

流木を伴った土石流の流動モデルの構築と 流出予測に関する研究

MODELLING OF RUNOFF OF LANDSLIDE-INDUCED DEBRIS FLOW
WITH A LARGE AMOUNT OF WOOD

橋本晴行¹・三好朋宏²・橋村京介³・Farouk Maricar³・池松伸也³・永野博之⁴
Haruyuki HASHIMOTO, Tomohiro MIYOSHI, Kyousuke HASHIMURA, Farouk MARICAR
Shinya IKEMATSU and Hiroyuki NAGANO

¹九州大学大学院工学研究院（〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地）

E-mail: hasimoto@civil.kyushu-u.ac.jp

²国土交通省青森河川国道事務所（〒030-0822 青森県青森市中央 3 丁目 20-38）

³九州大学大学院工学府（〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地）

⁴山口大学大学院理工学研究科（〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1）

Key Words: debris flow, woody debris, debris flow model, one-dimensional simulation, runoff prediction

1. はじめに

2009年7月21日山口県防府市の山腹斜面で豪雨により多数の崩壊が発生し、大量の流木を伴いながら土石流となって渓流を流下した^{1, 2, 3)}。防府市内の八幡谷川に設置されている透過型砂防えん堤では、流木がえん堤開口部を閉塞し、後続の土砂を堰き止めていた^{4, 5)}。流木を多量に含む土石流の流出過程や砂防えん堤における堆積過程は不明な部分が多く、それらの解明は今後の対策立案において重要である。

崩壊型土石流は一般に大量の流木を伴っており、土砂・水・流木の3相流の流況を呈しているが、従来のシミュレーションは土砂・水2相流としての取り扱いがほとんどである^{2, 3, 6)}。本研究は、流木を多量に含む土石流を3相流の観点からモデル化し、数値シミュレーションにより流出ハイドログラフの評価を行ったものである。まず、2009年11、12月に八幡谷川の透過型砂防えん堤における流木と土砂の堆積状況を調べた^{4, 5)}。次に、2010年11月に八幡谷川上流河道の断面調査を、2011年10月には八幡谷川側岸上の樹林密度調査を行った。最後に、流木

を伴った土石流のモデル化を行い流出ハイドログラフの評価を行った。

2. 2009年7月21日に防府市八幡谷川で発生した土石流の概要

図-1は八幡谷川流域図を示す。八幡谷川には2基の透過型砂防えん堤が連続して設置されており、2009年7月の災害時には土砂を捕捉し、下流への流出を防いでいた。上流砂防えん堤での土砂捕捉量は7300m³、下流えん堤での土砂捕捉量は2200m³と概算されている⁵⁾。また、2011年10月に行った調査から、河道側岸上の樹木本数の密度はn_o=2本/m²と概算された。写真-1, 2は、2基の内の上流に位置する砂防えん堤の災害後の状況を示している。堆砂地表面には流木は見られず、えん堤開口部に集積している。透過型砂防えん堤は巨礫が開口部を閉塞することで、後続の土石流を堰き止める事になっているが、八幡谷川の土石流は巨礫のほとんどを砂防えん堤の上流に堆積させて堆砂地には到達せず⁶⁾、流木が開口部を閉塞させ後続の土石流を堰き止めていた。

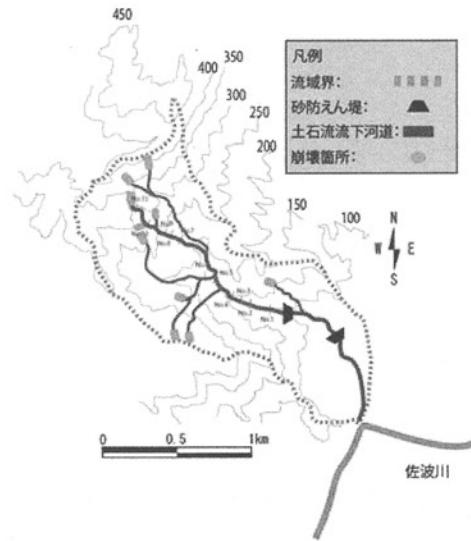


図-1 八幡谷川流域図



写真-1 上流砂防えん堤における堆砂状況
(2009. 11. 25撮影)

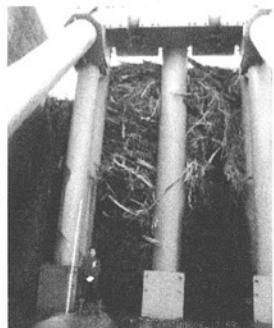


写真-2 上流砂防えん堤正面図

3. 流木を伴った土石流の流動モデル

土石流の流れを1次元漸変流とし、開水路非定常流の基礎式を用いて土石流による河床変動の計算を行った。流木は土石流の表層をその表面速度でもつて流れ、先端に集積するものとする(図-2)。従って、流れは先端部と本体部とに分け、先端部は流木のみの1層構造、本体部は流木と土石流の2層構造としてモデル化した。本体部の表層の流速は下層より早く、本体部より先行した流木が先端部を形成するものとしている。

本計算には高岡⁷⁾、Takaoka et al.⁸⁾のモデルを用いた。彼らのモデルは、河床の侵食・堆積及び、側

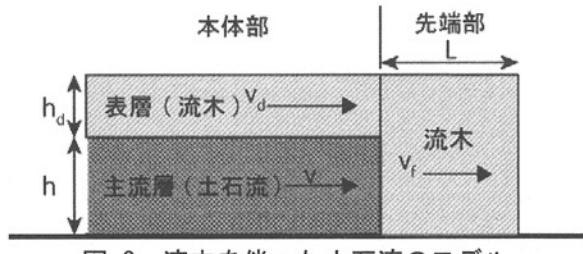


図-2 流木を伴った土石流のモデル

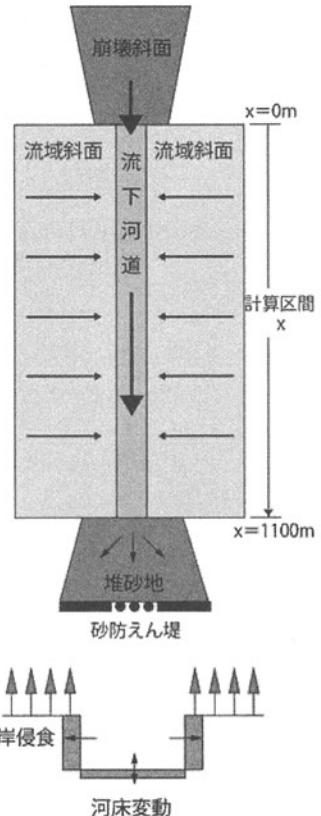


図-3 計算対象エリアの概要

表-1 計算条件

初期河床高	1/25000の地形図
初期流路幅	$B = 1.5 \times 5.36 \times A^{0.37}$
崩壊土砂量Vs	3150m ³
崩壊継続時間T	30sec
崩壊流出土砂濃度	0.4
流速係数n	4
代表粒径d	0.3m
最密充填濃度C _s	0.65
計算時間刻み幅Δt	0.1sec
計算空間刻み幅Δx	25m
降雨強度r	54mm/h
流出係数f	0.7
側岸上の樹木の数密度n ₀	2本/m ²
樹木の代表直径	0.1m
樹木の代表長さ	4m

岸の侵食量を評価することが可能である。さらに、側岸上の樹木が侵食により土石流に取り込まれる状況を容易にモデルに組み込むことが出来る。図-3に計算対象エリアの概要を、表-1に計算条件を示す。ここに、崩壊継続時間Tは従来の研究^{7, 8)}を参考に試行錯誤的に決めた。

(1) 基礎式

用いる基礎式を(1)~(7)に示す。流路断面は長方形として近似し、側岸は直立を保ったまま水平方向に侵食され、侵食土砂は側方流入として即座に流れに取り込まれるとした。

土石流本体主流部

運動方程式：

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(vQ)}{\partial x} = -gBh \frac{\partial H}{\partial x} - (B+2h) \frac{v^2}{\varphi^2} \quad (1)$$

全相の連続式：

$$\frac{\partial(Bh)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = hi_s + Bi_b + q_{tin} \quad (2)$$

固相の連続式：

$$\frac{\partial(CBh)}{\partial t} + \frac{\partial(C_T Q)}{\partial x} = C_*hi_s + C_*Bi_b + q_{sin} \quad (3)$$

河床の変動式：

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i_b = 0 \quad (4)$$

側岸の変動式：

$$\frac{\partial B}{\partial t} - i_s = 0 \quad (5)$$

土石流本体表層部

流木相の連続式：

$$\frac{\partial V_{ld}}{\partial t} + \frac{\partial(V_{ld}v_d)}{\partial x} = n_0 i_s \frac{\pi}{4} d_d^2 l_d \quad (6)$$

ここに、 t ：時間、 Q ：全流量、 V_{ld} ：河道単位長さ当たりの流木量、 x ：上流端からの距離、 v ：土石流本体の断面平均流速、 v_d ：土石流の表面流速、 θ ：河床勾配、 g ：重力加速度、 B ：流路幅、 h ：土石流本体部の水深、 H ：水位、 φ ：流速係数、 i_s ：側岸の侵食速度、 i_b ：河床の侵食・堆積速度、 q_{tin} ：側方からの全流入流量、 C ：流砂の断面平均濃度、 C_T ：流砂の輸送濃度、 C_* ：土砂の最密充填濃度、 q_{sin} ：側方からの流入土砂量、 C_d ：流木の体積濃度、 n_0 ：側岸上において単位面積当たりに繁茂する樹木の本数(数密度)、 d_d ：樹木の直径、 l_d ：樹木の長さ、 z ：河床高。ただし、水位は $H=z+h\cos\theta$ で求められる。また、濃度分布を一様と仮定し、 $C=C_T$ とした。本計算の未知数

は z 、 B 、 h 、 C_T 、 V_{ld} 、 Q の 6 つであり、6 つの方程式から陽的に導くことができる。

土石流先端部（流木のみの 1 層流）

流木相（先端部）の連続式：

$$\frac{\partial(LV_{ldf})}{\partial t} = (v_d - v_f)V_{ld} \quad (7)$$

$$V_{ld} \approx \frac{h_d}{h} V_{ldf}$$

ここに L ：流木が集積した土石流先端部の長さ、 V_{ldf} ：先端部における河道単位長さ当たりの流木量、 v_f ：先端部における流木相の平均流速、 h_d ：土石流本体表層部の水深である。

次に、侵食・堆積速度について述べる。今回の計算では、高岡⁷⁾により提案されている侵食・堆積速度式を用いた。河床の侵食・堆積の判定は橋本⁹⁾の平衡流砂量式から求められる平衡流砂濃度と実際の流砂濃度との差により決定されたものとした。

河床の侵食速度：

$$C_T < C_{T\infty} \text{ の場合 } i_b = k_b (C_{T\infty} - C_T)^p \cdot v \quad (8)$$

河床の堆積速度：

$$C_T > C_{T\infty} \text{ の場合 } i_b = -k_b (C_T - C_{T\infty})^p \cdot v \quad (9)$$

側岸の侵食速度： $i_s = k_s \cdot v$ (10)

土石流本体

表層部流木相：

流木の流量： $Q_d = V_{ld}v_d$ (11)

表面流速： $v_d = a_s v$ (12)

ここに $a_s=1.1$ と仮定した。

土石流先端部

流木の流量： $Q_{df} = V_{ldf}v_f$ (13)

ここに v_f 、 V_{ldf} は土石流本体において最も先端に近い位置における値で代用する。従って

$$v_f \approx v, \quad V_{ldf} \approx \frac{h}{h_d} V_{ld}$$

また $k_b=0.01$ 、 $k_s=0.01$ 、 $p=0.7$ とした。 $k_s=0.01$ は

Takaoka et al.⁸⁾ が水俣土石流災害のシミュレーション計算の際に用いた値である。

平衡流砂濃度 $C_{T\infty}$ は次のように求められる。

平衡流砂濃度 :

$$C_{T\infty} \approx \frac{Bq_{s\infty}}{Q} \quad (14)$$

$q_{s\infty}$ 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次式を用いた⁹⁾。

平衡流砂量⁹⁾ :

$$\frac{q_{s\infty}}{\sqrt{sgd^3}} = \frac{\bar{u}_\delta}{u_*} \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \frac{1}{(\alpha - I_f) \cos \theta} G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right) \quad (15)$$

ここに

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

s : 粒子比重, g : 重力加速度, τ_* : 無次元掃流力, I_f : エネルギー勾配, w_0 : 粒子の沈降速度である。また, $\alpha=0.875$, $\bar{u}_\delta/u_*=4.7$ である。

(2) 初期条件

本計算では、初期条件として河床高、流域面積、流路幅を与えなければならない。初期河床高は LP データから作成した。LP データは H17 のレーザー測量において計測されたものを用いた。

流域面積はプラニメータで測定した。

また初期の流路幅は推定が困難なため、従来から知られている笠井の式¹⁰⁾を今回調査した溪流に合うように改良した。笠井式は、中小流域を対象として、流域面積から河道幅を推定することができる経験式である。ここでは、実際の流路幅に合うように、笠井式に補正係数 1.5 を掛け修正した。

$$B = 1.5 \times 5.36 \times A^{0.37} \quad (16)$$

ここに、 $B[\text{m}]$: 川幅 (流路幅), $A[\text{km}^2]$: 流域面積。

(3) 上流端の境界条件

a) 崩壊から土石流に遷移する数理モデル^{7, 8)}

崩壊型土石流は、入力である静止状態の土砂が、出力として土石流に変換される過程として捉えることができる。すなわち、静止状態の土量 V_s (見かけの体積) がある地点において瞬時に流動化し、流砂量 $Q_{s0}(t)$ を得たとすると、それらの間には次のような関係がある。

$$C_* V_s = \int_0^T Q_{s0}(t) dt \quad (17)$$

ここに、 T は静止状態にある土砂の崩壊継続時間である。両辺を $C_* V_s$ で除し、 $Q_{s0}(t)/(C_* V_s) = u(t)$ とおくと、式(17)は

$$1 = \int_0^T u(t) dt \quad (18)$$

と書き換えることができる。 $u(t)$ は応答関数に相当し、以下の関係がある。

$$\int_{-\infty}^{\infty} C_* V_s \delta(t - \tau) u(\tau) d\tau = C_* V_s u(t) = Q_{s0}(t) \quad (19)$$

ここに、 $\delta(t - \tau)$ はデイラックのデルタ関数である。上式は、土量 V_s が崩壊により時刻 $t = \tau$ にシステムに入力され、流砂量 $Q_{s0}(t)$ が出力として得られることを表現している。応答関数 $u(t)$ は崩壊地毎に異なり、それらの厳密な評価は困難である。本計算においては、応答関数を次式で仮定した。

$$u(t) = \frac{1}{T} \quad (20)$$

従って、崩壊地点の土石流の流砂量、流量、流木量 (流木の Flux) はそれぞれ

$$Q_{s0}(t) = \frac{C_* V_s}{T}, \quad Q_0(t) = \frac{Q_{s0}}{C_0}, \quad Q_d(t) = \frac{n_0 A_C \pi}{T} \frac{d_d^2 l_d}{4} \quad (21)$$

と与えられる。ここに C_0 : 崩壊によって発生した土石流の体積濃度、 A_C : 崩壊面積、 n_0 : 崩壊斜面において単位面積当たりに繁茂する樹木の本数(数密度)、 d_d : 樹木の直径、 l_d : 樹木の長さである。

b) 上流端 (崩壊地点) の境界条件

崩壊発生 (12 時頃) 以前に既にかなりの先行降雨があったので、溪流には洪水流が事前に発生していたと考えられる。崩壊起源の土石流はその洪水流に流入することで、より流動性を増加させ、溪流を流下したものと考えられる。そこで、まず、崩壊地点における、先行洪水流量 Q_{w0} を評価する。崩壊地点 ($x=0$) における流域面積を A_0 、流出係数を f 、直前の降雨強度を r とすると、合理式を用いると、次式となる。

$$x=0 \text{ より上流域から流出した雨水} : Q_{w0} = \frac{1}{3.6} f r A_0 \quad (22)$$

上流端($x=0$)における流量 Q と流砂濃度 C_T の境界条件は(23), (24)で示される。

$$\text{崩壊前} (t < t_i) : Q = Q_{w0}, C_T = 0, C_d = 0 \quad (23)$$

$$\begin{aligned} \text{崩壊時} (t_i < t < t_i + T) : Q &= Q_{w0} + Q_0(t), C_T = Q_{s0}(t)/Q \\ C_d &= Q_d(t)/Q \end{aligned} \quad (24)$$

崩壊から遷移した土石流の流量, 流砂量 :

$$Q_0(t) = \frac{Q_{s0}}{C_0}, Q_{s0}(t) = \frac{C_* V_s}{T} \quad (25)$$

崩壊から発生した流木量 :

$$Q_d(t) = \frac{n_0 A_C}{T} \frac{\pi}{4} d_d^2 l_d \quad (26)$$

$$\text{崩壊後} (t_i + T < t) : Q = Q_{w0}, C_T = 0, C_d = 0 \quad (23')$$

ここに, $Q_0(t)$: 崩壊から遷移した土石流流量, C_0 : 崩壊流出土砂濃度, T : 崩壊継続時間, t_i : 崩壊開始時刻である。また, 上流端の水深の評価は困難なため, 等流水深で仮定した。

$$h = \left(\frac{Q}{\varphi B \sqrt{q \sin \theta_0}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (27)$$

4. 流木を伴った土石流の1次元流動シミュレーションの結果

図-4～9に計算結果を示す。図-4, 5から, 下流端(砂防えん堤堆砂地)において, ピーク流量は $Q=117\text{m}^3/\text{s}$, 本体流速 $v=5.3\text{m}/\text{s}$, 流砂濃度 $C=0.20$, 流砂量 $Q_s=23\text{m}^3/\text{s}$, 水深 $h=2.5\text{m}$, 河道幅 $B=9.0\text{m}$ となることが分かる。また先端部(流木)の長さ $L=14\text{m}$, 流木量は 110m^3 となった。図-6, 7は土石流の流下状況を示している。また図-8は流木の流下状況を示しているが, 先端部に流木が集中している状況が分かる。さらに流下に伴い, 式(7)によって, 先端部が拡大していくことも示されている。図-9は土石流流下後の河道幅の計算結果と現地調査結果との比較を示している。バラツキが大きいが, 平均的に見ると, 実測値の平均 8.8m に対して, 計算値の平均が 9.2m を示し, 概ね合っていることが分かる。

流出土砂量の計算値(Bulk表示)は, 3100m^3 となり, 上流側砂防えん堤の堆砂量の実測値 7300m^3 より低い結果となった。一方, 流出流木量の計算値は実績表示で 611m^3 となり, 上流側砂防えん堤の堆積流木量の実測値(Bulk表示) $255\sim502\text{ m}^3$ より多い結果となった。しかしながら, 従来知られている値に概ね近いことが分かった¹¹⁾。

5. 結論

本研究の成果をまとめると以下のようになる。

流木を伴った土石流の流動モデルを提案した。流木は土石流の表層をその表面速度でもって流れ, 先端に集積するものとしてモデル化した。従って, 流れは先端部と本体部とに分け, 先端部は流木のみの1層構造, 本体部は流木と土石流の2層構造とした。本体部の表層の流速は下層より早く, 本体部より先行した流木が先端部を形成するものとした。このモデル化をもとに, 2009年7月防府市八幡谷川で発生した, 流木を伴った土石流の1次元流動シミュレーションを行った。その結果, 流出土砂量が 3100m^3 , 流出流木量が 611m^3 となり, 現場の堆積土砂量 7300m^3 , 堆積流木量 $255\text{m}^3\sim502\text{m}^3$ と概ね近い値を得た。

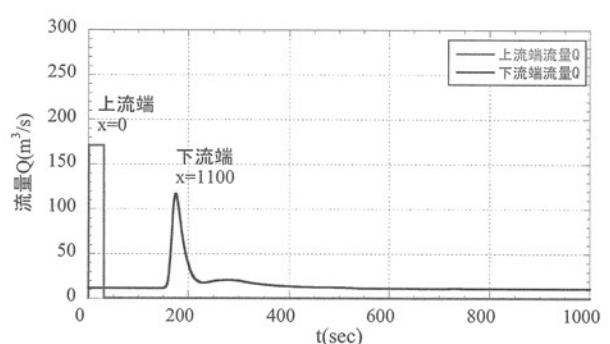


図-4 流量 Q の時間変化

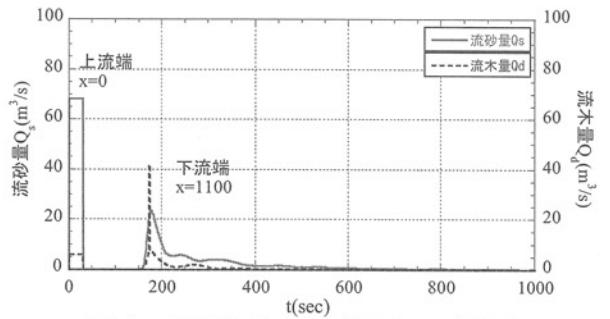


図-5 流砂量 Q_s と流木量 Q_d の時間変化

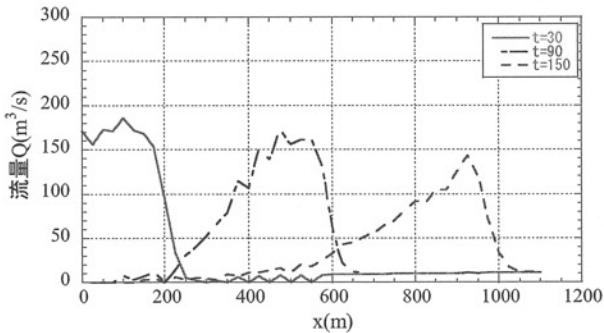


図-6 流量 Q の縦断方向変化

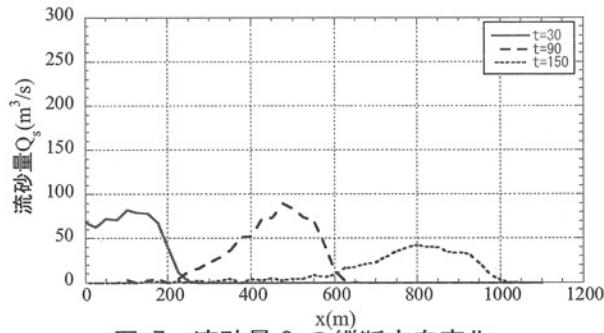


図-7 流砂量 Q_s の縦断方向変化

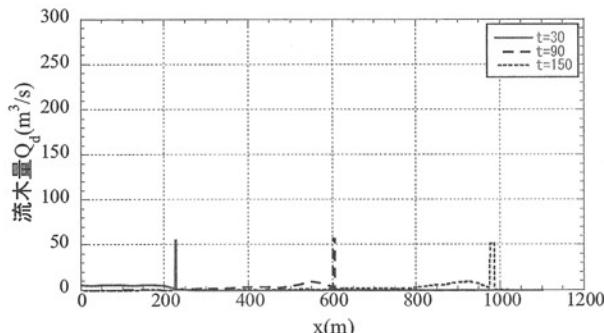


図-8 流木量 Q_d の縦断方向変化

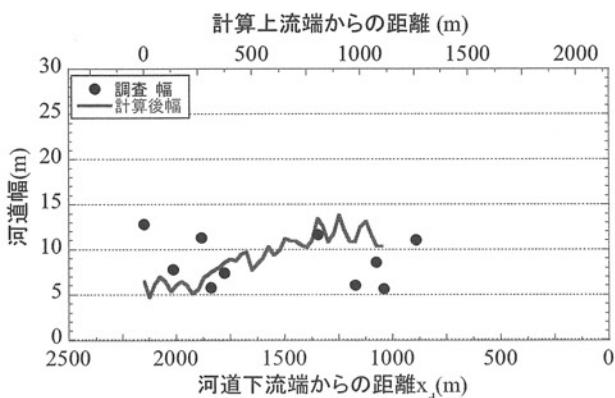


図-9 河道幅の縦断方向変化

謝辞：本研究を行うに当たり、国土交通省山口河川国道事務所には災害地域の地形情報を、山口県防府土木建築事務所には砂防えん堤の資料を提供いただいた。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 古川浩平, 海堀正博, 久保田哲也, 地頭園隆, 権田豊, 杉原成満, 林真一郎, 池田暁彦, 荒木義則, 柏原佳明: 2009年7月21日山口県防府市での土砂災害緊急調査報告, 砂防学会誌, Vol.62, No.3, pp.62-73, 2009.
- 2) 黒田佳祥, 橋本晴行, 永野博之, 池松伸也, 宮崎遼, 三好朋宏: 2009年7月防府市真尾・石原地区において発生した土石流の流出規模に関する研究, 第5回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp. 87-92, 2010.
- 3) Hiroyuki NAGANO, Haruyuki HASHIMOTO, Yoshiaki KURODA and Hiroki TAKAOKA: Debris Flows Produced by Heavy Rains on July 21, 2009 in Hofu City, Japan, Proceedings of the 5th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, pp. 725-733, June, 2011.
- 4) 三好朋宏, 橋本晴行, Farouk MARICAR, 池松伸也, 黒田佳祥:連続する砂防えん堤によって捕捉された土石流の堆積特性, 第5回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp. 75-86, 2010.
- 5) Farouk MARICAR, Haruyuki HASHIMOTO, Shinya IKEMATSU and Tomohiro MIYOSHI: Effect of Two Successive Check Dams on Debris Flow Deposition, Proceedings of the 5th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, pp. 1073-1082, June, 2011.
- 6) 中谷加奈, 前田大介, 里深好文, 水山高久: 平成21年7月に山口県防府市石原地区及び八幡谷渓流で発生した土石流の検討, 第5回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp. 81-86, 2010.
- 7) 高岡広樹: 高濃度流れによる河道侵食と土砂流出に関する研究, 九州大学博士論文, 2006.
- 8) T. Takaoka, H. Hashimoto and M. Hikida: Simulation of landslide-induced debris flow: The Atsumari debris flow disaster in Minamata City, Japan, Proceedings of the 4th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, pp.353-363, September, 2007.
- 9) 橋本晴行, 朴埼瑠, 池松伸也, 田崎信忠: 急勾配移動床水路における様々な流砂形態に対する統合的流砂量式, 水工学論文集, 第47卷, pp. 571-576, 2003.
- 10) 笠井美青: 嘉瀬川ダムに流入する河川およびダムへの流入土砂について, 平成9~11年度建設省・土木学会共同研究報告書(代表 橋本晴行), pp. 22-29, 2000.
- 11) 石川芳治, 水山高久, 福澤誠: 土石流に伴う流木の発生及び流下機構, 新砂防, Vol. 42, No. 3, pp.4-10, 1989.

(2012.5.9受付)