

実測値のみを用いた斜面解析と対策工

Slope stability analysis and countermeasure work using only measured values

太田英将 (有限会社太田ジオリサーチ)

Hidemasa OHTA (Ohta Geo-Research Co. Ltd.)

キーワード：表層崩壊，過剰間隙水圧，ソイルパイプ，斜面安定解析，確率解析

Keywords: Shallow Landslide, Excess Pore Pressure, Soil Pipe, Slope Stability Analysis, Probability Analysis

1. はじめに

斜面崩壊の場所や時刻を順計算で予測することは、斜面技術者にとっての夢である。研究者が、実際に起きた崩壊等を綿密に調査し、崩壊原理を詳細に突き止め、技術者が必要最小限に単純化して予測を行うのが理想である。

ところが、自然はなかなか研究者にすら正体を現さない。特に山地斜面の浸透現象は単純ではなく、パイプ流の実態すらよくわかっていない。いつ頃になればそれがわかるようになるか見込みが立っていない。

一方、土砂災害（特別）警戒区域が全国に設定されたことにより、崩壊予測（場所・時刻・規模）よりも、斜面危険度評価及び合理的対策工について、社会的ニーズが急速に高まっている。

研究成果としては明確な理論が構築されていなくても、技術ベースで斜面評価・斜面崩壊防止対策が必要となっている。

日本の斜面技術は、戦後の電力需要のひっ迫によって、ダム湛水に伴う地すべりを、「計画安全率」によって迅速に処理する技術が構築された。保全対象に重要構造物がある場合にも、この計画安全率が用いられた。

すなわち、20世紀の日本の斜面技術は

- (1) 新しく斜面（法面）を創るとき（新規建設）
 - (2) 壊れた斜面を迅速に直すとき（災害復旧）
- をターゲットに発展してきたといえる。

ところが、土砂災害防止法（2000）以降は、「まだ壊れていない斜面の安定性評価と合理的対策法」が必要となったのである。これは、「維持保全」という新しいターゲットが生まれたことを意味する。

新規建設においては「経験則（法面標準勾配）」、災害復旧においては「逆算法＋計画安全率」が用いられてきた。そして、新しい維持保全ニーズにおいては、「順計算」が必要となるが、斜面技術は、災害復旧に重きを置くあまり「順計算」での斜面評価をおろそかにしていた面がある。

維持保全の順計算では、崩壊のメカニズムの理解が欠かせない。前述のとおり山地斜面の浸透現

象が解明される見込みが立っていない。この状況下でもニーズはなくなるので、プランBの解決策を考える必要がある。

今回の発表で紹介する方法は、将来浸透現象が解明された暁には改善されることを前提としたプランBの方法と考えていただくとちょうどよい。

2. 土壌雨量指数が崩壊場所を当てる意味

気象庁の岡田憲治氏が20世紀末ごろに開発した「土壌雨量指数」¹⁾は、全国同一の三段タンクモデルで土壌雨量を計算したものである。

土壌雨量指数の利用法は、土壌雨量計産地の絶対量ではなく、その地域の履歴順位で評価する点の特徴である。地形・地質条件を考慮していないのも大きな特徴である。

崩壊があった場所を検証すると、土壌雨量指数履歴順位第一位（～第三位）の時に崩壊していることが極めて多い。

このことは何を意味するのか？

私は、長い時間軸の中で、斜面はその地域の最大降雨パターンと平衡状態を形成している、と考えた。

一方、土層内の地下水が主にパイプ流として土層外に排出され、ダルシー則でシミュレーションできる間隙流（マトリックス流）ではないこともわかってきている。

平常時はパイプ流が斜面の安定に寄与し、パイプ網の規模は、その地域の最大降雨パターンで決まっていると考えると、土壌雨量指数履歴順位第一位相当で、その地域の排水能力を超えることが崩壊のトリガーになっていることが合理的に理解できる。

3. 斜面技術の目的

斜面崩壊は自然現象であり、日常的に発生していることである。その結果として、日本全国、世界全域に傾斜した斜面が形成されている。

斜面崩壊を全面的に止めることは斜面技術の目的ではなく、崩壊すると人間生活に支障をきた

す部分に限って、その場所の「崩壊を一時的に防止する」ことが斜面技術の目的である。

そのためには、斜面崩壊の「主たる原因」に働きかけ、その機能を一時的に無効化するのが合理的かつ経済的である。

その目的を果たすことは、斜面崩壊の詳細なメカニズム、特に浸透メカニズムが明確化されていなくても可能ではないか、と考えたことが、今回紹介する方法である。

4. 斜面安定の順計算の方法論

斜面安定計算を実測値のみで順計算できるかどうか、ということテーマにしたシンポジウムが、日本地すべり学会関西支部で2006年に開催された²⁾。

結論を言えば、3次元重力移動体であるすべり土塊の、すべり面の抵抗強度を愚直に計測し、すべり土塊の形のままで計算すれば、「問題なく適切な安全率を計算でききる」ことが示された。

すなわち「周縁部強度を考慮した3次元安定解析」³⁾で斜面安定の順計算が可能である。

地すべりは、主たるすべり面（低強度のすべり面粘土）と、高強度だが面積の小さい周縁部強度との合計の抵抗強度と滑動力とがバランスするのが $F_s=1.0$ で、観測時に地下水位（間隙水圧）も実測されていることが多いので、 $F_s=1.0$ の瞬間の水圧が既知なので検証可能だった。

一方、土砂災害の8割を占める表層崩壊は、同一強度の表層土砂が対象で、単純な二層構造である。低強度の底面と高強度の周縁部という構造もなく、厚さに対して十分な幅を持つすべりであれば、2次元安定解析で安全率が近似計算できる。比較的容易に順計算できるはずだと思われたが、実はそうでもなかった。

後述するが、実測値を用いて、水圧を地表面まで引き上げて計算しても、安全率 F_s が 1.0 を上回ることが普通だったからである。崩壊時の水圧が全く分からなかった。

5. 表層崩壊の瞬間の水圧

極限平衡法の安定解析式では、安全率 $F_s=1.0$ を閾値として、 $F_s<1.0$ ならば滑動力過剰で崩壊する、 $F_s>1.0$ ならば抵抗強度過剰で崩壊しないとされる。

安全率の計算式は下式で表される。

$$\text{安全率 } F_s = \frac{\text{抵抗強度}}{\text{滑動力}} = \frac{(W \cos \theta - U) \tan \phi + c_l}{W \sin \theta}$$

<既知の値> W:土塊荷重、 θ :すべり面角度、l:すべり面長、

<未知の値> ϕ :内部摩擦核、c:粘着力、U:水圧

災害復旧では、崩れる瞬間の安全率を現状安全率として大胆に仮定し、計画安全率 F_{sp} まで引き上げるのに必要な必要抑止力 P_r を算出すれば事足りる。

$P_r = W \sin \theta \times (F_{sp} - F_s)$ で計算できるため、土層強度は対策を設計するにあたって必須でない。

この方法論は、災害復旧において迅速な実施を行うのに多大な貢献をしたが、一方で崩壊メカニズムを重要視しなくてもよかったため、維持保全の知識が積みあがらなかった副作用もあった。

5.1 土層強度検査棒の発明（土研）

2002年に土木研究所が、「土のせん断強度測定方法及び装置」（特許第3613591号）を発明した（発明者は佐々木靖人氏）。

この装置は、通称「土層強度検査棒（Soil Strength Probe）」と呼ばれる。

簡易に未固結層の土層厚や土層強度を計測できる優れた装置だったが、いわゆる技術基準書に載っておらず、標準歩掛もないのでなかなか普及しなかった。

2016年12月に土木研究所が中心となって「土層強度検査棒研究会」を発足させ、2023年1月に「土層強度検査棒を用いた調査・評価の手引き（案）」⁴⁾を作成し、ユーザー各社のノウハウを公開し、普及に努めているところである。

5.2 表層崩壊の瞬間の水圧の算定方法

「土層強度検査棒を用いた調査・評価の手引き（案）【事例編】」p.35に、「崩壊時の水圧の再現」を記載した。

具体的には、崩壊現場において、記録的豪雨で崩壊したという事実を $F_s=0.99$ という数値に置き換え、土層強度検査棒限界貫入深度試験で、土層厚を多点で計測し土層モデルを構築した。さらに、ベーンコーン強度試験で内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c を計測する。単位体積重量 γ もステンレス円筒などを用いて計測する。

崩壊地での調査なので、崩壊形状はわかっている。強度等も実測可能になったため、崩壊の再現のために必要なパラメータのうち不明なパラメータは水圧 U のみになり、 U を逆算することが可能となった。

実際に、表層土砂層の土質強度を実測し計算してみればすぐにわかることだが、多くの崩壊斜面では、地下水位を地表まで引き上げて計算しても、安全率が $F_s>1.0$ となり、「実際に崩壊しているのに、計算上は崩壊しない」という矛盾にぶつかる。

その理由は、表層土砂層にはおおむね $c=10\text{kN/}$

m²程度の粘着力が存在することにある。表層土砂層が薄いため、この粘着力が安定計算上、抵抗強度に大きく効いてくるのである。

一方、記録的豪雨で崩壊した現場調査を行うと、興味深い現象を見ることができる。たとえば、崩壊地調査に行くと、直径 10m 程度の円形の崩壊跡があり、土が地中水圧で吹き飛ばされたようにしか見えない場所がある。

この崩壊時の瞬間の水圧がどのように発生するのか知りたかったが、土層強度検査棒で土層強度を実測すれば、その水圧を計算できるようになった。

下記の写真（図 1～3）は、崩壊直後に現地で撮影された「非常に高い水圧で崩壊したとしか考えられない崩壊跡」である。実は、大地震時にも似た現象が発生していた（図 4）が、今回のテーマとは異なるので省略する。



図 3 2003 年鹿児島県菱刈町の水圧爆裂孔
約 100t の岩塊を真横に吹き飛ばした



図 1 2010 年庄原災害の崩壊跡
直径 10m の土が吹き飛ばされて流失した



図 4 2004 年新潟県中越地震時の崩壊跡
記録的豪雨時の爆裂孔と同様の爆裂孔があった



図 2 2012 年京急脱線の原因となった崩壊跡
直径 10m の土と水が斜面を下って線路に流れ込み、その土砂に電車が乗り上げた

この形状を創った水圧は、明らかに地下水位（静水圧）とは異なる。著しく高い水圧が記録的豪雨時に発生していることを示唆している。

安定解析式の中の水圧項は、実務の斜面安定計算では、地下水位＝静水圧しか考慮しないことが多いが、土質工学的には、下記のような水圧も組み込める。

- (1) 通常の地下水による間隙水圧（静水圧）
- (2) 降雨などの浸透流による間隙水圧
- (3) 施工直後の残留間隙水圧
- (4) 地震時に発生する間隙水圧（上載荷重起源の過剰間隙水圧）
- (5) せん断に伴う過剰間隙水圧（有効応力法で必須の水圧）

記録的豪雨時に発生する、静水圧とは別の水圧は、上記の(2)のようなものと考えられるが、パ

イプ流が支配する浸透流の計算方法も確立しておらず、また解析に必須な現地の詳細な透水性調査法などが、実務に利用可能なレベルになっていないことなどから、現時点では使えない。

そこで、ソイルパイプ内が飽和すると、パイプ内の水圧は被圧状態となり、表層土砂内で過剰間隙水圧として作用するとの仮説を創った。これは、単純な仮説なので、将来の研究分野での成果によって改良されるのが前提のものである。

ソイルパイプの過剰間隙水圧は、位置エネルギー起源なので、水圧は比高に比例する。地表の凸凹の形状には関係しない。

ただし、土の中の被圧水なので圧力損失が激しいことを考慮し、過剰間隙水圧比で低減する。たったこれだけのモデルである（図5参照）。

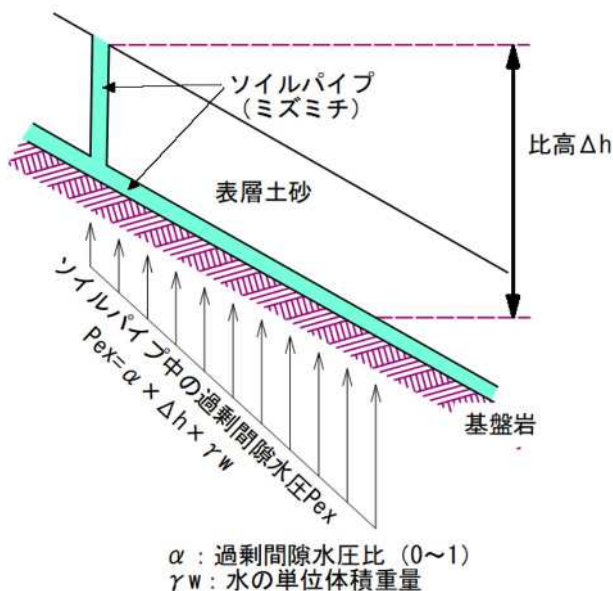


図5 過剰間隙水圧の計算モデル
(飯田智之(2012)⁵⁾の図を基に作成)

実際に記録的豪雨で崩壊した場所に調査に行き、落ち残った場所の表層土砂の強度計測と、崩壊形状を用いて、崩壊の瞬間に、どれだけの過剰間隙水圧比となって崩壊したのかを逆算し収集した。

実際の再現計算は、静水圧を地表面に一致させ、そのときの安全率が $F_s > 1.0$ となる場合、過剰間隙水圧比を徐々に大きくして試算し、 $F_s = 0.99$ となる過剰間隙水圧比 α を逆算した⁶⁾。

なお、このような計算機能が組み込まれた安定計算ソフトは、私が知る限り存在しない。このため、三角形荷重を急速载荷した際に発生する過剰間隙水圧の機能を応用して用いた（図6）。ただし、この計算では土を持ち上げて吹き飛ばす揚圧力までは計算できていない。

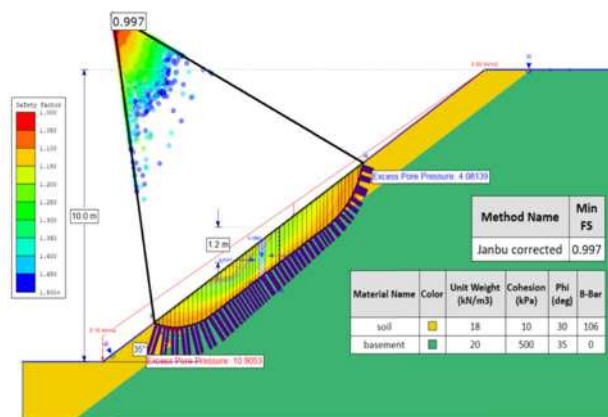


図6 過剰間隙水圧を発生させて $F_s = 0.99$ を逆算する

過剰間隙水圧を計算する際の比高 Δh の起点は、下記のような場所に設定する。地表につながる水圧の逃げ口があれば、表層土砂中に過剰間隙水圧は発生しない、という前提である。

- (1) 尾根：これ以上地盤がない場所
- (2) 小崩壊跡：水圧消散口
- (3) 大きなパイピングホール：水圧消散口

実際に計算した結果を表1に示す。過剰間隙水圧比 α は、おおざっぱに言えば、斜面傾斜角 25度以上の斜面では、

$$0 < \alpha < 0.3$$

となったときに、崩壊しているようである。ただし、土の中で過剰間隙水圧比がここまでしか上昇しないという上限値ではないことに注意が必要である。

表1 崩壊地で再現した過剰間隙水圧比 α ⁶⁾

基盤地質	α	γ	c	ϕ	θ
相生層群	0.355	18.0	10.4	26.6	19°
三浦層群	0.298	17.0	18.7	11.5	30°
相生層群	0.163	18.0	10.4	26.6	32°
丹波帯	0.107	18.0	11.0	36.1	35°
三波川帯	0.094	18.6	11.0	29.8	33°
阿蘇山	0.013	12.9	9.1	25.8	25°
伊豆大島	0.004	13.1	10.0	12.6	37°

α : 過剰間隙水圧比, γ : 単位体積重量 (kN/m³), c : 粘着力 (kN/m²), ϕ : せん断抵抗角 (deg), θ : 斜面傾斜角 (deg)

5.3 表層崩壊とは何か

崩壊の瞬間の水圧を再現してみて、次のようなこ

とが「わかったような気に」なった。

- (1) 表層土砂は地表面まで水位（静水圧）が上昇したくらいでは簡単には崩壊しない。
- (2) 土壌雨量指数履歴順位第一位相当の雨とは、その地域で自然が形成した地下水排除パイプ網の排水能力を超える雨のことである。
- (3) 記録的豪雨が終わりなく続けば、過剰間隙水圧比がどんどん上昇し、最終的に崩壊（ $F_s < 1.0$ ）に至る斜面がほとんどである。だが、多くの場合、そうなる前に雨は止む。そして、崩壊せずにパイプ網の形成が促進される。
- (4) 過剰間隙水圧が上昇するには、一定の比高が必要なので、尾根部や、既存崩壊跡に崩壊は起きない。
- (5) 隣接斜面が崩壊すると、その崩壊は自然が作った過剰間隙水圧消散工となるため、崩壊地に近い斜面は急速に安定化する。崩壊箇所が断続的になり連続しない理由である。
- (6) 表層崩壊の深さには統計上最頻値がある。過剰間隙水圧によって内部摩擦角起源の抵抗力がゼロになったとき、粘着力だけで維持できる深さと、崩壊深さはほぼ同じである。
- (7) 過剰間隙水圧が消散される構造があると、その斜面は崩れにくいわけだから、小崩壊跡が多い斜面は崩れにくいという、防災点検マニュアルと正反対の評価になる。この真偽は若い技術者たちが今後も確かめてほしい。

5.4 表層土砂とは何か

土層強度検査棒で、数多くの斜面の表層土砂強度を計測すると、表層土砂の強度がどこでも似たり寄ったりであることに気が付く。

土層強度検査棒の計測方法の問題なのか、ほかに原因があるのか、と思案した。

いくつかの書籍^{7) 8)}と3世紀ごろの古墳の調査をしたときに、表層土砂の多くは、地山（基盤岩）が風化したものではなく、風成層であることがわかってきた。もっとも明瞭な証拠が古墳である。

古墳は、竣工時には表面が葺石（ふきいし）と呼ばれる石で覆われている（図7）。しかし、いま見る古墳はすべて土でできているように見える。

京都府にある3世紀末に造られた椿井大塚山古墳で、表層土層厚を土層強度検査棒で計測したところ、どこでも約80cmの深さで葺石に当たることがわかった。約1700年で80cmの堆積速度は、約0.5mm/年である。掘削調査も行われており、風成層の堆積が確認されている（図8）⁹⁾。

関東ローム層は、1万年で1mの堆積速度と言われているようであるが、これだと0.1mm/年で

ある。

詳細はわからないが、斜面技術者は表層土砂を、地山の風化物・土壌化の産物、あるいは降下火山灰層と決めつけていたのかもしれない。今後斜面崩壊の研究をされるときに、表層土砂は風成層かもしれないと考えながら行くと、問題解決の幅が広がるかもしれない。



図7 古墳は竣工時には葺石で覆われている



図8 表層土砂の正体は風成層？⁹⁾

6. 合理的な表層崩壊対策工

全国の斜面の土砂災害警戒区域指定が一通り終わった。その瞬間に、次のニーズが社会に発生した。

- (1) 自治体等の所有地（公園課などが管理する緑地など）が土砂災害警戒区域に指定されたとき、その斜面の安定度評価を行い、必要に応じて対策工を施工するニーズ
- (2) 土砂災害警戒区域に指定された崖の下に住む住民から、崖地の所有者（民地）に対して、斜面の安定性の問い合わせと、対策工施工のニーズ

実務上のゴールは、表層土砂層の浸透のメカニ

ズムの解明ではなく、加害側の土地所有者と、被害を怖がる斜面下の住民の両者が「納得」できる解決策を提示できるかどうか、ということである。

新規建設と早期復旧で発達してきた公共事業の斜面对策ノウハウに、それを解決できるものは存在しない。

土木分野の公共事業では、法枠工+鉄筋補強土工などの高価な対策が用いられる。「原因究明よりも、崩れてくる土塊を力づくで斜面に縫い付ける」という工法が用いられることが多い。公園の維持管理費や民間の対策工としては高価すぎる。崩壊原因排除によるスマートな方法を提案する必要がある。

6.1 崩壊の瞬間の水圧を作用させない方法

前章で、崩壊の瞬間の水圧の逆算方法を示した。記録的豪雨により過剰間隙水圧が発生しないと多くの斜面は崩壊できないことが分かった。

ならば、人為的に過剰間隙水圧を消散させる方法を用いれば、斜面は崩壊したくても崩壊できないという環境を作ることができることになる。

また、隣接斜面が崩壊しても被害が発生しないということがわかっているのであれば、その斜面の方が先に崩壊するような順序にする方法もある。

具体的には、保全対象があり崩したくない特定の斜面・範囲に対し、過剰間隙水圧を消散できる工法を設置するのが賢い。

- (1) 排水パイプによる過剰間隙水圧消散工
- (2) 布団かご等による過剰間隙水圧消散工

要するに、地中のソイルパイプに発生する過剰間隙水圧を、地表へのバイパスを創ることにより消散させれば良いことになる（図 9 参照）。

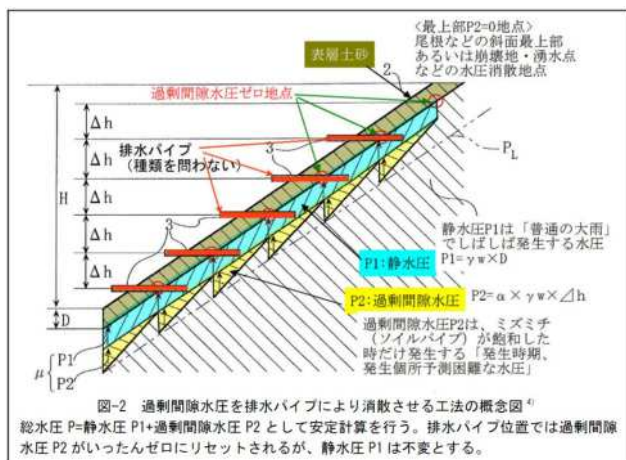


図 9 過剰間隙水圧消散工の原理¹⁰⁾

簡単に言えば、疑似パイピングホール、疑似小崩壊跡を造ることにより表層土砂中に過剰間隙

水圧が発生しないようにする考え方である。

対策の実施事例を図 10 に示す。鋼製有孔管を表層土砂に打ち込み、地中水圧の地表へのバイパスを創る工法である。

この工法は昭和 39 年に開通した東海道新幹線の盛土法面の崩壊防止対策工として、「斎藤の崩壊予測式」で有名な斎藤迪孝氏が考案された工法である。施工個所では 1 箇所を表層崩壊も起きていない。



図 10 北海道での施工事例（道路法面）



図 11 横浜市での施工事例（YZ 民間斜面）

6.2 斜面上で最も先に崩壊する場所

今回紹介した方法論は、記録的豪雨があったときに、土中に過剰間隙水圧が発生し、雨が降りやまないと崩壊に至るといって単純な崩壊メカニズムと、過剰間隙水圧を消散すれば崩壊したくてもできなくなるという対策工の考え方である。

この中に、「いつ・どこが崩れるのか」に対する答えはない。

その理由は、外力となる降雨の量と場所の予測が、気象分野での技術であり、地盤技術で取り扱うことができないからである。すなわち、崩壊の

場所や時期を予測することはできないが、記録的豪雨があった場合の安定度評価と合理的な予防対策はできる、というものである。

ただし、3次元地盤モデルを実測により作り上げ、試行計算型の3次元安定解析を行えば、斜面の中で最も先に不安定化する場所の特定は可能かもしれない。

具体的な方法は以下のとおりである¹¹⁾。

- (1) 土層強度検査棒限界貫入深度試験で、土層厚分布図を3次元空間補間により作成する(Surferなどで簡単にできる)。(図12)
- (2) 基盤岩から一律に地下水位が上昇すると仮定して地下水面を形成する。
- (3) 3次元安定解析により最も安全率が小さくなる場所が、最初に崩壊するリスクが高い場所と特定する。(Rocscience社のSlide3などでできる: 図13)

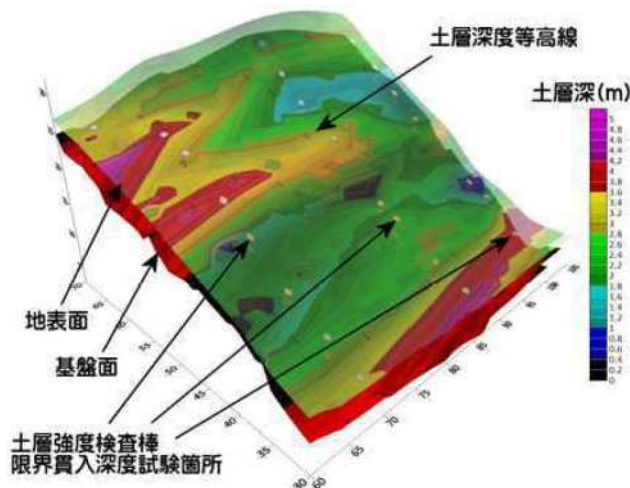


図12 土層深平面分布図と基盤岩形状¹¹⁾

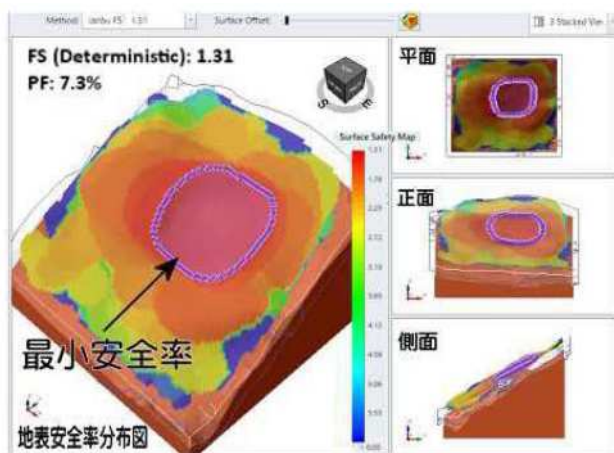


図13 3次元安定解析結果(Slide3使用)¹¹⁾¹²⁾

Fs: 安全率(確定論的)、PF: 崩壊確率

7. 実務上の「越えなければならないこと」

土砂災害警戒区域での斜面安定度評価、対策工設計・施工というニーズは、今確実に存在している。

しかし、ここまで紹介した方法論で解析するだけでは、技術者側にリスクが大きすぎて実用的ではない。

一般に民間の維持保全業務は低予算・短工期である。しかし調査・解析・設計したものが、安全評価予想に反して崩れた場合、損害賠償という大きなリスクにさらされることになる。ここが技術基準が担保となる公共事業との大きな違いで、結果責任はむしろ維持保全業務の方が大きい。このような「割の合わない」ことを誰もしたがらない。

この問題解決のためには、技術者に損害賠償リスクが及びにくい方法論を使う必要がある。

7.1 確定論的解析から確率論的解析¹³⁾へ

公共事業で用いられている計画安全率を閾値とする考え方は、「安全」か「危険」かという二値評価である。これは、外れたときのリスクが大きすぎるので、民間事業ではぜひとも避けたい方法論である。そもそも計画安全率の技術的根拠が無いので、本当に閾値としていいかどうかの根拠すらわからないのが実態である。

一方、世界の趨勢は、性能設計に移っており、確率解析が主流となりつつある(表2)。

確率解析は実務家にとって非常に安全な方法論である。破壊確率(崩壊確率)は限りなくゼロに近づいたとしても決してゼロにはならない。「完全な安全」いう答えは出ない。

表2 信頼設計法のレベル

設計水準	性能照査方式	評価パラメータ
レベル3 信頼設計法	$P_{fr} \geq P_f$	破壊確率($F_s < 1.0$ となる頻度)
レベル2 信頼設計法	$\beta_T \geq \beta$	信頼性指標($F_s = 1.0$ と平均 F_s との離れ)
レベル1 信頼設計法	$R_d \geq S_d$	部分係数を用いた設計用値(Eurocod7)
仕様規定 設計法	$F_s \geq F_{sp}$	計画安全率を用いた仕様規定

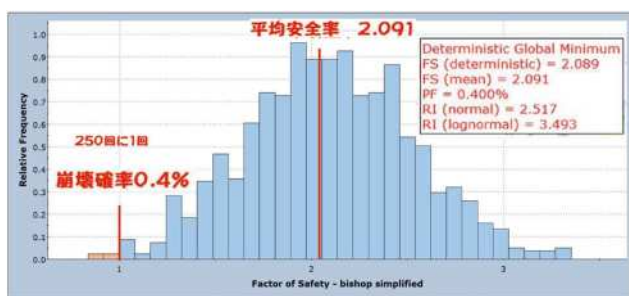
P_{fr} : 破壊確率の目標値、 P_f : 破壊確率
 β_T : 目標信頼性指標、 β : 信頼性指標
 R_d : 限界値の設計用値、 S_d : 応答値の設計用値
 F_{sp} : 計画安全率、 F_s : 安全率

(榎田充哉(2022)¹⁴⁾の資料を基に作成)

確率解析の考え方は全く難しくないし、新しい考え方でもない。土層強度を実測する方法論との親和性も非常に高い。現時点で、確率解析を標準

装備した日本の斜面安定解析ソフトを知らないが、世界では普通になってきている。

破壊確率 PF (Probability of Failure) は、土質定数や過剰間隙水圧比をそれぞれの値の標準偏差を用いて正規確率でばらつかせ(正規乱数化)、数多くの計算結果 (Fs) の中で $Fs < 1.0$ となる頻度を確率として表現する方法である (図 14 参照)。



Highlighted Data = Factor of Safety - bishop simplified < 1 (4 points)

図 14 崩壊確率 (PF) の考え方

この例では平均安全率 $Fs=2.1$ だが、崩壊確率が $PF=0.4\%$ あることを示している (RI は 2.5)

信頼性指標 RI (Reliability Index) は、諸数値をばらつかせて計算した結果の「安全率 Fs の標準偏差 σ 」を算出し、閾値となる $Fs=1.0$ との離れが、標準偏差 σ の何倍あるかという指標である。 $RI \geq 3$ であれば、 $Fs < 1.0$ となる確率がほぼゼロ ($Fs < 1.0$ となる確率が $(100-99.74) \div 2 = 0.13\%$ 未満) となるので、安定と評価できる。実は、計画安全率 F_{sp} の概念は、信頼性指標 RI の概念に近い。計算上の安全率 Fs を、閾値の $Fs=1.0$ からどれくらい離せば安全と言えるか、ということである (図 15)。

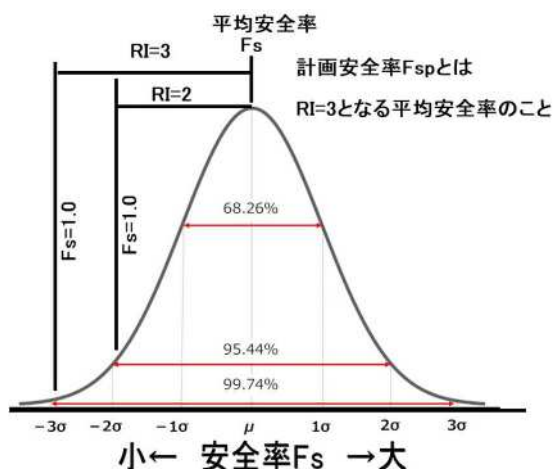


図 15 信頼性指標 RI の考え方

平均安全率が閾値の $Fs=1.0$ と標準偏差 σ の何倍の離れがあるかを示す指標

ただし、信頼性指標 RI は諸定数のばらつきの程度によって $Fs=1.0$ からの離れが変わるので、画一的な計画安全率の値を定めることはできない。このため、日本で用いている計画安全率 F_{sp} は、信頼性指標 $RI=3$ をイメージして超簡略化したものと言える。

なお、崩壊確率 PF も信頼性指標 RI も、閾値は $Fs=1.0$ なので、2次元解析であっても3次元解析であっても同様に使うことができる。

日本で用いられている計画安全率は、2次元法で「経験的」に定められたとされているため、3次元法の計画安全率が存在しない。これが3次元法が普及しない理由の一つとなっている。確率解析に移行すれば、その問題は解決できる。

7.2 対策の優先順位の決定法

斜面の安定度評価・予防対策では、実測を基本とした現地調査を実施し、崩壊確率を施主に提示し、対策の意思決定をしてもらうのが第一段階である。

施主が対策をする意思決定をしたら、対策工の設計・施工という次の段階に移る。

しかし、民間事業では、全体を一括して工事することが困難な場合も普通にあるので、優先順位を決める必要が生じることがある。

「ミズミチが集中しているところは選択的に崩壊が発生しやすい」との研究成果¹⁵⁾があるので、ソイルパイプの集中している箇所を調べることによって、優先順位を決定づけることができる。

ミズミチ探索には、1m深地温探索が良く知られた方法であるが、1人で実施できる簡易な方法として「地中音探索法」が便利である (図 16)。

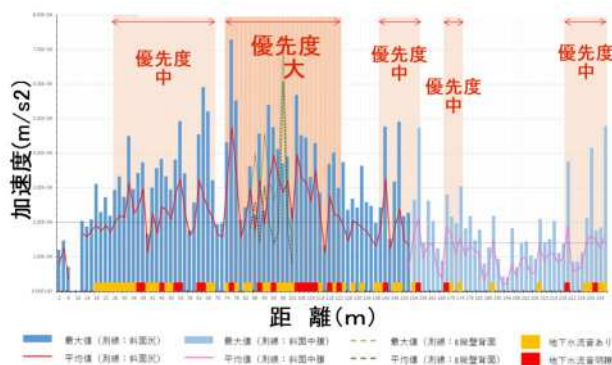


図 16 地中音探索による優先付けの例

8. まとめと課題

表層土砂の崩壊には、ソイルパイプに発生する高水圧が関与していると状況証拠から推定された。その発生エネルギーを比高起源の位置エネルギーに求めた仮説を創った。その仮説に基づいて、

実際に崩壊した箇所で、崩壊の瞬間の過剰間隙水圧比を調べたところ、概ね0~0.3の間にあることがわかった。

土層強度検査棒限界貫入深度試験で、土層厚分布を反映した地盤モデルを構築し、同ベーンコーン強度試験で土質強度を実測すれば、崩壊地から得られた過剰間隙水圧比を組み込むことで順計算の安定度評価ができる。

土質強度にもバラツキがあり、過剰間隙水圧比にもバラツキがあるので、確率解析で安定度評価することも容易にできる。確率解析は、もともと確率現象である自然現象との親和性も良い。さらに、技術者自身の「身の安全」にも大いに寄与する。

土砂災害防止法(2000)の施行後、「まだ崩れていない斜面の評価と対策」という、今まで存在していなかった技術ニーズが生まれた。

日本全体に設定された土砂災害警戒区域における、斜面安定性評価と対策工設計は、地すべり学会会員のような斜面技術者がやらねばならない仕事である。

科学的な浸透現象の複雑さの完全解明は、たぶんまだまだ長期にわたり実現できないと考えられるが、土砂災害警戒区域(YZ・RZ)における斜面安定性評価と対策工設計は直ちにやらねばならない社会的ニーズである。

今回紹介したのは、科学的究明が終わってはいなくても、実務的に問題解決を可能にする方法論である。

崩壊の瞬間の映像は、スマホ等の発達により得られるようになってきたので、イメージとしては格段に理解しやすくなってきている。

しかし、誰も崩壊の瞬間の水圧を実測していないことが大きな課題として残っている。相当運がよくないと実測は難しい。実験槽で仮想的に行う場合には、どのようにしてソイルパイプを形成するのかという難しい課題がある。

したがって、今回紹介した仮説のうち水圧については、山地斜面においても実験においても実測により検証されていない。まだまだ検証・改善の余地がふんだんに残っていると言える。

若い技術者の皆様には、新しい知見をどんどん取り入れて、今回紹介した方法論を改善していただきたい。今日紹介した方法を全否定、あるいは部分否定できる証拠を得て、新たな方法論を構築してもらうのも大いなる楽しみである。

参考文献

1) 岡田憲治(2006)、“土壌雨量指数からみた雨と土砂災害の関係”、第3回土砂災害に関する

るシンポジウム論文集、pp.105-110

- 2) 日本地すべり学会関西支部(2006)、「実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性」、日本地すべり学会関西支部シンポジウム
- 3) 太田英将、林義隆(2001)、“周縁部摩擦効果を考慮した地すべりの3次元安定解析”、日本地すべり学会誌、Vol.38、No.3、pp.95-100
- 4) 土層強度検査棒研究会(2023)、「土層強度検査棒を用いた調査・評価の手引き(案)共通編・事例編・標準歩掛(案)」、<http://dokenbo.org/>
- 5) 飯田智之(2012)、『技術者に必要な斜面崩壊の知識』、鹿島出版会
- 6) 太田英将、美馬健二(2017)、“ソイルパイプの過剰間隙水圧を考慮した安定計算法”、日本地すべり学会平成29年度研究発表会講演集、pp.109-110
- 7) 山野井徹(2015)、『日本の土：地質学が明かす黒土と縄文文化』、築地書館
- 8) 藤井一至(2018)、『土 地球最後のナゾ 100億人を養う土壌を求めて』、光文社
- 9) 山城町教育委員会(1999)、“椿井大塚山古墳”、京都府山城町埋蔵文化財発掘調査報告書第21集、図版第23(703Tr 全景 後円部北側2段目葺石)
- 10) 特許公報第6172825号(2017)、“斜面安定化工法、斜面安定化構造、土構造物の管理方法、及び土構造物の管理システム”
- 11) 太田英将、美馬健二、川浪聖志(2022)、“CIM時代の3D急傾斜地調査・解析方法”、第61回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp.72-73
- 12) Rocscience ホームページ、<https://www.roscience.com/software/slide3>
- 13) 太田英将、高馬太一、金山幸司、熊本清、杉山友康(2014)、“既存斜面の安定性評価のための調査・解析手法の提案”、日本応用地質学会平成26年度研究発表会講演論文集、pp.119-120
- 14) 榎田充哉(2022)、“斜面防災分野の応用研究の課題と展望—解析技術と設計技術—”、令和4年度日本地すべり学会中部支部シンポジウム資料集
- 15) 多田泰之(2009)、“わが国の風水害の歴史と現在の課題”、治山、Vol.54、No.1、pp.16-21

2023年4月28日 日本地すべり学会北海道支部

実測値のみを用いた 斜面解析と対策工

太田英将

(有限会社太田ジオリサーチ 相談役)

(株式会社地盤リスク研究所 相談役)

研究的アプローチと実務的アプローチ

- 実測値のみで演繹的に斜面安定評価をするのは、**斜面技術者の夢・理想**である。
- 土砂災害防止法(2000)の施行後、「**まだ崩れていない斜面の評価と対策**」という、今まで存在していなかった技術ニーズが生まれた。
- 今日の話は「**崩壊の場所・時刻・浸透水の運動も正確には予測できないが、特定の場所に崩壊が発生しないようにするための予防はできる(それもかなり簡易な方法で)**」という純粋に**実務的アプローチ**のものです。
- 斜面崩壊を含む地表変動は「(主に)水によってコントロールされている」ことは疑いないのですが、浸透水の運動則、浸透モデル(パイプ流とマトリックス流)、シミュレーション技術(マニング則、リチャーズ式等)を使った「予測(場所・時刻)」ができるようになる(すなわち**研究的アプローチ**の成就)には、まだ相当の年月(半世紀単位?)が必要なようです。

真実は遠くにある (研究)



でも問題解決はできる (技術)

今日お話ししたい内容

1. はじめに
2. 土壌雨量指数が崩壊場所を当てる意味
3. 斜面技術の目的
4. 斜面安定の順計算の方法論
5. 表層崩壊の瞬間の水圧
 - 5.1 土層強度検査棒の発明 (土研)
 - 5.2 表層崩壊の瞬間の水圧の算定方法
 - 5.3 表層崩壊とは何か
 - 5.4 表層土砂とは何か
6. 合理的な表層崩壊対策工
 - 6.1 崩壊の瞬間の水圧を作用させない方法
 - 6.2 斜面上で最も先に崩壊する場所
7. 実務上の「越えなければならないこと」
 - 7.1 確定論的解析から確率論的解析へ
 - 7.2 対策の優先順位の設定法
8. まとめと課題

予稿集には6章が2つあります。修正してください



この崖は危なくないか？

- ・対策が必要なの？
- ・危ないのはいつ？
- ・今の安定度は？
- ・大雨では？
- ・大地震では？

- ・安定計算する？
- ・2次元？3次元？
- ・土層厚は？
- ・土層強度は？
- ・不確実性は？

- ・調査設計費は？
- ・工事費は？
- ・工事保証は？
- ・訴えられない？

20世紀の日本の斜面技術は産業振興のため

ニーズは「大量に創ること」「壊れたらすぐに直すこと」

(1) 新しく法面を創る → 標準勾配（経験知）

(2) 壊れたら迅速に直す

→ 災害復旧のための逆算法と計画安全率（経験知）

【設計】 必要抑止力 $P_r = (\text{計画安全率}F_{sp} - \text{現況安全率}F_s) \times \text{滑動力}W \cdot \sin \theta$

地すべり・崩壊は、土のせん断破壊現象なのに土の強度なしで対策量をはじける！大発明

計画安全率 F_{sp} は技術者ではなく「大蔵省」が戦後復興期の水力発電の早期実現のために創った便宜的数値

すなわち地すべりはダムの地すべりが発端

「地表変状探し」の評価法は外れている

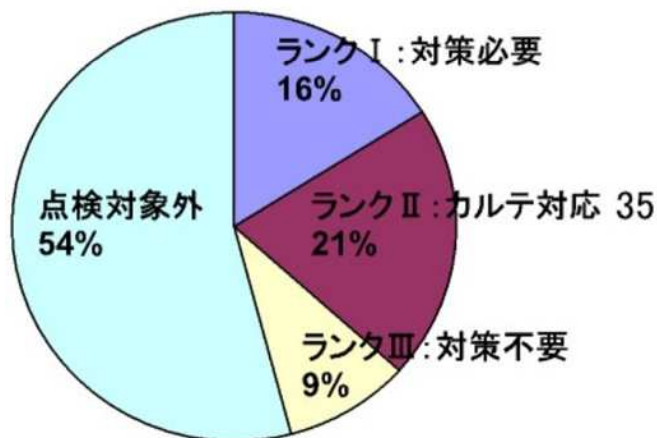
2013.7.29 全地連講習会テキスト

防災点検の有効性と災害の低減に向けて —10年間の防災対策の進捗と課題—

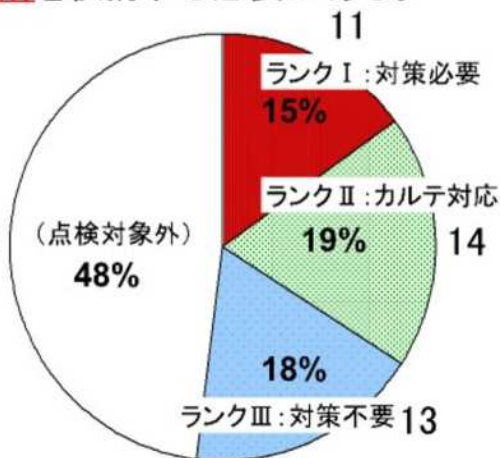
(独)土木研究所 上席研究員(地質) 佐々木 靖人
同上 総括主任研究員 浅井 健一

道路防災点検結果ランクと災害発生箇所数

災害発生箇所の約6割が対策不要ないし点検対象外の箇所
点検対象外箇所および対策不要箇所を検討する必要がある。



平成9～16年度直轄国道 n=466



平成20～22年度直轄国道 n=73

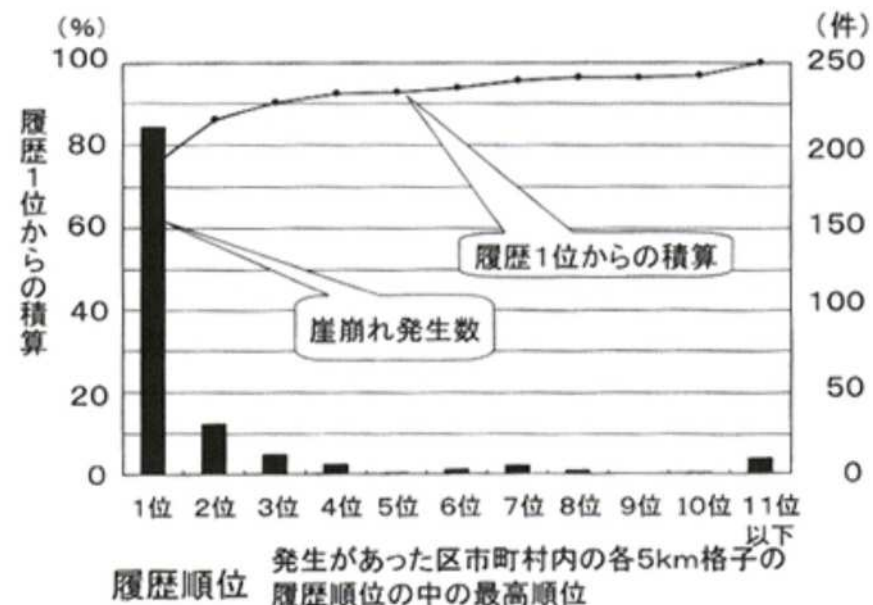
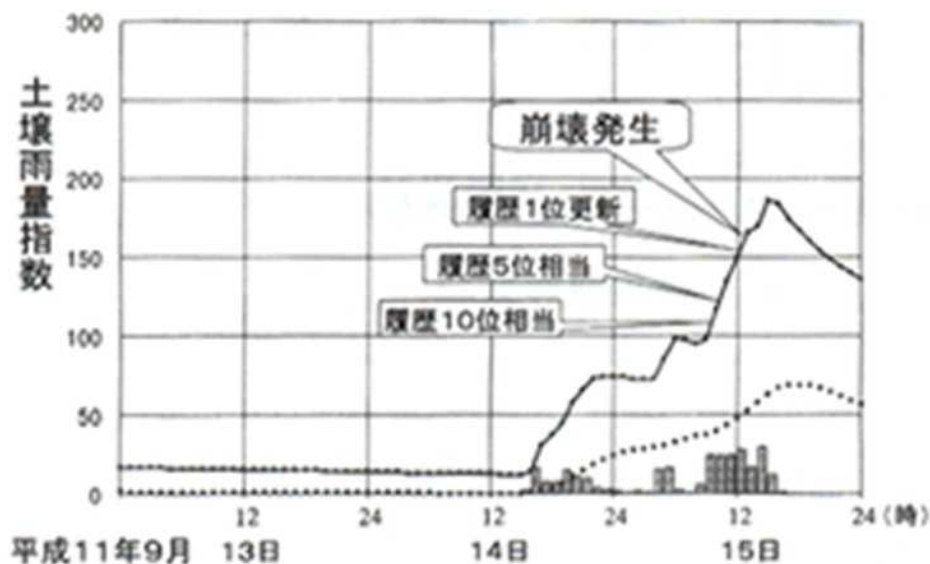
1. なぜこんなに外れるのか？
2. 外れるというより、危ないと評価された箇所が崩れず、危なくないと評価された箇所が崩れているのはなぜか？

むしろ、小崩壊跡がある斜面の方が大規模に崩れない傾向があるように感じた。

左の図は直轄国道なので、まだランク1とランク2の比率が多いほう。某政令指定都市の担当者は、2割も当たらない・・・と嘆いていた

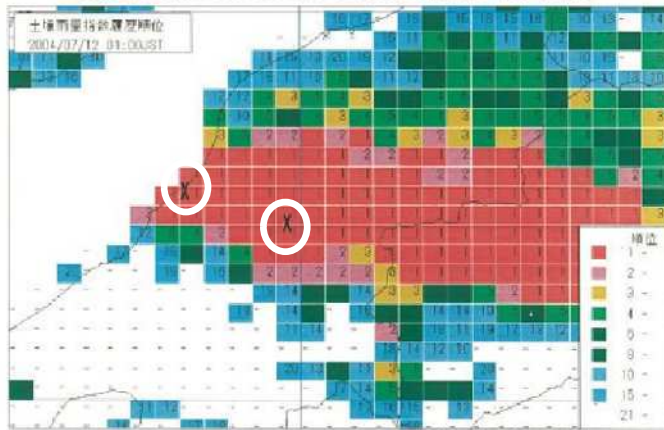
2. なぜ土壌雨量指数は崩壊地域を当ててるのか？

- 地形も地質も植生も無視しきった、単純3段タンクモデル「土壌雨量指数」**履歴順位第一位と崩壊の対応が抜群**なのは何故だ！

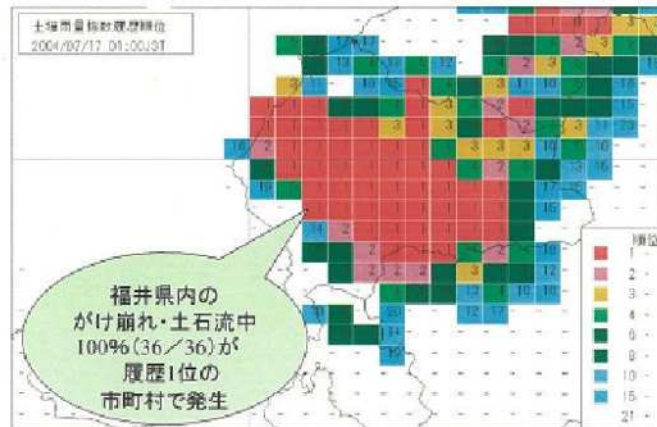


崩壊が起きた場所は履歴順位第1位

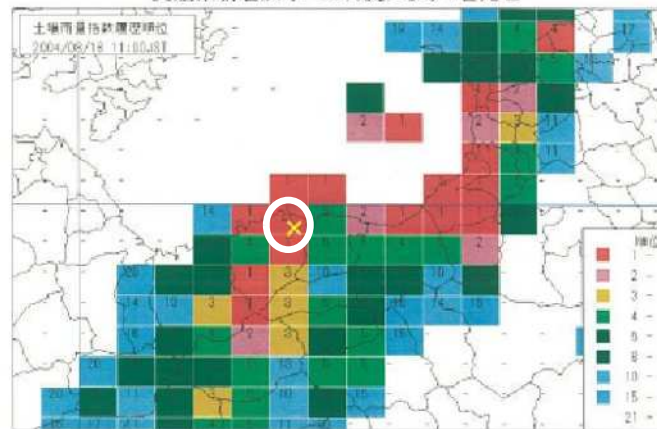
平成16年7月12日から14日に出現した最も高い履歴順位



平成16年7月17日から19日に出現した最も高い履歴順位

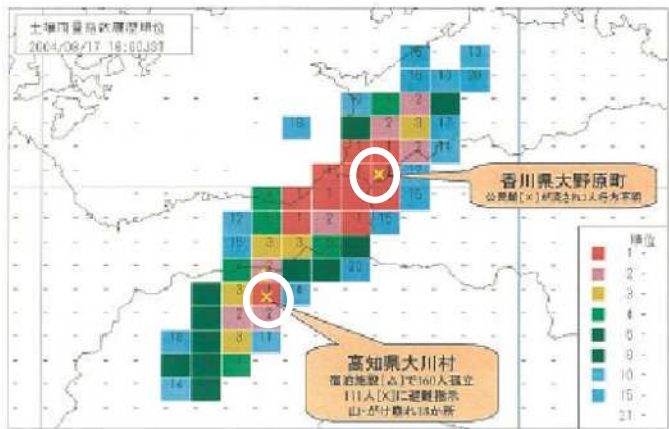


愛媛県新居浜市 土石流により1名死亡



土壌雨量指数履歴順位第1位になると土の中では何が起きるのか？

パイプ流が何か悪さをしているのは想像がつくが、解析で演繹的にシミュレーションできるようになるのは、まだだいぶ先のような気がする。



気象庁 岡田憲治さんの資料

(土木学会斜面工学研究小委員会)

土層構造・強度・水の浸透・せん断破壊

どう関わっている？

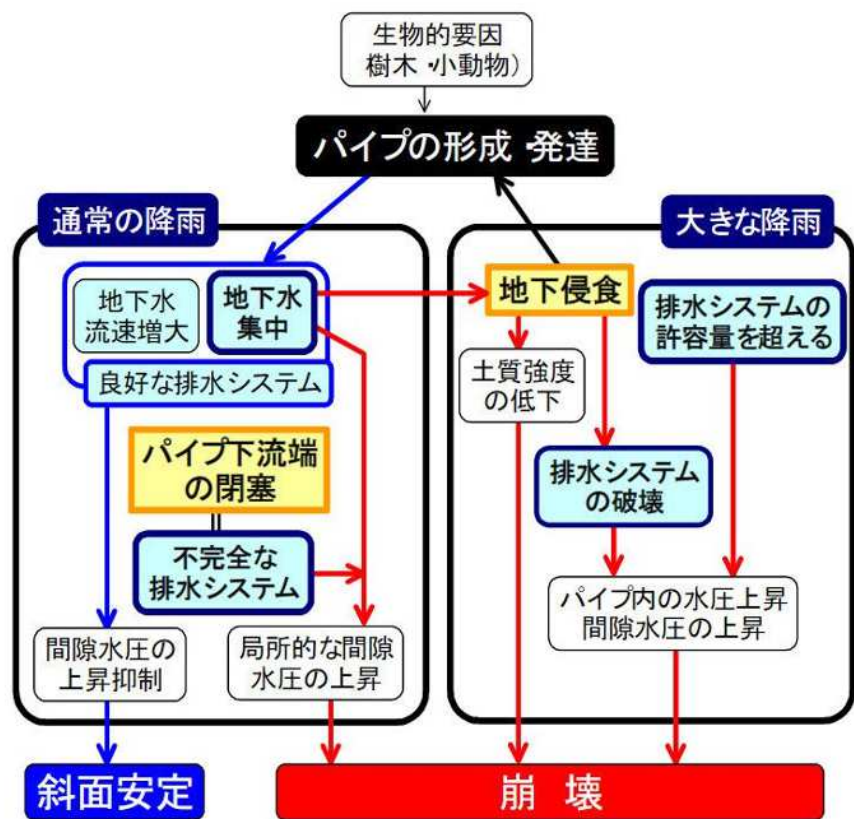


図-7 パイプ形成と斜面崩壊との関係のダイアグラム (内田ら、1996)



見かけは崩壊だが、実は自然の地下水排除工の工事跡では？

3. 斜面技術の目的とは？

- 斜面を崩さないこと・・・そんなの不可能
(**侵食の神様**への冒瀆)
- 特定の斜面が崩壊するのを一定期間(利用期間中)一時的に防止すること



侵食の神様の気持ちで考える

【崩壊の主たる原因=水】 斜面崩壊の原因を排除するのが一番

- 1) 雨を降らなくすること・・・そんなの不可能
- 2) 水圧が発生しないようにすること・・・局所的になら可能
- 3) 一番先に崩れないようにすること・・・2) より容易・安価
→崩れても被害の小さい隣の斜面が先に崩れるのはOK

豪雨災害：2018年7月豪雨災害

兵庫県立神戸
鈴蘭台高等学校

崩壊したのは六甲花崗岩の自然斜面
(斜面下部は切土法面)

豪雨災害：2018年7月豪雨災害

神戸市鈴蘭台高校裏の崩壊の瞬間、間欠的に水が吹き出して崩壊

崩壊の瞬間が撮影されていた：水量と水圧が凄かったように見える





頭部滑落崖の状況

(1) 表層土砂の崩壊である

(2) 集水柵と水路の接合部は落ち葉で閉塞している

→ 水路で集められた雨水は斜面に供給された

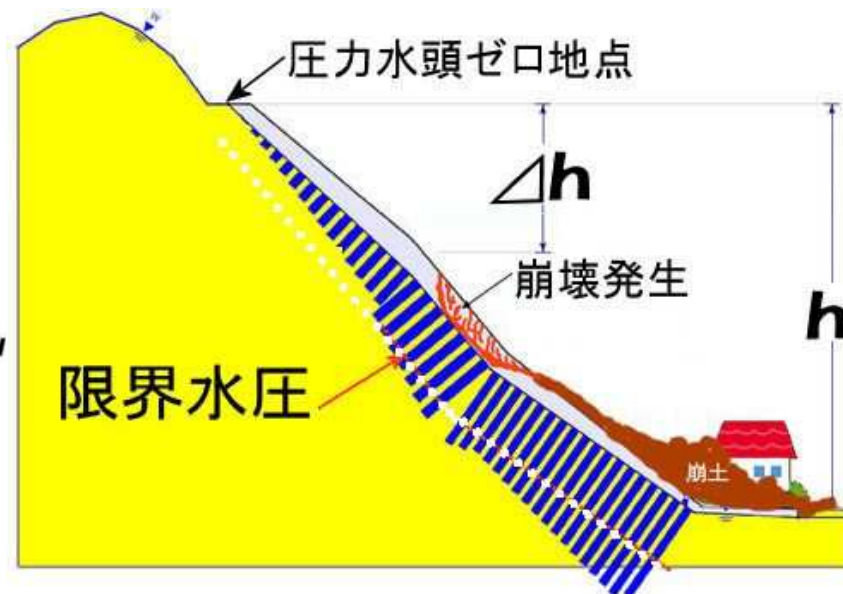
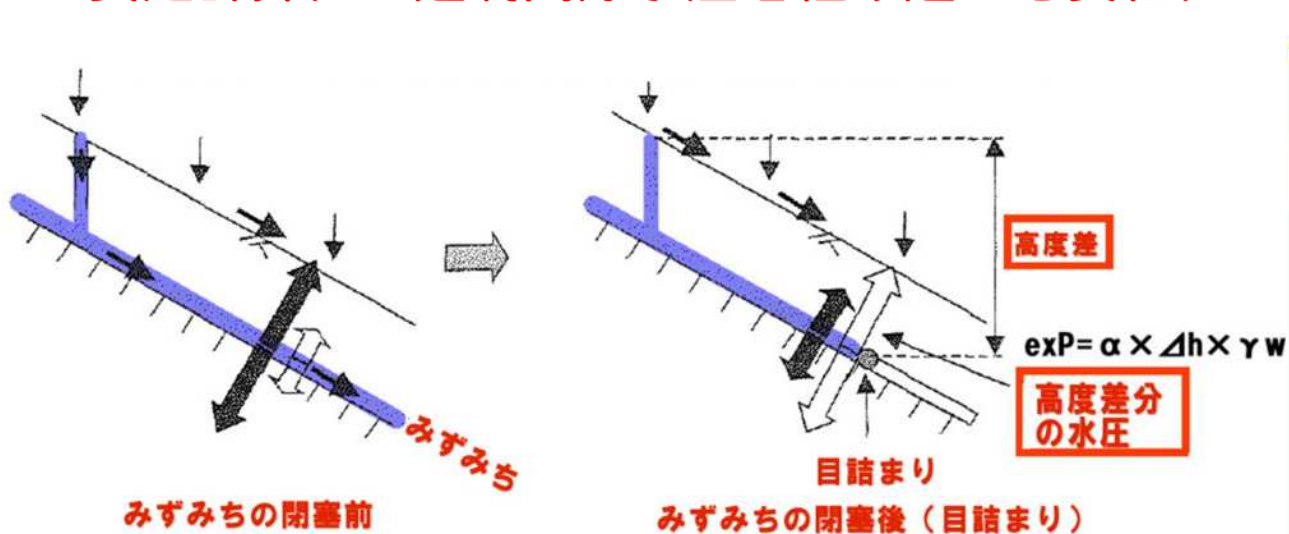
崩壊画像から得られる教訓

(1) 地表水路工からの溢水による水の供給

「法面崩壊の半分は表面排水施設が原因」奥園・下野（2022、日経BP社）より

(2) みずみち（ソイルパイプ）の目詰まり・供給過剰による過剰間隙水圧

安定計算にも過剰間隙水圧を組み込む必要性は？



飯田智之（2012）『技術者に必要な斜面崩壊の知識』
p. 161の図を加筆

太田英将・美馬健二（2017）“ソイルパイプの
過剰間隙水圧を考慮した安定計算法” 13



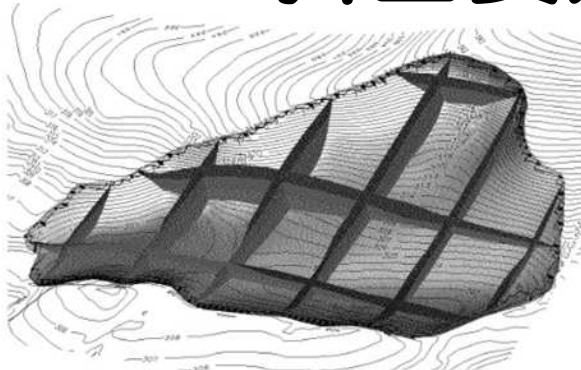
盛土 (残土)

ソイルパイプ

地山

2021年滋賀県湖西道路の残土崩壊 (釜井先生撮影)

4. 斜面安定の順計算の方法論



結論：「地すべり」は問題なく計算できる

図-6 事例の地すべり形状

実測値のみの順算で
 $F_s=1.01$

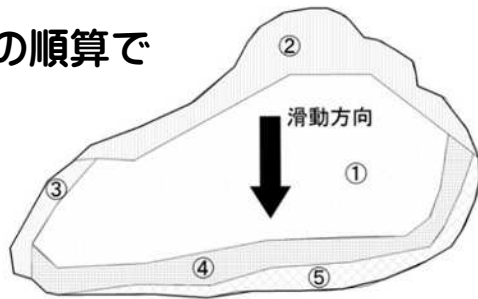


図-7 すべり面の強度区分

①主たる再滑動すべり面：残留強度 ($c'=0\text{kN/m}^2, \phi'=11^\circ$),
 ②頭部引張域：完全軟化強度 ($c'=15\text{kN/m}^2, \phi'=25^\circ$), ③～
 ⑤土工によって新たにできたすべり面：ピーク強度 (③
 $c'=97\text{kN/m}^2, \phi'=18^\circ$) (④ $c'=23\text{kN/m}^2, \phi'=34^\circ$) (⑤
 $c'=15\text{kN/m}^2, \phi'=32^\circ$), 単位体積重量は共通で $\gamma=19\text{kN/m}^3$
 と強度設定した。

(社) 日本地すべり学会関西支部シンポジウム

「実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性」

日 時：平成18年6月2日(金) 10:00～17:00
 場 所：大阪科学技術センター中ホール(大阪市西区靱本町)
 TEL: 06-6443-5324 <http://www.ostec.or.jp/>

----- プログラム -----

- 10:05～11:00 特別講演 「斜面安定解析の現状～研究室と現場のギャップ」
 岐阜大学工学部 八嶋 厚
- 11:00～11:40 話題提供
 (1) 有限要素法・個別要素法による斜面安定解析の現場への適用
 群馬大学工学部 若井 明彦
- 11:40～12:10 (社)日本地すべり学会関西支部総会
- 12:10～13:30 意見交換会
- 13:30～16:00 話題提供(質疑応答含む)
 (2) 逆解析と順解析の適用限界
 (株)阪神コンサルタント 植田 康宏
- (3) 土質試験結果の安定解析への適用
 (有)太田ジオリサーチ 太田 英将
- (4) 神戸層群の三次元斜面安定解析
 応用地質株式会社 中川 渉
- (5) 安定解析における土質試験結果の適用性
 国土防災技術株式会社 真弓 孝之
- (6) 不連続面を有する斜面における数値解析の事例
 日本工営株式会社 倉岡 千郎

地すべりは愚直に計算すれば順算できる

いつも動いている場所：残留強度
 時々動いている場所：完全軟化強度
 初めてせん断破壊する場所：ピーク強度
 これに3次元地下水位面があれば十分

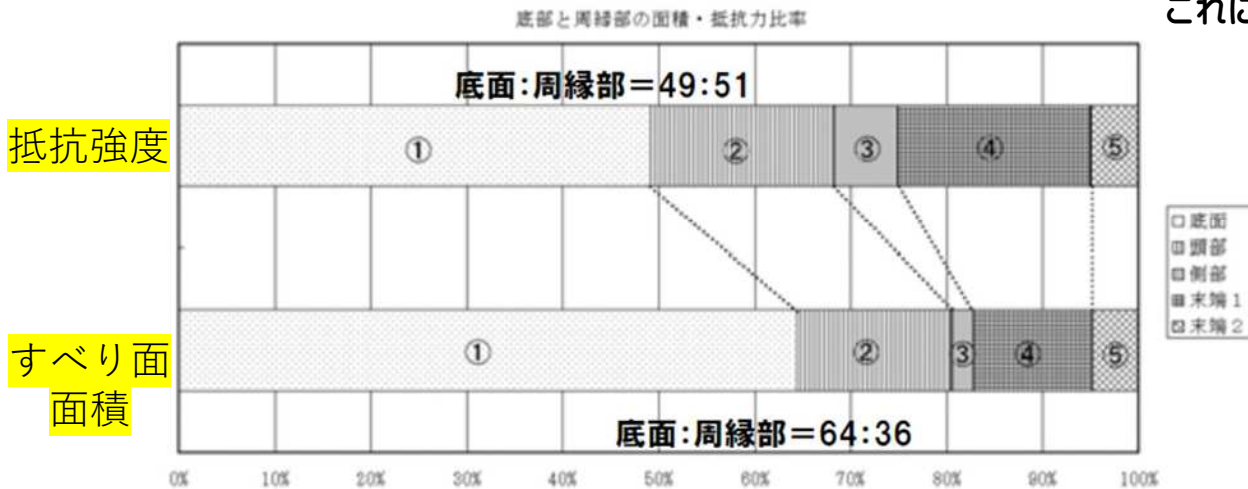


図-8 各部の抵抗力と面積が全体に占める割合

番号は図-7の各部位に対応する。強度の弱い箇所は面積ほどに抵抗力をもたず、強度の強い箇所は、面積が小さくても抵抗力は大きいことを示している

**周縁部強度を組み込まないと順算はできないが
 組み込めば「何のヒネリも不要」
 → 2次元法では順計算は不可能**

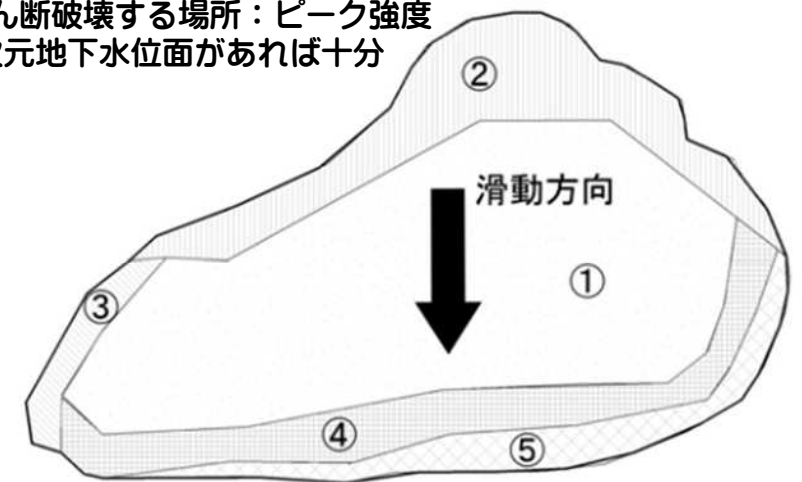


図-7 すべり面の強度区分

①主たる再滑動すべり面：残留強度 ($c'=0\text{kN/m}^2, \phi'=11^\circ$),
 ②頭部引張域：完全軟化強度 ($c'=15\text{kN/m}^2, \phi'=25^\circ$), ③～
 ⑤土工によって新たにできたすべり面：ピーク強度 (③
 $c'=97\text{kN/m}^2, \phi'=18^\circ$) (④ $c'=23\text{kN/m}^2, \phi'=34^\circ$) (⑤
 $c'=15\text{kN/m}^2, \phi'=32^\circ$), 単位体積重量は共通で $\gamma=19\text{kN/m}^3$
 と強度設定した。

5. 表層崩壊の瞬間の水圧

- 表層崩壊は、地すべりほど単純ではなかった
- 同一土層強度で十分幅が広いので2次元解析で近似可能のハズだが
- 再現計算をして、地表まで地下水位を上昇させても
安全率 $F_s < 1.00$ とならない . . . 崩れているのに計算では崩れない
→ 実測値でないのは地下水位（間隙水圧）のみ

$$\text{安全率 } F_s = \frac{\text{抵抗強度}}{\text{滑動力}} = \frac{(W \cos \theta - U) \tan \phi + cl}{W \sin \theta}$$

<既知の値> W : 土塊荷重、 θ : すべり面角度、 l : すべり面長、

<未知の値> ϕ : 内部摩擦核、 c : 粘着力、 U : 水圧

不静定式 . . . 解けない問題

$c \cdot \phi \cdot \gamma$ が既知になったら、
崩壊地 ($F_s = 0.99$) では、未知数が水圧 U だけになる → 静定式化



$c \cdot \phi$ が簡単に計測できれば
解けるじゃないか！

5.1 土層強度検査棒の発明（土研）

- 1990年代後半 応用地質学会の斜面工学研究委員会でハザードマップ（災害予測マップの意味で）が創れるかどうかを議論した（WG長は土研の佐々木靖人さん）。その結果、**表層崩壊に関しては、作成不能という答え**になった（2000年）。
- その理由は、**土層深の分布も、土の $c \cdot \phi \cdot \gamma$ の情報もなく、外形だけの情報から危険度予測は不可能**だから、ということだった。
- 2002年に土木研究所（佐々木靖人さん）が、手軽に $c \cdot \phi$ を計測できる土層強度検査棒を発明した。

土層強度検査棒の計測

土検棒の構成



土検棒の構成 (5mで4.5kg)



先端コーン
上が羽根付き
コーン (ベ
ンコーン)
下が通常
のコーン (円錐
コーン)



試験実施状況



限界貫入深度試験

土層深度



ベーンコーン強度試験

粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ

土層強度等（ $c \cdot \phi \cdot \gamma$ ）の実測風景



土層強度検査棒（Soil Strength Probe）

土層厚計測（限界貫入試験）と強度試験（ベーン試験）
ベーン試験では、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ が同時に実測
できる。横からでも斜めからでも計測可能。

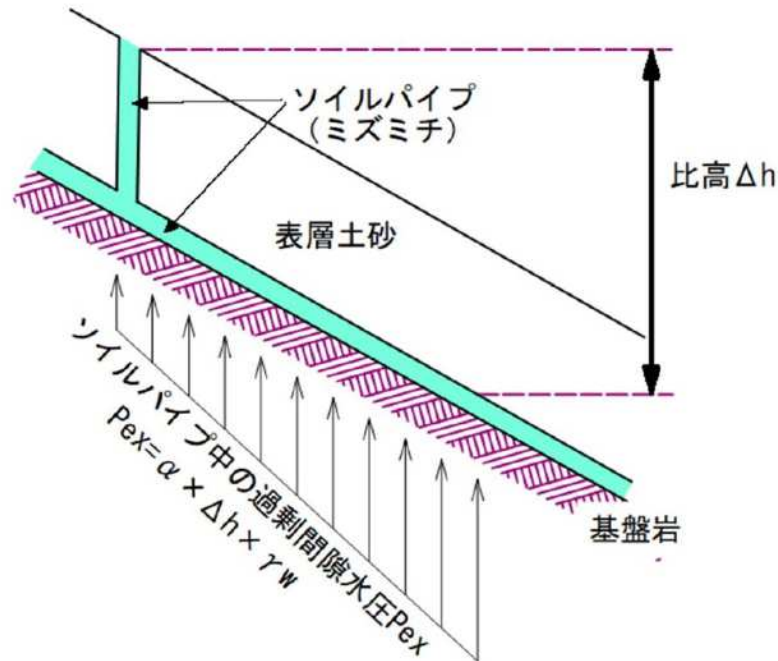


コアサンプラーDIK-1621
円筒1個タイプは安価

単位体積重量 γ を実測

5.2 崩壊の瞬間の水圧の算定方法

Excess Pore Pressure = $\Delta h \times \gamma_w \times B\text{-bar} (\alpha)$
 過剰間隙水圧



α : 過剰間隙水圧比 (0~1)
 γ_w : 水の単位体積重量

図5 過剰間隙水圧の計算モデル
 (飯田智之(2012)⁵⁾の図を基に作成)

崩壊の再現計算を行う

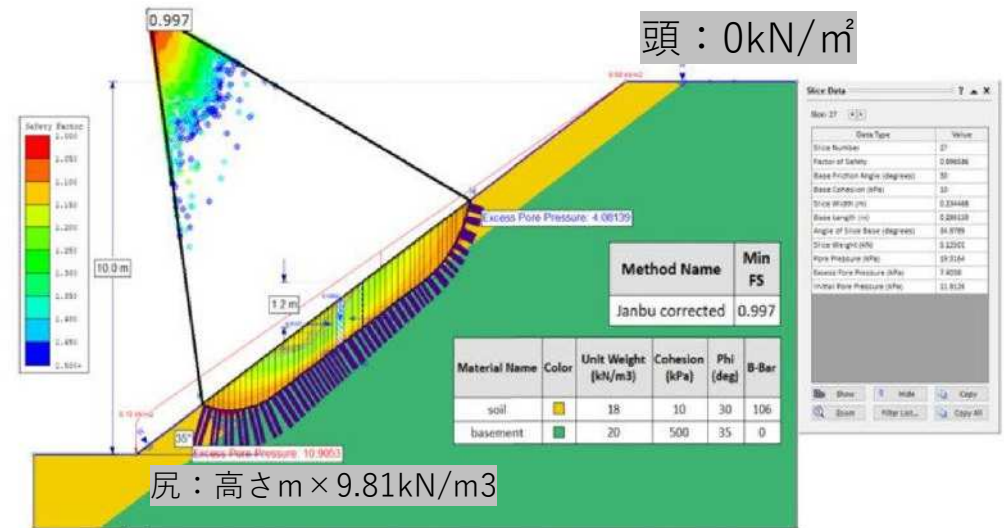


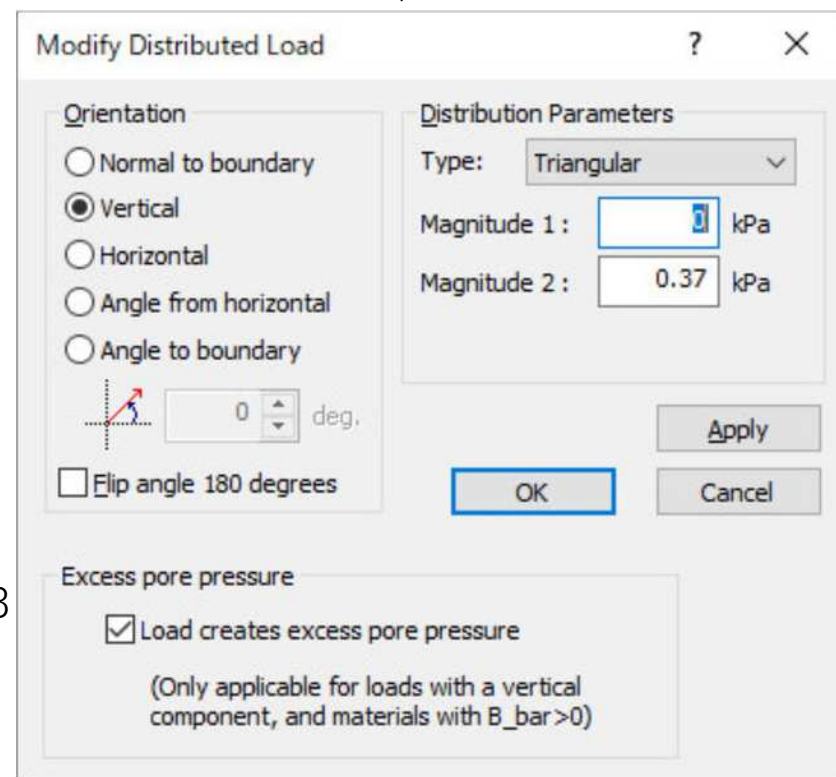
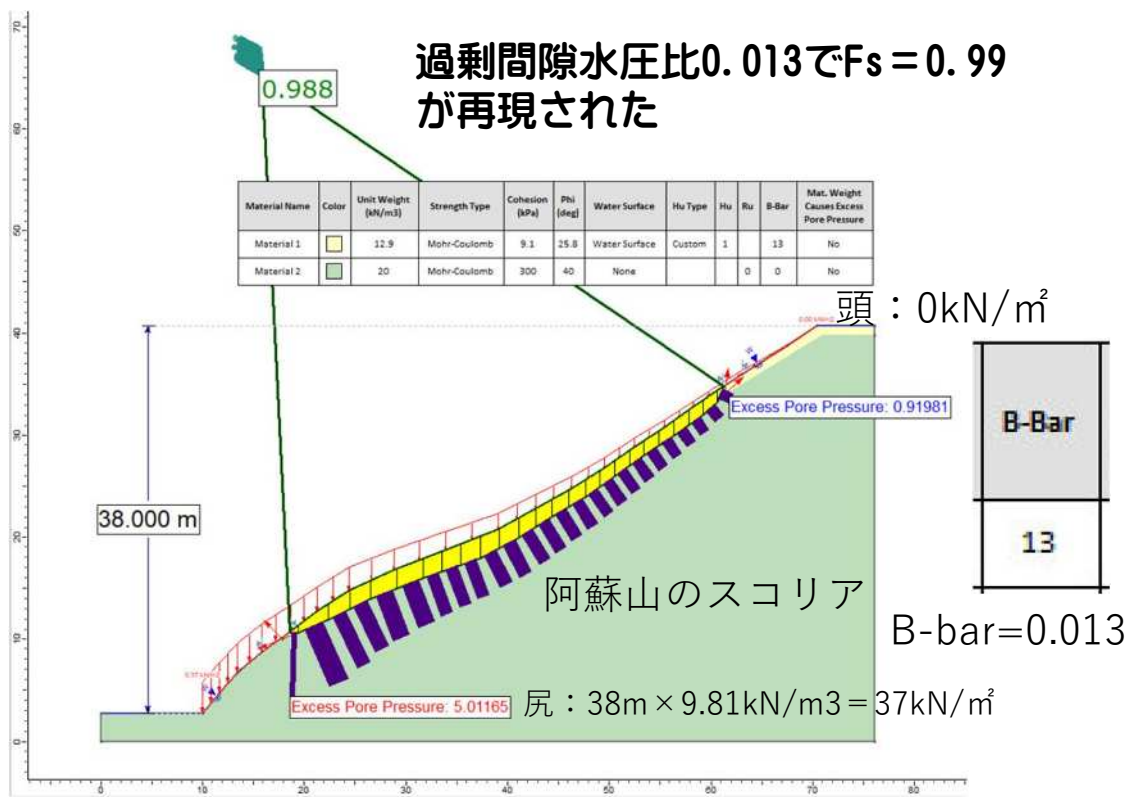
図-1 過剰間隙水圧を発生させてFs=0.99を逆算する

地表まで満水にして計算してもFs>1.00なら
 過剰間隙水圧を計算に組み込む

崩壊の再現とはFs=0.99の再現のこと

$$\text{Excess Pore Pressure} = \Delta h \times \gamma_w \times B\text{-bar}$$

Rocscience社 Slide2



急速荷重で発生する過剰間隙水圧の機能を流用する

上載荷重を1/1000とし、過剰間隙水圧比を1000倍する

たくさん再現すると平均値がわかる

$$\text{Excess Pore Pressure} = \Delta h \times \gamma_w \times B\text{-bar}$$

過剰間隙水圧比0.107でFs = 0.99
が再現された

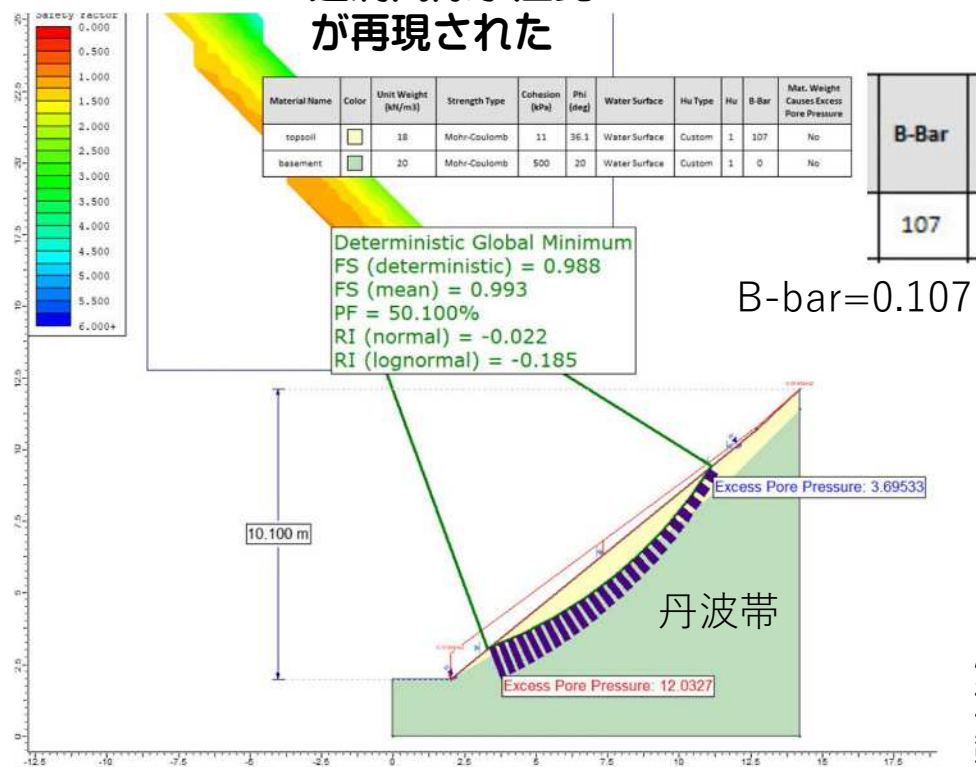


表1 崩壊地で再現した過剰間隙水圧比 α

基盤地質	α _{B-bar}	γ	c	φ	θ
相生層群	0.355	18.0	10.4	26.6	19°
三浦層群	0.298	17.0	18.7	11.5	30°
相生層群	0.163	18.0	10.4	26.6	32°
丹波帯	0.107	18.0	11.0	36.1	35°
三波川帯	0.094	18.6	11.0	29.8	33°
阿蘇山	0.013	12.9	9.1	25.8	25°
伊豆大島	0.004	13.1	10.0	12.6	37°

α : 過剰間隙水圧比, γ : 単位体積重量 (kN/m³),
 c : 粘着力 (kN/m²), φ : せん断抵抗角 (deg),
 θ : 斜面傾斜角 (deg)

崩壊実績としては
 過剰間隙水圧比 = 0.15程度が平均値
 範囲は0~0.3くらい

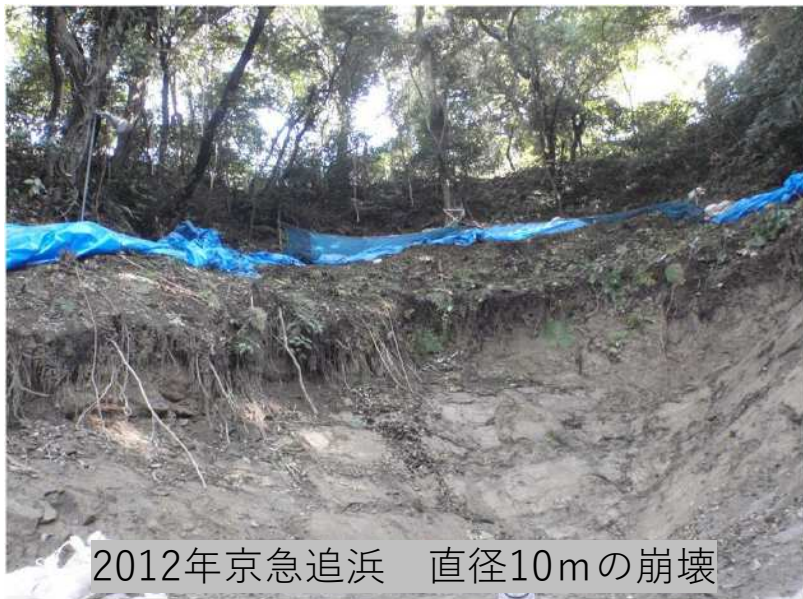
➡ 予防計算に使う

よくわからないが、B-barは日本の雨の継続時間・量・地形の耐力などのバランスで決まるのでは？

過剰間隙水圧で崩壊した跡



2010年庄原水害 直径10mの崩壊



2012年京急追浜 直径10mの崩壊



2003年 菱刈町 100tの岩塊を横に吹き飛ばした



2004年 中越地震時の崩壊背面にできたφ2mの穴

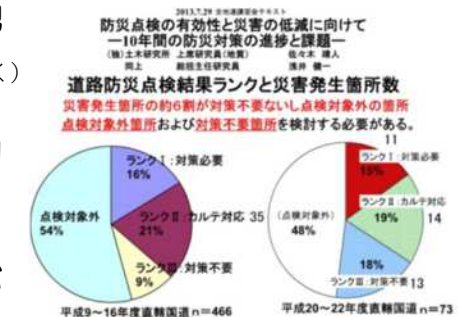
静水圧でできた穴ではない

5.3 表層崩壊とは何か？

1. 表層土砂は地表面まで水位（静水圧）が上昇したくらいでは簡単には崩壊しない。
2. 土壌雨量指数履歴順位第一位相当の雨とは、その地域で自然が形成した地下水排除パイプ網の排水能力を超える雨のことである。
3. 記録的豪雨が終わりなく続けば、過剰間隙水圧比がどんどん上昇し、最終的に崩壊（ $F_s < 1.0$ ）に至る。だが、多くの場合、**そうなる前に雨は止む**。そして、崩壊せずにパイプ網の形成が促進される。
4. 過剰間隙水圧が上昇するには、一定の比高が必要なので、**尾根部や、既存崩壊跡に崩壊は起きない**。
5. 隣接斜面が崩壊すると、その崩壊は**自然が作った過剰間隙水圧消散工**となるため、崩壊地に近い斜面は急速に安定化する。崩壊箇所が断続的になり連続しない理由である。（地震は除く）
6. 表層崩壊の深さには統計上最頻値がある。過剰間隙水圧によって内部摩擦角起源の抵抗力がゼロになったときに粘着力だけで維持できる高さ**と、崩壊深さはほぼ同じ**である。
7. 過剰間隙水圧が消散される構造があると、その斜面は崩れにくいわけだから、小崩壊跡が多い斜面は崩れにくい。**斜面防災点検マニュアルと正反対**の評価になる。この真偽は若い技術者たちが今後も確かめてほしい。



見かけは崩壊だが、実は自然の地下水排除工の工事跡では？



崩壊跡は、実は自然の地下水排除工なので安全指標のはず

崩壊深は粘着力 c のみで自立する高さのこと

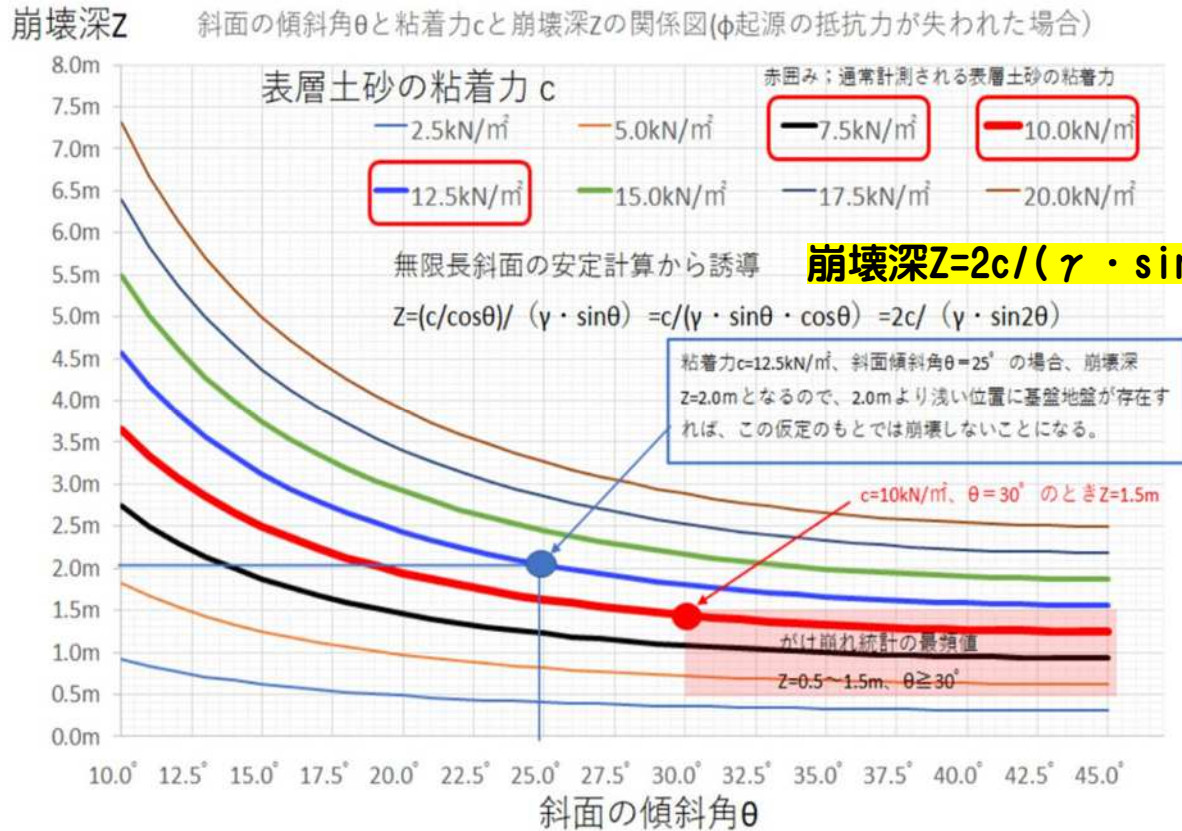
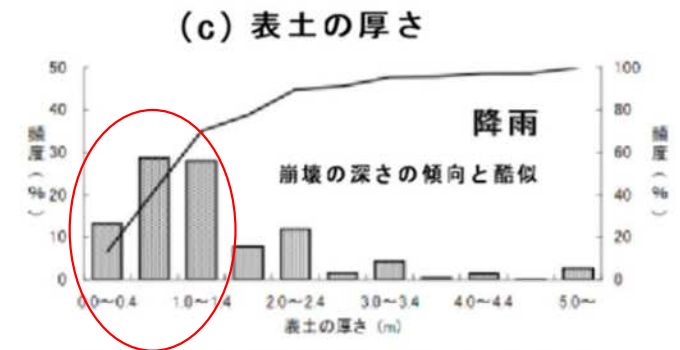


図 2-12 斜面傾斜角 θ ・粘着力 c と崩壊深との関係図 (単位体積重量 $\gamma = 16\text{kN/m}^3$)

粘着力 c を計測し、崩壊深 Z より土層厚が薄ければ、そこはまだ崩れにくいと言える。

**c = 10kN/m²程度だと
θ ≧ 30° では1.0~1.5m程度になる**



土層強度検査棒研究会
<http://dokenbo.org/>
の「手引書」の中にも記載しています。

5.4 表層土砂とは何か？

- 表層土砂は、基盤岩が風化してできているものだと思い込んでいた。しかし、多くの場所でドケンボウで強度計測すると、似たり寄ったりの強度になることが多かった。
- どうも表層土砂の多くは風成層のようである。

同じような土だからこそ「形状比」があるのかもしれない



図7 古墳は竣工時には葺石で覆われている



図8 表層土砂の正体は風成層？⁹⁾



6. 合理的な表層崩壊対策工

全国の斜面の土砂災害警戒区域指定が一通り終わった。その瞬間に、次の二ーズが社会に発生した。

1. 自治体等の所有地（公園課などが管理する緑地など）が土砂災害警戒区域に指定されたとき、その斜面の安定度評価を行い、**必要に応じて**対策工を施工する二ーズ
2. 土砂災害警戒区域に指定された崖の下に住む住民から、崖地の所有者（民地）に対して、**斜面の安定性の問い合わせ**と、対策工施工の二ーズ

危険性の評価
対策工の必要性



高価な対策は無理
安価で効果的な対策



損賠賠償に対する
リスクヘッジ

6.1. 崩壊の瞬間の水圧を作用させない

- 「**侵食の神様**」の**武器**は「**水圧**」だから、その武器を一時的に無力化すれば合理的で安価な対策ができる
- 要するに、地中に大きな過剰間隙水圧が発生しないようコントロールすればよい（**穴が開いた風船は破裂しない**）

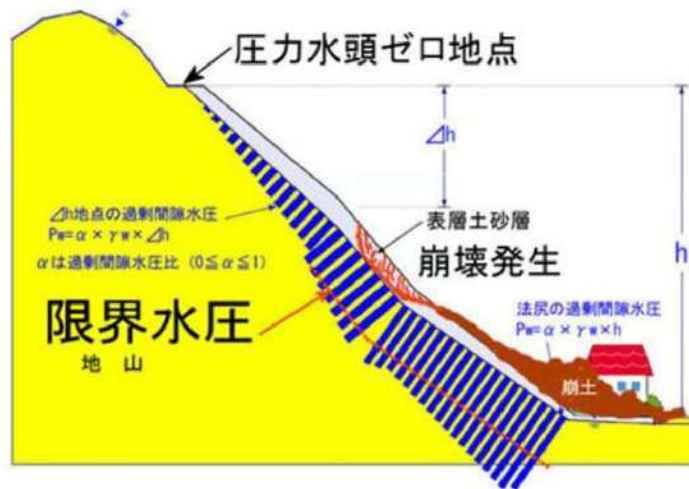


図-1 過剰間隙水圧による崩壊イメージ³⁾

比高 Δh が大きくなるほどソイルパイプ由来の過剰間隙水圧が大きくなる

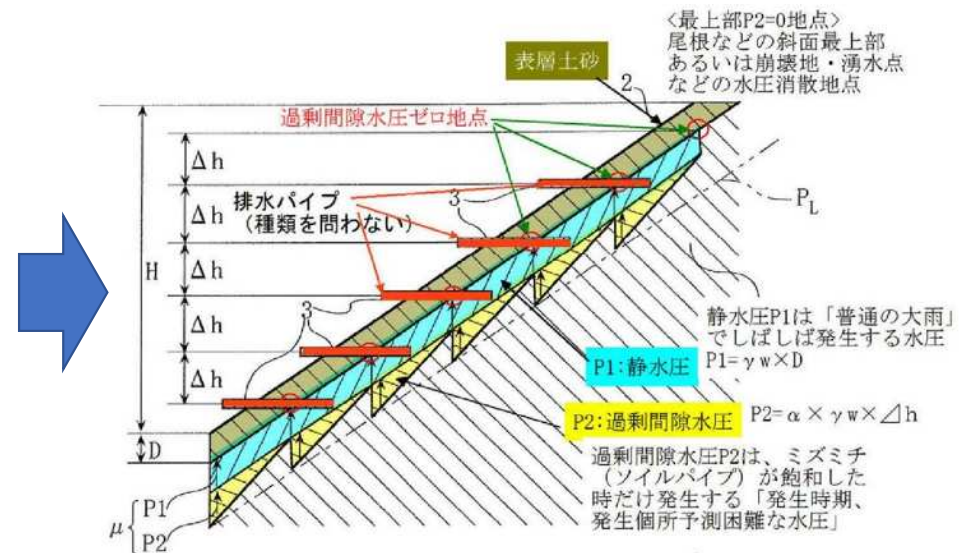


図-2 過剰間隙水圧を排水パイプにより消散させる工法の概念図⁴⁾

総水圧 $P = \text{静水圧 } P1 + \text{過剰間隙水圧 } P2$ として安定計算を行う。排水パイプ位置では過剰間隙水圧 $P2$ がいったんゼロにリセットされるが、静水圧 $P1$ は不変とする。

対策事例（斉藤迪孝氏考案の排水パイプ）



図 10 北海道での施工事例（道路法面）



図 11 横浜市での施工事例（YZ 民間斜面）

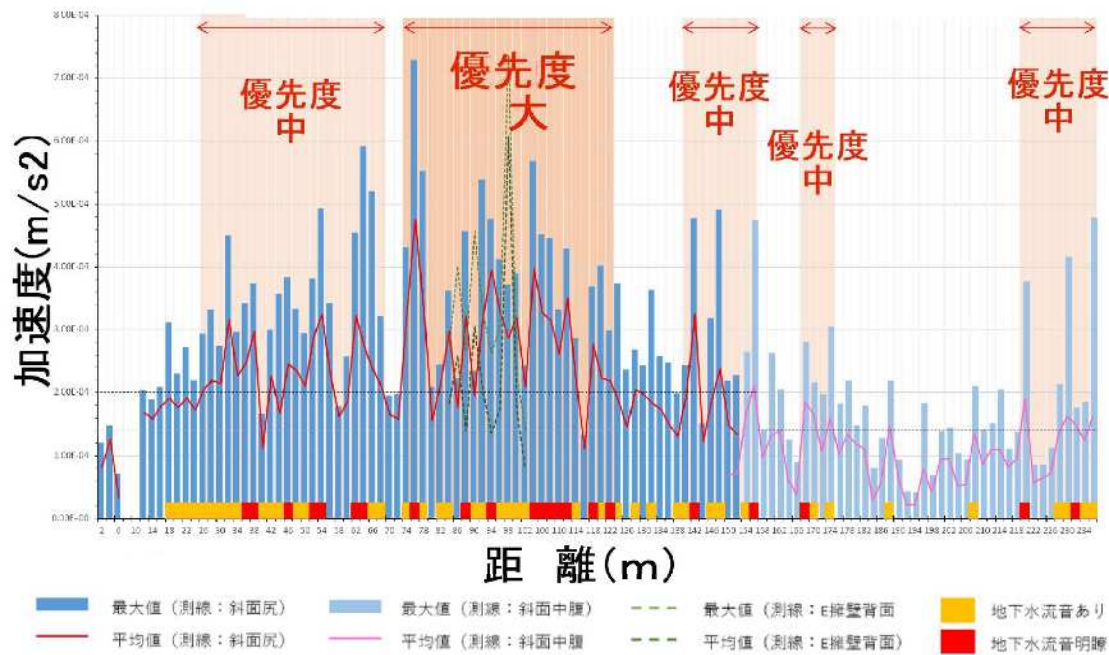
東海道新幹線に100万本以上打設、そのほかの重要路線にも多数打設、表層崩壊箇所無し
静水圧排除ではこの効果は説明できない（地下水位観測すると降雨時には地表面まで水位上昇する）

6.2 斜面上で最も先に崩壊する場所

- 崩れては困る斜面は、その斜面に対策をすることだけでなく、隣の斜面が先に崩壊したら、水圧が抜けて崩れなくなるなど、いろいろな側面に対策を考える。
- 少し崩壊に対する耐力に下駄をはかせ、周辺より少し安全性を高めるために、プチ地下水排除をするという手段もある。（**気候変動分だけ下駄をはかせる**という手もある）
- 要するに、一番最初に崩壊せず隣が先に崩れるなら、その**隣の崩壊が対策工の代わりになる**ので斜面对策不要になるということ。（・・・実際には怖い選択だけど）

ミズミチの集中箇所は一番先に崩れる

7.2 対策優先順位の決定法も同じ



地中音探査でのミズミチ探し
(多田泰之さんの研究成果の活用)

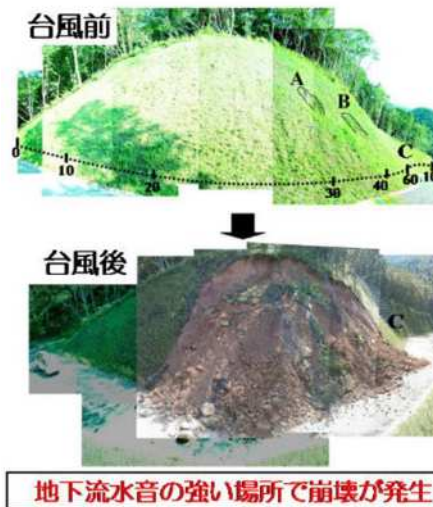


写真2 台風前後の林道法面の様子

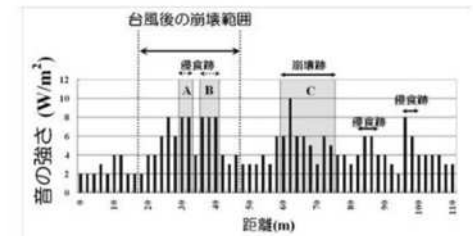


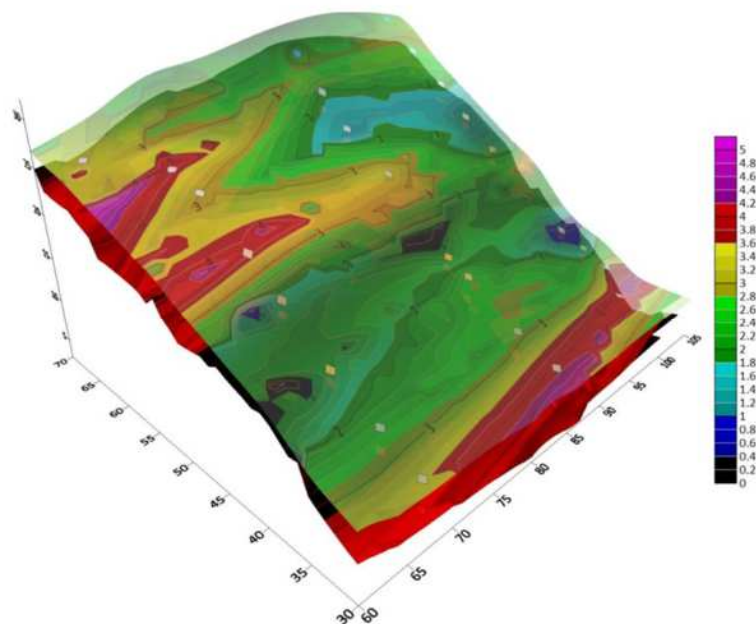
図4 台風前に測定した地下流水音の分布



写真3 開発した普及型装置

3D安定計算で一番先の場所を探す

対象斜面が一番先に崩れることがないなら無対策の選択肢もある



土層深等高線図

ドケンボウ限界貫入深度試験と SurferだけでCIMができる

太田・美馬・川浪（2022）：CIM時代の3D急傾斜地調査・解析方法、日本地すべり学会研究発表会

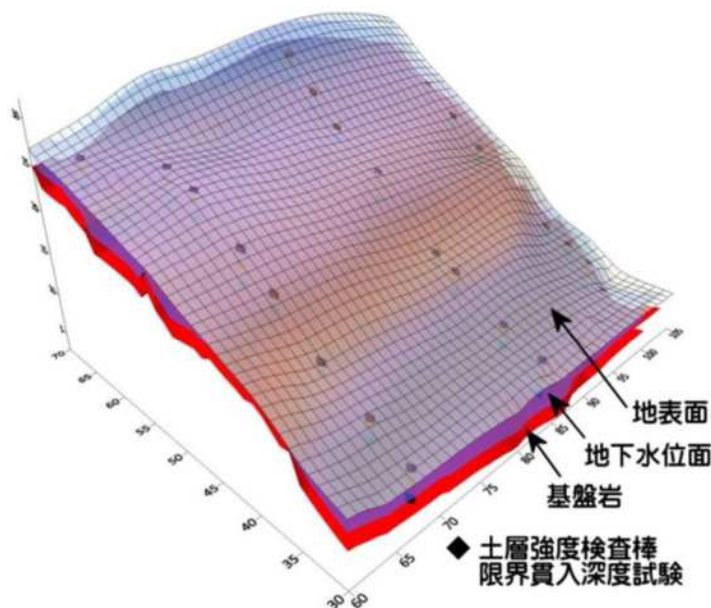
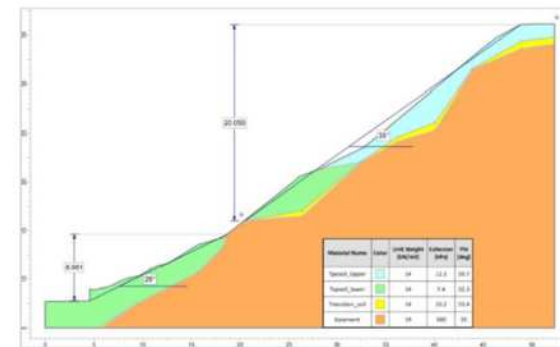


図2 地下水面の設定図

基岩面DEM = 地表面DEM - 層厚

地下水面DEM = 基岩面DEM + 水位上昇高

これに $c \cdot \phi \cdot \gamma$ 情報を加えれば...



2次元断面の切り出し

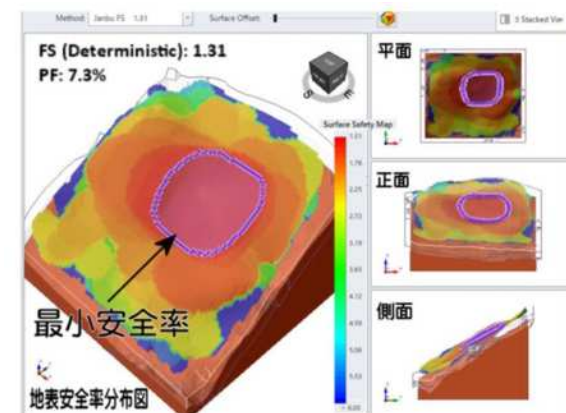


図3 3次元安定解析結果例

Fs: 安全率 (確定論的), PF: 崩壊確率 (%)

一気に3次元安定解析までもってこれる

Rocsience社 Slide3

7. 実務上の「越えなければならないこと」

- 土砂災害警戒区域での斜面安定度評価、対策工設計・施工というニーズは、今確実に存在している。
- しかし、ここまで紹介した方法論で解析するだけでは、**技術者側にリスクが大きすぎて実用的ではない。**
- 一般に民間の維持保全業務は**低予算・短工期**である。しかし調査・解析・設計したものが、安全評価予想に反して**崩れた場合、損害賠償という大きなリスク**にさらされることになる。ここが技術基準が担保となる公共事業との大きな違いで、結果責任はむしろ民間の維持保全業務の方が大きい。このような「割の合わない」ことを誰もしたがない。
- この問題解決のためには、**技術者に損害賠償リスクが及びにくい方法論**を使う必要がある。

7.1 確定論的解析から確率論的解析へ

表 2 信頼設計法のレベル

閾 値	設計水準	性能照査方式	評価パラメータ
$F_s=1.0$	レベル 3 信頼設計法	$P_{fr} \geq P_f$	破壊確率 ($F_s < 1.0$ と なる頻度)
$F_s=1.0$	レベル 2 信頼設計法	$\beta_T \geq \beta$	信頼性指標 ($F_s=1.0$ と平均 F_s との離れ)
$F_s=1.0(?)$	レベル 1 信頼設計法	$R_d \geq S_d$	部分係数を用いた設 計用値 (Eurocod7)
$F_{sp}=1.2, 1.5$ など	仕様規定 設計法	$F_s \geq F_{sp}$	計画安全率を用いた 仕様規定
P_{fr} : 破壊確率の目標値、 P_f : 破壊確率 β_T : 目標信頼性指標、 β : 信頼性指標 R_d : 限界値の設計用値、 S_d : 応答値の設計用値 F_{sp} : 計画安全率、 F_s : 安全率			

世界のトレンド (確率論)

ヨーロッパの(?)やり方

日本の公共事業のやり方 (確定論)

確率論のいいところは

- ・ 「絶対の安全評価」が無いこと
- ・ 技術者は評価を依頼者に言うだけ
- ・ 対策の要否は依頼者が決める

損害賠償リスクの回避

(榎田充哉 (2022) ¹⁴⁾ の資料を基に作成)

確率解析の方法論

レベル3信頼設計法

破壊確率PF (Probability of Failure)

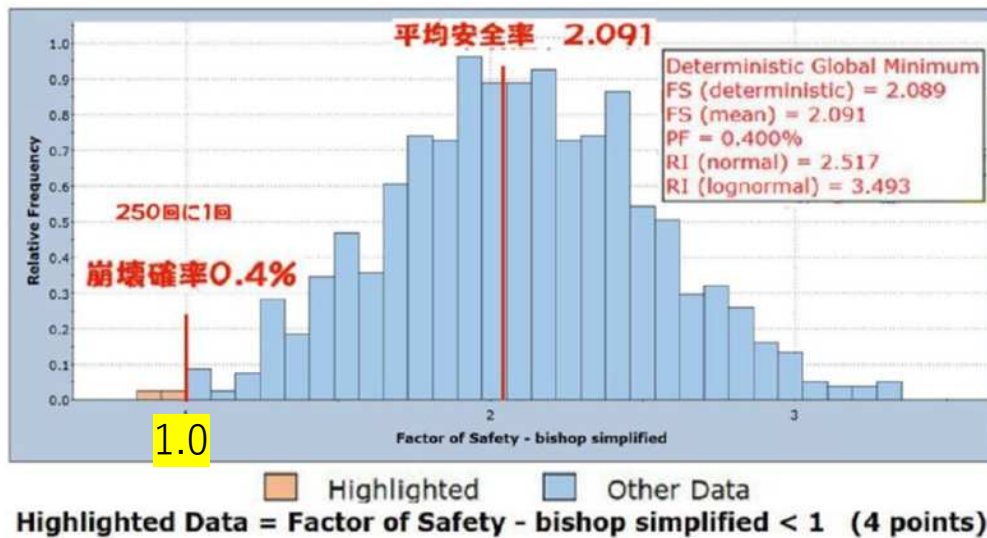


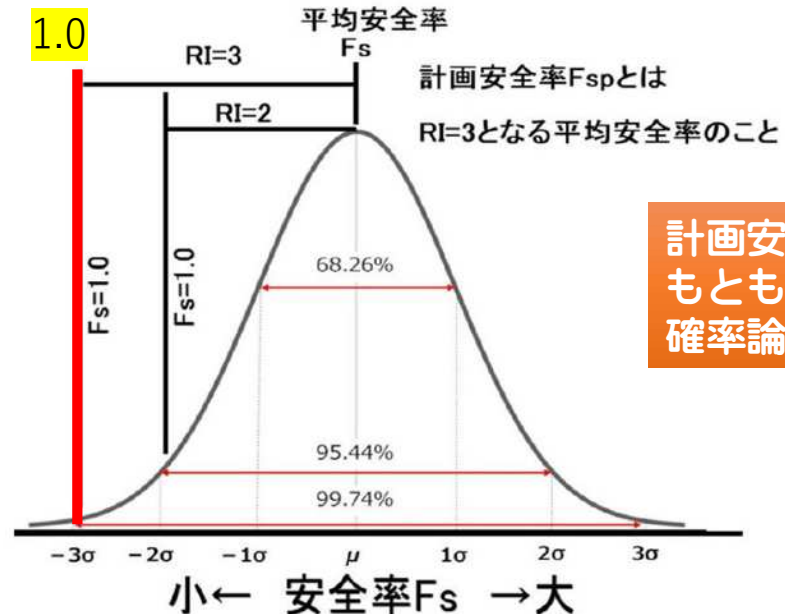
図 14 崩壊確率 (PF) の考え方

この例では平均安全率 $F_s=2.1$ だが、崩壊確率が $PF=0.4\%$ あることを示している (RI は 2.5)

土質パラメータ等のばらつきが大きいとこうなる

レベル2信頼設計法

信頼性指標RI (Reliability Index)



計画安全率は
 もともと
 確率論的

図 15 信頼性指標 RI の考え方

平均安全率が閾値の $F_s=1.0$ と標準偏差 σ の何倍の離れがあるかを示す指標

計画安全率の思想と同じ

確率解析機能のないソフトで確率解析する方法

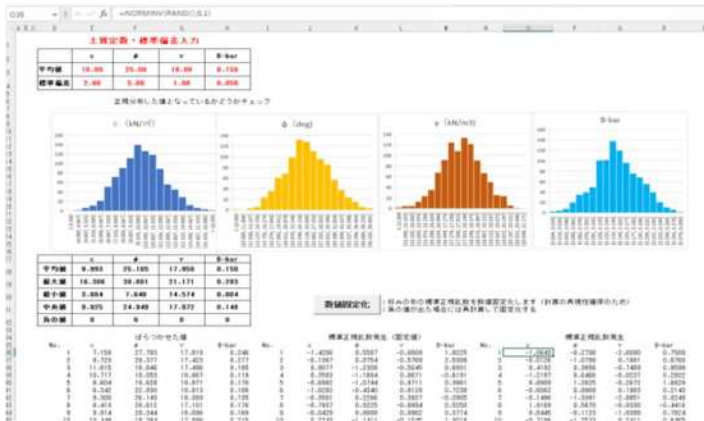
キーワードは「正規乱数」、エクセルだと=NORMINV(RAND(), 平均値, 標準偏差)
例：平均0、標準偏差1で正規分布する乱数は次のようにする。

=NORMINV(RAND(), 0, 1)

土質定数・標準偏差入力

	c	ϕ	γ	B-bar
平均値	10.00	25.00	18.00	0.150
標準偏差	2.00	5.00	1.00	0.050

一例



- ①正規乱数を発生させ
- ②パラメータをばらつかせ
- ③1000回の計算をする
- ④Fs<1.0となる頻度をリストアップ

	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA
【解析結果】	平均安全率Fs		標準偏差 σ		崩壊確率PF		信頼性指数RI			
静水圧のみ	1.272		0.205		9.4%		1.33			
静水圧+過剰間隙水圧	1.027		0.194		45.2%		0.14			

AG20 計算開始

No. 1000 7.318 23.425 16.89 0.164

計算No.	c	ϕ	γ	B-bar	計算結果	平均安全率Fs	標準偏差 σ	崩壊確率PF	信頼性指数RI
1	10.000	25.000	18.000	0.150	静水圧のみ	1.272	0.205	9.4%	1.33
2	10.000	25.000	18.000	0.150	静水圧+過剰間隙水圧	1.027	0.194	45.2%	0.14

【計算結果】

平均値	標準偏差	崩壊確率	信頼性指数
1.272	0.205	9.4%	1.33
1.027	0.194	45.2%	0.14

【平均値】
B-bar: 過剰間隙水圧比 : $z_h \times \gamma_w - B\text{-bar}$ が過剰間隙水圧になる
PF: Probability of Failure 崩壊確率 : (Fs<1.0の回数) / 全回数 * 100%
RI: Reliability Index 信頼性指数 : (平均安全率-1) / 標準偏差 * 10 / 3 で安全
PFはFs<1.0となる確率(%), RIはFs=1.0と平均安全率との離れ(σの何倍か)

【解析結果詳細】
解析開始番号 1
解析終了番号 1000

平均値 1.272 0.205
標準偏差 0.205 0.194
-1.0 94 452
全体数 1000 1000

実施例

限界貫入深度試験で土層深を
ベーンコーン強度試験で $c \cdot \phi$ を実測

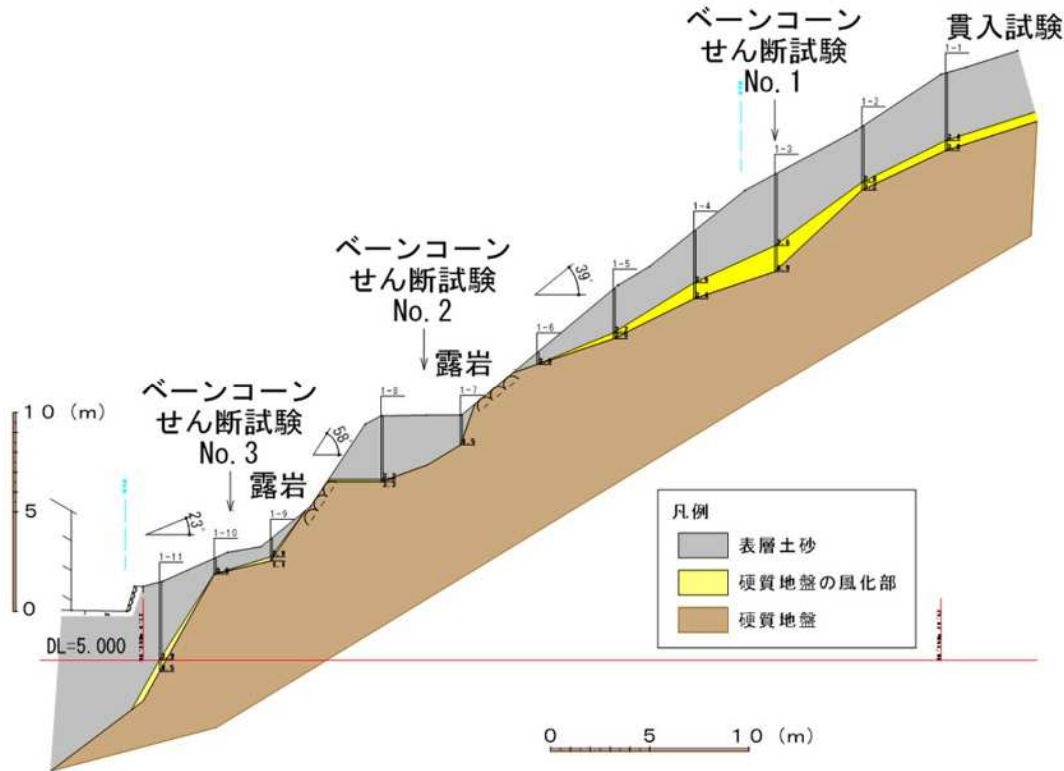


表 2.4.1 地盤定数一覧表

土層名	記号	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kPa)	内部摩擦 角 ϕ (°)	過剰間隙 水圧比 B-bar	備考
上部表土 ※1	Topsoil_Upper	14	12.3 (2.6)	39.7 (4.1)	— 0.15 (0.05)	記録的 大雨時
下部表土 ※1	Topsoil_Lower	14	7.4 (2.1)	32.3 (2.0)	— 0.15 (0.05)	記録的 大雨時
盛土層 (表土) ※1	Topsoil_Morido	14	11.2 (3.1)	23.3 (3.3)	— 0.15 (0.05)	地山風 化部 記録的 大雨時
硬質地盤の 風化部※2	Transition_soil	14	20.2※2	33.4※2		地山
硬質地盤 (不動層)	Basement	19	500※3	35※3	—	地山

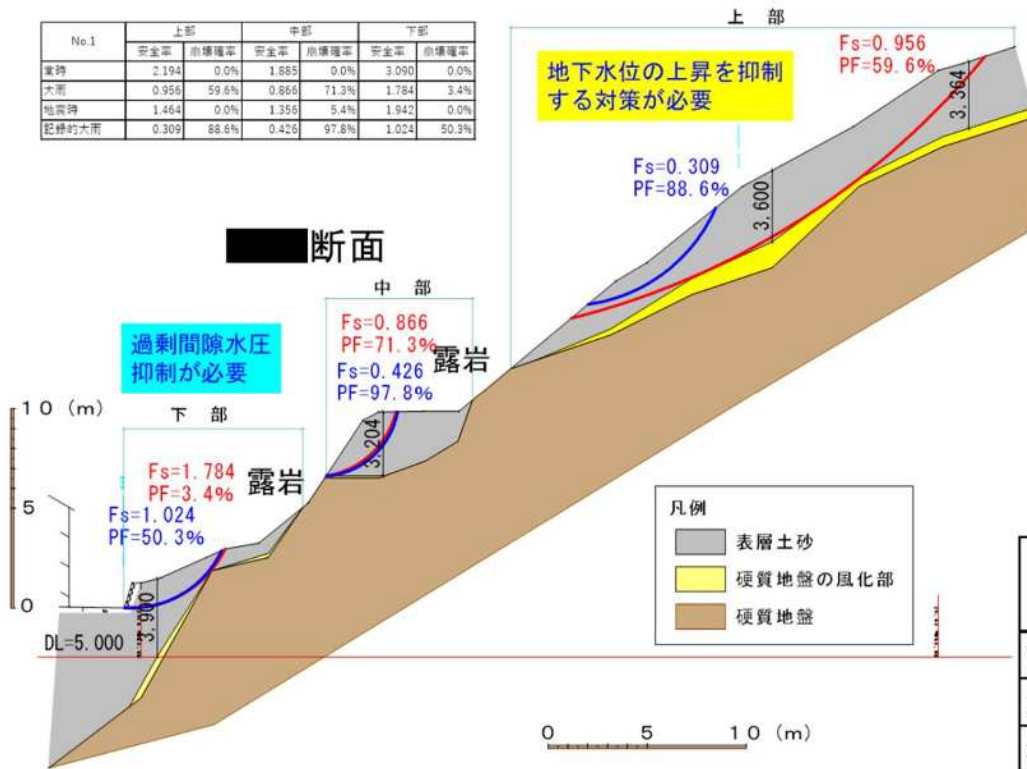
※1) 表土層の()内は、標準偏差 σ ($-3\sigma \sim +3\sigma$ を正規分布でばらつくものとする)
 ※2) 硬質地盤の風化部は、計測していないので不明であるが、内部摩擦角 ϕ は大きく変化せず、粘着力 c の違いと考え、表層土砂全体の平均値 (c, ϕ) = (10.1, 33.4) のうち、粘着力 c を 2 倍の値としている (実際の強度より小さめと考えられる)。
 ※3) 地山は「不動層」と評価し、大きな強度を設定した。

(常時・) 大雨・地震・記録的大雨

安定計算

計算ケース

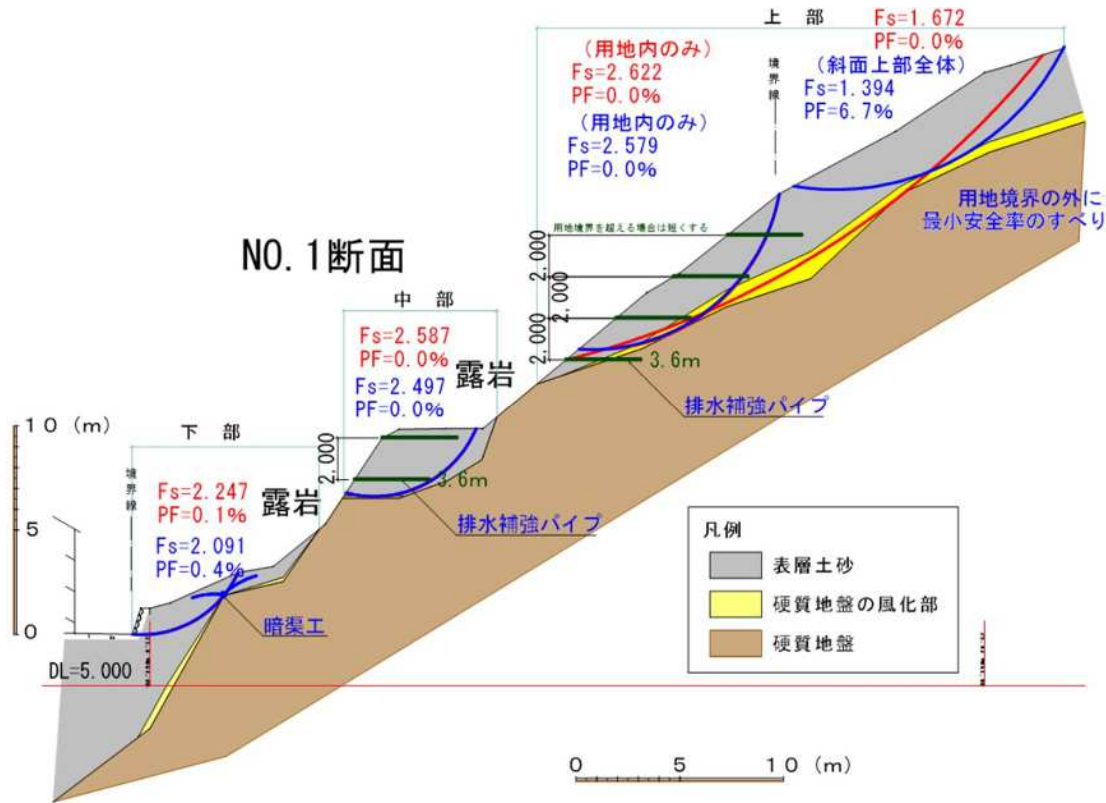
- ①年に1~2回ある大雨
地下水位(静水圧)を地表に一致させる
- ②大地震
kh=0.25
- ③記録的大雨(土壤雨量指数履歴順位第一位相当)
静水圧に加えて過剰間隙水圧発生
平均 \bar{B} (α) = 0.15、標準偏差 σ = 0.05
(データが増えれば変更あり。技術基準での固定化に馴染まない)



赤色のすべり面、計算結果は地表まで地下水位が上昇したケース
青色のすべり面、計算結果は地中に過剰間隙水圧が発生したケース

 依頼者が対策をする意思決定した

対策工の設計と対策後の崩壊確率



上段（黒）：対策ナシ、下段（赤）：対策あり

	上部		中部		下部	
	安全率	崩壊確率	安全率	崩壊確率	安全率	崩壊確率
大雨（満水）	0.956	59.6%	0.866	71.3%	1.784	3.4%
用地内のみ	1.672	0.0%	2.587	0.0%	2.247	0.1%
記録的大雨	0.309	88.6%	0.426	97.8%	1.024	50.3%
用地内のみ	1.394	6.7%	2.497	0.0%	2.091	0.4%

PF=0%も残存崩壊確率0.2%がある、と説明

3 σ (99.74%)の正規分布による検討なので、片側0.2%分の残存崩壊確率が残る
(これは必ず報告書の片隅に書く)

8. まとめと課題

- 表層土砂の崩壊には、ソイルパイプに発生する高水圧が関与していると状況証拠から推定された。その仮説に基づいて調べたら、やはり過剰間隙水圧が関与していた。実際に崩壊した箇所で、**崩壊の瞬間の過剰間隙水圧比を逆算したところ、概ね0~0.3の間にあることがわかった。**
- 土質強度にもバラツキがあり、過剰間隙水圧比にもバラツキがあるので、確率解析で安定度評価することも容易にできる。確率解析は、もともと確率現象である自然現象との親和性も良い。
- さらに、**技術者自身の「身の安全」にも大いに寄与する。**

- 土砂災害防止法（2000）の施行後、「**まだ崩れていない斜面の評価と対策**」という、**今まで存在していなかった技術ニーズ**が生まれた。
- 科学的な浸透現象の複雑さの完全解明は、たぶんまだまだ長期にわたり実現できないと考えられるが、土砂災害警戒区域（YZ・RZ）における**斜面安定性評価と対策工設計は直ちにやらねばならない社会的ニーズ**である。
- 若い技術者の皆様には、新しい知見をどんどん取り入れて、今回紹介した方法論を改善して行っていただきたい。（全否定でもよい）
- この種の仕事で一番大事なのは、科学的真実ではなく「**依頼者の理解と納得**」

今日は桜満開の北海道にお招きいただきありがとうございました。

ご清聴ありがとうございました