

2005年9月宮崎県鰐塚山で発生した土石流の 現地調査と流出規模の推定

DEBRIS FLOWS AT MT. WANITSUKA IN MIYAZAKI PREFECTURE
ON SEPTEMBER 6, 2005.

高岡広樹¹・橋本晴行²・田籠卓也³・古閑美津久⁴・山崎一彦¹

Hiroki TAKAOKA, Haruyuki HASHIMOTO, Takuya TAGOMORI, Mitsuhsa KOGA and
Kazuhiro YAMASAKI

¹八千代エンジニアリング株式会社九州支店 (〒810-0062 福岡市中央区荒戸 2-1-5)

²九州大学大学院工学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

³九州大学大学院工学府 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

⁴国際航業株式会社九州支社 (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 3-6-3)

Key Words: Mt. Wanitsuka, debris flow, bed variation, hydrograph

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一帯では1000mmを超える累加雨量を記録した. その結果, 上流の鰐塚山では, 大規模な斜面崩壊がいくつも発生した¹⁾. 宮崎県によると, 別府田野川流域では崩壊土量340万m³と推定されている. 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月宮崎県別府田野川流域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. まず, 災害後に現地調査を実施するとともに, 近隣住民から災害状況についてヒアリングを行った. 次に, 現地調査により測定した横断面を用いて, 土石流のピーク流量について考察した.

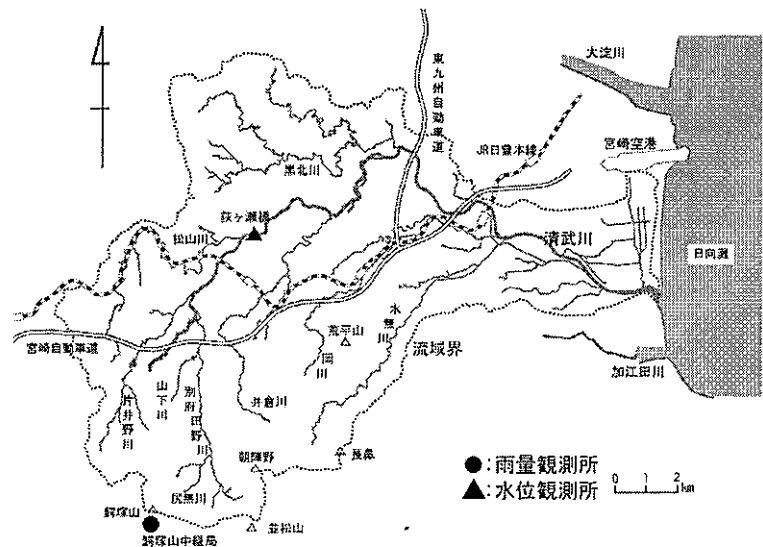


図-1 清武川流域の平面図

2. 降雨と災害の状況

図-1に清武川流域を示す. 図中の●は雨量観測所を, ▲は水位観測所をそれぞれ示している. 清武川は宮崎県南部を流れる二級河川である. 清武川の支川別府田野川流域一帯において, その上流の鰐塚山で崩壊・土石流が発生した.

図-2は9月3日から7日までの鰐塚山中継局(図-1中●印)における降雨の状況を示している. 6日

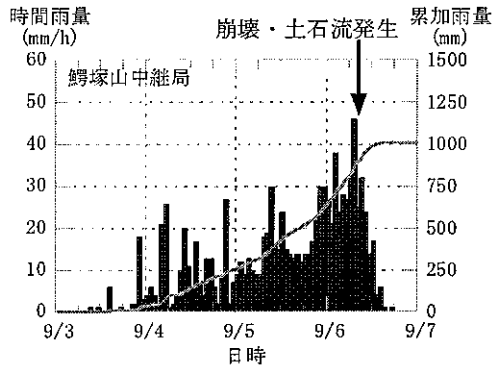


図-2 鱈塚山中継局における降雨の状況

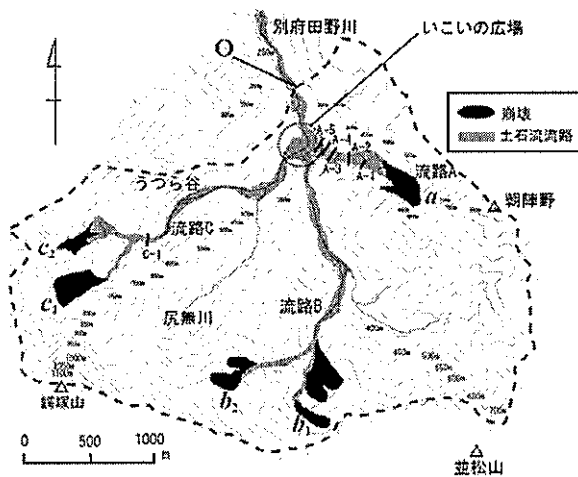


図-4 鱈塚山周辺の平面図

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²⁾に比べ、最大時間雨量は小さいが、長時間降雨が続いたことが特徴的である。

鱈塚山頂から約10km下流にある荻ヶ瀬橋観測所(図-1中▲印)における水位を図-3に示す。雨の降り始めに対応して、4日未明から水位の上昇が始まり、6日1時にピーク水位3.67mを記録し、降り始めと比べると3m程度水位が上昇していたことが分かる。ピーク後には、降雨の停止に対応して水位も徐々に低下した。

土石流の目撃情報を得るため、住民にヒアリングを実施した。累加雨量が800mmを超えた6日午前6時頃、近隣住民は、川の水が赤く濁り、流木が多数流れていたことを目撃した。その後、川底を岩の転がる音がし、午前10時から11時の間に、鱈塚山麓にある「いこいの広場」に建てられていたバンガローが流されてきた。このことから、6日午前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。

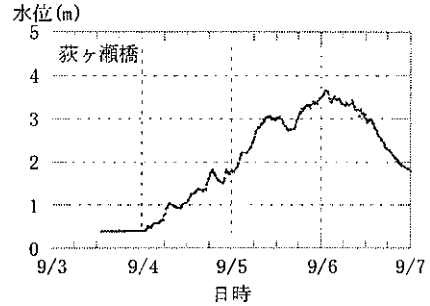


図-3 荻ヶ瀬橋観測所における観測水位

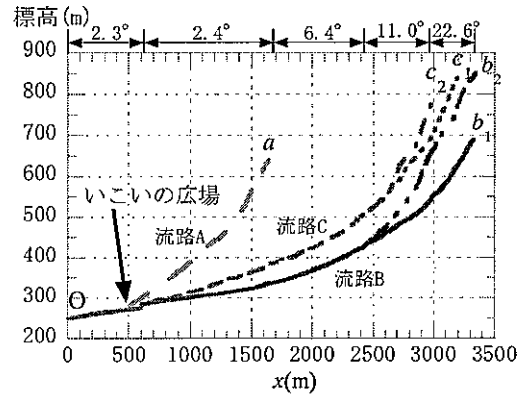


図-5 流路の縦断面図

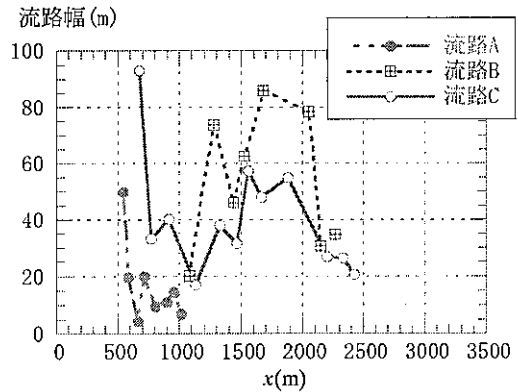


図-6 流路幅の測定値

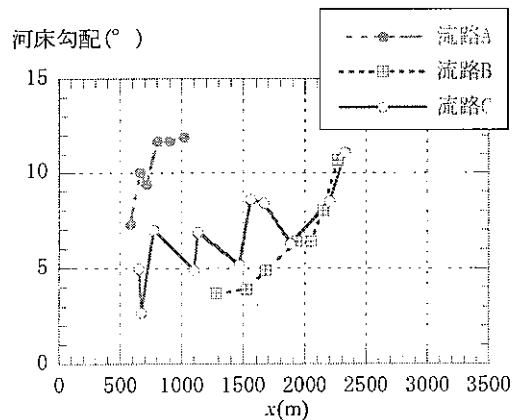


図-7 土石流通過後の河床勾配

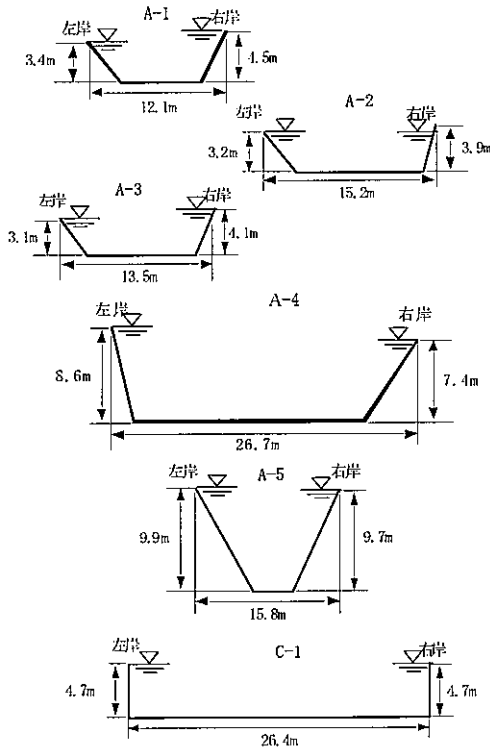


図-8 災害後の流路横断面

3. 土石流の発生・流下・堆積状況

2005年10月15日から18日まで現地調査を実施した。河道状況の写真撮影を行うとともに、土石流流路の横断面の簡易測量、局所的な河床勾配、流路幅の測定を行った。

図-4は、別府田野川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、A-1～A-5、C-1は横断面の測定場所を示している。別府田野川流域では、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_1 、 b_2 、 c_1 、 c_2 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-5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。図-6に測定した流路幅を、図-7に河床勾配を、図-8に測定した横断面図をそれぞれ示す。ここに、標高250mの地点を $x=0$ とした。以下、それぞれの流路ごとに土石流の特性について考察する。

(1) 流路A(右支川)

流路Aでは勾配 26.6° の斜面で崩壊が発生し、崩

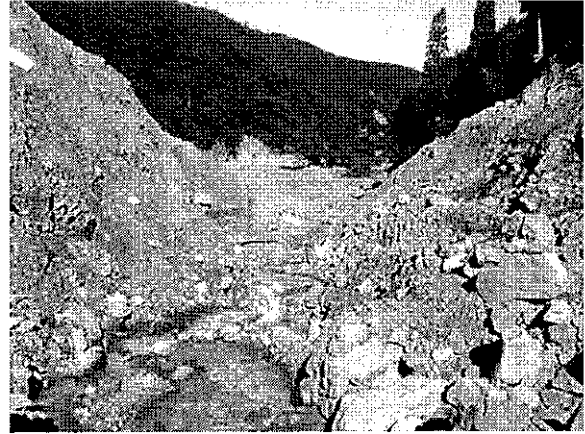


写真-1 土石流による河床と側岸侵食（流路A）
（流路中央から下流方向を望む）



写真-2 流下域におけるステップの状況（流路A）
（流路中央から上流方向を望む）



写真-3 樹木に突き刺さった石（流路A）

壊土砂は土石流となって 13.2° の河道を一気に流下した。流下域では、土石流による河床と側岸の侵食が顕著であった(写真-1)。さらに、侵食域では、高さ1m～2mのステップが数m間隔で形成されていた(写真-2)。また、合流点付近では、土石流は左岸の高台を乗り越えて流下していた。合流点では勾配が



写真-4 河道に残留した不安定土砂 (流路B)



写真-6 巨礫の堆積状況 (流路C)
(流路中央から上流方向を望む)

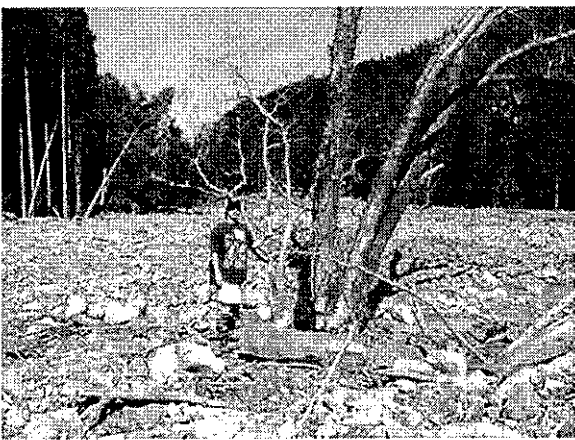


写真-5 土砂堆積の状況 (流路B)
(流路中央から下流方向を望む)



写真-7 土砂堆積により埋没した施設 (流路C)

2.6° と急減しており、土砂堆積の末端となっていた。しかしながら、巨礫の堆積はほとんど見られなかった。また、流路Aの対岸斜面の樹木を見ると、表面の樹皮が剥げ、直径5cm程度の石が幹に刺さっていた(写真-3)。これは、土石流が対岸にまで到達していたことを示している。従って、流路Aで発生した土石流は、河床と側岸を激しく侵食しながら流下し、その規模を増大させた。また、合流点までの距離が短く、河床が急勾配であったため、土砂を堆積させることなく流下し、大量の土砂と流木が合流点から下流へ流出したと考えられる。

(2) 流路B(本川)

流路Bでは、上流2つの溪流で崩壊・土石流が発生した。縦断面を見ると、上流2つの溪流が合流する $x=2500\text{m}$ 地点で勾配が急減しており、これより下流で土砂堆積が確認されている。この付近では、地すべり性の崩壊が発生しており、災害後の調査では、大量の不安定土砂が残留していた(写真-4)。さらに下流では流路幅は60~80mと広がっており、5~

9°の勾配で大量の土砂が堆積していた(写真-5)。一方、 $x=1000\text{m}$ 付近では、流路幅は20mと狭くなっている。この地点では、土石流の規模は減少し、流れはほぼ掃流であったと考えられる。これは、流路途中で勾配が緩くなっており、流路幅も広がっているため、ほとんどの土砂が合流点までの区間に堆積したためであると考えられる。

(3) 流路C(左支川)

流路Cでは、上流から $x=2300\text{m}$ 付近までは、土石流による河床と側岸侵食が観測され、土石流通過後の河床勾配は $8.5^\circ \sim 11.1^\circ$ であった。また、 $x=2000\text{m}$ 地点で、流路幅は40~60mと広くなり、巨礫が多く堆積していた(写真-6)。堆砂勾配は $5 \sim 8^\circ$ であった。下流域($x=600 \sim 1000\text{m}$)では、 $2.7^\circ \sim 7^\circ$ の勾配で土砂が堆積していたが、巨礫の堆積はあまり見られなかった。合流点付近には、「いこいの広場」の施設があったが、顕著な土砂堆積により埋没した(写真-7)。流路Bと同様に、流路Cで発生した土石流の土砂は $x=500 \sim 2000\text{m}$ の区間にほとんど堆積したと

考えられる。巨礫は上流で停止しており、下流では巨礫の堆積は見られなかった。

(4) 考察

流路 A 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。土石流は対岸の斜面にまで達しており、非常に大規模な土石流であったことが分かる。

一方、流路 B, C では、崩壊地から合流点までの距離が長く、途中勾配が緩くなり、流路幅も広くなるため、合流点までの区間で堆砂が発生している。そのため、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。

2003年7月、熊本県水俣市集川で発生した土石流は、崩壊土量 4.3 万 m³、流出土量 3 万 m³ と推定されている³⁾。また、集川の土石流では、直径 2m 程度の巨礫の堆積が顕著であったが、今回の鰐塚山の土石流では、巨礫の堆積はあまり見られなかった。

4. ピーク流量の推定

図-8 の実測の痕跡水位を用いて、ピーク流量の推定を行った。等流と仮定し流速係数を用いてピーク流量を推定する。その際、流速係数の値をどのように評価するかが問題となってくる。

橋本らは、土石流や泥流など非粘性粒子の高濃度流の挙動を統一的に表すことのできる無次元量として $N_h \equiv h/d \sqrt{\rho_t / \sigma F(C)}$ を導入した^{4), 5), 6)}。ここに、 h : 水深、 d : 平均粒径である。また、 ρ_t は流れの密度で、 C : 流下時の土砂濃度、 σ : 粒子の密度、 ρ : 清水の密度として、 $\rho_t = \sigma C + \rho (1-C)$ である。また $F(C)$ は濃度の増加関数であり、 C_s : 土砂の最密充填濃度として、 $F(C) = (C/C_s)^2 / (1 - C/C_s)$ である。

流れの無次元量 N_h が小さいと粒子間応力が卓越し典型的な砂礫型土石流となり、 N_h が大きくなると乱流混合が卓越し泥流型土石流となることが知られている。水路実験により求めた流速係数を無次元量 N_h により整理したものが図-9 である^{5), 6)}。広範な条件下で行われた実験結果は、単一の量 N_h によりうまく整理されているのが分かる。

そこで、一般断面では水深 h は径深 R とすることができ、 $h \approx R$ とし、実測断面において径深 R とし平均値 $R=3.2\text{m}$ 、 $\sigma/\rho=2.65$ 、 $C_s=0.7$ とし、濃度 C をパラメータとして無次元量 $N_R = R/d \sqrt{\rho_t / \sigma F(C)}$ をプロットしたものが図-10 である。

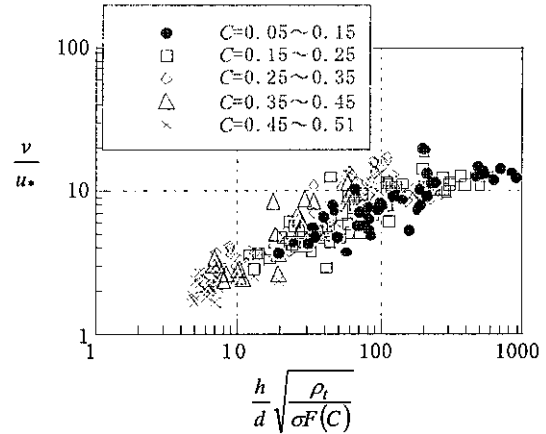


図-9 流速係数の水路実験結果^{5), 6)}

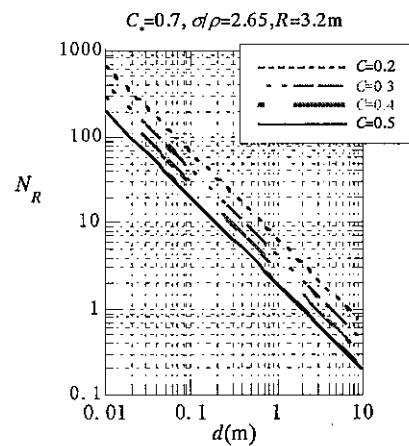


図-10 無次元量 N_R と平均粒径 d との関係

現地調査から代表粒径 d として $d=0.05\sim 0.1\text{m}$ とすると、 $N_R=30\sim 80$ となり砂礫型土石流と泥流型土石流の間の領域にあることが分かる。その結果、図-9 より流速係数は $v/u_* \approx 5\sim 7$ となることが推測される。

一方、2003年7月、水俣市集川で発生した土石流では、無次元量 $N_R=10\sim 50$ となり、典型的な砂礫型土石流であった⁷⁾。よって、鰐塚山の土石流は集川の土石流に比べやや特性が異なると考えられる。

以上の考察により、流速係数 $v/u_* \approx 5\sim 7$ として流量を算定した結果が表-1 である。精度上の問題はあがるが、流路 A では、土石流の平均流速 $v \approx 10.8\sim 19.7\text{m/s}$ 、ピーク流量 $Q_p=400\sim 3700\text{m}^3/\text{s}$ となった。しかしながら、流路 A では、土石流が左岸側を乗り上げて流下していたが、それについて考慮していない。そのため、実際は推定値よりも大きかったと考えられる。また、流路 C では平均流速 $v \approx 12.8\sim 17.9\text{m/s}$ 、ピーク流量 $Q_p=1600\sim 2200\text{m}^3/\text{s}$ と推定された。

また、現地観測に基づく土石流の流速係数と流量との関係を図-11 に示す^{8), 9)}。推測された流量 $Q_p=400$

～3700m³/s を用いて流速係数を推測すると大略 $v/u_* = 4 \sim 10$ となる。この推測値は、図-9, 10 より得られた $v/u_* = 5 \sim 7$ の値とは大きくはずれることはなく、表-1 の推算流量はほぼ妥当な値と判断される。

表-1 流路の横断面積とピーク流量

横断面	断面積 A (m ²)	勾配 θ (°)	潤辺 s (m)	径深 R (m)	流速係数 v/u_*	平均流速 v (m/s)	ピーク流量 Q_p (m ³ /s)
A-1	38	11.9	16.6	2.3	5 ~ 7	10.8 ~ 15.1	400 ~ 600
A-2	47	11.7	19.7	2.4	5 ~ 7	10.9 ~ 15.3	500 ~ 700
A-3	42	11.7	17.9	2.3	5 ~ 7	10.8 ~ 15.1	400 ~ 600
A-4	188	9.4	37.7	5.0	5 ~ 7	14.1 ~ 19.7	2600 ~ 3700
A-5	99	10.0	27.1	3.6	5 ~ 7	12.5 ~ 17.4	1200 ~ 1700
C-1	124	11.1	35.8	3.5	5 ~ 7	12.8 ~ 17.9	1600 ~ 2200

5. 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、現地調査を行い、調査結果を基に土石流の特性について考察した。鰐塚山では A, B, C の3つの流路で土石流が発生した。住民からのヒアリングにより土石流の発生時刻は6日午前6時から10時の間であった。流路 A の土石流は河床と側岸を侵食しながら合流点まで一気に流下し、対岸の斜面に達するほど大規模であった。一方、流路 B, C の土石流は、合流点までの区間で堆砂が発生し、土砂は下流へほとんど流出していない。

測定した流路横断面図を用いて、等流条件下でピーク流量を推定した。その結果、鰐塚山の土石流は砂礫型土石流と泥流型土石流の間の領域にあることが推定された。またピーク流量は、流路 A で $Q_p = 400 \sim 3700 \text{ m}^3/\text{s}$ 、流路 C で $Q_p = 1600 \sim 2200 \text{ m}^3/\text{s}$ と推定された。

謝辞

本調査に当たっては、宮崎県田野町役場から地形図を、宮崎土木事務所から崩壊土量の資料を提供していただいた。

また、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) 谷口義信・内田太郎・大村寛・落合博貴・海堀正博・久保田哲也・笹原克夫・地頭菌隆・清水收・下川悦郎・寺田秀樹・寺本行芳・日浦啓全・吉田真也：2005年9月台風14号による土砂災害，砂防学会誌，vol.58，No.4，2005。

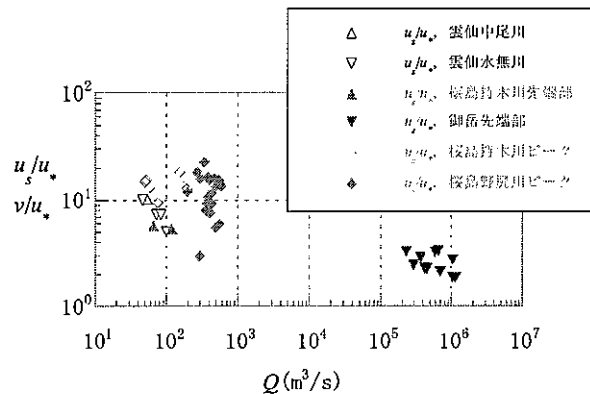


図-11 現地観測に基づく土石流の流速係数と流量との関係^{8), 9)}

- 2) 橋本晴行(編)：2003年7月九州豪雨災害に関する調査研究，平成15年度科研費研究成果報告書，2004。
- 3) 北園芳人：2003年7月豪雨による水俣市の土石流災害，河川災害に関するシンポジウム，2004。
- 4) 橋本晴行・平野宗夫：泥流の抵抗則に関する研究，水工学論文集，第39巻，1995。
- 5) Haruyuki Hashimoto and Muneo Hirano：A FLOW MODEL OF HYPERCONCENTRATED SAND-WATER MIXTURES, Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Proceedings of First International Conference, ASCE, August 7-9, 1997。
- 6) 橋本晴行：土石流の流動機構について，第20回混相流シンポジウム講演論文集(招待講演)，2001。
- 7) 高岡広樹・橋本晴行・朴埜瑛・池松伸也・城戸正一郎・足田誠：2003年7月水俣市集川で発生した土石流のピーク流量の推定，第2回土砂災害に関するシンポジウム論文集，2004。
- 8) 橋本晴行・平野宗夫・Kichan Park：現地観測に基づく土石流の抵抗則に関する研究，第17回日本自然災害学会学術講演会，1998。
- 9) 朴埜瑛：山地流域における豪雨時の土砂流出と氾濫解析に関する研究・九州大学博士論文，2004。(2006. 5. 19 受付)