

河川堤防の決壊に伴う浮遊砂の堆積に関する研究

高橋 保・中川 一

SUSPENDED SEDIMENT DEPOSITION IN FLOOD ZONES DUE TO RIVER BANK BREACH

By Tamotsu TAKAHASHI and Hajime MAKAGAWA

Synopsis

In order to evaluate the degree of risks of flood disasters caused by the river bank breach, not only the damages of houses to be submerged, destroyed and partially destroyed but also the damages due to sedimentation of the suspended sediments in flood zones should be taken into account.

In this study, a numerical simulation method which was able to demonstrate the one dimensional experimental results concerning with the suspended sediments deposition was proposed. The two dimensional numerical simulation method extended from the one dimensional method was also presented. Both of the calculated and observed shapes of the suspended sediments depositing area were uni-directional, and they were comparatively in good agreement each other, while the distribution of the calculated results of the thickness of the deposits were not in good agreement with experimental ones. The main reason of this was speculated from the bed configuration in the experiments that not with standing the bed-load transportation was active in the experiments, it was not given at the breach point as the inflow boundary conditions in the calculation.

1. 緒 言

河川堤防の決壊による洪水氾濫災害を考える場合、家屋の浸水や流失・全半壊等の被害とともに、氾濫水中に浮遊していた土砂が堆積し、家屋や交通施設、農作物等に重大な被害を与えることも考慮する必要がある。その場合、浮遊土砂の付着による種々の汚染やそれによる機能障害等が直接の被害原因となる場合もあると思われるが、ここでは、浮遊土砂の堆積量とその範囲の予測に焦点を絞り、これについて検討することにする。

浮遊砂に関する研究は古くから進められてきており、基準点濃度、拡散係数、分散係数、平衡・非平衡浮遊砂量といった問題について数多くの研究成果が得られている。その中でも浮遊砂の堆積に関する研究は河床および河道変動計算法や貯水池堆砂問題を中心にすすめられてきた。最近でもたとえば、清水・板倉¹⁾は浮遊砂を考慮した河床変動計算を行い、これを石狩川下流部における昭和56年洪水時の河床変動に適用し、実測値との比較検討を行った。その結果、細粒河床材料が卓越する河口付近の河床変動計算では、浮遊砂の効果を加味した計算が必要であることを指摘している。芦田・岡部²⁾は、貯水池堆砂の河床変動計算において、水面勾配が1/600より大きくなると浮遊砂の非平衡性が問題になってくるとし、底面濃度の場所的变化を与える近似式を用いて、非平衡浮遊砂量を求め、貯水池堆砂計算を行っている。破堤氾濫初期にも浮遊砂の非平衡性が顕在化するものと思われるが、本研究では平衡濃度分布を仮定した底面濃度の算定方法でどの程度実験結果が説明できるかを検討することにする。

洪水氾濫による堤内地形の変動については、これまでいくつかの河川の洪水災害において災害後の実態調

査が行われ、報告が出されている。なかでも、1947年8月の石狩川の水害については、忠別川他2河川を対象とし、洪水氾濫による土砂の堆積分布と農地被害に関する実地調査をもとに、土砂氾濫の形態を決壊型と溢流型に分類し、各々について礫(2mm以上)、砂(2~0.01mm)、粘土(0.01mm以下)の堆積範囲の特徴が示されている³⁾。その後の災害調査報告を見てもわかるように、洪水氾濫に伴う土砂堆積は、堤内地に甚大な被害をもたらすにもかかわらず、その研究はほとんどが災害の実態調査報告程度で、堆積範囲や規模の予測といった研究はほとんどなされていない。ようやく最近になって、村本らは昭和58年7月の山陰豪雨による三隅川の洪水災害において、破堤による堤内地の侵食・堆積の実態調査を行うとともに、氾濫解析と二次元河床変動計算を行って、堤内地の地形変動を検討している⁴⁾。計算結果は比較的良く実測結果を説明しているが、流入境界における流量、掃流砂量、浮遊砂量および浮遊砂濃度といった水理量の不明確さもあり、これらを明確にした水理実験を行って、モデルの検証を行うことも重要であろう。

本研究では、まず一次元河道において、堆積傾向を生じる浮遊砂濃度を境界で与えた場合の、浮遊砂の堆積による一次元河床変動の計算法を示すとともに、断面平均諸量を用いたモデルで実験結果をどの程度説明できるかを検討する。ついで、同モデルを平面二次元場に拡張し、堤内地における浮遊砂の堆積現象がこのモデルによってどの程度説明できるかを水理実験結果と比較することにより検討する。

2. 一次元河道における浮遊砂の堆積に関する研究

2.1 浮遊砂の堆積に関する実験

本研究の主眼は堤内地を想定した二次元氾濫場における浮遊砂の堆積に関する数値シミュレーション手法の開発であるが、この場合、計算時間と計算費用などの制約から、実用上、断面平均諸量を用いた解析を行わざるを得ない。断面平均諸量を用いた解析がどの程度適用性を持っているかを検討するには、まず、境界条件や水理量の設定が容易な一次元河道を対象とした実験と計算を行って両者を比較することが必要であろう。ここではその実験について述べる。

実験に用いた一次元河道模型水路は、Fig. 1 に示すような、長さ7m、幅20cm、深さ20cmの鋼製水路である。水路中央部の長さ5.1mの区間にわたり、Fig. 2 に示すような平均粒径 100μ の8号砂を水路床に敷いて移動床とし、初期河床勾配を1/500に設定した。所定の流量を流す前に、水路下流端から徐々に給水して水路内に湛水させておき、給水量と下流端の堰水位を調節し、給水初期の急激な水位変化に伴う河床波の発生を避けるようにするとともに、下流端を堰上げて河道内の掃流力を落とし、定常給水状態で河床波が

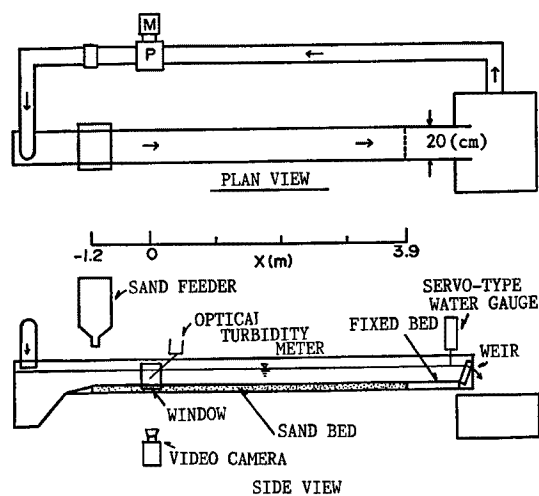


Fig. 1 Experimental set-up.

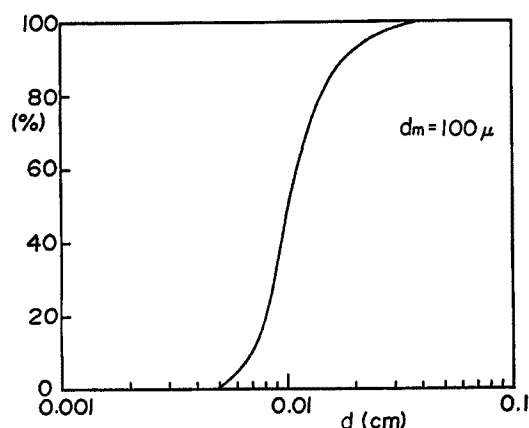


Fig. 2 Grain size distribution of the bed and supplied sand.

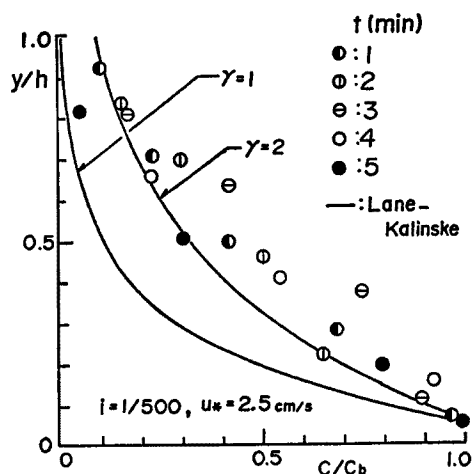


Fig. 3 Normalized concentration distribution of the suspended sediment at $x=0$ m.

生じないように心掛けた。給砂方法は種々の方法を検討したが、乾燥砂のみを投入する方法では砂粒子に気泡が付着して沈降に時間を要し、水路長が短いこともあって、境界条件を与える濃度測定断面で平衡濃度分布に近いものが得られないため、ここでは、土砂を水路上から投入する際に散水し、水と馴染ませながら給砂する方法を採用した。なお、給砂に用いた砂は河床材料と同一のもので、給砂時間は5分、給砂量は $31.15 \text{ cm}^3/\text{sec}$ である。

散水に用いた流量を加えた全流量は、 2.03 l/sec である。測定項目は給砂地点から 1.2 m 下流における鉛直濃度分布、河床の時間変化、初期および5分後の河床位であり、それぞれ光学式濃度計、ビデオカメラおよびポイントゲージで計測した。また、水路下流端ではサーボ式水位計で水位の時間変化を計測した。

実測した濃度分布を無次元化して示したものが Fig. 3 である。基準点濃度には、実測値を補間して得られた河床から水深の5%の高さの点の濃度を用いている。図中の曲線は、Lane-Kalinske の平衡濃度分布を示したものである。渦動拡散係数と渦動粘性係数との比 γ が2程度で両者が比較的良く一致するが、沈降速度と摩擦速度との比が1近傍の流れでは γ が2~4程度になるとの報告もあり⁵⁾、 γ の値をこの程度にとれば、後述するように、底面濃度と断面平均濃度との関係に、Lane-Kalinske の式を用いても差し支えが無いものと思われる。Fig. 4 は、濃度測定断面 ($x=0 \text{ m}$) における断面平均濃度、水深および下流端水深の時間変化を示したものである。Fig. 5 に5分後の河床位の分布を示す。両図より、実験時間範囲内では、下流端にはほとんど土砂が堆積しておらず、水深の時間変化もほとんど認められない。上流端では次第に土砂が堆積するため、河床勾配がついて水深が時間とともに減少し、一方断面平均濃度は水深が小さくなる影響もあって大きくなっていくが、3分ごろからはほぼ一定になっている。以上の測定結果から、濃度測定断面での諸量を計算での流入境界条件に、下流端でのそれを流出境界条件に供し得るものと考えられる。なお、流入境界での掃流砂量は測定していないが、ビデオ撮影結果や河床の状態から、測定断面上流からの掃流砂による河床変動は顕著でなく、これを流入境界条件として与えなくともほとんど影響が無いものと思われる。

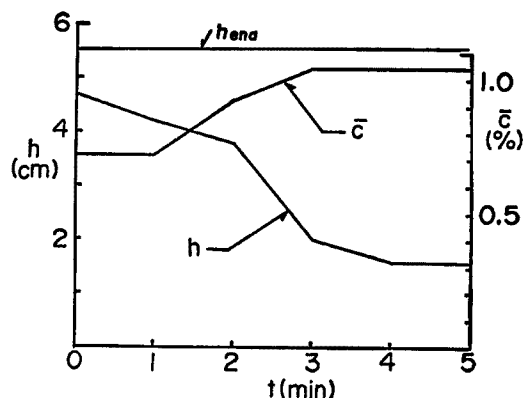


Fig. 4 Variation of the water depth and depth averaged concentration at the breach point and water depth at the downstream end.

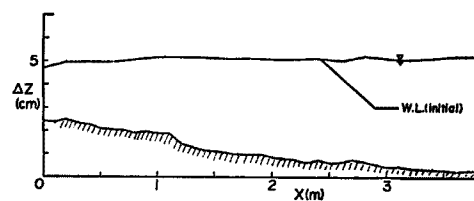


Fig. 5 Experimental results of a bed profile after 5 minutes.

2.2 浮遊砂の堆積に関する数値シミュレーション

ここでは、堤内地における二次元平面流れに基づいた浮遊砂の堆積現象を予測し得るシミュレーションモ

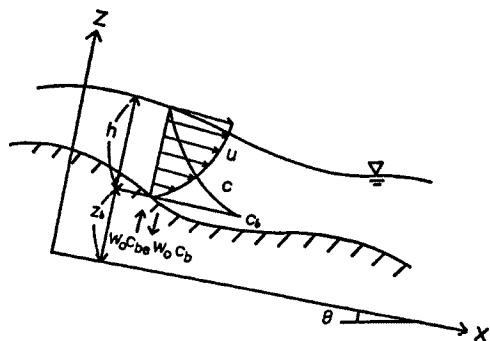


Fig. 6 Definition sketch.

デルを考える前に、一次元河道における浮遊砂の堆積現象を説明し得るモデルを開発し、実験値と比較検討することにする。二次元モデルに関しては、一次元モデルである程度現象を説明し得ることがわかれば、このモデルを二次元に拡張することにし、これについては次章で検討する。

一般に浮遊砂を含む一次元流れは、Fig. 6 に示す座標系を用いると以下に示す浮遊砂および流体成分の質量保存則およびレイノルズ方程式で表現できる。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + (w - w_0) \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} \right) \quad (1)$$

$$\frac{\partial u}{\partial c} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = g \sin \theta - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3)$$

ここに、 c ；時間平均濃度， u ； x 方向の時間平均流速， w ； z 方向の時間平均流速， w_0 ； z 方向の砂粒子の沈降速度， ϵ_s ；渦動拡散係数， ϵ ；渦動粘性係数， θ ；水平からの x 軸の傾斜角， p ；圧力， ρ ；密度， g ；重力加速度， t ；時間である。(1)式を河床 $z=z_b$ から水面 $z=z_b+h$ (h ；水深)まで積分する際に、境界条件として

$$z=z_b : \epsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c_b = 0$$

$$z=z_b+h : \epsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c = 0$$

を考えると、(1)式は断面平均諸量を用いて次式のようなになる。

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{c}h) + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u}\bar{c}h) = w_0 (c_b - c_b) + \frac{\partial}{\partial x} \left(hD \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right) \quad (4)$$

ここに、 $\bar{u} = u - u' = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_b+h} u dz$ ， $\bar{c} = c - c' = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_b+h} c dz$ なる断面平均流速および濃度， u' ， c' ；それぞれ断面平均流速および濃度からの変動量， c_b ； $z=z_b$ における平衡濃度， c_b ； $z=z_b$ における濃度， D ；分散係数で $\frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_b+h} c' u' dz = -D \frac{\partial \bar{c}}{\partial x}$ とおく。(2)および(3)式も同様に積分すると、断面平均諸量に関してそれぞれ次のような式になる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{u}h)}{\partial x} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{u}h) + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u}^2 h) = gh \sin \theta - gh \cos \theta \frac{\partial}{\partial x} (h+z_b) - \frac{\tau_b}{\rho} \quad (6)$$

ここに、 τ_b ；底面せん断応力で、Manning の抵抗則を用いると、

$$\tau_b / \rho = gn^2 \bar{u} | \bar{u} | / h^{1/3} \quad (7)$$

ここに、 n ；Manning の粗度係数である。なお、ここでは $\frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_b+h} u' u' dx = 0$ とした。

浮遊砂の堆積過程を計算する場合、底面近傍において掃流砂による河床変動効果も考慮する必要がある。ここでは、掃流砂量式に次式で示される芦田・道上⁶⁾式を採用する。

$$\frac{q_b}{u_* d} = 17 \tau_* \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left\{ 1 - \left(\frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right)^{1/2} \right\} \quad (8)$$

ここに, $q_b/u_{*c}d$; 無次元掃流砂量, u_{*c} ; 有効摩擦速度で次式で評価する。

$$u/u_{*c} = 6.0 + 5.75 \log \{R/d(1+2\tau_*)\} \quad (9)$$

d ; 平均粒径, τ_{*s} ; 無次元有効掃流力で, $\tau_{*s} = u_{*s}^2/sgd$ (s ; 土砂の水中比重), τ_* ; 無次元掃流力で, $\tau_* = u_*^2/sgd$, u_* ; 摩擦速度, τ_{*c} ; 無次元限界掃流力で, $\tau_{*c} = u_{*c}^2/sgd$, u_{*c} ; 移動限界摩擦速度で, ここでは一様砂を対象としているので, 岩垣の式より, $u_{*c} = 8.41 d^{11/32}$ を用いる。 R ; 径深である。

ところで, 河床変動計算を行うには(6)式において c_b , c_{bs} および D を決定する必要がある。 c_b と断面平均濃度 $\bar{c}$ との関係は, Lane-Kalinske と同様に考えることにより, 次式で与えられる。

$$c_b = \beta \bar{c} / (1 - e^{-\beta}) \quad (10)$$

ここに, $\beta = w_0 h / \varepsilon_s$ で, $\varepsilon_s = \gamma \varepsilon$ とおき, せん断応力が三角形分布していると仮定すると, $\varepsilon = \gamma \kappa u_* h / 6$ より, $\kappa = 0.4$ とおいて, $\beta = 15 w_0 / \gamma u_*$ となる。なお, w_0 は次式の Rubey の式で評価する。

$$\frac{w_0}{\sqrt{sgd}} = \left(\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd} \right)^{1/2} - \left(\frac{36\nu^2}{sgd} \right)^{1/2} \quad (11)$$

つぎに, c_{bs} については以下に示す芦田・道上式⁷⁾で評価する。

$$w_0 c_{bs} = 0.025 \{g(\xi_0) / \xi_0 - G(\xi_0)\} \quad (12)$$

ここに, $\xi_0 = 0.75 w_0 / u_*$ で, $g(\xi_0)$ および $G(\xi_0)$ はそれぞれ, 以下に示すような関数である。

$$g(\xi_0) = 1/\sqrt{2\pi} \cdot \exp(-0.5\xi_0^2) \quad (13)$$

$$G(\xi_0) = 1/\sqrt{2\pi} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp(-0.5\xi^2) d\xi \quad (14)$$

分散係数に関しては, Elder によると次式で評価される⁸⁾。

$$D = -\frac{1}{h} \int_0^h u' dz \left\{ \int_0^z \frac{1}{\varepsilon_s} \left(\int_0^u u' dz \right) dz \right\} \quad (15)$$

いま, 流速分布が対数則に従い, 渦動粘性係数 ε が, $\varepsilon = \kappa u_* z(h-z)/h$ で定義されれば, $\varepsilon_s = \gamma \varepsilon$ の仮定を用いると,

$$D = 5.86 h u_* / \gamma \quad (16)$$

で評価できる。

以上の諸式を次式の河床の連続式に代入することにより, 河床変動計算が可能となる。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_b}{\partial x} + w_0 c_{bs} - w_0 c_b \right) = 0 \quad (17)$$

ここに, λ は空隙率である。

2.3 差分方程式

(5)および(6)式の差分式は, 以下のようになる。

流体の連続式;

$$\frac{h_{i+1/2}^{n+1} - h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{i+1}^{n+2} - M_i^{n+2}}{\Delta x} = 0 \quad (18)$$

流体の運動量式;

$$\begin{aligned} \frac{M_i^{n+2} - M_i^n}{2\Delta t} + \frac{U_{i+1/2}^n \bar{M}_i^n - U_{i-1/2}^n \bar{M}_{i-1}^n}{\Delta x} &= g \left(\frac{h_{i-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n+1}}{2} \right) \sin \theta \\ &- g \left(\frac{h_{i-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n+1}}{2} \right) \cos \theta \frac{(h_{i+1/2}^{n+1} + z_{b,i+1/2}^{n+1}) - (h_{i-1/2}^{n+1} + z_{b,i-1/2}^{n+1})}{\Delta x} \\ &- g \frac{n_{i+1/2}^2 \bar{u}_i |u_i|}{\{(h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1})/2\}^{1/3}} \quad (19) \end{aligned}$$

ここに, $M = \bar{u}h$ で, $\bar{u}_i$, u_i , $U_{i+1/2}$ および $\bar{M}_i$ はそれぞれ

$$\bar{u}_i = (M_i^{n+2} + M_i^n) / (h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1}), \quad u_i = 2(M_i^n + M_i^{n-2}) / (h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2}^{n-1}) \cdots (20)$$

$$U_{i+1/2} = (M_{i+1}^n + M_{i+1}^{n-2}) / (h_{i+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2}^{n-1}) \\ + (M_i^n + M_i^{n-2}) / (h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2}^{n-1}) \cdots (21)$$

$$\bar{M}_i = (M_i^n + M_i^{n-2}) / 2 \cdots (22)$$

(4)式において, $Vs = \bar{c}h$ とおき, 差分化すると以下ようになる。

$$\frac{V_{i+1/2}^{n+3} - V_{i+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{i+1}^{n+2}\bar{c}_{i+1/2}^{n+1} - M_i^{n+2}\bar{c}_{i-1/2}^{n+1}}{\Delta x} = w_0(c_{bi+1/2}^{n+1} - c_{bi+1/2}^{n+1}) + DCDXX \cdots (23)$$

ここで, $DCDXX$ に(16)式を用いると以下ようになる。

$$DCDXX = \frac{1}{\gamma} \left[\frac{5.86(\bar{c}_{i+3/2}^{n+1} - \bar{c}_{i+1/2}^{n+1})}{\Delta x} u_{i+2}^{n+2} \left\{ \frac{h_{i+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n+1}}{2} \right\}^2 \right. \\ \left. - \frac{5.86(\bar{c}_{i+1/2}^{n+1} - \bar{c}_{i-1/2}^{n+1})}{\Delta x} u_i^{n+2} \left\{ \frac{h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1}}{2} \right\}^2 \right] / \Delta x \cdots (24)$$

$n+3$ ステップにおける濃度を $\bar{c}_{i+1/2}^{n+3} = V_{i+1/2}^{n+3} / h_{i+1/2}^{n+3}$ で評価すると, (10)式および(12)式からそれぞれ $c_{bi+1/2}^{n+3}$ および $c_{bi+1/2}^{n+3}$ が求まるので, これらを用いると河床の連続式の差分式は以下ようになる。

$$\frac{z_{bi+1/2}^{n+3} - z_{bi+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{q_{bi+1}^{n+2} - q_{bi}^{n+2}}{\Delta x} + w_0 c_{bi+1/2}^{n+3} - w_0 c_{bi+1/2}^{n+3} \right) = 0 \cdots (25)$$

以上が基礎方程式の差分化である。

2.4 計算条件および境界条件

数値計算では, $\Delta X = 0.1$ m, $\Delta t = 1/500$ sec, $n = 0.024$, $\tan \theta = 1/500$, $d = 100 \mu$ を用いる。流入境界条件としては, Fig. 4 に示した濃度, 水深および一定流量 2.03 l/sec を与え, 下流端では, Fig. 4 に示した水

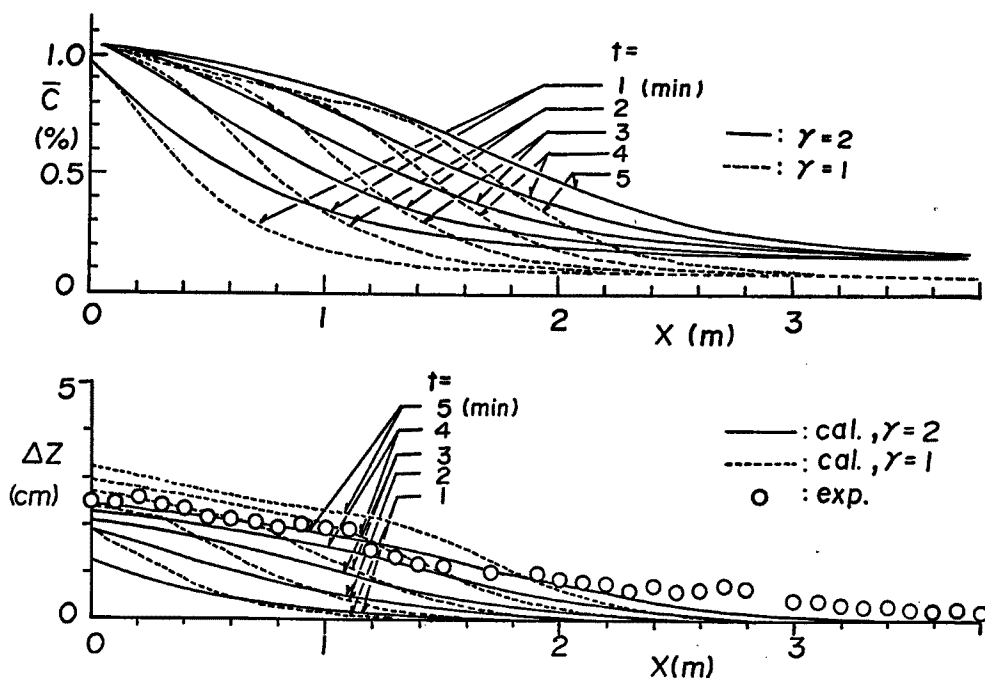


Fig.7 Calculated results about bed profiles and concentration distributions.
Plotted circles show the experimental data at $t=5$ min.

深と浮遊砂に関しては、 $d(\bar{c}uh)/dx=0$ を、掃流砂に関しては、 $d(q_b)/dx=0$ を用いた。初期条件としては、5 分間河床変動計算を実行しないで不定流計算のみを行い、定常な流れの場を作成したものを用いることとした。なお、計算は leap-frog によった。

2.5 計算結果と実験結果との比較検討

Fig. 7 は 1 分ごとの土砂堆積厚および濃度の流下方向変化に関する計算結果と 5 分後の土砂堆積厚の実測値を示したものである。図中、 γ の値を 1 にした場合と Lane-Kalinske の平衡濃度式で実測した濃度分布が比較的良く一致する $\gamma=2$ の場合も示してある。同図からわかるように、 $\gamma=2$ とした方が実測の土砂堆積厚の分布と上流部で比較的良く一致する。実測値の方が計算結果より若干下流側へ長く堆積しているが、この原因としては、給砂時の土砂投入による土粒子の沈降過程の影響が下流部にまで及んでいる可能性があること、平衡濃度分布を仮定して底面濃度の算定をすることの妥当性の問題、濃度測定精度、一様粒径を仮定した計算と幾分粒度分布をもった土砂を用いた実験との違いから生じる誤差、および計算に用いた河床での平衡濃度式、流砂量公式および抵抗則等の精度等多くのことが考えられる。しかしながら、こういった種々の不確実性を含みながらも、断面平均諸量を用いたマクロな解析でもかなり良く実験結果を説明していると判断できる。したがって、以下、この方法を二次元洪水氾濫場に拡張することにする。

3. 堤内地における浮遊砂の堆積

3.1 浮遊砂の堆積に関する実験

堤内地を想定した氾濫実験装置を Fig. 8 に示す。氾濫台は、1.7 m×1.6 m の長方形をした水平な木製の台で、四方が壁で囲まれており、その 1 辺には幅 20 cm、勾配 1/500 の水路が架設してある。実際には、水路内に仕切板を設け、10 cm 幅にして実験を行った。その他の 3 辺は、氾濫台上の水位が上昇し、水深が 3.75 cm を超えると越流流出するようになっている。給水方法は、流入境界条件を設定しやすいように、予め給水のみを行って定常氾濫場を形成した後、5 分間給砂した場合と dry bed 上に 5 分間給水と給砂を同時に行った場合の 2 通りである。流出条件としては、両側壁を高くして、下流端のみから越流流出する場合と、3 辺から流出する場合の 2 通りである。流入流量は給砂時の散水量を加えると 1.25 l/sec であるが、段波の給水方法では初期に非定常流量となるので、全ケースについて破堤口から水路上流 36 cm の所でサーボ式水位計で水位を、2 台のビデオカメラで河床位と表面流速を読み取り、これらから流入流量を求めた。濃度分布は、破堤口から水路上流 42 cm の所で一次元の時と同様の方法で測定した。5 分後の土砂の堆積厚の分布は給水を止め、氾濫台上の水を全て排水した後、xyz 位

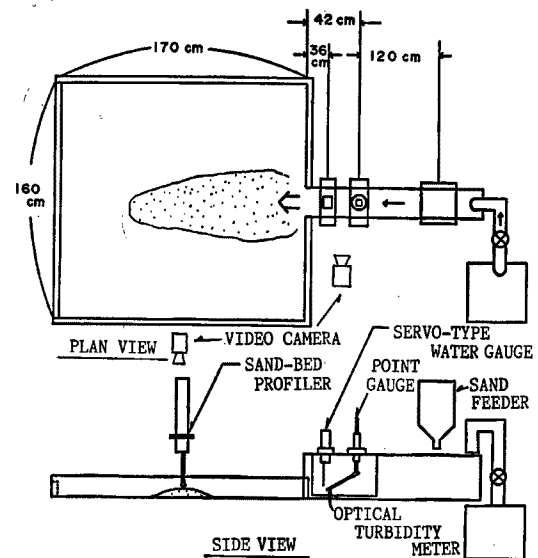


Fig. 8 Experimental set-up for two dimensional suspended sediment deposition.

Table 1 Experimental conditions

CASE	Outflow condition	Water supply condition
2-1	From downstream end	Bore type
2-2	"	Steady flow type
2-3	From both sides and downstream end	Bore type
2-4	"	Steady flow type

置測定・収録装置の砂面計を用い、8 mm 間隔（台車の移動速度が 4 cm/sec、サンプリング周波数が 0.2 sec/個）で自動計測・収録させ、それを解析して求めた。なお、実験条件を **Table 1** に示す。

3.2 堤内地における浮遊砂の堆積に関する数値シミュレーション

数値計算に用いた基礎式は 2.2 で用いた断面平均諸量に関する基礎式を二次元に拡張した以下の諸式である。

x 方向の運動量式：

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{u}h) + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{u}^2h) + \frac{\partial}{\partial y}(\bar{u}v h) = gh \sin \theta_x - gh \cos \theta_x \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \dots\dots\dots(26)$$

y 方向の運動量式：

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{v}h) + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{u}v h) + \frac{\partial}{\partial y}(\bar{v}^2h) = gh \sin \theta_y - gh \cos \theta_y \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \dots\dots\dots(27)$$

流体の連続式：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{u}h) + \frac{\partial}{\partial y}(\bar{v}h) = 0 \dots\dots\dots(28)$$

浮遊砂の連続式：

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{c}h) + \frac{\partial}{\partial x}(\bar{c}\bar{u}h) + \frac{\partial}{\partial y}(\bar{c}\bar{v}h) = w_0(c_{bs} - c_b) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hD_x \frac{\partial \bar{c}}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hD_y \frac{\partial \bar{c}}{\partial y}\right) \dots\dots\dots(29)$$

河床の連続式：

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + w_0 c_{bs} - w_0 c_b \right) = 0 \dots\dots\dots(30)$$

掃流砂量式の x 方向成分：

$$q_{bx} = \frac{17 \bar{u}}{\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}} u_{*s} d \tau_{*s} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*s}} \right) \left\{ 1 - \left(\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*s}} \right)^{1/2} \right\} \dots\dots\dots(31)$$

掃流砂量式の y 方向成分：

$$q_{by} = \frac{17 \bar{v}}{\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}} u_{*s} d \tau_{*s} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*s}} \right) \left\{ 1 - \left(\frac{\tau_{*c}}{\tau_{*s}} \right)^{1/2} \right\} \dots\dots\dots(32)$$

抵抗則

x 方向成分：

$$\tau_{bx}/\rho = gn^2 \bar{u} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2} / h^{1/3} \dots\dots\dots(33)$$

y 方向成分：

$$\tau_{by}/\rho = gn^2 \bar{v} \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2} / h^{1/3} \dots\dots\dots(34)$$

ここに、 v ； y 方向の流速成分で、諸量の添字 x および y はそれぞれ x および y 方向成分を意味する。 u_* および τ_* には、(33)および(34)式から算定される値を用いることにする。 u_{*sx} 、 u_{*sy} 、 τ_{*sx} および τ_{*sy} は、次式で評価できるものとする。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\bar{u}}{u_{*sx}} &= 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{d(1+2\tau_{*sx})}, \quad \tau_{*sx} = \frac{u_{*sx}^2}{sgd} \\ \frac{\bar{v}}{u_{*sy}} &= 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{d(1+2\tau_{*sy})}, \quad \tau_{*sy} = \frac{u_{*sy}^2}{sgd} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(35)$$

3.3 差分方程式

(26)式から(34)式までを差分化する。その際、(26)～(28)式の差分化は高橋ら⁹⁾による方法と同様である。 $V_s = \bar{c}h$ 、 $M = \bar{u}h$ 、および $N = \bar{v}h$ と置いて(29)式を差分化すると以下ようになる。

$$\begin{aligned} & \frac{V_{s_{i+1/2,j+1/2}}^{n+3} - V_{s_{i+1/2,j+1/2}}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{(\bar{c}M)_f - (\bar{c}M)_b}{\Delta x} + \frac{(\bar{c}N)_f - (\bar{c}N)_b}{\Delta y} \\ & = w_0 (c_{bs_{i+1/2,j+1/2}}^{n+1} - c_{s_{i+1/2,j+1/2}}^{n+1}) + \frac{CFF_x - CFB_x}{\Delta x} + \frac{CFF_y - CFB_y}{\Delta y} \dots\dots\dots(36) \end{aligned}$$

ここに,

$$\begin{aligned} \{(\bar{c}M)_f - (\bar{c}M)_b\} &= \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} M_{i+1,j+1}^{n+2} - \bar{c}_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} M_{i,j+1}^{n+2}, \quad (M_{i+1,j+1}^{n+2} \geq 0, M_{i,j+1}^{n+2} \geq 0) \\ &= \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} M_{i+1,j+1}^{n+2} - \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} M_{i,j+1}^{n+2}, \quad (M_{i+1,j+1}^{n+2} \geq 0, M_{i,j+1}^{n+2} < 0) \\ &= \bar{c}_{i+3/2,j+1/2}^{n+1} M_{i+1,j+1}^{n+2} - \bar{c}_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} M_{i,j+1}^{n+2}, \quad (M_{i+1,j+1}^{n+2} < 0, M_{i,j+1}^{n+2} \geq 0) \\ &= \bar{c}_{i+3/2,j+1/2}^{n+1} M_{i+1,j+1}^{n+2} - \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} M_{i,j+1}^{n+2}, \quad (M_{i+1,j+1}^{n+2} < 0, M_{i,j+1}^{n+2} < 0) \end{aligned} \dots\dots\dots(37)$$

$$\begin{aligned} \{(\bar{c}N)_f - (\bar{c}N)_b\} &= \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} N_{i+1,j+1}^{n+2} - \bar{c}_{i+1/2,j-1/2}^{n+1} N_{i+1,j}^{n+2}, \quad (N_{i+1,j+1}^{n+2} \geq 0, N_{i+1,j}^{n+2} \geq 0) \\ &= \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} N_{i+1,j+1}^{n+2} - \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} N_{i+1,j}^{n+2}, \quad (N_{i+1,j+1}^{n+2} \geq 0, N_{i+1,j}^{n+2} < 0) \\ &= \bar{c}_{i+1/2,j+3/2}^{n+1} N_{i+1,j+1}^{n+2} - \bar{c}_{i+1/2,j-1/2}^{n+1} N_{i+1,j}^{n+2}, \quad (N_{i+1,j+1}^{n+2} < 0, N_{i+1,j}^{n+2} \geq 0) \\ &= \bar{c}_{i+1/2,j+3/2}^{n+1} N_{i+1,j+1}^{n+2} - \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} N_{i+1,j}^{n+2}, \quad (N_{i+1,j+1}^{n+2} < 0, N_{i+1,j}^{n+2} < 0) \end{aligned} \dots\dots\dots(38)$$

$$\begin{aligned} CFF_x &= 5.86 (\bar{c}_{i+3/2,j+1/2}^{n+1} - \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}) / \Delta x \cdot u_{*s_{i+1,j+1/2}}^{n+2} \{ (h_{i+3/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}) / 2 \}^2 \\ CFB_x &= 5.86 (\bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} - \bar{c}_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}) / \Delta x \cdot u_{*s_{i,j+1/2}}^{n+2} \{ (h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}) / 2 \}^2 \\ CFF_y &= 5.86 (\bar{c}_{i+1/2,j+3/2}^{n+1} - \bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}) / \Delta y \cdot u_{*s_{i+1/2,j+1}}^{n+2} \{ (h_{i+1/2,j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}) / 2 \}^2 \\ CFB_y &= 5.86 (\bar{c}_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} - \bar{c}_{i+1/2,j-1/2}^{n+1}) / \Delta y \cdot u_{*s_{i+1/2,j}}^{n+2} \{ (h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1}) / 2 \}^2 \end{aligned} \dots\dots\dots(39)$$

河床の連続式の差分化は以下ようになる。

$$\begin{aligned} & \frac{z_{s_{i+1/2,j+1/2}}^{n+3} - z_{s_{i+1/2,j+1/2}}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{q_{bs_{i+1/2,j+1/2}}^{n+2} - q_{bs_{i,j+1/2}}^{n+2}}{\Delta x} \right. \\ & \left. + \frac{q_{bs_{i+1/2,j+1/2}}^{n+2} - q_{bs_{i+1/2,j}}^{n+2}}{\Delta y} \right) + w_0 (c_{bs_{i+1/2,j+1/2}}^{n+3} + c_{s_{i+1/2,j+1/2}}^{n+3}) = 0 \dots\dots\dots(40) \end{aligned}$$

以上が、基礎方程式の差分表示式である。

3.4 計算条件および境界条件

ここでは、CASE 2-1 および CASE 2-2 について計算を実行した。計算に用いた諸量は以下のである。すなわち、空間差分間隔 $\Delta x = \Delta y = 5$ cm, 時間差分間隔 $\Delta t = 1/500$ 秒とし、Manning の粗度係数は土砂が存在するメッシュに対しては $n = 0.025$ とし、土砂が堆積していないメッシュに対しては $n = 0.01$ とした。初期条件は、CASE 2-1 では dry bed とし、CASE 2-2 では 5 分間給水のみを行った氾濫計算を行い、定常氾濫場を作成して流速・水深を求め、これらを初期条件として与えた。流入境界条件には、Fig. 9 に示す破堤口近傍での水深、断面平均濃度および流量の実測値を与えた。流出条件には流量フラックスに関して以下に示す越流公式を用いた。

$$M = 0.35 (h + z_b - h_0) \sqrt{2(h + z_b - h_0)} \dots\dots\dots(41)$$

ここに、 h_0 は下流端の堰高である。濃度フラックスに関しては、 $d(\bar{c}uh)/dx = 0$ とした。渦動拡散係数と渦動粘性係数との比 γ に関しては、Fig. 10(a), (b) に示す流入境界での実測濃度分布と Lane-Kalinske の濃度分布式との比較から、 $\gamma = 2$ を用いることにした。分散係数に関しては、一次元の場合と同様に $D_x = 5.86 hu_{*x}$, $D_y = 5.86 hu_{*y}$ と仮定した。

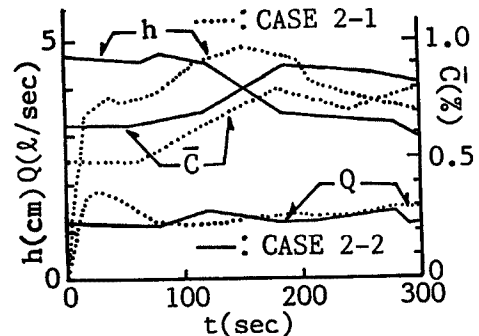


Fig. 9 Time variation of the water depth, depth averaged concentration and water discharge at the breach point.

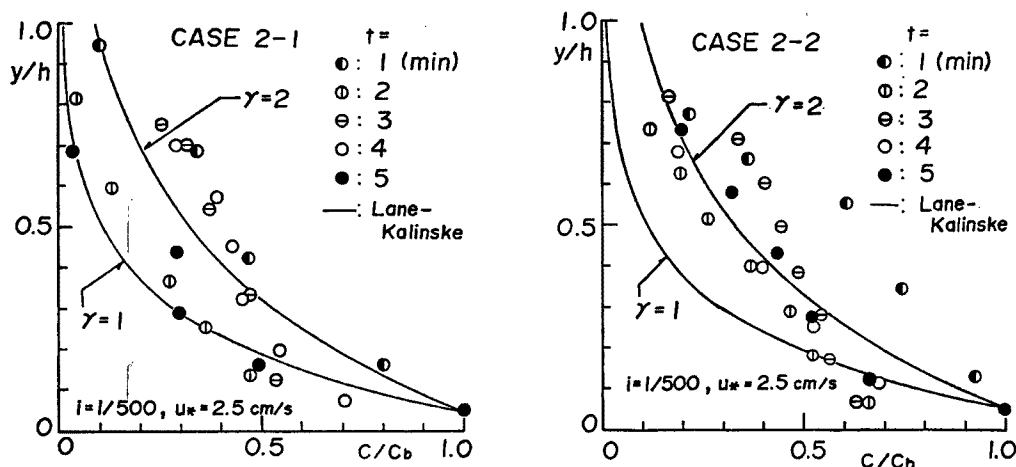


Fig. 10 Normalized concentration distribution of the suspended sediment at the breach point.

3.4 実験結果と計算結果との比較

Fig. 11(a)~(d) は各ケースの土砂堆積厚の分布の実験結果を三次元的に示したものである。これらの図より、破堤口中心線に沿って直線的に堆積域が形成され、破堤口で最も堆積厚が大きく、それより下流に沿ってかなり顕著な河床波が形成されていることがわかる。実験時間内では三方向排水の場合は下流部での堆積厚が若干小さくなり、その分堆積範囲が広がっているようであるが、排水方法の違いによる堆積厚や堆積規模の違いは顕著ではない。これは、両側壁からの越流流出によって横方向流れが生じるが、それによる土砂輸送よりも破堤口中心線に沿った輸送が卓越するからだと考えられる。実際、Figs. 12(a)~(d) に示した流れのパターンからもわかるように、破堤口中心線に沿って卓越した流れがあるが、この流れで誘起される循環流によって、横方向への物質輸送が阻害されるものと思われる。

Fig. 13 は、CASE 2-1 の各時刻における堆積範囲の実験値と計算値とを比較したものである。 $t=10$ 秒においては両者とも三日月形の堆積形状を呈し、 $t=40$ 秒では破堤口中心線上で下流側に堆積域と侵食域が延び、 $t=300$ 秒には下流部で堆積範囲が広がることなく線状に堆積している。計算結果はこのような傾向がある程度再現できているが、破堤口近傍での堆積がより顕著にでてくる。Fig. 14 は $t=300$ 秒におけるCASE 2-1 の堆積厚の分布に関する計算結果を示したものである。Fig. 11 に示した実験値は破堤口前面での堆積厚が大きいが、計算では破堤口前面の両側で堆積厚が大きくなっている。

CASE 2-2 ではビデオ解析からは濁水域と堆積域との区別がつかないので、最終堆積厚の分布について

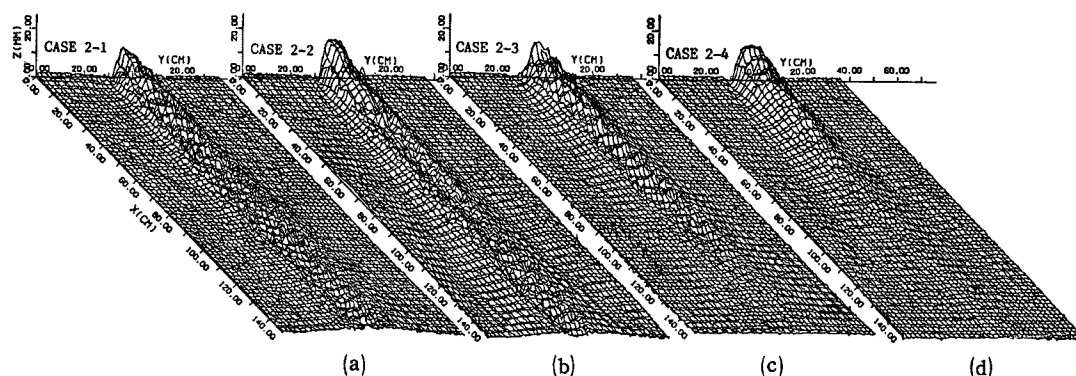


Fig. 11 Experimental results of bed profiles after 5 minutes.

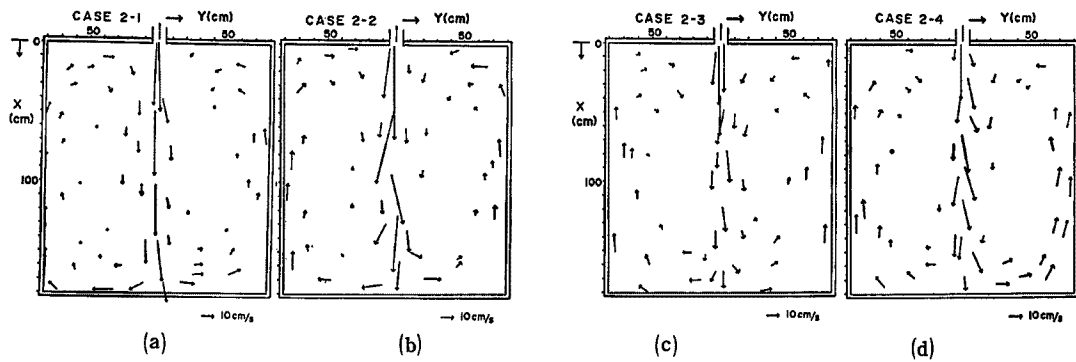


Fig.12 Flow patterns after 5 minutes.

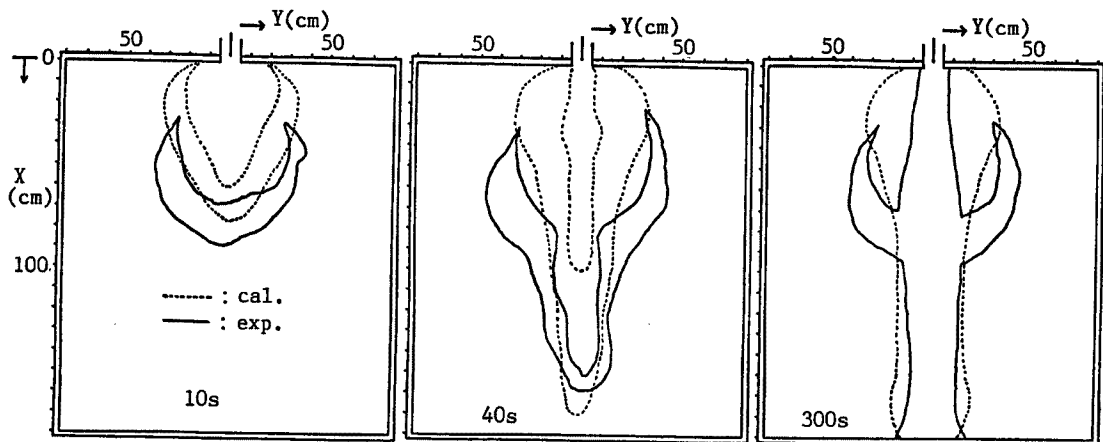


Fig.13 Comparison between experimental results about shapes of the suspended sediments deposition and calculated ones.

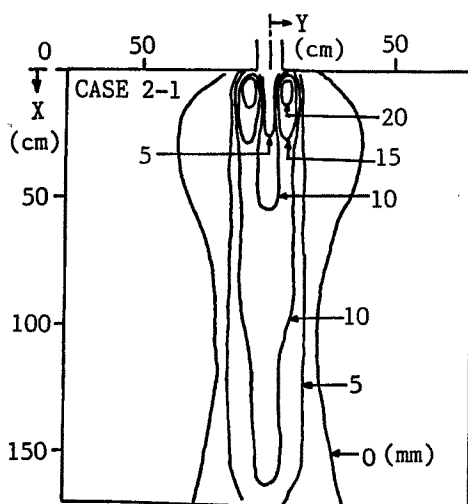


Fig.14 Calculated contour lines of the thickness of the suspended sediment deposition for CASE 2-1.

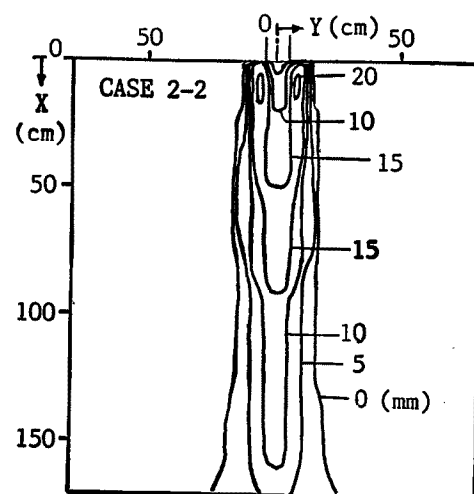


Fig.15 Calculated contour lines of the thickness of the suspended sediment deposition for CASE 2-2.

のみ示す。**Fig. 15** は、 $t=300$ 秒における堆積厚の分布に関する計算結果を示したものである。このケースも一次元的な堆積形状を示しており、実験結果の傾向とよく似ている。しかしながら、堆積厚に関しては、CASE 2-1 と同様、破堤口前面よりもむしろ堤内地の中央付近と破堤口前面の両側で堆積厚が大きくなっている。これは、破堤口前面では掃流力が大きく、土砂の侵食が卓越するが、その両側では循環流の影響もあって急激に掃流力が減少し、比較的浮遊砂濃度の高い流体がそこで土砂を堆積させることによるものであろう。また、掃流力が弱まりだす堤内地中央部でも同様のことが生じているものと思われる。実験では両ケースとも破堤口前面で最大堆積厚になっているが、これは実験ではかなり顕著な河床波が形成されていることから、破堤口上流の水路内でも活発な掃流砂があったものと思われるが、実験上の困難さから流入境界でそれを実測しておらず、計算でそれを与えなかったことが主な原因と思われる。さらに、**Fig. 10** の濃度分布の非平衡性の問題等も考えられ、今後さらにモデルを改良し、精度の良い実験を行ってモデルの適用性を検討する必要がある。

4. 結 語

以上、本研究で得られた主要な結果と問題点を挙げて結語とする。

- (1) 一次元水路において、掃流砂による河床変動が顕著でないような流れの場における浮遊砂の堆積実験を行い、計算結果と比較検討した結果、ここで示した数値シミュレーション法である程度実験結果が説明されることがわかった。
- (2) 堤内地を想定した氾濫場において、破堤による浮遊砂の堆積実験を行った。その結果、破堤を模擬した段波状の給水および給砂条件を与えた場合、初期に薄い三日月状の土砂堆積が生じたが、氾濫場に循環流が生じるようになると横方向への浮遊砂の輸送が阻害されるようになり、一次元的な堆積形状を呈した。流入境界条件を正確に測定する意味で、定常氾濫場を予め作成した後、給砂を行った実験でも、一次元的な堆積形状となった。堆積厚は破堤口前面で最大となり、顕著な河床波がいずれの実験ケースでも生じた。なお、今回の実験時間内では排水条件の違いによる堆積範囲および堆積厚の分布には有意な差が認められなかった。
- (3) 一次元モデルを二次元に拡張したモデルを構築し、数値シミュレーションを行った結果、堆積形状はある程度実験結果を再現したが、堆積厚の分布については、計算では破堤口前面の両側と堤内地の中央部付近に堆積厚の大きい領域が形成され、実験結果を十分説明できなかった。
- (4) その最大の原因として、流入境界で掃流砂量を与えないで計算したことが考えられるが、実際の破堤では、活発な掃流砂も存在するはずであり、これが存在する場でも適用し得るモデルに改良する必要がある。そのためには、掃流砂も十分存在すると思われる破堤初期や水面勾配の影響を無視し得ないような破堤口近傍などの領域での底面濃度の算定法と拡散係数の評価法をさらに検討する必要がある。
- (5) 粒度分布を考慮するために、各粒径に対する保存式を導入した解析を行う必要がある。

最後に、本研究を遂行するにあたり、実験および図面の整理に協力していただいた、当時京都大学四回生の東山 基君に心より深謝する。また、本研究の一部に文部省科学研究費（自然災害特別研究(2) 代表 高橋 保）の補助を得た。数値計算には京都大学大型計算機センターの計算機を使用した。記して関係各位に感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 清水康之・板倉忠興：浮遊砂を考慮した河床変動計算手法，土木試験所月報，No. 396, 1986, pp. 9-18.
- 2) 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，京大防災研年報，第25号 B-2, 1982,

- pp. 389-400.
- 3) 石川俊夫・花島政人・荒川 淳・東 晃：河川氾濫による土砂の分布について，水害の総合的研究，石狩川上流氾濫の第一回調査報告，柏葉書院，1948，pp. 109-133.
 - 4) 村本嘉雄・藤田裕一郎・大久保賢治：洪水氾濫による堤内地の侵食と堆積—三隅川の1983年水害の場合—，京大防災研年報，第27号 B-2，1984，pp. 133-160.
 - 5) Coleman, N. L.: Flume Studies of the Sediment Transfer coefficient, Water Resources Research, Vol. 6, No. 3, 1970, pp. 801-809.
 - 6) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，1972，pp. 59-69.
 - 7) 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—，京大防災研年報，第13号 B, 1970，pp. 233-242.
 - 8) Elder, J. W.: The Dispersion of Marked Fluid in Turbulent Shear Flow, Jour. Fluid. Mech., Vol. 5, 1959, pp. 544-560.
 - 9) 高橋 保・中川 一・西崎丈能：堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究，京大防災研年報，第29号 B-2，1986，pp. 431-450.