

貯水池の水を利用した堆砂防止法の研究

高橋 保・中川 一・里深好文

要旨

貯水池堆砂の対策法として、バイパストンネルを用いて流入土砂をダム下流へと排出する方法が既に一部で実用化されている。しかし、トンネルの規模には限界があるため、流量規模の大きな流域では出水時に排砂しきれない可能性がある。そこで本研究では、流入土砂を貯水池末端に設けた副ダム上流域に一旦堆積させ、出水後に貯水池の水を副ダムのゲートから上流側へ逆流させることにより、堆砂を再度侵食させて排砂する方法について、水理実験と数値解析による検討を行っている。

キーワード：ダム堆砂，バイパストンネルによる排砂，堆砂の再侵食，流路変動，2次元数値シミュレーション，

1. はじめに

我が国においては、これまで治水・利水を目的として数多くのダムが建設され、これらは流域の発展に大きく貢献してきた。しかしながら、土砂の生産、流出が活発な河川では、ダムの建設に伴い流出土砂のバランスが崩れ、中・下流部の河川環境に影響が現れたり、河岸や海岸の侵食といった問題が顕在化するようになってきている。河川および海岸の環境にとって流出土砂は極めて重要な要素であるから、安全な生活の場を確保しながら良好な水辺環境を保つためには、河川流域全体や沿岸地域までを考えた土砂の管理が必要である。また、貯水池に流入する土砂は洪水調節容量を減少させたり、貯水池上流の河床の上昇させ洪水危険度を増大させるばかりでなく、利水容量の減少や取水施設の機能低下といった様々な障害を引き起こし、ダムの健全な機能を維持する上でも、極めて重要な問題となっている。

以上のように貯水池堆砂の問題は、水系一貫の土砂管理という見地からも、また貯水池の機能の維持、管理上でも大きな問題となっている。このような貯水池堆砂問題の対策としては、土砂生産・流出の抑制や堆砂の浚渫・掘削、バイパストンネルや排砂ゲートによる排砂などが挙げられるが、流送土砂を貯水池内

に貯めることなく川に帰すという意味で、トンネルや排砂ゲートを用いた排砂は自然の理にかなっているといえる。しかしながら、ダムに設けられた排砂ゲートから排砂を行うには、貯水位を低下させることによりダム湖内の掃流力を限界掃流力以上に回復させる必要があるため、水位の低下および回復が問題なく行えるダムでなければ適用することは難しい。また、排砂トンネルに関しても、トンネルの大きさに限界があるので、出水時の流量がトンネルの送流能力を超えることが多いような比較的大規模な流域をもつ貯水池では、十分な効果が得られるかどうか不明である。

そこで、本研究では比較的大規模な貯水池に関して、副ダムと排砂トンネルを用いて効率的に砂礫をダム下流へ排出する方法を提案する。これは、貯水池流入部に放流用のゲートをもった副ダムを設けて、出水時には上流からの流入土砂を一旦副ダムの上流域に堆積させ、その後の流量低減時にゲート操作により貯水池内の水を上流方向へ逆流させることにより、堆積土砂を効率的に侵食させて排砂トンネルに導流し、下流へ排出しようというものである。以下に、この対策法の効果に関して水路実験や数値計算による検討を行っている。

2. 貯水池の水を利用した堆砂の排出に関する水路実験

Table 1 Dimension of Takase Reservoir

| | | |
|----------------|------------------|---------------------------|
| Catchment area | | 131 km ² |
| Reservoir | Reservoir area | 1.78 km ² |
| | Storage capacity | 76,200,000 m ³ |
| | Usable capacity | 16,200,000 m ³ |
| | High water level | 1,278 m |
| Dam | Type | Fill dam |
| | Height | 176 m |
| | Crest length | 362 m |
| | Volume | 11,590,000 m ³ |

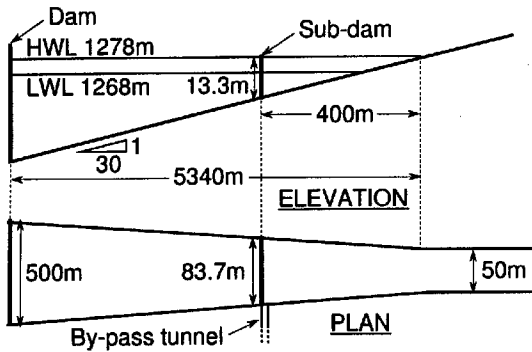


Fig. 1 Configuration of Takase reservoir

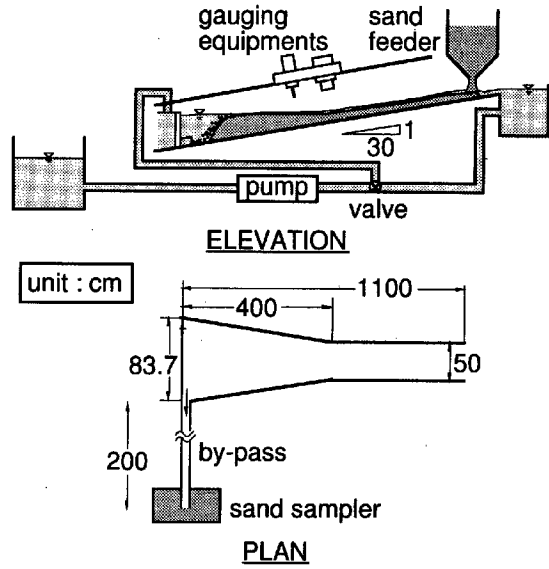


Fig. 2 Experimental flume

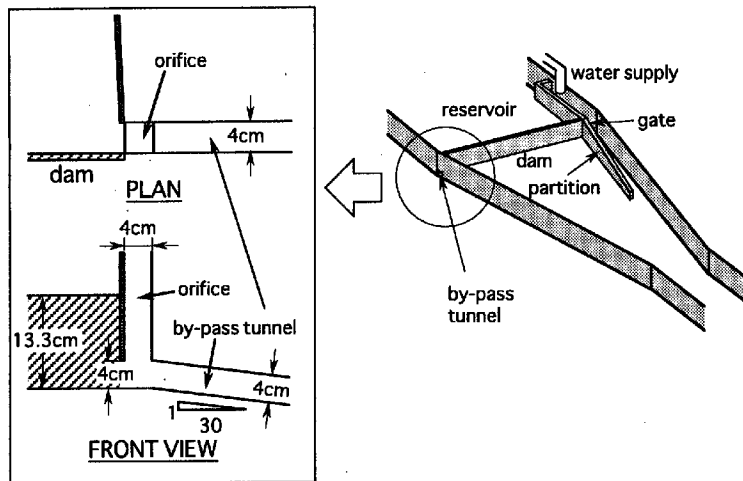


Fig. 3 Sediment removing system composed of a by-pass tunnel, sub-dam and introductory channel

2. 1 実験装置

本研究では、長野県にある高瀬ダムを対象としており、Table 1にその諸元を示し、Fig. 1にはモデル化された貯水池の地形を示している。貯水池の上流端から400m下流の地点に副ダムを設け、副ダムの高さはH.W.L.に合わせて13.3mとしている。実験にはFig. 2に示すような1/100スケールの模型を用いており、水路長さは11m、上流7mの区間では水路幅は50cmである。下流4mの区間においては下流方向に徐々に水路幅が広がっており、下流端でその幅は83.7cmとなっている。Fig. 3に示すように、下流端は高さ13.3

cmの副ダムであり、右岸側に放流用のゲート（幅5cm、全開時の深さ10cm）と導流用の隔壁が設けられている。隔壁と右岸側壁との間隔は5cmとしている。また、左岸側壁の副ダム直上流部には高さ4cm、幅4cmの排砂トンネルの呑み口が設けられ、そこから排砂トンネルにつながる構造となっている。河床形状や流況および土砂の移動状況を観察できるように、両側壁、副ダム、排砂トンネルはすべて透明アクリルで作製されている。勾配は実験水路、排砂トンネルともに1/30としている。給水装置は低水槽、ポンプ、高水槽からなっており、給水量はコンピューター制御で

Table 2 Experimental conditions

| | |
|-----------------------|-------------------------|
| Discharge | 3000 cm ³ /s |
| Sediment supply | 20 cm ³ /s |
| Slope | 1/30 |
| Mean diameter of sand | 0.15 cm |

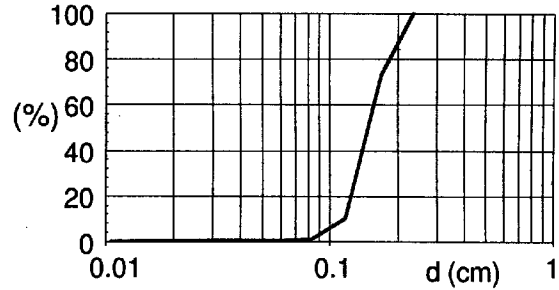


Fig. 4 Grain size distribution of sand employed for the experiments

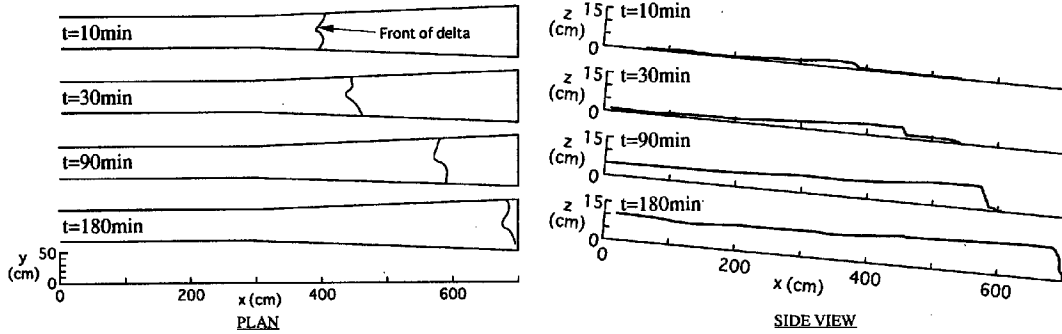


Fig. 5 Development of delta above the sub-dam

調節可能である。また、給水箇所はFig. 2に示すように、バルブで上流と下流に切り替えられる構造となっている。水路上流部には給砂装置が設置されており、ダイヤル操作によって給砂量を調節できる。水路上には縦横断に移動可能な計測台車が設置されており、台車にはレーザー式河床位計とサーボ式水位計が取り付けられている。

2. 2 出水時の堆砂過程に関する実験

まず、比較的大規模な出水時における副ダム上流域の堆砂デルタの進行に関する実験を行った。実験条件をTable 2に示し、Fig. 4に河床材料および給砂材料として使用した土砂の粒度分布を示している。

流量と給砂量は高瀬ダムにおける観測値をもとに、以下のように決定した。まず、洪水流量は観測データを元に300m³/sとし、このときの平衡流砂量を芦田・高橋・水山(1978)の式から求めた。これらを1/100スケールの模型実験に適用し、フルード相似則を用いて流量を3000cm³/s、給砂量を20cm³/sとした。排砂トンネルの通水能は750cm³/s程度であることから、本ケースの給水量はこれを大幅に上回っており、トンネルを通じて全流量、流砂量をスムーズに下流へと流送することは不可能な条件となっている。

水路上流端から一定量の給水と給砂を行い、堆砂デルタが副ダムに到達するまでのプロセスを追跡した。河床形状の測定は通水開始から30分間は10分毎に、その後60分間は20分毎に、それ以降は30分毎に行

った。測定時には通水および給砂を一旦停止している。河床位はFig. 5に示すように縦断方向に3測線計測している、測線の横断方向の間隔は15cmである。水位測定は通水停止直前の数十秒間に行い、その時のデータを測定時刻における水位データとしている。

Fig. 5に堆砂デルタの進行過程を示している。堰から400cmの地点までが湛水域であり、この地点から堆砂デルタが形成され、この地点より上流側では水路勾配とほぼ平行に河床上昇が起こった。実験開始後180分で堆砂デルタが副ダムに到達したため実験を終了した。実験中は全時間を通じて排砂トンネル呑み口は開いた状態にし、副ダムの放流ゲートは全閉させていた。なお、貯水位が高い状態で排砂トンネルの呑み口を開いた状態にしても、呑み口から少し離れると流速がかなり小さくなってしまったため、呑み口近傍の限られた範囲の土砂しか移動・排出できなかった。このまま実験を継続すれば大部分の土砂は副ダムを越えて貯水池内へと流入するため、大規模出水を想定した本ケースのような条件下では、堆砂デルタの進行に対する排砂トンネルの影響はほとんど認められなかったといえる。しかしながら、呑み口のごく近傍における土砂は流出し、呑み口前部には扇形の洗掘孔が形成されていた。芦田・大槻ら(1999)によると、この洗掘孔はトンネルの閉塞防止に重要な役割を果たしており、「洗掘孔の発生規模は堰からトンネル呑み口が離れるにしたがって大きくなるが、ある一定以上に離れると形成されなくなる」としてい

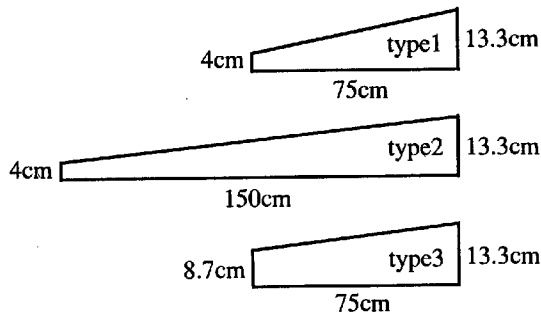


Fig. 6 Shape of the partitions

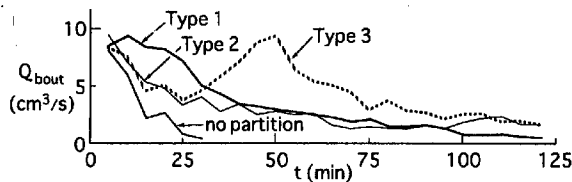


Fig. 7 Temporal variation in the sediment discharge at the by-pass tunnel

る。本実験においては、呑み口と堰との距離は1cm程度であり、洗掘孔が形成されたため、トンネルの閉塞は発生しなかった。

2. 3 堆砂デルタの侵食に関する実験

今回提案している土砂排出システムを継続的に稼働させるためには、出水時に堆積した土砂を出水後に再度侵食させ、副ダム上流の堆砂容量を回復させる必要がある。そこで、2.2の実験で形成された堆砂デルタを初期形状として用いて、副ダム放流ゲートから上流方向への放水による堆砂デルタの再侵食ならびに排砂トンネルへの土砂の導流に関する実験を行った。

この実験では副ダムの右岸側に設けられた幅5cm、高さ10cmのゲートから放流し、上流側からの給水はしていない。流量が大きくなって呑み口の前面で水位が極端にせき上がると、呑み口のごく近傍しか土砂を排出できなくなるため、取水口前面で水位がせき上がることなく排砂管が流すことができる流量の最大値750cm³/sを給水条件とした。ゲートからの放流水を上流側へ導き、効率的に堆砂デルタを侵食させることを目的として、ゲートの出口から右岸側面に平行にFig. 6に示すような隔壁を設置している。隔壁と右岸側壁との間隔は5cmとし、隔壁の種類を変えて実験を行った。また、隔壁を設置しない場合についても実験を行っている。排砂トンネルは長さ2mとし、1/30の勾配をつけている。呑み口裏面には、排砂トンネル内が極力開水路流を維持できるよう、空気取り入れ口を設けている。

Table 3 Total volume of sediment discharge at the by-pass tunnel

| Type | Volume (cm ³) |
|--------------|---------------------------|
| Type1 | 42,700cm ³ |
| Type2 | 36,700cm ³ |
| Type3 | 55,500cm ³ |
| no partition | 10,300cm ³ |

一定の給水条件の下で120分間の通水を行い、堆砂デルタの侵食過程を追跡した。河床の測定は通水開始から30分までは10分毎に、その後は30分毎に行っている。流出土砂は排砂トンネルの下流端において5分間毎に全量採砂し、これを乾燥後計量している。導流水路内の河床や水深の変化の様子と堆砂デルタの侵食過程を記録するために装置上部と側方にビデオカメラを設置した。また表面流速を測定するために定期的にトレーサーを流している。

Type1の実験では、 $t=0$ 分から $t=20$ 分までの間、排砂トンネルは満管状態となっており、Type2では $t=0$ 分から $t=5$ 分までの間、Type3では $t=0$ 分から $t=5$ 分の間と $t=40$ 分から $t=50$ 分の間、満管状態であった。それ以外の時間帯においてはトンネル内は開水路流となっていた。Fig. 7に各ケースにおける排砂トンネルからの流出土砂量の時間的変動を示し、Table 3には、空隙率を0.4として求められた、各ケースの空隙を含む総流出土砂量が示されている。

Fig. 8には堆砂デルタの侵食過程を流況のスケッチとともに示し、Fig. 9には最終的な河床の縦断形状を初期形状と併せて示している。これらの図をもとにType1におけるデルタの侵食過程を説明してみよう。副ダムの放流ゲートから給水を開始すると、隔壁高さが流れ方向（上流方向）に小さくなっているため、流水の一部は隔壁を越流してデルタ上を流れ、砂礫を侵食しながら副ダムの方へと流向を変えてゆく。そして、副ダムに到達した後、副ダムに沿った流れとなり、排砂トンネルの呑み口へと向かう。一方、水路右岸側壁と隔壁の間（以後、この部分を導流水路と呼ぶ）では、隔壁からの横越流によって流量が減少するものの、流れは上流の堆砂デルタの前面に衝突し、急激に流向を変えて湾曲流れを形成する。この湾曲流れによってデルタは激しく侵食され、侵食された土砂は排砂トンネルへと輸送される。Fig. 10にType1の導流水路内の河床形状ならびに水面形を示している。水路上流方向へ向かう流れにより導流水路内の河床が徐々に侵食され、水位が低下するのに伴って、隔壁上を越流する位置が上流側へと移動していることが分かる。Type2、Type3についても堆砂の侵食過程に大きな差異は認められないが、隔壁形状の違いに応じて越流位置の変動速度が異なるため、土砂の侵食

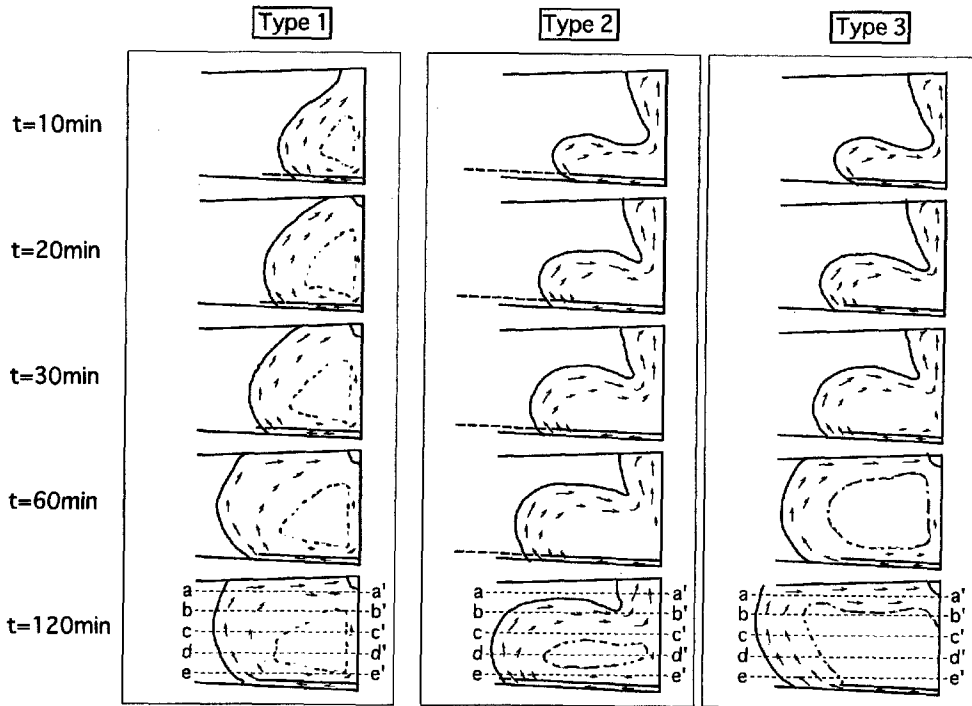


Fig. 8 Temporal variation of the channel patterns

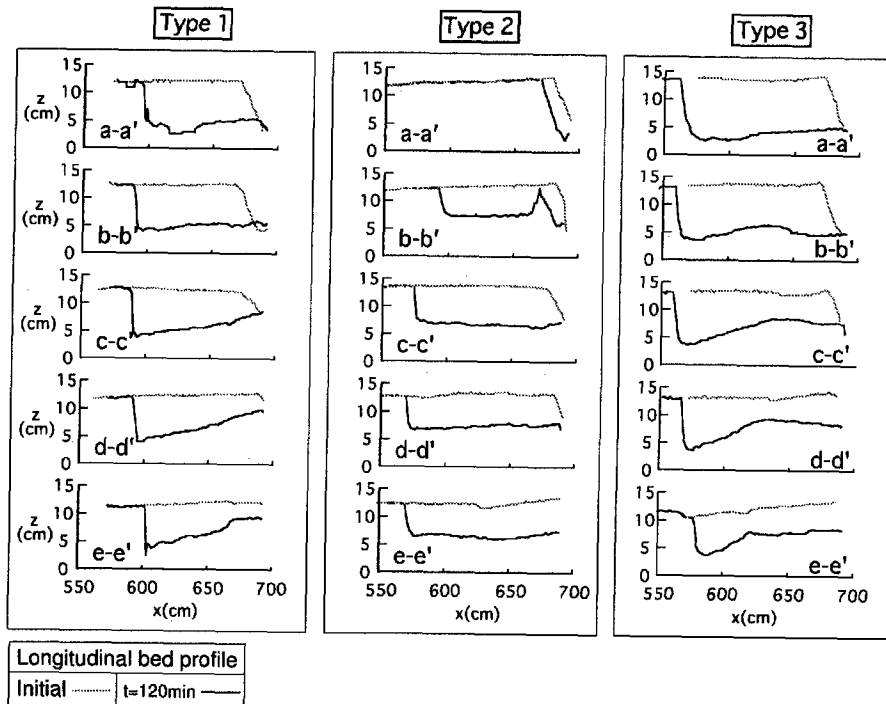


Fig. 9 Temporal variation of the longitudinal bed profiles

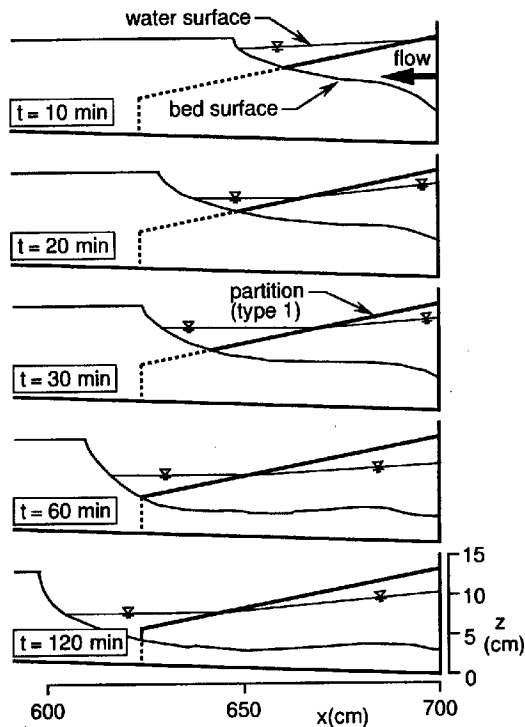


Fig. 10 Temporal variation of the longitudinal bed profiles in the introductory channel

量に影響が現れたと考えられる。隔壁を設けないケースでは上流側への侵食はほとんど進展せず、副ダムに沿った流路が形成されるだけであった。

次に、各ケースにおける流出土砂量の差異に関して考察してみよう。まず、Type1とType3を比較してみると、Fig. 8に示されているように $t=120$ 分における平面侵食形状は互いに似かよっていたが、総流出土砂量はType3がType1の約1.3倍の値となっている。この理由としては、Type1においては、隔壁が低いために導流水路内の侵食が進んでも常に溢水しているので、上流方向への流れの勢いが弱く、上流への侵食が進みにくかったことが挙げられる。また、前述のように越水箇所の変動も土砂侵食量に影響していると考えられる。Type1では上流方向への隔壁高さの減少率が大きく、比較的早い段階で越水位置が上流へ移動したため、Fig. 9のd-d'断面とe-e'断面における $x > 660$ cmの領域にも認められるように、副ダムに近い領域の一部の土砂は侵食されずに残されていた。

Type2では隔壁が長いために、導流水路内の水はすべて横越流という形で導流水路外へあふれ出ている。そのため、湾曲流を形成する上流方向への流量が少なく、侵食が水路左岸にまで進んでいないことが分かる (Fig. 8参照)。そのため、流出土砂量は他のケースに比べかなり小さな値となっている。

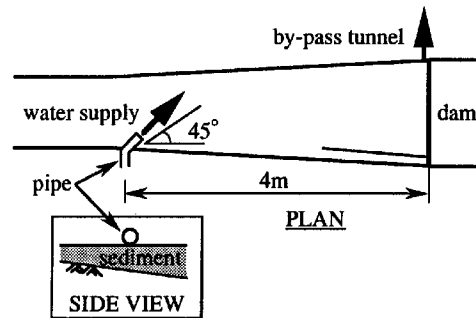


Fig. 11 Schematics of the discharging system

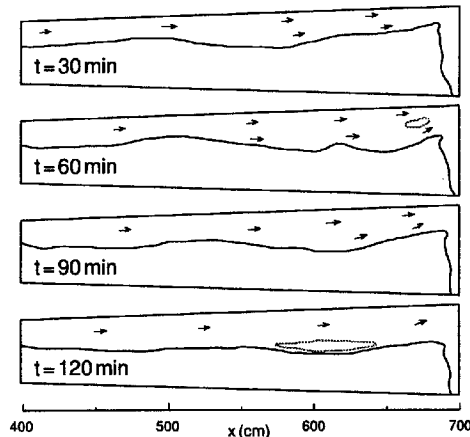


Fig. 12 Erosion process of the delta

以上の考察をもとに、総流出土砂量をより大きくできるような隔壁の形状について考えてみると、まず、副ダムに近い領域を効率的に侵食させるためには、隔壁を上流へ向かって急激に低くしてはならない。次いで、隔壁の長さは、上流へ向かう流れの勢いが失われない程度にする必要がある。このような条件において総流出土砂量を大きくする事ができると考えられるが、今後、数値計算等により詳細な検討が必要であろう。

2. 4 ポンプを利用した堆砂の侵食に関する実験

前述の実験では、大規模な洪水時に形成された堆砂デルタを、副ダムからの放水により排出する方法について検討したが、実験結果からも明らかのように、堆砂デルタの全量を侵食させることはできなかった。とくに、実験後半になると流出土砂濃度がかなり小さくなっていった。放流水は貯水池のものを利用して、できる限り高濃度で土砂を輸送・排出させることが望まれるから、この点については改善が必要だと思われる。そこで、より効果的な土砂の排出を目的として、堆砂域上流に貯水池の水をポンプアップして放流する方法に関して実験を行った。

実験に使用した水路は前述の実験で使用したものと同じである。Fig 11に示すように、放流管を副ダム

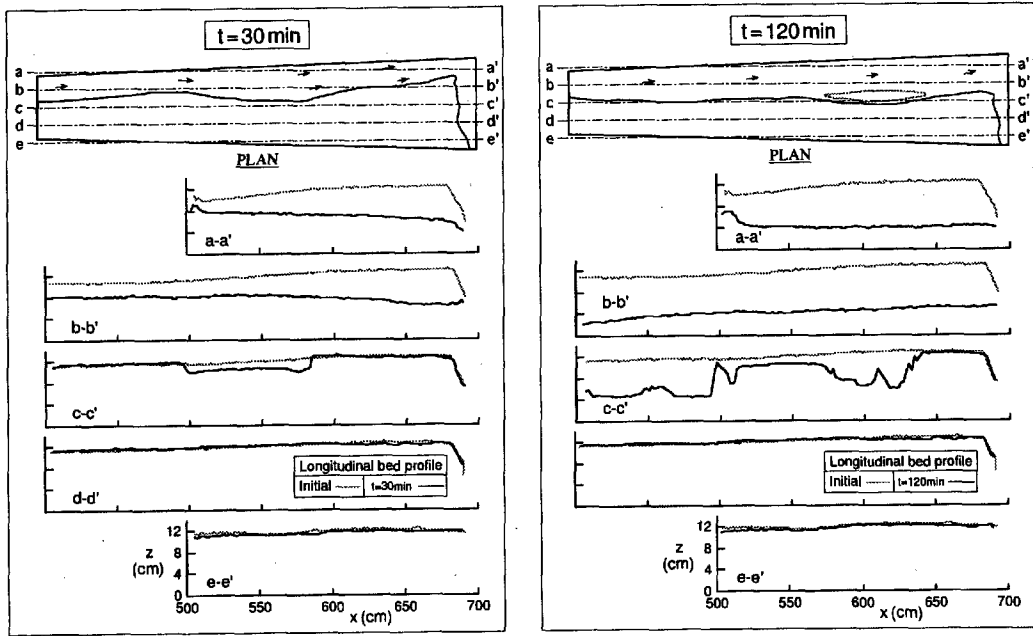


Fig. 13 Longitudinal bed profiles in case2

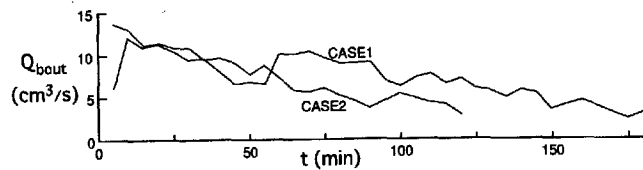


Fig. 14 Temporal variation in the sediment discharge at the by-pass tunnel

から4m上流、右岸側の地点に設置し、ポンプを用いて放流した。流出させる方向は下流方向斜め45度である。流量は、2.3の実験と同様750cm³/sである。河床の初期形状は2.2の実験におけるt=180分の状態を設定している。河床位の測定は30分毎に行い、流下方向に5本の測定断面を計測している。実験は同一条件の下でcase1とcase2の2回行った。Fig 12にcase2における堆砂デルタの侵食過程を流況のスケッチとともに示し、Fig 13にはcase2のt=30分とt=120分における河床縦断形状を示している。また、Fig 14に流出土砂量の時間的変動を示している。Fig 12を見ると、放流開始直後から水路左岸に沿って水みちが固定され、右岸側にかなり大きな侵食されない部分が残っていることが分かる。case1においては、ある程度水みちの分裂、合流が見られ、流路変動が生じていたので、初期条件等のわずかな違いにより状況が大きく変わると考えられる。case1とcase2の流出土砂量の差異はこの流路変動の違いから生じていると思われる。しかしながら、総じて総流出土砂量は2.3の実験に比べて大きく、長時間にわたり土砂は高濃度で排出され

ているので、貯水池の水をポンプアップして堆砂域上流に放流することは有効な方法であるといえよう。さらに、放流する方向を変化させたり、デルタを人為的に掘削することにより、水みちの変動をより活発にできれば、流出土砂量を大幅に増加させることが可能になると考えられる。

3. 堆砂デルタの侵食過程に関する数値シミュレーション

3. 1 支配方程式

ここでは、2.に示した水路実験における堆砂デルタの侵食過程を再現することを目的として、二次元数値シミュレーションモデルを用いた計算を行う。流れの計算に関しては、著者らが開発した網状流路の変動過程を再現可能な二次元河床変動モデル(高橋ら, 1999)を用いている。

二次元的な場を考え、流下方向にx軸、横断方向にy軸を取ると、流れの連続式は、

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} - i = 0 \quad (1)$$

と表わされ、 x, y 方向の運動方程式はそれぞれ、

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho h} + 2 \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial x} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3)$$

となる。ここに、 h :水深、 u : x 方向の平均流速、 v : y 方向の平均流速、 p :圧力、 ρ :水の密度、 ϵ :渦動粘性係数、 i :侵食・堆積速度、 τ_x, τ_y : x, y 方向の河床せん断力である。河床せん断力はマニング則を用いて算定し、圧力に関しては静水圧近似を行っている。

河床の連続式は以下のように表される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i = 0 \quad (4)$$

ここに、 z :河床位である。侵食・堆積速度は、平衡土砂濃度 C_∞ と土砂濃度 C を用いて、次のように表わすことができる。

($C_\infty - C > 0$, 侵食傾向のとき)

$$i = \begin{cases} \delta_e \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* > u_{*c}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad (5)$$

($C_\infty - C \leq 0$, 堆積傾向のとき)

$$i = \begin{cases} \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* < u_{*c}) \\ 0 & (u_* \geq u_{*c}) \end{cases} \quad (6)$$

ここに、 δ_e :侵食係数、 δ_d :堆積係数、 C_* :堆積土砂の容積土砂濃度、 u_* :摩擦速度、 u_{*c} :限界摩擦速度である。平衡土砂濃度 C_∞ は芦田・道上(1972)の式による平衡流砂量を流量で除することにより求めている。流砂の連続式は次のように表わされる。

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial Chu'}{\partial x} + \frac{\partial Chv'}{\partial y} - iC_* = 0 \quad (7)$$

ここに、 u' : x 方向の土砂濃度の輸送速度、 v' : y 方向の土砂濃度の輸送速度であり、 u, v に河床横断勾配の影響を考慮して求めている。

以上の支配方程式をスタッガードスキームを用いて差分化し、シミュレーションモデルを構築する。

3. 2 計算条件

計算の初期河床形状をFig.15に示す。計算格子のサ

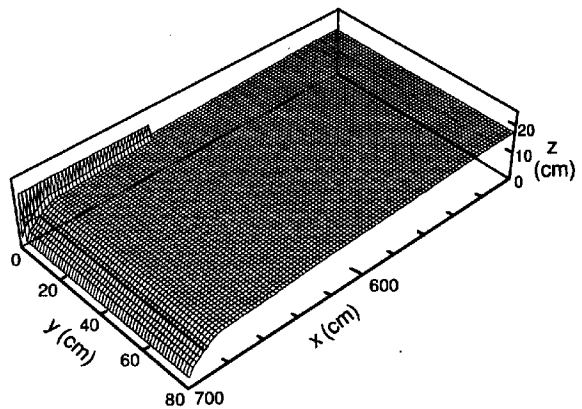


Fig. 15 Initial bed profile employed for the computation

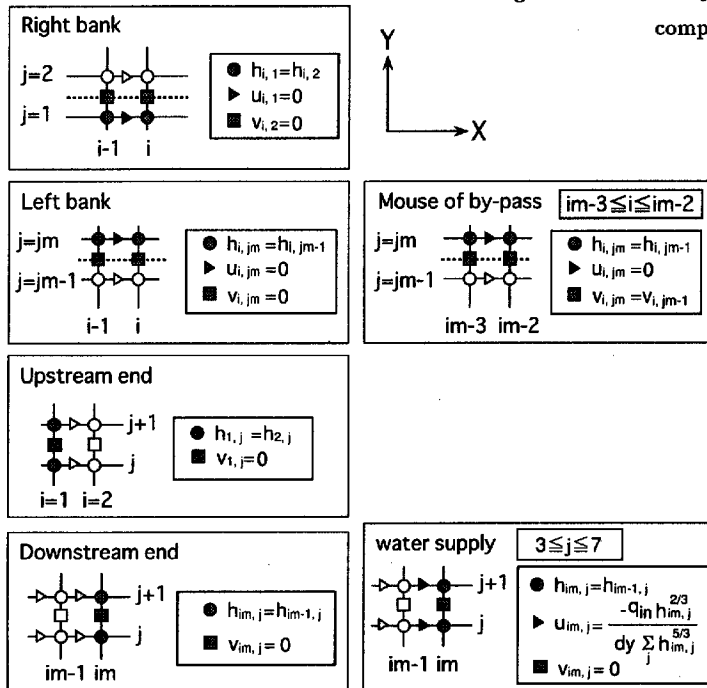


Fig. 16 Boundary conditions employed for the numerical simulation

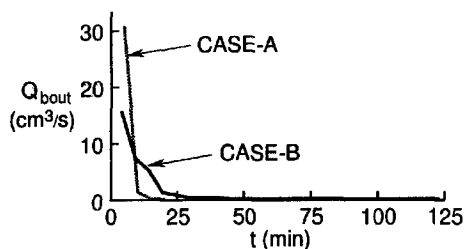


Fig. 17 Calculated sediment discharge at the by-pass tunnel

イズは縦断方向に2cm, 横断方向に1cmとしており, 流下方向に100メッシュ横断方向に88メッシュが配置されている。計算の時間間隔は0.005秒とし, 河床砂の粒径は0.15cm, 限界摩擦速度は3.11cm/sとしている。侵食係数と堆積係数はともに0.6としている。境界条件をFig 16に示している。流入部である水路下流端右岸部 ($i=100, j=3\sim7$) においては, 水深に応じて次のように流入流速を決定している。

$$u_{i,j} = \frac{Q_{in}}{\Delta y} \frac{h_{i,j}^{2/3}}{\sum_{j=3}^7 h_{i,j}^{5/3}} \quad (8)$$

ここに, Q_{in} : 給水量であり, 実験条件にあわせて $750\text{cm}^3/\text{s}$ としている。流出口は左岸側壁の下流端付近 ($i=97\sim98, j=88$) に設定している。

3. 3 計算結果と考察

まず初めに, Type1の実験と同じ高さ, 同じ形状の隔壁を設けて計算を行ったところ, ほとんど堆砂デルタを侵食させることができなかつた。これは, デルタ上に流水が拡がると, 本モデルでは水際の流速が小さくなってしまい, デルタを侵食できるような掃流力が働かなかつたためであつた。そこで, CASE-Aにおいては, 水位より十分高い長さ75cmの隔壁を設定し, 横断方向へ越水しない条件下で計算を行うことにした。また, CASE-Bでは, 隔壁からの越流位置が時間の経過とともに上流側へ移動するという実験結果に基づき, 隔壁の長さを10分間に0cmから75cmまで変化させている。

Fig 17にはCASE-AとCASE-Bの流出土砂量の時間的变化を示し, Fig 18には $t=120$ 分におけるCASE-AとCASE-Bの河床形状を示している。

CASE-Aを見ると, $t=120$ 分の河床形状に関する計算結果はType1の実験結果を比較的良好に再現できている。しかし, 計算においては10分後からの河床の変化は少なく, 初めの10分間で現象がほぼ終了していた。これは, 初めの5分間の流出土砂量が実

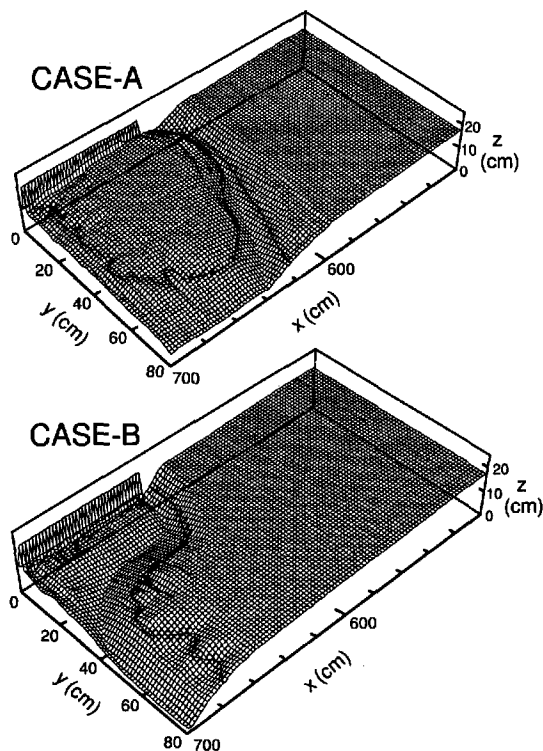


Fig. 18 Bed profiles calculated by the present model

験値の3倍程度となり, そのあとはほとんど流出しないという結果にも現れている。流出土砂の総量は実験値の1/2から1/3であつた。これらは, 隔壁を高く設定したことにより, 実験で見られたような, 隔壁を越流した流れが堆砂デルタを侵食し, 越流位置の変化に伴って侵食領域が変動してゆくという現象を再現できないためであると考えられる。

CASE-Bでは越流位置の時間的な変動がデルタの侵食に及ぼす影響を調べるため, 隔壁の条件を次のように変更した。Type2およびType3の実験結果から, 隔壁を越流する場所は, 通水開始直後は副ダムのごく近傍であり, 10分程度かけて副ダムから75cmの地点付近まで移動することが分かっている。そこで, 10分間に隔壁の長さが0cmから75cmになるように設定した。Type2とType3の観察結果を参考にした理由は, Type3において流出土砂量が最も多かつたからである。河床形状に関する計算結果を見ると, $t=120$ 分においてはType2の傾向は再現できているもののType3の再現性はあまり良くない。ただし, $t=10$ 分における計算結果はType2とType3の実験結果を比較的良好に再現していた。流出土砂量に関しても, Type2と比較した場合, $t=20$ 分以降で計算値が小さくなるものの, 全体的な傾向は再現できているといえよう。

本モデルが実験結果を再現しきれない最大の理由は、2次元平面流れによる計算では、湾曲部や流れが屈曲しているような場において発生する流れの河岸への衝突や、それに伴う河岸の崩壊といった現象をうまく表現できていないからであると考えられる。また、本モデルでは2次流の影響も考慮していないので、湾曲部の外岸側に大きな流速が生じるような現象についても再現できていない。そのため、深い水みちが形成された場合、水みちが強く湾曲していても外岸の侵食量が過小評価され、流路が固定されてしまう結果に繋がったのであろう。湾曲外岸側の側岸侵食を再現できるモデル作りが課題である。

4. おわりに

本研究では大規模な貯水池における流入土砂を排砂トンネルによって効率的に排出することを目的として、水路実験および数値計算を行い、堆砂デルタの侵食過程に関する検討を行った。本研究により得られた成果と今後検討すべき課題を以下に要約する。

- 1) 貯水池の流入部に副ダムを設置し、そのゲートから貯水池内の水を上流側に放流することにより、洪水時に副ダム上流に堆積した土砂を再度侵食させ、排砂トンネルへと土砂を導流するという方法においては、副ダムのゲートに接続して設けられた隔壁が重要な役割を果たすことが分かった。
- 2) 水路実験により隔壁形状と流出土砂量との関係にある程度把握することができ、大きな流出土砂量を見込める隔壁形状を定性的には知ることができた。ただし、最適な

隔壁形状を明らかにするためには、数値計算等による詳細な検討が必要である。

3) 貯水池内の水を上流域にポンプアップし河道に放流する方法は、堆砂デルタを比較的効率的に侵食可能であることが分かった。ただし、より効果的に堆砂を侵食させるためには、放流方向の制御等により、活発に流路変動を起こさせることが必要である。

4) 二次元河床変動モデルを用いて数値計算を行い、副ダムからの放流による堆砂デルタの侵食過程の再現を試みたところ、ある程度水路実験の傾向を再現することができた。

5) 計算においては、隔壁の形状の違いによる侵食過程の相違を再現するには到らなかった。また、湾曲部外岸側の側岸侵食を的確に再現できるモデルの構築が課題である。

参考文献

- 芦田和男・大槻英樹・小久保鉄也・増田 覚 (1999): 貯水池バイパス排砂トンネルの閉塞回避条件について, 河川環境総合研究所報告, 第5号, pp.113-124.
- 芦田和男・高橋 保・水山高久 (1978): 山地河川の掃流砂量に関する研究, 新砂防, 107.
- 芦田和男・道上正規 (1972): 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第206号, pp.59-69.
- 高橋 保・里深好文 (1999): 網状流路の流路変動に関する数値シミュレーション, 京都大学防災研究所年報, 第42号 B-2, pp.189-200.

Reduction System for Sedimentation in Reservoir Using Stored Water in It

Tamotsu TAKAHASHI, Hajime NAKAGAWA and Yoshifumi SATOFUKA

Synopsis

Sedimentation in a reservoir has a strong influence on the natural balance of sediment runoff and the function of reservoir. Some kinds of countermeasure such as dredging have been worked out in order to reduce the sedimentation. We propose a new reduction system for sedimentation which is composed of a by-pass tunnel and a sub-dam which is a small dam constructed near upstream end of the reservoir and equipped with a drainage gate and introductory channel. Sediments transported from upstream of a river is caught by the sub-dam during a flood and a delta is formed. After the flood, the delta is eroded

by the flow discharged from the introductory channel and the sediment is transported into the by-pass tunnel. Efficiency of the introductory channel is investigated by flume tests. Two dimensional numerical simulation is also carried out to reproduce the experimental results.

Keywords: sedimentation in reservoir; delta formation; erosion process of a delta; sediment transportation by a by-pass tunnel; two dimensional numerical simulation