

変勾配流路における土石流の形成

高 橋 保・匡 尚 富

FORMATION OF DEBRIS FLOW ON VARIED SLOPE BED

By *Tamotsu TAKAHASHI* and *Sang Fu KUANG*

Synopsis

Prediction of the hydrograph of the debris flow which occurs in an actual watershed necessitates the analysis of its formation on varied slope under irregular bed thickness, width, material, seepage water, and surface water supply conditions. In this paper, authors present the system of equations to predict the process. This system is not only able to estimate the hydrograph of the debris flow at arbitrary position in the channel, but also obtain the change of the concentration of particles in the flow separating them into coarse and fine components. Application of this system both to the laboratory experiments and the actual huge mud flow generated by the eruption of Mt. Nevado Del Ruiz, Colombia, proved that it is a promising method.

1. 緒 論

溪床堆積物が流動して土石流となる機構に関しては、一様な勾配、一様な堆積厚さの無限に長い溪床を仮定して、その上流端から一定流量の水が供給される場合に対する理論が構築されており¹⁾、そのような場での土石流の発生限界勾配、最大流量、平衡土砂濃度の予測も可能となっている。また、水が流路に沿って一様に供給されて流下方向に流量が増加する場合についても、表面流の発生位置と土石流の発生位置とがほぼ一致するという実験事実をもとに、土石流の発生位置や流量を与える理論の検討もなされている²⁾。これらの研究成果は、土石流危険渓流の抽出という実際の応用技術³⁾や降雨に伴う流域からの土石流ハイドログラフの予測問題への適用の試み⁴⁾等にも用いられ、それなりの寄与をしてきているのであるが、振り返って実際の土石流発生場や流下径路の条件を見ると、一様勾配でも一様堆積厚さでもない。また、水の供給条件も様々であり、時間的にも変動する。このような場で形成される土石流のハイドログラフやその他の性質を予測する手法が与えられなければ、当該流域に講ずるべきハードおよびソフト対策の計画樹立の根拠が曖昧なままで留まらざるを得ないことは明らかである。このようなことから、本論文においては、変勾配流路で形成される土石流の予測手法についての考察を行い、ついで提示した予測手法をコロンビアのネバド・デル・ルイス火山の噴火に伴って発生した泥流の再現計算に用いた結果について述べる。

2. 理 論 的 考 察

2.1 変勾配堆積層上での土石流の発生

一様な十分に長い非粘性の堆積層に飽和浸透流と表面流が発生するという条件下において、土石流が発生するのは堆積層の勾配 θ が θ_1 よりも急な場合である¹⁾。ただし、

$$\tan \theta_1 = \frac{c_* (\sigma - \rho)}{c_* (\sigma - \rho) + 2\rho} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 c_* ：堆積層中の粒子容積濃度、 σ ：粒子密度、 ρ ：水の密度、 ϕ ：堆積層の内部摩擦角である。

堆積層の勾配がさらに急になり、 θ が θ_2 を上まわる場合には、浸透流水深がある程度以上に大きくなっ

た段階で崩壊が発生する。そのときに急激に大量の水が供給されれば土石流になることもできる。ただし、

$$\tan \theta_2 = \frac{c_*(\sigma - \rho)}{c_*(\sigma - \rho) + \rho} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2)$$

である。上の議論は変勾配であっても流動化する層厚が薄いときには適用可能であると考えられる。

堆積量が比較的乾いた状態であったり、斜面方向の飽和浸透流の水深が崩壊を発生させるほど高い位置までは達していない状態のところへ、急激に表面流が供給された場合を想定すると、堆積層中への鉛直浸透速度が小さいとすれば、堆積層は不安定とはならず、その表面が水流によって侵食されるだけである。

いま、Fig. 1 のような勾配が連続的に変化する堆積層

を考える。この堆積層がある程度浸透流が存在する状態で安定を保持しているものとすれば、浸透流水面の縦断の形状は概略図中に示したような状態になっている場合が多いであろう。浸透流が地表面に現われる位置は浸透流量の増減によって変化するが、 $\theta > \theta_2$ の位置で現われることはほとんどない。このような堆積層に急激に表面流が与えられたとき、当初、1 の領域では堆積層表面が水流によって侵食される。侵食された土砂は水流に取り込まれて流下し、やがて、2 の領域に達する。もし、この段階での流水中の砂礫濃度がこの地点における土石流の平衡濃度に達していなかったならば、堆積層表面からある深さ a_L の部分が不安定となり、水流と混合して土石流となる。これは3 の領域へ流下し、濃度がその地点の流下能力以上であれば一部分堆積を生じながら流下して行く。このようにして先端部が流下している間、上流からの給水が継続しているものとすれば、堆積層の厚さは次第に薄くなって行き、表面流からの鉛直浸透の影響によって浸透流水深が増大する効果と相俟って、やがて 1(a) の区間では堆積層全体が不安定となって崩壊し、水流と混合して比較的規模の大きい土石流が形成される。1(b) の区間では崩壊は生ぜず、浸透流の水面が堆積層表面に達すると、ある深さ a_L までが不安定となって土石流が形成される。1(a) の区間と 1(b) の区間のどちらで先に土石流が形成されるようになるかは、水流の条件や堆積層の条件によって変化するものと考えられ問題を複雑にしているが、このような現象も土石流が複数段波となって流下してくる原因の一つになっている可能性がある。

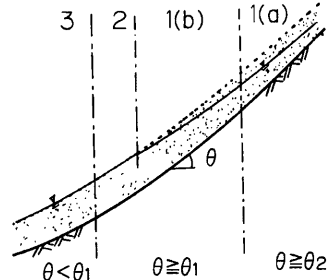


Fig. 1 Varied slope bed and the seepage water.

2.2 基礎方程式

Fig. 1 のような状態の堆積層に表面流が供給されるものとする。その際、表面流の到達域はある侵食速度で侵食され、その土砂は水流に取り込まれて、上流端近傍では掃流状集合流動、ある程度下流では十分に土砂量が多くなって土石流として流動するようになる。このような流れの一次元運動量保存式は

$$\begin{aligned} (uh) \frac{\partial \rho_T}{\partial t} + (u^2 h) \frac{\partial \rho_T}{\partial x} + \rho_T \frac{\partial (uh)}{\partial t} + \rho_T \frac{\partial (u^2 h)}{\partial x} \\ = \rho_T g h \left(\sin \theta - \frac{\partial h}{\partial x} \cos \theta \right) - \rho_T g h \frac{u^2}{C^2 R^2 p} - \kappa u i \rho_{*T} - u r p \quad \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

のように書くことができる。ここに、 u : 断面平均流速、 h : 流動深、 ρ_T : 流動物の見掛密度 ($=c_T(\sigma - \rho) + \rho$)、 c_T : 流動中の粒子の容積濃度、 g : 重力加速度、 R : 半径、 C : 係数、 p : 定数 (chéy 型の抵抗則を使う場合 $p=1/2$, ダイラント型抵抗則の場合 $p=3/2$)、 i : 侵食・堆積速度 ($i>0$: 侵食、 $i<0$: 堆積) ρ_{*T} : 堆積層の見掛密度 ($=c_*\sigma + (1-c_*)\rho_s$)、 s : 堆積層の空隙の飽和度、 r : 流路の単位長さ当りの横流入水量、 κ : 主流に対する運動量の増減を支配する定数 (侵食のとき $\kappa \neq 1.0$, 堆積のとき $\kappa \neq 0$)、 x : 流下距離、 t : 時間である。

(3)式と体積の連続条件式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (uh)}{\partial x} = i + r \quad \dots\dots\dots (4)$$

とから、単位幅流量 $q(=uh)$ に対する式を求めると、

$$\begin{aligned} \frac{1}{gh} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{2q}{gh^2} \frac{\partial q}{\partial x} = \sin \theta - \left(\cos \theta - \frac{q^2}{gh^3} \right) \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{q^2}{h^2 C^2 R^{2p}} \\ - \frac{q}{gh^2} i \left\{ (\kappa+1) \frac{\rho_{*T}}{\rho_T} - 1 \right\} - \frac{q}{gh^2} r \left(2 \frac{\rho}{\rho_T} - 1 \right) \end{aligned} \quad (5)$$

のようになる。

さらに、固体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ることにすれば、

$$\frac{\partial V_L}{\partial t} + \frac{\partial (q c_L)}{\partial x} = \begin{cases} i c_{*L}; & i \geq 0 \\ i c_{*DL}; & i < 0 \end{cases} \quad (6)$$

$$\frac{\partial V_F}{\partial t} + \frac{\partial \{q(1-c_L)c_F\}}{\partial x} = \begin{cases} i c_{*F}; & i \geq 0 \\ i(1-c_{*DL})c_F; & i < 0 \end{cases} \quad (7)$$

である。ここに、 V_L ：高さ h の流動層の柱の中に含まれる粗粒成分の体積、 V_F ：高さ h の流動層の柱の中に含まれる細粒成分の体積、 c_L ：流動中の粗粒成分の全容積中の割合 ($=V_L/h$)、 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_{*L} ：堆積層中の粗粒成分の容積濃度、 c_{*DL} ：流動物が停止して堆積する際には粗粒成分によってその構造が決定されるものと考えたときの容積濃度、 c_{*F} ：堆積層中の細粒成分の容積濃度、 $i(1-c_{*DL})c_F$ ：流動が停止して堆積する際に堆積中に取り込まれる細粒成分の量、 $c_T=(V_L+V_F)/h$ である。

堆積層の厚さの変化は

$$\frac{\partial D}{\partial t} + i = 0 \quad (8)$$

で与えられ、河床勾配は

$$\theta = \theta_0 - \tan^{-1} \frac{\partial D}{\partial x} \quad (9)$$

で与えられる。

(4)～(9)式において、侵食・堆積速度 i を与える式が既知であるとし、流路条件、堆積物の性質、側岸からの供給水量等が与えられているものとすれば、しかるべき境界条件下における $q, h, c_L, c_F, D, \theta$ を少くとも数値解析的に求めることができる。ただし、 c_F と c_L の値は水理条件にも依存して変化するので、堆積層の粒度分布が与えられていても、厳密には、 c_{*L} および c_{*F} の値を一義的に決定することはできないが、ここでは問題を単純にするために粒径によって一義的に分けることができるものとしている。

ここで、侵食・堆積速度 i について考える。不飽和の堆積層では表面流が生じると流体力が堆積層表面に集中的に作用し、もしそれが限界掃流力を上まわっておれば表面から順次侵食されて行く。したがって、非常に急勾配であっても侵食機構は各個運搬の掃流の場合と同様であるとみなされる。しかし、 θ_1 以上といった急勾配では、このようにして侵食された土砂は水流と混合し集合流動となって容易に輸送されるので、侵食速度は掃流力の関数であるとみなすことができよう。ただし、その関数形は今のところ不明であり、後ほど実験的に検討する。

$\theta_1 < \theta < \theta_2$ の飽和堆積層では、堆積層中の深さ a_L より上層の部分で作用せん断力が抵抗力を上まわり不安定となって流動を始め、表面の流動物と混合して土石流を形成する。その深さ a_L は次のようにして求められる。

全土砂濃度が c_T 、浮遊砂を除いた土砂濃度が c_L で厚さが h の流れが飽和堆積層上に与えられたとき、堆積層中の深さ a における作用せん断力 τ は

$$\tau = g \sin \theta [(c_T h + c_{*a})(\sigma - \rho) + (h + a)\rho] \quad (10)$$

その深さにおけるせん断抵抗力 τ_L は

$$\tau_L = g \cos \theta [c_L h (\sigma - \rho_m) + c_{*a}(\sigma - \rho)] \tan \phi \quad (11)$$

である。ただし、 ρ_m は浮遊砂を含む流動層中の間隙水の密度であり、

$$\rho_m = \sigma c_F + (1 - c_F)\rho \quad \dots\dots\dots (12)$$

である。(10), (11)式から $\tau = \tau_L$ となる a の値 a_L を求めると、

$$a_L = \frac{c_{T\infty} - c_L \frac{(\sigma - \rho_m) \left\{ \tan \phi - \frac{c_T(\sigma - \rho)}{c_L(\sigma - \rho_m)} \tan \theta \right\}}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}}{c_* - c_{T\infty}} h \quad \dots\dots\dots (13)$$

となる。ただし、

$$c_{T\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (14)$$

である。

a_L は不安定となる層の厚さであるが、不動層の存在や粒子のはく離に必要な時間等の影響により、 a_L の層が瞬時に移動を開始することはできず、 a_L の深さまでの侵食が完了するにはある遅れ時間が存在するものと考えられる。この遅れ時間を $(d_m/U)/\alpha$ と書けば、侵食速度は(13)式から、

$$i = \alpha \frac{c_{T\infty} - c_L \frac{(\sigma - \rho_m) \left\{ \tan \phi - \frac{c_T(\sigma - \rho)}{c_L(\sigma - \rho_m)} \tan \theta \right\}}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}}{c_* - c_{T\infty}} \frac{q}{d_m} \quad \dots\dots\dots (15)$$

のように書くことができる。ただし、 d_m : 堆積層の代表粒径であり、粗粒成分の平均粒径を用いる。

(15)式において $i=0$ を与える c_L は、勾配 θ のもとで侵食も堆積も生じずに流れることのできる粗粒子成分の最大濃度であるが、これを $c_{L\infty}$ と書くと、

$$c_{L\infty} = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (16)$$

である。したがって、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 $c_{L\infty}$ よりも大きくなれば、土石流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ようとするであろう。

堆積する粗粒子の量は $h(c_{L\infty} - c_L)$ であり、堆積に要する時間を侵食の場合と同様に $(d_m/U)/\beta$ と書くと、堆積速度は

$$i = \beta \frac{c_{L\infty} - c_L}{c_{*DL}} \frac{q}{d_m} \quad \dots\dots\dots (17)$$

のようにして与えられる。

(15)式および(17)式の係数 α および β は未知であり、4.2で実験結果と比較することによって検討する。

以上によって基礎方程式が求まったが、(5)式は比較的複雑であるので、第1近似としてキネマティック・ウエーブ近似をとり、(5)式のかわりに

$$\frac{q^2}{h^2 C^2 R^2 F} = \sin \theta \quad \dots\dots\dots (18)$$

を用いる。この際に省略された項の大きさを評価するために、(18)式を(5)式に用いて多少の演算を行うと、

(5)式は

$$\begin{aligned} \frac{q^2}{h^2 C^2 R^2 F} = \sin \theta - \left\{ \cos \theta - \left(\rho \frac{h}{R} \right)^2 \frac{q^2}{g h^3} \right\} \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{q}{g h^2} i \left\{ (1 + \kappa) \frac{\rho_* \tau}{\rho_T} \right. \\ \left. - 2 \rho \frac{h}{R} \right\} - \frac{q}{g h^2} r \left\{ 2 \frac{\rho}{\rho_T} - 2 - \rho \frac{h}{R} \right\} \quad \dots\dots\dots (19) \end{aligned}$$

となる。したがって、(5)式が(18)式のように簡略化されるための条件は

$$\left\{ 1 - \left(\rho \frac{h}{R} \right)^2 F r^2 \right\} \frac{\partial x}{\tan \theta} \ll 1 \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$\frac{F r^2 i h / q}{\sin \theta} \ll 1 \quad \dots\dots\dots (21)$$

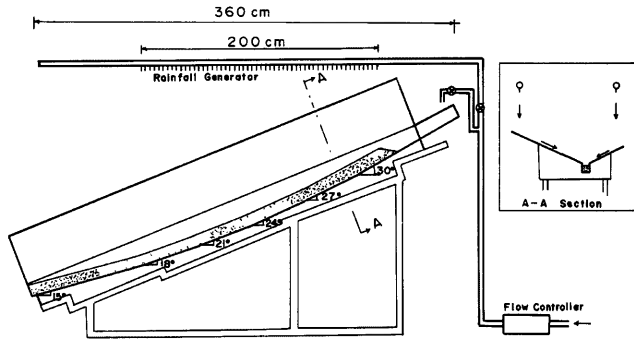


Fig. 2 Experimental flume.

$$\frac{F_r^2 r h / q}{\sin \theta} \ll 1 \dots\dots\dots (22)$$

である。ただし、 F_r はフルード数である。土石流においてもフルード数は通常2以下程度であり、 $\rho=1/2$ または $3/2$ に対しても $\partial h / \partial x$ が堆積層の勾配に比して無視できるようなとき(20)式は満足される。 i は流速 (q/h) に比して十分に小さい場合がほとんどであると期待され、通常土石流では(21)式も満足されるであろう。横流入量は独立変数であって一概に論ずることはできないが、支川の流入等は別個に考えるべきであって、通常の流域における溪流の流下方向への単位長さ当りの流入流量 r は小さく(22)式が満足されることが多いであろう。(21)式あるいは(22)式が満足されないとき、河床の侵食や横流入は流れの抵抗を大きくする方向に働くことになる。

3. 実 験

Fig. 2 に示すような、幅 7 cm、長さ約 4 m、底勾配が上流端で 30° 、下流端で 15° で、上流から下流へ勾配が次第に減少して行く変勾配の透明アクリル製水路を用いた。水路部の両側岸には同じくアクリル板製の斜面を取り付け、給水が水路の上流端からのみならず、両側岸からも一様に与えられるようになっている。この水路にあらかじめ所定の長さで実験材料を敷き、上流端あるいは両側岸から所定流量の水を供給して土石流を発生させ、その様子を側面部から3台のビデオ装置で撮影して解析に供した。

実験に用いた材料は Fig. 3 に A の記号を付した曲線で粒度分布を示したような砂礫であり、 $C_* = 0.64$, $\tan \phi = 0.75$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$ である。

実験に先立ち堆積層には上流端から浸透流を供給するが、上流端近傍の勾配は $\theta_2 (=21^\circ)$ を上まわっているため、堆積層表面まで浸透流を与えると崩壊が発生してしまう。したがって、浸透流の供給水量は水路の途中から下流にかけて堆積層が飽和状態となって、丁度、Fig. 1 に示したような流れとなるような流量で与えられている。行った実験を Table 1 に示す。どのケースにおいても、下流端から 135 cm の地点まではあらかじめ浸透流で飽和されているが、それより上流は、湿潤度は高いが不飽和状態の堆積層である。

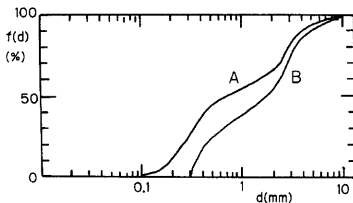


Fig. 3 Particle size distributions in the experimental material.

所定の流量の水を上流端から段波状に供給すると、上流の不飽和領域に表面流が発生して堆積層の侵食が始ま

Table 1 Kinds of experiments.

Run	Length of Bed (cm)	Thickness of Bed (cm)	Water Supply		
			Position	Discharge (cc/s)	Duration (s)
1	270	10	Upstream End	200	40
2	270	10	//	350	40
3	270	10	Side Walls	200	40

る。しかしながら、ごく上流部においては砂礫濃度は薄く、上部の水流の層と下部の水と砂礫の混合流の層とが分離した掃流状集合流動となっており、さらに下流部に至って、侵食量が十分になった地点から下流で土石流となる。

両側岸から水を供給する Run 3 においては、実験装置の構造上、給水区間が下流端から上流 240 cm の区間に制限されているので堆積層の上から 30 cm の区間は侵食を受けない。したがって、水が供給され始めたとき、ここより下流部において侵食が始まるが、ごく初期の水量が少ない期間においては横流入の全区間にわたって砂礫の掃流および掃流状集合流動が発生し、その後給水量が増加して一定値に近づくとき水深も増加し、下流端から 170 cm 付近の勾配が 21° の地点から土石流が発生する。

4. 考 察

4.1 数値解析法

上述のように、変勾配堆積層上に発生する土石流の解析基礎式系は複雑であり、数値解析による必要がある。

(1) 差分化

堆積層の上流端から給水して侵食が始まったとき、 c_L がある限界値 c_{LC} 以下であれば、粗粒成分は流動層全体に分散することができず、掃流状集合流動となる。 c_L は

$$c_L \leq 0.4 c_{*L} \dots\dots\dots (23)$$

で与えられる⁵⁾。掃流状集合流動の抵抗則に関しては理論的研究や実験的検討がなされているが^{5,6)}、ここではそれらの結果を参考に、簡略化して(18)式の C を

$$C = 0.7 g^{1/2} \frac{h}{d_m} R^{2-p} \dots\dots\dots (24)$$

のようにする。

c_L が c_{LC} 以上になれば、粗粒子も流動層全体にほぼ均等に分散して土石流となるが、 h/d_m が30程度以下であればダイラタント流体モデルが適用できて、(18)式の C は

$$C = \frac{2}{5d_m} \left[\frac{g}{0.02} \left\{ c_L + (1-c_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_{*DL}}{c_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} \dots\dots\dots (25)$$

のようにすることができる。ただし、 $p=3/2$ である。また、 h/d_m が30程度以上となると、粒子の衝突効果と乱流混合効果の両方が重要となり、近似的には Manning の抵抗則を用いてもよい⁷⁾。このとき、(18)式は

$$q = \frac{1}{n_r} h R^{2/3} \sin^{1/2} \theta \dots\dots\dots (26)$$

であるから、

$$C = \frac{1}{n_r} R^{1/6}, \quad p = \frac{1}{2} \dots\dots\dots (27)$$

である。ここに、 n_r : Manning の粗度係数である。

各流動式の差分表示は以下のようである。

掃流状集合流動：

$$q_i^{n+1} = 0.7 \frac{1}{d_m} (h_{i-1}^n)^2 [(\sin \theta)_i^n R_{i-1}^n]^{1/2} \dots\dots\dots (28)$$

土石流 ($h/d_m \ll 30$) :

$$q_i^{n+1} = \frac{2}{5d_m} \left[\frac{g(\sin \theta)_i^n}{0.02} \left\{ c_{Li-1}^n + (1 - c_{Li-1}^n) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_{DL}}{c_{Li-1}^n} \right)^{1/3} - 1 \right\} (h_{i-1}^n)^2 (R_{i-1}^n)^{1/2} \dots\dots\dots (29)$$

土石流 ($h/d_m \geq 30$)

$$q_i^{n+1} = \left(\frac{1}{n_r} \right) h_{i-1}^n (R_{i-1}^{n+1})^{2/3} (\sin \theta)_i^n)^{1/2} \dots\dots\dots (30)$$

ただし、上添字 n は時間ステップを、下添字 i は距離ステップを意味している。

(4)式の差分表示は

$$h_i^{n+1} = h_i^n + (i_i^n + r_i^n - (q_{i+1}^n - q_i^n)/\Delta x) \Delta t \dots\dots\dots (31)$$

であり、(6)式および(7)式の差分化表示も同様である。

(8)式は

$$D_i^{n+1} = D_i^n - i_i^n \Delta t \dots\dots\dots (32)$$

(9)式の差分表示は

$$\theta_i^n = \theta_0 - \tan^{-1} (D_{i+1}^n - D_i^n)/\Delta x \dots\dots\dots (33)$$

(15)式および(17)式の差分表示は、例えば(17)式について示すと、

$$i_i^{n+1} = \beta \frac{c_{L\infty}^n - c_{Li}^n}{c_{DL}} \frac{q_{i+1}^n}{d_m} \dots\dots\dots (34)$$

のようである。ここで、 $c_{L\infty}^n$ は

$$c_{L\infty}^{n+1} = \frac{\rho_{mi}^n (\tan \theta)_i^n}{(\sigma - \rho_{mi}^n) (\tan \phi - (\tan \theta)_i^n)} \dots\dots\dots (35)$$

から求める。

(2) 初期および境界条件

表面流に対する初期条件は、堆積層全体にわたって、

$$q^0(I) = 0, \quad H^0(I) = 0 \dots\dots\dots (36)$$

とする。しかしながら、各場所での飽和浸透流の水深および不飽和部における飽和度は与えられていなければならない。今回の実験ケースを対象に計算する場合、簡単のために下流端から 135 m より上流では堆積層全体が不飽和、それより下流では飽和とした。しかしながら、上流部もほとんど飽食に近いので連続式を考える場合には、 $s=1$ とみなした。このような簡略化によって、上流部で侵食が進んだ段階で全層流動へ遷移する現象は説明できないが、侵食の初期の段階はほぼ正しくモデル化されていると考えられる。

給水流量を RR 、水路幅を B とすれば、上流端給水の場合の上流境界条件は

$$q^n(I) = \frac{RR}{B} \dots\dots\dots (37)$$

である。また、側岸給水の場合、水流入のある最上流点では

$$q^n(I_{in}) = \frac{RR}{Bl} \dots\dots\dots (38)$$

である。ただし、 l : 横流入のある区間、 I_{in} : 横流入が始まる最上流位置である。

(3) 計算の実行

実験材料の性質、流路勾配や初期堆積厚、等を与えて計算を実行する。その際、粗粒径と細粒径の境界をどのようにとるかが問題であるが、実験ケースを対象とした場合、0.3 mm とした。すなわち、これ以下の粒径の粒子は浮遊して流体密度の増大に寄与し、これ以上の粒径の粒子は衝突効果によって抵抗則を決定するものとみなした。このとき、粗粒成分の粒度分布は Fig. 3 の B 曲線のようになり、 $d_m = 1.8$ mm となる。

まだ不飽和領域での侵食速度を与える式が明らかになっていないのでこのままでは計算を始めることができない。実験結果から侵食速度と掃流力の関係をプロットすると Fig. 4 のようにほぼ一義的な関係が示唆されたが、実験ケースも少なく確定的なことが言えないので、ここでは取りあえず、不飽和領域での侵食速度は実験値の傾向から、実験ケースごとに勾配と侵食速度の回帰式を作成して使用した。そして 135 cm の位置より下流については(15)式を用いて計算し、ここで考えている計算モデルの検討と同時に係数 α の適切な値のオーダーを見積ることを目的とした。

計算は $\Delta x = 1.0$ cm, $\Delta t = 0.002$ sec で行った。

なお、本法のようなキネマティック・ウェーブの数値計算等においては、上流部で激しく侵食が進んで逆勾配が生ずる場合には $\sin\theta$ が負となって計算ができなくなる。ここではこのようなことを避けるために、上下流 5 メッシュ間で河床高の移動平均を取って平滑化を行っている。

4.2 計算と実験の比較、および α の値

Fig. 5 および Fig. 6 は Run 1 を対象に、 α の値の変化によって、時間的な侵食傾向の変化および流動深の変化にどのような差が生ずるかを調べた結果である。測点 1, 2, 3 は不飽和領域であり、実験から得られた勾配と侵食速度の関係式をもとに計算がなされているのであるが、 α の値によってそれより下流の侵食速度が異なるため、その影響が上流へ波及してくるので、 α の値の差による違いが時間の経過に従って大きくなっている。測点 4 および 5 は飽和領域であり、土石流先端部の到達当初から、 α の値によって侵食速度および流動深が顕著に異なっている、 α の値が大きいほど侵食速度が大きく、したがって流動深も大きくなる。しかしながら先端の到達時刻には顕著な差はない。

Fig. 6 において、時間の経過に従って流動深が一定値に近づいているのは、上流から次第に堆積層が洗われて固定床が露出するため、一定水深は供給水による固定床上の定常水深である。この図はまた、土石流が流下に従って三角形のハイドログラフを持つ傾向を示しており、従来観察されているように、土石流が先端部付近で最も大規模で後方へ向って流量の低減する傾向を持っていることと対応している。

さて、実験結果と Fig. 5, 6 の傾向とを比較して、最も適切な α を選べば、 $\alpha = 0.0007$ となる。これは先に示した遅れ時間にすれば約 5 秒程度ということになる。

Fig. 7 および Fig. 8 は計算結果と実験結果との比較である。Fig. 7 において、上流から 20 cm, 60 cm, および 100 cm の測点での侵食傾向が少くとも初期において計算値とよく一致しているのは当然としても、160 cm および 220 cm の測点での侵食傾向が比較的良好に一致していることは(15)式の妥当性を α の値の妥当性も含めて伺わせるものである。ただし、測点 220 cm の実験値は時間が経過しても侵食があまり進まない傾向が読みとれる。これは 270 cm の下流端で堆積層が高さ 10 cm の堰によって固定されている

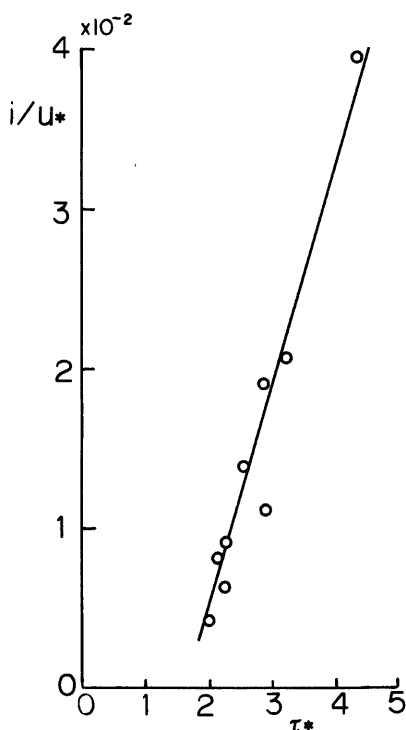
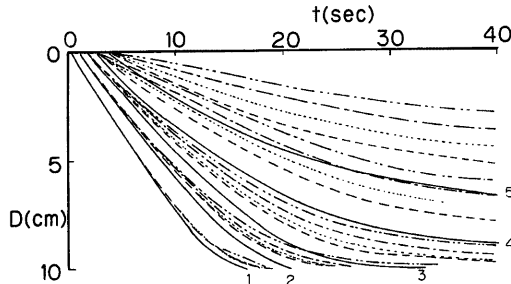
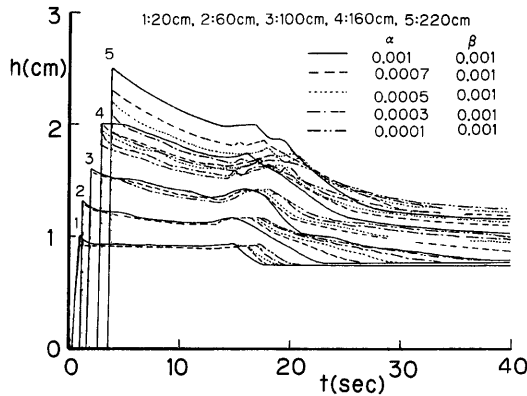


Fig. 4 Erosion velocity versus non-dimensional tractive force on non-saturated bed.

Fig. 5 Changes in erosion rates with the variation of α value (Run 1).Fig. 6 Changes in depth-time relationships with the variation of α value (Run 1).

この地点では実際には侵食が生じないにもかかわらず、計算では堰の存在が考慮されていないことによっていと思われる。

Fig. 8 において、実験値の変動は大きい、初期においては計算値を実験結果を比較よく説明していると言える。しかしながら、例えば 20 cm 地点における 20 sec 以後の流動深には両者で差が生じていることは明らかである。この地点ではこのような時点にすでに堆積層は全部侵食されて固定床となっており、前述のように h は固定床上の水流の水深に他ならないから、 $D=0$ となった時点以後は水流の抵抗則を保って計算をするようにしておけば正しい結果を求めることができたのであるが、ここではそれを用いずに、(24)式のような掃流状集合流動の抵抗則をそのまま用いたために差が生じたものである。したがって、このような部分での計算値と実験値との不一致は、ここで示している計算モデルの不都合を示すものではない。なお、このように時間の経過に従って漸近する定常水深がもっと小さいことを考慮に入れても、計算値は実験値に比べて、流動深の大きい部分の継続時間が長くなっているようである。このことは **Fig. 7** において例えば 20 cm 地点での 10 sec 前後におけるように、ある程度侵食が進んで堆積層厚さが薄くなれば急激に侵食が進んで計算値の傾向から離れることに関係がある。これは上流の不飽和領域でも浸透流がある水深を持って流れており、堆積層が薄くなると突然全層流動へ遷移するために生じた現象である。全層流動が生ずると一挙に大量の土砂が下流へ供給される。例えば 60 cm 地点の流動源が 15 sec 前後に急激に大きくなり、

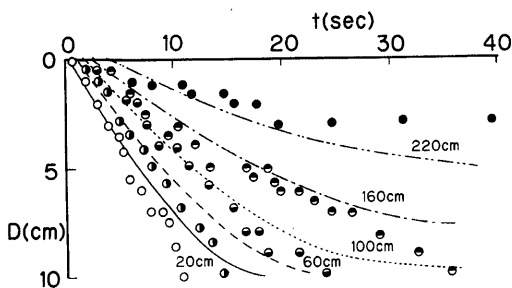


Fig. 7 Erosion of the bed in Run 1.

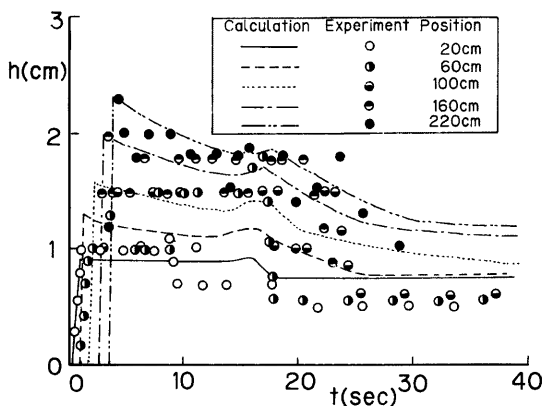


Fig. 8 Depth-time relationships in Run 1.

その後急減しているといった性質が現われているのはこのためである。また、上流部の堆積層がなくなると堆積層の始点で激しい水流の乱れが生じ、侵食速度が大きくなる傾向を生ずる。このような全層流動への遷移現象や堆積層始点での衝撃の影響は本計算モデルには含まれていないので今後もう少しモデルの改良が必要であると思われるが、おおむね本モデルによって妥当な結果が得られることが分った。

Fig. 9 は先端到達時刻の比較である。先端速度はほぼ先端の断面平均流速に等しいが、両者はほぼ一致しており、本計算で用いた (25) 式のような dilatant 型の抵抗則および d_m の見積りが妥当であったのと判断される。

Fig. 10 および **Fig. 11** は Run 2 に対する計算と実験の比較である。Run 1 に対するのと同様、 $\alpha = 0.0007$ としている。両者の一致の程度は Run 1 の場合とはほぼ同様である。Run 1 は Run 1 に比して、上流端の給水流量が 1.75 倍となっているのであるが、160 cm および 220 cm 地点の侵食速度は多少大きくなっている。

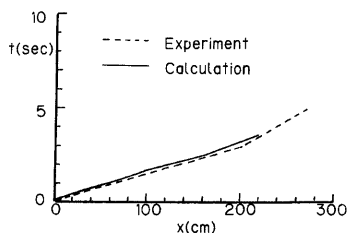


Fig. 9 Arrival time of the front of the debris flow (Run 1).

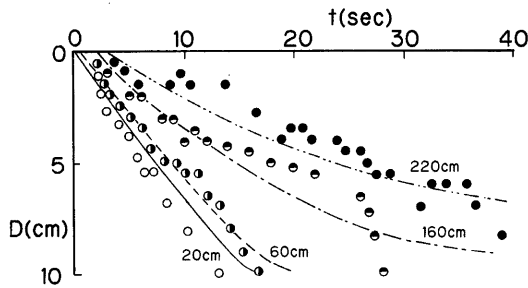


Fig. 10 Erosion of the bed in Run 2.

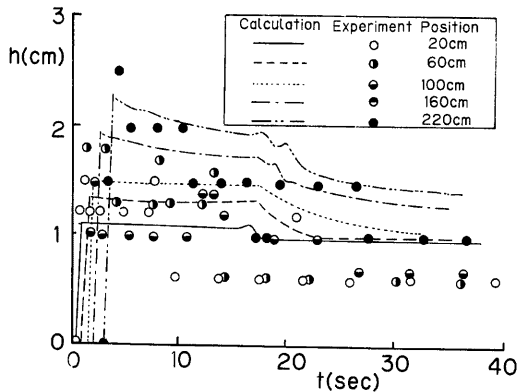


Fig. 11 Depth-time relationships in Run 2.

るものの、各地点の流動深の最大値には 20 cm 地点を除けばほとんど差がない結果となっている。ただし、Run 2 の方が先端通過後の流動深の低減傾向が小さく、より矩形形状のハイドグラフ呈している。

一方、両ケースでの粗粒子の濃度の時間的変化の計算値は Fig. 12 のようであり、両者の差はかなり大きい。すなわち、結果として流動深はあまり差がないのであるが、濃度に差があり、したがって流速に多少

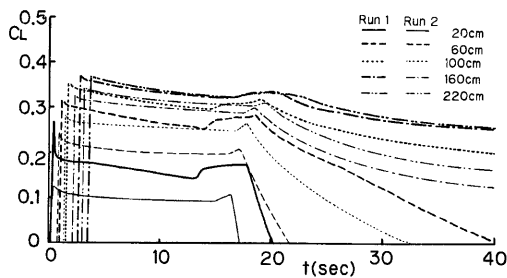


Fig. 12 Comparison of the coarse solid concentrations between Run 1 and Run 2.

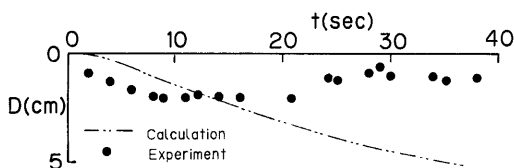


Fig. 13 Erosion of the bed in Run 3 at the point 220 cm.

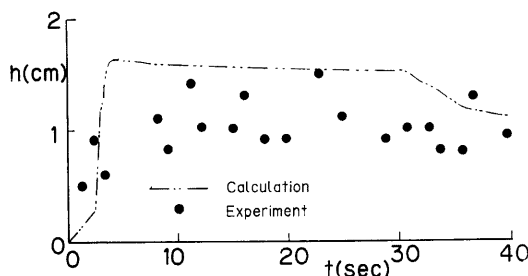


Fig. 14 Depth-time relationships in Run 3 at the point 220 cm.

の差が生じているのである。このように濃度変化は形成される土石流の性質を支配するので、濃度変化をも考慮に入れた計算モデルでなければ適切でないことがこの点からも分る。

Figs. 13, 14 は Run 3 の両側岸から水が均等に供給される場合に対する結果である。本実験に対しては上流部における侵食速度を測定しておらず、したがって、不飽和領域での侵食速度が不明である。ここでは、本実験の場合、不飽和域での表面流量が Run 1 に比べて小さいことから仮りに Run 1 の侵食速度よりも少し小さい侵食速度として、 $i=0.5$ cm/sec の一定値を与えて計算してみた結果が示されている。このようなことであるからこの場合、計算値と実験値を比較することにはあまり意味はなく、結果は横流入の場合にもうまく計算できるということと、当然のことながら、横流入の場合には 220 cm の測点での流動深が小さく、それだけほぼ一定の流動深の継続時間が長くなることを示していることを記すだけにしておく。

5. Nevado Del Ruiz 火山の泥流への適用

5.1 Nevado Del Ruiz 火山の泥流⁸⁾

1985年11月13日南米コロンビアのネバド・デル・ルイス火山が噴火し、それに伴って発生した火砕流によって頂上付近を覆っていた水河が融解し、生じた水が本火山から発する水系へ供給されて大規模な泥流が発生した。中でも、火口の北東および東へ流れ出す Azufrado 川および Raguinillas 川に発生した泥流はやがて合流し、Raguinillas 川本川を流下する極めて大規模な泥流となり、Raguinillas 川が山間部から流出する出口に形成されていた扇状地上に立地していた Armero 市を襲い、21,000人に及ぶ死者を出して Armero 市を全滅させたのである。本泥流の最大流量は、Armero 扇頂部直上流の流路彎曲部での内外岸の痕跡標高差からの推定値によれば $28,600 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、その少し下流の直線部における見積りでは、Manning の粗度係数を 0.04 として、 $29,640 \text{ m}^3/\text{s}$ である。また、これは Armero 付近一帯約 30 km^2 に堆積しており、全堆積土量は平均堆積厚さを 1.5 m として、約 $45 \times 10^6 \text{ m}^3$ と言われている。

本泥流の構成物質は Armero 市街地付近の堆積の上流部主流付近では、平均径 10 cm 程度の石礫が多く、水裏部や堆積の下流部では微細な泥の成分が顕著⁹⁾ であり、全体としては泥の成分が非常に多く、文字

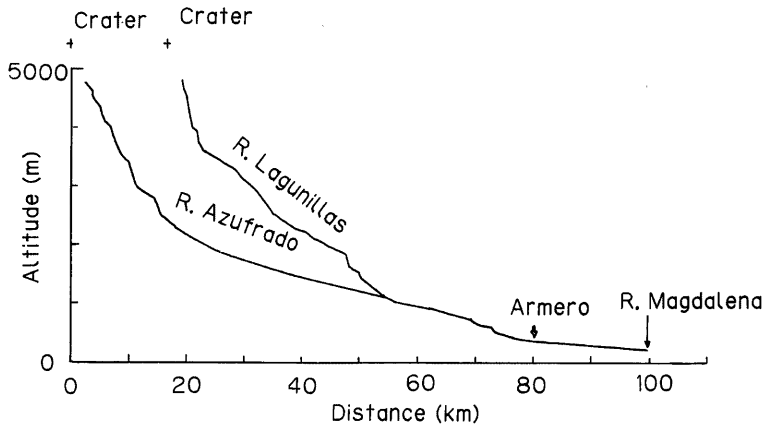


Fig. 15 Longitudinal profile of the River Lagunillas.

通り泥流の様相を呈している。

このような泥流の形成・発達のプロセスについて考察してみよう。Fig. 15 は Azufrado 川および Lagunillas 川の縦断形状を示している。両川源流部付近の縦断面勾配は、Azufrado 川で 12° 、Lagunillas 川で 19° 程度であり、氷の融解による大量の水が供給されたとき、Azufrado 川では掃流状集合流動として、Lagunillas 川では土石流として、供給水と侵食砂礫が混合して流下したものと考えられる。河床堆積物の平均粒径は Armero での堆積物の傾向から推定して、約 10 cm 程度であり、その石礫間の空隙を比較的微細な土砂が埋めていたであろう。また、当時河床堆積物は水でほぼ飽和していたものと推察され、侵食によって水量も増加して行ったものと考えられる。

侵食された土砂礫は水とともに流動を始めるが、その内の粗粒成分は Azufrado 川では流動層の下方に集まって、Lagunillas 川では全流動に分散して流れる。Azufrado 川においては山頂から水平距離 7 km 区間において、Lagunillas 川では約 5 km 区間において急勾配が続いており、流下に伴って土砂濃度、流量とも

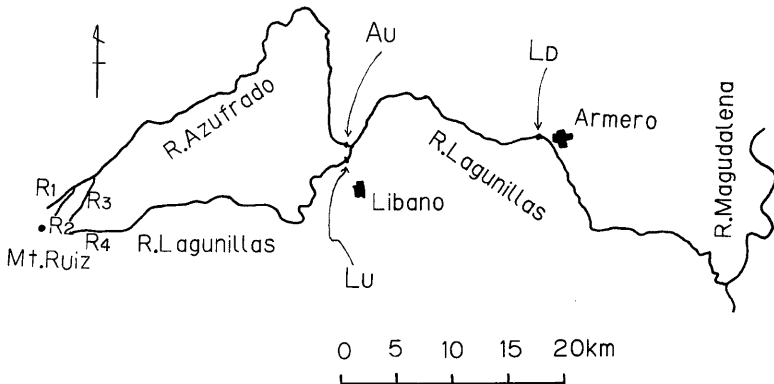


Fig. 16 The River Lagunillas and the neighborhood.

に増大して行く。しかしながら、両川において急勾配区間が過ぎると河床勾配は急激に緩くなる。このとき、粗粒子濃度がその勾配でそのまま流下させるには過大となり、堆積を生じて流れの粗粒子濃度は低下して行く。微細粒子も粗粒子の堆積の隙間に一部分水と一緒に閉じ込められるが、全流動層に分散して流れているため、上層においてはそのままの高濃度であり続けることが可能である。さらに、この緩勾配区間を過ぎると、再び急勾配の区間に入り、緩勾配区間で粗粒成分の濃度が薄くなった結果、再び侵食能力が復活して河床を侵食する。そのため粗粒成分の濃度は増大するが、同時に微細粒子成分の濃度も、河床に含まれていた微細粒子が加わる結果増大する。このようにして、流れが緩急勾配の区間を繰り返し通過して、堆積および侵食を繰り返して行く過程において、粗粒成分の濃度は大きく変動するが、微細成分の濃度は変動が小さく、むしろ次第に高濃度になって行くような傾向を生ずる。このようにして、Armero を襲った泥流は微細成分が特に大量に含まれる高濃度の泥流となったものと考えられる。

Fig. 16 は Azufrado 川および Lagunillas 川と Armero の位置を示す平面図である。Armero は火口から直線距離で約 50 km も離れた位置に存在する。

5.2 泥流ハイドログラフの計算

上述の泥流形成機構によるハイドログラフの発達過程は、上流端における供給水ハイドログラフ、河道の地形条件等が与えられれば本論文で示した計算法を用いて再現できるはずである。

河道条件のうち、 θ_0 は 1/100,000 地形図から読みとった値を用いるが、河幅については不明である。地形図をもとに、Azufrado 川流域では火口付近から、Hediona 川 (R_1)、Azufrado 川 (R_2) および Plaruela 川 (R_3) の 3 本が発し、Lagunillas 川は 1 本 (R_4) だけが発するものとみなし、それぞれ河幅は $B=50$ m の一定値

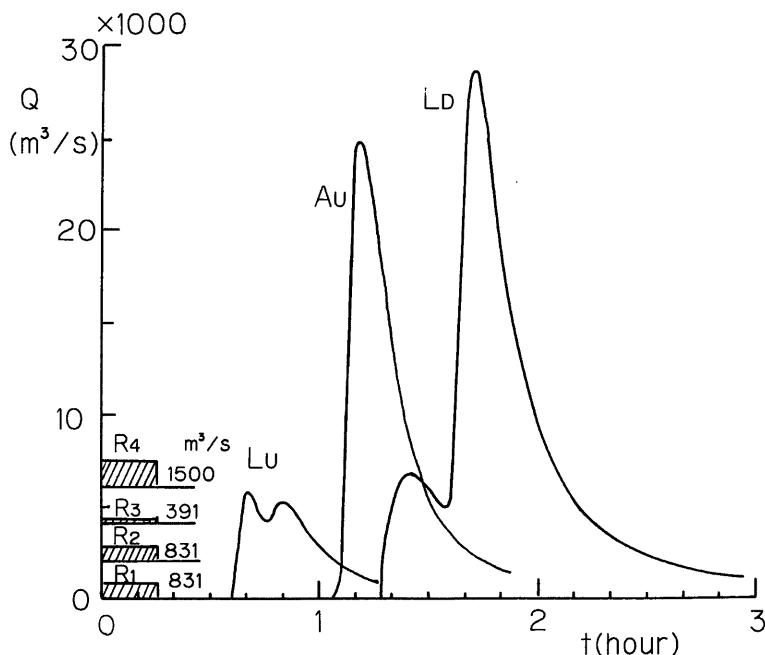


Fig. 17 Calculated hydrographs of the mud flow along the River Langunillas.

をとるものと仮定した。Azufrado 川流域の3本の河川はやがて合流して1本となるが、合流後の河幅も50 m であるとしている。また、Azufrado 川と Lagunillas 川が合流してもやはり河幅は50 m で不変であるとした。

河床堆積物の性質については、厚さは一律20 m であるとし、これ以上侵食は進まないものとした。また $c_* = 0.64$, $c_{*L} = 0.256$, $c_{*F} = 0.384$, $c_{*DL} = 0.5$, $\tan \phi = 0.75$, $d_m = 10 \text{ cm}$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$ とした。

泥流の流動深と d_m との比は30を十分に越えていたと推察されるので流動式には Manning 型のものが使用でき、 $n_r = 0.04$ とする。侵食、堆積速度を規定する係数 α , β については4章の実験結果を参考に、 $\alpha = \beta = 10^{-4}$ を用いた。

上流端に供給される水の流量およびその継続時間については、氷の融解に関する理論的考察⁸⁾、流域面積および他の河川における継続時間の証言を参考に、Hedionda 川および Azufrado 川本川に対してはいずれも、 $Q = 831 \text{ m}^3/\text{s}$ 、Plaruela 川に対しては $Q = 391 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、Lagunillas 川に対しては $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、継続時間にすべて15分とした。

計算は $\Delta x = 200 \text{ m}$, $\Delta t = 1.0 \text{ sec}$ として差分して行った。なお、(7)式において、 c_L は小さいと思われたので、これを無視した式を用いている。

Fig. 17 はハイドログラフの計算結果である。図中の L_U , A_U , L_D は Fig. 16 に示したようにそれぞれ Lagunillas 川の合流点直上流、Azufrado 川の合流点直上流、および Armero 直上流の位置を示す。Lagunillas 川の方が流下距離が短いため、流量が小さいにもかかわらず Azufrado 川との合流点へ早く到達しており、Armero 地点に至っても、その影響が残ってハイドログラフが二つのピークを持っている。本計算によれば Armero 地点でのピーク流量は $28,600 \text{ m}^3/\text{s}$ となっており、先に示した現地調査によるピーク流量の推定値と合っている。また、泥流の Armero への到達時刻については、現地では、火砕流の発生によって水が上流端に供給されてから約2時間後であると言われている、計算では、Lagunillas 川を流下してきた泥流は約1時間20分後に、Azufrado 川を流下してきた泥流は約1時間35分後に到達しており、計算の方が少し早く

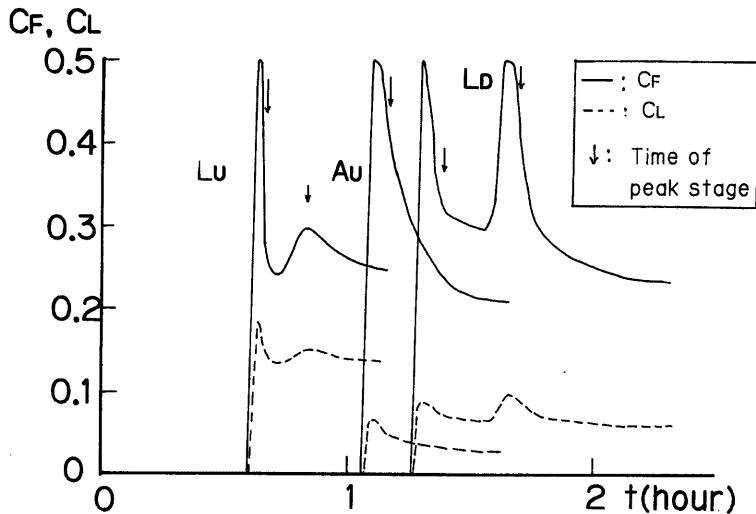


Fig. 18 Calculated solid concentrations along the River Lagunillas.

なっている。いつ火砕流が発生したのかという点も実ははっきりしていないのであるが、これは上流端での供給水量や流路の粗度係数の決め方とも関係があり、今後さらにこのような溪谷での泥流の挙動に関する研究が必要である。

Fig. 18 は各場所のハイドログラフに対応する粗粒子および細粒子成分の濃度の時間的変化を示している。 c_F の値が0.5以上になっていないのはこれ以上の濃度にはなり得ないという条件を与えたためであるが、先端到達時に侵食が急激に進み、濃度ピークは水位ピークよりもかなり時間的に先行して生じていることがわかる。また、 c_F が c_L を大幅に上まわっており、微細砂が高濃度に含まれた泥流が形成されていることを示している。このような濃度の計算結果と流量の計算結果から、固体分の総流出量を見積ると $20.4 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。Armero 一帯に堆積している総土量は約 $45 \times 10^6 \text{ m}^3$ であると言われており、 $c_* = 0.65$ で堆積しているものとするれば、固体分の体積は $29.3 \times 10^6 \text{ m}^3$ となっており、計算による固体分の総量が約70%程度と少し小さくなっているが、実際の堆積土量についても、平均 1.5 m の厚さで堆積していることが仮定されている等あいまいな点も多い。

いずれにしても、本論文で提示した手続によって、供給水量が与えられれば、地形条件や堆積物の条件を知って、泥流のハイドログラフのみならず、土砂濃度等の性質も予測できることが判明した。

6. 結 論

以上、本研究によって明らかにされたこと、および残された問題点を列挙して結論とする。

- 1) 任意の縦断形状を持つ堆積層に表面流が与えられて発生する土石流の形成過程を数値的に取り扱う方程式系が明らかにされた。
- 2) 土石流は不定流性が強いようにも思われるが、実際には加速度項や侵食・堆積による付加抵抗項を省略したキネマスティックウェーブとしての取り扱いで十分な場合が多い。
- 3) 飽和堆積層領域における侵食速度式および勾配遷移にもとづく堆積速度式を与え、実験結果と比較対照することによって侵食速度式の係数 α の値を求めた。
- 4) 提示された方程式系の数値計算結果と実験結果とは比較的良好な対応関係にあり、本手法を妥当性が示された。
- 5) 本手法を実際に発生した大規模な泥流の形成過程の解析に適用し、十分の適用性のあることが分った。
- 6) 不飽和領域での侵食速度式、粗粒子成分と細粒子成分との分離法、 β の値、 α の一般性についての検討、不飽和域での全層流動への遷移過程を考慮した方程式、実際の溪流での泥流に対する粗度係数の見積り、等は今後に残された課題である。

最後に、本研究を進めるのにあたって、実験および数値計算に中川 一助手の全面的な助力を得たこと、本研究の一部には文部省科学研究費、一般研究(C)60550362 (土石流ハイドログラフの予測に関する研究、研究代表者：高橋 保)の補助を得たことを記し、感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 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.
- 2) 椿 東一郎：降雨発生装置による土石流の流動に関する実験，文部省科学研究費自然災害特別研究研究成果「土石流の発生機構に関する研究」，1978, pp. 40-41.
- 3) 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.
- 4) 平野宗夫，疋田 誠，森山聡之：活火山流域における土石流の発生限界と流出規模の予測，第30回水理講演会論文集，1986, pp. 181-186.
- 5) 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.
- 6) 橋本晴行, 椿東一郎, 平野宗夫: 土砂の掃流状集合流動について, 第30回水理講演会論文集, 1986, pp. 235-240.
 - 7) 高橋 保: 土石流の流れ学, ながれ, 3, 1984, pp. 307-317.
 - 8) 高橋 保, 江頭進治: Nevado Del Ruiz 火山の噴火にともなう泥流について, 震災予防協会第2回講演会資料集, 1986, pp. 133-164.
 - 9) Lowe, D. R., et al.: Lahars Initiated by the November 13, 1985. Eruption of Nevado Del Ruiz, Colombia, 1985, pp. 1-11.