

# 非平衡浮遊砂量モデルの天竜川への適用

九津見生哲<sup>1</sup>・小川義忠<sup>2</sup>・中村俊六<sup>3</sup>・久保田稔<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 建設省中部地方建設局天竜川ダム統合管理事務所所長 (〒399-38 長野県上伊那郡中川村)

<sup>2</sup>正会員 工修 日本建設コンサルタント株式会社名古屋支店技術一課課長 (〒460 名古屋市中区丸の内)

<sup>3</sup>正会員 工博 豊橋技術科学大学教授 工学部建設工学系 (〒441 豊橋市天伯町宇雲雀ヶ丘)

<sup>4</sup>正会員 工博 大同工業大学教授 工学部建設工学科 (〒457 名古屋市南区白水町)

狭窄部の直上流に氾濫原を持つ天竜川上流部の河床変動計算に非平衡浮遊砂モデルの導入を試みた。大規模出水を対象とし、実測のハイドログラフに基づく不等流計算により断面平均流速を計算し、氾濫原以外は単断面河道として、非平衡性を考慮しない一次元河床変動解析を行った。氾濫原においては、主流部と氾濫区域とに領域を区分して、各領域毎に既存の非平衡浮遊砂量式を用いた一次元解析を行った。計算に使用する河床粒度組成、平衡状態から非平衡状態へ移行する流量の設定、浮遊砂・掃流砂層の取り扱いなどに工夫すれば、出水後の河床縦断および氾濫原における堆砂量をかなりの精度で予測できることが明らかとなった。

**Key Words** : suspended load, non-equilibrium sedimentation process, flood-plain, Tenryu-gawa

## 1. 緒 言

狭窄部の上流側の河道区間では、増水時には狭窄河道からの堰上げによって湛水が生じ、流れの掃流力が急激に低下する。こうした場所に多量の土砂が流入すると、掃流力の急減に伴って、掃流砂量の減少と共に浮遊砂濃度が非平衡状態を呈するようになる<sup>1)</sup>。したがって、このような河道区間における河床変動の計算を精度良く行おうとする場合には、流砂の非平衡性をモデルに組み込むことが必要となる。

流砂の非平衡性のモデル化については、Rijn<sup>1)</sup>、中川・辻本<sup>2)</sup>、芦田・藤田ら<sup>3)</sup>、藤田<sup>4)</sup>などの研究があり、芦田・岡部<sup>5)</sup>や岡部<sup>6)</sup>の研究もその一例としてあげることができる。

ただ、このような流砂の非平衡性が最も顕著に現れるのは、一般的にはダム貯水池内であるため、従来はもっぱらその堆砂解析においてモデルの実用化がはかられてきた。ダム貯水池以外の河道区間においては平衡流砂量式を用いた一次元河床変動計算が一般的であり<sup>7)</sup>、狭窄部上・下流部での断面急変による境界条件の変化に起因した浮遊砂の非平衡性を考慮した計算はまだ十分な実用段階に至っていないのが現状と考えられる。

天竜川は、増水時に多量の土砂移動を伴う河床変動の著しい河川であり、しかも狭窄部や広幅員部が連続する複雑な河道を有している。このため、治水計画においては増水時の河床上昇量をふまえ堆砂領域を計画的に確保する等の土砂管理が必要とされている。そのためには出

水時の河床変動特性を把握するとともに、上流や支川からの給砂量を踏まえてその将来予測を精度よく行うことがきわめて重要であり、その手法として精度の高い河床変動計算手法の開発が重要な課題となっている。

本研究は、上記のような背景を考慮して天竜川上流部を取り上げ、岡部の非平衡モデル<sup>5),6)</sup>の底面濃度  $Co_i$  を簡略化して適用し、その妥当性を検討したものである。

## 2. 計算対象

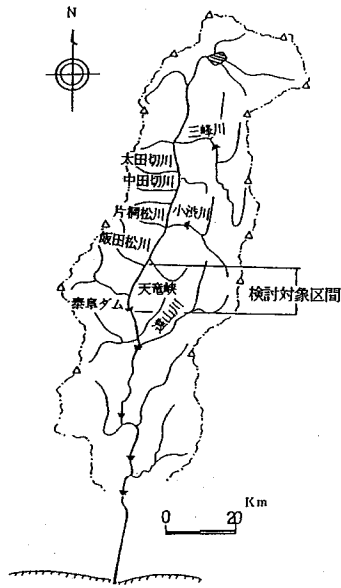
### (1) 対象河道と対象出水

図-1は天竜川流域であり、対象とした河道は、天竜川上流部、泰阜ダムから飯田松川合流点までの約17kmの区間である。図-2は、対象とした昭和36年6月出水(以下、「36年出水」と略記する)および昭和58年9月出水(「58年出水」)での泰阜ダム地点のハイドログラフである。

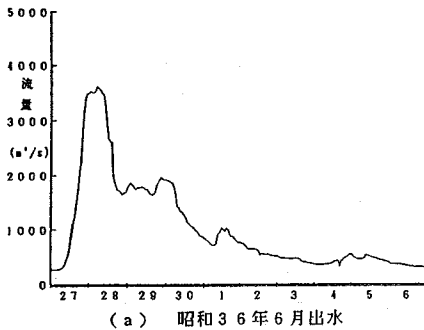
なお、36年出水においては、流域のほぼ全域にわたる山腹崩壊が生じ、戦後最大の土砂災害をもたらした<sup>8)</sup>。また、58年出水時には戦後最大のピーク流量が観察されたが、山腹崩壊は少なく当該河道に流下した土砂は36年出水の6割程度と推定されている<sup>9)</sup>。

### (2) 36年出水時における川幅、ピーク時の水面形、縦断形状および堆砂量

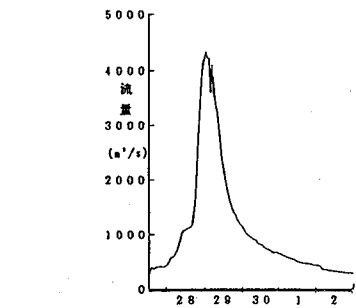
図-3は、36年出水時における対象区間の洪水痕跡水位、堆砂量および川幅である。川幅は、ピーク時の水位



図一 計算対象区間 (天竜川)



(a) 昭和36年6月出水

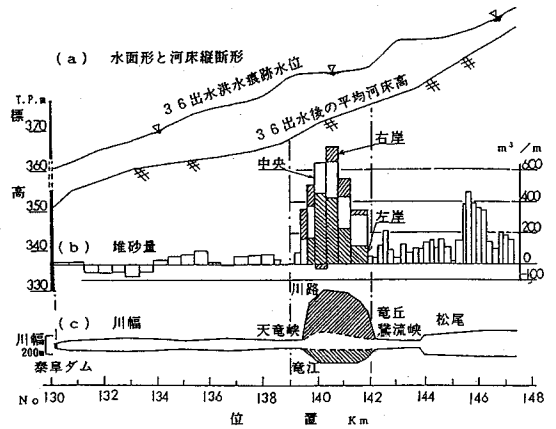


(b) 昭和58年9月出水

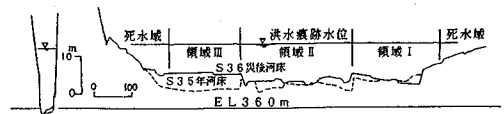
図二 対象出水のハイドログラフ (泰阜ダム地点)

に対応した水面幅であり、図中の鷺流峡と天竜峡間での破線は低水護岸法線である。

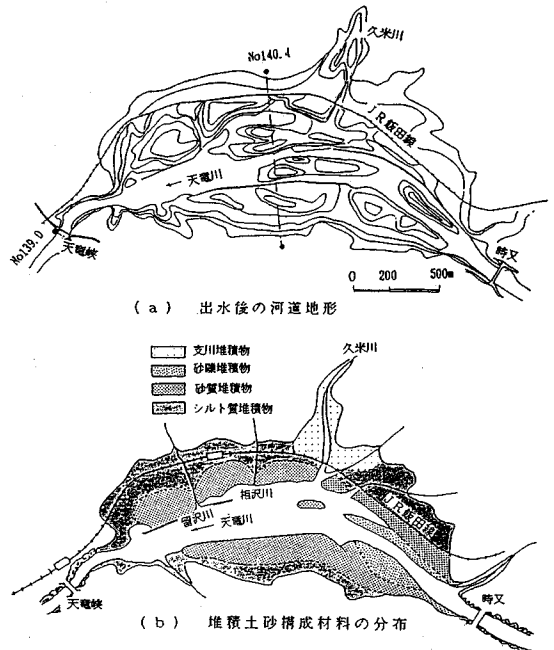
同図からうかがわれるように、①川幅は天竜峡と鷺流峡で極端に狭く、その上流側の川路・竜江地区と松尾地区で広がっているが、とりわけ川路・竜江地区において広がり方が顕著であり、出水時には氾濫原の様相を呈した(以下、川路・竜江地区を「氾濫原」と称する)。



図三 対象区間の、(a) 水面形と河床縦断形、(b) 堆砂量、および (c) 川幅 (36年出水)



図四 天竜峡と氾濫原における河道横断形状



図五 氾濫原における、(a) 出水後の河道地形、および (b) 堆積土砂構成材料の分布

ク時の水位は、二つの狭窄部で堰上げられ、その上流側でほぼ水平に湛水した。また、③堆砂量は氾濫原において特に多い。

図四は、36年出水前後の天竜峡と氾濫原における河道横断形状の一例であり、同図中の破線が出水前、実線

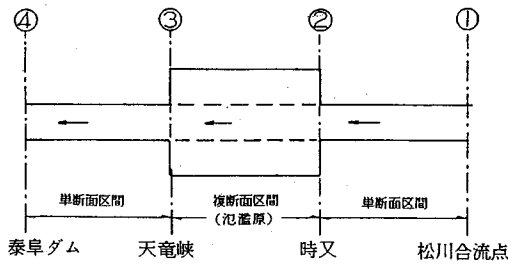


図-6 対象区間の分割

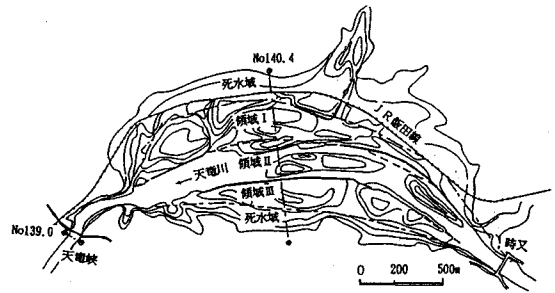


図-7 氾濫原における領域分割

が出水後である。なお同図中の、領域Ⅰ～Ⅲおよび死水域の断面区分については後述する。

### (3) 36年出水時における氾濫原の堆砂現象

氾濫原では約1,600,000 m<sup>3</sup>の土砂堆積があり、図-4に見られるように、最大5 mの河床上昇が生じた。

図-5は、氾濫原について、(a)出水後の河道地形と、(b)調査時水面下にあった河床については除外した堆積土砂の粒度組成の場所的な分布である。同図(b)を見ると、砂礫堆積物は鳶流峡出口付近から下流の流路に沿って局所的に分布しているのみで、河道中央部に沿っては砂質堆積物が分布しており、その外側をシルト質堆積物がとりまいていて、両者の境界はかなり明瞭である。これらの状況から、氾濫原では天竜峡の堰上げにより水位が上昇して大きな湛水池が出現したところへ、上流から供給された多量の土砂が掃流力の場所的变化に呼応して沈降堆積したものと推定される。

## 3. 計算モデル

### (1) 対象区間の分割

河道特性(例えば図-3(a))に基づいて、対象区間を図-6のように、(a)上流側単断面区間、(b)複断面区間(氾濫原)、(c)下流側単断面区間の3区間に分けてモデル化した。なお、図中の①～④は境界条件設定位置である。

複断面区間においては、横断面形状と堆積土砂の粒度組成(図-4と5)に基づいて、図-7に示すように、①死水域(主としてシルト堆積領域)、②砂質堆積領域(領域ⅠとⅢ)および③低水路(領域Ⅱ)、の3領域に分割した。また、縦断方向の計算ピッチの分割は横断形状が測定されている200 m間隔である。

### (2) 基礎式

基礎式は、掃流力を支配する流量や流速を求める水量計算式、流砂の連続式および土砂の移動量を支配する流砂量式からなる。さらに、粒度分布の連続式も重要で

あるが、本論文では、大出水時での河床変動を実測資料を用いて解析しており、粒度分布に関する実測資料の不備により、連続性は考慮していない。流量は、実測値とこれに基づいて貯留関数法により求め、流速や水面形は不等流計算による。流砂量式は各区分領域毎に既存モデルの中から次の式を選択した。

#### a) 単断面区間

##### ①流水の連続式：

$$Q = A \cdot U \quad (1)$$

ここに、 $Q$ は流量、 $A$ は断面積および $U$ は断面平均流速である。

②不等流計算式：流量は1時間単位でステップ状に変化するハイドログラフを与え、河床変動計算のための時間間隔毎に次式による不等流計算を行って水面形および流速を求めた。

$$\frac{dH}{dx} + \alpha \cdot \frac{d}{dx} \left( \frac{U^2}{2g} \right) + \frac{n^2 U^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (2)$$

ここに、 $H$ は基準面からの水面の高さ、 $x$ は流下方向の距離、 $\alpha$ はエネルギー補正係数( $\alpha=1$ とした)、 $g$ は重力の加速度、 $n$ はマンニングの粗度係数および $R$ は径深である。

##### ③土砂の連続式：

$$\frac{dz}{dt} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \cdot \frac{d}{dx} \left[ B \sum_{i=1}^n (q_{B_i} + q_{S_i}) \right] = 0 \quad (3)$$

ここに、 $z$ は河床高、 $t$ は時間、 $B$ は河床変動幅、 $\lambda$ は空隙率、 $q_{B_i}$ は粒径 $d_i$ の掃流砂量、 $q_{S_i}$ は粒径 $d_i$ の浮遊砂量および $i$ は粒径の違いを示す指標である。

④掃流砂量式：掃流砂については非平衡性は無視できるものとして<sup>10),11)</sup>、芦田・道上<sup>12)</sup>による次式を用いた。

$$\frac{q_{B_i}}{f_0(d_i) \cdot U_{*e} \cdot d_i} = 17 \frac{U_{*e}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_i} \cdot \left( 1 - \frac{U_{*ci}^2}{U_{*e}^2} \right) \left( 1 - \frac{U_{*ci}}{U_{*e}} \right) \quad (4a)$$

ここに、 $f_0(d_i)$ は粒径 $d_i$ の砂礫が河床砂に占める割合、 $\sigma$ は砂礫の密度、 $\rho$ は水の密度、 $U_{*e}$ は摩擦速度、 $U_{*ci}$ は粒径 $d_i$ の砂礫の限界摩擦速度および有効摩擦速度

$U_{*e}$  は、

$$\frac{U}{U_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{d_m (1 + 2\tau_{*m})}$$

$$\tau_{*m} = U_{*e}^2 / \{ (\sigma/\rho - 1) g d_m \}$$

で、ここに  $h$  は水深、 $d_m$  は平均粒径である。

⑤浮遊砂量：単断面河道においては非平衡性を考慮する必要がないものとして、芦田・道上<sup>13)</sup>による次式を用いた。

$$q_{si} = q \cdot C_B \left[ \left( 1 + \frac{1}{\kappa} \frac{U_*}{U} \right) \Lambda_1 + \frac{1}{\kappa} \frac{U_*}{U} \Lambda_2 \right] \quad (4b)$$

ここに、

$$\Lambda_1 = \left( \frac{a}{h-a} \right)^z \int_{a/h}^1 \left( \frac{1}{\eta} - 1 \right)^z d\eta$$

$$\Lambda_2 = \left( \frac{a}{h-a} \right)^z \int_{a/h}^1 \ln \eta \left( \frac{1}{\eta} - 1 \right)^z d\eta$$

$$Z = w_{0i} / (1.2\kappa U_*)$$

である。基準面濃度  $C_B$  は、

$$C_B = K \cdot \Delta F(w_{0i}) [g(\xi_0)/\xi_0 - G(\xi_0)] \quad (4c)$$

で、

$$g(\xi_0) = -\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_0^2\right)$$

$$G(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi$$

$$\xi_0 = w_{0i} / (0.75 U_{*e})$$

である。ここに、 $q$  は単位幅あたりの流量、 $\kappa$  はカルマン定数、 $a$  は河床付近の濃度を与える河床からの高さ (= 0.05 h)、 $\Delta F(w_{0i})$  は沈降速度  $w_{0i}$  なる粒子の河床物質中に占める割合、 $K$  は比例定数であり実験値をもとに  $K=0.025$ 、である。

### b) 複断面区間

複断面区間においては、横断方向に区分けした各領域毎に流量、流砂量を求めて、その合計量が次断面に流下するものとして取り扱っている。

#### ①流水の連続式：

$$Q_j = B_j \cdot h_j \cdot V_j \quad (5)$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

ここで、

$$V_j = \frac{1}{n_j} h_j^{2/3} I_e^{1/2}$$

$$I_e = \frac{N^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$$

である。なお添字  $j$  は各断面領域を表す指標、 $B_j$  と  $h_j$  および  $V_j$  は領域  $j$  での水路幅と水深および流速、 $N$  は等価粗度係数で、

$$N = \frac{\sum B_j h_j^{5/3}}{\sum \frac{B_j h_j^{5/3}}{n_j}}$$

である。

#### ②不等流計算式 (井田法<sup>14)</sup>)：

$$\frac{dH}{dx} + \frac{d}{dx} \left( \frac{U^2}{2g} \right) \cdot D + \frac{N^2 U^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (6)$$

ここに、 $D$  は広幅員開水路に対する流速水頭補正項で、

$$D = \frac{A^2 \sum \frac{B_j h_j^3}{n_j^3}}{\left( \sum \frac{B_j h_j^{5/3}}{n_j} \right)^3}$$

である。

#### ③土砂の連続式：

平衡時：式 (3) に同じ

非平衡時：

$$\frac{dz}{dt} + \frac{1}{B(1-\lambda)}$$

$$\cdot \frac{d}{dx} [B \sum_{i=1}^n q_{Bi} + B \int_0^h (cu) dz] = 0 \quad (7)$$

ここに、 $c$  は浮遊砂の容積濃度および  $u$  は  $x$  方向の流速である。

④掃流砂量式：式 (4a) に同じであり、有効摩擦速度  $U_{*e}$  の評価に際しては各領域の値を使用。

#### ⑤浮遊砂量式：

平衡時：式 (4b) に同じ

非平衡時：式 (7) の左辺第 2 項の浮遊砂の項を

$$\frac{d}{dx} \int_0^h (uc) dz = \sum w_{0i} (C_e - C_{0i}) \quad (8)$$

と表示する。ここで、底面濃度  $C_e$  は道上による式 (4c) によって算定する。ここに、 $C_{0i}$  は粒径  $d_i$  の粒子の  $z=0$  における底面濃度である。岡部は底面濃度に関する微分方程式を、流速分布を断面平均流速で代表させる等の多数の仮定を設けて誘導している。著者等の場合は、岡部の式から直接に底面濃度を求めることは困難であるので、まずは第一近似として、各粒径の断面平均濃度を  $C_{0i}$  として使用した。

#### ⑥平衡から非平衡状態へ移行する流量の設定

湛水域へ上流から多量の浮遊砂を含んだ流水が流入すると、流砂能力の急激な低下に伴って非平衡状態が生じる。

当計算モデルでは、計算を簡略化するために、流量 760 (m<sup>3</sup>/s) を境に、平衡から非平衡状態へ移行することとした。この切り替え流量 760 (m<sup>3</sup>/s) は、36 年出水後にこの付近で観測された砂層の平均粒径  $d_m = 0.39$  mm の粒度分布から求めた最小代表粒径 0.14 mm を用い、上流時又と氾濫原中央の No. 140.4 km 地点 (図-7 参照) の河道断面 (断面間距離  $\Delta x = 1900$  m) で、平衡、非平衡の両浮遊砂量式により No. 140.4 km 地点の浮遊砂量を求め、その差が 5% を越える流量とした<sup>15)</sup>。

### (3) 境界条件

対象区間においては、下流端の泰阜ダム地点で流量(水

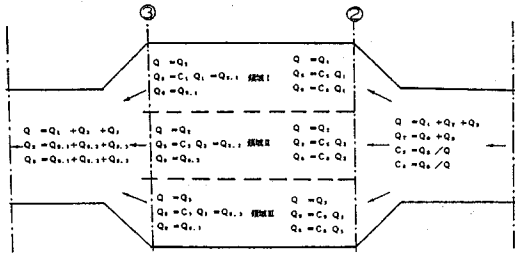


図-8 単断面河道と複断面河道間の流砂の連続

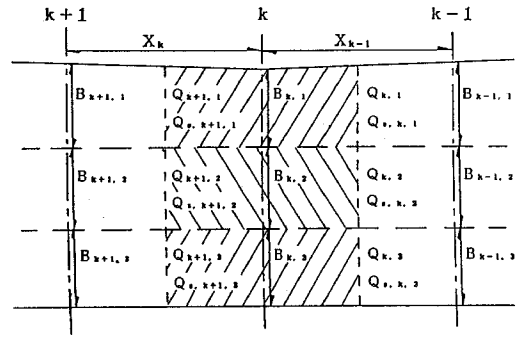


図-9 氾濫域（複断面）の差分化

位よりダム越流量式により計算された流量と発電使用水量)が、水位観測地点で水位が観測されている。流量はこの実測流量を用いるとともに、実測値が得られていない区間については貯留関数法によって得た計算値(準実測値という)を用いることとした。上流端や支川からの流砂量は、高秀等<sup>10)</sup>による天竜川水系土砂動態シミュレーションモデルで求められた値を用いた。

境界条件をまとめて示すと以下のようになる。

(I) 上流端①においては(図-6参照)

流量: 準実測値

流砂量: 土砂動態モデルより求めた計算値

(粒度分布については後で詳述)

(II) 下流端④においては(図-6参照)

水位: 実測値

流量: 実測値(越流量式による換算値+発電使用水量)

(III) 初期河床

対象出水前年秋の実測河床(なお、計算途中における最深侵食深は露岩部分の高さとした。)

(IV) 河床礫の粒度分布

(後に詳述)

#### (4) 計算手順と差分化

対象区間における計算の手順は次の通りである。

①あらかじめ対象区間の上流端や支川からは、ハイドログラフに沿ってステップ状の流量と流砂量を与える。

②下流端の水位、および上流端、支川からの流量より各断面の水量(流速、水位等)を求める。

③上流端および支川からの流砂量と上記②で求めた水量から各断面の流砂量を計算する。

④隣接する断面間を通過する流砂量の差から、河床変動高を求めて、次の時間ステップの初期河床断面とする。

また、単断面河道から複断面河道への浮遊砂の配分は、図-8に示すように複断面の各領域の流量に直上流単断面の流砂濃度を乗じて求め、複断面領域から単断面領域への遷移は、複断面河道の各領域で求めた流量、流砂量の総和が流下するものとして扱っている。

断面②から③にかかる氾濫域における浮遊砂量の計算は、流量の小さい領域Ⅱのみを流れる単断面として浮遊砂量も平衡状態で流下するものとし、流量が一定流量(760 m<sup>3</sup>/s)を越え湛水が生ずると、この時点から非平衡の浮遊砂量式を用いる。

非平衡状態になると、各領域の水量は井田の式により求め、浮遊砂量は式(8)を用い、図-9によって以下の手順で行われる。

ここに、 $k$ は断面NO.,  $j$ は領域NO.を表す添字、 $Q_{k,j}$ ,  $Q_{S,k,j}$ ,  $B_{k,j}$ は $k$ 断面 $j$ 領域での流量、浮遊流砂量および河道幅、 $x_{k,j}$ は断面 $k$ と $k+1$ の区間距離および $\theta_{k,j}$ は変動河積(上記斜線部分)である。

①区間NO.  $k$ に流入する粒径毎の浮遊流砂量 $Q_{S,k,j}$ から断面平均浮遊砂濃度を計算する。

$$C_{0i,k,j} = Q_{S,k,j} / Q_{k,j} \quad (10)$$

② $\Delta T$ 時間に沈降堆積する土砂量 $\Delta V_{k,j}$ を計算する。

$$\Delta V_{k,j} = w_{0i} (C_{0i,k,j} - C_{e,k,j}) \cdot \theta_{k,j} \cdot \Delta T \quad (11)$$

ここに、変動河積( $\theta_{k,j}$ )は、 $k-1$ 断面と $k$ 断面の算術平均による河道幅 $\{(B_{k-1,j} + B_{k,j})/2\}$ と $k$ 断面の河道幅( $B_{k,j}$ )を用いた台形面積と $k$ 断面と $k+1$ 断面での同様な台形面積との和であり、次式で計算する。

$$\theta_{k,j} = \{x_{k-1,j} \cdot (B_{k-1,j} + 3B_{k,j}) + x_{k,j} \cdot (3B_{k,j} + B_{k+1,j})\} / 8 \quad (12)$$

③下流に流下する浮遊流砂量を計算する。

$$Q_{S,k,j} \cdot \Delta T = Q_{S,k,j} \cdot \Delta T - \Delta V_{k,j} = \{C_{0i,k,j} \cdot Q_{k,j} - w_{0i} \cdot (C_{0i,k,j} - C_{e,k,j}) \cdot \theta_{k,j}\} \Delta T \quad (13)$$

④流下濃度 $C'_{k,j}$ を計算する。

$$C'_{k,j} = Q_{S,k,j} / Q_{k,j} = C_{0i,k,j} - w_{0i} (C_{0i,k,j} - C_{e,k,j}) \cdot \theta_{k,j} / Q_{k,j} \quad (14)$$

⑤個々の領域間の流量の出入りを考慮して、 $k+1$ の区間に流入する浮遊流砂量を以下のように計算する。

領域ⅠとⅢ:  $j$ は1または3

$$Q_{k,j} \geq Q_{k+1,j} \text{ のとき} \\ Q_{S,k+1,j} = Q_{k+1,j} \cdot C'_{k,j} \quad (15a)$$

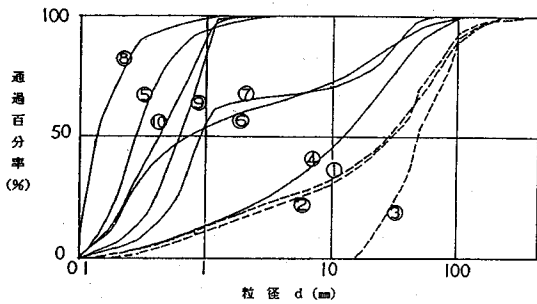


図-10 粒度組成

$Q_{k,j} < Q_{k+1,j}$  のとき

$$Q_{S,k+1,j} = Q_{k+1,j} \cdot C'_{k,j} + (Q_{k+1,j} - Q_{k,j}) \cdot C'_{k,2} \quad (15b)$$

領域Ⅱ：流砂の連続式から

$$Q_{S,k+1,2} = \sum_{j=1}^3 Q_{k,j} \cdot C'_{k,j} - (Q_{S,k+1,1} + Q_{S,k+1,3}) \quad (15c)$$

⑥  $\Delta T$  時間後の河床変動高を計算する。

$$\Delta z_{k,j} = \frac{1}{(1-\lambda)} \sum \frac{\Delta V_{k,j}}{\theta_{k,j}} = \frac{1}{(1-\lambda)} \sum w_{oi} (C_{oi,k} - C_{e,k,j}) \cdot \Delta T \quad (16)$$

時間ステップについては試行計算の結果、流量が  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  以下の場合に 20 分、 $1000 \sim 2000 \text{ m}^3/\text{s}$  で 15 分、 $2000 \sim 3000 \text{ m}^3/\text{s}$  で 10 分、 $3000 \sim 4000 \text{ m}^3/\text{s}$  で 7.5 分、および  $4000 \text{ m}^3/\text{s}$  以上で 6 分間隔とし、上流から下流方向へ河床変動計算を行った。

なお、各断面における土砂の堆積、侵食の過程は便宜的に以下のようにした。

- ① 掃流砂量と浮遊砂量とは互いに関係せず、与えられたそれぞれの粒度分布によって別個に計算される。
- ② 堆積過程では、常に掃流砂の粒度分布を持つ層の上に浮遊砂が堆積する。
- ③ 侵食過程では、まず浮遊砂の粒度分布を持つ層の侵食・流出が生じ、浮遊砂が無くなってから掃流砂が侵食される。

### (5) 河床礫の粒度分布

河床礫の粒度分布の取り扱いが計算モデルの中で重要な位置を占めるので、粒径とその混合割合を的確に設定することが大切である。粒度の設定は大別すると①上流端および支川からの流砂量の粒度分布②初期河床の粒度分布③出水中に各断面を移動する粒度分布の三種類である。

①は、上流端や支川が土砂の生産地に近いことから山腹崩壊によって生産された土砂の粒度分布を与え、②は、安定した通常時に見られる平均的な河床礫の分布と

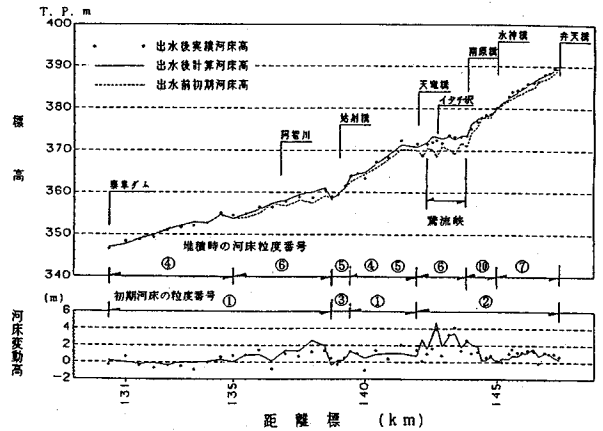


図-11 昭和 36 年 6 月出水時の河床変動再現計算結果

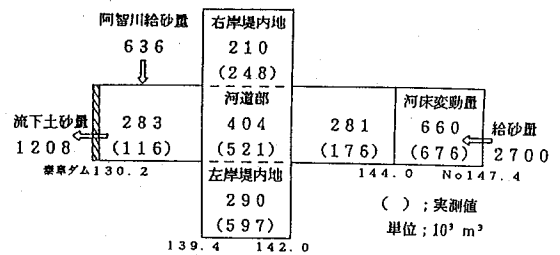


図-12 河床変動土量計算結果 (36年出水)

して図-10の破線を与え、③は、出水直後に現地で得られた粒度分布で同図中の実線を与えた。対象とする場所で実測された粒度であるが、実測された粒度をそのまま用いるには明らかに問題がある場所については修正を施した。

図-10のそれぞれの番号に対応する粒度分布は次の通りである。

- ①; 昭和30年代~50年代にかけて、沓瀬原およびその下流区間で実測されたいくつかの粒度分布から、出水直後のデータを除いたものを平均した粒度分布
- ②; 36年出水以前に、沓瀬原の上流区間で実測された粒度分布の平均値
- ③; 流れが強くて粒度の実測が著しく困難な場所(天竜峡狭窄部)の粒度分布であって、下流の元河床データ(①)から、15 mm以下の細粒分を除いたもの。なお、この15 mmという粒径値は、概略、流量  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  のときの限界掃流力に対応している。
- ④; 上記①の沓瀬原およびその下流区間で出水直後の実測データを平均した粒度分布
- ⑤; 36年出水直後に沓瀬原の領域ⅠとⅢで実測された粒度分布
- ⑥; 上記⑤から④へ移行する過程の粒度として、⑤と④との平均値

⑦; 58年出水直後に鷺流峡上流部で実測された粒度分布

⑧; 58年出水直後に氾濫原の領域ⅠとⅢで実測された粒度分布

⑨; 上記⑦から細粒分のみを取り出したもの

⑩; 上記の⑤と⑨の平均値

なお、初期河床より低下した場合には、その場所の粒度は初期河床の粒度がそのまま維持されるものとした。

また、各出水時の計算において、上記の各粒度分布をどの場所に用いたかは、後出の図—11および図—12中に併記した。ここで、計算に使用した浮遊砂の粒度分布の代表粒径は0.14, 0.24, 0.35, 1.32 mmの4種類であり、掃流砂の代表粒径は0.28, 2.26, 9.05, 18.10, 36.20, 72.40 mmの6種類である。

#### 4. 計算結果とその考察

前項で設定した河床変動計算モデルを用いて、戦後の最大土砂害をもたらした36年出水と最大流量をもたらした58年出水を対象として河床変動の再現計算を行った。

##### (1) 36年出水の再現結果

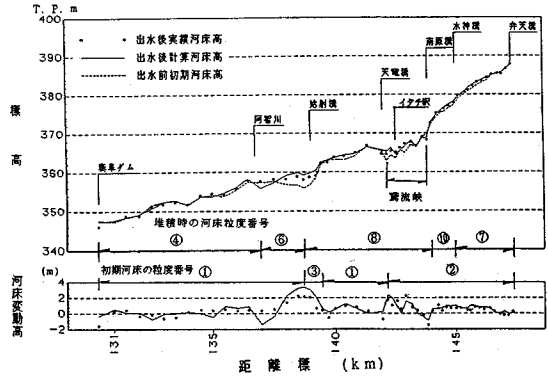
図—11は昭和35年秋の実測河床を初期河床とし、36年6月26日から30日までの流量と流砂量を与えて出水後の河床を再現した結果である。なお同図中には、図—10の粒度分布の番号を併記してあり、同図中の堆積時の河床粒度番号は、河床上昇時の計算に使用した粒度分布である。

上図は計算結果を縦断的にみており、下図は各測点における変動高を実測値と比較している。

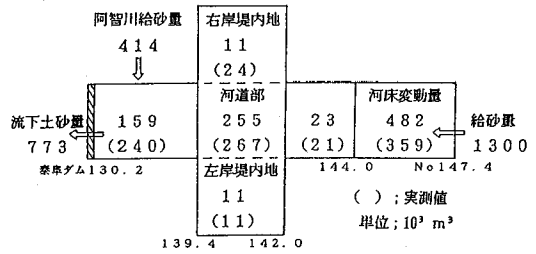
また、図—12は対象河道を縦断方向で大きく分割し、その分割区間における変動量を実測値と比較している。

図—11の計算結果は、一部に実測値と異なるところも見られるが、概して良く実績を再現していると言えよう。特に泰阜ダムの貯水域および144~147 km区間では良く現象を再現しており、反面、阿智川やイタチ沢などの支川合流点の上・下流や鷺流峡では再現性が若干劣るようである。この原因としては、36年出水では阿智川やイタチ沢などの支川から多量の土砂が流出し合流点に巨石からなる扇状地が形成されたが、このような微地形の変化をシステムに組み込むことができていないこと、また、鷺流峡や天竜峡などの狭窄部底面河床に働く有効掃流力の評価モデルが組み込めていないことなどによるものと推定される。

氾濫原の計算においては、図—12に見られるように、左岸堤内地の堆砂量の計算値が実測値の半分程度となっている。この原因は、図—4の(b)に見られるように、



図—13 昭和58年9月出水時の河床変動再現計算結果



図—14 河床変動土量計算結果 (58年出水)

左岸側の堤内地(領域Ⅲ)には旧河道の凹地が残っておりその前面には小堤が存在するが、この微地形が計算では表現できないこと、さらに湾曲部の内側になっているが湾曲による掃流力の低下を表現できていないことなどによるものと考えられる。

##### (2) 58年出水の再現結果

昭和36年出水を対象とした再現計算で、ほぼ満足のゆく計算結果が得られたので、他の出水への適応性を確認するため、同一モデルを用いて昭和58年出水へ適用した。その結果が図—13, 14である。図—13中には、図—11と同様に、各河道区間で用いた河床礫の分布も合わせて示している。

初期河床の粒度分布は36年出水と同じものを用い、出水中の河床礫の粒度は出水後に当該河道で得られた粒度を用いた。36年出水と異なるのは氾濫原の区間で細粒分の多い粒径を用いている。

再現結果は総じて36年出水より実現象を良く再現しており、十分に実用に足る結果を得た。

## 5. 結 言

複雑な形状を持つ河道への既存流砂モデルの適用性の検討を天竜川上流河道で試みた。その結果、①掃流力に

急激な変化を生ずる湛水現象の発生限界流量（本文中の切り替え流量）を的確に把握し、②湛水現象の生ずる流量から非平衡の浮遊砂モデルを導入し、また③氾濫域においては主流部と氾濫域を適正に区分し、それぞれの区分領域で水量と流砂量の計算を実施することによって、一次元の河床変動計算でも十分に実用に足る計算結果が得られることが明らかとなった。

計算モデルの適用に当たっては、多くの試行の結果、河床礫の粒度分布を適切に定めることが重要である。

- ①初期河床には、通常時に見られる河床礫の粒度分布を与えるのが適切である。このためには、定期的に河床礫の粒度調査を実施しておく必要がある。
- ②上流端や支川から供給される流砂の粒径は、山腹崩壊が多発した場合には、生産土砂の粒度分布を与え、少ない場合には上流河道や溪流堆積物の再移動と考えるのが適切である。
- ③出水期間に移動する土砂の粒度分布は各区間で出水後に得られた粒度を適用し良い結果を得たが、将来予測等にどのような粒度分布を用いるかは議論の残るところである。
- ④出水後の粒度分布は、各区間の河道の縦・横断形などの特性に支配されて、洪水毎にそう大きくは変わらないようなので、出水後のいくつかの実測値からその平均的な粒度分布を求め、さらに将来の流域の土砂環境の変化等を考慮して若干の修正を加えて用いることになろう。

本計算モデルでは、粒径毎の連続性は考慮していない。モデルの今後の拡張や課題としては、次のことがあげられる。

- ①粒径毎の流砂の連続性を時間的にも空間的にも満足するモデルへの拡張
- ②上流端や支川からの供給土砂の粒度と濃度を予測する水系一貫した土砂動態システムの作成
- ③狭窄部の洪水期間中の河床変動の実測と河床材料の実態把握
- ④狭窄部の底面河床に働く有効掃流力の評価モデルの組み込み
- ⑤河床礫の経年的な変化や出水後の粒度分布等実測値の蓄積

謝辞：本河床変動モデルの作成にあたり、式の選定や現地への適用に際しては、芦田和男京都大学名誉教授のご

指導やご助言によるところが大きい。ここに記し、深謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) Rijn, L.C. Van : Mathematical models for sediment concentration profiles in steady flow, Transport of Suspended Solids in Open Channels (Edited by W. Bachteler), Boston, pp.49-68, 1986.
- 2) 中川博次, 辻本哲郎：砂礫の運動に伴う移動床砂面の攪乱発生過程, 土木学会論文報告集, 第291号, pp.53-62, 1979.
- 3) 芦田和男, 藤田正治, 向井 健：河床砂礫の浮上率と浮遊砂量, 京都大学防災研究所年報, 第28号B-2, pp.353-365, 1985.
- 4) 藤田正治：河床砂礫の浮遊機構と浮遊砂量の算定法に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 141 p, 1986.
- 5) 芦田和男, 岡部健士：貯水池堆砂の数値計算法に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第25号B-2, pp.389-400, 1982.
- 6) 岡部健士：貯水池における堆砂過程とその予測に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 126 p., 1982.
- 7) 土木学会編：水理公式集, 1971.
- 8) Nishihata, I., K. Kitamura and I. Hanatani : Estimation of debris volume transported from land-slide points in mountain districts, JSCE, No.257, Jan, pp.107-119, 1977.
- 9) 九津見生哲, 中村俊六, 久保田稔：昭和36年6月出水と58年9月出水時における天竜川上流の土砂氾濫, 自然災害科学, 13-3, pp.235-248, 1995.
- 10) 中川博次, 辻本哲郎：移動床流れの水理, 新体系土木工学23 (土木学会編), pp.301-303, 1986.
- 11) 道上正規：流砂と河床変動に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1972.
- 12) 芦田和男, 道上正規：移動床流れの抵抗と流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第206号, pp.59-69, 1972.
- 13) 芦田和男, 道上正規：浮遊砂に関する研究(1)―河床付近の濃度一, 京都大学防災研究所年報, 13号B, pp.63-79, 1970.
- 14) 井田至春：広巾員開水路の定常流, 土木学会論文集, 第69号, 別冊3-2, 17 p., 1960.
- 15) 道上正規, 平井真砂郎, 海賀真：非平衡状態の浮遊砂の濃度分布特性について, 土木学会第36回年次学術講演会概要集, pp.603-604, 1981.
- 16) 高秀秀信, 九津見生哲, 藤沢寛：水系における土砂動態システムについて, 第27回水理講演会論文集, pp.767-772, 1983.

(1994.8.8受付)



# APPLICATION OF A NON-EQUILIBRIUM SUSPENDED SEDIMENT MODEL INTO THE TENRYU-GAWA RIVER

Takanori KUTSUMI, Yoshitada OGAWA, Shunroku NAKAMURA  
and Minoru KUBOTA

We investigated application of a non-equilibrium suspended sediment model into analyses of the river bed variation in the upper reach of the Tenryu-gawa river having a flood plain immediately up a contractive section of the river channel. On the assumption that the river flooded on a large scale, the sectional mean velocity was determined according to flow profiles obtained by non-uniform flow calculation based on a measured discharge. In areas where the river channel was supposed to have the single cross section, one-dimensional river bed variation analysis was conducted without regarding non-equilibrium characteristics. The flood plain, on the other hand, was divided into two areas, that is, the main channel and the flooding area, and one-dimensional analysis was implemented by applying the known non-equilibrium suspended sediment equation for each area. The analyses showed that the longitudinal variation of the river bed and the flood plain after the flood could be estimated at a relatively high accuracy by appropriately setting the grain size, variation of the discharge from the equilibrium condition to the non-equilibrium condition, and treating of the suspended and bed load.