

昭和48年(ワ)才457号長良川河口堰建設事業差止請求事件

鑑定書 (そのII)

昭和52年 10月

鑑定人

日野 幹雄





乙才40号ノ四「長良川河口堰建設にともなう  
浮遊物質の沈澱・流送について」の鑑定

小笠原 隆夫 著

目 次

1. はじめに
2. SS負荷量の推定・沈澱可能物質負荷量の推定および沈澱物質の性質
3. 沈澱物質の移動限界(限界掃流力)
4. ヘドロ浮上条件の検討
5. 沈澱物質の流送量
6. ヘドロの沈澱・流送の計算
7. 水質の変化
8. 結論



## 1 はじめに

本証の検討には水理学のみではなく土質工学・衛生工学・化学工学・生態学の分野が直接的間接的に関係している。

また、ヘドロの研究がごく最近にはじまり、限られた人々による少数の研究しか参考にし得ないし、しかも鑑定人自身はヘドロの研究を行ったことがなく、土砂水理学の知識をもとにして判断をせざるを得ない。

このような事情から、以下の検討事項は鑑定人の関与しうる範囲で行った。

## 2 SS負荷量の推定・沈澱可能物質負荷量の推定および沈澱物質の性質

(a) 本計算は環境基準Bが達成されるとの前提に立って検討がすゝめられている。

(b) 沈澱物質の性質は長良川左支川境川排水樋内出口河床において、昭和48年11月6日に採取した沈澱物質の分析結果から

比重 2.23

平均粒径 0.03 mm (= 30  $\mu$ )

とされている。

これらの数値は、日本の諸河川にみられる普通にヘドロといわれているものの物理的性質と同程度である。ただし粒径は細かい方で他河川の例では後述のように500～100 $\mu$ である。その他ヘドロの性質を示す強熱減量比やプラスチック・インデックスについては不明であるが、以下の計算には直接用いられていない。

ヘドロと称されるものの起源は家庭下水や工場排水からのものが多く、自然起源の場合に比較して、経年的場所的变化が有り得るが、物理的性状については前述の値を前提として良いであろう。

(c) SS負荷量・沈澱可能物質負荷量の推定は鑑定人の専門外であり、証40号ノ四の参考資料以外の判断資料をもっていない。



### 3. 沈澱物質の移動限界 (限界掃流力)

ヘドロの移動限界について直接河川ヘドロを対象とした研究を要約すれば以下のようなものである。

(a) 村岡・三浦(1972)による実河川(寢屋川)における研究によれば、

(i) 限界掃流力  $\tau_c/\rho$  ( $\text{cm}^2/\text{s}^2$ ) は堆積経過時間  $t$  の増加とともに漸次増大するが、ほぼ

$$\tau_c/\rho \approx 3 \sim 5 \quad (\text{cm}^2/\text{sec}^2) \quad (1)$$

である。

(ii) 表層は粘着性被膜により被覆され、限界掃流力は、細砂 ( $\phi 0.02 \sim 0.005 \text{ cm}$ ) の場合より大きい。

(iii) しかし、一たび  $\tau_c$  を越えると、連鎖的に短時間でヘドロは剥れ、掃流よりは浮遊状態で輸送される。なお、この実験ヘドロの特性は

比重  $2.1 \sim 2.5$

強熱減量比  $5.6 \sim 7.4 \%$

$d_{50} \approx 0.01 \text{ cm} (= 100 \mu)$

(b) 馬場・佐々木・伊藤(1973)は多摩川ヘドロについて

$$U_{*c} = \sqrt{\tau_c/\rho} = 1.99 \sim 2.28 \quad (\text{cm/sec})$$

$$\tau_c/\rho = 4 \sim 5 \quad (\text{cm}^2/\text{sec}^2) \quad (2)$$

を報告している。粒子特性は

$$d = 0.0095 \sim 0.035 \text{ cm} (= 95 \sim 350 \mu)$$

$$\rho_s/\rho = 2.70$$

である。



(c) 一方、栗谷・楠田・田中(1975)はヘドロの構成物質である活性汚泥の巻き上げについて実験し、限界掃流力が同じく沈殿経過時間とともに増加し、ほぼ20時間で一定値に達し、

$$\tau_c = 0.4 \quad (\text{dyne/cm}^2) \quad (3)$$

$$U_{*c} (= \sqrt{\tau_c/\rho}) = 0.63 \quad (\text{cm/sec})$$

であることを示した。この活性汚泥の特性は、次のようである。

$$\text{比重} = 1.01 \sim 1.03$$

$$\text{強熱減量} = 56 \sim 70 \%$$

$$\text{径} = 0.085 \text{ cm 以下 (850 } \mu \text{ 以下)}$$

(d) 末石・盛岡・脇本(1976)の神崎川の底泥による実験では、限界掃流力、掃流可能粒子総量はそれぞれ

$$\tau_c/\rho = 1.2 \quad (\text{cm}^2/\text{sec}^2) \quad (4)$$

$$W_a = a(U_* - U_{*cr}) \quad (a \approx 70) \quad (\text{g/m}^2)$$

である。また、

$$d_m = 0.0065 \text{ cm} = 65 \mu$$

$$\text{強熱減量} = 11 \%$$

である。ただし、実験開始後10分で掃流可能粒子はすべて掃流され、それ以後は被掃流不可能粒子に被覆され、ほとんど掃流されなくなった。

(e) 一般に粒子径がほぼ0.1 mm以下になると限界掃流力は増加する。この原因は複雑で粒子間の電気化学的作用その他種々の要因によるとされている。

せん断強度 $S_v$ とプラスチック・インデックス $I_p$ により限界掃流力が次のようになるという報告(Dunn)がある。

$$\tau_c = 0.001 (S_v + 180) \tan(30 + 1.73 I_p)$$



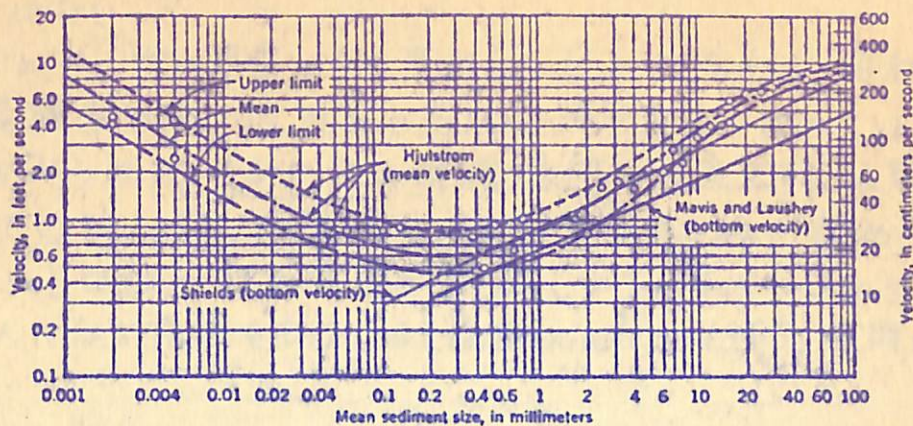


図-1. : 砂粒子の粒径と移動限界 (ASCE, 米国土木学会報告)

(f) ヘドロは、含有成分の有機物質あるいは微細無機粒子による粘着力分子間引力のため洗堀抵抗が増大する。

また、軟弱なヘドロも砂粒によるアーミングやヘドロの浮遊化の停止(馬場・伊藤, 1976)が起り、のちに圧縮を受けると相当密度を増し、また水面上に露出すると日射により固結状になり、洗堀抵抗を増加させるなどの点が知られている。

上記の種々の限界掃流力 $\tau_c$ に関する実験値も対象ごとに異った数値を示しており、比重や径あるいは強熱減量との間に一定の関係を見出すことは難しい。しかし、オーダー的には限界掃流力は

$$\tau_c = 0.4 \sim 5 \quad (\text{dyne/cm}^2) \quad (5)$$

あるいは限界摩擦速度( $=\sqrt{\tau_c/\rho}$ )

$$U_{*c} = 0.6 \sim 2.5 \quad (\text{cm/sec}) \quad (6)$$



であって、普通の砂粒子の場合に較べてやゝ大きいもの、特別に大きいとい  
うわけではない。

このことは、次の事実からも裏付けられる。すなわち、昭和52年5月上  
旬の現場調査の際、境川等の支川合流点近くには広くいわゆるヘドロ層  
の堆積がみられた。しかし、この堆積場所は一定せず、以前の堆積は砂  
層となっていたりヘドロの流れによる移動のあることが認められた。

なお、ヘドロは一たび表層が剝離したり、溝がついたりすると浮上は  
急に盛んになる性質をもっている [Partheniades 1965, 村岡・三浦 1972]。

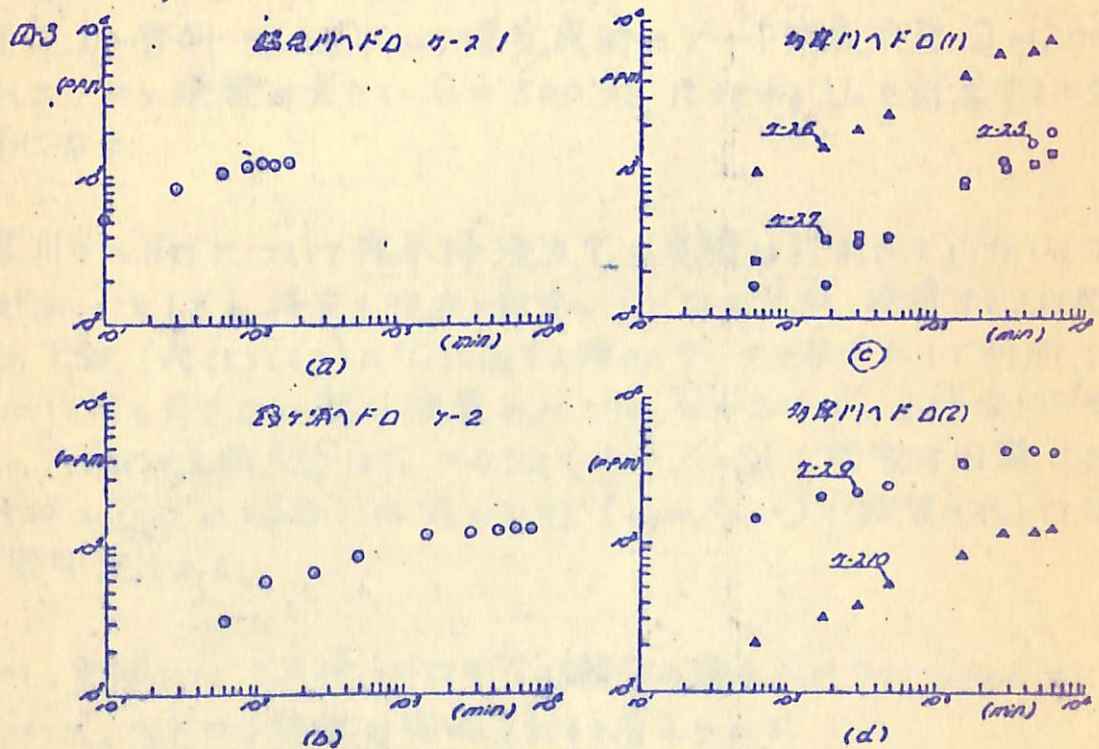


図 一 2 : ヘドロ濃度と流しはじめからの時間



#### 4. ヘドロ浮上条件の検討

摩擦速度  $U_*$  は

$$\begin{aligned} U_* &= \sqrt{gRI} \\ &= \sqrt{g} n V R^{-\frac{1}{6}} \end{aligned} \quad (7)$$

( $n$ : マニングの粗度係数,  $V$ : 平均流速,  $R$ : 径深) で求められる。  
大体の目安としては平均流速の10% オーダーである。

$$U_* \sim O(V/10) \quad (8)$$

公団追加資料 No. 22 により堰完成時のゲート開放流量  $Q = 200 \text{ t/s}$  とそれよりやや流量の大きい  $Q = 500 \text{ t/s}$  に対する  $U_*$  を計算すると表1. のようになる。

長良川のヘドロについて 限界掃流力  $\tau_c$  の実験 は行われていない。たとえこれがあつたとしても将来も現在と同質のヘドロが生成・堆積するとは限らないから、上述(式(5)(6))の  $\tau_c$  に関する種々のデータを参考にして判断すれば、潮汐の作用を考えない河川流量のみでは、 $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合には堰直上流の河床せん断応力は  $\tau_c = 0.22 \text{ (dyne/cm}^2\text{)}$  で移動は困難である。  $Q = 500 \text{ m}^3/\text{sec}$  の場合には  $\tau_c = 1.35 \text{ (dyne/cm}^2\text{)}$  で軟質のヘドロならば移動可能である。

しかし、実際にはこの他河口からの潮汐の流出入が  $700 \sim 800 \text{ m}^3/\text{sec}$  あるために、ヘドロの移動は開始されると考えられる。

ただし、水路は十分原断面形を保持し、流速の緩くなる浅水域や後流・澱み域が生じないようにすることが必要である。現地調査の際にもみられたが、これらの水域にはヘドロが沈積しがちである。



$$Q = 200 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$X$ (km)	$V$ (m/s)	$R$ (m)	$n$ (m <sup>1/3</sup> ·s)	$U_x$ (cm/s)
6	0.078	5.0	0.025	0.467
8	0.095	4.776	0.027	0.619
10	0.121	4.649	0.027	0.792
14	0.147	3.879	0.027	0.991
20	0.253	2.795	0.027	1.80
24	0.314	2.314	0.027	2.31

$$Q = 500 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$X$ (km)	$V$ (m/s)	$R$ (m)	$n$ (m <sup>1/3</sup> ·s)	$U_x$ (cm/s)
6	0.194	5.038	0.025	1.16
8	0.235	4.824	0.027	1.53
10	0.298	4.658	0.027	1.95
14	0.358	3.981	0.027	2.40
20	0.579	2.959	0.027	4.08
24	0.661	2.723	0.027	4.73



## 5 沈澱物質の流送量

いわゆるヘドロの流送量特性について、既述の研究を再検討してみる。

(a) 土木研究所の土屋・馬場らは砂礫の流掃量公式との相似性からヘドロの無次元流掃量  $q_{sx}$  と無次元掃流力  $\tau_*$  との間に次の関係を示した。

$$q_{sx} = A \tau_*^n \quad (9)$$

ただし、

$$q_{sx} = q_s / U_* d \quad (10)$$

$$\tau_* = U_*^2 / \{ (\rho_s / \rho - 1) g d \} \quad (11)$$

べき数  $n$  および係数  $A$  の値については次のように報告されている。  
Z・40証・4 (土屋・馬場・佐々木 1974) は

$$q_{sx} = 140 \tau_*^{1.5} \quad (12)$$

馬場・伊藤 (1976) の実験では次式としている。

$$q_{sx} = 210 \tau_*^{1.25} \quad (13)$$

上記の土木研究所で行われた実験は循環水路の全長の26.7%にあたる7.6mの区間に5cmの厚さにヘドロを敷きつめて、3時間(実質3時間  $\times$  0.267 = 48分)流水した際の濃度分布から求められたものである。ヘドロの断面平均濃度はその後も時間とともに増加し平衡状態に達していない。ヘドロといえども十分長い時間後には平衡に達するであろうことは、図-2 よりも判断される。

普通の砂粒子の場合には、ある状態流れは一定の流送限界をもち、そ



れ以上の流送濃度にはならない。しかし、ヘドロ (Cohesive soil) の場合にはある限界洗堀流速以上では、一定洗堀率で (constant erosion rate) で洗堀され、したがってヘドロ流送量は一定値に落ち着くことなしに時間とともに増加すること、それ以下でかつ限界掃流力以上では平衡濃度に落ち着くことが、すでに Partheniades (1965) により見出されており、土木研究所の実験はこれを再確認するものである。数式で表わすと

$$\begin{cases} q_{s*} = f(\tau_*) & (\tau_{*c} < \tau_* < \tau_{*e}) \\ q_{s*} = (q_{s*})_0 \left(\frac{t}{t_0}\right)^m & (\tau_{*e} < \tau_*) \end{cases} \quad (14)$$

$m$  の値は Partheniades によれば  $m=1$ 、土研の実験では  $m=0.5$  である。証4の図-5は濃度0の状態から流し始めて48分後のヘドロ流送量の実測値から求められている。

いづれにしても、土研式は未飽和の洗堀率一定状態のデータによるものである。すなわち、一様水深の十分に長い水路の上流端からヘドロ区向が始まり平均流速  $V$  で時間  $T$  の間に距離  $l=VT$  だけ流下した地点での単位河川幅単位時間あたりのヘドロ流送量  $q_s$  である。河床単位面積・単位時間あたりのヘドロの浮上量を  $\gamma$  ( $m^3/s \cdot m^2$ ) とすれば、 $q_s$  は

$$\begin{aligned} q_s &= \gamma l \\ &= \gamma VT \end{aligned} \quad (15)$$

である。

土研式

$$q_{s*} = A \tau_*^n$$

を書き直すと



$$\frac{q_s}{U_* d} = A \left\{ \frac{U_*^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd} \right\}^n \quad (16)$$

である。浮上率一定区間については、上式に式(15)を代入し、浮上率 $\gamma$ の形に無次元化してまとめる方が良いと思われる。

$$\frac{\gamma}{U_*} = A \left( \frac{d}{l} \right) \left\{ \frac{U_*^2}{(\rho_s/\rho - 1)gd} \right\}^n \quad (17)$$

あるいは

$$\gamma_* = d \tau_*^n \quad (18)$$

となる。ここに、

$$\left. \begin{aligned} \gamma_* &= \gamma/U_* \\ n &= 1.25 \sim 1.5 \\ d &= A \cdot d/\sqrt{T} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

土研の実験条件

$$\begin{aligned} T = 48 \text{ (min)} &= 48 \times 60 \\ &= 2.88 \times 10^3 \text{ (sec)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V = Q/Bh &\cong 50 \times 10^3 / (30 \times 30) \\ &= 55 \text{ (cm/sec)} \end{aligned}$$

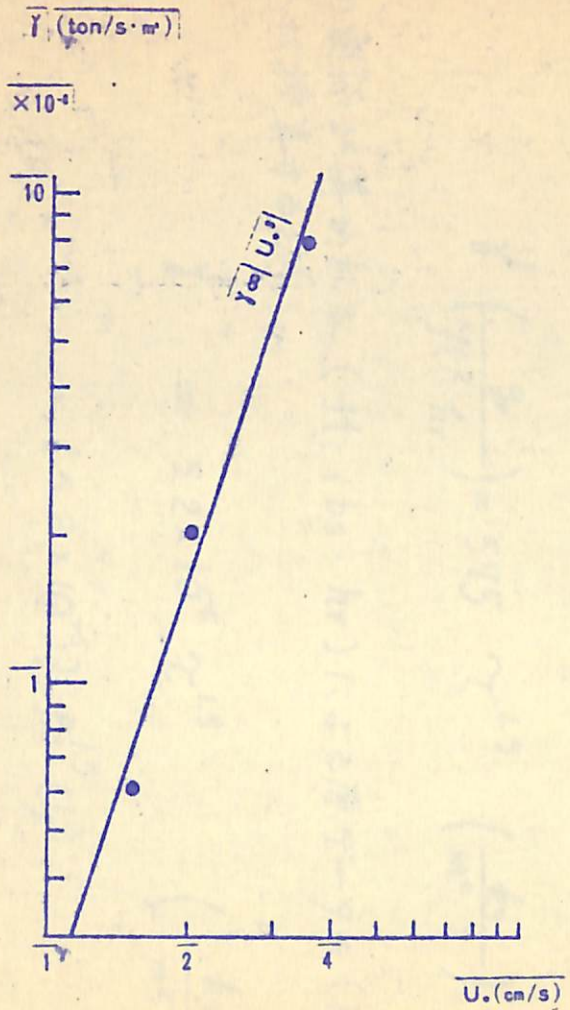
$$d = 0.03 \sim 0.01 \text{ (cm)}$$

より、係数 $\alpha$ は

$$\alpha = \frac{210 \times (1 \sim 3) \times 10^{-2}}{5.5 \times 2.88 \times 10^4}$$



村岡・三浦



Portheniades

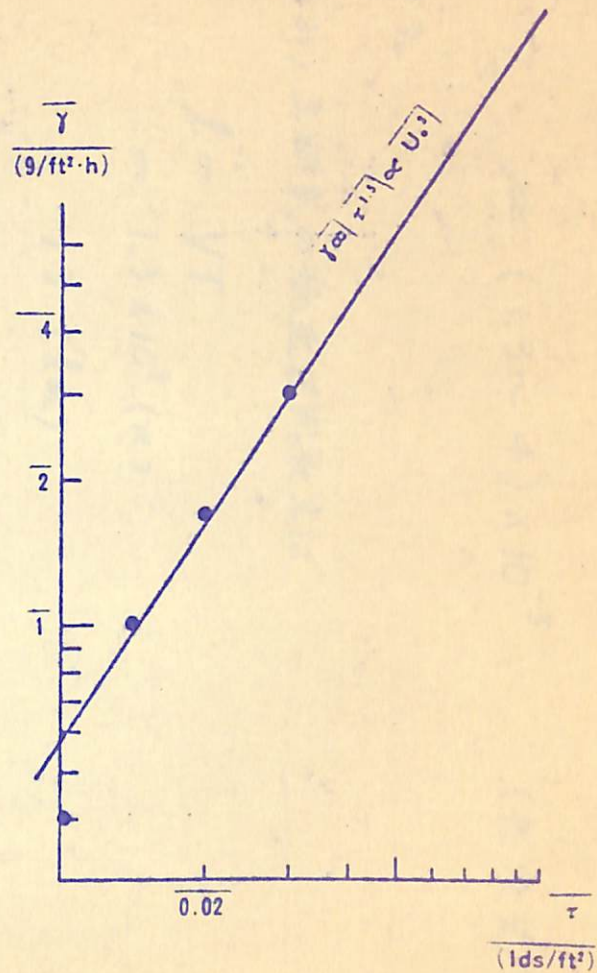


図-3 : cohesive soil の浮上率  $\bar{\gamma}$  と河床摩擦  
 応力  $\tau$  (または速度  $U_*$ ) の関係



$$= (1.3 \sim 4) \times 10^{-5} \quad (\text{無次元}) \quad (20)$$

となる。

なお、土研式の流送区間長  $l$  は

$$\begin{aligned} l &= VT \\ &= 1.3 \times 10^3 \text{ (m)} \\ &= 1.3 \text{ (km)} \end{aligned} \quad (21)$$

(b) ヘドロ (Cohesive soil) の水理学的特性を最初に取り扱った研究と思われる Partheniades (1965) のデータ (サンフランシスコ湾 Cohesive soil,  $\phi 50 \mu$ ) を整理して、上述の考えに基づき実験公式を導くと、浮上率  $\gamma$  に関して

$$\gamma \left( \frac{g_r}{\text{ft}^2 \cdot \text{hr}} \right) = 575 \tau^{1.5} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} \right) \quad (22)$$

の関係が導かれる。(ft · lbs · hr) による原データを (kg · m · s) 単位系に換算すると

$$\begin{aligned} \gamma &= 5.2 \times 10^{-6} \tau^{1.5} \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} \right) \\ &= (5.2 \times 10^{-6}) \rho^{1.5} U_*^3 \\ &= (5.2 \times 10^{-6} \times (10^3)^{1.5}) \cdot U_*^3 \\ &= 0.164 U_*^3 \end{aligned}$$



上式を無次元表示すると

$$\gamma_* = \alpha \tau_* \quad (23)$$

$$\alpha = 9.4 \times 10^{-5}$$

次に,

$$\left. \begin{aligned} \gamma_* &= \gamma / U_* \\ \tau_* &= U_*^2 / \left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g d \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

を得る。

(c) 村岡・三浦(1972)は美河川(寝屋川)での流量・ヘドロ濃度の実測から、ヘドロ浮上量(厳密には洗堀浮上量と沈降堆積量との差)を計算式より求め

$$m_B = f(U_*) \quad (25)$$

の関係を示した。彼らの実験データから浮遊・浮上状態が一定浮上率なのか平衡に近いのかは明確ではないが、一応同じ浮上率の形式でまとめると

$$m_B = a U_*^3 \quad (26)$$

の関係になる。  $m_B = \rho_s \gamma$  を  $(\text{ton}/\text{s}\cdot\text{m}^2)$ 、  $U_*$  を  $(\text{cm}/\text{sec})$  単位で表わすとき、係数  $a$  は  $a = 0.2 \times 10^{-8}$  である。  $m_B$  を  $(\text{g}/\text{cm}^2\cdot\text{s})$  単位で表わし、両辺の単位をそろえると(換算)係数は  $a = 0.2 \times 10^{-6}$  となる。上式を前と同じ無次元浮上率  $(\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}^2)$  に直すと

$$\frac{\gamma}{U_*} = \alpha \frac{U_*^2}{(\rho_s/\rho - 1) g d} \quad (27)$$



こゝに

$$\begin{aligned}\alpha &= a \left( \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \frac{gd}{\rho_s} \\ &= 0.107 \times 10^{-5}\end{aligned}\quad (28)$$

となる。

以上、三つの実験はいずれも無次元浮上率  $\gamma_*$  と無次元掃流力  $\tau_*$  とは

$$\gamma_* = \alpha \tau_*^n \quad (29)$$

の関係にあり、 $n \cong 1$  である。係数  $\alpha$  は一定ではないが、粒径や粘着性に関係するようである。

	粒径 ( $\mu$ )	$\alpha$
Partheniades	50	$9.4 \times 10^{-5}$
土研	100 ~ 300	$(1.3 \sim 4) \times 10^{-5}$
村岡・三浦	100	$0.107 \times 10^{-5}$



浮遊物質の流送量公式を、砂粒子の場合と同じ、一定掃流力

$$q_{s*} = a \tau_*^n$$

の形式にまとめるが、一定浮上率

$$\gamma_* = \alpha \tau_*^n$$

の形式にすべきかは、 $\tau_*$ が洗堀限界掃流力を越えているか否か、浮遊物質が河床になお存在するか否か、流送区間の長さは十分か、浮遊限界に達したか否かにより判別しなければならない。

土研公式は、浮遊限界に達したとして一定浮上率式を打ち切った場合と考えられ、その状態に連するためのヘドロ堆積区間は約1.3km 流送時間48分である。次節に検討するように、公団計算ではヘドロの堆積区間は不明であるが、前述の流送区間・時間はオーダー的には妥当な範囲内にあると思われる。



## 6 ヘドロの沈澱・流送の計算

堰内へのヘドロの沈澱と流送の計算は、堰中を一つのタンクとみなし、いわゆるタンク・モデルにより行われている。すなわち、堰内の流れやヘドロの水路内の分布や細かい運動は無視し、これを一まとめにしてタンクへの出し入れとして計算が行われている。計算の時間刻みは1時間とし、昭和36年から45年までの河川流量と潮位の時系列を用いたいわゆるシミュレーション法による計算である。

現象の細かい物理過程を無視し、これを一つの系とし、その入力と出力の関係のみで取扱うことは、降雨と流出のように内部物理機構が複雑であるとか、個々の構成要素の作用がわかっていても、これを一つ一つ組み上げて全体を捉えるには要素数が多すぎる場合にしばしば用いられる方法である。

本計算の場合には、ヘドロの沈澱・流送過程が複雑で、目的としている一時間単位のヘドロの動きを求めるには細かすぎることに、特に10年間のシミュレーションを行うには、原子分子のレベルで人間を論じようとするようにスケールが違いすぎるためにとられた方法と判断される。

簡明で確実を第一義とする設計法としては順当なものと認める。

しかし、設計計算の次の段階としては河道内のヘドロの沈澱量流送量の流下方向（また可能なら水深方向の）分布を考慮した詳細な計算を行うことが望ましい。計算方法はダムへの堆砂や河道内の浮遊砂の拡散など良く知られた方法を応用することができ、建設省土木研究所の馬場らのヘドロの場合の研究もある。

ただし、流量・潮位時系列をそのまま用いるシミュレーション法は計算時間を要するだけであるから、いくつかの代表的流量・潮位関係について理論計算を行い、これに生起確率を考慮して平均ヘドロ堆積量・流送量を求める方法が良いであろう。



## 7. 水質の変化

証4の p.6, 8「考察」の最下段に(浮遊物質の沈堆がみられるのは主として生物活動の低下する冬期であり, 夏期は河川流量も多く沈澱物も大部分フラッシュされ, SSの長期残留がないこと, 堰内の月平均水交換回数が十分なことから)「水質の悪化は考えられない」と結論されているが, これらのことからだけで水質の保持を結論づけるのは不充分である。この点について以下に多少付言する。

ここで対象としている長良川の浮遊物質はシルトや粘土のような鉱物質のみでなく, 家庭下水・工場排水処理水に起源する有機物をかなり含むものと思われる。

河川水中の有機性浮遊物質(その量はBOD値として表示される)は流下につれて, 微生物や原生動物の生物活動により無機物に分解される。いわゆる河川の自浄作用(BODの低下)である。自浄作用には沈澱作用も重要であるといわれる。たしかに, 河床への沈澱作用により流水中のBODは低下する。

河川流量低下時に河底へ堆積した有機浮遊物は, 好気性微生物の活動により無機物(N, P等の栄養分を含む)へと分解される。この無機栄養塩はもし速やかに流下しなければ, 独立栄養系すなわち, 植物プランクトン・藻類水草の繁殖を促すであろう。しかし, 過度の有機浮遊物の堆積は好気性微生物の活動の結果それに要する水中の容存酸素を減少させ, 逆に嫌気性微生物の増加, 流水中のDO(溶存酸素量)の減少による自浄作用の低下となる可能性もある。

流量の少ない場合, 例えば流量  $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合, 河道断面(低水部)に人工を加えない現状では流れは河幅  $B$  — ぱいに流れることはなく, 断面内の凹部をえらんで流れるため流速は全断面を流れるとした形式的な計算値  $V = Q/B$  より速いであろう。

これに反し, 堰完成後はダムアップのためまさしく幅  $(B)$  — ぱいに水は流れ, 流速は確実に低下する。

公団追加資料 No. 22 によれば, 流量  $50 \text{ t/s}$  の場合の河道平均流速は次表のようである。



x	現況	計画
6 (km)	3.7 (cm/s)	1.5 (cm/s)
8	4.4	1.9
10	5.1	2.3
14	6.9	2.7
18	11.1	3.9
22	31.2	5.2

流速の変化・水深の変化は自浄作用に関連する再曝気係数・DO(溶存酸素量)やプランクトン・藻類による光合成に影響し、また現在のところ解明がすすんでいないが好気性微生物の活動による有機物の分解能(自浄作用係数)にも影響を与えるであろう。

さらに、堰上流水域の低流速・水深増加による夏期の成層化(もっとも水深が高々数mであるから成層形成の可能性は少ないとは思われるが、もし形成されれば下層の低酸素化となる)の有無についても検討がなされなければならない。現在の水理学はその予測を可能にしている。

河川流量の低下は長良川の場合主として生物活動の不活性化を冬期であり、上述の水質変化はあまり問題とならないであろう。しかし、夏期渇水時にはこれらの過程について衛生工学・生態学・生態水理学的観点から時間的变化も考慮した定量的検討がなされている必要がある。



## 8 結論

× 1) 堰直上部に沈澱堆積する浮遊物質は、自流量  $200 \text{ m}^3/\text{sec}$  以上のとき潮汐による流れの流入流下により浮遊移動する。

? 2) 沈澱物質の流送量は  
一定掃流力

$$q_{s*} = a \tau_*^n$$

または、一定浮上率

$$\gamma_* = \alpha \tau_*^n$$

の形式にまとめることができる。公団計算では一定掃流力式を採用しているが、これは土木研究所における実験をもとにするもので、沈澱物質の堆積区間約  $1.3 \text{ km}$  流送時間  $48$  分で一定浮上率式を打ち切った形とみられる。

× 3) 堰内の浮遊物質の沈澱・流送は堰内での水路内の物質の分布・流速変化を考えずこれを一まとめにしてタンクへの出し入れとして計算が行われている。沈澱流送過程が複雑であるので簡明確実を第一義とする設計の第一段階としては順当なものである。

ただし、第一段階として水路内の流況を考慮した計算を行うことが望ましい。

× 4) 自流量が  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  以上の場合の堰ゲートの開放により、堰内には長期にわたり特に汚濁の可能性のある夏期に——浮遊物質(ヘドロ)が堆積することはない。

5) 浮遊物質の長期堆積がないことから水質変化がないことを結論するためには、衛生工学・生態学からの検討が必要である。

また、夏期の堰内水の成層化の有無の検討を行うことが望ましい。

理論や計算はすべて何らかの仮定ないしは条件のもとにその結論が導かれている。にもかかわらず、一たび結論が出るとその前提である仮定や条件は忘れられて結果だけが一人歩きをはじめ、果ては往々にして



理論が違っているという批難を受けることがある。

そこで、今一度本計算の条件を明記しておくことが良いと思われる。

- 長良川下流部の浮遊物質(SS)の負荷量は環境基準「B」  
— SS 25 ppm 以下 — である。
- 浮遊物質の移動開始流速・流送量等の物理的性状は内外の既報告と同程度である。
- 長良川の流量変化の統計的性状は過去10年間と同程度であり、上流における流量調節や極端な夏期の長期渇水等の変化は起らない。
- 水路の縦横断形状は原形を保持し、浅水域・後流澱み域が生じることはない。



## 引用文献および参考文献

- 1) 芦立徳厚・川井邦宏・那須義和：汚濁河川における河床付着物「みずわた」の評価について(3), 才31回年講II-317-577 ('76)
- 2) 会葉勝一・岡田光正・大竹久夫・須藤隆一・森忠洋：浅い汚濁河川におけるBOD, DO収支のシミュレーション, 下水道協会誌 Vol. 12, No. 131, (1975)
- 3) American Soc. Civil Engineers : Sedimentation Engineering (1975)
- 4) 粟谷陽一・楠田哲也・田中慎一郎：活性汚泥の巻き上げ機構に関する基礎的研究, 才30回年講II-251-522-523 (1975)
- 5) 馬場洋一・佐々木重義・伊藤雄一：ハドロ河床の流れによる洗堀特性, 土木技術資料16-10, 518-522 (1974)
- 6) 馬場洋一・伊藤雄一：多摩川ハドロの低水時浮遊機構について, 才31回年講II-306-558-9 ('76)
- 7) Di Toro, D. M. & O'Connor, D. J. : The distribution of dissolved oxygen in a stream with time varying velocity, Water Res. Res., vol. 4, no. 3, 639-646 (1968)
- 8) Dresnack, R. & Dobbins, W. E. : Numerical analysis of BOD and DO profiles, J. Sanitary Eng. Div., ASCE, vol. 94, No. SA5, 789-807 (1968)
- 9) 合田健・高橋正・西村博：モデル河川を用いた浄化機構の実験的研究, 才29回年講II-300-629-630 (1974)
- 10) 合田健・泉宮功・妹崎大次郎・高橋正：河川水質への底泥の影響について, 才27回年講II-192, 543-4 (1972)



- 11) 合田健・妹崎大次郎：底泥の水質に及ぼす影響，才29回年講Ⅱ-309  
645-6 (1974).
- 12) 半谷高久・安部喜也(編著)：水質汚濁研究法，丸善株式会社(1972)
- 13) Hino, M. : Eco-Hydraulics, An Attempt, Proc. XVIIth  
Congress of IAHR (Int. Ass. Hydraulic Research),  
Germany (1977).
- 14) 宝月欣一・吉良竜夫・岩城英夫(編)：環境の科学，NHK市民大学叢書25，  
(1972)
- 15) Kuti, E. O. & Yen, C-L. : Scouring of cohesive soil, J. Hydr. Res.  
vol. 14, no. 3, 195-206 (1976).
- 16) Mehta, A.J. & Partheniades, E. : An investigation of the depositional  
properties of flocculated fine sediments, J.  
Hyd. Res. , vol. 13, no. 4, 361-381 (1975)
- 17) 村岡浩雨・三浦健志：底質汚泥の浮上と濁度に関する基礎的研究，  
才27回年講，Ⅱ-206, 575-578 (1972)
- 18) 大垣真一郎・黄栗来・松本順一郎：付着生物の増殖に関する実験的研究，  
才31回年講Ⅱ-318 578 ('76)
- 19) Partheniades, E. : Erosion and deposition of cohesive soils, J.  
Hydraulic Div., ASCE, vol. 91, no. HY1, 105-139  
(1965).
- 20) Partheniades, E. & Paaswell, R.E. : Erodibility of channels with  
cohesive boundary, J. Hydr. Div., ASCE, vol.  
96, no. HY3, 755-771 (1970).



- 21) 末石昌太郎・盛岡通・脇本修自：有機性汚泥の掃流に関する基礎的研究，才31回年講Ⅱ-300 548-9 (1976)
- 22) 杉木昭典：水質汚濁—現象と防止対策—，技報堂 (1974)
- 23) 手塚泰彦：河川の汚染，築地書館 (1974)
- 24) 山岸宏・沖野外輝夫：湖沼の汚染，築地書館 (1974)