

扇状地における土砂氾濫災害危険度の評価

高橋 保・中川 一・佐藤 広章

SEDIMENT HAZARD RISK ASSESSMENT ON A DEBRIS FAN AREA

By *Tamotsu* TAKAHASHI, *Hajime* NAKAGAWA and *Hiroaki* SATO

Synopsis

A method to make sediment hazard risk mapping on a debris fan area is presented. The risks in this method are divided into several categories such as those the houses will be completely destroyed, the deposit thickness of stones, gravels, or sand will exceed some scored figures for certain categories, the houses will be partly destroyed and sediment will intrude into them, and so forth. If, by some other methods not described herein, the hydrograph, sediment concentration and particle size distribution in the flow are given, the computer simulations which comprise the main part of this paper render possible giving rise to the processes of debris fan formation accompanying spacial distribution of particle sizes and following erosion of it and redeposition as an alluvial fan, and thus, mapping of risk zones according to the predetermined risk categories.

1. 緒 論

土石流や崖崩れによる土砂の氾濫は、それ自身が強大な破壊力を持っていること、また、最近そのような場所が住宅地等として開発されてきていることによって、顕著な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、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置かれてきたが、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、予め氾濫危険地域を指定して、居住を制限したり、避難態勢を取ったりするソフト対策に力が入れられつつある。その際、どこが、どの程度の範囲にわたって、どの程度の被害を被る可能性があるかを的確に予測し、被災の可能性の程度に応じた危険範囲の指定が行われなければならない。

土石流扇状地あるいは土砂流扇状地は比較的頻繁な土砂流出現象の生起によって形成されたもので、それだけに土砂災害の危険度の高い地域であると判断されるが、山間部にあつては、本流の洪水氾濫原に隣接する小高い洪水災害の危険度の小さい数少ない居住適地として利用されていることが多い。このような扇状地がすでに居住地域として利用されている場合、災害に対するソフト対策の一環として、きめ細かいハザードマップを作成することが緊要である。

わが国においては、このようなハザードマップの必要性は、つとに認識されており、建設省や地方自治体によって、土石流危険渓流の指定と当該渓流出口の扇状地における危険範囲指定の努力がなされている。建設省によって危険範囲指定のおよその基準として示されているもの¹⁾によれば

- i) 氾濫開始点: 谷の出口, 扇状地頂部, 勾配変化点, 原地形勾配が 10° 以下で堆積開始, 屈曲部も考慮

ii) 堆積終息点: 3° (約 $1/20$)

iii) 堆積土砂厚: 土石流では $3\sim 5$ m。土砂流では $2\sim 3$ m以上が多いが、計画高水流量から求められた水位と比較して大きい値をとる。

のようになっており、これによれば扇面全体が危険域となってしまう場合や、急勾配の谷がいきなり 3° 以下の勾配をもつ扇状地とつながっている場合どのように考えてよいか分らないといった不都合も生じ、過去の実例と比較してうまく合致しないことも多いという問題点がある。外国においてもいくつかハザードマップ作成の試みがなされている。例えばアメリカ・コロラドにおいて、谷出口から 90 m以内の範囲では土石流が $v=4.5$ m/sec の速度を持っており、 $90\sim 180$ mの範囲では 3 m/sec の速度を持っているものとして、さらに、土石流の見かけ密度 ρ を 2 g/cm³ と仮定して、土石流の衝撃圧を計算して、衝撃圧別の二つの領域に危険域を区分して図示した例がある²⁾。衝撃圧は ρv^2 で計算するもので、谷出口から 90 m以内は衝撃圧 4.3 t/m²、 180 m以内は 1.9 t/m²の領域に相当している。同じくアメリカにおける雪崩に対する基準によれば³⁾、衝撃圧 0.5 t/m²以上で扉を破壊して家屋内へ雪崩が侵入し、 3.0 t/m²以上で木造建造物を破壊することになっているので、上記、土石流の2危険領域は家屋全壊領域と、土砂の家屋への侵入領域とを区分したことに相当しているようである。

ここで示した日本とアメリカの例では、前者は土砂堆積範囲および堆積厚さを問題にし、後者は土石流の破壊力を問題にしている。そして、どちらも過去のデータをもとに危険範囲を指定しようとしているのであるが、前者は地形勾配に着目し、後者は谷出口からの距離によって区分している。土石流あるいは土砂流による被害は直撃による家屋の全壊や半壊も問題であるし、巨礫を交えた土砂の厚い堆積も復興を阻害する大問題である。また、危険領域の大きさは単純に谷出口からの距離によって決まるものではなく、流下土石流の規模や性質の問題を除外しても、扇状地の地形が当然大きな影響を与えるはずである。といっても、また、扇状地上の地形勾配のみによって決まるとするものもあまりの単純化であって、前述のように扇状地勾配が 3° 以下であったりすると危険範囲が決められないといった問題をひき起す。このようなことから明らかなように、扇状地上の危険度評価は、種々変化に富む地形条件や流下土石流や土砂流の条件に応じて、破壊力分布、堆積厚さおよび堆積物の性質によって区分した領域の分布を求めてなされる必要があり、さらに避難等緊急の対応に関する情報としては時間的な推移が示されていることが望ましい。このような要求に対処できる手法に数値シミュレーション法がある。

土石流、土砂流および泥流の流動・堆積機構に立脚した堆積過程の数値シミュレーション手法については、著者らすでに発表してきたところであるが、^{4), 5), 6)} 本論文では、一旦形成された土石流扇状地の侵食によって形成される二次的な扇状地の形成過程、実際の流域を対象とした危険度別危険範囲の線引きの例、土石流扇状地の空間的な粒度構成の問題等の新しい問題を取り扱う。

2. 石礫型土石流の氾濫・堆積に関する基礎方程式

すでに前報⁶⁾において石礫型土石流の堆積過程を一貫して取り扱う方法を示している。ここでは大部分が重複するが、種々の地形条件に対してより安定的な計算が可能ないように少し修正を加えた方程式系を示す。

土石流を停止の直前まで一種の連続体として取り扱うことにする。二次元の連続流体の運動量保存則および体積の連続式はそれぞれ次のように示される。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vM)}{\partial y} = gh \sin \theta_{bxo} - gh \cos \theta_{bxo} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vN)}{\partial y} = gh \sin \theta_{byo} - gh \cos \theta_{byo} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \dots\dots\dots (2)$$

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

ここに、 $M=uh$, $N=vh$, u , v : それぞれ x 方向, y 方向の平均流速, h , z_b : それぞれ Fig. 1 に示した流動深, 堆積厚, ρ_T : 流体の見かけ密度, θ_{bx} , θ_{by} : x , y 軸の傾斜角, g : 重力加速度, τ_{bx} , τ_{by} : x および y 方向の底面摩擦, i : 堆積速度, β' : 運動量補正係数で, 流速分布はほぼダライラント流体モデルに従うので, 1.25 とおける⁷⁾。

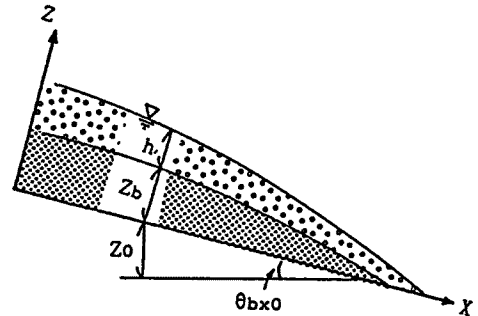


Fig. 1. Schematic profile of the deposit and the flow.

固成分に対する連続式は, 流れの中に浮遊するような微細成分と衝突効果によって支えられるような粗粒成分に分けて考えれば,

$$\frac{\partial V_L}{\partial t} + \frac{\partial (C_L M)}{\partial x} + \frac{\partial (C_L N)}{\partial y} = i C_{*DL} \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{\partial V_F}{\partial t} + \frac{\partial \{C_F(1-C_L)M\}}{\partial x} + \frac{\partial \{C_F(1-C_L)N\}}{\partial y} = i(1-C_{*DL})C_F \dots\dots\dots (5)$$

である。ここに、 V_L , V_F : それぞれ, 高さ h の移動層の柱の中に含まれる粗粒成分の体積, および細粒成分の体積, C_L : 流動層中の粗粒成分の全容積中の割合 ($=V_F/h$), C_F : 細粒成分が水と細粒成分とを加えた容積中に占める割合 ($=V_F/(h-V_L)$), C_{*DL} : 流動物が停止して堆積する際の粗粒成分の容積濃度, $i(1-C_{*DL})C_F$: 流動物が停止して堆積する際に堆積物中に取込まれる細粒成分の量である。

底面摩擦は石礫を介して伝わるクーロン型抵抗と粒子間流体と底面間の流体摩擦の合計に等しいと考えられ, 次式のように表わす。

$$\tau_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2+v^2}}(\sigma-\rho_m)ghC_L \cos \theta_b \tan \alpha' + \rho_m f_b u \sqrt{u^2+v^2} \dots\dots\dots (6)$$

$$\tau_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2+v^2}}(\sigma-\rho_m)ghC_L \cos \theta_b \tan \alpha' + \rho_m f_b v \sqrt{u^2+v^2} \dots\dots\dots (7)$$

ただし, θ_b : 堆積面の最急勾配方向の傾斜角, $\tan \alpha'$: 石礫群の流動時の摩擦係数, f_b : 流体摩擦係数で, 芦田ら⁸⁾の研究を参考にすれば

$$f_b = A' \left\{ \frac{(1-C_L)}{C_L} \right\}^{2/3} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 \dots\dots\dots (8)$$

のように書ける。ただし, A' は定数, d_L は粗粒成分の平均粒径である。

(6), (7) 式は石礫が全流動深に分散した土石流に対して成立するが, 堆積が進んで流動中の石礫濃度が薄くなると流れは掃流状集合流動へ転化し, 抵抗則も変化する。従来の実験結果から一つの経験則を誘導すれば,

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 u \sqrt{u^2+v^2} \dots\dots\dots (9)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 v \sqrt{u^2+v^2} \dots\dots\dots (10)$$

のようになる。ただし, 土石流と掃流状集合流動との遷移限界濃度は $0.3 C_{*DL}$ (20% 程度) であるとする。そのとき, 勾配 θ のもとで石礫型土石流および掃流状集合流動それぞれの状態で堆積を生ずることなく流れることのできる粗粒子成分の濃度 C_L の最大値 $C_{L\infty}$ および $C_{LS\infty}$ は, 従来の研究を参考にすれば,

$$C_{L\infty} = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma-\rho_m)(\tan \alpha' - \tan \theta)} \dots\dots\dots (11)$$

$$C_{LS\infty} = \frac{2.66C_{L\infty}^2}{(0.23+0.65 \tan \theta)} \left\{ 1 - \frac{0.05 \left(\frac{\sigma}{\rho_m} - 1 \right)}{\sin \theta} \frac{d_L}{h} \right\}^2 \dots\dots\dots (12)$$

である。ここに、 σ : 砂礫の密度、 ρ_m : 微細砂を含んだ泥水の密度で、 $\rho_m = \sigma C_F + (1 - C_F)\rho$ である。なお、(1) 式中の ρ_T は、 $\rho_T = \sigma C_L + (1 - C_L)\rho_m$ 、 ρ : 水の密度である。(11)、(12) 式中の $\tan \theta$ について、前報⁶⁾では $\tan \theta_x = \tau_{bx}/(\rho_T gh)$ 、 $\tan \theta_y = \tau_{by}/(\rho_T gh)$ のようなエネルギー勾配を用いたが、種々計算を重ねた結果、むしろ、 θ は流速ベクトル方向の流動層表面の傾斜角度とした方がよく、近似的に

$$\tan \theta = \frac{u \sin \theta'_{bx} + v \sin \theta'_{by}}{\sqrt{u^2 \cos^2 \theta'_{bx} + v^2 \cos^2 \theta'_{by}}} \dots\dots\dots (13)$$

である。ここに、 $\tan \theta'_{bx} = \tan(\theta_{bxo} + \theta_{bahx})$ 、 $\tan \theta'_{by} = \tan(\theta_{byo} + \theta_{bahy})$ 、 $\tan \theta_{bahx} = -\partial(z_b + h)/\partial x$ 、 $\tan \theta_{bahy} = -\partial(z_b + h)/\partial y$ である。

土石流が勾配の緩い場所へ流出してきて、 C_L がその場所での $C_{L\infty}$ または $C_{LS\infty}$ よりも大きければ、流れは一部の粗粒子を堆積させて濃度を薄くして流動を続けるであろう。このとき、過剰な粗粒子の量は、 $-h(C_{L\infty} - C_L)$ または $-h(C_{LS\infty} - C_L)$ であり、堆積速度はこれに比例するとして、

$$i = \beta \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{*DL}} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_L} \dots\dots\dots (14)$$

または、

$$i = \beta \frac{C_{LS\infty} - C_L}{C_{*DL}} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_L} \dots\dots\dots (15)$$

で与えられるものとする。

堆積による地盤高の変化は、

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + i = 0 \dots\dots\dots (16)$$

で与えられる。

3. 土石流扇状地の侵食およびそれによる土砂流扇状地の形成に関する基礎方程式

一旦形成された土石流扇状地が後続流あるいはその後の洪水流によって水みち侵食を受け、侵食土砂が土石流扇状地の下流部で再堆積して土砂流扇状地を形成する。この場合、流水の抵抗則には Manning 型のものを使用する。したがって、(1)、(2) 式中の τ_b は、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (17)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (18)$$

となる。ここに、 n は Manning の粗度係数である。

洪水流の計算には (1) および (2) 式に上式の抵抗則をもちいたものと (3) 式の連続式で堆積速度をゼロと置いた式とを用いて計算できる。河床変動計算には (16) 式の替りに、掃流砂による変動を考慮した次式を用いる。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) \frac{1}{C_{*DL}} = 0 \dots\dots\dots (19)$$

ここに、 q_{bx} および q_{by} はそれぞれ、 x および y 方向の掃流砂量である。なお、掃流砂量式には、急勾配の掃流状集合流動をも含んだ領域で成立する次式を用いる¹¹⁾。

$$\frac{q_b}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_L^3}} = \frac{1+5\tan\theta}{\cos\theta} \sqrt{\frac{8}{f}} \tau_*^{3/2} \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \dots\dots\dots (20)$$

上式は一次元の式であるので、これを以下のように流速成分の比で x 成分と y 成分とに配分する。

$$q_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2+v^2}} q_b, \quad q_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2+v^2}} q_b \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 τ_* ：無次元掃流力、 u_* ：摩擦速度、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力で、

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72I_e}$$

、 I_e ：流水のエネルギー勾配で

$$\left. \begin{aligned} I_e &= \tan\theta = \frac{u\sin\theta_x + v\sin\theta_y}{\sqrt{u^2\cos^2\theta_x + v^2\cos^2\theta_y}} \\ I_{ex} &= \tan\theta_x = \frac{n^2 u \sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}}, \quad I_{ey} = \tan\theta_y = \frac{n^2 v \sqrt{u^2+v^2}}{h^{4/3}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (22)$$

f ：Darcy-Weisbach の抵抗係数で、

$$\left. \begin{aligned} \sqrt{\frac{8}{f}} &= A + 5.75 \log \frac{(\sigma/\rho-1)\tau_*}{I_e(1+2\tau_*)}, \quad \tau_* \geq 0.2 \\ \sqrt{\frac{8}{f}} &= A + 5.75 \log \frac{0.2(\sigma/\rho-1)}{1.4I_e}, \quad \tau_* < 0.2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

ただし、 $A = 0.04 I_e^{-2}$ ($I_e \geq 0.08$ のとき)、 $A = 6.0$ ($I_e < 0.08$ のとき) である。また、(20) 式中の α は

$$\alpha^2 = \frac{2\{0.425 - \sigma \tan\theta/(\sigma-\rho)\}}{1 - \sigma \tan\theta/(\sigma-\rho)} \dots\dots\dots (24)$$

である。なお、水流の計算に (17)、(18) 式のような Manning の抵抗則を使い、流砂の計算では (20) 式のような Darcy-Weisbach の抵抗則を用いるのは厳密には矛盾であるが、 f の計算は上述のように複雑であるので、ここでは簡単のために水流の計算をあらかじめ一定の n を仮定して行い、それによる I_e や τ_* を用いて f を計算して流動量を計算することにしていく。

4. 実験による検討

4.1 実験方法および実験条件

使用した水路は Fig. 2 に示すような、上流の土石流発生水路と下流の氾濫台の組み合わせからなるもので、上流水路は幅 10 cm、勾配は $0^\circ \sim 30^\circ$ で可変であり、下流の氾濫台は幅 2 m、長さ 6 m で、実際の実験では氾濫台の上にさらに幅 1.3 m、長さ 1.9 m の台を設置して、そこへ土石流を氾濫させるようにしている。氾濫台は上流水路勾配とは独立に $0^\circ \sim 10^\circ$ の勾配に設定できる。上流側水路および氾濫台の床面には Fig. 3 に示すような実験用砂を粗度として貼付し、氾濫台上には土砂堆積厚さを読み取るための標尺（長さ 20 cm）を縦断方向 20 cm 間隔、横断方向に 10 cm 間隔に立てた。

土石流扇状地の形成過程に関する実験の方法は以下のとおりである。すなわち、上下流の水路を所定の勾配に設定した後、上流水路の下流端から 5.5 m の位置に高さ 10 cm の堰板を設け、それより上流 3 m の区間にわたって実験材料の砂を敷きつめた。この土砂を予め 30～50 cc/sec 程度の浸透流で十分飽和させてから、上流より 600 cc/sec の流量で給水して土石流を発生させた。Fig. 2 に示した位置で高速度ビデオおよび電子シャッター内蔵のビデオカメラ 2 台で撮影を行い、高速度ビデオカメラによって氾濫台へ供給される土石流の流動深と流速を読みとり、勾配変化点より上流側の遡上部の状況と氾濫台上での堆積の拡がりおよび堆積厚さの時間的な変化を他の 2 台のビデオカメラで読みとった。

土石流扇状地の侵食による土砂流扇状地の形成に関する実験方法は以下のようである。すなわち、土石流扇状地の形成に関する実験を行った後、上流側水路部分へ遡上した土砂を取り除き、扇状地の中央に若干の水みちをつけ、流下方向に水みち侵食が進行するように整形を施した。このようにした理由は、遡上した部分が侵食を受けたとき、その土砂が扇状地頂部付近に堆積して流れの進行を阻害し、水路出口付近

から左右どちらか一方に流水の集中を引きおこし、侵食が偏ってしまうためである。さて、多少の整形の後、上流水路から 300 cc/sec の流量での給水を所定の時間だけ行い、2分ごとに、水みちにおける水深と土砂の堆積厚さをメジャーで測定した。堆積実験と同じ位置で高速度ビデオカメラにより、流動深を読み取り、水路下流端から土砂流扇状地の形成過程を撮影し、標尺から堆積深の時間変化を読みとった。

土石流の堆積および土石流扇状地の侵食の実験条件は、ともに上流水路勾配が 17° と 20° の場合、氾濫台の流下方向の勾配が 2°, 5° および 7° の場合の 6 ケースずつである。なお、実験条件を Table 1 に示す。ここに、RUN 1~RUN 6 が土石流堆積実験、RUN 7~RUN 12 が土石流扇状地の侵食実験である。

4.2 実験結果と計算結果との比較

実験結果と計算結果との比較はすべてのケースについて行っているが、ここでは紙面の都合上代表的なものについて示す。

高速度ビデオカメラの映像から得られた RUN 1 の流下土石流の水深、流速、流量および濃度の時間変化を Fig. 4 に示す。これらは計算に必要な流入条件として与えている。ただし、濃度に関しては実測データを得ることができなかったため、実測した流速 U と水深 h の値から次式

$$U = \frac{2}{5d_L} \left[\frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \left\{ C_L + (1 - C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_{*DL}}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} \dots \dots \dots (25)$$

を用いて濃度を求めた。ただし、 $a_i \sin \alpha = 0.02$, $C_{*DL} = 0.7$, $\rho_m = 1 \text{ g/cm}^3$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $d_L = 1.36 \text{ mm}$ とした。

二次元の土石流氾濫堆積実験結果と計算結果とを比較する前に、著者らが以前に行った一次元の堆積実験¹²⁾の結果を参考にして、基礎式における未定の係数を決定し、これを用いてここで示した方法が実験結果を一貫して説明できるかについて検討する。Fig. 5 (a)~(c) は上流側水路勾配が 17°, 下流側水路勾配がそれぞれ 3°, 5° および 7° の場合の勾配の急変による土石流の堆積の時間変化に関する実験値と計算値とを比較したものである。なお、流量、粒径および濃度等は実験条件をそのまま採用している。このとき、(14), (15) 式における堆積速度の係数 β , 流体抵抗係数 f_b の係数 A' および動摩擦係数 $\tan \alpha'$ を、実験における堆積の状況と等流部の流動深が一致するように決めた。その結果、 $\beta = 0.05$, $A' = 4.0$ および $\tan \alpha' = 0.45$ 程度であった。計算結果は遡上開始時刻が明確ではないが、堆積規模、勾配はほぼ一致しており、本計算手法の妥当性が認められた。従って、以後、氾濫・堆積計算においてもこれらの係数を用いるものとする。なお、今面の実験における濃度を (25) 式を用いて求めたことを述べたが、(25) 式は平衡濃度では間隙流体の受け持つせん断力

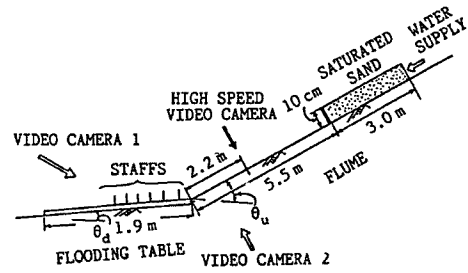


Fig. 2. Experimental flume.

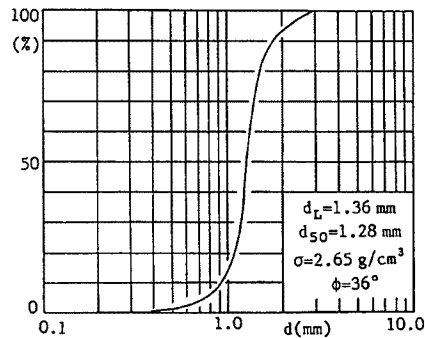


Fig. 3. Particle size distribution in the experimental material.

Table 1. Experimental conditions

Run	θ_u (°)	θ_d (°)	Q_w (l/s)	t (s)
1	17	2	0.6	20
2	17	5	0.6	20
3	17	7	0.6	20
4	20	2	0.6	20
5	20	5	0.6	20
6	20	7	0.6	20
7	17	2	0.3	480
8	17	5	0.3	480
9	17	7	0.3	480
10	20	2	0.3	600
11	20	5	0.3	480
12	20	7	0.3	360

が粒子衝突によるそれに比して無視できる程度であるとの仮定によって導き出されたものであり、これと(6)、(7)式のように流体摩擦項を考慮することすなわち、 A' を考慮することは多少矛盾していると言わねばならない。この $\tan\alpha'$ の値が先に求めた0.6という値¹²⁾よりも小さく評価された原因とも考えられるが、ここでは $A' = 4.0$ との組み合わせのもとに $\tan\alpha' = 0.45$ の値を用いることにする。

Fig. 6はRun 1における $t = 10$ 、20および最終的な堆積状態の35秒後の堆積範囲、堆積厚（流動深+堆積深）の分布および水路中心に沿った縦断的な土砂堆積厚の実験結果と計算結果とを比較したものである。なお、計算条件は、 $\Delta x = \Delta y = 5$ cm、 $\Delta t = 1/500$ secである。堆積範囲に関する計算値は実験値より若干横に広がる傾向にあり、計算による遡上開始時刻に遅れがあるが、最終堆積勾配や先端到達距離等かなり良く実験結果を再現している。Fig. 7はRUN 3について同様に比較したものである。実験では最終的に谷出口下流部に盛り上がった部分が形成されているが、これは後続流によって谷出口付近の堆積土砂が侵食されて形成されたもので、計算では侵食を考慮していないのでこのような現象が再現されないものと思われる。堆積勾配に関しては、先端部付近で計算値の方が緩くなる傾向にあるが、先端到達距離や最終的な遡上の様子はよく再現されている。

侵食過程に関しても、まず著者らが以前行った一次元の侵食実験結果¹⁰⁾とここで示した計算手法による結果とを比較してみる。なお、実験は上流水路勾配が 18° 、下流水路勾配が 2° 、水路幅が20 cmの水路に土石流を堆積させ、上流から流量1000 cc/secを与えて侵食させたものである。堆積実験結果を計測して、これを初期堆積厚として与え、 $\Delta x = 10$ cm、 $\Delta t = 1/500$ sec、 $n = 0.025$ として計算を実行した。計算結果と実験結果の比較をFig. 8に示す。これより、本計算手法がかなり良く実験結果を説明することがわかる。なお、勾配変化点よりも上流部分では実験中に侵食状況が計測されていない。

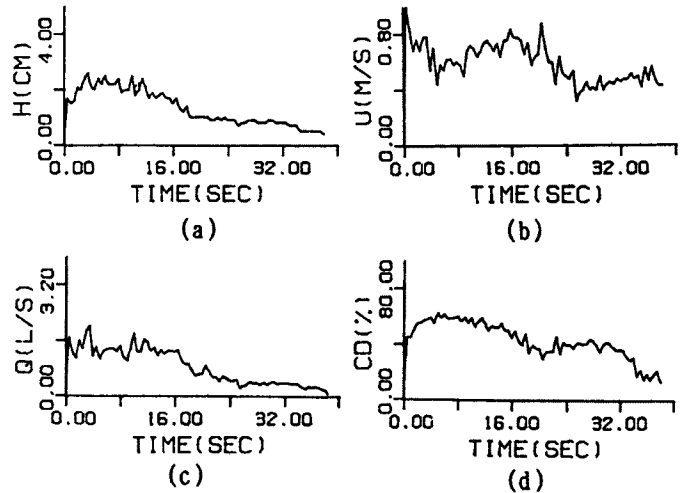


Fig. 4. Characteristics of the debris flow in Run 1 at just upstream of the slope change.

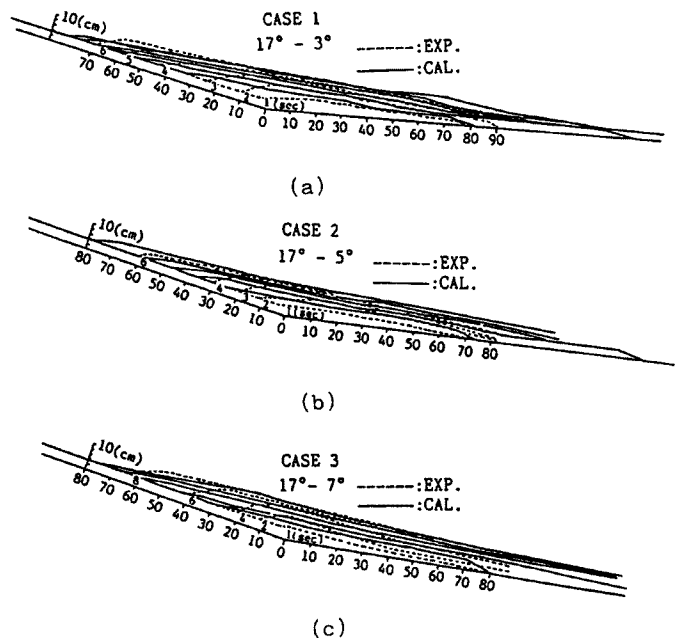


Fig. 5. One-dimensional deposition of the debris flow downstream and upstream of the slope change.

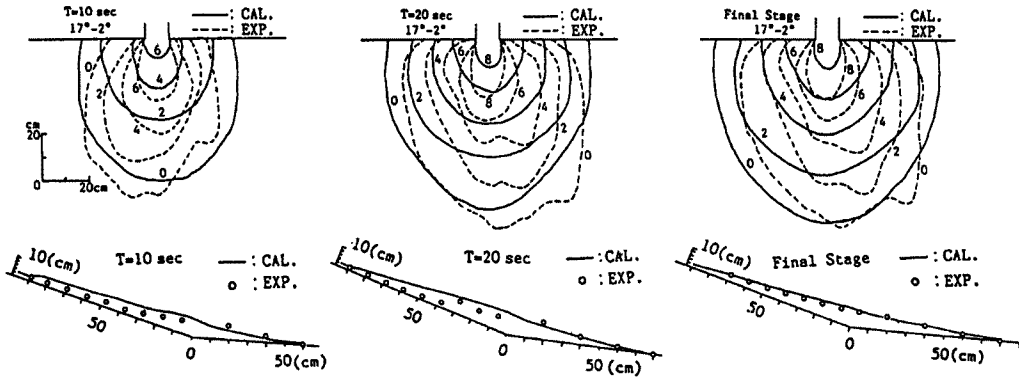


Fig. 6. Time variation of thickness and longitudinal profile of the deposition (Run 1).

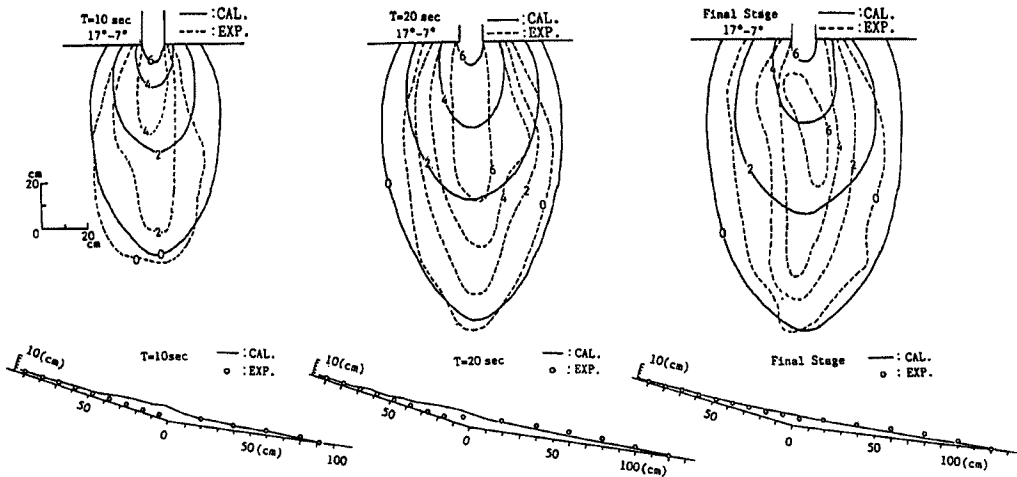


Fig. 7. Time variation of thickness and longitudinal profile of the deposition (Run 3).

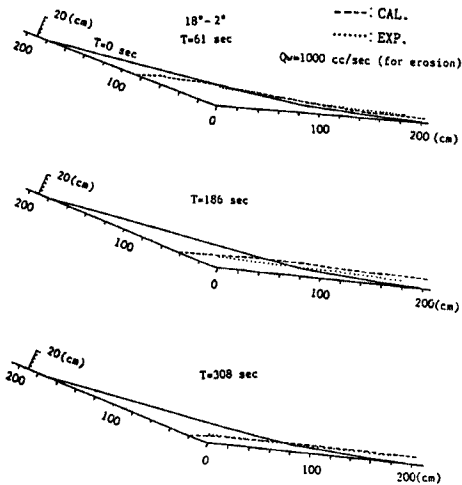


Fig. 8. One-dimensional erosion process of the debris flow deposit.

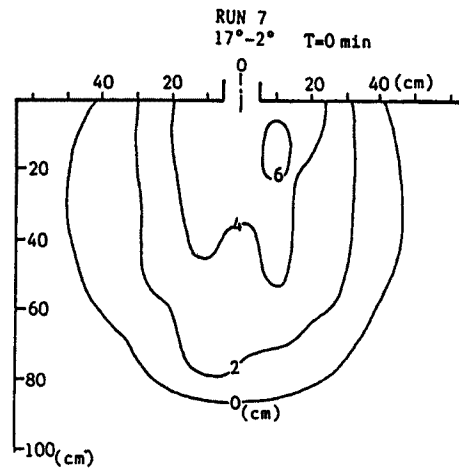


Fig. 9. Debris fan as the initial condition for the erosion process.

Fig. 9はRUN 7における侵食前の初期堆積厚の分布を示したものである。一旦堆積した後の地形を少し整形しており、左右非対称な形状をしている。Fig. 10は、通水開始2分および6分後の土石流扇状地の侵食による土砂流扇状地の堆積状況の実験値と計算値とを比較したものである。通水2分後には両者とも谷出口から下流に直線的に侵食が進んで土砂流扇状地が形成され、6分後にはそれも次第に侵食されていく様子が表わされているが、計算の方が谷出口下流付近での侵食速度が速いようである。これは二次元の場合、実験では水みちの潤辺から土石流扇状地内部への浸透水の影響があってこれを無視し得ない可能性のあること、計算では水みちの拡幅過程が考慮されていないが、6分後の図でも見られるように、縦侵食の進行に伴って水みち側岸が崩れ落ち、多少の拡幅が生じるため、その土砂が水みちに補給される影響によって侵食速度が遅くなること、あるいは一次元の流砂量式の二次元場への適用性にも問題があるのかも知れない。以上のような多少の問題点はあるものの、ここで示したシミュレーション法によってほぼ妥当な結果が得られることが判明した。

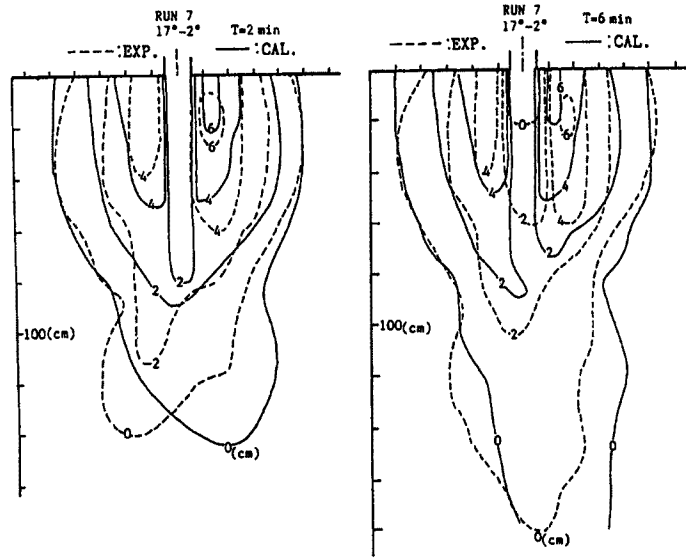


Fig. 10. Processes of erosion of a debris fan by the stream flow.

これは二次元の場合、実験では水みちの潤辺から土石流扇状地内部への浸透水の影響があってこれを無視し得ない可能性のあること、計算では水みちの拡幅過程が考慮されていないが、6分後の図でも見られるように、縦侵食の進行に伴って水みち側岸が崩れ落ち、多少の拡幅が生じるため、その土砂が水みちに補給される影響によって侵食速度が遅くなること、あるいは一次元の流砂量式の二次元場への適用性にも問題があるのかも知れない。以上のような多少の問題点はあるものの、ここで示したシミュレーション法によってほぼ妥当な結果が得られることが判明した。

5. 土石流氾濫・堆積過程における粒度分布の変化に関する数値シミュレーション

前章までに、ほぼ一様な粒度の粗粒子と常に浮遊状態で運動する細粒子とからなる土石流の堆積による扇状地の形成過程とその侵食過程の数値シミュレーション法が示され、それが実験結果を比較的よく説明することが明らかにされた。ところで、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度が小さくなりまた土砂濃度も減少するような形状を取って流下してくる。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。Fig. 11は以前に著者らが行った実験の結果¹³⁾を示しているが、実地の扇状地での調査結果と同様に、谷出口付近では堆積の上下層とも細かく、その直下流でも堆積層の下部では若干粗くて表層はかなり細かくなっている。一方、堆積の周辺部では、上下層とも粗い土砂が堆積し、中央部付近では、下層は粗く表層は細かい土砂が堆積している。このことはおそらく谷出口付近では巨礫を含んだ先端部はそこでは堆積せず、ある程度の距離を慣性的に流下後に堆積し、後続流がそれより上流に遡上堆積するためである。上記のような粒度分布特性までを説明するためには、(14)式のような勾配変化点で直ちに堆積を開始するような堆積速度式では不都合であることを示している。本章においては、谷を流下する途中で分級が十分に進み、谷の出口での土石流の粒度の時間変化が与えられたときに、どのような粒度を持った土石流がどのような地点に堆積し、その地点での粒度がどのような分布をするのかということについての解析法を示すとともに、数値実験を行って、その結果について考察する。

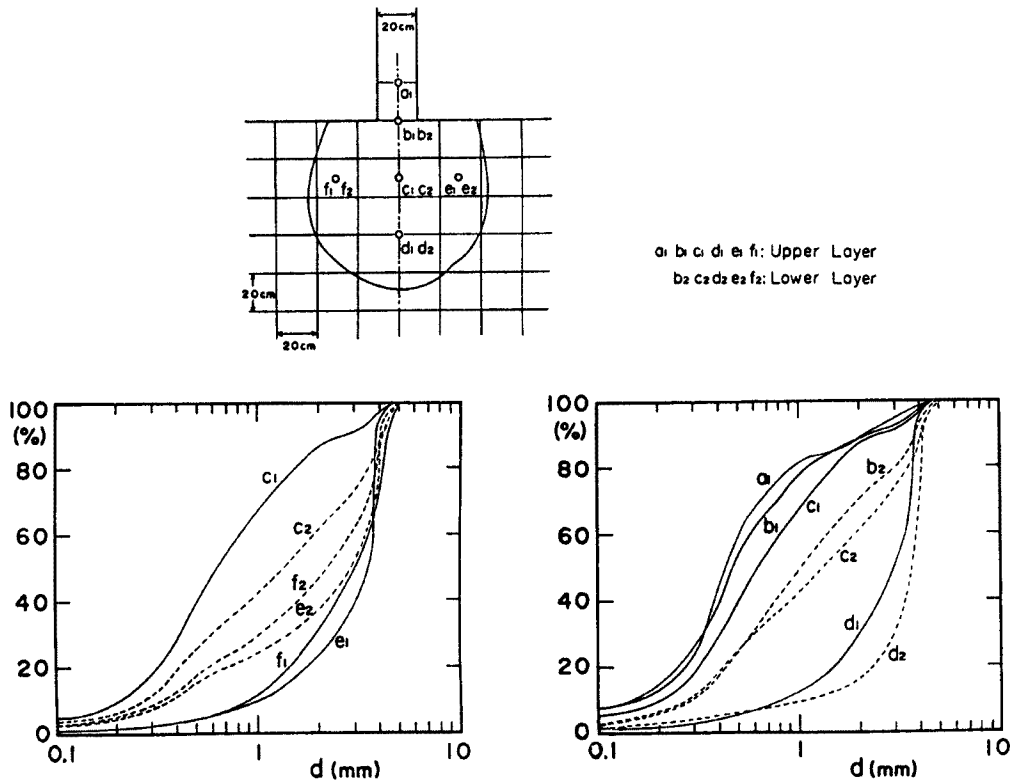


Fig. 11. Sediment size distributions at various positions in a debris fan.

5.1 基礎方程式の追加と修正

粒径変化を問題としないときには堆積過程は先に示した基礎方程式系によって解析されるが、さらに粒径を未知数とすると、粒径変化予測のための方程式を追加する必要がある。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出入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、

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{V_L}{kd_L^3} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3} \right) = \frac{iC_{*DL}}{kd_L^3} \dots (26)$$

である。ここに、 Q_{Lx} , Q_{Ly} : x, y方向の単位面積当たりの粗粒径砂の流砂量, V_L : 単位面積上の流動層内の粗砂の体積, kd_L^3 : 粒径 d_L の粒子1個の体積である。

つぎに堆積速度式について考える。上述のように、(14)式は平衡濃度よりも過剰な土砂がその点の流量に比例して堆積するとの考え方をとっており、土石流先端部の石礫群が谷出口からある程度の距離を慣性的に流下した後には堆積するという事実を反映していない。そこで次のように堆積速度式を修正する。

土石流が濃度 C_L を保持しながら堆積を生ず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。石礫型の土石流では粒子間の反発力(分散圧力)は速度勾配の2乗に比例するから¹⁴⁾、土石流が勾配の緩い場所へさしかかっても、流速が C_L を保持できるのに十分な大きさを持っているかぎり堆積しないことになる。ただし、勾配が急な場合には流速の大小にかかわらず堆積は生じない。濃度 C_L に対して堆積するようになる限界の勾配(停止限界勾配) θ_c は、停止限界であることから流体抵抗を無視すれば、

$$\tan \theta_c = \frac{C_L(\sigma - \rho_m) \tan \alpha'}{\{\rho_m + C_L(\sigma - \rho_m)\}} \dots (27)$$

のように与えられる¹²⁾。したがって、流動深 h_0 、濃度 C_L でやって来た土石流は、緩勾配地点に至って、勾配 θ_c に対する定常流速、

$$V_0 = \frac{2}{5d_L} \left[\frac{g \sin \theta_c}{a_i \sin a'} \left\{ C_L + (1 - C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_{*DL}}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h_0^{3/2} \dots\dots\dots (28)$$

よりも小さい流速になってはじ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 rV_0 になる地点まで慣性的に移動をしてから堆積をはじめると考えられる。さらに、局所流速 U が rV_0 よりも小さくなればなるほど堆積速度が大きくなるとすると、堆積速度式 (14) は

$$i = \beta \left(1 - \frac{U}{rV_0} \right) \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{*DL}} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_L} \dots\dots\dots (29)$$

のように修正できるであろう。もちろん、 $(1 - U/rV_0) < 0$ では $i = 0$ である。

(29) 式中の r の値をいくらにすればよいかは不明であるが、流速 V_0 の地点を $x = 0$ として、一次元の減速過程を解析すれば¹²⁾、 x と U との関係は

$$x = \frac{V_0^2 - U^2}{G} \dots\dots\dots (30)$$

のようになる。ただし、

$$G = \frac{(\sigma - \rho_m) g C_L \cos \theta \tan a'}{(\sigma - \rho_m) C_L + \rho_m} - g \sin \theta \dots\dots\dots (31)$$

であって、 θ は x の区間の勾配である。したがって、理論上の堆積区間の 8/9 を流下してはじめて堆積を始めるものと仮定すると $r = 1/3$ ということになる。

(26) 式の数値計算にあたって、変数の配置を Fig. 12 のようにし、

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2\Delta t} \left(\frac{V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+3}} - \frac{V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+3}} \right) \\ & + \frac{1}{\Delta x} \left\{ \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right)_f - \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right)_b \right\} \\ & + \frac{1}{\Delta y} \left\{ \left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3} \right)_f - \left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3} \right)_b \right\} = \\ & \frac{i_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} C_{*DL}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} \dots\dots\dots (32) \end{aligned}$$

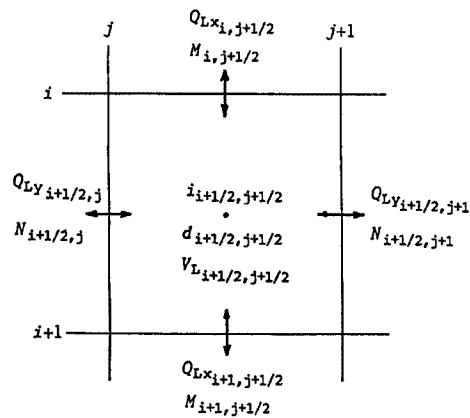


Fig. 12. Arrangement of the variables.

のように差分化する。ここに、

$$\begin{aligned} \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right)_f &= \begin{cases} \frac{Q_{Lx_{i+1,i+1/2}}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} & (M_{i+1,j+1/2}^{n+2} \geq 0) \\ \frac{Q_{Lx_{i+1,j+1/2}}^{n+2}}{kd_{Li+3/2,j+1/2}^{3n+1}} & (M_{i+1,j+1/2}^{n+2} < 0) \end{cases} \\ \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right)_b &= \begin{cases} \frac{Q_{Lx_{i-1/2,j+1/2}}^{n+2}}{kd_{Li-1/2,j+1/2}^{3n+1}} & (M_{i,j+1/2}^{n+2} \geq 0) \\ \frac{Q_{Lx_{i,j+1/2}}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} & (M_{i,j+1/2}^{n+2} < 0) \end{cases} \\ \left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3} \right)_f &= \begin{cases} \frac{Q_{Ly_{i+1/2,j+1}}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} & (N_{i+1/2,j+1}^{n+2} \geq 0) \\ \frac{Q_{Ly_{i+1/2,j+1}}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j+3/2}^{3n+1}} & (N_{i+1/2,j+1}^{n+2} < 0) \end{cases} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3}\right)_b = \begin{cases} \frac{Q_{Li+1/2,j+1}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j-1/2}^{3n+1}} & (N_{i+1/2,j}^{n+2} \geq 0) \\ \frac{Q_{Li+1/2,j+1}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} & (N_{i+1/2,j}^{n+2} < 0) \end{cases}$$

である。 $V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}$ は V_L に関する連続式から求まるので、結局、 $d_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}$ が未知数となる。そこで、(32) 式の両辺を k 倍した後、左辺第 2 項と第 3 項の和を S_n とおくと、

$$\frac{V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}}{d_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}} = \frac{V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}}{d_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} - 2\Delta t \left(S_n - \frac{i_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} C_{*DL}}{d_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} \right) \equiv T_n \dots\dots\dots (33)$$

結局、

$$d_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3} = 3 \sqrt{\frac{V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}}{T_n}} \dots\dots\dots (34)$$

となる。なお、境界条件としての流入土石流の粒度が変化する場合、 $(Q_{Ly}/kd_L^3)_b$ の中の d_L 、すなわち、 $d_{Li-1/2,j+1/2}^{n+1}$ によって与えられる。

従来、氾濫計算の先端条件としては流動深か代表粒径にある閾値を設けてきたが、粒度が変化する場合、閾値としてはそのメッシュ内の粒径を取るのが妥当であろう。すなわち、あるメッシュでの粒径の計算値より小さい流動深がそのメッシュで計算された場合、その粒径に等しい値に流動深が達しないかぎりそのメッシュからの流出はないものとする。

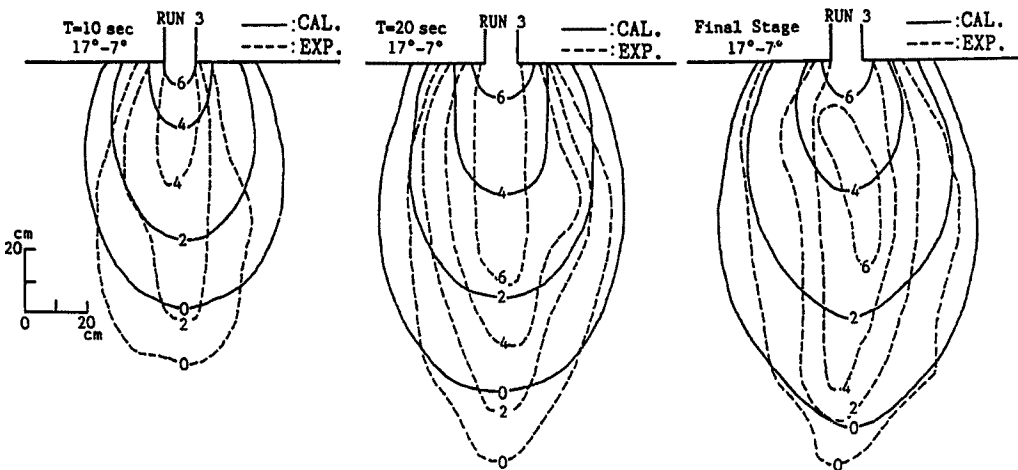


Fig. 13. Variation of the thickness of deposition in case of Run 3, where the calculation was accomplished using Eq. (29).

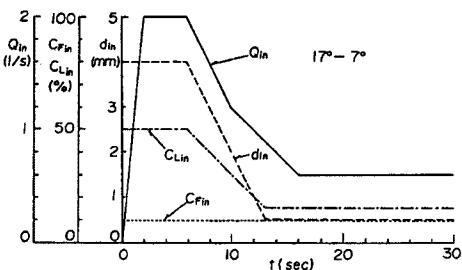


Fig. 14. The boundary conditions given in the numerical simulation.

5.2 数値実験例

まず、(29) 式 ($r=1/3$) のような堆積速度式を用いて、先に示したほぼ一様粒径の場合の堆積形状がうまく計算できるかどうかの検討を行う。Fig. 13 は RUN 3 について計算した結果である。堆積速度に (14) 式を用いて計算した結果である Fig. 7 に比較して、多少先端到達距離が短めであるが、先端付近の堆積勾配や谷出口での拡がり幅が少し実験値に近づいているような傾向も読みとれる。しかしながら、おおよそ同様の結果となっており、一様粒径の場合を対象とする

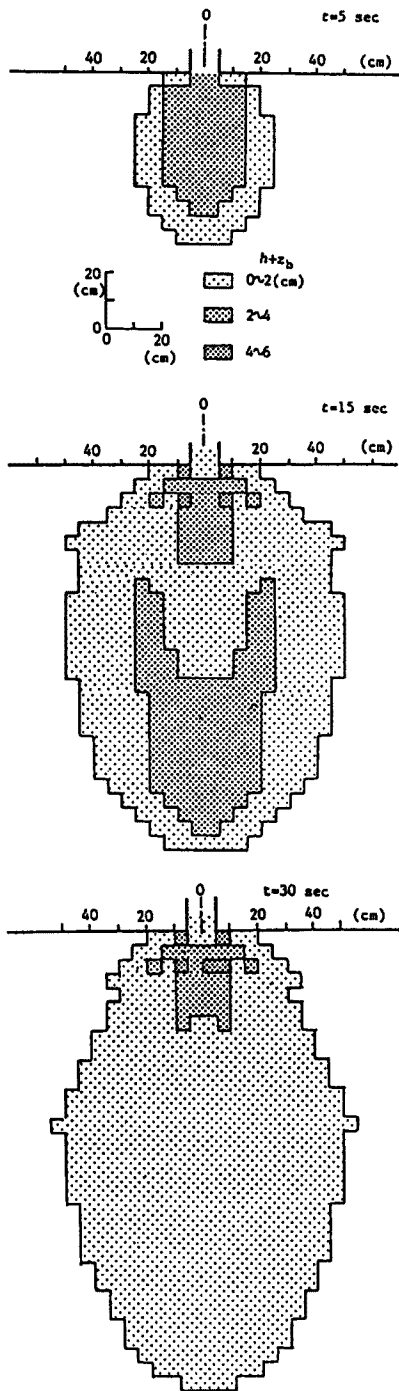


Fig. 15. Distributions of the thickness of deposition plus flow depth at various time.

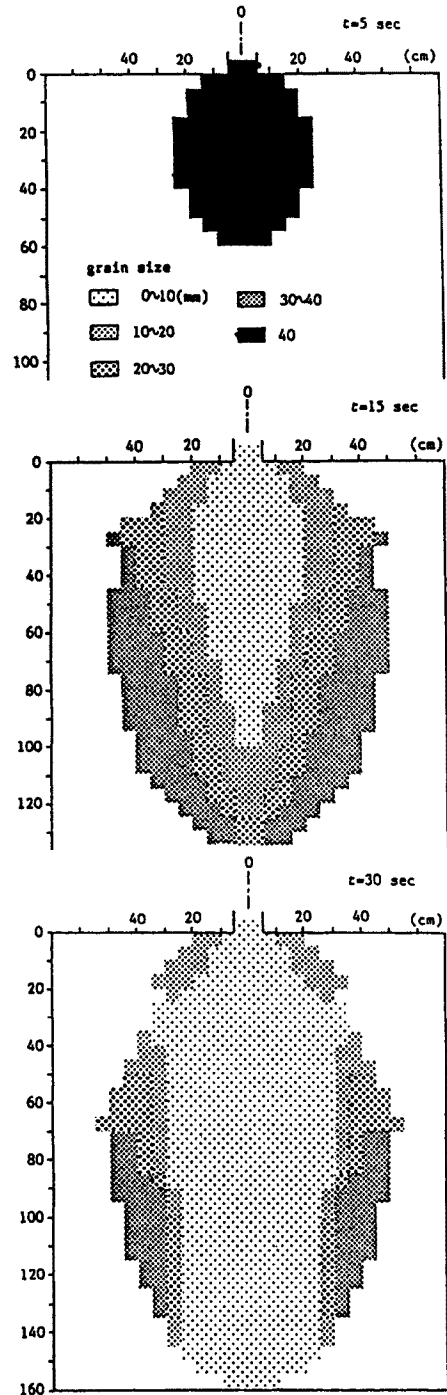


Fig. 16. Mean diameters of the solid particle in the flow at various time.

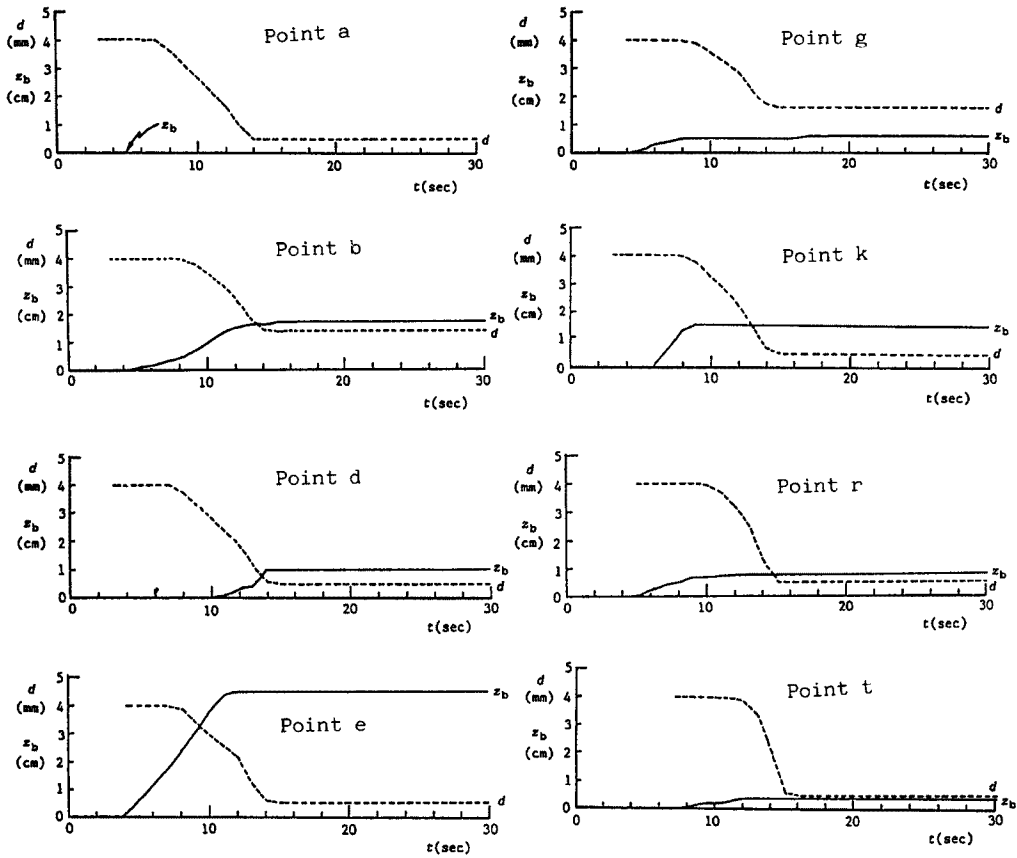


Fig. 17. Time variations of mean diameter and thickness of deposit at various positions.

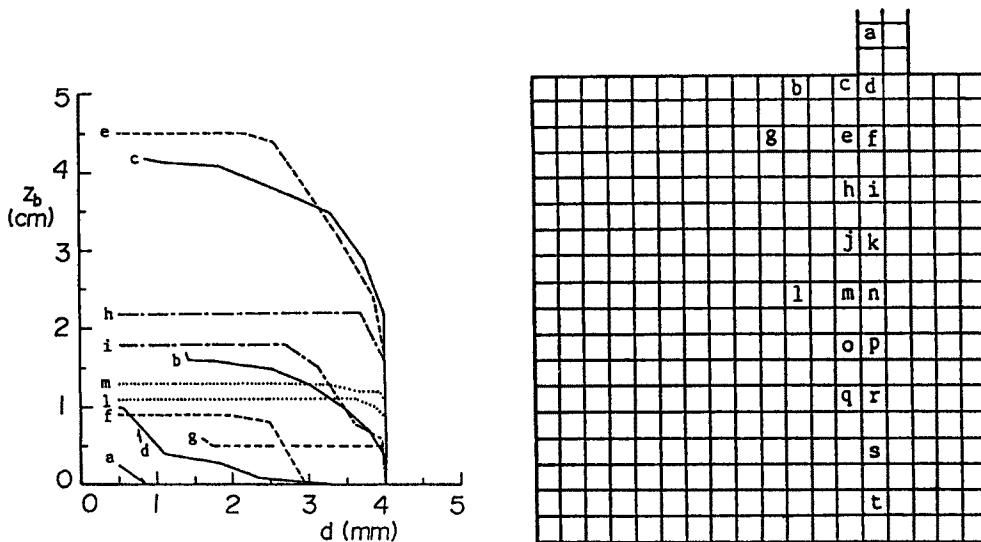


Fig. 18. Variation of the thickness of deposit versus mean diameter at various positions.

Fig. 19. Spatial distribution of the positions indicated.

かぎりどちらの堆積速度式を用いても大差はないものと判断される。

さて、今回は顕著な混合粒径の場合の実験を行っていないので、仮想の粒度等の変化の条件に対して数値実験を試み、土石流扇状地上の粒度分布について定性的な議論を行う。Fig. 14 は流入境界において与えた流量、粒径、粗粒および細粒成分の濃度の時間変化を示したものである。計算は上流水路幅 10 cm、勾配 17°、下流水路勾配 7°とし、 $\Delta x = \Delta y = 5$ cm、 $\Delta t = 1/500$ sec を用いた。

Fig. 15 は谷の出口から 1 m 上流地点に設けた流入境界点から流量等の供給を開始した時刻 $t = 0$ から、5、15、30 秒後の（流動深）+（堆積厚）の分布を示したものである。また、Fig. 16 は各時刻の流動層中の粒径を示したものである。これらの図より、流動層中の粒径の分布の時間変化過程を把握することができる。堆積土砂の粒径および堆積厚の時間変化を各地点について調べたものが Fig. 17 である。さらに、これらを堆積厚と粒径との関係に書きなおしたものが Fig. 18 である。ただし、図中の各地点の位置は Fig. 19 に示している。これらの図から次のことがわかる。

谷出口中心線上では、下流側ほど早く堆積が始まり、堆積の影響が次第に上流側へ波及し、そのときには粒径が細かくなっている傾向が見られる。したがって、下層の粒度が粗く、表層ほど細かな土砂が堆積し、上流ほど粒度が広く分布するようになっている。堆積周辺部のポイント b、g も同様の傾向がある。谷軸上のメッシュから 1 メッシュはずれたポイント c、e、h では、粗い粒径のものが初期に大量に堆積するために堆積層厚さの半分程度をこれが占めている。このことおよび Fig. 18 の (c) と (d)、(e) と (f)、および (h) と (i) とから、谷軸上のメッシュの両サイドに盛土状の堆積が生じ、自然堤防状になっていることがわかる。これは実際の土石流でもよく見られる現象である。また、土石流扇状地の二次侵食に関しても、谷軸線上に沿って粒径が細かく、その両側で粗くなっていることから、中心軸線上に沿って、侵食が進みやすく水みちが形成されやすいと思われる。このようなことは、著者らが先に行った混合砂による土石流扇状地の侵食と再堆積に関する実験¹⁰⁾においては、自然の堆積から谷軸線に沿う水みちが容易に形成されたのに対して、4 章で述べた一樣粒径を用いた実験では予め少し整形をする必要が生じた事実と対応しているものと考えられる。

6. 実際の土石流への適用

ここで示した土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション法の実際への適用性を調べるために、昭和 54 年 8 月 22 日岐阜県上宝村枋尾の洞谷で発生した土石流を対象に計算を実行する。本土流による総流出土砂量は約 70,000 m³ であるが、現地の聞き取り調査や堆積構造の調査から、流出土砂量の約 60% は最初の 10 分間に生じた土石流によって堆積し、残りは約 35 分間をかけて土砂流的に流出したとされている¹⁵⁾ ので、計算の際に与える境界条件および土石流の特性は、従来の検討結果¹⁶⁾を参考に、 $Q = 72.7$ m³/sec、 $C_L = 35\%$ 、 $C_F = 10\%$ 、 $\sigma = 2.65$ g/cm³、 $d_L = 10$ cm とした。格子間隔は $\Delta x = \Delta y = 5$ m、 $\Delta t = 1/50$ sec である。また、堆積速度式としては (29) 式を用いているが、粒度の時間的変化は考慮していない。

Fig. 20 に計算対象流域における現地調査データから得られた土石流部分の堆積による堆積厚の分布を示している。流路工が弯曲する付近の土砂堆積量が多く、現地での証言が得られているように、流路工を埋め尽くした土石流が弯曲地点から周辺に氾濫を始めたことがわかる。なお、流路工の勾配は弯曲地点から上流が約 10°、下流は約 3° 程度である。

計算開始 2、6、8 および 10 分後の（堆積厚）+（流動深）の分布および流速ベクトルの分布に関する計算結果を Fig. 21 に示す。以前の方法⁴⁾では弯曲部上流での堆積が顕著で、実際とは一致しなかったが、この地点での平衡濃度は (11) 式から約 50% と計算され、流下土石流の濃度は 35% であるから、堆積が遡上しない限りこの部分での堆積はないはずである。今回の計算ではこのことが再現されており、以前の手法が改善されていることがわかる。計算開始 2 分後ではまだ土石流は流路工から越流していないが、

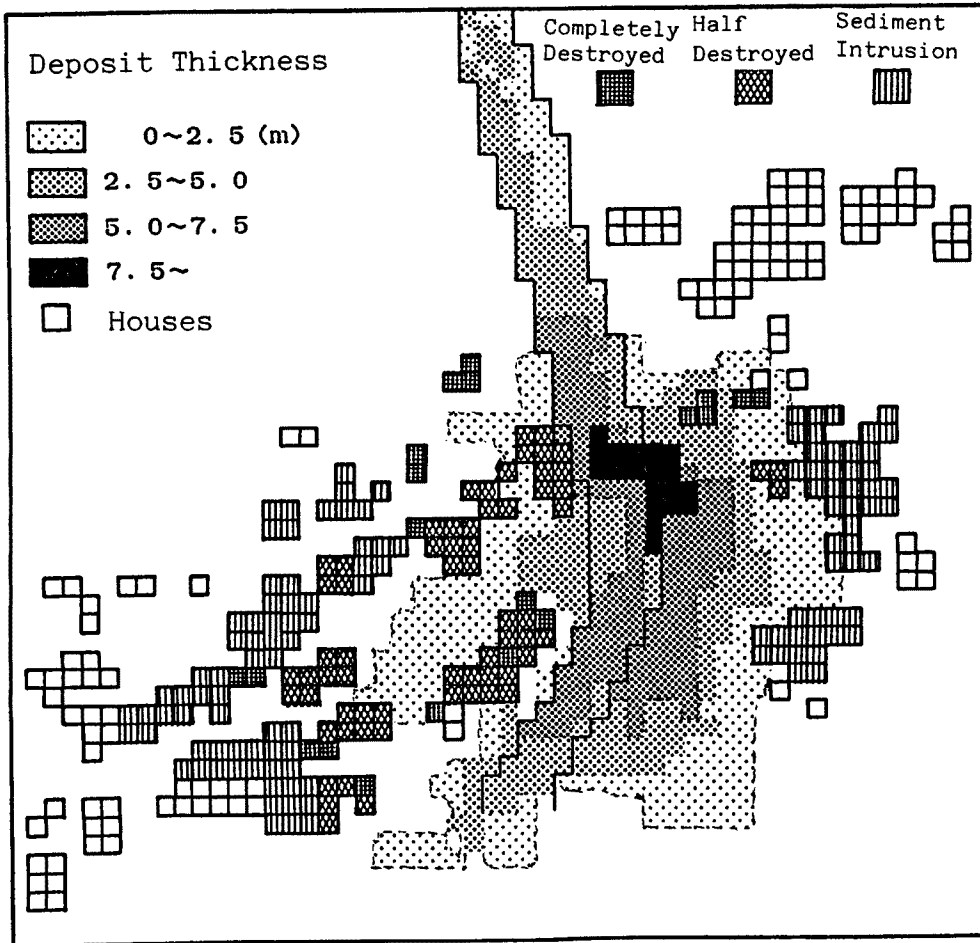


Fig. 20. Measured thickness of the deposition and the hazard due to the debris flow.

6分後では弯曲部における堆積深が大きくなり、流路工左岸で越流氾濫しており、8分後には右岸側でも氾濫をしているのが認められる。10分まで一定流量を与えているため、10分後においても土石流は流動しているが、弯曲部での堆積や街路上での堆積など、実測値に近い氾濫・堆積形状を呈している。

Fig. 22は同様の計算を家屋が全くなかったものと仮定して行った結果である。もちろん、氾濫開始までの様子は家のある場合と同一であるが、家がないとした場合には氾濫の範囲が大きくなっており、流路工の近くに立地していた家屋が氾濫範囲をある程度小さくするのに寄与したことがわかる。なお Fig. 21および 22において、流路工弯曲部左岸側に氾濫しない部分が生じており、Fig. 20の実測の堆積の傾向と異なっている。これは再度詳細に本扇状地の地形を調べたところ、地形データの読み取りに不備があって、実際よりも高く盛り上ったように読み取ったためであることが判明している。

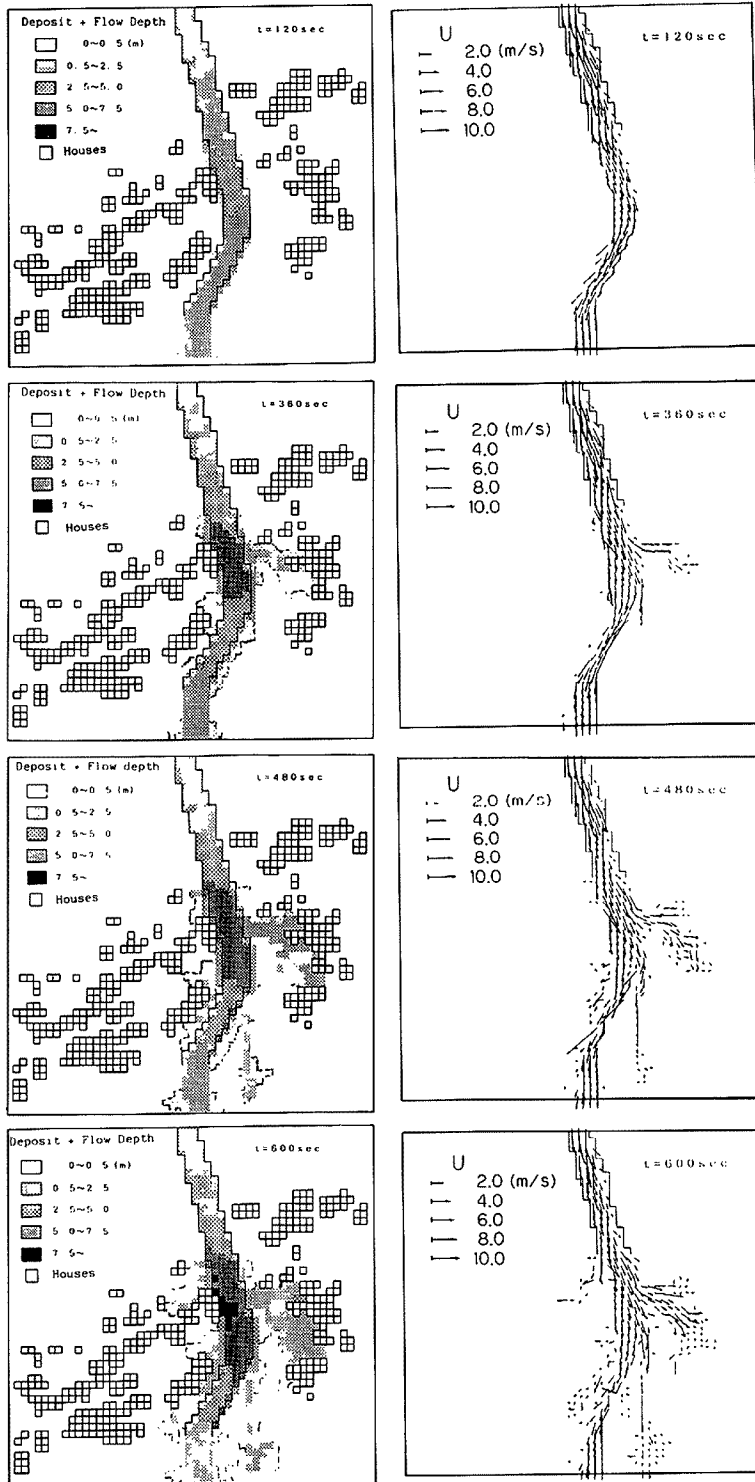


Fig.21. Time lapse changes in the thickness of deposit plus flow depth and the velocity vector in case of taking account the existence of houses.

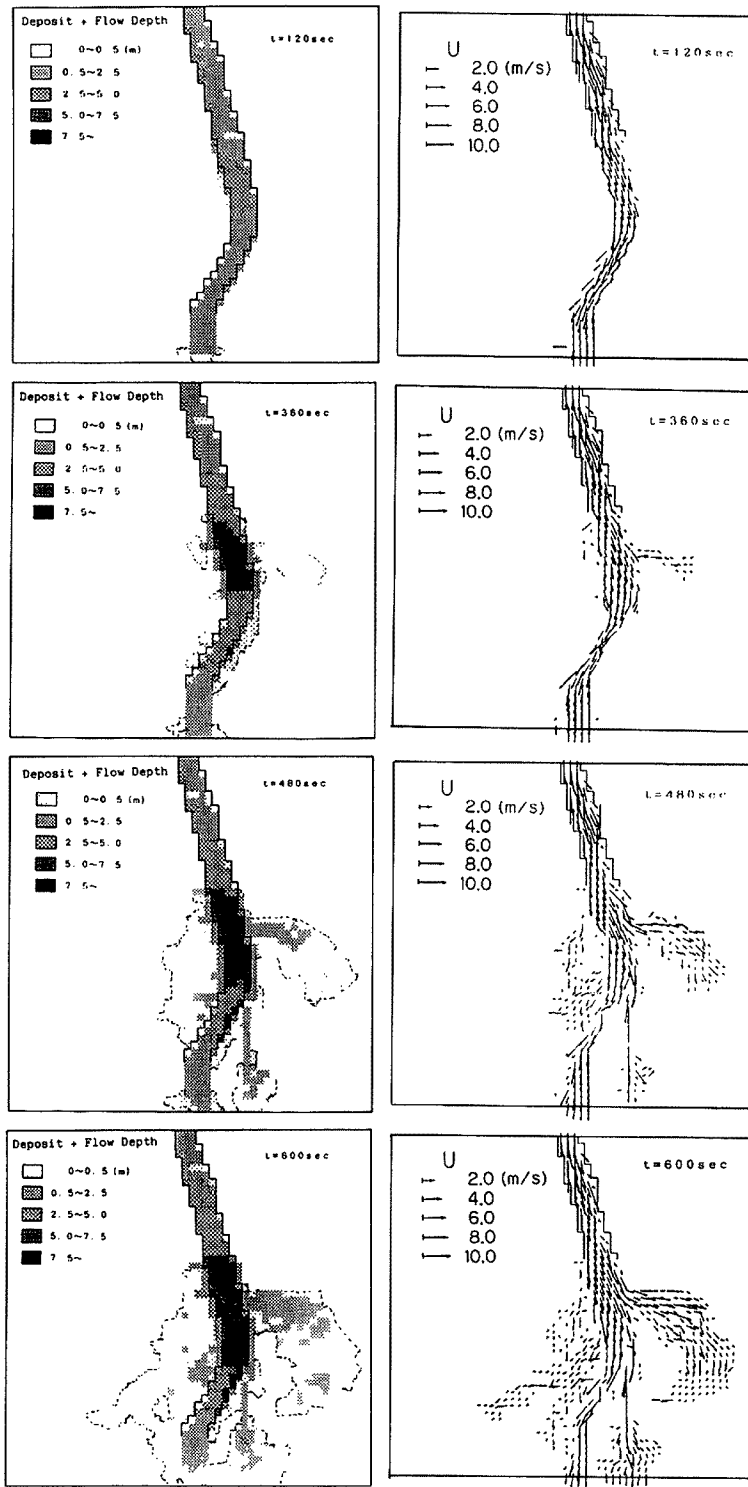


Fig. 22. Time lapse changes in the thickness of deposit plus flow depth and the velocity vector in case of neglecting the existence of houses.

7. 危険度ランク別危険範囲の指定

上記河谷扇状地を対象に、昭和54年の土石流についてここで示したシミュレーション手法を用いて、危険度ランク別の危険範囲指定を行ってみよう。危険度ランクをどのように分けるかは議論のあるところであるが、ここでは仮りに、

- I: 家屋流失, 土石流先端部の到達範囲
- II: 2 m以上の土砂堆積
- III: 2 mから1 mの土砂堆積
- IV: 1 m未満の土砂堆積

のように区分してみよう。ただし、家屋流失の限界は洪水氾濫に対してすでに与えられている木造家屋流失の限界¹⁷⁾の流速と水深の積 $(UH)_c \{= 23.2/\sqrt{B_p}, \text{ m-sec 単位, } B_p: \text{ 家屋幅}\}$ において、 $B_p = 10 \text{ m}$ とした値の80%以上ということにする。

Fig. 23, 24は、それぞれ、扇状地上に存在していた家屋群を考慮した場合と、家屋が存在していなかったと仮定した場合に対する計算結果を示している。家屋が流失するかあるいは土石流先端部の到達範囲である危険ランクIの領域は流路工内部にのみ存在しており、この限りにおいて流路工はある程度有効であったとみなされるが、氾濫による危険域は扇面上にあり、とくに家屋がなかったと仮定した場合の方

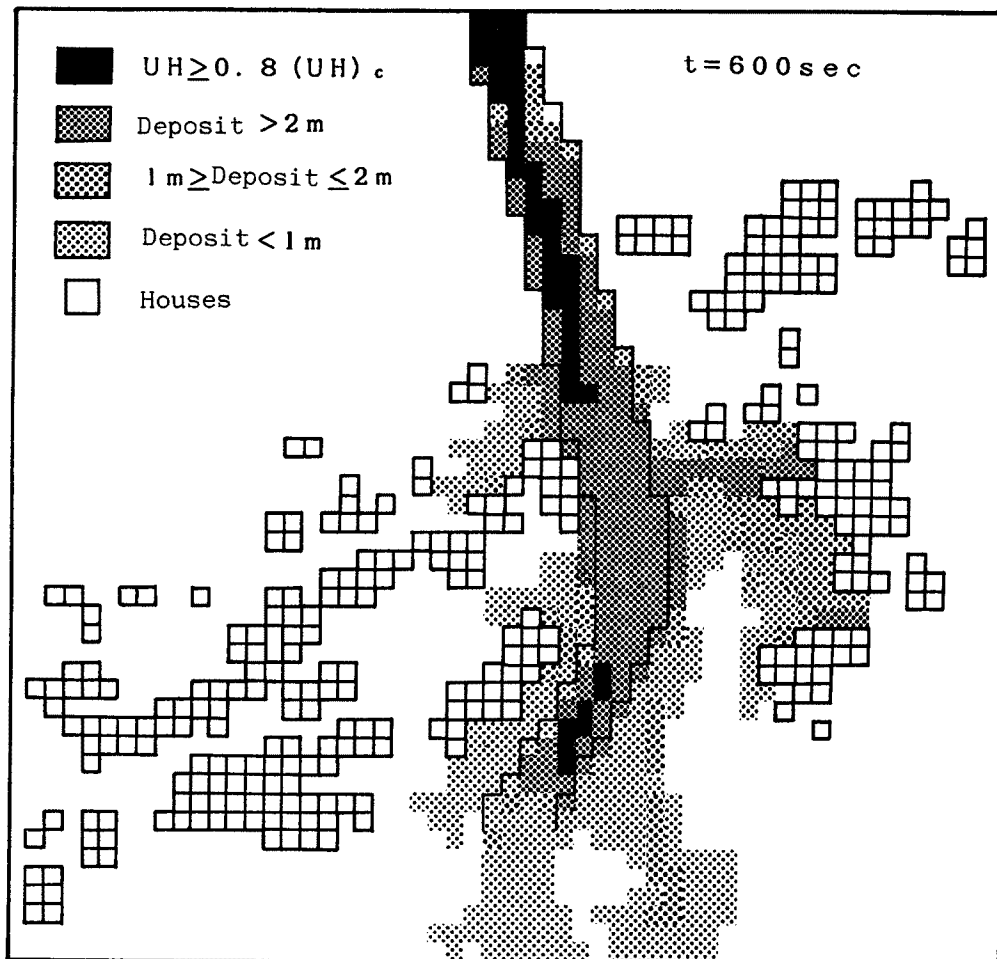


Fig. 23. The risk map obtained by considering the effects of existence of houses.

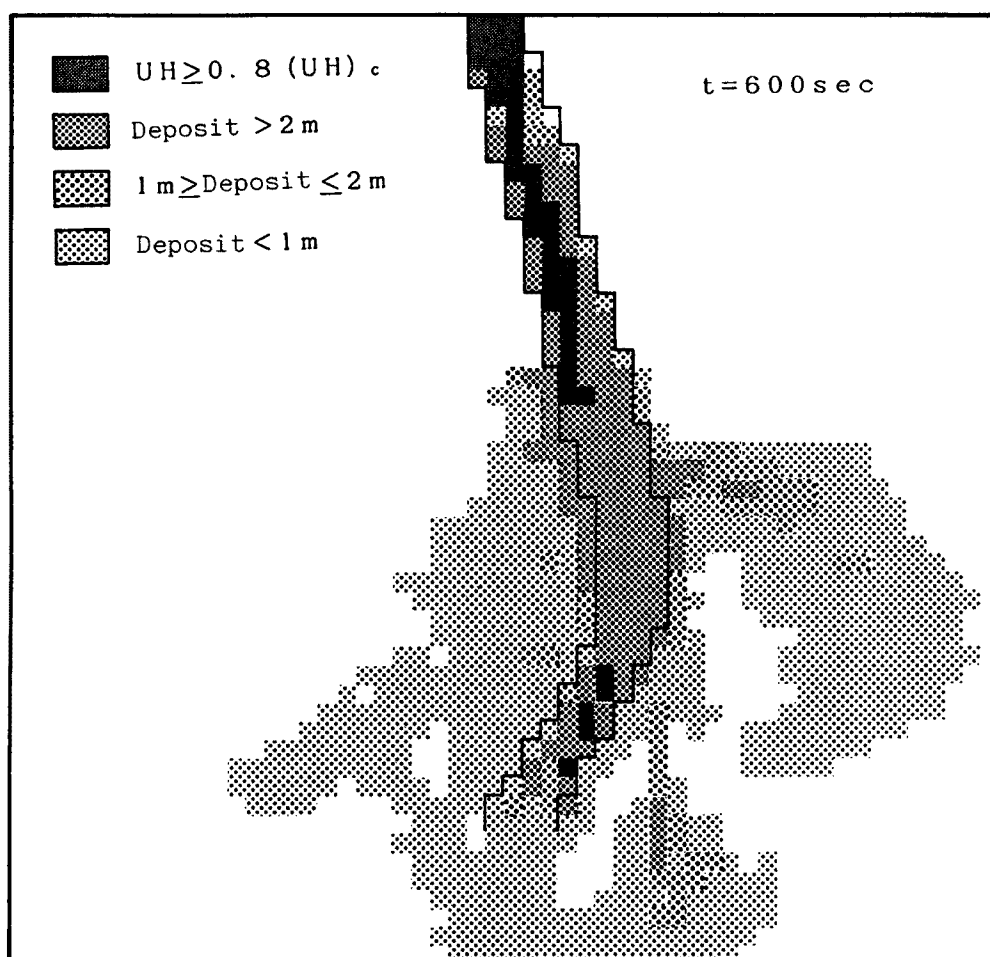


Fig. 24. The risk map obtained without considering the effects of houses.

が扇面全体にべったりと堆積危険域が生ずることになっている。しかしながら、わずかではあるが、家屋がないとした場合には危険がないと判断された地点でも、家屋の存在を考慮すれば危険範囲に入る部分も現われており、家屋の配置や数は時間的に変化するし、家屋自身の強度その他の構造も土石流氾濫の結果を左右する要素であるので、議論は複雑になるけれども、家屋の存在を考慮した場合と家屋を考慮しない場合の両方についての危険予測の結果の総合的判断が必要になるものと思われる。

Fig. 20 には実際の全壊、半壊および土砂侵入家屋の配置が示されている。全壊や土砂侵入といっても程度が色々であって一概に議論することは難しいが、このような結果は上述の家屋の存在する場合と存在しない場合の両方について考慮することの必要性を示している。

8. 結 論

本論文において、土石災害のハザードマップ、リスクマップを作成する上で、数値シミュレーションが有効であることを示し、具体的なシミュレーションの手法および、それによる危険ランク別の危険度評価の方法を与えた。得られた結果を要約すると以下のものである。

1) 石礫型土石流の氾濫・堆積の過程は、その停止の瞬間まで土砂と水とが一体となった連続流体とし

て、とくに、慣性領域に特有のダイラタント流体として、二次元流れの解析を水流の場合と同様にして取り扱うことができる。

- 2) その際の抵抗則はダイラタント流体の特性を反映したクーロン型の項と流体抵抗との和として与えられ、連続式に導入される堆積速度式は、土石流を均一粒径として取り扱う場合には、当刻地点の平衡土石流濃度と流下濃度との差に比例した速度で堆積するとの考えによるもので与えられる。
- 3) ここで示した土石流堆積のシミュレーション法は著者らが先に示した方法⁴⁾の改良であり、土石流の堆積から上流渓床内への遡上堆積の過程が一貫して取り扱える。この方法の妥当性は実験によって確かめられた。
- 4) 一旦形成された土石流扇状地は後続流等によって侵食され、さらに下流部に堆積して土石流扇状地を形成するが、その過程は二次元の掃流砂輸送過程として解析が可能であり、具体的なシミュレーション法を示した。また、その妥当性が実験によって示された。
- 5) 広い粒度分布を持った土石流は先端部に石礫を集め、後続部になるほど泥流的性格を帯びるような特性を持って流下してくるが、その堆積によって生ずる土石流扇状地の堆積構造は流下土石流のこのような粒度分布特性を反映して複雑である。本論文において、新たに粒径変化に関する方程式を導入し、さらに、土石流が勾配変化点に差しかかって直ちには堆積するのではなく、ある距離を慣性的に流下した後に堆積するという事実を考慮した堆積速度の修正式を与えて、土石流扇状地の粒度分布特性をうまく説明できるような堆積シミュレーション法を示した。
- 6) ここで与えたシミュレーション法を洞谷土石流に適用して比較的うまく実際現象が説明できることを示した。
- 7) 本シミュレーション手法にもとづく土石流扇状地内の危険ランク別の危険度評価が有効であり、とくに、すでに家屋群が立地している場合でも、それらの家屋群を考慮した場合と家屋がないと仮定した場合の両方の場合についての危険度評価を行って、それらの結果を総合的に判断するのが良いことを示した。

本論文においては、粒度分布が広い場合の堆積の実験とシミュレーションとの比較を行っておらず今後の課題として残されているが、さらに、土石流扇状地の侵食過程における水みち形成の問題や実際の危険度評価における規模別の発生危険度を加味した総合的な危険度評価の問題等も残された重要課題であろう。

参考文献

- 1) 建設省河川局砂防課：土石流危険渓流および危険区域調査要領，1978，pp. 1-41.
- 2) Brabb, E. E. : Innovative Approaches to Landslide Hazard and Risk Mapping, Proc. IV th Intr. Conf. and Field Workshop on Landslide, 1985, pp. 17-22.
- 3) Foster, H. D. : Disaster Planning, Springer-Verlag, 1980, p. 62.
- 4) 高橋 保・辻本浩史：土石流氾濫・堆積のシミュレーション，京大防災研年報，第27号B-2，1984，pp. 467-485.
- 5) Takahashi, T. and H. Tsujimoto: Delineation of the Debris Flow Hazardous Zone by a Numerical Simulation Method, Intr. Symp. on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, Tsukuba, Japan, 1985, pp. 457-462.
- 6) 高橋 保・中川 一・山路昭彦：土石流氾濫危険範囲の指定法に関する研究，京大防災研年報，第30号B-2，1987，pp. 611-626.
- 7) 高橋 保：土石流の力学的機構，水工学シリーズ80-A-1，土木学会水理委員会，1980，pp. A-1-1-A-1-17.
- 8) 芦田和男・江頭進治・神矢 弘・佐々木 浩：斜面における土塊の抵抗則と移動速度，京大防災

- 研年報, 第28号B-2, 1985, pp.297-307.
- 9) 高橋 保: 土石流の発生と流動に関する研究, 京大防災研年報, 第20号B-2, 1977, pp.405-435.
 - 10) 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—, 京大防災研年報, 第25号B-2, 1982, pp.327-348.
 - 11) Takahashi, T.: High Velocity Flow in Steep Erodible Channels, Proc. of XXII Congress, IAHR, Topics in Fluvial Hydraulics, 1987, pp.42-53.
 - 12) 高橋 保・吉田 等: 土石流の停止・堆積機構に関する研究(1) —勾配急変による堆積—京大防災研年報, 第22号B-2, 1979, pp.315-328.
 - 13) 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—京大防災研年報, 第23号B-2, 1980, pp.443-456.
 - 14) Bagnold, R. A.: Experiments on a Gravity-Free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear, Proc. Roy. Soc. London, A, Vol.225, 1954, pp.49-63.
 - 15) 建設省神通川水系砂防工事事務所・(株) 地域開発コンサルタント: 8.22 洞谷土石流被害区域調査および崩壊地調査報告書, 1979, pp.1-128.
 - 16) 高橋 保: 洞谷土石流について, 新砂防, 118, 1981, pp.42-46.
 - 17) 高橋 保・中川 一・加納茂紀: 洪水氾濫による木造家屋流失の危険度評価, 京大防災研年報, 第28号B-2, 1985, pp.455-470.