

流砂量および河床変動の実用的計算方法に関する一試案

電力中央研究所 正員 ○ 浅田 宏
石川 晴雄

1. まえがき

一般に河川上中流部の河床は玉石交りの砂礫によつて構成されていることが多く、洪水時の河床移動状況は極めて複雑である。また山地河川では流域から供給される土砂量とその粒径分布特性が河道流砂量と河床変動に影響を与える。このように多くの要素の影響をうける河川上中流部の流砂量計算および河床変動計算において在来の流砂量式をそのまま用いるのは必ずしも適当ではない。筆者は当面の実用計算を行なう目的で実験水路による流砂実験資料にもとづいて粒径別流砂量式を定めて用いているが、本報告では試案的なこの流砂量式とこれを用いて行なつた河床変動の計算結果について述べる。

2. 粒径別流砂量式と「流砂係数」

流砂機構に関するさまざまな考察にもとづいて従来数多くの流砂量公式が提案されている。これらの公式はそれぞれ誘導方法が異なるにもかかわらずその大部分は $q_b = \alpha \tau u_*$ の形であらわされる。例えば佐藤、吉川、芦田式では $\alpha \sim \varphi \cdot F(\tau/\tau_c) / (\frac{q_c}{\rho} \varphi)$, Bagnold によれば $\alpha = \alpha' (1 - \frac{\tau_c}{\tau})$ である。流砂量が流水の「エネルギー」に比例すると考えれば、この式は流砂量式の基本形とみなすことが出来る。一方混合砂礫床の流砂量は定義により $q_i = \alpha_i \cdot f(d_i) / d_i^2 \cdot u_*$ とかける。ただしこの式では砂礫の平均移動速度 V_s は摩擦速度 u_* に比例するとしている。在来式の基本形を粒径別流砂量にも適用出来るものとして以上の2式を比較すると $q_i = \alpha_i' \cdot \tau \cdot u_* = \alpha_i \cdot f(d_i) / d_i^2 \cdot u_*$ であつて $\alpha_i' \tau = \alpha_i f(d_i) / d_i^2$ である。すなわち α_i' は河床の粒径分布の影響を含み、また α_i は τ の関数である。これらの係数を定めることが出来れば流砂量の実用計算式としてはいずれの式を用いてもよいわけであるが、後述するように河床粒度の変化を考慮した河床変動計算を行なう場合、式中に河床粒径分布が入っている方が都合がよい。そこで粒径別流砂量の実用計算式として後者を用いることにした。重量単位でかけば単位巾、単位時間当りの粒径別流砂量は次の式で与えられる。

$$q_i = 1.4 \alpha_i \cdot f(d_i) \cdot d_i \cdot u_* \quad (g/cm \cdot sec) \dots\dots\dots (1)$$

ここで q_i : 粒径 d_i の砂礫の単位巾、単位時間当りの流送量, $f(d_i)$: d_i が河床に存在する割合, u_* : 摩擦速度である。 α_i は粒径によつて異なつた値をとる係数である。実験水路における混合砂礫床の流送実験資料を用いて(1)式から α_i を求めると図-1のような傾向が得られた。図中(A)の曲線群は最大径 1.2 cm, 平均径 2.5 mm の混合砂礫床による実験値, (B)の曲線群は最大径 40 cm の玉石を含む混合砂礫床における実験値である。また図中○ (0.2) と記入されているのは北上川において $Q = 1600 m^3/s$ 、 $u_* = 11 cm/sec$ 時の観測値で、河床にある最大径 4 ~ 5 cm が静止した状態における 0.2 cm の砂の係数値で建設省の実測値によるものである。なお B の曲線群

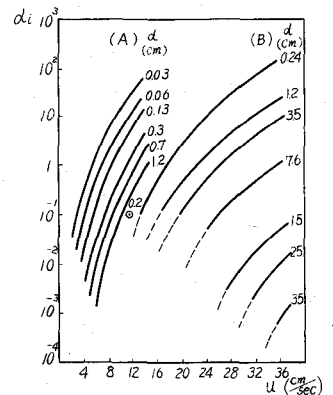


図-1 α_i の実験値

る最大径 4 ~ 5 cm が静止した状態における 0.2 cm の砂の係数値で建設省の実測値によるものである。なお B の曲線群

においては0.24cmを代表径とする係数値は浮流砂も含んでいる。実験水路において求めた係数値は水路の特性、人為的に構成された移動床の特性および測定方法などの影響を受けるために必ずしも自然河川にたいしてそのまま適用することは出来ない。また自然河川では始めにのべたように、洪水時の流送土砂量に対する流域からの流出土砂量とその粒径分布の影響も無視出来ないと考えられる。そこで(1)式の係数は自然河川に関しては実験値と異なつた値をとるものと考え、その値は自然河川における流砂観測資料、適当なダムの堆砂資料等によつて定められるものとする。以下このようにして定められた係数 α_i を仮に各河川の「流砂係数」とよぶことにする。さらに現地資料によつて定められた「流砂係数」を用いた(1)式による計算流砂量は浮流砂にも適用されるものとする。(1)式による計算値から浮流砂を分けるために次式を用いる。

$$U^2/\varphi \cdot d_c \geq \text{const} \cdot \frac{(\sigma - \rho)}{\rho \varphi} \cdot \left(\frac{R^{1/3}}{n^2} \right) \div 360 \dots\dots\dots(2)$$

ここでU：平均流速、 φ ：重力加速度、 d_c ：浮流限界径、R：径深、n：Manningの粗度係数である。(2)式の右辺の数値は欧州の河川における実測によるものである⁽²⁾。この関係が急勾配の山地河川にも適用出来るかどうかは問題であるが、我国の河川上流部における洪水時の浮流砂採取資料(2例)をしらべたところ、大体(2)式の係数に近い値が得られていることが分つたので一応(3)式が用いられるものとした。(1)式および(2)式と図-1の係数値を用いれば移動床水路の掃流砂量と浮流砂量を計算することが出来る。自然河川については図-1の係数値を基準にして堆砂資料等を用いて「流砂係数」を定める。しかしながら実際には洪水流量や流域の流砂補給源の状態に関連してこの粒径別「流砂係数」が常に一定の値をとるとは限らない。現状では「流砂係数」の変動を検討するのに十分な資料はないが、さしあつて次のようにきめて計算を行なうことにする。「流砂係数」は流域の地質地形的特性の大きく異なる河川では違つた値をとるが、流域特性の類似した河川、同一河川では流域の状態に大きな変化の生じない限りほぼ一定の値をとるものとする。図-2はA川上流部の「流砂係数」を同川にあるT調整池の堆砂資料によつて定めた例である。T調整池は昭和34年に建設されたが、翌35年には約17万 m^3 の土砂が堆積し、36年にはさらに35万 m^3 、37年には62万 m^3 が堆積した。この時点で累積堆砂量は約113万 m^3 となり、全容量の約60%が埋没した。37年度の堆砂は同川における既往最大の洪水(最大流量622 m^3/s)によつて搬入されたものであるが、ダムから800mまでの区間に全容量の約40%の貯水容量を残し、流入掃流砂の全量と浮流砂の一部が捕捉されたものと考えられる。なおT調整池の堆砂量はほとんどすべて上流河道から搬入されたものであつて、池内の河岸崩壊や溪流からの流入土砂量は極めて少ない。T調整池に流入する河道流砂量の計算断面はダム上流約8kmにある測水所地点にとつた。「流砂係数」は図-1の係数を基準に次の4つのケースを定めて試算を行なつた。(イ)粒径4mm以下についてはAの外挿値を用い、粒径7mm以上についてはBの値を用いる。(ロ)Bの係数値を用いる。(ハ)Bの係数値のうち粒径4mm以下のものをAの値に近くとり、径7mm以上のものはBの数値をほぼ一桁オーダーを小さくとる。(ニ)浮流砂については(イ)、掃流砂についてはハの係数値を用いる。

以上の係数値を用いて最大流量622 m^3/s の洪水について測水所地点通過流砂量、T調整池堆砂量および捕捉率Eを計算すると表-1のようになった。ここで調整池堆砂量は洪水時の池内平均流速を計算し、(2)式によつて浮流限界径 d_c を求め、 d_c 以上の径の砂礫はすべて池内に沈殿するとして求めたものである。また流入砂のうち0.5mm以下の浮流砂量(洗流砂を含む) Q_w は実測値を用いた。

昭和37年度の堆砂量は約62万 m^3 であるが、その大部分は最大流量622 m^3/s の洪水で搬入されたものとみられる。従つて表-1の試算値を比較すると(イ)、(ハ)の計算堆砂量は明らかに大きすぎる。(ロ)、(ニ)はほぼ同量であるが、(ロ)

表 - 1

	$Q_B (m^3/s)$	$Q_s (m^3/s)$	$Q_w (m^3/s)$	$Q_T (m^3/s)$	流入砂量(実質)(m^3)	堆砂量(実質)(m^3)	捕捉率(%)	Q_s/Q_B
(1)	2.13	1.152	0.36	1.401	1,240,000	1,025,000	83	6.6
(2)	2.13	1.96	0.36	4.45	384,000	328,000	86	1.1
(3)	0.60	3.90	0.36	4.86	420,000	344,000	82	7.1
(4)	0.60	1.152	0.36	1.248	1,080,000	894,000	83	19.2

は浮流砂量と掃流砂量の比率 Q_s/Q_B が 1.1 であつて、従来経験的に知られている Q_s/Q_B の値にくらべると小さすぎるようである。結局(1)の係数値が最も妥当であるとみられる。また捕捉率 E はいずれも 80 % 以上であつて、Brune 関件によつて求められる値 30 ~ 50 % にくらべて大きい値を示している。これは流送土砂が silt, clay 等の微細粒子より砂粒分の多い粒度構成をもつことによるものであろう。以上の試算結果によつて A 川上流部の「流砂係数」として(1)の値を用いることにし、図-2 の破線のように係数を定め、さらに昭和 36 年度に生じた各洪水について同様な試算を行なつた。

昭和 36 年度には 300 ~ 360 m^3/s の洪水が 2 回、190 m^3/s の洪水が 1 回、および 50 ~ 70 m^3/s の洪水が 3 回起つている。図-2 の係数値を用い各洪水について前と同様にして堆砂量を計算し、これを加算して年間の総堆砂量を求めたところ約 20 万 m^3 となつた。実際には 36 年度の年間堆砂量は 35 万 m^3 であるからこの計算堆砂量は若干少なすぎる。そこで図-2 の係数値を実線のように修正すると 36 年度の計算堆砂量は実測値と一致する。以上の検討結果にもとづいて、A 川上流部の「流砂係数」は図-2 において実線で示される値をもつものとした。次にこの係数値を用いて T 調整池の堆砂勾配の洪水排砂による変動を計算する。

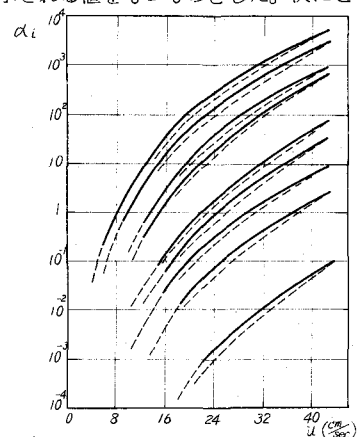


図-2 α_i の修正値 (A 川)

3. 粒径別「流砂係数」を用いた河床変動計算

粒径別「流砂係数」が定まれば(1)式を用いて在来の方で河床変動計算を行なうことが出来る。ただし、ここでは(2)式を併用して流砂の連続式は次の形を用いる。

$$\frac{\Delta z}{\Delta t} = \frac{1}{B(1-\lambda)} \cdot \frac{\{\Delta(q_T \cdot B) - \bar{q}_s \cdot B\}}{\Delta x} \dots\dots\dots(3)$$

ここで $\bar{q}_s$ は(2)式によつて(1)式の計算値から分けられた浮流砂量であつて、計算では相隣る計算断面の平均を用いている。

q_T は $\bar{q}_s$ を除いた全掃流砂量である。 Δt 時間の河床変動によつて生じる河床粒度の変化は各断面を出入する流砂量から求められる。すなわち河床中にある深さ z を考え、体積 $\delta \cdot \Delta x \cdot B$ (Δx : 計算断面間の距離, B : 河巾) 中の各粒径の砂礫量を求め、これに Δt 時間中にこの区間に出入する各径の砂礫の量を加算して、 Δt 時間後のその区間の河床粒床の変化を求める。洪水排砂による T 調整池の堆砂勾配の変化を計算するに先立つて、河床粒径分布、 Δt を変えていくつか試算を行なつた。そのうち 3 例を図-3、図-4 に示す。この計算結果は定常流を長時間流下させたとき、上流から砂補給のないダム堆砂勾配がどのように低下するかを示したものである。図-3 は調整池の水位を低下し、自然流下の状態で河床低下を計算した結果である。実線は計算区間をすべて同じ粒径分布 $f(d_i) = 1$ (表-3) とした場合、破線は水力条件は同じであるが、粒径分布をダ

ム附近とその上流区間についてそれぞれ $f(d_i) = \text{I, II}$ とした場合の計算値である。図-4 はやはり上流から砂補給がない場合であるが、調整池内の水位が高い場合の河床変化計算例である。当然のことながら背水終端上流の河床は低下し、調整池内にその一部が堆積している。また時間とともに池内の堆積量が増加して行く傾向が示されている。なおこれらの計算では $B = 60\text{ m}$, $\Delta x = 50\text{ m}$, $\Delta t = 10\text{ Min}$, $\xi = 3\text{ m}$ としている。 ξ は E.W. Lane の Turn over zone の深さに相当する⁽⁴⁾。 ξ は洪水時の河床の変動深と変動により河床砂礫の移動交替する範囲と考えられるから、実際には流量、水深等によつて変るであろう。しかしここでは簡単のために平均的には ξ を一定値と見なせるものとし、T 調整池の洪水排砂による堆砂勾配の変化を計算を行なうなかで河床変動量とともに粒径分布の計算値を実測値と比較検討することにした。T 調整池は昭和44年上流に新しいダムが竣工したため上流からの砂補給はなくなつた。そこで上流のダムからの人工放流により排砂を行なう計画が立てられ、同年2月に渡つて夜間放流による排砂作業が実施された。これより先、ダム建設にあつてT調整池の堆砂が一部骨材用に採取され、実際に水流によつて排砂されたのはダムから上流約1.3 Kmまでの区間(断面 $\#1 \sim \#25$)であつた。上流ダムからの放流量とその継続時間は現地資料から表-2のように定めた。ただし計算の複雑さをさけて水位、流量とも多少の変動は無視している。また堆砂面の粒径分布は骨材採取時に池内各点から採取した篩分

資料から平均粒径分布 $f(d_i) = \text{II}$ (表-3) を定めた。ダム附近については粒径分布の資料はないが、断面 $\#25$ より上流について各断面で採取された実測粒径分布を比較するとダム方向に漸次減少する傾向をみせている。そこでこの傾向をダム地点まで外挿するとダム近傍の平均粒径は $10 \sim 15\text{ mm}$ となる。従つてダム近傍(断面 $\#1 \sim \#20$)の区間の平均粒径分布として $f(d_i) = \text{I}$ (表-3) を定めた。予備計算と同様に $\Delta t = 10\text{ Min}$, $\xi = 3 \sim 4\text{ m}$ とし表-2の条件を用いてT調整池の堆砂勾配の変化を計算したところ図-5の結果が得られた。

図中実線および破線で示した折線はそれぞれ記入された時点の実測河床である。これに対して $T = 0$, および $T = 7.85$ とした曲線はそれぞれ平滑化された初期河床と表-2の条件で延時間7.85時間後の計算河床である。計算河床が断面 $\#34$ まで延長されているのは上流からの補給条件を与えるため試算によつて定めた「補給区間」である。図-3によれば実測値と計算値の傾向はよく一致しているということが出来る。次に表-2

の条件で計算を行なつた後の河床粒径分布の変化を示すと図-6の通りである。この結果によれば上流より砂補給のない場合の水流による河床粒度の変化傾向がよくあらわれている。図中黒点で示したのは上流にダムが建設される以前の粒径分布傾向である。 $\#35$ 上流は発電用取水口があり流砂でその前面が埋没するため常時浚渫を行なつていた地点である。また $\#35$ 附近は比較的河巾がせまく河床粒度の粗い区間であつて上流にダムが竣工し砂補給がなくなつたという条件に近い状態であつたとみることが出来る。従つてこの実測値と比較すると図-6の計算値は一応妥当な結果を示しているとみられる。

表-2 T調整池河床変動計算条件

(1)	$Q = 100\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 300\text{ Min.}$ $H_0 = 7.6\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$	(7)	$Q = 60\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 2100\text{ Min.}$ $H_0 = 1.2\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$
(2)	$Q = 135\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 60\text{ Min.}$ $H_0 = 5.5\text{ m}$ $\xi = 4\text{ m}$	(8)	$Q = 145\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 60\text{ Min.}$ $H_0 = 6.5\text{ m}$ $\xi = 4\text{ m}$
(3)	$Q = 140\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 60\text{ Min.}$ $H_0 = 4.0\text{ m}$ $\xi = 4\text{ m}$	(9)	$Q = 100\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 180\text{ Min.}$ $H_0 = 6.5\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$
(4)	$Q = 100\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 120\text{ Min.}$ $H_0 = 2.0\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$	(10)	$Q = 100\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 30\text{ Min.}$ $H_0 = 4.0\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$
(5)	$Q = 70\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 540\text{ Min.}$ $H_0 = 2.0\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$	(11)	$Q = 80\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 300\text{ Min.}$ $H_0 = 1.4\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$
(6)	$Q = 60\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 600\text{ Min.}$ $H_0 = 2.0\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$	(12)	$Q = 90\text{ m}^3/\text{s}$ $T = 360\text{ Min.}$ $H_0 = 1.4\text{ m}$ $\xi = 3\text{ m}$

但し、T：計算継続時間 H_0 ：ダム地点水深、計算順序(1)→(12)、河床粒径分布 $f(d_i)$ 初期値

表-3 河床粒径分布 $f(d_i)$ 初期値

d_i (mm)	0.05	0.10	0.20	0.20	0.70	1.50	3.00	6.00	11.00
I	0.07	0.10	0.20	0.20	0.13	0.10	0.08	0.07	0.05
II	0.06	0.07	0.07	0.07	0.13	0.16	0.16	0.14	0.07

次にB川上流部に建設計画中のFダム調整池の堆砂勾配を試算した結果を示す。Fダム建設予定地点はB川最上流部に近く、平均河床勾配 $1/10 \sim 1/20$ である。河床には巨大な転石、大玉石が存在し、その間に砂礫が充填されている。現在高さ9mの取水ダムがあるがその上流は満砂し $1/30 \sim 1/40$ の堆砂勾配をなしている。またこの堆積土砂表層の平均粒径は約1.56cmである。同川の上流河道を踏査すると各所に転石、大玉石倒木等が河巾の狭窄部などに充填して自然ダムを作り、その上流に細砂を含む堆砂区間を作っている状態がみられる。最近の調査によればここ数年間ダムの堆砂勾配および上流河道の状況は顕著な変化をみせていないという。この間既往最大洪水 $220\text{ m}^3/\text{s}$ を含むいくつかの出水があつたが、ダムの堆砂勾配について昭和42年度と昭和45年度の測量を比較しても大きな変化はみられない。すなわち現取水ダム上流の自然河道における洪水時の流送土砂量とその粒度構成は現取水ダムの堆砂勾配とその粒度構成とほぼ平衡するものであつたと見做すことが出来そうである。しかしながら上流河道の河床は平均的に現取水ダムの堆砂面より粗

い粒径分布をもつとみられる。実際には、前にのべたように細砂も含む自然堆砂区間と転石、玉石の充填した急勾配区間が交互に存在し流砂量を支配するのは自然堆砂区間であると考えられる。このような河道の流砂量および河床変動をA川の場合と同じように計算することは出来ない。そこでまず現在の河床がすべて取水ダムの堆砂勾配と同じ粒径分布をもつものとして、流量 $200\text{ m}^3/\text{s}$ を定常的に流下させて、Fダム完成後の調整池にどのように堆砂が進行するかしらべた。図-7にその計算結果を示す。この計算でB川の「流砂係数」は取水ダムの堆砂の粒径分布が図-1のBの実験に用いた河床材料に近いことから径 0.25 cm 以上の砂礫、玉石については、Bグループの係数値を用い、また流域からの細砂の補給を考慮して径 0.12 cm 以下の細砂については図-1の(A)の係数値を用いた。また上流河道からの流砂の流入条件として上流端の $\#25$ では常に $\#24$ と同じ流砂量が流入するものとした。計算結果では $200\text{ m}^3/\text{s}$ の流量が約8時間($T=454\text{ Min}$)、流下した後の上流河床より大きく低下している。これはこの区間の平均河床粒度は実際には粗いにもかかわらず、初期条件として取水ダムの堆砂と同じ粒径

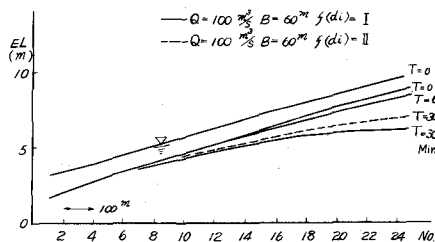


図-3 洪水流の自然流下による河床低下

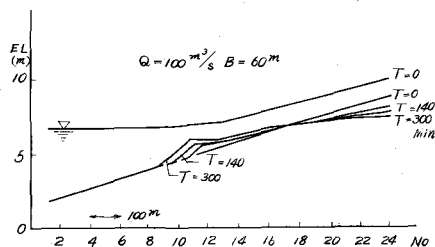


図-4 貯水池内の堆砂と上流河道の河床低下

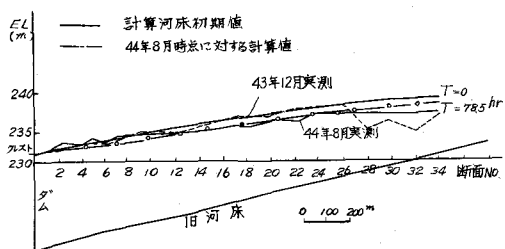


図-5 洪水排砂による堆砂勾配の変化 (T調整池)

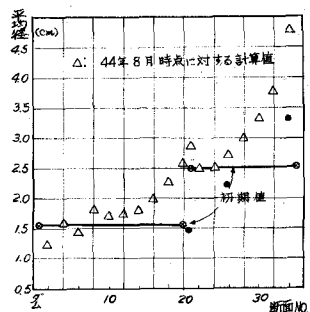
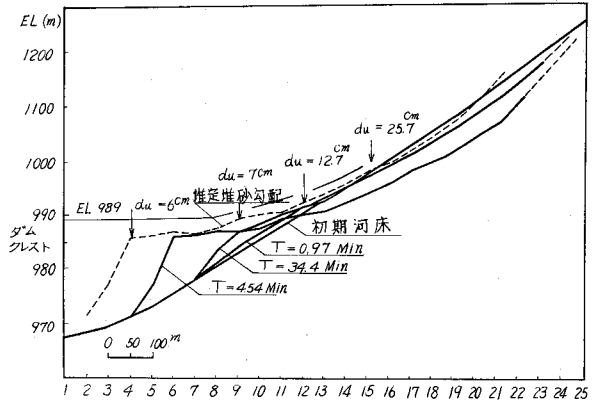


図-6 河床変動計算における河床粒径分布の変化 (T調整池)

分布を与えているためである。 $T=454\text{ Min}$ の河床勾配に対応する各計算断面の粒径分布を平均径 d_M で示すと $\#17$ で $d_M = 25.7\text{ cm}$, $\#14$ で $d_M = 12.6\text{ cm}$, $\#11$ で $d_M = 7\text{ cm}$, $\#4$ で 6 cm である。またこの時点では $\#17$ 上流の各断面の計算流砂量は極めて少くなり、この勾配がほぼ静的平衡勾配に近くなつていると見做せる。前にのべたようにB川上流部の現河床平均勾配は最大流量 $220\text{ m}^3/\text{s}$ の洪水ではほとんど変動しない。これはこの流量では転石、大玉石の充填した区間は変動することなく流送砂礫はあたかも固定床水路を移動するようにその



図—7 F調整池堆定堆砂勾配

上を流送されるから、全体として平均勾配は変化しないということである。図—7において $\#17$ 上流の河床勾配計算値は現河床勾配に近い。従つてこれが $200\text{ m}^3/\text{s}$ にたいする静的勾配であるとすれば $d_M = 26\text{ cm}$ は計算上のこの区間の平均径とみなせる。計算河床勾配 ($T=454\text{ Min}$) を平行移動して $\#17$ から上流を現河床にかさねると図中破線で示す推定堆砂勾配が得られる。この堆砂勾配において $\#11 \sim \#14$ の区間は現ダムの堆砂勾配に近く、平均径も近い値を示している。なお洪水時の調査結果から本計算では水面形の計算ではManningの粗度係数 $n = 0.15$ としている。この粗度係数値では $Q = 200\text{ m}^3/\text{s}$ で自然河道の流れは常流である。また流砂量は旧河床勾配の約 $1/2$ である堆砂勾配に支配されるとし $n = 0.10$ として計算した。

4. む す び

本報告は河川上中流部における流砂問題に関して当面の実用計算を行なうための1つの試案を述べたものである。(1)式、(2)式および「流砂係数」を用いる本計算方法は基本的には在来の方法と変わらないが、実用計算を出来るだけ簡単に行なうこと、またその結果が在来式による計算と比較検討出来ること、さらに多くの河川について現地資料によつて「流砂係数」を検討修正することを考慮している。各河川について実用上十分な精度で「粒径別流砂係数」が定められるものかどうかは今後山地河川の流砂機構に関する物理的研究とも併せて、多くの現地資料によつて検討されなければならない。

—参考文献—

1. 建設省, 河川局, 土研河川研究室 「河床変動に関する研究」第20回建設省技術研究会報告.
2. 浅田宏, 石川晴雄 「水流による河床砂礫の分級機構に関する研究(I)」技研報告 $\#69085$ 1970・3月
3. J.L.Bogardi 「European Concepts of Sediment Transportation Proc. A.S.C.E. HY. I. 1965.
4. 吉川秀夫著 河川工学 P144~P147