

秩父演習林矢竹沢の治山堰堤を用いた量水観測 – 副堤水通しの複断面切り欠き下段での水位と流量の関係 –

浅野友子^{*1}・齋藤俊浩^{*1}・木村恒太^{*2}・原口竜成^{*1}・千嶋 武^{*1}

キーワード：山地河川，治山堰堤，水位–流量曲線，量水観測

Discharge measurement using an erosion control dam at Yatakezawa in The
University of Tokyo Chichibu Forest
– Water height and discharge relationships of lower level notch at the multiple
dimensional spillway of the secondary dam –

Yuko ASANO^{*1}, Toshihiro SAITO^{*1}, Kota KIMURA^{*2}, Ryusei HARAGUCHI^{*1}, Takeshi CHISHIMA^{*1}

Keywords: Mountain channel, Erosion control dam, Water height and discharge relationship,
Discharge measurement

1. はじめに

気候変動により豪雨が増加すること，それに伴い洪水の規模や頻度が増加することが予測されている。洪水を予測し災害を防ぐためには洪水時の精度の高い流量観測データが重要となる。これまで流域面積数 km^2 程度までの山地河川においては，量水堰堤や治山堰堤などの横断構造物を用いて量水観測が行われてきた（例えば浅野 2014，東京大学大学院農学生命科学研究科付属演習林基盤データ整備委員会水文水質部門 2015，木村他 2015 など）。横断構造物を用いる量水観測においては，対象とする横断面における水位と流量の関係（H-Q 関係）をあらかじめ明らかにしておく必要がある。横断面の形状によっては理論式が適用できるが，精度の高い観測値を得るためには対象横断面ごとに係数を調整することが望ましい。そのためには，想定される最大流量にできるだけ近い状況での水位と流量の実測値を得る必要があるが，水位上昇時の山地での流量実測は現場に行くのが危険な場合もあり，難しい。本研究では，秩父演習林矢竹沢にある治山堰堤を用いた量水観測施設で，実測に基づいた H-Q 関係を安全かつ確実に得る手法を検討したので紹介する。

*1 東京大学大学院農学生命科学研究科付属演習林秩父演習林

The University of Tokyo Chichibu Forest, Graduate School of Agricultural and Life Sciences, The University of Tokyo

*2 東京大学大学院農学生命科学研究科付属演習林北海道演習林

The University of Tokyo Hokkaido Forest, Graduate School of Agricultural and Life Sciences, The University of Tokyo

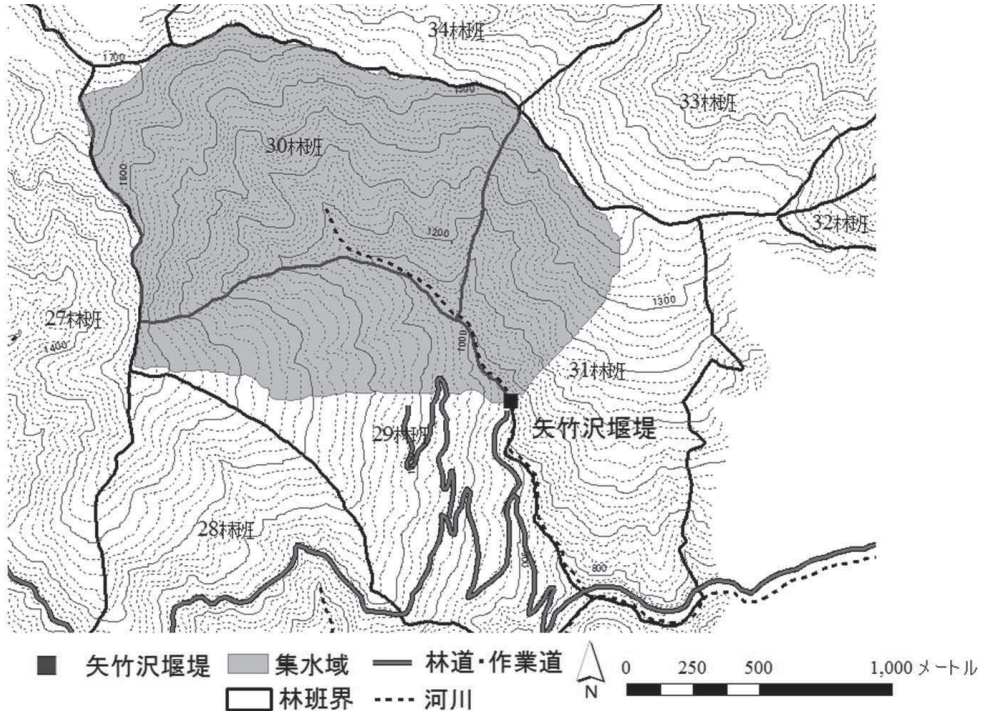


図1 矢竹沢流域の地形図と治山堰堤の位置
 等高線は2万5千分の1地形図をもとに作成。治山堰堤（矢竹沢堰堤）までの集水域は航空レーザー測量に基づく1mメッシュDEMより作成。

2. 方法

2.1 矢竹沢と治山堰堤の概要

矢竹沢は入川に合流する支流の一つである。矢竹沢の治山堰堤（以下、矢竹沢堰堤）は入川の合流地点から約860m上流に位置している（図1）。矢竹沢堰堤地点までの集水域は2.1km²、標高は940~1794m、谷筋の平均勾配はおよそ39%、地質は中生代の付加コンプレックスの砂岩、砂岩泥岩互層、チャートからなる。栃本気象観測所の月平均気温は11.0℃、年平均降水量1543mmである。流域内の森林の多くは、1930年代から1960年代に皆伐され、左岸（秩父演習林31林班）と右岸（秩父演習林29林班）は、スギ、ヒノキ、その他針葉樹ほかの人工林と、カンバ類、シデ類、カエデ類からなる二次林が半々の割合で成立している（図1）。上流部（秩父演習林30林班）には、同様の二次林の他、伐採が行われていないブナ、ミズナラ、コメツガ、ウラジロモミなどからなる原生林がある。

矢竹沢堰堤は1988年に設置された本堤と副堤からなる治山堰堤で、副堤の水通しが複断面の切り欠きをもつ量水観測のしやすい設計になっている（図2）。秩父演習林では矢竹沢堰堤で1989年から1999年のあいだ量水観測を行った（秩父演習林2002、澤田他2000）。矢竹沢堰堤では、大きな降雨があると、流出した土砂によりたびたび副堤のプールが埋まり、土砂を排出す

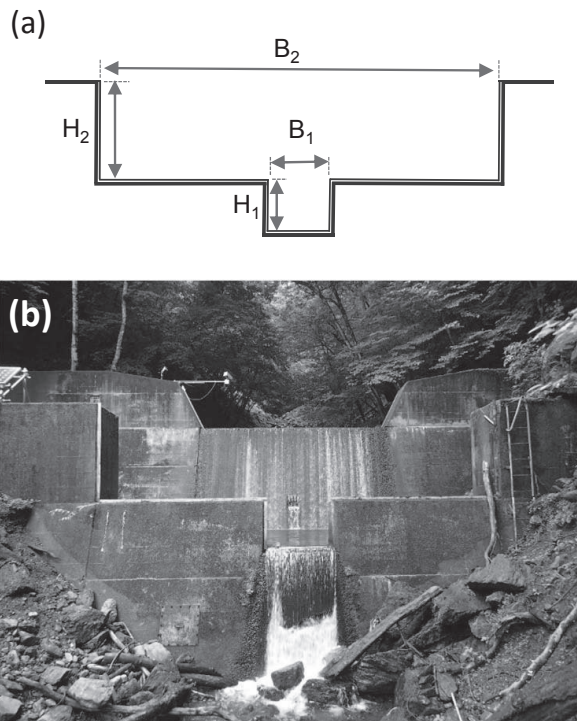


図2 矢竹沢堰堤の (a) 副堤越流部形状。 H_1 : 1.00 m, H_2 : 1.94 m, B_1 : 1.27 m, B_2 : 7.87 m。 (b) 副堤正面から撮影した写真。副堤の切り欠き下流側には等辺L形鋼 (高さ 65 × 幅 65 × 厚み 6 mm) が取り付けられており、量水観測がしやすい構造となっている。後ろに写っているのは本堤。

るのに多大な労力が必要であったという (木村他 2015)。2012年にプールの土砂を重機を用いて排出し量水観測を再開した。2015年9月の台風18号による雨によりプールが土砂で埋まったため観測を中止したが、2016年5月にアクセス道を整備し、土砂を撤去して量水観測を再開した。2016年8月には再び土砂の堆積があったが、2016年12月に土砂を撤去し量水観測を再開した。本報告では矢竹沢堰堤副堤水通しの複断面切り欠き下段 (図2の H_1) の範囲での H - Q 関係の取得について報告する。

2.2 流量実測方法

本報告では増水を待つ方法 (A) と、増水を待たずに放流実験を行う方法 (B) を併せて行い、水位-流量関係を得た。

(A) 増水を待つ方法

平水～増水時に矢竹沢堰堤へ行き、水深と電磁流速計 (VP1000 KENEK社製) を用いた流速の観測値より流量 (m^3/s) を得た。切り欠き下段の水路の中間地点で、0.2～0.3 m 間隔で水路上の水深と流速を計測した。水深 < 0.2 m の時は水面から 6 割の 1 深度で、水深 > 0.2 m の

時は2深度以上で流速を計測した。流体の断面積に流速を乗じて流量を求めた。本報告では切り欠き下段の下流側に設置されているL形鋼の上辺をゼロとした時の水位を越流水深とする。

(B) 放流実験

平水時に副堤のプールを利用して一時的に水をため、放流する際の1秒間隔の越流水深と越流水深変化(=プール貯留水の体積変化)の関係と、実験時にも上流から流れてくる基底流量から、越流水深と流量の関係を得る。試行も含め2014年9月1日、10月8日、2015年8月5日の3日間に実験を行った。

越流水深とプール体積の関係

プールの中には動かさない落石や土砂の堆積があったため、事前にトータルステーションを用いてプール内の地形測量を行い、プール内側の越流水深0 m以上の部分の形状を把握した。測量データとArcGIS(Ver.10.2)の機能「ArcToolbox-3D-データ管理-TIN」を用いて堰堤の立体図面を作成した。ArcGISの機能「ArcToolbox-3D-ファンクションサーフェス-サーフェスの体積」を用い、越流水深(h)0.18 mから1.00 mについて、越流水深0.001 mごとにプールにたまっている水の体積 V (m^3)を計算した。

水位観測と流量への換算

圧力式水位計(HOBO U-20)を矢竹沢堰堤プール内の水中と付近の大気中に設置して1秒間隔で記録し、水位変化のデータを得た。水位から、越流水深を求めた。越流水深とプール貯留水体積の関係から、1秒ごとのプール貯留水体積を求め、1秒ごとの貯留水体積の差分と実験時の基底流量(Qb_n)よりその時間の流量 Q_n (m^3/s)を表した。例えば、 n 秒から $n+1$ 秒の越流水深の変化から、その期間に流れる流量($Q_{n\sim n+1}$)は次式で表される。

$$Q_{n\sim n+1} = V_n - V_{n+1} + Qb_{n\sim n+1} \quad (1)$$

V_n , V_{n+1} はそれぞれ n , $n+1$ 秒時にプール貯留されている水の体積(m^3)を、 $Qb_{n\sim n+1}$ は $n\sim n+1$ 秒の間の基底流量(m^3/s)を表す。水位観測は1秒間隔で行ったため、 n 秒時の流量 Q_n は $n-1\sim n$ 秒、 $n\sim n+1$ 秒で流出する水量の平均値とした。

$$Q_n = \frac{(V_n - V_{n+1} + Qb_{n\sim n+1})}{2} + \frac{(V_{n-1} - V_n + Qb_{n-1\sim n})}{2} \quad (2)$$

V_{n-1} は $n-1$ 秒時にプール貯留されている水の体積(m^3)、 $Qb_{n-1\sim n}$ は $n-1\sim n$ 秒時の基底流量(m^3/s)を表す。

副堤水通しの切り欠き1段目の範囲 ($0.00 \text{ m} < h \leq 1.00 \text{ m}$) について、(3) に示す四角堰の式の流量係数 C を最小自乗法により求める。

$$Q = \frac{2}{3} \times B_1 \times C \times \sqrt{2g} \times h^{2/3} \quad (3)$$

ここで g は重力加速度 (m/s^2 , ここでは 9.8 とした), h は越流水深 (m), B_1 は副堤水通しの切り欠き下段の幅 (1.27 m , 図2) である。

Qb_n は放流実験開始前後に電磁流速計等を用いた流量観測を行うと得られる。本報告では平水時～小中規模出水時の水位と流量の関係が (A) 増水を待つ方法で先に得られるので、放流実験前後に電磁流速計等を用いる流量観測をおこなわず、(A) の方法で得られる水位-流量関係と、放流実験開始前後に実測した越流水深から基底流量 Qb_n を求める。実験開始前と実験終了後の越流水深を計測したところ変化がなかったため、本報告では $Qb_{n-n+1} = Qb_{n-l-n}$ とした。実験前後で基底流量が大きく変化する場合は、直線で近似するなどして時間ごとに Qb_n を変化させる必要があるだろう。

最後に、(A) (B) の方法で得られた実測流量と越流水深の関係を用いて、四角堰の式 (3) の流量係数 C を最小自乗法により調整した。

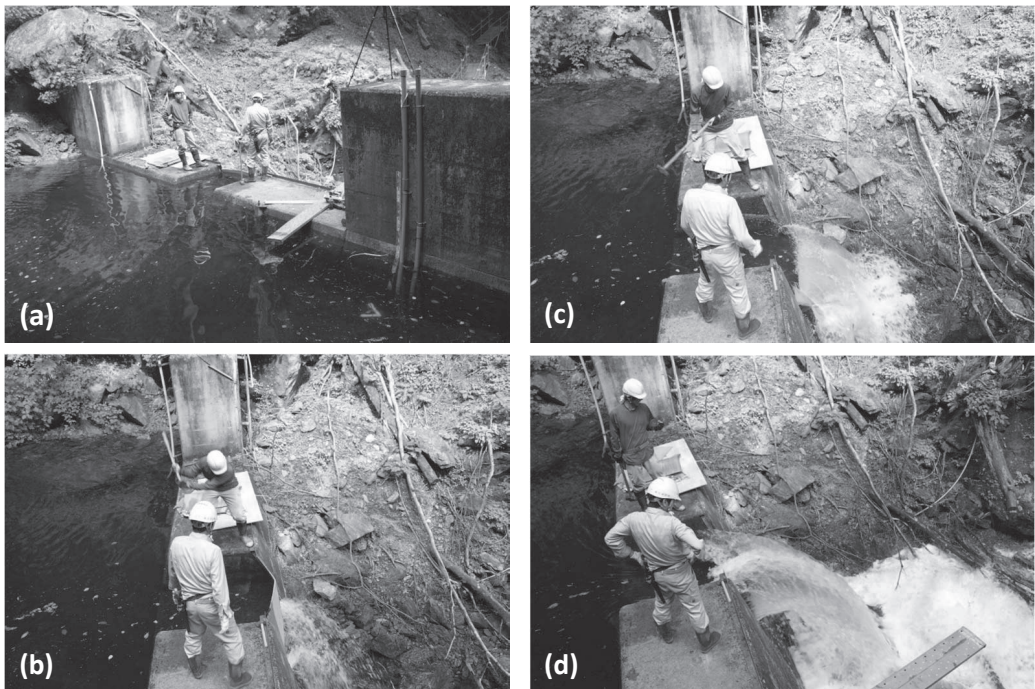


図3 放流実験の様子 (a) 副堤の切り欠き下段に板をおいて水止め、水がたまるまで待つ。(b) 板を軽くたたいて割る。(c) 放流開始。(d) 放流中

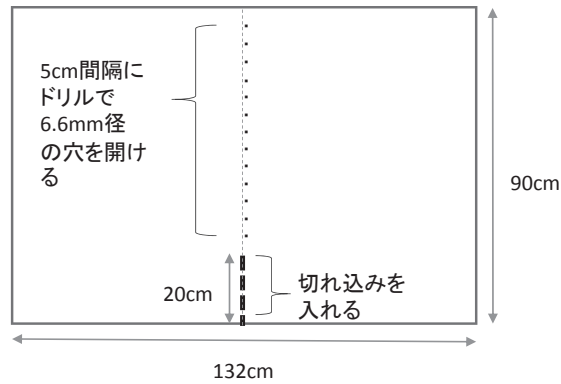


図4 コンクリートパネルの強度を調節するための細工

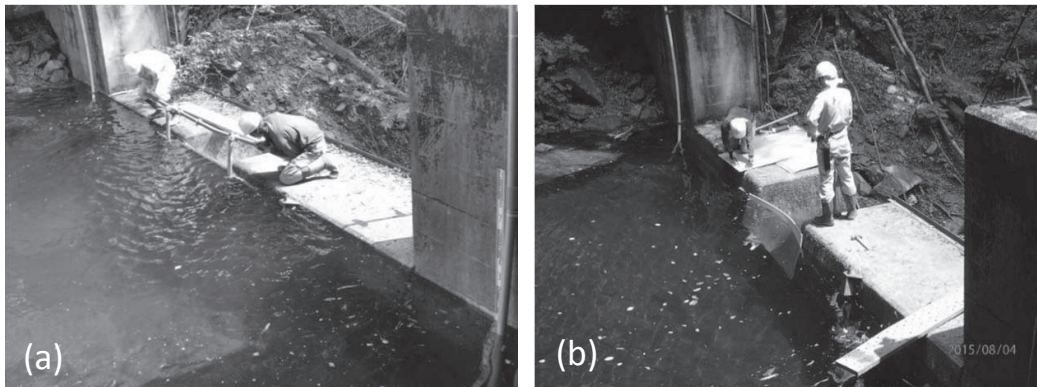


図5 速やかに板を外す方法の試行錯誤。(a) 板に単管パイプのハンドルをつけて引き上げる方法は水圧が大きくて難しかった。(b) コンクリートパネルをそのまま切り欠き下段のプール側に設置したところ、パネルが割れにくく、曲がった板が水路に引っかかるなどした。

放流方法

水を止めるために、ノッチ部の水路より少し大きめに切った板（コンクリートパネル：厚さ12mmの耐水ラワンベニヤ）の板を使った。水が漏れないように板を置くと、プールに水がたまる（図3(a)）。その後、できるだけ時間をかけずに板を外して一気に水を流す（図3(b)(c)(d)）。あらかじめ切り込みを入れて強度を調整したコンクリートパネル（図4）を水路の下流側のL形鋼に配置し、水がたまったところをハンマーでかるくたたき割る方法が最もうまくいった（図3）。

特に水を止めている板をすみやかに外すところが難しく、最適な方法にたどり着くまでに複数回試行した。当初、板に単管パイプのハンドルをつけて板を引き上げる方法を検討したが、水圧がかかるため人力ですばやく板を引き上げるのは難しかった（図5(a)）。次に、板を切り欠き下段のプール側に設置しハンマー等で打ち割って水と一緒に流す方法を試したがコンクリートパネルは割れにくく、曲がった板が水路に引っかかるなどしてすみやかに放流できなかった（図5(b)）。

表1 増水を待つ方法による流量観測結果

計測日	時間	越流水深(m)	流量(m ³ /s)
2013/5/9	11:30	0.023	0.009
2013/6/3	12:10	0.044	0.010
2013/6/25	12:42	0.083	0.043
2013/7/31	12:20	0.049	0.020
2013/9/17	12:15	0.307	0.397
2013/9/19	14:30	0.150	0.134
2013/10/16	13:30	0.415	0.595
2013/10/29	11:00	0.209	0.202

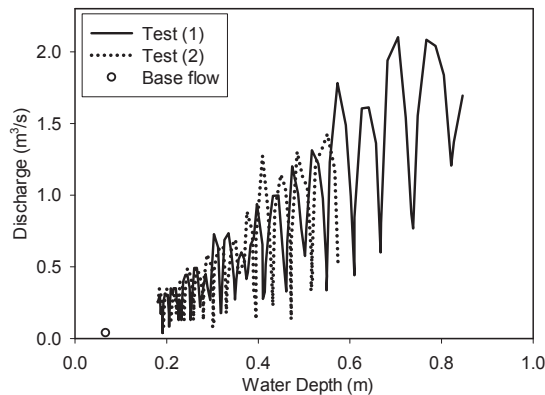


図6 2015年8月5日の実験における越流水深と流量の関係。Test (1)：板が速やかに外れ最も大きい越流水深までの流量が得られた例，Test (2)：水がたまりきる前に板が外れた例，Base flow：実験時の基底流量（本文参照）

3. 結果

(A) の増水を待つ方法では、2013年に平水～増水時にかけて計8回流量観測を行った。特に増水時の観測値を得るのは容易ではなかったが、2013年10月台風26号通過後の増水時などに流量観測を実施でき、越流水深0.02 mから0.42 mで流量の実測値を得た（表1）。

(B) の放流実験については、本報告では板がすみやかに外れ、最も大きな越流水深までの流量を計測できた2015年8月5日の実験結果を中心に示す。越流水深0.18～0.85 mのデータを用いた。

まず、放流実験前後の実測水深から放流実験時の基底流量を計算した。表1のデータを用い、式(3)の流量係数 C を最小自乗法で最適化したところ、 $C = 0.60$ であった。8月5日の実験開始前と終了後の越流水深は0.067 mで同じであったことから、実験時の基底流出量は一定とし、式(3)で流量係数 $C = 0.60$ として計算した流量 $Q_{b_{n-n+1}} = Q_{b_{n-l-n}} = 0.039 \text{ m}^3/\text{s}$ とする。

2015年8月5日の実験（図6のTest (1)、止水開始から放流終了まで約1時間10分）からは、流出量は周期的に変動するが、越流水深が大きいほど流出量大きい結果が得られた。また、水

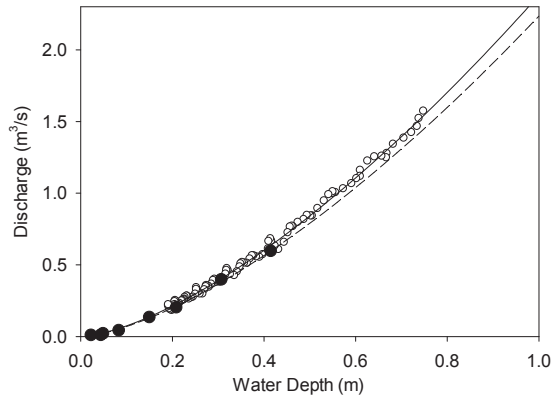


図7 越流水深と流量の関係。●は(A)増水を待つ方法による実測値, ○は(B)放流実験による結果(図6のTest(1))を11秒ごとの移動平均値で示す。実線は○●で示す実測値を用いて最適化した四角堰の式(本文参照), 点線は●のみを用いて最適化した四角堰の式による。

が十分にたまりきる前に板が割れてしまった同日の実験(図6のTest(2)止水開始から31分後に板が割れた)では, 越流水深0.57 m以下のデータしか得られなかったが, 同じ越流水深ではTest(1), (2)はほぼ同様の流量範囲で周期的な流量変化をしていたことから, 実験結果は再現性の高いものであることがわかった。

越流水深と流量の関係式

(A)の方法による観測値(表1)と, (B)の方法で, 最も大きい越流水深までの流量が得られた図6のTest(1)で示す結果を図7に示す。(B)の方法による1秒間隔の流量観測結果は周期的な変動が大きいため, 図7では図6のTest(1)の結果を11秒ごとの移動平均値で示した。これらの越流水深0.02 mから0.75 mの範囲で得られた実測流量を用い, (3)の四角堰の式の流量係数 C を最小自乗法により求めると, $C = 0.64$ であった(図7)。なお, 図7には, 表1の結果のみから調整したH-Q関係($C = 0.60$)についても点線で示した。2つのH-Q関係の係数 C の差は6%であった。

4. まとめ

図2の矢竹沢堰堤副堤水通しの切り欠き下段について, 実測に基づきH-Q関係式を作成することができた。(A)の増水を待つ方法は, 基底流量や小規模な増水時の流量を実測する有効な方法であるが, 増水時にタイミングよく現場に行くことは難しく, 大きな越流水深に対応する流量実測には限界があった。(B)の放流実験は, 降雨のタイミングに左右されず, 工夫次第でかなり大きい越流水深に対する流量を安全に実測できる確実な方法であったが, 実験時の基底流出より水深が小さい範囲での流量実測はできない。従って, 低水位から高水位の流量実測値を得たい場合, (A)(B)二つの方法を組み合わせることが安全で確実な方法であると言える。

本報告では二つの方法を組み合わせることによって越流水深 0.02 m から 0.75 m の範囲で流量の実測値が得られ、この範囲では四角堰の式とよく整合したことから (図 7)、この関係式は副断面の切り欠き下段の最大越流水深 1 m までの範囲について適用可能であると考えている。一方で、矢竹沢堰堤では、数年に 1 度は副堤の越流水深が 1 m を超える増水がある。そのような大規模な増水時の水深と流量の関係についても検討する必要がある。

謝辞

この実験は、サントリー天然水の森 東京大学秩父演習林プロジェクト研究助成金、環境研究総合推進費 (上流域水系ネットワークにおける森林-溪流生態系の放射性物質移動と生物濃縮の評価、平成 24~26 年度) の支援を得ておこなった。また、秩父演習林職員の皆様には堰堤の土砂排出、堰堤までのアクセス路の維持などご協力をいただいた。記して感謝します。

引用文献

- 浅野友子 (2014) 日本の山地流域の降雨流出データ-収集データの概要と観測の課題-。水文水資源学会誌 27 (1) : 19-28.
- 秩父演習林 (2002) 秩父演習林量水観測結果報告 (1989~2000)。東京大学演習林 41 : 83-121.
- 木村恒太・齋藤俊浩・相川美絵子・五十嵐勇治・千嶋武・浅野友子 (2015) 秩父演習林バケモノ沢における量水観測。演習林 (東大) 57 : 61-73.
- 澤田晴雄・千嶋武・芝野博文 (2000) 東京大学秩父演習林内 3 小流域での量水観測と水収支。日林関東支論 51 : 139-142.
- 東京大学大学院農学生命科学研究科附属演習林基盤データ整備委員会水文水質部門 (2015) 東京大学演習林水文観測・水質分析報告 (自 2013 年 1 月至 2013 年 12 月) 58 : 213-238.