

論文

分布型流出モデルを用いた表層崩壊危険域のリアルタイム予測

三隅 良平*・小口 高**・真木 雅之*・岩波 越*

A real-time forecast of shallow landslides using a distributed rainfall-runoff model

Ryohei MISUMI*, Takashi OGUCHI**
Masayuki MAKI* and Koyuru IWANAMI*

Abstract

In this paper we propose the use of a distributed rainfall-runoff model for a real-time forecast of shallow landslides. The proposed model calculates the distribution of soil water in each 50 m grid cell and predicts the factor of safety using the soil-water information, slope angle and soil properties at each cell. For the landslides in the upper Abukuma River basin caused by heavy rainfall in August 1998, the forecast model was able to display the dangerous areas a few hours before actual landslides occurred. The calculation completed in about 20 seconds after the input of rainfall. Although the forecast contained some errors, the model would provide useful information for the reduction of landslide disasters.

キーワード：表層崩壊，流出モデル，リアルタイム予測，降雨，数値標高モデル

Key words：shallow landslide, rainfall-runoff model, real-time forecast, rainfall, digital elevation model

1. はじめに

豪雨により発生する土砂災害は、現在もお重要な問題である。1998年8月26日から31日に生じた北関東・南東北地方の大雨では、福島県で

土砂災害により9名が死亡した(井口, 2001)。また1999年6月29日に広島県で発生した豪雨では、死者・行方不明者が32名に達し、その多くが土砂災害による死者であった(広島県, 1999)。

* 防災科学技術研究所 防災基盤科学技術研究部門
Advanced Technology Research Group, National
Research Institute for Earth Science and Disaster
Prevention

** 東京大学空間情報科学研究センター
Center for Spatial Information Science, University of
Tokyo

本論文に対する討論は平成17年5月末日まで受け付ける。

政府はこのような災害の発生を受け、2001年4月に「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」を施行するなど、その対策を図っている。

土砂災害を未然に防ぐためには、豪雨による斜面崩壊の発生を予測することが有効な手段となる。豪雨時に雨量に基づいて斜面崩壊を予測する手法は以下の3つに大別できる。第一の手法は、経験的に設定された基準雨量を利用する。サンフランシスコ湾岸地域では、実際に基準雨量に基づいて土砂災害の警報が出された (Keefer et al., 1987)。また藤井・他 (1994) は、この手法の問題点である「空振り」を少なくする手法を提案している。基準雨量を用いる手法は簡便で実用性が高い反面、雨量のみを判断基準としているため、地形や地質に関係なく、広域に対して一様に危険度を評価する。第二の予測手法はタンクモデルを利用し、モデルのパラメータを変えることにより、その土地固有の流出特性を考慮する (鈴木・他, 1979)。気象庁が運用している土壌雨量指数はこの手法の応用であり、レーダー・アメダス解析雨量のメッシュに合わせて、約5 km 格子でタンクモデルを展開している (岡田, 2002)。この手法もまた実用性が高いが、やはりある程度広域を対象として一律に表層崩壊の発生可能性を判断することになる。

第三の方法では、より精緻に表層崩壊を予測するために、数値標高モデル (DEM) を用いる。具体的には、数 m～数十 m メッシュの DEM を利用してメッシュ間の水の移動を計算し、集水特性、地形、地質等の因子を考慮して崩壊地点を予測する。その先駆的な研究は沖村・市川 (1985) が行った。彼らは 10 m メッシュの DEM を用いて地下水の流動を表すモデルを作成し、各格子点に斜面安定解析を適用して、崩壊危険度の分布を表示した。このモデルを発展させ、平松・他 (1990) は不飽和浸透の効果を導入して崩壊発生を予測し、さらに井良沢・他 (1997) は三次元斜面安定解析を導入してモデルの改善を図っている。類似のモデルを構築した Iida (1999) は、水の流動に加えて風化層の発達および降雨の発生確率を考慮した表層崩壊の潜在的危険度マップを提案している。米国では、

Montgomery & Dietrich (1994) が 5m メッシュの DEM を用いて、表層崩壊発生ポテンシャルの分布を示す手法を研究し、Montgomery et al. (1998) はその有効性を統計的に確認している。また最近の研究では Gritzner et al. (2001) や水田・瀬尾 (2001) が DEM を活用したモデルを用いて斜面崩壊危険域の抽出を試みているほか、地理情報システム (GIS) を利用して様々な因子と崩壊発生との関係を調べる研究も行われている (Dai & Lee, 2002; Zhou et al., 2002)。

このような DEM を用いた崩壊発生予測は、豪雨時において斜面崩壊の危険域を高い精度で判断するのに有効と考えられる。しかし、上述したこれまでの研究は、いずれも潜在的な崩壊危険域をマップとして表示するか、過去の豪雨事例と比較して検証したものであり、現実にリアルタイムで崩壊予測を行うシステムはまだ構築されていないようである。もし DEM を用いた予測手法をリアルタイム化することができれば、現在実用化されている基準雨量に基づく方法やタンクモデル法より、さらに細かく表層崩壊の危険域を絞込んで予測することができると考えられ、土砂災害の軽減に有効な手段となることが期待できる。

DEM を用いた予測法のリアルタイム化を図るためには、メッシュ間の水の移動をはじめとする計算を迅速に行うことと、モデルをあらゆる場所に適用できるように、その汎用性を高めることが要求される。本論文では、DEM を用いた表層崩壊予測をリアルタイムで行うために、水文学で用いられている分布型流出モデルの活用を提案する。分布型流出モデルとは、流域をメッシュに区切って貯留を計算し、それに基づいて河川流量を予測するもので、一般にリアルタイム流量予測のために計算の高速化が図られているとともに、あらゆる流域に適用できるように汎用性が高められている。以下、予測システムの枠組みを示し、次に 1998 年 8 月末の豪雨事例に適用した結果を示す。

2. 表層崩壊予測システム

2.1 概要

本論文で提案する表層崩壊予測システムの概要

を図1に示す。雨量データにはレーダー・アメダス解析雨量を用いる。レーダー・アメダス解析雨量は、気象レーダーから推定された雨量をアメダス雨量計の測定値で補正したもので、気象庁より2.5 km メッシュ (2001 年以前は 5 km メッシュ) のデータが1時間毎に配信されている。レーダー・アメダス解析雨量を、1時間毎に分布型流出モデルに入力する。分布型流出モデルは国土地理院発行の「数値地図 50 m メッシュ (標高)」に基づき流路網が構築されている。なお、この標高データのメッシュ間隔は正確には東西 2.25" (約 55 m)、南北 1.5" (46.3 m) であるが、以下簡便のため「50 m メッシュ」と記述する。50 m のメッシュサイズは、表層崩壊の空間スケールを考慮するとかなり粗いが、この標高データは日本全国について作成・公開されている DEM のうち最もメッシュが細かいものであり、モデルの汎用性も考慮して採用した。分布型流出モデルが出力する貯留高を、地下水面の深さに変換し、表土層の深さ、土のせん断強度パラメータおよび斜面の傾斜角を考慮して無限長斜面安定解析を行い、メッシュ単位の表層崩壊危険度を1時間毎に表示する。

2.2 分布型流出モデル

本研究では表層崩壊の危険域をリアルタイムで表示する目的で分布型流出モデルを用いる。ここで要求される流出モデルの性能は、レーダー・アメダスに基づく面的な雨量が入力可能なこと、表層崩壊危険度を表現し得るような数十 m 以下の

メッシュサイズで貯留量の計算が可能なこと、汎用の計算機でリアルタイム計算が可能なことである。これらの条件を満たす流出モデルはいくつかあるが、ここではイギリス生態学・水文学センター (CEH) が開発した Grid Model (Bell & Moore, 1998a,b; Misumi et al., 2001) を少し改良したモデルを用いた。このモデルは構造が簡単で計算速度が速く、また DEM とハイドログラフのみからモデルに必要なパラメータをすべて決めることができる。図2に Grid Model の概要を示す。すべてのメッシュに、水を貯留する仮想的なタンクをおく。降雨の一部は直接流出を形成し、一部がメッシュに貯留されて基底流を生成すると仮定する。流域内における水の移動の計算を迅速に行うため、流域を等時線 (Isochrone) に区切り、等時線で囲まれた領域を単位とした仮想的な1次元の流路を考え、各メッシュからの流出を kinematic wave として扱う。直接流出は「速い流路」を、基底流は「遅い流路」を通して流域出口に達するものとし、それぞれについて1次元の移流型方程式を別々に解く。

水の移動を計算するために必要な流路網を、50 m メッシュの DEM を用いて構築した。各メッシュについて、その周囲4つのメッシュのうち標高が最低で、かつ対象としたメッシュよりも標高が低い方向を流路とした。なお流路網構築の細かい取り扱いは Morris & Heerdegen (1988) に従った。また国土数値情報河川データを利用して河川メッシュを決めた。その際、DEM から求めた流路が

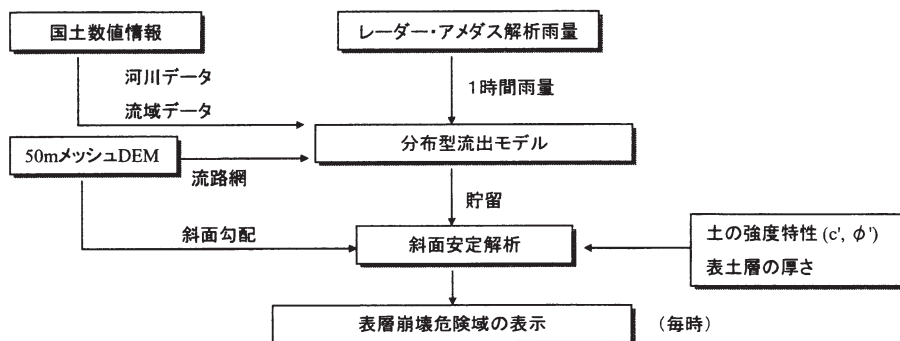


図1 表層崩壊リアルタイム危険域予測のフローチャート

河川メッシュに沿うように再調整を行った。

次に、流域を等時線（各メッシュから流出した水が流域出口に達するまでの時間）に区切る。水の移動時間が流路の長さに比例すると仮定すると、水が流域出口に達するまでの時間 τ は以下のように表せる。

$$\tau = \frac{L_l}{v_l} + \frac{L_r}{v_r} \quad (1)$$

ここで L_l , L_r は陸地及び河川における流路の長さ、また v_l , v_r は陸地、河川における流速で、それぞれが定数であるとする。各メッシュについて τ を計算し、それに基づき等時線を作成する。等時線の間隔は、入力雨量の時間間隔と同じか、それより細かい必要があり、ここでは 10 分間隔を採用した。

各メッシュにおける水の出入りの模式図を図 3 に示す。降雨強度 R に補正係数 f_r を掛けた値 $f_r R$ を有効な雨量とする。ここで f_r は、雨量の観測誤差および蒸発量の推定誤差を補正する意味をもつ。雨量のうち流入係数 f_i を掛けた値 $f_i f_r R$ が土中に浸透して貯留し、残り $(1 - f_i) f_r R$ が直接流出を生成する。メッシュにおける飽和貯留高を S_{\max} とし、貯留 S が S_{\max} を超えた時は、超過した水は直接流出を形成する。 S_{\max} はその地点の勾配に関するものとして、以下の式から求める。

$$S_{\max} = \left(1 - \frac{g}{g_{\max}}\right) c_{\max} \quad (2)$$

ここで g はメッシュの流路に沿った勾配で DEM から求める。 g_{\max} は流域における勾配の上限値、 c_{\max} は流域内のメッシュ貯留量の上限値であり、勾配が急なメッシュほど飽和貯留高が小さいと仮定している。貯留された水の蒸発量 E_a は以下の式で与える。

$$E_a = \left(\frac{S}{S_{\max}}\right) E \quad (3)$$

S は貯留高、 E は可能蒸発量で Thornthwaite の

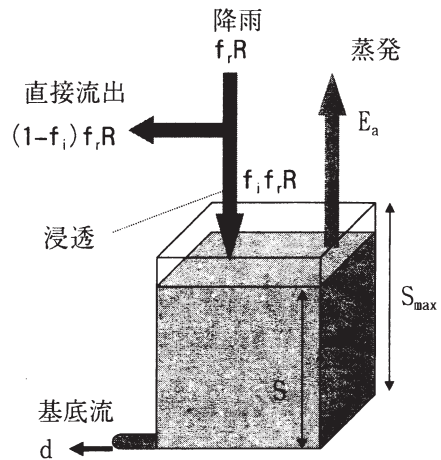


図 3 各メッシュにおける水の出入り

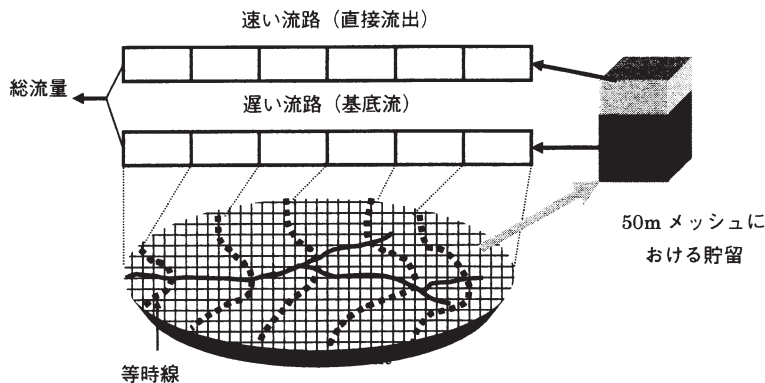


図 2 CEH Grid Model の概要 (Bell & Moore, 1998a を改変)

経験式から

$$E = 1.6(10T/I)^a \quad (4)$$

で表す(内嶋, 1974)。(4)式における E の単位は cm/month , T は流域における月平均気温, I は熱指数と呼ばれる値で月熱指数 $i = (T/5)^{1.514}$ の12ヶ月の和, a は I の関数で

$$a = 6.75 \times 10^{-7} I^3 - 7.71 \times 10^{-5} I^2 + 1.79 \times 10^{-2} I + 0.49 \quad (5)$$

である。

メッシュに貯留された水は基底流として流出し, その流出高 d は以下のような貯留関数で表されるとする。

$$d = k_d S \quad (6)$$

ここで k_d は流出量を決める定数である。以上から, メッシュの貯留高 S の支配方程式は

$$\frac{\partial S}{\partial t} = f_i f_r R - E_d - d \quad (7)$$

で表現される。なお, 数値計算においては差分法により

$$S^* = S(t - \Delta t) + (f_i f_r R - E_d - d) \Delta t \quad (8)$$

$$S(t) = \begin{cases} S^* & \text{if } S^* \leq S_{\max} \\ S_{\max} & \text{if } S^* > S_{\max} \end{cases} \quad (9)$$

で計算する。 Δt は入力雨量の時間間隔(ここでは1時間)である。

流域下端における流量は, 等時線で囲まれた領域を単位とした1次元の流路(図2)における移流型方程式

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = cw \quad (10)$$

を用いて計算する。ここで q は流量, t は時間, c

は位相速度, x は流路に沿った軸, w は流路に直交した方向からの単位長さの流路当りの流入量である。(10)を差分に置き換えると, 時刻 $t+1$ における k 番目の等時線領域の流量 q_k^{t+1} は, 以下の式で表せる。

$$q_k^{t+1} = (1 - c \frac{\Delta t}{\Delta x}) q_k^t + c \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_k^t + \Delta x w_k) \quad (11)$$

(11)より, 「速い流路」における各等時線領域の流量は

$$q_{sk}^{t+1} = (1 - \theta_s) q_{sk}^t + \theta_s (q_{sk-1}^t + r_{sk}^t) \quad (12)$$

で表現できる。なお q_{sk}^t は時刻 t における k 番目の等時線領域の流量, $\theta_s (= c \Delta t / \Delta x)$ は位相速度に関するパラメータであり, $r_{sk}^t (= \Delta x w_{sk})$ は k 番目の等時線領域で生成される直接流出の量に対応する。「遅い流路」についても同様に

$$q_{bk}^{t+1} = (1 - \theta_b) q_{bk}^t + \theta_b (q_{bk-1}^t + r_{bk}^t) \quad (13)$$

と表すことができる。流域下端における総流量は2つの流路からの流量の和となる。なおこの方法は等時線領域について平均的な流量を求めるものであり, 流域の個々のメッシュにおける表面流や地下水を直接には計算していないため, 表層崩壊に影響する水の集水効果については, 別途診断的に計算する必要がある。この方法については後述する(2.3節)。

パラメータ $f_r, f_i, g_{\max}, c_{\max}, k_d, \theta_s, \theta_b, v_l$ および v_r の値は, 計算された流量が観測されたハイドログラフと最も良くフィットするように, 試行錯誤によって値を決める。ただし g_{\max}, c_{\max} の値は斜面の安全率の計算にも関係するため, 後述する方法で再調整を行う(3.3節, 3.4節)。

2.3 斜面安定解析

各メッシュの崩壊危険度を, 分布型流出モデルで計算された貯留高を利用して, 無限長斜面安定解析により判断する。Nash (1987) によると, 図

4のような無限の長い斜面の安全率は、斜面に働くせん断応力と抵抗力の比をとることにより、次式で表せる。

$$F = \frac{c'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} + \left[1 - \left(\frac{\gamma_w}{\gamma} \right) \left(\frac{h}{z} \right) \right] \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (14)$$

ここで F は安全率、 c' は土の粘着力、 ϕ' は土の内部摩擦角、 γ は土の密度、 γ_w は水の密度、 z は表土層の厚さ、 β は斜面の傾斜角、 h は地下水面の高さである。式 (14) における (h/z) は、分布型流出モデルで計算される貯留がすべて地下水面の形成に寄与すると仮定し、以下の式で求めた。

$$\frac{h}{z} = \frac{S + h_q}{S_{\max}} \quad (15)$$

S_{\max} は各メッシュにおける飽和貯留高、 S はメッシュの貯留高、 h_q はメッシュ間の水の移動による集水効果を考慮した貯留高の補正項である。図2に示した通り、用いた流出モデルは流域内の水の移動を仮想的な1次元の流路で計算しているため、貯留高 S には集水効果の寄与が含まれておらず、その効果を見積もるために補正項 h_q の導入が必要になる。今、流路網において、落水線が2本以上流入しているメッシュを「集水メッシュ」とし、「遅い流路」を流れる基底流から集水メッシュの貯留高を補正する。図5のように、 k 番目の等時線領域に流入する基底流は $q_{bk+1} + r_{bk}$ で、流出する基底流は q_{bk} であり、時間ステップ Δt における水量の増分は $(q_{bk+1} + r_{bk} - q_{bk}) \Delta t$ となる。これを集水メッシュに配分することにより、補正項 h_q を以下の式で計算する。

$$h_{qk}^i = h_{qk}^{i-1} + \frac{q_{bk+1}^i + r_{bk+1}^i - q_{bk}^i}{n_k (\Delta l)^2} \Delta t \quad (16)$$

n_k は k 番目の等時線領域における集水メッシュの個数、 $(\Delta l)^2$ はメッシュ1個の面積である。(16)式により、各等時線領域における平均的な集水効果が表現できる。なお、集水メッシュ以外では $h_q = 0$ とする。安全率の計算式 (14) における β はDEMから求め、その他のパラメータ (γ ,

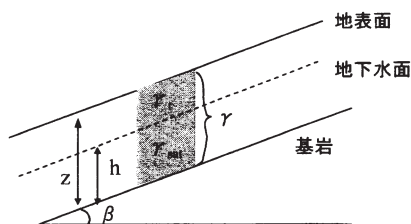


図4 斜面の断面

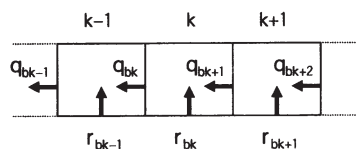


図5 「遅い流路」における水の流れ

z , c' , ϕ') については、現地調査で得られた値を用いる。

3. 阿武隈川上流域への適用

3.1 対象流域の概要

構築した予測システムを1998年8月末豪雨時の阿武隈川上流域に適用する。図6にモデルを適用した流域の地形図及び流域界を示す。流域の最下端は国土交通省白河水位観測所 (37°07'57"N, 140°12'44"E) とした。流域面積は151.07 km² で、流域の西側には標高1,835 mの旭岳があり、東西に約1,500 mの高低差がある。流域面積は土砂災害の検証領域としてはかなり広いが、豪雨時における崩壊分布図が得られていること、また流出モデルのパラメータ調整に必要な流量データが利用できることから、この流域を選定した。流域の地質はChigira (2002) が詳しく報告しているとおり、白河溶結凝灰岩を基岩として、その上を火山灰噴出物が覆っているか、直接風化層が覆っている。

3.2 流出モデルのパラメータ設定

雨量データは、5 km メッシュ、1時間間隔のレーダー・アメダス解析雨量を50 m メッシュに

線形内挿して用いた。分布型流出モデルにおける各メッシュの貯留を初期化するため、事前処理として1998年3月1日0時～7月31日23時までの153日間の雨量データを用いてモデルを走らせた。このうち5月1日0時～7月31日23時までの92日分のデータを用いて、白河水位観測所で観測されたハイドログラフと、計算された流量が最も良くフィットするように、流出モデルの各パラメータの値を調整した。図7はモデルで計算された流量を観測値と比較したものである。

モデルの計算値は、この期間のハイドログラフをよく再現している。ただし、7月23日に観測された流量の極大値は、パラメータをどう調整しても再現することができなかった。これは、レーダー・アメダス解析雨量が局地的な降雨を完全には表現していないことが理由の1つと考えられる。採用したパラメータの値を表1に示す。これらのうち g_{max} は3.3節で述べる表土層の厚さ z の推定式に矛盾しないように値を決めた。また C_{max} は斜面の安全率にも影響するため、3.4節で述べるよう

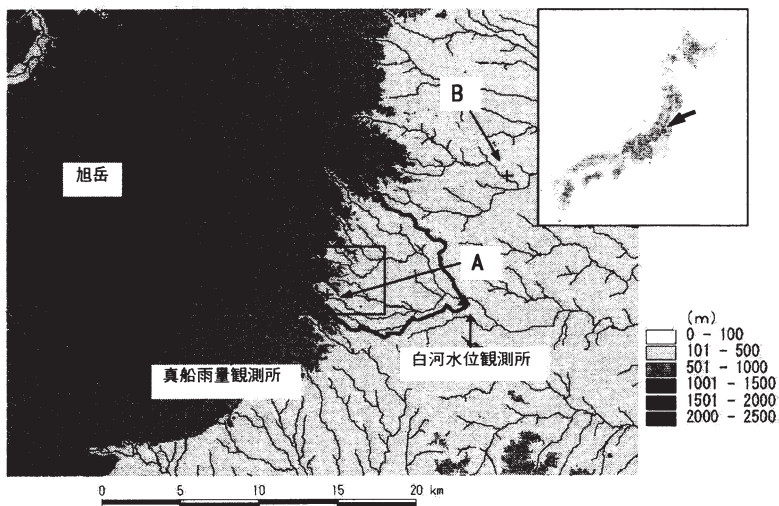


図6 対象流域周辺の地形、河川および流域の境界。黒棒は図9の領域を示し、AとBは小田・他(1999)が土の強度特性を測定した地点を示す

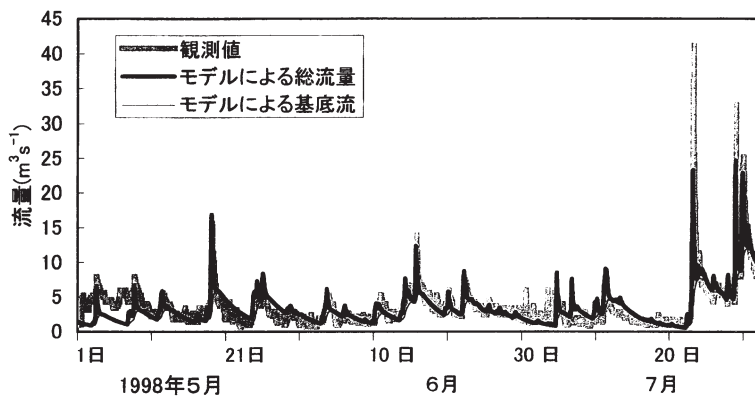


図7 1998年5月1日から7月30日までの、白河水位観測所におけるハイドログラフ(灰色の線)、モデルで計算された総流量(太い実線)および基底流(細い実線)

表1 分布型流出モデルで用いたパラメータの値

記号	意味	値
f_r	雨量補正係数	0.4
f_i	地下水への流入係数	0.85
g_{\max}	流域における斜面勾配の上限値	1.15
c_{\max}	流域における最大貯留高の上限値	300 mm
k_d	基底流出に関する貯留関数における係数	0.01 h^{-1}
θ_s	「速い流路」に関する位相速度パラメータ	0.90
θ_b	「遅い流路」に関する位相速度パラメータ	0.45
v_r	河川における水の流速	4.5 ms^{-1}
v_l	陸面における水の流速	0.5 ms^{-1}

な方法で再調整した結果この値を決めた。

3.3 β , z , c' および ϕ' の設定

斜面の安全率の計算式 (14) で用いる傾斜角 (β) を, 50 m メッシュ DEM を用いて, 落水線に沿う勾配から計算した。水田・瀬尾 (2001) は 50 m メッシュ DEM を用いても, 表層崩壊における重要な地形的な要因を表現できると指摘しているが, DEM による地形表現の有効性は, その地域における地形の「きめ」の細かさ (小規模な尾根や谷がどの程度存在しているか) に応じて変化する。小口・勝部 (2000) および高橋・他 (2003) によると, 小規模な尾根と谷がモザイク状に配置し, 地形のきめが細かい日本の丘陵地では, 50 m メッシュの DEM では地形の傾斜や曲率を十分には表現できず, 解像度 5~10 m 程度の DEM を用いることが望ましい。今回の調査地域は丘陵地に位置するため, 地形表現には高解像度 DEM が必要とされるが, この種のデータは入手できなかった。そこで 50 m メッシュ DEM から求められる傾斜角 (β_{DEM}) を補正し, 各メッシュに含まれる崩壊可能性の高い斜面の傾斜角を推定する。図 8 は 1998 年 8 月末の豪雨による, 福島県南部地域における斜面崩壊の傾斜別の頻度分布を, 井口 (2001) による現地調査と, 50 m メッシュ DEM に基づく傾斜角を用いた場合とで比較したものである。井口 (2001) の現地調査では, 傾斜角 30° 付近に頻度の最大があるが, 50 m メッシュの DEM では 15° 付近に頻度の最大が現れる。この問題を解決するため, 以下の補正式を導入した。

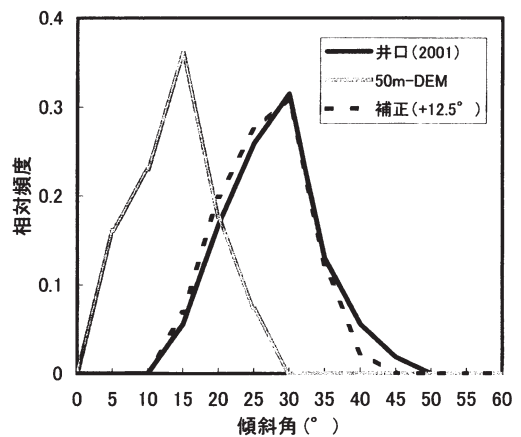


図 8 阿武隈川上流域における, 崩壊斜面の傾斜角に対する相対頻度の分布。黒線は井口 (2001) が現地で測定した傾斜角 (β) に基づくもの, 灰色の線は 50 m メッシュ DEM を用いて計測した傾斜角 (β_{DEM}) によるもの, 破線は $\beta = \beta_{\text{DEM}} + 12.5^\circ$ の補正式を用いたもの

$$\beta = a \beta_{\text{DEM}} + b \quad (17)$$

ここで a , b は補正係数である。崩壊斜面に関する傾斜角の相対頻度の分布が, 井口 (2001) の実測値に近づくように係数 a , b を求めると, $a=1.0$, $b=12.5^\circ$ となった (図 8 の破線)。なお, 頻度分布の一致は必ずしも個々のメッシュにおける傾斜角の補正を保証しないが, データの制約上ここではこの方法を用いた。

表土層の厚さ z は, 各メッシュについて実測値を与えるのが望ましいが, そのような測定を行うのは非常に困難である。そこでここでは, z を斜面勾配 ($\tan \beta$) の関数で表現する。 z と $\tan \beta$ の

関係を調べるため、対象流域内の7箇所において表土層の厚さと勾配を同時に測定した(調査地点を図9の1~7で示す)。斜面勾配の計測には、レーザー距離計(RIEGL製FG21-HA)を用いた。この測器は、測定点に向けてレーザーを発射することにより、距離と仰角を同時に測定することができる。各斜面において、等高線に直交する長さ20m程度の線分を設け、約2.5m間隔で距離と仰角、表土層の厚さを測定した。表土層の厚さの測定には、独立行政法人土木研究所が開発した「土層強度検査棒」(佐々木・福田, 2003)を用いた。土層強度検査棒は、一種のポータブルコーン貫入試験機で、直径10mmのロッドに先端角60°のコーンを取りつけ、人力により土層への貫入を行うものである。測定は平成10年豪雨における崩壊斜面の近傍で行い、人力による貫入限界深がすべり面の深さに一致していることを目視で確認しながら実施した。なお、図9の地点3は急勾配で人間が登ることができず、斜面の表土層厚を直接測定することが不可能であったため、近傍の崩壊斜面におけるすべり面と周囲との高低差をレーザー距離計で測定し、表土層の厚さとした。このようにして7箇所ですしずつ場所を変えて土層厚と斜面勾配を測定した。得られたデータ数は地点1から7についてそれぞれ5個、15個、6個、16個、2個、4個、11個の計59個である。この59個のデータについて、測定された斜面勾配と表土層の厚さとの関係を図10に示す。表土層の厚さはかなりばらついているが、勾配が急になるとともに表土層厚が小さくなっていく傾向が見られる。測定値から z (m)と $\tan \beta$ に以下のような近似式が得られた。

$$z = -2.11 \tan \beta + 2.43 \quad (18)$$

式(18)において、 $\tan \beta = 1.15$ のとき $z = 0$ となる。この関係が、各メッシュにおける最大貯留高 S_{\max} の設定と矛盾しないよう、式(2)においても $g_{\max} = 1.15$ とし、表土のない斜面では $S_{\max} = 0$ となるようにした(表1)。

土のせん断強度に関するパラメータ c' 、 ϕ' もま

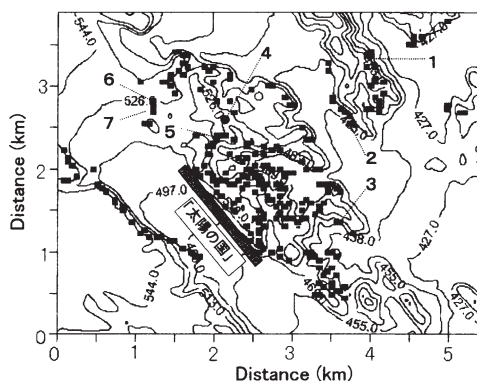


図9 井口(2001)が作成した平成10年豪雨による崩壊分布図を50mメッシュで表示したもの。表示している領域は図6の黒枠に該当する。数字1~7は表土層の厚さおよび斜面勾配を測定した地点を示す。また大きな被害が出た総合社会福祉施設「太陽の国」の位置を灰色の棒で示している

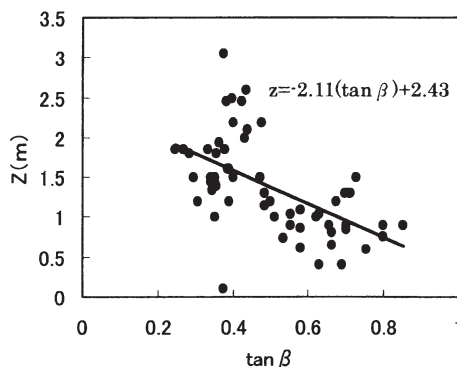


図10 斜面勾配($\tan \beta$)と表土層の厚さ(z)の関係

た、メッシュ毎に測定することが望ましいが、そのような測定が困難であるため、流域全体の代表的な値を選定し、各メッシュに一樣に与える。対象流域周辺の2箇所において、小田・他(1999)が様々な土層の強度特性を測定している。その値を表2に、また測定地点(A:「からまつ荘」裏山、B:大信中学校裏山)を図6に示している。これらの測定値のうち、流域における斜面崩壊の傾斜分布を最もよく再現するパラメータを採用する。表2の各パラメータを式(14)に代入し、 $(h/z) = 0$ における F を計算した結果を図11に示す。全般

表2 土の強度特性 (小田・他, 1999). A1, A2 は総合社会福祉施設太陽の国からまつ荘裏山, B1~B3 は大信中学校裏山で採取された

試料名	土粒子の比重	間隙比	内部摩擦角(°)	粘着力(kPa)
A1 ローム層	2.87	3.87	26.37	20.06
A2 軽石層	2.87	2.94	41.12	5.13
B1 ロームと風化凝灰岩の混合層	2.68	1.48	13.02	8.64
B2 風化凝灰岩 1	2.65	1.16	41.02	2.75
B3 風化凝灰岩 2	2.65	1.29	18.37	4.31

下に凸の曲線になっているのは、小さい傾斜角に対しては斜面に働くせん断応力が小さくなるため安全率が大きくなり、また傾斜角 β が大きくなると式 (18) の関係から表土層厚が小さくなり、やはり斜面に働くせん断応力が小さくなって F が大きくなるからである。試料 A1 (ローム層) および A2 (軽石層) はあらゆる β に対して安全率が 2 より大きく、仮に $(h/z) = 1$ としても安全率が 1 より小さくなることはない。試料 B2 (風化凝灰岩 1) は $\beta = 40^\circ$ 付近に安全率の極小があり、それより勾配の小さい斜面では比較的安全率が大きい。井口 (2001) の調査結果では、傾斜角 30° 前後の斜面について斜面崩壊の大きな頻度があり (図 8), B2 の曲線は勾配の緩い斜面での崩壊を説明しない。試料 B1 (ロームと風化凝灰岩の混合層) は傾斜角が 40° を超えると F が非常に大きくなり、このパラメータは逆に比較的急な斜面での崩壊を説明できない。試料 B3 (風化凝灰岩 2) は、 $\beta = 15^\circ \sim 40^\circ$ の範囲で安全率が小さく、図 8 の斜面崩壊の傾斜分布を再現する可能性をもつ。図 12 は試料 B3 のパラメータについて、 (h/z) を変えたときの安全率の変化である。 (h/z) が 0.3 を超えると安全率が 1 以下となる β が出現し始め、 $(h/z) = 1.0$ では $\beta = 17^\circ \sim 40^\circ$ の範囲で安全率が 1 未満となる。この傾斜角の範囲は、図 8 に示した斜面崩壊の傾斜角のすべてではないが、かなりの部分をカバーできる。そこで流域の代表値として試料 B3 に関する測定値を採用した。なお試料 B3 のサンプリング地点は対象流域の外にあるが、対象流域における斜面崩壊の多くは B3 と同様、風化凝灰岩層をすべり面としていることが報告されてお

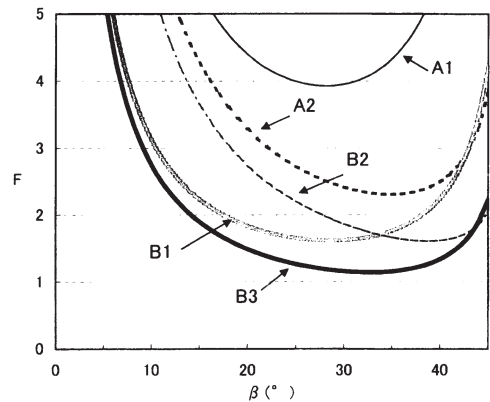


図 11 表 2 に示した 5 種類の土に対する、 $(h/z) = 0$ のときの傾斜角 (β) と安全率 (F) の関係

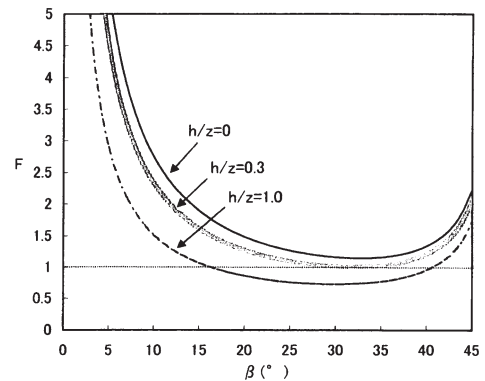


図 12 風化凝灰岩 2 (B3) に対する、いくつかの (h/z) に対する傾斜角 (β) と安全率 (F) の関係

り (井口, 2001), 試料 B3 は対象流域においてもある程度の代表性をもつと考えられる。また「か

らまつ荘」裏山のように火山灰堆積層がすべり面となった事例も見られたが、B3の内部摩擦角 ϕ' の値はローム層(A1)のそれに近く、B3の測定値を代表値として用いても結果が非現実的になることはないと思われる。

土の密度 γ は、地下水面より下の密度が γ_{sat} 、地下水面の上の密度が γ_t であるとして(図4)

$$\gamma = \left(\frac{h}{z}\right)\gamma_{sat} + \left(1 - \frac{h}{z}\right)\gamma_t \quad (19)$$

で計算する。 γ_{sat} は土の飽和密度で最上(1958)より、

$$\gamma_{sat} = \frac{G+e}{1+e}\gamma_w \quad (20)$$

で与えられる。ここで G は土の比重、 e は間隙比で、それぞれ試料B3の値 $G=2.65$ 、 $e=1.29$ を用いた。 γ_t は土の湿潤密度で、貯留高 S が0のとき $\gamma = \gamma_t$ 、 S が S_{max} のとき $\gamma = \gamma_{sat}$ を仮定し、質量保存の関係を利用して

$$z\gamma_t + S_{max}\gamma_w = z\gamma_{sat} \quad (21)$$

により計算した。

3.4 C_{max} の設定

流出モデルのパラメータ C_{max} は、式(2)を通じて最大貯留高 S_{max} を支配し、流出量に影響するとともに、式(15)により (h/z) の推定値にも影響し、安全率 F の推定結果を大きく左右する。従って、 C_{max} の値をどのように設定するかによって、モデルの予測結果が大きく変動する。例えば C_{max} を大きくとりすぎると、 S_{max} も大きくなるため (h/z) が小さくなり、安全率 F が大きめに予測される。予測モデルの目的を考えると、豪雨災害発生時に確実に崩壊危険域を表示することが要求されるため、降雨が土砂災害の発生限界を超えた場合には (h/z) が1に近い状態になることが望ましい。この観点から、予測モデルを使った計算を行う前に、仮想的な雨量に対する S の変

動を考慮し、適当な C_{max} の設定値を検討する。式

(7)において、簡単のため蒸発量を0とし、式(6)を代入すると、以下のような S に関する微分方程式が得られる。

$$\frac{\partial S}{\partial t} = f_i f_r R - k_d S \quad (22)$$

この式を解くと S の時間変化

$$S = \frac{f_i f_r R}{k_d} [1 - \exp(-k_d t)] \quad (23)$$

が得られる。パラメータ f_r 、 f_i 、 k_d に表1の値を代入し、いろいろな降雨強度 R に対する S の時間変化を計算した(図13)。いずれの雨に対しても、 S は時間とともに単調に増加する。対象流域において、土砂災害発生の限界雨量は明らかではないが、1つの目安として真船雨量観測所における1998年8月26日18時から30日24時までの総雨量である1,249mmの値を図に黒丸で示す。このときの S の値は400mm付近にある。一連の降雨の最中に土砂災害が発生していたことを考慮し、ここでは最初の試みとして $C_{max}=300$ mmとおきモデル計算を行う。その上で C_{max} を200mm、500mmに変えた時の影響も検討する。

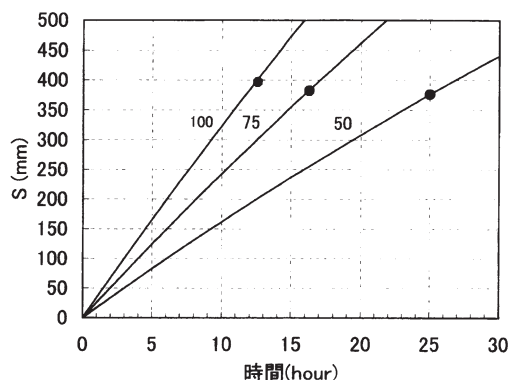


図13 降雨強度 50 mmh^{-1} 、 75 mmh^{-1} 、 100 mmh^{-1} に対する貯留高 S の時間変化。黒丸は1998年8月末豪雨で観測された、総雨量1,249mmの値を示す

3.5 崩壊危険域予測結果の評価

上記パラメータを用いたモデルを検証するために、1998年8月1日～9月2日の雨量データを入力し、結果を実際の斜面崩壊の分布と比較した。計算結果を説明する前に、比較対象とする1998年8月末豪雨における斜面崩壊の概要を述べる。阿武隈川上流域では、1998年8月26日～31日の豪雨により多数の斜面崩壊が発生した。特に「総合社会福祉施設太陽の国」では裏山が崩壊して5名が死亡する惨事となった。Chigira (2002)によると、阿武隈川上流域周辺で1000箇所以上の崩壊が発生し、斜面崩壊の密度は約30箇所 \blacksquare km^2 であった。また崩壊の多くは比較的規模が小さく、幅10～30 m、深さ1～3 m程度であった。井口 (2001)はこの豪雨による崩壊のタイプを①火山堆積層の崩壊、②溶結凝灰岩上の表土層の崩壊、③溶結凝灰岩の風化層の崩壊、④人工斜面による崩壊の4つに分類した。このうち①と③は崩壊深がやや深く、緩い斜面に発生する傾向にあり、②は浅い崩壊深で比較的急な斜面に発生する傾向があった。図9は井口 (2001) が作成した崩壊分布図を50 mメッシュ上にプロットし、等高線図と重ねたものである。丘陵地帯の斜面に数多くの崩壊が発生していることがわかる。図9において斜面崩壊を含むメッシュ数は261であり、これはこの領域の全メッシュ数の3.1%に相当する。

次に計算結果を示す。図14に8月27日9時(豪雨時)における、各メッシュの貯留高 S および安全率 F の分布を示す。参考のため、対象流域の標高も示している。貯留高 S は、標高の低い流域東側で大きな値を示し、西側で値が小さい。これは降雨が流域の東側で多かったことを反映している。一方、安全率 F は地形の影響を強く受け、斜面勾配が比較的急な場所に $F < 1$ の格子点が分布する。すなわち、安全率の分布は、貯留高 S よりむしろ地形の影響を強く受けている。

崩壊分布図が限られた領域(図9)でしか得られていないため、計算された安全率の検証をこの領域を対象に行う。図15は大きな被害を出した総合社会福祉施設「太陽の国」周辺について、安全率 $F < 1$ のメッシュの分布を青色で示し、図9

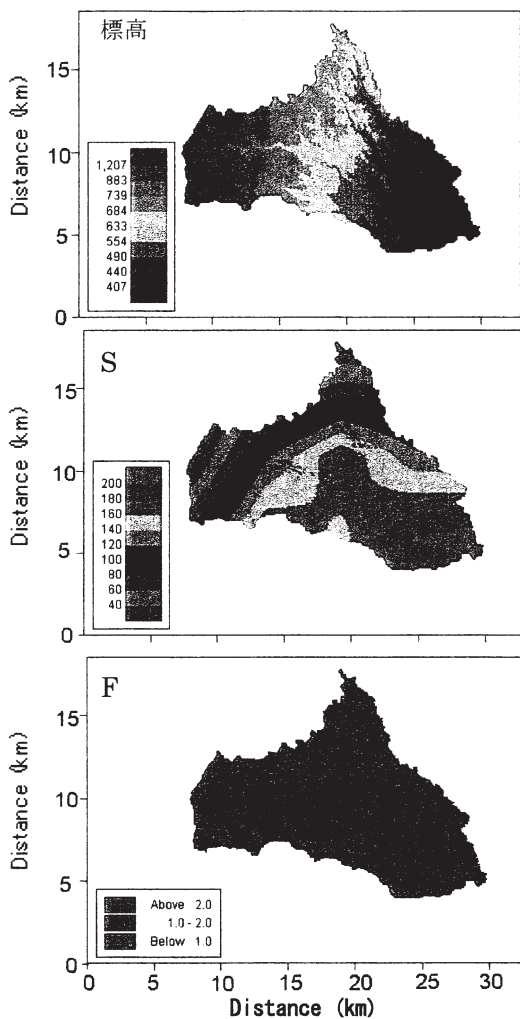


図14 流域の標高と、豪雨時(1998年8月27日9時)における貯留高(S)および安全率(F)の分布

の崩壊分布(赤色)と重ねたものである。豪雨初期の8月26日22時には、 $F < 1$ のメッシュは勾配が急な一部の斜面に限られている。災害のあった「太陽の国」の裏山は、この時刻においては F が1より大きい。4時間後の8月27日2時には $F < 1$ のメッシュが増え、崩壊メッシュの多くが青色で覆われていく。この時刻には、「太陽の国」裏山にも $F < 1$ のメッシュが出現する。現実には「太陽の国」の裏山は27日4時頃に一度斜面崩壊が発生した後、4時50分頃再び崩壊が発生して

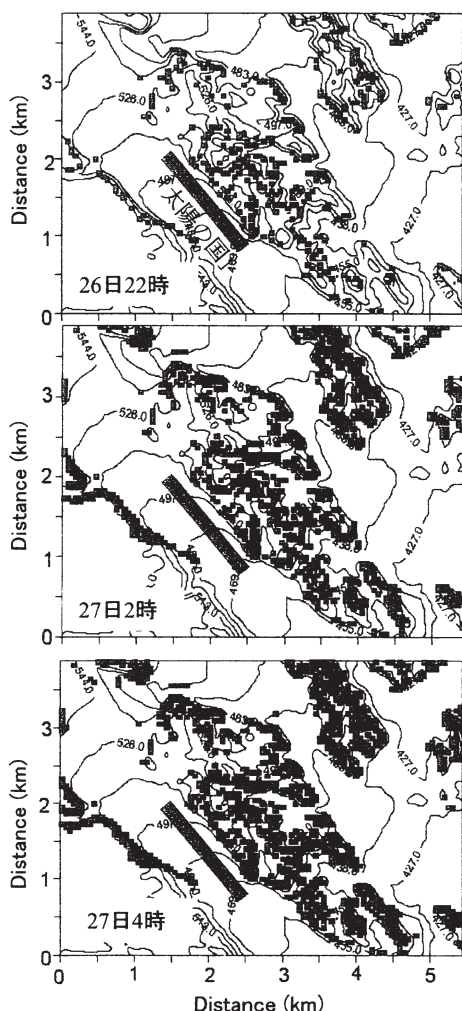


図15 安全率が1未満のメッシュ (水色) と崩壊分布 (赤色)

「からまつ荘」に土砂が流れ込み、死者を発生させたと考えられている (朝日新聞, 1998)。従って、災害発生の2時間前には、予測モデルは崩壊斜面の一部を危険域として表示している。崩壊が発生した27日4時には、より多くの崩壊メッシュが $F < 1$ のメッシュで覆われている。

モデルが崩壊推定時刻の2時間前に危険域を表示した理由は、1つには C_{max} や土質パラメータの設定によって安全率 F の値が現実よりやや危険側に計算されていること、もう1つはモデルが不

飽和浸透過程を考慮せず、雨水の一部が瞬間的に土中に入ると仮定していることが理由であると考えられる。前者については、後述する予測の的中率、捕捉率とも密接に関連しており、様々な事例にモデルを適用しながら、適切なパラメータを調節していく必要がある。また不飽和浸透過程の導入は、「時の予測」の精度を上げるために重要であり、その扱いはまた今後の課題である。

8月1日0時から9月3日0時までの33日間における、図9の領域内における $F < 1$ のメッシュ数の時間変化を図16に示す。参考のため、真船雨量観測所における時間雨量の棒グラフを重ねて表示している。 $F < 1$ のメッシュ数 (実線) は、豪雨が発生した8月26日18時に急激に増加し、28日2時に第一の極大に達する。8月30日8時に第2の極大に達し、その後ゆるやかに $F < 1$ の格子点数が減じている。モデルは、豪雨の発生に対応して危険域を表示するが、降雨がほぼ終息した8月31日以降、4日以上にわたって $F < 1$ のメッシュが表示され続けており、危険域の解除について問題を残している。

$F < 1$ のメッシュ数が2回目の極大となった8月30日8時の計算結果を、図9の崩壊分布と比較した結果を表3に示す。崩壊が予測され、実際に崩壊が発生したメッシュ (a_1) は205あり、崩壊が予測されないにもかかわらず崩壊が起こったメッシュ数 (a_3) は56ある。捕捉率を $100a_1 / (a_1 + a_3)$ で定義するとその値は78.5%となる。これは、実際に発生した崩壊の78.5%をモデルが予測したことを示している。また、崩壊が予測されたメッシュのうち、崩壊が発生しなかったメッシュ (a_2) が1,809あり、的中率 $100a_1 / (a_1 + a_2)$ は10.2%となる。すなわち崩壊が予測されたメッシュのうち、10.2%のみで実際に崩壊が起こった。

水田・瀬尾 (2001) が50 mメッシュDEMに基づき構築した予測モデルでは、パラメータを調整することにより捕捉率を80%、的中率を20%まで向上できるとしている。しかしいずれにしても本研究と同様に的中率は低く、「空振り」の多い予測となっている。おそらく丘陵地においては50 mメッシュのDEMを用いる限り、的中率は20

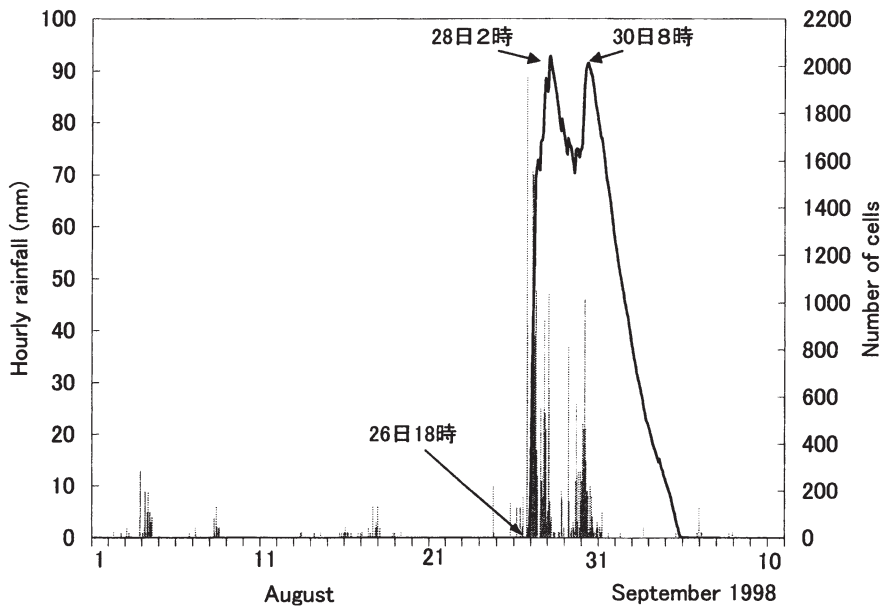


図 16 真船雨量観測所の 1 時間雨量 (棒グラフ) と, 図 9 の領域における危険域の格子点数 (実線)

表 3 安全率と崩壊発生との関係

安全率	崩壊が発生した格子点数	崩壊が発生しなかった格子点数
$F < 1$	$a_1=205$	$a_2=1809$
$F \geq 1$	$a_3=56$	$a_4=5318$

%程度が限界であり, 精度を向上させるにはモデルにメッシュの細かい地形情報や詳細な土の強度特性の分布を組み込む必要があると考えられる。

C_{\max} を 200 mm, 500 mm にしたときの的中率と捕捉率を表 4 に示す。 C_{\max} を 200 mm に設定すると, 捕捉率は 89.7%まで向上し, 見逃しの少ない予測となるが, 的中率が 8.1%まで減じて空振りが多くなる。一方 $C_{\max}=500$ mm とするとの的中率が 14.9%まで向上し空振りが少なくなるが, 捕捉率が 52.5%まで減じ, 斜面崩壊の約半分を見逃してしまうことになる。このように C_{\max} の設定の仕方によつて的中率, 捕捉率が変動していく。最終的に C_{\max} をどのように設定するかは, 様々な事例にモデルを適用しながら判断していく必要がある。

モデルをリアルタイムで運用するための重要な条件として, 計算速度が十分に速いことが上げられる。今回用いた予測システムでは, 雨量をモデルに入力してからメッシュ毎の安全率を計算するのに要する時間は, SUN Ultra-1 ワークステーションを用いた場合約 20 秒であった。今回は 1 時間間隔の雨量を入力値としたが, 入力する雨量データさえ得られれば, より短い時間間隔でリアルタイムに危険域を計算することも十分に可能である。

3.6 土壌雨量指数との比較

気象庁によって実用化されている土壌雨量指数に基づく予測結果と比較し, 本モデルによる予測法の特徴を考察する。岡田 (2000) は今回対象とした阿武隈川上流域の豪雨について, 土壌雨量指

表 4 C_{max} を変えた時の的中率と捕捉率

C_{max}	的中率	捕捉率
200 mm	8.1 %	89.7 %
300 mm	10.2 %	78.5 %
500 mm	14.9 %	52.5 %

数を用いた土砂災害予測結果を報告している。図 17 は福島県西白河郡西郷村周辺 (図 9 に示した領域とほぼ同様) における土壌雨量指数の変化である。土壌雨量指数は 8 月 26 日午後より上昇し始め、26 日 19 時に履歴順位 1 位値を更新し、西郷村周辺は過去 8 年間で最も危険な状態と判断された。この時刻は本モデルにおいて $F < 1$ のメッシュが出現した時刻にほぼ一致しており (図 16)、「時の予測」の観点からは両者は同程度の精度をもつと考えられる。土壌雨量指数は 27 日 7 時に極大に達し、大きな値を維持した後、28 日 3 時より減少に転じる。比較のため、本モデルで計算された貯留高 S の流域平均値の変化を重ねて図示した。貯留関数の違いにより 28 日以降は両者の値は離れていくものの、26 日夕刻から 27 日午前にかけての上昇期には S の変化は土壌雨量指数のそれとよく一致している。土壌雨量指数はタンクモデルを用いた貯留量であり、本モデルにおける貯留高 S と変化傾向が一致するのは当然で、このことが両者でほぼ同じ時刻に危険域が出現した理由である。

次に、「場所の予測」について検討する。土壌雨量指数は 5 km 程度のメッシュを予測対象としており、例えば図 9 に示す領域全体における土砂災害発生危険度の高まりは予測できても、その領域内において斜面崩壊の危険域を絞り込むことはできない。参考のため、「太陽の国」で崩壊が発生した 8 月 27 日 4 時における、本モデルで計算された貯留高 S の分布を図 18 に示す。 S の空間分布は現実の崩壊分布 (図 9) と大きく異なっている。このことは、土壌雨量指数などの貯留のみに基づく予測は、少なくとも現在の雨量観測体制の下では、数 km メッシュ以下には崩壊危険域を絞り込むことができないことを示唆している。一方、本モデルでは地形や表土層の厚さを考慮することに

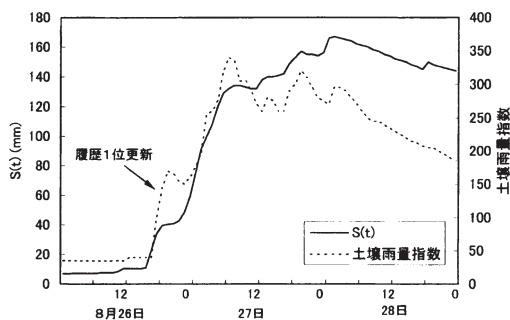


図 17 本研究の対象流域を平均した貯留高 S の変化 (実線) と、福島県西白河郡西郷村における土壌雨量指数の変化 (破線; 岡田 (2000) に基づき作成)

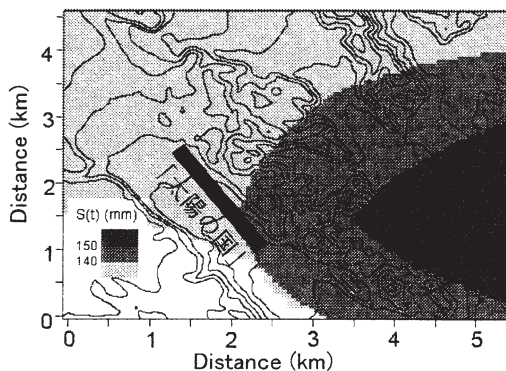


図 18 8 月 27 日 4 時における貯留高 S の分布

より、図 15 に示したように、現実の崩壊地点やその近傍に危険域を表示することができた。ただし本モデルによる予測は、災害発生後にパラメータを調整した上で行ったものであり、真の意味での予測ではない。今後、実際にリアルタイムでモデルを運用した上で予測結果の検証を重ねていくことが必要であり、現在インターネット上でのシステムの運用を図っている (三隅・他, 2003)。

土壌雨量指数を始めとする貯留に基づく予測法

は、雨量等の履歴データがあれば日本全国について容易に適用できるという大きな利点があり、全国スケールで危険域を監視する上で非常に有効な手法である。一方で本予測モデルのような DEM を用いる手法は、パラメータ調整に手間がかかるという欠点はあるが、斜面崩壊危険域をより細かいスケールで予測できる可能性をもつ。将来的には、貯留に基づく方法で数 km メッシュまで危険域を絞り込み、さらに今回用いたような DEM に基づく予測手法によって土砂災害危険域を抽出し、防災活動に役立てていくことが考えられる。

4. 結 論

本論文では、DEM を用いた表層崩壊予測のリアルタイム化を図るため、分布型流出モデルの活用を提案した。50 m メッシュの DEM を用いて、1998 年 8 月豪雨を対象に阿武隈川上流域にモデルを適用したところ、以下のような結論が得られた。

- 1) モデルは 5 km メッシュの雨量データから危険域を絞り込み、斜面崩壊発生時の 2 時間前には崩壊斜面またはその近傍に危険域を表示した。一連の降雨イベントで予測された危険域は、実際に斜面崩壊が発生したメッシュの 78.5% を含んでいる。ただし、斜面崩壊が発生したのは予測されたメッシュの 10.2% にすぎず、今後予測の空振りを減らすための研究が必要である。
- 2) 流域面積 151.07 km² の領域において、50 m メッシュの貯留分布および崩壊危険域を、汎用のワークステーションを用いて計算するのに要した時間は、約 20 秒であった。分布型流出モデルの活用により、豪雨発生時にリアルタイムで崩壊危険域を予測することが可能であることが示された。

今後の研究として、計算が効率的に行える利点を生かして、より細かいメッシュでの表層崩壊予測計算を行うことや、不飽和浸透過程の導入を図ること、流域における土層の厚さやせん断強度特性を適切に与える方法を検討すること、さらには危険域解除のタイミングを検討することが課題と

して考えられる。またマルチパラメータレーダーによる高精度の雨量推定 (Iwanami et al., 2001) との組み合わせや、降雨予測 (三隅, 1998) との連結についても検討を加えていく予定である。

謝 辞

白河水位観測所における流量データを国土交通省東北地方整備局福島工事事務所から提供いただいた。独立行政法人土木研究所の佐々木靖人氏には土層強度検査棒の入手方法や使い方についてご教示いただいた。日本気象協会の天野貴文・石井琢哉の両氏にはモデルプログラムのコーディングを補助していただいた。防災科学技術研究所の森脇寛・井口隆の両氏には土層の調査法について指導していただいた。同研究所の鈴木真一氏からはレーダー・アメダス解析雨量の読み込みプログラムの提供を受けた。同研究所の圓山憲一氏には現地調査の補助をしていただいた。さらに 3 人の査読者の適切なコメントにより論文の質を向上させることができた。以上記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 朝日新聞: 8 月 28 日朝刊, 1998
- 2) Bell, V. A. and R. J. Moore: A grid-based distributed flood forecasting model for use with weather radar data: Part 1. Formulation, Hydrology and Earth System Sciences, Vol.2, pp.265-281, 1998a.
- 3) Bell, V. A. and R. J. Moore: A grid-based distributed flood forecasting model for use with weather radar data: Part 2. Case studies, Hydrology and Earth System Sciences, Vol.2, pp.283-298, 1998b.
- 4) Chigira, M.: Geologic factors contributing to landslide generation in a pyroclastic area: August 1998 Nishigo village, Japan, Geomorphology, Vol.46, pp.117-128, 2002.
- 5) Dai, F. C. and C. F. Lee: Landslide characteristics and slope instability modeling using GIS, Lantau Island, Hong Kong, Geomorphology, Vol.42, pp.213-228, 2002.
- 6) 藤井恒一郎・久保田哲也・奥村武信: 土石流発生警報の発令及び避難指示の的確性向上に関する研究,

- 新砂防, Vol.47, No.2, pp.35-42, 1994.
- 7) Gritzner, M. L., W. A. Marcus, R. Aspinall and S. G. Custer: Assessing landslide potential using GIS, soil wetness modeling and topographic attributes, Payette River, Idaho, Geomorphology, Vol.37, pp.149-165, 2001.
 - 8) 平松晋也・水山高久・石川芳治: 雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究, 新砂防, Vol.43, pp.5-15, 1990.
 - 9) 広島県: 6月23日からの大雨による被害の状況について, 平成11年8月25日, 1999.
 - 10) Iida, T.: A stochastic hydro-geomorphological model for shallow landsliding due to rainstorm, Catena, Vol.34, pp.293-313, 1999.
 - 11) 井口隆: 1998年8月豪雨による阿武隈川上流域における斜面災害調査報告, 主要災害調査, 防災科学技術研究所, Vol.37, pp.107-136, 2001.
 - 12) 井良沢道也・平松晋也・遠藤治郎: 表層崩壊発生予測モデルの土砂生産予防対策施設配置計画への適用性に関する研究, 砂防学会誌, Vol.49, No.5, pp.26-35, 1997.
 - 13) Iwanami, K., R. Misumi, M. Maki, T. Wakayama, K. Hata and S. Watanabe: Development of multiparameter radar system on mobile platform, 30th International Conference on Radar Meteorology, Munich Germany, pp.104-106, 2001.
 - 14) Keefer D. K., R. C. Wilson, R. K. Mark, E. E. Brabb, W. M. Brown III, S. D. Ellen, E. L. Harp, G. F. Wiczorek, C. S. Alger and R. S. Zatkun: Real-time landslide warning during heavy rainfall, Science, Vol.238, pp.921-925, 1987.
 - 15) 水田敏彦・瀬尾和太: 数値標高モデルに基づく豪雨による斜面崩壊危険度予測—長崎市を事例対象として—, 自然災害科学, Vol.19, No.4, pp.477-491, 2001.
 - 16) 三隅良平: 降雨モデルを用いた土砂災害予測の試み, 自然災害科学, Vol.17, No.2, pp.177-188, 1998.
 - 17) Misumi, R., V. A. Bell and R. J. Moore: River flow forecasting using a rainfall disaggregation model incorporating small-scale topographic effects, Meteorological Applications, Vol.8, pp.297-305, 2001.
 - 18) 三隅良平・真木雅之・岩波越・小口高・石井琢哉: レーダー雨量を用いた表層崩壊のリアルタイム予測, 第22回自然災害学会学術講演会講演概要集, pp.75-76, 2003.
 - 19) 最上武雄: 改訂土質力学, 岩波全書, 219 p., 1958.
 - 20) Montgomery, D. R. and W. E. Dietrich: A physically based model for topographic control on shallow landsliding, Water Resource Research, Vol.30, pp.1153-1171, 1994.
 - 21) Montgomery, D. R., K. Sullivan and H. M. Greenberg: Regional test of a model for shallow landsliding, Hydrological Processes, Vol.12, pp.943-955, 1998.
 - 22) Morris, D. G. and R. G. Heerdegen: Automatically derived catchment boundaries and channel networks and their hydrological applications, Geomorphology, Vol.1, pp.131-141, 1988.
 - 23) Nash, D: A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis, Slope Stability, Edited by M. G. Anderson and K. S. Richards, John Wiley & Sons Ltd., pp.11-75, 1987.
 - 24) 小田匡寛・鈴木輝一・川本健: 1998年南東北・北関東の集中豪雨による土砂災害の実態調査, 平成10年度科学研究費補助金(基盤研究B(1))研究成果報告書: 1998年南東北・北関東の集中豪雨災害に関する調査研究, pp.163-181, 1999.
 - 25) 小口高・勝部圭一: 細密DEMを用いた地形解析(杉盛啓明・青木賢人・鈴木康弘・小口高編), 中日新聞社, pp.19-26, 2000.
 - 26) 岡田憲治: 土壌雨量指数から見た豪雨の特徴, 気象庁技術報告, Vol.121, pp.164-170, 2000.
 - 27) 岡田憲治: 土壌雨量指数, 測候時報, Vol.69, pp.67-100, 2002.
 - 28) 沖村孝・市川龍平: 数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法, 土木学会論文集, Vol.358, pp.69-75, 1985.
 - 29) 佐々木靖人・福田徹也: 個別斜面の土層分布特性と表層崩壊ハザードマッピングの可能性, 豪雨による表層崩壊発生危険度評価に関する新たな展開, 京都大学防災研究所, pp.105-116, 2003.
 - 30) 鈴木雅一・福嶋義宏・武居有恒・小橋澄治: 土砂災害発生の危険雨量, 新砂防, Vol.110, pp.1-7, 1979.
 - 31) 高橋昭子・小口高・杉盛啓明: ラスター型DEMの解像度と地形表現力—多摩地域を事例として—, 地理学評論, Vol.76, pp.800-818, 2003.
 - 32) 内嶋善兵衛: 耕地微気象, 新編農業気象ハンドブック, 新編農業気象ハンドブック編集委員会編, 養賢堂, pp.70-263, 1974.

- 33) Zhou, C. H., C. F. Lee, J. Li and Z. W. Xu: On the spatial relationship between landslides and causative factors on Lantau Island, Hong Kong, *Geomorphology*, Vol.43, pp.197-202, 2002.

(投稿受理：平成15年8月6日
訂正稿受理：平成16年6月3日)