

氾濫水・土石流の動態とその解析

Flow Behavior of Overland Flood Flow or Debris Flow and Its Analysis

中川 一

Hajime NAKAGAWA

1. はじめに

洪水氾濫解析に関する研究手法には大別して3種類のアプローチが考えられる。第一は既存の洪水実績から氾濫区域、被害額などの情報を得ようとするものである¹⁾。これまで災害経験の無い地域や、災害経験があっても地形の人工改変等による流域の変化が激しいところでは実用性が低下する。第二は、地形学的方法とも言われているものであって、堤内地では水面が水平であるとの仮定のもとに、流体のボリュームのみに着目し、水位-湛水量曲線、地形図などから湛水域や湛水量を予測しようとする方法である²⁾。この手法は水害地形分類図として実用に供せられている³⁾が、氾濫水の運動学的な条件が正確には考慮できないので、流水の挙動に関しては経験的な推測に依存せざるを得ない。第三は流体の連続式と運動量式によって氾濫水の挙動を明らかにしようとする水理学的な手法である。これには、河道と氾濫原の流水運動を一体化して取り扱う一次元モデル⁴⁾と両者を分離して氾濫計算する二次元モデルがある。前者のモデルは、基本的には河道の一次元不定流計算と同一の考え方で、計算領域を氾濫原にまで拡張したものである。したがって、このモデルは氾濫原が河道に沿って存在し、その境界が山などに沿っているような拡張がありがあまり顕著でない流域を対象とした場合に適用可能である。後者のモデルは一般に平面二次元の不定流に関する方程式系を直接数値解析して氾濫水の挙動を評価するモデルである。数値解析法には、有限差分法^{5),6),7)}がよく用いられるが、有限要素法も開発されている^{8),9)}。この解析法では地形・地物情報を計算に取り入れやすいので、精度の高い結果が得られる反面、計算時間がかかるという欠点も併せ持っている。しかし、近年のめざましい電算機の進歩により、この問題もほとんど解消されつつあり、今後は精度（数値計算精度そのもの、場の条件の評価の精度および基礎式の抵抗の評価に代表される基礎式の精度）の向上と計算時間の短縮に問題点が絞られてこよう。また、一次元的な取扱い方で二次元平面的な流れを説明しようとする簡易解析法も提案されている¹⁰⁾。

土石流による土砂の氾濫・堆積は、それ自身が巨大な破壊力を持っていること、また最近、土石流が流出し、氾濫・堆積を生じるような谷出口周辺の扇状地が住宅地等として開発されていること等が、顕著な土石流災害の原因となっている。従来、このような災害に対しては、砂防ダムや流路工などの構造物の設置によって氾濫を未然に防ごうとするハード対策に主眼がおかれてきたが、所期の目的を達成できないことも多く、また対策を必要とする地域が多すぎて手が回らないといった問題も生じている。そのため、最近では土石流氾濫危険範囲を指定して居住を制限したり避難態勢をとったりするソフト対策に力が入れられつつある。その際、洪水氾濫と同様、どこが、どの程度の範囲にわたって、どの程度の被害を受ける可能性があるのかを的確に予測し、被災の可能性の程度に応じた危険範囲の指定が行なわれなければならない。

従来、土石流堆積範囲の予測には、地質・地形的な過去の証拠による方法や¹¹⁾災害地における実績の統計に基づく方法¹²⁾等も用いられているが、一般的な適用性を持った予測法であるためには、力学的な解析によるものでなければならない。力学的な取扱いによる土石流堆積範囲の予測手法には、一次元の運動方程式を基礎にしたランダムウォークモデル^{13),14)}や簡易推定法¹⁵⁾があるが、最近では、二次元の運動量方程式、連続式等をもとにした解析が一般的になっている。この場合の解析手法としては大別して2種類のアプローチがある。一つは土石流を一種の連続体として取り扱い、運動量方程式、連続式、堆積速度式等を用いてこれらの方程式を直接数値的に解く方法^{16),17)}であり、もう一つは土砂粒子の停止距離を確率論的に評価し、土石流の堆積過程をラグランジュ的に取り扱う方法¹⁸⁾である。

ここでは、多くの洪水氾濫解析法および土石流の動態解析法を一つ一つ説明することは避けて、著者らが数年来行って得てきた成果を中心に述べることにする。

2. 洪水氾濫水の動態に関するシミュレーション手法

2.1 二次元平面流れの基礎式

xy 平面を水平面に、鉛直上方に z 軸をとり、鉛直方向に関して重力項と圧力項とが卓越すると考える。Reynolds 応力項の評価に Boussinesq の渦動粘性係数 ε を導入し、分子粘性は渦粘性に比してはるかに小さいので省略できるとし、空間的に渦動粘性係数が一定とすると、流体運動を表す運動方程式および連続式は次の各式で表せる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(uu)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \varepsilon \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial(vu)}{\partial x} + \frac{\partial(vv)}{\partial y} + \frac{\partial(vw)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \varepsilon \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad (2.2)$$

$$0 = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} \quad (2.3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.4)$$

ここで、 u, v, w ; それぞれ x, y, z 方向の流速成分、 p ; 圧力、 ρ ; 流体の密度、 ε ; 渦動粘性係数、 g ; 重力加速度、 t ; 時間である。氾濫水の水深は、氾濫規模に比して小さいと考えて、水理量が断面平均諸量で表わせるとし、図 2.1 の記号を用いて地面 $z = \eta_b$ から自由水面 $z = \eta$ まで z 軸方向に式(2.1)から(2.4)を積分する。まず式(2.4)を積分すると、

$$\begin{aligned} \int_{\eta_b}^{\eta} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) dz &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta_b}^{\eta} u dz - u(\eta) \frac{\partial \eta}{\partial x} + u(\eta_b) \frac{\partial \eta_b}{\partial x} \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} \int_{\eta_b}^{\eta} v dz - v(\eta) \frac{\partial \eta}{\partial y} + v(\eta_b) \frac{\partial \eta_b}{\partial y} + w(\eta) - w(\eta_b) \end{aligned} \quad (2.5)$$

となり、ここで、 $w(\eta), w(\eta_b)$ に次式のような運動学的境界条件を用いると、式(2.5)は式(2.7)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} w(\eta) &= \frac{d\eta}{dt} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u(\eta) \frac{\partial \eta}{\partial x} + v(\eta) \frac{\partial \eta}{\partial y} \\ w(\eta_b) &= \frac{d\eta_b}{dt} = \frac{\partial \eta_b}{\partial t} + u(\eta_b) \frac{\partial \eta_b}{\partial x} + v(\eta_b) \frac{\partial \eta_b}{\partial y} \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (2.7)$$

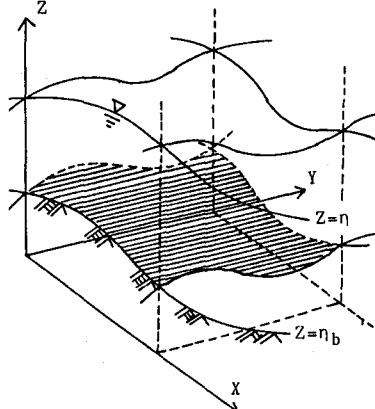


図2.1 座標系の模式図

ここで、 h ; 水深 ($= \eta - \eta_b$)、 M, N ; それぞれ x, y 方向の流量フラックスで、 $M = Uh, N = Vh, U, V$; それぞれ x, y 方向の断面平均流速で、 $Uh = \int_{\eta_b}^{\eta} u dz, Vh = \int_{\eta_b}^{\eta} v dz$ である。この式が氾濫水の連続式となる。

氾濫水の運動方程式において、水平粘性項が省略できるとし、式(2.3)より圧力について $p = \rho g(\eta - z)$ なる静水圧近似が成り立つことを用いて式(2.1)を、式(2.6)の運動学的境界条件のもとで積分すると、次式のような運動量方程式が得られる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta_{xx} U M) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta_{xy} V M) = -gh \frac{\partial(h + z_b)}{\partial x} - \tau_{bx} \quad (2.8)$$

ここで、 $\beta_{xx} = \int_{\eta_b}^{\eta} u^2 dz / hU^2, \beta_{xy} = \int_{\eta_b}^{\eta} uv dz / hUV$ で定義する運動量補正係数、 z_b ; 地盤高 ($= \eta_b$)、 τ_{bx} ; x 方向の底面摩擦応力で、 $\tau_{bx}/\rho = \varepsilon \frac{\partial u}{\partial x} |_{z=\eta_b}$ である。底面摩擦応力項には Manning 則、Chezy 則、対数則等の抵抗則

がよく用いられるが、ここではManningの抵抗則を用いることとし、運動量補正係数を全て1とすれば、 x および y 方向の運動量式は次式となる。

$$x\text{方向の運動量式} \quad \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(UM)}{\partial x} + \frac{\partial(VM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h+z_b)}{\partial x} - \frac{gn^2 U \sqrt{U^2 + V^2}}{h^{1/3}} \quad (2.9)$$

$$y\text{方向の運動量式} \quad \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(UN)}{\partial x} + \frac{\partial(VN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(h+z_b)}{\partial y} - \frac{gn^2 V \sqrt{U^2 + V^2}}{h^{1/3}} \quad (2.10)$$

ここに、 n はManningの粗度係数である。結局、二次元平面流れの基礎式として、最初に岩佐ら⁷⁾によって示された式(2.7)の連続式と、運動量式の式(2.9)および(2.10)を得る。

2.2 基礎方程式の差分化

二次元平面流れの基礎方程式(2.7),(2.9)および(2.10)を直接解くことは困難なため、ここではこれを差分式に直し、数値的に解くこととする。微分方程式を差分近似したとき、安定性の条件、収束性の条件および $\Delta x, \Delta y, \Delta t$ がゼロに収束する極限で差分方程式がもとの微分方程式に収束するための一貫性の条件が満たされた場合、差分近似による解がもとの方程式の近似解であることが保証されている。これらの条件に付いては他の文献¹⁹⁾に詳しいのでそれを御参考願いたい。ここでは、図2.2に示すようなく、 M, N, h の変数の配置とし、運動量保存則の差分化にあたっては時間に関しては前進差分、移流項については保存性と移動性を持つようにした第1次風上差分、圧力項は中心差分、摩擦項にはVasilievの不安定を避けるようにimplicitな形にして中央差分を行なった場合を示しておく。連続式の差分化は時間に関して前進差分、空間に関して中央差分とし、leap-frog的に計算を進める。すなわち、時刻($n+3$)での新しい値を決定するのに、時刻($n+2$)での M, N 、時刻($n+1$)での h 値を用いて計算を進める。たとえば、 x 方向の運動量式を差分化すると以下のように表わせる。

$$\begin{aligned} \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} - M_{i,j+1/2}^n}{2\Delta t} &+ \left\{ \begin{array}{ll} \frac{u_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n - u_{i-1,j+1/2}^n M_{i-1,j+1/2}^n}{\Delta x} & : u_{i,j+1/2}^n \geq 0, \quad u_{i-1,j+1/2}^n > 0 \\ \frac{u_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n - 0}{\Delta x} & : u_{i,j+1/2}^n > 0, \quad u_{i-1,j+1/2}^n \leq 0 \\ \frac{u_{i+1,j+1/2}^n M_{i+1,j+1/2}^n - u_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n}{\Delta x} & : u_{i,j+1/2}^n \leq 0, \quad u_{i+1,j+1/2}^n < 0 \\ \frac{0 - u_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n}{\Delta x} & : u_{i,j+1/2}^n < 0, \quad u_{i+1,j+1/2}^n \geq 0 \end{array} \right. \\ &+ \left\{ \begin{array}{ll} \frac{\tilde{v}_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n - \tilde{v}_{i-1,j+1/2}^n M_{i-1,j+1/2}^n}{\Delta y} & : \tilde{v}_{i,j+1/2}^n \geq 0, \quad \tilde{v}_{i-1,j+1/2}^n > 0 \\ \frac{\tilde{v}_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n - 0}{\Delta y} & : \tilde{v}_{i,j+1/2}^n > 0, \quad \tilde{v}_{i-1,j+1/2}^n \leq 0 \\ \frac{\tilde{v}_{i+1,j+1/2}^n M_{i+1,j+1/2}^n - \tilde{v}_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n}{\Delta y} & : \tilde{v}_{i,j+1/2}^n \leq 0, \quad \tilde{v}_{i+1,j+1/2}^n < 0 \\ \frac{0 - \tilde{v}_{i,j+1/2}^n M_{i,j+1/2}^n}{\Delta y} & : \tilde{v}_{i,j+1/2}^n < 0, \quad \tilde{v}_{i+1,j+1/2}^n \geq 0 \end{array} \right. \\ &= -g \frac{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \cdot \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + z_{b,i+1/2,j+1/2} - h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} - z_{b,i-1/2,j+1/2}}{\Delta x} \end{aligned}$$

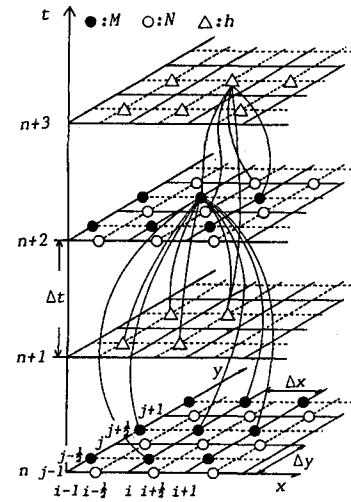


図2.2 変数の配置と計算の進め方

$$g \left(\frac{n_{i-1/2,j+1/2} + n_{i+1/2,j+1/2}}{2} \right)^2 \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} + M_{i,j+1/2}^n}{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}} \sqrt{(u_{i,j+1/2}^n)^2 + (\bar{v}_{i,j+1/2}^n)^2} \\ - \frac{\left(\frac{h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \right)^{1/3}}{(2.11)}$$

ここで、 $u_{i,j+1/2}^n = 2M_{i,j+1/2}^n / (h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1})$ 、 $\bar{v}_{i,j+1/2}^n = (v_{i-1/2,j}^n + v_{i-1/2,j+1}^n + v_{i+1/2,j}^n + v_{i+1/2,j+1}^n) / 4$ 、 $v_{i+1/2,j}^n = 2N_{i+1/2,j}^n / (h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1})$ である。式(2.11)は両辺に求めるべき $M_{i,j+1/2}^{n+2}$ が含まれているが、これは陽に解くことができる。 y 方向の運動量式の差分化も同様に実行できるが、ここでは紙幅の都合で省略する。連続式(2.7)の差分式は以下のようになる。

$$\frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} - h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{i+1,j+1/2}^{n+2} - M_{i,j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{i+1/2,j+1}^{n+2} - N_{i+1/2,j}^{n+2}}{\Delta y} = 0 \quad (2.12)$$

2.3 地形・地物条件の評価法

(1) 市街地の評価手法

市街地の家屋群中を氾濫水が通過する場合、家屋などによる流水断面の変化により水位変化や流量変化が生じる。構造物に作用する流体力や浸水深等を正確に予測するためには、市街地家屋群の影響を考慮した氾濫計算が要求される。従来、市街地や田畠、森林といった領域に各々適当な等価粗度係数や等価摩擦係数を与えて計算が行なわれてきた。例えば、Xanthopoulosら⁵⁾は市街地に対して $n=0.067$ 、耕作地には 0.025 、樹林地帯および低木地帯では各々 0.04 、 0.033 といった粗度係数を与えている。相田²⁰⁾は津波の陸上への週上問題で、家屋群の遮蔽によるエネルギー損失を等価摩擦係数 f_c で与え、家屋密集度が高い所などは $f_c=0.1$ を与えた。福岡ら²¹⁾は実際の市街地模型において、わが国の代表河川の高水敷上の地被状態と粗度係数の値との関係を市街地の粗度係数に援用した氾濫計算を行なっている。しかしながら、家屋密度と粗度係数との関係をどの様に与えればよいか不明であり、模型実験と数値実験による検討が必要であろう。また、粗度係数を変化させるだけでは構造物に作用する流体力や構造物が存在することによる氾濫域の変化を推定することはなかなか困難である。これらを評価するための手法も試みられてはいるが^{22),23)}、今後の更なる研究が望まれる。

(2) 線状構造物の評価手法

氾濫域には、鉄道や道路等の盛土構造物、排水路などの中小河川および本川や中小河川の堤防等に代表される線状構造物が存在する。また、氾濫域に本川を含む場合には、本川自身が格子幅より小さくなるときや、格子幅より大きくても河岸は一種の線状構造物と考えられる。これらの構造物は氾濫水の挙動に対してかなり支配的である。格子法では、格子サイズより小さくて、特に格子を斜めに走るような線状構造物に対しては何らかの計算上の工夫が必要となる。たとえば、道路などの線状構造物の上を氾濫水が流れる場合には、越流公式を導入したり、排水路や河川が氾濫域内に存在する場合には、一次元的な解析^{7),24)}や中村が示した河道・堤内地共存格子法²⁵⁾のような特別な取り扱いが必要となる。有限要素法では、線状構造物をもとに空間の要素を決定することが可能であり、線状構造物の影響を計算に組み込みやすいという利点がある。今後、この手法による複雑な地形・地物条件下での適用例の増大と適用性の検討が望まれる。

2.4 実験的検討

図2.3に示すような水平な氾濫台上に $2.5 \times 2.5 \times 3$ cm のウレタン製ブロックを整列配置し、ゲートを開放することにより氾濫を生起させた。氾濫水の拡がり範囲をビデオカメラで、3地点の水深をサーポ式水位計で計測した。図2.4(a)は、ウレタンブロックを配置しない場合の $t=1,2$ より 3 秒における氾濫範

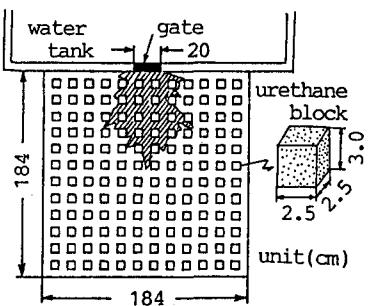


図2.3 市街地模型の実験装置

図の実験結果と2.で示した第一次風上差分による数値計算結果とを比較したものである。氾濫範囲および水深とも両者は比較的よく一致している。図2.4(b)は、一様に家屋が分布しているときに粗度係数を変えただけで氾濫範囲や水深が説明できるかを見た場合であり、全格子の粗度係数を一様に $n=0.05$ 、 0.10 とした場合の計算結果である。これより、この方法では粗度係数が大きくなるにつれて先端の進行速度が遅くなつて、氾濫範囲は円形から半円形となつてしまふ。図2.4(c)はウレタンブロックを5cm間隔で配置した場合の実験値と計算値との比較である。なお、計算には1格子内に占めるブロック面積の割合から決まる平均的な通過率を用いて、その格子に入りする流量フラックスの補正を行なう方法²³⁾を採用している。実験値はブロックの影響で三角形の氾濫形状をしている。これは流入口付近でブロックによる遮蔽が小さい方向に氾濫水が拡がり易いためである。通過率を用いた計算でも実験値同様の三角形の氾濫形状となつており、氾濫形状、水深とも実験値と比較的よく一致している。ブロック一つ一つを考慮できる空間差分間隔をとると、実験結果をよく再現できる計算結果が得られることがわかっているが、実際の場の計算で家屋一つ一つを考慮すると、空間差分間隔が果てしなく小さくなり、膨大な計算時間を要することになるので得策ではない。なお、計算においては(a),(b)では $\Delta x = \Delta y = 4\text{ cm}$ 、(c)では 5 cm 、 $\Delta t = 0.001\text{ sec}$ とし、先端条件としては、水深が1mmに満たない格子からの流出が無いという水深規定の条件を用いた。

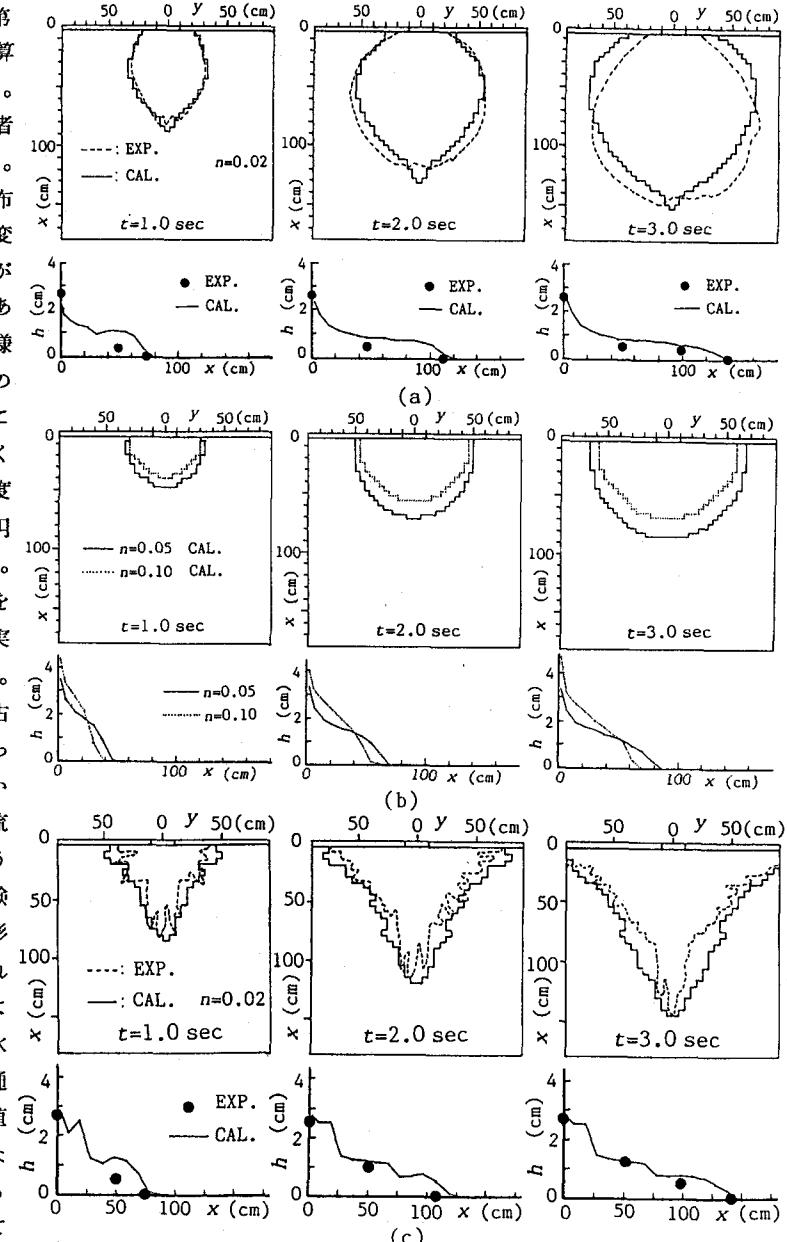


図2.4 気溢形状と破堤口中心線上の水面形に関する実験値と計算値との比較
慮できる空間差分間隔をとると、実験結果をよく再現できる計算結果が得られることがわかっているが、実際の場の計算で家屋一つ一つを考慮すると、空間差分間隔が果てしなく小さくなり、膨大な計算時間を要することになるので得策ではない。なお、計算においては(a),(b)では $\Delta x = \Delta y = 4\text{ cm}$ 、(c)では 5 cm 、 $\Delta t = 0.001\text{ sec}$ とし、先端条件としては、水深が1mmに満たない格子からの流出が無いという水深規定の条件を用いた。

3. 洪水氾濫計算の実流域への適用例

3.1 山陰豪雨災害

昭和58年7月22日夜半から23日の朝にかけて、島根県浜田市、三隅町を中心として山陰西部地方一帯に記録的な梅雨末期の集中豪雨があり、死者・行方不明者107人、3,600億円を上回る被害という大災害が発生した。この集中豪雨によって河川の氾濫、山崩れ、崖崩れ等によって各地で家屋の流失、倒壊、浸水などが発生し住家被害被害は17,600棟、罹災者は31,697人に及んだ²⁶⁾。ここでは、とくに、堤防決壊により全世帯の60%が被災するという壊滅的な被害を受けた三隅町を対象に、氾濫過程の再現を試みる。

図3.1は計算対象領域とした三隅町の中心部である。空間を $\Delta x = \Delta y = 25\text{ m}$ とし、三隅川、田原川の流れも氾濫計算と同じように計算することにする。図中の太い破線で示した堤防は、格子幅より十分小さいので、計算格子線に沿って配置した。図3.2は地盤高の分布を示したものである。観音川との合流地点は、霞堤となっているため不連続であり、地盤も低くなっている。

流入条件としては、図3.3に示すような、流出解析から得

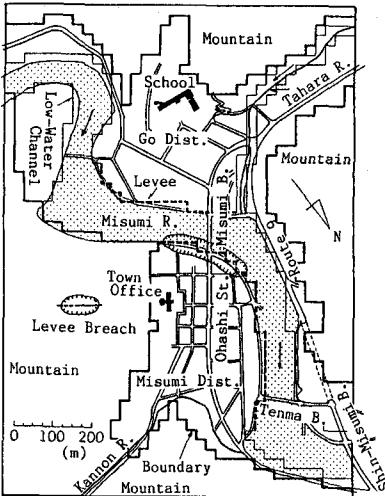


図3.1 三隅町の計算領域

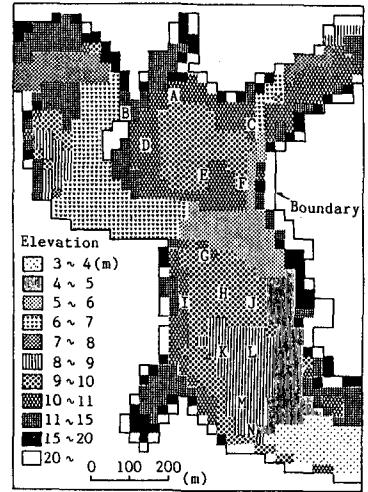


図3.2 地盤高の分布

られた三隅川本川と田原川のハイドログラフをそれぞれの計算領域の流入境界から与える。流出条件としては等流条件を用いる。破堤発生の正確な時刻、最終破堤状態に至るまでの所要時間および規模等については不明な点が多いので、ここでは、三隅川流入境界での流量がピークに達する7月23日午前9時00分に破堤を開始させ、所要時間を10分とする。破堤方法は、現地調査より得られた破堤形状になるまで、該当する堤防高をその破堤深さに比例して時間的に下げていく方法をとる。図3.1にこの破堤箇所に相当する堤防の領域が示されている。計算方法は、高橋ら²³⁾による方法を用いることとし、差分時間間隔は $\Delta t = 0.1\text{ sec}$ 、河道内の粗度係数を0.04、堤内地の粗度係数を0.06とした。

図3.4は、7月23日午前6時、破堤直前の午前9時および破堤終了直後の午前9時10分における氾濫水の流速ベクトルの計算結果である。午前6時には、観音川との合流点で堤内地への逆流が生じている。破堤直前には堤内地の大部分に越流による氾濫が生じており、浸水深は既に4mを越えていることが別途水深の情報からわかっている。破堤直後は破堤口からの強い流入流速があり、破堤口付近の木造家屋が多数流失、全壊した事実が裏付けられる。図3.5は図3.2に示した地点の内の3地点の水位の時間変化の計算値と、現地の洪水痕跡調査から得られた最大水位とを比較したものである。なお、最大痕跡水位の時刻は午前9時としている。これより、破堤した右岸側に位置する三隅地区の水位は破堤により50cm程度水位が急上昇するのに対し、対岸の郷地区ではそれとは反対に50cm程度水位が急に下がっている。また、水位の実測値と計算値とは両地区においてよく一致しており、本計算によって三隅川の洪水氾濫過程がほぼ正確に再現されることがわかる。

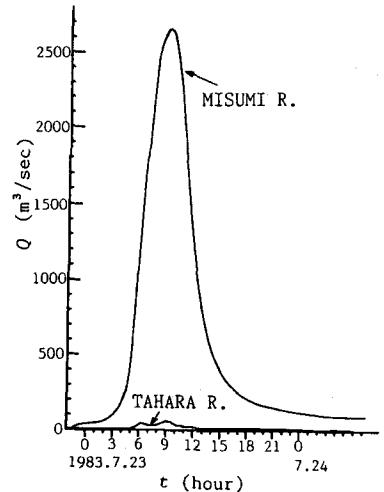


図3.3 計算に用いたハイドログラフ

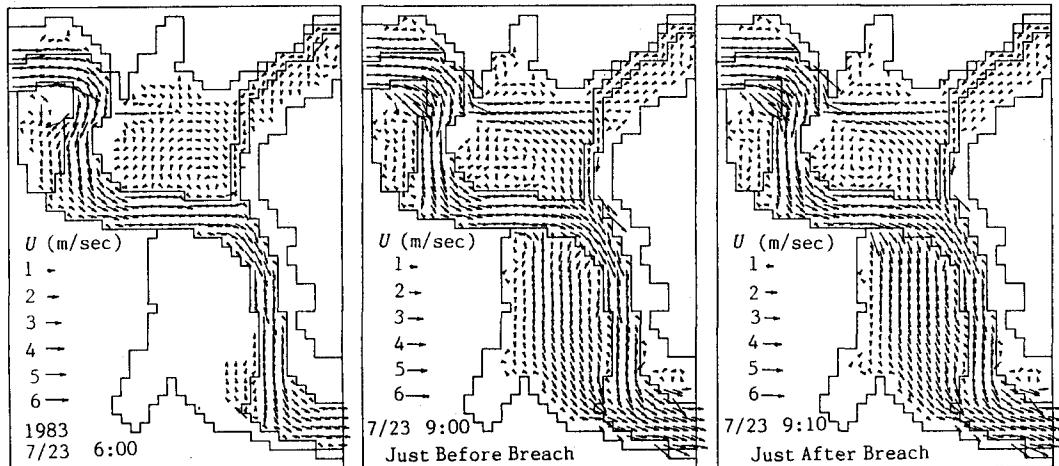


図3.4 泛濫水の流速ベクトルに関する計算結果

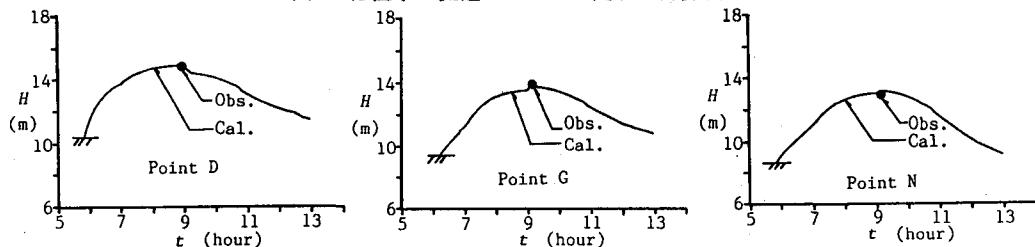


図3.5 水位の時間変化に関する計算値と洪水痕跡から求めた実測値との比較

3.2 巨椋流域を対象とした氾濫解析に基づく被害予測

(1) 破堤氾濫による物的被害の予測

表3.1 治水経済調査要綱による浸水被害率

わが国の治水経済調査要綱

によると、想定被害額には、
1)一般資産(家屋、家庭用品、

事業所、農・漁家の償却資産、
在庫資産)の想定被害額 2)

営業停止の想定被害額 3)農
作物の想定被害額 4)公共土

木施設等の想定被害額 5)農
地の想定被害額、のような項

目が取り上げられている。こ
こでは、一般資産の内で家屋

資産 種類等	浸水深等	床 上 浸 水					土砂堆積(床上)	
		床 下 浸 水	50cm 未満	50 ~ 99cm	100 ~ 199cm	200 ~ 299cm	300cm 以上	50cm 未満
家 屋	Aグループ	0.03	0.053	0.072	0.109	0.152	0.220	0.43
	Bグループ		0.083	0.126	0.177	0.266	0.344	
	Cグループ		0.124	0.210	0.308	0.439	0.572	
家 庭 用 品			0.086	0.191	0.331	0.499	0.690	0.50
事 業 所	償却資産 在庫資産		0.180	0.314	0.418	0.539	0.632	0.54
農 漁 家	償却資産 在庫資産		0.156	0.237	0.297	0.368	0.450	0.37
			0.199	0.370	0.491	0.576	0.692	0.58

注) 1. 床上浸水200cm以上棟数の45%, 土砂堆積50cm以上棟数の50%は、全壊として被害率1とし、別途計算して加える。

2. 家屋のA, B, Cのグループ区分は、地盤勾配による区分で、Aは1/1000以下、Bは1/500～1/1000、Cは1/500以上である。

3. 表3.1は、水害統調査結果(36～42年)によって作成したものである。

の被害の氾濫シミュレーションを用いた算定法について検討する。表3.1は治水経済調査要綱に記載されている一般家屋の浸水被害率を示したものである。これにおいて、床上浸水が2mを越えた場合、全棟数の45%は被害率を1.0とするとなっている。また、家屋はそれが存在している地盤勾配の違いにより、A,BおよびCに分けられている。いま、Manning式を用い、粗度係数を0.04とすると、各被害率は図3.6に示すように整理できる。ただし、床上高さは50cmとしている。この図から、同一流速でも水深が大きいほど被害率が小さい領域が出るといった常識では考えにくい領域があることがわかる。そこで、ここでは図3.7のように、これを仮に修正して用いることにする。

いま、氾濫計算に用いた (i, j) 格子における被害率を $r_{i,j}$ 、その格子の家屋密度 ($\Delta x \Delta y$ に占める家屋面積率) を $\sigma_{i,j}$ とおき、被害額指標 $E_{i,j}$ を次式で定義する。

$$E_{i,j} = r_{i,j} \sigma_{i,j} \quad (3.1)$$

氾濫計算から各格子の流速と水深が時々刻々計算され、図3.7からそれに応じた被害率が求まる。洪水が氾濫している最中に取り得る最大の $E_{i,j}$ をここでは被害額指標とする。この被害額指標の分布が結局は被害額の分布に対応したものとなる。被害額指標 $E_{i,j}$ の全格子にわたる総和 E_T は、 $\sum_i \sum_j E_{i,j}$ で求められる。 E_T を被害額 C に換算するためには、一家屋の平均評価額 C_0 とそれが占める面積 A から

$$C = E_T (\Delta x \Delta y) C_0 / A = \left\{ \sum_i \sum_j E_{i,j} \right\} (\Delta x \Delta y) C_0 / A \quad (3.2)$$

のようにして求める。ただし、 $\Delta x \Delta y$ は1つの格子の面積である。以上のような方法により、洪水氾濫による被害額とその分布を評価できる。メッシュデータをさらに詳しく入力することによって、農作物の被害や家庭用品の被害をも見積ることが可能である。

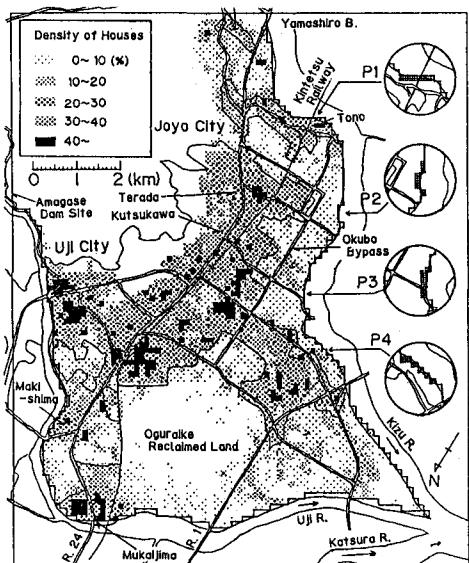


図3.8(a) 巨椋流域の家屋密度の分布

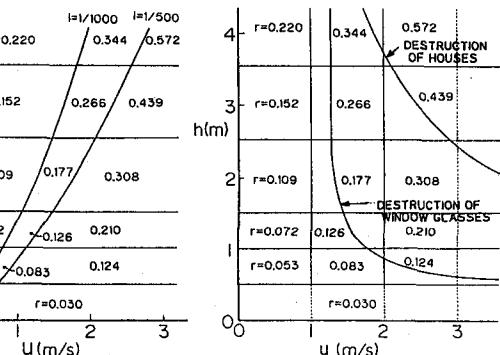


図3.6 流速-水深平面上での被害率の値

図3.7 計算に用いた被害率の値

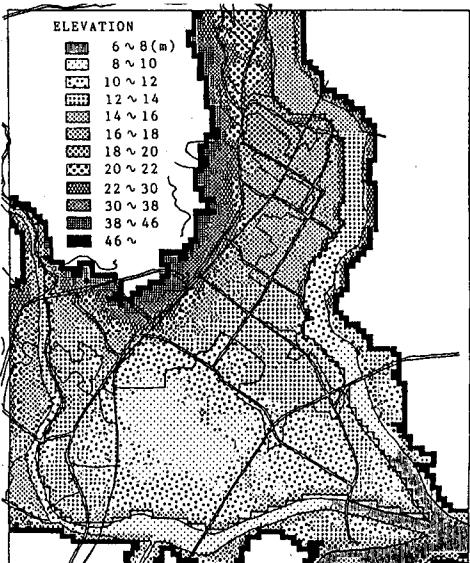


図3.8(b) 巨椋流域の地盤高の分布

家屋被害額の評価事例（洪水氾濫リスクマップ）を、京都府南部の巨椋流域に適用してみる。対象流域は木津川の山城大橋および宇治川の天ヶ瀬ダムから兩河川と桂川との三川合流点までの流域面積約52 km²の領域であって、近年市街化の進行と人口の増加が著しい地域である。図3.8(a)に計算対象領域の概要と家屋の密集度 ($\Delta x = \Delta y = 125$ m) および過去の破堤箇所を参考にした想定破堤箇所を示している。また、図3.8(b)に計算対象領域の地盤高の分布を示している。すり鉢状をした平均標高9 m程度の巨椋池干拓地の多くは田畠であるが、大阪、京都といった大都市のベッドタウンとしてこの低地での市街化も進行しつつある。計算条件を表3.2に示す。CASE A～Dまでが家屋密度の分布に1983年現在のデータを使用した場合である。CASE E

～Hは1965年当時の市街地分布を用いた場合である。CASE Iは破堤地点をP1地点として、破堤開始から2.5時間後に決壊口を締め切った場合である。CASE Jは破堤地点をP1とし、その背後の堤内地内に高さ3mの二次堤を配置した場合に被害額の減少効果がどの程度になるかを見た場合である。CASE Kは破堤地点をP1としたときに、土砂堆積による被害をも考慮した場合である。

図3.9は各ケースについて被害額指標の全格子にわたる総和 E_T の時間変化を示したものである。これより、たとえば1983年当時の E_T は、1965年当時の市街地分布を用いたCASE E～Hの E_T に比べて3倍以上にもなっており、現在、この地域における災害ボテンシャルがかなり増大していることや、土砂堆積による被害の増大化、締切による被害の減少効果も定量的に評価できる。すなわち、被害額指標 E_T を式(3.2)を用いて被害額 C に変換してみると、いま、 $A = 70 \text{ m}^2$ 、 $C_0 = 700\text{万円}$ とすると、被害額はCASE A～Dでは破堤後8時間の状態で、2000億円程度と見積られ、破堤地点の違いによる被害額の有意な差はあまり見られない。破堤2.5時間後の破堤点の締切による被害額の減少効果は160億円程度で、二次堤の配置によるそれは130億円程度と推定される。さらに、土砂堆積による一般家屋の被害額の増加は800億円程度に見積られる。さらに、これらの被害額の空間分布も知ることが出来る。

(2) 破堤氾濫による人的被害の予測²⁷⁾

洪水氾濫による人的被害を予測することは、被害を受けるに至った過程に非常に多くの要因が存在するために容易ではない。例えば、水深、流速、継続時間、氾濫規模、気象条件、昼夜の違い、人口、体力、性別、年齢、平屋か2階建てか、木造か鉄筋コンクリート造かなど建築物の構造の違い、避難の予警報の可能性、過去の災害経験の有無、救助活動など、これらの要因が全て相互に関連しているため、そのうちの一つを抽出して洪水氾濫による人的被害との関係を議論することには限界がある。ここでは、上記巨椋流域を対象として、避難の予警報を考慮した住民の避難行動のシミュレーションを氾濫計算とリンクして解析し、人的被害が避難によってどのように軽減されるか、あるいはどのような条件であればどの程度の人的被害が生ずる可能性があるのかを検討する。

対象とする流域の避難施設、避難経路に基づいて避難ネットワークをノード（交差点）とそれらを結合するリンク（道路）を組み合わせて構成する。その際、避難施設は小・中・高等学校、公民館等の避難施設として公的に定められたものを用い、避難路は道路幅員、住民の周知度等を考慮して国道、主要地方道、堤防上の道路を採用する。一般に、複数箇所に存在する避難施設の中から、住民が一つの避難施設を選択する際に考慮すべき要因の中でも、その施設までの距離が特に重要である。このような観点から住民の避難施設の選択をネットワーク理論の最短経路選択問題としてモデル化し、任意の2点間の最短距離・経路を求めるための簡単な方法であるWarshall-Floyd法²⁸⁾を用いてこれを解く。

避難経路が冠水で冠水した場合、その経路は冠水の程度によって通行が困難になる。ここでは、西原²⁹⁾と同様に、冠水深に応じた歩行割引率を次式のように定義し、計算上、冠水した経路の距離を長くする。

表3.2 家屋被害に関する計算条件

CASE	Breach Point	Year	Condition of Bank Breach
CASE-A	P1	on 1983	Sudden Breach
CASE-A'	P1	on 1983	15min Required
CASE-B	P2	on 1983	Sudden Breach
CASE-B'	P2	on 1983	15min Required
CASE-C	P3	on 1983	Sudden Breach
CASE-C'	P3	on 1983	15min Required
CASE-D	P4	on 1983	Sudden Breach
CASE-D'	P4	on 1983	15min Required
CASE-E	P1	on 1965	Sudden Breach
CASE-F	P2	on 1965	Sudden Breach
CASE-G	P3	on 1965	Sudden Breach
CASE-H	P4	on 1965	Sudden Breach
CASE-I	P1	on 1983	Sudden Breach and Closing 2.5hr after
CASE-J	P1	on 1983	Sudden Breach Secondary Levee
CASE-K	P1	on 1983	15min Required Sediment Deposition

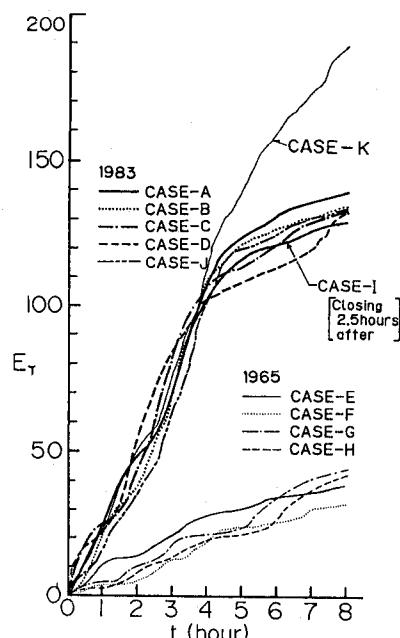


図3.9 E_T の時間変化

$$W_{(ij)}^t = 1 - h_{(ij)}^t / 0.7 \quad (W_{(ij)}^t > 0, \text{ unit:m}) \quad (3.3)$$

$$d_{(ij)}^t = (1/W_{(ij)}^t) d_{(ij)} \quad (3.4)$$

ここで、 $W_{(ij)}^t$:時刻 t の氾濫計算格子 (i, j) に対応した区間の歩行割引率、 $h_{(ij)}^t$:時刻 t の格子 (i, j) の冠水深、 $d_{(ij)}$:格子 (i, j) に対応する区間の距離、 $d_{(ij)}^t$:時刻 t の格子 (i, j) に対応する冠水により換算された区間距離である。なお、伊勢湾台風時の事例をもとに冠水深が70cm以上であれば通行不可能とし、その格子内にいる住民グループはその時点で避難不可能になるものとする。また、ある時刻の住民グループの歩行速度 V_g についても西原と同様、避難行動による疲労と群集流動による混雑による歩行速度の低下を考慮した次式で評価する。

$$V_g = T^t \cdot \begin{cases} V_c - 0.241\rho_n^t & , (\rho_n^t \leq 3.85) \\ 0.49 & , (\rho_n^t > 3.85) \end{cases} \quad (3.5)$$

ここで、 T^t :疲労による歩行割引率で、 $T^t = 1.0 / \{0.982 + \exp(1.12t - 4.0)\}$ (unit:hour)、 V_c :通常の歩行速度(1.42m/s)、 t :避難開始からの経過時間、 ρ_n^t :時刻 t での経路 n 上の群集密度(人/m²)である。

図3.10は巨椋流域における避難地、ノード、避難予警報発信の基地局および幹線避難経路を示す。基地局には7箇所の消防署を選び、避難予警報はこの基地局を中心にある速度を持って同心円状に拡がって行き、住民はこの情報が到達すると同時に避難を開始するものとする。表3.3に計算ケースを示す。破堤位置はP1地点とし、情報伝達速度 V_T は、避難予警報の発令と同時に一斉に各住民グループが避難を開始する場合($V_T = \infty$)と、 $V_T = 5.0\text{ m/s}$ および $V_T = 1.4\text{ m/s}$ を用い、発令時期 T_s は破堤前0, 15, 30分の3通りとした(破堤時を $T_s = 0$)。CASE 1-Jは各住民グループがいる格子に氾濫水が到達して初めて避難を開始する場合である。なお、氾濫計算は河道も含めて行い、 $\Delta t = 2\text{ s}$ 、 $\Delta x = \Delta y = 125\text{ m}$ 、Manningの粗度係数は堤内地で $n = 0.04$ 、河道内で $n = 0.025$ とした。避難行動の計算は氾濫計算の60秒に1回行なった。

表3.3 避難シミュレーションの計算条件

CASE	Propagation Velocity of Refuge Order V_T (m/sec)	Time of Refuge Order Issue T_s (sec)	Bank Breach Point
1-A	∞	0	P1
1-B	5.0	0	P1
1-C	1.4	0	P1
1-D	∞	-900	P1
1-E	5.0	-900	P1
1-F	1.4	-900	P1
1-G	∞	-1800	P1
1-H	5.0	-1800	P1
1-I	1.4	-1800	P1
1-J	Refuge starts when mesh is inundated		

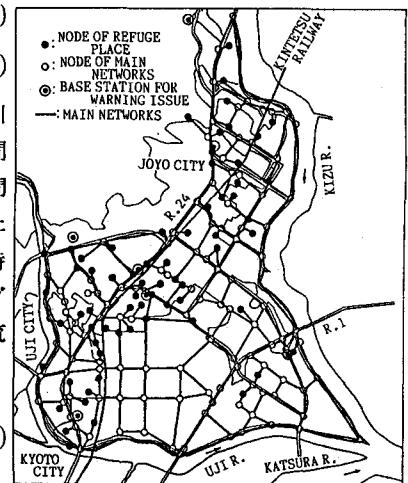


図3.10 巨椋流域の避難ネットワーク

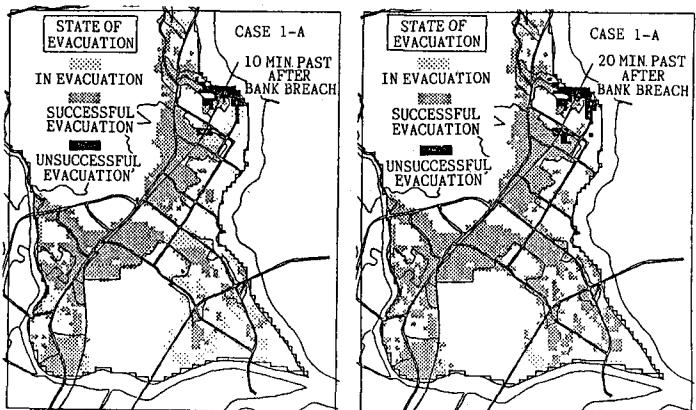


図3.11 破堤後10分および20分における避難状況

図3.11はCASE 1-Aについて、それぞれ破堤10および20分後において、どこに位置していた住民が現在避難中か、避難を完了したか、あるいは避難不可能な状態になったかを示したものである。破堤後10分では、破堤口付近の住民は避難不可能な状態になっている。このケースでは破堤と同時に全住民グループが一斉に避難するため、破堤地点から離れた所でも避難しており、避難地までの距離が長い国道1号線付近には移動中

のグループが多い。破堤20分後では避難完了のグループが増えているが、破堤地点周辺では氾濫域の拡大により移動不可能になったグループも増加している。表3.4は各ケースの破堤後40分あるいは4時間(CASE 1-Jのみ)における避難完了者数、避難未了者数(避難中のものは除く)、平均避難所要時間、および遭難者平均移動時間(避難不可能となった者が避難開始から避難不可能な状態に至るまでの平均時間)をまとめたものである。これより、

表3.4 破堤40分後の避難のシミュレーション結果

CASE	Number of Successful Evacuation	Number of Unsuccessful Evacuation	Mean Time Required for Successful Evacuation	Mean Time Required for Unsuccessful Evacuation
1-A	166,520	11,410	334(sec)	248(sec)
1-B	163,223	14,707	329	131
1-C	147,793	24,036	296	73
1-D	177,930	0	335	-
1-E	175,379	2,051	335	617
1-F	165,528	11,982	328	149
1-G	177,930	0	332	-
1-H	177,930	0	332	-
1-I	175,325	2,105	334	389
1-J	81,754	62,576	334	195

この流域では破堤後40分までに全員が避難を無事完了するには、少なくとも破堤30分前には避難命令を発令し、しかも情報の伝達速度が5.0 m/s以上必要であることがわかる。

4. 土石流の発達過程に関するシミュレーション手法

4.1 土石流ハイドログラフの予測法

Takahashi et al.は任意勾配の堆積層上に表面流が与えられた際に発生する土石流のハイドログラフの予測手法を与えており³⁰⁾、その方法における方程式系を列挙すれば以下のようである。

運動方程式： 一次元の土石流の運動は、通常つぎのような運動方程式によって記述される。

$$q_T = Ch^m \sin^{1/2} \theta \quad (4.1)$$

ここで、 q_T :土石流の単位幅流量、 h :流動深、 θ :流路勾配、石礫型土石流の場合 $m = 5/2$ 、 C は

$$C = \frac{2}{5d} \left[\frac{g}{0.02} \left\{ c + (1-c) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_*}{c} \right)^{1/3} - 1 \right\} \quad (4.2)$$

のようになる。ただし、 d :全流動深にわたる砂礫の平均粒径、 g :重力加速度、 c :土石流中の砂礫の容積濃度、 c_* :静止堆積層における砂礫の容積濃度、 ρ :間隙流体の密度、 σ :砂礫の密度である。なお、土石流の形成初期には河床付近の石礫濃度が高く、石礫が流動深全体に分散しておらず、いわゆる掃流状集合流動的な流動形態を取っているものと考えられ、このときの C は水理実験から得られた経験式³¹⁾

$$C = 0.7 \sqrt{g/d_L} \quad (4.3)$$

および $m = 5/2$ で評価する。ただし、土石流と掃流状集合流動との遷移限界濃度は著者らによる実験結果より $0.4c_*$ 程度である。また、 c がきわめて小さい場合($c=0.01$ 程度)は、いわゆるManningの粗度係数(SI単位系)を用いた乱流の抵抗則

$$C = 1/n \quad , \quad m = 5/3 \quad (4.4)$$

を用いることとする。

連続式： 水および砂粒を含めた全容積の連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_T}{\partial x} = i\{c_* + (1-c_*)s_b\} + r \quad (4.5)$$

で与えられる。ここに、 s_b :堆積層の飽和度、 r :側岸からの単位長さあたりの流入水量、 t :時間、 x :河床表面に沿った流下方向の座標、 i :侵食($i > 0$)あるいは堆積($i < 0$)速度である。

砂粒の連続式：

$$\frac{\partial ch}{\partial t} + \frac{\partial (cq_T)}{\partial x} = ic_* \quad (4.6)$$

侵食速度式： 式(4.5)および(4.6)に含まれている侵食速度は堆積層が飽和であるか不飽和であるかによって異なる。不飽和の場合、堆積層の表面が表面流の流体力の作用によって侵食され、流れに取り込まれる。流动部分の土砂濃度が平衡濃度より小さい間は侵食が継続することになる。したがって、侵食速度は

$$i = K(\tau_{*f} - \tau_{*fe})\sqrt{\tau_f/\rho} \quad (4.7)$$

のように評価できるであろう。ここに、 K ；定数、 τ_f ；間隙流体による河床のせん断応力、 τ_{*f} ； $\{=\tau_f/(\sigma-\rho)gd\}$ および τ_{*fe} ；おののおの間隙流体による無次元せん断応力および平衡濃度時の無次元せん断応力である。 τ_f は

$$\tau_f = \{(\sigma-\rho)c + \rho\}gh \sin \theta - (\sigma-\rho)cgh \cos \theta \tan \phi \quad (4.8)$$

で近似できる。ここに、 ϕ は堆積層の内部摩擦角であるが、移動粒子間の動摩擦角として用いられている。もはや侵食も堆積も生じないような限界の濃度である平衡濃度に流れが漸近するとき、すなわち、 τ_f が平衡時のせん断応力 τ_{fe} に漸近するとき、平衡濃度 c_∞ は

$$c_\infty = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma-\rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (4.9)$$

で与えられる³²⁾。この c_∞ は式(4.8)において $\tau_f = 0$ としたときに得られるが、これは必ずしも $\tau_{fe} = 0$ を意味しているのではない。なぜなら、式(4.8)中の $\tan \phi$ は、それよりも小さないとみなされる動摩擦係数の代用として用いられているからである。流れが掃流状集合流動を呈するときにはその平衡濃度 $c_{S\infty}$ は

$$c_{S\infty} = 6.7c_\infty^2 \quad (4.10)$$

で与えられるが、式(4.9)で求まる c_∞ より小さい値をとるときのみ適用可能である³³⁾。

したがって $c < c_\infty$ のとき、式(4.7)は次式のように変形される。

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma-\rho}{\rho} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_\infty - c) \frac{h}{d} \quad (4.11)$$

また、流動形態が掃流状集合流動を呈するときの侵食速度式は、式(4.11)の c_∞ を $c_{S\infty}$ で置き換えればよい。なお、河床勾配が

$$\tan \theta = \frac{c_*(\sigma-\rho)}{c_*(\sigma-\rho)+\rho} \tan \phi \quad (4.12)$$

よりも大きいときには、式(4.9)の c_∞ が c_* を越えてしまう。このような高濃度で流れることは不可能であり、流動し得る最大可能濃度（実験的に $0.9c_*$ 程度）に c を置き換えて $i = 0$ とするなどの取扱いが必要となる。

堆積層が飽和状態であれば、表面流の作用下において、堆積層中のある深さまでが不安定となり、集合的に移動を開始して流れに取り込まれる。この不安定土層の厚さ a_L は

$$a_L = \frac{c_\infty - c}{c_* - c_\infty} h \quad (4.13)$$

で与えられる³⁴⁾。この不安定土層は土石流の先端が達した地点で直ちに a_L 全体が流動し出すのではなくて、先端がまだ達していない下流の安定土層の影響で取り込みに遅れが生ずる。式(4.13)より、飽和土層の侵食速度 i は

$$i = \delta \frac{c_\infty - c}{c_* - c_\infty} \frac{q_T}{d} \quad (4.14)$$

のように書けるであろう。ここに、 δ は土層不安定の発生とその不安定土層の流れの中への取り込みに要する遅れを表す係数である。

堆積速度式： 土石流が濃度 c を保持しながら堆積を生じることなく運動できるのは、粒子間の反発力がそれだけの濃度の土砂を支えられるほど大きいことを意味している。粒子間の反発力は速度勾配の2乗に比例する

から、土石流が勾配の緩い場所へさしかかっても、流速が c を保持できるのに十分な大きさを持っている限り堆積しないことになる。濃度 c に對して堆積するようになる限界の勾配 θ_c は、式(4.9)の c_∞ に c を代入して

$$\tan \theta_c = \frac{c(\sigma - \rho) \tan \phi}{c(\sigma - \rho) + \rho} \quad (4.15)$$

のように得られる。したがって、濃度 c をもった土石流は、その濃度を流し得る限界勾配 θ_c に対する局所的な流動深 h を用いて表される限界流速

$$U_e = \frac{2}{5d} \left[\frac{g \sin \theta_c}{0.02} \left\{ c + (1 - c) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_*}{c} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} \quad (4.16)$$

よりも小さい流速になって初めて堆積の可能性を生じ、実際にはさらにもう少し小さい流速 pU_e (ただし、 $0 < p < 1$)になる地点まで慣性的に移動してから堆積をはじめるものと考えられる。したがって堆積速度は

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{U}{pU_e} \right) \frac{c_\infty - c}{c_*} U \quad (4.17)$$

とおけよう。ここに、 δ_d は係数である。もし、 $U > pU_e$ のときは $i = 0$ である。

堆積現象はその地点の局所勾配、濃度等だけでは決定できない非平衡性を有しているが、堆積機構の種々のモデル^{17),35)}ではいずれも局所平衡を仮定しており、ここで示したモデルにおいても係数 p, δ_d に不明確さを有していて、今後、堆積機構についてさらに研究を進める必要がある。

渓床変動式: 侵食あるいは堆積の結果、河床変動を生じ、河床勾配も変化する。それぞれの変動は原渓床勾配を θ_0 とすれば以下の式によって示される。

$$\partial z_b / \partial t + i = 0 \quad (4.18) \quad \theta = \theta_0 - \tan^{-1} (\partial z_b / \partial x) \quad (4.19)$$

ここに、 z_b は河床の侵食あるいは堆積厚さである。

4.2 土石流発達時における粒径選別過程^{36),37)}

堆積層は主として粗粒子から構成され、微細粒子は土石流の発生当初から全て十分に間隙流体中に浮遊できる程度にしか含まれていないものと仮定する。このような場合の土石流の平均的な発生・発達の過程は4.1に列挙した方程式系によって解析できる。

堆積層の上流端から水流が与えられ、その侵食作用によって粒子が流れに取り込まれて次第に土石流として発達していく過程は、堆積層の粒径を平均粒径によって代表させて、流下方向に Δx 、差分時間間隔を Δt として一次元の数値解析を実行する。その結果、ある時刻において図4.1のような縦断形をもつ土石流が得られたものとする。この段階で、流れを深さ方向にもメッシュ区分し、図4.2のような長方形メッシュを得る。図において下部の破線以下の部分は直前の時間ステップにおいて侵食を受けた部分であり、最下層のメッシュ内の粒度は破線以下の部分が堆積層の粒度分布を持っており、破線以上の部分は1つ前の時間ステップでの最下層のメッシュの粒度分布に等しいとしてその平均から求める。

あるメッシュ内の粒子群は、その高さの流下方向平均流速で下流のメッシュへと輸送されて行き、一方、上流側メッシュから輸送されてくる粒子群が加わる。このような流下方向の移流と同時に、メッシュ内の粒度分布に応じた上下方向の粒径別の移動が生じる。粒径選別の機構に関しては各種の考え方が提示されているが、ここでは当該メッシュの直上層のメッシュ内の平均粒径 d_m よりも大きい粒子についてはTakahashi³⁸⁾の与

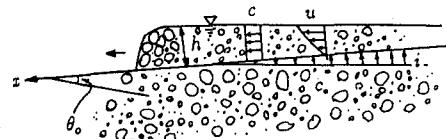


図4.1 土石流の模式図

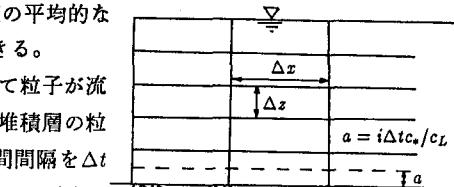


図4.2 土石流流動深の鉛直格子分割

えた上昇速度で上方へ移動するものとする。そのような粒子 k の速度 v は

$$\left. \begin{aligned} \frac{v^2}{gd_m} &= \frac{4}{3} \frac{1}{C_D} \frac{(\sigma - \rho) \cos \theta}{\{(\sigma - \rho)c + \rho\}} |V_d| \\ |V_d| &= r_d^{1/3} \left| \frac{2}{1+r_d} \frac{(0.5r_d^{1/3} + 0.5 + \lambda^{-1})^2 (r_d^{1/3} + \lambda^{-1})^3}{(1+\lambda^{-1})^5} - 1 \right| \end{aligned} \right\} \quad (4.20)$$

で与えられる。ここで、 d_m ; 当該メッシュにおける平均粒径、 C_D ; 上下方向の粒子の運動に対する抗力係数、 $r_d = \{d_k/d_m\}^3$ 、 d_k ; 当該メッシュの粒子 k の粒径、 λ ; 線濃度 ($= \{(c_*/c)^{1/3} - 1\}^{-1}$) である。一方、ある高さ z における移流速度 u は簡単のために濃度が一様に分布すると仮定した場合の流動層全体の深さにわたっての平均粒径 d を用いた速度分布式(4.21)を用いる。

$$u = \frac{2}{3d} \left[\frac{g \sin \theta}{0.02} \left\{ c + (1-c) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_*}{c} \right)^{1/3} - 1 \right\} \left\{ h^{3/2} - (h-z)^{3/2} \right\} \quad (4.21)$$

平均粒径以下の粒子は粒子衝突に基づく分散応力よりもむしろ空隙への落込みによる下方への移動が卓越していると考えられ、次の固体分に関する連続式を満足するようにバルクとしての下方移動を考える。

$$\frac{\partial c_k}{\partial t} + \frac{\partial(c_k u)}{\partial x} + \frac{\partial(c_k v)}{\partial z} = 0 \quad (4.22)$$

これより、セル (i, j) における粒径 k の土砂濃度 $c_k(i, j)$ の時間的に 1 ステップ後 $(t + \Delta t)$ の値が求まる。なお、あるメッシュ内の平均粒径 d_m は、そのメッシュにおける各粒径成分の和をとった次式で与えられる。

$$d_m = \sum_k (c_k d_k) / \sum_k c_k \quad (4.23)$$

先端以外の一般メッシュではこのような考え方で計算を進めることができると、先端部については多少の工夫がある。

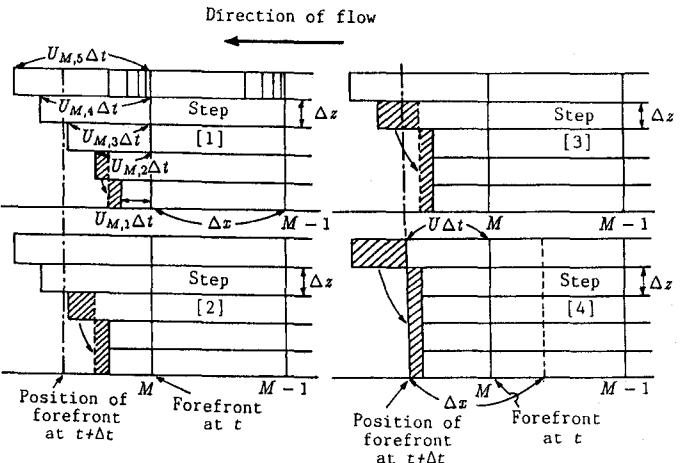


図4.3 土石流先端部の取り扱い

必要である。すなわち、先端メッシュでは Δt の間に図4.3に示したように移流によって上方ほど多くの部分の突出を見るが、実際にはこの部分は下方へ落下し、平均的には $U \Delta t$ だけ先端が前方へ進むことになる。ただし、 U は先端の平均移動速度である。この前進部分の上下方向の粒径分布が問題となるが、ここでは図に示したように下方のメッシュから順に突出部分を均して行くようにして粒径の混合が起こるものと仮定する。

上で見たように上下方向の粒径の選別過程を計算する Δt の間に、先端部が $U \Delta t$ だけ前進してしまうので、このままでは一次元解析による平均流の計算に戻ることが出来ない。従って、このようにして求められた結果の流れ全体を強制的に $U \Delta t$ だけ上流側へ移動させて、一次元解析が時空間的に連続的になれるようにする。すなわち、同一時間ステップ Δt の間に、一次元の平均流に関する解析と、粒径の選別に関する解析の二段階に分けた解析を行なうのである。なお、一次元解析は深さ方向の平均濃度、平均粒径等を用いてなされる。

4.3 実験的検討

上述の予測手法の妥当性の検証のために 2 種類の実験がなされた。実験 1 は幅 10 cm、長さ 9 m、勾配 18° の側面ガラス張りの水路の下流端から 4 m の区間に、それぞれほぼ均一な 5 種類の土砂を混合して作成した材料を厚さ 10 cm で敷均し、飽和状態にした後、上流から 2000 cc/sec の給水を行なって土石流を発生させた。なお、混合砂の平均粒径は $d = 1.66$ mm、 $c_* = 0.655$ 、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 3.87$ である。深さ方向の濃度分布、粒径分布は、

水路下流端に流动層の全高を4部分に分割して飲み込んで資料を採取する装置を取り付けて測定した。

実験2では実験1と同じ水路の下流端から5.5m上流地点からさらに上流3mにわたって厚さ10cmで、それぞれほぼ均一な5種類の土砂を混合して作成した平均粒径 $d=3.08\text{ mm}$ 、 $c_*=0.65$ 、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}}=6.12$ の材料を敷均し、飽和状態にした後、上流から600cc/secの給水を20秒間行なって土石流を発生させた。下流端では適当な時間間隔で全流动深にわたって1個のサンプルを採って濃度、流量および粒度分布の時間的変化の計測を行なった。実験ケースは1つであるが、土石流実験では結果のばらつきが大きいことを考慮して同一条件で6回の実験を繰り返した。なお、水路床には実験に用いた混合砂が貼付してある。

図4.4は実験1の流动層における各粒径毎の濃度分布および平均粒径の分布図である。図は左から土石流の先端部、中間部、および後続部に対応している。濃度分布形の計算と実験での大きな相違点は、計算では簡単のために水深方向に濃度の一様分布を仮定しているために、実験のように上方の濃度が薄いという傾向が出ていないことである。しかし、先端部ほど粒径の大きな土砂が集中していること、後方では大きな粒子は上方へ集まる傾向がある、平均粒径も流れの上方ほど大きくなっていることがよく説明されている。

図4.5は実験2の土石流ハイドログラフ

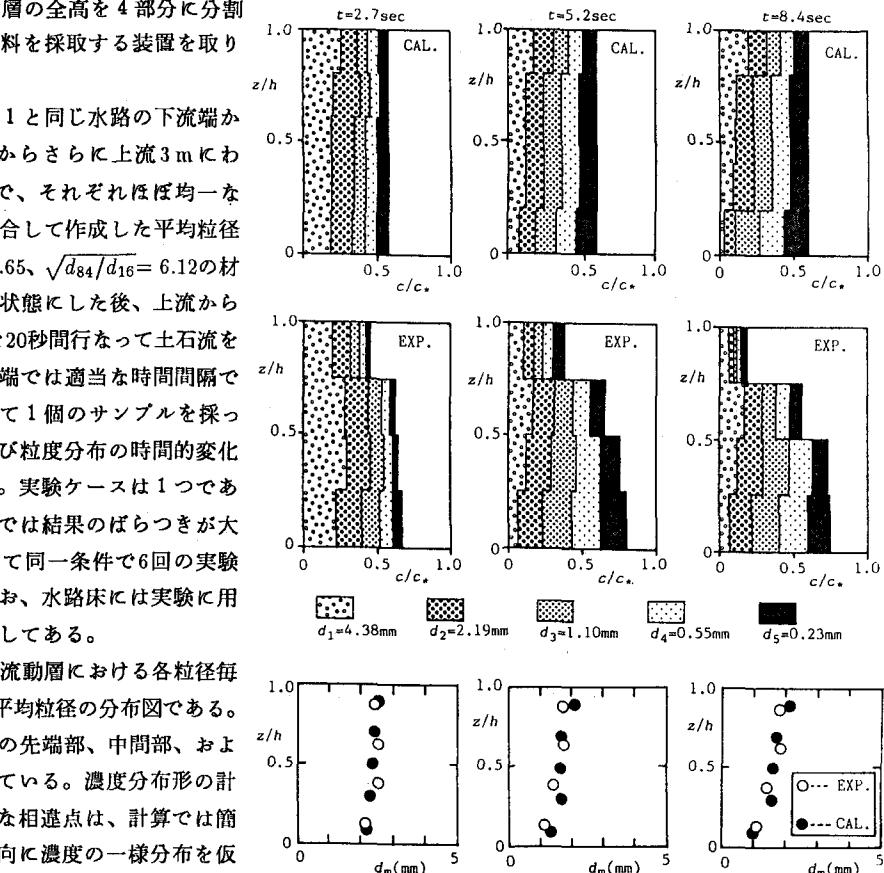


図4.4 粒径階毎の濃度および平均粒径の鉛直分布

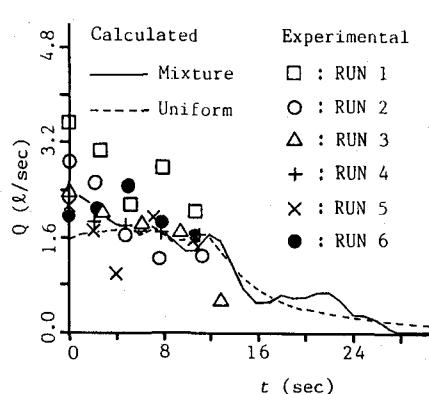


図4.5 土石流ハイドログラフの計算値と実験値との比較

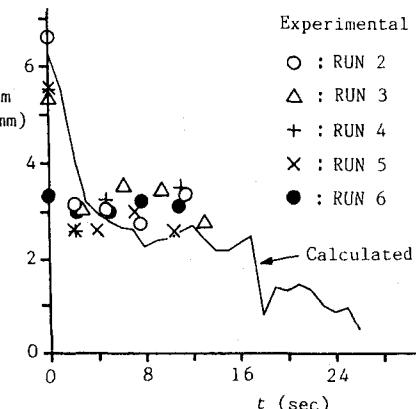


図4.6 流出土石流の平均粒径の時間変化

ラフの実験値と計算値とを比較したものである。実験値において、それぞれのRunでの流量の時間的な変化傾向は比較的統一のとれたものとなっているが、Run相互の流量の値に大きなばらつきが出ている。このようになる原因としては移動床の飽和度のばらつきが重要であることが既に指摘されており、本実験のように

粗粒子といつても比較的細かい粒子が含まれている場合には、予め十分に飽和状態を達成することが比較的困難なためにこのようになったものと解釈される。いずれにしても、計算ハイドログラフは実験の平均的な傾向を説明している。図中の破線は、粒径が $d=3.08$ mm の均一粒径として計算した場合の土石流ハイドログラフを示している。この 2 つのハイドログラフから、土石流先端部で大きな粒径の土砂濃度が高くなると先端到達直後に現われる最大流量が増大することがわかる。

図 4.6 は流出土石流の平均粒径の時間変化である。先端部に大きい粒子が集中している様子や先端が通過してからしばらくは堆積層の平均粒径に近い粒径のものが流出する傾向などがよく説明されている。実験では試料のサンプリングが短時間で終了してしまったために、その後の平均粒径の減少の傾向が証明されていないが、堆積層の材料に含まれていた小粒径成分の流出が現時点まで少ないとから以後このような粒径成分が流出するものと予想される。なお、計算に用いた諸パラメータの値は、実験 1 では $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$ 、 $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$ 、 $\tan \phi = 0.75$ 、 $s_b = 1.0$ 、 $\delta_e = 0.0007^{30}$ 、実験 2 では $\tan \phi$ のみ 0.7 で、あとは実験 1 と同じ値を用いた。また、 $\Delta x = 10 \text{ cm}$ 、 $\Delta t = 0.002 \text{ sec}$ である。

5. 土石流扇状地の形成に関するシミュレーション手法

5.1 基礎方程式

土石流は停止の瞬間までは一種の連続体としての取り扱いが可能であるとして、著者らは既に土石流扇状地の形成過程を予測する手法を与えており¹⁷⁾。今回、抵抗則、堆積速度式に若干の修正を行なっているが、その方法において使用する方程式系を示せば以下のようである。

$$x\text{方向の運動量式} \quad \frac{\partial M}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(UM)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(VM)}{\partial y} = gh \sin \theta_{bx0} - gh \cos \theta_{bx0} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad (5.1)$$

$$y\text{方向の運動量式} \quad \frac{\partial N}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(UN)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(VN)}{\partial y} = gh \sin \theta_{by0} - gh \cos \theta_{by0} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (5.2)$$

ここに、 $\theta_{bx0}, \theta_{by0}$; それぞれ渓床勾配の x および y 方向成分、 ρ_T ; 土石流の密度で、 $\rho_T = \sigma c + (1 - c)\rho$ 、 β' ; 運動量補正係数で、流速分布が式(4.21)で与えられるような石礫型土石流の場合には、 $\beta' = 1.25$ における。 τ_{bx}, τ_{by} は x および y 方向の底面摩擦である。

$$\text{全容積の連続式} \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \quad (5.3)$$

$$\text{砂粒成分の連続式} \quad \frac{\partial ch}{\partial t} + \frac{\partial cM}{\partial x} + \frac{\partial cN}{\partial y} = ic_* \quad (5.4)$$

石礫型土石流が停止するとき、底面せん断応力は式(4.1)および(4.2)から誘導される次式によってうまく表わせる。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\{c + (1 - c)\rho/\sigma\} \{(c_*/c)^{1/3} - 1\}^2} U \sqrt{U^2 + V^2} \quad (5.5)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\{c + (1 - c)\rho/\sigma\} \{(c_*/c)^{1/3} - 1\}^2} V \sqrt{U^2 + V^2} \quad (5.6)$$

流れが掃流状集合流動の形態をとるとき ($c < 0.4c_*$) には、次式の抵抗則が適用できるとする。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d}{h} \right)^2 U \sqrt{U^2 + V^2} \quad (5.7) \quad \tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d}{h} \right)^2 V \sqrt{U^2 + V^2} \quad (5.8)$$

流れの土砂濃度が薄いとき ($c < 0.01$) には、Manning則が適用可能とする。

$$\tau_{bx} = \rho_T g n^2 U \sqrt{U^2 + V^2} / h^{1/3} \quad (5.9) \quad \tau_{by} = \rho_T g n^2 V \sqrt{U^2 + V^2} / h^{1/3} \quad (5.10)$$

二次元場における式(4.17)の堆積速度式は、次式のように表わせる。

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{\sqrt{U^2 + V^2}}{p U_e} \right) \frac{c_\infty - c}{c_*} \sqrt{U^2 + V^2} \quad (5.11)$$

c_∞ あるいは $c_{S\infty}$ を計算するのに必要な $\tan \theta$ は流速ベクトル方向の流動層表面の傾斜角度で、

$$\tan \theta = \frac{(U \sin \theta'_{bx} + V \sin \theta'_{by})}{\sqrt{U^2 \cos^2 \theta'_{bx} + V^2 \cos^2 \theta'_{by}}} \quad (5.12)$$

で評価する。ここに、 $\tan \theta'_{bx} = \tan(\theta_{bx0} + \theta_{bzbx})$ 、 $\tan \theta'_{by} = \tan(\theta_{by0} + \theta_{bzhy})$ 、 $\tan \theta_{bzbx} = -\partial(z_b + h)/\partial x$ 、 $\tan \theta_{bzhy} = -\partial(z_b + h)/\partial y$ である。

5.2 土石流堆積域における粒度分布の予測

実際の石礫型土石流ではその先端部に巨礫が集まり、後続部になるほど粒径が小さくなり、また土砂濃度も減少するような形で流下してくる。このような流下特性を反映して土石流扇状地の粒度も特有の空間的な分布を持っているのが普通である。ここでは各場所での粒度分布までは問題とせず、平均粒径が空間的にどのように分布するのかを議論することにすれば、次の粒子個数の連続式を追加することで十分である。すなわち、ある微小面積上への土石流の流入出および堆積によって、その面上の流動層内部に含まれる粒子個数の変化は、次式で与えられる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{ch}{d_i^3} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{cM}{d_i^3} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{cN}{d_i^3} \right) = \frac{ic_*}{d_i^3} \quad (5.13)$$

ここに、 d_i は求むべき粒径である。なお、実際には堆積過程においても4.で示したような粒径選別が生じているものと推察されるが、ここではその過程を無視している。

5.3 実験的検討

実験装置は4.で用いた水路の下流端に幅2m、長さ6mの幅広水路を連結したもので、その勾配を5°に固定した。実験方法は4.の実験2と同様であるが、堆積範囲を水路下流端よりビデオ撮影し、堆積土砂を9地点で深さ方向に1cm厚さで採取し、粒度分布を調べた。この実験も1ケースのみであるが、結果のはらつきが

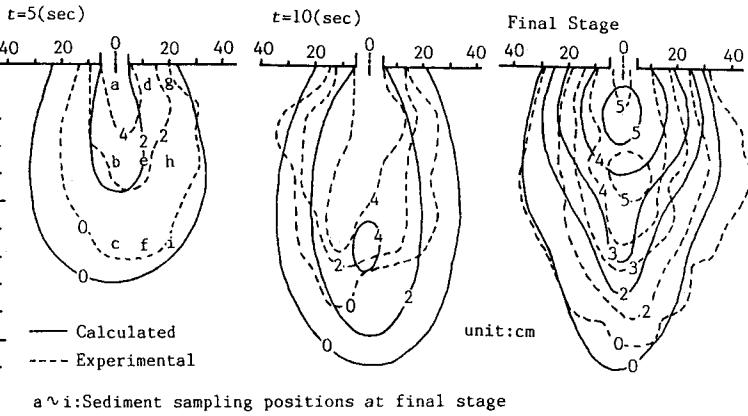


図5.1 土石流の氾濫・堆積形状の時間変化

大きいことを考慮して同一条件でRun B～Run Fの5回の実験を繰り返した。

図5.1はRun Bにおける $t=5, 10$ および最終的な堆積状態の30秒後の堆積範囲の土砂堆積厚の分布の実験結果と計算結果を比較したものである ($t=5$ および10秒の場合は流動深+土砂堆積厚で、最終状態では土砂堆積厚の分布)。図中のa～iの9地点は土砂採取地点を表わす。時刻は土石流先端が谷出口(一次元水路出口)へさしかかった時点を $t=0$ としている。数値計算手法には、高橋ら¹⁷⁾の方法を用いた。なお、 $\Delta x = \Delta y = 5$ cm、 $\Delta t = 0.002$ 秒、 $\delta_d = 1.0$ 、 $p = 2/3$ 、 $c_* = 0.655$ 、 $\phi = 0.7$ を用いた。流入境界条件として、4.の実験2の谷出口での濃度、流量、粒径の時間変化の計算結果を谷出口上流1mの地点で与えている。計算ではマウンドの位置が

少し谷出口に近いところに形成されているが、計算結果は比較的よく実験結果を再現している。

図5.2は図5.1に示した9地点の深さ方向の粒度分布の実験値と計算値をRun B～Run Fの5ケースについて比較したものである。これより、たとえば谷出口中心線上のa,b,cや横断方向のb,e,h地点についてみると細かい粒子が谷出口近傍(a地点)で堆積し、粗い粒子は、たとえばc,h地点といった扇状地周辺に堆積する傾向が両者とも現われている。ところが実験では、上方の土砂の粒径ほど大きくなる傾向が出ており、計算結果は逆の傾向を示している。この理由はまだ明らかではないが、少なくとも計算では流入境界からは時間とともに細かい粒径の土砂が流入するので、堆積層の上方ほど粒径が大きくなるという結果は有り得ず、一方、実験では堆積

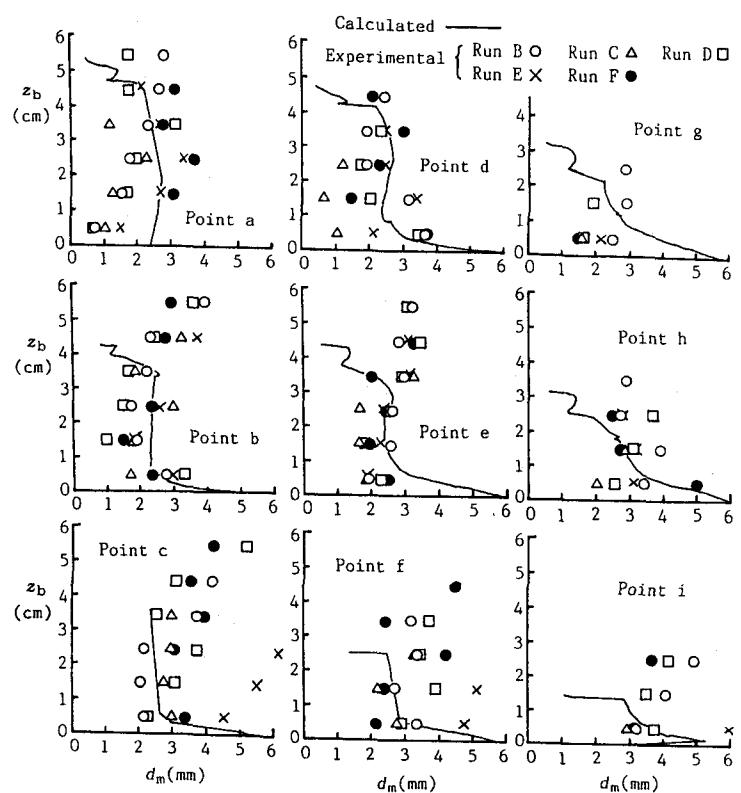


図5.2 土石流堆積域の粒度の空間分布

過程においても粒径選別が生じている可能性があり、計算でこの粒径選別過程を考慮しなかったためと考えられる。

7. おわりに

洪水及び土石流氾濫解析手法とその適用例について著者らの研究を中心に簡単にまとめた。洪水氾濫解析に関しては、越流氾濫の場合、越流量の評価には堰の越流公式が用いられることが多いが、種々の堤防の形状や規模の違いがこの式でどの程度評価できるか等、適用性には問題が残されている。また、破堤氾濫の場合、いつ、どこで、どの程度の破堤がどのような時間スケールで生起するか不明な点が多く、今後これらに関する知見を得ていく必要があろう。さらに、本文中でも述べたような、市街地や線状構造物に代表される氾濫場の地物情報の評価法の問題とそのような場における抵抗評価の問題を解明していく必要があろう。これによって、より高精度な氾濫解析が実行でき、洪水氾濫に伴う家屋の流失危険度、土砂堆積、流木などの浮遊物の流動解析などへの応用が図られ、高精度なハザードマップやリスクマップの作成が可能となろう。

土石流の動態解析については、土石流発生危険渓流に発生するであろう土石流のハイドログラフ、濃度、粒度分布を予測し、それによる災害危険範囲、規模、および空間的な粒度分布を予測するという命題を首尾一貫して取り扱う方法を示し、その妥当性の検証を水理実験の再現計算によって確かめた。基礎方程式系に含まれる諸パラメータの値をどう定めるかは難しい問題であり、今後の十分な吟味が必要である。著者らは、実際の土石流に対する適用性についても検討しており³⁹⁾、ここで示したモデルで比較的よく実際現象が再現

できることを確認しているが、今後さらに適用例を増やして、諸パラメータの妥当性の検証を図る必要がある。

参考文献

- 1) 井上章平: 洪水氾濫予想区域の設定について, 河川, No.352, 1975, pp.12-14.
- 2) McDonald, A. and D. Ledger: Flood Area Modeling from an Elementary Data Base, Jour. Hydrology, Vol.53, 1981, pp.85-94.
- 3) 大矢雅彦: 水害地形分類図, 1979年度水工学に関する夏期研修会講義集Aコース, 1979, pp.A-4-1-A-4-15.
- 4) 角屋 瞳・早瀬吉雄・岡 太郎: 昭和49年7月豪雨による伊勢市水害の発生過程, 京大防災研究所年報, 第18号B, 1975, pp.453-468.
- 5) Xanthopoulos, T. and C. Koutitas: Numerical Simulation of a Two-Dimensional Flood Wave Propagation Due to Dam Failure, Jour. Hydraulic Research, Vol.14, No.2, 1976, pp.321-331.
- 6) Katopodes, N. and T. Strelkoff: Computing Two-Dimensional Dam-Break Flood Waves, Proc. ASCE, Vol.104, HY9, 1978, pp.1269-1288.
- 7) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文: 泛濫水の水理の数値解析法, 京大防災研究所年報, 第23号B-2, 1980, pp.305-317.
- 8) 梅津 剛・川原睦人: 移動境界を考慮した洪水氾濫流の有限要素法解析, 第1回数値流体力学シンポジウム講演論文集, 1987, pp.231-234.
- 9) 岡 太郎: 不定流-貯留モデルと有限要素モデルによる洪水氾濫解析, 奥田節夫編, 大規模な崩壊・氾濫灾害に関する研究, 昭和62年度特定研究成果報告書, 1989, pp.169-181.
- 10) 山本晃一・末次忠司・桐生祝男: 泛濫シミュレーション(2) —治水研究(12)—, 土木研究所資料, 第2175号, 1985.
- 11) 奥田節夫・水山高幸: 地形学的手法による危険範囲の予測, 文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書(扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究, 研究代表者: 芦田和男), 1982, pp.91-106.
- 12) Brabb, E. E.: Innovative Approaches to Landslide and Risk Mapping, Proc. IVth Conf. and Field Workshop on Landslide, 1985, pp.17-22.
- 13) 武居有恒: 確率論的手法による危険範囲の予測, 文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書(扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究, 研究代表者: 芦田和男), 1982, pp.82-91.
- 14) 今村遼平・杉田昌美: Random walk modelによる土砂堆積シミュレーションについて, 新砂防, 114, 1980, pp.17-26.
- 15) 高橋 保: 土石流の停止・堆積機構に関する研究(2) —土石流扇状地の形成過程—, 京大防災研究所年報, 第23号B-2, 1980, pp.443-456.
- 16) 高橋 保・辻本浩史: 土石流氾濫・堆積のシミュレーション, 京大防災研究所年報, 第27号B-2, 1984, pp.467-485.
- 17) 高橋 保・中川 一・佐藤広章: 扇状地における土砂氾濫災害危険度の評価, 京大防災研究所年報, 第31号B-2, 1988, pp.655-676.
- 18) 平野宗夫・橋本晴行・田崎武詞・宮島正悟: 勾配の急減と幅の急拡による土石流の堆積過程 —粒子の停止距離について—, 水工学論文集, 第35巻, 1991, pp.453-458.
- 19) パトリック, J. ローチエ(高橋亮一他訳): コンピュータによる流体力学(上・中・演習), 構造計画研究所発行.
- 20) 相田 勇: 陸上に溢れる津波の数値実験 —高知県須崎および宇佐の場合—, 東大地震研究所彙報, 第52号, 1977, pp.441-460.
- 21) 福岡捷二・松永宜夫: 密集市街地における洪水氾濫流解析と氾濫流制御の試み, 水工学論文集, 第36巻, 1992, pp.311-316.
- 22) 後藤智明・首藤伸夫・笹川稔郎: 陸上大障害物群の津波氾濫時における抵抗, 水理講演会論文集, 第25回, 1981, pp.125-132.

- 23) 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, 京大防災研究所年報, 第29号B-2, 1986, pp.431-450.
- 24) 高橋 保・中川 一・観 崇弘: 排水路網を考慮した洪水氾濫解析, 京大防災研究所年報, 第31号B-2, 1988, pp.617-632.
- 25) 中村武弘: 都市域における洪水排水モデルに関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1991.
- 26) 高橋 博・木下武雄・植原茂次・藤田寿雄・小松章一・山口高志: 豪雨・洪水防災, 白亜書房, 1987, p.158.
- 27) 高橋 保・中川 一・東山 基: 洪水氾濫水の動態を考慮した避難システムの評価に関する研究, 京大防災研究所年報, 第32号B-2, 1989, pp.757-780.
- 28) 伊理正夫・古林 隆: ネットワーク理論, ORライブラリー12, 日科技連, 1976, pp.47-52.
- 29) 西原 巧: 泛濫解析に基づく避難システムの河川工学的研究, 京都大学学位論文, 1983.
- 30) Takahashi, T., H. Nakagawa and S. Kuang: Estimation of Debris Flow Hydrograph on Varied Slope Bed, Proc. Corvallis Symp. on Erosion and Sedimentation in Pacific Rim, 1987, pp.167-177.
- 31) 高橋 保: 土石流の停止・堆積機構に関する研究(3) —土石流扇状地の二次侵食—, 京大防災研究所年報, 第25号B-2, 1982, pp.327-348.
- 32) 高橋 保: 土石流の発生と流動に関する研究, 京大防災研究所年報, 第20号B-2, 1977, pp.405-435.
- 33) Takahashi, T.: Debris Flow, Monograph Series of IAHR, Balkema, 1991.
- 34) Takahashi, T.: Mechanical Characteristics of Debris Flow, Jour. Hydraulic, Div., ASCE, Vol.104, HY.8, 1978, pp.1153-1169.
- 35) 芦田和男・江頭進治・矢島 啓: 土石流の流動・堆積機構, 京大防災研究所年報, 第31号B-2, 1988, pp.411-422.
- 36) 高橋 保・中川 一・原田達夫: 混合粒径材料からなる渓床侵食型土石流の予測, 京大防災研究所年報, 第33号B-2, 1990, pp.443-456.
- 37) 高橋 保・中川 一・山敷庸亮: 混合粒径材料からなる土石流扇状地の形成とその侵食, 京大防災研究所年報, 第34号B-2, 1991, pp.355-372.
- 38) Takahashi, T.: Debris Flow on Prismatic Open Channel, Jour. Hydraulic Div., ASCE, Vol.106, HY3, 1980, pp.381-396.
- 39) 高橋 保・中川 一: 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 新砂防, Vol.44, No.3, 1991, pp.12-19.