

移動床におけるダム破壊流れの氾濫計算 Two-Dimensional Modeling of Dam-Break Floods in Natural Channels with a Movable Bed

秋田大学 土木工学科 正 員 松 富 英 夫

秋田大学 土木工学科 正 員 浅 田 宏

秋田大学 大 学 院 学 生 員 佐 藤 隆 志

1. まえがき

実際のダム破壊による洪水においては、多量の河床材料が下流へ流掃され、浸水災害ばかりではなく氾濫原の洗堀・堆積という災害も考慮せねばなるまい。そして、流砂による地形変化はその洪水自身の流況にも影響を与えると思われる。しかし、これまでのダム破壊問題の研究は固定床に限られており、どの程度の地形変化が起りえて、それがどの程度流況に影響を与えるか等の検討は行われていない。また、従来の事例研究の二次元計算においてはダム地点で上流側境界条件を与えてきているが、ダム上・下流域の同時計算を行うことにすればその必要はなくなり、河川等からの貯水池への流入が無視できるとしたならば、初期条件と移動先端条件のみで計算可能となる。

そこで、本研究は、二次元場の流砂機構の十分な知見がまだ得られていない等と問題はたくさんあるが、移動床下のダム上・下流域の同時二次元計算を試み、地形の変化やそれによる流況への影響等を検討しようとするものである。

2. 計算方法

2-1 基本式

本研究の計算の基本式として次式を用いることにする。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{PQ}{h} \right) + gh \frac{\partial h}{\partial x} = -i_{ox}gh - f_{ox} \frac{P\sqrt{P^2 + Q^2}}{h^2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{PQ}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q^2}{h} \right) + gh \frac{\partial h}{\partial y} = -i_{oy}gh - f_{oy} \frac{Q\sqrt{P^2 + Q^2}}{h^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sy}}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$q_{sx} = F(d, U \times_x) \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$q_{sy} = F(d, U \times_y) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 x, y : 水平直角座標系, t : 時間, h : 水深, P, Q : x, y 方向の単位幅流量, g : 重力加速度, i_{ox}, i_{oy} : x, y 方向の底勾配, f_{ox}, f_{oy} : x, y 方向の抵抗係数, Z : 地盤高, λ : 空隙比, q_{sx}, q_{sy} : x, y 方向の単位幅全流砂量, F : 流砂関数, d : 河床材料粒径, $U \times_x, U \times_y$: x, y 方向の摩擦速度。本研究では便宜的に λ の値として 0.5, f_{ox}, f_{oy} の値として 0.02 を一率に与えて計算を行うことにする。

ところで、河川の横断形状の変形問題等から河川横断方向の流砂に関する知見が最近得られてきている。しかし、まだ実際問題への応用に十分であるとは言えない。また、堤内地へも氾濫するダム破壊問題へのその適用の

可否は未知でもある。そこで、本研究では一次元問題として導かれている従来の流砂関数を各々 x 、 y 方向へ独立に適用することにする。その流砂関数として、本研究では著者等の一人が提案している掃流砂と浮流砂の両方を考慮した次式で示される粒径別流砂関数を用いることにする。¹⁾

$$F = \sum_i q_i = 0.53 \left(\sum_i \alpha_i f(d_i) d_i U_* \right) \dots\dots\dots (7)$$

$$\alpha_i = 2 \frac{\beta_i U_*^2}{d_i} \cdot \left(\frac{U_*}{U_{*cmax}} \right) \cdot \left(1 - \frac{w_i}{U_*} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{w_i}{U_*} \right) \dots\dots\dots (7-a)$$

$$U_{*cmax} = \frac{1.226 \sqrt{d_{max}}}{\log_{10} \left(21 \frac{d_{max}}{d_m} + 2 \right)} \dots\dots\dots (7-b)$$

$$w_i = \frac{1.226 \sqrt{d_i}}{\log_{10} \left(21 \frac{d_i}{d_m} + 2 \right)} \dots\dots\dots (7-c)$$

ここで、 d_i : 河床材料の粒径(m)、 $f(d_i)$: 粒径 d_i のものが河床表層に存在する割合、 U_* : 摩擦速度(m/s)、 q_i : 粒径 d_i の河床材料の単位幅全流砂量 (m^3/s)、 β_i : 各粒径ごとに実河川資料によって定められる経験係数、 U_{*cmax} : 最大粒径の限界摩擦速度(m/s)、 w_i : 粒径 d_i の河床材料の限界摩擦速度(m/s)、 d_{max} : 最大粒径(m)、 d_m : 平均粒径(m)。その理由は計算対象領域が山地河川であるため河床材料として混合粒径を考えた方がよいと思われること、そしてこの関数は多くの河川流域に適用可能だからである。

2-2 基本式の差分

水理量の計算については既報の方法を用い、^{2), 3)} それに合せて河床変動量の計算も *leap-frog* 法を採用する。しかも、河床変動量計算点と水深計算点は時・空間的に同じ点とし、新たな水深と流量を計算した後に河床変動量を計算することにする。

2-3 流砂量の計算

流砂関数(7)式を用いて流砂量を求めるには各点の摩擦速度と粒径分布を算定せねばならない。本研究は試みの計算であるからそれ等を簡単に評価することにする。摩擦速度は定常則を用いて評価することにする。粒径分布は交換層厚を常に一定値(本研究では5m)として、洗堀の場合は交換層内に残ったもので評価し、堆積の場合は流入分と交換層分を合計したもので評価することにする。だから、一時間ステップ(Δt)の洗堀深が交換層厚を越えてはならない。

2-4 初期・境界条件

本研究では河川等からの貯水池への流入流量は無視できるものとして、初期の貯水池は静水状態であるとし、ダム下流はドライ・ベッドであるとする。また、ダム上・下流域に同一粒径分布の河床材料を考える。水理量計算のための前進・後退移動先端条件は既報のものを用いる。^{2), 3)} ダム地点での流入条件はダム上・下流同時計算を行うので必要ない。

3. 犀川堰止決壊洪水の計算

事例研究として善光寺地震(1847年)における犀川堰止決壊洪水をとりあげる。計算におけるダム破壊条件、差分間隔条件^{2), 3)}と前進移動先端条件の低抗則は既報と同じものを用いる。ただ

表-1 初期粒径分布割合

d_1 (cm)	1.2	5.0	17.0
f_1 (%)	46	32	22

$d_m=5.9$ cm

し、低抗係数は0.028より大きくはならないとする。また、ダム破壊後の非常に短い間はRitterの解が十分に成立するとする。これは最先端部の水深計算点から半メッシュ後の流量計算点での流量が存在しなければ、本研究の計算法では流れが前進して行かないからである。想定した河床材料の粒径分布の割合を表-1に示す。これは犀川上流での河床粒度分布割合である。流砂関数に含まれている経験係数 β_i は便宜的に各粒径とも0.05を採用する。

以下、計算結果について言及する。図-1は犀川沿いの初期貯留水域と各地点での水位の時間的変化に関

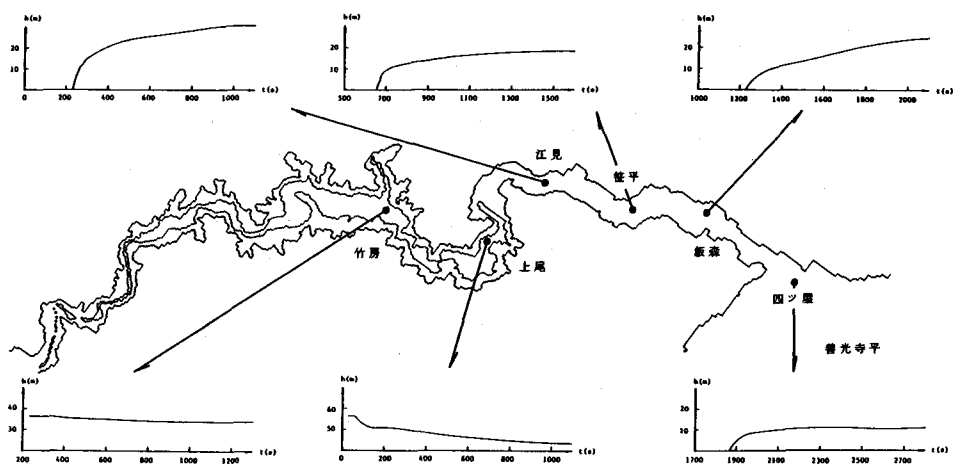


図-1 犀川の初期貯留水域と水位の時間変化

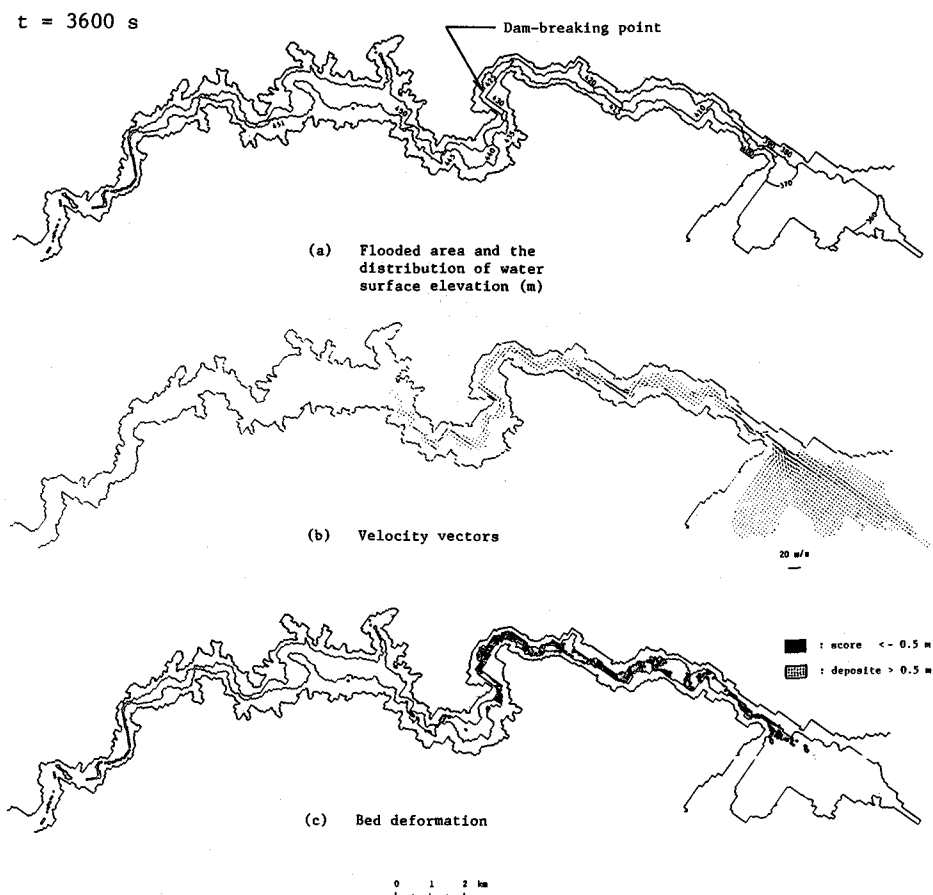
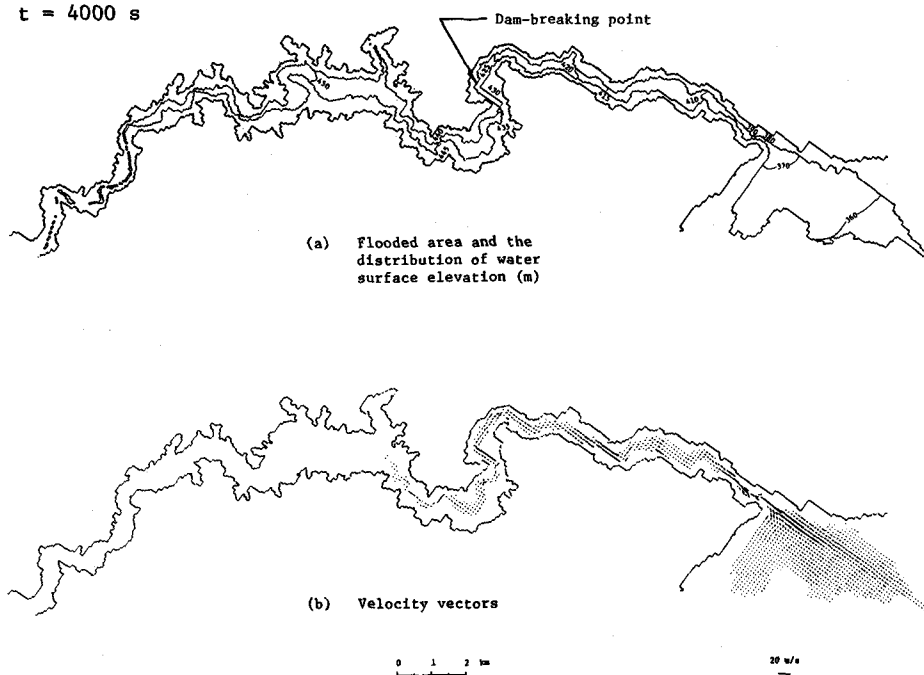


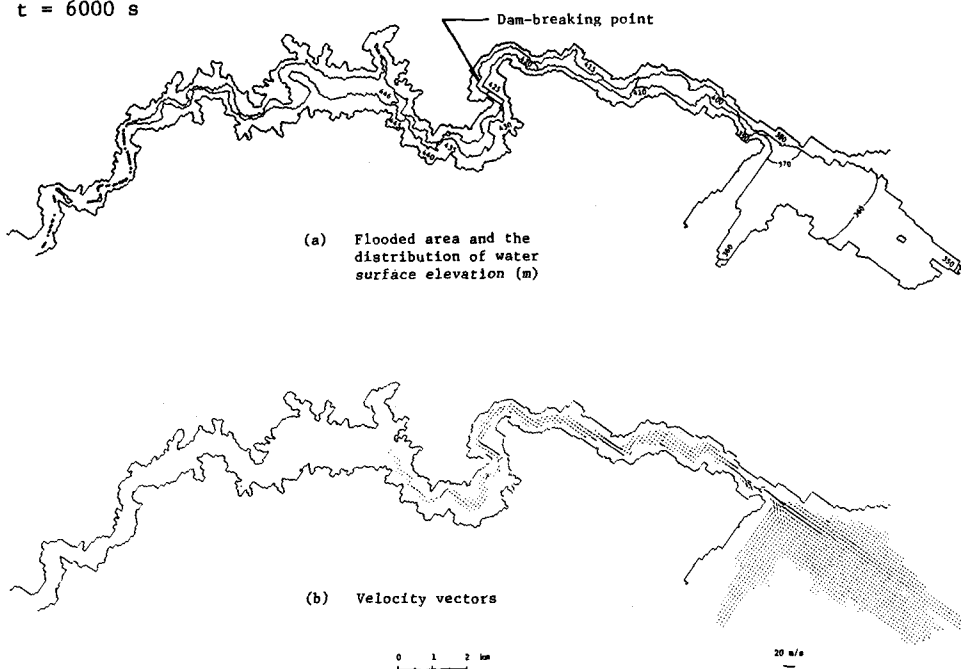
図-2 犀川堰止決壊洪水計算（移動床）

$t = 4000 \text{ s}$



図一 3 犀川堰止決壊洪水計算（固定床）

$t = 6000 \text{ s}$



図一 4 犀川堰止決壊洪水計算（固定床）

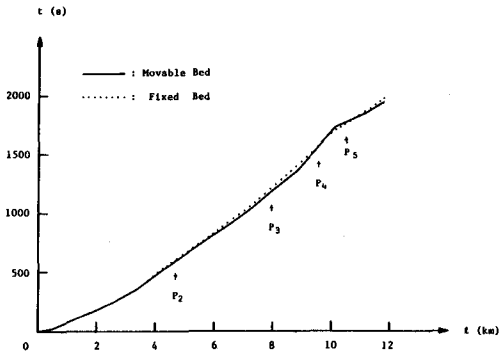


図-5 流れ先端の軌跡

する計算結果を示す。ただし、時刻の原点はダム破壊時であり、以下も全て同じである。

図-2はダム破壊後 $t=3,600s$ での移動床下における浸水域、流速ベクトルと地形変化を示す。

図-3, 4はダム破壊後各々 $t=4,000s$ と

$6,000s$ での固定床下における浸水域と流速ベクトルを示す。

図-2(c)によると、流れ曲部部の外側で洗堀が、内側で堆積が生じており本研究の計算法は実際の結果を示していると言える。また、図-2と3を比較すると、移動床では地形変化の結果狭谷部での通水能が高まるせいか時間差が全体の割もあるのに浸水域はほぼ同じとなり、平地部での流勢の方向も少し異なっていることが判る。図-5は固定床・移動床下における最先端部の軌跡を示しており、この図からも上述のことが伺われる。ここで、 l はダムからの流路の最低地盤高に沿った距離を示す。図-7は固定床における河床高とダム破壊後 $t=4,000s$ での水位の空間分布を示す。ただし、河床高は図-6に示す各横断面の中で最も低い地点を、水位はその点での水深を示す。今回はより実際の条件で計算を実行しているので既報の結果より記録に残っている浸水高に近づいている。^{2),3)}

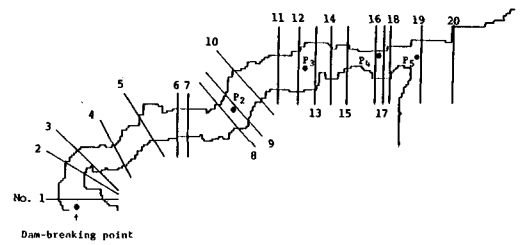


図-6 横断面位置

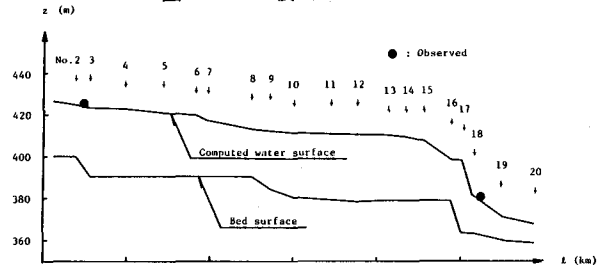


図-7 地盤高と水位の空間分布($t=4,000s$)

4. むすび

主要な結論を箇条書きする。Ⅰ) 複雑な地形場で、しかも移動床下のダム上・下流域同時二次元計算は本研究の方法で行うことができる。ただし、計算精度の問題は残っている。Ⅱ) 移動床では地形変化の結果狭谷部での通水能が高まり、洪水伝播速度は固定床のそれに比べいくぶん高まる。そして、それは平地部での地形変化と相乗して平地部の流勢の方向に影響を与える。ただし、本事例研究ではそれ程顕著ではなかった。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、東北大学首藤伸夫教授より多くの有益なる御助言を賜わった。また、地形データの読取りにあたり本学卒研究生源田博則君と志田正実君の助力を得た。ここに記して先生ならびに両君に深甚なる感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 浅田 宏：山地河川の流砂量と貯水池の堆砂過程に関する研究，電力中央研究所報告，No. 2，pp. 1～52，1976。
- 2) 松富英夫：ダム破壊流れの二次元数値解析，第27回水理講演会論文集，pp. 23～28，1983。
- 3) Matsutomi, H. : Numerical Computations of Two-Dimensional Inundation of Rapidly Varied Flows due to Breaking of Dams, 20th IAHR Congress, Subject A, pp. 479～493，1983。