cm程度になるであろうことが予想できる。またこれらの値にいたるまでの期間は、54.0 kmで約6箇月、53.0 kmにおいて約2年を要しているから、これらを総合して、洗掘を受ける範囲は堰堤下流より7.0~8.0 kmの区間で、その終端47.0 kmあるい

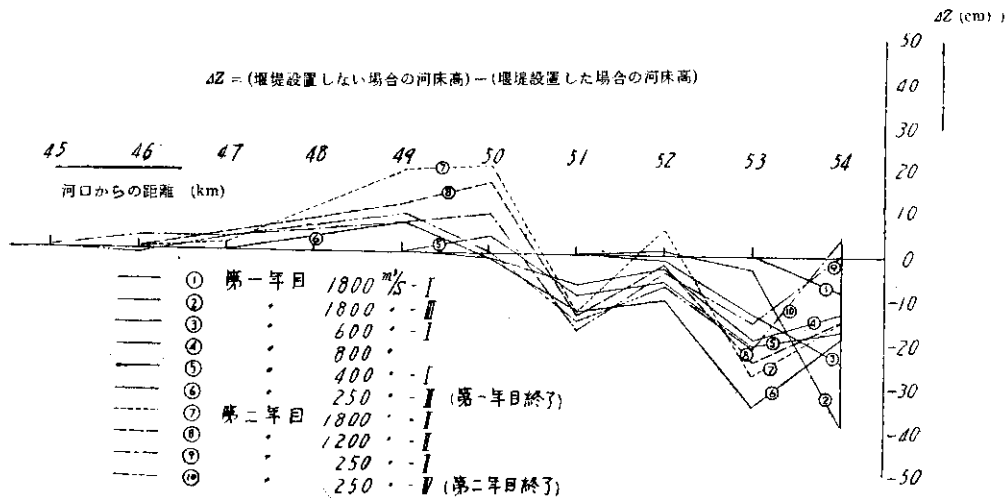


図-12 (A) Q_T による堰堤設置した場合と設置しない場合の洗掘量曲線

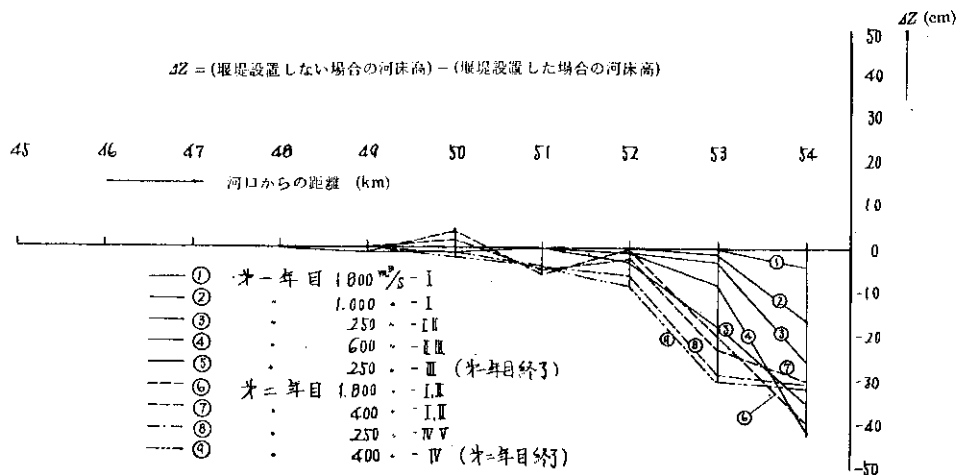


図-12 (B) Q_B による堰堤設置した場合と設置しない場合の洗掘量曲線

は 48.0 km 地点における最大洗掘量を生ずるにいたるまでには、約 6, 7 年を要するものと考えてよいであろう。

上に述べた事は現在河床と比較した場合でなく、堰堤を設置しない場合の将来河床に対する比較であり、また堰堤直下流に局所的な現象として大きい洗掘量を生じた場合、それが下流に対してもつ影響については本計算の範囲外である。これに対しては、堰堤形状が階段状の断面形をもち完全な跳水現象を起してエネルギーが減殺されるため、局所的な洗掘は生じないことが模型水理実験によつて確められている¹⁴⁾。

VI. む す び

河川における浮遊流砂量 Q_s ならびに掃流砂量 Q_B の近似計算法を使用して、実際河川における河床変動量を計算する方法を示し、これを石狩川に適用して、昭和 32 年と 31 年の出水曲線を使用して将来の河床変動状況を解析した。かつ掃流ならびに浮遊流砂量曲線に対数図式化し、あるいは不等流計算を簡易化するなどによつて、実際河川に対する計算に便ならしめた。つぎに計算の結果、石狩川中流部における河床の変動について考察された点をまとめると、以下のようである。

1. 現在の河床に対する Q_s および Q_B の計算結果によれば、月形、狐森および下達布などの捷水路付近は、各断面の土砂輸送能力に相当の差異があり、これらを中心とした河状変化がある程度予想される。

2. ある一つの流量に対する河床変動は、その流量に対しどの断面も流砂量を一定とする方向に向つて行われる。したがつて石狩川の場合も、融雪出水が続くときに堆積あるいは洗掘された箇所は、その出水期間中は容易に元に戻らず同じ現象を続けるが、その変動量はしだいに小さくなつて、ある流量に対して河床はある一定値に収斂する。このことは、式(11)あるいは(19)によつても、また図-7に示す Q_s および Q_B の曲線によつても説明される。
3. 流量の大なる出水において洗掘あるいは堆積の生じた箇所は、それに続く流量の小なる出水により、洗掘された箇所は堆積を起し、逆に堆積した箇所は洗掘されるという現象を起す。すなわち、河川は新しい釣合関係を求めて動くのである。
4. 石狩川の場合、浮遊流砂量と称されて観測された量の中には相当の Wash load を含んでいるものと考えられ、そのために全流砂量としてこの観測値を基礎とした Q_s を Q_B に合計したものであるものに対する河床変動と、 Q_s を除いて Q_B のみによる河床変動という両極端の場合について計算したが、 Q_s の一部が Bed-material load と考えられる場合には、その河床変動は二つの計算結果の間にあるものと考えてよい。各断面毎に河床変動を図示した場合、両者による変動曲線はその値には差異があるけれども、実用上支障ない程度の幅を示し、上昇および下降についてはいずれも同様の傾向を示している。なお、石狩川の Q_s のうち Wash load によつて占められている比率については当所水工研究室において調査することになつてゐる。
5. 本計算区間における石狩川は、捷水路・旧河道などが交互に連続して、各断面に河床の高低差が大きいため河床勾配の滑らかな常流水路におけるごとき一地点における大きい変動が、長く下流におよぶことはみられず、変動を生じた点を中心として局部的に安定しようとする性質がある。
6. 26.6 km より 77.5 km までの河況に今後何等人為的变化を与えず、かつ上流からの供給流砂量に大きい変化がないと仮定した場合、石狩川のこの区間の河床についてつぎのようなことがいえる。
 - 1) 77.5 km より下流 10 km 区間は現在状態ではほぼ安定している。
 - 2) 65.0 km より月形捷水路上流にかけては、河床はしだいに平均化される変動を起し、この捷水路の中間から下流 1.0 km にわたつて今後相当に洗掘されるであろう。この影響が 55.4 km より下流 3.0~4.0 km にわたり堆積現象を起す。
 - 3) 50.0 km より 43.0 km 付近までは今後もほぼ安定し、この下流 26.6 km までは河床はしだいに平均化される変動を生じる。
7. 55.4 km に天端標高 3.87 m (現在断面における計算河床高 3.06 m) の篠津運河頭首工堰堤を設置した場合、上流側における土砂の堆積状況は、上流相当の距離にわたつて天端標高まで堆積するのではなく、直上流まで堆積するのみで、その上流は設置しない場合とほぼ同様な変動過程をたどる。下流に生ずる洗掘量は $Q_s + Q_B$ を考えた場合も Q_B のみを考えた場合もほぼ同じであり、最大値は 54.0 km における 40 cm である。しかし洗掘が下流に移動するとともに、その洗掘量も小さくなることが理論的にも、また本計算においても示され、洗掘を受ける範囲は堰下流より 7.0~8.0 km の区間で、この終端における洗掘量が最大となるのには 6~7 年を要するものと思われる。このことは、昭和 24 年および 26 年に通水した狐森および上篠津捷水路が、ほぼ安定していることと考え合わせて興味あることといえよう。

また堰天端まで堆積するに要する期間は、 Q_s を考えた場合と考えない場合によつて異なり、昭和 32 年における出水曲線を用いた結果では前者では約 20 日間、後者では約 7 箇月間である。しかし、本計算では河床変動状況を実用的な範囲で求めることを意図して、種々の仮定ならびに簡略計算法を用いているため、これらの期日の点ではかならずしも信頼し得ないが、河床変動の安定傾向は十分明確に解析されたものと考えられる。最後に本研究にあたり、御来道の上種々適切な御教示と御指導を賜つた建設省土木研究所佐藤清一、岸力両博士、ならびに終始御援助をいただいた高瀬石狩川治水事務所長、森田開発局河川課長、伊福部土木試験所長

および長瀬月形治水事業所長に対し深甚の謝意を表するとともに、計算に御協力をいただいた方々に感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 佐藤清一： 河道の設計について；土木学会誌，第42巻，第4号，1~7 (1957)
- 2) Rouse, H.: Modern conceptions of the mechanics of fluid turbulence; Trans. A S C E, Vol. 102, (1937)
- 3) O'Brien, M. P.: Review of the theory of turbulent flow and its relation to sediment transportation, Trans. AGU, (1933)
- 4) Lane, E. W. and Kalinske, A. A.: Engineering calculations of suspended sediment; Trans. AGU, Vol. 22, (1941)
- 5) Einstein, H. A.: The bed-load function for sediment transportation in open channel flows; U. S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Bulletin, No. 1026, (1950)
- 6) 吉川秀夫：浮遊流砂量に関する二、三の考察，土木研究所報告，第83号，(1952)
- 7) Report of the Subcommittee on Sediment Terminology; Trans. AGU. Vol. 28, No. 6, (1947)
- 8) 古谷浩三・服部博：石狩川の浮遊流砂について；建設省第11回直轄技術研究会，(1957)
- 9) 樫東一郎・古屋朝治：流砂ある河川に於ける流速法則に就いて；九大流体力学研究所報告，第7巻，第4号，(1951)
- 10) 石原藤次郎編：応用水理学一中 I, 丸善，56~61, (1958)
- 11) 土木学会編：水理公式集，22 (1957)
- 12) Stipp, J. S.: Backwater profiles solved by Escoffier-Raytechine-Chatelain method; Civil Engineering, Aug. (1953)
- 13) Linsley, R. K., Kohler, M. A. and Paulhus, J. L. H.: Applied Hydrology; Mc Graw-Hill, (1949)
- 14) 森正秋・広田郁男：石狩川篠津地区頭首工水理模型実験に関する報告(第2部)；北海道開発局土木試験所水工研究室，(1958)

(33. 3. 24)

写 真 説 明

石狩川の迂曲蛇行は本州河川ではその例を見ないほど極端であつた(河口より神居古潭までの直路84.0 kmに対し河道滞筋距離では221.3 kmに及んでいる)。

石狩川の改修は明治43年着手以来すでに40数年を経て漸く捷水路工事が完了に近く滞筋距離にして63%に短縮され流域の開発進展に大きく寄与しつつある。写真は河口よりの滞筋距離47.0~55.0 km間(上篠津枯木捷水路間)の河状を示すものである。