

# 天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究

Prediction of floods caused by landslide dam collapse

里深好文<sup>1</sup>・吉野弘祐<sup>2</sup>・水山高久<sup>3</sup>・小川紀一郎<sup>2</sup>・内川龍男<sup>4</sup>・森俊勇<sup>5</sup>  
Yoshifumi SATOFUKA, Kousuke YOSHINO, Takahisa MIZUYAMA, Kiichiro OGAWA,  
Tatsuo UCHIKAWA and Toshio MORI

<sup>1</sup>正会員 工博 京都大学大学院助教授 農学研究科森林科学専攻 (〒606-8502 京都市左京区北白川追分町)

<sup>2</sup>正会員 アジア航測株式会社 (〒215-0004 川崎市麻生区万福寺1-2-2)

<sup>3</sup>正会員 農博 京都大学大学院教授 農学研究科森林科学専攻 (〒606-8502 京都市左京区北白川追分町)

<sup>4</sup>非会員 宮崎県日向土木事務所河川砂防課 (〒883-0046 宮崎県日向市中町2-14)

<sup>5</sup>非会員 (財)砂防フロンティア整備推進機構 (〒102-0093 東京都千代田区平河町2-7-4)

Formation and deformation processes of landslide dams strongly affect on the water and sediment runoff. When a large scale landslide dam collapses, the peak discharge of flood sometimes becomes several times as much as the inflow discharge. Such abrupt increase of flow discharge often causes serious disaster in the downstream area. We proposed a new one-dimensional model for river bed variation and flood runoff which is composed of two-layer model for immature debris flow and bank erosion model. We applied this model to the Mimikawa river basin in Miyazaki prefecture where the “Nonoo landslide dam” was formed by the typhoon 0514 heavy rainfall. This model can reproduce the observed flood runoff process. From this calculation, it is supposed that Mimikawa flood peak discharge is diminished by the limitation of water storage in the landslide dam due to the “Tsukabaru dam”; a concrete dam and exists just upstream of the landslide dam. We also calculate the flood runoff in the assumption that the Tsukabaru dam does not exist. In this case, the peak discharge is three times as much as the actual peak discharge.

**Key Words :** Landslide dam collapse, flood prediction, two-layers model for river bed variation

## 1. はじめに

豪雨等により天然ダムが形成された場合、いくつかのシナリオを考え、時にはその決壊を想定して、下流域に危険情報を伝達・広報しなければならない。このとき、天然ダムの形状を航空レーザ計測といった方法で計測し、その結果に基づきすみやかに天然ダムの越流・決壊過程のシミュレーションを行うことができれば、氾濫範囲の的確な予測が可能となり、より効果的な情報伝達に貢献できると考えられる。

天然ダムの決壊に伴う洪水流の発生に関する研究としては高橋ら<sup>1),2)</sup>によるものが挙げられる。天然ダムの侵食過程では、地形勾配の減少とともに土砂移動形態が大きく変化することが予想されるため、高橋らは各流砂形態を分類し、形態毎に個別の抵抗則を与えて解析している。一方、高濱ら<sup>3)</sup>は、掃流状集合流動状態について、上部の低濃度層（水流層）と下部の高濃度層（砂礫移動

層）との境界(*interface*)を想定して、それぞれの層の支配方程式を立てて解析する二層流モデルを提案している。これらのモデルを基礎として、著者らは天然ダム決壊に伴う洪水流出を再現できるモデルの開発をこれまで続けてきた<sup>4),5)</sup>。

天然ダムが決壊する際には、天然ダム天端付近で流速が非常に大きくなり、急激な侵食が生じる。天然ダム天端の特定の箇所から越流が始まると、そこに流水が集中して流路が形成され、縦方向の侵食と同時に横方向の侵食（側岸侵食）が生じて流路は次第に拡大する<sup>1)</sup>。高橋ら<sup>1)</sup>は、天然ダムの決壊に際して横方向の侵食も考慮した二次元シミュレーションモデルを用いることにより、このような天然ダムの変形を伴う洪水流出過程を再現した。この方法では、側岸に作用するせん断力は河床せん断力の半分と仮定され、そのせん断力によって側岸侵食が生じるとされている。また、侵食速度には側岸崩壊部の比高が考慮され、側岸全体が平均して後退するものと考えられている。一方、高岡<sup>6)</sup>は直線水路を用いた実験

により移動床における側岸侵食速度式を提案している．それによれば，側岸侵食速度式は流速の1乗に比例するとされている．著者らはこれらの考え方に基づき，側岸崩壊部の比高を考慮し，かつ速度の1乗に比例した側岸侵食速度式を用いている．

本研究では上述のモデルを用いて，2005年9月の台風14号の際に宮崎県耳川流域島戸・野々尾地区で形成された大規模な天然ダムの決壊に伴う洪水の発生に関して再現計算を行っている．ところで，この天然ダムは発電用ダムのわずか下流で発生したため，天然ダムによって形成される湛水域の容量が大幅に小さくなり，このことが決壊時の洪水波形（ピークの発生時刻やピーク流量）に対して大きな影響を及ぼしていたと考えられる．そこで，本研究では発電用のダムが存在しなかった場合について同様の計算を行い，大規模な天然ダムの決壊に伴う洪水の予測法について検討する．



写真-1 耳川流域に形成した野々尾天然ダムの決壊後の状況

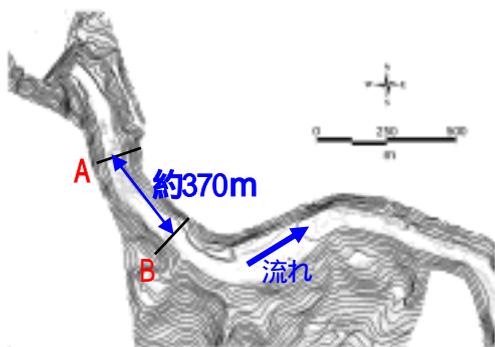


図-1 野々尾天然ダム発生箇所の地形図

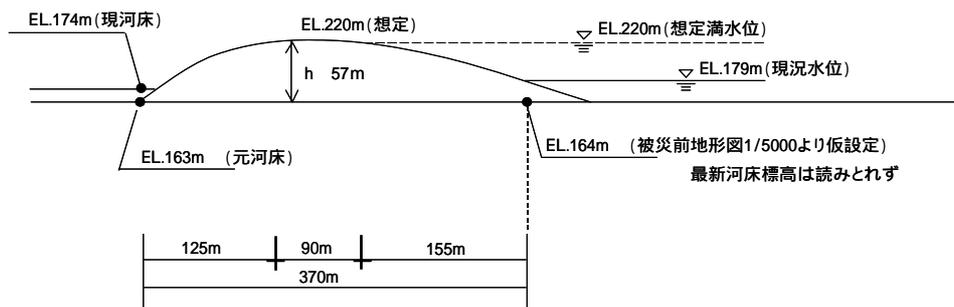


図-2 想定された野々尾天然ダムの縦断形状

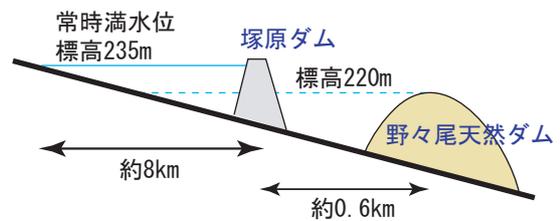


図-3 野々尾天然ダムと塚原ダムの位置関係

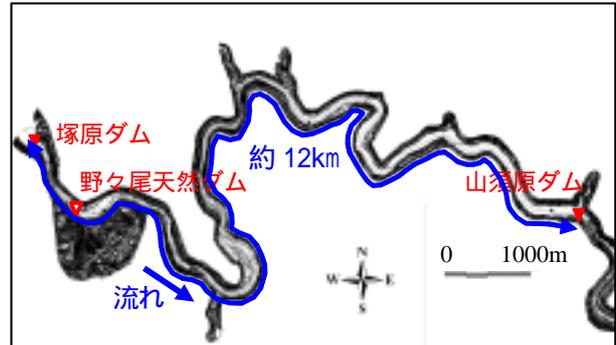


図-4 解析対象領域の平面図

## 2. 耳川において形成された天然ダムの概要

写真-1に本研究が対象とする野々尾地区において天然ダム決壊後に撮影された航空写真を示している．この写真を見ると，天然ダムの決壊により新たに形成された流路が確認できる．図-1に示している塚原ダム下流のA点とB点の間の右岸側斜面（流れ方向約370mの範囲）が崩壊し，図-2のような高さ約57m，幅約120mの天然ダムが形成された．この天然ダムの縦断形状は決壊後の現地調査等から想定されたものである．

図-3に野々尾天然ダムおよびその上流に位置する塚原ダムの模式図を示している．塚原ダムが存在したことにより，野々尾天然ダムの湛水域はそれより上流に延びることができず，湛水量は小さく抑えられたと考えられる．図-4には塚原ダムから山須原ダムまでの平面図を示している．この区間は明瞭な谷地形であり，河道の両側は切り立った斜面となっている．図-5にこの区間の河床縦断形状と川幅の縦断分布を示している．河床標高，川幅は1/2500の地形図から読み取って設定しており，横軸は塚

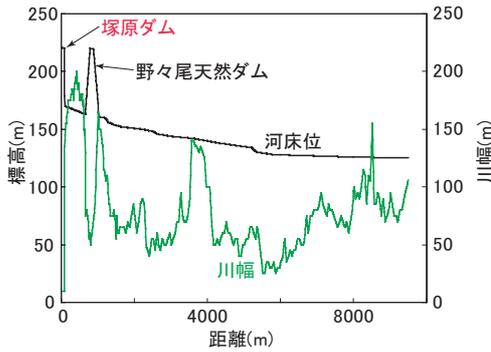


図-5 塚原ダムから山須原ダムまでの河床縦断形状と川幅の縦断分布

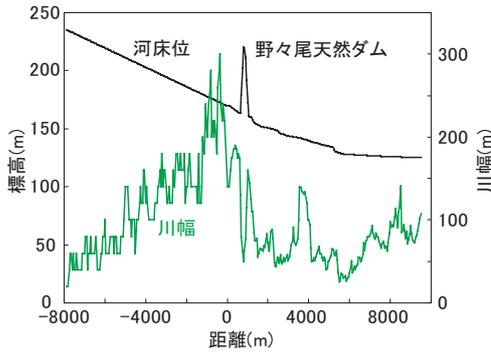


図-6 塚原ダムが存在しないと仮定した場合の河床縦断形状と川幅の縦断分布

原ダムを原点として、谷の中心軸に沿って下流方向に計られた距離であり、計測間隔は10mである。図-6は塚原ダムが存在しなかった場合の河床縦断形状と川幅の縦断分布を示している。なお、現象を忠実に再現するために、河道は災害前のデータを使い、その上に想定される天然ダムの形状を勘案している。ただし、塚原ダム上流域の河床形状はダム地点河床位と貯水池末端の河床位を直線的に結ぶことによって推定したものである。また、ピーク流量は決壊直後に現れるので、湛水する領域では川幅は湛水時の幅としている。

### 3. 計算モデルの基礎方程式

天然ダムの決壊に伴って発生する流れの状況は、発生場の地形等の条件に大きく左右される。そこで、土石流から掃流状集合流動まで幅広い土砂の移動形態に適用可能な以下のような二層流モデルに基づく検討を行うものとした。

図-7に本研究で用いている二層流モデル<sup>3)</sup>の模式図を示す。水のみが流れる水流層と水と砂礫の混合物が流れる砂礫移動層とに分解し、二層の境界 (interface) のフラックスを  $s_i$  として以下の支配方程式を立てている。なお、添字の1,2は時間ステップの前、後を示し、添字の

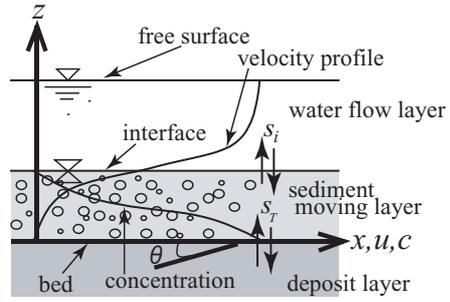


図-7 二層流モデルの模式図

$w, s, t$  はそれぞれ水流層、砂礫移動層、全層の量を示す。

流動層全体の連続式は、

$$\frac{1}{B_1} \frac{\partial B h_t}{\partial t} + \frac{1}{B_1} \frac{\partial B v_t h_t}{\partial x} = s_T + 2s s_T \frac{h_{t1}}{B_1} \quad (1)$$

砂礫移動層中の砂礫の連続式は、

$$\frac{1}{B_1} \frac{\partial c_s B h_s}{\partial t} + \frac{1}{B_1} \frac{\partial \gamma c_s B v h_s}{\partial x} = c_* \left( s_T + 2s s_T \frac{h_{t1}}{B_1} \right) \quad (2)$$

河床の連続式は、

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = -s_T \frac{B_1}{B_2} \quad (3)$$

川幅の時間的变化は側岸の比高を考慮して、

$$\frac{\partial B}{\partial t} = 2s s_T \frac{h_{t1}}{H_1} \quad (4)$$

と表される。

河床の侵食速度式は、江頭らによる侵食速度式<sup>7)</sup>を二層流に拡張して用いている。

$$s_T = v_t \tan(\theta - \theta_e) \quad (5)$$

側岸侵食速度は高岡<sup>6)</sup>の研究結果に基づき、流速の1乗に比例するものとして、次のように与えている。

$$s s_T = \frac{1}{\alpha} v_t \quad (6)$$

この側岸侵食速度式についてはいまだ十分な検証がなされておらず、不明確な部分も残されている。そこで、係数  $\alpha$  を変化させて試行計算を行い、計算結果が比較的良好に実現象を再現できる値として  $\alpha = 1000$  を採用した。また、 $s_T \leq 0$  の時は  $s s_T = 0$  としている。

水流層と砂礫移動層の運動方程式はそれぞれ、

$$\begin{aligned} & \frac{\partial(\rho_w v_w h_w)}{\partial t} + \frac{1}{B_1} \frac{\partial(\rho_w \beta_w v_w^2 B h_w)}{\partial x} - \rho_w s_i u_i \\ & = \rho_w g h_w \sin \theta - \frac{1}{B_1} \frac{\partial P_w}{\partial x} - P_1 \frac{\partial h_s}{\partial x} - \tau_w \end{aligned} \quad (7)$$

$$\frac{\partial(\gamma'\rho_s v_s h_s)}{\partial t} + \frac{1}{B_1} \frac{\partial(\rho_s \beta_s v_s^2 B h_s)}{\partial x} + \rho_s s_i u_l \quad (8)$$

$$= \rho_s g h_s \sin \theta - \frac{1}{B_1} \frac{\partial P_s}{\partial x} + P_l \frac{\partial h_s}{\partial x} + \tau_w - \tau_b$$

と表される。  $\rho$  は平均密度，  $\theta$  は河床勾配，  $B$  は川幅，  $h$  は流動層厚，  $H$  は側岸の比高，  $v$  は平均流速，  $g$  は重力加速度，  $c$  は全層平均濃度，  $c_s$  は砂礫移動層の平均濃度，  $c_* (=0.6)$  は堆積層濃度，  $u_l$  はinterfaceにおける  $x$  方向の流速，  $s_i$  は水流層がinterfaceを通して単位時間あたり単位面積あたりに獲得する体積量。  $P_w$  はinterfaceから自由表面にわたって積分した水流層に作用する圧力，  $P_s$  は河床からinterfaceにわたって積分した砂礫層に作用する圧力，  $P_l$  はinterfaceにおける圧力，  $\tau_w$  はinterfaceに作用するせん断応力，  $\tau_b$  は河床面せん断応力，  $s_T$  は河床面を通した砂礫層内への湧き出し量（侵食速度），  $z_b$  は河床高である。また，  $\gamma$ ，  $\gamma'$ ，  $\beta_s$ ，  $\beta_w$  は流速と濃度，密度が分布の形状を示すことに起因する分布補正係数であり，今回はすべて1としている。

河床面せん断応力および侵食速度式には江頭らのモデル<sup>7),8)</sup>を用いている。

$$\tau_b = \tau_y + \rho_w f_s v_s |v_s| \quad (9)$$

$$\tau_y = \left( \frac{c_s}{c_*} \right)^{1/5} (\sigma - \rho_w) c_s g h_s \cos \theta \tan \phi_s \quad (10)$$

$$\tan \theta_e = \frac{(\sigma - \rho_w) c}{(\sigma - \rho_w) c + \rho} \tan \phi_s \quad (11)$$

$$G_{yk} = \frac{\tau_{ext}(z=z_b) - \tau_{yk}(z=z_b)}{\rho_w g h_s} = \{(\sigma/\rho_w - 1)c_s + 1\} \sin \theta - \quad (12)$$

$$(\sigma/\rho_w - 1)c_s \cos \theta \left( \frac{c_s}{c_*} \right)^{1/5} \tan \phi_s$$

$$\eta_0 = \sqrt{k_f} \left( \frac{1 - c_s}{c_s} \right)^{1/3} d \quad (13)$$

$$f_w = \left[ \frac{1}{\kappa} \left\{ \left( 1 + \frac{\eta_0}{h_w} \right) \ln \left( 1 + \frac{h_w}{\eta_0} \right) - 1 \right\} \right]^{-2} \quad (14)$$

$$W = \frac{\tau_w}{\rho_w g h_s} = \frac{f_w |v_w - u_l| (v_w - u_l)}{g h_s} \quad (15)$$

$$f(c_s) = k_f \frac{(1 - c_s)^{5/3}}{c_s^{2/3}} + k_g \frac{\sigma}{\rho_w} (1 - e^2) c_s^{1/3} \quad (16)$$

・  $G_{yk} \neq 0$  の時

$$f_s = \frac{225}{16} f(c_s) G_{yk}^4 (W + G_{yk}) \times \left\{ W^{5/2} - (W + G_{yk})^{3/2} \left( W - \frac{3}{2} G_{yk} \right) \right\}^{-2} \left( \frac{h_s}{d} \right)^{-2} \quad (17)$$

・  $G_{yk} = 0$  の時

$$f_s = 4f(c_s) \left( \frac{h_s}{d} \right)^{-2} \quad (18)$$

ここに，  $\sigma$  は砂礫密度，  $\theta_e$  は全層平均濃度に対応する平衡勾配，  $\phi_s$  は砂礫の内部摩擦角（ $=35.0^\circ$ ），  $k_f = 0.25$ ，  $k_g = 0.0828$ ，  $e$  は反発係数（ $=0.85$ ），  $d$  は粒径である。  $\tau_{ext}(z=z_b)$  は河床面での外力としてのせん断応力で，  $\tau_{yk}(z=z_b)$  は河床面直上面における降伏応力である。また，今回対象となる河川の河床勾配は小さく，掃流砂の抵抗則を適用する必要がある。高橋・匡<sup>2)</sup>は流動層中の体積濃度が0.02を下回った時，掃流として計算している。本検討でも緩勾配領域が広範囲に渡っており土砂濃度が低くなるため，そこでは以下のような Manning 型の抵抗則を使用する。

$$\tau_b = \frac{\rho g n^2 v |v|}{h^{1/3}} \quad (19)$$

ここに，  $n$  は Manning の粗度係数であり，井上ら<sup>9)</sup>と同様に比較的粒径の大きい山地荒廃河川で一般的に用いられている0.05としている。

#### 4. 天然ダムの決壊に伴う洪水流出に関する計算

##### (1) 計算条件

上述の基礎方程式を用いて，リープフロッグスキームで計算を行った。河道は全区間で矩形断面としている。

写真-1の赤丸印で示された地点において実際に計測された粒度分布を図-8に示している。このデータから  $d_{60}$  を求めると40cmとなるので，これを天然ダムの粒径  $d$  として用いている。

計算は表-1に示すように3ケース行った。Case1は実際の現象を再現するケースであり，図-5に示された塚原ダムから山須原ダムまでの区間について計算している。上流からの流入条件としては，図-9に示された塚原ダム放流量としている。Case2とCase3では図-6に示された塚原ダム貯水池末端から山須原ダムまでの区間について計算している。流入条件としては，Case2では塚原ダム放流量を与え，Case3では塚原ダム流入量を与えている。

##### (2) 計算結果と考察

図-10にCase1における天然ダムの縦断形状の時間的

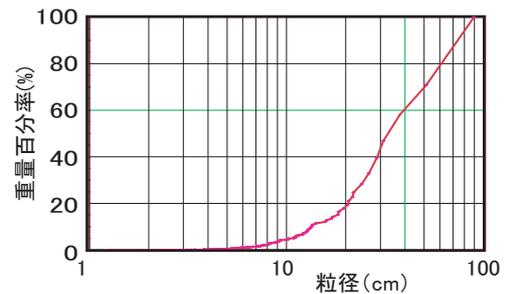


図-8 現地で観測された砂礫の粒度分布

表-1 計算条件

	塚原ダム	流入流量
Case1	あり	塚原ダム放流量
Case2	なし	塚原ダム放流量
Case3	なし	塚原ダム流入量

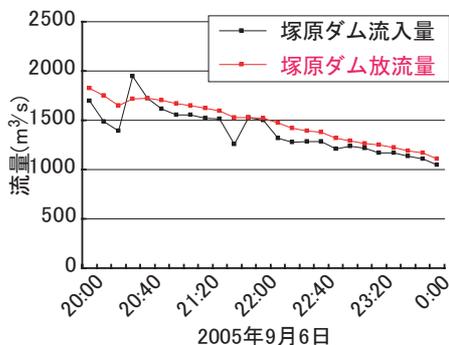


図-9 塚原ダムの流入量と放流量

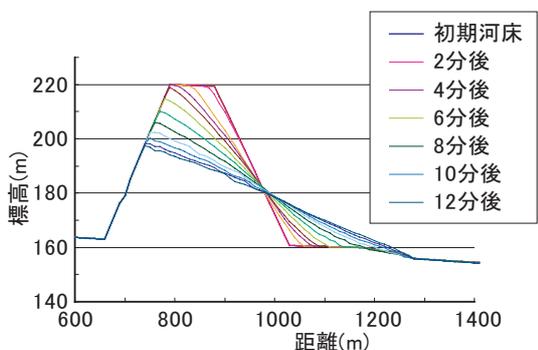


図-10 野々尾天然ダムの侵食過程に関する計算結果

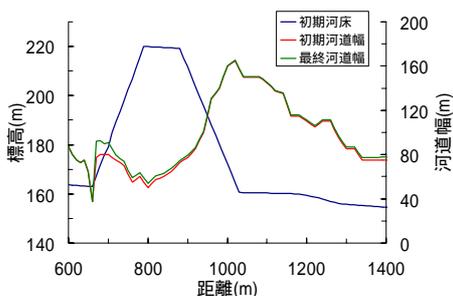


図-11 野々尾天然ダムにおける河道幅の縦断分布

変化を示している。また、図-11に計算前後の天然ダム付近での河道幅の縦断分布を示している。これを見ると、天然ダムの下流側の肩から侵食が始まり、次第に上流側へと肩が移動していることや、それが天端の上流に及ぶと急激に縦方向の侵食が進むことがわかる。このような過程は天然ダムの侵食・決壊過程に関する水路実験<sup>1)</sup>の結果を良好に再現しているといえよう。

図-12にはCase1における山須原ダムの流入流量の計算値と実測値との比較を示している。実測値に関しては、塚原ダムより下流の左支川である柳原川からの流入量を

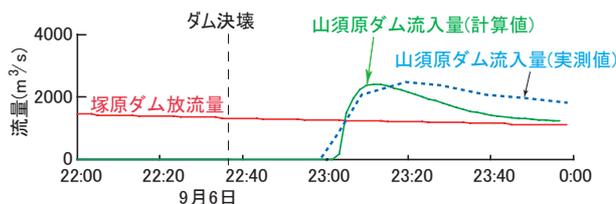


図-12 山須原ダム流入量に関する計算結果と実測値との比較

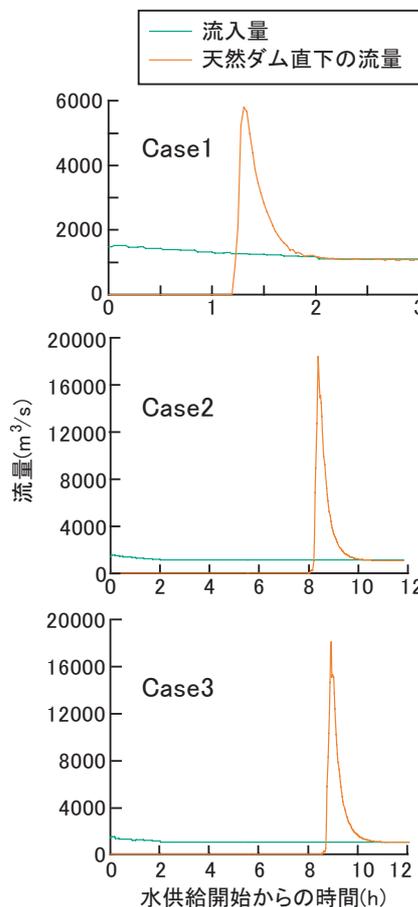


図-13 天然ダム直下における洪水波形に関する計算結果

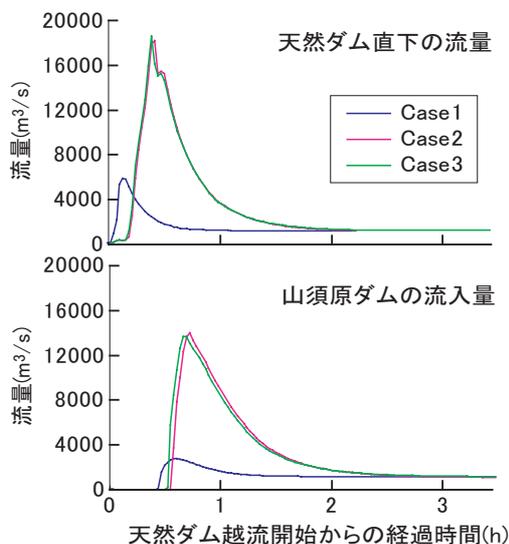


図-14 計算された洪水ハイドログラフ

差し引いて、耳川本川のみ流量を求めている。これを見ると、計算値の流量の増加が若干早く、かつ、減少も早いものの、全般的な洪水波形やピーク流量は良好に再現されていることが分かる。

図-13にはCase1～Case3の天然ダム直下における洪水波形に関する計算値が示されている。Case2とCase3は流入条件が多少違うものの似たような計算結果が得られたためこれ以後、Case1とCase2の比較を通じて塚原ダムが洪水波形に与えた影響を検討する。ピーク流量についてみても、Case1では約5500m<sup>3</sup>/sであるのに対し、Case2では約18,000m<sup>3</sup>/sとなっており、3倍以上の値を示している。Case1では流量の供給開始から1時間10分後に天然ダムが決壊し始めたが、Case2では約8時間後となっている。これらの違いはすべて塚原ダムが野々尾天然ダムの湛水域を大幅に小さくしたためである。

図-14には各ケースの洪水波形を天然ダム決壊開始時を基準として示している。これを見ると、天然ダム直下から10km程度流下して山須原ダムに至るまでに20分程度かかっており、Case1ではピーク流量が半減することが分かる。これに対し、Case2やCase3では20%強しか減少せず、山須原ダム流入時にも14,000m<sup>3</sup>/sもの流量となっている。井上<sup>9)</sup>が報告しているように、このような大規模な天然ダムの決壊に伴う洪水流出は下流に大きな洪水氾濫を引き起こすと考えられる。今回の災害で大きな洪水が発生しなかったのは、幸いにも塚原ダムのおかげで湛水域が小さく制限されたためであるといえよう。

## 5. おわりに

天然ダムの決壊に伴う洪水の発生プロセスを再現するために、側岸侵食を考慮した二層流モデルを開発した。宮崎県耳川流域の事例に適用した結果、天然ダムの決壊過程ならびに洪水流出過程が良好に再現できることが確認された。さらに、2005年の耳川の事例においては、天然ダム上流の塚原ダムの存在により湛水域が小さくなり、これが洪水のピークを小さくさせたことが判明した。

耳川の事例は結果的にかなり幸運なケースであったといえよう。これからも都市に影響を及ぼす範囲で大規模な天然ダムが形成されることは十分想定されることである。天然ダム形成時の測量手法や情報伝達手法の開発に合わせて、さらに決壊過程に関するシミュレーション法の精度を向上させることにより、合理的な避難誘導が可能となると期待している。

## 参考文献

- 1) 高橋保・中川一：天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ，水工学論文集，第41巻，p.699-704，1993.
- 2) 高橋保・匡尚富：天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究，京都大学防災研究所年報，31号，B-2，p.601-615，1988.
- 3) 高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘：土石流から掃流状集合流動へ遷移する流れの解析法に関する研究，水工学論文集，第44巻，p.683-686，2000.
- 4) 里深好文・吉野弘祐・小川紀一朗・森俊勇・水山高久・高濱淳一郎：高磯山天然ダム決壊時に発生した洪水の再現，砂防学会誌 Vol.59，No.3，2006.
- 5) 里深好文・吉野弘祐・小川紀一朗・水山高久：天然ダムの決壊時のピーク流量推定に関する一考察，砂防学会誌 Vol.59，No.4，2006。（印刷中）.
- 6) 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，九州大学学位論文，p.7-23，2006.
- 7) 江頭進治・芦田和男・佐々木浩：土石流の流動機構，第32回水理講演会論文集，p.485-490，1988.
- 8) 江頭進治・宮本邦明・伊藤隆郭：掃流砂量に関する力学的解釈，水工学論文集，第41巻，p.789-794，1997.
- 9) 井上公夫・森俊勇・伊藤達平・我部山佳久：1892年に四国東部で発生した高磯山と保勢の天然ダムの決壊と災害，砂防学会誌，Vol.58，No.4，p.3-12，2005.

(2006.9.30受付)