



周縁部摩擦効果を考慮した地すべりの3次元安定解析

The Three-Dimensional Stability Analysis of the Landslide Considering Marginal Friction Effect

太田英将 林 義隆
Hidemasa OHTA Yoshitaka HAYASHI



地すべり 第38巻 第3号 別刷

■周縁部摩擦効果を考慮した地すべりの3次元安定解析

The Three-dimensional Stability Analysis of the Landslide considering Marginal Friction Effect

（有）太田ジオリサーチ 太田英将
Ohta Geo-Research Co., Ltd. Hidemasa OHTA

（有）太田ジオリサーチ 林 義隆
Ohta Geo-Research Co., Ltd. Yoshitaka HAYASHI

キーワード：形状比，幅／深さ比，計画安全率，対策工
Key words：shape ratio, width/depth rate, planning safety factor, countermeasure

1. はじめに

地すべりは非常に複雑な地質的素因により発生するとされているが、現在主として行われている2次元断面法による解析手法は、地質モデルをきわめて単純化したものである。

地盤の解析において、単純なモデルを構築し解析することは非常に重要なことである。しかし、本来3次元構造をもつ地すべりの安定解析において、2次元断面法で解析することが適切なモデル化になっているのかどうかということを一たび検討する必要がある。

筆者らは、地すべりの安定条件のうち平面形状の効果と、周縁部摩擦効果が非常に重要な役割を果たしていると考え、より合理的なモデル化について検討を行ってきた。特に、近年リングせん断試験などにより明らかとなってきたすべり面強度¹⁾が、2次元逆解析法では適用しにくい理由について考察し、より合理的な地すべりのモデル化を行った。

また、2次元断面法+計画安全率の組み合わせで行われてきた地すべり対策について、3次元解析法での考え方を提案する。

2. 地すべり周縁部の抵抗力

地すべり周縁部が地すべり土塊の安定性に大きく寄与し、安定解析上到底無視できない要因となっている可能性は、地震時の谷埋め盛土災害の研究結果で示唆された。平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、谷埋め盛土（宅地）の多くに地すべり変動が発生し、多大な被害を生じさせた。

小林（2000）²⁾、釜井ほか（2000）³⁾は、六甲山南麓部の盛土地すべり被害調査を実施し、地すべり被害の原因調査を行った。この調査結果は地すべり土塊の安定性に関してどういう要因が強く関与しているのかを、実際の地すべり災害現場から導き出したという点で非常に貴重なデータである。

この研究では、被災した箇所および被災しなかった箇所の谷埋め盛土において、地盤強度・形状（幅／深さ

比）・底面傾斜角・地下水位・造成年代等をパラメータとして統計解析を行っている。

解析の結果、谷埋め盛土の横断形状（幅／深さ比）が地すべりの変動を支配する第一要因であることが明らかとなった（図-1）。次いで地下水位、盛土形成年代の順で寄与率が低下し、地盤強度・底面傾斜角といった、一般に地すべり解析において重要と考えられている要因は変動の有無に関与していない結果となった。横断形状は従来の主断面（縦断形状）による2次元安定解析においては無視されていた要因である。

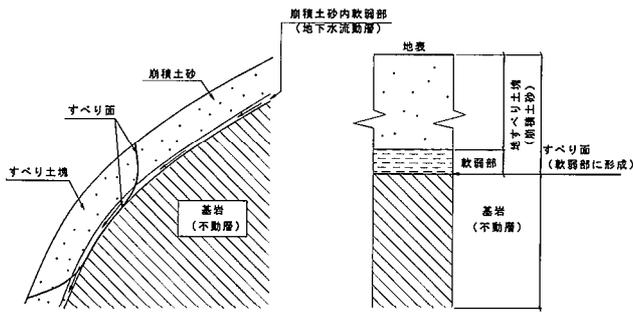
兵庫県南部地震の例では、幅／深さ比が10を境にして、それよりも大きいと変動箇所が多くなり、小さいと少なくなるという明瞭な違いが明らかとなった。筆者はその理由として、底面と側面の長さ（面積）比が影響していると考えている。すなわち、底面部は地山と盛土との境界を地下水が流動し強度低下を発生しているが、側面では強度低下が小さいため、摩擦抵抗が相対的に大きい。兵庫県南部地震時には横断すべり面長のうち相対的に強度の弱い底面部の比率が大きくなる横断形状（幅／深さ

項目	カテゴリー	カテゴリースコア	レンジ	偏相関
幅/深さ比	0-5	0.00	1.786	0.737
	5-7.5	0.00		
	7.5-10.0	0.00		
	10.0-12.5	0.00		
	12.5-15.0	0.00		
	15.0-20.0	0.00		
20.0以上	0.00			
造成年代	昭和50年以後	0.00	0.346	0.243
	昭和50年以前	0.00		
底面からの地下水位(≒間隙水圧)	なし	0.00	0.823	0.374
	0-3.0	0.00		
	3.0-4.0	0.00		
	4.0以上	0.00		

注) カテゴリースコアが大きい(正に)ほど安全側

図-1 1995年兵庫県南部地震による谷埋め盛土の変動解析結果（釜井他，2000より引用）

被災事例が豊富な阪神間地域の谷埋め盛土129箇所を対象に、幅／深さ比・地下水位・谷埋め盛土の造成年代の3要素を説明変数、変動の有無を目的変数とした統計解析結果。判定的中率約84%。



(a) 自然斜面のモデル (b) 地すべり・崩壊地の模式柱状図
 図一 2 地すべり・崩壊地の地盤モデル

比 >10)の谷埋め盛土で変動を発生したものである。底面傾斜角と底面付近の地盤強度が被災率に関与していなかったことは、それらの要因が側面部強度が谷埋め盛土の安定度に与える影響に比べて著しく小さかったためと考えられる。

この摩擦強度の相対的關係は、自然地すべりにおける地質的弱層に形成されるすべり面(底部すべり面)強度と側面部強度の關係とよく似ている。また、一般の斜面上の崩壊土砂も、基盤岩との境界部は地下水の影響で軟弱化していることが多く、鉛直方向の強度分布としては谷埋め盛土によく似ている⁴⁾(図-2)。

3. 現行の2次元断面法の問題点

地すべりには、地形・地下水位面・すべり面の平面形状要素と、土塊重量・すべり面強度の物性要素がある。2次元断面法においては平面形状要素を無限幅をもつ同一断面と仮定し、縦断面形状のみでモデル化し解析する。したがって、横断形状は安定解析上完全に無視されている。この理由は、渡・酒井(1975)⁵⁾によれば『地すべりが層厚に較べて幅が約5倍以上あり、しかも一般に両サイドが同時に抵抗力を持つわけではなく、片側しかない為』である。しかし同時に『将来は此の値を考慮した3次元解析方法の開発が望ましい』とも述べられている。

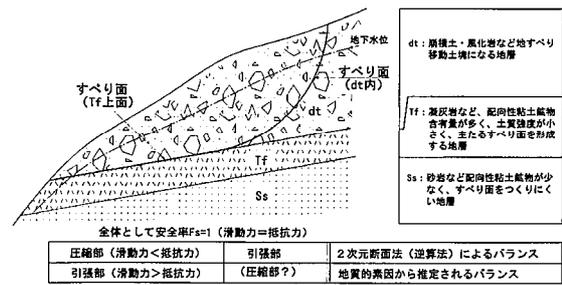
3.1 単一平均すべり面強度法の矛盾

地すべり対策事業でしばしば用いられる逆解析法においては、すべり面強度を単一の平均強度として取り扱う場合が多い。

すべり面は、流れ盤構造の凝灰岩層や泥岩層に形成されることが多い。特に上位層との境界面に形成される場合が多い。

このようなすべり面を形成しやすい地層に関しては、リングせん断試験などによりせん断強度が測定され、配向性粘土鉱物総量が残留強度に關係が深いことが既に明らかとなっている⁶⁾⁷⁾。

地すべり頭部や側部などの周縁部においては、前述のすべり面を形成しやすい地層とは異なる地層にすべり面が形成されることから、すべり面強度も当然異なって良い。



図一 3 2次元断面法(逆算法)による1円弧1直線型地すべり滑動力・抵抗力バランス

しかし、現行の逆算法においては、すべり面全体を同一の平均すべり面強度として算出するため、土質試験で得られたすべり面強度を用いると現状が説明できない(残留強度を用いると安全率が1を大きく下回り、完全軟化強度を用いると1を大きく上回る)ことがしばしばある。このため現状では土質試験結果を安定解析に反映させることが容易ではない。

1例として、1円弧1直線型の地すべりの場合での矛盾を示す(図-3)。すべり面の直線部は「すべり面を形成しやすい地層」に沿って形成されたものであり、この部分の強度が弱いことが地すべりの主たる素因となっている。円弧部(頭部)は異なる地層に形成されたすべり面なので強度は直線部よりも相対的に高い。

このケースでは、地質的素因から「直線部の強度が弱い発生した地すべり」と位置づけることができる。しかし、単一平均すべり面強度で現状安全率を1程度として逆解析すると、直線部は引張部(滑動力>抵抗力)ではなく圧縮部(滑動力<抵抗力)になる。地すべりを発生させる素因をもつすべり面が、地すべりの抵抗部になってしまうのである。このため抑止杭は、杭の背面(斜面下方側)は安定し十分な地盤反力が期待できるとして設計される。地質的素因から考えると、すべり面の直線部は不安定($F_s < 1$)であるはずなのであるが、解析上は安定($F_s > 1$)していることになってしまうのである。そして、多くの場合配向性粘土鉱物を多く含まない円弧部(頭部)に地すべり推力が集中するモデルになる。

これは地質・土質的に見た場合の地すべりのバランスと、安定解析上のバランスが全く逆の結果になってしまっていることになる。

この矛盾は、対策工の効果に関して、前述の抑止杭工のみならず他の工法にも影響を与える。グラウンドアンカー工の場合には、通常直線部の主すべり面を貫いて施工されるので、過大評価された内部摩擦角により締め付け効果を過度に期待することになる。地下水排除工は、内部摩擦角が過大評価されているため対策効果も同様に過大評価される。頭部排土工は、頭部の円弧状すべり面付近に地すべり推力が集中していると考えることによって成り立つ工法であるが、地盤種に応じた適切な強度設

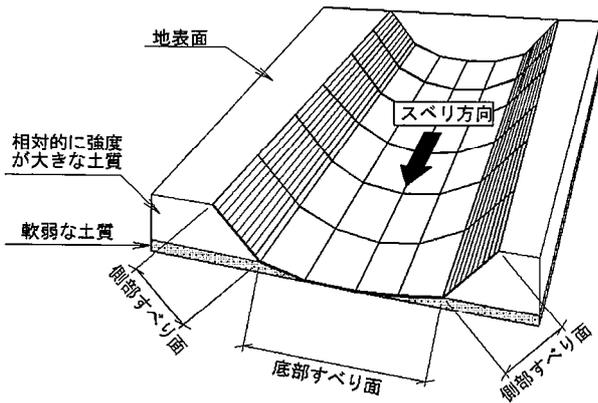


図-4 無限長3次元斜面モデル

形状：深さ $d = 5\text{ m}$ ，底面縦断勾配 11° ，側面勾配 22°
 強度：底部すべり面 $\phi = 10^\circ$ ， $c = 0\text{ kN/m}^2$
 側部すべり面 $\phi = 0^\circ$ ， $c = 20\text{ kN/m}^2$
 幅/深さ比 $= 6, 10, 14$ で試算。幅/深さ比 $= 10$ のとき $F_s = 1$

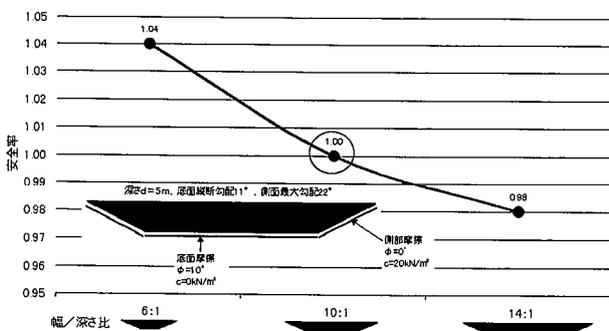


図-5 幅/深さ比を変化させた場合の安全率変化グラフ
 この計算例では、幅/深さ比 $= 10$ のとき安全率 $F_s = 1$ となるように土質定数を設定している。実際のすべりにおいては、幅/深さ比が大きくなるにつれて安全率が低下し、 $F_s < 1$ となる幅になったところで滑動する。

定を行えば頭部の地すべり推力は相対的に小さくなるものと考えられる。すなわち頭部排土工の効果は解析上想定されるものより小さい。

以上の矛盾は、単一平均すべり面強度を用いた2次元断面法による安定解析モデル自体がもともと持っているものである。

3.2 幅/深さ比の影響

次に2次元断面法で無視されている横断形状(幅/深さ比)の影響について考察する。図-4に示されるような無限長斜面でかつ有限幅の地すべりモデルを考える。側部の摩擦強度は底部の摩擦強度よりも相対的に大きいと考えられるため、幅/深さ比が大きくなるにつれてすべり面全体の平均すべり面強度は低下する。図-5に幅/深さ比 $= 10$ の時を $F_s = 1.0$ とした場合の相対的な安全率変化を示す。

この図から、幅の狭い地すべりは安全率が高く、幅の広い地すべりは安全率が低いことがわかる。言い換えると、初生地すべりにおいては、すべりの深さはすべり面を形成する地層の深度により固定されているので、「は

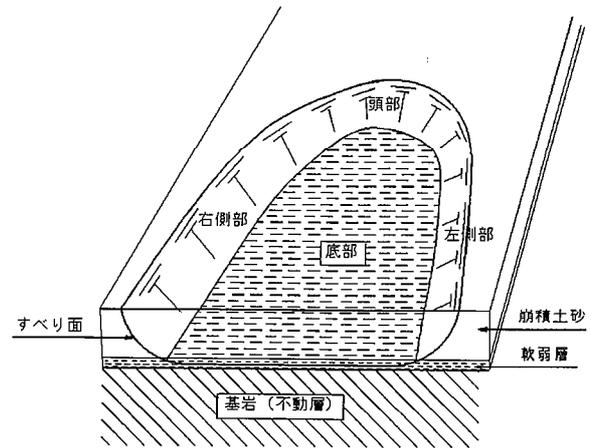


図-6 地すべりのすべり面構造の例

地質的素因として指摘される特定の地層に形成されるすべり面は、「底部」すべり面に相当する。

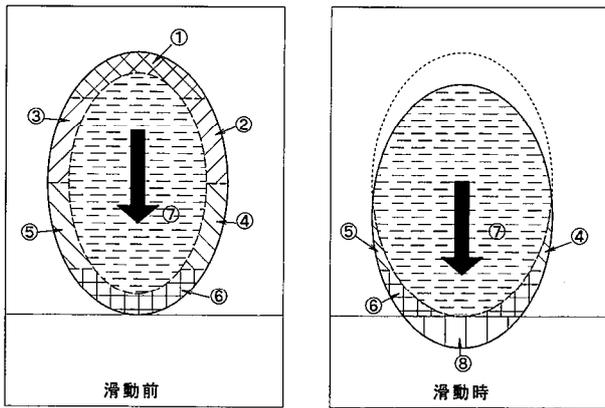
じめて安全率が1を下回るようになる幅が地すべりの幅として決定される」ということになる。地すべりの平面形状は、偶然性で決定されるものではなく、土質強度上必然的に決まるものである。

4. 3次元法によるすべり面強度区分

3次元法による地すべり安定解析は、近年のIT技術の急速な進展によりメッシュ割付や座標読み取りが容易になったことから、大規模な地すべり地や非対称形状の地すべりなどにおいてしばしば用いられるようになってきている。そこで用いられているすべり面強度の決定方法は、2次元断面法と同様な単一平均すべり面強度法によるものが大半である。そして、3次元安定解析の目的が必要抑止力を低減させ対策工のコストを圧縮すること⁸⁾や計算手法の比較検討⁹⁾を目的としていることが多く、地すべりのモデル化の改善を目的とした研究はなされていない。

本報告においては、「すべり面の強度はその構成物質によって決まる」ということに立脚し、すべり面が通る地質毎に強度を設定する。また、地すべりが移動した場合、周面部(側部・頭部)の亀裂は密着しているもの(クローズドクラック)とオープンしたもの(オープンドクラック)などでは摩擦抵抗が異なるため、それが表現可能なモデルを構築する。

地すべりのすべり面構造は、軟質な底部・側部・頭部に分類することができる(図-6)。このモデルにおける底部すべり面は、凝灰岩層などの層理面と平行に発達し、一般に配向性粘土鉱物含有量が多い「主たるすべり面」である。側部や頭部の周縁部に形成されるすべり面は、底部に比べて強度の大きな地層内に形成されるものである。このため、底部の面積比率が大きいほど、底部と周縁部の合成された摩擦力(平均すべり面強度)は低下する。地すべりブロックは、滑動力が抵抗力を上回るだけの大きさをもったときにはじめて塊として滑動する。



場所により摩擦強度は異なる。
①頭部、②③末端開放型側部、④⑤末端閉塞型側部、⑥末端部、
⑦底部（滑動時、強度回復時に細分）、⑧乗上げ部

図-7 地すべり・崩壊におけるすべり面強度の区分

5. 平面形状の違いによる安全率の変化

前述のモデルは、まさに滑動する瞬間の力のバランスである。いったん滑動が開始され、変位が発生した場合には、地すべりの3次元構造により様々なバリエーションが発生する。図-7にそれを単純化したモデルを示す。

頭部クラックはオープンドクラックになれば摩擦力が失われる。側部クラックは、平面形状が末端開放型か末端閉塞型かによってオープンドクラックになる場合もクローズドクラックになる場合もある。移動方向が側部に向かっている場合は、片方の側部はクローズドクラックに、反対側はオープンドクラックになる。また、移動量が大きい場合、末端部は押し出され現地表面の上に乗るので、異なる摩擦力となる。

このモデルを用いると、滑動後の抵抗力/滑動力比の変化を計算することができる。表-1に地すべりの平面形・横断形の例を4つあげ、滑動後の摩擦力の変化を示す。末端開放型や末端閉塞型などの平面形状によって、オープンドクラックが形成される位置が異なることがわかる。オープンドクラックでは摩擦力が失われることから、その分総抵抗力が減少する。特に末端開放型の地すべりでは、周縁部の摩擦力がすべて失われてしまうため、滑動直後に安全率が急激に低下することが予想される。これが崩壊型地すべりの多くが末端開放型となっている理由のひとつと考えられる。

また、末端閉塞型や、移動方向が側部に向かっている場合には、側部が密着するだけでなく地すべり土圧が横方向から作用する場合がある。そのケースでは、すべり面状の土塊の上載荷重だけでなく、地すべり土圧も摩擦抵抗を増加させることに寄与するものと考えられる。ただし、側部すべり面に作用する地すべり土圧を安定解析に組み込むことはHovland法などのような極限平衡法では困難であり、FEMなどの数値解析手法を用いる必要があるものと考えられる。

表-1 地すべりが滑動した後の各箇所でのすべり面摩擦力の変化

地すべり形状	平面形状	①	②	③	④
	横断形状	①	②	③	④
すべり面位置	①頭部	×	×	×	×
	②右側部	×	○	⊙	⊙
	③左側部	×	○	⊙	×
	④底部 (主すべり面)	○	○	○	○

×：地すべりが変移することによって摩擦力が失われる箇所（オープンドクラック）
○：滑動前と同様に摩擦力が作用する箇所
⊙：滑動前の摩擦力に加えてすべり土圧が側方から作用する箇所
(極限平衡法では地すべり土圧を考慮することは困難)

上述の形状の異なる地すべりは、それぞれの安定度も同様に異なるであろうことは容易に想像できる。しかし、いずれも主断面方向の形状は同一である。すなわち現行の2次元断面法で解析を行うと同じ安定度として評価されることになる。その理由は、単純に3次元構造を評価に組み入れないからである。今後地すべりの安定度に関して科学的な評価を行うためには、少なくとも3次元形状を組み込んだモデルで検討を行う必要がある。

また、地すべりの安定度には、すべてのすべり面が密着している滑動の瞬間までの状態と、滑動が発生しオープンドクラックが形成された状態の2つを区別して考える必要がある。滑動後の挙動には平面形状が大きく関与しており、それを定量的に評価することは、地すべり変動が発生したあとの被害予測や緊急度の判定に大いに寄与するものと期待される。

6. 解析例

地すべりの安定性には周縁部の摩擦抵抗が大きく関与していることは、経験的に道路建設工事において地すべり側部を切土すると、切土位置が末端部でなくても地すべりが不安定化するという事実で定性的に知られている。

1例として、図-8に示す幅75m、長さ110m、深さ35mの岩盤地すべりが存在する箇所での解析例を示す。ここでは道路新設のために、地すべりの上半分に切土が行われる計画となっている。このような土工条件の場合には二次元断面法で解析することが困難であるため従来から三次元法で解析されてきた。しかしその方法は、すべり面強度を同一とする「単一すべり面強度法」の場合が大半である。実際には、すべり面が形成される条件を持つ地層が存在し、それが主たるすべり面（底部すべり面）を形成しているが、その周縁部（頭部・側部）には強度の大きな地盤が存在している。表-2に単一すべり面強度で計算した場合（ケース1）と、底部・外周部に異なる値を用いた場合（ケース2）の比較を示す。

ケース1では、若干安定度が向上したが、ケース2では安定度は逆に低下している。このように外周部強度と

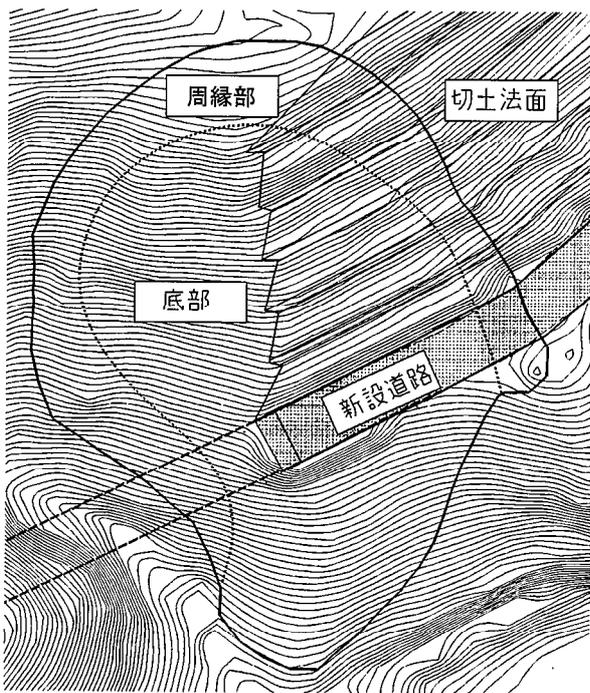


図-8 側部を切土する場合の解析例
(すべり面等高線，地下水井等高線は省略)

表-2 安定解析結果

	すべり面強度		安全率	
	c (kN/m ²)	ϕ (°)	切土前	切土後
ケース1	36	28.0	1.000	1.004
ケース2	底部 14.6	14.5		0.988
	周縁部 145	40.0		

底部強度の差が大きい場合には、相対的に強度の高い外周部を切土することで、地すべりの安定性が損なわれる場合がある。

側部と底部の強度を区別した解析手法では、前述の「地すべり側部の切土を甘く見るな」という経験則を、定量的に導くことができる。

7. 新しい地すべりの安定度評価方法

地すべりは、滑動力が抵抗力を上回った時点で滑動する。すなわち $F_s < 1$ のみ滑動する。

地すべりのもつ地形要素・土質強度要素を3次元的にモデル化すると、地すべり周縁部の摩擦力や、平面的形状が地すべりの安定度に大きく評価していることが明らかとなった。

このことは、これまで地すべり対策事業で用いられてきた2次元断面法による安全率が同じ値であっても、3次元的形状によって異なる安定度評価をすべきであることを示唆している。

言い換えると、これまでの地すべり対策では、2次元断面法による安全率の曖昧さを、計画安全率という安全係数を上乘せすることによって補ってきたと言うことが

できる。

現在用いられている計画安全率は、抑止工がしばしば用いられるようになった昭和40年代後半から経験的に1.20程度を保持すれば地すべりの安定性が確保できることがわかり、地すべり対策予算が推定できるようになることで普及した¹⁰⁾ようである。科学的な根拠ではなく、行政上の必要性により決まったという性格が強い。

言うまでもなく、抵抗力が滑動力を少しでも上回っていれば地すべりは滑動しない。真の安全率が1.1でも1.2でも滑動しないことにはかわりはないのである。

したがって、現在用いられている計画安全率という概念は、不測の事態でも真の安全率が1.0を下回らないようにするため、2次元断面法の曖昧さを補う安全係数であり、滑動力/抵抗力の比の概念とは本質的に異なる。地すべりのモデル化がある程度実態を表現できるところまで進んだ段階での計画安全率は、言うまでもなく1.0である。

例えば降雨による間隙水圧上昇が誘因となっている地すべりの場合、設計確率（例えば100年確率）の降雨があった場合でも $F_s \geq 1.0$ が保持できるように対策工を計画するのが合理的である¹¹⁾。降雨と間隙水圧の応答関係は、地すべり地の水理地質条件により異なる。降雨に敏感に応答する間隙水圧の場合、平常時は $F_s = 2$ あったとしても降雨時に $F_s < 1$ となる場合もあるし、逆に降雨に対する反応が小さい間隙水圧の場合、平常時 $F_s = 1.1$ でも降雨時 $F_s > 1.0$ が確保されている場合もある。すなわち平常時の $F_s > 1.0$ の状態を論じて、地すべりが滑動しないことにはかわりはないので対策工を検討する上では本質的に意味のある解が得られない。

8. 新しい地すべり・崩壊対策工法

地すべりや崩壊の3次元的なバランスを、周縁部の摩擦効果を考慮して検討した。その結果、相対的に強度が高い周縁部すべり面の全すべり面面積に対する比率が小さくなるに従って安定性が低下することが明らかとなった。

これは逆に言えば、周縁部すべり面面積が全すべり面面積に占める割合を相対的に増加させれば、地すべり・崩壊土塊の安定度が向上することを意味している。具体的には、地すべりブロックを細かなブロックに細分割すれば、幅/深さ比が小さくなるので安定度は向上する(図-9)。

ある大きさをもつ地すべり・崩壊ブロックの中に人工的なせん断面を発生させる方法としては、図-10や図-11に示すようなイメージの工法が考えられる。

従来の抑止工と大きく異なるのは、従来の工法が地すべりの滑動方向に対して直交方向に抑止工を配置したのに対し、新しい概念の工法では滑動方向と平行方向に抵抗体を挿入することにより、すべり土塊の中に強制的にせん断面の発生を促すという点である。

9. まとめ

兵庫県南部地震で発生した谷埋め盛土の地すべり災害

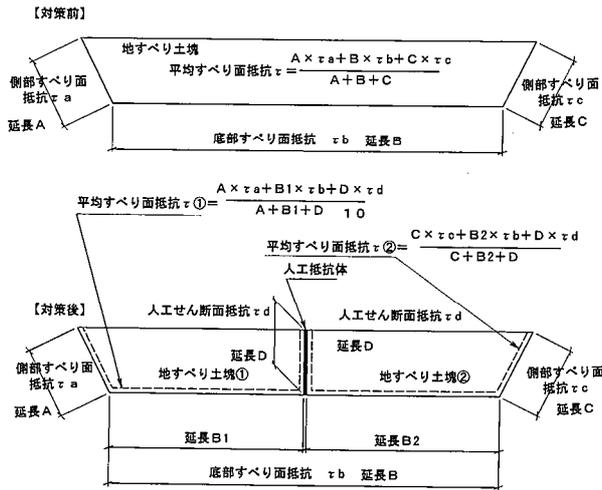


図-9 地すべりを分割して平均すべり面強度を向上させる概念図

地すべり横断面内に人工抵抗体を挿入し、強制的に破断面(人工的な側部すべり面)を形成されることにより合成された平均すべり面強度を向上させる。

から、地すべりや崩壊の安定性には、強度の弱い底面部のすべり面だけでなく、ブロック周縁部の相対的に強度が強いすべり面が大きく関与していることが推定された。

自然地盤の地すべりや崩壊においても、同様の関係があるものと考え、地すべりの3次元モデルおよび土質状況に応じた強度設定を行った上での3次元安定解析モデルを考えた。このモデルを用いて安定解析を行うことにより、少なくとも現場で得られる地すべり・崩壊に関する地形・地質を安定性の評価に組み入れることが可能となる。

しかし周縁部には、地すべり土圧が横方向から作用する場合や、引張応力が作用する場合など、従来の安定解析で用いてきた重力方向を唯一の力の方向とする応力解析では成り立たない現象もあり、今後さらに研究を進めなければならない。

地すべりの安定性を的確に評価することは、合理的な対策工を策定する上で欠かせないことである。現場調査や、土質試験などで明確となっているデータを解析にもれなく定量的に取り込むことが、今後の地すべりの安定度評価方法を向上させる上で欠かせないことだと考える。

また今後は、斜面災害においてもある程度自己責任で対処しなくてはならない社会が到来するものと考えられる。その時のために、地すべりの3次元情報まで組み込んで詳細にモデル化し、合理的で経済的な対策工の開発を行っていく必要があるものと考えられる。

引用文献

1) 宜保清一 (2000)：地すべりと土質強度 (その1) - 基本的事項 -, 地すべり技術, Vol. 27, No. 1, pp. 22-29.
 2) 小林慶之 (2000)：都市域の宅地盛土斜面における地震時災害予測図の作成, 日本大学修士論文, 74p.
 3) 釜井俊孝・守随治雄・太田英将・原口強 (2000)：都市域にお

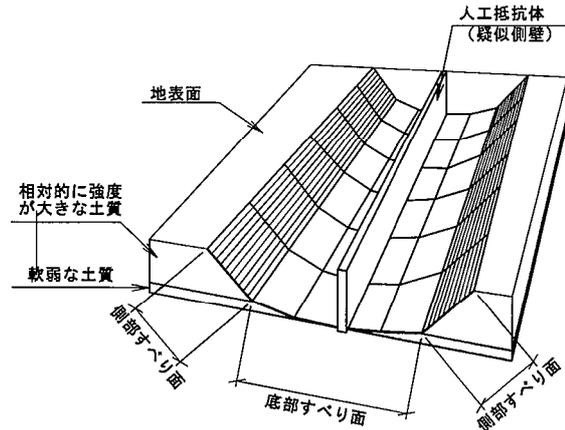


図-10 対策工法イメージ1
主として緩傾斜面に適用。地すべりブロックを大きく分割。

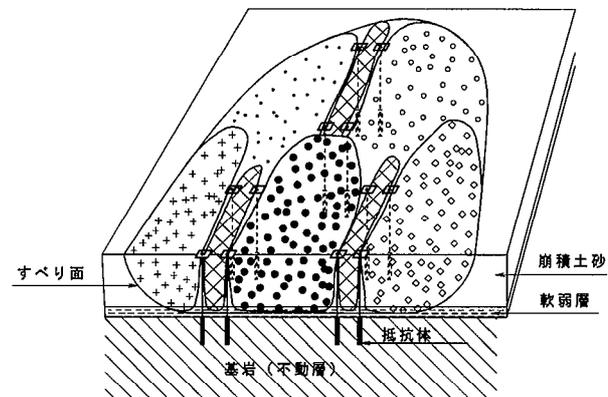


図-11 対策工法イメージ2
主として急傾斜面に適用。不均質な障害物を挿入することで、隣接する分割小ブロックの挙動に違いを発生させ、境界部にせん断面を生じさせる。

ける地震時斜面災害のハザードマップ-宅地盛土斜面の変動予測-, 日本応用地質学会平成12年度シンポジウム予稿集, pp. 25-37.

4) 太田英将・林義隆 (2001)：地すべり三次元安定解析の利用方法 (その3) - 地すべり形状の決定要因と新しい対策方法 -, 第40回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 211-214.
 5) 渡正亮・酒井淳行 (1975)：地すべり地の概査と調査の考え方, 土木研究資料1003号, 70p.
 6) 宜保清一 (2000)：地すべりと土質強度 (その2) - 残留強度特性 -, 地すべり技術, Vol. 27, No. 2, pp. 17-27.
 7) 山崎孝成・眞弓孝之・由田恵美 (2000)：高純度粘土鉱物のリングせん断試験特性-すべり面粘土との対比-, 地すべり, Vol. 37, No. 2, pp. 30-39.
 8) 杉本宏之・網木亮介 (2000)：地すべり対策における二次元安定解析と三次元安定解析-コストと安全率の比較-, 第40回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 325-328.
 9) 西岡靖浩・網木亮介・杉本宏之 (2001)：モデル斜面を用いたHovland法と三次元簡易Janbu法の比較, 第41回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 215-218.
 10) 藤田壽雄 (1991)：水没する地すべり斜面の安定解析と安定対策工に関する研究, 学位論文, 266p.
 11) 建設省河川局砂防傾斜地保全課・建設省土木研究所 (1995)：地すべり対策評価手法の検討, 建設省技術研究会報告, Vol. 49th, pp. 9.1-9.39.
 (原稿受付2001年8月24日, 原稿受理2001年10月9日)