

京都大学大学院 学生員 西崎 文能
 京都大学防災研究所 正会員 高橋 保
 京都大学防災研究所 正会員 中川 一

1.はじめに 最近、河川堤防の決壊にともなう洪水氾濫に関する研究が、実際の災害やその数値シミュレーションを通してかなり活発に行なわれるようになってきた。その結果、氾濫水の挙動が、二次元平面流れに関する方程式系で十分に説明されることがわかってきた。しかしながら、破堤にともなう堤体土砂や河床材料の氾濫原での堆積現象についてはほとんど研究されていない。本報では、固定床氾濫原での土砂氾濫実験の結果を再現し得る数値シミュレーション方法について述べる。

2.実験方法および実験条件 図1に示した発泡スチロール板をはり付けた水平な氾濫台上に幅20cmの水路から、流量1.0ℓ/sで給水し、定常になった時点で、水路に設けられた給砂装置から平均粒径0.678mmの一樣砂を57.0cm³/sで5秒間給砂し氾濫堆積させた。測定項目は、土砂の氾濫堆積形状および堆積厚さである。氾濫形状はビデオカメラにより撮影し、堆積厚さは給砂開始後20秒で給水をとめ、ポイントゲージで4cm×4cmメッシュごとに計測した。実際の堤防決壊による土砂氾濫は、水の氾濫と土砂の氾濫がほぼ同時に生起するものと思われるが、ここでは流入土砂量の時間、空間的な境界条件を容易にすることと、土砂氾濫の計算に実験上の境界条件がそのまま取り入れられるようにするため、水の定常氾濫場に土砂氾濫を起こした。なお、実験条件は表1に示すとおりであり、表中、 h_0 は水路出口の水深、 s は砂粒の水中比重であり、氾濫台の周辺は水路を架設した辺を除いて段落ちとなっている。

表1 実験条件

給砂量	57.0(cm ³ /s)
流速	1.0(ℓ/s)
給砂時間	5.0(s)
給水時間	20.0(s)
河道幅	20.0(cm)
h_0	2.0(cm)
s	1.65
勾配	0.0
d_m	0.678(mm)
発泡スチロールの マニング粗度係数	0.01(m ^{-1/3} sec)

3.基礎方程式および計算条件 数値計算に用いた基礎方程式は、水の氾濫に関しては以下に示すような水深方向に積分した二次元の流体運動を表わす運動量保存則と連続式である。

$$(X \text{ 方向}) \quad \frac{\partial M}{\partial t} + u \frac{\partial M}{\partial x} + v \frac{\partial M}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \tau_{bx} / \rho \quad (1)$$

$$(Y \text{ 方向}) \quad \frac{\partial N}{\partial t} + u \frac{\partial N}{\partial x} + v \frac{\partial N}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \tau_{by} / \rho \quad (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

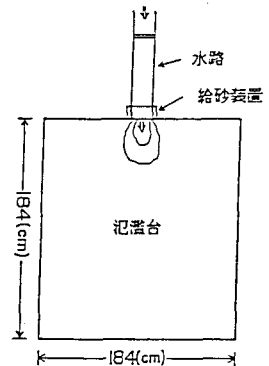


図1 実験装置

ここに M, N ; それぞれ X, Y 方向について $M=uh, N=vh$ と定義した流量フラックス, u および v ; それぞれ X および Y 方向についての流速成分, h ; 水深, H ; 水位 ($H=z_b+h, z_b$; 基準面から測った氾濫台の高さ), ρ ; 水の密度, g ; 重力加速度, τ_{bx}, τ_{by} ; それぞれ X, Y 方向の底面せん断応力である。底面せん断応力の算定にManningの抵抗則を用いると、およびはそれぞれ次式で与えられる。

$$\tau_{bx} = \rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \quad \tau_{by} = \rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3}$$

表2 計算条件

ここに n はManningの粗度係数である。一方、流砂に関する基礎式は、流砂の連続式

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) = 0 \quad (4)$$

と、流砂はすべて掃流運動すると仮定して、有効掃流力を用いた芦田・道上の掃流砂量式

$$q_b = 17 \frac{u_* e^3}{sg} \left(1 - \frac{u_* c}{u_*} \right) \left(1 - \left(\frac{u_* c}{u_*} \right)^2 \right) \quad (5)$$

である。ここに、 λ ; 空隙容積の全容積に対する割合, u_* ; 摩擦速度で $u_* = \frac{\sqrt{gnMorN}}{h^{1/6}}$, $u_* e$; 有効摩擦速度で $\frac{u}{u_* e} = 6.0 + 5.75 \log \left(\frac{h}{d_m (1 + 2u_*^2 / sg d_m)} \right)$, d_m ; 平均粒径, $u_* c$; 移動限界摩擦速度で平均的に $u_* c = \sqrt{0.05 sg d_m}$ (6), s ; 砂粒の水中比重, ρ ; 水の密度である。以上の(1)~(5)式を用い

て有限差分法による数値解析を行なった。計算条件は表2に示す通りで、計算領域は45x45(メッシュ)。流量1.0ℓ/sで氾濫計算を行ない、定常になった時点を給砂開始の初期条件とした。なお、堆積厚さが1粒径(d_m)に満たないメッシュでは、そのメッシュへの流入は許すが、流出は許していない。

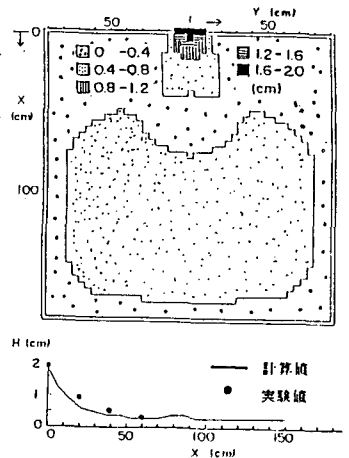


図2 給砂直前の水深(計算値)

4.実験結果と計算値との比較 図2は給砂直前における氾濫場の湛水深の計算値および流心方向の水面形の計算値と実測値を比較したものである。これより、水深は氾濫台周辺で段落ちにより小さくなっているが、中央で跳水を起こし、大きくなっているところがある。また水面形は、計算で実験値がほぼ再現されていることがわかる。図3(a)~(d)は図2に示した氾濫状態を初期条件とした給砂開始後3,5,10および20秒後の実験値と計算値の堆積形状を比較したものである。図中の破線は実験結果、実線で囲まれた部分が計算結果で、斜線を施した部分が堆積厚さ d_m 以上の領域

である。斜線のない実線の部分は計算上生じる1粒径以下の堆積厚さの範囲であるから、斜線の部分が数値計算から得られた実質的な堆積領域であると見なされる。堆積の外縁について見れば計算値の方が若干広がりすぎであるが、数値計算によりある程度、実験結果が再現されている。しかし、内縁については、時間的に広がりにくくなっている。図4は給水終了時($t=20\text{sec}$)の堆積厚さ分布に関する実験値と計算値とを比較したものである。これより、水路出口付近の洗掘領域(固定床であるため実際は洗掘されていない)周辺では、計算値の堆積厚さが大きく、外縁部ほど堆積厚さが小さくなっているなど、実験結果と同様の傾向が再現されている。しかし堆積厚さの大きな領域が、実験値では主流方向にのみ存在するのに対して、計算値では横方向に広く存在している。この原因としては、実験時の給砂量の値が表1より実際は少なかった可能性、一次元の移動床で提案された洗砂量式を二次元の固定床で含

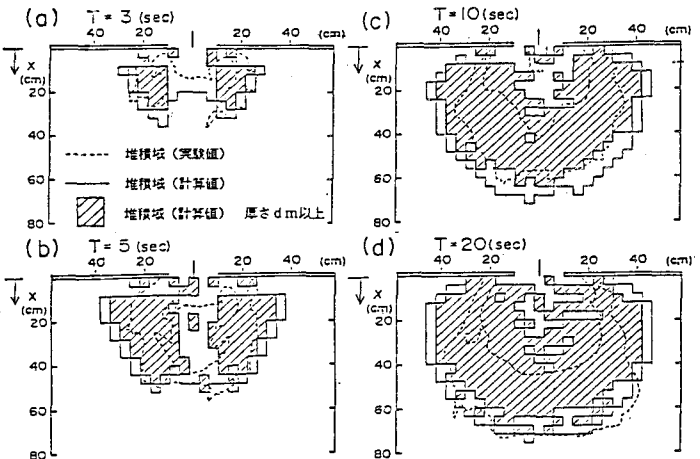


図3 堆積形状の比較

む場に適用したこと、および砂粒の移動限界に(6)式を用いたことなどが考えられる。また計算結果には、計算上の誤差と思われる左右の非対称性がでているなど、計算上の問題も存在していると思われる。

