

貯水池の堆砂問題

吉 良 八 郎

I 緒 言

河川開発のため、治水・利水目的の貯水池が河道に築造されると、人為または自然的環境変化により新しい平衡関係を得るため河道全体の形態を変え、その上流側ではdam up によって河川流況が変化し堆砂現象が起こる。この堆砂現象は、一応砂防効果や骨材資源の積極的活用面で効用をもたらすものであるが、貯水容量を減少させ、かんがい、発電、洪水調節、工業用水、水道用水または水産増養殖など、本来の治水・利水目的である貯水機能を低下喪失させ、堆砂の進展に伴ってダム付属構造物の機能障害を誘起する。また貯水池の上流側では、河床、洪水位ならびに地下水位の上昇現象を誘起して、冠水、排水不良区域拡大による内水災害や池岸地山の崩壊・地すべりなど、土砂災害の多発激甚化の原因となることもある。特に最近は、これら背砂上昇に伴う洪水障害が社会問題として取り上げられるようになり、貯水池計画の前途に大きな障害となってきた。また、貯水池が観光や水産増養殖に利用される場合にも、デルタ堆積や池岸侵食に基づいた環境変化により、貯水池の形態や生態系の急激な変化を起こし、それぞれ利用目的の障害となりつつある。

他方貯水池の下流側では、堆砂現象による流砂の遮断、河川流量の変化、または流下水勢による洗掘や分級などによって、一般にダム下流河床は低下し、次第に粗砂礫で被われるarmoring 効果 (armor coat の生成) を呈するようになる。この土砂扞止作用に基づいた河床低下は、河川構造物の浮き上がりによる損傷、農業用水の取水困難や河床埋設利水施設の露出・損傷、堤内地の地下水位低下による井戸取水困難、堤内地から河川への逆漏水、または海岸侵食の助長など、多くの治水・利用機能の諸障害を誘起することもある。

わが国は国土の2/3が山地で占められており、地形・地質・水文則からみると、地形急峻で地盤運動が激しく、かつ台風常襲地で危険降雨が多いため、土砂の生産・流出が極めて多い。さらに最近は、山地における林道や観光道路の建設、山脚・丘陵地における宅地造成や観光開発が進み、流域内の貯水池堆砂災害などを助長するという、自然環境破壊が大きな社会問題となってきた。

他方、わが国の自然の地形条件はダム計画面からみて極度に劣っており、欧米の主要貯水池群に比較して一般にその規模が小さく（たとえばわが国主要貯水池349個の平均貯水容量は $2.8 \times 10^7 \text{ m}^3$ であるのに対し、U.S.A.の968個の平均では $7.8 \times 10^7 \text{ m}^3$ で約3倍近い）経済効果の面で極めて不利とされている。したがって、貯水池の堆砂災害も極めて深刻な様相を示しており、平均して貯水容量の約1%以上が年々堆砂で減少し、1971年度現在主要349貯水池中、原貯水容量の過半以上が埋没して全堆砂率が、 $R_p = 50\%$ 以上に達しているものが約12%、 $R_p = 80\%$ 以上に達して、本来の機能を喪失している貯水池が約4%にも達している現状からみて、今後ますます堆砂現象に基づいた諸災害の傾向は増大するものと考えられる。

以上の観点から、貯水池堆砂問題の解明は、管理・防災計画の面からみて重要性が極めて高いが、他方貯水ダム計画の技術面からみても、ダムの耐用年数や有効貯水量の評価、放水・取水施設の配置またはダム安定計算における堆砂圧の考慮などの点から、適正な設計堆砂量（または設計比堆砂量）や堆砂分布形状などの堆算・予知が是非必要になってくる。このように「ダムの埋没は日本の埋没にもなり得る」と論じた故中谷宇吉郎博士⁽¹⁾の言葉を借りるまでもなく、“莫大な資金を投じて築造した貯水池が、流域からの土砂堆積によってみすみす埋没していくことは、国家的な大損失である”といわねばならない。

1962年12月末の世界大ダム統計⁽²⁾によると、堤高15 m以上のダム数が8,284個あるのに対しわが国では1,705個で20.6%を占め、U.S.Aに次いで世界第2位であり、このうちの約73%がフィルダムでその大部97%は貯水容量の減少が直接問題となるかんがい用ダムとなっている。またTable 1⁽³⁾は、1966年12月現在、堤高15 m以上の目的別ダム数を示すものであるが、その大部分約90%が、かんがい・水力発電用となっており、峻工年代別にみると、水資源開発が昭和30年代から急速に進み、大ダム建設が増加の傾向にある。

Table 1 日本の大ダム数（1966年12月末現在、堤高15 m以上のダム数）

目 的	かんがい	水力発電	洪水調節	工業用水	水溜め	水 道	多目的	計
ダ ム 数	1,370	310	36	5	1	41	123	1,886
百分率 (%)	72.6	16.4	1.9	0.3	0.1	2.2	6.5	100

すなわち、わが国は地形が急峻で雨量が多いため、落差が必要な水力発電の立地条件に恵まれている。このため、明治中期以来、現在に至るまで水力開発が活発に行われ、現在までおよそ1,600地点最大出力2,100万kwの水力発電所が完成し、55地点900万kwが工事中である。⁽⁴⁾最近の電力事情をみると、火力発電所の公害問題および原子力発電所の安全性などから、極めて深刻な電源立地難におちいっており、さらに中東戦争に端を発したO.A.P.E.C攻勢を契機としてエネルギー危機が顕在化してきた。このような観点から資源エネルギー庁の発足により、国産クリーンエネルギーの確保に対する要請から、国内無公害資源である“水力緊急開発”や夏季ピーク対策としての“大規模揚水発電計画”などの推進が考えられてきており、さらにかんがいその他の利水需要増に対応するため、大規模ダム計画が進められる傾向にある。また1955年度に農林省農地局がまとめた全国溜池調査^(5,6)によると、かんがい用貯水池数は全国で、276,971個（総貯水量 $21,495 \times 10^4 \text{ m}^3$ ）とされており、その大部分約97%は堤高10 m以下の小規模フィルダムであるが、その他の目的の貯水池も総括すると、わが国には人工貯水池が約30万個近く存在するものと推定される。

このように、わが国は水文・地形則の関係で貯水池数は極めて多いが、その貯水能は一般に小さく、このことは、降水量の多いことと相まって貯水池の利用回数が多いことを意味しており、この点からも土砂の流入・堆積の頻度・様相が個々の貯水池で高くかつ複雑であることを示唆するものといえよう。

このように、土砂収支の面から自然条件が劣っているわが国で、水資源開発のため貯水ダムを築造することは、必然的に貯水池の埋没を短期間に招来する結果となり、今後行われるダム築造による水資源開発地域は、自然環境条件がさらに劣っている山地か、社会的条件の複雑な土地が残っているだけで、ダム建設による貯水池埋没問題の根本的な検討や、その合理的な対策が必要になってくる。すなわち、貯水池の堆砂問題を合理的に解決するためには、まず堆砂現象の経年的・地域的な実態を客観的に正しく把握する必要があり、貯水池に流入する土砂量や堆砂分布形状など、その堆砂機構の究明が先決であり、さらに進んで堆砂防除対策の確立が重要課題となってくる。この点、わが国はもとより、国際的にも国際大ダム会議、国際水理学会または国際かんがい排水会議などの主要課題として取上げられ、土砂水理学の発展に伴って、数多くの調査・研究がなされ、その特性が明らかにされてきた。しかし、最古は約5,000年前築造されたといわれるエジプトのSaddel-Kafara Dam（1885年、Schweinfurth がカイロの南18 mil -

es の Wadi . el -Garawi で発見した B . C . 2950 ~ 2750 年間築造の世界最古といわれる遺跡ダムで、Murray による 1935 年の調査によると、流域面積 186.48 km²、貯水容量 567,180 m³ の小規模フィルダムに相当するもので、副ダムとの間に 6 万 t を越える堆砂が認められている。⁽⁷⁾ の例を始めとして、近代的ダム建設の歴史とともに、古くかつ新しい問題として、いぜんとして具体的な解決策を示し得ない難問題が山積している現状であり、現在はまだ模索過程にあるものといえよう。

また、現存貯水池の堆砂面コウ配は、ダム建設に伴う新たな平衡状態への移行過程にあり、temporary bed slope を示しているものといえるが、問題は、将来最終的な final equilibrium bed slope に達した時、特に河川開発が進んで多くの棚池的な多段貯水池群が築造され、それぞれその上流河道が新たな平衡状態へ移行した時である。

II 貯水池の堆砂機構

人工貯水池は、自然河川にダムを築造してその平衡を破るわけであるから、ダム完成後貯水開始の瞬間から、背水区域の河道ではその運搬力と運搬土砂量との釣合が破れて、“流速あるいは水量の減ずるところでは、それに応じて多少の沈殿をみる”という堆積の原則にしたがって土砂の沈殿・堆積が開始される。そして流域からの土砂供給が続くと年々堆積が行われ、ダムで締切って湛水した貯水池の容量が失われる宿命にある。この際、貯水池の堆砂給源としては、流域土砂が主として降水に基づく崩壊・地すべり・土壌侵食作用によって流亡し、これが河道の運搬作用によって貯水池に搬入される場合と、直接降水や波による池岸・地山の侵食作用によって搬入される場合があり、また搬入土砂の粒度構成によって、それぞれ浮流形式および掃流形式による堆積過程を示すものである。

(1) 貯水池の堆砂支配因子

人工貯水池の堆砂現象は、その供給源である流域面からみると、流域の規模、地形・地質、地被状態、水文気象条件、河道の水理学的特性または人為的諸作用などに支配される。他方、貯水池築造面からみると、貯水池の環境・立地条件、規模、形態、水理学的特性（特に密度流）、貯水位の変動、流入・堆積土砂の特性、捕捉率、築造後の経過年数と堆砂率または貯水池の操作・管理（特に堆砂防除施設の有無・効果）など、極めて多くの因子に支配され、堆砂の実態がそれぞれ関係する要因によって異なってくる。したがって、貯水池の堆砂機構やその防除対策を画一的に把握・樹立することは一般に困難とされている。

すなわち、堆砂を支配する情報因子が極めて多く、しかも重相関的な影響を及ぼすこと、その実測定量化の手法で未開発部分が多く、実測による量的表現が困難であること、また堆砂現象はその給源となる流域からの土砂生産・流出が、長期間の連続的な形態をとる場合と、不連続で偶発的な形態をとる場合の両者が混在していること、さらにまた、主要な支配因子と考えられる水文特性と土砂の生産・輸送・堆積の関係は非線形性が強く、情報理論的に取り扱う方法を困難なものにしていること、などの原因から、一般に適正な把握が困難であるとされている。

1. 流域面積

堆砂給源としての流域面積の広狭は、ここに加えられる外力としての降雨量や流出水量の大きさを表わす重要な因子であり、さらに生産・流出土砂量の大きさにも関係するものであるから、貯水池の堆砂量に密接な関係がある。この点に関し、Witzig、鶴見、Joshi、Gottschalk、Jenkins、Moak and Okun、筆者、Flaxman、Woodburn、Brown、江崎、Anderson and Trobitz などは、後述のごとく他の主要因子と関連づけて、それぞれ堆砂量、比堆砂量、堆砂率または捕捉率などの推定にこ

の観念を導入している。

単一因子として流域面積のみを関連づけた例としては、Fair and Geyer⁽⁸⁾がU.S.A.南西地方貯水池を対象にしたEq. 1のような経験式がある。ここに Q_s :年堆砂量(acre-ft.), F :流域

$$Q_s = \alpha F^{0.77} \quad \dots\dots\dots (1)$$

面積(sq. mile), α :堆積係数(0.43~4.8)である。これに対し、Jenkins, Moak and Okun⁽⁹⁾は、U.S.A.南東地方の56貯水池を対象にして、Eq. 2を提案している。この場合、 q_s :比堆砂量(acre-ft./sq. mile/year)で $\alpha = q_s = 0.44$ となる。

$$Q_s = 0.44 F, \quad q_s = Q_s/F = 0.44 \quad \dots\dots\dots (2)$$

他方、Varshney⁽¹⁰⁾はIndia北部・南部地方の貯水池堆砂についてそれぞれEqs. 3を示している。ここに q_s :比堆砂量($10^6 \text{ m}^3 / 10^2 \text{ km}^2 / \text{year}$), F :流域面積(km^2)である。

$$\left. \begin{array}{l} \text{India 北部地方} \left\{ \begin{array}{l} F < 130 \text{ km}^2 : q_s = 0.395 F^{-0.311} \text{ (山地河川)}, q_s = 0.392 F^{-0.202} \\ F > 130 \text{ km}^2 : q_s = 1.534 F^{-0.264} \end{array} \right. \quad \text{(平地河川)} \\ \text{India 南部地方} \left\{ \begin{array}{l} F < 130 \text{ km}^2 : q_s = 0.46 F^{-0.468} \\ F > 130 \text{ km}^2 : q_s = 0.277 F^{-0.194} \end{array} \right. \end{array} \right\} \quad (3)$$

以上は、特定の国または地域を対象にしたものであるが、高橋⁽¹¹⁾はわが国および世界各地(日本全国、台湾、インドネシア、北米、南米、アフリカ、ニュージーランド、ヨーロッパ)における流出土砂量を年間平均比流砂量 q_s ($\text{m}^3 / \text{km}^2 / \text{year}$)と流域面積 F (km^2)の関係で示し、経験式としてEq. 4を与えている。この際の α 値は $400 \sim 1.03 \times 10^8$ の範囲で変化し、わが国のみの場合でも $\alpha = 400 \sim 9.5 \times 10^5$ まで変化しており、そのばらつきの原因として、流域の水文、地形・地質要因の違いがあげられている。

$$q_s = \alpha F^{-0.8} \quad \dots\dots\dots (4)$$

2. 流域の地質的条件

流域内の地質条件が崩壊災害の極めて重要な要因であることはいうまでもないことであるが、流域母岩の生成機構、種類、性質、風化分解の難易、または断層線や破碎帯などの地質構造、さらにこれらに基づいた風化土壌の種類、性質などにより、崩壊、土壌侵食の程度が異なり、これら地質、土壌の特性が、貯水池堆砂におよぼす影響に大なるものがあるはずである。しかし、この点に関して田中^(11,12)らは、貯水池の堆砂の原因となり易い地表付近の地質現象について諸項目をあげ、さらに流域内の岩石分布率と堆砂率の間には有意義な回帰直線関係は成立しないが、もし地質と堆砂量との間に密接な相関関係があるとすれば、それはある媒介因子(地形的要因)を通じてのことであるとしている。この点地質のみの面からは、各種の岩石分布率より、一般にその定量的表現が困難である地質特殊現象の方がより重大な影響をもたらすものと考えられる。

3. 流域の地形的条件

流域内の絶対高度、平均傾斜、起伏量、これに伴う崩壊地の多少や土壌侵食の程度によって、貯水池堆砂に著るしい影響をおよぼすものといえる。地形因子は古くからその計測方法も開発されており、定量的に表現する方法には、凹凸を表わす地形学的方法と垂直的位置を表わす方法があり、またその特性を表現するindexとしては、一般に長さの測定値(たとえばdrainage density, relief など)やdimensionless 数(たとえば, stream length ratio, bifurcation ratio, mean slope of watershed surface, channel gradient, relief ratio など)が使用されている。

これらの点に関し、田中・石外^(12,13)は、旧日本発送電所属の216貯水池中から研究材料として

条件の良い36貯水池を選び、1950年度現在の堆砂実測資料と地形・地質特性の関係を検討して、地形的条件、すなわち起伏量と高度についてそれぞれ直線的比例関係が成立つことを見出した。この際、比堆砂量 q_s ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$) を地貌係数 K_T = 平均起伏量 $\times$ 平均高度の関数として表わし、地理的・地質的因子の影響を群による分類によって考慮し、Eq. 5を提案した。ここでは、1/5万地形

$$\left. \begin{array}{l} A \text{ 群: } q_s = 6.6 K_T - 934 \pm 166 \\ B \text{ 群: } q_s = 11.8 K_T - 543 \pm 49 \\ C \text{ 群: } q_s = 4.5 K_T + 150 \pm 69 \\ D \text{ 群: } q_s = 10.1 K_T - 254 \pm 101 \\ E \text{ 群: } q_s = 9.9 K_T - 77 \pm 51 \\ F \text{ 群: } q_s = 9.0 K_T - 523 \\ I \text{ 群: } q_s = 13.0 K_T - 6 \pm 189 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

G, H 群 (計算不可能)

図で流域を16 km^2 のます目に分割し、それぞれ起伏量 (ます目内の高度差) および高度 (ます目内の最高および最低高度の平均) を求めて全流域について相加平均した値を用いるが、Eq. 5における地質特性による群区分は、原文など^(2,12,13)を参照されたい。

また筆者^(2,14)は、田中・石外が採用した36貯水池を対象にして、貯水能を表わすindexを加味するため起伏量 R_f (m) を承水係数 C/F で割って無次元化した値を堆砂関数 $\phi = R_f / (C/F)$ として、平均年堆砂率 τ_s (%) との関係 Eq. 6の経験式で表わした。

$$\tau_s = 0.00012 \phi^{0.868} \dots\dots\dots (6)$$

ここに F : 流域面積 (m^2) , C : 原貯水容量 (m^3) であり、さらに比堆砂量 q_s ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$) は $q_s = \tau_s (C/F)$ から推算できる。

さらに石外⁽¹⁵⁾は、1965年度現在の52貯水池堆砂資料を対象にして、流域の地形・地質・降水量の3要素を主要支配因子と考え、土砂生産としての侵食作用および流水による運搬作用が、地形と大雨時降水量に支配されるという考え方から、比堆砂量 q_s ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$) を Ψ = 起伏量 $\times$ 大雨時年降水量 (m, mm/year) の関数として Eq. 7のような経験式を提案した。ここに、大雨時降水量は1回100 mm以上の降雨の年平均であり、信頼度95%の $\log q_s$ の限界および流域・地質特性による分類はそれ

$$\left. \begin{array}{l} A \text{ 群: } \log q_s = 1.60 \log \Psi - 6.76 \\ B \text{ 群: } \log q_s = 2.18 \log \Psi - 9.52 \\ C \text{ 群: } \log q_s = 1.50 \log \Psi - 5.58 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ぞれ次のようである。

$$\begin{array}{l} A \text{ 群: } \log q_s \pm 0.69 \sqrt{0.06 + (\log \Psi - 5.80)^2} \dots\dots (\text{先新生代堆積岩}) \\ B \text{ 群: } \log q_s \pm 1.16 \sqrt{0.05 + (\log \Psi - 5.47)^2} \dots\dots (\text{酸性の深成岩, 半深成岩, それらの変成岩}) \\ C \text{ 群: } \log q_s \pm 0.65 \sqrt{0.07 + (\log \Psi - 5.41)^2} \dots\dots (A, B \text{ 群を除く他の岩石}) \end{array}$$

その他後述のように、地形的指票として起伏量 R_f , 起伏量比 R_r , 流域平均高度 M_e , 谷密度 D , 流域平均傾斜 S などを、その他多くの主要支配因子との関連のもとで、multiple regression analysis の手法により求めた、直線型または指数型の経験式が提案されている。

4. 流域の地被状態

土壌侵食におよぼす植生被覆の影響は頗る大きく、流域内における森林、草地、農耕地など地目別分布割合、植生の種類や被覆度などによって流亡土砂量、延いては貯水池堆砂量が大きく左右される。

たとえば、わが国の流域地目別土壌侵食被害の実態をみると、傾斜 15°程度の場合、Table 2 に示す単位とみられている。⁽¹⁶⁾ この際、流域植生の土壌侵食防止効果としては、1) 植物被覆による降雨遮

Table 2 わが国における流域地目別の土壌侵食被害 (傾斜 15°以上)

被害地目	荒地	裸地	農耕地	草地	林地
平均年侵食深 (mm)	$10^1 \sim 10^2$	$10^0 \sim 10^1$	$10^{-1} \sim 10^0$	$10^{-2} \sim 10^{-1}$	$10^{-2} \sim 10^{-1}$
年流亡土砂量 (m ³ /km ²)	10^4	10^3	10^2	10^1	10^1

断、2) 流去水の流速低減と流水による侵食作用の減殺、3) 根群による土壌の団粒化と空隙率の増大、4) 植物生長に伴う微生物活動とそれが空隙率におよぼす影響、5) 葉面蒸発による土壌の乾燥、などの諸項目があげられている。⁽¹⁷⁾ また植生被覆に基づいた降雨遮断の侵食防止機能については、降雨の衝撃力減殺と雨量の量的遮断の両面を通じて、降雨を質的にも量的にも遮断して相乗的に土壌流亡を抑制するものとされており、植生被覆による防食効果は、その植生種類よりむしろ被覆度によるものと考えられる。この点、数量的表現の客観性には多少欠けるところがあるが、耐食性に関係する地被密度、植生指標、火災跡地面積、森林面積率などの植生関連因子を、直接貯水池の堆砂と関連づけた例として、Anderson and Trobitz⁽¹⁸⁾ による Eq. 8、川口・難波⁽¹⁹⁾ による Eq. 11、Ferrell⁽²⁰⁾ による Eq. 10、または Anderson⁽²¹⁾ による Eq. 9 などの経験式があげられる。

たとえば、Anderson and Trobitz は、U. S. A. California における 25 貯水池を材料として、流域面積、 F (sq. mile)、最大 24 時間雨量、 P_{24} (inch)、森林被覆面積や林相などに関する地被密度、 C_r (%), 荒地地面積、 B (acre /sq. mile)、火災跡地面積、 F_i (acre /sq. mile) などの流域要素と豪雨時の貯水池流入土砂量、 Q_s (acre-ft. /sq. mile) を関連づけた Eq. 8 を提案した。

また Anderson も同じく U. S. A. California における 29 貯水池資料から Eq. 9 を提案した。こ

$$Q_s = 13.032 F^{0.619} P_{24}^{1.688} B^{0.191} F_i^{0.255} C_r^{-1.316} \dots\dots\dots (8)$$

の際、 q_s : 比堆砂量 (acre-ft. /sq. mile /year), q : 年間最大洪水量 (cu-ft/sec /year), A_{ch} : 流域単位面積あたり主流面積 (acre /sq. mile), C_r : 地被密度 (%) である。

$$q_s = 10.99 q^{0.866} A_{ch}^{0.370} C_r^{-1.236} \dots\dots\dots (9)$$

さらに Ferrell は 8 個の U. S. A. Los Angeles 試験流域からの資料から Eq. 10 を求めている。ここに q_s : 年土砂生産率 (m³ / km² / year), q : 最大 24 時間雨量から求めた最大比流量 (m³ / sec / km²), R_f : 起伏量比, $V.I$: 植生指標, $V.I = 0.01 \Sigma \{ (林種面積率 \times 林種指標点) + (被覆度面積率 \times 被覆度指標点) \}$ で、その指標点は山口⁽²¹⁾ が Table 3 のように示している。

$$q_s = 6.398 q^{1.67} R_f^{0.72} (5 + V.I)^{-2.65} \dots\dots\dots (10)$$

以上指数型の経験式に対して、難波、川口はわが国北海道を除く 25 貯水池を対象にして Eq. 11 のような直線型の経験式を求めている。ここに q_s : 比堆砂量 (m³ / km² / year), P : 流域の平均年雨量

$$q_s = 0.292 P + 0.474 R_f - 0.118 F_o + 2.452 \dots\dots\dots (11)$$

(100 mm), R_f : 平均起伏量 (100 mm), F_o : 森林面積率 (%) である。このように、いずれの経験式でも森林面積率 F_o , 地被密度 C_r , またはその他の植生指標が大きいほど生産・流出土砂量、し

たがって貯水池堆砂量が抑制される傾向を示しており、また、他の諸因子に優るとも劣らない影響を与えていることがうかがえる。

このように、植生被覆は表面流の peak を平滑させ surface erosion を防止するので、古今東西をとわず治山・治水の最も有効な方法として、植林が進められてきており、植生による流域の保全管理が、貯水池堆砂防除対策の先決問題であるといわれる所以である。しかし、植生被覆による降

Table 3 植生指標 (山口)

林 種	指標点	被覆度	指標点
裸地 B	0	0	0
草地 G	1	20	3
雑木矮林 L _A	3	40	9
” L _B	5	60	15
森林 F	8	80	18
		100	20

水遮断能は豪雨時の降水量に比べれば僅かであり、また植物根系の発達も一般に浅層にとどまっているので、集中豪雨に襲われたとき、または深いすべり面をもった崩壊、地すべりなどが生じるときの植生被覆による崩壊防止効果はあまり期待できない。

5. 水文・気象条件

降雨量、降雨強度、降雨継続時間、降雨の分布、降雨の頻度などの降雨特性は、流域の山地崩壊、土壤侵食に関係するとともに、河道の洪水量を支配するものであるから、貯水池堆砂を支配する重要な要因となってくる。

このうち、水食と降雨の特性に関しては、従来から多くの研究が積重ねられてきたが、諸家の結果を総括してみると、大体流出水量は降雨強度より降雨量に関係深く、土壤侵食土砂量は無林地や裸地状態の場合には降雨量より降雨強度に関係深く、有林地や植生・樹冠被覆ある場合には逆に降雨強度より降雨量に関係深いものといえる。この際、水食と降雨量や降雨強度などの単相関より、これら各降雨特性因子を含んだ重相関の影響の方が、より有意な高い相関を示すことは、川口、筆者⁽²²⁾ または Barnett⁽²⁴⁾ などにより認められているが、この点から、主として限界強度より強い雨の量と質を考慮した dangerous rain が、流域における土壤侵食土砂量を左右するものといえよう。

水文・気象条件を具体的にダム（砂防ダムも含む）の堆砂と関連づけたものには、前述の石外による Eq. 6, Anderson and Trobitz による Eq. 8, Anderson による Eq. 9, Ferrel による Eq. 10, また難波・川口による Eq. 11, その他平尾, 江崎, 村野, Flaxman, Schoklitsh, Flaxman and Hobba, Kohler, Gottschalk and Brune, Gottschalk, Langbein and Schumm などによる実用的な multiple regression analysis による堆砂量推定式があげられている。

たとえば Flaxman and Hobba⁽²⁵⁾ は、U. S. A. Columbia 川流域における 38 貯水池を対象にした Eq. 12 を提案した。ここに q_s : 比堆砂量 (cu. yds / sq. mile / year), F : 流域面積 (acre), C : 貯水容量 (acre-ft / sq. mile), Y : 経過年数 (year), P : 長期間の年平均降雨量 (inch), F_e :

$$q_s = 8.763 F^{-0.2059} C^{0.4694} Y^{-0.7374} P^{0.8705} F_e^{0.2082} \dots\dots\dots (12)$$

流域単位面積あたり侵食面積 (acre / sq. mile) である。その後 Flaxman⁽²⁶⁾ は、U. S. A. 西部 9 州にわたった 30 貯水池資料をもとにして、さらに多くの要因を考慮して Eqs. 13, 14 のような multiple regression equation を提案した。ここに q'_s : 生産土砂量 (ton / sq. mile / year), q_s : 比堆砂量 (acre-ft / sq. mile / year), X_1 : 平均年流出水量 (acre-ft / sq. mile / year), X_2 : 1 時間降雨強度 (5 カ年平均, inch / hr), X_3 : 流域平均傾斜 (%), $X_4 = X_3 / X_1$, X_5 : { 流域平均傾斜 × 流域密度 × 地形因子 (a) }, $X_6 = X_5 / X_1$, X_7 : 流域表土中粒径 1 mm 以上の占める重量パーセント (%), $X_8 = X_7 / X_1$, X_9 : 可塑性指標, $X_{10} = X_9 / X_1$, X_{11} : 供試土壤中溶解塩類の

$$\log q'_s = 1.5945 + 0.6789 X_2 + 0.0190 X_3 - 0.00655 X_7 + 0.1552 X_{11} \quad \dots\dots\dots (13)$$

($r = 0.90$)

$$q_s = -3.8182 - 0.5950 \log X_1 + 0.3517 X_2 + 0.0258 X_3 - 0.7166 X_4 + 0.0066 X_5$$

$$+ 0.1405 X_6 - 0.0066 X_7 - 0.1219 X_8 + 0.0423 X_9 - 0.6127 X_{10} + 0.0916 X_{11}$$

$$+ 0.0235 X_{12} + 0.0327 X_{13} \quad \dots\dots\dots (14)$$

($r = 0.92$)

パーセント(%) , X_{12} : 堆砂の密度 (lbs/cu.ft.), X_{13} : 貯水池の捕捉率(%) である。参考までに、経験式 Eqs.13, 14 を用いた計算値と実測値の比較をしたのが Fig. 1 でよい対応を示している。

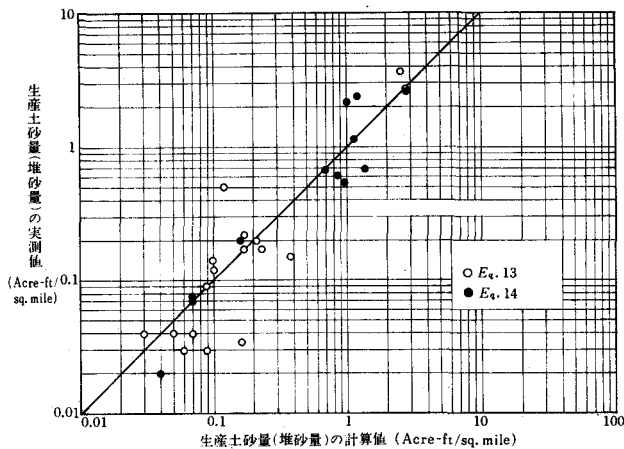


Fig. 1
貯水池における生産土砂量ならびに堆砂量の計算値と実測値の比較 (Flaxman)

以上の降雨特性のほかに、気象条件としての温度も関連がある。寒冷地における降雪・積雪は地被物として土壤を保護して表土の流亡を防ぐもので、さらに土壤凍結を緩和して浸透能を保持するが、積雪融解時に不透水性の凍結層がある場合に豪雨があると、危険な水食を生じ、堆砂災害の原因となる。²⁷⁾

6. 河道の水理学的特性

流域山地で生産された土砂は、その流出・流送の過程で溪間堆積をしたり、土石流として河道に押出したり、または河道の形状に応じて洗掘・堆積部を形成したり、極めて複雑な様相を呈しつつ、流水に応じて流下する。この際、流水による河岸侵食作用や浮流ならびに掃流形式による土砂の運搬作用は、河道の流量、水深、掃流力、流水の乱れによる渦動拡散、水面および河床コウ配、土砂の性質などによって左右され、延いては貯水池まで流送・搬入される土砂の質的・量的性質を支配する主要因子となる。この点、わが国のごとく危険降雨の頻度が高く、さらに急流河川の多い水系内に築造されるダムでは、流域の侵食速度の早いことと相まって、貯水池の堆砂による埋没を促進、助長するものといえる。

このような、河道を流送される浮流砂 (wash load を含む) , 掃流砂などの水理学的な土砂流送機構については、古来から数多くの理論解析、実験・実測がなされてきた。しかし、一般に貯水池に流入する土砂量ならびに捕捉土砂量を正確に把握するための実測定量化手法が確立されておらない現段階では、次に示す巨視的・実用的な手法による場合が多い。

A) 実測堆砂資料に基づいた経験式から推定する方法：この方法は、既存貯水池の実測堆砂資料を収集して、定量化可能な支配因子と関連づけ、統計的に求めた経験式から、貯水池への流入土砂量や捕

捉率などを推定する方法である。これまで示した経験式にはほとんどこれに類するもので、Anderson の Eq. 9 には年間最大洪水量 q , Ferrell の Eq. 10 には最大比流量 q , Flaxman の Eq. 14 には平均年流出水量 X_1 , 後述筆者^(14, 55, 30)の Eq. 30, 31, 32 や江崎⁽⁴¹⁾の Eq. 18 にはそれぞれ平均年流入水量 I などがそれぞれ導入されており、他の支配因子に比べて水文・水理特性が強く影響していることが了解できる。

この点、特定の水系・流域における貯水池や個々の貯水池の堆砂を考慮する場合、堆砂支配因子のうち、地形・地質、地被条件などの変化は、人為的諸作用が加えられない限り一般に緩慢であり、設計堆砂 100 年程度の期間内における土砂の生産・流出・堆積の系列を支配する主要因子は、期間内の異常な気象条件に基づいた水文・水理時系列特性であると考えられる。

たとえば、長安口ダム⁽²⁸⁾の年最大洪水流量 Q_{max} (m^3/sec) と年間比堆砂量 q_s ($m^3/km^2/year$), の関係をみると、Eq. 15 のように順相関が認められ、その他、千頭、王泊、久瀬などのダムの例⁽¹⁵⁾で

$$q_s = 2.2 \times 10^{-7} Q_{max}^{2.8} \dots\dots\dots (15)$$

は比堆砂量 q_s の年変化と年最大洪水比流量の年変化との間には密接な関係が認められており、同様なことは黒部川第 4 ダム⁽³⁰⁾でもいえ、年最大日流量と年間流入土砂量の関係では、流量の 2 乗に比例するような関係が得られている。また、個々の貯水池ではなく、わが国主要 137 貯水池について、設計洪水流量 Q (m^3/sec) に基づいた比流量 $q = Q/F$ (F : 流域面積, km^2) と平均比堆砂量 q_s ($m^3/km^2/year$) との関係をまとめたのが、Eq. 16⁽³⁰⁾であり、 α 値の範囲として、max (308.4), mean (14.2), min (0.5) がそれぞれ与えられる。

$$q_s = \alpha (Q/F)^{1.484} \dots\dots\dots (16)$$

B) 実測流量・流砂量に基づいた経験式から推定する方法: これは、全流砂量を $Q_T = Q_S + Q_B$ (Q_S : wash load を含んだ浮流砂量, Q_B : 掃流砂量) となし、一定地点において実測を行なってそれぞれ簡単な実用式として $Q_S = \alpha Q^m$, $Q_B = \alpha Q^n$ (α : 定数) を求め、流量に関する流況曲線からダムサイトにおける年間全流送土砂量を概算する方法である。この際、浮流砂量については $m \div 2$ で表わされる場合が多く、 m^3/sec 単位で一般に Eq. 17 で示されている⁽³²⁾。たとえば、Brune⁽³¹⁾ は Missouri 川, Mississippi 川で流出流量の 2.0 乗に比例するとし、Straub⁽³³⁾ は Missouri 川で $m = 2.16$, $\alpha = 30.4 \cdot 10^{-11}$ を得ており、Campbell and Bauder⁽³⁴⁾ は Red river で $m = 2.036$, $\alpha = 9.5 \times 10^{-9}$, Brown⁽³⁵⁾ は Colorado その他の河川調査の結果 $m = 1.17 \sim 2.50$ (平均 $m = 1.81$) を得てい

$$Q_s = (4 \times 10^{-8} \sim 6 \times 10^{-6}) Q^2 \dots\dots\dots (17)$$

る。わが国の例では、吉川⁽³⁶⁾が斐伊川で $m = 1.92$, $\alpha = 0.011$, 利根川河口⁽³⁷⁾で $m = 2.027$, $\alpha = 3.27 \times 10^{-4}$ (Q_s : kg/sec , Q : m^3/sec), 荒木が肝属川で $m = 2.2$, 旧信濃川では $m = 1.92$, $\alpha = 0.007$ などの値を示しており、また筆者⁽⁸⁸⁾も直接神内上貯水池の流入点で $m = 2.1$, $\alpha = 2.8 \times 10^{-10}$ (Q_s : ton/day , Q : m^3/day) を得た。

他方、掃流土砂量 Q_B については、実測が困難であるが、佐藤⁽³⁸⁾は流量にほぼ比例するものとして $Q_B = \alpha Q^n$ において $n = 0.9$ を与えている。以上の流砂量から堆砂量を推定するには捕捉率 E_T を乗じて評価する必要がある。

C) 河道の水理学的概念と経験的堆砂実測資料を併用して推定する方法

この方法は、水理学的な流砂機構の概念に立脚して粒度構成を考慮し、これに流域特性や実測堆砂量などの経験的な資料を併用して流出土砂量を推定する実用的な方法である。近年、流域、貯水池および河海を一環とした土砂収支を論ずる場合、その粒度特性を重視する必要があることが指摘されてきており、^(39, 40)この点に関して江崎⁽⁴¹⁾は、河道の水理量に支配される bed material load の部分と

崩壊地の多少に支配される wash load の部分とを分けて考えるという興味ある成果を得ている。

すなわち、貯水池の堆砂は掃流砂によるものと浮流砂、特に wash load によるものから構成されているが、江崎は各種の仮定を設けて、堆砂量式をその給源、運搬形式によってそれぞれ $K_1 I S_B^2$ (bed material load), $K_2 I \frac{A_d}{F} D^2$ (wash load) に分類し (K_1, K_2 は定数)、実測堆砂資料を解析した結果、堆砂量 Q_s は捕捉率 E_T を用いて Eq. 18 で与えられることがわかった。ここに

$$Q_s = (8.85 I S_B^2 + 7.83 I \frac{A_d}{F} D^2) E_T \quad \dots\dots\dots (18)$$

Q_s : 洪水量 I (m^3) による堆砂量 (m^3)、ただし I は、 $Q S_B \geq 1$ を満足する流量 Q (m^3/sec) の総量である。 A_d : 流域内の崩壊地面積および D : 崩壊地の平均コウ配は、1/5 万地形図に崩土または崩壊地として記入されており、しかも河道に流入すると推定される部分の総和、および各崩壊地の傾斜度 (垂直距離 / 水平距離) を流域全域について平均した値である。また F : 流域面積、 S : 背水終端付近の河床コウ配で、 E_T : 捕捉率は後述の C/I ratio の関数として与えられた Brune 曲線の上限值を用いる。

また、浅田、石川は山地河川の流砂量計算方法として経験的係数を含んだ粒径別流砂量式を提案し、⁽⁴³⁾ この手法を貯水池の堆砂コウ配の時間的变化およびダム上流の河床変動計算に適用して、実測値と^(44, 45) 良好な一致をみている。

この手法では、山地河川では普遍的な流砂量式は存在しないであろうということを基本的な考え方として、実際の河川資料から定められる経験的係数を導入した粒径別流砂量式を用いて計算を行なうものである。この際、流砂量を粒径別に計算しているのは、洪水流による河床砂礫の selective transportation の影響を表わすためであり、誘導された流砂量式を重量単位で示したのが Eqs. 19, 20 となる。ここに q_i : 単位流砂量 ($g/cm \cdot sec$)、 d_i : 粒径、 $f(d_i)$: d_i が河床表層に分布する割合、

$$q_i = 1.39 \cdot \alpha_i \cdot f(d_i) \cdot d_i \cdot U_* \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$q_T = 1.39 \cdot U_* \cdot \sum_i \{ d_i \cdot f(d_i) \cdot d_i \} \quad \dots\dots\dots (20)$$

U_* : 摩擦速度 ($\sqrt{\tau/\rho}$)、 q_T : 全流砂量であり、また α_i : 流砂係数は、実験水路による流砂実験で求めた値を参考にして実河川河床変動量や貯水池堆砂量などの資料を用いて、粒径別に定められる経験的係数である。

一般に河道や貯水池の堆砂分布をみると、下流側ほど粒径は細化し分級もよくなる傾向を示すものであるが、最近の堆積学分野では、下流に向って粒径が細化することは、粒子の運搬中における摩擦から計算されるよりはるかに急激であることが認められてきており、このことは、下流ほど粒径が小さくなることから、Sternberg 法則に基づいた摩擦現象よりも、流水の淘汰・分級作用に基づいた選択運搬がより重要であることを意味するものといえよう。このような観点から、最近 sorting index が土砂水理の面で重要視されており、前述江崎や浅田・石川の場合、それぞれ粒度構成を分けた流砂量評価を試みている点で意義あるものと考ええる。

D) 偶発的な土砂の生産・流出・堆砂過程を確率過程とみなして時系列解析を行なう方法

長期間の貯水池堆砂現象をみると、その他の土砂災害現象でみられるように、長期間の連続的現象を示す場合より、むしろ期間中の不連続的で偶発的なある特定な異常現象 (たとえば山腹崩壊や大規模な土石流など) を示す場合に支配されるものである。この点に関して室田^(46, 47) は、このような偶発的な土砂生産・流出による堆砂過程を確率過程とみなして時系列解析を行なう方法を提案した。すなわち、この方法は、堆砂量の確率評価にあたり生産土砂量の時系列解析を行なう際、この種偶発的な山

腹崩壊は統計母集団としての標本数が期待できないこと、また一般に免疫性のある災害といわれている関係で非線形的であること、さらに山腹崩壊や土石流などの主誘因が豪雨であること、から、次の仮定を設定して解析した。すなわち、“山腹崩壊は集中した豪雨によって誘発され、ある限界強度を越えて山腹崩壊が発生し、かつそれによる流域内での生産土砂量は降雨量に比例する”という仮定である。室田はこの手法により、黒部川の小屋平ダム流域について日雨量100mm以上の降雨で崩壊が発生すると仮定し、16年間の資料から日雨量以上の雨について年間の降雨量分布を求める一方、現地における崩壊の生起年代とその規模を調査して、単位降雨100mm/dayによる単位崩壊土砂量を求め、単位降雨の発現回数から年間の比流砂量を出したのち、流域に対する流出土砂量をreturn periods に対して**Table 4**のように示している。

なお解析手順については省略するので原文を参照されたい。

7. 人為的諸作用

わが国は、定期的に襲来する台風や梅雨前線の停滞などによる集中豪雨、または山岳性の地形や急流河川の特質などによって、水災害が頻発しているが、この問題については、学者、為政者などにより、天災説、森林乱伐説、河川改修・開発によって起こる2次的水害の悪循環、または流域開発に伴う人災説などが主張されている。しかし、流域における森林の乱伐、無計画な開墾・道路建設・宅地造成、過度の放牧、森林火災、鉱工煙などによる人為的な環境破壊は、流出水や生産・流出土砂を助長し、他方、植林、山腹の治水工事、砂防ダムの築造、または耕地における土壌保全対策などによる流域を

一環とした計画的な保全管理は、山地崩壊や土壌侵食を防止軽減して、貯水池の堆砂による埋没速度を軽減するものといえよう。また後述のような貯水池内における人為的な堆砂防除対策を積極的に実施すれば、貯水池寿命の助長に役立つとともに、“禍”である堆砂池泥を“福”として積極的に砂利資源や農耕地への客土利用などに活用すれば、一石二鳥の効果が期待される。

8. 貯水池の環境・立地条件

河川開発が進んで同一水系・河川内に連続階段状に築造された多段貯水池群（棚池）の場合には、築造年次やその規模がほぼ同一であるとする、環境・立地条件によって堆砂状況が異なってくる。すなわち、最上位の奥池（または上池）が最も堆砂による埋没危険性が高く、また粒度構成からみて平均的な堆砂粒径も粗大であるのに対し、中池、下池と河道の中・下流部に立地するにつれて堆砂速度も緩慢となって平均的な堆砂粒径も細粒化し、その堆砂機構も様相が異なってくる。

これらの点について前川^(6,48)は、人工貯水池の環境による貯水池相の存在に着目して、水系、地勢、土地利用などの面から、山池 mountain reservoir（河川の本流または主要支流を山間溪谷において締切ったもの）、麓池 hill-side reservoir（山麓の小溪流または丘陵の窪地を締切ったもの）、および野池 field reservoir（平野の窪地とか僅かの高低差を利用して締切ったもの）に3分類し、多

Table 4 Return period に対する
小屋平ダムの流出土砂量（室田）

Return period (年)	100 mm/day 以上の確率降雨量 (mm)	確率流出土砂量 (10 ³ m ³)
2	298.5	361
4	498.5	603
6	626.9	758
8	731.4	884
10	806.1	975
20	1,044.9	1,263
30	1,238.9	1,498
40	1,364.3	1,649
50	1,447.9	1,751
75	1,671.8	2,021
100	1,761.4	2,130

注 F = 160.54 km

項目について比較した。たとえば、香川県内 711 個のかんがい用貯水池調査⁽⁴⁸⁾によると、環境別標高は、野池が 20 m 前後に、山池は 100 m 付近に多く、また麓池は 20～80 m の中位に立地するものが多い傾向を示している。また平均経過年数 $Y = 300$ 年（160～450 年）の環境別貯水池群について、過去の堆砂量を実測した結果⁽⁴⁹⁾によると、Table 5 に示すように、一般に高標高に立地する山池、麓池の方が低標高に立地する野池に比較して堆砂率が高くなる傾向を示している。

Table 5 香川県内に分布する環境別かんがい用貯水池における堆砂指標（前川、脇谷）

環境別 貯水池	供試貯 水池数	流域面 積, F (km ²)	承水係数 C/F (m ³ /m ²)	全堆砂率 R_s (%) [*]	平均年堆砂 率 r_s (%) [*]	経過年数 Y (年) [*]	比堆砂量 ^{**} q_s (m ³ /km ² /year)
山池	3	4.11	0.1209	22.9	0.092	260	105
麓池	5	0.90	0.2422	20.7	0.074	304	180
野池	8	—	—	15.9	0.051	314	—
計 (全平均)	16	2.50	—	18.5	0.066	300	143

注 { 貯水池年令 160～450 年の小規模かんがい用フィルダム
* : 平均値（前川、脇谷が boring method により実測した資料）
** : 筆者が $q_s = Q_s / F \cdot Y$ から計算平均した資料

このような関係は、河川開発が進んで河川本流または主要支流を棚池的に締切って築造されているわが国主要水系河川の大規模多段貯水池群についてもみられる現象である。⁽¹⁴⁾ この場合、貯水池立地順位による堆砂指標の変異について、画一的に論ずることはできないが、築造年次、貯水池の規模などがほぼ同一の場合には、流域面積の小さい上流側に立地するほど、全堆砂率 R_s 、平均年堆砂率 r_s 、または比堆砂量 q_s などが一般に大きくなる傾向がみられる。

以上堆砂池泥の量的性質の外、質的性質や堆砂機構に基づいた堆砂分布形状なども、その貯水池をめぐる環境によって示される池相によって異なってくる。この点に関して前川は、⁽⁵⁰⁾ 主として王置・星川らによる分析結果をもとに、貯水池堆砂池泥を客土への利用面から肥効性諸要素について環境別に検討した。その際肥効性指標としては、有機物、灼熱損失量、 C 、 N 、 C/N ratio、 pH 、全酸度、塩基飽和度、水溶性硫酸などを採用したが、 pH 価を除いて貯水池環境の性格がかなり明らかとなり、それぞれ山地に低く、野池に高く、麓池ではその中間値を示すことを報告している。

⁽⁵¹⁾ また斎藤は、同じくかんがい用貯水池群の環境別堆砂の表面分布について検討し、背水地点からダム地点に至る粒径変化、modal class の分布、sorting index または skewness などが、山池、麓池および野池によりそれぞれ特性を示すことを明らかにしている。たとえば、Fig. 2 は背水よりダムに至る粒度（phi scale で示した中央粒径 $M_{d\phi}$ ）の分布を示したものである。山池の場合、不規則ではあるが天然湖沼における delta formation と同様に頂置層、前置層および底置層の 3 部分が認められ、top-set beds は平均粒径 $M_{\phi} = -2 \sim -1$ 、unimodal distribution で標準偏差は $\sigma_{\phi} = 1 \sim 2$ で well sorted に属し、fore-set beds は $M_{\phi} = 0 \sim 2$ で $\sigma_{\phi} \div 1$ で極めて sorting がよく、先鋭度 β_{ϕ} も 0.65 を示しほとんど normal curve に近い。fore-set beds から bottom-set beds にかけては bimodal で $M_{\phi} = 2.5 \sim 5.0$ 、 $\sigma_{\phi} = 2 \sim 4$ で分級がよくない。さらに bottom-set beds は unimodal で $M_{\phi} = 5.5 \sim 7.5$ 、 $\sigma_{\phi} = 0.5 \sim 1.5$ で very well sorted ～ well sorted に属し sorting がよい。これに対し麓池は堆積 3 過程の発達 は明瞭でないが、分級の傾向は山池に類似し、野池では大部

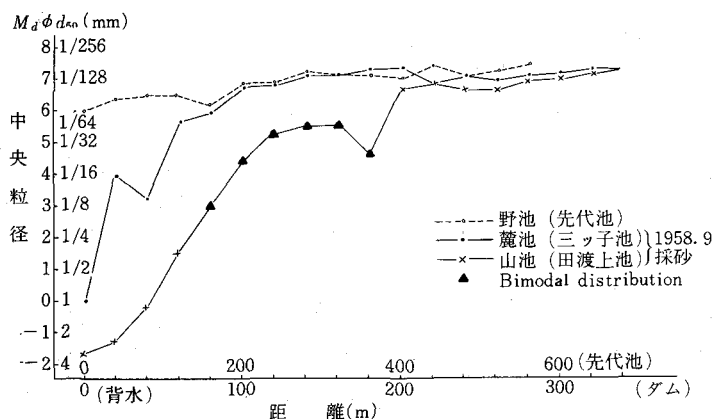


Fig.2 環境別かんがい用貯水池堆砂の中央粒径 ($Md \phi$) の位置変化 (斎藤)

分 $\phi = 6 \sim 8$ の fine silt からなり, sorting がよい傾向を示す。

またダムの堆砂面コウ配は, 満砂後最終的には新たな final equilibrium bed slope に達するものと考えられるが, 貯水を目的とする貯水ダムの場合には, いわゆる安定コウ配に達するまでの temporary bed slope やその際の delta の段丘斜面コウ配などが排砂の問題と関連して重要になってくる。この点, 筆者⁽¹⁴⁾が全国発電用貯水池, 香川県内かんがい用貯水池その他砂防ダムなどについてまとめたのが Table 6 であり, かんがい用貯水池の例では, 明らかに環境別の特性がみられる。

Table 6 ダムの堆砂面コウ配

ダム群	供試ダム数	堆砂面コウ配 S_s (%)			供試ダム数	原河床コウ配 S_B (%)	堆砂コウ配比 S_s/S_B
		Max	Min	Mean			
発電用, 山池	43	8.56	0.18	1.13	43	1.66	0.74
かんがい用	山池	22	12.44	1.19	—	—	—
	麓池	148	20.21	1.03	—	—	—
	野池	61	22.23	0.76	—	—	—
砂防用	砂防ダム	41	—	—	15	8.67	0.48
	谷留工	38	—	—	38	29.06	0.72

9. 貯水池の規模

貯水池自体からみれば, 貯水容量 C の大小は直接堆砂による埋没年数, 貯水池の寿命の長短に密接な関連があることで, 特に capacity - watershed area ratio C/F , または capacity - inflow ratio C/I など, 貯水能を表現する index は, 貯水池の比堆砂量 q_s , 堆砂率 R_s (または r_s), 堆砂分布または捕捉率 E_T などを左右する重要な parameter と考えられ, 一般に貯水能が大きいほど比堆砂量, 捕捉率, 埋没年数などは増大するが, 平均年堆砂率 r_s は逆に減少傾向を示すものといえよう。

これらの parameter について Witzig⁽⁵²⁾ は, C/F ratio を用いて, Eq. 21 を提案した。この際, 比堆砂量 q_s ($m^3/km^2/year$), 貯水容量 C (m^3), 流域面積 F (km^2) 単位に換算すると, U. S. A.

$$q_{s,max} \text{ or } q_{s,min} = \alpha (C/F)^{0.83} \dots\dots\dots (21)$$

各地で変化する regional index としての係数 α は, 上限値 (0.247 ~ 0.498), 下限値 (0.011 ~

0.067) となる。その後、Jenkins, Moak and Okun⁽⁹⁾は、U.S.A. 南東地方の 56 貯水池を対象にして Eq. 22 を提案した。この際の単位は Eq. 21 の場合と同じである。

$$q_s = 0.836 (C/F)^{0.308} \dots\dots\dots 22$$

わが国でも鶴見は、発電用貯水池 116 個の堆砂資料 (1950 年度) を用いて Witzig と同型の比堆砂量を推定する経験式 Eq. 23 を提案し、Witzig の示した U.S.A. における regional index α と比較を行なっている。この際の係数 α 値 (max 0.8, min 0.0006, mean 0.1) を Witzig の Eq.

$$q_s = \alpha (C/F)^{0.8} \dots\dots\dots 23$$

21 と比較すると、 α に関する Witzig の上限値は鶴見の max 値より小さく、また α の下限値は min 値よりすべて大きく、また両式が C/F のほぼ 0.8 乗に比例することから、わが国貯水池群の方が U.S.A. のそれより α 値の両極値の変化が著るしく、したがって比堆砂量の変動幅が大きいものといえる。

その後筆者は、⁽³⁰⁾わが国 218 個 (主として 1968 年度資料), U.S.A. 178 個, India 59 個, China (Taiwan) 12 個, その他の国 26 個, 計 493 個の貯水ダム堆砂実測資料を用いて, Eq. 24 を得た。この際の α 値は、広く国際的な資料が含まれているので、その変動範囲が大きく、それぞれ

$$q_s = \alpha (C/F)^{0.569} \dots\dots\dots 24$$

$$(r = 0.686^{***})$$

max(8.359), min (0.0046), mean (0.501) となった。

他方筆者は、当初わが国発電用ダム 116 個の堆砂資料をもとに C/F (m^3 / m^2) を平均年堆砂率 r_s (%) と関連づけて Eq. 25⁽⁵⁴⁾ を提案したが、その後、わが国の主として発電用ダム 223 個 (1957

$$r_s = 0.17 (C/F)^{-0.43} \dots\dots\dots 25$$

年度資料), U.S.A. 各地の主要ダム 90 個, China (Taiwan) の主要ダム 3 個計 316 個の堆砂実測資料からその平均値として Eq. 26^(14, 55) を求めた。この際、呉⁽⁵⁶⁾は筆者の示した Eq. 26 に Ta-

$$r_s = 0.14 (C/F)^{-0.42} \dots\dots\dots 26$$

iwan の主要ダム 13 資料を加えて評価し、Taiwan の地域特性を表わす regional coefficient とし $\alpha = 1.80$ を得ており、Taiwan では平均的な Eq. 26 からみて、貯水池寿命が約 10 倍短縮されることが予測される。

さらに筆者⁽³⁰⁾は、その後わが国主要ダム 291 個 (主として 1968 年度資料), U.S.A. 184 個, India 59 個, China (Taiwan) 12 個, その他の国 28 個, 計 574 個の堆砂実測資料を収集して、再検討した結果、 α 値が max (4.187), min (0.00045), mean (0.150) を示す Eq. 27 が得られた。もちろんこの場合も国際的な広範な地域にわたる貯水池を含んでいるので、 α 値の変動幅が大きくな

$$r_s = \alpha (C/F)^{-0.371} \dots\dots\dots 27$$

$$(r = -0.540^{***})$$

り、具体的に r_s を予測するには、それぞれ regional index の評価が必要となってくるが、 r_s は C/F ratio のほぼ 0.4 乗に逆比例するものといえよう。

その他、 C/F ratio や C を他の諸因子との関連のもとに堆砂量や捕捉率などと関係づけた例として、前述筆者による Eq. 6, Flaxman and Hobba による Eq. 10, 後述 Brown による Eq. 41 などがあり、なお Woodburn⁽⁵⁷⁾は Eq. 28, Gottschalk⁽⁵⁸⁾は Eq. 29 を提案している。Eq. 28 は、U.S.A. の N. Mississippi における 23 貯水池資料をもとにしたもので、 Q : 堆砂量 (tons), F :

$$Q_s = 0.0026 F^{-0.8957} (C/F)^{0.3423} Y^{0.6578} E^{0.8578} \dots\dots\dots 28$$

流域面積 (sq. mile), Y : 経過年数 (years), E : 粗侵食率 (ton/acre/year), C/F (acre-ft/sq. mile) である。これに対して Eq. 29 は U. S. A. の W. Iowa, Missuir River 関係の 30 貯水池資料によるもので、それぞれ各因子の指数が異なっている。

$$Q_s = 0.0417 F^{-0.7664} (C/F)^{0.3701} Y^{0.7867} E^{1.0545} \dots\dots\dots (29)$$

池資料によるもので、それぞれ各因子の指数が異なっている。

以上は貯水能を表現する index として、 C/F ratio を用いた場合の例であるが、流域面積より直接土砂の流送に関係深い平均年流入水量 I に対する貯水容量 C の比、すなわち C/I ratio を採用すれば、 C/I ratio が長期間における retention time の平均を表わすこと、さらに C/F ratio の場合と異なって無次元表示であることなど有利な点がある。しかし、 C/I ratio の方は C/F ratio の場合と異なって長期間にわたった年間流入水量の観測資料が必要となり、資料収集の面で難点があるので、 C/I ratio を単一に貯水池の堆砂率や捕捉率などと関連づけた例は C/F ratio の場合より少ない。

この点に関し筆者は、^(14, 55)当初わが国発電用主要ダム 106 個 (主として 1957 年度資料), U. S. A. 各地の 39 個, China (Taiwan) 1 個, 計 146 個の水文・堆砂資料から Eq. 30 を提案した。こ

$$r_s = \alpha (C/I)^{-0.473} \dots\dots\dots (30)$$

$$(r = -0.547^{***})$$

こに r_s : 平均年堆砂率 (%), C : 原貯水容量 (m^3), I : 年平均流入水量 (m^3) で、 α 値の範囲は max (0.920), min (0.0076), mean (0.214) である。また C/F ratio の場合と同様に、⁽⁵⁶⁾ Taiwan の主要ダム 13 資料を Eq. 30 の関係に加味し、Taiwan の地域特性を表わす regional coefficient として、それぞれ max (1.60), min (0.09), mean (0.85) なる α 値を与えたが、その値はわが国および U. S. A. を含めた Eq. 30 の場合より極めて大きい。

その後筆者⁽³⁰⁾は、わが国 156 個 (主として 1968 年度資料), U. S. A. 59 個, India 47 個, その他の国 11 個, 計 273 個のダム堆砂資料をもとにして同じく Eq. 31 を得た。この場合の α 値は max (1.850), min (0.0057), mean (0.160) となる。Eq. 30 の場合より世界各地の資料が含まれ供試

$$r_s = \alpha (C/I)^{-0.363} \dots\dots\dots (31)$$

$$(r = -0.600^{***})$$

ダム数も約 2 倍となるので、 α 値の変動範囲も大きくなっている。

また同様に、わが国 157 個 (主として 1968 年度資料), U. S. A. 58 個, India 47 個, その他の国 14 個, 計 276 個のダム堆砂資料を用いて、 C/I ratio と平均比堆砂量 q_s ($m^3/km^2/year$) の関係を示したのが Eq. 32⁽³⁰⁾ となる。この場合の α 値は、それぞれ max (12.027), min (6.65), mean

$$q_s = \alpha (C/I)^{0.366} \dots\dots\dots (32)$$

$$(r = 0.545^{***})$$

(437.55) となる。

10. 貯水池の形態

貯水池の広狭、長短、深浅、弯曲状態または肢節量などを含んだ鉛直ならびに平面形状因子は、その堆砂分布や堆砂機構を支配する重要な index となる。すなわち、貯水池面積、池岸線距離 (または対岸距離) などは、池岸地山の崩壊・侵食、風波による池岸侵食または堆砂分布などに関係し、またその平面ならびに鉛直形態は、堆砂分布や堆砂機構に関係するものといえる。

たとえば前川^(59, 60)は、人工貯水池の形態を平面ならびに鉛直形態から検討して、肢節量 U , 池岸係数 K_o (または k_o), 容積係数 m_o , 窪み度 C_o などの index から、貯水池相の比較を行なっているが、その結果をまとめたのが Table 7 であり、他方、相対水深 h_* と相対貯水量 C_* の関係を示したのが Fig. 3 となり、それぞれ環境別に特色を示している。

さらに前川⁽⁶⁰⁾は、わが国発電用貯水池 (堆砂前のもの 38 個, 堆砂後 1957 年度のもの 29 個) およ

Table 7 人工貯水池の形態係数 (前川)

形態係数	香川県内かんがい用ダム			かんがい用 高フィルダム	発電用ダム	韓国 高フィルダム
	山池	麓池	野池			
池岸係数 (K_c)	1.34	1.82	2.22	1.77	1.02	1.14
" (k_c)	0.61	0.32	0.18	0.78	0.97	0.82
容積係数 (m_c)	0.45	0.61	0.74	0.39	0.34	0.38
窪み度 (C_o)	0.12 (0.10)	0.08 (0.09)	0.04 (0.05)	0.11	0.06	0.02
肢節量 (U)	2.98	1.50	1.12	—	—	—
調査池数	5 (35)	13 (300)	5 (160)	187	141	40

注: $K_c = C / \frac{1}{3} AH$, $m_c = \frac{1}{3} K_c = \frac{1}{2k_c + 1} = C / AH$, $C_o = \frac{H}{R} = H / \sqrt{\pi/A} = 1.772 H / \sqrt{A}$,

$$U = L / L_e = L / 2\pi R = L / 2\sqrt{A\pi} = L / 3.545\sqrt{A}$$

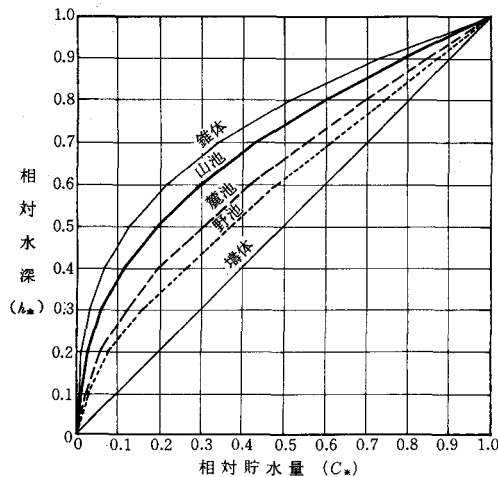


Fig.3
相対水深 h_* と相対貯水量 C_* の関係曲線 (前川)

び香川県内かんがい用貯水池 (堆砂後 1954～1957 年現在の実測資料で, 山池 27 個, 麓池 172 個, 野池 65 個), 計 331 個を対象にして, Eq. 33 に示す経験式を求めた。ここに m_c は容積係数で $m_c = C / AH = \frac{1}{3} K_c = 1/2k_c + 1$ の関係があり, m は $C_* = \alpha h_*^m$ (Fig. 3 参照) とした場合の貯水

$$m = 1.096 m_c^{-0.993} \dots\dots\dots (33)$$

池形態指数を示すものである。筆者⁽¹⁴⁾はさらに, 後述の Empirical area reduction method を堆砂分布予知に適用する場合と関連づけて, 前述前川が取扱った同じ資料を用いて, $h_* = \alpha C_*^n$ (Fig 3 参照) なる関係における貯水指数 n と前川による容積係数 m_c と関連づけて, linear な経験式として Eq. 34 を得た。

$$n = 0.92 m_c \dots\dots\dots (34)$$

これら n , m , m_c などはいずれも貯水池形態を示す shape index であるが、わが国の大規模貯水池における堆砂縦断分布をもとに検討してみると、大体 delta formation の顕著な貯水池の方が n 値や m_c 値などが大きく、逆にその値の小さい貯水池の方が全域均一な堆砂分布を示す傾向がみられ、また一般に n 値の大きい方が堆砂面コウ配 S_s も大きくなる傾向がみられる。

他方、U.S.A. の開拓局では、堆砂分布を予知する場合、Emperical area-reduction method 適用⁶¹⁾にあたって、同じように貯水池形態指数による貯水池形態を4分類している。いま、わが国の貯水池で得られた n 値を後述のU.S.A. 開拓局で採用している標準型 (Table 17 参照)と比較すると、Ⅱ型 ($n = 0.28 \sim 0.40$) ~ Ⅲ型 ($n = 0.40 \sim 0.67$) の範囲にあることがわかり、わが国の貯水池の堆砂分布予知にこの経験的方法を適用する場合の n , m 値の範囲は、前川による環境別貯水池分類にしたがうと、大体 Table 8 のように示されるだろう。

Table 8 貯水池形態による分類

貯水池型 (環境別)	形 態 指 数		備 考
	n	m	
山池 (発電, かんがい用)	0.20~0.50(0.40)	2.0~5.0	$n : h_* = \alpha C_*^n$ の指数
麓池 (かんがい用)	0.50~0.60(0.54)	1.66~2.0	$m : C_* = \alpha h_*^m$ の指数
野池 (かんがい用)	0.60~0.90(0.65)	1.11~1.66	() 内平均値

11. 貯水池の水理学的特性 (主として密度流)

人工貯水池は陸水形態から天然湖沼と姉妹関係にあるが、貯水池の性格は一般に変化に富み、湖沼とは区別して考える必要がある。すなわち、一般に貯水能の大きな湖沼では、流入水の影響がごく一部分に限られ降雨による出水の影響を強く受けないが、貯水能のあまり大きくない通常の人工貯水池 (近年 10^{11} m^3 order を越える巨大人造湖が築造されているが) では、その影響を強く受けることになり、河川はもとより湖沼などとは異なった水理・水質特性を示すものである。たとえば、混濁水輸送の場合を考えると、“河川においては流れが浮遊沈殿物を運ぶが、貯水池においては逆に浮遊沈殿物によって動く” という Knapp, Bell⁶²⁾ の表現のごとく、河川における乱流交換の代りに、貯水池内の流動は、専ら密度コウ配によって決まり、密度流の果す役割が重要になってくる。

貯水池における流動状態は、その立地環境、形態、流入・流出水量、貯水位の変動または取水操作などによって複雑多岐であるが、細長い峡谷型の貯水池にしばしば発達する密度流 (特に turbidity density underflow) は、浮流物質の流送・沈殿作用に特異な現象を示すものであり、最近これらの密度流が貯水池の沈殿・堆積機構または堆砂防除の問題と関連して盛んに論議されるようになってきた。

貯水池密度流の成因についてみると、水理学の分野から、流体自体の物性の差 (圧力差や温度差) による定期的なものと、流体中に溶解物質や浮遊物質が存在するために生ずるみかけ上の密度による不定期なものが考えられている。前者は冷水流入の温度差に基づいた潜行密度流となる場合が多く、後者の場合、貯水池内の貯留水が清澄で、流入水が強雨後のシルトやコロノド状の wash load を含んだ混濁水かまたは汚染水であると、混濁質濃度に基づいた密度差によって、重力の作用で池底にそった底層流として流下し、最下流ダム付近に沈殿して、いわゆる density current beds を形成するに至る。このような、貯水池縦断面内の大循環の存在を始めて説明したのは Knapp and Bell⁶²⁾ であるが、この際、清澄池水との境界付近に起こる混合によって混濁流入水との密度差は消失しない。

から、境界付近に生ずる潜行流のため清澄池水がこの混濁密度流に随伴することになり、そのため池表面近くに逆向流を生じて、その混濁流入水との接触部分に **Fig. 4** のように流動の停滞した demarcation line を生じ floating debris が集積するに至る。またこのような turbidity density current の沿革過程については、**Fig. 5** のように Bell⁽⁶³⁾ が詳細に説明している。

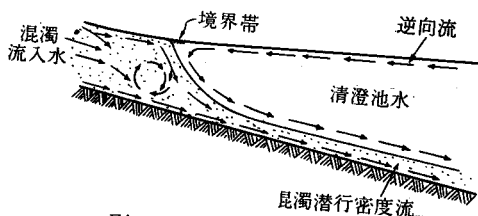


Fig. 4
清澄池水に流入する混濁
密度流の潜行 (Bell)

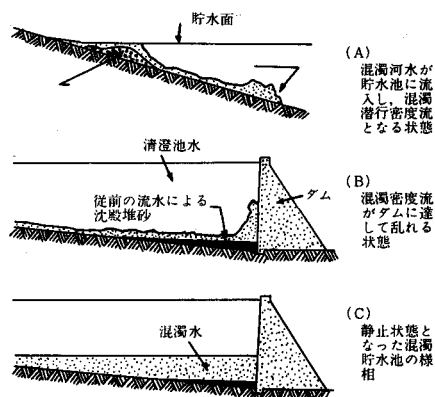


Fig. 5
貯水池における密度流の沿革過程 (Bell)

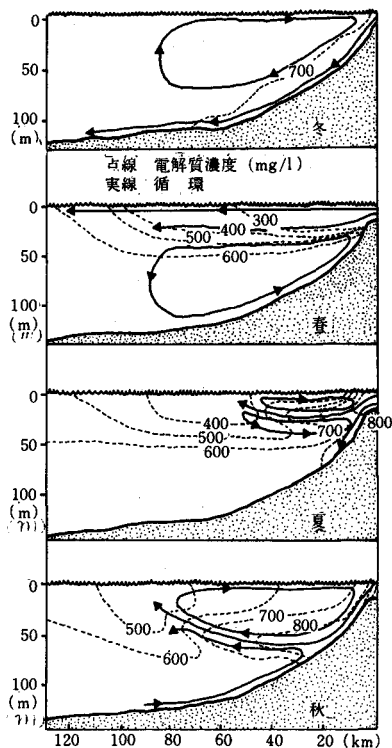


Fig. 6
Lake Mead における電
解質濃度分布と循環パターン
(Anderson and Pritchard)

このような、縦断面内における大型の密度流は、従来の湖沼学で説明されている鉛直面内循環流や吹送流の場合における逆向流などとは区別するべきものであり、実際面において、Grover and Howard⁽⁶⁴⁾ が Lake Mead における Hoover dam のトンネル出口から放出される混濁流に関する報告以来、turbidity density underflow が注目されるようになった。その後 Anderson and Pritchard^(65,67) は、Lake Mead で流入水による顕著な密度流の機構を発見しているが、4 季に分類された電解質濃度と池水の流動・循環パターンを示したのが **Fig. 6** である。これによると、冬季における池水は水温約 10°C 、電解質濃度 700 mg/l とほとんど均質であるが、春季に至り流入水は温暖、稀薄になって水温は約 19.5°C 、電解質濃度は 275 mg/l となってくる。さらに暖かとなると濃度増加で夏季の値に近づくが、典型的な夏季池水では水温 24.5°C 、電解質濃度 800 mg/l となり、やがて秋季における冷却により濃度の増加を伴い、約 19°C の水温において電解質濃度は最高 900 mg/l に達する。このように冬季流入水温は池水のそれより冷たく濃度はますます高いので、原河床コウ配にそって流

下し、池表にはい上って上流向のreturn current となり、縦断的な単循環を生ずる。また春季には比較的冷水が池表面に拡散され、その下層において、上層流の随伴流に基づいた循環流が池底近くに生ずることを推測している。また夏季から秋季にかけては、漸次濃厚になった流入水が流れの上下において若干還元循環して、表層下に入ってきた水の流動を誘導するに至る。

わが国の著例としては、合田⁶⁶⁾による千苺貯水池(上水用)の詳細な検討があげられ、その流動状態を Fig. 7 のごとく、4 型(成層期、成層末期、全循環期、移行期)に分類している。すなわち、成層期に第 1 次、第 2 次両躍層が発達し、そ

の第 2 次躍層を生ずる位置は夏季の位置を原点とすると、一種の周期関数として表わされるとされている。この際合田は、水温 θ 、浮遊物質濃度 C から密度 ρ を求める式を定め、流体の流動に対する躍層の抵抗を判断し得る index として鉛直安定度 $E = d\rho/dz$ 、さらに流体の流れに対する安定度を表わす index として Richardson number $Ri = gE/\rho \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2$ 、または乱流交換が可能か否かの判断に用いられる限界速度

度コウ配 $G_c = \sqrt{gE/\rho}$ などから、その池内の流動状態を明らかにしている。この際 Fig. 7 について、次のような流動パターンを説明している。まず夏季成層期(6~8 月)には、第 1 次躍層の安定度は時期的にかなり差があるのに対して、第 2 次躍層のそれは気温に関係なく大体一定であり、流入水は第 1 次と第 2 次躍層の間の等密度層にそってほぼ水平に流れる。成層末期(9 月~10 月頃)になると第 2 次躍層部の安定度高い壁にあたって方向を転ずるが、この部分で若干の混合、熱交換が行われ、そのため躍層部の安定度が弱まる。さらに全循環期(11~3 月)に入ると気温降下によりその安定度が弱まり、鉛直面内の循環が盛んとなって池水に比し密度の高い流入水は、循環帯の底部密度流となって流下し、これが表層逆向流となって池水と流入水の demarcation zone から再び潜行するが、一般に交換混合が随所に行われ、この際の密度流は、上昇、下降、回転、底流、表層流、表層逆流、水平流などが同時に存在して、部分的に平衡が崩れると異なった流れに移転し、極めて複雑な様相を示す。次に循環期から成層期への移行期(4~6 月)においては、気温上昇に伴って池水より流入水が温暖になると流向はやや安定化し、表層流がきわだってきて縦方向の循環はみられず、鉛直混合も弱まり、結局流入水は日中強い太陽輻射により、表層に生じた第 1 次躍層近くの成層流となり、その下層に第 2 次躍層を生ずるに至る。

また筆者¹⁴⁾も、神内上貯水池(窪み度 $C_0 = H/R = 0.14$ 原河床コウ配約 1/50 の峡谷型かんがい用貯水池)を対象に、前述合田の方法にならって、池内の流動状態を究明したが、Fig. 8 のごとく、大体外気温、流入水温、池水温などの相対的關係から春夏秋冬の 4 型に分類できた。すなわち、春先の部分循環期にはその表層部に生じた第 1 次躍層は、夏季停滞期に入って下層に第 2 次躍層を分離発達せしめ、さらに秋季部分循環期に至ってこの両躍層が融合し、やがて池底に押下げられて消滅すること、ついで冬季の完全循環期には密度均一化の傾向を示し、その密度成層発達消滅の周期は規則的に 1 年であることなど明らかにした。また躍層部の安定度 E は、一般に上層第 1 次躍層において下層第 2 次躍層よりも大きく、かつ躍層部上下の表水層と深水層、または冬季の均一層より order が 1~

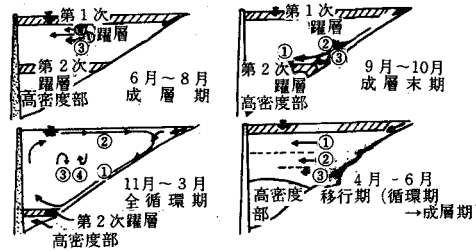


Fig. 7
千苺貯水池における代
表的流状 4 態(合田)

2次高い事実から、躍層部はその上下で行われる混合作用および運動量交換、物質交換を妨げていることを指摘した。さらに春秋の部分循環期および夏季成層期の洪水に際し、混濁底層密度流が生起することを再参確認できた。これは、高濁流入水が池底をはってダムに達した後 dam up 現象を生じ、さらに安定度の高い躍層の抵抗を受けて若干凹凸成層を示しながらフィルダム上流側斜面にそって、上向の混濁成層流として池表に達し、ついでこれが表層逆向流となって上流に向い、境界帯に達して再び潜行するもので、このような縦断面内の大循環によって清澄池水との混合拡散が行われる実態を確認できた。Fig 9 は、1957 年8月24日、豆台風9号直後の流入・流動状態を暗示する濁度分布調査結果を示したもので、同時期の水温成層に関係なく、池底をほう turbidity density underflow としてダムまで達した後、両躍層の抵抗を受けながらフィルダム法面にそってはいり現象を示していることが裏付けできる。

また Fig. 10⁶⁷⁾ は Lake Mead における混濁底層密度流（肢節 Virgin 峡谷）の詳細な密度鉛直分布を示すもので、清澄池水に対して、混濁流、新生沈殿物さらにその下層の compact sediment へと密度が増大される様相がうかがえる。

以上のように貯水池の水理学的特性の中で、特に浮流物質を含んだ turbidity current が、堆砂問題と関連して重要視され、近年これらを含んだ混濁流に関する基礎的、応用的研究が盛んとなり、多くの業績があげられているが、ここでは割愛する。

他方、貯水池形態の変異として貯水池内における侵食現象、すなわち波浪による池岸侵食作用（フィルダムにおける内法侵食を含む）に基づいた wave-cut terraces の造成、急傾斜池岸地山に生ずる湛水による崩壊や地すべり、一旦沈殿堆積した delta の侵食（water fall erosion）などがあげられる。人工貯水池の池岸線は、一般に貯水位の変動によっていわゆる high water shore line から low water shore line の間を昇降するものであるから、池岸侵食による変異もこの間で起こるもので、これは1時間ないしは数日といった短期間のものと、1年ないしは数10年といった長期間のものが考えられる。この際、満水位から低水位の間で生ずる短期間の汀線痕は、一時的な temporary water mark を示すものといえ、貯水位変動が比較的小さい大規模貯水池における長期にわたった巨視的な形態変

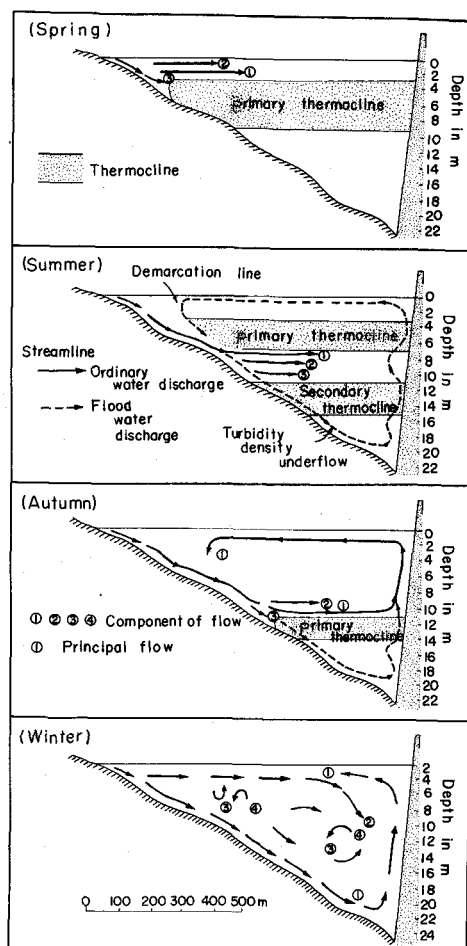


Fig.8
神内上貯水池の流動状態

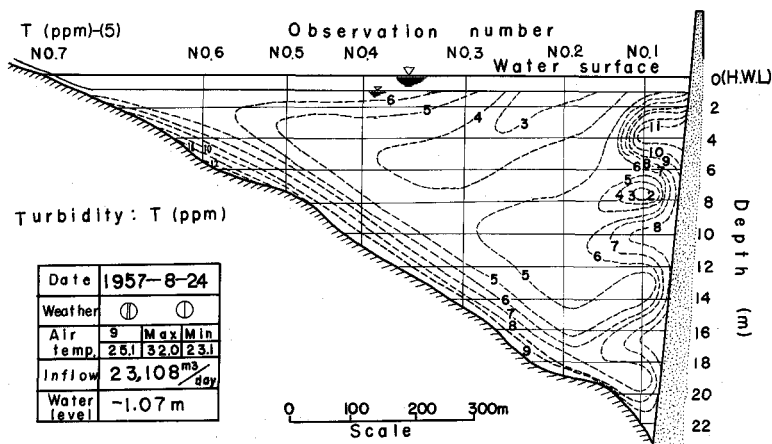


Fig.9 豆台風9号直後の流動状態を示す神内上貯水池の濁度分布 (1957年8月24日)

異では、天然湖沼⁶⁸⁾でみられるような池岸地形、すなわち池棚、池棚崖、池底平原などが形成されることになる。このような池岸侵食による貯水池形態変異は、主として満水面下で起こる現象であるから、侵食と堆積が相殺されて貯水容量の変動がないわけであるが、問題なのは、このような侵食が進行して、やがで満水面上池岸・地山の崩壊、地すべりなどを誘発・助長し、堆砂速度を促進、またはVaiont Dam (1963)の例のごとく水災害にもつながりうるものである。

12. 貯水位の変動

人工貯水池における堆砂過程は、海や天然湖沼におけるdelta formationのそれと類似する

ものとされているが、もし貯水位が常時満水状態で、上流から連続的に土砂が供給されるような場合を想定すると、Bates⁶⁹⁾の示したdelta formationの3基本型のうち、submarine deltaおよびGilbert types delta形成過程をたどるものと考えられ、またその堆砂分布状態は、一般にFig. 11に示すようにTop-set beds (頂置層)、Fore-set beds (前置層)、Bottom-set beds (底置層)およびDensity current beds (密度流層)なる4カ所で形成されるとされている。

しかし、現存貯水池では、一般にその貯水位が、流域の水文・気象条件による流入水量と、治水・利水目的によってそれぞれ異なる貯水・取水・放水量との相対的な関係で、季節的変動を示すものであり、この際、流入土砂の沈殿堆積現象は、その季節別の貯水位に支配されることになる。たとえば、発電用貯水池では落差を重視した利水方法であるから、通常dead water level以下には低下しないが、その他の貯水池、たとえばかんがい用などでは、貯水量の絶対量が重視される利水方法であるから、渇水期はもとよりのことかんがい期には貯水位が著しく低下することもあり、その変動範囲が極めて大きくなる。このような貯水位の変化は、その他の上水、工業用水、洪水調節または増養殖など

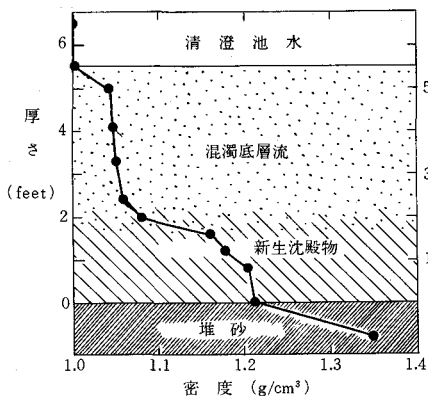


Fig.10
Lake Meadにおける混濁底層流の密度鉛直分布 (1948年11月, Gould)

を含めた多目的ダムになるとなお複雑となってくる。

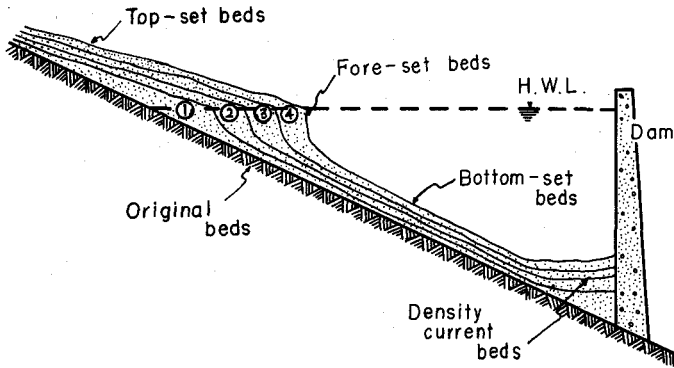


Fig. 11 貯水池における堆砂過程を示す縦断面図 (Lane)

多くの掃流形式による堆砂実験でみられるように、掃流土砂は背水上流端で水面コウ配が緩となり、水深が深くなり、さらに流速や掃流力が減少する所で堆積し始め、さらに流速が小さく掃流力を失う所まで続いて、その結果として堆積現象を示す。この際、粗粒土砂が細粒土砂より早く堆積するから delta 構成粒子は上流側に粗、下流側に細粒子が堆積する様相を示す。背水上流端の堆積によってその断面の水路床が上昇すると背水区間がさらに上流側に移行し、また delta 先端に土砂が堆積すると、それだけ水深が減少して流速や掃流力が増大するから、delta 先端 (段丘肩) はたえず貯水位付近をダム方向に前進する様相を示す。(Fig. 12 参照)

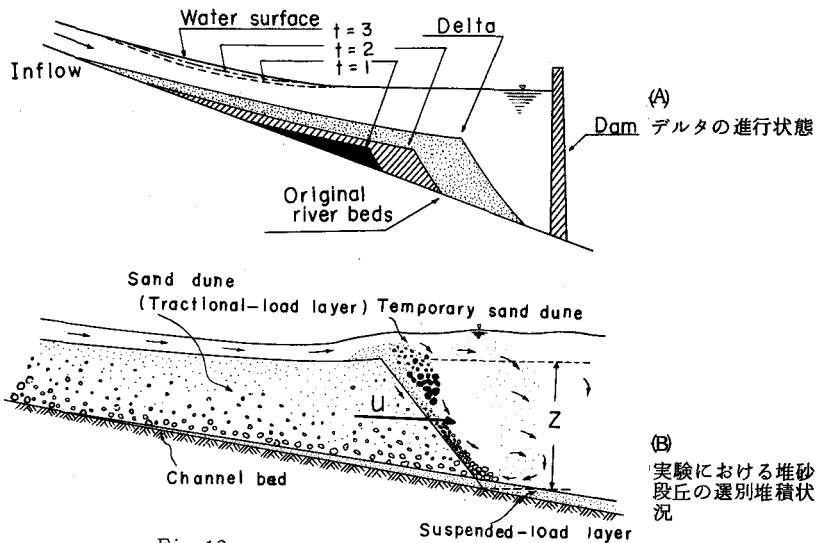


Fig. 12 貯水池におけるデルタ堆積の様相

実際の貯水池における堆砂現象をみても、大体貯水位が一定であれば浮流形式による堆積は別として、掃流土砂は流入時の貯水位を基準にして通常の delta formation の過程をたどって、Fig. 13⁶⁷⁾ のように明瞭な top-set beds, fore-set beds, bottom-set beds または density current beds を形成する場合が多い。しかし、流域からの流入土砂の性格にもよるが、有効水深が大きく、貯水位変動の著しい貯水池では、堆砂過程の進行が明瞭でなく、全域はほぼ均一な堆砂分布を示す場合が多い。

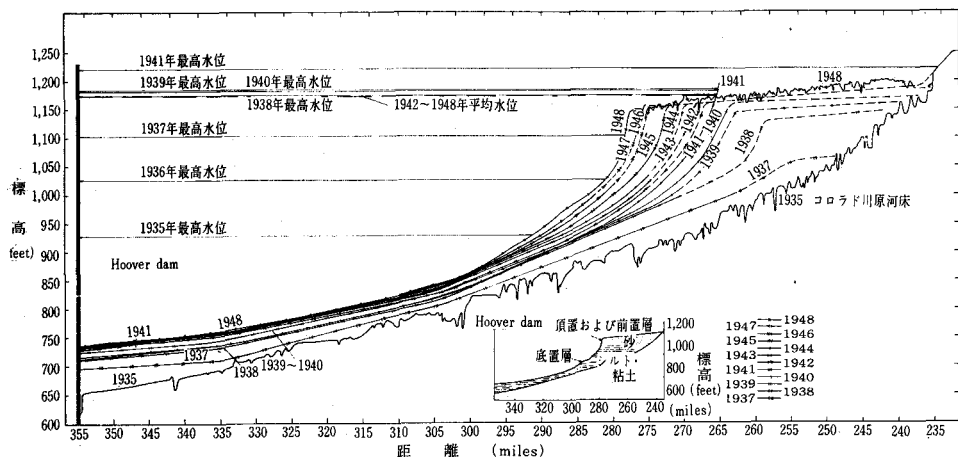


Fig. 13
Lake Mead における堆砂分布の経年変化 (1935～
1948), (Smith, Vetter, Cummings)

特に中・小規模のかんがい用貯水池群では、高水時に一旦上流側に形成された main delta が、低水時の出水で water fall erosion を受けて下流側に secondary delta を形成する場合が多い。したがって顕著な delta が発達せず、特に fore-set beds が明瞭でなく、その粒度分布も main delta formation の場合より複雑となり、浮流形式による沈殿堆積と相まって、いわゆる堆砂層理（または偽層理）を示す場合が多い。

このような現象は大規模貯水池でもみられることで、たとえば Szechowycz and Mohsin Qureshi⁽⁷¹⁾ は、Pakistan の Mangla 貯水池 ($C = 72.5 \times 10^8 \text{ m}^3$, $F = 33,333 \text{ km}^2$, 1967 年築造のフィルダム) の寿命を推定するにあたり、平均流入水量と平均流入土砂量の月別変化を Fig. 14 のように示しているが、これによると年間全流入土砂量 $1.010 \times 10^8 \text{ kg}$ の約 70 % は 6～9 月にわたった monsoon season に集中している。したがって、最終的な delta formation を支配する dominant flow を $Q_0 = 786 \text{ m}^3 / \text{sec}$ (monsoon の終り 9 月の平均流入量) と評価し、貯水位低下によるデルタ形成パターンを Fig. 15 のように説明している。すなわち、Mangla 貯水池は堤高 112 m に対し、満水位 $EL = 366 \text{ m}$ ($C = 7.25 \times 10^9 \text{ m}^3$)、低水位 $EL = 317 \text{ m}$ ($C_E = 6.59 \times 10^9 \text{ m}^3$) で有効水深約 49 m の範囲において、季節的な流入水量や流入土砂量によって主として monsoon season に形成された delta が、monsoon season 最後の 9 月水文量（支配流量）で支配され、その後減水期における delta formation では、Fig. 15 のように 10～12 月にかけ貯水位低下に伴い露出した delta がそれぞれ 11～12 月の water fall erosion によってその下流側に 2 次デルタを形成する。

以上のように、河道の流出水量や流送土砂量には季節的消長があり、これと貯水池側の水位変動と相まって、堆砂現象、特にその堆砂分布形状を支配するものである。参考までに世界各地の河川における浮流物質 (kg / m^3) の季節的消長を示したのが Fig. 16^(71,72) で、地域別河川により、月別 peak が異なっている。

13. 流入土砂の特性

流入土砂の特性は、その給源となる流域の地質・土壌の性質によって決まるが、その理化学性は貯

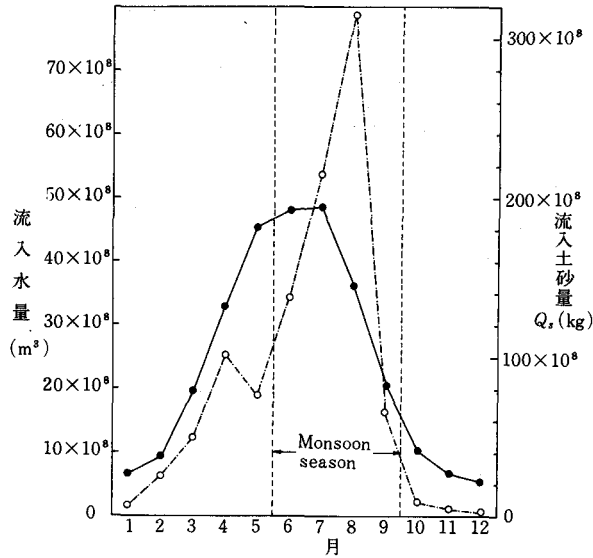


Fig.14
Mangla 貯水池における平均流入水量と
平均流入土砂量の月別変化
(Szechowycz and Mohsin Qureshi)

水池内における土砂の沈降、分級現象を規定し、堆砂機構、堆砂分布または捕捉率などに影響をおよぼすもので、沈殿・堆積後の自重圧密現象を左右することになる。

(73)
これらの点について Sherman は Lake Mead における浮流土砂の flocculent structure について検討し、浮遊中の微細粒子は塩類の影響で凝集沈殿をなすことを明らかにしている。この場合、池底にそった密度流中に含まれる粒子は単粒子ではなく多数の粒子が

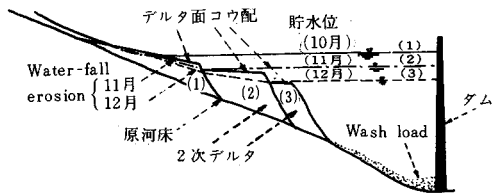


Fig.15
Mangla 貯水池における貯水位低下
によるデルタ形成パターンの概要図
(Szechowycz and Mohsin Qureshi)

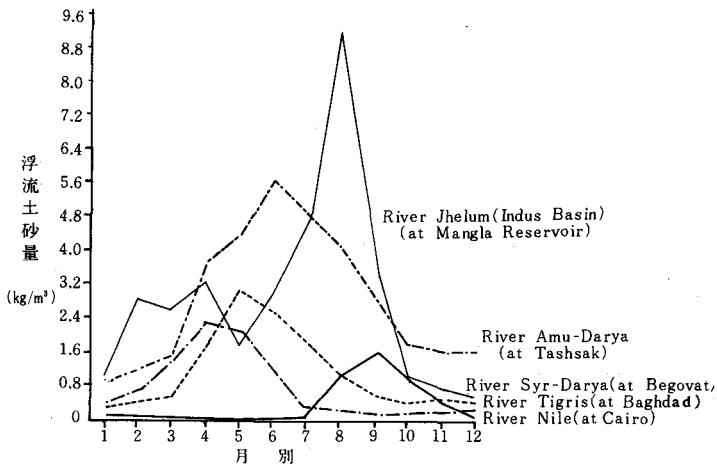


Fig.16
世界主要河川における
浮流土砂量の季節的消長

凝集していわゆる floccule として存在しているから、その際の凝集干渉沈殿を示すみかけの沈降速度は、化学的分散剤によって floccule を分散させ、個々の粒子として沈降させる場合と異なり、沈殿池における flocculation のように、相当粒径 equivalent diameter が大きくなる傾向を示すものである。Fig. 17 は、筆者⁽¹⁴⁾による神内上貯水池のダム付近の wash load（新生沈殿物、sample No 7, Sherman⁽⁷³⁾による Lake Mead の Hoover Dam 付近の wash load（sample No 16）、池底にそう

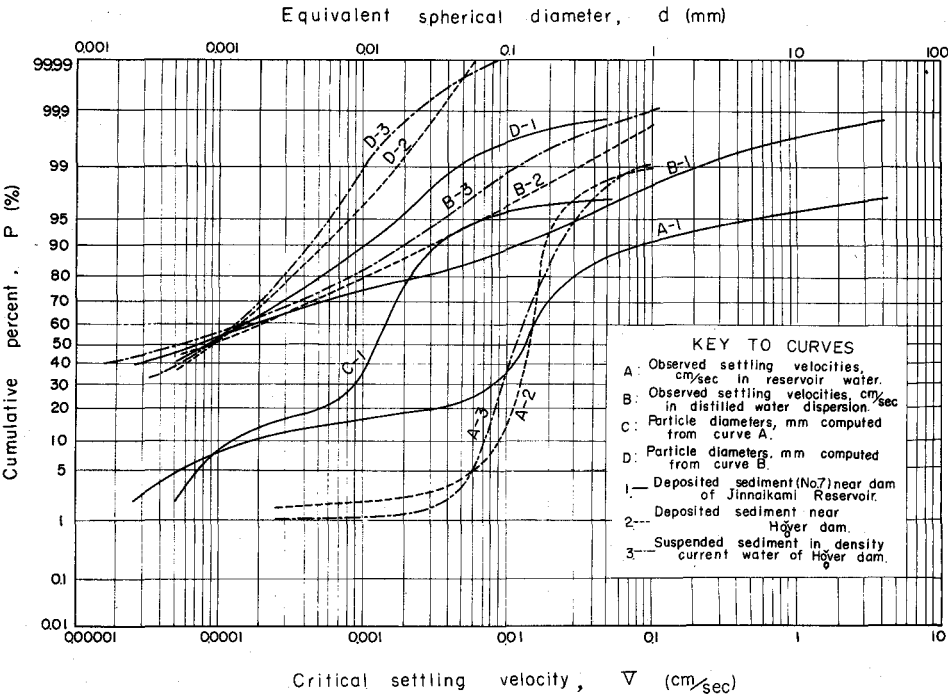


Fig.17
Floccule と分散処理後の沈降速度ならびに
粒径の比較 (Sherman, 筆者)

密度流中の浮遊沈殿物（sample No 806）に関する、それぞれ池水を用いた floccule としての沈殿と分散処理後の蒸留水中での沈殿の場合について、ピペット法で行なった分析結果を示すものである。その結果をみると、神内上貯水池の新生沈殿物と Lake Mead の沈殿物や浮遊物の曲線分布が類似形態を示しており、いま、神内上貯水池での例からみると、分散処理後の粒度分布では $d_{50} = 0.00086$ mm, $d_m = 0.00092$ mm であるのに対して、池水を用いた floccule 沈殿の場合には、それぞれ $d_{50} = 0.014$ mm, $d_m = 0.0094$ mm のように中央粒径 d_{50} や平均粒径 d_m が約 10 倍以上に増大しており、またその沈殿速度も Fig. 17 の関係から、より大きくなっている。

他方、Lara and Koelzer⁽⁷⁴⁾ は、貯水池内における各種粒径の堆砂の密度変化に関して Eq. 35 を提案している。ここに、 W : T 年後の密度, W_1 : 1 年後の密度, K : 定数である。この際 X を全堆砂

$$W = W_1 + \frac{K}{62.4} \log_{10} T, \quad (\text{ton/m}^3) \quad \dots\dots\dots (35)$$

中の各粒径 (%) となし、また添字 a (玉石), b (礫), c (粗砂), d (砂), e (シルト),

f (粘土) とすると, T 年後の堆砂平均乾燥密度 W_m は Eq. 36 から計算できる。

$$W_m = (W_{1a})X_a + (W_{1b})X_b + (W_{1c})X_c + (W_{1d})X_d + (W_{1e} + \frac{K_e}{62.4} \log_{10} T)X_e + (W_{1f} + \frac{K_f}{62.4} \log_{10} T)X_f \dots\dots\dots, (ton/m^3) \dots\dots\dots (36)$$

これに対して Miller⁽⁷⁵⁾ は Lara and Koelzer 式を修正して, Eq. 37 を提案した。この際の W_{av} は (T-1) 年間の平均密度を示すもので, その他の項目は Lara and Koelzer の場合と同様である。

$$W_{av} = W_1 + \frac{0.434 K}{62.4} \left\{ \frac{T}{T-1} (\log_e T) - 1 \right\} \dots\dots\dots, (ton/m^3) \dots\dots\dots (37)$$

その後, Lara and Pemberton⁽⁷⁶⁾ は, 堆砂の初期密度 W を Eq. 38 のように表現し, Table 9 のような ton/m^3 単位の係数を貯水池操作形式により示している。ここに p_c : 粘土含量 (%), p_m : シ

$$W = p_c W_c + p_m W_m + p_s W_s \dots\dots\dots (38)$$

ルト含量 (%), p_s : 砂含量 (%) である。

Table 9 貯水池操作形式による係数 (Lara and Pemberton)

貯水池操作形式		Wc	Wm	Ws	備 考
I	常時湛水	0.042	0.112	0.155	常時堆砂は浸水状態, 多くの貯水池が減水操作実施 (ton / m ³ 換算値)
II	貯水位管理順当	0.056	0.114	0.155	
III	常時空虚	0.064	0.115	0.155	
IV	河床堆砂	0.096	0.117	0.155	

また, このような堆砂の乾燥密度変化は, 経過年数のほか, 堆砂の給源, 流入土砂の粒径分布, 堆砂深や水深または水中に浸る程度などによって左右されるもので, 一般に池水面からの深さに応じて水圧や堆積土砂の自重圧密現象が進んで, 浮流物質層の乾燥密度が大きくなっていく。これらの点については, Sherman による Lake Mead⁽⁷³⁾ における測定, Peisinger による Lake Niedersonthofen⁽⁷⁴⁾ における実測, Happ による Rio Grande Valley⁽⁷⁶⁾ における観測例, Heineman⁽⁷⁷⁾ による調査, またはわが国の泰阜ダムでの調査結果⁽⁷⁸⁾ などがあげられる。たとえば Fig. 18 は Lake

Mead の底置層深さ 95 feet までの実測資料に, shale に関する Hedberg の空隙率資料を用いることによって, 拡大評価した, シルトや粘土を含

む底置層の深さと含水量やみかけ密度の関係を示したものである。このように, Lake Mead のような大規模貯水池では, (1) top-set beds, fore-set beds を構成する砂部分と(2) bottom-set beds を構成するシルトや粘土部分, の2主要物質からなっており, このうち砂礫層の締固め現象は無視で

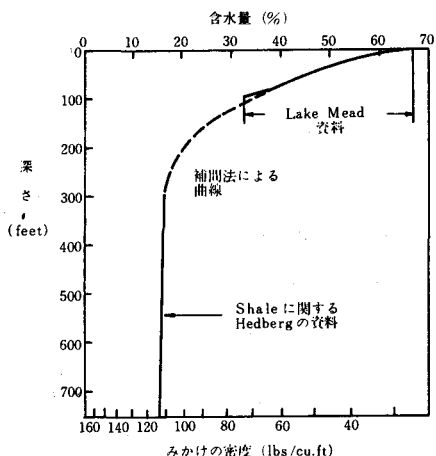


Fig. 18 深さの関数として示したシルトや粘土の含水量とみかけの密度の関係 (Gould)

きるが、シルトや粘土層の potential compaction は顕著である。したがって、貯水池への流入土砂量から貯水池の寿命を推定する場合には、このような圧密、締固めによる乾燥密度の増大を無視して、その寿命を過小に評価することがあってはならない。

貯水池流入土砂は、その掃流流送中はもちろんのこと、delta 先端に達して転動落下する場合、または浮流形式による沈殿堆積の場合、それぞれ sorting によって粒度特性からみた堆砂の分布が異なってくる。たとえば、粒度別の分級度をみると、掃流分級群においては、粒径が細化するにつれ分級が悪くなり、逆に浮流分級群では、粒径が細化するにつれ分級が良くなる傾向がみられるが、^(14,40,51,79,80) delta 縦断方向の堆砂では、掃流分級群は下流側ほど粒径は細化して分級もよくなるが、浮流分級群では下流側ほど分級はやや劣り、さらに delta 鉛直方向の様相をみると、段丘斜面における転動落下による分級作用の結果として、一般に下層ほど粒径は粗化して分級が良くなる傾向を示すようである。^(14,40,51,80,28)

以上のような堆砂の特性（密度、粒径または分級）の資料は、堆砂分布の予知・解析を行なう場合、^(14,43,44,45,81,82) 掃流堆砂と浮流堆砂の割合やその堆砂機構を知る場合、^(14,51,78) 堆積土砂量を予知する場合、⁽⁷⁴⁾ または堆砂防除計画をたてる場合、⁽⁸³⁾ などに重要になってくる。その著例として、杉尾⁽⁸¹⁾ は発電用 A 調整池ダム上流側 $x > 5 \text{ km}$ 範囲の堆砂平均粒径 d_m (mm) 分布を Eq. 39 のように示して、平衡河床の計算に利用している。⁽²⁸⁾

$$x = 6.66 \log_{10} d_m / d_0 \quad \dots\dots\dots (39)$$

ここに、 X : ダム上流むけの距離 (km) , $d_0 = 30 \text{ mm} : x = 0 \text{ km}$ における粒径である。また筆者⁽²⁸⁾ が行なった長安口ダム堆砂分布調査でも、ダムからの追加距離 $x = 5 \text{ km}$ (L. W. L. 付近) を境界として、その上下流側で堆砂特性（みかけの比重、粒径、分級度または有機物含量など）の分布傾向がそれぞれ異なった様相を示した。たとえば、ダムから追加距離 x (km) と平均粒径 d_m (mm) の関係をみると、Fig. 19, Eq. 40 のように、 $x < 5 \text{ km}$ の常時湛水領域（死水域）内ではほぼ一定値

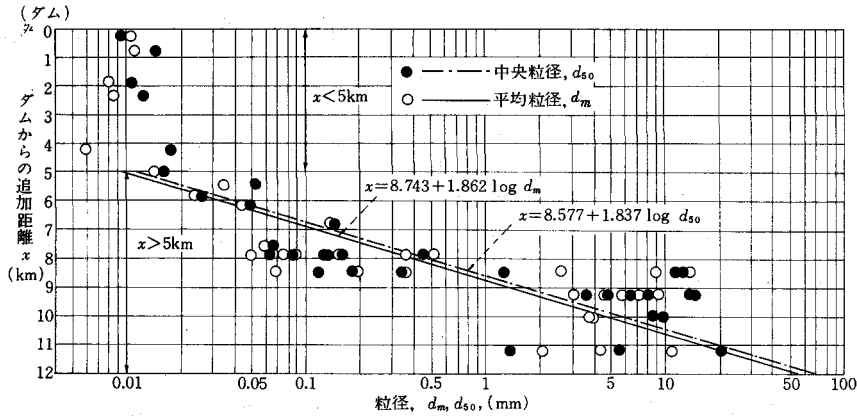


Fig. 19
長安口ダム上流側における堆砂の粒径分布

を示して $d_m = 0.01 \text{ mm}$ 程度のシルト、粘土からなる wash load で占められているが、 $x > 5 \text{ km}$ の貯水位変動領域（有効貯水域）においては砂礫となってその関係は Eq. 40 で示された。その他、みかけの

$$d_m = 2.02 \times 10^{-5} e^{-1.237 x} \quad \dots\dots\dots (40)$$

比重、分級度、または腐植量（または炭素量）などの index も粒径の場合と同様に、ダムからの距離 5 km 付近（常時湛水限界）を yield point として、その上下流側で追加距離別の分布傾向が異なり、

掃流堆積と浮流堆積の区別が明瞭に認められた。

その他、堆砂縦断方向の粒度分布が異なった貯水池例として、浅田は、新郷調整池、泰阜貯水池または岩清水調整池などをあげており、河床変動や堆砂形状を予測する場合、粒度の影響を考えなければならぬことを明らかにしている。

また貯水位の季節的変動が顕著な中小規模のかんがい用山池では、流域内の水文・気象条件と貯水池側の取水条件の相対関係から、堆砂の鉛直分布に明瞭な浮流物質層と掃流物質層の互層、すなわち堆砂層理（または偽層理）が認められることが多い。この際、一般に粒径や比重などは掃流物質層が大きいのに対して、空隙率や腐植量などは逆に浮流物質層が大きくなる傾向を示すものである。

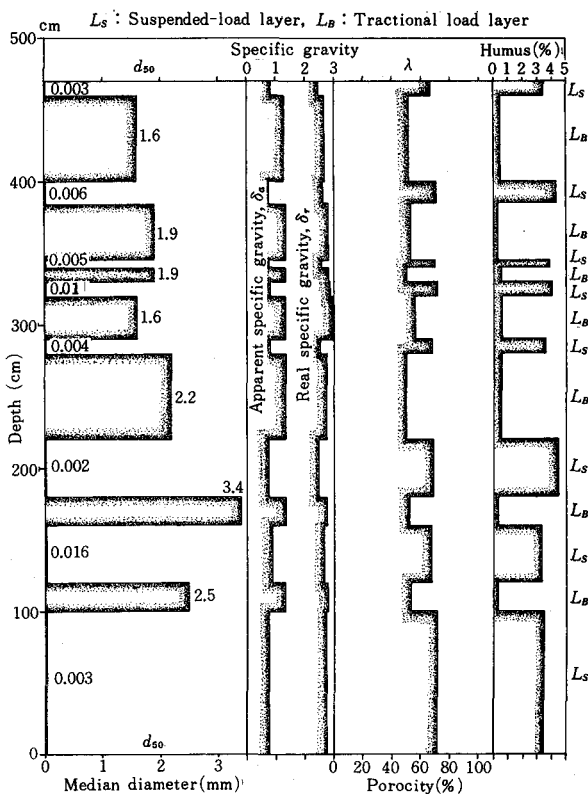


Fig. 20
神内上貯水池における堆砂層理の理学的性

たとえば、Fig. 20⁽¹⁴⁾は、神内上貯水池（1914年築造のフィルダム、1954年現在でY=40年として、 $R_s = 16\%$, $r_s = 0.4\%$ と推定）の改修工事期間中（1954年）に、中流ミオ筋部の堆砂鉛直断面についてその理学的性を分析した結果を示したもので、またTable 10⁽¹⁴⁾は、上(A)、中(B)、下(C)流部3断面の全浮流物質層および全掃流物質層に関して、重みとして各互層の厚さを加味して求めた各全層理の平均を示したものである。これらによると、浮流・掃流両物質層の性格には顕著な差が認められ、前者がhumusや亜酸化鉄の存在により暗青色を呈した腐植を含む壤土ないし埴土からなっている、いわゆる腐泥であるのに対し、後者は逆に褐色を呈した礫に頗る富む砂土か礫土となっている。すなわち、一般に粒径(d_{max} , d_{50} , d_m)や比重(みかけ比重, 真比重)などは掃流物質層が大

きいのに対し、空隙率や有機物含量 (Humus, C) は逆に浮流物質層が大きくなっている。このような stratification の発達は、主として貯水位の季節的消長と流域地区内における降雨・出水条件の相互関係によったものと考えられ、このうち掃流物質層は、主として夏季減水期 (かんがい期にあたるため一般に貯水位は低下する) における洪水時に、掃流形式で運搬堆積し、他方浮流物質層は、主として豊水期における出水時に、浮流や混濁底層密度流などの浮流形式で流送、沈殿堆積したものと判断できる。

Table 10 神内上貯水池における堆砂層理の理学的性

層理	断面	層理全厚 (cm)	細土の理学的性				粒度特性					
			みかけ比重 δ_a	真比重 δ_r	空隙率 λ (%)	腐植 (%)	最大粒径 d_{max} (mm)	中央粒径 d_{50} (mm)	平均粒径 d_m (mm)	分級度 $\sigma\phi$	ひずみ度 $\alpha\phi$	先鋭度 $\beta\phi$
浮流物質層平均 (Ls)	A	180	0.98	2.07	52.11	2.37	7.0	0.0168	0.0220	4.10	-0.097	0.353
	B	220	0.81	2.67	66.43	3.66	2.0	0.0042	0.0024	3.00	0.250	0.633
	C	125	0.90	2.73	67.16	4.49	1.0	0.0027	0.0018	2.90	0.224	0.379
掃流物質層平均 (LB)	A	160	1.33	2.54	47.56	0.26	80.0	1.3700	1.5200	1.90	-0.078	0.947
	B	250	1.33	2.77	48.04	0.43	17.0	2.0000	1.6600	1.43	0.188	0.503
	C	20	1.36	2.77	50.90	0.55	10.0	1.7400	1.4600	1.55	0.161	0.419

14. 捕捉率

Trap efficiency E_T は、貯水池への流入土砂量のうち貯水池中に堆砂として捕捉される割合で、一般に貯水池の年間堆積土砂量と年間流入土砂量の比を百分率で表わしている。また捕捉率を規定する要因としては、貯水池の経過年数 Y, 貯水池形態, 貯水能 (C/F , C/I), 流出口の形式とその操作方法, 沈殿・堆積土砂の粒度分布特性, 密度変動に伴う水理学的条件などがあげられている。この点に関し、Brown⁸⁴⁾ は、34 貯水池の実測値を用いて始めて C/F ratio と E_T の関係を Fig. 21 のように示し、設計曲線として Eq. 41 を提案した。m 単位に換算すると E_T : 捕捉率 (%), F : 流域面

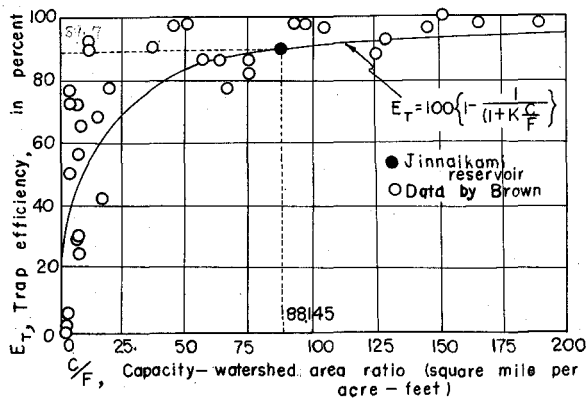


Fig. 21
Brown による
 $C/F \sim E_T$ 曲線

$$E_T = 100 \left\{ 1 - \frac{1}{(1 + K \frac{C}{F})} \right\} \dots\dots\dots (41)$$

積 (㎥), C : 貯水容量 (㎥), 定数 K はその範囲として $K_{\max} = 0.0021, K_{\text{mean}} = 0.00021, K_{\min} = 0.0001$ が与えられる。また Borland は Imperial Dam Reservoir に対して滞流時間 (日) と捕捉率の関係について, また Churchill⁽⁸⁶⁾ は T. V. A. 関係貯水池群に対して, 貯水池の滞流時間 T と平均流速 V との比 T/V と捕捉率 E_T の関係について検討したが, さらに Brune⁽⁸⁵⁾ は, 滞流時間に相当する C/I ratio (C : acre-ft. I : acre-ft.) と捕捉率 E_T (%) の関係を検討して, C/F ratio と対応させた場合より, より相関が高いことを明らかにした。そのうち, 普通の人工貯水池に関する 44 実測資料を用い, $C/I - E_T$ 関係を明らかにしたのが Fig. 22 である。この図は, C/I ratio が長期間にわたる retention time の平均を表わすという点, C/F ratio とは異なって無次元量であ

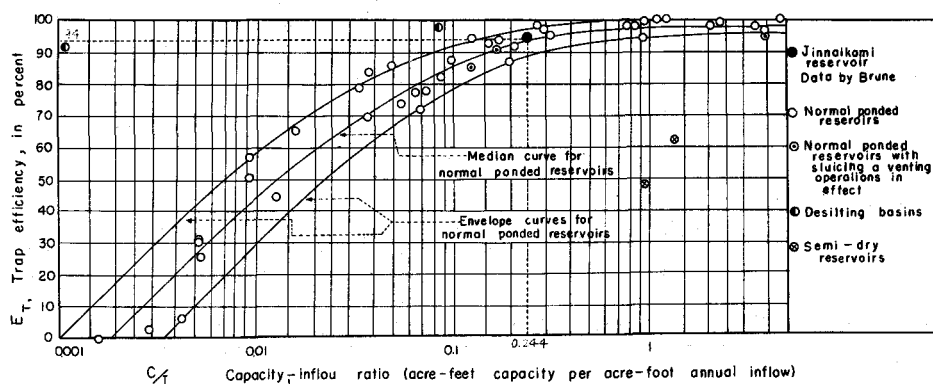


Fig. 22 Brune による $C/I \sim E_T$ 曲線

る点, または C/F ratio の場合より相関が高いという点などからみて応用するのに都合がよい。

わが国では E_T の実測例は少ないが, 江崎⁽⁴¹⁾ は平岡, 佐久間両貯水池の実測堆砂量を用いて, $E_T = \text{(上流側貯水池の当年堆砂量)} / \{ \text{(上流貯水池の当年堆砂量)} + \text{(下流貯水池の当年堆砂量)} \}$ として捕捉率を求め, Brune の $C/I - E_T$ 曲線 (上限, 平均および下限値) と照査してその上限値に近いことを認め, 前述 Eq. 18 の誘導にはこの Brune の上限曲線による E_T 値を用いた。これに対して筆者⁽¹⁴⁾ は, 神内上貯水池の堆砂調査にあたり, 実測法によって E_T を求め Brown や Brune の曲線で照査した。この際, 貯水池流入濁度 T (ppm) を測定して, 浮遊物質濃度を実験式 C (ppm) = $0.908 T$ (ppm) から計算, 流入点流量曲線から求められた流量 q (㎥/day) 中に含まれる流入浮流土砂量 q_s (㎥/day) を算出, さらに期間中の全流入浮流土砂量を期間中平均貯水位に該当する平均水面積で除した Q_s (g/㎥) を求めて実測沈殿量 Q_d (g/㎥) と対応させた。この際の沈殿量は, 上, 中, 下流 3 測点に設けた沈殿箱による実測平均値を用いた。その結果 A 期間 (1957 年 7 月 2 日 ~ 8 月 7 日, 37 日間) では $E_T = 33.68 \%$, B 期間 (1957 年 8 月 8 日 ~ 11 月 1 日) では $E_T = 93.34 \%$ となり, 相当季節的な変化が認められた。この際 A 期間で E_T が過小評価されたのは, かんがい最盛期で樋管から取水が常時行われたこと, 豪雨時における余水吐からの異常な over flow があったことなどによるものと考えられ, 他方 B 期間では平均流入浮流土砂量 (12.05g/㎥/day) が A 期間 (143.04 g/㎥/day) の約 1/10 で小さく, 期間が非かんがい期にわたっており取水の頻度が低かつ余水吐からの over flow を起こす出水がなかったためと考えられる。なおこの実測捕捉率には, 掃流土砂部

分は含まれないが、いまB期間の実測値 $E_T = 93.34 \%$ は、Brown 曲線の平均値 $E_T = 89.71 \%$ と Brune 曲線による平均値 $E_T = 94 \%$ の中間値を示し、これに掃流土砂部分の捕捉を加味すると、それぞれ両曲線の上限値が妥当な捕捉率を表わすことになる。

なお、その後 Borland⁽⁸⁷⁾ は、多くの実測資料から、かなり正確に前述 Churchill の方法⁽⁸⁶⁾ を確かめており、この方法が、Brune 曲線を利用するよりよい結果を与えることを示している。

15. 経過年数と堆砂率

貯水池の堆砂機構を究明し、その防災・減災対策を確立するためには、堆砂給源となる流域内の土砂生産過程と河道内における土砂輸送過程における機構、さらに貯水池への流入土砂量や捕捉率などを総合した土砂の生産・輸送・堆積のシステム解析が必要となってくるが、まず現存貯水池の堆砂に関する実態を、長期間にわたったより広範囲の既往実測資料を収集することにより、適確に把握することが急務である。

Fig. 23⁽³⁰⁾ は、全堆砂率 $R_s = 100 Q_s / C$ (%) と経過年数 Y (year) の関係を、埋没曲線 Y_s を parameter にとって両対数紙に点描したものである。これには、わが国 316 個 (発電用 300 個と $Y =$

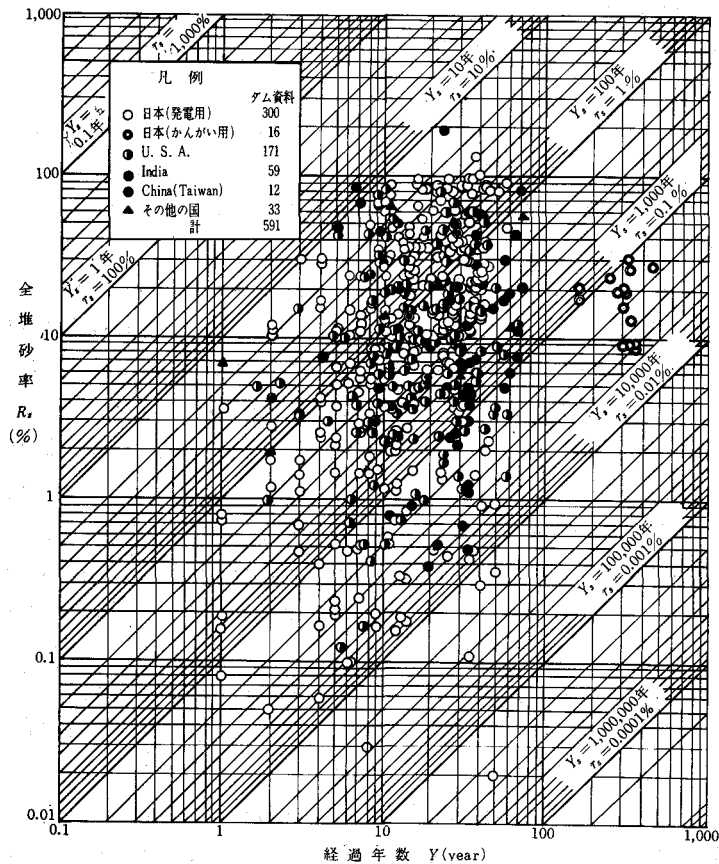


Fig.23
経過年数 Y と全堆砂率の関係

160～450 年のかんがい用貯水池 16 個含む), U. S. A. 171 個, India 59 個, China (Taiwan) 12 個, その他の国 33 個, 計 591 個の貯水池堆砂資料が含まれており, $Y < 70$ 年を示す世界の主要ダ

ムでは、特例を除いて $Y_s = 10$ 年の甚だ短いものから $Y_s = 10,000$ 年に至る甚だ長いものまでその変化のふれが著しい。この資料は、それぞれ異なった観測最終年度の比較であるが、個々の貯水池では全堆砂率の経年変化曲線が個々のもつ堆砂支配因子の相違によって複雑な分布を示すもので、一般には一応緩慢型、中間型および急速型埋没貯水池に分類できる。^(14,55)

また貯水池の堆砂量経年変化の傾向は、一般に **Fig. 24** に示すような 3 stage に分けられる。⁽⁸⁸⁾ すなわち、stage I はダム竣工直後、付け替道路のずり、その他工事に伴う流出土砂の助長も含めて堆砂速度が最も大きい期間である。次に stage I を過ぎると、特に豪雨による大洪水でも起らない限り、流出土砂量は自然時の状態にもどって堆砂速度も緩慢となり、堆砂の傾向は比較的安定した stage II に入り、この時期には上流からの浮流砂および掃流砂の大部分は貯水池内に捕捉され堆積する。さらに堆砂が進むと流入土砂の大部分がダムを越流流下する stage III となる。

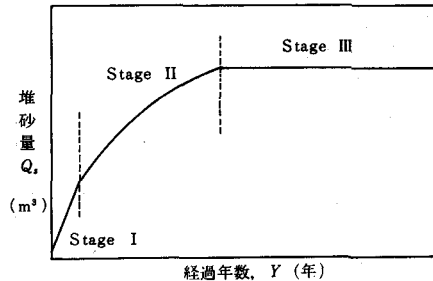


Fig. 24
貯水池堆砂量の経年変化 (石川, 浅田)

このような傾向は、ダムの高さ、流入堆積土砂の粒度構成などによって変化するが、高ダムでは一般にみられる傾向である。この点から貯水池の堆砂量として評価される年間堆砂量 Q_s 、全堆砂率 R_s 、年堆砂率 r_s 、比堆砂量 q_s などの index は、それぞれ各 stage で異なってくるわけである。たとえば、stage III では、洪水時の流入土砂は、ほとんど貯水池内に捕捉されることなく、また逆に貯水池内の過去の堆積土砂がダムから流出して堆砂量が負の値をとることも起ってくる。Stage I では人為的な生産・流出土砂の影響が含まれるから、場合によっては堆砂特性値は不連続的に過大な値を示すこともある。これに対して stage III の堆砂資料は比較的貯水池流域からの流出土砂や洪水流砂量と対応するとみることができる。さらにまた、貯水池上流にダムが新設された場合や貯水池の水深が比較的浅くかつ堆砂の粒度が細粒である場合には、貯水池が満砂していない状態でも堆砂量経年変化は、stage III を示すことがある。

以上の資料について、わが国 227 個 (1968 年度現在の主要発電用ダム)、U. S. A. 171 個および India 59 個について全堆砂率 R_s の頻度分布を示したのが **Fig. 25** である。⁽³⁰⁾ この際 silt problems では世界の両雄と称する U. S. A. と India における主要ダム群の例をみると、母集国のとり方が基準年、資料数の点で異なっているが、その頻度分布がわが国のそれに類似していることは興味深い。

また **Table 11** ⁽³⁰⁾ は、世界における貯水池堆砂指標 (平均年堆砂率 r_s および平均比堆砂量 q_s) の総括を示したもので、Taiwan などの特例を除いて、わが国、U. S. A. または India などでは、比堆砂量 $q_s \div 5 \times 10^2$ の order で近似した値を示している。

以上のような R_s , r_s または q_s などの堆砂指標は、前述の堆砂量経年変化曲線にしたがって、それぞれ供試堆砂資料の採用年次により、その評価も安定化の傾向を示すものである。たとえば、**Table 12** ⁽⁸³⁾ は、その後 1971 年度現在のわが国 331 ~ 349 個の主要貯水池堆砂資料をもとにまとめた結果を含めて、これまでの結果を経年的に総括したものであり、それぞれ供試貯水池材料の相違はあるが、 q_s , r_s , など堆砂指標の低減・安定化の傾向がみられる。

また、貯水池の堆砂特性指標は、前述のように環境・立地条件によって左右されるものであるが、

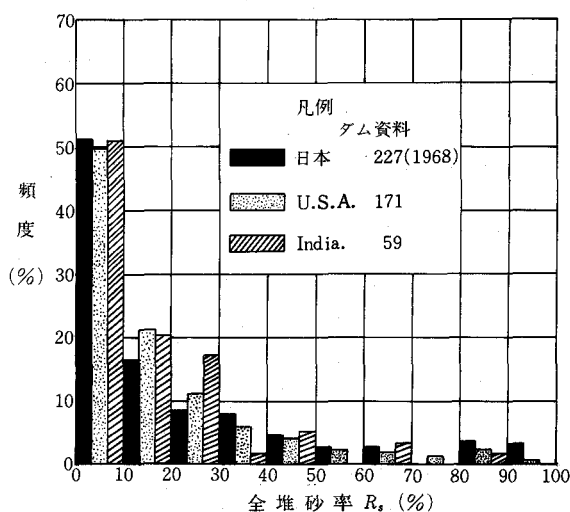


Fig. 25 全堆砂率 R_s の頻度分布

Table 11 世界における貯水池堆砂指標の総括

国 別	収集貯水池 資 料	平均年堆砂率 r_s		平均比堆砂量 q_s	
		供 試 数	平均値 (%)	供 試 数	平均値 ($m^3/km^2/$ year)
日 本 *	414	366	1.71	277	533
" **	16	16	0.07	6	143
U. S. A.	197	189	1.16	185	580
India	73	59	0.57	59	537
China (Taiwan)	12	12	4.51	12	6,465
その他の国	56	35	3.41	41	319
計	768	677		524	

注 $r_s = R_s / Y$, $R_s = 100(Q_s / C)$, $q_s = Q_s / F Y$

* : 主として1968年度現在発電用貯水池資料

** : 香川県内の $Y = 160 \sim 450$ 年のかんがい用貯水池資料

地域・水系などによっても異なってくる。たとえば、Table 13⁽⁸³⁾ は1971年度現在のかんがい国主要貯水池、349個について地域別にまとめたものであり、1971年度で全国総堆砂量合計6.72億 m^3 となり、総貯水容量98.48億 m^3 の約6.83%に達している。地域的にみると、全堆砂量、全堆砂率または年堆砂率などの指標は東海地方が最も大きく、全堆砂量でみると東海・北陸地方で全国の約1/2を占めている現状である。また比堆砂量は四国地方が最高であるが、次いで東海、北海道、北陸、近畿地方でも、全国平均 $q_s = 460 m^3/km^2/year$ 以上の値を示している。

このような地域別現況は、1970年度、堤高15m以上($C = 100$ 万 m^3 以上)の253発電用貯水ダム

Table 12 わが国における貯水池堆砂指標の経年変化

資料採用年次		1957	1968	1970	1971
著 者		吉 良 ⁽¹⁴⁾	吉 良 ⁽³⁰⁾	石川・浅田 ⁽⁸⁸⁾	吉 良 ⁽⁸³⁾
全堆砂率	供 試 数	256	366	243	349
	R_s (%)	—	—	19.83	18.42
	$R_s > 80\%$ ダム数%	10	7	5	4
	$R_s > 50\%$ ダム数%	22	12	13	12
平均年堆砂率	供 試 数	256	366	243	349
	r_s (%)	1.887	1.71	1.14	1.02
	供 試 数	—	277	241	331
	q_s (m ³ /km ² /year)	—	533	514	460

Table 13 わが国における地域別主要貯水池群の堆砂指標 (1971 年度現在)

地区別	供 試 ダム数	全貯水容量 C (10 ⁶ m ³)	全堆砂量 Q_s (10 ⁶ m ³)	C/F (m ³ /m ²) 1971 現在	平均全堆砂 率 R_s (%)	平均年堆砂 率 r_s (%)	平均比堆砂 量 q_s (m ³ /km ² /year)	平均経過年 数 Y (year)
九 州	51	773	63	0.0850	17.98	0.87	299	20.98
四 国	34	551	40	0.1466	15.25	1.02	819	15.41
中 国	41	775	13	0.1191	7.59	0.44	149	17.32
近 畿	21	956	28	0.2110	10.47	0.74	517	12.50
東 海	39	1,113	268	0.0790	36.29	1.85	773	21.29
北 陸	47	1,497	103	0.1872	19.16	1.08	526	16.30
関 東	38	1,013	28	0.1318	25.26	1.25	360	22.30
東 北	53	2,373	93	0.1442	14.42	0.79	328	17.24
北海道	25	797	36	0.1360	16.93	1.27	641	20.26
計 (平均)	349	9,848	672	(0.1323)	(18.42)	(1.02)	(460)	(18.42)

資料について行なった石川、浅田の調査⁽⁸⁸⁾によっても認められていることで、いま 1970 年度までの全国および地域別の総堆砂量の経年変化図⁽⁸⁸⁾に、1971 年度同一資料⁽⁸⁹⁾を加えて示したのが Fig. 26 である。これによると、1957 年頃から急速に堆砂量が増加しており、これは 1950 年代のダム建設の影響がこの時点より順次現われているためと同時に、流域開発の進展も大きく影響しているものと考察している⁽⁸⁸⁾。

その他水系・河川別にもこれら堆砂指標の相違が認められることで、わが国の場合、河川開発が進んでしかも荒廃河川の多い東海、北陸地方の水系・河川が、一般に堆砂量 Q_s 、堆砂率 R_s 、 r_s または比堆砂量 q_s などが高く評価され、埋没速度が早いことが示されている^(14,30,88)。

貯水池の堆砂指標は、貯水ダムの規模（たとえば貯水容量やダムの高さ）、同一水系内のダム数などによっても変化するもので、これらの index によって分類評価する必要がある。この点に関し、Dendy⁽⁹⁰⁾ は、U.S.A. 968 個のダム堆砂資料をまとめて Table 14 を示しているが、貯水容量の増大に伴って、全堆砂量 Q_s は増加するが、全堆砂率 R_s や年堆砂率 r_s （平均値や中央値）などは逆に減少傾向を示すことが明瞭となる。

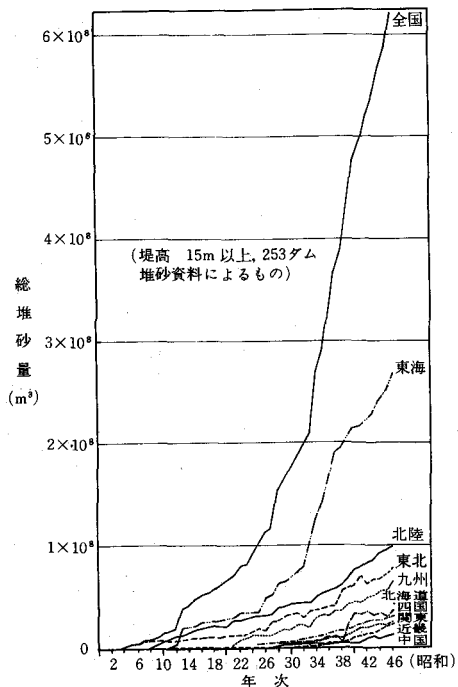


Fig. 26
全国・地方別の総堆砂量経年変化（石川、浅田の図に昭和46年度資料を加えたもの）

Table 14 U.S.A. における貯水容量階級別主要貯水池群の堆砂指標（Dendy）

貯水容量階級 (m^3)	供試ダム 数	全貯水容量 C ($10^6 m^3$)	全堆砂量 Q_s ($10^6 m^3$)	平均全堆砂率 R_s (%)	平均経過年数 Y (years)	平均年堆砂率 r_s	
						中央値 (%)	平均値 (%)
$1233 \times 10^1 >$	161	0.9	0.2	26.3	11.0	3.41	2.20
$1233 \times 10^1 \sim 1233 \times 10^2$	228	10.1	2.1	20.9	14.7	3.17	1.32
$1233 \times 10^2 \sim 1233 \times 10^3$	251	119.7	20.0	16.7	23.6	1.02	0.61
$1233 \times 10^3 \sim 1233 \times 10^4$	155	602.4	63.0	10.5	20.5	0.78	0.50
$1233 \times 10^4 \sim 1233 \times 10^5$	99	5,197.1	454.9	8.8	21.4	0.45	0.26
$1233 \times 10^5 \sim 1233 \times 10^6$	56	22,535.8	782.3	3.5	16.9	0.26	0.13
$1233 \times 10^6 <$	18	47,072.8	1,650.7	3.5	17.1	0.16	0.10
計 (平均)	968	75,538.3	2,973.2	(3.9)	(18.2)	(1.77)	(0.72)

また Table 15 は、筆者⁽⁸³⁾ が 1971 年度現在のわが国主要貯水ダム 349 堆砂資料をもとに、同じように貯水容量の規模別に堆砂特性をまとめたものである。

Table 15 わが国における貯水容量階級別主要貯水池群の堆砂指標 (1971 年度現在)

貯水容量 階級 (m ³)	供試 ダム 数	全貯水容量 C (10 ⁶ m ³)	全堆砂量 Q _s (10 ⁶ m ³)	C/F (m ³ /m ³) 1971 現在	平均全 堆砂率 R _s (%)	平均経過年 数 Y(years)	平均年 堆砂率 r _s (%)	平均比堆 量 q _s (m ³ /km ² /year)
10 ⁴ ~ 10 ⁵	9	0.6	0.2	0.0030	37.20	36.88	1.24	56
10 ⁵ ~ 10 ⁶	34	15.3	5.2	0.0486	26.30	18.52	1.57	175
10 ⁶ ~ 10 ⁷	142	557.1	117.2	0.0387	25.80	20.87	1.37	213
10 ⁷ ~ 10 ⁸	142	4,481.9	384.0	0.1726	10.25	15.53	0.63	597
10 ⁸ ~ 10 ⁹	22	4,788.9	165.5	0.6502	3.72	10.80	0.38	1,809
計 (平均)	349	9,847.8	672.2	0.1323	(18.42)	(18.42)	(1.02)	(460)

この結果をみると、わが国の場合、供試ダム数が U. S. A. の約 1/3 で特に $C = 10^4 \sim 10^5 \text{ m}^3$ or - der の資料があまり得られなかったが、大体 Table 14 に示す U. S. A. での結果と同じ傾向を示し、貯水容量したがって C/F ratio の増大に伴って、堆砂量や比堆砂量は増加し、逆に堆砂率 R_s , r_s は減少する様相を示している。また総括平均値を比較すると、U. S. A. では貯水池の規模が一般に大きく、貯水池あたりの平均貯水容量が $78,035 \times 10^3 \text{ m}^3$ となるのに対し、わが国では $28,217 \times 10^3 \text{ m}^3$ で約 1/3 で小さく、貯水池あたりの平均堆砂量も U. S. A. $3,072 \times 10^3 \text{ m}^3$ に対して、わが国では、 $1926 \times 10^3 \text{ m}^3$ で約 2/3 で小さい。他方、全堆砂率 R_s は U. S. A. 3.9 % に対して、わが国では 18.42 % で約 5 倍ほど高く、年堆砂率 r_s は平均値で U. S. A. 0.72 % に対し、わが国では 1.02 % で高く、したがって堆砂速度が約 1.5 倍ほど高く評価される。

16. 貯水池の操作・管理 (堆砂防除施設の有無・効果)

貯水池の堆砂防除対策施設である土砂吐、排砂管、余水吐、上流側副ダムなどの有無、規模、効率、silt pump などによる浚渫や背砂の砂利利用、または密度流利用による wash load の排出など、積極的な堆砂防除対策により、直接堆砂量を軽減し、貯水池寿命を助長し得るものである。また貯水池操作の形式、たとえば常時湛水、毎年全く放水などは、その他の要因と関連して、その堆砂分布に著しい影響をおよぼすものである。このような堆砂防除施設については、その対策の項で詳述する。

(2) 貯水池の堆砂分布予知

貯水池は流入した土砂がいかなる過程をへていかなる形状に沈殿・堆積するかという、堆砂分布形状予知の問題は、前述堆砂量予測の問題に優るとも劣らない重要性を帯びている。特に最近では背砂上昇に伴う洪水障害が社会問題として取り上げられるようになってきており、この点からも、背砂遡上に関するより適正な予測法の確立が要望されている。この問題に関しては、続いて杉尾教授が、“堆砂過程”と題して詳述するので、ここではその概要についてふれ、一部経験的な堆砂分布予知の方法について述べることにする。

貯水池の堆砂機構は、多くの要素に支配される複雑な現象であるが、浮流形式による堆砂機構と掃流形式による堆砂機構が考えられる。その堆砂過程における堆砂分布形状を定量的に正確に推定する方法は、現実には浮流・掃流両形式の堆砂機構が混在するのが通例であるため、一般にむずかしく、特に浮

遊土砂による堆砂現象の場合、その解析的取扱いが困難とされている。すなわち、貯水池の堆砂分布形状は、流入土砂の粒度特性と貯水池の水理学的特性との関連に応じて極めて複雑に変化するもので、しかも粒度の分級作用や密度流、さらに貯水位変動などの影響が加味される場合には問題がさらに複雑化してくる。

1. 水理学的な堆砂分布予知法の動向

貯水池への流入土砂が、主として掃流形式で流送される場合には、その堆積の過程を水理学的な河床変動理論で解析して堆砂分布形状を推定することは一応可能である。すなわち、掃流形式の堆積では、水流に対する運動方程式、連続式および流砂に対する運動方程式（流砂量公式）、連続式さらに抵抗法則などの基礎方程式を適当な境界条件および初期河道条件のもとに連立に解けばよいわけであるが、その数値計算の方法として微小変動法、特性曲線法などがあげられており、またこのような関連要素の多い複雑な現象の解析であるため、最近では高速度計算機を用いる場合が多い。また、このような解析的研究を含めて、従来から行われてきた多くの実験的研究は、掃流形式による堆砂現象を取扱ったものが多い。^(14,43~45,78,80~82,91~96,98~112)たとえば特性曲線法による解析法に関しては、水の流れを定常流として扱った岩垣の先駆的な研究、⁽¹¹³⁾この方法をセキ上流の堆砂実験結果の解析に応用した杉尾の研究、⁽⁹²⁾さらに実際の貯水池堆砂解析に応用した王木（大峰ダム）、筆者・王井⁽⁸²⁾（千頭ダム）などの実証的研究、砂防ダム上流の河床変動への適用を試みた矢野・芦田・田中の研究、⁽⁹⁶⁾貯水ダム計画に応用した関谷の研究、⁽⁹⁹⁾さらに不定流の場合の取扱いについて論じた須賀⁽¹¹⁴⁾の研究など、積重ねられている。同様な解析は諸外国でも行われており、de Vries⁽¹¹⁵⁾はまず特性曲線式による解析法を提案、Velukanov⁽¹¹⁶⁾は非定常と仮定した解析法について論じ、Hsu and Chu⁽¹¹⁷⁾は非定常で等幅ならびに不等幅河道に関する特性曲線法を用いたgraphic methodを提案、Lai⁽¹¹⁸⁾は固定床水路における不定流のcomputer simulationについて論じ、特性曲線法による解析と実測との適合を示し、さらにChang⁽¹¹⁹⁾は同じく特性曲線法によるcomputer simulationの方法を提案、その後Wu⁽¹²⁰⁾は移動床開水路の不定流計算に特性曲線法を用いる解析を進めている。

以上は、主として掃流形式による堆砂機構の水理学的な解析の問題であるが、実際の貯水池では、浮流形式を含むため両者の混在した場合、または流入土砂の大部分が浮流砂であるような貯水池も多く、このような場合の堆砂機構の解明ならびに堆砂分布形状の推定も必要になってくる。このような非平衡状態ともいうべき堆砂現象を解明する場合、極めて困難な問題が山積しているが、最近これら浮流形式による堆砂および浮流堆砂と掃流堆砂を同時に含む場合に関する実験・解析が始められてきており、^(78,97,121~123)続いて杉尾教授がこの面に関しても詳述するはずである。

2. 経験的な堆砂分布予知法

堆砂分布形状を予知する経験的な方法としては、U. S. A. 開拓局で開発された堆砂分布予知法があげられ、^(124~130)それぞれ各国でもその実証、^(126,131,14)適用が^(14,132~134)なされつつある。

従来から検討されてきた経験的方法には、(1) Trigonometric method（三角法；台湾における貯水池開発の予備的研究として当初Loudにより提案された方法）、(2) Volume-reduction method（容量縮小法；(1)に代るものとして提案された図解ならびに数理的手順の組合された方法）、(3) Trial and error method（試行錯誤法；原貯水容量・面積資料を用いて、堆砂量を河床から最高水位の間において、単位量について試行錯誤手順で累積する方法）、(4) Manual design curve method（U. S. A. 開拓局発行の開拓便覧に示された設計曲線をもとにして予知する方法）、(5) Van't Hull method（Van't Hullが(4)の方法を発展させたもので、既存貯水池の堆砂分布形

状および貯水位－容量曲線の形態から4型に分類し、この貯水池形態に基づいた基本4型に相当する各貯水池の堆砂分布を推定する方法)、(6) Area-increment method (面積増分法; 当初 Cristofano が明らかにし、Moody が修正発展させたもので、本来の面積に平行する堆砂後の面積曲線を仮定して行なう一応数理的な方法である)、(7) Empirical area-reduction method (経験的面積縮小法; 前述 Van't Hull method を Moody や Borland Miller などが修正した方法で、その後 Lu がその計算手順の改良を手がけ Moody が完成して、いわゆる modified empirical areareduction method として利用されている方法) などがある。

このうち、manual design curve method や trial and error method などは一般性に乏しく、現段階では、area-increment method と empirical area-reduction method の両者が最も有意な方法として推奨されている。

たとえば Fig. 27⁽¹³⁾ はわが国既設貯水ダム の 1957 年実測結果を対象にして各方法を適用比較したも

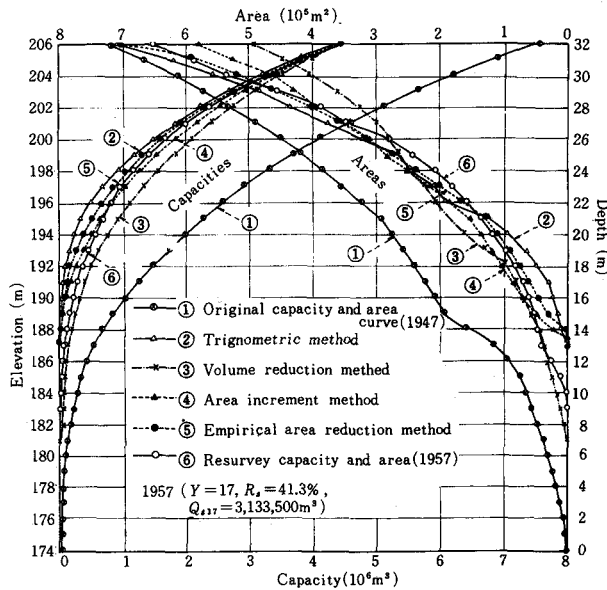


Fig.27

○ダムに適用した各堆砂分布予知法と実測資料との比較

のであり、また Fig. 28 は、同ダムの 1944, 1949, 1954, 1957 各年度の堆砂実測資料と Empirical area-reduction method 適用結果を比較したものである。この場合、Area-increment method と Empirical area-reduction method の両者が割合よく実測値と適合するようで、同一ダムの場合でも、その堆砂分布の経年変化によって適合性が異なる場合もあるが、貯水池堆砂分布の4基本型に近似した貯水池形態では、Empirical area-reduction method が最も有意な方法と考えられる。しかし、広くわが国の貯水池堆砂分布予知に適用する場合には、さらに貯水池形態、貯水位変動、流入土砂の特性、堆砂率、貯水能 (C/F , C/I)、水理学的特性などの諸要素を考慮し、より広範な堆砂実測資料に基づいた標準曲線の設定が是非必要となってくる。

以下、Empirical area-reduction method を用いた貯水池堆砂分布の手順について示すが、その

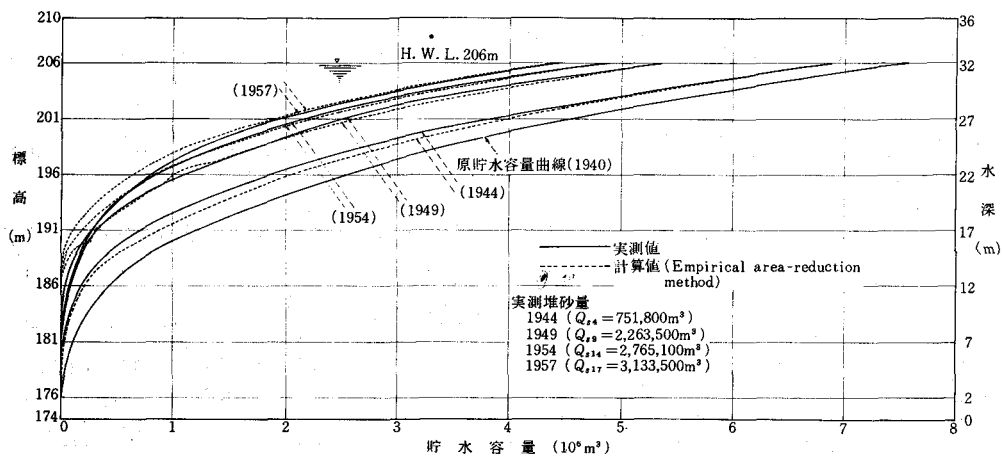


Fig.28
Empirical area-reduction method の適用結果と経年の
実測値との比較 (Oダム, 昭和19, 21, 29, 32年度実測値)

実証材料とした東北地方既設Oダム, 予知材料とした北陸地方の既設Kダム, 四国地方の既設Sダム
および近畿地方の計画Dダムなど諸元を示したのが Table 16 である。

Table 16 貯水池の堆砂分布予知資料
(Empirical area-reduction method)

貯水ダムの名称	O ダム	K ダム	S ダム	D ダム	備 考
ダムの型式	重力ダム	アーチダム	重力ダム	重力ダム	
流域面積F (km ²)	0.719	184.47 (202.85)	417.00	49.60	
総貯水容量C (m ³)	7,596,229	199,285,175	316,000,000	21,036,455	
満水位標高 (m)	206.0	1,448.0	343.0	143.0	
満水面積A (m ²)	719,400	3,488,950	7,470,000	1,046,510	
設計比堆砂量Q _s (m ³ /km ² /year)	—	734	408	197	(Q _s 100)
設計堆砂量Q _s (m ³)	3,133,500**	13,540,000*	17,000,000*	980,000*	**:100年堆砂量
全水深 H (m)	32	163	103	60	** : 1957
貯水池形態指数 m	2.90	3.08	2.17	2.20	年実測堆砂量
貯水池型	Type II	Type II	Type III	Type III	(Q _s 17)
ダム地点原河床標高	174.00	1,285.00	240.00		
堆砂後新河床標高	178.92	1,307.50	241.65	101.20	

まず水深 h (%) と貯水容量 C (%) の関係を両対数方眼に点描すると, Eq. 42 のような指数関数
で表現でき, 貯水池形態指数 m が求まる。この際, 2 以上の複合曲線で示される場合もあるが, 評価

$$C = \alpha h^m, \quad h = \alpha C^n \quad \dots\dots\dots (42)$$

された m 値を Table 17 および Fig. 29 に照合して該当する貯水池形態を決め, Fig. 30 に示すそれぞ
れ該当する堆砂分布標準型曲線の型を採用する。この際, Fig. 30 の 4 曲線は Eqs. 43, 44 から Fig.

31 に示す堆砂面積設計曲線に変換されている。

$$a(P) = \frac{1}{\beta(M+1, N+1)} P^M (1-P)^N \quad \dots\dots\dots (43)$$

$$V(P) = \frac{1}{\beta(M+1, N+1)} \int_0^P P^M (1-P)^N dP \quad \dots\dots\dots (44)$$

すなわち、各層の堆砂面積は無次元化され、Eq. 43 を積分した Eq. 44 によって求められる。ここに、

Table 17 貯水池形態による分類と堆砂分布の関係 (Lara)

標準型	形態指数		堆砂分布係数			堆積位置	貯水池形態
	m	n	$1/\beta(M+1, N+1)$	M	N		
I	3.5~4.5	0.28~0.22	5.047	1.85	0.36	頂 部	湖 沼 型
II	2.5~3.5	0.40~0.28	2.487	0.57	0.41	中央上部	沖積河谷型
III	1.5~2.5	0.67~0.40	16.967	1.15	2.32	中央下部	山 谷 型
IV	1.0~1.5	1.0 ~0.67	1.486	-0.25	1.34	底 部	峽 谷 型

P は水深百分比を代表し、 $a(P)$ と $V(P)$ は、それぞれ P 点の堆砂相対面積および堆砂相対容積を表わし、 $1/\beta(M+1, N+1)$ 、 M 、 N はそれぞれ貯水池の堆砂分布係数と指数で、前述、形態指数 m の関数である。

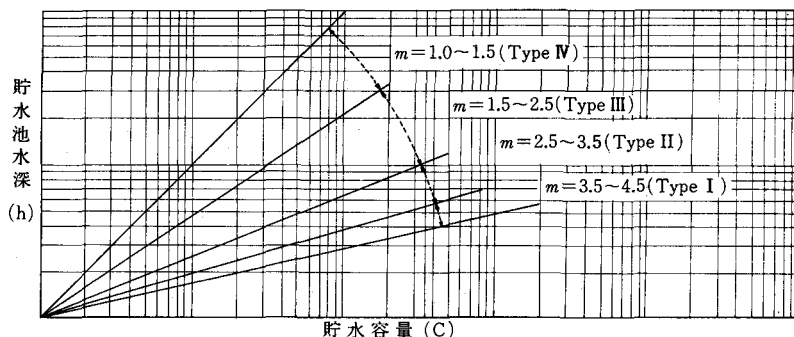


Fig. 29
h - C 曲線による貯水池分類図 (Borland and Miller)

また実際の貯水池堆砂は、底部堆砂と頂・中央部堆砂に分けると Eq. 45 がその基本式となる。

$$Q_s = \int_0^{y_0} A dy + \int_{y_0}^H K a dy \quad \dots\dots\dots (45)$$

ここに Q_s は貯水池の総堆砂量 (計画堆砂量)、 0 はダム地点原堆砂面零標高、 y_0 は堆砂後のダム地点零標高 (一般に 100 年堆砂標高)、 A は貯水池底部の堆砂面積、 dy は水深増分量、 H は貯水池全水深、 K は相対面積と貯水池の実際面積の比、 a は相対面積である。

以上、Eqs. 43, 44, 45 を用いて堆砂後の貯水池内新零標高 y_0 を求めると、堆砂分布が明らかとなる。この場合 Moody は Eq. 43 を Eq. 45 に代入後、積分簡易化して Eq. 46 を得ている。

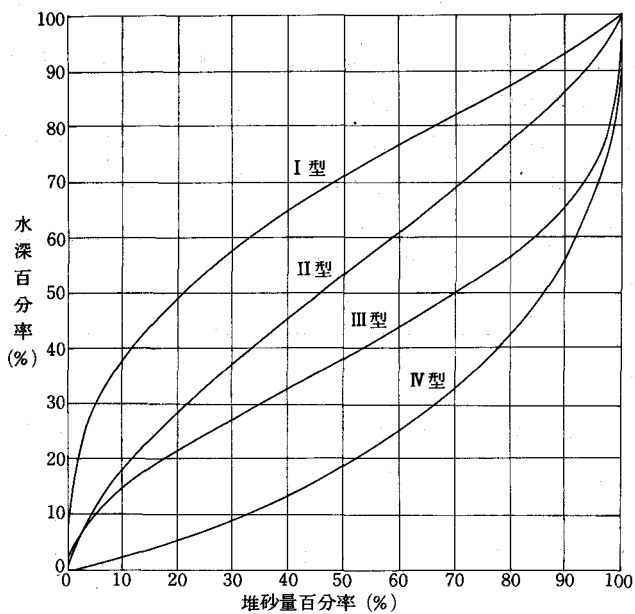


Fig. 30
堆砂分布標準型曲線 (Borland and Miller)

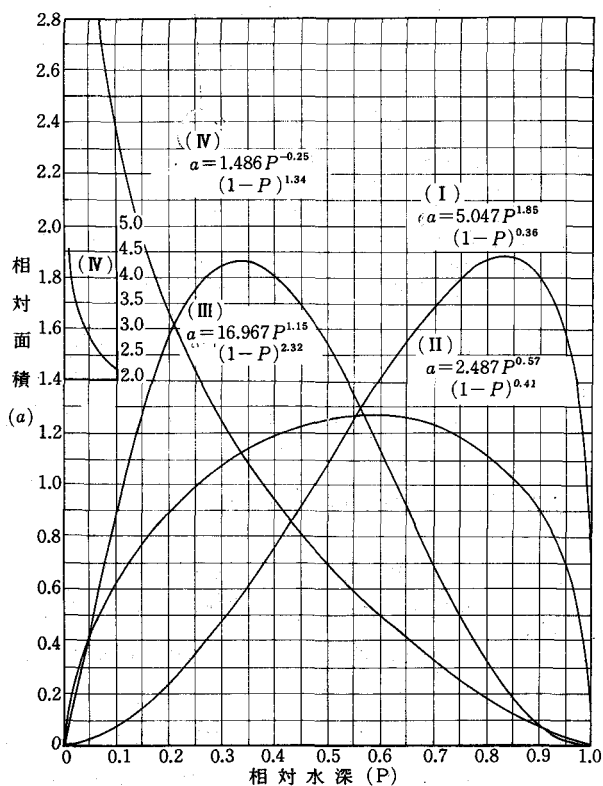


Fig. 31 堆砂面積設計曲線 (Lara)

$$\frac{1-v_0}{a_0} = \frac{Q_s - V_0}{HA_0} \quad \dots\dots\dots (46)$$

ここに v_0 は零標高における相対容量, a_0 は零標高における相対貯水面積, V_0 は零標高以下の総容量, H は貯水深, A_0 は零標高における全貯水面積である。

また Eq. 46 を再び Eq. 42 と Eq. 44 に制約される要素部分を独立させると, Eqs. 47, 48 に分けられ, これを図化したのが Fig. 32 である。ここに, $h(P)$ は 4 型貯水池の理論分布関数, $h'(P)$ は実

$$h(P) = \frac{1-y(P)}{a(P)} \quad \dots\dots\dots (47)$$

$$\left. \begin{aligned} h'(P) &= \frac{Q_s - V(y)}{HA(y)} \\ h'(P) &= \frac{Q_s - V(PH)}{HA(PH)} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (48)$$

際の貯水池の堆砂関数であり, Fig. 32 を用い $P \sim h(P)$ と $P \sim h'(P)$ の交点を求めると堆砂後の新零標高が決まってくる。

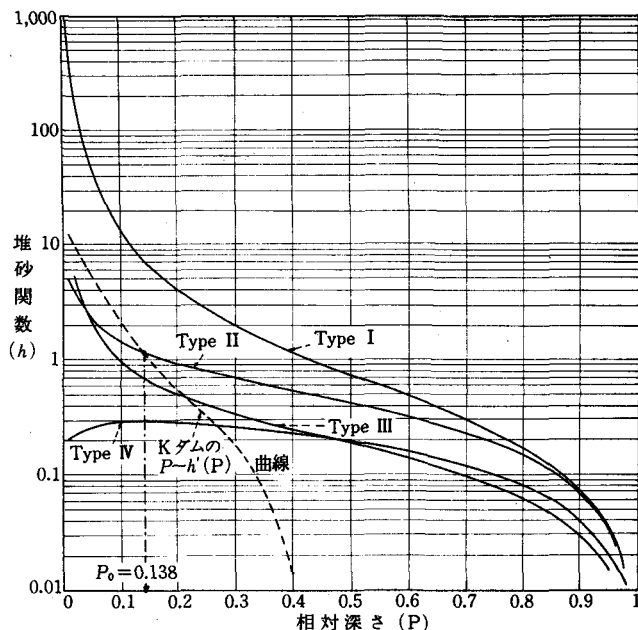


Fig. 32 ダムの堆砂深決定曲線 (Lara)

以上, 具体的な計算表は省略するが, 計算結果より得られた修正面積ならびに修正容量を, 原貯水面積ならびに原貯水容量曲線を示した Figs. 33 (K ダム)⁽¹³²⁾, 34 (S ダム)⁽¹³²⁾ に併記すると, これらの曲線がそれぞれ設計堆砂量 $Q_{s,100} = 13,540,000 \text{ m}^3$, $Q_{s,100} = 17,000,000 \text{ m}^3$ が堆積した場合の 100 年後の貯水面積ならびに貯水容量を予測したものとなる。

以上のように, この方法では X 年後の貯水面積ならびに貯水容量曲線が一応推定でき, またこの方法は, 大規模貯水池の場合に適しているといわれているが, 水理学的な解析による場合のように, 堆砂の縦断分布形状を推定するためには, 一応次の手法が採用される。(Figs. 35, 36 参照) いまその

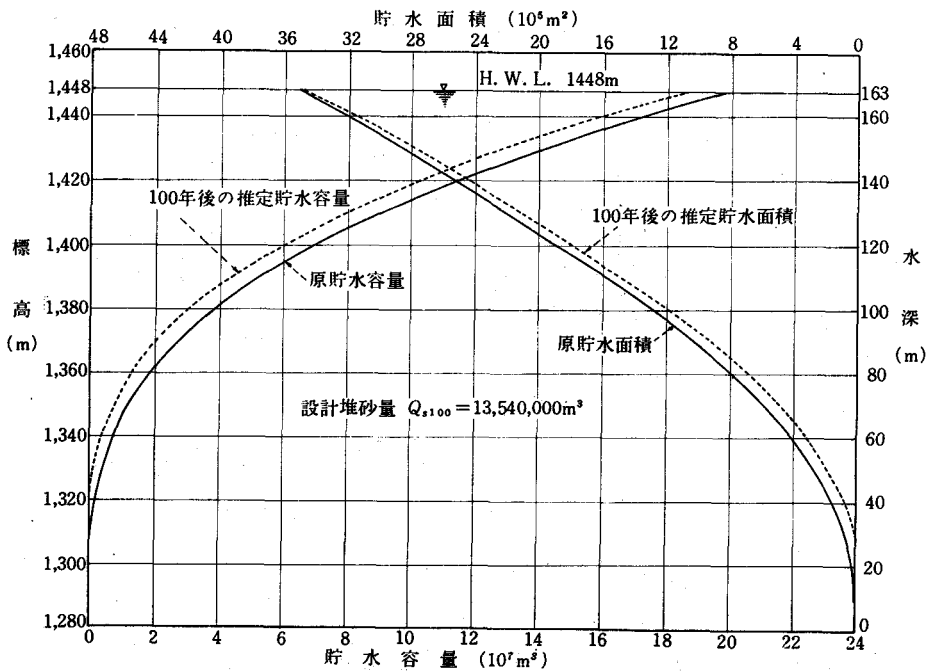


Fig. 33
K ダムの面積・容量曲線 (Empirical area-reduction method)

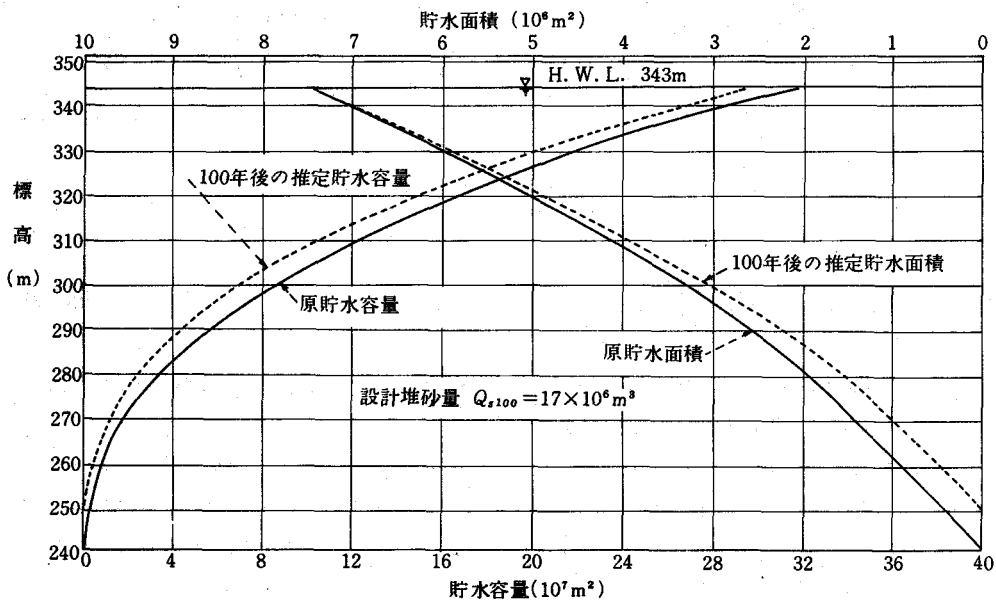


Fig. 34
S ダムの面積・容量曲線 (Empirical area-reduction method)

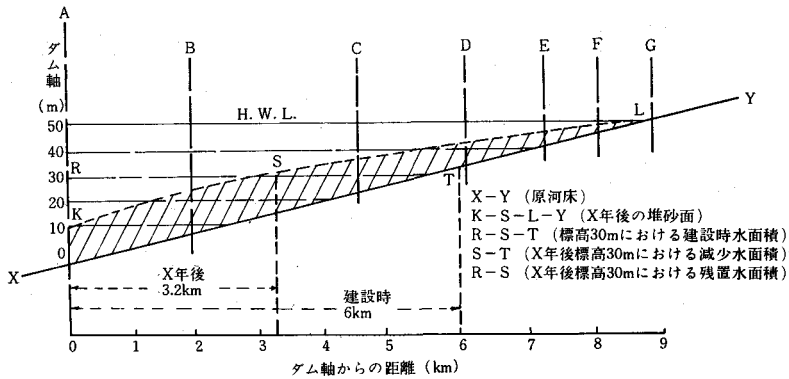


Fig.35
Empirical area-reduction method による堆砂縦断分布形状の予知

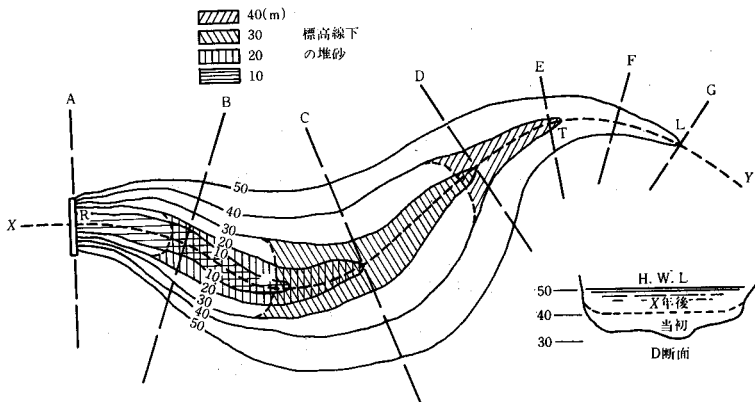


Fig.36
Empirical area-reduction method による堆砂縦断形状の予知
(満水面下に堆積した場合)

手順を示すと、

Step 1: 直接測量または地形図を使って貯水池湛水領域の原河床縦断面図を作成する (Fig. 35 参照)。

Step 2: 前述の Empirical area-reduction method で設計堆砂量 (一般に 100 年堆砂) Q_{100} を満水面下に分布させ、修正面積・容量曲線を予知する。

Step 3: 貯水池付近の地形図を用い、堆砂分布解析の各等高線に対して、堆砂によって減少した水面積を当初の水面積から差し引き、残置水面積を求める。この際、堆砂後の新等高線は経験的にダムに近づくにつれミオ筋にはほぼ直交するものと仮定し、またこの step では試行錯誤が必要で、なおその精度は採用等高線間隔に比例するから、その間隔をなるべく小さくとる必要がある。

Step 4: 以上 step 3 から新等高線の交叉位置で修正河床断面が決定できる。

Step 5: 設計堆砂断面 (100 年後) を使って、各横断でも堆砂面標高を Fig. 36-D断面にあるように近似できる。

たとえば、Fig. 37は、計画中のDダム（Tabl 1 参照）に関する縮尺 1/1000、等高線間隔 1 m の地形図を用いて、この方法で 100 年後の設計堆砂量が、満水面下に分布する場合の推定を行ったものである。またこの方法は、主として本流筋に堆積する場合の予知に限られ、貯水池に肢節がある場合には問題が複雑になってくる。

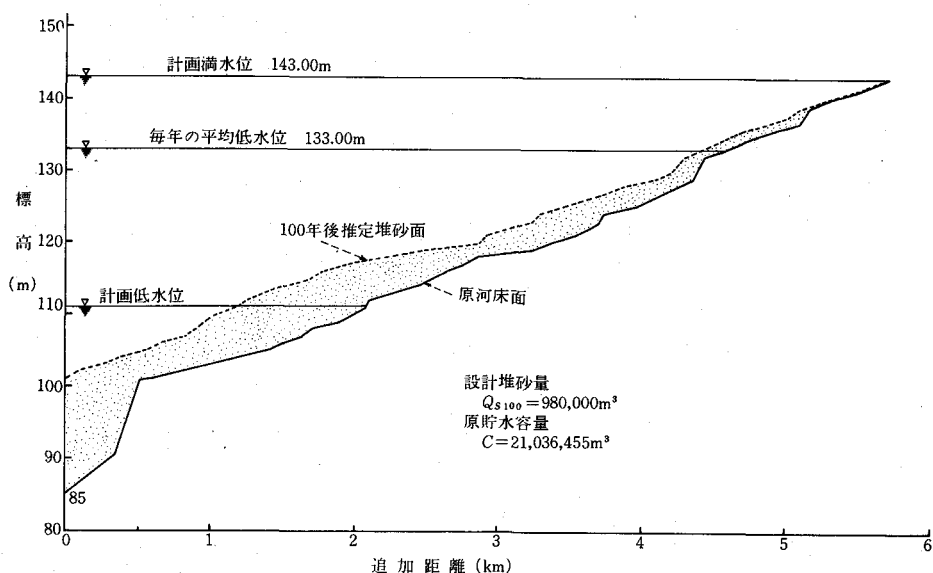


Fig. 37
Dダムにおける 100 年後堆砂分布の予測
(Empirical area reduction method)

Ⅲ 貯水池の堆砂防除対策

貯水池の堆砂を調節防除し、その埋没速度を軽減する方法としては、1) 貯水池計画面での対策、2) 土砂生産地での対策、3) 輸送河道における対策、4) 貯水池内における対策に大別できる。

(1) 貯水池計画面での対策（ダム建設位置の選定と、規模・構造面からみた適正な設計）

人工貯水池の設計にあたり、ダムサイトの選定や貯水池築造の面からみると、前述した貯水池堆砂の各支配因子を考慮して、なるべく堆砂速度を軽減し、その寿命を助長、特に背砂上昇による治水上の問題の無い位置選定の考慮が必要になってくる。すなわち、通常はダムサイト選定条件として、基礎地盤の性質、地形ならびに表土、築造材料の性質・量、ダム築造による河川処理、交通輸送機関、工事施工設備の難易、または構造物の安全性などを含めた、経済的で安全な位置選定があげられているが、さらに貯水池の堆砂問題も重視すべきである。たとえば、既設貯水池における過去の堆砂実績からすると、貯水能（ C/F 、 C/I ）が大きく、流域起伏量が小さく、森林面積率や地被密度が大きく、地すべり、山崩れ、土壌侵食などの発達しがたいダム地点を選定するのが有利となろう。

さらに設計上の問題としては、ダムに作用する外力としての堆砂圧があげられ、この堆砂圧計算式として $P_s = \frac{1}{2} C_e w_s h_s^2$ （ここに P_s はダム単位幅に作用する総堆砂圧、 C_e は土圧係数、 w_s は堆砂の水中単位体積重量、 h_s は堆砂深）が用いられている。この際の堆砂重量は $w_s = w - (1 - \lambda) w_0$ で示されるもので（ $w_0 = 1$ 、 w は堆砂のみかけ単位体積重量、 λ は空隙率）、特に堆砂深 h_s の適正評価は、

ダム築造における経済的で安全な面からのダムサイト選定問題に関連してくる。

(2) 土砂生産地での対策（流域の計画的な保全管理）

貯水池上流側の堆砂供給源や輸送河道における対策としては、土砂生産地での対策、貯水池上流側河道区間での対策および貯水池背水終端付近での対策などが考えられているが、流域の計画的な保全管理による土砂生産地での対策が先決問題といえる。

その対策としては、密な植生被覆の造成、深根性樹木の導入など、流域山地における植林、土壌有機物保持のため過度の火入・放牧禁止、流域表土を固結し、水食・崩壊作用を防止するための各種の植栽・山腹工事、または農耕地における名種の土壌侵食防止農・工法などがあげられる。

たとえば China (Taiwan) に築造されている主要ダム群は、Table 11, Fig. 23 でみられるように、従来から異常な堆砂速度を示すことが知られているが、貯水池の流域を一環とした保全管理が行われている著例として霧社ダムなどがあげられる。このダムは土砂生産・流出の多い濁水溪、霧社溪を $EL\ 1,005\text{ m}$ ($H \cdot W \cdot L$.) で締切った堤高 114 m 、貯水容量 $C = 149,580,000\text{ m}^3$ の典型的な山池である。また $F = 204.835\text{ km}^2$ で水文的にも年平均雨量 $2,343\text{ mm}$ 、最大日雨量 366.6 mm で危険降雨が多く、 $W_u^{(134)}$ による Wusheh dam 堆砂問題の解析によると、現在の堆砂速度を持続すると有効寿命は約 75 年と推定され、もし妥当な流域管理と過去 50 年来の水文・地形則の平衡状態が持続できれば、この貯水池の寿命は 150 年まで延長できることを指摘した。この点、当ダム流域を一環とした計画的な流域管理を実施して効果をあげている現状で、**Table 18**⁽¹³⁵⁾ は、ダム築造前 (1953) に対して、建設後流域の計画的土地利用管理の状態を示すもので、積極的な植林や耕地の土壌保全対策に努めている様相がうかがえる。また堆砂実測資料をみると、 $q_s = 6 \sim 1.5 \times 10^3\text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year}$ とわが国での総括平均 $q_s = 460\text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year}$ の 13～27 倍を示し、防除対策の緊急性が推察できる。

Table 18 霧社ダム流域における計画的な土地利用管理 (Lin)

地 目	1953 (ha)	1963 (ha)	差(%)	備 考
森 林	14,099.1	15,008.5 (A)	+4.39	A (天然林, ジャングル, 植林竹面積)
草 地	4,205.34	3,019.0	-5.79	B (階段畑, 承水路, 被覆作物, 落差工, 草生水路など農地保全対策実施済耕地 200.5 ha, 対策必要耕地 540 ha)
耕 地	856.4	740.5 (B)	-0.52	
裸 地	1,046.20	1,193.0 (C)	+0.71	C (伐採跡地 294 ha, 植林可能地 106 ha, 植林不可能地 793 ha)
その他	276.46	522.5 (D)	+1.21	D (果樹園 67 ha, 水田 24.5 ha, 牧草地 63 ha, 住宅地 50 ha, 水域 318 ha)
計	20,483.5	20,483.5		

わが国では、従来治山・治水面に関して多くの業績があげられ、また戦後には農地を対象にした土壌保全問題、最近ではまた環境破壊に伴う土砂災害問題などがクローズアップしてきて、それぞれ地目ごと農・林・建設分野でその流域保全対策が実施されている。しかし、ダム築造目的による施工・管理系統がそれぞれ異なり、しかも流域内地目を総括した対策が困難なため、いわゆる貯水池流域を一環とした計画的な soil and water conservation の例はほとんど見当たらない現状である。この点 U. S. A.⁽¹³⁶⁾ や China (Taiwan)^(135, 137) などで行っている貯水池流域を単位とした水土保全事業の実施例は示唆に富むものといえよう。

(3) 輸送河道における対策（流送・流入土砂の調節防止）

貯水池上流側における対策として、流域の保全管理が先決であるが、次いで上流側河道区間や背水終端付近での流送・流入土砂の調節防止が重要な対策となってくる。

貯水池規模に関係なく、流域の規模、水文・地質・地形則に変動がないものとする、ほぼ一定の生産土砂量が供給されるから、小規模の貯水池では、捕捉率が相対的に小さくても、 C/F ratio や C/I ratio の関係で貯水池の寿命が短縮される。また相当大規模な貯水池でも、流送・流入土砂の調節を行わなければ、わが国のように土砂輸送の著しい河川では、貯水池の堆砂速度が促進されてくる。したがって、荒巻⁽¹³⁸⁾や Hartung⁽¹³⁹⁾ が指摘しているように、流入土砂の調節も慎重に考慮すべきである。

流送・流入土砂を貯水池上流側で調節防止する対策として、まずあげられるのは溪流工事である。このうち縦工事としての護岸工は、水勢が堤防や溪岸を洗掘する場合において、その堤脚や溪岸の保護、または兩岸の山腹工作物を維持するに役立ち、横工事としての砂防ダムや谷止工は、流出砂礫を貯留して溪床コウ配を緩にし、また床固工は溪床の侵食防止に役立ち、それぞれ貯水池流入土砂を調節する効果がある。これらの主体をなすものは砂防ダムであり、その築造位置と方法は、砂防ダム築造の主目的により異なってくる。

たとえば、貯水池流入土砂防止として貯砂を主目的とする場合には、上流側が緩で、上流河幅が広がって袋状をなすような幅の狭いダムサイトになるべく高いダムを築造することが望まれる。その例として、大井川水系千頭貯水池上流側の砂防ダム⁽¹⁴⁾の場合があげられ、生産土砂の割合に砂防ダムの規模が小さいため、すぐ満砂して砂防効果少なく、嵩上げを数回行っている現状である。また土砂の生産流出で著明な常願寺川の本宮ダム⁽¹³⁸⁾の場合のように、比較的緩コウ配な位置に大規模な砂防ダムを築造することは、貯砂後も土砂の細粒化という質的な分級作用に役立つこともあるが、他方、江合川⁽¹³⁸⁾では、砂防ダムを築造することによって、上流側に砂岩や花崗岩が多いため、sorting が行われてかえって短時日のうちに多量の土砂が下流に運ばれ河床上昇が起った例、または土器川上流の砂防ダム群⁽¹³⁸⁾のように、急コウ配で乱れ易い溪流では、ダム上流部の溪岸が侵食されてかえって従前より供給土砂量が多くなる傾向を示す場合もある。したがって、貯水池流入土砂調節用の砂防ダムでも、単一目的や一時的効果にとらわれず、合理的な砂防ダム計画が必要となる。

以上のように、砂防工事による掃流土砂防止の程度は、Hartung⁽¹³⁹⁾によると 10～20% の単なる部分的効果に止まることを示しており、長期間にわたった効果が持続され、多くの掃流土砂を阻止しようとするときには、流れが新しい平衡条件の回復を助けることを同時に検討しなければならない。このような観点から、掃流力とその掃流土砂量の必要量を軽減するため、上流溪床コウ配を床固工や落差工によって不連続にするか、または、多段貯水池群のうち最上流の土砂幷止用貯水池の規模を大きくして、少なくとも洪水の peak discharge を減少させ、土砂を含め最大流量以下で流下させることも考えられてくる。

また小出が⁽¹⁴⁰⁾指摘しているように、同一水系河川で河川開発を行なう場合、その多段貯水池群の貯水機能を永続させ、経済的效果をあげるためには、過去の工事方法とは逆に、上流側から貯水ダムを建設して、その最上流側奥地・上池に該当する貯水池が、砂防ダムの役目を果たして、ある程度犠牲貯水池として流出土砂を阻止し、下流側に立地する中池、下池の堆砂速度を軽減する方法も考えられる。

いまその著例として、河川の多目的開発による貯水ダム群の築造により、河川の浮流土砂量を計画的に制御するという Arkansas river⁽¹⁴¹⁾ の場合について示そう。

Arkansas river では、多目的開発が進められる前は、河川の平均含砂率約 0.3 重量%で、U. S. A. における他の Missouri river (0.64 %) や Colorado river (0.98 %)、その他の各小河川などより低いが、

清澄河川である Ohio river (0.03%) や Upper Mississippi river (0.03%) などの約 10 倍を示し、最も流砂量の多い河川とされていた。多目的開発計画にあたり、3 種の模型実験を実施して、流砂制御に関する計画手順を示した。すなわち、Figs. 38-1, 38-2 は、下流側 Arkansas river とその支流の

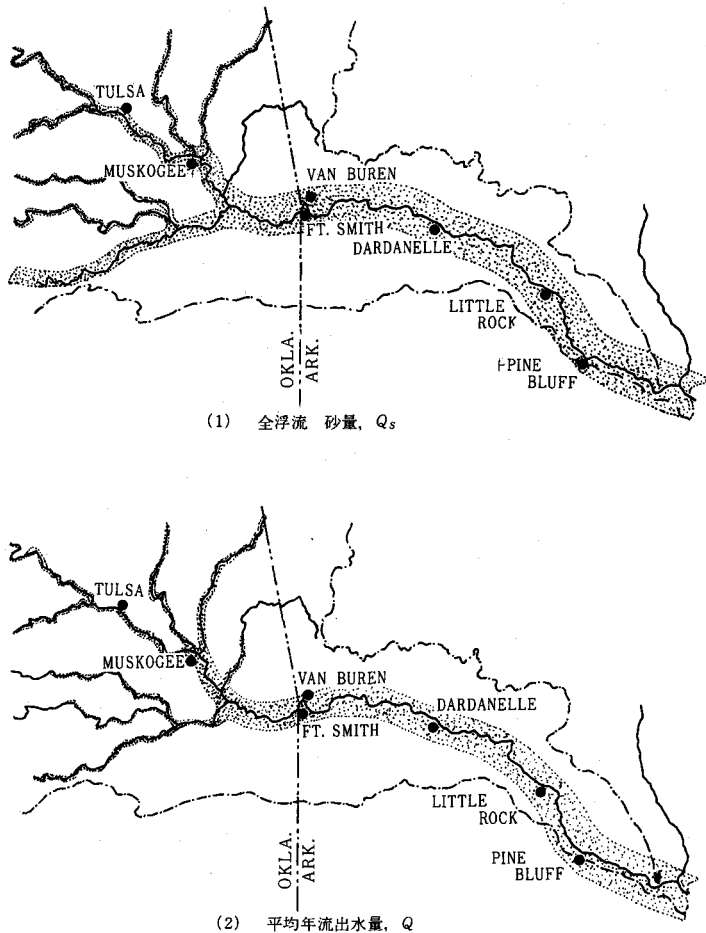
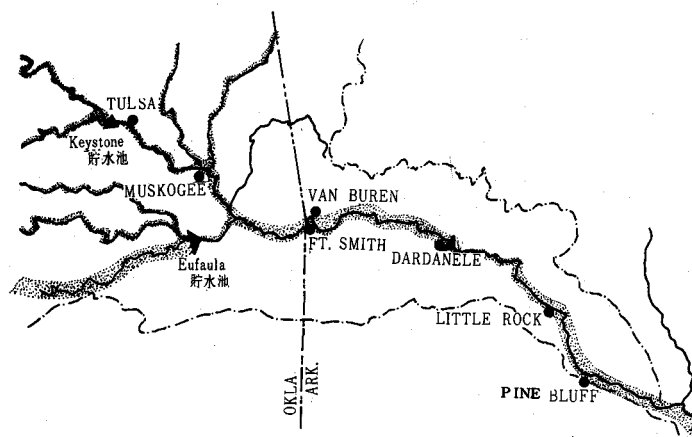


Fig.38(1~2)
Arkansas river および支流における開発前、自然状態の流量と浮流砂量の様相 (Butt and Clements)

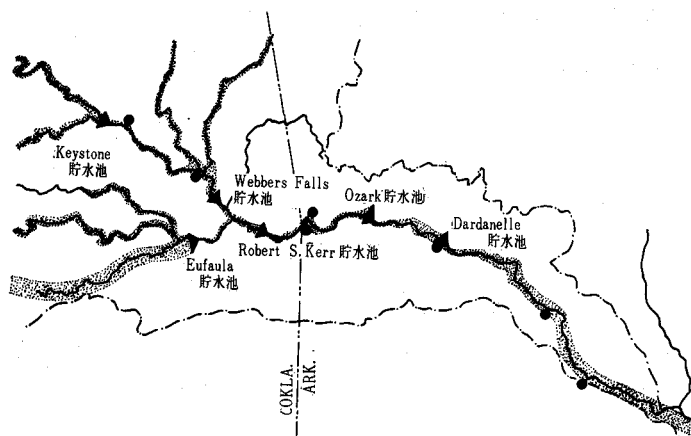
河川開発前、自然状態における全浮流砂量や平均年流出流量をそれぞれ graphically に示したものである。また、Figs. 39-1, 39-2 および Table 19 は、多目的ダム開発後における実験・解析結果を示すもので、最上流 Keystone, Eufaula 両貯水池建設(1964)により、下流側貯水池やその他多くの航行用プール内に流入する浮流砂量を軽減できる様相が明瞭となる。また実際に、最下流 Dardanelle 貯水池における 1964 年 10 月～1968 年 4 月まで 43 カ月間の堆砂量は 20,714,400 m^3 と観測され、3.65% の貯水容量が減少した。この期間の流入浮流砂は 39,359,400 ton, 流出浮流砂は 17,212,700 ton と測定された。これに対し、当初の研究からみると、同期間における計算堆砂量は平均流量 1,009.812 m^3/sec に基づいて 53,512,200 m^3 となり、実測堆砂量 20,714,400 m^3 は平均流量 610.1544 m^3/sec によるものである。すなわち、当初の実験・解析・計画以上に流砂制御効果があがっていることが立証できたわけであ

る。

次に、貯水池背水終端付近で流入土砂を阻止する方法としては、(1) 背水終端で適当な方法、たとえば植生、砂防ダムなどで一旦阻止する方法、(2) 背水終端付近で適切な排砂装置やバイパス方式で貯水池外に放出する工法などが考えられる。いずれの場合も、主として掃流土砂に対する効果があり、前者の場合、背水始点付近に植樹すると、掃流土砂の堆積場所を与えて、よくその機能を果たすが、堆積の結果としてさらに上流側水面の上昇をきたすから、その背水終端部が急拡した未開発地（耕地や民家のない）で、その地点の河床上昇が他に悪影響をおよぼさない処に適用される。また、貯水のための貯水ダムと流入土砂阻止のための砂防ダムとの2重ダム方式を採用する場合には、副ダムとしての砂防ダムは工費の節減が必要となる。このような砂防目的用の副ダムを貯水池内上流側に設置する場合には、貯砂量だけの有効貯水量が減少することになるが、少なくとも建設当初においては、副ダム分の有効貯水量を大きくすることができ、その著例として、香川県湊川の五名ダム⁽¹³⁹⁾があげられる。⁽¹⁴²⁾



(1) 1年後の全浮流 砂量 Q_1



(2) 6年後の全浮流 砂量 Q_6

Fig.39 (1~2)

Arkansas river および支流における浮流砂量の制御

(Butt and Clements)

Table 19 Arkansas river における平均年全浮流土砂量の経年変化 (Rutt and Clements)

No	貯水池	築造年	貯水容量 (10^8 m ³)	浮流土砂量 (10^6 ton/year)				備 考
				築 造 前 (自然状態)	1 年後	6 年後	50 年後	
1	Keystone	1964	231.68	23.4	0	0	0	* 最上流に立地 する多目的大 規模貯水ダム ** 本流筋に立地 する多目的貯 水ダム
2	Eufaula	1964	47.45	49.7	0	0	0	
3	Webbers Falls	1970	2.26	42.7	16.46	6.80	7.87	
4	Robert S. Kerr	1970	6.09	93.4	33.34	5.40	7.22	
5	Ozark	1969	1.83	98.8	38.68	11.80	12.01	
6	Dardanelle	1940	5.99	100.4	13.11	6.66	9.92	

注* : 水力発電, 洪水調節, 上水, 砂防その他魚類や野生生物の生殖目的

** : 水力発電, 航行, 保養, 魚類や野生生物の生殖目的

後者の場合, 排砂機構の性能とその工費などが問題であり, 地形的にみて不適切な場合には工費がかさみ, 設計が適正でない場合, その排砂効果が低下してくる。Fig. 40⁽¹⁴⁾ は立地条件によるバイパス排砂の諸例を示すものであるが, A, B, C, 型などではバイパスの建設や分岐部分流工事その他に多額の経費を要するから, 地形・地質が適正でない場合には, その実現性に乏しいが, 洪水時における流入土砂を防止して, 貯水池の埋没速度を低下させ, その寿命を助長するとともに, 本・支流または間接流域河川の流量を有効に貯水することができ, また洪水時における洪水吐も兼用できることで, 貯水池管理上優れているものといえよう。

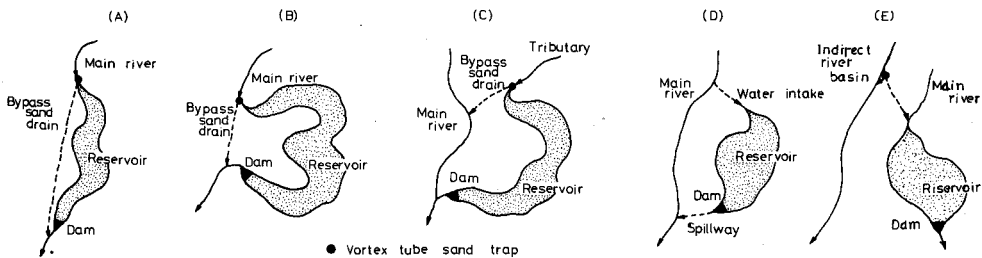


Fig.40
立地条件によるバイパス排砂の諸例

この際, Fig. 40 に示す直接湛水方式 (A, B, C 型) の諸例では, bypass 距離の短縮される B, C 型が有利であり, このように上流からの掃砂を背水付近で捕捉したり, または間接湛水方式の貯水池 (D, E 型) で, 取水後導水路中で捕捉排除する方法に関しては, 当初 parshall が提案し, U. S. A. で開発された vortex tube sand trap 渦動管排砂工や, わが国, 土木研究所で研究されてきた slit conduit スリット管排砂工法などが注目値する。この点わが国では, それぞれ模型実験を重ねて, 香川県満濃貯水池への間接導水路中 (Fig. 40 の E 型)^(143, 144) および茨城県藤井川防災ダム上流側 (Fig. 40 の B 型)⁽¹⁴²⁾ に設置され, 効果をあげている。この種渦動管 (またはスリット管) の水理機能については,

Parshall, Rohwer⁽¹⁴⁵⁾, Koonsman⁽¹⁴⁶⁾, Robinson⁽¹⁴⁷⁾, 筆者・横瀬・中西, 筆者・佐々木⁽¹⁴⁹⁾, 荒木^(143,144), 荒木^(148,150), 村・荒木・加藤⁽¹⁴²⁾ などによる理論ならびに実験解析的研究がなされてきた。通常の管路における抵抗係数は、流れの Reynolds number の関数であることが Nikuradse 以来解明しつくされているのに対し、スリット流入によりラセン流を発生させる渦動管（またはスリット管）の場合には、むしろ上流流れの Froude number の果す役割が大きい傾向がある。

たとえば, Robinson⁽¹⁴⁷⁾ は, vortex tube の流れ自体の解析で渦動管からの抽出比 $R_q = Q_r/Q$ に関連する各種 parameter の解析を行ない, R_q は一般に相対水深 h/b や Froude number などに逆比例する傾向を示すことを明らかにし, 特定な設計に対して Eq. 49 を与えている。ここに Q は親水路流量, Q_r は

$$R_q = \frac{C' \sqrt{1+B/2h}}{(h/b)(F_r)} \dots\dots\dots (49)$$

vortex tube からの抽出流量, B は管の深さ, h は渦動管上流水深, b はスリット幅, F_r は Froude 数, $C' = C\sqrt{2}(bL \sin \theta / A_T)$ であり, このうち A_T は管断面積, C は円孔とした場合, $Q_T = C A_T \sqrt{2} g H$, $H = h + B/2$ なる式において, 接近流速や管径によって決まる流量係数である。

Fig. 41 は, Rohwer, Robinson, Koonsman, 筆者らの模型ならびに原型での実験で求めたみかけの流量係数 C' に対する変数 $(A_T/bL \sin \theta)$ の関係を点描したもので, 一応 Robinson が示した Eq. 50 の関係が満足される。ここに L は管長, θ は流れ方向に対する渦動管の設置角 (45° が望ましい) である。

$$C' = 100 (A_T/bL \sin \theta) \dots\dots\dots (50)$$

筆者らの実験によると, わが国の場合のように, 粗大砂礫を含んだ混合砂礫流下が多い場合にも満足できる排砂性能を示す渦動管は, geometry parameter である $A_T/bL \sin \theta$ の範囲 ($C' = 30 \sim 40$) がほ

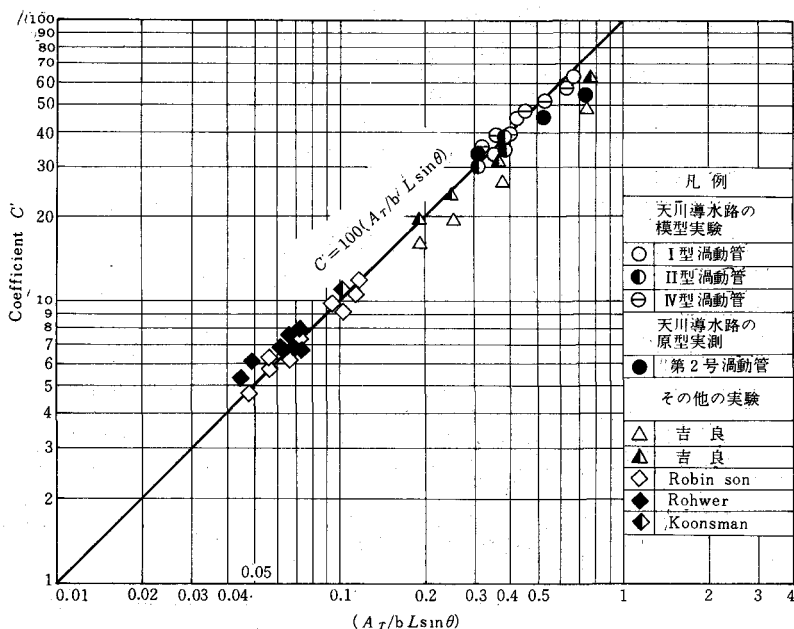


Fig. 41
渦動管の形状因子とみかけの流量係数の関係

ば $0.30 \sim 0.40$ と限定され、よって渦動管排砂工の必要断面積とスリット幅、管長、設置角の関係は近似的に $A_T = 0.35 b L \sin \theta$ を満足するように定めればよいと考えられる。

また、抽出比 R_q や F_r と排砂効率 $E_T(\%)$ との関係でも極めて良い結果が得られているが、以上のうち筆者らの資料には、さらに施工後の実際の原型追跡調査結果も含まれており、この際、水理特性や排砂特性の面ではほぼ満足できる適合性が得られている。したがって、このような排砂工法を採用する場合には、適正な抽出比 $R_q = Q_T / Q$ 、相対水深 h/b 、相対粒径 $d_{max}/b < 1$ 、Froude number ($F_r \doteq 0.8 \sim 1.0$) などを設定して、木目細かな管理を行なえば、満足できる取水・導水または排砂機能を発揮できるものと考えられる。もちろん、設計に際しては、設置角はこれまでの研究⁽¹⁴⁷⁾から、流水方向に対して $\theta = 45^\circ$ が望ましく、流量、流砂量、流砂の粒度構成などに応じて、 R_q 、 h/b 、 $d_{max}/b < 1$ 、 $F_r \doteq 0.8 \sim 1.0$ などの適正値を与えるため、天川導水路（沈砂溝と取付水路中の2カ所）に設けた例^(143,144)のように、スリット幅を可変型（渦動管スライドゲート、油圧駆動遠方操作方式）となし、粗大砂礫の抽出を容易にするため下流側に lip を設置し、その他渦動管放流端の流れが submerged orifice とならないこと、放流管長が長くなるとラセン流による掃砂能力が減少するので、管内壁に何等かのラセン流助長工法を考慮するなどの諸点が必要となろう。参考までに、Fig. 42 は天川導水路（取付水路中）に

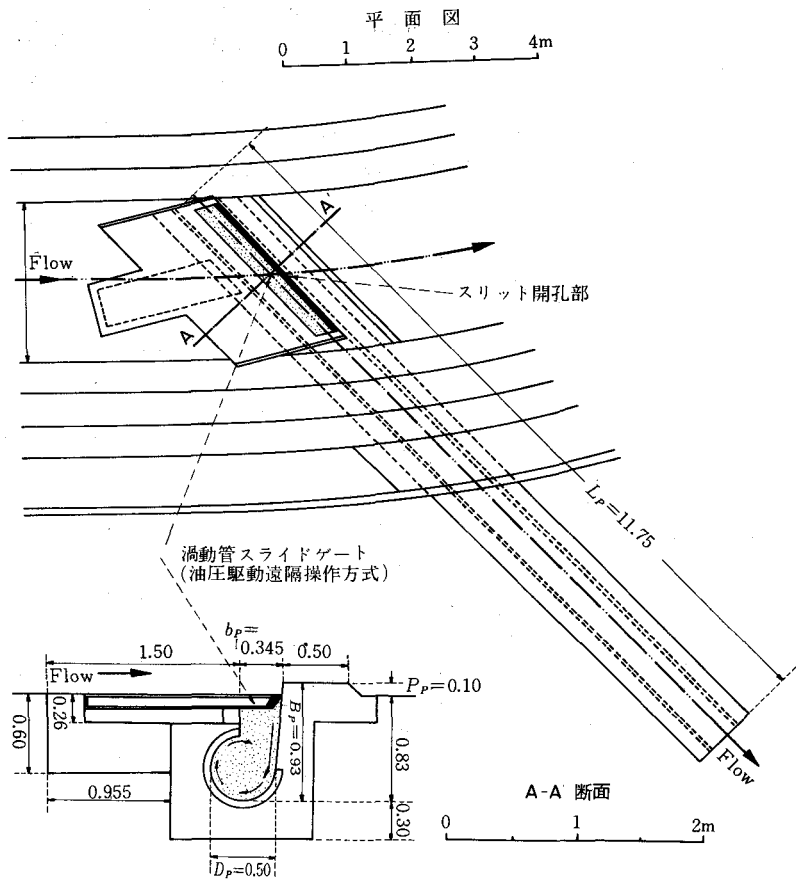


Fig. 42
天川導水路（取付水路）中に新設した第2号渦動管土砂吐構造図

設置して効果をあげている第2号渦動管土砂吐の構造図であり、また Fig. 43 は藤井川防災ダム上流側に設けたスリット管による bypass sand drain の例を示すものである。

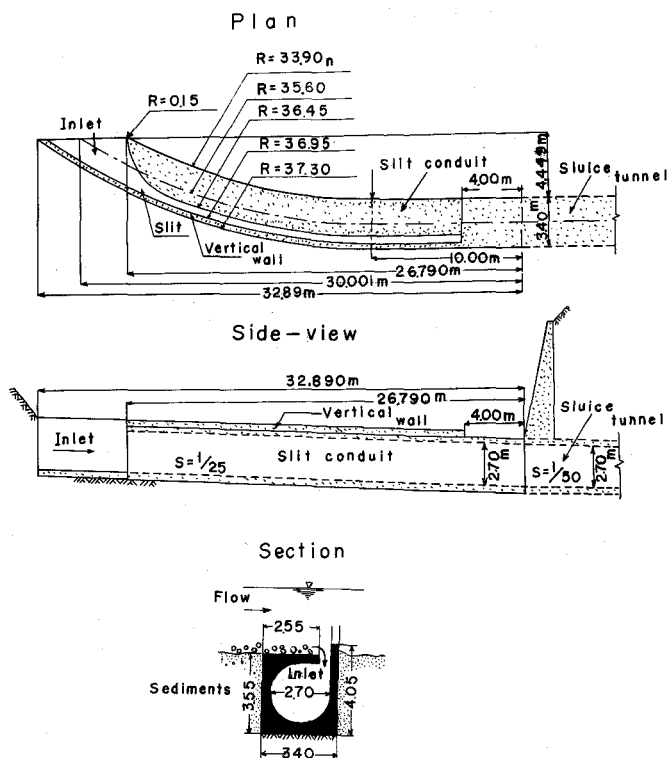


Fig.43
藤井川防災ダム上流側におけるスリット管を用いたバイパス排砂
(村, 荒木, 加藤)

(4) 貯水池内における対策（沈殿堆積土砂の調節排除ならびその利用）

貯水池内における対策としては、(1) 貯水池に流入した土砂が沈殿堆積する前に貯水池外に放出する方法と、(2) 一旦堆積した土砂を貯水池外に放出する方法があげられる。

(1) の方法は、Grover and Howard⁽⁶⁴⁾ が Hoover dam から放出される混濁水に関する報告以来、貯水池の堆砂速度を軽減する一方法として、turbidity density underflowを利用する効果が注目されるようになり、実際にこの混濁底層密度流を利用した排砂法が Algeria の Iril-Emda ダム、Tunisia の Nebeur ダム、India の Matatila ダム、China の山門峡ダムなどで採用されるに至っている。このような方法で効果をあげるのは、完全に堆積するのに相当長期間を要するシルトや粘土などを含む微細な wash load を対象にした場合であり、実際には底部に比較的小口径の排砂管を設置した例が多いが、この排砂管が効果をあげるためには、高濃度の混濁水が貯水池底をほう成層流として、上部の清澄池水と混合することなくダムまで流下して来なければならない。この点、諸外国では、高水時の高濁水が底層密度流としてダムまで流下する例がしばしば観測されており、Hartung,⁽¹³⁹⁾ Engez,⁽¹⁵¹⁾ Duquenois,⁽¹⁵²⁾ または Bata and Knezevich⁽¹⁵³⁾ などは、この密度流を利用すれば排砂管も相当効果があることを示している。

たとえば Duquenois⁽¹⁵²⁾ は Iril-Emda ダムの取水口に設けられた口径 40 cm 8 条の排砂管で、1953

年から1954年まで13回排砂で約 10^6 ton の wash load を排除した報告をなし、Rand⁽¹⁵⁴⁾ は同じく Iril-Emda ダムで1964年～1957年の4年間に流入シルトの約40%を排出できたことを報告している。また India の Matatila 貯水池の比堆砂量は $q_s = 508 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{year}$ と評価されているが、Bahadradab Hydraulic Research Station では3次元水力模型実験を実施して、density underflow 利用によって82.1%の排砂効率を示すことなどを示している。

その他、洪水時の density underflow がダム付近に到達する時刻の予知や混濁流がダムに達した場合の直接排砂方法などが問題となるが、Iril-Emda ダムのように、排砂管前面より常時少量の水を導入し、この濁度と光電管式濁度計で観測し、排砂の時期を決めている場合もあり、また多数の小型排砂管を配置した方が、小数の大型排砂管を配置するより、多量の浮流土砂排除が可能であるという、技術的な報告⁽¹⁵⁵⁾もある。

次に、(2)の方法であるが、一般にダムには、流砂の多い場合土砂吐ゲートや排砂管が設置されている場合が多い。しかし、high dam の場合には、巨大な沈木、玉石などの流下により排砂門操作に危険を伴う場合があり、実際に稼働しているものは数少ない現状である。また、このような排砂管を利用したとしても、Fig. 44 A に示すごとく、貯水池流入土砂の堆積は背水終端より進行してダムまで達した後は、流出口から僅か離れただけでも流速が著しく減少して掃流力がそのままおよばなく、したがってダム付近の堆砂が一部カットされて排砂断面が小範囲に止まるので、実質的に排砂効果がないのが現状である。

このような点排砂法に対して、Fig. 44 B, C, または Fig. 45 に示すように前述の vortex tube (slit conduit) を縦断方向に延長させる線排砂法を採用すれば、渦動管延長範囲の砂礫質堆砂が短時間でほぼ水中安息角を保ちつつ排砂でき極めて効果的である。この際の排砂は湛水条件下であるため、堆積土砂の水中安息角以上のコウ配をもった兩岸導流壁を付置すること、管内壁およびスリット流入部には掃砂による摩擦を考慮してスキンプレートで保護し、スリット幅 b 、管長 L 、管径 D などは貯水池の規模、水深、堆砂の粒度特性などによって決定することなどを提案した。この際問題なのは、堤体部の排砂門の構造とダム付近の堆砂には wash load が多いことである。すなわち、一般にダム付近の底置層や密度流層は、シルトや粘土さらに腐植を含んだ wash load である場合が多く、粘土の含有量または粘土鉱物特性と化学性（特に Montmorillonite 群が多い場合）によって、flocules の形成による凝集沈殿や沈殿後の自

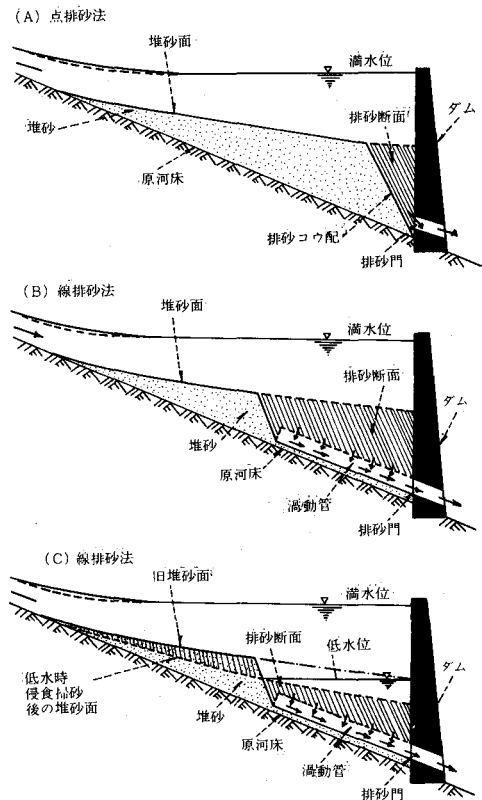


Fig. 44
貯水池における点排砂法と
線排砂法の比較(縦断面図)

然圧密現象を左右する。この点、砂礫質の多い堆砂では容易に排除できるが、humusを含んだいわゆる腐泥状態の堆砂では、固結しない前の半浮遊状態では効果があるが、固結が進み、密度が大きくなると、何等かの方法（たとえば噴流や圧搾空気など）で再浮遊状態にする必要がある。また大ダムの堆砂排除で、難問題とされている排砂門については、複式の高水圧排砂ゲートの採用、または可動除塵スクリーンなどの付設などが考えられる。また、地形や工費の関係で渦動管延長は制限を受ける場合が多いが、Fig. 44-Cのように洪水前に渦動管上部の堆砂を一旦排除して低水位付近まで貯水位を下げおき、洪水の際渦動管端から上流側の露出デルタ部分を侵食・掃砂させて、死水領域内に引込む操作を行ない、さらに次の洪水時に、排砂すれば、渦動管上流側のデルタ堆積部分も相当排砂可能となろう。

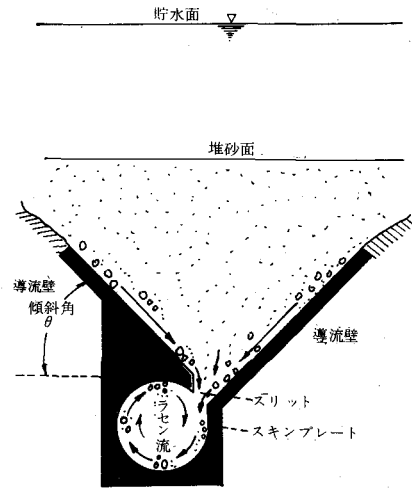


Fig. 45
貯水ダムにおける導流壁付
渦動管排砂工の横断面図

貯水池の過半が埋没後、必要に迫られて排砂工事を実施して効果をあげている例として、China (Taiwan) の尖山埤ダム⁽¹⁵⁶⁾（工業用水）、Algeria の Qued-Fodda ダム⁽¹⁵⁷⁾（かんがい用）、わが国では千頭ダム⁽¹⁵⁸⁾（発電用）などがあげられる。たとえば、尖山埤ダムでは、1938 年築造後 19 年間に貯水容量の 55.2 % が失われたため、Fig. 46 のような排砂施設を新設し、放水流量に対し平均 3.26 % の排砂効率をあげている。またわが国の千頭貯水池では、1935 年築造後 22 年間に貯水容量の 86.2 % が失われ、取水口が埋没したため、堤体の一部をカットして排砂門を新設して有効水深を増し、新設取水口工事を行なった。この工事は渇水期に水位低下をはかって施工しているが、これに対して、湛水中のダムにおける排砂管新設工事例として Qued-Fodda ダムの場合があげられる。このダムは、1932 年築造後、年間 250 万 m^3 の流入土砂によって、既に 5,000 万 m^3 の有効貯水量を失ない、さらに排砂管を設置していなかったことと相まって、取水口も埋没の危機に頻していた。さらに年間 800 万 m^3 のかんがい用水補給のため

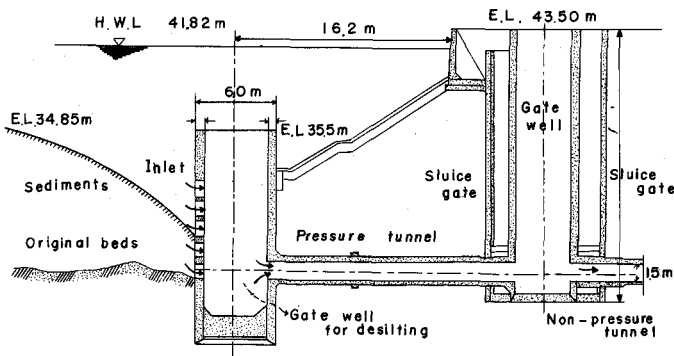


Fig. 46
尖山埤ダムの排砂施設（金城）

め、工事のため貯水位を下げる事が許されなかった。したがって湛水中のダム本体に、満水面下 60 m の堆砂層に達する直径 700 mm の排砂管 5 本を新設する新工法が採用された。

その他、掃流砂礫は背水の影響の始まる delta 表面に多く堆積し、利水最盛期には水面が低下して delta 部分が露出する場合が多い。この減水期に、露出した堆砂を機械的に搬出する方法が考えられ、この方法は技術的には可能で、河川砂利枯渇の折柄、砂利採取目的で実施すれば、排砂兼利用の面から、一石二鳥の効果が期待され、近年採用されつつある。また、流域からの生産・流出土砂の粒度構成が、主として微細なシルトや粘土に富んでおり、貯水池上流側 delta が肥沃な土壌である場合には、背砂上昇によって自然に干陸化した delta 部分を、耕地として利用する方法も考えられる。この方法は、人工貯水池築造により水没した部分を自然干陸により再利用することで意義がある。たとえば、瀬戸内地帯に古くから分布しているかんがい用貯水池などで、その delta 部分を水田に造成し、美田として効果をあげている例が多々あり、その他堆砂速度の著しい China (Taiwan) の貯水池、または U. S. A. の貯水池などでも農耕地利用の例があり、その他自然保護の面からみて、小鳥類や野生動物の最良の避難生息地ともなり得る。

他方、沈殿・堆積した底置層や密度流層などの排砂法として浚渫があり、従来わが国でも一部大規模貯水池の排砂法として採用された例はあるが、排砂目的のみでは土砂の処理場所、その他で問題はある。この点に関し、瀬戸内地帯のかんがい用貯水池（主として麓池や野池）に堆積した肥効質に富んだ池泥を、非かんがい期に放水、浚渫を行ない、これを乾土効果後農耕地に客入する方法が従来から採用されている。その能率化には、農業土木事業の一環として採用されつつあるポンプ送泥客土法⁽¹⁵⁹⁾を適用すれば経費の節約と工期の短縮が可能である。この点、香川県国下貯水池と香川大学農学部傾斜農場で試みられた silt pump（池泥浚渫客土用の潜式吸泥客土ポンプ）^(150,161)を用いた排砂法は、池泥の浚渫と客土利用を兼ねた一石二鳥の効果があるものといえよう。Fig. 47 はそのシステムを示したもので、この場合、吸泥用潜水ポンプを纜をつけた吸泥装置上に取付け、別に設けた索引装置によって水中を移動させ乍ら池泥を浚渫し、水上送泥管により池岸まで送泥、池岸に設けた沈泥槽で凝集沈殿促進剤を添加して一旦濃縮させ、これを加圧送泥ポンプで所定の傾斜地果樹園まで陸上送泥管を通じて送泥客入し、沈泥槽の上澄水は貯水池へ還元する方法を採用している。

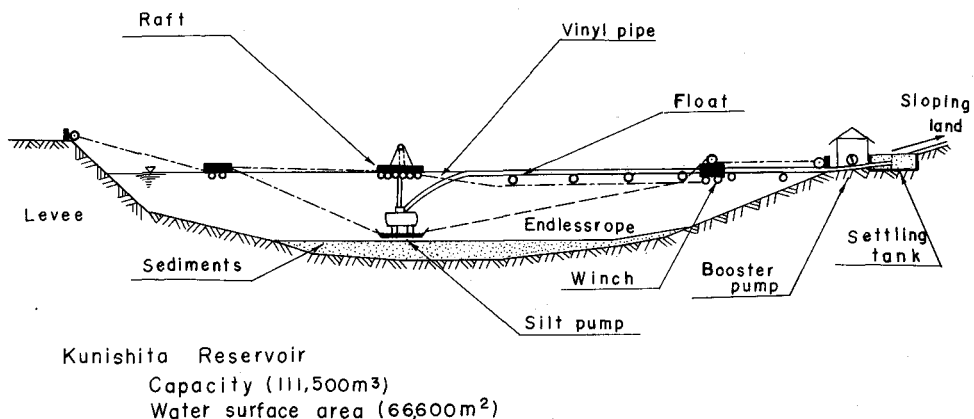


Fig. 47
Silt pump による池泥の浚渫客土法

また、流砂の多い河川に建設された中・小規模の発電用調整池では、既にダム洪水吐越流頂部まで堆砂が進行して、発電機能の低下ならびに背砂による上流河床の上昇などの障害をきたしている場合が多い。このような場合、洪水時に調整池水位を下げて排砂を行なう、いわゆる洪水排砂法が各地で試みられている。この場合、泰阜ダムの例のように、満砂状態に到るまでの貯水池堆砂の約 50 %が浮流砂によるものであると、洪水時における貯水位操作によっては、細砂の排出がある程度可能となってくる。⁽¹⁶²⁾

さらに、ダム付近の池泥中に噴射水や圧搾空気を噴出させ、底質を攪乱して混濁水を排砂管や底樋管を通じて排出し、いわゆる濁水かんがい法として利用する方法も排砂兼客土法として考えられる。

Ⅳ 結 言

わが国は、国土の 2/3 が山地で危険降雨が多く、さらに地形地質条件が加わってその侵食速度が世界平均の約 4～8 倍と大きく、年間約 1 億 m^3 以上の土砂生産流出が見込まれ、このうちの過半が主要ダムの堆砂量として捕捉されるものと推定されている。このような堆砂現象は、貯水機能の低下喪失はもとより、その上下流側における河床変動など、多くの治水・利水障害をもたらすものであり、特に最近では背砂上昇に伴う洪水障害が社会問題となってきて、ダム計画の前途に大きな障壁となっている。この点から、貯水ダム堆砂災害の予測や防除対策問題は、防災面からみて緊急性が高く、ダム計画面からみても適正な設計堆砂量の評価法や堆砂分布形状の推算法の確立が望まれてくる。また、わが国の主要貯水ダム数は U. S. A. に次いで多く、しかも人口 1 人当り年雨量は約 7,000 mm で他国に比較して小さく、今後さらに水資源開発の必要性から、ますますダム築造が進められることを考えると、古くは約 5,000 年前築造されたといわれるエジプトの遺跡ダムの堆砂問題の例を始めとして、近代的ダム建設の歴史とともに、山積している古くかつ新しい貯水ダム堆砂問題の解決は、緊急性が極めて高いものと信ずる。

以上、これまでの研究成果を集録した本文が、今後の貯水池堆砂問題の解決に多少でも参考になれば幸である。

参 考 文 献

- 1) 中谷宇吉郎：ダムの埋没，文芸春秋，11(1951)。
- 2) 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準，フィルダム編，(1966)。
- 3) 日本大ダム会議：日本ダム台帳，(1968)。
- 4) 吉田方明：エネルギー危機と緊急水力開発，水門鉄管，(84)，(1974)。
- 5) 泰野政明：日本における溜池の現状，コンクリートダム，15(11)，(1956)。
- 6) 前川忠夫：かんがい用貯水池相に関する研究（予報），香川大学農学部学術報告，8(1)，(1956)。
- 7) A. K. Biswas : History of Hydrology, (1972)。
- 8) R. Woodburn : Sediment production in small watershed, Agr. Eng. 36 (7), (1955)。
- 9) J. E. Jenkins, C. E. Moak and D. A. Okun : Sedimentation in reservoirs in the Southeast, Proc. A. S. C. E., 86(SA-4), (1960)。
- 10) R. S. Varshney : Regional sedimentation curves for India, India, Journal of Power and River Valley Development, 20(9), (1970)。
- 11) 高橋保：土砂処理計画，矢野勝正編著，水災害の科学，(1971)。
- 12) 田中治雄，石外宏：貯水池の堆砂量と集水区域の地形及び地質との関係について(1)，土木学会誌，(36)，(1951)。
- 13) 田中治雄：わが国における貯水池築造に関する応用地学的研究，電力中央研究所技術研究報告，(土木 57, 011)。

(1957)。

- 14) 吉良八郎：貯水池の堆砂に関する水理学的研究，香川大学農学部紀要，(12)，(1963)。
- 15) 石外宏：貯水池の堆積土砂量について，発電水力，(86)，(1967)。
- 16) 科学技術庁資源調査会編：上流地帯における流域管理，資源協会，(1960)。
- 17) L.D. Baver：Soil Physics，New York，(1948)。
- 18) H.W.Anderson and H.K.Trobitz：Influence of some watershed variables on a major flood，
Jour. Forestry，47(5)，(1949)。
- 19) 難波宣士，川口武雄：山地流域からの土砂流出に関する諸因子，とくに森林の影響，林業試験場研究報告，
(173)，(1965)。
- 20) 土木学会編：水理公式集，昭和46年改訂版，(1971)。，W.R.Herrell：Report on debris reduction
studies for mountain watershed，Los Angeles Country flood control district，(1959)。
- 21) 山口伊佐夫：山地保全学，農林出版，(1969)。
- 22) 川口武雄：山地土壌侵食の研究(1)，林業試験集報，(61)，(1951)。
- 23) 吉良八郎：果樹園の土壌保全に関する研究(9)，農業土木研究，26(5)，(1959)。
- 24) A.P.Barnett：How intense rainfall affects runoff and erosion，Agr. Eng.，39(11)，(1958)。
- 25) E.M.Flaxman and R.L.Hobba：Some factor affecting rates of sedimentation in small water-
shed，Agr. Eng.，36(7)，(1955)。
- 26) E.M.Flaxman：Some variables which influence rates of reservoir sedimentation in Western
United States，Symposium of Garda，Hydrology of Lakes and Reservoir.，I.H.D.，Vol
2(1966)。
- 27) 八鍬利助，石井衛，工藤勇夫：土壌侵食に関する研究，農業気象，12(3)，(1957)。
- 28) 吉良八郎：堆砂防除に関する土砂水理学的研究(3)，貯水池の水理学的特性と堆砂分布について，農業土木学会
論文集，(21)，(1967)。
- 29) 京大防災研究所富山地区災害調査グループ：富山地区災害調査，昭和44年8月水害の総合的調査研究報告，
(1970)。
- 30) 吉良八郎：貯水池の堆砂問題について，土木学会論文報告集，(193)，(1971)。
- 31) G.M.Brune：A comparison of the sediment load carried by the Missouri and Upper
Mississippi Rivers，Trans.A.G.U.，30，(1949)。
- 32) 土木学会編：水理公式集（昭和46年改訂版），(1971)。
- 33) L.G.Straub：U.S. War Department，73rd Congress，House Document No 238，Missouri
River U.S. Government Print Office，(1935)。
- 34) F.B.Campbell and H.A.Bauder：A rating curve method for determining silt discharge
of stream，Trans.A.G.U.，(1940)。
- 35) C.B.Brown：Rates of sediment production in southwestern United States，U.S. Soil
Conservation Service，SCS-TP-58，(1945)。
- 36) 吉川秀夫：浮遊流砂量に関する二，三の考察，土木研究所報告，(83-2)，(1952)。
- 37) 吉川秀夫，松岡昂昭：感潮河川に関する研究，利根川感潮部についての調査研究，土木研究所報告，(85)，
(1953)。
- 38) 佐藤清一：河道の設計について，土木学会誌，42(4)，(1957)。

- 39) 吉良八郎：土砂の侵食，輸送，堆積過程における粒度特性について，河川災害セミナー講演集，(1963)。
- 40) 吉良八郎：流域，ダム，河海を一環とした土砂の分級機構に関する研究（1～4），農業土木研究別冊，(6)，(1963)，香川大学農学部学術報告，15(2)，(1964)，16(1)，(1969)。
- 41) 江崎一博：貯水池の堆砂に関する研究，土木研究所報告，(129)，(1966)。
- 42) C. R. Miller : Analysis of flow duration, sediment rating curve method of computing sediment yield, Sedimentation Section, Hydrology Branch, Project Planning Division, Bureau of Reclamation, U. S. A., (1951)。
- 43) H. Asada and H. Ishikawa : River bed deformation calculated by practical sediment discharge formula, Proceedings of Fourteenth Congress, I. A. H. R., (1971)。
- 44) 浅田宏：山地河川の流砂量および河床変動の実用的計算方法について，土木学会論文報告集，(216)，(1973)。
- 45) H. Asada : Prediction of sediment bed profile in reservoir and river bed deformation - a practical method and some examples of calculation, R. 26, Question 40, Trans. of 11th International Congress on Large Dams, Madrid, (1973)。
- 46) 室田明：貯水池堆砂量の推算について，水理学・水文学における最近の進歩，土木学会関西支部，(1967)。
- 47) A. Murota : Some proposals of the stochastic method of forecasting for deposits in reservoirs, International Hydrology Symposium, Fort Collins, (1967)。
- 48) 前川忠夫：かんがい用貯水池相に関する研究（貯水池の環境について），香川大学農学部学術報告，8(1)，(1956)。
- 49) 前川忠夫，脇谷武：かんがい用貯水池相に関する研究（堆砂による貯水池形態の変移），香川大学農学部学術報告，13(1)，(1961)。
- 50) 前川忠夫：かんがい用貯水池相に関する研究（堆砂池泥の肥効質について），香川大学農学部学術報告，9(2)，(1957)。
- 51) 斎藤実：かんがい用貯水池における堆砂分布について，香川大学農学部学術報告，9(2)，(1957)。
- 52) B. J. Witzig : Sedimentation in reservoirs, Proc. A. S. C. E., 69(6)，(1943)。
- 53) 鶴見一之：貯水池堆砂量の一算定法，土木学会誌，39(3)，(1954)。
- 54) 吉良八郎：貯水池堆砂率の一算定法，農業土木研究，23(6)，(1956)。
- 55) 吉良八郎：堆砂率による貯水池寿命の推定，土地改良，10(12)，(1960)。
- 56) 吳建民：台湾集水区之泥沙問題，中華林学季刊，1(3)，(1968)。
- 57) R. Woodburn : Sediment production in small watershed, Agr. Eng., 36(7)，(1955)。
- 58) L. C. Gottschalk and G. M. Brune : Sediment design criteria for the Missouri Loess Hills, U. S. Soil Conservation Serv., SCS - TP - 97, (1950)。
- 59) 前川忠夫：かんがい用貯水池相に関する研究（貯水池の規模形態について），農業土木学会中・四国支部研究報告，(9)，(1956)。
- 60) 前川忠夫：かんがい用貯水池の貯水能に関する研究，(1961)。
- 61) W. M. Borland and C. R. Miller : Distribution of sediment in large reservoirs, Proc. A. S. C. E., 84(HY - 2)，(1958)。
- 62) P. T. Knapp and H. S. Bell : Density current (discussion), Trans. A. G. U., 22(1941)。
- 63) R. K. Linsley and M. A. Kohler and J. L. H. Paulhus : Applied Hydrology, (1949)。
- 64) C. N. Grover and C. S. Howard : The passage of turbid water through Lake Mead, Trans.

- A.S.C.E., (103), (1938)。
- 65) E. R. Anderson and D. W. Pritchard : Physical limnology of Lake Mead, Navy Electronics Lab., Rept. (258), (1951)。
 - 66) 合田健 : 上水浄化における水理学上の基礎的諸問題, (1956)。
 - 67) W. O. Smith, C. P. Vetter, G. B. Cummings and Others : Comprehensive Survey of Sedimentation in Lake Mead, 1948~49, Geological Survey Professional Paper 295, (1960)。
 - 68) 吉村信吉 : 湖沼学, (1942)。
 - 69) C. C. Bates : Rational theory of delta formation, Bull. Amer. Assoc. Petroleum Geologists, 37(9), (1953)。C. C. Bates and J. C. Freeman : Interrelations between jet behavior river mouth sand tidal inlet, Proc. 3d Conf. Coastal Eng. Council on Wave Research, Berkeley, California, (1953)。
 - 70) E. W. Lane : Proc. Fed. Int. Ag. Sed., Conf., (1948)。
 - 71) R. W. Szechowycz and Mohsin Qureshi : Sedimentation in Mangla Reservoir, Proc. A.S.C.E., 99(HY-9), (1973)。
 - 72) FAO/UNESCO : Irrigation, Drainage and Salinity, International Source Book, (1973)。
 - 73) I. Sherman : Flocculent structure of sediment suspended in Lake Mead, Trans. A.G.U., 34(3), (1953)。
 - 74) V. A. Koelzer and J. M. Lara : Densities and compaction rates of deposited sediment, Proc. A.S.C.E., 84(HY-2), (1958)。
 - 75) C. R. Miller : Determination of unit weight of sediment for use in sediment volume computations, U.S. Dept. Int., Bureau of Reclamation, (1953)。
 - 76) S. C. Happ : Significance of texture and density of alluvial deposits in the Middle of Rio Grande Valley, Jour. Sed. Petrology, 14, (1944)。
 - 77) H. G. Heineman : Volume weight of reservoir sediment, Proc. A.S.C.E., (HY-5), (1962)。
 - 78) 芦田和男 : ダムにおける sedimentation, 1965 年度水工学に関する夏季研修会講義集, A, ダム・河川コース, (1965)。
 - 79) J. F. Rominger : Relationships of plasticity and grain size of Lake Agassize sediments, Jour. Geol., 62(6), (1954)。
 - 80) 吉良八郎, 横瀬広司 : 堆砂防除に関する土砂水理学的研究(1), 水利構造物上流側の堆砂現象に関する一実験的考察, 香川大学農学部学術報告, 17(1), (1965)。
 - 81) 杉尾拾三郎 : ダム上流の堆砂形状について, 土木学会論文集, (93), (1963)。
 - 82) 吉良八郎, 玉井佐一 : 特性曲線法による貯水池堆砂機構に関する解析, 農業土木研究, 28(6), (1961)。
 - 83) 吉良八郎 : 貯水ダムの堆砂問題に関する考察, 農業土木学会, 昭和49年度大会講演要旨集, (1974)。
 - 84) C. B. Brown : Discussion of "Sedimentation in reservoirs" by Witzig, Proc. A.S.C.E., 69(6), (1943)。
 - 85) G. M. Brune : Trap efficiency in reservoirs, Trans. A.G.U., 34(3), (1953)。
 - 86) M. A. Churchill : Discussion of "Analysis and use of reservoir sedimentation data" by L. C. Gottschalk, Proc. Federal Inter Agency Sedimentation Conference, Denver Colorado, (1948)。

- 87) W.M. Borland : "Reservoir sedimentation" Chapter 29, River Mechanics, H.W. Shen, ed., Water Resources Publications, Fort Collins, Colo., (1971)。
- 88) 石川晴雄, 浅田宏 : 発電用貯水池土砂堆積状況に関する調査報告書, 電力中央研究所, 技術第2研究所報告, (土木72019,), (1972)。
- 89) 通商産業省水力課 : 昭和46年度貯水池堆砂状況, 発電水力, (124), (1973)。
- 90) F.E. Dendy : Sedimentation in the Nation's reservoirs, Journal of Soil and Water Conservation, July, August, (1968)
- 91) 杉尾捨三郎 : 堰上流の堆砂現象に関する実験, 土木学会誌, 38(11), (1953)。
- 92) 杉尾捨三郎 : 堰上流の堆砂現象に関する解析的研究, 土木学会論文集, (32), (1956)。
- 93) 杉尾捨三郎 : 矩形水路におけるセキの堆砂現象に関する次元解析的研究, 土木学会論文集, (80), (1962)。
- 94) S. Sugio : On the equilibrium bed profile of rivers, Bulletin of Faculty of Engineering, Tokushima University, 2(2), (1965)。
- 95) 矢野勝正, 芦田和男, 定道成美 : ダムの背砂に関する研究(1), 京都大学防災研究所年報, (6), (1963)。
- 96) 矢野勝正, 芦田和男, 田中祐一郎 : ダムの背砂に関する研究(2,3), 京都大学防災研究所年報, (6), (1963)。
(7)(1964)。
- 97) 芦田和男 : ダム堆砂に関する研究, 京都大学防災研究所年報, (10), (1967)。
- 98) 山岡勲 : セキにおける堆砂の進行過程とその形状について, 北海道土木試験所月報, (104), (1962)。
- 99) 関谷光博 : ダムによる堆砂形成過程の追跡(天神ダムの場合), 農業土木学会論文集, (20), (1967)。
- 100) 玉木勉 : 河川の流砂とその堆積機構に関する研究, 京都大学, (1955)。
- 111) Öner Yücel and Walter H. Graf : Bed load deposition in reservoirs, Congress, I. A. H. R., Istanbul, (1973)。
- 112) A.S. Harrison : Deposition of the head of reservoir, Minnesota International Hydraulics Convention, I. A. H. R., (1953)。
- 113) Y. Iwagaki : On the analysis of mechanics of river-bed variation by characteristics, Memoris of the Faculty of Eng., Kyoto University, 18(3), (1956)。
- 114) 須賀堯三 : 特性曲線法による河床変動計算について, 第13回水理講演会講演集, (1969)。
- 115) M. de Vries : Transients in bed load transport (Basic consideration), Report No R-3, Hydraulic Laboratory, Delft, (1959)。
- 116) M. A. Velukanov : The process of river bed degradation and aggradation, Translation by Geological Geography Department, Peking University, China (1960)。
- 117) 許協慶, 朱鵬程 : 河渠変形問題の特性線解, 水利学報, 5, (1964)。吉良八郎, 今富正己訳 : 特性曲線法による河床変動問題の解析, 農業土木学会誌, 37(11), (1970)。
- 118) Chintu Lai : Flows of homogeneous density in tidal reaches solution by the method of characteristics, U.S. Geological Survey Open File Report, (1965)。
- 119) Fred F.M. Chang : Computer simulation of river bed degradation and aggradation by the method of characteristics, Thirteenth Congress, I. A. H. R., Proceedings, Vol.1, (1969)。
- 120) Chian Min Wu : Computation on unsteady flow in open channel with movable bed by method of characteristics, Simon Eng. Lab., University of Manchester, England, (1971)。
- 121) 矢野勝正, 芦田和男, 大同淳之, 前田武志 : 浮遊流砂による貯水池の堆砂に関する研究, 京都大学防災研究所

年報, (7), (1964)。

- 122) 平野宗夫ほか：掃流・浮流砂の流入による貯水池の堆砂過程, 第23回土木学会年次学術講演会要旨, (1968)。
- 123) 椿東一郎, 平野宗夫ほか：浮流砂の流入による貯水池の堆砂過程, 第24回土木学会年次学術講演会要旨, (1969)。
- 124) A. Van't Hul : A progress report on the distribution of sediment in reservoir, Hydrology Division, U. S. B. R., Denver, Colorado, (1950)。
- 125) W. M. Borland, C. R. Miller and J. M. Lara : Interim report distribution of sediment in reservoirs, Hydrology Branch, U. S. B. R., Denver, Colorado, (1954)。
- 126) W. M. Borland and C. R. Miller : Distribution sediment in large reservoirs, Proc. A. S. C. E., 84(HY-2), (1958)。
- 127) J. M. Lara : Revision of the procedure to compute sediment distribution in large reservoir, Sedimentation Section, U. S. B. R., Denver, Colorado, (1962)。
- 128) W. T. Moody : Determination of the maximum elevation of compute sedimentation in a reservoir, Memorandum, U. S. B. R., (1962)。
- 129) Sedimentation Section : A method to define the reservoir Sediment deposition profile, U. S. B. R., Denver, Colorado, (1964)。
- 130) Task Committee for Preparation of Manual on Sedimentation of the Committee on Sedimentation of the Hydraulics Division : Sediment control method : D. Reservoir, Proc. A. S. C. E., 99(HY-4), (1973)。
- 131) 吉良八郎：貯水池堆砂分布予知法について, 農業土木研究, 26(7), (1959)。
- 132) 吉良八郎：ダム築造に伴う河床変動問題について, 前川忠夫代表, 瀬戸内地帯における水資源の開発に関する総合的研究報告, (1970)。
- 133) 吳建民：烏山頭水庫泥沙問題之研究, 台湾水利, 8(2), (1960)。
- 134) 吳建民：霧社水庫泥沙問題之研究, 水土保持叢書-2, (1964)。
- 135) Y. L. Lin : Taiwan Power Company Wusheh reservoir watershed management, (1964)。
- 136) O. L. Copeland : Watershed management and reservoir life, A. W. W. A., 53(5), (1961)。
- 137) 石門水庫集水区水土保持工作站編：石門水庫水土保持工作總報告, (1958, 1960)。
- 138) 荒巻孚：ダムの堆砂, 地理, 3(9), (1958)。
- 139) F. Hartung : Ursache und Uerhung uer Stauraum verlandung bei Talsperren, Die Wasserwirtschaft, 49(1), (1959)。
- 140) 小出進：災害の研究, 治山事業参考資料, (3), (1951)。
- 141) E. F. Rutt and J. T. Clements : Arkansas river and tributaries Arkansas and Okulahoma sediment control, "Sedimentation", Symposium to Honor Professor H. A. Einstein Edited and Published by Hsieh Wen Shen, (1971)。
- 142) 村幸夫, 荒木正夫, 加藤正義：貯水池堆砂防止機構に関する実験的研究, 土木研究所報告, (94-6), (1956)。
- 143) 吉良八郎, 佐々木孝, 福山武：堆砂防除に関する土砂水理学的研究(4), 天川頭首工の堆砂防除対策について, 香川大学農学部学術報告, 20(2), (1969)。
- 144) 吉良八郎, 佐々木孝：堆砂防除に関する土砂水理学的研究(5), 渦動管土砂吐工の効果について, 神戸大学農学部研究報告, 11(1), (1973)。
- 145) C. Rowher : Effect of shape of tube on efficiency of vortex tube sandtraps for various

- sizes of sand, Ft. Collins, Colorado, 9(1939)。
- 146) G.L.Koonsman : Efficiency of vortex tube sand trap, Colorado St. University, Ft. Collins, Colorado, 66(1950)。
 - 147) A.R.Robinson : Vortex tube sand trap, proc.A.S.C.E., 86(IR-4),(1960)。
 - 148) 荒木正夫 : スリット管の水理に関する一考察, 土木学会誌, 41(3),(1956)。
., 変化スリット管の水理と一様スリット管の実験について, 土木学会論文集, (38),(1956)。
 - 149) 吉良八郎, 横瀬広司, 中西弘 : 堆砂防除に関する土砂水理学的研究(2), 渦動管排砂工の水理構造に関する一実験的考察, 農業土木学会論文集, (15),(1966)。
 - 150) M.Araki : Study on the hydraulics and function of slit conduit used for drain, 九州大学工学部紀要, 20(4),(1961)。
 - 151) N.Engez : Verlandungserscheinungen in Talsperrenbecken und die Wirkung der Grundablässe, Die Wasserwirtschaft, Nov. Dec., (1962)。
 - 152) H. Duquennois : New method of sediment control in reservoirs, Water Power, May, (1956)。
 - 153) G. Bata and B. Knezerich : Some observation on density current in the laboratory and field, Proc. Minnesota International Hydraulic Convention, (1953)。
 - 154) J. Raud : Organes de dévasement du barrage d'Irill Emda, Resultates obtenus pendant quatre années de'xploitation, La Houille Blanche Aout. Sept. № 4,(1958)。
 - 155) 北京水利科学研究院 : 異重流水槽試験階段報告, (1,2),(1957,1958)。
., 吉良八郎, 玉井佐一訳 : 貯水池における堆砂に関する研究から(5), 密度流の水槽試験 (1, 2), 土地改良, 8(12), 1958, 9(2), (1959)
 - 156) 金城 : 尖山埤水庫排砂実験報告(1), 台湾糖業公司新宮総廠, (1957)。
 - 157) R. Jarniac : Technique nouvelle de percement des barrages en charge, Travaux, 44(314), (1960)。
 - 158) 沢田周次 : ダムの排砂設備について, 発電水力, (33),(1958)。
 - 159) 農業土木学会 : ポンプ送泥の問題点, ポンプ送泥研究資料 (1),(1961)。
 - 160) 前川忠夫, 吉良八郎, 脇谷武 : 潜式吸泥客土用ポンプについて, 農業土木学会中・四国支部講演集, (1961)。
 - 161) 吉良八郎 : 果樹園の土壤保全と耕土培養, 昭和47年度農学大会シンポジウム発表要旨, 日本農学会, (1962)。
 - 162) 安芸周一, 白砂孝夫, 斎藤茂 : 調整池の洪水時排砂方法に関する研究, 電研報告, (70520),(1970)。