

2 森林土壌特性を考慮した崩壊発生モデルの適用性について

パシフィックコンサルタンツ（株） ○平松晋也
建設省土木研究所 石川芳治・原 義文・福本晃久

1. はじめに

近年では、崩壊現象を物理現象としてとらえ、その崩壊発生機構を考慮した表層崩壊発生モデルが数多く提案されるようになってきた。これらのモデルを用いて森林山腹斜面の安定性を議論しようとする場合、斜面を構成する材料すなわち森林土壌の特性がその解析結果に大きな影響を及ぼすことになる。本研究では、実際の森林山腹斜面を対象として森林土壌特性調査を実施し、これにより得られた結果を基にこれらの諸特性を考慮した『表層崩壊発生モデル』を提示するとともに、モデルの適用性の検討を行った。

2. 調査対象流域

対象流域は、昭和62年8月の山形県温海災害時に表層崩壊の多発した庄内小国川上流の中野俣川流域内の小斜面（流域No：5-1，流域面積：0.4km²）である。図-1は温海災害時における中野俣川流域の崩壊状況を示したものである。図-1に示したように5-1流域は中野俣川流域の中でも特に荒廃状況の著しい流域であり、その崩壊面積率は約5%を示している。

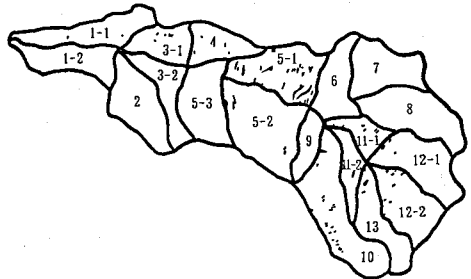


図-1 中野俣川流域における崩壊発生状況

3. 森林土壌特性調査

3.1 調査対象項目

調査項目は、①自然状態時の土の含水比、②有効間隙率及び③土の単位体積重量である。なお、これらの森林土壌特性の調査深度としては、地表面より20cm、35cm、50cm、75cm、100cm及び150cmの計6深度を原則とした。調査対象地点は、図-8に示す合計10地点である。

3.2 自然状態時の土の含水比

無降雨時の土壌水分状態（含水比）は、数値計算モデルを用いて崩壊発生シミュレーションを行う上での初期条件となる。このため、この含水比すなわち土壌水分の状態如何によっては計算結果が異なったものとなることが予想される。各調査深度における含水比の平均値の深度方向分布を示す図-2より、含水比は深度の増加とともに減少傾向を示し、その減少度合は深層部よりも表層部においてより顕著に現れており、その境界深度は表層部より50cm地点付近に存在することがわかる。

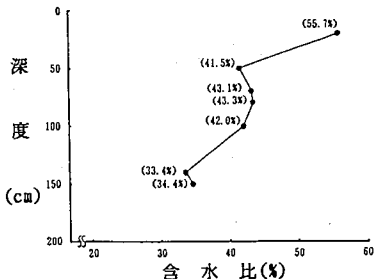


図-2 含水比の平均値の深度方向分布

3.3 有効間隙率

有効間隙率は、土層中を水が流動し得る間隙量と理解され、数値シミュレーションにより山腹斜面内部における水の挙動すなわち地下水位の消長を知ろうとする場合、その解析結果に多大な影響を及ぼすことになる。図-3に有効間隙率の平均値の深度分布をとりまとめたものを示す。図-3より、有効間隙率は深度の増加とともに減少し、深度50cm地点付近にその不連続面が存在する様子が認められる。

3.4 土の単位体積重量

自然状態時並びに飽和土の単位体積重量は、斜面安定解析においてそのすべり力及びすべり抵抗力を算定する上でその根拠となる。特に、飽和土の単位体積重量 (γ_s) は、自然状態時の土の単位体積重量 (γ_s) 及び有効間隙率 (λ) を用いて決定されることになるため、崩壊の発生の有無のみならず地下水位の消長に対し

ても多大な影響を及ぼすことになる。各地点の平均値並びにNo.9地点における自然状態時及び飽和土の単位体積重量の深度方向分布を示す図-4よりこれらの値は、深度の増加とともに大となり、深度50cm~75cm地点を境にその値が急増していることが明らかである。

4. 森林土壌特性を考慮した崩壊モデルの適用性

森林土壌特性調査結果より、ここで得られた土の単位体積重量や有効間隙率を入力値として『表層崩壊発生モデル』に代入し、崩壊の発生の有・無やその発生場所のみならず崩壊発生時間までも議論しようとする場合、これらの値の深度方向変化が大（明瞭な不連続面が認められた）であるため斜面を単一（均一）土層と見なすのではなく少なくとも不連続面を有する2層土層とする必要性が認められた。また、この不連続面の深さとしては前述のように深度50cm地点と考えた。ここでは、既に筆者らが提示した崩壊モデル（以下『単層モデル』と呼ぶ）に改良を加え（改良後のモデルを以下『2層モデル』と呼ぶ）、モデルによる森林土壌特性の再現精度の向上を図るとともに、このモデルを崩壊多発地域である5-1斜面に対して適用し、モデルの適用性の検討を行った。

4.1 表層崩壊発生モデル（2層モデル）の基本構成

2層モデルでは、既に提示した単層モデルと同様に流域を平面2次元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ている。モデルの基本構成は図-5に示す。

4.1.1 タンクモデルによる雨水の一次元鉛直浸透過程

『単層モデル』・『2層モデル』ともに前述の各基本要素における雨水の一次元鉛直浸透過程は、図-6の下段タンクに側方流出孔を有する直列2段タンクモデルにより追跡される。一次元鉛直不飽和浸透過程から基岩面へと供給される水量すなわち地下水函養量 Σq は(1)式によって得られることになる。 $\Sigma q = q_2 + q_3 \dots (1)$

4.1.2 飽和側方流過程

タンクモデルにより基岩面へと与えられた供給水量を用いて飽和側方流解析(2式)を実施することにより基本要素相互間の水の動きを追跡した。

$$\lambda \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z \dots (2)$$

本研究において新たに提示した『2層モデル』では、図-7に示すように上層部と下層部とでは有効間隙率(λ)はそれぞれ異なった値となるため、地下水位の動きは、この境界深度を指標としてそれぞれ場合分けを行い算定した。その詳細については紙面の関係上割愛するものとする。

4.1.3 表層崩壊発生過程

浸透流解析により得られた地下水深を用いて斜面安定解析（無限長斜面）を実施し、ここで得られた斜面の安全率(F)を基に斜面の安定性の検討を行った。

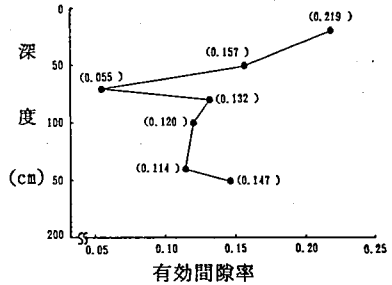


図-3 有効間隙率の平均値の深度方向分布

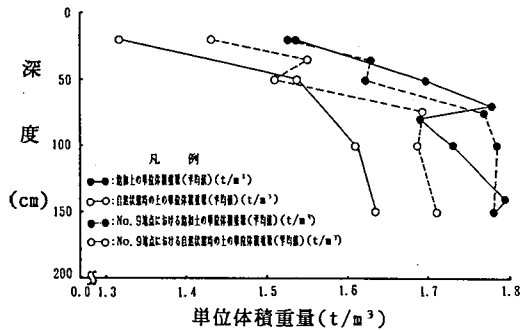


図-4 土の単位体積重量の深度方向分布

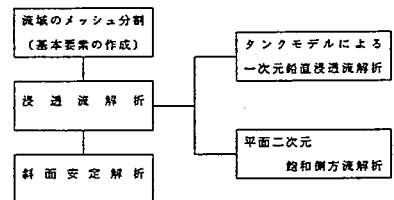


図-5 モデルの基本構成

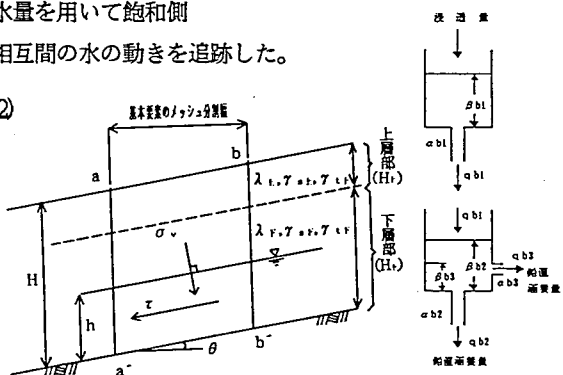


図-6 側方流出孔をもつ直列2段タンクモデル

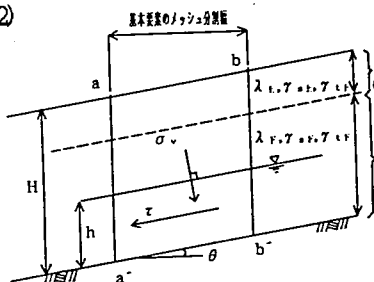


図-7 無限長斜面の安定

$$\tau = \tau_r / \tau = (C / \cos \theta + \sigma_v \cdot \tan \phi) / \tau \dots\dots\dots (3)$$

ここで、『2層モデル』では、表土層を「深度50cm地点に不連続面を有する2層構造」と考えているため、計算条件となる λ , γ_s , γ は上部土層と下部土層においてそれぞれ異った値として入力されることになる。

このため今、図-7に示すような上層部と下層部とに2分された斜面を考えると、浸透流解析により得られた地下水深 h が下部土層厚(H_T)を上回るか否かによって計算条件を異ったものとする必要がある。その詳細については紙面の関係上割愛するものとする。

4.2 解析条件

対象流域は図-1に示した中野俣川流域内の5-1斜面であり、解析時における平面メッシュ分割は25mメッシュとした(図-8)。計算ケースは、『2層モデル』による場合と、『単層モデル』による場合の2ケースであり、入力降雨としては、温海災害時における流域近傍の実績降雨波形を採用した。

解析に使用した土質諸元は、現地より採取した土壌による土壌物理試験及び土質力学試験結果を基に図-8中の各入力区分域毎に設定した(表-1)。なお、表土層厚は既往崩壊深並びに土研式簡易貫入試験結果を基に各基本要素毎に0.8m~1.9mの範囲で10cm間隔で与えた。また、各基本要素毎の基岩面への供給水量は、流域内より採取された不攪乱試料($\phi=20\text{cm}$, $\ell=150\text{cm}$)を用いて行った鉛直一次元浸透実験結果を再現するように各表土層厚毎に得られたタンク定数を用いて算定した。

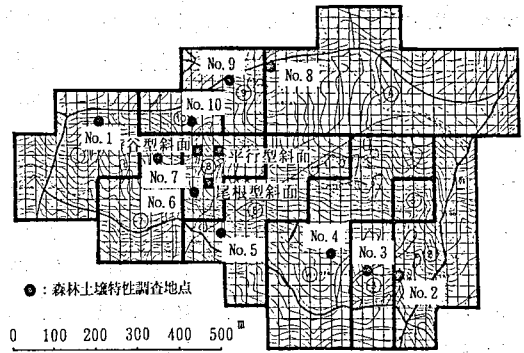


図-8 計算諸元入力区分域(5-1斜面)

表-1 計算入力諸元

モデル	土の単位体積重量 $\gamma_s(t/m^3)$	有効間隙率 λ	飽和土の単位体積重量 $\gamma(t/m^3)$	土質強度 粘着力 $C(t/m^2)$	内部摩擦角 $\phi(^\circ)$
単層モデル	1.429~1.614	0.114~0.186	1.593~1.788	0.65~1.20	18.5
2層モデル	1.137~1.559	0.114~0.268	1.405~1.746	—	—
4層モデル	1.461~1.728	0.055~0.169	1.405~1.746	0.65~1.20	18.5

4.3 モデルの適用性

4.3.1 地下水深の経時変化

対象斜面内に位置する谷型・平行型・尾根型斜面よりそれぞれ代表斜面(図-8)を選定し、『2層モデル』と『単層モデル』による地下水深の挙動を比較したものを図-9に示す。同図より、各斜面形状ともに『2層モデル』の方が地下水深の上昇度合が大となり、最大地下水深へと到達するのに要する時間も短縮される傾向が認められる。また、周辺斜面域からの集水域となる谷型斜面部においては、両モデルともに飽和となっているため、モデルの相違による影響は最大地下水深の出現時刻にのみ現れる結果となったが、逆に雨水の周辺斜面域への供給域となる平行型斜面並びに尾根型斜面部においてはモデルの相違による影響は、最大地下水深の出現時刻のみならず、その値にも現れていることがわかる。

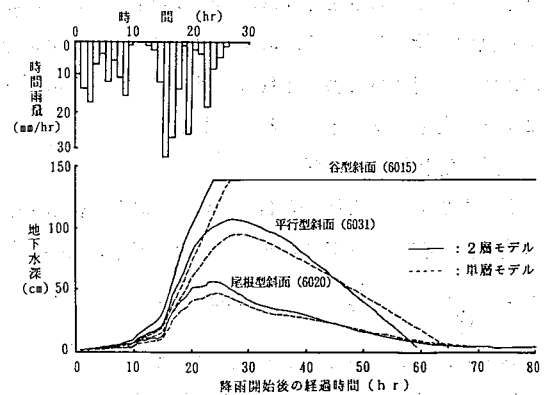


図-9 斜面形状の相違による地下水深の挙動

以上の結果より、両モデルの相違による影響は崩壊の発生時刻だけではなくその有無にまで現れるものと判断される。特に、『2層モデル』においては地下水深の上昇度合が大であるため、崩壊斜面の出現状況もある時刻に急激に増加するようになるものと推定される。なお、ここで代表斜面として選定した各斜面において、最大地下水深は常に『2層モデル』による値が『単層モデル』による値を上回る結果となったが、当然のこと

ながらその地形条件等の相違によりこの関係が逆転する場合も認められた。

4.3.2 崩壊発生斜面の出現状況

両モデルによる崩壊発生斜面の出現状況を図-10に示す。両モデルによる崩壊発生斜面の出現状況を眺めると、『2層モデル』において若干ながら崩壊斜面の出現開始時刻が早く、またその後の崩壊発生斜面の増加度も大となることからわかる。ここで、両モデルによる差異が顕著に認められなかったのは、現地調査において極端的にバラツキが認められたものの、『2層モデル』における土層境界深度を50cmと各基本要素毎に一定としたことによるものと考えられる。また、最終的な崩壊地の分布状況は両モデルともほぼ同様の結果となった。

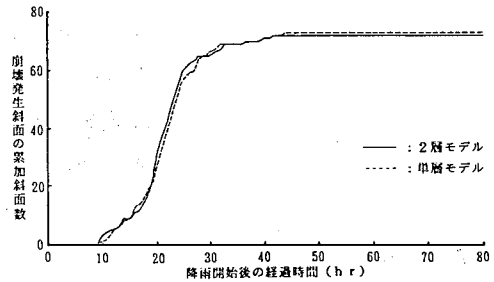


図-10 崩壊発生斜面の累加状況

次に温海災害時に崩壊の発生した斜面(図-8; 谷型斜面)に着目し、雨モデルにおける斜面の安全率の低下度合(低下率)の経時変化を比較した(図-11)。図-11より明らかなように、安全率の低下率には両モデルによる差異が顕著に認められ、『2層モデル』による安全率の低下率は『単層モデル』による低下率よりも大となり、この傾向は時間経過すなわち崩壊発生時間に近づくにつれてより顕著となっている(単層モデルの約1.5倍)ことがわかる。

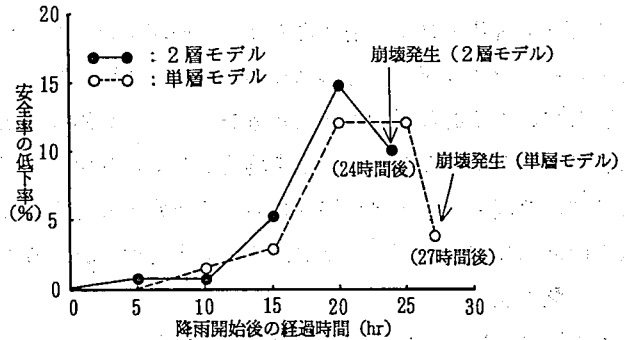


図-11 安全率の低下率(度合)

また、崩壊発生時間についても『2層モデル』では、『単層モデル』よりも3時間早く、2山目の降雨ピーク直後に崩壊する結果となっている。一方、『単層モデル』の場合、降雨終了直後に崩壊が発生する結果となり、「崩壊はピーク雨量発生直後に多発する」といった経験的事実と若干異なった結果となっている。これらの傾向は本検討で対象とした全ての斜面において現れている。

以上の結果より、本研究において新たに提示した『2層モデル』は、特定の斜面に対して着目し、降雨浸透に伴って生じる地下水深の挙動や斜面の安全率の低下度合並びにその崩壊発生時刻をも詳細に検討しようとする上で有効な手段となり得るものと判断される。一方既に筆者らが提示した『単層モデル』は大極的に対象とする流域内での崩壊の発生場所やその分布状況を知らうとする上で有効となるものと判断される。

5. まとめと今後の課題

実際に崩壊の多発した現地流域に対して森林土壌特性調査を実施したところ、森林山腹斜面は表層部より深度約50cm地点付近に不連続面を有する2層構造となっていることが確認された。このため、山腹斜面表土層を2層構造とみなした崩壊モデル(『2層モデル』)を新たに提示し、単一土層と考えた場合(『単層モデル』)のシミュレーション結果と比較したところ、本モデルの現地流域への適用性が確認された。しかしながら、この不連続面の与え方如何によって計算結果が大きく左右されることも明らかになった。このため今後は、より詳細な調査を実施し、その平面方向分布をも考慮することにより本モデルによる解析精度の向上に努めるとともに、条件の異なった流域に対しても同様の調査を実施し、その汎用性を検討する必要がある。