

2. 予測降水量が活用可能な土砂災害警戒・避難に関する技術開発

2-1 水文・斜面安定モデルを組み合わせた分布型土砂災害発生予測モデルの検討

2-1-1 はじめに

地球規模の気象観測、数値モデルの高度化等により、降雨予測の精度向上が図られてきている。今後、高時空間分解能の降雨予測情報を土砂災害に対する防災計画、土砂管理計画に有効に活用するためには、土砂生産予測モデルの時空間分解能も向上させる必要がある。一方、これまで表層崩壊発生箇所、時刻など土砂生産に関する予測手法として提案された多くは、過去の災害実績に基づく経験的な手法であった。過去の災害実績に基づく経験的な手法は、植生、地質、地形など場の条件及び先行降雨量、降雨波形など誘因となる条件が多様な土砂災害に適用するには限界がある。

そこで、土砂生産予測モデルの分野においても、1980年代以降、土砂移動現象をコントロールする各素過程のモデル（表面流、鉛直浸透、飽和側方流などの雨水一流出過程に関するモデル及び雨滴侵食、斜面安定計算などの土砂生産－移動現象に関するモデル）を結合したいわゆる物理モデルの構築・提案がされてきた（小杉、2004）。さらに、雨水一流出過程、土砂生産－移動現象に関する数多くの実験、観測が行われ、各素過程に関する様々なモデルの改良・提案もされてきている。しかしながら、これら土砂生産予測モデルが土砂災害に対する防災計画、土砂管理計画立案および警戒避難の支援に十分に活用されているとは言いがたいのが現状である。そこで、本研究では土砂生産予測モデルが実務上利用可能となるよう物理モデルの現状を分析し、課題を克服できる物理モデルの構築を目指した。

2-1-2 斜面水文プロセスの概説

1980年代からの水文観測の結果から、斜面における雨水流出過程および土砂生産流出過程に関して、従来の概念では適用できない知見が蓄積されてきた。荒廃斜面と森林斜面で物理的な条件が異なるため、この2種の斜面を別々に考える。

荒廃斜面においては、従来図 2-1-1a のように、雨水の一部が斜面に浸透するが、浸透能以上の降雨があるときにはホートン流に代表する地表流が発生するものと考えられていた。また、土砂は雨滴衝撃や表面流によって剥離し、表面流によって下流へ流出するものであった。その後、詳細に地中水の挙動を観測した結果から、図 2-1-1b のような概念図が提唱されるようになった。すなわち以下の通りである。荒廃斜面といえども、表層には透水係数の高い土層が存在し、雨水はその層に浸透をする。その層が飽和したところから、飽和地表流が発生する。土砂生産は、雨滴衝撃や表面流の剥離ではなく、飽和土層の小崩壊し、流下する土砂移動形態が卓越する。しかしながら、地表付近がクラストと呼ばれる薄い膜状の構造で覆われているときには、従来の概念同様、雨水の大部分は土壤中に浸透せず、ホートン型の表面流として流出することがあることが明らかとなっている（図 2-1-1c）。

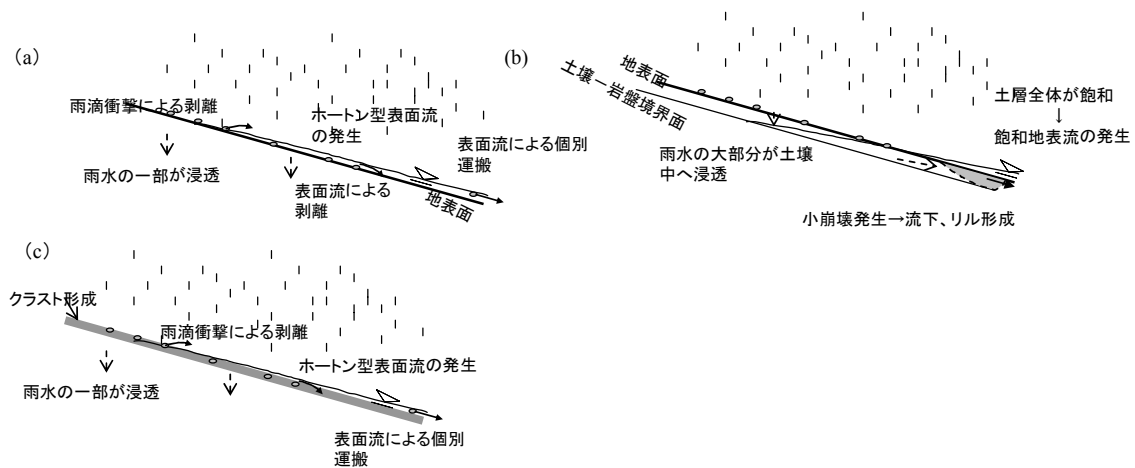


図 2-1-1 荒廃山地の雨水－流出機構及び土砂生産機構に関する概念図（内田、2004）

(a)はこれまで提案された侵食モデルで想定されている雨水－流出及び土砂生産機構の概念図。(b)は内田ら(1999a)、木本ら(2003)に基づく田上山地の荒廃地に関する雨水－流出及び土砂生産機構の概念図。(c)は、地表面がクラストに覆われている斜面雨水－流出及び土砂生産機構の概念図。

一方、森林斜面における斜面の雨水流出過程の概念は、乱流と層流が混在し、様々な流出経路が存在することが知られていた。しかし、斜面崩壊発生予測モデルの多くは、マトリックス中の飽和側方流のみか、マトリックス中の不飽和鉛直浸透をモデル化したものであった。

1980年代以降多数の水文観測が行われ、選択的な鉛直浸透(大孔隙中を降下するマトリックスをバイパスするような流れ)、岩盤から土層への水流の存在が明らかにされるとともに、パイプ流が森林斜面の雨水流出過程をモデル化する上で不可欠な要素であることが明らかにされた。

近年、樹木の蒸散活動にともなう根系からの吸水、岩盤への降下浸透およびマトリックス中の不飽和側方流等が考慮に入れたモデルが試みられている。

選択的な鉛直浸透は、従来、Green-Ampt の式のように、土層に浸透した水は湿潤前線を形成して斜面土層を一様に降下していくと考えられてきた。鉛直 1 次元浸透過程を考慮している斜面崩壊発生予測モデルの多くにおいても、図 2-1-2a に模式的に示したような一様な鉛直浸透を仮定し、モデル化されてきた。しかし、森林斜面における土壌間隙水圧測定の結果から、土層中を湿潤前線が降下する速度は、一様な浸透を仮定した場合に比べて、15 倍程度早いと言えることがわかった。

また、地中水の流れは、従来の水文モデルでは、ダルシー則に従うと仮定されてきた。しかし、実際の斜面の飽和側方流に関する観測結果は、土層中の飽和側方流のフラックスはダルシー則によって算出した値に比べて、100 倍以上大きいことが観測されており、飽和側方流のフラックスは動水勾配の変化に対して非線形性の強い流れであることが示されてきた。このような飽和側方流の特性には、ソイルパイプまたは単にパイプ(以下では「パイプ」と呼ぶ)と呼ばれる斜面とほぼ平行に発達する土層中の連続した大孔隙の存在が寄与していることが明らかにされた。また、パイプは表層崩壊跡地に見られることが多いから、表層崩壊にパイプの寄与が検討されてきた。

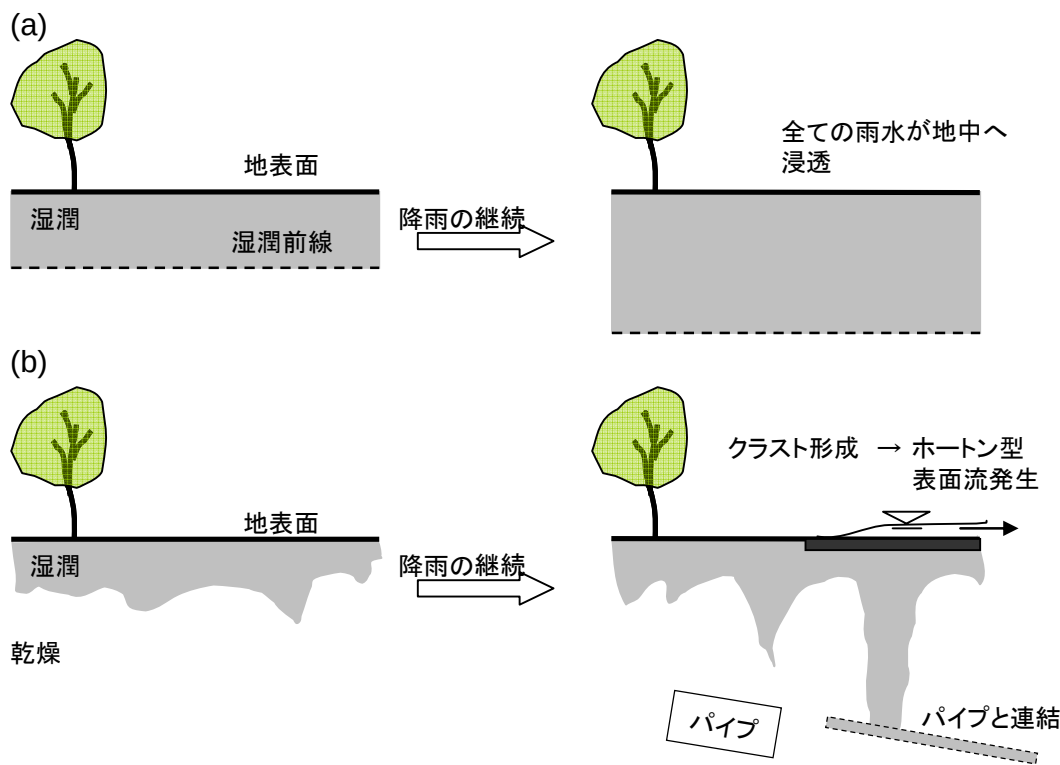


図 2-1-2 森林土壌中の鉛直浸透過程に関する概念図（内田、2004）

(a) はこれまで崩壊発生予測モデルで仮定されてきた森林土壌中の鉛直浸透過程に関する概念図、(b) は近年明らかにされてきた森林土壌中の鉛直浸透過程に関する概念図

従来から、岩盤中の水の流れが斜面の雨水流出過程に関与していると考えられていた。しかしながら、流出モデルにおいては、計算領域を絞る必要性などから、岩盤への浸透量は小さいと仮定し、岩盤は不透水、すなわち、岩盤へは水が浸透しないと近似してモデルが組み立てられることが多かった。また、岩盤への浸透を考慮するにしても、いったん岩盤へ浸透した水が、土層や溪流に「復帰」することはない、言い換えれば、岩盤中に浸透した水は系外に流出すると仮定されてきた(図 2-1-3a)。しかし、斜面における詳細な水文観測から、相当量の水はいったん岩盤に浸透することが明らかとなってきた。その結果、岩盤にいったん浸透した水が斜面において土層中へ復帰するような流れが存在することが明らかとなってきた(図 2-1-3b)。

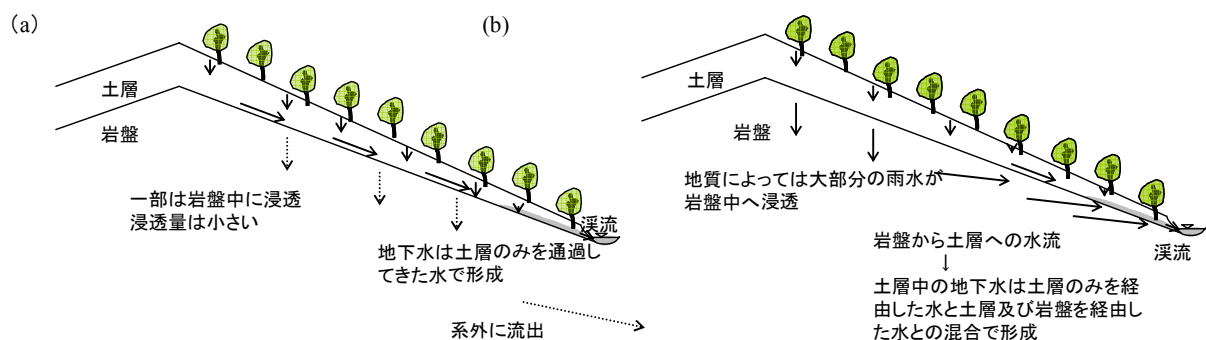


図 2-1-3 土層-岩盤間の水移動に関する概念図（内田、2004）

(a) はこれまで崩壊発生予測モデルで仮定されてきた土層-岩盤間の水移動機構に関する概念図、(b) は近年明らかにされてきた土層-岩盤間の水移動機構に関する概念図

2-1-3 本研究で作成したモデルの概要と目的

全国をメッシュに区分して詳細な地形データや降雨データが提供されている。本研究では、このように細密に提供されている情報を利用し、かつ、既往の研究成果を整理し 2-1-2 のような近年明らかになった斜面水文プロセスをある程度取り入れたモデルを構築した。

多くのモデルを組み込んでシステム化した理由は以下の通りである。すなわち、土砂生産予測には、数多くの素過程モデルを組み合わせる必要があるため、モデルの構築に多大な労力を要し、モデル全体を詳細に把握することが困難である。その上、各素過程に対して数多くのモデルが提案されており、目的、対象スケール、事象にあった最適なモデルを抽出するのが難しい。近年、KINEROS (<http://www.tucson.ars.ag.gov/kineros/>) などの表面侵食予測モデルや CHASM (<http://www.chasm.info/>) などの表層崩壊予測モデルといった素過程モデルを組み合わせた「パッケージ化されたモデル」が公開されつつある。しかし、

1) 1 つのモデルで多岐にわたる現象、土地被覆状態、土地利用形態への適用可能なモデル

2) 現象、目的、予測降雨の時空間分解能ごとの最適な素過程モデル及びその組合せを選択できるシステムは構築されていないのが現状である。

そこで、従来提案されている土砂移動現象をコントロールする各素過程の数値計算手法のプログラミングを行い、1 つの素過程を対象とした複数の素過程モデルから自由にモデルの選択可能なシステム、自由に素過程モデルを組み合わせることができるシステム、新たに提案されたモデルを随時追加できるシステムの開発を目的とした。

図 2-1-4 に本モデルの構造を示した。本モデルは、①メッシュ作成モデル、②雨水－流出モデル、③表面侵食モデル、④表層崩壊モデルの4モデルかなり、②～④のモデルは2から4のサブルーチンからなる。さらに、各サブルーチンは複数のモデルから、選択可能なようにする。プログラミングしたモデルは表 2-1-1 にまとめた。

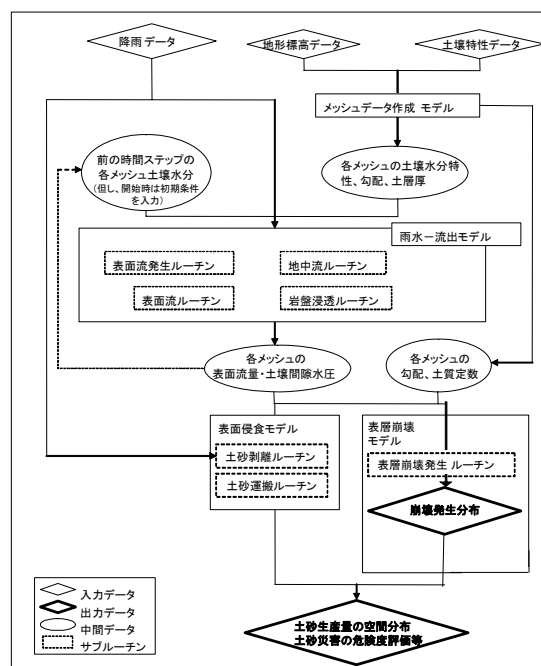


図 2-1-4 統合型土砂生産予測モデルの概要

表 2-1-1 プログラミングした手法

モデル	サブルーチン	計算手法
メッシュ作成モデル		正方形メッシュ作成
雨水－流出モデル	表面流発生ルーチン	Smith-Parlangeの式、Green-Amptの式
	表面流ルーチン	2次元浅水流モデル 2次元キネマチックウエーブモデル
	地中流ルーチン	1次元Richards式＋飽和側方流 小杉ら(2002)式＋飽和側方流 拡散方程式(Iverson, 2000) 定常流モデル
	岩盤浸透ルーチン	一定量浸透(平松ら, 1990)
表面侵食モデル	土砂剥離ルーチン	KINEROS中の侵食速度式
	土砂運搬ルーチン	水山式
	斜面崩壊発生ルーチン	芦田・道上式 無限長斜面の安定解析

2-1-4 各モデル・ルーチンの詳細

2-1-4.1 メッシュ作成モデル

メッシュの形状は正方形を基本とし、既存の DEM など GIS データベースを用いることが可能にした。また、基本的には GIS 上で作成された X,Y 座標値を、解析範囲に応じて切り出せる仕組みとした。

2-1-4.2 雨水－流出モデル

2-1-4.2.1 表面流発生ルーチン

表面発生ルーチンは 2 つのモデルから構成されている。すなわち、Smith-Parlange 浸透速度式と Green-Ampt の浸透速度式とした。

(1)Smith-Parlange 浸透速度式

Smith-Parlange の浸透理論は以下の通りである。

$$f_c = k_s \left[1 + \frac{\alpha}{\exp(\alpha I / B) - 1} \right]$$

ここで、 f_c : 浸透速度、 k_s : 飽和透水係数、 α : 土壌水分パラメータ、 $B = (\theta_s - \theta_r) \times (G + hw)$ 、 G : 毛管吸引効果、 hw : 水深、 I : 積算雨量、 θ_s : 飽和体積含水率、 θ_r : 残留土壌水分

(2)Green-Ampt 浸透速度式

Green-Ampt 式を以下に示す。

$$f_c = k_s \left[1 + \frac{Msav}{F} \right]$$

ここで、 f_c : 浸透速度、 k_s : 飽和透水係数、 sav : 浸潤面の土壌水分平均吸引力、 $M = (\theta_s - \theta_r)$ 、 $F = MLf$ 、 Lf : 浸潤面までの深さ

2-1-4.2.2 表面流ルーチン

表面流流下に関しては、マニング式に基づく運動方程式及び連続式によるモデル、2次元浅水流モデル (Dynamic Wave) と 2 次元 Kinematic Wave モデルを作成した。

(1)マニング式に基づく運動方程式及び連続式によるモデル

連続の式

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + R_i - fs_i$$

運動方程式

$$q_x = 1.49 \cdot S_x^{1/2} n^{-1} h_s^{5/3}$$

$$q_y = 1.49 \cdot S_y^{1/2} n^{-1} h_s^{5/3}$$

ここで、 h_s : 地表流水深、 q_x : x 方向の地表流量、 q_y : y 方向の地表流量、 n : マンニングの粗度、 S_x : 方向の斜面勾配、 S_y : y 方向の斜面勾配、 f_s : 浸透速度

(2)2次元浅水流モデル

基礎式

$x-y$ 平面における漸変流の運動方程式は次の各式で表される。

x 方向運動方程式:

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \beta_x \frac{\partial u q_x}{\partial x} + \beta_y \frac{\partial v q_x}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho}$$

y 方向運動方程式:

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \beta_x \frac{\partial u q_y}{\partial x} + \beta_y \frac{\partial v q_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho}$$

ここに、 $q_x(=uh)$ 、 $q_y(=vh)$: x および y 方向の流量フラックス、 u 、 v : x および y 方向の平均流速、 β_x 、 β_y : x および y 方向の運動量補正係数、 h : 水深、 H : 水位(地盤高+水深)である。また、 τ_x 、 τ_y は x および y 方向の流れの抵抗力であり、抵抗則として Manning 則を用いればそれぞれ次式で表される。

$$\frac{\tau_x}{\rho} = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \quad \frac{\tau_y}{\rho} = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}$$

ここに、 n : Manning の粗度係数である。

また、水の連続式は次式のとおりである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

水の連続式:

(3)Kinematic Wave モデル

地表流に Kinematic Wave 法を適用した場合の基礎式は以下の通りである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_x \cdot h) + \frac{\partial}{\partial y}(u_y \cdot h) = q$$

$$q = u \cdot h$$

$$u = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

h :水深

$$u: \text{流速} (u = (u_x, u_y))$$

q : 単価面積単位時間あたりの地表流量

n : マニングの粗度係数

R : 径深

$$I: \text{動水勾配} (I = (I_x, I_y))$$

2-1-4.2.3 地中流ルーチン

地中流のモデルは、1次元不飽和浸透流と飽和側方流を組合せたモデル、含水率と地下水位の応答関数と飽和側方流動を組合せたブロック集合モデル、拡散方程式及び定常を仮定したモデルの4つのモデルを作成した。

(1) 一次元不飽和浸透＋飽和側方流モデル

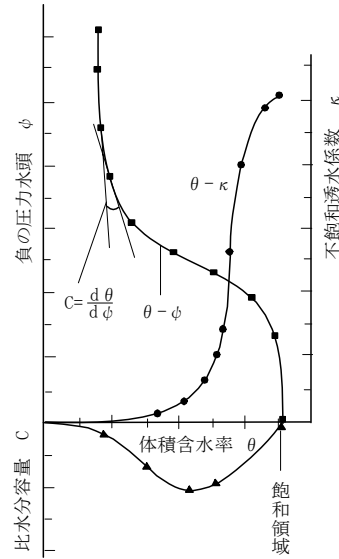
平松ら(1990)は一次元鉛直不飽和浸透流モデルと二次元飽和側方流モデルを組合せた。

一次元鉛直不飽和浸透流解析を行う際、斜面表層部内の不飽和-飽和帯の浸透は、圧力水頭 ψ を変数とした以下の式が有利である。

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \underbrace{\frac{\partial}{\partial z} \left[k(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right]}_{\text{拡散項}} + \underbrace{\frac{\partial k(\psi)}{\partial z}}_{\text{重力項}}$$

ここで、 ψ : 圧力水頭、 $k(\psi)$: z 方向の透水係数、 $C(\psi)$: 比水分容量

図 2-1-5 に不飽和土の特性曲線 体積含水率 $\theta-k$ 、 $\theta-C(\psi)$ 、 $\theta-\psi$ の関係を示す。



不飽和土の浸透特性

図 2-1-5 不飽和土の水分特性

ここでは、不飽和土の浸透特性曲線式に以下に van Genuchten 式を用いる。
有効飽和度 (S_e) は圧力水頭 (h_c) の関数となる。

$$S_e(h_c) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \begin{cases} \frac{1}{\{1 + (\alpha h_c)^\beta\}^\gamma} & \psi < 0 \\ 1 & \psi \geq 0 \end{cases}$$

比水分容量 C は有効飽和度 (S_e) の関数となる。

$$C(S_e) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} = -\frac{\gamma \alpha (1 - \theta_r)}{1 - \gamma} S_e^{1/\gamma} (1 - S_e^{1/\gamma})^\gamma$$

不飽和透水係数 k は Mualem の提案した次式を用いる。

$$k = k_r \times k_s$$

$$k_r(S_e) = S_e^{1/2} \left[1 - (1 - S_e^{1/\gamma})^\gamma \right]^2$$

ここで、 S_e : 有効飽和度、 ψ : 圧力水頭 (土壌水分吸引水頭)、 k_r : 相対不飽和透水係数 (k/k_s : 不飽和透水係数/飽和透水係数)、 C : 比水分容量、 θ_s : 飽和体積含水率 ($\cong 1.0$)、 θ_r : 残留土壌水分体積含水率、 θ : 体積含水率、 α : 土の間隙形状 (長さの逆数を示す係数)、 β : 土の間隙形状 (均等性を示す係数)、 $\gamma = 1 - 1/\beta$

平松(1990)らは、不飽和帯の浸透について、雨水の浸透における基本単位要素(セル)内の挙動並びに土壌水分状態を、連続式、運動方程式をそれぞれ差分展開し繰り返し計算により求めた(図 2-1-6)。なお、各鉛直土層の境界面での透水係数は体積含水率の変数とした。

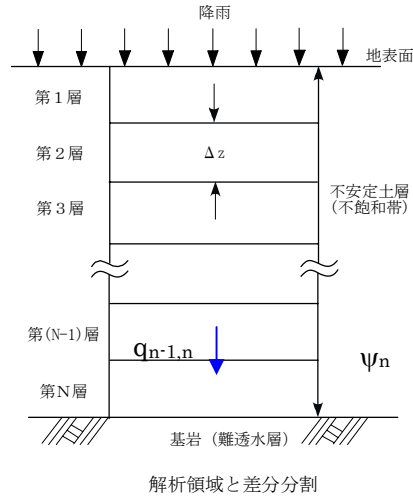


図 2-1-6 不飽和土の水分特性 (平松ら、1990)

ここで、 $q_{n-1,n}$ 層から n 層への土壌水分移動量、 $\psi_{n:n}$ 層の土壌水分吸引水頭(圧力水頭)、 $k_{n-1,n}$ 層と $n-1$ 層との境界での透水係数、 Δz : 厚さ、 $\theta_{n:n}$ 層の体積含水率 である。

(2) 二次元飽和側方流モデル

標高をもとに飽和側方流の流下過程を平面二次元で追跡するいわゆる集水モデルである。流れの基礎式は以下のとおり、連続式とダルシー則による運動方程式からなる。また、基岩への漏水(ただし、基岩の透水係数をパラメータとして入力)を考慮している。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z$$

$$q_x = hk_s i_x$$

$$q_y = hk_s i_y$$

$$q_z = I_z - k_{zout}$$

ここに、 λ : 有効間隙率、 h : 地下水深、 q_x : x 軸方向の単位時間当り単位幅流量、 q_y : y 軸方向の単位時間当り単位幅流量、 q_z : z 軸方向の単位時間当り単位幅流量、 k_s : 飽和透水係数、 i_x : x 軸方向の動水勾配、 i_y : y 軸方向の動水勾配、 I_z : 一次元鉛直不飽和浸透流解析により得られた浸透量、 k_{zout} : 基岩の透水係数 である。

図 2-1-7 にモデルの概念を示す。

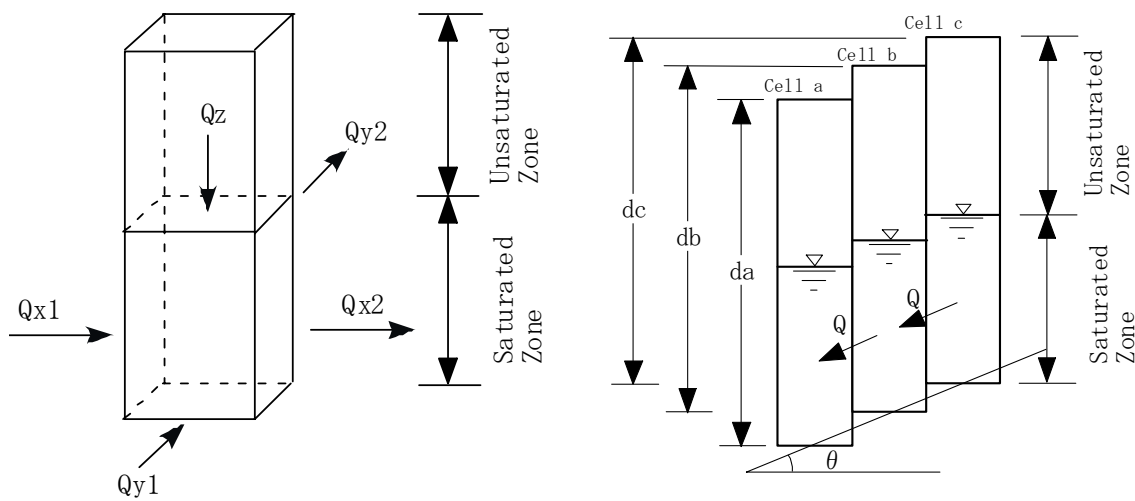


図 2-1-7 平面二次元飽和側方流のモデル化 (平松ら、1990)

(3)含水率と地下水位の応答関数＋飽和側方流動モデル

小杉ら(2002)は、林内雨として土壌表面にもたらされた雨水は、直ちに表土層の平均含水率を変化させるものとして、この平均含水率から飽和・不飽和側方流を追跡するモデルを提案した。

(3)-1 不飽和透水係数

不飽和土の透水係数は、乾燥状態では小さく飽和透水係数を上限として湿潤状態ほど大きくなる。そこで、以下のとおり、地下水位と有効飽和度の応答関数を考案している。

有効飽和度と地下水位の関係は以下の通りである。

$$H = 0$$

$$H = D(S_e - S_{e,c}) / (1 - S_{e,c})$$

ここで、H: 地下水深、 $S_{e,c}$: 地下水が発生するときの有効飽和度、D: 表土層厚、 S_e : 有効飽和度

一方、有効飽和度と透水係数の関係は以下の通りである。

$$K = K_s S_e^\beta$$

$$K = \frac{H}{D} K_s + \left(1 - \frac{H}{D}\right) K_s \tilde{S}_e^\beta$$

ここで、 K_s : 飽和透水係数、 β : 有効飽和度の減少による透水係数の減少具合を表すパラメータ、H: 地下水深 である。

(3)-2 一次元斜面飽和、不飽和側方流

斜面の側方流は、上式でもとめた透水係数を用いて一次元斜面平行流の式により求めている

$$Q=L \cdot D \cdot K \cdot \sin \omega \cdot \cos \omega$$

ここで、L:要素の長さ、 ω :斜面勾配、K:透水係数、D、表土層厚 である。

なお、図 2-1-8 に示す通り、このモデルは正方形メッシュで流域を分割してメッシュに一定の土層厚を持つ直方体の土塊(ブロック)を仮定し、これを計算の基本要素として雨水を追跡するいわゆるブロック集合モデルである。

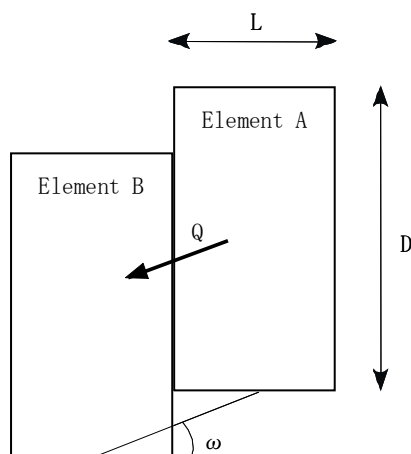


図 2-1-8 隣接する要素間の側方流の算定方法 (小杉ら、2002)

(4)拡散方程式

Iverson (2000)は、図 2-1-9 に示す通り、表層付近の地下水流は水平ではなく、鉛直方向の浸透が卓越し、表層崩壊は圧力水頭が増加することによって引き起こされるとして、Richards 式の理論解(近似解)により、鉛直方向の圧力水頭分布(ψ)を求めた。さらに、この圧力水頭(ψ)を斜面安定解析の無限長斜面式に代入することにより、斜面崩壊安全率(Fs)を求めている。基礎式等を以下に示す。

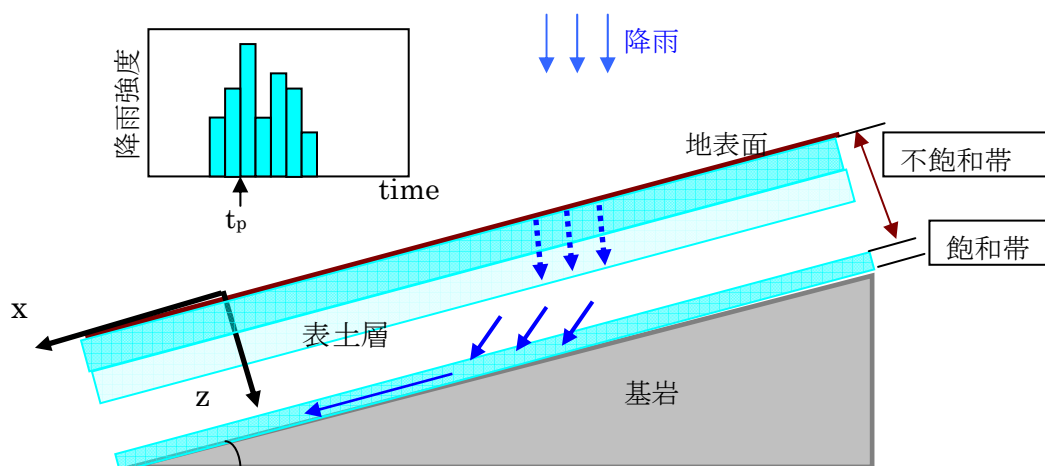


図 2-1-9 表土層における地下水流のイメージ —鉛直方向の浸透が卓越するイメージ

(4)-1 基礎式

鉛直一次元浸透による各深度の圧力変化はリチャーズ式を当てはめると以下の式で示される。

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \underbrace{\frac{\partial}{\partial z} \left[k(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right]}_{\text{拡散項}} + \underbrace{\frac{\partial k(\psi)}{\partial z}}_{\text{重力項}}$$

ここで、 ψ : 圧力水頭、 $k(\psi)$: z 方向の透水係数、 $C(\psi)$: 比水分容量 である。

表土層が乾いていれば、重力によって浸透していくので第2項(重力項)が大きい。その後、表土層が水で満たされると、第1項が大きくなっていく。そこで、水が飽和に近い状態では、第2項が無視できるくらい十分小さいとする。また $k(\psi) \gg k_{\text{sat}}$ (飽和透水係数)、 $C(\psi) \gg C(0)$ とすると、以下の拡散方程式が導き出される。

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_0 \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2}$$

$$D(\psi) = \frac{k(\psi)}{C(\psi)} \quad D_0 = \frac{k_{\text{sat}}}{C(0)}$$

ここで、 D_0 : 飽和状態における拡散係数 である。

Iverson(2000)は上式を図 2-1-10 の座標系にあわせて以下の式を得た。

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = D_0 \cos^2 \alpha \frac{\partial^2 \psi}{\partial Z^2}$$

ここで、 α : 斜面勾配、 Z : 図 2-1-10 に示した鉛直方向 Z である。

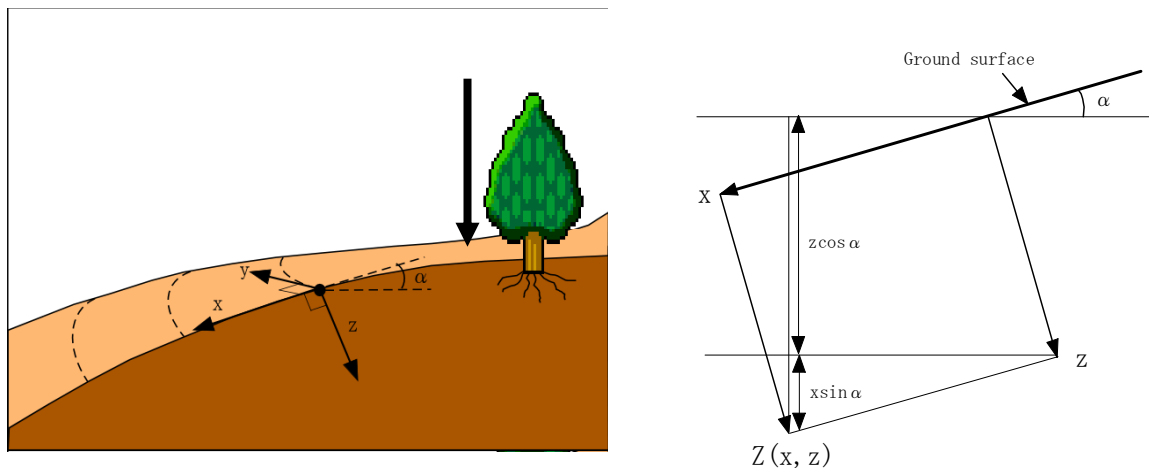


図 2-1-10 Iverson のモデルにおける座標系 (Iverson、2000)

さらに、Z 方向の浸透フラックス I_z と K_z の比、 I_z/K_z を導入して、理論解(線形近似解)をもとめ、最終的に圧力水頭の深さと時間の関係を以下の Transient Response 式で示した (Baum, 2003)。

$$\begin{aligned} \psi(Z, t) = & [Z - d]\beta \quad \left. \vphantom{\psi(Z, t)} \right\} \text{定常項} \\ & + 2 \sum_{n=1}^N \frac{I_{nz}}{K_z} \left[H(t - t_n) [D_1(t - t_n)]^{\frac{1}{2}} \operatorname{ierfc} \left[\frac{Z}{2[D_1(t - t_n)]^{\frac{1}{2}}} \right] \right] \\ & - 2 \sum_{n=1}^N \frac{I_{nz}}{K_z} \left[H(t - t_{n+1}) [D_1(t - t_{n+1})]^{\frac{1}{2}} \operatorname{ierfc} \left[\frac{Z}{2[D_1(t - t_{n+1})]^{\frac{1}{2}}} \right] \right] \quad \left. \vphantom{\psi(Z, t)} \right\} \text{非定常項} \end{aligned}$$

$$\operatorname{ierfc}(\eta) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\eta^2) - \eta \cdot \operatorname{erfc}(\eta)$$

ここで、 ψ : 地下水の圧力水頭、 t : 時間、 Z : 鉛直方向の座標軸 ($Z=z/\cos\alpha$)、 z : 斜面方向 (x に鉛直な座標軸)、 α : 斜面勾配、 d : 定常時の地下水深 (z -方向)、 $\beta = \lambda \cos\alpha$ 、 $\lambda = \cos\alpha - [I_z/K_z]LT$ 、 K_z : Z 方向 (鉛直方向) の透水係数、 I_z : 初期 (定常) 状態 (豪雨発生前) の表面から浸透量、 I_{nz} : 豪雨期間の第 n 番目の期間にける表面からの浸透量、 LT : Long term、 $D_1 = D_0 \cos 2\alpha$ 、 D_0 : 飽和拡散係数、 N : タイムステップインターバル、 $H(t - t_n)$: Heavyside step 関数、 $\operatorname{erfc}(\eta)$: 誤差関数 である。

(4)-2 Transient Response 式による圧力水頭の計算(イメージ)

各セルの圧力水頭の鉛直分布の時間変化は、 t 時刻の降雨強度を飽和透水係数で徐した値 I_z/K_z を Transient Response 式に入力することにより求められる (図 2-1-11)。

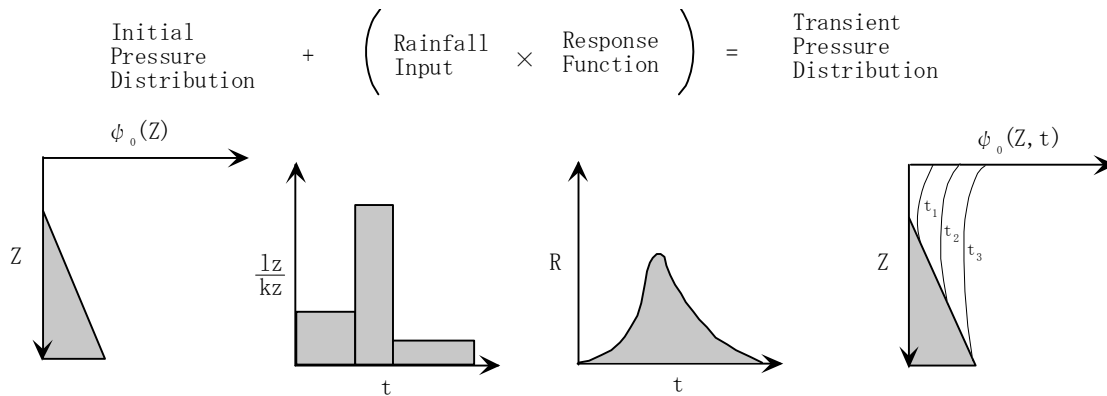
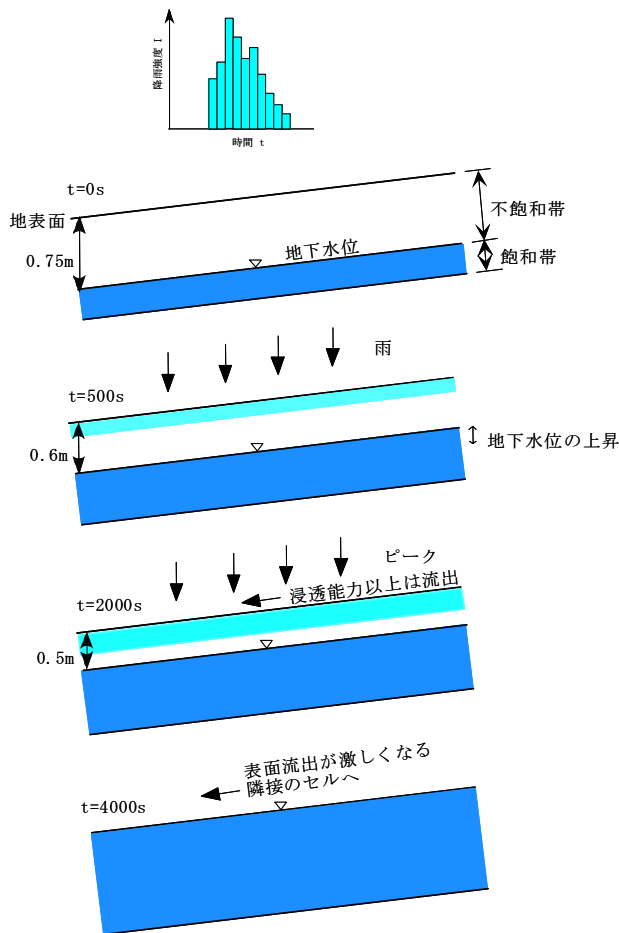


図 2-1-11 Transient Response 関数を用いた圧力水頭分布の計算 (Iverson, 2000)

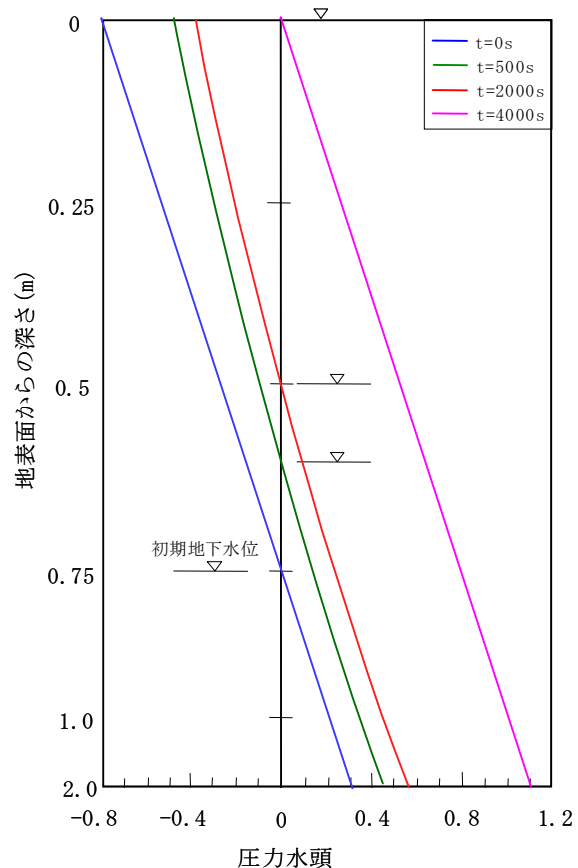
図 2-1-12 に豪雨時の表土層における水分移動状況の時間変化と Transient Response 式により得られる圧力水頭分布のイメージを示す。

なお、利用するに当たっては以下を留意する必要がある。

- ① 初期水位によって答えが大きく異なる。地下水位分布は現地調査によって設定するか、調査結果がない場合、他の地下水解析ソフトで予め計算した方が良い。
- ② 豪雨時では表土層は湿潤に近い状態にあるという仮定があるので、完全に乾燥した状態から浸透する状況を計算したい場合は適用できない。



(a) 斜面の土層内の水分移動イメージ



(b) 圧力水頭鉛直プロファイルと地下水位の時間変化

図 2-1-12 豪雨時の地下水位および圧力水頭鉛直プロファイルの時間

(5) 定常を仮定したモデル

SHALSTAB(1994、Montgomery and Dietrich,1994)、SINMAP(Pack.et.al.,1999)、LISA(Hammond、1992)等、米国で開発されたモデルがあり、崩壊危険度の評価に用いられる。定常モデルであるので崩壊の発生予測(いつどこで発生するかを知る)のためには利用できない。流域をいくつかの小集水域(Contributing Area:CA)に分割して、それぞれの小集水域を降雨の流出単位としているのが特徴で、小集水域の地形的形状によって異なる流出特性を示すことに着目している。これらの米国で開発されたモデルにおける斜面表層付近の水の移動の前提条件は以下の通りである。

- ① 飽和側方流は斜面に平行であり、その流量は $\tan\alpha$ ではなく $\sin\alpha$ の式で近似される。(図 2-1-13)

すなわち、

$$q = -kh \sin \alpha$$

ここで、 q =流量、 k =飽和透水係数、 h =地下水位、 α =斜面の傾斜角 である。

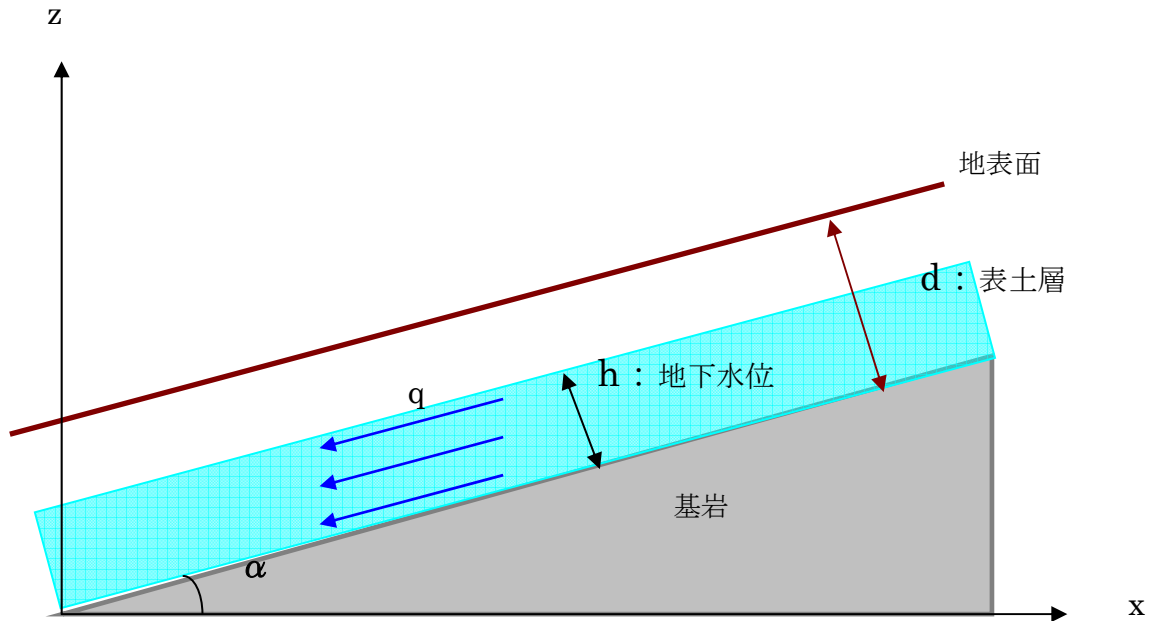


図 2-1-13 斜面を平行に流れる飽和側方流

- ② 定常状態において、当該地点の飽和側方流(Q)はその地点より上流側の集水域(面積 A)の浸透量(R)と等しい

$$Q=RA$$

- ③ ①と②の関係より、集水域内の単位幅あたりの流量 q は、集水域 (Contributing Area, CA) の下流端の単位幅当たり b で割った値となる。

$$q=RA/b$$

上述の式から地下水位 (h) を求める。ここで、 A/b が集水域の地形の指標である。すなわち、下流端の幅が小さく集水面積が大きいと飽和側方流が大きいことを示す。

2-1-4.2.4 岩盤浸透ルーチン

平松ら(2000)は、飽和側方流を平面二次元で追跡するモデルにおいて、基岩への漏水を考慮している(図 2-1-14)。ただし、漏水は基岩の透水係数相当と仮定して、パラメータとして与えている(水位の関数ではない)。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z$$

$$q_x = hk_s i_x$$

$$q_y = h k_s i_y$$

$$q_z = I_z - k_{zout}$$

ここに、 λ :有効間隙率、 h :地下水深、 q_x : x 軸方向の単位時間当り単位幅流量、 q_y : y 軸方向の単位時間当り単位幅流量、 k_s :飽和透水係数、 i_x : x 軸方向の動水勾配、 i_y : y 軸方向の動水勾配、 I_z :一次元鉛直不飽和浸透流解析により得られた浸透量、 k_{zout} :基岩の透水係数 である。

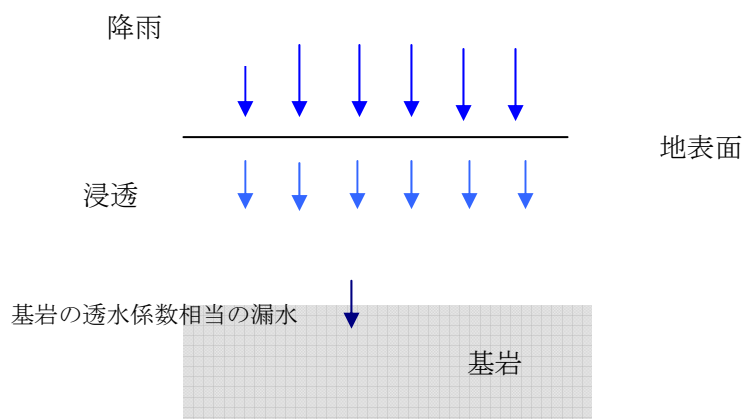


図 2-1-14 基岩への漏水

2-1-4.2.5 表面侵食モデル

(1)土砂剥離ルーチン

(1)-1 雨滴侵食の基礎式

表面流による浸食・堆積の以下の連続式を用いる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial q_x^b}{\partial x} + \frac{\partial q_y^b}{\partial y} = 0$$

ここで、 $\frac{\partial Z}{\partial t}$: 浸食・堆積速度、 q_x^b : x 方向の単位幅当りの土砂輸送量、 q_y^b : y 方向の単位幅当りの土砂輸送量 である。

浸食速度・堆積速度は KINEROS (<http://www.tucson.ars.ag.gov/kineros/>)と同様に以下の式により算定する。すなわち、運搬可能な土砂濃度(平衡土砂濃度)を超える土砂を置いていく(堆積させる)形で、斜面の侵食堆積深を評価するものとする。ただし、運搬には水山式を採用することで、土砂濃度で輸送量を規定させるものとする。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = C_g \times (C_m - C_s)$$

ここで、 C_g :運搬係数、土粒子の沈降速度/水深、 C_m :運搬可能な平衡土砂濃度、 C_s :土砂濃度 である。

Cm については、水山の式を用いる。

$$Cm = 5.5 \times (\tan S)^2$$

ここで、S:斜面勾配 である。

(1)-2 雨滴侵食と流水による侵食

$$e = e_h + e_r \quad \longleftarrow \quad \text{侵食量} = \text{流水による侵食} + \text{雨滴衝撃による侵食}$$

$$e_r = SPL(1-\gamma)\exp(-Cdhs) Ri^2$$

$$e_h = COH \cdot H \cdot v_{sw}(Cm - Cs)$$

ここで、SPL、COH:雨滴侵食、流水による侵食に対するパラメータ、 γ :植生被覆に関するパラメータ、 Ri :降雨強度、 hs :地表流水深、 Cd :地表面の低減係数、 vs :表面流速、 w :流れ幅、 Cm :掃流力、 Cs :土砂濃度 である。

EUROSEM はパッケージモデルで、水理モデルは KINEROS となっている。

(2)土砂運搬ルーチン

(2)-1 流砂量式(砂礫の個別輸送)

粒径、水深、勾配で決定する流砂量式は幾つも存在するが、本モデルでは芦田・道上式を選定した。芦田・道上式は以下の通り。

$$q_{B*} = 17\tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right)$$

ここに、 q_{B*} は掃流砂量、 $\tau_*(=u_*^2 / \{\sigma / \rho - 1\}gd)$ は無次元掃流力、 u_* は摩擦速度、 σ は砂礫の密度、 ρ は水の密度、 g は重力加速度、 d は粒径を表し、下添字の c は限界を意味する。

2-1-4.2.6 表層崩壊モデル

(1)斜面崩壊発生ルーチン(斜面安定解析)

これまでにレビューした国内外の分布型表層崩壊モデルにおいては、すべてのモデルで斜面安定解析に無限延長斜面式を用いている。ただし、根の粘着力を加えたものや、土の重量の算定方法の違いなど様々なパターンがある。

$$F_s = \frac{C + (w - u) \tan \phi}{w \sin S}$$

ここで、S:斜面勾配、 F_s :安全率、 w :土塊の自重、 c :土の粘着力、 ϕ :土の内部摩擦角、 u は間隙水圧 である。

このモデルでは、すべり面の間隙水圧(u)を地下水深(h)で求め、安全率(F_s)は土層と基岩の境界面のみに求めている。一方、Iverson(2000)は、表層付近の水分移動は水平ではなく、鉛直方向の浸透であり、表層崩壊は圧力水頭が増加することによって引き起こされるとして、Richards 式の理論解(近似解)により、鉛直方向の圧力水頭分布(ψ)を求め、さらに、この圧力水頭(ψ)を斜面安定解析の無限長斜

面式に直接代入することにより、斜面崩壊安全率(Fs)の鉛直方向の分布を求めている(図 2-1-15)。

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{C - \psi(Z - t)\gamma_w \tan \phi}{\gamma_s Z \sin \alpha \cos \alpha}$$

ここで、 α :斜面勾配、 F_s :安全率、 γ_s :土の単位体積重量、 γ_w :水の単位体積重量、 C :土の粘着力、 ϕ :土の内部摩擦角、 ψ は圧力水頭、 t :時間、 Z :鉛直方向の深さ である。

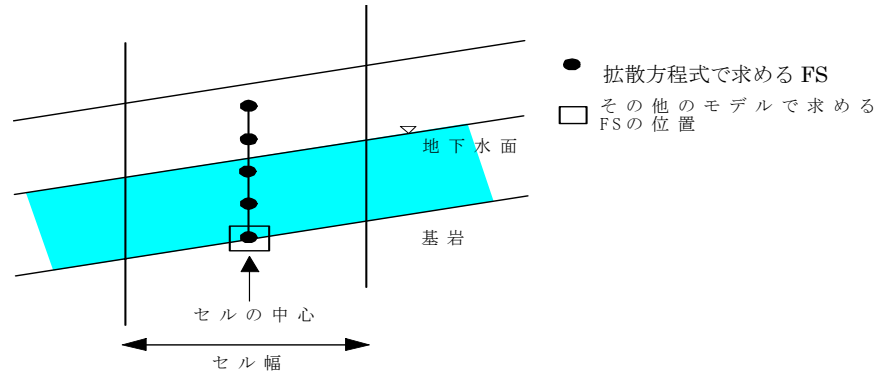


図 2-1-15 F_s を求める位置

2-2 本システムの実測事例への適用性およびモデルの特性に関する検討

2-2-1 滋賀県田上山地不動寺流域への適用

2-2-1.1 はじめに

滋賀県田上山地不動寺試験斜面（0.1ha）に適用した事例を紹介する。本試験地はこれまで各種水文観測、土層構造の調査、表層土厚調査、土壌の水理特性の調査が行われてきた。そこで、地形、土層厚分布、土壌の飽和透水係数、水分特性曲線は実測値、土壌の粘着力、内部摩擦角に関しては既存の花崗岩山地の値を用いて、総降雨量 60mm、最大 10 分間降雨強度 9.3mm の降雨時（平成 14 年 7 月 9 日～10 日）における斜面の安全率分布の計算を実施した。

本項において対象とするものを整理すると以下の通りである。

(1)再現対象現象

滋賀県田上山地不動寺流域の山地源頭部における土壌間隙水圧の空間分布の観測結果を再現対象とする(T. Uchida et al.,2003, 西口ら、2003、T. Uchida et al.,2003)。

(2)解析対象

①対象地域：

滋賀県 田上山地 不動寺流域

②再現対象期間：

平成 14 年 7 月 17 日 7 時から 10 時

③入手データ：

a. 降雨データ、b. 地形データ、c. 圧力水頭データ

④検証データ：

圧力水頭の経時変化

⑤モデルの検討対象：

「不飽和浸透流式＋側方流式＋表面流式モデル」の再現性

2-2-1.2 対象領域: 田上山地 不動寺流域

図 2-2-1 に対象領域である田上山地の位置を示す。不動寺流域では図 2-2-2 に示すように流域内にテンシオメーターを約7m 間隔で計 18 箇所設置し、土壌の圧力水頭を計測している。各々の観測地点では2深度(表層 20cm と土壌－岩盤境界面)の測定を実施している。



図 2-2-1 田上山地不動寺流域の位置図

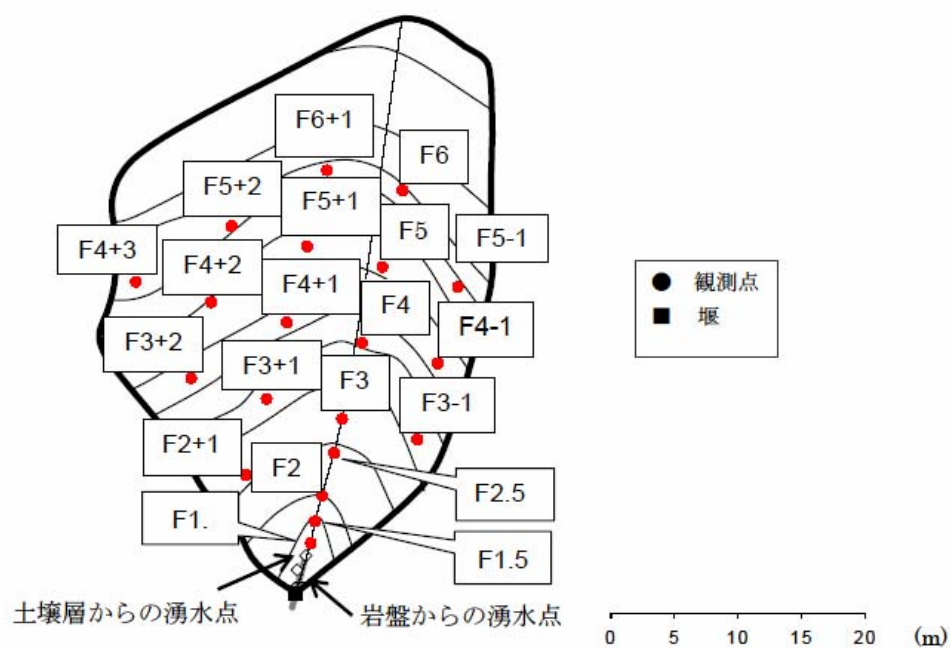


図 2-2-2 不動寺流域の地形と観測点の位置

2-2-1.3 時間降雨データ

平成 14 年 7 月 17 日 7 時から 10 時の降雨について 10 分間隔の降雨データ記録を図 2-2-3 に示す。

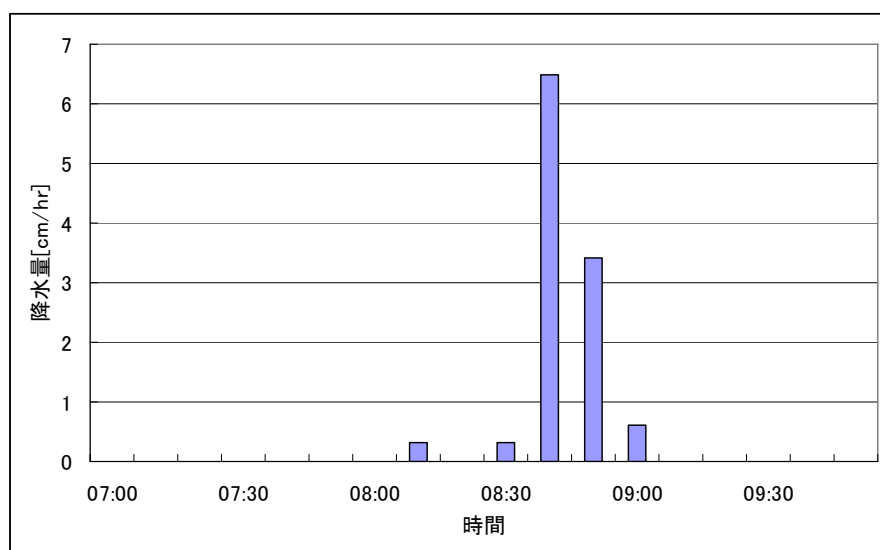


図 2-2-3 ハイエットグラフ

2-2-1.4 計算事例:不飽和浸透流+飽和側方流+表面流解析モデル

降雨が浸透して地下水面に達して地下水が上昇、飽和側方流となって流下、さらに地表面付近が飽和して浸透能以上の降雨は表面流となって地表面を流下する現象を、一次元不飽和浸透流解析モデル、二次元飽和側方流モデルと二次元表面流モデルを連動させて再現した。

(1)二次元側方流における表層システムと水理パラメータ

(1)-1 表層システム

表層システムは谷地形である(図 2-2-4)。すなわち、表層は1層構造で、差分メッシュ総数は(46 行×31 列×1層=)1426 セルである。セルのサイズ(dx 及び dy)は 100cm とする。表層厚は実測値から内挿した。ただし、最低 20cm とした。

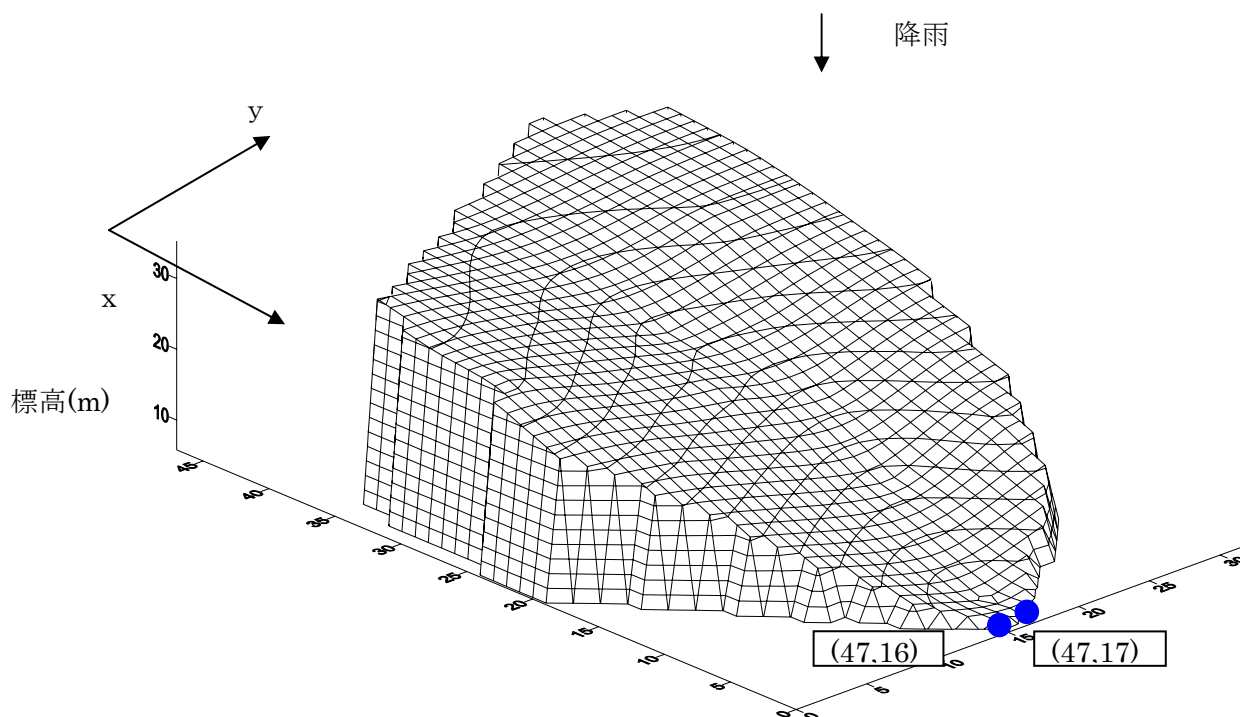


図 2-2-4 不動寺流域の標高

(1)-2 境界条件

最下流端(図 2-2-4 中の青丸で示した 2 セル)を除く表層システムを囲む 3 辺は no-flow 境界とした。すなわち、帯水層中の水の流出入は、不圧帯水層への垂直方向の涵養(降雨)のみである。最下流端の 2 セル(47,16)、(47,17)については、上流側からの流入量と下流側の流出量が同じとして、流出量 Q_x を計算する。すなわち、 $Q_x(47,16)=Q_x(46,16)$ 、 $Q_x(47,17)=Q_x(46,16)$ として算出する。

(1)-3 水理パラメータ

二次元側方流モデルの入力データを表 2-2-1 に示す。

表 2-2-1 二次元側方流モデル部分の入力データ

差分パラメータ

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
imx	x 方向のセルの数	46		
jmy	y 方向のセル数	31		
dlx	x 方向のセルの大きさ	100	cm	代表値
dly	y 方向のセルの大きさ	100	cm	代表値

水理パラメータ

入力値	内 容	値	単 位	データ形式
λ	空隙率	0.417	cm^3/cm^3	代表値
kx	x 方向の飽和透水係数	0.027/2	cm/s	セル×セル
ky	y 方向の飽和透水係数	0.027	cm/s	セル×セル
hi	初期地下水深	0～30	cm	セル×セル

地形パラメータ

入力値	内 容	値	単 位	データ形式
zi	標高データ	468～3,589	cm	セル×セル
D/l	表層土層厚	20～140	cm	セル×セル

/1: 一次元不飽和浸透流解析と共通データ

/2: 飽和透水係数については、以下の通り、表層、中層、下層で区分できるが、3層の平均0.027cm/sで代表させる。

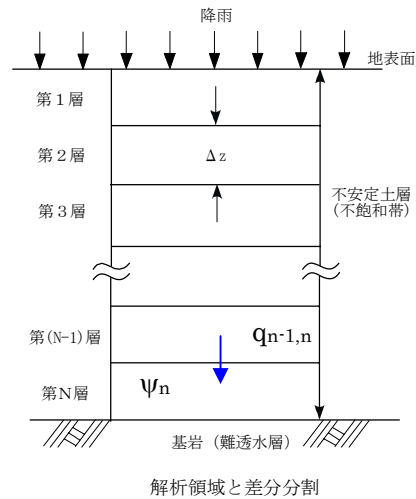
飽和透水係数 (cm/s)

表層	0.062
中層	0.014
下層	0.005
全層平均	0.027

(2)一次元不飽和浸透流モデルにおける仮想帯水層構造と水理パラメータ

(2)-1 一次元不飽和浸透流モデルの入力データ

一次元不飽和浸透流モデルにおける入力データ(表 2-2-2)は、飽和透水係数、van Genuchten の水分特性曲線式、表層の差分構造(図 2-2-5)に関連する。



$$k_{n-1,n} = \frac{k(\psi_{n-1}) + k(\psi_n)}{2}$$

図 2-2-5 差分システム

表 2-2-2 一次元不飽和浸透流モデルの入力データ

水理パラメータ

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
ks	飽和透水係数(垂直方向)	0.027	cm/sec	セル×セル

van Genuchten の水分特性曲線式(Thoms、2003)

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
θs	飽和体積含水率	0.417	cm ³ /cm ³	代表値
θs	残留土壌水分	0.210	cm ³ /cm ³	代表値
λ	空隙率	0.417	cm ³ /cm ³	代表値
α	土の間隙形状:長さの逆数 を示す係数	0.044	1/cm	代表値
β	土の間隙形状:均等性 を示す係数	1.9	-	代表値

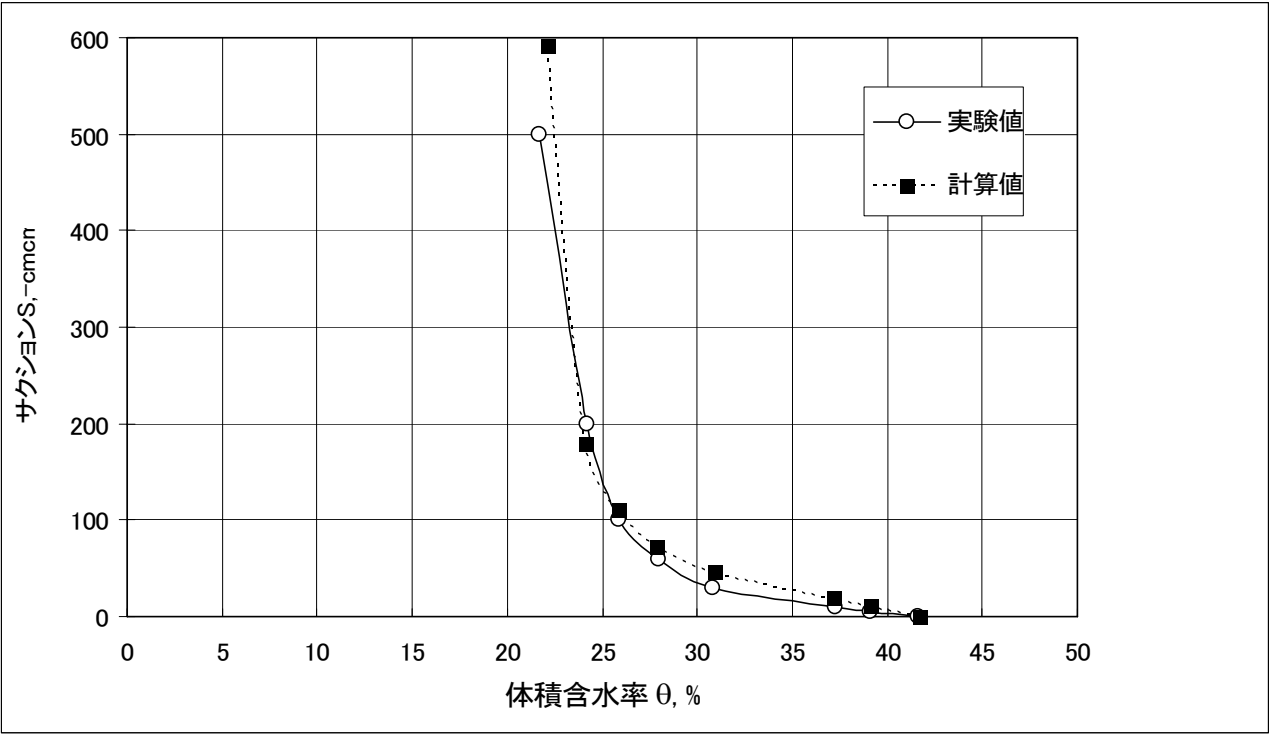
表層の垂直差分構造

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
Δz	垂直方向(z 方向)の単位深さ	2～14	cm	代表値
D	表層土層厚	20 ～ 140	cm	セル×セル

Van Genuchten の水分特性曲線式の α 、 n 、飽和体積含水率 (θ_s)、残留土壌水分(θ_r)は実験データ(表 2-2-3)をもとに試行錯誤的に求めた。実験値と計算値による土壌水分曲線を図 2-2-6 に示す。

表 2-2-3 土壌水分特性 サクシヨンと体積含水率

サクシヨン(cm)	表層	中層	下層	3層の平均
0	0.377	0.428	0.445	0.417
-5	0.350	0.400	0.424	0.391
-10	0.335	0.376	0.406	0.372
-30	0.282	0.314	0.330	0.309
-60	0.263	0.284	0.292	0.280
-100	0.249	0.260	0.268	0.259
-200	0.235	0.243	0.247	0.242
-500	0.215	0.213	0.223	0.217



体積含水率 θ (%) とサクシヨン(cm)

図 2-2-6 土壌水分特性曲線

(2)-2 初期条件

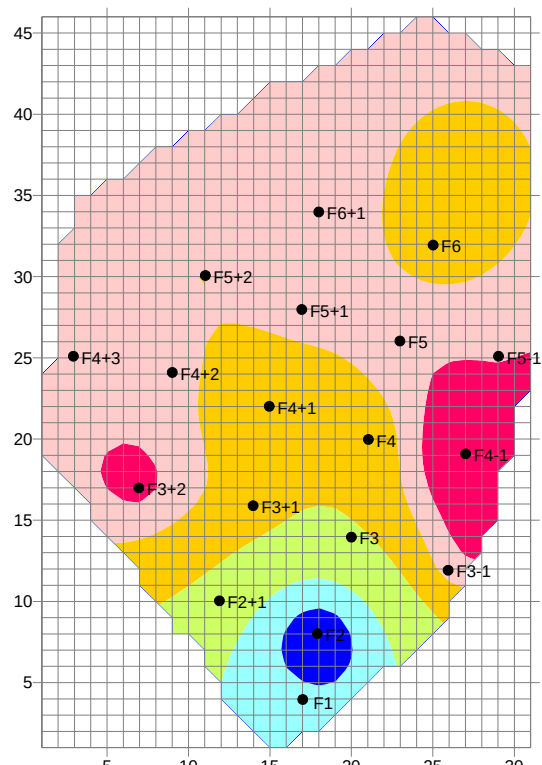
一次元不飽和浸透流解析における各層の初期飽和度は、先ずすべての層で飽和度(0.70)を与え無降雨条件の下での定常計算を行いその分布を求めた。一方、2次元飽和側方流の地下水深は飽和度1に相当する水深とした。次いで、10時間程度無降雨の状態の不飽和浸透流式+飽和側方流式+表面流式をカップリングしたモデルで非定常計算を行い初期条件とした。

(2)-3 計算結果とその検証

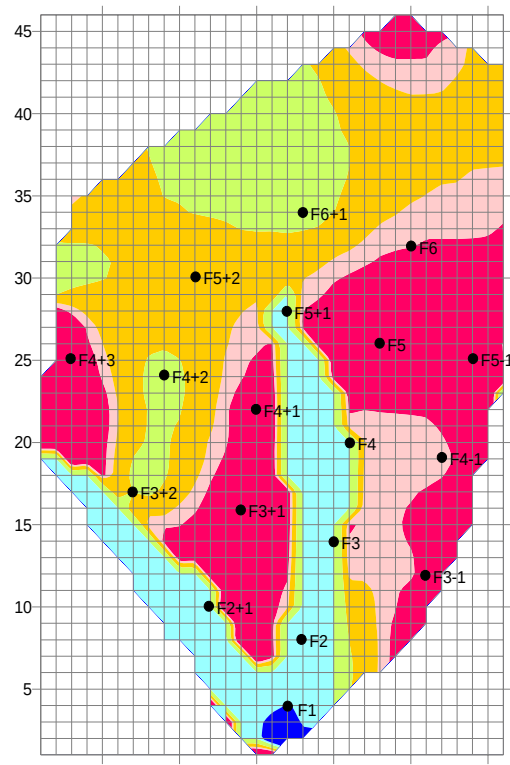
図 2-2-7 から図 2-2-10 に土壌-岩盤境界面における、観測で得られた検証データの圧力水頭および本モデルを用いて算出した圧力水頭を示す。

図 2-2-7 および図 2-2-9 は、検証データである、土壌-岩盤境界面における圧力水頭の経時変化を示す。

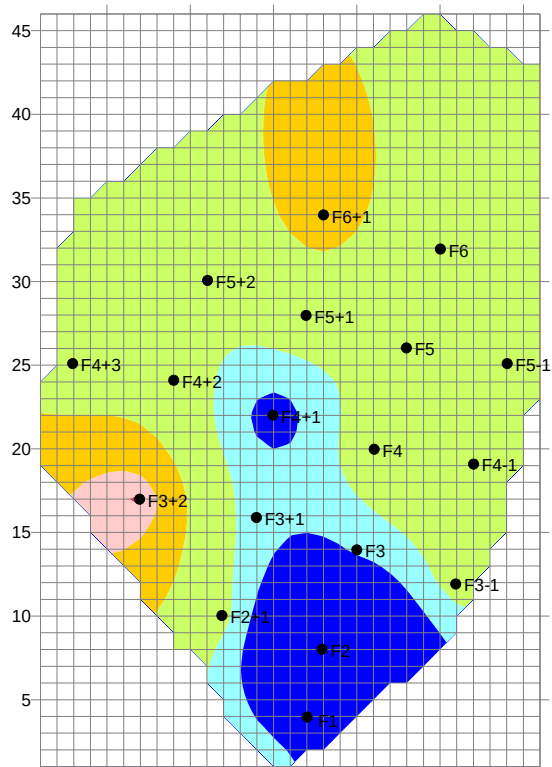
図 2-2-8 および図 2-2-9 は、降雨ピーク出現前、降雨ピーク出現時間付近および降雨終了時点、計算終了時点の土壌-岩盤境界面における圧力水頭の変動を示す。降雨ピーク時では、圧力水頭は比較すると 8:00 の時点と殆ど顕著な変化がなく、降雨への反応は 30 分程度遅れて現れる。



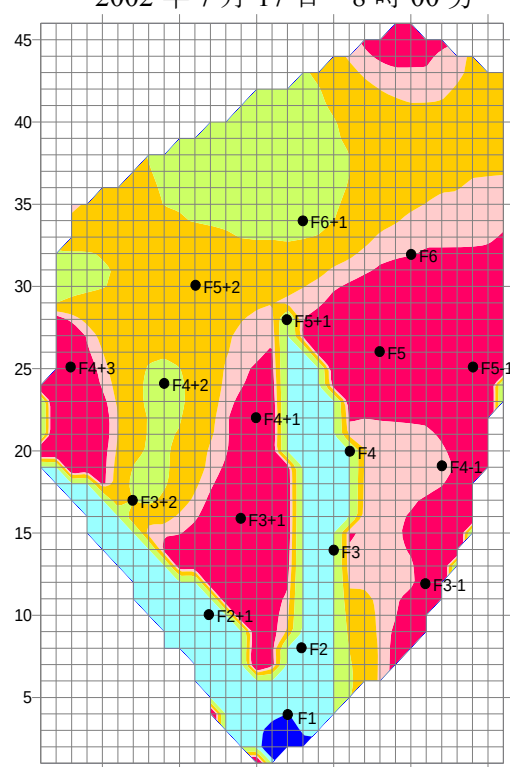
2002 年 7 月 17 日 8 時 00 分



2002 年 7 月 17 日 8 時 00 分



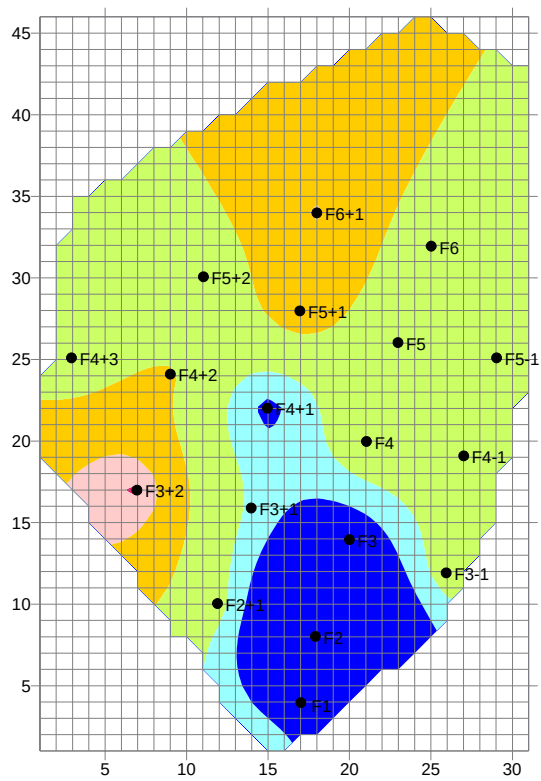
2002 年 7 月 17 日 8 時 40 分



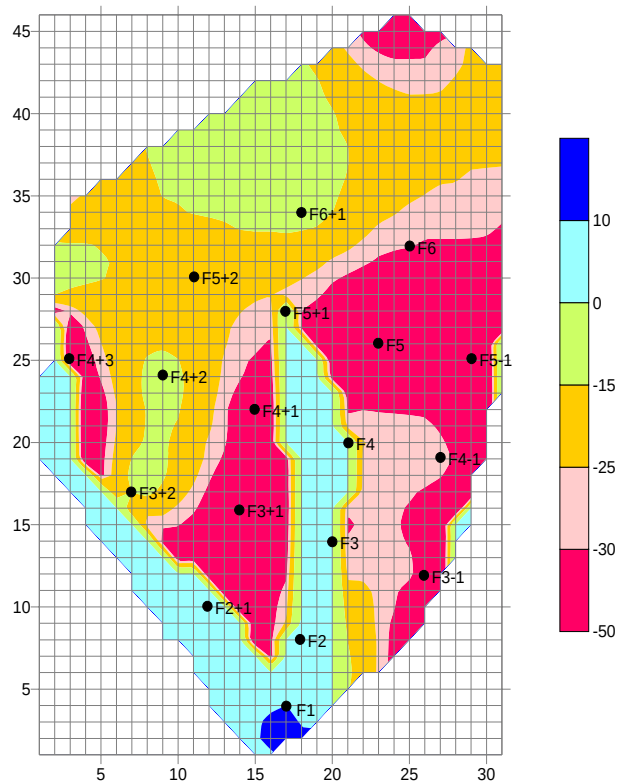
2002 年 7 月 17 日 8 時 40 分

図 2-2-7 土壌-岩盤境界面における
圧力水頭(観測値)の経時変化 (1)

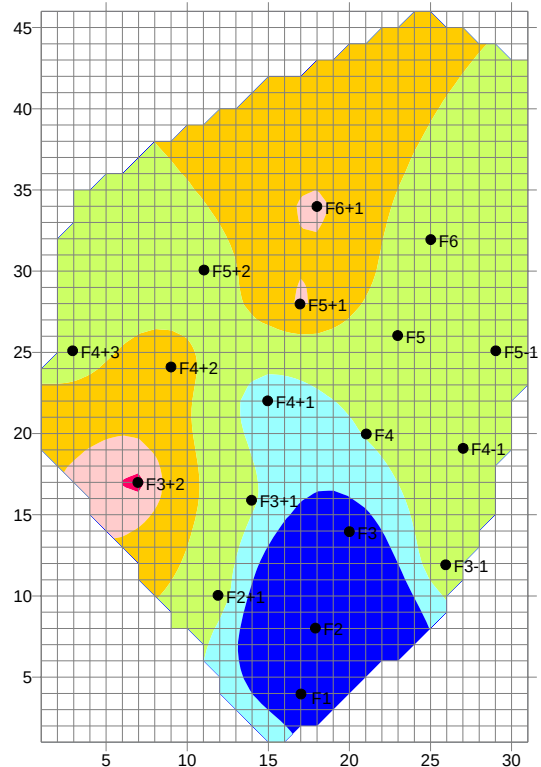
図 2-2-8 土壌-岩盤境界面における圧力水頭(計算
値)の経時変化 (1)



2002 年 7 月 17 日 8 時 50 分

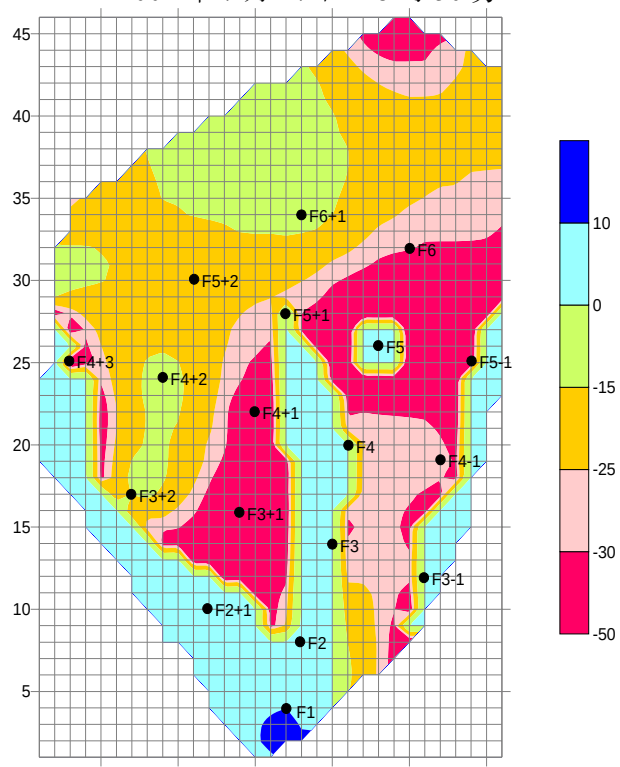


2002 年 7 月 17 日 8 時 50 分



2002 年 7 月 17 日 9 時 10 分

図 2-2-9 土壌-岩盤境界面における
圧力水頭(観測値)の経時変化 (1)



2002 年 7 月 17 日 9 時 10 分

図 2-2-10 土壌-岩盤境界面における圧力水頭(計算値)
の経時変化 (2)

2-2-2 広島県荒谷町表層崩壊発生事例への適用

2-2-2.1 解析対象流域および表層崩壊

平成 11 年 6 月 29 日、総雨量 255mm 最大時間雨量 63mm の豪雨により広島市佐伯区荒谷川流域（流域面積 0.0276km²）で土砂崩れ(表層崩壊)が発生した。本検討ではこの土砂崩れを再現対象とする。

①対象地域:

広島市佐伯区荒谷川流域の表層崩壊発生流域(図 2-2-11)と崩壊発生箇所(図 2-2-12)

②再現対象期間:

平成 11 年 6 月 29 日

③存在データ:

降雨データ、地形データ(地表面標高データ)、基盤標高データ、表層崩壊箇所データ

④検証データ:

崩壊箇所と安全率分布との比較

⑤モデル検証対象:

「不飽和浸透流式+側方流式+表面流式モデル+斜面安定解析モデル」の再現性

2-2-2.2 対象地域:田上山地 不動寺流域

広島市佐伯区荒谷川流域の表層崩壊発生流域(図 2-2-11)と崩壊発生箇所(図 2-2-12)



図 2-2-11 平成 11 年豪雨時 広島市佐伯区表層崩壊発生流域の位置

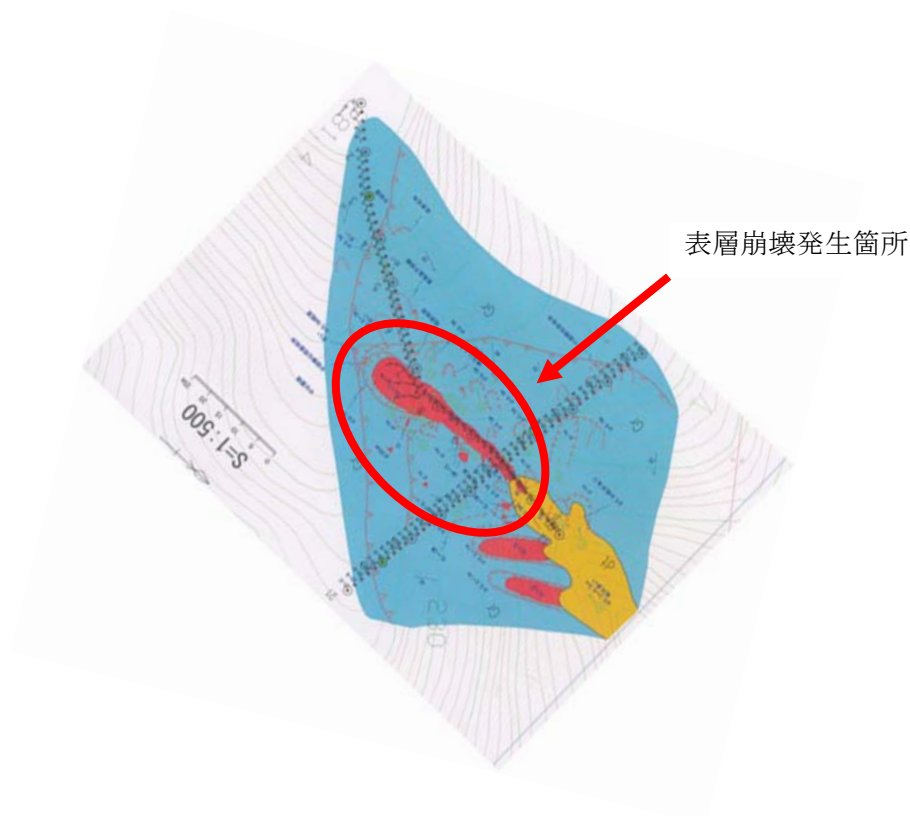


図 2-2-12 広島市佐伯区の表層崩壊発生箇所
(後述の計算結果と比較するために図を回転させている。)

2-2-2.3 降雨データ

平成 11 年 6 月 29 日 0 時から 18 時の降雨について 1 時間間隔の降雨データ記録を図 2-2-13 に示す。

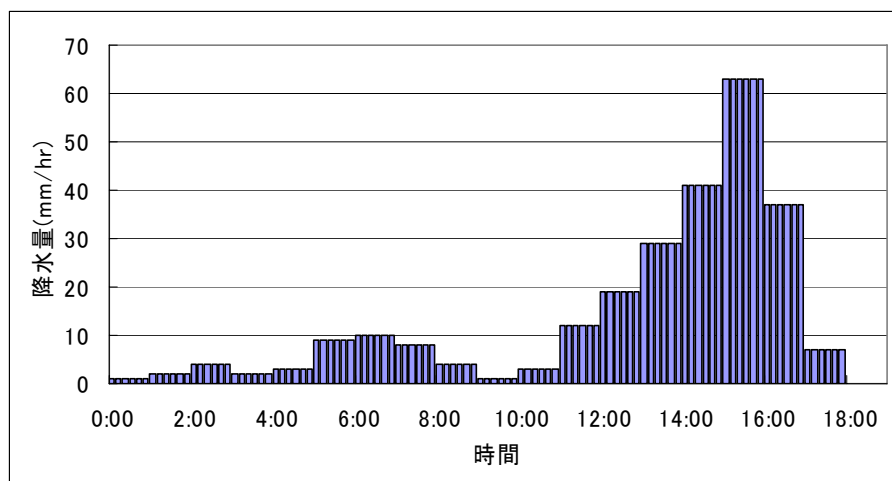


図 2-2-13 平成 11 年 6 月 29 日のハイトグラフ

2-2-2.4 計算事例: 不飽和浸透流+飽和側方流+表面流解析モデル

降雨が浸透して地下水面に達して地下水が上昇、飽和側方流となって流下、さらに地表面付近が飽和して浸透能以上の降雨は表面流となって地表面を流下する現象を、一次元不飽和浸透流解析モデル、二次元飽和側方流モデルと二次元表面流モデルを連動させて再現した。

(1) 二次元側方流における表層システムと水理パラメータ

(1)-1 表層システム

表層システムは谷地形である(図 2-2-14)。差分メッシュ総数は(49 行×25 列=)1,225 セルで、セルのサイズ(dx 及び dy)は 500cm とする。基盤標高データと地面標高データを図 2-2-15 に示す。基盤標高と地面標高が表層厚であるが、最低 20cm とし、その範囲は 20cm～384cm である(図 2-2-15)。

(1)-2 境界条件

最下流端を除く表層システムを囲む 3 辺は no-flow 境界とした。すなわち、帯水層中の水の流出入は、不圧帯水層への垂直方向の涵養(降雨)のみである。最下流端の 3 セルについては、上流側からの流入量と下流側の流出量が同じとして、流出量 Q_x を計算する。

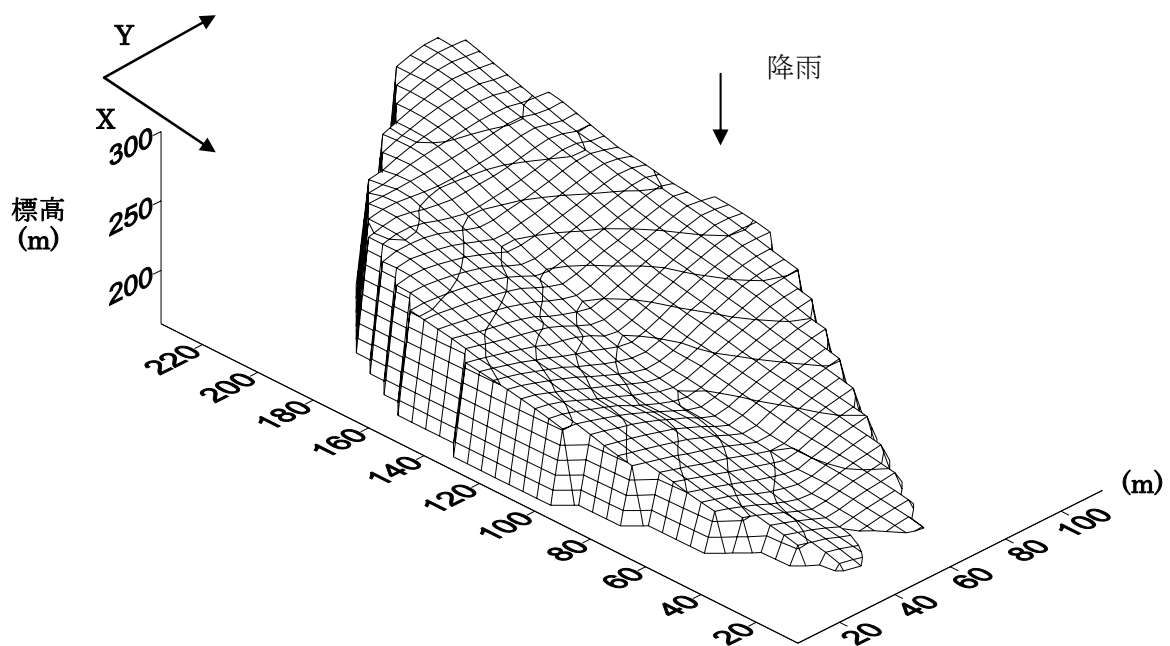
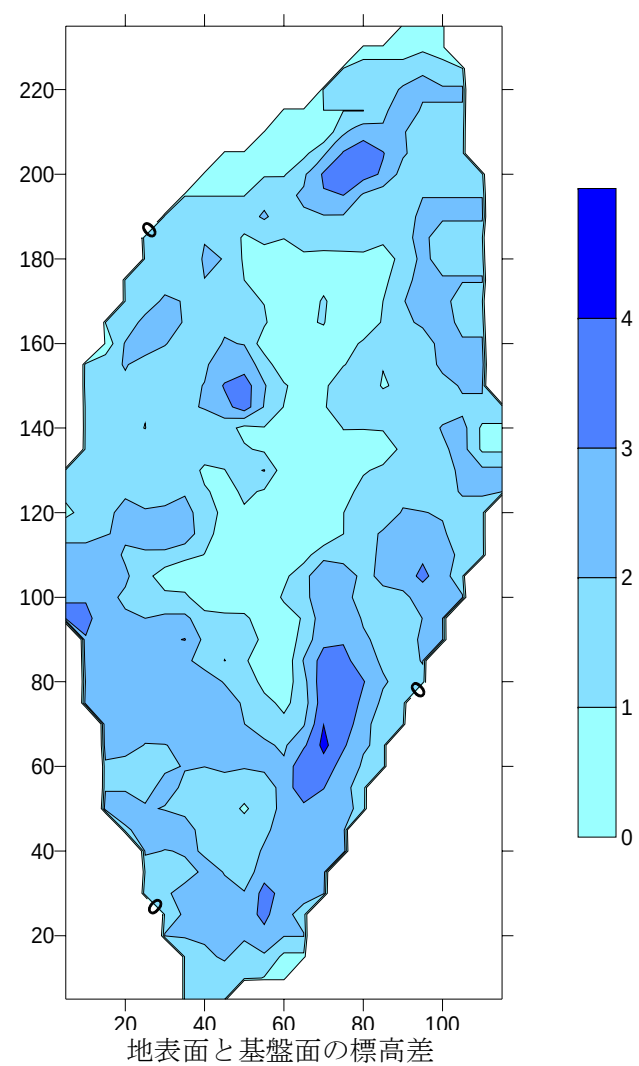
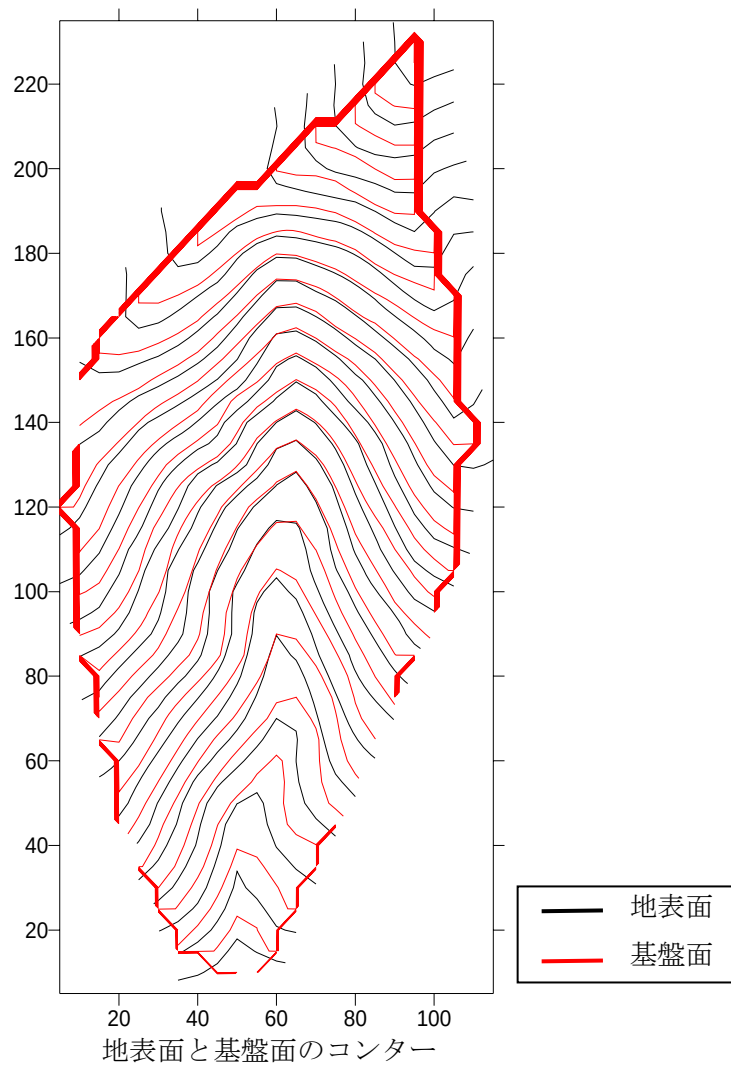


図 2-2-14 荒谷流域の標高



5m グリッド

図 2-2-15 地表面標高と基盤面標高

(1)-3 水理パラメータ

二次元飽和側方流モデルの入力データを表 2-2-4 に示す。

表 2-2-4 二次元側方流モデル部分の入力データ

差分パラメータ

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
imx	x 方向のセルの数	49		
jmy	y 方向のセル数	25		
dlx	x 方向のセルの大きさ	500	cm	代表値
dly	x 方向のセルの大きさ	500	cm	代表値

水理パラメータ

入力値	内 容	値	単 位	データ形式
λ	空隙率	0.417	cm^3/cm^3	代表値
kx	x 方向の飽和透水係数	0.027	cm/s	セル×セル
ky	y 方向の飽和透水係数	0.027	cm/s	セル×セル
hi	初期地下水深		cm	セル×セル

地形パラメータ

入力値	内 容	値	単 位	データ形式
zi	標高データ	16181 ~27717	cm	セル×セル
D/1	表層土層厚	20~384	cm	セル×セル

/1: 一次元不飽和浸透流解析と共通データ

(2) 一次元不飽和浸透流モデルにおける仮想帯水層構造と水理パラメータ

(2)-1 一次元不飽和浸透流モデルの入力データ

一次元不飽和浸透流モデルにおける入力データ(表 2-2-5)は、飽和透水係数、van Genuchten の水分特性曲線式、表層の差分構造に関連する。

表 2-2-5 一次元不飽和浸透流モデルの入力データ

水理パラメータ

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
ks	飽和透水係数(垂直方向)	0.027	cm/sec	セル×セル

van Genuchten の水分特性曲線式(Thoms, 2003)

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
θ_s	飽和体積含水率	0.417	cm^3/cm^3	代表値
θ_s	残留土壌水分	0.210	cm^3/cm^3	代表値
λ	空隙率	0.417	cm^3/cm^3	代表値
α	土の間隙形状:長さの逆数 を示す係数	0.044	1/cm	代表値
β	土の間隙形状:均等性 を示す係数	1.9	-	代表値

表層の垂直差分構造

入力パラメータ	内 容	値	単 位	データ形式
Δz	垂直方向(z 方向)の単位深さ	2~38	cm	代表値
D	表層土層厚	20 ~ 384	cm	セル×セル

(2)-2 初期条件

一次元不飽和浸透流解析における各層の初期飽和度は、先ずすべての層で飽和度(0.50)を与え無降雨条件の下での定常計算を行いその分布を求めた。一方、2次元飽和側方流の地下水深は飽和度1に相当する水深とした(図 2-2-16)。次いで、3時間程度無降雨の状態の不飽和浸透流+飽和側方流+表面流解析モデルのカップリングしたモデルで非定常計算を行い初期条件とした。

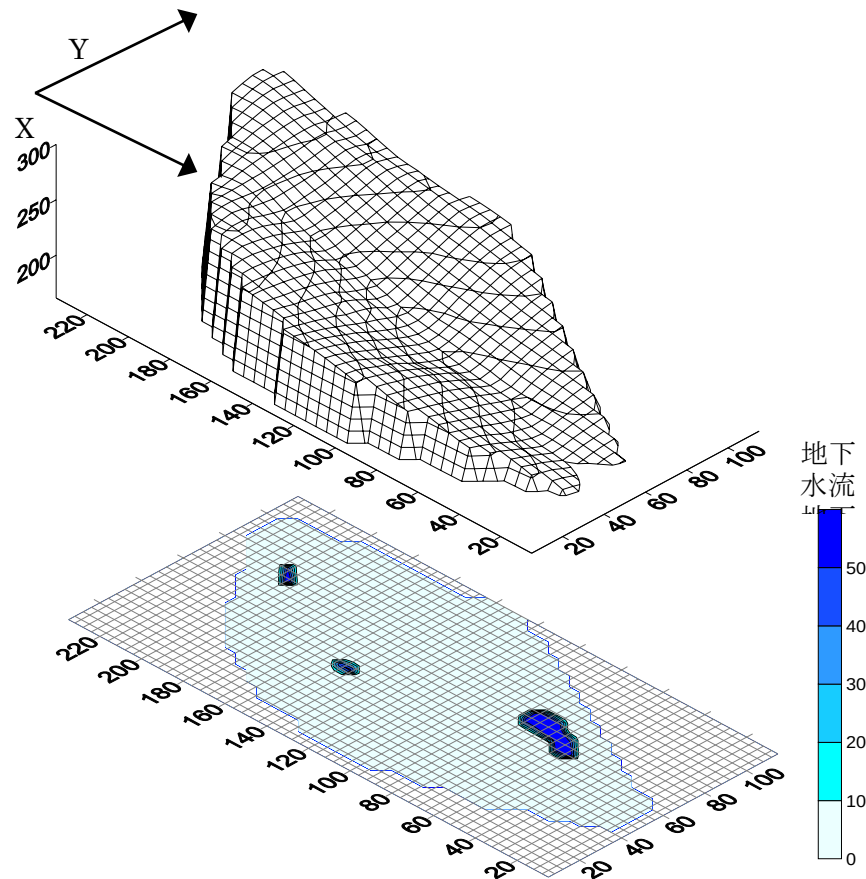


図 2-2-16 初期地下水深

(3)一次元不飽和浸透流

図 2-2-17 に示す代表地点(29,11)の再現計算結果を以下に示す。土層厚は 20cm である。

図 2-2-18 に飽和度の垂直分布の時間変化を示す。

ここで、地下水位 (H_s) は一次元不飽和浸透流解析モデルから計算される浸潤面から供給される量を涵養量として、二次元飽和側方流モデルよりシミュレートされている。その他の全水頭、飽和度等の変数の解は、一次元不飽和浸透流解析モデルよりシミュレートされている。

上流側地点と同様に時間の経過とともに地表面付近から飽和度 (S_e) が増加、一方負圧は低下して浸潤面が下方に進行する。12:00 には地表面付近の飽和し表面流が発生する。一方、浸潤面から下方に供給される涵養により、地下水位が上昇し 14:00 までには地表面に達し、その後、降雨分が表面流出となる。

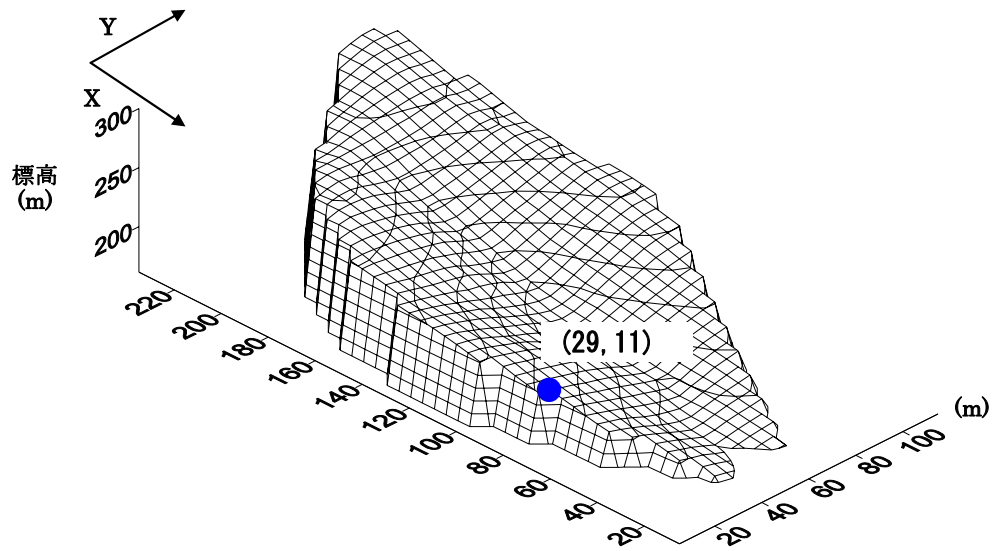


図 2-2-17 1次元不飽和浸透流計算結果評価地点

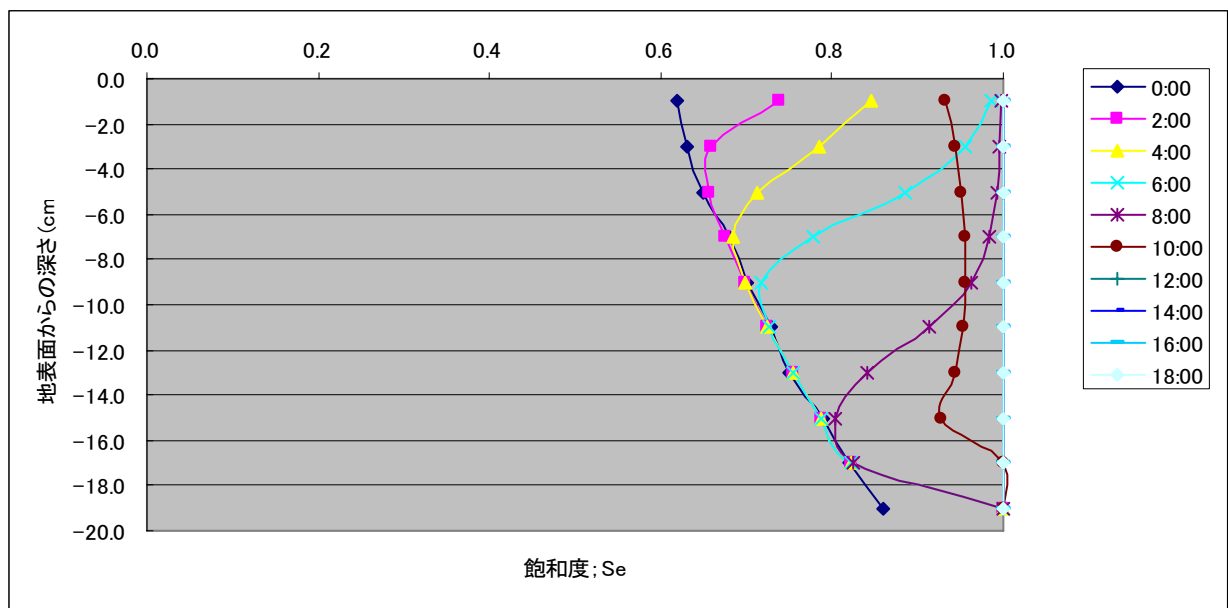


図 2-2-18 飽和度の垂直分布の時間変化 上流側地点 (10,14)

(4)二次元飽和側方流

図 2-2-19 に降雨強度が最大となった直後である 17:00 における飽和地下水流の水深の平面分布(計算値)を示す。

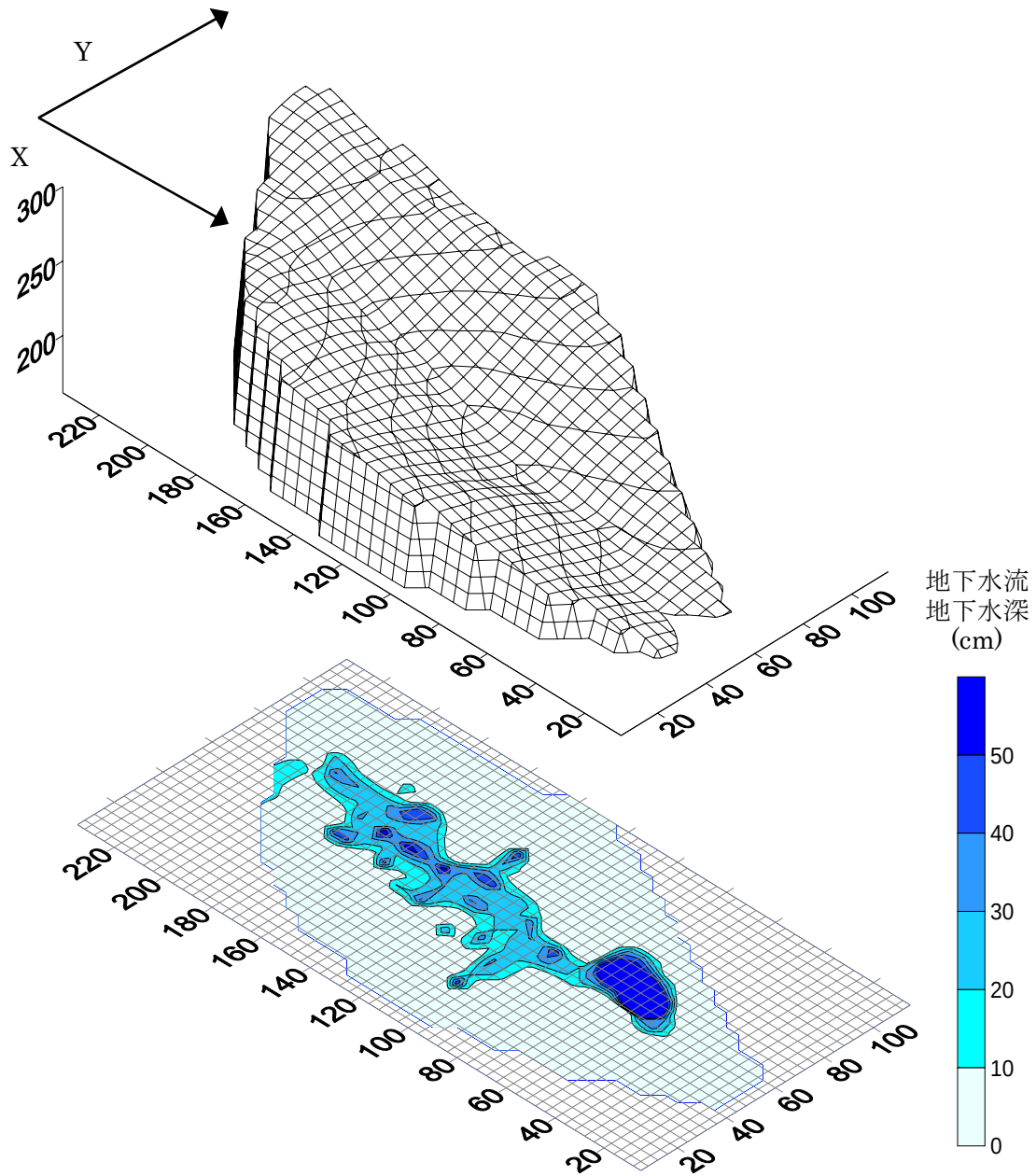


図 2-2-19 地下水深の平面分布(降雨ピーク直後 17:00)

(5)二次元表面流

図 2-2-20 に降雨強度のピーク直後である 17:00 における表面流の水深を示す。

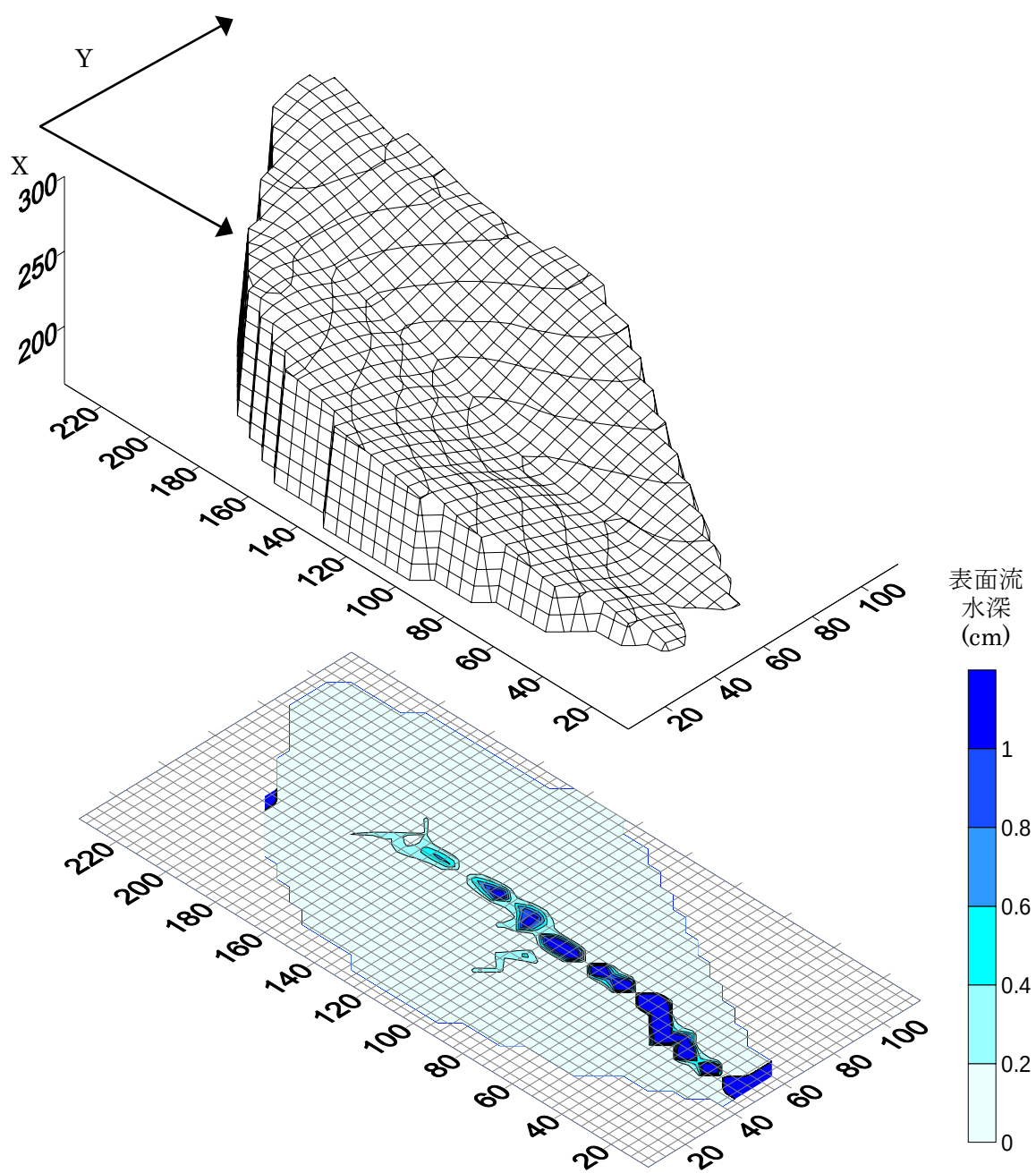


図 2-2-20 降雨ピーク直後の表面流の水深(降雨ピーク直後 17:00)

(6)安全率

斜面安定解析については、以下の無限延長斜面式を用いる。その定数(仮定値)を表 2-2-6 にまとめる。

$$F_s = \frac{C + (w - u) \tan \phi}{w \sin S}$$

ここで、S:斜面勾配、Fs:安全率、w:土塊の自重、c:土の粘着力、φ:土の内部摩擦角、u は間隙水圧

表 2-2-6 安定解析の乗数

入力値	内 容	単 位	入力値の範囲
slope	最大傾斜角	°	6.0～50.5
zmax	表層土層厚	m	0.20～3.84
γw	水の単位体積重量	kg/m ³	1,000
γs	土の単位体積重量	kg/m ³	2,200
C	土の粘着力	N/m ²	10,000
φ	土の内部摩擦角	°	35

(7)斜面安定解析

図 2-2-21 に降雨強度が最大となった直後である 17:00 における安全率の平面分布(計算値)を示す。計算による安全率が低い箇所で崩壊が発生していることが解る。

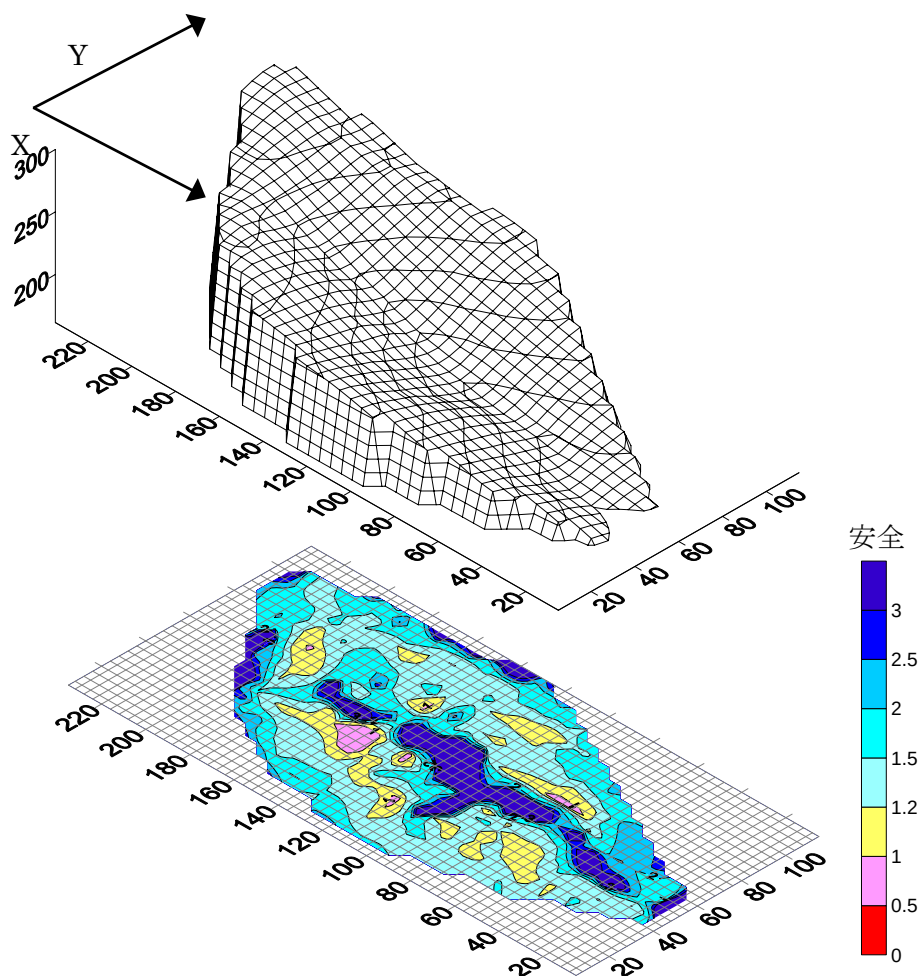


図 2-2-21 安全率の水平分布(降雨ピーク出現直後 17:00)

(8) 結果の検証

実際の崩壊発生箇所と計算による崩壊発生箇所とを比較すると図 2-2-22 の通りである。

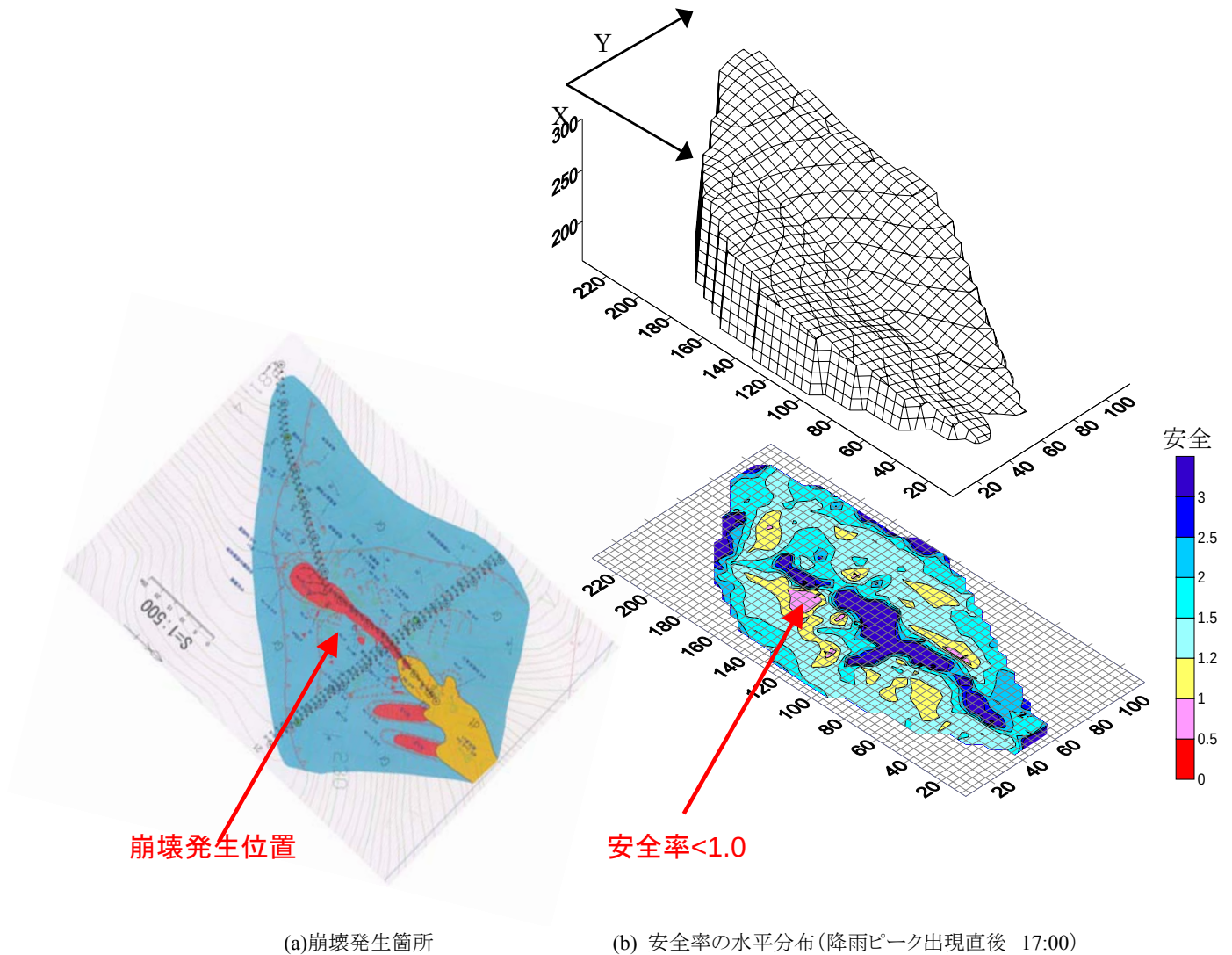


図 2-2-22 実際の崩壊発生箇所と計算による崩壊発生箇所との比較

2-2-2.5 崩壊発生時刻の予測のための検討

前項では、本モデルが崩壊危険箇所の抽出に利用できることを示した。一方、今後予測降雨を用いて土砂災害の警戒・避難に利用するためには、いつ崩壊が起きるかを予測することが必要となる。そこで、本モデルが崩壊の予知に利用する可能性について基礎的な検討を加えた。なお、土の粘着率を 10000N/m^2 (前節) から 7000N/m^2 とした。計算結果を以下に示す。

(1) 地下水深、安全率、安全率 1.0 以下および安全率 1.2 以下のセルの平面分布の時間変化

図 2-2-23 上段より地下水深、安全率分布、安全率 1.0 以下および安全率 1.2 以下のセルの平面分布の時間変化を示す。

雨のピークが最大となった直後に崩壊が発生するといわれている。すなわち、安全率は降雨とともに低下し、ピーク時に安全率が 1 以下となり、その後安全率が増加すると予想もできる。しかし、各セルの安全率の変化をみると、モデルの結果はこの予想とは異なっている。安全率は降雨ピーク出現後も時間とともに低下しつづける。これは、不飽和帯を通過した後、地下水位の増加があるためと考える。

(2) 安全率をしきい値としたセル総数の時間変化

図 2-2-24 に安全率 1.0 以下となるセルの総数、安全率 1.1 以下となるセルの総数、安全率 1.2 以下となるセルの総数の時間変化を示す。

安全率が 1.2 以下のセルの総数の変化を見ると、降雨ピークと呼応して変化(急激な増加)を示している。(安全率 1.0 以下のセルの総数ではこの変化が顕著ではない。)

(3) 崩壊発生時刻の予測の可能性

崩壊発生時刻については、安全率の平均値や各々の安全率のピークの出現時間を追った場合、安全率のピークは遅れて出現した。一方、ある安全率のしきい値(例えば 1.0、1.2)以下のセルの総数の変化は降雨ピークに呼応した。したがって、前者の結果から、小流域(斜面)内においていつどこで崩壊するかを予測することは困難であると考ええる。一方、後者の結果を利用すれば、いつどの小流域で崩壊が発生するかをある程度予想できることを示していると考ええる。

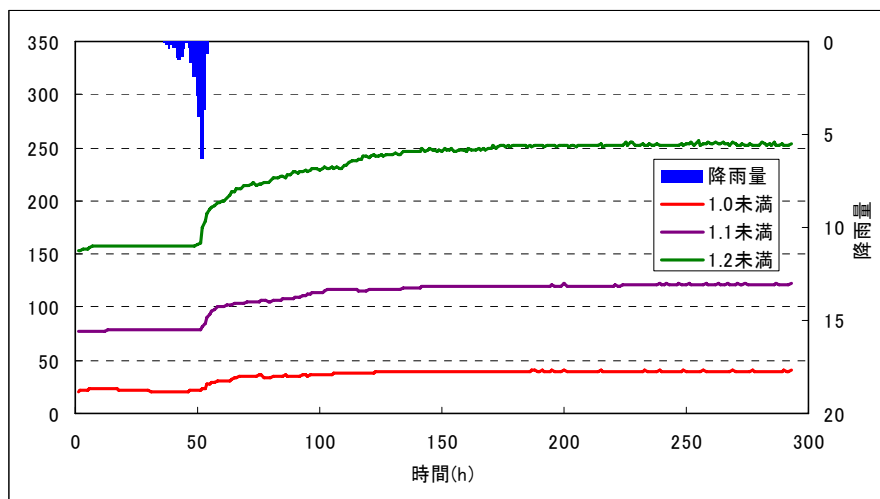
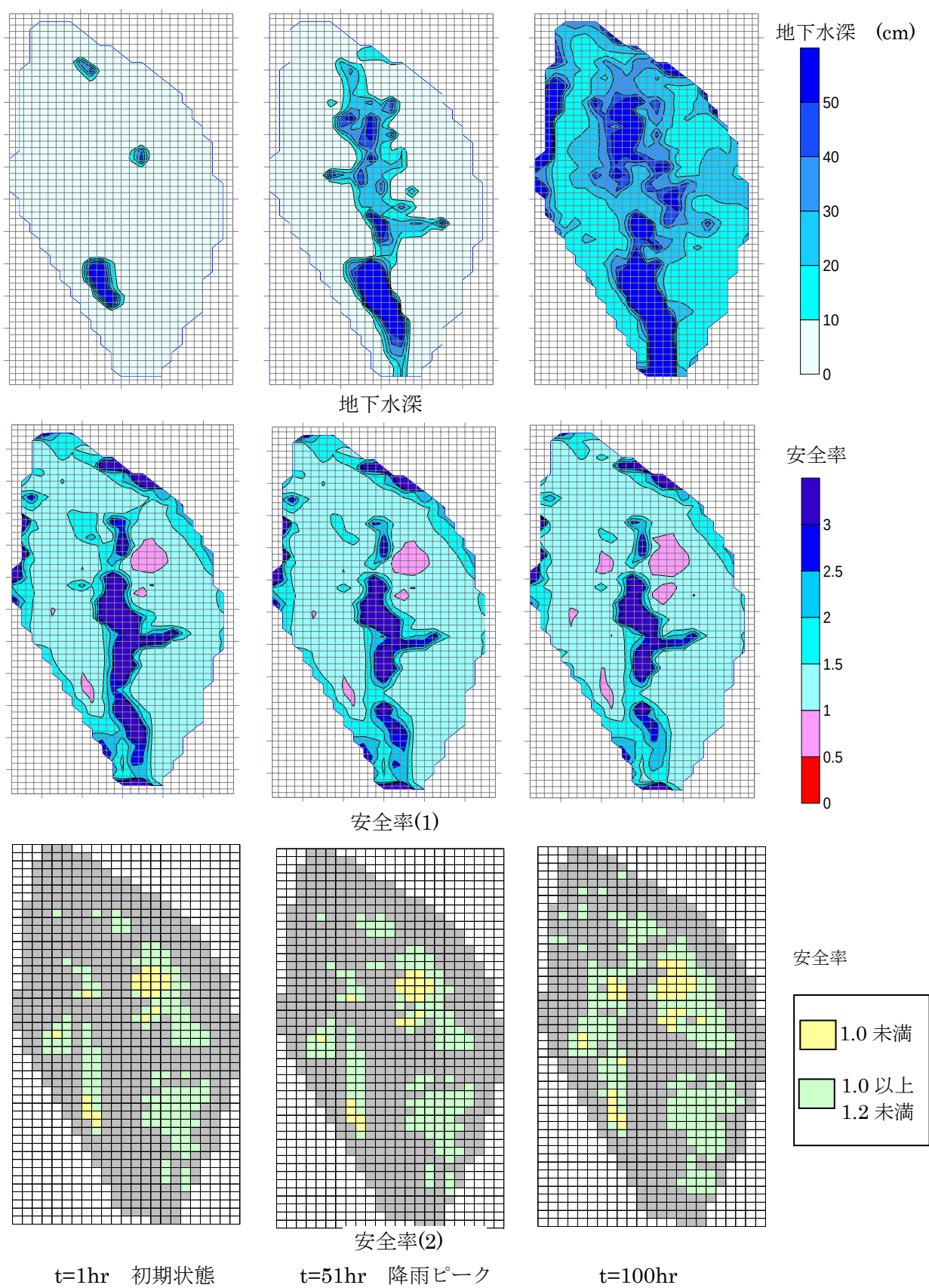


図 2-2-24 安全率 1.0、1.1、1.2 以下となるセルの総数の時間変化



2-2-3 結論と課題

(1) 結論

本研究では、高時空間に提供される地形データや雨量データを活用し、土砂災害に対する防災計画、土砂管理計画立案および警戒避難の支援のできるように、いつ、どこで、どれくらいの規模の土砂災害が発生するか予測可能な物理モデルの構築を目指した。また、モデルの精度を検証し、将来予測降雨量を用いた土砂災害の予測にも使用できるような形でコーディングをした。

本研究においては、いくつかの素過程から成る雨水－流出モデルや表面侵食モデル、表層崩壊モデルを連続的に利用することが可能な総合型土砂生産モデルを開発した。本モデルでプログラミングしたモデルは以下表(表 2-1-1 再掲)となっており、全体の構成は図(図 2-1-4 再掲)の通りである。

表 2-1-1 プログラミングしたモデル

モデル	サブルーチン	計算手法
メッシュ作成モデル		正方形メッシュ作成
雨水－流出モデル	表面流発生ルーチン	Smith-Parlangeの式、Green-Amptの式
	表面流ルーチン	2次元浅水流モデル
	地中流ルーチン	2次元キネマチックウェーブモデル
		1次元Richards式＋飽和側方流
		小杉ら(2002)式＋飽和側方流
		拡散方程式(Iverson, 2000)
表面侵食モデル	岩盤浸透ルーチン	定常流モデル
		一定量浸透(平松ら, 1990)
	土砂剥離ルーチン	KINEROS中の侵食速度式
	土砂運搬ルーチン	水山式
表層モデル崩壊	斜面崩壊発生ルーチン	芦田・道上式
		無限長斜面の安定解析

(2) 検討事例の結果と今後の課題

本研究で得られた結果から、今後の課題として以下の点が挙げられる。

- 1) 滋賀県田上山地不動流域の観測事例(土壌の圧力水頭分布)を対象として再現計算を行い、モデルの性能を検証した。一次元不飽和浸透流を予め実行して、地下水深さ、飽和度の水平分布、垂直分布を求め、次に、「一次元不飽和流＋二次元飽和流＋表面流モデル」を数時間程度実行し定常に近い状態を作成する。これを初期値として降雨(ハイドロ)を与えることによりモデルの再現性は向上した。しかし、初期状態についてはさらなる工夫が必要である。例えば、先行降雨を与えた計算を実施し、時系列ごとに浸透水の水利条件を代表時刻毎の初期値として別ファイルに保存させ、これを選択できる仕組み等が挙げられる。
- 2) 「飽和浸透流式(リチャーズ式)＋飽和側方流式＋表面流式モデル」を適用して、平成 11 年 6 月、豪雨により発生した広島市佐伯区荒谷川流域の表層崩壊を再現した。モデルは表層厚を入力することにより崩壊発生位置の精度が向上した。崩壊発生時間の予測については今後さらなる検討が必要である。崩壊発生時刻については、安全率の平均値や各々の安全率のピークの出現時間を追った場合、安全率のピークは遅れて出現した。一方、ある安全率のしきい値(例えば 1.0、1.2)以下のセルの総数の変化は降雨ピークに呼応した。後者の結果を利用すれば小流域斜面内においていつどこで崩壊するかを予測することは困難であるが、小流域単位(斜面)でどの流域(斜面)がいつ崩壊発生することを予測できる可能性があると考えられる。
- 3) 地中流サブルーチンについては、新たなモデルの構築という点では、不飽和側方流をシミュレートするための三次元モデルが考えられる。
- 4) 本研究ではプログラム開発を行ったが、解析結果の精度や検証については、パラメータや初期条件等の条件設定に依存する。今後実用的に活用していくためには、全体的な流域レベルでのパラメータの普遍性の検証が必要と思われる。

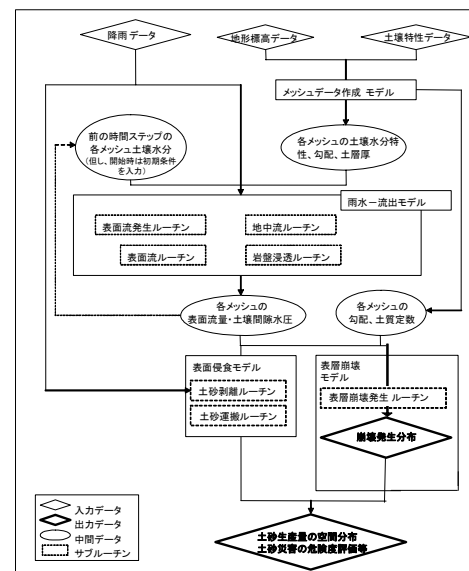


図 2-1-4 統合型土砂生産予測モデルの概要

2-2 の参考文献

- 内田太郎(2004): 近年における山地の土砂移動現象に関わる斜面水文プロセス研究の進歩、新砂防 Vol.57 No.2 p.58-64、2004
- 窪田順平、福鳶義宏、鈴木雅一(1988): 山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化(II) 水収支および地下水発生域の検討、日林誌 Vol.70、p.258-269
- 小杉賢一郎、水山高久、藤田正治 (2002): 表層崩壊発生予測モデルによる地下水の再現制度の検討、砂防学会誌 Vol.55 No.3 p.21-32、2002
- 小杉健一郎 (2004): 斜面における雨水の浸透・流出過程のモデル化、新砂防 Vol.57 No.3 p.71-79 2004
- 平松晋也、水山高久、石川芳治 (1990): 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 No.1 (168)
- 平松晋也、石川芳治、原 義文 (1990): 森林土壌の鉛直分布特性を考慮した表層崩壊発生モデルの適用性に関する研究、新砂防 Vol.46 No.3 (188)
- Bennett, J.P. (1974): Concepts of mathematical modeling of sediment yield. Water Resources Research 10(3):485-492
- David R. Montgomery and William E. Dietrich (1994): A physically based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol.30, No.4, p.1153-1171
- R.Brad Thoms (2003): Simulating fully coupled overland and variably saturated subsurface flow using MODFLOW, A thesis for Master of Science in Enviromental Science and Engineering, Orgon Health and Science University
- Rex L. Baum, William Z. Savage and Jonasan W. Godt (2002): TRIGRS – A fortran program for transient rainfall infiltration and grid-based regional slope stability analysis, Open-file report 02-424, USGS
- Richard M Iverson (2000): Landslide triggering by rain infiltration, Water Resources Research, Vol.36, No.7, pages 1897-1910, 2000
- Uchida, T., Asano, Y., Ohte, N. and Mizuyama, T. (2003): Analysis of flowpath dynamics in a steep unchannelled hollow in the Tanakami Mountains of Japan, Water Resources Research 39(1)