

# ダム上流の堆砂形状について\*

杉 尾 捨 三 郎\*\*  
*By Sutesaburo Sugio*

## 1. 概 説

河川を横ぎって、ダム、水門、水制などの工作物を築造したり、また川幅を変え流路を転げるなどの河川工事を実施する場合、つねに問題となるのは改良後の河床がどのように変動するかということである。河川において流送される土砂れきの量と大きさは、地形、地質、河川流量の変化、流出状態などの複雑な影響をうけてたえず変動しているが、河床自身もあるときは洗掘し、あるときは堆積するなど変転きわまりないものである。このように河床縦断形状は年により月により、また場所によってたえず変動しているが、ある長年月経過した後の状態において、われわれは河川のある限られた区間について洗掘量と堆積量とがほぼバランスした状態を考え、このときの河床形を平衡河床形とよんでいる。

従来の平衡河床形に関する研究としては、物部<sup>1)</sup>、安芸<sup>2)</sup>、Schoklitsch<sup>3)</sup>、Straub<sup>4)</sup>、佐藤<sup>5)</sup>らの理論があり、戦後わが国において流砂理論から発展したものとしては佐藤一吉川、椿一上森、久宝、増田一河村および著者のものなどがある。まず吉川と曾根<sup>6), 7)</sup>は斐伊川を対象とし、大、中、小洪水の三つの場合について、河川の各断面で掃流流砂量  $Q_B$  と浮遊流砂量  $Q_s$  との合計  $Q_T$  がつねに等しくなるように河道を設計すべきであると述べた。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \frac{dQ_T(x)}{dx} &= 0 \\ Q_T &= Q_B + Q_S \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

この方法はわが国の実際河川に流砂理論を用いて平衡を論じた最初のものである点で注目される。杉尾<sup>8)</sup>はダム上流の堆砂の平衡勾配を求める目的で流れを適當な区間に分割し、かつ Prandtl の対数流速式と岩垣の抵抗法則式<sup>9)</sup>とを用い、長方形断面で河幅が漸変するときの不等速定流として取り扱い、掃流砂のみによる平衡河床形の逐次計算のための具体的方法を研究した。木村<sup>10)</sup>は砂防ダムの貯砂勾配を推定する目的でやはり掃流砂のみを対象とし、流れを各区間ごとに等流とみなすことにより計

算の簡易化を試みた。久宝<sup>11)</sup>は彼自身の実験から得られた流砂量公式を用いた平衡河床理論を述べ、これを仁淀川に適用して好結果を得ている。また区間の上下流に岩盤露出部のような河床が変動しない点があれば、この2点で計算値と実測値とが一致するよう平衡河床を修正する方法を提案した。椿と上森<sup>12)</sup>は対数分布式を使う代りに指數型の式を用い、かつ若干の工夫を加えて計算式的簡易化につとめ、仁淀川の洪水を対象として平衡河床を論じている。矢野と大同<sup>13)</sup>は砂防ダムの堆砂勾配を求めるため、水路幅が直線的に変化する場合の解析を行ない、実験結果と比較するとともに犬打川砂防ダムにこの方法を適用してかなりよい結果を得ている。土屋<sup>14)</sup>は長方形水路を用いて平衡河床をつくり、これと理論計算値とを比較した。そして限界掲流域に相当するものを静的平衡、流砂量一定のものを動的平衡河床とよぶことにした。増田と河村<sup>15), 16)</sup>は河幅が指數的に変化する場合とか一定の場合などについて静的および動的平衡を論じ、これを牧田川に適用した結果、静的平衡河床はむしろ実測結果からひどくかけはなれ、大洪水に対する動的平衡河床が實際とよく一致すると結論し、さらに、而平衡河床の変動範囲をなるべく少なくするように河道設計をすすめることを提案した。なお杉尾<sup>17)</sup>は長方形水路を用いて多数の堆砂実験を実施し、平衡勾配を砂水比  $q_B/q$  の関数とする実験式を導いている。

以上を通覧してみると、戦後わが国で発展してきた数多くの平衡河床理論は動的平衡河床の理論が多く、静的平衡理論は実際河川には不適当であると考えられている現状にある。しかし著者の最近の研究によれば、粒径が比較的大きい河川の上中流部において、河幅の変化が不規則で狭さく部と拡大部とを交互にもつ川の場合には、静的平衡河床を考えるほうがむしろ実用的であるとの結論を得ている<sup>18), 19)</sup>。ただ注意すべきことは、この際に用いる流量  $Q$  の大きさであって、従来の動的ならびに静的平衡河床形を大洪水流量を対象として計算すれば、計算された静的平衡河床形は当然現実の河床形よりもか緩勾配のものとなるはずである。著者は安芸博士と同様に、静的平衡を平衡河床を取り扱う基本的な考え方とし、流量としては大洪水よりかなり小さい、いわゆる平衡河床支配方流量  $Q_n$  をとることにした結果、実測値とかなり適

\* 土木学会第17回年次学術講演会、II-32（昭和37年5月）で発表

\*\* 正員 工博 德島大学教授 工学部土木工学教室

合することを発見した。本文ではこの計算法および  $Q_B$  の水文統計的意義について若干の考察を行ない、かつ従来やや不明確であった動的・静的の平衡河床相互の関係について検討し、諸家のご批判をおきたいと考える。

## 2. 不等速定流水路における平衡河床形の計算法<sup>19)</sup>

前章で述べた従来の平衡河床の計算方法はそれぞれ特色をもっているが、いずれも長方形断面で水路幅が漸変する場合の不等速定流に関する運動方程式を用い、平衡河床の条件としては各断面とも  $Q_B = \text{const.}$  (静的の場合には  $Q_B = 0$ ) を採用している点では同一である。ただ使用している流砂量公式、抵抗法則、砂れきの分布および水路幅変化の表示法などの相違によって諸説にわかれているようである。元來、自然河川の河幅は、流れの方に向かってかなり複雑な変化をするものが多いことを考慮すれば、やはり著者がさきに提案したように<sup>20)</sup>、流路を適当な区間に分割して逐次計算をする方法が実用上から最も便利で、かつ計算も容易であろうと思われるので、ここでもつぎの方法を提案することにした。

いま長方形断面をもち、水路幅が漸変する移動床水路があり、与えられた流量  $Q$  の下で河床が平衡を保っているものとする(図-1(a))。その平衡砂面に沿って流れ方向に  $x$  軸を、それに直角上方に水深  $h$  をとる。流れに直角な任意断面をとり、その位置の堆砂面勾配を  $i_s$ 、水深を  $h$ 、水路幅を  $B$  とすれば、漸変不等速流に対する運動方程式と連続式とを組合せて、

$$is = \frac{v^{*2}}{gR} + \frac{dh}{dx} \left( 1 - \frac{hc^3}{h^3} \right) - \frac{h}{B} \frac{hc^3}{h^3} \frac{dB}{dx} \quad (2)$$

が得られる。ここに、 $R$  は径深、 $g$  は重力の加速度、 $v^*$  は摩擦速度で  $(gRi_f)^{1/2}$ 、 $i_f$  は摩擦勾配、 $h_C$  は限界水深で  $(\alpha Q^2/B^2)^{1/3}$  で計算される。

また Manning の流速公式を変形すれば次式が得られる。

$$HR^{1/6} = nQg^{1/2}/Bv^* \quad (3)$$

ここで、 $n$  は粗度係数、 $Q$  は流量である。

流砂面上では平衡が成りたつことから、

$$Q_B = B \cdot q_B = \text{constant} \quad (4)$$

幾何学的条件より、

$$Z = \int_0^{x'} i_s dx' + Z_0 \quad (5)$$

ここに、 $Q_B$  は任意断面を通過する掃流流砂量、 $q_B$  は単位幅当りの掃流流砂量、 $Z_0$  は起点における堆砂面標高、 $Z$  は任意地点の平衡堆砂面標高、 $x'$  は起点から上流方向に測った距離である(図-1(b))。

さて、流砂量公式と抵

抗法則とは、上述の4つの諸式にくらべて精度の点でかなり劣るのであるが、ここでは著者がせき上流の堆砂実験を行なった結果から得たつぎの実験式<sup>21)</sup>が、かりに成りたつものとして計算をすすめることにする。

流砂量公式：

$$\frac{q_B}{v^* d} = 5.6 (\psi - \psi_C)^{1.25} \quad (6)$$

抵抗法則：

$$\frac{ng^{1/2}}{d^{1/6}} = 0.34 \psi^{0.35} \quad (7)$$

ここに、 $d$  は砂れきの平均粒径、 $\psi$  は  $v^{*2}/(\sigma/\rho - 1)$   $gd$  で表わされる掃流力に関する無次元量で、 $\sigma$  および  $\rho$  はそれぞれ砂れきと水の密度である。ただし、式(6)は  $\psi = 0.03 \sim 1.0$  の範囲に対し、また、式(7)は  $\psi = 0.03 \sim 0.15$  の範囲に対して成立する式である。

さて、 $h$ 、 $R$ 、 $dh/dx$ 、 $h_C$ 、 $v^*$ 、 $dB/dx$  が与えられれば式(2)から平衡勾配  $i_s$  は決定できるが、 $dB/dx$  は水路の平面形が与えられれば既知であり、流量  $Q$  も与えられたものとしているから  $h_C$  も定まる。結局、 $h$ 、 $dh/dx$ 、および  $v^*$  の3つが定まれば  $i_s$  は決定できる。いま動的な平衡河床を求めようとするときには、流路の途中においては等流とみなしうる区間を考え、その区間の平均河床勾配  $i_s$  を与えることによってその区間の  $v^*$  の値、すなわち  $v_s^*$  を決定する。そのためには式(3)、(7)を同時に満たすように  $h$  をいろいろ変えて試算すればよい。 $v_s^*$  がわかれば式(6)、(4)から  $Q_B$  を計算して  $Q_{B0}$  とおく。式(4)より逆に任意断面の  $q_B$  がわかり、式(6)より  $v^*$  が得られ、式(3)より  $h$  が求められる。分割区間の数が多いほど  $dh/dx$  は正確に求められ、式(2)より  $i_s$  が計算できる。この  $i_s$  を用いて式(5)より平衡河床の縦断形が定められる。

静的平衡河床形の計算はさらに簡単である。平衡条件としては式(4)、(6)の両式の代りに単に限界掃流力公式だけを用いれば足り、試算の必要がない。ここでは岩垣博士の実験式<sup>20)</sup>を用いることにする。特に  $d \geq 0.303$  cm の場合を例にとれば次式のようになる。

$$v^{*2} = v_C^{*2} = 0.05 \{\sigma/\rho - 1\} gd \quad (8)$$

したがって、各測線上の粒径  $d$  の分布がわかつておれば、各断面の  $v^*$  は上式から求められ、式(7)より  $n$  を

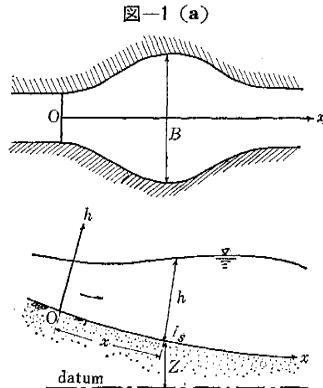
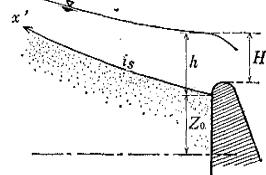


図-1 (b)

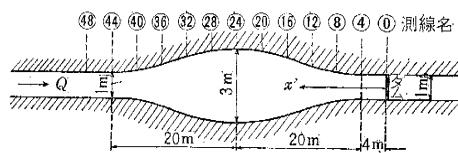


求め、式(3)より  $h$  を定めることができる。これから  $i_s$ ,  $Z$  を定める手順は動的の場合と同様である。結局、静的平衡河床を求めるためには、動的の場合のように等流とみなしうる区間を与えるような作業も不要で、かつ計算を行なう必要もない。しかも精度の点であまり期待ができない流砂量公式を導入することもなく、限界掃流力公式のみの利用で足りるなど、多くの長所をもっている。著者はこの点を重視し、河状によっては静的平衡河床によって、実際河川の平衡を論ずるのが合理的であることを説明するために、まずモデル水路による計算を試み、ついで実際河川への適用例について両者の関係を明らかにしようとするものである。

### 3. モデル水路における平衡河床形<sup>21)</sup>

図-2に示すような平面形をもつ長方形断面の移動床モデル水路を考え、その下流に低いせきを設けて、その上流の平衡河床形を前章の方法によって計算し、主として流量、粒径、平面形などが河床縦断形にどのような影響を与えるかについて論述してみよう。ただし、ここでは計算を簡単にし、かつ小規模の実験水路を対象とする意味で、砂の粒径  $d$ 、比重  $\sigma/\rho$ 、粗度係数  $n$ などをすべて一定とみなして計算をすすめることにする。

図-2 モデル水路の標準水路平面図



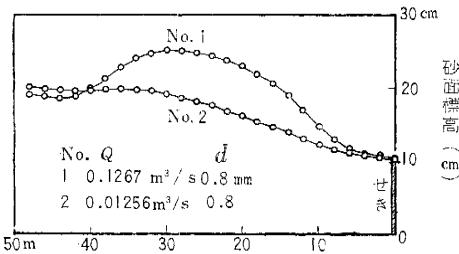
まず水路は、幅1mの長方形断面の直線水路の途中に長さ40mの区間にわたる拡幅部をもち、その最大幅は3mとする。また、せきの越流係数は  $C'=2.30$  とする。水路勾配は  $S_0=1/800$ 、砂の比重は  $\sigma/\rho=2.65$ 、粗度係数は  $n=0.011$ 、流量と粒径は表-1のような組合合わせで6種類の計算を行なった。

表-1 モデル水路における  $Q$  と  $d$

| No.        | 1              | 2       | 3       | 4       | 5       | 6             |
|------------|----------------|---------|---------|---------|---------|---------------|
| $Q(m^3/s)$ | 0.1267         | 0.01256 | 0.02512 | 0.00628 | 0.01256 | 0.01256       |
| $d(mm)$    | 0.8            | 0.8     | 0.8     | 0.8     | 1.6     | 1.6~0.8       |
| 平衡の種類      | 静的             | 静的      | 動的      | 静的      | 静的      | 静的            |
| 摘要         | $v_0 = 2v_C^*$ |         |         |         |         | $d$ は指標的に変化する |

No. 1 の場合は動的平衡河床で、等流区間ににおける水深は  $h_0=0.1437\text{ m}$ 、摩擦速度は  $v_0^{*2}=gh_0i_0=980\times14.37/800=17.60\text{ cm}^2/\text{sec}^2$ 、粒径は  $d=0.8\text{ mm}$  であるから、岩垣公式より  $v_C^{*2}=55.0$ 、 $d=4.40\text{ cm}^2/\text{sec}^2$  となる。結局  $v_0=2v_C^*$  に相当する摩擦速度をもつ等流として  $Q=0.1267\text{ m}^3/\text{sec}$  を得た。No. 2 以下は静的平衡河床の計算例で、No. 4, 3, 2 は流量が2倍ずつ増加したときの計算である。

図-3 動的平衡河床形と静的平衡河床形との比較



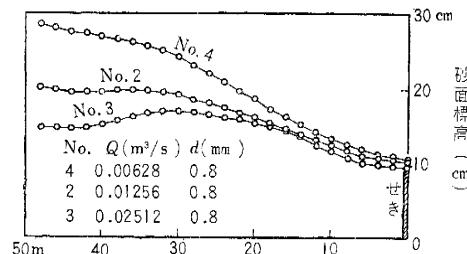
#### (1) 河幅変化の影響

図-3は動的および静的河床を比較したものである。河幅の広い部分の平衡河床形は上方にふくらみ、せきに向かって河幅がせくなる部分の堆砂形は急傾斜をなし、上流の狭さく部から拡大部に至る区間の平衡河床は緩傾斜で、むしろ逆勾配をなすのがみられる。この現象は完全に土砂で埋まったダムの上流などで、狭さく部から拡大部に移る部分の河床にしばしば見られるものである。

#### (2) 流量変化の影響

図-4は流量を3種類変えたときの静的平衡河床を比較したものである。流量が小さければ堆砂面勾配は急となり、流量が増大するにつれて堆砂面勾配はゆるやかになることが理解できる。

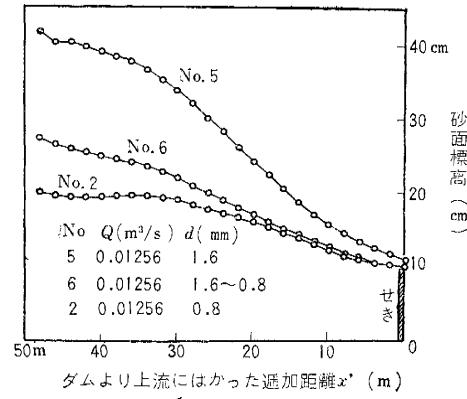
図-4 静的平衡河床におよぼす流量の影響



#### (3) 粒径変化の影響

以上の計算例では上下流とも一樣粒径で  $d=0.8\text{ mm}$  と仮定したときのものであるが、 $Q$  が同一で  $d$  のみが

図-5 静的平衡河床におよぼす河床粒径の影響



変化したときの影響を図-5に示してある。図においてNo. 5はNo. 2の2倍の粒径をもつときの堆砂形で、前者にくらべて勾配はきわめて急になっている。したがって $d$ の増大は(2)で示した $Q$ の減少と類似の効果をもつことになる。なお図中のNo. 6は、粒径が上流で1.6 mmから下流の0.8 mmにまで指標的に減少すると仮定したときの堆砂形を描いたもので、曲線はNo. 5とNo. 2の中間に描かれた。このように $d$ の変化の影響がかなり大きいのであるから、平衡河床の計算においては河床砂れきの粒径測定の良否がきわめて重要な要素となっていることがわかる。

#### (4) 動的平衡河床と静的平衡河床との関係

図-3に示した動的および静的平衡河床の関係について若干考察してみよう。両者はともに粒径 $d=0.8\text{ mm}$ ,  $n=0.011$ であり、流量 $Q$ は前者が $0.1267\text{ m}^3/\text{sec}$ 、後者が $0.01256\text{ m}^3/\text{sec}$ であり、これらの流量が無限時間流れ続けたと仮定したときに生ずべき平衡河床である。さて、図-3において、 $x'=0\text{ m}$ より $x'=42\text{ m}$ までの範囲内で前者は後者にくらべ、どれだけ堆砂量が多いかを試みに計算すると $V=4.233\text{ m}^3$ となる。 $Q=0.01256\text{ m}^3/\text{sec}$ を流して静的平衡状態に達していたものが、急に $0.1267\text{ m}^3/\text{sec}$ にまで $Q$ が増大したために流砂の移動がおこり、 $T$ 時間後に動的平衡状態に達したものとし、 $T$ をかりに次式で略算してみることにする。

$$T = \frac{V(1-\lambda)}{B \cdot q_B} \quad (9)$$

ここに、 $\lambda$ は空げき率でいまは0.40とみなす。 $B$ は狭さく部の河幅、 $q_B$ は狭さく部の流砂量である。さて、 $S_0=1/800$ ,  $n=0.011$ ,  $d=0.8\text{ mm}$ とおき式(5)より $q_B$ を計算すれば $q_B=0.1084\text{ cm}^2/\text{sec}$ となる。 $B=100\text{ cm}$ ,  $V=4.233 \times 10^6\text{ cm}^3$ を式(9)に代入し、 $T=65.1\text{ 時間}$ を得る。したがって、もし流量が瞬間に増加するのではなく、連続的に増加するならば、動的平衡に達するまでにはさらにこれ以上の長時間を要することであろう。逆にいえば、流量がかなり急速に増加してピークに達し、ふたたび減少するような流量変化を与えた場合、ピーク流量に対応する動的平衡河床が実際におこりうるかどうかは疑問である。このような略算の結果をただちに実際河川にまで押しひろげて推論するのは適切ではないが、洪水のピーク流量に対応する動的平衡河床形は、このように水路幅の変化のはげしい流路の場合には、実際には生じないのでなかろうかと思われる。

### 4. 実際河川への適用例

#### [I] 発電用ダム上流の河床形

##### (1) 概 要

Aダムは河川本流を横ぎて築造された、高さ46.85mの発電用ダムである。昭和10年に湛水開始以来上流

の堆積土砂量がいちじるしく、昭和19年には第1次堆砂が終了し、その後は堆砂の末端が次第に上流にさかのぼり、貯水池よりかなり上流の区域の河床が上昇し、洪水時の浸水区域が増大したので、近年になって調査が綿密に実施されるようになった。ダム上流8kmの位置には狭さく部があり、河幅も30m程度にしばられ、その上流は200m程度にひろがっている。原河床勾配は大体1/300であったが、現在河床はほぼ1/1000となり、堆砂勾配比は1/3に近い。本文ではダム地点から11.5km上流までの区間について平衡河床を検討してみることにする。計算に先だって以下の仮定が用いられた。

① 河川の横断形状を長方形とみなし、流れの方向に向かい河幅がゆるやかに変化するものとする。

② 考える流路区間においては支川の流入量を無視する。つまり当該区間内では流量は一定で、瞬間的には不等速定流の取り扱いが可能であるものとする。

③ 河川の屈曲による影響は考えないことにする。すなわち河川の流心は一直線をなすものとみなす。

④ 流砂量公式としては式(6)が、抵抗法則としては式(7)が成立するものとする。

⑤ 流れ方向の河床砂れきの粒径分布は平水時も洪水時も変化なく、式(10)で表わされるものとする。

図-6 A ダム上流の堆砂の平均粒径分布

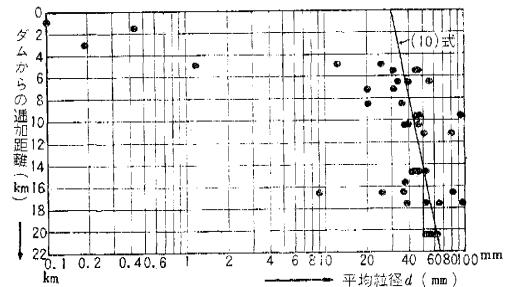


図-6は関係区域内の粒径分布図である。ダム付近の粒径が小さいのは、ダムクリレストまで堆砂しているのでゲートによりやっと水深を維持しているため、洪水末期に沈殿した微粒砂を多くふくんでいることを示している。ダムの上流5kmより上流では急に粒径が増大し砂れきになる。いま安芸博士の方法にならって粒径を次式のような対数式で表わすこととする。

$$x' = 6.644 \log_{10} d/d_0 \quad (10)$$

ここに、 $x'$ はダムを起点として上流むけに測った距離(km)で、 $x'=0$ における粒径を $d_0=30\text{ mm}$ とする。ただし図からわかるように、ダム付近5kmの範囲内では上式は適しないが、洪水時には相当大きい粒径の砂れきもダムを越流すると考えられるので、上式をそのまま用いて計算してみることにする。

##### (2) 静的平衡河床の計算

関係区域内の堆砂形は、ダム築造直後はきわめて変動

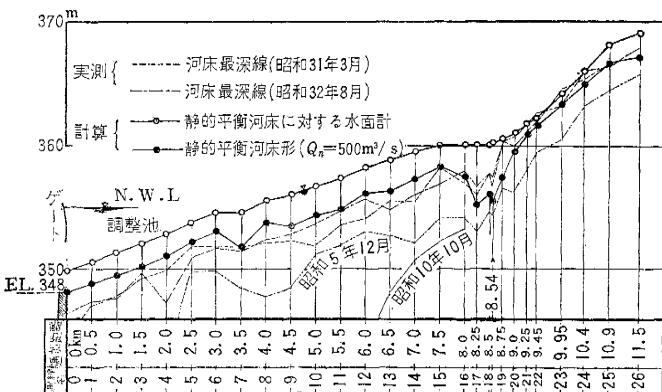
がはげしかったが、昭和30年以後は大体おちついた形となっていると思われる所以で、いま、かりに昭和32年8月における堆砂形状を一応、平衡河床とみなして計算を行なうこととする。まず  $Q=800, 500$ 、および  $200 \text{ m}^3/\text{sec}$  の各場合について上述の方法により平衡河床を算出したところ、 $Q=500 \text{ m}^3/\text{sec}$  の場合が比較的実測値に近い結果を得たので、以下この場合について特に述べることにする。

限界掃流力は岩垣公式により計算したが、この河川の関係区域の粒径については  $\psi_c = 0.05$  とおくことができる。したがって、この際の抵抗法則としては式(7)において  $\psi = \psi_c = 0.05$  とおき、結局つぎの無次元式を用いたことにした。

ダム地点から上流に向かい 500 m ごとに測線を設け、各測線ごとに  $d$ ,  $v^*$ ,  $n$  を定め、式(3)より平衡水深  $h$  を計算した。これらの値より相隣する 2 断面の平均の  $I_m$ ,  $I_h$ ,  $I_b$  を求め式(2)より  $i_m$  を算定した。ここに、 $I_m$ ,  $I_h$ ,  $I_b$  はそれぞれ式(2)の右辺の第 1, 第 2, 第 3 項で、 $i_m$  は 2 断面の間の平均堆砂面勾配である。またダム地点の砂面標高はつきのようにして求めた。すなわち、 $Q=500 \text{ m}^3/\text{sec}$  であるから、ダムの越流公式

において、 $b_0=105.6\text{ m}$ 、越流係数  $C'=2.0$  とかりにみなすことにより越流水深  $H=1.777\text{ m}$  を得た。したがってダム地点における平均堆砂面標高  $Z_0$  は、 $Z_0=Z_C+H-h$  により決定した。ここに、 $Z_C$  はダム クレストの標高である(図-1(b))。図-7 は  $Q=500\text{ m}^3/\text{sec}$  に対応する静的平衡河床形を示したもので、同図には比較のため、昭和 31 年と 32 年に測定された河床の最深線が併記してある。計算結果は大体において測定結果によく一致し、 $x'=8.6\text{ km}$  付近の狭さく部の堆砂面は他の部分より若干多く洗掘をうけ、水深も大であることがわかる。 $x'=7.5\sim8.5\text{ km}$  の区間は河幅が流れ方向に拡大す

図一七 A ダム上流の平水時平衡河床形



る部分であって、河床は逆勾配を呈する。ダムに近い2~3 km の区間では、測定水深はダム クレストよりもかなり深い標高まで洗掘されている。これは実際の砂れきの平均粒径は  $x' < 5 \text{ km}$  の範囲内では式 (10) の値より小さいことが原因であることによると思われる。すなわち、ダム付近ではゲート操作の影響をうけて  $d$  の小さいものがダム付近に集まり、平衡水深  $h$  を増し、 $(h-H)$  に相当する深さだけクレストより下方に堆砂面ができるからであろう。 $x' = 8.5 \sim 11.5 \text{ km}$  の区間は河幅が急に拡がり、洪水時の冠水幅が 290 m にも達する部分があるが、この区間の計算値は実測値と大体一致している。 $x' = 11.5 \text{ km}$  付近で河床勾配がゆるやかになるのは、これより上流に 35 m の河幅をもつ狭き部が存在するためで、 $x' = 7.5 \text{ km}$  付近の状態に類似している。逆勾配の河床形状をもつ部分の水面形はほとんど水平をなし、河幅の変化する区域の河床形特有の河床形と水面形との関係を示している。

### (3) 動的平衡河床形の計算

洪水量  $Q$  が一定のままで、きわめて長時間にわたって流れづけたと仮定したときの平衡河床形を、この区域について計算してみる。計算を簡単にするために、つきの仮定をおくことにする。

- ① 河幅は便宜上、平水時そのままの値を用いる。
  - ② 砂れきの平均粒径  $d$  も、平水時の分布そのままを用いる。
  - ③ 粗度係数  $n$  は洪水時の値を用いるのであるが、関係区間内では便宜上  $n$  を一様に 0.05 とみなす。ただし、 $x' = 8.5 \text{ km}$  付近では  $n = 0.055$  として計算する。

このうち ① の仮定については、特に  $x' = 8.5 \sim 11.5$  km の区間では洪水時に冠水区域が拡大するので平水時の河幅とはかなり異なってくるが、しかし冠水区域の水深はきわめて小さいので、長方形断面と仮定した理論を適用する上から考えると、洪水時の河幅をそのまま使用することにも疑問がある。結局、平水時そのままの河幅を用いることにした。

まず洪水量として昭和 32 年 6 月におこった  $Q=2700 \text{ m}^3/\text{sec}$  を対象とした。区域内では等流とみなしうるような適當な区間がみあたらないので、やむを得ず平衡流砂量  $Q_B$  を 3~4 種適當に仮定し、それぞれについて動的平衡河床形を計算し、現実の平水時の河床形と比較検討することにした。すなわち、ダム地点における摩擦速度  $v_f$  を  $v_f^*$  で表わすとき、 $v_f^*$  をそれぞれ 0.365, 0.340, 0.300  $\text{m}^3/\text{sec}$  の 3 種類に選んだ。これを總流砂量  $Q_B$  に換算すれば、それぞれ 1.178, 0.878, 0.514  $\text{m}^3/\text{sec}$  に相当する。これを図

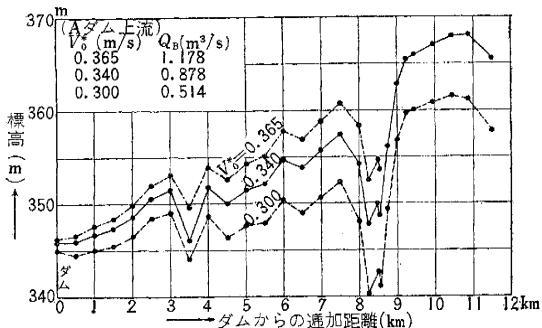
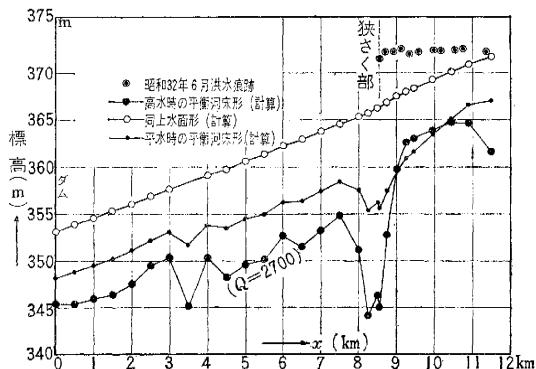
図-8 種々なる  $Q_B$  に対する動的平衡河床形(計算値)

図-9 動的平衡河床と洪水痕跡



示したのが図-8である。現実の河床形と比較することにより、むしろ  $v_c^* = 0.320 \text{ m/sec}$ 、すなわち  $Q_B = 0.680 \text{ m}^3/\text{sec}$  とおいたものが区間全体の平均河床形に最も近いと考えられるので、この場合の計算をやり直して図示したものが図-9である。同図には平衡水面曲線および平水時の河床形を併記してある。さて図-9を詳細に検討してみると、以下の諸点について計算結果と現実の河床形とがあまりにも相違していることが容易に判定できる。

① 狹く部における動的平衡河床は平水時の河床よりも  $10.63 \text{ m}$  下にある結果となり、洪水時の洗掘力がいかに大きくても、このように深く掘れるとは考えられない。

② 動的平衡河床と現実の河床形との間にはさまれた土砂量は、洪水時に流送されてダム下流に排出されるものと考えれば、 $x' = 0 \sim 9 \text{ km}$  の間の土砂量はおよそ  $2.6 \times 10^6 \text{ m}^3$  となる。したがって上述の掃流流砂量  $Q_B = 0.680 \text{ m}^3/\text{sec}$  の割りで定常的に排出されたと考えても、 $Q = 2700 \text{ m}^3/\text{sec}$  の洪水がおよそ 1062 時間継続したことになり、とうてい現実の洪水ハイドログラフに合わない。

③ 昭和 32 年 8 月の洪水の、 $Q = 2700 \text{ m}^3/\text{sec}$  に対する洪水痕跡が図-9の右側に併記してある。これと計算された水面形と比較するとははだしい相違が認められる。すなわち狭く部より上流の計算水面勾配はほぼ

1/533 程度であるが、現実の水面形はほぼ水平である。また、狭く部付近の洪水位は両者の間に  $5.80 \text{ m}$  の違いが生じている。

以上の 3 つの理由から、この河川区間に於けるかぎり洪水のピークにおいて動的平衡河床理論を区間全体に適用することは不適当であると判断されるのである。すなわち、このような地形の河川においては、流量が変化するにつれて河床がそのときの流量に対応する動的平衡河床形に達しないうちに流量が変化する傾向がある。換言すれば、河川はたえず動的平衡河床に近づこうとする傾向にあるが、平衡河床に達するためにはきわめて長時間を要するので、水位の変化に対し平衡床河の形成はおくれがちとなり、局部的に平衡がやぶれ、したがってピーク流量のときには動的平衡河床が得られないものと予想される。A ダム上流の狭く部では洪水位の上昇とともに河床も洗掘されるが、洗掘量はあまり大でないものと思われ、結局、狭く部によるせき上げ作用のため、 $Q$  がある程度大になるとその上流は完全なプールとなり、図-9 の洪水痕跡に示すような水面形を呈することが推定される。

#### (4) 洪水時における河床の局部的堆積と洗掘

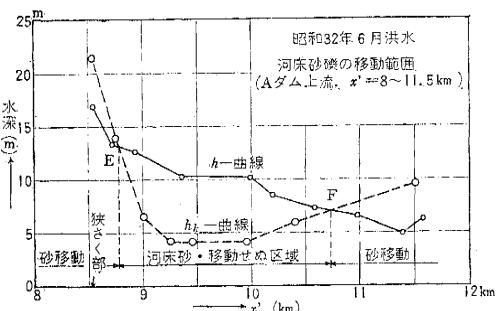
前節で述べたように、洪水時には狭く部においては流れがせきとめられ、その上流には広大なプールができる傾向がある。この際にこの付近に生ずる河床変動について、ややくわしく考察してみよう。

まず河床砂れきの変動を論ずるために、砂れきの移動限界水深  $h_K$  を調べる必要がある。著者はすでに長方形水路を用いて行なった多くのせきによる堆砂実験をもとにして、次式を提案した<sup>11)</sup>。

$$h_K R_K^{1/6} = n_K g q^{1/2} / v_c^* \quad \dots \dots \dots (13)$$

ここに、 $q$  は単位幅あたりの流量、 $n_K$  は段丘部のすぐ下流の流れの Manning の粗度係数である。狭く部より上流区域の各測線ごとに、各粒径について岩垣公式より  $v_c^*$  を求め、また抵抗法則式 (11) より  $n_K$  を定め、式 (13) より  $h_K$  を計算して点描したのが図-10 である。なお、この洪水直前に相当する昭和 31 年 10 月における実測河床標高をかりに不動とみなしたときの附

図-10 河床砂れきの移動範囲



和 32 年 6 月洪水の水深  $h$  を縦軸にとり、ダムからの距離  $x'$  を横軸にとり図-10 に併記した。この図において  $h > h_K$  となる部分、すなわち  $x' = 8.8 \sim 10.5 \text{ km}$  の範囲では洪水のピークに対しても砂れきの移動はおこらず、 $h < h_K$  となる部分、すなわち狭さく部の河床のみが移動することがわかる。 $h = h_K$  となる 2 点のうち  $F$  点のほうは段丘が発生する位置であり、すでに著者が多くの実験<sup>22)</sup>で確かめたように、時間の経過とともに下流に移動する。また  $E$  点は洗掘の上流端に相当し、それは時間の経過とともに上流にさかのぼる性質がある。いま狭さく部における洗掘量の概算を行なってみよう。

昭和 32 年 6 月の洪水における正確なハイドログラフの資料が手もとないので、この洪水期間を通じての掃流流砂量の総量を推定することは困難であるが、いま  $Q = 2700 \text{ m}^3/\text{sec}$  の洪水が一定のままで 10 時間流れたらとみなした場合と同様であると仮定すれば、この期間内に  $0.680 \times 3600 \times 10 = 24480 \text{ m}^3$  の土砂れきが移動したことになる。図-10 から明らかのように、洗掘をうける部分は狭さく部であり、かつ上流からの土砂の補給はないから、いまは測線 No. 16～No. 19 の区間の河床が一様に低下するものと考え、土砂れきの空げき率  $\lambda = 0.40$  とみなせば、平均河床低下深さは  $\Delta Z = 0.96 \text{ m}$  となる。かりに、この量が 20 時間続くものとすれば  $\Delta Z = 1.92 \text{ m}$  となる。結局、この洪水時の洗掘深さはせいぜい 1～2 m 程度であろうと推定される。

#### (5) 年最大流量と $Q_n$ との関係

(3)において述べたように、A ダム地点においては  $Q = 500 \text{ m}^3/\text{sec}$  とおいたときの静的平衡河床形が最も現実の河床形に近い縦断形を与えることがわかったので、特にこれを平衡河床支配流量とよぶことにし、 $Q_n$  で表わすことすれば  $Q_n = 500 \text{ m}^3/\text{sec}$  である。さて、このように定めた  $Q_n$  が水理学的にどのような意義をもつかについては(5)の考察で述べることにし、ここでは年最大流量の洪水記録の上で、 $Q_n$  はどの程度の超過確率に相当するかについて検討してみる。A ダム地点における年最大洪水流量のうち大正 12 年から昭和 34 年までの 36 カ年間

図-11 年最大洪水流量と超過確率との関係  
(A ダム上流)

Hazen の対数確率紙による方法を用いて洪水流量と超過確率との関係を調べたものが図-11 である。これによれば  $Q_n$  は 93 % の超

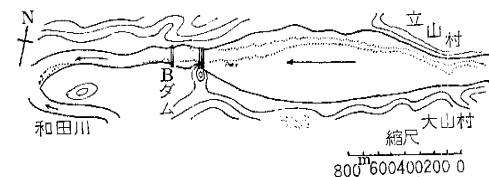
過確率に相当することがわかる。すなわち、A ダムの場合の  $Q_n$  は、少なくとも年一回は確実におこる洪水流量にかなり近い値をもつことがわかる。

#### [II] B 砂防ダム上流の河床形

##### (1) 概 要

B ダムは、きわめて流出土砂量の多い北陸河川の本流を横ぎて築造された砂防ダムで、昭和 11 年貯砂を開始し、貯砂量約 600 万  $\text{m}^3$  を誇るわが国有数のものである(図-12)。この堆砂形状については古くから熱心な調査が継続され、鶴尾氏はじめ多くの研究者による有益な研究が発表されている<sup>23), 24), 25)</sup>。貯砂池の幅員の最も広い部分は 579 m、最もせまい部分はダム地点で 102 m であり、典型的な紡錘状の平面形をもっている。このような地形に対しては前例と同じく、洪水時に動的平衡河床理論が適用しがたいと思われる所以、やはり静的平衡河床形を計算して  $Q_n$  を決定し、さらに年最大洪水流量を推定してその超過確率を調べてみることにした。

図-12 B ダム付近平面図

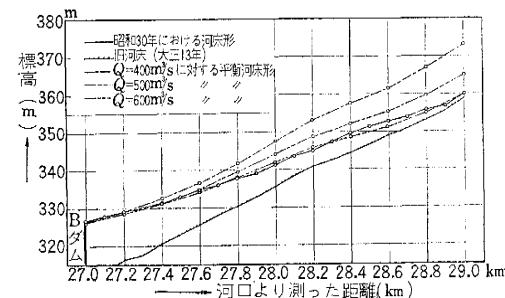


#### (2) 平衡河床支配流量 $Q_n$ の決定

この貯砂池における砂れきの粒度は昭和 31 年に詳細に実測されているので、これをそのまま用いることにした。計算の対象として選んだ区域は、ダムから上流 2 km の区間で、この間の砂れきの平均粒径は 50～200 mm 程度である。したがって  $\psi_c = 0.05$  とみなすことにして、かつ各測線ごとの実測粒径そのままを用いて平衡水深  $h$  を計算した。いま  $Q = 400, 500, 600 \text{ m}^3/\text{sec}$  の各流量についてそれぞれ静的平衡河床を計算した結果、図-13 が得られた。さて昭和 30 年ごろの堆砂形状は一応安定しているものと考えることにすれば、同図より  $Q = 600 \text{ m}^3/\text{sec}$  の場合が最も実際の堆砂形状に近い結果を与えるから、 $Q_n = 600 \text{ m}^3/\text{sec}$ を得た。

(3) B ダム地点における年最大流量と  $Q_n$  との関係  
砂防ダムが築造されるような河川上流地点では、正確

図-13 B ダム上流の平衡河床図



な流量資料が得られない場合がある。B ダム地点においても組織的な流量測定が行なわれたことはないが、幸いに昭和初年富永氏<sup>25)</sup>によって、B ダム下流の瓶岩橋地点における実測洪水流量と上流 3 地点における日雨量との関係が求められ実験式が発表されているので、これを利用することにした。富永氏の提案したのはつぎの式(14)である。

$$Q_K = 2.53 R_1 + 6.47 R_2 + 1.31 R_3 \dots \dots \dots \quad (14)$$

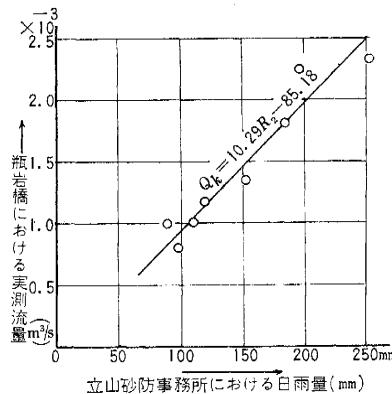
ここに、 $Q_K$ : 瓶岩橋流量測定所における最大流量  
(m<sup>3</sup>/sec)

$R_i$ : 菅嶺寺における日雨量 (mm)

$R_2$ : 立山砂防事務所における日雨量 (mm)

$R_3$ : 立山室堂における日雨量 (mm)

さて、上式 図-14 瓶岩橋流量  $Q_K$  と立山砂防事務所  
日雨量との関係図



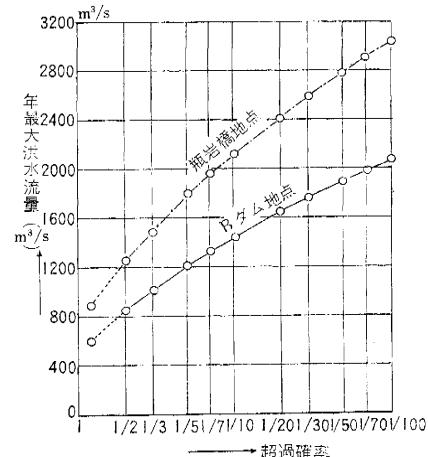
$$Q_K \equiv 10.29 R_s = 85.18 \dots \quad (15)$$

さて  $R_2$  を観測した立山砂防事務所（現在の水谷出張所）における昭和2年から32年に至る計22カ年間にわたる年最大日雨量記録をもとにして式(15)から瓶岩橋地点における年最大流量の超過確率を計算した。この流量  $Q_K$  をBダム地点における流量  $Q_H$  に換算するにあたり、比流量は流域面積の1/3乗にほぼ逆比例するとみなして<sup>27)</sup>  $Q_H$  を求めた。図-15は両地点における年最大洪水流量と超過確率との関係を図示したものである。これによれば、ダムにおける平衡河床支配流量  $Q_n = 600 \text{ m}^3/\text{sec}$  は超過確率80%に相当する年最大流量であるから、 $Q_n$  は大体毎年少なくとも一回は確実に生起する程度の洪水流量に近いことがわかる。

## 5. 考 察

本論文は、河幅の変化がいちじるしく、河床砂れきの比較的大きい河川の上中流部の平衡河床について論じたもので、洪水時のピーク流量に対応する動的平衡河床は実現しにくく、むしろ実用的には静的平衡河床を中心にして

図-15 年最大洪水流量と超過確率との関係 (B ダム)



して研究すべきであることを述べたものであるが、この方法もなお若干の問題点があるので、以下述べてみる。

### (1) 砂れきの粒度変換

粒径の分布状態が変化すれば**3.(2)**で述べたように平衡河床は当然変化してゆく。河川にダムを築造した場合、第一次堆砂が終了して後の粒度分布変化はきわめて緩慢となり、したがって堆砂形の変化もゆるやかになる傾向がある。しかし上流水源の崩壊、砂防工事、開発などのために土砂の移動状態が変化すれば、当然、堆砂形にも影響を与える。したがって、われわれが平衡河床とよんでいるものは永久的なものではなく、ある限られた年月の間における比較的落ちついた河床を意味するものと考えなければならない。なお、この研究の究極の目的は、ダム築造による堆砂形状の予測を可能にすることであるが、そのためには平衡状態に達したときの粒径がダム築造以前に理論的に予測できることが必要で、この点、今後いっそう研究を続けたいと考える。

## (2) 浮遊土砂の影響

浮遊して流送されている土砂も、河幅の大きい断面に達すると掃流土砂の一部に変化するし、また流量の変化によりふたたび浮遊土砂になることもありうる。自然河川の浮遊土砂の挙動はきわめて複雑で、ことに発電用ダムのようにゲートを有するものでは、ゲート操作の影響をうけて河床形はいっそう複雑になる。このように浮遊砂が平衡河床におよぼす影響については未解決の点がかなり存在する。著者の計算法では浮遊土砂をいっさい考えていないから、河口付近のように水面勾配もゆるく土砂の粒度も微小な場合には、当然、浮遊砂も考慮に入れた平衡河床理論が必要になる。吉川、曾根氏の研究はこのような観点のもとに行なわれたものである。

### (3) 支配流量の存在

佐藤氏<sup>5)</sup>はさきに流砂理論とは別の考え方から、河川には支配流量が存在することを示唆したが、著者は流砂論の立場からこれの裏づけを行なったともいえる。著者

は『ある区域内の河床が流量  $Q_n$  の下で同時に限界掃流力状態になる』と考えて静的平衡河床を決定したのであるが、厳密にいえばこれも正しくない。すなわち、河幅の変化のはげしい河川では、最も河幅の広い部分が限界掃流力状態になっても、幅のせまい部分では砂れきの移動はやはり継続するであろう。しかもある程度流量が減少すると偏流となり、水面幅も水面勾配も減少し、局部的な土砂の移動は続けられる。すなわち、河床全体としての移動は停止しても、局部的には土砂は複雑な方法で移動するものと思われる。結局、河床変動の実態を正確につかむためには、局部的な移動流砂と偏流を考慮し、各洪水のハイドログラフについて流砂理論を適用し、ていねいに流砂の移動を時間ごとに積み重ねてゆき、長年月にわたる河床変動の効果を水理学的・統計学的に深く検討すべきであろう。しかし、このような複雑な計算は現段階においては望むことが困難であるから、著者の方法は実用的方法として提案するもので、精度の不確実な流砂量公式を必要としないこと、計算が簡単であること、河幅変化の大きい河川に対し比較的好結果を得るなどの点で有意義であろうと信ずる。

## 6. 結 言

本論文は、河幅の変化がいちじるしい河川の上中流部における平衡河床形を静的平衡河床理論によって求めるための実用的一試案を提案し、かつ今後の研究の問題点につき検討したもので、その結果、以下の事項が明らかになった。

(1) モデル水路による計算によれば、河幅、流量、粒径の変化は平衡河床形にかなり大きい影響を与え、流量を小にするほど、粒径を大にするほど計算から得られる平衡河床勾配は急になる。

(2) ダム上流部のように河幅変化の複雑な場合には洪水のピーク流量に対する動的平衡河床形は実測値となり相違する。

(3) この場合には  $Q_n$  に対する静的平衡河床を求めるのが好ましく、かつ区分法によれば実用的で計算も容易である。

(4)  $Q_n$  は過去の洪水資料から推定できるようであって、二つの実例によれば、 $Q_n$  は年最大洪水流量の 93 % および 80 % の超過確率流量に相当した。したがって上の例では、 $Q_n$  は大体年最大流量の最小値にかなり近い値であることがわかった。

(5) 狹さく部や拡幅部の多い区域では、移動限界水深  $h_K$  を用いることにより、堆積、洗掘などの局部的河床変動の程度を推定することが可能である。

ダム上流の堆砂形の研究には、砂れきの粒度変換、水門操作の影響、流量減少にともなう流路幅の減少、浮遊土砂の影響など、今後に残された問題が多い。年最大洪水流量と  $Q_n$  との関係については、さらに多くの実際例

について検討したいと考えている。

**謝 辞** 本研究を行なうにあたり終始ご指導とご助言を賜わった京都大学 石原博士、岩垣博士に対し衷心より感謝する。なお計算その他に協力された信州大学講師草間孝志氏、徳島大学講師湯浅博明氏、横浜市建設局宮脇克己氏、貴重な資料を提供され積極的に支援をよせられた建設省中部地建天竜上流工事事務所、北陸地建富山工事事務所、同立山砂防工事事務所、電力会社土木部各関係各位のご好意に対し深く謝意を表する。また、この研究の一部は文部省科学研究所費の支給をうけて行なわれたことを付記し、あわせて謝意を表する。

## 参 考 文 献

- 1) 物部長穂：水理学、岩波書店、1952, p. 262.
- 2) 安芸咬一：河相論、岩波書店、1951, p. 86.
- 3) Schoklitsch, A.: Handbuch des Wasserbaues, Bd. I, 2 Aufl., Springer, Wien, 1950, S. 197.
- 4) Straub, L.G.: Approaches to the Study of the Mechanics of Bed Movement; Proc. of Hydraulics Conference, Univ. of Iowa Studies in Eng., Bulletin 20, 1940, pp. 178-192.
- 5) 佐藤清一：河川の自然勾配について、土木学会誌 第 28 卷、第 9 号、1942, pp. 822-825.
- 6) 佐藤清一：河道の設計について、土木学会誌 第 42 卷、第 4 号、1957, pp. 1-7.
- 7) 吉川秀夫・曾根義治：沖積河川の河道設計法（斐伊川改修計画樹立のための基本問題についての調査報告），建設省土木研究所報告、第 85 号、1953.
- 8) Sugio S.: On the Equilibrium Bed Slope in a Steady Non-uniform Flow, Journal of the Faculty of Eng. Shinshu Univ., No. 7, 1957, pp. 31-43.
- 9) 岩垣雄一：雨水流による地面浸食機構に関する基礎的研究、学位論文、1955, p. 96.
- 10) 木村喜代治：貯砂勾配の推定法、新砂防、第 23 号、1956, pp. 16-18.
- 11) 久宝 保：砂利河川の工法に関する水理学的研究、学位論文、1958, p. 263.
- 12) 榎東一郎・上森千秋：河川の安定形状について、農業土木研究、第 26 卷、第 7 号、1959, pp. 34-36.
- 13) 矢野勝正・大岡淳之：砂防ダムの堆砂勾配について（第 2報）、新砂防、第 31 号、1958, pp. 13-17.
- 14) 土屋義人：流路の安定縦断形状に関する研究、東大防災研究所年報、第 5 号 A, 1962, pp. 192-211.
- 15) 増田重臣・河村三郎：流砂ある河川における平衡勾配について、土木学会論文集第 70 号 1960, pp. 8-16.
- 16) 増田重臣・河村三郎：河川の静的平衡勾配について、土木学会論文集第 70 号、1960, pp. 17-25.
- 17) 杉尾捨三郎：矩形水路における堰の堆砂現象に関する次元解析的研究、土木学会論文集第 80 号、1962, pp. 7-17.
- 18) 杉尾捨三郎：堰による堆砂現象に関する研究、学位論文 1960, p. 213.
- 19) 杉尾捨三郎：ダム上流の堆砂現象について、第 6 回土木学会水理研究会講演会(7), 1961, pp. 23-26.
- 20) 本間 仁・石原藤次郎編：応用水理学、中 I, 丸善書店、1958, p. 19.
- 21) 杉尾捨三郎・湯浅博明：砂防ダムの堆砂形状について、第 13 回土木学会中四国支部学術講演会概要 1961, p. 28.
- 22) 杉尾捨三郎：堰上流の堆砂現象に関する実験、土木学会誌第 38 卷、第 11 号、1953, pp. 26-30.
- 23) 鶴尾鶴竜：荒廃河川処理の一例としての常願寺川改修計画、新砂防、第 6 号、1951, pp. 1-59.
- 24) 鶴尾鶴竜：貯砂勾配と貯砂量、新砂防、第 20 号、1956, pp. 19-22.
- 25) 青木堅司：急流河川の河床変動について、建設省直轄工事第 12 回技術報、1958, pp. 187-194.
- 26) 富永正義：常願寺川改修計画について、土木学会誌第 22 卷、第 8 号、1956, pp. 729-762.
- 27) 桜口哲司：資料不足せる中小河川における計画洪水流量決定方法、土木技術第 12 卷、第 3 号、1957, pp. 4-15.  
(原稿受付：1962. 9. 27)