

貯水池の堆砂量の予測に関する研究

STUDY ON THE PREDICTION OF THE SEDIMENT VOLUME DEPOSITED IN RESERVOIRS

江 崎 一 博*

By Kazuhiro EZAKI

1. ま え が き

貯水池の堆砂量に関する従来の研究は、地形、地質、気象などおもに山地における土砂生産に関連する因子のうち、いくつかの因子に着目して回帰分析などの統計的手法によって堆砂量との関係を求めているのが大部分であって、生産された土砂が貯水池へ流送される過程において関連する河道の水理因子と堆砂量との関係を土砂水理学的に検討したものはほとんどない。ただしさきに筆者が建設省土木研究所報告に発表した論文¹⁾ではこのような土砂水理学的な検討を行っているが、この論文はいくつかの根拠のあいまいな仮定のもとに考察を行っており問題点が少なくない。本研究は前論文の考え方を継承しつつ最近の実測資料に基づきさらに考察を加え、前論文の問題点の改良を試みたものである。

まず、土砂の生産流出過程との関連において堆砂量予測の基本的な考え方を述べ、次いで貯水池に流入する土砂量と水理、崩壊因子との関係の一般的特性についてマクロ的な検討を行い、さらに捕捉率の特性を考察し、既設 41 箇所の貯水池における資料をもとに堆砂量と水理、崩壊因子との関係の検討を行い堆砂量予測式を導いた。

2. 土砂生産流出過程と堆砂量予測の基本的な考え方

貯水池に堆積した土砂が貯水池への移動過程によって分類すると次のようになる。

(I) 貯水池に流入する河道の水流により流送されてきたもの。

これはさらに次のように分類される。

(1) 裸地斜面の表土が雨水による浸食作用によって剝離され河道に流入し流送されてきたもの。

(2) 山腹崩壊により生産された土砂が流送されてきたもの。

(3) 道路工事など人為的作用により生産された土砂が流送されてきたもの。

(II) 貯水池周辺の山地斜面より直接貯水池へ流入崩落堆積したもの。

以上の分類のうち (II) は生産土砂量が直接堆砂量に關係するものであるが現在のところこの現象の機構については不明な点が多く、量的に取り扱うことは非常にむずかしいと思われるので以下 (I) を対象として考察をすすめる。

(1) 雨水の浸食作用による生産土砂の流出過程

わが国の山地はおおむね植生が良好であって、治山事業の進展に伴い、いわゆるはげ山で代表される大規模な裸地斜面はごく少なくなっているため、山地において裸地と考えられるのは道路工事など人為的作用による捨土や切取斜面を除けば崩壊地であろう。したがって、雨水流により容易に浸食され流送される微細土砂、いいかえれば wash load の流送源はおもに崩壊地と考えられよう。

(2) 山腹崩壊による生産土砂の流出過程

貯水池上流の各河道、山地斜面に堆積している土砂の大部分は、豪雨、地震、雪崩などの自然的外力によって発生した山腹崩壊による生産土砂が、崩壊地から貯水池への流出過程において一時的に堆積しているものであるが、これらのうち崩壊地付近に堆積している微細土砂は雨水流による浸食、あるいは河道水流による浸食によって wash load として流送される。一方、河道に堆積している bed material load は、河道の水理量に關係する水流の流送力と供給土砂量との大小關係に規定されつつ流送されるから貯水池直上流河道区間においても流送土砂量が必ずしもこの区間の水流の流送力に対応しない

* 正会員 工博 神戸市立工業高等専門学校教授土木工学科

場合もありうる。ただこの区間への供給土砂量が流送力を下まわらない場合にはこの区間の流送土砂量は流送力に対応するであろう。しかし、このような供給土砂量と土砂流送力との大小関係は、既往の山腹崩壊の発生頻度や洪水の発生頻度、あるいは河道の状況などに関連するから、その一般特性を見出すことは非常に難しく、上流山地河道の実態を調査したうえで経験的に判断するよりほかないであろう。

(3) 堆砂量予測の基本的な考え方

堆砂量は、貯水池終端において流入する土砂量とダム余水吐より下流へ流出する土砂量との差であるから、堆砂量予測は貯水池終端における流入土砂量の予測と捕捉率の予測という二つの問題になる。捕捉率については、あとで改めて述べることにして、ここでは流入土砂量の予測に関する本解析の基本的な考え方を述べる。

米国では流砂量を実測して流量との相関を求め流入土砂量を予測する方法が行われているが、流送土砂の大部分が浮遊砂である場合には有力な方法である。しかし、わが国の山地河川では実測困難な掃流砂も大量に流送される場合が多いので、この方法を適用することは困難な状況にある。ただし、わが国でも浮遊砂の実測はこれまでかなり行われており、wash load を含む浮遊砂量はほぼ流量の二乗に比例するという結果が得られている。また、従来の土砂水理学の成果によれば、限られた粒径範囲については掃流砂量は水理量によって規定される。

もとより実際の貯水池上流河道では、水流の流送力と土砂供給量との大小関係や混合砂礫などの問題があるが、現段階ではこれらを量的に取り扱うことはきわめて難しく、特に本研究のように全国的な規模で資料を解析する場合にはほとんど不可能に近い。そこで本解析では、流入土砂量が流量などの河道の水理量に対応するという前提のもとに掃流砂量、浮遊砂量に関する従来の成果をごくマクロ的に処理して資料を解析し、実際の状況への適合性を検討することにした。

3. 流入土砂量と水理量および崩壊因子との関係

貯水池への流入土砂量は掃流砂量と浮遊砂量との和であるから、以下これらと河道水理量、あるいは崩壊因子との関係について従来の成果をもとにマクロ的な検討を行う。

(1) 掃流砂量と水理量との関係

掃流砂量に関する従来の公式の大部分は、掃流力が限界掃流力より十分大きい場合、次の形であらわされる。

$$q_B = \alpha u_*^m \dots\dots\dots (1)$$

ここに q_B : 単位幅あたりの掃流砂量

u_* : 摩擦速度

α : 土砂の粒径、比重、粗度などに関係する係数

である。

等流では、水深を h 、河床勾配を S とすれば

$$u_* = \sqrt{ghS} \dots\dots\dots (2)$$

であり、単位幅あたり流量は Manning 式では

$$q = \frac{h^{5/3}}{n} S^{1/2} \dots\dots\dots (3)$$

であるから

$$u_* = \sqrt{g} n^{2/10} (qS)^{3/10} S^{1/20} = k (qS)^{3/10} \dots\dots (4)$$

$$k = \sqrt{g} n^{3/10} S^{1/20}$$

となる。式 (4) を式 (1) に代入すると

$$q_B = \beta (qS)^{3m/10} \dots\dots\dots (5)$$

$$\beta = \alpha k^m$$

となるが、佐藤、吉川、芦田公式では $m=3$ であるから、この場合式 (5) は

$$q_B = \beta (qS)^{9/10} \dots\dots\dots (6)$$

となって q_B はほぼ qS に比例することになる。いま河幅を B とすれば全断面掃流砂量 Q_B は

$$Q_B = Bq_B = B\beta qS = \beta QS \dots\dots\dots (7)$$

となる。ここに $Q = Bq$ は流量である。

したがって、継続時間が T である洪水期間中に貯水池へ流入する総掃流砂量 V_B は形式的には

$$\begin{aligned} V_B &= \int_T Q_B dt = \int_T \beta QS dt = \beta S \int_T Q dt \\ &= \beta IS \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

$$I = \int_T Q dt : \text{流入量 (洪水量)}$$

となる。

この結果は、ごくマクロ的な検討にすぎないのであるが、掃流砂量 V_B が流入量 I 、河床勾配 S に関係することがある程度推察される。

もとより掃流砂量には、このほか、式 (8) の係数 β に含まれる土砂の粒度特性、あるいは粗度などの因子が関係するが、本解析のように全国的な規模で検討を行う場合には、これらの因子の特性をあきらかにするためには膨大な資料が必要となって取り扱いが非常に困難である。

(2) 浮遊砂量と水理量、および崩壊因子との関係

従来の実測結果¹⁾によると wash load をふくんだ浮遊砂量 Q_S はほぼ流量 Q の二乗に比例する²⁾。

$$Q_S = \alpha Q^2 \dots\dots\dots (9)$$

$$\alpha = 4 \times 10^{-8} \sim 6 \times 10^{-6}$$

係数 α の値は河川によって異なり、河道の水理量、流

域の荒廃度などに関連するものと考えられるが、現在のところわが国では α の特性についてはほとんど考察されていないようである。Egiazaroff³⁾によると α の値は $A_d \cdot D/A$ によって決定される定数として取り扱うと比較的観測値が系統的に表示されるようである。ここに A , A_d はそれぞれ流域面積、裸地面積であり、 D は流域平均勾配である。wash loadは、わが国の山地の状況よりすれば大部分崩壊地における雨水の浸食、あるいは崩壊地から河道に崩落した崩土の水流による浸食によるものであるから、崩壊地の規模がwash loadの流送量に関係することが十分考えられる。しかし、現在のところは浮遊砂量の予測は式(9)のような経験式によらざるをえない段階であって、係数 α の特性についてもEgiazaroffが行ったようなマクロ的な検討により崩壊地特性などの関連性を実証的に推定するよりほかないであろう。

(3) 解析可能因子の選定

本研究のように実測資料をもとに全国的な規模で実証的な検討を行う場合には、解析可能で、しかも情報が得られやすい因子の数は限られたものになる。

河道水理量としては、河床勾配、土砂粒度、河道横断形状、流量などが考えられるが、これらのうち流量、河床勾配以外の因子は、本解析のように全国的な規模で検討を行う場合には、取り入れることは非常に困難である。そこで、本解析では水理因子として流量、河床勾配の二つの因子を対象とすることにした。

崩壊地特性については、大規模な災害が発生した地域では土量、面積などの詳細な調査が行われているが、貯水池の流域では現在のところ、その数はきわめて少ない。しかし、比較的大規模な崩壊地については2.5万分1地形図、あるいは5万分1地形図に記載されているので、崩壊地の面積はこれらの地形図で計測できる。崩壊因子としては面積のほか傾斜度があるが、地形図では計測困難なので、本解析では崩壊地面積のみを対象とすることにして、計測は2.5万分1地形図によって行った。

4. 捕捉率

貯水池に流入する浮遊砂は、貯水池内を拡散浮遊するか、あるいは密度流を形成してダム付近まで流送されるので、浮遊砂の一部がダム余水吐より下流へ流出することが十分考えられ、特に堆砂が進行すれば相当量の浮遊砂がダム下流へ流出するであろう。したがって、貯水池の貯水容量が小さい場合などでは浮遊砂の捕捉率が問題になる。しかし、捕捉率には貯水池内における浮遊砂の挙動に関連する因子、すなわち、流入水量、貯水容量、

浮遊砂の粒度、余水吐の位置操作状況などの数多くの因子が関連しているため理論的な取り扱いには非常に難しく、現在のところC.B. Brown⁴⁾、およびG.M. Brune⁵⁾によって実測資料に関するマクロな検討が行われた程度である。

筆者は前報¹⁾において、Bruneの結果のわが国の貯水池への適用性について天竜川本川に階段状に設置された平岡貯水池、佐久間貯水池を対象として、昭和32年より昭和37年までの両貯水池の資料をもとに検討を行った。すなわち、佐久間貯水池にはごく小規模の支川しか流入していないこと、および平岡ダムより下流佐久間ダムまでの流域面積は約180 km²で佐久間貯水池の流域面積3300 km²の5%程度にすぎないことなどから、平岡貯水池より下流の残流域から佐久間貯水池へ流入する土砂の影響は非常に小さいと考えられたので、平岡貯水池の捕捉率 E を

$$E = \frac{\text{平岡貯水池の当年堆砂量}}{(\text{平岡貯水池の当年堆砂量}) + (\text{佐久間貯水池の当年堆砂量})}$$

により佐久間貯水池の捕捉率を100%と仮定したごく便宜的な方法で検討を行い、Bruneが求めた $E \sim C/I$ 曲線(C :貯水容量、 I :平均年流入量)のほぼ上限値に近いという結果を得た。もとより、この結果はごく概略的なものにすぎないのであって、今後さらに詳細な検討が望まれるところである。

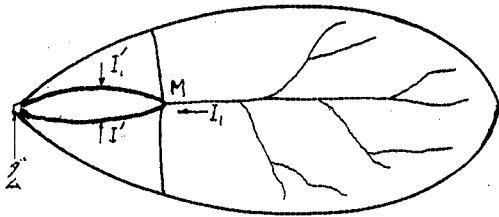
5. 堆砂量予測式とその適合性の検討

(1) 解析対象貯水池の選定

先に述べたように本解析では、流入土砂量が河道の水理量に対応することを前提としており、しかも、捕捉率については現在不明な点が多くないので、堆砂量と諸因子との関係を解析するには、河川の最上流に位置して土砂流送状況に人為的な影響がなく、流入土砂の大部分が堆積する貯水池を対象するのが望ましいのであるが、上流流域河道がまったく自然状態にある貯水池は現在では数少なく、取水せきや砂防ダムなどの構造物、あるいは道路工事などの人為的作用によって土砂流送状況が影響されている場合が多い。しかしこのような各貯水池独自の状況をすべて取り入れて解析することは不可能なので、ここでは上流に高さ15 m以上のダムがなく、一応最上流に位置すると考えられて、しかも貯水容量が大きく、現段階では捕捉率をほぼ100%に近いとみなすことができる貯水池を対象とすることにした。

(2) 流量資料の検討

式(8)から推察されるように貯水池に流入する土砂



図一 貯水池流域分割図 (集中型貯水池)

量には流入量 (洪水量) I が関係すると考えられるが、わが国では洪水時貯水池に流入する流入量 I は、一般に一定時間内における貯水位変化、すなわち貯留量と放流量から算定される場合が多い。このように貯水位変化より算定された流入量 I は、図一の場合には貯水池周辺からの流入量 I' と貯水池終端より上流河道区間からの流入量 I_1 との和と考えられるが、流入土砂の大部分は上流河道区間から流送されてきたものであるから、図一の貯水池終端 M 点における流入量 I_1 によって流入土砂量はおもに規定されよう。したがって、流入土砂量予測には貯水池終端における流量資料が望ましいのであるが、このような山地河川の洪水時流量観測は非常に困難で観測資料の精度も劣ると考えられるので、本解析では洪水流出の時差などの問題はあるが、貯水位変化から算定された流入量を簡単に流域面積比で換算して貯水池終端における流入量を求めることにした。すなわち、図一の場合は次の式によって貯水池終端 M 点の流入量 I_1 を求めることにした。

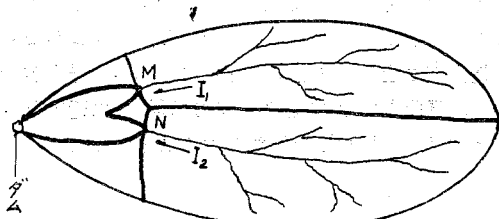
$$I_1 = I \cdot \frac{A_1}{A} \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 I : 貯水位変化より算定された総流入量
 A : ダム地点の流域面積

A_1 : 貯水池終端 M 点より上流の流域面積である。本解析では貯水池終端を常時満水位時の湛水区域の上流端とした。なお貯水池が図二のように二つの河道に分岐している場合には、それぞれの河道の貯水池終端 M 点、N 点における流入量 I_1, I_2 を次の式で求めることにした。

$$I_1 = \frac{A_1}{A} I \dots\dots\dots(11)$$

$$I_2 = \frac{A_2}{A} I \dots\dots\dots(12)$$



図二 貯水池流域分割図 (分岐型貯水池)

ここに A_1, A_2 はそれぞれ図二の M 点、N 点より上流の流域面積である。

ただし本解析が用いた流量資料は、大部分日平均流量 (日流量) \bar{Q} しか記載されていないので、次の式で求められる 24 時間総流入量 I を流入量 (洪水量) とした。

$$I = 86400 \bar{Q} \dots\dots\dots(13)$$

(3) 流量、河床勾配と限界掃流力との関係の検討

流送土砂量と洪水量との関係を検討する場合には、限界掃流力などの土砂流送限界に対応する流量が問題になる。

粒径範囲の広い混合砂礫が流送される山地河川における砂礫の流送機構や限界掃流力の問題については最近かなり研究が進められているが、これらの成果を実際問題に適用するうえで必要な資料は現段階では必ずしも得られていない場合が多いので、ここでは実用上の便を考慮して、貯水池の上流端で普通見受けられる程度の砂礫の移動限界に対応する流量がどの程度になるか概略の検討を行ってみた。

限界掃流力式として岩垣公式を用いると、粒径 3 mm 以上の砂礫に対して

$$u_*^2 = 0.809 d \dots\dots\dots(14)$$

u_* : 摩擦速度 (m/s)

d : 粒径 (m)

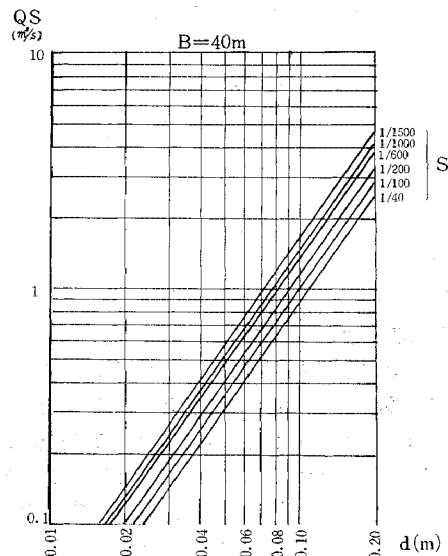
であるから、この式の左辺に式 (4) を代入すると

$$gn^{2/5} S^{1/10} (qS)^{3/5} = 0.809 d \dots\dots\dots(15)$$

となる。この式を変形した

$$qS = \left(\frac{0.809}{g} \right)^{5/3} \cdot \frac{1}{n} \cdot \frac{1}{S^{1/6}} d^{5/3} \dots\dots\dots(16)$$

において Manning-Strickler 式 $n = 0.0417 d^{1/6}$ を代入



図三 QS~d 図

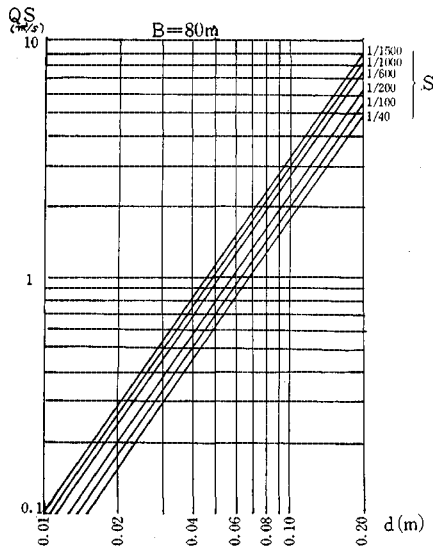


図-4 QS~d 図

して整理すると

$$qS = 0.376 S^{-1/6} d^{3/2}$$

あるいは

$$QS = 0.376 BS^{-1/6} d^{3/2} \dots \dots \dots (17)$$

$$Q = Bq; \text{流量}, S: \text{河床勾配}, B: \text{河幅}$$

となる。

図-3,4には、式(17)により河幅 B 、河床勾配 S をパラメーターとして QS と d との関係を示したものである。

筆者は前報¹⁾において $QS=1$ の条件を満足する流量を土砂流送限界に対応する流量として、流量 $Q=1/S$ 以上の流入量を洪水量としたが、図-3,4によると $QS=1$ の条件はほぼ 基石大~こぶし大 程度の礫の流送限界に対応する。

したがって、日流量 \bar{Q} についても $\bar{Q}=1/S$ 以下であれば礫以上の粗粒土砂の流送量は少ないと考えられることになる。表-1 はダム管理所に照会した結果では貯水池終端付近には砂以下の細粒土砂しか堆積していない状況にあって礫の流入は少ないと考えられる貯水池についてダム地点における既往最大日流量 \bar{Q}_{max} と \bar{Q}_0 (\bar{Q}_0 は貯水池終端における $\bar{Q}=1/S$ の値をダム地点に流域面積比で換算した値である) とを比較したものである。これによればいずれの貯水池でも \bar{Q}_{max} は \bar{Q}_0 以下となっており、上に述べたようなごくマクロな考察による結

表-1 式(19)に対応するダム地点の日流量 \bar{Q}_0 、既往最大日流量 \bar{Q}_{max} 比較表

貯水池	\bar{Q}_{max} (m³/s)	\bar{Q}_0 (m³/s)	貯水池終端 河床勾配 S	ダム地点 流域面積 A (km²)	貯水池終端 流域面積 A_1 (km²)
A	1536	1641	1/1500	805	736
B	352	373	1/300	87	70
C	110	117	1/100	127	109

果でもある程度実際の状況に対応する場合もあるようである。しかし、きわめて粒径範囲の広い混合砂礫が流送されるのが通常であるわが国の山地河川の掃流限界に対するこのようなマクロな検討の適合性については、もとより表-1のような実例のみでは不十分であって、さらに検討を要するところであるが、全国的な規模でマクロな検討を行う本解析では個々の河川の特性を考慮して厳密な考察を行うには膨大な資料を必要として取り扱いがきわめて困難なので、ここではごくマクロ的に考えて掃流砂の流送限界を前報¹⁾と同様に

$$\bar{Q}S = 1 \dots \dots \dots (18)$$

\bar{Q} : 貯水池終端における日流量

S : 貯水池終端における河床勾配

として、 $\bar{Q}=1/S$ 以上の洪水時の流入量を洪水量とすることにした。

なお、流量資料に記載されている貯水位変化から算定されたダム地点の日流量を \bar{Q}_0 とすれば、図-1 の場合式(18)は

$$\bar{Q}_0 \frac{A_1}{A} S = 1 \dots \dots \dots (19)$$

となり、また 図-2 の場合は

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q}_0 \frac{A_1}{A} S_1 &= 1 \\ \bar{Q}_0' \frac{A_2}{A} S_2 &= 1 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (20)$$

となる。ここに S_1, S_2 はそれぞれ 図-2 の M 点、N 点における河床勾配である。

(4) 浮遊土砂量と洪水量との関係の検討

wash load を含む浮遊砂量は式(9)で推定できるが、この式によって洪水期間中の総浮遊砂量

$$V_S = \int_T Q_S dt = \int_T \alpha Q^2 dt \dots \dots \dots (21)$$

T : 洪水継続時間

を求めることは非常に複雑であり、特に本研究のように全国的な規模で解析を行う場合にはきわめて困難である。また、先にも述べたように本解析で用いた流量資料は大部分日流量 \bar{Q} しか与えられていないので、ここでは \bar{Q} および \bar{Q} より式(13)で求められる日流入量 I と24時間内総浮遊砂量 V_S との関係調べてみた。

いま、24時間内の毎時観測流量を $Q_i (i=0, 1, 2, \dots, 24)$ とすれば、24時間内総浮遊土砂量 V_S は式(21)より近似的に次の式で与えられよう。

$$\begin{aligned} V_S &= \alpha \left\{ \frac{Q_0^2 + Q_1^2}{2} + \frac{Q_1^2 + Q_2^2}{2} + \dots \right. \\ &\quad \left. + \frac{Q_{23}^2 + Q_{24}^2}{2} \right\} \Delta t \quad (\Delta t = 3600 \text{ sec}) \\ &= \alpha \left\{ \frac{Q_0^2 + Q_{24}^2}{2} + \sum_{i=1}^{23} Q_i^2 \right\} \cdot \Delta t \dots \dots \dots (22) \end{aligned}$$

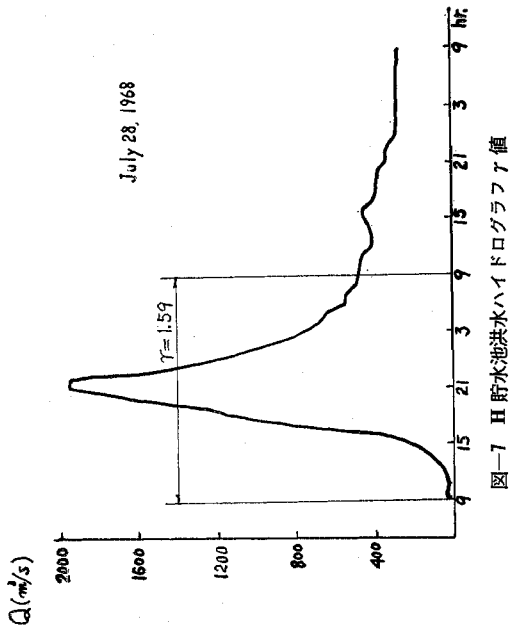


図-7 H 貯水池洪水ハイドログラフア値

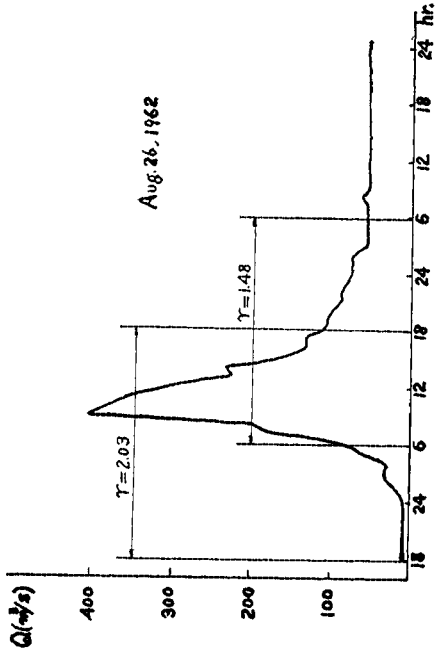


図-5 G 貯水池洪水ハイドログラフア値

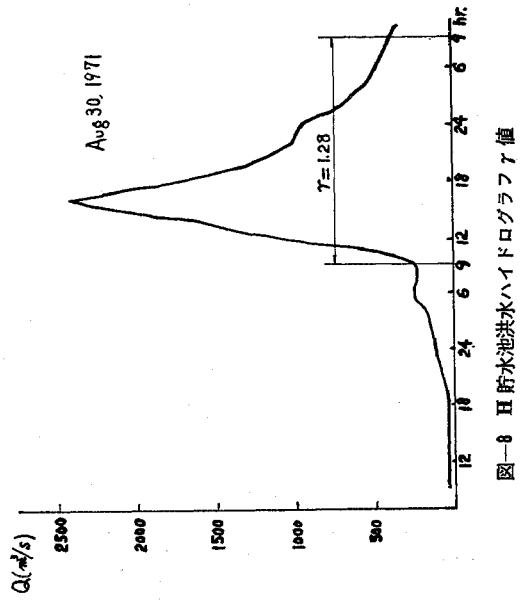


図-8 H 貯水池洪水ハイドログラフア値

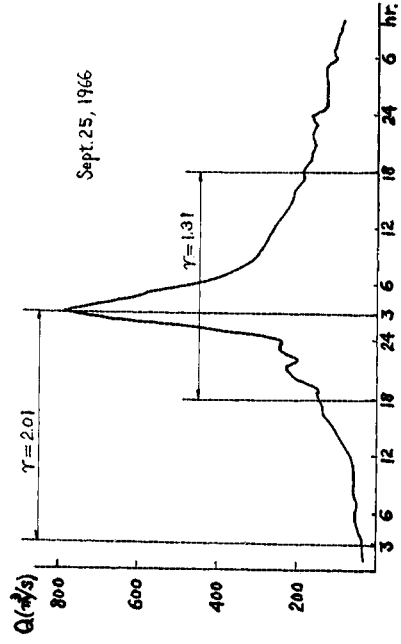


図-6 G 貯水池洪水ハイドログラフア値

一方、日流量 \bar{Q} は次の式で求められる。

$$\bar{Q} = \frac{1}{T} \left\{ \frac{Q_0+Q_1}{2} + \frac{Q_1+Q_2}{2} + \dots + \frac{Q_{23}+Q_{24}}{2} \right\} dt \quad (T=86\,400 \text{ sec})$$

$$= \frac{1}{24} \left\{ \frac{Q_0+Q_{24}}{2} + \sum_{i=1}^{23} Q_i \right\} \dots\dots\dots (23)$$

ここで

$$r = \left\{ \frac{Q_0^2+Q_{24}^2}{2} + \sum_{i=1}^{23} Q_i^2 \right\} / \left\{ \frac{Q_0+Q_{24}}{2} + \sum_{i=1}^{23} Q_i \right\} \cdot \bar{Q} \dots\dots\dots (24)$$

とおいて r の値を実測ハイドログラフについて調べると、図-5~8 に示すように洪水によって多少の差はあるがほぼ 1 と 2 の間であってさほど大きな差は認められない。これと同様の傾向が他の 16 箇所の貯水池における 30 個の実測ハイドログラフについても認められた。したがって式 (22) は次のように表わすことができる。

$$V_s = \alpha r \bar{Q} \left\{ \frac{Q_0+Q_{24}}{2} + \sum_{i=1}^{23} Q_i \right\} dt$$

$$= 86\,400 \alpha r \bar{Q}^2 = \alpha r \bar{Q} I \dots\dots\dots (25)$$

ここに

$$I = 86\,400 \bar{Q} : \text{日流入量}$$

である。

ゆえにある期間における浮遊土砂量 ΣV_s は

$$\Sigma V_s = 86\,400 \Sigma \alpha r \bar{Q}^2 = \Sigma \alpha r \bar{Q} I \dots\dots\dots (26)$$

となる。

r の値は洪水によって多少異なり、また α も流域河道の状況の変化に対応して年度によって異なった値になることが十分考えられるが、概略的にみればある期間内の浮遊土砂量 ΣV_s はほぼ $\Sigma \bar{Q}^2$ に比例すると考えられる。したがって、表-2 に示した D 貯水池における昭和 34 年度の資料において、日流量の各階級別に流入した浮遊土砂量の比率は、各階級の中央値を \bar{Q}_i 、年間発生頻度を f_i とすれば $\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ の比率である程度推定されよう。ただし河川における土砂流送は大部分洪水時に行われるから少なくとも豊水量程度以下の流量に対応する浮遊土砂量は考慮しなくともよいであろう。D 貯水池では豊水量は 42 m^3/s 程度であるので、表-2 では 50 m^3/sec 以上の規模の日流量について昭和 34 年度における $\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ 、 $\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ の総和 $\Sigma \bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ 、 $r_i = \bar{Q}_i^2 \cdot f_i / \Sigma \bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ 、および当年の最大日流量 \bar{Q}_{max} よ

表-2 D 貯水池日流量階級別 $\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ 値
(昭和 34 年 1 月~12 月 日流量資料による)

日流量 (m^3/s)	日流量各階級中央値 \bar{Q}_i (m^3/s)	年間発生頻度 f_i (回)	$\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ ($\times 10^4$)	r_i	R_i
50~ 60	55	42	12.7	0.028	1.000
60~ 70	65	33	13.9	0.031	0.972
70~ 80	75	16	9.0	0.020	0.941
80~ 90	85	10	7.2	0.016	0.921
90~ 100	95	10	9.0	0.020	0.905
100~ 150	125	8	12.5	0.028	0.885
150~ 200	175	3	9.2	0.020	0.857
200~ 250	225	1	5.1	0.012	0.837
250~ 300	275	2	15.1	0.033	0.825
300~ 400	350	1	12.3	0.028	0.792
400~ 600	500	1	25.0	0.055	0.764
600~ 800	700	2	94.0	0.209	0.709
800~ 1000	900	0	0	0	0.500
1000~ 1200	1100	0	0	0	0.500
1200~ 1400	1300	0	0	0	0.500
1400~ 1600	1500	1	225.0	0.500	0.500
合計			450.0		

り \bar{Q}_i までの r_i の和 R_i を示してある。また表-3 は E 貯水池、F 貯水池において特に大量の土砂が流入した年における $\bar{Q} = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の規模の日流量について $\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ の値、比率を示したものである。

これら D、E、F 貯水池はいずれも図-1 のように大支川が流入していない型なので式 (19) で与えられるダム地点の日流量 \bar{Q} を求めると表-4 のようになる。この値と表-2、表-3 の値とを比較してみると、これらの貯水池ではいずれも表-4 の値以上の日流量に対

表-3 E 貯水池、F 貯水池日流量階級別 $\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ 値
(E 貯水池は昭和 36 年 1 月~12 月日流量資料
F 貯水池は昭和 44 年 1 月~12 月日流量資料による)

日流量 (m^3/s)	日流量各階級中央値 \bar{Q}_i (m^3/s)	年間発生頻度 f_i (回)	E 貯水池			F 貯水池			
			$\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ ($\times 10^4$)	r_i	R_i	$\bar{Q}_i^2 \cdot f_i$ ($\times 10^4$)	r_i	R_i	
30~ 40	35	8	1.0	0.023	1.000	3	0.4	0.010	1.000
40~ 50	45	2	0.4	0.009	0.977	3	0.6	0.015	0.990
50~ 60	55	2	0.6	0.013	0.968	1	0.3	0.008	0.975
60~ 70	65	1	0.4	0.009	0.955	0	0	0	0.967
70~ 80	75	2	1.1	0.025	0.946	3	1.7	0.042	0.967
80~ 90	85	2	1.4	0.032	0.921	2	1.4	0.036	0.925
90~ 100	95	0	0	0	0.889	0	0	0	0.889
100~ 150	125	2	3.1	0.070	0.889	5	7.8	0.195	0.889
150~ 200	175	2	6.1	0.138	0.819	1	3.1	0.077	0.693
200~ 250	225	1	5.1	0.115	0.681	0	0	0	0.616
250~ 300	275	0	0	0	0.566	0	0	0	0.616
300~ 400	350	0	0	0	0.566	2	24.5	0.616	0.616
400~ 600	500	1	25.0	0.566	0.566	0	0	0	0
600~ 800	700	0	0	0	0	0	0	0	0
800~ 1000	900	0	0	0	0	0	0	0	0
1000~ 1200	1100	0	0	0	0	0	0	0	0
1200~ 1400	1300	0	0	0	0	0	0	0	0
1400~ 1600	1500	0	0	0	0	0	0	0	0
合計			44.2			合計			39.8

表-4 式(19)に対応するダム地点の日流量 \bar{Q} 。

貯水池	\bar{Q} (m^3/s)	貯水池終端 河床勾配 S	ダム地点 流域面積 A (km^2)	貯水池終端 流域面積 A_1 (km^2)
D	354	1/300	828	702
E	109	1/100	311	285
F	170	1/150	229	202

応する浮遊土砂量の比率は全体のほぼ70%~80% ($R_i = 0.7 \sim 0.8$) となっている。すなわちこれらの貯水池では式(19),あるいは式(18)で与えられる掃流砂流送限界に対応する日流量以上の規模の洪水時に浮遊砂も相当量流送されるのではないと思われる。

しかし、以上述べたことは30~50 m^3/s 以上の規模の日流量を対象としたものであるから、実際の状況への対応性など検討を要する問題が含まれておりあくまでごく便宜的な方法にすぎない。今後このような wash load を含む浮遊土砂の流送限界について、理論的な究明はきわめて困難としても、浮遊土砂が水のごりとして容易に観察されることより、雨量あるいは流量の規模との関連について系統的な調査が行われた段階ではさらに合理的な推定も可能であろう。

(5) 水理, 崩壊因子を用いた堆砂量予測式

これまでの考察に基づき掃流砂量が式(8)で、また浮遊砂量が式(26)でそれぞれ与えられるものとすれば、ある期間に貯水池に流入する土砂量 V_T は次の式で知らされる。

$$V_T = \sum \beta I S + \sum' \alpha r \bar{Q} I \dots\dots\dots(27)$$

ここに I, \bar{Q} はそれぞれ貯水池終端における流入量(洪水量), 日流量である。

したがって、堆砂量 V_{ST} は、貯水池の捕捉率を E , 土砂の間隙率を掃流砂について λ_1 , 浮遊砂について λ_2 とすれば次の式で与えられよう。

$$V_{ST} = \frac{1}{1-\lambda_1} \sum \beta I S + \frac{E}{1-\lambda_2} \sum' \alpha r \bar{Q} I \dots\dots\dots(28)$$

この式の右辺第2項に含まれる $\alpha \bar{Q}$ は、式(9)によれば Q_s/\bar{Q} , すなわち浮遊砂の濃度 c_s の平均値 \bar{c}_s に対応すると一応考えられるが、 r, α , あるいは \bar{c}_s は年によって異なった値となることが十分考えられるので、式(28)のままでは取り扱いが困難である。

そこで

$$\eta = \frac{\sum' r \alpha \bar{Q} I}{\sum' I} = \frac{\sum' r \bar{c}_s I}{\sum' I} \dots\dots\dots(29)$$

とおけば η はある期間における $r \bar{c}_s$ の平均値とほぼみなすことができるから式(28)は次のようになる。

$$V_{ST} = \frac{\beta S}{1-\lambda_1} \sum I + \frac{E}{1-\lambda_2} \eta \sum' I \dots\dots\dots(30)$$

ここに \sum, \sum' はそれぞれ掃流砂, 浮遊砂の流送限界

に対応する流量以上の和であるが、現在のところこれらの値の厳密な推定は困難なので、ここではごくマクロ的な考えで処理することにして、掃流砂については式(18)に対応する日流量以上の総和をとることとした。

また、浮遊砂については、前節の表-2, 3に示したD, E, F貯水池の実例のように式(18)に対応する日量以上の洪水時に浮遊砂も大部分流送されると考えられる場合もあることも考慮して $\sum' = \sum$ とした。このようにすれば式(30)は次のようになる。

$$V_{ST} = K_1 S \sum I + K_2 \eta \sum I \\ = K_1 S I_T + K_2 \eta I_T \dots\dots\dots(31)$$

あるいは

$$\frac{V_{ST}}{I_T} = K_1 S + K_2 \eta \dots\dots\dots(32)$$

ここに

$$I_T = \sum I : \text{ある期間の貯水池終端における総流入量} \\ (\text{総洪水量})$$

$$K_1 = \frac{\beta}{1-\lambda_1}, K_2 = \frac{E}{1-\lambda_2}$$

である。

本解析が対象としている貯水池は貯水容量が十分大きく、すべて捕捉率 E はほぼ100%に近いとみなすことができるのであるが、もし上流河道の河道形状や、河道に堆積している砂礫の粒度組成、貯水池へ流入する砂礫の粒度組成などにさほど差がなければ、式(32)の係数 K_1, K_2 の値にはかなり共通した特性が認められるであろう。

しかし、式(32)右辺第2項の η は式(29)からあきらかなように浮遊砂の濃度に関連する因子であるから、流域の土砂生産状況、すなわち崩壊地の規模などによって変化するであろう。もとより個々の河川については浮遊砂実測資料をもとに η の特性について詳細な検討を行うことも可能であろうが、本解析のように全国的な規模の検討を行う場合には膨大な資料が必要となり到底取り扱うことは不可能なので、ここでは先に述べた Egiaroff の行った検討のように η はおもに崩壊地の規模に関連するというごくマクロな想定のもとに崩壊地の規模を示す因子として全国的な規模でも地形図で計測可能な崩壊地面積 A_d を取り上げ、これと流域面積 A との比 A_d/A に η が関係すると仮定して式(32)の左辺 V_{ST}/I_T と、右辺第1項の S , および第2項の η に関係する因子としての A_d/A との関係貯水池の実測資料により検討を行い共通特性を調べることにした。

そこで、まず図-1のように大支川が流入していない貯水池(以下このような型の貯水池を集中型とよぶことにする)27箇所について、 V_{ST}/I_T (V_{ST}, I_T は原則として貯水池竣工年度より昭和47年度までの総堆砂量実測値, および貯水池終端における総流入量である)

表一五 集中型貯水池における堆砂量実測値 V_{ST} と式 (33) による計算値 V_{SC} 比較表

貯水池 No.	V_{ST} ($\times 10^4 m^3$)	I_T ($\times 10^4 m^3$)	$\frac{V_{ST}}{I_T}$ ($\times 10^{-2}$)	S ($\times 10^{-2}$)	$\frac{A_d}{A}$ ($\times 10^{-2}$)	① $0.94 I_T S$ ($\times 10^4 m^3$)	② $1.33 I_T \frac{A_d}{A}$ ($\times 10^4 m^3$)	③ $V_{SC} = \frac{①+②}{①+②}$ ($\times 10^4 m^3$)
1	1592	55 576	2.90	1.43	1.26	747	931	1678
2	73	3 678	1.98	1.00	0.40	35	20	55
3	21	16 030	0.13	0.30	0.01	45	2	47
4	38	2 252	1.69	2.50	0.04	53	1	54
5	55	9 522	0.58	2.00	0.07	179	9	187
6	22	10 617	0.21	0.45	0	45	9	45
7	464	19 721	2.35	2.00	0.69	371	181	552
8	41	5 295	0.77	1.43	0.06	71	4	75
9	10	3 653	0.27	1.00	0.56	34	27	61
10	85	5 805	1.46	0.83	0	45	0	45
11	6	3 450	0.17	0.52	0	17	0	17
12	166	22 056	0.75	0.67	0.46	139	135	274
13	1 094	51 758	2.11	1.00	0.34	487	234	721
14	522	112 486	0.46	0.33	0.07	349	105	454
15	114	10 974	1.04	1.25	0.04	129	6	135
16	40	3 829	1.04	0.91	0	33	0	33
17	158	4 040	3.91	2.50	0.22	95	12	107
18	305	44 114	0.69	0.67	0.07	278	41	319
19	155	43 759	0.35	0.59	0.12	243	70	313
20	24	2 215	1.08	1.00	0.03	21	1	22
21	117	18 994	0.62	0.77	0.22	137	56	193
22	96	17 106	0.56	0.37	0.01	59	2	61
23	121	27 186	0.45	0.67	0.03	171	11	182
24	56	6 536	0.85	0.48	0.01	29	1	30
25	80	4 946	1.62	1.25	0.11	58	7	65
26	74	3 659	2.02	1.67	0.06	57	3	60
27	242	5 256	4.60	1.00	0.32	49	22	71

表一六 集中型貯水池における式 (33), (34) による堆砂量計算値と実測値比較表

貯水池 No.	堆砂量実測値 ($\times 10^4 m^3$)	式 (33) による計算値 ($\times 10^4 m^3$)	式 (34) による計算値 ($\times 10^4 m^3$)
1	1592	1678	3 770
2	73	55	89
3	21	47	9
4	38	54	23
5	55	187	142
6	22	45	2
7	464	552	663
8	41	75	151
9	10	61	120
10	85	45	4
11	6	17	1
12	166	274	461
13	1 094	721	823
14	522	454	251
15	114	135	62
16	40	33	5
17	158	107	64
18	305	319	207
19	155	313	395
20	24	22	6
21	117	193	562
22	96	61	14
23	121	182	107
24	56	30	5
25	80	65	37
26	74	60	36
27	242	71	176

と、貯水池終端における河床勾配 S (貯水池縦断面図より計測) および崩壊地密度 A_d/A (A_d は 2.5 万分 1 地形図で計測した崩壊地面積、 A はダム地点における流域面積である) との関係について検討を行うことにした。ただし I_T は、流量資料に記載されているダム地点の日流量 \bar{Q} について式 (19) に対応する値以上の洪水時流入量の総和を式 (10) で貯水池終端の値に換算したものである。表一五 に示した 27 箇所の貯水池における V_{ST}/I_T , S , A_d/A の値をみると、 V_{ST}/I_T と S , A_d/A との関係はほぼ次の式であらわされるようである。

$$\frac{V_{ST}}{I_T} = aS + b \frac{A_d}{A}$$

そこでこの式に含まれる係数 a , b の値を 表一五 をもとに multiple regression analysis によって求めると $a=0.94$, $b=1.33$ となった。したがって

$$V_{ST} = 0.94 I_T S + 1.33 I_T \frac{A_d}{A} \dots\dots\dots (33)$$

となる。式 (33) による計算値を 表一五 の右端 ①, ②, ③ の欄に示す。

式 (33) と式 (31) とを比較すれば、式 (33) の右辺第 1 項が掃流砂堆砂量に、第 2 項が浮遊砂堆砂量にそれぞれ対応すると考えられるが、もとより各貯水池において粒度調査が実施される段階まではこのことはあくまで推定にとどまるものである。

表一六 は、表一五 の 27 箇所の貯水池について式 (33)、および筆者が前報¹⁾において提案した式

$$V_{ST} = 8.85 I_T' S^2 + 7.83 I_T' \frac{A_d}{A} D^2 \dots\dots\dots (34)$$

I_T' : ダム地点における総流入量

D : 崩壊地の傾斜度

それぞれによって計算した値と実測値とを比較したものである。

式 (33) による計算値は二、三の貯水池でやや過大、あるいは過小になっているが、全般的に見て式 (34) より実測値に近い値を与えるようになって、特に A_d/A の値が大きい貯水池における式 (34) の精度はかなり劣る。これはおもに式 (34) を導く際の A_d の値が測量年度の古い 5 万分 1 地形図によって求められていることによるものと思われる。

(6) 堆砂量予測式の適合性の検討

図一2 のように大支川が流入している貯水池 (以下このような型の貯水池を分岐型と呼ぶことにする) について式 (33) の適合性を検討する。

このような貯水池の堆砂量は本川支川から流入する土砂量の和と考えられるから次の式であらわされよう。

$$V_{ST} = 0.94 (I_{T_1} S_1 + I_{T_2} S_2)$$

表一7 分岐型貯水池における堆砂量実測値 V_{ST} と式 (35), (36) による計算値 V_{SC} 比較表

貯水池 No.	$\frac{A_d}{A}$ ($\times 10^{-2}$)	河川名	S ($\times 10^{-2}$)	I_T ($\times 10^4 m^3$)	$0.94 I_T S$ ($\times 10^4 m^3$)	$1.33 I_T \frac{A_d}{A}$ ($\times 10^4 m^3$)	V_{SC} ($\times 10^4 m^3$)	V_{ST} ($\times 10^4 m^3$)
28	0.76	A川	0.67	1958	12	20	87	107
		B川	1.11	444	4	5		
		C川	1.43	1927	26	20		
29	0.12	A川	1.67	7100	111	11	122	52
30	0	A川	1.25	19826	232	0	241	126
		B川	1.00	937	9	0		
31	0.06	A川	0.50	5871	27	5	32	118
32	1.32	A川	1.67	2085	32	37	94	80
		B川	2.00	714	13	12		
33	0.37	A川	1.67	1312	20	7	38	21
		B川	2.50	367	9	2		
34	0.08	A川	2.00	3080	58	3	71	41
		B川	2.00	476	9	1		
35	0.14	A川	2.50	3947	93	8	110	43
		B川	2.50	356	8	1		
36	0.53	A川	2.50	743	17	6	23	33
37	0.28	A川	1.67	2248	35	9	68	129
		B川	1.67	606	9	2		
		C川	1.67	699	11	2		
38	0.24	A川	0.77	45706	331	146	887	909
		B川	1.43	24558	331	79		
39	0.03	A川	1.00	7061	66	3	156	102
		B川	1.00	7061	66	3		
		C川	1.67	1091	18	0.4		
40	0.009	A川	0.50	15258	70	2	231	151
		B川	1.00	16668	157	2		
41	0.16	A川	0.83	75975	592	161	1110	818
		B川	0.67	25875	163	55		
		C川	2.00	6673	125	14		

注 1: No. 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 38 の各貯水池の堆砂量計算値は式 (35) で求め、また No. 28, 37, 39, 41 の各貯水池の堆砂量計算値は式 (36) で求めた。
 注 2: No. 29 貯水池 B川, No. 31 貯水池 B川, No. 36 貯水池 B川, および No. 40 貯水池 C川についていずれも式 (20) に対応する日流量以上の規模の洪水は生起していないので $I_T=0, V_{SC}=0$ となった。

$$+1.33 \frac{A_d}{A} (I_{T1} + I_{T2}) \dots \dots \dots (35)$$

ここに I_{T1}, S_1, I_{T2}, S_2 はそれぞれ 図一2 の貯水池終端 M 点, N 点における流入量, 河床勾配である。ただし I_{T1}, I_{T2} は流量資料に記載されているダム地点の日流量について式 (20) に対応する日流量 \bar{Q}_0, \bar{Q}'_0 以上の洪水時流入量の総和を式 (11), 式 (12) で貯水池終端の値に換算したものである。なお、貯水池が三つの河道に分岐している場合には、堆砂量は次の式で与えられよう。

$$V_{ST} = 0.94(I_{T1}S_1 + I_{T2}S_2 + I_{T3}S_3) + 1.33 \frac{A_d}{A} (I_{T1} + I_{T2} + I_{T3}) \dots \dots \dots (36)$$

このような分岐型の貯水池 14 箇所について式 (35) あるいは式 (36) によって求めた計算値と実測値とを比較したのが 表一7 であって、この場合も大体において実

表一8 分岐型貯水池における式 (34) による計算値, 式 (35), (36) による計算値と実測値比較表

貯水池 No.	堆砂量実測値 ($\times 10^4 m^3$)	式(34)による計算値 ($\times 10^4 m^3$)	式(35), (36)による計算値 ($\times 10^4 m^3$)
28	107	1072	87
29	52	335	122
30	126	364	241
31	118	72	32
32	80	437	94
33	21	892	38
34	41	53	71
35	43	145	110
36	33	253	23
37	129	422	68
38	909	2043	887
39	102	283	156
40	151	69	231
41	818	2482	1110

測値に近い値を与えるようである。表一8 はこれらの貯水池に式 (34) を適用した計算値と式 (35) あるいは式 (36) による計算値, 実測値とを比較したものである。ただし、式 (34) の場合前報¹⁾と同様に本川の河床勾配を用いた。この表からあきらかなようにさきの集中型貯水池に比べると分岐型貯水池における式 (34) の精度はさらに劣るようであるが、これは先に述べた崩壊地面積の計測に古い地形図を使用していることほかに、式 (34) ではこのような分岐型貯水池でもダム地点における総流入量 I_T' をそのまま用いているのに対して、本解析では I_T' を式 (20) の条件を考慮して本川, 支川それぞれの貯水池終端における流入量に換算した値を用いていることの影響によるものと思われる。

これまでの検討によれば 表一5, 7 に示した 41 箇所の貯水池の大部分は式 (33), (35), (36) によって堆砂量が決まり、かなりの精度で近似される。すなわち、少なくともこれらの貯水池では、水理, 崩壊因子と堆砂量との間にかなり共通した特性が認められるようである。

本解析では、前報¹⁾で提案した式 (34) に含まれるいくつかの問題点、すなわち

- (1) bed material load, wash load の堆砂量がそれぞれ $K_1 I_T' S^2, K_2 I_T' \frac{A_d}{A} D^2$ の形であらわされると仮定してこれらの式の形を仮定した根拠の考察が欠けている。
- (2) $QS=1$ の条件の根拠についても考察を行っていない。

(3) 崩壊地の傾斜度 D を計測する場合、地形図上で崩壊地記号付近の等高線の高度差より求めているので、崩壊地の実際の傾斜度との対応性に疑問がある。

(4) 河床勾配 S は貯水池終端における値を用いているにもかかわらず流入量 I_T' はダム地点の値を用いている。

などの諸点について、まず、従来の流砂量式、限界掃流方式に基づくマクロな考え方ではあるが予測式の根拠の検討を行い、また、地形図による計測が困難な崩壊地傾斜度を因子から除外し、さらに流入量として貯水池終端における値を用いて実際の状況に対応させるなどの改良を試みたのであるが、表-6.8の結果によれば本解析で導いた予測式は式(34)よりも全般的にさらに実際の値に近い結果を与えると考えられる。

(7) 堆砂量予測式適用上の問題点

本研究で導いた堆砂量予測式は、流入量 I_T 、貯水池終端付近の河床勾配 S 、および崩壊地面積 A_d の3つの因子より堆砂量を推定するものであるが、この予測式を適用する場合には、これらの因子の将来変化の予測が問題になるであろう。

流入量の予測には流量時系列の設定等、水文統計的考察が必要であろうがきわめてむずかしい問題であって、崩壊地、すなわち流域土砂生産状況の変化の予測とともに今後の課題であろう。

貯水池終端における河床勾配も、堆砂の進行に伴ってあらわれる背砂の影響により変化することが十分考えられるので、できれば貯水池終端よりさらに上流1~2km程度の区間の河床勾配を用いるなどの配慮が望ましい(ただし本研究では資料としては貯水池縦断面のみしかえられなかったのでやむをえず貯水池終端付近1~2km程度の区間のダム建設当時の河床線より測定した値を用いた。解析の対象とした貯水池はいずれも現在のところ堆砂率は15%程度以下であって背砂はほとんど認められない)。

このような問題のほかに本研究の予測式は、

- 上流河道山地には水流の土砂流送力を下まわらない程度の土砂生産供給堆積量があって、河道水理量と土砂流送量との間には対応関係がある。
- 従来の限界掃流力公式ではほぼ礫程度の流送限界に対応する規模以上の洪水を対象としている。
- 貯水池終端付近の河床勾配によって掃流砂量が規定されるとしてこの付近の背水の影響を考慮していない。

などの条件を前提としているので、実際には必ずしもこのような条件を満足しない状況もありうる。

たとえば

- 土砂生産頻度が少なく規模も小さいのに対して、河道が急峻で大規模な洪水の発生頻度が高い貯水池では、(a)の条件が成立しないことも十分考えられる。
- 上流河道が転石などの巨礫床であるか、あるいは砂床であれば、(b)の条件による洪水の規模が過大、あるいは過小になる可能性がある。
- 上流河道に緩勾配区間があれば、この区間によって土砂流送量が規定されて(c)の条件では過大な値を与える。
- 河床勾配に変化がなくても、上流河道の河幅が広く貯水池終端付近で急に狭くなっている場合には、この急縮部におけるせき上げの影響によって流入土砂が抑制されて(c)の条件ではやはり過大な値になる。

などの状況が考えられる。

このように実際の貯水池の堆砂状況には土砂生産流送状況、土砂粒度、河道形状、あるいは人為作用などの各貯水池独自の状況の影響が多分に含まれる場合が少なくないから、予測に際しては十分な調査を行い、予測式の適用可能性について慎重に検討を加え、もし予測式の前提条件に対応しない状況があれば、その貯水池独自の問題として本研究のようなマクロな考察ではなく、より詳細な水理学的考察が必要である。

なお、本解析が対象とした41箇所の貯水池は、いずれも河床勾配が1/300程度以上であるから(表-5.7参照)式(33),(35),(36)が適用可能なのは一応河床勾配が1/300程度以上の貯水池であって、この条件に対応しない極端に緩勾配の貯水池では、浮遊砂の流送限界など今後さらに検討を要するところである。

このほか巨礫を含む混合砂礫の流送機構等残された問題点が少なくない。

7. 結 語

本研究は、河道の水理量と土砂流送量との間の対応関係を前提として堆砂量と水理、崩壊因子との関係について、現段階では捕捉率をほとんど考察する必要のない大規模な貯水池41箇所を対象としてマクロな検討を行ったものであるが、得られたおもな結果をまとめると次のとおりである。

- マクロ的には掃流砂量は流量、河床勾配に、また wash load を含む浮遊砂量は流量、崩壊地密度(崩壊地面積・流域面積比)によっておもに規定される。
- 従来の限界掃流力公式によれば、 $QS=1(Q$:日流量)の条件はほぼ礫の流送限界であって実際の状況

にもある程度対応する場合もある。

(3) 貯水池終端付近の河床勾配が 1/300 程度以上の貯水池では、式 (18) で与えられる掃流砂流送限界をそのまま浮遊砂流送限界として式 (33), (35), (36) を適用した結果、集中型貯水池、分岐型貯水池ともに式 (34) よりも良好な結果が得られた。

(4) 式 (33), (35), (36) に含まれる $0.94 I_T S$ が掃流砂堆砂量、 $1.33 I_T A_d / A$ が浮遊砂堆砂量にそれぞれ対応すると一応考えられる。しかし、堆砂粒度調査実施例の少ない現段階ではあくまで一応の推定にすぎない。

ただし、これらの予測式の適用に際しては、貯水池独自の状況を十分考慮する必要があり、また、粒径範囲の広い混合砂礫の流送機構や捕捉率など今後さらに検討を要する問題が少なくない。

今後各地で行われる粒度調査等の実態調査資料を広範囲に蒐集し、さらに詳細な考究を続けていきたい。

なお、本論文は筆者が京都大学へ提出した学位論文“貯水池の堆砂に関する研究”の第3章をまとめたものであって、研究にあたって終始ご指導をいただいた京都大学防災研究所 芦田和男教授、および貴重な資料を提供していただいた関係各位に対して深甚の謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 江崎一博：貯水池の堆砂に関する研究，建設省土木研究所報告，第129号，pp. 55~83, 1966.
- 2) 土木学会編：水理公式集，pp. 215, 土木学会，1971.
- 3) Egiazaroff, I.V. : Polyphase Currents with Nonuniform Sediments and the Physics of River Flow, 13th I.A.H.R. Proc. Vol. 2, pp. 165-176, 1969.
- 4) Brown, C.B. : Discussion of "Sedimentation in Reservoirs" by B.J. Witzig, Trans. A.S.C.E., Vol. 109, pp. 1080-1086, 1944.
- 5) Brune, G.M. : Trap Efficiency of Reservoirs, Trans. A.G.U. Vol. 34, pp. 407-418, 1953.

(1976.7.26・受付)