

1. はじめに

土砂生産現象のうち表層崩壊は、豪雨が引き金となって発生する現象であり、降雨期になると各地で頻発し、流域内での主たる土砂生産源となっている。本研究では山腹斜面表土層内部における雨水の浸透、流下過程を考慮した崩壊モデルを作成し、このモデルを天竜川水系三峰川の右支川である小黑川流域内の小流域に適用し、モデルの妥当性を検討するとともに崩壊発生要因の感度分析を行った。

2. 対象流域の概要と土砂生産状況

小黑川は、南アルプス最北端に位置する入笠岳、程久保山、釜無山を源とする流域面積39.95km²、主流路長13.6km、平均河床1/13.5の溪流であり、その上流部斜面の傾斜は緩やかで、中、下流部の斜面が急峻であるという特徴的な地形を呈している。地質は流域の右岸側を南北に貫く戸台構造線を境に、西側が三波川帯、東側が秩父帯に属している。小黑川流域では昭和57年の台風10号のもたらした豪雨によって多数の崩壊が発生し、解析対象流域での山腹崩壊面積占有率は、1.33%であった。(図-1)

この時の連続雨量は、小黑観測所で403.0mmに達し、最大時間雨量は、降雨開始より31時間後に発生した45.0mmであった。

3. 崩壊モデルの作成

3. 1. モデルの基本構成

降雨(雨水)は、表層崩壊発生 の主要因である。このため想定した降雨が発生した場合、崩壊の発生位置やその規模を予知するとともに、流域の崩壊に対する危険度を判定するためには、雨水の浸透、流下過程をより現実に即した形で評価する必要がある。本モデルでは、図-2に示すように、表層崩壊は、地表面に到達した雨水が不飽和状態で斜面表土層中を浸透し、難透水層との境界面に飽和帯(地下水面)を形成するとともに、飽和側方流を生じることにより斜面の安定性がそこなわれて発生するものと考えた。山腹斜面内部に到達した雨水の浸透・流下過程を考える場合、実際の斜面においては複雑な飽和-不飽和三次元流が生じているものと思われるが、モデルをより大流域に適用させることを考慮し、本モデルでは、一次元鉛直不飽和浸透流理論の考え方をを用いてハイエトグラフを変形し、基岩面に到達した雨水を飽和ゲルシー則により側方流出量として追跡した。

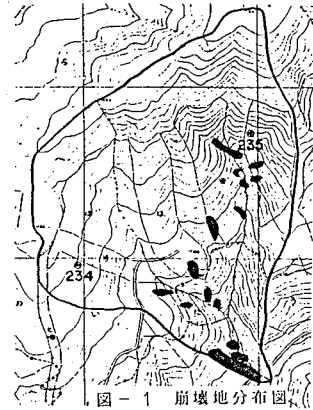


図-1 崩壊地分布図

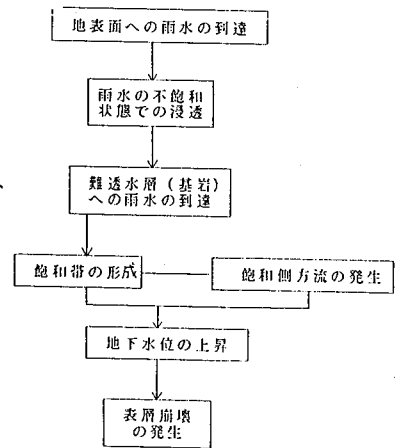


図-2 崩壊モデルの概念図

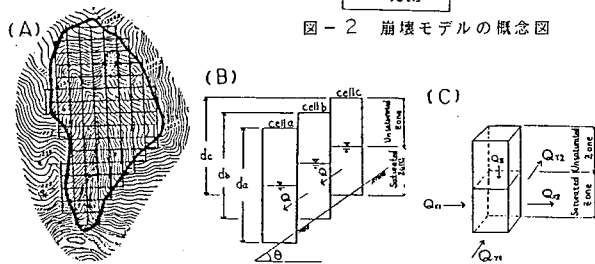


図-3 モデルの基本構成

モデルの基本構成は、図-3に示すように流域を平面的にメッシュ分割し、表土層厚を高さとする鉛直土柱を各メッシュ毎に設定し、これを解析の基本要素とした。ここで、基本要素に与えられた雨水は、土層中を浸透し基岩に到達して飽和帯を形成しながら飽和側方流として各要素間を移動することになる。

3. 2 浸透流解析

3. 2. 1. 一次元鉛直不飽和浸透

不飽和帯における雨水の一次元鉛直浸透過程は、不飽和領域に拡張されたダルシー則を連続の式と組み合わせた(1)式を差分展開し、数値解を得ることによって追跡した。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - \frac{\partial k(\theta)}{\partial z} \quad (1)$$

$$q = -k(\theta) \cdot \frac{\partial \psi}{\partial z} + k(\theta), \quad \frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial z} \quad (2)$$

ここに、 ψ ：土壌水分吸引水頭、 t ：時間、 Z ：鉛直座標（下向きに正）、 $k(\theta)$ ：不飽和透水係数、 θ ：土壌水分量、 $D(\theta)$ ：水分拡散係数、 q ：土壌水分移動量である。なお、境界条件として地表面から土層内への流量フラックスは降雨量として与え、土層底面は常に飽和状態に保持されているものとした。また、初期条件としては、降雨直前での水分移動はないものとし、

$$\psi = H - Z \quad (3)$$

として与えた。ここに、 H ：基岩面における土壌水分吸引水頭、 Z ：基岩面からの距離である。

3. 2. 2 飽和側方流

雨水はいったん基岩上まで浸透し、この基岩上に形成された飽和土層より流出することを前提として飽和側方流の追跡を行った。飽和側方流過程における連続方程式は、

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z \quad (4)$$

で表される。また、運動方程式は、ダルシー則に基づいて、

$$q_x = h \cdot k_s \cdot I_x, \quad q_y = h \cdot k_s \cdot I_y \quad (5)$$

で表される。ここに、 λ ：有効間隙率、 h ：地下水深(m)、 q_x 、 q_y ：X軸、Y軸方向の流量フラックス、 q_z ：不飽和領域からの供給水量、 t ：時間、 x 、 y ：X、Y軸方向の距離、 k_s ：飽和透水係数、 I_x 、 I_y ：X軸、Y軸方向の動水勾配である。

3. 3. 斜面安定解析

表層崩壊においては、その崩壊形態は一般に崩壊深に比較して崩壊長が大きく、すべり面形状も平面的なものが多い。従って、斜面安定解析は、無限長斜面における安定解析法により行った。

$$F_s = \frac{C + (\sigma_o - h \gamma_w) \cos^2 \beta \tan \phi}{\sigma_o \cos \beta \sin \beta} \quad (6)$$

$$\sigma_o = \int_0^z \{ \theta(i) \gamma_w + (1-n) G_s \gamma_s \} \Delta z \quad (7)$$

ここに、 C ：土の粘着力、 Δz ：鉛直土層分割幅、 h ：地下水深、 γ_w ：水の単位体積重量、 β ：単位斜面の傾斜角度、 ϕ ：土の内部摩擦角、 G_s ：土粒子の比重、 $\theta(Z)$ ：鉛直方向の微小区間における体積含水率である。

4. 崩壊モデルの適用

4. 1. 解析条件

崩壊モデルを実際に崩壊の発生した流域に対し適用した。対象流域は、図-1に示す小流域（流域面積：0.52km²）であり、地形情報の読み取りは、縮尺5000分の1の森林基本図を基に流域を25mメッシュで分割し、各単位斜面毎に行った。表土層厚は、崩壊発生斜面の崩壊深を用いて等表土層線図（等崩壊深図、図-4）

を作成することにより単位斜面毎に設定した。土層内での雨水の浸透を考える時、(1)式は単独では解けず、この式を解くためには、 $\psi \sim \theta$ 及び $k \sim \psi$ 関係を知る必要がある。ここでは、土壌物理試験結果（深度40cm、図-5、6）を用いて入力条件とした。また、斜面安定解析に用いる土質諸元としては、同地点における土質試験結果（ $G_s = 2.66$, $C = 0.7 \text{ t/m}^2$, $\phi = 20.44^\circ$ ）を採用した。

4. 2. 斜面形状の相違による地下水位応答特性

流域内に存在する谷型・平行型・尾根型斜面のうちそれぞれ代表斜面を選定し、地形形状が地下水位応答特性に及ぼす影響度を検討した（図-7）。地下水深は、各斜面形とも降雨開始25時間後に急激に上昇し、1山目の降雨終了時（40時間後）

を境にその上昇度合は低下している。特にこの傾向は、尾根型斜面で顕著である。これは、降雨終了後には地表面から土層内への雨水の供給がなくなり、鉛直不飽和浸透量が減少するとともに尾根型斜面では斜面内に存在する貯留量が飽和側方流として流出し、谷型斜面では、流入するためである。

4. 3. 崩壊発生場所

崩壊発生時の降雨を使用し、メッシュ間隔を25m、解析開始時刻を降雨発生時の昭和57年7月31日午後6時として得られた解析結果を図-8に示す。この図より、安全率が1.0以下となった斜面と、実際に崩壊が発生した斜面とは、大部分で一致しており、流域の左支川上流部、右支川下流部及び流域の最下流部で崩壊が多発している傾向を比較的良好に再現していることがわかる。しかしながら安全率が1.0以上の斜面でも実際には崩壊が発生し、安全率が1.0を下回るにもかかわらず崩壊が発生していない斜面も数多くみられる。これは先に設定した降雨量、表土層厚、土質強度のパラツキ及びメッシュによる地形の再現精度によるものと考えられる。

5. 崩壊発生要因の感度分析

5. 1. 斜面勾配の変化に伴う安定性の変化

同じ表土層厚、土質強度を有する斜面に対し、斜面勾配の変化に伴う安定性の変化を検討した。図-9は、表土層厚をそれぞれ100cm, 120cm, 150cm, 200cm, 300cmとして勾配を変化させた時の安全率の変化を示したものであり、各表土層厚ともに安全

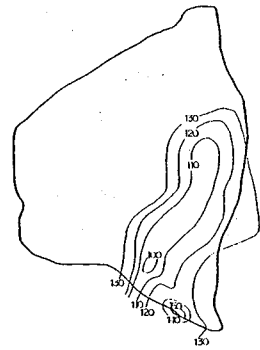


図-4 等表土層厚線図（縮尺 1:10000）

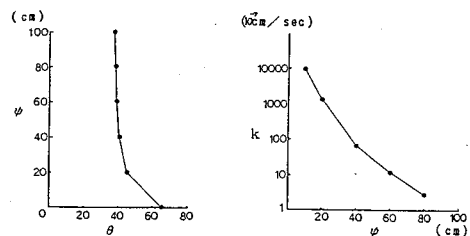


図-5 土壌水分吸引水頭

図-6 不飽和透水係数

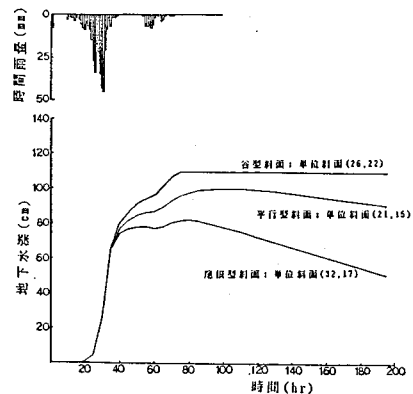


図-7 斜面形状の相違による地下水深の応答特性

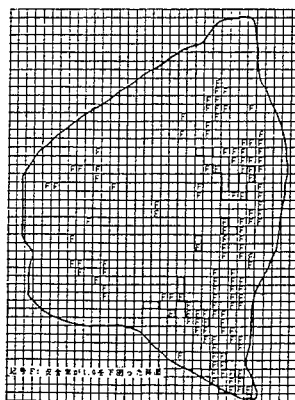


図-8 崩壊発生斜面分布図

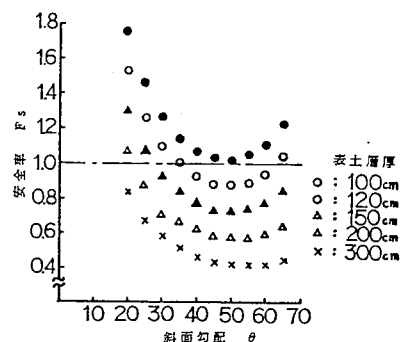


図-9 斜面勾配の変化に伴う安定性の変化

率は斜面勾配の増加とともに低下し $\theta = 50^\circ$ 付近で最小値をとりその後増加を示している。この傾向は表土層厚の減少とともに顕著となり、同一勾配の斜面では表土層厚の増加とともに安全率は低下している。

5. 2. 表土層厚の変化に伴う安定性の変化

表土層厚を120cm、130cm、140cmと変化させ、表土層厚の変化に伴う斜面安定性の変化を検討した。図-10より明らかなように、解析により崩壊が発生すると判断された斜面は、表土層厚とともに増加している。また、崩壊発生斜面のうち代表斜面を選定し、地下水深及び安全率の経時変化（図-11）を調べたところ、降雨継続中・終了後を通じ表土層厚が厚い斜面ほど崩壊に対する危険性が高くなることがわかった。

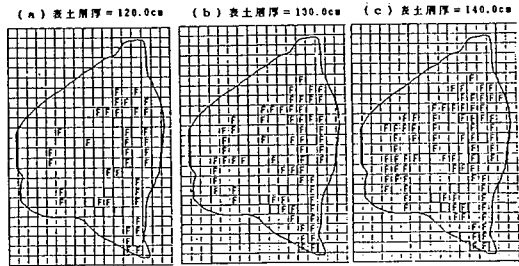


図-10 表土層厚の相違による崩壊斜面分布状況

5. 3. 飽和透水係数の変化に伴う安定性の変化

表土層中を浸透し、基岩面上に到達した雨水は、飽和側方流としてダルシー則（5式）により得られるため飽和透水係数は、地下水深変化に大きな影響を及ぼすものと考えられる。ここでは、飽和透水係数を $k_s = 0.002, 0.005, 0.010 \text{ cm/sec}$ と変化させることにより、飽和透水係数の変化に伴う安定性の変化を検討した。図-12に、谷型・平行型・尾根型斜面の飽和透水係数の変化に伴う地下水深及び安全率の経時変化を示す。各斜面型を通じ飽和透水係数の相違による影響は、飽和側方流入量もしくは流出量が不飽和領域からの供給水量を上回る時点より現われ、飽和

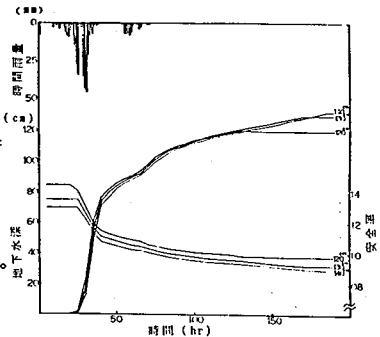


図-11 表土層厚の変化に伴う安定性の変化

とともにその出現時刻は早くなり影響度も大となる。従って、飽和透水係数の増大とともに飽和側方流の流入により谷型斜面

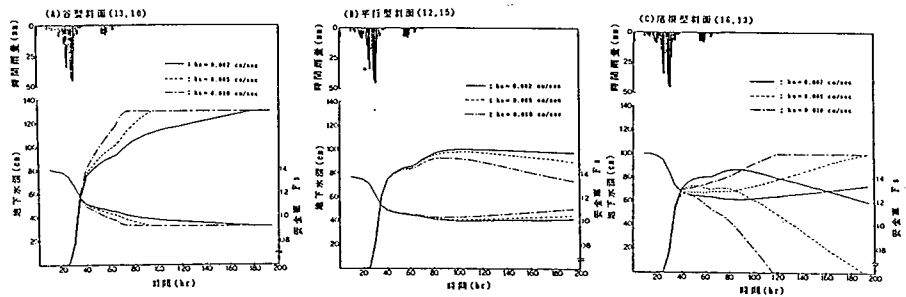


図-12 飽和透水係数の変化に伴う地下水深及び斜面安定性の変化

では崩れやすくなり、尾根型斜面では流出量の増大により逆に崩れにくくなる。図-13は、崩壊発生斜面数の時系列変化を示したものであり、崩壊斜面総数の90%が安全率1.0以下となるのに要する時間は、 $k_s = 0.010$ で約70時間であるのに対し、 $k_s = 0.005$ で約85時間、 $k_s = 0.002$ で約110時間となっている。

6. まとめと今後の課題

不飽和浸透流解析を導入し、雨水の山腹斜面表層土層内への浸透・流下過程を考慮した崩壊モデルを作成し、このモデルを現地流域に適用した結果、モデルの崩壊予知に対する有効性が示されたが、崩壊要因の感度分析により崩壊予知に大きな影響を及ぼすものと判断された表土層厚（特に非発生斜面における値）・飽和透水係数及び土質強度（場所的バラツキが大）の決定的な設定手法が現在のところ確立されていないため、今後これらのパラメータの設定手法を確立し、解析精度の向上を両とともにモデルを他の流域に適用し、その汎用性を検討する必要がある。

