

## 史跡の保全に配慮した土砂災害対策

Prediction and counterplans for hazards due to floods and debris flow around a historic site

原田紹臣<sup>1</sup>・里深好文<sup>2</sup>

Norio Harada and Satofuka Yoshifumi

<sup>1</sup>三井共同建設コンサルタント株式会社 関西支社 (〒552-0007 大阪市港区弁天1丁目2番1-1000号)

Chief Engineer, Mitsui Consultants Corporation

<sup>2</sup>立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Civil Engineering

Studies that predict the risk of hazardous flooding are important countermeasures for protecting historical sites in this case, Oumi Jingo Shrine. Hazardous flooding happens when landslide-dams burst and rapidly release their reservoirs of head water. First, we present a numerical model, which incorporates erosion and infiltration flow processes, developed using field observation data of an artificial landslide-dam. This study shows that most landslide-dam failure was caused by erosion due to overtopping. This paper also shows the hazardous area caused by flooding and debris flow simulated with a previous numerical model. The result shows the extensive historical site which can be permeated functions as a flood retaining basin to reduce the risks of flooding and so on.

**Keywords :** *Oumi Jingu shrine, landslide-dam, numerical simulation mode, hazardous floods*

### 1. はじめに

皇紀2600年を記念して昭和15年(1940年)に創祀された琵琶湖西岸の近江大津宮跡に鎮座している近江神宮は、近代神社建築の代表として平成10年度より国の登録文化財に指定されている(写真1および2)。境内の面積は約0.2km<sup>2</sup>であり、本殿や内外拝殿は山麓の斜面や谷出口付近に隣接して建立されている。



写真1 近江神宮の境内入口付近状況



写真2 谷出口付近に建立されている拝殿

現在、近江神宮に隣接する山地周辺において、地すべり地の分布が公表されている。財団法人防災科学技術研究所により公表されている当該地区周辺の地すべり分布図<sup>1)</sup>を、図1に示す。一方、想定されている地すべり分布区域周辺から近江神宮に向かって土石流危険渓流が設定されている。当該渓流および想定されている土石流氾濫範囲を、図2に示す。なお、本範囲は扇状地部の地形のみに基づいて想定されたものである。

一般的に河道が堆積物で閉塞し天然ダムが形成されると、その上流域に流水が堰き止められ湛水する。

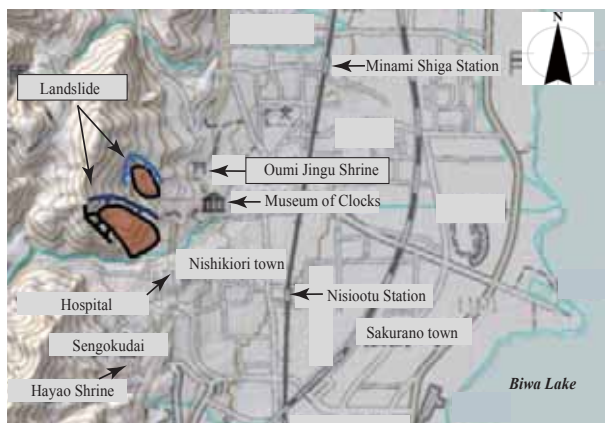


図1 公表されている地すべり分布図<sup>1)</sup>に一部加筆

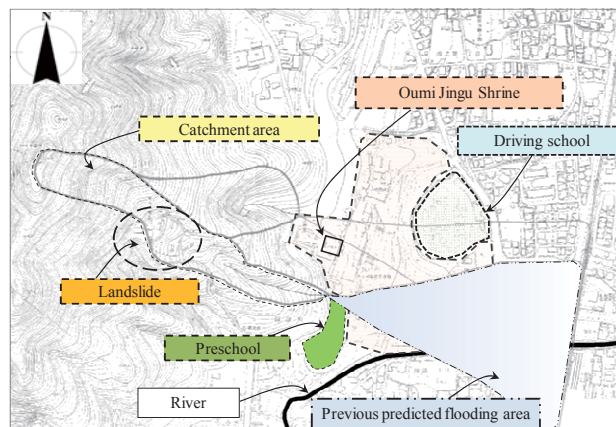


図2 隣接する土石流危険渓流の流域図

その結果、天然ダムの上流部において浸水被害が生じることが懸念される。また、天然ダムの下流域においては、天然ダムの決壊に伴う土石流やフラッシュ・フラッドの発生により浸水被害が懸念される。これらの被害を軽減するためには、現象を再現できる予測モデルを開発し、予測結果に基づいた対策を講じることが有効であると考えられる。

天然ダムの決壊に関しては、高橋・匡<sup>3)</sup>、水山ら<sup>4)</sup>ならびに小田ら<sup>5)</sup>等の研究がある。高橋・匡<sup>3)</sup>の報告によると、天然ダムの決壊過程は図3に示すように、越流侵食や大規模崩壊および進行性崩壊に分類されている。これまで各現象は個別のモデルによって解析されており、複合的な決壊過程の予測が課題とされている。

水山ら<sup>4)</sup>の報告によると、過去における天然ダムの破壊原因については図4に示されるとおり、越流に伴う侵食破壊がほとんどである。ただし、判明されていない事例も多く、更なる情報収集と整理が必要であると考えられる。また、天然ダムの決壊実験に関する既往研究<sup>例えば、5)</sup>の多くは実験水路を用いた理想的な条件下での実験であり、山地河川の実地形を利用した実験は殆ど存在しない。

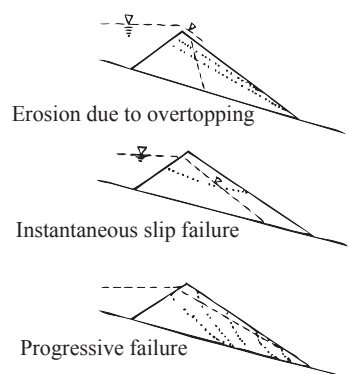


図3 天然ダムの決壊過程<sup>3)</sup>

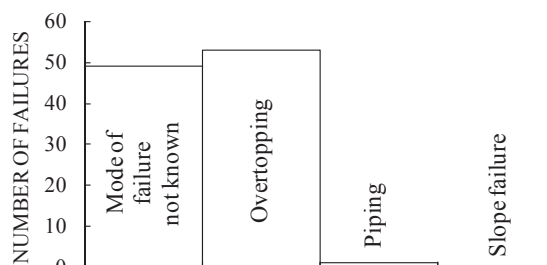


図4 天然ダムの破壊原因 (103 事例)<sup>4)</sup>

また、従来の研究の多くは天然ダム決壊に伴う洪水氾濫による被害事例の検証<sup>例えば、2)</sup>や天然ダム形成直後における被害リスク分析である。これより、既に公表されている地すべり情報を基にした天然ダム形成前の事前リスク分析に関する検討、特に、史跡の保全も含めた検討は殆ど存在しない。

本研究では、史跡周辺においてはこれまで想定されてこなかった種類の土砂災害リスクも想定しておく必要があると考え、下に示す項目について検討した。まずは不飽和の土砂礫によって構成される天然ダムの決壊過程に関して基礎的な情報を収集するために実地形を利用した小規模な人工天然ダムの決壊実験を実施し、地形変化について観測した。さらに、この天然ダムの決壊越流侵食過程を再現するために、里深・水山<sup>6)</sup>による溪床堆積物の不飽和浸透過程を考慮した河床変動モデルに改良を加え、新たなモデルを開発した。

最後に、実験等で得られた情報に基づき、今後、流域内で地震や洪水等により天然ダムが形成され、やがて決壊した際に下流域で発生するフラッシュ・フラッドによる洪水氾濫現象を対象として、数値計算により検討した。なお、一般的な土石流対策として構造物や施設による対策を講じる場合、史跡である近江神宮内での大規模な工事は景観保全において課題になると考えられる。そこで、本研究では、解析結果に基づき、景観保全に対しても有効な対応策について考察した。

## 2. 現地実験に基づく天然ダム決壊に伴うフラッシュ・フラッド発生過程の把握

天然ダムの決壊に関して基礎的な情報を収集するため、実地形を利用した小規模な天然ダムの決壊実験を実施し、その侵食過程および流出過程について観測した。

### (1) 実験概要

本実験では上部に砂防堰堤が存在し河床等に堆積物がなく露岩している河道幅約5m程度の溪流において比較的均一な粒径の土砂を用いて天然ダムを作製し、自然湛水させた後、決壊させた。本実験における形状等の概要を、図5に示す。実験ケースは、表1に示すとおり、既往研究報告<sup>例えば、3)</sup>を参考にした天然ダムの下流法勾配の差異に着眼した2ケース（下流法勾配を1/3および1/2）と予備実験を含めた計3ケースを実施した。

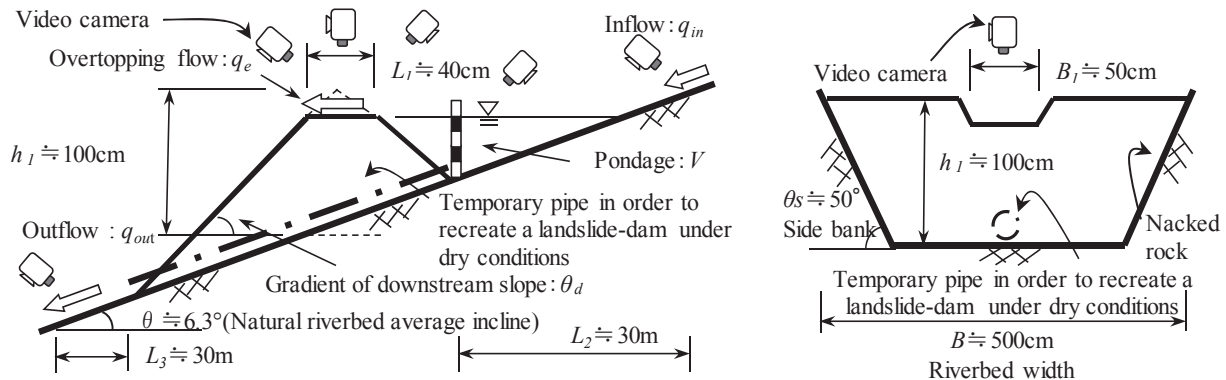


図5 作製した天然ダムの形状

実験に使用した土粒子の湿潤密度は  $2.74\text{g/cm}^3$ 、自然含水比は 8.23%ならびに透水係数は  $1.40\text{cm/s}$  であった。また、天然ダムは仮設排水管を併設し、自然乾燥した状態で作製した。

表1 実験ケース

| Type    | Gradient of downstream slope: $\theta_d$ |
|---------|--|
| PRE     | $26.6^\circ$ (1/2)                       |
| CASE1-1 | $18.4^\circ$ (1/3)                       |
| CASE1-2 | $26.6^\circ$ (1/2)                       |

実験中は、次の方法にて観測した。

- ・ 天然ダムの湛水部への流入量  $q_m$  の計測については、天然ダム約30m程度上流部に仮設越流堰を設けて、連続的に観測した。流量算出に際しては、Boss の最小比エネルギーの定理（限界水深）により求めた。
- ・ 天然ダム下流部約30m付近において、同様に仮設越流堰により流出量  $q_{out}$  について連続的に観測した。
- ・ 天然ダム上流部の湛水（ $V$ ）過程については、湛水部内に設置した水位計を用いて連続的に観察した。
- ・ 天然ダムの決壊過程については、数台のビデオカメラにて、侵食幅の変化等も含めて連続的に撮影した。

### (2) 実験結果

#### a) 天然ダム上流部における湛水過程

天然ダム上流部からの流入量  $q_m$  は、全実験期間中においてほぼ一定の約  $0.016\text{m}^3/\text{s}$  であった。なお、湛水過程については、流入量と湛水部における水位計との関係より近似的にモデル化した（後述、図6参照）。

#### b) 天然ダム決壊過程

本実験（CASE1-1 および 1-2）における天然ダムの決壊過程および決壊に要した時間を、表2に示す。ここで、決壊に要した時間とは越流開始時点から崩壊終了までの時間である。なお、予備実験では、パイピングに伴う進行性破壊（図3参照）が確認された。この原因は、天然ダムを作製するために設置した仮設用排水管や土嚢の周辺において大きな空隙部が存在していたことにあると推測される。

表2 天然ダム決壊過程の結果

| Type    | Dam failure process        | Time of failure process |
|---------|----------------------------|-------------------------|
| CASE1-1 | Erosion due to overtopping | 105 (s)                 |
| CASE1-2 | Erosion due to overtopping | 75 (s)                  |

### c) 湛水過程および越流侵食過程

天然ダム上流部の湛水部における水位上昇プロセスと CASE1-1 および 1-2 で観測された越流による流出プロセスとの関係を、図 6 に示す。なお、各流量については、相対比較を目的に無次元化を図った。無次元湛水量  $V^*$  は、その時刻における湛水量  $V$  と最大湛水量  $V_{max}$  の比である。また、無次元越流量  $q^*$  は、越流量  $q_e$  と湛水部への流入流量  $q_{in}$ （一定）の比である。なお、時間開始（湛水開始）時点を、time=0 としている。

図 6 に示されるとおり、天然ダム下流法勾配が勾配 1/2 の場合(CASE1-1)は 1/3 の場合(CASE1-2)に比べて、ピーク時において流出流量は約 1.59 倍であり、一方で洪水決壊時間は約 0.6 倍であった。この原因は、下流法勾配の違いによる同高さでの水平越流長が異なり、天端の変形に影響を及ぼしたことによるものと推測される。

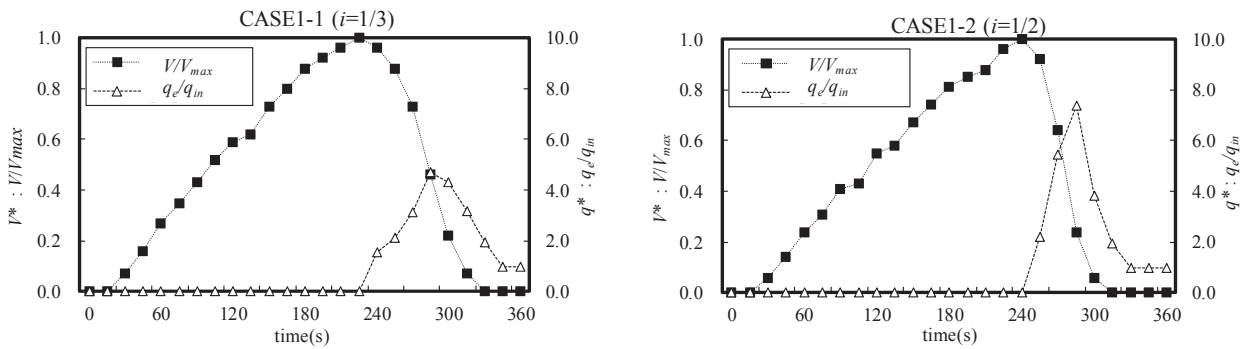


図6 湛水量と越流量との関係

### (3) 実験結果に関する再現計算

#### a) 計算に用いる解析モデルの基礎式

今回用いる堆積部中における不飽和浸透過程を考慮した侵食の予測モデルは、里深・水山<sup>6)</sup>のモデルを基本に境界条件等の改良を加えて、開発したものである。本予測モデルは、天然ダム等の不飽和堆積物中における浸透過程とその堆積物上部を流下する洪水や土石流による侵食過程について同時に計算が可能である。また、堆積物の表面を介した流動層と堆積層との水移動についても考慮しており、河床表面内外の圧力差と堆積層の透水係数を用いて、水移動量を計算している。堆積物中の不飽和浸透流れおよび流動層の解析は、陽解法により計算している。なお、本研究では、前述の小規模天然ダム越流決壊実験において横侵食に比べて縦侵食が卓越することが確認されたため、簡単のため鉛直二次元場を対象とした。

堆積層中の非定常浸透流れに関するモデルについては、浸透が卓越する場における掃流砂の堆積過程に関する小笠原・関根の既往研究<sup>7)</sup>を参考に構築されている。また、河床勾配  $\alpha$  の鉛直二次元場を対象として、 $x$  軸を河床基岩面と並行にとり、それと垂直な  $z$  軸をとって、スタガードスキームにより離散化している（図7）。圧力水頭  $\psi$  と体積含水率  $\theta$  および透水係数  $K$  との関係については、式（1）に示すRichard式が成立するものとしている。

$$\left( \frac{\partial \theta}{\partial \psi} + \beta S_s \right) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ K \left( \frac{\partial \psi}{\partial x} - \sin \alpha \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + \cos \alpha \right) \right\} \quad (1)$$

ここに、 $t$  は時間、 $S_s$  は比貯留係数、 $\beta$  は飽和時に 1、不飽和時に 0 となる係数である。

また、谷<sup>7)</sup>によると、圧力水頭と体積含水率の関係および透水係数は、それぞれ次のように表される。

$$\theta = (\theta_s - \theta_r) \left( \frac{\psi}{\psi_0} + 1 \right) \exp \left( - \frac{\psi}{\psi_0} \right) + \theta_r \quad (2)$$

$$K = K_s \left\{ \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right\}^m \quad (3)$$

ここに、 $\theta_s$  は飽和体積含水率、 $\theta_r$  は残留体積含水率、 $\psi_0$  は水分特性曲線の変曲点における圧力水頭、 $K_s$  は飽和透水係数ならびに  $m$  は係数である。



流動層および堆積層との境界（河床面）における水交換フラックス  $w_i$  を求める際に用いる変数の配置を、図 8 に示す。水交換フラックスは、一定の値を持つ層厚  $\Delta z$  と河床面位置までの層厚  $\Delta z'$  との関係により、次のように表される。

$$w_i = -K \left\{ \frac{h_i \cos \alpha - \psi_{i,jb-1}}{\Delta z' - \Delta z / 2} + \cos \alpha \right\}$$

ここに、 $h_i$  は流動深、 $\psi_{i,jb-1}$  は河床面に一番近い堆積層内部の地点における圧力水頭である。

なお、流動層における流れの基礎方程式は一様砂礫を対象とした一次元非定常流れ<sup>8)</sup>のものをを用いる。

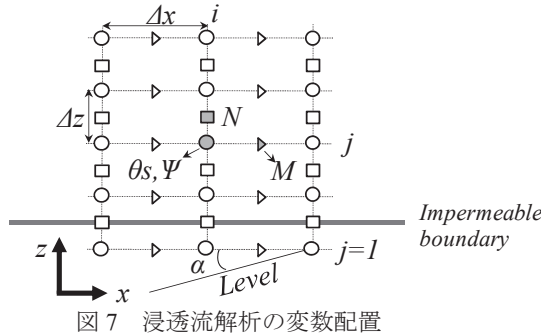


図 7 浸透流解析の変数配置

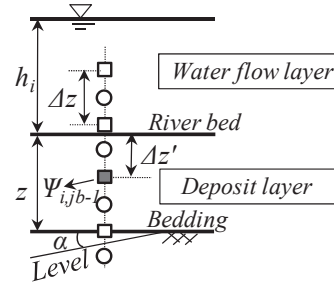


図 8 水浸透フラックスを求める際の変数配置図

## b) 解析条件

前述の実験とほぼ同じ条件を想定し、不飽和浸透過程および越流侵食過程について解析した。解析条件として、 $\theta_s = 0.4$ 、 $\theta_r = 0.1$ 、 $K_s = 1.4 \text{ cm}$ 、 $\psi_0 = -0.05 \text{ cm/s}$ 、 $m = 3$ 、 $S_s = 1.0$  とし、 $\Delta x = 20 \text{ cm}$ 、 $\Delta z = 10 \text{ cm}$ 、 $\Delta t = 0.001 \text{ s}$  として計算した。また、渓床勾配を 6 度、河床の粒径を 0.5 cm、内部摩擦角を 37 度、堆積層表面における容積濃度を 0.6 とし、マンニングの粗度係数を  $0.05 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$  としている。なお、堆積層と流動層の水交換については、河床面を挟んだ鉛直交換と天然ダム上流側の湛水層からの水平交換について考慮している。

## c) 計算結果

不飽和浸透過程および越流侵食に関する解析結果を、図 9 に示す。図中の着色部分は、堆積物中における圧力水頭を示している。越流開始時刻 220 秒までの上流の貯水部からの水平浸透およびそれ以降の越流侵食による堆積物の変形過程が示されている。なお、図 9 に示されるとおり、越流侵食過程が浸透過程に比べて早いことが確認される。

解析結果と実験結果の比較を、図 10 に示す。越流初期段階（220～260 秒）における解析結果の侵食速度が、実験結果に比べて少し遅い傾向を示している。一方、決壊過程の後半（例えば、開始時刻 270 秒以降）の飽和している斜面においては、ほぼ再現されている。この要因としては、初期段階における不飽和堆積層上における流れの抵抗則や侵食速度式に一部において課題があるとも考えられるため、今後更なる検討が望まれる。ただし、図 10 に示されるとおり、最終的には実験値と計算値とが収束している。また、実験結果（図 6）にも示されるとおり、最大越流量は時間的遅れにより越流開始時刻 290 秒付近で見られていることから、初期に見られる侵食の遅れは流出量に対して影響は少ないと想定される。

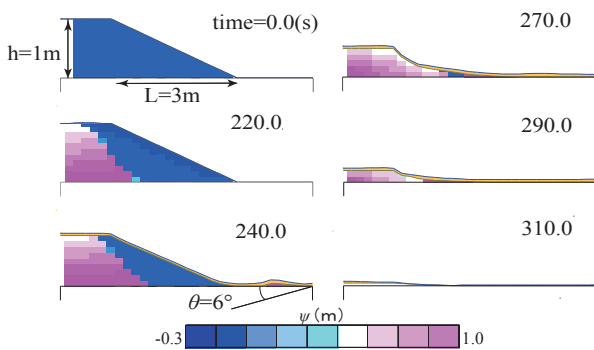


図 9 湛水量と越流量との関係

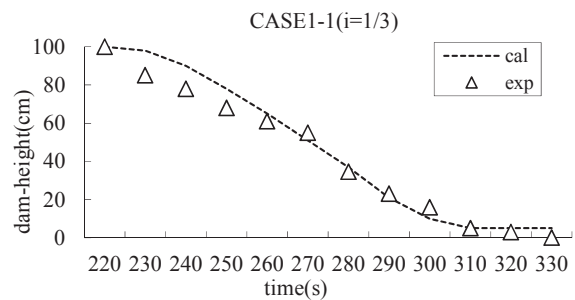


図 10 天然ダム天端高さの時間的変化に関する比較

### 3. フラッシュ・フラッド発生に伴う洪水等氾濫範囲の予測および考察

天然ダムが決壊によるフラッシュ・フラッドに伴い発生すると想定される下流部における洪水および土石流の氾濫過程を対象として、数値シミュレーションを行った。

#### (1) 計算に用いる解析モデル

計算に際しては、急勾配の谷部から流出した土石流等が扇状地において氾濫する過程を再現可能な既往モデル<sup>10)</sup>を用いて解析した。本解析モデルの土石流の流動および堆積に関する支配方程式は、高橋ら<sup>11)</sup>のモデルを使用しており、差分化によりシミュレーションモデルが構築されている。なお、本モデルは、過去に発生した複数の氾濫実績を用いてその妥当性が検証されている<sup>例えば、12)</sup>。

#### (2) 解析条件

今回構築した2次元氾濫地形モデルを、図11に示す。また、天然ダムへの流入流量は、当該地区近隣における100年超過確率の降雨量を対象に合理式<sup>13)</sup>により算出した。そして、算出した流入流量（流入条件）に対して前述の実験結果で得られた洪水ピーク時における増幅率（約7.8倍）等を用いて、フラッシュ・フラッドとして流下する流出量を想定した。計算に用いた流入条件（ハイドログラフ）を、図12に示す。参考として、砂防法に基づく溪床を起源とした土石流流出量（土石流ピーク流量）は約 $13.6\text{m}^3/\text{s}$ となっており、今回用いる流入条件と同程度となっている。

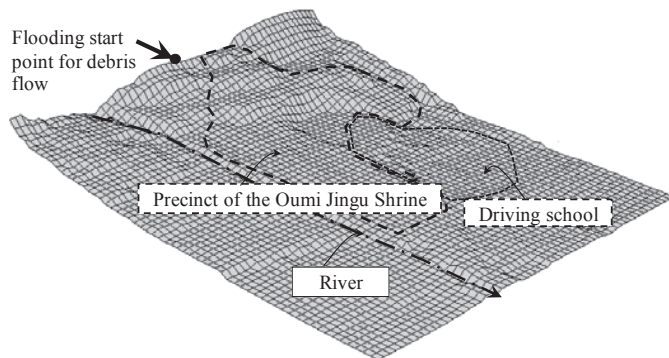


図 11 今回構築した2次元地形モデル

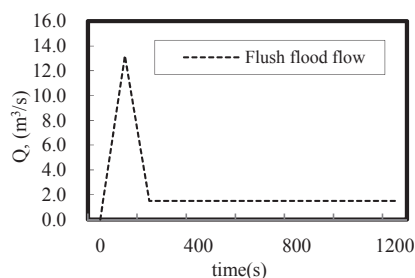


図 12 流入条件

(天然ダム決壊に伴うフラッシュ・フラッド発生時)

#### (3) 計算結果

フラッシュ・フラッドに伴い流出する土砂の氾濫および堆積に関する予測結果を、図13に示す。計算結果に示されるとおり、谷出口付近に土砂が流出し、堆積する結果となった。土砂流出による被害として、保全すべき構造物への土石の衝突による破壊が懸念されるため、施設による対策が必要であると考えられる。

一方、フラッシュ・フラッドによる洪水氾濫予測結果を、図14に示す。近江神宮内の平地部等は十分な排水施設が存在しないため、最大浸水時において最大4cm程度の浅い浸水箇所が広がっている。ただし、洪水氾濫範囲が最も広がった時、その約9割は近江神宮内および隣接する自動車教習所内にある。解析モデルの特性上、土壌への流水の浸透が再現できていないが、実際の近江神宮内における低平地の多くは樹木や植生が生育しており、洪水ピーク時において土壌への浸透効果による洪水氾濫範囲の縮小は十分期待できる。

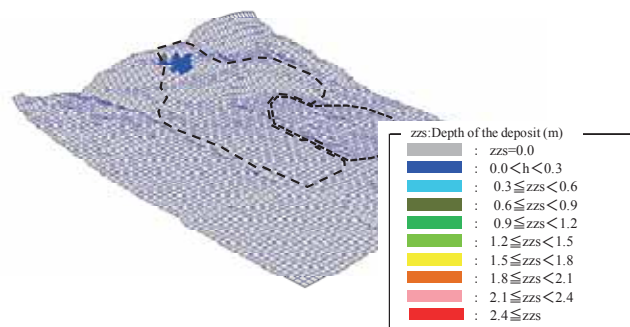


図 13 土砂氾濫予測結果（土砂流出および堆積：最大時）

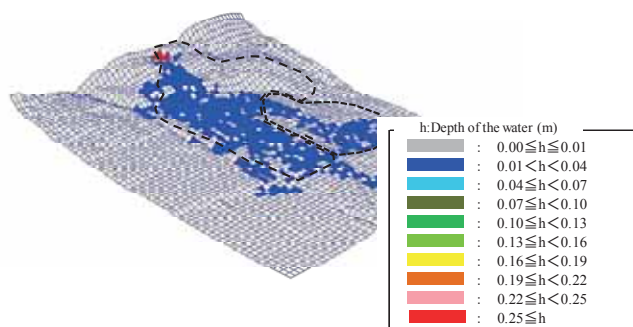


図 14 洪水氾濫予測結果（洪水流出：最大時）

#### (4) 今後の対策に関する一考察

従来の施設による土砂災害対策を講じる場合、土砂流出防止のために谷部分に砂防堰堤を設け、その下流には流水を排出するための流路工を設けることが一般的である。ただし、国の登録文化財である近江神宮内において流路工等の大規模な工事を行うことは、史跡や観光資源としての景観を阻害することが予想され、神宮関係者との円滑な合意形成にも困難を生じることが懸念される。

近江神宮内で重要な拝殿等の構造物は、石積み構造により嵩上げされている（図15）。また、前述のように、神宮内の土壌部における流水の地下浸透が期待できる。これらの理由より、神宮内の流路工設置が困難な場合には、暫定的な対応として、谷出口付近における土砂流出防止工のみを設置することも選択肢の一つであると考えられる。

また、土砂流出防止のために設置する構造物としては、砂防堰堤の様な大規模構造物ではなく、周辺との景観調和を考慮した鋼製部材を用いた小規模な土石流フェンス等も有効であると考えられる。土石流フェンスの概要図を図16に、また、過去の鋼製砂防構造物による土砂捕捉事例を図17に示す。

一方、発災時におけるリスク回避手法として、観光客等の来訪者（要援護者）に対する豪雨時における洪水に対する注意喚起などのソフト対策の併用も望まれる。その一例として、図18に示すような近江神宮内参道の境内入口付近における浸水予想図を活用し、周知を図ることも有効であると考ええる。

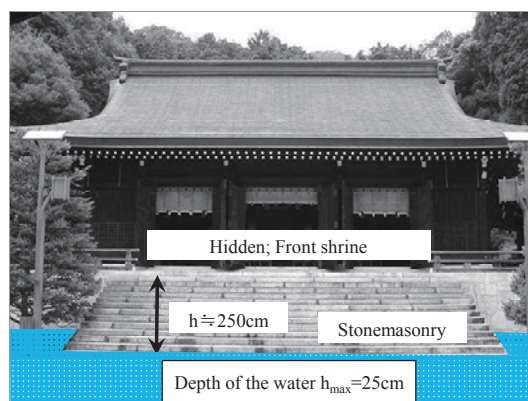


図 15 拝殿（谷出口）周辺における最大浸水予想図

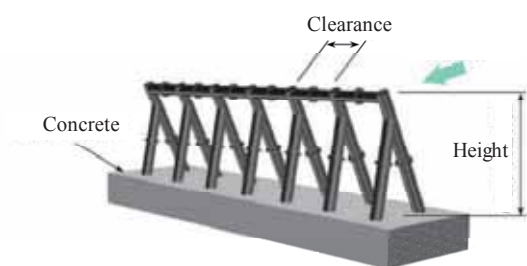


図 16 土石流フェンス概要図



図 17 鋼製部材による土砂捕捉状況

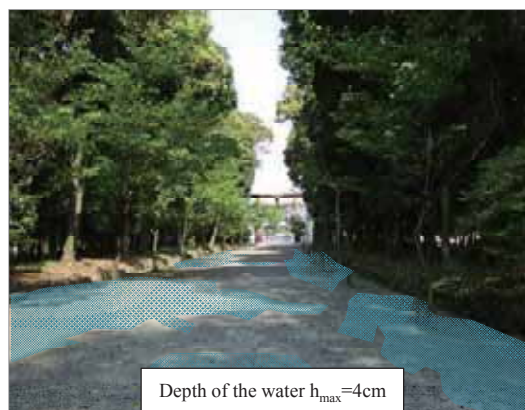


図 18 神宮内の浸水予想図



## 4. おわりに

本研究では、一般的に文化的価値の高い史跡等の保全を目的に、これまで想定されてこなかった事象に対する土砂災害リスクについても事前に想定しておくことが重要と考え、すでに公表されている地すべり分布情報等を参考にして、天然ダム決壊に伴う史跡周辺の洪水（フラッシュ・フラッド洪水）リスクを対象として、モデル的に検討した。

先ず、天然ダムの決壊過程に関しては不明な点が多いため、実地形を利用した小規模人工天然ダムの決壊について実験した。その結果、決壊過程において越流侵食が卓越することが確認された。なお、天然ダム下流の法勾配がダムの変形過程に強く影響し、特に勾配が急な場合は侵食過程が早く、最大洪水流出流量が大きいことが確認された。また、新たに構築した予測モデルを用いて天然ダム決壊実験を対象とした再現計算を行い、その妥当性を検証するとともに、今後の課題について考察した。

最後に、想定されるフラッシュ・フラッドによる洪水氾濫現象について数値シミュレーションを用いてその影響範囲を予測し、近江神宮内の景観にも配慮した対応策について考察した。

なお、本検討では史跡の上流域で今後発生が懸念される天然ダムによる被害を想定している一方で、史跡上流部には農業用ため池が存在し、この老朽化によるため池の決壊による下流域での洪水氾濫も懸念されるため、今後、今回用いた手法によるリスク分析やその対策についても検討が望まれる。

**謝辞：**本研究に際し、実験のご協力および各資料の提供頂いた谷洋佑氏、藤本美生氏、池田亮和氏、京都大学防災研究所ならびに立命館大学理工学部流域デザイン研究室所属の関係各位に対して、感謝の意を表する。なお、本研究の一部は、砂防・地すべりセンター研究開発助成費によった。

## 参考文献

- 1) 財団法人 防災科学技術研究所：地すべり地形分布図データベース，<http://landslide.bosai.go.jp/lsmapi/index.html>， 2011.
- 2) 里深好文・吉野弘祐・小川紀一郎・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，No.59-3，pp.32-37，2007.
- 3) 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，No.31/B-2，pp.601-615，1988.
- 4) 水山高久・石川芳治・福本晃久：天然ダムの破壊と対策に関する研究報告，土木研究所資料，No.2744，1989.
- 5) 小田晃・水山高久・長谷川祐治・森俊勇・川田孝信：天然ダムの決壊と決壊時の流出量に関する実験的研究，砂防学会誌，Vol.59/No.1，pp.29-34，2006.
- 6) 里深好文・水山高久：溪床堆積物の不飽和浸透過程を考慮した石礫型土石流の発生・発達過程に関する数値計算，水工学論文集，No.53，pp.697-702，2009.
- 7) 谷誠：一次元鉛直不飽和浸透によって生じる水面上昇の特性，日本林学会誌，Vol.64，pp.409-418，1982.
- 8) 小笠原基・関根正人：浸透が卓越する場に形成される体積地形に関する数値解析，水工学論文集，No.51，pp.979-984，2005.
- 9) 里深好文・水山高久：砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算，砂防学会誌，Vol.58/No.1，pp.14-19，2005.
- 10) 和田孝志・里深好文・水山高久：土石流の1次元・2次元シミュレーションモデルの結合，砂防学会誌，Vol.61，No.2，pp.36-40，2008.
- 11) 高橋保・中川一：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，砂防学会誌，Vol.44，No.3，pp.12-19，1991.
- 12) 中谷加奈・Sumayrono・里深好文・水山高久：汎用土石流シミュレータkanakoの実地形への適用，水工学論文集，第53巻，pp.703-708，2009.