

論文

九州北部の結晶片岩からなる森林流域における年平均土砂生産量の検討*¹

○壁谷直記*²・浅野志穂*³・清水 晃*²・萩野裕章*³
 ・黒川 潮*²・北村兼三*²・釣田竜也*²・清水貴範*³

壁谷直記・浅野志穂・清水 晃・萩野裕章・黒川 潮・北村兼三・釣田竜也・清水貴範：九州北部の結晶片岩からなる森林流域における年平均土砂生産量の検討 九州森林研究 68：67－72，2015 森林流域から流出する土砂は、その流下形態に応じて浮遊土砂と掃流砂に分類される。このうち、本研究では、主に掃流砂として河道を流下し、量水堰の沈砂池に堆積した土砂量を測定した。堆積土砂量の観測は、鹿北流域試験地内の3つの小流域（I号沢、II号沢、III号沢）で行った。当流域の基盤地質は黒色片岩であり、植生は、スギ・ヒノキ人工林である。観測結果から、年平均土砂生産量は、0.1～0.4m³ha⁻¹year⁻¹であった。I号沢の堆積土砂量は、流域の地質、地形条件が同様のII号沢にくらべて10m³多かった。これは、I号沢の流域内で九州北部豪雨災害（2012年7月）の際に発生した斜面崩壊が影響したものと考えられた。

キーワード：森林流域、年平均土砂生産量、平成24年7月九州北部豪雨災害、斜面安定解析

I. はじめに

一般に、森林流域からの土砂流出量は、草地や畑地などの他の植生にくらべて少ないことが知られているが、地域ごとの降雨特性や地形、地質などの要因により変化する。九州北部地域は、年降水量が多く、たびたび豪雨が発生し、それによる斜面災害が発生している(1, 2)。したがって、このような多雨地域における森林流域からの土砂流出量を明らかにすることは、森林流域の下流に位置する河川およびダムの土砂管理計画を立てる上で非常に重要な情報である。

このため、壁谷ら(3)は、九州の北部に位置する鹿北流域試験地(熊本森林管理署内長生国有林51林班内)において堆積土砂量を計測し、当流域における年平均土砂生産量を算出した。

本研究では、流域間の年平均土砂生産量の差異を生じた原因を検討するとともに、同試験地内のI号沢で九州北部豪雨災害(2012年7月)により生じた斜面崩壊に関して、斜面安定解析を行うとともに現地地形および水文データなどから崩壊発生要因を検討した。

II. 調査地および方法

1. 調査地

鹿北流域試験地は、I号沢(流域面積2.3ha、以下同様)、II号沢(2.6ha)、III号沢(3.7ha)の3つの流域から構成されている(図-1)。基盤地質は結晶片岩で、植生はスギ、ヒノキの人工林を主体としている。III号沢は、主に1)河道の平均勾配が急で、2)流域内の溪畔域(河道を含む)が広い(5, 6)。一方、I号沢とII号沢は、ともにIII号沢に比べて、河道の勾配はゆるく、

流路長も短いため流域内の溪畔域は狭い。

I号沢の流域内では九州北部豪雨災害(2012年7月)の際に斜面崩壊が発生した(図-1)。崩壊斜面は、I号沢堰から21m上流の右岸側の並行斜面であった。崩壊地の斜面勾配は下部から中腹までが35度で、中腹から上部が47度であり、崩壊深度は0.30～0.95mであった。崩壊斜面の土層深は、現場の観察から0.5～1mであり、この斜面崩壊の推定土砂量は、15m³であった(3)。

2. 堆積土砂量の観測と年平均土砂生産量の算出

堆積土砂量の観測は、鹿北流域試験地内の3つの小流域(I号沢、II号沢、III号沢、図-1)で行った。これらのうち、堆積土砂量の少なかったII号沢を除き、昨年(2013年5月)にIII号沢、本年(2014年5月)にI号沢の各量水堰の沈砂池に堆積した土砂を排土した。これに合わせて、2013年5月の排土実施前に各沢でレベル測量を行い沈砂池における堆積土砂量を測定した。

3. 斜面安定解析

3.1. Bishopによる分割法

Bishopによる分割法において、安全率Fは以下の式(1)によって示される。

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left(lcb + (W - ub) \tan \phi \left[\frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F}} \right] \right) \quad (1)$$

ここで、

c：すべり面の土の粘着力 (tm⁻²)

b：l cos α

l：細長辺の底辺の長さ (m)

w：細長辺の重量 (t)

*¹ Kabeya, N., Asano, S., Shimizu, A., Hagino, H., Kurokawa, U., Kitamura, K., Tsurita, T., Shimizu, T.: Study on annual sediment yields in schist forested catchments of the Northern Kyushu Island, Japan.

*² 森林総合研究所九州支所 Kyushu Res. Ctr., For. & Forest Prod. Res. Inst., Kumamoto 860-0862.

*³ 森林総合研究所 For. & Forest Prod. Res. Inst., Ibaraki 305-8687.

u : 細長辺の底辺での平均間隙圧 (tm^{-2})

α : 細長辺の底辺の角度 (度)

ϕ : すべり面の土の内部摩擦角 (度)

である。式 (1) には、右辺にも F が含まれており、直接 F を求めることができない。そのため、反復法により F を求めた。

3. 2. 計算パラメーターと斜面形状

斜面安定解析に用いた計算パラメーターを表-1に示した。崩壊斜面に隣接する斜面の深さ50cmの土壌を100cc採土円筒に5個採取し、これらの平均値を単位重量とした。粘着力および内部摩擦角は文献値のうち、最も崩壊しやすい値を採用した。解析した斜面形状は、現場の斜面形状から、高低差5.3m、水平距離4.8m、傾斜角47.8度とした(具体的な斜面形状は、後述の図-3を参照のこと)。

Ⅲ. 結果

1. 堆積土砂の深度分布

レベル測量から求めた各量水堰の沈砂池における堆積土砂深度の分布を図-2に示した。堆積土砂は、いずれも沈砂池の上流側で深く堆積していた。特にI号沢の沈砂池の上流側には最大で深さ1.6mの土砂が堆積していた。目視および写真撮影による観測記録によれば、2012年以前のI号沢の沈砂池における土砂の堆積量は、II号沢とほぼ同程度であった。しかし、今回レベル測量を実施した2013年5月時点では、3つの沢の中で最も厚く土砂が堆積している部分が局所的に上流側に見られた。一方、III号沢は、I号沢のように局所的な分布は見られず、土砂は上流側で厚く下流側で薄いというならかな分布を示した。

2. 各流域の年平均土砂生産量

各沢の堆積土砂深の分布から、各流域における堆積土砂量を求めた。堆積土砂量 ($b \text{ m}^3$) を、流域面積 ($a \text{ ha}$)、および量水堰設置からの経過年数 ($c \text{ year}$) で割り、各流域の単位面積当たりの年平均土砂生産量 ($d \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1} \text{ year}^{-1}$) を算出した(表-2)。なお、経過年数は、2000年3月に排土を実施しているIII号沢のみ13年で、その他は堰堤が建設された1989年3月からの経過年数(24年)とした。

I～III号沢の年平均土砂生産量は、 $0.128 \sim 0.425 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1} \text{ year}^{-1}$ であった(3)。流域面積が最も大きなIII号沢は、経過年数13年で 20.26 m^3 の土砂が堆積し、年平均土砂生産量も $0.425 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1} \text{ year}^{-1}$ と3つの流域の中で最も大きな値を示した。流域面積がほぼ同じI号沢とII号沢を比較すると、I号沢の方がII号沢よりも堆積土砂量が約 10 m^3 多かった。両流域の経過年数はともに24年であるので、I号沢とII号沢の年平均土砂生産量は、それぞれ 0.332 、 $0.128 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1} \text{ year}^{-1}$ となった。

3. 斜面安定解析

I号沢内で生じた斜面崩壊に関して、斜面安定解析を行った。まず、計算パラメーターのうち間隙水圧 u をゼロに固定して、崩壊面の形状や分割数を変えたところ、図-3で示す場合が最も安全率が低くなった。その際の安全率 F は2.36であった。計算で得られた崩壊面は、深さ1.5～2.5mとなり、崩壊現場での観察による崩壊深度(0.5～1.0m)よりも1m深かった。

次に、間隙水圧 $u = 0$ で安全率 F が最低になった条件で間隙

水圧のみを上昇させて安全率の変化をしらべた(図-4)。この図から、安全率が1を切るには、間隙水圧を 3.65 tm^{-2} まで上昇させる必要があることがわかった。しかし、現場の土層厚0.5～1.0mであり、斜面勾配も47度と急俊であることから、実際の斜面に地下水面が形成され、この数値まで間隙水圧が上昇することは現実的ではないと考えられた。また、斜面内には間隙水圧が発生せず土壌中に飽和に近い状態で水を含んだ場合の安全率を検討してみた(貯留される土壌水が上裁荷重を増大させ、斜面をすべらせる方向に作用するとみなす)。その場合でも安全率 F は2.40であり、1を大きく上回った。

4. 九州北部豪雨時の水文データ

九州北部豪雨(2012年7月)における鹿北での時間雨量と水位の変化を図-5に示す。7月11～14日までの総雨量は、464mmであった。この図から、いずれの流域でも、降雨のピークの1時間以内に水位のピークが見られた。I号沢およびIII号沢においては、水位記録の欠測が生じた。前者は、豪雨の際の水位変化があまりに急激だったため水位計のベンが追従できずに生じた欠測であり、後者は、流木等がVノッチに引っ掛かったことによる欠測である。連続の水位記録が得られたII号沢において最大水位38cmは、7月14日の午前8時15分に記録された。

Ⅳ. 考察

1. 各流域の年平均土砂生産量の違い

III号沢の年平均土砂生産量が多いのは、主に1)河道の平均勾配が急で、2)流域内の溪畔域(河道を含む)が広いためと考えられた。一方、I号沢とII号沢は、ともにIII号沢に比べて、河道の勾配はゆるく、流路長も短いため流域内の溪畔域は狭いことから、毎年発生する土砂量はほぼ同程度であると考えられる。しかしながら、測定結果では、I号沢の方がII号沢よりも堆積土砂量が約 10 m^3 多かった。

I号沢では、2012年の7月の豪雨に起因する斜面崩壊が、量水堰から21m上流の右岸側斜面で発生していた(図-1)。この斜面崩壊の推定土砂量は、 15 m^3 であった(3)。このことから、この斜面崩壊で発生した土砂の3分の2程度が堰まで流されて沈砂池に堆積したものと考えられた。

2. 斜面崩壊の要因検討

I号沢の2012年の7月の豪雨に起因する斜面崩壊に関して、安定解析をおこなったところ、斜面安定解析の結果では、間隙水圧が 3.5 tm^{-2} 以上の時に安全率は1を下回るが、現地でそこまで間隙水圧を上昇させるほど地下水位が上昇することは困難であると考えられた。対象斜面は、並行斜面で谷頭部ではない。間隙水圧上昇に起因するならば、この斜面以外(特に谷頭部)でも崩壊が生じる可能性が高い。

崩壊斜面は、溪流の攻撃斜面側にあたる。このため斜面下部が溪岸浸食され、崩壊を招いた可能性が考えられる。斜面崩壊が生じた、I号沢の豪雨時の水位記録はない、しかし、当流域において、降雨—水位応答に関して、いずれの沢においても、降雨ピークから1時間以内に水位ピークが生じることから、I号沢の豪雨時の水位変動は、II号沢の水位変動と連動していたと考えられる。したがって、崩壊発生推定時刻は14日午前8時15分ごろ水位

ピーク時ごろと考えられた。

V. 結論

九州北部の結晶片岩からなる森林流域における年平均土砂生産量は、流域内の河道長や溪畔域の広さなどの微地形の違いにより異なっており、 $0.1\sim 0.4\text{ m}^3\text{ ha}^{-1}\text{ year}^{-1}$ 程度であると考えられた。一方で、流域内部の斜面崩壊が生じた場合には、年平均土砂生産量は大きくなると考えられた。

鹿北流域試験地 I 号沢内で 2012 年 7 月の九州北部豪雨に起因して生じた斜面崩壊の発生要因を斜面安定解析および現地の地形および水文データから検討した。その結果、間隙水圧による斜面の安定性の低下よりも斜面下部の溪岸浸食に起因する可能性が高いと考えられた。

謝辞

鹿北流域試験地での排土作業に関しての九州支所の庶務課および連絡調整室の皆様にご多大なご協力を頂いた。本研究は、農林水産省研究会プロジェクト「気候変動プロ A 8 系：農林業に係わる気候変動の影響評価」の一環として行った。

引用文献

- (1) 浅野志穂 (2012) 平成 24 (2012) 年 7 月九州北部豪雨に伴って阿蘇カルデラ内の斜面で発生した地すべりや土石流の事例, 日本地すべり学会誌 49: 52-53.
- (2) 阿蘇・竹田災害対策調査検討委員会 (1990) 阿蘇・竹田災害対策調査報告書, 112 p.
- (3) 壁谷直記, 浅野志穂, 清水晃, 萩野裕章, 黒川潮, 北村兼三, 釣田竜也, 清水貴範 (2014) 鹿北流域試験地における年土砂生産量の把握, 森林総合研究所九州支所年報 26: 14-15.
- (4) 林野庁 (2014) 森林作業道作設ガイドライン (案), 47 p.
- (5) 清水晃, 宮縁育夫, 小川泰浩 (1997) 温暖多雨地域の森林における水文特性 (V) - 河道近傍の浅層地下水位変動 -, 日林論 108: 387-388.
- (6) Shimizu A et al (2003) Evapotranspiration and runoff in a forest watershed, western Japan. Hydrological Processes 17: 3125-3139.

(2014 年 11 月 4 日受付; 2015 年 1 月 19 日受理)

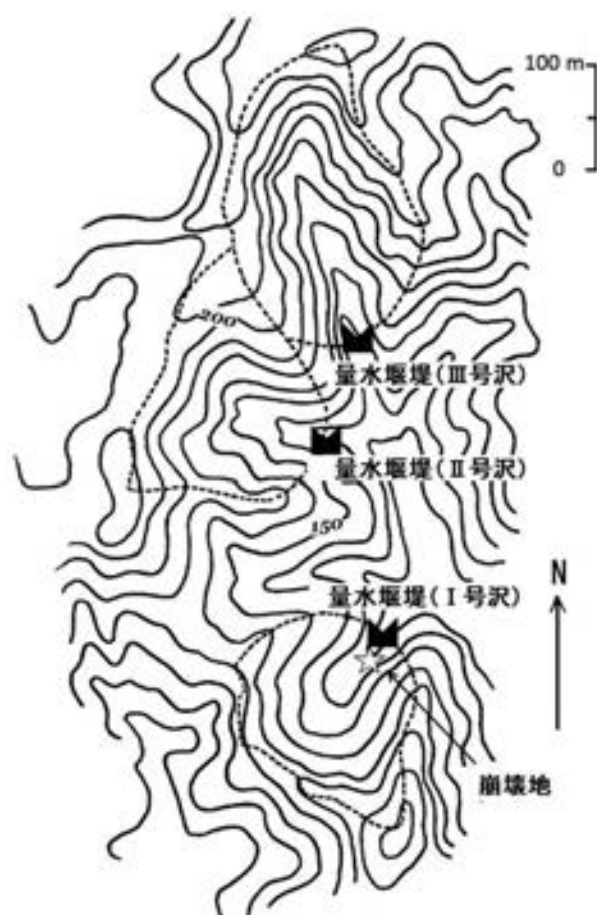
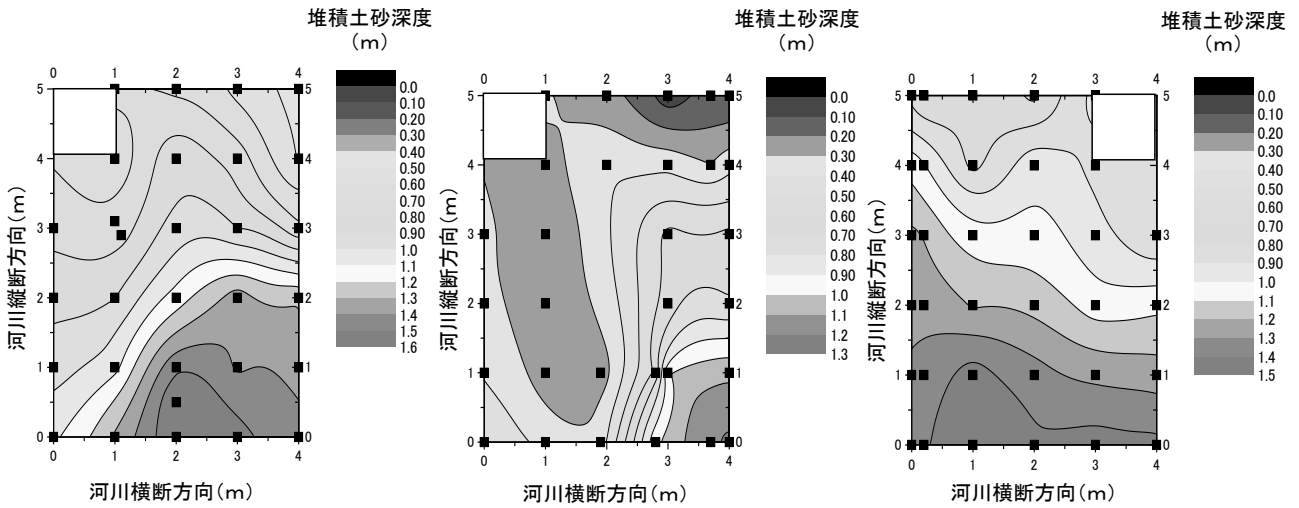


図 - 1. 鹿北流域試験地の地形図

下流側



鹿北Ⅰ号沢

鹿北Ⅱ号沢

鹿北Ⅲ号沢

上流側

図-2. 沈砂池における堆積土砂深度分布 (m) (壁谷ら 2014 (3) より引用)
 各沈砂池の白抜き部分は水位計室で、土砂量の計算から除外した。
 また、黒四角 (■) は体積土砂の測定地点を示す。

表-1. 斜面安定計算に用いた計算パラメーター

名称	記号	単位	文献値の範囲	計算に用いた値
単位重量	γ	tm^{-3}	-	1.26
粘着力	c	tm^{-2}	2.08~2.845 ^{d)}	2
内部摩擦角	ϕ	度	20.4~27.9 ^{d)}	20
間隙水圧	u	tm^{-2}	-	0

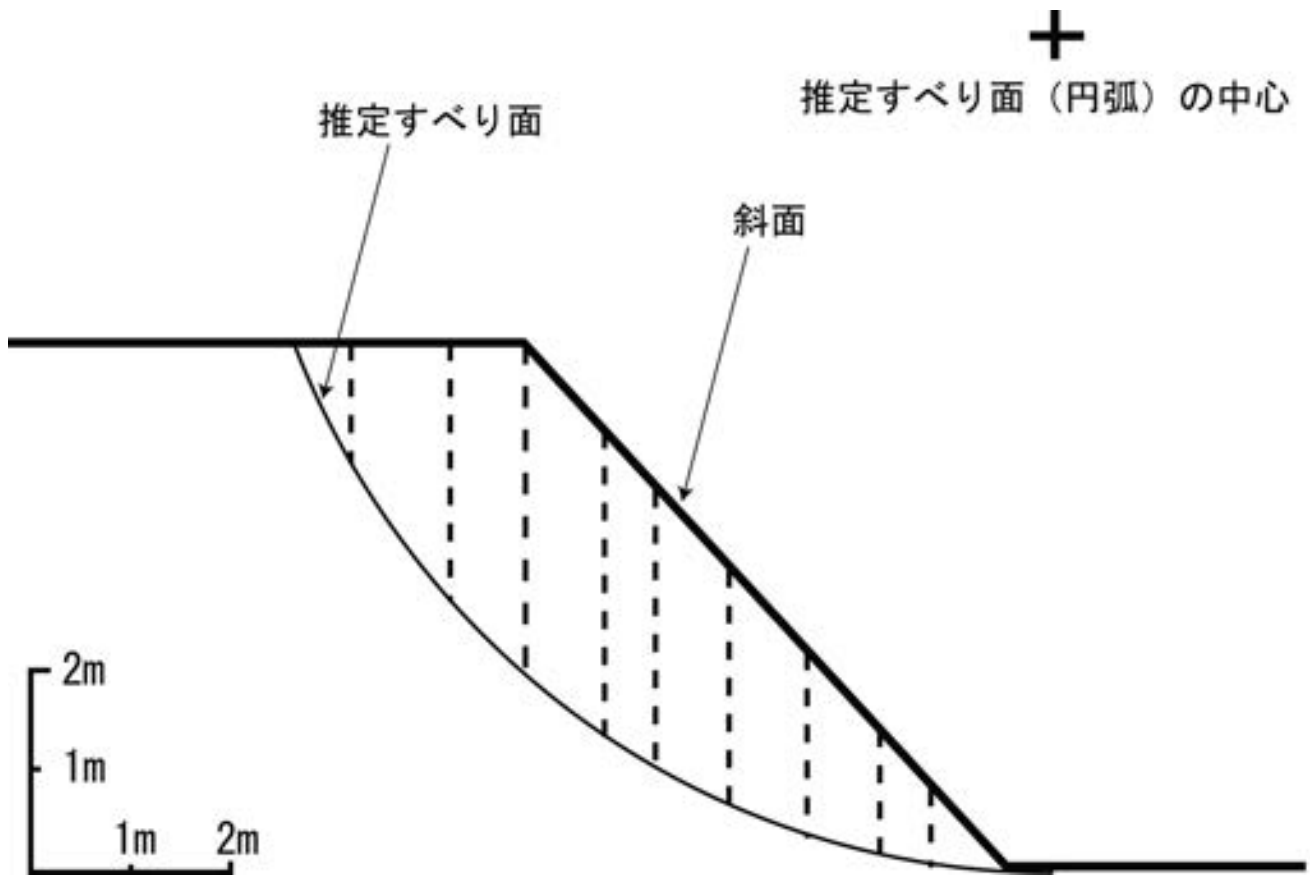


図-3. 斜面安定計算の結果（間隙水圧 $u=0$ の条件）

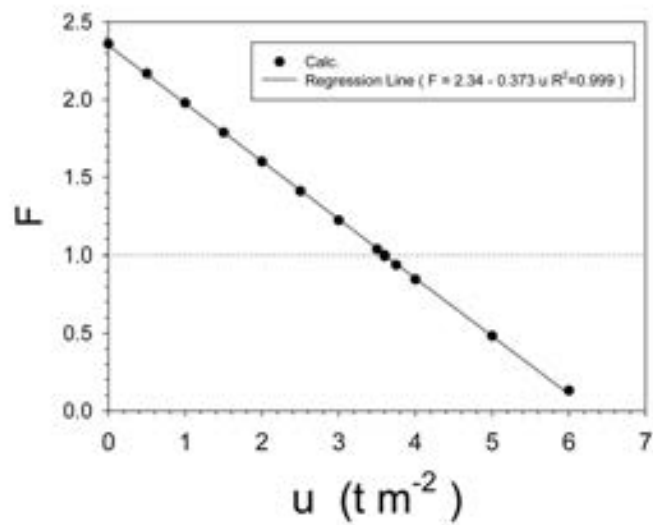


図-4. 間隙水圧 (u) と安全率 (F) の関係

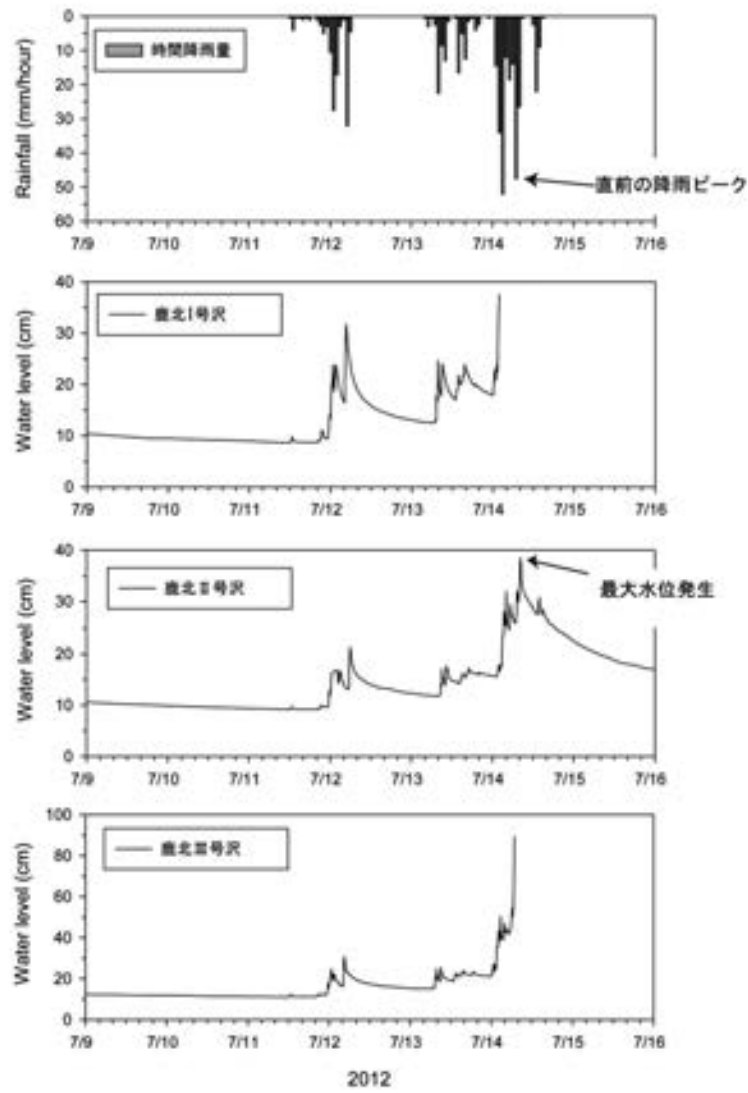


図-5. 九州北部豪雨（2012年7月）における鹿北流域試験地の時間降雨量と水位変化

表-2. 鹿北流域試験地における年平均土砂生産量（壁谷ら2014（3）より引用）

	a 流域面積 (ha)	b 堆積土砂量 (m ³)	c 経過年数 (year)	d = b/(a · c) 年平均土砂生産量 (m ³ ha ⁻¹ year ⁻¹)
I号沢	2.33	18.55	24	0.332
II号沢	2.63	8.07	24	0.128
III号沢	3.67	20.26	13	0.425