

八千代エンジニアリング(株) ○高岡 広樹 九州大学大学院工学研究院 橋本 晴行  
 九州大学大学院工学府 田籠 卓也 国際航業(株) 古閑美津久  
 八千代エンジニアリング(株) 山崎 一彦

1. はじめに

2005年9月、台風14号が九州を直撃し、各地で記録的豪雨をもたらした。特に、宮崎県南部を流れる清武川水系別府田野川流域では1000mmを超える累加雨量を記録した。その結果、上流の鰐塚山周辺では、大規模な斜面崩壊がいくつも発生した。別府田野川流域では崩壊土量が560万m<sup>3</sup>にも達した<sup>1)</sup>。崩壊土砂は土石流となって溪流を流下し、大量の土砂と流木を下流へ流送した。大きい所で約5mもの河床上昇を来たしたと言われていいる。今なお、溪流には大量の不安定土砂が存在しており、今後も土石流の発生が予想される。従って、その土石流の流出規模を明らかにした上で、今後の対策を考えることが重要である。

本研究は、2005年9月宮崎県鰐塚山で発生した土石流の流出規模について調べたものである。

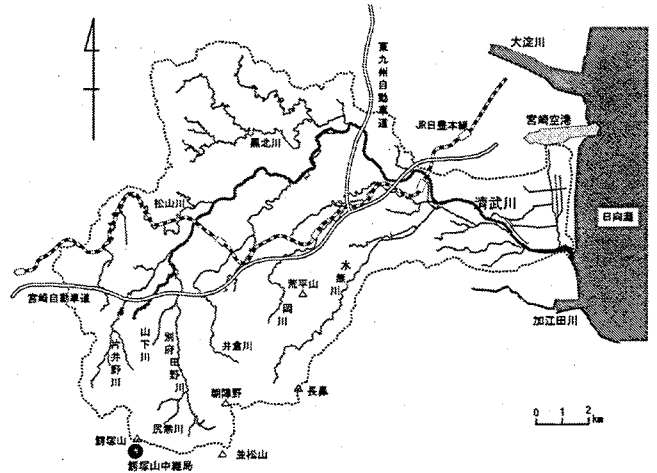


図-1 清武川流域の平面図

2. 降雨と災害の状況

図-1に清武川流域を示す。今回土石流の発生した鰐塚山は、清武川水系別府田野川上流に位置している。図-2は9月3日から7日までの鰐塚山中継局における降雨の状況を示している。6日7時から8時に最大時間雨量46mmを記録し、累加雨量は1029mmであった。2003年九州豪雨災害<sup>2)</sup>に比べ、最大時間雨量は小さいが、長期間降雨が続いたことが特徴的である。住民からのヒアリング調査により6日6時から10時の間に崩壊や土石流が発生・流下したものと推測される。

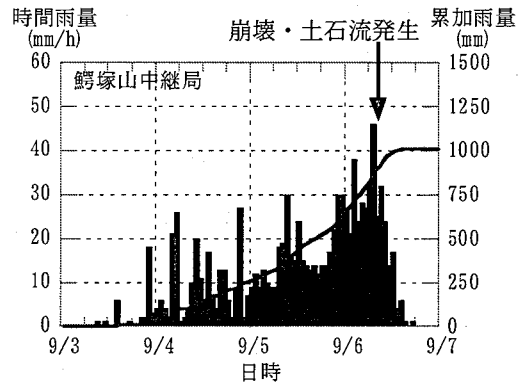


図-2 鰐塚山中継局における降雨の状況

図-3は、鰐塚山周辺において土石流が流下した流路の平面図を示している。図中の黒塗りは斜面崩壊の発生箇所を、灰色は土石流の流路を示している。鰐塚山では、3つの溪流で土石流が発生した。ここで、各流路を右からA, B, Cとし、それぞれの崩壊源頭部をa, b<sub>1</sub>, b<sub>2</sub>, c<sub>1</sub>, c<sub>2</sub>とする。流路A, B, Cの合流点付近には、レクリエーション施設「いこいの広場」があったが、土石流により壊滅的被害を受けた。

図-4は、土石流の流路中央部に沿って1万分の1の地形図より求めた縦断面図を示す。図中には縦断面図より求めた流路Bの河床勾配も示している。流路Aでは、崩壊地から合流点までの距離が短く、急勾配であったため、土石流は堆積することなく合流点に達していた。そのため、流路Aから大量の土砂が下流へ流出したと考えられる。一方、流路B, Cでは、崩壊地から合流点までの距離が長く、途中勾配が緩くなるため、合流点までの区間で堆砂が発生し、合流点より下流には、土砂はほとんど流出していないと考えられる。

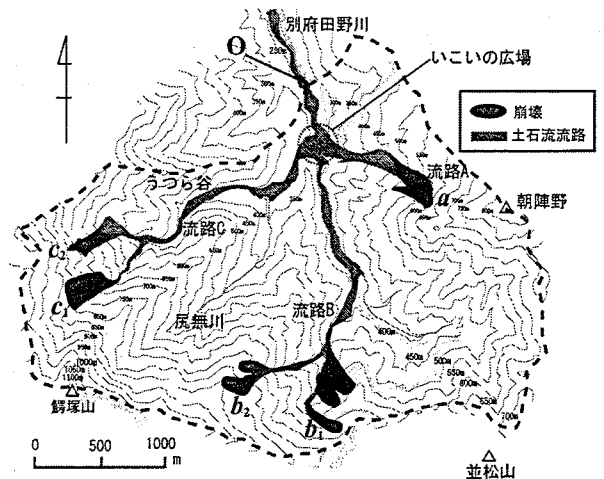


図-3 鰐塚山周辺の平面図

3. 土石流の流出規模

崩壊地から流路A, B, Cの合流点までの区間において、それぞれの流路において河床変動計算を行い、土石流の流出規模を明らかにする。

3.1 基礎式

流路を台形断面で近似すると、基礎式は以下のようなものである。

(運動方程式)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial x} \cos \theta = -gA \cos \theta \left[ \frac{\partial(h+z \cos \theta)}{\partial x} \right] - \left( B + \frac{2h}{\sin \beta} \right) \frac{v^2}{\phi^2} \quad (1)$$

(全相連続式)

$$\frac{\partial(A+A_s)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \cos \theta = q_{in}$$

(固相連続式)

$$(2) \quad \frac{\partial(CA+C_s)}{\partial t} + \frac{\partial(C_T Q)}{\partial x} \cos \theta = q_{sm} \quad (3)$$

また、水路実験より得られた以下の河床侵食速度式<sup>3)</sup>を用いる。

(河床侵食速度式)

$$C_{T_{\infty}} > C_T \text{ のとき} \quad \frac{\partial z}{\partial t} = -k_b (C_{T_{\infty}} - C_T)^p \cdot v \quad C_{T_{\infty}} < C_T \text{ のとき} \quad \frac{\partial z}{\partial t} = k_b (C_T - C_{T_{\infty}})^p \cdot v \quad (4)$$

ここに、 $Q$ : 全流量、 $A$ : 流水面積、 $A_s$ : 堆積土砂層の面積、 $h$ : 水深、 $z$ : 河床高、 $B$ : 流路幅、 $C$ : 断面平均濃度、 $C_T$ : 流砂濃度、 $C_s$ : 最密充填濃度、 $v$ : 流れの  $x$  方向流速、 $\beta$ : 側岸斜面の勾配、 $q_m$ 、 $q_{sm}$  は側方からの流入流量、流砂量であり斜面における流出解析の計算結果を用いる。 $k_b$ 、 $p$  は係数であり、 $k_b = 0.01$ 、 $p = 0.7$  である。 $x$  軸は上流端から水平にとった距離、 $z$  は基準水平面から垂直上向きに測った河床高である。濃度分布は一様と仮定し、 $C = C_T$  としている。また、 $\phi$ : 流速係数で  $\phi = 7$  とする。

また、 $C_{T_{\infty}}$  は平衡流砂濃度であり  $C_{T_{\infty}} = Bq_s / Q$  と表される。 $q_s$  は単位幅あたりの平衡流砂量で、広範な流砂形態に適用可能な式を用いる<sup>4)</sup>。河床材料は均一と仮定し、現地調査の結果から平均粒径  $d = 0.2\text{m}$  とする。

### 3. 2 初期・境界条件

初期条件はドライベッドとする。流路幅は現地調査により測定した実測値を用いる。河床高は1万分の1の地形図より読み取った値を用いる。崩壊地点( $x=0$ )における境界条件は次のようである。

$$0 < T \text{ のとき} \quad Q = Q_0, \quad h = \left( \frac{Q}{\phi B \sqrt{g \sin \theta_0}} \right)^{2/3}, \quad C_T = C_0 \quad (5)$$

$$T < 0 \text{ のとき} \quad Q = 0, \quad h = 0, \quad C_T = 0 \quad (6)$$

ここに、 $Q_0$ 、 $C_0$  はそれぞれ崩壊の流量、流砂濃度、 $T$  は崩壊継続時間である。崩壊の流砂濃度  $C_0 = 0.5$ 、継続時間  $T = 30\text{sec}$  とし、崩壊から土石流へ遷移する数理モデル<sup>5)</sup>を用いて崩壊の流出流量を求める。崩壊土量については宮崎県の調査結果を用いる。

### 3. 3 土石流の流出規模

図-5 は合流点における土石流のハイドログラフを示している。図中には、崩壊地における土石流の流量  $Q_0$ 、流砂量  $Q_{s0}$  も示している。流路 A では、崩壊地から合流点までの距離が短いため、土石流はほとんど規模を減少させることなく合流点に到達していることが分かる。流路 B、C では、崩壊地から合流点までの距離が長く、途中勾配が緩くなっているため、土石流は土砂を堆積させながら流下し、土石流の規模は半分程度に減少していることが分かる。ピーク流量は、流路 B で  $Q_p = 20,000\text{m}^3/\text{s}$ 、流路 C で  $Q_p = 10,000\text{m}^3/\text{s}$  であった。

土石流の土砂収支について表-1 に示す。合流点から下流へ流出した土砂量は、流路 A で  $27\text{万 m}^3$ 、流路 B で  $29\text{万 m}^3$ 、流路 C で  $7\text{万 m}^3$  であった。崩壊地から合流点までの堆積土砂量は、流路 A で  $10\text{万 m}^3$ 、流路 B で  $47\text{万 m}^3$ 、流路 C で  $27\text{万 m}^3$  であった。よって、流路 A では、崩壊土量のほとんどが合流点より下流へ流出したが、流路 B、C では途中で大量の土砂堆積が発生した。合流点から下流へ流出した土砂量は流路 C が最小であった。

### 4. おわりに

本研究では、宮崎県鰐塚山で発生した土石流について、河床変動計算を行い、土石流の流出規模について考察した。鰐塚山では A、B、C の3つの流路で土石流が発生した。流路 A では、崩壊地から合流点までの距離が短いため、土石流は規模を減少させることなく合流点に到達し、崩壊土砂のほとんどが下流へ流出した。一方、流路 B、C では、崩壊地から合流点までの距離が長く、土石流は土砂を堆積させながら流下し、合流点から下流へ、土砂はほとんど流出しなかったことが分かった。

謝辞：本研究は一部科学研究費基盤研究(B)「洪水および土石流災害の統合型被害予測シミュレーションモデルの構築」(研究代表者 九州大学 橋本晴行)の補助のもとに行われたものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献：1) 谷口 他 13 名, 砂防学会誌, vol.58, No.4, 2005. 2) 橋本, 平成15年度科研費研究成果報告書, 2004. 3) 高岡, 九州大学学位論文, 2006. 4) 橋本 他 3 名, 水工学論文集, 第47巻, 2003. 5) 橋本・高岡, 平成18年度砂防学会研究発表会概要集, 2006.

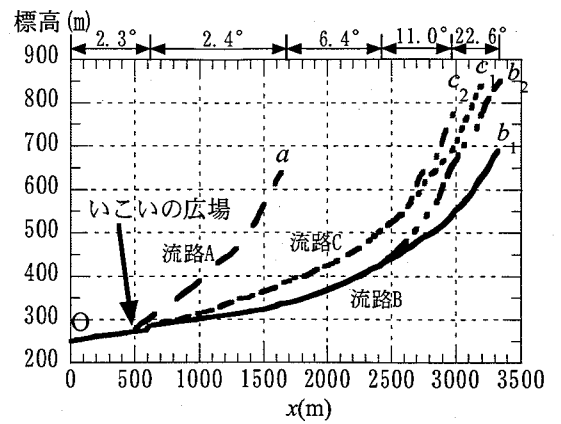
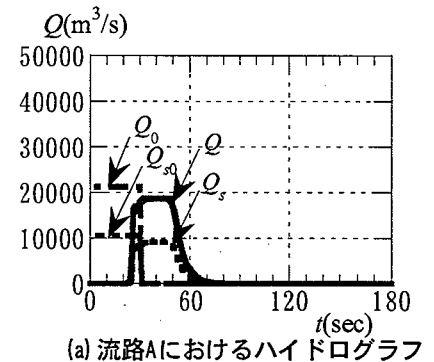
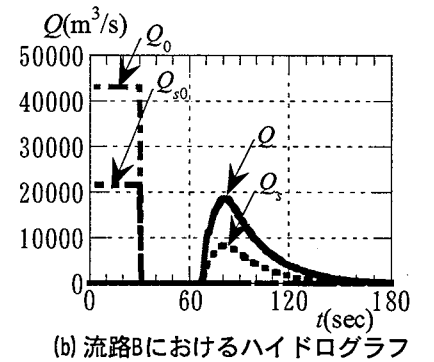


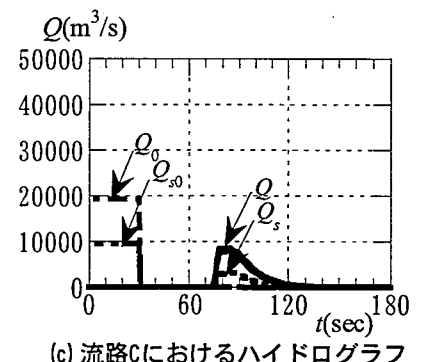
図-4 流路の縦断面図



(a) 流路Aにおけるハイドログラフ



(b) 流路Bにおけるハイドログラフ



(c) 流路Cにおけるハイドログラフ

図-5 合流点における土石流のハイドログラフ

表-1 合流点における土石流の流出土砂量

|     | 合流点から下流へ流出した実積土砂量 (m³) | 崩壊地から合流点までに堆積した実積土砂量 (m³) |
|-----|------------------------|---------------------------|
| 流路A | 270,000                | 100,000                   |
| 流路B | 290,000                | 470,000                   |
| 流路C | 70,000                 | 270,000                   |