

3. 迫川における天然ダムの危険度評価

3. 1 危険度評価の概要

本章では、迫川で形成した天然ダムの決壊する過程、及び、家屋が決壊に伴う出水によって浸水する可能性について検討した。この検討では、天然ダムが決壊する原因やその過程、それに伴う流量の変化などを推定する必要がある。これらの点について既往の研究成果をみると、天然ダムの決壊は原因不明な事例を除いて主に越流による事例が多いこと（水山ら、1989）が報告されている。天然ダムが決壊する過程については、粘着性の少ない砂で形成された天然ダムの場合では、天然ダムが縦方向に侵食され、その後横方向に侵食されるという実験結果が報告されている（小田ら、2006）。また、天然ダムの決壊に伴うピーク流量を推定する方法には、ダムファクターを指標とした方法（Costa, 1988）や単位幅貯水量と天然ダムの高さを掛け合わせた数値を指標とした方法（石川ら、1992）、十分に発達した土石流の単位幅流量の関係式と湛水池における水の質量保存則から求められる関係式のうち、天然ダム形成後に容易に且つすばやく知ることができるパラメータを指標とした方法（田畑ら、2001）などがある。応急対策の検討のための基礎資料を作成することが主な目的であるので、検討を短時間で終わらせなければならない。そのため、まず、これまでの研究成果を踏まえて想定されるピーク流量と流下能力を比較することで集落の浸水の可能性を緊急に評価した（以後、「緊急危険度評価」と呼ぶ）。次いで、詳細な評価として、溪流の湾曲や合流といった地形条件に加えて連続して形成された天然ダムの影響を考慮できるよう、質量保存則と運動量保存則を適用して集落の浸水の可能性を詳細に判定した（以後、「詳細危険度評価」と呼ぶ）。以下にその概要を報告する。

3. 2 緊急危険度評価

緊急危険度評価においては、まず、天然ダムの決壊に至るまでの時間を推定し、決壊する過程を推定した上で、ピーク流量を推定した。今回の検討では、決壊する過程は平成16年新潟県中越地震の際に実施した河道閉塞に対する危険度概略判定（水野ら、2006）を参考に「越流による決壊」と「パイピングによる決壊」を候補として考えた。なお、ここでいう「決壊」は「切れて崩れること」ではなく、その事象が始まることを指すものである。具体的には、越流による決壊の場合では湛水池の水が天然ダムを越えて下流へ流れはじめることで、パイピングによる決壊の場合では湛水池の水が河道閉塞（天然ダム）内を浸透

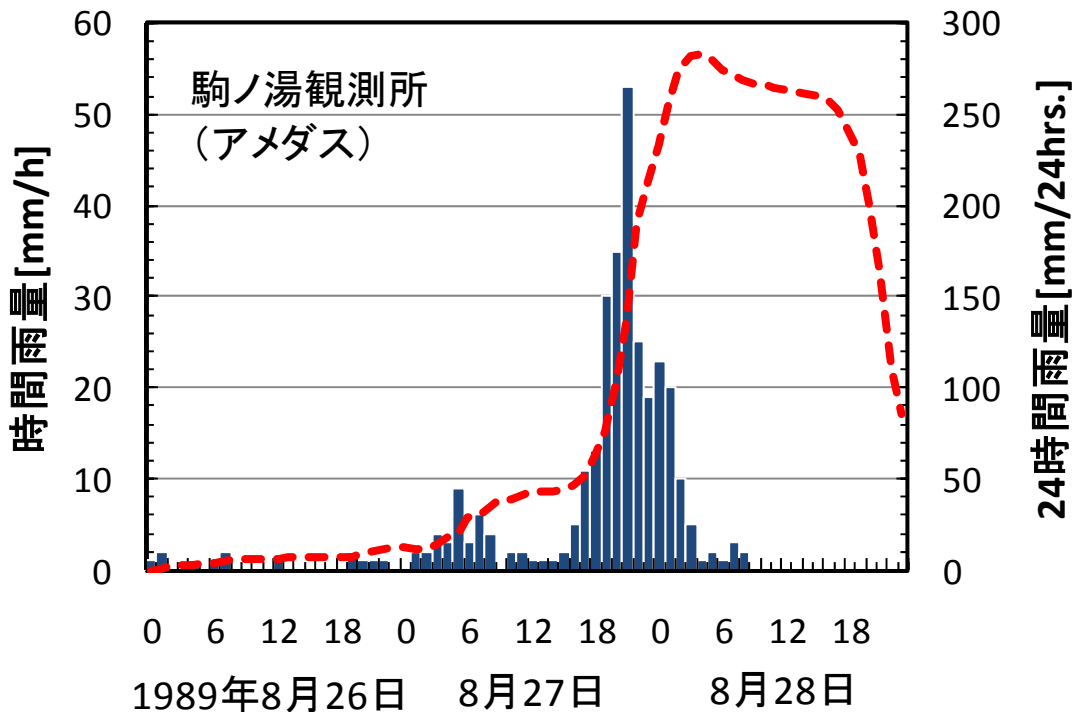
し、その浸潤線が河道閉塞（天然ダム）の下流端に到達することを指す。

表－２は河道閉塞（天然ダム）の形状、決壊までに要する時間、各河道閉塞（天然ダム）が単独で決壊した場合のピーク流量の推定値を示したものである。なお、平成 20 年 6 月 25 日時点ですでに救助活動や自然に流水が河道閉塞（天然ダム）の表面を流れていた箇所（川原小屋沢、温湯、小川原、浅布、坂下）における決壊する過程は、「越流による決壊」としたので、決壊までに要する時間を記載していない。越流による決壊は式（１）により算出し、パイピングによる決壊は式（２）で算出した。

$$T = \frac{\Delta H}{V_u} \quad \dots (1)$$

$$T = \frac{L}{k(\sin \theta + H/L)} \quad \dots (2)$$

ここで、T：到達時間[s]、 ΔH ：ある時点の水位と天然ダムの表面の横断測線上で最も低い地点の標高の差[m]、 V_u ：水面の上昇速度[m/s]、L：天然ダムの長さ[m]、k：透水係数[m/s]、H：天然ダムの高さ[m]、 θ ：天然ダムの形成前の河床勾配[°]である。透水係数は一般値として $k=1.0 \times 10^{-4}$ [m/s] を用いた。



図－7 駒ノ湯アメダス観測所における既往最大降水量

表－２ 湛水池へ流入する水量の実績値の推定結果

天然ダムの名称	天然ダムの幅 [m]	一日当たりの湛水量 [m ³]	流入する流量 [m ³ /s/m]	備考
湯浜	50	20000	0.0046	平成20年6月15日と21日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
湯ノ倉	53	28409	0.0062	平成20年6月24日と25日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
川原小屋沢	50	120988	0.0280	平成20年6月18日に満水したとして、一日当たりの湛水量を算出した。
温湯	40	3472	0.0005	平成20年6月18日と20日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
小川原	30	64000	0.0049	平成20年6月15日と20日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
浅布	40	10000	0.0029	平成20年6月15日と16日の水位を比較して、一日当たりの湛水量を算出した。
坂下	13	6800	0.0061	一日で満水したとして、一日当たりの湛水量を算出した。

(注意)平成20年6月25日現在の数値である。

また、ピーク流量を推定する際には、湛水池へ流入する水量を実績値とした場合と近傍の駒ノ湯アメダス観測所における既往最大24時間雨量からの推定値とした場合の2ケースを対象とした。

表－２は湛水池へ流入する水量の実績値の推定結果を示したものである。湛水池へ流入する水量の実績値はヘリコプターから撮影した写真と地形図を基に推定した値を用いるか、あるいは、一日で満水すると仮定して推定した値を用いた。前者の方法は湯浜、湯ノ倉、温湯、川原小屋沢、小川原、浅布に適用し、後者の方法は坂下に適用した。なお、表－２に示した数値は平成20年6月25日時点で得られたものである。

表－３は既往最大24時間雨量からの推定した湛水池へ流入する水量である。駒ノ湯アメダス観測所における既往最大24時間雨量は図－７に示した降雨で、283mmであった。この数値を基に流入流量は式(3)危機管理技術研究センター砂防研究室、2007)により算出した。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \left(\frac{24 \cdot K_{f1}^2}{\frac{K_{p1}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606} \dots (3)$$

表－3 既往最大 24 時間雨量からの推定した湛水池へ流入する流量

天然ダムの 名称	流域面積 [km ²]	有効降雨強 度 [mm/h]	流入する流量 [m ³ /s/m]
湯浜	16.89	39.7	3.73
湯ノ倉	25.21	37.7	5.03
川原小屋沢	15.40	40.2	3.44
温湯	44.17	35.0	10.74
小川原	70.72	32.8	21.48
浅布	74.19	32.6	16.80
坂下	75.96	32.5	52.75

(注意)平成20年6月25日現在の数値である。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \quad \dots (4)$$

ここで、 P_e : 有効降雨強度 [mm/h]、 P_{24} : 24 時間雨量 [mm/24h]、 K_{f1} : ピーク流出係数 (=0.7)、 K_{p1} : 係数 (=120)、 A : 流域面積 [km²]、 Q_p : 清水の対象流量 [m³/s] である。

表－4 はピーク流量の推定結果である。湛水池へ流入する水量を実績値とした場合にはピーク流量は式 (5) (Costa, 1988) と (6) (田畑ら、2001) の範囲、既往最大 24 時間雨量からの推定値とした場合には式 (5)、(6) に加えて式 (7) に示す「降雨量に基づいて算出する土石流ピーク流量」(危機管理技術研究センター砂防研究室、2007) の範囲とした。

$$Q = 181(V \cdot h/10^6)^{0.43} \quad \dots (5)$$

$$\frac{q}{q_m} = 0.542 \left[\frac{(gh^3)^{0.5}}{\tan \theta \cdot q_m \cdot 10^3} \right]^{0.565} \quad \dots (6)$$

表－４ ピーク流量の推定結果
(緊急危険度評価)

河道閉塞 (天然ダム)の名称	形状			決壊する過程			ピーク流量の推定値 [m ³ /s]	
				決壊まで要する時間[日]				
	高さ [m]	幅 [m]	長さ [m]	越流による 決壊	パイピングによる 決壊		湛水池に 流入する 水量を実 績値とした 場合	既往最大 24時間雨 量からの 推定値とし た場合
湯浜	45	50	1200	39.2	1716	越流	15～838	273～838
湯ノ倉	20	53	630	3.4	1081	越流	10～471	187～528
川原小屋沢	30	50	600	—	—	越流	15～572	123～572
温湯	6	40	820	—	—	越流	1～34	34～85
小川原	10	30	580	—	—	越流	4～103	103～161
浅布	8	40	210	—	—	越流	3～61	61～144
坂下	2.9	13	80	—	—	越流	1～33	33～57

表－５ 各集落付近での流下能力

地区名	流下能力 [m ³ /s]
温湯温泉	230～1200
小川原・切留	1850～3021
浅布	1194～8201
猪ノ沢・坂下・中村・大向	260～4900
早坂	1110～1150
大田	180～4900

$$Q_{SP} = \frac{C_*}{C_* - C_d} Q_P \quad \dots (7)$$

ここで、 Q ：ピーク流量[m³/s]、 V ：湛水量[m³]、 h ：河道閉塞（天然ダム）の高さ[m]、 q ：単位幅あたりのピーク流量[m³/s/m]、 q_{in} ：湛水池に流入する水量の単位幅あたりの流入流量[m³/s/m]、 g ：重力加速度(=9.81[m/s²])、 θ ：河床勾配[°]、 Q_{SP} ：ピーク流量[m³/s]、 C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度(=0.6)、 C_d ：土石流濃度である。

表－５は迫川に沿って存在する集落内のいくつかの地点で計測した流下能力を示したものである。流下能力は等流状態を想定してマンシングの流速式と流水の連続式から算出した。その結果、流下能力はピーク流量の推定値と比べて温湯温泉、猪ノ沢、大田の集落で下回り、その他の集落で上回ることが分かった。

3. 3 詳細危険度評価

詳細危険度評価では、平成 20 年 6 月 25 日時点で湛水池の水が表面を流れていなかった河道閉塞（天然ダム）の湯浜、湯ノ倉と、湛水池の水が表面を流れていたが高さが高かった河道閉塞（天然ダム）の川原小屋沢の 3ヶ所を対象とし、それらが同時に越流によって決壊し始めると想定して、家屋が浸水する可能性を検討した。3つの河道閉塞（天然ダム）の湛水池に流入する水量は緊急危険度評価と同じ2種類を設定した。評価に際しては、2次元浅水流モデルを有限体積法により離散化した手法（水野ら、2006）を非構造メッシュにも適用できるように改良した数値計算プログラムを用いて、集落周辺の水位変化を推定した。以下に基礎方程式を示す。

$$\frac{\partial \mathbf{Q}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial y} = \mathbf{S}$$

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} h \\ Uh \\ Vh \\ Ch \end{bmatrix}, \mathbf{E} = \begin{bmatrix} Uh \\ U^2h + 0.5gh^2 \\ UVh \\ CUh \end{bmatrix}, \mathbf{F} = \begin{bmatrix} Vh \\ UVh \\ V^2h + 0.5gh^2 \\ CVh \end{bmatrix}, \mathbf{S} = \begin{bmatrix} i \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_m} \\ -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_m} \\ iC^* \end{bmatrix} \quad \dots (8)$$

ここで、 h ：水深[m]、 U ： x 方向の速度成分[m/s]、 V ： y 方向の速度成分[m/s]、 C ：土砂容積濃度、 g ：重力加速度[m/s²]、 z_b ：河床位[m]、 ρ_m ：流れ全体の密度[kg/m³]、 τ_{bx} ：河床面に作用するせん断応力（ X 方向）、 τ_{by} ：河床面に作用するせん断応力（ Y 方向）、 i ：侵食速度[m/s]、 C^* ：河床の堆積層における土砂容積濃度である。河床面に作用するせん断応力は土砂容積濃度に応じて算出した（高橋・中川、1992）。土砂容積濃度が 0.02 以下の場合には式（9）、（10）により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m g n^2}{h^{1/3}} \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (9)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_m g n^2}{h^{1/3}} \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (10)$$

ここで、 n ：粗度係数である。土砂容積濃度が 0.02 より大きく 0.20 未満の場合には式（11）、（12）により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m}{0.49} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (11)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_m}{0.49} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (12)$$

ここで、d:土砂の粒径[m]である。土砂容積濃度が0.20より大きい場合は式(13)、(14)により算出した。

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_m}{8} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left[\left(\frac{C^*}{C} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right]^2} \cdot U \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (13)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_m}{8} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left[\left(\frac{C^*}{C} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right]^2} \cdot V \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (14)$$

ここで、 ρ :水の密度[kg/m³]、 σ :砂の密度[kg/m³]である。

侵食速度は土砂移動形態に応じて次のように算出した。流れが掃流砂を含む清流の場合、侵食速度は式(15)より算出した。

$$i = \begin{cases} \delta_e \frac{C_{B\infty} - C}{C^*} |u_* - u_{*c}| & (u_* > u_{*c}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad \dots (15)$$

ここで、 δ_e :実験係数、 u_* :摩擦速度[m/s]、 u_{*c} :限界摩擦速度[m/s]、 $C_{B\infty}$:平衡土砂容積濃度である。平衡土砂容積濃度は式(16)から算出した。

$$C_{B\infty} = \frac{q_B}{q_T} \quad \dots (16)$$

ここで、 q_B :単位幅流砂量[m³/s/m]、 q_T :単位幅流量[m³/s/m]である。単位幅流砂量は式(17)により算出した。

$$\frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd^3}} = \frac{1+5\tan\theta}{\cos\theta} \frac{\sqrt{8}}{\sqrt{f}} \cdot \tau_*^{3/2} \cdot \left(1 - \alpha_c^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \alpha_c \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad \dots (17)$$

ここで、 θ :河床勾配[°]、 f :抵抗係数、 τ_* :無次元掃流力、 τ_{*c} :無次元限界掃流力、 α_c :係数である。抵抗係数は式(18)により算出した。

$$n = \sqrt{\frac{f}{8g}} \cdot h^{1/6} \quad \dots (18)$$

係数 α_c は式(19)により算出した。

$$\alpha_c^2 = \frac{2\{0.425 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)\}}{1 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)} \quad \dots (19)$$

無次元限界掃流力は式(20)により算出した。

$$\tau_* = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta} \quad \dots (20)$$

流れが掃流状集合運搬の場合、堆積層が飽和していると仮定して、侵食速度は式(21)(高橋、2004)より算出した。

$$i = \delta_e \cdot \frac{C_{S\infty} - C}{C_* - C_{S\infty}} \cdot \frac{q_T}{d} \quad \dots (21)$$

ここで、 δ_e ：係数、 $C_{S\infty}$ ：掃流状集合運動の場合における流れの平衡土砂容積濃度である。掃流状集合運動の場合における流れの平衡土砂容積濃度は式(22)により算出した。

$$C_{S\infty} = 6.7 C_{D\infty}^2 \quad \dots (22)$$

ここで、 $C_{D\infty}$ ：石礫型土石流の平衡土砂容積濃度で、式(23)により算出した。

$$C_{D\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (23)$$

なお、 $C_{D\infty}$ の値が $0.9C_*$ を上回った場合、 $C_{D\infty} = 0.9C_*$ とした。流れが土石流の場合、堆積層が飽和していると仮定して、侵食速度は式(24)(高橋、2004)より算出した。

$$i = \delta_e \cdot \frac{C_{D\infty} - C}{C_* - C_{D\infty}} \cdot \frac{q_T}{d} \quad \dots (24)$$

堆積速度は土砂移動形態に応じて次のように算出した。流れが掃流砂を含む清流の場合、堆積速度は式(25)より算出した。

$$i = \begin{cases} 0 & (u_* > u_{*c}) \\ \delta_d \frac{C_{B\infty} - C}{C_*} |u_* - u_{*c}| & (u_* \leq u_{*c}) \end{cases} \quad \dots (25)$$

ここで、 δ_d ：係数である。流れが掃流状集合運搬の場合、堆積速度は式(26)(高橋、2004)より算出した。

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{U}{P_i U_c} \right) \frac{C_{S\infty} - C}{C_*} \frac{q_T}{d} \quad \dots (26)$$

ここで、 P_i ：実験係数(=1/3)、 U_c ：石礫型土石流が堆積を始める可能性のある勾配での速度[m/s]で式(27)より算出する。

$$U_c = \frac{2}{5d} \sqrt{\frac{g \sin \theta_c}{a_i \sin \alpha} \left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \cdot \left[\left(\frac{C_*}{C} \right)^{1/3} - 1 \right] h^{3/2}} \quad \dots (27)$$

ここで、 a_i : 係数 (=0.042)、 $\alpha = 17.8^\circ$ ($\tan \alpha = 0.32$)、 θ_c : 土砂容積濃度 C に対する石礫型土石流の平衡勾配で式 (28) により算出する。

$$\tan \theta_c = \frac{C(\sigma - \rho) \tan \alpha}{C(\sigma - \rho) + \rho} \quad \dots (28)$$

流れが掃流状集合運搬の場合、堆積速度は式 (29) (高橋、2004) より算出した。

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{U}{p_i U_c} \right) \frac{C_{D\infty} - C}{C_*} \frac{q_T}{d} \quad \dots (29)$$

式 (15) から式 (29) までの侵食速度及び堆積速度に関する式は流れの方向に対して河床位が下がっている場合に適用した。流れの方向に対して河床位が上がっている場合には、土砂移動形態にかかわらず式 (30) の堆積速度を適用した。

$$i = \delta_d' \cdot \frac{C_\infty - C}{C_*} \sqrt{U^2 + V^2} \quad \dots (30)$$

ここで、 C_∞ : 各土砂移動現象の平衡土砂容積濃度である。なお、侵食速度及び堆積速度を算出する際に必要となる土砂移動現象は高橋 (1982) により示された条件により判断した。

なお、侵食速度の係数 δ_e は 0.0007、堆積速度の係数 δ_d は 0.05 とした (水野ら、2006)。クーラント・フリードリッヒ・レビー (CFL) 値は湛水池へ流入する水量を実績値とした場合で 0.3、既往最大 24 時間雨量からの推定値とした場合で 0.4 とした。

離散化は次のように考えた。任意の形状をした領域 C における保存則は、領域 C 内のパラメータの時間変化が領域 C の境界面から流出した量に等しいとして式 (31) のように書ける。

$$\frac{d}{dt} \left\{ \iint_C q(x, y, t) dx dy \right\} = - \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \quad \dots (31)$$

ここで、 $q(x, y, t)$: 時刻 t における座標 (x, y) でのパラメータの値、 $\bar{\mathbf{n}}$: 領域 C の境界上の微小面 δs に対する法線ベクトル、 $\bar{\mathbf{f}}(s, t)$: 領域 C の境界上の微小面 δs (点 $(x(s), y(s))$) におけるフラックスである。式 (31) を時刻 $t_n \leq t \leq$

t_{n+1} の区間で積分すると式 (3 2) を得る。

$$\begin{aligned} & \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[\frac{d}{dt} \left\{ \iint_C q(x, y, t) dx dy \right\} \right] dt = \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[- \int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \\ & \therefore \iint_C q(x, y, t_{n+1}) dx dy = \iint_C q(x, y, t_n) dx dy - \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[\int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \quad \dots (3 2) \\ & \therefore Q^{n+1} = Q^n - \frac{1}{|C|} \cdot \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[\int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt \\ & \left(Q^{n+1} \equiv \frac{1}{|C|} \iint_C q(x, y, t_{n+1}) dx dy, Q^n \equiv \frac{1}{|C|} \iint_C q(x, y, t_n) dx dy \right) \end{aligned}$$

ここで、 Q^{n+1} 、 Q^n : 時刻 t_n 、 t_{n+1} におけるパラメータの計算セル内の平均値、 $|C|$: 領域 C の XY 平面上での面積である。時刻 $t_n \leq t \leq t_{n+1}$ におけるフラックス $\bar{\mathbf{f}}(s, t)$ の $\bar{\mathbf{n}}$ 方向成分の平均値 ($\bar{\mathbf{F}}(s)$) を式 (3 3) のように定義する。

$$\bar{\mathbf{F}}(s) \equiv \bar{\mathbf{n}}(s) \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \quad \dots (3 3)$$

式 (3 3) から、式 (3 2) の右辺第 2 項は式 (3 4) のように書ける。

$$\begin{aligned} & \int_{t_n}^{t_{n+1}} \left[\int_{\partial C} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} ds \right] dt = \int_{\partial C} \left[\int_{t_n}^{t_{n+1}} \{ \bar{\mathbf{n}} \cdot \bar{\mathbf{f}}(s, t) \} dt \right] ds = \Delta t \cdot \int_{\partial C} \bar{\mathbf{F}}(s) ds \quad \dots (3 4) \\ & (\because \Delta t \equiv t_{n+1} - t_n) \end{aligned}$$

式 (3 2) と式 (3 4) から、式 (3 5) が導かれる。

$$Q^{n+1} = Q^n - \frac{\Delta t}{|C|} \int_{\partial C} \bar{\mathbf{F}}(s) ds \quad \dots (3 5)$$

式 (3 5) の右辺第 2 項の積分は、時刻 $t_n \leq t \leq t_{n+1}$ における領域 C の境界から領域外に流出するフラックスの総和である。本研究で用いた計算セル (領域 C) の形状は三角形であるので、フラックスの総和は式 (3 5) のように書ける。

$$Q^{n+1} = Q^n - \frac{\Delta t}{|C|} (l_0 \cdot \bar{\mathbf{F}}_0 + l_1 \cdot \bar{\mathbf{F}}_1 + l_2 \cdot \bar{\mathbf{F}}_2) \quad \dots (3 5)$$

ここで、 l_i : 計算セルの境界 i の長さ ($i=0, 1, 2$)、 $\bar{\mathbf{F}}_i$: 計算セルの境界 i を通過するフラックス (インターセル・フラックス) の平均値 ($i=0, 1, 2$) である。インターセル・フラックスは Roe 近似法に基づき算出した。以上により、時刻 t_{n+1}

におけるパラメータの値を順次求める。

図－8は計算に用いた三角形要素の配置と集落の位置の関係を示したものである。25,000分の1地形図上で読み取った節点から修正デローニ法により節点を計900個作成し、それらを頂点とする三角形要素を1046個作成した。境界条件として、最下流にある三角形要素の境界のうち花山湖に接続する境界には透過性の境界条件(Transparency wall)を設定し、当該三角形要素の他の境界と他の三角形要素のうち境界条件となる境界には非透過性の境界条件(Solid wall)を設定した。なお、3つの河道閉塞(天然ダム)箇所では、地震前の河床位を基岩とし、地震後の河床位を不安定土砂の表面の標高とした。粗度係数は0.03とした。河道閉塞(天然ダム)の箇所には直径1cmの土砂が堆積しているものとし、それ以外の区間には土砂が堆積していないものと仮定した。また、計算を開始する時点で3つの河道閉塞(天然ダム)の湛水池が満水位であるとして、湛水池に含まれる三角形要素の水深を湯浜で水位516m、湯ノ倉で396m、川原小屋沢で432mになるよう初期値を与えた。地震後にポールを用いた現地調査によれば、家屋のある地盤の標高と河床の標高の差は温湯温泉付近で4m程度、穴ノ原付近で8m程度、猪ノ沢付近で6m程度、坂下付近で5m程度、越戸付近で5m程度、大田付近で11m程度であった。

図－9は湛水池へ流入する水量を既往最大24時間雨量からの推定値とした場合のハイドログラフである。湯浜、湯ノ倉、川原小屋沢の各河道閉塞(天然ダム)箇所の湛水池の上流にある三角形要素にハイドログラフに相当する水量を供給した。なお、ハイドログラフは0秒から線形に増加し、洪水到達時間に相当する時間で清水の対象流量となり、それ以降一定値となると仮定した。また、流入する水量の実績値は、湯浜、湯ノ倉、川原小屋沢の各河道閉塞(天然ダム)箇所の湛水池において水位が一日当たりの上昇量から、それぞれ $0.231\text{m}^3/\text{s}$ 、 $0.329\text{m}^3/\text{s}$ 、 $1.400\text{m}^3/\text{s}$ とし、それらの水量を湛水池の上流にある三角形要素から常に一定で供給した。

図－10は、湛水池に流入する流量を実績値とした場合での、各河道閉塞(天然ダム)で初期に天端付近に位置する三角形要素における堆積深の時間変化を示したものである。時間は決壊が開始した時刻を0秒とした。湯浜での堆積深は0秒から360秒までの間で6.9m程度小さくなり、それ以降変化しなかった。湯ノ倉での堆積深は0秒から2040秒までの間で5.5m程度小さくなり、それ以降変化しなかった。川原小屋沢での堆積深はほぼ変化しなかった。

図－11は湛水池に流入する流量を実績値とした場合における、計算終了時点での堆積深の分布である。なお、同図の(a)と(b)で堆積深の凡例の幅が異なることに注意されたい。湯浜の河道閉塞(天然ダム)で侵食された土砂は下流の湯ノ倉の河道閉塞(天然ダム)における湛水池内に堆積した。また、湯ノ倉

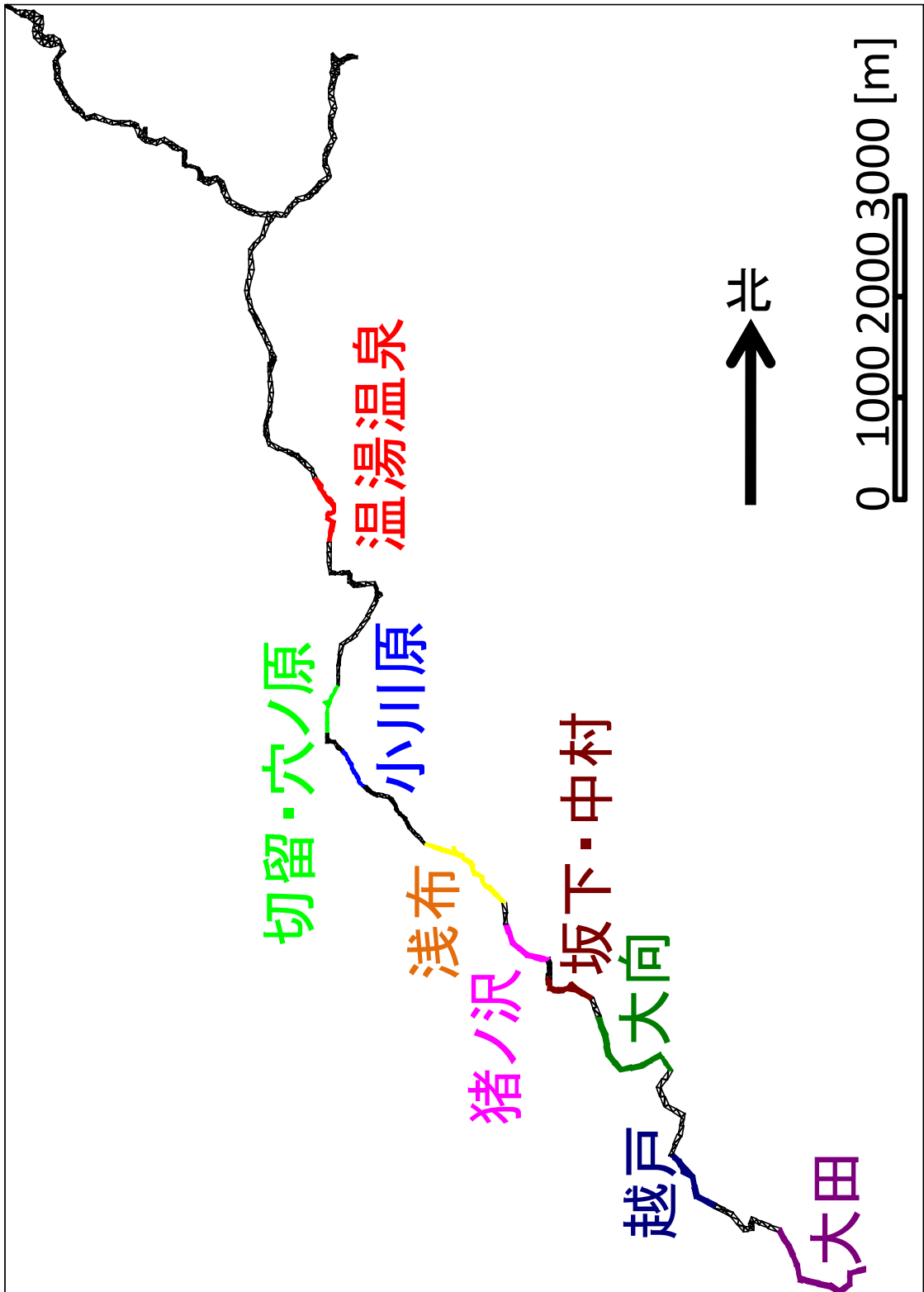
と川原小屋沢の河道閉塞（天然ダム）から流出した土砂は一迫川と川原小屋沢の合流点付近と一迫川と荒沢の合流点付近に堆積した。

図－12は、湛水池に流入する流量を実績値とした場合での、各集落が存在する区間内の三角形要素における水深と堆積深の和のうち最大値をプロットしたものである。温湯温泉では、水深と堆積深の和が780秒から4260秒までの間、4mを越えたことから、家屋が浸水する可能性が高い。同様に、切留・穴ノ原では、水深と堆積深の和が4020秒から4800秒までの間、8mを越えたことから、家屋が浸水する可能性が高いことが分かった。猪ノ沢、坂下・中村、越戸、大田では、水深と堆積深の最大値が家屋のある地盤の標高と河床の標高の差よりも小さかったため、家屋が浸水する可能性が低いことが分かった。

図－13は、湛水池へ流入する水量を既往最大24時間雨量からの推定値とした場合での、各河道閉塞（天然ダム）で初期に天端付近に位置する三角形要素における堆積深の時間変化を示したものである。湯浜での堆積深は0秒から420秒までの間で7.4m程度小さくなり、それ以降変化しなかった。湯ノ倉での堆積深は0秒から2100秒までの間で4.0m程度小さくなり、それ以降変化しなかった。川原小屋沢での堆積深はほぼ変化しなかった。

図－14は湛水池へ流入する水量を既往最大24時間雨量からの推定値とした場合における、計算終了時点での堆積深の分布である。なお、同図の(a)と(b)で堆積深の凡例の幅が異なることに注意されたい。湛水池に流入する流量を実績値とした場合と比べると、堆積が生じる箇所はほぼ同じであるが、堆積深は大きくなった。

図－15は、湛水池に流入する流量を実績値とした場合での、各集落が存在する区間内の三角形要素における水深と堆積深の和のうち最大値をプロットしたものである。湛水池に流入する流量を実績値とした場合と比べると、湛水池に流入する水量が多いため、水深と堆積深の和はなかなか小さくならなかった。水深と堆積深の和は、温湯温泉では900秒以降、切留・穴ノ原では3480秒以降、猪ノ沢では7140秒以降、坂下・中村では6780秒以降、越戸では10380秒以降で家屋のある地盤の標高と河床の標高の差よりも大きくなった。大田では、水深と堆積深の和は家屋のある地盤の標高と河床の標高の差よりも小さかった。このことから、大田を除く集落で、家屋が浸水する可能性が高いことが分かった。



図一 8 三角形要素と保全対象の位置

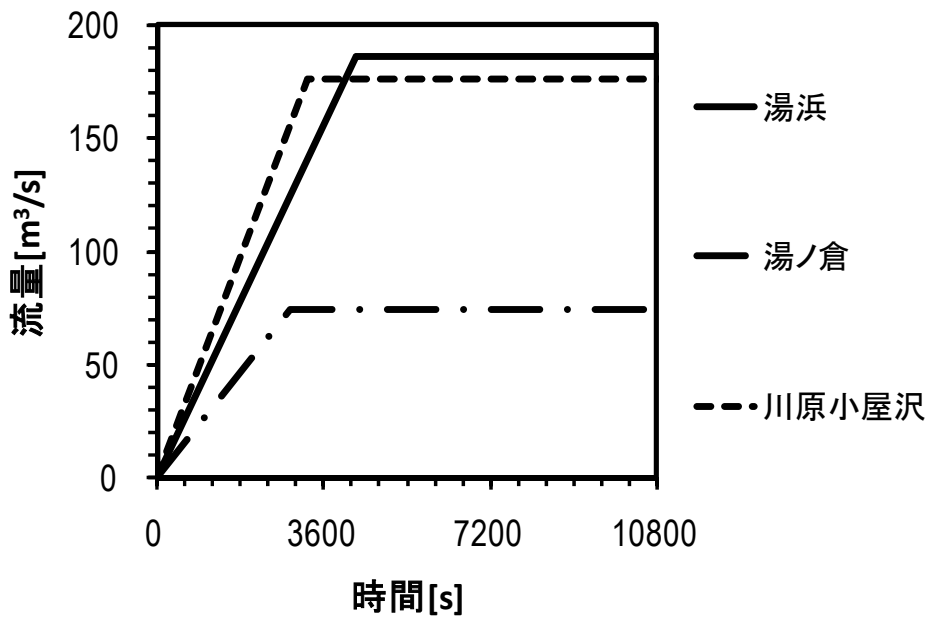


図-9 流入する水量の時間変化

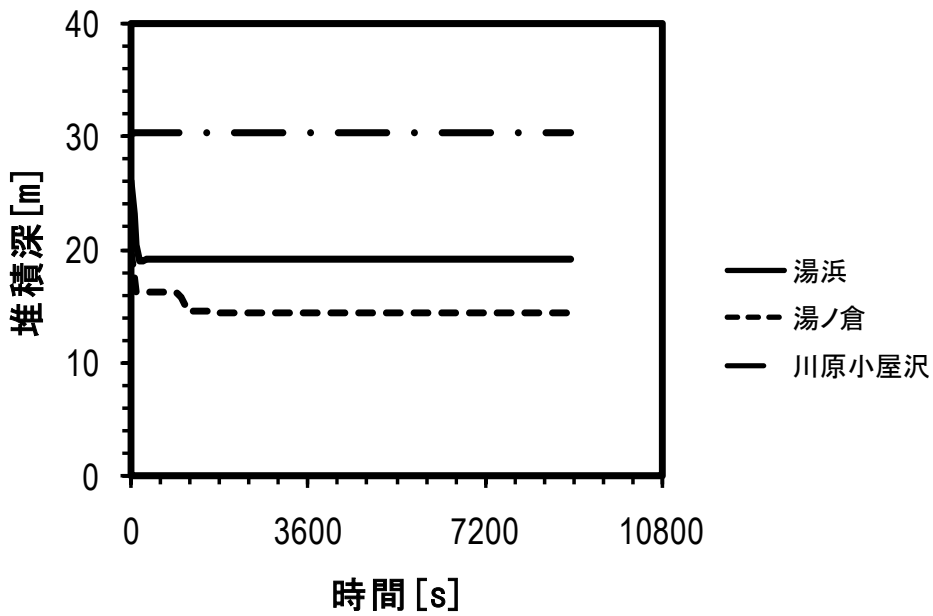
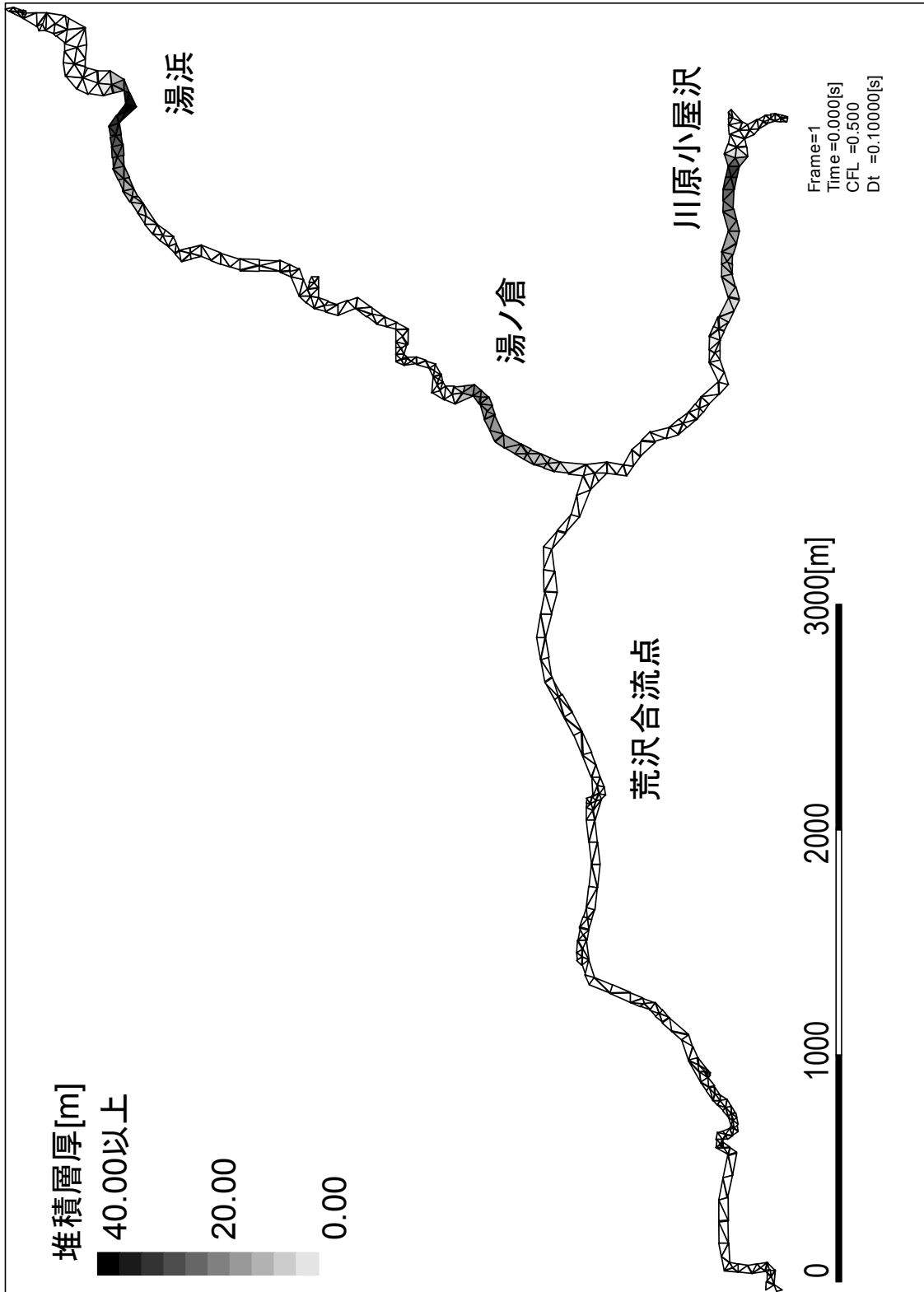
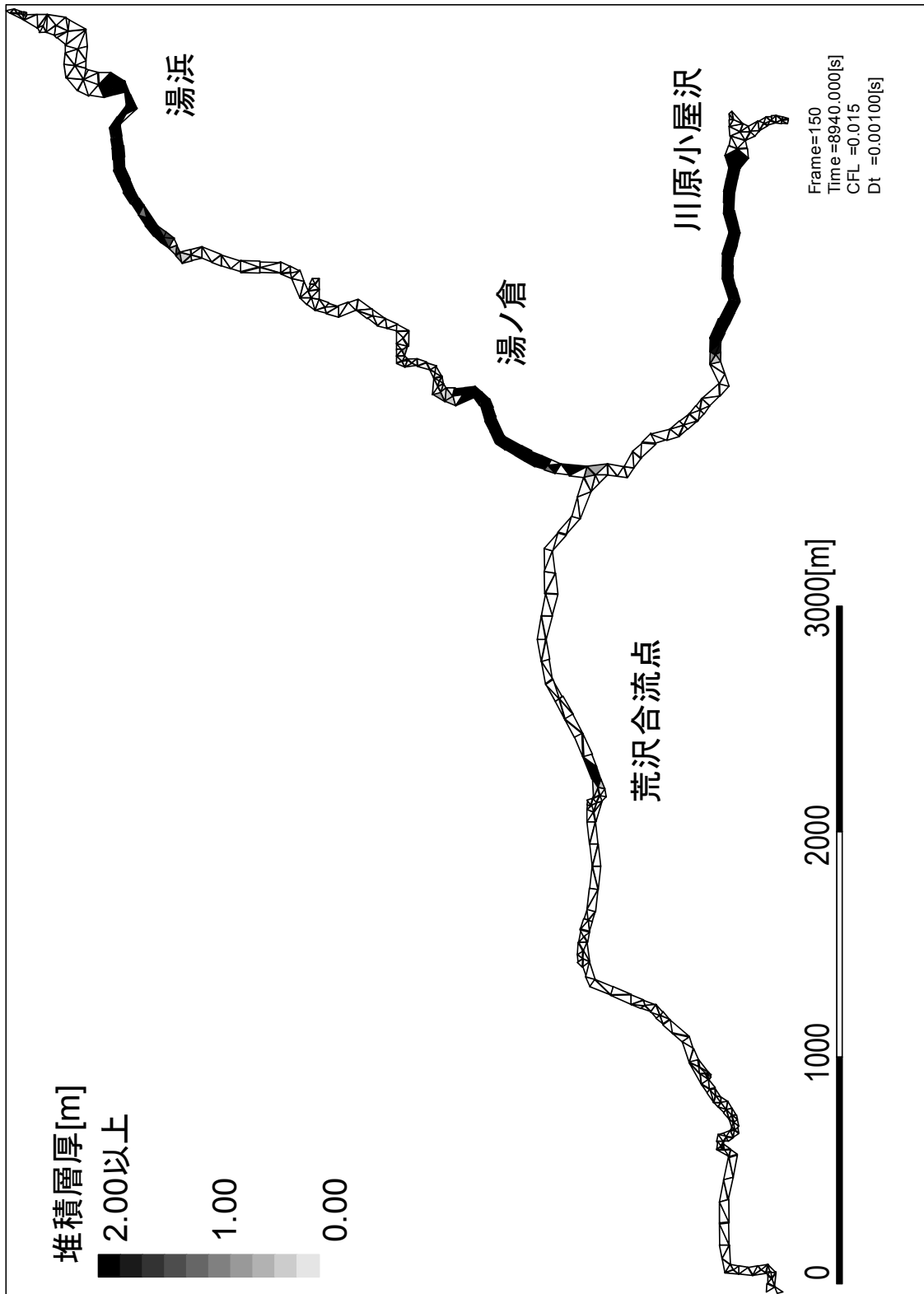


図-10 河道閉塞(天然ダム)の初期の天端付近における堆積深の時間変化



(a) 計算開始時

図-11 堆積深の時間変化 (1)



(b) 計算終了時

図-11 堆積深の時間変化 (2)

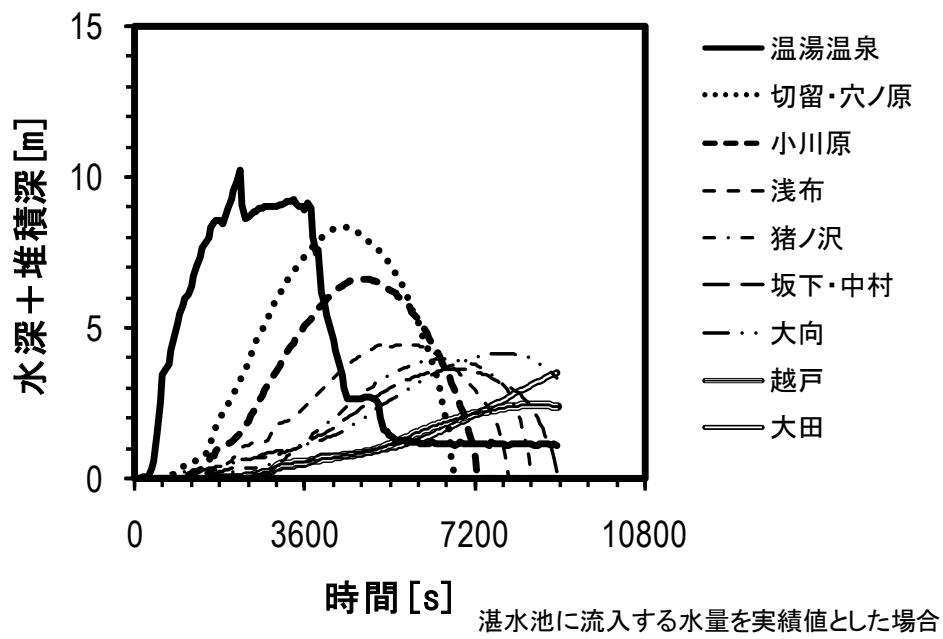
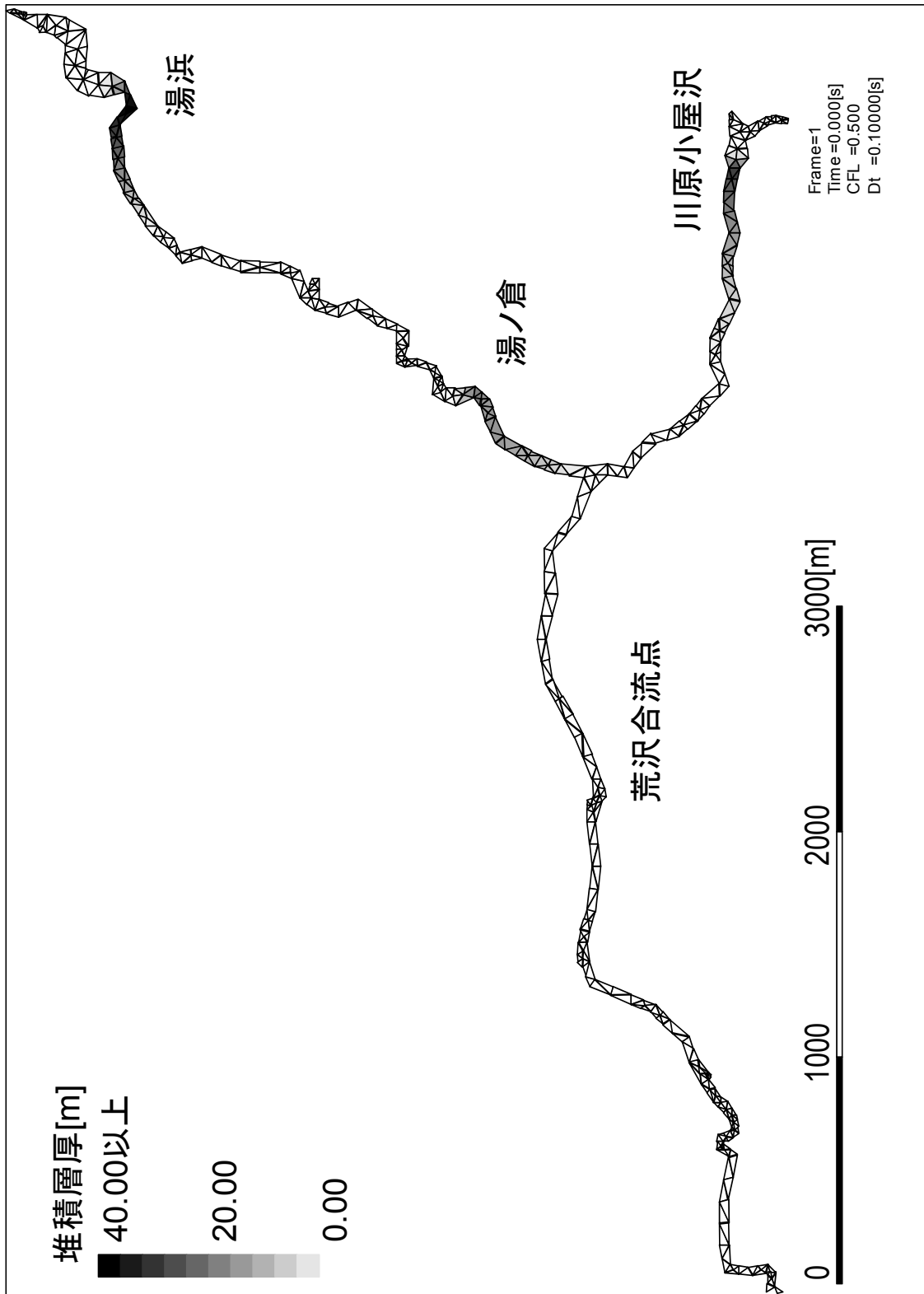
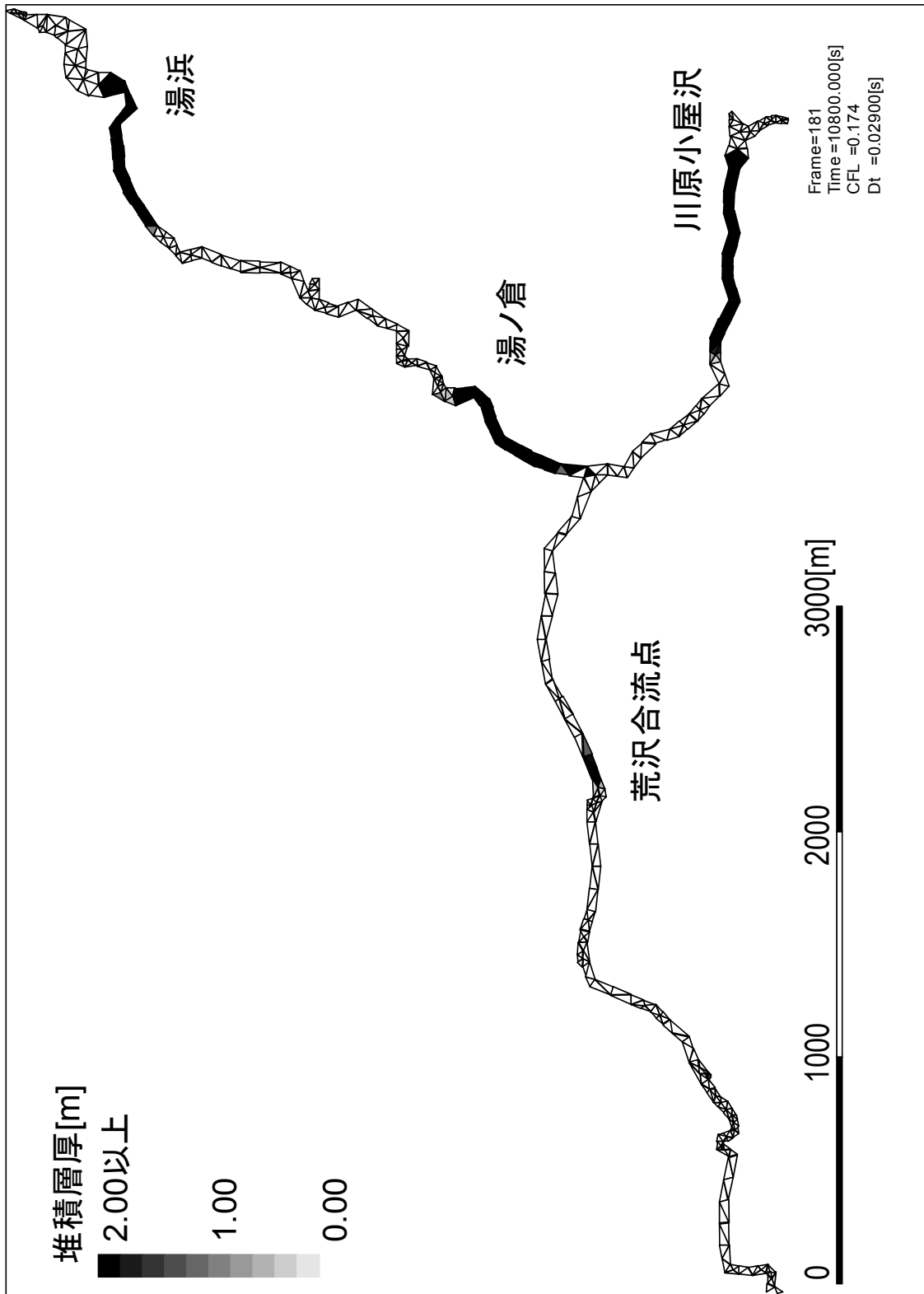


図-12 水深と堆積深の和の時間変化



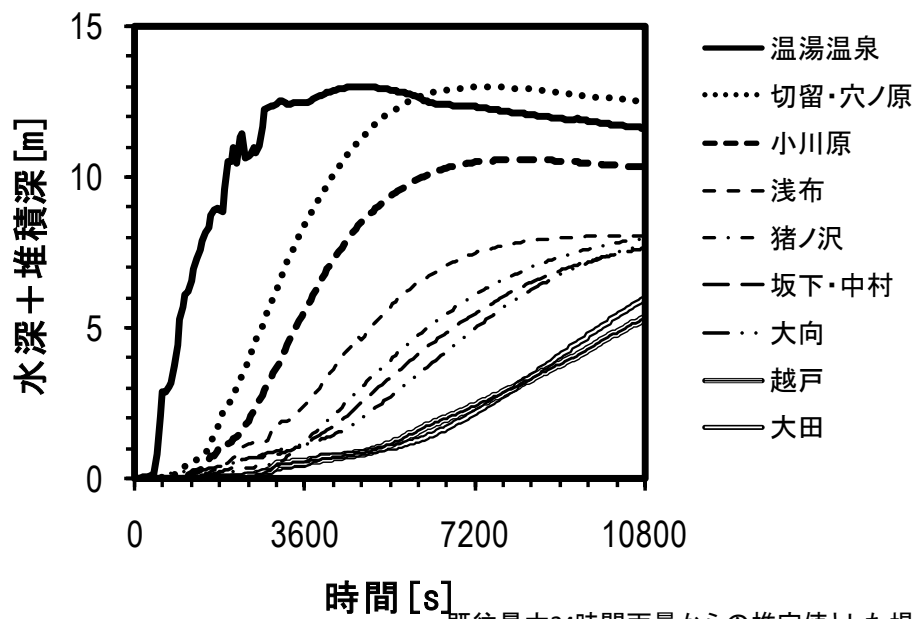
(a) 計算開始時

図一 1 3 堆積深の時間変化 (1)



(b) 計算終了時

図-13 堆積深の時間変化 (2)



図一 1 4 水深と堆積深の和の時間変化