



1996.12.6 蒲原沢土石流の数値解析

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2013-12-10 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 本田, 尚正 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24729/00007736

1996. 12. 6 蒲原沢土石流の数値解析

本田 尚正*

Numerical Simulation of Debris Flow at the Gamaharazawa in December 6, 1996

Naomasa HONDA*

A B S T R A C T

This paper discusses running out process of debris flow in an actual basin, based on the results of field survey and numerical analysis. In Gamaharazawa river, a tributary of R. Hime, a hazardous debris flow which was triggered by a landslide took place in December 6, 1996. Field survey and numerical analysis are conducted under actual conditions in order to investigate debris flow process such as occurrence, development, and so on. The numerical results show that the slid debris deposits along the reach and forms a debris flow due to water supply. The flow discharge increases rapidly by eroding the slid debris and original river-bed material. Check dams and channel works can be effective for the reduction of sediment transport. Increase of buoyant force due to fine sand with debris flow influences debris flow characteristics such as flow depth, flow velocity and flow discharge.

Keywords: occurrence of debris flow, development of debris flow, sediment yield, sediment deposition, debris flow control, fine sand with debris flow, debris flow characteristics

1. 緒 言

新潟県と長野県の県境に位置する姫川左支川の蒲原沢（長野県小谷村）において、1996年12月6日午前10時30分頃、山腹斜面の崩壊に起因して大規模な土石流が発生した。この土石流は、溪流内の谷止工を次々に破壊しながら流下し、約3.2km下流の姫川本川にまで達した。そして、国道148号線国境橋付近の姫川合流点付近で、前年7月に発生した豪雨災害の復旧工事に従事していた建設作業員14名の尊い人名を一瞬にして奪うとともに、9名の負傷者を出す大惨事を引き起こしたことは、災害発生から1年3ヶ月余りが経過した現在においてもなお、我々の記憶に新しいところである。

ところで、我が国では、地形条件や気象条件の厳しさから、毎年のように各地で山腹崩壊や土石流による災害が頻発している。そのため、それらに関する現地調査や基礎研究は活発に行われ、災

害の実態や物理機構についての理解は、かなり深められている^{1)~12)}。また、それらの成果は、さまざまな形で土砂災害対策に活用されている。

しかし、この蒲原沢土石流の場合には、向寒期に発生したこと、大量の水の供給なしで生じたことなど、これまでにわれわれが経験してきたものとはかなり特性が異なったものであり、解明すべき課題は多い。さらに、我が国においては、同様の災害が生じる条件を備えている所が多数存在することが推察されるため、今後、より有効な土砂災害対策を推進するためには、このような土石流の実態の解明と基礎研究は必要不可欠である。

本研究では、1996年12月6日の蒲原沢土石流に着目し、主として、数値シミュレーションに基づいて、その発生・発達・減衰過程について検討する。その手順として、まず、数値計算に必要な諸条件を設定して土石流の再現計算を行い、現地の流下痕跡等をもとに、計算結果の妥当性を検証する。そして次に、入力条件を種々変化させて数値計算を行い、土石流の再現計算を行う上で必要となる各パラメーターの計算結果への影響力がどの程度なのか、また、今後このような土石流の再現計算を行う上で、どのパラメーターを慎重に取扱うべきかについて考察する。

1998年4月9日受理

* 建設工学科 (Department of Civil Engineering)
(本論文は、参考文献18)~20)を再編集し、まとめ直したものである。)

2. 土石流の概要

蒲原沢は新潟県と長野県の県境に位置し、流域面積 3.7km²(国界橋地点)、主流路延長約 4.2km、平均河床勾配 1/3.5 の急流河川である(図-1)。

蒲原沢周辺には標高 1,500m 以上の山々が連なり、姫川河床との高低差は 1,000m にも達する(図-2)。その傾斜面は地質的に不安定な地盤が多く、降雨や融雪による水の供給により、山腹崩壊や地すべりの危険性に常にさらされている。

蒲原沢は地形的には険しいV字谷を刻み、直線的に流下する急勾配の渓流であり、姫川合流点の近傍には扇状地が形成されており、過去における土砂流出の多さを示している。最近では、1995年7月豪雨によって、約 11 万 m³ の土砂が流出し、流域が荒廃したのは記憶に新しい。

今回の土石流は、標高 1,300m 付近の蒲原沢右岸側の山腹崩壊を発端として発生した。土石流発生前後の空中写真による判読結果¹³⁾によれば、土石流の引き金となった崩壊地よりも上流の流域面積は 0.7km²、崩壊土砂量は約 39,000m³、そのうち約 31,000m³ が河道に到達し、土石流を形成して流下したとされている(図-2)。

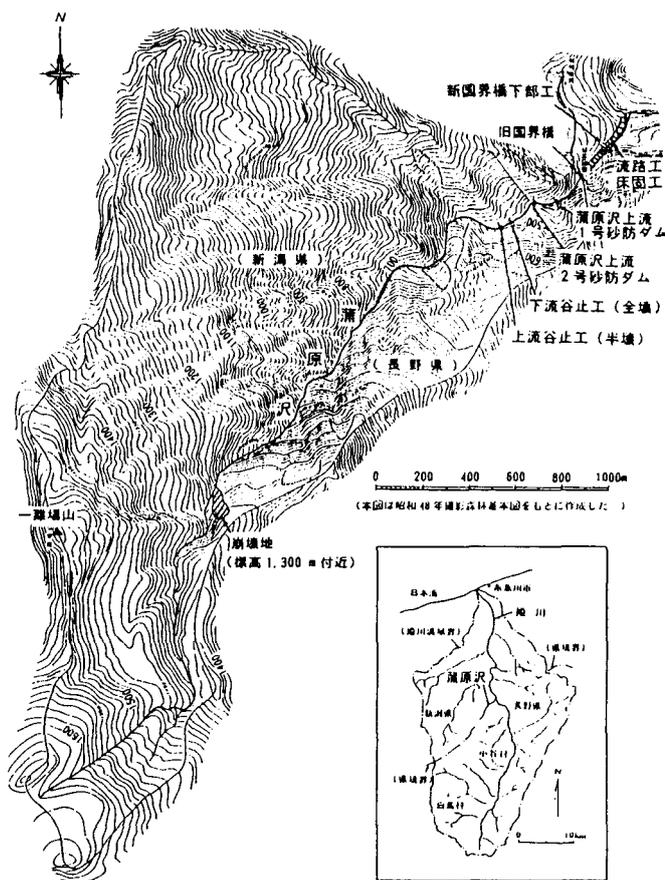


図-1 蒲原沢流域図^{15), 16)}

崩壊土砂がどんなプロセスで土石流になったかについては、水収支や崩壊土砂の挙動に関する検討が必要であるが、崩壊面の勾配を摩擦角 $\tan\phi_s=0.50$ として与え、水の飽和度を 0 とした宮本ら¹⁵⁾の計算によれば、図-3 に示すように、崩壊地点とその下流約 1,200m の領域に堆積するという結果を得ている。この計算結果は、通常の砂礫 ($\tan\phi_s=0.80\sim0.90$) が水で飽和しているとした場合の計算結果とほぼ同じ結果を与えることから考えて、崩壊土砂は一旦溪床に堆積した後、水の供給を受けて流動化し、土石流を形成した可能性が高いものと思われる。

流下過程において河道侵食が起り、上流谷止工(図-2、崩壊発生地点より約 2,300m 下流)の上流部における土砂流出量は、約 63,000m³ と見込まれている。土石流は、人命ばかりでなく、上流谷止工を半壊させ、下流谷止工を完全に破壊しながら流下し、その下流の砂防ダムを満砂にした。上述の土砂流出量約 63,000m³ のうち、約 15,000m³ が砂防ダムに堆積し、流路工を通過した土砂量は約 48,000m³ と推定されている。さらに、このうちの約 40,000m³ が姫川本川へ流出したとみなされている¹³⁾。

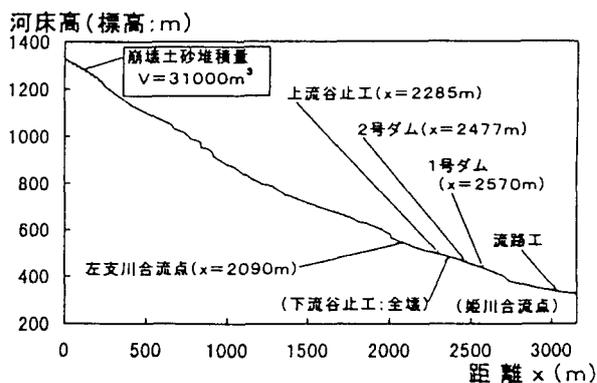


図-2 河床縦断形状

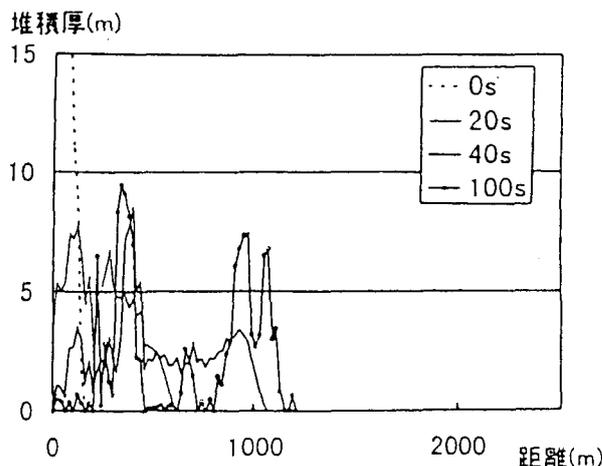


図-3 崩壊土砂の運動に関する解析例¹⁵⁾

蒲原沢～姫川合流点付近の雨量計に基づく山田ら¹⁵⁾の解析結果によれば、12月4日午前0時から土石流発生時(6日10時30分頃)までの累積降水量(融雪を含む)は、60.5mm～71.5mmの間であったと推察される。そして、これらが土石流を発生させる水の供給源となったと考えられる。

土石流は数波にわたって発生しており、このうち第一波目の規模が最も大きく、上述の土砂流出の大部分は、この土石流によるものである。また、現地調査結果や報道機関のビデオ画像の解析結果¹⁴⁾および土石流堆積物の粒度分布^{15), 16)}などを参考にすれば、土石流は直径数cm～10数cmの石礫と微細砂を主体とした泥水との混合物から構成されていたと考えられる。

3. 支配方程式および再現計算の条件

(1) 支配方程式

土石流による土砂流出現象を一次元支配方程式を用いて表現するものとすれば、それらはそれぞれ次式で与えられる^{9), 10)}。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial v h B}{\partial x} = \frac{E}{c} \quad (1)$$

$$\frac{\partial c h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial c v h B}{\partial x} = E \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \sin \theta_x - \frac{1}{\rho_m} \frac{1}{h} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{v E}{c \cdot h} - \frac{\tau_b}{\rho_m h} \quad (3)$$

$$\frac{\partial Z_b}{\partial t} = -\frac{E}{c} \cos \theta_x \quad (4)$$

$$\theta_x = \sin^{-1} \left(-\frac{\partial Z_b}{\partial x} \right) \quad (5)$$

$$\rho_m = (\sigma - \rho)c + \rho \quad (6)$$

ここに、 t は時間、 x は流れに沿う座標、 h は水深、 B は流動幅、 v は断面平均流速、 E は侵食速度であり、これが負の場合には堆積を示す。 c は土石流の砂礫粒子体積濃度、 c_s は砂礫の静止体積濃度、 θ_x は河床勾配、 g は重力加速度、 ρ_m は泥水と砂礫の混合物の密度、 σ は砂礫の密度、 ρ は泥水の密度、 P は全圧力、 τ_b は河床せん断力、 Z_b は河床高である。 τ_b と E には江頭らの式^{9), 10)}を用いるものとすれば、それらは次のようである。

$$\tau_b = \tau_y + \rho f U^2 \quad (7)$$

$$\frac{E}{U} = c \cdot \tan(\theta_x - \theta_c) \quad (8)$$

ここに、

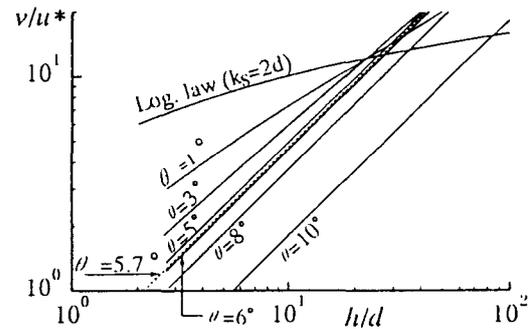
$$\tau_y = \frac{1}{1+\alpha} \rho(\sigma/\rho-1) c g h \cos \theta_x \tan \phi_s \quad (9)$$

$$f = \frac{25}{4} \left\{ k_f \frac{(1-c)^{5/3}}{c^{2/3}} + k_g \frac{\sigma}{\rho} (1-e^2) c^{1/3} \right\} \left(\frac{h}{d} \right)^{-2} \quad (10)$$

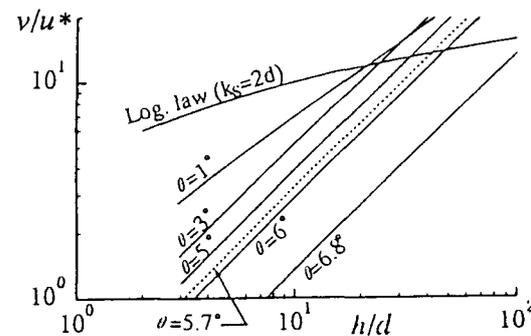
$$\tan \theta_c = \frac{(\sigma/\rho-1)c}{(\sigma/\rho-1)c+1} \tan \phi_s \quad (11)$$

ここに、 θ_c は土石流の濃度 c に対する平衡河床勾配、 ϕ_s は砂礫の内部摩擦角、 e は砂礫の反発係数、 d は砂礫の代表粒径、 α 、 k_f 、 k_g は係数で、それぞれ $\alpha=0.25$ 、 $k_f=0.16$ 、 $k_g=0.0828$ である。

上述の式(9)、(10)によれば、水深～粒径比 h/d が大きくなると流速係数 v/u_c ($u_c = \sqrt{gh \sin \theta_x}$) が過大となり、それは現実に合わなくなる。これは、同式が濃度一様の固定床を想定して導かれたものであって、数値計算を容易に行うために、移動床へそのまま拡張するからである。江頭・宮本・伊藤の構成則¹²⁾を用いれば、流速分布と粒子濃度の鉛直分布の連立解から流速係数が求められ、それは粒子濃度、粒子径および間隙水の密度の影響を強く受ける。その結果の一例を図-4に示す。



(a) $\rho = 1.83 \text{g/cm}^3$ (微細砂濃度 50%)の場合



(b) $\rho = 1.83 \text{g/cm}^3$ (微細砂濃度 50%)の場合

図-4 水深～粒径比と流速係数との関係

図-4 の結果から推察されるように、蒲原沢土石流における微細砂濃度を 30%~50%程度に見積もり、 v/u を厳密に算定すると、これが 8 を超えるような条件はほとんどない。そこで、これらのことを念頭に置いて、数値計算において、抵抗則は式(9)、(10)によって算定するが、 v/u が 8 を超える場合には、 $v/u = 8$ とする。

(2) 再現計算の条件

a) 計算対象区間

計算対象区間は、標高 1,300m 付近の崩壊発生地点~姫川合流点までの約 3,160m とする(図-2)。この区間の平均河床勾配は $\theta_x = 16^\circ$ 程度で、下流部には谷止工(ダム高 $H=4.3m$ 、ただし、土石流による半壊後の残存部)、2号砂防ダム ($H=10.2m$)、1号砂防ダム ($H=9.3m$) および流路工(流路幅 $B=20m$) が設置されている。なお、計算に用いる流動幅は、1/25,000 の地形図から読み取った谷幅および谷の実測横断面¹³⁾をもとに推定した。

b) 崩壊土砂の河道堆積の初期条件

崩土の移動開始から土石流の発生・流動過程を連続して解析するためには、図-3 の結果を初期条件として与える方法もあるが、ここではあいまいさを避けるため、次のように条件を設定する。

- ・崩壊による堆積土砂量 $V=31,000m^3$
- ・堆積形状 谷の縦断形状に平行に堆積,
 $H=11.0m, B=12.0m, L=250.0m$

c) 元河床の侵食条件

土石流に取り込まれる材料が元河床にどのように分布しているかは、この種の数値計算において極めて重要である。ここでは勾配が 22° を越える領域は岩盤になっているものとし、これよりも緩い領域の河床には厚さ 4.0m の河床材料が分布していると仮定し、限界侵食深を $D=4.0m$ とする。なお、左支川合流点(図-2、崩壊発生地点より約 2,100m 下流)から下流では、河床付近に岩盤の露出が見られることから、これより下流では土石流による河床侵食は起こらないものとする。

d) 計算上流端における水の供給条件

降雨および融雪量に関する山田ら¹⁵⁾の解析結果や宇治橋¹⁵⁾の解析に基づき、有効降雨を 2.0mm/hr、流出率を 0.5 とすれば、崩壊地点より上流の流域面積(0.7km²)から見積もって、計算対象区間の上流端流量は 200ℓ/sec 程度となる。また、現地データおよび流量データを基にした流出解析¹⁷⁾によっても、同規模の流量が算定されて

いる。ここでは、土石流による土砂流出が短時間のうちに終わることを念頭に置けば、水の供給は定常的であってもさしつかえないものと考えて、供給水量 $Q_{in}=200\ell/sec$ を定常的に与え、そのときの土砂濃度は便宜上 5% とする。

e) 砂防ダム地点の計算条件

本計算では、砂防ダムの堆砂域が満砂状態となるまでは土砂(水と土砂の混合物)を堆積させ、満砂後には、ダム直下流地点において、ダムを通過した流量(水+土砂)に対応する等流水深を式(3)により与えた。

f) 物理定数および数値計算の条件

計算に用いた物理定数は、以下のとおりである。

- ・砂礫の密度 $\sigma=2.65g/cm^3$
- ・泥水の密度 $\rho=1.50g/cm^3$ (微細砂濃度 30%)
- ・砂礫の内部摩擦角 $\phi_s=33^\circ$
- ・堆積物の静止堆積濃度 $c_s=0.50$
- ・堆積物の代表粒径 $d=10.0cm$

数値計算は、leap-frog 法によって行った。差分の条件は、 $\Delta t=0.02$ 秒、 $\Delta x=4.0m$ である。

4. 再現計算の結果および考察

(1) 土石流の発生・流動過程

図-5 は、上流端を 0m とした距離 $x=600m, 1,000m, 1,400m, 1,800m, 2,200m, 2,400m, 2,520m, 2,600m, 2,800m, 3,000m$ および $x=3,160m$ (下流端、姫川合流点)における流量(水+土砂)の時間変化を示し、図-6、図-7、図-8 は、それぞれ流量の場合と同じ断面における水深、流速および土砂濃度(体積濃度)の時間変化を示している。これらの計算結果を参考にすれば、蒲原沢土石流の発生・流動過程は次のようである。

a) 上・中流部における土砂流出特性

標高 1,300m 付近の河道内に一旦堆積した崩壊土砂は、水の供給を受けてほどなく流動化し、通水開始から 55 秒後には $x=600m$ 地点に到達して、ピーク流量約 550m³/s、水深約 5.5m の土石流が形成されている(図-5、図-6)。

土石流は、河床侵食を伴いながら時間の経過とともに大規模化し、95 秒後には $x=1,800m$ 地点において、ピーク流量約 1,800m³/s、水深約 7.5m、流速約 22m/s にまで発達している(図-5、図-6、図-7)。なお、土砂濃度についてみると、全区間にわたって約 50% となっており、非常に高濃度の流れとなっていることがわかる(図-8)。

b) 下流部における土砂流出特性

左支川合流地点 ($x=2,090\text{m}$) より下流域では、谷止工および砂防ダムの調節効果によって、土石流の規模は著しく減じられている (図-5, 図-6)。

図-5 および図-6 において、谷止工上流の $x=2,200\text{m}$ 地点および 1 号ダム上流の $x=2,520\text{m}$ 地点では、流量および水深にふた山のピークがみられるが、これは、土石流はこれらのダムに捕捉されたが、すぐにダム堆砂域を満砂にし、ダムを越流して下流に流下したものと考えられる。

図-5 において、 $x=2,200\text{m}$ 地点のひと山目のピーク流量の形状は、 $x=2,520\text{m}$ 地点に比べてシャープであり、空容量の小さい谷止工 (ダム高 $H=4.3\text{m}$) が瞬時に満砂となったことを示している。なお、2 号ダム上流の $x=2,400\text{m}$ 地点では同様の傾向がみられないのは、谷止工に比べて空容量が大きく (ダム高 $H=10.2\text{m}$)、1 号ダムに比べて堆砂域の延長が長かったためと考えられる (図-2)。

これら 3 基の谷止工および砂防ダムは、合計約 $17,000\text{m}^3$ の土砂を堆積させ、その結果、流路工区間内の $x=3,000\text{m}$ 地点では、ピーク流量約 $550\text{m}^3/\text{s}$ 、水深約 2.2m 、流速約 16m/s まで減少している。さらに姫川合流点の $x=3,160\text{m}$ 地点では、ピーク流量約 $450\text{m}^3/\text{s}$ 程度となっている (図-5, 図-6)。しかし、土砂濃度は約 50% となっており、依然として高濃度の流れの状態を保っている (図-8)。

流路工の兩岸には、水深 $2.6\text{m}\sim 3.4\text{m}$ 程度の流下痕跡が残っており¹⁴⁾、土石流の流下時の跳ね上がりおよび流路工の湾曲による偏流の影響などを考慮すれば、計算水深はほぼ妥当であると考えられる。次に、流下痕跡と図-4 を用いて、流路工区間におけるピーク流量 Q_p を推定してみる。

いま、流路工の河床勾配を 5.7° 、流路幅を 20m 、ピーク時の水深を $2.0\sim 3.0\text{m}$ 程度とする。代表粒径 $d=10.0\text{cm}$ として、図-4 を用いれば、それぞれ、

・ $\rho=1.50\text{g}/\text{cm}^3$ (微細砂濃度 30%) の場合、

$$Q_p = 500 \sim 1050 \text{m}^3/\text{s},$$

・ $\rho=1.83\text{g}/\text{cm}^3$ (微細砂濃度 50%) の場合、

$$Q_p = 360 \sim 920 \text{m}^3/\text{s},$$

となる。数値計算による結果 ($x=3,000\text{m}$ 地点、 Q_p = 約 $550\text{m}^3/\text{s}$) は、これらの範囲内であり、これによっても、本計算結果の妥当性が示される。

(2) 土砂収支

土砂収支についてみると、谷止工上流の左支川合流点 ($x=2,090\text{m}$) の通過土砂量は約 $76,000\text{m}^3$ であり、このうち河床侵食量は約 $45,000\text{m}^3$ である。

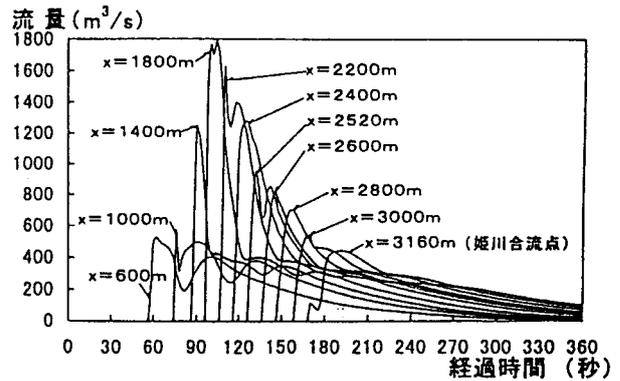


図-5 流量(水+土砂)の時間変化

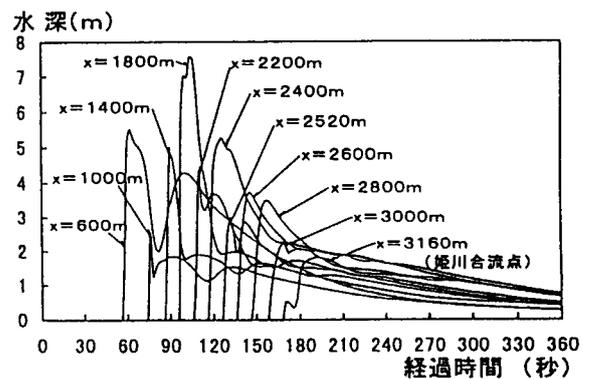


図-6 水深の時間変化

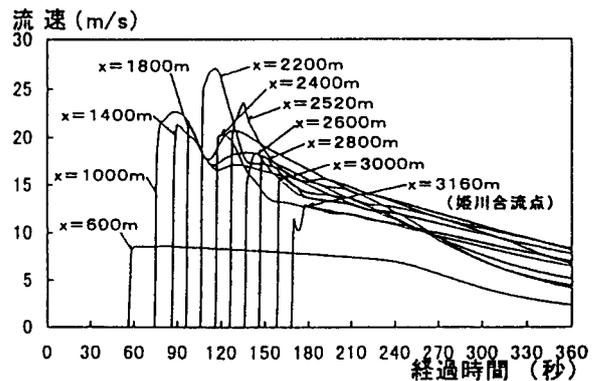


図-7 流速の時間変化

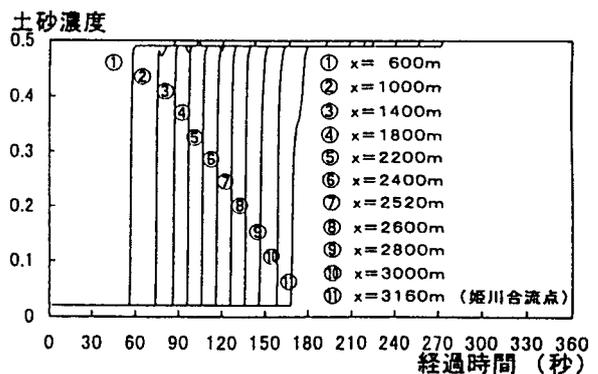


図-8 土砂濃度(体積濃度)の時間変化

これらの土砂のうち、谷止工および砂防ダムには、合計約 17,000m³ が堆積し、流路工には約 6,000m³ が堆積している。そして、姫川本川には約 53,000m³ が流出している。

表-1 は、土砂収支について、計算結果と前出の空中写真による判読結果を比較したものである。これによれば、河床侵食による土砂量に若干の差はあるものの、本計算結果は蒲原沢土石流の発生・流動過程をほぼ適切に再現しているものと評価される。

表-1 土砂収支の比較

	数値計算結果	空中写真判読
崩壊土砂量	—	31,000 m ³
河床侵食量	45,000 m ³	32,000 m ³
ダム堆積量	17,000 m ³	15,000 m ³
流路工堆積量	6,000 m ³	8,000 m ³
姫川流出量	53,000 m ³	40,000 m ³

5. 数値計算の条件設定に関する考察

ここでは、土石流の再現計算を行う上で必要となる各パラメータの影響力がどの程度なのか、また、再現計算を行う上でどのパラメータを慎重に扱うべきかということのみをみる。

そのために、上述の再現計算の条件を基本的な条件とし、これに対して、最上流端に堆積する崩壊土砂の堆積長 L および土砂量 V 、渓床の限界侵食深 D 、供給水量 Q_m 、泥水の密度 ρ （微細砂濃度 c_w ）をそれぞれ単独に変化させて数値計算を行った。

その計算結果を図-9～図-13 に示す。これらは、上流端を 0m とした距離 $x=1,800m$ 及び $3,000m$ （流路工内）地点における各計算ケースの流量または水深の時間変化を表したものである。これらの計算結果をもとに、数値計算の条件設定に関して考察すると、次のとおりである。

a) 崩壊土砂の堆積長 L の影響

図-9 は、先に示した基本的な計算条件のうち、崩壊土砂の堆積延長 L のみを変化させた場合の流量の時間変化を示している。 L が長い場合、崩壊土砂の先端は、より下流側に位置されるため、 $x=1,800m$ 地点において堆積長 $L=250m$ と $1,000m$ の場合では、上流から水の供給を受けて土石流が到達するまでに 28 秒の差があり、堆積長が土石流到達時間に大きく影響することがわかる。

b) 崩壊土砂量 V および限界侵食深 D の影響

図-10 は、崩壊土砂量 V のみを変化させた場合の流量の時間変化を示しているが、 V の変化によって各地点のピーク流量に大きな差異はみられない。一方、図-11 は、限界侵食深 D のみを変化させたものであるが、 D が大きいほど各地点のピーク流量は大きい。これらより、ピーク流量に代表される土石流の規模は、土石流発生域の崩壊土砂量の大小よりも、土石流の流下過程における渓床・溪岸侵食の大小に大きく依存するといえる。

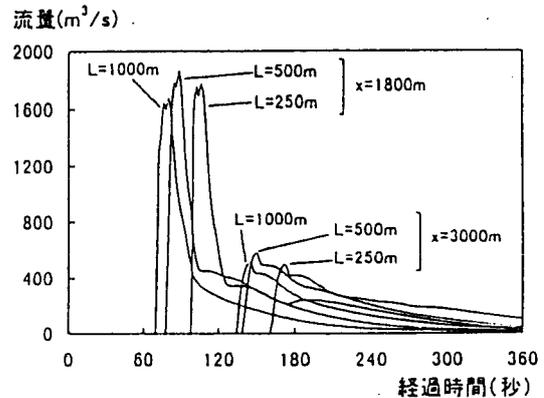


図-9 崩壊土砂堆積長の違いによる流量の比較

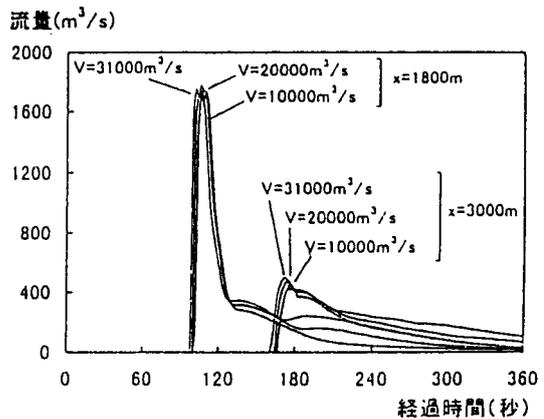


図-10 崩壊土砂量の違いによる流量の比較

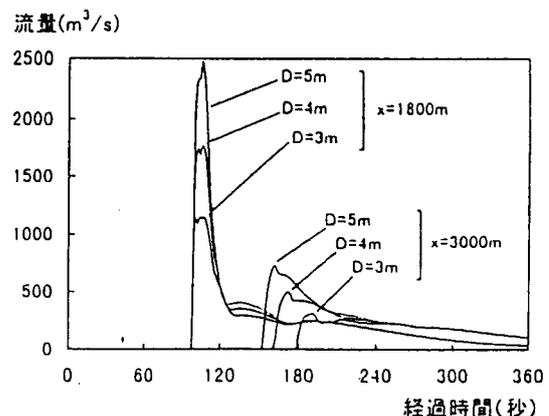


図-11 限界侵食深の違いによる流量の比較

c) 供給水量 Q_{in} の影響

図-12 は、供給水量 Q_{in} のみを変化させた場合の流量の時間変化を示している。これによれば、 $Q_{in}=0.2\text{m}^3/\text{sec}$ (200 l/sec) に対して 2 倍 ($0.4\text{m}^3/\text{sec}$) または $1/2(0.1\text{m}^3/\text{sec})$ の増減が生じて、土石流の流量にほとんど影響していない。これより、土石流発生源に飽和状態に近い流動化しやすい崩壊土砂が存在していれば、その土塊を飽和させるに足るだけの少量の供給水量と供給時間によって、蒲原沢のような大規模土石流が発生する可能性は十分考えられることがわかる。

d) 泥水の密度 ρ (微細砂濃度 c_w) の影響

図-13 は、泥水の密度 ρ (微細砂濃度 c_w) を変化させて計算した場合の水深および流量の時間変化を示している。これによれば、微細砂濃度が大きいほど、土石流の各地点への到達時間は早く、ピーク値も大きい。そしてその傾向は、下流部ほど顕著である。

図-13(a)によれば、 $x=3,000\text{m}$ 地点のピーク水深は、それぞれ 1.2m (微細砂濃度 10%)、2.2m (同 30%)、2.6m (同 50%) である。一方、流路工の兩岸には、前述のとおり、水深 2.6~3.4m 程度の流下痕跡が残っており、土石流の流下時の跳ね上がりや流路工の湾曲による偏流の影響などを考慮すれば、微細砂濃度 30% および 50% の場合の計算水深とほぼ一致する。実際、土石流は直径数 cm~10 数 cm の石礫と微細砂を主体とした泥水との混合物から構成されていたと考えられ^{14)~16)}、これらより、蒲原沢土石流の間隙水は 30%~50% 程度の微細砂濃度を有する泥水であったと推定される。

そして、この泥水による浮力の増大により、流路工内(河床勾配 5.7°)において、比較的緩い勾配であるにもかかわらず、土砂は流れやすい状態にあったと考えられる。このことは、今回の土石流において、総土砂流出量(約 $63,000\text{m}^3$) に比して流路工内の土砂堆積量が少量(約 $8,000\text{m}^3$) であった(前出の航空写真判読結果による)ことを裏付けるものである。

6. 結 語

本研究においては、蒲原沢土石流の数値計算を行い、その結果と若干の調査結果に基づいて、土石流の発生・流動過程における土砂流出特性に関する検討を行った。その結果、いくつかの興味ある知見が得られた。それらを列挙すると次のとおりである。

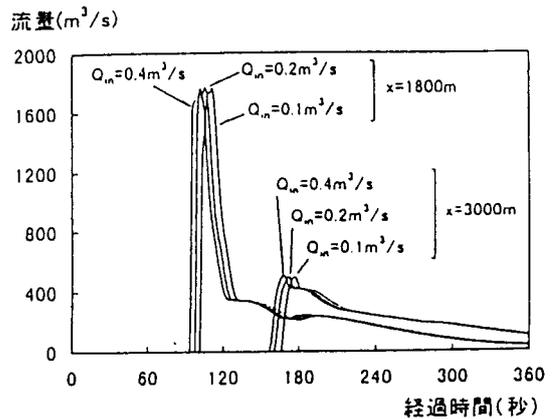
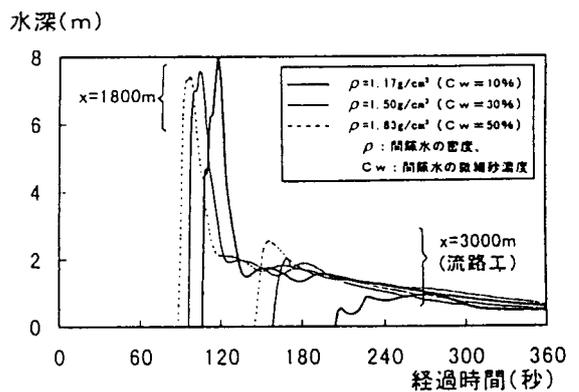
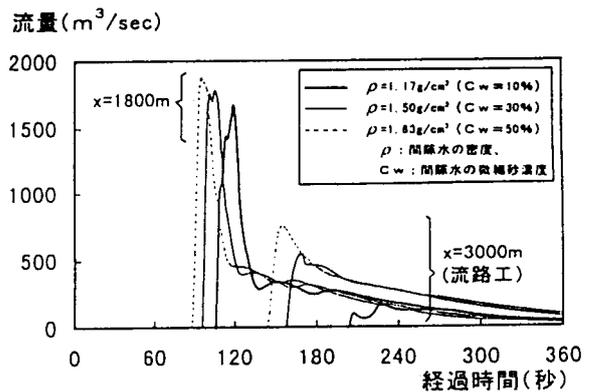


図-12 供給水量の違いによる流量の比較



(a) 水深の時間変化



(b) 流量の時間変化

図-13 泥水の密度の違いによる水深・流量の比較

1) 蒲原沢土石流の第一の特徴として、大量の水の供給なしで生じたことが挙げられるが、今回の解析結果によれば、土石流の発生源となる崩壊土砂が、少量の水の供給によって流動化し、土石流が形成されたことが示された。

2) 同じく第二の特徴は、土石流の引き金となった崩壊土砂が規模の大きな土石流となって流出し

たことである。これは、溪床・溪岸侵食によって土石流が発達したためと思われる。数値解析の結果によれば、土石流の発達には、土石流発生源の崩壊土砂量よりもむしろ、堆積長に代表される崩壊土砂の堆積形状や、溪床・溪岸侵食による土砂の取込みが大きく寄与していることが示された。

3)土石流は砂防ダムを満砂状態にし、ダムを越流して下流に流下するほどの規模を有していたが、数値計算の結果、計3基の砂防ダム群は、下流への流量軽減等、いずれのダムも土石流調節効果を発揮したことが確認された。

4)土石流は石礫と微細砂を多量に含む泥水との混合物から構成されるものとして計算を行った。このような仮定の妥当性は、勾配の緩い流路工内への土砂の堆積が比較的少なかったことによって裏付けられる。このように、この種の数値計算において、土石流間隙水の微細砂濃度をいかに設定するかは、土石流発生源の崩壊土砂の条件、水の供給条件、溪床堆積物の侵食条件等とともに、計算の結果および精度を左右する重要な条件である。

本研究では、実流域に発生した土石流を対象に、数値計算の条件を種々変化させて再現計算を行った。このように、土石流に関するさまざまな観測データを基にいくつかのシナリオを設定して数値計算を実施し、土石流の特性を予測することは、土砂災害対策を策定する上で重要なデータが得られると考えられる。

一方、今後解明すべき重要な問題も残されている。数値計算の精度の向上を図るためには、崩壊土砂の堆積形状や水の供給条件等について、さらに詳細な条件の設定とデータ解析が必要である。とくに、河床の侵食条件は、溪床堆積物の深さをいかに設定するかにかかっているばかりでなく、堆積物中の巨石の存在にも依存するはずである。

謝 辞： 本研究を推進するにあたり、終始あたたかいご指導を賜った立命館大学理工学部 江頭進治教授に心から感謝いたします。

鳥取大学地域共同研究センター 宮本邦明助教授には、数値計算に関して貴重なご助言をいただきました。本研究は、一部(社)土木学会姫川支川蒲原沢土石流災害調査特別委員会の活動として行っているものであり、各委員の先生方には、資料の提供ばかりでなく、種々ご教示いただいています。また、立命館大学大学院学生 伊藤隆郭君ならびに有村真一君には、数値処理等にご協力を願った。以上、ここに記して深謝いたします。

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，pp.405-435，1977.
- 2) 高橋 保：土石流の停止・堆積機構に関する研究(3)，京大防災研究所年報，第25号B-2，pp.327-348，1982.
- 3) 椿東一郎・橋本晴行・末次忠司：土石流における粒子間応力と流動特性，土木学会論文報告集，第317号，pp.79-91，1982.
- 4) 橋本晴行・椿東一郎・平野宗夫：土砂の集合流動について，第30回水理講演会論文集，pp.235-240，1986.
- 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，pp.497-502，1988.
- 6) 江頭進治・芦田和男・佐々木 浩：土石流の流動機構，水工学論文集，第32巻，pp.485-490，1988.
- 7) 江頭進治・芦田和男・矢島 啓・高濱淳一郎：土石流の構成則に関する研究，京大防災研究所年報，第32号B-2，pp.487-501，1989.
- 8) 江頭進治・芦田和男・高濱淳一郎・田野中新：連続体モデルに基づく流砂量式の誘導，水工学論文集，第35巻，pp.441-446，1991.
- 9) 江頭進治：土石流の停止・堆積のメカニズム(1)，新砂防，Vol.46，No.1，No.186，1993，pp.45-49.
- 10) 江頭進治：土石流の停止・堆積のメカニズム(2)，新砂防，Vol.47，No.2，No.187，1993，pp.51-56.
- 11) 江頭進治・本田尚正・安東容輔：地すべり堆積土砂の二次侵食による土砂流出，水工学論文集，第40巻，pp.863-868，1996.
- 12) 江頭進治・宮本邦明・伊藤隆郭：掃流砂量に関する力学的解釈，水工学論文集，第41巻，pp.789-794，1997.
- 13) (社)砂防学会：12.6 蒲原沢土石流災害調査報告書，pp.33，1997.
- 14) 川上 浩：1996年長野県小谷村の土石流災害調査研究，文部省科学研究費補助金研究成果報告書(課題番号08300017)，pp.7-1 - 7-20，1997.
- 15) (社)土木学会：姫川支川蒲原沢土石流災害と危機管理に関する調査研究報告書，印刷中，1998.
- 16) 江頭進治：1996年長野県蒲原沢土石流災害に関する調査研究，土木学会誌，第83巻第3号，pp.49-54，1998.
- 17) 有村真一：数値シミュレーションによる姫川支川蒲原沢土石流の発生，流動，侵食・堆積に関する研究，立命館大学卒業論文，1998.
- 18) 江頭進治・本田尚正・宮本邦明：姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション，水工学論文集，第42巻，pp.919-924，1998.
- 19) 有村真一・江頭進治・本田尚正：1996年12月6日姫川支川蒲原沢土石流の再現計算，平成10年度土木学会関西支部年次学術講演会論文集，投稿中，1998.
- 20) 本田尚正・江頭進治・有村真一：蒲原沢土石流の流動に対する微細砂濃度の影響，平成10年度土木学会全国大会年次学術講演会論文集，投稿中，1998.