わが国における地質別の崩壊特性と貯水池堆砂（その 2）

—崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与—

河村和夫*・井上大栄**・角田隆彦***・友利方彦*・中島達也*

An Examination of Slope Failure Characteristics and their Relationships with Geology and Reservoir Sedimentation in Japan Part 2: On the contribution of Slope Failure Volumes to Reservoir sedimentation

Kazuo KAWAMURA, Daiei INOUE, Takahiko KAKUDA, Masahiko TOMORI
and Tatsuya NAKAJIMA

Key words : 崩壊 slope failure, 貯水池堆砂 reservoir sedimentation, 河床変動シミュレーション river-bed fluctuation simulation

Abstract

The Part 1 paper shows that the volumes of slope failure products have a good positive correlation with those of sediment-loads in reservoirs in a relatively long term such as a decade. The present study examines the relationship between both parameters in a relatively short term such as a flood duration in order to clarify the contribution of slope failure volumes to reservoir sedimentation. A simulation method is applied to this study. The main results obtained are as follows.

(1) A physically based river-bed fluctuation simulation method was applied to the A dam drainage basin, which is characterized with high rainfall in Japan, in order to estimate volumes of sediment-loads in reservoirs during actual floods. Three flood cases of the four showed that such calculated values were in good accordance with the comparable actual ones. Therefore, this result proved that the simulation method could properly re-appear the reservoir sedimentation.

(2) By using the simulation method proposed here as a methodology the volumes of sediment-loads in reservoirs of two cases, one case considering the volume of slope failure products and the other not, were compared with each other. This was done to examine a contribution ratio of slope failure volumes to those of sediment-loads in reservoirs. The result of this case study applied to the A dam drainage basin showed that the average contribution ratio was about 5 - 10% during a flood.

* アジア航測(株)防災・地質部 Asia Air Survey Co., Ltd.

** (株)電力中央研究所 我孫子研究所 Central Research Institute of Electric Power Industry

*** (株)電力中央研究所 我孫子研究所 (現・(株)ニュージェック Newjec inc.)

1. は じ め に

前報（井上ほか，1992）¹⁾では，崩壊地から生産される土砂量が地質により明瞭な差異が認められること，およびこの崩壊生産土砂量と貯水池堆砂量の関係を10年オーダー程度の長期的タイム・スケールで比較すると，局所的な誘因（主として降雨）の強弱が除かれ，両者に比較的良好な相関が得られることを報告した。このことは，崩壊地を貯水池堆砂の第一次的土砂供給源として認識でき，生産された土砂の大半が，ある時間的ずれをもって最終的に貯水池に流入することを示している。しかしながら，両者の相関関係からの検討では，洪水時等の短期的タイム・スケールにおいて崩壊地から生産される土砂量と貯水池堆砂の関連性を説明するには限界がある。すなわち，崩壊生産土砂量の多寡によって，貯水池堆砂量がどのように変化するかを解析する場合，崩壊生産土砂量と貯水池堆砂量の単なる相関分析では限界があり，土砂移動現象を物理モデル化した数値シミュレーション手法を適用する必要があると考える。このように，貯水池堆砂量のうち，どの程度がその時点で生産された崩壊地起源であるかについて検討することは，貯水池堆砂の将来的な想定をするために重要である。

崩壊地と貯水池堆砂の関係を洪水単位で扱い，貯水池堆砂に対する崩壊土砂の寄与の割合を関連するテーマとして扱った従来の研究例として，江崎（1966）²⁾は，崩壊土砂が貯水池堆砂と密接な関係にあることを示し，流量，河床勾配および崩壊面積率をパラメーターとして貯水池堆砂量を予測する統計式を提案している。ただし，この崩壊面積率は，1/50,000地形図の読図から得たものであり，データとしては一定値である。一方，流水による土砂移動現象を物理モデル化しコンピュータを用いた数値シミュレーション手法を適用した例には，水山（1984）³⁾が連続して生じた台風洪水時の河床高の変動を追跡するために，河床変動シミュレーション手法を用いたものがある。日暮ほか（1988）⁴⁾は，貯水池堆砂量を流域の土砂生産・流出過程をモデル化し，河床変動シミュレーション手法を用いて河床における土砂の移動を上流から下流へ逐一土砂水理学的に計算し，実績値をよく再現することを示した。小川ほか（1989）⁵⁾も，同様に山地流域における土砂生産・流出の実態を物理モデル化したシミュレーション手法により，砂防計画のための流出土砂量をよく再現した。ただし，いずれのシミュレーション手法を用いた研究も，その目的から崩壊土砂量は河道に到達した段階で河床堆積土砂量と同一に扱われている。

本研究は，こうした河床変動（土砂流出）シミュレーション手法を応用して，前報の長期的タイム・スケールに対して，一洪水等の短期的タイム・スケールにおける土砂移動現象の挙動を検討し，崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与の割合を定量的に把握した結果について述べるものである。

2. 河床変動シミュレーションの計算手法について

流水による河道の土砂移動現象の観点から貯水池堆砂量は，貯水池のバックウォーター直上流における河道断面の流砂量計算からだけでは求められない。すなわち，その河道断面に存在する土砂を量的に把握しなければ，流砂量計算をしても実際の現象をうまく再現したことはない。流砂量計算が意味を持つには，その河道断面にどの程度の土砂が存在するか，また，上流からどの程度の土砂が流下してくるか，という条件を把握することが不可欠である。同様に，一つ上流の河道断面に対してはもう一つ上流から流下する土砂を把握しなければならない。こうして，河道における土砂の移動を上流

図-1 河床変動シミュレーション計算フロー

から下流へ逐一土砂水理学的に計算して流砂量や貯水池堆砂量を求める手法が河床変動シミュレーションである。河床変動が河道断面間の流砂量の不均衡のために生じる現象であることから、河道断面間の流砂量の差分から河床変動量を求めることができる。ここで、最下流端の総流砂量が貯水池堆砂量となる。この場合、崩壊流出土砂量は、最上流点あるいは支川から河道へ流入する土砂として、洪水ハイドログラフと同様に1時間ごとに計算に組み込まれる。すなわち、給砂条件としては、崩壊流出土砂量を洪水ハイドログラフの流量と相似させて、1時間ごとに計算に組み入れる。ただし、与える崩壊流出土砂量は、河道形状と水理量から計算される流砂能力分の土砂量を超えないものとする。

なお、流砂量の不均衡は、各断面間の境界条件の変化や掃流力の変化によってもたらされるので、ある境界条件のもとで流水と流砂量に関する方程式を交互に逐次計算しなければならない。すなわち、具体的な解析は、河道断面間の流砂量の差分を上流から下流へ逐次計算することである。実際には流砂量計算の前計算として、雨水流出計算、水位計算、限界掃流力計算をする必要がある（図-1）。計算手法については、巻末のAppendixにおいて述べる。

3. 河床変動シミュレーションによる貯水池堆砂量の再現計算

3.1 モデル流域の選定

崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与の割合を定量的に把握するという目的に対して、河床変動シミュレーション手法を用いる前提条件としては、貯水池堆砂量の実績値のあるモデル流域を選定し、この手法による計算値と比較検討しながらパラメータを吟味する再現計算を実施することが必要になる。本研究では、解析を実施するモデル流域として、年降水量が2,500 mm程度と、わが国でも比較的降水量が多いAダム流域を選定した。これ以外の選定理由は以下に示す通りである。

- (1) 流域面積が約100 km²と解析に手頃である。
- (2) 崩壊地経年変化の把握に用いた空中写真の撮影期間内に適当な洪水が存在する。
- (3) 地質が均一に分布しているため、生産される土砂の粒径分布は同一傾向とみなすことができる。
- (4) 貯水池堆砂量や降水量等の資料が整備されている。
- (5) 河幅や河床堆積物の粒径等の現地における調査が容易である。

3.2 モデル流域の地形・地質

3.2.1 地形

モデル流域は、標高1,000~1,400 m、起伏量600~900 mを示す大起伏の山地に囲まれた北高南低の地形である。この流域を流れる河川は、北から南へ流下するB川、C川、D川（図-2）の本川と東西方向に卓越した流れをもつ数多くの支川からなる。本川は、下方侵食が激しいため深く刻まれたV字谷が発達し、その流路は大きく蛇行する。一方、支川の卓越方向は地層の走向方向とはほぼ一致し、流路は比較的直線である。その形成には地質構造が影響していると考えられる。また、山腹斜面はおおむね急であり、とくに本川沿いの谷壁斜面が急傾斜である。一般的に山腹斜面は山頂部で緩く、斜面下部で急であるため、斜面全体では縦断的に凸型を呈している。

3.2.2 地質

図-2の地質図に示すように、モデル流域には、中生代後期から新生代古第三紀の砂岩、頁岩等の固結度の大きい堆積岩が分布する。この地域の地質は、地質構造区分の上では西南日本外帯の四万十帯に属し、これらの堆積岩は四万十層群とよばれている。流域の大部分を構成する砂岩と頁岩は両者の比率をもとに、1)頁岩優勢砂岩頁岩互層、2)砂岩優勢砂岩頁岩互層、3)砂岩頁岩互層に細分される。また、頁岩優勢の砂岩頁岩互層中には、ほぼ同時期に堆積した放散虫化石を含むチャートがレンズ状に分布する。地層の走向は、東北東-西南西方向を示し、北に60°~80°の急角度で傾斜する。図-2に示すように、この地域の地層はいずれも帯状配列が明瞭で東西方向に連続する。

3.3 崩壊地の分布

図-3は、昭和56年に撮影された縮尺1/20,000程度の空中写真を用いて判読したAダム流域の崩壊地分布図である。この図によると、モデル流域の崩壊地の分布状況は、Aダム周辺部や起伏の比較的大きなB川、C川、D川中上流に発達したV字谷の谷壁の急傾斜斜面に顕著である。これらの大半は規模の小さい崩壊地である。

崩壊地と地質との関係を見た場合、いずれの地質にも共通する崩壊のタイプとして、崩壊深1 m程度の表層滑落型崩壊があり、当流域の大部分の崩壊地がこれに該当する。この場合、風化の進行程度が著しいと崩壊発生頻度が高いという関係が、本流域の砂岩層と頁岩層において見られる。すなわち、本流域の頁岩は、砂岩に比べ風化しやすく節理の発達も著しいため、頁岩分布域において崩壊が発生する頻度も高い。一方、岩相や地質構造

1 : 頁岩優勢砂岩頁岩互層, 2 : 砂岩頁岩互層, 3 : 砂岩優勢砂岩頁岩互層,
4 : チャート, 5 : 断層

図-2 地質図

の影響を強く受けたと考えられる崩壊地としては、頁岩優勢砂岩頁岩互層中に多くみられるトップリング型崩壊、砂岩頁岩互層と砂岩優勢砂岩頁岩互層中に多くみられる岩盤すべり型崩壊等がある。トップリング型崩壊は、表層が斜面下方に向かって転倒するものであり、地層が急傾斜で、しかも斜面に対して受け盤となる場合に発生しやすいといわれている。これは、当流域の頁岩優勢砂岩頁岩互層中の受け盤斜面である南向き斜面に比較的崩壊地が多いことと整合する。

3.4 対象洪水

今回の解析の対象期間は、表-1に示すように3種類の空中写真の撮影時を境にして昭和45年5月～昭和51

年6月および昭和51年6月～昭和56年6月である。したがって、対象洪水は、それぞれの期間内に生じたものを用いた。図-4に昭和45年5月～昭和56年6月の月最大日雨量(11月～2月は欠測)をまとめた。図によると、各期間の比較的大きい降雨はいずれも5年確率(345.4 mm)以上である。そこで今回の解析の対象は、これらの5年確率以上の降雨を含む昭和47年7月5～6日、昭和50年8月16～23日、昭和51年9月8～13日および昭和55年8月8～12日洪水とした。

この選択は、Aダムにおける各期間の総貯水池堆砂量がこれらの4洪水によってもたらされたと仮定することを意味するものである。比較的規模の大きい5年

図-3 崩壊地分布図

表-1 空中写真撮影年月と洪水発生日一覧表

空中写真撮影年月	洪水発生日
昭和45年5月	昭和47年7月5～6日
	昭和50年8月16～23日
昭和51年6月	昭和51年9月8～13日
	昭和55年8月8～12日
昭和56年6月	

確率以上の洪水だけを対象にしたのは、生起頻度の小さく現象規模の大きい洪水ほど、地形変化（この場合、土砂移動とそれに伴う貯水池堆砂）に大きく寄与するとい

う仮定によっている（ちなみに実績データでは、200 mm 程度の降雨の場合の貯水池堆砂量は5年確率以上の降雨のそれよりも著しく少なかった）。

3.5 再現計算

河床変動シミュレーション手法による再現計算のための計算条件を以下のように設定した。

① 河床変動計算測線は、図-5に示すようにAダム上流域の3主要河川であるB、CおよびD川を対象に200 m ピッチ程度を原則に、かつ勾配変化点を考慮して設定した。なお、この測線間が河床変動計算の単位区間となる。

② 河床勾配 (I) を計算する際の各計算測線の初期標高について、昭和47年7月洪水時の場合は、縮尺1/10,000地形図（昭和40年代作製）の等高線から読み取った。また、引き続き昭和50年8月洪水時の初期標高は、昭和47年7月洪水の河床変動計算結果後の標高を与え、同様にして、順次その後の洪水の初期標高を設定した（表-2）。

③ 河幅 (B) は、(9)式（巻末の Appendix 参照）

図-4 調査対象期間内の月最大日雨量

で求めたが、その計算値は現地で測定した値を超えないものとした。

④ 平均粒径 (d_m) は、代表的河床において現地調査結果から求めた。河床土砂の粒径は、計算に用いた同一断面においても局所的な変化が著しい。そこで、河床付近で平均的な場所を現地で決定し代表的河床とした。粒度分析は、粒径(中径) 50.8 mm 以上の礫を現地において計測し、それ以下の土砂は JIS 1204 により室内試験を実施した。また、平均粒径は両者から重量加重平均法により求めた。

⑤ 河床に土砂が堆積している区間は 1 m の交換層(移動可能な土砂の堆積している厚さ)を設定した。すなわち、これ以上侵食しないとする侵食限界深さを 1 m と仮定した。侵食限界深さを明確に規定する根拠は乏しく、ここでは計算の試行錯誤により設定した。ただし計算上においては、経験的に河床に存在する転石の最大粒径程度であることが多い。

また、現地の実際の河川において、局所的に河床に岩盤が露出する区間あるいは径 1 m 以上の巨礫(近傍の谷壁斜面から供給されたものと考えられる)が堆積する区間では、侵食が起こらない区間、すなわち交換層が 0 の区間と仮定した。

⑥ 河床土砂の粒度組成の初期設定は、現地の河床と崩壊地のサンプル土砂(3 サンプルずつを平成元年 8 月

に採取)のそれぞれの粒度分析結果から、その平均値(河床土砂は 14~25 mm, 崩壊土砂は 6~25 mm)を与えた。また、河床土砂の粒度組成を 5 つの粒径階に分け、粒径階ごとに代表粒径に対して区間流入土砂量、区間流出土砂量を計算し、一つ前の時間ステップのそれぞれの土砂量の差分により粒度組成を算出した。これを逐次繰り返した。なお、算出した粒度組成結果は入力した崩壊土砂がやや河床土砂よりも細粒であるため、崩壊流入土砂量が強く影響する区間の河床土砂は現地サンプル土砂よりも細粒化の傾向を示したが、それ以外の区間の場合には、算出した河床の粒度組成は現地サンプル土砂とおおむね同じであった。

⑦ 河床変動計算を行った本川上流端および河床変動計算を行わない支川における崩壊地からの流入土砂量も考慮した。すなわち、各本川最上流域および各支川流域の総崩壊流出土砂量(崩壊流出土砂量=崩壊生産土砂量-残土量; 井上ほか, 1992¹⁾)が、それぞれの下流端近傍の本川河床変動計算測線間に到達するものと仮定し、計算に組み入れた(図-6 に模式図を示す)。具体的な給砂条件としては、空中写真判読による崩壊地の経年変化(例えば、昭和 45~51 年の総崩壊流出土砂量の内訳は昭和 47 年 7 月 5~6 日と昭和 50 年 8 月 16~23 日のそれぞれの洪水ハイドログラフの総流量と比例させて与えた)から求めた、それぞれの洪水時の総崩壊流出土砂量

図-5 Aダム流域における河床変動シミュレーション計算測線位置図

表-2 貯水池堆砂量の計算値と実績値の比較

洪水発生年	河道・粒径条件	崩壊流出土砂量 (m ³)				貯水池堆砂量	
		B 川	C 川	D 川	Aダム流域 合 計	[計算値] (m ³ / 洪水)	[実績値] (m ³ / 年)
昭和47年	初期条件	91,080	59,660	60,000	210,740	128,400	133,000
昭和50年	昭和47年の条件	209,920	122,060	138,190	470,170	244,400	474,000
昭和51年	昭和50年の条件	75,020	42,160	37,350	154,530	402,900	455,000
昭和55年	昭和51年の条件	34,170	21,000	17,050	72,220	135,400	186,000

図-6 崩壊流出土砂量の計算測線への給砂状況模式図

を洪水ハイドログラフの流量と相似させて、1時間ごとに計算に組み入れた。ただし、与える崩壊流出土砂量は河道形状と水理量から計算される流砂能力分の土砂量を超えないものとした。なお、B, C および D 川流域内の崩壊流出土砂量だけを計算に組み入れた。

⑧ アーマーコート（河床に存在する堆積物が流水の選択的運搬により細粒分が移動して粗粒化した状態；芦田ほか，1983³⁰）効果を考慮した。すなわち、限界掃流力が最大粒径相当に達するまでそれ以下の粒径も動かないものとし、最大粒径を流下し得る流量となった時点でアーマーコートが破壊され、全体の流砂が開始するものとした。

以上の計算条件に基づいて、各洪水について河床変動シミュレーションを実施し、貯水池堆砂量計算結果と貯水池堆砂量の実績を比較したものが表-2である。ここで、実績の貯水池堆砂量とは、年堆砂量（本来は洪水前後の堆砂量を比較しなければならないが、実際問題として堆砂量は年1回の測量により求めているため）を用いている。また、昭和55年の堆砂量データは、昭和54年データが欠測していたため昭和54年と昭和55年の2年間の合計値となっている。表-2によると、昭和50年のケースを除けば、おおむね計算値と実績値は一致しており、河床変動シミュレーション手法による計算は、実際の現象をよく再現し得たといえる。なお、すべてのケースにおいて、計算値が実績値よりもやや小さい値を示しているのは、与えた崩壊流出土砂量がB, C および D 川流域のものだけを扱い、ダム周辺域のものを扱わなかったためである可能性が考えられる。

昭和50年のケースの再現性の良くない理由としては、与えた崩壊流出土砂量がほかの3ケースに比べて非常に多い（表-2参照）ため、1洪水終了後も不安定土砂として河床に残存した可能性が考えられる。このような土砂は、通常、その後の小規模の後続洪水により侵食されて貯水池まで徐々に移動すると考えられるが、本研究では、規模の大きい1洪水ですべて移動すると仮定したために、誤差が生じたものと考えられる。

以上、多少の問題点は存在するが、河床変動シミュレーション手法によって貯水池堆砂量を十分に推定することが可能であることが明らかになった。

4. 崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与の割合の検討

崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与の割合を探るということは、前述したように、崩壊地から生産される土砂量が洪水時にどの程度貯水池堆砂量に寄与するかを明らかにすることである。すなわち、貯水池堆砂の主たる供給源である河床堆積土砂等に比較して、どの程度崩壊土砂起源が貯水池堆砂に対して寄与しているかを明らかにすることである。そこで本研究では、河床変動シミュレーション手法を用いて再現計算と計算条件を一定することによって崩壊土砂だけに着目すれば、貯水池堆砂に対する寄与の割合を定量的に把握できるものと考えた。具体的には、崩壊流出土砂量を再現計算と同様に与えた場合と与えない場合を比較することによって、崩壊土砂の寄与率（C）を以下の式で求めた。なお、実際の計算は、再現計算結果のよい昭和47年7月、昭和51年9月および昭和55年8月の洪水を対象にした。

$$C = (S_1 - S_2) / S_1 \dots\dots\dots [1]$$

ここで、 S_1 ：崩壊流出土砂量を与えた場合の貯水池堆砂量、 S_2 ：崩壊流出土砂量を与えない場合の貯水池堆砂量
なお、崩壊流出土砂量のうち貯水池に到達した割合、すなわち、崩壊流出土砂量の流出率（R）は以下の式で求められる。

$$R = (S_1 - S_2) / V_{S1} \dots\dots\dots [2]$$

ここで、 V_{S1} ：崩壊流出土砂量

計算結果を表-3に示す。表-3によると、崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与率は約5-10%となった。したがって、5年確率以上の一回の洪水時の貯水池堆砂量の約5-10%は崩壊地から直接的に由来される土砂量であるという結論となった。すなわち、貯水池堆砂量の約5-10%が山腹斜面において発生した崩壊流出土砂量起

表-3 崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与率

洪水発生年	崩壊流出土砂量 (m ³)	貯水池堆砂量 (m ³)	崩壊土砂の寄与率 (%) [C]	崩壊土砂の流出率 (%) [R]
昭和47年	210,740 0	128,400 115,100	10.4	6.3
昭和51年	154,530 0	402,900 384,200	4.6	12.1
昭和55年	72,220 0	135,400 124,900	7.8	14.5

源であり、一方、約90～95%は河床堆積土砂量起源であることを意味している。この河床堆積土砂の起源の大半は、それ以前に発生した崩壊地からの土砂の累積であるので、いずれは生産された崩壊土砂も、ある時間的なずれをもって貯水池に堆砂することになる。このことは、前報（井上ほか、1992）¹⁾において示したように、崩壊地から生産される土砂量と貯水池堆砂量の関係を10年オーダー程度の長期的タイム・スケールで比較すると、局所的な誘因（主として降雨）の強弱が除かれ、両者に比較的良好な相関が得られることと調和的である。

なお、5年確率以上の一回の洪水時に崩壊流出土砂量のうち貯水池に到達した割合（流出率）は約6～15%となった。

今回の結果は、3.5節の河道等の水理条件②～⑤に、ある仮定により値を与えて河床変動シミュレーション手法を用いれば、崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与の割合を洪水単位で検討できるという方法論を示した一つのケース・スタディである。したがって、崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与の割合が、ほかの貯水池も含めて常に5～10%を示すことを意味するものではない。すなわち、②～⑤で述べた河床勾配、河幅、堆積物の平均粒径、土砂交換層の厚さ等の諸条件が変化すれば、あるいは洪水の大きさや崩壊地の発生状況、基盤の地質等の流域諸条件が変化すれば、どのような傾向の結果が出るのかは今後さらに検討を要する。

とくに、降雨や洪水の大きさによって、山腹斜面の崩壊地の発生と河床の土砂移動および貯水池堆砂がそれぞれどのような挙動を示すかは、水力発電用ダムの建設に伴う貯水池堆砂量計画を立案する際には非常に重要な問題点となる。すなわち、崩壊が発生するような豪雨時に

崩壊土砂が一時的に河道に貯留され、その後、徐々に下流に移動するのか、あるいは豪雨と同時に崩壊土砂の大半が貯水池に到達するのかは、ダムの適地選定評価や建設後の排砂計画立案などに関して重要な情報になると考えられる。例えば、豪雨時に発生する崩壊土砂の大半が、その洪水と同時に貯水池まで到達するような自然条件下の流域においては、水力発電用ダムの建設には適さず、むしろ砂防ダムの建設適地になると考えられる。また、仮に崩壊流出土砂量を確率降雨量に対して任意に発生させることができれば、流域の貯水池堆砂量の総量だけでなく、確率降雨量ごとの貯水池堆砂量に対する崩壊土砂量の寄与の割合や河道に貯留される土砂量等が推定できることになる。したがって、貯水池上流域における砂防ダム配置計画立案や貯水池内の浚渫計画立案に対して、有用な情報が提供できると考えられる。

いずれにしても、貯水池堆砂量の予測方法として最も一般的なものである堆砂量と堆砂に影響する要因（地形、地質、植生、降水量等）との統計的関係を求める方法では、自ずと限界があり、土砂の生産過程・流出過程をできるだけモデル化し、コンピュータを利用して現象をシミュレートする方法が今後の発展方向になる。本研究で提案した方法もこの流れの一つであると位置づけられる。

5. 結 論

本研究における結論を以下に示す。

① 流水による河道の土砂移動現象を物理モデル化した河床変動シミュレーション手法を用いて、Aダムにおける貯水池堆砂量を計算した結果、対象4洪水のうち3洪水は実績の堆砂量をよく再現できた。したがっ

て、河床変動シミュレーション手法が貯水池堆砂量を従来の統計式ではなく、物理的モデル式によって十分推定できることを示した。

② 河床変動シミュレーション手法を用いて崩壊流出土砂量を与えた場合と与えない場合を比較することによって、崩壊土砂の貯水池堆砂に対する寄与の割合を計算する方法論を提示した。ケーススタディとして、Aダムにおける一洪水（5年確率以上）の場合を計算した結果、崩壊土砂の寄与の割合は、5～10%程度であった。したがって、残りの90～95%の貯水池堆砂は、その洪水時の出現以前から存在していた河床堆積土砂等から供給されたものであると推定された。

APPENDIX

1. 雨水流出計算

対象洪水ハイドログラフは、中安の総合単位図法（建設省河川局，1986）⁷⁾によった。この手法は、単位降雨から得られる流出波形を逐次重ね合わせるものであり、水文資料の得られていない流域の流出量を比較的簡単に推算できるものである。計算式を以下に示す。

$$Q_{\max} = 0.2778Ad \cdot R_0 / (0.3T_1 + T_{0.3}) \quad (1)$$

上昇曲線： $0 < t < T_1$ の場合

$$Q_d / Q_{\max} = (t / T_1)^{2.4} \quad (2)$$

下降曲線： $1 > (Q_d / Q_{\max}) \geq 0.3$ の場合

$$Q_d / Q_{\max} = 0.3^{(t - T_1) / T_{0.3}} \quad (3)$$

$0.3 > (Q_d / Q_{\max}) \geq 0.3^2$ の場合

$$Q_d / Q_{\max} = 0.3^{(t - T_1 + 0.5T_{0.3}) / 1.5T_{0.3}} \quad (4)$$

$0.3^2 > (Q_d / Q_{\max})$ の場合

$$Q_d / Q_{\max} = 0.3^{(t - T_1 + 0.5T_{0.3}) / 2.0T_{0.3}} \quad (5)$$

ここで、 $Q_{\max}$ は単位時間 t (hr)，有効雨量 R_0 (mm) によるピーク流量 (m^3/s)， Ad は流域面積 (km^2)， Q_a ， Q_d は上昇および減水時の流量 (m^3/s)， T_1 はピーク到達時間 (hr)， $T_{0.3}$ は流量が $0.3Q_{\max}$ に減少するまでの時間である。

2. 水位計算

水位計算は、対象河道区間の河床勾配が数分の1～数百分の1と急勾配であることから射流区間であると判断し、等流水位計算⁷⁾とした。計算式を以下に示す。

$$Q = A \cdot v \quad (6)$$

$$v = (1/n) \cdot R^{2/3} I^{1/2} \quad (7)$$

ここで、 Q ：流量 (m^3/s)， n ：粗度係数， A ：流積 (m^2)， R ：径深 (m)， V ：流速 (m/s)， I ：河床勾配

(7)式の粗度係数は、ストリックラー型の推定式（河村，1982）⁸⁾を用いて、河床勾配より推定した。計算式を以下に示す。

$$n = 0.104I^{0.177} \quad (8)$$

また、河幅 (B) はレジーム式⁹⁾を用いて、流量より推定した。ただし、計算河幅は、現地調査により得た実際の河幅を超えないものとした。計算式を以下に示す。

$$B = 5 \sqrt{Q} \quad (9)$$

なお、水深 (h) の計算は、河道横断を矩形と仮定して、(6)，(7)式を用いて、以下の式より求めた。

$$(nQ/B \sqrt{I})^{3/5} = h / [1 + 2(h/B)]^{2/5} \quad (10)$$

3. 限界掃流力計算

限界掃流力は、岩垣の一樣粒径の限界摩擦速度計算式（岩垣，1956）⁹⁾を平均粒径について適用した。以下に計算式を示す。

$$R_* \geq 671 : U_{*cm}^2 = 0.05(\sigma/\rho - 1)gd_m \quad (11)$$

ただし、 $R_* = [(\sigma/\rho - 1)g]^{1/2} \cdot d^{3/2} / \nu$

ここで、 U_{*cm} ：限界摩擦速度 (cm/s)， σ/ρ ：砂の比重 2.65， ν ：動粘性係数 $0.01(\text{cm}^2/\text{s})$ ， g ：重力加速度 $980(\text{cm/s}^2)$ ， d_m ：平均粒径 (cm)

しかし、実際の河床は、広い粒径範囲の混合砂礫から構成されているため、各粒径階ごとの限界掃流力と平均粒径の限界掃流力の比を d_i/d_m の関数として表した以下のエギアザロフ式⁷⁾を用いて、粒径別限界摩擦速度 (U_{*ci}) を求めた。

$$d_i/d_m \leq 0.4 : U_{*ci} = \sqrt{(0.85) \cdot U_{*cm}} \quad (12)$$

$$d_i/d_m > 0.4 : U_{*ci} = [\log 19 / \log (19 \cdot d_i/d_m)] \times \sqrt{(d_i/d_m) \cdot U_{*cm}} \quad (13)$$

ここで、 d_i ：代表粒径 (cm)

4. 流砂量計算

掃流砂量計算は、山地河川において広く用いられている芦田・高橋・水山式（芦田ほか，1978）¹⁰⁾を適用した。算定式を以下に示す。

$$\begin{aligned}
 q_B / \sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_i^3} \\
 = (12-24\sqrt{T})/\cos\theta \cdot \tau_{*i}^{(1.5-\sqrt{T})} \times \\
 (1-\alpha^2 \cdot \tau_{*ci}/\tau_{*i}) \cdot (1-\alpha \cdot \sqrt{(\tau_{*ci}/\tau_{*i})})
 \end{aligned} \quad (14)$$

ただし、

$$\alpha = \sqrt{\frac{2 \left(\mu f - \frac{\sigma}{\sigma - \rho} \cdot I \right)}{1 - \frac{\sigma}{\sigma - \rho} \cdot I}}$$

ここで、 q_B ：単位幅あたりの流砂量、 τ_{*i} ：掃流力、 τ_{*ci} ：限界掃流力、 μf ：動摩擦係数0.425

さらに、粒径別流砂量は、上式に各粒径階の粒度構成比を乗じることにより求めた。

$$q_{Bi} = q_B \cdot f_0(d_i) \quad (15)$$

ここで、 q_{Bi} ：粒径別流砂量、 $f_0(d_i)$ ：各粒径階の粒度構成比

5. 河床変動計算

河床変動は、二断面間の流砂量の不均衡のために生じる現象である。二断面間の河床変動量は次式の逐次計算より求めた。

$$\Delta Z = Z_{t+1} - Z_t = \frac{Q_{BIN} - Q_{BOUT}}{B \cdot \Delta x \cdot (1 - \lambda) \cdot \Delta t} \quad (16)$$

ここで、 ΔZ ： Δt 時間内の河床変動量、 Z ：河床高、 Δ ：区間距離、 Q_{BIN} ：計算断面への流入土砂量、 λ ：空隙率、 Q_{BOUT} ：計算断面からの流出土砂量

計算手順は、河道を Δx 区間ごと（実際には200 m程度）に区切り、各断面ごとに等流水位計算および流砂量計算を実施する。断面ごとに流砂量が異なっていれば、上式により Δt 時間後の河床変動量を求めることができる。

なお、最下流端断面の総流砂量（ Q_{BOUT} ）が貯水池堆砂量になる。

謝辞 本研究は、通産省受託研究「水力発電環境保安技術調査」の中で昭和61年度から平成2年度に実施した研究の一部である。本研究を遂行するに当たり、解析に最も重要となるダム堆砂のデータ、降雨量のデータは電力各社、電源開発(株)、関係官庁の方々に提供していただいた。ここに厚く感謝の意を表します。また、現地調査や解析にあたり協力をいただいた、(財)電力中央研究所の千木良雅弘博士、中電工事(株)の佐竹義典氏およびアジア航測(株)の今村遼平博士、杉浦正美、池田一雄の諸氏に感謝いたします。また、論文の内容を査読し、討論していただいた(財)電力中央研究所の角湯正剛博士にも感謝いたします。なお、河床変動シミュレーションプログラムは杉浦正美氏の作成したものを使用させていただいた。

参 考 文 献

- 1) 井上大榮・角田隆彦・河村和夫・友利方彦（1992）：わが国における地質別の崩壊特性と貯水池堆砂（その1）—地質からみた崩壊特性—，応用地質，33-3，pp. 123-132
- 2) 江崎一博（1966）：貯水池のダム堆砂に関する研究，建設省土木研究所報告，第129号，pp. 55-83.
- 3) 水山高久（1984）：山地河川の河床変動とその土砂水理学的取扱い，地形，Vol. 5-3，pp. 195-203.
- 4) 日暮雅博・富永 健・吉川 太・副田悦生（1988）：ダム堆砂予測に関する研究，昭和63年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 121-124.
- 5) 小川紀一朗・松村和樹・菊井稔宏・井良沢道也（1989）：山地流域における土砂生産・流出の実態と解析，新砂防，Vol. 41-6，pp. 4-13.
- 6) 芦田和男・高橋 保・道上正規（1983）：河川の土砂災害と対策，森北出版，pp. 151-201.
- 7) 建設省河川局監修（1986）：二訂建設省河川砂防技術基準（案）調査編，山海堂，pp. 109-170.
- 8) 河村三郎（1982）：土砂水理学1，森北出版，pp. 44-241.
- 9) 岩垣雄一（1956）：限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号，pp. 1-21.
- 10) 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，Vol. 30-4，pp. 9-17.

（1996年7月19日受付，1996年10月18日受理）