

計画土石流の設定と避難計画

中川 一・高橋 保・澤田 豊明・里深 好文

DESIGN HYDROGRAPH AND EVACUATION PLANNING FOR DEBRIS FLOW

By Hajime NAKAGAWA, Tamotsu TAKAHASHI, Toyooki SAWADA and Yoshifumi SATOFUKA

Synopsis

A numerical simulation method which can establish a designed debris flow hydrograph and hazards due to flooding of it under arbitrary basin and rainfall conditions are given. This method is consisted of one and two dimensional analysis. One dimensional analysis can evaluate a debris flow developing process by erosion and deposition of gully bed by surface water runoff or supply of debris and water as a consequent of landslide. Whether landslides will occur or not is one of very important factors to generate a large-scale debris flow. The effects of the landslide location and the number of landslide to the generated debris flow hydrograph are investigated. Two dimensional analysis can evaluate the process of flooding and deposition of a debris flow. This method can identify hazardous zones, examine the safety of the refuge places and routes, and give useful information about mechanism of occurrence of the debris flow hazard to the residents. This method is verified by applying to an actual debris flow.

1. 緒言

建設省河川砂防技術基準(案)の計画編¹⁾によれば、「砂防基本計画の規模は、土石流区域においては、想定される土石流の規模とし、…」とあり、その解説で「土石流形態の土砂流出においては、土石流が発生するかどうか問題であり、その規模に中間段階を想定することが困難であるため、原則として想定される最大規模の土石流を対象に計画の規模を定めるものとする。」とされている。洪水に対しては、一般には計画降雨を単位図法や貯留関数法等を用いて流量に変換して各地点の計画ハイドログラフを決定し、計画高水および計画高水流量が決定されている。土石流に対しては、土石流が発生するかどうかということすら問題であるので、ましてや土石流ハイドログラフを洪水ハイドログラフのように決定するのは困難である、決定してもその値は信頼性が低い、したがって「安全側に最大規模の土石流を対象としておこう」ということなのである。

それでは、ここで言う「想定される最大規模の土石流」とはどのようにして決定されるのであろうか。同基準(案)によれば、まず豪雨性小規模崩壊や溪床に堆積している土砂量等から計画生産土砂量を算出し、このうち土石流等によって流送され得る土砂量として計画流出土砂量を設定している。その量は土石流に関する資料が無く、かつ地すべり性大規模崩壊が予想されない場合には、例えば花崗岩地帯であれば、50,000～150,000 m³/km²/1洪水、というように定められている。このように定められた根拠は不明であるが、不確実な要因を考慮して過去の実績の統計的な解析から安全側に見積もられたものと推察される。

この数値が過大であるかどうかは別にして、全国に7万箇所以上あるとされている土石流危険渓流に対し

て、過大な投資は許されないし、かといって対策が不十分であれば危険である。適切な規模のハード対策を講じることが重要であり、そのためには計画土石流をある程度精度よく評価することが必要となる。計画土石流ハイドログラフの設定などの砂防計画においても、洪水防御計画レベルの指針を立てる必要があるものとする。また、計画土石流が設定できれば、計画規模に対してハード対策が行き届いていないところや不十分などでは、土石流災害危険区域の指定や避難システムの充実が図られねばならない。

さて、土砂災害対策を講じる上で土砂災害危険区域を設定して要避難者に対し、土砂災害の危険性について正しい情報を提供し、適切な避難を実施することにより被害を最小限にとどめようとするいわゆるソフト対策が重要であることは論を俟たない。その際、どのような降雨によって、いつどのような規模の土石流が発生し、どのような範囲にどのような規模で土石流が氾濫・堆積するのかを予め知っておくことがソフトおよびハード対策を講じる上で重要である。著者らはこのような問題に対する回答を与える一つの方法として、与えられた降雨によって引き起こされる土石流の発生時刻、発生規模、溪流内での挙動および氾濫・堆積域を流域条件に応じて一貫して予測するシミュレーション手法を開発してきた²⁾。ここで問題となったのは、溪流の源頭部で崩壊の発生が有るか無いかで発生土石流の規模が大きく異なるということであった。土石流災害に対しては、最近でこそコンピューターを用いた数値シミュレーションにより、与えられた条件下での土石流氾濫危険区域の予想が可能となってきた。ところが、外力としての降雨条件、場の条件としての堆積土砂量、粒径および微地形、土石流発生の引き金となるような表層崩壊の発生の可能性とその位置・規模など、土石流の規模を規定する重要な要因には不確定さが存在し、設定した土石流の規模が異なるために実際の氾濫範囲が予想したものと大きく食い違うことも予想される。

そこで本研究ではまず、任意の流域に対して土石流氾濫危険範囲を設定するときどのような土石流規模を対象とすればよいのか、すなわち計画土石流規模をどのように設定すればよいかについて、著者らのこれまでの研究成果を用いて特に、土石流ハイドログラフに与える崩壊位置と規模の影響に焦点を絞り検討する。ついで、既往の災害事例および土石流ハイドログラフのシミュレーション結果を参考として設定した計画土石流ハイドログラフをもとに、扇状地での土石流氾濫ハザードを氾濫シミュレーション手法を用いて設定する。最後に、本研究で対象とした流域での土石流避難計画について、地域防災計画等をもとに考察する。なお、本研究では、対象流域において地理情報システム (GIS) を用いて、最適避難経路および最適避難地設定のための手法を構築する予定にしているが、この作業は現在進行中であり、これがまとまった時点で別途報告したいと考えている。

2. 計画土石流の設定法

2.1 概説

土石流の規模や性質を予測する際に問題となるものとして、(1)予測モデル自体の精度の問題、(2)堆積土層厚や堆積土砂の粒径等、場の条件に関する問題、(3)計画で対象とする降雨条件の設定の問題、(4)対象とする降雨に対して、土石流発生の引き金となるような表層崩壊の発生の可能性と、発生した場合の崩壊の規模と位置の予測の問題、などが考えられる。

(1)については、基礎式系そのものの妥当性と式中に含まれる諸パラメータの設定が問題となる。これについては、水理模型実験や実際現象へモデルを適用してその妥当性を検証することが可能であろう。基礎式系の妥当性についてはこれまで種々検討がなされてきている^{2).3).4).5)}ので、ここでは検討しないが、侵食速度式に含まれているパラメータについては後で検討する。

(2)については現地調査を行うなどして場の情報を得ることが可能と思われる。ただ、広い流域を対象とした場合には得られる資料の個数や精度には限界があるので、限られた情報からどれだけ場の代表性を持たせることが可能となるかについて今後検討が必要となろう。ここでは、場の条件が与えられたものとして検討を行うものとする。

(3)については既往最大の降雨を対象としたり、200年に1回発生するような降雨を対象とするなど、種々の外力条件が設定し得る。ここでは、与えられた降雨条件のもとでの崩壊の発生の可能性や土石流発生の可能性について検討することにする。ただし、その解析方法は特定の降雨のみに限定されるものではないことを断っておく。

(4)についてはこれまでほとんど検討されたことがなかったが、非常に重要な要因であると思われる、本研究ではこれについて後で検討することにする。

2.2 基礎方程式

著者ら⁶⁾は先に任意の縦断形等の性質をもつ溪床堆積物へ、上流あるいは横から水流あるいは土石流が与えられたときに形成・発達する土石流のハイドログラフを求める手法を提示し、洞谷土石流の再現計算に適用して良好な結果を得ている²⁾。ここでも、この方法を用いることにすれば、基礎方程式系は以下のように表される。

運動方程式

$$q_T = ChR^{2/3} \sin\theta \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 q_T ：土石流の単位幅流量、 h ：流動深、 R ：径深、 θ ：流路勾配、 C は係数であって、石礫型土石流の場合

$$C = \frac{2}{5d_L} \left[\frac{g}{0.02} \left\{ C_L + (1-C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_{*DL}}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} R^{-2/3} \dots\dots\dots(2)$$

のようになる。ただし、 d_L ：粗粒子の平均粒径、 g ：重力加速度、 C_L ：土石流中の粗粒子の容積濃度、 C_{*DL} ：土石流が新たに堆積する際の粗粒子の容積濃度、 ρ_m ：微細砂を浮かべて重くなった間隙流体の密度、 σ ：砂礫の密度である。未発達の掃流状集合流動では

$$C = 0.7 \sqrt{g} R^{-1/6} h/d_L \dots\dots\dots(3)$$

が成立する。ただし、掃流状集合流動は C_L が $0.4 C_{*L}$ 以下で生ずる。ここに、 C_{*L} は堆積層中の粗粒子の容積濃度である。さらに粗粒子濃度が2%以下程度と低い場合や h/d が30以上の泥流型土石流ではマンニング式が成立し、

$$C = 1/n_m \dots\dots\dots(4)$$

とおけるものとする。ただし、 n_m はマンニングの粗度係数である。

全容積の連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_T}{\partial x} = i \{ C_* + (1 - C_*) S_b \} + r \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 S_b ：堆積層の飽和度、 C_* ：堆積層の全固体分の容積濃度、 r ：側岸からの単位長さ当たりの流入水量である。

砂粒の連続式

粒子同士の衝突効果によって支えられている粗粒子と間隙流体中に浮遊している細粒子について別々の連続式を考える。粗粒子については

$$\frac{\partial(C_L h)}{\partial t} + \frac{\partial(q_T C_L)}{\partial x} = \begin{cases} i C_{*L} & (i \geq 0) \\ i C_{*DL} & (i < 0) \end{cases} \dots\dots\dots(6)$$

であり、細粒子については

$$\frac{\partial\{(1 - C_L) C_F h\}}{\partial t} + \frac{\partial\{q_T (1 - C_L) C_F\}}{\partial x} = \begin{cases} i(1 - C_{*L}) C_{*F} & (i \geq 0) \\ i(1 - C_{*DL}) C_F & (i < 0) \end{cases} \dots\dots\dots(7)$$

である。ここに、 C_F ：粗粒子間隙を満たす泥水中の細粒子の容積濃度、 C_{*F} ：原堆積層中の細粒子の容積濃度、 i ：侵食 ($i > 0$) あるいは堆積 ($i < 0$) 速度、 t ：時間、 x ：流下距離である。なお、 $\rho_m = \sigma C_F + (1 - C_F)\rho$ である。

溪床変動式

溪床の侵食あるいは堆積により堆積層の厚さ D が変化し、溪床勾配も変化する。それぞれ以下のように示される。

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

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

ただし、 θ_0 は原溪床勾配である。なお、逆勾配になったときにはそれぞれの流動形態に対応したエネルギー勾配を用いることにする。

侵食速度式

堆積層が不飽和の場合は

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho_m}{\rho_m} C_L \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (C_{T\infty} - C_L) \frac{h}{d_L} \quad \dots\dots\dots (10)$$

堆積層が飽和の場合は

$$i = \delta_e \frac{C_{T\infty}}{C_* - C_{T\infty}} \left\{ 1 - \frac{C_L}{C_{L\infty}} \frac{\rho_m}{\rho} \frac{\tan \phi - (C_T/C_{T\infty})(C_{L\infty}/C_L)(\rho/\rho_m) \tan \theta}{\tan \phi - \tan \theta} \right\} \frac{q_T}{d_L} \quad \dots\dots\dots (11)$$

である⁷⁾。ここに、 K ：定数、 ϕ ：堆積層の内部摩擦角、 δ_e ：定数、 C_T ：土石流中の全固体分の容積濃度、 ρ ：清水の密度であり、

$$C_{T\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$C_{L\infty} = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (13)$$

で与えられる。

掃流状集合流動の発生領域に属する場合には、平衡濃度は

$$C_{S\infty} = 6.7 C_{T\infty}^2 \quad \dots\dots\dots (14)$$

で与えられ⁸⁾、これを $C_{T\infty}$ と置きなおして (10) 式を用いればよい。ただし、上式の適用領域は $0.02 < C_{S\infty} < C_{T\infty}$ が成立する勾配の範囲であり、勾配の表示に書き直すと、例えば、 $\tan \phi = 0.75$ 、 $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ 、 $\sigma = 2650 \text{ kg/m}^3$ とすると、 $3.55^\circ < \theta < 8.43^\circ$ となる。なお、ここでは、堆積層が不飽和であるという定義は、勾配が 21° 以上にある溪床堆積物を意味するものとしており、これより緩い勾配では堆積層が飽和しているものと見なしている。

勾配が 21° より大きい場合、侵食速度式は (10) 式で表されるが、土石流への発達過程の段階で掃流 ($C_L < 0.02$) や掃流状集合流動 ($0.02 < C_L < 0.4 C_{*L}$) の土砂移動形態が生じる。その際、(10) 式中の平衡濃度 $C_{T\infty}$ を以下のように評価する。すなわち、流れの状態が土石流であっても掃流状集合流動であっても $C_{T\infty}$ として (12) 式を用いることとし、掃流に関してはその平衡濃度 $C_{B\infty}$ を掃流砂量式から評価する。その時の侵食速度式は (10) 式の $C_{T\infty}$ を $C_{B\infty}$ で置き換えることによって求められる。急勾配にも適用される高橋の掃流砂量式は以下のようである⁹⁾。

$$\frac{q_B}{\{(\sigma/\rho - 1)gd\}^{1/2}} = \frac{1 + 5 \tan \theta}{\cos \theta} \sqrt{\frac{8}{f}} \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 q_B ：単位幅の掃流砂量、 τ_* ：無次元の全掃流力、 τ_{*c} ：無次元限界掃流力で

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72} \tan \theta \quad \dots\dots\dots (16)$$

α は係数で

$$\alpha^2 = \frac{2\{0.425 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)\}}{1 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)} \quad \dots\dots\dots (17)$$

であり、 f は抵抗係数で、

$$\left. \begin{aligned} \tau_* \geq 0.2 \text{ のとき} : \sqrt{\frac{8}{f}} &= A + 5.75 \log \left\{ \frac{(\sigma/\rho - 1)\tau_*}{\tan \theta (1 + 2\tau_*)} \right\} \\ \tau_* < 0.2 \text{ のとき} : \sqrt{\frac{8}{f}} &= A + 5.75 \log \left\{ \frac{0.2(\sigma/\rho - 1)}{1.4 \tan \theta} \right\} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (18)$$

である。ただし、 $A = 0.04 \tan^{-2} \theta$ ($\tan \theta \geq 0.08$)、 $A = 6.0$ ($\tan \theta < 0.08$) である。平衡濃度は (1) 式と (15) 式から、

$$C_{B\infty} = q_B/q_T \quad \dots\dots\dots (19)$$

となり、 f と n_m との関係は、さらに (4) 式を用いて

$$n_m = \{f/(8g)\}^{1/2} h^{1/6} \quad \dots\dots\dots (20)$$

である。

一方、勾配が 21° より小さい場合、堆積土層は飽和しているものと見なし、侵食速度式は (11) 式で表されるが、この場合も土砂の移動形態は、土石流だけでなく、縦断勾配が緩くなると掃流状集合流動や掃流となり得る。このとき、(11) 式中の $C_{T\infty}$ としては、 $0.02 < C_{S\infty} < C_{T\infty}$ が成立する勾配 (掃流状集合流動の土砂移動形態) では (14) 式を用いることとし、(12) 式で求めた $C_{T\infty}$ より (14) 式で求めた $C_{S\infty}$ の方が大きくなるような勾配 (主として土石流の移動形態) に対しては (12) 式の $C_{T\infty}$ をそのまま用いることとする。 $C_{S\infty} < 0.02$ となるような勾配 (掃流の移動形態) では $C_{T\infty}$ として (19) 式の $C_{B\infty}$ を用いることにする。

堆積速度式

流下してきた土石流中の粗粒子の容積濃度が当該地点の勾配を (13) 式に代入して得られる $C_{L\infty}$ よりも大きく、かつ流速がその濃度を保持しながら流動を継続できる限界値よりも小さくなったとき堆積が始まるはずである。しかしながら実験によれば堆積は直ちに過剰な土砂をその場に置いていくのではなく、多少の慣性的な流動の後、限界速度 v_e よりもかなり遅くなった ($v = pv_e$, $p < 1$) 地点から下流のある距離にかけて行われる。換言すればある区間内に分散しながら堆積することになる。堆積に要する時間は、次元的には h/u (u は土石流の局所的な流速) で測られること、堆積した場合には土砂濃度 C_{*DL} となること、流速が pv_e よりも小さくなるほど堆積速度が大きくなるであろうことを考慮して、堆積速度を以下のように記述する。

$$i = \delta'_d \left(1 - \frac{u}{pv_e} \right) \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{*DL}} u \quad \dots\dots\dots (21)$$

掃流状流動集合流動および掃流の場合には慣性的運動は少ないと思われるので、それぞれ、

$$i = \delta'_d \frac{C_{S\infty} - C_L}{C_{*DL}} u \quad \dots\dots\dots (22)$$

および

$$i = \delta''_d \frac{C_{B\infty} - C_L}{C_{*DL}} u \quad \dots\dots\dots (23)$$

のようにする。ただし、 v_e は上に述べた限界速度で、流下してきた地点での流動深で与えられた粗粒子濃度の土石流が流動を継続できる平衡速度で、(1) および (2) 式から、

$$v_e = \frac{2}{5d_L} \left[\frac{g \sin \theta_e}{0.02} \left\{ C_L + (1 - C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_{*DL}}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} \quad \dots\dots\dots (24)$$

である。また、 θ_e は流下してきた土石流の濃度 C_L をそのまま流すことができる限界の勾配であり、

$$\tan \theta_e = \frac{C_L(\sigma - \rho_m) \tan \phi}{C_L(\sigma - \rho_m) + \rho_m} \quad (25)$$

で与えられる。なお、 δ_a , δ'_a , δ''_a および p は定数であり、 $u > pv_e$ のときには、 $i = 0$ である。

2.3 対象流域

1979年8月22日午前7時45分頃に岐阜県吉城郡上宝村栃尾の洞谷で発生した土石流については、災害直後に詳細な調査が行われて報告書（建設省神通川水系砂防工事事務所・㈱地域開発コンサルタント）¹⁰⁾が出されており、また著者ら^{2), 3), 4), 5)}も各種の観点から検討を加えてきたので、本研究においてもこの土石流を対象に考察を進めることにする。もちろん、ここで提示する予測手法は適用性が特定の流域に限られるものではないことを断っておく。

洞谷はFig. 1に示すように、神通川上流の蒲田川の右支川で、流域出口の標高800mと最高峰2,185mの標高差約1,400mを、幹川長約2,700mで流れ下っている流域面積約2.3km²の非常に急峻な溪流である。谷の出口には幅約500m、勾配約9.5°の大規模な扇状地が広がっており、その上に栃尾の集落が展開している。土石流発生前の洞谷はこの扇状地を切って幅約14m、深さ約4mの流路工によって流れていた。扇頂から上流約500mにかけては勾配6°~12°の幅広い渓床となっており、11基の砂防ダム群が設置されていた。

雨は8月21日12時頃から降り始め、土石流発生直前においては積算雨量が100mmを越えていた。午前7時45分頃、最も強い降雨の発生と同時に突然土石流が栃尾の集落を襲い、折から車で通りかかった旅行者3名が犠牲となるとともに、全壊家屋7戸、半壊家屋36戸、床上浸水19戸の被害をもたらした。土砂堆積と被害の状況の分布をFig. 2に示す。扇状地上の総堆砂量は約66,000m³である。上記報告書によるとこの流域には21箇所の崩壊地が存在しているが、54年の豪雨で新規に崩壊が発生したのはFig. 1中に示した①のみであり、その崩壊土量は約8,740m³と見積もられている。他は昭和54年以前に形成された崩壊地である。

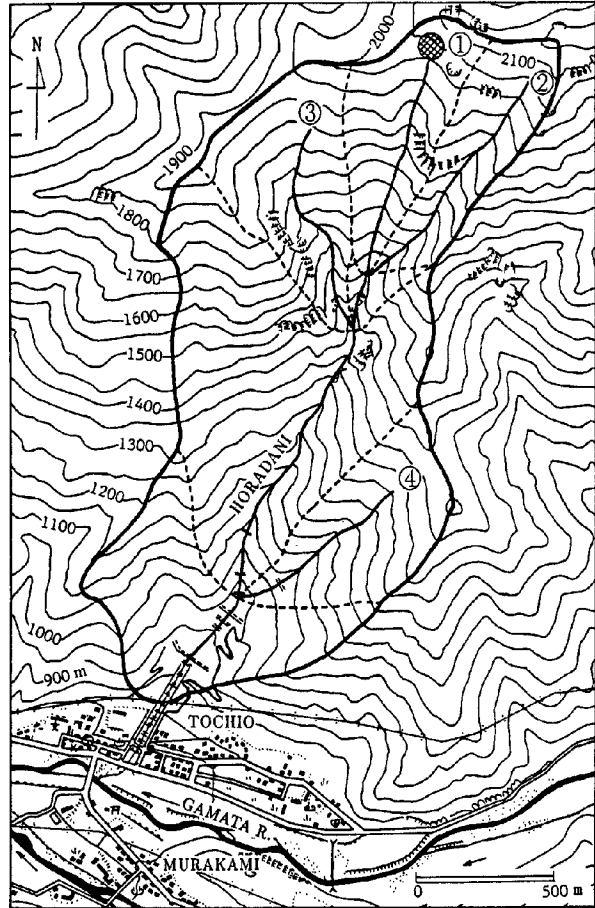


Fig. 1 The Horadani basin.

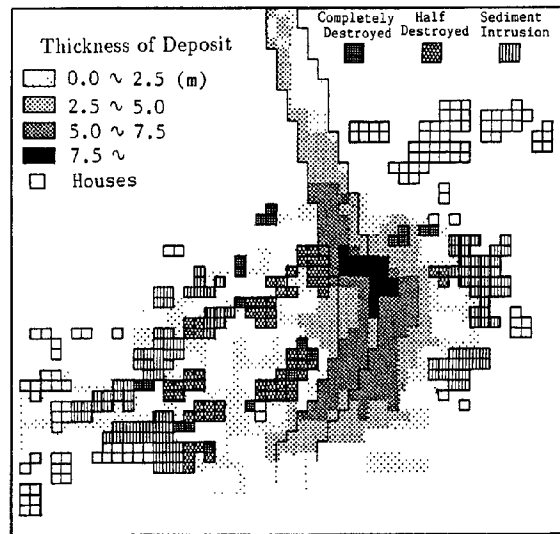


Fig. 2 Thickness of sediment accumulation and hazards to the houses.

2.4 土石流ハイドログラフの予測

(1) 洪水流出流量の評価

土石流の解析には渓床へ流出する洪水流量を知ることが不可欠である。これを求める方法についても既に参考文献2)で詳しく述べられているが、全体を通しての理解を容易にするために再度記述しておく。残念ながら洞谷における洪水流量の実績値は無いので推定によらざるを得ないが、このような小流域に対する一般的な流出計算法は与えられていない。ここでは、石原・小葉竹¹¹⁾の総合タンクモデルを用いることにする。採用したタンクを Fig. 3 に示す。近隣の京都大学防災研究所附属穂高砂防観測所で観測された時間降

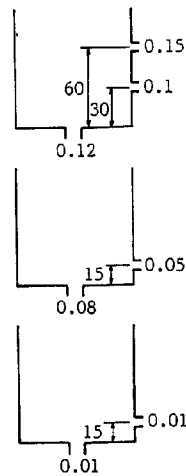


Fig. 3 Tank model used in the flood runoff analysis.

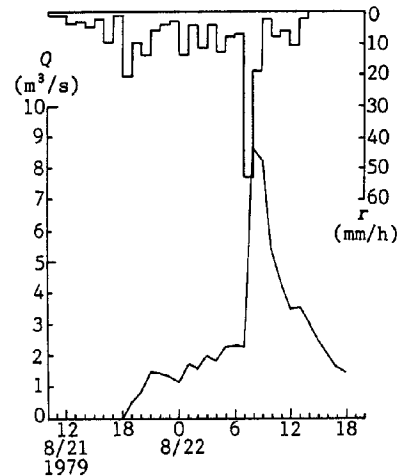


Fig. 4 Calculated flood hydrograph at the fantop.

雨をこのタンクに与えて、土石流が発生しなかったとしたら流出したであろう洞谷出口での洪水ハイドログラフを求めたところ、Fig. 4 のようになった。本研究の目的に対しては渓床の各地点でのハイドログラフが必要であるので、ここでは単純に流出の時間遅れなども無視して、谷出口での流出流量を流域面積で比例配分して各地点での流量を求めることにする。Fig. 5 はある時刻における谷出口での流量が Q_0 のとき、幹川に沿って最上流地点から下流への流量の変化を示している。すなわち、主要な三支流については集中的な流入があるものとし、その他の場所では流路に沿って一様な横流入があるものと見なしている。

(2) 洞谷土石流ハイドログラフの推定

上記各方程式に含まれる物理量の正確な値は不明であるが、洞谷の特性を代表するものとして、堆積土層厚 $D = 4$ m, $d_L = 10$ cm, $C_* = 0.65$, $C_{*F} = 0.2$, $C_{*L} = (C_* - C_{*F}) / (1 - C_{*F}) = 0.56 = C_{*DL}$, $\tan \phi = 0.75$, $\sigma = 2650$ kg/m³, $\rho = 1000$ kg/m³ を与えた。また、流路幅は一律 10 m であるとし、勾配 21° 以上の区間では $S_b = 0.8$, 21° 以下の区間では $S_b = 1.0$ とした。さらに、諸定数の値として、従来の実験結果を参考に、 $K = 0.05$, $\delta_e = 0.0007$, $\delta_d = \delta'_d = \delta''_d = 0.1$, $p = 1/3$ を採用した。なお、侵食速度式中の定数 K と α が計算結果に与える影響について

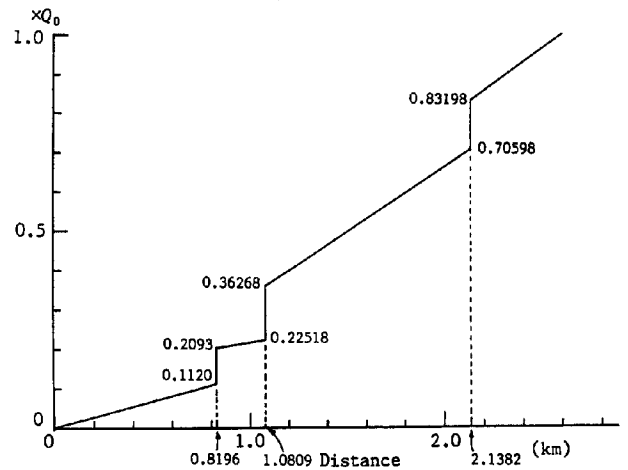


Fig. 5 Flood discharge variation along the main stream.

は次の(3)で検討する。

計算は Fig. 6 に示しているように、流路縦断方向に $\Delta x = 50 \text{ m}$ のメッシュ区分を行い、 $\Delta t = 0.2 \text{ sec}$ の有限差分法によった。なお、下流部の砂防ダム群の設置区間は侵食されないものと考え固定床として扱っている。

Fig. 7 は Fig. 1 に示した最上流端の①での崩壊発生を無視して計算した、流路沿いの流動深の時間変化に関する結果である。午前 7 時 50 分には、上流端から約 1,800 m の所で小規模な土石流が発生しかけている。ここは砂防ダム群が存在している地点の上流端付近に相当している。発生地点はこの地点から上流方向に遡上することが無いため、この土石流は規模を減衰しながら下流へ伝播している。このようにして発生する土石流では規模が小さく、扇状地へ流出した土砂量および溪床の変化を説明することができない。

Fig. 8 は午前 7 時 50 分に上流端の①で崩壊が発生したものと仮定し、崩壊は発生時点ですでに十分な水分を含んで土石流化していたものとして、流路単位幅当たり $q_T = 40 \text{ m}^2/\text{sec}$, $C_L = 0.5$, $C_F = 0$ の土石流を上流端から 10 秒間与えた場合である (供給総土砂量 = $2,000 \text{ m}^3$ 。これは報告書の崩壊土量と一致していないが崩壊土砂の一部が流出したものとしている)。下流部では当初 Fig. 7 の場合と同じ土石流が発生するが、やがて崩壊によって発生した源頭部での土石流が発達しながら流下し、大規模な土石流となって流出していく。

Fig. 9 および Fig. 10 はそれぞれ崩壊を無視した場合と崩壊を考慮した場合の洞谷出口での流動深、流量、粗粒子体積濃度および細粒子体積濃度の時間変化に関する計算結果である。崩壊を無視した場合には、流動深のピークが 2 m 弱で、平均的には 50 cm 程度であり、流量はピーク値が $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度で、平均 $20 \text{ m}^2/\text{sec}$ 程度となっており、実際よりはるかに小さな規模の土石流となっている。一方、崩壊を考慮した場合には、流動深のピーク値が約 4 m 程度、流量のそれが $150 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度で明確なピークを有している。また、試験地での観測でも見られるように、土石流の進行速度が前面での流水の速度よりも小さいため、土石流の直前に流量が減少する傾向が見出される。濃度の時間変化に関しては、いずれの場合にも粗粒子濃度は土石流の到達に呼応して急激に立ち上がり、ほぼ流量のピークに対応して最大値をとって、その後次第に薄くなっていく。ただし、崩壊を考慮しない場合には短時間の内に 20 % 以下になっているが、崩壊を考慮した場合には流量が小さくなくても高濃度の流れが 30 分程度継続している。目撃証言によると、「土石流がゴーという音をたてて流下してから 5 ~ 7 分後に土石流が流路工から溢れて道路にまで氾濫し、30 ~ 60 分の間に土砂の流れはおさまった。」「3 m もの石の層になって土石流が流れてきた。」¹⁰⁾ということからも、崩壊を考慮した場合が妥当な結果となっていると考えられる。

Fig. 11 は崩壊の発生を考慮する場合と考慮しない場合の流出土砂量 (実質分) の比較を行ったものである。崩壊を考慮する場合、実際の流出土砂量をほぼ説明できている。また、Fig. 12 および Fig. 13 はそれぞれ崩壊を考慮しない場合とする場合の流路に沿った溪床の変化の様子を時間を追って示したものである。崩壊を考慮しない場合には上流から 1,600 m 付近から下流のみで岩盤までの侵食が生じ、この侵食はほとんど上流側へ進行していないが、崩壊が生じた場合、下流部で同様の侵食が発生するが、崩壊によって上流側からも侵食が生じ、最終的には上流部の 200 m の区間で一部土砂を残し、これより下流では岩盤に達するまで侵食が生じている。このような傾向はまた現地での状況を説明しているようである。

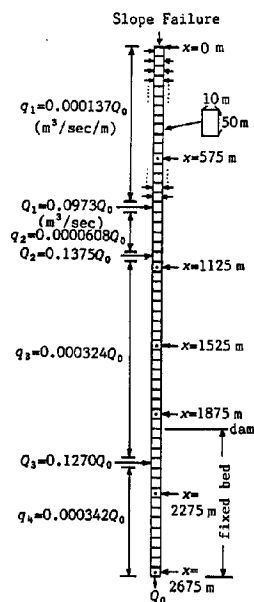


Fig. 6 Division of the main stream channel into reaches.

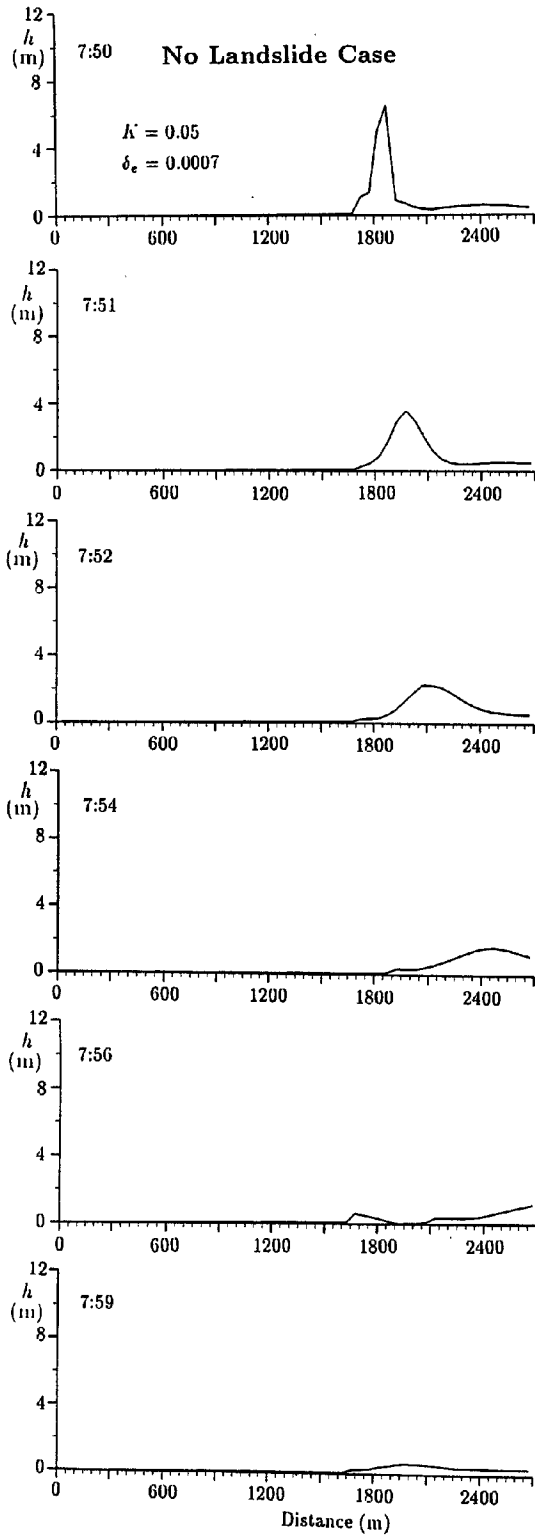


Fig. 7 Temporal variation of the flow depth along the channel (no landslide case).

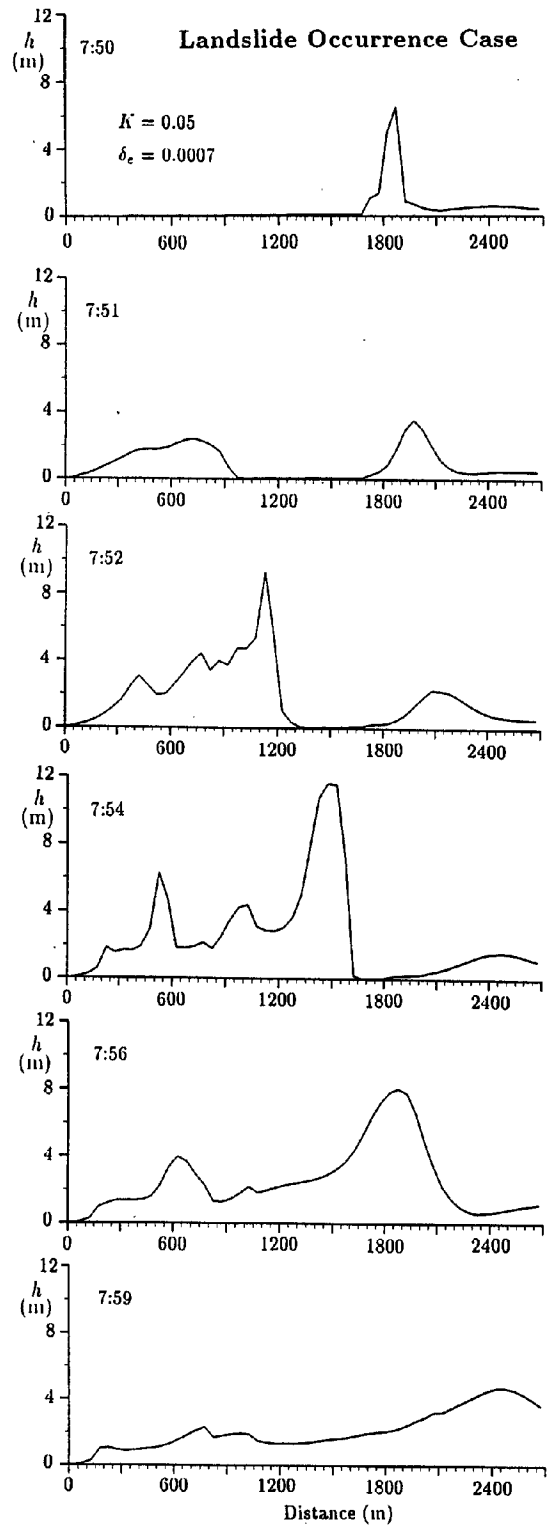


Fig. 8 Temporal variation of the flow depth along the channel (landslide occurrence case).

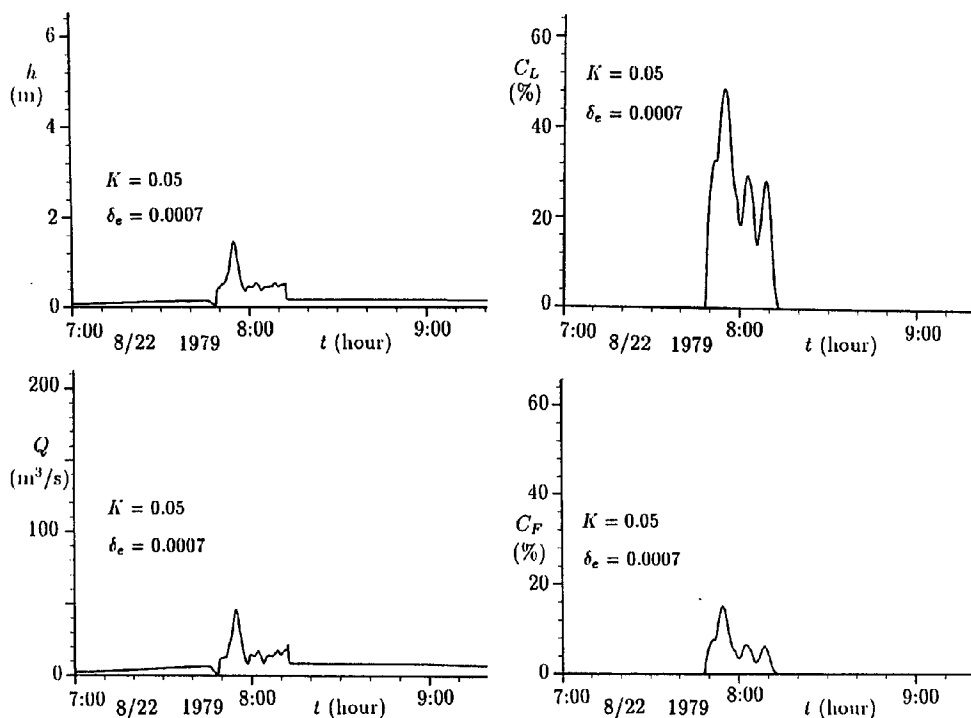


Fig. 9 Variation of the flow depth, debris flow discharge, coarse and fine sediment fraction in the debris flow at the fantop (no landslide case).

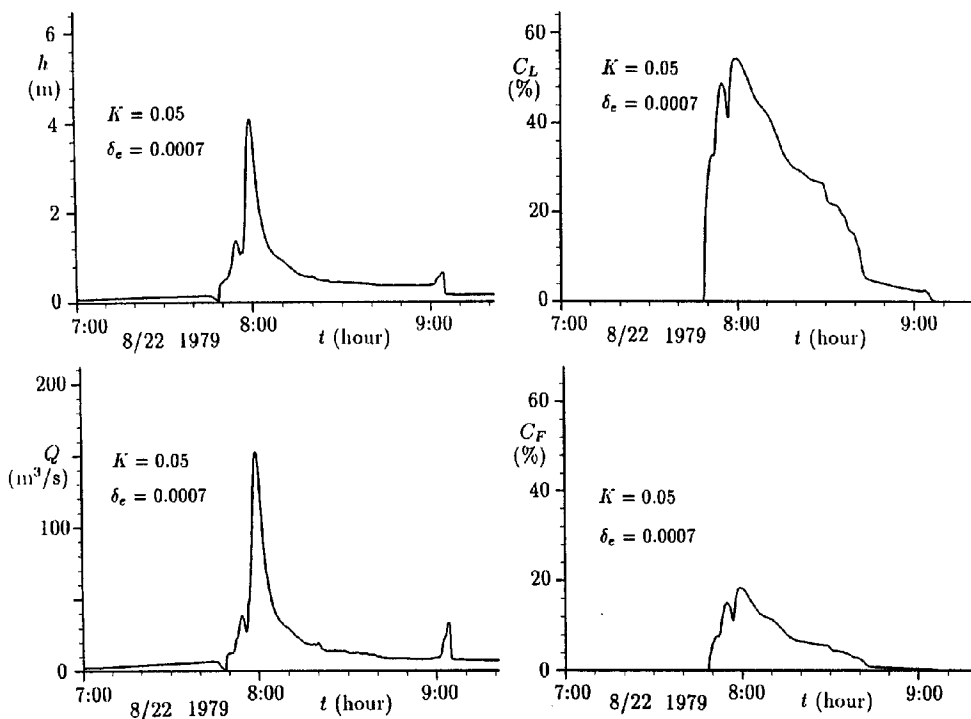


Fig. 10 Variation of the flow depth, debris flow discharge, coarse and fine sediment fraction in the debris flow at the fantop (landslide occurrence case).

(3) 土石流ハイドログラフに与えるパラメータの影響

ここでは、侵食速度式に含まれる係数 K および δ_e の値が土石流ハイドログラフに与える影響について、下流端から流出した土砂量および下流端でのハイドログラフをもとに検討する。すでに著者らは変勾配水路を用いた土石流の形成実験を行って、侵食速度式に含まれる係数の同定を行っている⁶⁾。ところが、実験室規模の土石流で同定された係数が実際規模の土石流へどの程度適用性があるかについては十分検討してこなかった。そこで、(2)で述べた洞谷土石流の計算条件のうち、 K の値と δ_e の値のみを種々変化させて検討してみる。なお、Fig. 1 の①で崩壊が発生したものと仮定し、単位幅当たり $q_T = 40 \text{ m}^2/\text{sec}$, $C_L = 0.5$, $C_F = 0$ の土

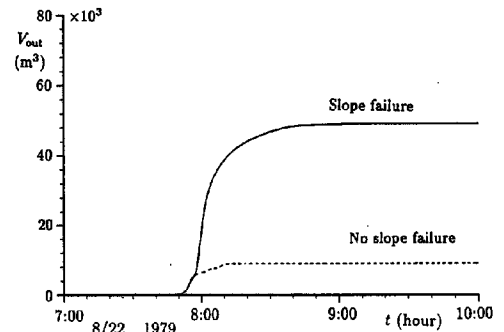


Fig. 11 Difference between the total amount of the sediment runoff in case of landslide occurrence and no occurrence.

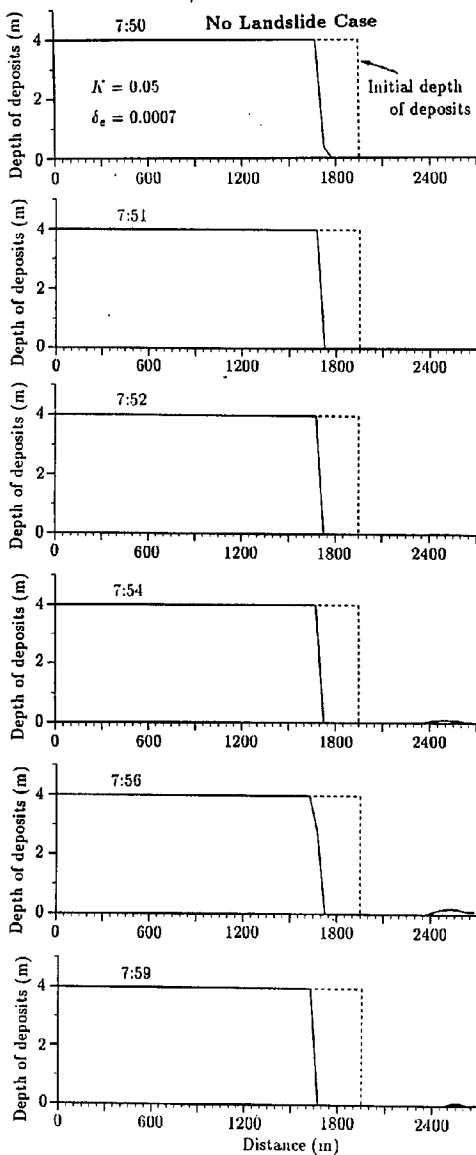


Fig. 12 Gully bed variation (no landslide case).

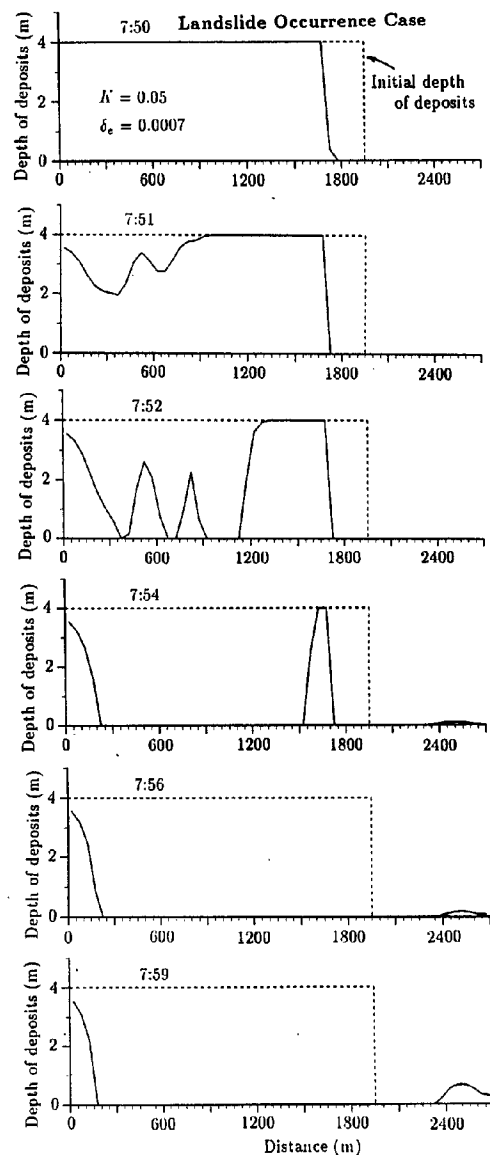


Fig. 13 Gully bed variation (landslide occurrence case).

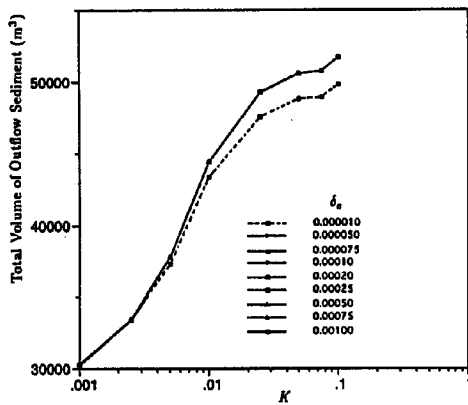


Fig. 14 Relationship between the total amount of the sediment runoff and K taking the parameter δ_e .

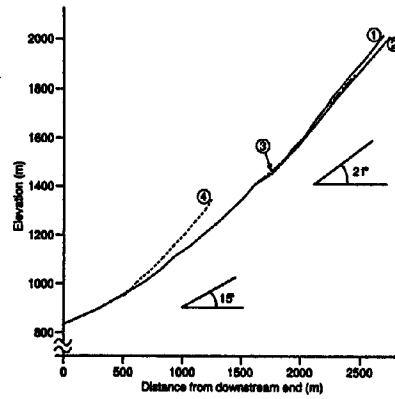


Fig. 15 Longitudinal profiles of the reaches of the Horadani valley.

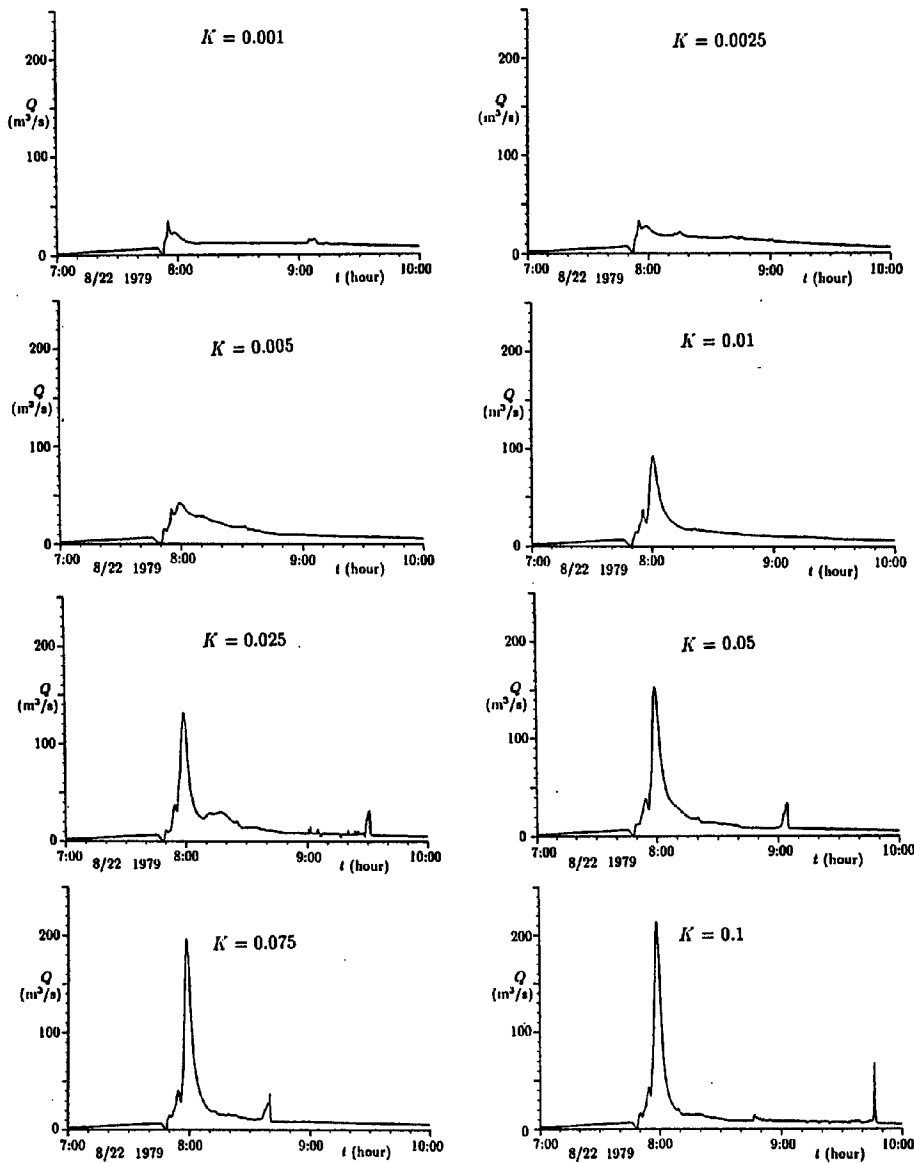


Fig. 16 The effect of K value to the debris flow discharge, Q .

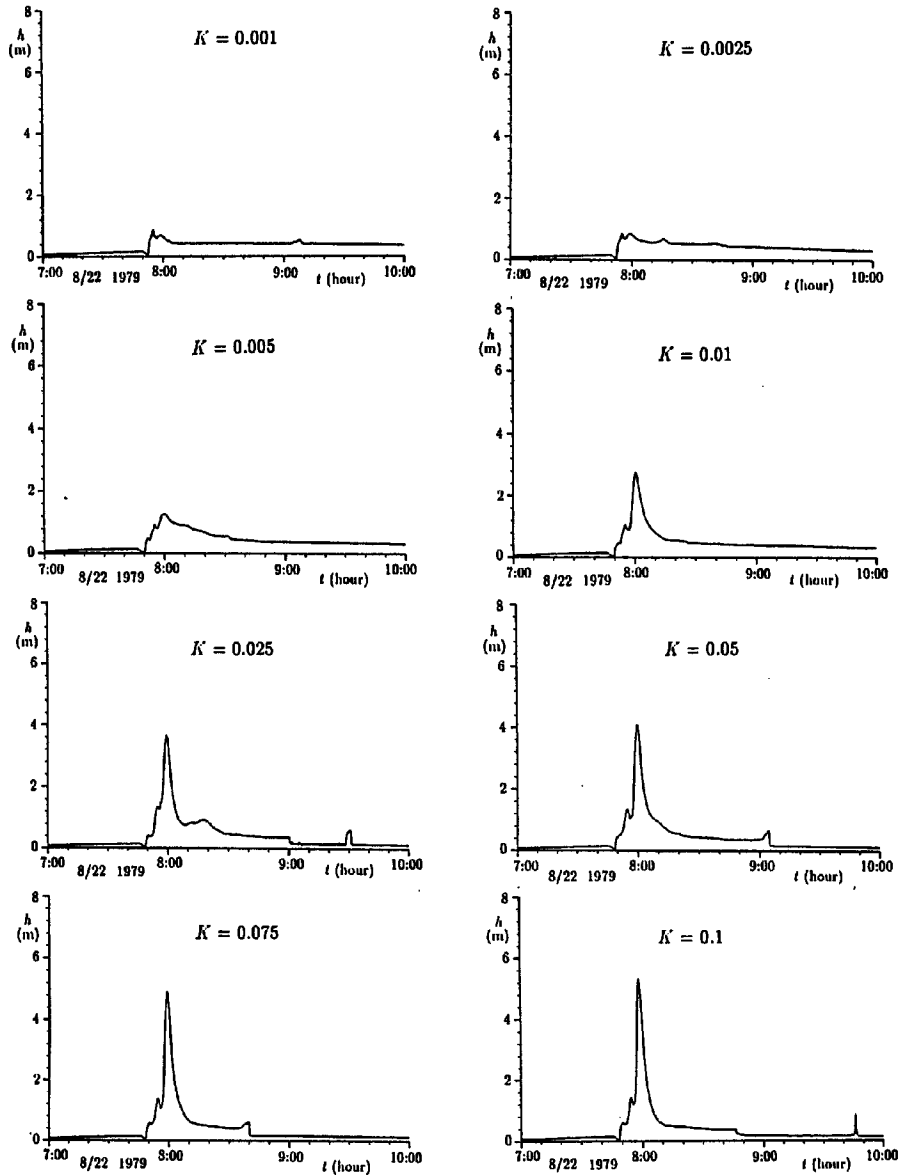


Fig. 17 The effect of K value to the flow depth, h .

石流を上流端から10秒間与えた場合を対象とする（供給総土砂量 $2,000 \text{ m}^3$ ）。

不飽和堆積土層に対する侵食速度式の係数 K の値として0.001, 0.0025, 0.005, 0.01, 0.025, 0.05, 0.075 および0.1の8通り変化させ、また、飽和堆積土層に対する侵食速度式の係数 δ_e を0.00001, 0.00005, 0.000075, 0.0001, 0.0002, 0.0003, 0.0005, 0.00075 および0.001の9通り変化させて、計72通りの計算を行った。Fig. 14は δ_e をパラメータとして K 値と下流端での流出土砂量（実質分）の関係をみたものである。これより、流出土砂量は δ_e にほとんど関係なく、 K 値によってかなり変動することがわかる。 $K = 0.01$ 以上になると流出土砂量の増加傾向が低下するのは、一部の溪床堆積土砂が無くなることによるものと推察される。 K 値が0.01～0.1で変化したときの流出土砂量の変動量は約 $7,000 \text{ m}^3$ で、総流出土砂量の約10%程度である。なお、 δ_e による流出土砂量の変化が小さい理由は、Fig. 15の溪流の縦断面図からわかるように、洞谷の河床勾配はほとんどの場所で 21° より大きく、河床堆積物が不飽和であり、侵

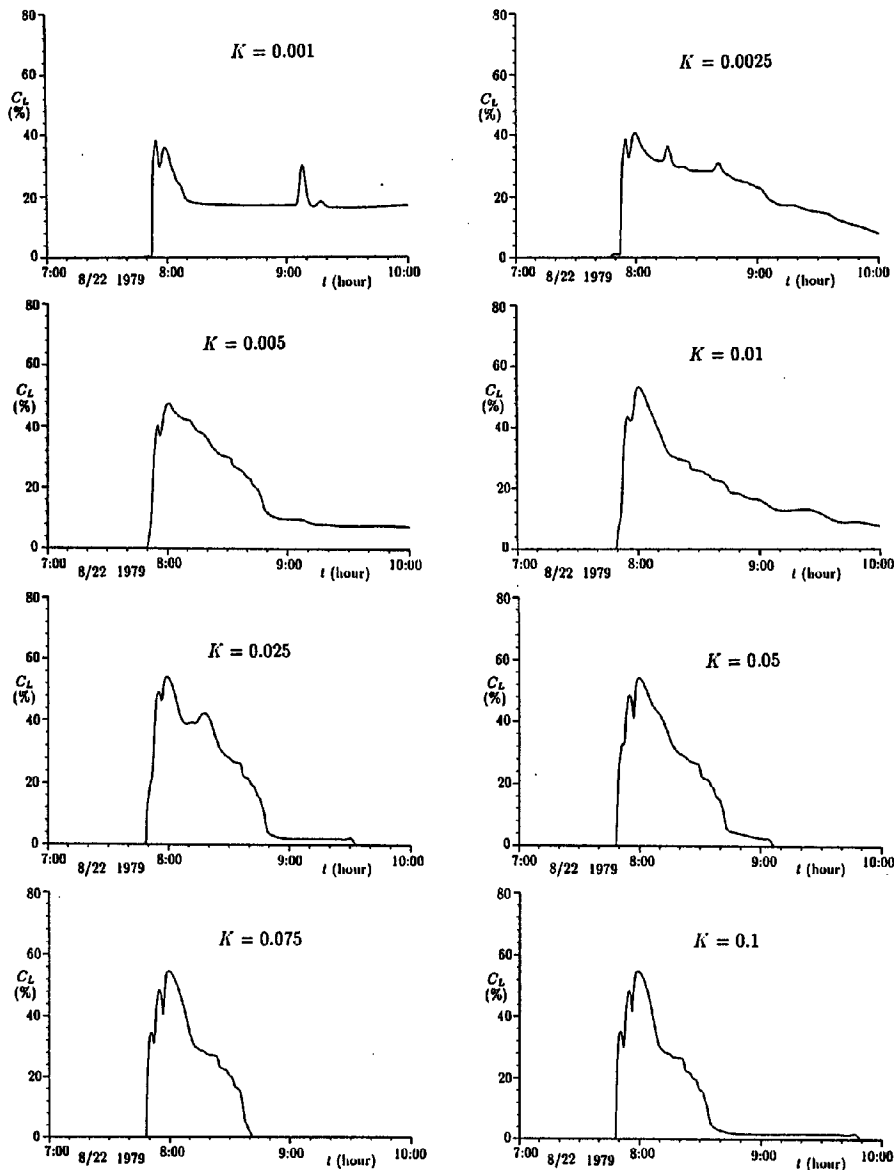


Fig. 18 The effect of K value to the coarse sediment fraction, C_L .

食速度式として (10) 式が適用されるからである。

つぎに、 K 値が土石流ハイドログラフの形にどのように影響するのかについて検討する。ただし、 δ_e については河谷の土石流で吟味できないので、実験室規模の土石流で同定された 0.0007 を用いる。Fig. 16 は 8 通りの K 値に対する河谷出口での土石流ハイドログラフを示したものである。 $K = 0.001 \sim 0.005$ のときには明確なピークが形成されておらず、流量規模も小さいものとなっている。Fig. 17 は流動深の、Fig. 18, Fig. 19 にそれぞれ粗粒子濃度と細粒子濃度の時間変化を示す。 $K = 0.001 \sim 0.005$ では流動深は 1 m 程度かそれ以下であり、3 m 以上の壁のようになって土石流が押し寄せてきたという目撃証言とは違ったものとなっている。一方、 K 値が 0.01 以上ではハイドログラフに明確なピークが生じており、流動深も 2 m 以上となっている。 K 値が大きくなればなるほどハイドログラフおよび流動深のピーク値が大きくなっている。 $K = 0.01$ のとき、計算時間内では粗粒子濃度は 0.02 以上であり、土石流から掃流状集合流動の

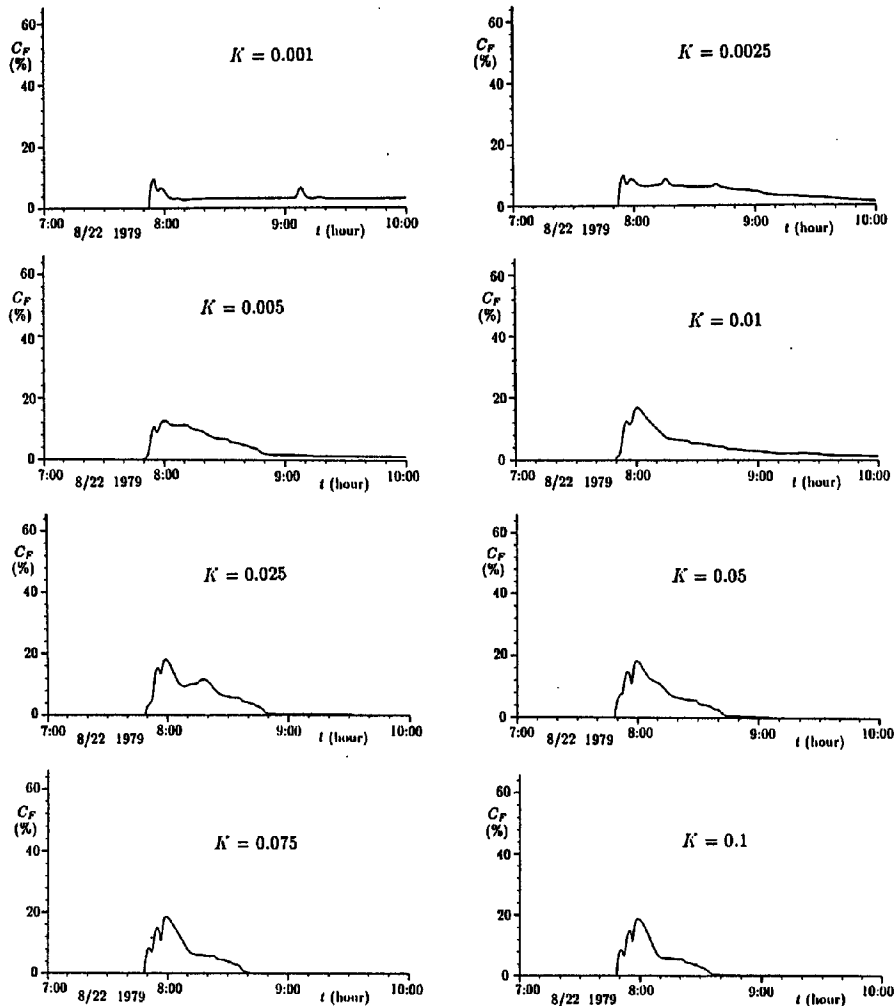


Fig. 19 The effect of K value to the fine sediment fraction, C_F .

形態をとって流出している。 $K = 0.025$ では8時45分頃まで土石流と掃流状集合流動の形態をとって土砂が流出しているが、それ以降では掃流の形態をとっているものと思われる。そして K 値が大きくなればなるほど土砂流出の期間が短くなっているがピーク値はほとんど変化していない。 $K = 0.025$ や $K = 0.05$ の時の流動深のピーク値は4m程度であり、ほぼ目撃証言と一致している。

変勾配水路を用いた土石流実験で同定された K 値は0.05であり、以上の計算結果からこの値は実際規模の土石流の発生・発達の計算にも適用可能な値であると推察される。ただし、ここでは δ_e の値について検討できておらず、今後更なる検討が必要である。

(4) 土石流ハイドログラフに与える崩壊規模の影響

(2)および(3)では①で同一規模の崩壊が発生した場合について土石流の性質・規模を検討したが、ここでは崩壊規模を種々変化させ、崩壊の規模が土石流ハイドログラフに与える影響について検討する。

Fig. 20は①で発生した崩壊の規模を種々変化させたときの洞谷出口でのハイドログラフを示したものである。崩壊は午前7時50分に発生したものと仮定し、崩壊土砂の供給方法は(2)で行ったものと同様の方法である。ただし、最上流端で与える流路単位幅当たりの流量を20, 40, 60, 80 m^2/sec の4通りに変化さ

せ、供給時間は10秒間、土砂濃度は $C_L = 0.5$, $C_F = 0$ である。この場合、各単位幅当たりの流量に対応した供給土砂量はそれぞれ1,000, 2,000, 3,000, 4,000 m^3 (実質)である (例えば, $q_T = 20 m^2/sec$ の場合, 供給土砂量 $V_m =$ 単位幅流量 q_T ($20 m^2/sec$) \times 供給時間 t (10sec) \times 流路幅 B (10 m) \times 石礫濃度 C_L (0.5) = 1,000 m^3)。同図より崩壊土砂量が大きいほど土砂流出の時刻が若干早くなること (崩壊土砂量が1,000 m^3 と4,000 m^3 とでは後者の方が約10分程度流出が早い), また、ハイドログラフのピーク値も若干大きくなるのがわかる。豪雨に伴う表層崩壊の規模は深さにして約1 m 程度, 長さにして100 m 程度, 幅は60 m 程度と考えられるので (洞谷の崩壊では実質で約5,700 m^3 で若干大きい), これら4通りの崩壊規模を対象とした検討で、ほ

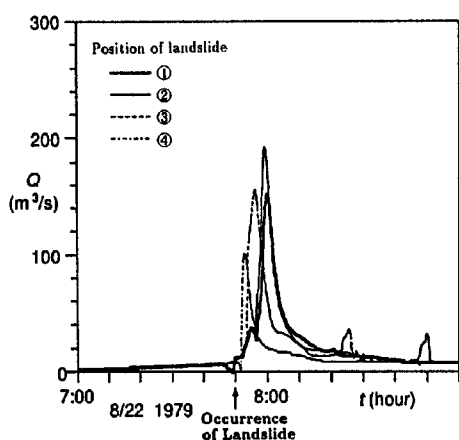


Fig. 21 The effect of the landslide position to the debris flow hydrograph.

は実際に起こり得る表層崩壊規模を包含していると考えられる。したがって、この計算結果から、崩壊の規模は土石流ハイドログラフにほとんど影響しないものと推察される。ただし、大規模な深層崩壊に対しては、溪床堆積物の侵食よりもむしろ崩壊土砂そのものが流動化した流れとなるものと考えられ、このような流動現象に対しては別途モデル化が必要となる。

(5) 土石流ハイドログラフに与える崩壊位置の影響

洞谷流域には昭和54年に発生した崩壊を含めて21箇所の崩壊地が存在する。そしてその多くが本川および支川の源頭部で発生している。昭和54年にはFig. 1中の①でのみ発生したが、他の支川の源頭部で発生していたら土石流のハイドログラフは違ったものになっていたであろう。Fig. 21は洞谷の4つの支川の源頭部のどれか一つで崩壊が発生した場合の洞谷出口での土石流ハイドログラフを示したものである。なお、崩壊の与え方は(2)で行った方法と同様である。同図より、崩壊発生地点の違いで土石流ハイドログラフが大きく違ってくるのがわかる。これは、例えば④で崩壊が発生したときには、支流④の支川長が短いために溪床堆積物の土砂量が少なく、崩壊が発生しても大規模な土石流にまで発達できないからである。一方、②で崩壊が発生した場合には最大のピーク値を早している。

崩壊が一箇所でのみ発生するとは限らないし、複数で発生した場合には崩壊発生時間にも若干のばらつきが存在しよう。Fig. 22は①と②で同時に二箇所でも崩壊が発生した場合と、②の崩壊が①の崩壊よりも10分遅れて発生した場合の土石流ハイドログラフを示したものである。二箇所同時に崩壊が発生した時に

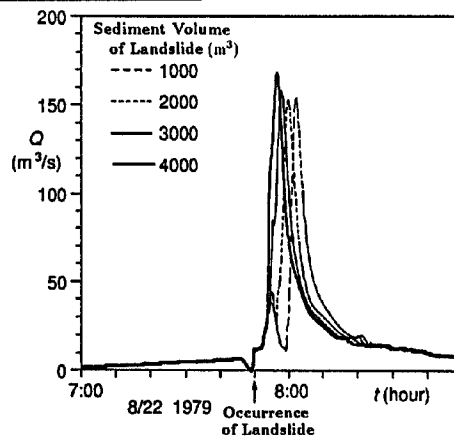


Fig. 20 The effect of landslided sediment volume to the debris flow hydrograph.

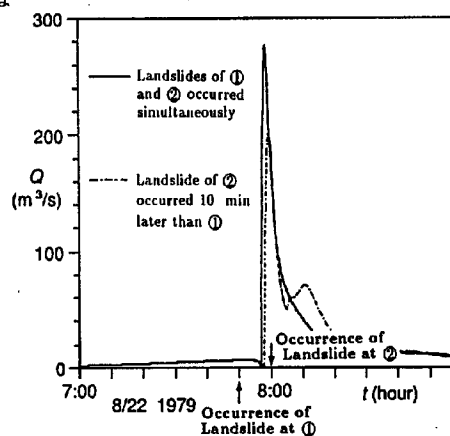


Fig. 22 Debris flow hydrograph calculated in the case that the two landslides occur at ① and ② shown in Fig. 1.

はハイドログラフのピーク値は他のどれよりも大きくなっており、一方、10分間の遅れがある場合にはピーク値は小さくなるが二山のピークをもつハイドログラフとなっている。そのときには土石流の継続時間が長くなっているのも特徴の一つである。

以上のように、崩壊発生位置、個数およびその同時生起性の違いにより土石流ハイドログラフの規模は大きく異なり、崩壊規模の違いよりもはるかに大きな影響を与えることがわかった。

(6) 計画土石流の設定方針

これまでの議論より、流域内での崩壊発生箇所および発生時刻に関する情報を取り入れて、崩壊がある場合を想定した計画土石流の設定を行う必要があることが認識されよう。ところが、「いつ、どこで崩壊が発生するのか」という命題に対して、明確に回答を与えられる手法はほとんど無いと言ってもよいであろう。今後この方面の研究がさらに進められる必要があるが、研究を進める上での障害となっているものに、場の情報量の不足と情報の獲得の困難さがあげられる。例えば、空間的な土層圧の分布がどのようになっているのか、特定地点の土質定数から流域全体の土質定数をどのように決定すればよいのか、土質定数の不均一性をどのように評価すればよいのか、降雨の空間分布がどの程度正確か、等の問題の解決策が現在のところほとんど見あたらないし、今後解決される見込みもあまりないのではないかと思わざるを得ない。このような問題点がある程度割り切って考え、上記の問題に対する回答を与えようとした研究もないではない。その一つとして著者らが以前に開発した豪雨性表層崩壊の発生予測法¹²⁾がある。これは、複雑な地形を持つ一般の山地流域において、任意の強度とパターンを持った降雨が与えられた場合に生ずるであろう崩壊を、表土層内の浸透流解析と、表土層斜面の安定性の議論を通して予測しようとするものである。ただし、対象は豪雨型の小規模崩壊であり、大規模崩壊については別途考察を必要とすることを断っておく。

この方法によると崩壊発生可能箇所及び時刻が特定でき、ここで示したような崩壊土砂量の与え方をすれば、渓床堆積物の侵食による土石流の発生だけでなく、崩壊に伴って発生する土石流の規模予測が可能となり、対象流域での計画土石流を設定する際の有用な手段となり得る。ただし、崩壊が溪流の源頭部で発生する場合は、ここで示したような方法で評価可能であるが、溪岸や源頭部以外で発生すると予測された場合には、崩壊土砂が流路にまで達するかどうか、流路のどの位置に流入してくるかが問題となる。そのような場合は、地形図を参考に等して何らかの判断を人間の目で下す必要が出てこよう。

最大規模の土石流を想定する場合には、流域の各支川の全ての源頭部で崩壊が発生すると仮定するのも一つの考え方ではある。また、新規崩壊発生確率から、崩壊発生個数の期待値を求め、その崩壊が流域の各支川のいずれかの源頭部で発生するとして土石流規模を決定するという方法もあろう。いずれにせよ、計画土石流を決定するには、土石流発生の引き金となるような崩壊の発生の予測が重要であることは論を待たないが、上述した崩壊に関するいずれの考え方によっても、ここで示した土石流のハイドログラフの予測手法を適用すれば、計画土石流の設定が可能である。崩壊に関する今後のさらなる研究の進展と、堆積土層厚、地質、地形等に関する画期的な資料収集方法の開発が望まれる。

3. 土石流氾濫・堆積範囲の予測法

3.1 概説

計画土石流の規模が設定されると、それに対するハードおよびソフト対策の立案が可能となる。ソフト対策の中の避難計画を策定する際には、どのような範囲にまで土石流が氾濫・堆積するのか、その時間的な過程はどのようになるのか、事前避難であれ事後避難であれ、避難地や避難経路の安全性はどうかといったことに対して、何らかの情報が提供されている必要がある。ここで提示する計画土石流規模に対する土石流氾濫・堆積範囲のシミュレーション手法は、このような情報を得る極めて有効な手段となる。

2. では、計画土石流を設定する場合に崩壊発生の有無が重要であるとの結論を得たが、何個の崩壊がどの支川で発生する可能性があるのかを特定することができていない。そこで、ここでは河谷流域を対象とし

た計画土石流の規模として、崩壊発生個数の期待値が1個の場合(CASE-1)と2個の場合(CASE-2)を想定し、1個の崩壊土量は実質で2,000m³程度であるとする。崩壊個数が1個の場合は支川①の源頭部で崩壊が発生したと考え、2個の場合は支川の源頭部①と②で崩壊が同時に発生した場合を想定する。昭和54年の災害では、①でのみ崩壊が生じて土石流が発生したと考えられており、この場合には土石流氾濫・堆積の実績との比較を行うこととする。なお、ここに示す方法は、著者らが以前に洞谷での土石流氾濫・堆積のシミュレーションを行った方法²⁾と基本的には同様であるが、2.で示した計画土石流の評価法との一貫性を持たせたこと、平面二次元流れとしたこと、平衡濃度や堆積速度式の評価法等に若干の修正を加えたこと、等が主な変更点である。

3.2 基礎方程式

溪流の出口から始まる流路工の上流端に計画土石流ハイドログラフならびに土砂濃度を持つ土石流を与えて氾濫・堆積過程を計算する。流れは停止の瞬間まで二次元平面流れと仮定し、先の一次元の方程式系を二次元に拡張する。その基礎式を列挙すれば以下のようなものである。

運動量方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad \dots\dots\dots (27)$$

全容積の連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \quad \dots\dots\dots (28)$$

砂粒の連続式

$$\frac{\partial(C_L h)}{\partial t} + \frac{\partial(C_L M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_L N)}{\partial y} = -i C_{*DL} \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$\frac{\partial\{(1 - C_L)C_F h\}}{\partial t} + \frac{\partial\{(1 - C_L)C_F M\}}{\partial x} + \frac{\partial\{(1 - C_L)C_F N\}}{\partial y} = -i(1 - C_{*DL})C_F \quad \dots\dots\dots (30)$$

ここに、 $M = uh$ 、 $N = vh$ であり、 u, v :それぞれ x 方向、 y 方向の平均流速、 z_b :地盤標高、 β :運動量補正係数で、石礫型土石流ではほぼ1.25である。また、 τ_{bx} 、 τ_{by} は x 方向および y 方向の底面摩擦で、土石流、掃流状集合流動、および乱流の場合にそれぞれ場合分けして次式のように表す。

土石流の場合

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d_L}{h}\right)^2 \frac{1}{\{C_L + (1 - C_L)\rho_m/\sigma\} \{(C_{*DL}/C_L)^{1/3} - 1\}^2} u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \dots\dots\dots (31)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d_L}{h}\right)^2 \frac{1}{\{C_L + (1 - C_L)\rho_m/\sigma\} \{(C_{*DL}/C_L)^{1/3} - 1\}^2} v \sqrt{u^2 + v^2} \quad \dots\dots\dots (32)$$

掃流状集合流動の場合

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h}\right)^2 u \sqrt{u^2 + v^2} \quad \dots\dots\dots (33)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h}\right)^2 v \sqrt{u^2 + v^2} \quad \dots\dots\dots (34)$$

乱流の場合

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n_m^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad \dots\dots\dots (35)$$

$$\tau_{bu} = \frac{\rho g n_m^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (36)$$

堆積速度式

土石流の場合

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{v_e} \right) \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{*DL}} \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (37)$$

掃流状集合流動の場合

$$i = \delta'_d \frac{C_{S\infty} - C_L}{C_{*DL}} \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (38)$$

乱流の場合

$$i = \delta'_d \frac{C_{B\infty} - C_L}{C_{*DL}} \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (39)$$

上記方程式系を運動量式の移流項については風上差分，それ以外は中央差分の方法によって差分化し，リーブフロッグ法によって計算を進める。具体的な方法については文献¹³⁾を参照願いたい。

実際の計算において用いた諸量は，空間差分間隔 $\Delta x = \Delta y = 5 \text{ m}$ ，時間差分間隔 $\Delta t = 0.2 \text{ sec}$ ， $\delta_d = \delta'_d = 0.1$ ， $C_* = 0.65$ ， $C_{*DL} = 0.56$ ， $C_{*F} = 0.2$ ， $d_L = 10 \text{ cm}$ ， $\tan \phi = 0.75$ ， $\sigma = 2650 \text{ kg/m}^3$ ， $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ ， $n_m = 0.04$ である。

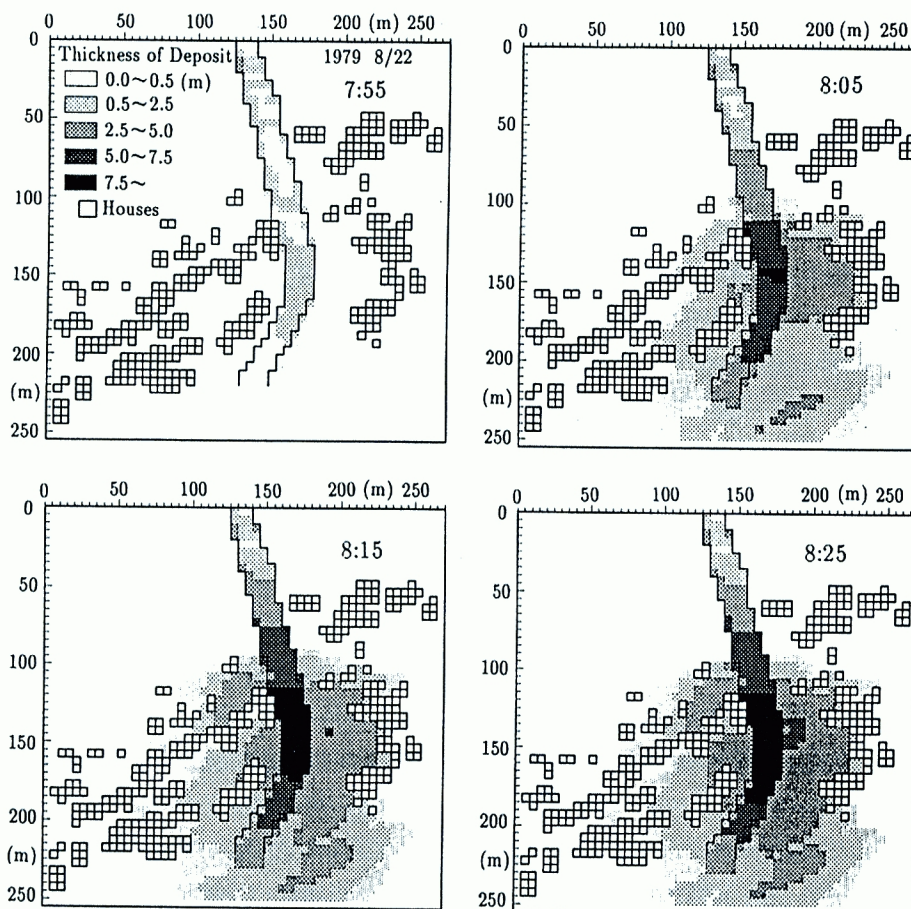


Fig. 23 Calculated sediment accumulation in CASE-1.

3.3 土石流氾濫ハザード

Fig. 23 は①のみでの崩壊発生を考慮した場合に対する土砂堆積厚分布の計算結果である (CASE-1)。崩壊発生5分後 (午前7時55分) には流路工内を土石流が流下しているが、土石流流量のピーク前であり、土砂の堆積はまだほとんど生じていないことがわかる。崩壊発生15分後 (午前8時5分) には土石流のピークが過ぎた直後であることから、流路工の弯曲部付近で多量の土砂が堆積し、流路工の左岸側への大規模な土砂氾濫も生じている。右岸側へも土砂氾濫しているが、規模は左岸側に比べて小さい。崩壊発生25分後 (午前8時15分) には流路工内の土砂堆積が進むとともに左岸側での氾濫土砂の堆積規模の増大が顕著である。また、右岸側でも堆積土砂の厚さが増大している。この時点で土石流のピークが過ぎて十数分経過し、流量が急激に低下していることから、土石流の堆積域の拡大はほぼ終了し、崩壊発生35分後の午前8時25分には流路工内での土砂堆積が若干進行している程度で、顕著な変化は見られず、ほぼ氾濫・堆積は終了したものと考えてよい。この時点の土砂堆積域と実際の堆積土砂の分布を示した Fig. 2 と比較すると、計算結果は流路工内での土砂堆積が若干過大に計算されている。これは、用いた土石流ハイドログラフの規模が実際よりも大きかった可能性があること、計算に用いた流域の地盤高の値、流路工の規模等、災害以前の地形条件の精度があまりよく無い可能性があること、実際の堆積土砂厚の分布の計測誤差、等の問題が影響しているものと考えられる。これらの問題があるものの、Fig. 2 に示されている土砂の進入による被害を受けた家屋の位置と土砂堆積域の計算結果とはかなりよく対応しており、計算結果は比較的良好に実際現象を表しているものと推察される。

ところで、計画土石流の設定規模が過小すぎることで、想定しなかったような被害を受けることも考えら

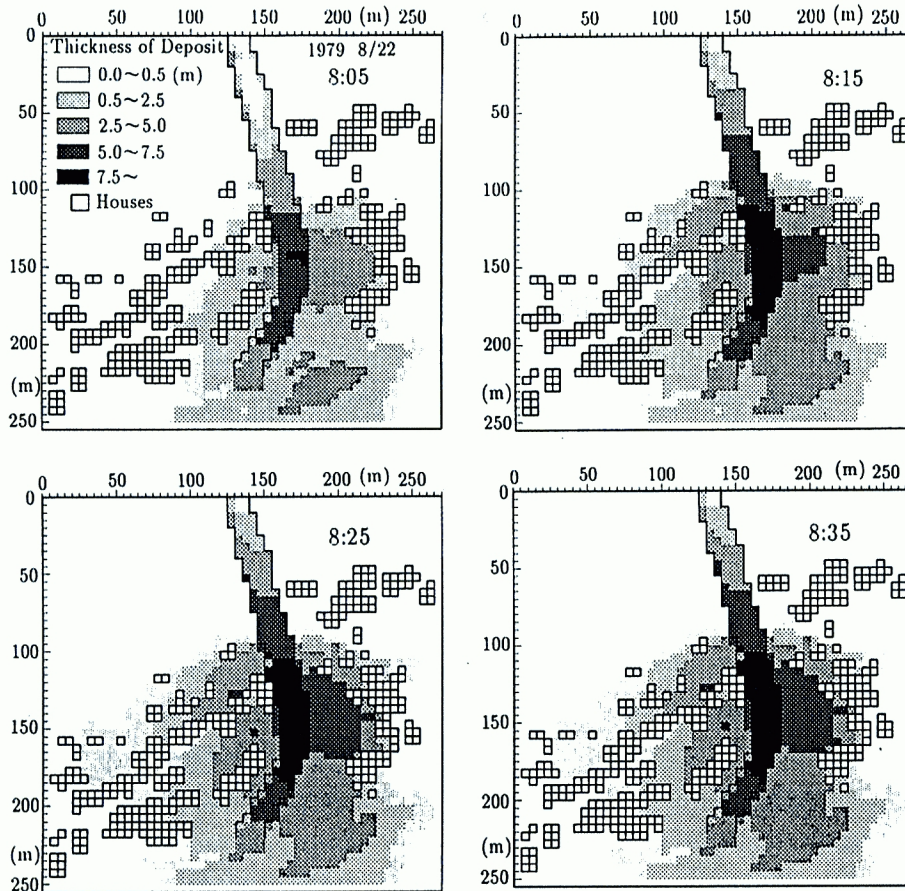


Fig. 24 Calculated sediment accumulation in CASE-2.

れるので、たとえば、計画土石流については第一種氾濫危険地区、その2倍のピーク流量をもつ土石流規模では第二種危険地区といった危険地区の設定も考えていく必要がある。そこで、①と②で同時に午前7時50分に崩壊が発生したとして算定される土石流ハイドログラフ（Fig. 22 参照）を用いて土石流の氾濫・堆積の計算を行った結果が Fig. 24 である（CASE-2）。なお、CASE-1 で形成される土石流のピーク値と CASE-2 のそれとは、後者が前者の約2倍となっている。また、流出土砂量については、前者が約 50,000 m³ であり、後者が約 70,000 m³ である。

午前8時05分には土石流のピーク直後であることから、流路工に多量の土砂が堆積し、両岸からの氾濫・堆積が見られ、特に左岸側では大規模な氾濫・堆積が生じている。この結果はCASE-1の結果とほとんど変わりはない。8時15分には流路工内での堆積と両岸からの氾濫・堆積が一段と進行し、8時25分には左岸側での氾濫・堆積がさらに進行している。8時25分から8時35分にかけてはほとんど変化しておらず、このケースでも8時25分頃には氾濫・堆積現象はほぼ終息したものと考えられる。この時点での堆積規模をCASE-1と比較すると、CASE-2では左岸側での堆積規模と範囲が大きくなっている。CASE-2はCASE-1と比べて流出土砂量が約1.4倍でピーク流量が約2倍となっているが、土石流の氾濫・堆積範囲はあまり異なっていないことから、この流域での土石流の氾濫・堆積の基本的な特徴をこれらの結果は表していると考えられる。そして、このような方法によって、流域のハザードマップの作成や避難システム構築の際に必要な情報が提供できるものと思われる。

4. 土石流を対象とした避難計画

4.1 避難システムの構築方法

3. で得られた土石流氾濫範囲に基づいて、土砂氾濫範囲内に居住する人々に適切な情報、例えば計画土石流の氾濫の時間的経過と氾濫範囲の予測結果、避難経路の土砂堆積の可能性、避難地の安全性（危険性）等の情報を提供し、また、行政側にも同様の情報を与えることによって適切な避難を実行し、土石流による物的・人的被害を最小限に止めることが可能となろう。

これまでに示した手法により土石流氾濫ハザードの定量的評価が可能であり、行政側にとっても住民側にとってもこれから得られる情報は有用である。しかし、さらにもう一步踏み込んで、適切なシナリオのもとでの災害時避難システムの構築を図ることが、住民が自分自身の身の安全を自分で護るためにも重要になってくる。

そこで、ここでは災害時の最適避難経路と最適避難場所の選定手法を開発し、避難システムの安全性の評価解析技術を確立することを目的として、現在行っている研究の状況について言及しておく。

(1) GIS データベースの構築

避難現象は避難者、避難経路、および避難場所の3つの基本要素により表すことができる。避難所までの最適経路問題をネットワークモデルにより解くことを目的として、洞谷流域を対象に地形、道路、河川等の現況をGISデータベースとして入力を行っている。また個々の住居から避難地までの経路を探索可能なネットワークを構成している。

(2) 避難現象の解析計画

栃尾での土石流氾濫特性と上宝村の地域防災計画を検討し、事前避難の際の避難行動のモデル化、経路探索のためのプログラム開発および複数のケースによる避難シミュレーションを行う予定である。

さらに、設定した各々のケースについて、距離のみを考慮した静的避難時間と、混雑度や道路状況などを考慮した動的避難時間を計算し、これらの比較検討を通してモデルの検証と避難システムを評価するための基本技術の構築を図る予定である。

(3) 避難現象解析で得られる成果

本避難シミュレーションプログラムにより、以下に示すようなことが可能となろう。

- i) 住民を最寄りの避難所へ割り当てることができる。
- ii) 割り当てられた住民の人数および年齢構成を把握することができる。
- iii) 最寄りの避難地までの経路を指定することができる。
- iv) 徒歩、自動車による避難所要時間を求めることができる。
- v) 避難時の道路の混雑状況を考慮した避難シミュレーションが可能となり、どの道路がどのような混雑度(住民の混雑度、自動車の交通量)となるかが把握できる。

4.2 8.22 洞谷土石流の際の住民の行動

土石流災害時に住民が実際にどのような行動をとったのかを知っておくことは、より現実的な避難計画を立てる上で重要であろう。そこで、1979年8月22日に発生した洞谷土石流の際の住民の行動を、災害報告書¹⁰⁾に示されている証言をもとに検討した。その結果、住民の避難は土石流の発生直後であることがわかった。そして、二階へ避難して危機一髪で助かった、土砂と水に追いかけられながら避難した、一階は土砂で埋まったがたまたま逃げた二階は大丈夫であった、という当時の様子が読みとれた。もう少し規模が大きな土石流氾濫であったなら、恐らくもっと大きな被害が出ていたものと推察される。

この証言から、今後の避難計画策定の際に重要になるとと思われる教訓が幾つか見受けられた。まず第一に、住民は雨の降りかたで土石流の危険性は感じるが、降雨の強さの割に洪水流量が小さいと安全だと思っているようである。土石流発生勾配地点では、堆積土層が飽和してしまうと次式を満足する条件で土石流が発生する¹⁴⁾。

$$\frac{H_s}{d_L} \geq (1 - \lambda) \frac{\sigma - \rho \frac{\tan \phi - \tan \theta}{\rho \tan \theta}}{\rho} - 1 \text{ and } \theta > 15^\circ \dots\dots\dots (40)$$

ここに、 H_s は表面流の水深、 λ は空隙率である。例えば、 $\tan \phi = 0.75$ 、 $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$ 、 $\lambda = 0.35$ 、 $\tan \theta = 15^\circ$ とすると、ほぼ粗粒子径程度の水深で土石流が発生する。したがって、豪雨時に表面流が発生しているような状態では、洞谷のような急勾配の溪流では土石流が発生しても不思議ではない。このような知識も地域住民に周知することが重要であろう。

第二に、上記のような知識不足から避難行動が遅れるということである。少しでも自分の家にいたい、土石流が出なかったときのことを考えると宿泊客に避難してもらうのは気の毒だ、寝ている子供を起こしてまで発生するとは限らない土石流のために避難するのはおっくうだ、等の気持ちは良くわかるが、命あつての生活である。事前の避難をおっくうがらずに住民自身が「自分の身の安全は自分で護る」という意識をもつことが大切であろう。

第三に、早朝ということもあつてか、豪雨にも関わらず警戒体制が十分になされていなかったのではないか、すなわち、事前に消防団の人や警察の人が避難を勧告するような状況では無かったように思われ、指導者の的確な判断が重要であることがわかった。

第四に、土石流や洪水によって橋が流される危険性があり、事後避難を難しくする、すなわち、山地部では孤立する危険性が高いということである。安全な場所へ避難できなかったために、土石流が発生する危険性のある崖の下や急傾斜の山の麓でしのいでいると、そこへ土石流が来襲し、危うく命を失いかけたという事例も平成5年の鹿児島豪雨災害で発生している。また、事前避難であっても、増水した川に架かった橋を渡って避難するのは危険であり、なるべくこのようなことをしなくても安全な場所に避難できる経路および避難地を作る必要がある。

ここに挙げた目撃証言は、非常に多くの教訓と示唆を含んでおり、土石流発生危険溪流を持つ全国各地の地方自治体が、地域防災計画の中で避難計画を立てる際にこれらの教訓を参考にしてほしいものである。

4.3 上宝村地域防災計画の中の避難計画

Fig. 25 は、現在の栃尾集落の立地環境と避難地の所在を示したものである。上宝村の地域防災計画¹⁵⁾に

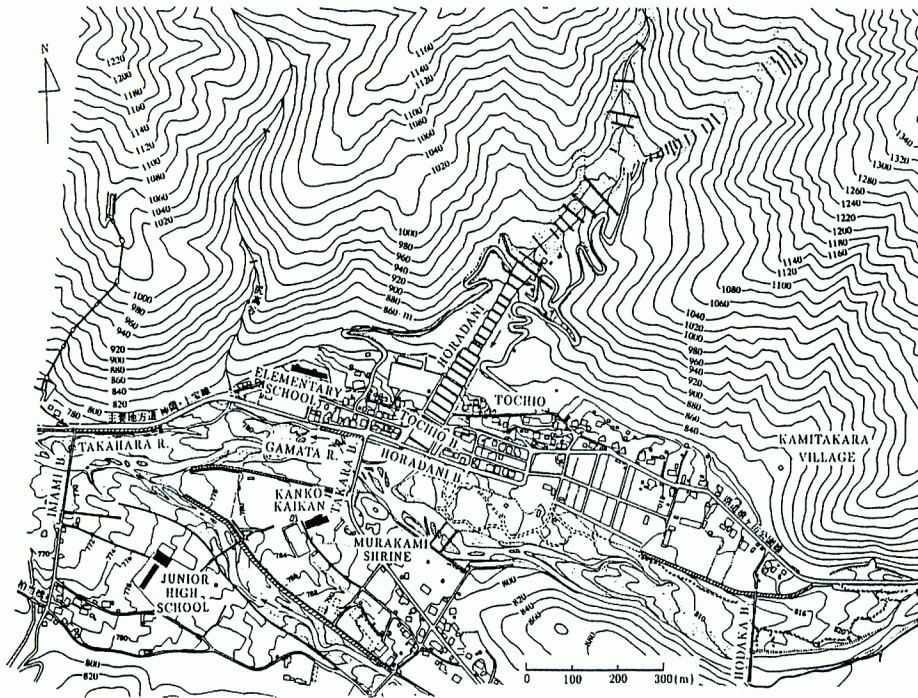


Fig. 25 Current refuge places in Tochio district.

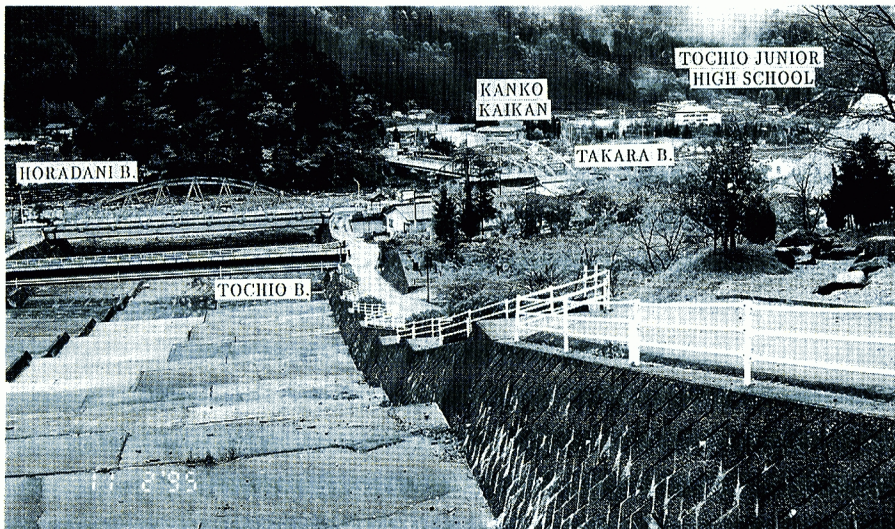


Photo 1 Horadani bridge, Takara bridge and refuge places of Kanko Kaikan and Tochio junior high school.

よると、土石流を対象とした避難地は、上宝村観光会館、栃尾小学校、栃尾中学校の3つである。現在、上宝村では地域防災計画の見直しを図っており、避難収容可能人数や避難地の安全性について検討がなされているということである。**Photo 1**は、災害後に巨額を投じて建設された洞谷流路工の右岸の中間地点から下流の洞谷に架かる栃尾橋、洞谷橋および蒲田川に架かる宝橋とその後方にある観光会館と栃尾中学校を撮ったものである。**Fig. 25**や**Photo 1**からもわかるように、栃尾の集落の人が避難するには洞谷橋や宝橋という洪水時には被害を受ける可能性があるところを通して避難する必要がある。また、観光会館や栃尾中学校といった避難地自身およびそこへ通じる避難経路が洪水時には浸水する危険性があるなど、単に土石流

災害を対象とした避難計画では、実際に生じる可能性が高い洪水やその氾濫の危険性を見落とす可能性もあり、土砂氾濫災害と蒲田川や平湯川の洪水氾濫災害とを考慮に入れた総合的な防災対策、避難計画を立てる必要がある。

5. 結語

本研究では、洞谷流域を例にとって計画土石流の規模を設定するためのシミュレーション手法、これを用いた土石流の氾濫ハザードの予測、およびこれに基づく避難計画のあり方について検討した。まず、土石流の発生・発達を説明するための基礎式系を示し、その中の侵食速度式における係数 K と δ_e の感度分析を行った。 K 値については実験室規模の土石流に対して同定された $K = 0.05$ という値が、実際に発生した洞谷土石流を比較的良く再現することがわかった。ただし、洞谷が急な溪流で飽和堆積層と見なし得る区間がほとんど無いことから、このような場での侵食速度を規定する δ_e については検討できておらず、実験室規模の土石流に対して同定された $\delta_e = 0.0007$ という値を用いた。今回、 K 値が土石流の規模に大きく影響することが確認され、また実験室規模の土石流では δ_e についても同様の結果を得ているので、今後このモデルを他の流域へ適用して実際規模の土石流に対する δ_e の値の妥当性を検討する必要がある。

ついで、土石流ハイドログラフに与える崩壊規模および崩壊位置の検討を行った。その結果、崩壊規模については豪雨性表層崩壊規模を対象としたときには崩壊規模が土石流ハイドログラフに与える影響はほとんど無いことがわかった。一方、支川長や流域面積の違いにより溪床堆積物の体積や土石流の発生に必要な溪流内の洪水流量が異なってくるため、崩壊位置の違いは土石流の規模や流出時間に大きく影響することがわかった。また複数の崩壊が発生した場合には土石流の規模は大きくなり、それぞれの崩壊の発生時刻の違いが土石流ハイドログラフに大きく影響することが明らかにされた。

崩壊発生個数が高々1個か2個で、崩壊1個当たりの実質土量が $2,000 \text{ m}^3$ 程度であるとして、これが①で生じた場合と①と②で同時に発生した場合に生じる土石流をこの流域での計画土石流規模と仮定して、これによる氾濫・堆積規模の予測を行った。前者の場合は昭和54年の災害の再現計算に相当し、その計算結果は比較的良好に実際の土砂氾濫・堆積規模を再現することがわかった。また、後者の場合は土石流のピーク流量が前者の約2倍、流出流量が約1.4倍であるが、土石流の氾濫・堆積規模は前者の結果と類似しており、この流域での氾濫・堆積の特性がこれによって表されているものと考えられた。ただし、流域の地形や河道の条件によっては、この程度の土石流ハイドログラフの違いでも氾濫・堆積範囲が大いに変化することもあると思われるので、流域に応じてここで示したような感度分析を実行する必要がある。

このようなシミュレーション手法を用いることにより、流域の土砂氾濫危険範囲を指定することが可能となり、これをもとにして要避難地区の設定、安全な避難地、避難経路の指定も可能となる。現在、GISを用いた最適避難地および最適避難経路設定のための方法論を構築中であり、今後、実用化に向けてさらに研究を進めていきたい。

栃尾地区のような流域は日本各地に存在する。洪水ハザードマップ、土石流ハザードマップ、斜面崩壊ハザードマップ、泥流ハザードマップといった豪雨等によって惹起されるあらゆる災害のハザードマップの作成と、このような災害発生時にどのように対応するかを種々のシナリオを想定して総合的に検討し、その地域特有の災害脆弱性をあらためて認識することが、より安全な地域づくりを可能とする第一歩だと考える。今後、各種ハザードマップの作成とそれらの総合化、地域住民への情報の提供、ハードおよびソフト対策の充実を図り、災害に強い町づくりを積極的に推進していくことが望まれる。

なお、与えられた降雨条件のもとで表層崩壊箇所と時間を特定し、崩壊と土石流の発生とをカップリングした解析についても今後研究を進めていきたいと考えている。

謝 辞

最後に、本研究を行うにあたり、財団法人 砂防・地すべり技術センターから補助を得た。また、本研究の一部は文部省科学研究費（試験研究(B)2), 課題番号：05558049, 土石流の調節・制御に関する研究, 研究代表者：京都大学防災研究所教授 高橋 保, および一般研究(C)2), 課題番号：07650600, 流木群の流動を伴う水理現象に関する研究, 研究代表者：京都大学防災研究所助教授 中川 一) の補助を受けてなされたものである。さらに、GISを用いた避難経路選定の解析に当たっては、(株)日本工営中央研究所および鳥取大学地域共同センターと協議しながら進めている。関係各位に記して感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局監修・財団法人日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）計画編，山海堂，1994，pp.47-52.
- 2) 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.
- 3) 高橋 保：洞谷土石流について，新砂防 118，1981，pp.42-46.
- 4) 高橋 保・辻本浩史：土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション，京大防災研年報，第27号B-2，1984，pp.467-485.
- 5) 高橋 保・中川 一・佐藤広章：土石流および土砂流扇状地の形成に関する研究，第32回水理講演会論文集，1988，pp.497-502.
- 6) Takahashi, T., Nakagawa, H. and Kuang, S. : Estimation of debris flow hydrograph on varied slope bed, Proc. of the Corvallis Symposium on Erosion and Sedimentation in the Pacific Rim, 1987, pp.167-177.
- 7) 高橋 保・中川 一：自然ダムの越流決壊によって形成される洪水の予測，京大防災研年報，第35号B-2，1992，pp.231-248.
- 8) Takahashi, T. : Debris Flow, Monograph Series of IAHR, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1991, pp.1-165.
- 9) Takahashi, T. : High Velocity Flow in Steep Erodible Channels, Proc. of XXII Cong., IAHR, Topics in Fluvial Hydraulics, 1987, pp.42-53.
- 10) 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 洞谷土石流被災区域調査および崩壊地調査報告書，1979，pp.1-128.
- 11) 石原安雄・小葉竹重機：洪水流出計算の総合化に関する一考察，京大防災研年報，第21号B-2，1978，pp.153-172.
- 12) 高橋 保・中川 一：豪雨性表層崩壊の発生とその生産土量の予測，第30回水理講演会論文集，1986，pp.199-204.
- 13) 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，京大防災研年報，第29号B-2，1986，pp.431-450.
- 14) Takahashi, T. : Estimation of Potential Debris Flows and Their Hazardous Zones, Jour. of Natural Disaster Science, Vol.3, No.1, 1981, pp.57-89.
- 15) 上宝村防災会議：上宝村地域防災計画，1994，p.1058.