

大規模盛土造成地の第二次スクリーニングにおける表面波探査実施事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○小野寺 春斗, 久賀 真一, 星野 笑美子

1. はじめに

兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震をはじめとする大地震による被害として、大規模盛土造成地の滑動崩落が確認されている。国土交通省では、宅地耐震化推進事業に対応する調査手法を示した「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン」¹⁾を策定し、各地方公共団体による宅地耐震化事業を推進している。

本報告は、第二次スクリーニングとして、大規模盛土造成地の土層構造の把握と盛土安定検討の基礎資料を得るために実施した表面波探査事例を紹介する。

2. 第二次スクリーニングにおける表面波探査

第二次スクリーニングで旧地形の谷筋を安定解析の断面とするため、物理探査で盛土と原地盤の境界を把握する必要がある。本調査地の第二次スクリーニング計画では、特に表面波探査結果から安定解析の断面を推定することが求められていた。

そのため、表面波探査測線の設定の際、主測線に対して縦断方向または横断方向に実施できるか検討した。

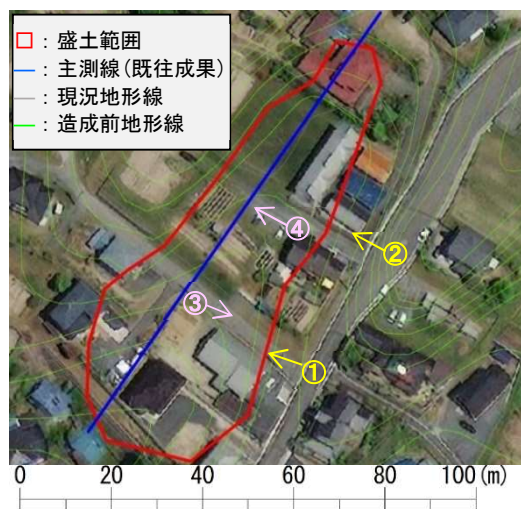


図-1 調査地(第二次スクリーニング対象盛土)

3. 現地踏査及び探査測線設定

(1) 表面波探査施工条件と現地踏査結果

表面波探査に先立ち、現地状況や表面波探査が実施できる場所等の確認のため現地踏査を行った。表面波探査の施工条件は以下の点が挙げられる。

- 地形の変化があると適用できない。(一様な傾斜地や多少のなだらかな変化であれば解析可能)
- 測線長状の探査には、50m程度占有する。

現地踏査の結果、対象盛土の縦断測線上には地形変化(大きな段差(のり面))があり、施工条件 a) を満たせないため、縦断方向での表面波探査が難しいことが分か

った。また、主測線に対して横断方向に50m 程度を確保できる道が2つあり、施工条件 b) を満たし、横断方向での探査が適用できることも分かった。図-1の①②から撮影した写真を図-2に示す。

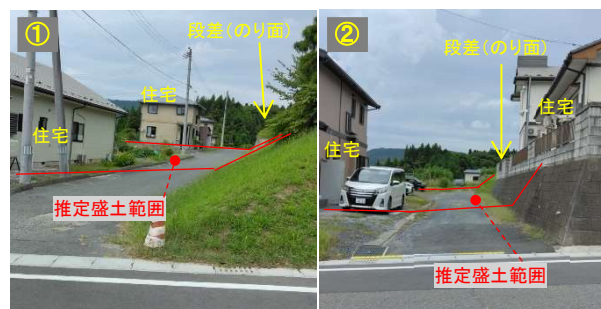


図-2 現地踏査結果

(2) 探査測線設定

現地踏査結果より、主測線に対して縦断方向の探査ができないため、本調査では主測線に対して横断方向に表面波探査を2測線行うことで、主谷の測線傾向把握と盛土と原地盤の境界を把握する方針として探査測線を設定した。

探査範囲は、第一次スクリーニングによって推定されている盛土範囲が大まかであることを踏まえて、推定盛土範囲から+5~10m までとし、実際の盛土範囲を推定できるようにした。また、カケヤ起振に必要な測定外占有距離として5m 程度を設定した(図-3)。

探査測線名は、主谷上流の探査測線を L-1、下流の探査測線を L-2とした。



図-3 設定探査距離

4. 表面波探査結果

表面波探査の結果を図-4に示す。主測線や盛土厚の推定には造成前と現況の地形データを照らし合わせて推定した。

L-1では $V_s=160\text{m/s}$ ラインに着目すると全体的に盛土が分布しており、最大3m 程の盛土が堆積されていると推定される。探査測線終点側では、急角度で盛土が薄くなる傾向が見られた。L-2では $V_s=200\text{m/s}$ ラインに着目すると、探査測線両端部は盛土が薄く、中央部は厚い傾向が見られ、想定 の 切り盛りラインとよく合致し、最大

盛土厚は約4mと推定した。

L-1とL-2の結果より、当初推定されていた谷筋は、実際の位置と異なっていると判断し、推定最大盛土厚を通る主測線を新たに設定した(図-5)。この主測線は、既往の主測線と比較して折曲がるような主測線であると推定した。

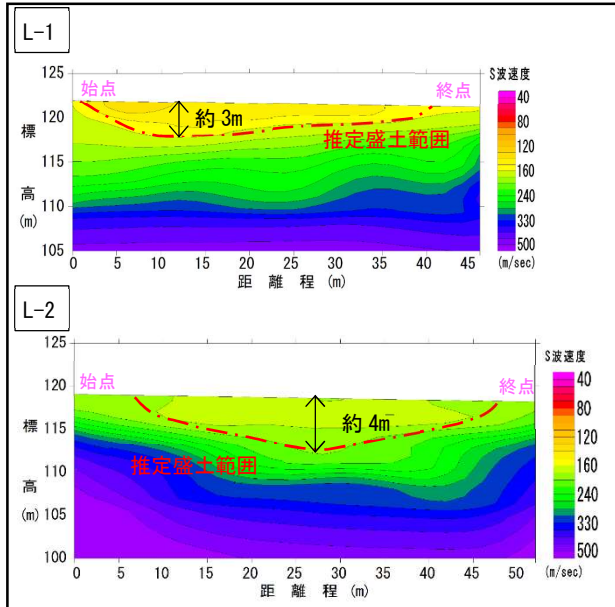


図-4 表面波探査結果

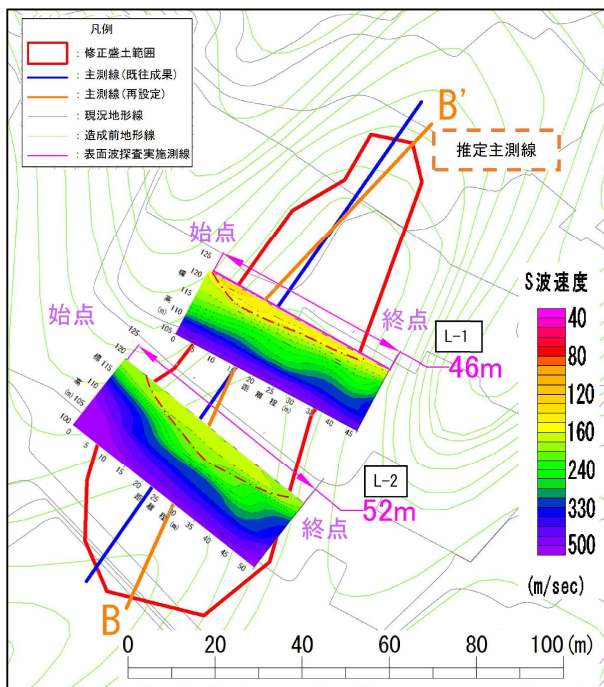


図-5 表面波探査結果と新旧地形線

5. 後続調査提案

表面波探査結果で推定した主測線を用いて、第二次スクリーニング計画で設定されていたボーリング数量および調査位置を再検討した(図-6～7)。ボーリング調査位置は、なるべく主測線上で家屋がない場所として、主測線両端部と中央付近に再設定した。盛土末端部では、地形的にボーリングの作業範囲が確保できず、かつ付近が

住宅であるため、簡易的に地盤の硬軟や地層構造を把握できるサウンディング試験としてスクリーウェイト貫入試験を新たに追加提案した。

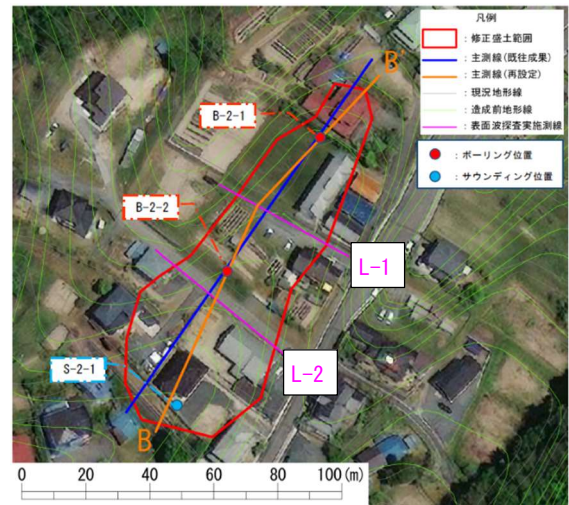


図-6 後続調査提案 位置図

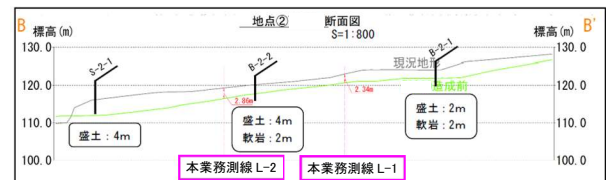


図-7 後続調査提案 断面図

6. まとめ

大規模盛土造成地の第二次スクリーニングとして、盛土の土層構造の把握と盛土安定性検討の基礎資料を得るため表面波探査を行った。

第二次スクリーニングでは、旧地形の谷筋を安定解析の測線とするために、表面波探査で盛土と原地盤の境界を把握する必要があり、特に安定解析断面の推定が求められていた。探査方針として、表面波探査適用条件と現地踏査の結果より、表面波探査は主測線に対して横断方向に2測線設定して、主谷の測線および盛土と原地盤の境界を把握するものとした。

表面波探査結果と既存資料を照らし合わせた結果、最大盛土厚は3～4m程と推定され、これらを通る主測線を設定することができた。また、推定主測線から適切な後続調査のボーリング調査数量や調査位置を提案することができた。

《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省：大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン及び同解説について、(最終閲覧日2025年6月5日)。

https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_tk_000015.html

山砂利層分布域における谷埋め盛土の調査解析事例

国際航業株式会社 ○原田 あゆ子, 片岡 達彦, 小野 尚哉, 境 幸浩

1. はじめに

大地震等における大規模盛土造成地の滑動崩落による宅地地盤の被害防止を目的として、大規模盛土造成地の安全対策が進められている。

本事例の対象は、谷の集合部に造成された形状が不明瞭な2つの盛土で、盛土材料に中国地方で「山砂利層」と呼ばれる地層の風化部を起源とする材料を多含しているとみられる盛土であった。正確な盛土形状の把握や、盛土材と基盤岩風化部の物性値の差異を把握するため、複数時期の空中写真判読や表面波探査、ボーリング、土質試験などを行い、盛土の安全性評価を実施した。

2. 地形地質概要

調査地周辺は標高300～400mの丘陵地に位置する。丘陵地は老年期の浸食起伏面からなり、構造線群に支配されて蛇行流下する河川により浸食解析された谷底低地に接する。調査地は南東にゆるく傾斜した斜面にあり、北西 - 南東方向に延びる谷地形が連続している（図-1）。

地質は、白亜紀の流紋岩質溶結凝灰岩や、古第三系吉備層群の山砂利層が分布する。流紋岩類の分布は盛土域の基盤としては確認されず、この流紋岩類が浸食されて生じた谷を埋めるように山砂利層が堆積している。山砂利層は中～大礫サイズの亜円～亜角礫を多含し、地表付近では風化により未固結の砂礫層の様相を呈する。

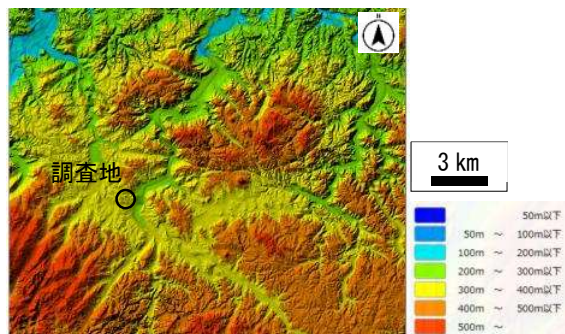


図-1 調査地周辺の地形¹⁾

3. 調査結果

①地形判読

宅地カルテでは上下2つの盛土として抽出されていた。

調査地は旧地形では、2つの谷とその合流部にあたる。造成前の空中写真判読の結果、調査地には不明瞭な尾根に挟まれた複数の支沢が認められる。なお、支沢の合流部や一部谷幅が広がった箇所土砂の堆積が認められる。2つの谷を隔てる尾根は起伏量が小さく不明瞭であり、上下の盛土を隔てる明瞭な地形境界も認められない。このことから、縦断系も横断系も緩やかな谷型斜面を埋めて、一連の盛土が造成されたと推察される（図-2）。

②表面波探査

盛土形状や地質構造の把握を目的に、盛土面全体に測線を配置して測定を行った。

表面波探査の結果、調査地には厚さ3～6mの盛土の分布が想定された（図-3）。また、旧谷地形に相当すると考えられる部分では、厚さ10m程度の盛土分布が想定された。



図-2 空中写真判読結果²⁾ 平行法で実態視可能

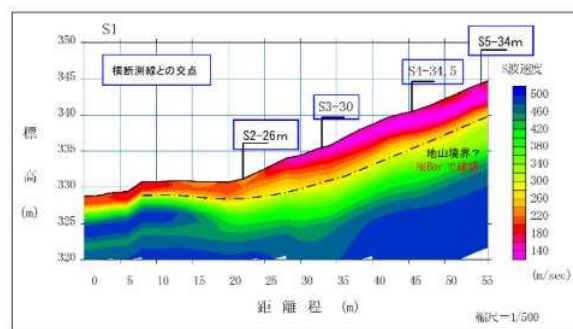


図-3 表面波探査縦断面解釈図

③ボーリング調査

ボーリング調査で確認された地層は盛土と基盤岩（山砂利層）であった。

盛土層は概ね礫混じり粘土質砂または砂質粘土で、所々に玉砂利を含む。N値は2～8であった。

基盤岩をなす山砂利層は、強風化部では褐色を呈し、弱い指圧で容易に崩れ、細礫混じり砂状となる。弱風化部は短柱状～棒状で採取され、ハンマーの軽打で容易にわれる程度の硬さであった。礫は深成岩類や火山岩類からなり中硬質であるが、基質は軟質で、爪で傷がつく程度であった。基質は流紋岩質凝灰岩由来と考えられ、長石や石英、粘土鉱物を主体とする。強風化部のN値は22～107、弱風化部のN値は60～300であった。

④地下水位観測

掘削中の水位は、いずれも盛土内に分布した。

3箇所連続水位観測を行った結果、いずれも盛土内に水位があり、一部降雨に連動した水位変動が認められた。

なお盛土尻付近には複数の湧水が認められ、一部は湿

地化していることから、恒常的な浸透水があり、降雨から遅延して水位上昇を生じる水理地質構造を有すると推察される。

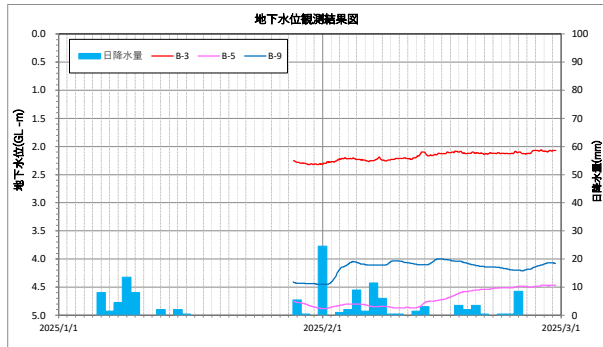


図-4 地下水位観測結果³⁾

4. 安全性評価

これまでの調査結果をもとに安全性評価を実施した。

①断面設定

表面波探査、ボーリング結果をもとに断面図を作成した。上下の盛土は連続したものとして作成し、2つの盛土の接続部付近の盛土厚は2～3m程度とした。

地下水位は、観測された最高水位を設定した（図-6）。

②解析ケース

地形や盛土の形状から、2つの盛土が一連として動く可能性は小さいと考えられるが、可能性は否定できないため、以下の5パターンの安定計算を実施した。

ケース①下盛土末端のすべり

ケース②下盛土全体のすべり

ケース③上盛土末端のすべり

ケース④上盛土全体のすべり

ケース⑤2つの盛土全体のすべり

③地盤定数の設定

代表N値、せん断強度（内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c ）、単位体積重量の検討を行った。

・代表N値：対象層のN値から異常値を除いた平均値

・粘着力 c ：盛土部：室内土質試験結果の最小値

地山部：代表N値から相関式で算出

・内部摩擦角 ϕ ：

盛土砂分優勢層：粘着力が12.9kNとなる時の値

盛土細粒分優勢層：室内土質試験結果の最小値

地山部：代表N値から相関式で算出

・単位体積重量：盛土部：湿潤密度試験結果から推察

地山部：代表N値から相関式で算出

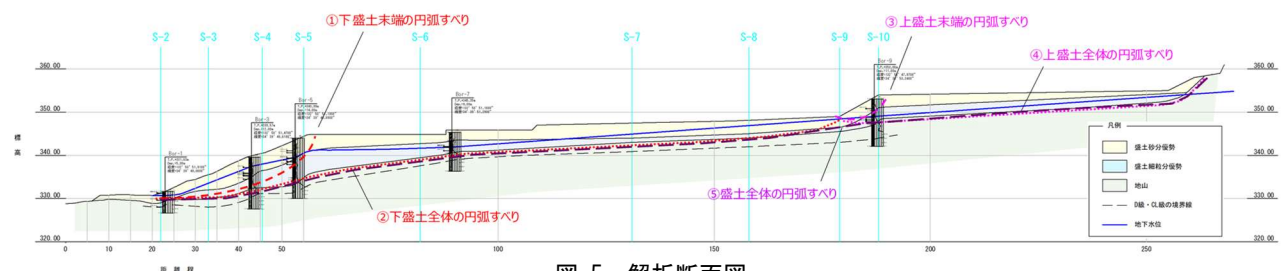


図-5 解析断面図

④安定解析結果

安定解析の結果、いずれのケースでも必要安全率を上回る結果となり、本崩壊形態では盛土が崩壊に至る可能性は少なく、変形（変状）の発生程度と考えられる。

地震時の安全率は1以上であるが、「地下水あり」と判断される。大規模盛土造成地の経過観察マニュアルによると、地下水位の上昇などによって危険側に働く可能性（安全率1未満になる可能性）がある場合は、継続的な安全性確認が望ましいとされているため、経過観察を行い、変状の進行が確認された際には、豊水期の水位を観測し、安定解析を行うことが望ましいと評価した。

表-1 安定計算結果一覧表

盛土 No	安定計算結果		備 考
	常時	地震時	
必要安全率	1.50	1.00	宅地防災マニュアルに準拠
ケース①	1.72	1.02	下盛土末端
ケース②	3.66	1.31	下盛土全体
ケース③	2.04	1.33	上盛土末端
ケース④	8.35	2.06	上盛土全体
ケース⑤	4.34	1.47	盛土全体

5. まとめ

本事例の盛土では、山砂利層の分布域であり、同風化部を盛土材とした盛土層と地山の強風化部に物性値の違いがあるのか不明であった。標準貫入試験の結果、盛土部はN値2～8であったのに対し、強風化部はN値20～107と明瞭な違いが認められた。当初、土質名だけで整理すると類似した物性を示すと想定していたが、物性は明確に異なることが明らかとなった。

盛土形状は、精緻な地形判読やボーリングの結果から、一連の盛土として断面を作成した。

抽出された盛土に対し、地形判読等を行い盛土が連続する可能性がある場合、複数の不安定化の状況を想定し、それぞれの条件が発生する可能性を考慮しつつ、各条件における検討を行うことで、想定外の事象を避けることが出来ると考える。

《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院地形図（に加筆）、（最終閲覧日2025年6月8日）
- 2) 国土地理院撮影空中写真（1974年撮影）に加筆
- 3) 気象庁アメダス：観測地点「三次」（最終閲覧日2025年3月1日）

工事発生土中の重金属類の溶出濃度と pH・EC の関係性について

中央開発株式会社 ○柴田 樹，橋本 智雄

1. はじめに

工事発生土のうち、自然由来重金属の溶出や酸性化リスクが懸念されるものは、要管理土として通常の発生土とは区別される。盛土造成において、要管理土が利用されるケースもあり、転用に当たって、滲出水の近隣水源への影響を考慮し、施工中～後にかけての地下水の水質管理が必要となる¹⁾。本研究では、複数サイトで得られた重金属関連の水質分析結果(対象重金属類の溶出濃度)や、施工中の水質測定データ(簡易に測定できる pH・電気伝導度等)を収集し、それぞれの相関性について評価・検討を行った。その結果、電気伝導度と重金属類の溶出濃度に相関性がみられるケースが複数確認され、これらの傾向を事前に把握しておくことで、施工中の簡易スクリーニング等への適用の可能性があることを明らかにした。

2. 検討に用いたデータと検討方法

本研究では、下記の①、②の2サイトにおける水質分析及び測定結果を基に検討を実施した。自然由来重金属類の分析項目は、カドミウム(Cd)、鉛(Pb)、六価クロム(Cr(VI))、ヒ素(As)、水銀(Hg)、セレン(Se)、フッ素(F)、ホウ素(B)の計8項目であり、pH及び電気伝導度は分析試料採水時のポータブル式による測定結果を用いた。なお、自然由来重金属類の溶出濃度は、環境省地下水基準に準拠して評価を行った。(表-1)

表-1 自然由来重金属類の溶出濃度基準値

項目	基準値 (mg/L)
カドミウム (Cd)	0.03
鉛 (Pb)	0.01
六価クロム (Cr(IV))	0.02
ヒ素 (As)	0.01
水銀 (Hg) ※	0.0005
セレン (Se)	0.01
フッ素 (F)	0.8
ホウ素 (B) ※	1.0

※の項目は、両サイトにおいて未検出

(1) サイト①:トンネル掘削発生土を対象とした実現象再現溶出試験データ(施工前段階)

トンネル建設事業の地質調査において、酸性化リスクや重金属溶出が懸念された地質を対象に実現象再現溶出試験(土研式雨水曝露試験)を実施した(写真-1)。対象地質はトンネル計画区間に分布する新第三紀の堆積岩類

(5層6試料)であり、試験装置からの滲出水を検体として水質分析(溶出濃度)を実施した。その結果、Cd、Pb、As、Se、Fの5項目で第1溶出基準の基準値超過(以下、溶出濃度の基準値超過)が確認された。なお、将来的にトンネル掘削による発生土は、一般道の整備(盛土)に転用される予定である。



写真-1 実現象再現溶出試験状況

(2) サイト②:トンネル掘削残土置き場周辺のモニタリングデータ(施工中)

サイト①とは異なる地域のトンネル建設事業において、工事施工期間の地表水・地下水の水質モニタリングを実施した(写真-2)。トンネル掘削及び盛土造成が施工段階にあり、発生土の盛土場や仮置きヤード、トンネル坑口部周辺において、重金属類に関する水質分析を実施している。なお、調査地域に出現する地質は新第三紀の堆積岩類であり、Cr(VI)、As、Seの3項目で溶出濃度の基準値超過(排水基準以下)が確認された。



写真-2 現地での採水状況

3. 重金属類の溶出濃度と pH の相関性

多くの項目で酸性(pH3.5以下)を示した際に基準値超過が確認され、中性～アルカリ性では溶出濃度が増加し難い傾向が確認された(図-1)。一方、Asは弱酸性～中性でも溶出濃度が増加する試料が確認されている。これは、ヒ素が酸性(3価)、アルカリ性(5価)のいずれでも溶出しやすくなる特性に起因している可能性も考えられるが、特定の試料(砂岩主体)でのみで確認されている。同様の傾向は鉛でも確認されており、今後詳細な溶出条件についても検討を進める必要がある(サイト②ではAsとSeで中性～弱アルカリ領域での溶出濃度増加が確認された(図-2))。

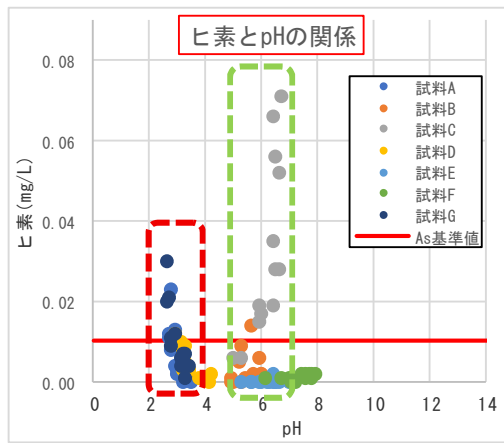


図-1 重金属類の溶出濃度とpHの相関図例(1)(サイト①)

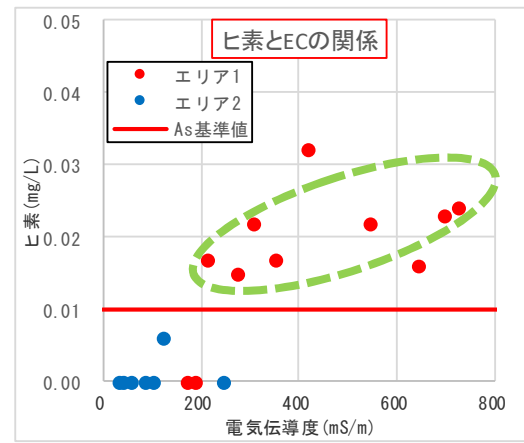


図-4 重金属類の溶出濃度と電気伝導度の相関図(2)(サイト②)

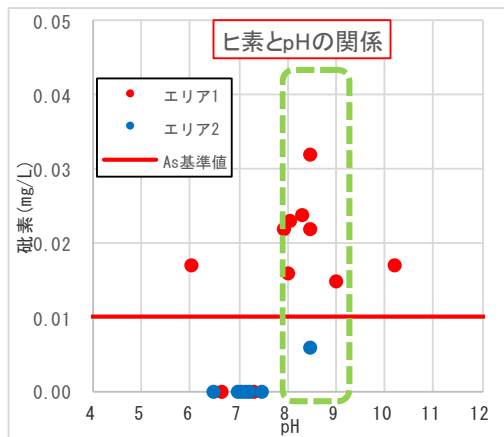


図-2 重金属類の溶出濃度とpHの相関図例(2)(サイト②)

4. 重金属類の溶出濃度と電気伝導度の相関性

Cd, Se, As, F では、各試料で重金属類の溶出濃度と電気伝導度に比較的明瞭な正の相関性が認められ（図-3、）、概ね $EC=200\text{mS/m}$ 以上で溶出濃度の基準値を超過する傾向が見られた（サイト②でも概ね同様の傾向が確認された（図-4））。なお、前述の pH との相関性が低かった試料では、As, Pb とともに電気伝導度との相関性が低いことが確認され、地質条件により溶出特性に違いが生じている可能性も示唆される。

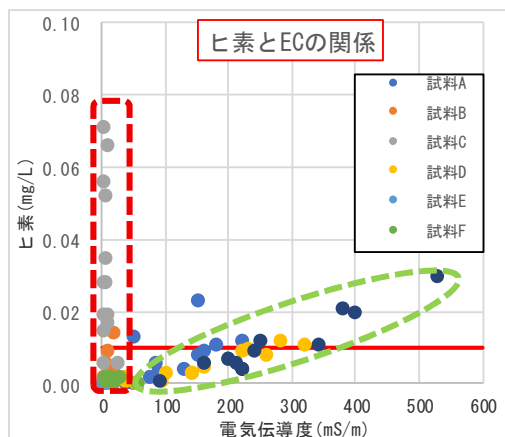


図-3 重金属類の溶出濃度と電気伝導度の相関図例(1)(サイト①)

5. まとめ

複数サイトの水質分析・測定結果を比較整理した結果、pH では一般に指摘されているように、重金属類の溶出濃度と全般に相関性が高い（酸性時に溶出しやすい）ことを改めて確認できた。また、電気伝導度では、概ね $EC=200\text{mS/m}$ 以上で溶出濃度の基準値を超過する傾向が確認された。今回は2サイトのみの結果であるため、直接指標値として用いることはできないが、比較的明瞭な相関性が確認されたことから、継続的なデータの蓄積により対象サイト・地質毎の指標値を設定できる可能性はあると考えている。

6. 今後の展望

水質の変化をいち早く察知できる簡易スクリーニング技術（リアルタイム測定）等への応用も視野に、可能な限り多様なサイトでのデータや事例の収集を進め、地域差の有無や対象物質毎の適用性の差異についても評価・検討を進めていきたいと考えている。

《引用・参考文献》

- 1) 建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル改訂委員会：建設工事における自然由来重金属等含有 岩石・土壌への対応マニュアル（2023年版）. 2023.

盛土の崩壊メカニズムについて

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング ○野口 太一，廣瀬 義純

1. はじめに

従来、盛土は経年により安定化に向かうと言われているが、盛土に作用する外的要因や盛土材料の質的变化により、当初の設計条件が変化して不安定化する場合がある。今回、道路盛土で発生した盛土崩壊の事例より、盛土を不安定化させる外的要因（凍結防止剤の浸透）と質的变化（盛土材のスレーキング率と粒度の変化）に対して、その様相を把握する機会を得たため、ここに紹介する。

2. 現場状況

盛土崩壊部は幅 12m 長さ 13m の範囲にわたる（写真-1）。対象盛土全体は、金属製の補強土壁によって補強されているが、崩壊部で露出した補強土壁の壁面材は腐食（錆化）が進行しており（写真-2）、未崩壊部の一部でも同様の腐食が見られた。



写真-1 崩壊箇所の様子 写真-2 補強土壁の腐食

また、本盛土は、新第三紀の砂岩や白亜紀の花崗岩、ペルム紀の泥岩を原岩とするトンネル掘削ズリが盛土材料に使用されているが、施工から20年以上が経過していることから、含有礫のスレーキングによる盛土材の変化が想定された。

そこで本調査では、補強土壁の劣化および盛土材の変化の2点に着目し、盛土崩壊要因の検討を試みた。

3. 検討項目

(1) 補強土壁の劣化

本盛土上を走る道路では、冬季に凍結防止剤（塩化ナトリウム）を多量に散布することがわかっている。この凍結防止剤の盛土中への浸透によって、前述の補強土壁の腐食が進行した恐れがある。これより盛土中の塩化物イオン濃度の分布状況を把握することを目的に、「土の水溶性成分試験（塩化物イオン濃度）」を実施した（試験には各ボーリングの標準貫入試験試料を用いた）。

(2) 盛土材の変化

盛土施工時は、盛土材の礫を対象にスレーキング試験が実施されており、スレーキング率は、花崗岩で9.60%、

堆積岩（砂岩泥岩互層）で48.24%という結果が得られている。特に堆積岩は50%近い値を示し、盛土中の礫はスレーキングが発生しやすい状態にあったといえる。そこで、現状の盛土中の礫の耐久性と粒度変化を確認するため、「スレーキング試験」と「粒度試験」を実施し、施工当時との比較を行った。

4. 調査結果と考察

(1) 水溶性成分試験＜補強土壁の劣化＞

試験の結果、ボーリング地点ごとに濃度分布に偏りがあることがわかった。図-1に対象盛土における塩化物イオン濃度分布状況を示す。一般的な測定例と比較すると、Bor. 5 では塩化物イオン濃度は非常に高い値（平均141.5mg/kg）を示しており、次いでBor. 1・Bor. 4でも高く（平均12.4～16.7 mg/kg）、その他の地点では低い値（10 mg/kg 未満）を示した。このように、塩化物イオン濃度は図の右下に向かって高い値を示す傾向が見られるが、これは道路の傾斜方向に一致しており、凍結防止剤を含んだ地表水が道路上を流れ、盛土末端の裸地に浸透することを示していると考えられる。

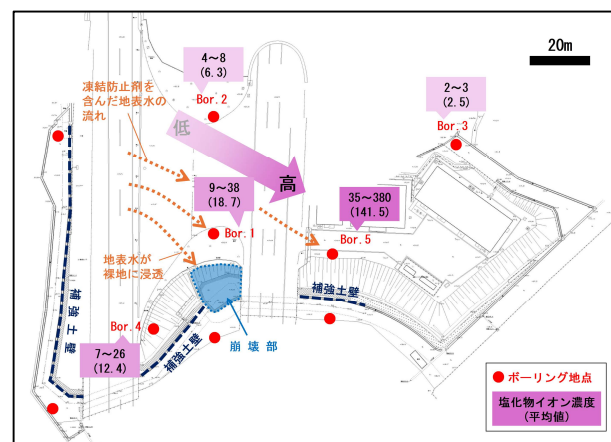


図-1 塩化物イオン濃度分布状況(単位は mg/kg)

ただし、一般的に腐食が生じやすくなる塩化物イオン濃度は「1,000mg/kg より大きい」条件とされる¹⁾が、試験結果は金属製の補強土壁を腐食させるにはやや低い値を示している。

ここで、塩化物イオンは土粒子と吸着しにくいいため、地下水や雨水の影響で流入しやすい特徴を持つ。今回の値は、長年の蓄積によるものではなく、昨年度の凍結防止剤の残留を反映した一時的なものと考えられ（冬季で最大となり、春夏秋で徐々に減少、再度冬季に値が上昇する季節変動性）、施工から20年以上にわたって塩化物イオンの流入出が繰り返されていたことが想定される。

(2) スレーキング試験・粒度試験＜盛土材の変化＞

① 含有礫の崩壊程度(スレーキング試験)

表-1に施工当時（2000年）と本調査時（2024年）のスレーキング試験結果を整理する。

表-1 スレーキング試験結果(施工当時と本調査)

		施工当時 (2000年)	本調査 (2024年)
岩種	花崗岩	9.60%	4.10%
	砂岩	48.24%	14.80%
	泥岩		2.90%

試験の結果、スレーキング率は各岩種ともに低い値であり、これ以上スレーキング現象が発生しにくいことを示している。これは、施工当時からスレーキングが進行し、残存している礫はスレーキングの耐性が強いもののみで、崩壊現象が一通り収束した状態にあると考えられる。

② 盛土の粒度変化(粒度試験)

図-2 に施工当時と本調査結果で得られた粒径加積曲線を示す。

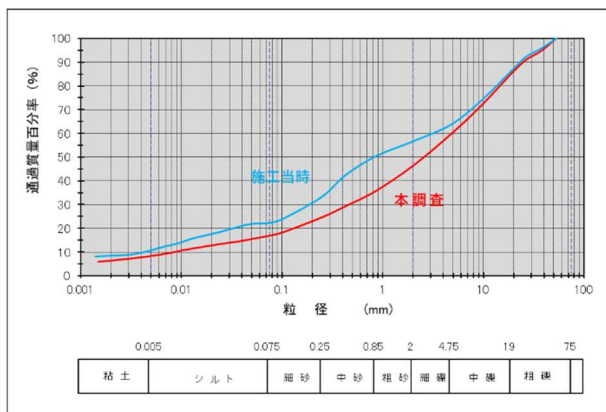


図-2 粒径加積曲線(本調査と施工当時)

結果として、施工当時よりもシルト・粘土が少なく、粗砂・礫の割合が多いことがわかった。

前述のスレーキング結果より、盛土材の細粒分の増加が予想されたが、事象的にはスレーキング（礫の崩壊・細粒化）から次の段階に移行し、発生した細粒分は、雨水や地下水によって徐々に流出したものと考えられる。

実際に崩壊土砂末端には均質なシルトが多量に堆積していることから、盛土内の細粒分は補強土壁背面（地下水位の傾斜方向）に向かって流動していると思われる。

各試験結果の比較から、①盛土内の礫がスレーキングを繰り返すことで盛土の細粒化が進み、②雨水・地下水によって補強土壁背面に向かって細粒分が流動したことが推測できる。

5. 崩壊のメカニズム

以上のような盛土の特性から、崩壊の要因は大きく2つが考えられる。

○補強土壁の補強材の劣化

○盛土材の粒度変化（細粒化）による地下水流動・排水への阻害

図-3 に今回の盛土崩壊のメカニズムを示す。

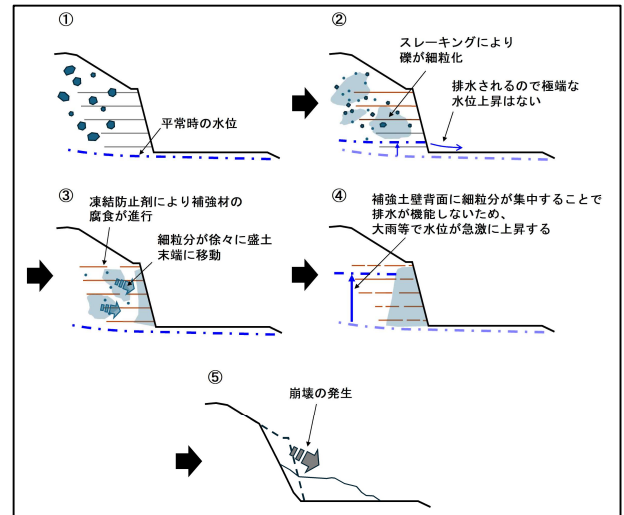


図-3 盛土崩壊のメカニズム

【盛土崩壊のメカニズム】

①施工当時の状態。

②スレーキングが進行し、盛土内の礫が崩壊・細粒化。

降雨などで一時的に雨水が盛土内に浸透したとしても補強土壁背面(地下水下流側)の排水機能は保持されているので、極端な水位上昇は発生しない。

③凍結防止剤の浸透により補強土壁の腐食が進行。

細粒分が流動し、徐々に盛土末端部へと移動。

④補強土壁背面に細粒分が集中することで排水機能が低下。大雨時は急激に盛土内の水位が上昇。

⑤盛土内の水位が上昇することで、盛土材の土質強度が低下(＋補強土壁の破断の可能性)し、崩壊が発生。

6. おわりに

本調査では、盛土崩壊の要因として、凍結防止剤の浸透による補強土壁の劣化、および盛土材のスレーキング進行とそれに伴う粒度変化の2点に着目し、崩壊のメカニズムを考察した。

一般に、盛土の崩壊は、盛土内の地下水排出機能の低下によって発生すると言われているが、今回のように、盛土に作用する外的要因や盛土材の質的变化の観点に遡って崩壊メカニズムを検討できたことは、技術者として非常に有意義であったと考える。

《引用・参考文献》

- 1) 地盤工学会編(2020):地盤材料試験の方法と解説(第一回改訂版), p. 337.

隠岐空港における孔間弾性波トモグラフィの実施事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○松園 直人

1. はじめに

隠岐空港滑走路端安全区域 (RESA) の整備に伴い、高盛土の特性値、盛土法面直下の着岩深度ならびに中間層の全体的な分布状況を把握するために地質調査を実施した。図-1 に調査位置平面図、図-2 に既往調査より得られた推定地質横断図 (W-N 測線) を示す。調査地の岩盤は起伏が激しく、既往の W-N 測線において、ボーリング ES-3 と ES-5 の間で、水平距離約 55m に対して、風化部と基盤岩の境界に約 16m の高低差があり、風化部の分布にばらつきがみられる。風化部の分布を把握するため、ボーリング調査に、孔間弾性波トモグラフィを併用して調査を実施した。本報告では、隠岐空港における孔間弾性波トモグラフィの実施事例を紹介する。

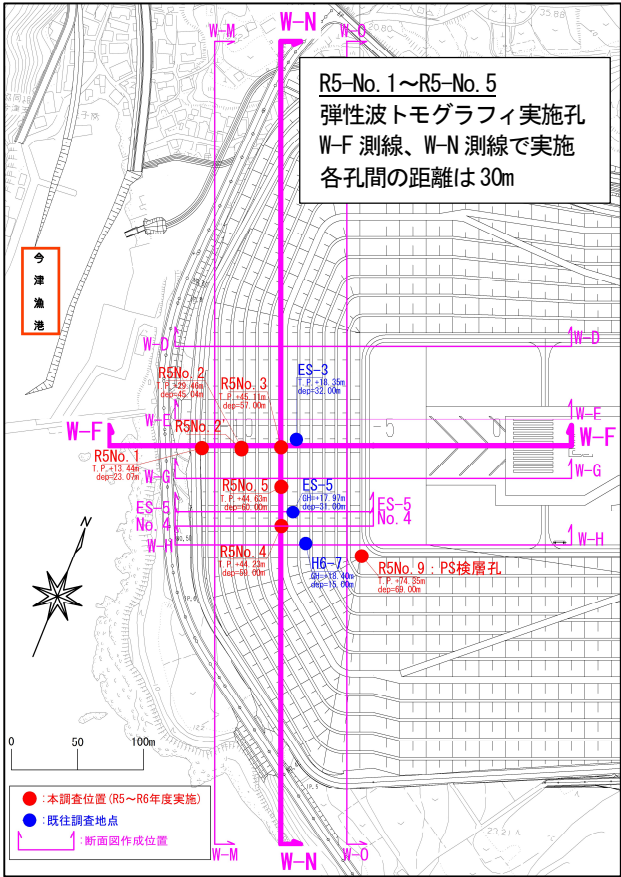


図-1 調査位置平面図

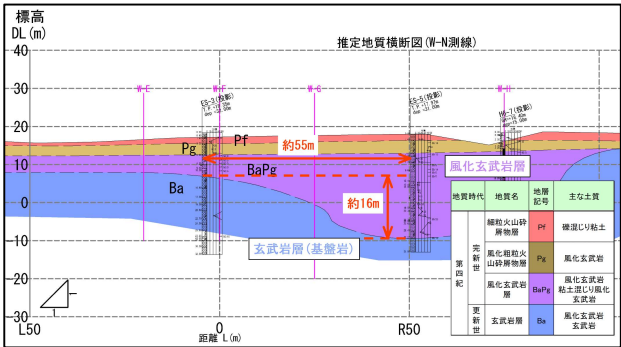


図-2 推定地質横断図(W-N 測線)

2. 地形・地質概要

隠岐空港は、島根県北西部の新第三紀以降の火山活動によって生じた隠岐諸島島後地域に位置する。島後島は240km²の面積を持ち、その大半は山地によって占められている。

また空港付近には、小規模な噴出跡と思われる小丘が点在し、大床山に代表される玄武岩礫を混入した火砕流堆積物が厚く分布している。このほか、今津漁港東側では火山灰質の細粒土を主体とする火砕流堆積物と、混濁した様相を呈する崖錐性の堆積物がみられる。

図-3に高盛土部の標準断面図を示す。調査地は隠岐空港西側の盛土法面で、法面勾配1:1.5、最大盛土高65mの急勾配盛土である。

基礎地盤の地質は表土および粘性土の下に風化玄武岩層が位置し、その下位に基盤岩と考えられる玄武岩層が位置する。

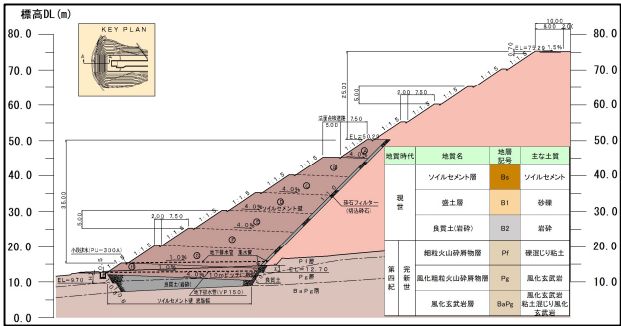


図-3 高盛土部 標準断面図¹⁾

3. 孔間弾性波トモグラフィの適用性について

調査方法について下記①～③のような点から。弾性波トモグラフィが適していると考えられた。

①ボーリング

ボーリングのみで滑走路直下の複雑な岩盤の分布状況を把握するには、多数のボーリング削孔が必要であり、時間とコストがかかるため不適切である。

②ボーリング+弾性波探査

対象となる地点は固い層の下位に軟らかい層が分布する逆転層であり、地表面で起振した波が地盤中に伝わらず、目的のデータ取得が不可であるため不適切である。

③ボーリング+孔間弾性波トモグラフィ

必要最低限のボーリング削孔と孔間弾性波トモグラフィにより、目的とする孔間データの取得が可能である。多数のボーリング削孔に比べ時間も短縮でき、安価である。

以上より、本調査においてはボーリング+孔間弾性波トモグラフィが適していると考えられた。

4. 孔間弾性波トモグラフィの概要

写真-1に各起振孔と受振孔の位置関係を示した調査地全景を示す。また、図-4に孔間弾性波トモグラフィの概要図、写真-2に資機材一式を示す。

孔間弾性波トモグラフィとは、2つ以上のボーリング孔を用いてボーリング孔間のP波弾性波速度(V_p)を求める手法である。一方のボーリング孔内に振源装置を入れて振動を発生させて、もう一方の孔内に入れた受振器や地表に設置した受振器により記録を取得して、解析を行うことでボーリング孔間の V_p を求める。また、孔内振源は水中でのみ発信が可能である。

測定手順は下記の通りである。

- ①孔内に振源と受振機、地表に地表受振機を設置する。
- ②孔内振源から発振した弾性波を、別孔の孔内受振機と地表受振機で測定する。
- ③孔内振源と受振機を回収する。

本調査では縦断方向(W-F測線)と横断方向(W-N測線)の各1測線で実施した。縦断方向(W-F測線)ではR5-No.2で起振しR5-No.1とR5-No.3で受振した。横断方向(W-N測線)ではR5-No.5で起振しR5-No.3とR5-No.4で受振した。測定が可能である孔間の最大距離は30mであるため、各孔間距離は30mとした。

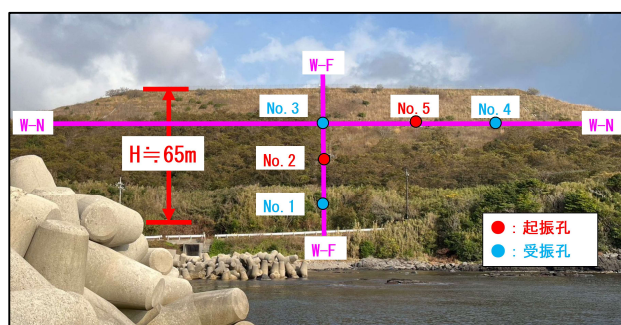


写真-1 調査地全景

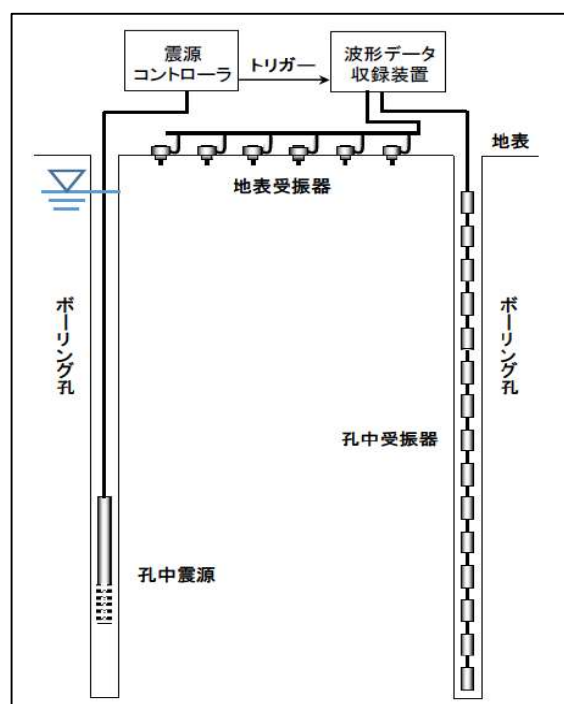


図-4 孔間弾性波トモグラフィ概要図²⁾



写真-2 孔間弾性波トモグラフィ資機材一式

5. 現場での工夫

本調査では、調査地の地下水位は想定より低くBa層～BaPg層に分布していた。孔間弾性波トモグラフィの孔内振源は水中でのみ発信が可能であるため、起振孔と受振孔においてセメンチングを実施することで、孔壁からの漏水を防止し地下水位を確保した。図-5にセメンチングのイメージ図を示す。

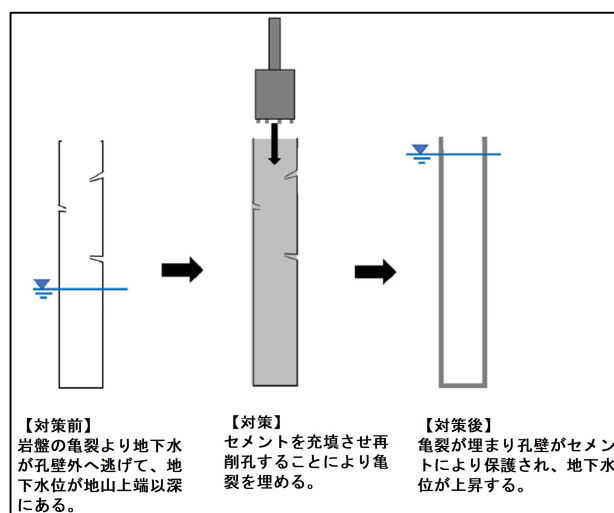


図-5 セメンチングのイメージ図

6. まとめ

孔間弾性波トモグラフィについては、本調査のような狭い範囲の土砂と岩盤境界の急激な傾斜を確認（支持層の確認など）する際に有効な方法と考える。

7. 今後の課題と展望

今回、孔間弾性波トモグラフィの起振については、孔中において多層円盤型孔中振源(OWS振源)を用いた。地表面からのデータ数を増やすため、カケヤによる地表起振も今後は検討したいと考える。これによりデータ数が増え、解析の精度が上がると考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) 隠岐空港工事誌 島根県
- 2) 新刊 物理探査の手引き -土木物理探査マニュアル2008- pp. 427