

堆砂過程計算法の実際貯水池への適用例

An Example of the Calculation of Sedimentation Process in an Actual Reservoir

京都大学防災研究所 正員 芦田 和 男

徳島大学工学部 正員 ○岡 部 健 士

1. はじめに

貯水池の計画・管理に際し、堆砂形状の予測が重要課題の1つになることは言を待たない。さらに、堆砂に伴う諸弊害を防除、軽減する立場からは、形状に止まらず、堆砂層内の土砂の粒度特性に関してもある程度定量的な予測を行えることが望ましいところである。

さて、著者らは文献1)において貯水池堆砂の一数値計算法を提案した。これは、従来の諸法が必ずしも池内における土砂の挙動を実態に照らして忠実にモデル化したものではなく、加えて、粒度特性までも算定し得るものが具体的に提示されていない点をかんがみて導かれたものであった。ただし、上記の文献中では本法を用いた若干の試行計算例を紹介しただけに止まり、実際貯水池における堆砂現象への適用性に関する検討は以後の課題として残された。そこで本論文では、堆砂に関する詳細な調査資料がよく整っている徳島県那賀川水系内小見野々貯水池（発電専用）を例にとり、当貯水池における堆砂実績の再現計算への適用を通じて、本法の有用性を検証するつもりである。以下においては、まず、本法を構成する主要な基礎式を簡単な解説とともに再記した後、計算の具体的な進め方およびその結果について述べる。

2. 堆砂計算法の概要¹⁾

堆砂計算（あるいは河床変動計算）の実行方法としては、図-1に示したような、いわゆる片押法をはじめ特性曲線法や陰的差分法など種々のものが考えられている。これらのうち片押法はいわば最も簡単な陽的差分法と言えるものであって、他の方法に比較すれば数理論上の信頼度がかなり劣るものの、自然河川の河状の著しい不規則性や支川合流部に関する対応などが容易であることを勘案すると、現時点では実用上最も有利な方法と思われる。本節では、図-1における「河床変動の計算」ブロックと「河床の粒度分布に関する計算」ブロックの基礎式を示す。

2-1 河床変動計算の基礎式

貯水池の堆砂形状には、掃流砂、浮遊砂およびwash loadがいずれも実質的な影響を及ぼすので、河床位 z_b の時間変化 $\partial z_b / \partial t$ の一般式は次式のように表示すべきである。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{B_b(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B_b(q_b + q_s) + Q_w \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 B_b : 河床幅、 B_s : bed material load の流送有効河床幅、 q_b および q_s : 掃流砂および浮遊砂の単位幅流砂量、 Q_w : wash loadの流量、 λ : 河床の空隙率、 t : 時間、 x : 河床に沿う距離。

(1)式において、 q_b は各断面の掃流力にほぼ完全に対応しながら変化すると考えられるので、いわゆる流砂量式を用いた定量化が可能である。これに対し、 q_s は非平衡性を考慮して評価すべきものであろう。ただし、流下に伴う水理条件の変化がかなり緩慢な場所では、 q_b と同様な取り扱いも可能と思われる。一方、wash loadは、その堆積領域がbed material loadのそれと重複することも十分に有り得るし、貯水池の操作法や流入する流れの性質によっては激しい再巻き上げも生じるが、こういった挙動の全てを細かく追跡するこ

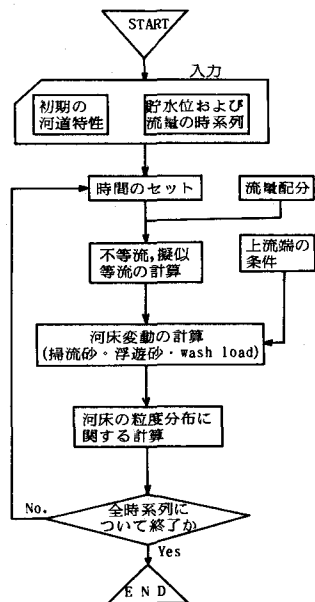


図-1 片押法のフロー

とは、現在のところきわめて困難なことである。以上の点ならびに
 実用上の観点より、堆砂領域全体を図-2に示す3領域、すなわち
 i) 河道区間、ii) 貯水池区間Uおよびiii) 貯水池区間Dに分割し、
 おのおのについて基礎式を使い分ける方法をとることとした。

bed material load を粒径が d_j 、沈降速度が w_{j1} ($j=1 \sim J$)
 の混合砂として取り扱うならば、各領域の河床変動の基礎式は以下
 のように記述される。

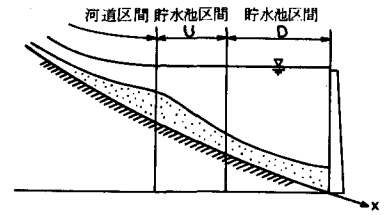


図-2 貯水池の領域区分

$$i) \text{河道区間: } \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{B_s(1-\lambda_s)} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B_s \sum_{j=1}^J (q_{sj} + \hat{q}_{sj}) \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 q_{sj} 、 $\hat{q}_{sj}$ 、 d_j の粒子の局所的平衡状態下の掃流、浮遊流砂量、 λ_s :河道区間の河床空隙率。

$$ii) \text{貯水池区間U: } \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{B_u(1-\lambda_u)} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (B_s \sum_{j=1}^J q_{sj}) + B_s \sum_{j=1}^J w_{j1} (c_{sj} - c_{0j}) \right\} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 λ_u :貯水池区間Uの河床空隙率、 c_{sj} および c_{0j} : d_j の粒子の平衡底面濃度および実底面濃度であり、後者に対しては、次式のような近似的計算式が与えられている。

$$\frac{dC_j}{dx} = \frac{w_{j1}/q \cdot (1-C_j)(e^{R_j/C_j} - 1)^2}{2C_j/R_j \cdot (e^{R_j/C_j} - 1)^2 + (1 - e^{R_j/C_j}) + \{-R_j + (R_j + e^{-R_j} - 1)/C_j\} e^{R_j/C_j}/C_j} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $C_j = c_{0j}/c_{sj}$ 、 $R_j = w_{j1}h/\epsilon$ であり、 q 、 h 、 ϵ :それぞれ流れの単位幅流量、水深、浮遊砂の拡散係数の断面平均値である。

$$iii) \text{貯水池区間D: } \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{B_d(1-\lambda_d)} \cdot \frac{\partial Q_w}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

なお、 Q_w に対しては、再浮上係数に類似した係数 K_w を含む次式が与えられた²⁾

$$\frac{\partial Q_w}{\partial x} = -K_w w_{w1} \left(\frac{A}{h} \right) \frac{Q_w}{Q} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 w_{w1} : wash load の代表沈降速度、 A および Q : 流水断面積および全断面流水流量である。

2-2 粒度分布の基礎式

河床の粒度分布に関しては、粒子交換層の概念に基づく平野³⁾の巧みな理論がある。これを掃流砂と浮遊砂が共存する場合に拡張した結果、河道区間と貯水池区間Uに対してそれぞれ下記の式が導かれた。

$$\text{河道区間: } \frac{\partial P_i}{\partial t} = -\frac{1}{a_s B_s (1-\lambda_s)} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B_s (q_{sj} + \hat{q}_{sj}) \right\} - \frac{P_{i*}}{a_s} \cdot \frac{\partial z_b}{\partial t} \dots\dots\dots (7)$$

貯水池区間U:

$$\frac{\partial P_i}{\partial t} = -\frac{1}{a_u B_u (1-\lambda_u)} \left\{ \frac{\partial (B_s q_{sj})}{\partial x} + B_s w_{j1} (c_{sj} - c_{0j}) \right\} - \frac{P_{i*}}{a_u} \cdot \frac{\partial z_b}{\partial t} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 P_i : d_i の粒子が交換層内で占める割合、 a_s 、 a_u : 河道区間、貯水池区間Uの交換層厚さ、 P_{i*} : 交換層直下における d_i 粒子の割合を P_{0i} として次のように定義されている。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} > 0 \text{ のとき (河床上昇), } P_{i*} = P_i \dots\dots\dots (9-a)$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} < 0 \text{ のとき (河床低下), } P_{i*} = P_{0i} \dots\dots\dots (9-b)$$

さらに、貯水池区間Dについては、過去に河道区間または貯水池区間Uであった場所が水理条件の変化のために貯水池区間Dに転じた場合に起こる P_i の変化、すなわち、wash load の混入あるいは被覆による河床材料の粒度変化を表現するものとして、次式を提示した。

$$\frac{\partial P_i}{\partial t} = P_i / a' \cdot \frac{\partial z_b}{\partial t} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 a' : wash load の混入が起こり得る河床表層厚さ。

3. 小見野々貯水池における堆砂過程とその再現計算

3-1 小見野々流域と池内の堆砂状況^{4), 5)}

小見野々ダムは徳島県那賀川水系最上流部に建設された高さ62.5m、堤体長151.8mのドーム型アーチダムであり、集水面積、湛水面積および総貯水容量はそれぞれ266.8km²、0.89km²および1675万m³となっている。湛水は昭和43年5月より開始され、以後発電専用に利用されている。

図-3の流域概要図からもわかるように、当流域は徳島県最高峰の剣山の南斜面に位置する関係で、わが国でも屈指の多雨地域である。降雨形態は典型的な夏期集中・豪雨型であり、6～9月期の月別最大日雨量は平年で約300mmときわめて大きい。このような気象条件に加えて、地質が砂岩、泥岩を主体とする脆弱なものであるために、土砂の生産・流出が活発に行われ、結果として堆砂がかなり急速に進行している。ちなみに、当貯水池の年比堆砂率 r_s 、年比堆砂量 q_{so} は、それぞれ2.5%、1570m³/km²/yearである(わが国の主要貯水池について吉良⁶⁾が求めた r_s と q_{so} の平均値は、それぞれ1.06%、469m³/km²/yearとなっている)。

図-4は、昭和43年～51年の間に生じた堆砂縦断形状の大略的变化(より詳細なものは後出の図-10に示している)ならびに昭和51年末における堆砂層の土質柱状図を描いたものである。

いわゆる堆砂デルタがさほど

明瞭ではなく、Fore-set beds がむしろ若干上に凸となっているのが大きな特徴である。土質柱状図からは、シルトあるいは粘土層などwash loadの堆積層にレンズ状にはさまれた砂層の存在を見出すことができる。流入洪水や貯水位の資料を参考にしつつ検討した結果、貯水池深部への砂質層の引き込みには人為的作用が関与しなかったことを確認した。なお、このような砂質土砂の挙動が堆砂縦断形状に支配的な影響を及ぼしていることは言うまでもない。

3-2 流砂量式の選定

先に示した基礎式を用いて堆砂計算を行う場合、流砂量に関する諸量をいかなる式で定量評価するかが重要問題となる。実際の、とくに新規に計画する貯水池に関わる予測計算では、それ自体が1つの大きな課題となろう。しかしながら、既設の貯水池の堆砂再現計算や予測計算では、実測資料に基づいて適切なものを選定することができる。ここでは、掃流砂量式として佐藤・吉川・芦田式および芦田・道上式を、浮遊砂量式としてLane・Kalinske式を取り上げ、bed material loadの流入量の経年変化ならびにその粒度構成を良好に説明し得る流砂量式の組み合わせを見出すことにしよう。一方、wash loadの取り扱いについては堆砂計算について述べる部分で触れることにしている。

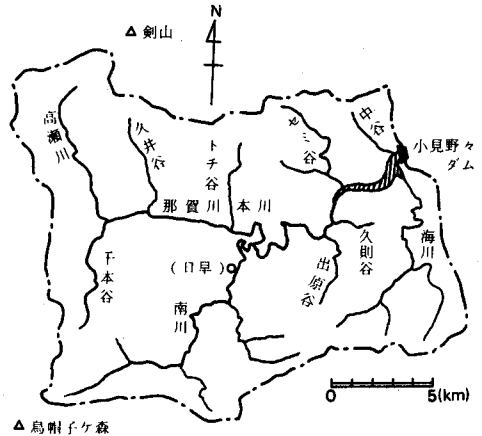


図-3 小見野々流域の概要図

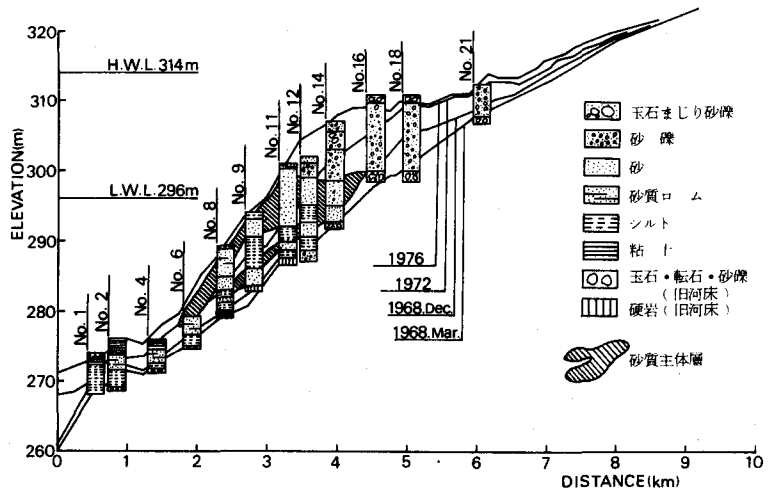


図-4 小見野々貯水池の堆砂縦断形状と土質柱状図

さて、小見野々貯水池の背砂上流端付近（ダム上流85～9 km）は一種の沖積地帯となっており、線形が単純で、河幅や勾配がかなり一様な河道区間が続いている。さらに、図-5にみられるように、この区間内では河床材料の粒度分布もほぼ一様であることから、この区間が流入土砂量の支配区間になっていると推察される。そこで、河道に

関する縦横断測量結果に基づいてこの区間の代表断面と平均勾配を決定し、ダムサイトで推定された流入流量時系列を面積配分して得られる流量を通水したときに生じる等流が流送する bed material load の量とその粒度構成を計算した。ただし、この場合、日平均流入流量が30m³/s以下の低水期は計算から除外した。また、計算に用いる河床材料の粒度分布は、図-5に示された曲線を単純平均して求め、これを17階級の離散的な代表粒径とその配合割合で近似した。

ところで、上述の流砂量式のうち、佐藤・吉川・芦田式および道上式は正規誤差関数を含んでいるが、この点は、長期間にわたる流砂量計算にとって好ましくないことである。そこで、本計算では、

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_x^\infty \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \div \frac{1}{\exp(1.668x) + 1} \dots\dots (11)$$

なる近似式⁷⁾を用いて両者の一部を変形した。(11)式によると、例えば佐藤らの式の関数 $F(\tau_s/\tau)$ が、 $\eta = (\tau_s/\tau)$ において次式のように表わされる。

$$F(\eta) = \frac{1}{2} \exp\{-2(\eta - 1)^2\} + \frac{\sqrt{2\pi}}{\exp(3.336(2\eta - 1)) + 1} \dots\dots (12)$$

つぎに、流砂量式の組み合わせを変えて行った計算の結果を実績と比較するが、前者がどのような式の組み合わせによるものかは、下記の略号で示すことにする。

（掃流砂） （浮遊砂）

SL：佐藤・吉川・芦田式 + Lane・Kalinske式

SM：佐藤・吉川・芦田式 + 道上式

AL：芦田・道上式 + Lane・Kalinske式

AM：芦田・道上式 + 道上式

図-6は、昭和43年～51年の間の累加流入土砂量の経年変化について、計算値と実績の比較を行ったものである。また、図-7では、昭和51年末までに流入した土砂全体の粒度分布に関する比較を行っている。まず、図-6について述べると、実績と最もよく適合しているのはSMであり、以下AM、AL、SLの順となっている。ところが、図-7では見かけ上この順がまったく逆転している。堆砂面の形状特性は粒度分布の相違によりかなり異なることを考えると、以上の作業だけでは適切な流砂量式とその組み合わせを決定し難い。さて、このような結果となった場合、本来ならば検討の対象とする流砂量式を他

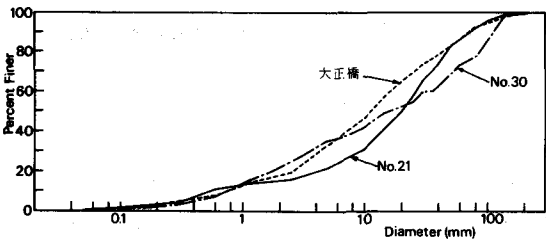


図-5 背砂上流部河床材粒の粒度分布

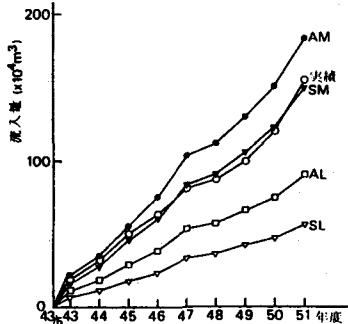


図-6 流入土砂量の計算値と実績値の比較

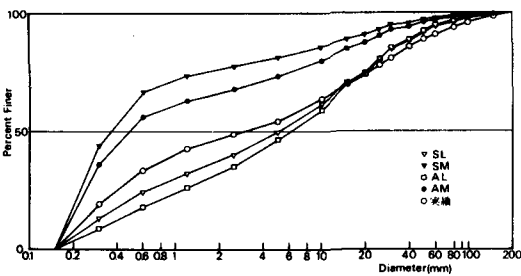


図-7 流入土砂全体の粒度分布の計算値と実績値の比較

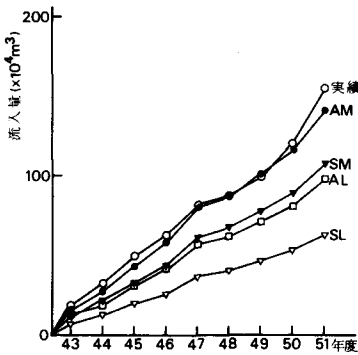


図-8 流入土砂量の計算値と実績値の比較（係数の一部修正）

に求めるべきであるが、それらと言えども定性的にはここで用いられたものと類似しているし、また、式を取り換えただけで十分に満足できる結果が得られるとも限らない。そこで、著者らは、これまでに用いた流砂量式に含まれる主要な係数の値を修正することにより、希望にかなう流砂量式とその組み合わせを見出すことにした。

試行錯誤的試算を繰り返した結果、掃流砂量式としては芦田・道上式をそのままの形で用い、浮遊砂量式としては道上式の中の実験係数 $K = 0.025$

を $K = 0.015$ と修正したものをを用いると、実績をかなりよく説明し得ることがわかった。図-8および9は、この場合の検討図である。なお、図中のSMも道上式に上述のような修正がなされており、AL, SLでは、Lane・Kalinske式の係数5.55がその約2倍の10.0に修正されている。

3-3 堆砂再現計算ならびに結果

図-1に示されたフローの各ブロックごとに、その具体的な実行要領を列挙すると以下のとおりである。

(1)初期河道の設定と流量・貯水位時系列：計算区間はダム上流約10kmまでとし、この間に200～400m間隔で設定されている縦横断測量用断面の位置における河床位の変化を算出することにした。初期の河床位としては実測値をそのまま入力し、横断面形状は標高とこれに対応する断面幅の関係を2次式で近似することにより表現した。また、初期の河床材料には場所によらず前項3-2で用いた粒度分布をもたせた。一方、流量と貯水位は、主として日平均資料に基づいたが、年数回程度の洪水に関しては時間平均資料を利用した。

(2)不等流・擬似等流の計算：Manningの係数 n は一定値0.039とおき、(1)で設定した計算用断面間をさらに5個の小区間に分割したうえで、流量の面積配分を行いながら計算を進めた。なお、不等流計算において射流が現れた場合には、その点より上流が擬似等流になるものとみなした。

(3)河床変動量の計算：計算区間の最上流端では常に河床位の動的平衡状態が保たれると仮定した。計算の時間ステップは、計算値の安定性をみながら、流量の大小に応じて0.5hr, 4hrおよび8hrの3種に変化させた。河道区間は、水深変化率 dh/dx が1/400以下の区間とし、貯水池区間Uの下流端は、bed material loadの移動限界に基づいて決定した。また、後者における e_{0j} の計算は、この区間の最上流端における水深の1/4程度を距離増分として実行した。なお、粒径分割数 J は11とした。残る貯水池区間Dに流入するwash loadの流量は、別途実施されている濁度調査の成果を参考に $Q_w = 1.25 \times 10^{-6} Q^2$ のように与え、 $K_p = 2.0$, $W_{p*} = 0.2 \text{ cm/s}$ のもとに以下の Q_w の変化を計算した。最後に、 λ_s , λ_v , λ_b は、ボーリング調査の結果をもとに、それぞれ0.24, 0.35および0.5であるとした。

(4)粒度分布の計算：この計算では、とくに河道区間と貯水池区間の境界付近において数値不安定が発生し計算停止のやむなきに至る場合が多かった。そこで、若干問題は残されるものの、河道区間内では河床材料の粒度分布が初期のものから変化しないと仮定した。貯水池区間Uと貯水池区間Dの計算において、 a_v および a' には、それぞれ20 cmおよび2.5 cmなる値を与えた。

つぎに、計算結果について述べる。

図-10は、計算によって求められた堆砂形状の経年変化と実績のそれとを比較したものである。流砂量式の選定をすでに述べたような厳しい条件のもとに行っているのにむしろ当然の結果かも知れないが、全体的にみて再現性はきわめて良好である。ただし、細部に注目すると、まずデルタの輪郭の際立ち方が少し異なっている。実績ではFore-set bedsが若干上に凸であるのに対し、計算結果は逆に下に凸の傾向をもっている。この第1の原因は、上述のごとく河道区間内の粒度変化を無視したことにあると思われるが、このほか本計算が一次元的に行われ、実際にはかなり著しい低水時の水みち形成の効果などが評価できていないこ

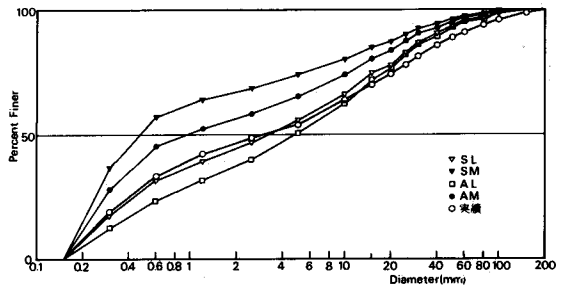


図-9 流入土砂全体の粒度分布の計算値と実績値の比較(係数の一部修正)

とも原因していると言える。つぎに、ダム上流 5 ～ 7 km の区間で実績の堆砂面が計算によるものより一律に 2 m 程度低くなっていることにも注目されるが、これは砂利採取の影響であって留意するには及ばない。

図-11 は、図-4 に示されたボーリング地点 No.12 と No.14 において、計算による河床材料の粒度が河床上昇に伴いかに変化したかを示したものである。図中、●—● は平均粒度 d_m の変化を示し、○—○ は最大粒径の変化を示している。なお、 d_m の算定にあたっては wash load の代表粒径を 0.05 mm とした（したがって、 $d_m = 0.05$ mm となっていれば、そこでは bed material load が皆無である）。

さて、No.12 の断面には、シルト、砂、および砂礫を主体とする土砂層の互層が形成されているが、これによく対応した変化が d_m の計算結果に現れている。さらに、計算結果が示す各層の境界位も、ボーリング調査によるものと高々 1 m 程度しか相違していない。一方、No.14 でも、標高の増加につれて粗粒化してゆく実測の粒度特性が計算によってかなりの確に再現されていることがわかる。

以上のことより、著者らが提示した堆砂計算法が堆砂形状の変化過程ならびに堆砂層の粒度特性の計算に有用なものであることが検証された。

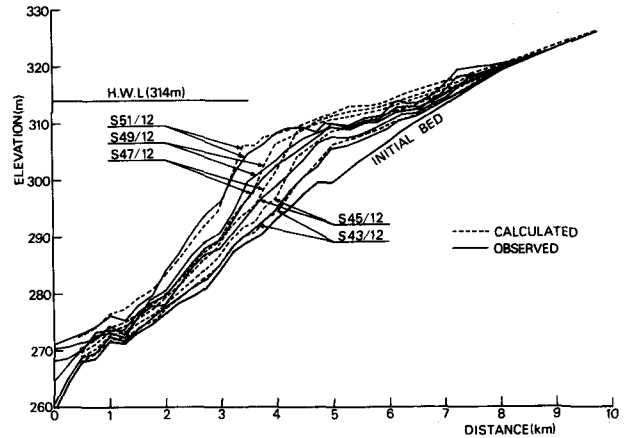


図-10 堆砂形状の計算結果と実績の比較

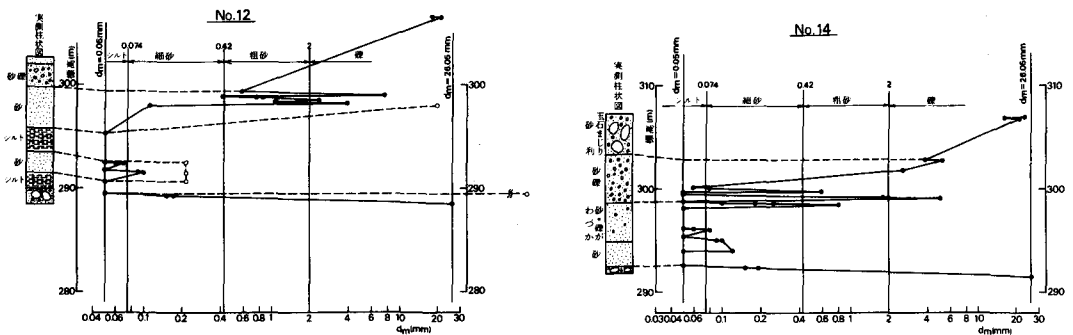


図-11 計算による河床材料の粒度変化と実測土質柱状図の対比 (No.12, No.14)

【参 考 文 献】

- 1) 芦田・岡部：貯水池堆砂の数値計算法に関する研究，京大防災研年報 25号 B，1982。
- 2) 村本・道上・藤田：天ヶ瀬貯水池の濁水に関する調査研究，京大防災研年報 17号 B，1974。
- 3) 平野：Armoring をともなう河床低下について，土木学会論文集，第 195号，1971。
- 4) 建設省四国地建：昭和 52 年度細川内ダム堆砂検討業務報告書，1978。
- 5) 建設省四国地建：昭和 53 年度細川内ダム堆砂検討業務報告書（その 2），1979。
- 6) 吉良・石田・畑：貯水池の堆砂に関する基礎的諸問題（第 1 報），神大農学研究報告，11 卷 2 号，1975。
- 7) Hall, A. D. (熊谷訳)：システム工学方法論，共立出版，1972。