2026 年度 公益社団法人 日本地すべり学会
関東支部シンポジウム

いま、改めて地すべり対策の全体像を学ぶ

Kanto branch

2026 年 5 月

１．名称：公益社団法人日本地すべり学会関東支部 2026 年度シンポジウム

２．テーマ：いま、改めて地すべり対策の全体像を学ぶ

３．期日：2026 年 5 月 1 日（金）13:00～16:30（開場 12:30）

４．場所：日比谷図書文化館（地下 1 階）大ホール（東京都）
東京都千代田区、日比谷公園内

５．次第

(1)開会の辞（支部長挨拶） 13:00

(2)シンポジウム

講演　１ 13:05～14:05
地すべり調査のむずかしさ
上野　将司
（応用地質株式会社・社友）

講演　２ 14:05～15:05
地すべり対策における安定解析の要点
榎田　充哉
（国土防災技術株式会社・常任顧問）

休憩 15:05～15:15

講演　３ 15:15～16:15
地すべり対策工の設計時に留意する事項に関して
滝澤　俊康
（ライト工業株式会社・部長）

総合討論 16:15～16:30

(3)閉会の辞 16:30

目次

地すべり調査のむずかしさ ····· 1
（上野　将司、応用地質株式会社・社友）

地すべり対策における安定解析の要点 ····· 66
（榎田　充哉、国土防災技術株式会社・常任顧問）

地すべり対策工の設計時に留意する事項に関して ····· 104
（滝澤　俊康、ライト工業株式会社・部長）

講師略歴

上野　将司（うえの　しょうじ）

1969 年　　北海道大学理学部地質学鉱物学科卒業
1969 年　　応用地質株式会社入社
（災害復旧、道路・鉄道建設などで各地の地質調査に従事）
2017 年　　同社退職
現在
応用地質株式会社　社友
岐阜大学客員教授

学位・資格
博士（工学）、技術士（応用理学、建設）、1 級土木施工管理技士

榎田　充哉（えのきだ　みつや）

1994 年　　佐賀大学工学系研究科博士後期課程修了
1983 年　　国土防災技術株式会社入社
2003 年　　同社　技術本部システム開発部　部長
2005 年　　同社　技術本部技術部　部長
2013 年　　同社　取締役技術本部長
2019 年　　同社　常任顧問
現在に至る

学位・資格：
博士（工学）、技術士（総合技術監理部門・建設）、技術士（建設部門河川砂防及び海岸）、技術士（総合技術監理部門森林・森林土木）、技術士（森林部門森林土木）

滝澤　俊康（たきざわ　としやす）

1986 年　　三重大学 農学部 農業土木学科 卒業
1986 年　　ライト工業株式会社 入社
1994 年　　株式会社アイエステーに出向
2026 年　　ライト工業株式会社　技術営業本部　斜面防災技術部　部長

資格：
技術士：建設部門、総合技術監理部門（河川、砂防及び海岸・海洋）、地すべり防止工事士、地質調査技士

地すべり調査はむずかしい

The Difficulties of Landslide Surveys

上野将司（応用地質株式会社）
Shoji UENO (OYO Corporation)

キーワード：地すべり調査，資料調査，現地踏査，現場計測
Keywords: Landslide investigation, Reference research, Field survey, Field Measurements

1　はじめに

地すべり調査・対策については、河川砂防技術基準、道路土工指針、治山技術基準、地すべり観測便覧などのマニュアルが整備され、調査・対策技術は一定水準まで上がったが、定型化が進み工夫が見られなくなったように感じられる。

そのような状況で、地すべり調査の難しい点をいくつかあげると、①動きの無い地すべりや地形が不明瞭な地すべりの存在に起因する開発行為での地すべりの見逃し、②地すべりの存在がわかっていながら防災対策等での地すべり規模の把握の誤り、③地すべりを対象にした計測データの不良や解釈の誤り、④孔内水位測定の困難さなどがある。

以上の４項目について事例をあげて対応策を示すことにする。

2　開発行為での地すべりの見逃しと対応策

道路建設や土地造成などの開発行為、特に切土やトンネル施工時における地すべりの見逃しによる手戻りや事故が認められる。ここではトンネル施工時にトンネルが地すべり移動層の中に位置することが明らかになった事例をあげて対応策を示し今後の参考としたい。

2.1　トンネル施工時の地すべりの見逃し

事例①　国道 192 号法花トンネル（図-1）

トンネル施工中に掘削対象岩盤が計画に対して著しく劣化した岩盤であるため、地形地質調査を追加実施した結果、トンネル全体が地すべり移動層内にあることがわかった。トンネル支保計画が大幅な設計変更増になったが、地すべり移動層は安定した状態にあったのでトンネルは無事に完成した。

事例②　国道 289 号石楠花トンネル（図-2）

トンネル施工直後に覆工コンクリートの一部区間に多数のクラックが発生し、当初は断層破砕帯の影響と考えられたが、地形地質調査の結果、トンネルが地すべり側面境界を横断したためとわかった。地すべり移動層の流紋岩は CM 級の比較的良好な岩盤であったため、掘削施工中は地すべり移動層であるとは思われなかった。

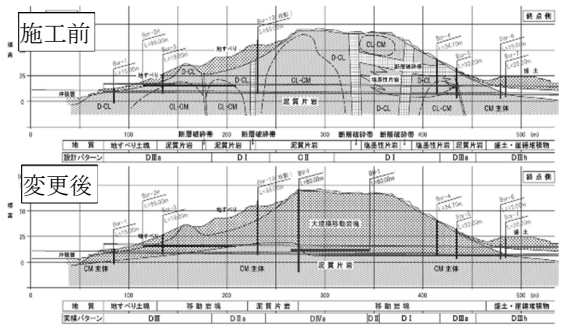


図-1　事例①トンネル掘削岩盤の施工前後の対

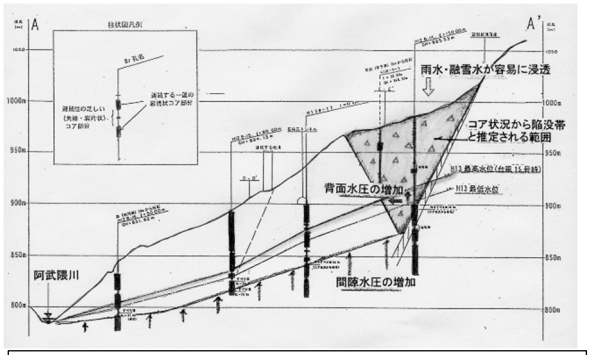


図-2　事例②地すべり断面とトンネルの位置関係

事例③　北海道新幹線渡島トンネル（図-3）

トンネル施工中に土被り 48m の切羽で崩壊が発生して土砂が流入し、地表には陥没の穴が発生した。地質的な原因は明らかにされていないが、切羽崩壊地点は地すべり側部の引張クラックにあたる。この地すべりの規模は幅 400m であることからすべり面深度は 40m～100m と想定する。したがってトンネルの一部が地すべり移動層に入り側面を貫き、地すべり側部の引張クラックの緩んだ地質がトンネル内に流入したと考えられる。

2.2　地すべりを見逃さないために

ほぼ停止状態の地すべりや古い時代の侵食が進んだ地形が不明瞭な地すべりは、地形図や空中写真判読によって地すべり地形を抽出するには困難



図-3 トンネル切羽崩壊位置
空中写真（HO-93-2X, C3-5）に加筆

な場合があった。近年著しい発達を遂げた航空レーザ測量地形図を用いると微地形が表現されるため，従来は不明瞭な地すべり地形とされたものでも比較的容易に抽出できる場合が多くなった。

現地踏査では地形判読等の机上調査で抽出した地すべりについて、滑落崖・陥没帯・緩斜面・小崖・小崩壊・構造物等のクラック・根系の引張り・樹木の屈曲等を調査する。その時、滑落崖や小崖の位置・長さ・方向・高低差の記載，クラック等の変位については引張り・圧縮・せん断に区分して観察することが重要である。この結果を地形図に記録すると現地で地すべりの移動方向や範囲を知ることができる。さらに地質の種類・構造・風化変質・不連続面（断層・層理･片理・節理等）や植生・湧水等の水文環境を観察し，これらの地すべり要因と地すべり地形の関係を把握する。以上の現地踏査の結果を参考に，再度の空中写真判読や航空レーザ測量地形図の確認を行うと総合的な調査の精度を上げることができる。

地すべり地の踏査事例を図－4 に示す。地すべりの変動域と不動域の境界にあたる輪郭構造については，根拠とした小崖・クラック・地質・湧水等を平面図上に示すことが望ましい。このような地すべり変状が輪郭全体に現れることは少ないが、小崖やクラック等の位置を示すことは地すべり範囲の決定根拠として重要である。

調査報告書に踏査図の無いものや、どのように地すべりブロックを決定したか根拠のわからないものが認められるので注意したい。

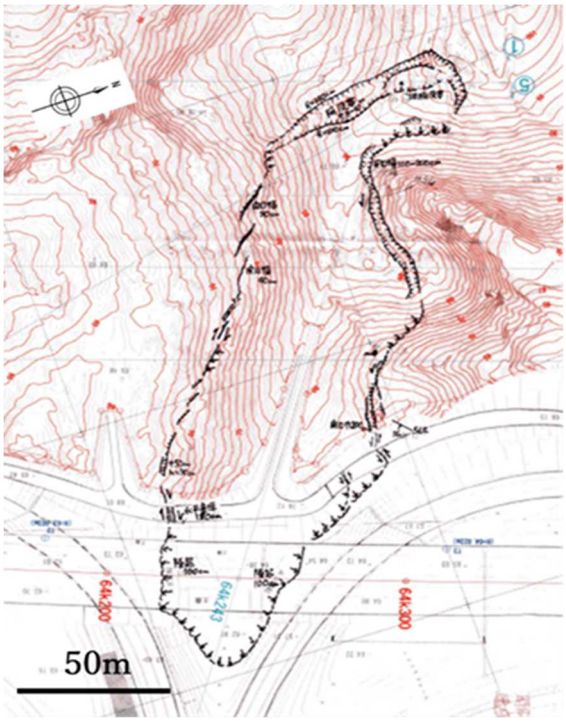
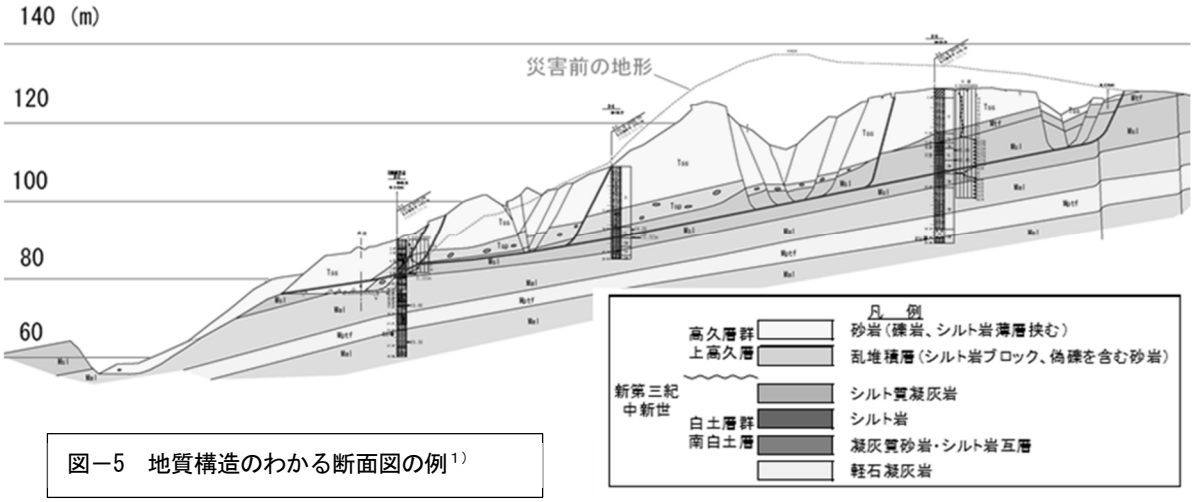


図-4　地すべり現地踏査図の例

また地すべり断面図は、地すべり機構の解明に参考になるような地質断面図にすることが望ましい。一般に地すべり地内部には地質の観察できるような露頭が少ないため地質構造断面を作成することが困難であるが、既往の地質図等も参考に周辺の踏査を含めて作成する努力をすべきである。ボーリング調査が実施された段階でも、地すべり移動層と基盤の不動地盤に 2 区分しただけの断面図が多いのは作成が容易なためと考えられる。このような断面図では地質素因が検討できないので、高い地質技術が必要な場合があるが地質構造を示す断面図の作成が望まれる。

ここでは 2011 年 4 月 11 日の福島県浜通りの地震(M7.0，深さ 6km，最大震度 6 弱）によって、いわき市上釜戸地区において発生した地すべり断面図を図－3 に示す。地すべりの規模は幅 220m、長さ 270m、最大厚さ 30m である。当該地の地質は，砂岩・泥岩からなる新第三紀南白土層と、これを不整合で覆う砂岩を主体とする上高久層からなり，地層は南へ 10 度傾斜する。下位の南白土層の泥岩，凝灰岩には層面断層を伴い，連続性が良く平滑な断層面が地すべりの地質素因となったと考えられる。この断面図に示すように、地すべりのすべり面形状は地質構造に支配されるため、断面的には直線すべりになるものが多く、すべり面が円弧にな



図－5　地質構造のわかる断面図の例[1)]

るものは少ないものといえる。

3　地すべりの規模の誤り

3.1　地すべり平面やすべり面深度の誤り

地すべり平面規模の想定が誤った事例とすべり面深度を誤った事例について各 2 事例を示した上で対応策について説明する。

事例①　鳥取自動車道用瀬切土（図-6）

切土施工の際に法面変状が認められたため、ボーリング調査と孔内傾斜計測定を実施した。その結果から切土法面全体の変位が認められたので、安定解析を実施して法面上部の排土対策を実施した。しかし地すべりは停止せず周辺踏査の結果から広い範囲でクラック等の変状が認められ、すべり面深度も当初ボーリング調査深度よりも深い位置に確認された。

さらには滑動して変動が認められた地すべりよりもはるかに大規模な地すべり地形の存在が指摘された。法面変状の発生は、この大規模地すべり地形の側面を切土したことによって、その移動土塊の一部が地すべり化したことに起因するものであった。

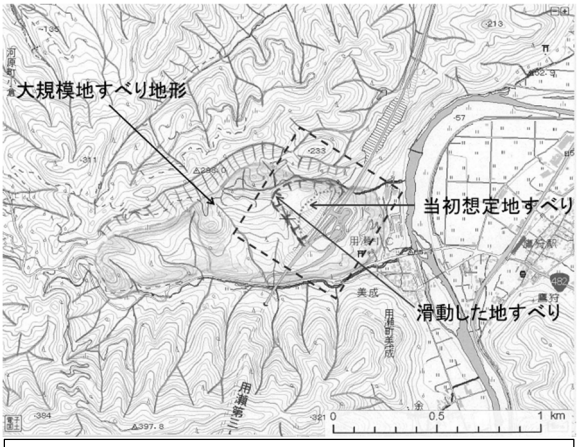


図-6　大規模地すべりの切土で発生した地すべり

事例②　徳島県祖谷の閑定地すべり（図-7）

道路沿いの斜面が 2 か所で崩壊したため直ちに各斜面でボーリング調査に着手された。調査対象の 2 か所の斜面の間は尾根地形を示し道路側には高さ 20m 以上の割れ目の無い結晶片岩の硬岩が露頭している。この尾根を挟んで凹型斜面が不安定化したと考えられていたが、上方斜面の踏査によって斜面内のクラックを追いかけた結果、左右 2 か所の崩壊斜面は一体化した地すべりであることがわかった。地すべり中央で実施されたボーリング結果ではコア長 30m の硬岩資料が採取され、その下位には河床礫が確認されている。

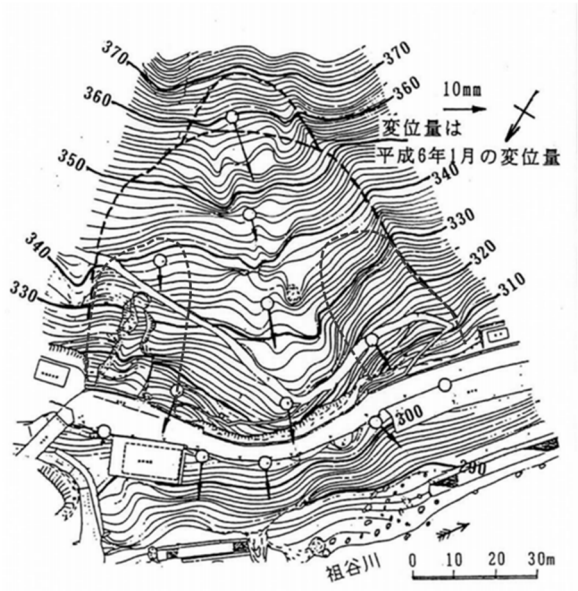


図-7　左右 2 か所の地すべりは一体であった

事例③　玉川ダム右岸の男神山地すべり（図-8）

ダム湖右岸では橋梁などの構造物に地すべり変状が認められていたので地すべり調査が行われていた。ボーリングは深度 80m まで実施されて孔内傾斜計観測が行われていたが、橋梁の変状が進行するのに対して孔内傾斜計ではすべり面が検出されなかった。

このため男神山を含む大規模な地すべりが移動しているものと考えて、地すべりの幅 1.5 ㎞からすべり面深さは浅くても 150m と想定して湖岸でボーリングを実施された。その結果、ボーリングでは深度 120m に破砕部を確認し、その位置で孔内傾斜計観測によりせん断変位を確認している。

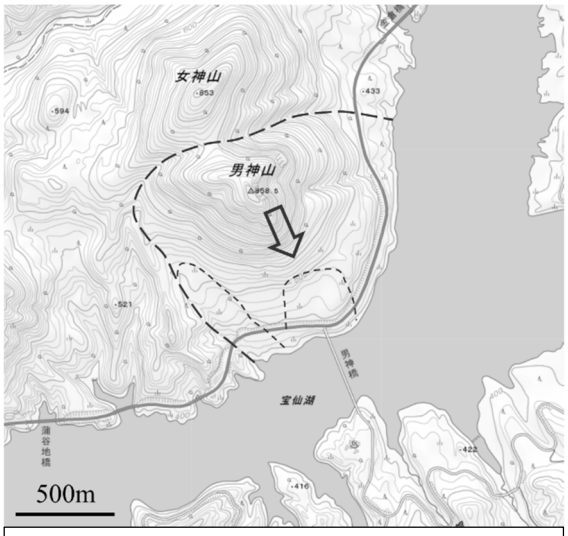


図-8　玉川ダム右岸の男神山地すべり

事例④　高知県長者地すべり排水トンネル（図-9）

長者地すべりでは昭和 28 年頃から排水対策を主体とした対策工事が行われてきた。その一環として排水トンネルが地すべりの横断方向に施工されて排水効果をあげてきたが、地すべりの動きは低下したものの収まらず排水トンネルが切断されてしまった。トンネルはすべり面よりも深い位置に計画されたが、左右非対称のすべり面形状の詳細が把握されていなかったために一部で地すべり土塊を横断して被災してしまった。

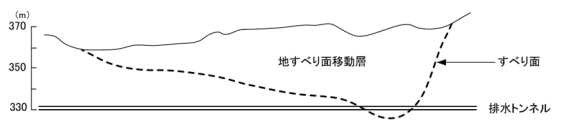


図-9　長者地すべり排水トンネルの被災

3.2　地すべりの規模の把握

地すべり地の現地踏査については 2.2 に述べた通りであり、その際の地すべり範囲を決定するようなクラック等の変状については、変状の種類、位置、方向、変位量を地形図に記録することが基本になる。地形図は航空レーザ測量によるものが望ましく、クラック等の変状と微地形との関係を検討しつつ地すべり範囲を精度よく決めるようにする。

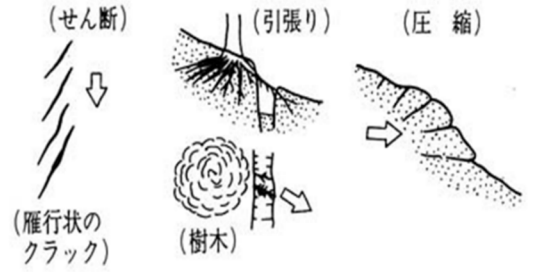


図-10　地すべり地の変状は区分して記録

次に、すべり面深度を誤ると調査ボーリングの深度不足やトンネル施工が地すべり移動層内に位置するような事態になるので注意したい。このような失敗の対策として、地すべりの幅（W）とすべり面深さ（D）との関係（図-11）や、地すべり頭部陥没帯の幅とすべり面深度の関係を利用（図-12）するとよい。

図-8 の深度 150m 級のボーリングは図-11 の関係を基に提案して実施することになり、目的としたすべり面深度を確認することができた。

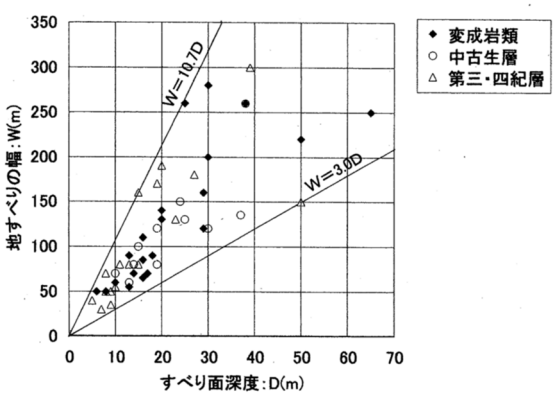


図-11　地すべりの幅とすべり面深度の関係

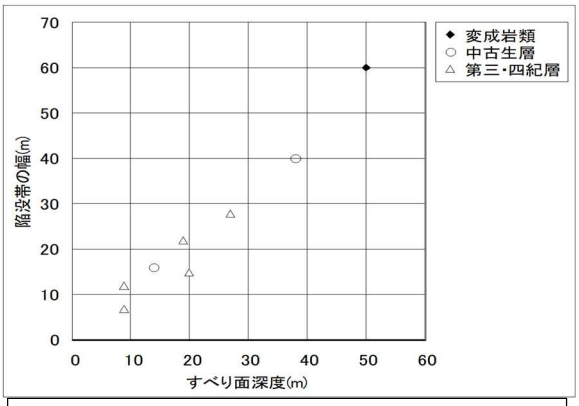


図-12　地すべり陥没帯の幅とすべり面深度の関係

4．計測データの不良や解釈の誤り

現場計測データの不良なものや解釈の誤りについては、孔内傾斜計やパイプひずみ計などの変位測定、地下水検層や孔内流速などの地下水流動測定等に認められる。ここでは孔内傾斜計の変位計測について不良なデータの発生や解釈の誤りについて確認しておきたい。

ある地すべりの頭部付近に設置された孔内傾斜計の測定データを図-13 に示す。測定孔の変位形状は S 字状を示し、すべり面が度の深度にあるのか判別し難い状況になっている。実際のすべり面は最下部の小さなせん断変位に対応し、上部の S 字状変位は測定管と孔壁の間が充填不良のために測定管に伝わる軸力によってたわみが発生したことが原因とされている。

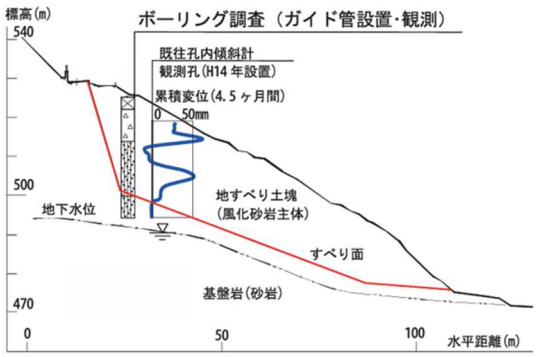


図-13　孔内傾斜計測定結果の異常な変位例①[2)]

また、別の地すべりでは図-14 に示す異常な測定例が得られており、厚さ約 20m の古期崩積土の下位の新第三紀層を不動岩盤と判定して孔内傾斜計測定孔としたものであった。この不動岩盤とした地層よりも深い深度にすべり面があることがわかり、このような異常値が得られたとされた。

図-15 はすべり面を確認した孔内傾斜計測定データから地すべり面より浅い部分のデータを取り出して底部を不動点として整理したものである。すべり面よりも浅い深度不足の測定孔では意味のない変位を検討する恐れがある。

ボーリングの深度不足の防止には前に述べた図-11 や図-12 を利用することが望ましい。

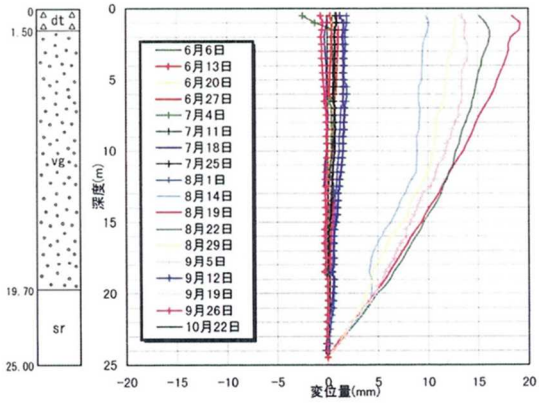


図-14　孔内傾斜計測定結果の異常な変位例②[3)]

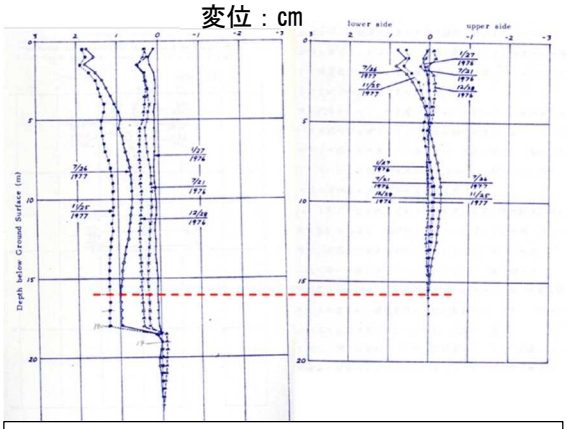


図-15　すべり面より浅い深度の測定データの抽出

また、自動記録による品質向上と省力化をねらって設置式孔内傾斜計を用いた計測事例が多くなってきた。設置型の孔内傾斜計は 1m～2m 間隔で設置されるが深い測定孔では設置台数を限定せざるを得ない。挿入型傾斜計の測定後に変位発生箇所を中心に設置することが望ましい。ボーリング調査結果の地質状況を基にすべり面深度を想定して設置型傾斜計の設置することは、すべり面深度を誤りすべり面の見逃しにつながることがある。

設置型傾斜計を 2m 間隔で設置する例があるが、すべり面が薄くせん断変位の影響が上下の地質に

および難い場合はすべり面を見逃す恐れがある[4)]。

さらには設置直後の孔内傾斜計測定孔が大きく傾斜したり、ねじれや屈曲している場合があり、これらを参考に検討することが必要なことがある。

5　排水対策の孔内水位による効果確認

地すべり対策として多くの場合、排水対策が実施される。対策の効果判定は地下水観測孔の水位測定結果が用いられ、対策前後の地下水位低下量によっている。しかし、排水対策によって地すべりの変位速度が明瞭に低下する効果が認められる場合であっても、排水対策後の地下水位低下量が確認されない現場が少なくない。一方では、十分な排水効果がありながら、地すべりの変位速度や観測孔の孔内水位に変化が認められないことがある。

このような場合、安定計算上の安全率の向上が認められないため、十分な考察がなされずに、抑止工対策が追加されることがある。わずかでも排水効果が認められるならば、安価な排水対策を更に追加すべきであるし、地すべり変動に変化が無い場合には排水位置について再検討することが望ましい。

以上の問題は、地すべり斜面における地下水の流れが複雑であることに加えて、孔内水位観測孔の位置と構造の問題、および排水対策工の位置の問題が複雑に絡んでいる。

5.1　地下水流動層の調査

地すべり斜面における地下水流動層の調査は、後で述べるような孔内水位観測孔の設置や排水対策立案の上で重要である。地下水流動の調査法としては、ボーリング孔内で実施する地下水検層が広く普及しており、同様な方法として多点温度検層[3)]がある。これらは多くの実績がある優れた調査法である。

筆者はこれらの測定に加えて、1975 年にフランスから導入された微流速測定機器を用いてボーリング孔内での流速測定に取り組んできた[4)]。この方法は、直径 42mm の流速計をボーリング孔に挿入して、孔内水の鉛直方向の流速を深度ごとに測定するもので、孔内水が無い場合には注水して測定することで透水層の検出が可能である。また、孔内水位を注水や揚水により一定水位に変化させた条件で測定して、透水層の厚さ、透水係数、水頭を求めることができる。

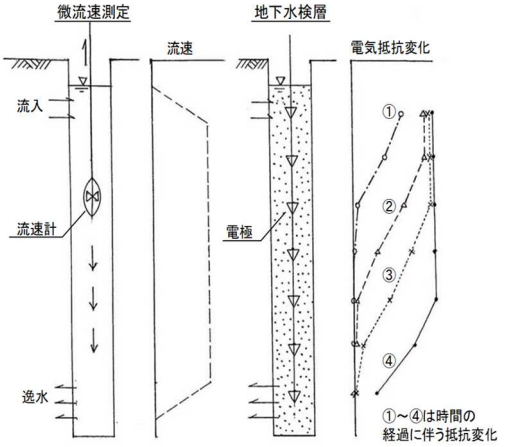


図-16　微流速測定と地下水検層の測定模式図

しばしば遭遇する例として、水圧の異なる 2 層の透水層を貫いたボーリング孔での地下水の流れについて、微流速測定と地下水検層による測定結果を模式的に示したものが図-16 である。この例は上部透水層の水圧が下部透水層よりも高い場合の測定結果を示している。この場合、上部帯水層から下部帯水層への定常的な流れが発生するので、この流速と上下流の流向を任意の深度で測定すると図中に示す流速測定結果図が得られる。定常状態で注水や揚水して孔内水位を変化させた条件での測定を行うと、透水層毎の透水係数や水頭を求めることができる。一方、地下水検層は孔内を食塩水で満たし、上部帯水層から下部帯水層に流れる地下水の流れが孔内の塩水を希釈する経過を電気抵抗の変化で測定するものである。地下水検層器の電極間隔は 25cm で、測定間隔は 10～60 分の任意の間隔で行い、図示する①～④のような結果を得ることができる。この結果から上部透水層からの流入地下水が塩水を希釈することが明らかにされるが、その流入水の流出区間や下部透水層の流出区間を見分ける点が難しいといった問題があるものの実績の多い調査法である。

地下水流動層を上手く検出できれば、効果的な排水対策工の立案、および排水工の効果判定に用いるための適切な観測孔の設置が可能である。この意味で、孔内微流速測定は普及させたい測定法である。地すべり地での測定例を図-17 に示す。この図には孔内傾斜計の測定から得られたすべり面位置をあわせて示した。孔内流速結果は、孔内水位 GL-9.40m の自然（水位）条件では流速は認められない。ここに注水しながら孔内水位を GL-6.50m まで上昇させた条件で測定した結果は、流速が

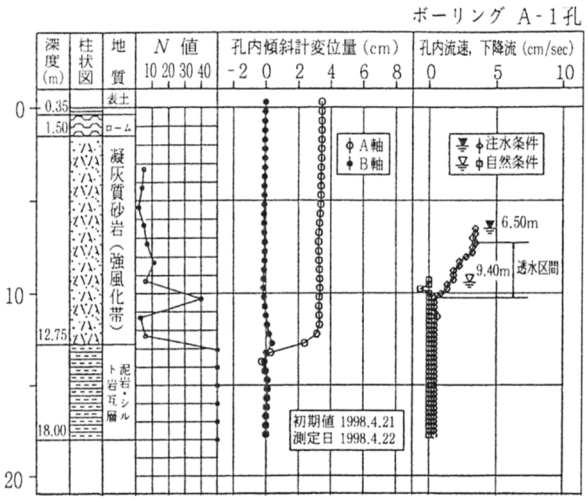


図-17　ボーリング孔のすべり面位置と微流速測定[5)]

4cm/sec 程度から深度方向に漸減して GL-10m 以深では流速が認められないことを示している。この結果から、注水した水は上昇した孔内水圧により、GL-10m までの区間で孔外へと逃げており、この区間が透水層であることがわかる。この透水区間はすべり面よりも 2m 以上浅い位置にあって地すべり移動層の中に透水性の良い部分のあることを示している。地下水観測孔の設置や排水対策は、すべり面よりもこのような場所を対象に検討すべきである。

5.2　地下水位観測孔の構造

地すべり機構の解明や排水対策の検討に際しては、すべり面に作用する間隙水圧の観測が必須である。実務的にはすべり面の間隙水圧を直接測定することが困難であるため、孔内水位測定に置き換えられている。観測孔の構造は、全区間有孔の塩ビ管などの保孔管が挿入されている（図-18a）。この場合、観測孔が透水性の悪い地点に設置されていると、周辺地盤の水圧が上昇しても孔内に流入する水量がわずかであるため、正しい水圧が孔内水位として反映されない。また、複数の透水層があって各透水層の水圧が異なる場合には、図-16 のような定常流が生じて 2 層の水圧がバランスした孔内水位になるため、地すべりに作用する水圧を正しく測定することはできない。申[6)] はこのようにして得られる孔内水位を、狂水位と称して注意を促している。全区間有孔保孔管の観測孔では、地すべり動態を左右する水圧を孔内水位として測定することは困難なことが多い。

したがって、地下水検層や多点温度検層、あるいは微流速測定により透水層を検出した上で、透水層の区間に限定した水圧を計測できる構造の観測孔にすることが望ましい。この場合は無孔区間の孔壁からの地下水の出入りの防止、および観測孔内の容積を小さくして水圧を水位として測定しやすくするため、無孔区間を止水材で充填する必要がある（図-18b）。

すべり面に作用する間隙水圧を正しく測定するためには間隙水圧計の設置が望ましいが、誘導雷の被害を受けやすく回収困難なため、ボーリング掘削を含めた再設置を余儀なくされる。水圧計が誘導雷などで故障した場合に水圧計のみの交換で済むように配慮したものとして、榎田ほか[7)] は図 18c に示す観測孔の構造を紹介している。透水性が比較的小さな地層を対象にした観測孔は、このような間隙水圧計に近い構造とすることが望ましい。

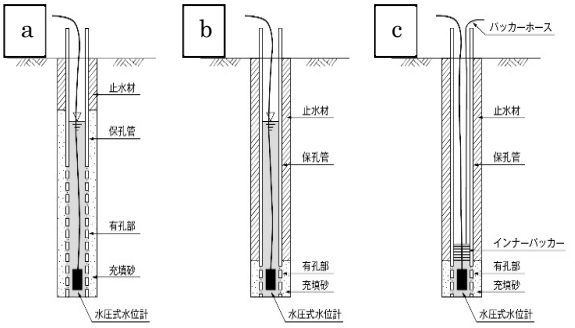


図-18　孔内水位観測孔の構造図

5.3　排水対策の位置

地すべり地の地下水について、渡[8)] は地下水包蔵体と地下水流動経路を図-19 のような模式図に示した。この図は、滑落崖直下の引張ゾーンには開口

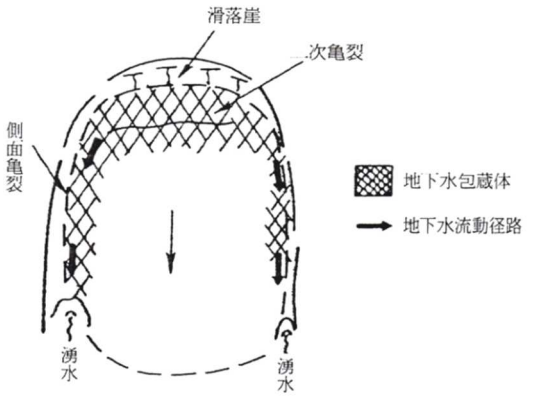
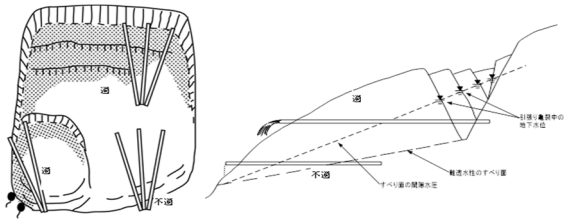


図-19　地すべり地の平面的な地下水流動経路

亀裂が発達して透水性が良いため、表流水が流入して地下水として貯留されること、および、この地下水は側面亀裂に沿って流下し、地すべり地の末端での湧水となることを説明したものである。

図-19 をもとに、筆者は地すべりなどの不安定斜面の地下水賦存状況について、図-20 の模式図のようにまとめ、排水対策工の推奨位置についてあわせて示した。図-20 の平面図は図-19 と基本的には同じであるが、側面亀裂を流動する地下水は、移動土塊の左右どちらかを流れて湧水となるものが実態として多く観察されるため、図-19 を改変したものである。地下水包蔵体と流動経路をハッチで示すとともに、横孔排水工の適切な位置を示した。



図－20　地すべり地の地下水と適切な排水対策位置

図-20 の断面図は、移動土塊頭部の引張ゾーンに発達する透水性の良い開口亀裂に貯留される地下水と、その地下水に起因するすべり面に作用する間隙水圧（破線）を示したものである。

移動土塊中には地下水は存在しないし、すべり面には間隙水圧が作用しているが透水性が悪いといったモデルである。このため、すべり面を貫いただけの排水孔での排水効果が期待しにくいことを示し、透水性の良い引張ゾーンでは、すべり面に作用する間隙水圧の低下を含めて排水孔での排水効果が期待できることを示している。

地すべりでは図-20 に示す地下水分布や流動経路を調査で明らかにした上で、排水対策を実施すれば対策効果が期待できる。しかし、排水対策効果が得られない多くの事例は、排水対策が適切な位置に施工されていないことが考えらられる。基準類の排水対策には、図-21 に示す平面位置やすべり面を貫通させるなどの条件が示されているが、すべり面は水圧が高くても透水性の悪い場合が多いので必ずしも効果的な対策に結びつかない。この図の排水対象を良く見ると、平面図と断面図のいずれも滑落崖直下の引張ゾーンとなっており、図-20 と同じことを示している。「すべり面を貫通して延長 10m」といった説明が独り歩きしていることが効果的な排水対策にならない一因になっている。排水対象は透水性に着目し、透水性の良い頭部引張ゾーンや側面亀裂などにすると排十分な水効果が期待できる。

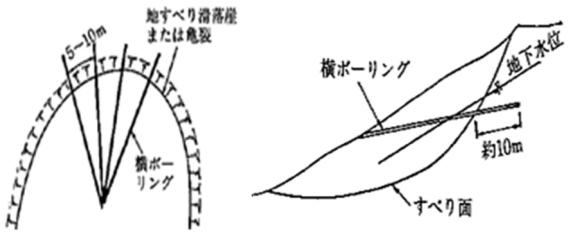


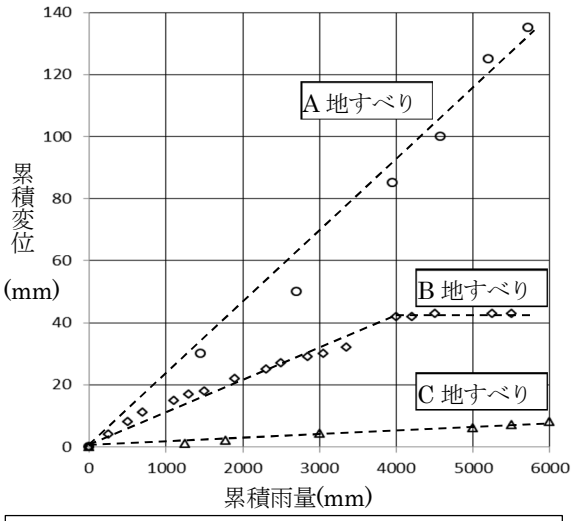
図-21　横ボーリングの配置と余掘りの図

5.4　排水対策の効果確認

排水対策後に地すべり移動が減速・停止しても孔内水位の低下が確認できず、安全率アップが算定困難なことがある。この理由は、地すべり地の多くの孔内水位測定が全区間有孔保孔管の観測孔（図-18a）であり、透水性を考慮した間隙水圧測定が行われていないことなどに起因する。

孔内水位の低下が不明瞭であるにもかかわらず、安定解析による対策効果が安全率として確認できない場合には、累積雨量と累積変位の関係図を作成するとよい。

3 事例の地すべりについて作成したものを図－22 に示す。A 地すべりは未対策の例で累積雨量に応じた累積変位が認められる。B 地すべりは累積雨量 4.000 ㎜まで未対策であったが、この時点で排水対策を実施して以降は累積変位がおさまっており、



図－22　地すべりの累積変位と累積雨量の関係

対策効果を示すことができる。C 地すべりは対策済みであるが、累積雨量に応じたわずかな累積変位が認められる。B 地すべりのように、排水対策効果が認められたにも関わらず孔内水位の低下が確認できない場合は、孔内水位観測孔の配置や構造について再検討することが望ましい。

次に排水効果は認められるが、安全率の上昇を計算できない場合、安定計算によらずに安全率の上昇を推定するよりどころとして、次のような菅原による提案[8)]がある。

菅原は、地すべり地で安全率と移動観測結果を報告した国内外の文献をもとに、安全率と移動速度の関係を求めた。その結果、安全率と移動速度は片対数グラフ上で直線関係にあり、表-1 に示すような安全率の増加に対する移動速度の減少を提案した。これによれば、排水対策後に、移動速度が低下したにもかかわらず孔内水位の低下が認められない場合、移動速度の変化から安全率の上昇量を推定することができる。たとえば、移動速度が 0.3 倍、0.1 倍に低下した場合は、それぞれ安全率は 5%、10%上昇したことになる。筆者はいくつかの地すべりでの経験から、菅原による提案を参考として薦める次第である。

表-1　安全率の増加に対する移動速度の変化の関係

安全率の増加（%）	移動速度の変化
5	1→0.3
10	1→0.1
15	1→0.03
20	1→0.01

5　おわりに

地すべり調査のむずかしさは未だに現場を調査した際に感じている。それだけに地形図をはじめ精緻な情報を容易に得られるようになった今、資料調査を欠かさず実施し、現場の地形地質踏査をしっかりやって欲しいと思う。

地下の変位計測の問題は現在でも認められることで、特に孔内水位の観測の困難さについて説明した。これらの問題に対処するためには現場作業が欠かせないが、積極的な取り組みの不足を感じる。

たとえば、ボーリング孔での地下水流動調査として、地下水検層が半世紀にわたって実施されてきたが、初期のころに比べて精緻な結果を得るような努力が少なくなった。ボーリングオペレータと技術者の共同作業が必要な測定であるが、オペレータに任せきりにするなどの問題がある。

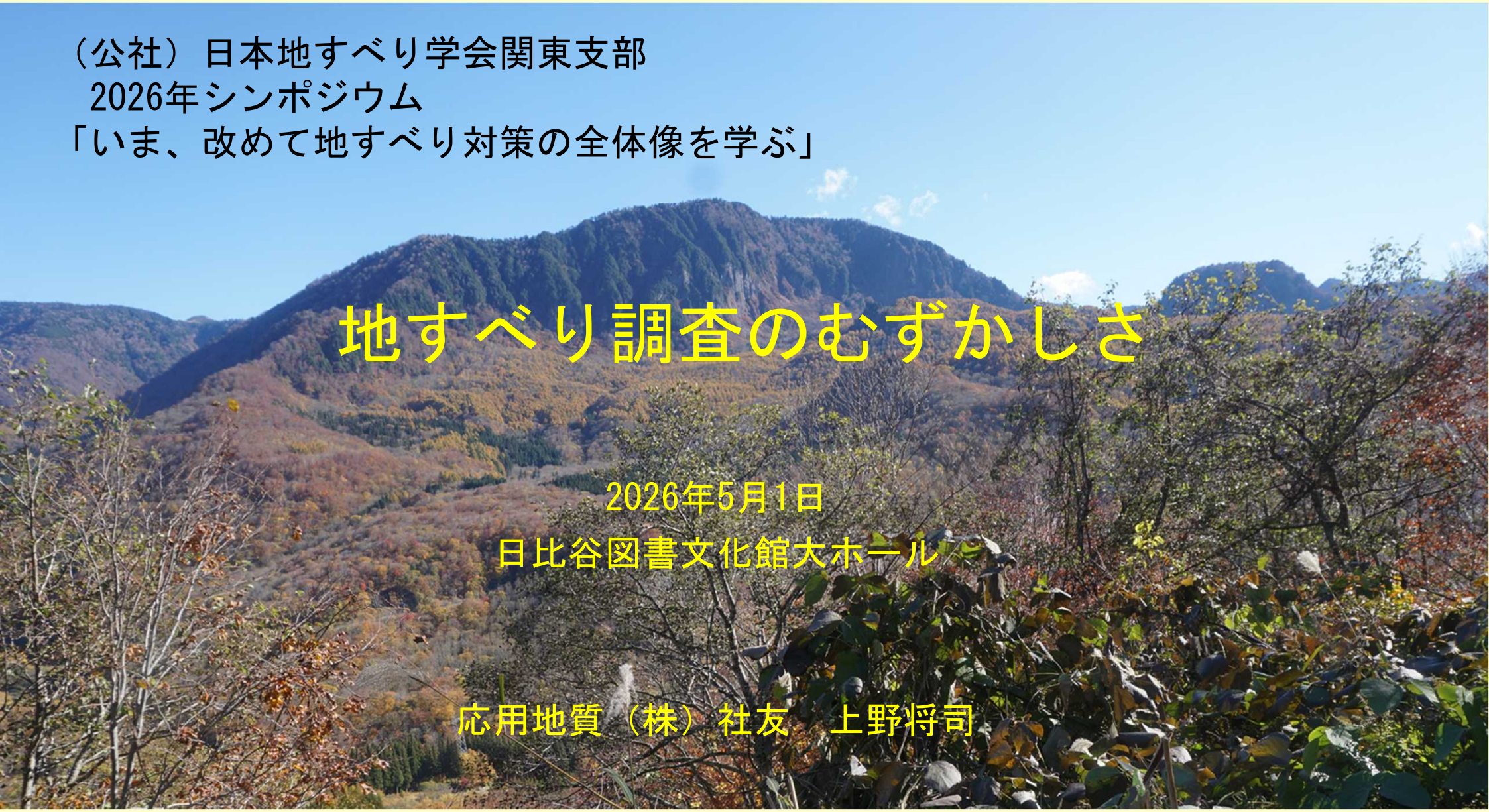
孔内水位観測孔については、動態観測孔と孔内水位観測孔を別孔にする発展はあったが、その構造については全区間有孔管の観測孔が主流であり、狂水位の測定から抜け出せないでいる。

地すべり調査における現場作業や計測は、省力化や自動化が進み現場拘束時間が減ったが、現場で得られる重要な情報を切り捨てた部分がある。この辺で現場作業を見直してもらいたいと思うが、現場作業を重視することは技術者の拘束時間を増す恐れがある。働き方改革に逆行するのではなく、工夫して現場に行く時間を生み出して面白さを求めるような積極的な取り組みが生まれることを望みたい。

参考文献

1)　山根　誠・上野将司：東日本大震災その被害と特徴「誘発地震による土砂災害」、応用地質株式会社、pp.41～50, 2012.
2）千葉真一ほか：挿入式孔内傾斜計の標準化に関わる各種実験成果の報告，地すべり,Vol.47,No1,60-65,2010.
3）久永喜代志・金折裕司：孔内傾斜計による地すべり挙動の測定方法 および結果の解釈に関する提言，応用地質,Vol.43,No.5,pp.328-332,2002.
4）中村浩之・板垣 治（1976）ストレインゲージパイプによるゲージ間隔に関する考察，地すべり Vol.13,No.2
5) 上野将司：地すべり地の地下水調査における微流速計の適用、地すべり、Vol.36, No.4, pp.32～39, 2000.
6）申潤植：地すべり工学ー最新のトピックスー、山海堂、p.89、1995.
7）榎田充哉、板山達至、土佐信一：地すべり観測機器の歴史と現状、地下水位計の歴史と現状、日本地すべり学会誌、Vol.46, No.4, pp.48～54, 2009.
8) 渡正亮：斜面災害の機構と対策、山海堂、pp.73～76、1986.
9) 菅原紀明：クリープ性地すべり斜面の安全率と地表の移動速度（文献レビューとそれによる帰結)、応用地質技術年報、No.23、pp.1~18、2003.

（公社）日本地すべり学会関東支部
2026年シンポジウム
「いま、改めて地すべり対策の全体像を学ぶ」



地すべり調査のむずかしさ

2026年5月1日
日比谷図書文化館大ホール

応用地質（株）社友　上野将司

話の内容

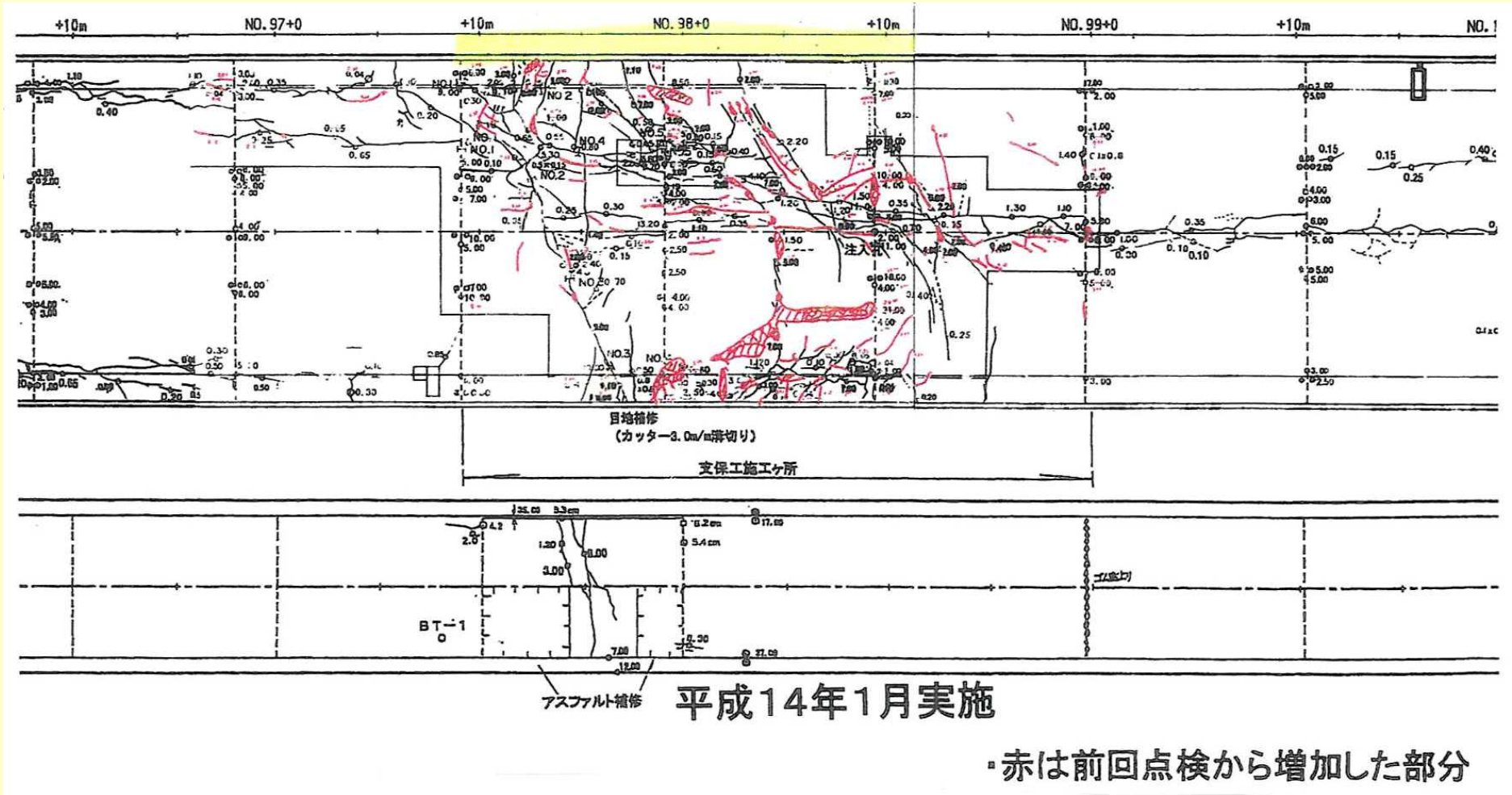
１．トンネル施工に多い地すべりの見逃し

２．地すべりの規模の誤り

３．計測データの不良や解釈の誤り

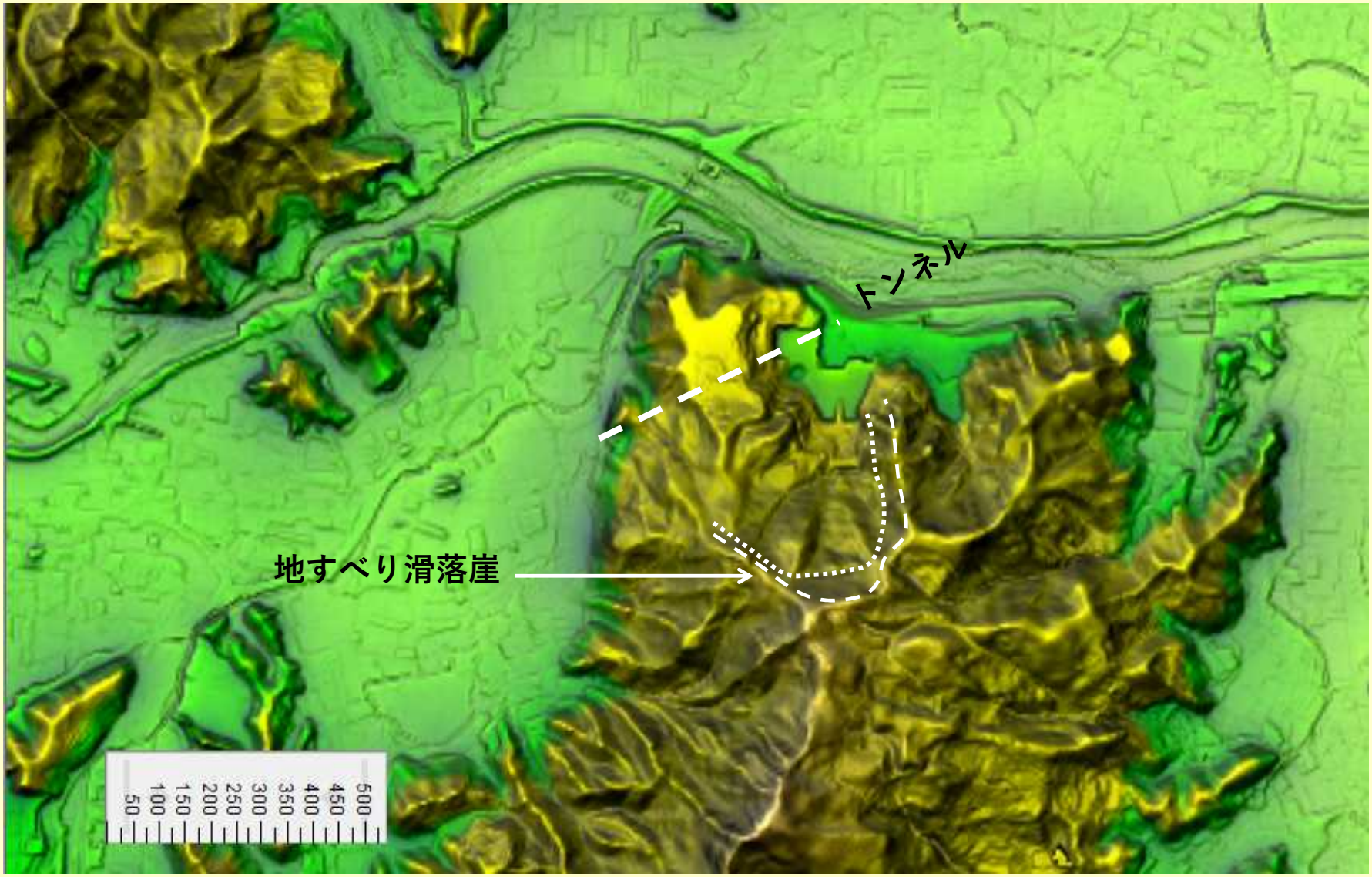
４．排水対策後の孔内水位低下確認の困難さ

１．トンネル施工に多い地すべりの見逃し



1.1　古期地すべりを貫いたトンネル

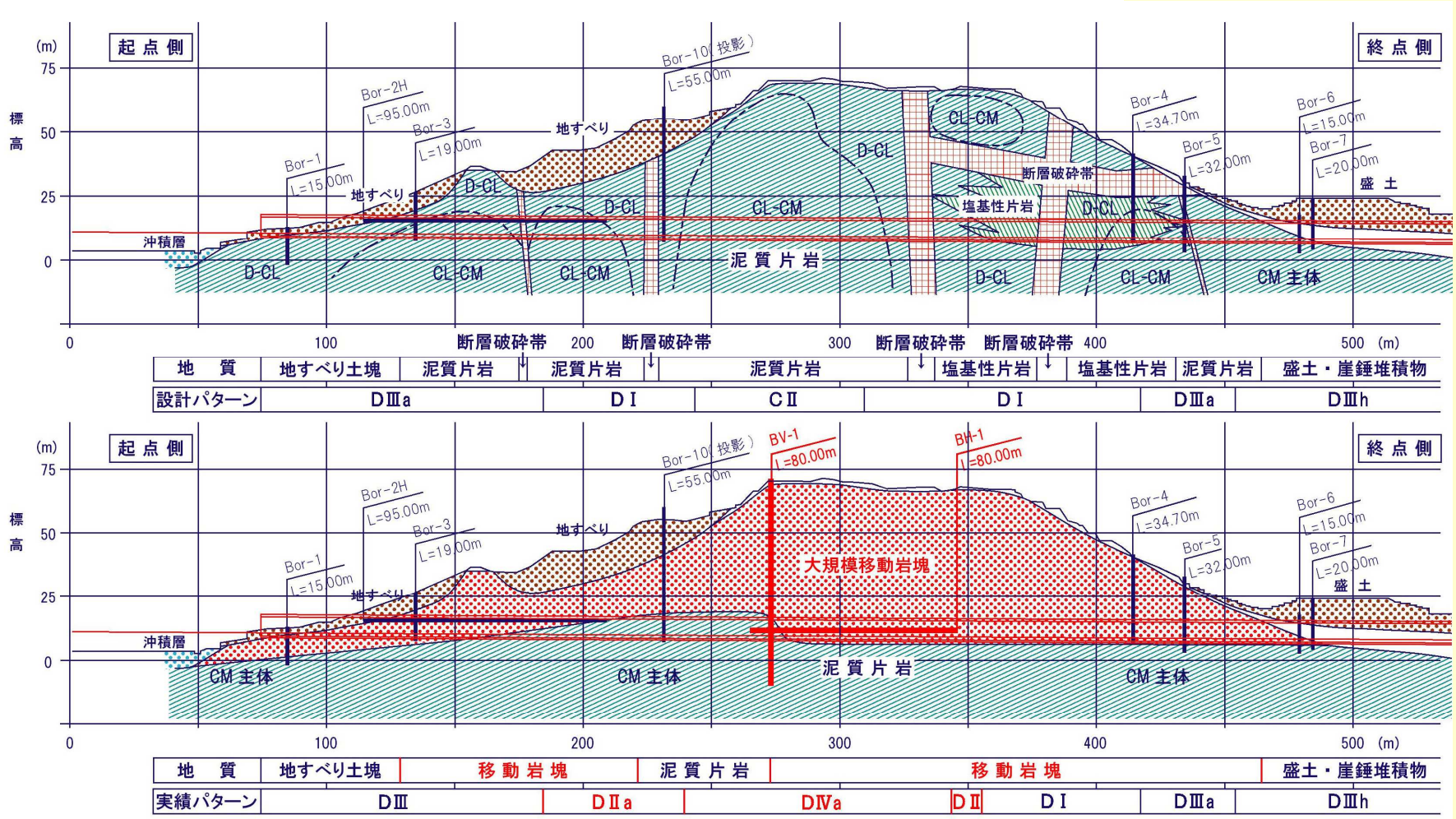
カシミール画像



地すべり貫通トンネル（施工中に地すべり移動層と判明）

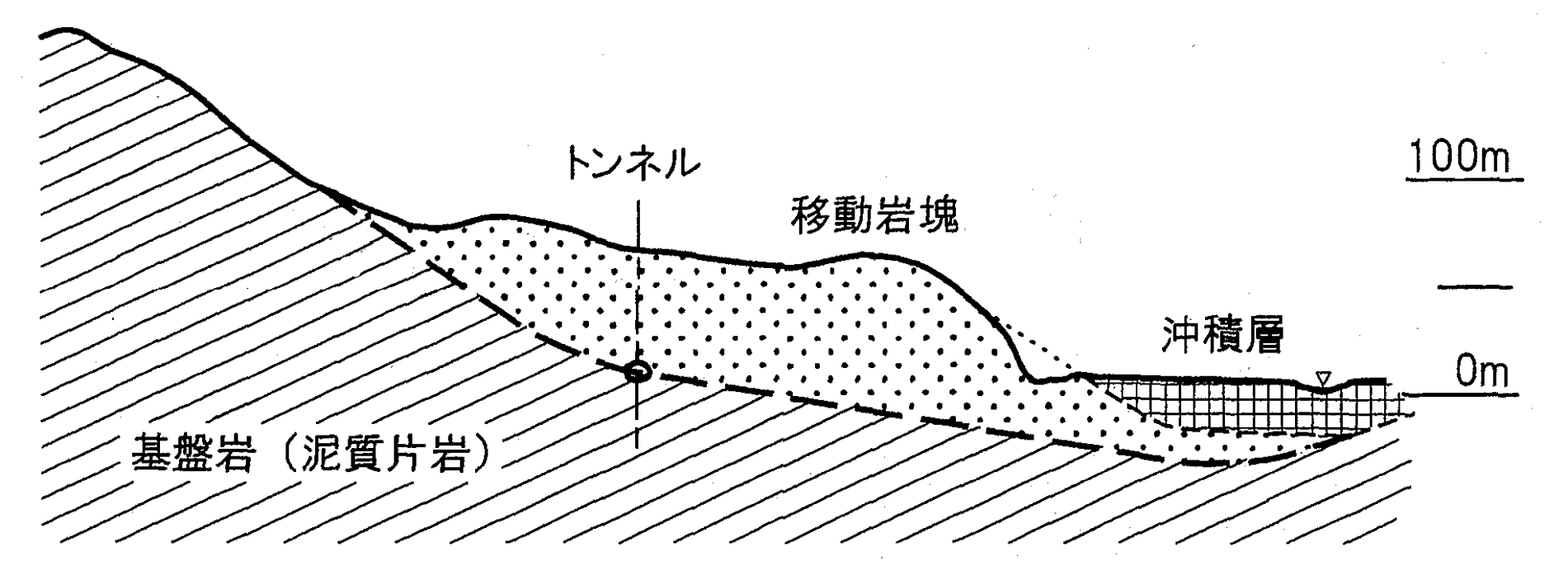
設計時（上段）：断層破砕帯の多い地質
施工中（下段）：地形地質調査で古期地すべり移動層

（徳島：法花トンネル）

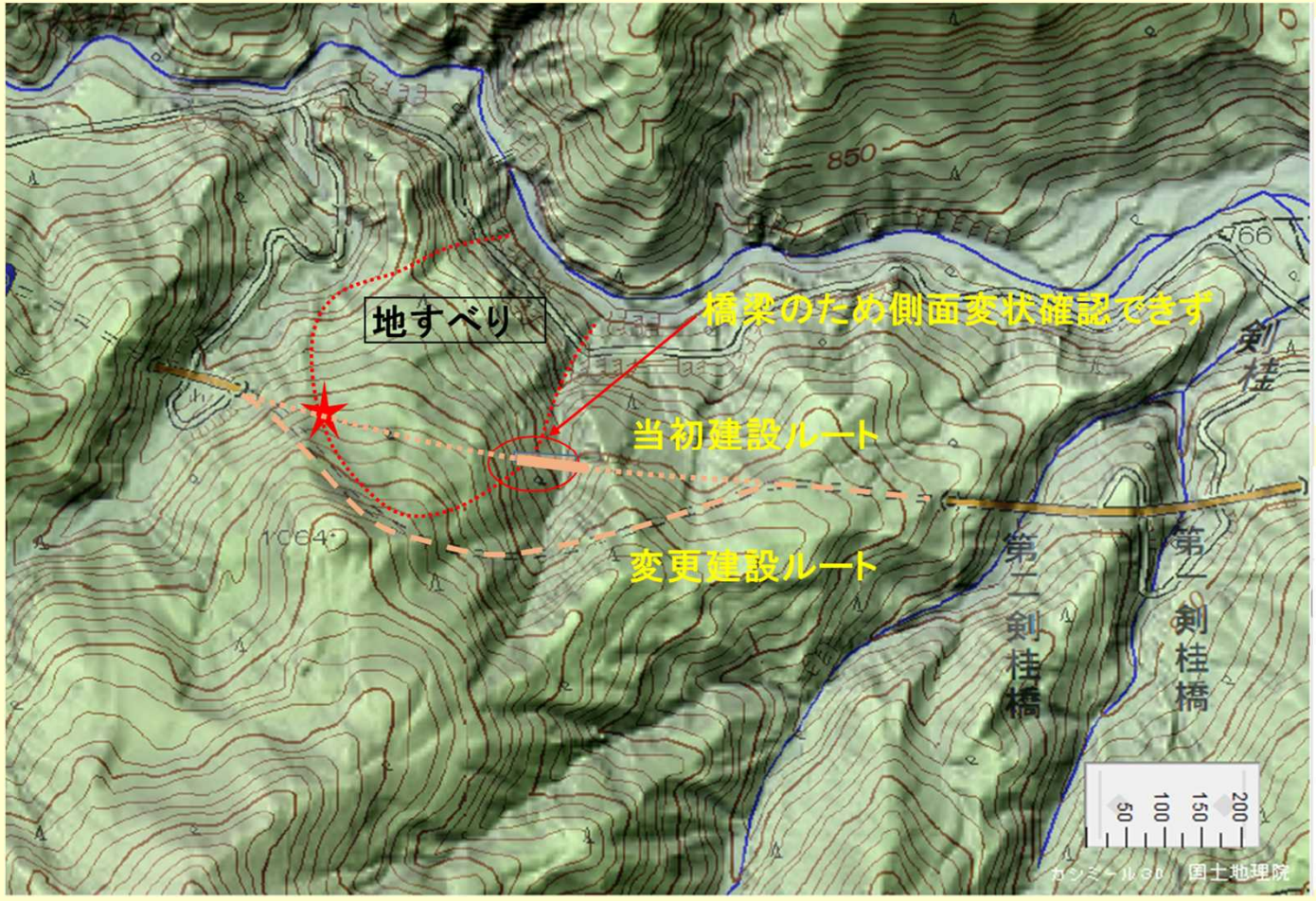


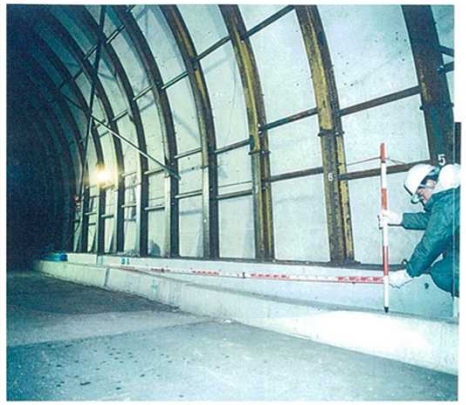
古期地すべりを貫くトンネルの横断図

古期地すべりは海水準低下時に発生
沖積層が押え盛土のような状態で堆積
→地すべりは安定状態

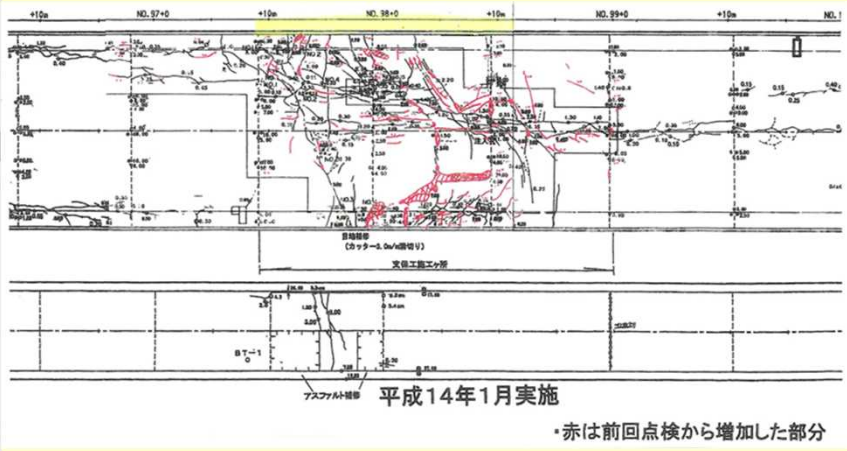


1.2　活動地すべりを貫いたトンネル



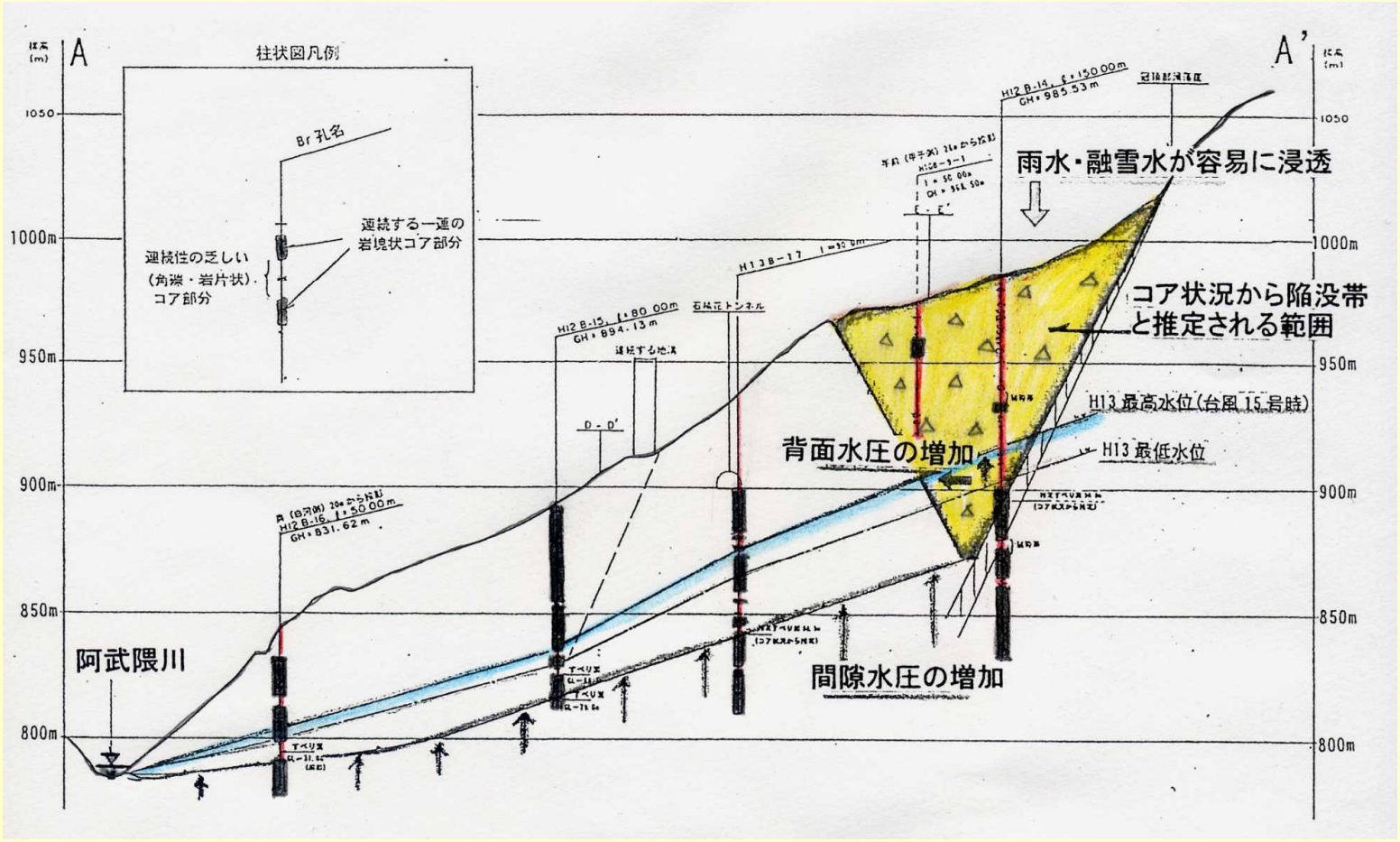






石楠花トンネル1995年供用→翌年変状→委員会96～02年
→別線ルート「きびたきトンネル」2006年竣工

地すべり断面図とトンネルの位置

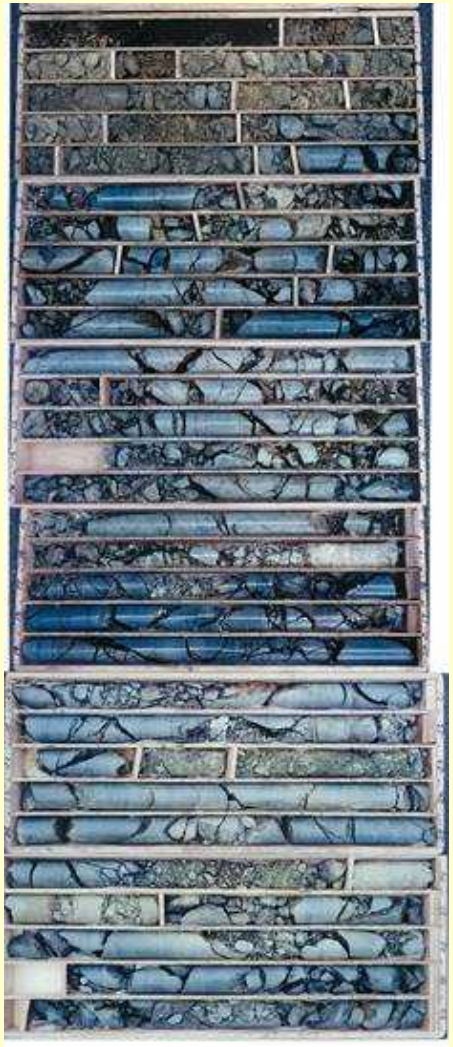


移動層のコアは塊状であるが、陥没帯ではコアが破砕されて透水性が良く地下水を多量に貯留

陥没帯と地すべり移動層のコア状況

地質：流紋岩、凝灰岩

陥没帯　0～30m



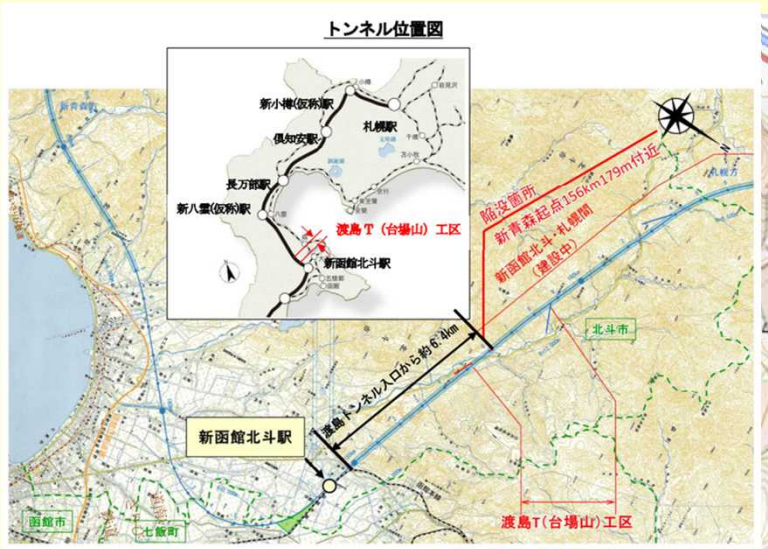
陥没帯　22～52m



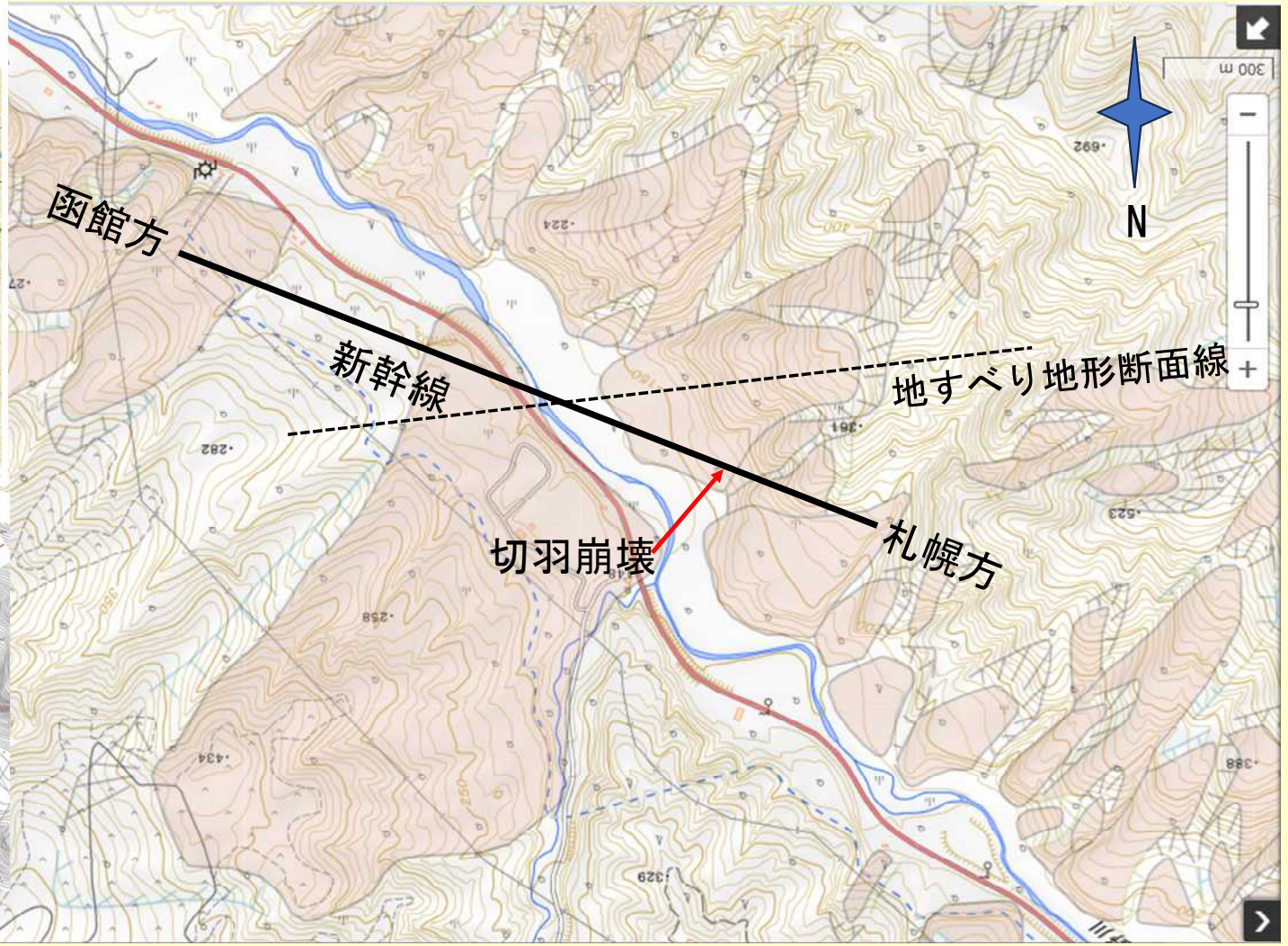
移動層　0～30m



1.3　トンネルの切羽崩壊と土砂流入　渡島トンネル（陸上トンネル国内最長32.675km）







土砂流入・地表面陥没の断面概要図

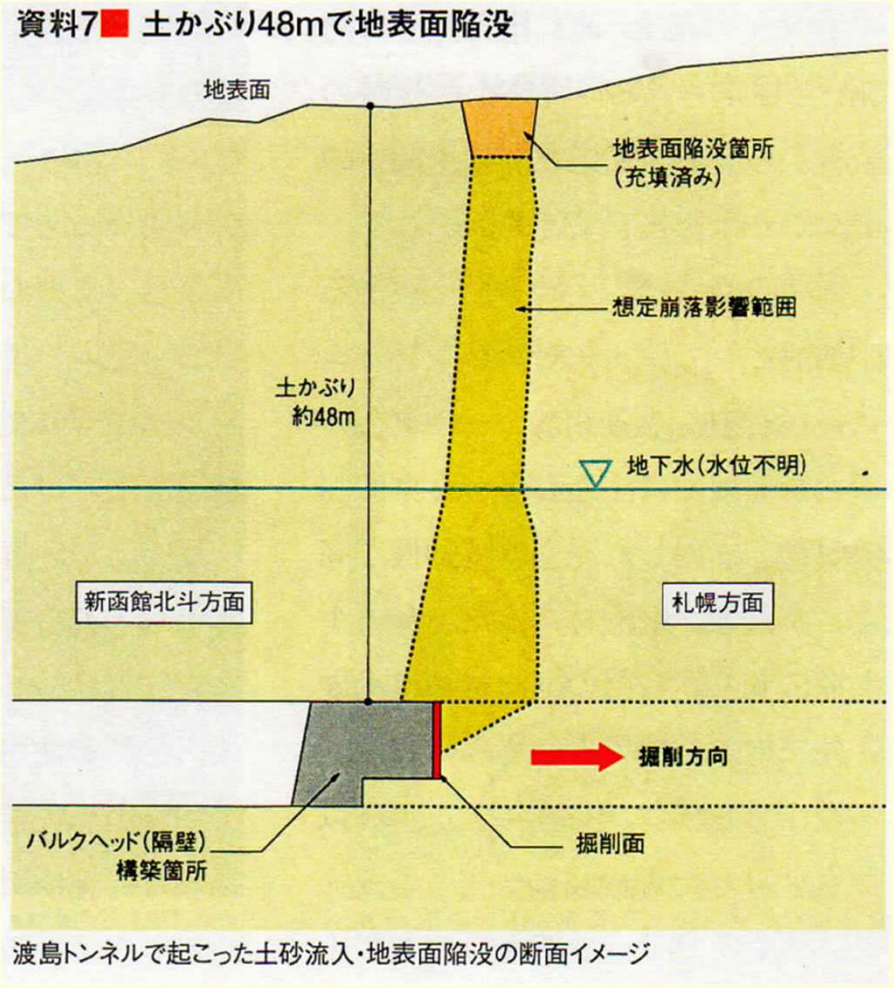
掘削停止位置直上付近の地表面の状況（令和４年５月 10 日午後３時 30 分頃撮影）





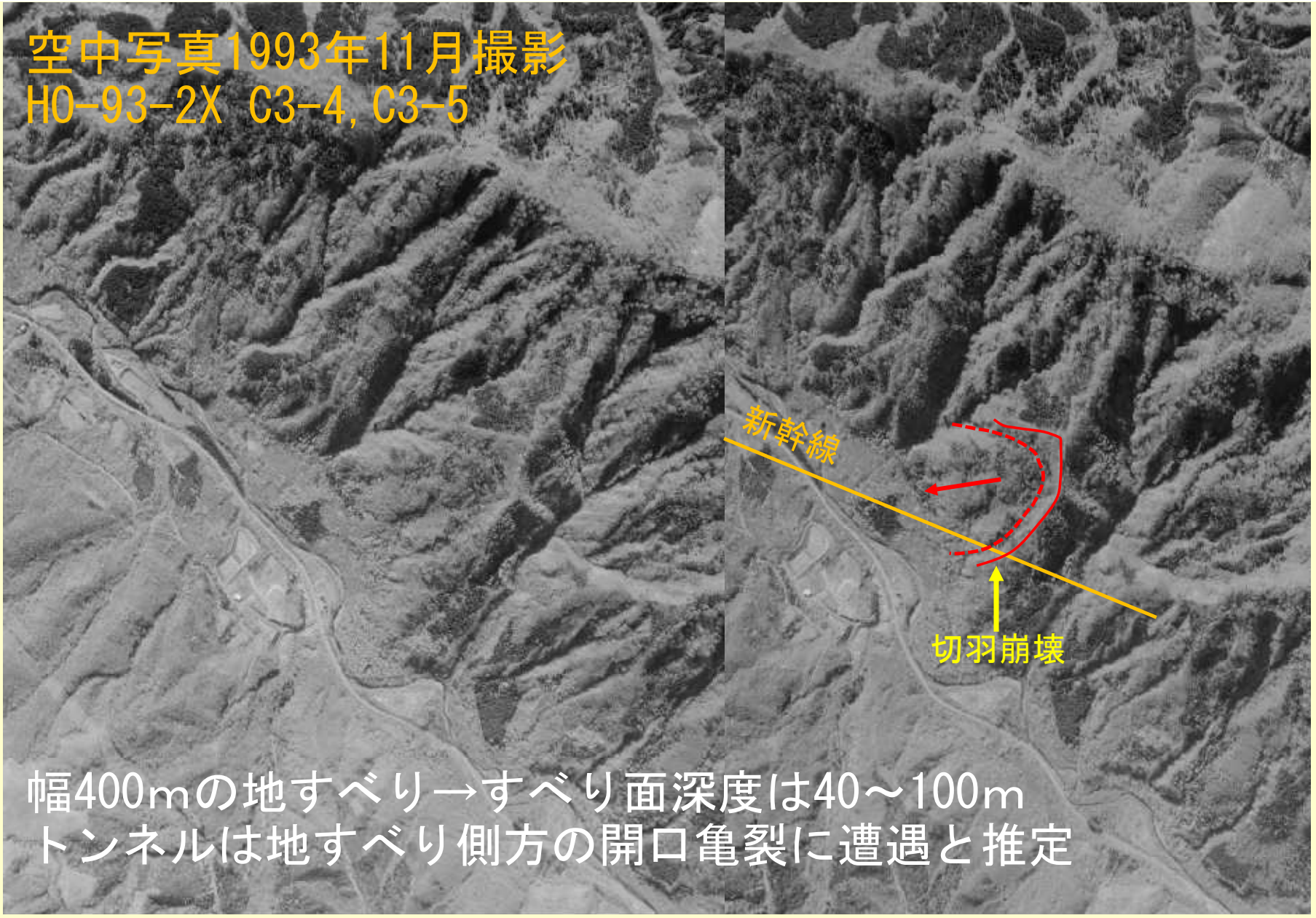
台場山工区の掘削面（土砂流入後の4月22日）。【画像：鉄道・運輸機構】

JRTT公表資料



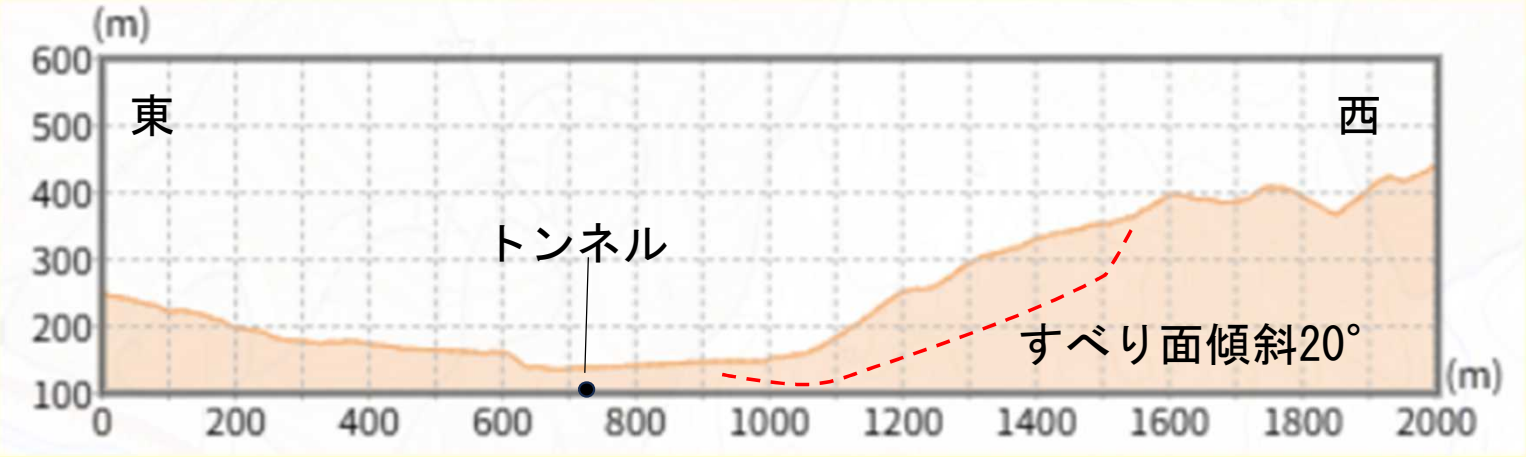
渡島トンネルで起こった土砂流入・地表面陥没の断面イメージ

日経コンストラクション2022.12


空中写真1993年11月撮影
HO-93-2X C3-4, C3-5
新幹線
切羽崩壊
幅400mの地すべり→すべり面深度は40～100m
トンネルは地すべり側方の開口亀裂に遭遇と推定

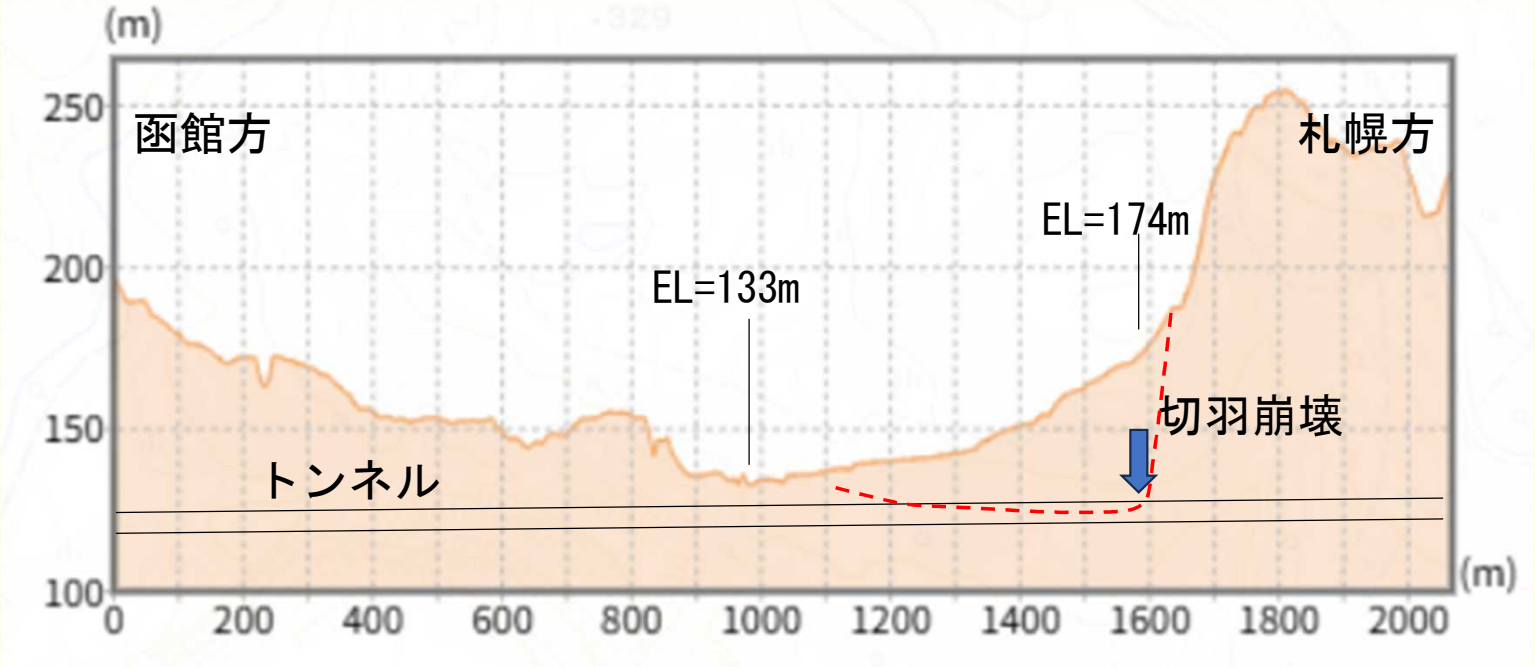
トンネルと地すべりの位置の関係

地質：



土砂流入原因
地すべりの側面引張
キレツに遭遇

地すべり断面図
縮尺　縦:横=1:1



トンネル縦断図
縮尺　縦:横=2:1

地すべりを見逃さないために　資料調査は大事な作業

既存資料による地形・地質情報などの収集

地形情報

地すべり地形分布図（幅150m以下の地すべり規模は非表示）
地理院地図：陰影図、赤色立体図、傾斜量図
空中写真：過去の地形の確認
レーザ測量地形図

地質情報

シームレス地質図（走向傾斜は省略されている）
縮尺1:50,000地質図（全国整備されていない）
都市圏活断層図、主要活断層図

その他

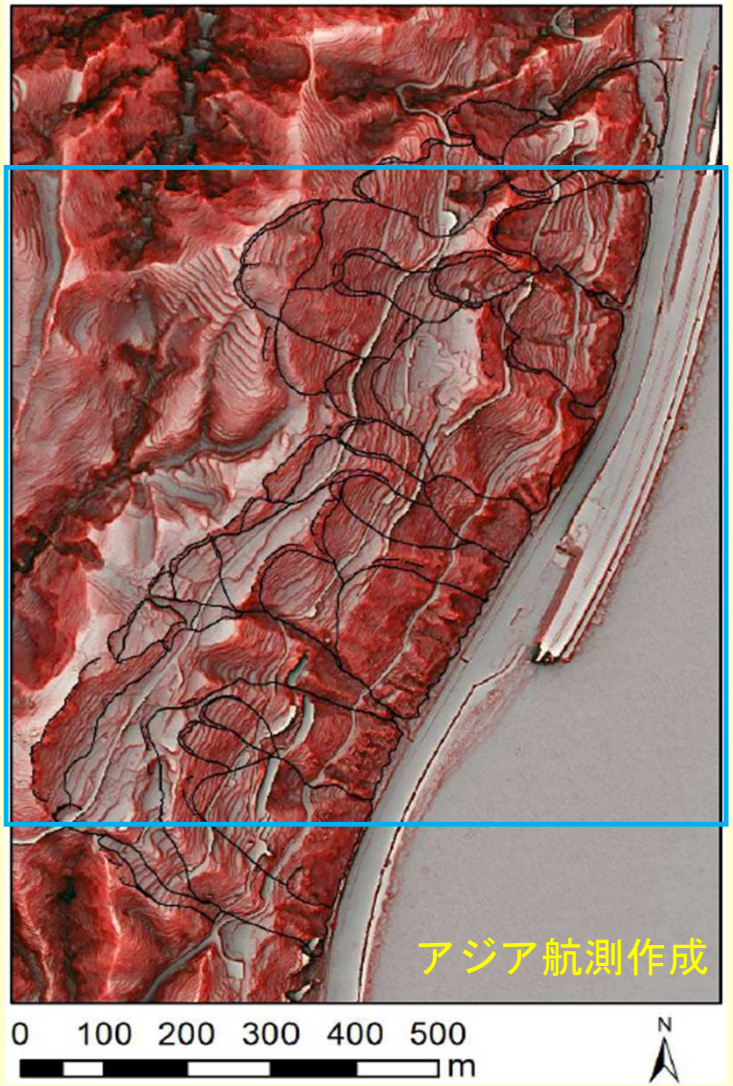
文献、Googleマップ、気象データ

航空レーザ測量データを用いた地すべり地形判読



地すべり地形分布図

幅150m以下の地すべり規模は非表示



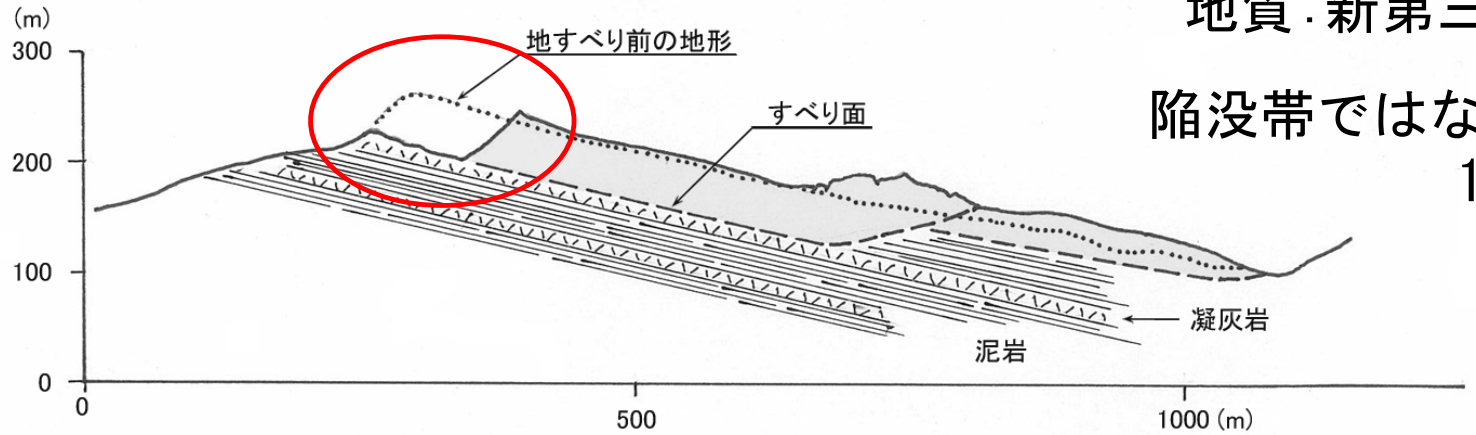
尾根付近の線状凹地　糸魚川市大所川上流域



尾根上から撮影した線状凹地



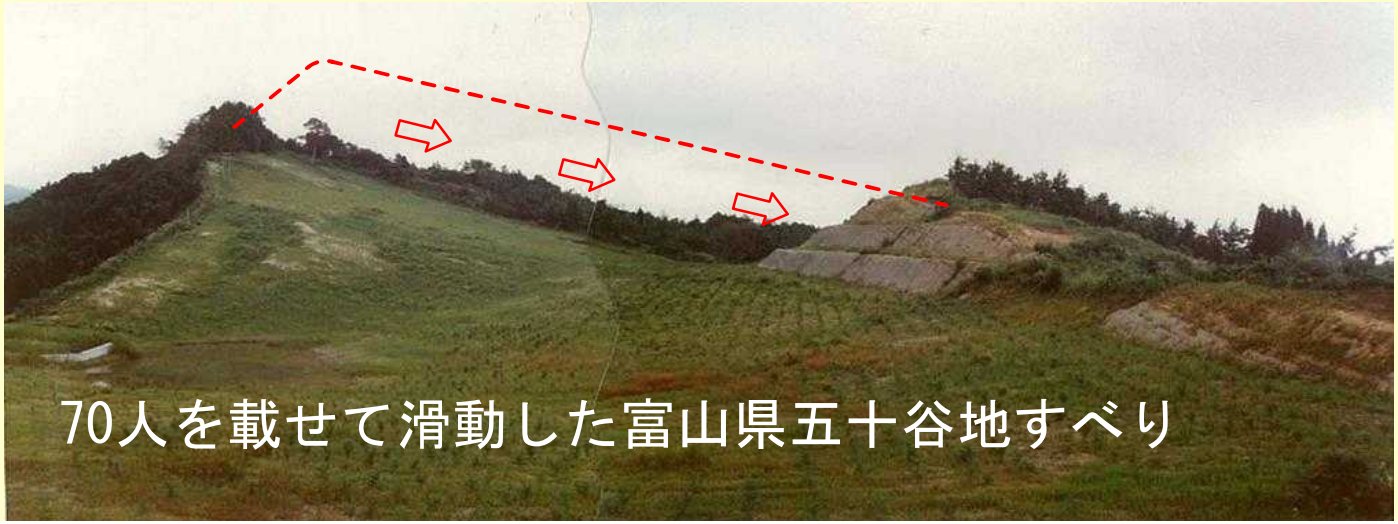
地すべり地の地質構造　　崩壊要因　流れ盤、融雪、重力変形



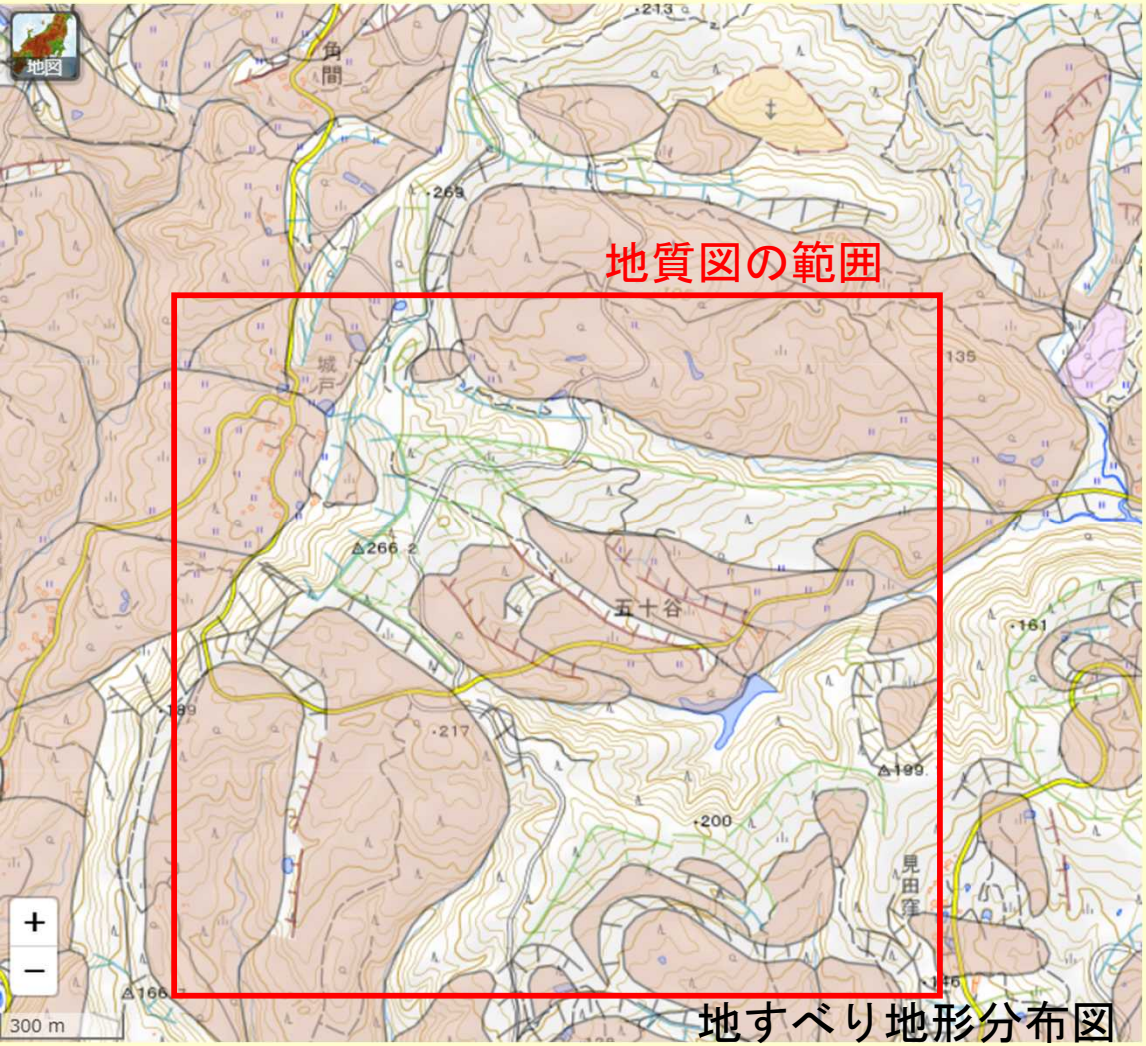
地質：新第三紀堆積岩

陥没帯ではない凹地の発生
1977年3月29日

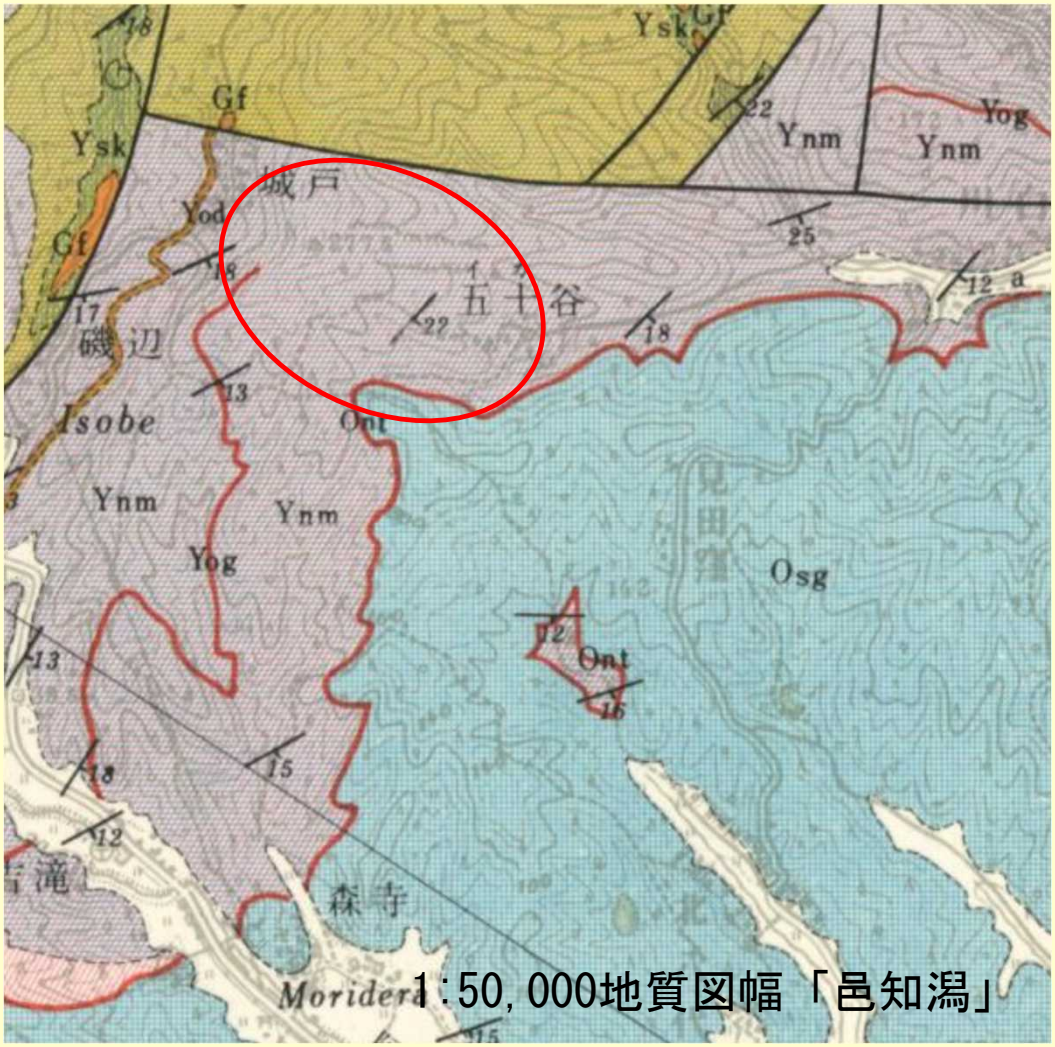
田 中 恭 一：昭和52年3月29日 富山県五十谷地区に発生した地すべ り、地すべり第14巻第2号、1977.
に加筆



地質図を確認　五十谷地すべり斜面は流れ盤（傾斜12～22°）



地すべり地形分布図



1:50,000地質図幅「邑知潟」

現地調査から得られる情報は多いが地質踏査は難しい

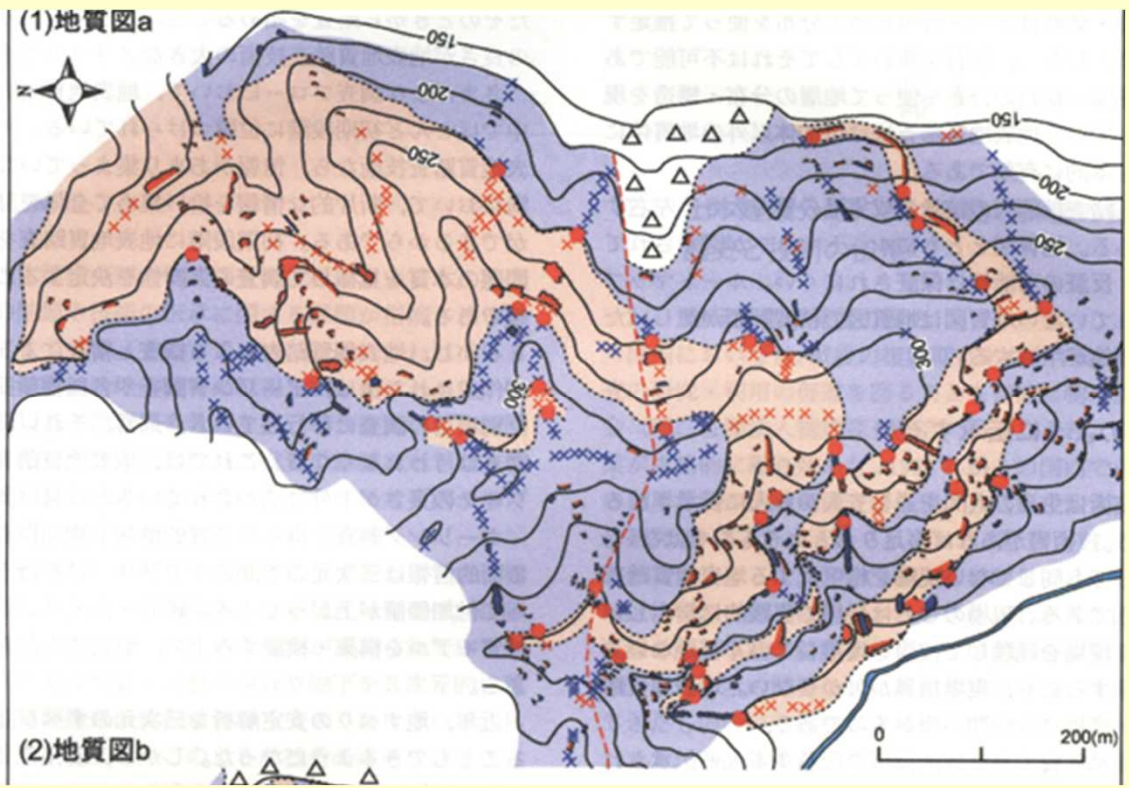


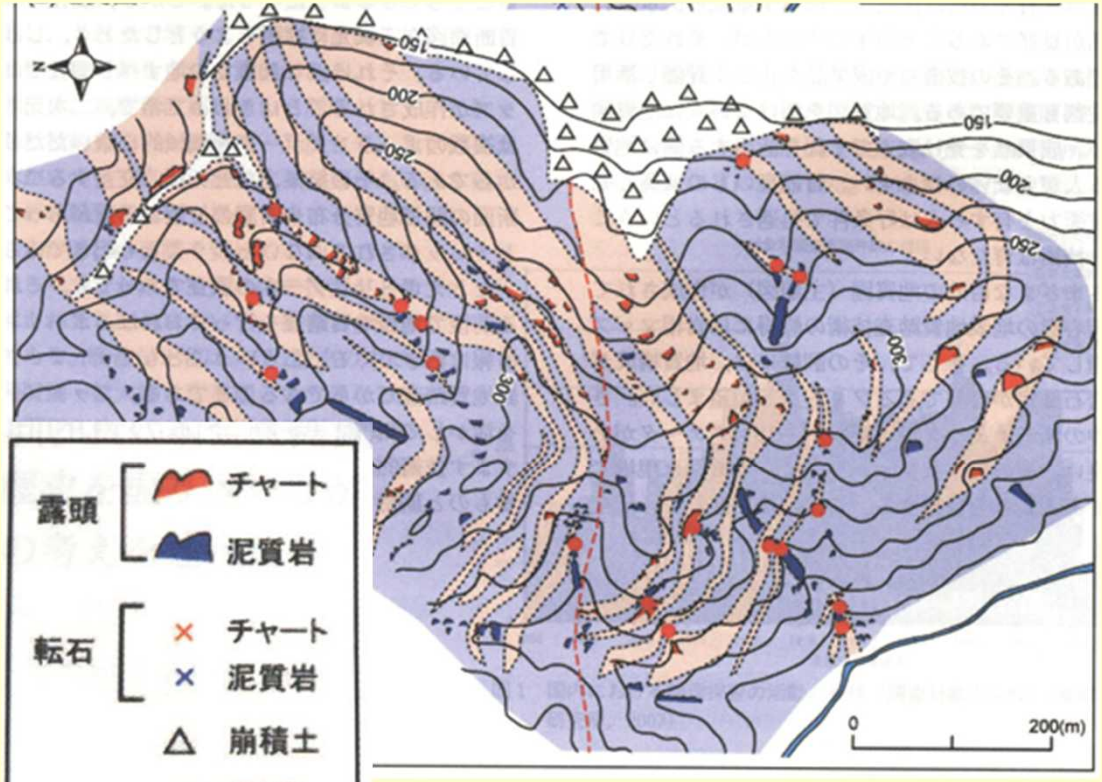
最も重視すべき調査（安価）・・・調査・設計・施工を左右

地すべり地の踏査（変状調査、地質調査、水文調査）

地表地質踏査　　踏査精度の差は地質図の違いになる

露頭（地質境界）と転石の調査例（左）と露頭だけの調査例（右）

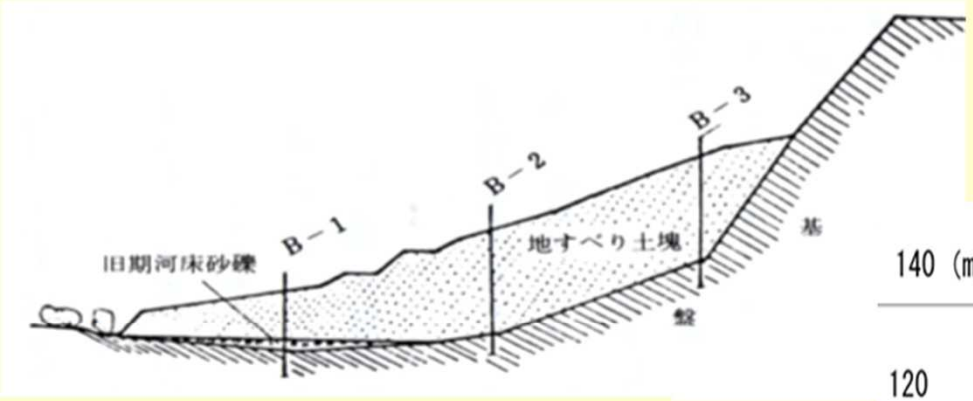




横山俊治：地表地質踏査技術の伝承、
地質と調査、2007

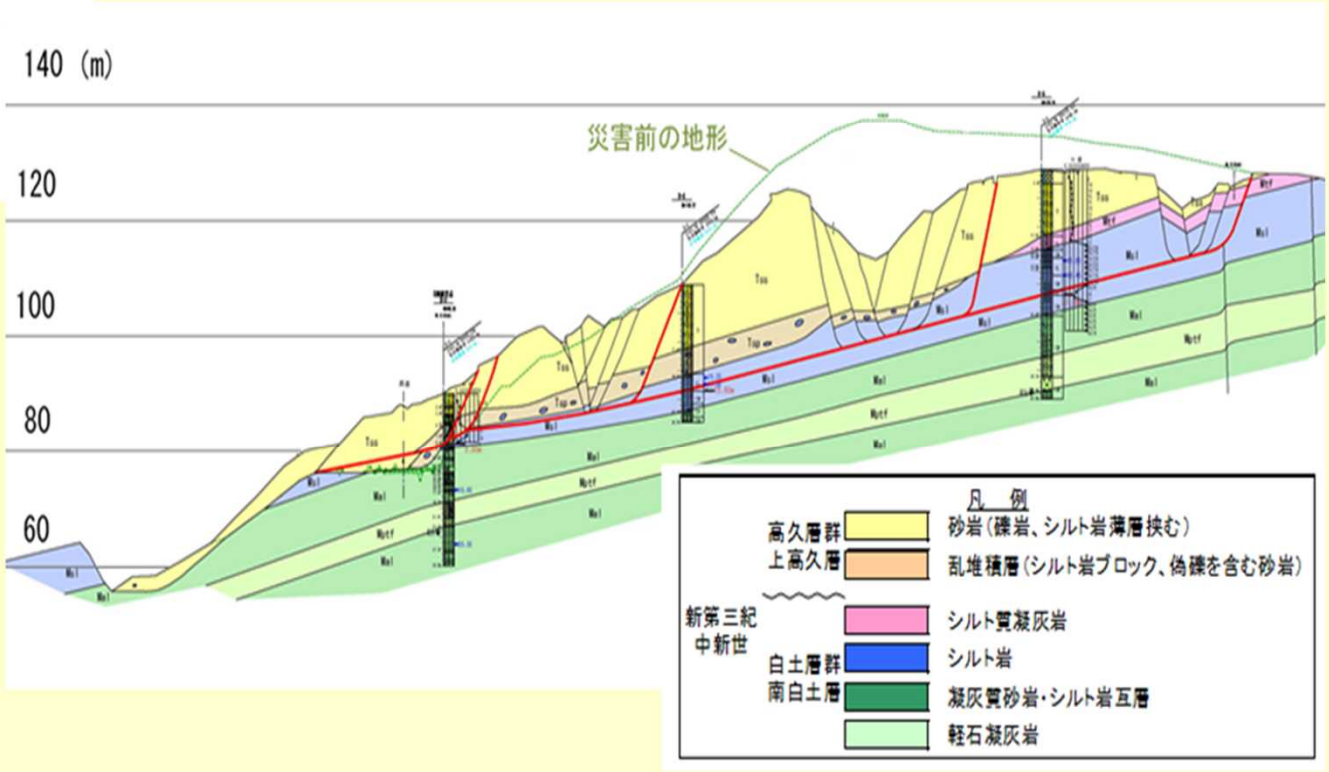
地すべりの素因がわかる地質断面図の作成

断面図から流れ盤構造で特定の地層で滑動したことが読み取れる



上図
地質構造が不明な断面図の例

右図
地質構造が示された断面図の例



地すべりを見逃さないために

1．資料調査で地すべり分布等の把握

地形情報、地質情報関係の資料がネットで無料入手

2．現地踏査は安価で重要な調査

地質踏査は変状調査を兼ねて地すべりの規模や素因解明に役立つ

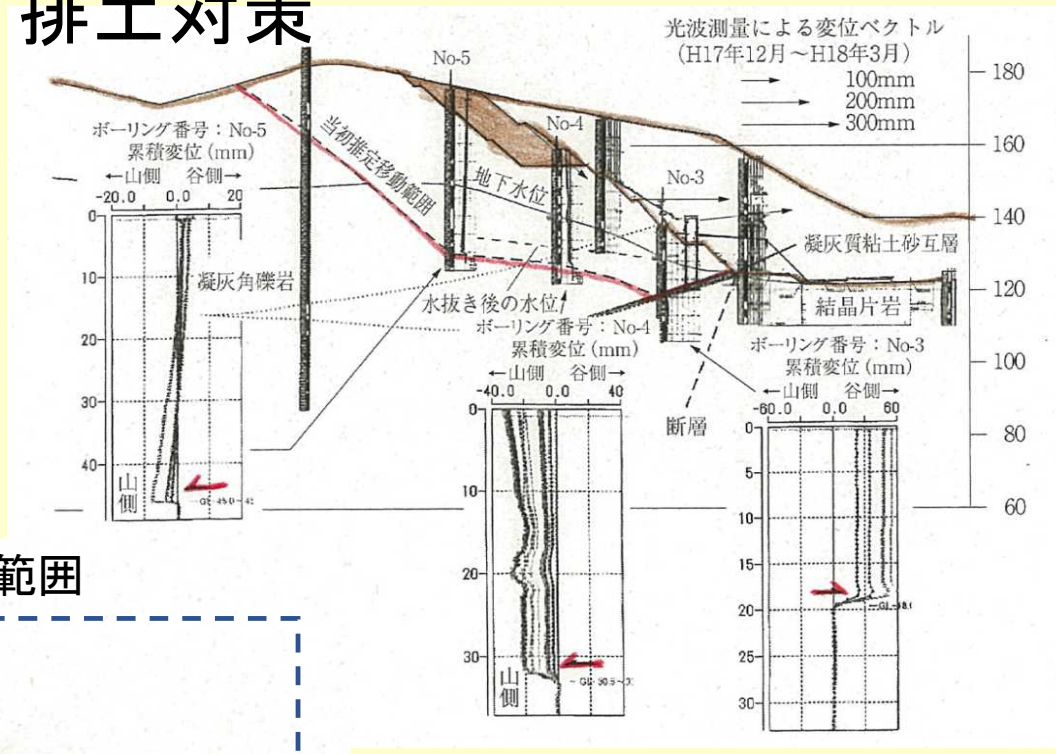
２．地すべりの規模の誤り

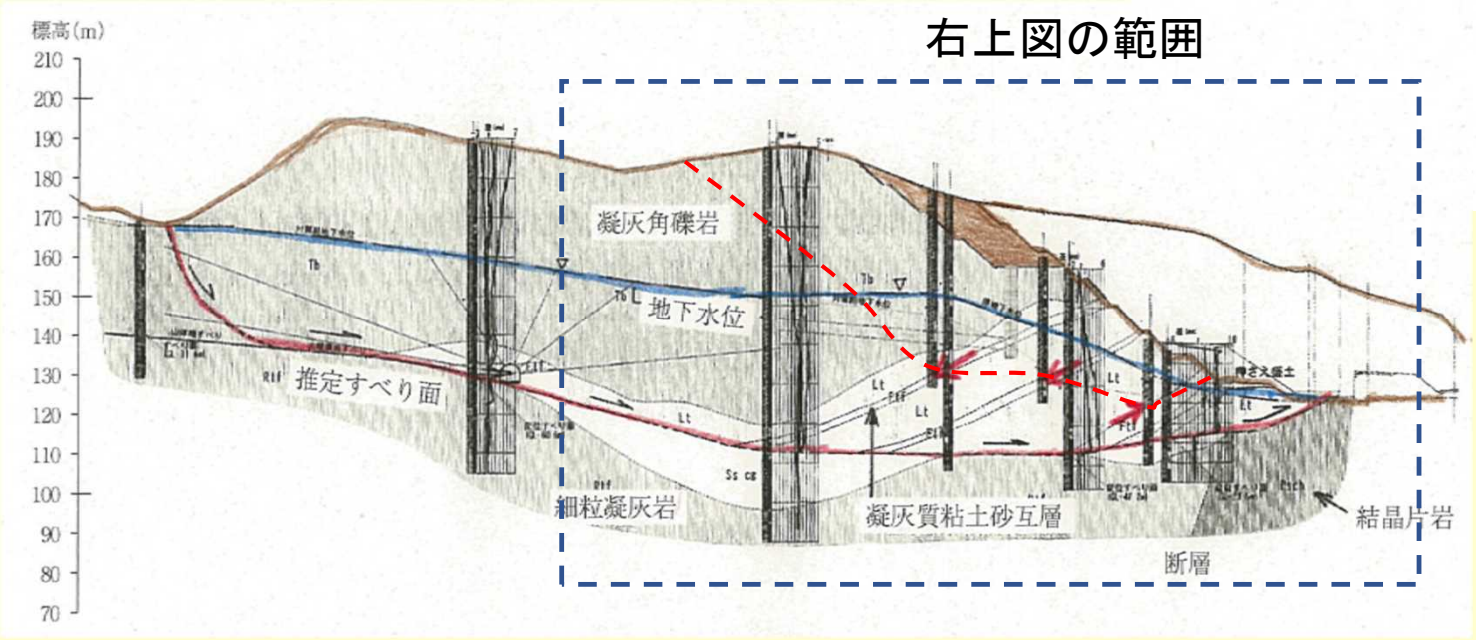


東日本大震災いわき市2011.4.11（余震）

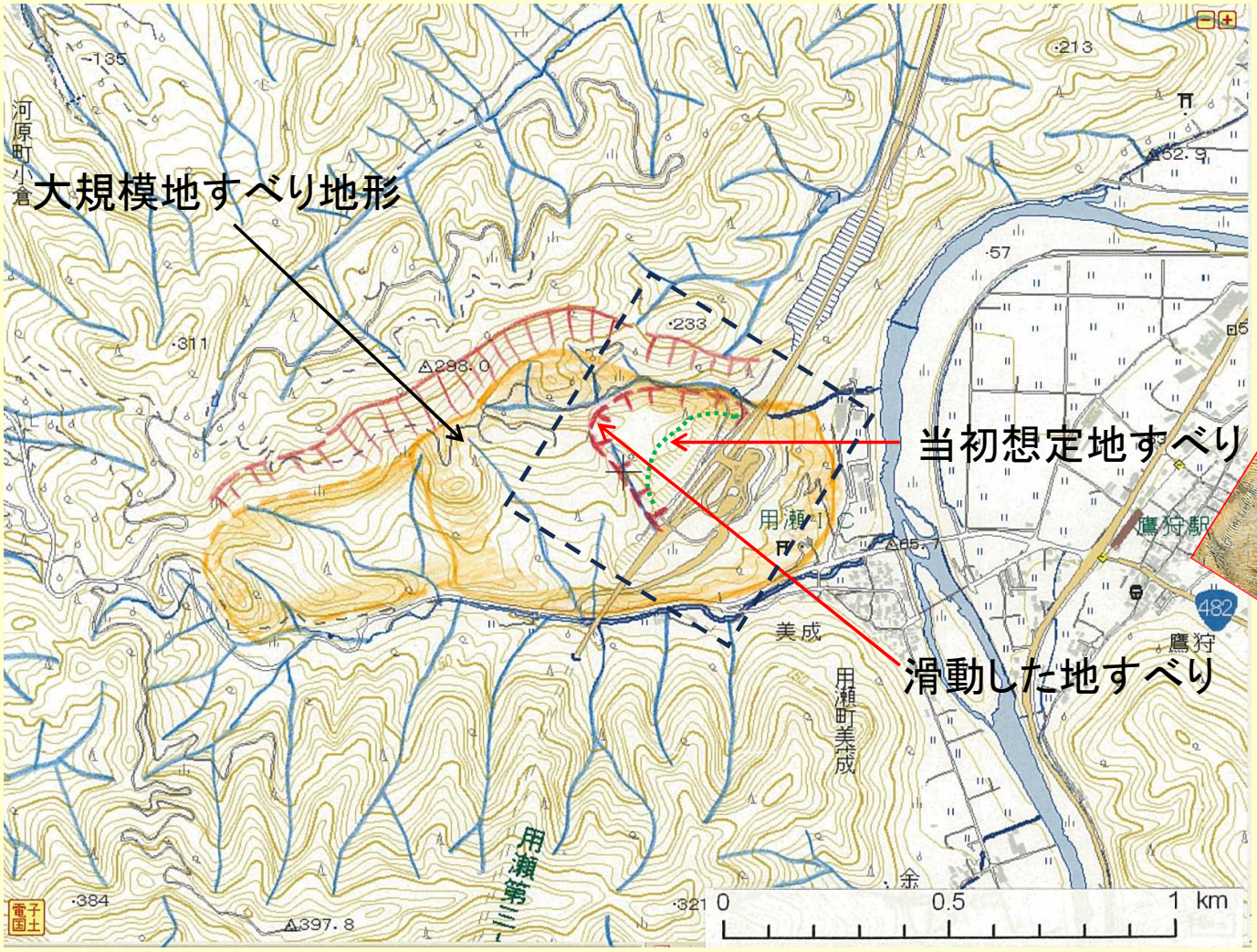
2.1　大規模地すべりに気付かず排土対策

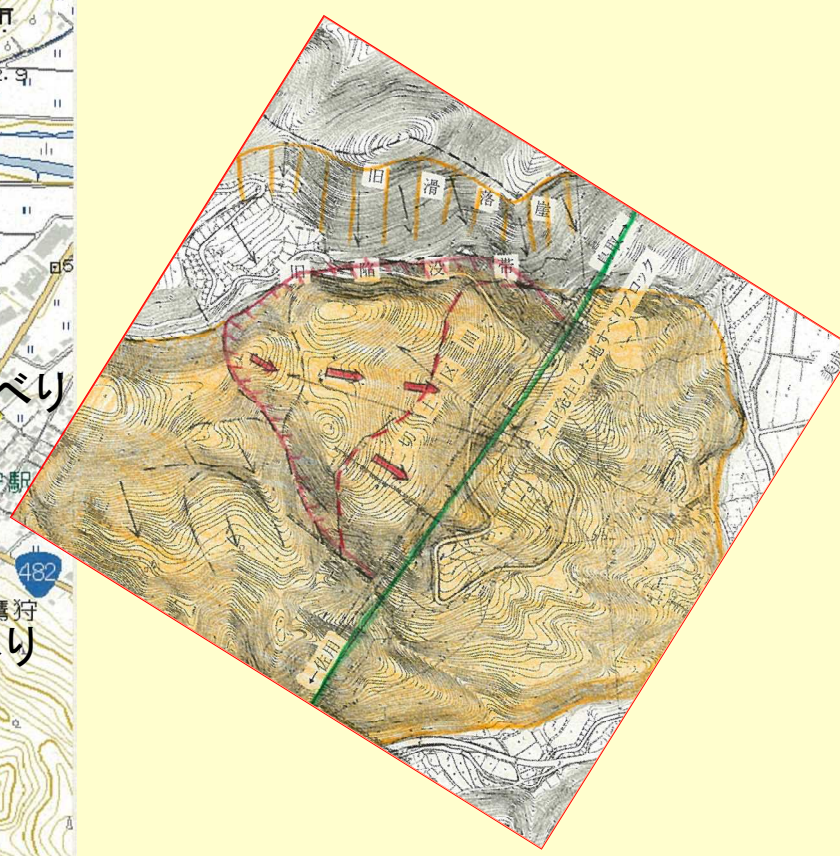
応急の排土対策は裏目に・・・
地すべり変位は止まらず



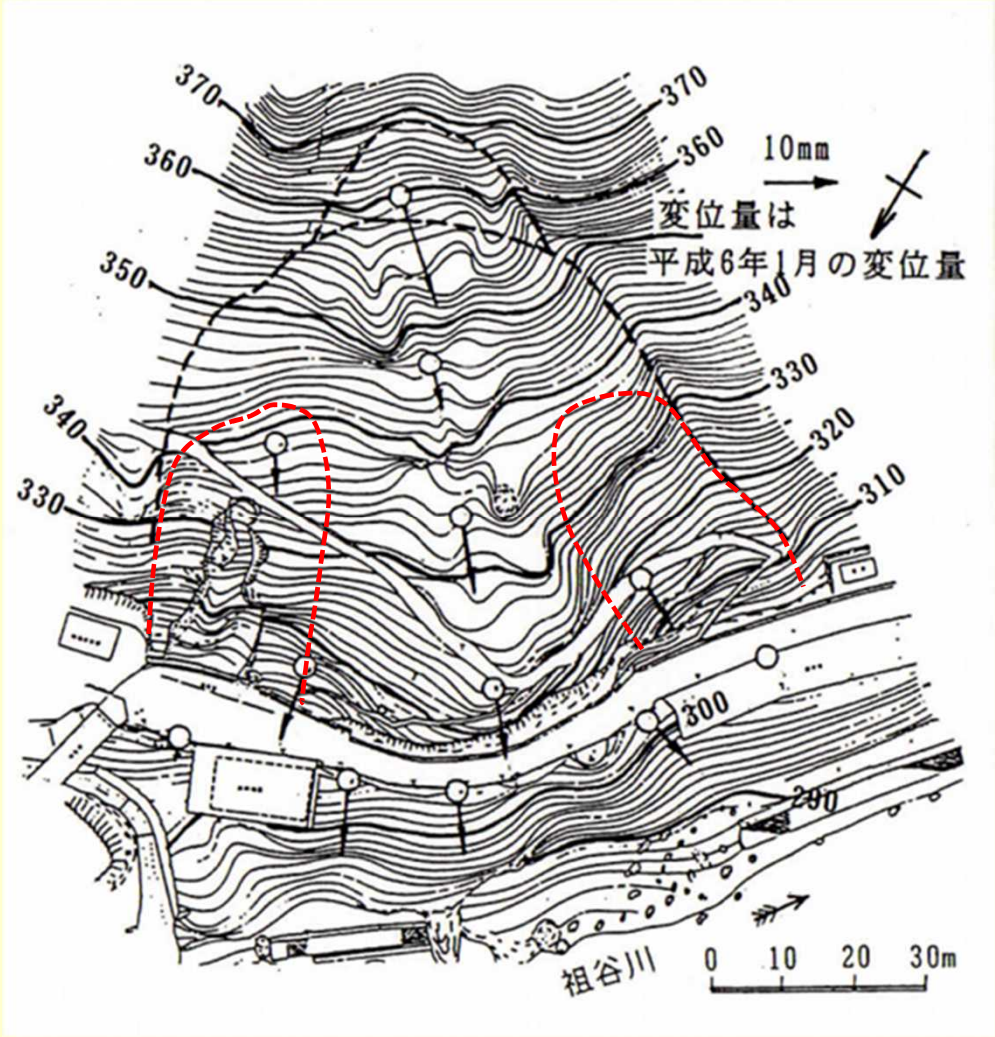


切土によって大規模地すべりの一部が滑動





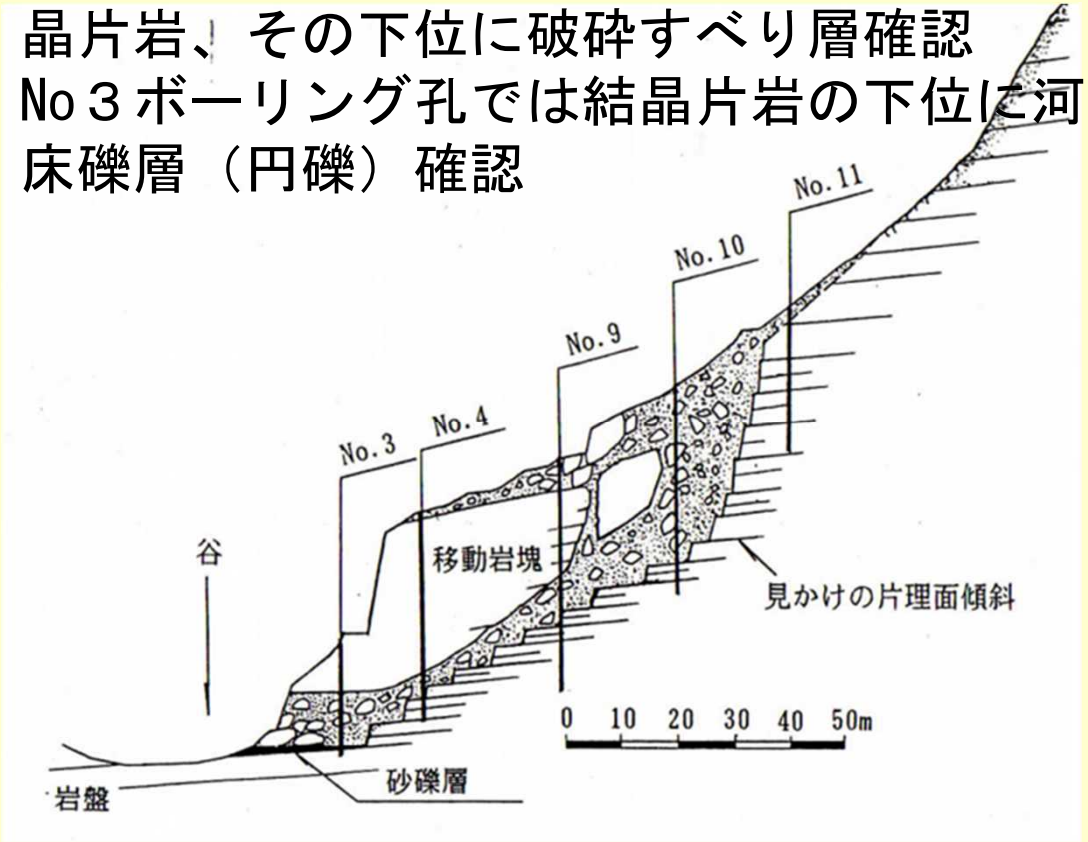
2.2　2か所の地すべりは一体であった



当初調査計画は左右2か所の地すべりと誤認（地表踏査不足）

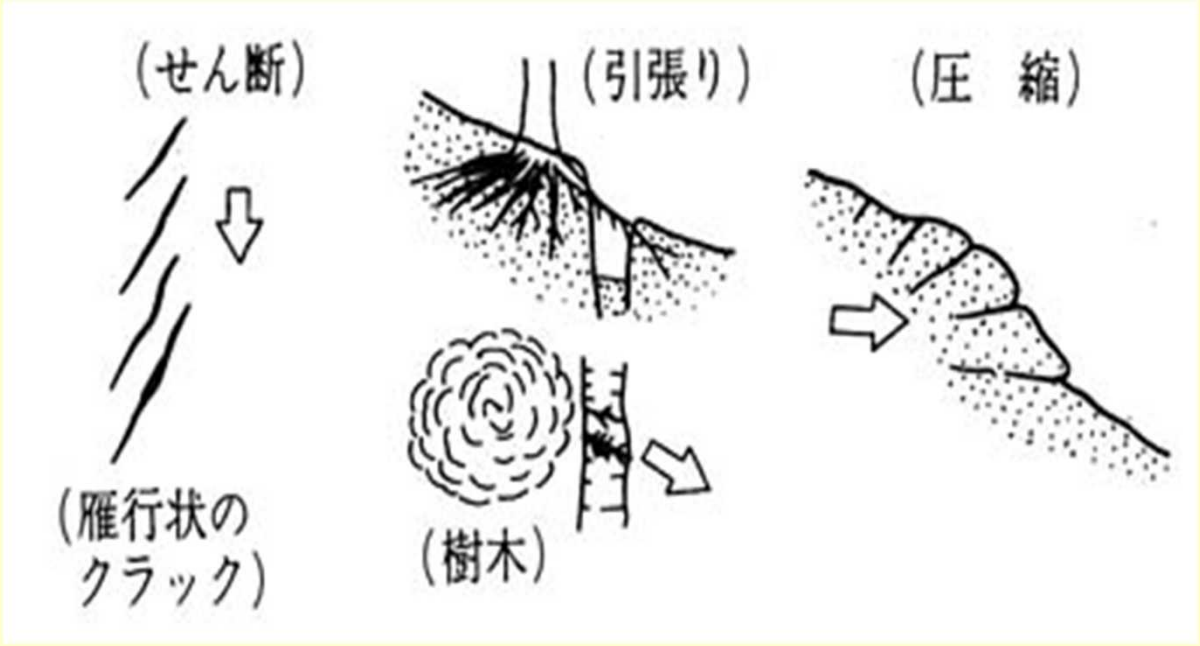
No４ボーリング孔では深度30mまで硬岩の結晶片岩、その下位に破砕すべり層確認

No３ボーリング孔では結晶片岩の下位に河床礫層（円礫）確認



地すべりの平面形状の把握

地表の変状の種類と位置の確認



クラックの区分、分布、方向(走向)

変位量(開口幅、ズレ、落差)


引張亀裂と根系の伸び


滑落崖と根系の伸び

地すべり末端の圧縮状況

地すべり末端の圧縮部モデル

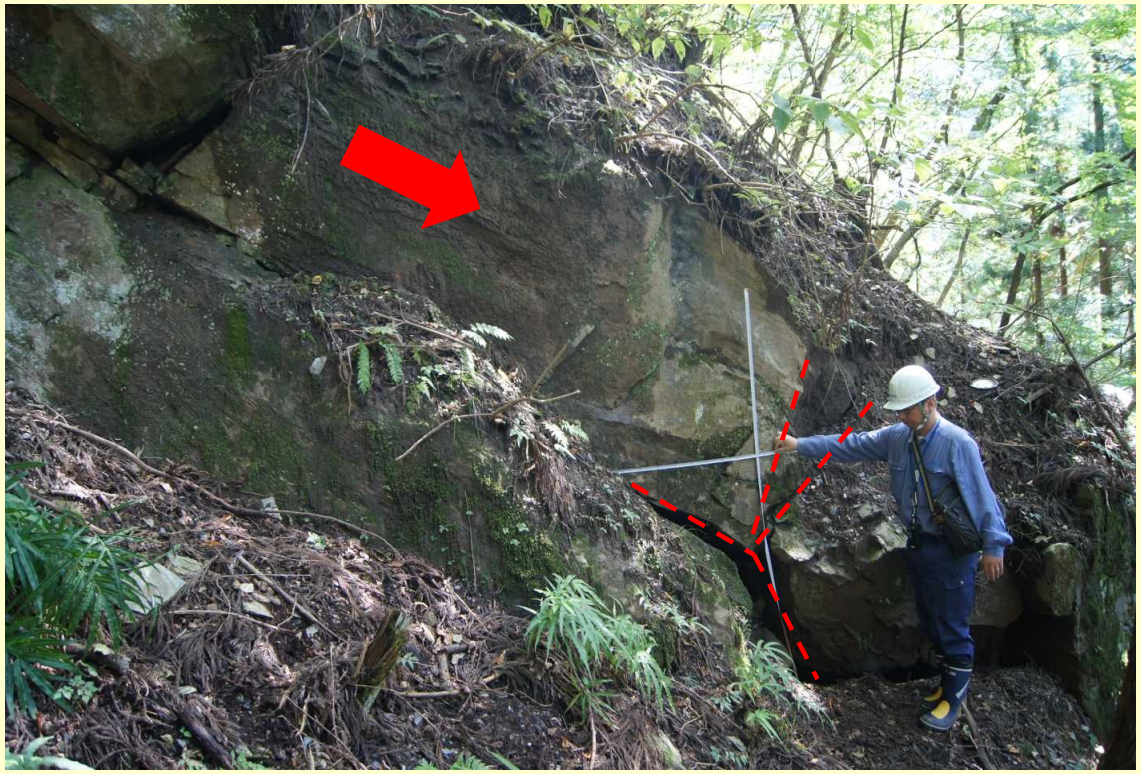








地すべり末端付近の圧縮（座屈）部



石灰岩層の変位状況



結晶片岩の座屈

引張クラックとせん断クラック



引張開口クラック

クラックの方向、落差、開口幅などに注意して記録



せん断クラック（杉型）

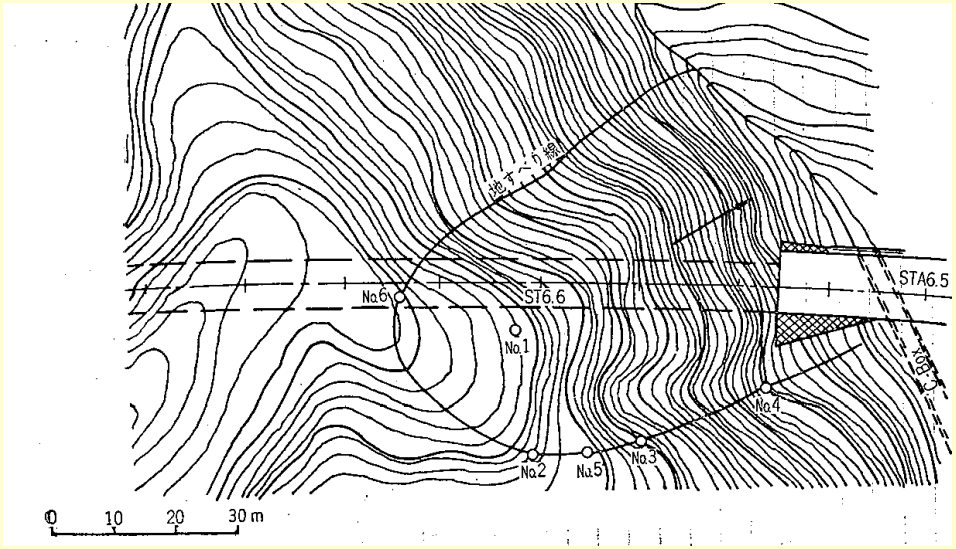


せん断クラック（ミ型）

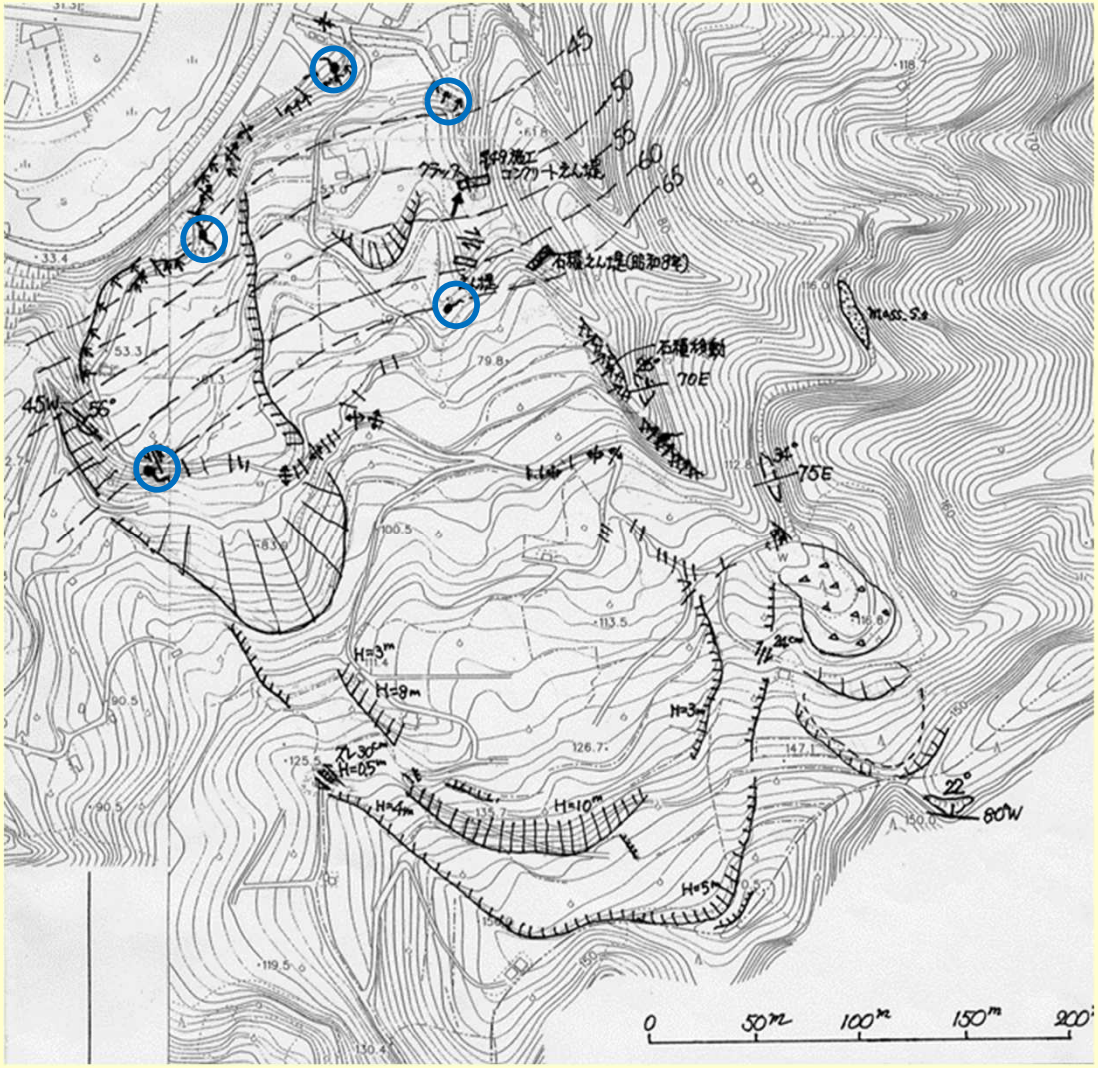
踏査による地すべり範囲の確定

湧水点の確認→水圧コンターを推定

地質は砂岩泥岩互層
流れ盤斜面
頭部滑落崖の引張領域
側方のせん断亀裂
末端・側方の圧縮押出し変位

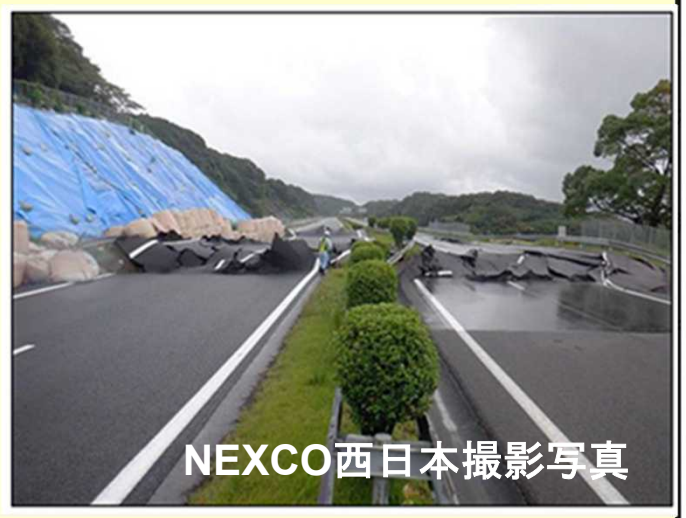


地すべり範囲の決定根拠が不明な例

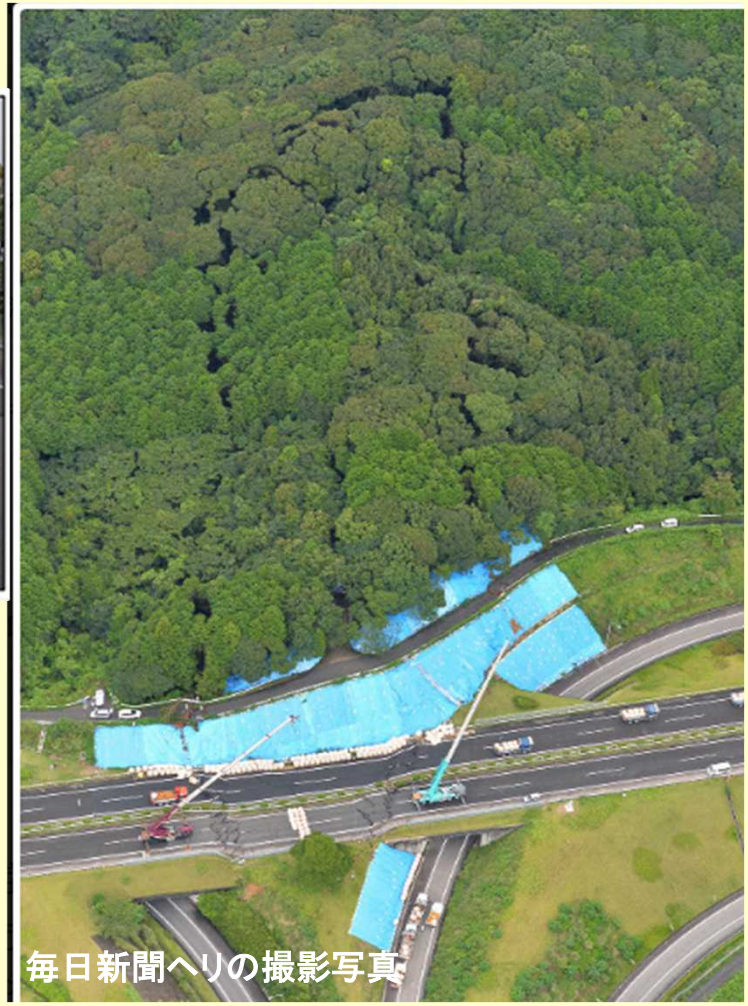


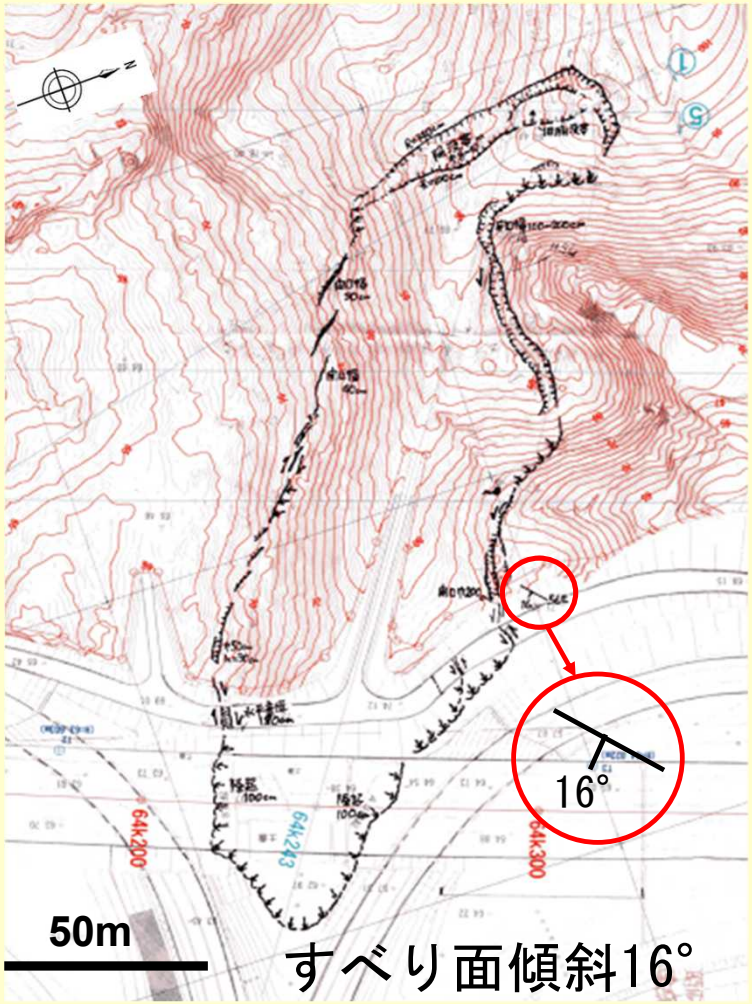
地すべり範囲の決定根拠が明瞭な例

地すべり平面形の把握例　（長崎道武雄JCT地すべり）　2019年8月28日



発生時
連続雨量
200mm
時間雨量
50mm





2.3　ボーリング調査深度の誤り　男神山の巨大地すべり

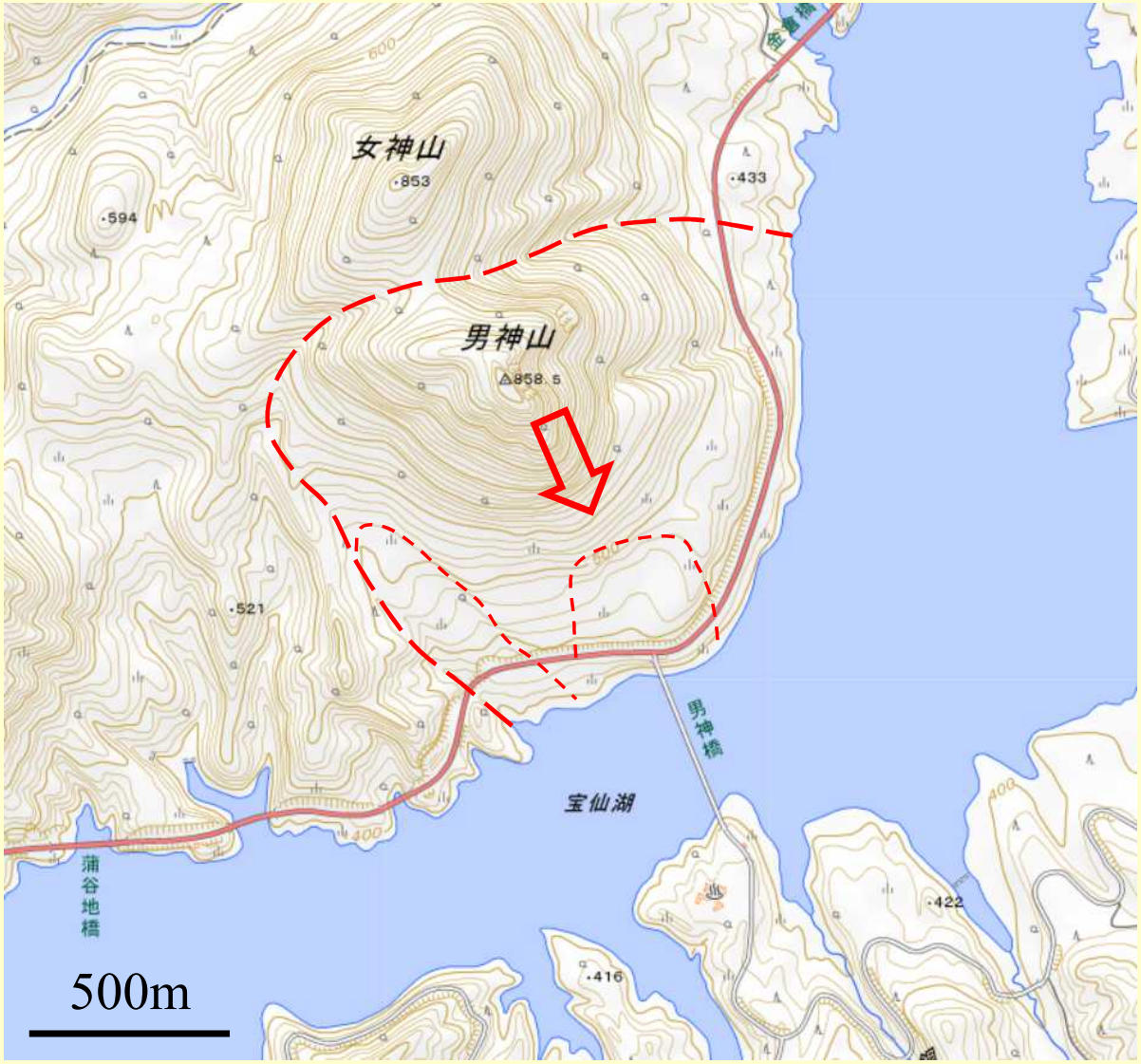


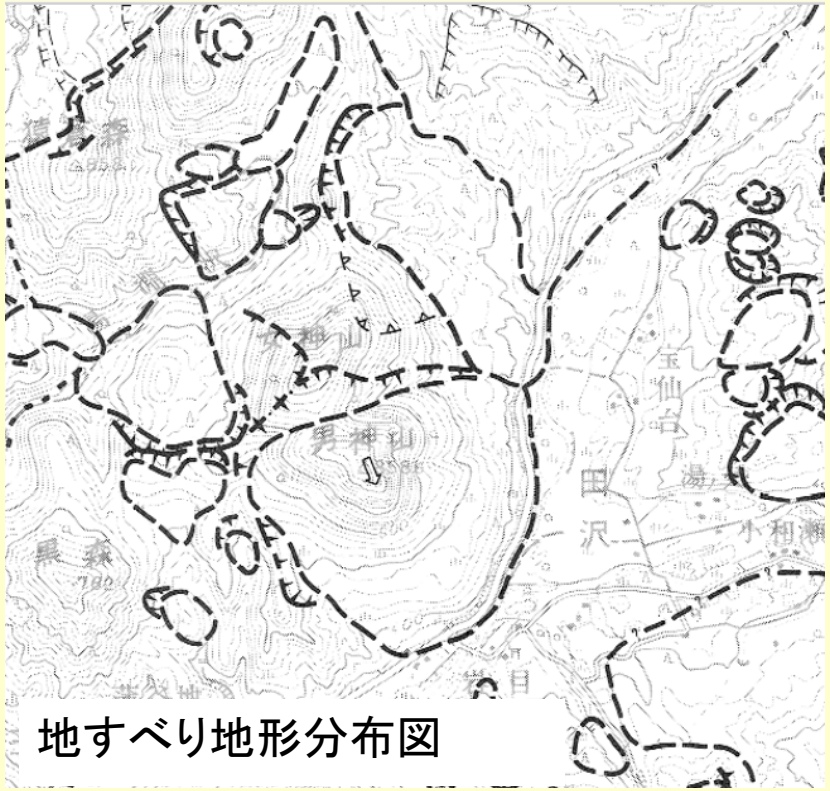


地すべり規模の誤り
調査ボーリング（80m）はすべり面に達せず
幅（W）と厚さ(D)の関係から再調査

ボーリングコアは120mで不動層に到達
地質はデイサイト

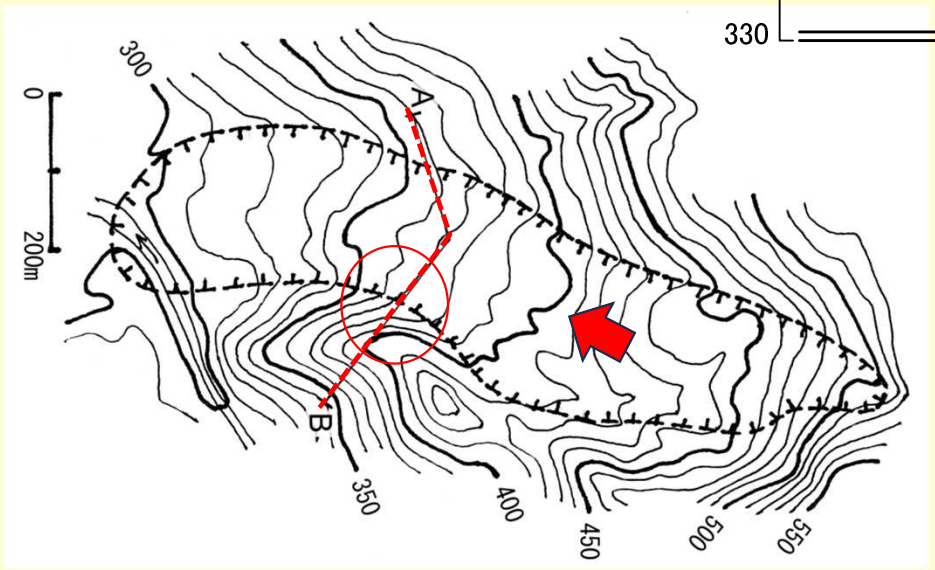
男神山の地すべり　　玉川ダム湖右岸

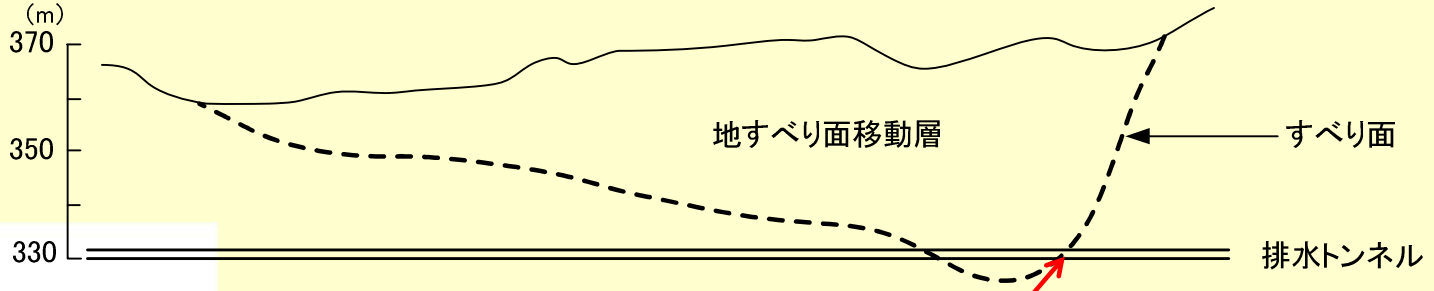



地すべり地形分布図

地質
男神山：デイサイト
周囲：砂岩・泥岩
（新第三紀層）

2.4　すべり面深度の想定ミス

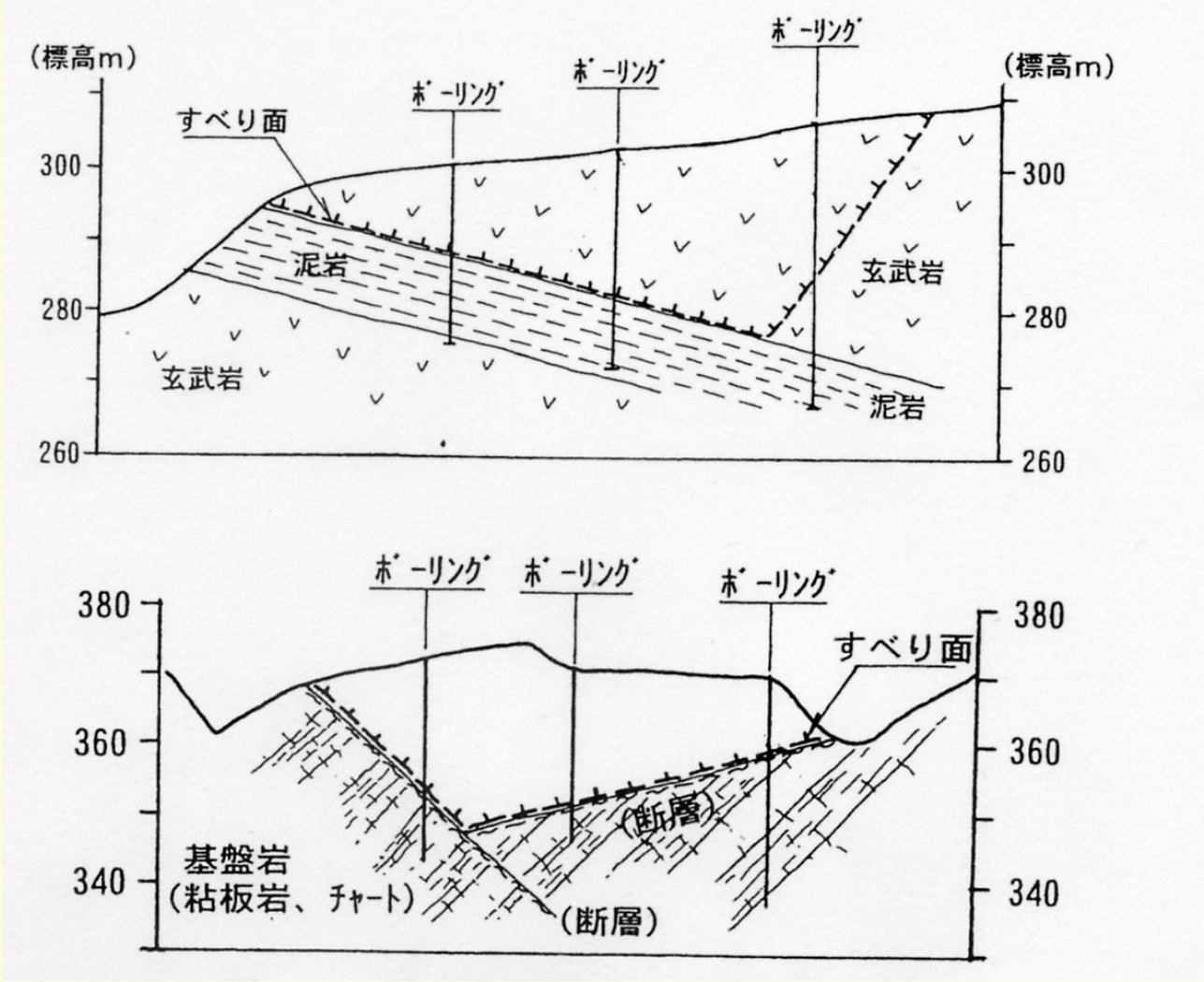






排水トンネルが移動層を貫通
断面の中央がすべり面の最深部ではない！

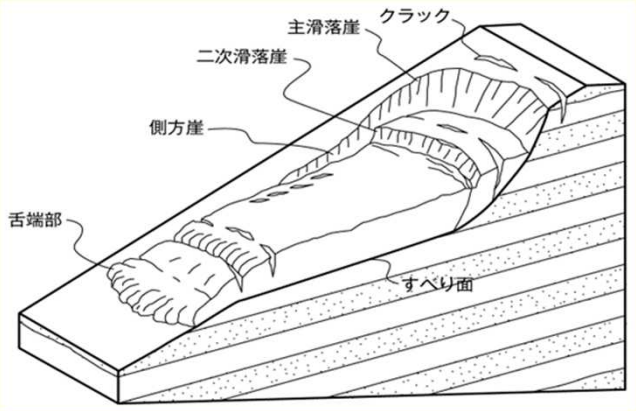
地すべりの横断形状の例



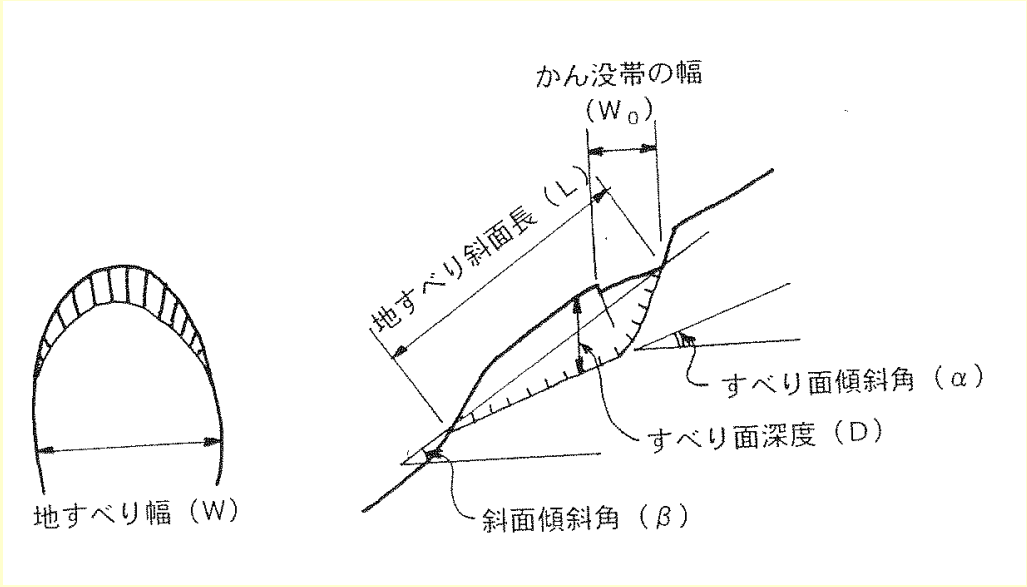
地質構造に規制されて非対称な場合が多い

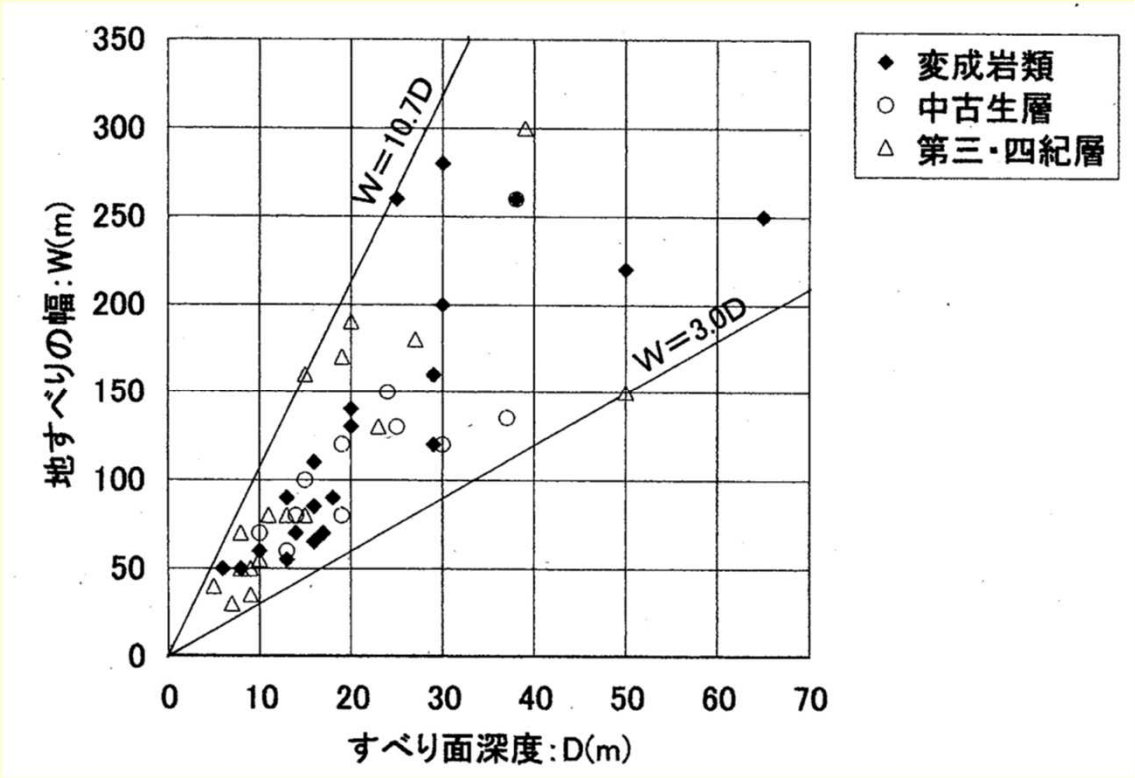
地すべり横断面図の中央が深いとは限らない

地すべりの深度を誤らないために



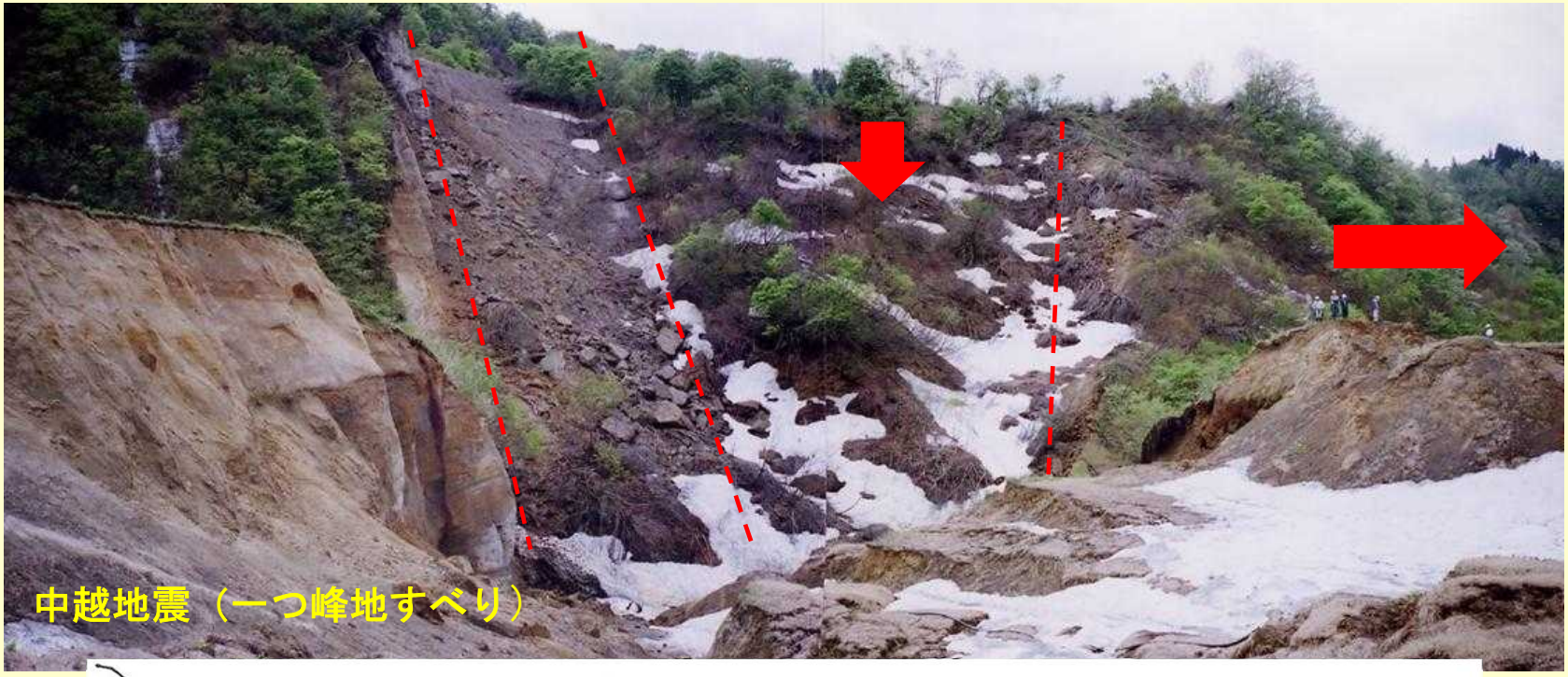
頭部陥没帯とすべり面深度の関係
地すべりの幅とすべり面深度の関係（下図）

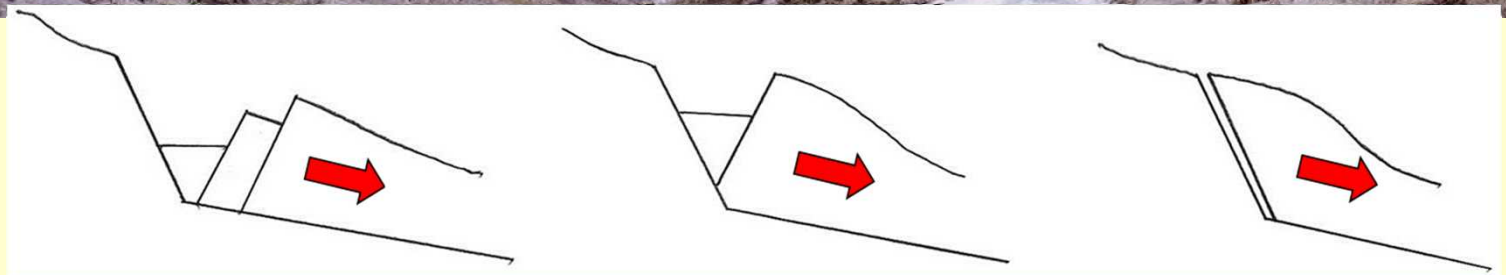




地すべり頭部の陥没帯の形成

本体が右に移動し、引張ゾーンが陥没

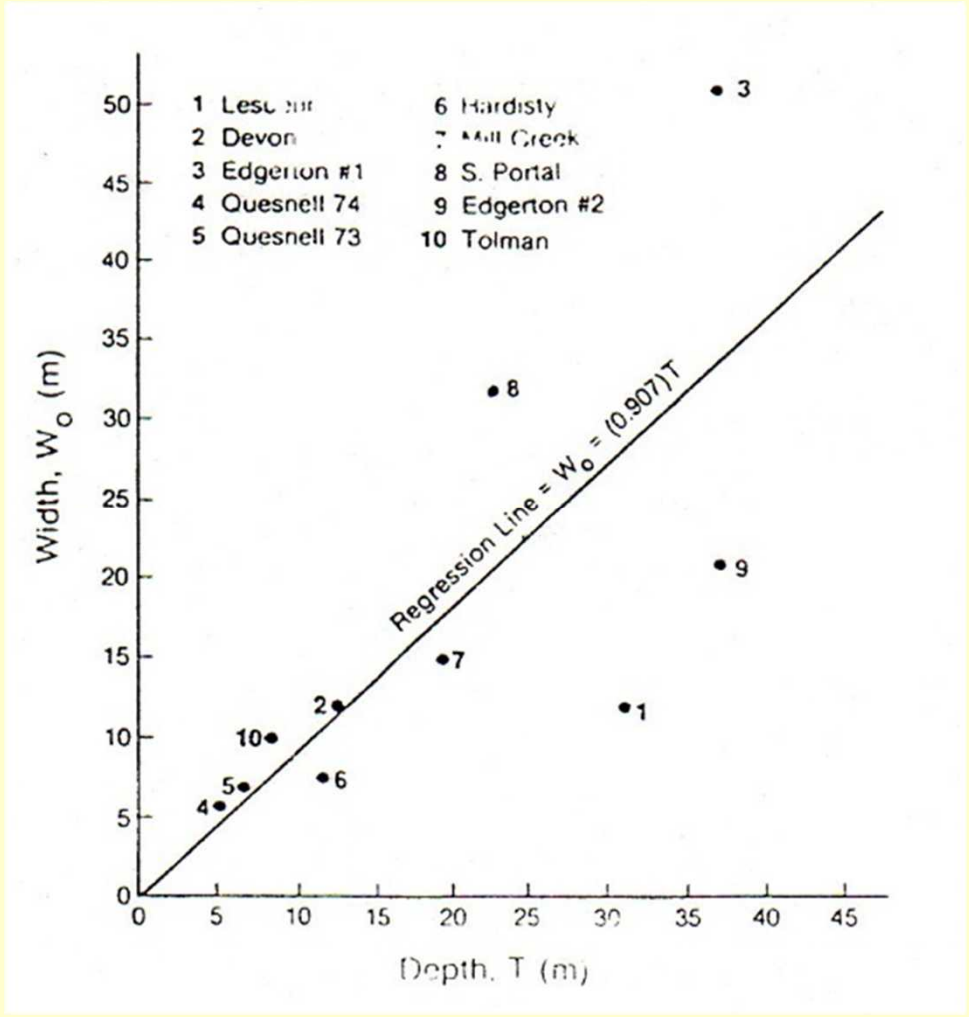


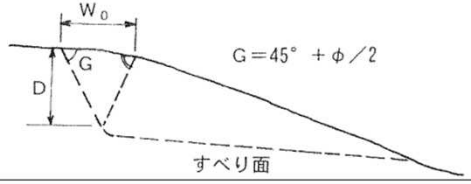


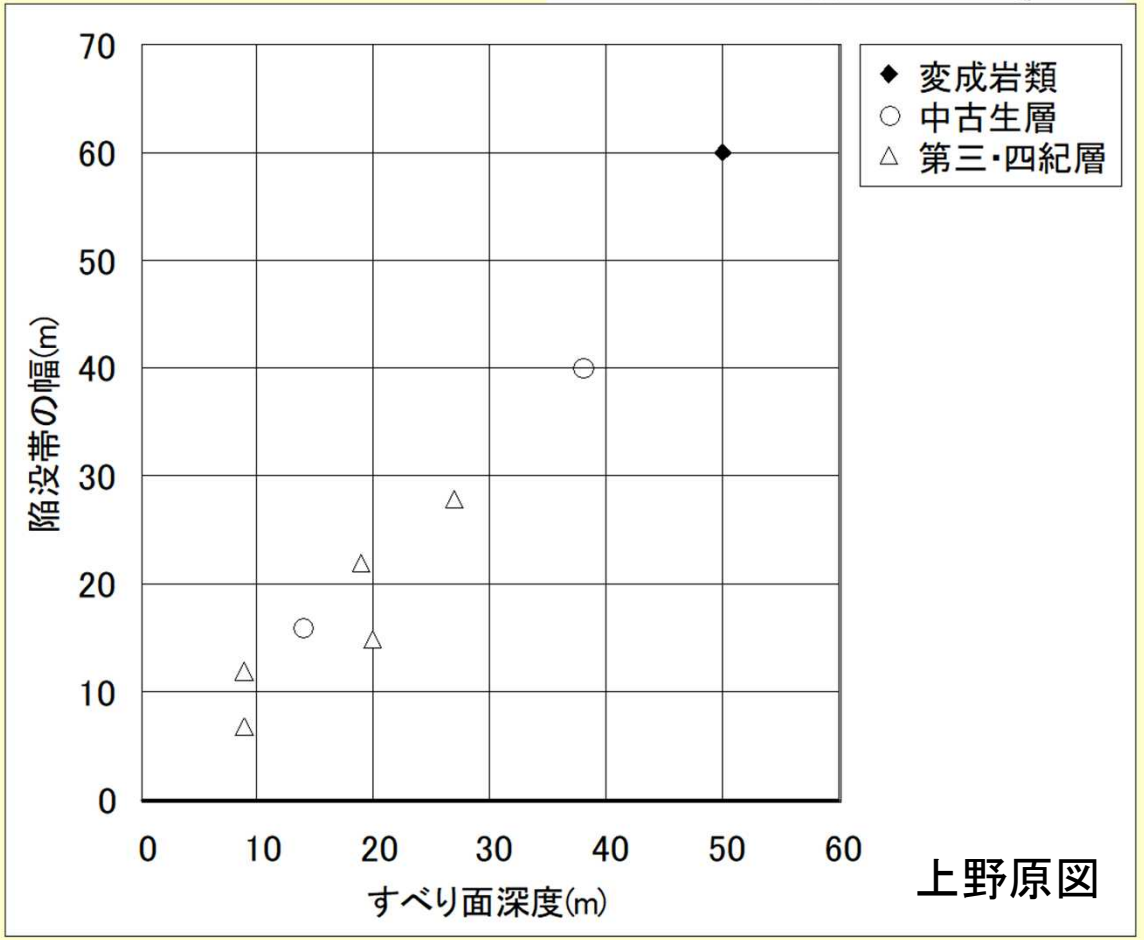
申(1995)による地すべり頭部における陥没凹地の形成過程を簡略化

申潤植(1995)：地すべり工学-最新のトピックス、山海堂、p.79

陥没帯の幅とすべり面深度の関係







D.M.Cruden (1991) Observation of Graben geometry in landslides

地すべりの範囲や規模を誤らないために

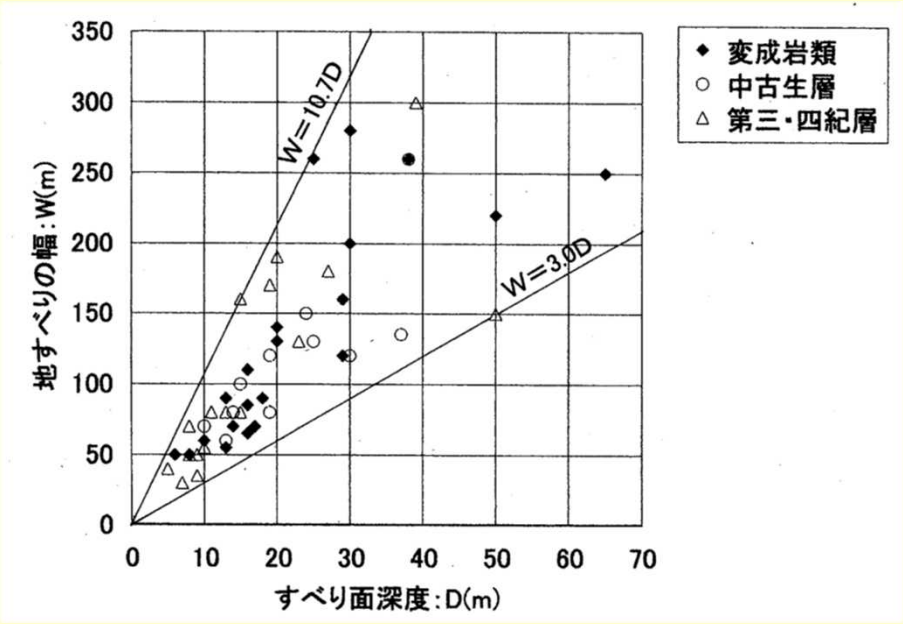
1. 地すべりの平面範囲の把握

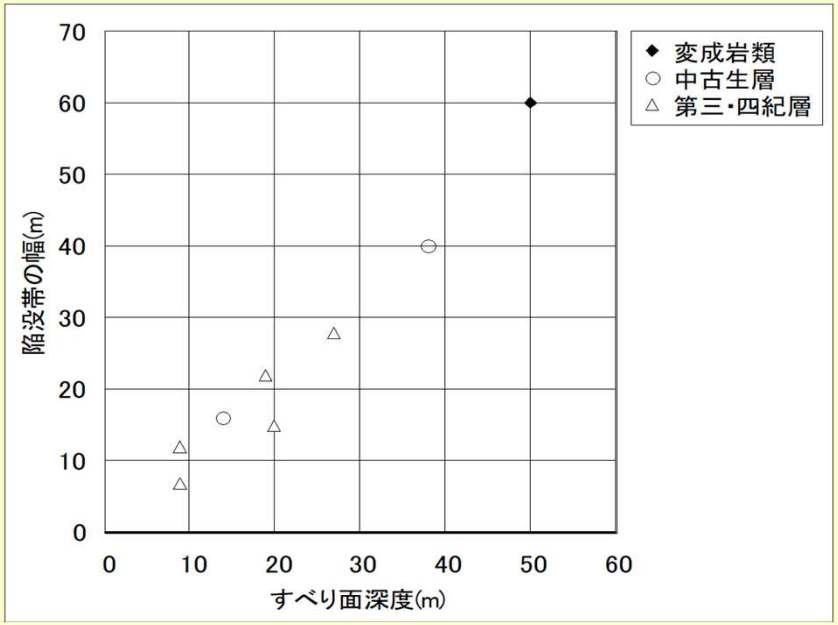
前に述べた資料調査や現地踏査により把握

踏査ではクラックの種類、位置、変位などを記録

2. 地すべりの規模の把握

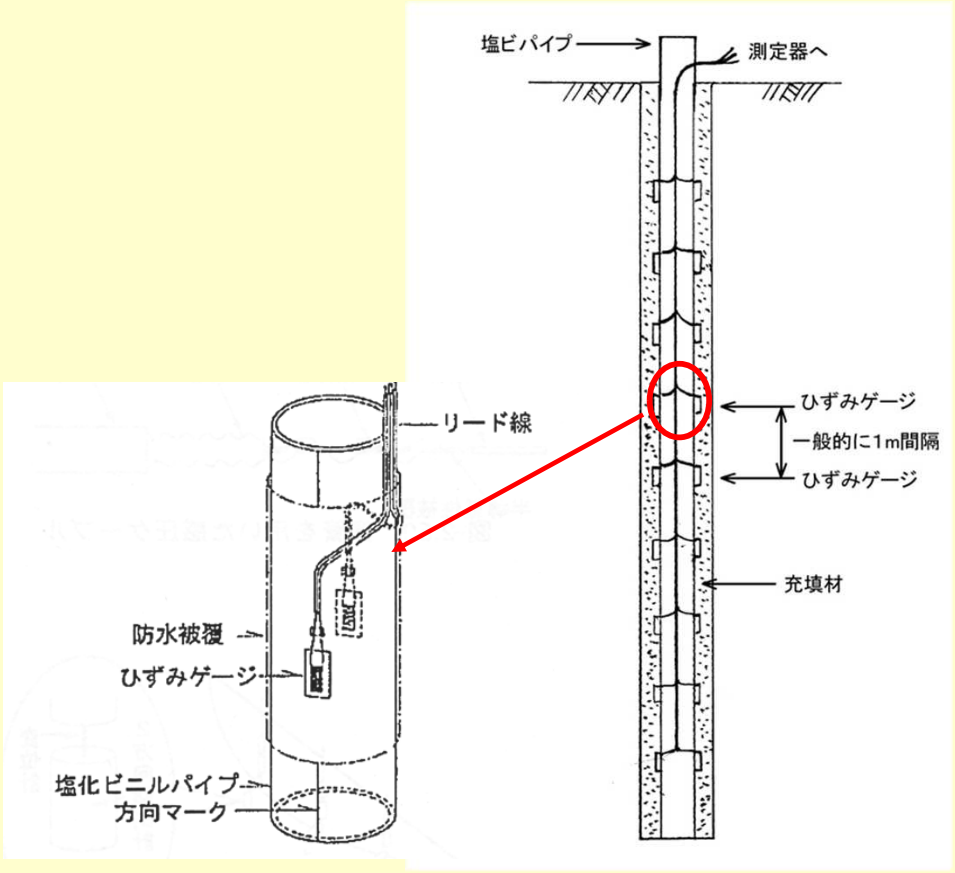
地すべりの形状比の利用ですべり面深度を推定

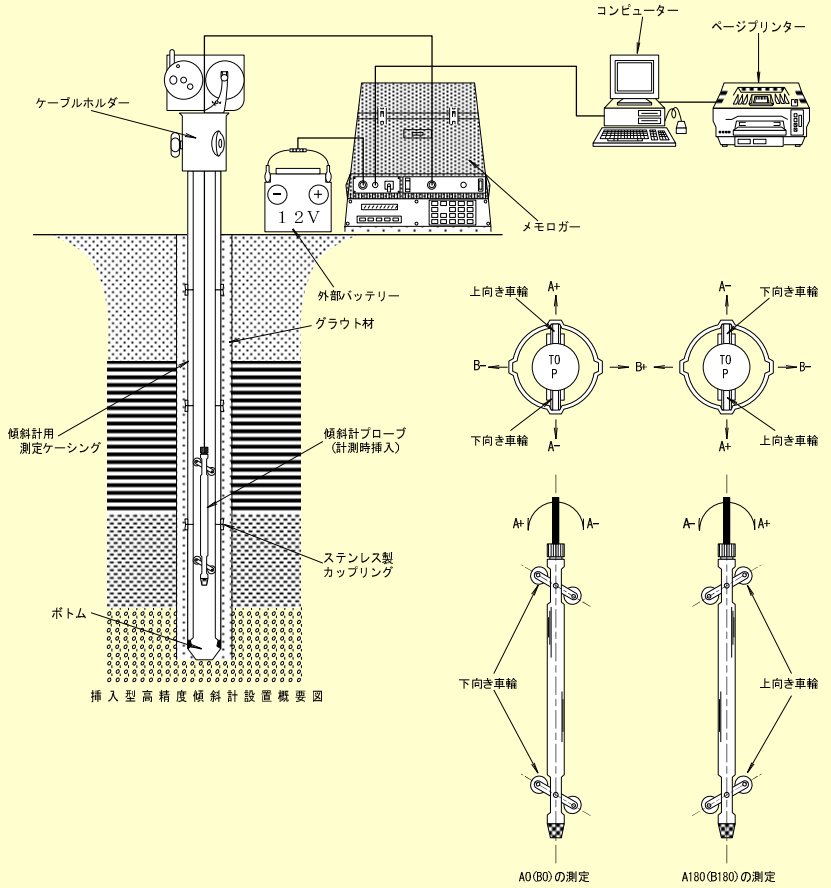




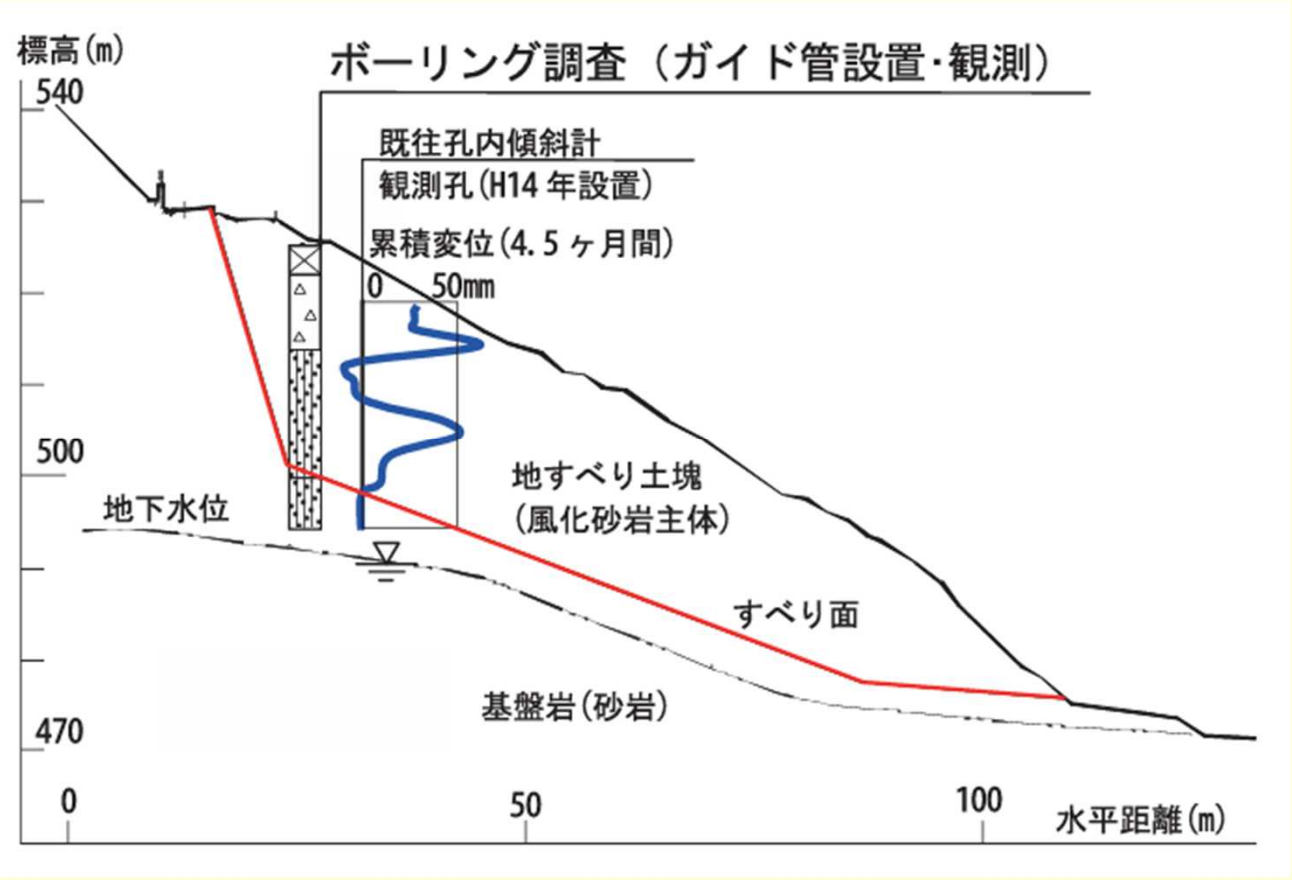
３．計測データの不良や解釈の誤り

とくに孔内傾斜計の測定について





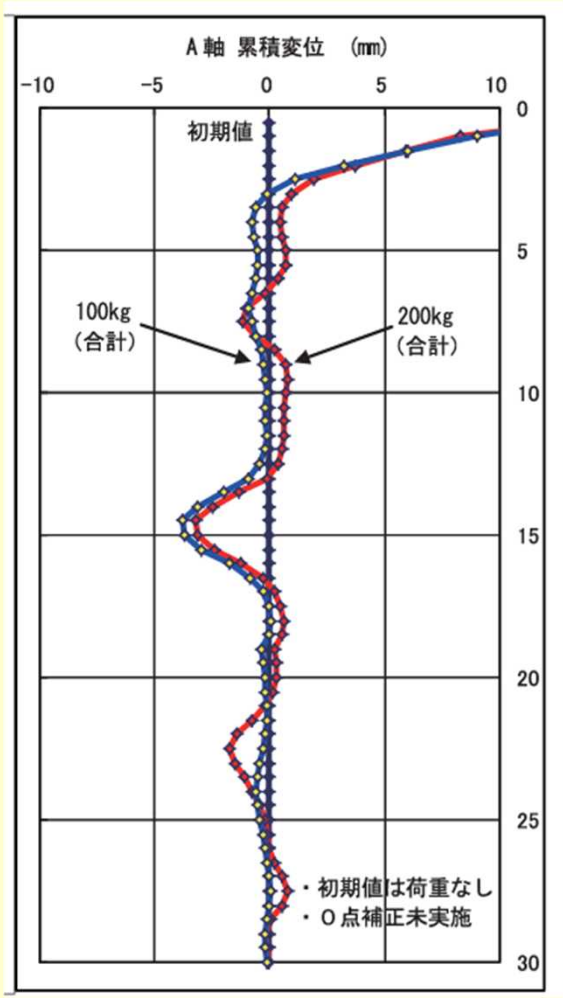
挿入式孔内傾斜計の異常な測定結果例



千葉真一ほか：挿入式孔内傾斜計の標準化に関わる各種実験成果の報告，地すべり,Vol.47,No1,60-65,2010.

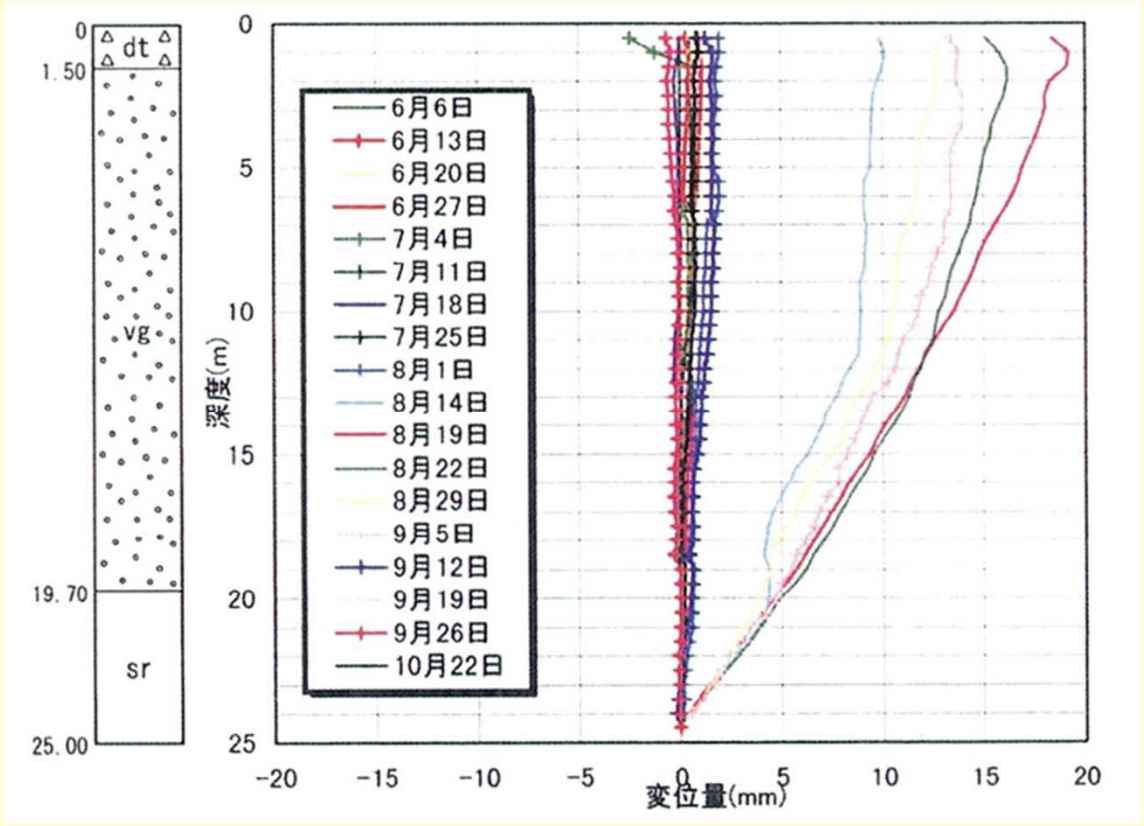
原因：測定管の充填不良
→測定管のたわみの発生

室内実験例

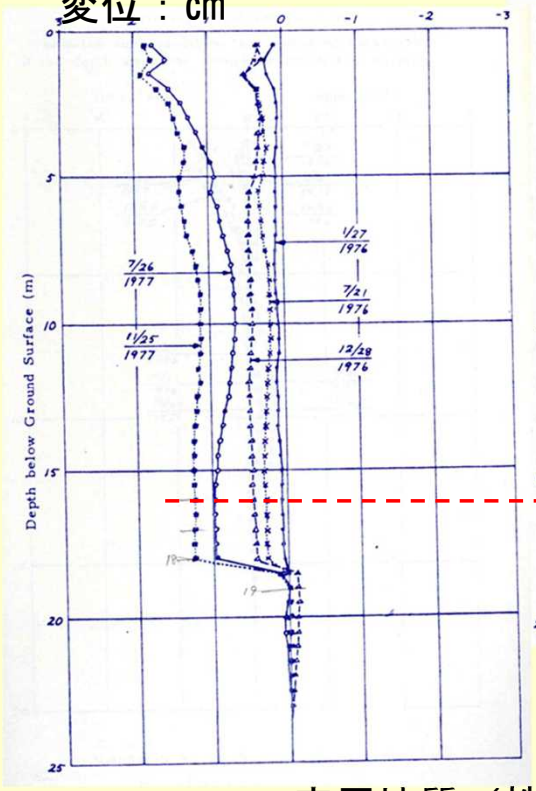


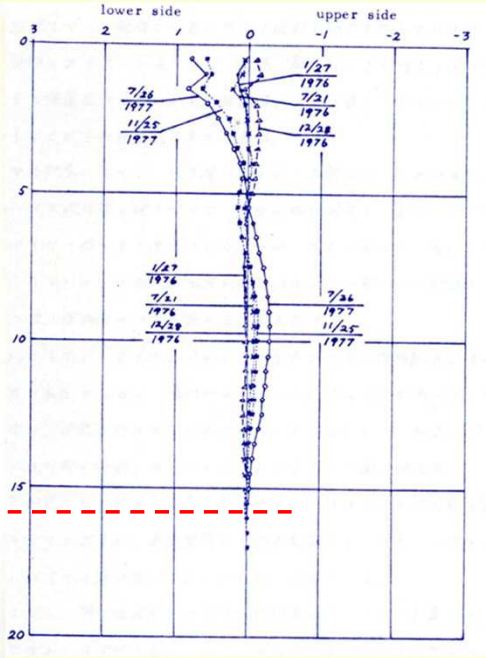
挿入式孔内傾斜計の異常な測定結果例

原因①：測定管がすべり面より浅い
原因②：測定時の大きな誤差の発生



変位：cm





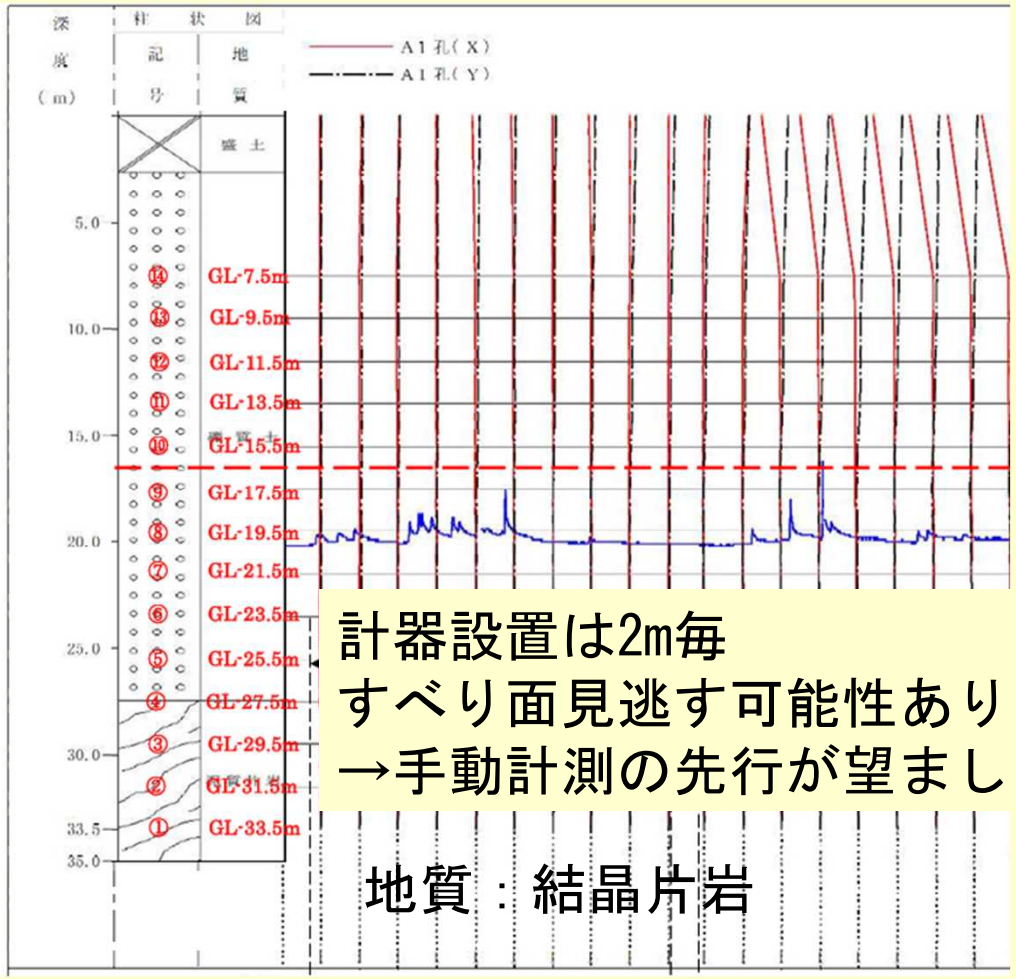
地質：新第三紀泥岩

応用地質（株）資料

久永喜代志・金折裕司：孔内傾斜計による地すべり挙動の測定方法 および結果の解釈に関する提言， 応用地質, Vol. 43, No. 5, pp. 328-332, 2002.

設置型の孔内傾斜計の問題点（左図）

設置型傾斜計の設置間隔によってはすべり面を見逃す場合がある



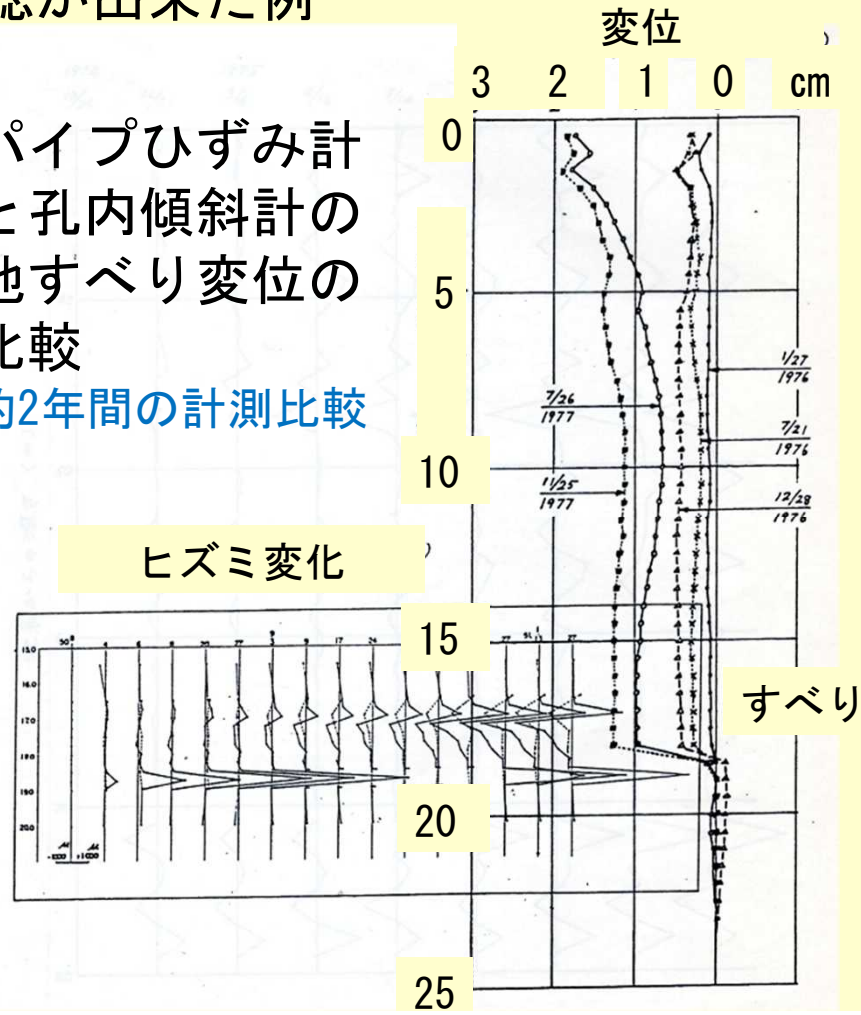
計器設置は2m毎
すべり面見逃す可能性あり
→手動計測の先行が望ましい

地質：結晶片岩

ひずみ計の間隔25cmですべり面の確認が出来た例

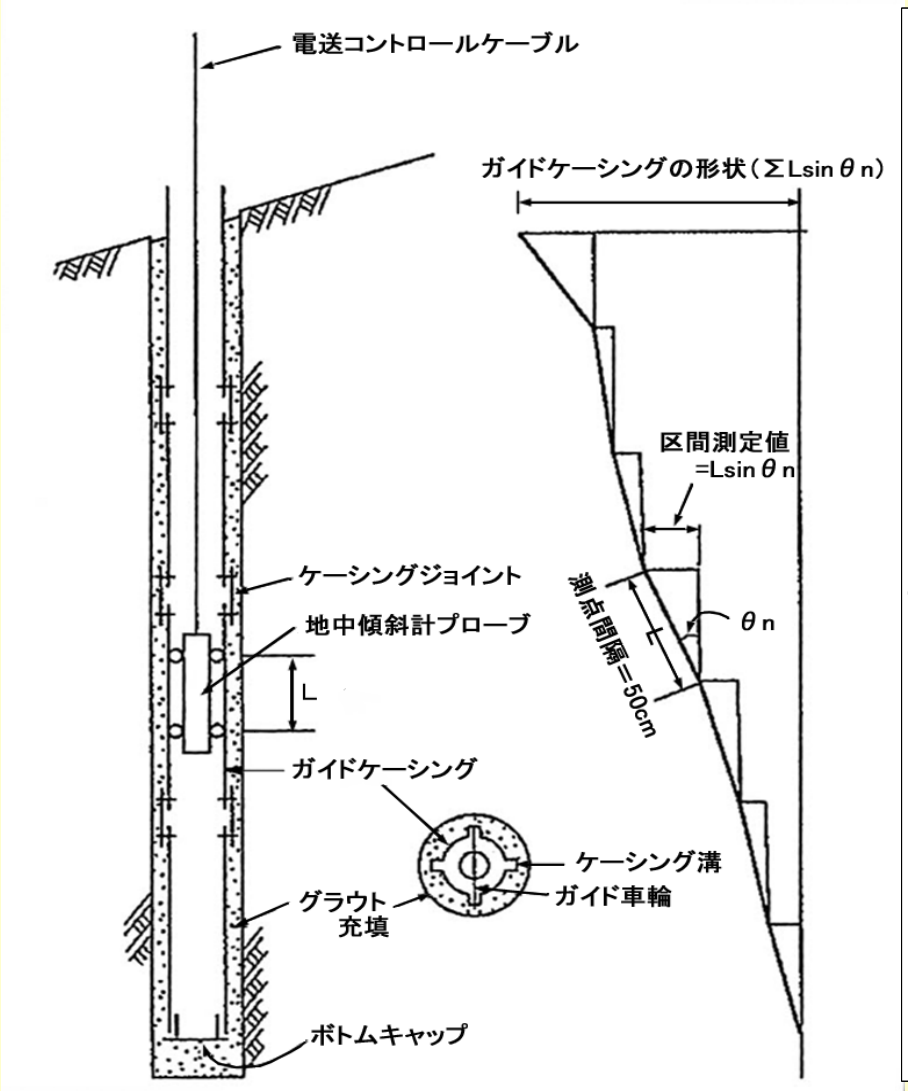
パイプひずみ計と孔内傾斜計の地すべり変位の比較

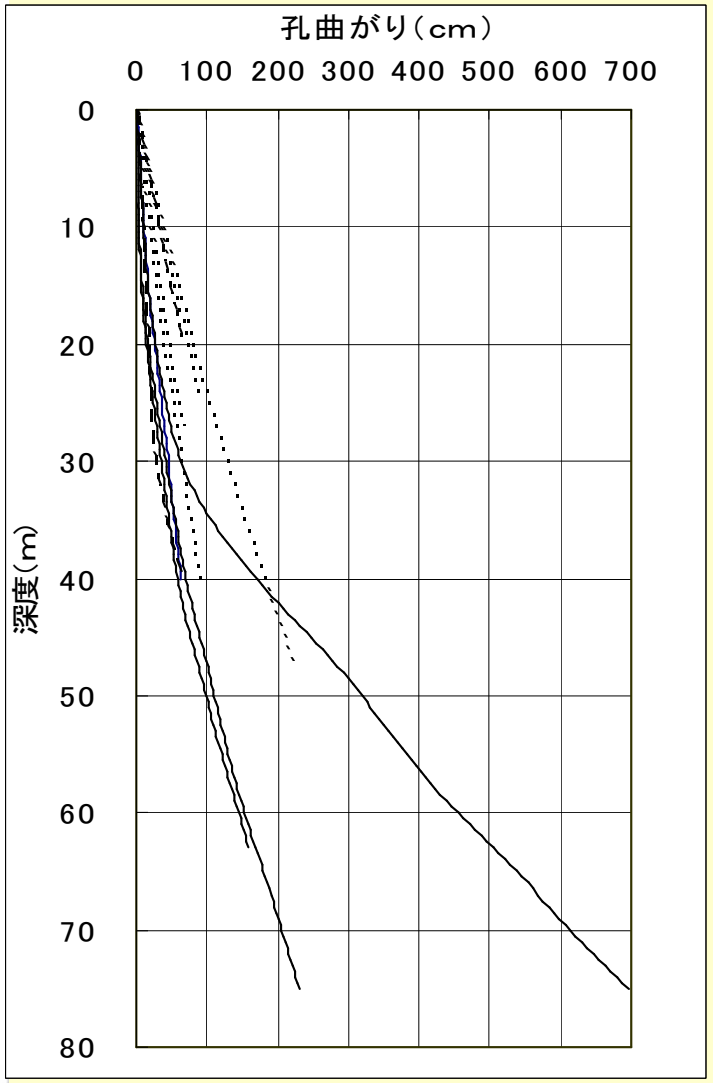
約2年間の計測比較



参考　中村浩之・板垣 治（1976）ストレインゲージパイプによるゲージ間隔に関する考察，地すべりVol.13,No.2

参考　孔内傾斜計測定孔の孔曲がり状況





深度40～50mで鉛直から1m程度外れる

掘削技術の差や地質条件で極端に曲がる場合がある

良質なデータを得るための孔内傾斜計の測定

1. すべり面よりも浅い測定孔設置の防止

地すべりの規模や形状比を参考にボーリング掘進深度を計画

2. 測定管の充填不良

掘削時の漏水が多い場合など布パッカーで充填不良を防ぐ

3. 設置型孔内傾斜計より挿入式孔内傾斜計を先行する

すべり面の見逃しを防ぐ

挿入式孔内傾斜計の測定は慎重に行う

（地すべり地における挿入式孔内傾斜計計測マニュアル）

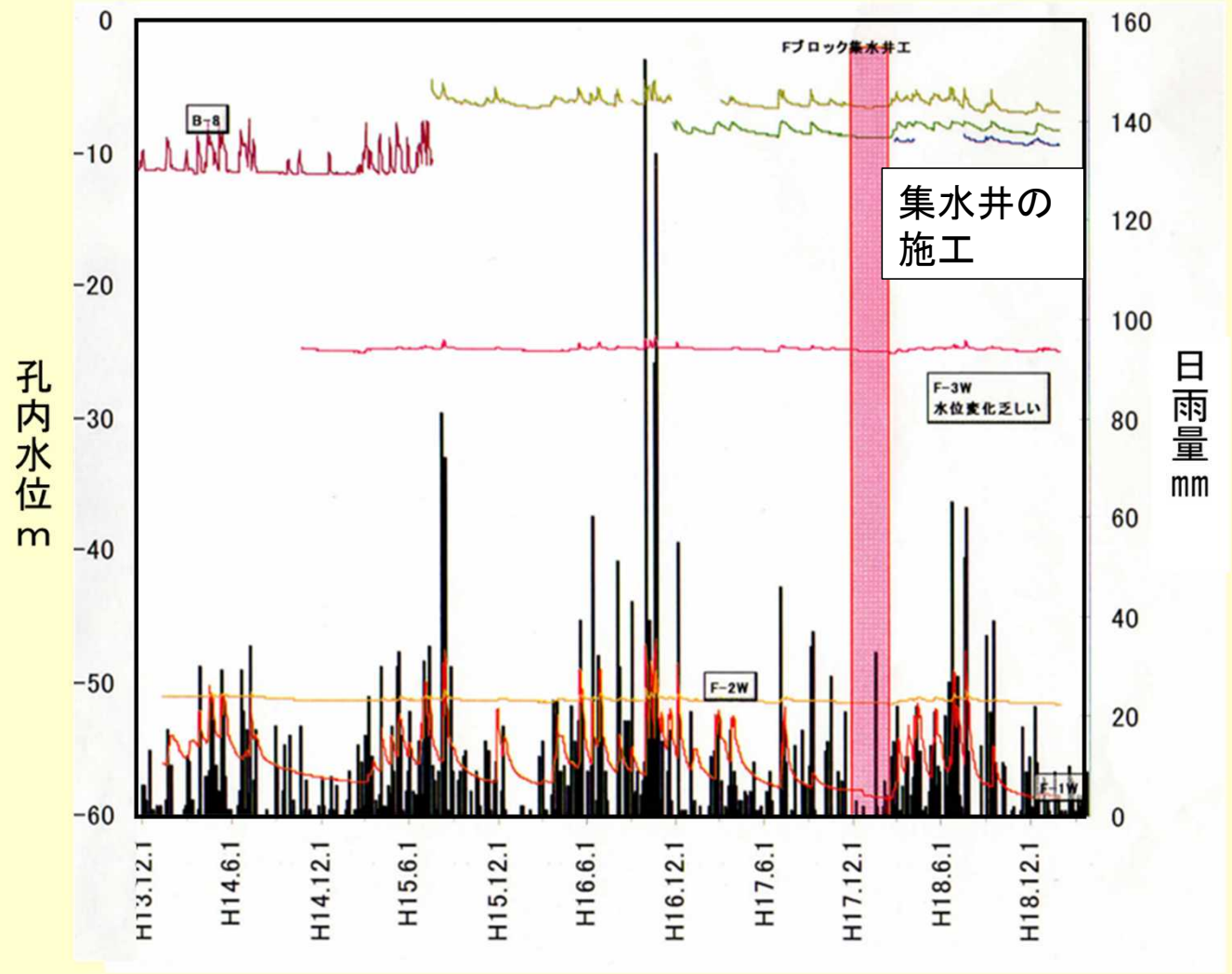
4. 測定管の設置形状の確認

測定管の孔曲がりが大きい場合があることに注意

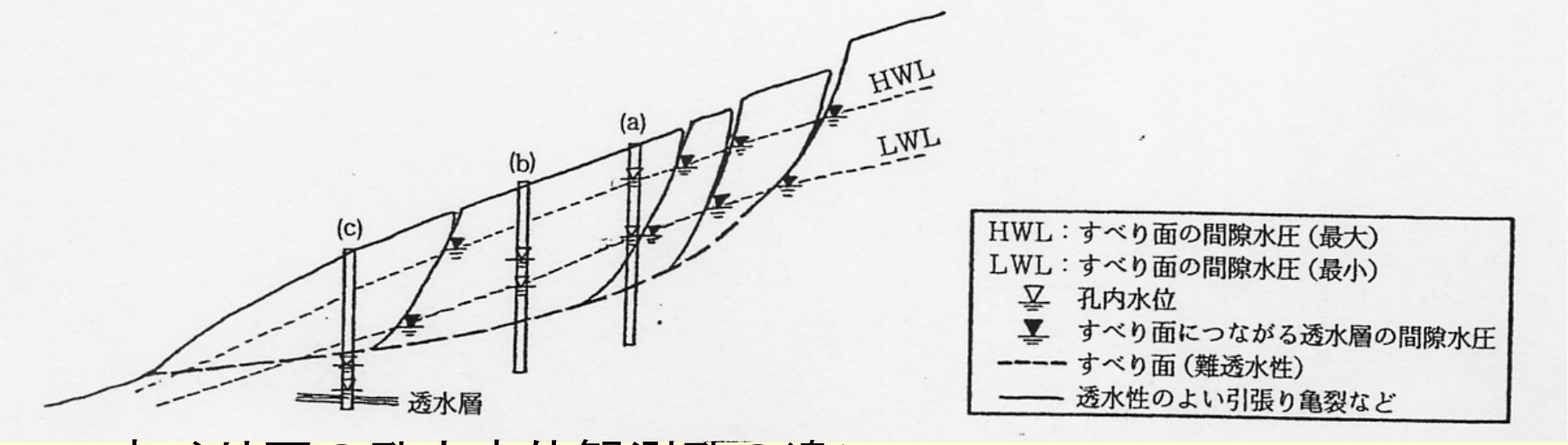
４．排水対策の孔内水位による効果確認の困難さ

ある地すべり地５年間の
孔内水位の観測結果例

排水対策実施後の水位低下が認められない



すべり面の間隙水圧を孔内水位として測ることは難しい



すべり面の孔内水位観測孔の違い

（a）透水性の良い位置の観測孔（開口割れ目にあたる）

→正しい間隙水圧測定が可能

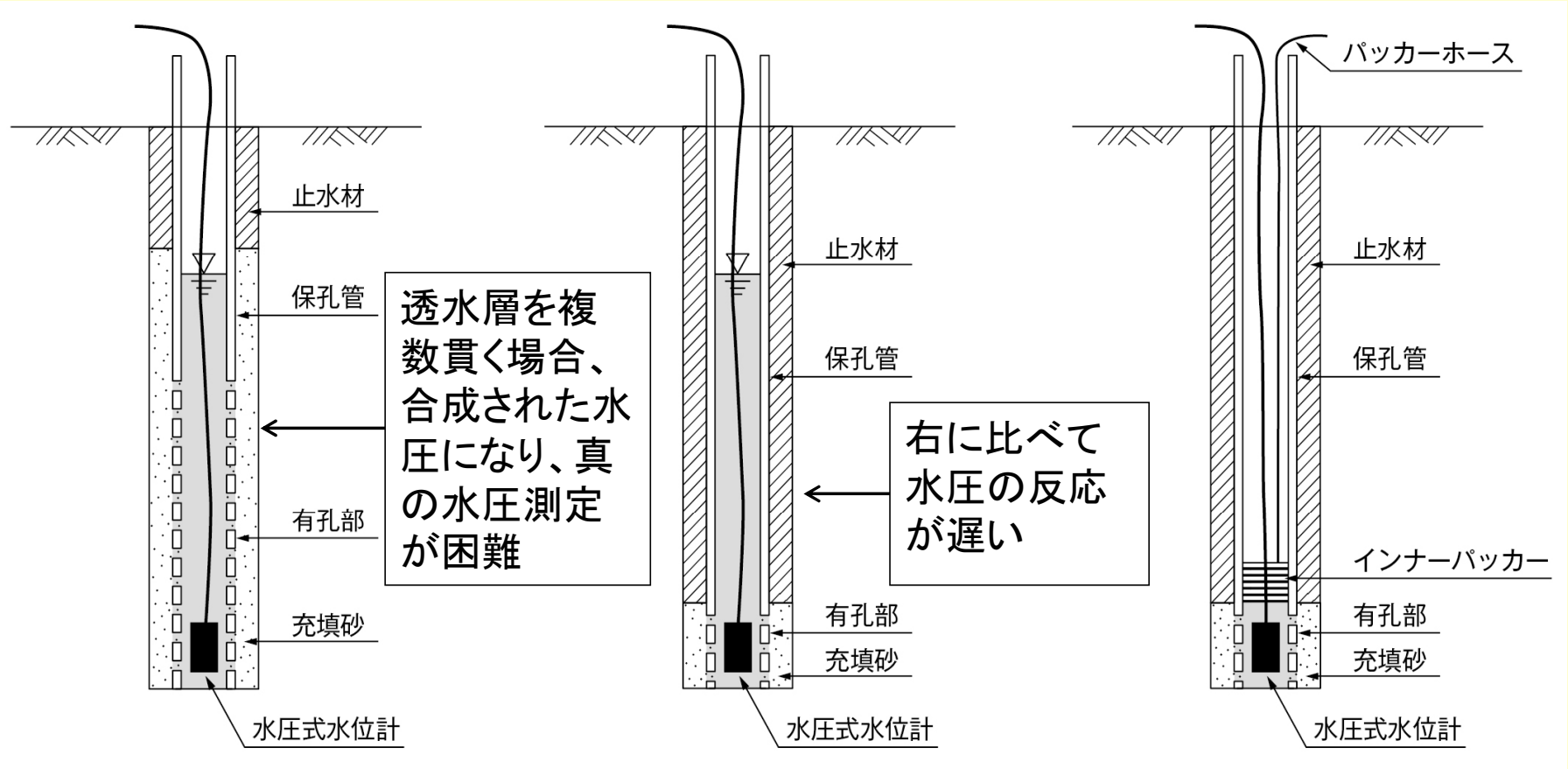
（b）難透水性のすべり面の観測孔

→間隙水圧の変化の測定は困難

（c）すべり面下の透水層を含む観測孔

→間隙水圧の測定は困難

孔内水位の観測孔の構造をどうするか？
右の構造が望ましいが・・・　水圧測定区間の設定に課題
左は通常の観測孔「全区間孔あき」



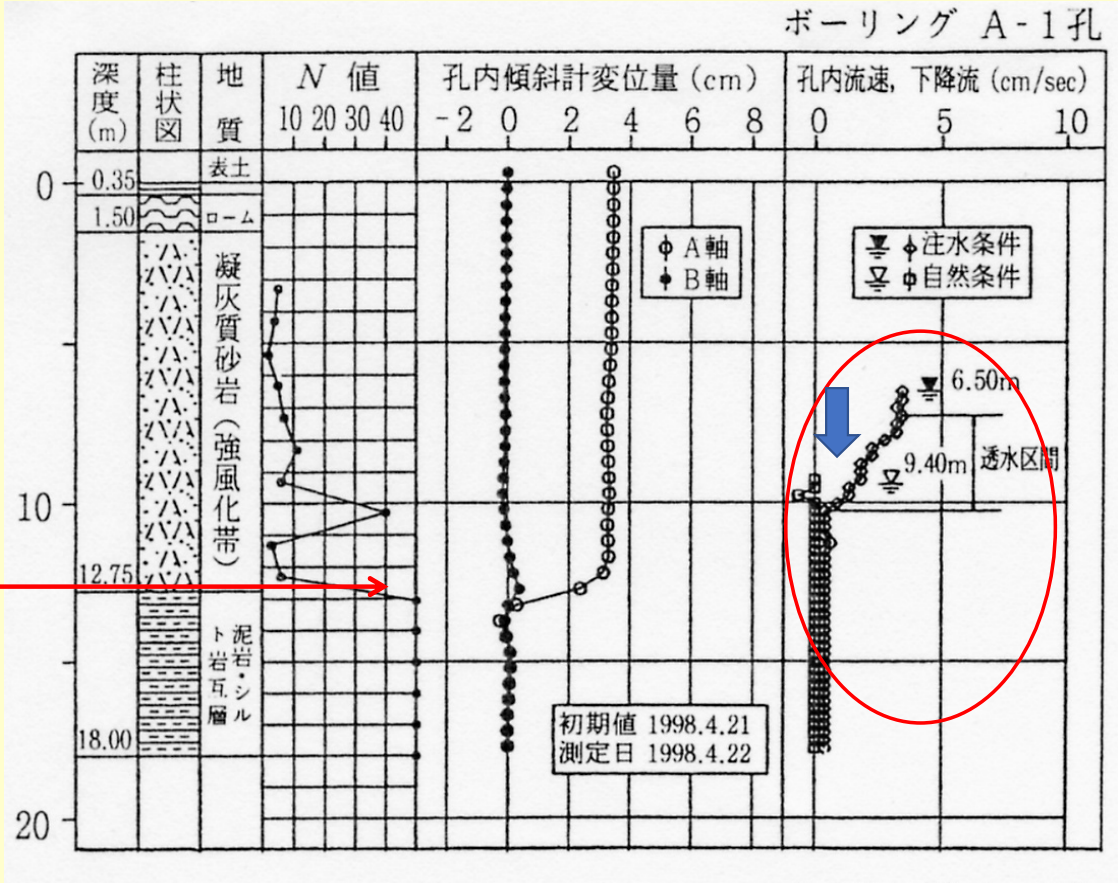
＜参考＞榎田充哉ほか：地下水位計の歴史と現状，地すべり，Vol.46,No.4,pp.48-54,2009.

孔内水位観測孔は透水層を確認後の設置が望ましい

孔内水位GL-9.40m自然条件→孔内流速なし
（コップの中の水と同じ）
孔内水位GL-6.50m注水条件
→GL-10m付近まで流速が漸減
（地層中に水が逃げる透水区間）

すべり面



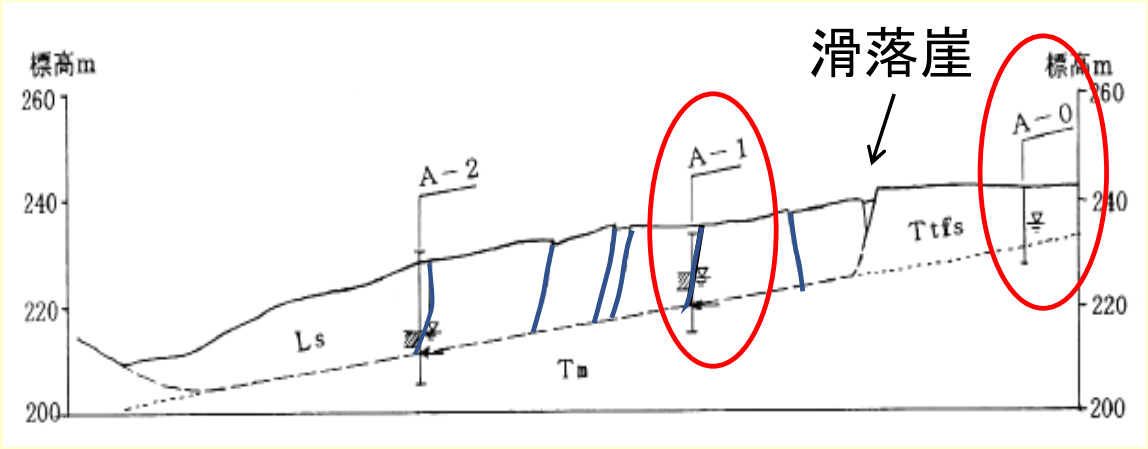


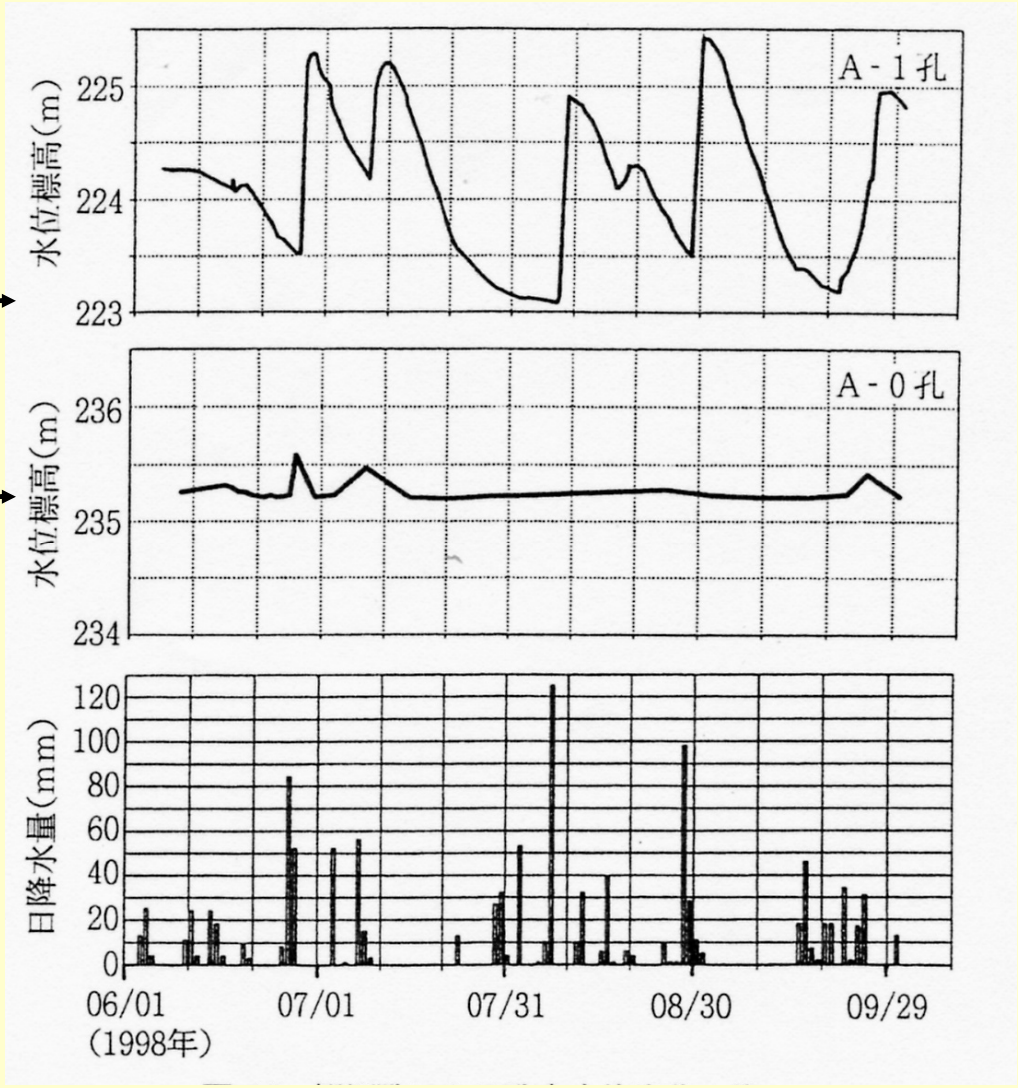
すべり面は透水性が良くない
地すべり移動層に透水性良好箇所あり

透水層の有無による孔内水位変化の違い

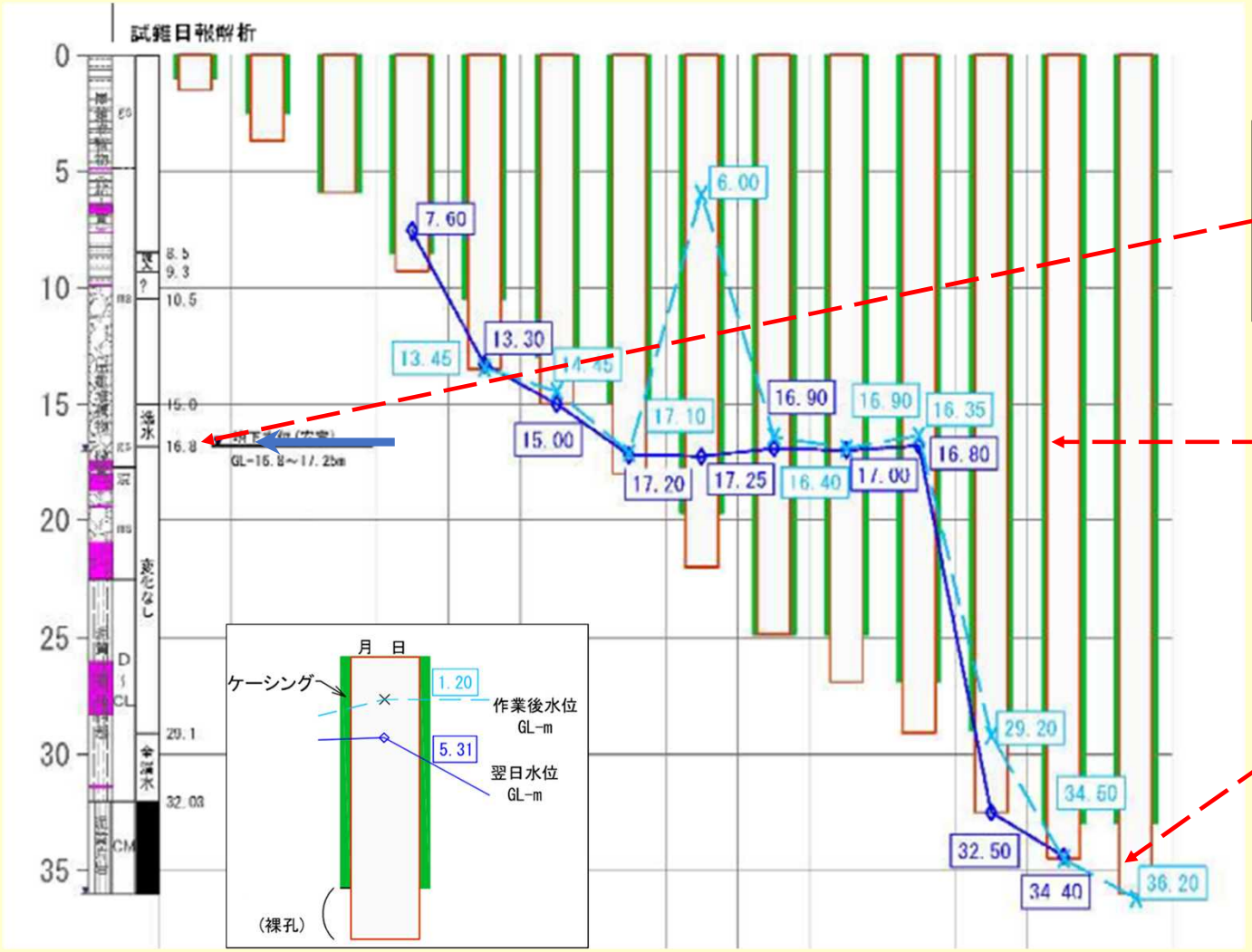
透水層あり(A-1孔)
降雨に応じた水位変化

透水層なし(A-0孔)
降雨時の水位変化なし





孔内水位観測孔の掘進中の孔内水位変化の情報の利用



地質：結晶片岩

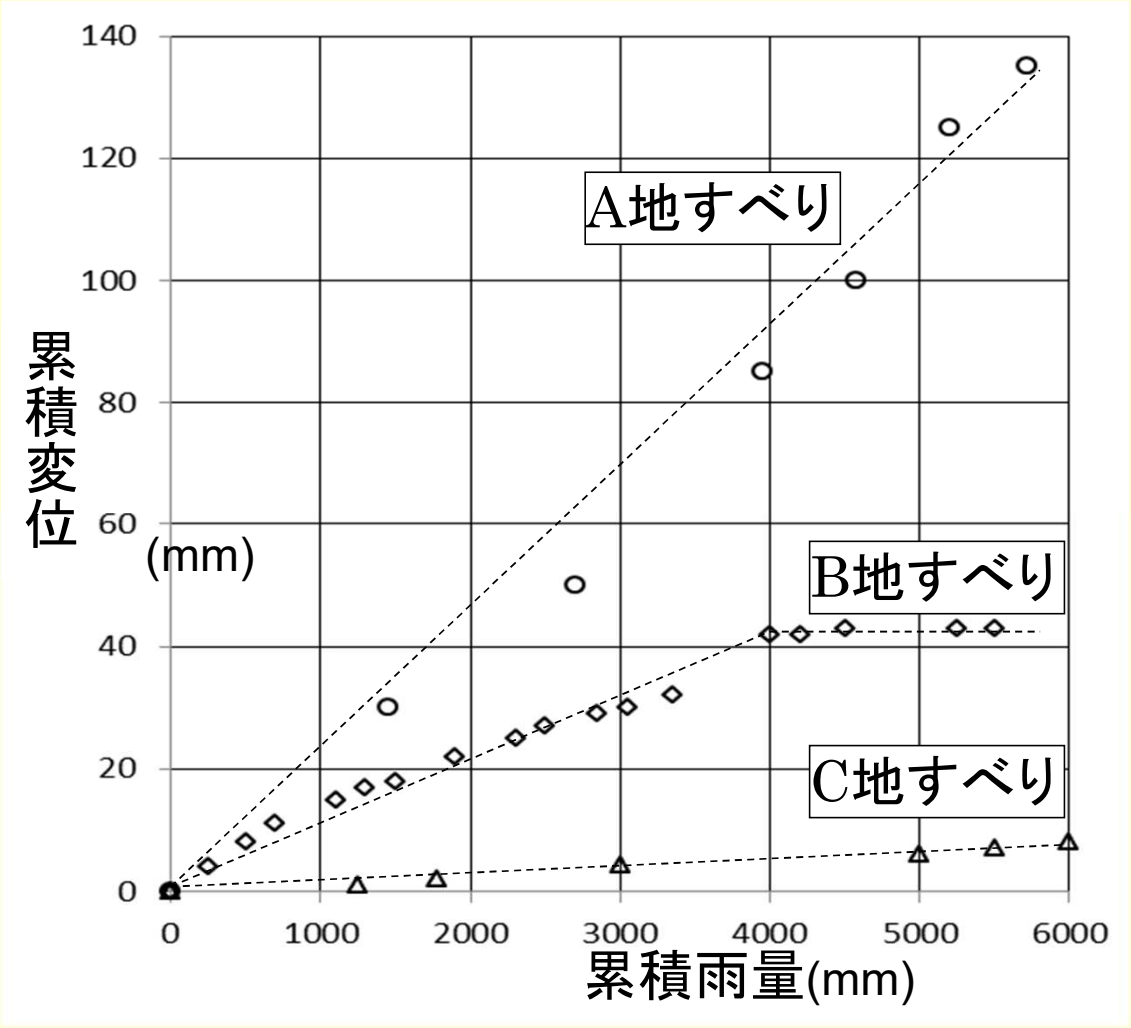
ケーシング抜管後
孔内水位（GL-16.8～17.2m）
GL-36mの透水性は低い

掘進中
GL-17m付近に孔内水位

掘進中
GL-36m付近に孔内水位

地すべり対策の効果判定に利用できる図

累積変位と累積雨量の関係図



A地すべりは未対策

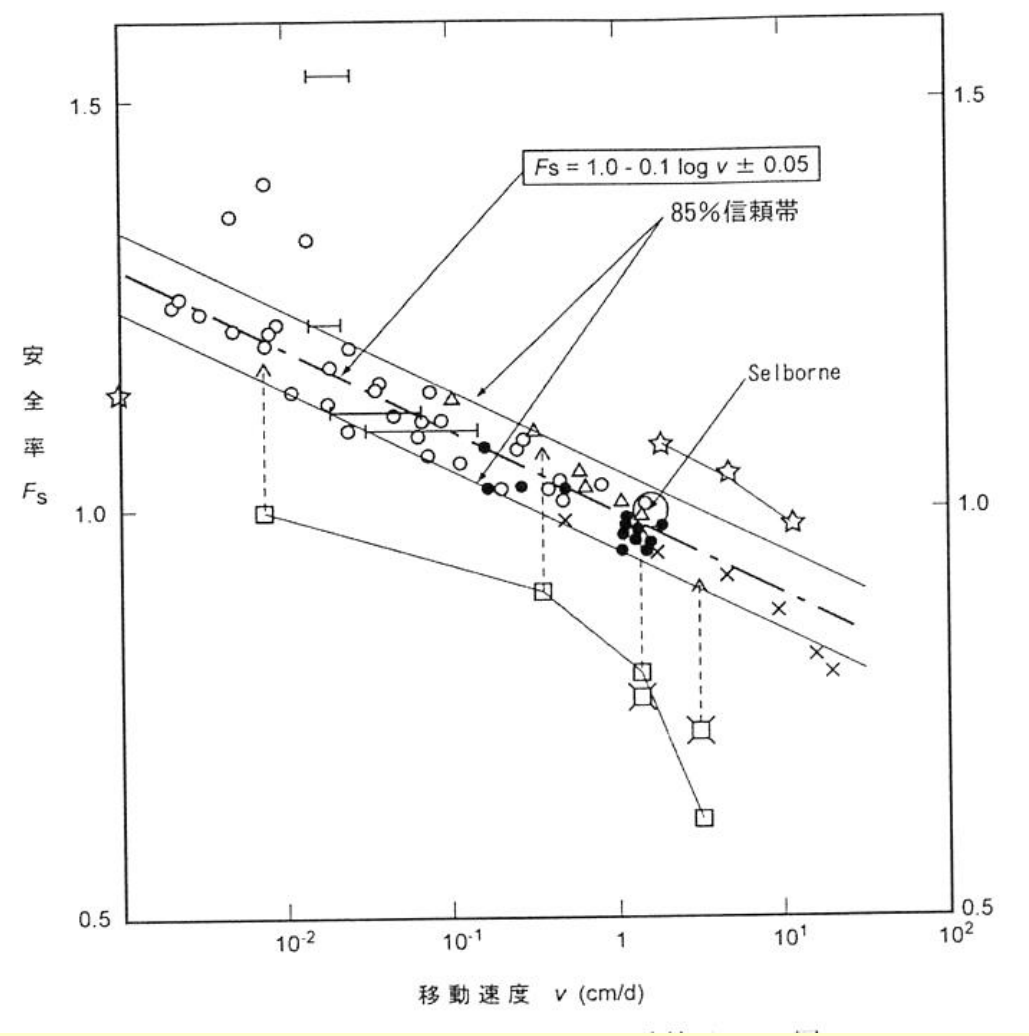
B地すべりは累積雨量4000mm時点で集水井施工

↓

前後の累積降水量と累積変位の相関関係が変化

C地すべりは対策済

安全率と移動速度の関係（対策後の安全率UPの想定）



地すべり記録（8か所）

Selborn(英),St.Barbara(伊),Salledes(仏),Smreke(チェコ),Jezerka(チェコ),Perton Dam(米),鹿児島,青森

安全率upと速度の関係

Fs: 5%up→速度1/3

Fs:10%up→速度1/10

Fs:15%up→速度1/30

Fs:20%up→速度1/100

菅原紀明(2003):クリープ性地すべり斜面の安全率と地表の移動速度、応用地質技術年報、No23

孔内水位測定孔の設置の課題→排水効果判定困難な場合→代替案

1．孔内水位（間隙水圧）測定の問題点

孔内水位観測位置の問題

全区間孔あきなど観測孔の問題（透水層を目標に）

2．掘進作業・期間中の孔内水位変化に十分な注意が払われていない

毎日の作業後に注水して透水状況を観察するなど

3．地下水検層・孔内微流速測定などの調査が不十分

検層を実施せずに孔内水位観測が行われる場合が多い

検層の品質低下の問題（技術者が直接行うことが望ましい）

↓

4．地すべりは停止or減速するが孔内水位低下が確認できない場合

対策効果を累積雨量と累積変位の関係から判定

速度変化から安全率upを推定（Fs：5%up←速度1/3、Fs：10%up←速度1/10など）


おわり
お疲れさまでした

地すべり対策における安定解析の要点

国土防災技術株式会社　榎田充哉

本日の講演内容

1. はじめに
2. 極限平衡法による安定解析の限界を知る
3. 安定解析に関する基礎知識の確認
4. すべり面形状の推定の要点
5. 間隙水圧推定の要点
6. 土質強度パラメータの逆算の要点
7. 三次元安定解析の必要性
8. 新しい深層崩壊を地すべり対策事業で対応する場合の要点
9. 対策工設計における安定解析の役割
10. 安定解析における日本の技術のガラパゴス化

1．はじめに

今回の講演依頼は、地すべりの「安定解析」において、「実務で迷うところ」について話して欲しいとの依頼であった。

しかし、日本の地すべり対策事業の実務における「安定解析」の最も大きな課題は、以下のように、これまでの慣行に従って、「迷わずに」、淡々と安定解析を行っていることだと認識している。

＜迷わずに安定解析を行っている事例の一例＞

1）非円弧すべりの地すべりに対して、迷わずに円弧すべり対応のFellenius式等を適用する。
2）地すべりの層厚から、迷わずに粘着力cを設定する。
3）自由地下水が優勢な地すべり地でも迷わずに被圧（有圧）地下水対応の安定解析式を採用する。あるいは、日頃使っている安定解析式が被圧（有圧）地下水対応の式であることを認識していない。
4）新しく発生した深層崩壊の移動土塊を迷わずに「地すべりの移動土塊」として安定解析を行う。

つまり、日本の技術者の中には地すべりの安定解析で、本来は迷う必要があるところで、迷わずに安定解析を行っているケースが多いと推測している。

今回は、地すべりの「安定解析」の「実務で迷う必要がある事項」を中心に講演を行う。

2. 極限平衡法による安定解析の限界を知る

極限平衡法の安定解析は以下の仮定条件を採用している。

1）対象のすべり（移動土塊）は静止している（安全率F≧1.0）。
→極限平衡法では安全率F＜1.0の状態を計算できない（土塊の慣性力などの動的荷重を考慮できないため）。

2）移動土塊を細片で分割して解析するが、この境界面は実際には存在しない仮想の面なので、その面ではすべての物理量が不連続となることはない。

3）全ての細片での安全率Fは同値で、かつ、全体の安全率に等しい。
→実際の地盤内ではあり得ない仮定条件。

4）移動体は剛体である（ポアソン比に関連する自重による土塊の側方変形さえも考慮しない）。
→実際の地盤は弾塑性体や粒体としての性質を有しており、地中の水平土圧は地盤が鉛直応力に対応して変形することで発生する。

5）地盤の解析に構造力学の理論を適用可能であるとしている。
→移動土塊全体での鉛直力Vと水平力H,モーメントMの釣り合い（ΣV=ΣH=ΣM=0）を条件としている。
→これは力が部材端点から他の端点まで減衰せずに100%伝達するとする構造力学の理論。実際の地盤ではこれは成り立たない。

2. 極限平衡法による安定解析の限界を知る

＜極限平衡法の安定計算の本質＞

1）極限平衡法の安定計算は、本来は盛土の崩壊程度の小さな現象を解析するための手法である。

2）解析対象の移動土塊が大きくなるにつれて、極限平衡法の仮定条件との乖離が大きくなる。

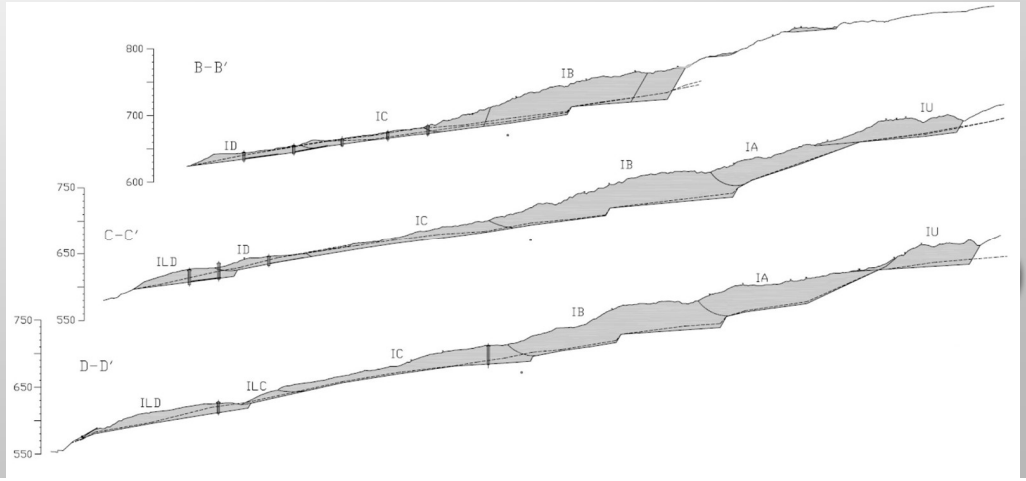
3）長さ1kmなどの巨大な地すべりでは、極限平衡法の安定計算結果は、力学的にはほぼ無意味になる。

→（主な理由）

1）末端に載荷した荷重が1km先の上端まで伝達するような物理現象は起こりえないので、1kmに渡る移動土塊のスライス間での力の釣り合い条件は、現実の現象との乖離が甚だしくなる。

2）そのため、抑止工等の対策工が、移動土塊全体の安全率を高めるという極限平衡法の基本思想（すべてのスライスで安全率が等しい）が成り立たなくなる。

最大層厚約50m，長さ約1.2kmの
巨大な地すべり事例の縦断面形状→



2. 極限平衡法による安定解析の限界を知る

- 上述のように仮定条件の多い極限平衡法の安定計算結果を過信することは危険です。

カリフォルニア州道路局の基準（CALTRANS,2020）には、極限平衡法の使用に関する注意点として以下のような解説があります。

＜カリフォルニア州道路局の基準の説明内容＞

極限平衡解析法は、すべりの全面に沿って一定の安全率で破壊することを仮定しているため、斜面の潜在的な破壊メカニズムを真にシミュレートしているとは言えない。

この単純化された解析では、斜面自体の応力-変形挙動を含むいくつかの要因が無視される。それにもかかわらず、極限平衡解析法は、斜面設計のツールとしてGPで広く使用されています。

より高度な計算手法である有限要素法（PLAXISなど）や有限差分法（FLACなど）は、2次元や3次元モデルでの破壊メカニズムや斜面移動の予測に用いられることが多くなってきている。

しかし、土の不均一性、地下の接点や土の強度パラメータを正確に特定することの難しさから、より高度な計算手法が必ずしも斜面の安定性をより正確に予測できるわけではありません。

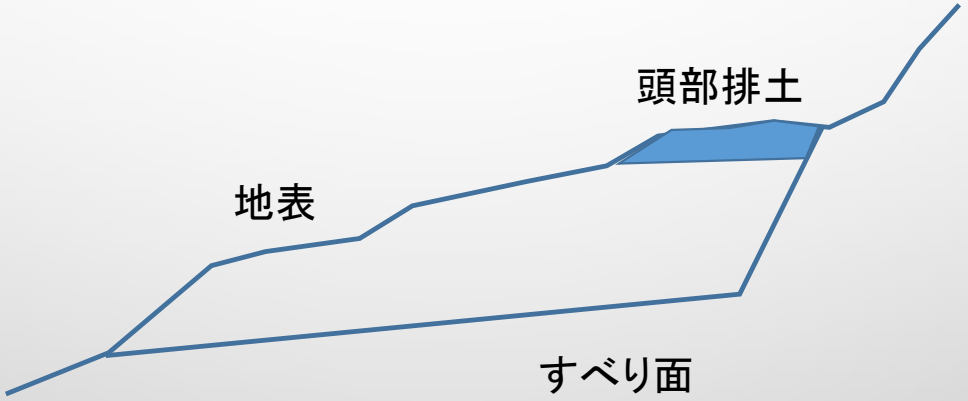
注：GP=Caltrans Geoprofessionals（カリフォルニア州道路局の地質専門家）

＜引用文献＞
CALTRANS(2020) :Caltrans Geotechnical Manual, California Department of Transportation

2. 極限平衡法による安定解析の限界を知る

＜安定度の変化を正しく評価できない条件の代表例＞

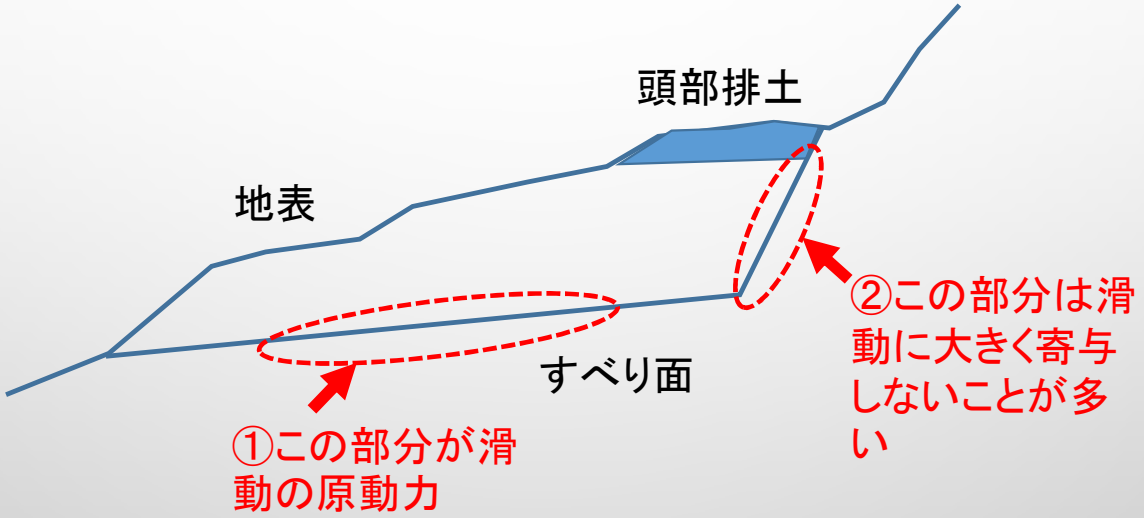
下図のように、縦断面でのすべり面の形状が直線的なすべり（平面すべり）の場合、安定計算で評価した頭部排土の効果は、実際には十分に発揮できないことが多いです。



2. 極限平衡法による安定解析の限界を知る

＜安定度の変化を正しく評価できない条件の代表例＞

下図のような平面すべりの場合、地すべりの滑動力の主な発生源は①の緩傾斜の部分であるが、安定計算では②の急傾斜のすべり面位置での滑動力が大きく評価されるため、頭部排土の効果が大きく評価される。



逆に，②のすべり面が断層などに規制されていて、この部分が滑動の原動力となっている場合は、頭部排土工の効果を正しく評価できる可能性がある。

いずれにしても、移動土塊全体の滑動力が小さくなるので、抑止工を併用する場合は必要抑止力の低減効果がある。

3. 安定解析に関する基礎知識の確認

＜極限平衡法の安定解析の基本の基本＞

極限平衡法の安全率（*F*）の定義

F=（すべり面のせん断強さ）÷（すべり面に沿う起動力）

安定解析式の分子項は「せん断抵抗力」という「力」ではなく、「せん断強さ」や「せん断強度」、「せん断抵抗」などの「強度」である。
「地盤工学会（2006）：斜面の安定・変形解析入門」も含めて、日本の土質力学の専門書において、安定解析式の分子項を「せん断抵抗力」などの「力」と表現している書籍が多い（赤井浩一(1966)，地盤工学会(1989)，河野伊一郎・八木則男・吉国洋（1990））。

このことから、「単位が同じである「強度」と「力」の違いを明確に理解していない日本の技術者は多い」ことがわかる。

しかし、「安田進・山田恭央・片田敏行（2014）：土質力学（改訂2版），オーム社」など、一部の専門書では、分子項が「強度」であることが正しく説明されている。

＜引用文献＞
赤井浩一(1966)：土質力学，朝倉書店，pp.236.
地盤工学会(1989)：斜面安定解析入門，pp.43.
河野伊一郎・八木則男・吉国洋（1990）：土の力学，技報堂出版，246p.

3. 安定解析に関する基礎知識の確認

1）極限平衡法の安全率の正しい基本定義

$$安全率F=\frac{すべり面に沿って発揮されるせん断強さ}{すべり面に沿う起動力}$$

2）欧米での極限平衡法の安全率の基本定義の例（応力表現）（TRB,1996）→分子項は「強度」

$$安全率F=\frac{shear\ strength}{shear\ stress\ required\ for\ equilibrium}$$

3）日本の土質力学の専門書に多い間違った基本定義の例→分子項を「力」と表現している。

$$安全率F=\frac{すべり面に沿って発揮される抵抗力}{すべり面に沿う起動力}$$

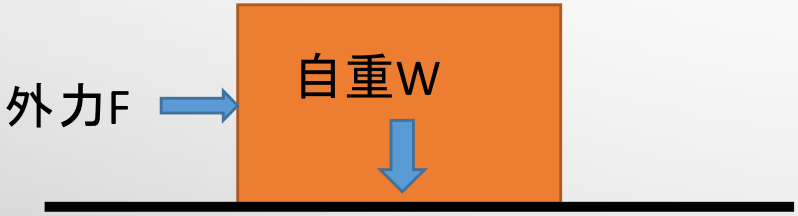
「強度（スカラー）」と「力（ベクトル）」は異なる物理量であるため、明確に区別する必要がある。「強度」は大きさのみがあり、方向成分を持たないが、「力」は大きさと方向成分の両方を持っている。

＜引用文献＞
TRB(1996): Landslides - Investigation and Mitigation, Transportation Research Board, pp.338.

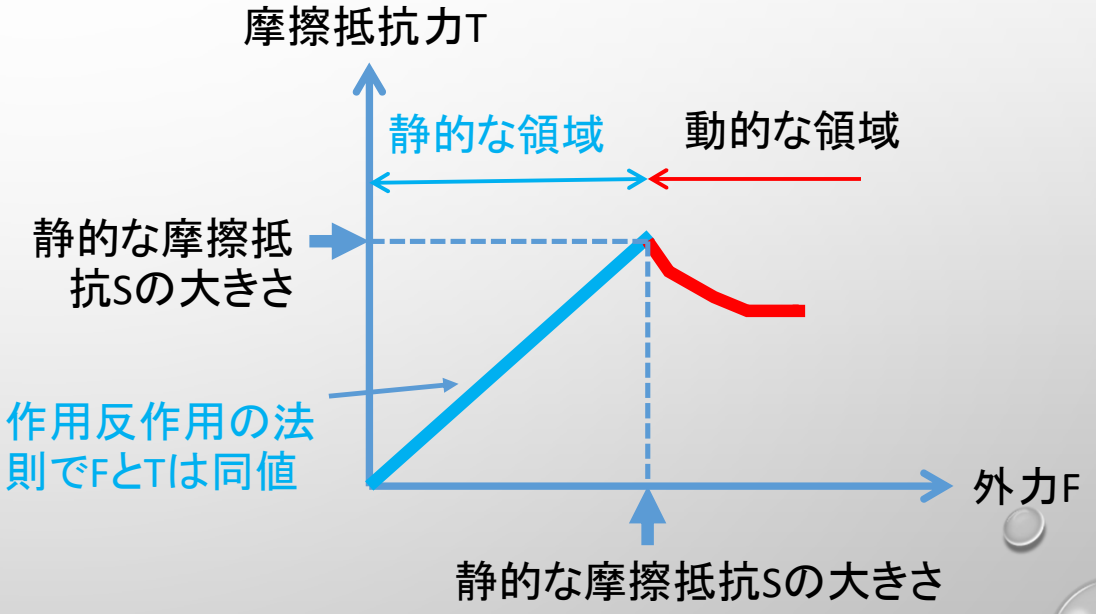
3. 安定解析に関する基礎知識の確認（強度と力の違い）

1）「静的な摩擦抵抗の大きさはその面に垂直な法線力に比例する」という経験法則が存在する。

2）静的な状態で「垂直な法線力に比例するもの」は「強度」であって、「力」ではない。下図の「外力F」がF=0であっても、「強度」としての「静的な摩擦抵抗(S)」は存在している。この時に物体の底面に発生している「摩擦抵抗力(T) 」はゼロである。



垂直な力に比例する摩擦抵抗力が発現するのは一瞬だけですが、垂直な力に比例する「強度」としての摩擦抵抗Sは静的な領域では常に存在している。



注）摩擦の法則を最初に発表したAmontons(1699)は「摩擦力は加えられた荷重又は法線力に比例する」と表現している。この「加えられた荷重」が上図の外力Fで、静的な領域である。「摩擦力」が法線力に比例するのは動的な領域となる。

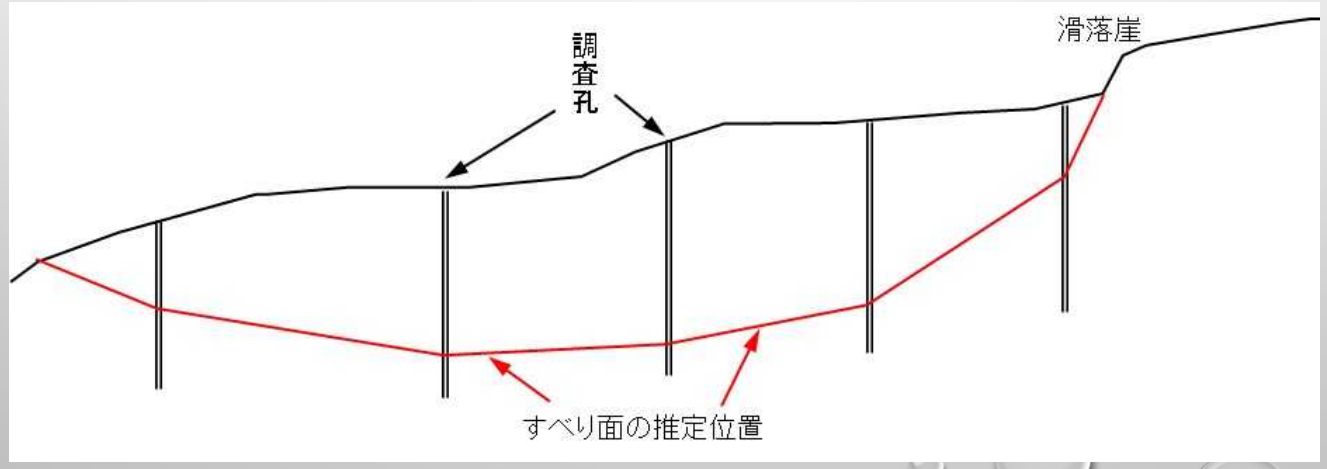
4. すべり面形状の推定の要点

地すべりの安定解析の信頼性には、縦断面でのすべり面形状（すべり面位置を含む）の妥当性が最も重要である。

地すべり対策では各種調査結果から各調査孔におけるすべり面深度を決定する。
これを元にすべり面の縦断面形を推定するが、下図のように各調査孔で決定したすべり面深度を元に、折れ線グラフのように直線で各深度を連結する方法を採用している事例がある。

＜各調査孔のすべり面深度を直線で連結する方法の問題点＞

1）調査孔の位置で、偶然、すべり面傾斜が大きく変化することは、通常、発生しない。
2）当該地の地層構造が全く考慮されていない。



縦断面でのすべり面形状の不適切な推定の模式図

4. すべり面形状の推定の要点

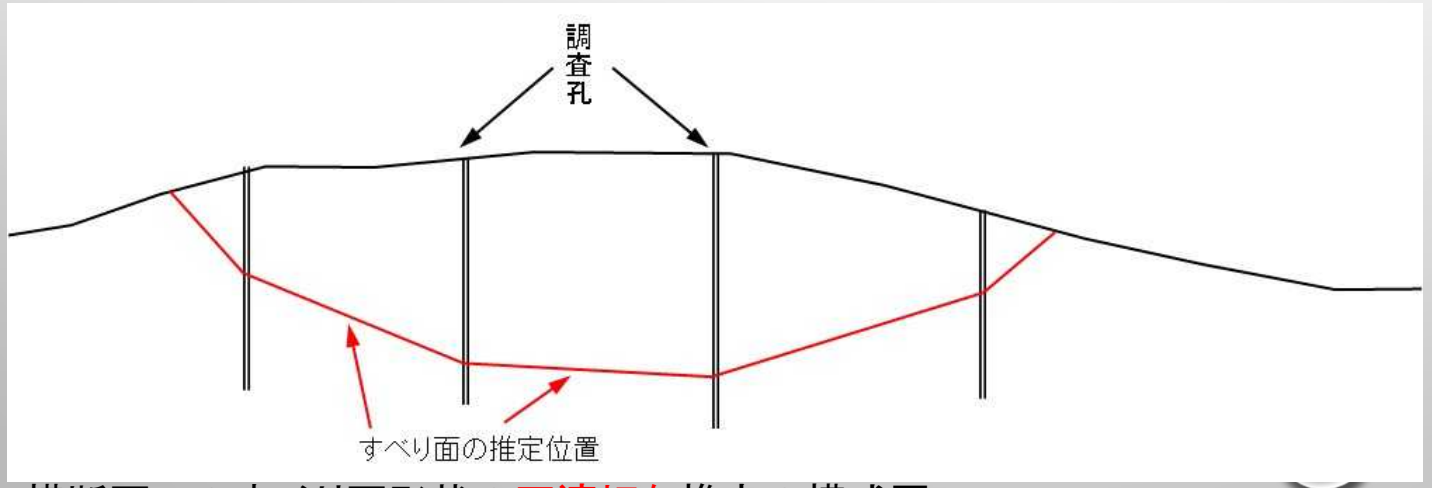
すべり面の横断形状を推定する場合も同様に各種調査結果から各調査孔におけるすべり面深度を決定する。この場合も、下図のように各調査孔で決定したすべり面深度を元に、折れ線グラフのように直線で各深度を連結する方法を採用している事例がある。

＜各調査孔のすべり面深度を直線で連結する方法の問題点＞

1）すべり面の縦断形状も横断形状の調査孔の位置で、偶然、すべり面傾斜が大きく変化することは、通常、発生しない。
2）当該地の地層構造が全く考慮されていない。

＜適切なすべり面形状の推定方法の要点＞

地質踏査で得られた当該地の地質構造を元に、当該地のすべり面位置を規制している地質構造を明確にした上で、その地質構造と調和するすべり面の縦横断形状を推定する。



横断面でのすべり面形状の不適切な推定の模式図

4. すべり面形状の推定の要点

近年、GNSSなどの高精度な測量技術を利用した移動杭観測が多く実施されている。Shamen-netなどもその例の一つである。

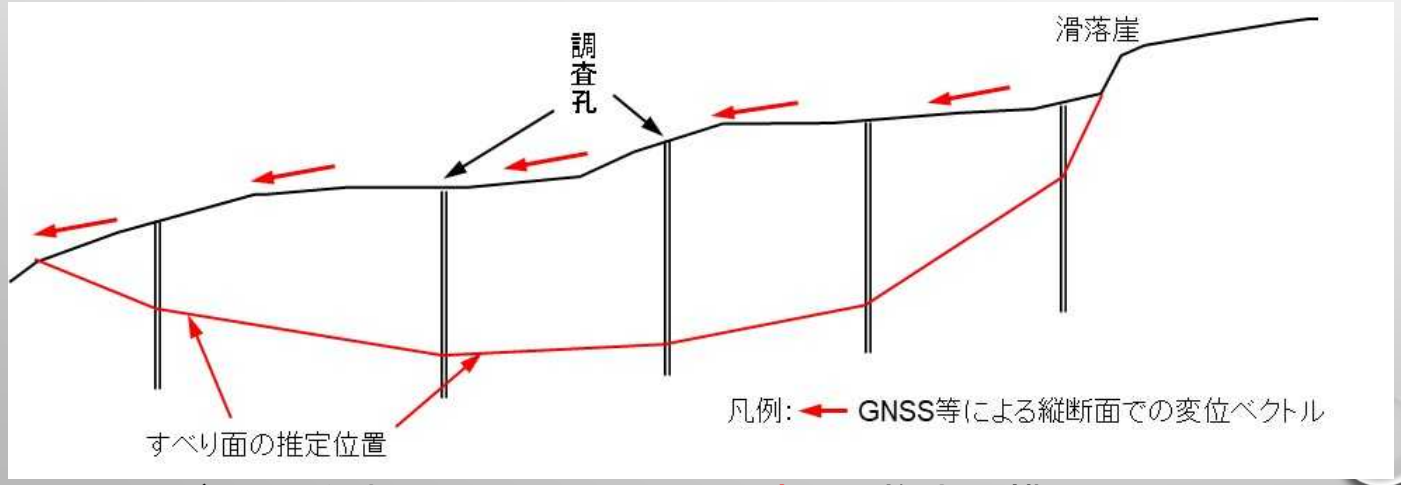
＜地表移動量データを無視したすべり面形状推定の問題点＞

1）縦断面での移動量ベクトルの勾配と当該地点のすべり面傾斜が大きく異なる場合はすべり面形状の推定ミスが疑われる。→以下の図の頭部や末端付近。

2）地すべり頭部と末端部の移動量に大きな差がない場合は、縦断方向に平面的なすべり面形状の可能性がある。

＜地表移動量データを活用したすべり面形状推定の要点＞

地表移動量データの縦断面でのベクトルと調和的なすべり面形状を推定する。



移動量データを無視したすべり面形の不適切な推定の模式図

5. 間隙水圧推定の要点

＜大前提＞

安定解析に用いる間隙水圧はすべり面に作用している水圧であり、すべり面位置に埋められた間隙水圧計のデータ、または部分ストレーナ加工された水位観測専用孔で観測された地下水位を用いることが理想的である。
それらの調査孔が存在しない場合は、全孔ストレーナ加工された観測孔の地下水位を間隙水圧の代用としている。

＜土質強度パラメータの逆算時の間隙水圧＞

動態観測により地すべりが滑動を開始する瞬間の間隙水圧（臨界水位）を全ての観測孔で調べ、安全率F=1.0として土質強度パラメータを逆算する。臨界水位が観測されていない場合は、観測期間中の最高水位を全ての観測孔で調べ、地すべりの活動状況等から現状安全率（0.95～1.0）を設定して、土質強度パラメータを逆算する。

＜初期安全率に対応した間隙水圧＞

観測期間中の最高水位を全ての観測孔で調べる。
臨界水位が観測されている場合は、そこで逆算された土質強度パラメータで安全率を算出し、その値が妥当な範囲であれば、その安全率を初期安全率とすることが望ましい。
臨界水位が観測されていない場合は、土質強度パラメータを逆算した時の最高水位と現状安全率（0.95～1.0）をそのまま用いる。

＜観測水位データが利用できない場合の対応＞

ケース1）災害発生直後などで、観測水位データがない場合→手測りが可能であれば、手測りでデータを追加する。
ケース2）調査孔の地下水位が不動層での漏水等によりすべり面以下に落ち込んだ場合（四国地方で多い現象）
（対応）試錐日報解析結果ですべり面を貫く直前の孔内水位を用いることが多い。

5. 間隙水圧推定の要点

＜発注者によるモニタリング期間の違い＞

1）抑制工を主体とすることの多い林務系の事業では、数年間におよぶ長期のモニタリングを実施することが多い。

2）抑止工を主体とすることの多い土木系（砂防系・道路系）の事業では、林務系に比べてモニタリング期間が短く、特に対策工施工後は数ヶ月程度の短期間のモニタリングを実施して終了となることが多い。

＜地すべりの再滑動の度に実施する臨界水位の把握と土質強度パラメータの再評価＞

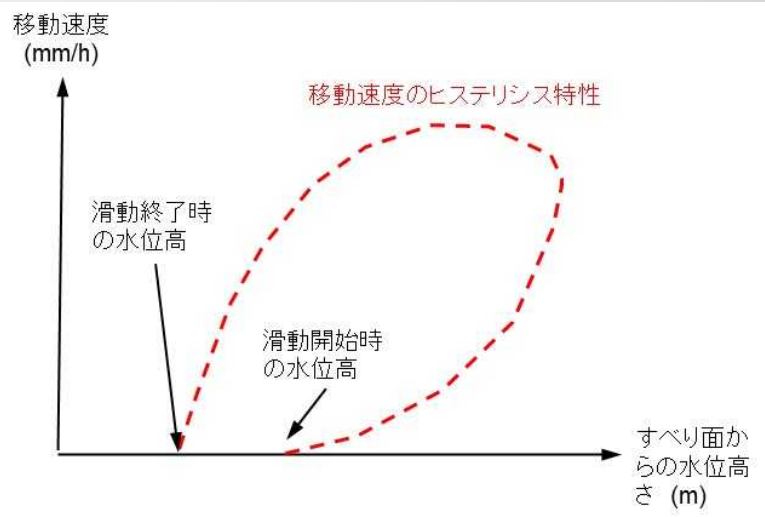
地すべりの安全率で唯一検証が可能なことは、地すべりが滑動を開始する時点（臨界時）の安全率Fが F=1.0ということである。

よって、その臨界時の地下水位分布（臨界水位）を求めて、その臨界水位に対する安全率が1.0となるように土質パラメータの再評価を実施することが理想的である。

＜注）地すべりが停止する時の水位を臨界水位としない理由＞

地すべりが停止する時にはすべり面に作用する地下水位（間隙水圧）の影響の他に、移動体の慣性力などの動的な荷重も影響する。これが右図のように移動速度のヒステリシス特性として現れる。

その結果、滑動終了時の間隙水圧は滑動開始時の間隙水圧よりも小さくなる傾向がある。



5. 間隙水圧推定の要点

＜観測最高水位を観測する日時の違いの考慮＞

右図のように同じ地すべり地でも地下水位の応答パターンが大きく異なる場合がある。

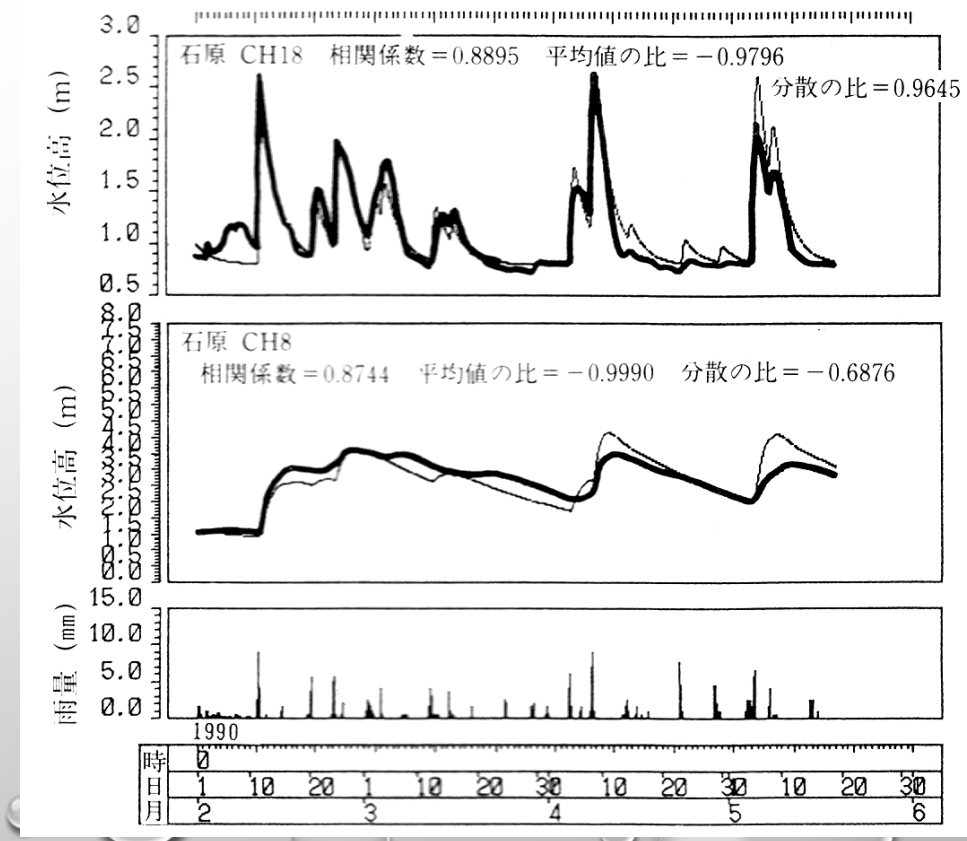
その場合に、各観測孔での観測最高水位をそのまま採用すると、全く異なる時期に記録した地下水位を採用するという不具合が派生する。

＜臨界水位に対応する各観測孔の地下水位＞

臨界水位は、「地すべりが滑動を開始した時点の水位」なので、1時間単位の観測水位であれば、同時刻の各観測孔の地下水位を用いる。

＜観測最高水位に対応する各観測孔の地下水位＞

同様に、観測最高水位は、現状安全率を評価する時も土質強度パラメータを逆算する時も、一連の降雨に関連するほぼ同時期の各観測孔の観測最高水位を採用する必要がある。



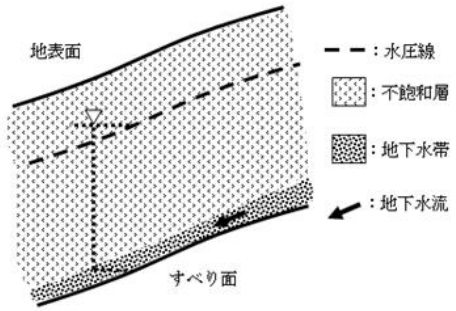
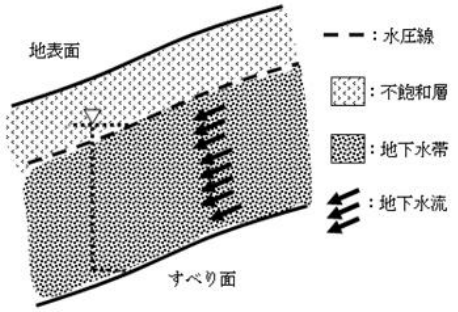
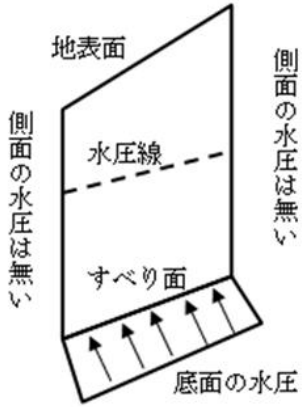
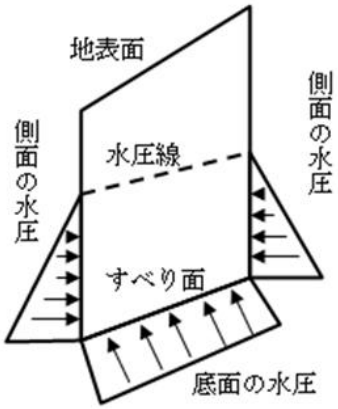
同一地すべり地での地下水位変動パターンの違い（榎田，1992）

＜引用文献＞
榎田充哉(1992):地すべり地における水位変動のモデル解析，地すべり，Vo.29,No.2.

5. 間隙水圧推定の要点

＜被圧（有圧）地下水と自由地下水での安定解析の違い＞

被圧（有圧）地下水と自由地下水では安定解析の細片に作用する水圧が異なることから、それぞれに対応した安定解析が必要となる。

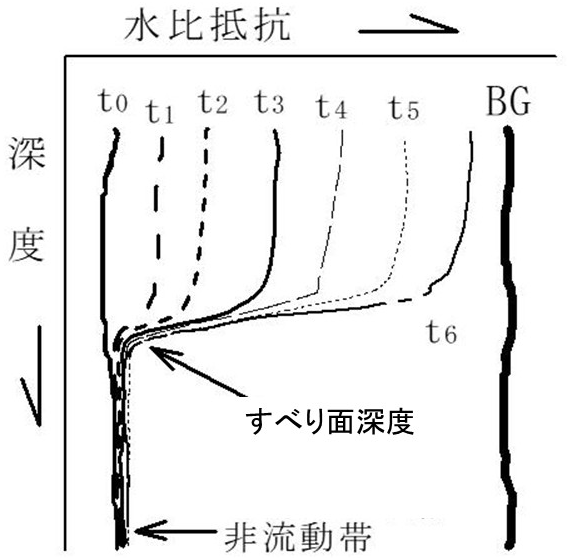
区分	被圧地下水（有圧地下水）	自由地下水
イメージ		
特徴（作用する水圧の違い）		

5. 間隙水圧推定の要点

＜自由地下水が優勢であるかの判断方法＞

	被圧地下水（有圧地下水）	自由地下水
検証方法	・地下水検層ですべり面近傍の深度で部分的な地下水流入が確認されれば，被圧（有圧）地下水であることが検証できる。 ・試錐日報解析の有圧水区間としても検証可能。	・移動層が砂質や礫質，シラスなどの透水性の良い地層で，地下水検層で移動層全体に層流状の地下水流動が確認された場合，自由地下水と判断できる。 ・崩壊地に多く，地すべり地では非常に稀な現象。

地下水検層で右図のようにすべり面深度までの移動層全体で、層流状の地下水流入が確認されれば、自由地下水が優勢であると判断できる。→



6. 土質強度パラメータの逆算の要点

＜現在の慣行の問題点＞

現在、すべり面強度の逆算時に多用されている地すべり層厚と粘着力の関係の表は、建設省河川砂防技術指針－計画編（建設省,1976）に掲載された以下の表が元となっている。その解説では「原則的には粘着力cを力学試験又は参考表から定め，本文中の図より現状の安全率Fs=1.00とするように内部摩擦角φを設定する」と記載されている。

建設省（1976）にはこの表の技術的な根拠や引用文献の記載はなく、垂直層厚が25m以上の場合の注意書きもない。層厚25m以上の場合の注意が追加されたのは平成9年(1997年)に改訂された計画編（建設省，1997）からである。

参考表：原典での表現 「表13－3　鉛直層厚と粘着力　（建設省，1976）」

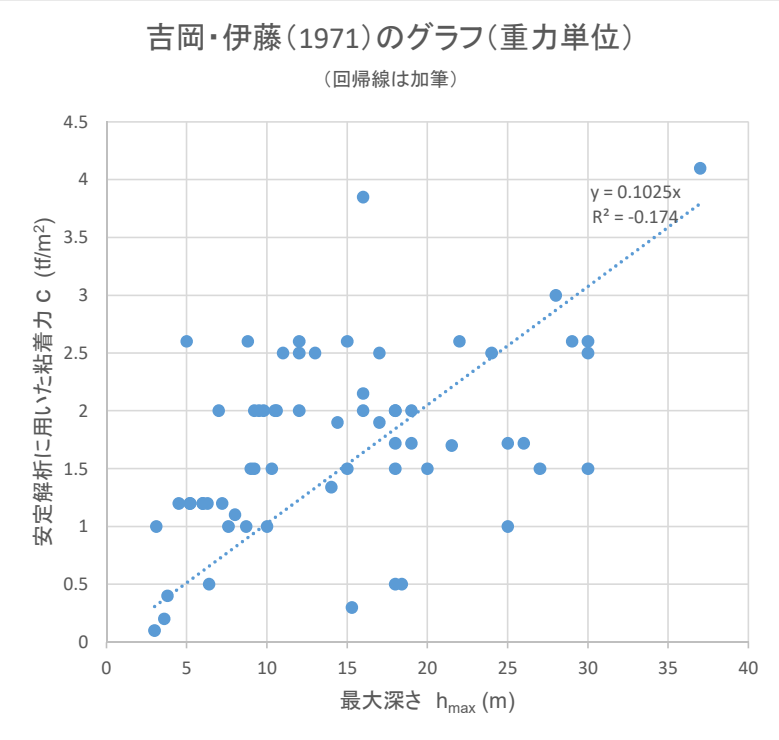
地すべりの垂直層厚(m)	粘着力 c (t/m²)
5	0.5
10	1.0
15	1.5
20	2.0
25	2.5

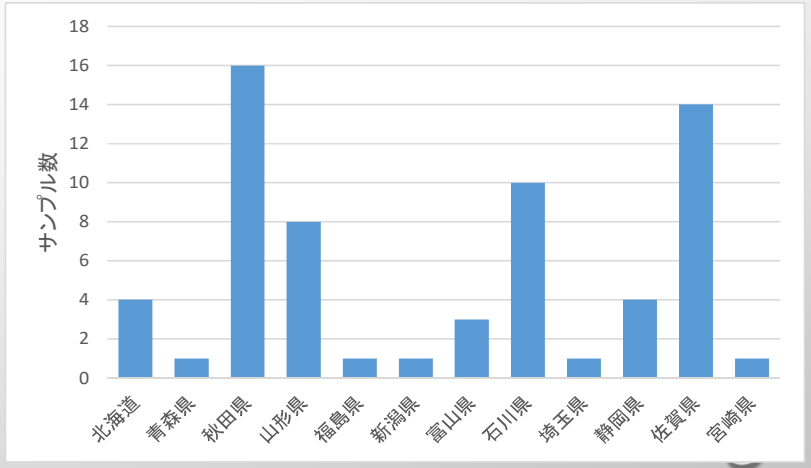
＜引用文献＞
建設省（1976）：建設省河川砂防技術基準（案）・計画編（昭和51年版）
建設省（1997）：建設省河川砂防技術基準（案）・計画編（平成9年版）

6. 土質強度パラメータの逆算の要点

＜現在の慣行（俗称：c＝h法）の問題点＞

建設省（1976）の表の原典は吉岡・伊藤（1971）が建設省所管の地すべり事業で採用された土質強度パラメータをアンケート調査した以下の結果である。吉岡・伊藤（1971）は「すべり面の深さと粘着力cには顕著な傾向がない」と記述している。昭和51年（1976年）当時、再滑動型地すべりのすべり面は残留強度であり、粘着力cはほぼゼロであることが知られていたが、粘着力c＝0を採用すると貯水池地すべりの対策工設計で不具合が発生したため、c＞0とするなんらかの根拠が必要であった。そこで、当時の土木研究所の渡正亮氏が吉岡・伊藤（1971）の研究成果に着目して、建設省（1976）の表を作成した。





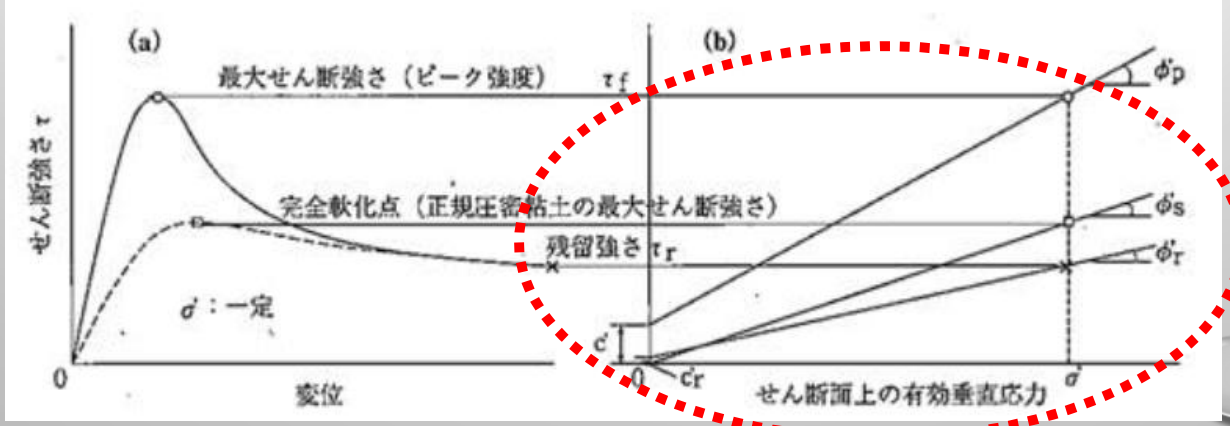
採用された地すべり地の所在地に偏りがあり、四国地方などは含まれない。

＜引用文献＞
吉岡良朗・伊藤和行（1971）：地すべり安定解析に用いる土の強度定数の検討，土木技術資料13-5，pp.26-29.

6. 土質強度パラメータの逆算の要点

＜土質パラメータによる対策工効果の違い＞

土質強度パラメータ	特徴	対策工の効果推定への影響
内部摩擦角φ’	ピーク強度での値より残留強度での値が小さくなるが、極端に低下することはない。	1）地下水排除工やアンカー工の締め付け効果に影響を与える。 2）実際の値より大きく設定すると、地下水排除工の効果やアンカー工の締め付け効果を過大に評価する。
粘着力c’	ピーク強度での値と残留強度の値の差が大きく、残留強度ではほぼゼロとなる。	1）排土工の効果に影響を与える。 2）実際の値より大きく設定すると、排土工の効果を過大に評価する。



＜引用文献＞
地盤工学会（2009）：地盤材料試験の方法と解説.

6. 土質強度パラメータの逆算の要点

一般に、Fellenius式等（修正Fellenius式を含む）の安全率は、Bishop式や簡易Janbu式などの他の安定解析式よりも小さな安全率を算出することが知られている。

＜土質強度パラメータの値が同じ場合の傾向＞

「Fellenius式等の安全率F」＜「簡易Janbu式の安全率F」

＜同じ現状安全率（0.95～1.0）に対してc=h法を適用して逆算する場合の傾向＞

「Fellenius式等の内部摩擦角φ」＞「簡易Janbu式の内部摩擦角φ」

＜結論＞

Fellenius式等で、c＝h法を適用すると、内部摩擦角φが簡易Janbu式よりも大きくなり、地下水排除工の効果やアンカー工の締め付け効果を過大に評価する危険性がある。つまり、過小設計になる危険性がある。

6. 土質強度パラメータの逆算の要点

＜土質強度パラメータのより良い設定方法＞

地すべり対策や斜面崩壊対策で対策工の効果をより適性に評価するためには、対策工の効果推定への影響がより大きい、内部摩擦角φを対象地の地質に合わせて適性に設定し、粘着力cを逆算で求める方法が良い（地すべり学会東北支部、2001）。

主要な対策工が排土工である場合は、加えて、粘着力cが大きくなり過ぎないように調整する。

＜引用文献＞
地すべり学会東北支部（2001）：地すべり安定解析用強度決定法－実務における新たな展開を目指して－

6. 土質強度パラメータの逆算の要点

＜斜面崩壊対策での近年の傾向と課題＞

先ほど紹介した慣用法（すべり面深度から粘着力を推定する方法）は、地すべり対策事業を対象として提案されたものであるが、近年は急傾斜地などでの斜面崩壊対策における安定計算でもこの慣用法が利用される傾向にある。

地すべり対策と斜面崩壊対策では、対象とする土質強度パラメータが異なる。

1）地すべり対策事業＝主にすべり面の「残留強度」を用いる。

2）斜面崩壊対策事業＝主に地山の「ピーク強度」を用いる。

また、Fellenius式や修正Fellenius式のように、小さな安全率を算出する安定解析式で粘着力cを設定して、内部摩擦角φを逆算すると、内部摩擦角φを実際より過大に設定することになるので、急傾斜地でのアンカー工や鉄筋挿入工の効果を過大評価する危険側の設計になる可能性がある。

7．3次元安定解析の必要性

極限平衡法による斜面安定計算には、2次元解析と3次元解析に区分できるが、一般的には2次元解析が利用されている。

1）崩壊や地すべりの移動土塊は3次元的な土塊である。

2）3次元安定解析は、移動土塊をそのまま解析対象としている。
→近年、地すべり対策事業におけるBIM/CIMの活用が進められており、国土交通省直轄地すべりなどでは3次元安定解析を利用する機会が増えている。

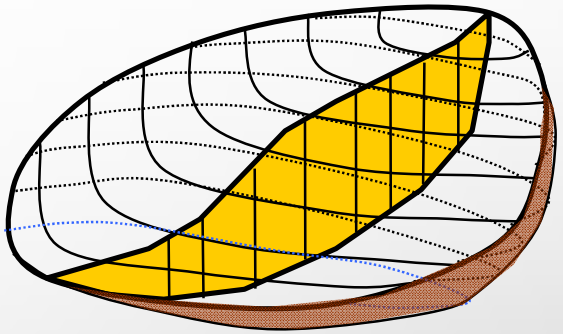


図7.1 実際の移動土塊の形状

3）2次元安定解析は、主測線での縦断面（黄色）の部分を取り出し、同じ断面形が横断方向に連続する、まるで金太郎飴のような状態を想定している。

4)主断面だけの2次元安定解析で、ブロック内のいろいろな箇所に配置される排土工や集水井工などの抑制工の効果を適切に評価することは難しい。
→3次元安定解析結果が必ずしも正しいわけではないが、抑制工の配置の違いによる安全率の相対的な変化を客観的に評価することができる。

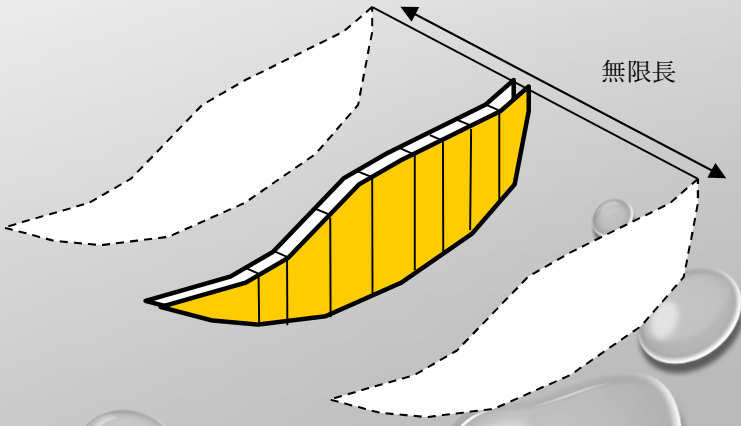


図7.2 二次元安定解析での移動土塊の形状

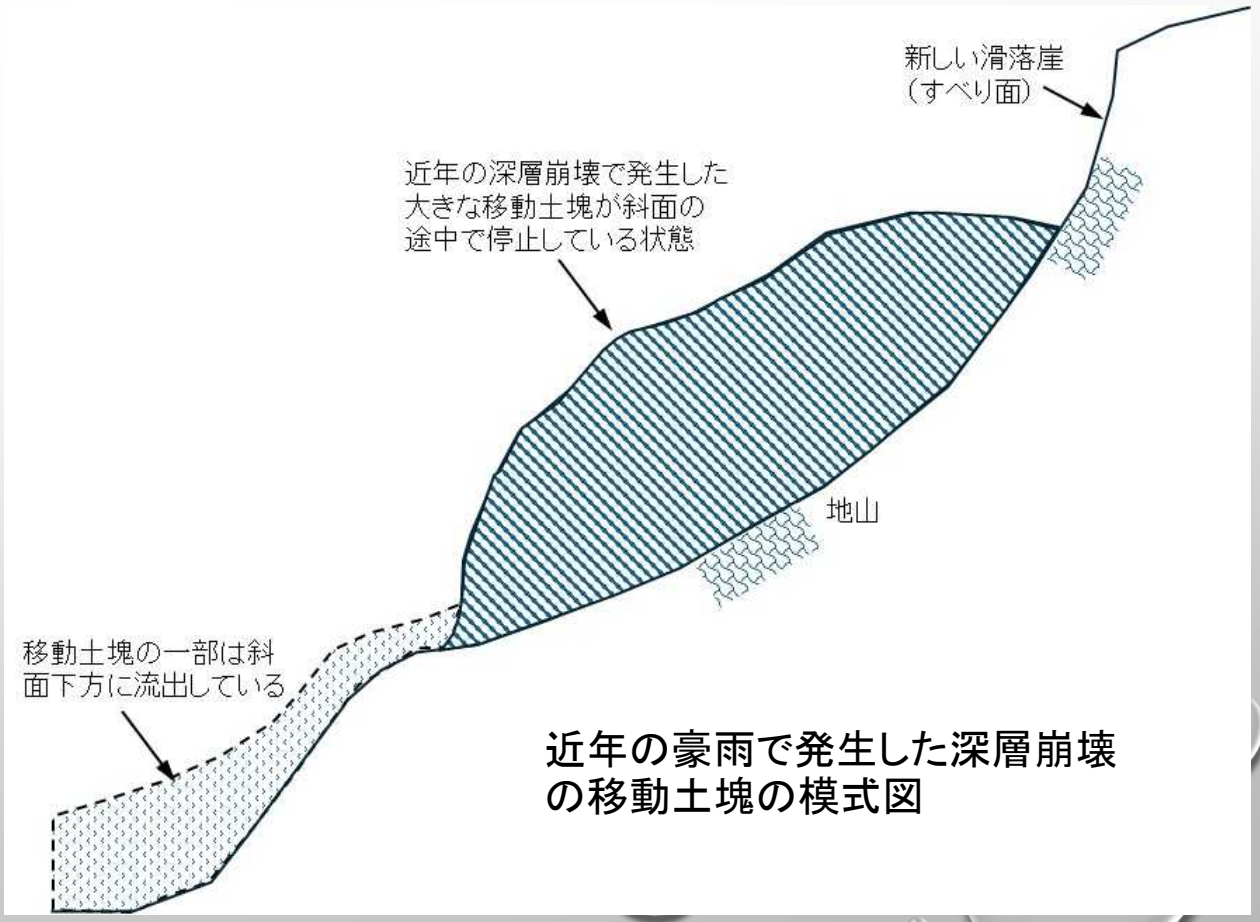
5)林務の地すべり対策事業では1990年代から副測線の断面を用いた近似的な3次元解析であるラム・フィットマン法（断面積重み付け安定解析）が利用されている。これは2次元安定解析と3次元安定解析の中間の手法として重要である。

8. 新しい深層崩壊を地すべり対策事業で対応する場合の要点

右図のように、近年の豪雨で発生した深層崩壊で、斜面途中に残っている大きな移動土塊への対策を地すべり対策事業として実施することがある。移動土塊の長さが100m程度と大きい場合もある。
これを通常の地すべり事業のように、

1）調査ボーリング・地中移動量調査等によるすべり面位置の推定
2）地下水位分布の観測
3）移動土塊全体を1つの地すべりブロックとして安定解析を実施
4）集水井工や抑止杭工などの通常の地すべり対策工の設計・施工

の順番で事業を進めるケースが過去に複数確認された。



近年の豪雨で発生した深層崩壊の移動土塊の模式図

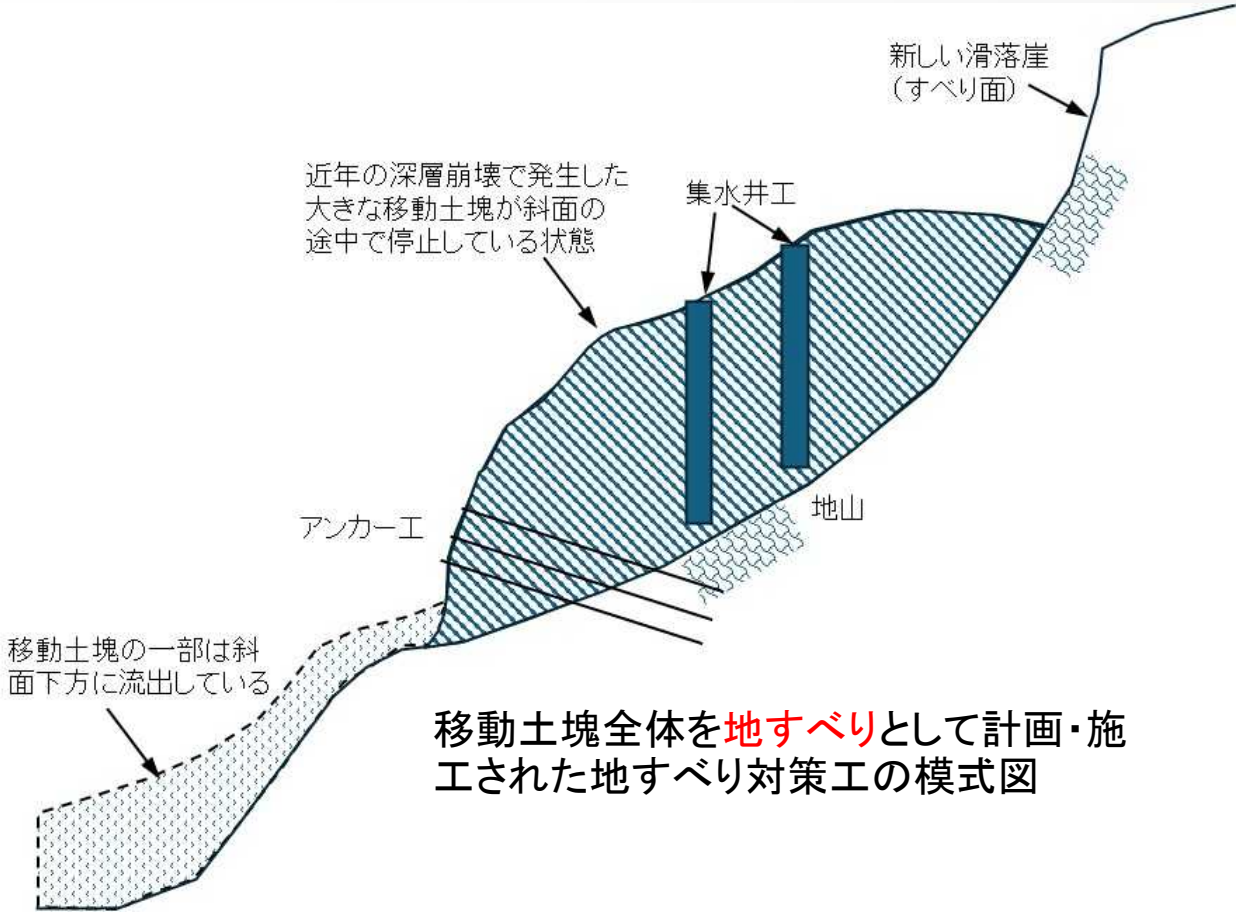
8. 新しい深層崩壊を地すべり対策事業で対応する場合の要点

しかし、このようなケースでは、地すべり対策工完成後の豪雨によって、移動土塊全体が流動化して流下し、地すべり対策工が被災する事例が複数確認されている。

調査ボーリングを実施中に豪雨が発生し、ボーリングマシンと共に移動土塊全体が流下する事故も複数確認されている。

このような移動土塊については、通常の地すべりとしての移動土塊全体に対する安定解析の他に、移動土塊末端付近での急傾斜地対策としての最小安全率すべりの検索や末端の侵食防止対策の検討などが必要となる。

加えて、移動土塊全体が流動化した場合の土石流対策も検討する必要がある。



移動土塊全体を地すべりとして計画・施工された地すべり対策工の模式図

９．対策工の設計における安定解析の役割

（１）斜面の安定度の評価

対象斜面の土質パラメータや細片の形状に関するパラメータ、地下水の分布に関するパラメータを設定して、安定計算によって安全率を算定し、その値を対象斜面の安定度の指標とするものです。

（２）斜面対策工の数量や配置を決めるための指標

１）抑制工では、数量や配置に応じて安全率がどの程度上昇するかを評価することができます。
注）斜面崩壊対策の「抑制工」の多くは斜面安定計算を利用しません。

２）抑止工では、数量や配置に応じた必要抑止力を算定し、その必要抑止力に耐えることのできる抑止工の仕様や規格を決めます。
注）斜面崩壊対策では「切土工」などの一部の「抑止工」で、必要抑止力を算定しません。

注）「切土工」は地すべり対策では「抑制工」に該当しますが、斜面崩壊対策では「抑止工」に分類されます。

9. 対策工の設計における安定解析の役割

＜Fellenius式や修正Fellenius式の場合の必要抑止力の算定方法の例＞

$$F_0 = \frac{\sum S}{\sum T}$$

$$F_P = \frac{\sum S + R_s}{\sum T}$$

$$\sum S + R_s = F_p \cdot \sum T$$

$$R_s = F_P \cdot \sum T - \sum S$$

$$R_s = \sum T \left(F_P - \frac{\sum S}{\sum T} \right)$$

$$R_s = \sum T \left(F_P - F_0 \right)$$

＜簡易Janbu式の場合の必要抑止力の算定方法の例：これを理解していない技術者が多い＞

$$F_0 = f_0 \frac{\sum S_{(F=F_0)}}{\sum T}$$

$$F_P = f_0 \frac{\sum S_{(F=F_P)} + R_s}{\sum T}$$

$$f_0 \left(\sum S_{(F=F_P)} + R_s \right) = F_p \cdot \sum T$$

$$f_0 \cdot R_s = F_P \cdot \sum T - f_0 \sum S_{(F=F_P)}$$

$$R_s = \sum T \left(F_P - \frac{f_0 \sum S_{(F=F_P)}}{\sum T} \right) / f_0$$

10. 安定解析における日本の技術のガラパゴス化

地すべり等防止法が施行されて地すべり対策事業が本格化した昭和32年（1957年）頃は関数電卓さえも存在しない時代で，ソロバンと計算尺とタイガー計算機を使って地すべりの安定解析を実施していた。そのために手計算でも実施可能なFellenius式の安定解析が主流となった。

昭和46年（1971 年）に東京大学大型計算センターに導入された最新のコンピュータHITAC8800の主メモリは3MBで、32ビット浮動小数点（単精度）の加算に要する時間が208nsであった（石田ほか，1973）。

現在の一般的な業務用PCのメモリは16～32GBで、32ビット浮動小数点（単精度）の加算に要する時間は1.0ns以下であり、昭和の時代に東京大学にあった大型コンピュータを遙かにしのぐ性能を有している。

そのような現在でも、円弧すべり対応の安定解析式であるFellenius式や修正Fellenius式を、非円弧すべりの地すべりに適用する慣行が日本のみで継続している。

地すべり対策事業の実務における日本の安定解析手法は、昭和の時代から進歩していない。

＜引用文献＞
石田晴之・小山正典・小野功（1973）:「東京大学大型計算センター」共同利用システム，日立評論，Vol.55,No.11（1973年11月号）

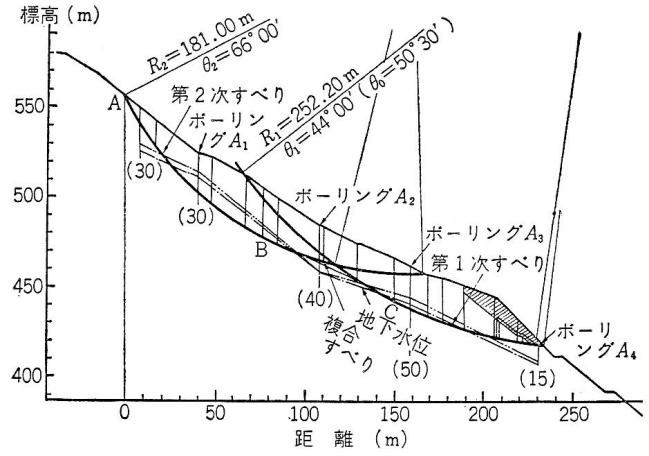
10. 安定解析における日本の技術のガラパゴス化

砂防系でも1976年版では「明かにすべり面形状が異なる場合はJanbu式等を用いる」と記載されていたが、現状はそれよりも後退している。

道路系も1986年版が最も進んでいるが、そのご後退している。

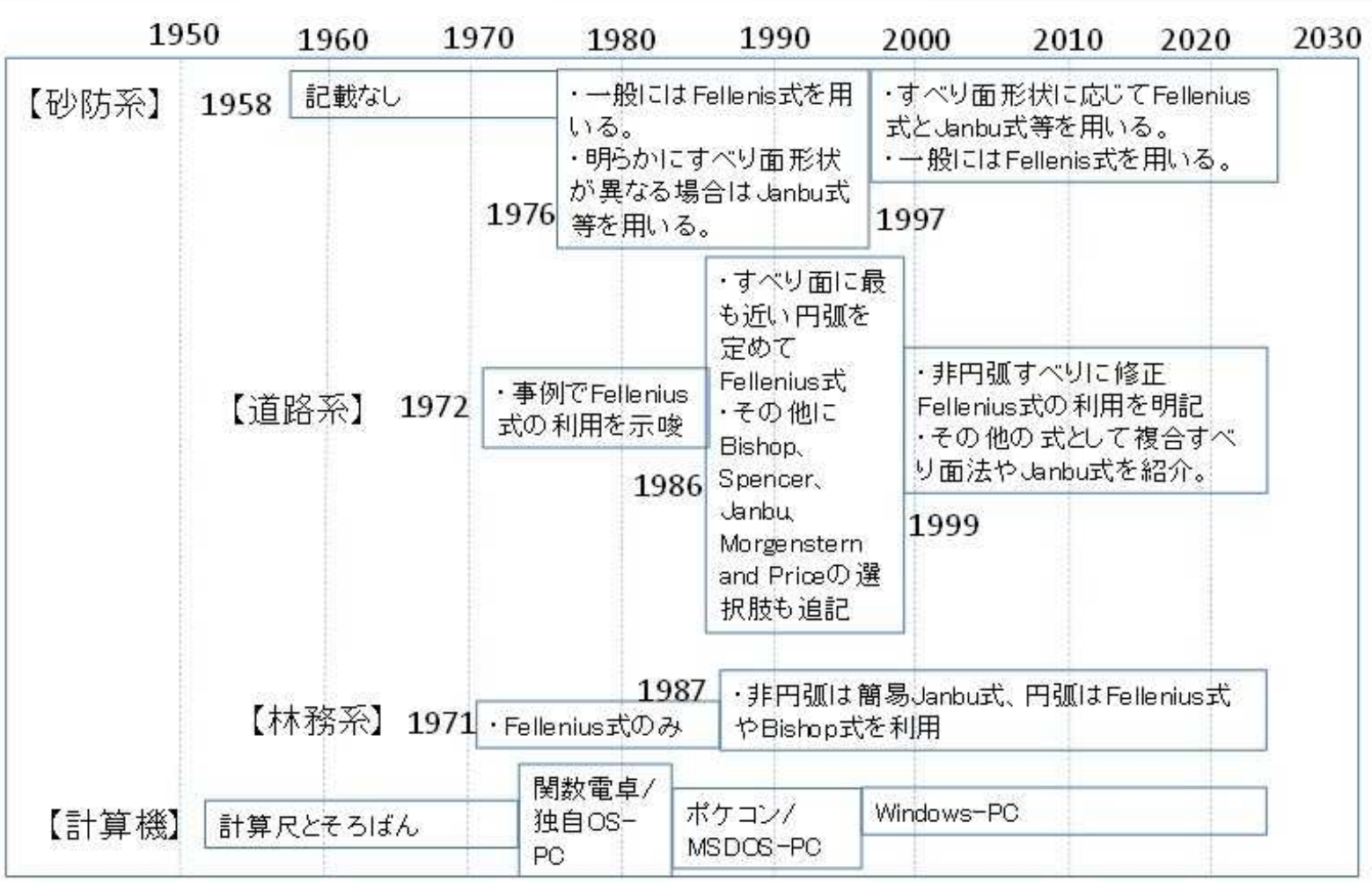
林務系は1987年版から簡易Janbu式を推奨。

1980年代までは地すべりを円弧すべりの集合体として解析



昭和40年代の安定解析事例（山田ほか，1971）

表8.1　公的な技術基準書等で指定されている安定解析式の推移



10. 安定解析における日本の技術のガラパゴス化

＜欧米の著名な斜面対策工設計ソフトが採用している安定解析式＞

設計ソフト（販売元、国）	対応する安定解析式
Slide2 （Rocscience社、カナダ）	Fellenius、簡易Bishop、簡易Janbu、Spencer、Corps Engneers#1、Corps Engneers#2、Sarma、Lowe-Karafiath、General limit equilibrium(GLE) 、 Morgenstern-Price
SLOPE/W (Geo-SLOPE社、カナダ) →→Seequent社（2019） →Bentley社(2021年)、米国)	Fellenius、簡易Bishop、簡易Janbu、Janbu一般化法、Lowe-Karafiath、Corps Engneers#1、Corps Engneers#2、Sarma、Spencer、Morgenst-Price、General limit equilibrium（GLE）
Slope (GeoStru社、イタリア)	Fellenius、簡易Bishop、簡易Janbu、Bell、Sarma、Spencer、 Morgenstern-Price、Zeng e Liang
GEO5 （Fine社、チェコ）	Sarma、Janbu、Spencer、Morgenstern-Price、Shahunyants、ITF Method (Imbalance Thrust Force Method)

- 表中の赤字は日本であまり知られていない安定解析式。この中で今回はSarma法とGeneral limit equilibrium（GLE）について紹介する。
- Sarma法は、4社共に採用されている。
- General limit equilibrium（GLE）はカナダ系の2社に採用されている。

＜SARMA法の概要＞

●Sarma法はSarma(1973,1979)が提案した地震時の斜面安定解析式で、非円弧すべりに対応し、スライスの境界面が鉛直以外でも対応可能な点が特徴である。

●Sarma S. K. はインド工科大学で土木工学を学び、その後、ロンドンにある理工系の名門、インペリアル大学で地震工学と工学地震学を専門とする地盤工学を学んで博士の学位を取得している。

●日本におけるSarma法の研究は中村ほか(1989)や汪ほか（2001）などがあり、2000年頃までは研究されていた。しかし、その後、日本の斜面対策の実務で採用されることはなかった。

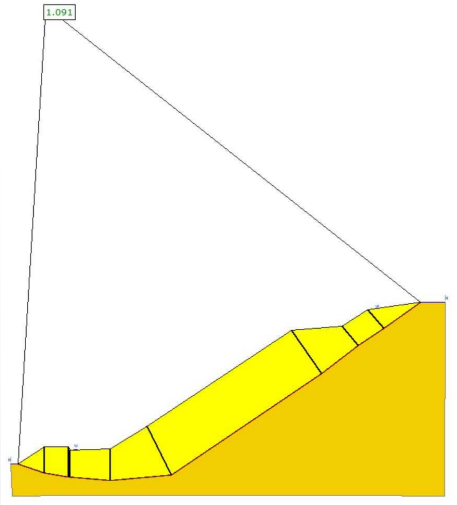


Figure 5.3 – Factor of Safety for Defined Failure Surface in Slide Using Sarma

Sarma法での非円弧すべりの安定解析例（Rocscience社）
ブロックの境界が鉛直ではない。

＜引用文献＞

● Sarma S. K. (1973), Stability analysis of embankments and slopes. Geotechnique, 23, pp.423 – 433, ISSN 0016-8505.

● Sarma S. K. (1979), Stability analysis of embankments and slopes. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1979, 105, pp.1511-1524, ISSN 0093-6405.

●中村浩之・綱木亮介・中嶋茂（1989）:Sarma法による斜面安定解析手法，土木研究所資料，第2708号，124p.

●汪発武・勝呂博之・松本敏・松本樹典（2001）：斜面安定解析におけるSarma法，M-P法およびJanbu法の適用性－土倉地すべり事例を対象として－，日本地すべり学会誌，Vol.38,No.3，pp.101-107.

＜GENERAL LIMIT EQUILIBRIUM（GLE）の概要＞

GLEはカナダのFredlund and Krahn(1977)が提案した安定解析式である。この著者の一人であるJohn Krahn氏は1977年に設立されたGeo-Slope社の創始者（後の名誉会長）で、SLOPE/Wの解析コードの作成にも関わった研究者である。SLOPE/Wの技術マニュアルも執筆している（Krahn,2004）。2005年にはカナダ工学協会からフェローの表彰を受けている。

GLEはM&P法とSpencer法を一般化した安定解析式である。右図のようにGLEの解析により、Bishop式とJanbu式とM&P式とSpencer式の解を求めることができる。
日本では、近藤・林（1997）がM&P法とSpencer法の類似性を示した、その20年前の1977年にカナダでGLEが提案されていた。

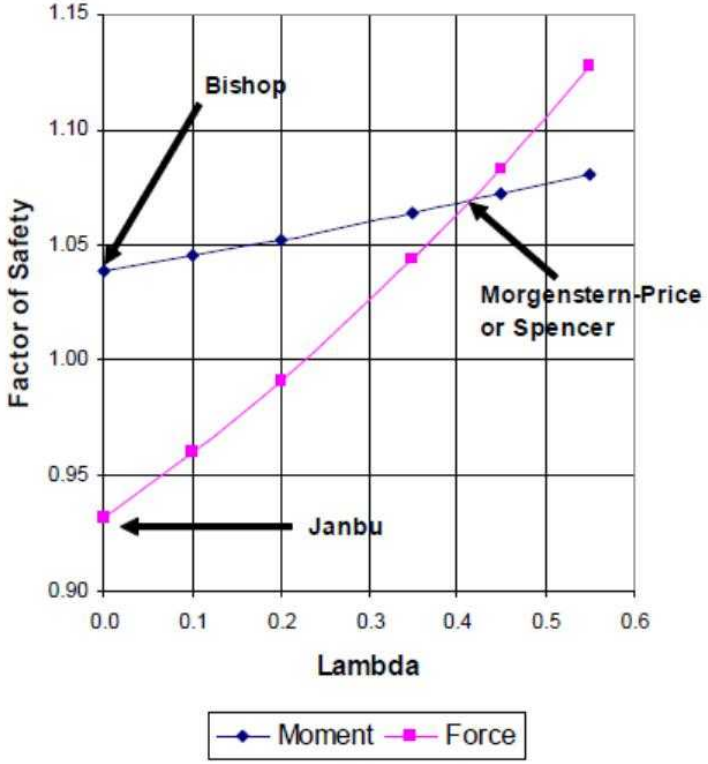


Figure 2-3 A factor of safety versus lambda (λ) plot

＜引用文献＞

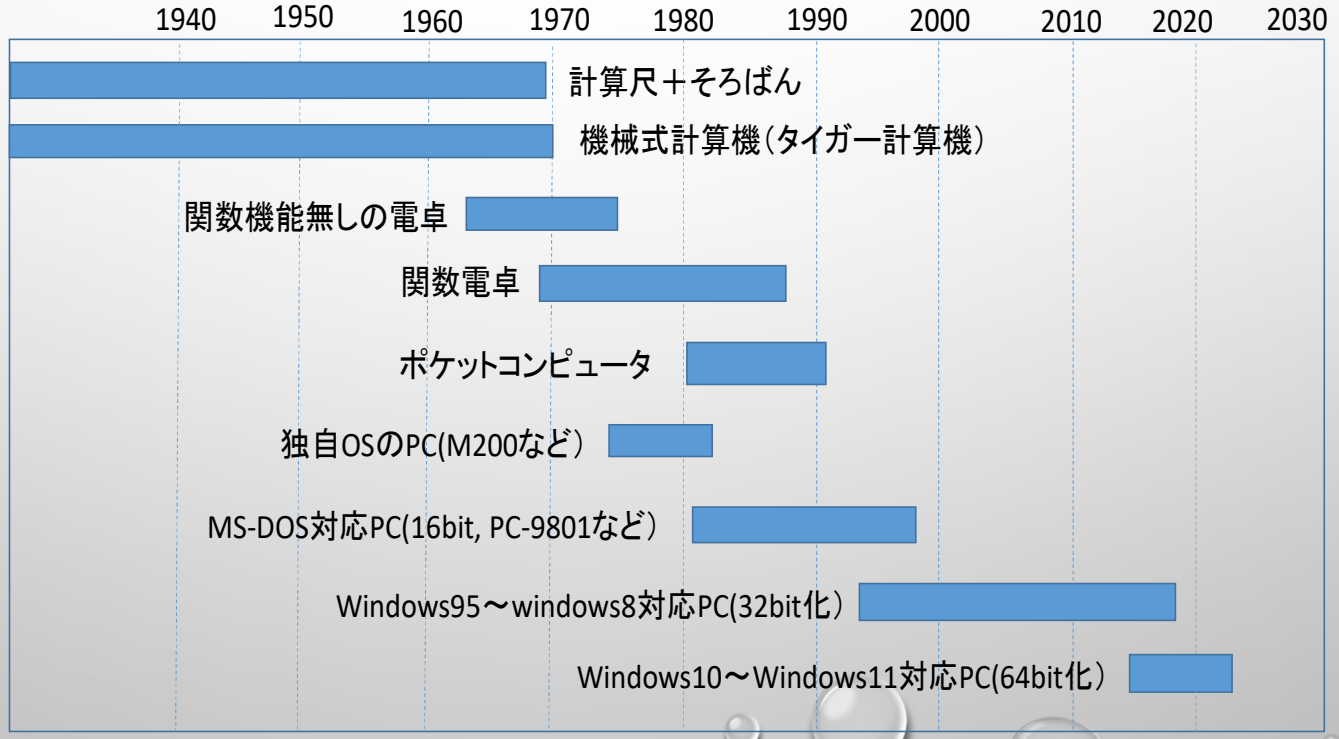
Fredlund, D.G., Krahn, J. (1977): Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Journal, 14, pp.429-439.

Krahn, J.(2004):Stability modeling with SLOPE/W - an engineering methodology

近藤観慈・林拙郎（1997）：Morgenstern-Price法とSpencer法の類似性と一般性，地すべり，Vol.34, No.1, pp.15-23.

＜GENERAL LIMIT EQUILIBRIUM（GLE）の概要＞

GLEが発表された1977年はMS-DOS対応のPCも無い時代で、独自OSのPCが市販されていた頃である。1977年当時は国立大学の電算センターにある大型コンピュータでさえも能力は現在のスマホより貧弱で、Fortranで作成したプログラムをパンチカードにパンチし、そのパンチカードをコンピュータに読み込ませていた。画面上で入力データを自由に修正することができないので、プログラム中に書き込んだ入力データを1個修正するためには、パンチ作業から実施する必要があった。



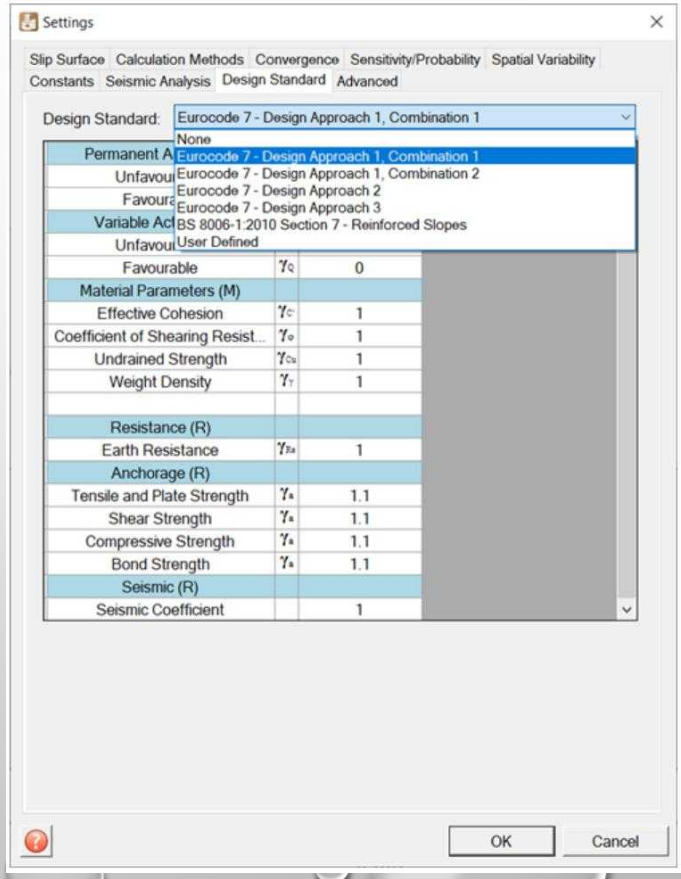
建設コンサルタント会社で利用された主な計算機の歴史

10. 安定解析における日本の技術のガラパゴス化

海外のグローバルな設計ソフトではEurocode7対応とパラメータの確率評価機能が一般化している。
アジア・アフリカ・中米などの開発途上国でも欧米の設計ソフトが利用されている。
日本のみが約40年前の昭和の時代の安定解析を現在も、将来も使い続ける状況が続く。→ガラパゴス化

表4-1 極限平衡法を用いた海外の斜面対策工設計ソフトの性能設計への対応状況

ソフト名	Eurocode7の限界状態設計法への対応	入力パラメータの確率評価	破壊確率や信頼性指標の算出
Slide2（Rocscience社、カナダ）	○	○	○
SLOPE/W （Geo-SLOPE社、カナダ →Seequent社（2019） →Bentley社(2021年)、米国）	○	○	○
Slope （GeoStru社、イタリア）	○	？	？
PLAXIS LE（Bentley社、米国） （旧ソフト名はSVSLOPE）	○	○	○



参考図：PLAXIS LEでのEurocode7の指定画面

ご静聴ありがとうございました

地すべり対策工の設計時に留意する事項に関して



ライト工業株式会社
技術営業本部　斜面防災技術部　部長
滝 澤 俊 康
技術士：建設部門（河川・砂防），総合技術監理部門
地すべり防止工事士

本日の講演内容

目　　次

１．地すべり対策工の種類

２．頭部排土工

３．アンカー工

４．仮設計画

1．地すべり対策工の種類

抑制工	土　工	頭部排土工	
		押え盛土工	
	地表水排除工	地表水路工	
		浸透防止工	
	地下水排除工	浅層地下水排除工	暗渠工
			明暗渠工
			横ボーリング工
		深層地下水排除工	横ボーリング工
			集水井工
			排水トンネル工
	その他工法	河川構造物（砂防ダム，床固め，護岸工など）	
抑止工	杭工（鋼管杭工，アンカー付き鋼管杭工）		
	シャフト工（深礎杭工）		
	アンカー工		

2. 頭部排土工

◇頭部排土工とは

地すべり頭部の土塊を排除することで、滑動力を抑制する工法。
恒久対策工として実施されるほか、応急対策工として施工されるケースもある。

＜群馬県天狗滝地区＞





引用：群馬県

＜福島県上釜戸地区＞





出展：福島県HP

1）頭部排土工と安定解析

◇Fellenius法の安定解析

分子：抵抗しようとする力

$$Fs = \frac{\Sigma \{c' \times l + (W \times \cos\alpha - u \times l) \times \tan\Phi'\} + P}{\Sigma (W \times \sin\alpha)}$$

分母：すべろうとする力

【計算式の構成要素】

・間隙水圧（u・l）

→ 移動土塊内の地下水位を低下（排除）させることで間隙水圧を小さくする ・・・u・l の低減

・土塊重量（W）

→ 地すべり頭部の移動土塊を排除することで滑動力を小さくする ・・・W の減少

・すべり面長（l）

→ 末端部に押え盛土を実施して、すべり面を長くする ・・・ Lが増加

→ 頭部排土を実施すると、すべり面は短くなるケースがある・・・Lの減少

・抑止力（P）

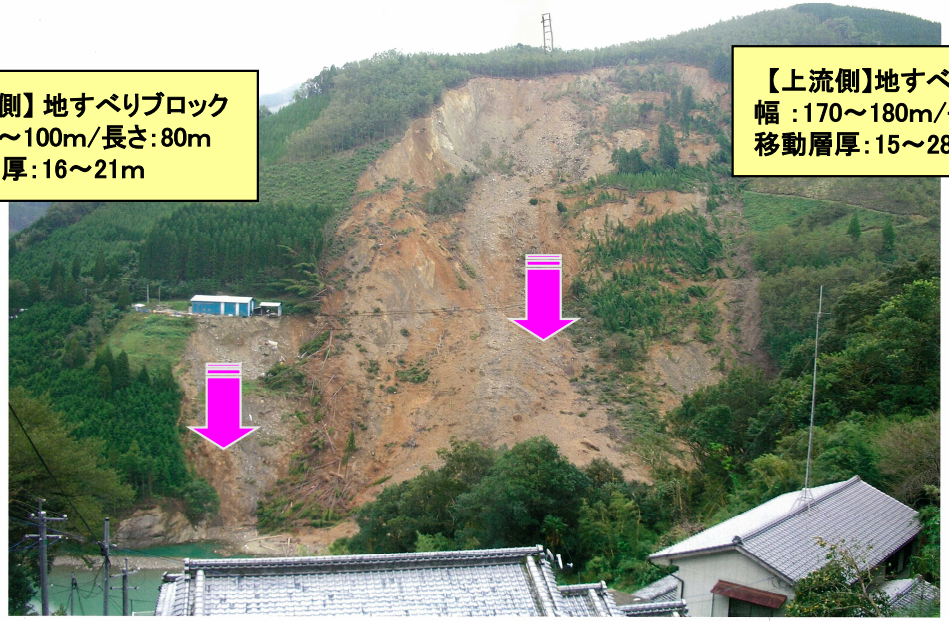
→地すべり移動土塊内へ鋼材へ設置することで抵抗力を大きくする ・・・P の追加

2）施工時の崩壊事例

◇頭部排土工の施工中に切土のり面が崩壊した事例

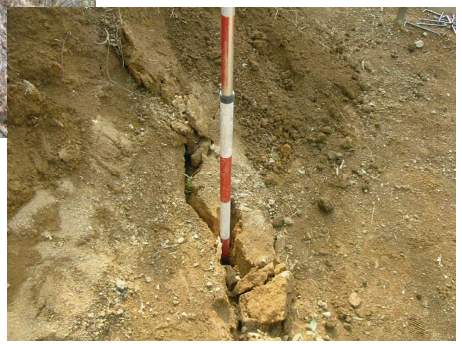
【下流側】地すべりブロック
幅 :90～100m/長さ:80m
移動層厚:16～21m

【上流側】地すべりブロック
幅 :170～180m/長さ:400m
移動層厚:15～28m

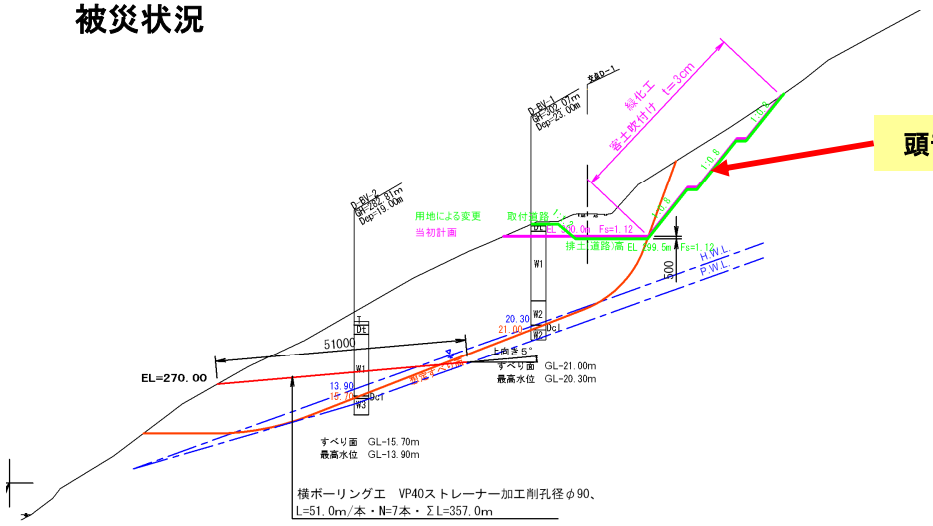


被災状況

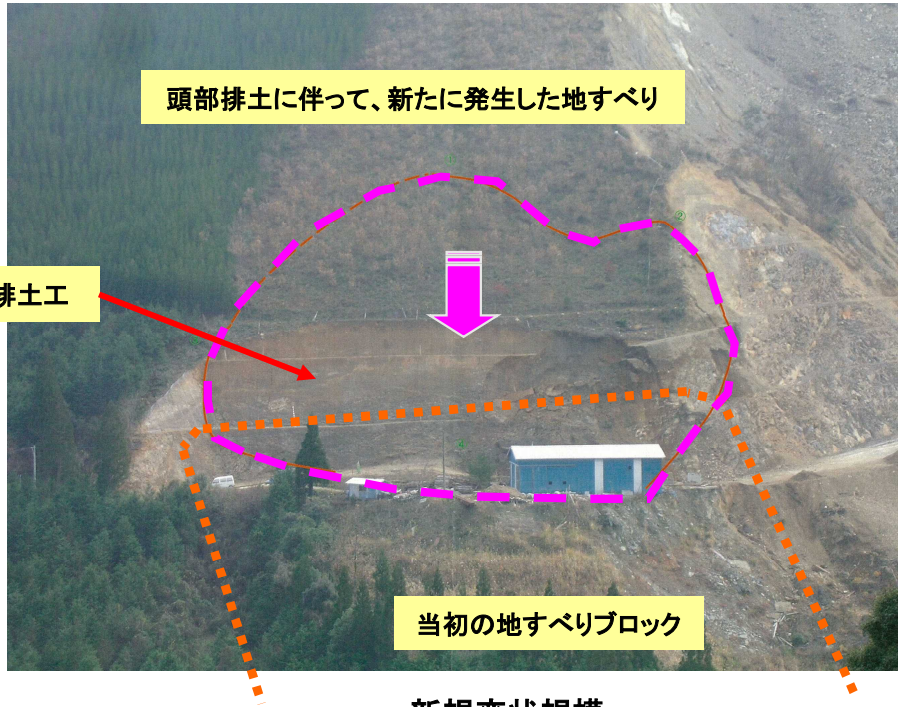




施工中に発生した亀裂



【下流側ブロック】対策計画断面図

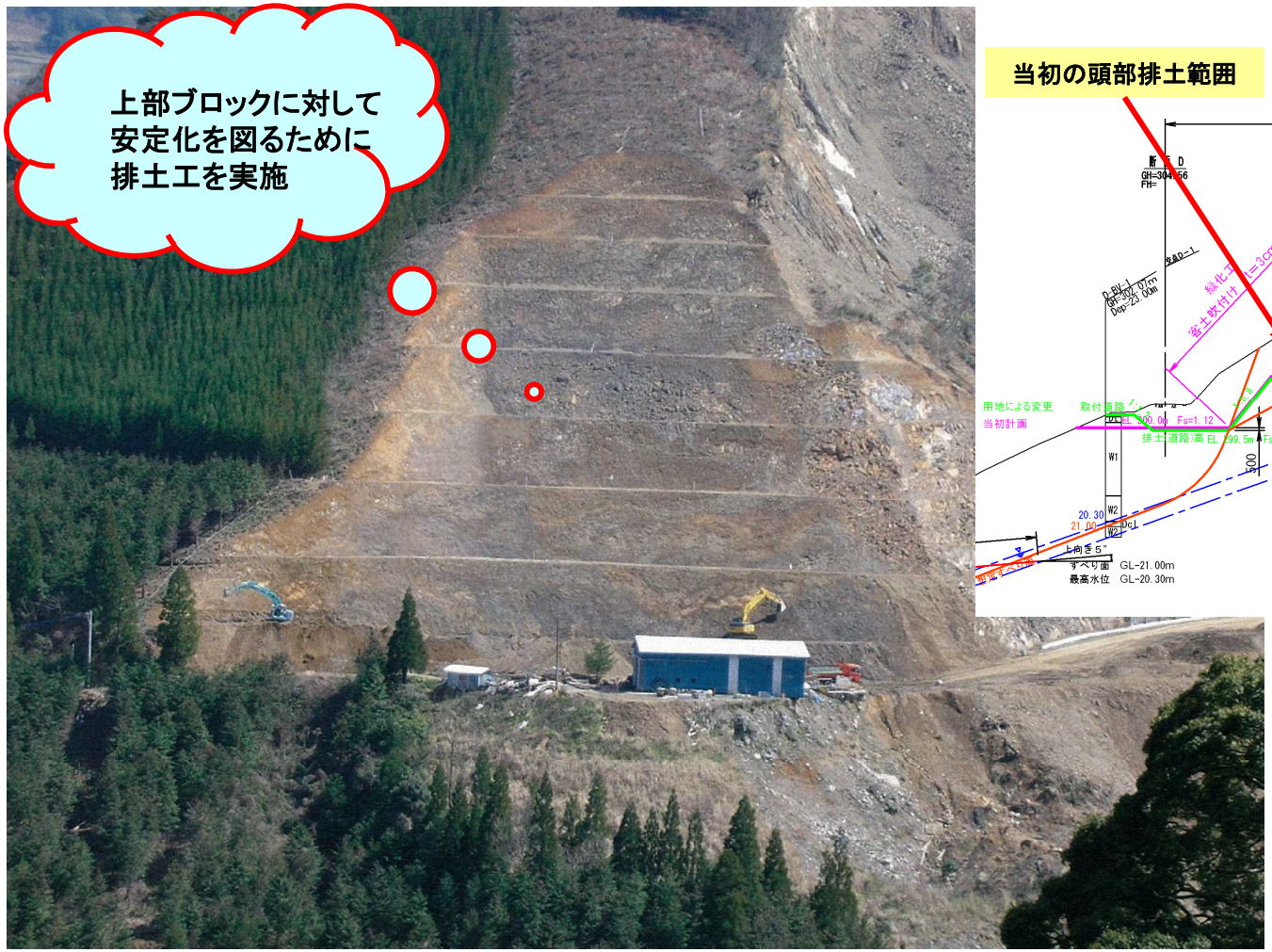


新規変状規模

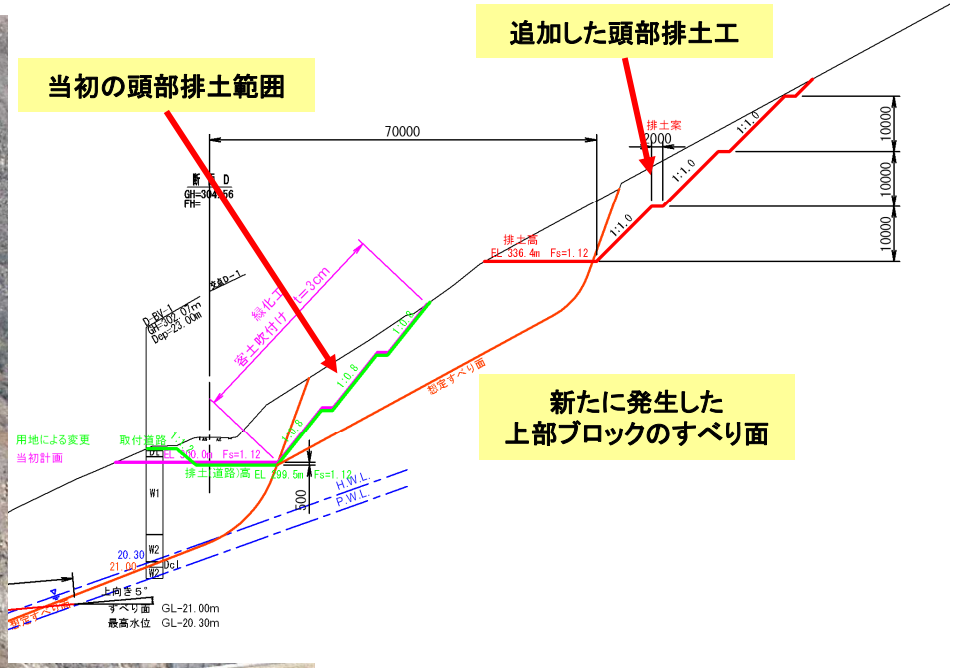
出展 IST Co.,Ltd.

崩壊対策

◇背後斜面にて発生した『新たな上部ブロック』への対応策・・・追加排土の実施



最終形状



上部ブロックへの対策計画断面図

出展 IST Co.,Ltd.

3）留意事項①

◇のり面の切土勾配

現状、切土勾配の設定に関しては、下表を参考に設定するケースが多い。

→ 基準書に準じて標準勾配を適用しても、崩壊が発生することがある。

地山の土質		切土高	勾配
硬岩			1：0.3～1：0.8
軟岩			1：0.5～1：1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1：1.5～
砂質土	密実なもの	5m以下	1：0.8～1：1.0
		5～10m	1：1.0～1：1.2
	密実でないもの	5m以下	1：1.0～1：1.2
		5～10m	1：1.2～1：1.5
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの	10m以下	1：0.8～1：1.0
		10～15m	1：1.0～1：1.2
	密実でないもの，または粒程度の分布の悪いもの	10m以下	1：1.0～1：1.2
		10～15m	1：1.2～1：1.5
粘性土		10m以下	1：0.8～1：1.2
岩塊または玉石混じりの粘性土		5m以下	1：1.0～1：1.2
		5～10m	1：1.2～1：1.5

切土に対する標準のり面勾配　出典：道路土工　切土工・斜面安定工指針（平成21年度版）P136

【原因】地山は、不均質な土砂・岩塊，節理・断層等の地質的不連続面や風化・変質部を含むため、極めて複雑で不均質な構成となっていることに起因する。

『切土のり面の設計に当たっては、土質調査，周辺の地形・地質状況，過去の災害履歴及び同種のり面の実態等の調査，及び技術的経験等に基づき総合的な検討を行う。調査結果で特に、問題が無い箇所では、上表を参考に標準断面を決定するのが一般的。但し、地山は不均質な土砂・岩塊，節理・断層等の不連続面や風化・変質部を含むため、極めて複雑で不均一な構成となっている。』と記載されている。

参考資料：標準切土勾配

◇標準切土勾配の変遷

現在の標準切土勾配は、昭和42年（1967年）に採用された標準値をそのまま継続している。

昭和30年　谷口三郎；土木施工法，風間書店

種　別	盛　土	切　土
砂利、レキ、石セツ		
陸　上	1.0(高 7m まで)1.5(高 8m 以上)	1.0(堅密)　1.2(粗軟)
水　中	1.2～1.5	1.2～1.5
砂		
荒　砂	1.0(乾)　1.8(飽和)	1.0(乾)　1.7(飽和)
細　砂	1.5(〃)　2.5(〃)	1.5(〃)　2.5(〃)
微細砂	1.8(〃)　3.0(〃)	1.8(〃)　3.0(〃)
真土及び砂混じり土		
堅　密	1.0(高 5mまで)	0.3～1.0(高 10m まで)
	1.2～2.0(高 6m 以上)	1.0～1.5(10m以上)
軟　弱	1.2(〃) 1.5～2.5(〃)	1.0～1.5(〃) 1.5～2.0(〃)
水　中	2.0～3.3	1.8～2.5
粘　土		
硬	1.0(乾)　3.5(飽和)	1.0(乾)　2.0(湿)
軟	1.5(〃)　5.0(〃)	1.5(〃)　2.5(〃)
軟岩(凝灰岩、ケツ岩、セン緑岩、流紋岩、石英粗面岩等)		1.0～1.5
割目多く軟らかきもの、又は風化せるもの		0.3～0.7
割目少なく硬きもの		
砂岩、石灰岩、風化花コウ岩		
軟らかきもの		0.8～1.0
硬きもの		0.5～0.7
硬岩(花コウ岩、石英粗面岩)		
堅硬にして割れ目なきもの		0.1～0.3

昭和36年　名神高速道路設計要領：日本道路公団

地山の土質	状態	切土高（m）	勾配
花崗岩・石英斑岩	良好なもの		1:0.2
	風化したもの又は割れ目多いもの		1:0.6
砂岩	良好なもの		1:0.3
	風化したもの又は割れ目多いもの		1:0.8
粘板岩。頁岩	良好なもの		1:0.8
	風化したもの		1:1.2
砂利又は岩塊混じり砂質土	密実なもの又は粒度のよいもの	10 以下	1:1.1
		10～15	1:1.2
	密実なもの又は粒度の悪いもの	10 以下	1:1.2
		10～15	1:1.5
砂質土	密実なもの	5 以下	1:1.0
		5～10	1:1.2
	密実でないもの	5 以下	1:1.2
		5～10	1:1.5

引用元：上野雄一　2024年 日本地すべり学会研究発表会 仙台大会

【対応】設計に際しては、以下の点に留意する必要がある。

①標準切土勾配は、土工面から経験的に求めたのり面勾配の標準値であること

②地盤条件，切土条件によっては適用できない場合があること

③周囲の自然斜面の状況や勾配を十分調査することが重要である

④流れ盤や風化が早い泥岩，凝灰岩，蛇紋岩等は特に注意である

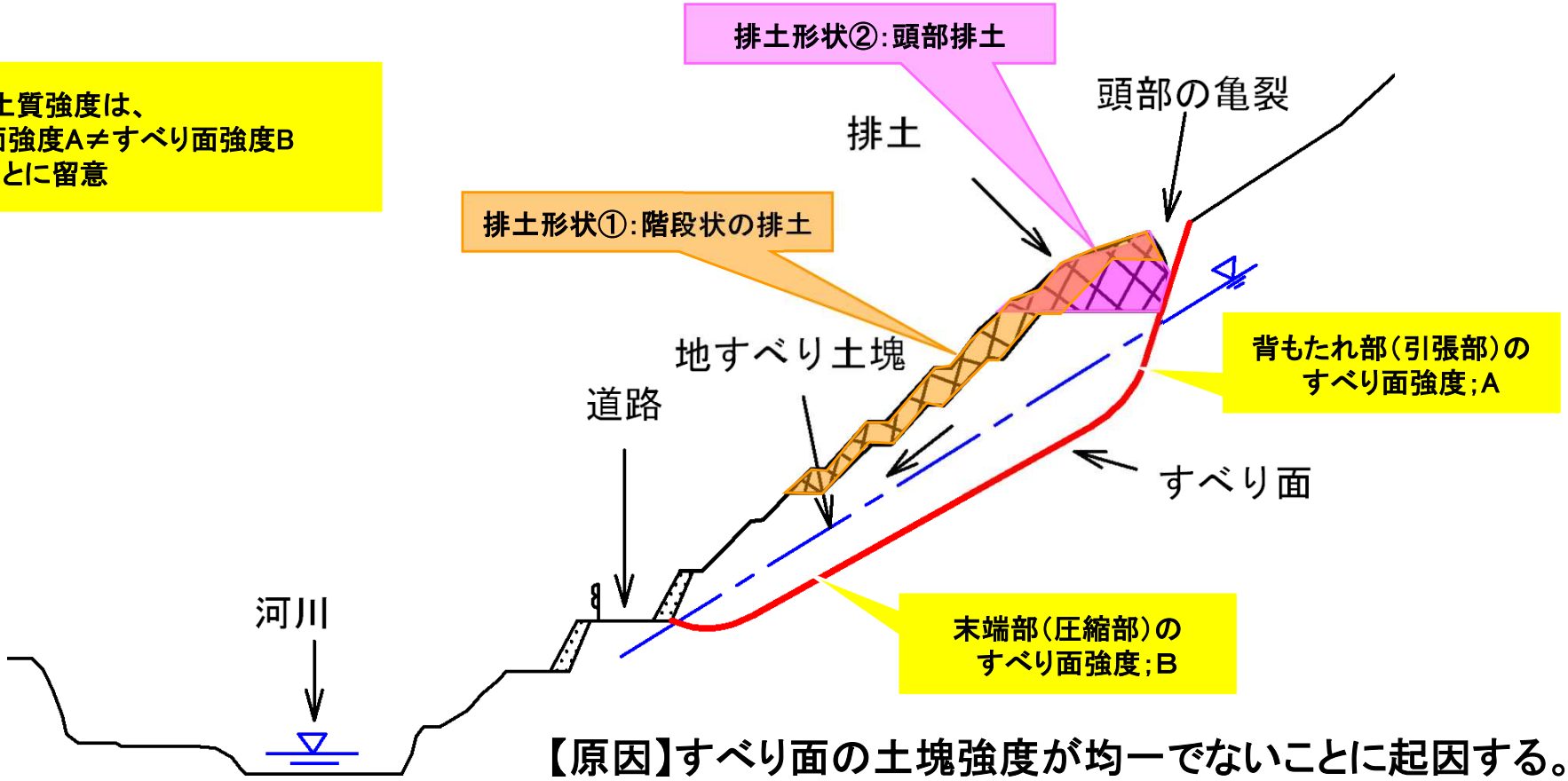
留意事項②

◇安定解析時

安定解析において、地すべり土塊に対して排土形状は異なっても、計算の結果（安全率）が同じになることがある。

→結果は同じでも、地すべり滑動の低減力に相違があることに留意する必要がある。

実際の土質強度は、
すべり面強度A≠すべり面強度B
であることに留意



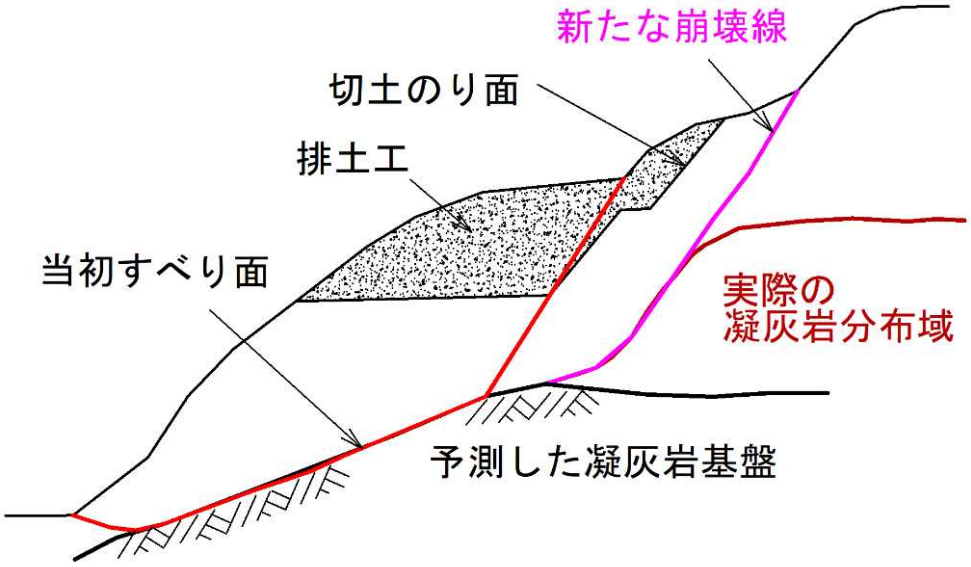
【原因】すべり面の土塊強度が均一でないことに起因する。

出典:災害復旧事業における地すべり対策の手引き　（社）全国防災協会

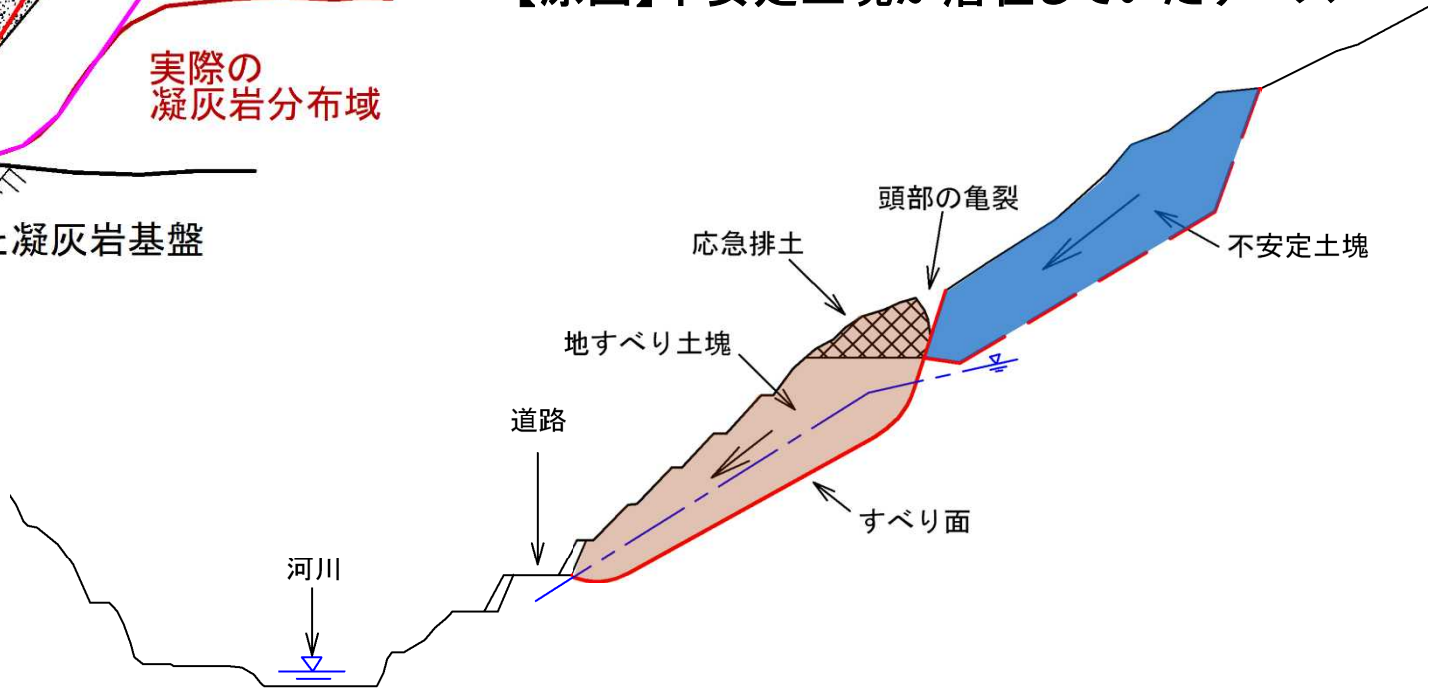
留意事項③

◇地すべり地の地質状況、並びに背面斜面の状況
　→頭部排土実施後に、上部斜面にて予期せぬ地すべり，崩壊等が発生することがある。

【原因】想定した地層に相違があったケース



【原因】不安定土塊が潜在していたケース



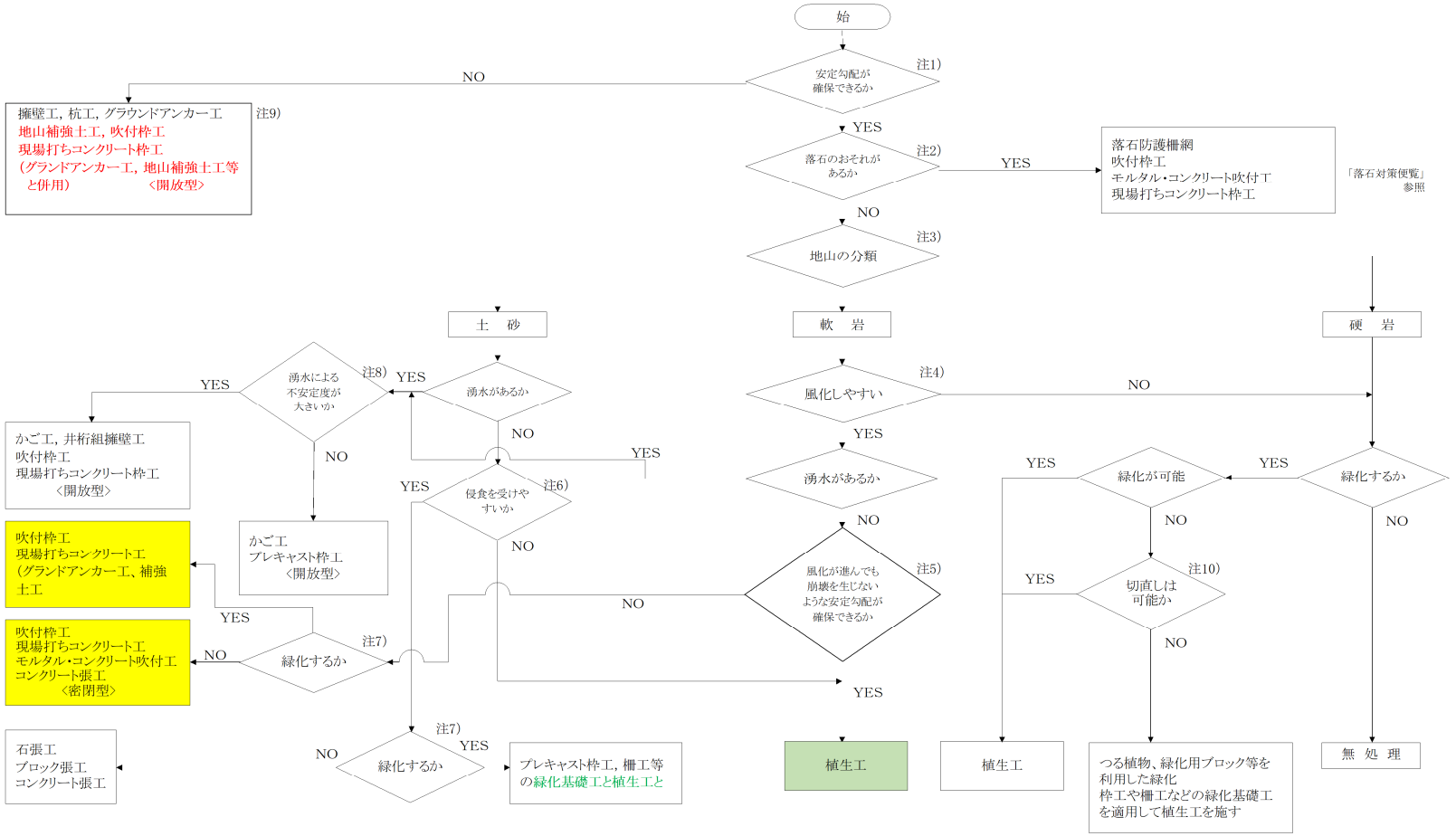
出典：災害復旧事業における地すべり対策の手引き　（社）全国防災協会

留意事項④

◇のり面保護工の計画

・切土のり面には、景観性・地質性状にあった適切なのり面保護工の計画・設計が必要。

・のり面保護工は、切土後早期に実施することが肝要である。



切土のり面におけるのり面保護工の選定フロー

出典：道路土工　切土工・斜面安定工指針（平成21年度版）P198-199

参考資料：のり面保護工の事例



モルタル吹付け工



ワイヤーロープ工＋植生マット工



吹付け法枠工＋植生工



長繊維混入補強土工法＋植栽工

出典：Raito Co.,Ltd,

4）まとめ

◇切土を計画・設計する際に注意すべきこと

①既存資料の確認

・過去の経緯の把握　・・・地域の工事会社の古老にヒアリングすることも有効
・特に、調査・工事資料があれば参考となる

②現地踏査の実施

・既存資料を参考（資料が無くても）にし、現地の地形・地質状況の確認
・過去の変状後や周囲の状況も確認することが重要

③不足する情報の収集

・新規調査（測量，地質調査，移動量調査，すべり面調査など）を実施して確認
・隣接工区等の調査，対策状況の把握
・気象（降雨，降雪，気温など）状況の確認

④工事実施に関する検討

・切土のり面の恒久的な安定確保（景観性・安定性など）の計画
・施工のための仮設道路の敷設計画、並びに排土した土塊の適切な運搬検討
・排土した土塊の適切な処理（重金属等）の検討
・小段排水，流末処理など、降雨水・表流水等の排水施設の設置計画
・排土跡地の有効利用の検討

参考資料：地すべり対策の跡地利用

◇防災メモリアル地附山公園

昭和60年7月26日に発生した地すべり跡地を利用して整備した公園です。公園名称は、地すべり災害を忘れないように、『防災メモリアル地附山公園』としました。長野市内から志賀高原にかけての展望がすばらしく、展望台・ローラー滑り台・アスレチック遊具があります。



出展：防災メモリアル地附山公園 - 長野市公式ホームページ

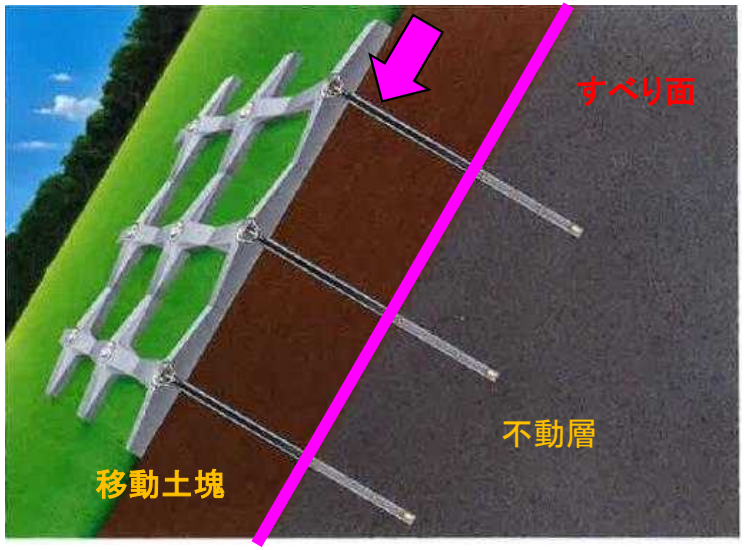


出展：長野市行政地図情報

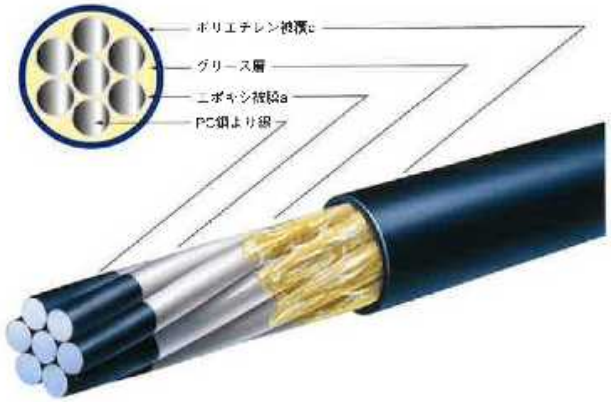
3. アンカー工

◇アンカー工とは

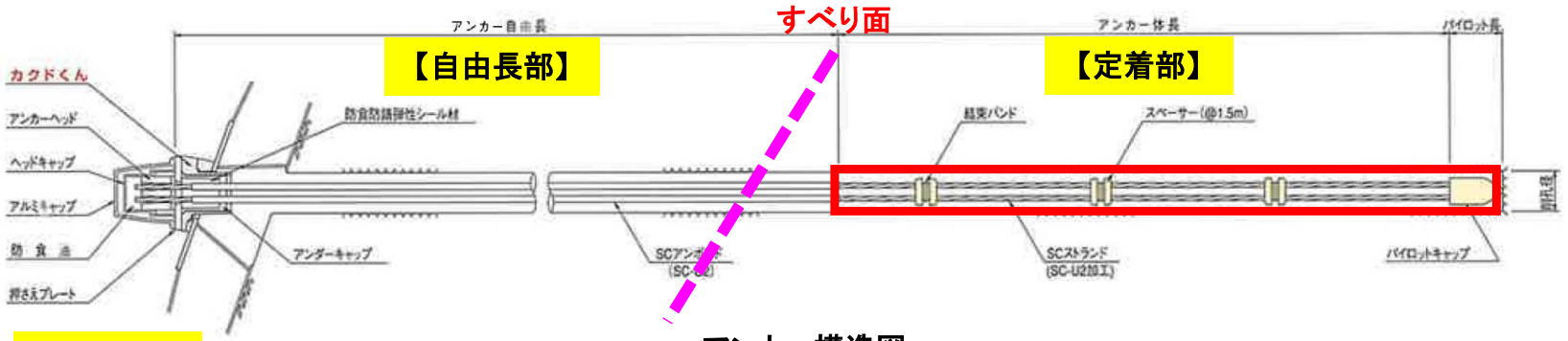
PC鋼より線をすべり面以深の不動層まで挿入し、アンカー頭部に作用した荷重を引張部（自由長）を介して定着地盤に伝達することにより、反力構造物と地山とを一体化させて安定化する工法。



アンカー機能模式図



アンカー鋼材

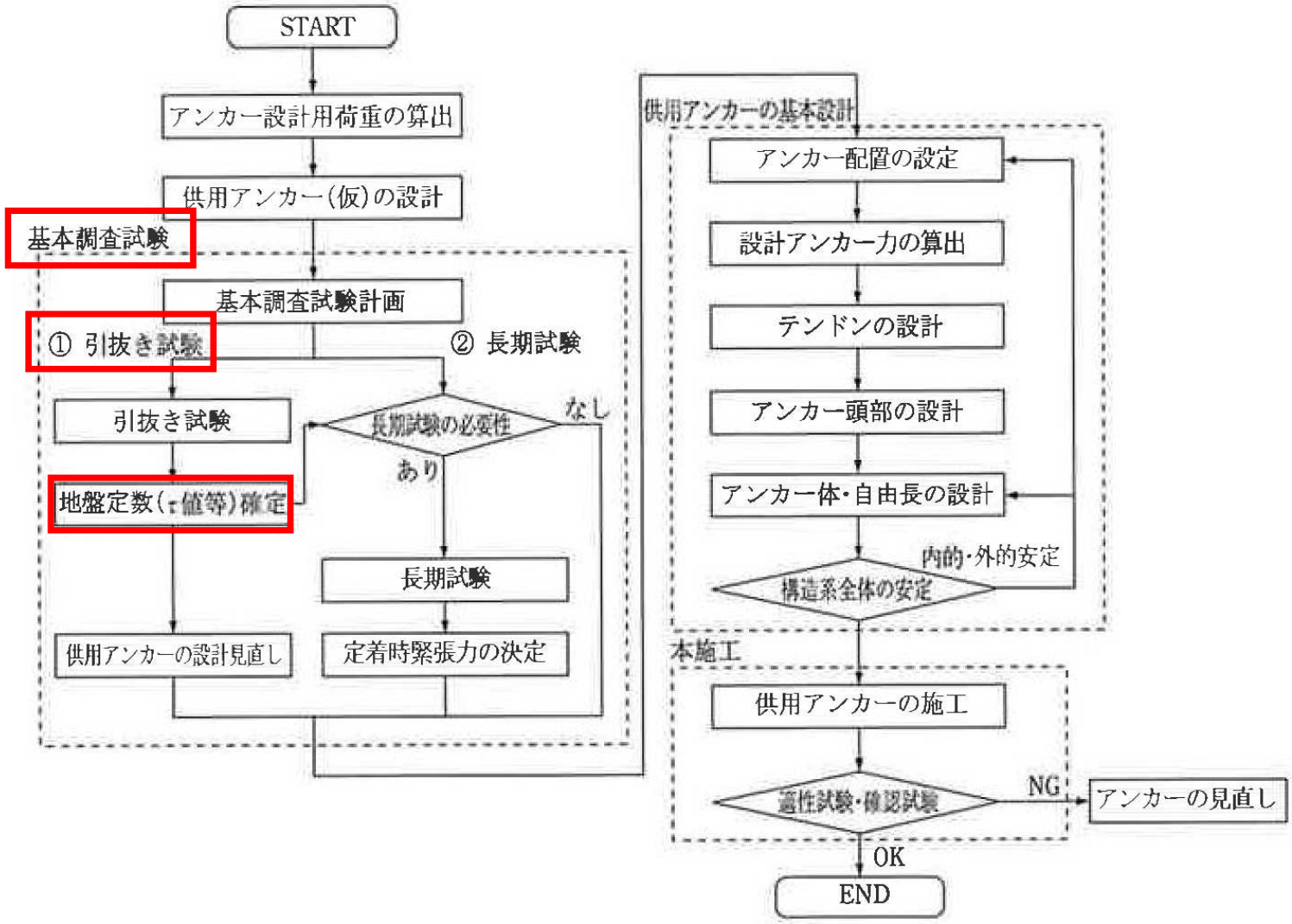


アンカー構造図

出展：KTB協会カタログ

1）アンカー工の設計の流れ

◇アンカーの基本的な設計フローの例を下記に示す。

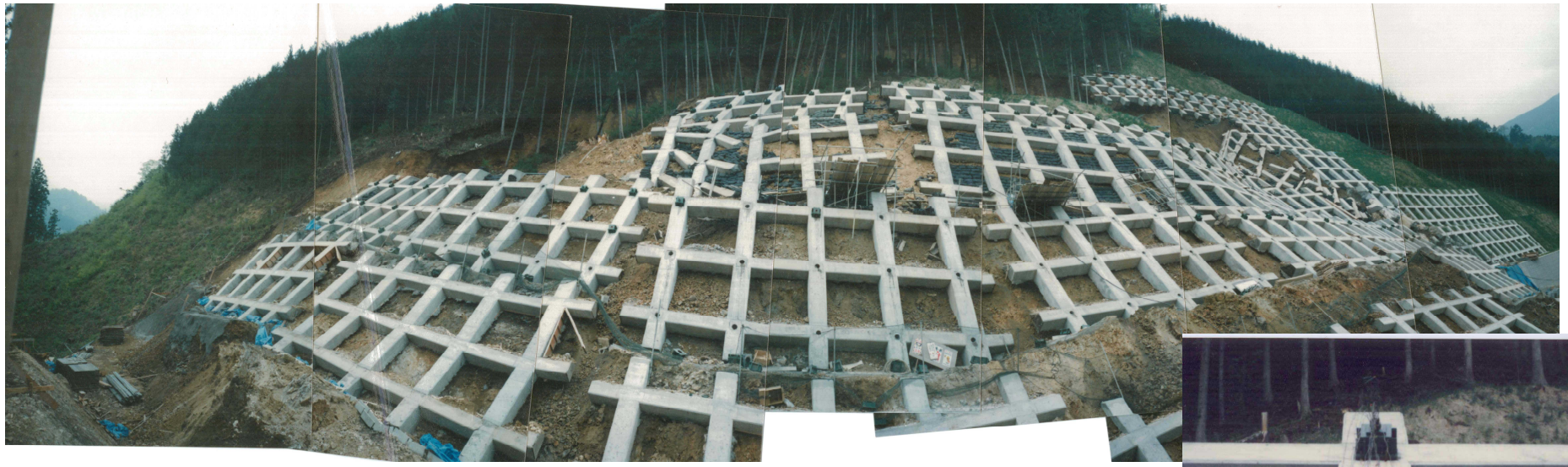


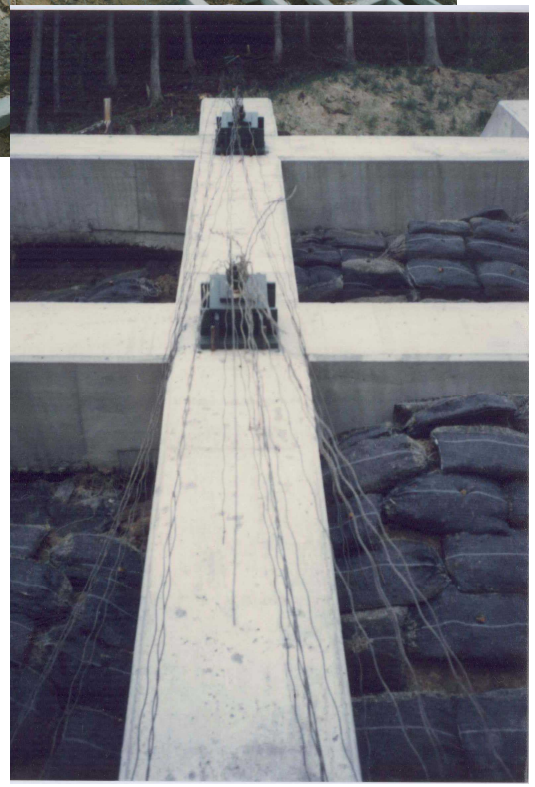
解説図-6.1　アンカーの設計フロー（例）

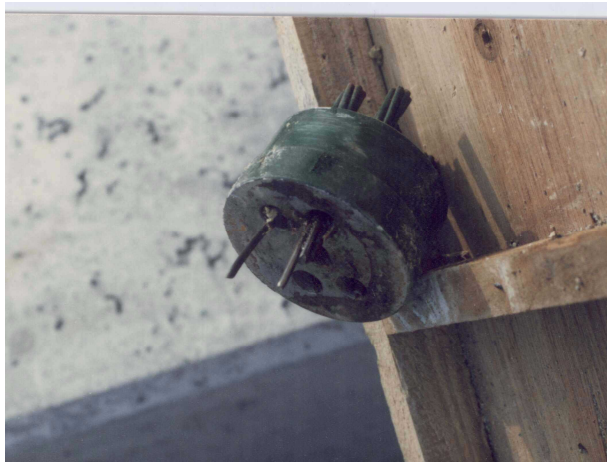
出典：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説P63（公社）地盤工学会

2）破損事例

◇設置後、数年でアンカーが抜け落ちて崩壊が発生









出展　IST Co.,Ltd.

3）留意事項

◇アンカー工を計画・設計する際に必要となる2つの定数

①地耐力（qa）

・所定のアンカー力を導入した際に、支圧板を設置した地盤がどの程度の耐力であるかを表した数値。
支圧板が沈下・変形等を起こさないような地盤であることが肝要。

解表4－8　基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度（常時値）

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 q_a（kN/m²）	目安とする値 一軸圧縮強度 q_u（kN/m²）	目安とする値 N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300		
砂質地盤	密なもの	300	—	30 ～ 50
	中位なもの	200		20 ～ 30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	200 ～ 400	15 ～ 30
	硬いもの	100	100 ～ 200	10 ～ 15

出典：道路土工 擁壁工指針P69 （社法）日本道路協会

②極限周面摩擦抵抗値（τ）

・引抜試験に先立って、アンカー体長を決める出発点として取り扱い、アンカーの形式，アンカー体長，施工方法を考慮して補正などの手続きを行うことを原則として利用されている。
（中略）
岩盤，堅い粘性土，締まった砂地盤に設置する場合には、基本試験調査を省略することもできる。
この場合は・・・を用いてアンカーを設計してよい。

解説表-6.6　アンカーの極限周面摩擦抵抗[3)]

地盤の種類			摩擦抵抗（MN/m²）
岩盤	硬岩		1.50～2.50
	軟岩		1.00～1.50
	風化岩		0.60～1.00
	土丹		0.60～1.20
砂礫	N値	10	0.10～0.20
		20	0.17～0.25
		30	0.25～0.35
		40	0.35～0.45
		50	0.45～0.70
砂	N値	10	0.10～0.14
		20	0.18～0.22
		30	0.23～0.27
		40	0.29～0.35
		50	0.30～0.40
粘性土			1.0c（cは粘着力）

注1）加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理したものである。
注2）本解説表については，本解説を十分に理解のうえ，取扱いに注意する必要がある。
注3）蛇紋岩・第三紀泥岩・凝灰岩等の場合は，岩質区分から示される最小値よりも更に小さい摩擦抵抗しか得られない場合がある（付録6-5参照）。

出典：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説P77-78 （公社）地盤工学会

4）極限周面摩擦抵抗値の設定

◇基準書（グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説）より

・第3章 計画・調査－3.2 計画 【解説】4）

基本調査試験や適性試験は、アンカーの設計に必要な諸条件を得たり、施工後のアンカーのアンカー品質を確認するために必要かつ重要な試験であり、アンカーの目的や施工量に対して適切な数量で適切な時期に実施できるよう、計画段階において検討する。

3.3 調査【解説】(2)地盤調査 4)アンカーの極限引抜き力を推定するための調査

（前略）極限引抜き力の算定に用いる周面摩擦抵抗値については、標準貫入試験，室内土質試験，孔内水平載荷試験などの数値をもとに、過去の引抜き試験結果を用いて概略値を推定することもできる（後略）。

3.3 調査【解説】(3)基本試験調査 1)引抜き試験

アンカーの設計では、地盤の極限周面摩擦抵抗値や極限支圧抵抗力を設定する必要がある。このため計画時に、ボーリング調査と同時に引抜き試験を実施するのがよい。

・第6章 設計 6.1 一般 （2）

アンカーの設計に際しては、原則として基本調査試験を行って、その結果を反映する。

5）基本試験の事例

◇とある現場です。



基本試験計画位置図

3.1 試験アンカー

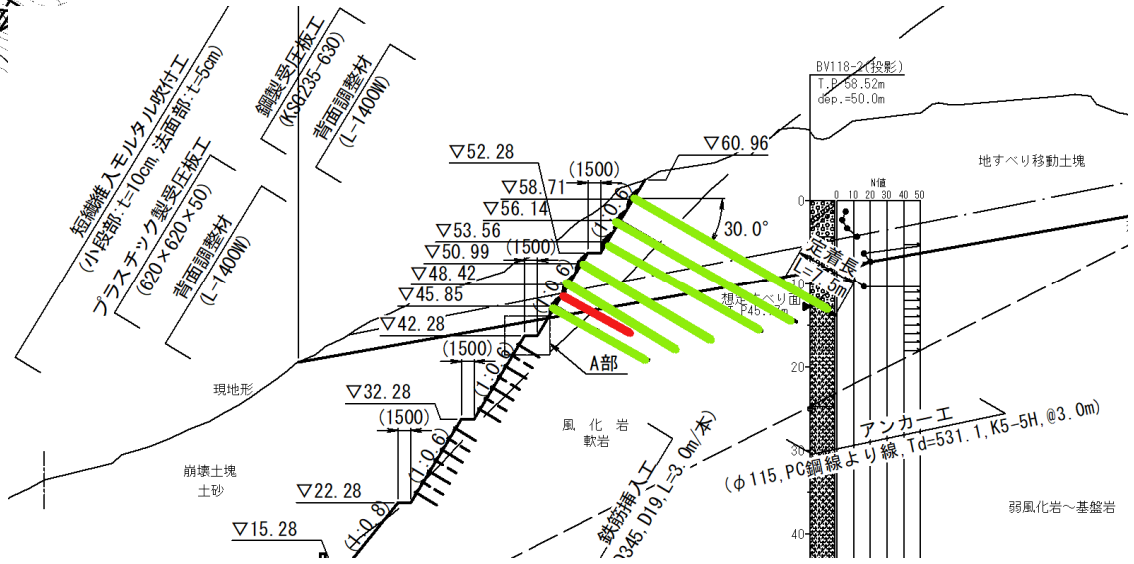
試験アンカーは、「K5-8H」とし、試験拘束長をL＝2.0とする。

3.2 計画最大荷重

本アンカーの周面摩擦力度の設計値はτ＝0.30N/mm^{2}である。「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説　（公社）地盤工学会」には下表があり、試験は風化岩の周面摩擦抵抗0.60～1.00の上限値（＝1.00N/mm^2）が得られる荷重を計画最大荷重として引抜試験を行う。

地盤の種類			摩擦抵抗（MN/m^2）
岩盤	硬岩		1.50～2.50
	軟岩		1.00～1.50
	風化岩		0.60～1.00
	土丹		0.60～1.20
砂礫	N値	10	0.10～0.20
		20	0.17～0.25
		30	0.25～0.35
		40	0.35～0.45
		50	0.45～0.70
砂	N値	10	0.10～0.14
		20	0.18～0.22
		30	0.23～0.27
		40	0.29～0.35
		50	0.30～0.40
粘性土			1.0c（cは粘着力）

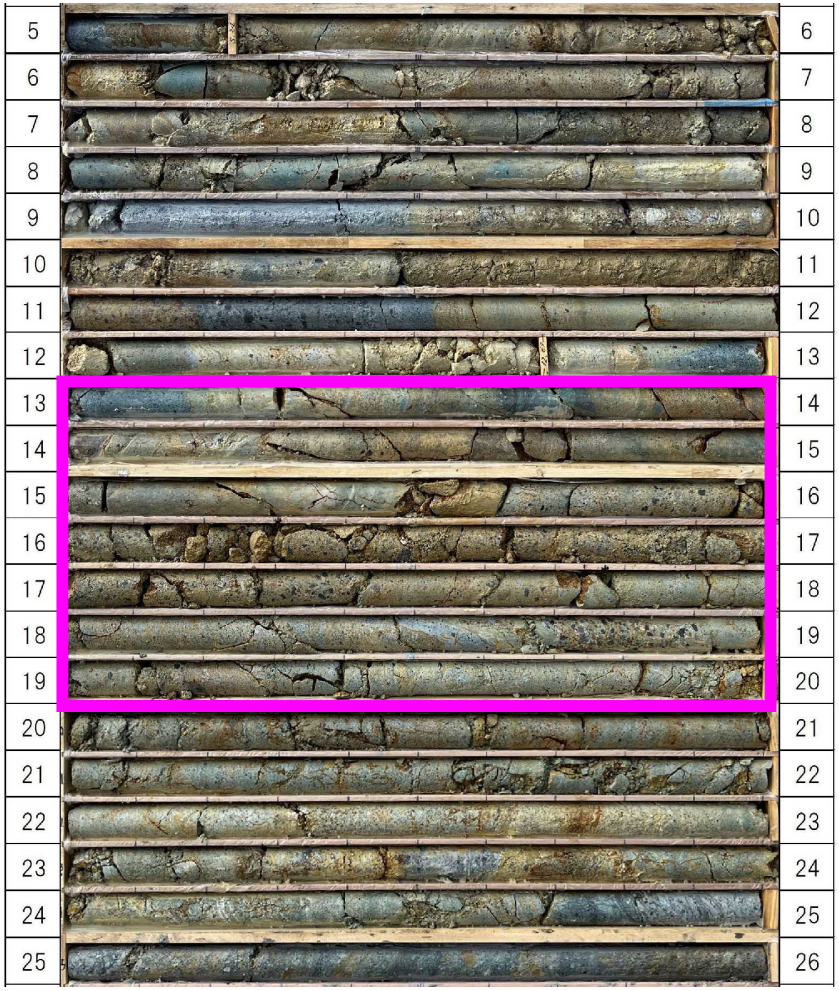
基本試験計画書（抜粋）

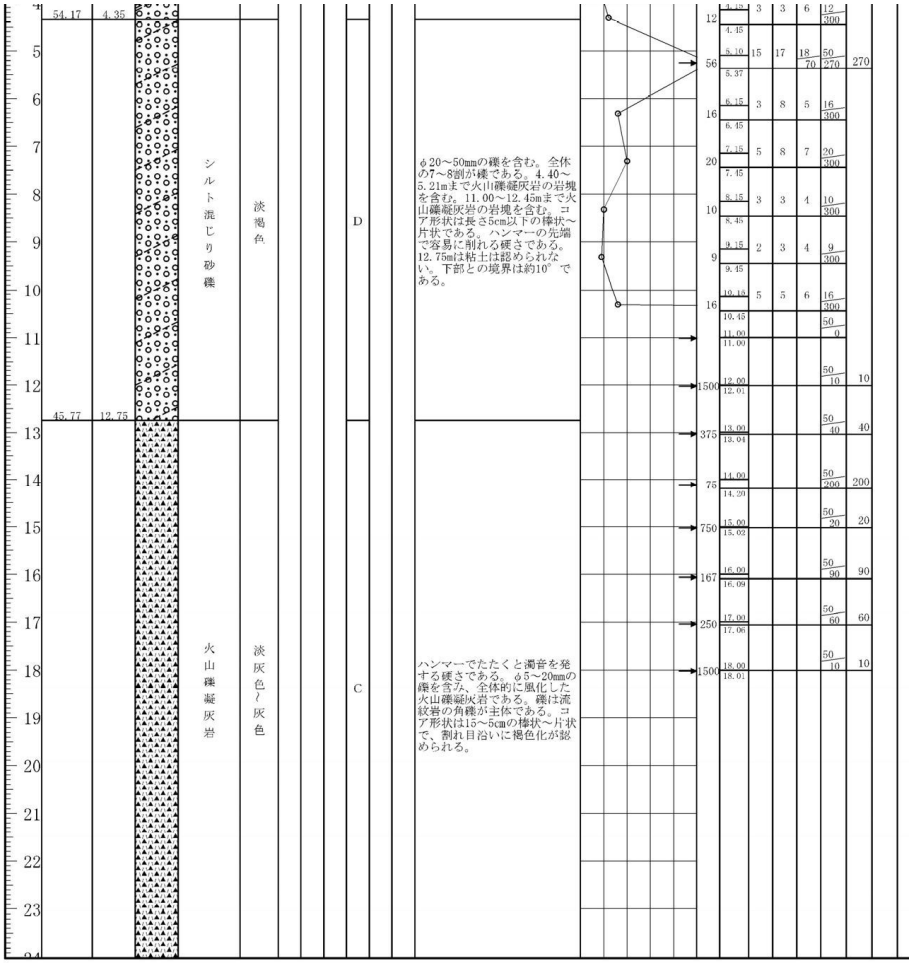


計画断面図

地質性状

◇定着予定の地質性状

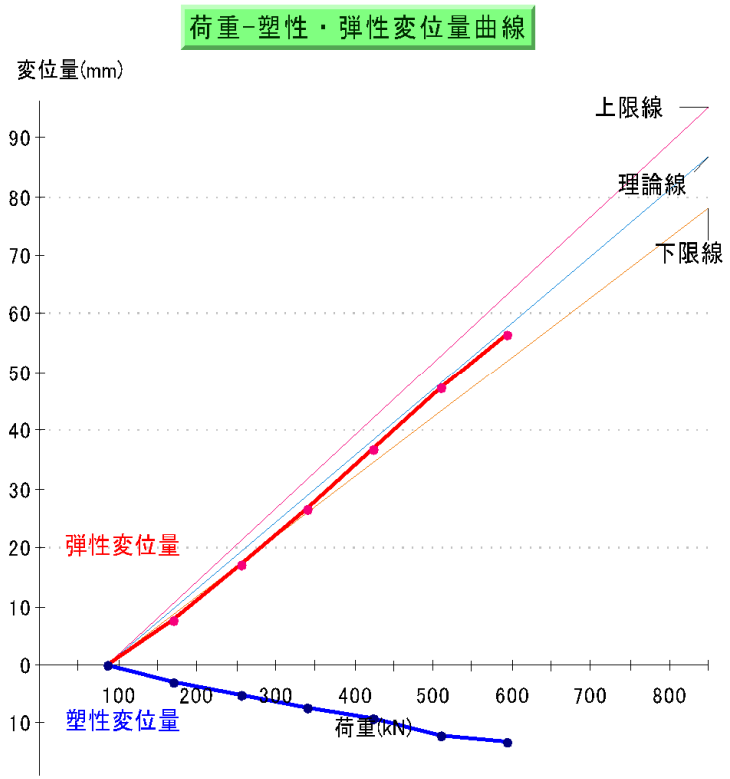




コア写真と柱状図

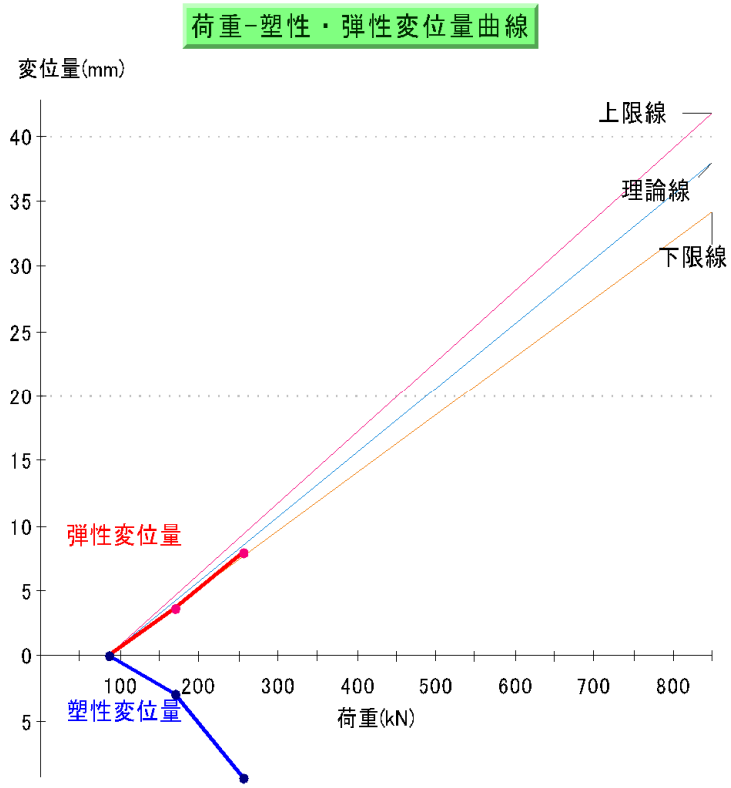
基本試験結果

◇試験の結果、2本に大きな相違



No.1孔

周面摩擦抵抗値：τ =0.7 N/mm^2 確認



No.2孔

周面摩擦抵抗値：τ =0.3 N/mm^2 確認

6）まとめ

◇アンカーの計画・設計段階における極限摩擦抵抗値の設定に関して

①基準書の適用

・地質調査が密に実施されており、地質構造や地質性状が把握されている場合には、適用は可能と考える。

・但し、近傍に断層等がある場合や、互層状の地質、スレーキング等が発生しやすい地質の場合は留意が必要である。

②基本調査試験の実施

・『いつ、誰が実施するか？』・・・・が課題。

・本来は、調査・計画・設計段階で実施することが望ましい・・・と考えます（私見）。

・施工段階で実施する場合は、材料発注前に実施することが基本。

・調査は、最低2本以上とする。

・調査の結果、数値に大きな相違があった場合の対処方法を事前に検討することが必要。

・再調査は、時間と工費が倍以上掛かるので、なるだけ避けることが賢明。

3. 仮設計画

◇仮設計画とは

仮設は、詳細設計によって描かれた対策工を実施する場合、安全対策，資機材の搬入・搬出，施工ヤードの設定など、現地に於いて施工するための計画を策定するものである。

したがって、復旧範囲のみでは無く、被災箇所に至るまでの道路状況を含め、事前に確認することが肝要である。

ここでは、以下の仮設に関して説明する。

1）仮設防護柵
2）仮設道路
3）仮設足場
4）仮設モノレール
5）索道
6）クレーン
7）プラントヤード
8）資材置き場



参考資料：施工に関する資機材①

◇アンカー用の削孔機

①ドリリングマシン（クローラータイプ）

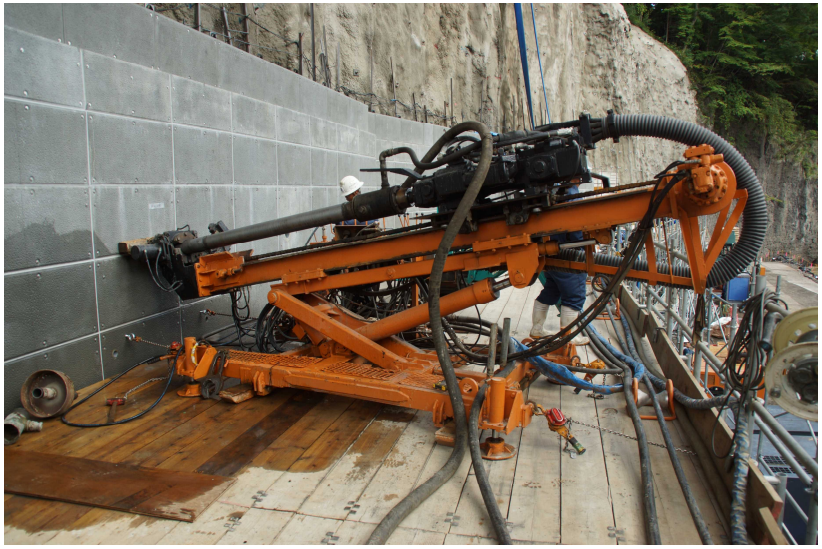
- 大型機械であるため、10t平ボディでの運搬・搬入・撤去となる。
- 自走式であるため、積み下ろし箇所から施工箇所まで、仮設道路が必要となる。
- 機械重量（約9.0t）があるため、土足場施工となる。
- 施工能力は高く、硬質岩盤や長尺削孔（50m以上）が可能。

②スキッドタイプ

- 自走は不可のため、施工箇所まで搬入する方法（クレーンorモノレール等）が必要。
- 施工箇所には仮設足場（単管パイプ・システム足場等）の設置が必要となる。
- 機械重量は、約1.5t～2.0t（油圧ユニットは別途）。
- 削孔能力は、クローラータイプより若干劣る。
- 現在では、軽量タイプもある。



① ドリリングマシン全景



② スキッドタイプ全景

資機材②

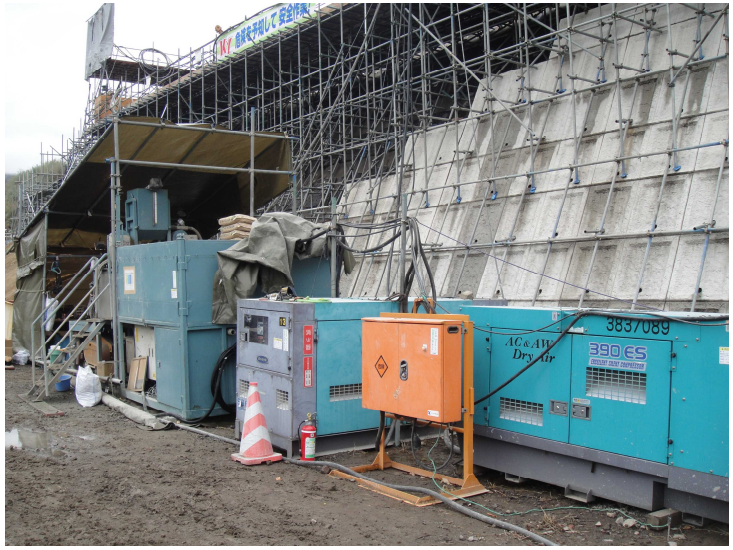
◇使用する機材重量・長さに留意



セメント計量器（左）と吹付き機（右）
吹付き機重量：約 3.0 t



砂ホッパーとベルトコンベア（L=7.0m）



アンカーグラウト用プラント





発電機45KvA（左）とコンプレサー19m³/min（右）
発電機重量：約 1.2 t/ コンプレサー重量：約 3.4 t

1）仮設防護柵

◇仮設防護柵とは、

・工事を実施する際に第三者や通行車両，隣接する道路・鉄道・民家等の施設に対して、落石や飛散物などが影響を及ぼさないように設置する仮設構造物である。

・構造物の規模・仕様は、一般的には発注者の基準書等で標準仕様が示されているが、設計者や施工者が工事場所の状況に合わせて、任意で計画・設置する場合もある。



飛散防止ネット設置状況



簡易防護柵設置状況



H形鋼による防護柵設置状況

2）仮設道路

◇仮設道路（搬入路）とは

・搬入路は、一般道から工事施工箇所まで資機材を搬入・搬出するための道路である。

・構築する際は、資機材を運搬するためのトラックやトレーラーの規格（幅・重量）が、通行可能な規格であることが必要ある。

・一般道を通行する場合でも、途中の橋梁等の規格，歩道橋やトンネル内空等の高さを確認しておくことが肝要である。

・高速道路の利用や重量物・長尺資機材の運搬は、事前申請や規制等があるので留意する。



土砂寄せによる仮設道路



仮設構台による仮設道路構築



仮設橋梁

3）仮設足場

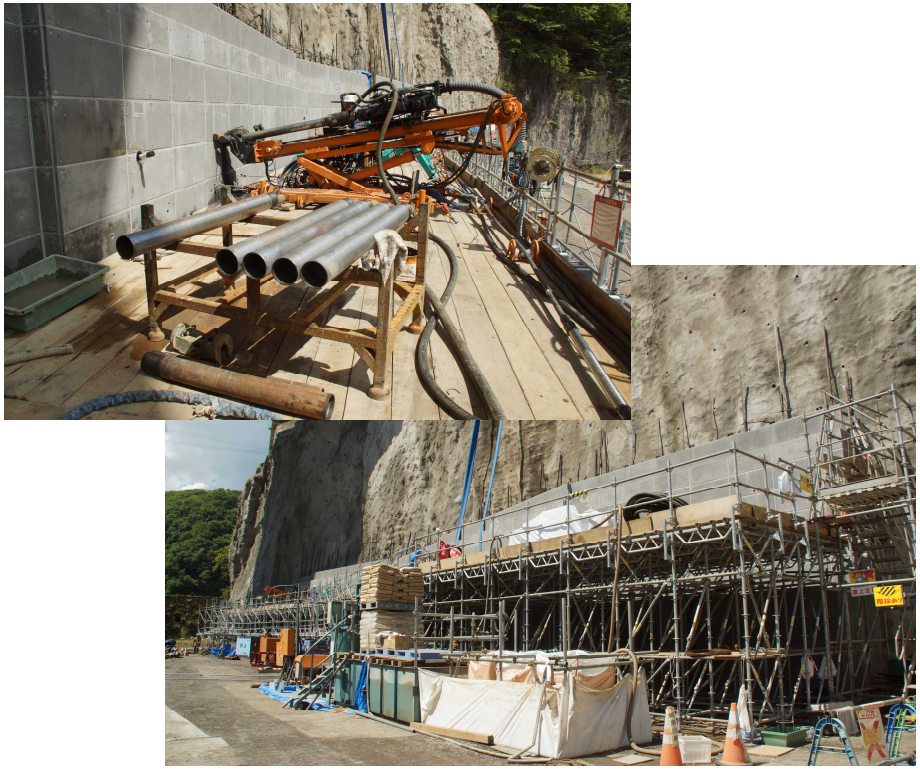
◇仮設足場とは、

・施工箇所に於いて、機械を設置して作業を行う作業足場。

・一般的には単管パイプで構築するが、現在では設置撤去等の施工性が良いシステム足場が採用されるケースも多くなっている（単管に比べて割高）。

・使用する資機材の重量によって、組み立て仕様が異なるので構造計算が必要となる。

・アンカーの場合、幅4.5mが基本であるが状況に合わせて作業路も併設する場合もある。



単管足場



システム足場

4）仮設モノレール

◇仮設モノレールとは、

・仮設モノレールは、資機材を斜面上に荷揚げ・荷下ろしするための運搬設備である。

・トラック等によって運ばれた資機材を、仮置きヤードから施工箇所まで運搬するため、設置ルートの選定が重要となる。

・運搬する資機材の重量によって、モノレールの規格・仕様が異なるので、機種選定に際しては十分留意することが肝要である。



小規模用（500kg以下）



中規模用（1,000kg程度）



大規模用（3,0000kg）

5）索道

◇索道とは、

・索道は、斜面の高い場所に資機材を荷揚げ・荷下ろしするための運搬設備である。

・運搬する資機材の重量や、設置する長さにより、規格・仕様が異なる。









索道の設置事例

6）クレーン

◇クレーンとは、

・重い荷物を持ち上げたり、遠くに運んだりするために使用される特殊な建設車両である。
つり上げる荷重や仕様によって、以下のような種類がある。

①カニクレーン

カニの足のように多関節で伸縮するアウトリガーを持つクレーン。狭い場所や凹凸のある場所、並びに仮設足場上でも安定して作業が出来る。但し、重量構造物には留意が必要。

②クローラークレーン

自走して他の場所へ移動できるクレーン車の一種。

③ラフタークレーン

不整地や狭い場所での走行性に優れているクレーン。





カニクレーンの使用状況



クローラークレーン



ラフタークレーン

7）プラントヤード

◇プラントヤードとは、

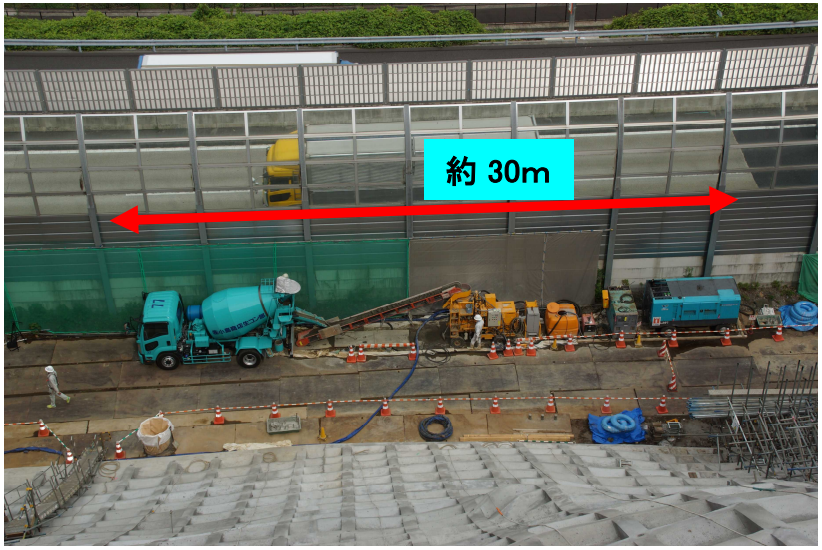
・プラントヤードは、吹付け機械やアンカーグラウト用の機械を設置するヤードを指す。

・基本的に、平坦で堅固な地盤であることが肝要で、傾斜地上に設ける場合は、仮設構台や足場にて構築するケースもある。

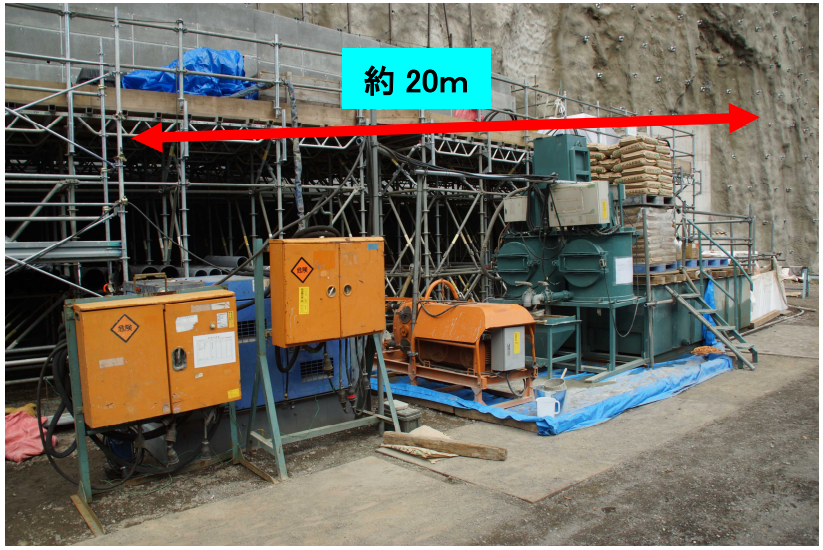
・水や砂、並びにセメントの搬入が必要であることから、一般道（幅3.0m以上）から接続した用地であることが望ましい（トラック走行が可能な地盤）。

・使用する広さは、機械の規格・仕様によって異なるので、計画時には確認が必要となる。

・道路等公道上に設置する場合は、許可申請と片側交通規制が必要となる。



吹付けプラントの事例（生コン車併用）



アンカー用グラウトプラントの事例

8）資材置き場

◇施工するに際して、種々の資機材を置きスペースが必要となる。

・プラントヤードの他に、使用する資機材の仮置き場が必要となる。

・工場から出荷・運送された資材（材料）は、施工箇所に納入することを基本とするため、計画・設計時に、このヤード（用地）を確認することが必要となる。

・施工箇所に置けない場合は近傍の仮置き場を設けて保管するが、このヤード（用地）確保と仮置き場から施工箇所までの小運搬が必要となる（経費は施工者の負担が多い）。

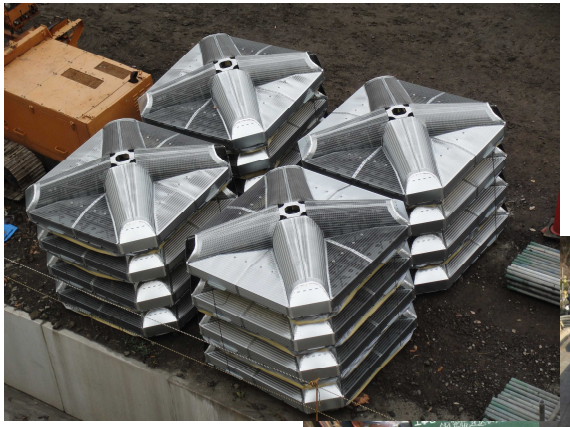
・材料検収等の際に、ある程度のスペース（用地・仮設足場上）が必要となる。



アンカー体の搬入状況



アンカー材の検収状況



受圧板の仮置き状況



鋼管杭の検収状況

参考資料：不陸調整台座

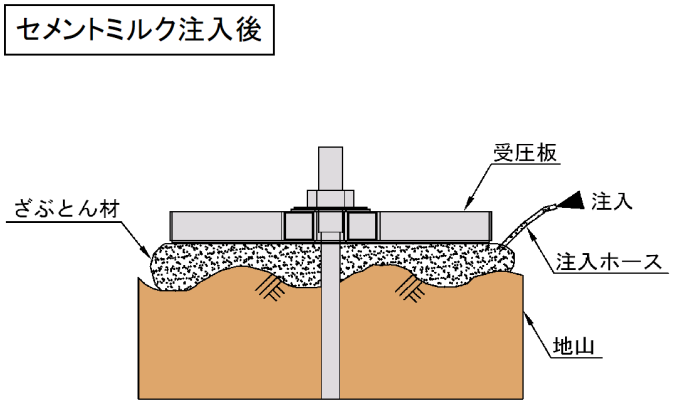
◇不陸調整台座（角度調整台座）は、下記の目的で受圧板背面に設置する。
①アンカー打設方向が、のり面・斜面・地すべり方向に対して角度がある場合
②地山に凹凸があり、載荷したさいに受圧板が損傷する恐れがある場合
③地耐力の改善



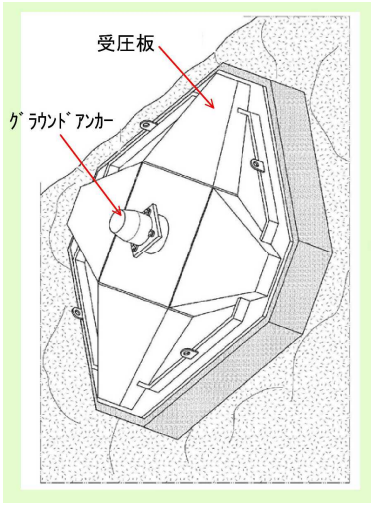
ザブトン枠による角度調整事例



不陸調整マット設置状況



不陸調整マット　概要



エフケー台座　概要



セミスクエアタイプ

ザブトン枠　概要

ご静聴、ありがとうございました

令和6年 能登半島地震により亡くなられた方々に哀悼の意を表しますとともに、被災された皆様へ心よりお見舞いを申し上げます。被災地の一日も早い復旧・復興に尽力してまいります。

頑張ろう北陸！！







ライト工業株式会社
技術営業本部　斜面防災技術部　部長
滝 澤 俊 康
e-mail：taki38168@raito.co.jp
ＴＥＬ：080-8464-9174

Kanto branch

いま、改めて地すべり対策の全体像を学ぶ

2026 年 5 月　公益社団法人日本地すべり学会関東支部発行

掲載された原稿は、著者から配布、ホームページでの公開の承諾を得ております。