

## 貯水池堆砂の数値シミュレーション

芦田 和男・藤田 正治

### SIMULATION OF RESERVOIR SEDIMENTATION

By Kazuo ASHIDA and Masaharu FUJITA

#### Synopsis

Reservoir sedimentation is one of the most important problems in river engineering. Methods to predict the processes of sedimentation of bed material load and wash load are suggested in detail. Channels often consist of a main channel and flood plains in alluvial rivers. Bed materials on flood plains are different from ones on main channels because fine sand and silt that are transported as suspended load or wash load are only deposited on flood plains. The theory to explain such a phenomenon has not been studied because of complexity of calculation. So, this paper presents a method to calculate of reservoir sedimentation in channels with flood plains by a simple way. This method is found to be able to reappear real reservoir sedimentation.

#### 1. 緒 言

わが国には貯水池が多く建設されているが、その多くは堆砂が進行しており、その機能維持が問題になっている。また、昭和59年9月14日に発生した長野県西部地震による御岳くずれに代表されるような大規模崩壊が起こると、これまでの堆砂量をはるかに超える堆砂が生じ、この問題は一層深刻化する。これに対して、堆砂防止軽減対策を講じることが重要であるが、そのためには堆砂の計算手法を確立して、堆砂の将来予測や防止軽減のための施設の効果を検討する必要がある。従来、堆砂の計算方法について多くの研究がなされ、最近でも浮遊砂の非平衡性やウォッシュロードを考慮したものが提案されており<sup>1)</sup>、かなり詳細かつ有効な計算法が提案されている。

実河川では横断形状が複断面を呈している個所が多くあり、高水敷と低水路では堆積物の特性がかなり異なる。すなわち、高水敷では低水路からの掃流砂の供給がないため、ウォッシュロードや浮遊砂成分の堆積が主となっている。従来の研究では、河道は単断面としているものが多く、高水敷を考慮した研究はほとんどないために、この点については説明できない。高水敷と低水路との流砂の混合機構は未だ不明確な点が多いが、本研究ではこの点に着目し、高水敷を考慮した堆砂計算法を提案する。

堆砂のシミュレーション方法を検討するためには、堆砂の諸特性を把握しておくことが重要である。そこで本研究では、まず、現地資料に基づいて、貯水池の堆砂過程について検討し、流入土砂の経年変化、河床縦横断形状、粒度分布の場所的变化特性について述べる。ついで、それらの諸特性が十分再現されるような貯水池堆砂のシミュレーション方法について提案する。本研究では、とくに河道を高水敷と低水路に分けて

## 2. 貯水池堆砂の諸特性

貯水池堆砂のシミュレーションを行うにあたり、堆砂の諸特性を明確にし、それをモデルの中に適切に導入し、またそれらが説明できるモデルを構築することが肝要である。そこで、長野県王滝川の牧尾ダムの堆砂を例に挙げて、資料解析より堆砂の諸特性について検討する。

### 2.1 堆砂量の経年変化

牧尾ダムの累計堆砂量  $V$  の経年変化は Fig. 1 に示すとおりである。参考のために、年最大洪水流量も同図に示している。築造後昭和60年までに、昭和54年10月28日の御岳山噴火および昭和59年9月14日の長野県西部地震という外的要因が堆砂に大きな影響を与えている。

御岳山の噴火や長野県西部地震が起こる前は、堆砂量と洪水流量との間には正の相関関係がみられる。しかし、これらの事象後では、それほど大きな洪水があったわけではないが、堆砂量は非常に多くなっている。これは噴火や地震による崩壊などのために生産土砂量が急激に増加したためであり、上流での砂防工事や河床のアーミング現象が進むと、それらの影響は低減し、噴火後は3年間で元の状態に戻っている。地震後は昭和61年現在もまだ大きな影響が見られる。このように、堆砂量は洪水のみに関係して変化するのではなく、大規模な崩壊が生じると、河床材料の粒度分布の変化や災害復旧工事等による流入土砂量の時間変化も影響する。

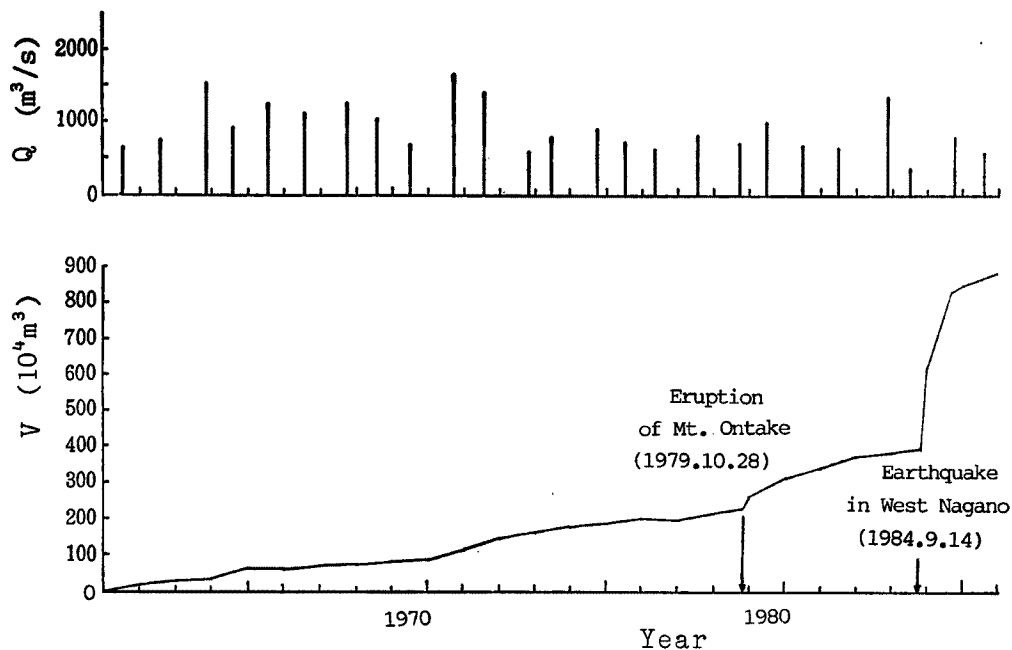


Fig. 1 Total volume of sedimentation and annual maximum discharge.

### 2.2 堆砂の縦横断形状

堆砂の縦断形状は Fig. 2 のとおりであり、地震発生後は多量の土砂流入によって明確なデルタが形成されている。堆砂が顕著に生ずる断面は、洪水流入時における貯水位に支配される。Fig. 3 は、地震後堆砂測量期間毎の各横断面積  $A_i$  の変化を示したものである。地震直後～昭和59年12月間においては、堆砂は No. 17 付近より下流で生じており、貯水池上流端付近ではむしろ侵食されている。堆砂のもっとも顕著な断面は

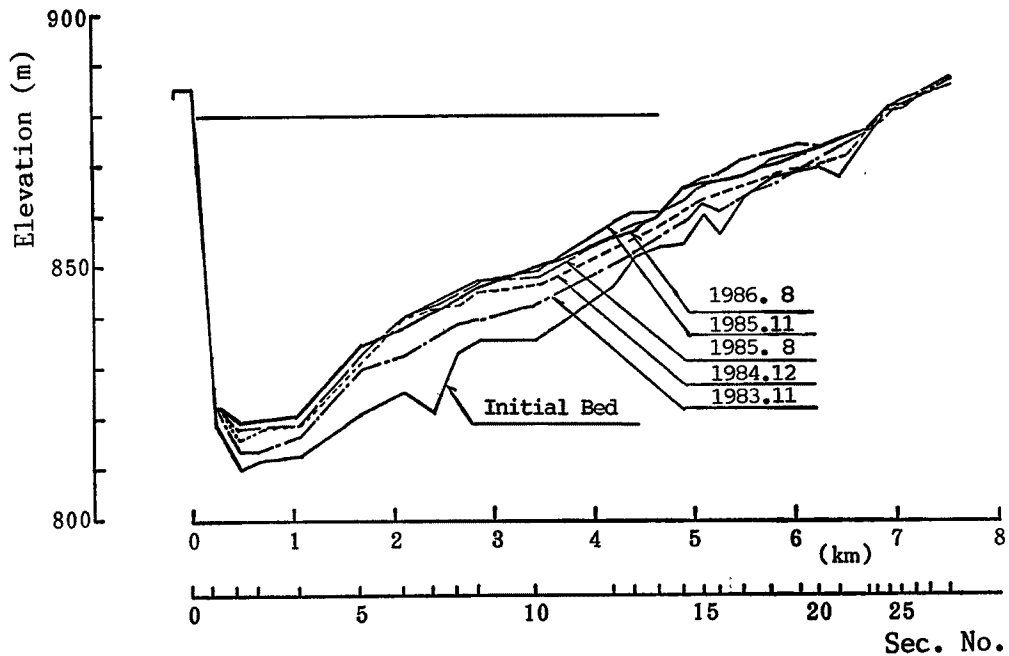


Fig. 2 Process of sedimentation in Makio Dam.

No. 3 と No. 6~No. 9 付近にある。昭和59年12月~昭和60年8月期間における堆砂は貯水池全域に及んでいるが、とくに堆砂の顕著な区間は昭和58年11月~昭和59年12月期間のものに比べて上流側にかたよっており No. 16 付近が最も顕著である。また、松原橋付近の No. 28 近傍においても堆砂している。昭和60年8月~昭和60年11月期間においては、その前に堆積の顕著であった区間が侵食され、その下流に堆積している。その堆積土砂は昭和60年11月~昭和61年8月期間においては、さらに下流へ流送されている。これらの変化は、Fig. 4 (a) および (b) に示す貯水位  $H$  と貯水池への流入量  $Q$  の時系列的变化からよく説明することができる。昭和59年12月までの堆砂に最も影響を与えた出水は11月中旬のものであるが、この時の貯水位は EL840~845 m であり、堆砂の最も顕著な断面 No. 6~No. 9 の堆砂標高と一致する。昭和59年12月~昭和60年8月までの堆砂に影響を与えた出水は3月と6月後半から7月中旬までと2時期あるが、後者の方が流量も大きく、より大きな影響を与えていると考えられる。この時期の貯水池水位は EL875 m 付近にある。堆砂が最も顕著な断面は No. 15~No. 17 付近で、堆砂標高は EL870~872 m で上の貯水位に対応している。また、さらに上流の松原橋付近にかけての堆砂は、この時期の出水によるものであることが理解される。

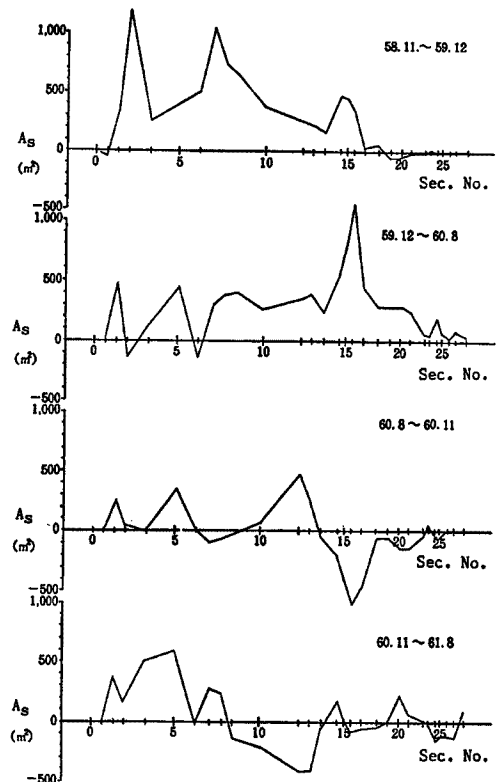


Fig. 3 Variations of cross section area with time.

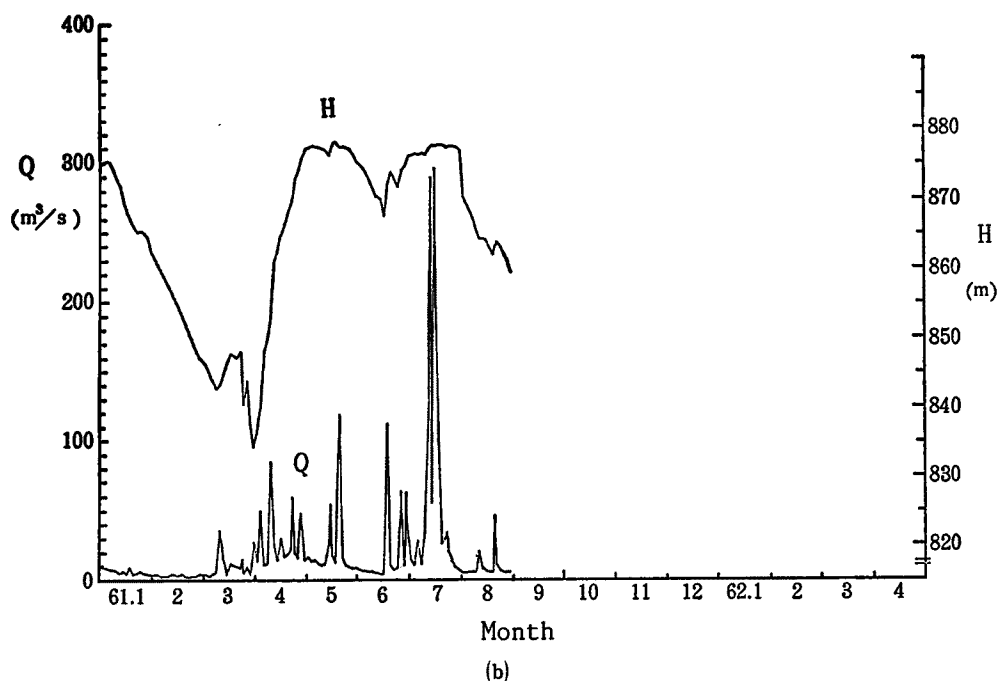
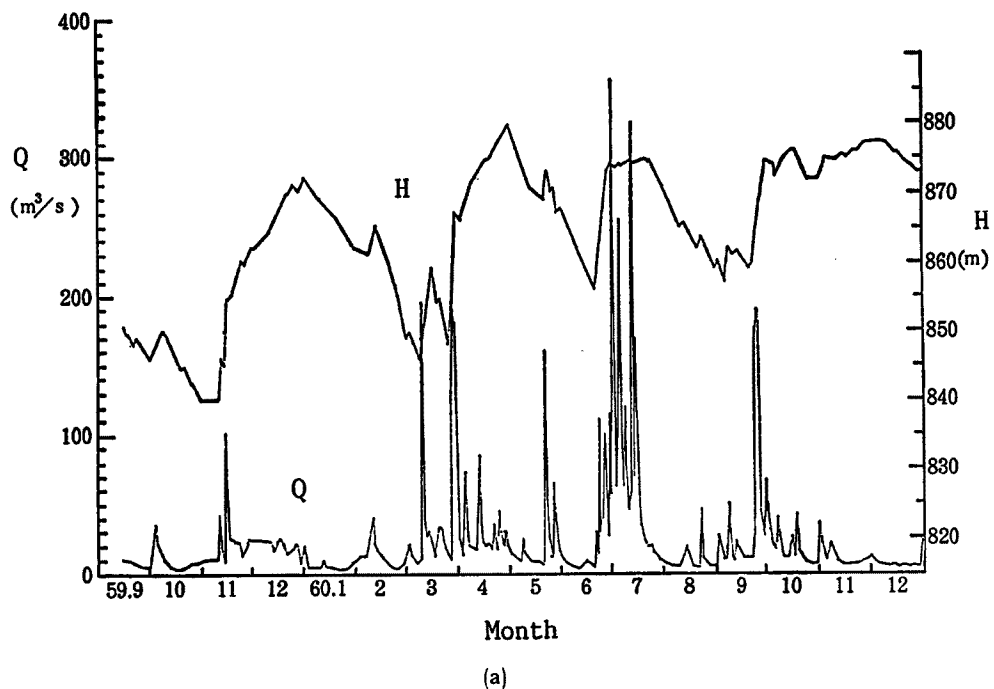


Fig. 4 (a)-(b) Discharge and water level.

昭和60年8月～昭和60年11月にかけては9月後半に出水があり、このときの貯水池水位は EL860 m 付近である。したがって、この堆砂標高を持つ No.13 付近より上流の堆砂は侵食されて、その下流に輸送された。昭和60年11月～昭和61年8月では4月上旬の貯水位が EL830 m～840 m のときに出水があり、デルタの先端が洗掘され堆砂標高が EL835 m になった。その後の出水のときには貯水位は EL870 m～875 m であり、それに対応して No.14 付近に堆積が生じている。

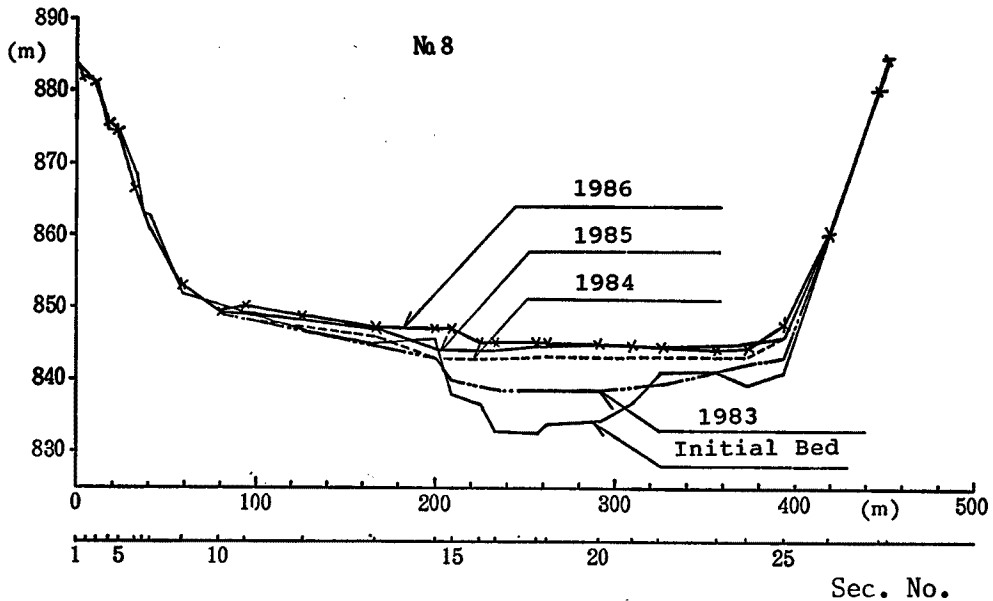


Fig. 5 Cross section of reservoir sedimentation.

Fig. 5 は複断面形状の個所の堆砂横断形状を示したものである。高水敷の部分にもかなり堆積しており、時間の経過とともに複断面から単断面になっている。

### 2.3 堆砂の粒度分布

御岳くずれによって流出した材料は岩塊、砂礫から砂・シルト・粘土の細粒分に至る極めて粒径範囲の広い混合物である。これらが貯水池に流入するにつれて、分級堆積や河床表面の砂礫の粗粒化が進み、粒度分布は場所的にかなり変化した。

Fig. 6 (a), (b) および (c) は、昭和60年における No. 4, 11 および 28 の地点の各深さ毎の粒度分布を示したものである。No. 4 では河床表面から 6.2 m, No. 11 では 8.25 m, No. 28 では 2.1 m の深さまでが堆積層である。この図から堆積物の粒度分布の流下方向および深さ方向の変化特性がわかる。No. 4 の堆積物は粒径が 100  $\mu$  以下の細砂やシルトで占められているが、No. 11, No. 28 と上流になるにつれて粒径が粗くなり、シルト、細砂、粗砂、礫と広範囲な粒度分布となる。No. 11 では表面から 5 m 位の所にウォッシュロードの堆積物がみられる。この堆積物は昭和60年の水位が高いときの堆積物と考えられ、水位によってはデルタ先端より上流でもウォッシュロードの堆積が生じる。また、No. 28 では御岳くずれ前アーマ・コートが形成されていたが、御岳くずれによる土砂流入によって河床が細粒化している。Fig. 6 (d) は、No. 8 の高水敷の河床表面の粒度分布と No. 8 に近い No. 6 および No. 9 の低水路における河床表面の粒度分布を示したものである。No. 8 の河床横断形状は Fig. 5 に示すような複断面形状であり、高水敷の個所にはウォッシュロードが堆積している。以上のように堆砂の粒度分布は流下方向だけでなく深さ方向や横断方向にも変化する。

貯水池へ流入する土砂のうち、粒径 0.1 mm 以上は、bed material load で、掃流力に応じて顕著なふるい分けが行われる。とくに、粒径 0.1~1.0 mm の範囲のものは洪水時における浮遊砂の主体を成し、貯水池内での掃流力の減少に応じて堆積し、デルタを形成し掃流砂として移動する。粒径 0.1 mm より細粒子はウォッシュロードで、デルタより下流側に堆積する。また横断面内では主流域からはずれた死水域に堆積する。御岳湖では貯水池水位が大きく変化しているので、ウォッシュロードの堆積位置も大きく変動し、水位の低いときにはデルタの先端より上流側では bed material load が主体を成し、それより下流はウォッシュ

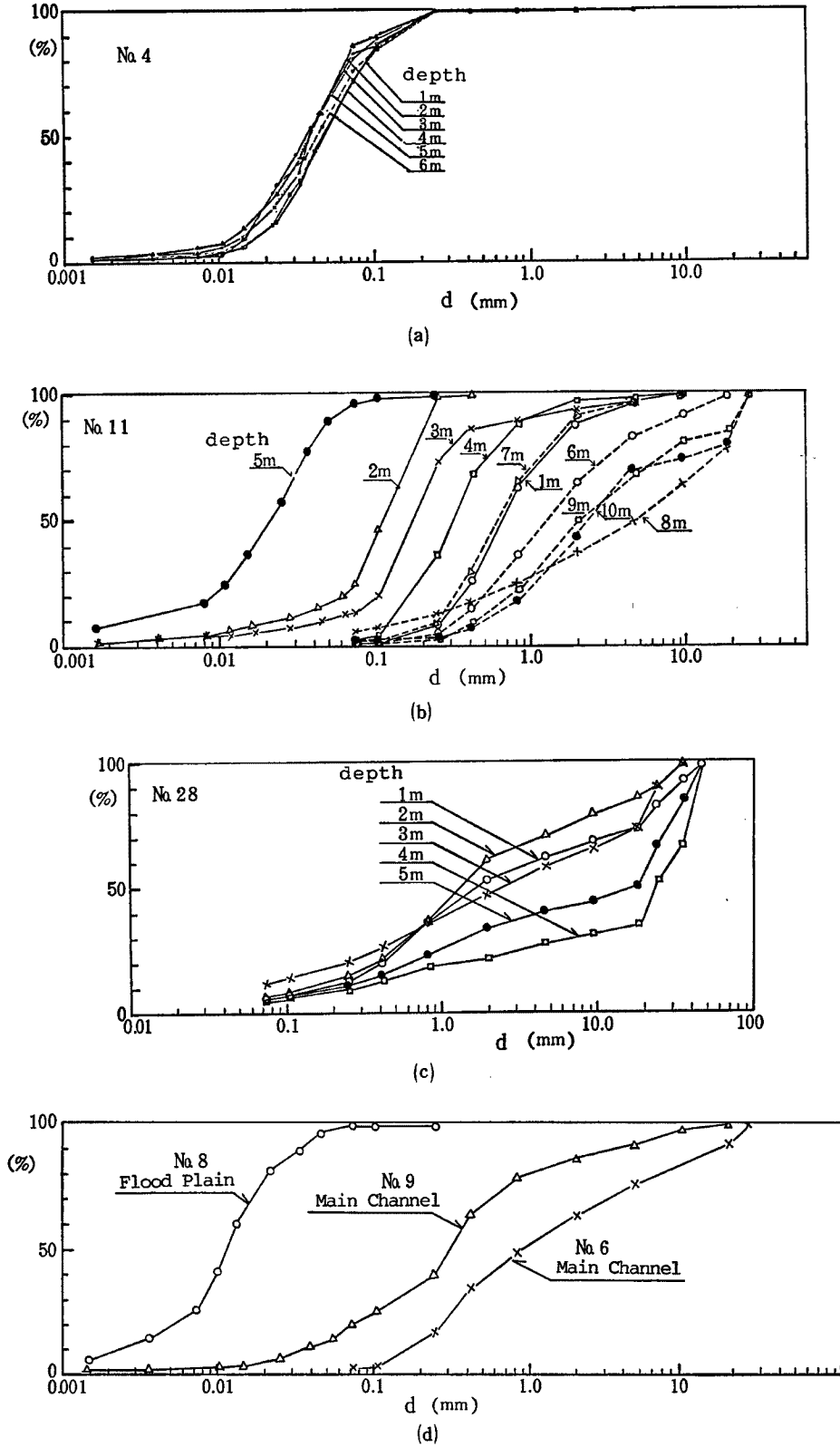


Fig. 6 (a)-(d) Grain size distribution of bed materials at each section.

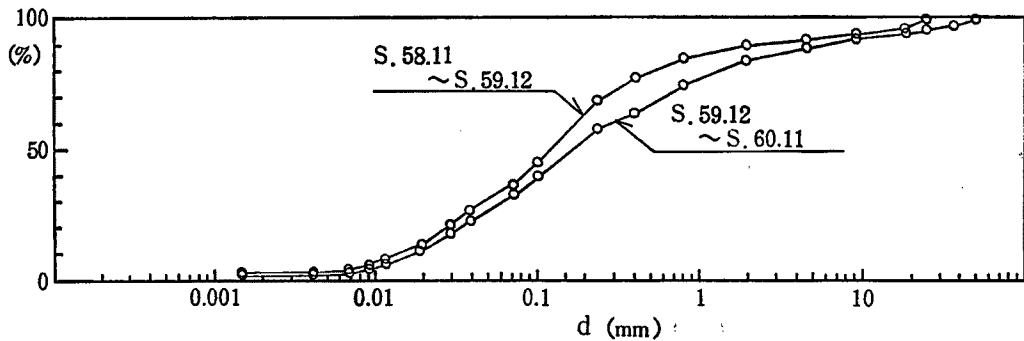


Fig. 7 Grain size distribution of sedimentation in Makio Dam.

ロードであろう。しかし、水位が高いときは Fig. 6 (b) に示すようにデルタ先端より上流にもウォッシュロードが堆積する。

Fig. 7 は昭和58年11月～昭和59年12月および昭和59年12月～昭和60年11月に堆積した土砂の粒度分布を上述の調査結果より計算した結果を示したものであり、この図より流入土砂の内40%～45%がウォッシュロード成分であることがわかる。他の貯水池でもこの様な割合でウォッシュロードが含まれていることが多く、堆砂過程でウォッシュロードの堆積は重要である。

### 3. 堆砂シミュレーションの方法

#### 3.1 概要

混合砂礫の河床変動は、流水の連続式と運動方程式、流水の抵抗則、流砂の連続式、流砂量式および河床材料の粒度分布の連続式を基礎式として計算される。ダム堆砂計算の場合、初期河床形および初期河床粒度分布が初期条件であり、貯水位、流量および上流端における粒径別流入土砂量の時系列が境界条件となる。粒径別流入土砂量は流砂量式と河床表面の粒度分布から計算されるので、河床表面の粒度分布を境界条件としてもよい。

計算区間は土砂生産の場から貯水池までとするのが良いが、現実には土砂生産の実態をモデル化するのが難しいので、貯水池背水端付近を上流の境界条件とするのが一般的である。したがって、中小洪水時のアーマーコートの形成過程を再現するためには、アーマーコートの破壊流量（河床の最大径の移動限界流量） $Q_c$  をしきい値として、 $Q < Q_c$  のとき上流端の流入土砂量を0として計算するのが簡単である。河道は複断面形を対象とする。

#### 3.2 基礎式

座標系は Fig. 8 に示すとおりとし、流下方向を  $x$  軸、それと直角横方向を  $y$  軸、直角上方向を  $z$  軸とする。まず、流水の連続式および運動方程式は、

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = I_0 - I_s \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $Q$ : 流量、 $x$ : 流下距離、 $v$ : 断面平均流速、 $h$ : 水深、 $I_0$ : 河床勾配、 $I_s$ : エネルギー勾配、 $g$ : 重力加速度である。また、流水の抵抗則にマンニングの式を用いると、

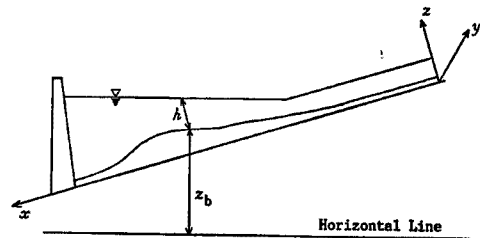


Fig. 8 Coordinate system.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 $n$ ：マンニングの粗度係数、 $R$ ：径深である。式(1)～(3)より、流量と貯水位が与えられると水面形が計算される。

つぎに、流砂の連続式は複断面形状の個所を考慮して、低水路と高水敷で別々に考える。低水路では、流砂が掃流砂、浮遊砂およびウォッシュロードで構成され、また、高水敷では、掃流力が小さいために浮遊砂とウォッシュロードの堆積が支配的であるとすると、

低水路：

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \cdot \frac{\partial [(q_B + q_S) \cdot B + Q_W]}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (4a)$$

高水敷：

$$\frac{\partial z_{bf}}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B_f} \cdot \frac{\partial [q_{Sf} \cdot B_f + Q_{Wf}]}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (4b)$$

ここに、 $z_b$ 、 $z_{bf}$ ：低水路および高水敷の河床位、 $B$ 、 $B_f$ ：低水路および高水敷の水路幅、 $q_B$ ：単位幅掃流砂量、 $q_S$ 、 $q_{Sf}$ ：低水路および高水敷の単位幅浮遊砂量、 $Q_W$ 、 $Q_{Wf}$ ：低水路および高水敷のウォッシュロードの流送量  $\lambda$ ：河床材料の空隙率である。

粒径別流砂量は芦田・道上の式<sup>2)</sup>を用いると次式で表される。

$$\frac{q_{Bi}}{p_i u_* d_i} = 17 \tau_{*ci} \left( 1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*ci}} \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*ci}}} \right) \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $\tau_{*i} = u_*^2 / sg d_i$ 、 $\tau_{*ci} = u_{*ci}^2 / sg d_i$ 、 $\tau_{*si} = u_{*si}^2 / sg d_i$ 、 $q_{Bi}$ ：粒径  $d_i$  の砂粒子の掃流砂量、 $p_i$ ：粒径  $d_i$  の砂粒子の河床表面に含まれる割合、 $u_{*ci}$ ：粒径  $d_i$  の粒子の移動限界摩擦速度、 $u_*$ ：有効掃流力、 $s$ ：砂粒子の水中比重である。摩擦速度  $u_*$  は対数流速分布則

$$\frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{\alpha d_m} \dots \dots \dots (6)$$

より計算される。ここに、 $d_m$ ：河床表面の平均粒径、 $\alpha$ ：係数である。有効摩擦速度は芦田・道上<sup>2)</sup>の理論に従って、次式で計算される。

$$\frac{v}{u_*} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{R}{d_m (1 + 2\tau_*)} \dots \dots \dots (7)$$

移動限界摩擦速度は Egiazaroff<sup>3)</sup>、芦田・道上<sup>2)</sup>の理論より、

$$\frac{d_i}{d_m} \geq 0.4 ; \frac{u_{*ci}^2}{u_{*cm}^2} = \left\{ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19 d_i / d_m)} \right\}^2 \dots \dots \dots (8a)$$

$$\frac{d_i}{d_m} < 0.4 ; \frac{u_{*ci}^2}{u_{*cm}^2} = 0.85 \dots \dots \dots (8b)$$

で算定される。

粒径別浮遊砂量は、粒径  $d_i$  の一様粒径の場合の濃度を  $C_i$  とすると、

$$q_{Si} = p_i \int_0^h u C_i dz \dots \dots \dots (9)$$

となる。ここに、 $u$ ：流下方向の流速分布であり、対数則が成り立つものとする、

$$\frac{u}{u_*} = 8.5 + 5.75 \log_{10} \frac{z - z_b}{\alpha d_m} \dots \dots \dots (10)$$

である。また、濃度分布として代表的なものは、

ラウス分布：



$$\frac{C_i}{C_{ai}} = \left( \frac{h-z}{z} \frac{a}{h-a} \right)^z \dots\dots\dots(11)$$

レイン・カリンスキー分布：

$$\frac{C}{C_{ai}} = \exp\left(-6Z \frac{z-a}{h}\right) \dots\dots\dots(12)$$

である。ここに、 $Z=w_{0i}/(\beta\kappa u_*^*)$ 、 $C_{ai}$ ：粒径  $d_i$  の砂粒子の基準点濃度、 $w_{0i}$ ：粒径  $d_i$  の砂粒子の沈降速度、 $\kappa$ ：カルマン定数、 $a$ ：基準点の位置であり、 $a$  としては、便宜上  $a=0.05h$  とするのが慣用的である。流速分布を平均流速で置き換え、濃度分布式(12)を使えば、式(9)は簡単に積分でき、次式のようなになる。

$$q_{s_i} = C_{ai} \frac{\exp(c_i)}{c_i} v(\exp(-c_1 a) - \exp(-c_1 h)) \dots\dots\dots(13)$$

ここに、 $c_1=6w_{0i}/(\kappa u_*^* h)$  である。ここでは、数値計算を簡単にするためにこの近似化を適用した。基準点濃度は、芦田・道上の理論<sup>4)</sup> より、

$$C_{ai} = K[g(\xi_0)/\xi_0 - G(\xi_0)] \dots\dots\dots(14)$$

で算定される。ただし、

$$g(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_0^2\right) \dots\dots\dots(15)$$

$$G(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi \dots\dots\dots(16)$$

である。ここに、 $K=0.025$ 、 $\xi_0=w_{0i}/(0.75u_*^*)$  である。

以上より、粒径別掃流砂量および浮遊砂量が計算され、単位幅掃流砂量および単位幅浮遊砂量は、

$$q_B = \sum q_{B_i} \dots\dots\dots(17)$$

$$q_s = \sum q_{s_i} \dots\dots\dots(18)$$

で算定される。

高水敷上の浮遊砂量  $q_{sf}$  は高水敷上の流量と低水路上の流量の比  $Q_f/Q$  から

$$q_{sf} = q_s \cdot Q_f/Q \dots\dots\dots(19)$$

で近似する。 $Q_f/Q$  は、低水路と高水敷で粗度係数、エネルギー勾配が等しいとすると、 Manning式より

$$\frac{Q_f}{Q} = \left(\frac{h_f}{h}\right)^{2/3} \cdot \frac{A_f}{A} \dots\dots\dots(20)$$

ここに、 $A$ 、 $A_f$ ：低水路および高水敷の流水断面積、 $h_f$ ：高水敷上の水深である。

つぎに、ウォッシュロードの流入量は一般に、

$$Q_w = k_w Q^2 \dots\dots\dots(21)$$

で計算される。ここに、 $k_w$ ：係数である。ウォッシュロードによる河床変動は、 $\partial Q_w/\partial x$  によって決まるが、この一般的算定式は明確でない。ここでは簡単に扱うために、 $u_* < w_{0i}$  のときウォッシュロードが堆積するとして、低水路および高水敷におけるウォッシュロードによる堆積速度を次式で

$$\frac{\partial z_{0w}}{\partial t} = 0 \quad (u_* > w_{0i}) \dots\dots\dots(22a)$$

$$\frac{\partial z_{0w}}{\partial t} = c_w w_{0i} \frac{1}{1-\lambda} \frac{Q_w}{Q} \quad (u_* < w_{0i}) \dots\dots\dots(22b)$$

$$\frac{\partial z_{fw}}{\partial t} = 0 \quad (u_* > w_{0i}) \dots\dots\dots(23a)$$

$$\frac{\partial z_{b/fw}}{\partial t} = c_w w_{0i} \frac{1}{1-\lambda} \frac{Q_{wf}}{Q_f} (u_* < w_{0i}) \dots\dots\dots(23b)$$

で与え、 $c_w, k_w$  は実測値から逆算して求める。

つぎに、粒度分布の時間変化を規定する式は、平野の研究<sup>5)</sup>にしたがって、

河床上昇の場合  $\partial z / \partial t \geq 0$ :

$$\frac{\partial}{\partial t} (Bp_i) = -\frac{1}{\delta(1-\lambda)} \left[ \frac{\partial}{\partial x} (Bq_{Bi} + Bq_{Si}) - (1-\lambda)B \frac{\partial z_{bw}}{\partial t} \right] - \frac{p_i}{\delta} \frac{\partial}{\partial t} (Bz_b) \dots\dots\dots(24a)$$

河床低下の場合  $\partial z_b / \partial t < 0$ :

$$\frac{\partial}{\partial t} (Bp_i) = -\frac{1}{\delta(1-\lambda)} \left[ \frac{\partial}{\partial x} (Bq_{Bi} + Bq_{Si}) - (1-\lambda)B \frac{\partial z_{bw}}{\partial t} \right] - \frac{p_{i0}}{\delta} \frac{\partial}{\partial t} (Bz_b) \dots\dots\dots(24b)$$

ここに、 $p_i$ : 粒径  $d_i$  の砂粒子が流砂交換層直下層に含まれる割合、 $\delta$ : 交換層の厚さである。高水敷では、上式で  $q_{Bi}$  を0、 $q_s$  を  $q_{sf}$ 、 $z_{bw}$  を  $z_{b/fw}$ 、 $B$  を  $B_f$  に置き換えればよい。

以上の諸式を連立して解けば、堆砂形状、河床の粒度分布の時間変化が計算できる。

**3.3 計算条件と計算方法**

計算に必要な初期条件と境界条件は次のようである。まず、初期条件は河床形状と河床材料の粒度分布に関して必要である。河床形状は Fig. 5 に示すような複断面形を呈している個所を考慮し、縦断方向だけでなく横断方向についても初期条件を設定する。Fig. 9 に後で述べる計算に用いた河道横断形状のモデルの一例を示すが、便宜上同図に示すように河床高が横断方向に急変する位置で低水路と高水敷を区分する。また粒度分布は、河床が上昇する場合と侵食される場合を考えて、縦断方向だけでなく深さ方向にも与えなければならない。つぎに、境界条件は流量、貯水位および計算対象区間の上流端における粒径別流入土砂量の時系列が必要である。粒径別流入土砂量は、水理条件と河床表面の粒度分布から得られるので、後者の境界条件は河床表面の粒度分布を与えてもよいが、2. で示した例のように粒度分布が経時的に変化する場合はその時系列を与える必要がある。

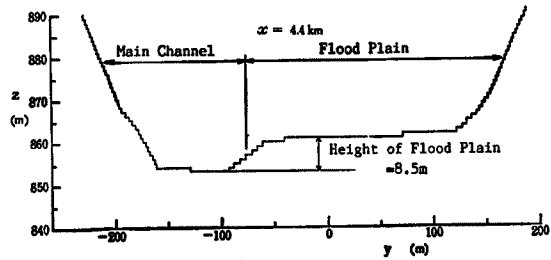


Fig. 9 A model of cross section.

3. 2の諸式は差分法による数値計算によって解析される。差分法の安定性を満たすためには、常流では流砂の連続式および粒度分布の連続式は距離に関して後退差分、時間に関して前進差分で式を展開し、射流では距離に関して前進差分、時間に関して前進差分で展開しなければならない。

**4. 堆砂再現計算への適用**

**4.1 計算対象区間および計算条件**

(1) 対象区間および対象期間

堆砂計算は牧尾ダムサイトから上流 7.5 km の地点までの区間について行うものとする。この区間の平面図を Fig. 10 に示す。図中のハッチを施した部分は河道横断面形状が複断面の個所であり、前述のとおりここではそれを考慮した河床変動計算を行う。この区間の上流端の河床位は昭和61年8月現在約 888 m であり常時満水位の 880 m よりも高いので、ここでは常時等流条件が得られているものと考えられる。計算対象期間は、昭和59年9月14日から昭和59年12月(期間A)、昭和60年1月から昭和60年8月(期間B)および昭和60年9月から昭和61年8月(期間C)とする。

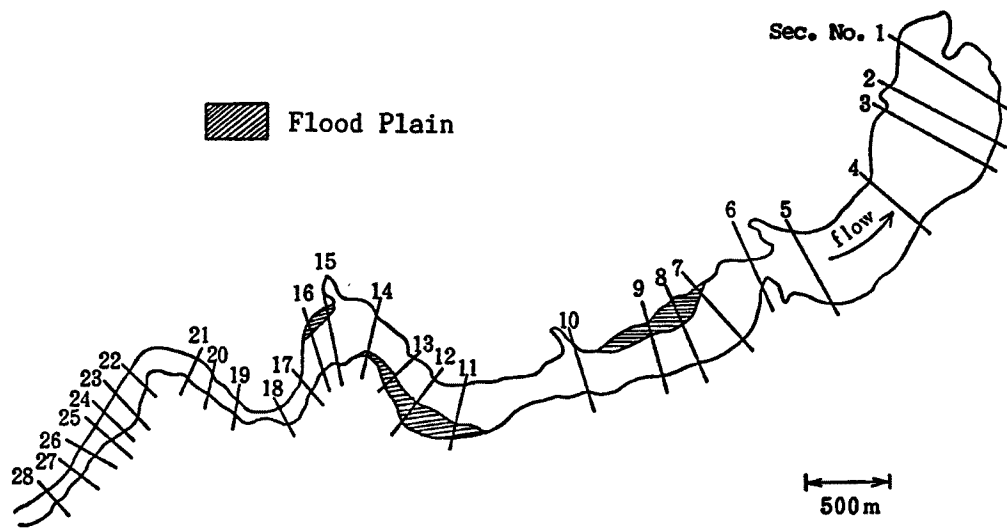


Fig. 10 Plan of region of simulation.

(2) 初期条件および境界条件

初期河床縦横断面形は、期間Aでは昭和58年11月現在河床，期間Bでは昭和59年12月現在河床とし，また期間Cでは期間Bの河床形状の計算結果を用いる。また，初期粒度分布はボーリングによる粒度分布の資料より，深さ1 m 毎に与える。粒径はTable 1 に示す11個の粒径階に分けるものとする。同表で，粒径階1がウォッシュロード，その他が Bed Material Load である。

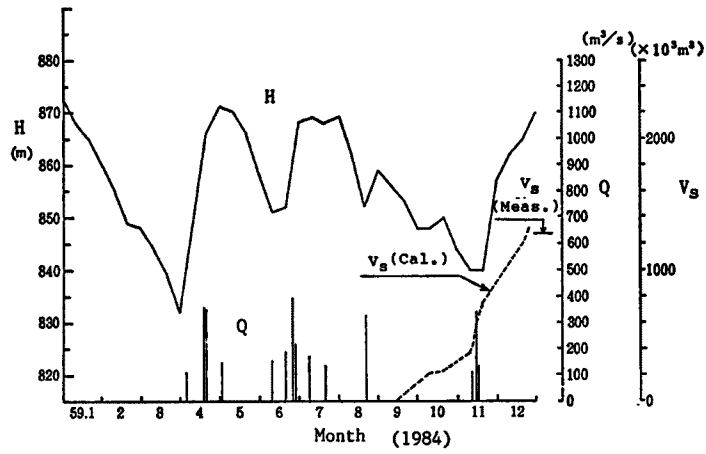
流水に関する境界条件は，Fig. 11 (a), (b) および (c) に示すような（ただし，100 m<sup>3</sup> 以上のものしか示していない。）実績の貯水位と流量の時系列を与える。ただし，ここに示した流量は貯水位の時間変動値から計算したものであり，上流端における流量ではない。従って，上流端における流量は貯水池への全流入量にダムサイトにおける流域面積とそこから7.5 km 上流の地点における流域面積の比0.7をかけて算定した。また，流量は流下方向に増加するが，ここでは，一定として扱う。

ついで，上流端における河床表面の粒度分布は次のように決める。堆砂形状を適切に再現するためには，上流端の河床表面の粒度分布をいかに決定するかが重要である。現地の資料をもとに決めるのも一つの方法であるが，測定が洪水後行われていること，御岳くずれ後粒度分布が変化していることおよび測定精度上の問題などにより，あまり良策とはいえない。そこで，流入土砂量が貯水池堆積土砂量に見合うように粒度分布を決める。Fig. 12 の曲線 I-1, I-2 および I-3 は，期間A，期間Bおよび期間Cの3期間における上流端の河床表面の粒度分布を推定した結果である。また，各々の粒度分布を使って，ウォッシュロードを除く堆積土砂量  $V$  を計算した結果は Fig. 11 に示すように実測値と良く一致している。Fig. 12 より，御岳くずれ後，上流からのシルトや細砂の流出が減少し，河床表面が粗粒化し，崩壊前の状態に急速に戻っていることがわかる。

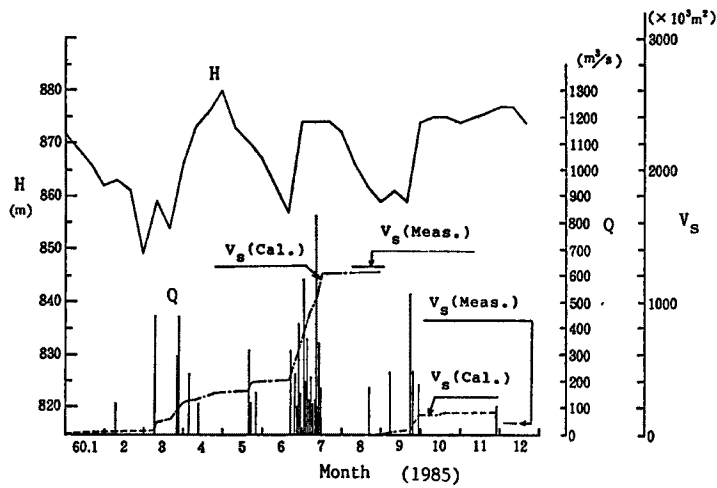
ウォッシュロードの堆積速度は式(21)，(22b)および(23b)より  $c_w \cdot k_w$  の値によって決まるが，これを理論的に同定することは困難である。そこで，実測のウォッシュロードの堆積速度から  $c_w \cdot k_w$  を逆算すると

Table 1 Representative diameter of material

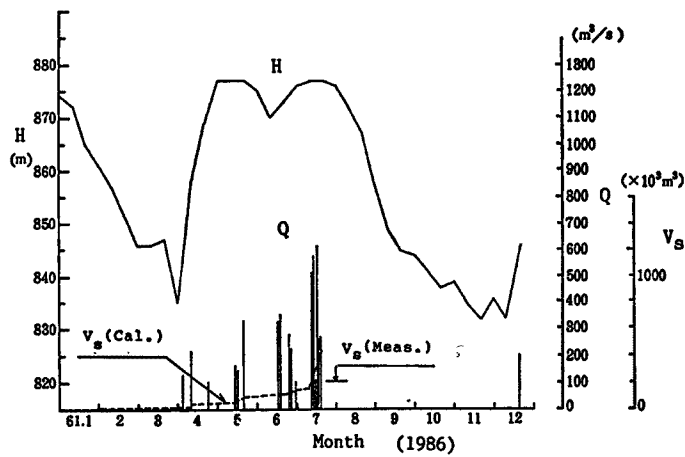
i	d(mm)	
1	0.04	wash load
2	0.16	bed material load
3	0.35	
4	0.59	
5	1.30	
6	3.09	
7	6.73	
8	13.50	
9	22.00	
10	31.10	
11	44.00	



(a)



(b)



(c)

Fig. 11 (a)-(c) Discharge and water level in Makio Dam.

$2 \times 10^{-5} \sim 2 \times 10^{-4}$  であった。そこで以下ではその間の値として  $c_W \cdot k_W = 5 \times 10^{-5}$  を用いることにする。

掃流力は式(6)中の  $\alpha$  を決めれば求められる。 $\alpha$  は 2~3 程度の値であるが、この値を用いると浮遊砂の非平衡性等のために堆積が実際よりも上流側で生じる。そこで、便宜上  $\alpha$  をダム湖内で 6 とし背水端で 3

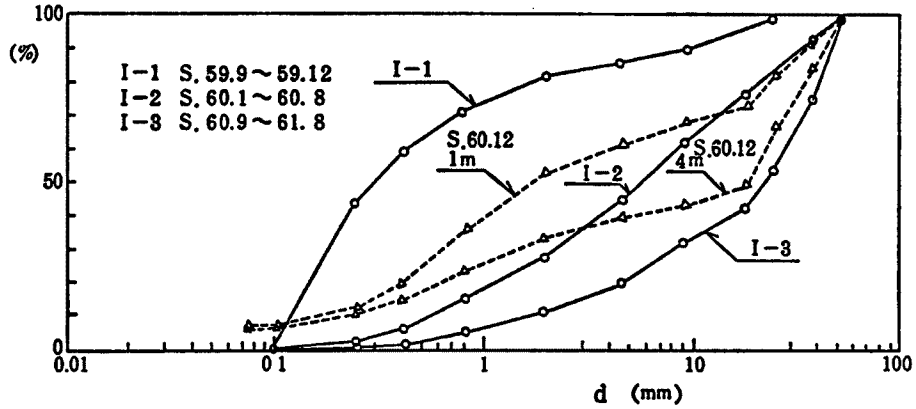


Fig. 12 Grain size distribution of bed surface materials in upstream boundary section.

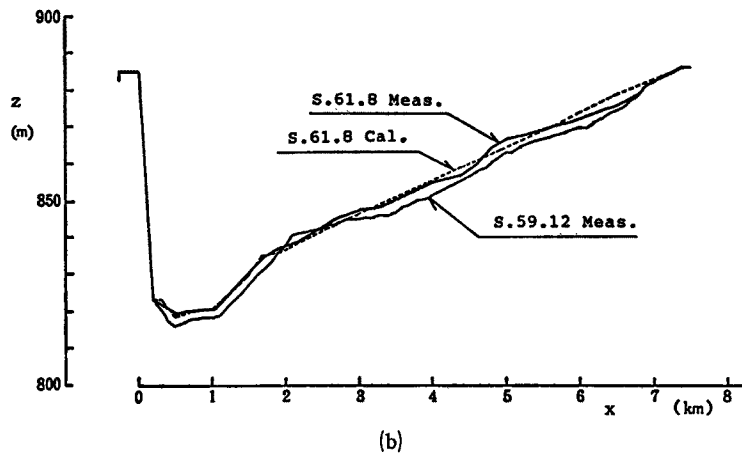
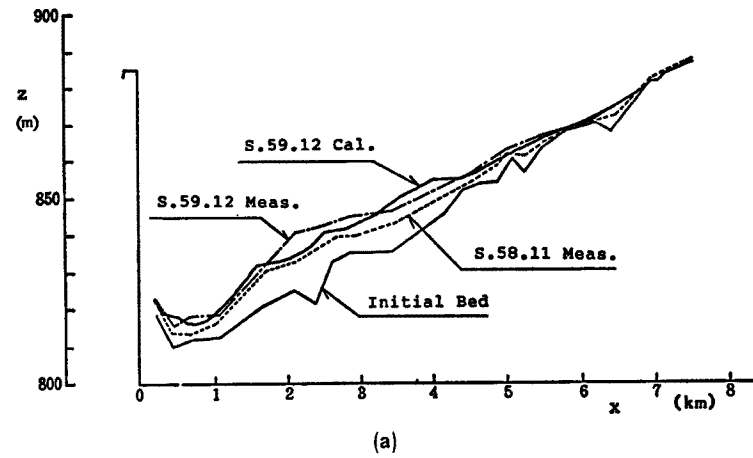


Fig. 13 (a), (b) Results on calculation of reappearance of sedimentation.

になるように距離に比例して減少させ、背水端より上流で一定値3を与えて湖内で掃流力を少し増加させた。

$x$  方向の差分間隔は  $\Delta x=100$  m, 時間間隔は  $\Delta t=3.6\sim 60$  sec とした。流れはほぼ常流であるので、流砂の連続式および粒度分布の連続式は距離に関して後退差分, 時間に関して前進差分で差分化した。

#### 4.2 計算結果

Fig. 13 (a) および (b) に, 期間AおよびCの堆砂再現計算の結果を示す。期間Aでは, 計算値と実測値はそれほど適合していない。この期間は災害直後であり, それほど大きな洪水があったわけではないがウォッシュロードや浮遊砂の流入が異常に多い。そのため, 実測の流入土砂の粒度分布が再現できるよ

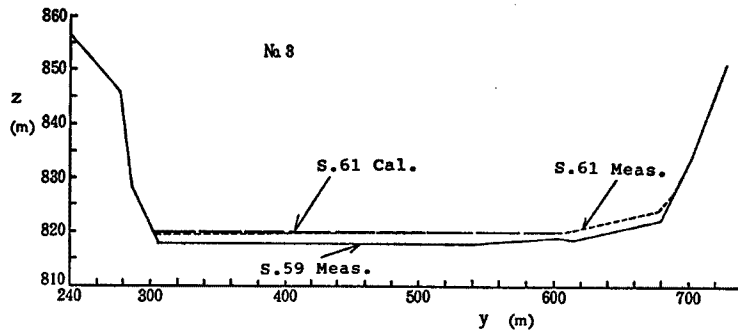
うな河床表面の粒度分布を用いると流入土砂量が過小になる。したがって, 堆積土砂量が合うように粒度分布を細かくしたが, そのため水位が高いとき(それほど大きな出水はなかった。)浮遊砂の堆積が生じEL850 m 付近にデルタが生じたものと考えられる。実際のデルタの位置がEL840 m であることから, 昭和59年11月の出水でこの期間の大部分の土砂が流入したものと考えられ, 上流端の河床表面の粒度分布をこの間でも変化させて与える必要がある。期間Cでは, ほぼ実測の堆砂形状を再現している。Fig. 14 (a) および (b) は, No. 3 および No. 11 の河道横断形状の再現計算結果を示したものである。高水敷の堆砂もよく再現できている。

Fig. 15 (a) および (b) は No. 11 および No. 17 の河床粒度分布の実測値と計算値の比較を行ったものである。十分適合しているとは言えないが, 深さ方向に粒度分布が変化する傾向がよく合っている。また, 図示していないが, No. 8 の高水敷の堆砂のほとんどはウォッシュロードであり, このことも実測結果とよく一致している。

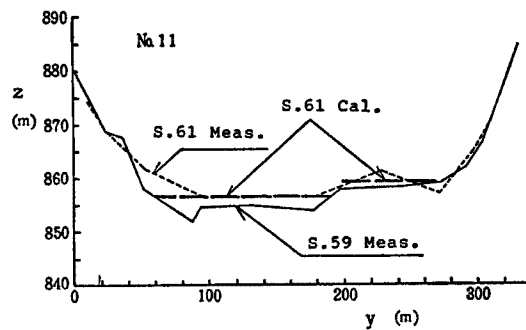
### 5. 貯砂ダムの効果の検討への適用

#### 5.1 貯砂ダムの概要

湖内への土砂流入を防除するための一方策として貯砂ダムの建設が考えられる。そこで, この効果について牧尾ダムを対象として本理論から検討しよう。貯砂ダムは, 洪水時期の前に空にしておき, 洪水時にたまった土砂を貯水位が低下する時期を利用して陸上掘削により排除し, 効率的な堆砂防止軽減を行おうとするものである。ここでは, 貯砂ダムを2基設置する場合を考える。設置位置は No. 14 (ダムサイトから約4.9 km 上流) および No. 19 (ダムサイトから約6 km 上流) の地点を考える。この地点は常時満水位の時



(a)



(b)

Fig. 14 (a), (b) Results on calculation of reappearance of sedimentation in lateral direction.

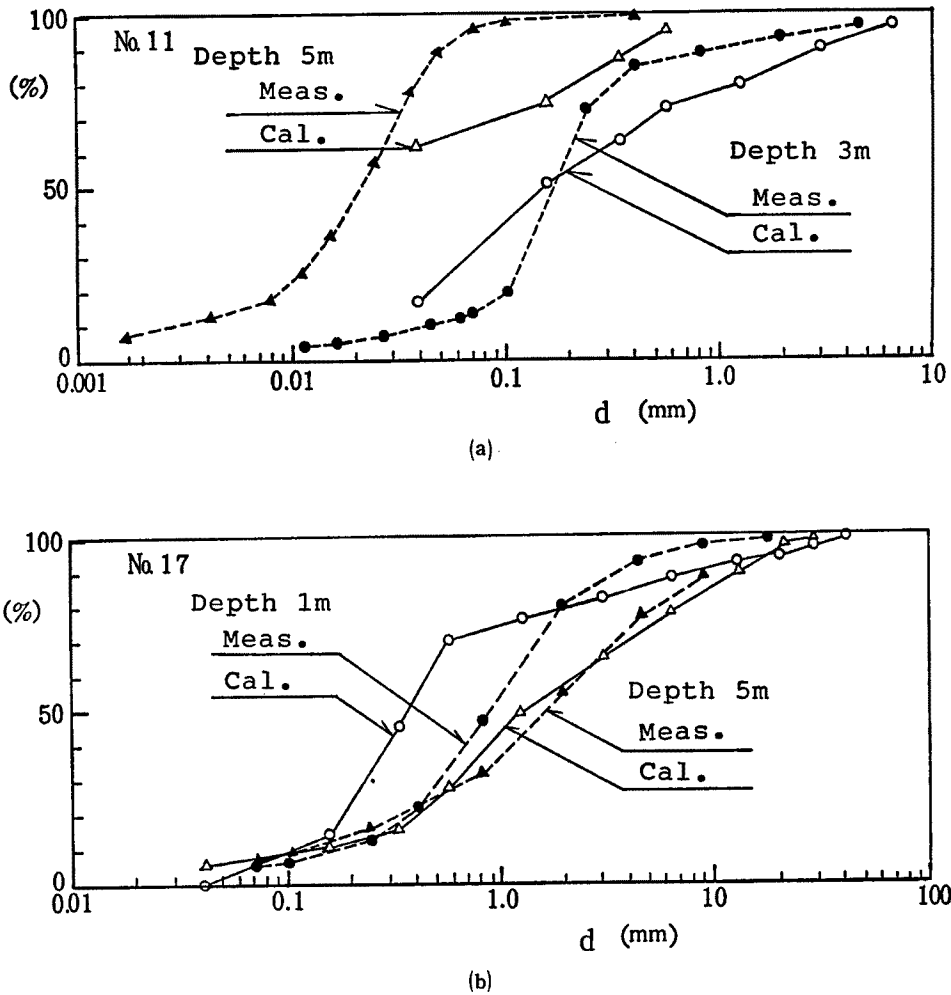


Fig. 15 (a), (b) Comparison between theoretical results and real ones on grain size distribution of bed materials.

両ダムとも水没する。それぞれのダムの諸元は、Table 2 に示すとおりである。

5.2 貯砂ダム砂効果

昭和55年5月15日～16日のピーク流量 1000 m<sup>3</sup>/s の実績洪水を与えて、堆砂計算を行う。このピーク流量は2～3年に一度生起する。上流端の河床表面の粒度分布は Fig.

12 の I-3 を用いた。流量の時系列は Fig. 16 に示すとおりである。また、貯水位は堆砂形状に大きな影響を及ぼす。そこで、上流側の貯砂ダムが水没するようなときと、下流側の貯砂ダムがダム背水端より上流になる場合について検討するために、貯水位を EL875 m と EL855 m の2通り設定した。

Fig. 17 (a) および (b) は、貯水位が EL875 m のときと EL855 m の場合の計算結果を示したものである。流入土砂のうち掃流砂は貯砂容量に余裕があればすべて貯砂ダムでカットできる。しかし、浮遊砂の場合、貯砂容量に余裕があっても、貯砂ダム内での掃流力の大ききで貯砂ダムを越えて流送されることも考え

Table 2 Scale of sabo dam

Sec. No.	14	19
El. of Levee Crown	873.0m	865.0m
Height	4.0m	8.0m
Crown Width	64.0m	110.0m

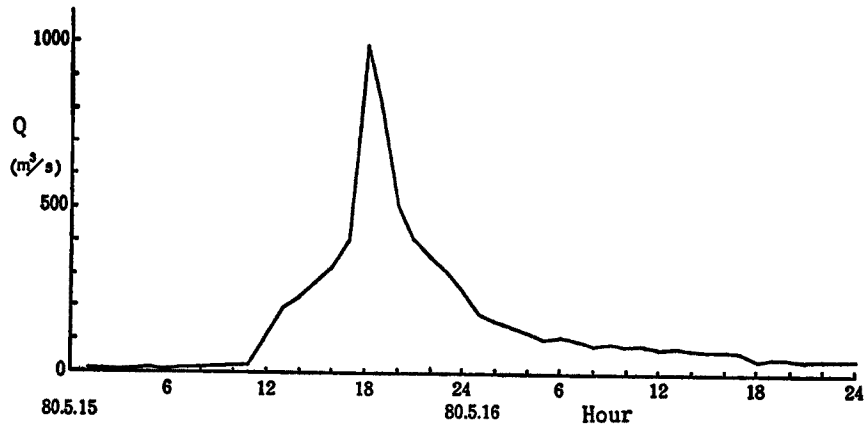
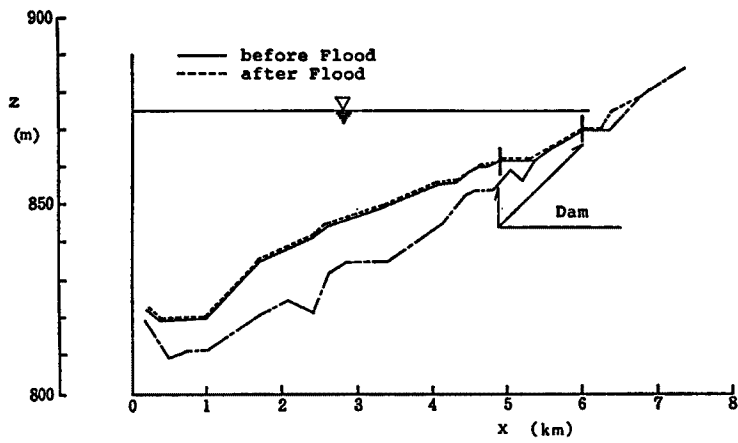
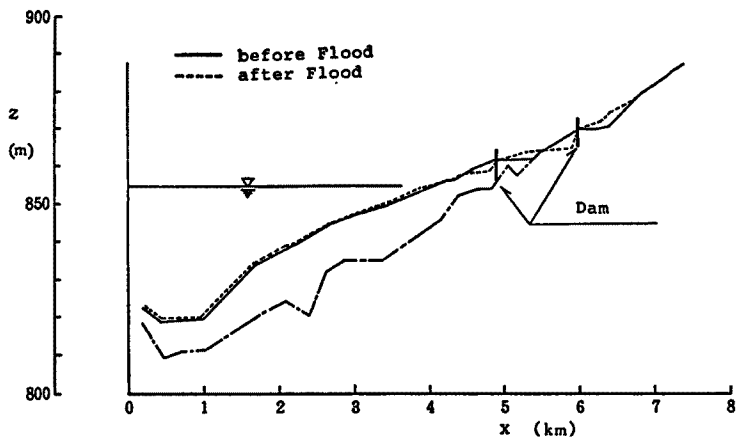


Fig. 16 Discharge during a flood.



(a)



(b)

Fig. 17 (a), (b) Control of sedimentation by sabo dam.



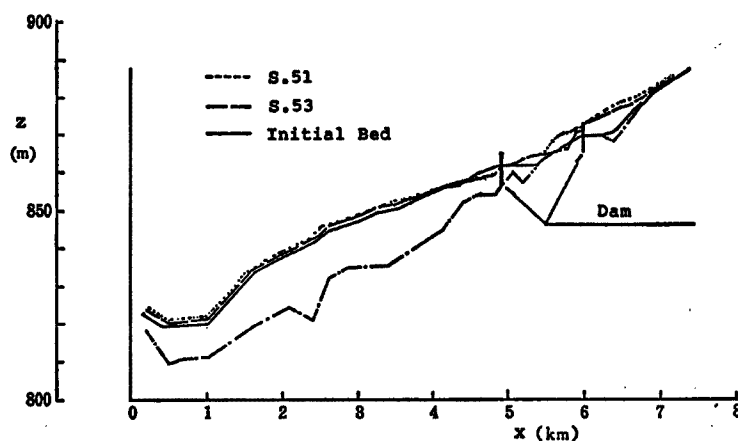


Fig. 18 Control of sedimentation by sabo dam.

られる。したがって、水位が下がったとき貯砂ダムの機能が十分発揮できない場合が生じる恐れがあるが、本計算条件ではそのときにも上流側の貯砂ダムですべての Bed Material Load がカットされている。ウォッシュロードはかなり掃流力が低下しないと堆積しないので、貯砂ダムに関係なく湖内に流入し堆積している。また、水位が低下すると上流側の貯砂ダム下流の局所洗掘により流出した土砂が下流側のダムに堆積している。

ついで、昭和51年および昭和53年の実績流量と貯水位を与えて一年間分の堆砂計算を行った。上流端の河床表面の粒度分布は Fig. 12 の I-3 を用いた。Fig. 18 は計算結果を示したものである。昭和51年の流量時系列では上流の貯砂ダムは埋没してしまうようであるが、昭和53年の流量時系列では流入土砂のうち Bed Material Load は上流側の貯砂ダムでカットされている。湖内にはどちらの場合でもウォッシュロードが堆積するのみである。

このように、今回の計算で対象にした貯水池では、貯砂ダムが貯水池堆砂の防除対策として有効であると考えられる。しかし、ウォッシュロードによる堆砂には無力であり、ウォッシュロードの堆積物の排除法もあわせて検討する必要がある。

## 6. 結 語

本研究では、単断面の場合の堆砂計算法に複断面に拡張して、一般的な河道の堆砂計算法について検討した。これにより、高水敷の堆砂現象も計算できる。ついで、実際の貯水池の堆砂の再現計算より、本理論の妥当性を検証した。さらに、堆砂防止軽減対策の一つとして提案されている貯砂ダムの効果を本理論から検討した。主要な結果を列挙して結語とする。

- (1) 貯水池への流入土砂量は上流における粒度分布と流量に支配されるが、大規模な崩壊等の土砂生産が生じると河床の状態が一変し、粒度分布の経年変化に大きく影響される。
- (2) 堆砂の顕著な断面は貯水位と関係しており、流入土砂量だけでなく水位低下が堆砂を深く進行させる原因にもなる。
- (3) 河道の高水敷の部分はウォッシュロードや浮遊砂等の細粒成分が堆積している。
- (4) 堆砂の粒度分布は、掃流力の縦横断変化による土砂のふるい分け効果、アーミング現象および貯水位の変化によって、縦横断および深さ方向に変化する。
- (5) 低水路は掃流砂、浮遊砂およびウォッシュロード、高水敷は浮遊砂とウォッシュロードによる河床変動が生じるとして堆砂の計算法を提案した。本理論によると、堆砂の縦断形状だけでなく、横断形状も再現できることが実測値との比較により明らかになった。また、粒度分布の場所的な違いもおおよそ再現できた。

(6) 貯水池堆砂の防止軽減対策の一つである貯砂ダムの効果を実貯水池を対象として検討した。その結果、ウォッシュロードを除く土砂の流入防止には有効であることがわかった。

本研究で用いた貯水池堆砂資料は、水資源開発公団愛知用水総合事業所の観測調査によるものである。ここに記して、資料を提供して頂いた関係各位に謝意を表す。

#### 参 考 文 献

- 1) 芦田和男・岡部健士：貯水池堆砂の数値計算法に関する研究，京都大学防災研究所年報第25号 B-2，1982，pp. 389-400.
- 2) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，1972，pp. 59-69.
- 3) Egiazaroff, I. V. : Calculation of Nonuniform Sediment Concentration, Proc. ASCE, Vol. 91, HY 4, 1965, pp. 225-247.
- 4) 芦田和男・道上正規：浮遊砂に関する研究（1）—河床付近の濃度—，京都大学防災研究所年報，第13号 B-2，1970，pp. 233-242.
- 5) 平野宗男：Armoring をともなう河床低下について，土木学会論文報告集，第195号，1971，pp. 55-65.