第23回シンポジウム

地すべりとはなにか?

1995. 5. 12

主催地すべり学会新潟支部 土質工学会北陸支部 後援新潟県地質調査業協会 地すべり対策技術協会新潟支部 新潟

I シンポジウム〈地すべりとは何か?〉趣覧I 斜面安定解析に関する問題	
Ⅱ 斜面安定解析に関する問題	**-**-**
	f説明
T	
Ⅲ すべり面に関する問題	1
Ⅳ 地すべりにおける地下水調査の現状と問題	[点 2

地すべり学会新潟支部の主な活動は、総会と同日に開催されるシンポジウムと現地検討会であります。シンポジウムは今回で23回を数えることになりました。この間、地すべり安定解析、防止工法、融雪地すべり、地すべり計測技術、地すべり地の地下水問題、地震と地すべり、地すべり活動と観測等のテーマがとりあげられ、熱心な討論が行われてきました。

今回のシンポジウムのテーマを決定するに当たり、地すべり学会新潟支部の 運営委員と幹事との合同の会議で議論を重ねてきました。その結果、これまで 触れることがタブーとされてきた問題をとりあげてはどうかとの意見が出され ました。重要な問題ながら、解決が困難なために突き詰めた議論をしてこなか った課題がいくつか存在します。それらのうちから、二三をとりあげ、"地す べりとは何か?をテーマに今回のシンポジウムを開催することになりました。 話題を提供下さる方々のテーマはいずれも地すべり研究では避けて通れない大 きな課題でありますが、今回は特に未解明の問題点の整理を御願いしてありま す。

新潟支部の結成以来ポジウムに参加されている人もいれば、最近、地すべり 問題に取り組まれるようになった若い方々も多くなってきている現状では、過 去にとりあげた課題も学術・技術の進展にともなって再度とりあげる必要があ ると感じております。今回のシンポジウムが、問題点を明確にし、今後の地す べりの調査・研究、防止対策工法の開発に役立てられることを期待しておりま す。

> 地すべり学会新潟支部長 小川 正二

Ⅱ シンポジウム (地すべりとは何か?) 趣旨説明

新潟大学積雪地域災害研究センター

丸 井 英 明

1。はじめに

今回のシンポジウムでは「地すべりとは何か?」という、大上段に振りかぶった主テーマを敢えて設定した。地すべりをより深いレベルで認識するために、本質的に重要な事柄について根底に関る議論をしたいという期待が背景にある。地すべりについては、様々な場で、既に長年に渡って論議が重ねられてきているわけであるが、なおかつ数多くの疑問点が氷解しないというもどかしさが感じられる。

最近、大学院のゼミで使用している土質工学の参考書に興味深い記述があったので以下に引用する。

時間が経つに従って、学生達はジオテクニカルな問題が、彼らが直面する他の問題のようにはよく定義されていないことを見出すであろう。彼等はまた、ジオテクニカルな問題の解決が簡潔でもなく、ユニークに解が定まらないことも見出すであろう。彼らはジオテクニカル・エンジニアリングが大部分の他の形態の力学よりもずっと直観的な判断を必要とするという事実に印象付けられるであろう。すなわち、ジオテクニカルな問題を解くために、多くの定式化された手順が生れたことによって、過去には有力であった試行錯誤法とか経験的なやり方が大いに減少したとはいえ、数多くのジオテクニカルな問題を解くための方法論の大部分は、依然として多くの仮定や経験的な手順を含んでいるのである。

上記の指摘は、地すべりの問題に関して特に当てはまるように思われる。

2。主テーマ設定の経緯

我が国では地すべりに関する研究は勢力的に行われている。特に、近年では地すべりの調査・計測方法 に関しては大きな進歩が見られる。しかしながら、地すべりの本質に関る多くの問題点に関する理論的な 解明という意味ではなおも不明瞭な点が多い。

地すべりによる災害を防止・軽減するための防災対策を遂行する立場からは、そのような対策は本来急を要するものであり、地すべり現象の全般的な解明を待って初めて実施に移るというわけにはいかない。 実際問題としては、対象とする地すべりについて幾分かの不明瞭な点を残しつつも、対策工事を遂行しなければならないという場合が多々ある。

他方では、長年に渡る地すべり研究と地すべり防止対策業務を通じての調査、対策工事の経験の集積から、調査・安定解析・対策設計・施工のそれぞれの段階についてほぼ定式化された手順・方法が確立されている。しかしながら、定式化に際しては当然のことながら、条件の単純化や大胆な過程の導入が行われているわけである。

問題はそのような定式化された手順・方法が業務の中でルーチン化する余り、方法の本来的な意味や適用限界等についての認識が希薄になる恐れがあることである。にもかかわらず、そのような重要でかつ微妙な問題が突き詰めて議論されることは稀である。この機会に敢えて取り上げ議論を深めようとする由縁である。

3。地すべりとは何か?---定義の問題---

地すべりに関する議論を始めようとするとき、地すべり現象がそもそも多様で複雑であるために、カテゴリーの異なった様々な困難に直面する。まず第一に地すべりに包含される現象は多岐に渡り様々な形態のものが存在するので、運動の形式を区分しなければならない。第二に、地すべりは空間的な広がりを持つ現象であるので、地すべり区域全体の中でどの部分を問題にするのかを特定しなければならに。第三に地すべりは時間と共に変化する現象であるので、一連の過程の中でどの段階を問題にするのかを特定しなければならない。第四に、上述の三つの問題点は相互に関連した問題点であるので、いずれかだけを独立に取り出して議論すれば充分というわけにはいかない。

地すべりを最も広義に考えると、マスムーブメントとほぼ同義に捉えられ、様々なタイプの現象が含まれる。地すべりの分類や形態・構造に関してはここでは深入りすることをさけるが、広義の地すべりの分類に関してはVarnes (1978)の分類が体系だっており、基礎にすえてよいと考えられる。その中に含まれる様々な個別の現象について、同じ程度に一様にメカニズムの把握や、その上での対策法の確立等がなされているわけではない。地すべり対策技術が高度に発展ないしは確立しており、かなりの有効性が発揮されている現象はほぼ狭義の[すべり]に限られているといってよい。

ここでは、今回のシンポジウムの趣旨に則った共通理解として、 [落下] や [流動] のタイプではなく、いわゆる [すべり面] で滑動するタイプを取り扱う。すなわち、発生のメカニズムから考えると、地下推水位、間隙水圧の上昇あるいは地震等によって地中土層内の応力変化が生じ、せん断応力が破壊応力線に達して [すべり] が生じる場合を扱うこととする。

4。サブ・トピックスの意義

全般的な地すべり理解のために取り上るべき側面は幾つもあるが、ここでは実際の地すべり対策と深く関る点で最も重要と考えられる、斜面安定解析法、すべり面、地下水の三つのサブ・トピックスを取り上げて議論することとする。上記の三点はいずれも地すべり対策の根幹に関る重要な問題であるが、理論上の認識と実際の調査・対策業務上の取り扱いの間のギャップが大きく、突き詰めて議論されることが余り無かった。今回はこれらの解決困難な問題を敢えて取り上げ、研究者と現場技術者の両方の観点から率直な意見を出して頂き、論議が深まることを期待している。

斜面安定解析は地すべり対策工法を設計する上で、さらに施工された工事の地すべり防止効果を判定する上で重要な項目である。またすべり面と地下水は斜面安定解析において考慮すべき不可欠の要素である。今回、まず斜面安定解析に関して、その全般的な理論的背景を説明して頂いた後に、現在地すべりに対して一般に用いられている安定解析法の問題点について検討がなされる。

すべり面並びに地下水の問題に関しては現場サイドから実際の計測方法や計測結果について説明がなされ、それらの結果が斜面安定解析法の中でどのように用いられるかについて触れられる。

5。斜面安定解析に関する問題

現在地すべり地の斜面安定解析には、一般に極限釣り合いの考え方に基づいた、スライス法が解析法として用いられている。地すべりの発生に関連する要因は多く、また発生の過程は複雑で多様なため、地すべり斜面の安定解析に際しては、条件の単純化が必要となる。そこで、どのような単純化がおこなわれるのか?あるいはまたそのような単純化によってどのような問題が生じるかが重要である。

安定解析ではすべり面を想定し作用する力の釣り合いを考えている。次のサブ・トピックスと関連するが、すべり面を合理的に決定することは解析のための重要な前提条件である。

安定解析の結果は安全率の値で評価される。この安全率はどのように定義され何を意味するのか? また、安全率の値の大小は具体的にどの程度の意味を持つのか? 即ち、例えば現行安全率が 1.0 として、それが 0.05 とか、0.1 とか上昇したとすれば、どれだけ安全になったといえるのか? さらに、斜面安定解析で定義されている安全率は、通常の土木構造物の安全率と比較してどのように異なるのか? 安全率に関して以上のような問題点が残る。

間隙水圧の上昇が地すべり発生の直接の誘因と判断される場合が多いが、間隙水圧の作用は安定計算のなかでどのように評価されるのかという点についても詳細な検討がなされ、間隙水圧の影響の表現方法が提起されている。

6。すべり面に関する問題

すべり面の位置の決定は地すべり対策工法の計画・設計に関連して極めて重要な問題点である。まず、 現在用いられている、すべり面の形状を把握するためのすべり面判定法はどのようなものであるのか説明 される。その上で、現在の方法の抱えている問題点の指摘がなされる。通常、すべり面は歪み計や孔内傾 斜計の観測結果によって判断される。すべり面の判定にはその面における移動を確認することが本来必要 であるが、現実には限られた調査期間内に移動が確認される事例は多くない。そこで、地下水検層の結果 を考慮したすべり面判定方法が提起されている。

さらに、新潟県内で観測されたすべり面に関するデータについても整理がなされており、すべり面の深度分布や、すべり面位置の地質状況などについて説明がなされている。

7。地下水の問題

地下水は通常地すべり移動の最も主要な誘因である。しかしながら、個々の地すべり斜面に注目した場合に、地下水と地すべり移動との関係については関連要因が複雑で、個別的な差異が非常に大きい。

ここではまず、地下水が地すべりに及ぼす影響の仕方に関する考察がなされている。すなわち、間隙水 圧の増大や、年度の性質の変化に伴う土質強度の低下、あるいは地下侵食等の異なった影響の可能性について説明がなされる。

現在、一般的に行われている地すべり地の地下水調査は主として対策工事設計のための調査と、工事効果確認のための調査とに大別されることが指摘される。前者では、具体的な方法として地下水検層と揚水試験等が行われる。選られた結果を如何に安定計算の中に取り込んでいくかが大きな問題となる。

地下水調査においても観測期間の問題があり、充分に観測記録が生かされないうらみがある。さらにまた、地下水調査は主としてボーリング孔内で行われるわけで、データは点に留まっており、その点で限界がある。地すべり地内の水理条件は極めて不均質であるので、ボーリング孔で計測された結果は数m離れた地点に関しては代表性を持たないといわれる。

後者の工事効果の確認のための調査においては、一般に地下水位の観測、パイプ歪み計による移動観測等で判断がなされる。その際、効果が数量的に評価されることが望ましいわけであるので、地下水排除工の施工によりどの程度地下水位が低下したかが判断され、その値が安定計算に取り込まれることになる。斜面安定解析に際しては、ボーリング孔で観測された地下水面からすべり面にかかる間隙水圧を算定している。やはりボーリング孔の数と分布の制限が問題となる。

さらに最近は自動観測技術が向上し、連続観測による地下水データが集積されつつある一方で、地すべり斜面内の地下水の分布の不均一性が反映され、統一的な解釈が困難となっている事情についても詳細に 説明がなされている。

Ⅱ 斜面安定解析に関する問題

霜鳥重雄

フィルダムの設計や地すべりの安定計算では、円弧すべり面にしても非円弧すべり面にしても、スライス法によって安全率を求めることが、確立された方法として広く行われている。しかし、とくに地すべり斜面の安定解析は、すべりを起こさせる要素と過程が非常に多様で複雑なため、特別の単純化した条件でのみ安定計算が可能であると考えたほうがよい。中でもすべり面の推定は、最も重要であるが最も困難な問題である。すべり面を確定することではじめて、解析すべき領域が定まるのだから、これが不確かでは計算の意味がない。地すべり斜面の安定解析は、すべり面における極限状態を想定して、斜面の地表面とすべり面に囲まれた領域内の土塊に作用するすべての力を考慮して、すべり面に働くこれらの力の反力の分布を求める問題に外ならない。

1.安全率

評価しているのである。

定義づけられ、人工斜面にしても地すべり斜面でも、安定解析の結果は、この安全率で評価される。しかし、この安全率が斜面の安定性をよく説明しているかとなると、必ずしも明確でないように思われる。一つは、安全率がどの程度の大きさならどのように安全であるかということ、つぎに、設計抵抗力や設計外力などに当たるのは何かということである。構造安全率(全体安全率)か材料安全率(局所安全率)かということもある。スライス法による斜面安定解析における安全率Fは、結果からは、(すべりに抵抗する力)/(すべらせようとする力)あるいはこの力をモーメントに置き換えたものとみなせないこともないが、これは元来、すべり面上での剪断応力でを剪断強度sの1/Fに等しいとして、釣り合い方程式を解いて求めた結果である。したがって、構造設計において材料の強度をsとし、外力により生ずる応力をでとしたとき、F=smin/でmoxとしていることと似ている。構造設計でsminとでmoxをとるのは安全性を確保するためで、強度の低下と外力の増大を推定して妥当な材料強度と妥当な外力によって生ずる応力を

元来、安全率は、設計抵抗力と設計外力の比、または設計強度と設計応力の比として

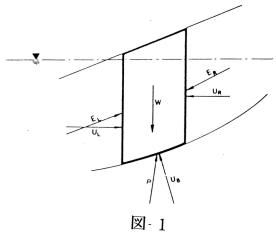
しかし、斜面の安定解析では、 s_{min} , τ_{max} の推定については少し事情が異なる。斜面が存在することで受ける最も代表的荷重状態について、強度と応力を評価して慣用的な安全率を定義している。 (1)

$$\tau = \frac{s}{F} = \frac{c}{F} + (\sigma - u) \frac{\tan \phi}{F} \tag{1}$$

となり、Fは与えられた土の強度パラメータによって定まる。 つまり、次の式が成り立つ。

$$F = \frac{c}{c_{crit}} = \frac{\tan \phi}{\left(\tan \phi\right)_{crit}} \tag{2}$$

ここに、 \mathbf{c}_{crit} , $\tan\phi_{\text{crit}}$ は、極限釣り合いのときのすべり面における粘着力と内部摩擦係数であり、 σ は垂直応力、uは間隙水圧である。これは、すべり土塊に働く外力が変わらないものとして、すべり面における強度パラメータが低下して破壊に至ることを想定した安全率ということになる。すべり面の土は、繰り返し荷重による疲労、含水比の増減、地下水位の上昇下降あるいは乾燥などによって強度が低下するが、この過程を追究するのは難しい。そのため、このように考えた安全率がどのような安全の度合いを示すのか分かりにくいのである。外力や間隙水圧の変化については、その都度安全率を計算し直すことが必要である。ここで、F=(すべりに抵抗する力) /(すべらせようとする力) という構造安全率と、F= s / τ という材料安全率が極限釣り合い方程式を解くという過程で等しくなったようにみえるが、実はもともと材料安全率(局所安全率)なのであって、たまたますべり面全体で同じ安全率を持つという前提条件で解析したことによる。



いま、スライス法の中で簡便法についてみると、

$$F_{m} = \frac{\sum \left\{ c' \ l + (N - U_{B}) \tan \varphi' \right\}}{\sum W \sin \alpha} \tag{3}$$

ここに、 F_m :モーメントの釣り合いに関する安全率、 Φ ', c':土の有効応力に対する強度定数、N:スライス底面への垂直力、 U_B :スライス底面の水圧の和、I, α :スライス底面の長さと傾斜角である。Wはスライスの重量であるが、図-1におけるスライス間力 E_L , E_R とスライス側面に作用する水圧力 U_L , U_R の合力がスライス底面に平行であると仮定すれば、

$$N = W \cos \alpha \tag{4}$$

となり、Wを全重量としたとき、($N-U_B$)が有効応力に相当するスライス底面の垂直力である。そのとき、式(3)の右辺分母は、スライスの全重量のすべり面に沿っ

た方向の分力で、式(3)の安全率が、(すべりに抵抗する力のモーメント)/(すべらせようとする力のモーメント)として導かれたものとすれば、すべらせようとする力として中立応力が動員されていることになる。基本的には、あくまで土の骨格に作用し、土の骨格によって伝えられる力だけが問題となる。しかし、これは次のように理解することが出来る。

$$W\sin\alpha = (\gamma_{sub}\sin\alpha + \gamma_{w}\sin\alpha)b \tag{5}$$

ここに、W:スライスの飽和重量、 $\gamma_{sub}:$ 土の水中単位重量、b:スライスの幅であり、 $\sin\alpha$ をスライス底面に平行な流線をもつ浸透流の動水勾配 i と見做せば、 $\gamma_{w}\sin\alpha$ は物体力としての浸透力 $\Phi=i\gamma_{w}$ となり、いずれのスライスでも底面に平行な浸透流を想定していることになる。従って式(3)は、「間隙水圧+飽和重量」法において、慣用的にスライス側面水圧を無視する方法ということになる。

ここで、すべり土塊が自由水面下にあるが、浸透流のない場合の安全率は、式(3) 右辺の分母にあるスライスの全重量Wを、有効重量 \overline{W} に置き換えればよい。これは、 「浸透力+水中重量」法において浸透力をゼロと置いたことになる。

元来、「間隙水圧+飽和重量」法では、浸透流のあるスライスについて、浸透流解析などにより間隙水圧分布を求め、スライスの上面、両側面、底面にこの得られた間隙水圧を作用させ、重量としては自由水面下については飽和重量、自由水面より上位については、湿潤重量を用いて、式(3)を計算する。従って、このとき式(3)右辺のNは式(4)のように置くことは出来ない。しかし、ここで浸透流解析で土塊内の間隙水圧分布が得られているなら、浸透力の分布も知れるので、「浸透力+水中重量」法で計算するほうが分かりやすい。このとき、スライス法としての簡便法は次のようになり、すべり土塊が自由水面下にあるが浸透流のない場合についても、共通して適用できる。

$$F_{m} = \frac{r \sum \left\{ c' \, l + (N - U_{B}) \tan \varphi' \right\}}{r \sum \overline{W} \sin \alpha + \sum \overline{\Phi} h} \tag{6}$$

ここに、r: すべり円の半径、 \overline{W} : スライスの有効重量、 $\overline{\Phi}$: スライス自由水面下の浸透力の総和、h: 各スライスの $\overline{\Phi}$ の作用線とすべり円中心との距離である。

斜面安定解析において、スライス法を用いて安全率を求めるのは、極限釣り合いのときのすべり面全体が平均的にもっている土の強度パラメータを求めているのと同じである。地すべり安定解析において、土の強度が不確定のとき、安全率を1あるいは0.95として、c, f を逆算することが行われているが、これも安全率を計算するのと同じである。

最終的には脆性破壊を示す比較的弾性的な材料は、変形による応力の再配分は比較的少なくで破壊に至るのがふつうである。コンクリートや岩石がこれに当たる。延性や塑性的な性質をもつ材料は、弾性領域で生じた応力分布はその後に生ずる非弾性変形により再配分され、断面内の安全率の均等化が進むので、塑性設計が適用される。金属材料、

粒状体がこれに当たるといわれる。 (2) このことが土斜面の安定解析に適用され、土の破壊基準を導入することで、塑性極限釣り合い法となり、コンクリートダムの安全率を4以上にとるのに対して、フィルダムの安全率は1.2以上でよいことになるのである。地すべり斜面の安全率も、すべり面や土の強度定数の推定が適切であれば、同じ考え方で安全性を確保できるものとしてよいが、構造設計における安全率のように、破壊に対する外力の余裕を示すかどうかは疑問である。人工斜面とは異なり、すべり面の強度定数は場所によって一様でないし、常に変化するものと考えなければならない。

すべり土塊をいくつかのスライスに分割して、各々のスライスにおいて、水平力、垂直力およびモーメントの釣り合いが成り立つことから、未知数の一つである安全率を、これらの釣り合い方程式を解くことで求めているのである。一般に、スライス底面の反力とスライス間力、その作用方向、作用点などを未知数にして、静定化のための仮定を導入すると、釣り合い方程式の数が未知数の数より多くなり、安全率が2つの値をとるということもある。例えば、ビショップ法では、垂直力とモーメントに関する釣り合い方程式だけで解いているので、水平力の釣り合いで求めた安全率は、異なった値となる。

2.間隙水圧の影響

式 (1) において、首尾一貫しないようではあるが、cは c_{crit} まで減少することを考え、 $tan \phi$ に限って一定とすれば、

$$F = \frac{(\sigma - u)}{(\sigma - u)_{crit}}$$

と考えることもできる。例えば、Bishop式の間隙水圧を間隙水圧比 r_u で置き換えると、

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \left\{ c'b + W(1 - r_u) \tan \phi' \right\} \cdot \left\{ \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \alpha \cdot \frac{\tan \phi'}{F}} \right\}$$
 (7)

 $r_u = \frac{u}{\gamma z}$ γ :土の飽和単位重量 z :スライス垂直長さ

α:スライス底面の勾配 b:スライスの幅

となり、 $\tan\phi$ が変わらないで、($1-r_u$)が($1-r_u$) $_{crit}=$ ($1-r_u$)/Fまで変化すると考えて、安全率Fが1になるような間隙水圧を求めれば、極限釣り合いとなるのに必要な地下水状態を求めることができ、最初に求めた安全率の意味が間隙水圧について理解されることになる。つまり、地下水の変化に対する安全度を示すことができる。この式でスライス重量Wの計算をするのに、湿潤重量と飽和重量を区別しないのが一般

的であり、計算結果への影響は小さい。また、この式から明らかなように、スライス法による安全率について、間隙水圧の影響は、tan φ が大きいほど大きく現われる。斜面勾配とtan φ の関係を考慮すれば、急斜面では間隙水圧の影響が大きいといえる。

なお、(3)式右辺第3因子の括弧内にもtan φ'/Fがあり、安全率への影響をこのように分離して考えることは少し無理かも知れない。

間隙水圧についてよく知られているように、自由水面より下の垂直深さを間隙水圧水頭として用いることは誤りで、Hをすべり面の一点における地下水のポテンシャルとし、Zを基準面からの高さとすれば、間隙水圧は $u=\gamma_*(H-Z)$ と計算される。ただし、 γ_* は水の単位重量である。しかし、すべり面が自由水面に近い場合は、その誤差はかなり小さくなる。また、地下水が下降流の場所では、自由水面は間隙水圧水頭として過大となり、上昇流では過小となり危険側になる。

間隙水圧比は、近似的に次式で示される。

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} = \frac{h \cos^2 \beta}{z} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma} \approx \le 0.5$$

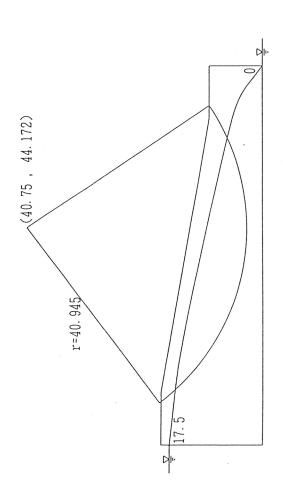
ここに、 β は地下水自由水面の勾配、h はすべり面からの垂直高さである。自然斜面の現場のボーリング孔で観測される自由水面は、多くの場合実際より低く観測されるので、u を h のみで計算しても大きな誤りはないとも言える。すべり面の間隙水圧を直接地すべり現場で測定するのは不可能に近い。間隙水圧比が概算値として0.5を越えないことは、この式でhの上限値をzとすれば理解できる。実際には、0.5に近づくことはほとんどない。

3.Bishop法による計算

計算の手順は、まず水平距離 53 メートルの均一な斜面を想定し、斜面勾配を 10 度、 15 度、 20 度、 25 度、 30 度とし、それぞれ 100 程度のスライスに分割して、式(7)によって繰り返し計算を重ね、間隙水圧が 10 のときの最危険円弧すべり面を求め、これを基準のすべり面とした。すべり面における強度パラメータは、内部摩擦角 10 をそれぞれの斜面勾配より小さいとし、粘着力は 10 KPaとした。次に、地下水について種々の境界条件を設定して、有限要素法によって浸透流解析を行い、すべり土塊内のポテンシャル分布を計算し、流線網と自由水面を求めた。そこで、自由水面までの垂直高から計算した間隙水圧 10 を用いた場合と、ポテンシャルから各スライスの底面の間隙水圧を求め間隙水圧比 10 に換算した場合、すべてのスライスに間隙水圧比の平均値を与えた場合の 10 通りの安全率を比較した。安定解析は、それぞれの斜面の基準すべり面についてBishop法によった。結果の一部を示したのが、図 10 で 10 で

図-2

傾斜角 10。 C=10 KPa



間隙水圧 と 間隙水圧比 による安全率

平均間隙水圧比による	1. 490	1. 299	1. 0 1 6	0.830
間隙水圧比 rnによる	1. 420	1.243	0.982	0.809
間隙水圧 υによる	1. 401	1. 228	0.972	0.803
内部降叛角 Φ	φ = 10.	. 8 "	.s	φ = 3 .

平均間隙水圧比 =0.257

(47. 687 , 56. 078)	
図-3 傾斜角 20° C=10 KPa r=46.879	Z5 Z2

表- 2 間隙水圧比による胃除水圧出による安全率

内部摩擦角 夕	間隙水圧 ロによる	間隙水圧比 ruによる	平均間隙水圧比による
φ = 20.	1. 0 2 4	1.033	1. 089
$\phi = 18^{\bullet}$	0.950	0.958	1.008
φ = 15.	0 8 4 2	0.848	0.889
φ = 13.	0.771	0.777	0.812

平均間隙水圧比 = 0.322

図-4 傾斜角 25。 C=10 KPa

(53, 58)

r=44. 164

図- 5

傾斜角 30。 C=10 KPa

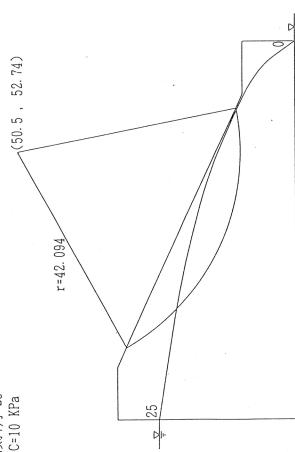


表-3 間隙水圧と 間隙水圧比 による安全率

				•
平均間隙水圧比による	1. 054	0 984	0.884	0.819
間隙水圧比 ru による	1.066	966.0	0.895	0.829
間隙水圧のによる	1. 099	1. 026	0.920	0.852
内部摩擦角 Φ	φ = 25°	. ϕ = 23°	φ = 20 .	$\phi = 18^{\bullet}$

間隙水圧 と 間隙水圧比 による安全率

内部降換角 Φ	間隙水圧 ロによる	間隙水圧比 ru による	平均間隙水圧比による
φ = 30.	1. 370	1.365	1.365
φ = 28.	1. 283	1. 279	1.278
φ = 25.	1. 158	1. 15'5	1. 154
φ = 23.	1.079	1.075	1.075

平均間隙水圧比 = 0.054

平均間隙水压比 = 0.307

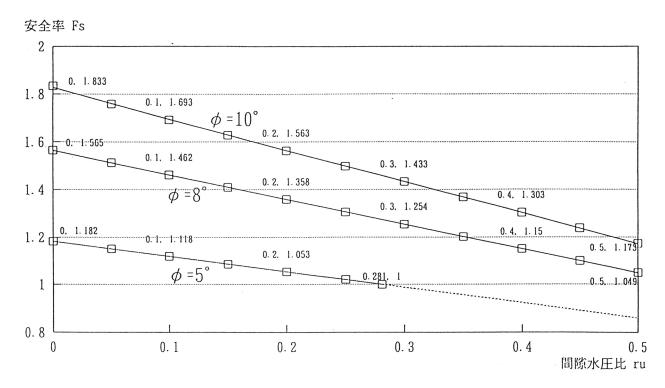


図-6 間隙水圧比 ru と 安全率 Fs (傾斜角 10°)

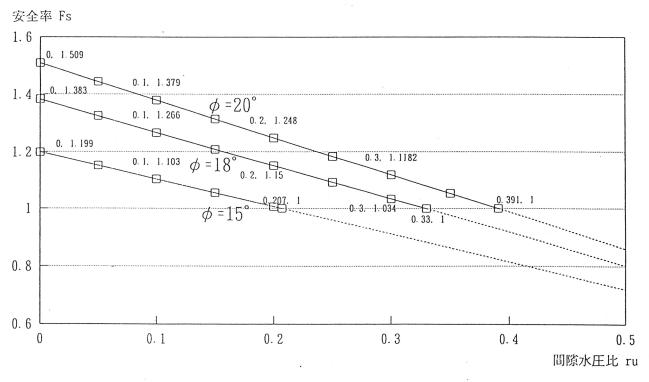


図-7 間隙水圧比 ru と 安全率 Fs (傾斜角 20°)

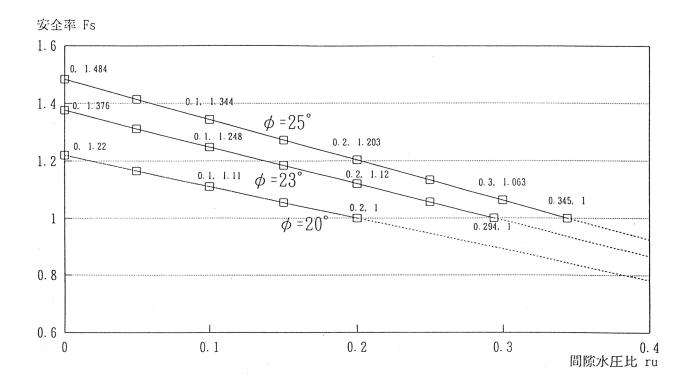
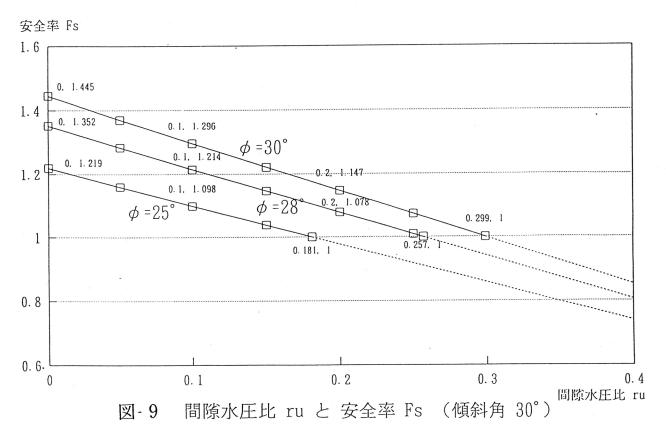


図-8 間隙水圧比 ru と安全率 Fs (傾斜角 25°)



す間隙水圧に関する安全性が具体的に分かることになる。

ところで、ここに示した例の中には、斜面の傾斜角が10度、15度と小さいとき、間隙水圧比がその上限値0.5をとっても安全率が1を下回らない場合がある。このような斜面では、安全率が小さくても、間隙水圧の上昇では安定性を失うことはないということを示している。また一方、例えば図-7の斜面傾斜角 20° の場合、 $\phi=20^\circ$ と $\phi=18^\circ$ では、安全率が1のときの限界間隙水圧比はそれぞれ0.39,0.33となっている。しかしこの場合、地下水位を上昇させても図-3のような自由水面が限界で、このときの平均間隙水圧比は0.32となり、それ以上地下水位を上げると斜面に浸出面が現われることになる。自由水面が斜面をを切り浸出面が現われると、斜面崩壊の危険は極めて高いが、これはここで考えている安全率と直接関係のない現象である。図-2-図-5の自由水面はいずれもこの限界の自由水面を示している。したがって、表-1-表-4に示された平均間隙水圧比はそれぞれの上限値を示していることになる。このように、限界間隙水圧比がこの上限値を越える場合の安全率は、間隙水圧については意味がない。

4.Sarma法による計算

斜面の安定解析について、Sarmaは注目に値する此れまでとは異なった方法を採用した。彼の方法は斜面土塊が丁度すべり破壊を起こすような水平加速度を決定し、地震に対する安全性を求める。静的な安全率は、繰り返し計算で水平震度K=0になるように土の強度定数を低下させることによって求める。この方法は、手計算には向かないが、電算やパソコンでは容易に計算できる。

Sarma法については余りよく知られていないので、ここに簡単に紹介する。N_i,S_iはスライスiの底面の垂直力と剪断力とすれば、垂直方向と水平方向の釣り合い方程式は、

$$N_{i}\cos\alpha_{i} + S_{i}\sin\alpha_{i} = W_{i} - \Delta X_{i}$$

$$S_{i}\cos\alpha_{i} + N_{i}\sin\alpha_{i} = KW_{i} + \Delta E_{i}$$
(8)

 α_i はスライス底面の勾配、 ΔX_i , ΔE_i はスライス側面の垂直力の差と水平力の差である。 そこで、モールクーロンの破壊基準を導入すれば、

$$S_i = (N_i - u_i) \tan \phi_i + cb_i \sec \alpha_i \tag{9}$$

$$N_{i} = \frac{(W_{i} - \Delta X_{i} - c_{i}b_{i}\tan\alpha_{i} + u_{i}\tan\phi_{i}\sin\alpha_{i})\cos\phi_{i}}{\cos\phi_{i}\cos\alpha_{i} + \sin\phi_{i}\sin\alpha_{i}}$$

$$S_{i} = \frac{(W_{i} - \Delta X_{i} - u_{i}\cos\alpha_{i})\sin\phi_{i} - c_{i}b_{i}\cos\phi_{i}}{\cos\phi_{i}\cos\alpha_{i} + \sin\phi_{i}\sin\alpha_{i}}$$
(10)

となる。ただし、b_iはスライスの幅である。これより

$$KW_{i} = D_{i} - \Delta E_{i} - \Delta X_{i} \tan(\phi_{i} - \alpha_{i})$$

$$D_{i} = W_{i} \tan(\phi_{i} - \alpha_{i}) + \frac{c_{i} b_{i} \cos \phi_{i} \sec \alpha_{i} + u_{i} \sin \phi_{i}}{\cos \phi_{i} \cos \alpha_{i} + \sin \phi_{i} \sin \alpha_{i}}$$
(11)

ここで、すべてのスライスについての総和をとれば、 $\sum \Delta E_i = 0, \sum \Delta X_i = 0$ となるので、

$$\sum \Delta X_i \tan(\phi_i - \alpha_i) + \sum KW_i = \sum D_i \tag{1.2}$$

 $\sum \Delta X_i \tan(\phi_i - \alpha_i) + \sum KW_i = \sum D_i \tag{1.2}$ つぎに、モーメントについても釣り合いが成り立つべきであるから、すべり土塊の重 心をモーメントの中心に選ぶことによって、WとKWを消去し、スライス間力もモーメ ントの和としては働かなくなるので、

$$\sum_{i=1}^{n} \left(S_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i \right) \left(y_i - y_g \right) + \sum_{i=1}^{n} \left(N_i \cos \alpha_i + S_i \sin \alpha_i \right) \left(x_i - x_g \right) = 0$$
 (13)

$$\sum_{i} \Delta X_{i} \left\{ \left(y_{i} - y_{g} \right) \tan \left(\phi_{i} - \alpha_{i} \right) + \left(x_{i} - x_{g} \right) \right\} = \sum_{i} W_{i} \left(x_{i} - x_{g} \right) + \sum_{i} D_{i} \left(y_{i} - y_{g} \right)$$

$$\Delta X_{i} = \lambda f_{i}$$
(1.4)

となる。ここに、 $\mathbf{x}_i, \mathbf{y}_i$ はスライス底面中点の座標であり、 $\mathbf{x}_g, \mathbf{y}_g$ はすべり土塊重心の座標 である。また、λはMorgenstern-Price法で導入されたλと同じで、f_iは通常1として計 算される。(12)(14)を連立方程式として解けば、未知数Kとλが求められる。 計算例を表-6に示す。

Sarma法による安全率と水平震度

c = 10 KPa $\gamma = 18.5 \text{KN/m}^3$

				•
傾斜角	内部摩擦角	平均間隙水圧比	安全率	水平震度
3 0°	$\phi = 3.0$ °	0.000	1.453	0.203
		0.075	1.329	0.146
2 5 °	$\phi = 25^{\circ}$	0.000	1.490	0.192
*		0.120	1.303	0.118
2 0 °	$\phi=20^\circ$	0.000	1.515	0.168
	2	0.124	1.327	0.106
		0.246	1.158	0.051
15°	$\phi = 15^{\circ}$	0.000	1.641	0.161
		0.173	1.352	0.089
		0.294	1.181	0.046
10°	$\phi = 10^{\circ}$	0.000	1.843	0.143
		0.194	1.525	0.089
		0.391	1.257	0.044

計算は、さきに述べたBishop法による計算と同じ手順で行った。この結果を見ると、 安全率が大きくなっても、不安定になる水平震度が大きくなるとは限らないようである。 これは、安全率の大きさが地震に対する安全の度合いを必ずしも示さないということ である。

安全率の値そのものは、Bishop法による計算結果と大きな違いはない。

まとめ

斜面の安定解析は、現在安定している斜面から破壊に至る要因を考慮して、それに関連した極限釣合状態を解析することである。安全率は安定の指標として1よりも大きいということだけに意味があると見たほうがよいのではないか。

安定解析に簡便法を用いるとき、浸透流のある場合と浸透流のない場合の区別をすることが必要である。浸透流の影響の大きさも考慮したほうがよい。

斜面安定に対する地下水の影響を、間隙水圧という因子だけで考えるとすれば、極限 釣り合い状態を引き起こすような間隙水圧を求めれば、安全率は明確な意味を持つこと になる。しかし、さらにそのような間隙水圧が存在しうるかどうかについても検討した ほうがいい。この限界の間隙水圧について、超過確率のような指標が求められるとすれ ば、安全率のもつ意味を補足することが出来るのではないか。地震力についても同じこ とがいえよう。

〈参考文献〉

- (1) 山口柏樹:安全率を考える, 土と基礎 30-9, 1982
- (2) 飯田隆一:ダムの設計,新大系土木工学,技報堂,1988,pp.10-16
- (3) 山上拓男・植田康宏:水中にある斜面の安定解析に関する考察, 土と基礎 30-12, 1982
- (4) 吉田昭治:斜面安定解析における安全率の定義について、新潟大学災害研年報第7号、1985
- (5) 建設省河川局開発課監修:フィルダムの耐震設計指針(案), 国土開発技術研究センター, 1991

Ⅲ すべり面に関する問題

国土防災技術(株)

齊 藤 木 市

-はじめに-

今回は,「地すべりとは何か?」を主テーマとし,理論状の認識と実際の調査・対策業務の取扱い方との間のギャップが大きく,解決困難なため,これまで突き詰めて議論されることがあまりなかったと考えられる問題として,「斜面安定解析に関する問題」,「すべり面に関する問題」,「地下水に関する問題」を取り上げようとしている.私の話題提供はこのうち「すべり面に関する問題」である.今回は,我々がすべり面の位置をどのようにして決定しているか等について,県内の現場のデーターを基にして述べる.

1. すべり面に関する問題

すべり面に関する問題として、まず挙げられるのが、ボーリング結果などを基にして決定するすべり面位置である。

すべり面が、各種計測で引っかかれば、特にすべり面位置の問題は少ないわけであるが、実際は、 調査期間中に計測で確認されることは比較的少なく、すべり面を推定し、対策工の立案・施工を行わ なければならない、このため、すべり面位置の判定に疑義を生じたままということがあると考える。

今回は、このすべり面位置の判定の方法として、地下水検層の結果を考慮しての決定というものについて検証する.

地下水倹層結果というものは、その原理上その位置での間隙水圧(揚圧力)の把握が可能であり、次に最も問題となる間隙水圧分布も妥当性があるということになる.

以下述べる検討は,

私達が調査した新潟県の現場で、ひずみ計、孔内傾斜計等で観測され、且つ、これで決定したすべ り面が現況等を充分説明し得るという確実なものをピックアップしたものを基としている。

現場数は、17地区、孔数は、43孔で、各現場での孔数には違いがある.

1.1 すべり面深度分布

すべり面深度分布は、図1に示すようになっている.

すべり面深度は,5 m未満:20.6%,10 m未満:23.5%,15 m未満:23.5% 20 m未満:5.9%,20 m以上:26.5%

となっている. 新潟県における地すべりも深いものから浅いものまで各種分布することが判る. ここで, 20 m以上の現場は, 魚沼層分布地と, 津川層分布地であり, 新潟のいわゆる黒色泥岩の地すべり地は, 大部分が 20 m未満である.

すべり面深度割合

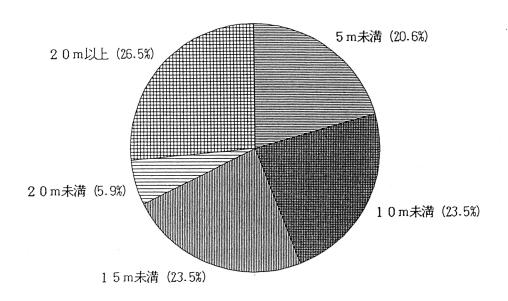


図1 すべり面深度分布

1.3 すべり面位置の地質条件

図2は、すべり面の位置が、どのような地質条件位置にあるかということを示したものである. 結果は、

崩積土中: 23.3%,崩積土底面: 41.8%,風化岩中: 23.3%,特定層準: 11.6% となる. 誰が見てもほぼ同様な判断を下すというのは,おそらくは,崩積土底面ということだと思われるが,この位置に形成されているのは,41%だということである。ここで述べたかったのは,計測手段に引っかからない場合のコア判定のみによるすべり面の推定若しくは,確定は,難しいという再認識である。特に大規模な岩盤中にすべり面を持つものは,正直なところ,当たるも八卦という感じというのが実感である。

コア判定ですべり面の判定が出来ないのは、腕が悪いコンサルという認識もあるようであるが、 当然すべり面の決定には、コア判定のみではなく、水文的条件、キレッの分布、末端位置などを考慮して決定するわけであるが、やはり、ボーリング地点でのでのすべり面位置の決定が、最も重要な決定因子であることは間違いないであろう...

ここでいう特定層準中というのは,魚沼層分布地の層すべりの場合である.また,風化泥岩中としたものは,略N値< 30内であり,下位の基盤との層界面は,2孔と少ないという結果が得られている.これは,地質判定名の個人差による影響も当然あると考えられる.

いずれにしろコア判定は、個人差がつきものであり、極力定量化した判断法を開発する必要があろう.誰が、どこが判定しても同様という意味である.

現時点においては、コア判定のみによるすべり面の判定は、困難であるというのが、全国レベルでの我々の認識である。

すべり面位置地質

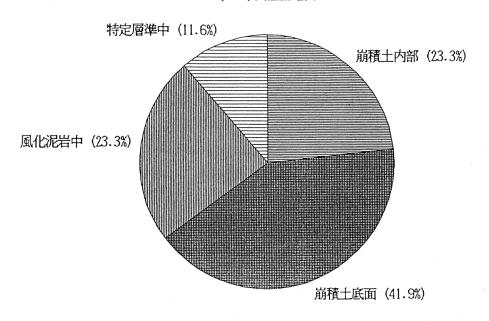


図2 すべり面位置の地質状況

2. 地下水検層の有用性

図3は、これまで述べたすべり面(確定)で地下水検層による有圧水の検出の程度である.

すべり面位置での検層結果

5:不明 (25.6%)

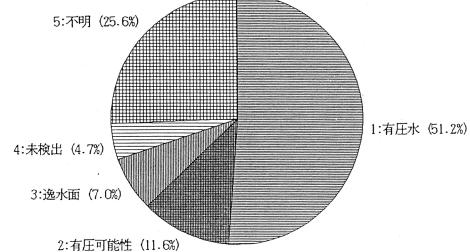


図3検層結果と確定すべり面

結果は,

①:有圧水有り:51.2% ②:可能性有り:11.6% ③:逸水面:7.0%

④:未検出 : 4.7%⑤:不明 : 25.6%

となっている. ここで, 不明としたものは, 孔内傾斜計あるいはひずみ専用孔設置孔で地下水検層が

出来なかった孔である.

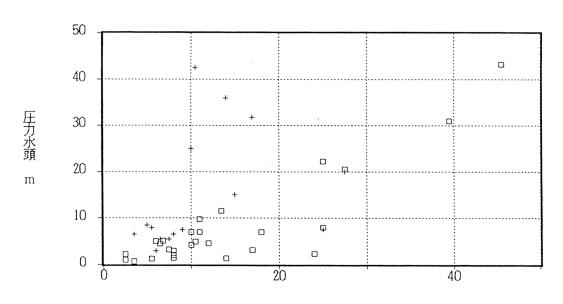
また,②,の可能性有り,あるいは,③逸水面としたものは,汲み上げ不足あるいは,地下水が豊富で,孔内水位を下げきれなかったと考えられているものである。これより.

すべり面付近には、有圧水が必ずあり、努力によって検出可能である。と結論づけられる。

すなわち,コアによる地質状況と,検層による有圧水検出区間の両者および滑落崖や,末端等の現況 状況を重ね合わすことによって,より妥当なすべり面位置の判定がつくことになる.

3. 検層で得られた圧力水頭高

検層で得られたすべり面付近での圧力水頭高とすべり面深度をプロットすれば、図4の関係が得られた.



すべり面 GL-m □ すべり面で検出 + すべり面以外で検出

図4 すべり深度と圧力水頭高(1)

図4は、すべり深度とその時の圧力水頭を示したもので、+印は、すべり面以外での流動層の検出を示している。ここで言いたいのは、当然すべり面以外でも有圧水は検出されるという当たり前のことを示したもので、すべり面として判定、すなわち、

有圧水の検出と地質的な弱線部を組み合わせてすべり面とするにしても,解が一つというわけではなく,2,3箇所がピックアップされることがあり得ることになる.

このような場合には、当然、現況、安定解析結果等を見ながら最終的に最も可能性のあるすべり面の決定が必要になり、他の可能性のあるすべり面は、潜在すべり面の可能性あり——今後のチェックが必要等の判断材料になり得るものである.

各種計測で未検出の場合のすべり面の判定方法の一つを述べたが、すべり面の決定には、やはり、かなりの努力が必要ということである.

図5は, 先の検層結果によって得られたすべり面付近のみの圧力水頭とすべり深度を表している.

すべり面と圧力水頭

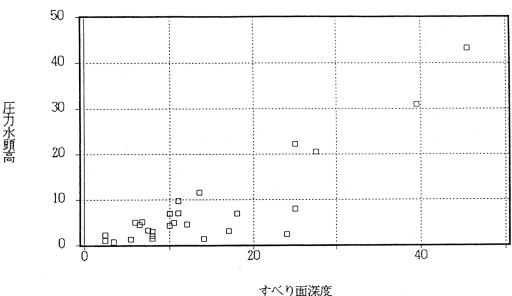
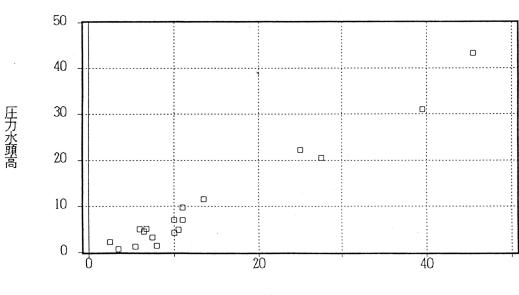


図5 すべり深度と圧力水頭高(2)

すべり面深度と圧力水頭高の間には、何らかの直線関係があるように見える.

図6は、この中から、赤崎のデーターを特殊として取り除いたものである。さらにすべり面と圧力 水頭高の関係が明瞭になることがわかる.ここで、赤崎上部ブロックのデーターは、極めて透水性の いい流紋岩転石よりなるガラ場からなっており、このガラ場が移動層になっているもので、水頭とし たものは、自由水の水位高を表しているものである.

すべり面と圧力水頭



すべり面深度

図6 すべり深度と圧力水頭高(3)

圧力水頭高と, すべり面深度は,

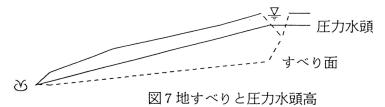
y=0.821x $\gamma=0.953$ y: 圧力水頭高 <math>x: すべり面深度 の直線関係にある。これは何を示すと考えれば良いだろうか?

大胆に考えると、図7に示すような仮説を考えることが出来そうである.

地すべり機構として、すべり面沿いの揚圧力(間隙水圧)は、すべり面は、キレッ帯として 滑落崖から連続しており、頭部キレツあるいは陥没帯内の水頭が、地すべり末端まで伝達し ている。また、すべり面は、比較的直線性の形状をなす。

これが地すべり発生の大きな誘引であり、これが、地すべりの機構である.

当然この頭部キレツ,あるいは陥没帯に供給される水は,融雪水でも良いし,背後からの地下水で も良いということになる.



このような地すべり機構は、申(地すべり工学-最新のトッピックス-)も次のように指摘しており、新潟の比較的浅い地すべりにおいても同様な機構と考えられないであろうか。

<すべり面の実態と進行性劣化(一部抜粋)>

- ① すべり面は一般には単一な幾何学的な面ではなく、ある厚みを持ったゾーン的なものであり、全体的に粘土化していても、その中には多くの亀裂を伴う.
- ② すべりが進行すれば、これらの多くの亀裂を貫通して主変位面が形成されて主すべり面が確定し、多くの場合連続した鏡肌面を呈するにいたる.
- ③ 主すべり面をなす鏡肌上には薄い粘土層が形成され、この上・下に連続する斜交亀裂はこの粘土薄層ないし、鏡肌面への地下水流路となり、この地下水はすべり面実態部に対して揚圧力として働く.

これらの関係で、再度実際の現場に当てはめてみると、

問題点として、このy = 0.821x 関係は、かなり高い揚圧力を与えている可能性があり、すべり面の強度定数c'、 ϕ' あるいはc'、 ϕ' のかなり大きい値が必要がある。という疑義が残っている

散布図の再検討が必要と考えており、これまでの検討では、図5 において1.1 で述べた、すべり面深度20 m以下の部分での、y=0.54 x (r=0.734)

程度が、最も現実的ではないかと考えており、さらに、再検討を進めているところである。

皆様の、ご批判、ご助言をお願いしたい、

ーおわりにー

私達は,

①すべり面の妥当性

- ②地下水に関する問題すなわち間隙水圧あるいは揚圧力の妥当性
- ③安定解析式とすべり面の強度定数の妥当性

の3者が同時に満足されるような解析が、間違いのない地すべり機構であり、これを基にした対策工の立案に努力すべきである。と考えています。

このようなことをいっても現実的には、なかなかうまく行かないことが多い、というのが正直なところである。

Ⅳ 地すべりにおける地下水調査の現状と問題点

白石.秀一*

1. はじめに

地すべりが地下水により発生することは衆知の事実であり、だれが書いた参考書においても、地すべりの定義の中に地下水という文字がもれていることはない。地すべりを法律的に認知している「地すべり等防止法」においても、地すべりを「土地の一部が地下水等起因してすべる現象」として定義をしている。外国人が著した教科書においても、地下水は重要な項目として扱われていることが多い(例えば、ザルバ・メンツル:1971など)。実際、中国北西部の半砂漠地帯においても、地すべりの発生原因をたまたま多かった降雨(年降水量650mm)に求めている例がある(甘粛省科学技術委員会:1983)。

ところが、個々の地すべり斜面においては地すべり活動と地下水の関係が明確に解明されている例はごく少ない。我々が日常、作成している地すべり調査報告 書の中でも「地すべりの原因は降雨・融雪水などの地下浸透が原因となる間隙水圧の上昇によるものと推定される。」といったように、きわめて簡単にかたづけているのが現状である。

地すべりと水の問題については、これまで本シンポジウムにおいても繰り返し、議論されている。しかし、明解な結論が出されたことはない。おそらく今後もそうであろうと思われる。今回のシンポジウムが理論上の認識と、実際の調査・対策とのギャップを少しでも埋めることが主目的であることから、地下水調査の実態と問題点について話題を提供したい。

2. 地下水調査の現状

現在、一般的に行われている地すべり調査の中で実施される地下水調査は表-1 のように整理される。実際の業務の中では、対策工事設計のための調査・工事効果 確認のための調査に大別されよう。さらに、調査で得られた結果を安定計算にいかに使用していくかという点が、もう一つの大きな問題である。

^{*} 株式会社 日さく

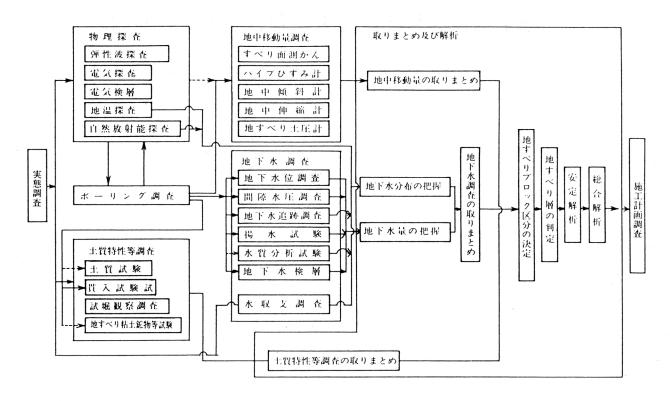


図.1 地すべり調査の種類とフロー(林野庁:1987)

2.1. 対策工事設計のための調査

対策工事設計のための調査は、いわゆる「地すべり機構調査」の一環として行われる。

地すべり機構調査は、まず文献等の資料収集に始まり、地表踏査、継いで地質調査ボーリング・ボーリング孔を用いた諸試験および物理探査、そして移動量・地下水位等の観測と進んでいく。地表踏査の中では地下水露頭(湧水・池沼等)を確認し、その水質について簡単な調査が行われることがある。ボーリング孔を利用した地下水調査で最もポピュラーなものが地下水検層と揚水試験であろう。揚水試験について新潟県では簡易揚水試験という方法が考え出され、きわめて一般的に使用されているが、他県では揚水試験より地下水検層の方がポピュラーなようである。地下水検層については汲み上げ検層・段階検層などかなり手間のかかるが、より精度の高い方法が提案されている。この他の検層としては電気検層があるが、最近ではほとんど実施されていない。

地下水を対象とする物理探査として最もポピュラーなものは、電気探査であろう。電気探査は一時、時代おくれの調査と思われていたのか、あまり顧みられる

ことはなかった。ところが、近年になりデータ採取・処理の技術が進み、面的な測定・解析が可能となり、"高密度電探""比抵抗映像法"などという方法でリバイバルしてきている(図.2)。電気探査は測定が比較的容易であることから、今後、普及していく調査法だと思われる。この他の物理探査としては、地温探査・自然電位探査などがある。その中でも地温探査は地下水の流れを平面的にとらえることができることがメリットである(図.3)。地下水流を平面的にとらえる法としては、トレーサーを用いた地下水追跡が古くから行われている。しかし、実施頻度は必ずしも高くなく、私自身も入社以来、約15年の間に3回程度しか行ったことがない。地下水追跡に限らず、物理探査も実施されることは多いとはいえない。

地質調査で掘削されたボーリング孔には、オールストレーナーの塩ビ管が挿入され、以後の地下水位観測孔として利用される。しかし、単年度で調査も工事も施工してしまうといった、現在の地すべり対策事業の性格からして、地下水位の観測記録が対策工事の設計に充分利用できる体制になっているとはいえない。

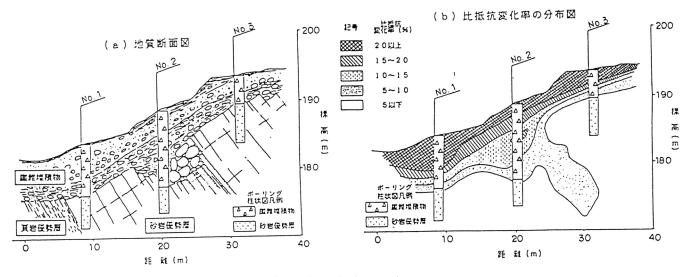
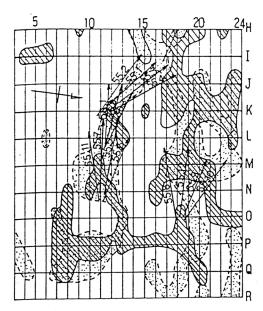


図.2 電気探査の解析例(寺田:1994)

このようにしてみると、現在の地下水調査は点の調査にとどまっているといえる。ボーリング地点からわずか数m離れた地点になると、地下水の情報は皆無であり、まったくの暗黒地帯なのである。あえて暗黒地帯というのは、地すべり斜面内の水理条件がきわめて不均質であることを強調したいからである。1箇所から放射状に掘削された数本の排水用横ボーリング孔の中で、数ℓ/minの排水があるボー



排水工事施工付近の地温分布状況の変化

斜線部:1983年 2 月の高温部 打点部:1980年 2 月の高温部

図.3 地温探査の解析例 (竹内·内藤:1992)

リングのすぐ隣の孔が、まったく乾いているという例はしばしば見かける。ボーリングの先端で10~15m程度しか離れていないはずであるが、水理条件が格段に違っているのである。このような暗黒地帯をできる限り少なくするためにも、点のデータを面のデータに、さらには三次元的なデータに広げていく必要があろう。

その一方、点のデータをより細かく見ていくことも重要であろう。図.4にボーリング孔で実施した揚水試験・地下水検層・掘削中の地下水位変化から帯水層の解析をした例を示した。現在、行われている地下水調査の三種の神器は簡易揚水試験・地下水検層・地下水位測定であり、それをうまく使えば、点の水理条件はかなりはっきりとらえることができよう。

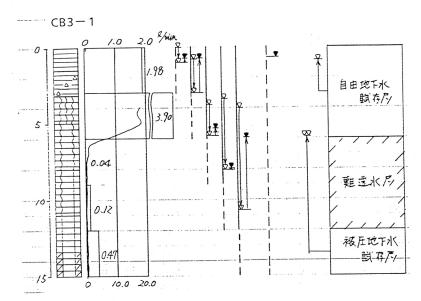


図.4 ボーリング孔における 水理解析例

2.2 工事効果確認のための調査

斜面で施工された地下水排除工の効果判定を目的とした調査としては、地下水位観測とパイプ歪計などによる移動観測が一般的である。その他の例としては、電気探査・地温探査などにより工事施工前後の水理条件を比較する方法、地下水排除工からの排水量を測定し、水収支の面から検討する方法など報告されている。

効果という点からみれば、地すべりが停止することが最重要であり、移動観測は必須である。「地すべりが止まってしまえば、地下水がどうなろうと関係ないじゃないか」という乱暴な主張もできないわけではない。しかし、地すべり対策

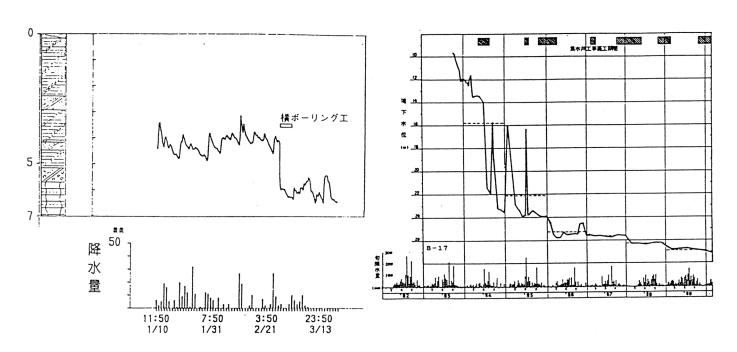


図.5 地下水位の低下例(白石・池田:1993)(荒井ほか:1990)

表.1	地下水排除工によ	る地下水位低下量	(白石ほか:1987)
-----	----------	----------	-------------

地 域	地 質 地すべり様式	地すべり数	工 種	観測孔数	地下水位低下 のみられた孔	地下水位低下の みられない孔	平均水位 低下量(m)
山古志	寺泊屬~灰爪層	8	横ボーリング	31	25 (81%)	6 (19%)	2.36
四白心	砂質岩が卓越	٥	集 水 井	29	21 (72%)	8 (28%)	5.77
中頸城	推谷·寺泊屬	E	横ボーリング	47	31 (65%)	16 (34%)	1.66
十五八九	中顗城 泥岩主体 5	集 水 井	11	5 (45%)	6 (11%)	2.31	
西山唇相当層 西山唇相当層 砂岩泥岩互層		横ボーリング	14	12 (85%)	2 (15%)	1.31	
		集 水 井	9	8 (89%)	1 (11%)	4.81	

事業としては、工事の効果を数量的に評価することが必要となり、その手法として地下水位の低下を安全率に反映させることが、最も近道なのである。実際、地下水排除工を施工すれば、地下水位が低下することがある(図.5)。しかし、我々の調べた例では20~30%の観測孔で地下水位低下が認められていない(表.1)。その原因としては、観測孔の不良も考えられるが、最大のものは前述したような水理的不均一性に由来するものではないであろうか?

この他、効果判定調査に関する問題は数多くあるが、1993年のこのシンポジウムの席上で報告してあるので、詳細はそちらを見ていただきたい(白石・池田: 1993)。

2.3 安定計算上での取り扱い

地すべり対策工事を設計し、施工後の効果を確認する上で安定計算は不可欠な作業となっている。安定計算の方法・土質強度が間隙水圧の変化に伴う安全率の変化量を左右していることはいうまでもない。しかし、その点については本論の主旨ではないので、特にふれない。現在一般的に行われている安定計算法は、フレンウスの簡易式を用い、オールストレーナで作られた観測孔で測定された地下水位と推定した地すべり面との水頭差を地すべり面に作用する水圧として評価し、間隙水圧に項に代入している。ここでもまた、点の情報が面の解析に利用され、それにもとづき三次元的な対策工事が立案されている。当然、水理条件の不均一性(例えば帯水層の連続性など)についてはあまり議論されていないように思える。また、使用する地下水位についても、前項で述べたような時間的制約から、斜面の地下水条件を十分に反映したものでないことが多い。この点については工事を行う斜面の調査が前年度に実施可能になってきている点では評価ができよう。しかし、その点についての改善はまだまだ充分とはいえない。

安定計算での最大の問題は「水頭差=間隙水圧」という点につきるような気がするが、いかがなものであろうか。

このように、現在行われている地下水調査について、その実態と問題点について述べてきた。一昔前の「水があるかどうか調べ、あれば抜けばいい」という段階から、点のデータについてはかなり整理・解析が行われるようになってきた。今

後はそれを二次元的、さらに三次元的に広めていくような努力が必要であろう。 図.5に前述した三種の神器のみで、水理解析を行った例を示した。この例でもボーリング地点以外は推定であり「たぶん・・・・だろう」の世界である。今後は二次元・三次元的な調査方法の開発が望まれる。

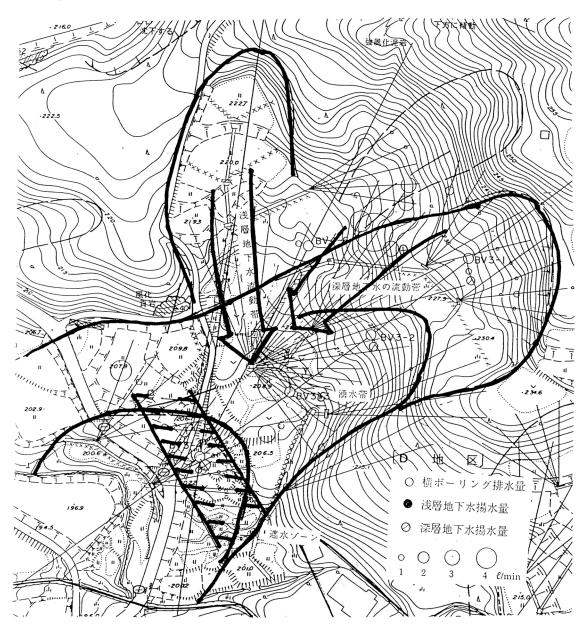


図.6 A地すべりにおける地下水水理解析例

3. 斜面の地下水

地すべり斜面の地下水がきわめて不均質な分布を示すことはすでに述べたとお りであり、現場でそれを体験する機会も多い。

最近、自動観測の技術が進み地下水・移動量の連続観測がきわめて容易になり、 各地の地すべりからのデータが集積されてきている。それらをみていても多様性 ばかりが目につき、なかなか統一的な解釈を出しにくい。図.7に、ある地すべりに おける1年間の地下水位変動図を示した。上図は6月から9月にかけての降雨が異常 に多かった1993年の結果であり、下図は異常な少雨であった1994年の結果であ る。1993年の結果をみると、各観測孔の地下水位は降雨後に急激に上昇し、降雨 がやむとしだいに低下し、10日後には降雨前の水位まで低下する。そして、降雨 のない時期の地下水位は、ほほ一定している。ただし、融雪期には小きざみに変 動しながらも全体に水位が上昇し、水位変動グラフには幅の広いピークが現れ る。そのような中で、1-1の地下水位は7m以下になると急激に低下する点におい て他の孔とちょっと異なり、1-2のようにどんなに雨が降ろうともまったく変動 せずに、自主独立路線を歩んでいるものもある。残念ながら、この斜面では工事 が完了し、移動がまったく認められないため、地下水位変動と移動量との関係に ついての資料は得られていない。どの状態の地下水位が移動と関係をもつものな のかは、きわめて興味のある所である。降雨後にみられるような急激で一時的な 水位上昇なのか? それとも融雪期のような幅広い、長期にわたる水位上昇なのか? それによっては斜面の安定度評価の方法さえも考え直す必要があるのではないで あろう。

このような地すべり移動と地下水・間隙水圧との関係を調べるにあたっては、地 すべりの活動が始まると移動量のデータが得られなくなるという大問題が出てく る。

現在の連続観測の計器はいずれも大移動量に耐え得るものではない。このため、地すべり活動と地下水位・間隙水圧との関係が論じられている例では、移動量がきわめて小さい段階のもので、斜面全体に地すべり面が形成される以前の、地すべり発生期ともいえる時期のデータであろう。そのような点からみれば、その変動が地すべり面の形成につながるものか、という点についても議論が必要となろう。そのような点を解決するには、ある程度の移動量にも追随できるような計測器の開発が必要となろう。森林総合研究所のグループが安塚町伏野の試験地

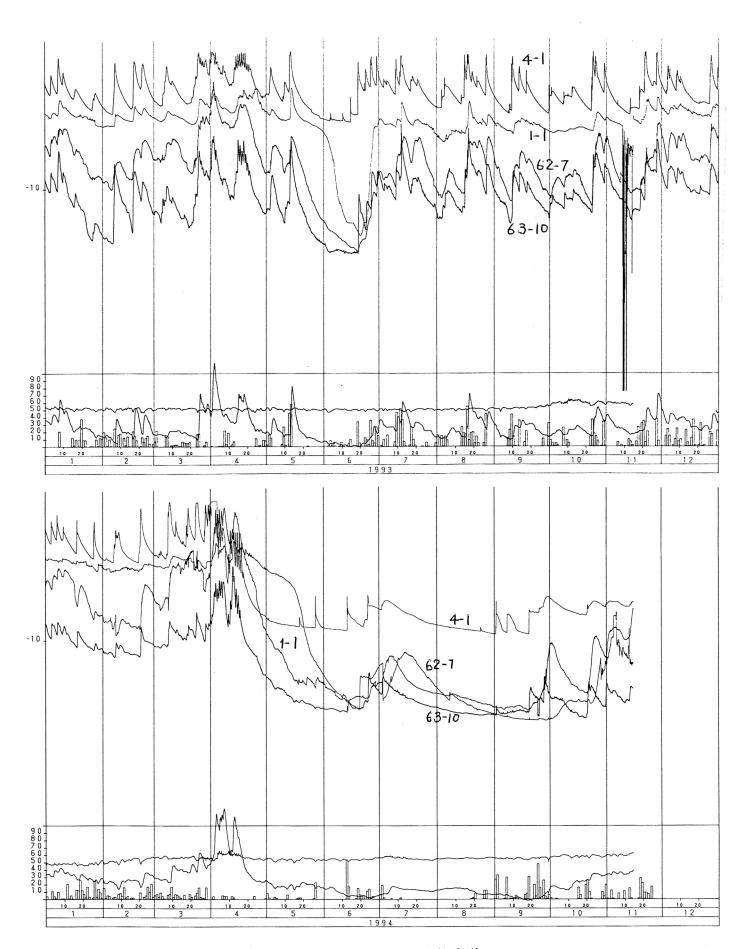


図.7 B地すべりの地下水位変動

で、大移動量の観測をしようと苦労されているようであるが、なかなかうまくいっていないとも聞いている(松浦ほか:1994)。なんとか良い結果が出てこないものかと期待している。

4. 地下水(水)が地すべりに与える影響

地下水の他、表流水も含め、水が地すべり斜面に与える影響を整理すると、次 のようになろう。

- ① 間隙・水圧の上昇による安定度の低下
- ② 地すべり面・地すべり移動物質の化学的風化による強度低下
- ③ 浸食作用
- a. 地表面の浸食
- b. 土中の浸食

①の問題については、安定計算の式ではきわめて明解に理解できる。ところが現場へ行ってみると、どこの間隙水圧をはかって良いのかさっぱりわからない。それは、休止中の地すべりでどこが地すべり面となるのかわからないという場合もあるだろう、活動中の地すべりであれば、長い地すべり面のどこの間隙水圧が必要なのかという場合もあろう。また、あまり激しく活動しているため、測定することさえできないという場合もあろう。長い地すべり面のどこかという点については、白石一夫さんが猿久養寺で得たデータはきわめて示唆に富むものである(白石:1994)。今後、このようなデータが数多く収集されることを期待している。そして、前述したように測定したデータがどんな意味を持っているかという点についても、十分吟味する必要があるといった段階ではないかと思われる。

②の問題については、現在の地すべり調査の中で、ほとんど議論されていない。同じような物質条件を持った斜面でありながらも、地すべりが発生する斜面と、発生しない斜面があるのは、このような点が原因となっているのではないだろうか。地すべり斜面の地下水水質については、佐藤先生や大木先生らが詳しく調べておられ、興味ある結果も報告されている。今後、その方面の結果を地すべり調査に生かす方法も検討する必要があろう。

③のうち、地表面の浸食については特に斜面末端でのそれが不安定化の重大な

原因となることから、土留工・擁壁工などにより、斜面末端の浸食防止が積極的に行われている。地中での浸食については、私自身具体的な経験がないため、特に述べることはないが、教科書ではいろいろな例をみることがある。

こうしてみると、地下水が地すべりに与える影響の中で最も重要なものは、間隙水圧と呼ばれている要素であろう。しかし、実際の斜面ではどこの、どの水が、どうなった時に地すべりを活動させる間隙水圧として作用するのか、まったくわからない。かつて高野秀夫先生は地すべりに有害な水と無害な水ということをしきりに言っておられた(高野:1980)。地すべりの水がそんな風に色分けされていれば、非常に助かるだろうと思うのは私一人であろうか。

5. おわりに

地すべり調査の中で、地下水調査はかなりのウエイトを占めるようになってきている。しかし、その解釈はという点からみると、まだまだ通り一遍である場合が多く、相変わらず「水があるから抜きましょう」という場合が多いように思う。それも一つの哲学であり、決して悪い判断ではないと思う。実際まったくドライにしてしまえば、地震の時以外地すべりは発生しないであろう。1994年の各地の地下水位観測例をみていると、異常な少雨により地下水位が著しく低下しているのをみて、「地すべりを止めるには地表面をすべてビニールシートで覆ってやれば良い」と冗談を言ったことがある。そんな中でも、まったく水位の低下しない観測孔があったことも事実である。地すべり地の地下水については、その不均質さにより実態をつかむことができずにいるというのが現実のようにも思える。

話題の提供ということで、具体例をあまり示さず、問題点の羅列に終わってしまったのは、私の力不足によるものにほかならない。私自身も次から次へとあがってくるデータをみるだけで消化不良になっているのが正直なところである。

地すべりの地下水については、この他、被圧水と自由水の問題・ダムサイトの水 没斜面の取り扱いなど多くの問題がある。今後、多くのデータの収積によりそれ らが解決されることを期待したい。

一文 献一

ザルバ・メンツル(1971):地すべりとその対策、鹿島出版会

甘粛省科学技術委員会(1983):1983年中国甘粛省洒勒山地すべり、水土保持通報

林野庁(1987):治山技術基準解説ー地すべり防止編、日本治山治水協会

寺田幸次(1994): 比抵抗映像法による地すべり調査の2~3の例、第三紀層の斜面安定 に関するシンポジウム発表論文集

竹内篤雄・内藤光雄(1992):地下水排除工の効果判定の方法とその実例地下水学会誌、 Vol.34

- 荒井 正・中島彰夫・望月巧一・今井康充・高橋政治(1990):長野県富士見平地すべりに おける地下水位低下工法と工事効果第21回地すべり学会研究発表講演集
- 白石秀一·塚本泰正·渡辺英樹·小池正司(1987):地下水排除工による地下水位低下量 について、新潟県下の地すべり地を例として、第26回地すべり学研究発表講演集
- 白石秀一·池田則夫(1993):地下水排除工と効果判定、地すべり活動と観測ー地すべり 学会新潟支部第21回シンポジウム資料ー
- 松浦純生・竹内美次・浅野志穂・落合博貴(1994):積雪期と無雪期における間隙水圧の 変動特性、第33回地すべり学研究発表講演集
- 白石一夫(1994):地すべりのすべり面の間隙水圧と対策 第三紀層の斜面安定に関するシンポジウム発表論文集

高野秀夫(1980): 地すべりに対する有害な水と無害な水 地すべり、Vol.16 No.4