

轟堰堤構築による大淀川上流河床の短期変化に就いて

応用力学研究所水文学研究委員会

<https://doi.org/10.15017/4743357>

出版情報：応用力学研究所所報. 8, pp.31-44, 1956-03. 九州大学応用力学研究所
バージョン：
権利関係：



轟堰堤構築による大淀川上流河床の 短期変化に就いて¹⁾

応用力学研究所水文学研究委員会

概 要

宮崎県大淀川上流第1発電所用水取入口に於ける低堰堤の上流の河床が、大正15年建設当時より流砂により次第に埋没上昇し、昭和16年までには殆んど現在の河床にまで達し、その後は季節毎に可成の量の変動をしている。これを、低堰堤なる故に比較的短期間に一応の平衡河床を形成し、その後の流況により、絶えず若干の変動を行つている短期変化と見做し、最近の流砂に関する理論及び現地に於ける流砂量の測定結果を用いて説明せんと試みられている。理論は事実をよく説明していると言える。

最後に理論の応用としてこの種の貯水池に於ける堆砂の排除を門扉操作に依つて行わんとする場合が簡単に論じられている。

1. 緒 言 河床変化には永年変化と短期変化とが考えられる。例えば1回の洪水のために生ずる変化、或は洪水の多かつた年の年間の変化とか、更に洪水の多い年が数年続いた場合の変化等は後者の例である。種々の変化が幾回となく繰り返され、その期間を通じて流水による平均化作用が働いて、平均的に或る一定の状態が出現し、その期間内では、その状態を基準として比較的小さな変動が繰り返されると見做される様な場合には、河床は**短期的に平衡状態**にあると考えられる。他方この様な短期間ではその変化を認められないが、更に永い期間を以つて見るとき、そこに変動が現われる場合、これは永年変化に属する。永年変化の原因としては、流水の篩分け作用に依つて分離された大型の砂礫が洪水の度毎に河床深く埋没し、永い間に河床の上昇を起したり、或は稀にしか起らない事象に依る河床の急変、その他一般に動力地質学的な変化が考えられる。

轟堰堤は大淀川上流 51.0 軒の地点に設けられた発電用貯水池のための低堰堤であつて、その天端は当時の平均河床より僅かに約2米の高さにある。ために貯水能力或は蓄砂能力は小さい。他方大淀川上流部の流域は所謂都城盆地であつて、水源地に於ては大規模の「シラス」の崩壊等があつて流砂量は多いと考えられる。

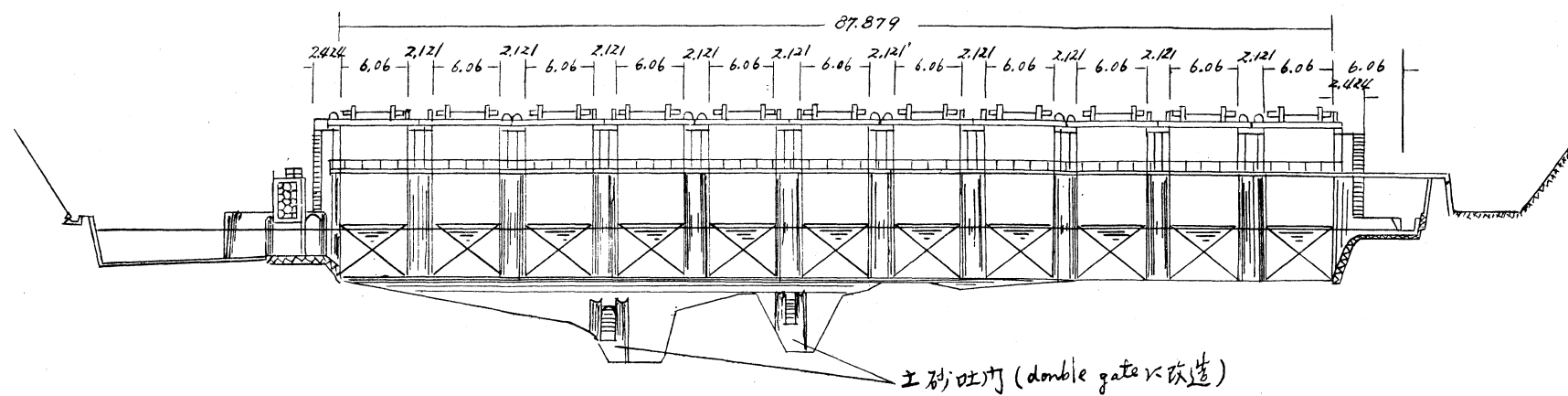
轟堰堤を建設した場合に、この突然の河床の変化に伴つて流れの様子は変わり、流砂状況も従つて変わり、ここに河床の短期変化が始る。其後堰堤上流の貯水池に流砂は次第に堆積

¹⁾ この論文は“水害に関する轟ダム調査委員会”に対する報告に若干の訂正、補正を行つたものであり、責任は栗原道徳にある。現地に於ける流砂量の実測及び整理は樺東一郎による。

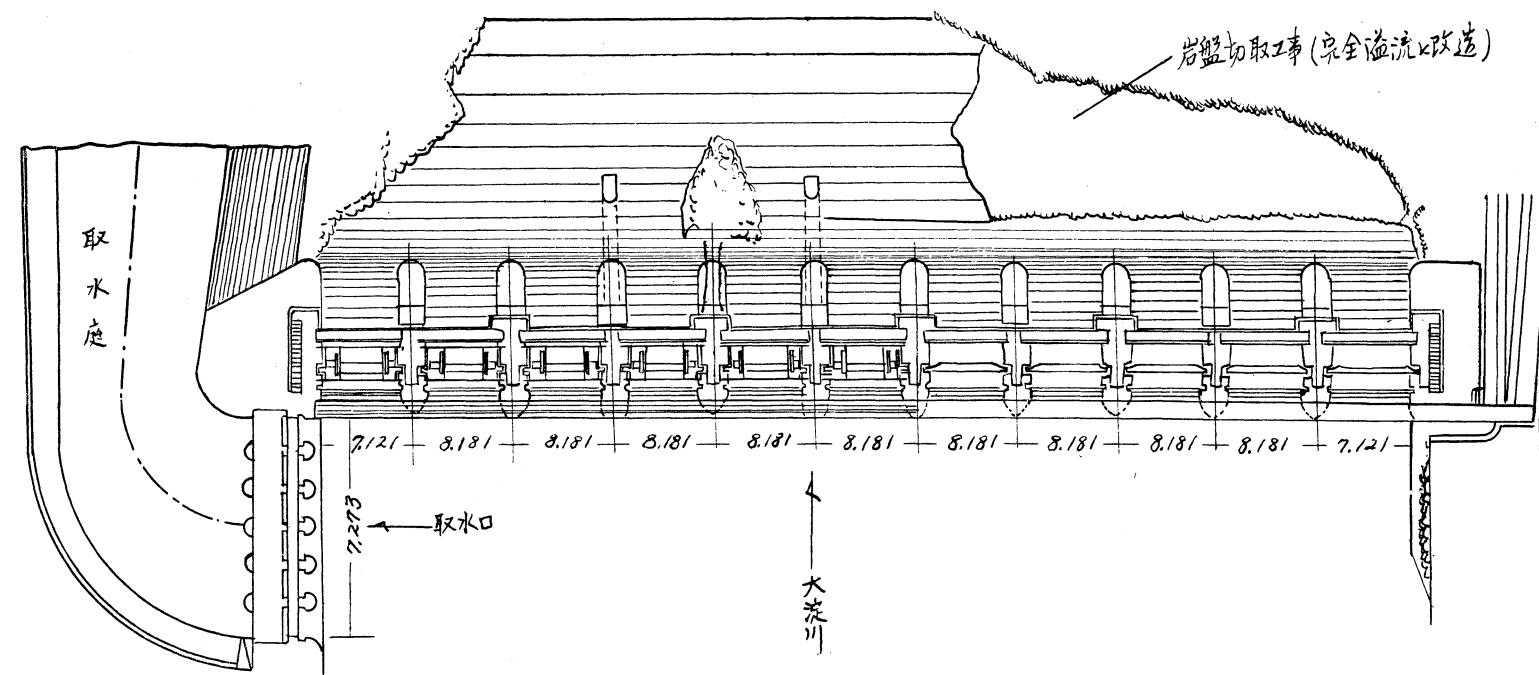


車轉堰堤 竣工圖

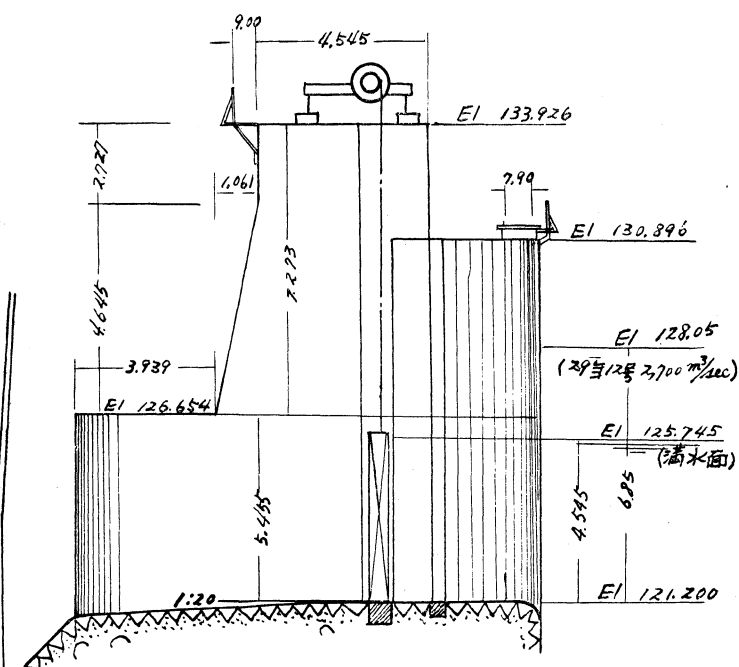
正面圖 $S = 1/600$



平面圖 $S = 1/600$



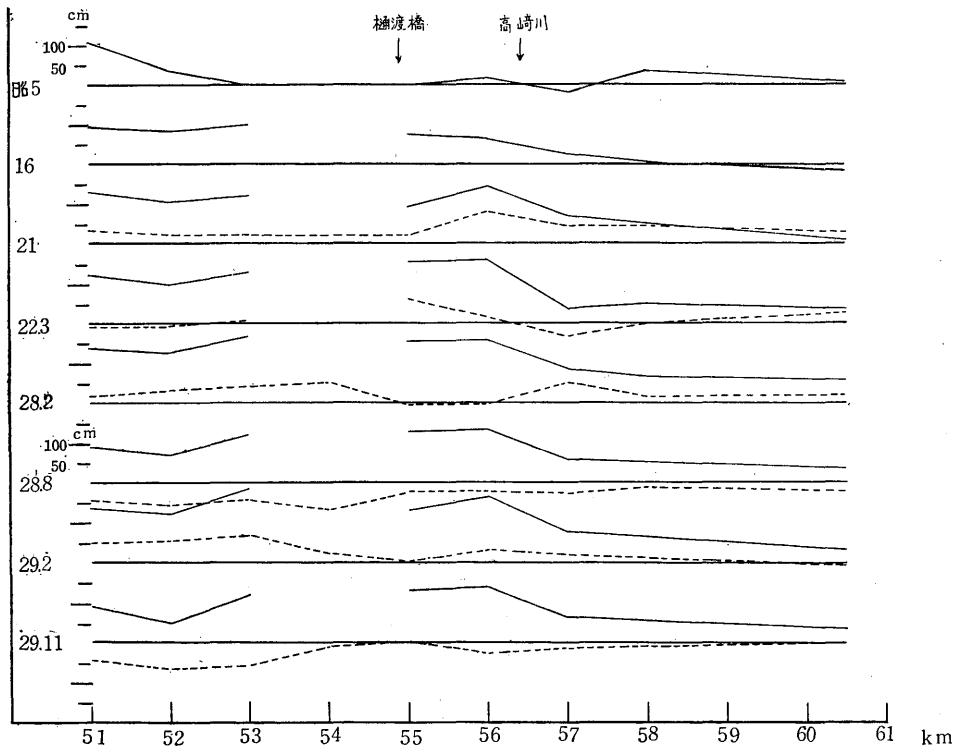
断面圖 $S = 1/200$



し、河床上昇をきたす。そしてこれは比較的速かに堰堤にまで到達する。然しながら或程度以上に及ぶと、洪水時に於ける水門よりの排砂作用が著しくなり、ここに一種の平衡状態が出現する。かくて短期的な変化は一応終るが、以降は降雨の多寡 或は門扉操作の程度に応じて、平均的な平衡状態のまわりに比較的小さな河床変動を絶えず繰返す。然し更に長年月の間には、轟堰堤の有無に拘らず 起るべき所謂永年変化の要因が付け加わる。そのために起る永年変化が堰堤の有無に依つて如何に異なるであろうかは非常に困難な問題で、吾々の対象ではなく、ここでは上述の短期変化及びそれに伴う変動を測定資料に基いて少しく考察してみる。

2. 河床逐次変動 平水河積による河床高は、現実の河床高を最もよく表わしているものと思われるので、以下建設省資料よりこれを引用して論ずることとする。

堰堤建設当時大正 15 年より昨年まで得られた 9 回の測定資料から、建設当時の河床を基準にした河床の変化を知ることが出来る。更に、これより逐次の変化即ち**逐次変動**を求めるならば、河床が年々どの様に変動してゆくかを見ることが出来る。第 1 図に於て、実

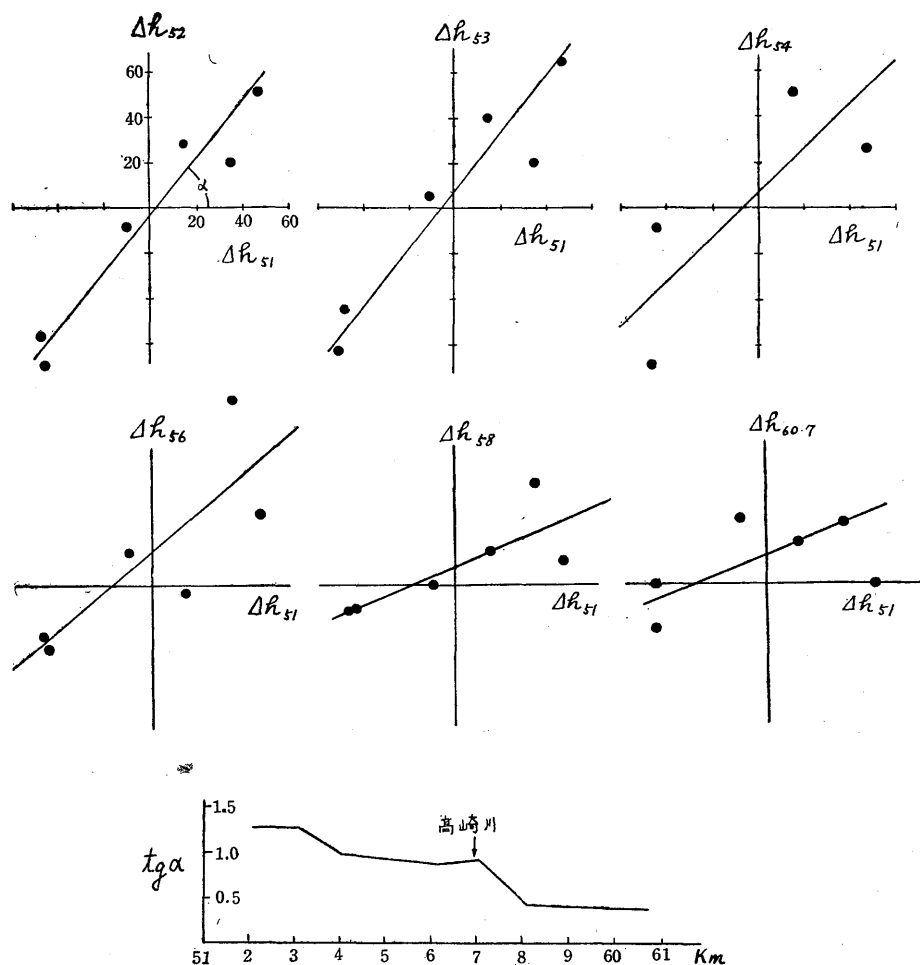


第 1 図 大淀川轟堰堤上流河床変動

横軸は距離標にして、51 km は堰堤に相当する。

線は前者を、点線は後者を示している。横軸は距離標で、51 杆は堰堤附近である。55 杆附近に樋渡橋があり、高崎川の合流点は 56～57 杆にあつて、脊水の終点はこれより少しく上流である（地図参照）。

図を見れば、昭和 16 年までには河床は殆んど現在の状態にまで堆砂に依つて上昇し、21 年以降は 1 つの平衡状態を基準として小変動を繰り返していることが推測される。この推論を確かめるために、昭和 21 年以降の逐次変動に就いて、堰堤附近のものとその上流の地点のものととの関係を求めると第 2 図の如くなる。



第 2 図 各地点の河床変動と堰堤附近の河床変動の相関

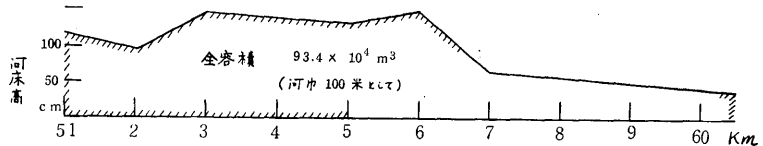
各地点の河床変動 Δh は互に強い関連があつて、堰堤附近が上昇する様なときには、各地点も亦、然も殆んど同程度の量だけ上昇すると考えて差支えない。更に Δh_{51} (51 杆地点に於ける Δh) と各点の Δh との相関係数を求めると：

第 1 表 51 KM 点（堰堤）と各地点の河床変動の相関係数

距離標	51	52	53	54	56	57	58	61
相関係数	1.00	0.96	0.94	0.77	0.75	0.73	0.72	0.39

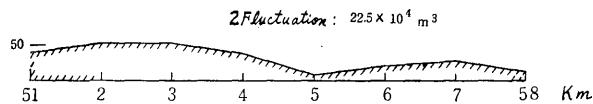
これは明かに 58 km（脊水限界より少しく上流）までの河床変動は緊密な関係にあつて、60 km を越すと殆んど無関係となることを示している。

51～58 km までの河床が互に緊密に、而も同程度の変動をしていることは、堆砂するだけ堆砂して仕舞い、従つて平均的に平衡の状態に達して居り、その上に洪水頻度或はゲート操作の相異から、この領域全般に互つて略々様な比較的小さい偏差をもつた逐次変動が惹き起されて



いるに過ぎないことを意味している。

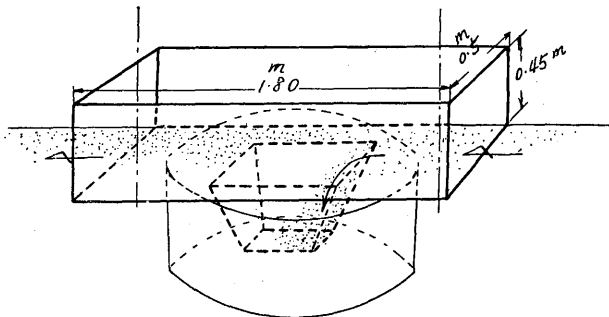
第 3 図には
21 年以降の平均河床高及び逐次変動の絶対値の平均を示してある。これより



第 3 図 平均河床高と変動
(昭和 21 年以降)

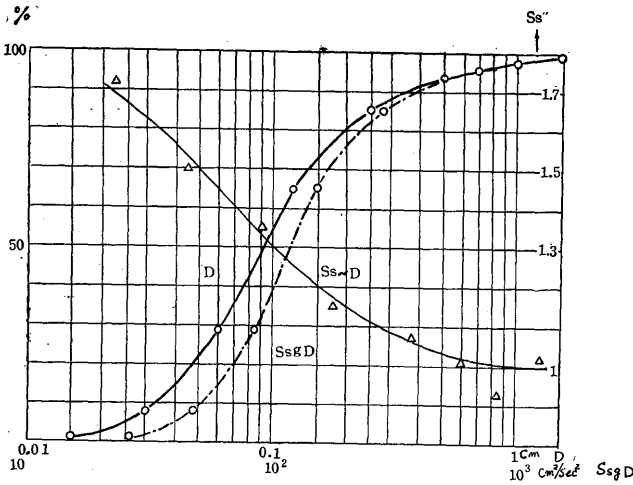
51～60.5 杆間の堆砂総量及び変動量を求めると、河幅を一様に 100 米として（以下同様）それぞれ $93.4 \times 10^4 \text{ m}^3$ 及び $22.5 \times 10^4 \text{ m}^3$ を得る。季節毎の変動量は全量の 24 %，従つて偏差は 12 % 程である。この変動量は、期間内にこの領域内に流入した全流砂量の 1 部分の筈である。従つて大淀川の流砂量は可成大きなものであることが知られる。

堰堤竣工後流砂のために河床が埋没して現在の平衡的な河床になるまでの期間は、これ



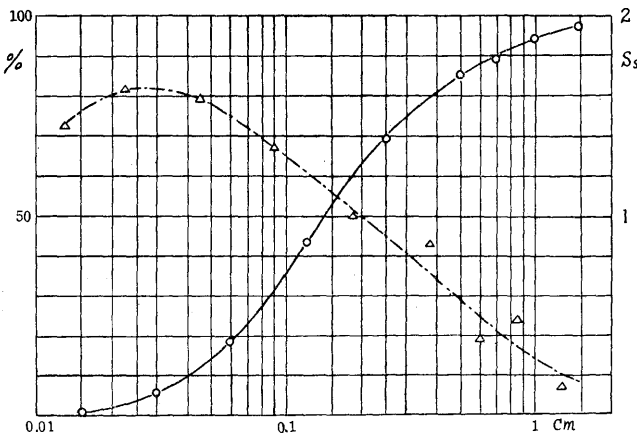
第 4 図 砂流採取器

等の数字から見るならば数ヶ年であるべきである。然るに第 1 図に示されている様に 5 年後に於ても堆砂は僅かである。この事は 1 つには門扉操作の相違によるものと考えられるが、主なる原因は昭和 13～14 年を境とする降雨量の著しい増



第 5 図 河床砂の粒度曲線及び粒径と水中における比重 S_s との関係

$$D_{50} = 0.092 \text{ cm}, \quad D_{65} = 0.121 \text{ cm}, \\ (S_s g D)_{50} = 116 \text{ cm}^2/\text{sec}^2, \quad (\sqrt{S_s g D^3})_{51} = 0.96, \\ (\text{見かけ容積}) \div (\text{実質容積}) = 1.71$$



第 6 図 掃流砂の粒度曲線及び S_s と粒径との関係

$$(\text{Sample No. 16. } G = 2.44 \text{ l/min.}) \\ (G_{\text{mean}} = 2.94 \text{ l/min.})$$

加であつて、上記の偏差量もこの降雨量に対応しているものである。

3. 流砂量の測定

第一発電所を停止して堰堤の門扉を全部開放した場合に、堆砂の流出量を検べる目的を以つて、昭和 30 年 5 月に門扉を 2 日間全開し、その前後の河床高の測定が行はれた。この試みに便乗して樋渡橋附近に於いて流砂量の測定をも建設省大淀川工事事務所の手に依つて行つて頂く幸運に浴した。以下に於いてその結果を少しく吟味したいと思う。

1) 河床砂 先づ流砂の対象となる河床砂の性質を知るために、測定を行つた附近の河床砂及び採取器に集つた砂の粒度と水中での比重 S_s を測定した。その結果は第 5, 6 図に示されている。河床砂よりも掃流砂の方が粗いのは、細かい成分が採

砂器に入るときに流出して仕舞うためではなく、採砂時間が短くて砂溜の谷の部分が多く入つたものと見るべきである。以下の計算では河床砂に就いては、次の資料を用うことにする：

$$\left. \begin{aligned} D_{50} &= 0.092 \text{ cm}, \quad D_{65} = 0.121 \text{ cm}, \\ (S_s g D)_{50} &= 116 \text{ cm}^2/\text{sec}^2, \quad \sqrt{(S_s g D^3)_{50}} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{sec}^2, \\ (\text{水中での見かけの容積}) \div (\text{実質容積}) &= 1.71 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1)$$

2) 相当粗度と掃流力 普通の様に

掃流力を $\Psi = \frac{u_*^2}{(S_s g D)_{50}}$ と定義する.

茲に u_* は摩擦速度 ($\equiv \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$) である.

今の場合には, h を水深, I を水面勾配とすると, 次の如くなる:

$$\Psi = \frac{h I}{(S_s D)_{50}} \dots\dots\dots (2.2)$$

相当粗度 k_s と掃流力 Ψ との関係を, 現在問題になっている大淀川の部分に就いて知るために, 王子橋及び樋渡橋に於ける流速測定資料を用いて計算すると第7図の如くなる. これから実験式として

$$\log \frac{k_s}{D_{50}} = 3.3(1 - 0.24 \Psi^{-1/2}) \dots\dots\dots (2.3)$$

を得る. 勿論流速 V は

$$V/u_* = 6.25 + 5.75 \log \frac{h}{k_s} \dots\dots\dots (2.4)$$

で与えられる.

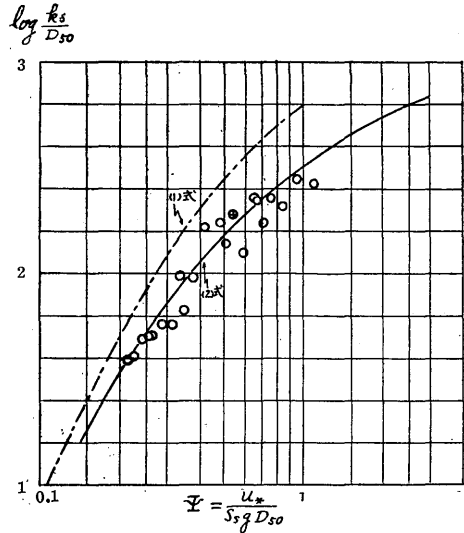
相当粗度は主として河床の砂澁によるものである. 従つて, 河床の性質及び流状に依つて掃流力との関係は多少異なり, 1 つの河川に就いてもその部分に依つて異なる筈であるが, これを (2.3) の如く無次元表式にすると, そこに現われる無次元常数が極く僅か変動する程度ですむ. 参考のために人工水路, 肝属川, 斐伊川, 鬼怒川等に就いての平均式

$$\log \frac{k_s}{D_{50}} = 3.7(1 - 0.24 \Psi^{-1/2}) \dots\dots\dots (2.5)$$

を図示しておいた.

以下の計算では (2.3) を用うことにする.

3) 流砂量式 流砂量測定資料中採砂時間が7分以上のもの9ヶに就いて平均をとると,¹⁾ 単位巾, 単位時間毎の流砂量 (水中での容積) G は



第7図 大淀川流速資料
(相当粗度と掃流力の関係)

- 王子橋, $D_{50} = 0.5 \text{ cm}$, $S_s = 1.1$,
- ⊕ 樋渡橋, $D_{50} = 0.09 \text{ cm}$, $S_s g D_{50} = 116$

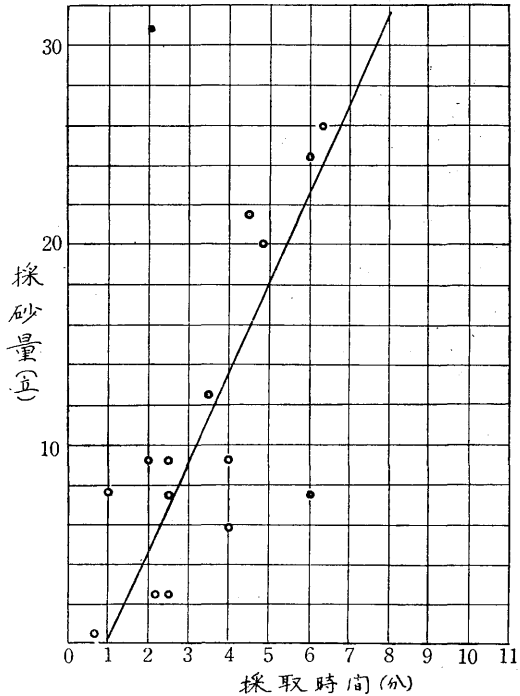
¹⁾ 水が濁っていたため採砂の状況を観察出来なかつたが, 他の河川に於ける経験より, 1 波長が通過するに要する時間は約 20 分と推定されるので, 採砂時間の短いものには余り信頼がおけない.

$$\left. \begin{aligned}
 G &= 2.97 \text{ litre/min m} \\
 \text{となる. その際の流れの状態は} \\
 \text{水深 } h &= 65 \text{ cm,} \\
 \text{平均流速 } V &= 69 \text{ cm/sec,} \\
 \text{水面勾配 } I &= \frac{1}{1.12 \times 10^3}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6)$$

であつた.

Gilbert の実験及び樁の大型水路の実験資料から求められた樁の流砂量式¹⁾は, q_b を砂の実質容積に就いての単位巾単位時間毎の流砂量とすると, 次の通りである:

$$\begin{aligned}
 \frac{q_b}{\sqrt{S_s g D^3}} &= a \Psi^{1.3} (\Psi - 0.8 \Psi_c) \left(\frac{k_s}{D_{65}} \right)^{-0.44} \\
 &\dots\dots\dots (2.7)
 \end{aligned}$$



第 8 図 採取時間と採取量の関係

茲に a は均一粒度の場合に 25 であり, 混合砂 (大型水路) の場合に 34.9 である. 従つて吾々の場合にも $a \doteq 35$ が期待される. 又, $0.8 \Psi_c \doteq 0.038$ である.

(2.1), (2.2), (2.4) 及び (2.6) を用い, (2.7) より q_b を, 従つて G を計算すると $G = 3.29 \text{ litre/min m}$ を得る. これは実測値 2.97 litre/min m をよく説明している. 以下の計算では, 計算値と実測値が一致する様に a を定め

$$\frac{q_b}{\sqrt{S_s g D^3}} = 30 \Psi^{1.3} (\Psi - 0.038) \left(\frac{k_s}{D_{65}} \right)^{-0.44} \dots\dots\dots (2.8)$$

を流砂量式として使用することにする.

4. 流量と流砂量の関係 この関係は 轟堰堤上流の水理を解いて, 各点に於ける水深と水面勾配が流量の函数として計算された場合に, 初めて知ることが出来る. これには大変な労力を要する. 幸に水面勾配の変化は余り著しくないので, 代表的な幾つかの水面勾配に対して 流量と流砂量の関係を計算しておくことは, 大淀川轟堰堤上流の流砂現象を概観するのに大変役に立つ.

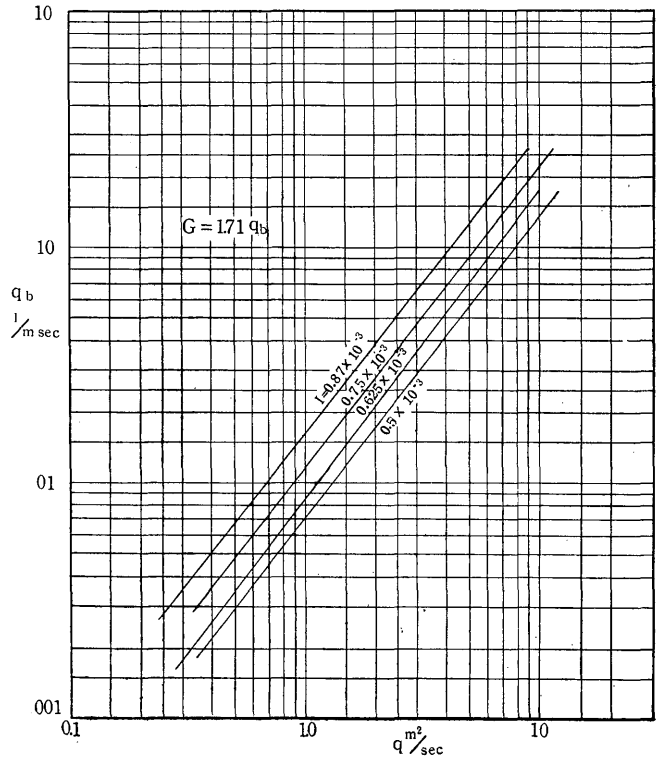
¹⁾ 樁 東一郎 他, 流砂に及ぼす砂連の影響について. 九大応研報告 Vol. II No. 8, 1953.

以上の目的のために、抵抗法則として (2.3) を、流速公式として (2.4) を、最後に連結条件 $q = Vh$ (q は単位巾毎の流量を示す) を用い、水面勾配を一定として q と h 及び V の関係を求め、進んで (2.8) により流砂量を計算すると第9図の如くなる。

浮流砂量は、流量が1米巾に就いて 10 m^3 より余り大きくならぬ限り、掃流砂量に較べて無視して差支えない。

例えば全流量が $630 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合に、高崎川合流点附近では水面勾配は

約 0.5×10^{-3} である。従つて、河幅を 100 米とすると、 $q_b = 0.761/\text{sec.m}$ 、 $G = 117 \text{ m}^2/\text{day}$ 。この断面を通じて総流砂量は $11,700 \text{ m}^3/\text{day}$ となる。堰堤附近少しく上流では、水面勾配は約 0.75×10^{-3} なので、これに対応する数字は $18,300 \text{ m}^3/\text{day}$ である。他の例として、平水に近く、流量 $47 \text{ m}^3/\text{sec}$ とすると、高崎川合流点附近にては同じ様に水面勾配は 0.5×10^{-3} に近いので $q_b = 0.0271/\text{sec.m}$ である。従つて断面を通じての総流砂量は $399 \text{ m}^3/\text{day}$ である。



第 9 図 流量と流砂量の関係

5. 大淀川轟堰堤上流地区に於ける流砂現象

i) 概観 轟堰堤附近に於ける流況は測定されていないので、それより上流王子橋或は下流高岡に於ける建設省による流量測定資料から推定することにする。この目的のために、先づ同一期間に於ける両地に於ける流量を比較すると第2, 3表の通りである。

轟堰堤に対する流域面積は 934 平方軒である。第2表、第3表を比較するのに、流量の多い場合には流量の比は略々流域面積の比に等しいが、平水量程度になると可成り違ってくる。吾々には流量の多い場合が問題であるばかりでなく、王子橋の方が堰堤に近いので

第 2 表 高 岡 に 於 ける 流 量 (m³/sec)
(流域面積 1564 平方軒)

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
昭 27 年	63.5	71.2	75.1	80.3	130	237	197	131	95.1	75.9	95.5	70.4
28 年	44.9	46.2	97.3	77.3	—	326	226	106	108	98.8	57.8	53.8
29 年	47.1	38.0	46.4	67.9	106	350	457	269	422	103	61.8	35.7
	豊水量			平水量			低水量			渇水量		
昭 27 年	110			82.5			68.9			52.4		
28 年	115			75.5			54.0			35.5		
29 年	172			79.2			43.0			26.7		

第 3 表 王 子 橋 に 於 ける 流 量 (m³/sec)
(流域面積 606 平方軒)

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
昭 27 年	19.0	25.3	25.7	27.8	52.3	101	73.5	46.2	32.4	26	38.6	24.2
28 年	17.4	18.8	25.8	24.6	36.5	175	88.5	32.0	38.3	35.6	22.9	21.1
29 年	25.3	19.6	18.8	29.4	50.0	115	120	94.7	160	44.8	32.8	28.2
	豊水量			平水量			低水量			渇水量		
昭 27 年	40.3			28.0			22.4			16.5		
28 年	38.4			24.4			20.5			16.0		
29 年	63.1			36.4			24.1			15.5		

簡単のために第3表に流域面積比 $934/606 = 1.54$ を乗じたものを用いることにする。この
様にすると、更に利用可能な次の資料がある：

第 4 表 轟堰堤に於ける平均流量
(昭和 22～28 年)

豊水量	60.1 m ³ /sec	平水量	44.5 m ³ /sec
低水量	32.7 m ³ /sec	渇水量	20.4 m ³ /sec

流砂量は勾配を一定とした場合にも流量の約 1.3 乗に比例している。従つて流砂に關する
場合には、平均流量としては平水量より多く、豊水量程度を採用するのが妥当に思われ

る.¹⁾ 例として平年と洪水の多かつた 29 年の場合に、高崎川合流点附近の総流砂量を計算してみると次の如くなる：

	平均流量 m ³ /sec	q _b l/m. sec	総流砂量 m ³ /year
平 年	60	0.036	195,000
昭和 29 年	97	0.068	368,000

この結果は第 2 節の結論の 1 つ “流砂量は可成大きく季節毎の堆砂量の変動を説明するに足るものでなければならない” を裏付けしている。

総堆砂量 $93.4 \times 10^4 \text{ m}^3$ を平年の流砂量をもつて貯積するものとすれば約 5 ケ年を要すべく、更に堰堤よりの流出を考慮するならば、略々平衡状態に達するためには 10 年の程度を要することが想像される。

この様に流砂量の実測の結果は第 3 節の推論を確めている。以下この様に流砂の理論の根拠に立つて堰堤上流地区の流砂現象を少しく詳細に検べてみる。

吾々はここに轟堰堤からその上流 7～8 軒程度の領域を下流域、これより上流を上流域と呼ぶことにする。

ii) 土砂の流れ込み 第 1 表は下流域内の河床変動、従つて堆砂現象は相互に緊密な関係にあるが、上流域と下流域との間には殆んど関係がないことを示している。他方下流域の床砂は粒径が 1 耗程度のものであるのに反して、上流域では数耗及びそれ以上である。而も下流域の細い床砂は 1 米以上の層をなしている。従つて轟堰堤に関する流砂現象に於て、吾々は砂礫を次の 2 つに分けて考えるのが便利である：(i) 下流域の川床をなしている平均粒径 1 耗程度のも、(ii) 上流域の川床をなしている粒径数耗以上のもの。この区分は厳密なものではない。下流域に (ii) は絶えず流入し、(i) と混合して (i) を成形する。然しながら上流域の河床には (i) は極く少ない筈である。即ち大変よく篩分けされた状態にある。(i) の主成分は勾配の強い上流域では、絶えず掃流され、この域を素通りして、流砂の源泉から流出されただけ下流域に流れ込む。従つて上流域から下流域への移り遷りの附近に於て、(i) に対する掃流力は流砂の源泉からの流出量と略々釣合つていると考えることが出来る。この附近には堰堤による脊水の影響は殆んどないから、門扉操作には関係なく、上流域から下流域に流れ込む砂の量 G_0 はこの仮想的な地点に於ける流砂量に等しい。即ち

¹⁾ 厳密には流況曲線を用い、更に流量による水面勾配の変化をも考慮して計算さるべきである。これは非常に労多き計算である。

洪水が多い年には流砂に対する平均流量は著しく増加する。

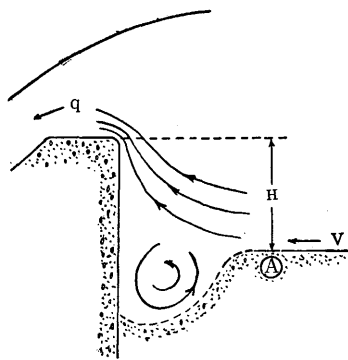
$$G_0 = 1.71 q_0 = f(q) \dots\dots\dots(4.1)$$

茲に f はこの仮想地点に於ける流砂量函数である。前節にみた様に、この G_0 は数年間に下流域の河床を埋め尽すのに充分なものである。

iii) 土砂の流出 下流域よりの砂の流出は堰堤に於ける排砂門及び開放された水門から行われるだけである。後者の機構を少しく考えてみる。

全門開放の堰堤を越えて流れる水には砂が混入している、¹⁾ (普通の意味の浮流砂量は余り問題にならない)。洪水時の流速は砂粒の沈降速度に較べて遙かに大きい。従つて何等かの原因に依つて堰堤を乗り越えんとする上向の流れに乘せられると、砂粒はそのまま流水と共に堰堤を乗り越えて仕舞う。

堰堤より少しく上流の河床 A (第 10 図) を沿う流速を V 、この河床から測つた堰堤の高さを H 、流量を q_1 とすると、 V は H と q_1 の函数である。A 部の流砂量を $G_1(H, q_1)$ とすると、堰堤を乗り越えて流出する砂の量 G_2 は



第 10 図

$$\frac{G_2}{G_1} = F\left(S_s, \frac{q_1}{G_1}, \frac{q_1}{\sqrt{gH^3}}\right) \dots\dots\dots(4.2)$$

で与えられる。

堰堤からの砂の流出過程に直接関係のある領域は極く狭いから、若し

$$G_2 = G_1 \dots\dots\dots(4.3)$$

が成り立たねば、そこには著しい洗掘や堆積がこの条件が満されるまで行われる筈である。斯くて

$$F\left(S_s, \frac{q_1}{G_1}, \frac{q_1}{\sqrt{gH^3}}\right) = 1 \dots\dots\dots(4.4)$$

を得る。これは流量と堰堤の高さの関係を定める式である。

或期間排砂作用が続けられると、堰堤附近から上流にかけて洗掘が行われ、 H に応じた安定河床が出現する筈である。多くの洪水や門扉操作が行われ、そこに平均的な一定の河床が出来たとすると、その時の高さ $\bar{H}$ 及び平均流量 $\bar{q}_1$ との間には

¹⁾ 少なくとも洪水時にこの様なことが起らねば、他に下流域の堆砂の減少する過程を考えることは困難である。又一部開放の場合には堰堤の天端に至るまでの流れは 3 次元的となり、掃流能力は急減する。

$$F\left(S_s, \frac{\bar{q}_1}{G_1}, \sqrt{\frac{\bar{q}_1}{gH^3}}\right) = 1 \quad \dots\dots\dots(4.5)$$

が成立すると考えられる。

iv) 河床変動(洗掘, 堆砂) 門扉を一部分開放した場合の排砂能力は小さいので, これを無視する。或期間(T)を通じて全門開放する期間を T_1 とすれば, 期間 T 内に行われる堆積砂の排出量は

$$Q = B_1 \int_{T_1} G_1 dt - B_0 \int_T G_0 dt \quad \dots\dots\dots(4.6)$$

で与えられる。茲に B_0, B_1 は夫々の場所に於ける河幅である。従つて, 堰堤附近の流況曲線及び門扉操作の実態が知られるならば, 下流域堆砂の総洗掘量が知られる。

例1. 全流量が $630 \text{ m}^3/\text{sec}$ である洪水に際して, 下流域の上端及び堰堤附近の水面勾配は夫々 0.5×10^{-3} 及び 0.75×10^{-3} である(勿論全門開放)。従つて第9図より

$$G_0 = 1.71 \times 0.75 \text{ l/sec. m}, \quad B_0 G_0 = 11,100 \text{ m}^3/\text{day},$$

$$G_1 = 1.71 \times 1.25 \text{ l/sec. m}, \quad B_1 G_1 = 18,500 \text{ m}^3/\text{day}.$$

を得る。茲に最後の総流砂量の計算は河幅を 100 m としている。従つて1日の間にこの区間の堆砂約 7400 m^3 が排除される。

例2. 昭和29年7月中の平均流量は $120 \times 1.54 = 185 \text{ m}^3/\text{sec}$ であつた。流砂に対する平均流量は, その1.5倍と見積つて, $278 \text{ m}^3/\text{sec}$ とする。前同様にして,

$$G_0 = 1.71 \times 0.27 \text{ l/sec. m}, \quad B_0 G_0 = 3990 \text{ m}^3/\text{day},$$

$$G_1 = 1.71 \times 0.44 \text{ l/sec. m}, \quad B_1 G_1 = 6500 \text{ m}^3/\text{day}.$$

従つて1ヶ月間の洗掘総量は $2510 \times 30 = 75,300 \text{ m}^3$ に達する。但し実際は門扉全開を行つた日数に就き計算すべきであり, この数は多少割引きされるべきである。

例3. 冬期渇水期には全門開放の機会も極く少ないであろうから $G_2 = 0$ であり, 砂は堆積するばかりである。

昭和28年11月から29年4月までの堆砂量を計算してみる。平均流量 $= (22.9 + 21.1 + 25.3 + 19.6 + 18.8 + 29.4) \times \frac{1.54}{6} = 35.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ 。流砂に対する平均流量を $35.3 \times 1.2 = 42.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ と見積る。従つて $G_0 = 1.71 \times 0.027 \text{ l/sec m}$, $B_0 G_0 = 400 \text{ m}^3/\text{day}$ 。この期間を通じての堆積量は $72,000 \text{ m}^3$ である。

以上の諸例の計算結果は第1節に述べた河床逐次変動の模様を説明するのに充分であり, 従つて低堰堤上流域の堆砂の問題を可成の信頼度を以つて理論的に取り扱うことの出来ることを示している。

6. 低堰堤貯水池の門扉操作による排砂 排砂の目的のためには、門扉の一部開放には余り多くの期待をおくことは出来ない。開放された天端から流出するに至るまでの流水の様子は 3 次元的であり、第 10 図に於ける流速 V を増加さすに余り有効と思われない。従つて排砂のためには全門開放すべきである。

今 門扉を全部開放した場合に、堰堤附近これより少しく上流の水面勾配が、下流域上端の水面勾配より大となる様な流量の最小限界を q_0 とする。 $q > q_0$ のとき全門開放すると、 $G_1(q) > G_0(q)$ となるため下流域の洗掘が行われる。 q_1 を $q_1 \geq q_0$ なる流量とし、或期間 T 内に $q > q_1$ となる様な期間を $T_1(q_1)$ 、そうでない期間を $T_1'(q_1)$ とする。

さて、 $q \geq q_1$ なるときに全門開放するものとする T の間に洗掘される総量は

$$\int_{T_1} \{G_1(q) - G_0(q)\} dt$$

である。従つて期間中の総排砂量は次式で与えられる：

$$Q(T_1(q_1)) = \int_{T_1(q_1)} \{G_1(q) - G_0(q)\} dt - \int_{T_1'(q_1)} G(q) dt \dots\dots\dots (6.1)$$

排砂が行われるためには

$$Q(T_1(q_1)) > 0 \dots\dots\dots (6.2)$$

単に排砂の面だけから見ると $q_1 = q_0$ に選べば最も能率的であり、可能な最大の排砂量は

$$Q(T_1(q_0)) = \int_{T_1(q_1)} \{G_1(q) - G_0(q)\} dt - \int_{T_1'(q_0)} G(q) dt \dots\dots\dots (6.3)$$

である。

(昭和 31 年 3 月 7 日 受 理)