

(注意) この論文には正誤表があります

香川大学農学部学術報告 第16巻第1号 正誤表

URL

[http://www.lib.kagawa-u.ac.jp/metadb/up/AN00038339/AN00038339\\_16\\_1\\_e.pdf](http://www.lib.kagawa-u.ac.jp/metadb/up/AN00038339/AN00038339_16_1_e.pdf)

Notice

Technical Bulletin of Faculty of Agriculture, Kagawa University

Vol.16 No.1 Errata

URL

[http://www.lib.kagawa-u.ac.jp/metadb/up/AN00038339/AN00038339\\_16\\_1\\_e.pdf](http://www.lib.kagawa-u.ac.jp/metadb/up/AN00038339/AN00038339_16_1_e.pdf)

## ダム下流部における砂礫の粒度特性と 河床変動<sup>①</sup>について (1)\*

吉良 八郎, 中西 弘, 安部 邦夫

### I ま え が き

人為的に手を加えたことのない自然河川では、上流から下流へと水とともに土砂が輸送され、流れの水理学的特性と流域環境や流出土砂との間に適当な釣合関係がもたらされて、いわゆる平衡断面が形成される。流水によって河床土砂が全然移動せず洗掘も滞積も起らないような河道、すなわち static equilibrium bed slope は、実際の河川において流量が洪水流量よりも相当少ない場合に局部的に存在しうるが、河川全体が同時に限界掃流力の状態になることは通常河川には存在しない。したがってわれわれは dynamic equilibrium bed slope の状態にある河道をもって安定河道としなければならない。

しかしながら、人為的、自然的な環境の変化は新しい釣合関係をうるために河道全体の形態をかえ、上流側の砂防工事や治水・利水のための各種ダムの建設、または河川改修や砂利採取などは下流部流砂状況に変化をもたらし、当全河床変動が起ってくる。これは治水のみならず水位が対象となる農業水利上にも大きな影響をおよぼすもので、ダム建設による河床変動の推定やその対策樹立のため河床の平衡勾配の算定が必要となってくる。

さて貯水池が流砂河川に築造されると、河川流量の変化やダム上流の滞砂現象により、ダム下流側では流砂が遮断されるために、一般に河床は低下するもので、近年大容量の貯水池築造による河床低下の被害が各国で問題となり、この種研究の必要が強調されてきた<sup>(1)</sup>。この際河床が完全に低下した時の平衡状態は河川の静的平衡勾配になるものと考えられ、その流砂遮断による河床低下に関する特徴は河川縦断的な粒度分布の変化とされている<sup>(2,3,4)</sup>。

この報告は、香川県中央部を貫流する綾川水系における河川流砂の粒度特性の調査結果、およびこの粒度分布の実態から府中ダム築造後の縦断的な粒度分布変化の推定を行ない、増田、河村ら<sup>(4)</sup>による静的平衡理論により近似的にダム築造後の河床低下量を推定し、その対策について考察したものである。

### II 綾川水系および府中ダムの概要

綾川は源を香川県綾上町の山岳地帯（標高400~800m）に発し、綾南町をへて坂出市において瀬戸内海に注ぐ延長35.3km、流域面積170km<sup>2</sup>の準用河川の一つであり、流量は少ない（平水量は綾川橋付近で0.9~1.4m<sup>3</sup>/sec）が、流域中水源地域の占める割合が比較的大きいので河水の涸渇（渇水量0.09~0.30m<sup>3</sup>/sec）もほとんどなく、とくに下流部において常に表流水がある点は香川県の河川中では特異な存在とされている。

従来坂出市加茂地点において計画洪水量980m<sup>3</sup>/secの通水能力しかなく、出水災害は耕地1,543ha、家屋5,220戸におよぶ状況であった。このため洪水調節（1.94×10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>）と沿岸耕地1,600haのかんがい用水（3×10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>/sec）確保のため昭和16年より長柄ダム（高さ30mの直線重力式コンクリートダム、流域面積32.0Km<sup>2</sup>、総貯水量3,900,000m<sup>3</sup>）に着手し、昭和28年に竣工、昭和30~31年の旱魃時に、それぞれ約3,000万円の治水および利水効果をあげたとみなされており、その他北条池（アースダム、流域面積21.1Km<sup>2</sup>、有効貯水量1,32,000m<sup>3</sup>）を始めとする中小規模の貯水池群が2,812個ほど分布しており、それぞれ貴重なかんがい用水源となっている。

河床変動の実態は、農林省資源課の調査（昭和29年）<sup>(5)</sup>によると、綾川では昭和16年に行った下流の河川改修（とくに坂出市府中町石井橋より河口の7.3Kmは築堤用土に河床砂を用いたため平均0.5~0.7mの低下を起した）と、昭和28年に完成した上流長柄ダム築造によって、とくに下流河床が低下し、北条池がかり（775.4ha）の10カ所の井口（取水樋門）の底が、河床高より20~50cm上昇して取水困難を来している。その他砂利採取などによってその低下現象が促進され、Fig. 10のごとく昭和28~38年にわたった10年間に河口から9Km範囲で約0.5~1.8mの低下を示している。

\*：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（4）

したがって、地区民は綾川上流に瀬掘を延して取水に努めているが、この瀬掘は素掘のため、かんがい期に出水があれば、4~10回内外の掘削が必要となり、多大の労力を要している現状である。以上のような河床低下は治水面からみれば好ましい現象であるが、農業用水が貴重なるこの地帯ではかなり大きな問題で、とくに府中ダムが建設されると、上流からの流砂が阻止されてその下流約9Kmにわたる綾川河道の低下は必然でありその河床低下の推定や対策が当局から要望されている。

府中ダムは、流量の安定をはかり、主として工業用水（年間を通じ10ton/day）を坂出地区に供給するため河口より約9Kmの地点（坂出市府中町）に建設せんとしている堤高27.5mの直線動力式コンクリートダムであり、流域面積122.7Km<sup>2</sup>、湛水面積1.210Km<sup>2</sup>、総貯水量8,500,000m<sup>3</sup>、計画滞砂量は500,000m<sup>3</sup>とされているが、筆者の平均年滞砂率の実験式で<sup>(7)</sup>概算してみると、つぎのように大体 $r_s=0.5\sim 0.6\%$ （貯水池の寿命 $Y_s=170\sim 200$ 年）と推定できる。

$$r_s = 0.14 \left( \frac{C}{F} \right)^{-0.42} = 0.14 \left( \frac{8,500,000}{122,700,000} \right)^{-0.42} \doteq 0.5\% \dots\dots (1)$$

$$r_s = 0.214 \left( \frac{C}{I} \right)^{-0.473} = 0.214 \left( \frac{8,500,000}{66,600,000} \right)^{-0.473} \doteq 0.6\% \dots\dots (2)$$

ここに $r_s$ ：平均年滞砂率(%),  $C/F=0.0693$  : ( $C$ ：原貯水容量m<sup>3</sup>,  $F$ ：流域面積m<sup>2</sup>),  $C/F=0.1285$  : ( $I$ ：平均年流入量m<sup>3</sup>で、雨量より算出した昭和28~36年にわたる9カ年間の年流量の平均値 $66.6 \times 10^6$ m<sup>3</sup>を採用)である。これらの値を香川県内の中小規模かんがい用貯水池群の実測値<sup>(7,8)</sup>と比較してみると、 $C/F$ 比は大体orderが1次ほど低いから、 $r_s$ は大体orderが1次ほど高く、香川県内における約2万個におよぶ貯水池群では、埋没危険性高いダム計画といえるだろう。

### Ⅲ 綾川水系における流砂の粒度特性に関する解析

#### (1) 調査解析方法

府中ダムサイト下流約9Kmにわたった35測線について、主として河川流心部付近の流砂39試料を採取した(Figs. 1-1~4)。粒度分析では試料を風乾後熱風乾燥器で110°Cの炉乾燥を行い、網目の篩、自動篩器により10分間振盪し篩分け分析を実施した。

粒度解析は粒子の大きさをmm scaleで表現する代りに、2を底とする対数を以て表わしEq. (3)に示すいわゆる $\phi$ scaleを用いてsize parameterを整理した。すなわちphi median diameter  $Md\phi$ , phi mean diameter  $M\phi$ , phi standard deviation  $\sigma\phi$ , phi quartile deviation  $Qd\phi$ , phi percentile deviation  $Pd\phi$ , phi skewness measure  $\alpha\phi$ , phi kurtosis measure  $\beta\phi$ などのsize parameterはそれぞれEqs.4~10から求めた。

$$d(\phi) = -\log_2 d(\text{mm}) \dots\dots (3)$$

$$Md\phi = \phi_{50} \dots\dots (4)$$

$$M\phi = \frac{1}{2} (\phi_{84} + \phi_{16}) \dots\dots (5)$$

$$\sigma\phi = \frac{1}{2} (\phi_{84} - \phi_{16}) \dots\dots (6)$$

$$Qd\phi = \frac{1}{2} (\phi_{75} - \phi_{25}) \dots\dots (7)$$

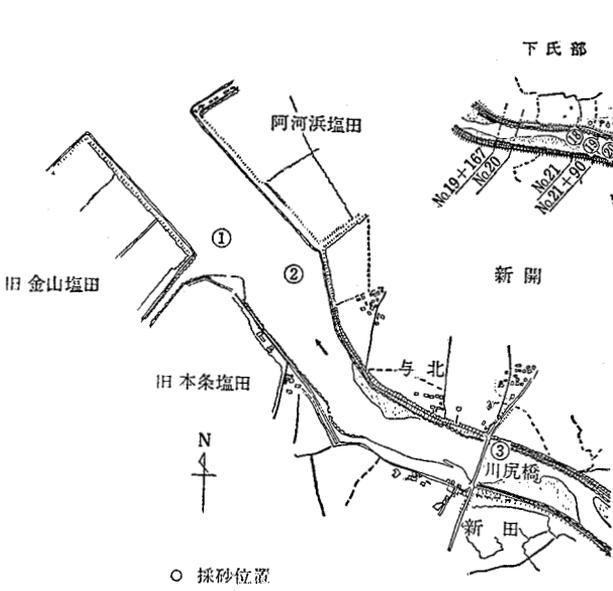
$$Pd\phi = \frac{1}{2} (\phi_{90} - \phi_{10}) \dots\dots (8)$$

$$\alpha\phi = (M\phi - Md\phi) / \sigma\phi \dots\dots (9)$$

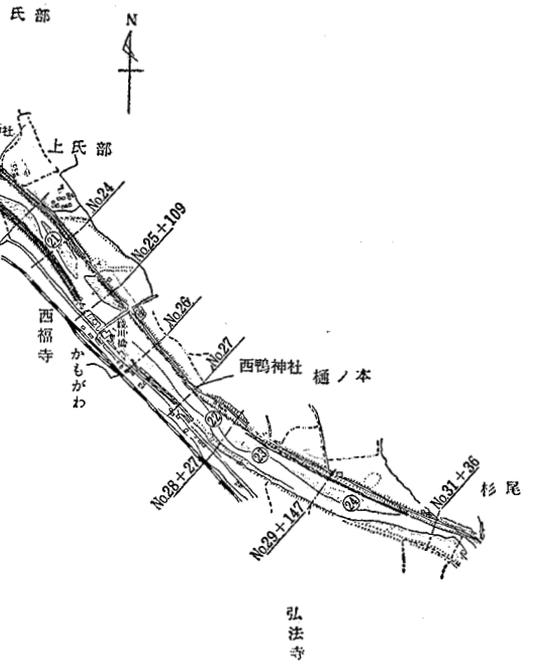
$$\beta\phi = \left\{ \frac{\phi_{95} - \phi_5}{2} - \sigma\phi \right\} / \sigma\phi \dots\dots (10)$$

これらのうち土砂輸送に対して最も重要なindexは、粒子の大きさを代表する中央粒径 $Md\phi$  (mm単位で $d_{50}$ )や平均粒径 $M\phi$  (mm単位で $d_m$ )、また分散、分級を表わす標準偏差 $\sigma\phi$ 、4分偏差 $Qd\phi$ 、10分偏差 $Pd\phi$ などである。また $\phi$ scaleでの標準偏差 $\sigma\phi$  (淘汰度)についてはROMINGER<sup>(9)</sup>が階級としてvery well sorted ( $0 < \sigma\phi < 1$ ), well sorted ( $1 < \sigma\phi < 2$ ), normally sorted ( $2 < \sigma\phi < 3$ ), poorly sorted ( $3 < \sigma\phi < 4$ ), very poorly sorted ( $4 < \sigma\phi$ )のごとく分類しており本解析でも分級度解析にこの値を用いた。また主として粒径にもとづくsortingについて検討し、天然の淘汰のよいことを分級度が高く、淘汰の悪いことを分級度が低いものとした。

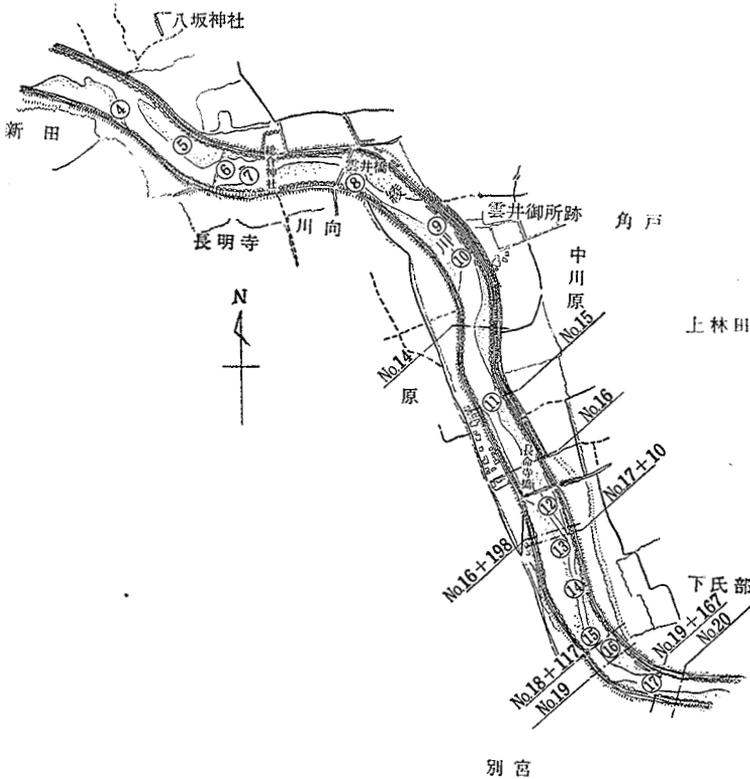
綾川流砂の粒度特性、とくに分級機構の解析にあたっては、河川縦断方向における粒径分布や淘汰の変化と、土砂自体の性質と淘汰の関係について考察した。



○ 採砂位置  
Fig. 1-1 綾川平面図 (1)



弘法寺  
Fig. 1-3 綾川平面図 (3)



別宮  
Fig. 1-2 綾川平面図 (2)

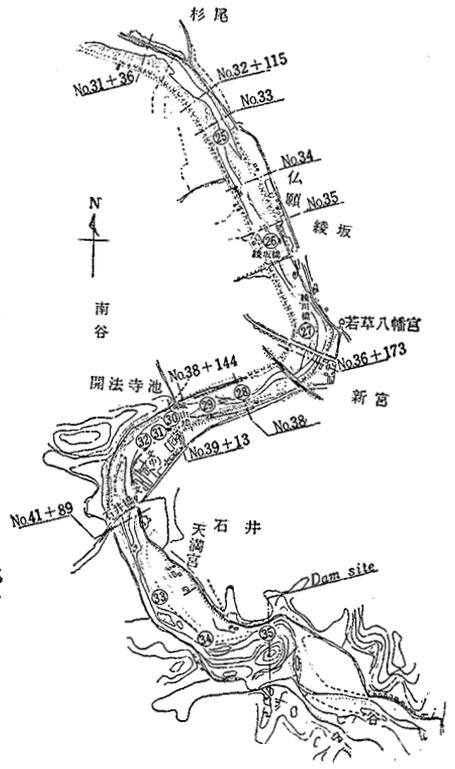


Fig. 1-4 綾川平面図 (4)

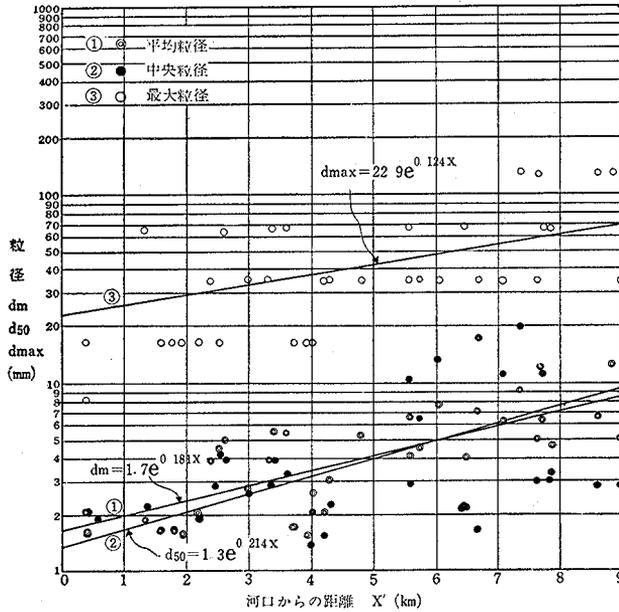


Fig. 2 河口からの距離  $x'$  と粒径  $d$  の関係

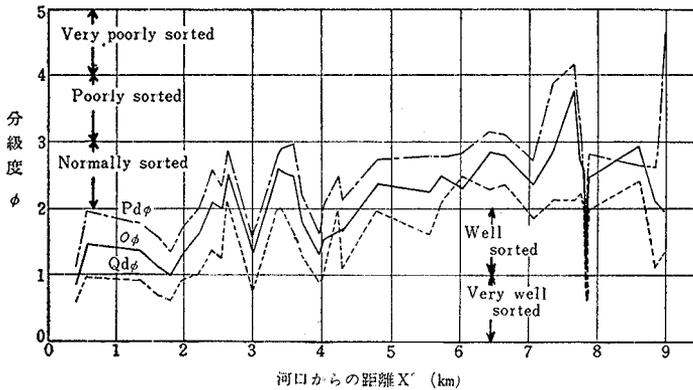


Fig. 3 綾川流砂縦断方向の分級度変化

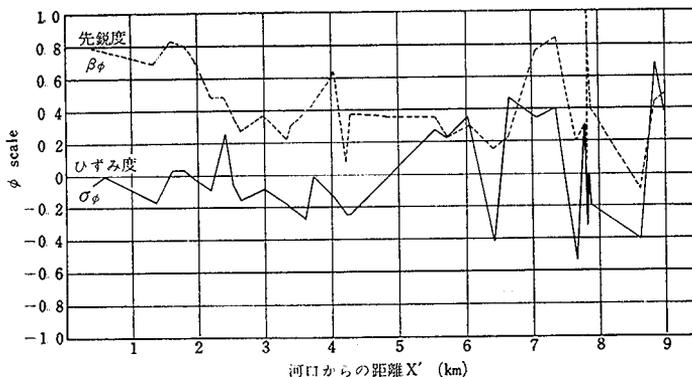


Fig. 4 綾川流砂縦断方向のひずみ度 ( $\alpha\phi$ ), 先鋭度 ( $\beta\phi$ ) 変化

(2) 調査解析結果および考察

1. 河川縦断方向の粒度特性変化  
各試料の中央粒径  $Md\phi$  ( $d_{50}$ ), 平均粒径  $M\phi$  ( $d_m$ ), 最大粒径  $Mm\phi$  ( $d_{max}$ ), 10分偏差  $Pd\phi$ , 4分偏差  $Qd\phi$ , 標準偏差 (淘汰度)  $\sigma\phi$ , ひずみ度  $\alpha\phi$ , および先鋭度  $\beta\phi$  などの各 size parameter と河口からの距離  $x'$  との関係を示したのが Figs. 2, 3, 4 である。

これらによると粒径を示す  $Md\phi$ ,  $M\phi$ ,  $Mm\phi$  などは, 試料採取位置の滞積環境がそれぞれことなるので多少ばらついているが, 大体河口からの距離が長く, 上流側に行くにしたがっていずれも  $\phi$  値が小さく, mm 単位の  $d_{50}$ ,  $d_m$ ,  $d_{max}$  では  $d$  値が大きくなる傾向を示している。いま河口からの距離  $x'$  と平均粒径 ( $d_m$ ), 中央粒径 ( $d_{50}$ ), および最大粒径 ( $d_{max}$ ) の関係を semi-log graph に示した Fig. 2 から実験式を求めると, それぞれ Eqs. 11, 12, 13 の指数曲線式で示される,

$$d_m = 1.7e^{0.181x'} \dots\dots\dots (11)$$

$$d_{50} = 1.3e^{0.214x'} \dots\dots\dots (12)$$

$$d_{max} = 22.9e^{0.124x'} \dots\dots\dots (13)$$

ここに  $d_m$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{max}$  はいずれも mm 単位粒径,  $x'$  は河口からの距離 (Km),  $e$  は自然対数の底である。

$\sigma\phi$  値は, 河口からの距離を 3 分してみると, 下流側 1/3 付近までは  $\sigma\phi = 1 \sim 2$  で well sorted, 中流 1/3 付近では  $\sigma\phi = 1.3 \sim 2.6$  で well sorted から normally sorted へ, さらに上流側 1/3 付近では  $\sigma\phi = 2 \sim 3$  で normally sorted の範囲に分布しており, 全体として  $\sigma\phi$  分布をみると距離変化に対して, 下流側ほど淘汰のよい傾向がみられる。

$\alpha\phi$  は, 測定距離約 1/2 より下流側では negative skewness  $-0.28$  から positive skewness  $0.25$  の範囲にあり, 大体 negative skewness 側にあり, 河口側ほど symmetrical distribution の傾向を示している。上流側の約 1/3 部分では negative skewness  $-0.54$  から positive skewness  $0.67$  の範囲に大きく変動して一定の傾向はみられない。

2. 粒径別の分級変化

粒径分布の中心傾向を表わす size parameter には平均粒径 ( $M\phi$ ,  $d_m$ ) と中央粒径 ( $M_d\phi$ ,  $d_{50}$ ) などがあるが, ARKIN and COLTON<sup>(9)</sup> によると,  $M\phi$  が  $M_d\phi$  より数値のちらばり少なく, しかも確率誤差が小さく, さらに graph 上で多少の不規則性のきよう正が容易であることなどを指摘しており, ここでは  $M\phi$  を用いて検討した. すなわち, 試料の中心傾向を表わす代表値として平均粒径  $M\phi$  を横軸に,  $\sigma\phi$ ,  $\alpha\phi$ ,  $\beta\phi$  などの size parameter を縦軸にとつて, その関係を示したのが Figs. 5, 6, 7 である.

いま  $M\phi$  と  $\sigma\phi$  の関係を見ると,  $M\phi$  値が大きく ( $mm$  単位では  $d_m$  が小さく) なるにしたがって  $\sigma\phi$  値が linear に小さく, normally sorted から well sorted へと淘汰・分級が直線的によくする傾向を示しており, この  $\sigma\phi - M\phi$  関係を実験式で示すと Eq. 14 のごとき回帰直線式で示される.

$$\sigma\phi = 0.919 - 0.609 M\phi \quad (14)$$

$$(r = -0.806)$$

このような結果は, 一般の滞積過程の根本形式とほとんど一致しており, 流体が土砂を運搬する過程においては, 礫分, 砂分, シルト分, 粘土分をそれぞれ他から分離淘汰せしめて, それぞれ集合体を形成させる傾向のあること, この分級淘汰作用が一般的な流体運動に付随して絶えず行われたことに起因したものと考えられる. また今回の綾川流砂の関係は, これまで筆者が行った吉野川河口滞積土砂 (掃流滞積物)<sup>(10)</sup> や潟湖締切型の香川県安戸池養殖場漂砂<sup>(11)</sup> の場合と同様な傾向を示し, いわゆる掃流分級群に属するものといえよう.

砂礫粒子の運搬形式は主として掃流であり, 転動や跳躍が主な運動形式とされているが, このような掃流分級群においては, 限界掃流力  $\tau_c$  (または始動流速  $V_c$ ) が重要な役割を示すものと考えられる. すなわち限界掃流力 (または始動流速) による分級過程では, HJULSTRÖM や MENARD の結果<sup>(12)</sup> または粒径別の限界摩擦速度  $U_{*c}$  (または限界掃流力  $\tau_c$ ) を示す岩垣公式<sup>(13)</sup> などからその分級の難易が理解できる.

つぎに Fig. 6 から  $M\phi$  と  $\alpha\phi$  の関係を見ると,  $M\phi$  値が小さく ( $d_m$  が大きく) なるにしたがって,  $\alpha\phi$  の絶対値が正負双方へ大きくなる双曲線的な変化を示す傾向がみられる. すなわち, 前述のごとく測定距離の下流側約  $\frac{1}{2}$  の範囲が大体 negative skewness, それより上流側約  $\frac{1}{2}$  の範囲が大体 positive skewness を示しており, 下流側においては粒径  $d_m$  が大きくなるほど粒度分布の度致曲線が細粒側にひずみ, その傾向を示すひずみ度の絶対値が大きくなるのに対し, 上流側では, 粒径  $d_m$  が大きくなるほど粗粒側にひずみ, ひずみ度の絶対値が大きくなるものといえ,  $\alpha\phi = 0$  となる粒径は  $M\phi \approx -0.6 \sim -1.0$  ( $d_m = 1.5 \sim 2.0mm$ )

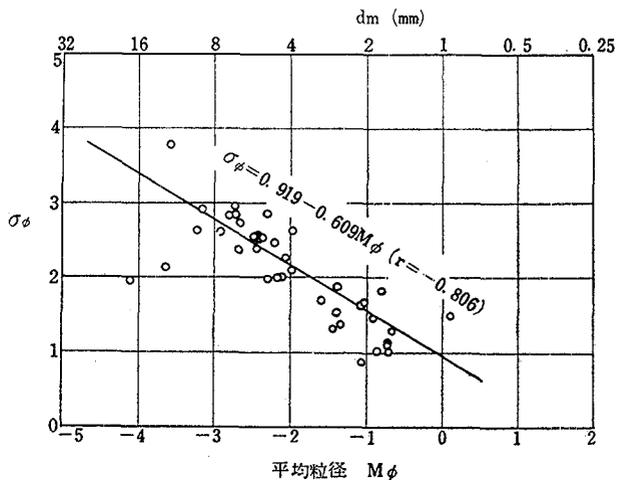


Fig. 5 平均粒径と分級度の関係

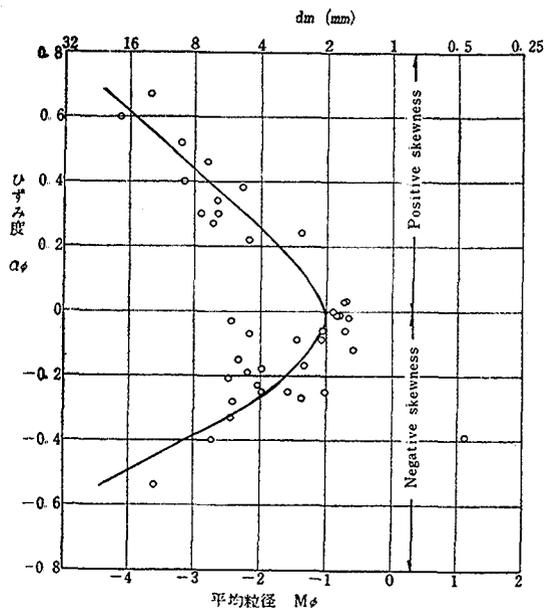


Fig. 6 平均粒径とひずみ度の関係

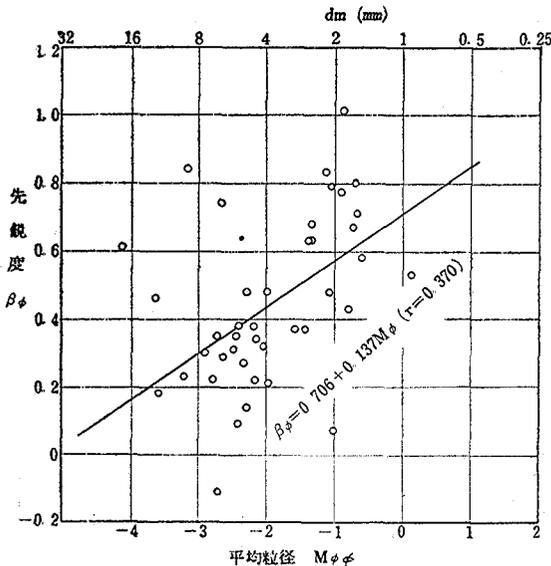


Fig. 7 平均粒径と先鋭度の関係

付近で、綾川掃流砂では最も粒径が小さく、最も分級のよい流砂群といえる。

$M\phi$ と $\beta\phi$ の関係では、Fig. 7のごとく、大体 $M\phi$ 値が大きいく( $d_m$ が小さく)なるにしたがって先鋭度 $\beta\phi$ がlinearに大きくなる傾向を示すが、この関係を実験式で示したがEq. 15である。

$$\beta\phi = 0.706 + 0.137M\phi \quad (15)$$

( $r = 0.370$ )

#### IV 府中ダム築造後における河床変動に関する解析

自然河川では、流れの水理学的特性、流域環境および流出土砂との間に適当な均合関係が成立して、安定河道が形成されるが、自然的、人為的な環境変化は、新しい均合関係をうるために河川流路自体の形状をかえていく。

綾川水系には、すでに大小約2,800余のかんがい用貯水池群が築造されており、近年は長柄ダム築造

などによって、滞砂現象による流出土砂の阻止または貯水による河川流の変化をもたらし、その他下流河川改修による河床砂の築堤使用または砂利採取などにより、下流部の流砂状況に変化をもたらし、河床低下現象が起っている。このことは治水面からみると好都合な現象といえるが、水位が対象となる下流側利水面から考えると大いに問題がある。すなわち府中ダムが築造されると、ダム下流9Kmにわたる河床では、さらに流砂が遮断されるために低下するのは必然であり、下流側にある計11カ所のかんがい用井口や上水用集水暗渠による取水に影響をおよぼすことになる。

いま、府中ダム築造により、その下流の河床が完全に低下した時の平衡状態を考えると、いわゆる河川の静的平衡勾配になるものと推定され、この際ダム下流の河床低下に関する最も重要な要素はダム下流の継断的な粒度特性が大きく変化することといえる。たとえばHoover damの下流部では、ダム築造前の中央粒径 $d_{50}$ (mm)がダム築造後には築造前の粒度分布における $d_{80} \sim d_{90}$ (mm)の粒度になり、粗化するという実測も報告されており<sup>(2)</sup>、このような粒度分布の変化はダム地点から下流にいくにしたがって次第に減少していくことが推定される。

この粒度特性変化の原因は、ダム築造により上流からの土砂が供給されないため、洪水時のダム放流水により細粒径の土砂から下流側に流出してしまい、年とともに粗粒径のみが残ることになり、このような現象が順次下流側に伝わっていくことが考えられる。

以上のような考え方から、府中ダム築造前の粒度分布(平均粒径、最大粒径)からダム築造後の粒度分布を推定し、静的平衡理論<sup>(14)</sup>を用いて近似的にダム築造後の低下量の推定を行った。

##### (1) 解析のための基礎式<sup>(3, 14)</sup>

静的平衡勾配の研究は古くからなされており、わが国でも河幅が一様なる場合における物部<sup>(15)</sup>、安芸<sup>(16)</sup>らの研究があり、河幅漸変する場合については増田、河村<sup>(14)</sup>による解析がある。増田、河村による静的平衡勾配基礎方程式は、不等速流の運動方程式を流水の連続式と限界掃流力の条件を組合せて解くことにより誘導されており、幅の漸変する場合について静的平衡勾配の式を導いている。いま分割法による河床高と平衡勾配の計算式を示すと、

##### 1. 河床高の計算式

河道を微小区間に分割しその区間の河床高の差から河床高を求める方法であり、いまn区間に分割した場合、この分割した $\Delta x_\eta$ 区間における河床高の差 $\Delta Z_\eta$ はEq. 16のごとく示され、また $\eta$ 点における河床高 $Z_\eta$ はEq. 17のごとく示されている。

$$\Delta Z_\eta = -I_0 \left( \frac{a_c}{a_{c0}} \right)_m^\mu \left( \frac{B}{B_0} \right)_m^\gamma \left( \frac{d_m}{d_{m0}} \right)_m^\lambda \Delta x_\eta + h_0 \left( \frac{a_c}{a_{c0}} \right)_m^{-\varphi} \left( \frac{B}{B_0} \right)_m^{-\gamma} \left( \frac{d_m}{d_{m0}} \right)_m^{-\lambda}$$

$$\left[ \varphi \left( \frac{a_{c0}}{a_c} \right)_m \left( \frac{da_c}{a_c} \right) + \gamma \left( \frac{B_0}{B} \right)_m \left( \frac{dB}{B} \right) + \lambda \left( \frac{d_{m0}}{d_m} \right)_m \left( \frac{dd_m}{d_{m0}} \right) \right] - \frac{h_{c0}^3}{h_0^2} \left( \frac{a_c}{a_{c0}} \right)_m^2 \varphi \left( \frac{B}{B_0} \right)_m^{2\gamma} \left( \frac{d_m}{d_{m0}} \right)_m^{2\lambda} \left[ \varphi \left( \frac{a_{c0}}{a_c} \right)_m \left( \frac{da_c}{a_{c0}} \right) + (\gamma-1) \left( \frac{B_0}{B} \right)_m \left( \frac{dB}{B_0} \right) + \lambda \left( \frac{d_{m0}}{d_m} \right)_m \left( \frac{dd_m}{d_{m0}} \right) \right] \dots (16)$$

$$Z_\eta = Z_0 + \sum_{\eta=0}^n \Delta Z_\eta \dots (17)$$

( $\eta=0, 1, 2, 3, \dots, n, \Delta Z_0=0$ )

ここに  $I_0$  : 基準点における水面勾配, 添字 0 は基準点を示す。  $b$  : 河川幅,  $d_m$  : 河床流砂の平均粒径,  $h_0$  : 水深,  $x$  : 流れ方向にとった距離,  $Z$  : 河床高,  $\mu, \gamma, l, \varphi, \lambda$  の値は近似的に  $\mu=19\%$ ,  $\gamma=9\%$ ,  $l=9\%$ ,  $\varphi=3\%$ ,  $\lambda=3\%$  である。  $h_{c0}^3 = Q^2/gB^2m$  で与えられ,  $Q$  : 流量である。また  $a_c$  値は限界掃流力に関する岩垣公式<sup>(13)</sup> から Eq. 18 で示されるが,  $a_c$  値は  $U_*d/\nu$  の値によって決定しうる定数で, 一般に岩垣の  $U_{*c}^2/\{(\sigma/\rho)-1\}gd_m$  と  $U_{*c}d_m/\nu$  との関係を表わした関係図を使用して決定する。

$$a_c = U_{*c}^2/\{(\sigma/\rho)-1\}gd_m \dots (18)$$

ここに  $d_m$  : 平均粒径,  $\sigma$  : 砂礫密度,  $\rho$  : 水の密度,  $g$  : 動力の加速度である。

また Eq. 16 において,  $d_m, d_{m0}$  を除いた添字  $m$  は  $\Delta x_\eta$  間における平均値を示し,  $\Delta a_c, \Delta d_m, \Delta B$  は  $\Delta x_\eta$  へだてた両端の断面における  $a_c, d_m, B$  のそれぞれの差である。

2. 平衡勾配の計算式

各地点の平衡勾配は Eq. 16 で求められた  $\Delta x_\eta$  と分割した区間  $\Delta x_\eta$  の値を使用して, Eq. 19 から求められる。

$$i_\eta = -\Delta Z_\eta/\Delta x_\eta \dots (19)$$

3. 基準点における水面勾配  $I_0$  の計算式

基準点にとる場所は, 基準点付近の河幅がほぼ一様であり, 河床滑かて等流状態になる場所をとる。等流に近い流れでは  $I_0$  は Eq. 20 から計算しうる。

$$I_0 = \left( \frac{h_{c0}}{h_0} \right)^3 \left[ 60 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{h_0}{d_{65}} \right) \right]^{-2} \dots (20)$$

ここに  $h_{c0}^3 = Q^2/gB^2_0$  である。

(2) 解析のための諸条件の決定

解析にあたっては, 前述 Eq. 16 を基本式として計算を進めたが, 種々の条件が関連してくるので, 妥当性とその簡便さからつぎのように決定した。

1. 河川幅の決定

実際の断面形においては, 水深および河川幅もかわり, 流砂量も場所によってことなり, さらに同じ断面でも場所によって洗掘, 滞積が起りうるわけであるが, この計算では簡便のため, 一応断面を長方形断面におきかえて 2 次元的に考えた。すなわち, 実測横断面図より, 府中ダムの計画洪水量  $Q_{max} = 1,250m^3/sec$  を流下せしめる断面を長方形断面におきかえて試算により河川幅を決定した。この際流速公式としては GANGUILLI-KUTTER の公式を用いた。

2. 基準点および基準点における水面勾配  $I_0$

府中ダム築造後に計画洪水量  $Q = 1,250m^3/sec$  を 15 日間連続にダム余水吐より放流した場合, 下流側の河床砂礫の粒度分布が洪水流量によって変化するが, その影響をうけなくダム築造前の河床砂礫の粒度分布とひとしい地点, すなわち  $d_{m'}/d_m = 1$  となる地点を推定して, その地点付近で, 河幅一様で河床が滑かて, 等流状態によるような測線を基準点とした。

いまダム築造後の平均粒径を推定する実験式<sup>(4)</sup> Eq. 21 を用いて  $d_{m'}/d_m = 1$  となる地点を概算する。ここに  $d_{m'}$  :

$$\frac{d_{m'}}{d_m} = 0.90 + 5.9 \times 10^{-4} \left( \frac{U_*t}{x} \right)^{1.21} \dots (21)$$

ダム築造  $t$  時間後における平均粒径,  $d_m$  : ダム築造前の平均粒径,  $t$  : ダム築造後に洪水流量が放流される時間 (この場合  $1,250m^3/sec$  を 15 日間連続放流とする),  $x$  : 流下方向にとった距離,  $U_*$  : 摩擦速度である。  $R_* = \{(\sigma/\rho)-1\}^{1/2} g^{1/2} d^{3/2}/\nu < 671$  の場合における限界摩擦速度を岩垣公式<sup>(13)</sup>  $U_{*c}^2 = 0.05 \{(\sigma/\rho)-1\}gd_m$  から求めると  $U_* = 0.286m/sec$  がえられる。この際  $\sigma/\rho = 2.55$  である。

これら数値をEq.21に代入して  $d_m'/d_m=1$  となる条件によって解くと、 $x=5,329.6m \div 5.330Km$ をうる。したがって現在の河床状態を参考にして測線No.15(ダム地点より $x=5,980m$ )を一応基準点と決定した。

したがって測線No.15の断面における計算に必要な諸量は、 $B_0=71.6m$ 、 $h_0=5.41m$ 、 $Z_0=2.458m$ 、 $d_{m0}=d_{m0}'=3.0mm$ と与えられる。

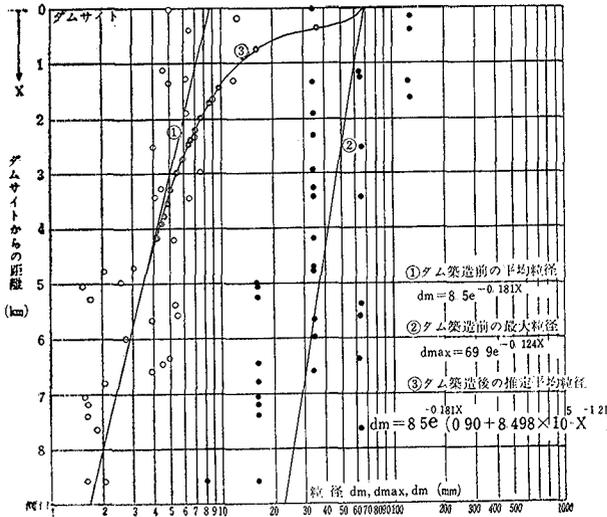


Fig. 8 府中ダム築造後の粒径変化の推定

解析では、Eq.22による値を用いて計算した。

つぎにダム築造後の平均粒径  $d_m'$  は、Eq.21に前述の  $Q=1,250m^3/sec$  を15日間連続放流した場合の  $U_* = 0.286m/sec$ 、 $t=1,296,000$  秒を代入して

$$\frac{d_m'}{d_m} = 0.90 + 8.498 \times 10^5 x^{-1.21}$$

がえられ、したがってEq.22を用いてEq.24がえられる。ダム築造後の静的平衡河床高の解析はEq.24による  $d_m'$

$$d_m' = 8.5e^{-0.181x} (0.90 + 8.498 \times 10^5 x^{-1.21}) \quad (24)$$

値を用いて計算した。

以上の方法によって求められる  $d_m$ 、 $d_m'$  の値はいずれも  $d_m$ 、 $d_m' > 3mm$  となるので、(Eq.16において  $\frac{a_c}{a_{c0}} \div 1$  であり、 $\frac{\Delta a_c}{a_{c0}} \div 0$  となるが、この関係は岩垣公式理論曲線<sup>(13)</sup>から明瞭となる。

(3) 河床変動の解析および考察

綾川河口から約9Kmの地点に府中ダムが築造された場合における下流側河床低下量の計算を、ダム築造前の  $d_m$ 、 $d_{max}$  と流下距離  $x$  との関係から、ダム築造後河床が静的平衡勾配になったときの粒度変化を推定して行なった。

1. ダム築造前の静的平衡河床高

以上計算に必要な諸量は、 $Q=1,250m^3/sec$ 、 $h_0=5.41m$ 、 $B_0=71.6m$ 、 $Z=2.458m$ 、 $(\sigma/\rho)$

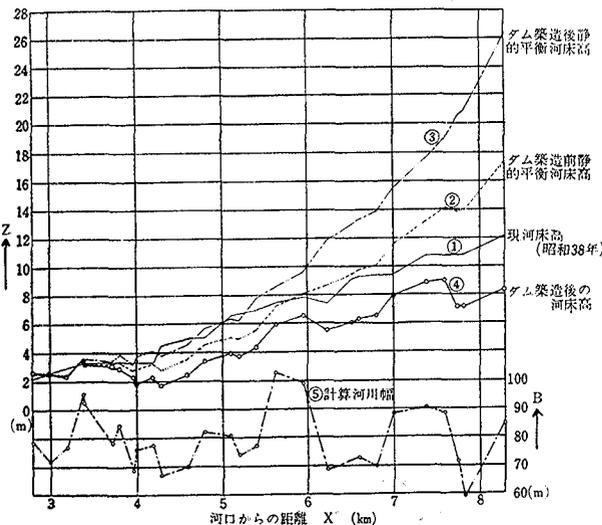


Fig. 9 解析結果

=2.55,  $d_{m0}=d_{m0}'=0.003m$ ,  $I_0=0.00121$ ,  $(a_c/a_{c0})=1$ ,  $\Delta a_c/a_{c0}=0$ である。また $\gamma=9\%$ ,  $l=9\%$ ,  $\lambda=3\%$ ,  $\mu=10\%$ ,  $\varphi=3\%$ であり, これらの諸量をEqs.16, 17に代入してEqs.25, 26なる計算式がえられる。

$$\begin{aligned} \Delta Z_\eta = & 1.21 \times 10^{-3} \left(\frac{B}{B_0}\right)_m^{9\%} \left(\frac{d}{d_0}\right)_m^{9\%} \Delta x_\eta' + 0.7729 \left(\frac{B}{B_0}\right)_m^{-9\%} \left(\frac{d}{d_0}\right)_m^{-3\%} \left\{ \delta \left(\frac{B_0}{B}\right)_m \right. \\ & \left. \left(\frac{\Delta B}{B_0}\right) + 2 \left(\frac{d_0}{d}\right)_m \left(\frac{\Delta d}{d_0}\right) \right\} + 0.004881 h^3 c_m \left(\frac{B}{B_0}\right)_m^{13\%} \left(\frac{d}{d_0}\right)_m^{4\%} \left[ \left(\frac{B_0}{B}\right)_m \left(\frac{\Delta B}{B_0}\right) \right. \\ & \left. - 2 \left(\frac{d_0}{d}\right)_m \left(\frac{\Delta d}{d_0}\right) \right] \end{aligned} \quad (25)$$

Table 1 ダム築造前の静的平衡河床高

測点	距離 x	現河床高	河川巾 B	河床土砂の 平均粒径 $d_m$	(1)	(2)	(3)	(1)+(2)-(3) $\Delta Z_\eta$	静的平衡 河床高 $Z_\eta$
No.	m	m	m	mm					m
No. 14	6,180	2.1815	78.2	2.8	0.240	-0.247	0.032	-0.039	2.419
No. 15	5,980	2.4575	71.6	3.0	0.250	-0.319	0.011	-0.080	2.458
No. 16	5,780	2.8315	76.9	3.0	0.275	0.882	-0.021	1.178	2.331
No. 16+190	5,590		95.3	3.1	0.032	-0.210	0.005	-0.183	3.517
No. 17+10	5,570	3.248	92.2	3.1	0.469	-0.563	0.043	-0.137	3.334
No. 18+117	5,263	3.248	78.3	3.3	0.127	0	-0.011	0.138	3.197
No. 19	5,180	3.366	84.1	3.3	0.250	-0.814	0.052	-0.616	3.335
No. 19+167	5,013	3.1995	68.2	3.5	0.049	0	-0.017	0.066	2.719
No. 20	4,980		75.9	3.5	0.319	0.097	0.007	0.409	2.785
No. 21	4,780	3.285	77.3	3.6	0.141	-0.600	0.034	-0.493	3.194
No. 21+90	4,690	4.468	66.9	3.7	0.488	0.274	0.011	0.751	2.701
No. 23	4,380	4.939	69.8	3.9	0.362	0.685	0.020	1.027	3.452
No. 24	4,180	5.0515	81.8	4.0	0.628	0.022	0.023	0.627	4.479
No. 25+109	3,871	6.4905	80.7	4.25	0.185	-0.334	0.023	-0.172	5.106
No. 26	3,780		73.9	4.3	0.414	0.223	0.009	0.628	4.934
No. 27	3,580	6.845	77.0	4.5	0.578	1.026	-0.038	1.642	5.562
No. 28+27	3,353	7.4585	102.5	4.7	0.949	-0.076	0.021	0.852	7.204
No. 29+147	3,033	7.7105	98.8	4.9	0.781	-1.239	0.097	0.555	8.056
No. 31+36	2,744		68.5	5.2	0.700	0.126	0.013	0.813	8.611
No. 32+115	2,465		72.0	5.5	0.229	0.063	0.005	0.287	9.424
No. 33	2,380	9.207	72.8	5.6	0.550	-0.130	0.025	0.395	9.711
No. 34	2,180	9.3045	69.6	5.8	0.627	0.879	-0.036	1.542	10.106
No. 35	1,980	9.346	88.1	6.0	1.395	0.138	0.023	1.510	11.648
No. 36+173	1,607	10.6145	90.2	6.4	0.905	-0.025	0.025	0.855	13.158
No. 38	1,380	10.7035	88.1	6.7	0.552	-0.683	0.051	-0.182	14.013
No. 38+144	1,236	10.7765	71.6	6.7	0.217	-0.019	0.028	0.170	13.831
No. 39+13	1,167	10.7175	58.9	7.0	1.812	1.439	-0.048	3.299	14.001
No. 41+89	691		84.8	7.6					17.300

\*距離xはダムサイトからの距離

$$\begin{cases} (1) -I_0 \left(\frac{a_c}{a_{c0}}\right)_m^\mu \left(\frac{B}{B_0}\right)_m^\gamma \left(\frac{d_m}{d_{m0}}\right)_m^l \Delta x_\eta \\ (2) h_0 \left(\frac{a_c}{a_{c0}}\right)_m^{-\varphi} \left(\frac{B}{B_0}\right)_m^{-\gamma} \left(\frac{d_m}{d_{m0}}\right)_m^{-\lambda} \times \left[ \varphi \left(\frac{a_{c0}}{a_c}\right)_m \left(\frac{\Delta a_c}{a_{c0}}\right) + \gamma \left(\frac{B_0}{B}\right)_m \left(\frac{\Delta B}{B_0}\right) + \lambda \left(\frac{d_{m0}}{d_m}\right)_m \left(\frac{\Delta d_m}{d_{m0}}\right) \right] \\ (3) \frac{h c_m^3}{h_0^2} \left(\frac{a_c}{a_{c0}}\right)_m^{2\varphi} \left(\frac{B}{B_0}\right)_m^{2\gamma} \left(\frac{d_m}{d_{m0}}\right)_m^{2\lambda} \left[ \varphi \left(\frac{a_{c0}}{a_c}\right)_m \left(\frac{\Delta a_c}{a_{c0}}\right) + (\gamma-1) \left(\frac{B_0}{B}\right)_m \left(\frac{\Delta B}{B_0}\right) + \lambda \left(\frac{d_{m0}}{d_m}\right)_m \left(\frac{\Delta d_m}{d_{m0}}\right) \right] \end{cases}$$

$$Z_\eta = 2.458 + \sum_{\eta=0}^{28} \Delta Z_\eta \quad (26)$$

ここでダム築造前の $d_m$ ,  $d_m$  (Fig. 8またはEq.22) について計算した結果が Fig. 9の曲線(2)に示され, また計算値は Table 1に示してある.

2. ダム築造後の静的平衡河床高

ダム築造後の河床高は, Eqs.25, 26において, Fig. 8またはEq.24の $d_m'$ または $d_{m0}'$ を用いて計算したが, この計算結果はFig. 9の曲線(3)に示し, 計算値は Table 2に示してある.

3. 河床低下量の計算

Table 2 ダム築造後の静的平衡河床高

測点	距離 x	距離	現河床高	河川巾 B	$d_m$	(1)	(2)	(3)	(1)+(2)-(3)	静的平衡河床高 $Z_\eta$
No.		m	m	m	mm				$\Delta Z_\eta$	m
No. 14	6,180		2.1815	78.2	2.8	0.240	-0.498	-0.007	-0.251	2.207
No. 15	5,980		2.4575	71.6	3.0	0.249	-0.321	0.011	-0.061	2.458
No. 16	5,780		2.8315	76.9	3.0	0.268	0.887	-0.021	1.176	2.397
No. 16+190	5,590			95.3	3.0	0.032	-0.082	0.014	-0.064	3.573
No. 17+10	5,570		3.248	92.2	3.2	0.477	-0.602	0.034	-0.159	3.509
No. 18+117	5,263		3.248	78.3	3.3	0.126	0.361	-0.002	0.489	3.350
No. 19	5,180		3.366	84.1	3.4	0.253	-0.855	0.043	-0.645	3.839
No. 19+167	5,013		3.1995	68.2	3.5	0.042	0.470	-0.018	0.530	3.194
No. 20	4,980			75.9	3.5	0.323	0.133	0.016	0.440	3.724
No. 21	4,780		3.285	77.3	3.7	0.145	-0.588	-0.034	-0.409	4.164
No. 21+90	4,690		4.468	66.9	3.8	0.503	0.265	0.010	0.758	3.755
No. 23	4,380		4.939	69.8	4.0	0.378	0.709	-0.011	1.098	4.513
No. 24	4,180		5.0515	81.8	4.2	0.669	0.031	0.027	0.673	5.611
No. 25+109	3,871		6.4905	80.7	4.5	0.200	-0.311	0.025	-0.136	6.284
No. 26	3,780			73.9	4.6	0.449	0.215	0.009	0.655	6.148
No. 27	3,580		6.845	77.0	4.8	0.632	1.026	-0.033	1.691	6.803
No. 28+27	3,353		7.4585	102.5	5.1	1.074	-0.037	0.035	1.072	8.494
No. 29+147	3,033		7.7105	98.8	5.5	0.917	1.353	0.114	2.156	9.566
No. 31+36	2,744			68.5	6.0	0.851	0.288	0.024	1.115	11.722
No. 32+115	2,465			72.0	6.5	0.282	0.059	0.004	0.337	12.837
No. 33	2,380		9.207	72.8	6.6	0.694	-0.080	0.045	0.569	13.174
No. 34	2,180		9.3045	69.6	7.1	0.829	0.860	0.026	1.663	13.743
No. 35	1,980		9.346	88.1	7.6	2.021	0.195	0.064	2.152	15.406
No. 36+173	1,607		10.6145	90.2	8.8	1.425	0.063	0.081	1.408	17.558
No. 38	1,380		10.7035	88.1	10.2	0.968	0.639	0.090	1.517	18.966
No. 38+144	1,236		10.7765	71.6	10.6	0.401	0.017	0.036	0.382	20.483
No. 39+13	1,167		10.7175	58.9	11.1	4.134	1.424	0.109	5.449	20.865
No. 41+89	691			84.8	16.7					26.314

\* 距離xはダムサイトからの距離,  $d_m'$ はダム築造後 t 時間後における平均粒径

$$\text{注} \begin{cases} (1) -I_0 \left( \frac{a_c}{a_{c0}} \right)_m \left( \frac{B}{B_0} \right)_m \left( \frac{d_m'}{d_{m0}'} \right)_m \Delta x_\eta \\ (2) h_0 \left( \frac{a_c}{a_{c0}} \right)_m^{-\varphi} \left( \frac{B}{B_0} \right)_m^{-\gamma} \left( \frac{d_m'}{d_m} \right)_m^{-\lambda} \times \left[ \varphi \left( \frac{a_{c0}}{a_c} \right)_m \left( \frac{\Delta a_c}{a_{c0}} \right)_m + \gamma \left( \frac{B_0}{B} \right)_m \left( \frac{\Delta B}{B_0} \right)_m + \lambda \left( \frac{d_{m0}'}{d_m'} \right)_m \left( \frac{\Delta d_m'}{d_{m0}'} \right)_m \right] \\ (3) \frac{h_{cm}^3}{h_0^2} \left( \frac{a_c}{a_{c0}} \right)_m^{2\varphi} \left( \frac{B}{B_0} \right)_m^{2\gamma} \left( \frac{d_m'}{d_{m0}'} \right)_m^{2\lambda} \left[ \varphi \left( \frac{a_{c0}}{a_c} \right)_m \left( \frac{\Delta a_c}{a_{c0}} \right)_m + (\gamma-1) \left( \frac{B_0}{B} \right)_m \left( \frac{\Delta B}{B_0} \right)_m + \lambda \left( \frac{d_{m0}'}{d_m'} \right)_m \left( \frac{\Delta d_m'}{d_{m0}'} \right)_m \right] \end{cases}$$

ダム築造前の静的平衡河床高に対する河床変動量  $\delta Z_{b\eta}$  は Eq.27 で与えられる<sup>(4)</sup>。

$$\delta Z_{b\eta} = Z_{b\eta} + Z_{a\eta} \dots \dots \dots (27)$$

ここに  $Z_{a\eta}$  : ダム築造後の静的平衡河床高,  $Z_{b\eta}$  : ダム築造前の静的平衡河床高である。

またダム築造後の河床高  $Z_{\eta}$  は Eq.28 で与えられる。

$$Z_{\eta} = Z_{b\eta} + \delta Z_{b\eta} \dots \dots \dots (28)$$

したがって  $Z_{\eta}$  り  $x$  との関係を計算して示すと, Fig. 9 の曲線(4)のごとくなり, 計算値は Table 3 に示される。

その他ダム築造前の実測河床高  $Z_{p\eta}$  に対する変動量  $\delta Z_{p\eta}$  は Eq.29 で示される。

$$\delta Z_{p\eta} = 2 Z_{b\eta} - (Z_{a\eta} + Z_{p\eta}) \dots \dots \dots (29)$$

以上, 府中ダム築造後の推定河床高をみると, ダムより下流約1.3Km 付近までは低下量が大きく, ダム放水ごと洗掘により多量の砂礫が下流へ流送されるものと推定され, それより下流は大体現河床にそって, ダム下流約6 Km 付近まで浸食が行われて河床が低下するものと考えられる。この解析ではダム地点より下流約6 Kmの範囲において現河床高(1963年実測)より大体0.5~3.5m以上低下することが推定されたが, 解析にあたりとくに河川幅の広狭が河床低下量に大きく影響することがわかった。

Table 3 ダム築造後の河床高

測点	ダムサイトからの距離 x	現河床高	(1)	(2)	(1)-(2) Z <sub>η</sub>	取水口敷高	河床変動量	備考
	m	m	m	m	m	m	m	
No. 14	6,180	2.1815	4.838	2.207	2.631		0.4495	
No. 15	5,980	2.4575	4.916	2.458	2.458		0.0005	
No. 16	5,780	2.8315	4.678	2.397	2.281		-0.5505	
No. 16+190	5,590		7.634	3.573	3.461			
No. 17+10	5,570	3.248	6.668	3.509	3.159	3.004	-0.089	西梶井口
No. 18+117	5,263	3.248	6.394	3.350	3.044	3.5655	-0.204	郷佐古井口
No. 19	5,180	3.366	6.670	3.839	2.831		-0.535	
No. 19+167	5,013	3.195	5.438	3.194	2.244	3.9365	-0.951	今井井口
No. 20	4,980		5.570	3.724	1.846			
No. 21	4,780	3.285	6.388	4.164	2.224		-1.061	
No. 21+90	4,690	4.468	5.402	3.755	1.647	3.931	-2.821	江尻井口
No. 23	4,380	4.939	6.904	4.513	2.391		-2.548	
No. 24	4,180	5.0515	8.958	5.611	3.347		-1.7045	
No. 25+109	3,871	6.4905	10.212	6.284	3.928		-2.5625	綾川橋
No. 26	3,780		9.868	6.148	3.720			
No. 27	3,580	6.845	11.124	6.803	4.321		-2.524	
No. 28+27	3,353	7.4585	14.408	8.494	5.914		-1.5445	
No. 29+147	3,033	7.7105	16.112	9.566	6.546	7.0595	-1.1645	本庄井口
No. 31+36	2,744		17.222	11.722	5.500	7.374		氏部井口
No. 32+115	2,465		18.848	12.837	6.011	9.023		三ヶ庄井口
No. 33	2,380	9.207	19.422	13.174	6.248		-2.959	
No. 34	2,180	9.3045	20.212	13.743	6.469		-2.8355	
No. 35	1,980	9.346	23.296	15.406	7.890		-1.456	
No. 36+173	1,607	10.6145	26.316	17.558	8.758		-1.8565	綾川大橋
No. 38	1,380	10.7035	28.026	18.966	9.060		-1.6435	
No. 38+144	1,236	10.7765	27.662	20.483	7.179	12.1765	-3.5975	鴨井口
No. 39+13	1,167	10.7175	28.002	20.865	7.137		-3.5805	城山橋
No. 41+89	691		34.600	26.314	8.286			石井橋

注 (1) : 2Z<sub>bη</sub>, (2) : Z<sub>aη</sub>

4. 綾川下流側の取水口敷高とダム築造後の推定河床高の関係

長柄ダム築造(昭28)10年後(昭38)の河床低下の実測値, さらに府中ダム築造後の河床低下推定値を比較したのがFig.10である。

いま府中ダム築造後, 下流側のかんがい用取水口9カ所の敷高と解析による推定河床高を比較してみると, Table 3に示すごとく, それぞれ上流側井口より, (1)鴨井口(4.9975m低下), (2)三ヶ庄井口(3.012m低下), (3)氏部井口

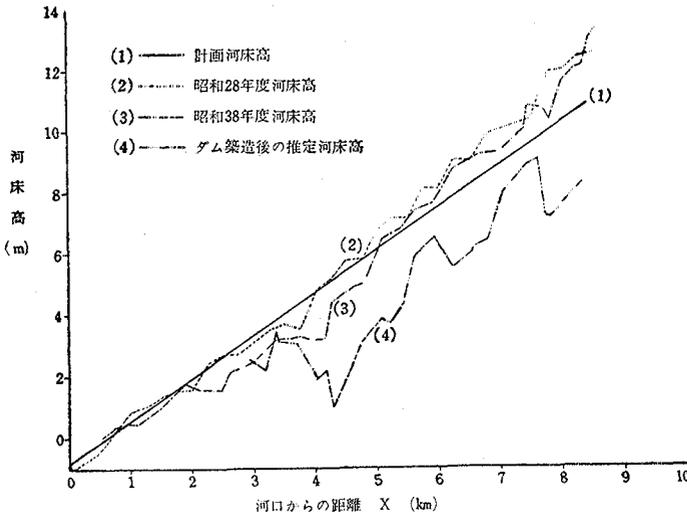


Fig. 10 綾川水系府中ダム地点下流側の河底

(1.874m低下), (4)本庄井口(0.5135m低下), (5)江尻井口(2.284m低下), (6)今井井口(1.6925m低下), (7)郷佐古井口(0.5215m), (8)西梶井口(取水口敷高とほぼ同じ)のごとく各井口において, 取水口敷高より河床が0.5~5.0m程度低下して取水困難となることがうかがえる。また第2水源地の水道用集水暗渠付近では現河床より3.5m程度低下して, 取水困難となることが推察できる。

その対策として工業用水および上水道用水は府中ダムより直接取水し, 農業用水は下流側の各かんがい用井口を整備統合して府中ダム下流に取水ダムを別途に設けて一括取水するか, 直接府中ダムから取水する方法が考えられる。この際現在の鴨井口付近に砂防兼取水ダムを築造し, その上流基部に集水暗渠を伏設

して取水するのも一方法と考えられる。

V あとがき

綾川水系においては, 長柄ダムの築造, 河川改修工事における河床砂の築堤利用または砂利採取などの人為的環境変化により, 河床変動がいちじるしく, 過去10年間(1953~1963)に約0.5~1.8m(河口より9Km府中ダム地点まで)河床が低下しており, 府中ダム築造後は, 取水調整による河川流量の変化やダム上流の滞砂現象により, ダム下流側では流砂が遮断されるため, さらに河床低下現象が進展するものと予想される。

この報告は綾川水系における流砂の粒度特性を調査し, この実測結果から府中ダム築造後の粒度分布を推定し, 静的平衡勾配の理論を用い河床低下量を推定して, その対策について検討したものである。その概要を示すと,

(1) 綾川水系河床流砂の粒度特性を解析してみると, 下流側ほどよく淘汰されて分級がよく, また粒径も細粒化するが, 河口からの距離 $x'$ Km(または府中ダム地点からの流下距離 $x$ Km)と粒径 $d$ (mm)の関係は, それぞれつぎのごとき実験式で示される。

平均粒径  $d_m = 1.7e^{0.181x'}$  または  $d_m = 8.5e^{-0.181x}$

中央粒径  $d_{50} = 1.3e^{0.214x'}$

最大粒径  $d_{max} = 22.9e^{0.124x'}$  または  $d_{max} = 69.9e^{-0.124x}$

またダム築造後の平均粒径 $d_m'$ はつぎのごとくなるものと推定される。

ダム築造後の平均粒径 -----

$$d_m' = 8.5e^{-0.181x'} (0.90 + 8.498 \times 10^5 x^{-1.21})$$

(2) 河床流砂の平均粒径( $M\phi$ ,  $d_m$ )別分級度( $\sigma\phi$ )の関係は, つぎのごとき回帰直線式で示され, 一般の掃流

$$\sigma\phi = 0.919 - 0.609M\phi$$

形式による滞積過程におけるように, 粒径が細化するほど分級がよい。平均粒径( $M\phi$ )とびずみ度( $\alpha\phi$ )の関係では, 分級のよい $M\phi = -0.6 \sim -1.0$  ( $d_m = 1.5 \sim 2.0$ mm)付近で $\alpha\phi = 0$ となり, それより粒径が粗化するにつれ正(河

川上流側), 負(下流側) 双方にそれぞれ強いひずみを示す。また  $M\phi$  と先鋭度 ( $\beta\phi$ ) の関係はつぎのごとき回帰直線式で示される。

$$\beta\phi = 0.706 + 0.137M\phi$$

(3) 以上の粒度特性資料を用いて静的平衡勾配の理論から府中ダム築造後の河床変動量を推定すると, ダム地点より下流約 6 Km の範囲において現河床高 (1963年実測) より大体 0.5~3.5m 以上, また下流側のかんがい用各井口の取水敷高より大体 0.5~5.0m 河床が低下し, さらに第 2 水源地上水道用集水暗渠付近では現河床より 3.5m 程度低下して, それぞれ取水が困難となることが推察できる。

(4) 府中ダム築造後の流砂阻止による河床低下は, 治水面からみると好ましい現象であるが, 利水面から大いに問題がある。その対策として工業用水および上水道用水は府中ダムより直接取水し, 農業用水は下流側の各かんがい用井口を整備統合して, 府中ダム下流に取水ダムを別途に設けて一括取水するか, 直接府中ダムから取水する方法が考えられる。また上水道水源として第 2 水源地の集水暗渠をそのまま利用する場合には, 現在の鴨井口付近に砂防兼取水ダムを築造し, その上流基部に集水暗渠を伏設して取水する対策も考えられる。

最後に, この研究は, 香川県土木部の援助または文部省科学研究費(特定災害)の補助によるものであり, 関係当局をはじめ, 研究にあたって, 採砂分析または解析に協力された諸氏に厚く謝意を表す。

#### 参 考 文 献

- (1) EINSTEIN, H. A. : Needs in sedimentation, *Proc. A. S. C. E.*, 87 (HY-2), (1961).
- (2) GANAL MOSIAFA, M. : River bed degradation below large capacity reservoirs, *Proc. A. S. C. E.*, 81, (1955).
- (3) 河村三郎, 加藤皓久, 瀬尾二郎 : 大容量貯水池の下流域における河床低下の研究 (1), 土木学会第17回年次学術講演会講演概要, (1962).
- (4) 河村三郎, 三浦真治, 吉田節夫 : — (2), 土木学会第18回年次学術講演会講演概要, (1963).
- (5) 農林省農地局資源課 : 他事業によるかんがい排水事例集 (1), (1957).
- (6) 四国地方開発審議会 : 河川および水利の問題, 四国地方開発に関する農業問題報告書, (3), (1961).
- (7) 吉良八郎 : 貯水池の滞砂に関する水理学的研究, 香川大学農学部紀要, (12), (1963).
- (8) 前川忠夫, 脇谷武 : かんがい用貯水池相に関する研究, 香川大学農学部学術報告, 13 (1), (1961).
- (9) ROMINGER, J. F. : Relations of plasticity and grain size of Lake Agassize sediments, *Jour. Geol.*, 62 (6), (1954).
- (10) 吉良八郎, 横瀬広司 : 吉野川河口における滞積土砂の分級度について, 農業土木研究別冊, (6), (1963).
- (11) 吉良八郎, 中西弘 : 築堤式浅海養殖池(安戸池)における底質ならびに漂砂の粒度特性について, 香川大学農学部学術報告, 15 (2), (1964).
- (12) 奈須紀幸 : 浜砂の生成機構, *科学*, 28(10), (1958).
- (13) 岩垣雄一 : 限界掃流力に関する基礎的研究, 土木学会論文集, (41), (1956).
- (14) 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, (70), (1960).
- (15) 物部長穂 : 水理学, 岩波, (1950).
- (16) 安芸皎一 : 河相論, 主として河相と河川工法との関連性についての研究 (2), 土木学会誌, 27 (11), (1941).

On the characteristics of size distribution of the sands and gravels and the variation of river bed downstream from the dams (1)\*

Hachirō KIRA, Hiroshi NAKANISHI and Kunio ABE

**Summary** The authors are systematically analyzing the mechanism of sorting of sediments in the process of erosion, transportation and sedimentation in catchment areas, reservoirs, rivers and the sea.

The dam which is constructed in the river having much sediments produces many difficult problems

due to deposited sediment. For example, these are the rise of river bed upstream of dam, the down of river bed downstream of dam and decrease of effective storage capacity etc.

In this paper, authors considered theoretically and experimentally on the characteristics of size distribution of the sands and gravels and the variation of river bed downstream from the Huchū dam site. Mechanical analysis was made on the basis of JIS-1204, and degree of sorting was examined by the phi scale of KRUMBEIN, INMAN etc. Size parameters such as  $Md\phi$ ,  $M\phi$ ,  $\sigma\phi$ ,  $Qd\phi$ ,  $Pd\phi$ ,  $\alpha\phi$  and  $\beta\phi$  were obtained from the results. The grades of  $\sigma\phi$  showing the degree of sorting were analyzed by ROMINGER'S classification.

By analytical investigations of the variation of river bed in the Aya river, a theory of static equilibrium bed slope by MASUDA and KŌMURA, was employed by use of the river bed of downstream from the Huchū dam site as the site of investigation. Main interesting results are as follows.

- (1) In the bed materials of the Aya river, saltational and tractional sorting groups, the degree of sorting of downstream side sands and gravels becomes better than that of the upper stream side one, and the grain sizes (the mean diameter  $d_m$  in millimeters) smaller.

As for the relation between  $x'$  (or  $x$ ),  $d_m$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{max}$  and  $d_m'$  is shown by the following empirical formulas : (Figs. 2, 8)

$$d_m = 1.7e^{0.181x'}, \quad d_m = 8.5e^{-0.181x}$$

$$d_{50} = 1.3e^{0.214x'}$$

$$d_{max} = 22.9e^{0.124x'}, \quad d_{axm} = 69.9e^{-0.124x}$$

$$d_m' = 8.5e^{-0.181x} (0.90 + 8.498 \times 10^5 x^{-1.21})$$

where  $x'$  : distance from the river mouth (Km).

$x$  : distance from the dam site (Km).

$d_m$  : mean diameter in mm,  $d_{50}$  : median

diameter in mm,  $d_{max}$  : maximum diameter (mm).

$d_m'$  : mean diameter after from the date of dam construction (mm).

- (2) In the sands and gravels, the relationship of sorting factor ( $\sigma\phi$ ) against mean diameter ( $M\phi$  and  $d_m$ ) indicates that degree of sorting in bed materials of the smaller mean diameter ( $d_m$ ) becomes better than that of the larger mean diameter ( $d_m$ ) one.

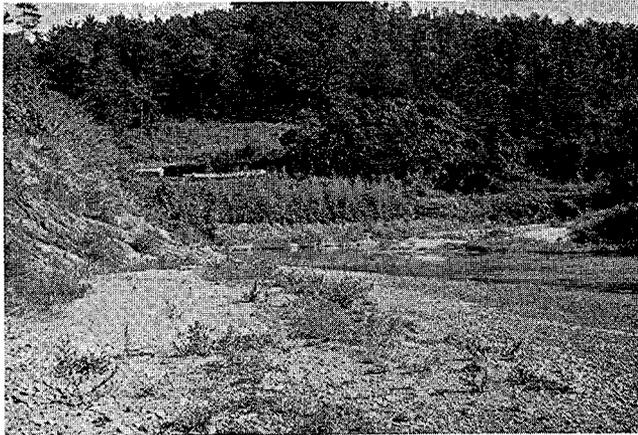
As for the relation between phi mean diameter ( $M\phi$ ) and phi deviation measure ( $\sigma\phi$ ) is shown by the following regression line : (Fig. 5)

$$\sigma\phi = 0.919 - 0.609M\phi$$

- (3) In this study the authors tried to estimate the variation of river bed downstream of the Huchū dam site, using a theory of static equilibrium bed slope by MASUDA and KŌMURA. (Figs. 9, 10 and Tables 1, 2, 3)

(Received June 10, 1964)

綾川河床流砂の概況



写真一1

Dam site

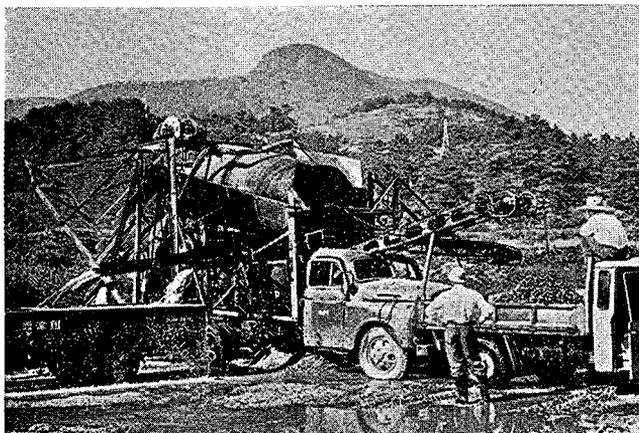
採砂点 No. 35



写真一2

採砂点 No. 33

流砂の滞積状況



写真一3

採砂点 No. 33

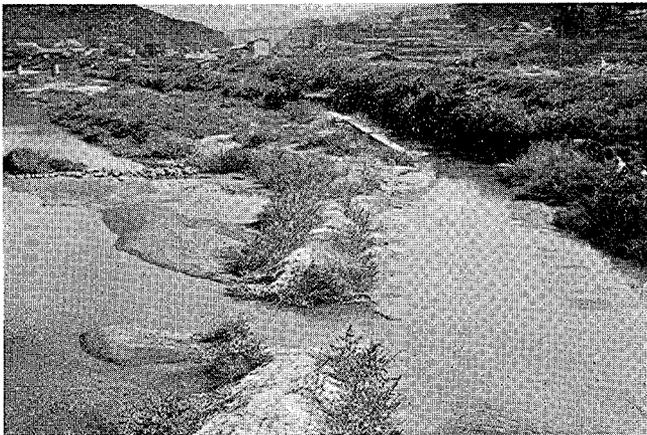
採砂事業



写真一4 (測点 No. 38+144)

採砂点 No. 29

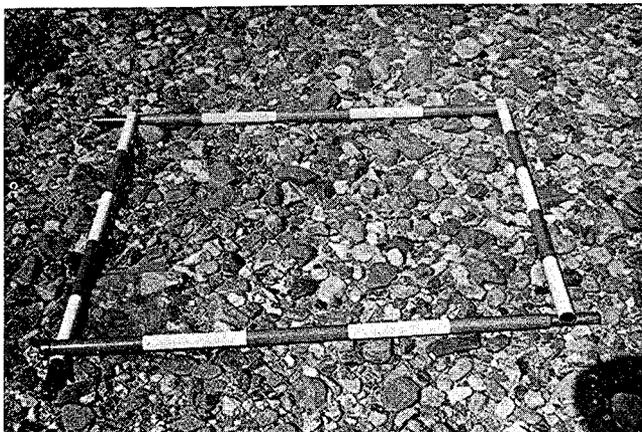
鴨井口付近の瀬掘による取水状況



写真一5 (測点 No. 38+144)

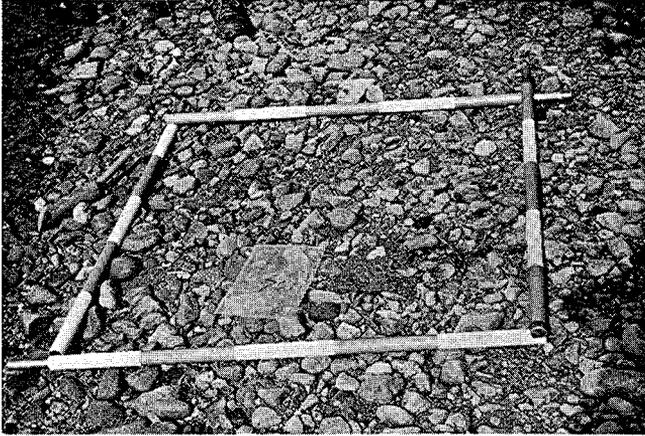
採砂点 No. 29

鴨井口付近の洪水による瀬掘の欠損



写真一6

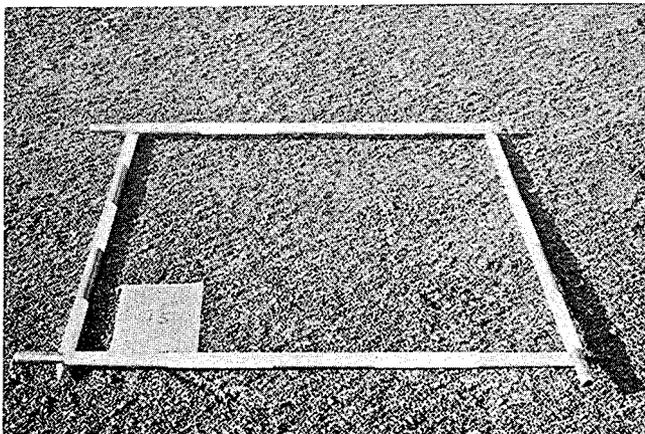
採砂点 No. 34



写真一七 (測点 No. 25)  
採砂点 No. 25



写真一八 (測点 No. 21)  
採砂点 No. 18



写真一九  
採砂点 No. 2