

## 平成9年鹿児島県出水市針原川で発生した 土石流災害について

中川 一・高橋 保・里深好文・立川康人・市川 温・吉田義則・中村行雄

### 要 旨

平成9年7月10日午前1時頃、鹿児島県出水市針原地区で発生した土石流によって、死者21名、負傷者13名がでる災害となった。本研究では、洪水流出解析を行って針原川の洪水流出特性を検討するとともに、深層斜面崩壊を模擬して土石流を発生させた数値解析を行い、その氾濫・堆積過程の再現を試みる。さらに、この計算結果をもとに、計画を上回るような土石流に対して今後どのように取り組めばよいかについて言及する。

キーワード： 鹿児島県、出水市、針原川、土石流、再現計算、土石流災害

### 1. 緒 言

平成9年7月10日午前1時頃、鹿児島県出水市針原地区で死者21名、負傷者13名が出るという土石流災害が発生した。約16万 $\text{m}^3$ にも及ぶ(南ら, 1997)深層斜面崩壊土砂の一部が流動化し、土石流となって下流の砂防ダムを乗り越え、氾濫・堆積したことによるものであった。斜面が深層崩壊した直接の原因は、日雨量が356mm(出水浄化センター)という梅雨時期の集中豪雨にあるが、この値は鹿児島県宮之城土木事務所管内において、1971年7月23日に鶴田町で発生した水害の時に紫尾で観測された雨量とほぼ同じ値であり、これが現在の最高値となっている(平野ら, 1998)。

崩壊が発生した斜面は平均勾配が約26度であり、特に急な傾斜であったわけでもなく、また、多量の水を集水するほど表面上は流域面積も広くない。この年の5月13日に宮之城を中心とした鹿児島北西部地震(マグニチュード6.2)が発生し、その際、紫尾山の山腹斜面や周辺の斜面では多くの表層崩壊が発生した。今回、深層崩壊を起こした斜面も恐らく強震動を受けていたはずであり、これによって斜面内の水みちが寸断されていた可能性がある。そして、梅雨時の集中豪雨によって多量の地下水が斜面土層内に流入し、水みちがないために地下水が斜面内に貯留され、地下水水位が上昇し、中立応力が高く

なって斜面崩壊を起こしたとも考えられる。しかしながら、このようなことが原因だとすると、同様の斜面崩壊が他にも多く発生しているはずである。

なぜこの斜面で深層崩壊が発生したのかを明らかにするには、色々な見地からの調査研究が必要であろう。土砂災害を軽減するためには、与えられた降雨に対して、いつ、どこで、どれくらいの規模の斜面崩壊が発生するのか、という問いに回答を出さねばならない。現在の研究レベルでは、豪雨性の表層崩壊ですらこれに対して回答を与えられる段階にはない。深層崩壊に対してはなおさらである。

この問題に対して十分な回答を与えられる段階になくとも、土砂災害を軽減するための方法の一つとして、計画土石流のハイドログラフの作成とこれを用いた土石流の氾濫・堆積範囲に関する数値シミュレーションにより、土石流ハザードマップを作成し、適切な避難システムを構築することが重要であると著者らは提案してきた。本研究においてもこのような視点に立って今回の土石流災害を考察する。まず、洪水流出解析を行って針原川の洪水流出特性を検討し、ついで深層斜面崩壊を模擬して土石流を発生させた数値解析を行い、その氾濫・堆積過程の再現を試みる。最後に、計画を上回るような土石流に対してどのように取り組めばよいか若干の検討を加える。

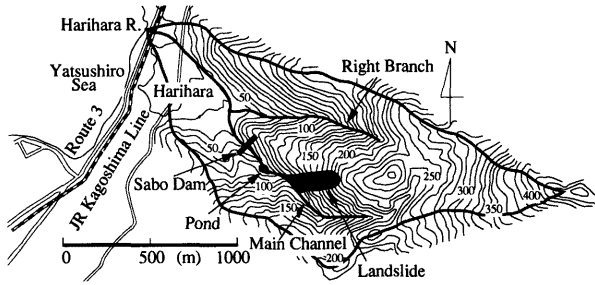


Fig. 1 Harihara River basin

## 2. 針原川の洪水流出特性

針原川は Fig. 1 に示すように鹿児島県と熊本県の県境に位置する標高 687m の矢筈岳に源を發し、その西麓を流下して出水市境町針原地区を貫流した後、八代海に流出する流域面積約 1.55 km<sup>2</sup>、幹川流路長約 2.3 km の小河川である。本災害前は準用河川であったが、災害後に二級河川に指定された。

針原川の本川には砂防ダムが建設中で、その本体部は 97 年 10 月に完成していた。後述のように、Fig. 1 に示した場所で深層斜面崩壊が発生し、この砂防ダムで崩壊土砂の約半分が捕捉されたと見積もられており、崩壊土砂の挙動にダム地点辺りの河川流量が寄与したのかどうか興味を持たれる。そこで、ここではダム地点での洪水流量を見積るために、実斜面形状を考慮した雨水流の追跡モデル(立川ら、1997)を用いた流出解析を行う。

斜面勾配、斜面幅の変動を考慮し、中間流と地表面流を統合的に表す流量流積関係式を用いた kinematic wave モデルの基礎式は次のように表せる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{b(x)} \frac{\partial}{\partial x} \{qb(x)\} = r(x, t) \cos \theta(x) \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} &0 < h < \gamma D \text{ のとき } (0 < H < D \text{ のとき}) \\ &q = \frac{k \sin \theta(x)}{\gamma} h \\ &h \geq \gamma D \text{ のとき } (H \geq D \text{ のとき}) \\ &q = \frac{\sqrt{\sin \theta(x)}}{n} (h - \gamma D)^m + \frac{k \sin \theta(x)}{\gamma} h \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 $h$ : みかけの水深、 $b(x)$ : 斜面上端から斜面上での流下方向に沿って計った距離  $x$  での斜面幅、 $q$ : 単位幅当たりの地表面に沿う流量、 $r$ : 位置  $x$ 、時刻  $t$  での鉛直方向の降雨強度、 $\theta(x)$ :  $x$  における地表面勾配、 $\gamma$ : 表土層 (A 層) の空隙率、 $D$ : 表土層の厚さ (一樣)、 $H$ : 水深 ( $\gamma H$ : 見かけの中間流水深、 $H - D$ : 表面流水深)、 $k$ : 表土層の透水係数、 $n$ : Manning の粗度係数、 $m = 5/3$  である。なお、ここでは先行降雨が十分あって、地表面は飽和状態であると仮定して中

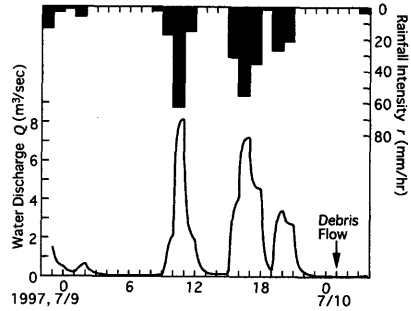


Fig. 2 Calculated water discharge at the dam site

間流の計算は行わず、降雨は全て表面流になるとし、普段はほとんど水量がないことから基底流量もゼロとした。また、Manning の粗度係数として  $n = 0.2$  を用いた。

ダム地点で評価した流域面積は 0.475 km<sup>2</sup> であり、降雨データとして気象庁出水観測所のデータを用いた。Fig. 2 に計算結果を示す。10 時 ~ 11 時と 16 時 ~ 17 時にかけて時間降雨強度が 50 mm を超える豪雨があるが、流域が小さいために洪水は急にピークを持つがまた同時に急激に低減するハイドログラフとなっている。そして、土石流が発生した 7 月 10 日午前 1 時頃には砂防ダム地点における本川流量はほとんど無いことがわかる。この結果は、7 月 9 日の 16 時 ~ 18 時頃に床下浸水がおり、22 時 45 分頃には川の水深が 2 cm ~ 30 cm と異常なくらいに減ったという住民の目撃証言(鹿児島県、1997)とも一致している。

以上の結果から、斜面崩壊が発生した時刻には本川流量は極めて小さいと考えられるので、斜面崩壊した土塊が本川の洪水流によって何らの影響も受けなかったとする取り扱いが可能と考えられる。また、この洪水によって土砂や流木が砂防ダムに流入し、

砂防ダムの水抜き穴を塞いで河川流量が急に低下したとする意見もあるが、そのように考えなくてもこのような小さな流域では河川流量が急激に低下することも生じ得ることがわかる。ただし、右支川の洪水流出を考えていないので、これを考慮した場合の合流後の洪水はもう少し規模が大きくなると考えられる。

### 3. 土石流の概要

土石流は Fig.1 に示した斜面が崩壊し、その崩土が流動化して発生した。針原川本川でも小規模な土石流が発生したが、崩壊発生地点の脚部の直前で停止・堆積している。斜面崩壊土量は空中写真を用いて作成したメッシュデータおよび現地計測結果から、約 16 万  $m^3$  と見積もられている（南ら、1997）。

下川ら（下川ら、1998）及び平野ら（平野ら、1998）は、住民が目撃あるいは感知した前兆現象を拠り所として、この大規模な崩壊に先立って小規模な崩壊があり、これによって脚部を失った山腹斜面が不安定となって、大規模崩壊につながったと考えるのが自然であるとしている。この小規模な崩壊は7月9日23時から24時にかけて何回か発生していたと考えられ、この土砂が砂防ダムに堆積して水抜き穴の一部を埋塞したことにより、河川水位が極端に低下したことも説明が付くとしている。そして、災害の発生は警察への通報時刻が10日0時49分であること、被災地の瓦礫の中から出てきた目覚まし時計が0時44分で止まっていたことから、大規模崩壊による土石流の発生は7月10日0時40分頃と推定できるとしている。

この大規模崩壊した斜面の土塊は、崩壊斜面の直下流にあった農業用のため池に流入し、砂防ダム上流左岸の標高約82mの高台に乗り上げた。ため池には約3500  $m^3$ の水が貯まっていたと考えられており（橋本ら、1997）、洪水痕跡から判断して、ため池の一部の水がこの高台からさらに下流に流下したと考えられる。また、砂防ダムには土石流が来襲する前から標高60m当たりまで湛水していた（約10,000  $m^3$ ）との情報もあることから、崩土の流入によってこの水が溢れて洪水痕跡を残したとも考えられるが、確証は得られていない。

平野ら（平野ら、1998）はため池の貯水容量を再検討し、洪水時であったことを考えると容量的には9,000  $m^3$ 程度貯水可能であるとしている。また、砂防ダムにおける貯水量の時間変化を解析し、災害当時には高々200  $m^3$ 程度の水が砂防ダムに湛水していたという結果を得ている。そして、崩土がため池に流入した際に池の水が排除され、押し出された水が砂



Photo 1 Flood mark on the right bank just downstream of the sabo dam

防ダムに流入したと考えられるとしている。

崩壊斜面にあったと思われる立木がそのままの形で砂防ダムに流入した崩土の一部に残っていることから、崩土全体が渾然一体となって流動したとは考えにくく、一部が斜面内に蓄えられていた水やため池の水および砂防ダムに湛水していたと思われる水によって流動化して砂防ダム下流に氾濫・堆積したものと考えられる。砂防ダムに湛水していた水によって流動化が助長されたのかそれともため池の水によってかは明らかでないが、砂防ダムの上流にあったため池の水と崩土の一部がまず最初に混合して流動化が助長されたことは間違いないと思われる。そのあと砂防ダム内の水とさらに混合したと考えられる。

砂防ダムの右岸側の斜面にはほとんど土砂は堆積していないが、Photo 1 に示すような痕跡が残されていた。斜面上の低木や竹が下流方向に倒れていたことから、洪水による痕跡と考えられる。この痕跡がどのような理由で付いたのか意見の分かれたところである。平野らは、砂防ダムには高々200  $m^3$ 程度の水しか湛水してなくて、ため池から押し出された水が砂防ダムに貯まり、その後の崩土の流入によってその水が砂防ダムから押し出された際に付いたものと考えている。著者らは当初、ため池の湛水量は3,500  $m^3$ 程度であるという情報と、砂防ダム内には標高60m程度まで水が湛水していたという情報をもとに、崩壊土塊の流下方向から類推して、砂防ダム左岸での越水等によりため池の水は減少しているはずであり、右岸側斜面でのこのような痕跡を残すほど寄与していないものと考え、右岸側に残された洪水痕跡は砂防ダムに湛水していた水が、崩土の流入により溢れて付いたものと推定した（中川ら、1998）。ため池の湛水量が見直されたこと、および砂防ダム内には標高60m程度まで水が湛水していたという情報は正しいけれどもその時刻が9日の16時頃で、そ

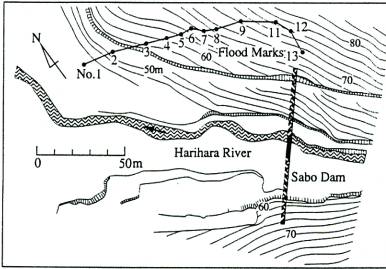


Fig. 3 Elevation of the flood mark



Photo 2 Harihara sabo dam taken from downstream

の後砂防ダム内の水は水通し穴から排出され、崩壊発生の頃にはほとんど湛水していなかった可能性があること（平野によると $200\text{m}^3$ 程度）から、著者らの見解は修正する必要がある。ただし、水抜き穴が何らかの理由で塞がっていたことも考えられ、事実がどうであったかはよく分からない。

現地調査でこの洪水痕跡を調査した結果を Fig. 3 に示しておく。最大で標高76m程度まで痕跡が残されていた。なお、砂防ダムの天端高は63.95mであるが、Photo 2に示すように右岸側の袖の一部は破壊されて流失し、約1m程度低下した。洪水痕跡は砂防ダムの天端高より10m～12m程度上回っていることがわかる。ただし、この数値は地形図の精度に大きく依存していることを断っておく。

砂防ダム下流では、氾濫域の左端に立地していた家屋が Photo 3 のように破壊されていた。氾濫域の針原川近傍で見られた Photo 4 のような土砂の流入による家屋破壊状況と異なり、ほとんど土砂の流入の影響が無いけれども家屋が大破している。これは土石流により直接的に破壊されたのではなく、流水の影響と考えられる。また、ベッドに乗ったまま流されて一命をとりとめたとの新聞報道もなされていること等を総合すると、大量の水が押し出されたのではないかと推定できる。ただ、これが砂防ダムに



Photo 3 Broken house located on the leftside of the harihara fan



Photo 4 Broken house located near the Harihara River

湛水していた水なのか崩土から絞り出された水なのかは不明である。

#### 4. 土石流の再現計算

前述したように、崩土全体が流動化して渾然一体となった土石流として流下したとは考えにくい。ここでは、崩壊斜面全体が降雨で十分飽和し、その流動は一種の連続体としての取り扱いが可能であると仮定する。このような場合の土石流の基礎式は以下のように表せよう（中川ら、1996）。

x 方向運動量式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho T} \quad (3)$$

y 方向運動量式

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho T} \quad (4)$$

全容積の連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \quad (5)$$

粗粒子の連続式

$$\frac{\partial(C_L h)}{\partial t} + \frac{\partial(C_L M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_L N)}{\partial y} = i C_{DL} \quad (6)$$

細粒子の連続式

$$\frac{\partial\{(1-C_L)C_F h\}}{\partial t} + \frac{\partial\{(1-C_L)C_F M\}}{\partial x} + \frac{\partial\{(1-C_L)C_F N\}}{\partial y} = i(1-C_{*DL})C_F \quad (7)$$

ここに、 $M = uh, N = vh$ ,  $u, v$ ; それぞれ  $x$  方向,  $y$  方向の平均流速,  $z_b$ ; 地盤標高,  $\rho_T$ ; 土石流の見かけの密度で、 $\rho_T = \sigma C_L + \rho_m(1-C_L)$ ,  $\rho_m = \sigma C_F + \rho(1-C_F)$ ,  $C_L, C_F$ ; それぞれ土石流中の粗粒子の容積濃度および粗粒子間隙を満たす泥水中の細粒子の容積濃度,  $\sigma$ ; 石礫の密度,  $\rho$ ; 水の密度,  $\beta$ ; 運動量補正係数で、石礫型土石流ではほぼ 1.25,  $g$ ; 重力加速度,  $i$ ; 堆積 ( $i < 0$ ) あるいは侵食 ( $i > 0$ ) 速度,  $C_{*DL}$ ; 土石流が新たに堆積する際の粗粒子の容積濃度である。なお、ここでは土石流の堆積過程のみを対象とし、侵食は起こらないものとする。また、 $\tau_{bx}, \tau_{by}$  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て次式のように表す。ただし、針原川の土石流には細粒径成分の土砂が多量に含まれており、石礫型の土石流の抵抗則を用いることが妥当かどうかという問題もあるが、微細土砂成分を多量に含んだ土石流の抵抗則が現在の所よく分かっていることや、Photo 2 にも見られるように、堆積層には巨礫も多数存在していることもあって、ここでは従来の抵抗則を援用することにする。

土石流

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

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{8} \left( \frac{d_L}{h} \right)^2 \frac{v\sqrt{u^2+v^2}}{\{C_L + (1-C_L)\rho_m/\sigma\} \{ (C_{*DL}/C_L)^{1/3} - 1 \}^2} \quad (9)$$

掃流状集合流動

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

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left( \frac{d_L}{h} \right)^2 v\sqrt{u^2+v^2} \quad (11)$$

乱流

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n_m^2 u \sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \quad (12)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n_m^2 v \sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \quad (13)$$

堆積速度式

土石流

$$i = \delta_d \left( 1 - \frac{\sqrt{u^2+v^2}}{p v_e} \right) \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{*DL}} \sqrt{u^2+v^2} \quad (14)$$

掃流状集合流動

$$i = \delta_d' \frac{C_{S\infty} - C_L}{C_{*DL}} \sqrt{u^2+v^2} \quad (15)$$

乱流

$$i = \delta_d'' \frac{C_{B\infty} - C_L}{C_{*DL}} \sqrt{u^2+v^2} \quad (16)$$

ここに、 $d_L$ ; 粗粒子の粒径,  $n_m$ ; Manning の粗度係数,  $C_{L\infty}, C_{S\infty}, C_{B\infty}$ ; それぞれ土石流、掃流状集合流動、乱流の場合の平衡濃度,  $v_e$ ; 土石流がその濃度を保持しながら流動を継続できる限界の流速で、

$$v_e = \frac{2}{5d_L} \left[ \frac{g \sin \theta_e}{0.02} \left\{ C_L + (1-C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \cdot \left\{ \left( \frac{C_{*DL}}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} \quad (17)$$

である。また、 $\theta_e$  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、

$$\tan \theta_e = \frac{C_L(\sigma - \rho_m) \tan \phi}{C_L(\sigma - \rho_m) + \rho_m} \quad (18)$$

で与えられる。なお、 $\phi$  は内部摩擦角で  $\delta_d, \delta_d', \delta_d''$  および  $p$  は定数であり、 $\sqrt{u^2+v^2} > p v_e$  のときには、 $i = 0$  である。

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、リープフロッグ法によって計算を進める。

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  $\Delta t = 0.01 \text{ sec}$ ,  $p = 1/3$ ,  $\delta_d = \delta_d' = \delta_d'' = 0.1$ ,  $C_{*DL} = 0.65$ ,  $C_F = 0.0$ ,  $d_L = 10 \text{ cm}$ ,  $\tan \phi = 0.75$ ,  $\sigma = 2,650 \text{ kg/m}^3$ ,  $\rho = 1,000 \text{ kg/m}^3$ ,  $n_m = 0.04$  である。 $d_L = 10 \text{ cm}$  は平野らによる粒度分析調査結果と比較して大きな値となっているが、彼らの粒度調査では堆積土砂のうち、採取可能なものを扱っているの、小さな値となっている可能性があり、実際にはもう少し大きな値をとるものと思われる。なお、 $d_L = 10 \text{ cm}$  という値は、針原川の土石流と比較的よく似た性質の土石流と思われる蒲原沢土石流について、著者らが大きな礫も含めて多量の土砂を採取して粒度分析を行った得た値とほぼ同様である。

残念ながら崩壊後の崩壊斜面の地形データが入手できなかったため、鹿児島県から提供された崩壊斜面の平面形状と崩壊土量を手がかりとして適当なすべり面を仮定して崩壊地形を作成した。そして崩壊した斜面は十分水で飽和し、容積濃度が 50% の流動体として流下すると仮定した。すなわち、崩壊斜面を計算初期には拘束し、その拘束を解除することによって流動を開始させるという初期条件とするのである。

計算ケースは Table 1 に示すように次の 5 通りである。すなわち、CASE 1 としてダム上流にあったため池に約 3,500 m<sup>3</sup> の水が貯水されていた場合、

Table 1 Condition of calculation

	Condition of Calculation
CASE 1	Amount of 3,500 m <sup>3</sup> of water had been stored in an irrigation pond.
CASE 2	Amount of 3,500 m <sup>3</sup> of water had been stored in an irrigation pond and 10,000 m <sup>3</sup> of water in a sabo dam.
CASE 3	Amount of 3,500 m <sup>3</sup> of water had been stored in an irrigation pond and 10,000 m <sup>3</sup> of sediment deposited in a sabo dam.
CASE 4	Amount of 90,00 m <sup>3</sup> of water had been stored in an irrigation pond and 200 m <sup>3</sup> of water in a sabo dam.
CASE 5	Amount of 3,500 m <sup>3</sup> of water had been stored in an irrigation pond and a sabo dam had not existed.

CASE 2 としてため池だけでなく砂防ダムにも約 10,000 m<sup>3</sup>の水が湛水していた場合（標高約 60 m まで湛水）、CASE 3 として砂防ダムには水でなく土砂が 10,000 m<sup>3</sup> 程度堆積していた場合、CASE 4 としてため池には約 9,000 m<sup>3</sup>の水が、砂防ダムには 200 m<sup>3</sup>の水が湛水していた場合、CASE 5 としてため池には 3,500 m<sup>3</sup>の水が貯水されていて砂防ダムが無い場合の 5 通りである。

Fig. 4に、CASE 1 の崩壊発生 1 分後、2 分後、3 分後の土砂堆積範囲と浸水範囲の計算結果を示す。同様に Fig. 5, Fig. 6, Fig. 7 および Fig. 8 にそれぞれ CASE 2 ~ CASE 5 の計算結果を示す。また、各計算 CASE で最大浸水範囲および最大土砂堆積範囲の分布を Fig. 9 に、最終的な土砂堆積厚の分布を Fig. 10 に示す。なお、土石流および土砂流の流下・堆積範囲の実績を Fig. 10 の CASE 1 の図中に示してある。これらの結果より次のようなことが言えよう。すなわち、いずれのケースにおいても斜面崩壊発生後 1 分程度で土石流の先端は針原地区に到達し、土砂の堆積範囲は崩壊が発生してから 2 分程度で決まり、それ以降はほとんど変化していない。土砂堆積範囲の計算結果は、実際に全半壊した家屋の分布と比較的よく対応しているが、計算では土石流の主流部は針原川に沿って進行し、堆積の最先端も針原川沿いに延びているのに対し、実績の土石流堆積範囲は砂防ダムを乗り越えて直進したような形状を呈している。ただし、実績の土砂流堆積範囲は針原川に沿っていることから、計算で求めた土砂堆積範囲は実績よりも過大ではあるがほぼ実績を再現していると考えられる。さらに、砂防ダム左岸直上流部で土石流が標高約 82 m 程度まで乗り上げて堆積した計算結果となったが、これも比較的よく実際現象を再現していると言ってよい。

各計算ケースで土砂堆積範囲に顕著な差が見られないが、Fig. 4 ~ Fig. 8 の崩壊 2 分後および 3 分後の

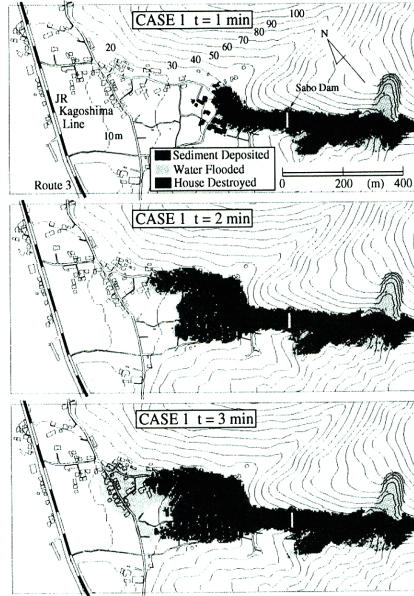


Fig. 4 Calculated sediment deposited and water flooded area (CASE 1)

図を比較すると、CASE 2 と CASE 4 の土石流先端付近では、浸水域が他のケースと比較して大きくなっており、ため池や砂防ダムでの湛水の影響が顕著にでていることがわかる。これは、ため池や砂防ダムに流入した土塊が多量の水と混合し、土砂堆積を生じた際にその水が絞り出されたことによる。ここで行った平面流の計算では、土塊とため池あるいは砂防ダムの水とが全層で混合するため、このような現象が生じたと思われる。実際には土塊と水とが全層にわたり混合することはなく、水の一部は混合することなくため池や砂防ダムから押し出され、水だけが流動・氾濫したと考えられる。鉛直一次元解析の限界がここにあると言える。

ため池には 9,000 m<sup>3</sup>の水が溜まっていたとした CASE 4 では、砂防ダム上流左岸側での氾濫・堆積範囲が他のケースと比較して若干小さくなっていて、実際に近いものになっている。これは、ため池に多量の水が湛水していたために、崩壊土塊がこれと混合して流動化し易くなった反面、混合によって運動量が低下したためと考えられる。

砂防ダムが無い場合の CASE 5 では、土砂の氾濫堆積範囲が他のケースに比して大きくなるであろうと予想されたが、結果はそれに反して他のケースとほとんど変わらなかった。これは、崩壊斜面の直下流

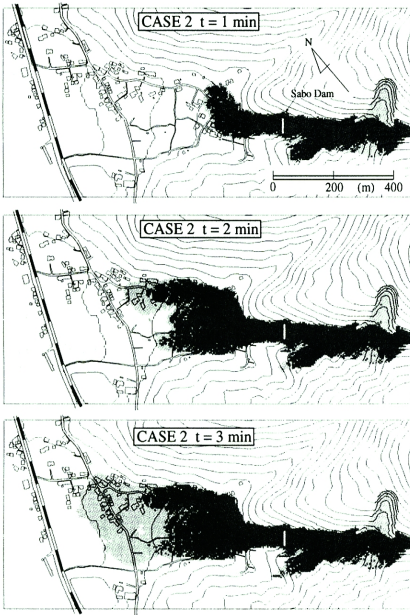


Fig. 5 Calculated sediment deposited and water flooded area (CASE 2)

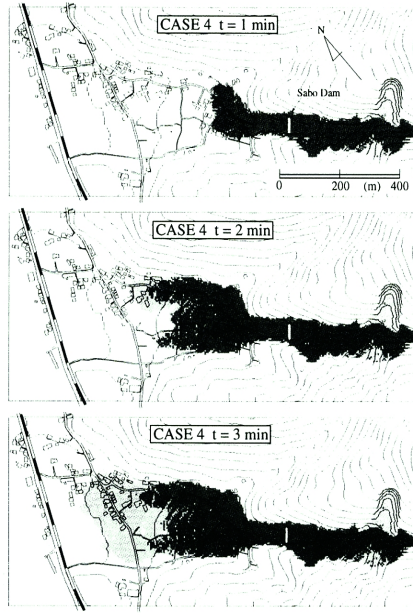


Fig. 7 Calculated sediment deposited and water flooded area (CASE 4)

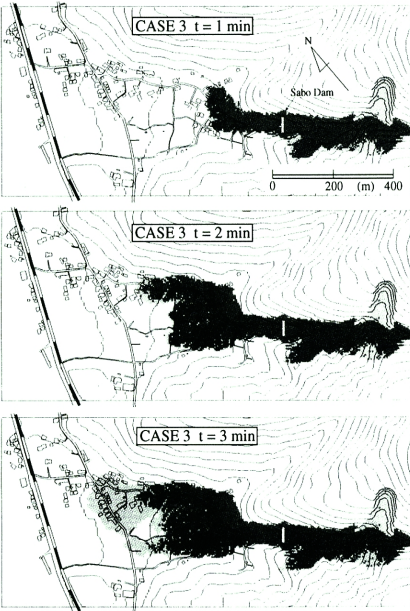


Fig. 6 Calculated sediment deposited and water flooded area (CASE 3)

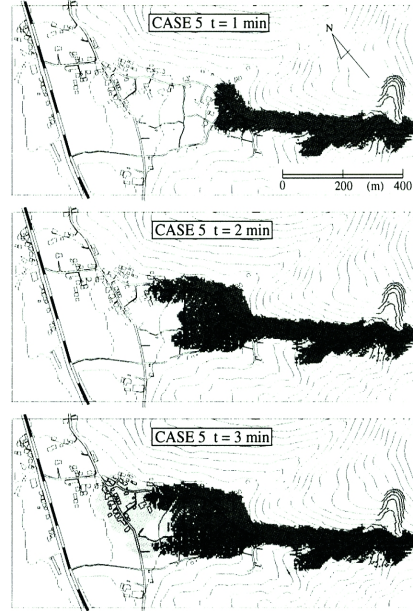


Fig. 8 Calculated sediment deposited and water flooded area (CASE 5)

から砂防ダム地点までの河床勾配が針原川扇状地の勾配とほぼ同程度かそれよりも緩い位であり、この区間で多量の土砂が堆積したためだと考えられる。これについては後述の Fig. 11 でも検討する。

Fig. 3 に示したような砂防ダム直下流右岸の洪水痕跡が、砂防ダムでの湛水や堆砂の影響で再現できるのではないかと予想したが、Fig. 9 を見てわかるように、各ケースでほとんど差が無く、いずれのケースでも砂防ダム地点で標高約 70 m 程度まで洪水が斜面上に乗り上げた結果となった。この原因として、計算精度の問題や地形データの精度が考えられる。今回の計算では、地形データとして基本的には 2,500 分の 1 の地形図から等高線をディジタイザで入力して求めたが、砂防ダム近傍の地形については砂防ダムの建設の際に測量された 500 分の 1 の地形図を用い、両者を合体させている。その際、砂防ダム左右岸で両者の標高がうまく接続しなかったこともあり、今回用いた標高データの精度では砂防ダム右岸での洪水の乗り上げといった局所的な微地形に支配される現象の再現には限度があったものと考えられる。ただし、CASE 4 は他のケースと比較して乗り上げ高が若干小さくなっている。これも、砂防ダム上流左岸での堆積が小さくなったことと同様の理由によると思われる。

Fig. 10 に示した土砂堆積厚分布の計算結果から、いずれのケースでも砂防ダム直上流で 5 m 以上の土砂堆積となっていることがわかる。砂防ダム下流の針原川沿いでは 2~5 m 程度の土砂堆積となった箇所も見られるが住家があったところでは 2 m 以下である。このことも実際現象とも比較的良好一致している。砂防ダム前後の区間における河道の中心にそった土砂堆積厚の縦断形を Fig. 11 に示す。砂防ダムに 10,000 m<sup>3</sup> の土砂が溜まっていた場合の CASE 3 では、砂防ダム直上流で 10 m を超える土砂堆積厚となっている。CASE 1, 2, 4 では、ほぼ同様の堆積形状となっており、砂防ダム直上流では水通し部の標高程度まで堆積している。

図中には砂防ダム下流で計測された土砂堆積厚をもとに算出した実測値（鹿児島県, 1997）と、砂防ダム上流で得られた左右岸の痕跡標高（平野ら, 1998）が示されている。いずれのケースの計算結果も砂防ダム下流の実測値とよく一致している。砂防ダム上流の痕跡データは堆積標高でなく流動深も関係しているため直接的には比較できないが、別途、計算結果の流動深を加味したところ、比較的良好この痕跡標高と一致することが確認されている。

砂防ダムが無いとした CASE 5 でも、砂防ダム地点上・下流での土砂堆積厚が他のケースとあまり変

わらないことがわかる。

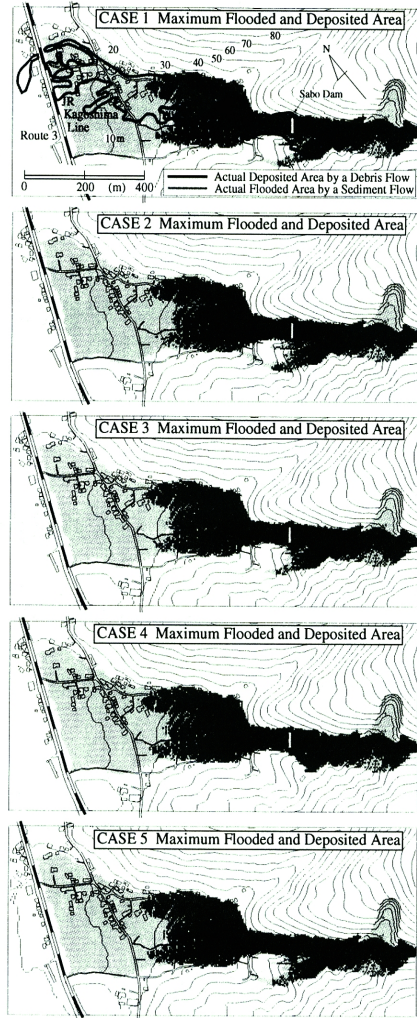


Fig. 9 Calculated maximum sediment deposited and maximum water flooded area

砂防ダム下流と上流で堆積した土砂の量を各計算毎にまとめたものを Table 2 に示す。同表には現地調査や空中写真測量から評価された土砂収支の結果も示してある（鹿児島県, 1997）。実測の土砂収支では、砂防ダム上・下流部でそれぞれ約 8 万 m<sup>3</sup> の土砂が堆積しているが、計算でもほぼ同様の結果となっている。なお、CASE 3 では崩壊前から砂防ダムに土砂が 1 万 m<sup>3</sup> 貯まっていたとしているので、総土砂量が 17 万 m<sup>3</sup> となっている。砂防ダムが無い CASE 5 でも、他のケースとかわらない量の土砂が砂防ダム



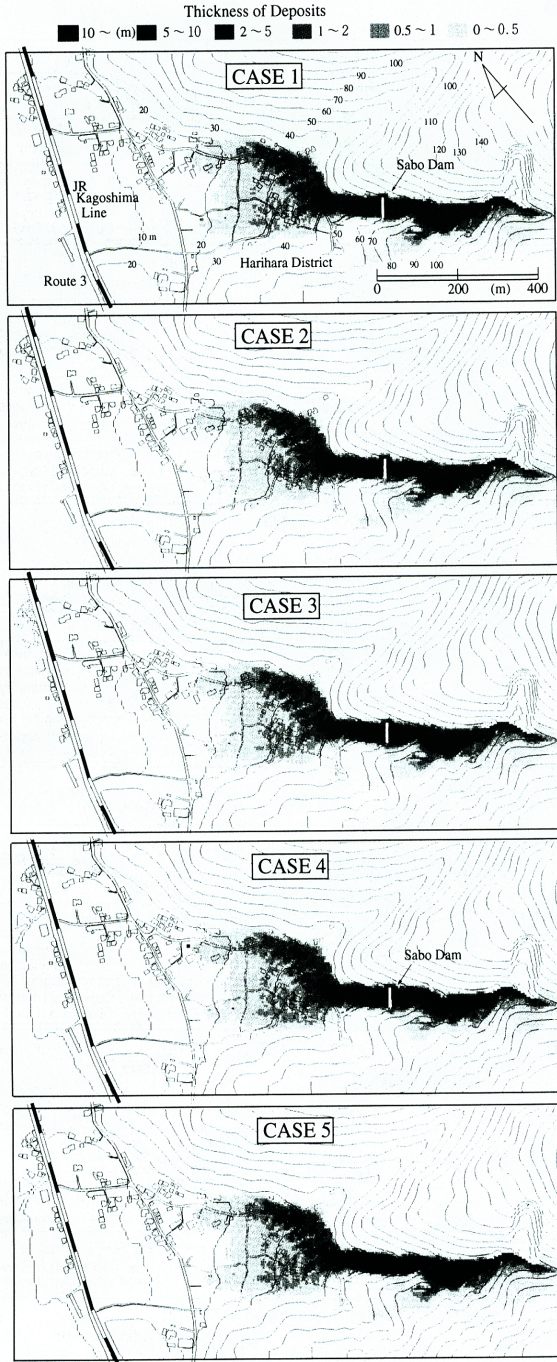


Fig. 10 Calculated distribution of the deposit of sediment

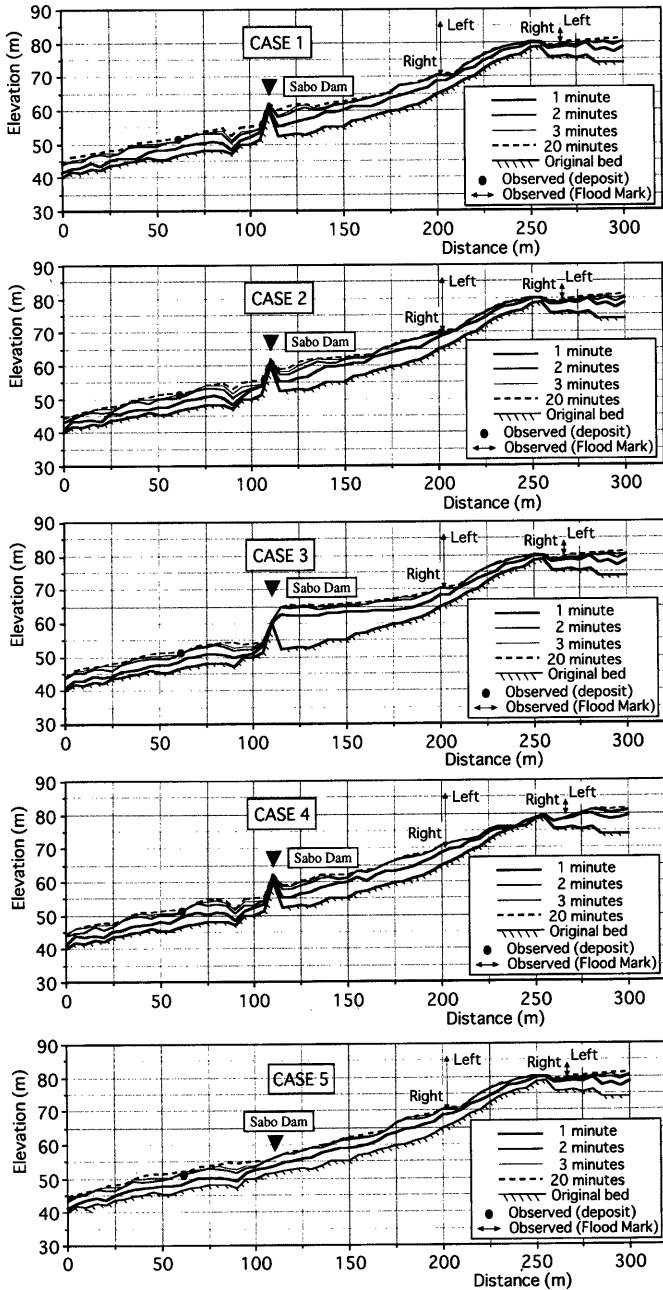


Fig. 11 Calculated thickness of sediment deposits along the river near the sabo dam

Table 2 Comparison between the calculated sediment volume of deposits and observed one

	Observed (m <sup>3</sup> )	Calculated (m <sup>3</sup> )				
		CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5
Sediment Volume of Landslide	160,000	160,000	160,000	170,000	160,000	160,000
Remained Volume at the Landslide Site	10,000	89,800	90,200	101,400	85,500	88,100
Deposited Volume on the River Bed	20,000					
Captured Volume by a Sabo Dam	50,000					
Deposited Volume on the Harihara Debris Fan	80,000	70,200	69,800	68,600	74,500	71,900

上・下流で堆積していることがわかる。ただし、他のケースに比して1,700～3,300 m<sup>3</sup>程度多く砂防ダム下流へ流出している。また、CASE 4では、ため池の水と混合して流動性が高くなったためか、他のいずれのケースより多くの土砂が砂防ダム下流へ流出している。

実際の崩壊斜面の形状はもう少し東に傾いていて、崩壊源頭部の標高ももう少し高かったようであるので(鹿児島県, 1997), ここで行った計算結果が実際現象をどの程度再現できたか不明である。しかしながら、CASE 5以外のいずれの計算でも同様の結果となり、実際現象がどのようにして起こったのか特定できる根拠を得るまでには至っていないが、計算では本質的なことがある程度再現されていると考えられる。

## 5. 結 語

従来の砂防計画では今回生じたような深層崩壊に起因して発生するような土石流は対象とされていない。計画を上回るような土石流に対して今後の砂防計画をどのように考えるか緊急に対応する必要がある。大規模な砂防ダムを建設すれば周囲の住民は安全になったと信じ、砂防ダムにさらに近づいていく。このようなことは、平地の河川でも見られることで、堤防が高くなれば安全になったと思ってさらに堤防に近づいて住宅開発が行われていく。河川計画では、超過洪水に対しては堤防が決壊して大規模な洪水氾濫も生じ得ることを前提として、ハード・ソフト対策を充実させていこうという方向にある。とくに、ソフト面では、洪水ハザードマップを作成・公表して、過去の洪水実績を示し、避難地を指定するなど、災害を想定したシナリオのもとで避難計画がたてられつつある。

砂防計画においても、土石流対策として緊急に土石流災害ハザードマップを作成・公表して、有効な避難計画を策定する必要がある。とくに、今回のような超過規模の土石流に対しては地域住民に、扇状地

が形成された頃からの地形変化の情報を提供し、ハザードマップに示された危険範囲を周知し、確かな避難・予警報システムのもとに日頃から避難訓練等を実施していくことが重要であると考えられる。ただし、計画規模の土石流や超過規模の土石流をどのように設定するかは、砂防計画の基本となるところであり、今後緊急に検討すべき課題であろう。

## 謝 辞

本研究の一部は、文部省科学研究費補助金(基盤研究(C))(1) 研究代表者 鹿児島大学農学部教授 下川悦郎)を得て行ったものであり、本研究を遂行するに当たり、研究代表者の下川悦郎先生および鹿児島大学農学部の地頭蘭 隆先生に多大のお世話になった。また、鹿児島大学工学部北村良介先生、九州大学工学部橋本晴行先生、鹿児島工業高等専門学校 疋田 誠先生には貴重なご助言や資料の提供をいただいた。鹿児島県庁ならびに出水市役所の方々は現地調査の便宜を図っていただくとともに貴重な資料を提供していただいた。また、東京都立大学の牛山素行先生から降雨データを提供していただき、京都大学大学院生佐藤康弘君には洪水流出解析の労を頂戴した。関係各位に記して謝意を表する次第である。

## 参考文献

- 鹿児島県(1997): 第1回針原川土石流検討委員会討議資料。
- 立川康人・原口 明・椎葉充晴・高棟琢馬(1997): 流域地形の三角形要素網表現に基づく分布型降雨流出モデルの開発, 土木学会論文集, No.565/II-39, pp.1-10.
- 中川 一・高橋 保・澤田豊明・里深好文(1996): 計画土石流の設定と避難計画, 京都大学防災研究所年報, 第39号B-2, pp.347-371.

橋本晴行・平野宗夫・疋田 誠・バクキイチアン・玉松  
潤一郎 (1997): '97年7月出水市針原川で発生し  
た土石流の流動・堆積特性について, 第16回日本  
自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.103-104.  
平野宗夫・橋本晴行 (1998): '97年7月豪雨による鹿児  
島県出水市の土石流災害, 自然災害総合研究班, 平  
成9年度河川災害に関するシンポジウム, pp.31-46.

南 哲行・山田 孝・水野秀明・古賀省三 (1997):  
平成9年7月10日に鹿児島県出水市針原川で発生  
した土石流の土砂量と面積について (速報), 砂  
防学会誌, Vol.50, No.3, (212), pp.81-82.

### Debris Flow Disasters at the Harahara River, Izumi City, Kagoshima Prefecture, 1997

Hajime NAKAGAWA, Tamotsu TAKAHASHI, Yoshifumi SATOFUKA, Yasuto TACHIKAWA, Yutaka  
ICHIKAWA, Yoshinori YOSHIDA and Yukio NAKAMURA

#### Synopsis

A severe debris flow disaster occurred at the Harihara River, Izumi City, Kagoshima Prefecture, Japan at the midnight of June 10, 1997. Twenty-one persons were killed and 18 houses were destroyed by the debris flow. The debris flow was caused by a big slope failure with sediment volume of 160,000 cubic meters due to heavy rainfall. In this paper, a numerical simulation was performed to explain the behavior and the depositional processes of the debris flow. The actual phenomena such as a sediment depositional area and a thickness of deposits are fairly well explained by the the calculation.

**Keywords:** Kagoshima Prefecture, Izumi City, Harihara River, debris flow, numerical simulation, debris flow disaster