

雲仙水無川・中尾川における土石流の現地観測 と河床変動計算

平野宗夫¹・橋本晴行²・Kichan PARK³・河野通斎⁴・恩田邦彦⁵

¹フェロー 工博 九州大学名誉教授 (〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

²正会員 工博 九州大学大学院助教授 工学研究科 (〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

³学生会員 工修 九州大学大学院 工学研究科 (〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

⁴正会員 工修 東京電力(株)千葉火力発電所 (〒260-0822千葉市中央区蘇我町2-1367)

⁵正会員 工修 日本鋼管(株)基盤技術研究所 (〒211-0032川崎市川崎区南渡田1-1)

水無川では1992年6月から8月までは大南橋において、1993年6月には国道57号線上の水無川橋において、また中尾川では1993年8月に河原橋においてそれぞれ土石流の現地観測に成功し、表面流速、水位、ハイドログラフのデータを得た。同時に採水を行い、流砂濃度を調べた。さらに土石流発生後には現地を踏査し、堆積土砂の粒度特性を調べた。得られた表面流速の無次元量は他の土石流頻発地における観測データと比較して小さいことが分かった。水無川で発生した土石流を対象にして、1次元漸変流の運動方程式、全相連続式、固相連続式を用い、境界条件として実測ハイドログラフを与えて河床変動計算を行った。水位や堆積高の計算結果は現地観測結果と概ね一致した。

Key Words : Mt. Unzen-Hugendake, debris flow, mud flow, sediment deposition, bed variation

1. はじめに

雲仙普賢岳は1990年11月の噴火以来約8年の歳月が経過した。その間、火砕流と土石流のため、死者、行方不明者44人、損壊住家1,399戸、被害総額2,047億円に達した。噴火活動は1995年5月にはほぼ停止状態が確認されるとともに、警戒区域は、水無川流域や、中尾川流域ではかなりの部分が解除されるまでになった。しかしながら、今なお、山腹には大量の火山噴出物が堆積しており、降雨による土石流の危険は続いている(表-1^{1)~4)}。

現在の水無川の下流河道は、平成4年度からの水無川災害復旧助成事業により、河床の掘り下げと堤防の嵩上げ工事が行われ、以前の河道にくらべて河積が大幅に拡大し、貯砂能力は格段に上昇している。本研究の対象は旧河道上を流下した土石流ではあるが、その特性を知ることは今後の土石流対策の参考になるものと考えられる。

雲仙における土石流については、その実態の解明が現地観測^{5),6),7),8)}により行われてきたが、十分に明らかにされるまでには至っていない。

著者らは、1991年7月以来湯江川や中尾川におい

て、また1992年6月以来水無川において超音波水位計と電波流速計から成る計測システムを現地に設置し、土石流の観測を行ってきた。中でも水無川では、島原鉄道橋のすぐ上流の大南橋において(図-1)、1992年6月2日から1992年8月8日発生の土石流によりセンサーが破損するまで計測を行った⁹⁾。その結果、土石流の実測には成功したが、大南橋付近は土石流の堆積区間内であったため、水深測定に問題を残した。そのため1993年5月29日には土石流の通過区間内にある国道57号線水無川橋に観測点を移設し、6月18日発生の土石流によりセンサーが流失するまで計測を行った⁶⁾。

また、水位・流速の計測と同時に、水無川、中尾川では採水を行い、流砂濃度を調べた。さらに規模の大きな土石流が発生した場合には、その直後に踏査を行い堆積土砂のサンプリングも行った。

以上のような現地観測・調査と並行して水無川下流河道における河床変動計算を試みてきた^{9),10)}。その際、勾配が2度~4度の河道における精度の良好な流砂量式の開発が必要であり、その開発^{11),12)}に伴って河床変動計算の研究も進展してきた。

表-1 雲仙において発生した最近の主な土石流・火砕流災害の年表^{1) 2) 3) 4)}

1990年	11月17日	普賢岳噴火
1991年	5月15日	水無川に初めて土石流発生
	5月19日, 20日	水無川に土石流発生
	5月24日	水無川源流に初めて火砕流発生
	6月3日	水無川流域に大規模火砕流発生, 死者・行方不明者43名
	6月8日	水無川流域に大規模火砕流発生, 国道57号線まで到達
	6月30日 9月15日	水無川で大規模土石流が発生し, 北安徳町を流下, 湯江川にも大規模土石流発生 最大規模の火砕流発生
1992年	3月1日, 15日	水無川で土石流が発生し, 北安徳町を流下
	5月10日	第1号遊砂地完成
	5月27日	第2号遊砂地完成
	6月7日, 23日	水無川で土石流が発生し, 本川を流下
	8月8日 8月12日~13日	台風10号により水無川で大規模土石流発生 水無川に土石流発生
1993年	2月25日	第3号遊砂地完成
	4月6日	建設省雲仙復興工事事務所開所
	4月28日~29日	水無川で大規模土石流が発生し, 茶屋の松橋を半壊, 中尾川で初めて土石流発生
	5月2日	水無川, 中尾川に土石流発生, 水無川橋の欄干を一部破壊
	5月20日	中尾川流域に初めて火砕流発生
	6月12日~16日	水無川, 中尾川に土石流発生
	6月18日~19日	水無川, 中尾川で土石流が発生し, 水無川の水無川橋, 橋の川橋が流失
	6月22日~23日	水無川, 中尾川に土石流発生
	6月23日	中尾川流域に大規模火砕流発生, 死者1名
	7月4日~5日	水無川, 中尾川に土石流発生, 中尾川扇田大橋から島原鉄道付近まで氾濫し, 島原市孤立
7月19日 8月19日~20日	水無川で大規模火砕流発生 水無川, 中尾川に土石流発生, 眉山六溪でも土石流が発生し, 島原市街地へ流出	
1994年	1月24日	建設省無人化施工実施
	2月6日	火砕流が湯江川支流へ流下
1995年	5月25日	火山噴火予知連絡会議噴火活動ほぼ停止と発表
1996年	2月10日~13日	約1年ぶりに水無川赤松谷方面に火砕流発生
	3月26日	長崎県により水無川の河床の掘り下げと堤防の嵩上げ工事が完了
	6月17日~18日	水無川, 中尾川で土石流発生
	7月3日	水無川, 中尾川で土石流発生
1997年	8月6日	水無川, 中尾川で土石流発生

本研究は, 以上の一連の研究^{5), 6), 9), 10)}の延長上にあるが, まず1992, 1993年の観測を基にして, 表面流速, 水位, 流量, 流砂濃度など水無川や中尾川で発生した土石流の特性を明らかにする。次に, 実測土石流の中でも堆積土砂の粒径分布も広くなく, 取り扱いの容易な小規模土石流について実測ハイドログラフを用いた河床変動計算を行う。その際, 水無川下流河道において観察された土石流は規模によっては比較的高濃度の掃流砂や浮流砂とも考えられるので, 流砂形態として掃流砂のみの場合と掃流砂に浮流砂を考慮した場合の2種類のケースについて調べる。さらに, 比較的規模の大きな土石流についても同様な手法により河床変動計算を行い, 流砂形態について考察する。

2. 水無川・中尾川流域の災害状況と土石流の現地観測の方法

水無川では1991年5月以来比較的わずかな降雨でも土石流が発生してきた。特に1993年は例年になく雨が多かったことや垂木台地が火砕流堆積物で埋め尽くされたことなどから, 水無川はもちろん中尾川においても土石流が頻発し, 下流の住宅密集地でも氾濫・堆積を繰り返した。しかしながら, 1994年になると一転して全国的に湯水になり, 1995年には噴火活動がほぼ停止状態となった。それ以後土石流の発生頻度は少なくなったが, 土石流の発生は今なお続いている状況である(表-1)。

(1) 1992年の水無川流域の災害状況

図-1は1992年撮影の航空写真をもとに描いた水

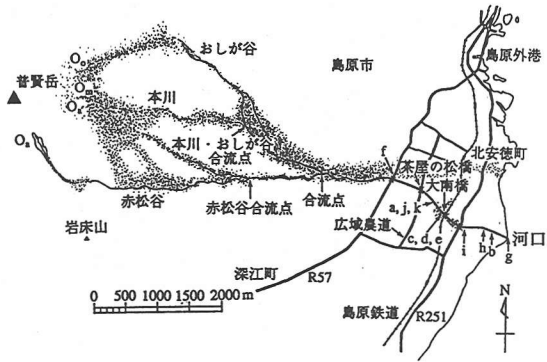


図-1 1992年水無川流域の平面図
(1992年8月7日および8月11日撮影の航空写真による)

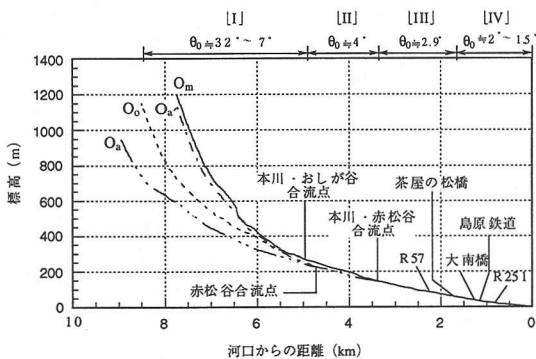


図-2 水無川の縦断面図
(1992年4月国土地理院発行の火山基本図による)

表-2 1992年水無川で発生した土石流の概要^{13), 14), 15)}

月 日	時間最大雨量(mm)	流出土砂量(m ³)
3月 1日	33.5	35,000
3月 15日	33.0	70,000
6月 7日	21.5	34,000
6月 23日	20.0	72,000
8月 8日	55.0	308,000
8月 12日~13日	40.0	159,000

無川流域の平面図である。図-2は図-1の流路に沿って求めた縦断面図である。おしが谷の流路について、上流から河口までの河道を便宜上4つの区間に分けた。これを勾配とともに図-2の上部に示す。表-2は1992年に水無川で発生した土石流の概要である。1991年5月までは水無川本川において土石流が発生していたが、1991年5月24日から火砕流が頻発するようになり、周辺にまき散らされた火山灰により、おしが谷、赤松谷方面からも土石流が発生するようになった(図-1)。1991年6月30日以降ではこの両

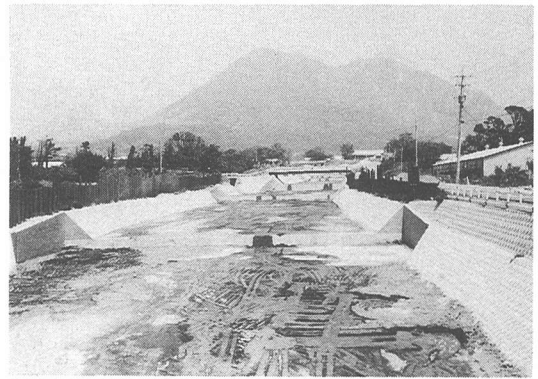


写真-1 堆積土砂除去後の水無川河道
(水無川大南橋から上流を望む)



写真-2 1992年6月23日発生の土石流による堆砂状況
(水無川大南橋から上流を望む)



写真-3 1992年8月8日発生の土石流による堆砂状況
(水無川大南橋から上流を望む)

支川が土石流の発生源になっているようである。一方下流においては、1991年6月30日から1992年3月15日までの間に発生した土石流は赤松谷支川との合流

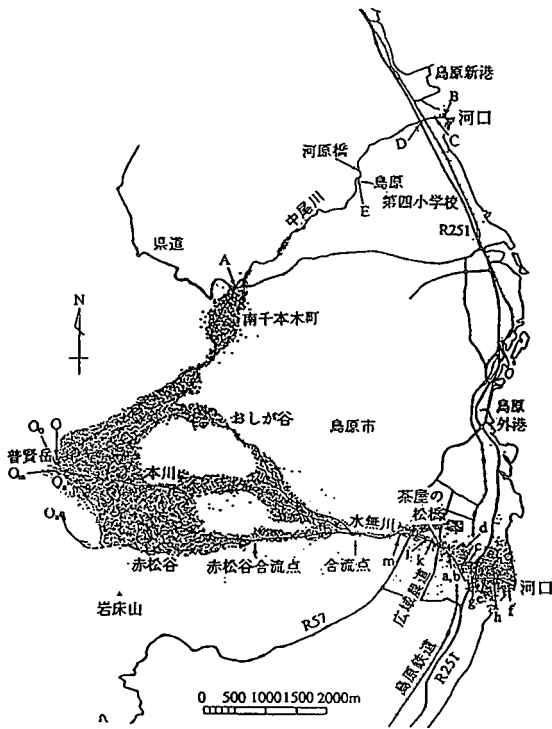


図-3 1993年水無川および中尾川流域の平面図
(1993年6月20日および7月23日撮影の航空写真による)

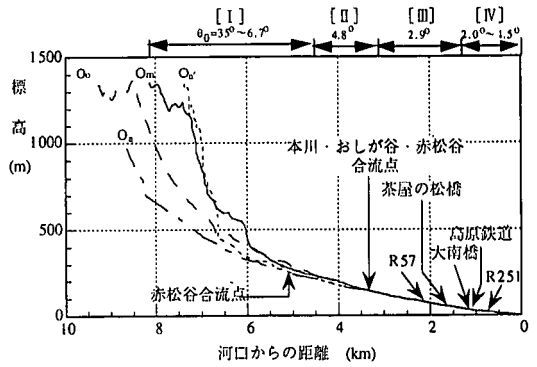


図-4 水無川の縦断面図
(1992年4月国土地理院発行の火山基本図による)

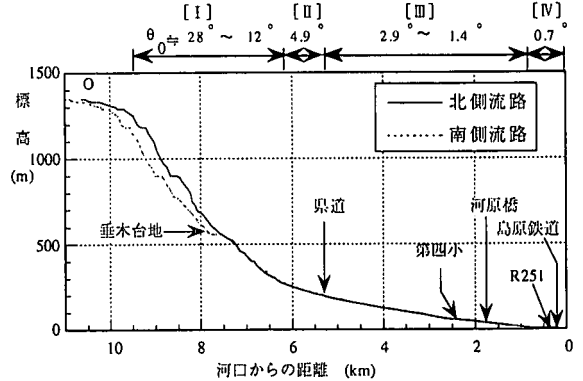


図-5 中尾川の縦断面図
(国土地理院発行の1/25000地形図による)

点付近から左岸を越えて氾濫し、北安徳町方面に流下していたが、その後は再び本川を流下するようになった。

1992年6月以降の調査によると、茶屋の松橋を境にして、勾配 $\theta_0 \approx 2.9^\circ$ の上流側区間 [III] では土石流は流下し、勾配 $\theta_0 \approx 2^\circ \sim 1.5^\circ$ の下流側区間 [IV] では堆積している。写真-1, 2, 3は区間 [IV] にある大南橋から上流方向を撮影したもので、堆積土砂を取り除いた直後、および土石流流下後における河道状況をそれぞれ示している。

(2) 1993年の水無川・中尾川流域の災害状況

図-3は1993年撮影の航空写真をもとに描いた流路の平面図である。図-4, 5は図-3の水無川, 中尾川の流路に沿って求めた縦断面図である。同図には各支川毎に縦断面形を示しているが、そのうち水無川ではおしが谷の流路を、中尾川については本川流路を、勾配 θ_0 などの地形条件をもとに便宜上4つの区間に分けた。それらの区間をそれぞれ図中の上部に示す。

1993年に水無川で発生した主な土石流には、表-3に示すように、まず4月28日～29日、5月2日の土石

表-3 1993年水無川で発生した土石流の概要^{13), 14), 15)}

月 日	時間最大雨量(mm)	流出土砂量(m ³)
4月 28日~29日	43	950,000
5月 2日	22.5	
6月 12日~13日	40.5	274,000
6月 18日~19日	48.5	965,000
6月 22日~23日	43.5	810,000
7月 4日~5日	31.5	260,000
7月 16日~17日	63.5	310,000

流がある。これらは広域農道の茶屋の松橋(大南橋から約500m上流)から下流の河道を完全に土砂で埋没させるとともに、河南橋(大南橋から約200m上流)付近を頂点にして扇状に氾濫した。前者は茶屋の松橋を半壊させ、後者は国道57号線の水無川橋の欄干を一部破壊した。その後河道内の土砂は除去されたが、6月12日深夜からの土石流により茶屋の松橋から下流の河道を再び埋没させた。除去する余裕もなく、続いて6月18日～19日、6月22日～23日

と断続的に大規模な土石流が発生した。前者により、水無川橋とすぐ下流の橋ノ川橋が流失し、水無川橋から下流側の河道は完全に堆積土砂で埋まった。

一方中尾川では、4月28日～29日、5月2日に土石流が発生し、谷の出口の南千本木町付近で氾濫堆積したのが最初であった。その後火砕流が中尾川を流下し、火山灰を周辺に堆積させたことと相まって、土石流が頻発するようになった。7月4日、8月20日には比較的大きな土石流が発生して、下流まで流出し、国道251号線上の扇田大橋（図-3中D点付近）と高原鉄道橋を堆積土砂により閉塞・氾濫させた。

このように水無川で発生した土石流は、主として、広域農道の茶屋の松橋付近を境にして勾配 2.9° の区間 [III] までは堆積することなく通過し、勾配 $2.0^{\circ} \sim 1.5^{\circ}$ の区間 [IV] では堆積している。

一方、中尾川で発生した土石流は、勾配 4.9° の南千本木町（区間 [II]）において比較の粗粒な土砂を中心に扇状に氾濫・堆積させている。区間 [II] を流下した細粒土砂は区間 [III] において一部砂防ダムに捕捉されながらも大部分は流下し、勾配 0.7° の区間 [IV] において堆積したり、海へ流出したりしている。

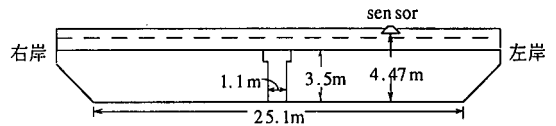


図-6 大南橋における水無川の横断面図

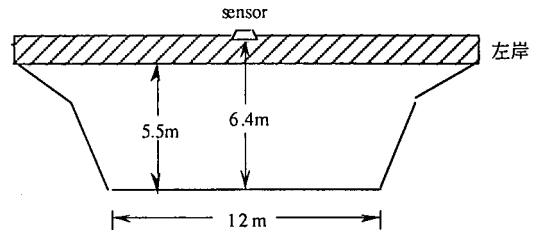


図-7 水無川橋における水無川の横断面図

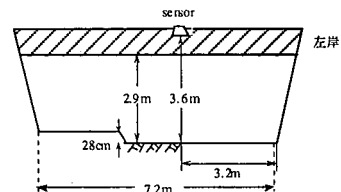


図-8 河原橋における中尾川の横断面図

(3) 観測地点

水無川では1992年6月に、区間 [IV] の大南橋に測定器のセンサーを設置した。この地点は土石流堆積区間に当たるので、翌年5月になると、土石流通過区間 [III] 内の国道57号線上の水無川橋にセンサーを設置した。

中尾川では1993年に区間 [III] の河原橋にセンサーを設置した。ここは土石流の通過区間内である。

図-6は大南橋における水無川の横断面図である。大南橋は河道幅25.1m、橋桁から河道までのクリアランスは3.5mである。河道中央には幅1.1mの橋脚があるため、センサーは中央から約7.5m左岸よりの橋桁に設置した。図-7は水無川橋での横断面図で、河道幅12m、橋桁から河道までのクリアランス5.5mである。また図-8は河原橋での横断面図で、河道幅7.2m、クリアランス2.9mである。センサーはいずれも橋梁の下流側に設置した。

(4) 観測方法

測定を非接触で行う必要があるため、水位計として超音波水位計を、流速計として電波流速計（いずれも横河ウエザック(株)製）を用いた。前者は0.2秒毎に測定が行われ、2秒間の平均値が変換器より出力される。測定範囲は0～10m、測定精度は ± 1 cm以

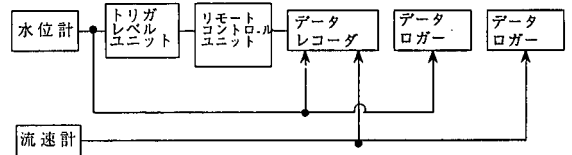
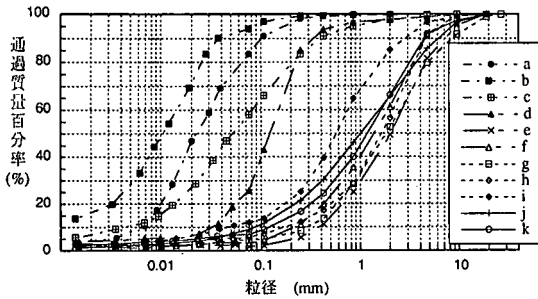


図-9 測定データの収録システム

内である。後者は1秒間の平均値が出力され、測定範囲は $0.5\text{m/s} \sim 10\text{m/s}$ 、精度は $\pm 10\text{cm/s}$ 以内である。

収録は、図-9に示すように、データを連続的に収録するデータレコーダとある時間間隔で収録するデータロガーを並列に接続したシステムに依った。前者は、トリガレベルユニットを介して水位がある閾値を越えたときに記録を自動的に開始し、後者は常時収録を行うように工夫した。

水無川では1992年6月2日より大南橋で観測を開始し、同年8月8日の大規模な土石流により、センサーが破損するまで続行した。翌年になると、水無川橋において5月29日より観測を始め、6月18日まで行った。その間データロガーは、1992年7月4日までは10秒毎に、それ以降は30秒毎に収録を行った。



(a: 5月8日, b: 6月7日, c: 6月23日, d: 6月26日, e: 6月26日, f: 6月26日, g: 8月9日, h: 8月9日, i: 8月9日, j: 8月14日, k: 8月14日)

図-10 1992年水無川における流砂および堆積土砂の粒度分布 (a,b,c:流砂, d~k:堆積土砂)

記録時間は、データレコーダは2時間、データロガーは30秒間隔で収録する場合10.4日間である。

一方、中尾川ではデータレコーダのみを用いて収録を行った。データレコーダに記録されたデータはサンプリング間隔1ヘルツでAD変換し処理を行った。

3. 現地観測の結果

現地観測に際しては、土石流の水位・流速の計測とともに、採水を行い流砂濃度を調べた。さらに堆積土砂のサンプリングも行い、粒度特性を調べた。

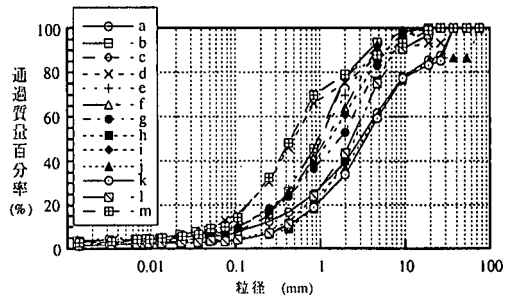
(1) 流砂および堆積土砂の粒度特性

a) 1992年発生 of 土石流流砂・堆積土砂の粒度特性

図-10は、採取した流砂(a, b, c), 河道堆積土砂(d, e, g, h, i, j)および氾濫堆積土砂(f, k)の粒度分布を示す。ここに、流砂は橋の上からバケツを用いて採取したもので、いずれも減水期の採取である。採取位置は図-1に、採取日は図-10中にそれぞれ示す。流砂は流れの表面部分が採取されたためか、いずれもシルトであるのに対して、堆積土砂は概して $d_{50}=1\text{mm} \sim 2\text{mm}$ の極粗砂で、シルトや粘土の成分はごくわずかしき含まれていない。また採取地点では、さらに粗粒成分も観察され、6月26日では細礫～大礫が点在し(写真-2), さらに大規模な土石流通過後の8月9日, 14日では巨礫などが多く観察された(写真-3)。特に, h, iの採取地点では巨礫が多く堆積しており, 資料の採取は巨礫間のマトリクス部分について行ったものである。

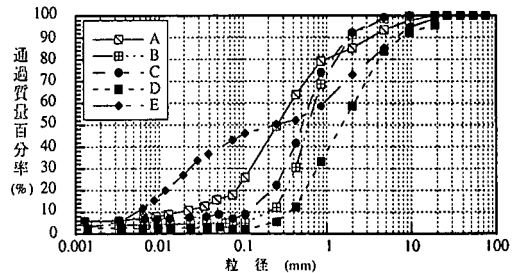
b) 1993年発生 of 土石流流砂・堆積土砂の粒度特性

図-11は、水無川における河道堆積土砂(a, b, e, f, h, k, l, m)および氾濫堆積土砂(c, d, g, i, j)の粒度分布を示す。



(a: 1993年5月1日, b: 5月1日, c: 5月1日, d: 5月1日, e: 5月1日, f: 5月1日, g: 5月1日, h: 6月14日, i: 6月20日, j: 6月20日, k: 6月20日, l: 6月20日, m: 6月20日)

図-11 1993年水無川における堆積土砂の粒度分布



(A: 1993年6月21日, B: 7月5日, C: 7月5日, D: 7月5日, E: 7月17日+8月22日)

図-12 1993年中尾川における流砂および堆積土砂の粒度分布 (A~D:堆積土砂, E:流砂)

図-12は、中尾川における河道堆積土砂(B, C, D), 氾濫堆積土砂(A)および採水中の流砂(E)の粒度分布を示す。ここに、採水の時間は7月17日については土石流発生(7月17日1時30分頃)から約10時間経過した後であり、8月22日については土石流発生(8月20日6時45分頃)から2.3日経過した後である。採取地点は図-3に、採取日は図-11, 12の下部にそれぞれ示す。

水無川については中央粒径 $d_{50}=0.4\text{mm} \sim 3\text{mm}$ であるが、その多くは $d_{50}=1\text{mm} \sim 3\text{mm}$ の極粗砂である。微細砂やシルトなどの細粒成分はわずかしき含まれていない。また、採取地点では、粗粒な成分も観察され、巨礫などが多く点在している。

中尾川においては $d_{50}=0.2\text{mm} \sim 2\text{mm}$ であった。上流の県道付近では比較的粗粒な堆積土砂が観察されるが、下流の国道251号付近では巨礫など粗粒な土砂はあまり観察されず、全体的に均一な粒度構成であった。県道付近には火砕流堆積物も存在するため、土石流堆積物との区別は明らかではないが、土石流中の粗粒成分の多くはこの付近に堆積して、残りの細粒成分が下流の国道251号付近に流出・堆積したものと考えられる。堆積土砂は比較的均一であるが、

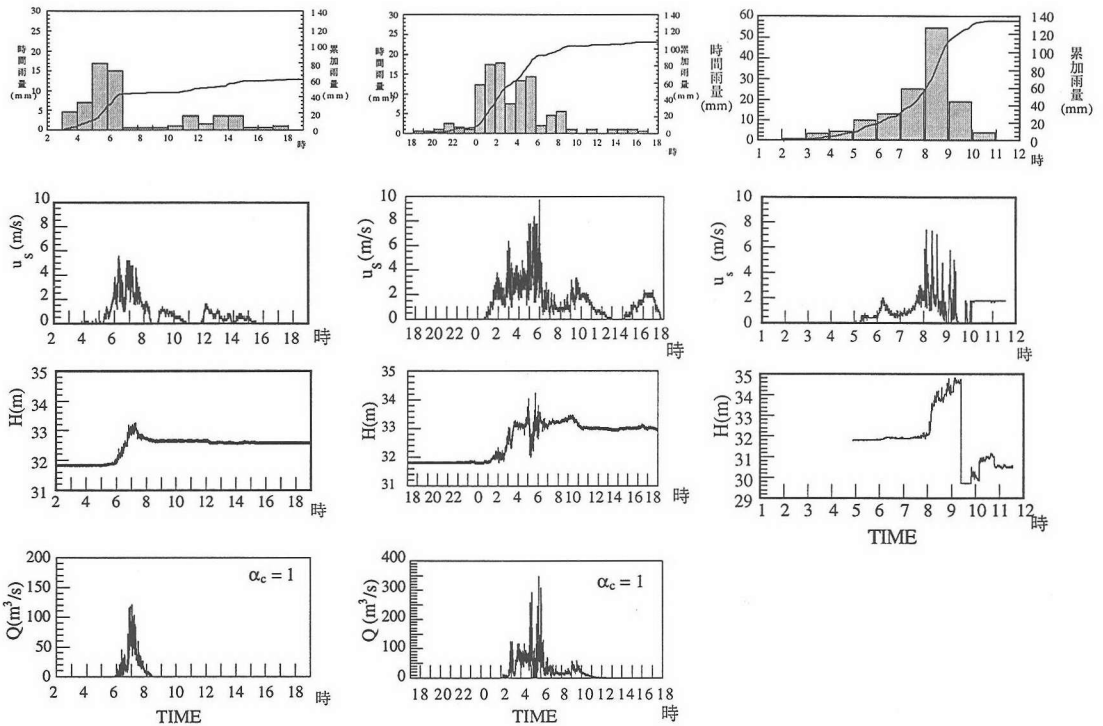


図-13(a) 1992年6月7日発生 of 土石流と降雨の波形

図-13(b) 1992年6月23日発生 of 土石流と降雨の波形

図-13(c) 1992年8月8日発生 of 土石流と降雨の波形

採水された流砂の粒度分布は広範な分布を示している。また水無川の堆積土砂に比べて細粒である。

(2) 土石流の表面流速と水位

a) 1992年に観測された土石流の表面流速と水位

図-13(a),(b),(c)は、1992年6月7日、6月23日および8月8日発生 of 土石流の観測結果と降雨状況を示す。ここに、 u_s は表面流速、 H は海水位を基準にした水位である。また、 Q は流量で

$$Q = B\alpha_c u_s (H-z) \quad (1)$$

として求めた。ここに河道幅 $B=25.1\text{m}$ である。 α_c は、表面流速を断面平均流速に変換するための補正係数である。これは、後述の平均水深、流砂濃度、代表粒径を用いると理論的に概算される^{12), 16), 17)}。その結果 $\alpha_c=0.8\sim 0.9$ となるが、砂～巨レキまでの広範な粒度構成をした現地土石流の場合、代表粒径の選択に問題が残るので、ここでは簡単のため $\alpha_c=1$ とおいた。

河床 z は、土石流通過前後の $u_s=0$ の時点における水位 H を河床とみなし、その間は直線で補間した。

6月7日発生 of 土石流については、3時から雨が降り始めて、5時30分～6時30分に時間最大雨量

21.5mmを記録し、総雨量は $\Sigma r=60\text{mm}$ であった。このような降雨に対して、電波流速計は5時18分頃から明瞭な反応を示し始め、6時20分に最大流速 $u_s=5.6\text{m/s}$ を記録した。一方、水位 H は5時45分頃から急激に増加し、7時16分に最高水位 $H=33.27\text{m}$ (元河床から1.57m)を記録した。その後8時27分 $u_s=0$ となり、水位も $H=32.65\text{m}$ (元河床から0.95m)の定常な値を示した。その結果0.8m程度の河床上昇を生じた。算出流量 Q は7時2分にピーク値 $Q=121\text{m}^3/\text{s}$ を示し、総流出量は $V_f = \int Q dt = 223,000\text{m}^3$ となった。

6月23日発生 of 土石流については、降雨は6月22日の19時頃から降り始め、翌23日1時48分から2時48分に時間最大雨量20mmを記録し、総雨量は $\Sigma r=108\text{mm}$ となった。このような降雨状況に対応して、電波流速計は23日0時48分から反応を示し始め、6時00分に最大流速9.74m/sを記録した。一方、水位 H は1時頃から増加し始め、2時36分頃急増した。5時44分には最高水位 $H=34.25\text{m}$ (元河床から2.55m)を記録した。その後12時40分 $u_s=0$ となり、水位 $H=33\text{m}$ (元河床から1.3m)のほぼ一定な値を示した。その結果1.2m程度の河床上昇を生じた(写真-1, 2)。算出流量 Q は5時44分にピーク流量 $Q=347\text{m}^3/\text{s}$ を示し、

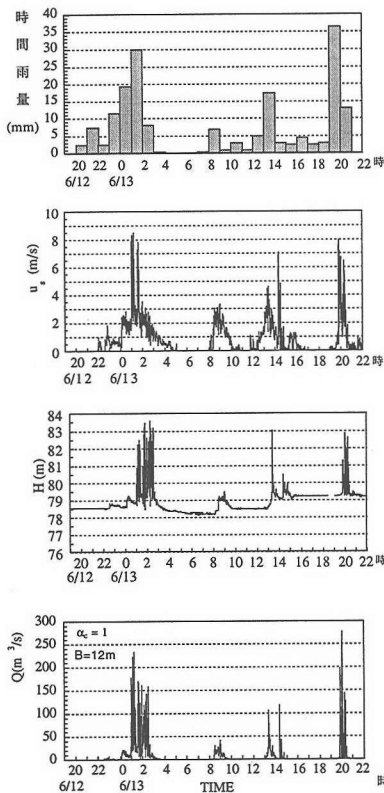


図-14 1993年6月12日～13日に水無川橋で観測された土石流と降雨の波形

総流出量は $V_r = \int Q dt = 1220,000 \text{ m}^3$ となった。

8月8日発生した土石流は台風10号の九州上陸に伴って発生した。降雨は同日午前3時頃から降り始め、8時から9時までの間に時間最大雨量55mmを記録した。総雨量は135mmとなった。このような降雨に対して、電波流速計は午前5時15分頃から顕著な反応を示し始め、6時6分には約1.0m/sの流速を示し、8時頃には急激に流速を増加させた。8時7分には最大流速7.38m/sを記録した。また超音波水位計は6時10分頃から顕著な反応を示し始め、8時7分頃には急激に水位を増加させた。9時8分頃最高水位 $H = 34.79 \text{ m}$ (元河床から3.09m)を記録し、9時24分頃にはセンサーが浸水した。雨量のピークに対応して規模の大きな土石流が流下し、急激な河床上昇に伴い水位を急増させたことが推定される。その結果、茶屋の松橋付近から河口までの河道はほぼ満砂状態となり(写真-3)、約30万 m^3 の土砂が堆積した。河床高の決定が困難であったため、流量の算出は不可能であった。

b) 1993年に観測された土石流の表面流速と水位

図-14は、水無川において1993年6月12日～13日に

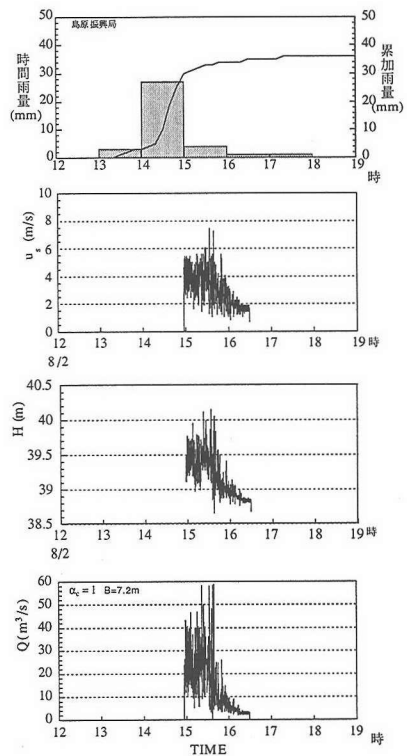


図-15 1993年8月2日に中尾川河原橋で観測された土石流と降雨の波形

発生した土石流の観測結果と降雨状況を示す。ここに流量 Q は式(1)を用いて求め、河道幅は $B = 12 \text{ m}$ とした。水位 H 、河床高 z は海水位を基準にしている。河床高の決定は、土石流通過後の $u_s = 0$ の時点における水位を河床とみなし、その間は直線で補間した。

降雨は6月12日20時頃から降り始め、15日の18時頃まで断続的に降った。時間雨量のピークはまず、13日1時～2時に30mm、19時～20時に36.5mmをそれぞれ記録し、総雨量は $\Sigma r = 297 \text{ mm}$ となった。計測は14日の12時45分まで行ったが、それまでの総雨量は $\Sigma r = 186.5 \text{ mm}$ であった。

このような降雨に対して電波流速計は12日21時59分から明瞭な反応を示し始めた。13日0時59分からは流速が急増し、1時2分には最大流速 $u_s = 8.32 \text{ m/s}$ を、その後19時49分にも $u_s = 7.99 \text{ m/s}$ をそれぞれ記録した。

一方、水位 H は12日の22時35分から増加し始め、13日0時59分からは急増した。2時15分には最高水位 $H = 83.57 \text{ m}$ (元河床から6.87m)を記録した。その後20時1分にも $H = 82.84 \text{ m}$ (元河床から6.14m)を記録した。式(1)による算出流量 Q は13日1時15分にピーク値 $Q = 234 \text{ m}^3/\text{s}$ を、さらに20時1分にもピーク値 $Q =$

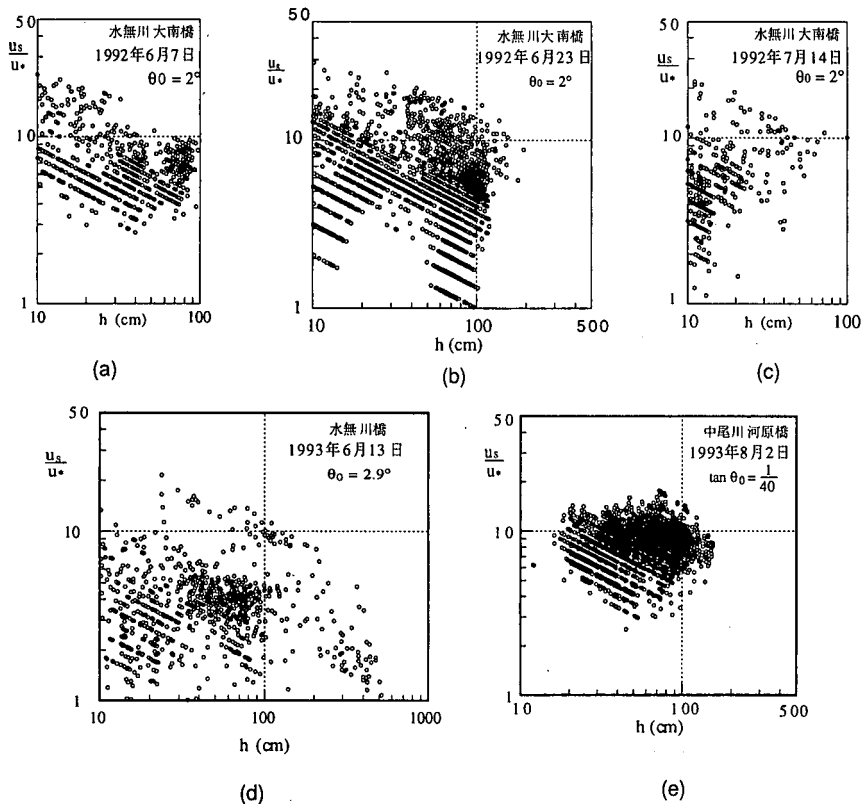


図-16 表面流速の無次元量と水深との関係

279m³/sをそれぞれ示した。総流出量は $V_t = \int Q dt = 681,000\text{m}^3$ となった。

図-15は、中尾川において8月2日に観測された結果である。ここに流量 Q は式(1)を用いて求め、河床高は $z=38.6\text{m}$ (元河床から0.3m)、河道幅は $B=7.2\text{m}$ とした。水位が39.3m (元河床から1m)以上になったときに記録を開始するようにトリガーをかけたため、低水時の記録は欠落しているものの、ピークはとらえることができたものと考えられる。降雨は14時から15時において時間最大雨量27mmを記録したが、これに対応して電波流速計は15時34分に最大流速 $u_s=7.44\text{m/s}$ を、超音波水位計は15時33分に最高水位 $H=40.15\text{m}$ (元河床から1.85m)をそれぞれ記録した。15時39分には最大流量 $Q=59\text{m}^3/\text{s}$ を示した。

(3) 無次元表面流速の特性

図-16(a),(b),(c)は1992年に水無川大南橋において実測された表面流速の無次元量 u_s/u_* と水深 h との関係を、また同図(d),(e)は、1993年に水無川水無川橋および中尾川河原橋において実測された u_s/u_* と水深 h との関係をそれぞれ示したものである。ここに

u_* は摩擦速度で、 $u_* = \sqrt{g h \sin \theta_0}$ として求めた。同図(c)の土石流は規模が小さく、その通過前後における河床変化は小さい。そのため通過前後における河床高の平均値を通過時の河床とした。一方、同図(a),(b),(d),(e)の河床は、本章(2)節で既に述べた通りである。

流速計の測定範囲は約0.5m/s以上である。従って水深 $h=10\text{cm}$ において大南橋では $u_s/u_* \leq 3$ 、水無川橋では $u_s/u_* \leq 2.2$ の範囲で、また中尾川河原橋では $u_s/u_* \leq 3.2$ の範囲で、それぞれ良い精度が得られない。また、河床高の決定の問題などから水深 h の小さい場合には十分な精度が得られないであろう。

データのバラツキは大きく、また以上のような精度上の問題などから、規模の大きな土石流の部分に限定し、流量 $Q \geq 50$ の範囲内で無次元表面流速 u_s/u_* 及び水深 h の平均値を求めると表-4のようになる。ここに1992年7月14日の土石流はデータ数が少ないので、 $Q \geq 30$ の範囲内で平均した。

表-4から、規模の大きな流れほど u_s/u_* の値は小さくなっていることが分かる。橋本・平野ら^{16),17)}は、土石流などの高濃度流の流動を規定する無次元パラメータとして、運動方程式の慣性項と粒子間応力項

表-4 表面流速の無次元量 u_s/u_c の実測値

観測年月日	観測点	u_s/u_c の値	水深h(cm)
1992.6.7	水無川大南橋	7.3	76.5
1992.6.23	水無川大南橋	7.4	88.2
1992.7.14	水無川大南橋	10	45.8
1993.6.12~13	水無川水無川橋	5.1	241
1993.8.2	中尾川河原橋	10	132

表-5 水無川における平均流砂濃度

年月日	Σr (mm)	V_f (m^3)	V_s (m^3)	C_T
1992.6.7	60	223,000	34,000	0.107
1992.6.23	108	1220,000	72,000	0.041
1993.6.12~13	186.5	681,000	274,000	0.282

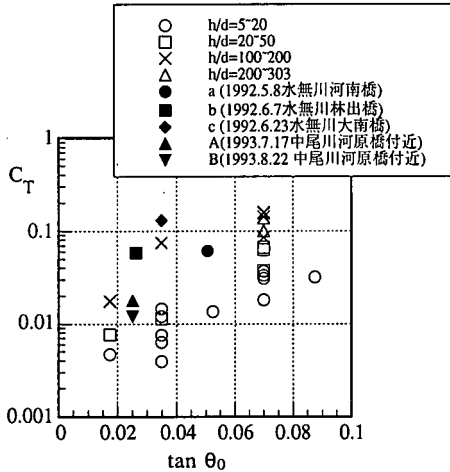


図-17 流砂濃度と河床勾配との関係

との比を表す $N_h \equiv \frac{h}{d} \sqrt{\frac{\rho_l}{\sigma F(C)}}$ を提案した。ここに h : 水深, d : 粒径, ρ_l : 流れの密度, σ : 粒子密度, C : 粒子の体積濃度, ρ : 間隙流体の密度, $F(C)$: 濃度 C の増加関数である。従って $\rho_l = \sigma C + \rho(1-C)$ である。彼らは、土石流などの流速係数は、無次元パラメータ N_h が小さくなると小さくなることを示した。無次元表面流速 u_s/u_c についても同様である。

本章 (1) 節の土砂堆積状況や後述の (4) 節から分かるように、大規模な流れほど巨れきが多く含有され代表粒径が大きくなるとともに、濃度も大きくなっている。その結果、流れの無次元パラメータ N_h が小さくなり、規模の大きな流れほど u_s/u_c の値は小さくなっているものと考えられる。

また中尾川で実測された土石流については、下流の国道251号線付近では土砂堆積による氾濫が発生していないので、これは、濃度の小さな流れで、洪水に近い現象であったものと考えられる。

(4) 流砂濃度

図-17は、1992年5月、6月に水無川で、1993年7月、8月に中尾川でそれぞれ採水された流砂濃度を示したものである。また同図には、参考までに、河床材料として種々の粒径の材料を用いて輸送濃度 C_T を調べた水路実験の結果も相対水深 h/d をパラメータと

して示している^{(11)・(18)}。

水無川の流砂濃度は $C_T=0.06\sim0.13$ の値を示しており、相対水深が概ね $h/d > 100$ の、浮流砂の卓越した実験結果に対応していることが分かる。

一方、中尾川では、採水地点(観測点の河原橋からすぐ上流の落差工(高田市立第4小学校付近))より上流の区間[II]に大部分の土砂が堆積していることから、流砂濃度は比較的小さく $C_T=0.012\sim0.018$ の値であった。これは、水無川にくらべて無次元表面流速が比較的大きいことにも対応している。

採水はいずれも減水期に行われており、ピーク時にはより大きな流砂濃度であったものと推定される。

一方、総流出量 $V_f = \int Q dt$ と流出土砂量を用いると平均的な流砂濃度を推定することができる。流出土砂量は堆積量 V_s にほぼ等しいので、最密充填濃度 $C_* = 0.7$ として平均流砂濃度 $C_T = C_* V_s / V_f$ を得る。水無川で観測された土石流についてその結果を表-5に示す。堆積量 V_s や総流出量 V_f の精度に問題は残るが、1992年6月7日、23日の小規模土石流については上述の採水中の流砂濃度と同程度の値となっている。また、1993年6月12日~13日の大規模土石流はより高濃度の土砂を下流まで輸送していることが分かる。

4. 他の土石流頻発地における現地観測データとの比較

土石流の現地観測は桜島などの土石流頻発地を中心に行われている。ここでは土石流の表面流速や先端移動速度に関して、桜島、中国蒋家溝の土石流観測データを用いて雲仙の観測値と比較する。

(1) 他の土石流頻発地における現地観測

a) 桜島の土石流⁽⁹⁾

桜島は火山活動に伴い火山灰が常時供給されているため土石流頻発地として知られている。桜島にはいくつかの河川があるが、中でも野尻川と持木川において規模の大きな土石流が観察されている。野尻川においては勾配約4°、低水路幅7.9m、持木川では勾配約4°、水路幅4mの流路工を土石流が流下しており、建設省などによってそれらがビデオ撮影されている。特に、持木川で1981年に観測された土石流は、流路工側壁や底面との摩擦により煙を上げながら、巨れきの集合体が滑るように河道を流下している。

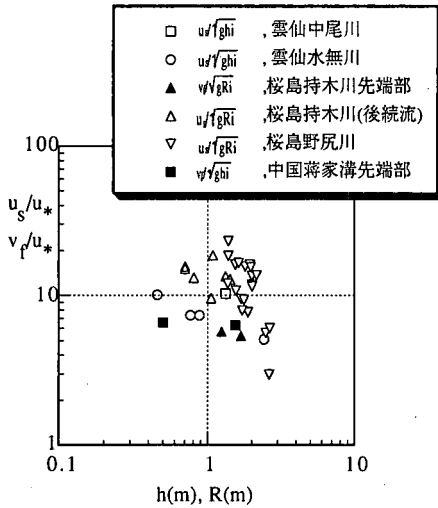


図-18 現地観測に基づく土石流の先端移動速度，表面流速の無次元量と水深，径深との関係

b) 中国蒋家溝の土石流^{20), 21)}

中国は広大な国土を有することもあり，種々のタイプの土石流が観察されている．中でも雲南省小江流域はほとんどが裸地および地滑り地帯であり，しかも6月から8月にかけて降雨が集中するなど土石流の発生に都合の良い条件となっている．Takahashiら²¹⁾は日中共同研究として雲南省小江流域の蒋家溝において土石流観測を実施してきた．

蒋家溝での観測は区間長約200m，幅20m～40m，深さ2m～5m，勾配約3.4度の直線流路において行われた．例えば1991年8月13日にはフロントの平均移動速度約6m/s，平均高さ約1.5mの土石流が極めて高濃度の状態で流下していることがT. Sawada and H. Suwa²²⁾により観測された．

(2) 無次元表面流速の比較

上述の観測結果を用いて，表面流速・摩擦速度比 u_s/u_* あるいは先端移動速度・摩擦速度比 v_f/u_* を求め，径深 R あるいは水深 h に対して示したものが図-18である．ここに i は河床勾配で $i = \sin \theta_0$ である．図の縦軸における摩擦速度 u_* として $\sqrt{gh_i}$ を用いた場合には，横軸として水深 h を， \sqrt{gRi} を用いた場合には横軸として径深 R をそれぞれ用いた．また，縦軸には，桜島野尻川や持木川後続流，雲仙などでは表面流速 u_s を，中国蒋家溝，桜島持木川先端部では土石流先端の移動速度 v_f を用いている．従って流速係数 v_f/u_* としては前者は過大であり，後者は後続流のピークの流速係数に比べて過小であろう．また中国蒋家溝のデータは1991年8月13日と1993年8月26日にそれぞれ観測されたデータ²²⁾の平均値である．

図-18においては，データにばらつきが大きい，

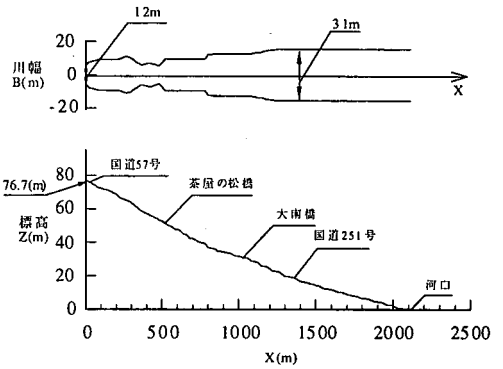


図-19 水無川旧河道の下流区間における平面図と縦断面図

同一河川においては水深 h や径深 R が大きくなると先端移動速度・摩擦速度比 v_f/u_* や表面流速・摩擦速度比 u_s/u_* は減少する傾向にある．当然，前者 v_f/u_* は後者 u_s/u_* より小さくなっている．また，同一水深に対しては，水無川のデータは桜島野尻川のそれより小さく，持木川のデータに近い値を示している．

さて，土石流などの流速係数は，滑面固定床の場合は，移動床の場合のそれより大きくなることが知られている²³⁾．また，流れの無次元パラメータ $N_h = \frac{h}{d} \sqrt{\frac{\rho_i}{\sigma_{FC}}}$ が大きくなると，流速係数は大きくなる．無次元表面流速 u_s/u_* についても同様である．桜島においては，野尻川や持木川の流路工底面はほぼ滑面固定床の状態であり，一方，水無川は移動床とみなされる．また，ビデオ映像によると，野尻川や持木川の土石流は，水無川のそれよりも高濃度であると推測される．また持木川の土石流先端部には巨レキが多く含有され代表粒径 d は大きくなり，後続部は巨レキが比較的少なく代表粒径は小さくなっている．

従って，図-18の結果は，河床条件の差異や流れの無次元パラメータ N_h の大小に起因した結果であると考えられる．

5. 河床変動計算

雲仙で実測されたハイドログラフの中で，水無川において1992年6月7日発生した土石流は小規模ではあるが，その波形は単一峰であり，堆積土砂の粒径分布は広くない流れである．水無川下流河道においてはこのような小規模土石流は土石流というよりは高濃度の掃流砂流あるいは掃流砂に浮流砂を伴う流れとも考えることができる．そこで，まず，この小規模土石流について河床変動計算を行い，流砂形態について考察を行う．次に，1993年6月12日～13日発生した大規模土石流についても同様な取り扱いで河床変動計算を行い，その流砂形態を明らかにする．

表-6 計算条件

	1992年6月7日	1993年6月13日第1波
時間格子間隔 Δt	0.9sec	0.6sec, 0.7sec
空間格子間隔 Δx	10m	10m
計算時間	8,680s	12,000s
計算区間	2,100m	2,100m
流速係数 ϕ	7	5
閾値 ϵ	0.002m	0.002m

(1) 基礎式

計算対象区間は国道57号線が横切る水無川橋から河口までの長さ2,100mの区間である(図-19)。この区間の河道は勾配が2°前後の急勾配河道であり、横流入もなく、著しい湾曲もないので線形も直線に近い。断面形は厳密には台形であるが、水深に対して幅が広いので矩形として取り扱う。また落差工が約80m間隔で設置されていたが、高さはそれほど高くなく、堆積後すぐに埋没するので計算の際には無視する。したがって流れは1次元漸変流として取り扱い、その結果、基礎式は以下ようになる。

運動方程式：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial vQ}{\partial x} = gBh \left[-\frac{\partial(h+z)}{\partial x} \right] - (B+2h)\frac{v^2}{\phi^2} \quad (2)$$

全相連続方程式：

$$B \frac{\partial(h+z)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

固相連続方程式：

$$B \frac{\partial(C \cdot z)}{\partial t} + \frac{\partial(Bq_s)}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

ここに t ：時間， x ：河床に沿って取られた流れ方向の座標， Q ：土砂と水を合わせた全流量， h ：水深， z ：河口を基準にして垂直上向きに取られた河床の高さ， B ：河道幅， v ：断面平均流速， ϕ ：流速係数， q_s ：単位幅流砂量， C_s ：最密充填濃度である。

式(2)～(4)では全流量 Q ，水深 h ，河床高 z の3個が未知数となる。問題は流速係数 ϕ と流砂量 q_s の評価である。これらは、代表粒径を仮定すると従来の成果^{(11),(12),(16),(17)}を用いて評価することができる。しかしながら、砂～巨レキまでの広範な粒度構成をした流砂の場合、代表粒径の選択に課題が残る。そこで、便宜上、流速係数については u_s/u_c の実測値(表-4)を参考にして一定値(表-6)とし、流砂量の評価についてのみ、代表粒径を仮定することで理論式より求めることとする。流砂量式については本章

(5)節で述べるが、ここではそれを参考にして次式のように与える。

$$\text{流砂量式} : \frac{q_s}{\sqrt{sgd^3}} = F(\tau_*, I_r, \frac{w_0}{u_c}) \quad (5)$$

ここに s ：粒子の水中比重， d ：粒径， I_r ：エネルギー勾配， τ_* ：無次元掃流力， u_c ：摩擦速度， w_0 ：粒子の沈降速度である。

(2) 基礎式の差分化

差分化には1次元開水路流れの解析手法としてよく用いられているMacCormack法を採用した。MacCormack法は予測子段階と修正子段階とからなり、ここでは前者の段階で前進差分を、後者の段階では後退差分をそれぞれ用いる。以下、記号の右上添字は時間を、右下添字は空間座標を表す。

(3) 計算格子間隔

計算格子間隔は、計算区間の全縦断面にわたってクーラン数が1以下であるように取られる。従って、空間刻み幅は $\Delta x=10m$ とした。時間刻み幅 Δt は、1992年6月7日発生 of 土石流では $\Delta t=0.9sec$ ，1993年6月12日～13日発生 of 土石流では掃流砂の場合 $\Delta t=0.7$ 秒，浮流砂をも考慮した場合には $\Delta t=0.6$ 秒とした。計算時間は、前者の場合2時間24分40秒，後者の第一波の場合3時間20分である。

(4) 初期条件と境界条件

初期条件は河床堆積土砂が取り除かれた状態(写真-1)における河床高を用いた。流れの先端では水深 h が0に近くなり、計算の不安定を引き起こす要因となる。これについてはしきい値 ϵ を設定し、 $h < \epsilon=0.002m$ なる点では $Q=0$ ， $h=0$ とおく。

境界条件は、上流端 $x=0$ において、流入流量 Q として実測ハイドログラフ Q_{in} を与えることとする。 Q_{in} については本章(6)節、図-20、25において後述される。水深 h については上流端の2点の河床勾配から等流水深を、河床高 z は観測結果から初期値を一定値としてそれぞれ与える。流砂量も上流端の2点を用いた河床勾配から等流として平衡流砂量を与える。すなわち

$$I_{r1}^n = \frac{z_1^n - z_2^n}{\Delta x}, \quad h_1^n = \left(\frac{Q_1^n}{\phi B_1 \sqrt{g I_{r1}^n}} \right)^{2/3} \quad (6)$$

$$Q_1^n = Q_{in}, \quad z_1^n = 76.7 \text{ m} \quad (7)$$

$$\frac{q_{s1}^n}{\sqrt{sgd^3}} = F(\tau_{*1}^n, I_{f1}^n, \frac{w_0}{u_*}) \quad (8)$$

一方、下流端では、運動方程式 (2), 連続式 (3), (4) をそれぞれ次のように差分化して、流量Q, 水深h, 河床高zを求めた。

$$\begin{aligned} & a_1 \frac{Q_{211}^{n+1} - Q_{211}^n}{\Delta t} + a_2 \frac{Q_{210}^{n+1} - Q_{210}^n}{\Delta t} \\ & + b_1 \frac{Q_{211}^{n+1} Q_{211}^{n+1} - Q_{210}^{n+1} Q_{210}^{n+1}}{B_{211} h_{211}^{n+1} B_{210} h_{210}^{n+1}} \\ & + b_2 \frac{Q_{211}^n Q_{211}^n - Q_{210}^n Q_{210}^n}{B_{211} h_{211}^n B_{210} h_{210}^n} \\ & = -g \left(a_1 B_{211} h_{211}^{n+1} + a_2 B_{210} h_{210}^{n+1} \right) \left[b_1 \frac{h_{211}^{n+1} + z_{211}^{n+1} - h_{210}^{n+1} - z_{210}^{n+1}}{\Delta x} \right] \\ & - g \left(a_1 B_{211} h_{211}^n + a_2 B_{210} h_{210}^n \right) \left[b_2 \frac{h_{211}^n + z_{211}^n - h_{210}^n - z_{210}^n}{\Delta x} \right] \\ & - a_1 b_1 \frac{B_{211} + 2h_{211}^{n+1} \left(\frac{Q_{211}^{n+1}}{B_{211} h_{211}^{n+1}} \right)^2}{\varphi^2} - a_1 b_2 \frac{B_{211} + 2h_{211}^n \left(\frac{Q_{211}^n}{B_{211} h_{211}^n} \right)^2}{\varphi^2} \\ & - a_2 b_1 \frac{B_{210} + 2h_{210}^{n+1} \left(\frac{Q_{210}^{n+1}}{B_{210} h_{210}^{n+1}} \right)^2}{\varphi^2} - a_2 b_2 \frac{B_{210} + 2h_{210}^n \left(\frac{Q_{210}^n}{B_{210} h_{210}^n} \right)^2}{\varphi^2} \\ & a_1 \frac{B_{211} (h_{211}^{n+1} + z_{211}^{n+1} - h_{211}^n - z_{211}^n)}{\Delta t} \\ & + a_2 \frac{B_{210} (h_{210}^{n+1} + z_{210}^{n+1} - h_{210}^n - z_{210}^n)}{\Delta t} \\ & + b_1 \frac{Q_{211}^{n+1} - Q_{210}^{n+1}}{\Delta x} + b_2 \frac{Q_{211}^n - Q_{210}^n}{\Delta x} = 0 \quad (9) \\ & a_1 \frac{B_{211} C_s (z_{211}^{n+1} - z_{211}^n)}{\Delta t} + a_2 \frac{B_{210} C_s (z_{210}^{n+1} - z_{210}^n)}{\Delta t} + \\ & b_1 \frac{B_{211} q_{s211}^{n+1} - B_{210} q_{s210}^{n+1}}{\Delta x} + b_2 \frac{B_{211} q_{s211}^n - B_{210} q_{s210}^n}{\Delta x} = 0 \quad (10) \end{aligned}$$

ここに a_1, a_2, b_1, b_2 は重み係数で、 $a_1+a_2=1, b_1+b_2=$

1である。 $a_1=a_2=0.5, b_1=b_2=0.5$ の場合通常のBox型スキームとなる。陽解的に計算するため $a_1=a_2=0.5, b_1=0, b_2=1$ とにおいて計算を行うと、浮流砂を伴う場合に下流端の計算値に不安定を生じる。そのため、重み係数 a_1, a_2 の値を種々変化させて計算したところ、 $a_1=1, a_2=0, b_1=0, b_2=1$ とおくと安定的に計算することができた。掃流砂の場合も計算を行ったが、重み係数の変化が下流端の計算値に与える影響は少ない。従って、両ケースともに $a_1=1, a_2=0, b_1=0, b_2=1$ とおく。

計算に用いた諸条件を表-6に示す。

(5) 流砂量式

河床勾配が2度程度の急勾配河道に適した流砂量式はいくつか提案されているが^{(11),(12),(24),(25)}、なかでも掃流砂から浮流砂までを含めて議論したものに橋本・平野らの研究がある^{(11),(12)}。ここでは彼らが提案した流砂量式を用いて河床変動計算を行うこととする。

a) 掃流砂のみの場合の流砂量式

橋本・平野⁽¹¹⁾の掃流砂量式は等流条件下で得られた式であるので、同式中の河床勾配をエネルギー勾配 I_f に置き換えて不定流の場合に拡張すると

$$\frac{q_s}{\sqrt{sgd^3}} = \frac{\bar{u}_8}{u_*} \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \frac{1}{(\alpha - I_f)} \quad (12)$$

となる。ここに $\bar{u}_8/u_* \approx 4.7$ 、 α は粒子間応力に関する係数で、河床砂の比重 $\sigma/\rho=2.65$ とおくと $\alpha=0.875$ となる。また最密充填濃度 $C_s=0.7$ 、限界掃流力 $\tau_{*c}=0.05$ とする。河床砂の粒径 d の決定が問題であるが、流砂量式 (12) の成立条件である相対水深 $h/d < 35$ を満たすように、粒径 $d=5\text{cm}$ とおく。

b) 掃流砂に浮流砂を伴う場合の流砂量式

掃流砂に浮流砂を伴う場合の流砂量式は、橋本・平野⁽¹⁶⁾のモデルに基づき、その簡便式が得られている⁽¹²⁾。それを不定流の場合に拡張すると

$$\frac{q_s}{\sqrt{sgd^3}} = \frac{\bar{u}_8}{u_*} \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \frac{1}{(\alpha - I_f)} G \left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*} \right) \quad (13)$$

となる。ここに $G(I_f, h/d, w_0/u_*)$ は $I_f, h/d, w_0/u_*$ の関数で、次式によって近似されている。

$$G \approx 1 + 0.1 \left\{ \ln \left(\frac{h}{d} \right) \right\}^2 (I_f)^{0.8} \exp \left\{ -2.5 \left(\frac{w_0}{u_*} \right)^{0.5} \right\} \quad (14)$$

ここに、河床砂の比重 $\sigma/\rho=2.65$ 、最密充填濃度 $C_s=0.7$ 、限界掃流力 $\tau_{*c}=0.05$ とする。また河床砂の粒

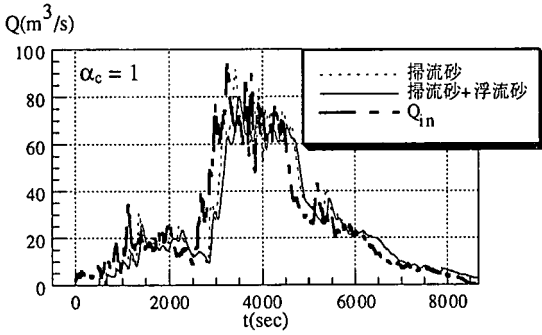


図-20 1分間移動平均した1992年6月7日発生の実測ハイドログラフとx=990mにおける計算ハイドログラフ

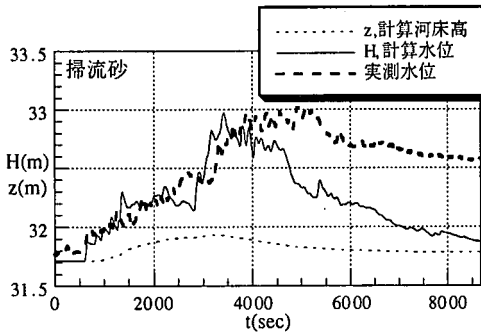


図-21 掃流砂を考慮した場合のx=990m地点における水位・河床の時間変化

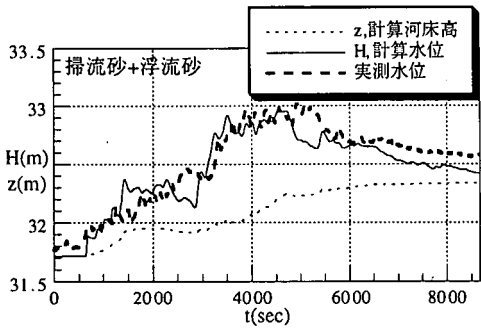


図-22 掃流砂に浮流砂を考慮した場合のx=990m地点における水位・河床の時間変化

径dについては、堆積土砂の粒度分布が $d_{50}=1\text{mm} \sim 3\text{mm}$ の極粗砂を示す一方で、採取地点では、細礫～巨礫など粗粒成分も観察されることを考慮して、粒径 $d=5\text{mm}$ とする。これは式(13)の成立条件すなわち、 $w_p/u_* < 1$ を概ね満足するものである。

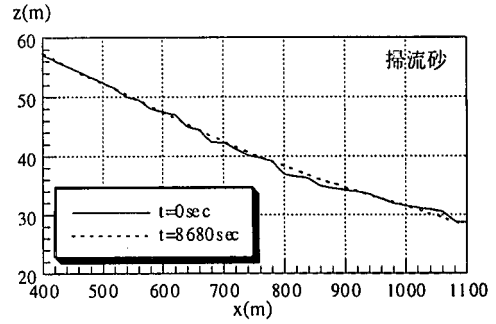


図-23 掃流砂を考慮した場合の8680秒経過後の計算河床高縦断面図

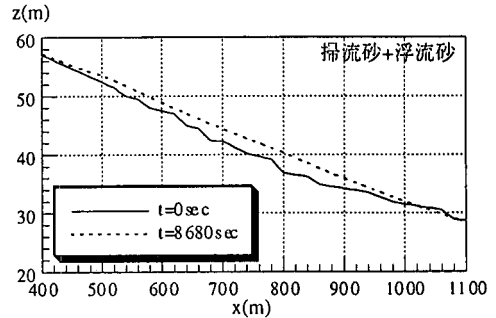


図-24 掃流砂に浮流砂を考慮した場合の8680秒経過後の計算河床高縦断面図

(6) 計算の結果

a) 小規模土石流による河床変動計算

境界条件として1992年6月7日発生 of 土石流の実測流量(図-13(a))を1分間移動平均したものを与える(図-20)。これは $x=994\text{m}$ における大南橋での実測結果であるので、上流端の境界条件として用いるのは問題があるが、上流側区間 $x=0 \sim 994\text{m}$ を流下する過程においては、著しく変形しないものと仮定した。

図-20, 21, 22は、 $x=990\text{m}$ 地点における流量、水位、河床高の計算結果を示したものである。図-21, 22には、大南橋($x=994\text{m}$)で実測された水位の時間変化も示している。

流量の計算値は、掃流砂の場合、境界条件として与えたハイドログラフにほぼ近い形を示し、掃流砂に浮流砂を考慮した場合には若干減少するが、全体的には境界条件と変わらない形を示している。

水位・河床高の計算値は、掃流砂に浮流砂を考慮した場合に実測値に近い結果となっている。特に、実測値によると約80cm程度の河床上昇が生じているが、掃流砂に浮流砂を考慮した場合に河床上昇をうまく説明している。

図-23, 24は、掃流砂のみを考慮した場合、および掃流砂に浮流砂を考慮した場合における8,680秒

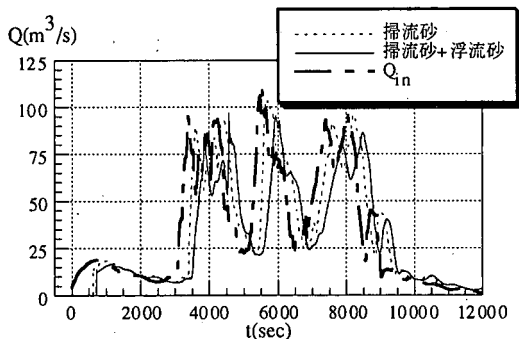


図-25 5分間移動平均した1993年6月13日発生の実測ハイドログラフ（第一波） Q_{in} と $x=990m$ における計算ハイドログラフ

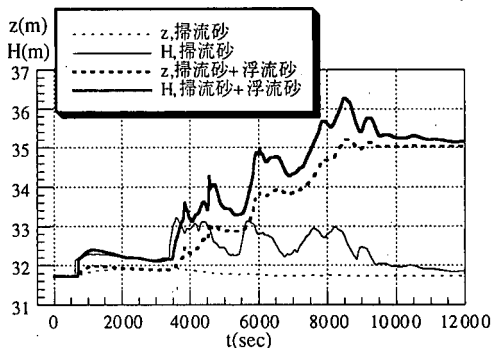


図-26 $x=990m$ 地点における計算水位・河床高の時間変化

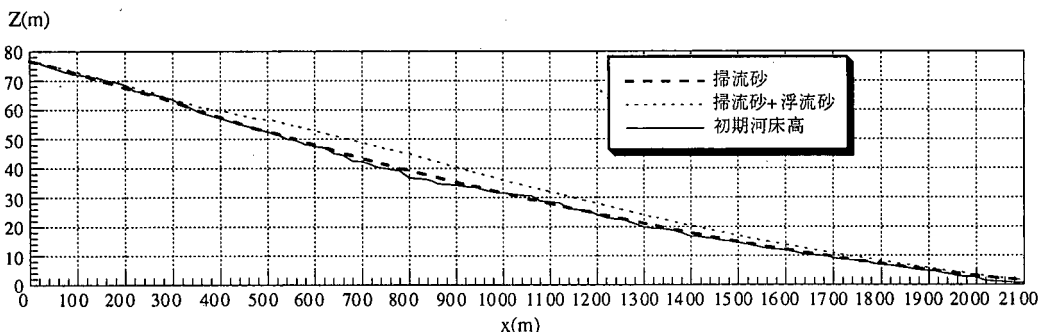


図-27 計算河床高の縦断変化

経過後の計算河床高の縦断図をそれぞれ示している。掃流砂に浮流砂を考慮した場合にはより多くの土砂が堆積していることが分かる。また両者とも $x=800m$ 付近で堆積厚が最も大きい。これは川幅がこの地点で急拡大し、河床勾配が減少しているためである。この地点は河南橋付近に相当し、実際、氾濫地点であったことと符合している。土石流発生後の長崎県による河道堆積土砂の掘削土量は約 $34,000m^3$ であったが、堆積土砂量の計算結果は掃流砂の場合 $5,120m^3$ 、浮流砂をも考慮した場合 $30,400m^3$ となり、後者の場合に実測値に近い結果となっている。

また、流砂濃度 C_T の計算結果は、採水が行われた林出橋（ $x=1,750m$ ）において、ピーク時で $C_T \approx 0.1$ 、平均的には $C_T \approx 0.05$ となり、採水の結果（図-17）と大略一致するものである。

以上の結果、水無川において1992年6月7日発生の小規模土石流の流砂形態は掃流砂に浮流砂を伴った流れであったことが推定される。

b) 大規模土石流による河床変動計算

1993年6月12日～13日発生 of 土石流のハイドログラフは、計算上の原点である国道57号線水無川橋において実測されたものであるが、大きく分けて4つの波形からなっている（図-14）。従って境界条件としてそれぞれのハイドログラフを順次与えて河床変動計算を行うこととする。

最初の第一波については河床堆積土砂が取り除かれた状態における河床高（写真-1）を初期河床とし、その他の波形に関しては、1つ前の波形の計算終了後の河床高を初期河床とした。また、初期流量 Q 、初期水深 h は各々の波形の間は十分な時間間隔があるため、 $Q=0$ 、 $h=0$ とする。

上流端境界条件は、流入流量 Q_{in} として1993年6月12日～13日発生 of 土石流の実測流量を5分間移動平均したものを与える（図-25）。

図-25、26は、四つの波形の内の第一波について $x=990m$ 地点における流量、水位、河床高の時間変化をそれぞれ表している。掃流砂の場合、土砂の堆

積もあまりなく、水位の増加もほとんどない。しかし、掃流砂に浮流砂を考慮した場合、急激な水位・河床の上昇を生じている。第四波形の通過時には水位は最大で約37.5m(元河床から5.8m)、土砂の堆積高は36.6m(元河床から4.9m)となり、河道内はほぼ満砂に近い状態となる。

図-27は、最後の第四波形の計算終了後の河床高縦断図を示したものである。実際現象では、茶屋の松橋(x=500m)から下流の河道のほぼ全区間が満砂状態となったが、計算値では、x=300m~2100mの区間で土砂堆積が発生し、特にx=780mの河南橋付近で堆積厚が最も大きい結果となり、現地の状況に近い堆積高が再現されている。また、堆積土砂量の実測値は約274,000m³を示すが、計算値は掃流砂の場合20,300m³、掃流砂に浮流砂を考慮した場合には155,000m³となる。後者の場合に実測値に近くなるが、それでも過小であることが分かる。これは、流砂量の評価式が、大規模土石流の場合の流砂量を正確に表していないためと考えられる。すなわち現地における河道勾配は2度前後で、通常の土石流勾配に比べて緩勾配ではあるが、その流砂濃度は水路実験において再現される流砂濃度に比べて高く、土石流に近い高濃度の流れが実際は流下していたことが推定される。

6. おわりに

水無川では1992年6月から8月までは大南橋において、また1993年6月には国道57号線上の水無川橋および中尾川河原橋において、それぞれ土石流の現地観測を行い、ハイドログラフ、表面流速、水位、流砂濃度を調べた。また土石流発生後は現地を踏査し、堆積土砂の粒度分布を調べた。無次元表面流速について他の土石流類発地での観測と比較すると比較的小さな値であることが分かった。

さらに、MacCormack法を用いて1次元漸変流の運動方程式、全相連続式、固相連続式を差分化し、1992年6月7日水無川で発生した小規模土石流について、境界条件として、実測ハイドログラフを与えて河床変動計算を行った。流砂形態としては掃流砂の場合と掃流砂に浮流砂を考慮した場合の2ケースについて検討した。その結果、堆砂の傾向は後者の場合に現地観察と概ね一致した。また、x=780mの河南橋付近において水位および河床高の急激な上昇も再現することができた。さらに1993年6月12日~13日発生の大規模土石流についても同様な方法で河床変動計算を行い、概ね現地の状況に近い計算結果

を得ることができた。しかしながら、堆砂量の計算値が実測値と比べて過小となり、大規模土石流の場合の流砂量の評価が今後の課題となった。

謝辞：本研究に際し、読売新聞記者川路芳也氏から図-10、17中の土石流採取資料b、cの提供を受けた。建設省雲仙復興工事事務所には土石流の流出土砂量の資料を、気象庁雲仙岳測候所には雨量資料を、陸上自衛隊、長崎県島原振興局には種々の資料の提供を受けた。また、建設省大隅工事事務所には桜島の土石流観測データを提供していただいた。現地観測に当たっては九州大学を始め各方面より多大のご支援をいただいた。当時九州大学大学院生の村上浩史、多川博章の各氏および九州大学工学部生の垣田直樹氏にはデータ整理などにおいて多大の助力を受けた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 平野宗夫(編)：1991年雲仙における土石流の調査研究、文部省科学研究費突発災害調査研究成果報告書、1992。
- 2) 平野宗夫(編)：雲仙における土石流・火砕流の調査研究、文部省科学研究費総合研究(A)研究成果報告書、1993。
- 3) 平野宗夫(編)：雲仙岳の土石流・火砕流災害に関する調査研究、文部省科学研究費総合研究(A)研究成果報告書、1994。
- 4) 建設省雲仙復興工事事務所：事業概要、1997。
- 5) 平野宗夫、橋本晴行、村上浩史：雲仙水無川における土石流の現地計測とその特性、水工学論文集、第37巻、1993。
- 6) 平野宗夫、橋本晴行、河野通彦：1993年雲仙における土石流の現地観測、水工学論文集、第38巻、747-752、1994。
- 7) 諏訪浩、西村公志、清水洋、馬越孝道、松島健：水無川1993年の土石流とその規模、文部省科学研究費総合研究(A)研究成果報告書、雲仙岳の土石流・火砕流災害に関する調査研究(代表者、平野宗夫)、1994。
- 8) 寺本行芳、地頭園隆、下川悦郎、永田治：雲仙普賢岳における土石流・出水の観測、砂防学会誌、Vol.49、No.3、1996。
- 9) 恩田邦彦、橋本晴行、寺中孝司、平野宗夫：雲仙水無川における小規模土石流の再現計算、自然災害科学研究西部地区部会報、第20号、1996。
- 10) 多川博章、橋本晴行、平野宗夫：雲仙水無川における土石流の実測ハイドログラフを用いた河床変動計算、自然災害科学研究西部地区部会報、第21号、研究論文

- 集, 1997.
- 11) 橋本晴行, 平野宗夫 : 掃流状集合流動の抵抗則と流砂量, 土木学会論文集, 1996.
 - 12) 平野宗夫, 橋本晴行, 多川博章 : 急勾配水路における浮流砂を伴う流砂量, 水工学論文集, 第42巻, 1998.
 - 13) 気象庁雲仙岳測候所 : 地上気象観測毎時月表 (降水量), 1992, 1993.
 - 14) 池谷 浩 : 雲仙水無川における流出土砂量の推定方法, 新砂防, 196号, 1995.
 - 15) 建設省雲仙復興工事事務所 : 土石流発生資料とりまとめ, 1998.
 - 16) 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.
 - 17) Hashimoto, H. and Hirano, M. : A FLOW MODEL OF HYPERCONCENTRATED SAND-WATER MIXTURES, *Debris Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, ASCE, pp.464 - 473, 1997.
 - 18) 平野宗夫, 橋本晴行, 田崎武詞他3名 : 泥流の特性に関する実験的研究, 土木学会第44回年次学術講演会, 1989.
 - 19) 建設省九州地方建設局大隅工事事務所 : 桜島の土石流 (2), 1995.
 - 20) 高橋 保 : 中国の土石流およびその対策, 平成3年度河川災害に関するシンポジウム, 1992.
 - 21) Takahashi, T. (Editor) : *JAPAN-CHINA JOINT RESEARCH ON THE PREVENTION FROM DEBRIS FLOW HAZARDS*, Research Report of the Grant-in-Aid for Scientific Research, The Japanese Ministry of Education, Science and Culture, 1994.
 - 22) Sawada, T. and Suwa, H. : Debris Flows Observed in the Period during 1991 to 1993, *JAPAN-CHINA JOINT RESEARCH ON THE PREVENTION FROM DEBRIS FLOW HAZARDS*, Research Report of the Grant-in-Aid for Scientific Research, The Japanese Ministry of Education, Science and Culture, 1994.
 - 23) 平野宗夫, 橋本晴行, 福富章, 田熊幸二, パルー, ムハマド, サレー : 開水路における高濃度流の無次元パラメーター, 水工学論文集第36巻, 1992.
 - 24) 芦田和男, 高橋 保, 水山高久 : 山地河川の掃流砂量に関する研究, 新砂防, 107号, 1978.
 - 25) Takahashi, T. : High Velocity Flow in Steep Erodible Channels, *Proc. of Session A, XXII Cong., IAHR*, 1987.

(1998.10.13 受付)

FIELD MEASUREMENTS OF DEBRIS FLOWS IN THE MIZUNASHI AND NAKAO RIVERS ON MT UNZEN-HUGEN DAKE

Muneo HIRANO, Haruyuki HASHIMOTO, Kichan PARK, Michinari KOUNO and Kunihiro ONDA

Field observations and measurements of debris flows were carried out at three locations on Mt Unzen-Hugendake in 1992 and 1993. Two of the instrumented study sites were a downstream reach of the Mizunashi River, which are 12m and 25.1m wide and have an average slope of about 0.05 and 0.025, respectively. The other was a downstream reach of the Nakao River, which is 7.2m wide and have an average slope of about 0.025. Radio current-meter and ultrasonic water level gauge were used to obtain surface velocity, depth and discharge for the several flows.

The value of nondimensional surface velocity was found $u_s/u_* = 5-10$. Peak discharge was found $Q=347\text{m}^3/\text{sec}$ at the Mizunashi River and $Q=57\text{m}^3/\text{sec}$ at the Nakao River.