受け盤構造を有した斜面で発生した崩壊の発生機構と対策事例

国土防災技術株式会社　　澤部　孝一郎

1. はじめに

青森県西部の渓流に面した北東向き斜面において，令和 4 年 8 月 9 日に 202.5mm[1)]を記録した大雨に伴い，斜面長約 50m×幅約 40m の崩壊が発生した（図-1）．

本事例は，崩壊斜面の復旧を図るべく実施したボーリング調査，ボアホールカメラ調査および対策工の事例について報告する．

2. 調査地概要

(1) 地形

調査地周辺は，開析が進行した標高 150m 程度の小起伏面が発達する丘陵地性の山地に属する．

今回の崩壊では，崩壊土砂（推定土砂量約 6,000m^3）が斜面下方の渓流に向かって舌状に流出し，その一部は渓流に沿って，少なくとも 120m 程度流下した．この崩壊土砂によって渓床は埋没し，上流側には長さ約 21m×幅約 6m の湛水池が出現した．なお，崩壊土砂の長軸（＝推定崩壊方向）は概ね N56° E であり，大局的な斜面の最大傾斜方向（概ね N31° E）に対して 25° 斜交する．

滑落崖は 1：1.0 前後の急崖をなし，頭部は最大比高約 15m で標高 105m 付近に形成されており，頭部から崩壊土砂を取り囲むように両側壁が発達する．なお，左側壁は最大比高約 4m であるが，右側壁は最大比高約 11m に達することから，左側壁に比べ右側壁の比高が極端に高い．

滑落崖頭部の上方斜面には，比高 2m 以下の谷向き低崖を伴う不規則な段差地形が分布する．

(2) 地質

新第三系鮮新統の珪質泥岩が分布する．崩壊地外における地層の走向傾斜（図-2 の非変形域）は概ね N10° ～50° W50° ～60° SW（極 N22° W50° SW）であり，大局的に見れば対象斜面（最大傾斜方向は概ね N31° E）に対して受け盤構造であるものの，やや斜交する．一方，滑落崖に露出する岩盤は，開口割れ目が発達するとともに，その姿勢は N39° W32° SW の緩傾斜していることから，崩壊以前より対象斜面ではトップリング（岩盤クリープ）が発生していたことが想定された．

3. 調査結果

(1) ボーリング調査

BV-1（L＝6.0m）および BV-2（L＝7.0m）での調査結果より対象斜面では上位より破砕珪質泥岩（トップリングした地層），風化珪質泥岩，珪質泥岩が流れ盤状に分布していることが明らかになった．このうち，最大約 3.5m の層厚を有した破砕珪質泥岩は無数の亀裂が発達し，N 値 6 程度で非常に脆弱である．風化珪質泥岩は特に層理面

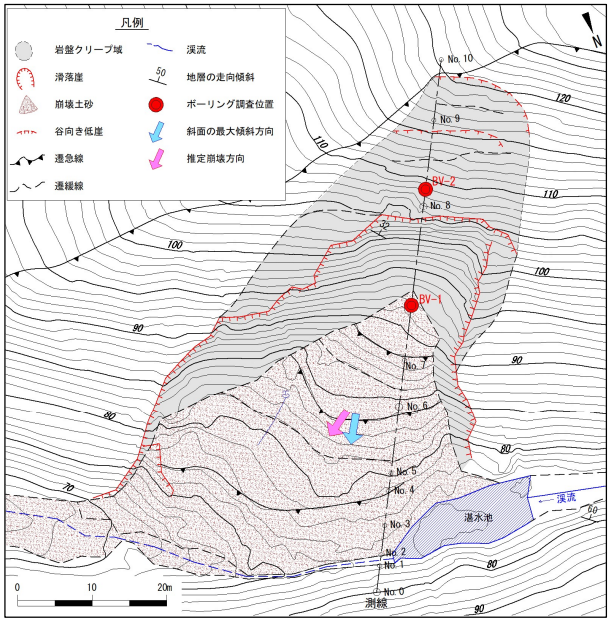


図-1 調査地の平面図

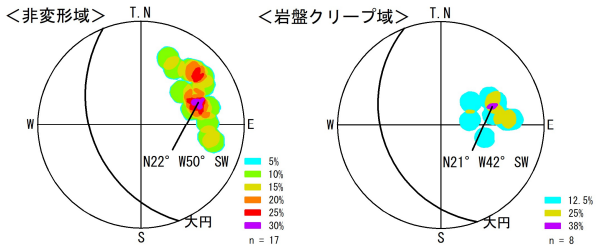


図-2 層理面のコンターダイアグラム図

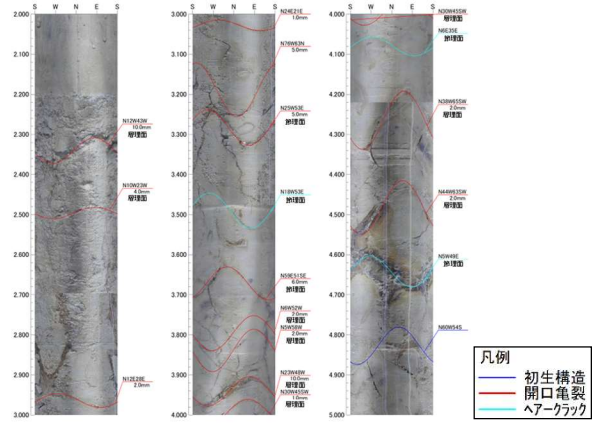


写真-1 BV-2 の孔壁展開画像（GL-2.0～5.0m 区間）

に沿って風化が認められているものの，破砕珪質泥岩よりも固結度は高い．最下位の珪質泥岩は新鮮であり N 値 50 程度である．

(2) ボアホールカメラ調査

BV-1 では，GL-3.0～5.5m は一定の傾きで割れ目数が増加するが，GL-2.5～3.0m において増加量が大きくなるほか，累積開口量も大幅に増加する。また，層理面の見掛けの傾斜は GL-3.0～6.0m では 50° ～60° であるもの

の，それより浅層部では傾斜が緩くなる．

BV-2 では，一定の傾きで割れ目数が増加するが，GL-3.8～4.0m において増加量が大きくなり，同深度付近では，累積開口量も大幅に増加する。また，層理面の見掛けの傾斜は GL-4.2～6.0m では 45° ～65° であるものの，それより浅層部では傾斜が緩くなる．(写真-1)．

4. 崩壊機構

(1) トップリング（岩盤クリープ）とその範囲

調査結果から BV-1 では GL-3.0m 以浅，BV-2 では GL-4.2m 以浅でトップリングに伴う岩盤クリープが生じており，非変形域の地層と比べ概ね 10° ～30° の範囲で緩傾斜している（図-2 の岩盤クリープ域）．これら調査孔でのトップリング底面の不連続面を結んだ延長線上には，滑落崖背後に発達する段差地形が位置し，不連続面と段差地形（遷緩点）が自然な形状で結ばれる（図-3）．そのトップリングの規模は，最大層厚 3.5m，斜面長約 42m となる．

残存する岩盤クリープ域は滑落崖下端から滑落崖背後にも広がっており，その上端は標高約 120m 付近に分布する谷向き低崖までと推定される．さらに，右側壁背後の不安定土塊や左側壁の標高約 80～約 103m の痩せ尾根も岩盤クリープ域内に位置していると推定される．

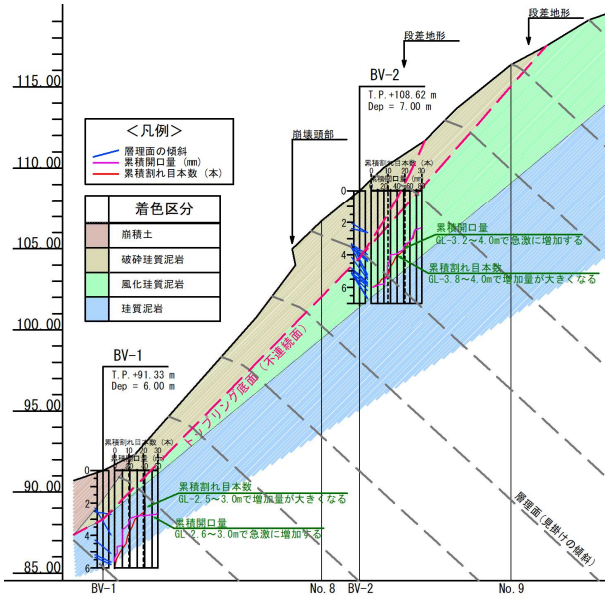


図-3 推定地質断面図

(2) 崩壊のメカニズム

現地踏査およびボアホールカメラ調査結果から，非変形域および岩盤クリープ域の地層の走向は N21° ～22° W を示し，推定崩壊方向（N56° E）に調和的な値（概ね直交方向）であることから，対象の崩壊は，地質構造に規制されて発生したものと推定される．また，左側壁に比べ右側壁の比高が極端に高くなっている地形的特徴も，崩壊方向が斜面の最大傾斜方向とやや斜交した地質構造に規制されていることを示す．

以上より，対象地の崩壊は，崩壊前に渓床部から標高約 120m の谷向き低崖までの範囲でトップリングが生じていた岩盤クリープ域内に，記録的な大雨による過剰な地下水が供給されて発生したものであり，その崩壊方向は地層のトップリング方向と推定される．

5. 対策工

対象斜面には不安定な岩盤クリープ域が残存しており，これらの領域を含めた対策を講じ，斜面の安定化を図る方針として，以下を検討した（図-4）．

①不安定領域の除去:岩盤クリープ域を除去するには，広範囲の切土工が必要で，大量の残土が発生することから，不採用とした．

②構造物による斜面安定度の向上：岩盤クリープ域で想定される最大規模のすべりに対して,抑止工を検討し，鉄筋挿入工併用吹付枠工を採用した．

③崩壊土砂の安定化：崩壊土砂に対して移動防止，侵食防止および植生の早期導入を目的として，土留工を主体とする山腹工を計画した．

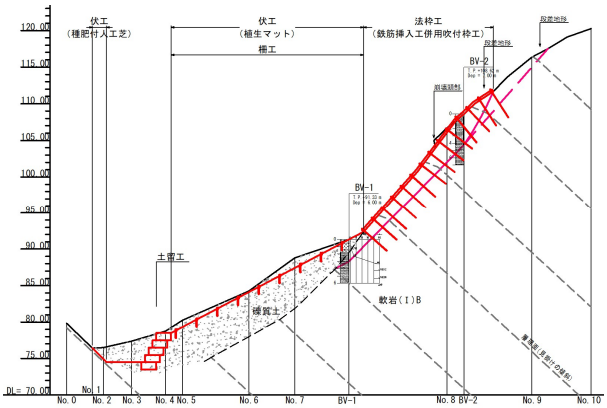


図-4 対策工断面図

6. おわりに

斜面に潜在するトップリングに対して，ボーリング調査とボアホールカメラ調査を組み合わせることで，トップリングの規模や範囲を詳細に把握することができた．層理面等の規則性のある面構造が発達する地層でのトップリングに対しては，特にボアホールカメラ調査を実施することは非常に有効と考える．

なお,今回,ボアホールカメラ調査を提案できたのは，初動の現地踏査で，非変形域よりも緩傾斜した岩盤や微小な段差地形の存在からトップリング現象を想定できたことである．したがって，地質構造が高角度な受け盤構造を有した斜面では，トップリングが潜在している可能性を留意し，現地踏査を実施することが必要と考える．

《引用・参考文献》

1) 気象庁アメダス：観測地点「鯵ヶ沢」（最終閲覧日 2025.4.24），
https://www.jma.go.jp/jma/index.html.

令和５年７月の秋田県豪雨で被災した道路橋復旧における調査事例

国際航業株式会社　○大沼　健斗、原田　政寿、伊礼　貴幸、小玉　一夫

1. はじめに

令和５年７月 15～16 日、梅雨前線が東北北部に停滞し、秋田県内の広い範囲で大雨となり、15 日の 24 時間降雨量は、仁別ほか複数の観測点で観測史上最大を記録するなど、太平山地付近を中心に非常に激しい雨となった。この豪雨によって、秋田市内の岩見川にかかる「新川橋」が被災した。地域住民・利用者の通行に重要な道路橋のため、早期復旧する必要があった。

2. 道路橋の被災状況（降水量等）

新川橋の被災状況について、概要を以下に示す。

・橋梁諸元：1991年竣工、橋長44.0m、幅員8.2～9.2m

・法定点検（2022年）－Ⅱ判定（予防保全段階）

気象庁アメダス「岩見三内」より、発災当時降雨量で、7月15日の最大日雨量：234mm、時間雨量：26.0mm（15日10時頃）である。

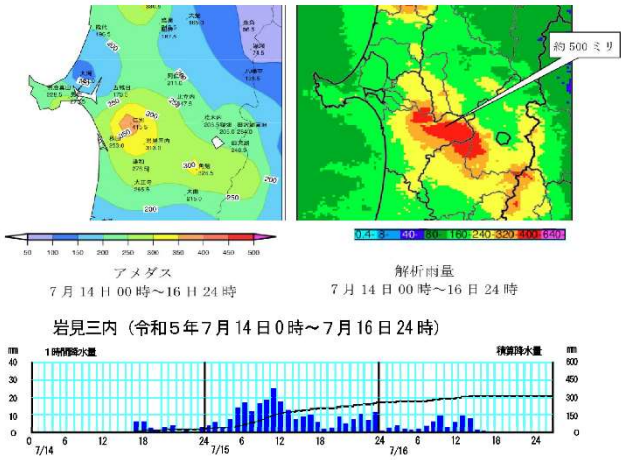


図-1 被災箇所周辺の降雨量図[1)]

（アメダス「岩見三内」2023年7月14日～7月16日）



写真-1 被災した A2橋台

7月17日時点で河川は濁流となっており、下流側の水道管に草が絡まっている現場状況から、被災時の河川水位は通常時より約3m 高い水位（橋桁から2m 下）まで上昇したと推察される。

3. 地形・地質概要

調査地は、周囲が山地に囲まれた標高50～100m 程の低地で、河川沿いに分布する完新世の谷底平野に位置する（図-2）。

5万分の1土地分類基本調査「太平山」の表層地質図によると、調査地表層は第四紀完新世の沖積低地堆積物が分布し、周辺には第四紀更新世の段丘堆積物（礫・砂）、新第三紀中新世の船川層（暗灰色泥岩、酸性凝灰岩、砂岩など）が分布するとされる（図-3）。



図-2 調査地案内図[2)]



図-3 調査地周辺の表層地質図[3)]

4. 調査計画および安全管理

速やかな復旧とするため、現地調査の早期着手を計画した。調査位置を現地踏査により選定し、堤外地（河床付近）でのボーリング調査も計画した（図－4（上））。

堤外地での作業時は、豊水期のため増水による水難事故の危険性が考えられた。天候による作業延期を回避するため、堤外地の調査予定箇所を大型土のうで仮締切し、安全確保に努めた（写真-2）。



写真-2 調査時の A2橋台周辺の状況

5. 調査結果・考察

既往調査より、A1橋台付近でボーリング調査がされており、A1橋台基礎部はN値50以上の堆積層を支持層とした直接基礎の設計施工がなされたことを確認した。対して、A2橋台付近はボーリング調査がされていないことから、A2橋台周辺の地質状況（既往断面）はA1橋台から水平方向に投影されたと推察した。

A2橋台周辺のボーリング調査の結果、上部から盛土層（Bn）、礫質土層（Ag）、船川層（泥岩）（Fm）となり、既往調査の地質状況と概ね同様の地質状況であることが分かった。しかし、沖積堆積物である礫質土層（Ag）は深度によりN値30以下となる箇所も見られ、マトリクスが緩いことが分かり、支持層と評価することは難しかった。

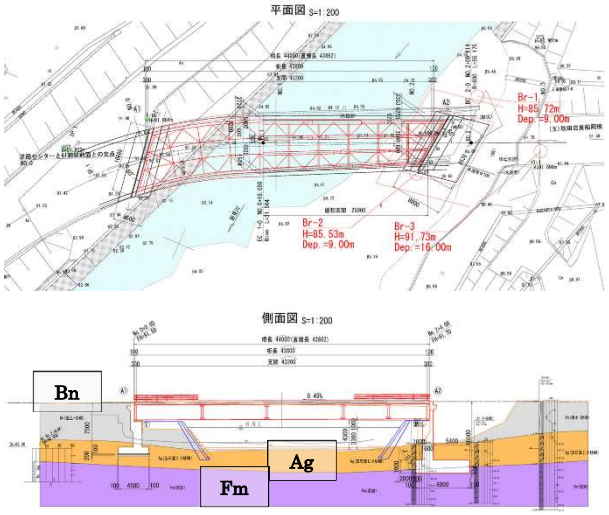


図-4 調査平面図（上）、推定地質断面図（下）

A2橋台復旧工事の際、支持層となる泥岩層（Fm）まで開削し、直接基礎を施工する必要があったが、上部の礫質土層には玉石が多く混入し、鋼矢板等の止水工が困難であることが想定された。また、開削した際の河川からの湧水量を推定するため、現場透水試験と室内土質試験の粒度試験を行い、礫質土の透水係数を算出、比較・検証した。現場透水試験結果では10^{-3}（m/s）オーダー、粒度試験結果からの推定値では10^{-5}～10^{+0}（m/s）オーダーとなり、原位置試験の結果は妥当であると判断した。

6. UAV 撮影による橋梁調査

早期復旧に必要な設計基礎資料を得るため、UAV 撮影による橋梁調査を行った。UAV 調査は桁上部、桁下部それぞれで実施、桁上部・下部の状況把握と、A2橋台の沈下量把握を行った。

UAV 調査より三次元点群データを生成、橋梁桁の変位・変状状況を机上で視覚的に確認し、計測を行った。



図-5 UAV 調査の三次元点群データ切出画像（桁上部）

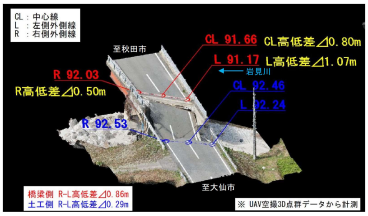


図-6 三次元点群データ A2付近の高低差計測画像

7. 道路橋の被災機構

素因：被災した A2橋台の支持層が礫質土層（Ag）で、堅固な岩盤層ではなかった。A2橋台周辺の河川流路が攻撃斜面となっていた。

誘因：時間雨量24mm、累積雨量300mm（14～16日）の豪雨により河川が増水した。

上記の被災原因から、上流側水衝部護岸が崩壊し、A2橋台背面の土工部（攻撃斜面）が浸食・洗掘され崩壊、橋台基礎部が底面洗掘を受け、橋台が沈下・傾斜し、上部構造が被災、変形に至ったと考えられる。



図-7 UAV による被災した橋梁の周辺状況

8. まとめ

日最大雨量234mm（連続累積雨量300mm 程度）の累積降雨により河川が増水し、上流側水衝部護岸崩壊による橋台背面の土工部への侵食・洗掘から、礫質土層を支持層とした橋台基礎部で橋梁被災に至ったと考えられる。

被災した道路橋の変位・変状を詳細把握するため、UAV による橋梁調査を行い、机上で視覚的に確認可能な計測から詳細把握を行った。

近年の集中豪雨で被災、復旧に時間を要する規模の災害であったが、地域住民や利用者に安心、安全を早期提供できるような、1復旧事例として参考になれば幸いである。

《引用・参考文献》

1) 気象庁アメダス：観測地点「岩見三内」（最終閲覧日2025.6.6），
https://www.jma.go.jp/jma/index.html.
2) 国土地理院地図（に加筆），（最終閲覧日2025.6.6），
https://maps.gsi.go.jp/#16/39.698914/140.343765/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1g1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1.
3) 5万分の1土地分類基本調査「太平山」（1996）：秋田県，
https://nlftp.mlit.go.jp/kokjo/tochimizu/F3/data/G/0528G.jpg.

令和 6 年能登半島地震における斜面の被災状況と地すべり調査事例

川崎地質株式会社　　○亀卦川　茂彬，橋本　直樹，徳間　伸介，榊原　信夫

1. はじめに

令和 6 年度能登半島地震により、石川県輪島市で発生した地すべり被災事例について紹介する。地すべりは石川県輪島市の渋田川左岸側斜面で発生した。地震の震央から被災地までの直線距離は約 22km であり、近傍の観測点（輪島市鳳至）では震度 6 強を観測した。

地すべりは、典型的な流れ盤地すべりであり地震動に起因して変動が発生した。能登半島では、同様の地すべりが多数発生している。本稿では、ボーリングコアで確認されたすべり面の状況を中心に報告する。



図-1 地すべり発生箇所案内図[1)]

2. 対象地すべりの概要

地すべりの規模は長さ約230m、幅約130m の馬蹄形を呈し、右側方の一部は渋田川に滑落し、河道を閉塞している。ブロック頭部滑落崖の高さは約20m あり、マッシブな泥岩層が露岩している。被災前、尾根部には地元の共同墓地が存在したが、被災により基礎ごと海岸方向に約50m 水平移動した。ブロック末端部は海岸沿いの一般国道249号まで到達し、多数の倒木を巻き込んだ土砂によって家屋が倒壊する被害が発生した。



図-2 発災直後斜め写真[2)]に引用加筆

3. 地質概要

渋田地すべり周辺は、新第三系中新統の堆積岩類からなる飯塚層が広く分布し、地すべりは珪質シルト岩（lp）で構成される。また、周辺露頭の走向傾斜は N60W20～30N を示し、地すべり発生箇所の岩盤は受盤構造となる。



図-3 地すべり発生箇所の地質[3)]

4. 地すべり調査

(1) 調査概要

図-4 及び-5 に示す 5 ヶ所でボーリング調査、観測機器設置を実施した。観測機器はボーリング孔では本孔でパイプ歪計、孔内傾斜計および地下水位計を、地表観測として、地表伸縮計観測を 7 ヶ所および GNSS 観測を 2 ヶ所で実施した。

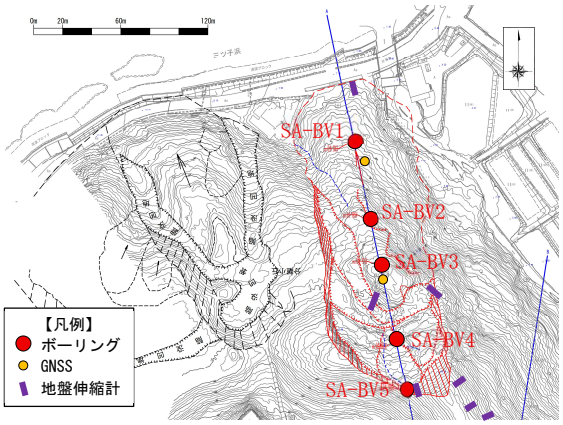


図-4 調査位置平面図

(2) すべり面

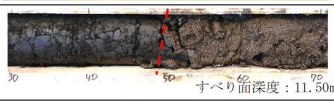
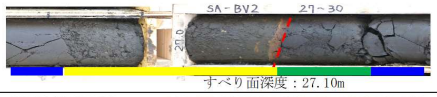
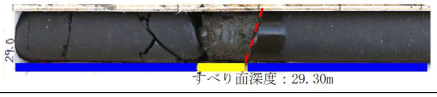
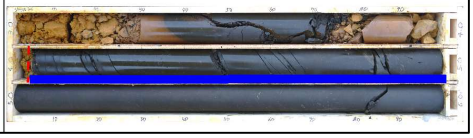
ボーリング5孔の内、地すべりブロック内の BV-2、および BV-3の2孔ですべり面を確認した。すべり面の破砕状況等を表-1に示す。破砕部は小礫混り粘土であり、礫は5㎜以下の亜角礫を主体としていた。破砕度（脇坂ほか、2012）は、Cr3相当であり、破砕度 Cl ほど非常に破砕が進行している状況ではなかった。

地震による地すべりでは高速で滑動するため、短時間

の破砕により礫状化は進むが、時間のかかる風化や変質作用が進行しないことから、粘土化の程度は弱いと推察される。

すべり面の傾斜は15～25度で層理面とほぼ平行に発達していた。このことからも流れ盤すべりであるとことが想定される。

表-1 すべり面一覧表

孔番（場所）	採用すべり面深度	すべり面付近状況写真
末端部	原地形レベル（国道路面高）	
SA-BV1	11.50m	
SA-BV2	27.10m（Cr3）	
SA-BV3	29.30m（Cr3）	
SA-BV4	4.05m	

(3) すべり面形状

ボーリングによるすべり面深度をまとめてすべり面形状を想定した（図-5）。滑落崖～地すべり中腹部は傾斜25度程度で平滑である。地すべり中腹部～末端部では10～25度となり、旧地表への乗り上げ部では、水平となっている。

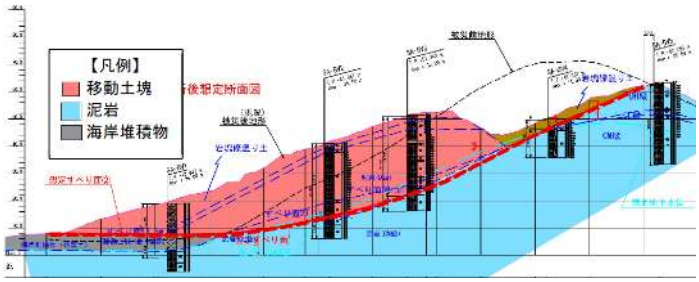


図-5 主測線地質断面図



図-6 右側方崖で確認されたすべり面

右側方崖においては、平滑で広範囲に連続する面構造が確認されている（図-6）。この面構造の走向傾斜はN60° E20° Nであり、周辺の走向傾斜と傾向が似ていることから、地表に出現したすべり面と判断した。

また、発災前の地理院地図5mメッシュ地形図と発災後取得のLP地形データを用いて、原地形や分離丘の着色差分図を作成した（図-7）。

土塊は形状をあまり変化させず、すべり面に沿って下方へ60m移動した。

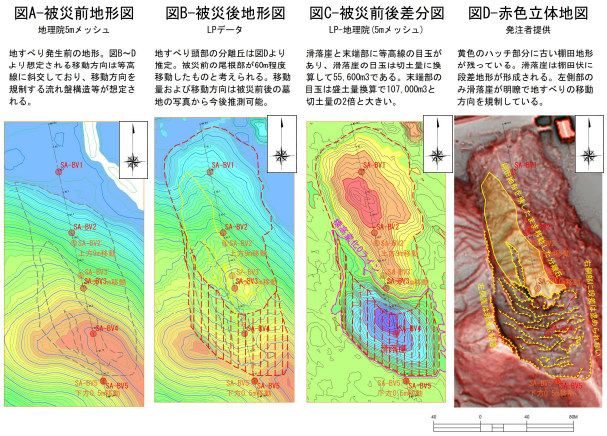


図-7 被災前後の地形コンター着色図

6. 終わりに

当該箇所は、典型的な大規模地震動による流れ盤すべりであった。変動量は60mと大きいが破砕度はＣｒ3とそれほど高いものではなかった。

すべり面の破砕度は、時間のかかる風化や変質作用の影響も考慮して評価する必要があると考えられる。

《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10日）．
https://maps.gsi.go.jp/

2) 株式会社パスコ（2024）：災害緊急撮影， 航空写真，標定図2，写真番号098（に加筆），（最終閲覧日2025年6月1日）．
https://corp.pasco.co.jp/disaster/

3) 吉川敏之，鹿野和彦，柳沢幸夫，駒澤正夫，上嶋正人，木川栄一（2002）：5万分の1地質図幅「珠洲岬，能登飯田及び宝立山」（に加筆）．

4) 脇坂安彦，上妻睦男，綿谷博之，豊口佳之（2012）：地すべり移動体を特徴づける破砕岩－四万十帯の地すべりを例として－．

【GR01】

札幌市北部に分布する軟弱粘性土の分布と工学的性質

北海道土質コンサルタント株式会社　○松本　和正
（地質リスク・エンジニア　登録番号 13）
福嶋　孝太、森田　翔也、五十嵐　美帆

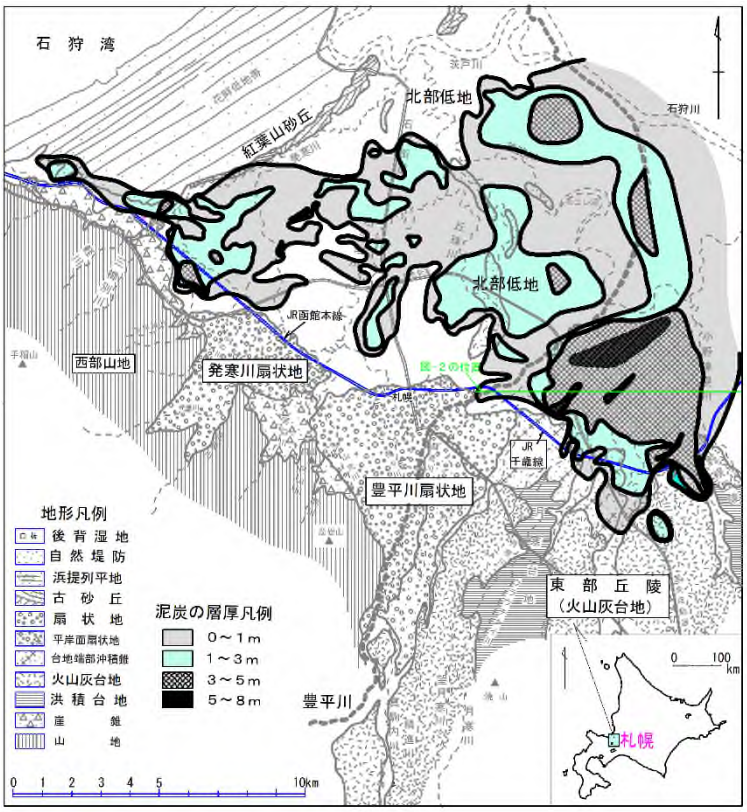
１．はじめに

北海道札幌市の北東部には、「泥炭」と「海成粘土」の2つの軟弱粘性土が分布していることは解っていたが，その分布範囲や層厚の報告は少なかったと思われる。弊社では平成18年11月に「札幌地盤図」を刊行し、その中で泥炭と海成粘土の分布を明らかにした。当報告では，これら2つの粘性土を対象に分布範囲や層厚，物理的特性及び強度特性といった工学的性質について報告する。

２．泥炭（Ｐ層）の分布と工学的性質

（１）泥炭（Ｐ層）の分布範囲

泥炭は冷涼な気候下で湿地に植物遺体が堆積し，分解よりも堆積作用の方が優勢なときに泥炭が形成される。札幌地区では古石狩湾が砂州で閉塞され沼沢化したのち，5,000～4,000年前の冷涼気候への移行期から泥炭の堆積が始まったとされる（松下ほか，1985）。当報告では有機物含有量が20(%)以上の土砂を泥炭として区分した。札幌市の地形区分と泥炭（Ｐ層）の分布を図－１に示す。市内の地形は，大まかにＪＲ函館本線～千歳線を境として，南側の扇状地・丘陵・台地・山地と北側の低地と砂丘地形に大分される。これらの地形は，特徴的な堆積物で構成されているが，Ｐ層には以下の特徴がある。

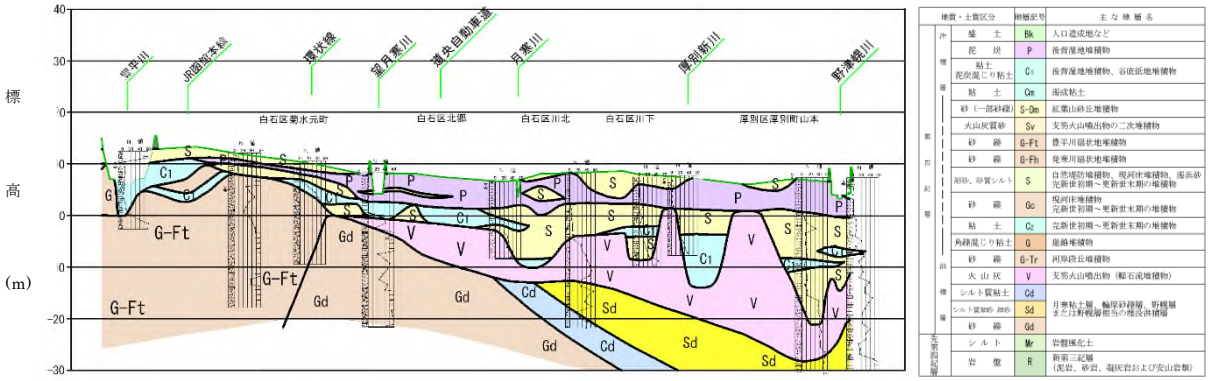


図－１　札幌市の地形と泥炭の分布

①Ｐ層は，北側を紅葉山砂丘，南側を扇状地地形や火山灰台地に限られた札幌北部低地と呼ばれる沖積低地内に分布する。概ね三角形の範囲であり，南北約15km，東西約20kmの広い範囲に及び，市の東側は隣接する江別市や当別町に連続する。

②分布は標高約15m以下の低所に分布するが，扇状地堆積物の張出し部や砂丘地形には分布していない。

③Ｐ層の分布は図－２に示すように連続的である。層厚は3m以下が多いが，西部の西区宮の沢地区，手稲区稲積地区，および東部の東区中沼地区，東米里～厚別区山本地区では3m以上と厚くなる。とりわけ厚別地区は厚く，粘土や砂の薄層を挟在しつつ層厚が 8～10ｍに達することもある。層厚が厚い場所は沖積低地と台地や崖錐地形の境界部に多く見られる傾向がある。



図－２　泥炭（Ｐ層）の分布

④分布範囲の中央部は厚さ3m程であるが，P層の上位に最大で5m程の粘性土（C1 層）や砂質土（S 層）が覆っている。これらの土層は，豊平川や伏篭川，旧琴似川によってもたらされた北部低地でも最も新しい堆積物である[1)]。

⑤開発行為による造成等によって，層厚の薄化傾向が顕著に進行している。

（２）泥炭（Ｐ層）の工学的性質

①Ｎ値と qc 値

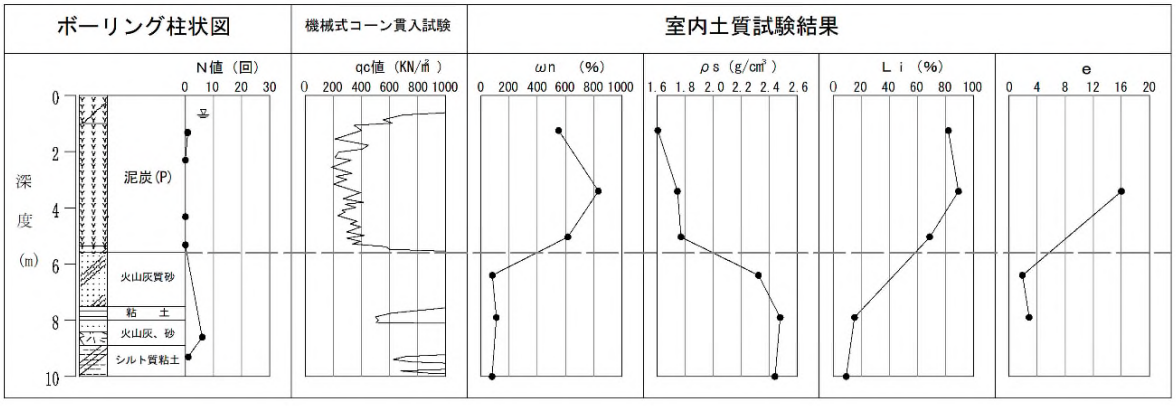
図－3に泥炭を対象として実施した厚別区山本地区の調査結果（ボーリング柱状図，N値，qc値，土質試験結果）を示した。当地区においては表層から深さ 5．5mまでP層が分布する。N値は0～1を示し，非常に軟弱である。機械式コーン貫入試験による静的貫入抵抗 qc は表層の1mを除くと qc＝200～400（kN/m^2）を示しており深度方向に微増している。qc 値は強度の変化を敏感に反映しており，泥炭のような軟弱土に対しては機械式コーン貫入試験の様な静的なサウンディングが有効であることを示している。

②室内土質試験結果

室内土質試験結果の特徴を以下にまとめる。

・自然含水比はω_n＝600～800（%）と高含水比である。図－4に市内の他地区のデータを示すが，ω_nが 400～1000（%）を示すものが多い。

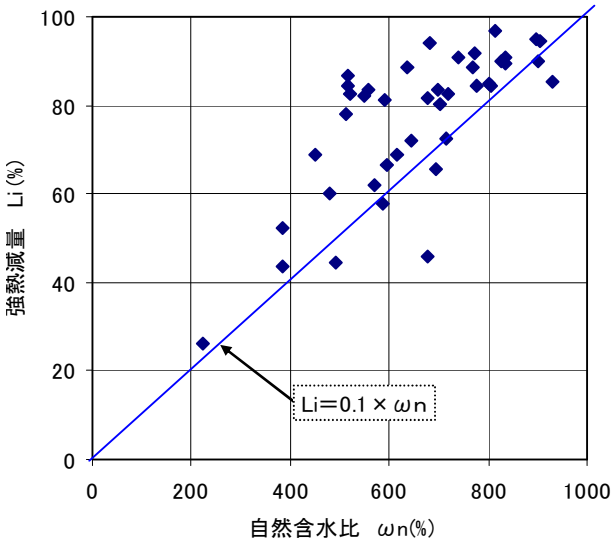
・土粒子の密度はρ_s≒1．6～1．8（g/cm^3）の範囲にあり，一般的な土砂に比べて著しく小さくなる。これは，密度の小さい植物繊維（セルロース）を多量に混入しているためである。



図－３　泥炭（Ｐ層）のＮ値，ｑｃ値，土質試験結果例（厚別区山本地区）

・山本地区では強熱減量が Li＝70 ～ 90(%)と高く，有機物を多量に混入していることを示している。市内に分布する泥炭としては Li が 40(%)以上を示す場合が多い。自然地盤のω_nとLiには，Li＝0.1×ω_n(%)の傾向があるとされるが，図－4の傾向から全体にやや圧密が進行している傾向が認められる。

・データでは示していないが、ω_nが 400％以上を示す泥炭の湿潤密度は，10(kN/m^3)前後と著しく小さくなる。また，間隙比eは極めて大きくなり，山本地区ではｅ＝16 を示している。



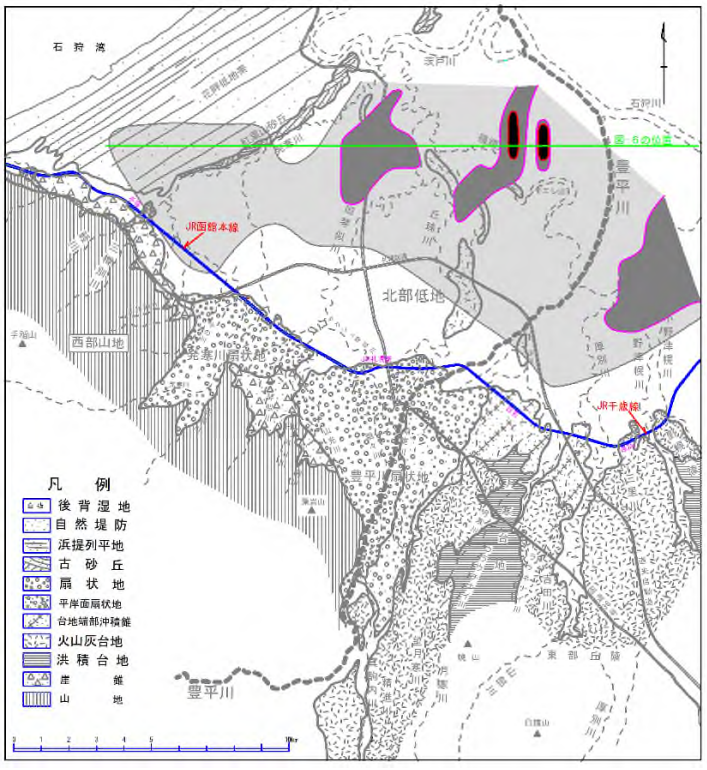
図－４　自然含水比と強熱減量の関係

３．海成粘土（Ｃｍ層）の分布と工学的性質

（１）海成粘土の分布範囲

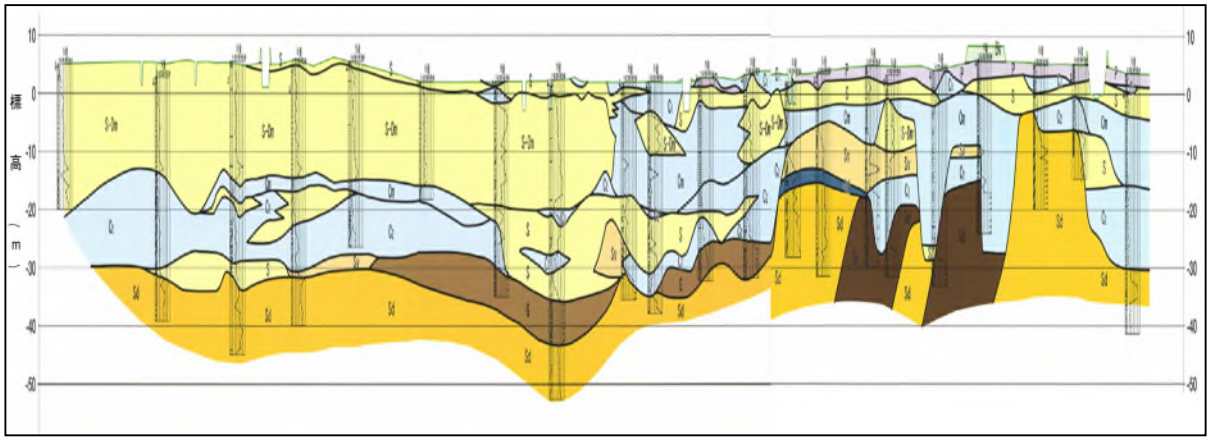
Ｃｍ層の平面的な分布を図－５に，同図に示した位置での地盤断面図を図－６に示した。Ｃｍ層は縄文海進時の約1～0.7万年前に古石狩湾に堆積したと考えられている。ボーリング試料ではこね返すと容易に泥状化する非常に軟弱な黒色系の粘土で，カキ貝などの貝化石を混入することが多い。分布の特徴は以下のとおりである。

①分布範囲は札幌市の北側に広がる沖積低地部で，ＪＲ函館本線～千歳線以北の南北約10km，東西20km であり，隣接する石狩市や当別町に及ぶ。



図－５　海成粘土（Ｃｍ層）の分布

②分布層厚は平均的に10m前後で非常に連続性が良い。北区篠路町では20m以上に達する地域があるが，これは堆積当時の地形を埋積したためであり，層厚が厚い部分は旧河川部のように開析が進んだ地域に相当すると考えられる。Ｃｍ層の上部は砂層（Ｓ層）に覆われることが多く，上面標高は0～-5mを上限として概ね一定であり，現在の海水面を上回ることがないのも海成の堆積物であることを示す根拠と言える。

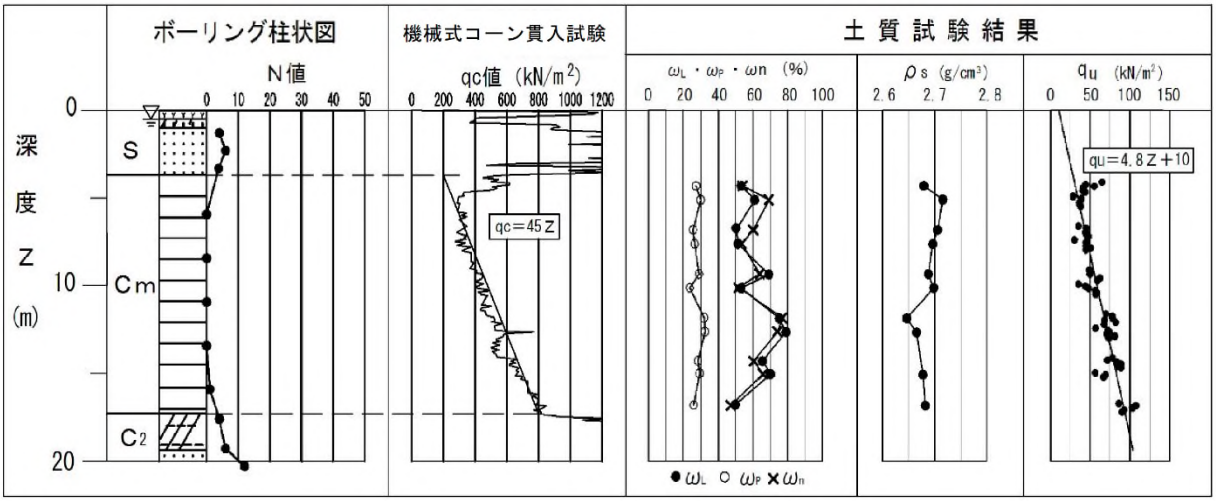


図－６　海成粘土（Ｃｍ層）の分布

（２）海成粘土（Ｃｍ層）の工学的性質

①Ｎ値と qc 値

図－7にCm層を対象として行った「あいの里地区」での調査結果（ボーリング柱状図，N値，qc値，土質試験結果）を示した。Cm層のN値は大半が0～2程度を示し，非常に軟らかい。特に図－7のようにN値が0を示す場合が多く，設計定数の推定で苦慮する場合が多い。機械式コーン貫入試験での qc 値は，qc＝250～800（kN/m²）を示し，qc＝45×Z（kN/m²）（Z：深度）の勾配でほぼ直線的に増加する。N値は0と変化しないが，qc 値は強度の変化を敏感に反映しており，軟弱土に対してはオランダ式二重管コーン貫入試験の様な静的なサウンディングが有効であることを示している。



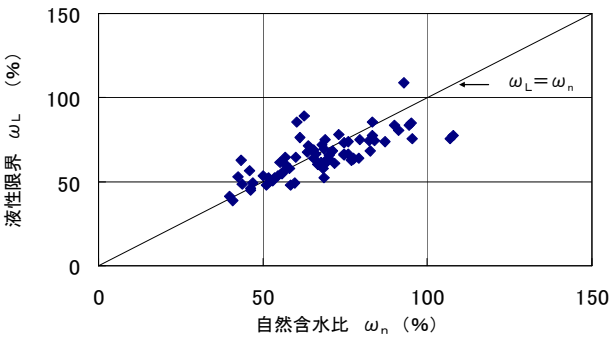
図－７　Ｃｍ層のＮ値，ｑｃ値，土質試験結果例（あいの里地区）

②室内土質試験結果

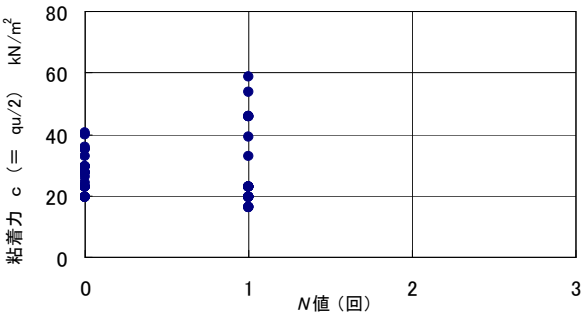
札幌市の北部低地に分布するCm層の室内土質試験結果の特徴を以下にまとめる。

・自然含水比はω n＝40～90（%）を示すものが大半であるが 100（%）となることもある。
・土粒子の密度はρs＝2.65～2.75（g/cm³）の範囲にあり，一般的な値を示している。
・粒度組成は砂分が 10（%）以下で 90（%）以上はシルト・粘土などの細粒土で構成され，工学的分類はほとんどが（CH）に区分される。
・図－7のように自然含水比は液性限界付近に分布し，ω n＞ ω L となることも珍しくない。
・図－8より，一軸圧縮強度 qu も qc 値と同様に深度方向に直線的増加傾向を示す。

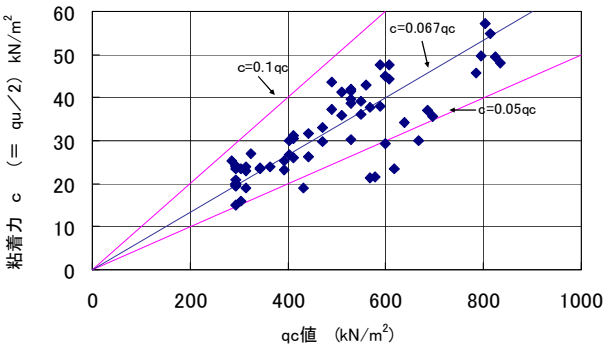
・qu から推定した粘着力cと，N値と qc 値を対比して図－9，10 に示した。N値の場合は粘着力との関係が不明瞭であるが，qc 値とは強い相関性が認められる。図－10 ではc＝（0.05～0.1）×qc（kN/m²）の関係が認められる。



図－８　自然含水比と液性限界の関係



図－９　N値と粘着力ｃの関係



図－10　ｑｃ値と粘着力ｃの関係

４．むすび

①泥炭の分布と工学的特徴は以下のとおりである。

・分布は，南北約 15km，東西約 20km の広い範囲に及び，標高 15mまでの低地部に認められる。層厚は 3mまでが大半であるが，西部や東部の一部では層厚 5m以上と厚くなる。

・N値は０～１，qc＝200～400(kN/m²)と軟弱である。

・強熱減量 Li は 40(%)以上を示すことが多く，自然含水比はωn＝400～1000(%)と非常に高い。

②海成粘土の分布と工学的特徴は以下のとおりである。

・分布範囲は札幌市の北部の南北約 10km，東西20km であり，隣接する石狩市や当別町に及ぶ。層厚は平均的に10m前後で最大層厚は20m以上である。

・自然含水比はωn＝40～90(%)を示すものが大半で，液性限界ωLに近く，ωn＞ωLとなることも珍しくない。

・粘着力cの推定は次式が有効である。

c＝（0.05～0.1）×qc　（kN/m²）

③泥炭と海成粘土の分布や工学的性質を報告したが，今後も調査データを蓄積して，さらに詳細な分布を明らかにしていきたいと考えている。

《引用・参考文献》

1)加藤誠・二ッ川健二・菊池純・松本和正：札幌市の表層地盤と沖積層の構造，土質工学会北海道支部技術報告集第35号 pp82～89，1995.2

火山灰質粘性土の盛土材転用時の地質・地盤リスクへの対応

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　○栃尾　健，田上　裕，田中　淳，宮地　恵一郎
白井　康夫（地質リスク・エンジニア　登録番号 35），東風平　宏（同登録番号 74）

１．事例の概要

九州地方には，黒ボク，赤ボク，灰土，豆っこ等と呼ばれ，特殊土として扱われる火山灰質粘性土が広く分布している。火山灰質粘性土は，地山では安定しているが，攪乱に弱く，盛土材として使用するにはトラフィカビリティーの確保が困難で，石灰等を用いた盛土材改良が必要となる場合がある。一方，改良せずとも使用できるものもあり，計画路線内にどのような火山灰質粘性土がどのくらい分布するかが，事業費に与える影響が大きいといえる。本報告では，当地区に分布する火山灰質粘性土に対して，室内試験を実施して盛土材としての分類，改良仕様の検討，強度の評価を行い，適切な対応方法を事前に検討することで盛土材改良費用における地質・地盤リスクの低減に努めた事例を紹介する。

２．事例分析のシナリオ

(1) 対象とする道路の計画

対象とした道路は，九州地方の火山灰質土が広く分布する地域で，尾根や谷が発達し急傾斜地が分布する台地･丘陵地に計画され，橋梁や切土・盛土によって構成される。盛土区間では最大高さ 25m 以上の高盛土があり，切土区間では最大 6 段の長大切土が計画されている。当地特有のリスク抽出のために，道路計画における切土・盛土・橋梁の割合を確認した。対象とする約 17km 区間のうち，切土・盛土の占める割合でみると，図-1 に示す通り，切土の割合が 42%，盛土の割合が 46%と併せて 88%がとなっており，切土・盛土に関わる地質・地盤リスクが事業に与える影響が大きいといえる。

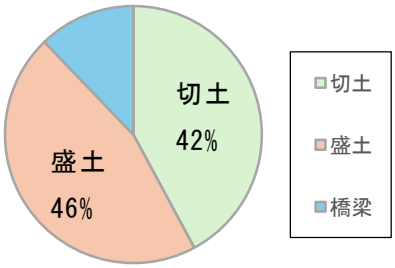


図-1　道路計画における切土・盛土の割合

(2) 火山灰質粘性土の盛土材としての分類

諸戸の研究[1)]によると，火山灰質粘性土をトラフィカビリティーの面から分類を行おうとすると，従来の塑性図を用いた分類では十分ではなく，自然含水比 w_n と液性指数 I_L で分類する方法が提案されている。図-2 に中九州横断道路において，この手法を用いて火山灰質粘性土の分類を行った既往の検討事例[2)]を示す。諸戸は，自然含水比 w_n=70%，液性指数 I_L=0.8 に閾値を設け，含水比の高低とこね返しによる強度低下の大小によって，HH，HL，LH，LL の 4 つの領域に分類する方法を提案した。中九州横断道路の事例[2)]では，湿地ブルドーザーで施工可能なトラフィカビリティーを確保するための改良仕様が検討されている。その結果，LL，HL の領域に分類される試料は無処理で流用可能なものが多く，LH，HH の領域に分類される試料は改良が必要となり，特に LH に分類される試料は，添加剤の必要量が多くなる傾向が示されており，諸戸の分類[1)]が九州の火山灰質粘性土にも適用性が高いことが確認されている。このように，事前に火山灰質粘性土を分類しておくことは，地質・地盤リスクへの対応に有効であるといえる。

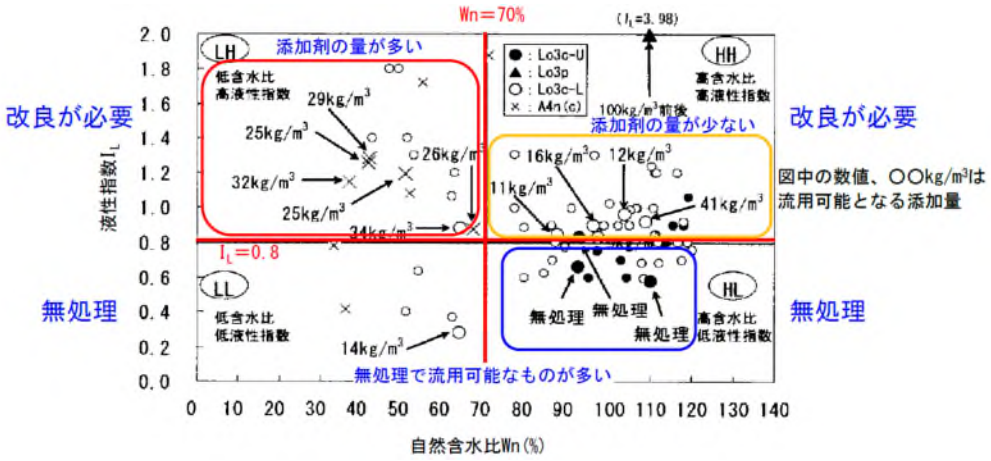


図-2　火山灰質粘性土の自然含水比と液性指数による分類の例（文献[2]に加筆）

(3) リスクへの対応方針

当地区の火山灰質粘性土を盛土材として分類し，分布を把握することとした。そのため，現地で試料採取を行い，物理試験を実施し，既往試料も併せて盛土材を分類した。その後，分類毎に，トラフィカビリティー，盛土の施工性，実現性の観点からコーン試験，配合試験，力学試験を実施し，盛土材として用いるための方法を検討することとした。

３．データ収集分析

(1) 物理試験結果による分類

盛土材が発生する切土の計画位置で試料を採取し，物理試験を実施して分類を行うこととした。妥当性の高い分類を行うために，多くの切土予定箇所から試料採取を行った。分類結果を図-3 に示すように液性指数 I_L と自然含水比 w_n を用いて分類した。試験結果から，液性指数 I_L が高く，そのままでは盛土材として転用が難しい可能性がある火山灰質粘性土が確認された。また，図-2 に示す既往事例と比較すると，I_L が高い箇所が少ない傾向であった。

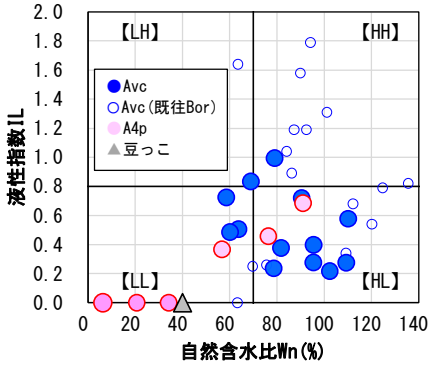


図-3　物理試験結果による採取試料の分類

(2) 盛土材としての強度評価方法

火山灰質粘性土の盛土材としての強度評価については，まず施工が可能か否かをコーン指数によって判定し，トラフィカビリティーの確保が難しい材料は安定処理を行い同試験で最適配合量を決定した。そして同じ条件で供試体を作成して三軸 CU 試験で強度定数を求め，強度評価を行う方法とした。

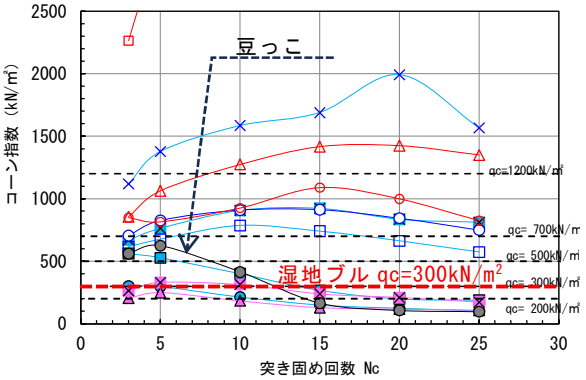


図-4　突き固め回数を変化させたコーン試験結果

(3) 突き固め回数を変化させたコーン試験

トラフィカビリティー判定のためのコーン指数に関しては，液性指数 I_L が 0.8 以上の 8

試料を選定して，自然含水状態で突き固め回数を変化させた締固め試験（コーン試験併用）を実施した。試験は図-4 にしめすように，突き固め回数を 3 回～25 回に変化させた。目標値は道路土工要綱を参考に，施工時に湿地ブルが使用可能な q_c＝300kN/m² として設定した。

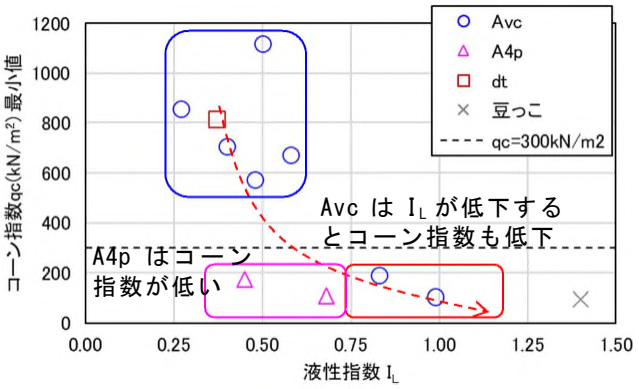


図-5　コーン指数と液性指数の関係

試験結果から，ほぼすべての試料で突き固め回数が多くなるとコーン指数 qc が低下する傾向が見られ，当地区周辺に分布する「豆っこ」と呼ばれる軽石層もオーバーコンパクションによる強度低下の影響が明確に確認された。また，図-5 に示すように火山灰質粘性土の中でも液性指数 I_L が高い試料でコーン指数も低く，オーバーコンパクションの影響が顕著な傾向がみられた。

q_c＜300kN/m² を下回った試料に対して生石灰と石灰系固化剤を用いた配合試験を実施した結果，最低添加量である 40kg/m³ で目標値を達成する結果となった。添加量が同じ場合，石灰系固化剤の方で改良効果が大きいことが確認された。

(4) 盛土材の強度試験

目標となるコーン指数を満足する無処理および配合した試料を用い，三軸 CU 試験を実施して盛土材としての強度評価を行った。三軸試験から得られた強度は平均値で C_{CU}=25kN/m²，ϕ_{CU}=17° であった。この強度を用い，盛土段数を変えた安定検討を行うと，図-6 に示すように 6 段までは許容安全率 Fs=1.25 を満足し，道路計画である盛土高最大 26m まで施工可能という結果が得られた。なお，検討には原地盤の強度は考慮していない。また，集水地形や片切り片盛り等，盛土中への地下水の侵入による盛土の劣化などのリスクは考慮していない。

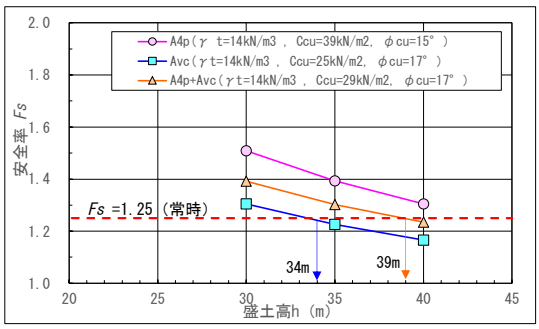


図-6　強度試験結果を用いた限界盛土高さ

４．マネジメントの効果

今回の検討では切土から発生する盛土材料を分類し，効果的な転用を検討したことで，表-1 のマネジメント効果が得られた。今後，地盤の含水状態の季節的な変動の考慮や試料の追加も必要と考えられる。

表-1　マネジメント効果

	内容	金額	その他
リスクを一律に評価した場合	盛土材の区分なし	50 億円	施工時のリスク発現多
リスクを地盤に応じて評価した場合	盛土材を区分	25 億円	施工時のリスク発現少
マネジメント効果	-	25 億円	-

５．データ様式の提案

「地質リスクを回避した事例（A 型）」として，表-2 にデータ様式案を示す。

《引用・参考文献》

1) 諸戸靖史（1993）：火山灰質土の工学的分類，土の判別と工学的分類に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，PP.139～142

2) 田上裕・白井康夫他（2005）:「九州中央区に分布する火山灰質粘性土の盛土材料としての工学的特性」,地盤工学会「土と基礎」53 (6),pp.31～33.

表-2　データ様式（地質リスクを回避した事例；A 型）

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		非公表
	工事名		ー
	工種		切土・盛土
	工事概要		自動車専用道路
	①当初工事費		50 億円（盛土施工分）
	当初工期		ー
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		盛土施工時
	予測されたトラブル		想定外の盛土材改良への対応（トラフィカビリティの低下）
	回避した事象		盛土の再構築，追加改良
	工事への影響		あり
リスク管理の実際	判断した時期		調査・設計時
	判断した者		発注者，調査受注者
	判断の内容		地盤改良の増加
	判断に必要な情報		室内試験による盛土材の分類
リスク対応の実際	内容	追加調査	試料採取，室内試験の実施
		修正設計	ー
		対策工	盛土材改良の事前検討
	費用	追加調査	ー
		修正設計	ー
		対策工	ー
		②合計	ー
変更工事の内容	工事変更の内容		盛土材改良の変更
	③変更工事費		25 億円（盛土施工分）
	変更工期		ー
	間接的な影響項目		ー
	受益者		ー
リスクマネジメントの効果	費用（①－③－②）		25 億円（盛土施工分）
	工期		ー
	その他		盛土材を区分することで，盛土材改良時のリスクが低減された。

大規模地すべりを対象とした地質リスク調査検討事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　○窪木　樹

１．事例の概要

本事例は、地域高規格道路の計画ルートを対象に地質リスクの抽出・分析・評価を行ったものである。ルート上には複数の断層破砕帯、地すべり、土石流等の多様な地質リスクの存在が指摘されていた。さらに、ルート選定にあたっては、防災科学技術研究所により示された大規模地すべりブロックの実在性と活動性判定も課題となった。本論では、以上の課題解決に向けて実施した取り組みと結果の概要を報告する。

２．事例分析のシナリオ

既往調査では、当初計画ルート上でトンネル坑口部と土石流リスクを有す沢筋および地すべり地形との干渉が指摘されていた。このため、道路予備修正設計において、これら事象を回避するための線形変更案が検討された。ただし、この線形変更案では、新たに防災科学技術研究所の「地すべり地形分布図」に記載された大規模地すべりブロックの末端を通過する計画とされた。

以上を踏まえ、両ルートの地質リスクを抽出・検討し、ルート選定に向けた評価を実施した。地質リスクの抽出・検討にあたっては、当初計画ルートと線形変更案双方に対して、既往 LP データ（レベル 1000）から微地形表現図（傾斜量図・CS 立体図）を作成し、危険地形を判読した。さらに、判読した危険地形に対してその実在性とルートへの影響度合いを確認するための現地踏査を行い、最終的な地質リスクを評価することとした。

併せて、線形変更案にて最大のリスクとなる可能性のあった大規模地すべりブロックを対象に、2020 年 7 月豪雨（月間降水量 1,244mm を記録）を挟んだ時期の衛星 SAR 解析を実施し、本地すべりブロックの活動性を評価した。さらに、本大規模地すべりブロックに対するトンネル施工による安全率変化のあたり解析を行った。

以上の検討結果に基づき、当初計画ルートに対し線形変更案が総合的にリスクが小さく、有利となると評価した。

３．データ収集分析

(1) LP データ（微地形表現図）による地形判読結果および現地踏査結果

今回、微地形表現図としてレベル 1000LP データに基づき傾斜量図と CS 立体図を作成した。このうち、傾斜量図に関しては落石等の重力系災害の発生閾値を指標として 6 段階に彩色区分した図面を使用した（図-1②）。例えば不安定落石源（浮石）に関しては、傾斜 60°以上の斜面（≒崖地形）として抽出される。この傾斜量図に基づき、新旧両ルートともトンネル坑口上部斜面に不安定落石源、崩壊地形を抽出するとともに、当初計画ルート上にはトンネル坑口部に干渉する明瞭な地すべり地形（頭部滑落崖等）を見出した。

また、CS 立体図に関しては、地形の凹凸を凹地は青色、凸部は赤色で寒暖強調表示する

ことで、地表部における流水の流れをトレース可能な図面として使用した（図-1③）。この CS 立体図に基づき、当初計画ルートではトンネル坑口（擁壁切土法面上部）に土石流リスクの高い渓流出口が位置することを再確認した（当該渓流上流域には崩壊地形やそれに伴う崖錐堆積物、谷筋には水の流れを示すガリー浸食地形、流末には円錐状に広がる土石流堆積物の分布を判読した）。一方で、線形変更案ではトンネル坑口部には土石流の発生を示唆する危険地形は抽出されず、土石流リスクは小さいことを確認した。

踏査時には、両微地形表現図で抽出したすべての危険地形を現地確認することができた。このうち、ガリー浸食地形を判読した渓流域では流水と多量の倒木の分布を確認したため、土石流が発生した場合の影響度が極めて大きいと判断した。

なお、防災科学技術研究所の地すべり地形分布図で示された大規模地すべりブロックに関しては、微地形表現図による地形判読及び現地踏査においても、明瞭な地すべり変位地形を見出すことはできなかった。また、想定ブロックの末端には土石流堆積物が広く分布していることから、本地すべりブロックが存在する場合にも、すでに発生から相当の年月が経過しており、現況では安定しているものと考えられた。

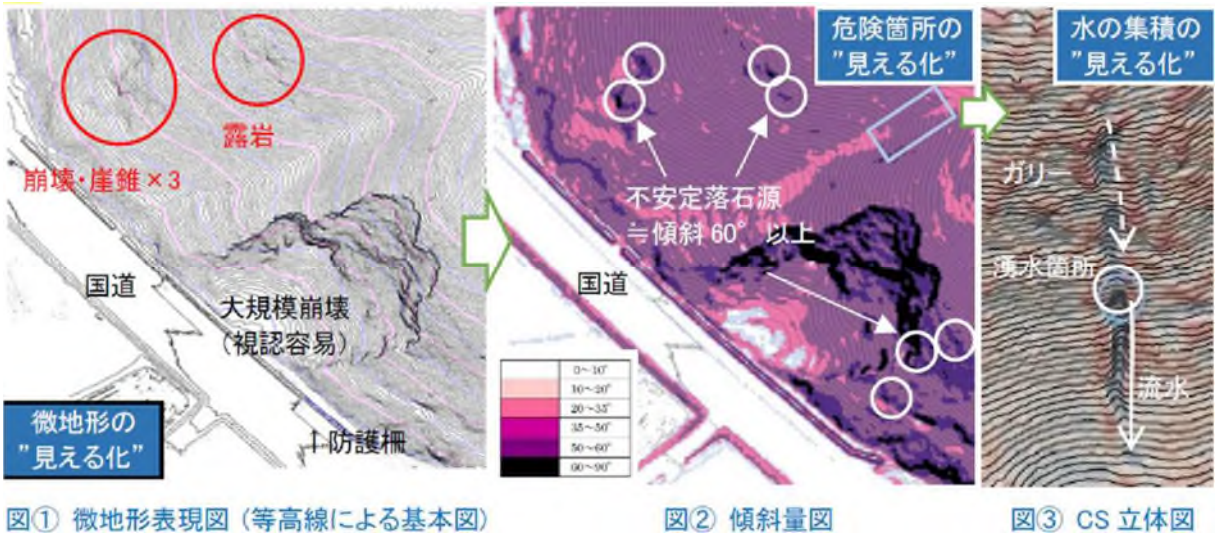


図-1　微地形表現図（傾斜量図・CS 立体図）による危険地形判読例

(2) 衛星 SAR 解析による地すべり変動判定結果

防災科学技術研究所地すべり地形分布図の大規模地すべりブロックを対象に衛星 SAR 解析を実施し、豪雨時の滑動有無を判定した。対象とした豪雨は 2020 年 7 月期（月間降水量 1,244mm）である。また、使用した衛星データは南向軌道の ALOS2（2019/8/18、2020/8/16、2020/11/8 の 3 時期）とした。結果として、対象地すべりブロック範囲および周辺一帯斜面において、2020 年 7 月豪雨を挟んだ時期において有意となる 2mm/月以上の変位は確認されなかった。

(3) ボーリング結果および地すべり安定解析結果

前述の検討とは別途に、線形変更案の計画ルート上 4 地点において地層確認と地すべり

ブロック確認を兼ねたボーリング調査を実施した。ボーリングの結果、防災科学技術研究所により指摘されていた地すべりブロックのすべり面に該当すると思われる破砕帯が、複数のコアで確認された。これらを結んですべり面を想定した場合、従来範囲よりもさらに規模の大きな地すべりブロックが想定されることとなる。周辺地形からは現在滑動している様子は見られないが、少なくとも大規模地すべりブロックの実在性は否定できない結果となった。

そこで、トンネル掘削によりこの地すべりブロック全体に影響があるかを検討するため、斜面安定解析を実施した。その際、衛星 SAR 解析結果と現地踏査結果から現況動いていない岩盤すべりと判断されたため、現況安全率を 1.05 と設定した。結果として、トンネル掘削による安全率の変化は、微小（1.05 より低減無し）であることを確認した。

４．マネジメントの効果

当初計画ルートでは、トンネル坑口部が地すべり地形および土石流リスクの高い渓流出口に干渉する。このため、本ルートを採用した場合、事前に地すべり対策工（抑制工・抑止工）や砂防堰堤の設置が必須となる。一方、線形変更案ではトンネル区間の一部が現在滑動していない大規模地すべりブロックと干渉するため、万一に備えたモニタリング観測施工や事前の水抜きボーリング施工による地下水低下工等が必要と考えられるが、地すべり対策工や堰堤等の設置費用は不要となる。

以上のリスク検討結果に基づき、線形変更案が総合的に有利と判断した。コストに換算すると約 3.5 億円の低減が見込まれた。

５．データ様式の提案

「地質リスクを回避した事例（A 型）」として、表-1 にデータ様式案を示す。

表-1　データ様式（地質リスクを回避した事例；A型）

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		非公表
	工事名		―
	工種		道路トンネル等
	工事概要		新規道路整備
	①当初工事費		―
	当初工期		―
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		道路トンネル施工時
	予測されたトラブル		地すべり・土石流発生に伴う道路被災(工程遅延・事業費増)
	回避した事象		地すべり、土石流など
	工事への影響		―
リスク管理の実際	判断した時期		道路予備修正設計段階
	判断した者		発注者、調査業務受注者
	判断の内容		当初計画ルートからの線形変更
	判断に必要な情報		地質分布及び性状、衛星SAR解析結果
リスク対応の実際	内容	追加調査	ボーリング、詳細地形判読、衛星SAR解析、斜面安定解析
		修正設計	―
		対策工	砂防堰堤、地すべり対策工
	費用	追加調査	―
		修正設計	―
		対策工	―
		②合計	―
変更工事の内容	工事変更の内容		―
	③変更工事費		―
	変更工期		―
	間接的な影響項目		―
	受益者		―
リスクマネジメントの効果	費用(①－③－②)		約3.5億
	工期		―
	その他		―

【GR04】

発電施設における地すべりの地質リスクと対策検討事例

川崎地質株式会社　○山田恵也・榊原信夫・高梨俊行・辻本雅治

１．事例の概要

本松川発電所は、岩手県八幡平市松尾寄木に位置し、松川および焼切川から取水して発電を行う水力発電所である。当発電所は平成 8 年 10 月に運用を開始したが、平成 12 年に取水堰堤の構造物に変状が確認されたことから地質調査および法面対策工に着手した。

平成 14 年には地すべり対策として、アンカー工および排土工を施工したことで地すべり変動は一時的に沈静化したものの、アンカーの荷重が増大傾向を示すため観測業務を再開した。その後も地すべり変動が継続して確認され、平成 25 年には追加のアンカー工、平成 20 から令和 3 年にかけて地下水排除工（集水井工 2 基、横ボーリング工 2 箇所）が施工された。

現在も融雪期に地すべり変動が発生しており、アンカー荷重が年々増加し過緊張となる箇所も確認されている。この原因は、当初の設計で想定していた地すべり面よりも深く、より大きい地すべり荷重が作用し抑止力が不足しているためである。このまま変動が進行した場合、アンカーの破断や取水施設への影響が懸念される。そこで本業務では、アンカーの破断やそれに伴う被災リスクを軽減するため対策工を検討した。

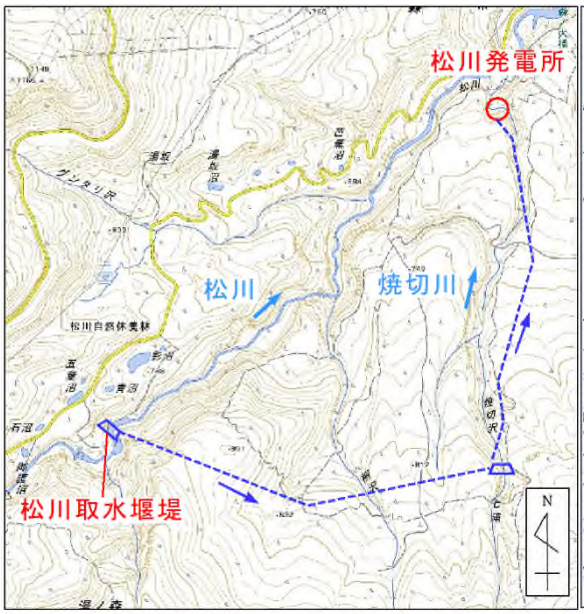


図１　業務位置図 [1)]

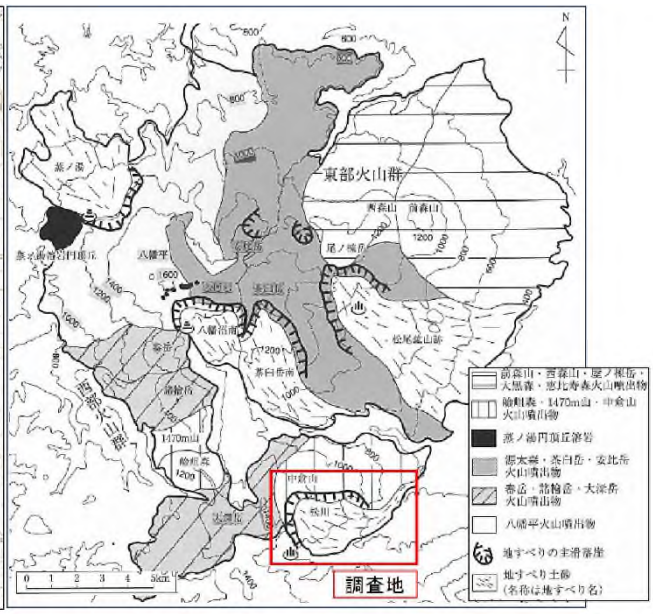


図-2　八幡平火山群の噴出物の分布 [2)]

２．事例分析のシナリオ

(1) 地形・地質概要

当該地は八幡平を中心とする火山群に位置し、周辺には大規模な地すべりが多数発達している。松川発電所取水堰堤は、これらのうちの一つである松川地すべりの末端部に位置し、それに伴って分化した副次ブロックに相当する。

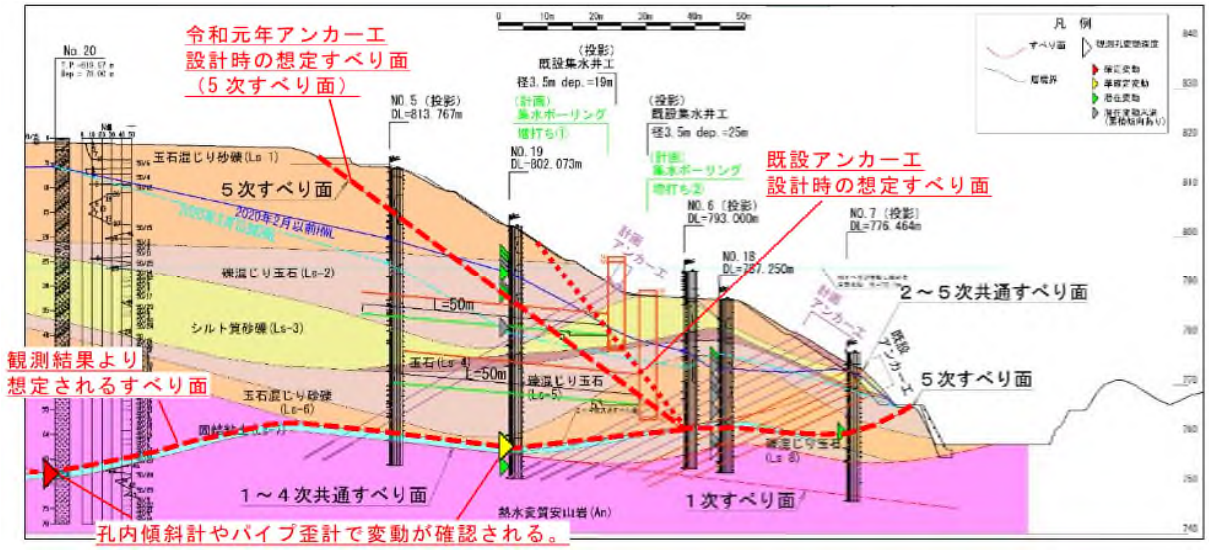


図 3　地質推定断面図および想定すべり面

既往地質調査により得られた当該地すべりの推定地質断面図を図-2 に示す。当該地は、熱水変質安山岩（An）を基盤岩とし、上位に安山岩塊や変質粘土が混合した崩積土層（Ls-1～6）が分布する。崩積土層と熱水変質安山岩の境界には固結粘土（Ls-7）が確認されており、すべり面と推定される。平成 14 年に施工したアンカー工および排土工は、最も末端の 5 次すべりを対象とした対策工である。

(2) 地すべりの素因・誘因

既往資料や文献の収集整理、動態観測結果より考えられる当該地すべりの素因・誘因は以下の通りである。

素因：大規模地すべりの末端部で、副次ブロックが発達しやすい地形
　　熱水変質作用を受けた基盤岩や崩積土が分布する脆弱な地質体
　　過去の地すべり活動による平坦地や窪地、沼といった涵養域の形成

誘因：融雪や豪雨に伴う地下水位（間隙水圧）の上昇と土質強度の低下

3．データ収集分析

(1) 既往対策工検討

平成 14 年施工アンカーの荷重増加を踏まえ、令和元年度にすべり面の見直しと追加対策工の検討が行われた。想定すべり面は既設アンカー工設計時よりも背面側に見直され、安定解析を基に追加対策工が検討された。その結果、既設アンカー工の斜面上部に抑止工（アンカー工）を追加することで所定の安全率を満足することが確認された。

(2) 地すべり動態観測

地すべり変動を把握するため、孔内傾斜計、地中伸縮計、パイプ歪計、地下水位計が設置されている。アンカーの維持管理として荷重計が設置され、5 年ごとにアンカーリフトオフ試験を実施して残存緊張力を観測している。

孔内傾斜計やパイプ歪計の観測結果より、既設アンカー工設計時や既往対策工検討時（5次すべり面）より背面側のすべり面における変動が示唆されている。特に融雪期に変動が確認されており、変動 C～B（潜在～準確定変動）を示す。アンカーは最も荷重が増大している箇所で健全度 C まで進行しており、今後破断の危険性がある。

(3) 対策工の検討

対策工は既設対策工の機能維持・向上を目的に応急対策工として検討を行った。比較検討した対策工は、令和元年度で検討されたアンカーの増打ちと既設集水井における集水ボーリングの増打ちである。動態観測結果より、令和元年度検討時よりも大規模な地すべり変動が示唆されること、既設アンカー工と同様に破断によるリスクが生じることから抑制工による対策工を提案した。

アンカー増打ちは、抑止力を増大させることに加え、既設アンカーにかかる荷重の軽減や分散の効果が期待される。一方、集水ボーリングの増打ちは、移動土塊内に分布する地下水を排水させ、地すべり活動の安定化が期待される。

４．マネジメントの効果

それぞれの概算直工費を算出した結果を以下に示す。集水ボーリング工の場合、アンカー工と比較して概算直工費だけでも 4,250 万円の削減となる見込みとなった。

概算直工費

・集水ボーリング工：4,250 万円（税抜）
・アンカー工　　：8,840 万円（税抜）

また、アンカーの増打ちは令和元年度業務で検討された結果であるため、現在の既設アンカー工の機能や荷重分布状況を確認した上で、増打ちの位置・数量等の検討および設計を行う必要がある。

５．データ様式の提案

本事例は、「地質リスクが発現した事例（B 型)」として、次頁に様式を示す。

B. 地質リスクが発現した事例

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		発電所の維持管理者
	工事名		ー
	工種		ー
	工事概要		ー
	①当初工事費		ー
	当初工期		ー
リスク発現事象	リスク発現時期		リフトオフ試験、地すべり動態観測時
	トラブルの内容		将来的な既設アンカーの破断リスクとそれに伴う法面変状
	トラブルの原因		想定より大規模な地すべり変動
	工事への影響		ー
追加工事の内容	追加調査の内容		地すべり動態観測、地表踏査
	修正設計内容		アンカー詳細設計
	対策工事		アンカー工
	追加工事		ー
	追加費用	追加調査	1,200 万円
		修正設計	440 万円
		対策工	8,840 万円
		追加工事	ー
		②合計	10,920 万円
	延長工期		4 年
	間接的な影響項目		ー
	負担者		発電所の維持管理者
リスク管理の理想像	対応(すべき)時期		アンカー法面の変状前
	対応(すべき)者		発電所の維持管理者
	対応(すべき)内容		対策工、地すべり動態観測、地表踏査
	判断に必要な情報		地すべり動態観測結果
	対応費用	調査	1,200 万円
		対策工	4,250 万円
		③合計	5,450 万円
	想定工事	工事概要	ー
		④工事費	ー
		工期	ー
リスクマネジメントの効果	費用((①+②)-(③+④))		5,470 万円
	工期		3 年
	その他		調査は対策工施工後の地すべり動態観測を想定

《引用・参考文献》

1) 国土地理院地図 GSI Maps（に加筆），（最終閲覧日 2025 年 6 月 5 日）

2) 日本の地形 3　東北（2005）：東京大学出版会，p.155.

大規模盛土の地盤安定性評価における地質調査の重要性

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング　○廣川　開、三浦　理司、
鎌田　佳苗

1. 事例の概要

本事例は、大規模盛土造成地において安定対策設計のために実施された補足調査、解析である。補足調査では、盛土下部の軟弱層の正確な分布と土質強度を把握することが求められた。そこで、表面波探査では起振方法を工夫し、GL-20m 以深の軟弱層範囲を把握し、詳細なボーリング調査で各軟弱層の土質試験から土質定数を設定し、精度の高い安定解析を実施した。その結果、概略検討で想定した安定対策は不要であると判断された。詳細調査による地盤評価は、過剰な対策を防ぎ、事業工程を含めた、全体コストの最適化に寄与することを再認識したものである。

２. 事例分析のシナリオ

本事例は、**図-2** に示す形状の軟弱地盤上の高盛土造成地の調査である。この盛土は 1983～1986 年に造成されており、西側末端に擁壁（間知ブロック）がある。当該地の地形は某河川によって開析された氾濫平野にあたり、腐植土や腐植土混じりの粘性土などの軟弱粘性土が層厚 12m 程度堆積している。

盛土造成から約 30 年後の 2017 年度に法肩部で水平変位、2019 年に擁壁（間知ブロック）でクラックの変状が確認され、概略調査・解析の結果、これらの変状は円弧すべりに起因するものであり、対策工法の検討が必要であると評価された。

概略解析における強度定数の設定では、Ap 層 No.1 地点における粘着力 25.7kN/m² を沖積粘性土の全層に採用し、25.7kN/m² を基準に各層ごとに強度増加率 m（粘性土＝0.3 有機質土＝0.2）に基づいて強度定数を推定する手法が用いられた。この設定は推定値に依存しており、実際の地盤強度に対して過小な評価を示している可能性があると考えられた。

本業務では、表面波探査で軟弱層の範囲を特定し、法尻部、中腹部、盛土上部でそれぞれ実施した詳細ボーリング調査より、土質強度定数を再設定し、再現性の高い安定解析を実施した上で、安定対策の可否について検討した。

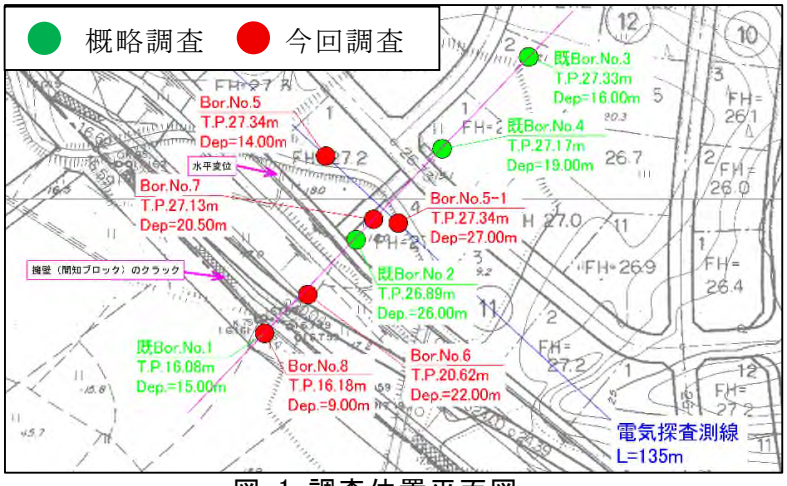


図-1 調査位置平面図

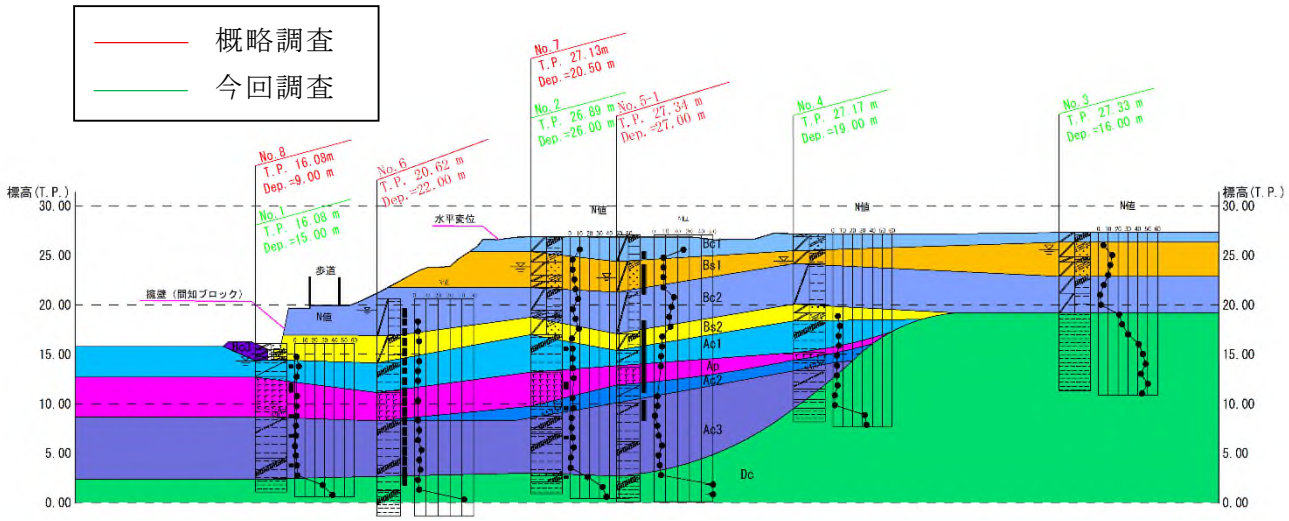


図-2　推定地層縦断図

３．データ収集分析

(1) 変状の再評価

法肩部では、**写真-1** の歩道部で大きな段差が発生しているが、**写真-2** に示すように坂路には亀裂やクラックが確認されず、斜面小段に設置された水路にも押出などの変状が確認されていないことから、法肩部の変状は、肩部のみ限定されたものだと判断された。

擁壁部では、**写真-3** に示すように水平に亀裂が走っており R2 年度に目地充填がされている。変状がみられる擁壁上部は集水地形となっており、擁壁背面が空洞化していることが確認された。**写真-4** の水抜き孔には土砂の流出していることと水平亀裂の範囲と背面の空洞化している範囲は一致しているため、擁壁の変状は背面空洞が原因であると考えられた。



写真-1　法肩部の変状



写真-2　中腹部の坂路



写真-3　擁壁の変状



写真-4　水抜き孔

(2) 表面波探査結果

図-3 に S 波速度断面図を示す。本業務では一般的なカケヤを使用せず、起振機により連続した振動を発生させ GL-20m 以上の深度の軟弱層境界を明確に判断することができた。軟弱層の下端深度は L＝25m であることが確認された。

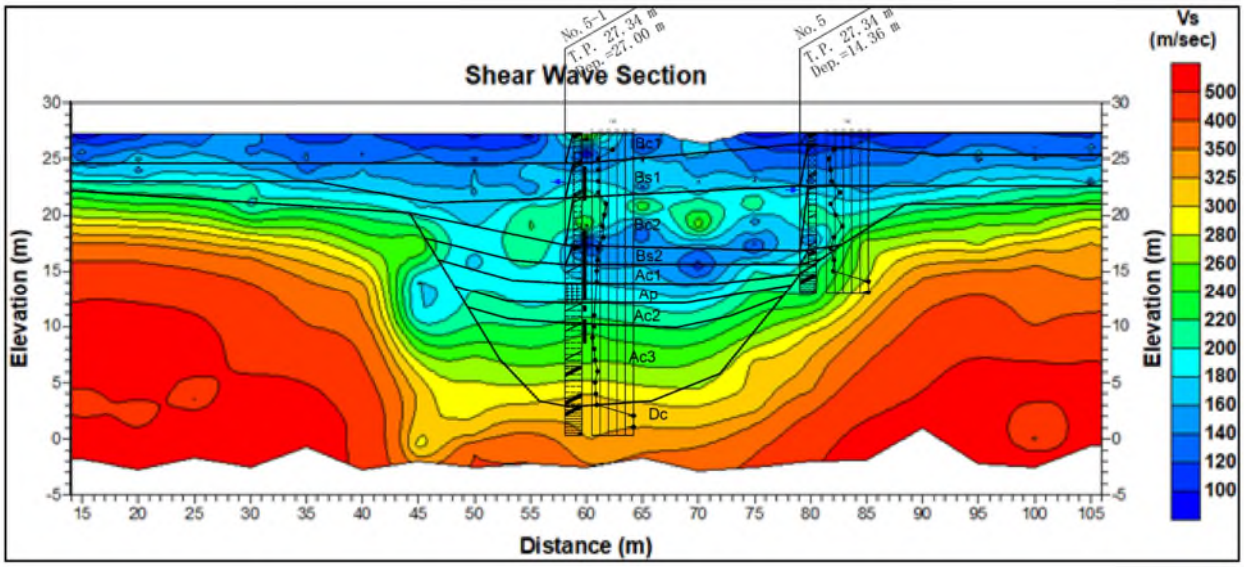


図-3　表面波探査結果

(3) 軟弱層の強度定数の評価

今回の調査では、各軟弱層の強度および強度増加率を詳細に確認するため、法尻部、中腹部、盛土上部の各地点で、各軟弱層を対象に三軸圧縮試験（CU）を実施し、土質強度定数を求めた。**図-4** に Ap 層のモール円、**図-5** に軟弱層の定数の比較図を示すが、概略時と比較すると強度増加率、粘着力が 20kN 程度大きい値を示し、概略時で設定した強度定数は、かなり安全側に設定していたことを確認した。

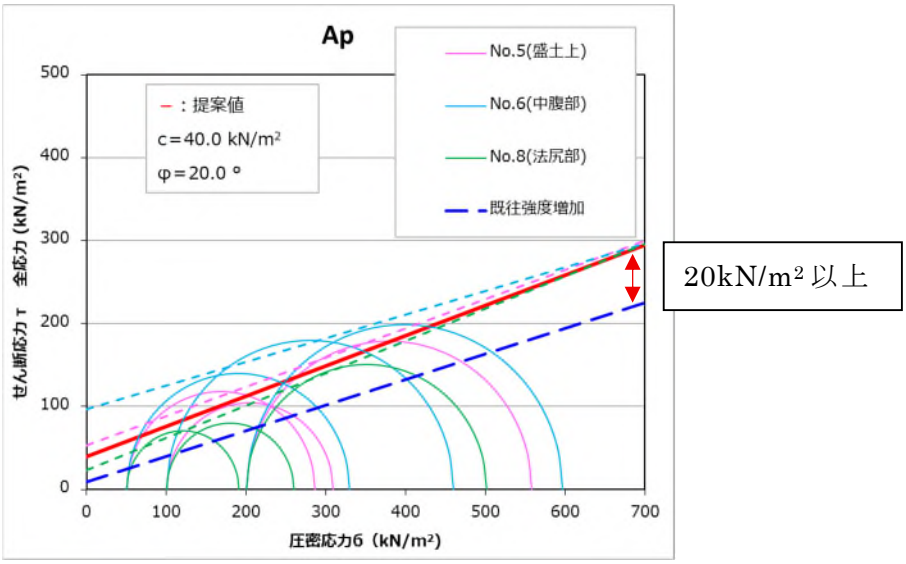


図-4　モール円重ね合わせ（Ap 層）

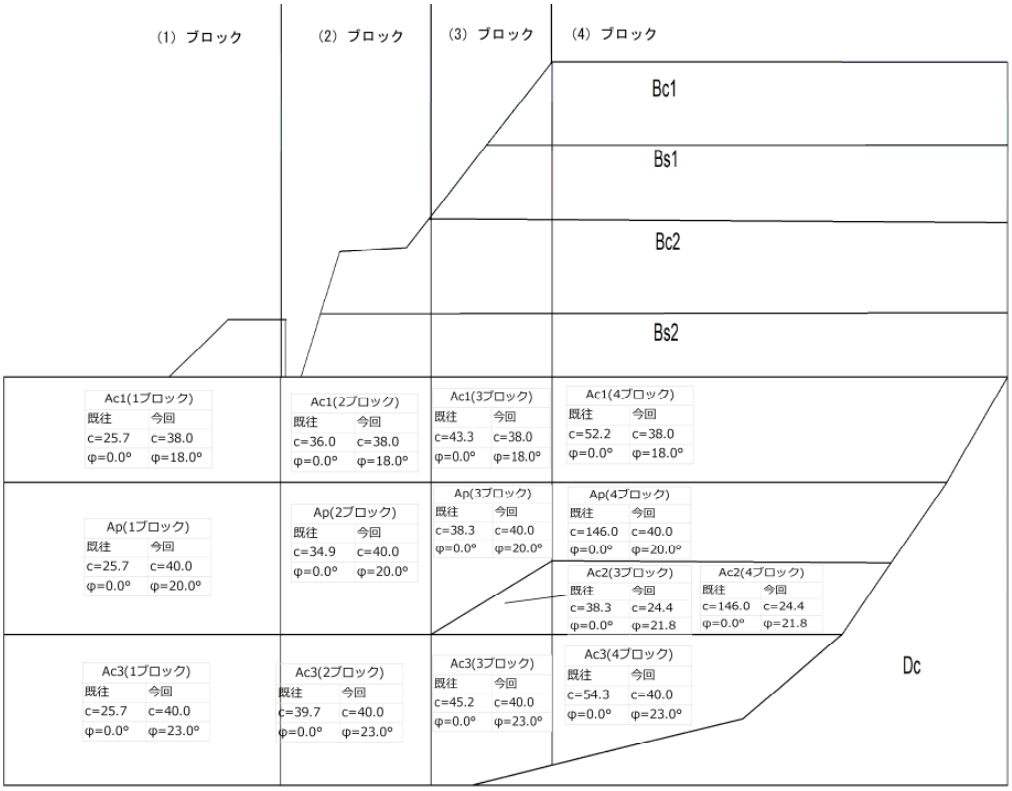


図-5　地盤定数比較図

今回設定した定数で現況解析を実施した結果を**表-１**に示す。前述で示したように、各軟弱層の強度定数は、概略時よりも大きい値を設定することとなり、常時、地震時ともに「盛土等防災マニュアルの解説」1）による許容安全率を満足することから、大規模盛土の常時、地震時の安全性は確保されていることを確認した。

表-1　安定解析結果

条件		最小安全率	判定
円弧すべり	常時（Fs≧1.50）	2.239	OK
	地震時（Fs≧1.00）	1.114	OK
複合すべり	常時（Fs≧1.50）	2.425	OK
	地震時（Fs≧1.00）	1.135	OK

(4) 変状の原因特定

盛土法肩の変状と擁壁との変状は①すべり破壊による変状と②圧密沈下による変状の可能性が考えられたが、現地踏査の結果から盛土法肩の変状と擁壁との変状は連動しておらず、安定解析結果より、①すべり破壊による変状の可能性は否定された。

②の圧密沈下による変状について確認するために、盛土の下位に堆積する各軟弱層を対象に圧密試験、間隙水圧試験を実施した。間隙水圧測定から過剰間隙水圧は発生していないこと、圧密試験から現状の有効応力に建物荷重を考慮した場合においても安定していることが確認され、盛土の下位に堆積する軟弱層の圧密沈下は終息し、安定した状態であると判断された。

変状の要因として、法肩部は盛土の締固め不足と地下水の影響、擁壁部は土砂流出に伴う背面空洞化によるものと結論づけられた。

４.マネジメント効果

本調査は、概略検討で想定された安定対策に対して、詳細な地盤情報を取得し安定対策が不要であると結論づけた事例である。

概略検討では必要な安定対策として、深層混合処理工法が採用され約 2.8 億の工事費が見積もられた。

このプロセスを通じて、詳細調査と再現性の高い解析によって、地質リスク（想定していた安定対策の必要性）を回避し、全体コストの最適化と効率的な事業運営に大きく貢献できることを示すものである。

５．データ様式の提案

「地質リスクを回避した事例（A型)」として、表-2 にデータ様式案を示す。

表-2　データ様式（地質リスクを回避した事例； A 型）

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		非公表
	工種		宅地造成
	工事概要		大規模盛土造成
	①当初工事費		調査、検討費 1000万円 対策工事費 2.8億円
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		概略調査検討時
	予測されたトラブル		盛土安定対策
	回避した事象		盛土安定対策工事の回避
	工事への影響		ー
リスク管理の実際	判断した時期		詳細調査検討時
	判断した者		発注者、調査・検討受注者
	判断の内容		詳細地質調査の実施
	判断に必要な情報		地質分布及び性状
リスク対応の実際	内容	追加調査	追加ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ、室内試験の実施 表面波探査
	費用	追加調査	1700万円
		②合計	1700万円
変更工事の内容	工事変更の内容		対策不要
	③変更工事費		0
	間接的な影響項目		ー
	受益者		
リスクマネジメンの効果	費用（①－③－②）		-2.7億円
	工期		ー
	その他		より詳細な調査を実施することにより過度な対策工事の実施を回避することができた。

《引用・参考文献》

1） 盛土等防災研究会（令和 5 年 11 月 20 日）：盛土等防災マニュアルの解説〔Ⅰ〕p. 12

深層学習による微地形表現図を用いた斜面変動箇所の抽出

中央開発株式会社　○竹田　和弘，西村　修一，上原　大二郎，田中　風羽
立命館大学　伊藤　真一，髙野　寧々

1. はじめに

道路災害のリスク抽出には，三次元点群データ等から作成された微地形表現図を用いることが基本とされている[1]．また，広域災害の際には，迅速に被害の全容を把握する必要がある．しかし，技術者が地形判読を行う場合，時間を要し，熟練度によって判読結果に個人差がある．

そこで，効率的かつ客観的な地形判読を目的に，画像認識の分野で実績のある深層学習の方法である Convolutional Neural Network（以下，「CNN」）を用いて，CI マップ[2]から斜面変動箇所を抽出するモデルの構築を試みた．なお，これは地形判読作業を代替するのではく，技術者が最終的な判断をすることを支援するものである．

CI マップは，収束度（Convergence Index）という傾斜方向を利用し谷・尾根を抽出する画像（緑→黒→赤）と，傾斜量の画像（灰→暗赤）を加算合成して作成する．急斜面は赤褐色，尾根は赤，谷は緑に発色する．今回はともに地震で斜面変動が多発した2地域（A 地域，B 地域とする）の発災後の DEM（メッシュサイズ0.5m）[3) 4)]を使用した．A 地域ではテフラすべり[5)]，B 地域は北半分で急傾斜地の崩壊，南半分では地すべりが多い[6)]．

2. 解析手法

本研究では，既往の研究[7)]で使用されたプログラムを採用し，学習データにおける入力データと正解ラベル（図-1の青のプロット）を与えて CNN モデルを構築した．入力データと正解ラベルの与え方の概念図を図-2に示す．

正解ラベルは崩壊箇所に該当するかどうかを示すものである．既往の手法[8)]を用いて，実際の判読結果をもとに，崩壊箇所であればラベルを1とし，そうでなければラベルを0となるよう作成した．本研究では「5m×5m」「10m×10m」の2種類を用意した．なお，判読結果に関しては，A 地域は国土地理院の情報[9)]を参考に技術者が判読し，B 地域は林野庁の公開データ[6)]を利用した．

正解ラベルに対して，その周辺の CI マップの色情報（RGB）を入力データとして与える．大きさは「40m×40m」「80m×80m」「160m×160m」の3種類用意した．

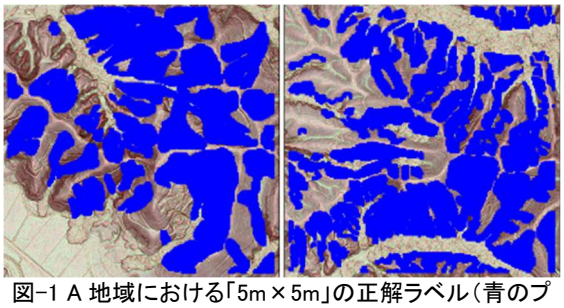


図-1 A 地域における「5m×5m」の正解ラベル（青のプロットで表現し，CI マップと重ねて表示）（左：学習データ，右：テストデータ）

今回，正解ラベルと入力データの合計6種類の組み合わせから，モデルの構築に最適な正解ラベルと入力データを検討した．検証結果の出力に関しては，正解ラベルが崩壊箇所に該当する場合は1，該当しない場合は0に近づくようモデルに学習させた．

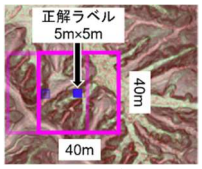


図-2 入力データと正解ラベルの与え方の概念図（正解ラベル「5m×5m」入力データ「40m×40m」の場合）

3. モデルの構築と検証（A 地域）

A 地域の1km×1km の範囲（図-3の赤枠）を学習データ，別の1km×1km（同 緑枠）の範囲をモデルの精度を検証するためのテストデータとして用いた．また，黒枠の2km×2km の範囲をモデルの精度の確認に用いた．

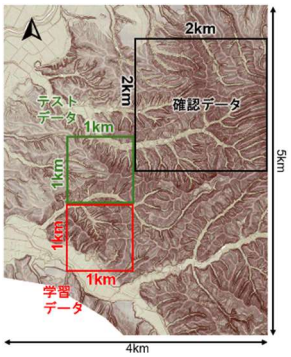


図-3 A 地域の学習データとテストデータ

A 地域では，滑落崖が平面図上では非常に狭いことから，滑落崖と露出したすべり面を合わせて判読し，これを“正解”とした．

(1) 適切な正解ラベルと入力データの検討

正解ラベル「5m×5m」と「10m×10m」の場合の，入力データサイズ別の予測結果の比較を図-4に示す．

正解ラベル「5m×5m」「10m×10m」いずれも全体的に崩壊箇所を再現できているが，「10m×10m」の場合，正解ラベルが「粗く」なった分，主に末端部で精度が低下したと思われる．

正解ラベル「5m×5m」のうち，入力データ「160m×160m」は輪郭が不鮮明になっている．一方で，「40m×40m」と「80m×80m」は微細な崩壊まで再現できていると思われる．

入力データサイズ「40m×40m」と「80m×80m」の混同行列を表-1，表-2に示す．深層学習による地形判読を一次スクリーニングと位置付ける場合，偽陽性（＝誤抽出）はある程度許容できるが，偽陰性（＝見逃し；表の黄色着色）は少ない方が好ましい．ここでは偽陰性が少ないのは「40m×40m」であったため，「正解ラベル：5m×5m，入力データ：40m×40m」を最適なモデル（以下，「A モデル」）として選定した．

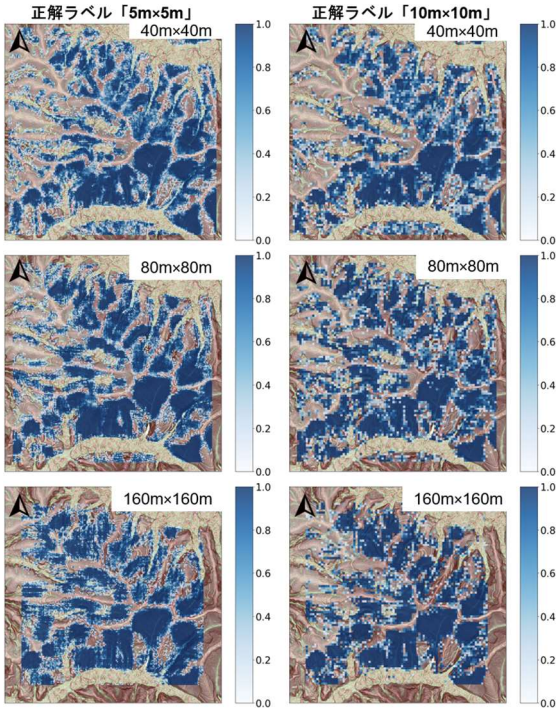


図-4 入力データサイズ別の予測結果の比較

表-1 入力データ「40m×40m」の混同行列

		予測	
		非崩壊箇所	崩壊箇所
正解	非崩壊箇所	17791	3116
	崩壊箇所	3756 (23.5%)	12201(76.5%)

表-2 入力データ「80m×80m」の混同行列

		予測	
		非崩壊箇所	崩壊箇所
正解	非崩壊箇所	16242	2652
	崩壊箇所	5071 (33.9%)	9891 (66.1%)

(2) 精度の確認

A モデルを確認データへ適用した結果を図-5に示す．全体的に崩壊箇所を再現できているが，偽陽性や偽陰性が見られる．偽陰性箇所は移動距離が小さい地すべりであり，当地域の斜面変動の典型であるテフラすべりとはCI マップの“顔つき”が異なるためだと思われる．

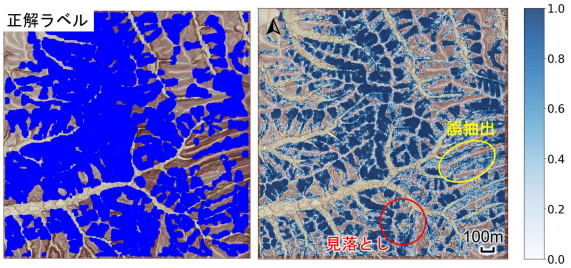


図-5 確認データへ適用した結果

4. B 地域への適用

A モデルを B 地域（2.5km×2.5km）へ適用した結果を図-6に示す．B 地域の“正解”は，急傾斜地の崩壊と地すべりを合わせたものである．堆積域は含んでいない．

推定の結果は精度が低く，崩壊箇所の再現ができていない．北半分では急傾斜斜面における偽陽性，南半分では地すべり発生個所の偽陰性が多い．前述のとおり A 地域と B 地域では斜面変動のタイプが異なることが原因であると思われる．

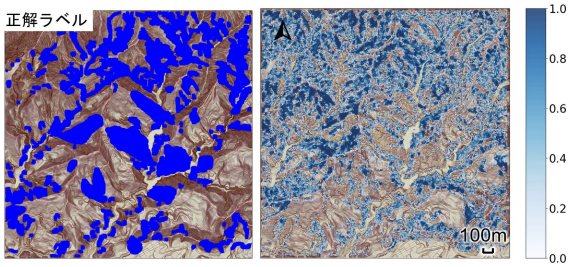


図-6 B 地域へ適用した結果

5. 今後の課題

入力データと正解ラベルの適切なサイズは，崩壊のサイズによって変わる可能性があるため，サイズが違う地域で検証し，最適化を図る必要がある．また，地域を問わないモデルの構築には，多様な斜面変動を学習させ，予測も斜面変動のタイプごとに行う必要があると考える．

《引用・参考文献》

1) 国土交通省(2021)：三次元点群データを活用した道路斜面災害リスク箇所の抽出要領（案）．
2) 上原大二郎，西村修一，田中風羽，竹田和弘（2024）：収束度(Convergence Index)を利用する微地形表現図「CI マップ」の考案，第59回地盤工学研究発表会．
3) G 空間情報センター：【北海道】航空レーザーデータ(H30厚真地区）．https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/hokkaido-h30atumachiku（最終閲覧日:2025.6.5.）
4) G 空間情報センター：林野庁・数値標高モデル DEM0.5m（能登地域2024）．https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/rinya-noto-portal/resource/319321e7-4521-4fd2-b531-be1eb29412b2（最終閲覧日:2025.6.5.）
5) 田近淳，千木良雅弘，小池明夫，金秀俊，石丸聡，雨宮和夫（2020）：2018年北海道胆振東部地震によるテフラ層すべりと人的被害，日本地すべり学会誌，pp.203-209.
6) G 空間情報センター：林野庁・崩壊箇所等判読結果（能登地域2024）．https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/rinya-handoku-2024（最終閲覧日:2025.6.4.）
7) 田中一宇，藤門裕武，伊藤真一，西村修一，上原大二郎，王寺秀介（2023）：CNN による微地形表現図に基づいた道路斜面災害リスク箇所の抽出，令和5年度日本応用地質学会 研究発表会．
8) 藤門裕武，伊藤真一，岩田直樹，鹿瀬一希，清水則一，酒匂一成（2022）：SAR 画像と地形的特徴を用いた CNN による崩壊地形判読モデル構築，第11回 土木災害に関するシンポジウム論文集，pp.173-178.
9) 国土地理院：平成30年(2018年)北海道胆振東部地震に関する情報 斜面崩壊・堆積分布図．https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30-hokkaidoiburi-east-earthquake-index.html#10（最終閲覧日:2025.6.4.）

関西地質調査業協会「AI と地質プロジェクト」についてのご紹介

一般社団法人　関西地質調査業協会，中央開発株式会社　○彦坂　千遥
株式会社タニガキ建工　谷垣　嘉基
応用地質株式会社　村上　みなみ
立命館大学　小林　泰三，伊藤　真一

1. はじめに

近年，AI 技術の発展によって様々な業界で AI を活用する動きが加速している．地質調査の分野においても，AI や DX を活用した業務の効率化を図るべく，関西地質調査業協会では，2024 年 6 月に，協会の若手・中堅技術者を中心として「AI と地質プロジェクト」を発足した．本プロジェクトでは，有識者の指導を受けながら，地質分野での AI の活用方法を探っている．本稿では，プロジェクトの発足から初年度の活動内容について紹介する．

2. AI の基礎についての学習

AI：Artificial Intelligence（人工知能）とは，人間の知能を再現したコンピューターシステムやソフトウェアの総称とされる．AI を使用することで，人間には扱いきれない大量のデータを短時間で処理し，人間のような画像認識，言語処理，問題解決を行うことが可能となる．

プロジェクトメンバーのほとんどは，AI の活用に興味や関心を持っているものの，プログラミングや AI 開発については未経験であった．初年度の活動では，はじめに勉強会で有識者の指導を受け，AI の基礎について学習した．勉強会の様子を写真-1 に示す．



写真−1 定例勉強会の様子
（立命館大学うめきた ROOT より）

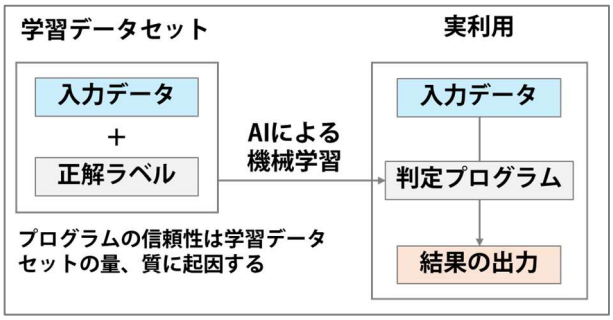
3. プログラム構築の演習

AI についての基礎を学習したのち，プログラム開発に向けて，実際にプログラミングツールを用いての演習を行った．演習課題は，深層学習（ディープラーニング）を使ったクラス分類問題や回帰問題を取り扱った．使用するツールは，広く利用されているプログラミング言語である Python であり，プラットフォームには「Anaconda」を用いる．Python はユーザーが多く，オープンソース化されていることから，プログラミング言語を覚えなくても，簡単にコードを作成することが可能である．併せて，総合開発環境である Sony 社の NNC（Neural Network Console）を使用する．NNC では，各ライブラリをドラッグ＆ドロップで組み合わせることで，視覚的，感覚的なプログラムの構築が可能である．

演習では，互いに分からない部分を教えあったり，インターネット上のサイトや動画を参考にしたりすることで，プログラミングの基礎技術を学んだ．最初は難しく感じるメンバーが多かったものの，取り組み始めると，意外と感覚的に分かりやすいと感じるものであった．プログラミングは，想像よりも気軽なツールであり，必要以上に気負わずに，まず取り組んでみる，実践の姿勢が重要であると考える．

4. プログラム開発の流れ

学習したプログラミング技術を用いて，地質調査に活用できるプログラムの開発に取り組む．プログラム開発の流れを図-1 に示す．開発では，AI に膨大なデータを読み込み，データ間の複雑な関係性を学習させることで，目的とするパラメータの算出や判定が可能なプログラムを構築する．プログラムの開発には，正解既知の学習データセットが大量に必要となる．例えば，画像から岩種（花崗岩 or 安山岩）を判定するプログラムの開発は，花崗岩か安山岩かが判明している画像(学習データセット)を読み込み，その特徴を AI に学習させることで岩種の判定を行う．この際，岩種の判定は，学習データから抽出した特徴にのみ基づいて実施されるため，信頼性の高いプログラムを構築するには，確実に正解である学習データを用いることが重要となる．



図−1 プログラム開発の流れ

5. 研究テーマの設定

土木分野での AI の活用方法としては，画像による岩種判定や粒度判定，ボーリングデータからの力学パラメータ推定等，様々な用途が考えられる．本プロジェクトでは 5 班に分かれて，班ごとにテーマを設定し，プログラムの開発に取り組むこととした．業務での実用を目指し，以下の 2 点を考慮してテーマを設定した．

(1) 学習データセットの入手の実現性

プログラム開発において，大きな課題となるのが学習データセットの入手である．信頼性の高いプログラムを開発するためには，膨大な学習データセットの確保が必要となるが，データ入手のための試験や測定の実施には大きなコストがかかる．そのため，学習データセットの入手にかかる費用，作業時間等を考慮したテーマを設定した．例えば，ボーリング調査のデータが必要なテーマでは，利用できる既存ボーリングデータがあるか等，既存資料の活用等も検討した上で，テーマを設定した．

(2) プログラムの業務での有用性

テーマの設定では，業務での有用性も考慮した．有用性の高いテーマは，AI の強みを生かしたテーマであると考えられる．AI の特徴について，表-1 にまとめる．AI の強みを生かせるテーマとしては，膨大なデータ処理の自動化や，技術者の判断によってばらつきが生じやすい定性的な事象についての判定等が考えられる．

一方で，算出過程がブラックボックス化してしまう点にも留意が必要である．出力結果が何を意味するのか，どの程度信頼できるものであるのかについては，技術者の判断が必要となる．

このような AI の特徴を踏まえて，AI によるプログラム出力結果を最終的な意思決定として用いるのではなく，単純かつ量の多い作業の短縮や，技術者の判断材料としての利用が目的となるようにテーマを設定した．各班が設定したテーマを表-2 に示す．

表-1 AI の特徴

AI の強み	留意点
膨大な量のデータを短時間で処理できる	プログラム開発では大量の学習データセットが必要
人間では検出が難しい特徴や事象間の相関関係を抽出可能	判定結果の解釈には人間の判断が必要（相関関係≠因果関係）
ライブラリ化，オープンソース化されているため，プログラムの作成が容易	計算過程がブラックボックス化しており，結果の信頼性が不明瞭な部分がある

表-2 各班の研究テーマ一覧

1 班	①	ピエゾ素子を用いた地盤特性の推定
	②	振動データ（室内試験データ）
	③	地盤特性
	④	時間を要する室内土質試験の効率的なデータの推定
2 班	①	削孔時の振動データを用いた地盤判定
	②	掘削時の振動音（柱状図：地層区分）
	③	地層区分
	④	ノンコア区間の地盤判定の補助
3 班	①	コア写真を用いた岩石コアの岩級区分判定
	②	コア写真（柱状図：岩級区分）
	③	岩級区分
	④	評価の統一化，説明資料への活用
4 班	①	地形分類の高精度化（高精度 LP 地形図を用いた地形種の判定）
	②	10mDEM：標高，傾斜度，地上開度，地下開度（既存の治水地形分類図）
	③	地形種
	④	地形判読の補助，システム公開による防災意識の向上
5 班	①	コア写真を用いた RQD や最大コア長の認識
	②	コア写真（柱状図：RQD，最大コア長）
	③	RQD，最大コア長
	④	評価の統一化，作業時間の短縮

※①：研究テーマ，②学習データ（正解ラベル），③判定結果，④活用目的

6. 今後の展望

プロジェクトの今後の展望を図-2 に示す．プロジェクトの発足初年度では，AI の基礎学習や研究テーマの設定を実施しており，次年度以降は，月に 1 度の Web 会議と 3 カ月に 1 度の対面での全体会議を行い，進捗や課題点を共有しながら，各班で研究を進める予定である．研究過程は，全地連技術フォーラムで発表し，2027 年での公開，実用化を目指す．



図-2 今後の展望

関西地質調査業協会「AI と地質プロジェクト」による 5 つの試み

一般社団法人 関西地質調査業協会，株式会社復建技術コンサルタント　○川尻　啄真
ハイテック株式会社　岩田　克彦
応用地質株式会社　大藪　剛士
立命館大学　小林　泰三，伊藤　真一

1. はじめに

近年急速に発展している AI 技術は，様々な分野で活用されており，最近では建設業界においても導入されるケースが増えている．（一社）関西地質調査業協会では，AI 技術を地質調査の分野においても活用すべく，将来を担う若手・中堅技術者を募り，2024 年 6 月に「AI と地質プロジェクト」を発足した．

2. 研究テーマについて

本稿では，プロジェクトとして始動した 5 つの試み（1 班：ピエゾ素子を用いた地盤特性の推定，2 班：削孔時の振動データを用いた地盤判定，3 班：コア写真を用いた岩石コアの岩級区分判定，4 班：地形分類の高精度化(高精度 LP 地形図を用いた地形種の判定)，5 班：コア写真を用いた RQD や最大コア長の識別・出力）についての概要を紹介する（表-1 参照）．

(1) 1班:ピエゾ素子を用いた地盤特性の推定

① テーマ設定の経緯

ボーリング調査で採取した乱れの少ない試料から，土質の物理および力学特性を把握するためには室内土質試験を実施する必要があり，試験結果が出るまでに1～2週間要するのが現状である．これらのデータ取得の時間短縮・効率化を目的として，アクティブ音響センシング技術を用いて乱れの少ない試料から地盤特性の推定を試みる．

アクティブ音響センシングとは，圧電スピーカと圧電マイクを物体に貼り，スピーカから音を出力し，物体を伝搬・反射してきた音をマイクで取得して，物体の種類や状態，位置などの認識や識別を行う技術である．ここでは，圧電スピーカ／圧電マイクをコアサンプルに貼付し，その音響特性から AI を活用して供試体の物理・力学特性の推定を目指す．

② 現在の進捗状況

供試体の大きさの統一，ピエゾ素子のあて方，音データの周波数等の取得条件が解析結果の精度に大きく関係するため，データの取得方法の検討が極めて重要である．

このため，まずはアクティブ音響センシングの理解を深めるために，ハンドサイン(グー，チョキ，パー)の判別を実施し，Python を用いての音データ取得方法，Neural Network Console での解析手法を概ね理解した．

③ 今後の予定

実際に供試体(粘性土)を用いて振動データの取得方法を検討する．取得方法が確定した後，供試体を用いた振動データの取得・解析を行う．解析は，振動データを取得した供試体の試験結果を入手し，物理・力学特性の項目と振動データ結果との相関が高い項目の把握を試みる．

(2) 2班:削孔時の振動データを用いた地盤判定

① テーマ設定の経緯

ノンコアボーリングやサウンディング試験等の地盤調査では，削孔に伴う音や振動および地盤の硬軟などをもとに土質種別を推定しており，その判断はオペレーターや技術者に大きく依存することとなっている．リアルタイムで削孔中の土質種別を判別することができれば，技術者による効率的かつ高精度な土質判定の一助となりうる．本テーマでは，サウンディング試験における削孔時

表-1　AI と地質プロジェクト 5 つのテーマ概要

テーマ		現在の進捗状況	今後の予定
1 班	ピエゾ素子を用いた地盤特性の推定	・アクティブ音響センシングによるハンドサインの判別	・データの取得方法を検討 ・土質試料を用いた実践
2 班	削孔時の振動データを用いた地盤判定	・サウンディング試験結果より，地盤構成と加速度の値を対比	・試験対象箇所と土層の種類を追加 ・加速度データの収集・解析
3 班	コア写真を用いた岩石コアの岩級区分判定	・岩盤コア写真の分割画像を作成	・正解ラベル（岩級区分）の付与 ・解析モデルへの学習
4 班	地形分類の高精度化（高精度 LP 地形図を用いた地形種の判定）	・治水地形分類図と 10mDEM を用いた地形判別	・新たな要素「曲率」追加し，判別の正答率向上
5 班	コア写真を用いた RQD や最大コア長の識別・出力	・岩盤コア写真の分割画像を作成	・正解ラベル（割れ目の有無）の付与 ・解析モデルへの学習

の振動データを活用し，簡易的な土質種別の判定を実施する．

② 現在の進捗状況

粘性土層と砂質土層からなる既知の地盤にて，全自動スクリューウェイト貫入試験器に加速度センサーを取り付け，削孔中の加速度の値と既存ボーリング調査で把握している土質種別を対比した．その結果，砂質土層に比べ粘性土層の加速度が小さい傾向がみられた．

③ 今後の予定

試験箇所の土質種別が少なく，取得した振動データも限定的であることから，試験箇所と対象の土質種別を追加するとともに，データ取得方法の試行錯誤を行いながら振動データの収集・解析を行う．

⑶ 3班:コア写真を用いた岩石コアの岩級区分判定

① テーマ設定の経緯

岩級区分判定は，技術者が岩盤コアの硬軟，割れ目の状態・間隔等を観察して判定する．しかしながら，これらの観察は時間と労力を要し，技術者毎に個人差が生じてしまう．

このような現状を鑑みて，技術者による岩級区分判定の一助とし，実施者に依存せず定性的な評価を実現すること目指すため，機械学習を用いてコア写真から岩級区分を判定するAIモデルの作成を試みる．なお，今回は初歩的な段階として対象地区を限定し，ダム設計に伴い実施されたボーリングコア（花崗岩）のコア写真を用いて，本試の便宜上，6つの岩級区分（CH級，CM級，CML級，CL級，CLL級，D級）を判定する．

② 現在の進捗状況

ボーリングコアが1m 毎に収められているコア箱の写真から，Python を用いて岩盤コアの部分を5cm×5cm ずつ切り出し，教師データとなる分割画像を作成した．

③ 今後の予定

作成した分割画像に正解ラベルとなる岩級区分を割り当て，解析モデルとして教師データを学習させていく．

⑷ 4 班:地形分類の高精度化(高精度 LP 地形図を用いた地形種の判定)

① テーマ設定の経緯

地形分類を行う場合，既往文献の取集・地表踏査・空中写真判読等の方法がある．基図・治水地形分類図等は小縮尺（2 万 5 千分の 1 または 5 万分の 1）が多いことから細かな地形が表現されにくい傾向にある．空中写真判読はより詳細な地形の判定は可能であるが，技術者による個人差が大きい．このような理由から，技術者の力量に囚われず，詳細な地形種が分類された大縮尺の地形分類図の作成が望まれる．

上記のような現状を鑑みて，高精度 LP 地形図から AI モデルを用いた地形分類を行い，一般的な地形・地質調査にも活用できるよう地形分類の高精度化を目指す．

② 現在の進捗状況

治水地形分類図（2 万 5 千分の 1）の兵庫県下における「三木」「安積」「社」の 3 地区を対象とし，これらの地形区分と同地区の 10mDEM から得られる標高（m）・傾斜度（deg）・地上開度（deg）・地下開度（deg）を用いて 18 種の地形種の判定を行った．判定の結果，正答率は各地区で 70%程度となり，旧河道や自然堤防などの微地形で誤りが多い傾向がみられた．

③ 今後の予定

判定結果について，地形種ごとの正答率について掘り下げ，解析の精度を高めていく．さらに，新たな要素として「曲率」を加え，微地形の正答率の向上を目指す．

⑸ 5 班:コア写真を用いた RQD や最大コア長の識別・出力

① テーマ設定の経緯

RQD（Rock Quality Designation）や最大コア長は，採取された岩盤コアの良否を評価する指標となっている．RQD は，ボーリング 1m 区間の中に含まれる 10cm 以上の棒状コアの長さの合計を百分率（%）で表したものである．最大コア長は 1m 区間における最長のコアの長さを，そのコアの中心線上で測定するものである．これらは技術者によって測定されるが，単純作業であるものの測定に時間を要してしまうのが現状である．

昨今では，画像データを用いた画像分類や物体認識・検出などのシステムが開発・実装されている．このような画像を扱う機械学習を用いることで，岩盤コアにみられる亀裂・割れ目の有無を自動認識することが可能になると考えられる．

以上のことから，岩盤コアのコア写真を用いた RQD や最大コア長を認識する，AI モデルの作成を試みる。

② 現在の進捗状況

「コア写真を用いた岩石コアの岩級区分」と同様に，コア写真から教師データとなる分割画像を作成した．

③ 今後の予定

作成した分割画像に正解ラベルとなる割れ目の有無を付与し,解析モデルとして教師データを学習させていく．

3. まとめ

（一社）関西地質調査業協会は,「AI と地質プロジェクト」を発足し，AI 技術を用いた5つの試みが動き出した．

各試みはそれぞれ準備段階から前処理，解析モデルの作成を実施している状況である．今後は勉強会から研究会へとステップアップし，メンバーの二次募集を行う予定である．

2026年9月の技術フォーラムでは,研究会の概要および各テーマの個別発表を目指す．

斜面安定解析ソフトを用いた海底地盤安定計算の事例紹介

興亜開発株式会社　　○吉澤　光城，高橋　幸伸

1. はじめに

斜面の安定性を評価する場合，「社団法人日本道路協会：道路土工―斜面安定工指針，2009」等に示されている標準勾配と当該地における地盤状況を対比し，安定性を評価する場合が多い。

しかし，現場状況によっては標準勾配と対比できないケースも存在する。今回評価の対象となった箇所は海底地盤で，土質が底質に近いものであり，標準勾配との対比が困難であった。そこで，調査地における地盤定数を推定し，これに基づいて斜面安定解析ソフトを用いて安定性評価を行うこととした。

2. 現場状況

調査地は固定式水上桟橋側面である。この場所では浚渫工事の際に，桟橋張石上部に堆積している土砂が浚渫部に崩落する現象が報告されていた（図-1）。そのため，この土砂の現況の安定度を把握し，今後の荷役船の接岸に支障が発生するかを調査するため，試料サンプリング及び室内土質試験を実施し，斜面の安定計算を行った。

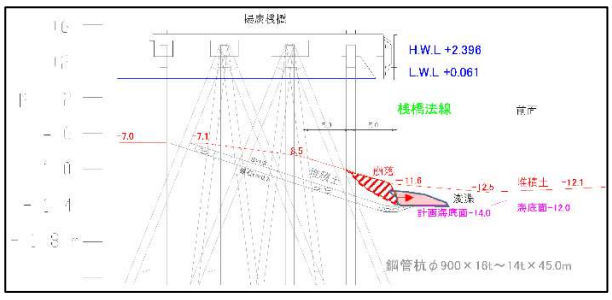


図-1　堆積土の崩落概要図

3. 調査方法

調査する海底面は現在供用中の桟橋直下に位置し，ボーリングによる乱れの少ない試料採取は，桟橋を削孔することとなるため安全の面から不採用となった。そのため，今回はダイバーの人力による，シンウォールサンプラーの押し込みによる乱れの少ない試料採取を採用した。

試料サンプリングは以下の箇所で実施し（図-2），採取深さは GL-0.5m～-1.5m とした。

・浚渫実施エリアである No.27断面：桟橋法線を基準に桟橋下方面に2.5m 部と7.5m 部

・浚渫未実施エリアである No.36断面：桟橋法線を基準に桟橋下方面に2.5m 部

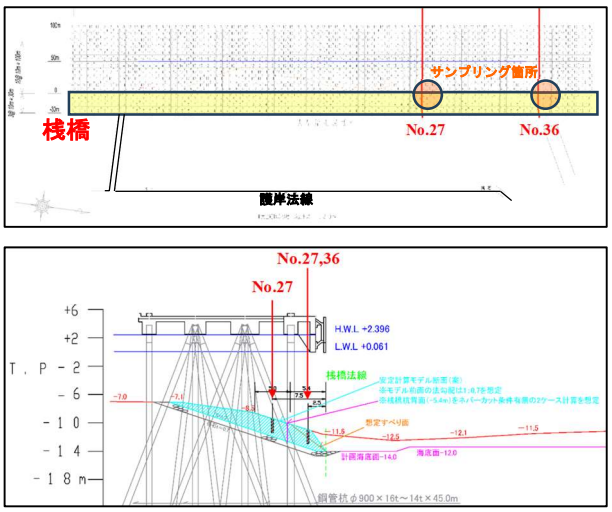


図-2　サンプリング実施箇所

4. 室内土質試験及び地盤定数

(1) 室内土質試験結果

室内土質試験結果より，調査地に堆積する土砂は「砂混じり～砂質粘土」に分類され，自然含水比 w_n＞液性限界 w_L の関係から不安定な土と判定される。

(2) 湿潤密度の推定及びベーンせん断試験

採取された試料は非常に軟質かつ貝殻片を多量に含んでおり，ライナーから取り出した段階で変形してしまう可能性が非常に高かった。そこで，試料を含むシンウォールサンプラー全体の重量・試料長・ライナー重量からの湿潤密度の推定及びベーンせん断試験を実施した。

ベーンせん断試験はサンプリング試料10cm ごとに試験を行い，1.0 cN・m 以上の値を読み取ることができた箇所の値のみを結果として採用した。

湿潤密度推定の計算結果を表-1に，ベーンせん断試験の試験結果を表-2に示す。

表-1　湿潤密度推定の計算表

試料名	TW長さ cm	上部距離 cm ※1	試料長 cm ※2	全質量 g	TW質量 g ※3	試料質量 g ※4	土体積 cm3	推定ρt g/cm3
No.27-2.5m②	99.7	3.4	93.3	8090.0	2801.6	5066.4	4121.868	1.229
No.27-7.5m①	98.7	2.9	92.8	8040.0	2773.5	5044.5	4099.778	1.230
No.27-7.5m②	98.8	3.5	92.3	7850.0	2776.3	4851.7	4077.689	1.190
No.36-2.5m②	99.3	3.0	93.3	8350.0	2790.3	5337.7	4121.868	1.295
							平均	1.236

表-2　ベーンせん断試験結果一覧（採用値）

地点	No.27m-2.5② 読み取った値 (cN・m)	No.27m-2.5② ベーンせん断強さ (kN/m²)	No.27m-7.5① 読み取った値 (cN・m)	No.27m-7.5① ベーンせん断強さ (kN/m²)	No.36m-2.5② 読み取った値 (cN・m)	No.36m-2.5② ベーンせん断強さ (kN/m²)	
	1.0	0.81	2.5	2.02	3.5	2.83	
			2.0	1.62	2.5	2.02	
			1.5	1.21	2.5	2.02	
			1.0	0.81	2.0	1.62	
平均値		0.81		1.42		2.12	1.45

(3) 地盤定数

以上の土質試験結果より，調査地における地盤定数を表-3のように設定した。

表-3 地盤定数の設定結果

単位体積重量 γ_t(kN/m^3)	せん断強さ	
	粘着力 c(kN/m^2)	せん断抵抗角 φ(度)
12	1.4	0

5. 斜面の安定計算結果

斜面の安定計算には「富士通 Japan 株式会社製　斜面安定計算システム COSTANA」を使用し，「社団法人日本道路協会：道路土工―軟弱地盤対策工指針，1986」に基づき計算を行った。安定計算には，最も危険側と見られる断面を選定した。また，桟橋杭背面（桟橋法線から離隔5.4m）が抑止工の役割を果たしている可能性があったため，その箇所をネバーカットの条件として，無い場合と有る場合の2ケースを想定して安定計算を実施した。

表-4に安定計算の層条件，図-3,4に安定計算のモデルと最小安全率の計算結果を示す。張石についてはすべり出しが起こらないような値を仮に設定した。

表-4 層の設定条件

層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m^2)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	12.00	0.00	1.40	0.00	0.000	0.000
2	20.00	20.00	45.00	0.00	0.00	0.000	0.000
3	12.00	12.00	0.00	1.40	0.00	0.000	0.000

最小安全率を求めるための格子設定は，まず格子の分割ピッチを1m 四方と大まかに取って安全率が最小値となる箇所を探し，分割ピッチを0.5m 四方と細かく取って最小安全率を求めた。

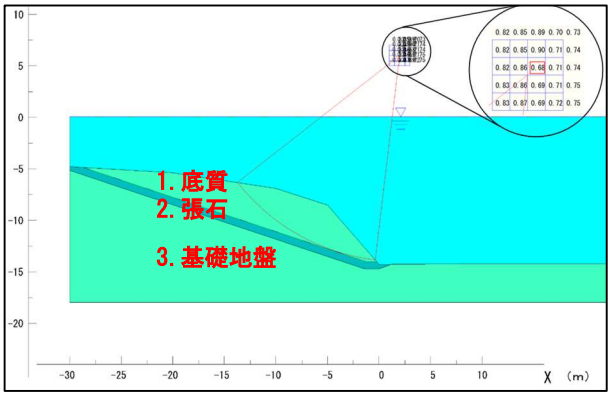
桟橋杭の抑止力を無視した場合の最小安全率は0.689となり，抑止力を考慮した場合の最小安全率は1.006となり，Fs＜1～Fs≒1という結果が得られた。以上より，桟橋杭背面によりすべり出しが抑えられている箇所もあるが，全体として「今後もすべり出しが発生する可能性が高い」と評価した。

また，参考までに同ソフトを用い，対策工を検討する上で重要となる最大抑止力計算及び必要となるせん断強さ $c\phi$ の算定を必要安全率1.2として逆算により求めた(表-5)。

表-5 層の設定条件

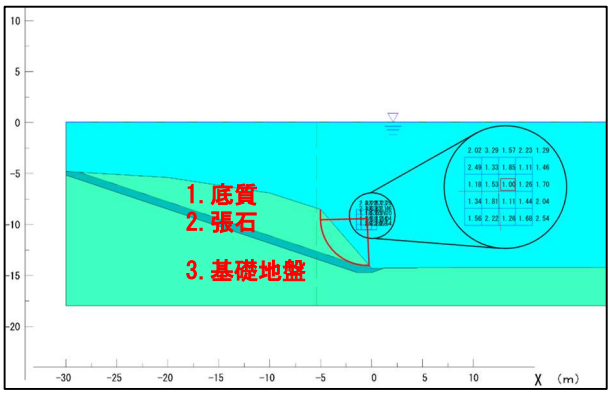
桟橋杭背面	最大抑止力	逆計算	
		c=1.4	ϕ=0
無し	最小安全率と同箇所で16.4kN	ϕ=6.29～20.49	c=2.44
有り	最小安全率と同箇所で2.0kN	ϕ=-10.61～20.79	c=1.67

今回の結果では最小安全率を与える断面と最大抑止力を与える断面が一致したが，これが一致しない場合があることに留意する必要がある。



最小安全率	F S MIN	=	0.689	
円弧の中心	X	=	2.00	(m)
	Y	=	6.00	(m)
半径	R	=	20.000	(m)
抵抗モーメント	M R	=	440.3	(kN・m)
起動モーメント	M D	=	639.5	(kN・m)

図-3 安定計算モデルと最小安全率の計算結果（桟橋杭背面無し）



最小安全率	F S MIN	=	1.006	
円弧の中心	X	=	-0.50	(m)
	Y	=	-9.50	(m)
半径	R	=	4.500	(m)
抵抗モーメント	M R	=	46.0	(kN・m)
起動モーメント	M D	=	45.7	(kN・m)

図-4 安定計算モデルと最小安全率の計算結果（桟橋杭背面有り）

6. まとめ

現場に応じた地盤定数を設定し，斜面安定解析ソフトを用いることで，すべり出し状況の予測を立てることができた。斜面安定解析ソフトによる計算は数秒で終わるため，適切な地盤定数の設定と正確な図面の作成が重要になると感じた。今後斜面安定解析を行う際はこの2点を重視して取り組みたい。

繰返し荷重をうけるモノパイル基礎の三次元有効応力解析事例

川崎地質株式会社　　○市川　直樹，吉泉　直樹，白井　太郎，小林　優起

1. はじめに

現在、導入拡大が進む洋上風力発電は、風車構造物本体（タワー、ブレード、RNA）を海底地盤に設置した基礎で支える着床式が主流である。その中で主流となっているのが、「モノパイル基礎（MP）」と呼ばれる１本の鋼管杭を海底地盤に打設し、上部構造である風車本体を支える基礎形式である。

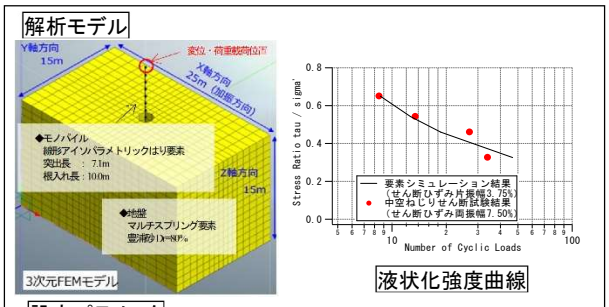
本稿では、三次元 FEM を取り入れたモノパイル設計法が主流になりつつある背景を踏まえ、日本で開発された FEM コード「FLIP ROSE 3D[1)]」を使用した、繰返し水平荷重を受けるモノパイルの解析事例を紹介する。また、小林らが昨年度実施した「LIQCA 3D23」による解析結果[2)]との比較を行った。

2. 遠心模型実験によるモノパイルの挙動評価

「大村ほか，2020」[3)]は相対密度80%の飽和豊浦砂の模型地盤上にモノパイル（以降、杭）を設置し、50G の遠心場で種々条件の繰返し変位を与えその挙動を観察した。その結果、載荷条件によって杭周辺の過剰間隙水圧は繰返し回数の増加とともに上昇し、杭モーメント及び杭反力が低下したケースが報告されている。

3. FLIP 解析モデル及びパラメータ

解析モデルを図-1に示す。パラメータは豊浦砂の土質試験結果を基本とし、液状化強度曲線や応力ひずみ関係、有効応力経路が試験結果を再現するように、パラメトリックスタディにより決定した。



設定パラメータ

地盤（豊浦砂Dr80%）					
項目	単位	値	項目	単位	値
初期平均有効応力	kN/m²	50.00	粘着力	kN/m²	0.00
初期せん断剛性係数	kN/m²	4.76E+04	せん断抵抗角	°	40.36
初期体積弾性係数	kN/m²	1.24E+05	液状化パラメータ（要素シミュレーションより） ϕ_p	°	28.00
剛性の拘束圧依存性パラメータ	－	0.50	S1	－	0.02
ポアソン比	－	0.33	W1	－	25.00
密度	t/m³	1.99	P1	－	2.00
間隙率	－	0.42	P2	－	1.00
最大減衰定数	－	0.24	C1	－	2.00
モノパイル（鋼管杭SUS304）					
項目	単位	値	項目	単位	値
直径	m	2.00	板厚	m	0.025

図-1　解析モデルと設定パラメータ

4. 定変位解析（遠心実験との比較）

(1) 載荷変位

定変位解析は、遠心実験のトレースとして、杭上部に140mm（実験スケールでは2.8mm）の変位を繰返し載荷するケースについて行った。なお、繰返し回数は20回とした。

(2) 定変位解析結果

実験及び解析における載荷点（杭上部）の荷重－変位関係を図-2に示す。なお、解析結果の荷重は、荷重相当としてせん断力（加振方向）を示したものである。実験では2サイクル目で荷重の大きな低減がみられ、以降ほぼ一定の荷重となる。実験の荷重－変位関係は、一般的にみられるようなスリップ形状を示し、解析でも同様の傾向が確認された。

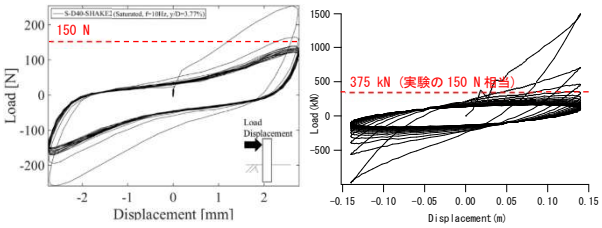


図-2　荷重-変位関係（左：実験、右 FLIP 解析）

図-3に示すモーメント分布図では、地盤の液状化と共に曲げモーメントの低下が見られる。5サイクル目では実験と両解析共に曲げモーメントが概ね一致する。FLIP 解析のモーメントの分布は、実験・LIQCA 解析と比較してピークがより深部になる傾向がみられる。

ただし、実験では5サイクル目以降徐々にモーメントが増加する傾向を示したが、解析では5サイクル目付近まで曲げモーメントが急激に低下した後、増加する傾向はみられなかった。

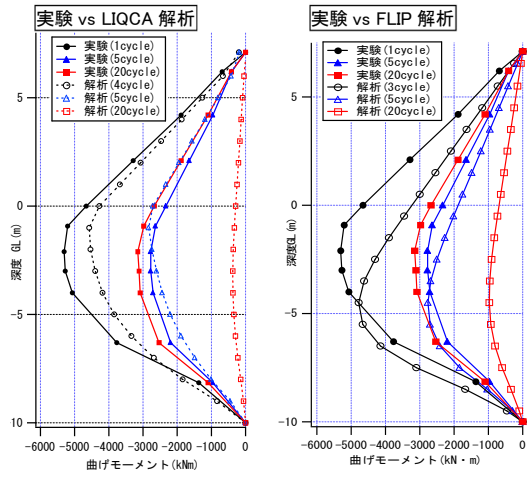


図-3　杭の曲げモーメント分布（左：LIQCA、右 FLIP）

5. 定荷重解析

(1) 載荷荷重

定荷重解析は、杭上部に載荷する荷重を変化させ、表-1に示す3ケースについて行った。

表-1 解析ケース(定荷重解析)

CASE	上部載荷荷重(kN) (繰返し載荷)	振動数(Hz)	繰返し回数 (サイクル数)
1	1750	0.2	20
2	1250	0.2	20
3	650	0.2	20

(2) 定荷重解析結果

図-4に示す杭根入れ中間深度地盤の過剰間隙水圧比は、繰返し回数の増加に伴い徐々に上昇し、荷重値が大きく杭に近いほど上昇しやすくなっている。

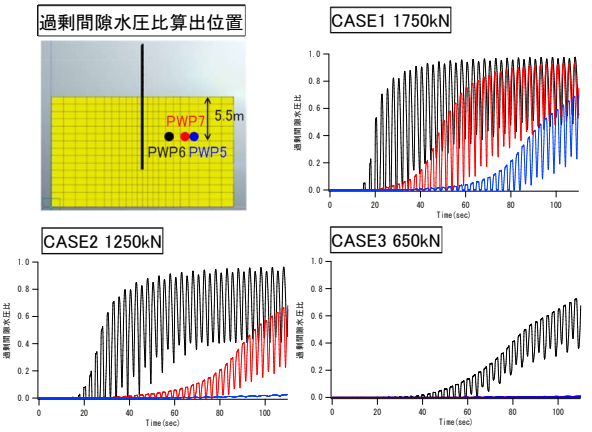


図-4 過剰間隙水圧比の時刻歴(荷重別)

杭に発生する曲げモーメントは、繰返し回数の増加に伴い低下する傾向があるが、いずれの荷重条件においても8サイクル目以降はモーメントの低下がみられず、ほぼ一定となる(図-6 CASE3 三次元)。

6. 二次元解析との比較

二次元解析は、定荷重解析 CASE3の条件で実施した。地盤要素の奥行幅は、モノパイル径の2倍、2.5倍、3倍の3ケースについて行った(表-2)。

表-2 解析ケース(定荷重解析:二次元モデル)

CASE	上部載荷荷重(kN) (繰返し載荷)	地盤の解析 奥行幅(m)	杭に対する 地盤要素の 奥行幅
4	650	4	2 倍
5	650	5	2.5 倍
6	650	6	3 倍

図-5に同荷重条件の三次元解析(CASE3)を含めた荷重載荷点(杭上部)における荷重－水平変位関係を示す。

繰り返しの載荷に伴い徐々に変位が増加するが、二次元解析の場合は奥行幅が大きいほど地盤の剛性は大きく評価されるため、杭上部はより小さい変形となっている。

CASE3の三次元解析は20サイクル目で0.85m 程度の水平変位となり、二次元解析では CASE4で0.70m 程度と三次元に近い挙動となっている。

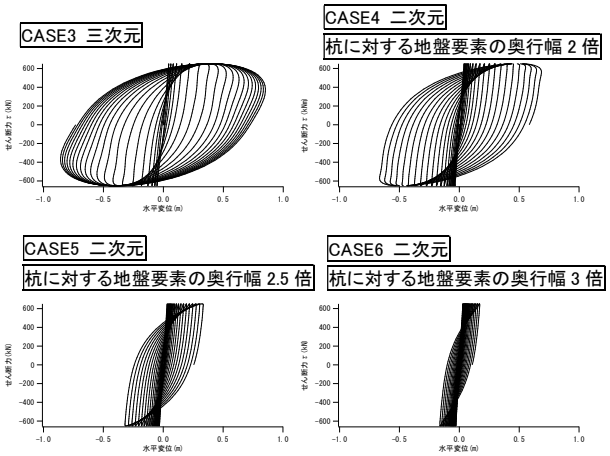


図-5 杭上部の荷重－水平変位関係

二次元解析の曲げモーメントは、三次元解析と比較していずれの奥行幅であってもほぼ同程度である(図-6)。

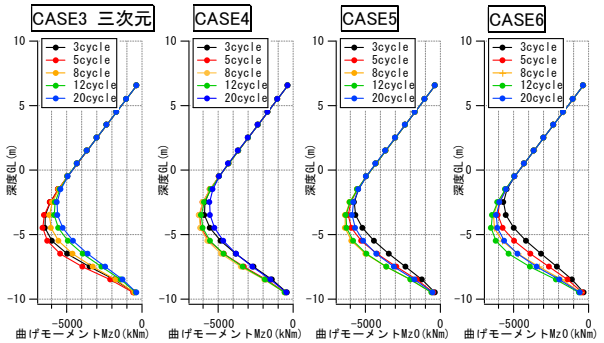


図-6 杭の曲げモーメント分布図

7. まとめ

①定変位条件では、両解析コードで過剰間隙水圧の上昇は遅れるが、変位載荷による過剰間隙水圧の上昇とそれによる曲げモーメントの低下は実験を概ね再現できた。

②定荷重条件では、荷重が大きく杭近傍ほど過剰間隙水圧比が上昇しやすい傾向がある。曲げモーメントは繰返し回数の増加に伴い低下する傾向があるが、8サイクル目以降ほぼ一定となる。

③二次元解析との比較では、変位量・モーメント分布は解析幅杭径2倍ケースが三次元解析と近い結果となる。

今後は、実際の設計手法を想定し、三次元解析結果を杭－地盤相互作用モデルに反映させる手法や要素間の排水の影響についても検討していきたい。

《引用・参考文献》

1) 一般社団法人 FLIP コンソーシアム(2023):FLIP ROSE 3D (Ver.1.8) 取扱説明書.

2) 小林優起, 吉泉直樹, 白井太郎, 市川直樹(2024):繰返し荷重をうけるモノパイル基礎の三次元 FEM 解析事例, 全地連技術フォーラム2024, 論文 No.C099.

3) 大村直哉, 高橋章浩, 内藤歩, 小林孝彰, 蒲田幸穂(2020):モノパイルの繰返し水平載荷条件と周辺砂地盤の剛性に関する遠心模型実験, 第 55 回地盤工学研究発表会.

海水練りに適した高粘性高ゲルベントナイト系泥水材料

クニミネ工業株式会社　○諸留　章二、　諏訪　浩史

1. はじめに

ベントナイトは水と混合することで粘性等を有する泥水材料となり、土木建築基礎分野においてボーリングなどの掘削安定液として長年にわたり利用されてきた[1)]。

ベントナイトは海水等の高伝導率の水中ではモンモリロナイトの層間剥離が進まずその粘性が弱まるが、海上での安定液の作液時に、清水の用意が困難な際には海水で作液される場合がある。海水練りの安定液作液技術として、清水で事前膨潤させる方法や特殊な調泥剤による性能改善が検討されている[1,2,3)]が、実際にはベントナイトやポリマーを通常より多く添加して作液されることもある。その際、添加量を増やす事で安定液の粘性を高める事は可能であるが、降伏値を高める事や浮き水の分離を抑える事は容易ではない。しかし、掘削ズリの保持回収を行いたい場合には、高粘性でかつ高降伏値（高ゲル強度）の安定液が必要となる。

沿岸や海上ボーリングなどによる安定液の利用は今後も増えることが見込まれるため、海水練りに対応できる一材のベントナイト系材料が求められると考えられる。

そのため本検討では、ベントナイトにポリマー等の添加剤を事前配合した海水練りに適応可能かつ高粘性高ゲルベントナイト系材料の開発を目的として、適切なベントナイトやポリマー等の添加剤の探索及び配合を検討し、得られた最適配合の材料についてその評価を行った。

2. 材料選定及び配合検討

ベントナイト、HPMC ポリマー、炭酸 Na、消泡剤の種類と配合を固定し、9 種類のポリマーをそれぞれ加えて一材のベントナイト組成物を 9 種作製した（表-1）。

表-1 ベントナイト組成物の構成材料

試料名
Na 型ベントナイト-1
HPMC
炭酸 Na
消泡剤
各種ポリマー（9 種類）

人工海水 1L に対して、これらのベントナイト組成物を外割 10wt%で投入し 10 分間攪拌し泥水を作製した。この泥水のファンネル粘性（FV、秒）及び、回転粘度計から降伏値（YV、kg/m^2）と初期ゲル強度（GS、kg/m^2）を測定した結果を表-2 に示す。

その結果、微生物発酵多糖類-1 のポリマーを用いた場合に、ファンネル粘性、降伏値、初期ゲル強度が高い泥水が得られることがわかった。

表-2 各種ポリマーを用いた泥水性状

No.	ポリマー種	FV	YV	GS
1	微生物発酵多糖類-1	113.8	1.61	1.02
2	同上-2	42.3	0.78	0.24
3	多糖類-1	26.7	0.24	0.05
4	CMC-1	39.5	0.88	0.05
5	CMC-2	31.3	0.29	0.02
6	HEC	32.3	0.63	0.05
7	HPMC（表-1 内と同じ）	31.6	0.24	0.02
8	ポリアクリル酸 Na-1	20.7	0.05	0.05
9	ポリアクリル酸 Na-2	20.6	0	0.05

次に、表 1 の配合でベントナイトの種類を変えて同様の試験を行った。表 1 内の各種ポリマーとしては微生物発酵多糖類-1 を用いた。

その結果、いずれのベントナイトを使用しても大きな差はなく、粘性、降伏値、ゲル強度が優れた泥水が得られることがわかった。

表-3 各種ベントナイトを用いた泥水性状

No.	ベントナイト種	FV	YV	GS
1	Na 型ベントナイト-2	65.9	2.05	1.22
2	活性化ベントナイト	85.9	2.00	1.22
3	Ca 型ベントナイト	80.8	1.90	1.27

3. 最適材料の配合と性状

これまでの結果から、ベントナイトは Na 型ベントナイト-1、主ポリマーは微生物発酵多糖類-1 を選択したが、材料の特性及びコスト面も再度考慮して最終的に下表-4 を最適構成材料として配合調整を行った。

表-4 ベントナイト組成物の最適構成材料

試料名
Na 型ベントナイト-1
微生物発酵多糖類-1
CMC-1（表-2 内 No.4）
炭酸 Na
消泡剤

この最適材料について、ファンネル粘性、降伏値、ゲル強度、脱水量を各濃度別で測定した。結果、粘性、降伏値、ゲル強度が高く、脱水量が低く抑えられた優れた泥水材料であることがわかった（図-1、図-2）。この粘性性状は数日間変化しない事も確認した。さらに、掘削ズリの保持性評価のため、３水準の濃度で作液直後の泥水

液面に直径 10mm 程度の小石を 10 個浮かべ様子を 10 分間確認した（写真-１）。結果、濃度 6wt%では小石は全て沈んだが、8wt%、10wt%では小石を液面に保持しており、掘削ズリの保持性能が高い安定液と考えられた。

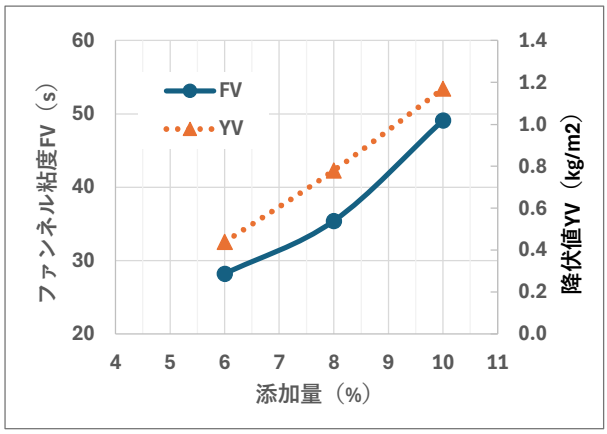


図-1 最適材料の泥水性状(1)

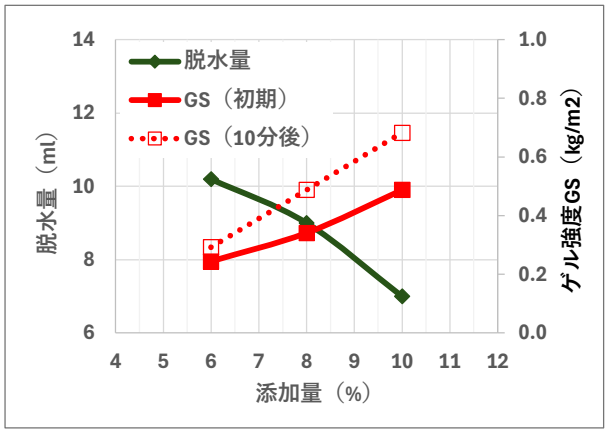


図-2 最適材料の泥水性状(2)

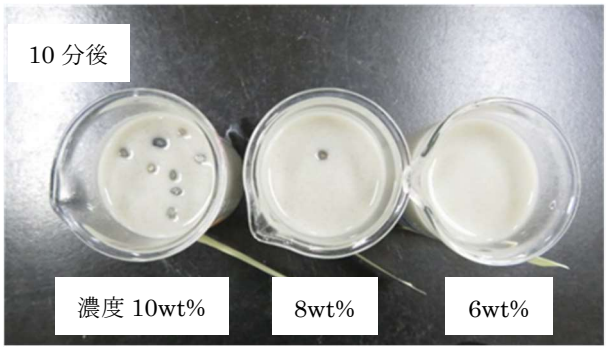


写真-1 ゲル性状の確認

また、作液後の浮き水分離評価のため、最適材料の泥水（濃度 8wt%）と既存製品の Na 型ベントナイト（製品名クニゲル V1）の泥水（濃度 20wt %）を、メスシリンダーに投入し、10 分後の浮き水を確認した。その結果、Na 型ベントナイトはすぐに分離が始まるが、最適材料の泥水は泡立ちもなく全く分離しておらず、一夜後でも分離はほとんど起きない事を確認した。

4. 現場への適応例

この最適材料（製品名クニフォース PX）を、これまでに 5 件の現場へ適応した（写真-2）。各現場それぞれ 200 kgから 5 トン程度使用した。聞き取り調査では、使用感として概ね良好であり、これまで既存製品の Na 型ベントナイトと添加剤を用いて海水練りを実施していたがこの最適材料は分離も少なくズリがよくあがる、一夜堀り置き後のスライム沈殿量が激減した、トータルコストはこれまでより削減が見込まれる、などの高評価が得られた。その内一現場で、夏場一週間現場がストップした際に泥水が腐敗し粘度低下や悪臭が発生したため、本材料に事前に防腐剤を添加するなど更なる改良の余地が見られた。また、粘土層掘削時に比重上昇等のトラブルが発生するケースもあったが、砂礫層ではズリの運搬、逸泥・崩壊防止に十分な効果を発揮しており、特に砂礫層掘削時に適した材料であると考えられた。



写真-2 現場での作泥の様子

5. まとめ

海水練りに適した、高粘性、高降伏値、高ゲル強度のベントナイト系泥水材料を開発するために、海水に適したポリマー及びベントナイトを調査し、最適材料選定と配合の検討を行った。その結果、得られた最適材料は、従来よりも少ない添加量で、優れた特性を有することがわかった。また、現場への適応を実施し使用可能であることを確認した。

《引用・参考文献》

1) 沖野文吉（1981）：ボーリング用泥水，p. 201，技報堂出版.
2) 高野晴男（1990）：海水利用のポリマー泥水に関する研究，p. 966，Ⅲ-465. 土木学会第45回年次学術講演会.
3) 森仁司ほか（1987）：泥水式シールド用海水練り泥水に関する研究，p. 578，Ⅲ-277. 土木学会第42回年次学術講演会.

DTH-SPT の N 値評価と課題の解決策

川崎地質(株)　　○稲吉　隆太郎，井上　駿，三上　啓太，竹内　翔，柴田　好晴

1. はじめに

近年、洋上風力発電事業における大深度でのボーリング調査が急増している。大深度で標準貫入試験（SPT）を実施する際、ケーシングとロッド等の摩擦の影響により、打撃エネルギーが減衰し、N 値か過大評価される可能性がある[1)]。我々はエネルギー減衰が N 値に及ぼす影響について研究を進めており、その一環として、孔底打撃型である Down The Hole-SPT（以下、DTH-SPT）[2)] を試験的運用してきた。

今回、JIS 規格の SPT（(JIS A 1219-2013)Standard Penetration test, SPT）と DTH-SPT の両方から得られた N 値の比較を行った結果と DTH-SPT 運用上の課題と解決策についてまとめる。

2. DTH-SPT とは

DTH-SPT は孔底打撃型のツールであるため、トッププッシュ型である JIS 規格の SPT に比べ、エネルギー減衰が少ないと考えられ、大深度での N 値は小さくなる。

DTH-SPT の内部構造は、図-1 にあるように、大きく SPT ユニットと SPT サンプラーに分けられる。SPT ユニットは完全防水であり、ハンマーが内蔵されている。ハンマーはワイヤーとつながっているプッシュロッドに接続されており、ワイヤーを引き上げることで打撃を可能としている。

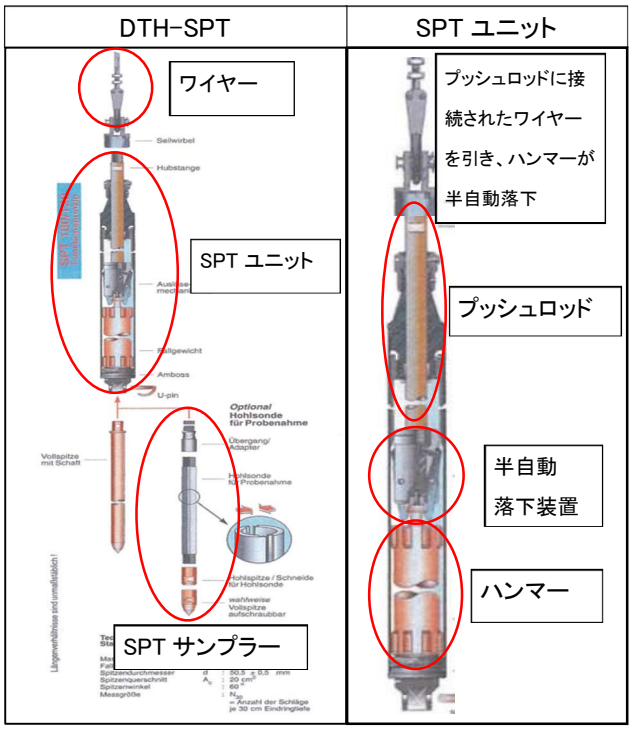


図-1　DTH-SPT の内部構造

3. 試験概要

(1) 試験条件

JIS 規格の SPT と、DTH-SPT を、GL-10.00m から1m 毎に SPT を実施した。

(2) 試験方法

DTH-SPT の試験実施方法について、ロータリー式のボーリングマシンを使用してオールケーシングで掘進した。掘進後、ワイヤーラインにて1m ごとに貫入試験を実施した。

4. 結果

調査地の土質としては、所々で粗砂を混入するシルト質微細砂が層厚10m ほどあり、その下層には粘性が小さい粘土が層厚1m ほど存在する。それ以深は細砂となっている。

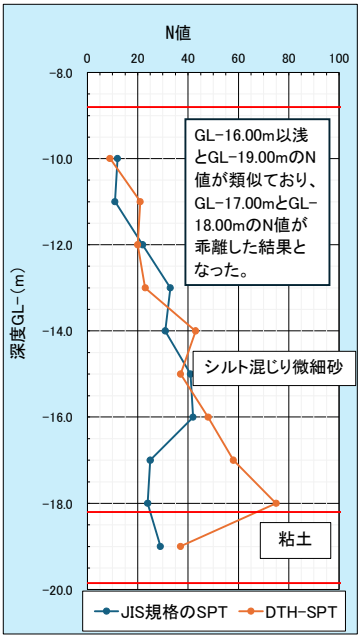


図-2　本孔と別孔の N 値深度分布図

図-2に本調査で得られた N 値の深度分布図を示す。なお、GL-20.00m 以深は、DTH-SPT の N 値が非常に大きくなり、SPT サンプラーを点検したところ、接続部に変形がみられたため、調査を中止し、GL-20.00m 以深は異常値と判断した。

JIS 規格の SPT と DTH-SPT を比較すると、GL-16.00m 以浅の N 値と GL-19.00m の N 値は比較的類似した結果となり、GL-16.00m までの平均値は JIS 規格の SPT が27回/30cm、DTH-SPT が28回/30cm であった。GL-19.00m の N 値は JIS 規格の SPT が29回/30cm、DTH-SPT が37回/30cm であった。

GL-17.00m と GL-18.00m の N 値は乖離した結果となり、平均値は JIS 規格の SPT が24回/30cm、DTH-SPT が66回/30cm であった。

図-3に JIS 規格の SPT の N 値と DTH-SPT の N 値の相関図を示す。類似した N 値の相関式は y=1.06x となっており、類似した N 値の相関性は高いことが伺える。乖離した N 値の相関式は y=2.70x となっており、乖離した N 値の相関性は低いことがはっきりと分かった。

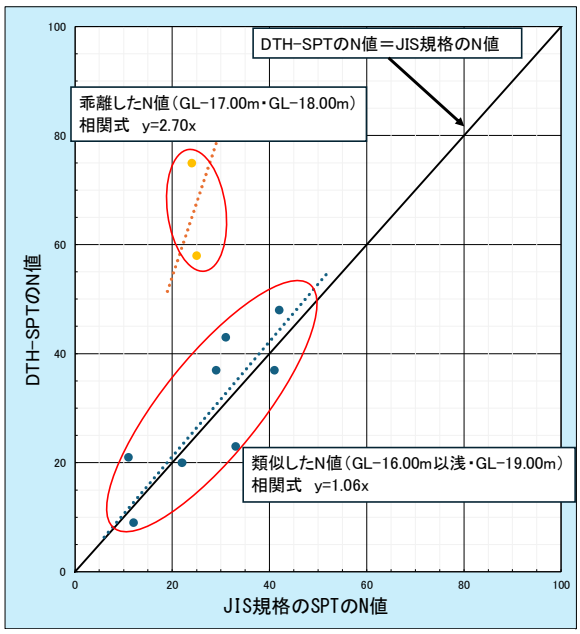


図-3　JIS 規格の SPT の N 値と
DTH-SPT の N 値の相関図

5. 考察

(1) 類似した N 値の考察

本来、DTH-SPT は JIS 規格の SPT よりも N 値が小さくなるはずだが、今回は浅層の GL-19.00m までの調査であるため、JIS 規格の SPT でもエネルギー減衰はなく、類似した結果となったと考えられる。このことから、DTH-SPT の GL-16.00m までの N 値と GL-19.00m の N 値は正常値であると判断する。

(2) 乖離した N 値の考察

JIS 規格の SPT と DTH-SPT 乖離した結果となった深度について、シルト混じり微細砂層の中で、急激に乖離していることから、N 値の乖離は土層の問題ではなく、DTH-SPT の運用に原因があると考察する。以下に考えられる原因を3点挙げる。

①孔曲がりによる DTH-SPT と孔壁の接触
②DTH-SPT が斜めに設置されたことによる孔壁との接触
③サンプラー接続部の変形

この3点の中で、①と③が原因であるとするならば、一部の N 値が乖離するのではなく、継続的に N 値が乖離すると考えられるため、GL-17.00m と GL-18.00m のみで、②の現象が起こり、N 値が乖離したと考える。

6. DTH-SPT の改良案

②の問題を解決すべく、DTH-SPT を孔内に垂直に設置できるようにするため以下の改良を施す必要がある。

図-4に改良案のイメージ図を示す。

(1)ラッチさせる機構の作成

SPT ユニット上部に DTH-SPT をラッチできるように「ハネ」を取り付け、さらに専用のケーシングパイプを作成することで設置後、DTH-SPT が孔底直前で、静止できるようになる。

(2) SPT サンプラーを SPT ユニットに内蔵

ユニット内部にサンプラーを内蔵し、打撃を加えるとサンプラーのみが動く構造にすることで、ラッチさせながら試験を行うことが可能となる。

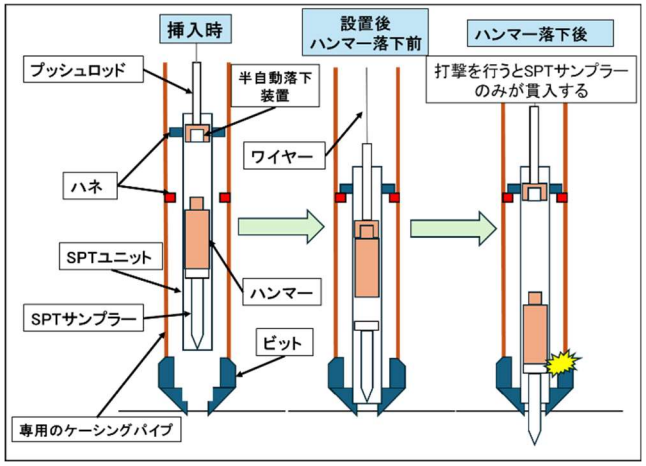


図-4　改良後のイメージ図

7. 今後の課題

現在日本では SPT で得られた N 値が重要視されており、大深度ボーリング調査でエネルギー減衰の懸念がなく N 値を採取できる手法として DTH-SPT を提案するためには、大深度において DTH-SPT の有効性を示す必要がある。

有効性を示すために、まずは DTH-SPT を運用する上で、前述した改良案を施し、常に DTH-SPT が正常に作動させることができるようにすることが先決である。現状、データ数が少ないため、改良を施した DTH-SPT を運用して多くのデータを採取し、得られたデータから DTH-SPT のキャリブレーションを行い、JIS 規格の SPT との比較を継続していく。

DTH-SPT で多くのデータを採取する上で、JIS 規格の SPT ではエネルギーが減衰しやすい大深度で試験的に運用を行わなければならない。また大深度での試験にて JIS 規格の SPT でエネルギーの減衰があると考えられた場合、JIS 規格の SPT の試験時にエネルギー減衰を測定し、N 値の補正を行い、同地点で採取された DTH-SPT の N 値と比較も試みる。

今後、ドリルシップ等の洋上での運用を行っていきたいが、現状弊社のみでは限界があるので、共同研究や発注者に提案を行い、洋上での運用を目指す。

《引用・参考文献》

1) 一社）関東地質調査業協会：我が国における標準貫入試験の利用実態と留意点，pp1-11，2021
2) DTH-Down The Nordmeyer，（最終閲覧日2025.5.19）
SPT english.pdf (nordmeyer.nl)

セシウム磁力計センサを用いた海上磁気探査の取り組み２

日本物理探鑛株式会社　　○天野　量稀，佐々木　正徳，愛甲　崇信，吉川　秀人，河野　秀紀，鈴木　匠

1. はじめに

当社は，危険物等の埋没鉄類を対象とした磁気探査業務に従事しており，近年は海上磁気探査におけるセシウム磁力計による埋没鉄類探査の実用化に取り組んでいる．本発表では，昨年度の発表に引き続き，台船が及ぼす全磁力データへの影響について実施した実験を紹介する．

2. 実験場所

実験は福岡県北九州市門司区田野浦海岸前の海域(関門航路近傍)で実施した．実験海域を図-1に示す．

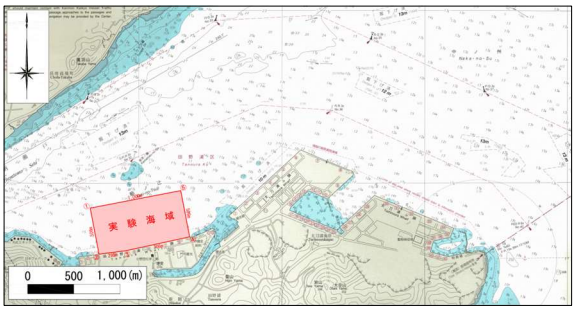


図-1 実験海域[1)]

3. 実験方法

(1) 測定方法

測定は台船曳航方式により，台船から吊り下げたセンサ枠を曳航して測定した(図-2参照)．センサ枠の深度(以下，枠深度)は，水圧計で水深を監視し，ウインチ操作により制御した．

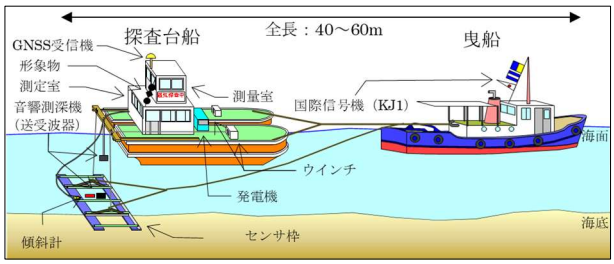


図-2 探査方法概念図

(2) 測定機器

測定は，船位，磁気傾度，全磁力，枠深度，センサ枠の高度(以下，枠高度)，及びセンサ枠の傾斜角(以下，傾斜角)の6種類のデータを取得した．測定機器を表-1，センサ枠の概念図を図-3に示す．

表-1 測定機器一覧表

測定機器	役割・測定
GNSS (CLAS)	誘導，航跡測定
両コイル型磁気傾度計	磁気傾度測定
セシウム磁力計	全磁力測定
水圧計	枠深度の測定
音響測深機 (送受波器：台船 1，枠 1)	センサ枠，海底の監視． 枠高度の測定．
傾斜計	センサ枠の監視，傾斜角の測定．

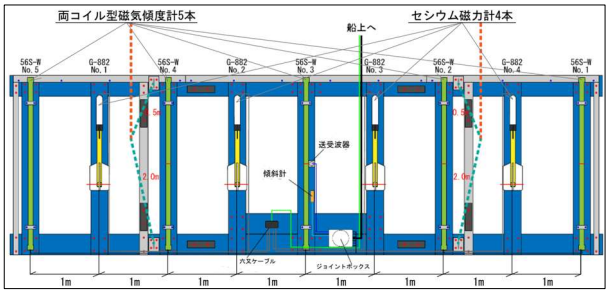


図-3 センサ枠概念図

(3) 想定される台船の影響と測定

実験で使用した台船はFRP製であり，台船自体は非磁性だが，発電機・ウインチ・資機材等による磁気異常が生じる．磁性には誘導磁気と残留磁気があるため，台船の向きにより生じる磁気異常も変化すると考えられる．このため，表-2に示す2種類の測定を行った．なお，操船の都合上，実際には8の字ではなく円状に測定を行った(図-4参照)．各測定の概念図を図-5，図-6に示す．

表-2 測定名の目的と方法

測定名	目的	方法
8 の字測定	枠深度毎に方位と台船の磁気異常の関係を求める	枠深度を 3m から 11m に変えて右回り左回りの円状に測定
階段測定	往路・復路方向での枠深度と台船の磁気異常の関係を求める	直線(往路・復路)で枠深度を 3m から 11m に変えて階段状に測定

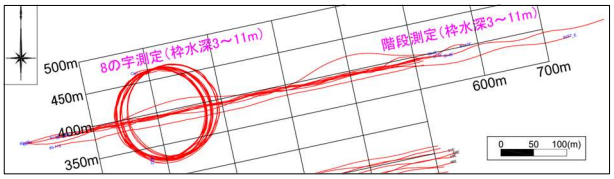


図-4 航跡図

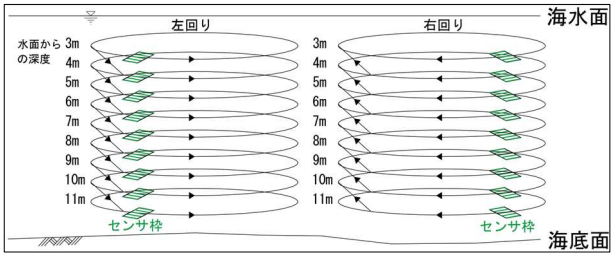


図-5 8の字測定概念図

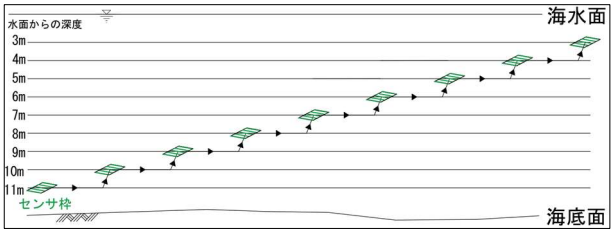


図-6 階段測定概念図

4. 台船による磁気異常

(1)8の字測定

8の字測定のデータに日変化補正，ノイズ除去等の処理による台船の磁気異常を顕在化し，枠深度毎の方位と台船による磁気異常の関係を求めた(図-7参照)．

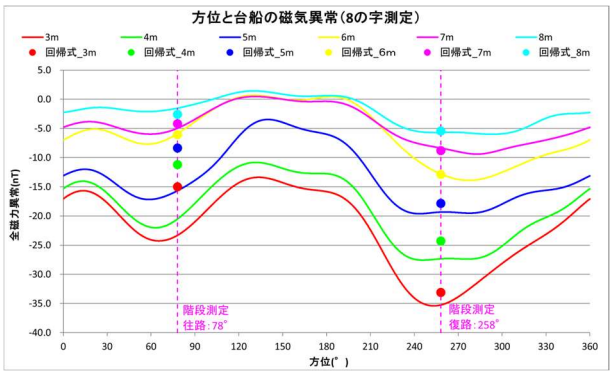


図-7 枠深度毎の方位と台船の磁気異常の関係

(2) 階段測定

階段測定のデータに日変化補正，トレンド除去等の処理を行い台船の磁気異常を検出し，往路(N78° E)と復路(N258° E)の枠深度と台船による磁気異常の関係を求めた．図-8に枠深度と台船の磁気異常の関係，図-9に台船による磁気異常の回帰式を示す．

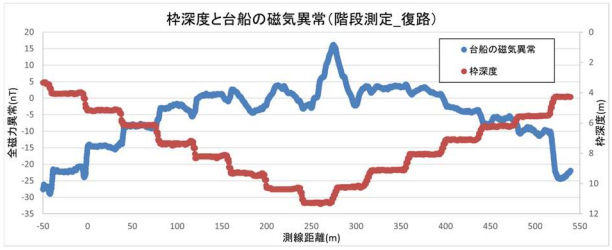


図-8 枠深度と台船の磁気異常の関係(復路)

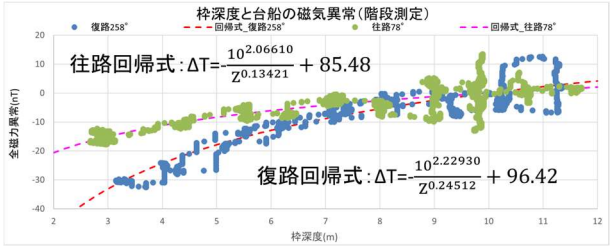


図-9 台船による磁気異常の回帰式

(3) 8の字測定と階段測定の結果の比較

各測定の結果，台船は負の磁気異常を生じ，枠深度が浅いほど台船の影響が大きい．深度3m の場合，往路で-30nT 程度，復路で-20nT 程度の磁気異常を生じる点で整合しており，8の字測定の結果が妥当な値であると判断される．

5. 航跡の蛇行による台船の影響

台船による磁気異常は，方位・深度が変わらなければ一定値であるため，埋没鉄類の探査には影響しない．実際には，船は蛇行しながら航行するため，台船の蛇行により生じる磁気異常を，図-7 の関係を用いて計算・検討した．

航跡の蛇行により生じる磁気異常が大きくなる方位は，台船による磁気異常のピークの方位(250°，60° 付近)ではなく，変動が大きい方位である．今回は変動が最も大きい 215° 付近に着目し，実験で得られた航跡の平均方位を 215° にしたときに生じる磁気異常を計算し，トレンドを除去するためのハイパスフィルタ処理後のデータから磁気異常の全振幅を読み取った．図-10 に枠深度3m，方位 215° での磁気異常の計算値，表-3 に深度毎の航跡の蛇行により生じる磁気異常を示す．計算の結果，仮に測定時のノイズ許容値を 5nT とした場合，枠深度を5m 以深にする必要がある．

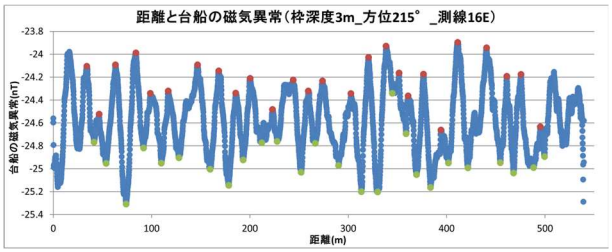


図-10 蛇行による台船の磁気異常例(フィルタ処理後)

表-3 蛇行による台船の磁気異常の読取値

枠深度	データ数	台船による磁気異常(nT)		
		最大	平均	標準偏差
3m	2046	5.9	1.1	0.7
4m	2044	5.4	1.0	0.7
5m	2038	4.8	0.9	0.6
6m	2048	3.4	0.6	0.4
7m	2048	2.4	0.4	0.3
8m	2051	2.2	0.4	0.3

6. まとめ

本実験は，台船による磁気異常を検討するために 8 の字測定，階段測定を実施した．各測定で取得したデータから深度毎の方位と磁気異常の関係を求め，本実験の条件・使用機材における台船は負の磁気異常を示し，方位 60° 及び 250° 付近で極小となり，最小となる 250° 付近では枠深度 3m で-35nT 程度になることが判明した．この結果から，方位と台船の磁気異常の関係を用いて航跡の蛇行により生じる磁気異常を計算し，枠深度が 5m 以深であれば，概ね航跡の蛇行により生じる台船の磁気異常は，探査の支障にはならないと考えられる．

今後も継続して実験等を行い，実用化に向けて取り組んでいく．

《引用・参考文献》

1) 海上保安庁刊行海図 W1262(を複製・加筆)．
2) 鈴木匠，佐々木正徳，愛甲崇信，吉川秀人，河野秀紀，天野量稀(2024)： セシウム磁力計センサを用いた海上磁気探査の取り組み，全地連技術フォーラム 2024論文集，論文No.C053．

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．

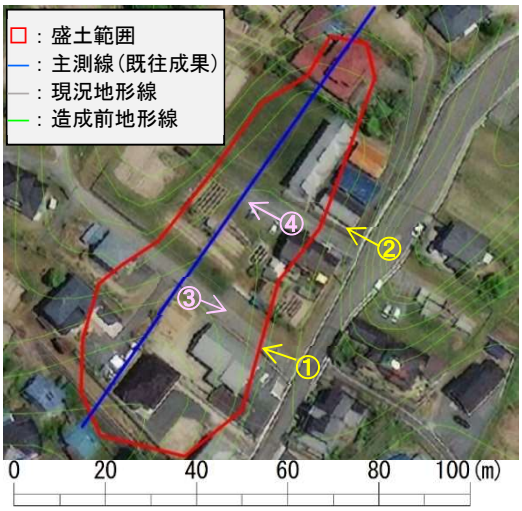


図-1　調査地(第二次スクリーニング対象盛土)

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．

a）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）

b）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．

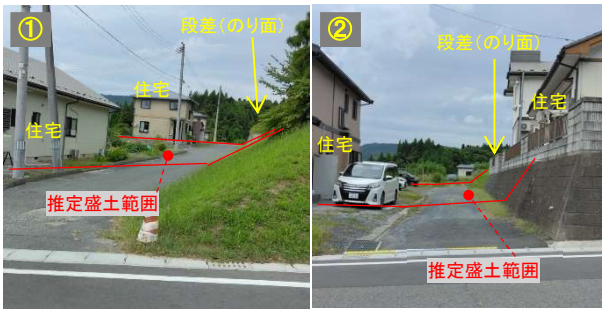


図-2　現地踏査結果

(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 Vs＝160m/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 Vs＝200m/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.

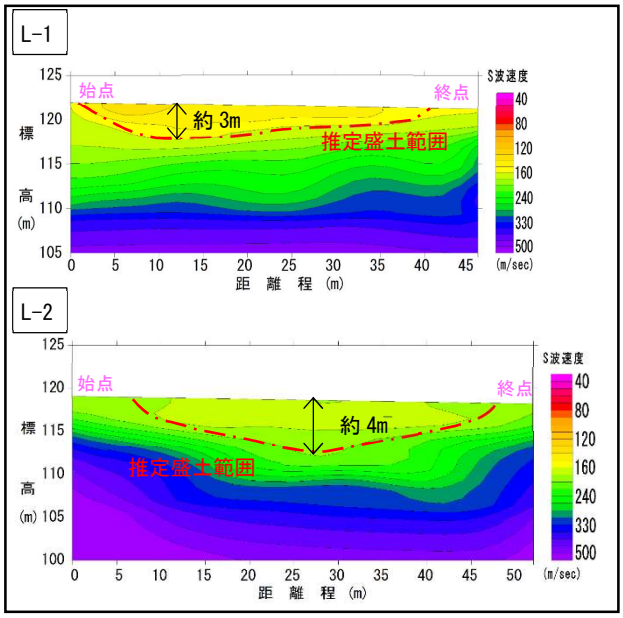


図-4　表面波探査結果

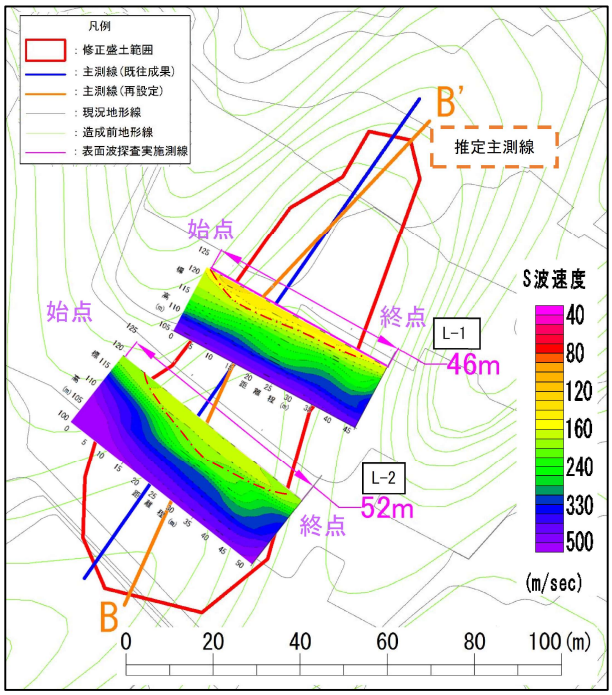


図-5　表面波探査結果と新旧地形線

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ューウェイト貫入試験を新たに追加提案した.

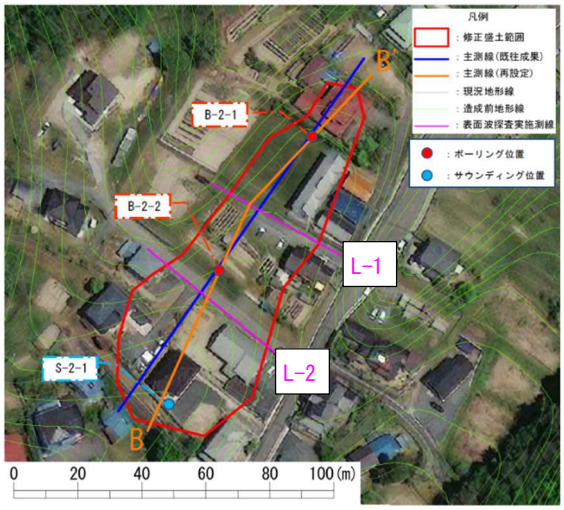


図-6　後続調査提案　位置図

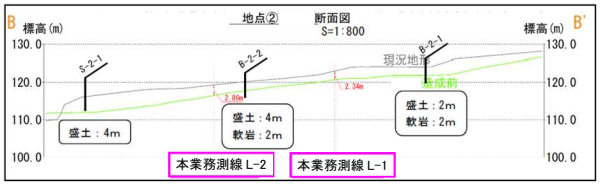


図-7　後続調査提案　断面図

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。

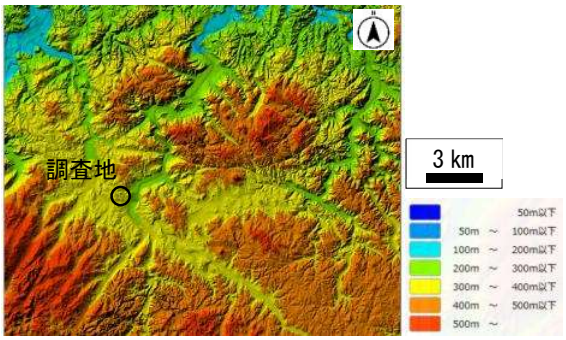


図-1 調査地周辺の地形 [1)]

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に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。

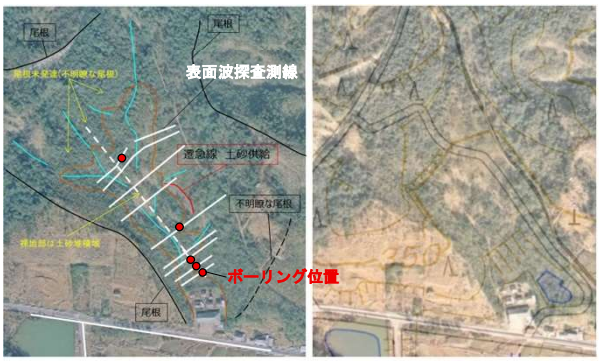


図-2　空中写真判読結果[2)]　平行法で実態視可能

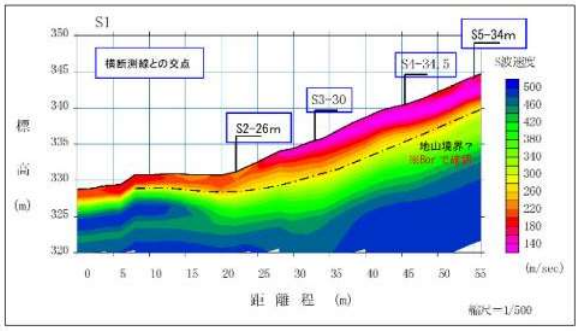


図-3　表面波探査縦断面解釈図

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箇所で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。

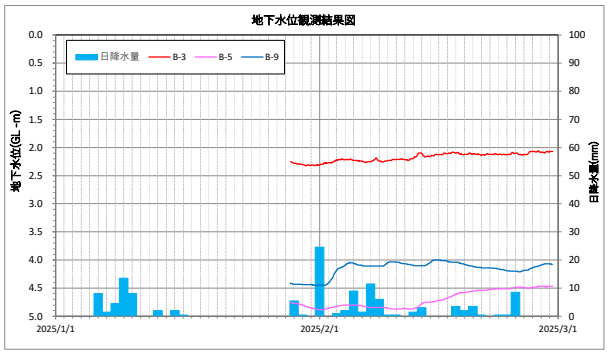


図-4　地下水位観測結果[3)]

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

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）

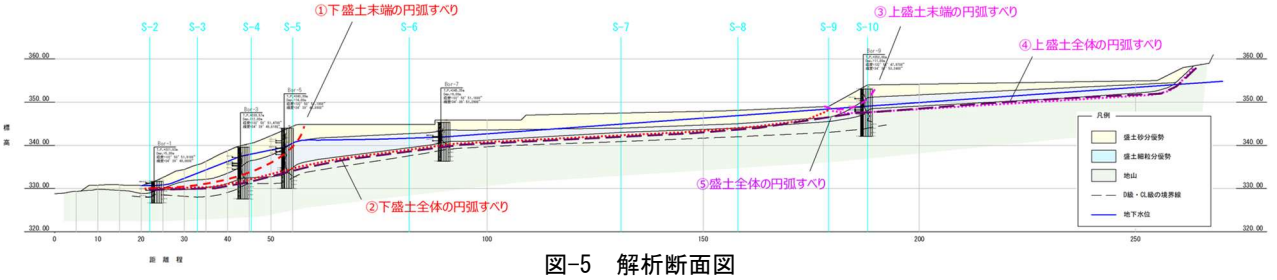


図-5　解析断面図

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））．

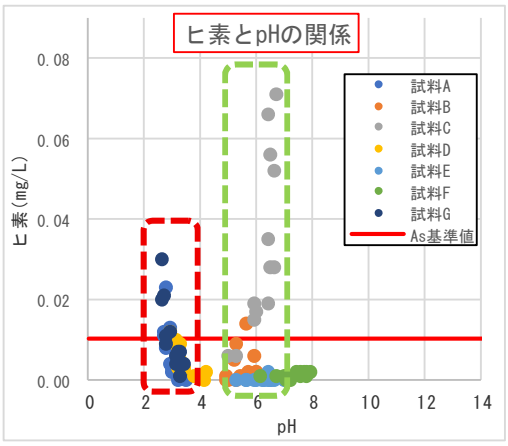


図-1 重金属類の溶出濃度と pH の相関図例(1)(サイト①)

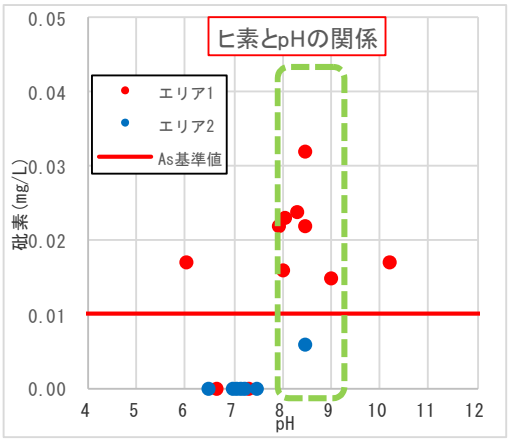


図-2 重金属類の溶出濃度と pH の相関図例(2)(サイト②)

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=200mS/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．

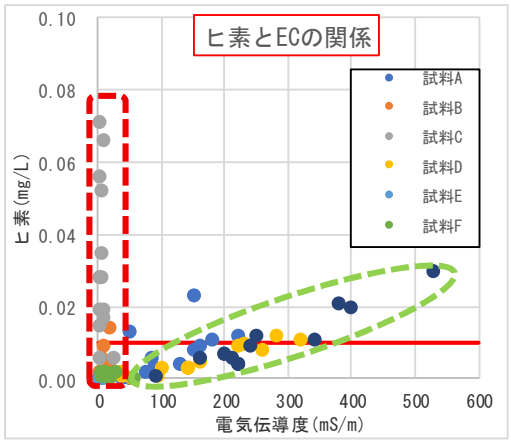


図-3 重金属類の溶出濃度と電気伝導度の相関図例(1)(サイト①)

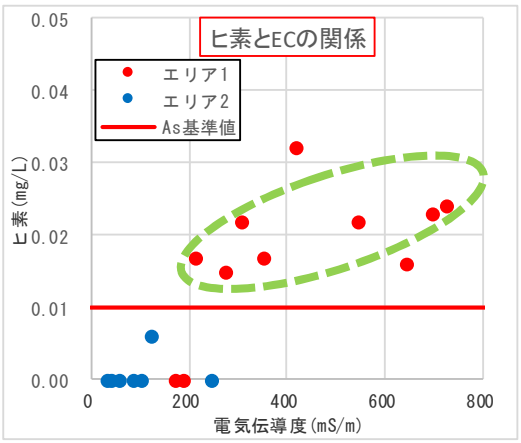


図-4 重金属類の溶出濃度と電気伝導度の相関図(2)(サイト②)

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=200mS/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変化により，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）と質的変化（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．

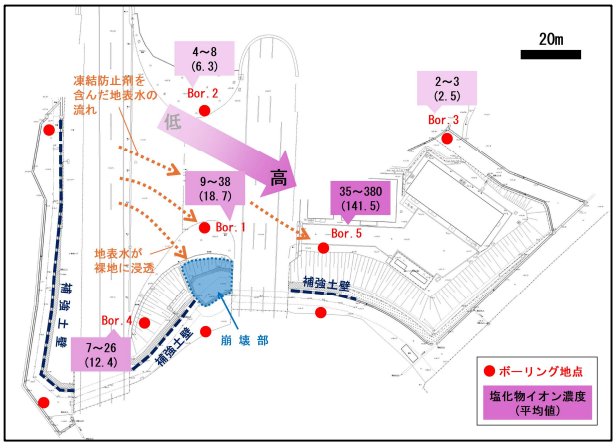


図-1 塩化物イオン濃度分布状況（単位は mg/kg）

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ため，地下水や雨水の影響で流入出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.

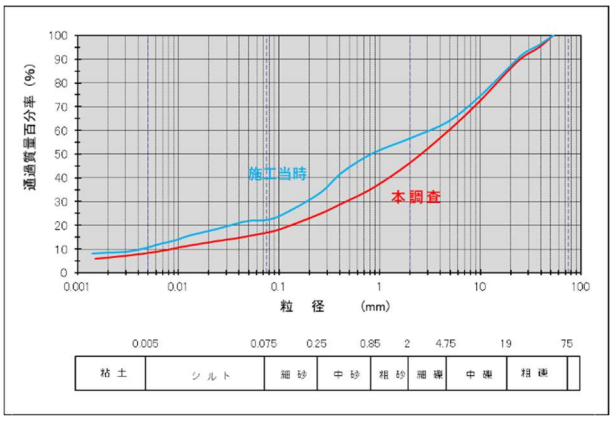


図-2 粒径加積曲線(本調査と施工当時)

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.

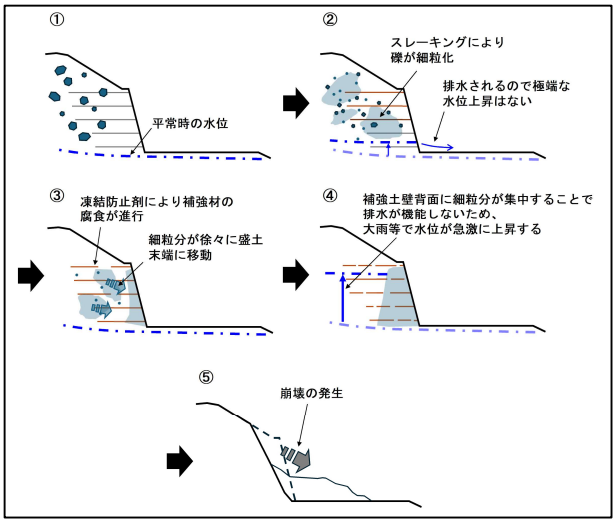


図-3 盛土崩壊のメカニズム

【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変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。

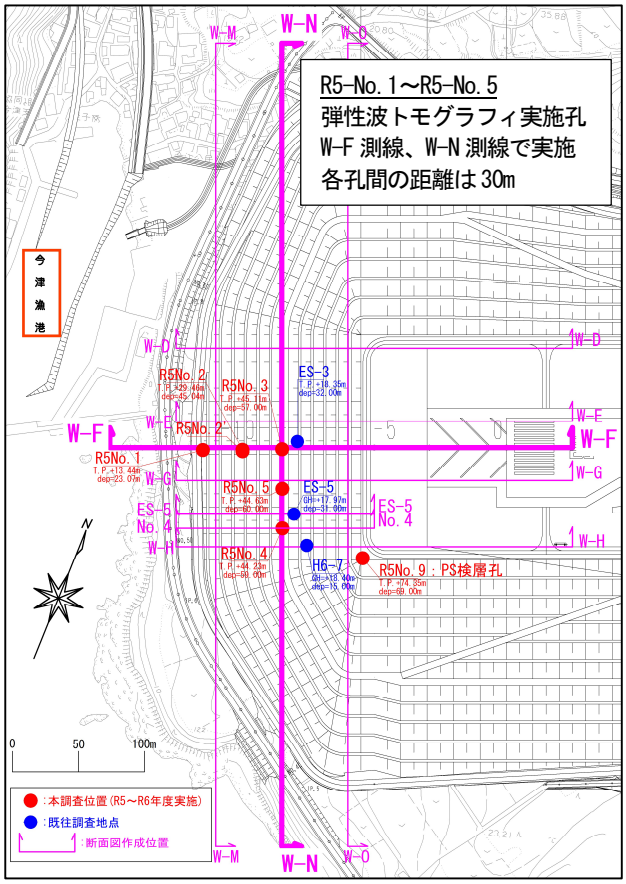


図-1　調査位置平面図

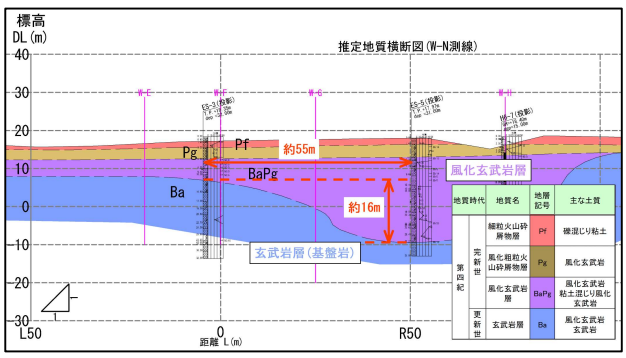


図-2　推定地質横断図(W-N 測線)

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240km^{2}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。

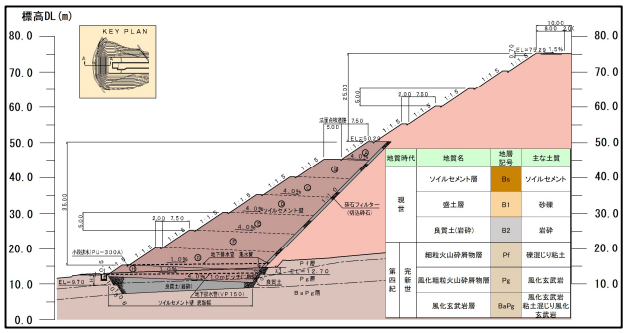


図-3　高盛土部　標準断面図[1)]

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(Vp)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 Vp 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。

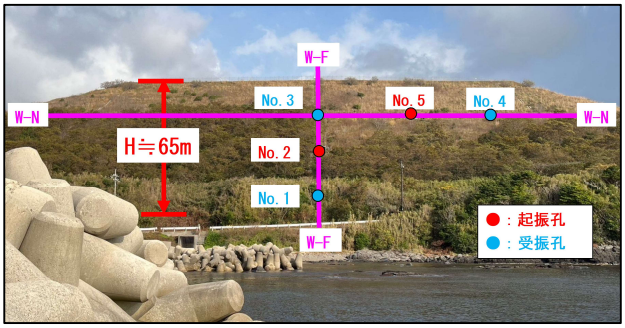


写真-1 調査地全景

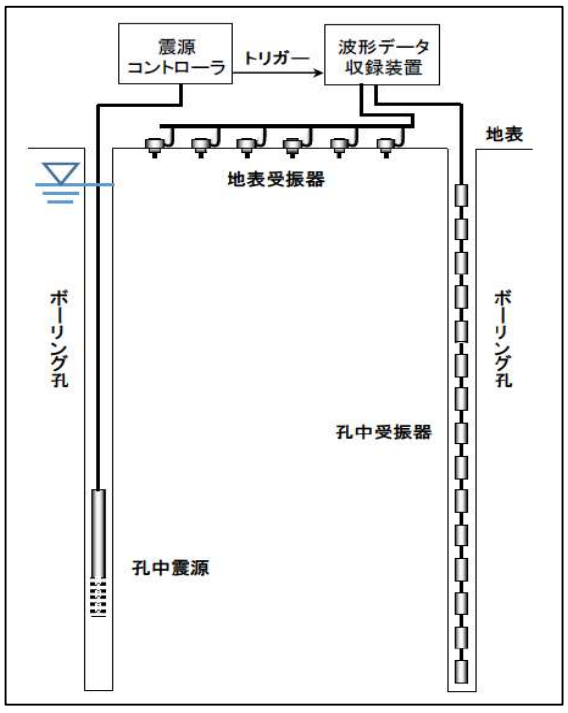


図-4 孔間弾性波トモグラフィ概要図[2)]



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原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。

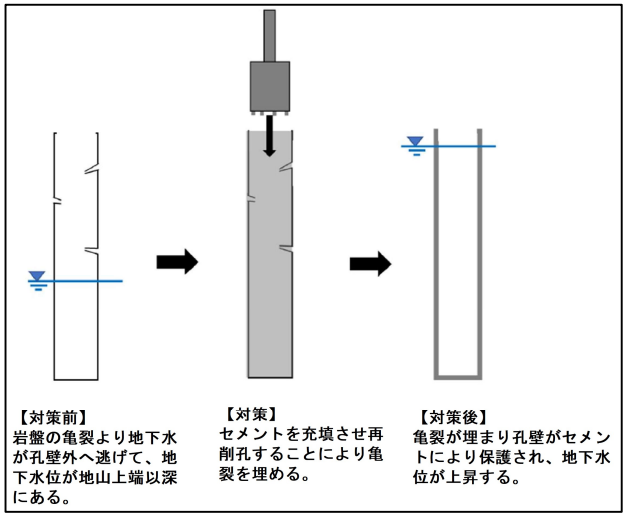


図-5 セメンチングのイメージ図

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

衛星リモートセンシングを用いた蒸発散量調査

㈱エイト日本技術開発　　トン　リミン

1. はじめに

近年では世界的な気候変動により日本の渇水年の水資源賦存量は減少傾向にあり、水収支の把握、水源確保が重要になっている。

蒸発散量が水収支の把握や農業においての水管理にとって重要であるが、実際の量の推定が難しい水文要素であるため、以前から世界的にいろんな手法で研究が行われてきた。モデル計算と渦相関法に基づいたフラックスタワーでの計測以外に、衛星技術の発展や衛星データのクラウド保存・処理技術の進歩により、リモートセンシング技術を使った蒸発散量の推定が可能になった。

本稿は宮古島市白川田地下水流域界について、蒸発散量を面的かつ連続的に把握するために衛星リモートセンシング技術を用いて行った蒸発散量調査の結果を報告するものである。

2. 調査方法

蒸発散量は、MODIS 及び LANDSAT8 の観測データを用いて、白川田地下水流域界について、2013 年 1 月～2022 年 12 月における蒸発散量の推定を行った。MODIS はアメリカの地球観測衛星である Terra と Aqua に搭載されている可視・赤外域の放射計である。LANDSAT はアメリカの地球観測衛星であり、1972 年の 1 号機運用開始以降継続して打ち上げられて、2025 年現在で 9 号機まで打ちあがっている。本稿では、MODIS により収集された MOD16A2.061 データセットを Google Earth Engine プラットフォームで推定した。また、LANDSAT8 の観測データを用いて、地表面エネルギー収支モデル（SEBALI）手法で蒸発散量を求め、MODIS で求めた蒸発散量との比較を行った。

(1) MOD16 アルゴリズム

MOD16 データプロダクトのアルゴリズムフローチャートを図-1 に示す。実蒸発散量の推定は熱収支に基づいたペンマン-モンティース法が使われている。MOD16A2.061 データセット（NASA 提供）の解像度が 500m である。

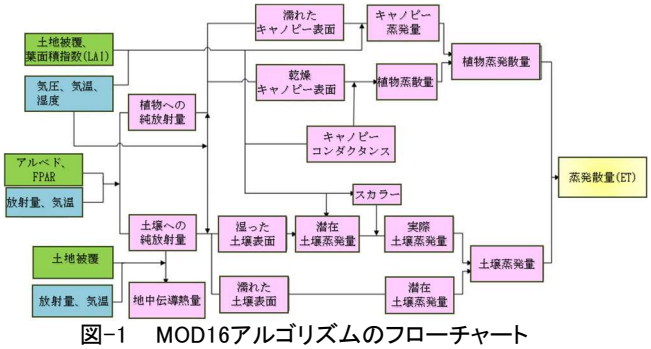


図-1　MOD16アルゴリズムのフローチャート

(2) 地表面エネルギー収支モデル（SEBALI）

SEBALI は対象地区の可視，近赤外，中間赤外，熱赤外の各波長域に対するマルチスペクトル画像と気象観測データに基づいて，以下の計算を順次行う： ①地表パラメータ（アルベド、植生指標、地表面温度）の計算 ②熱収支項目（純放射量、地中熱フラックス、顕熱フラックス、潜熱フラックス）の計算 ③蒸発比に基づく日蒸発散量の計算。SEBALI は以下のエネルギー収支式を使う [1)]。

$$\lambda E = R_n - G - H \qquad (1)$$

上の式の λE は蒸発散の潜熱フラックスであり、Rn は純放射量、G は地中熱フラックス、そして H は顕熱フラックスである。

アルベド（反射率）の計算には以下の式を使う。

$$\alpha = 0.130b1 + 0.115b2 + 0.143b3 + 0.180b4 + 0.281b5 + 0.108b6 + 0.042b7 \qquad (2)$$

上の式の b1-b7 は Blue バンド、Green バンド、短波長赤外バンドなどである。

3. 調査結果

(1) MOD16より推定された蒸発散量

MOD16A2.061 より、白川田地下水流域界について、2013 年 1 月～2022 年 12 月における 10 年間の蒸発散量の推定を行った結果を図-2、表-1 に示す。年間蒸発散量の 10 年平均値が 1041.57mm であり、気象庁データの年間降雨量の 2317mm に対し、蒸発散量が 48%を占めた。同期間の蒸発散量の年間日平均値は 2.84mm であった。

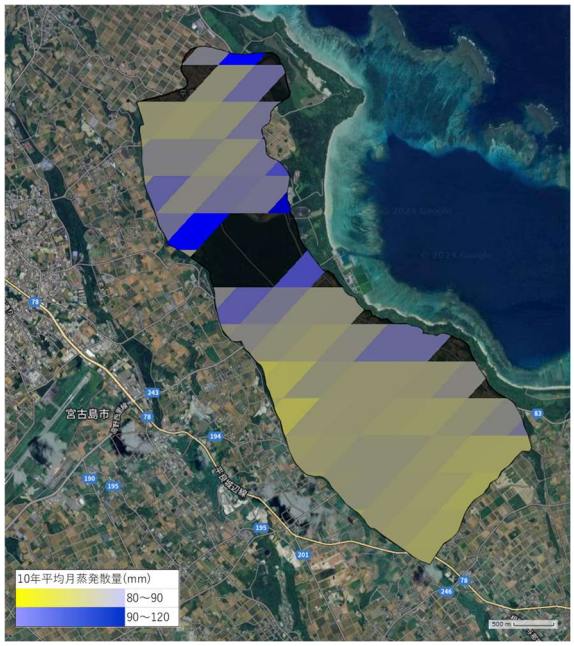


図-2 白川田地下水流域における 10 年間(2013-2022 年)平均月蒸発散量分布図

表-1 白川田地下水流域における蒸発散量（MOD16）

	年間降水量（気象庁_平良）（mm）	年間蒸発散量(mm)	年間日平均蒸発散量（mm/day）	7-9月の平均日蒸発散量（mm/day）	8日平均日蒸発散量最大値（mm/day）	蒸発散/降雨比率
2013年	1593.5	1032.99	2.81	3.66	4.59	65%
2014年	1722	989.03	2.70	3.64	4.45	57%
2015年	2057	1084.62	2.95	3.64	4.69	53%
2016年	2675	1098.10	2.99	3.86	4.92	41%
2017年	1847	992.06	2.70	3.52	4.45	54%
2018年	2635.5	1090.95	2.97	4.00	5.35	41%
2019年	2699	1046.01	2.85	3.54	4.51	39%
2020年	2504.5	1021.94	2.78	3.30	4.49	41%
2021年	1669.5	1065.24	2.90	3.73	5.00	64%
2022年	3768	994.71	2.70	3.52	4.07	26%
10年平均	2317.1	1041.57	2.84	3.64	4.65	48%

(2) SEBALI より推定された蒸発散量

SEBALI アルゴリズムを用いて、白川田地下水流域界について、2013 年 1 月～2022 年 12 月における 10 年間の蒸発散量の推定を行った結果を表-2 に示す。年間蒸発散量の 10 年平均値が 1100.71mm であり、気象庁データの年間降雨量の 2317mm に対し、蒸発散量が 51 %を占めた。

表-2 白川田地下水流域における蒸発散量（SEBALI）

	年間降水量（気象庁_平良）（mm）	年間蒸発散量（mm）	蒸発散/降雨比率
2013年	1593.5	1044.93	66%
2014年	1722	1036.18	60%
2015年	2057	1116.41	54%
2016年	2675	1119.31	42%
2017年	1847	1072.74	58%
2018年	2635.5	1153.10	44%
2019年	2699	1132.36	42%
2020年	2504.5	1159.99	46%
2021年	1669.5	1062.82	64%
2022年	3768	1109.30	29%
10年平均	2317.1	1100.71	51%

4. 考察

衛星リモートセンシングを用いて蒸発散量の推定を行った結果、MOD16A2データセットより収集した蒸発散量の10年平均値が1042mm に対し、地表面エネルギー収支モデル（SEBALI）より求めた値が1101mm であり、二つの手法で近い結果が得られた。

表-3 は沖縄県における地域別、時期別の年蒸発散量、平均値及びピーク時値等の文献値である。比屋根ら(2004)[2] が宮古島における夏植えサトウキビ畑の微気象観測の結果から熱収支をもとにボーエン比法で蒸発散量を測定した結果、日蒸発散量の年間平均値は 2.86mm/day であり、7-9 月の平均値は 3.27 mm/day であると報告している。田中（1981）[3]、比屋根（2008）[4] が示した蒸発散量の日平均値は 2.9mm/day であった。これに対し、本稿で推定された白川田地下水流域界における 2013 年から 2022 年の日蒸発散量の年間平均値は 2.84mm/day であり、7-9 月の日蒸発散量が 3.30～4 mm/day、その 10 年平均は 3.64 mm/day であり、文献値とほぼ同じ結果であった。蒸発散量の年間合計値が文献では 1030～1180mm である[5) 6)] のに対し、本業務では 10 年間平均値が 1042～1101mm であり、近い結果であった。

表-3 沖縄県における地域別、時期別の年蒸発散量、平均値及びピーク時値等の文献値

出典	観測地	観測期間	手法	年合計（mm/年）	平均値（mm/day）	7-9月平均値（mm/day）
山城（1968、1990）	那覇市	1967～1971年、1983～1984年	ライシメータ	1180	3.3	6.4
田中（1981）	宮古島	-	-（一般に使われている値）	1060	2.9	4.7
比屋根（2004）	平良市	2000年1月～12月	熱収支ボーエン比法	1030	2.86	3.27
比屋根（2008）	南風原町新川	2002年8月～2002年11月	熱収支ボーエン比法	-	2.91	-

《引用・参考文献》

1) Y.G. Mekonnen et al., (2024) Tailoring the surface energy balance algorithm for land-improved (SEBALI) model using high-resolution land/use landcover for monitoring actual evapotranspiration, Agricultural Water Management 303(2024)109058

2) 比屋根真一・大場和彦・丸山篤志・黒瀬義孝・河野伸二・伊志嶺正人（2004）宮古島における夏植サトウキビ畑の蒸発散特性、熱帯農業 48(2): 94-100

3) 田中宏平・四ケ所四男美（1981）宮古島の地下水予測に関するシステム理論的研究、九州大學農學部學藝雑誌、35 巻 3/4 号:97-103

4) 比屋根真一（2008）沖縄本島南部地域の夏季における春植えサトウキビの蒸発散、沖縄県農業研究センター研究報告 1:68-73

5) 山城三郎（1968）沖縄における甘蔗の蒸発散量　第 1 報、琉大農学報 15:193-198.

6) 山城三郎（1990）沖縄におけるサトウキビの蒸発散量　第 6 報 サトウキビの作物係数について、琉大農学報 37:171-1

既存盛土抽出手法の特徴と留意点

株式会社復建技術コンサルタント　○山口　秀平，村上　智昭，山下　桂一，浅井　功

1. はじめに

令和 3 年 7 月に静岡県熱海市において発生した土石流災害等を踏まえ,盛土等に伴う災害の防止を目的として,危険な盛土等を規制する「宅地造成及び特定盛土等規制法」(通称「盛土規制法」) が令和 5 年 5 月に施行された.同法では，都道府県等が定期的に基礎調査（以下,「既存盛土等調査」という.)を実施することが規定されている.図-1 には既存盛土等調査の手順を示した.

本稿では，既存盛土等調査の第一段階として行われる「既存盛土等分布調査」における既存盛土抽出手法について，複数地域で実施した結果を踏まえ，特徴や留意点を報告する.

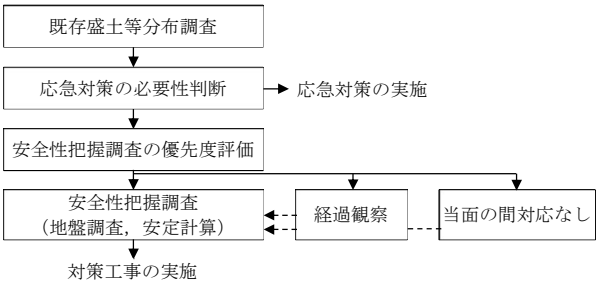


図-1 既存盛土等調査の手順[1)]

2. 既存盛土抽出手法の概要

広範な範囲を対象として，既存盛土を抽出する手法には,(1)DEM (数値標高モデル) の変化で抽出する手法（以下,「DEM 差分解析」という.)，(2)光学衛星画像から得られる NDVI（正規化植生指数）の変化で抽出する手法(以下,「NDVI 差分解析」という.)，(3)SAR 衛星画像から得られる散乱強度の変化で抽出する方法（以下,「散乱強度差分解析」という.）がある．以下に各手法の概要を示す.

(1) DEM 差分解析

盛土の造成前後における地表面の高さの変化に着目し，盛土により地表面の標高が高く変化することを踏まえ，2 時期（造成前後）の DEM の差分計算を行い，標高が高く変化した箇所を盛土の可能性がある箇所として抽出するものである.

(2) NDVI 差分解析

盛土の造成前後における NDVI の変化に着目し，植生域では盛土により植生が除去され，NDVI が小さく変化することを踏まえ，2 時期（造成前後）の NDVI の差分計算を行い，NDVI が減少した箇所，すなわち，植生が除去された可能性がある箇所を盛土可能性箇所として抽出するものである.

(3) 散乱強度差分解析

盛土の造成前後における散乱強度の変化に着目し，盛土により地形や地物の状態が変化することを踏まえ，2 時期（造成前後）の散乱強度の差分計算を行い，散乱強度が変化した箇所を地形や地物が変化した箇所，すなわち,盛土の可能性がある箇所として抽出するものである.

3. 既存盛土抽出手法の特徴と留意点

(1) DEM 差分解析

○特徴

・航空レーザ測量データ等の精度の良い DEM を用いることができれば，精度よく盛土箇所を抽出可能である.

・盛土造成前後の DEM から，概ねの盛土の面積や断面形状を把握することが可能である.

・古い年代の DEM が整備されているケースは少ない.また，整備されていても精度が低い場合が多いため，古い年代に造成された盛土は精度よく抽出できないことが多い.

○留意点

・精度や解像度が低い DEM（例えば，国土地理院数値標高モデル 10m メッシュ等）を用いる場合は特に傾斜地において誤検出(盛土ではない箇所の検出)が生じやすい.

・自治体が整備する都市計画基本図（DM）データは，地物のみ更新がなされ，地形は更新されていない場合があるため，適用する際には，地形データの年代に留意する必要がある．また，地形データの数値に誤りがあり，それ起因する誤検出が生じることもある.

(2) NDVI 差分解析

○特徴

・有償の光学衛星画像（spot6/7）を用いた場合は，分解能 1.5m 程度であり，盛土規制法の規制対象規模（面積 500 ㎡以上）の植生変化領域を抽出可能である.

・植生除去箇所が検出されるため，盛土ではない箇所も検出される.

・標高の情報ではないため，盛土の規模や形状は把握できない.

○留意点

・被雲箇所は観測不可領域となるため，解析することができない．また，NDVI の変化を検出することから，植生活性度がより高い時期（6～8 月頃）の画像を適用することが望ましいが，同時期は雲が多いため，被雲や植生の活性度の状況を勘案して，適切な画像を選定する必要がある.

・比較する 2 時期の期間が長期間の場合は，植生が再度活性化することにより，検出されないことがある.

(3) 散乱強度差分解析

○特徴

・有償の SAR 衛星画像（ALOS-2）を用いた場合は，分解能 2.5m 程度であり，盛土規制法の規制対象規模（面積 500 ㎡以上）の地形・地物変化領域を抽出可能である．
・散乱強度は地形・地物の変化等複数の要因で変化するため，盛土ではない箇所も多数検出される．
・標高の情報ではないため，盛土の規模や形状は把握できない．
〇留意点
・起伏のある地形で SAR 衛星から照射されるマイクロ波が斜面の陰になる箇所は，散乱強度が得られないため，解析不可領域となる．なお，南北両軌道の画像を用いて解析することにより，解析不可領域を低減可能である．
・都市部の市街地やその周辺については，地物の変化が多いことから，盛土ではない変化（建物の変化や伐採のみの変化等）が膨大に抽出される傾向にある．

4. 盛土抽出の課題と対応策

(1) 盛土の可能性がより高い箇所の抽出

前述した各手法の特徴や留意点のとおり，机上での既存盛土抽出では，誤検出が多く生じることがある．机上で抽出された盛土の可能性がある箇所については，現地確認を行い，盛土か否かの判断を行うが，誤検出が膨大になると調査対象数も増大し，多大な費用や時間を要する．このため，より精度良く盛土箇所を抽出し，現地確認の効率化・省力化を図る必要がある．

より精度良く抽出する手法としては，複数の差分解析結果を総合的に判断して盛土の可能性がより高い箇所を抽出することが考えられる．例えば，山地部等の植生域の盛土を抽出する場合は，植生除去箇所を精度良く抽出可能である NDVI 差分解析を主体とし，DEM 差分解析，散乱強度差分解析を適宜組合せることにより，盛土の可能性がより高い箇所を抽出することが可能と考えられる．

(2) 抽出漏れの低減

山地部における大規模な盛土は，市街地部の盛土に比べ，現地で確認されにくいことから，山地部の大規模な盛土は，可能な限り机上調査で抽出する必要がある．

山地部における大規模な盛土の抽出漏れを低減する方法としては，最新の DEM を活用した人工地形の抽出が考えられる．具体的には，山地部において，最新の DEM をもとに傾斜区分図を作成し，傾斜区分図から山地部における平坦地箇所を人工改変地の可能性がある箇所として抽出するものである．

当該手法により，山地部の谷埋め盛土を抽出した事例を図-2および図-3に示す．図-2は傾斜区分図を用いて山地部における平坦地箇所を抽出した事例である．図-3は抽出箇所の拡大図（起伏陰影図）である．山地の谷部に法面が形成されており，人工地形であることが確認できる．

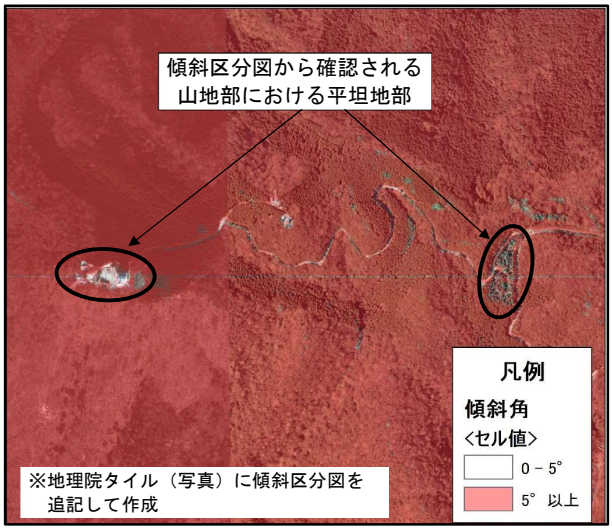


図-2　山地部における人工地形箇所の抽出の例
（0.5mDEM から作成した傾斜区分図）

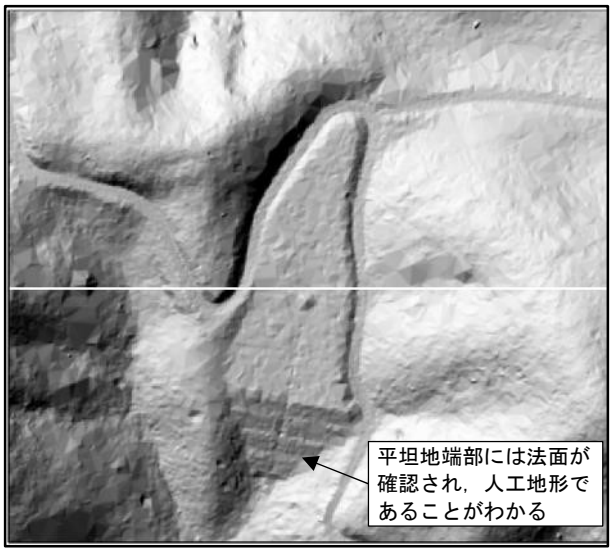


図-3　山地部における人工地形箇所の抽出の例
（0.5mDEM から作成した起伏陰影図）

5. まとめ

既存盛土抽出にあたっては，各抽出手法の特徴や留意点を踏まえ，調査対象地の地形や土地利用，基礎資料の整備状況等を勘案して適切な抽出手法を選定することで，より効果的に既存盛土を抽出可能であると考えられる．また，単独の差分解析では誤検出が膨大に生じる懸念がある場合は，複数の差分解析結果を総合的に判断することにより，盛土の可能性がより高い箇所を抽出可能と考える．なお，本稿で示した抽出手法を適用した場合においても，全ての盛土を抽出できるとは限らないため，抽出漏れに対応する方法として，地元住民や民間事業者（例：宅配業者等）と連携したパトロール等も活用して，危険な盛土の事前把握に努めることが重要である．

《引用・参考文献》

1) 国土交通省・農林水産省・林野庁(令和5年5月)：盛土等の安全対策推進ガイドライン及び同解説，p. 1-23

UAV 測量を活用した河岸露頭の岩盤割れ目抽出方法

中央開発株式会社　　○後藤　慧，細矢　卓志，石原　隆仙，彦坂　千遥
国立研究開発法人日本原子力研究開発機構　　島田　耕史

1. はじめに

岩盤中の割れ目の発達状況は，対象とする岩盤の強度と透水性を評価する上で極めて重要な要素である．特に地表と地下深部を繋ぐ大きな割れ目は水や物質の移行経路となり，割れ目沿いに酸化・風化を進行させて岩盤の安定性を低下させる要因にもなる．現在，ダムや地下施設の建設においては地質技術者が手作業で岩盤割れ目の分布を計測しているが，広範囲の計測に時間がかかることや，人間が到達できない地点は調査ができない等の課題がある．そこで筆者らは，河岸に露出する岩盤露頭を対象として，空中から対象物を撮影できる UAV（ドローン）を使用した割れ目の抽出を試みた．本論では，現地での UAV 測量の実施段階・取得データの三次元モデル解析段階において展開した手法を紹介し，遠隔による岩盤割れ目抽出の有効性を考察する．

2. 調査概要

(1) 調査対象

UAV 計測は，河岸の岩盤の露出が良い2ヶ所の地点（調査地 A，調査地 B）において実施した．2地点はいずれも三波川変成帯の分布域にあたり，泥質の結晶片岩が露出している．結晶片岩は，変成作用によって発達した片理面が弱線となって剥がれやすいという特性があり，露頭では節理の他に片理面に沿った割れ目や岩盤表面の剥落が認められる．

調査地 A は岩盤露頭が概ね平面的に分布しており，UAV から真下方向を撮影する従来手法での自動マッピングが実施可能であった．一方，調査地 B の露頭は水面から高角度で切り立つ岩壁として発達しており，岩の凹凸，崖からの枝の張り出しなどを考慮して航路を選定し，カメラを横向きにして撮影飛行を行った（図-1）．

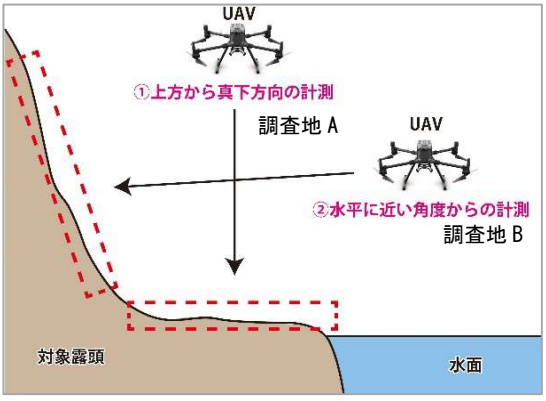


図-1 各露頭と UAV 飛行計測のイメージ

(2) 調査方法

2地点において実施した飛行計測方法を表-1に示す．本調査では，露頭状況に応じて対象を捉えるカメラの角度を適切に設定し，測量の手法としてレーザ測量（LiDAR）と写真測量を使用した．また飛行の手法として，あらかじめ設定した航路上を自動で飛行し撮影する自動撮影と，操縦者が直接機体の進行とカメラのシャッターを操作する手動撮影を実施した．自動操縦ではデータをくまなく取得できるという点，手動操縦では対象物へ接近し小回りを利かせたデータ取得が出来る点でそれぞれメリットがある．UAV は，LiDAR モジュール「Zenmuse L1」を搭載した DJI Matrice 300 RTK（以後，大型機と呼称する）を使用して主に自動撮影飛行を行い，小回りが利く DJI Mavic 2 Pro（以後，小型機と呼称する）を使用して手動撮影飛行を実施した．

表-1 各地点における計測実施手法及び作成データ

調査地	No.	手法	飛行方法	対地高度	カメラ角度*	作成データ
A	1	レーザ	自動	50m	-90°	点群データ
	2	連続写真	自動	50m	-90°	オルソ画像・点群データ
	3	連続写真	手動	10m 程度	-90°	オルソ画像・点群データ
B	1	レーザ	自動	50m	-40°	点群データ
	2	レーザ	自動	10~20m	0°	点群データ
	3	連続写真	自動	10~20m	0°	点群データ
	4	連続写真	手動	10~20m	0°	点群データ

*カメラ角度は水平を 0°，真下方向を-90°とする

UAV レーザ測量で取得したデータ，連続写真の SfM（フォトグラメトリ）解析から作成した三次元モデルは，UAV の GPS 座標やコンパス，傾きの情報などをもとに本来の露頭の向きや姿勢で復元される．大型機と小型機の座標復元精度はやや異なるが，各地点の各測量結果からそれぞれ点群データを構築し，露頭の形状を復元した．平面的モデルが作成可能な調査地 A では，さらに連続写真から GIS データとして使用できるオルソ画像を作成した．

LiDAR 点群データの構築には DJI 社製の DJI Terra を使用し，LiDAR 点群の植生フィルタリングや連続写真の SfM 解析には，Agisoft 社製の Metashape Professional を使用した．データの閲覧と割れ目の抽出では，オートデスク社の Auto CAD 及びオープンソース点群処理ソフトウェアの CloudCompare を使用し，面構造の解析を実施した．

3. データ解析および割れ目の抽出結果

(1) 調査地 A

取得した各データを比較した結果，調査地 A では，手動飛行撮影から作成したオルソ画像が最も割れ目の抽出に適していた．高さ方向からの正射俯瞰画像であるオルソ画像は，割れ目の面と水平面との交線（割れ目の走向）がそのまま線として映し出されるため，GIS ソフト等を使用して XY 座標上で線の方位角の計測が可能である。割れ目の平面的な分布傾向や走向を抽出し，割れ目のトレース線の走向（角度）を CAD 上で計測した．抽出する亀裂の長さは30cm 以上としている．露頭の一部における割れ目判読の様子と抽出結果を図-2及び表-2に示す．調査地 A の露頭では，EW 走向で発達する片理面と交差するように NW 走向の割れ目が発達しており，NE 走向の割れ目は相対的に少ないという傾向が得られた．

取得したデータのうち，レーザ測量の点群は写真測量で構築した点群と比較して粗く，起伏が均されて割れ目の抽出が困難であった．また，大型機の自動飛行で作成したオルソ画像は，小型機の手動飛行より高度を上げる必要があったことから，解像度で劣っていた．

(2) 調査地 B

岩壁状に発達する調査地 B の露頭は，上空から直下撮影で捉えることは困難であり，調査地 A のようなオルソ画像の作成や平面的な解析は実施できない．そこで，測量で取得したデータはそれぞれ点群データの状態で点群処理ソフト「CloudCompare」に読み込み，三次元的な解析を実施した．判読に最も適していたデータは，小型機の手動飛行で取得した SfM 点群データである．ソフト上の「Plane Tools」プラグインを使用することで面構造の向きや角度を自動計測することができ，割れ目の走向に加え傾斜も抽出することができた．露頭の一部における割れ目の判読の様子と抽出結果を図-3 及び表-3 に示す．調査地 B の露頭では，NS～N30° E 走向で発達する節理が EW 方向に発達する結晶片岩の片理を切断して割れ目として発達している．NS～N30° E 走向の節理の傾斜は 70° から直角で高角である．

B 地点でもレーザ点群は既述の特性から大きく開口した割れ目以外の抽出が困難であったが，写真測量の点群にない特徴として植生に遮られた壁面のデータを取得しており，走向傾斜の計測を実施できた．調査対象の植生被覆状況によっては一切岩盤が露出していないこともあり，レーザ測量による遠隔調査も効果的であると言える．大型機で撮影した SfM 点群データは，張り出した樹木に小型機以上に航路を制限されたため，小型機の SfM 点群データより点群密度が低くなった．

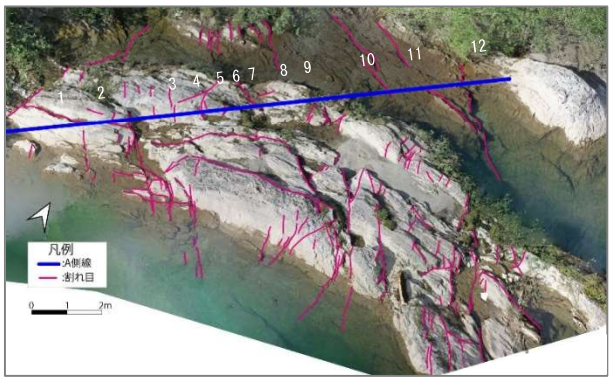


図-2 調査地 A における割れ目の判読



図-3 地点 B における割れ目の判読

4. まとめ

UAV の撮影データから撮影対象の本来の形状と姿勢が復元でき，岩盤が露出した一定範囲において，効率的な割れ目の走向・傾斜の取得が可能であることが判明した．一方で，精度検証のためには実測値との対比が必要である．また，データの取得・解析に関しては，調査対象の特性に応じて，測量方法の使い分けや計測時のパラメータなどの設定方法を都度模索し，最適化していくことが求められる．

表-2 図-2において判読した割れ目の走向

No.	走向 真北	No.	走向 真北
1	N 61 ° E	7	N 52 ° W
2	N 38 ° W	8	N 18 ° W
3	N 39 ° W	9	N 87 ° W
4	N 36 ° W	10	N 77 ° W
5	N 57 ° W	11	N 89 ° E
6	N 38 ° W	12	N 46 ° W

表-3 図-3 において判読した割れ目の走向傾斜

No.	走向・傾斜
5	NS 78 ° W
6	N31° E 71 ° SE
7	N89° W 46 ° S
8	N83° W 22 ° N
9	N25° E 72 ° E
10	N2° E 68 ° W
11	N8° E 69 ° W
12	N72° E 62 ° S

空中電磁探査結果と調査ボーリング結果の対比・評価手法について

大日本ダイヤコンサルタント株式会社　　○野﨑　勇佑，山根　博，濱本　拓志，馬場　敬之，金丸　諒太朗

1. はじめに

地質調査における岩盤，地下水等の性状の把握は構造物の設計・施工を行う上で重要な基礎データである。近年、予備調査段階で広域の地質情報の取得を目的とした空中電磁探査の実施される機会が増加傾向にある。

空中電磁探査はヘリコプターや UAV（ドローン）を使用し、地盤内部の電気的特性を観測することで、岩盤性状や地下水分布などを推定するための物理探査手法である。

本稿では、2 つの地区を対象に UAV を利用した空中電磁探査により取得した比抵抗とボーリング調査結果を対比し、地質評価を行った事例を紹介する。

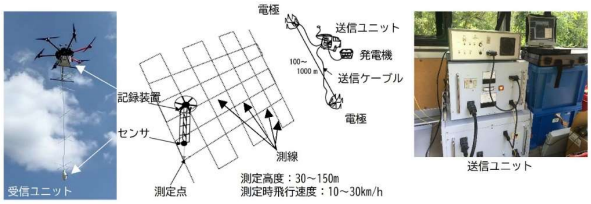


図-1 UAV を用いた空中電磁探査実施状況

2. 空中電磁探査で得られる比抵抗の概要

空中電磁探査を実施することで、比抵抗（含水量や粘土分含有量によって生じる電気的特性）を把握することが出来る。

比抵抗と地質・地下水の関係を図-2 に示す。岩盤性状が良好であれば高比抵抗を呈し、風化や破砕を受けると比抵抗は小さくなる。また表層付近の間隙の大きく地下水で飽和する箇所、粘土化している箇所（断層破砕帯、凝灰岩層等）は低比抵抗を呈する。

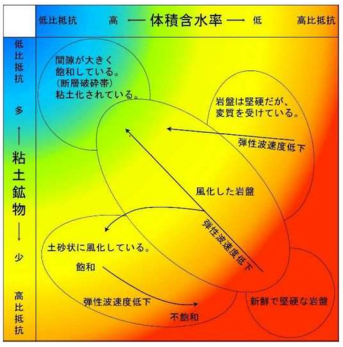


図-2 比抵抗と地質・地下水の関係[1)]

3. 空中電磁探査結果及びボーリング位置

(1)調査地 A(地質帯境界付近)

調査地 A は文献・既往調査より地質帯境界（断層）の分布が想定されており、断層周辺の地質性状及び地下水分布を把握するために空中電磁探査を実施した。比抵抗断面を図-3に示す。地質帯境界は黒破線範囲内の分布が想定されており、境界の前後で地下深部の比抵抗に差が認められた。ボーリング位置は比抵抗に差が見られる箇所、深部で低比抵抗を示す2箇所（No.1孔、No.2孔）を選定した。

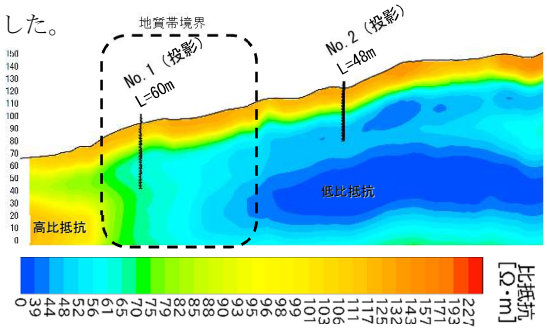


図-3 比抵抗断面図(調査地 A)

(2)調査地 B(地すべり地形分布想定箇所)

調査地 B は既往調査より地すべり地形の分布が想定されており、地すべりの規模と地下水分布を把握することを目的に空中電磁探査を実施した。比抵抗断面を図-4に示す。山頂付近に地すべり頭部の分布が想定されており、想定位置付近の比抵抗に差が見られた。ボーリング位置は地形の中心付近の1箇所を選定した。

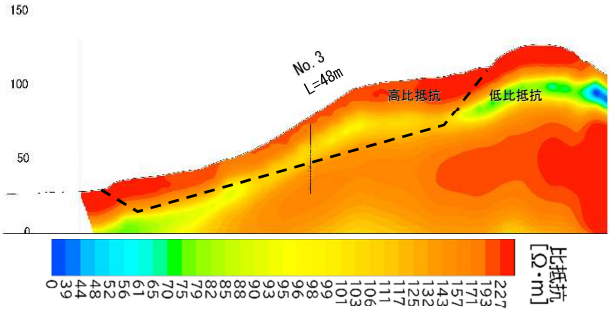


図-4 比抵抗断面図(調査地 B)

4. ボーリングコアと比抵抗の対比

(1)調査地 A(地質帯境界付近)

ボーリング調査の結果 No.1孔は泥岩を主体とした岩盤、No.2では砂岩優勢で30cm 泥岩を狭在する岩盤の分布を確認した。なお、No.2は地下深部に向かい砂岩と泥岩の境界が不明瞭となり、泥岩主体の岩盤への遷移が認められた。図-5に岩級ごとの代表的なコアと対応する比抵抗の範囲を示す。

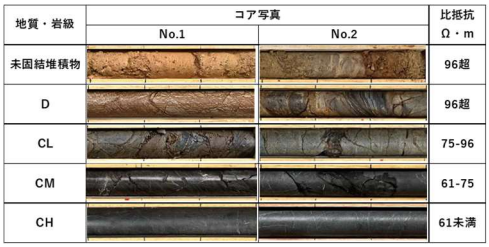


図-5 ボーリングコアと比抵抗の対比(調査地 A)

浅部に分布する未固結堆積物、開口部を多く含むD級岩盤は96Ω・m以上の高い比抵抗を示した。CL級岩盤は75～96Ω・m、CM級岩盤は61～75Ω・m、CH級岩盤は61Ω・m未満と岩盤性状が良好になるにつれて比抵抗値が小さくなることが確認された。

なお、調査地Aに分布するCH級岩盤は割れ目が少なく風化も小さい新鮮な硬岩であるため図-2に倣えば高比抵抗を示すと考えられる。一般的な岩盤における低比抵抗の要因として、岩盤が間隙を多く含んだ上で体積含水率が高いこと・岩盤自体が粘土鉱物を多く含むことが挙げられるが、コア上に該当する要因は認められない。

調査地Aの地下深部に分布する新鮮な岩盤が低比抵抗を示した要因には、図-6に示す岩石（固有）の比抵抗値の影響が推定される。

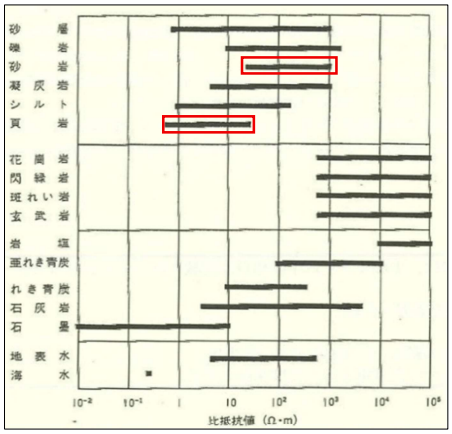


図-6 岩石等の比抵抗値[2)]

岩石と比抵抗値の関係から泥岩（頁岩）で低比抵抗、砂岩で高比抵抗を示すことが確認できる。

(2)調査地B(地すべり地形分布想定箇所)

ボーリング調査から砂岩主体の岩盤の分布を確認した。図-7に岩級ごとの代表的なコアと対応する比抵抗の範囲を示す。

地質・岩級	コア写真 No.3	比抵抗 Ω・m
未固結堆積物		125超
D		125超
CL		75-125
CM		75未満
		75-157（地下水位以深）

図-7 ボーリングコアと比抵抗の対比（調査地B）

浅部に分布する未固結堆積物、D級岩盤は125Ω・m以上、CL級岩盤は75～125Ω・mを示した。CM級岩盤は地下水位より上で75Ω・m未満、地下水位より下で75-157Ω・mを示した。調査地Bに分布する岩盤は深度と調和的な風化構造を持つことが比抵抗及びボーリングコアで確認できた。また、コア上にすべり面や地すべり性の破砕部が認められないことから地すべりは分布しないと判断した。

5. 空中電磁探査とボーリング調査の結果を踏まえた岩盤性状及び地下水分布の評価手法について

(1)岩盤性状と比抵抗の関係について

地下水で飽和された岩盤では、比抵抗は風化構造に従い、低比抵抗から高比抵抗に変化する。一方で、地下水位以浅に分布するD～CL級岩盤や未固結堆積物は高比抵抗を示す。比抵抗から表層付近の岩盤性状を推定する場合は、地表踏査で露頭分布や表流水の有無等も併せて確認することが望ましい。

(2)岩種と比抵抗の関係について

地下水位以深に分布する新鮮な岩盤は高比抵抗を呈する可能性が高いが、泥岩及び泥質岩優勢層では低比抵抗を呈した。地下深部で低比抵抗を呈す箇所における評価にはボーリング調査結果と合わせた確認が必須である。

(3)地下水位分布と比抵抗の関係について

掘削中に確認した水位に安定性が認められた深度の比抵抗は100Ω・m付近を示した。本調査における地下水位の比抵抗は地質や岩盤性状から受ける影響が小さく、地下水位自体の分布に支配されるものと考えられる。

(4)本調査結果から推定される岩盤性状・地下水分布

(1)～(3)を踏まえ地質、岩盤状況、地下水位を評価し作成した地質断面図を図-8、図-9に示す。

空中電磁探査で得られる比抵抗は様々な要因で変化する。必要に応じて適切な調査を合わせて実施し、総合的に検討することで、精度の高い広域の地質情報の取得が期待できる。

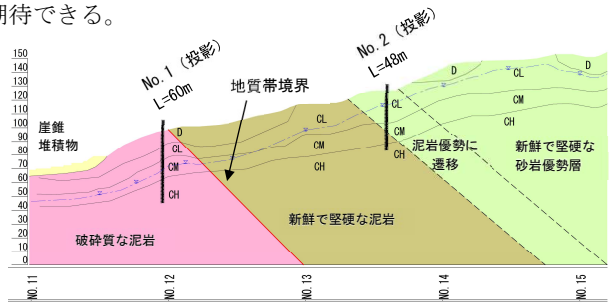


図-8 地質断面図(調査地A)

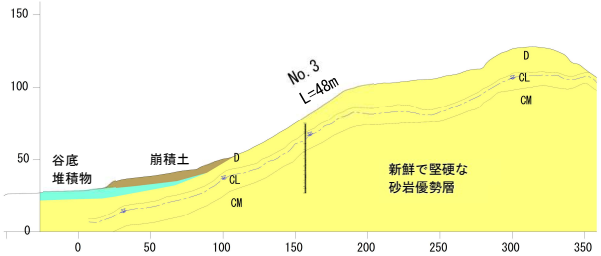


図-9 地質断面図(調査地B)

《引用・参考文献》

1) 比抵抗密度探査に基づく地盤評価に関する調査・研究委員会-講習・研究検討会テキスト.（公社）土木学会関西支部. 1997, p. 107

2) 新版 物理探査の適用の手引き-土木物理探査マニュアル2008-.（公社）物理探査学会. 2008-10-21, p. 261

「最新の計測技術」を活用した擁壁変状調査の試み

株式会社みすず綜合コンサルタント　　○中澤　潤一，阿部　健
上田市丸子地域建設課　　田中 真道

1. はじめに

擁壁の変状調査は，擁壁に生じている損傷や劣化，変形などの異常を把握し，安全性や機能性を評価するための重要な作業である．従来，人の目視による調査を行いスケッチと現地状況写真を整理し，報告書としてとりまとめていた．その際の課題を以下に示す．

問 題 点	解 決 策
課題 1：現地調査に時間がかかる．	⇒「省力化」
課題 2：精度が劣る．	⇒「計測機器活用」
課題 3：技術力のばらつき．	⇒「マニュアル化」

上記問題点を解消するため，試みた事例を紹介する．

2. 従来の擁壁変状調査

以下に，従来の擁壁変状調査を示す．

(1) 外業(地表踏査)

現地を歩き，目視により変状の位置，規模の確認を行う．画板に図面を携帯し，スケッチと写真撮影方向を記載しながら調査を行う．

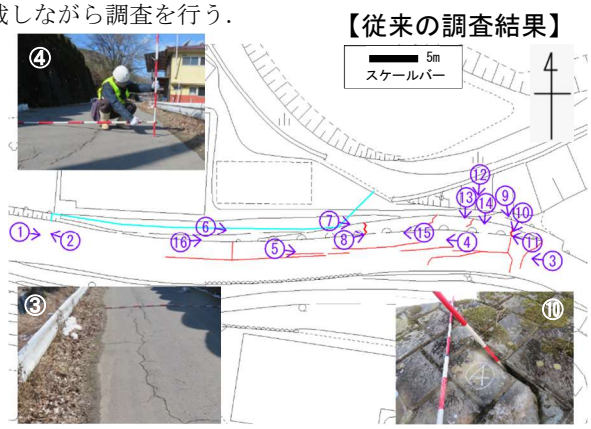


図-1 踏査結果平面図

(2) 内業(写真整理，平面図，断面図作成)

地表踏査結果のとりまとめを行う．写真を整理し，図-1 踏査結果平面図及び図-2 道路変状の機構断面図などを作成し報告書として仕上げる．

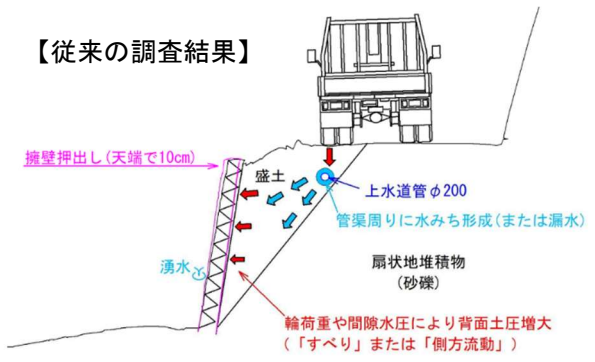


図-2 道路変状の機構断面図

3. 最新の計測技術を活用した擁壁変状調査

今回活用した計測機器とその特徴を表-1に示す．

表-1 各計測技術の特徴

計測技術	特　徴
スラムレーザー計測	高精度であるが，やや視覚的表現における（亀裂など不明瞭）．
LiDAR スキャナー計測	やや精度が劣るが，視覚的表現に優れる（亀裂など明瞭にわかる）．
赤外線カメラ撮影	路面，壁面の温度差から異常個所を抽出することができる．

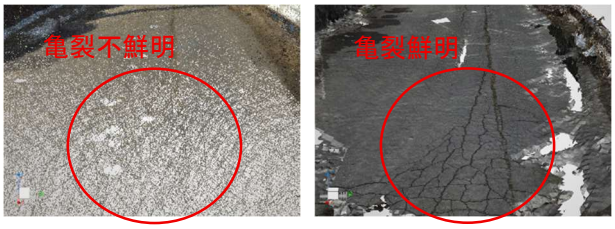


図-3 左 スラムレーザー　　右 LiDAR スキャナー

(1) スラムレーザー計測

スラムレーザー計測状況を以下に示す．使用した機器は，BLK2GO である．



写真-1 スラムレーザー計測状況

(2) LiDAR スキャナー計測

LiDAR スキャナー計測状況を以下に示す．使用した機器は，iPhone 14 Pro と iPad Pro（第４世代）である．



写真-2 LiDAR スキャナー計測状況

(3) 赤外線カメラ撮影

赤外線カメラ撮影状況を以下に示す.使用した機器は,PD8-AW / R500EX-PRO である.



写真-3 赤外線カメラ撮影状況

4. 調査結果の整理と解析

(1) 統合モデル作成

スラムレーザー計測結果と LiDAR 計測結果を統合した三次元モデルに，現地踏査結果で見られた変状を引き出すことで以下に示す踏査結果統合モデルを作成しマニュアル化した．計測する手順だけ覚えれば誰でも同精度で計測することができ，図-4に示す踏査結果統合モデルを作成することができる．(課題3対応「マニュアル化」)

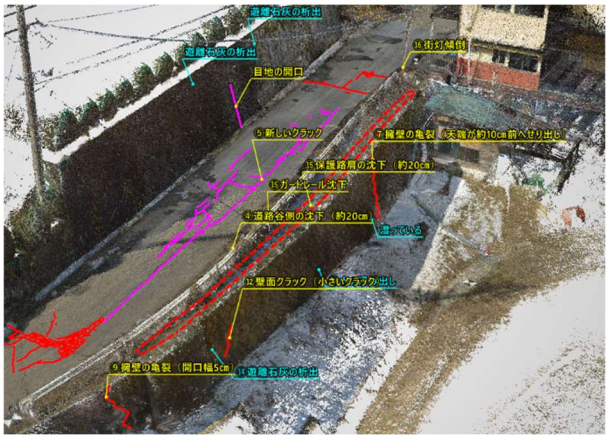


図-4 踏査結果統合モデル

(2) 路面排水経路の特定

スラムレーザー計測結果の標高データ（点群）から段彩図を作成し，表流水が流入する箇所を特定した．

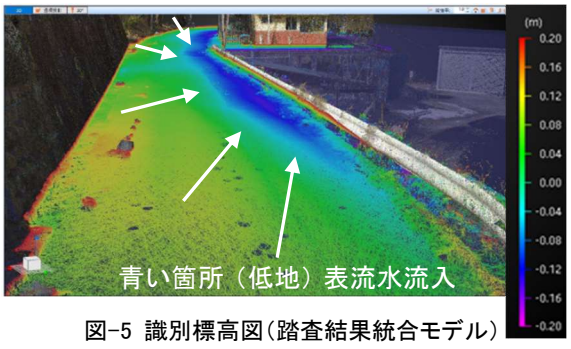


図-5 識別標高図(踏査結果統合モデル)

(3) 埋設管の経路の推定

赤外線カメラ撮影結果から，温泉管が埋設されていると推定した．

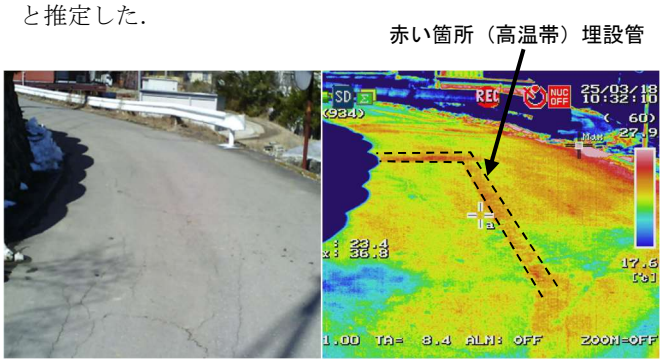


写真-4 赤外線カメラ撮影

(4) 変状発生箇所のトレース

LiDAR 計測結果から，クラック発生箇所をトレースし変状の分布状況を三次元的に把握した．通常現地で計測してスケッチを行うと，本現場では２時間程度時間を要してしまうが，今回は統合モデルからクラックを抽出しトレースしたことで，正確でかつ短時間（所要時間30分）で変状図を作成することができた．

（課題1「省力化」，課題2「計測機器活用」対応）



図-6 クラックのトレース(踏査結果統合モデル)

5. まとめ

人手不足が叫ばれるなか，計測・測量・AI 技術の発達が目まぐるしい昨今，私たちが従事している建設コンサルタント業界で求めているものは,「省力化」,「計測機器活用」,「マニュアル化」であると考えた．そこで社内で保有する最新の計測機器及び解析ソフトを活用し統合モデルを作成し，課題1～3で挙げた事項を解消することができたと考える．この「最新の計測技術」を活用した擁壁変状調査は，作業手順さえ覚えてしまえば，誰でも同じ精度の成果を作成することができ，さらに品質の高いサービスを発注者や関係者に提供できる．

地質調査業務で基本となる地表踏査．最新の計測技術を活用することで,「省力化」に繋がり，変状が発生している原因を解明するための一助となる．新しい計測技術を活用する際は，計測機器の欠点を理解し，それを補える様に他の計測機器を組み合わせていく必要がある．

橋梁基礎における支持層の 3 次元モデルの作成と化石谷の考察

株式会社ウエスコ　　○宮本　広富美，伊達　裕樹，永見　英俊

1. はじめに

調査地は，島根県浜田市に流れる周布川にかかる橋梁である（図-1）．本橋梁では，仮設歩道橋や架け替えに伴う支持層の把握を目的とした計 14 本のボーリング調査が実施された（図-2）．支持層は，上流側に 8m 程度急落している（図-3）．本調査の結果，急落の原因として，旧河川による河川浸食を反映した化石谷の存在を推察した．

本稿では，この特異な支持層（化石谷）を面的に表現するために，3D 地質モデル作成ソフトウェアを用いて作成した 3 次元モデル図を紹介する．さらに空中写真判読，炭素年代測定および帯磁率測定を合わせて行い，沖積層の堆積環境および化石谷の形成過程について考察した．

2. 調査地の概要

(1) 地形・地質

調査地は周布川沿いに広がる低地部である．調査地周辺の地層構成は，古い時代から新第三紀の凝灰岩，更新世の砂礫層，固結粘土層が分布し，その上位に完新世の粘性土層と砂層が交互に厚く堆積する（表-1）．最上位には，礫質土層および盛土層が分布する．

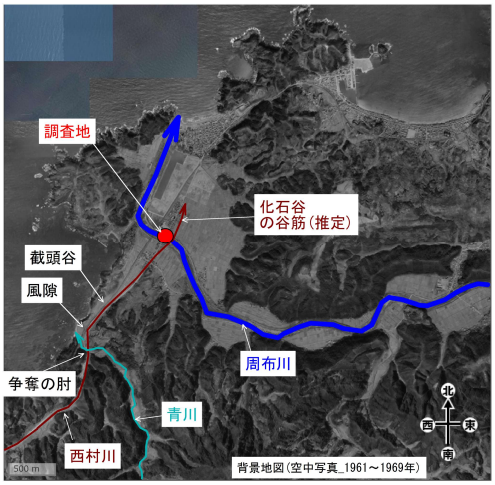


図-1 調査位置図（地理院地図[1]に一部加筆）

表-1 調査地の層序

地質年代			地層名	地質記号	層厚 (m)	N値 (代表N値)	土質区分
新生代	第四紀	完新世	盛土層	B	2.65～8.70	3～26 (7)	礫混じり砂，礫粘土混じり砂，礫混じりシルト質砂，砂礫，鉄筋コンクリート
			沖積礫質土層	Ag	1.15～5.60	7～46 (18)	シルト混じり砂礫，粘土混じり砂礫，砂礫，砂混じり礫，玉石混じり砂礫
			沖積粘性土層1	As1	0.25～0.50	2	シルト ※薄層のためAg層に介在する地層として扱う
			沖積砂層1	As1	3.60～8.15	5～28 (15)	粘土混じり砂，シルト混じり砂 礫混じり砂，砂
			沖積粘性土層2	As2	1.90～3.60	3～17 (8)	砂質シルト，砂混じりシルト，シルト
			沖積砂層2	As2	0.60～3.00	9～24 (16)	礫混じり砂，シルト混じり砂， シルト質砂，砂
			沖積粘土層3	As3	2.00～2.10	7～9 (8)	砂質シルト，シルト
		更新世	旧扇状堆積物	c-dt	0.60～2.65	11～36 (22)	礫混じりシルト質砂，砂， 粘土質砂礫，シルト混じり砂礫
			洪積礫質土層	Dg	2.9～4.9	55～188 (113)	玉石混じり砂礫
			洪積粘性土層	Dc	4.00～5.55	8～22 (15)	礫混じり砂質粘土，砂質粘土
	新第三紀	中新世	風化凝灰岩層1	Tf-w1	0.60～4.30	12～52 (26)	風化土，極風化凝灰岩 粘土質砂状～砂礫状コア （土区分：土砂相当）
			風化凝灰岩層2	Tf-w2	2.00～5.15	50～188 (91)	風化凝灰岩，強風化凝灰岩 土砂状～岩片状コア （土区分：土砂～軟岩相当）
			風化凝灰岩層3	Tf-w3	0.65～3.40	83～算入不能 (171)	風化凝灰岩，風化凝灰角礫岩 岩片状コア （土区分：軟岩相当）
			凝灰岩層	Tf	0.20～4.70	136～算入不能 300以上)	風化凝灰岩 岩片状～短棒状コア （土区分：軟岩相当）

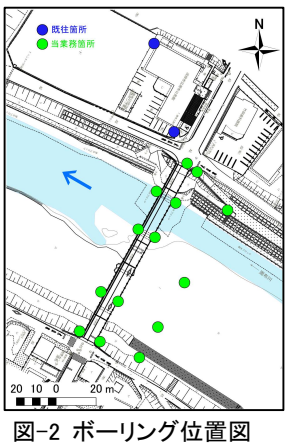


図-2 ボーリング位置図

(2) 支持層の分布状況

橋梁を挟んだ上下流で支持層（表-1の赤枠）の出現深度の差は，最大で約8m であった（図-3）．上流側に比べ下流側の支持層の方が浅い．

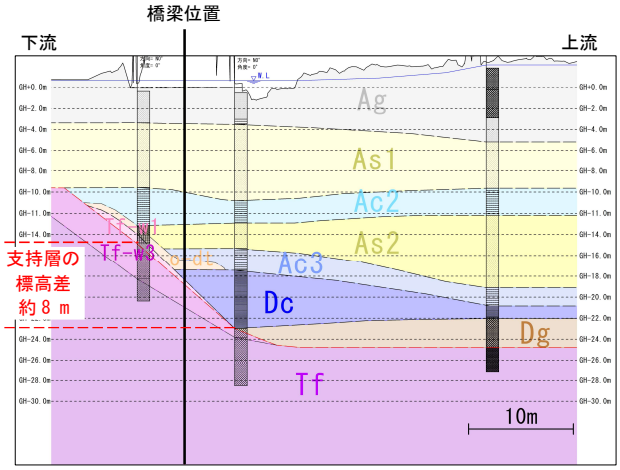


図-3 河川縦断方向の地質推定断面図

3. 調査手法

化石谷の面的な分布，形成過程および調査地の堆積環境の考察を目的に以下の調査を行った．

(1) 文献調査および空中写真判読

地元史やたたら関連の文献調査を行った．さらに1960年代撮影の空中写真を用いて，地形判読を行った．

(2) 3D モデル図の作成

既往のボーリングを含めた計16本を用いて，3次元モデル図を作成した．作成には Autodesk Civil3D のアドオンソフトウェア：GEORAMA for Civil3D を用いた．

(3) 炭素年代測定

第四紀層のコア内に混入する木片を対象に，計12試料の AMS 年代測定方法による^{14}C 年代測定を行った．

(4) 帯磁率測定

掘進長29m の R3BP-3を対象に，約10cm毎に未固結堆積物の帯磁率を測定した．測定機器は，㈱レアックス社のデジタル式帯磁率/導電率測定器 KT-10を用いた．

4. 結果および考察

(1) 化石谷の存在と，土地の歴史について

空中写真判読で，調査地の南西方の谷（仮称：西村川）が青川との河川争奪により，截頭谷となっていると推察した．文献調査では，周布川の上流部では，たたら文化があったこと，鉄穴流しにより河川へまさ土を多量に流出していたことが分かった．また，周布地域は，かつて内湾環境であったことが示唆されている．[2)]

（2）3D モデル図による化石谷の復元と考察

3D モデル図作成の結果，支持層は上流側で深く，下流側および橋台側に向かうにつれて浅くなる傾向が確認された（図-4）．また，支持層の出現標高の差によって形成される斜面は，現在の周布川の流路に直交するように形成されており，緩やかに湾曲している．

以上のことから，この化石谷は，南西方の谷から流れる西村川および青川の潜入蛇行に伴う河川浸食によって形成されたと考えられる．

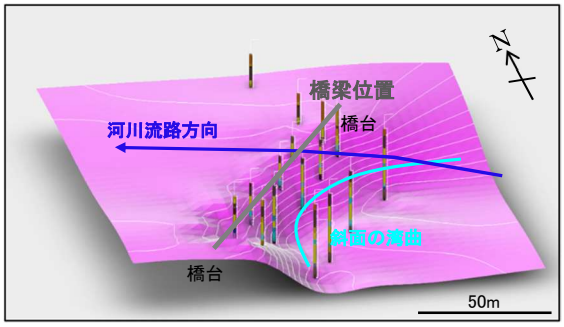


図-4 3次元モデル図（支持層面）

（3）未固結堆積物の堆積年代について

年代値及び試料採取標高の関係から堆積曲線を作成し，関東平野の調査事例と対比した．その結果，調査地の堆積曲線は，関東平野の海水準変動曲線と調和的であった（図-5）．このことから，当地区の堆積物は，主に8000～9000年前の縄文海進に伴う堆積物であり，特に As1層は，8000年前頃の縄文海進期から6000年前頃の縄文海進最盛期の堆積物であると考えられる．

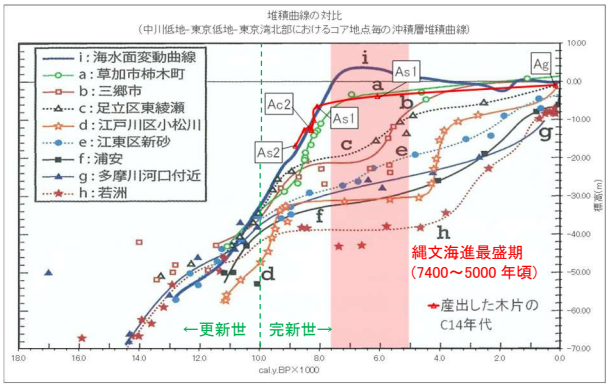


図-5 関東平野の堆積曲線との対比図
（遠藤，2017[3] に加筆）

（4）各地層の堆積環境

貝・植物片等の産出層準および R3BP-3での帯磁率の測定結果から，各地層の堆積環境について考察を行った．砂・礫質土層（Dg，As2，As1，Ag）は帯磁率が高い傾向にあり，粘性土層（Dc，Ac3，Ac2）は帯磁率が低い傾向がある．また，貝殻片，牡蠣殻が Ac3，Ac2層の粘性土層で産出し，Ac2層でのみ巻貝が確認される（表-2）．

帯磁率は一般に河川からの供給が大きくなると，高い値を示す傾向があり，土砂供給源の指標となる[4]．

表-2 帯磁率および混入物産出表

		Ag	As1	Ac2	As2	Ac3	o-dt	Dc	Dg
帯磁率 (10-3SI)	Max	7.6	2.4	0.9	3.8	1.7	-	0.5	3.0
	Ave	2.4	0.4	0.3	1.5	0.8	-	0.2	0.7
	Min	0.6	0.0	0.0	0.049	0.3	-	0.0	0.1
混入物	植物片	○	○	○	○	○	○		
	木片		○	○				○	
	有機物片		○						
	巻貝			○					
	牡蠣殻			○		○	○		
	二枚貝				○	○			
	貝殻片			○	○	○			

上記の結果から，洪積層である Dg 層は，化石谷を形成した河川に伴う陸成層であると考えられる．沖積粘性土層である Ac2，Ac3層は，海水準上昇に伴う内湾環境を示していると考えられる．一方で，沖積砂層である As1，As2層は，海水準停滞時の河川からの土砂供給の増加に伴う海浜のような環境を反映していると考えられる．特に帯磁率の高い Ag 層は，周布川による，鉄穴流しの影響を受けた堆積環境を反映していると推察される．

（5）周布地区の堆積環境変遷

当該地の堆積環境変遷についての考察を以下に示す．

①化石谷は，氷河期の海水面が低い時代に，現河川とは異なる河川の浸食により形成された（西側の截頭谷）．

②河床には玉石混じりの礫（Dg 層）や5万年以上前の堰止湖の形成による粘土層（Dc 層）が堆積した．

③縄文海進に伴う海水準上昇によって，主に内湾環境になった．粘性土層（Ac3，Ac2層）から砂層（As2，As1層）への変化は，海水準上昇に伴う内湾化と海水準停滞時の河川からの土砂供給の増加を反映している．

④内湾環境であった当地区は，約6000年前頃の縄文海進最盛期以降に，河川からの土砂供給がさらに優勢となり，内湾は三角州や海浜のような環境に変化した．

⑤その後，現河川上流からの鉄穴流しによる土砂供給や河川の氾濫等により Ag 層が堆積し，次第に現在のような流路を形成したと考えられる．

5. 謝辞

本発表にあたり，浜田市都市建設部の方々には多大なご支援を頂いた．島根大学総合理工学部酒井哲弥教授には，堆積過程について有益な助言を頂いた．文化財調査コンサルタント株式会社様には，^{14}C 年代測定，帯磁率測定を行って頂いた．ここに感謝の意を表します．

《引用・参考文献》

1）国土地理院地図（に加筆），（最終閲覧日2025年4月23日），https://maps.gsi.go.jp/

2）山藤忠・河田竹夫（1989）：浜田の歴史と伝承，第3巻，pp. 98-112.

3）遠藤邦彦（2017）：改訂版 日本の沖積層-未来と過去を結ぶ最新の地層-，p. 35，株式会社冨山房インターナショナル．

4）小坂和夫（1998）：応用地質調査における帯磁率の利用法，応用地質，第39巻，第2号，pp. 208-216.

堆積段丘における BIM/CIM 試行事例

新和設計株式会社　○富取　俊馨，遠藤　真哉

1. はじめに

BIM/CIM の適用が進みにくい背景に地質モデルの場合は限られた調査結果に基づくものであることが多く，本質的に不確実性を伴うため地形や構造物の場合と比べて地質技術者の判断を必要とすることが一因[1)]と指摘されている．

BIM/CIM 活用の事例として堆積段丘分布地を対象とした．堆積段丘が離水する前段階である堆積低地は地盤条件などが場所によって著しく変化する．このため堆積段丘堆積物の下に昔の谷地形である埋没谷が存在する段丘は複雑な地質と言われる．

山形県内山間地の谷部に計画された橋梁や砂防ダムにおける地質調査の多くのサイトで埋没谷を有する堆積段丘に遭遇した事例がある．限りある調査での構造物基礎位置の設定は難しい．地形・地質の基本的な原理を用いて埋没谷における旧谷地形（支持地盤）の想定確度向上を目指した．このサイトで道路橋を架橋すると仮定して橋台基礎位置の検討を行った．埋没谷の 3D 地質モデルを構築し，岩盤上面をサーフェスモデルで可視化し，橋台基礎位置を 3D で検討した．

2. 堆積段丘

(1) 東北地方の堆積段丘

東北地方における既往研究では，山間河谷に幅広く連続性がある最低位の河岸段丘が堆積段丘の性格を持ち，最終氷期後半の埋積終了後から1万年 B.P.の間の時期に形成されたことが明らかにされている[2)]．山形県内の既往研究では県央の乱川水系・立谷川水系および高瀬川水系で堆積段丘の報告がある[3)]．また，山形県南西部の荒川上流域や荒川右ｃ支川の玉川流域で堆積段丘の報告がある[4)]．

これらの報告では，最終氷期における河川の埋積が中部山岳地域などと調和的であることから，気候変動による形成の可能性が高いと指摘している[4)]．

従って，著者らが遭遇した事例以上に埋没谷を有する堆積段丘が分布している可能性が高い．

(2) 読図による堆積段丘の識別方法

堆積段丘は，谷低堆積低地が離水して形成されたものなので，その形成過程を理解することで堆積段丘を識別できる．谷低堆積低地は欠床谷が埋められて平坦な低地を形成する（図-1）．谷低堆積低地の地形的特徴は以下の通りである[5)]．

・山麓線がリアス式海岸線のように屈曲に富む．
・支流の谷低にも低平地が樹枝状に入り組んでいる．
・山腹斜面と低地が接する山麓線は遷緩線である．

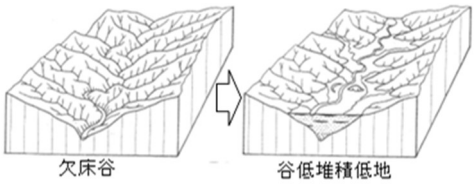


図-1 谷低堆積低地の形成過程

識別するポイントを図-2 にまとめた．

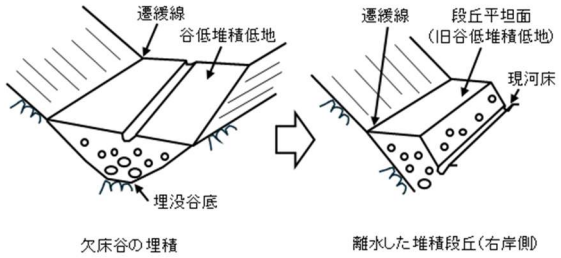


図-2 谷低堆積低地から堆積段丘

3. サイトの地形・地質

(1) 地形

報告するサイトは上記識別するポイントに基づいて選定し，かつ，ボーリングデータが公表[6)]されている地点を設定した．

サイトは，河谷に幅広く段丘平坦面を有しており平坦面の右岸側山腹との境界は遷緩線からなる．左岸側の山腹は現河谷が下刻し河床には岩盤が露出している．

(2) 地質

基盤岩は新第三系の安山岩からなり左右岸山腹に分布している．堆積段丘を構成する第四系の段丘砂礫層が被覆している．堆積段丘であることから砂礫層下に旧河谷が分布している．ボーリングデータで確認された着岩深度と山腹斜面を延長して旧河谷の形状を検討するが，旧河谷流芯の位置と旧河床勾配に留意した．ボーリングデータを参照すると岩盤上面に風化帯が存在しており旧山腹斜面と判断し，左右岸山腹斜面形状の延長を想定して旧河谷を設定した．3D 地質モデル（地盤モデル）生成には Geo-Graphia3[7)]を用いたが，支持地盤となる CM 岩盤上面のサーフェスモデルを自動で生成すると，上記留意事項に矛盾が生じるため，補間データを入れて地盤モデル（堆積段丘部に位置する右岸橋台部）とした（図-3）．

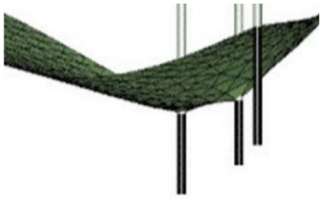


図-3 地盤モデル

4. 支持地盤と橋台位置の検討

(1) 斜面上の基礎

段丘砂礫層下に支持地盤が分布することから，斜面でのコントロール[8]を参照して検討した（図-4）.

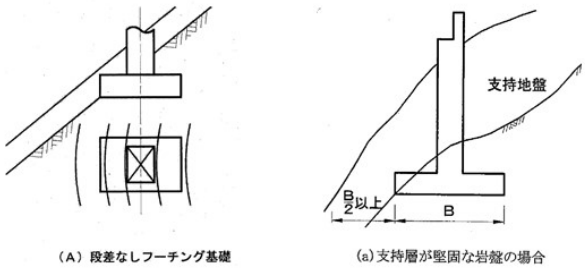


図-4 斜面上の基礎

(2) 橋台位置の3D 検討

3次元地質モデリングソフトで作成した地盤データを3次元 CAD に取り込み，橋台の配置検討を行った．図-5に地表モデル（緑）と地盤モデル（橙）を示す．地表モデルには国土地理院の基盤地図情報を使用した[9]．3次元モデルを活用することにより，面的に地形・地質を理解することができる.

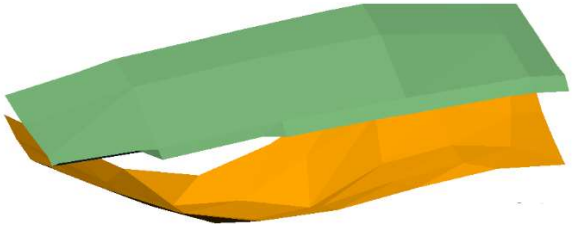


図-5 地表モデルと支持地盤モデル

橋台の配置は，支持地盤面を確認して検討を行った．本試行では直接基礎形式の橋台を想定しているため，基礎が支持地盤サーフェスまで到達しているかを3次元上で確認しながら検討を行った。図-6に橋台の配置検討例を示す.

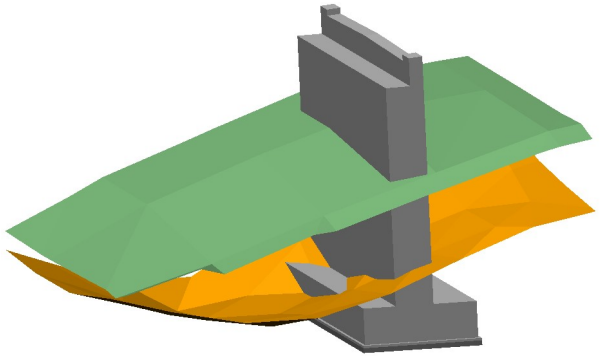


図-6 橋台の配置

3D モデルを用いることで，支持地盤と地表面，橋台の位置関係を三次元で確認し視覚的な把握が容易である．そのため，複数案を3次元上に並べての比較検討においても位置関係を理解しやすく有用であると考えられる（図-7）.

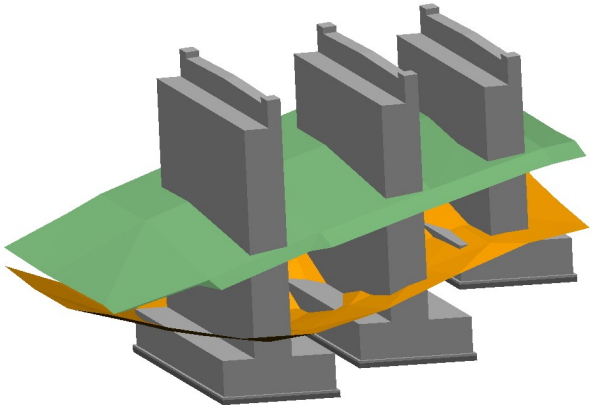


図-7 比較検討

5. まとめ

堆積段丘の形成過程に留意して地下地質を推定することで BIM/CIM 構築に必要な3D 地質モデルが生成できることを示した．生成した支持地盤のサーフェスモデルを用いて橋台基礎位置の検討が3D で可能となり，合理的な設計ができることを示した.

《引用・参考文献》

1) 国土地盤情報センター(2022) ：３次元地質・土質モデルガイドブック, p. 80. https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1.
2) 豊島正幸(1987)：米代川支流, 小猿部川における最終氷期後半以降の河成段丘形成．地理評, 60(Ser. A), pp. 40-51.
3) Toyoshima. M(1981)：A Geohistorical Study of Fluvial Land form through the Last 30,000 Years at the Eastern Fringe of the Yamagata Basin, Japan. Sci. Repts. Tohoku Univ., 7th Ser. (Geogr.), 31. pp. 15-28.
4) 山中英二・八木浩司(1987)：最終氷期における飯豊山地および朝日山地周辺の堆積段丘の形成．東北地理, Vol. 39, pp. 283-301.
5) 鈴木隆介(1998)：建設技術者のための地形図読図入門, 第2巻, 低地, 古今書院. pp. 206-365.
6) 国土地盤情報検索サイト：（最終閲覧日2025. 5. 10), https://ngic.or.jp/
7) Geo-Graphia3 地層科学研究所：(最終閲覧日2025.5.10), https://www.geolab.jp/software/element/software-gg3/
8) NEXCO(2016) ：設計要領 第二集[橋梁建設編], 3-4斜面上の直接基礎, 3-4-1形状・寸法の計画, pp. 4-19 - 4-20.
9) 国土地理院 基盤地図情報ダウンロードサービス：(最終閲覧日2025.5.12), https://service.gsi.go.jp/kiban/

自然堤防分布地での 3 次元地質モデル

新和設計株式会社　○菅野　寿洸，遠藤　真哉

1. はじめに

米沢盆地北縁部の蛇行原では湖成堆積物である粘性土が主に堆積し，吉野川が作る自然堤防や後背湿地の堆積物が累重している[1)]．このような内陸盆地内に分布する粗粒土（礫や砂）は河成であり，当時の河床堆積物や自然堤防からなる．2 次元の地質断面図においてはボーリングで得られた同深度に分布する砂層と砂層を同じ岩相として機械的に結んだものが散見される．

BIM/CIM における 3 次元地質モデル作成においては，堆積環境や堆積プロセスを反映したモデルが重要である[2), 3)]．地盤中の堆積体[4)]を 3 次元でモデリングするには一般的な地質調査で得られるボーリングデータの数量に限りがあることが多く詳細なモデリングは難しい．本論は礫～砂層の 3 次元地質モデル生成を検討するにあたり，自然堤防の形成過程（堆積プロセス）に着目した．礫～砂層の 3 次元地質モデル（堆積体）は，表層の微地形を上面の形状とし，自然堤防に区分されている箇所で実施されたボーリングデータによる礫～砂層の分布を自然堤防の下限深度としモデリングを行うものである．

2. 検討地の地形・地質

検討地は，米沢盆地の北縁部である．

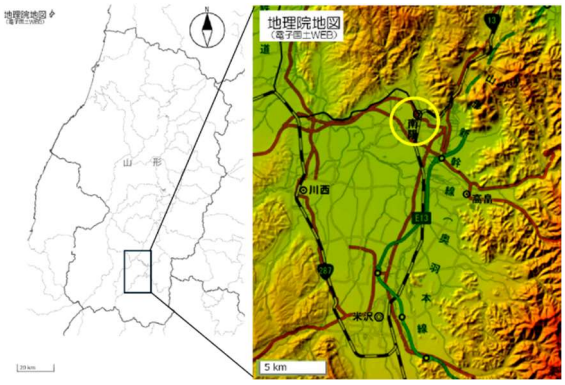


図-1 検討地（地理院地図に加筆）

米沢盆地北縁部では山地の出口から宮内扇状地があり扇状地東縁部を吉野川が南東に流下し，扇端部の先に氾濫原があり自然堤防を形成している．検討地の微地形区分図[5)]を以下に示した．

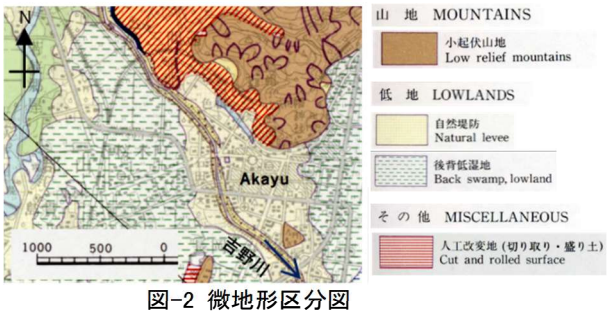


図-2 微地形区分図

3. 自然堤防の地形・地質

氾濫原で形成される自然堤防の模式図[6)]を以下に示した．

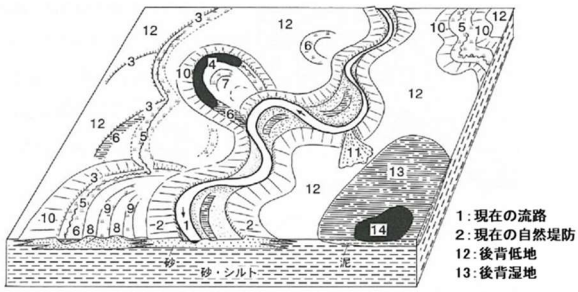


図-3 自然堤防の模式図

自然堤防は河川の流路に沿って，その両側で帯状にのびる微高地で，大出水の度に流路からあふれた流路物質（礫～砂）が堆積して形成され，更に，自然堤防の外側には細粒分が堆積し後背湿地を形成した[6)]．

検討地は米沢盆地に位置し，主体的に湖成の細粒分が堆積している環境に，河川流路に沿って自然堤防と後背湿地が形成される堆積環境が繰り返されていると考えられている[1)]．自然堤防と後背湿地は同時異相の関係にあり，地質断面としては指交関係がある．

4. 微地形区分とボーリングによる3次元地質モデル

表層の自然堤防分布は既述の地形区分図を参照し，既往ボーリングは国土地盤情報データベース[7)]を参照した．

国土地盤情報データベースの位置図に微地形区分による自然堤防を重ねて以下に示した．



図-4 検討地の自然堤防と既往ボーリング

図中赤色丸内にある既往ボーリングデータから地盤中の礫～砂層の分布を参照した．

検討地の3次元地質モデルは Geo-Graphia3（地層科学研究所）[8)]を用いて生成した．表層の点群データは基盤地図情報サイト[9)]からダウンロードし，サーフェスモデルを生成した上で既述の微地形区分を参照して自然堤防（堆積体）の形状を設定した．地盤中の自然堤防の形状はボーリングデータの表層から確認された礫・砂層を一括

して自然堤防構成層と設定した．自然堤防形成過程を参照し，吉野川流下方向に帯状を呈し，河川横断方向にはレンズ状（本来は指交関係でギザギザの地質境界を呈するが，液状化検討を想定して安全側に設定）の形状を，ソフト上（3次元）で行った．

5. 3次元地質モデル（サーフェスモデル）

表層地形（微地形）のサーフェスモデルを以下に示した．

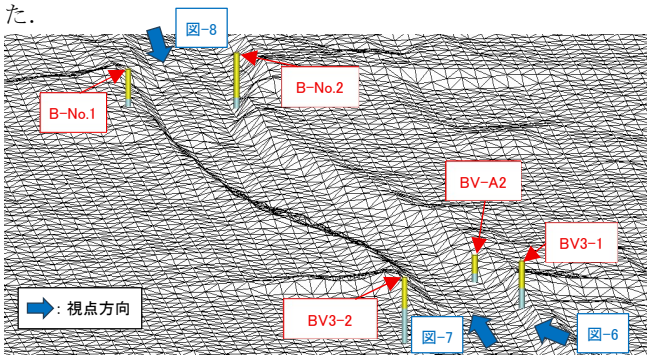


図-5　表層地形(微地形)のサーフェスモデル

下流方向から見た表層と砂層下面のサーフェスモデルを以下に示した．

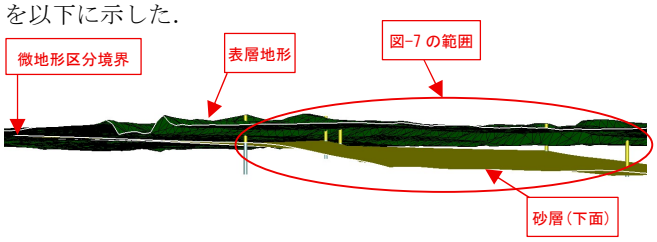


図-6　表層地形と砂層下面のサーフェスモデル

図-6は、西縁の微地形区分境界付近まで砂層下面のサーフェスモデルを延長した地質モデルになる．

下流方向から見たボーリングモデルを以下に示した．

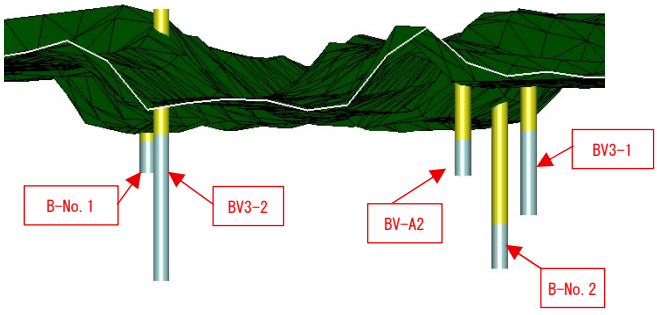


図-7　砂層の岩相(ボーリングモデル)

上流方向から見た自然堤防のサーフェスモデルを示した．

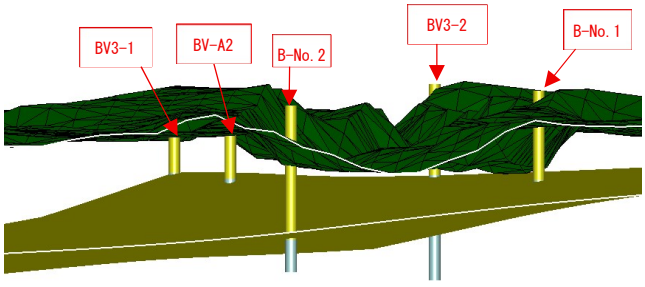


図-8　自然堤防のサーフェスモデル

図-8の上面形状は微地形区分で，下面形状はボーリングデータの砂層下限であり，両サーフェスモデルで挟まれた空間が自然堤防（砂層）である．

6. まとめ

内陸盆地氾濫原における砂層の3次元地質モデル生成を試みた．砂層は自然堤防からなるので，自然堤防形成過程を考慮した地質モデルとした．表層の微地形区分を上面形状とし，微地形区分が自然堤防の箇所で行われたボーリングデータの砂層下限を下面形状のサーフェスモデルとした．微地形区分とボーリングの併用により浅層の3D 地質モデルが生成できた．

《引用・参考文献》

1) 加藤真司・佐々木徹・山田満秀・澤野幸輝・齋藤邦夫・太田秀樹(2015) 有機質土と粘性土および砂質土が互層状に堆積した軟弱地盤における真空圧密工法の適用性，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol. 71，No. 4，pp. 335-351.

2) 全国地質調査業協会連合会(2017)三次元地盤モデル作成の手引, pp. 19-34.

3) 国土地盤情報センター(2022) 3次元地質・土質モデルガイドブック, pp. 28-54.

4) 高野　修(2021) 地球統計学的堆積体モデリング：概要・手法・堆積学とのリンク，堆積学研究, 第 79 巻, 第 2 号, pp. 71-84.

5) 山形県(1983)5 万分の 1 土地分類基本調査, 赤湯・上山

6) 鈴木隆介(1998)：建設技術者のための地形図読図入門, 第2巻，低地，古今書院. pp. 206-365.

7) 国土地盤情報検索サイト：（最終閲覧日2025.5.10), https://ngic.or.jp/

8) Geo-Graphi3 地層科学研究所：（最終閲覧日2025.5.10), https://www.geolab.jp/software/element/software-gg3/

9) 基盤地図情報サイト：(最終閲覧日2025.5.10), https://www.gsi.go.jp/kiban/index.html

ダム地質調査業務における BIM/CIM の試行

大日本ダイヤコンサルタント株式会社　○青島　祥多、松村　法行、岡田　忠晴、兵藤　充祥

1. はじめに

ダム基礎岩盤の地質調査は、地質分布、透水性、物理・力学的特性の把握を目的に、ダム軸を中心にグリッド状に長年にわたり段階的にボーリング調査、原位置試験、室内岩石試験が行われている。

BIM/CIM は、計画、調査、設計段階から 3 次元モデルを導入することにより、その後の施工、維持管理段階においても 3 次元モデルを連携・発展させて事業全体にわたる関係者間の情報共有を容易にし、一連の建設生産・管理システムの効率化・高度化を図る取り組みのことである。

今回は上記の目的に加えて、複雑な地質構造を把握・理解することの補助することを目的として、3 次元パネルダイヤグラムを作成したので、その実施例と課題について紹介する。今回はボーリング結果から作成した地質断面図について BIM/CIM 技術を使用して、地質構造を検討した事例である。

2. BIM/CIM への取り組み

私は大学卒業後、2021年に建設コンサルタント会社に入社し、地方の支店でボーリング調査や地すべり観測の業務を担当していた。2021年より社内では、BIM/CIM の作成できる人を養育することとなり、社内技術者講習(グループ研修やオンライン研修など)などが実施されている。支店内では数少ない若手技術者であったことと、BIM/CIM に興味もあったので、BIM/CIM 技術者講習を受講した。技術者講習は3日にも及ぶものもあった。その結果、複雑な3D モデル化は難しいが、モデルの中に2次元断面図を配置することや、ボーリング柱状図を配置するなどの BIM/CIM の基本的な操作や理解をできるようになった。地方の支店業務では、BIM/CIM を作成する機会がないため、学習成果を示すことが出来なかった。そこでダム地質調査業務にて、BIM/CIM の作成を自主的に行うことで、本調査地の複雑な地質構造を視覚的に捉えて、理解の補助をすることを目的とした。

3. ダム業務での事例

(1) 業務内容

ダム建設候補地におけるボーリング調査では、φ86mm のボーリング(延長60m～155m)のほか、ルジオンテストやボアホールスキャナー観測を行った。なお、調査地の地質構造が高角度傾斜であることから、斜めボーリングも実施した。

(2) 地形・地質概要

現地は河床幅40m 程度の河川が北西から北東に流下していて、斜面は30度～45度の V 字谷になっている。また、左岸は攻撃斜面となり、切り立った岸壁となっている。右岸はチャートや砂岩からなる小さい尾根となっており、ダム軸下流側に幅約50m ほどの崩壊地形がある。

調査地の地質はジュラ紀秩父帯に属しており、砂岩(砂質混在岩)と泥岩(泥質混在岩)を主体とする互層となっている。その他の岩種として、チャートや緑色岩(玄武岩質混在岩)を挟むことがある。地質構造について、走向方向はダム軸に対して斜交し、傾斜は高角度となっており、南傾斜および北傾斜を示す。したがって、鉛直ボーリングでは同じ地層を掘削する事となり、地層分布や地質構造を把握することが難しくなる問題があった。

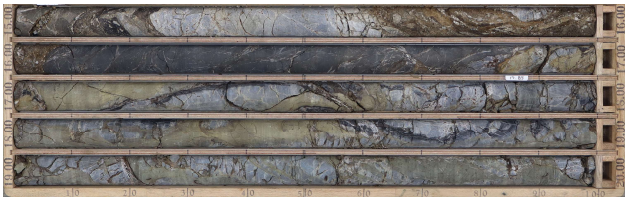


図-1 高角度傾斜により複雑な地質構造のコア

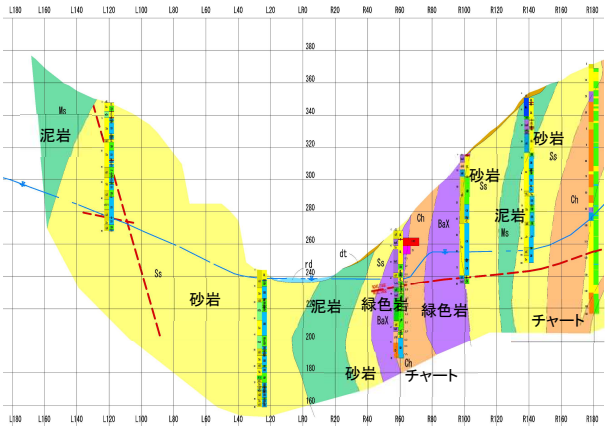


図-2 地質断面図(ダム軸)

(3)作成目的

当調査地の地質構造は高角度傾斜の構造であり、縦横断の断面図だけでは、全体構造を把握する事が困難となっている。そのため、今回ダム業務の中で作成した BIM/CIM は断面図の既往断面図や断層破砕帯の分布の整合性、ダムサイトの地質構造の全体把握の補助とするためであった(費用は自社努力)。また、現地では同時期に他社もボーリングを実施しており、発注者了解の上、調査結果の情報を共有し、地質断面図に反映させるようにした。

(4)作成に使用したソフト

パネルダイヤグラムを作成するにあたり以下のソフトウェアを使用した。

・Autodesk 社 AutoCAD 2024
・Autodesk 社 Civil3D 2024

・Autodesk 社 Navisworks 2024

を使用した。

作成に使用した PC は、メモリー32GB、ストレージ500GB、グラフィックボード8GB のノートパソコンである。

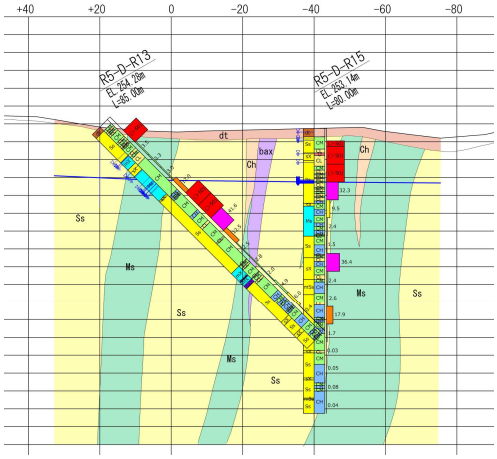


図-3 地質断面図(右岸40m 上下流断面)

(5)作成範囲

地形サーフェスを0.44km2、断面図をダム軸方向、右岸40m 地点、140m 地点の上下流断面、斜めボーリング方向の４断面を用いて作成した。ボーリングモデルは、7本作成し配置した。

(6)作成手法および作成期間

ボーリングを掘削後、各ボーリングデータおよび地形図から2次元断面図を作成した。その後、柱状図や断面図を3D モデル内に配置した。

作成に要した時間としては、地形モデルの作成に8時間、モデル化に6時間、断面図や柱状図の配置に12時間費やした。モデルの配置は負荷がかかり処理が正常に完了しない事が度々発生したため、時間を費やすこととなった。

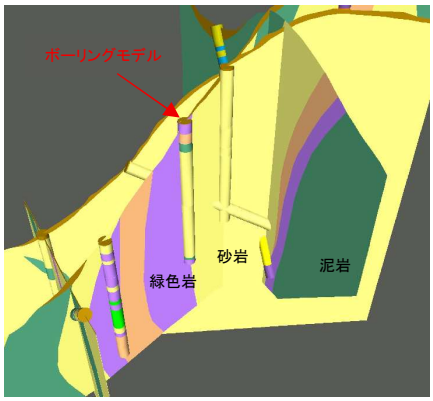


図-4 パネルダイヤグラムとボーリングモデル

4. 作成したモデルの成果と課題

作成したモデルを用いて、高角度に分布する各地層のつながりを確認することができ、調査地の地層が複雑であることがわかる。また、業務で新たに作成した断面図の整合性や妥当性をチェックした。また、新規作成した断面図の結果、既往断面図の修正が必要な箇所の確認、修正を行った。

発注者への打合せの際には、実際に作成したパネルダイヤグラムを持参したノート PC で提示することによって、断面図の位置関係や整合性について、一定の理解をその場でしていただくことが出来た。

作成時の課題について、調査結果をとりまとめ、断面図を作成してからの作成となるため、作成期間が短くなる。また、報告書作成との作業を平行となったため、時間の確保が非常に課題となった。そのため、作成後の検討を十分に行うことが出来なかった。今後は、経験を重ねて作業時間の短縮や、事前にパーツを整理するなどのことを行い、作業時間および考察の時間を確保できるようにしていく必要がある。

また、発注者への提示方法および見せ方について、経験不足であること、発注者および受注者の双方が BIM/CIM について不慣れなため、見せ方やスムーズな確認をすることが課題となった。小型モニターの用意や事前確認、わかりやすい動画にするなどの対応をする必要性を確認した。

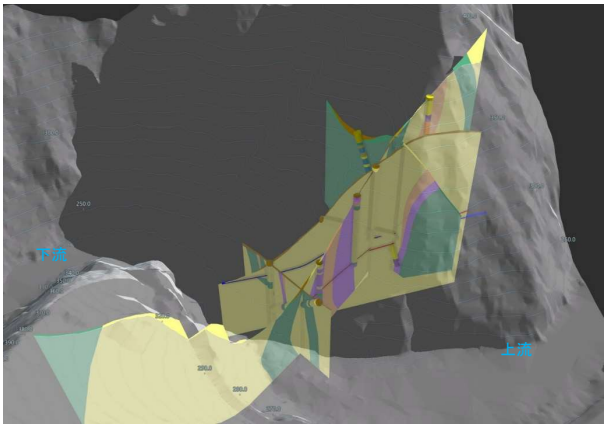


図-5 作成した3次元モデル

5. まとめ

今回の実施例では、既往断面図との関係性を適切に把握することにより、断面図の妥当性を確認することができ、複雑な地質構造である調査地を視覚的に理解することが可能となった。また、発注者への説明資料として有効に活用することができた。

今回作成したモデルは、ボーリング数量が少なく、断面図もごく一部であるが、今後データが蓄積してきた場合は、作業性が悪化すると予想される。また、効率化を進め、作業時間の短縮を行っていく必要がある。

今後は、BIM/CIM 化が必須になることも予想され、さらなるスキルアップが求められるため、経験を積んでいきたいと考える。

傾斜基盤地域の地質 3D モデル作成

株式会社東建ジオテック　林　悠紀

1. はじめに

昨今では建設業界の働き方改革や生産性向上を目的として、DX 化が推進されており、設計・施工の分野では BIM/CIM モデル、いわゆる 3 次元モデルに情報を付加したデータの利活用が始まっている。しかしながら、地質調査段階での 3 次元モデルの作成・利活用はまだ主流となっておらず、業務として 3 次元モデルを作成する事例はまだ少ないと思われる。

今回は、ある業務で 3 次元モデルの作成、納品を行った事例を紹介するとともに、モデル作成にあたって感じた課題や今後の対応等を報告する。

2. 業務概要・調査結果

本業務は河川中流部の 2 エリア①、②において土木構造物の設計に必要な資料を得るための地質調査を実施したものである。調査地付近の土地条件図を図 1 に示す。



図 1　調査地周辺の土地条件図

（「地理院地図　電子国土 Web」より一部加筆）

調査地は河川沿岸にあり、低地に位置しているが、土地条件図を見てわかるように、東側至近に台地が迫っている。地質推定断面図の一例として①エリア付近の地質推定断面図を図 2 に示す。この断面図には既存調査によるデータも含まれているが、今回の左岸側の調査地点より 40m 程度離れた台地に近い既存データでは地表部から沖積層が 5m 程度と薄いのに対して、今回調査地点は左岸側で20m程度､右岸側で27m程度と厚く堆積しており、層相の変化が激しいことがわかる。また、全体の地層も 20 層弱あり地層数が多く複雑な分布である。支持層分布の確認において、2 次元では表現が難しい支持層の傾きなどの地質構造を 3 次元モデルで可視化することで、関係者の理解促進や 2 次元図面の精度向上を図ることを目的として、調査結果をもとに①エリア周辺と②エリア周辺の 3 次元モデルを作成した。

3．3 次元モデル作成

3 次元モデルの作成手順とその留意点を述べる。

(1)3 次元モデル作成範囲の設定

3 次元モデル作成にあたって、調査地付近の地層の変化を表現することが目的であるため、広範囲の 3 次元モデルは不要である。およそ 700～800m 程度四方の範囲の

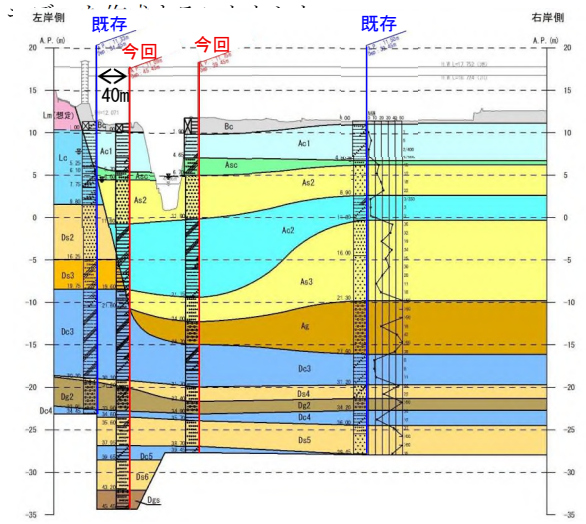


図 2　①エリア付近の地質推定断面図

(2)3 次元モデル作成に使用するデータの選定・収集

今回の 3 次元モデル作成では今回調査結果に加え、調査範囲内に存在する国土地盤情報検索サイト KuniJiban で公開されている柱状図を使用した。この時、使用している調査標高について確認が必要である。Kunijiban に掲載されているデータは電子納品されたデータであるため、基本的には T.P. 表記であるが、古いデータであると必ずしも T.P. 表記とは限らない。実際に使っている標高の種類は確認できないため、実際の地表高と合わせて乖離したものは修正、ないしは修正しても大きく乖離する場合は除外する等の措置が必要である。実際、Kunijiban で入手したデータのうち、A.P. 表記と思われるデータがあったため修正を行って使用した。ここまでで設定した 3 次元モデル作成範囲と使用したボーリングデータの位置図を図 3 に示す。

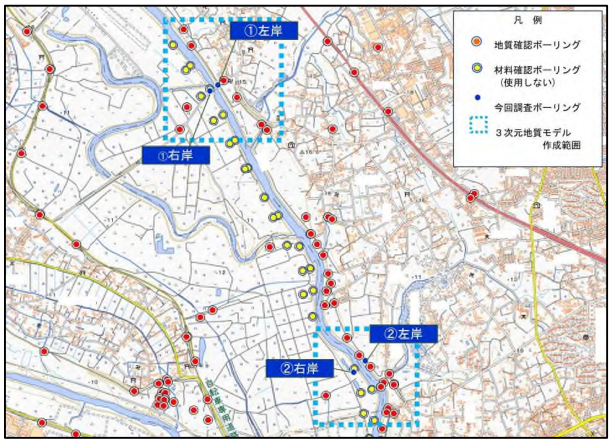


図 3　3 次元モデル作成範囲と使用データの位置図

（「国土地盤情報検索サイト　Kunijiban」より一部加筆）

(3)成果物の作成

3 次元モデルの作成は以下の手順で実施した。

ア）事前に取得したデータの配置

地表面のサーフェスデータやボーリングデータをソフトに読み込ませることで配置した。地表面のサーフェスデータは､国土地理院が公開している基盤地図情報 5m メッシュデータを使用した。

イ）地層の設定

まず、使用する全ての地層をソフトに入力した。その後、3 次元モデル内で断面の辿る座標を入力して断面線を作成した。作成した断面上で地層の下面深度を指定して地層境界線を作成した。地層境界線を作成する際、地点間に距離があると想定とは大きくかけ離れた曲線が作成されることがあるため、地点間の辿ってほしいラインにポイントを多数配置するように工夫した。また、地層の変化が激しい場合は、いくつかある地点間の推定計算方法について試行錯誤を繰り返して作成した。地層境界線を不備無く作成するためには、作図範囲の地質的形成過程を的確に考察することが求められる。それらの考察を行うためには、十分なデータと対象地域に精通した地質技術者が作成にかかわることが重要である。

ウ）地質体の作成

地質体はいわゆる地層の 3D オブジェクトである。各地層境界線を基に条件を指定することで、その条件を満たした範囲でボクセルやソリッドなどを用いた 3D オブジェクトが生成される。今回の目的としては沖積層と洪積層の境界が重要である。機械的に各地層を設定した場合、各地層の境界部がずれた形の地質体となってしまうため、本来の地層とは別に「沖積層下面」の地層境界線を作成した。作成した 3 次元モデルで沖積層の地質体を除いたものを図 4、図 5 に示す。

エ）J-LandXML 形式への変換

作成した 3 次元モデルのデータ形式を LandXML 及び J-LandXML 形式に変換して成果物とした。

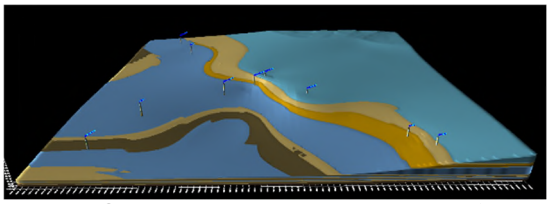


図 4 ①エリアの沖積層を除いた 3 次元モデル

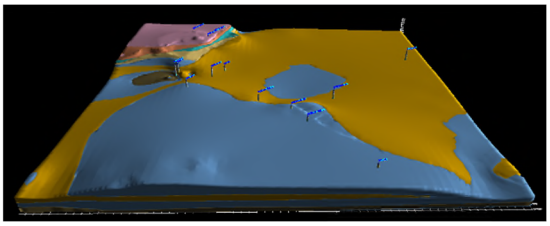


図 5 ②エリアの沖積層を除いた 3 次元モデル

4. 3 次元モデル活用のための課題

作成した 3 次元モデルを今後活用していくにあたって、今回 3 次元モデルを作成した際に特に感じた課題とそれに対して考えられる対策を以下に 2 点あげる。

・地層分布の不確かさを表現できないこと

これは 3 次元モデル作成範囲が決定した後、使用するボーリングデータを集めている段階で発覚したことだが、本 3 次元モデルでは使用したボーリングデータが少ないため、地層の正確性を担保できない範囲がある。このことについては、成果物提出の際に引継ぎ事項として申し送りをしたが、今後 3 次元モデルが独り歩きをする可能性も考えられる。設定した範囲内で 3 次元モデルとして明確に描画されることで、引継ぎ事項を見なければどの部分がどの程度の不確かさであるかわからないまま使用される懸念がある。今後の対応としては、3 次元モデル作成範囲を決定する際は、ボーリングデータを先行して収集し、ある程度の正確性が担保できる範囲を設定する必要があると考える。

・段階ごとの使用ソフトが不明なこと

地盤 3 次元モデルを作成する我々調査は、最初の段階であり、調査後の設計・施工・維持管理各段階で使用するソフトは不明確である。それらのソフト全てで取り扱えるような 3 次元モデルを作成することができるのか確認は取れていないが、土量の計算などソフトごとに独自の機能を使用している場合があり、現段階では難しいと考える。つまり、現状では各段階でそれぞれが使用ソフトに合わせて十全に使えるように 3 次元モデルを作り直す必要があると思われる。ソフト間の互換は、共通した仕様をもとに引き継いだ 3 次元モデルデータを出来るだけ元の状態に再現し、それぞれの機能が使用できるようにすることが必要である。現在、LandXML 及び J-LandXML というデータフォーマットがあるため、それを足掛かりに各ソフトの互換性が広まっていくことを期待する。

5. まとめ

本業務では、納品の際にノート PC を持ち込み、専用ビューアを用いることで、発注者の目前で実際に作成した 3 次元モデルを動かし、基盤となる洪積層の傾斜や軟弱な沖積層の層厚の変化等を説明した。発注者にはそれによりご納得頂けて本来の目的を達成することができた。しかし、納品したデータが今後の工程で満足に使用できるデータなのかはわからず、課題が残る状態である。

建設工事は測量、調査、設計、施工、維持管理と各段階に分かれており、各段階で使用されるソフトの特徴も異なるが、測量・設計・施工では利活用が進んでいるため、地質調査成果の連携も今後強化されるのではないかと考えている。

地質調査の 3 次元モデルは、今後ますますの発展が期待される技術でもある。今後のソフトのアップデートのみならず、技術研鑽による自身のアップデートも楽しみながら行っていきたい。

以　上

護岸工事のための地質調査に伴う 3 次元モデルの作成事例

日本物理探鑛株式会社　　○南梨　愛奈，東　浩太郎

1. はじめに

本事例の調査地は時折水害が発生する河川であり，護岸整備が必要である．調査地付近は，洪積の台地とその台地を開析する河川の谷底低地で構成されており，起伏が激しい地形である．その上，河川は大きく蛇行しているため，2 次元の地質断面図において，台地部分の表現方法に困難を生じた．また，低地部は沖積の軟弱な層が出現しており，液状化の可能性がある等，施工上に問題となる層であるため，軟弱層の分布を把握することが重要である．そこで，護岸整備区間における地形表現と地質分布を把握し，設計・施工上においての課題点を可視化することを目的に，既存データを用いて 3 次元モデルを作成した事例を紹介する．

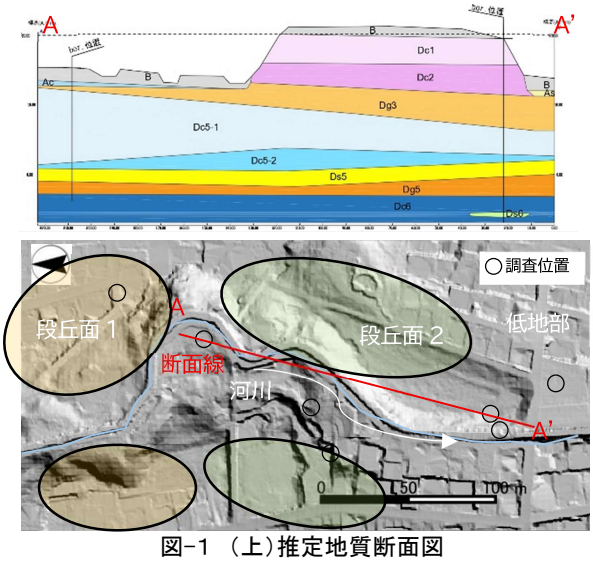
2. 調査地の地形地質

(1) 地形概要

調査地は，台地南端の河川沿いで南側は低地と接している．調査地付近を構成する台地は，平らな一つの台地ではなく，時代の異なる2段の段丘面で構成される．台地は開析され複数の細かい谷に刻まれていて，調査対象の河川は台地を刻む谷であり，河川周辺は谷底低地を成している（図−１（下））．

(2) 地質概要

調査地の推定地質断面図を図−１（上），層序表を表−１に示す．調査において確認した層のうち最下層には，本調査地の支持層となる，N値50以上の固結シルト主体の層が確認された(洪積第六層)．その上位には，海成層で貝化石が多く産する粘性土主体の層が確認された（洪積第五層）．その上位には，2つの段丘を構成する最大5m程度の段丘礫層が確認された(洪積第三層･洪積第四層)．



図−1（上）推定地質断面図
（下）調査地周辺の陰影起伏図

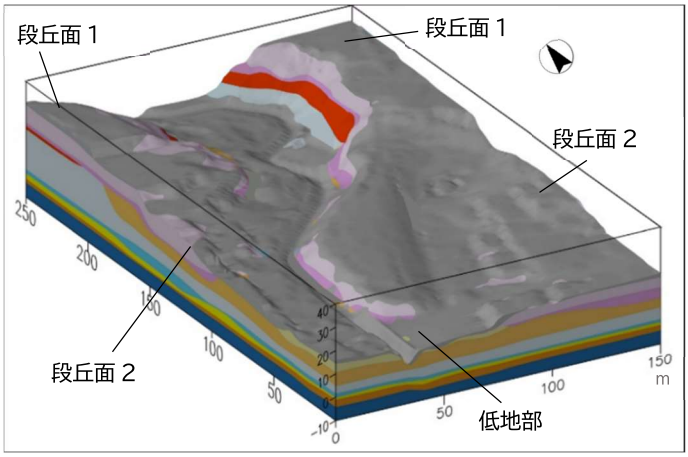
そして段丘礫層を被覆する火山灰性のローム層(2層)が確認された．(洪積第一層・洪積第二層)．低地部分では，台地を開析して形成された谷に堆積した粘性土(低湿地堆積物)や砂が堆積していた(沖積層)．

表−1　地質層序表

地質時代		地層名		記号
第四紀	現世	表土・盛土層 河床堆積物		B
	完新世	沖積層粘性土層		Ac
		沖積層砂質土層		As
	更新世	洪積第一層粘性土層		Dc1
		洪積第二層粘性土層		Dc2
		洪積第三層礫質土層		Dg3
		洪積第四層礫質土層		Dg4
		洪積第五層	第一粘性土層	Dc5-1
			第二粘性土層	Dc5-2
			砂質土層	Ds5
			礫質土層	Dg5
		洪積第六層	粘性土層	Dc6
			砂質土層	Ds6

3. 3次元地質モデルと考察

本調査地のボーリング7本を基に，調査対象の河川を中心として東西方向150m・南北方向250m・鉛直方向−10～40m の範囲において，三次元地質モデルを作成した（図−２）．作成にあたり使用したソフトウェアは，「Autodesk Civil 3D」とそのアドオンである「GEORAMA for Civil3D」である．地表面は，「G 空間情報センター：https://front.geospatial.jp/（一般社団法人　社会基盤情報流通推進協議会事務局)」の DEM データ（0.25m メッシュ）を使用した．



図−2　作成した3次元ソリッドモデル
（水平方向:鉛直方向＝ １ ： １ ）

(1) 起伏のある地形の表現

調査地付近は，時代の異なる段丘面と低地部から成り，図−１のような地質断面図のみでは，段丘面１の表現が困

難である．そこで，図-３（上）の陰影起伏図の赤線に沿ってパネルダイヤグラムを作成した（図-３（下））．断面線は，本調査のボーリングポイントと，低地部・段丘の区別が可視化できるようなソリッドモデルの面で切断を行った．任意の面において，矛盾なく迅速に断面を切断し，地層分布を把握できることが3次元化のメリットの１つである．

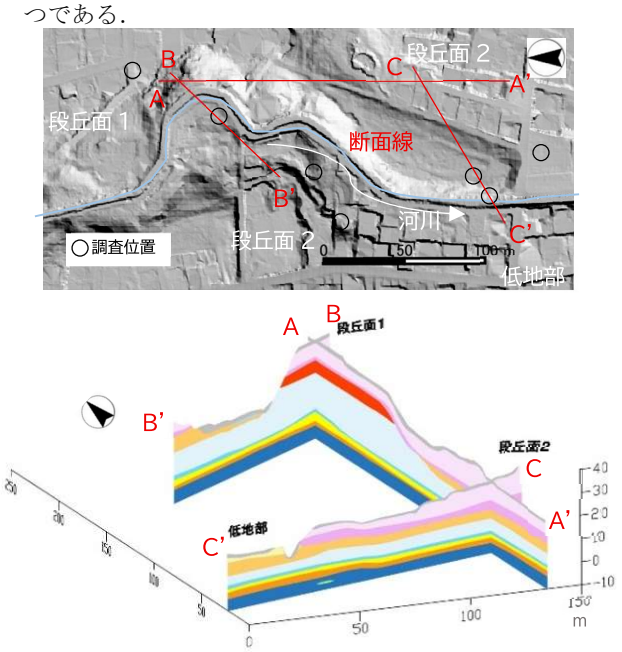


図-３（上）調査地周辺の陰影起伏図
（下）パネルダイヤグラム（水平方向：鉛直方向＝ １ ： １ ）

(2) 軟弱層の分布

調査地の低地部には，沖積の粘性土や砂質土が確認された．Ｎ値が低い軟弱層であり，砂質土は液状化の可能性があるなど施工上において問題となる層であるため，分布を把握することが重要である．よって，ソリッドモデルにおいて，分布や層厚を把握するために，沖積層のみを抽出した（図-４）．これにより，沖積の粘性土は主に河川の西側に分布していることが分かった．また，沖積の砂質土は河川の東側にも確認されており両岸で液状化の対策が必要であることが分かった．

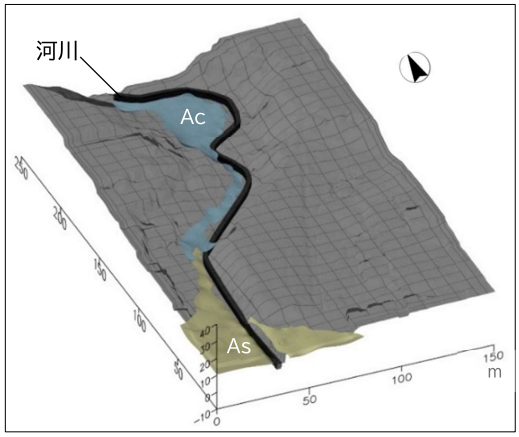


図-４ 沖積層の分布図
（水平方向：鉛直方向＝ １ ： １ ）

(3) 掘削底面と支持層の把握

護岸整備工事では，断面を広げるために現況より河床底面を掘り下げる計画がある．よって，掘削底面の地層を把握するために，施工時の掘削底面を反映した河川のモデルと，河川に沿って50m ごとの横断図のパネルダイヤグラムを作成した（図-５）．河川改修を行う方法の1つとして矢板を打設する方法がある．矢板を打設する場合において，河川の南側では，掘削底面に砂礫層が分布するため矢板の裏表の水位差によるボイリング，河川中央～北側においては，粘性土層が分布するため，矢板の裏表の重量差によるヒービングの注意が必要であることが分かる．また，矢板打設深度の目安として，支持層と矢板打設位置の地表面の標高の関係を図-６に示す．図-６は，水平方向に対して鉛直方向を5倍にして表現しているが，支持層上面はほぼ水平に分布していることが分かった．

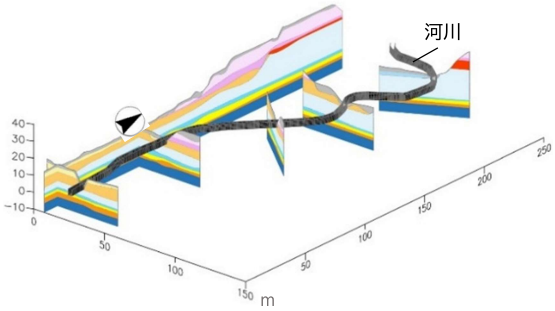


図-５ 河川横断パネルダイヤグラム
（水平方向：鉛直方向＝ １ ： １ ）

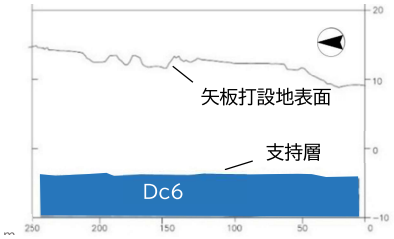


図-６ 支持層と矢板を打設する地表面の関係
（水平方向：鉛直方向＝ １ ： ５ ）

4. まとめと課題

本事例では，起伏の激しい調査地において地層分布を３次元的に表現することで，沖積層の軟弱地盤の分布や護岸工事の際の掘削底面・支持層の分布を可視化した．３次元モデルを作成することで，任意の面で迅速な地層分布の把握が可能となり，発注者へ調査地の特徴や問題点をより分かりやすく提案することが可能な資料を作成することができた．一方で課題として，河川中央付近のボーリングデータが少ないため，特に沖積層の分布の不確実性が挙げられる．追加ボーリング調査により，正確な地質分布を把握し３次元モデルの精度をあげることが望ましい．今後，矢板や護岸等の構造物モデルを重ねることにより，設計・施工・維持管理の各ステップにおいて地質情報と共に３次元モデルが利活用されることが期待される．

三次元地盤モデルによる橋脚基礎支持層深さの検討と評価

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　　○長屋　芙結，景山　健，貞本　智広

1. はじめに

A 県 B 市の道路建設計画において 7 ヶ所の橋脚基礎が予定されており、橋脚基礎の支持層深さを正確に把握する必要があった。道路計画地内では、既往調査から支持層の深さが一様でなく、各橋脚の設置範囲内においても、支持層深さに違いがあることが問題視されていた。そこで、各橋脚部の支持層深さを精度よく把握するために、ボーリングの追加調査を行い、三次元地盤モデルを作成することで各橋脚部の支持層深さの違いを詳細に検討・評価した。

調査地点周辺の地形は、河川に挟まれた沖積低地に位置している。また、断層や岩盤の向斜構造の存在が懸念されている地域であった。

2. 三次元地盤モデルの作成と調査計画

既往調査結果から支持層深さの違いが確認されていたことから、各橋脚の設置範囲での支持層深さを精度よく把握するために、以下の流れで調査計画を立案し、提案した。

①既存資料をもとに三次元地盤モデルを作成

既存資料を収集し、柱状図（33本）、報告書から支持層深さを確認した。既存資料をもとに当該地では N 値50以上の岩盤を支持層に設定し、本調査地全体の支持層深さを反映した三次元地盤モデルを作成した。

②支持層深さの分布・傾斜方向を確認

作成した三次元地盤モデルをもとに各橋脚での支持層深さの確認とその傾斜方向について確認した。

③追加調査位置の選定と提案

支持層深さの傾斜方向を把握し、最も支持層が深いと想定される箇所でボーリングを実施することを提案し、協議のうえ、決定した。

調査計画を立案した後、選定したボーリング調査位置で追加ボーリングを実施した。その結果を踏まえて三次元地盤モデルを更新し、各橋脚部の支持層深さの検討・評価を実施した。

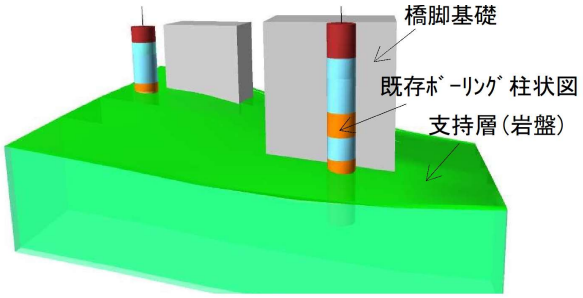


図-1　支持層と橋脚基礎の三次元地盤モデル

3. 調査結果と三次元地盤モデルによる評価

本調査地点の地層構成は、地表面より盛土層、沖積層、岩盤層となっている。

既往調査で得られた33本のボーリングデータに加え、本調査で実施した7本の追加ボーリング調査結果を反映させ、支持層の三次元地盤モデルを更新した（図-2）。

更新された三次元地盤モデルを用いて、各橋脚部における支持層の最浅部と最深部の標高を算定し、その高低差を把握した。その結果、PA1橋脚では、最浅部が T.P.-8.82m、最深部が T.P.-11.81m と、2.99m もの高低差が確認された（図-3および図-4）。

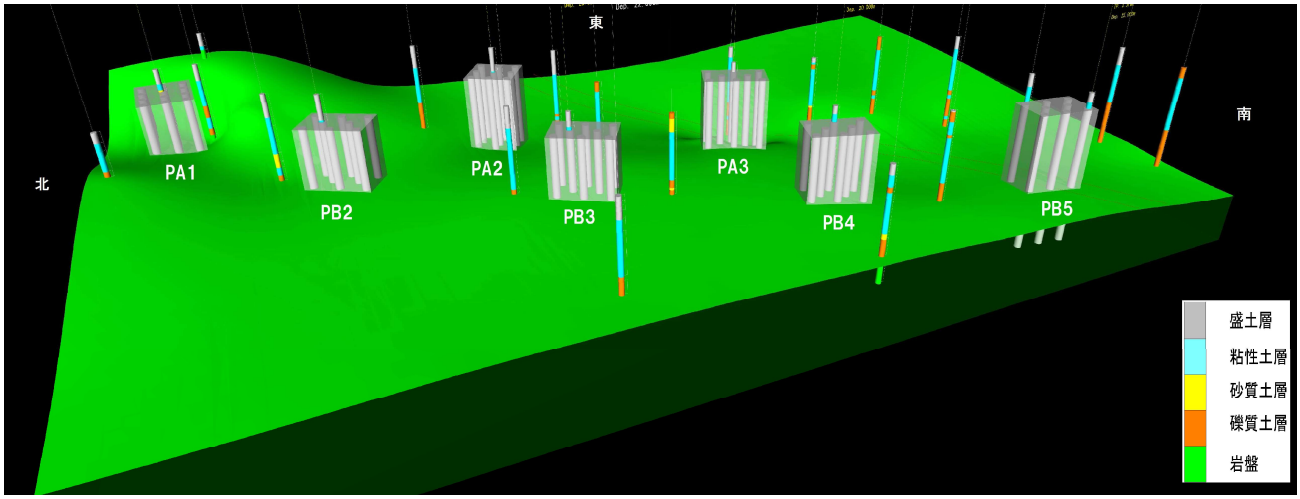


図-2　更新した三次元地盤モデル

これは、同一橋脚の基礎範囲内において、支持層面が約3mもの傾斜を有していることを意味する。同様に、PB3橋脚においても2.11m の高低差が確認された。これにより各橋脚内における支持層深さのばらつきがより明確に把握された。このような詳細な情報は、従来の二次元的な地層想定断面図では把握しきれなかったが、三次元地盤モデルを活用することでより明確に支持層深さの違いを把握することができた。

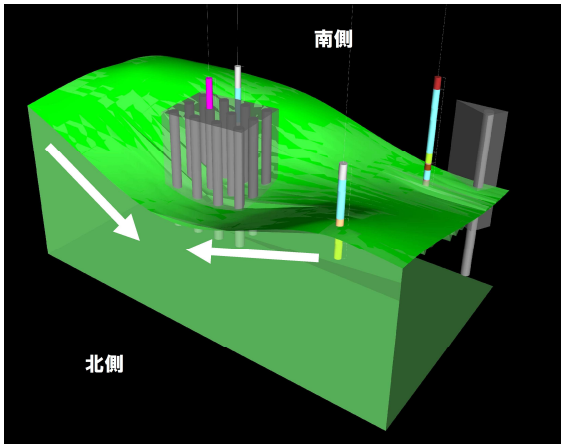


図-3 PA1橋脚の支持層深さの確認

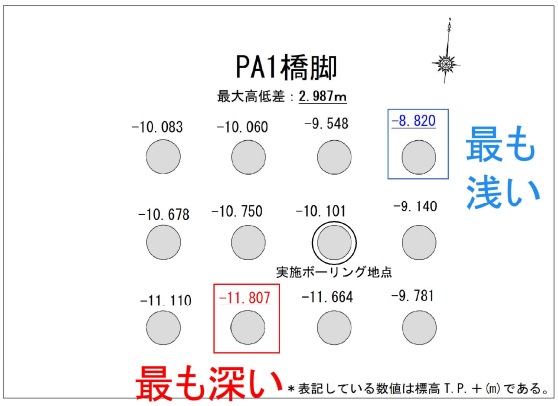


図-4 PA1橋脚の支持層標高の数値化

当初の設計では、既存のボーリング調査結果（N 値）と二次元の地層想定断面図に基づいて杭の根入れ長を検討する計画であった。しかし、今回作成した三次元地盤モデルから想定される杭の根入れ長と、従来の二次元モデルから算出される根入れ長を詳細に比較検討した結果、両者には顕著な乖離が存在することが判明した。例えば、PA1橋脚においては、二次元モデルを用いて杭の根入れ長を検討すると、根入れ長が2.940m と算出されていたのに対し、三次元地盤モデルを用いて検討すると、最も浅い箇所で根入れ長が0.685m と算出された（表-1）。この大きな乖離は、二次元的な想定のみで設計を進めた場合、部分的に杭長が不足し、橋脚基礎の支持力不足や不同沈下といった重大な問題が発生するリスクを明確に示唆していた。このため、三次元地盤モデルを用いた杭の根入れ検討結果に基づき、橋脚基礎の根入れ長を再検討することになり、結果として施工時に杭長が不足するなどの潜在的な問題を事前に特定し、適切な対策を講じることが可能となった。

表-1 杭根入れ長の比較

橋脚位置	杭長 (m)	杭根入れ長 (m)	
		二次元モデル	三次元モデル
PA1橋脚	14.00	2.940	0.685
PA2橋脚	17.50	0.185	-0.373
PA3橋脚	19.00	2.812	1.763

4. 考察

(1)三次元地盤モデルの有用性

本調査地点の地層構成は、地表面より盛土層、沖積層の下に、岩盤層が確認された。N 値 50 以上が連続的に確認される岩盤層を支持層とした。全体的な傾向として、支持層は北から南方向、および西から東方向へ向かって出現深度が深くなることが確認された。特に PA1 橋脚エリアで、三次元地盤モデルの解析結果から、杭の配置位置によって支持層深さが約 3.0m も異なる可能性が示された。この情報は基礎杭の設計で、各橋脚の杭位置における支持層深さを詳細に確認するための有益な情報となった。また二次元モデルで計画していた根入れ長を三次元地盤モデルに反映させると、二次元モデルでは確認できなかった根入れ不足が確認された。このため、設計段階での詳細な地盤調査データと三次元地盤モデルによる検討が極めて有効であった。

(2)今後の展望

本調査では、傾斜する支持層が存在する複雑な地盤条件下において、三次元地盤モデルの構築と活用が橋脚基礎の支持層深さを精度よく把握する上で極めて有効であることが考えられた。この方法により、従来の二次元的な地質断面図では困難であった、同一橋脚内での支持層深さのばらつきや傾斜を視覚的かつ定量的に把握することが可能となった。その結果、より合理的で適切な調査計画を立案し、さらに精度の高い基礎設計を行うことで、施工段階における杭長不足といった潜在的な問題を事前に特定し、対策を講じることができると考えられる。本取り組みは、地盤の三次元的な特性を考慮した先進的な地質調査・解析手法が、社会インフラ整備における安全性と経済性の向上に大きく貢献することを示すものであった。

(3)注意点

三次元地盤モデルの精度には、既存のボーリングデータの量や地質情報に大きく依存するため、不正確なデータや情報不足は、モデルの精度を著しく低下させ、結果的に危険側の評価になることもあると考えられる。そのため、支持層の深さや地層の連続性に関する既往調査結果は、十分に収集・整理する必要がある。

高規格道路における三次元地盤モデルの作成・活用事例

大日本ダイヤコンサルタント株式会社　○青木　稔弥，近藤　桂二，渡辺　一樹，資延　薫

1. はじめに

本事例の対象地は北海道厚岸郡厚岸町尾幌～糸魚沢間に計画されている延長 24.2km の高規格道路である。高規格道路建設時には数多くの盛土、切土等の土工や橋梁等の構造物が施工されるため、事前に地質調査を行い、地質リスクの把握及びリスクマネジメントを実施することが重要となる。本事例の路線では令和 5 年度までに複数の地質調査業務によって 400 本以上のボーリングが実施されている。従来はこのような地質調査結果を基に 2 次元の地質横断図・縦断図を作成し、地質リスクを検討していた。しかし近年は CIM(Construction Information Modeling)の活用により、地盤を 3 次元的に可視化して地質リスクを検討することが可能となってきている。

以上の背景を踏まえ、本事例では高規格道路全線 24.2km の 3 次元地盤モデルの作成及び 3 次元地盤モデルを活用した地質リスクの検討について紹介する。

2. 地形・地質概要

対象路線は標高100m 以下の丘陵地とそれを開析して形成された沖積低地を繰り返し通過する。

丘陵地には平坦または緩やかに傾斜した頂部と主尾根が明瞭に見られ、沢が樹枝状に発達する。沢地斜面は比較的急峻である。基盤は主に白亜系の堆積岩から構成され、なだらかな頂部段丘面には更新統の堆積岩や段丘堆積物が分布する。また、糸魚沢地域の段丘面では完新統の摩周火山起源の火山噴出物が確認される。

沖積低地は主に尾幌川、大別川、別寒辺牛川流域に広がる。これらの河川に由来する氾濫原堆積物は、ヨシが群生する湿地帯を形成し、泥炭性軟弱地盤(泥炭層、粘性土層、砂層)が最大で約20m の層厚で堆積する。

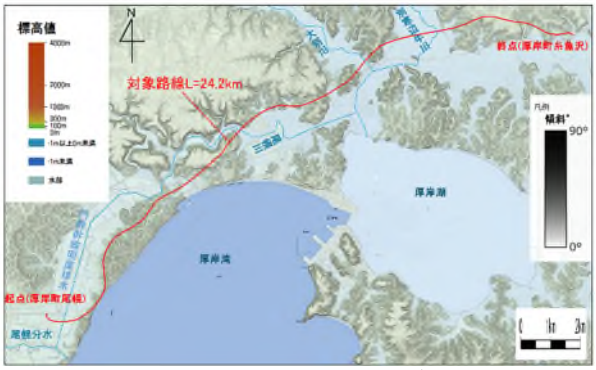


図-1 路線全線の地形図[1)]

3. 統合3次元地盤モデルの作成

道路土工・構造物と地盤状況の関係を可視化するため、本路線全線 L=24.2km の3次元地盤モデルを Autodesk 社製 Civil3D により作成した。地層サーフェス(地層境界面)は既往の地質横断図・縦断図から地層境界を抽出し、データの無い区間は不整三角網(TIN：Triangulated Irregular Network)により補間して作成した。既存の地層サーフェスがあればモデルを更新し、ない区間は地層サーフェスを新規作成した。また、各ボーリングデータはボーリング名や地質名の属性を付したソリッドモデルとして整理し、モデル内に柱状図も配置した。

これらの個別モデルと既往モデルを統合し、路線全体の土工・構造物と地盤情報を一体的に可視化できる統合3次元地盤モデルを作成した(図-2)。

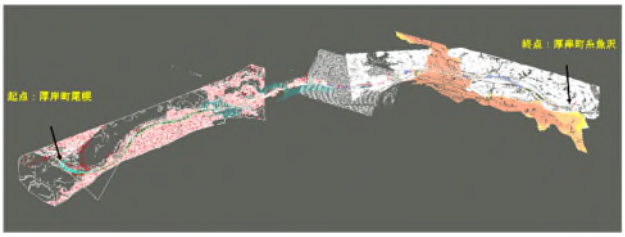


図-2 路線全線の統合3次元地盤モデル

4. 3次元地盤モデルの地質リスク検討への活用

(1) 支持層傾斜の把握への活用

A 橋梁の P5橋脚のボーリング B1孔、B2孔の結果、支持層深度の標高に30m 程度の差が確認された。その支持層傾斜を詳細に把握するため、支持層の3次元モデルを作成し、追加調査内容を検討した(図-3)。

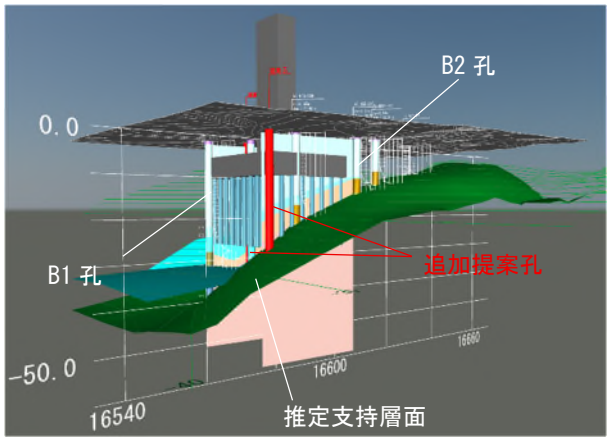


図-3 A 橋梁の橋脚の支持層の3次元化

また、B 橋梁の複数の橋脚位置においては、ボーリング調査により、支持層傾斜が確認されていた。そこで、全ボーリングを用いて、支持層の3次元地盤モデルを作成した。各橋脚における支持層の傾斜方向を推定し、追加ボーリング調査の位置及び深度を検討した(図-4)。

上記2つの事例において3次元地盤モデルを活用したことで、空間的な支持層傾斜が可視化され、関係者と追加調査の位置と優先度の検討を円滑に実施できた。

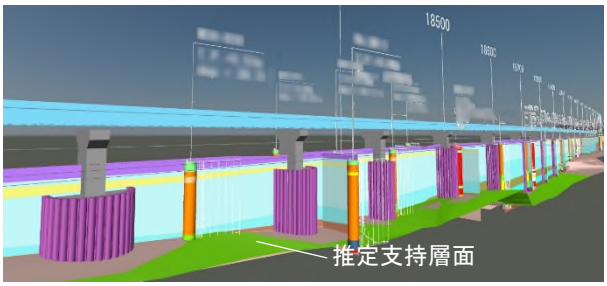


図-4 B 橋梁の支持層の3次元化

(2) 弱層分布の把握・安定解析への活用

切土時に崩壊要因となった風化により粘土化した凝灰岩の薄層(以降、弱層と称す)の面的な分布を3次元地盤モデルにより推定し、可視化した。弱層分布の検討にあたっては、弱層が確認された各ボーリングで弱層深度を指定し、3次元の弱層面を作成した(図-5)。

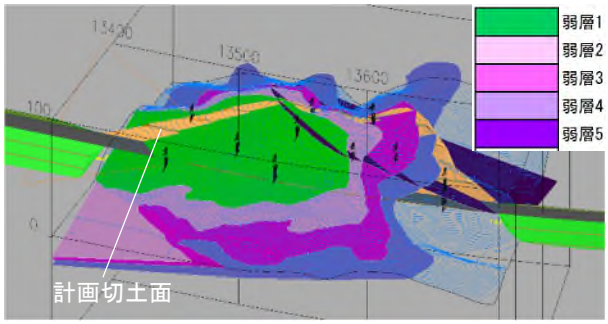


図-5 弱層の3次元化

地下水については、各地質横断図で地下水位ラインを設定し、それらを用いて3次元の地下水位面を作成した(図-6)。

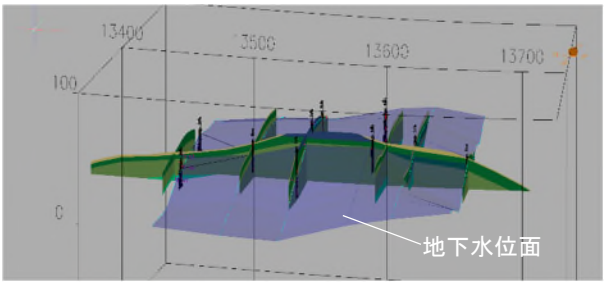


図-6 地下水位の3次元化

以上により、弱層及び地下水位の分布を3次元化したことにより、ボーリング調査が実施されていない任意地質横断図において、弱層及び地下水位ラインの推定が可能となり、後工程の安定解析の基礎資料とした(図-7)。

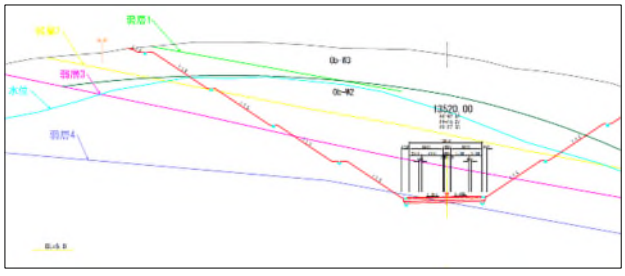


図-7 弱層・地下水位を推定した任意地質横断図

5. 3次元地盤モデルの更なる活用に向けた課題

今後の3次元地盤モデルの更なる活用を目指し、本事例の3次元地盤モデル作成にあたって生じた問題点を以下に示す。

①データ形式の未統一

既往構造物等を含む3次元地盤モデルのデータ形式により、既存データの中には利用できないものも存在した。

②2次元地質断面の不整合及び推定手法の影響

既存の2次元地質横断図・縦断図は、3次元地盤モデル作成を前提とせずに作成されている場合があり、各断面交差部で地層の不整合が生じた。また、本事例では地盤調査のない区間の地層推定に TIN 補間を用いたが、その補間手法の違いによって、推定結果に差異が生じた。

③モデル精度評価手法の未確立

地盤モデルの精度は、地盤調査の密度に大きく依存するが、精度を定量的に評価する方法が確立されていない。そのため、ある区間の地盤モデルの妥当性や他区間との整合性が不明確となる場合があった。

④データ管理・引継ぎ方法の不明確さ

本路線(L=24.2km)では年度の異なる多数の地質調査、既往の地質横断図・縦断図、各種3次元モデル等、多くのデータ整理・管理が必要となった。既往データの管理表を作成したものの、具体的な作成基準がないため、今後の円滑な引継ぎの実現性が不透明であった。

以上を踏まえ、今後の3次元地盤モデルの更なる活用に向けて、

(1)データ形式の標準化と共有基盤の整備
(2)3次元化を見据えた2次元地質情報作成手法の明確化
(3)モデル精度評価基準の導入・可視化
(4)具体的なデータ管理・引継ぎルールの統一化

の4点の課題を本事例より挙げる。

6. おわりに

本事例では、高規格道路全線24.2km の3次元地盤モデルを作成し、橋脚の支持層傾斜や弱層分布などの地質リスクの把握・検討に活用した。一方で、3次元地盤モデルの作成過程において、複数の問題や課題も明らかになった。これらを踏まえ、今後は本事例を含めた様々な3次元地盤モデルを活用した地質リスク検討事例の知見を参考に、より適切な手法で地盤を3次元的に可視化し、効果的な地質リスク検討の一層の推進が重要であると考える。

《引用・参考文献》

1) 国土地理院傾斜量図に色別標高図を透過表示, (最終閲覧日2025年3月4日).
https://maps.gsi.go.jp/help/intro/looklist/3-hyoko.html

多角的視点で挑む坑道調査

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング　　○中道　翔太郎、八巻　翔太、福嶋　夏紀、髙崎　汐織

1. はじめに

九州地方の筑豊炭田は日本最大の炭田地帯であり、1976 年に最後の炭鉱が閉山している。

地下採掘による主な鉱害は、1）地表沈下現象（盆状沈下、浅所陥没）、2）古洞水（坑道跡が帯水層となり、強酸性の被圧地下水が溜まる）、3）ボタ（石炭ズリ、発火、コンクリートの腐食）が知られている。特に浅所陥没は現在でも突発的に発生し、地表面の陥没、建設工事の支障の原因となる。

本業務は造成予定地における坑道跡（古洞）の調査、解析を行い、造成後に坑道跡が地表面に及ぼす影響を評価した。

2. 調査方法・調査結果

(1)資料調査

・ヒアリング（経産省、歴史資料館）

経産省、歴史資料館より、炭鉱図、坑道資料等を入手、現況図との重ね合わせを行い、坑道位置の推定を行った。

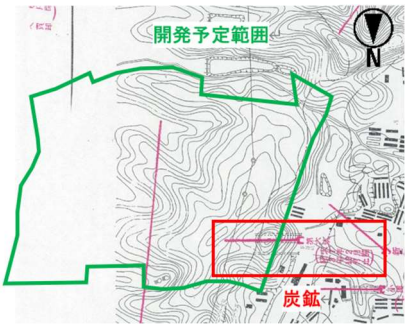


図 1　重ね合わせ結果図

・現地踏査

資料調査結果から坑口を探したが発見できなかったが、周辺には浅所陥没の影響とみられる陥没跡が確認された。

現地露頭の走向傾斜はおおよそ東向き 20° 傾斜（石炭層の傾斜と同じ）が確認された。

(2)ボーリング調査

本業務では、発注者から関係者への説明の課題として、プレゼン対象が専門家ではないため、専門用語を並べた説明資料や報告書で理解を得ることは難しく、より直観的に理解頂くための成果の可視化が必要であった。

本業務では三次元地盤モデルを作成し、地質構造等を直感的に理解しやすい成果を作成することを提案し、発注者と協議の上でボーリング位置を選定した。

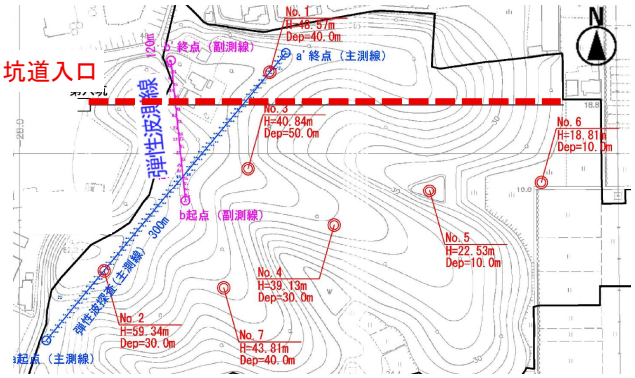


図 2　調査位置図

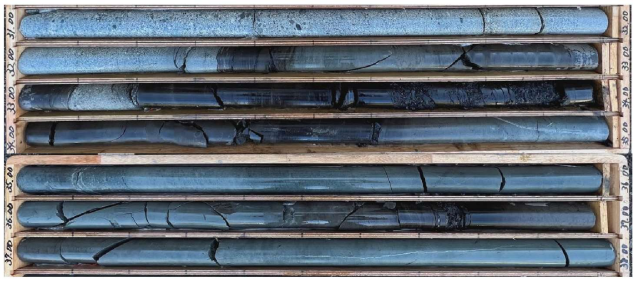


写真 1　本業務のボーリングコア

※砂岩、泥岩、黒色部が石炭層

(3)弾性波探査（屈折法地震探査）

坑道の有無を広域で確認するために 2 測線で実施した。

浅所には坑道や坑道による緩みは明瞭には確認されなかった。

(4)結果

直接的に坑道跡は確認されなかった。

3. 三次元地盤モデル、二次元 FEM 解析

(1)三次元地盤モデル

ボーリング結果から二次元断面図を作成し、それを元に三次元地盤モデル（サーフェイスモデル・ソリッドモデル）を作成した。

地盤傾斜は現地踏査結果や広域地質図から東方向 20° 傾斜とした。

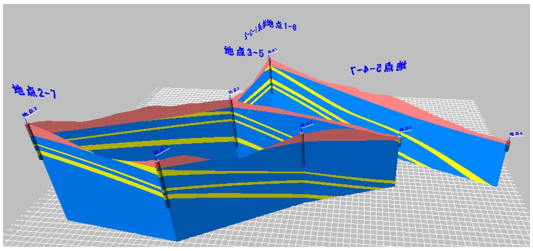


図 3　パネルダイアグラム（サーフェイスモデル）

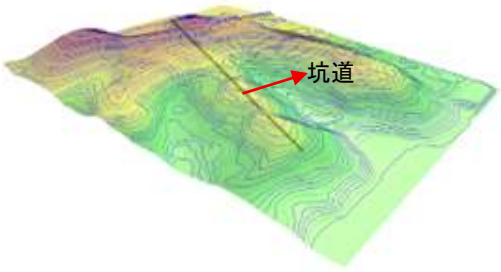


図 4　地表面及び坑道（サーフェイスモデル）

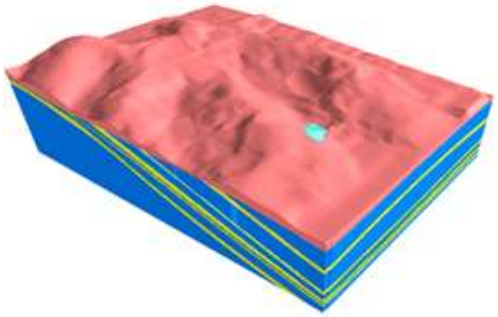


図 5　ソリッドモデル

(2)二次元 FEM 解析

・目的

調査では浅所における坑道の形跡は確認できなかったが、坑道が存在した場合を想定し、解析により安全性を検証した。

・坑道跡（斜坑）が地表面に影響を及ぼす範囲

研究成果 [1)]によれば、坑道跡が陥没や沈下などの影響を及ぼす深度はおおよそ 30m 程度が上限であるとされている。造成した時に坑道跡が土被り 30m未満の範囲でどの程度の変位が生じるか解析を行った。

・坑道形状の推定

坑道の形状、大きさはヒアリングで得られた訓練坑道トンネルの写真を用い、一般的な軌道幅（762mm）から形状、大きさを推定した。

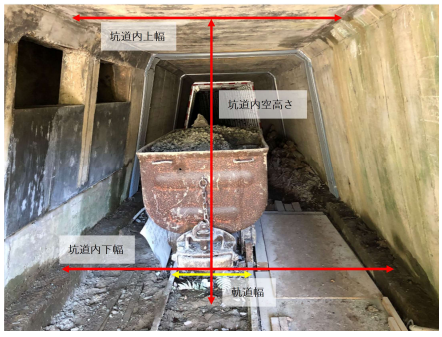


写真 2　訓練坑道の写真

・解析結果

結果としては、水平変位は最大で 0.07mm 程度、鉛直変位は最大で隆起側に 0.52mm 程度とほぼ変位は生じない結果が得られた。

したがって、造成後に坑道跡が地表面に与える影響はないと評価した。

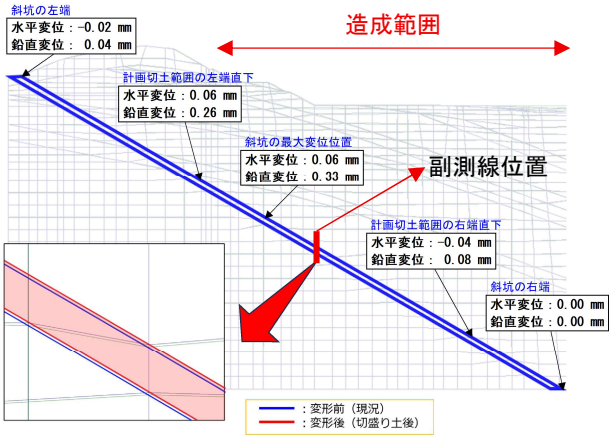


図 6　坑道（斜坑）FEM 解析結果（主測線）

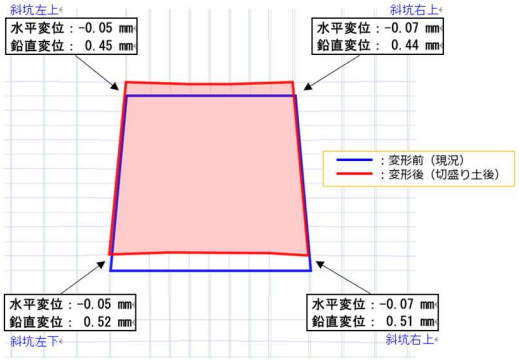


図 7　坑道（斜坑）FEM 解析結果（副測線）

4. 最後に

・顧客への説明（プレゼン）・反応

三次元地盤モデルを使用した説明は好感触であり、本件は関係者の理解を得ることができた。また、発注者の信頼が得られ、様々な問い合わせ、他業者への紹介等の機会を頂けるようになった。

《引用・参考文献》

1)「産炭地域地盤等調査報告書−浅所陥没とその対策」（1972 年）

半自動ボーリングマシンの開発

応用計測サービス株式会社　　比留間　誠之，和田　昌樹，○目黒　敬記

1. はじめに

本装置は、従来型ボーリングマシンに各種センサーと油圧コントロール装置を追加することによって、ボーリング技術者が手動操作していたスピンドル部の油圧操作を自動制御し、外部入力信号によっても操作できる装置である。掘進速度、先端荷重、ロッド回転数、送水量、送水圧、現在の深度の 6 項目を遠隔でモニタリングすることができ、現場状況を把握できる装置となっている。

2. 開発の背景

従来型ボーリングマシンでは、ボーリング技術者の長年の経験からスピンドル部の油圧コントロール、掘削水の量と圧力掘進速度などを決定していた。ボーリング技術者によって品質の差が発生し調査精度にも影響が及んでいるとともに、品質の良い掘進技術の伝承も進んでいない状況である。また、現状の現場管理は、現地にて状況確認するかボーリング技術者に確認するしかなかった。今回、これらを解決するために掘進技術の数値化とスピンドル部の油圧コントロールを自動化し、さらに、現場状況を遠隔地でリアルタイムに把握し、把握した状況から油圧コントロールを制御することを目指した。

3. 開発の目標設定

開発にあたり、以下の目標を設定した。

① 従来型のボーリングマシンに取付けられる装置。
② ボーリング技術者が容易に操作できるシステム。
③ 掘進状況が現地で確認、記録できること。
④ 記録されたデータが遠隔地で確認できること。
⑤ 遠隔地から油圧コントロールできること。
⑥ 手動操作に切替が可能であること。
⑦ 将来的には地点､深度から閾値を演算させること。
⑧ これからのボーリング技術者支援ツールとなること。

4. 装置概要



写真-1　半自動ボーリングマシン

本装置は､従来型のボーリングマシンに回転センサー、磁歪センサー、スピンドル上部下部油圧センサー、送水流量計、送水圧力計を加工して取付ける。写真-1は、東邦地下工機社製 D0型に取付けたものである。



写真-2　回転センサーと磁歪センサー

写真-2は、油圧チャック部に回転センサー、油圧シリンダー部に磁歪センサーを設置した状態であり、これによりロッド回転数とスピンドルの移動量を計測する。

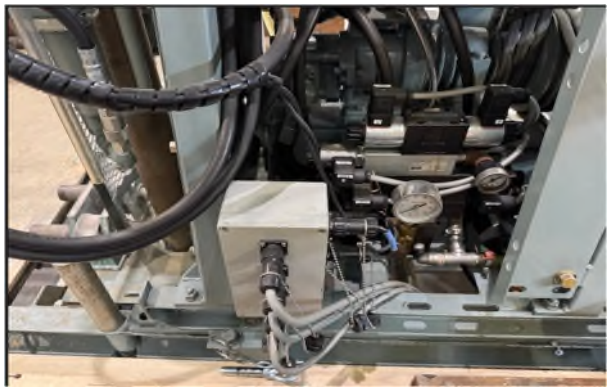


写真-3　油圧計および油圧コントローラ

送水ポンプ搭載位置には、油圧コントローラおよび油圧計を設置している（写真-3参照）。油圧源はボーリングマシンの油圧系統から分岐してコントローラに油圧供給を行う。



写真-4　送水流量計、送水圧力計

写真-4は、電磁流量計と圧力計の設置状況であり、これらは、デリバリーホースに接続している。



写真-5　制御装置

写真-5は、制御装置である。制御装置部は各センサーからの情報を集約し、先端荷重と掘進速度を演算してスピンドル部の油圧を制御する。掘削条件は先端荷重一定、掘削速度一定のモードが選択可能でそれぞれの閾値を超過しないように油圧をコントロールする。現状では閾値をボーリング技術者が入力し、状況によりこれらの入力値の増減を行う。今後の開発として、GPS データと過去の記録から閾値のフィードバックを行う。



写真-6　遠隔操作画面

写真-6は、遠隔操作表示画面である。インターネット経由で行う。通常は携帯回線を使用する。山岳地など電波の届かない地点などでは、スターリンク等衛星回線の使用も可能である。この画面に制御方法、各閾値、各測定値、深度情報、ツールスの状況が表示され、泥水量、泥水圧、先端荷重、掘削速度が経過時間によってグラフ化される。遠隔操作画面からマシンの油圧部分が操作可能である。掘進開始、掘進停止、掘削速度、先端荷重の変更も可能である。現在の主流であるディーゼルエンジンの回転数は、外部からの電気信号でコントロールすることができない。同様に、送水ポンプもエンジン仕様では遠隔操作することができない。

5. 記録結果

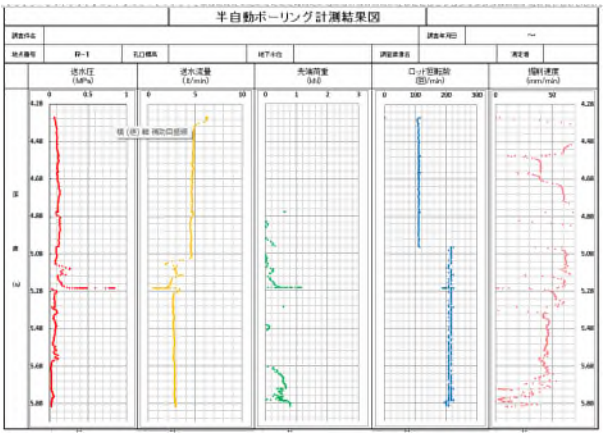


図-1　データ整理シート

図-1は、データ整理シートである。左から送水圧、送水流量、先端荷重、ロッド回転数、掘削速度であり、深度ごとの状況が把握できる。今後は、このデータのほかに使用機材、材料、コアの状況等を合わせて記録することや、これらの情報を蓄積して閾値の自動化を目指したい。

6. 最後に

本装置は、従来型のボーリングマシンで作業を行うものであり、ロッドの昇降、接続、貫入試験は従来工法通りである。半自動装置自体はボーリングマシンに組込み済みとなっており、簡単に分解してモノレール運搬することが可能である。センサーのケーブル等の処理はしているが破損の可能性は残されているため、今後はケーブルレス化を検討したい。テストでは東邦地下工機社製 D0 型 D2型にて実証済であるが他社製のボーリングマシンでも取付けが可能である。ボーリングマシンと送水ポンプを電動化できれば理論的には遠隔コントロールは可能となるが、調査現場で200v の電源の供給方法が問題として残る。

半自動ボーリングマシンを通じてボーリング技術の伝承と若いボーリング技術者の育成に寄与できること願っている。

《引用・参考文献》

1) 谷川正志:「ボーリング機械の計測物理値による掘進技術の自動制御について」全地連技術フォーラム 2016論文集 No. 7　2016. 9

2) 谷川正志:「コアボーリング技術の見える化によるサンプリング技術の向上」全地連技術フォーラム2015 論文集 No. 114

全自動ボーリングマシンの開発－粘性土を含む地盤での調査試験－

㈱ワイビーエム　○奈須徹夫　山田信仁
川崎地質㈱　星野一永　鵜飼康彦
㈱クリステンセン・マイカイ　宮本哲臣　三枝佳美

1. はじめに

地質調査業界では，熟練オペレータの退職増加と新規入職者の減少が進んでおり，ボーリング技術伝承の問題と将来のオペレータ不足が危惧されている[1]。これらの問題解決のため，地質調査にワイヤーライン方式を導入し，自動化や省人化，数値化，データ化を取り込んだ次世代ボーリングマシンの開発を行ってきた。

開発に際しては，最適な削孔仕様の設定や削孔手順などを求めてきたが，これらは，ゆるい砂質土層において実施した試験結果に基づくものであった[2]。今回は，粘性土を含む地盤においてコア採取および標準貫入試験を実施したので、以下にその結果を報告する。

2. 調査場所

調査は佐賀県唐津市南部の工業団地内で実施した。当該地は炭鉱跡地を1970年代に造成したものである。図-1に当該地の治水地形分類図[3]と調査位置を示す。

今回は粘性土層での調査を目的としており，治水地形分類図にみられる埋土･盛土部分を試験箇所に選定した。また、事前に動的コーン貫入試験を行い，軟弱粘性土層が連続していることを確認した。図-2に事前調査結果を示す。

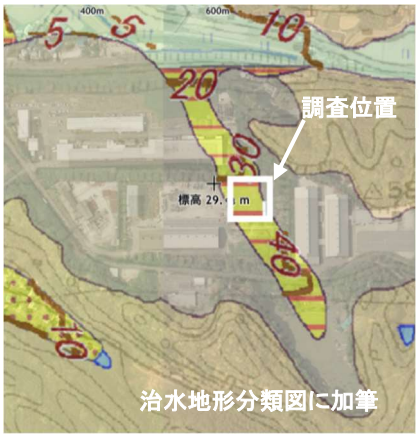


図-1 治水地形分類図と調査位置

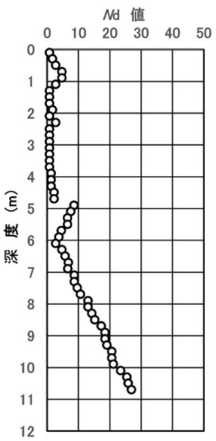
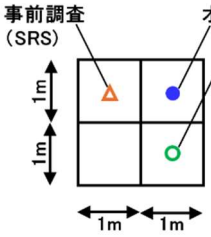


図-2 事前調査結果

3. 調査方法

調査孔の配置と数量を図-3に示す。事前に行った動的コーン貫入試験孔に近接して，2孔を配置している。本件はボーリングマシンの自動化に関する研究であり，昨今の研究では，ボーリング調査の新たな展開として，地質確認ボーリングと物性評価ボーリングを別孔で行う方式が提案されている[4]ことから，No.1をオールコアサンプリング，No.2を標準貫入試験（ノンコア・半ペネ）とした。



名称・規格		数　量
動的コーン貫入試験		54点
オールコアサンプリング		10 m
標準貫入試験	打撃貫入試験	10点
	ノンコア削孔	10 m

図-3 調査孔の配置と数量

使用したボーリングマシンを図-4に示す。ワイヤーライン方式によるオールコアサンプリングでは，インナーチューブをロッド先端に自由落下装着し，ロッドの回転貫入によりコアを採取する。削孔仕様は，これまでの確認試験から得られた削孔速度15min/m，回転数45rpm，送水量20L/min と設定した[2]。

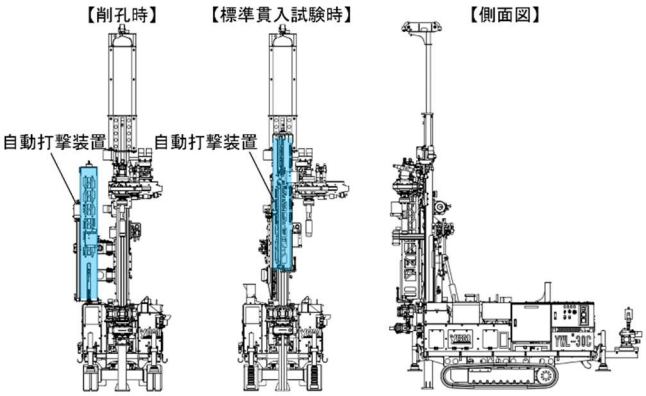


図-4 ボーリングマシン

標準貫入試験時には，内径78.0mm のワイヤーラインロッド内に SPT サンプラーを取り付けた外径φ40.5mm のロッドを挿入した後，ボーリングマシンのリーダーに装着された自動打撃装置をロッドセンターに旋回移動し，JIS A 1219:2023に準じて自動打撃計測を行った。次の試験深度までの削孔は，ロッド内にノンコア削孔ツールスを自由落下装着して回転貫入削孔した[5]。

4. サンプリング試験結果

図-5に削孔諸元の深度方向の変化を写真-1に採取コアを示した。GL-1.50m，2.20m，3.45m，4.60m，6.15m，7.45m にてコア詰まりが発生したため，それ以下の粘土を採取できずにシューを地盤に押し込んだことにより，採取率は全長平均58.5%となった。ただし，採取できたコアは軟弱であるが乱れも少なく，顆粒状の石炭クズや小礫を含む細粒土であることが確認できた。これまでの砂質土層で行った削孔試験から得られた削孔仕様は粘

性土地盤にも適用可能であると考えられる。コア観察結果から，全層にわたり同様な層が連続しているものと推測され，土質名は粒度試験結果より砂混じり礫質粘土と判定された。参考に行った物理試験結果を表-1に示す。

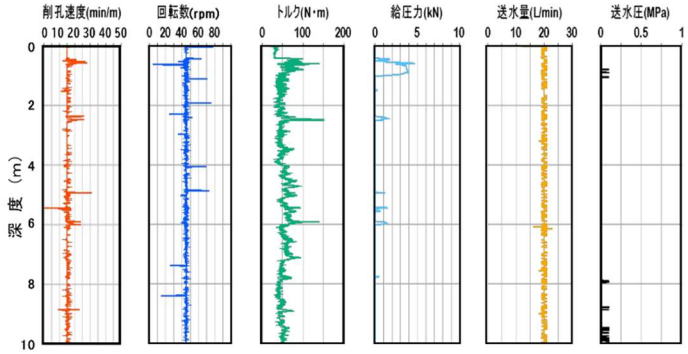


図-5 削孔諸元の深度方向の変化

深　度(m)	コ　ア	採取率(%)
0 ～ 1		100
1 ～ 2		50
2 ～ 3		20
3 ～ 4		45
4 ～ 5		60
5 ～ 6		90
6 ～ 7		15
7 ～ 8		45
8 ～ 9		85
9 ～ 10		75
全長平均		58.5

写真-1 採取コア

表-1 物理試験結果

項　目	試験値	項　目	試験値
礫　分　%	19.3	自然含水比ω %	22.3
砂　分　%	8.0	液性限界ωL %	36.4
シルト分　%	38.0	塑性限界ωp %	19.1
粘 土 分　%	34.7	塑性指数Ip %	17.3

削孔データからは，コア詰まりが発生した深度近辺で削孔速度，回転数，トルク，給圧力に数値の変化が見られる。これらの削孔データから，削孔時のコア詰まりを感知できれば，採取率を高める対策を行うことが可能である。今後，種々の地盤で調査を行い，コア詰まりのケースを収集して，解析を進める必要がある。

5. 標準貫入試験結果

図-6に予備打ち時のロッド貫入量を示す。ワイヤーライン工法では切削土はロッドと孔壁の間を通り地表に排出され，ロッド内には切削スライムは介在しにくく，削孔下端面は清浄となる。その下端面から行った予備打ちでは，ロッド自沈は平均21.9mm,ハンマー自沈は平均66.6mm であった。また，軽打撃時のハンマー引上げ高さの設定プログラムを修正したことで，軽打撃貫入を伴った予備打ち長は平均161.6mm と目標の150mm に近い数値を得ることができ、予備打ち長の精度が向上した。

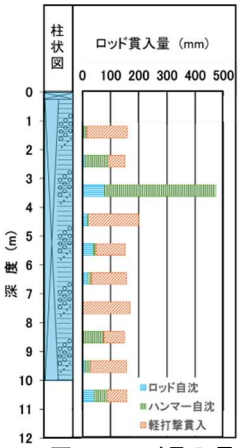


図-6 ロッド貫入量

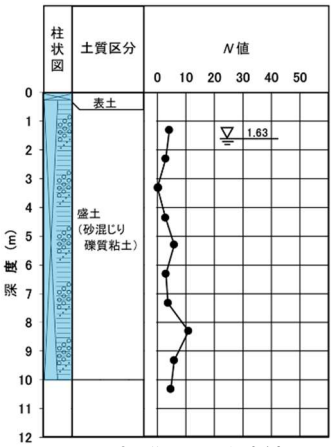


図-7 標準貫入試験結果

図-7に標準貫入試験結果を示した。当該地盤は N=0～10.9，平均 N=4.4と強度にばらつきがある軟らかい粘性土であり，図-2に示す N_d 値のような GL-6m 以深から深度に沿った N 値の増大はなかった。先端に SPT サンプラーを装着したロッドをワイヤーラインロッド内に挿入することで、周辺地盤との摩擦の影響を受けないことによるものと考えられる。コアの肉眼観察結果を含め，当該地盤は転圧が不十分な埋土であると推定された。

6. まとめ

粘性土からなる軟弱な地盤に対して，１調査２孔方式でコアサンプリングと標準貫入試験を実施した。ゆるい砂質土地盤で得た削孔仕様で粘性土に対してもサンプリングが可能であることが確認できた。軟らかい粘性土地盤中で硬質な粘土や礫などがシュー先端を閉塞した場合の検知方法の検討が課題として残された。自動打撃装置を用いた標準貫入試験については粘性土地盤でも適用でき、予備打ち長の精度向上も図ることができた。

土木建設業界ではICT施工が多くの場面で適用されるようになっており、ボーリングにおいても自動化を進めていくことが必要である。

《引用・参考文献》

1) 岩﨑公俊：技術伝承に関わる全地連の取り組み，地盤工学会誌, 65-3, 2017. 3
2) 奈須徹夫・他：全自動ボーリングマシンの開発　―ワイヤーラインを用いた軟弱地盤の削孔について―，全地連「技術フォーラム2020」Web，2020. 11
3) 杉本智彦：治水地形分類図, スーパー地形（最終閲覧日2025年4月30日）
4) 全地連 現場環境改善委員会 標準貫入試験の在り方WG：標準貫入試験の在り方WG　WG活動取り纏め, p. 68, 2023. 8.
5) 宮本哲臣：全自動ボーリングマシンの開発　－ワイヤーライン用ノンコア削孔ツールスの開発について－, 全地連「技術フォーラム2022」（那覇）, 2022. 11

斜面点検におけるウェアラブルデバイスの活用事例

㈱ドーコン　　○丸山　哲弥，中山　貴仁

1. はじめに

遠隔臨場システムは建設工事の現場に広く普及しており、地質調査業務においても、ボーリングの検尺に活用されている。また、近年では作業の安全性の観点からハンズフリー（両手を自由にした状態）での遠隔臨場が望まれ、地質調査業務の特記仕様書にてハンズフリー型のシステムを指定されるケースもみられる。本発表ではハンズフリーとなるウェアラブルデバイスによる遠隔臨場システムの利点に着目し、道路点検業務における傾斜地の現地調査にて試行したウェアラブルデバイスの活用方法を、具体的な事例や従来の点検手法との比較結果とともに報告する。



写真-1 ウェアラブルデバイスを用いた
ボーリング現場でのオンライン検尺状況・会議画面

2. 使用したウェアラブルデバイスについて

本発表では、ヘルメットに装着する「スマートグラス」を使用した事例を紹介する。デバイスは、RealWear 社製「Navigator 500」を使用した。本デバイスは写真や動画の撮影・共有のほか、保存したファイルの閲覧や、ビデオ会議等の活用ができ、その全ての操作を音声（使用者の声）で行うことができるため、使用者は完全にハンズフリー状態となる。本機は4800万画素のカメラやサーモカメラ、64GB の内蔵ストレージと最大512GB 対応の MicroSD カードスロットを備えており、写真や動画のほか PDF ファイル等の資料を保存できることに加え、これらを確認するモニターとしても使用可能である。モニターの画面は屋外視認性で、解像度は854×480（概ね2010年頃のスマートフォンと同程度）と、資料を確認するには十分な性能を有する[1)]。ページ移動と拡大機能は音声操作で、ページ内の画面移動は首を上下左右に振ることで、容易に資料の閲覧箇所の移動と確認が可能である。通話機能としては、ノイズキャンセリング機能を備えたデジタルマイクと91dbA ラウドスピーカーを備え、Wi-Fi を用いてインターネットに接続することでビデオ会議（遠隔臨場）が可能である。



写真-2 スマートグラスと
モニター画面をカメラで撮影したもの

3 斜面点検における活用事例と効果

(1) 傾斜地における点検

傾斜地における点検調査では、足元が不安定となる場合やロープを使用する場合が多く、安全を確保するため作業者の手元は可能な限り自由にすることが求められる。写真-3は従来の手法による点検作業例である。調書やカメラの出し入れや撮影・記録に両手を使わざるを得ず、傾斜地では作業性が悪化するだけでなくバランスを崩した際などに安定した姿勢をとりにくくなる場合がある。このような現場において、防災カルテ等における着目箇所の点検にスマートグラスを用いた（写真-4）。



写真-3従来の斜面点検状況



写真-4 スマートグラスによる斜面点検状況

写真-5は、スマートグラスに映し出した点検調書である。事前に読み込ませた調書と比較しながら前回点検時からの変化の有無をモニターで確認することで、紙の調書を携帯することなく点検を行うことができた。また、着目箇所の定点写真もスマートグラスのカメラを用いて撮影（写真-6）することで、確認・記録作業の一式をハンズフリーで行うことができ、斜面上での作業の安全性が向上した。

現道など平坦な箇所で行う点検においても、同様にウェアラブルデバイスを適用することは可能であるが、足元の安全性が十分に確保されている条件下では、本手法のメリットは相対的には薄く、従来の紙調書と手持ちのデジタルカメラを用いて点検を行うほうがメモの取りやすさや写真の画角調整のしやすさの観点から作業性がよい。現地状況に応じて適切な手法を選択することが重要である。



写真-5 点検調書を映したモニター
（画面をカメラで撮影）



写真-6 スマートグラスで撮影した写真

(2) 遠隔臨場

点検時に変状等が確認された場合は、遠隔臨場システムが有効である。具体的には、発注者への迅速な状況報告のほか、対応の必要性や緊急性の判断に迷う場合に社内の熟練技術者や対策工設計技術者と情報共有を行える。遠隔臨場はハンズフリーで行えることから、事務所からの指示箇所に対してロープ等を用いた近接撮影が行いやすく、緊急性の判断や対策の検討を的確かつ迅速に行うことができる（写真-7）。これらにより、異常発生時の円滑な対応への寄与が期待できる。



写真-7 遠隔臨場による事務所との情報共有状況

(3) 点検補助での活用

一般的な点検作業は、主点検者と補助者の２人１組で行う。従来の方法では、補助者の手はスタッフ等でふさがっているため、調書上での着目箇所（撮影箇所）は主点検者のみが確認し指示する形となり非効率であった。これに対し、補助者がスマートグラスを装着することによって、調書を確認しながら主点検者と共に点検作業を行うことが可能となった（写真-8）。これにより、点検箇所を２人の目で確認することができ、変状箇所の見落としのリスクを低減できる。また、着目箇所の写真撮影の際もスタッフをスムーズに定位置で用意することができ、



写真-8 点検補助での使用状況

4. まとめ

スマートグラスの導入により、現場作業をハンズフリー化することが可能である。この利点を生かし、ボーリング現場のオンライン検尺以外にも、十分な安全確保が求められる傾斜地の点検に活用できた。また、現場で変状等があった場合、熟練技術者や設計技術者との速やかな情報共有にも役立つツールである。加えて、道路防災点検の点検補助員が使用することによって、点検補助員も現場の調書を確認しながら点検作業を行えるため、作業の効率化と正確性の向上に役立つ。今後も現場作業で積極的にスマートグラスを使用しながら、新たな活用法を探していきたい。

《引用・参考文献》

1) RealWear 社ウェブサイト（最終閲覧日2024年6月10日）． https://www.realwear.com/jp/.

アンカー荷重計と温度変化の関係

株式会社日さく　　○伊藤悠太、伊藤健二、岡部顕、橋本拓弥、野澤玲奈

1. はじめに

ダムサイトのすべり面に設置された複数のアンカーのうち、3 基にアンカー荷重計が設置されている。

これらのアンカー荷重計は、季節によって周期的な変化を示すため、温度変化への依存性が疑われた。

そこで、8 月と 12 月に気温・アンカーヘッドの温度とアンカーの緊張力の測定を実施し、温度と緊張力の相関を確認した。

2. 地形地質概要

(1)地形概要

調査位置を図1に示す。

調査位置は静岡県周智郡森町亀久保地先にあり、太田川ダムの堤体左岸下流側に位置する。

調査地周辺の地形は、標高約600m～900m の山地と河川沿いの狭小な低地に大別される。

太田川ダムは、菰張山(標高614m)の南東約2km 付近に位置し、右岸側で北西-南東に伸びる尾根地形と、左岸側で東北東-西南西に伸びる尾根地形に挟まれた、地形的狭窄部に建設されている。



図-1.調査位置図

(2) 地質概要

太田川ダム周辺には、四万十帯を構成する三倉層群の堆積岩が分布する。

三倉層群の地層は、緑～黒色の塊状の泥岩と、砂岩-泥岩の互層に由来する海底地すべりによる堆積物からなり、数百 m の層厚で交互に繰り返している。

地質構造は、概ね北東-南西の走向で、北西～北北東へ 30～70° 傾斜している。この地質構造は、アンカー荷重計のある太田川ダム左岸斜面では流れ盤構造となる。

3. 調査地点および調査方法

(1)調査地点

アンカー荷重計の設置位置を図-2に示す。

調査対象のアンカーは、太田川ダムの堤体左岸下流側に配置された No7・No104・Z-17の3基である。



図-2.アンカー荷重計位置図

(2)調査方法

アンカー荷重計の測定方法はロガーによる自記記録方式とし、1時間毎に測定結果を収録した。

温度測定は赤外線センサによる非接触型の計器を使用した。気温の測定は1日中陰がかかる箇所で実施した。アンカーヘッドの温度測定は、観測のたびに実施した。8月21日と12月21日のみ、日周期を把握するために1時間おきに測定を実施した。

4.調査結果

温度と圧力計の測定結果を表-1に示す。

同表では、気温およびアンカーヘッド温度の変化に対して、緊張力の観測値が変化していることが示される。

表-1.アンカーヘッドと外気温の測定結果一覧

		No.7		No.104		Z-17		気温
観測月日	時刻	観測値 (MPa)	頭部温度 (℃)	観測値 (MPa)	頭部温度 (℃)	観測値 (MPa)	頭部温度 (℃)	(℃)
8月21日	10:30	12	36	17	36	24.2	35	33
	11:30	12	37	17	39	24.5	36	32
	12:30	12.5	40	16.8	42	24.8	39	32
	13:30	12.5	41	16.8	42	24.9	42	32
	14:30	12.2	43	16.8	43	25	42	33
	15:30	12.2	45	17	44	24.9	45	34
	16:30	12.1	43	16.9	40	24.9	41	30
	17:30	12.1	39	16.8	37	24.9	38	28
	18:30	12.1	37	16.8	35	24.8	36	26
12月21日	7:30	11	-2	14	-3	22.3	-1	-3
	8:30	11	1	14.5	4	22.3	5	4
	9:30	11	6	14.5	6	22.3	7	7
	10:30	11.1	6	15	11	22.9	12	11
	11:30	11.3	12	15.5	17	23	14	11
	12:30	11.3	13	15.8	19	23.2	17	11
	13:30	11.5	13	15.9	17	23.3	16	8
	14:30	11.5	14	15.9	18	23.3	17	7
	15:30	11.3	12	15.5	17	23.2	16	6

図-3～図-4には、各地点の気温・アンカーヘッドの温度と緊張力の関係を示す。同図には、図中に近似曲線とその決定係数(R^2値)を示した。決定係数は1 に近いほど高い相関を示す。

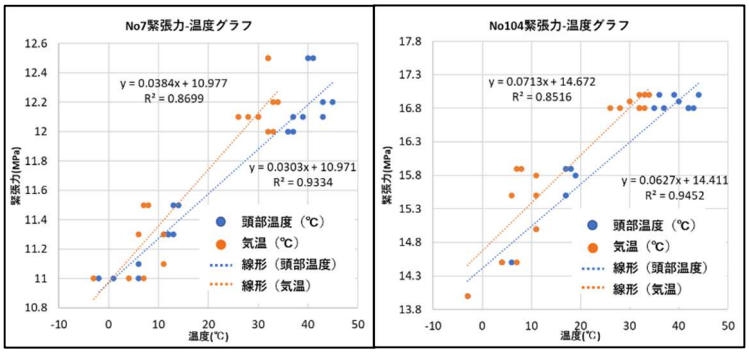


図-3.No7 と No104 の緊張力と気温の相関図

気温と緊張力の決定係数は0.85～0.88、アンカー頭部温度と緊張力の決定係数は0.93～0.97と、すべての地点で温度と緊張力は高い相関を示した。

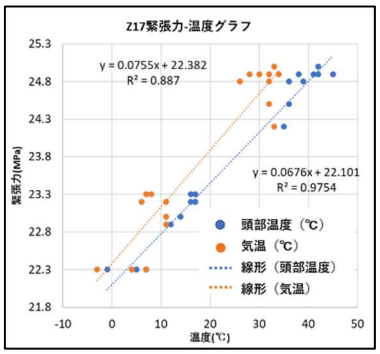


図-4.Z-17 の緊張力と気温の相関図

気温と緊張力の間に決定係数 0.8 を超える相関が認められたことから、図-3、図-4 に示された近似式を利用して、調査地の気温から No7・No104・Z-7 の温度のみによる緊張力を算出した。算出された値は「気温だけから求めた緊張力」であるため、長期の観測で観測値とこの「気温だけから求めた緊張力」に差が生じるとすれば、それは「実際の緊張力の変化」と捉えることができる。アンカー荷重計の測定値と気温だけからの換算値を比較した結果を図-5 に示す。

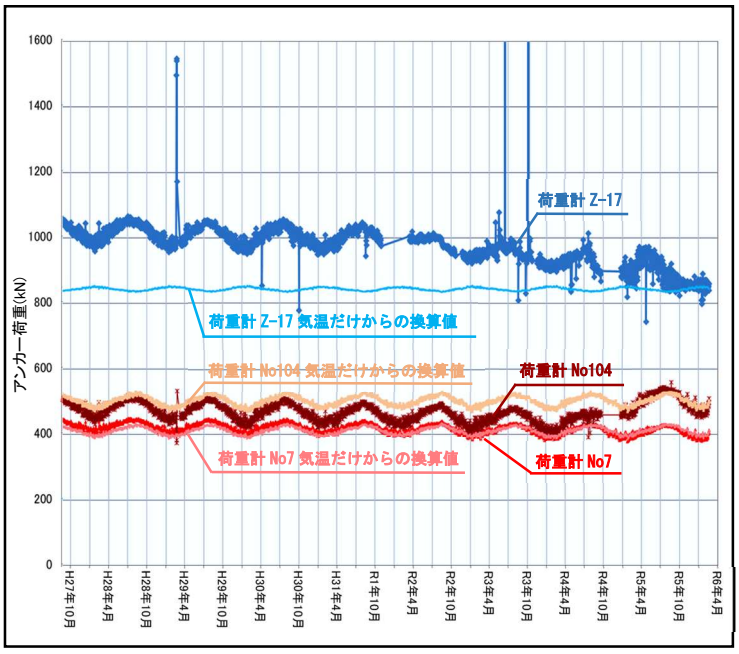


図-5.荷重計の測定値と気温だけからの換算値の比較

(1)No7

測定値は連続したデータを示す。測定値と気温だけからの概算値は概ね一致していることから、本地点で示された荷重の変動は、ほぼ気温変化によるものだと判断できる。

(2)No104

測定値は、令和 4 年 10 月に欠測期間がありその前後で値の不連続が認められる。そのため、初期値での単純な比較はできない。図のまま読み取れば、平成 27 年 10 月から令和 6 年 3 月の間にアンカー荷重は約 23 kN 上昇したこととなる。

(3)Z-17

測定値は、令和 4 年 10 月と令和元年 10 月に欠測期間があり、初期値での単純な比較はできない。図のまま読み取れば、平成 27 年 10 月に比べてアンカー荷重は約 159 kN 低下したこととなる。Z-17 の測定値は近年ばらつきがあるが、それを除いても平成 27 年からの測定値と温度からの換算値では明瞭な差が認められる。これは、アンカー荷重計が実際の荷重の変化をとらえている可能性がある。

5.まとめ

アンカー荷重計の変動とアンカーヘッドの温度・外気温との相関について、すべての地点で相関が認められ、気温から緊張力を推定することが可能であった。また、気温と緊張力の関係から、Z-17は実際の荷重の変化をとらえている可能性がある。

6.謝辞

本発表では、静岡県袋井土木事務所より観測データなどの資料を提供いただいた。ここに深く感謝いたします。

《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3日）
https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1.

2) 気象庁アメダス：観測地点「三倉」（最終閲覧日2025年6月3日），
https://www.jma.go.jp/jma/index.html.

3) 静岡県袋井土木事務所(2023.3)：和5年度〔第35-K1083-01号〕太田川ダム河川維持管理（太田川ダム維持管理）に伴う貯水池周辺観測業務委託【13-07】報告書

グリーンタフ地域における地質構造を反映した崩壊発生事例

（株）みすず綜合コンサルタント　　○井上　賢治，石関　剛史
長野県上田建設事務所　　鈴木　亨汰

1. はじめに

長野県上田市のグリーンタフ地域において，同一の尾根で近年連続して岩盤崩落が発生した．調査の結果，玄武岩に発達する節理と脆弱な変質帯に規制された崩壊機構が考えられた．これをもとに残存斜面の危険度区分を行い，対策範囲の検討と抑止工による対策工設計を行った事例を紹介する．

2. 調査地の概要

(1) 地形地質

調査地は美ヶ原高原の北側の急峻な山腹斜面にあり，周辺の河谷はＶ字谷の欠床谷で下刻が進行している．

北部フォッサマグナ地域にあり地質は新第三紀中新世の海底火山噴出物からなる内村累層の武石層が分布する（図-1）．岩相は淡～暗緑色に変質した玄武岩質の溶岩・火砕岩で中新世のグリーンタフに属する．

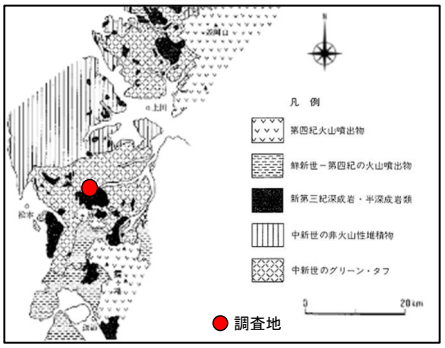


図-1　調査地付近の地質図 [1)]

(2) 被災経緯

被災地は標高1400m の高冷地にあり，令和6年4月の融雪期に凍結融解を誘因として切土法面直上の尾根先端部が幅15m，高さ17m で岩盤崩落し県道を埋積した（写真-1）．地表踏査，ボーリング，弾性波探査により調査設計を行い現在対策工事中である．令和3年にも同じ尾根の側方で幅15m，高さ42m の崩落が発生しており，ロックボルトと吹付により対策されていた（写真-2）．



写真-1　R6 崩壊地

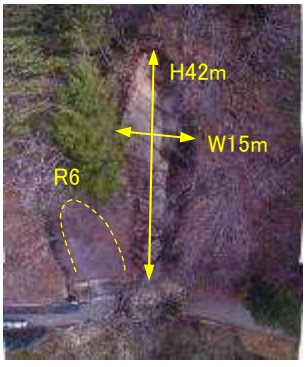


写真-2　R3 崩壊地

3. 調査結果

(1) 地表踏査

滑落崖周辺の風化岩がオーバーハングし崩壊地右側に落ち残りの岩塊が残存する．滑落崖の背後は2つの遷急線を経て徐々に緩傾斜となり上部ほど安定した斜面となる（図-2）．岩盤は緻密で硬質な玄武岩質緑色凝灰岩（玄武岩）からなり滑落崖や遷急線付近は帯状に脆い変質帯を層状に挟んでいる．流れ盤節理と脆弱な変質帯の受け盤層理面を分離面として岩盤がブロック状に崩落している（写真3）．R3崩壊地でも同様の構造がみられる．

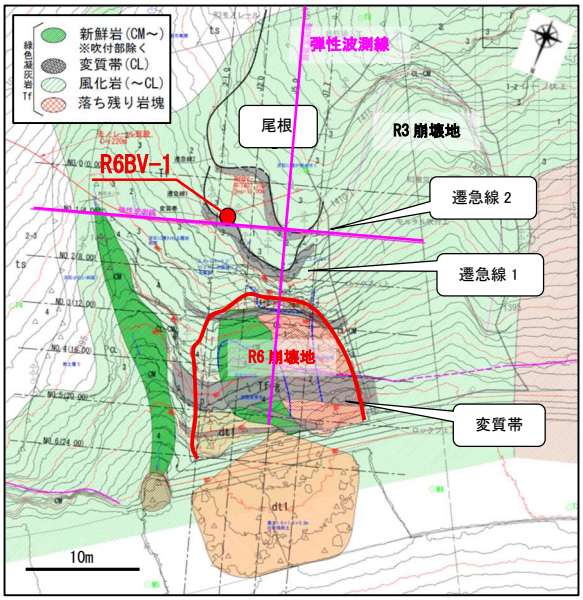


図-2　地質平面図

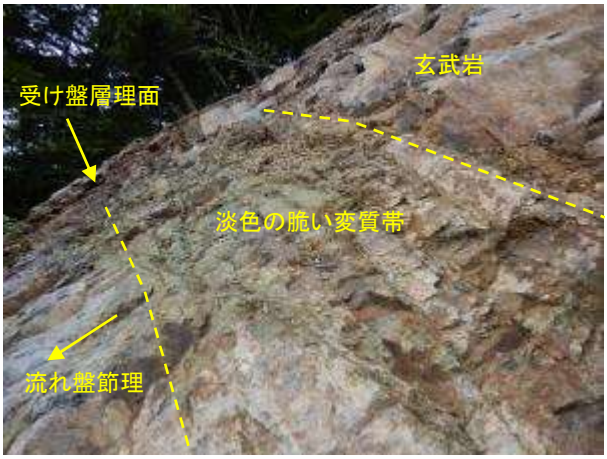


写真-3　崩壊斜面の岩相（変質帯は淡緑色で脆い）

(2) 調査ボーリング

滑落崖上方にて１本実施した（図-3）．3.4m まで亀裂の多い風化岩，以深は暗色の硬質な玄武岩主体に淡色の脆い変質帯が互層する．変質帯の層理面は上部で70°，下部で緩くなる傾向があり，それ以外の節理は低角でばらつきがある．斜面に対して層理面は受け盤，節

理は流れ盤に相当し，受け盤の傾斜変化は地表の亀裂状況と合わせてトップリングを示唆するとみられる．変質帯は相対的に比重が小さく吸水性がある。

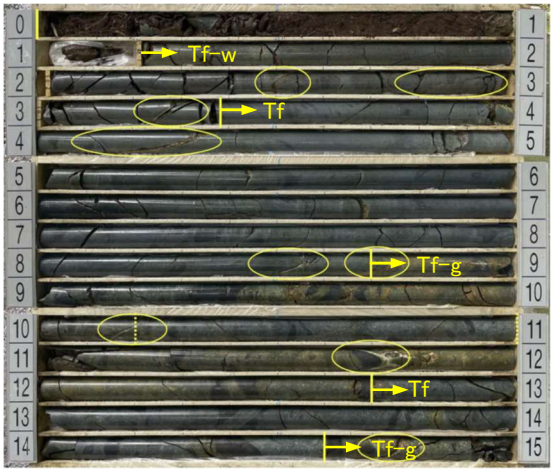


図-3　R6BV-1コア写真（Tf-w：風化岩，Tf-g：変質帯，Tf：玄武岩，○：変質帯層理面）

(3) 弾性波探査

縦横断方向で2測線実施した（図-4）．Vp は1.0～最大4.0km/sec で尾根緩斜面や受け盤斜面で低くなっている（風化帯）．全体に低速度で亀裂が多いことを示す．遷急線付近は速度の高まりがあり浸食に抵抗していると解される．変質帯と堅岩の有意な違いは見られない．

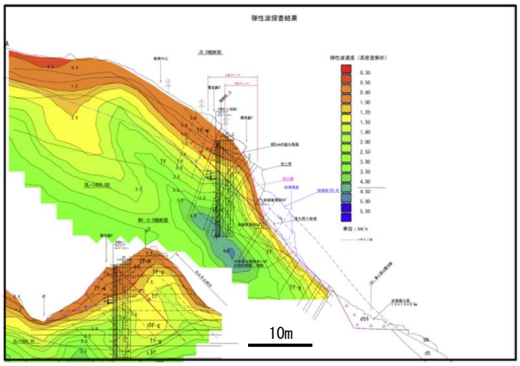


図-4　弾性波探査結果

4. 考察

(1) 崩壊発生機構と対策範囲

尾根先端部急斜面の緩んだ岩盤が春先の凍結融解を誘因として流れ盤節理と変質帯の脆弱な受け盤層理面に沿ってトップリング崩壊し直近の遷急線まで後退した．今後も順次遷急線まで崩壊が後退していく可能性が高い．

上記崩壊機構を踏まえ，対策工範囲は安定度の低い遷急線2下方のＣブロックまでとした（表-1，図-5，6）．

表-1　斜面ブロックの安定度（図-5，6凡例）

斜面ブロック			不安定度順位	備考
A	今回の崩落	急斜面 50°＜	1	トップリング崩壊 経年で小崩壊あり
B	遷急線1下方		2	植生乏しい急斜面
C	遷急線2下方		3	急斜面ながら大木あり
D	準安定斜面	緩斜面 27°	4	安定した尾根緩斜面 大木繁茂

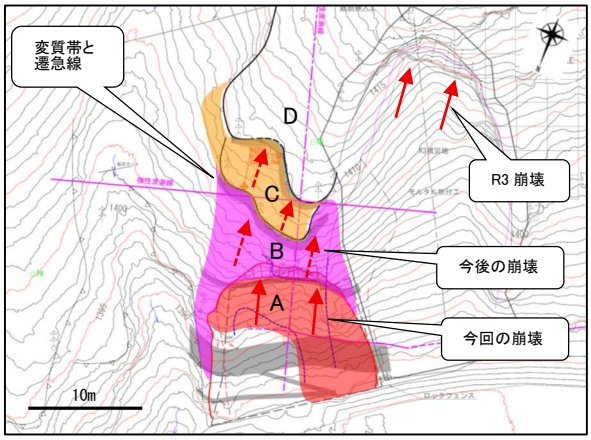


図-5　崩壊機構平面図

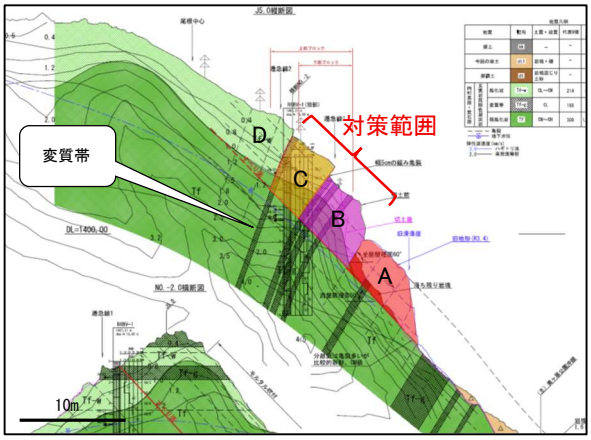


図-6　崩壊機構断面図

(2) 対策工

対策工は切土とアンカーとし施工中の安全を考慮した．①1：0.2で切土しオーバーハングを解消，②滑落崖上方にロープ伏工（落石対策），③岩盤接着工により法面を安定化，④モルタル吹付，⑤アンカー工により抑止．

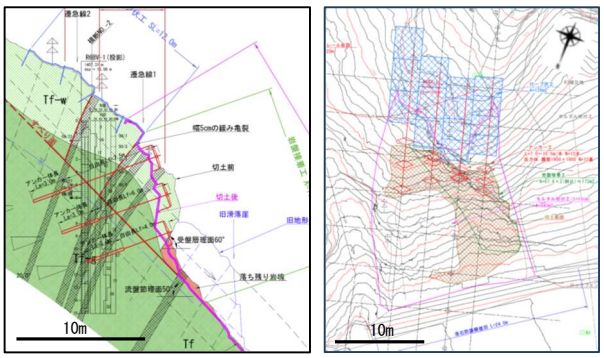


図-7　対策工計画図

5. まとめ

当該地では玄武岩の堅岩中に層状に挟在する脆弱な変質帯と節理・層理面および遷急線に規制された崩壊機構が明らかとなった．グリーンタフ地域ではこのような変質に伴う地形地質構造を考慮して斜面対策を行うことで防災・減災に繋がるものと考える．

《引用・参考文献》

1) 中野地域地質図幅説明書（1992）：地質調査所編，P18（に加筆）．

鉱山遺跡地内における落石対策の検討事例

川崎地質株式会社　○徳間　伸介

1. はじめに

新潟県佐渡市の相川金銀山遺跡地内において、平成 23 年に発生した落石災害を受け、落石対策の検討を行った。保全対象は県道である。落石発生源の状況把握には、現地踏査、及び、UAV によるレーザ測量と写真撮影を採用した。設計対象とする落石エネルギーが大きいため、対策工は落石防護補強土擁壁を採用した。補強土擁壁は、安定照査を行った上で、既往災害による崩積土上に設置した。当該地では鉱山遺跡地内であることや世界遺産への登録を目指していたことを踏まえて景観に配慮し、対策工には在来種を使用した植生工を追加した。

2. 落石対策検討箇所の概要

(1) 相川金銀山の概要

落石対策の検討を行ったのは新潟県佐渡市の相川金銀山の敷地である。相川金銀山は江戸時代より金や銀の採掘が盛んに行われた鉱山で、地質は新第三紀中新世の凝灰岩を主体とする。金鉱床の形成に伴い、多数の金鉱脈が分布し、母岩の凝灰岩も鉱化変質により非常に硬質となっている。同鉱山では、鉱脈に沿って人力で金の採掘が行われ、特に規模の大きい「青盤脈」と呼ばれる最大幅 35m の鉱脈では、露天掘りにより山頂部から深部へと採掘が進められた結果、「道遊の割戸」と呼ばれるＶ字状の割れ目が形成された。

今回、落石対策の検討を行った箇所は、道遊の割戸から北東へ延長する人力掘削で形成された急崖に位置する。

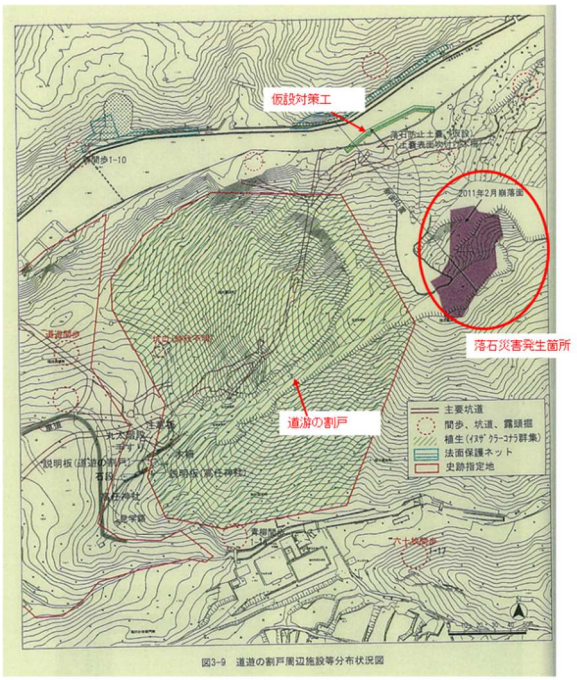


図-1 相川金銀山の概要図と落石発生箇所

(2) 平成 23 年度に発生した落石災害

本検討箇所では平成23年に急崖地形の頂部より落石崩壊が発生しており、崩壊した岩塊や土砂は末端の県道まで到達した。本報告は、この災害を受けて対策工の検討を行ったものである。



図-2 平成 23 年に発生した落石災害の状況

(3) 世界遺産への登録と対応

検討を行った平成28～29年は、相川金銀山の世界遺産への登録を推進するため、様々な取り組みが行われていた。その中で、本箇所においても、落石対策工は安全性だけでなく、景観性も考慮しながら検討を行うことが求められた。

3. 測量及び調査

(1) UAV を使用したレーザ測量と写真撮影

対策工の検討に際し、落石発生源や斜面末端部及び保全対象である県道の状況を把握するため、UAV を使用したレーザ測量と写真撮影を行った。レーザ測量成果により対策箇所の地形を三次元で表示した。

また、写真撮影により急崖頂部に位置する落石発生源の岩盤状況、亀裂開口状況、緩み状況を確認した。

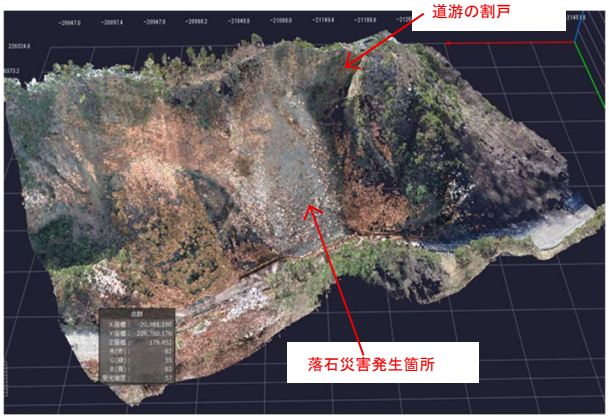


図-3 レーザ測量で得られた検討箇所の3次元画像

(2) 地表踏査結果

安全に登行可能な範囲で、検討箇所の現地踏査を行った。検討箇所の地質は凝灰岩を主とし、層状の構造が

確認され、鉱化変質により非常に硬質である。また高角度の割れ目や破砕帯が多く見られ、割れ目の一部が開口しているため、落石の発生源となっている。

(3)設計用落石の設定

UAV による測量成果や現地踏査結果に基づき、対策工設計に資する設計用落石を設定した。現地で確認した浮石や転石の安定度評価により、急崖頂部に位置する開口亀裂により緩んでいる岩塊（大きさ 2.6×1.7×1.6m）を設計用落石と設定した。

4. 落石対策工の工法選定

(1)落石エネルギー

上述した設計用落石で斜面末端部まで到達した場合の落石エネルギーは、4588kJ と非常に大きい。

(2)対策工の比較検討

非常に大きい落石エネルギーやその他の現地条件に対応できる対策工として、1案）落石防護補強土擁壁、2案）落石防護柵、3案）ロックシェッドの3工法で比較検討を行った。その結果、経済性・景観性・施工性・維持管理性に優れる、1案）落石防護補強土擁壁が選定された。

5 落石防護補強土擁壁の構造検討

(1)基礎部の対策

当該地には平成23年の落石災害で堆積した崩積土が斜面末端部まで分布していた。選定された落石防護補強土擁壁も斜面末端部に設置するため崩積土の扱いを考慮する必要があった。検討の結果、崩積土自体を掘削すると末端の掘削となり、その上方斜面が不安定化するため掘削はせず、崩積土の直上に落石防護補強土擁壁を設置することとした。設置に際しては事前に安定解析を行い、緩い土砂の強度条件で安全率 Fs=1.538が得られ、一般的な道路土工の計画安全率1.20を満たすことを確認した。

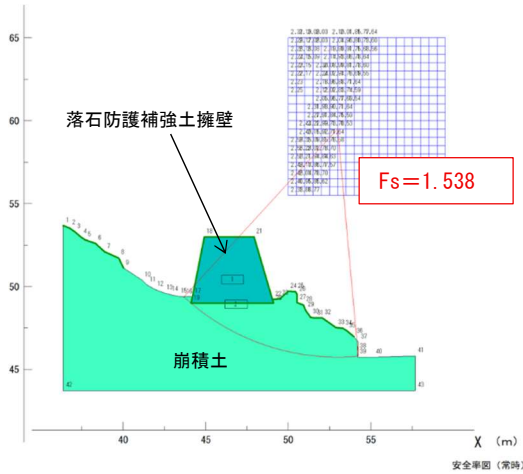


図-4 落石防護補強土擁壁の基礎部の安定解析

また、崩積土の末端は、仮設対策として大型土のうとその前面の岩塊敷設により県道を保護していたが、長期的には降雨等により大型土のうの劣化や破損のリスクがあり、不安定化すると背後に設置する落石防護補強土擁壁へも影響が懸念された。そこで、仮設対策（大型土のう+岩塊敷設）の表面に、恒久的な劣化・浸食防止対策として長繊維補強土吹付工による法面保護を追加した。

6.景観の検討

(1)イメージパースの作成

採用された落石防護補強土擁壁について、相川金銀山の世界遺産登録を念頭に景観の検討を行った。補強土擁壁の外観について､①植生と②現地間伐材の2ケースでイメージパースを作成し、有識者委員会にて景観検討が行われ、①植生の案が採用された。



図-5 落石防護補強土擁壁のイメージパース

(2)景観に考慮した形状の変更

当初、落石防護補強土擁壁の構造は直線形で端部において台形断面が残ることから、有識者委員会による景観検討が行われ、起点側の端部をスロープ状に、終点側端部を山側に巻き込むことで、景観的に圧迫感を与えない形状に修正設計した。

(3)植栽の検討

対策工の表面は景観対策として植生を施すこととなったが、使用する植物種は、地元有識者の助言を踏まえ、外来種ではなく当該地に生息する在来種を選定した。

具体的には、落石防護補強土擁壁の壁面と長繊維補強土吹付工の表面には､佐渡市の原植生を勘案し､ススキ・ヨモギ・イタドリ・ヤマハギ・メドハギの5種の種子を吹き付けることとした。

また、落石防護補強土擁壁の足元を隠し、景観性を保つ目的で､擁壁前面に中低木を植栽した。植栽の樹種は､常緑樹であるヒメアオキ・マサキ・キャラボク・イチイ・イヌツゲと、落葉樹であるウツギの混植とした。常緑樹と落葉樹を混在させることで、周辺環境との調和を図るものとした。

7.施工後の状況

現在、当該地の落石対策工は施工後数年が経過し、機能が保持されている。また、景観に配慮して施工された植生工は、植生が繁茂し始めて周辺環境との調和が徐々にとれている状況にある。

オーバーハングを有する岩盤斜面における調査及び対策工検討事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　　○堀　隼風，根岸　拓真

1. 調査概要

調査対象地は岩盤崩壊により人的・経済的被害が発生した県道法面である。対象の県道は住民のライフラインとなる重要な路線であり、利用者の安全確保のため対策を講じる必要があった。急崖斜面はオーバーハングを有しており、斜面前面には県道及び河川、斜面背後には県指定文化財が控え、切土による不安定岩塊の除去や迂回路新設は困難であった。

本業務では現場条件に適した斜面対策工検討のため、地質構造や特性、崩壊機構及び緩み範囲を推定した事例を報告する。

2. 調査方針

対象斜面は急崖かつオーバーハングを呈しており、斜面一体とした一連の対策のために詳細な地形データが必要であった（図-1）。調査箇所の地形的特徴から空中のみの LP 測量ではオーバーハング下端部の地形データが不足すると判断し、地上三次元測量も併せて実施した（図-2）。

さらに、対象斜面の地質構造や地質特性、崩壊機構及び緩み範囲の推定を目的として地質調査を実施した（表-1）。

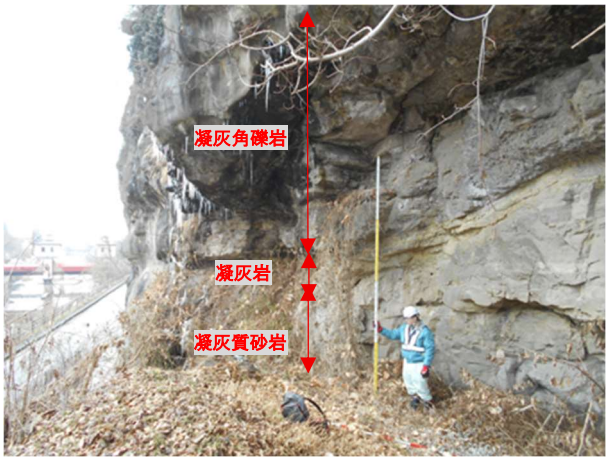


図-1 現地踏査により確認されたオーバーハング部

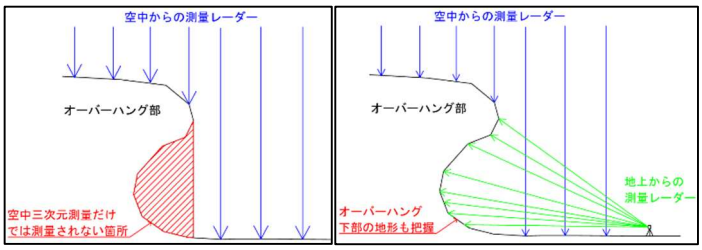


図-2 地上・空中三次元測量概要図

表-1 調査実施項目一覧表

調査項目	調査目的			
	概略調査段階			ブロックごとの調査段階
	凝灰岩の面的分布範囲 地質構造の把握	ゆるみ範囲の把握	亀裂の特性の把握	設計に必要なデータの収集
① ボーリング調査	◎	◎	○	○
② 標準貫入試験	◎			○
③ 速度検層	○	○	○	○
④ 弾性波探査		◎	○	○
⑤ ボアホールカメラ			◎	
⑥ 室内試験				○

〔『道路土工 切土工・斜面安定工指針(2009)：(公社)日本道路協会』をもとに作成[1)]〕

3. 調査結果

調査項目ごとの結果を以下の表に示す（表-2）。また、地質断面図-弾性波探査結果重ね図（図-3）および地質平面図（図-4）を示す。

表-2 調査結果一覧表

調査項目	調査結果
① ボーリング調査	対象斜面は火山噴出物で構成された各層で構成。 凝灰岩(Tf)や軽石凝灰岩(Pmt)の薄層を複数狭在。
② 標準貫入試験	表層部を除き、いずれも50以上を示した。
③ 速度検層	調査結果により得られたP波速度は新鮮部で1180～2520m/sであった。
④ 弾性波探査	斜面付近に高速度帯(1400～2500m/s)が張り出すように分布する箇所や、斜面内部に低速度帯(800～1400m/s)が分布する箇所を確認。
⑤ ボアホールカメラ	特定の三区間に集中して亀裂が発達していることを確認。 加えて、地層境界や層理面の走向傾斜とは異なる方向の亀裂が卓越する傾向を確認。
⑥ 室内試験	密度・一軸圧縮強度：凝灰角礫岩がその他の地層に比べて密度及び一軸圧縮強度が大きい。 X線解析試験　：Tss層は膨張性粘土鉱物であるスメクタイトを含有。 浸水崩壊度試験　：Tb1層がC区分であった。

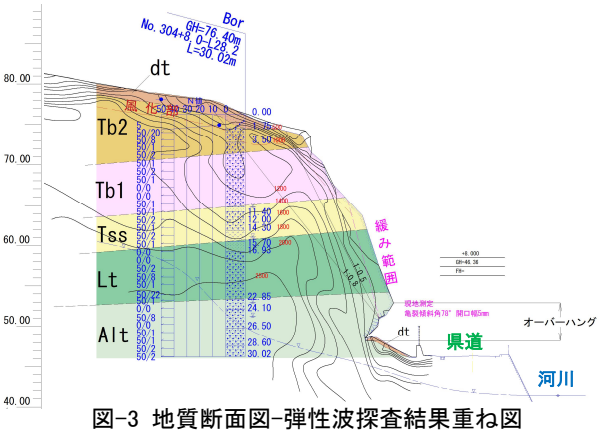


図-3 地質断面図-弾性波探査結果重ね図

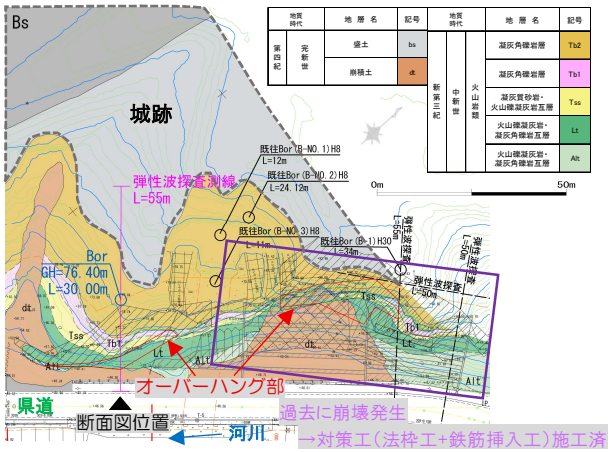


図-4 調査位置図及び地質平面図

4. 崩壊機構の推定

各調査結果をもとに当該調査地に分布する地質を模式柱状図として整理した（図-5）。

以下、崩壊機構について示す（図-6）。

(1) 素因

① 地質的弱部の存在

調査地に分布する地質のうち、Tss 層では、現地にてスレーキングしている状態が確認されている。さらに膨張性粘土鉱物であるスメクタイトが含まれており、侵食に対する抵抗性が低いと判断した。

また、調査地に分布する地層内には凝灰岩（Tf）の薄層を複数狭在しており、Tss 層と同様に侵食に対する抵抗性が低いと考えられる。

② 地質の層序的特徴

上位の地層が下位の地層に比べ、密度及び一軸圧縮強度が共に高い値を示すことが確認された。

以上のことから、下位の軟質な岩が侵食を受けた際に、上位の地層の重さに耐えられず、より強度が低下しオーバーハングが拡大していると考えられる。

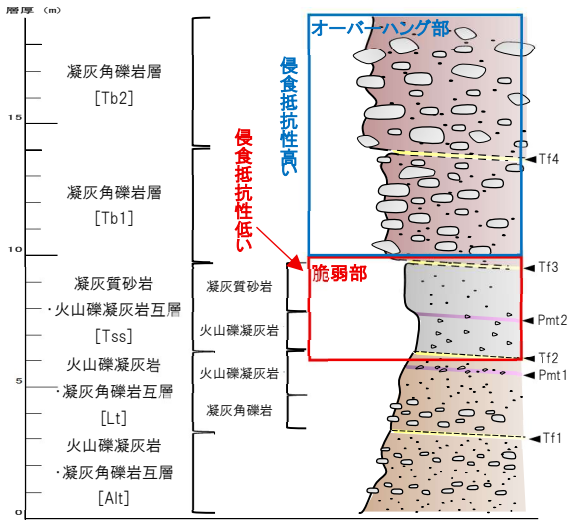


図-5 模式柱状図

(2) 誘因

地山と岩塊との接地面の緩みが地下水や裂罅水により、さらに拡大したことで崩壊が発生したと考えられる。

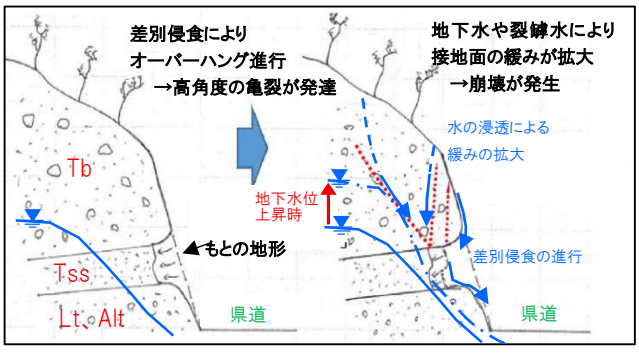


図-6 崩壊発生のプロセス

5. 対策方針

対策箇所は斜面背後に控える県指定文化財や斜面前面の県道といった用地上の制約があった。

調査により、地質状況や亀裂の発達傾向、緩み範囲から不安定化しているのはオーバーハング下端から斜面前面側におよそ15度の範囲であることが確認された。そのため、現況の斜面形状を維持したまま対策を実施できると判断し、グラウンドアンカー工を併用した PCW 工法を提案した[2]（図-7、図-8）。

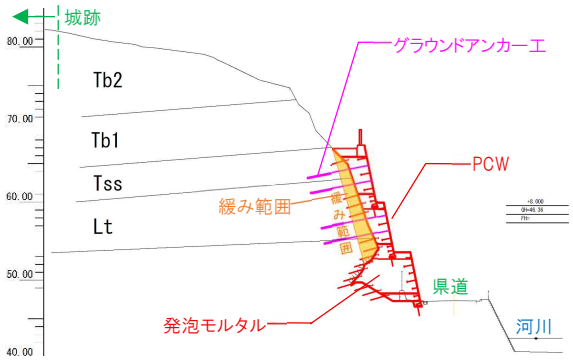


図-7 対策工の一例



図-8 PCW 工法施工状況

6. おわりに

地質調査では、地質と地形の関係を明らかにして、調査目的に応じた有効な調査方針を検討することが重要と考える。

本業務では、現地の地形的特徴（オーバーハング）を考慮した測量、調査計画の立案を実施し、県指定文化財等の用地等の制約を回避した対策工を提案することができた。

今後の業務においても現場条件に適した調査方針を提案し、地質調査を実施することで住民の安心安全を守るため、発注者の課題解決に取り組んでいきたい。

《引用・参考文献》

1) 道路土工 切土工・斜面安定工指針（2009）：公益社団法人日本道路協会、p. 76、127

2) S. P. C. ウォール工法（2004）：大見、奥園、竹内 監修、日本 S. P. C. 工法研究会 編著、理工図書、p. 50-51

老朽化モルタル法面調査・補修設計について

株式会社復建技術コンサルタント　　○甲斐　美伎，大友　伸一

1. はじめに

近年、道路構造物の老朽化が進み、更新時期を迎える道路既存ストックが右肩上がりで発生しており、それに伴い、道路災害防除事業が増えている。

当該地では、施工後 40 年以上経過しているモルタル法面において、モルタルの亀裂拡大や浮き等が確認された。今後、老朽化に伴う劣化やモルタルの剥離・落下、背面土の崩壊などが懸念される。本稿では、当該地における道路災害防除を目的とした、現地調査から対策工の比較検討までの内容について紹介する。

2. 調査地の現況

当該モルタル法面は、延長 L=115m、高さ H＝22m（5m×5段）を有する。（図-1、2）モルタルの開口亀裂や剥離、表面の苔付着、植生の繁茂などが確認され、老朽化に伴う劣化が顕著である。（写真-1、2）また、小段は狭小でモルタル法面の背後斜面に変状はなく安定している。

背後斜面に、竹林が分布していることから、周辺に地下水が多いことが分かる。一部でオーバーハング地形を呈しており、背後の地山は岩盤であると想定される。（写真-3）



写真-1 開口亀裂20～30mm



写真-2 苔や植生の繁茂状況



写真-3 オーバーハング部状況

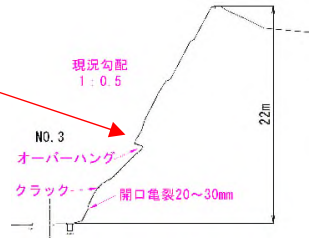


図-1 横断図（NO.3）

3. モルタル健全度調査

(1)モルタル打音調査

ハンマーによる打音調査における評価基準は表-1 のとおりである。

クラックやオーバーハングが見られる測線 NO.2～NO.4 及び法面上部において鈍い打音が確認された。起終点側の法面 1 段目は、モルタルの剥離や表面の劣化が見られたが、概ね金属音が確認され、異常なしと判断した。

これらの打音調査結果と、後述するモルタルコア抜き調査結果は、概ね整合していることが確認された。

表-1 打音判別表

打音区分	状態	判定
清音	キンキン、コンコンといった清音を発し、反発感がある。	健全
濁音	ドンドン、ドスドスなど鈍い音がする。	劣化、表面近くに空洞がある。
	ボコボコ、ペコペコなど薄さを感じる音がする。	うき、はく離している。

(2)モルタルコア抜き調査

各段において目地間10m を目安に1箇所程度コア抜き調査を実施した。（写真-4）

クラックやオーバーハングがある付近では、ほぼ全面で空洞が確認された。（図-1）モルタル剥離が分布する法面上部でも空洞が確認された。空洞の深さは2～6cm 程度であった。（写真-5）また、各段のモルタルの平均厚は以下の通りであり、既設のモルタル吹付厚は十分である。

1段目：11.7cm　2段目：14.5cm

3段目：16.9cm　4段目：14.0cm　5段目：13.8cm



写真-4 コア抜き調査状況



写真-5 空洞状況

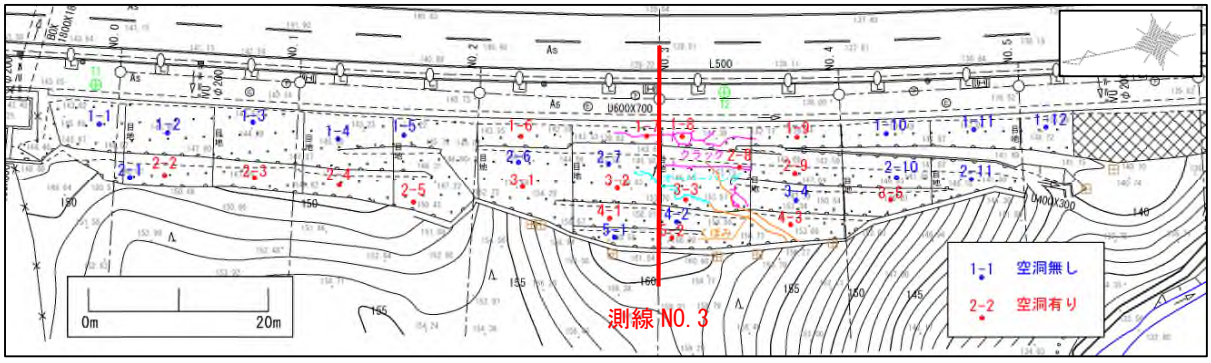


図-2 モルタル健全度調査位置図

4. 諸条件

(1)対策範囲の検討

現地踏査及びモルタル健全度調査結果より、モルタル法面背後に空洞が無かった箇所も確認されたが、モルタル表面の老朽化により全体的に剥離･劣化が著しいため、法面全面を対策範囲とした。

(2)安定勾配の設定

コア抜き調査による地山の目視観察結果より、地山を構成する地質は凝灰岩（軟岩相当）と判断した。現況勾配は1：0.5程度であるが、モルタルの変状状況より、地山の安定勾配は1：0.8[1)] を採用した。これを基本とし、安定勾配を確保できるか否かにより、抑止案と切土案を基本として比較検討を行った。

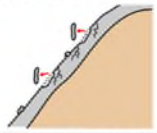
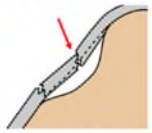
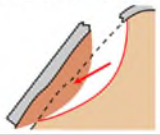
(3)設計定数の設定

当該法面の地山を構成する地質は、凝灰岩（軟岩相当）より、単位体積重量γt=20.0kN/m3[2)]、内部摩擦角φ=25°[3)]、粘着力C=8.58kN/m2と設定した。Cは安定解析による逆算法で求め、必要抑止力を算出した。また、現状安全率をFs=1.00[4)]、計画安全率をFs=1.15[4)]と設定した。

(4)既設モルタルの老朽化現象

既設モルタルの老朽化現象について、各現象に適した対策工の検討を行った。吹付法面の老朽化現象は、表-2に示す3つのケースに分類することができる。

表-2 吹付モルタル法面老朽化現象一覧[5)]

区分	老朽化現象
① 吹付自体の老朽化・劣化 	吹付自体が劣化する。 原因として乾燥収縮等により生じたひび割れが、拡大・連結するケースのほか、凍害、中性化、塩害などが考えられる。 （ひび割れ、表面剥離、強度低下など）
② 吹付と背面地山の密着性低下 	吹付の背面地山の風化が進行することにより、吹付と地山の密着性が低下する。この結果、吹付が自重をささえきれなくなり滑動する。また、地山からの湧水とともに吹付背面の強風化部が流出し、背面に空洞が生じる。 （のり肩のひび割れ、末端部のせり出し、座屈、背面空洞など）
③ のり面自体の不安定化 	吹付には土圧に対する抵抗力が見込まれていないため、背面地山の風化が進行し、のり面自体が不安定化する（土圧が作用する）と、崩壊につながる。また、割れ目質の岩盤のり面では、割れ目に沿った風化や緩みの進行により、のり面が不安定となる場合がある。 （開口ひび割れ、はらみ出しなど）

①②については、ひび割れ等により、当初の要求機能である地山の風化防止が図れなくなるといった問題のほか、吹付自体が剥落や崩落するといった災害につながる危険性がある。

一方、③については、もともと吹付モルタルには崩壊抑止力が見込まれていないため、背面地山の不安定化が進行すると、法面の崩壊に繋がる危険性がある。

現地踏査及びモルタル健全度調査の結果より、当該法面の老朽化現象は①～③全てのケースに該当すると判断した。

5. 対策工の検討

対策工は、既設モルタルを存置したままモルタルの補修・補強が可能であり、空洞がある箇所には空洞充填工、安定勾配を確保できない箇所には鉄筋挿入工が併用可能であるのリフレッシュ工法を提案した。

当該路線は､主要地方道であり交通量も多いことから、道路交通への支障を極力抑え、施工時には通行止めを必要としない無足場施工を計画した。

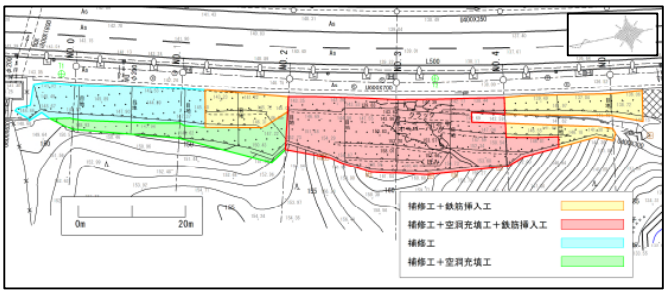


図-2 対策工種分布図

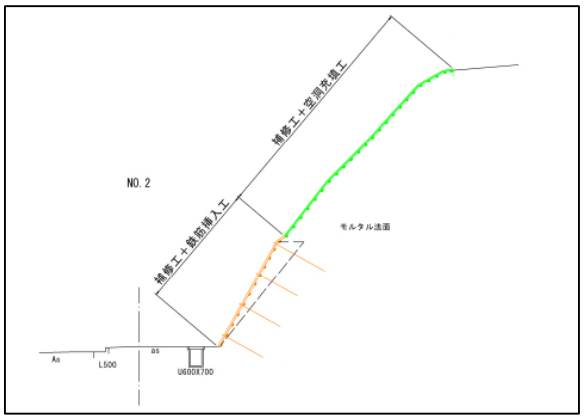


図-3 対策工案

6. おわりに

今回の業務では、産業廃棄物を排出せず、環境に配慮し、かつ現地状況に適した対策工の計画を行う事が出来た。今回のようなモルタル老朽化対策事業も増えていくと思われため、今後は、本業務で培った経験を活かし、防災設計を通じて強固なインフラ整備に、微力ながら貢献していく所存である。

《引用･参考文献》

1) 道路土工-切土工･斜面安定工指針（平成21年度版）
p136 一般社団法人日本道路協会 H21.6
2) 日本鉱業会誌（1986）
3) 軟岩-調査･設計･施工の基本と実例- p116
一般社団法人土木学会 H7.9
4) 公共土木施設の災害申請工法のポイントH27改訂版
p.144 一般社団法人全日本建設技術協会
5)「nWAKU」 五大開発株式会社

老朽化モルタル吹付法面の調査事例

株式会社新東京ジオ・システム　　○奥山　正人，中臺　直之

1. はじめに

調査地は、山形県西村山郡朝日町大字大沼地内にある一般県道左沢浮島線（県道 112 号）に面した切土法面である。当該法面にはモルタル吹付工が施工されている（延長 L=約 70m、面積 A=約 1400m^2）。モルタル吹付工は老朽化に伴い、広範囲にわたり不安定な状態にあることが事前の点検結果で判明していた。そこで今回は、モルタル吹付法面の健全度を評価するために各種調査（法面目視調査、打診音調査、クラック調査、法面削孔調査結果）を行った。さらに変状箇所の詳細な調査を行い、対策工法設計の基礎データ等を得るための地質調査（鉛直ボーリング及び水平ボーリング）を実施した。

2. モルタル吹付法面の健全度評価

(1) 目視調査結果

吹付表面部では特に法尻部に凍害とみられる薄い剥離や背面地山の露出を伴う剥落が確認され、目地部や開口ひび割れ部では一部段差が生じていた。また、地山が露出した剥落部では背面地山と吹付の間に空洞が確認され、部分的に吹付が浮いた状態であった。露出した背面地山は風化した泥岩と想定され、風化・スレーキングによる土砂化により開口部や水抜きパイプから流出している状況が確認された。一方、吹付と地山の密着性の喪失に伴う吹付の滑動（ズレ落ち）や座屈といった変状はほとんどなく、法尻や側溝に変状はないため背面地山自体は比較的安定していると推測された。



写真-1 法面状況写真

(2) 打診音調査結果

1m×1m程度の範囲を1区画として打診音調査を行い、その結果を以下に示す（図-1参照）。

- 法面のほぼ全体にわたり不健全～やや不健全箇所が確認され、のり面全体で吹付と背面地山の密着性が低下しているものと考えられる。
- 法肩部については比較的健全な箇所が多く存在しているが、特に顕著な傾向は確認されない。
- 一般的に吹付と地山との密着性の低下は、地山の風化の進行によるものと考えられており、今回においても、長年にわたり繰り返された凍結融解作用により、風化が進行しているものと想定される。

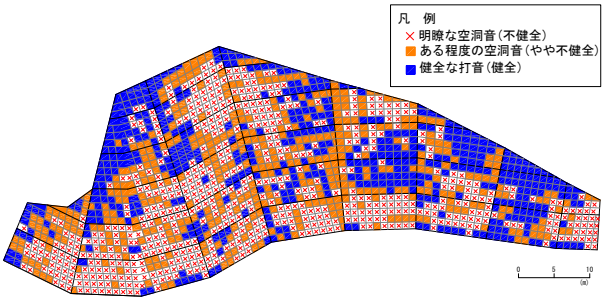


図-1 打診音調査結果

(3) クラック調査結果

法面上のクラックを目視により確認し、その位置、延長を記入した。その結果を以下に示す（図-2参照）。

- 法面下方に多くのクラックが確認され、単独のクラックが多く、連結して広範囲にわたるものは少ない。
- 法面下方に剥離・剥落が多く、背面地山が露出している。
- クラックは地山まで貫通していると判断される。
- クラックの開口幅は 1～3 ㎜程度。
- 目地の所々に植物が侵入している。
- 当該吹付のり面において湧水は確認されなかった。

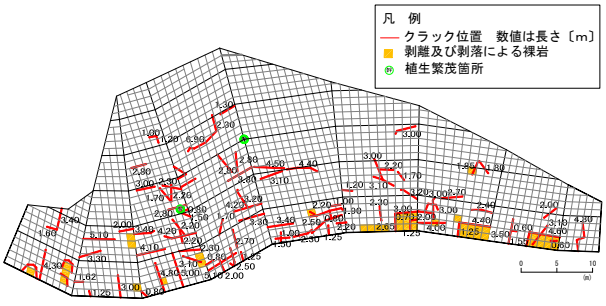


図-2 クラック調査結果

(4) 法面掘削調査結果

法面掘削調査箇所の位置については、打診音調査およびクラック調査の結果を基に図-3 に示す箇所に設定した。その結果を以下に示す（図-3 参照）。

- 開口調査5箇所の吹付厚さの平均は62㎜程度。
- 背面地山は風化浸食により土砂化しており明瞭な空洞は確認されなかった。吹付が剥離して地山が露出した箇所では吹付の浮き・空洞が確認されているが、のり面全域に空洞が存在しているとは考えにくい。
- 経年劣化により発生した表面剥離や寒冷地域において繰り返される凍結融解作用により、地山の風化が進行（土砂化）しているものと考えられる。
- アンカーピンによる貫入試験の結果は平均で124㎜程度であり、背面地山はある程度風化が進行しているものと想定される。

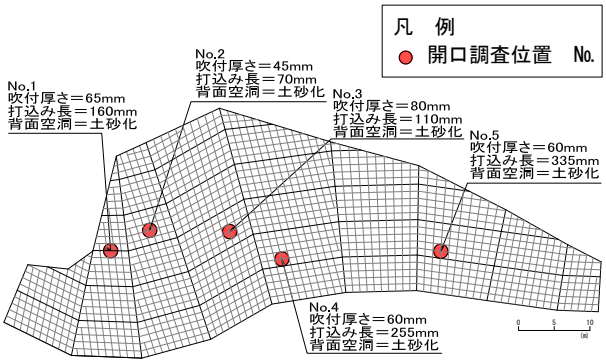


図-3 法面掘削調査結果

(5) モルタル吹付法面の評価

今回は、個々の着目点に対する評価結果に基づき、当のり面の総合的な健全度の評価を表-1に示す。その結果、全体的に当該吹付のり面の性能は低下しているものと判断され、当該吹付のり面の劣化原因・機構に応じた総合的な健全度はC（低下）と評価する。

表-1 のり面の総合的な健全性評価 [1)]

強度 厚さ	表面劣化 剥離	ひび割れ	滑動	背面空洞	総合 健全度
C (低下)	D (著しく低下)	C (低下)	C (低下)	C (低下)	C (低下)

3. 調査ボーリング結果

今回、対策工法を検討する上で風化深度の把握が必要となり、図-4に示す4箇所で調査ボーリング(B-1～B-3孔：水平削孔角度0°、B-4孔：鉛直）を実施した。

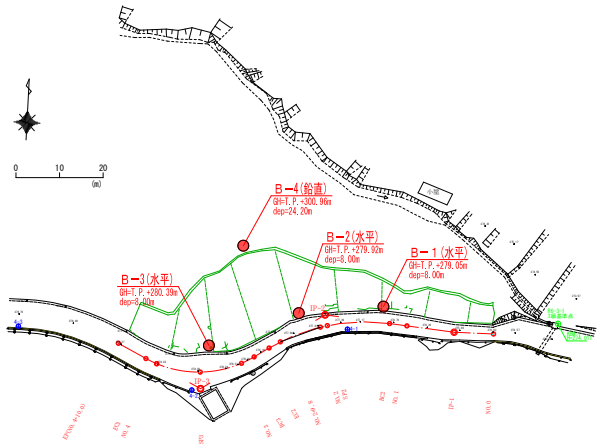


図-4 調査位置平面図

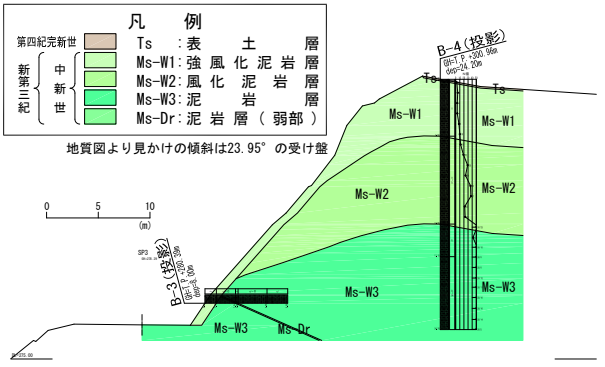


図-5 横断図（測線 SP3）

調査ボーリングの結果、地表面より新第三紀中新世に位置する泥岩（Ms-W3）が分布し、水平ボーリング（B-1～B-3孔）ではGL-0.50～-1.10m付近まで、鉛直ボーリング（B-4孔）ではGL-14m付近まで風化（Ms-W1～Ms-W2）が進行していることが判明した。水平ボーリング（B-1～B-3孔）においては、比較的新鮮である泥岩層（Ms-W3）中に弱部（Ms-Dr）を層厚0.25～2.0m 程度で挟在することが確認された。今回は、図-5に示す5層に大別区分し、各層の地質状況及び地盤定数等を表-2にまとめる。

表-2 地層概要表

地質年代	地層区分記号	地層区分名	層厚(m)	出現深度(EL-m)	地層概要	N値(回)	岩種区分	設計N値(回)	単位体積重量 γ (kN/m³)	粘着力 C (kN/m²)	せん断抵抗角 φ (°)	変形係数 E (kN/m²)	α	E・α (kN/m²)	備要N値
第四紀完新世	Ts	表土層	0.15	－	ﾄﾝｶﾙで確認。 土質は有機質土を主体とする盛土。 割合硬く、含水低位。	－	－	－	16	15	15	11,200	1	11,200	1：1.2
新第三紀中新世	Ms-W1	強風化泥岩層	0.50 ～ 5.95	0.00 ～ 0.15	全体的に風化した岩盤からなる。 コアは礫混り粘土状にて採取される。 岩質自体は、軟土化している。 部分的に100～150mm程度の岩塊点在。 RQD20～30%を示す。	3 ～ 10	D	4	16	15	15	11,200	1	11,200	1：1.2
	Ms-W2	風化泥岩層	8.50	5.50	ﾄﾝｶﾙで確認。 全体的に風化した岩盤からなる。 コアは礫～片状にて採取される。 岩質自体は、ハンマーの軽打でボロボロに砕ける程度。 全体的に亀裂沿いに風化・変質は認められない。 RQD30～50%を示す。	12 ～ 57	D ～ CL	21	16.6	102.5	20.4	21,725	4	86,900	1：1.0 ～ 1：1.2
	Ms-W3	泥岩層	1.45 以上	0.50 ～ 14.00	全体的に比較的新鮮な岩盤からなる。 コアは棒～片状にて採取されるが、部分的に礫状を示す。 岩質自体は、ハンマーの強打で割れる程度。 RQD130～58%を示す。 亀裂は多く褐色化するが密着し、風化・変質は認められない。	42 ～ 300*	CL ～ CH	103	19.3	268.7	21	65,087	4	260,348	1：1.0
	Ms-Dr	泥岩層・弱部	0.25 ～ 2.00	2.15 ～ 3.50	ﾄﾝｶﾙ孔で確認。 全体的に風化した岩盤からなる。 コアは土砂～礫状にて採取される。 岩質自体は、軟土化している。 RQD10%を示す。	－	D	－	16	15	15	11,200	1	11,200	1：1.2

設計N値は実測N値(N値50回以上については換算N値)の平均N値より1/2標準偏差の1/2を引いた値
*)換算N値：標準貫入試験値(N値)を換算

4. 現地作業時の留意点

調査箇所の通行量は少量であるが、周辺には果樹畑があり、調査時期が収穫時期の最盛期であった。道路幅が約4.5mと狭く、水平ボーリング作業時には、交通規制（車両通行止め）を行う必要があった。迂回路はあるが、30分程度のロスが生じる可能性があった。発注者が地元と協議した結果、果樹畑関係者の通行を確保してほしいとの要望があった。そのため、水平ボーリング作業中は、足場を通常より高くし、果樹畑関係者の軽トラック等に限定して車を通行させながら、無事作業を完了することができた。

5. まとめ

本文は、老朽化したモルタル吹付法面の健全度の評価を各種調査（法面目視調査、打診音調査、クラック調査、法面削孔調査結果）により判定すると伴に、法面の地質状況の把握のための地質調査（鉛直ボーリング及び水平ボーリング）を実施した一事例を示したものである。このように複数の調査手法を採用したことにより、調査精度の向上に非常に有効であったと考えられる。今回は、健全度評価にあたり、直接的な手法（法面目視調査、打診音調査、クラック調査、法面削孔調査結果）のみで実施したが、今後は、今回地形的に実施が不可能であった間接的な手法（熱赤外線画像調査）なども採用し、更なる調査精度の向上に努めていきたいと考えております。

《引用・参考文献》

1) 吹付のり面　診断・補修補強の手引き（2017）：のり面診断・補修補強研究会, pp. 86-97.

荒砥沢地すべりにおけるこれまでの取組と現状について

国土防災技術株式会社　○海老根拓也
東北森林管理局　宮城北部森林管理署　細田恭幸

1. はじめに

2008 年 6 月 14 日、午前 8 時 34 分に岩手県内陸南部を震源とする M7.2 の地震（2008 年（平成 20 年）岩手・宮城内陸地震）が発生し、この地震で岩手県奥州市、宮城県栗原市では最大震度 6 強と強い揺れを記録した。荒砥沢地すべりは、この地震により誘起された日本最大級の地すべりである。本稿では、荒砥沢地すべりにおけるこれまでの取り組みや現状について紹介する。

2. 事業概要

(1) 地すべりの規模・被災状況

荒砥沢地すべりは、斜面長約1,300m、幅約900m、滑落崖の高さは最大150m の規模を有する地すべりである。地すべりは、ほぼ水平なすべり面に沿って300m を超す長距離移動により、地すべり上部では陥没帯、リッジおよび裸地、側壁から末端部にかけては、沢の堰き止めによる湛水池が形成された。また、末端部東側では、対岸への衝突による約75m の隆起や下位地質の絞り出し（スクイーズ）が発生するなど、地すべりにより現地形は大きく変化し、新たな地形が創出された。

これらの事象は、末端部西側に位置する荒砥沢ダムへの土砂流入や市道馬場駒の湯線の寸断といった直接的被害だけではなく、地すべり地内では急崖の形成による崩壊・落石や不安定土砂の流出などの新たな土砂災害リスクが生み出された。



写真-1　荒砥沢地すべり全景（発災当時）

(2) 事業の方針

荒砥沢地すべりの直下には荒砥沢ダムが、東側には地域の生活道であり観光道路でもある市道などの重要な保全対象が位置しているため、これらの安全を確保する必要がある。一方、あまりに大規模な変位や新たに創出された地形や裸地化による一次遷移は、地震や土砂災害を認識する原位置に残された貴重な環境であり、防災教育に資するべきとの議論もあった。事業主体である東北森林管理局は有識者を交えた検討会を重ねた結果、対策工は保全対象の安全を確保するための最小限に留め、保全対象への影響が少ないエリアについては自然復旧に委ねて、モニタリングを主体として、異常発生時には速やかに対策を行う方針としている。

(3) 対策工

荒砥沢地すべりのすべり面はほぼ水平であり、経験した同程度の地震動でも再活動の可能性が小さいとの予測に対して、地震動を加味した安定解析や不連続変形解析（DDA）などで検証しつつ、滑落崖上部の拡大崩壊による頭部載荷や湛水池の決壊などが地すべり下流側や周辺に与えるリスクを最小化するために、主に以下の対策が実施されている。

表-1　対策工と目的

対象	対策工	目的
地すべり全体	なし	—
滑落崖	滑落崖上部排土工	市道の安全確保 拡大崩壊発生による全体ブロック頭部への載荷防止
滑落崖上部陥没帯		
地すべり末端部	鋼管杭工、排土工、山腹工	末端部活動による全体ブロックの不安定化、ダム湖への土砂流出防止
湛水	導水工	末端ブロックの不安定化、ダム湖への土砂流出防止
地表水	渓間工	地表水の速やかな排水

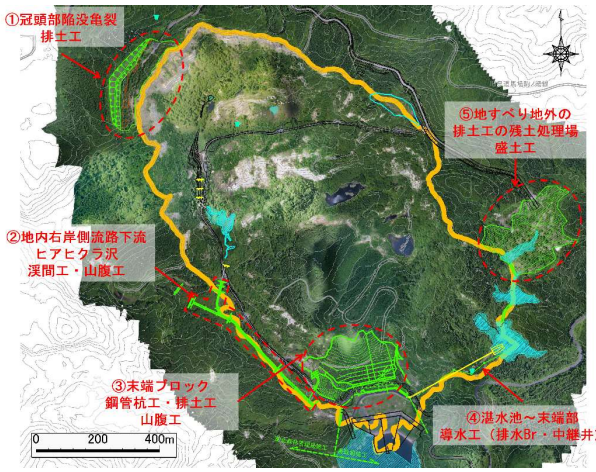


図-1　平面図

(4) モニタリング項目

表-2に、モニタリングの対象、想定されるリスクおよび調査手法を示す。

表-2　モニタリング項目

対象	リスク	調査手法
地すべり （全体、末端部）	地すべり活動、市道の不安定化	パイプ式歪計、孔内傾斜計、地下水位、GNSS移動杭観測
滑落崖	落石、全体ブロック頭部への載荷	地上LP、監視カメラ、落石調査
滑落崖上部陥没帯	市道の不安定化、全体ブロック頭部への載荷、衝撃	航空LP、地表伸縮計、標識観測
湛水池	末端部の不安定化、土砂流出	地下水位計
植生遷移	地表侵食による土砂流出	UAVオルソ写真、プロット調査
地形変化	地すべり活動	航空LP

3. モニタリング内容

(1) 地すべり動態の監視

表-2に示した各種調査により地すべり動態を監視している。地すべり全体としては、観測を開始して以降、地すべり活動を捉えた変位は認められておらず、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、栗原市栗駒で最大震度6弱の地震に見舞われたが、排土面の陥没拡大のほか、滑落崖付近で局所的な斜面変位は確認されたものの、地すべり活動は確認されていない。

(2) 滑落崖上部の陥没による地表変位の監視

岩手・宮城内陸地震の被災当初には滑落崖上部に陥没が、さらに直下の滑落崖では、約1か月で約5m のはらみ出しが生じたことから拡大崩壊が懸念され、2009～2010年（平成21～22年）に頭部排土工が施工された。その翌年、東北地方太平洋沖地震に見舞われ、陥没の進行や滑落崖の小崩落はみられたものの、2008年にみられた滑落崖のはらみ出しや滑落崖の拡大崩壊はみられず、排土工が奏功したものと考えられる。現在は、地表伸縮計や標識観測などにより変位の観測を行っているが、陥没や崩壊の拡大を示す変位は確認されていない。



写真-2　排土面に生じた陥没

(3) 地内崖面の崩落、落石の監視

滑落崖には、節理が発達した溶結凝灰岩が露出しており、落石が発生しやすいため、地震の発生後などには監視カメラによりモニタリングを行っている。東北地方太平洋沖地震では、滑落崖の小崩壊が見られたが、滑落崖直下の崖錐上に木本類が生育したことにより緩衝帯が形成され、2022年の落石到達範囲は2008年と比較して減少している。

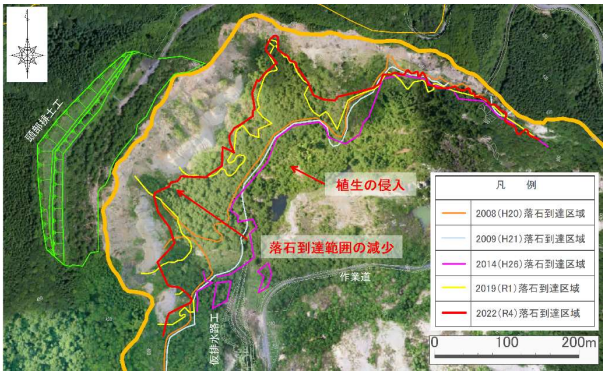


図-2　落石調査結果

(4) 地形および植生遷移の監視

プロット調査では、調査開始以降、木本類の侵入種数や最大樹高が増加傾向にある。また、UAV オルソ写真による土地被覆状況調査では、落葉広葉樹などの生育が進み、裸地面が大きく減少している。

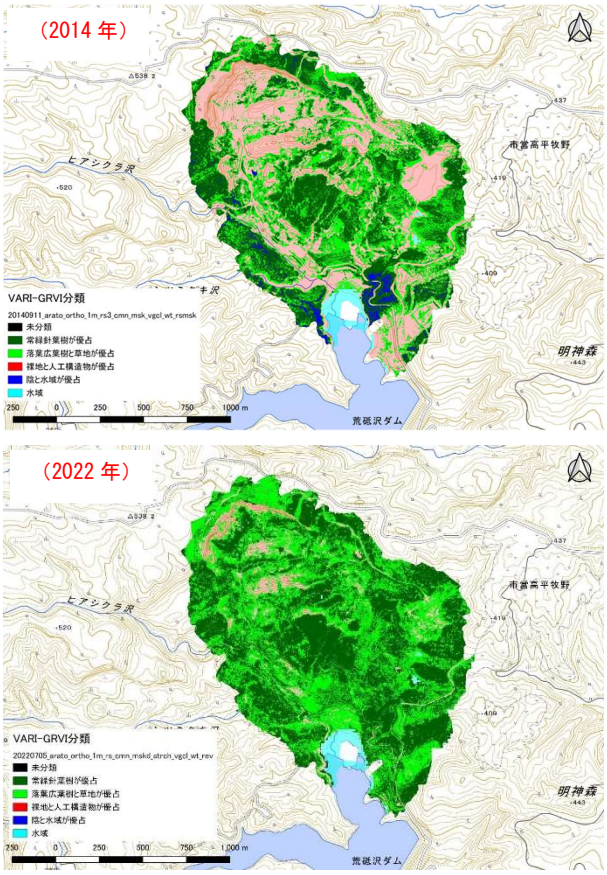


図-3 GRVI と VARI に基づく土地被覆分類図

4. まとめ

荒砥沢地すべりでは、地すべり全体ブロックの活動の可能性が低いことから、保全対象への影響が高いエリアに対しては最小限の対策を行い、影響が少ないエリアについては自然復旧に委ねつつモニタリングを行い、異常発生時には速やかに対策を行う方針である。モニタリング結果では、地すべり活動や拡大崩壊の兆候は確認されず、裸地については年々植生が回復しており、地すべりは安定的に推移している。また、現在では、地すべりの一部が栗駒山麓ジオパークの主要なジオサイトの一つとして活用されている[2)]。

荒砥沢地すべりは、発災当時から順応的管理を行ってきた。この取り組みが巨大地震で発災した大規模地すべりに対する地すべり防止事業の一例として参考になれば幸いである。

《引用・参考文献》

1) 荒砥沢地すべり検討会資料（2022年11月）：東北森林管理局
2) 栗駒山麓ジオパーク（最終閲覧日2025年5月29日）https://www.kuriharacity.jp/geopark/index.html

諸塚層群分布域での地すべり調査・解析事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　　○牟田原　健太朗，山口　剛史，田中　慎吾

1. 経緯

当該地は宮崎県の北部を流れる耳川流域斜面に位置する。周辺では平成 17 年の台風 14 号により大規模な地すべりや崩壊等が多発した地域であり、白亜系四万十累帯の諸塚層群（四万十帯北帯）の砂岩頁岩互層が流れ盤構造を呈する地質構造に規制された災害形態を有する地域である。

本事例は、斜面上の宅地の一部に亀裂等の変状が発生したことを契機とし、地すべり調査・解析を実施した事例について報告する。

2. 地すべりブロックの判読

当該地は、尾根斜面に形成された幅160m・長さ300m 程度の地すべりブロックと想定され、地すべりブロック頭部は比較的明瞭な凹状地形が判読できる（図-1）。地すべりブロック末端部は隣接する沢地形と接し、幅100m 前後の崩壊地形が認められ、崩壊地形背後には連続性のよい開口亀裂が一部確認された。

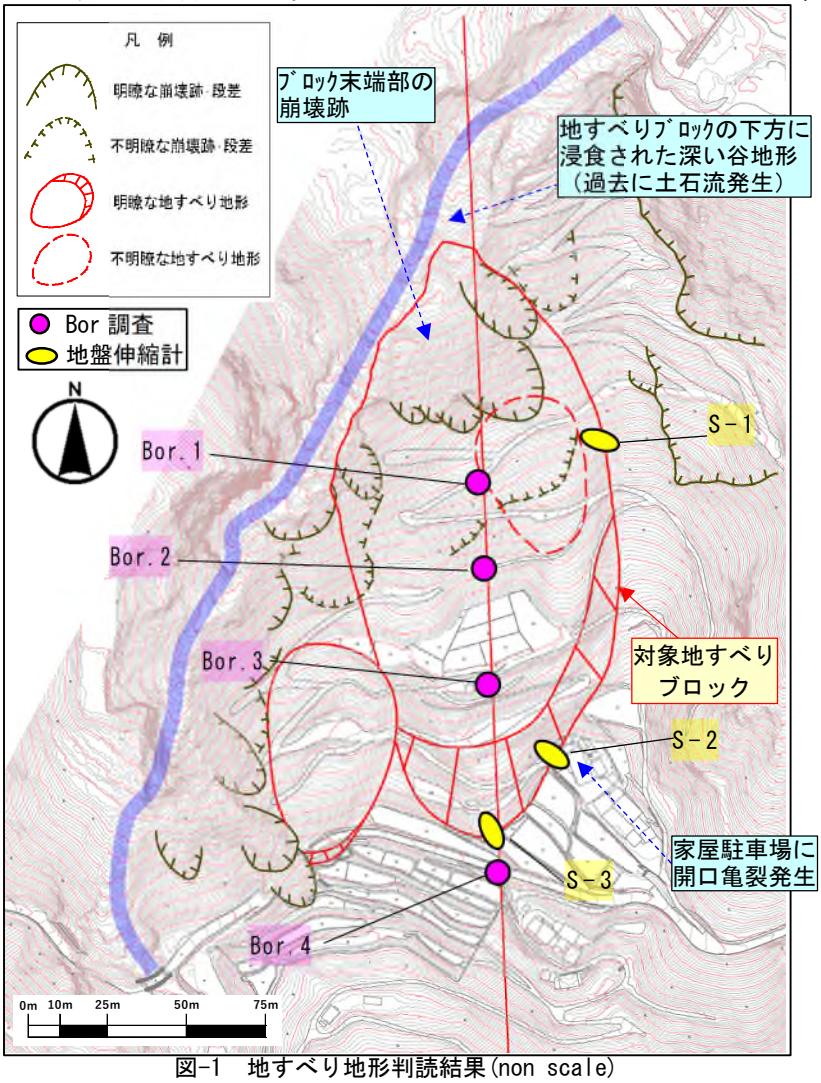


図-1　地すべり地形判読結果(non scale)

3. 地すべりの動態状況

地すべりブロックの頭部2箇所、側方1箇所の半自動式地盤伸縮計観測結果を図-2に示す。一部、不動点の滑動によるものと想定される圧縮変位(S-3)が認められるが、断続的・継続的な引張変位(S-1、S-2)が確認され、「変動 A（10mm 以上/月）」または「変動 B（2～10mm/月）」に分類される比較的顕著な地表変位が確認された。

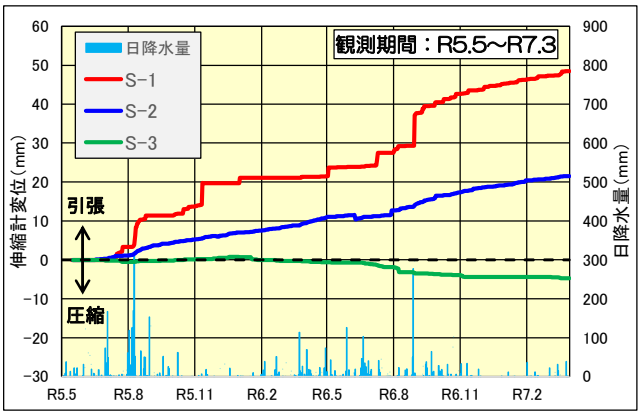


図-2　地盤伸縮計観測結果 [1)]

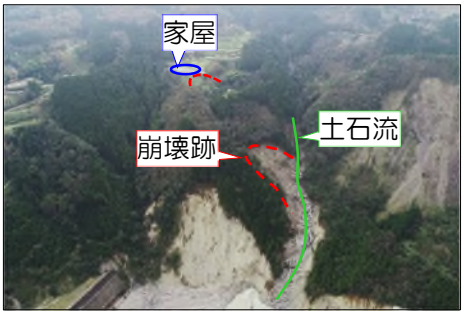


写真-1　調査地の全景（土石流発生時）





写真-2　家屋駐車場に発生した開口亀裂

4. 地すべり機構の推定

地すべり主測線における想定地質断面図を図-3に示す。表層には概ね地形に沿って崩積土が厚く堆積することが確認された。また、基盤岩は見掛け傾斜10°程度の層理面を呈する砂岩・頁岩からなる。地形に並行するように岩盤中に破砕質なゾーンの形成が認められ、地形判読やコア観察結果等を踏まえると、この破砕質なゾーンがすべり面を形成しているものと想定される。なお、地すべりブロック外にも破砕質なゾーンが確認されるが、地すべりブロック内と比較するとやや破砕程度が弱いことが確認された。

地表変位は降雨時に一部顕著な引張変位が観測されるが、降雨に関わらず変位は累積する傾向も確認される。ボーリング掘進時に明瞭な地下水位分布は認められないことや現地状況等を踏まえると、地すべりブロック末端付近の崩壊の進行に伴い、地すべり滑動が生じているものと推察される。なお、地すべりブロック末端の崩壊は、降雨による進行もあるが、地すべりブロック末端を規制する深い谷地形で過去に土石流の発生も確認されており、土石流等河川浸食による崩壊・地すべりの進行も想定される。

5. まとめ

地形判読や現地踏査、ボーリング・観測結果から当該地すべりブロックに対する地すべり機構を推察した。当該地すべりについては概略調査段階であり、今後、地中変位観測等を含めた詳細調査が進められる予定である。

ただし、崩壊地形や小ブロック、近隣の地すべりは大局的な地質構造（層理面）と調和的な滑動方向が想定されるのに対し、当該地すべりについては地質構造に斜交するやや不調和な滑動方向が想定される（図-4）こと等、地すべり規模・機構を明らかにする上で課題が残る。

今後の調査結果に注視し、想定したすべり面形状・地すべり機構の妥当性確認や見直しを行い、精度の高い調査・解析に繋げることが望ましい。

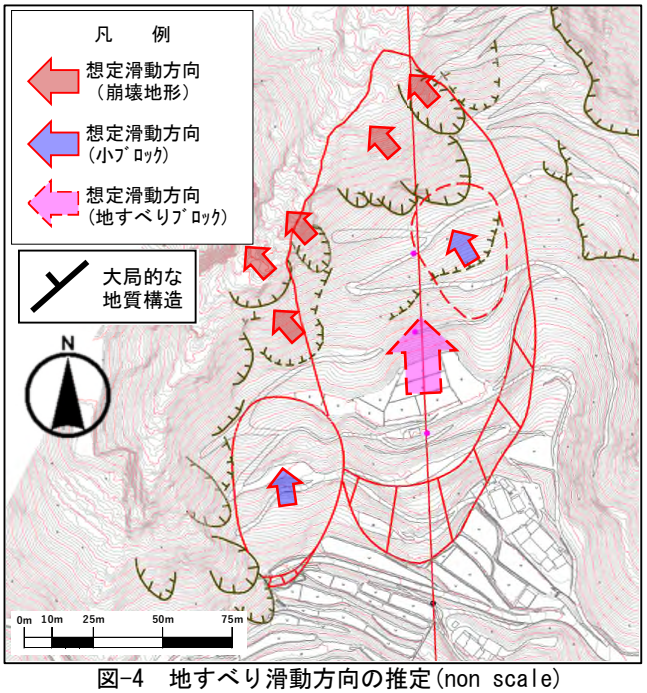


図-4　地すべり滑動方向の推定（non scale）

《引用・参考文献》

1) 気象庁アメダス：観測地点「諸塚」（最終閲覧日 2025.4.30），
https://www.jma.go.jp/jma/index.html.

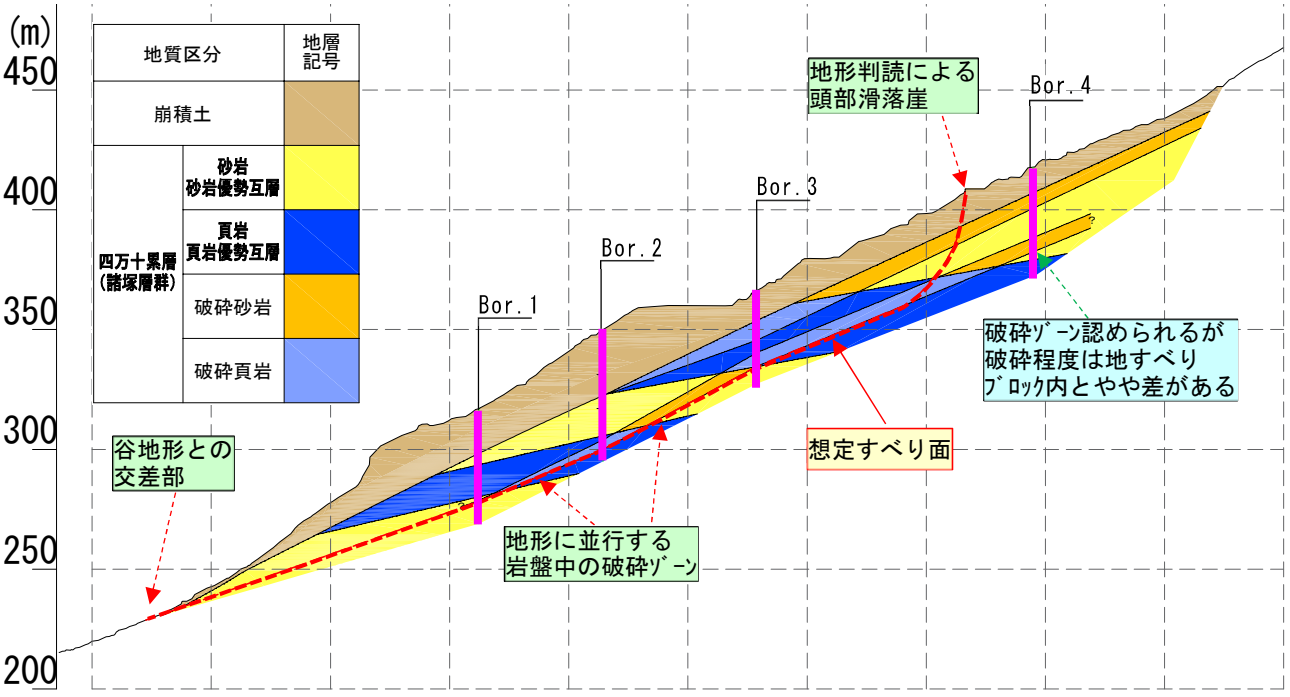


図-3　想定地質断面図（地すべりブロック主測線）（non scale）

すべり面付近における水位変化の確認調査事例

大地コンサルタント株式会社　　○久米　花枝，秋山　道生

1. はじめに

地すべりの安定性の評価や対策工を検討する上ですべり面に作用する水圧は大きな要素の一つであり、この水圧は地下水位で代用されることが多く、観測結果に基づく地下水位が地すべり解析において重要となる。しかし、全深度にストレーナ加工を施し地下水位を観測すると、複数の帯水層が存在した場合それらの合成水位となり、一概には正確な地下水位を観測しているとはいえない[1)]。よって、目的の水位を絞った（部分ストレーナ）観測が望ましいとされており、すべり面に作用する水圧をより正確に得るためには、すべり面付近の水位変化の確認が必要である。本稿では、地すべり調査地で実施したボーリング孔１孔の掘削時に、連続的に湧水圧試験等を実施し、すべり面付近で概ね 1m 間隔の水位変化を確認した事例を報告する。

2. 調査地概要および調査背景

本調査地は北海道にあるダム貯水池の右岸側に位置し、過年度より地すべりを対象とした調査（ボーリング調査、観測孔設置等）が行われている（図-1）。

地質は新第三紀中新世の変質安山岩（上部溶岩：Au、下部溶岩：Al）と、これらの基盤岩（上端は旧表土）を被覆して第四紀更新世の凝灰岩（Tw）が山地斜面部に厚く分布している（図-2）。

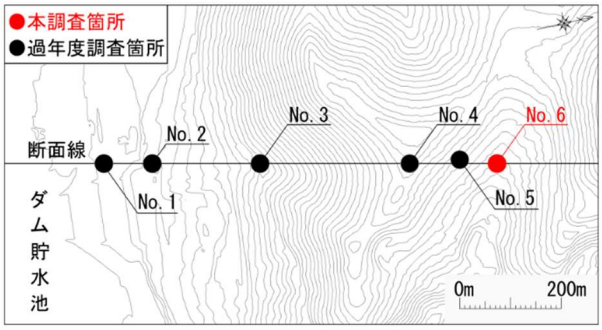
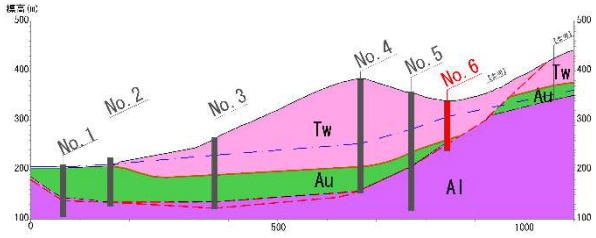


図-1 調査位置平面図



地質凡例

地質時代		地質		記号
第四紀	更新世	凝灰岩		Tw
新第三紀	中新世	変質安山岩	上部溶岩	Au
			下部溶岩	Al

想定すべり面
旧表土
地下水位

図-2 地質断面図

過年度調査でボーリング掘削時水位に比べ観測水位が低い結果となり、設置済みの全深度ストレーナの観測孔ではすべり面に作用する水位を正確に把握できていない可能性があった。よって本調査では、地下水位の上昇が想定されていた旧表土境界部やすべり面付近で掘削時の水位変化を確認した。

3. 調査方法

ボーリングはφ86mm の高品質オールコアを1孔100m、同孔を用いて原位置試験を実施した。旧表土やすべり面の分布が想定される深度69m から地下水検層を、深度70m から孔内湧水圧試験を実施した。試験概要を表-1に、現場作業の流れを図-3に示す。

表-1 原位置試験概要

試　験	目　的	計	試験区間
地下水検層（自然水位法）	地下水流動層の把握	7 回	孔壁状態により不定期（2～9m）
湧水圧試験	平衡水位及び透水係数を求める	22 回	概ね 1m

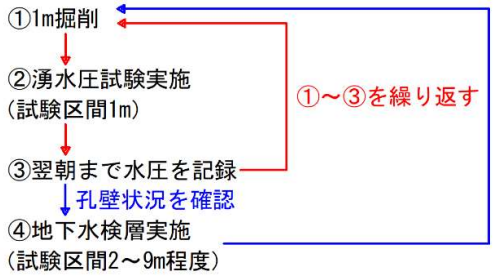


図-3 現場作業の流れ（深度69m から）

湧水圧試験の平衡水位（以下、平衡水位と記す）は、掘削などの人為的な水位変動の影響を除くために翌朝水位（パッカーを膨らませた状態のロッド内水位）を採用した。確実な水位を確認するため、翌朝までの変化を確認できるようデータロガーを用いて水位を確認し、接触式水位計で数値の補正を行った。

4. 調査結果

各試験結果および観測孔設置図を図-4に示す。

(1) 想定すべり面および孔内水位

地質境界としてコア状況により旧表土(GL-77.80m)と、3つのすべり面(①GL-83.55m、②GL-85.95m、③GL-86.75m)が想定された（以下、重要境界と記す）。想定すべり面は角度0～60°程度で上部溶岩（Au）と下部溶岩（Al）の地質境界や、下部溶岩（Al）内のすべり破断面であった。

掘削翌朝の孔内水位を図-4に示す。GL-32.5m 程度で一度安定し、旧表土直上から被圧水が確認された。

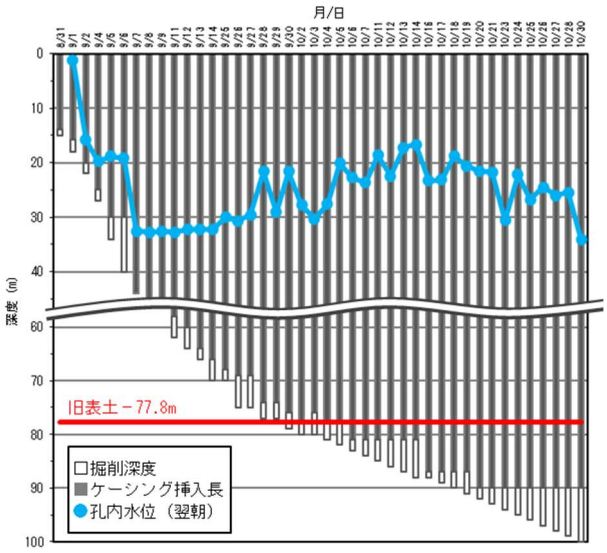


図-4　掘削翌朝の孔内水位

(2) 地下水検層

重要境界付近は確定流動層から準確定流動層に区分[2]され、すべり面付近での地下水の流動が確認された。湧水圧試験結果と合わせて図-5に示す。

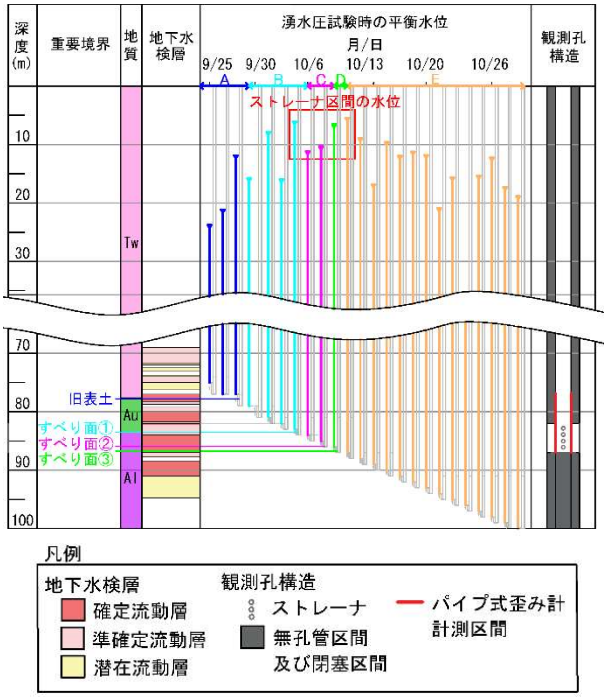


図-5　地下水位の変動および観測孔設置図

(2) 湧水圧試験

湧水圧試験の平衡水位を図-5に示し、重要境界ごとに色を変え、A～E に区間を分けた。

A) 掘削開始から旧表土（図-5　青色）
旧表土に近づくとともに上昇傾向を示した。

B) 旧表土からすべり面①（図-5　水色）
旧表土を抜いた直後、平衡水位は低下するが、すべり面①の掘削前で上昇する。

C) すべり面①からすべり面②（図-5　桃色）
すべり面①を抜いた後、一度低下しすべり面②の掘削前でやや上昇する。

D) すべり面②からすべり面③（図-5　黄緑色）
すべり面②を掘削後、上昇した。この時の上昇幅（3.77m）は重要境界の中で最大であった。

E) すべり面③から掘削終了（図-5　褐色）
すべり面③を掘削後、上昇した。この時の水位が、測定の中で最も高い（浅い）水位（GL-5.91m）であり掘削を進めると緩やかに低下した。

表-2に重要境界の掘削前後の平衡水位、透水係数の変化量を示す。透水係数は、いずれも低い～中位[3]であり、旧表土掘削後で4.48E-04m/s と最も大きく、想定すべり面の中ではすべり面③のみで掘削後に大きくなった。

表-2 重要境界の項目別結果（□本調査最高水位）

重要境界（深度m）	平衡水位（GL-m） 掘削前 / 掘削後	平衡水位 変化量	透水係数（m/s） 掘削前 / 掘削後	透水係数 変化量
旧表土（GL-77.80）	12.38 / 16.25	3.87m低下	3.16E-05 / 4.48E-04	+4.2.E-04
すべり面①（GL-83.55）	6.55 / 11.07	4.52m低下	2.69E-04 / 1.55E-04	-1.1.E-04
すべり面②（GL-85.95）	10.84 / 7.07	3.77m上昇	7.33E-05 / 5.29E-05	-2.0.E-05
すべり面③（GL-86.75）	7.07 / 5.91	1.16m上昇	5.29E-05 / 9.71E-05	+4.4.E-05

5. おわりに

本調査では、原位置試験を短い試験区間で実施したことで、近い深度で存在した想定すべり面の掘削前後や、すべり面付近の被圧水位の変化を詳細に確認することができた。すべり面は想定であり、3つのすべり面を含む区間にパイプ式歪計を設置（図-5）し、今後計測結果により再度すべり面が判定される。掘削後の水位が最も高く、透水係数も大きくなったすべり面③直下の水位が、すべりに与える影響が最も高い状態にあると考え、すべり面③直下の水位と、3つの想定すべり面を含む深度82～87mの5m 区間に水位観測孔のストレーナ区間を設定した（図-5）。

《引用・参考文献》

1) 石田孝司、杉本宏之、武士俊也、高川智、二木重博、宇都忠和（2012）：善徳地すべりにおける高密度ステップ孔内試験結果と地下水観結果との比較について、日本地すべり学会誌49巻6号 p341-347

2) 藤原明敏（1999）：地すべり調査と解析－実例に基づく調査・解析法-改訂版、p107

3) 地盤調査の方法と解説（2013）：公益社団法人地盤工学会、p488

既対策地区の構造を参考に対策を検討した層厚 50m の地すべり

明治コンサルタント株式会社　　○柳下　恵一，関場　清隆

1. はじめに

調査地は、多数の地すべりブロックよりなる地すべり防止区域内の 1 ブロック（B ブロック）である。この B ブロックでは、末端部で渓岸の浸食・崩壊が進んでおり、地すべりの不安定化が懸念された。このブロックの調査・対策工計画においては、地質構造や地下水状況に類似点の多い隣接ブロック（A ブロック）の対策工施工実績が大変参考となった。その経緯を紹介する。

2. 地形地質概要

調査地は、新潟県中越地方の山間地にあり、河川の源頭部においてボトルネック状の特徴的な斜面形態を採る地すべり地である（図-1）。地質は、新生代新第三紀鮮新世の塊状泥岩層や砂岩泥岩互層からなる。このうち、泥岩は風化に対する抵抗性が弱く、乾湿繰り返しによるスレーキングが発生しやすい。これら基盤岩の大局的な地質構造は、背斜構造（尾根の南東側に背斜軸がある）に規制され、走向傾斜は N30～40° E　30～40° W の単傾斜構造となっている。したがって、北西方向に開いた当地すべり斜面は顕著な流れ盤構造を形成している。

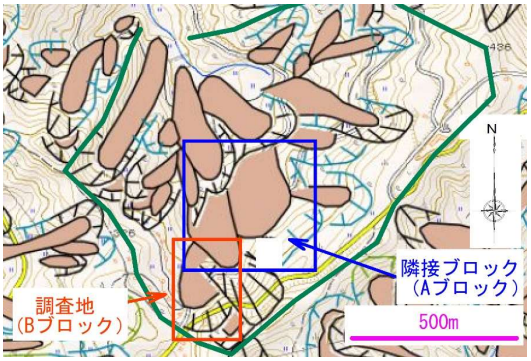


図-1　地すべり地形分布図 [1)]

3. 調査結果

この B ブロックに対し、調査ボーリング 4 孔、動態観測（水位・歪・孔内傾斜計）を行った。調査平面図を図-2 に示す。地質構造は、地質図幅および隣接する A ブロックの既往調査結果断面図等から、B ブロックは地層の勾配が 35° 程度の流れ盤の地すべりであると判断した。また、最大層厚は 50m に達する（図-3）。地下水は、地すべりブロックのほぼ全域に存在している。地すべり頭部（BV-1）では地下水はやや少ないが、地すべり上部（BV-2）の 36m 以深には大量の被圧地下水が存在し、それが中部（BV-3）、下部（BV-4）へと続いている。なお、BV-1 のパイプ式歪計観測、BV-3 の孔内傾斜計観測から、観測期間内での地すべり活動は確認されていない。

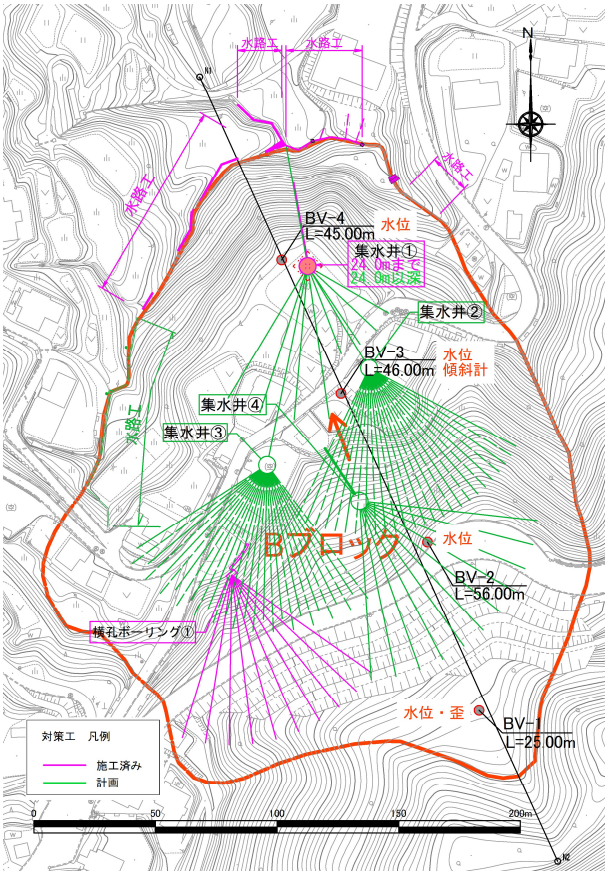


図-2　B ブロック平面図

4. 対策工計画

調査結果から、地すべり活動防止には地下水排除工と、末端部の渓岸保護のための水路工の組み合わせが有効と考えられた。現状で地すべり活動は休止していることから初期安全率 Fs=1.00、保全対象に人家があるため目標安全率 P.Fs=1.20 とした。

しかし、地下水排除工で目標安全率を達成する場合、必要水位低下高は 8.5m と算出され、これは一般的に集水井により期待できるとされている地下水位低下高 5m を超える。また、地すべりの規模が大きいため、抑止工全般は費用面から現実的ではない。

そこで、平成初期に調査が行われた隣接の A ブロックの調査内容を検討した。B ブロックと A ブロックが地質的・構造的に類似していること（塊状泥岩や砂岩泥岩互層よりなる層厚 50m 程度の流れ盤構造の地すべりであること、ブロック内の地下水賦存量が多いこと）と、既存施設（主に集水井工、横孔ボーリング工）の実績から、B ブロックでも平均 10m 以上の地下水位低下が見込めると判断し（図-4）、対策工を計画した（図-2 および図-3）。

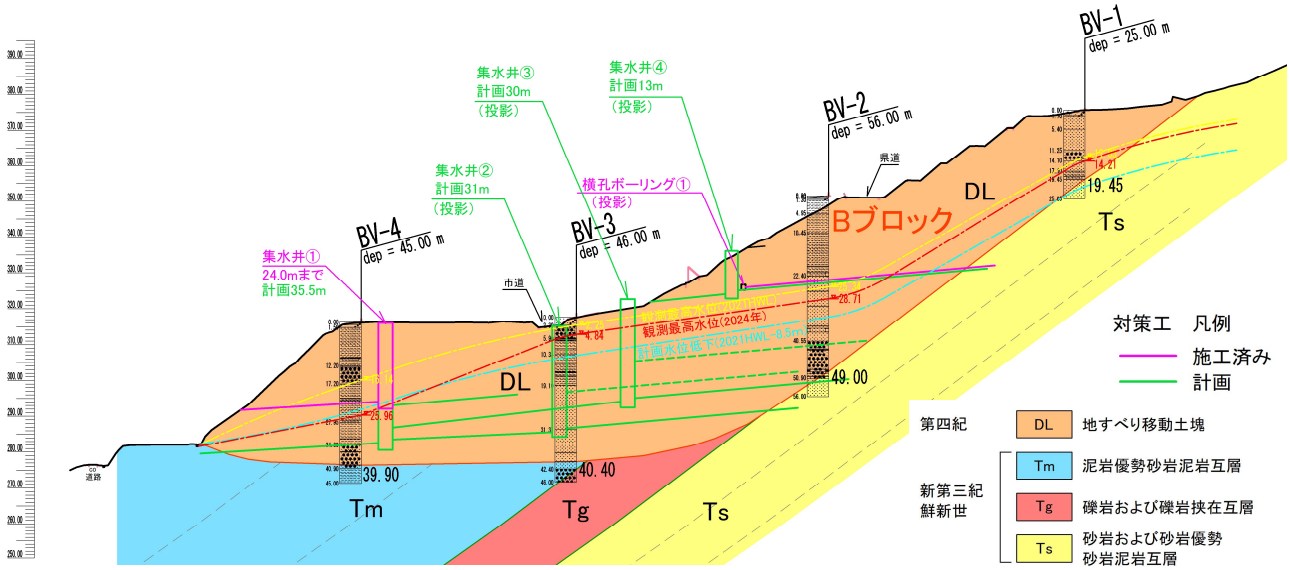
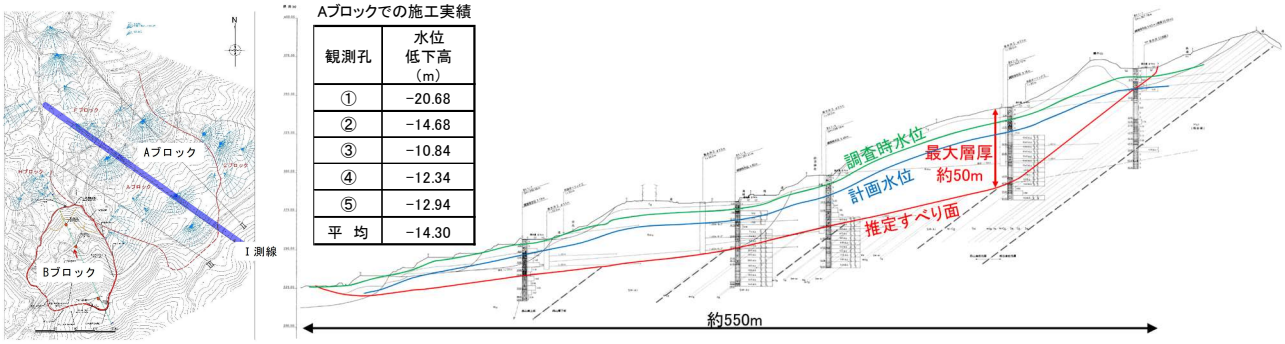


図-3 B ブロック断面図



Aブロックでの施工実績

観測孔	水位低下高（m）
①	−20.68
②	−14.68
③	−10.84
④	−12.34
⑤	−12.94
平 均	−14.30

図-4 A ブロック平面図、断面図（Ⅰ測線）、対策工施工実績

5. 水位および安全率の推移

対策工のうち、現在までに横孔ボーリング 1 群、水路工の 6 割程度、集水井工 1 基（途中まで。および仮の排水ボーリング 1 本）が施工された。この集水井の主目的は中継井ではあるが、この施工により、観測孔 4 孔のうち BV-1 を除く 3 孔で水位の低下傾向が認められた(図-5)。ただし融雪期のデータがまだ得られていないので、年間最高水位に対する効果は不明瞭である。安全率の推移を表-1 に示す。対策工の施工が進むことにより、更なる水位の低下および安全率の上昇が期待できる。

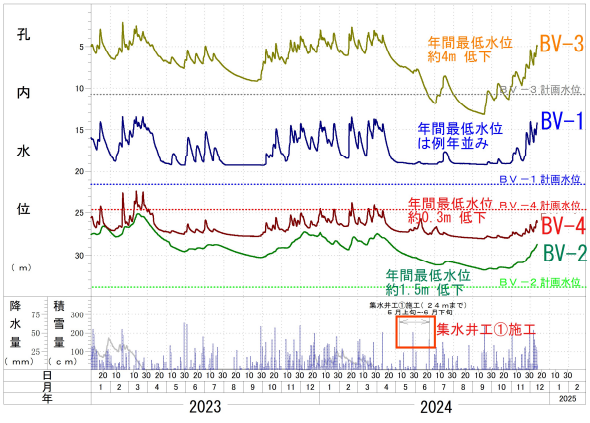


図-5 孔内水位変動図 [2)]

表-1 安全率の推移

年度	安全率 Fs		目標安全率 P.Fs	必要抑止力 Pr (kN/m)	
	HWL	LWL		HWL	LWL
2021	1.000	1.172	1.20	9404	1335
2022	1.030	1.180		7986	918
2023	1.044	1.187		7336	624
2024 ※集水井工①施工後の水位を使用	1.107	1.227		4364	0
計画 2021HWL から水位 8.5m 低下	1.208			0	

《引用・参考文献》

1) 防災科学技術研究所：1：50,000 地すべり地形分布図デジタルアーカイブ（に加筆）、（最終閲覧日 2025 年 5 月 20 日）
https://dil-opac.bosai.go.jp/publication/nied_tech_note/landslidemap/index.html
2) 気象庁アメダス：（最終閲覧日 2025 年 5 月 20 日）、
https://www.data.jma.go.jp/stats/etrn/index

御荷鉾緑色岩類分布域で施工中に発生した崩壊・地すべりの事例

株式会社　タニガキ建工　　○谷垣 勝久，田和 照大，谷垣 嘉基，髙尾 遼太

1. はじめに

御荷鉾緑色岩類分布域で道路工事の施工中に法面崩壊や地すべりが数例発生した．この法面崩壊や地すべりに伴い，工事の施工を一時的に中断し，調査ボーリングや地表伸縮計・パイプ歪計・自記水位計観測等の地すべり観測，機構解析・安定解析や鉄筋挿入工などによる法面対策の設計見直しを行った．三波川帯（御荷鉾緑色岩類分布域）の地質に属すこの法面崩壊・地すべりにおける調査観測・法面補強対策の事例を数例報告する．

2. 和歌山県北部の御荷鉾緑色岩類

西南日本を内帯と外帯に区分し，領家帯の南側を通る中央構造線は，和歌山県北部において和泉山脈の南麓を東西方向に延びている．そしてこの中央構造線の南側には，主に結晶片岩類からなる三波川帯が分布している．

この三波川帯の南エリアは御荷鉾緑色岩類と呼ばれ，中生代の海洋地殻起源の変成岩からなる地質体である．また，主に玄武岩質の火山岩が変成を受けた緑色岩からなり，枕状溶岩やハイアロクラスタイト（火山砕屑岩）などが含まれている．これらはかつての海洋プレートの上面に形成され，後にプレートの沈み込みに伴い付加体として大陸縁辺に取り込まれたと考えられる．

このエリアの御荷鉾緑色岩類は，苦鉄質片岩（または塩基性片岩）・泥質片岩・珪質片岩を主として構成され，他に石灰質片岩・砂質片岩などを挟む．また，蛇紋岩・斑れい岩などの貫入岩類も一部に認められる．蛇紋岩は見た目は新鮮に見えても実は目に見えない微細な亀裂等が無数に発達していることが多い．しかも，吸水・膨張しやすい粘土鉱物（スメクタイト等）を含むことがある．

以下の図-1に，御荷鉾緑色岩類の分布域を示す．

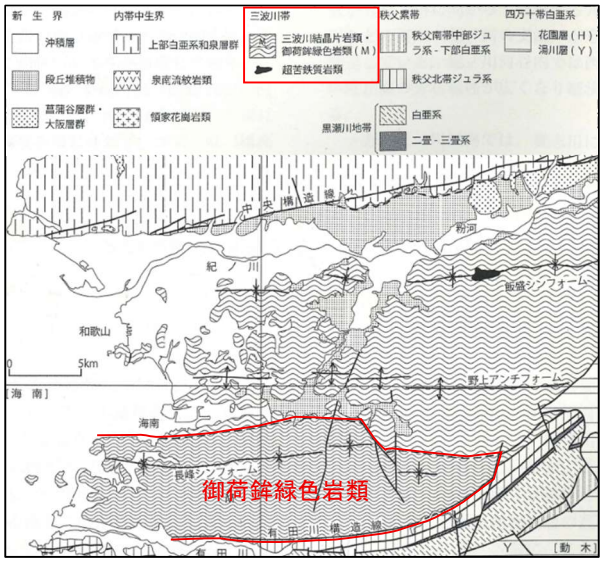


図-1【粉河】地域及び隣接地域の地質概略図 [1)]

3. 法面崩壊・地すべりの事例(1)

御荷鉾緑色岩類分布域で法面施工中に表層崩壊が発生した．表層崩壊の発生は仮設切土補強部の床掘りが概ね終了し，降雨のあった翌日の未明である．床掘り時には，湧水は認められず，法枠に変状などは確認されていない．崩壊幅は28m 程度であり，滑落崖は3～4m 程度である．

災害のメカニズムは，補強土壁工の床掘り施工中に，雨水により緩んだ法枠背面土砂が流出し，法枠の自重により法枠が屈曲，変形後に崩壊が発生したと推察される．



写真-1 法枠工の被災状況全景（事例その1）

一般的な堆積岩の山地では，風化帯の層厚は尾根部で厚く，沢部では薄くなっていることが多いが，業務地で調査ボーリングを実施したところ，沢部の方が風化帯が厚いことが判明した．これは，尾根部に硬質な蛇紋岩の岩体がブロックで分布していたと推定される．

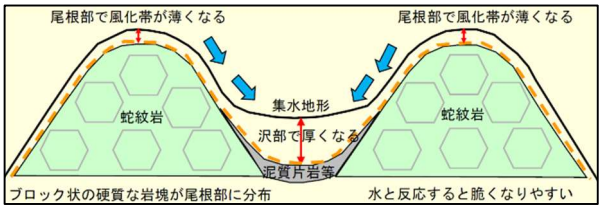


図-2 特殊な蛇紋岩の山地の場合の地盤特性図

業務地では，施工延長に比べ，調査ボーリング本数が十分でなかったことが問題であったと考えられる．

崩壊上方で調査を行ったところ，斜面堆積物が上方で10mと非常に厚いことが判明した．下図の鉄筋挿入工と法枠工の対策工を実施し，施工が無事に完了した．

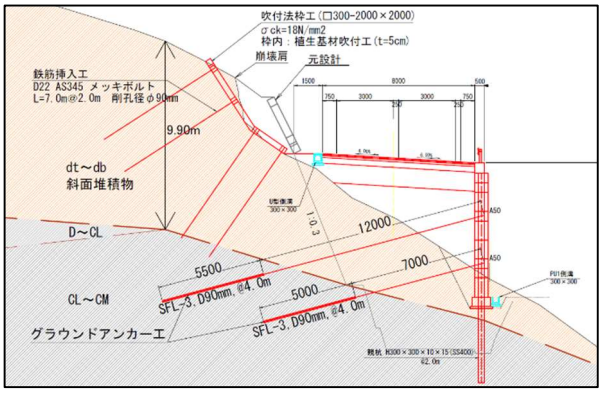


図-3 元設計と再検討後の標準断面図（事例その1）

4. 法面崩壊・地すべりの事例(2)

業務地では，道路の山側に法面工が計画されていた．法面工の施工箇所は薄い「崖錐堆積物」と，DL～DM 級の風化岩が分布すると推定されており，1:0.3の切土勾配で，法枠工及び鉄筋挿入工(L=2.00m)が計画されていた．

法面施工時には，安全に配慮し，上部の法枠工と鉄筋挿入工を先行して施工する「逆巻き施工」を採用した．上部法面を切土し，上部法枠工と鉄筋挿入工の施工後に下部の切土を実施したが，法尻まで切土を終えた日に，応力解放による地盤の緩みで，上部法枠工や上方斜面に亀裂などの変状が多数発生した．そのため，応急対策として，変状直後に，法面末端部に押え盛土を施工した．

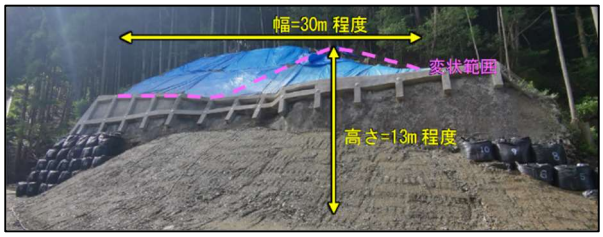


写真-2 法枠工の被災状況全景（事例その2）

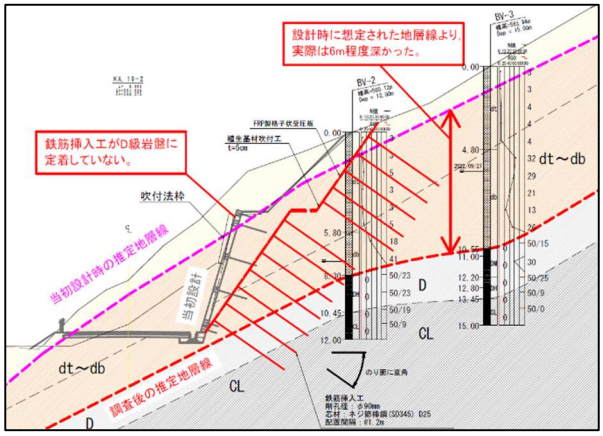


図-4 元設計と再検討後の標準断面図（事例その2）

変状の後に調査ボーリングを実施すると，「崩積土」が当初推定よりも一部で厚く，その下層にはD（CL）級の「岩屑堆積物（緩んだ風化岩）」が分布して，「崩積土」と「岩屑堆積物」で形成された斜面堆積物が，8.3m～10.5mの層厚でかなり厚く分布していることが判明した．

調査ボーリング実施後に法面工の再検討を実施した．当初設計の「鉄筋挿入工＋吹付法枠工」から，逆巻きで施工が可能な「鉄筋挿入工＋格子状受圧板」で【7分切土】の設計に法面対策を変更した．この変更で新たな変状が発生することなく，本工区の施工が無事に完了した．

5. 法面崩壊・地すべりの事例(3)

「補強土植生法枠工」での法面補強対策が完了した後，斜面末端において補強土壁工の施工のための基礎掘削を開始し，基礎コンクリートを打設していたが，掘削部で小崩壊，法面工の小段部でもクラックなどが発生した．その後もクラックの進行し，亀裂（小段部約50cm 滑落）の拡大が見られたため，掘削箇所を埋め戻した．



写真-3 法枠工の被災状況全景（事例その3）

崩壊後に調査ボーリングを行うと崩積土や岩屑堆積物（岩盤が斜面クリープで移動して地山岩盤から分離したもの）が斜面全体で厚く分布していることが判明した．当初推定よりも定着地盤が深い位置にあり，鉄筋挿入工(L=2～3.0m)が定着地盤に定着してないことが判明した．

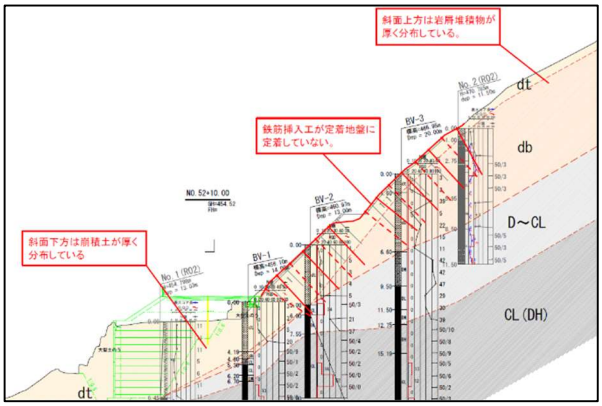


図-5 元設計と再検討後の標準断面図（事例その3）

変形した「補強土植生法枠工」の法面をそのまま抑え込み，崩壊を抑止するには柔軟な構造物が適している．そのため，対策工として高強度ネット工法を用いた．

この法面補強対策で，本工区の施工が無事に完了した．

6. まとめ・教訓

以上の事例等から，下記のことを教訓としてまとめる．

① 御荷鉾緑色岩類分布域では施工延長に応じた十分な本数の調査ボーリングを行うことが望ましい．
② 蛇紋岩は尾根部に硬質な岩体として分布し，尾根部よりも脆弱な沢部の方が風化帯が厚いことが多い．
③ 法枠工での「逆巻き施工」は，法枠自重により法枠が変形後に崩壊が発生する場合があるので避ける．
④ 斜面クリープ等で緩んだ風化岩や，乱れた風化岩を「岩屑堆積物」として取り扱うことは有用である．
⑤ 法面工で鉄筋挿入工を施工する場合には，しっかりとした定着地盤に十分挿入することが望ましい．
⑥ 変形法面をそのまま抑え込み，崩壊を抑止するには高強度ネット工法等の柔軟な構造物が適している．

《引用・参考文献》

1) 産総研 地質調査総合センター 牧本博，宮田隆夫，水野清秀，寒川旭：粉河地域の地質 pp.4，2004.5.

【CM46】

年代測定と微地形表現図を用いた地すべりの地形発達史の考察

株式会社ウエスコ　　○渡部　海，伊達　裕樹，三谷　康博，佐藤　葉月

1. はじめに

令和５年８月豪雨により鳥取市南部の佐治川沿いの山間地において，多数の斜面崩壊が発生し，下方の道路及び河川に土砂が流出した．調査地周辺は，国立研究開発法人防災科学研究所の地すべり地形分布図によると，河川沿いに多数の地すべり地形が判読されている(図-1)．

本事例では，LP データを活用した地形判読，地表踏査，ボーリング調査結果及び放射性炭素年代測定結果より，調査地周辺の地形発達史を考察した結果を報告する．

2. 調査地概要

本調査地は鳥取県南部に位置し，対象となる斜面には集落及び道路がある．調査地の地形は，調査地を含む広域が浸食によって急峻なＶ字谷を発達し，壮年期の地形を呈している．

前述の地すべり地形分布図によると，調査地南側の地域では大規模な地すべり地形が判読されているが，調査地北部では地すべり地形は判読されていない．20万分の1シームレス地質図によると，調査地周辺は泥質片岩を主体とする変成岩類の分布域となる(図-1)．



図-1　調査地周辺の陰影起伏図[1)]
（傾斜量図と地すべり地形分布図を表示）

3. 調査結果

(1) LP データを利用した地形判読

前述の地すべり地形分布図では，幅約150m 未満の地すべり地形は判読対象外となっていることから，詳細な地形的特徴を判読できる微地形強調図を作成した（図-2）．

地形判読により，調査地北部の斜面において小規模な地すべり地形を抽出した．地すべり地形は4ブロックが想定され，斜面背後には段丘面が形成されている．また，令和5年8月豪雨の被災斜面周辺では，遷急線が連続しており，地形的な素因が認められる．

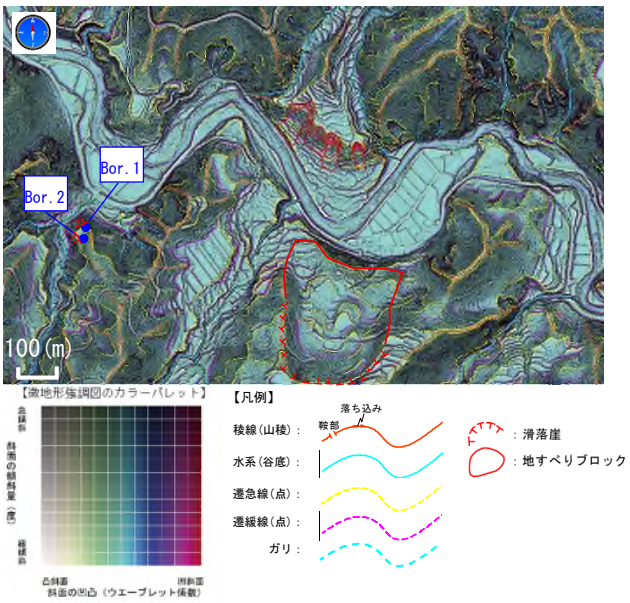


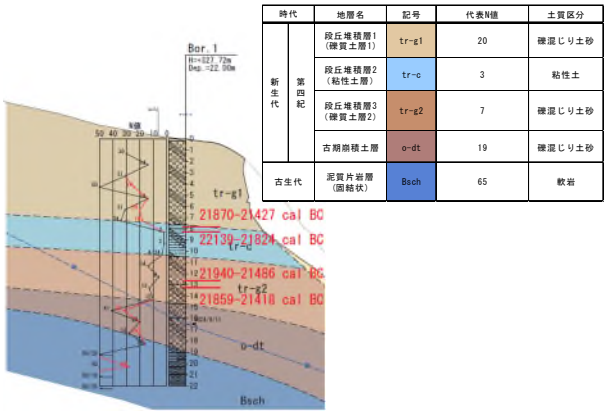
図-2　微地形強調図による地形判読結果図

(2) 地表踏査結果

地形判読によって机上抽出した地すべりブロック周辺では，泥質片岩から泥質片岩からなる露頭を確認した．また，現地で地すべり地形の特徴でもある，尾根地形の連続性や遷急線，遷緩線等の地形が見られ，机上抽出した地すべりブロックは妥当であると判断した．対岸の令和5年8月豪雨により被災した斜面周辺では，斜面上部に平坦地が拡がり，河成段丘面となる．また，斜面中の旧崖錐堆積層では腐食した倒木の埋没を確認した．

(3) ボーリング調査結果

ボーリング調査は崩壊斜面2箇所のうち，滑落崖背後でそれぞれ1箇所ずつ行った．確認された地層は，上位より段丘堆積層1(礫質土層1)：tr-g1，段丘堆積層2(粘性土層)：tr-c，段丘堆積層3(礫質土層2)：tr-g2，古期崩積土層:o-dt，泥質片岩層(固結状)：Bsch となる(図-3)．



時代		地層名	記号	代表N値	土質区分
新生代	第四紀	段丘堆積層1（礫質土層1）	tr-g1	20	礫混じり土砂
		段丘堆積層2（粘性土層）	tr-c	3	粘性土
		段丘堆積層3（礫質土層2）	tr-g2	7	礫混じり土砂
		古期崩積土層	o-dt	19	礫混じり土砂
古生代		泥質片岩層（固結状）	Bsch	65	軟岩

図-3　推定地質断面図

(4) 放射性炭素年代測定結果

ボーリング調査により採取された木片を使用し，放射性炭素年代測定を行った．測定結果より，tr-c 層および tr-g2層の木片が堆積した年代は，約2.1～2.2万年前であること(図-4)．この時期はウルム氷期最盛期にあたる．

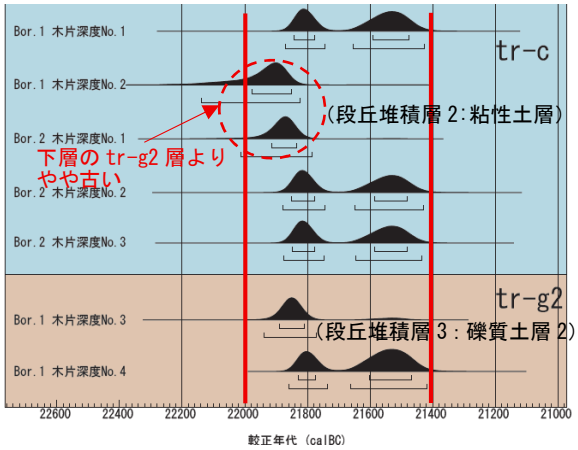


図-4 暦年較正結果一覧図

4. 考察

(1) 地形プロセスの考察

軟らかい粘性土主体の tr-c 層が堆積した事と，tr-g2層が tr-c 層と同時期に堆積した事は，下流域で地すべりによる天然ダムが形成され，河道閉塞が生じたためと推察する．また，河川の両岸には標高320～335m に平坦面が形成されていることから,この程度の高さの天然ダムが下流断面の位置に形成されたと想定する(図-5)．

(2) 本調査地周辺の地形発達史

本調査地周辺の開析過程を浸食ステージ①～③のように推察する(図-6)．浸食ステージ①では，河川浸食により広い谷が形成された．浸食ステージ②では，下流断面に示す地すべりにより河道閉塞が生じ，上流側で砂礫や粘性土が堆積した．浸食ステージ③では，天然ダム決壊後の下刻により，流心部が浸食されると同時に下流断面側部で小規模地すべり地形が形成されたと推察する．

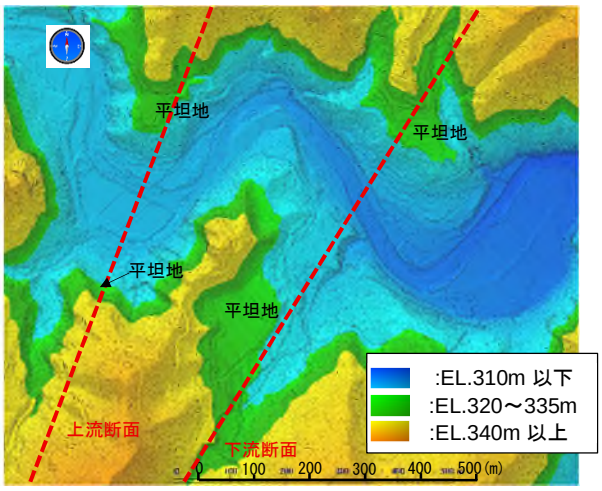


図-5 調査地周辺の標高段彩図

5. おわりに

本事例では，微地形強調図を作成して調査地周辺の地形判読を行い，小規模な地すべり地形を抽出した．さらに，年代測定結果より隣接する地すべりの発生時期を間接的に推察できたことは，周辺の地すべり形成史研究の一指標になりうると考える．今後も，地形発達史の考察のため，年代測定を有意に活用していきたい．

6. 謝辞

本事例報告にあたり，本業務に携わり発表の機会を設けて頂いた鳥取県の関係各位に感謝する次第である．

《引用･参考文献》

1) 国立研究開発法人産業技術総合研究所 地質調査総合センター：「地質図 Navi」，
https://gbank. gsj. jp/geonavi/geonavi. php

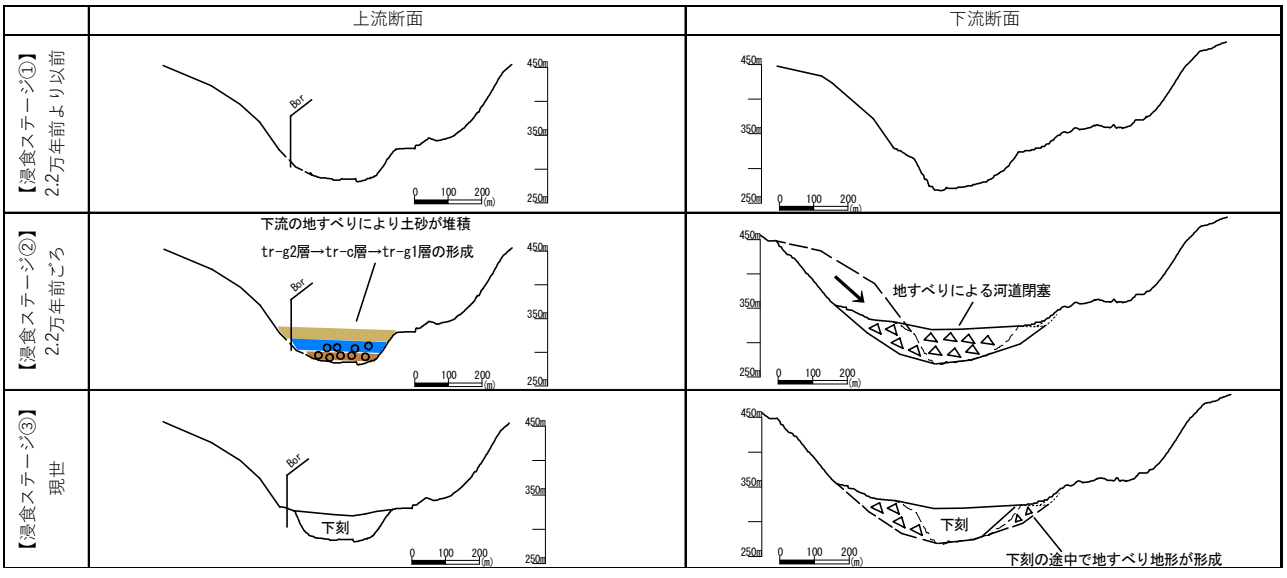


図-6 調査地周辺の地形発達史

ダム貯水池地すべりにおけるボーリング調査事例

国際航業株式会社　　○岡嵜　颯太，古明地　海杜，渡子　直記，田中　貴人

1. はじめに

本発表は，ダム上流域の貯水池地すべりにおけるボーリング調査の事例を報告するものである．業務では，微地形表現図による地形判読，高品質ボーリング調査，現場透水試験およびボアホールカメラ観測・解析を組み合わせ，地すべり土塊の性状や地すべり面の検討を行った．その結果，当初想定されていたすべり面より浅い深度に想定すべり面が確認され，地形状況および既往の調査結果から複数のすべり面構造が推定された．

2. 地形・地質概要

調査地は北西から南東に向かって緩やかに流下している一級河川の中流域に位置し，かつては宅地や農地として利用されていたが，現在は山地や荒地となっている．調査地には大小様々な地すべり性の崩壊跡が認められ，地すべり防止区域や土砂災害警戒区域に指定されている．



図-1 調査地域の地質図 [1)]

調査地の地質は，古生代～中生代の泥質片岩・砂質片岩，苦鉄質片岩が基盤岩を構成する（図-1）．基盤岩の地質帯は，地域全体としては東西方向に分布する傾向を示すが，調査地周辺の片理面は北東-南西方向に走向し，南東方向に概ね50～70°程度の傾斜を示す．

3. 調査内容および結果

本業務では微地形表現による地形判読，地すべり地内の 3 地点（L-42-2, -4, -6）で高品質ボーリング調査，現場透水試験，ボアホールカメラ観測・解析を実施した．次にそれぞれの調査結果を示す．

(1) 微地形表現図による地形判読

既往業務による成果平面図を本業務で作成した微地形表現図に重ね合わせ，地形判読を実施した（図-2）．微地形表現図による判読から微小な段差地形が地すべり地内に複数認められ、複数のブロックに区分できる．

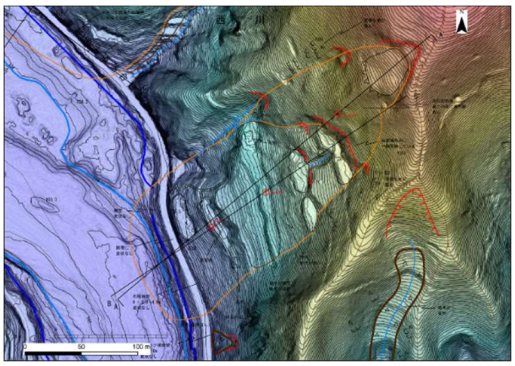
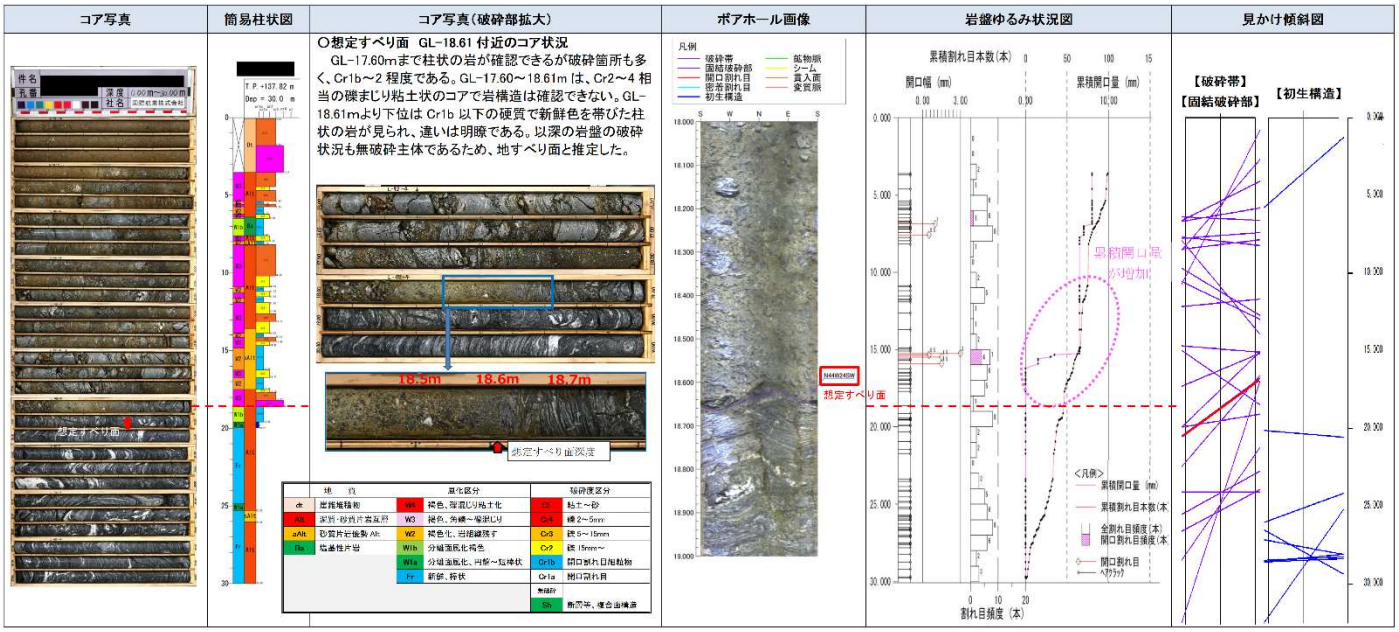


図-2 調査地域の微地形表現図

(2) 高品質ボーリング調査

調査箇所はいずれも上部から順に細粒分混じり砂礫（崖錐堆積物），泥質・砂質片岩互層（破砕度：Cr2~4），泥質砂質片岩互層（無破砕~Cr1）と同様の傾向を示した．破砕部と無破砕部の境界は明瞭であり，ボアホールカメ

表-1 L-42-4孔のボーリング調査とボアホール結果解析図



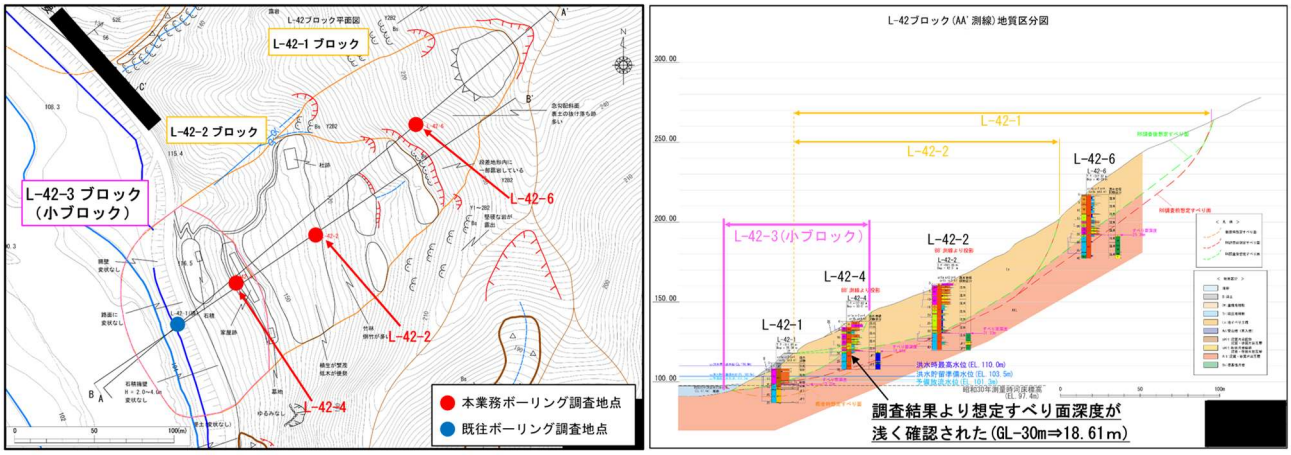


図-3 調査地の平面図および地すべり断面図

ラ観測結果による破砕状況なども踏まえ，地すべり面深度について想定した（表-1，表-2）．その結果，L-42-4孔は，調査前の想定すべり面深度（GL-30m）より約12m 浅い深度（GL-18.61m）で破砕部が確認された．

表-2 すべり面の想定とその根拠

地点	掘進全長（m）	想定すべり面深度（m）	想定すべり面の根拠
L-42-2	42.00	31.33	・GL-31.33mより上位はCr4相当の礫まじり粘土状のコアを挟在し、下位は無破砕の新鮮色を帯びた硬質な岩が確認できる。以深は破砕度の低い岩が続く。
L-42-4	30.00	18.61	・GL-18.61mより上位はCr2～4相当の礫まじり粘土のコアで岩構造は確認できない。下位はCr1b以下の硬質で新鮮色を帯びた岩が見られ、違いは明瞭である。以深の岩盤の破砕状況も無破砕主体である。
L-42-6	40.00	25.36	・GL-25.36mより上位はCr3相当の礫混じり土砂状のコアで、下位はCr1b以下の硬質な柱状の岩と違いが確認できる。下位はより新鮮色を帯びており、Fr主体。以深の岩盤の破砕状況も無破砕主体であり、硬質な岩の構造が続く。

(3) 現場透水試験

想定すべり面より浅部の透水係数は10^{-4}～10^{-8}(m/s)オーダーとばらつきが見られた．これは、破砕し土砂化した部分と岩塊部の混じる不均質な地質構造や破砕部への粘土分の混入割合などが影響していると考えられる．想定すべり面より深部の透水係数は10^{-5}～10^{-8}(m/s)オーダーであり，浅部と明瞭な差は認められなかった．

(4) ボアホールカメラ観測・解析

ボアホールカメラ観測を実施し，「破砕帯」「固結破砕部」「開口割れ目」「密着割れ目」「初生構造」「鉱物脈」の6区分を抽出した．不連続面の傾斜は SW～S～SE 方向の傾向が認められ、北方向の分布は少ない．

4. 考察

(1) 地すべりブロック区分の考察

L-42-4孔の想定すべり面が調査前の想定より浅かったため，微地形表現図による判読から見られた複数の段差地形も踏まえ，既存の地すべりブロックの末端部を細分化した小ブロック（L-42-3ブロック）が存在する可能性を検討した．これは，河床の浸食による地下水位低下と脚部浸食が，末端部の小ブロックの二次すべりを誘発したと考えられる（図-3）．

(2) 地すべり機構の考察

図-4にボアホールカメラ解析結果による基盤岩の片理面（初生構造）および破砕帯・固結破砕部の傾斜卓越方向を示す．地すべり主測線方向と走向方向が概ね一致しており，地すべりの側方を規制する構造として機能している可能性が考えられる．また，傾斜方向から土塊南東側のすべり面深度が，北西側に比べて深い可能性が考えられるため，横断測線の地質状況の把握が必要である．

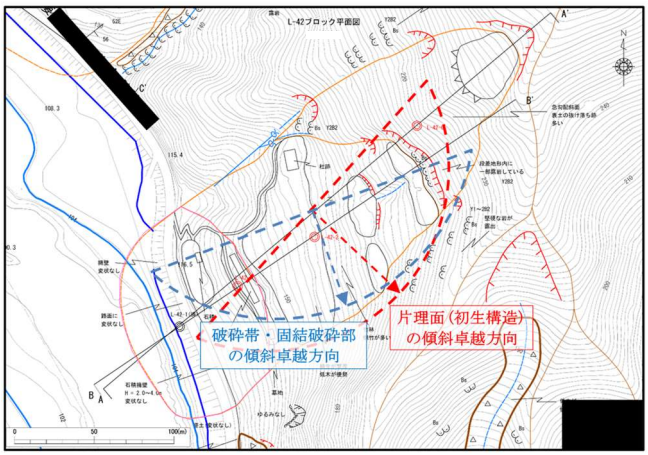


図-4 地すべり土塊と地質構造の関係

5. まとめ

L-42-4孔において，想定すべり面が当初より浅部に確認できたことからブロック区分の見直しを行い，末端部に2次すべりに由来する小ブロックがある可能性について示した．しかし，本業務ではすべり面の変動の有無やその活動性，地すべり面の3次元的広がり（横断測線方向）は確認できていない．今後の課題として，観測孔による継続的な変動状況の把握が不可欠である．さらに，地すべり解析の精度向上のため，すべり面形状や地下水面把握のための追加地質調査も必要である．

《引用・参考文献》

1) 産業技術総合研究所（1996）（に加筆）：20万分の1 地質図幅「高梁」．

【CM117】

地熱帯における泥流災害の発生機構

国土防災技術株式会社　　○内村　耕太郎，大坪　俊介

1. はじめに

令和6年6月30日～7月1日にかけて、岩手県岩手郡雫石町葛根田地区周辺において総雨量150mm 超の豪雨が発生し、葛根田地区から乳頭山へ至る登山道の一部が寸断された。現地調査や周辺での地温観測結果及び気象状況等から、登山道の上部斜面に位置する自然噴気帯周辺で泥流が発生・流下した可能性が判明した。

ここでは、自然噴気帯周辺で発生した泥流災害について、調査結果や現況及び気象状況をもとに発生機構について考察し、取りまとめる。

2. 調査地概要

(1) 葛根田地区概要

葛根田地区は地熱活動が活発な地熱帯となっており、周辺には温泉施設が開業しているほか、昭和53年より地熱発電所が稼働している（図-1）。また、当該地区は年間を通して降水量が多く、融雪や豪雨等による斜面崩壊や、河川の増水による道路崩落等の災害がたびたび発生している。



図-1 葛根田地区位置図[1)]

(2) 地形・地質

葛根田地区周辺は第三系堆積岩類を基盤とし、第四系の火山噴出物がこれを覆って広く分布している。当該地区周辺の地質は活発な地熱活動の影響により強変質しており、脆弱な地質となっている。このため、噴気活動が活発化した場合や自然噴気箇所の移動等により、山腹崩壊や崩壊土砂の流下が発生し、斜面下部に位置する地熱発電所や県道において被害発生が懸念される。このことから、当該自然噴気帯周辺では、平成21年度よりボタン電池型温度記録計（以下温度記録計、図-2）による地温観測が継続的に行われている。



図-2 ボタン電池型温度記録計

3. 調査方法

(1) 気象状況

泥流発生箇所最寄りの滝ノ上観測所[2)]の雨量データを用い、泥流発生前後の気象状況を比較した。

(2) 泥流発生状況

温度記録計回収時に現況の写真撮影を行った。併せてUAVによる空撮を行い、自然噴気帯や熱水噴出箇所の分布状況を確認した。

(3) 地温観測

自然噴気帯周辺に温度記録計を設置し、泥流発生前後の地温状況を比較した（観測間隔は4時間に1回、観測温度は0.5度単位）。

4. 調査結果

(1) 気象状況

令和6年6月30日～7月1日にかけて低気圧や前線が東北地方を通過しており、滝ノ上観測所では173mm/24h の豪雨を観測した（図-3）。

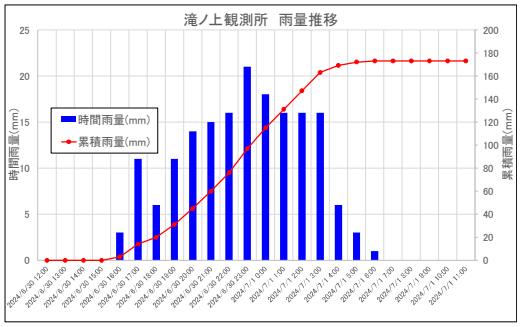


図-3 観測雨量（滝ノ上観測所）[2)]

(2) 泥流発生状況

自然噴気帯周辺における、泥流発生前後の状況を写真-2に示す。泥流発生後は自然噴気帯の直上に上部斜面からの崩壊土砂（移動土塊）が堆積し、さらに下部斜面への土砂流出（泥流）が認められる。上部斜面崩壊幅は約30mとなり、泥流は約400mにわたり斜面を流下した。

なお、泥流発生以前は上部斜面の崩壊は確認されていないため、今回確認された崩壊土砂（移動土塊）は、6月30日～7月1日にかけての豪雨により発生した上部斜面の崩壊に起因するものと考えられる。

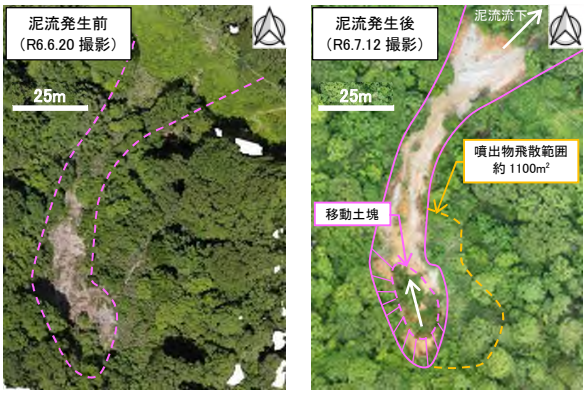


写真-2 泥流発生前後の状況（UAV空撮）

また、泥流発生箇所の東側では、白色の噴出物が認められる（写真-3）。この噴出物は、泥流発生前の令和6年6月20日の現地調査において確認されていないことから、今回の泥流発生時に自然噴気帯から飛散したものと考えられる。飛散範囲は約1100m²であった。



写真-3 噴気帯周辺で確認された白色の噴出物

(3) 地温観測結果

泥流発生後の令和6年7月3日に行った現場調査において、自然噴気帯付近に設置している温度記録計を回収し、泥流発生前後における地温の推移を確認した。図-4に、自然噴気帯付近における泥流発生前後の地温及び降水量のグラフを示す（それぞれ4時間ごとのデータ）。

地温観測の結果、6月30日の14時～22時にかけて4.0℃の地温低下が確認された。この地温低下はまとまった降雨が観測されたタイミングとほぼ同時であるため、雨水により地表が冷却され、地温低下として観測された可能性がある。また、温度記録計設置箇所付近では亀裂の発生が確認されている。泥流発生時に斜面が侵食され不安定化し、泥流発生箇所周辺の斜面に発生した亀裂が広がったことにより温度記録計が外気に触れ、地温の低下として観測された可能性がある。

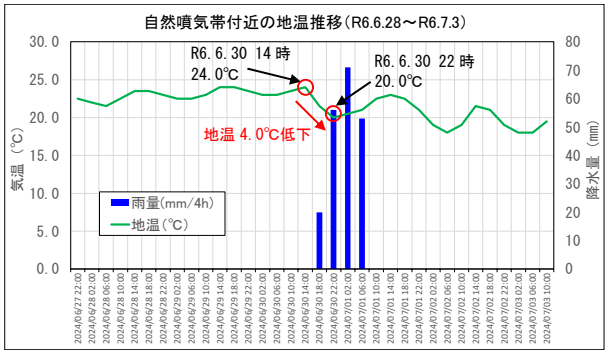


図-4 熱水噴出帯付近の地温・降水量の推移

5. 考察

(1) 泥流発生タイミングの推定

各種観測結果を以下に整理する。

①6月30日16時～翌7月1日3時にかけて、滝ノ上観測所では総雨量173mm の豪雨を観測。

②泥流発生箇所付近設置の温度記録計では、6月30日14時～22時にかけて4.0℃の地温低下を観測。

以上のことから、豪雨開始と地温低下のタイミングがほぼ同時と考えることが出来るため、令和6年6月30日16時～22時の間に泥流が発生したと推定される。

(2) 泥流発生機構の推定

推定される泥流発生機構について、以下に時系列ごとに整理する。

①崩壊土砂（移動土塊）の流入

自然噴気帯の直上に上部斜面からの移動土塊が流入・堆積したことにより、噴気孔が閉塞された。これにより地中の水蒸気圧が上昇し、地中は高温高圧の環境となっていたと考えられる。

②小規模な水蒸気爆発の発生

自然噴気帯の東側斜面には白色の噴出物の飛散が確認されていることから、地中が高温高圧の環境となったことにより小規模な水蒸気爆発の発生し、白色の噴出物が周囲に飛散したと考えられる。

③泥流の発生・流下

豪雨により大量の地表水が供給されたこと加え、小規模な水蒸気爆発の衝撃や振動により自然噴気帯周辺の脆弱な地盤が泥濘化し、一気に泥流となり斜面を流下したと考えられる（写真-4）。



写真-4 泥流流下箇所

6. おわりに

日本国内には葛根田地区以外においても地熱地帯が多数存在するため、今後同様の泥流災害が発生する可能性がある。このことから、今後地熱地帯において調査や構造物・施設設計等を行う場合は、同様な災害の発生を念頭に置き業務を実行する必要がある。

《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2日），https://maps.gsi.go.jp/#15.

2) 水文水質データベース：観測地点「滝ノ上」（最終閲覧日2025年6月2日），https://www1.river.go.jp/.

【CM48】

沖縄県宮古島の平良地下水流域における塩水くさび浸入状況

株式会社エイト日本技術開発　　○齋藤　晴紀，渡辺　俊一

1. はじめに

宮古島は弓状に連なる琉球弧のほぼ中間にあって、沖縄本島の南西約300km に位置する。面積は約204km^2、地形は全体に平坦で最高点は標高113m（島中央部）の直角三角形の島である。

地質は主に第四紀更新世の琉球層群琉球石灰岩とその下位の新第三紀鮮新世～第四紀更新世の島尻層群泥岩からなる。宮古島西部では、一部で不透水性基盤である島尻層群泥岩が海水準以下に分布しているため、海岸沿いでは琉球石灰岩中に塩水くさびが浸入している。

宮古島では透水性の高い琉球石灰岩が地表付近に分布するために、河川が形成されにくく、生活用水のすべてを地下水に依存している。調査対象範囲内で、海岸線より約1.5km 内陸に位置する水道水源地（井戸）では、塩水くさびの浸入を進行させないよう注意を払いながら地下水の取水が行われている。

本稿は、2020 年度調査[1)]の追加調査として 2022～2023 年度に実施した「地下水保全調査業務（宮古島市発注）」における平良地下水流域の不透水性基盤上面形状、地下水面形状、塩水くさび浸入状況などに関する調査結果を報告するものである。

2. 方法

本調査では、不透水性基盤上面形状を把握するためのボーリング調査（24 地点）、地下水面形状を把握するための月 1 回の地下水位一斉観測（既存・新規ボーリング観測孔 47 地点）を行った。さらに、塩水くさびの浸入状況を把握するため、ボーリング観測孔において、ロープ式電気伝導率計を用いた地下水の深度別電気伝導率測定（18 地点）、及び自記水位・電気伝導率計を用いた連続水位・電気伝導率測定（7 地点）を行った。

3. 不透水性基盤上面形状及び地下水位

図-1は本調査及び既存ボーリング調査結果などから作成した不透水性基盤上面コンター図である。平良地下水流域の不透水性基盤上面形状は、大局的には、宮古空港のある南東部（最大標高約40m）から平良港のある北西部（標高-40m 程度）へ緩やかに傾斜している。今回の調査の結果、より詳細な不透水性基盤上面形状が明らかとなり、特に平良地下水流域の南西部に確認される北北西-南南東方向に延びる2条の正断層の東側に沿って、不透水性基盤上面が溝状に深くなっていることが新たに明らかになった（図-1）。

図-2は地下水位一斉観測結果（2024年1月16日）を基に作成した地下水位コンター図である。平良地下水流域の地下水位標高は、隣接する東添道地下水流域から地下水の流入がある東部の一部範囲を除いて、ほとんどの範囲が標高1m 以下であった。地下水の流向は地下水面の傾斜から、主に平良地下水流域東部から北西側の平良港方向へ向かっていると考えられる（図-2）。

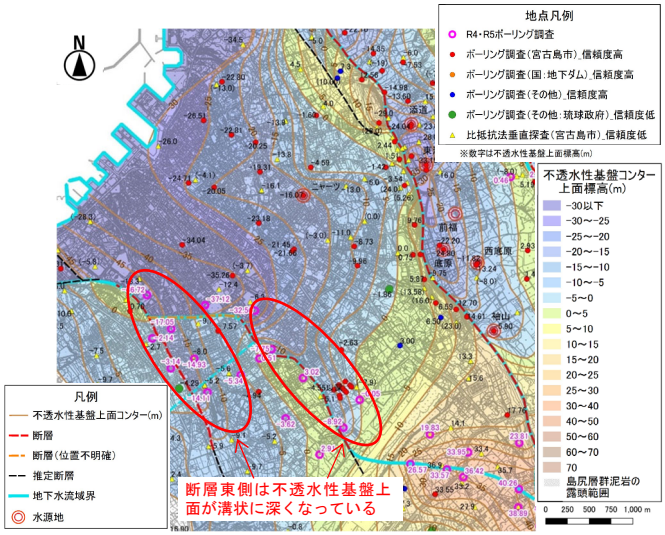


図-1 不透水性基盤上面コンター図

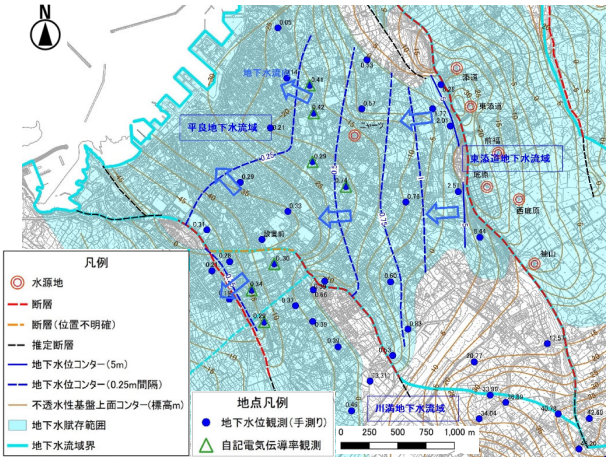


図-2 地下水位コンター図

4. 塩水くさび浸入状況

(1) 塩水浸入の判定基準

本調査では、現地で簡易的に測定できる電気伝導率を塩水浸入の判定基準とし、現地の地下水を用いて求めた塩化物イオン濃度と電気伝導率の相関式（図-3）を用いて、水道水質基準の塩化物イオン濃度200mg/L 以上に相当する電気伝導率110mS/m 以上を塩水浸入の判定基準とした。

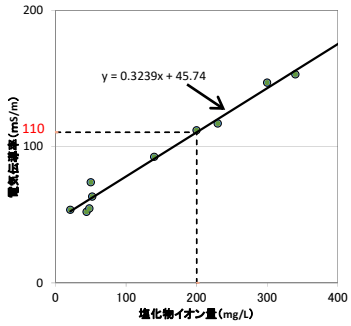


図-3　塩化物イオン量と電気伝導率の関係[2)]

(2) 塩水くさびの浸入範囲

図-4は C-C’ 断面の深度別電気伝導率測定結果及び推定される塩淡境界位置である。深度方向の塩淡境界位置（電気伝導率110mS/m）は内陸ほど標高が低く、塩水はくさび状に浸入していることが確認された。また、C-C’ 断面における塩水浸入範囲は海岸線から約1150m と推定された。

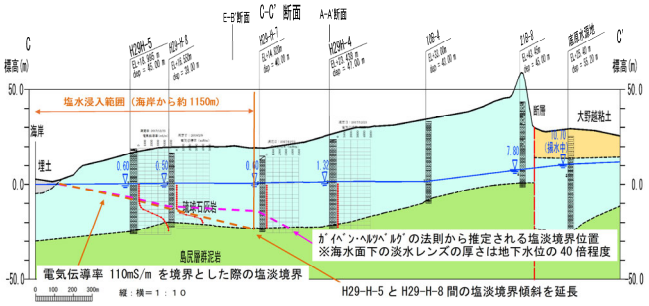


図-4　C-C’ 断面の深度別電気伝導率測定結果及び推定される塩淡境界位置（縦横比10:1）

図-5は深度別電気伝導率測定による平面的な塩水浸入の有無及び推定される塩淡境界位置である。深度別電気伝導率測定を実施した18地点のうち海側の9地点で、電気伝導率110mS/m（塩化物イオン200mg/L 相当）以上が確認された。これらの地点は帯水層内に塩水が浸入していると考えられる。

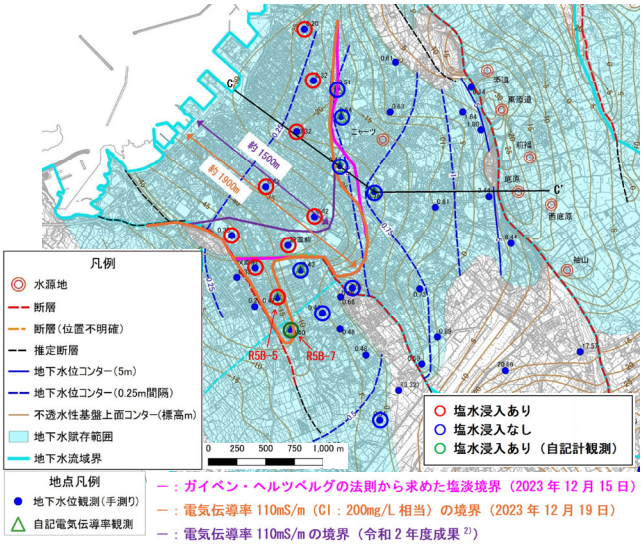


図-5　塩水浸入の有無及び推定される塩淡境界位置

最も内陸側で塩水浸入が確認された地点は、海岸線からの距離約1550m の R5B-5であった。※後述の自記電気伝導率観測結果で示すとおり、連続観測の結果では海岸線からの距離約1900m の R5B-7においても、時期によっては塩水浸入（電気伝導率110mS/m 以上）が確認された。

(3) 塩水くさび浸入範囲の変動

図-6 は R5B-7 における連続水位・電気伝導率測定結果である。R5B-7 は前述の深度別電気伝導率測定においては、電気伝導率 110mS/m 以下であったが、経時的に見ると時期によっては 110mS/m 以上となり、塩水浸入があることが判明した。このため塩水くさびの平面的な浸入範囲は、時期によって数 100m 程度、移動している可能性がある。

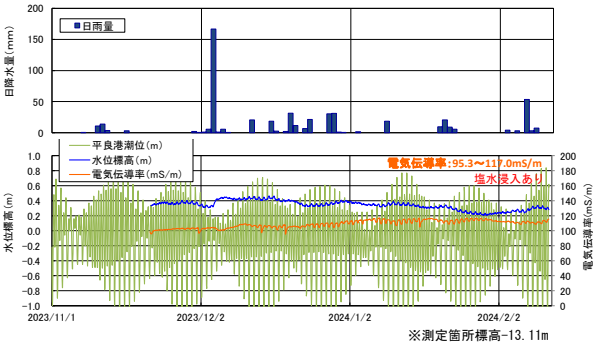


図-6　R5B-7 の連続水位･電気伝導率測定結果 3)

5. まとめ

① ボーリング調査の結果、断層の東側に沿って、不透水性基盤上面が溝状に深くなっている範囲があることが判明した。

② 深度別電気伝導率測定、及び連続水位・電気伝導率測定の結果、塩水（塩化物イオン濃度200mg/L 相当以上）が琉球石灰岩内に浸入している範囲は、不透水性基盤上面の溝の存在を反映して、2020年調査時に推定された海岸線から最大約1500m に対し、より内陸側の海岸線から最大約1900m まで広がっていることが判明した。

③ 地下水中の電気伝導率には、地下水位の上下動に伴う変動が見られ、塩水くさびの平面的な浸入範囲は、時期によって移動していると考えられるため、範囲の把握においては、継続した観測が必要である。

《引用･参考文献》

1) 宮古島市：令和2年度地下水保全調査業務報告書, pp. 1-1～9-3, 2020. 3
2) 宮古島市：平成29年度地下水保全調査業務報告書, p. 10-7, 2018. 3
3) 気象庁アメダス：観測地点「宮古島」（最終閲覧日 2024. 3. 1),

簡易水質分析キットを用いた鉄の簡易水質分析方法について

株式会社 KGS　○小川　貴好、大野　克己

1. はじめに

道路事業における切土工やトンネル工は、その工事が周辺の地下水等に影響を与える場合がある。この影響の有無や程度の確認のため、周辺の井戸や河川等を対象とした水文観測業務が工事と並行して行われる。

水文観測において、対象となるのは、主に流量と水位、水質である。このうち、水質については、現地での採水の後、分析機関での分析を経て数値データが得られるため、現地調査日から数値データの提出までに数日程度のタイムラグが発生する。

今回、沖積層を対象とした盛土工・函渠基礎地盤改良が行われている地域において、工事現場から 50m 程度離れた地点にある畜産用水の井戸水に対し、水文観測を行った。

本井戸は、GL-55m の洪積層中の帯水層より揚水し、タンクに貯留して利用されており、過年度から継続的に調査が行われていた。近年、鉄の濃度が上昇傾向にあり、一時的に基準値の超過が見られたため、発注者の要望で井戸洗浄が行われたが、これを契機に鉄の濃度が急激に増加した(図-1)。

井戸洗浄後しばらくして、井戸所有者より、現地で簡便に鉄の濃度を知る方法の有無について相談を受けた。これに対し、簡易水質分析キットによる判定を用いて、現地にて迅速に対応することができたため、この事例を紹介する。

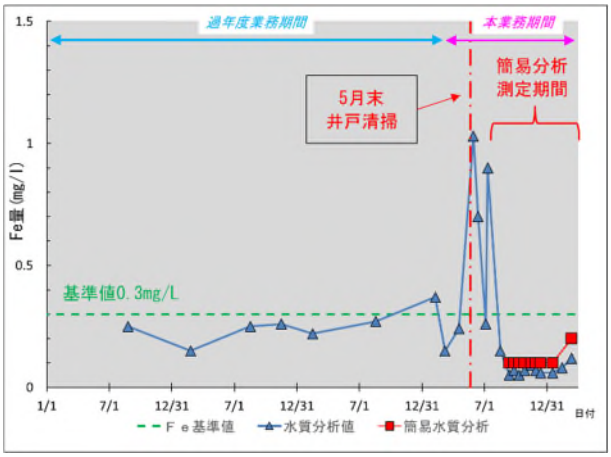


図-1 井戸水中の鉄の濃度の変遷

2. 水中の鉄分含有による問題点について

[1]水道法第1章第4条に基づき、環境省が定める「水質基準に関する省令」において、「水道により供給される水に含まれる鉄及びその化合物の基準値は、0.3mg/L 以下であること」と定められている。

一般に、地下水および表層水ともに自然状態の水中には、微量な鉄分が含有されているが、含有量が多くなるにつれて、洗濯物への着色や鉄器具のサビの原因、陶磁器への汚れ、飲料した際の視覚的・嗅覚的・味覚的影響を受ける。

畜産業における明確な基準値の規定はないが、[2]農林水産省が提案する飼養衛生管理基準において、飼養する家畜への給水は、水道水等の飲用に適したものとされているため、鉄についても前述の基準値に準じるものと考えられる。なお、畜産物への影響として[3]肉色の影響が示唆されているが、関連性については不明瞭である。

3. 地下水中の鉄の存在状態について

地下水中の鉄分は還元状態にあり、鉄イオン(Fe2+、Fe3+)や錯化合物等のような溶存鉄として存在する。地表まで地下水を汲み揚げる場合、空気中の酸素が水中に取り込まれることで水酸化鉄として析出する(式-1)。

$$2Fe(HCO_3)_2 + 1/2O_2 + H_2O \rightarrow 2Fe(OH)_3\downarrow + 4CO_2\uparrow \cdots \text{式-1}$$

そのため、採水は極力空気に触れないよう迅速に行い、採水後は容器内に空気が入らないよう密閉し、空冷しつつ素早く試験機関へ運搬する必要がある。

4. 分析方法

簡易水質分析キットの測定法は、試薬入りチューブで分析対象の検水を吸水し、一定時間(今回使用した製品では2分)反応させた後のチューブ内の液色と標準色とを比較し、チューブ内の液色と最も近い標準色の値を測定値とする(図-2)。なお、液色が標準色の間の場合、両値の中間値を測定値とみなす。

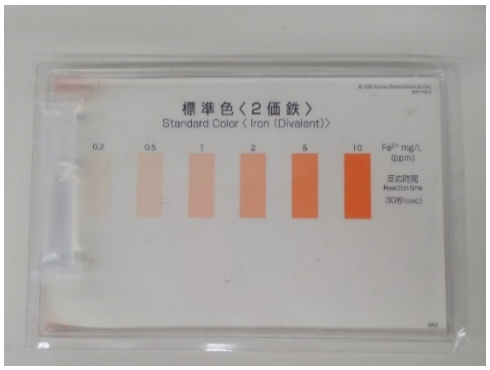


図-2 簡易水質分析キットおよび比色用標準色

鉄分を対象とした簡易水質分析キットには、二価鉄、三価鉄、全鉄(二価鉄+三価鉄)等があり、全鉄は、低濃度

用(測定範囲0.05～1mg/L)と標準濃度用(測定範囲0.2～10mg/L)がある。

既存調査結果において0.70～1.03mg/L の鉄の濃度が確認されていたため､本事例では､二価鉄用(測定範囲0.2～10mg/L)を使用した。

5. 検討結果

今回、分析機関での鉄の分析に加え、現地で簡易水質分析キットを用いた鉄の簡易分析を行った。このうち、簡易分析は、分析希望があった9月以降から翌年3月迄の7ヶ月間に、1～2回/月の間隔で行った。

現地でのキットを用いた簡易分析結果と分析機関での試験結果とを図-1と表-1に示す。

分析機関での試験値(以降、水質分析値)における鉄の濃度は、9月以降は全て水質基準値(0.3mg/L)以下であった｡水質分析値と簡易水質分析キットの値を比較すると、9月～翌年1月は、水質分析値0.05～0.09mg/L に対して0.1mg/L(標準色0.2mg/L よりやや薄い)、翌年3月は水質分析値0.12mg/L に対して0.2mg/L(標準色0.2mg/L と同程度)を示した。

分析機関に測定を依頼した場合、現地採水から結果判定まで日数を要したが、簡易水質分析キットでは、概略値ではあるが、現地で迅速に結果を出すことができた。

表-1 簡易水質分析キットおよび水質分析値の比較

井戸中の鉄の濃度		観測日					
		3月	4月	5月	6月	7月-1	7月-2
水質分析値	(mg/L)	0.15	0.24	***1.03***	***0.70***	0.26	***0.90***
簡易水質分析キット	(mg/L)	-	-	-	-	-	-
井戸揚水中の鉄分量		観測日					
		8月	9月-1	9月-2	10月-1	10月-2	11月-1
水質分析値	(mg/L)	0.15	0.05	0.07	0.05	0.07	0.09
簡易水質分析キット	(mg/L)	-	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
井戸揚水中の鉄分量		観測日					
		11月-2	12月	翌1月	翌2月	翌3月	
水質分析値	(mg/L)	0.07	0.06	0.06	0.08	0.12	
簡易水質分析キット	(mg/L)	0.1	0.1	0.1	-	0.2	

※***斜字***は基準値(0.3mg/L)を超過を示す。
※分析方法に則り、簡易水質分析の検出限界 (0.2mg/L)以下は、0.1mg/Lと表示。

6. 鉄の濃度の上昇原因について

井戸洗浄前の鉄の濃度は、概ね基準値以下(0.15～0.27mg/L)を保っていた(図-1)。井戸洗浄後の約2ヶ月間は、基準値超過が続いたが、その後は減少し、井戸洗浄前の値(0.05～0.12mg/L)で安定した。この間、付近での施工は継続しており、工事期間に関わりなく鉄の濃度が上昇及び下降していることから、鉄の濃度の上昇と工事との関連性は見られないと言える。

今回は、鉄の濃度の上昇原因を探ることが目的ではないが、原因として、以下のことが考えられた。

経年使用により井戸配管が錆び、このサビが水中に溶け出すことにより、井戸水中の鉄の濃度が増加した可能性が考えられる。また、井戸洗浄後に鉄の濃度が大きく上昇した点については、洗浄に伴って配管部から剥落したサビの小片が井戸内に残留しており、これが井戸水に含まれて鉄の濃度が上昇した可能性が想定される。

7. まとめ

簡易水質分析キットを用いることにより、簡便かつ迅速に、井戸水中の鉄の濃度を現地にて測定することができた。また、井戸所有者の依頼に対して希望に沿った対応を行うことができ、顧客からの信頼感を得ることができた。

簡易水質分析キット使用時の問題点を以下に挙げる。

1つ目は、比色の判断が肉眼であるため、観測者によって値に誤差が出る点である。これについては、カラーチャートや色測定計の使用等によって対応が可能である。

2つ目は､標準色の詳細な数値が求められないことである。これについては、本件で実施したように分析機関での測定を並行して行い、簡易水質分析キット結果を速報値として今後の調査の指針とし、詳細値をもって判断を行う方式とするのが良いと考える。

本事例では、測定範囲が0.2～10mg/L の二価鉄用キットの使用した。しかし、井戸洗浄からしばらく経過し、上昇した鉄の濃度が落ち着いてから簡易分析を行ったため、結果として、ほぼ全ての結果が検出限界値(0.2mg/L)以下となってしまった。このような場合、より低い値が対象の低濃度用(測定範囲0.05～1mg/L)を併用することで、詳細な測定が可能であった。なお、井戸洗浄後の鉄の濃度が上昇した直後に自主的に簡易分析を行っていれば、濃度上昇時の水質分析値と簡易分析値を比較的できたため、今後、同様の事例があれば、自主的に簡易分析を活用してきたい。

《引用･参考文献》

1) e-GOV 法令検索:「水質基準に関する省令」,
(最終閲覧日2025年6月2日),
https://laws.e-gov.go.jp/law/415M60000100101/.

2) 農林水産省:「飼養衛生管理基準について」,
(最終閲覧日2025年6月1日),
https://www.maff.go.jp/j/syouan/douei/katiku_yobo/k_shiyou/.

3) アグリサーチャー:「肥育牛における飲料水中の鉄分量が肉質とくに肉色に及ぼす影響」,
(最終閲覧日2025年6月1日),
https://agresearcher.maff.go.jp/seika/show/214824.

アルカリ質トンネル湧水の放流条件の検討

株式会社エイト日本技術開発　○屋比久　雄斗

1. はじめに

トンネル施工時に発生するアルカリ化の排水は、周辺河川の水質に影響を及ぼす可能性があるため、重要な環境課題となっている。この問題に対処するため、湧水を中和処理プラントに集め、炭酸ガスなどを用いて中和する中和処理方法が一般的に採用されている[1)]。しかしながら、中和プラントの運転に伴う維持費が長期的に発生するため、コスト面における課題が指摘されている。

本事例では、中和処理を行わずにトンネル湧水を自然放流した場合の環境影響を評価することを目的とし、湧水の pH および電気伝導率（EC）の変化を調査した。具体的には、トンネル湧水と周辺河川における流量を定期的に観測し、これらの流量比を求めたうえで、室内実験によりトンネル湧水と河川水を混合することによる水質の改善効果を検証した。

2. 定期観測

2024 年 1 月から 2025年2月まで、①トンネル湧水、②普通河川、③一級河川における定期観測を2ヵ月おきに1年間実施した。当該地域では、中和処理されたトンネル湧水が普通河川へ放流後、一級河川へ流入する経路を形成している。また、①トンネル湧水の pH は施工後、数年が経過し改善傾向にある。

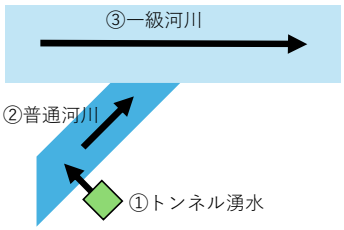


図-1　現地状況模式図

簡易水質測定によって pH および電気伝導率を測定し、容器法で②普通河川の流量を、断面流速法で③一級河川の流量を観測した。各地点の pH、電気伝導率（EC）、流量の定期観測結果を図-2～図-4に示す。

(1)pH

①トンネル湧水の pH は10.4～10.9となり、②普通河川および③一級河川は6.5～8.0となった。

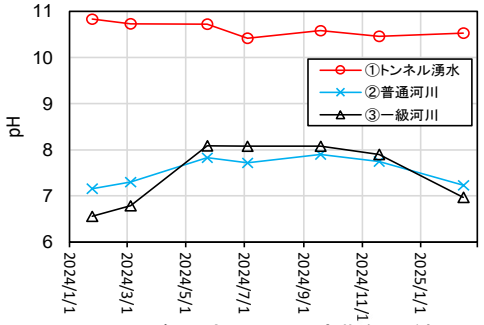


図-2 各地点の pH の定期観測結果

(2)EC

①トンネル湧水の EC は30～45mS/m で推移し、②普通河川は乾期になると15～20 mS/m まで上昇する傾向がある。③一級河川は10mS/m で推移している。

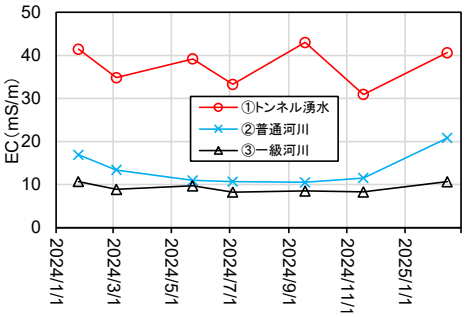


図-3 各地点の EC(mS/m)の定期観測結果

(3)流量

①トンネル湧水は0.12～0.53 ℓ/sec、②普通河川は3.1～34.8 ℓ/sec、③一級河川は771～4731 ℓ/sec で推移している。

7月観測時の流量の増加は降雨影響によるものである。

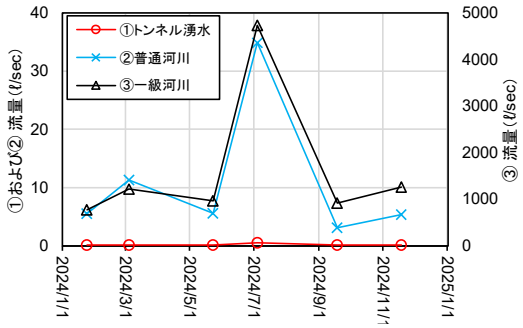


図-4 各地点の流量(ℓ/sec)の定期観測結果

3. 試験条件の検討

定期観測の結果から、①トンネル湧水と②普通河川（試験条件α：図-5）および①トンネル湧水と③一級河川（試験条件β：図省略）の流量比を算出し、それぞれの回帰曲線及び標準誤差（±SE）を求めた。

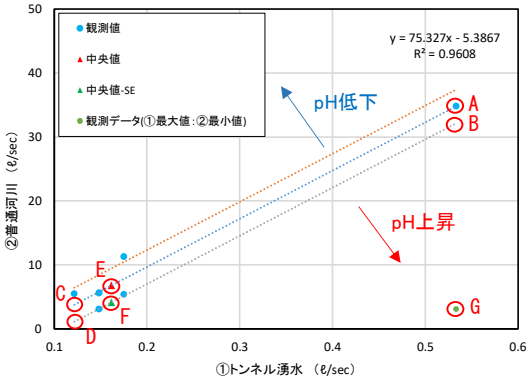


図-5 ①トンネル湧水と②普通河川の流量比および回帰曲線（試験条件α）

以降、①トンネル湧水の流量を1とした時の②普通河川および③一級河川の流量を倍率と称す。

図-5の回帰曲線を基に、各試験条件において設定可能な7つのパターンを検討した結果（表-1）、自然放流時の流量に近い「パターン E」、①トンネル湧水に対する②普通河川の倍率が最小となる「パターン F」、観測値から①トンネル湧水が最大、②普通河川が最小となる「パターン G」を、今回実施する室内実験の対象条件として選定した。

表-1 試験条件αにおけるパターン

パターン		①トンネル湧水	②普通河川	倍率	備考
A	回帰曲線	最大	最大	65.23	回帰曲線上で①に対して②の量比が多い（危険側）
B	回帰曲線	中央値	中央値	42.01	回帰曲線上で中央値であり、自然放流する際の通常時の流量に実際に近いと考えられる
C	回帰曲線	最小	最小	31.05	回帰曲線上で①に対して②の量比が少ない（実測流量比では最も安全側）
D	回帰曲線-SE	最大	最大	60.24	回帰曲線-SE上で①に対して②の量比が多い（Aに対し標準誤差分安全側）
E	回帰曲線-SE	中央値	中央値	25.57	回帰曲線-SE上で中央値であり、自然放流する際の通常時の流量に実際に近いと考えられる（Bに対し標準誤差分安全側）
F	回帰曲線-SE	最小	最小	9.21	回帰曲線-SE上で①に対して②の量比が少ない（Cに対し標準誤差分安全側）
G	観測データ	最大値	最小値	5.81	観測データにおいて①②の流量の比が最も安全側。（①と②に正の相関があるため、現実的にはありえない）

*倍率は①トンネル湧水を1とした時の②普通河川および③一級河川

同様のプロセスを用いて、①トンネル湧水と③一級河川（試験条件β）に対しても7つの検討パターンを用い、室内実験を行う条件を選定した。今回選定した室内実験の条件については、表-2に示した通りである。

表-2 室内実験条件

ケース	試験条件		倍率	①トンネル湧水	②普通河川	③一級河川	計(mL)
1	条件α,G	観測データ　(①最大値:②最小値)	5.81	146.84	853.16		1000.00
2	条件α,F	回帰曲線-SE（①最小:②最小）	9.21	97.94	902.06		1000.00
3	条件α,E	回帰曲線-SE（①中央:②中央）	25.57	37.64	962.36		1000.00
4	条件β,G	観測データ　(①最大値:③最小値)	1446.00	0.69		999.31	1000.00
5	条件β,F	回帰曲線-SE（①最小:③最小）	5521.00	0.18		999.82	1000.00
6	条件β,E	回帰曲線-SE（①中央:③中央）	6567.00	0.15		999.85	1000.00

4. 室内実験方法

各箇所でサンプリングを実施した後、室内実験条件に基づき混合し、その後水素イオン濃度（pH）、電気伝導率（EC）、および水温を測定した。

5. 室内実験結果

室内実験結果を表-3に示す。

ケース	試験結果	倍率	pH	EC	水温
1(α,G)	観測データ　(①最大値:②最小値)	5.81	8.70	23.30	18.4
2(α,F)	回帰曲線-SE（①最小:②最小）	9.21	8.24	23.20	18.4
3(α,E)	回帰曲線-SE（①中央:②中央）	25.57	7.52	21.30	18.2
4(β,G)	観測データ　(①最大値:③最小値)	1446.00	7.22	10.61	17.9
5(β,D)	回帰曲線-SE（①最小:③最小）	5521.00	7.14	10.98	17.8
6(β,F)	回帰曲線-SE（①中央:③中央）	6567.00	7.10	10.88	17.9
環境基準		－	6.50～8.50	－	－

赤字：環境基準超過

表-3 室内実験結果

(1)①トンネル湧水:②普通河川（図-6）

トンネル湧水量の割合が大きくなるにつれ pH は高くなる。

「ケース1（α.G）」の観測データ(①最大値：②最小値)を混合させた際は pH が8.70となり、環境基準値を超過する結果となった。「ケース2（α.F)」「ケース3（α.E)」では pH 8.24、7.52と環境基準内の結果となった。

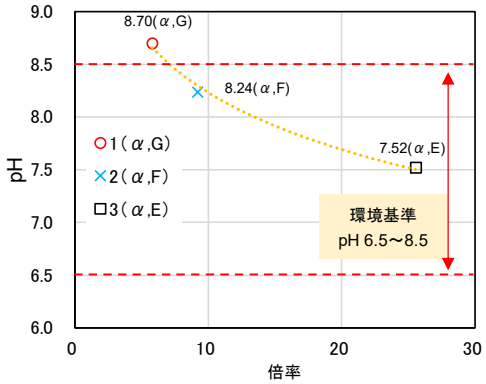


図-6 室内実験後の pH（①トンネル湧水と②普通河川）

(2)①トンネル湧水:③一級河川（図-7）

全ての試験条件において、pH は環境基準値内に収まる結果が得られた。「ケース4（β.G)」においても、pH は7.22を示した。

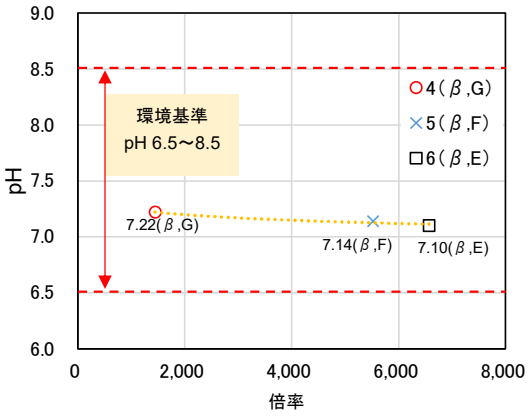


図-7 室内実験後の pH（①トンネル湧水と③一級河川）

6. まとめ

(1)①トンネル湧水:②普通河川

室内実験の結果に基づくと、②普通河川において通常時にトンネル湧水を自然放流する場合でも、pH 値は環境基準（pH 6.5～8.5）の範囲内に収まることが予想される。

(2)①トンネル湧水:③一級河川

③一級河川においても、トンネル湧水を直接排水した場合、pH 値が環境基準（pH6.5～8.5）の範囲内に収まることが予想される。

室内実験の結果を踏まえると、通常時においてトンネル湧水を自然放流する場合、環境基準値内に収まると推測される。今後、現場で実際に放流実験を行い、観測し、水質の確認することが望ましい。

《引用・参考文献》

1) 杉野 康博、伊藤千恵（2013）：高 pH トンネル湧水の検討事例、全地連技術フォーラム2013論文集、論文 No. 55.

電気探査測点密度を変えた電気探査事例

株式会社エイト日本技術開発　風見健太郎

1.目的

地下水調査にはボーリング孔を利用して実施する電気検層、温度検層などの検層を利用する方法や空中電磁探査や電気探査などの探査手法を用いて行うことが多い。検層や探査の実施おいては探査精度（分解能）が機材の性能や測定間隔に依存する可能性が考えられる。

北海道東部に計画されている最終処分場ではボーリング調査後に設置した観測孔での地下水位観測では山側と谷側で 10m の地下水位差が見られた。また、10m 程度の地山掘削を伴う工事であったため、施工中、施工後ののり面の不安定化が懸念され、山側地下水の流動メカニズムを明らかにし対策工の有無を検討する必要があった。このため、地下水調査として電気探査を実施した。電気探査は電極間隔を 5m、2.5m に変えて行った。この結果、電極間隔を短くしたほうが、地山の低比抵抗値がより明確になり地下水検討精度が向上した事例を報告する。

2.地形地質

北海道東部のサロマ湖周辺には図-1 に示すように 10～30m の平坦地形がみられその背後には流域の狭い山地がみられることが多い。これは、氷河地形特有の繰り返される凍結融解作用（ソリフラクション）による基盤岩の軟質化により土砂化し堆積した地形が調査地に広がっている。調査地の基盤の地質は図-2 に示すように砂岩泥岩を主体とする安国層の砂岩泥岩互層を主体とし、地層の傾斜は北東南西方向で南東方向に 80 度程度で傾斜する地層となっている。

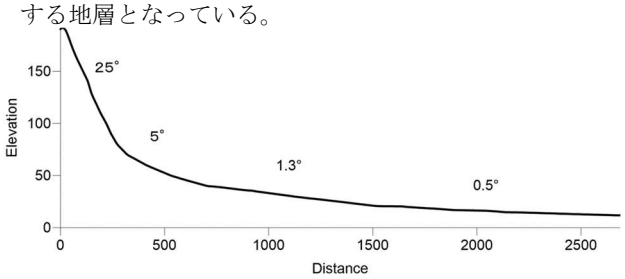


図-1　寒冷地形の地形勾配



図-2　調査地周辺の地質図 [1)]

3.調査経緯

調査位置図を図-3 に示す。1 次調査、2 次調査を合わせて 10 本のボーリング調査、サウンディングを行い、観測孔を 7 本設置した。図-4 に示す 1 次調査の調査結果に基づく断面位置での地層断面図から土砂中の浅層地下水と岩盤中の深層地下水の存在する可能性が考えられた。特に深層地下水は山側では確認されるものの、下流側では確認されず被圧水頭が掘削箇所山側にのみ存在することが考えられた。最も水頭の高い No.6 の浅層地下水と深層地下水の水頭はほぼ同一であった。岩盤中の水位は透水試験時の平衡水位および観測孔水位測定により水位の有無を判断した。

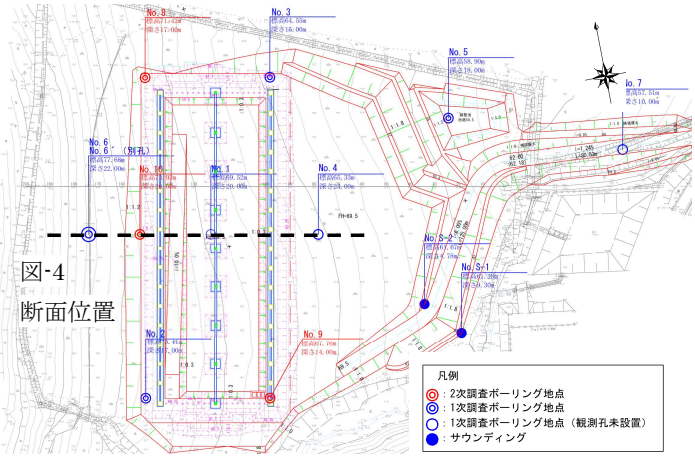
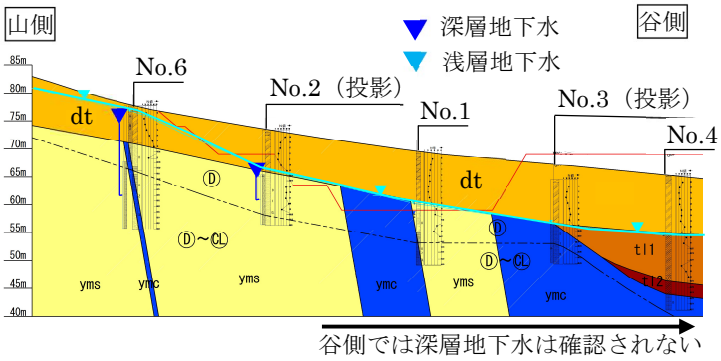


図-3　調査位置図



※yms（砂岩）、ymc（泥岩）、dt（崩積土）、tl1・tl2（崖錐）

図-4　1 次調査での地層断面図と水位状況

4.高密度電気探査

（1）方法

電気探査は図-5 に示す探査測線で 3 測線（1 測線当たり 100m）を実施した。電極間隔は①5m ピッチ、②2.5m ピッチの 2 種類の電極間隔で測定を行った。なお、赤丸の箇所が電極間隔 2.5m ピッチで探査を実施した位置である。現地にて得られたデータをもとに有限要素差分法による FEM 解析により解析を実施した。

（2）結果

測線 No.2 の結果を示す。図-6 に①5m ピッチ、図-7 に②2.5m ピッチ（測点 70～170m 間）の電気探査結果を示す。図-6 に示すように 5m ピッチでの測定の結果からは調査地の地質である yms（砂岩）、ymc（泥岩）の境界が距離程 120m 付近で確認されたものの、地下水の流れが分かる明瞭な低比抵抗帯は確認されなかった。一方で図-7 に示す②2.5m ピッチで実施した電気探査結果においては①5m ピッチで確認された地山の比抵抗値の違いのほか、測点 140～170m 間で表層付近に 40Ωm 以下の低比抵抗帯が確認され、岩盤中からの地下水が湧水している可能性が考えられた。

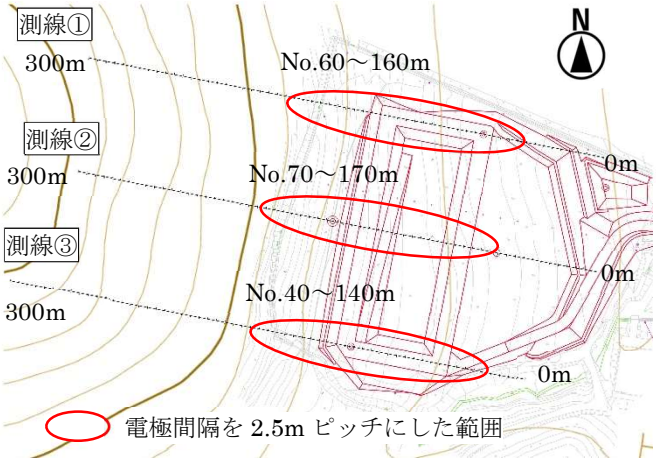


図-5　電気探査測線位置

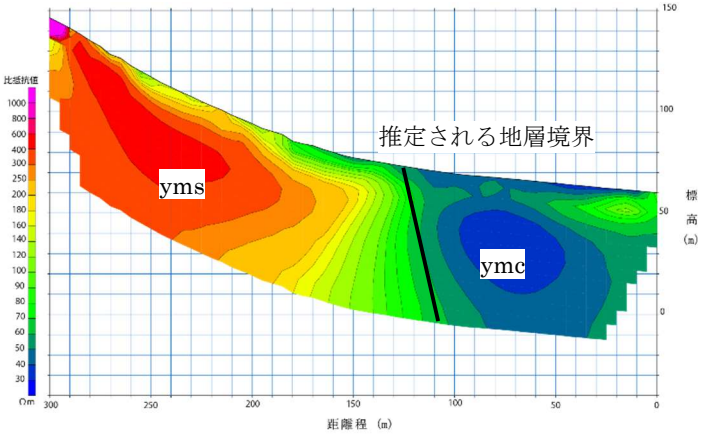


図-6　電極間隔 5m ピッチ

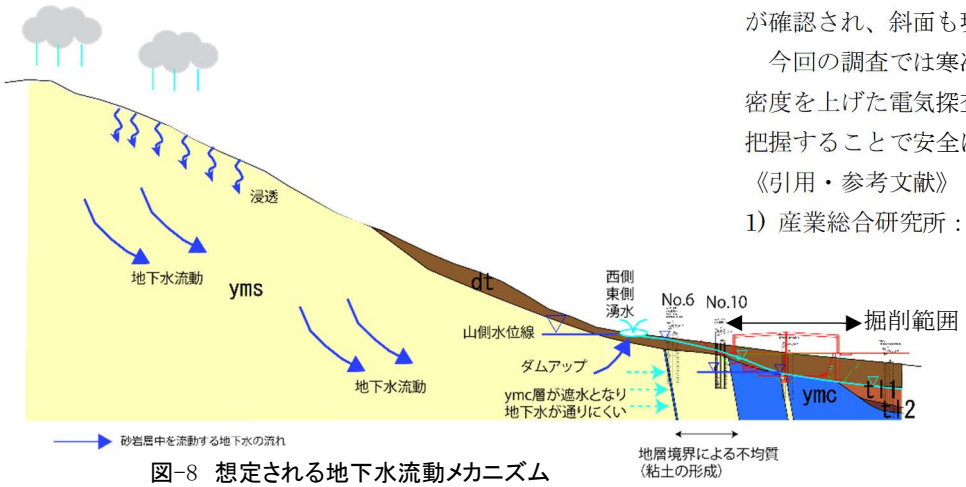


図-8　想定される地下水流動メカニズム

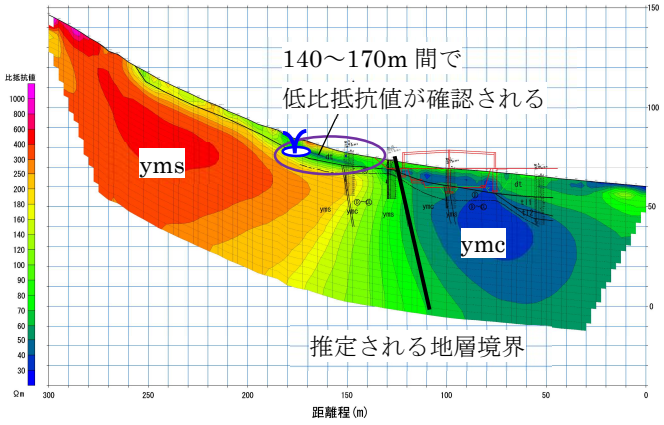


図-7　電極間隔 2.5m ピッチ

5.考察

（1）地下水流動メカニズムの推定

ボーリング調査、電気探査結果に基づき地下水流動メカニズムを推定した。模式図を図-8 に示す。調査地の地質は yms（砂岩）と ymc（泥岩）からなり、掘削箇所山側のり面付近で山側が yms、谷側が ymc 層の地層境界となる。ボーリング調査時には掘削底面付近の深度までは、yms に地下水が確認され、ymc には地下水は確認されなかった。このことから、山側の砂岩層を流動する地下水が谷側に分布する泥岩層や地層境界であるため、不均質な砂岩層が難透水層を形成し、山側地下水が湧昇水となり、地形変換点付近で湧水として湧出し土砂中の水面を形成していると考えられた。

（2）掘削のり面に対する対応

掘削切土の山側では脆弱な砂岩が分布し、背面には岩盤中に高い地下水位がみられるため、山側の地下水位を低下させる横ボーリングによる水抜き対策を提案した。

6.おわりに

最終処分場の掘削工事はほぼ終了している。山側のり面は調査で確認された脆弱な砂岩層が出現した。横ボーリングによる対策後、横ボーリング孔からは地下水が写真-1 に示すように排水していることが確認され、斜面も現時点では安定している。



写真-1　横ボーリング孔の排水状況

今回の調査では寒冷地特有の地形地質を把握し、探査密度を上げた電気探査により精度よく地下水状況を事前把握することで安全に工事が行えたものと考えられる。

《引用・参考文献》

1）産業総合研究所：図幅中湧別（1962）、遠軽（1991）

比抵抗二次元探査を用いた地下水系区分による水源開発事例

日本地下水開発株式会社　　○髙橋　健太，大沼　隆

1. はじめに

山形県西置賜郡飯豊町にて新規水道水源開発計画があり，計画地は水質が良好と期待される野川水系と，鉄分が多く水源としては不適切と推定される福田川水系との合流域のため，地下水の供給源を区分する水理地質構造を把握する必要があった．本報告では地下水賦存量や水質により変化する地盤の比抵抗値に着目して比抵抗二次元探査を適用して水理地質構造を把握し，水源井掘削地点を決定，掘削したところ，水量・水質共に良好な水源が得られた地下水源調査事例を報告する．

2. 調査地の概要

調査地は山形県南西部の長井・飯豊盆地の西縁に位置し，西方の朝日山地から流入する野川，福田川により形成された複合扇状地上に位置する．周辺には多数の深井戸，浅井戸が存在し，既存井戸の水質は，福田川水系は鉄分を含有し，野川水系は鉄分を含まない良好な水質の傾向にある．

図-1既往地質図によると，野川の後背地質は白亜紀花崗岩類，福田川の後背地質は新第三系凝灰岩・泥岩で異なる．このため，扇状地堆積物の礫種，マトリックスも後背地質を反映してそれぞれ異なることとなる．両水系の集水面積は野川水系の方が広い．

「宍戸ほか，2001[3]」によると，一般に水道水質基準に不適合となる項目の頻度は鉄分が最も多く，色度・濁度・マンガンがこれに続く．鉄分は堆積岩類で出現頻度が高く，火山岩類で出現頻度が低い傾向にあるとされる．

したがって，地層の比抵抗値が地質のみならず，地下水中の鉄分含有量の違いも反映すると考え，比抵抗二次元探査の適用を考えた．

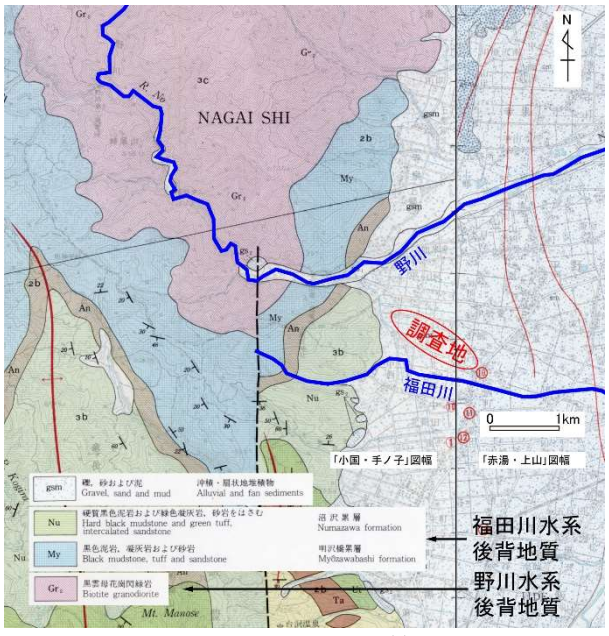


図-1　既往地質図[1)2)]

3. 調査結果

(1)比抵抗二次元探査

対象地域の水理地質構造を詳細かつ連続的に把握するために，推定される地下水流動方向にほぼ直交する形で計6測線，延べ3.9kmの測線を設定し，比抵抗二次元探査を実施した．周辺井戸の揚水実績より，新水源井の深度は30～40m と想定されたため，電極間隔は5m，探査深度は50m とした．

図-2に比抵抗二次元探査の解析結果を示す．

図-3に地下水系区分図を示す．

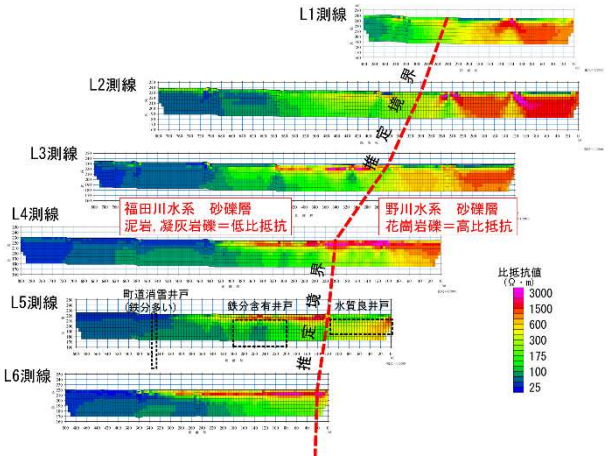


図-2　比抵抗二次元探査結果

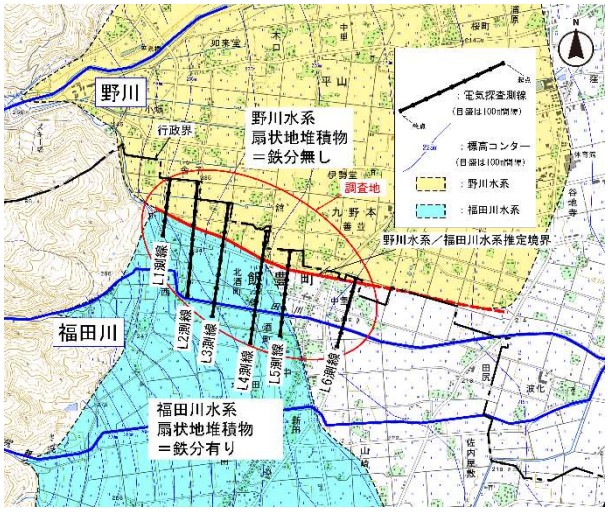


図-3　地下水系区分図[4)]

全測線において終点側（野川側）に高比抵抗領域，始点側（福田川側）に低比抵抗領域の分布がみられた．

比抵抗値の違いは砂礫層の礫種およびマトリックスと含有水分の水質の違いによるものと推察され，野川水系

の礫種が花崗岩かつ水質良好＝高比抵抗，福田川水系の礫種が凝灰岩・泥岩かつ溶存成分（鉄分）過多＝低比抵抗であるためと考えた．

なお，周辺井戸の深井戸の電気検層データも上記区分と調和的であり，野川水系の井戸は高比抵抗，福田川水系の井戸は低比抵抗の傾向にあった．

周辺井戸の電気検層データでは福田川水系の砂礫層の比抵抗値は200Ωm以下となっていた．孔内にて電極間隔：0.25～1mの小スパンで測定する電気検層と地表計測にて電極間隔：5mで計測する比抵抗二次元探査では同じ地層であっても得られる見掛け比抵抗値は必ずしも同じではない．

このため，水道水源として利用することを考慮した安全側への配慮から，野川水系砂礫層（鉄少なく水質良好）と福田川水系砂礫層（鉄分が多い領域）との閾値を比抵抗値300Ωm と想定し，2系統の地下水系を区分した．

(2)水源開発適地の選定

水道水源を開発するにあたり，開発地の選定条件としては以下の4点が挙げられた．

① 水量が豊富である
② 水質が良好である（鉄分を含まない）
③ 周辺既存井戸への影響が最小限となる地点
④ 配水計画および用地取得などの設計・施工条件

以上を考慮して水源適地を選定した。(図-4参照)

地下水系区分より，野川水系が浅井戸・深井戸ともに鉄分を含まず水質良好と見込まれたが，周辺井戸への影響を考慮すると可能な限り既存井戸からの離隔を確保することが望まれた．図中では隣接する既存井戸より半径150m以上離れた区域を有望域として示した．

水量の条件としては東側（扇状地下流側）の方が優位と推定されるが，下流域には既存の井戸が多数分布するため揚水による影響は避けられないと推測された．また，周辺井戸には深度10m 以下の浅井戸が多数を占めるため，これらに影響を及ぼさないためにも深井戸タイプの水源井が適当と考えた．

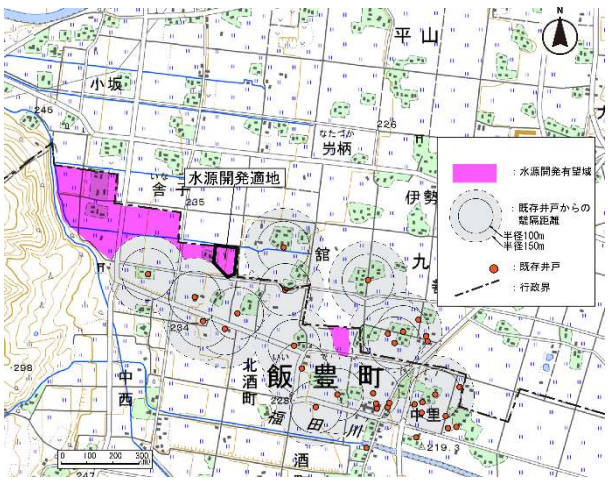


図-4 水源開発適地選定図[4)]

4. 試掘井、本設井の掘削結果

深度40mの試掘井と観測井を掘削し，揚水試験を実施し，合わせて観測井において地下水位の観測を行った．揚水試験時の観測井の水位データを用いて非定常式のCooper-Jacob の方法（s=log(t/r²)プロットによる直線勾配法）により水理定数を求め，以下の通り算定された．

・透水量係数T（m²/s）T：1.02×10⁻²（m²/s）
・透水係数k（m/s）k：3.62×10⁻⁴（m/s）
・貯留係数S：8.00×10⁻⁶

水理解析により求めた透水係数kより調査地での取水可能量を試算したところ，本設井として井戸口径350mm，深度40m の水源井を掘削した場合，井戸内水位低下s＝5mで取水可能な量はQ＝130m³/h（＝2.17m³/min）と試算された．

また，試掘井における水道水質基準（原水39 項目）の水質分析結果は，全39項目とも基準値に適合する良好な水質であった．

以上の調査結果,検討結果より,本設水源井を掘削し，想定通り運用に十分な水量，良好な水質の地下水源を得ることができた．

5. まとめ

今回は比抵抗二次元探査が実際の地下水開発に適用された事例を紹介した．今回の調査により，水源開発箇所選定のための水理地質構造の把握方法として有効であることが再確認出来た．地下水は古来より利用され，我が国においても高度成長期には工業地域での水源確保を目的に数多くの利用がなされ，現在でも水道水源，農業用水，冷暖房の熱源など多方面で利用され，資源としての地下水の価値は近年世界的に高まっている．

比抵抗二次元探査は環境への悪影響に対する懸念が少ない非破壊的調査方法であり，ボーリングに比べて広範囲に短期間で実施可能な探査手法である．今後さらにフィールドでの経験を積み重ね，知識と実績を蓄積していきたい．

《引用･参考文献》

1)5 万分の 1 土地分類基本調査「小国・手ノ子」(1990)：山形県
2)5万分の1土地分類基本調査「赤湯・上山」(1983)：山形県
3)宍戸 政仁，疋田 貞良，伊東 佳彦，鈴木 哲也，二平 聡（2001）：北海道における農業用地下水開発，北海道開発土木研究所月報No.577，p12-20
4)国土地理院地形図（に加筆),(最終閲覧日2023年1月20日）

福島県葛尾村で実施した TRT による見かけ熱伝導率について

新協地水株式会社　　○幸田　英顕，藤沼　伸幸

1. はじめに

地中熱利用は，省エネルギーによって脱炭素に寄与する有力な手段であり，その利用のためには地下水の流れの影響を含む地盤の見かけ熱伝導率を求めることが重要である．見かけ熱伝導率は，熱応答試験（TRT）[1]やケーブル方式熱応答試験（ケーブル TCP）[2), 3)]などの方法によって求めることができる．これまでに福島県内の粘性土や凝灰岩を主とする 2 地点において 2022 年から 2024 年 1 月にかけて測定した見かけ熱伝導率について報告した [4), 5)]．今回は阿武隈山地の花崗岩地帯に位置する福島県葛尾村内（図-1）において 2015 年 4 月および 2023 年 8 月に TRT によって見かけ熱伝導率を求めた結果について報告する．

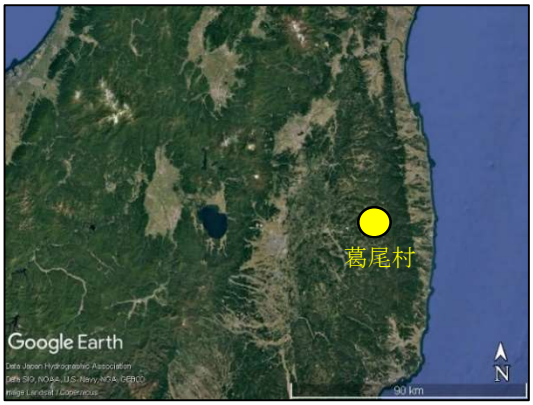


図-1 調査位置図

2. 方法

葛尾村の図-2 に示す地点の 2015 年 4 月と 2023 年 8 月に概ね深度 GL-100m を対象とした TRT を実施した．TRT は，一定加熱・温水循環方式熱応答試験（TRT）技術書[1]に準拠して温水循環試験を実施した．地点 E は温水循環試験に続いて，地中熱交換器に 10m 間隔の深度に設置した T 型熱電対を使用して温度回復試験を実施した．TRT 装置は NPO 法人地中熱利用促進協会から発行された TRT 装置認定申請の手引き[6]に則った認定装置である．なお，TRT とは別に 2023 年に地点 E から 20m 程度の距離に当社が揚水井戸を掘削している．

3. 結果

表-1 に TRT の結果である見かけ熱伝導率を示す．地点 E の温度回復試験の結果は，深度 10m ごとに求めた見かけ熱伝導率の平均値を示している．見かけ熱伝導率は 2.6～2.9W/(m・K)であった．

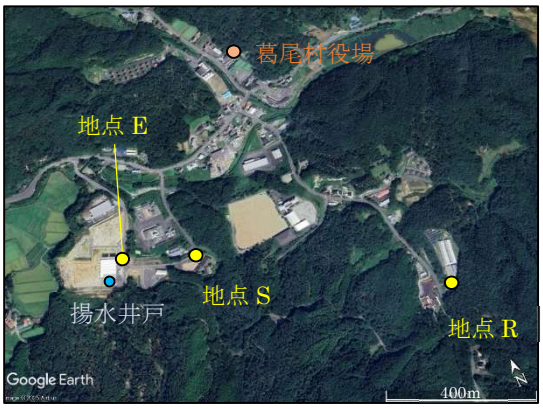


図-2 測定個所

図-3 に揚水井戸と地点 E（ボアホール型地中熱交換器）掘削時のさく井柱状図を示す．GL-10～15m まではまさ土であり，それ以深は風化花崗岩である．揚水井戸の掘削時は GL-24m，GL-45m，GL-60～67m において地下水の増量を確認し，GL-86～93m では 200L/min 程度の地下水量であった．施工後の適正揚水量は 160L/min である．また，地点 E の TRT の地中熱交換器設置のための掘削時には，GL-22m～23m において地下水の湧出量は数 L/min 程度であった．

表-1 熱応答試験測定結果

地点名	方法	測定期間	地中熱交換器長 m	見かけ熱伝導率 W/(m･K)
S	温水循環	2015/4/14 ～ 2015/4/17	102.0	2.97
R	温水循環	2023/7/7 ～ 2024/7/10	80.7	2.67
E	温水循環	2023/8/22 ～ 2023/8/25	100.5	2.94
E	温度回復	2023/8/25 ～ 2023/8/28	100.5	2.92

図-4に地点 E の深度ごとの TRT（温度回復試験）の結果を示す．見かけ熱伝導率は2.2～3.3W/(m・K)であり，GL-20m～30m 間，GL-50m～70m 間において見かけ熱伝導率が大きく変化し，より深い深度で大きな値を示している．

近接する揚水井戸の掘削時の地下水量の増加と比較すると，地点 E の深度ごとの見かけ熱伝導率が変化する深度が GL-20m～30m 間，GL-50m～70m 間において重複している．地点 E の地中熱交換器設置のための掘削時には地下水の湧出量はあまりなかったが，近接する揚水井戸の深度ごとの地下水量との関連が推定できる．

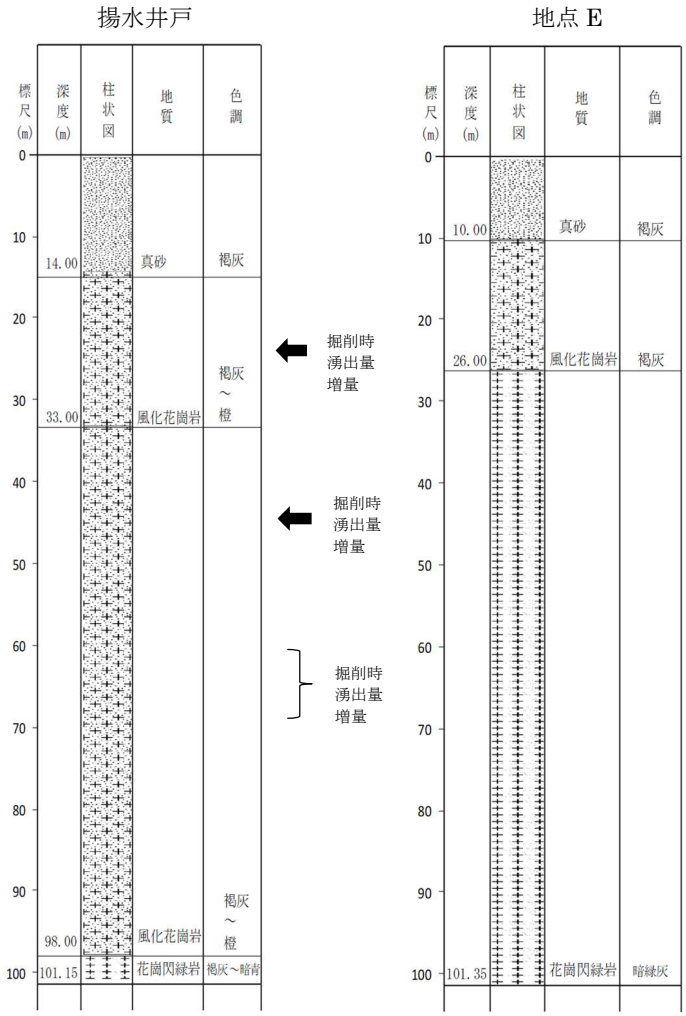


図-3 さく井柱状図

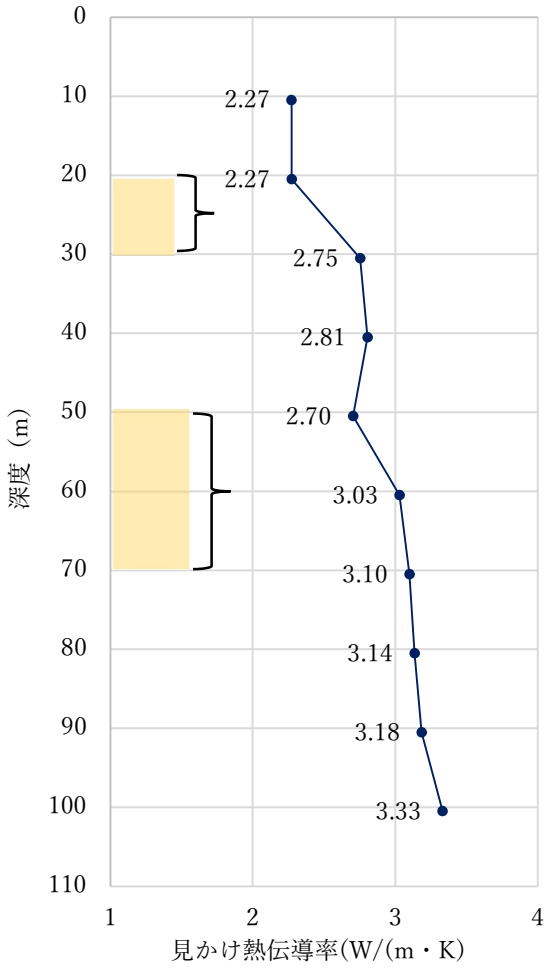


図-4 深度別の見かけ熱伝導率（地点 E）

4. まとめと今後の課題

本調査地の福島県葛尾村は花崗岩地帯であり，TRT の試験孔およびその付近の井戸のさく井柱状図から地質，地下水の状況を推定・比較した．さく井柱状図と温度回復試験の対比から，揚水井戸の湧出量が増加する深度付近において見かけ熱伝導率が増加することを確認した．TRT の試験孔にて地下水の湧出が確認できなくても，付近に揚水井戸があれば深度ごとの見かけ熱伝導率を推定できるときがあると考えられる．

揚水井戸掘削時の湧出量と温度試験結果の対比から，井戸掘削時の湧出量が増加する深度で見かけ熱伝導率が大幅に大きくなっており，原位置で地下水が確認されなくとも周辺の地下水の影響により数値が変化する可能性が示唆された．今後，揚水井戸のデータをボアホール型地中熱交換器の適地目安とできるよう同様の調査事例を増やすことが必要である．

《引用・参考文献》

1) NPO 法人地中熱利用促進協会編：一定加熱・温水循環方式熱応答試験(TRT)技術書， 2018.8，p1-11. https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1.
2) 神宮寺元治，竹原孝，山口勉，国松直(2002)：貫入試験装置を用いた原位置地盤熱伝導率探査法，日本地熱学会誌，第24巻，第4号，p349-356.
3) 石原武志，冨樫 聡，シュレスタ ガウラブ，内田洋平(2023)：地質調査孔を用いたケーブル方式熱応答試験の有効性実証，日本地熱学会誌，第45巻，第2号，p103-119.
4) 幸田 英顕，原 勝重，藤沼 伸幸(2023)：福島県内で測定した見かけ熱伝導率の季節変動について，全地連技術フォーラム 2023 論文集，論文 No. C049.
5) 幸田 英顕，原 勝重，藤沼 伸幸，冨樫 聡，石原武志(2024)：福島県内で実施した TRT と TCP による見かけ熱伝導率について，全地連技術フォーラム2024 論文集，論文 No. C074.
6))NPO 法人地中熱利用促進協会編：TRT 装置認定申請の手引き， 2019.10，p1-9.

現地浸透試験と室内透水試験の相関性に関する考察

株式会社新東京ジオ・システム　　○村形 悠稀、清野 裕丈、髙橋 健介、斉藤香織

1. はじめに

浸透施設の設計に際し、現地の透水性を把握するには、ボーリング孔や現地浸透試験等が必要となる。しかし、現場状況によっては重機を入れるスペースが無い場合や、試験で使用する多量の水の確保や運搬が出来ない等の理由で、現地浸透試験が実施出来ないことがある。この場合、土の透水試験（JISA1218:2020）[1)]や一般値で推定することがある。だが、乱した試料で室内透水試験を行った場合、現地の地盤状況を反映していないと思われ、その再現性が問題となっている。よって今回は、現地盤の透水性を室内で再現できるのかを考えた。その一つに密度(湿潤密度)が関係していると推測し、締固めで密度を合わせれば、透水係数も近い値を示すかを検証する。

2. 試験概要

今回の検証では、試験地盤の透水係数と密度を確認し、室内試験で締固めの回数を変化させ試験地盤の密度を再現し、室内透水試験を実施する。本試験では3地点を対象に行った。それぞれ、試料 A（砂礫）と試料 B（砂）の地点で砂置換法による土の密度試験（JISA1214:2013）[2)]及び土研法[3)]による現地浸透試験を行った。試料 C(粘性土)は現地の状況により、ブロックサンプリングで土の湿潤密度及び室内透水試験を測定した。なお、試験地盤の物理特性を把握するために試験箇所から採取した試料で物理試験を行った。

表-1 物理試験結果一覧

	試料A (砂礫)	試料B (砂)	試料C (粘性土)
土粒子の密度 (g/cm³)	2.669	2.499	2.562
自然含水比 (%)	8.2	18.0	32.6
礫分　(%)	71.3	19.9	0.9
粗砂分　(%)	11.1	18.8	0.6
中砂分　(%)	7.6	30.8	3.0
細砂分　(%)	2.1	18.5	24.0
シルト分　(%)	4.6	7.4	63.4
粘土分　(%)	3.3	4.6	8.1
最大粒径　(mm)	53	26.5	19
均等係数　(Uc)	37.73	15.09	7.44
曲率係数　(Uc')	2.03	1.39	2.06
20%粒径　(mm)	1.0492	0.1564	0.0229
地盤材料の分類名	細粒分まじり砂質礫	礫質砂	砂質粘性土
分類記号	(GS-F)	(SG)	(CsS)

試験の結果、上表に示す土質分類となり、これを考慮し室内透水試験は試料 A、B が定水位透水試験、試料 C が変水位透水試験で実施した。締固め回数は、物理特性を踏まえて3段階に分けて行う。

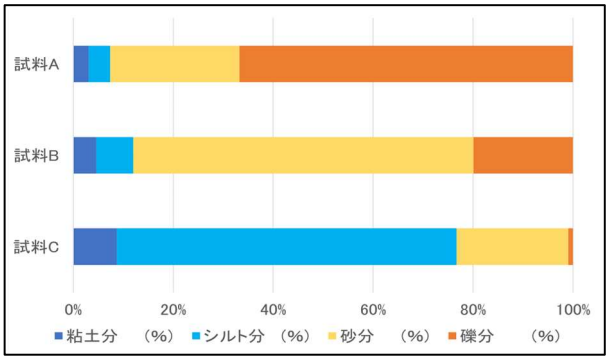


図-1 粒度分布図

3. 試験結果

(1) 湿潤密度

湿潤密度の結果を表-2 に比較を図-2～4 に示す。試料 A、B は下図より 14～18 回程度で現場の地盤と近い密度が得られることがわかった。試料 C は乱さない土で行った結果と締固め 6 回で近似し、締固めの回数が多くなるに従い、湿潤密度が上がる傾向にある。

表-2 湿潤密度結果表

締固め回数 / 試料名	湿潤密度(g/cm³) 現場密度試験	乱さない土	6回	7回	12回	21回	25回	55回
試料A (砂礫)	1.806			1.732		1.890		2.066
試料B (砂)	1.571			1.432		1.628		1.685
試料C (粘性土)		1.651	1.668		1.702		1.727	

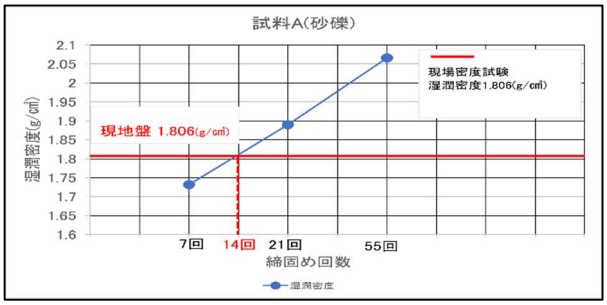


図-2 湿潤密度の比較(試料 A)

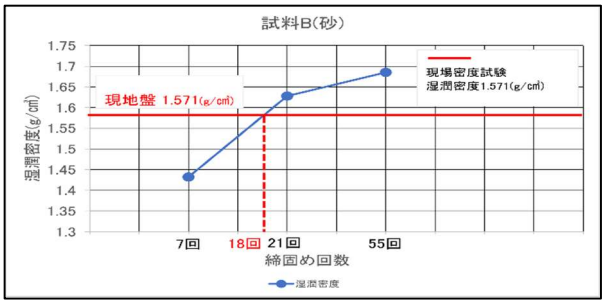


図-3 湿潤密度の比較(試料 B)

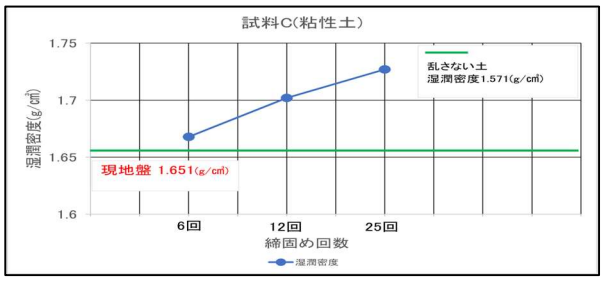


図-4 湿潤密度の比較(試料 C)

(2) 現地浸透試験結果

現地浸透試験の結果を表-3 に示す。結果は全試料で概ね一般的な値を得た。試料 C は粘性土のため土研法を行わず、乱さない土を採取し室内透水試験を実施した。

表-3 現地浸透試験の透水係数

試験方法 / 試料名	透水係数(m/s)	
	現地浸透試験	乱さない土
試料A（砂礫）	1.78E-04	
試料B（砂）	2.28E-05	
試料C（粘性土）		3.88E-06

(3) 室内透水試験結果

室内透水試験の結果を表-4 と図-5～7 に示す。これらの試験の結果から、定水位法で行った試料の場合、下図によれば、約 38～43 回程度で現地浸透試験の透水係数と近くなる傾向となった。

変水位法で行った試料 C(粘性土)の場合は、締固めの回数が増えていく度に、透水性は低くなっている。

表-4 室内透水試験の透水係数

締固め回数 / 試料名	透水係数(m/s)					
	6回	7回	12回	21回	25回	55回
試料A（砂礫）		2.45E-03		3.57E-04		1.23E-04
試料B（砂）		5.80E-05		3.76E-05		1.51E-05
試料C（粘性土）	1.20E-06		2.02E-07		1.70E-07	

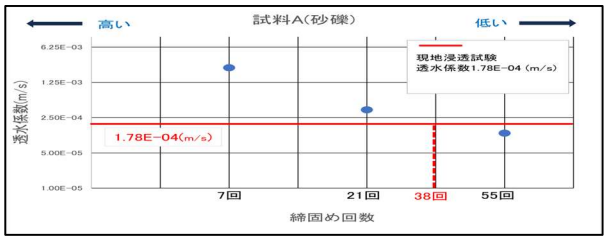


図-5 透水試験結果(試料 A)

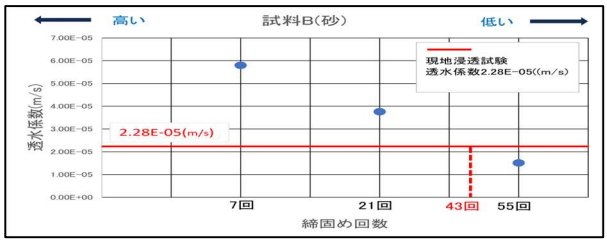


図-6 透水試験結果(試料 B)

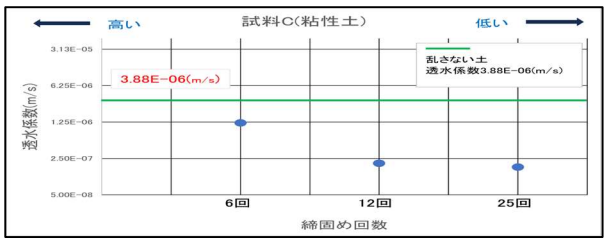


図-7 透水試験結果(試料 C)

4. 考察

今回の試験の結果では、密度は試料 A（砂礫）、B（砂）で締固め回数が 14～18 回付近で現状土と近い値を示した。透水係数については、約 38～43 回程度で現状土と近い値を示した。この結果より、JISA1218:2020 に記載されている試験方法は現状土に近い結果が得られることが解った。

試料 C（粘性土）については、密度と透水係数も締固め回数 6 回の値が最も現地の地盤と近似する結果となった。但し、締固めの回数が少ないため、モールドとの空隙ができる場合や供試体が不均質な状態になるなどの影響が懸念される。よって、粘性土については乱さない土を採取し不攪乱試料で室内透水試験を行うことが、望ましいと判断される。

次に、Creager による D_{20}（mm）の値（表-1 参照）を用いた透水係数との比較を表-5 に示す。この比較では、試料 B（砂）は極めて近い値を示すが、試料 A（砂礫）、試料 C（粘性土）については相関性はみられなかった。

表-5 Creager による透水係数

試験方法 / 締固め回数 / 試料名	透水係数(m/s)				
	現地浸透試験	乱さない土	室内透水試験		Creagerによる一般値
			6回	55回	
試料A（砂礫）	1.78E-04			1.23E-04	3.60E-03
試料B（砂）	2.28E-05			1.51E-05	3.80E-05
試料C（粘性土）		3.88E-06	1.20E-06		4.00E-07

5. 結論

密度は、試料 A（砂礫）、B（砂）の場合 14～18 回、試料 C（粘性土）が 6 回での締固めにおいて、現地の地盤と近い値を示した。

透水係数については、試料 A（砂礫）、B（砂）の場合 38 回～43 回、試料 C（粘性土）は締固め回数 6 回で現状土に近い値となった。よって、礫および砂は試料の密度を現状土の値に調整した透水係数はやや高めになることを示しており、実際は 40 回程度の回数で締固めが必要となる結果となった。

6. 今後の課題

今回は、室内透水試験の締固め回数を三段階に分けて行ったが、様々な土質を対象に回数変化をさらに調整し、含水比や飽和度、間隙率等も管理した詳細な検証を行いたい。今後もより多くのデータを用いて検証すれば一定の傾向が得られる可能性があると思われる。

《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〕, pp, 467～478
2) 地盤工学会編(2013):地盤調査の方法と解説, pp, 770～777
3) 社団法人 雨水貯留浸透技術協会編:雨水浸透施設技術指針[案]調査・計画編, pp, 33～34

地形解析・判読に基づく地山地下水位の推定と施工影響評価

株式会社エイト日本技術開発　　澤田　弦一郎

1. はじめに

我が国においてはトンネル掘削に伴う渇水問題が多数生じており，施工影響の予測・評価，渇水影響対策の検討にあたり，施工前の地山地下水位および地下水流動状況を把握することは重要な課題といえる．施工前に十分に地質・地下水状況の調査が行われている場合は，精度よく地山の地下水位等を推定できるが，必ずしも十分な調査を実施できない場合もある．

このような場合において，本論文では，国土地理院にて公開されている高解像度の数値標高モデル（1m メッシュ）に基づく地形解析・地形判読により地下水面および源頭（湧水）位置を推定した．さらに現地踏査により実際の湧水位置を確認することで，地山地下水位を推定し，施工影響を予測・評価した．

2. 予測手順・方法

(1) 地山地下水位

トンネル施工による周辺地下水影響を予測するにあたっては，施工前の地下水位を把握することが重要となる．

一般的に，地下水面の形状は，地形面形状と調和的となることがいわれている．山地においては，山麓斜面と谷底面の境界部にて地下水が湧出し，沢水を形成している場合が多い．このため，①図-1に示すように谷底面の標高を面的に抽出し（いわゆる接谷面図を作成），これを仮想的に地下水面の形状とみなした．②地形判読を行い，源頭地形（源頭位置）を抽出した．その後，③水文踏査を行い，源頭位置を把握し，①，②で推定した地下水面形状および源頭位置について検証した．

以上①，②，③の工程を踏まえ地山地下水位を推定した．なお接谷面図は，国土地理院にて公開されている1m メッシュ数値標高モデルを基に，GIS ソフトを用いて方眼法により作成した．

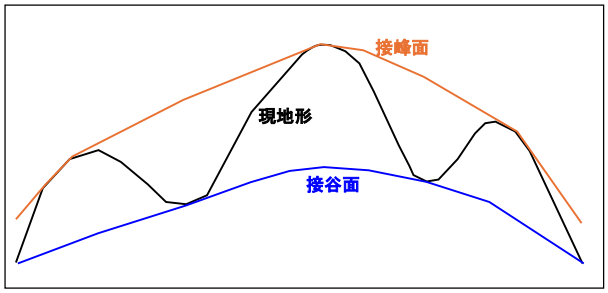


図-1　接谷面図の概念

(2) 施工影響の評価

トンネル施工影響範囲については，高橋の水文学的方法[1)]により事前に算出している．(1) で予測した地山地下水位とトンネルの高さとの関係より，施工影響を予測し，高橋の水文学的方法で評価されたトンネル施工影響の妥当性についても検証した．

3. 地山地下水位の推定結果

(1) 地形解析・判読に基づく地下水面形状と推定源頭位置

谷底面の標高を面的に抽出し，作成した地下水面形状（接谷面図）と推定源頭位置をプロットした図を図-2，図-3に示す．

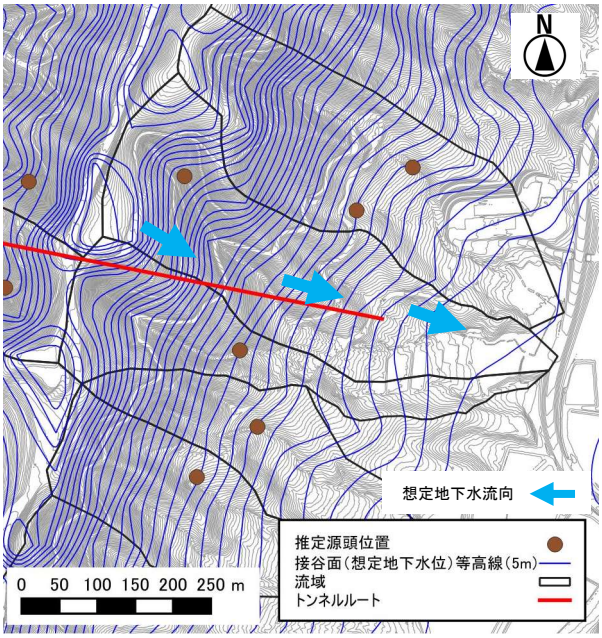


図-2　接谷面図と推定源頭（湧水）位置①

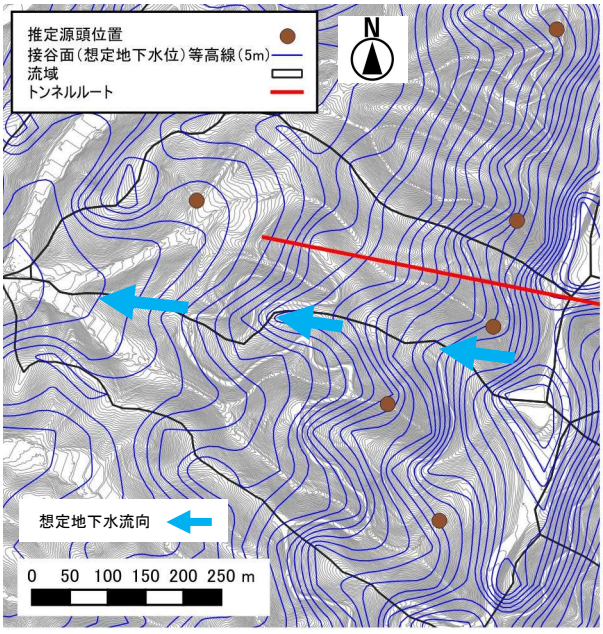


図-3　接谷面図と推定源頭（湧水）位置②

(2) 水文踏査による源頭位置の確認

図-4は地形解析・地形判読で推定した源頭標高につい

て，水文踏査により検証したものである．水文踏査によって確認した源頭位置は，地形図により周辺の地形的な特徴から確認するとともに，GPS により記録した．

図-4に示すように，地形解析・地形判読と水文踏査の源頭位置の平均標高差は，8m 程度であった．また，最大の標高差は44m，最小の標高差は1m であった．図-5には図-3に実際の源頭位置をプロットしたものを示す．

地形解析・地形判読と水文踏査による源頭位置の標高差が大きく乖離した地点（標高差44m）について現地を確認した結果，谷筋に堆積した土砂に沢水が伏流しており，湧水地点が下流側にシフトしていたことが一因である．また，現地で確認した源頭位置の読み取り精度が低かった可能性もある．

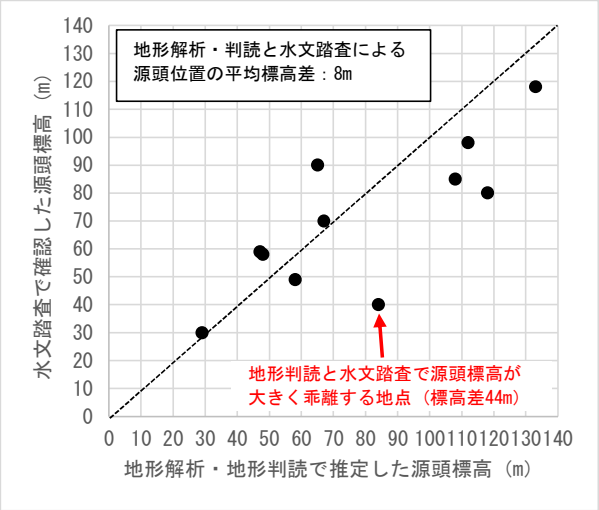


図-4　水文踏査による源頭位置の検証結果

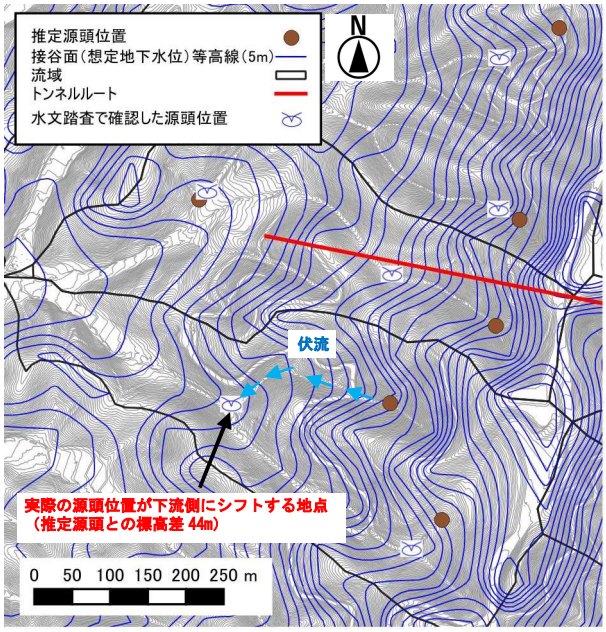


図-5　水文踏査による源頭位置（湧水地点）のプロット

(3) 実際に推定した地山地下水位

図-6には，(1)，(2) の工程を踏まえて推定したトンネル地山の地下水位を示す．なお，地山は泥岩優勢の砂岩・泥岩互層からなる．

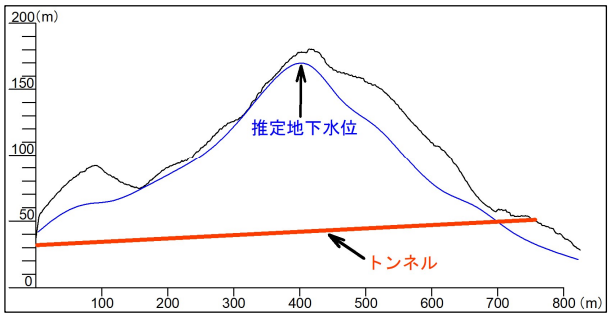


図-6　実際に推定した地山地下水位（縦横比2:1）

4. 施工影響評価

図-7には，事前に高橋の水文学的方法で推定した地下水影響範囲を示す．トンネルルート近傍の流域は，地下水影響範囲との重複率が高いことから，「工事による影響発生の可能性が高い」と評価していた．ただし，高橋の水文学的方法は，トンネル近傍流域の地形データ（流域面積，流路長，比高差）のみから地下水影響範囲を推定するものであり，地山の地質・地下水状況を考慮することができない．

本論文では，上記に示すように地山地下水位が高い状況にあることが実証された．トンネルの高さとの関係からは，施工影響発生の可能性が高く，高橋の水文学的方法に基づいて評価した工事影響を支持するものであった．

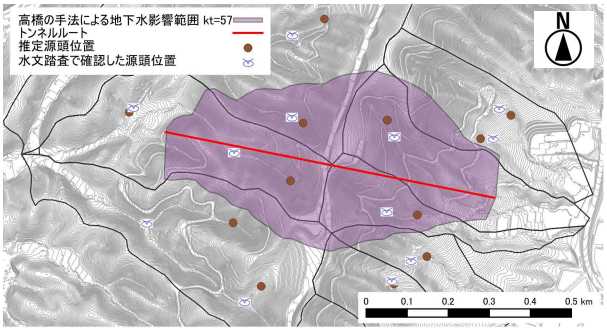


図-7　高橋の水文学的方法で推定した地下水影響範囲

5. まとめ

本論文では，高解像度の数値標高モデル（1m メッシュ）に基づいた地形解析・地形判読および水文踏査により地山地下水位を推定した．特に推定した源頭位置と水文踏査で確認した源頭位置は，地形的に特殊な地点を除けば概ね良い一致を見せた．このことは，机上の検討のみでも，ある程度は地山地下水位の想定が可能であることを示す．ただし，現地での源頭位置の把握精度の向上は，今後の課題である．

また，推定した地山地下水位とトンネル高さの関係は，事前に評価した施工影響を支持するものであった．

《引用・参考文献》

1) 高橋彦治（1962）：トンネルの湧水に関する応用地質学的考察，鉄道技研報告，279.

大規模道路建設工事に伴う周辺地下水利用への影響検討事例

株式会社日さく　　○高橋　沙也加，堀　信雄，藤田　祥代

1. はじめに

関東地方の某所にて、大規模道路建設に伴い台地部から低地部へ下る区間を対象に延長約 600m、最大高さ約 18m の切土工が計画された。調査地周辺には上水道が敷設されていないことから、本道路建設により地下水環境が変化し、住民の生活に深刻な支障が生じる可能性が懸念された。

本発表では、大規模道路建設工事に伴う地下水利用への影響について、地下水質に着目して検討した事例を示す。

2. 調査地の概要

(1) 地形地質概要

図-1 に推定地質断面図を示し、図-2 に調査位置図および影響検討範囲を示す。台地部では表層よりローム層、凝灰質粘土層、洪積砂質土層が分布し、低地部の表層には沖積砂質土層、沖積粘土層が分布する。これらの地層の下部には洪積砂質土層、洪積粘性土層が分布する。切土工区間における地下水は、洪積砂質土層が分布する T. P. 13m 付近に確認されている。

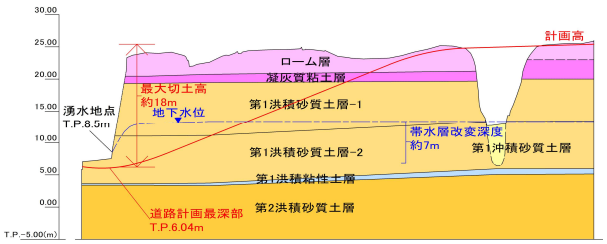


図-1 調査地における推定地質断面図（道路縦断方向）

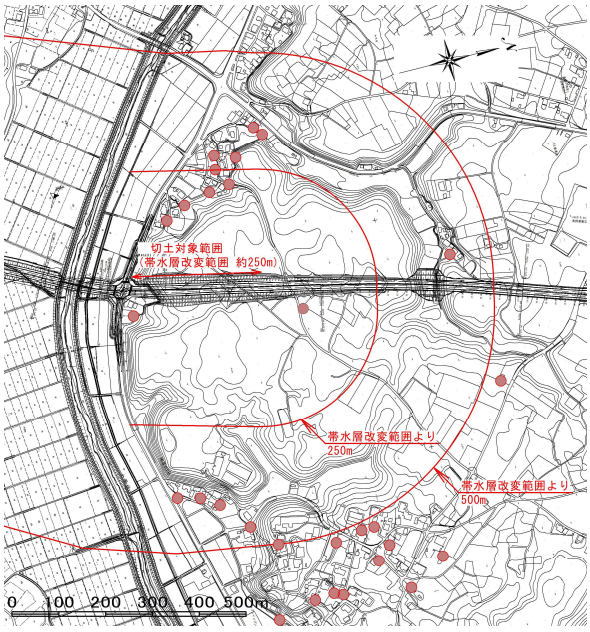


図-2 調査位置図および影響検討範囲

(2) 工事概要

切土工区間のうち、帯水層改変範囲は延長約 250m、深度は最大深さ約 7m であり、洪積砂質土層中を流動する地下水の一部が切土工の影響を受けると考える。なお、図-1 に示すように、切土工末端部の斜面からは湧水が確認された。本湧水は、切土工により改変される帯水層に賦存する地下水が湧出したものと考えられる。

3. 調査範囲の設定

本調査結果に先立ち、①文献による一般値②経験式による影響範囲を検討した。①については東京都「工事に伴う環境調査標準書及び環境調査要領（H28.4）」および土質区分による推定により算出した。②については、以下の3式に従い、試算した。

・Kusakin(クサキン)の式　：$R=575s\sqrt{Dk}$ ・・・式-1

・Seichardt(ジハルト)の式　：$R=3000s\sqrt{k}$ ・・・式-2

・非定常浸透(不圧帯水層)：$R=a\sqrt{\frac{Hkt}{Sy}}$ ・・・式-3

R:影響圏半径(m)、s:水位低下量(m)、D:帯水層厚(m)、H:不圧帯水層圧(m)、k:透水係数(m/s)、t:揚水時間(s)、S_y:有効間隙

検討結果を表-1に示す。

表-1 工事影響範囲の検討

検討項目		影響範囲
①文献による一般値	東京都標準書 [1]	500m
	土質区分による推定 [2]	10～100m
②経験式 [2]	クサキン式(式-1)	90m
	ジハルト式(式-2)	148m
	非定常浸透不圧(式-3)	34m

調査地における切土工による周辺地下水への影響範囲は、表-1に示すように最大で500m と判断される。以上より、帯水層調査範囲から500m を目安とし、地下水への影響調査を実施した。

4. 調査方法

主な調査方法を以下に示す。

・井戸分布調査：工事箇所周辺の既設井戸の分布状況および井戸諸元の確認を行った。

・地下水位・吐出量調査：井戸分布調査にて確認された井戸を対象に6月と12月の2回測定を実施した。井戸構造により地下水位が測定できない井戸は、吐出量調査を実施した。なお、地下水位測定等とあわせ、温度、pH、電気伝導率の現場測定を実施した。

・水質分析：既設井戸および湧水を対象に水質分析を実施した。水質分析は、主要イオン8項目、酸素水素安定同位体について実施した。

5. 調査結果

井戸分布調査による聞き取りの結果、既設井戸の多くは、切土工対象深度より深い地下水を取水していると想定される。ただし、既設井戸のほとんどで井戸構造上、地下水位を測定できなかった。

(1) 現場水質測定

図-3に現場水質測定結果を示す。地下水の pH を測定した結果、pH と井戸底標高には負の相関が認められ、井戸底標高が低いほどアルカリ性になる傾向が見られた。

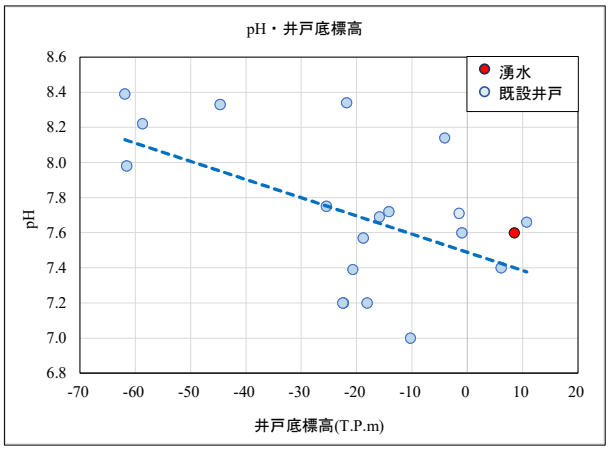


図-3 pH と井戸底標高の関係

(2) 主要イオン分析

図-4にトリリニアダイアグラムと代表的なシュティフダイアグラムを示す。ほとんどの既設井戸が浅層地下水等に代表されるⅠ型（炭酸カルシウム型）もしくはⅤ型（中間型）に分類される。1地点のみ硝酸イオンが非常に多く含まれており、Ⅲ型（非炭酸カルシウム型）に分類される[3)]。

また、湧水もⅠ型に分類されるが、周辺の既設井戸と異なり、マグネシウムイオンの割合がやや多い傾向が認められた。

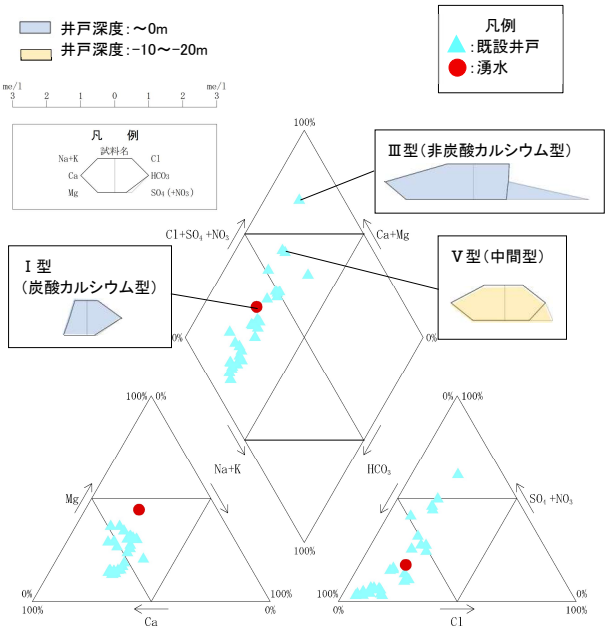


図-4 主要イオン分析結果

(3) 酸素水素安定同位体

図-5にデルタダイアグラムを示す。浅い井戸の地下水は重く、深い井戸の地下水は軽い傾向が認められた。また、湧水は、とくに重い水と評価される。

一般に関東地方における降水は、海沿いで重く、内陸部もしくは山間部で軽くなる傾向が認められる[4)]。ほとんどの既設井戸の地下水は湧水より軽いことから、調査地よりも上流側へ広い涵養域を有すると考えられる。

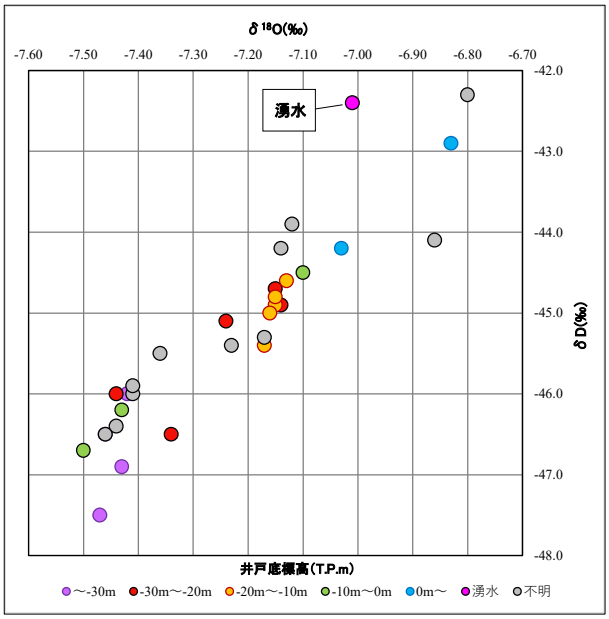


図-5 デルタダイアグラム

6. まとめ

井戸深度が不明である井戸を含め、ほとんどの既設井戸の地下水の酸素水素安定同位体は、湧水と比較して明瞭に異なる結果を示した。このことから湧水と既設井戸の地下水は、異なる涵養源、流動経路を持つものと想定される。以上より調査地における切土工が周辺地下水へ与える影響は、局所的なもので既設井戸において利水障害が生じる恐れは低いものと結論づけられた。

一般に地下水調査は水位と水質等を把握し、調査地における地下水流動機構を検討するケースが多い。本調査では現地状況に基づく制約から、主に地下水質に着目した検討を行い、工事影響を評価できたものと考える。

《引用・参考文献》

1) 工事に伴う環境調査標準書及び環境調査要領（H28）：東京都建設局
2) 『根切り工事と地下水：調査・設計から施工まで』：土質工学会
3) 『地下水ハンドブック』：建設産業調査会，1998.8
4) 国立研究開発法人産業総合研究所地質調査総合センター：水文環境図 No.3「関東平野」（最終閲覧日 2025.6.9）

水の酸素安定同位体の水文地質調査への適用

サンコーコンサルタント株式会社　　○徳永　貴大，飯野　竜一，渡辺　喜代彦

1. はじめに

建設工事では、地下掘削や地形改変により周辺水源に影響が生じることが多々ある。工事との関連性を把握するための一般的な水文調査として、流量、水位、簡易水質測定の他、溶存イオンの水質分析が行われるが、従来から地下水の涵養源と流動機構の解明に使用されてきた水の酸素・水素安定同位体は、まだメジャーな手法として取り扱われていない。

本稿では、水の酸素安定同位体について、日本各地のデータを用いて特性をとりまとめた上で、水文地質調査へ適用した事例について述べる。

2. 水の酸素・水素安定同位体について

水を構成する酸素と水素は、質量数の異なる安定同位体が存在し、水が蒸発する際に軽い同位体から選択的に水蒸気となり、水蒸気が凝縮する際に重い同位体から選択的に水となる特性（同位体分別）がある。これにより降水の同位体比の空間的な分布に差異が生じ、大陸～地球規模では、低緯度地域から高緯度地域に向かって同位体比が低下する(緯度効果・温度効果)。流域～大陸規模では、海岸部から内陸部に向かって同位体比が低下する(内陸効果)。また局所的な規模では、山地の低標高域から高標高域に向かって同位体比が低下する(高度効果) [1]。一方、同位体比は地下水の流動過程において変化しないため、地下水の起源、涵養した環境、貯留・流動中の混合の検討に有効なトレーサーとして利用される。

しかしながら、安定同位体が各水質基準項目でないことや地形条件に適用性があることなどから、水文調査業務の中で容易に利用できる段階まで至っていない。本稿では、適用条件と効率化を考慮して、より実績が多い酸素安定同位体比（$\delta^{18}O$）に焦点をあてた内容を記載する。

3. 日本各地の酸素安定同位体比

(1) 降雨・沢水・湧水・地下水の時系列変動

図-1は、九州地方および中部地方における酸素安定同位体比の時系列変動図であり、降水の同位体比は降雨イベントによって大きく変化しているが、沢水・湧水・地下水の同位体比は、降水と比較して安定している。これは、水が地下で混合し、降水が持つ同位体の季節変化などが打ち消されるためである[1]。図-2のとおり、地表水や浅層地下水に関しては、日本全国の同位体比分布が示されており、同位体比が地域によって異なることがわかる。

ただし、沢水・湧水・地下水の同位体比は安定するものの、蒸発や他水系からの流入によって大きく変動する場合があるため、調査時期などには留意する必要がある。逆に言えば、他水系からの混合などを検討する場合に有効なトレーサーであるともいえる。

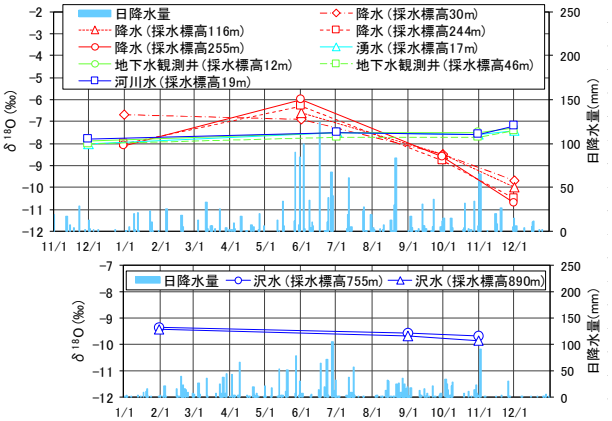


図-1 酸素安定同位体比の時系列変動図 [2]

（上） 九州地方　（下） 中部地方

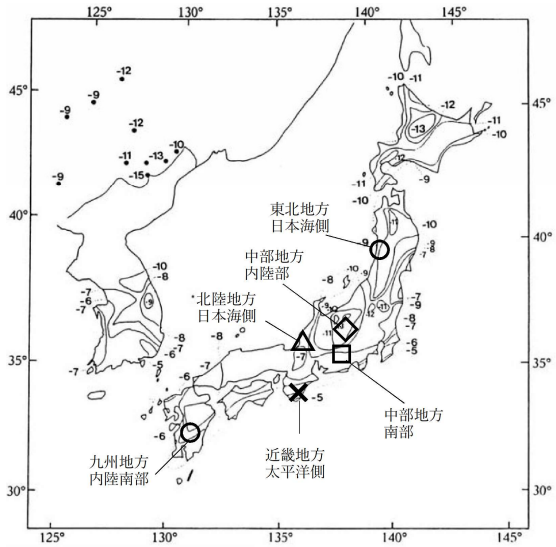


図-2 日本における地表水・浅層地下水の酸素安定同位体比の分布および本発表で調査した対象地区[3]

(2) 地表水の酸素安定同位体比を用いた高度効果

高度効果や地下水流動において同位体分別が生じないことを利用して、地下水の平均涵養標高を求める調査や研究が多く行われている。以下に地下水の同位体比と標高との関係式（地下水涵養線）を求める方法を示す[4]。

① 地形的に判断して集水域が限定される湧水・沢水を標高別に選定する。
② 集水域の平均標高（平均涵養標高）を求める。
③ 同位体比と涵養標高との関係式を作成する。

図-3は、日本各地の地表水の酸素安定同位体比と採水流域平均標高の関係図に近似式から求まる地下水涵養線をプロットした図である。図から中部地方内陸部の同位体比は内陸効果とみられる低い値を示す。また、各地域の地表水の涵養線は $\delta^{18}O$：−0.30～−0.08‰/100m であり、

地域によって異なる傾向を示す。なお、地表水の涵養線は、日本海側で傾きが小さく、太平洋側で傾きが大きい傾向がみられたが、全国的な傾向であるかは不明である。

ここで、一般的な酸素安定同位体比の分析誤差は±0.1‰程度であることから、今回対象とした地域の地表水の高度効果の誤差を試算すると、±20～100m 程度の誤差が生じることとなる。これを考慮すると、採水地点と涵養地点の標高差が最低でも200m 程度ないと有効な検討ができない可能性がある。

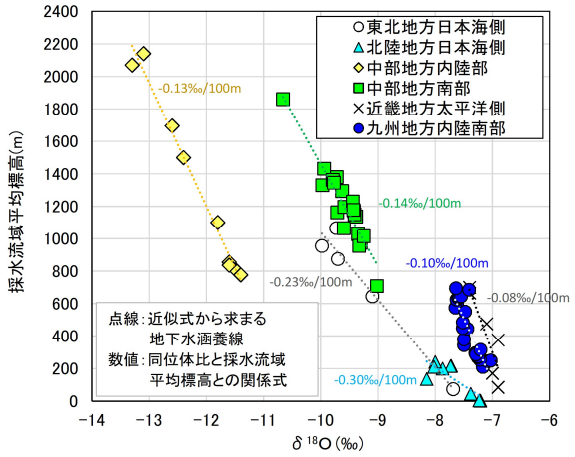


図-3 酸素安定同位体比と採水流域平均標高の関係図

4. 水文地質調査への適用例

水文地質調査では、水文地質・地下水流動特性を把握することで工事による影響を予測するとともに、対策検討に資する情報を取得しなければならない。ここでは、酸素安定同位体を併用したことで、解明できた地下水流動や工事との関連性を評価した事例を述べる。

図-4は、採水地点の標高と酸素安定同位体比の関係図である。前述したとおり、調査対象水源の酸素安定同位体比を地下水涵養線と比較することで、水源水の平均的な涵養標高を把握することが可能になる。例えば、湧水A の平均涵養標高は1700m 程度と推測できる。

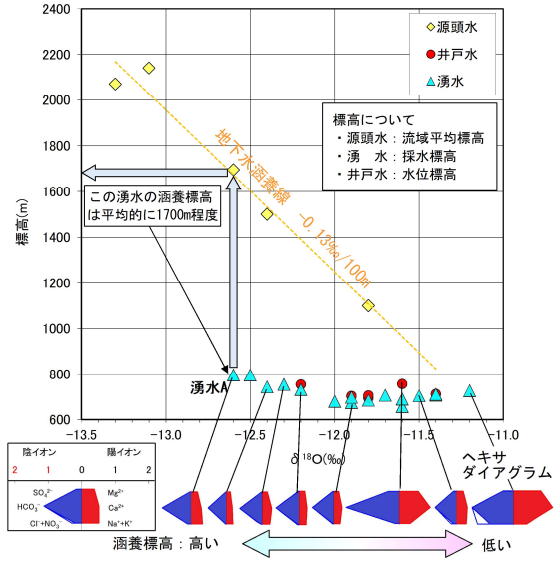


図-4 酸素安定同位体比による涵養標高とヘキダイアグラム

涵養標高とヘキサダイアグラムの関係をみると、涵養標高の低い湧水・井戸は溶存成分が多いものも含む。標高の低い地下水には、循環の遅い地下水、溶出性の高い地質の存在、人為的現象などの要因が考えられる。

一般に地下流動期間が長い地下水ほど溶存成分が多くなると解釈することもあるが、溶存イオンの他に酸素安定同位体分析を併用することにより、涵養標高や循環性を含めた地下水の性状を区分することが可能になる。

地下水の性状を把握することは、工事との関連性を検討する際に非常に有効である。例えば、図-5に示す条件の場合、地下水系統の区分結果と工事域でのボーリング調査・地下水観測孔による帯水層深度・水位・酸素安定同位体比の比較により、工事との関連性を評価できる。

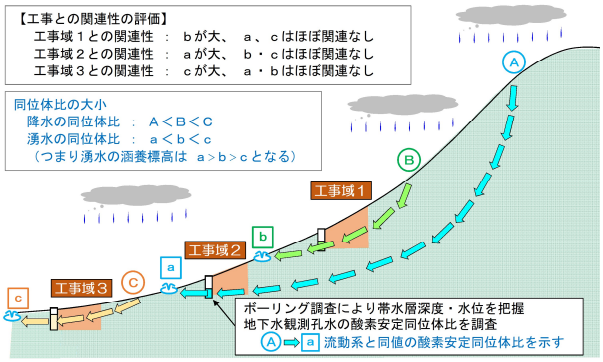


図-5 地下水流動と工事位置の模式図

5. まとめ

本稿では、日本各地の酸素安定同位体比のデータを取りまとめて、水文地質調査による適用事例を紹介した。以下に酸素安定同位体の適用性についてまとめる。

① 沢水・湧水・地下水の酸素安定同位体比は年間を通じて安定しており、地下水流動特性や涵養標高の検討に資する情報などを効果的に取得できる。

② 分析誤差を考慮すると、採水地点と涵養地点の標高差が200m 以上あれば適用性が高い。

③ 水文地質調査時に酸素安定同位体を併用することで、地下水系統を区分し、工事との関連性をより詳細に解明できる可能性がある。

《引用・参考文献》

1) 林武司（2005）：酸素・水素安定同位体比を用いた地下水調査，地下水技術，第47巻，第8号，27

2) 気象庁アメダス：(最終閲覧日2025.5.15)，https://www.jma.go.jp/jma/index.html.

3) Mizota. C., Kusakabe. M.（1994）(に加筆)：Spatial distribution of δD-δ180 values of surface and shallow groundwaters from Japan, south Korea and east China, Geochemical Journal, 28, pp.387-410

4) 中井信之・菊田直子・土 隆一（1995）：富士山及び周辺の地下水・河川水の安定同位体組成とその水文学への応用，ハイドロロジー，25（2），71-81

道路改良事業に伴う温泉泉源への影響評価事例

大日本ダイヤコンサルタント株式会社　　○吉川　洸希，半田　義人，本田　実礼

1. はじめに

通常の水文調査では，トンネルや橋梁，切土盛土施工に伴う周辺の井戸水や湧水，河川等の周辺水文環境に与える影響を調査することが多く，温泉を対象とした調査は少ない．そこで，今回経験した温泉泉源を対象とした水文環境影響調査事例を紹介する．

今回対象とした地区は，古く平安時代から利用されている温泉泉源が多数分布する地区であり，道路改良工事（トンネルや切土等）の施工に伴い自噴量の減少や泉質の変化が懸念されていた．本調査では，施工前段階におけるモニタリング計画の立案から施工中，施工後の影響評価を実施した．泉源モニタリング調査の結果，温泉自噴量に降水量と相関性が認められたため，実効雨量解析による影響判定解析を実施した．解析の結果，実効雨量による再現自噴量と実測自噴量が比較的精度よく整理され，影響評価ができた．このことから，通常の水文調査の経験が温泉を対象とした業務にも十分有効であると判断した．

2. 泉源分布調査

通常の水文調査の場合，調査範囲は地質分布や分水嶺，行政境，高橋の方法等による影響予測範囲を基に検討されるが，今回は広域的に分布する温泉泉源を対象としたことから，既存調査資料を基に，温泉水の流下方向に広く設定した．具体的には，自治体の保険所が所管している温泉泉源台帳を基に泉源の分布や利用状況を確認（通常の水文調査では井戸調査 A，B に相当）すると共に，既存の温泉賦存量調査資料（熱水変動モデル）から熱水はリニアメント沿いに流れていることを確認し，流下方向にモニタリング地点を設定した（図-1）．

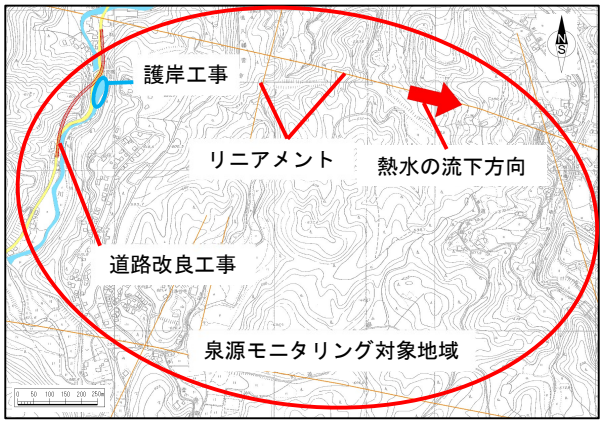


図-1　熱水変動モデルと調査対象位置図

3. 泉源調査

設置したモニタリング地点において，施工前～施工中，施工後に定期的な観測を実施した．泉源モニタリング調査は「温泉モニタリングマニュアル」[1]に準じて湧出量，泉温，簡易水質（pH，EC）の観測を実施し、湧出量の観測は容器法を用いて実施したが，自噴量が0L/分の場合，コンプレッサーを使用した揚水量を参考値として観測した．通常の水文調査と異なる点として，温泉は高温であることから，観測時は耐熱グローブを利用した．また，温泉の泉質変化（単純温泉やアルカリ性単純温泉等の区分）を把握するために「鉱泉分析法指針」[2]で規定されている鉱泉分析試験を実施した．

そのうち本発表では，トンネル近傍に位置する温泉泉源（以下，泉源 A と称する）を対象に調査結果を紹介する．施工箇所と泉源 A の位置関係を図-2に示す．

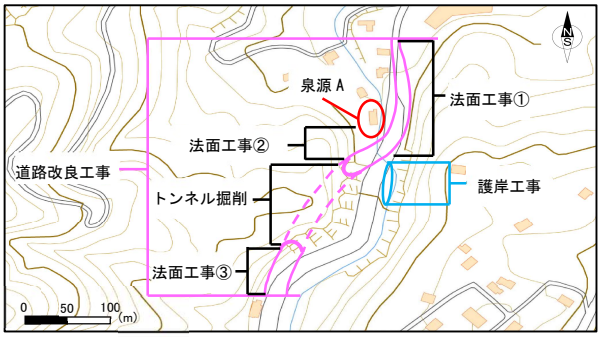


図-2　道路改良工事と泉源 A の位置図[3]

4. 泉源モニタリング結果

道路改良施工前～施工後におけるモニタリングの結果，ほとんどの地点において施工前後で大きな影響は認められなかった．しかし，いくつかの箇所では，湧出量や泉温のわずかな減少・低下傾向が認められ，これらの傾向は施工前段階から確認できていた．その原因としては温泉の供給量に比べ使用量が増加したため，温泉の自噴量や揚湯量，泉温が減少傾向を示したと判断される．

泉源 A では，施工前段階から次第に渇水期の自噴量が0L/分となる頻度が増加し，泉温が緩やかに低下する傾向が認められた．自噴量は日雨量が増加する豊水期以降は明瞭に増加する傾向が認められた（図-3）．

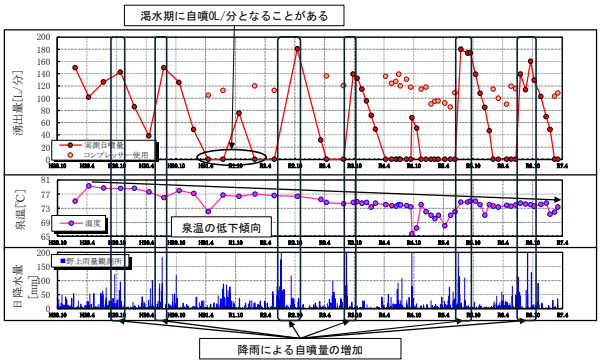


図-3　泉源モニタリング結果[4]

5. 工事影響評価検討

自噴量は降雨との相関傾向が見られたため（図-3），道路改良工事による影響評価を目的として，実効雨量による解析を実施した．

実効雨量とは，降雨が地中に貯留されている量を便宜的に示した値を示す．本地域の温泉水は地下水に由来するとされ，地下水が浸透・貯留され噴出すると考えられる．そのため，泉源は一つの流出孔を持つ，1段のタンクモデルとも言い換えられる．

泉源モニタリング結果および施工期間を整理した実効雨量解析結果を図-4，再現自噴量と実測自噴量の各年度の相関係数を図-5に示す．

道路改良工事による温泉泉源への影響評価は，通常の水文調査と同様，モニタリングデータと施工時期の関係や時系列解析により行った．

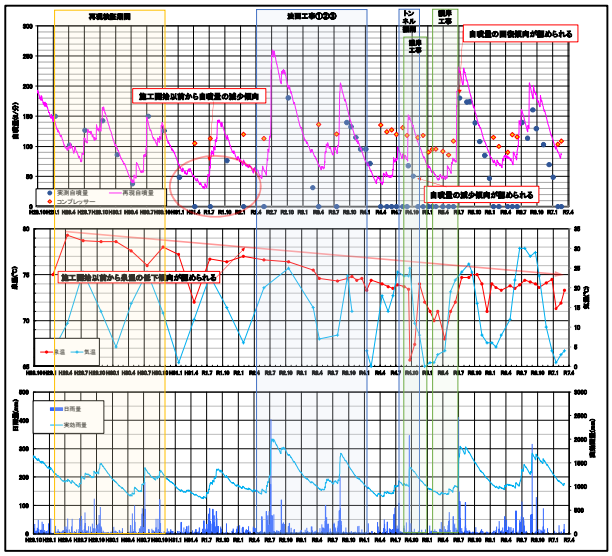


図-4 実効雨量解析結果図[4)]

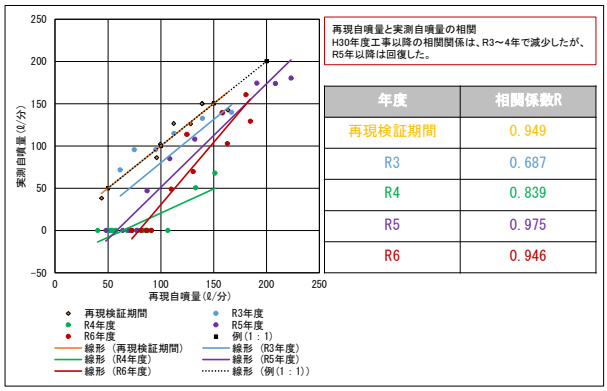


図-5 再現自噴量と実測自噴量の相関

(1)解析結果

解析の結果，道路改良工事開始前段階（H28年10月～R2年4月間）では，実測自噴量と再現自噴量の乖離は少なく渇水期は実測自噴量が減少する傾向があるものの，概ね実測自噴量を再現する結果であった．しかし施工中である R2年4月～R5年7月間では再現自噴量と実測自噴量に大きな乖離が認められるようになっている．さらに施工が完了した R5年7月～R7年3月間は概ね施工前段階と同様の再現率までの回復が確認された．

この再現率が低下した原因としては，令和2年7月の豪雨により温泉泉源が含まれる河川が氾濫し，温泉施設や河川護岸が被災したことが直接の影響であると考えられる．この災害により温泉泉源に河川の濁水が流入する事象も認められていることからも，自噴した温泉が河川に流出した可能性も否定できない．

その後，河川護岸の復旧が完了した段階では，概ね施工前段階と同様の再現率までの回復が確認された．

(2) 水文環境特性

泉源モニタリングの結果から，調査地域の泉源では，施工開始前から渇水期には自噴量の減少傾向が認められていた．加えて，泉温の継続的な低下傾向が見られたことから，調査地全域の温泉水の供給量が減少傾向にあると判断できる．一方で，今回実施した道路改良工事による温泉泉源への顕著な影響はなかったと判断する．

なお，豪雨災害の影響により一部の泉源で若干の自噴量の減少が認められたが，復旧後には概ね回復が認められている．

6. まとめ

通常の水文調査では，トンネルや橋梁，切土盛土施工に伴う井戸水や湧水，河川等の周辺水文環境に与える影響を調査することが多く，温泉を対象とした調査事例は少ない．しかし対象とする保全対象水源が異なるのみで，調査や解析手法としてはほぼ同様の手法で対応することができる．

今回はリニアメント沿いに流れる温泉水を対象とした水文調査を実施したが，長期的な降雨量（先行雨量≒実効雨量）と良い相関が認められた．このことからも，温泉湧出量の解析に実効雨量やタンクモデルが適用できることが分かった．

今後も温泉泉源分布域を通過する道路改良やバイナリー発電の開発などの際には，これまでの水文調査解析の経験を活かした調査が有効であると考える．

《引用・参考文献》

1) 環境省自然環境局（2015）：温泉モニタリングマニュアル．
2) 環境省自然環境局（2014）：鉱泉分析法指針．
3) 国土地理院地形図（に加筆），（最終閲覧日2025年5月14日）． https://maps.gsi.go.jp/
4) 国土交通省水文水質データベース（最終閲覧日2025.5.14），http://www1.river.go.jp/contents.html

融雪量を考慮した実効雨量解析による工事影響評価

株式会社エイト日本技術開発　○沖田　孝行，原　伸匡，風見　健太郎

1. はじめに

本検討は、福井県における新設道路工事に伴う周辺井戸への地下水影響を評価した事例である。施工による地下水への影響を評価する手法として、従来から実効雨量解析がよく用いられている。本業務で対象とした井戸 A における解析では、多雪による予測水位と実測水位との乖離が見られた。また、工事影響の判断指標がないため、水位変動と工事影響との関連性を評価することが難しいという課題があった。上記課題に対し、本業務では「①現地の気象条件（多雪地域）を考慮した実効雨量解析」、「②統計学的手法による客観的な指標を基にした工事影響評価」を実施した。以下より検討事例を紹介する。

2. 業務地の概要

本業務地は、周辺を山地に囲まれた盆地地形をなしており、中世代ジュラ紀の花崗岩類、新生代新第三紀の安山岩等を基盤とし、表層を第四紀層が被覆している。

降水量は例年2500㎜ 程度を記録する地域となっており、冬季は積雪も多く、周辺山地からの地下水涵養が盛んであり、盆地内では井戸水を主体とした水利用がなされている。新設道路は盆地中心部を縦断する形で施工されており、観測対象の井戸付近では盛土や掘割切土、橋梁掘削、トンネル掘削が実施された。

井戸 A は盆地と山地の境界部に位置しており、付近では盛土、橋梁掘削が施工された。工事開始1年前から自記水位計による水位観測を実施している。

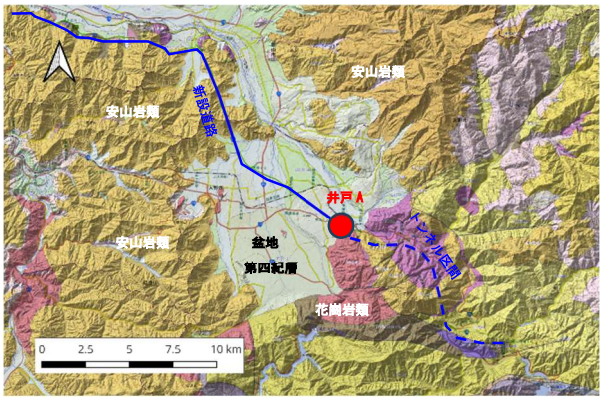


図-1　業務地位置図 [1)]

3. 解析方法

(1) 実効雨量解析

1) 実効雨量の算定

実効雨量とは、過去の降水量を考慮した指標で、土中の水分量を表現したものである。本検討では以下の算定式[2)] により実効雨量を求めた(式-1)。

$$E_0 = \alpha \cdot R_0 + \alpha^2 \cdot R_1 + \cdots + \alpha^{n+1} \cdot R_n$$

$$\alpha = 0.5^{\frac{1}{M}} \quad \cdots (式-1)$$

ここで、E_0：実効雨量
R_0：当日雨量　R_n：n 日前の日雨量
α：1 日単位の減少係数（$0<\alpha<1$）
M：半減期

実効雨量の算定時に採用する半減期 M（降雨の減少度合が半減する時期を示すパラメータ）は、工事前期間の水位データと最も相関の高い値とした。その後、実効雨量と水位データの回帰分析を行い、予測式（回帰式）を導いた。

2) 融雪量の考慮

適切な工事影響判断のためには観測値を再現できる精度の良い予測が重要である。業務地は冬季の積雪が多く、井戸 A では融雪量が地下水位に与える影響は大きい可能性が考えられた。そのため、融雪が見込まれる観測箇所については以下の式[3)] より量を見積もり、降雨量に加算した(最低気温が0℃を下回る場合は融雪は起きないものとし、降雨量には加算していない)（式-2)。

1 日のおよその融雪量＝$\Delta H \cdot \rho s$(g･cm^{-2}・day^{-1}) …（式-2）
こで、ΔH：一日の雪面低下量（前日との積雪深との差）
ρs：ΔH までの平均密度（平均密度は0.4g/cm^{3}と仮定）

(2) 予測区間の推定

回帰式のみでは「どれだけ予測と実測の乖離があれば工事影響と判断するのか」という目安がない。そのため、工事前データから「値の取りうる範囲（予測区間）」を設定し、工事後データがこの範囲に含まれるかどうかで工事影響を判定する方法を採用した。

具体的には、有意水準5%[4)] の考え方を踏襲し、施工前データから95%信頼区間を求めた。工事前後で水文環境が変わらなければ、ほとんどの観測値がこの区間の中に含まれることになり、外れた値は5%未満の事象（≒偶然ではなく工事影響によるもの）と評価した（図-2)。

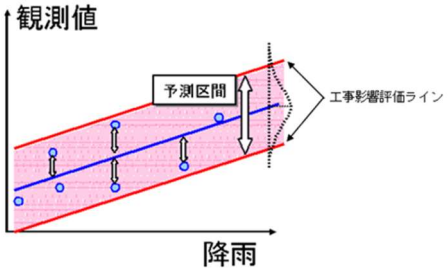


図-2　予測区間の考え方

4. 解析結果

降水量のみの場合と降水量に融雪量を加算した場合の予測水位の変化と、予測区間を基に工事影響を評価した

井戸 A の解析結果を示す。

（1）融雪量考慮による予測水位の変化

1）降水量のみ

図-3に解析結果の時系列グラフを示す。地下水位は降水に対して鋭敏に反応している。しかし、冬季（12月～3月）には降雨量に対して実測水位が異常に上昇しており、予測式と大きく乖離していることが確認できる。回帰式と実測値の決定係数は工事前データにおいて R^2＝0.32である。

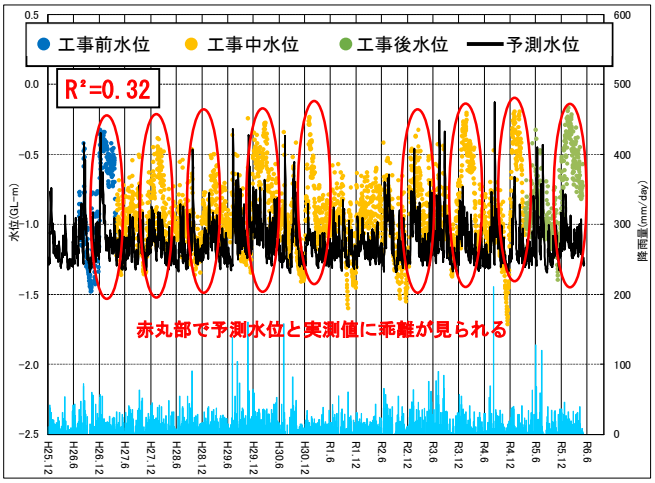


図-3 解析結果（融雪量未考慮時）[5)]

2）融雪量考慮時

1）の予測式と実測値との乖離は、①工事前から確認されること、②毎年同時期（12～3月）にかけて起こっているため、工事影響ではなく融雪による影響と考え、式-2から融雪量を見積もり、降雨量に加算した上で解析を行った（図-4）。再解析の結果、降雨量のみでは再現できない冬季の水位上昇を予測することができ、工事前データにおける決定係数は R^2＝0.87となり、より実際の水位変動を説明するモデルとすることができた。

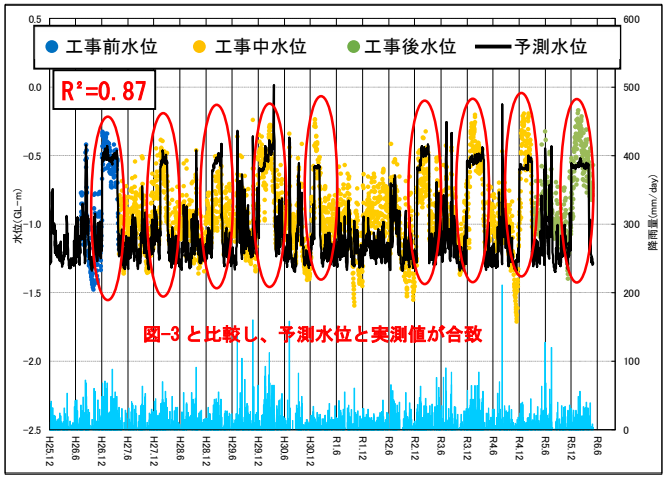


図-4 解析結果（融雪量考慮時）

（2）予測区間の設定による工事影響評価

図-5に予測区間を記載した時系列グラフを示す。

工事前データから予測区間（濃青線・赤線）を設定し、水文環境が変わらなければこの区間に入ることになる（≒工事影響が無い）。

結果はほとんどが予測区間内に含まれ、工事期間中～後の顕著な水位低下は無かった。一時的に予測区間を下回る箇所についても、継続的な水位低下が確認されないことから、井戸 A は「工事影響無し」と評価した。

予測区間を一時的に下回った要因は、井戸利用のほか、工事前データの期間・水位変動が限定的であり、かつ回帰式は線形近似による一次式であるため、少雨時の水位や複雑な変動を再現できなかったためと考えられる。

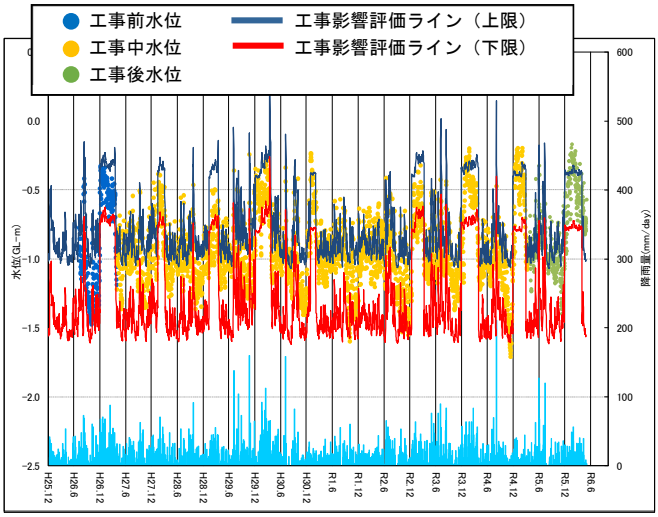


図-5 解析結果（時系列グラフ）

5. まとめと課題

現地の気象条件を考慮した実効雨量解析と、統計学的指標による工事影響評価を実施した事例を紹介した。

井戸 A の解析では、冬季の水位変動の予測が融雪量を考慮することで可能となった。その要因として、井戸Aが平均水位 GL-1.0m 程度と浅く、周囲の地質が透水性の高い砂礫質な地盤であったことで、融雪後の水が時間の遅れを伴わず地下へ浸透し、水位上昇へ反映されるためと考えられる。一方で、令和元年～令和2年の冬季等、融雪量を考慮したにも関わらず水位の変動を再現できていない箇所もあり、値の算出方法や抽出条件など検討が必要な点が課題である。

《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2日）．
https://service.gsi.go.jp/geolib/app/address?q=.
2） 地すべり観測便覧編集委員会(2012),地すべり観測便覧, pp. 346-345.
3） 小島賢治（1979）：融雪機構と熱収支,気象研究ノート, 136.
4） 国土交通省 水管理・国土保全局編（2016）：河川砂防技術指針調査編, pp. 115.
5） 気象庁アメダス：観測地点「大野」，（最終閲覧日2025年6月2日）.https://www.jma.go.jp/jma/index.html.

地下水観測孔の仕上げ方が与える流向流速測定結果への影響

日本物理探鑛(株)　○都築孝之
自然地下水研究所　竹内篤雄
芙蓉地質(株)　宮崎基浩，原澤剛史
キタイ設計(株)　岩瀬信行，五十嵐慎久

1. はじめに

ボーリング孔のように単一の観測孔を利用した地下水の流向流速を調べる方法としては，固体粒子追跡型と溶液濃度追跡型の二つに大別される[1)]．例として，前者は地下水中に浮遊する微細粒子の移動をテレビカメラなどで追跡する「テレビ法」が，後者にはヒーターによって加熱された地下水をトレーサーに温度センサを用いてその移動を検出する「熱量法」がそれぞれ挙げられる．いずれの方法も観測孔内を流れる地下水の速さを求めるもので，地盤内を流れている地下水の流速とは異なる．このため，各方法においてダルシー流速または真の流速への変換が行われており，その変換方法は測定装置によって異なっている[1)]．

筆者らが扱う単孔式加熱型流向流速計[2)]（以降，「竹内式測定器」と呼ぶ）は，大型水槽を使った実験により開口率1%，5%，8%，10%，13%，20%に対してダルシー流速に変換する回帰式が得られている．なお，実験に使用したストレーナーの形状はφ5～φ6の丸穴である．

竹内式測定器は，ヒーター周囲に複数の測温体を配置し，ヒーター加熱前後の測温体の温度差から流速を，温度差分布図から流向を求めている[2)]．その原理を図-1に示す．地下水の流れがない場合，センサ中心部のヒーターを加熱すると発生した熱は周囲に均等に拡散し中心部から外側へ同心円状に温度分布が形成される（図-1左）．地下水の流れがある場合，発生した熱は地下水の流れに乗って下流方向に移流する（図-1右）．そのために上流側は低温域を，下流側は高温域をそれぞれ示すことになり，この温度分布から流向を推定することが可能となる．また，ヒーター周囲に配置された測温体の加熱前の温度と加熱後の温度との差は，地下水の流速が遅いほど大きく，速いほど小さくなる．これらのことから，ヒーター周囲に配置した各測温体の温度差を求めることで地下水の流動方向と流速値に関する情報を得ることが可能となる．

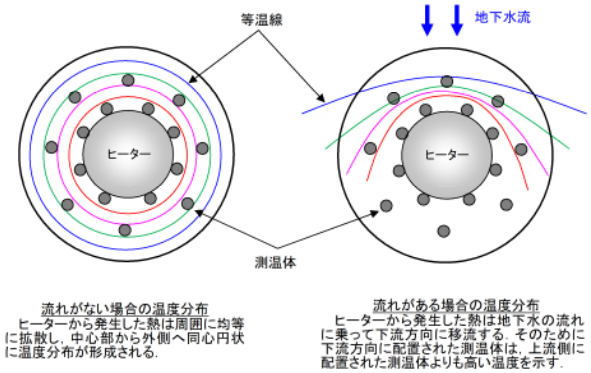


図-1　竹内式測定器の流向判定の原理

近年，横スリットタイプのストレーナーを用いた流向流速測定で，複数の箇所でこれまでとは異なる温度差分布図が得られたことをきっかけに，観測孔の状態やストレーナーの違いによる観測孔内の水の流れを調べる目的で，小型水槽による実験を行った[3)]．

2. 小型水槽による地下水流動の可視化実験

実験用水槽はアクリル樹脂を使い，長さ1.0m，幅0.13m，深さ0.1mの箱型に作製した．そこに地盤材として目地材（φ5）を詰め，水槽の中央に観測孔として20#のステンレス網で作成した円筒（φ95）を設置し，その中にストレーナー管（VP50）を入れた．ストレーナー管は，比較のために開口率10%および13%の丸穴タイプと開口率12.06%の横スリットタイプ（スリット幅0.5mm）の3種を用意した．また，間詰材（地盤材と同じ材質）については，入れた場合と入れない場合とで行った．

実験は，水槽の上流側から水を入れ，下流側でその排水量と水深から水槽（地盤に相当）内を流れる水の流速（ダルシー流速）を求めた（図-2）．水の流れは蛍光試薬（Fluorescein Sodium）で可視化した（図-3）．



図-2　小型水槽による実験風景

この実験の結果，以下のことがわかった．

(1) 間詰材を入れない場合は，管の抵抗により水は管の外周をまわって下流へ流れるため，管内に水はほとんど入ってこないことが確認された(図-3左)．

(2) 間詰材を入れた場合は，管内に水が速やかに浸入し下流へと流れることが確認された（図-3右）．また，管内を流れる水の速さは，丸穴タイプに比べて横スリットタイプでは1/2前後遅いことが確認された．

(1) の結果から，間詰材を入れない観測孔では正確な地下水流動が計測されないことが推測される．

(2) の結果から，横スリットタイプのストレーナーを観測孔として使用した場合，丸穴タイプのストレーナーで回帰式を得ている竹内式測定器では流速の算出値に誤

差が生じる可能性が高いことが予想され，これを確認するために，大型水槽による実験を行った．



図-3 可視化した観測孔内の水の流れ
（左：間詰材無し，右：間詰材あり，いずれも写真上が上流）

3. 大型水槽による横スリットストレーナー実験

実験水槽は長さ1.5m，幅0.6m，深さ0.6mの箱型で，上下流側に受水槽と排水槽が設置されている（図-4）．受水量は流量計または定量器で，排水量は定量器でそれぞれ測り，ストレーナー管位置で水深を測ることで水槽内の水の流速（ダルシー流速）を算出した．与えたダルシー流速は3.787×10^{-6}m/s～1.800×10^{-3}m/s間の19種（各2～3回測定）で，地盤材と間詰材にはφ2～5の豆砂利を使用した．



図-4 大型水槽による実験風景

図-5に実験結果を示す．実験の結果，以下のことが判明した．

①温度差4.15℃以下は，流速と温度差に明瞭な相関がある．

②その傾向は温度差4.86℃まで最大速度値として得ることができる．

③ただし，4.36℃以上になると，温度差に対して流速にばらつきが生じる．換言すると，同じ流速に対して複数の異なる温度差が得られる．

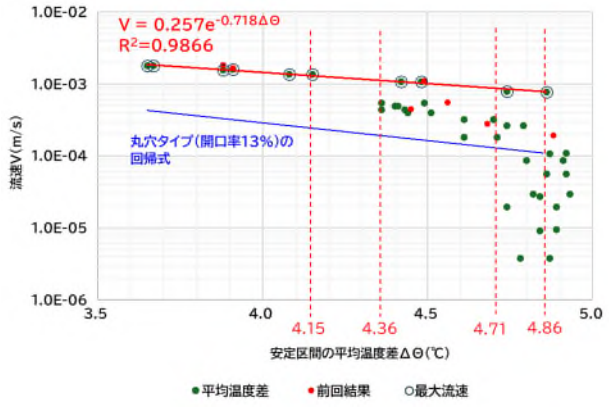


図-5 実験の結果得られた平均温度差と流速との関係

④さらに4.71℃以上になるとそのばらつきの幅が2オーダー以上に広がる．

⑤回帰式は類似開口率の丸穴タイプと比べて0.5～1オーダー近い差がある．

これらのことから，竹内式測定器をはじめとする熱量法では，同じ開口率でもストレーナーの形状によって異なる回帰式が得られることが判明した．

4. 間詰材の必要性

地下水観測孔の仕上げにおいて，施工上などの理由で観測孔の残置ができず，回収に手間がかかるために間詰材を入れないケースが少なくない．2章で述べたように，間詰材が無いケースでは観測孔内に地下水はほとんど入ってこない．この状態で地下水が孔内に入るのは，ストレーナー管がボーリング孔の上流側の孔壁に接触している場合のみであることも小型水槽実験で確認できている．実際は孔壁崩壊により間詰材を入れた時と同じ状況になっているケースも少なくはないであろうが，このようなケースを除けば，間詰材の入っていない観測孔での測定で得られたデータの精度はあまり期待できないであろう．

5. まとめ

いろいろなシーンで使われている流向流速測定装置の多くは，開口率についての条件はあるものの，間詰材の有無やストレーナーの形状（丸穴，横スリット，縦スリットなど）についてはあまり触れていないのが現状である．今回実施した小型水槽および大型水槽による実験結果は，間詰材の重要性を示すとともに，実験水槽に与えたダルシー流速と観測孔内を流れる水の速さとの相関から流向流速を求める方法では，開口率だけでなくストレーナーの形状に応じた回帰式を得る必要があることを示すものである．

なお，観測孔の仕上げ方については，全地連のホームページに資料[4]が掲載されているので，それを参考に精度の高い流向流速測定を行うことが望まれる．

《引用・参考文献》

1）地盤調査の方法と解説（2013）：公益社団法人地盤工学会，pp. 629-633.

2）竹内篤雄（1996）：温度測定による流動地下水調査法，p. 480，古今書院

3）都築孝之，竹内篤雄，山西正朗，宮崎基浩，五十嵐慎久（2023）：地下水観測孔内部の流動状況の可視化実験報告（その1），日本応用地質学会，令和5年度 研究発表会講演論文集，論文 No. 67.

4）全地連ホームページ内資料「地下水調査のための観測孔の仕上げ方マニュアル（案）」，（最終閲覧日2025年4月17日）．
https://www.zenchiren.or.jp/geocenter/

河川近傍における地下水利用を目的とした地下水調査の事例

上山試錐工業㈱　○佐藤皓星，高木博道，中野利広，神山裕幸

1. はじめに

一般に、河川の伏流水を水利使用する場合には、河川法に基づく許可が必要となる[1)]。そのため、河川近傍における地下水開発においては、取水対象となる地下水が河川に由来するのか否かを特定することが重要となる。

本調査対象地では、これまでも工業用水として地下水が利用されてきたが、図-1 に示すように取水井が河川の近傍に位置していることから、これまでの地下水利用は河川管理者から水利使用許可を得たうえで行われてきた。しかしながら、これまでに当該地の地下水が河川の伏流水であるか否かは特定されていない。

本論では、新規取水井設置に先立ち既存取水井（深度5m）の近傍において行った調査ボーリング（B-1）の結果と、孔内水及び河川水の水質分析結果をもとに、当該地の地下水と河川水の関係について考察する。

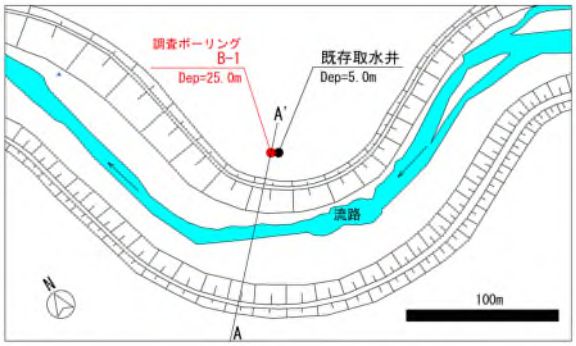


図-1　平面図

2. 地形・地質概要

調査地は洞爺カルデラ北方の火砕流台地を侵食した河川により形成された谷底低地に位置する。谷底低地は幅800m 程度で、完新世の河床堆積物に被覆されている。河床堆積物の下位には約11万年前の大規模火砕流噴火により形成された洞爺火砕流堆積物が分布する。

調査箇所の近傍を流下する河川は網状流路を有する礫床河川であり、平常時における流路幅は10m程度である。調査箇所（B-1）は現河道から約50mの箇所に位置する。

3. 調査箇所の地質構成

図-2 に調査地の地質断面図を示す。B-1 孔におけるボーリング調査の結果より、調査箇所においては、深度17.9m まで火山灰質の砂・砂礫からなる河床堆積物（rd）が分布しており、その下位には洞爺火砕流堆積物に属する弱溶結の凝灰岩（Twt）が分布することが把握された。河床堆積物（rd）は、現場透水試験の結果から砂・砂礫としてごく一般的な透水係数[2)]（k=10^{-5}～10^{-4}　m/sec のオーダー）を有することが把握されている。溶結凝灰岩（Twt）は緻密で相対的な難透水層を構成するものとみられる。

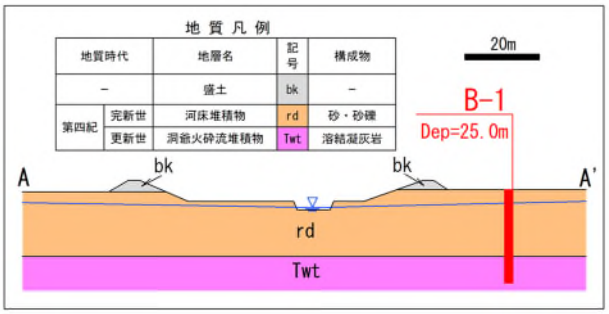


図-2　地質断面図

4. 孔内水位

図-3(a)に B-1孔における掘削深度と水位深度の関係を示すとともに、図-3(b)に観測孔仕上げ後（孔口仕上げ前）の孔内水位を示す。

ボーリング掘削時には、初期水位が近傍の河川水位よりも1.13m 高い位置（深度3.54m）で確認されて以降、孔内水位（平衡水位）は掘進に伴い一貫して上昇する傾向を示す。掘進終了後（孔底深度25m）には、孔内水位は深度2.10m まで上昇する。帯水層の深さによる水位の違いは、図-3(b)に示すとおり、観測孔仕上げ後の VP 管内側（深度9.5m 以深の水位を測定）と外側（深度5.0m 以浅の水位を測定）の水位の違いにも表れている。このことから、掘進に伴う水位上昇は、融雪や降雨などに伴う経時的な水位上昇ではなく、深度方向の水理ポテンシャルの上昇を反映しているものと判断される。

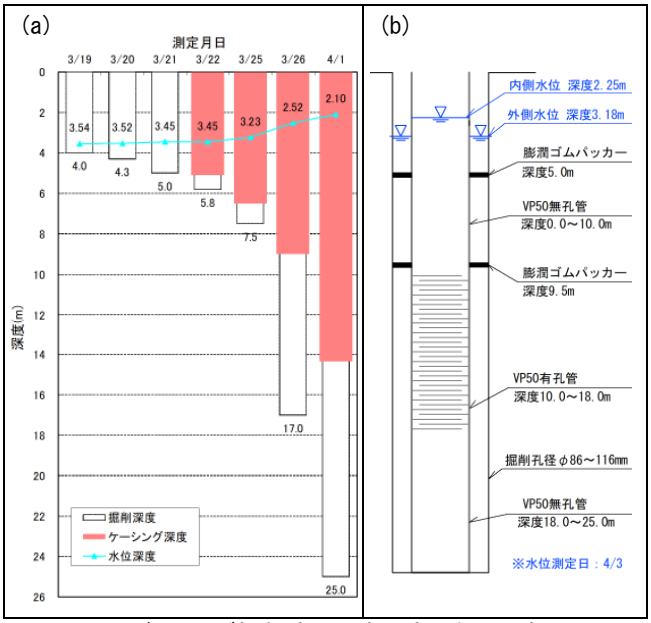


図-3　(a)ボーリング掘削時の孔底深度と水位深度の関係
(b)観測孔仕上げ後の VP 管内側と外側の孔内水位

5. 水質

図-4にヘキサダイヤグラムを示すとともに、図-5に電気伝導度（EC）、pH、溶存酸素（DO）の深度方向変化を示す。

B-1孔及び既存井で採取された地下水と河川水を比較した場合、ヘキサダイヤグラム（図-4）にみられるように河川水と地下水の違いは明瞭であり、河川水は地下水よりもイオン濃度が低く、これを反映して電気伝導度（EC）も低い。また、溶存酸素（DO）は、河川水で高く、大気と遮断されている地下水で低い値となっている。

多くの項目において、地下水は採取深度が浅くなるほど河川水の値に近づく傾向を示しているが、pH はこの傾向に当てはまらない。pH は河川水でより高い値を示すが、地下水の pH は採取深度が浅くなるほど低くなり、河川水の値から遠ざかる傾向を示す。すなわち、少なくとも pH の変化傾向については、河川水の地下水への混入では説明できない。地下水の溶存イオン濃度や溶存酸素（DO）、pH の深度方向の変化は、滞留時間の違いを反映していると推察される。

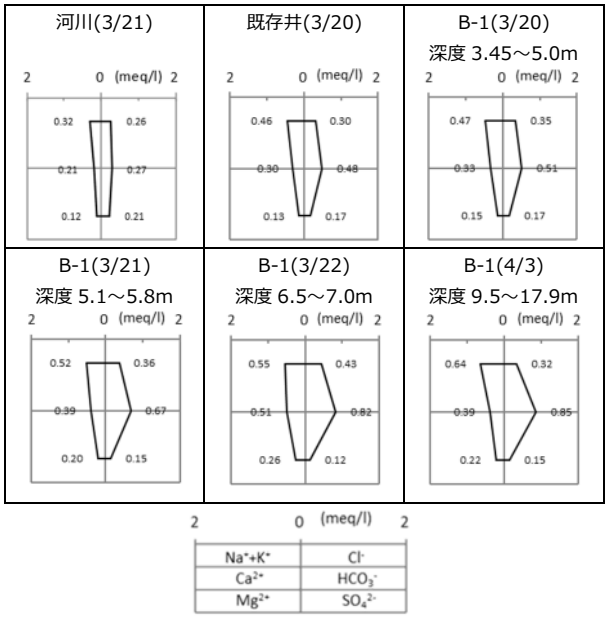


図-4 ヘキサダイヤグラム

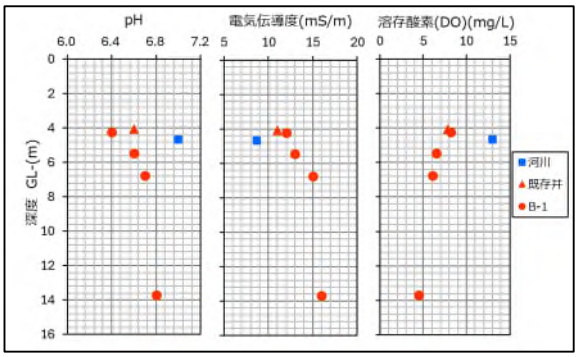


図-5 pH、EC、DO の深度方向変化
※B-1孔の孔口高さを深度0m とした。
※深度は採水区間の中心深度

6. 考察

以上のデータから想定される地下水流動系の概念図を図-6 に示すとともに、以下に説明を加える。

①調査地においては、地下水位は近傍の河川水位よりも 1m 以上高い位置にあり、加えて深部ほど水理ポテンシャルが高く、地下深部からの湧昇流の存在が推定される。このことから、調査地の地下水は近傍河川に由来するものではなく、反対に河川に流出しているものと考えられる。

②地下水と河川水の間には、溶存イオン濃度及び溶存酸素（DO）に明瞭な違いが認められ、地下水の方が高い溶存イオン濃度及び低い溶存酸素（DO）を有する。すなわち、河川水は地下水に比べて滞留時間の短い地下水や融雪水・雨水を多く含むものと推察される。

③地下水は、深部ほど溶存イオン濃度が高く、溶存酸素（DO）が低くなる傾向を示す。すなわち、深部のものほどより遠方で涵養された、滞留時間の長い地下水であると考えられる。

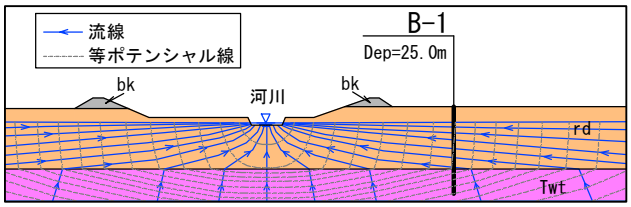


図-6 流線網図（概念図）

7. おわりに

上述のとおり、調査地の地下水は、近傍河川に由来する伏流水に該当するものではないと考えられる。すなわち、調査地の地下水は、「河川の流水を占用しようとする者は国土交通省令で定めるところにより、河川管理者の許可を受けなければならない。」とする河川法第23条の対象外と判断される。

本事例では、深度方向の孔内水位及び水質の変化と、地下水と河川水の水位及び水質の違いより、当該地における地下水流動系についての一つのイメージを提示するとともに、当該地の地下水が伏流水に該当するものではないとする結論を導いた。本事例が水利使用許可の要否判断や伏流水に関する検討を行う際の一助となれば幸いである。

《引用・参考文献》

1) 矢神洋一(2012)：水道 Q&A「河川法の適用を受ける伏流水の水利権の考え方について教えてください」，水道技術ジャーナル，第 65 号，p. 28.

2) 地盤調査の方法と解説(2013)：公益社団法人地盤工学会，p. 488.

水位観測業務における観測井戸の管理手法に関する事例紹介

千葉エンジニアリング㈱　　○和田　優作，若月　洋朗
浅野　滋行，鈴木　太樹，中島　淳之介

1. はじめに

地質調査の一貫として発注される観測井戸設置および観測業務では一般的に VP-50 による小口径の井戸設置を行い、水位観測と併せて水質分析を行う場合がある。本事例において、道路整備工事に伴い工事による周辺井戸の水位の変化、改良工事による水質の変化がないかを観測するために水位観測・水質分析を実施した。

その際、一部の分析項目において基準値の超過がみられた中で、観測井戸の経年劣化、藻やバクテリアなどの繁殖の影響で正確な水質が計測できない懸念があったため、通常行うエアリフト法に加えて、スワビング法を適用することにより正確な水質観測に寄与できた事例を報告する。

2. 水質分析および各洗浄方法の概要

当該調査においては、2箇所で3年程度の水位観測を実施しており、水質分析は3年間の内で各8回実施している。水位観測および水質分析は今後も継続するものである。

なお、水質分析は観測井戸から採取した地下水を使用し実施している。

(1) 水質分析項目

飲用井戸の検査項目である11項目（一般細菌・大腸菌・亜硝酸態窒素・硝酸態窒素及び亜硝酸態窒素・塩化物イオン・有機物（全有機炭素（TOC）の量）・pH 値・味・臭気・色度・濁度）およびヒ素・2-メチルイソボルネオールの13項目を行っている。

(2) エアリフト法による洗浄について

エアリフト法による井戸洗浄はエアホースと接続した塩化ビニル製の揚砂管を井戸内に挿入し、エアーコンプレッサーから送られる圧縮空気によって、揚砂管内に圧力差を生じさせることで、地下水と共に沈積砂を浚渫する方法である。基本的には、スクリーン部に沈積する砂を浚渫するとともに地下水を置換することを目的として実施される。

(3) スワビング法による洗浄について

鉄およびゴム製などのスワブ玉と呼ばれるピストン状の器具を井戸内で上下させることによって地下水の動揺を大きくさせ、強制的に地下水を呼び込むことで起きる衝撃作用でスクリーン部の洗浄を行う方法である。

基本的には揚水管や井戸管のスクリーン部に付着したスケール(水中の無機塩類が付着したもの)を、除去するために行われる。

なお本事例においては、スポンジ製のスワブ玉を使用し、先端にブラシを備えたスワビング法とブラッシング法を並行して行うことができるものを使用した。使用した資材を写真-1に示す。



写真-1　実際に使用したスワビング資材

3. 分析結果の推移とスワビング法の実施

例年の水質分析において、エアリフト法を使用しての洗浄を行っていたが、1箇所の井戸で硝酸態窒素および亜硝酸態窒素の分析値が、基準値を大きく超過した。数値の妥当性を判断するうえで、藻やバクテリアなどの繁殖の可能性が考えられたため、より強力に井戸内を洗浄できるスワビング法を試みた。

スワビング後の分析結果に基づいて、特徴的な傾向を示した3項目について、図-1～3に示す。

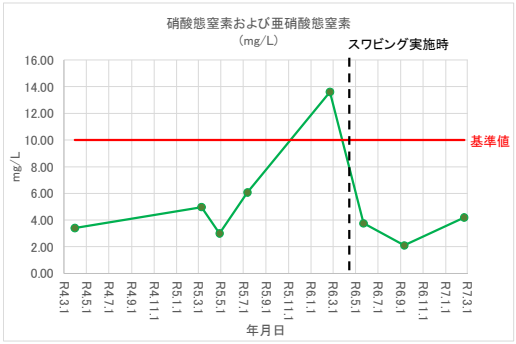


図-1　硝酸態窒素および亜硝酸態窒素の推移グラフ

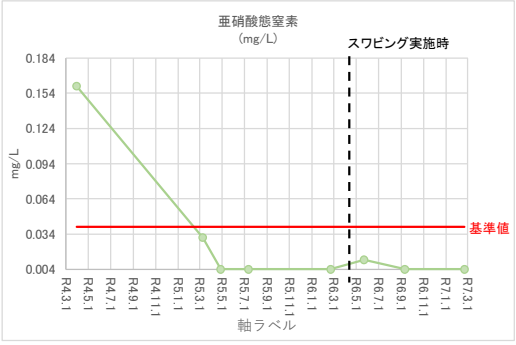


図-2　亜硝酸態窒素の推移グラフ

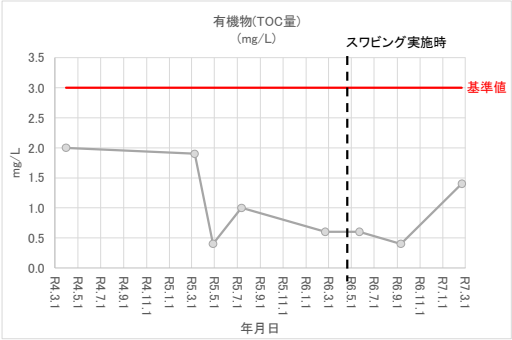


図-3 有機物(TOC 量)の推移グラフ

(1) スワビング法で改善された項目

図-1の硝酸態窒素および亜硝酸態窒素を見ると、年々増加傾向を示した値が5回目の分析時に基準値を大きく上回っていることが確認できる。硝酸態窒素および亜硝酸態窒素は植物の死骸などから還元される物質であり、その中で、各観測井戸の結果を比べて他の観測井戸では基準値の超過がみられなかったこと、もともと一般細菌の値が高かったことなどから藻やバクテリアが繁殖しやすい環境であると仮定した。このことから水質の変化ではなく観測井戸の環境下によるものであると考え、より強力な洗浄を試行するため、スワビング法を採用した。

スワビング法を実施した後の分析では、過年度並みに数値が下がった結果を示したため、正確な分析結果が得られたと判断できた。

(2) スワビング法で上昇した項目

図－2の亜硝酸態窒素を見ると、低下傾向を示しているがスワビング法を実施した後の分析では若干上昇している。これは、スワビング法で強制的に地下水を呼び込んだため、原因物質の流入による一時的な上昇が起きたと考えられ、次の分析では数値が低下していることが、継続的な分析で確認できる。このためスワビング法を実施した後は一部の項目では一時的に数値が上昇する可能性がある。

(3) スワビング法の影響を受けていないと思われる項目

図-3の有機物（TOC 量）を見ると通年で低下傾向を示しており、スワビング法を実施した後の分析結果もほぼ変わらない傾向を示しており、スワビング法の影響は特に受けていないと考えられる。

4. スワビング法の活用

今回、観測井戸内の洗浄がエアリフト法のみで不十分であったが、これは採水試料の目視による観察だけでは判断が難しいためである。本事例においては目視による確認では難しかったため、超過を確認した後にスワビング法を実施している。そのため、分析結果が増加傾向を示す場合など必要に応じて、スワビング法の適用を推奨したい。また、スワビング法は、経年によって藻や微細な砂、蓄積されたスケール等による目詰まりの対策にもなるため、地下水位の正確な把握にも寄与すると考えられる。

5. スワビング法の適用事例に対する考察

本事例は観測井戸内の環境（汚れ）による分析結果の異常であると判断されるため、スワビング法の併用による洗浄が有効であった。観測井戸内の汚れによって実際の自然的な水質の変化ではなく、工事に関連する数値の変化ではないと判断することができ、本事例においては当該工事の中止などは起案されなかった。しかし、洗浄によって値に変化が起きない等、観測井戸内とは別の要因による異常値であった場合は、工事の影響である可能性は否定できないため､即時の報告が必要と考えられる。また、本事例のような経年劣化などの自然による水質の変化以外で全く別の要因により異常値が確認されるケースも想定されるため、分析項目と不具合事例の関連性や組み合わせについて、整理が必要と考えられる。

6. まとめ

これまでの観測結果から、井戸環境に大きく影響を受けている事象に関して、スワビング法が有効的と考えられる。本事例の経験から、観測井戸の水質分析などにおいて以下の知見を得た。

① 観測井戸の設置環境や地下水の性質等によって、エアリフト法では洗浄が不十分となる可能性がある。

② 本事例の水質分析の基準値超過は、スワビング法による洗浄で自然的な水質の変化ではないことが確認された。

③ 水質分析の多くの項目は目視による異常の確認が難しいことから､必要に応じてスワビング法を実施し、井戸内環境の正常化を図ることを推奨する。

④ スワビング法は、経年によって藻や微細な砂、蓄積されたスケール等による目詰まりの対策にもなるため、地下水位の正確な把握にも寄与すると考えられる。

⑤ 本事例では工事による影響ではないと判断されたため、工事の中止などはなかった。ただし、水質の変化以外で、全く別の要因によって異常値が確認されるケースも想定されるため、分析項目と不具合事例の関連を整理する必要がある。

擁壁の変状における動態観測と背面盛土の調査事例

株式会社エーティック　　○奥居　真一，浜辺　直人

1. はじめに

本報告は、変状が確認された逆Ｌ型擁壁の対策の要否を検討するため、動態観測と地質調査を行った事例である。

擁壁の打ち継ぎ目に段差が見られ(写真-1 参照)、防災カルテ点検により変状は増加傾向を示していた。詳細な挙動実態を把握するため、擁壁に傾斜計を設置しリアルタイム観測を実施した。擁壁の倒れは進行状態にあり、変状要因を絞り込むため背面道路盛土に調査ボーリングを実施し、調査孔にパイプ歪計を設置して動態観測を行った。

地質調査結果と防災カルテ点検および各計測データを照合し、変状要因の特定と対策の要否を検討した。

2. 調査内容

(1)調査計画

変状の原因究明のため、背面道路盛土部においては調査ボーリングおよびパイプ歪計・土壌水分計の設置、擁壁本体には進行性の有無を判断するために傾斜計の設置を計画した。調査項目を表-1 に示す。



写真-1　擁壁上端部の変状(段差)

表-1　調査項目

調査対象	調査項目	変状部数量	健全部数量
背面盛土部	調査ボーリング	1孔(L=9m)	1孔(L=9m)
	土質試験	1式	1式
	パイプ歪計	1孔(L=9m)	1孔(L=9m)
	土壌水分量	5箇所	5箇所
擁壁部	傾斜計	1台	1台
	防災カルテ点検	1測点	－

(2)調査数量(調査ボーリング)

変状要因と想定された盛土材の性状を確認するため調査ボーリングを実施した。また、盛土材を対比する上で変状が見られない箇所にも同様の調査を実施した。

(3)調査数量(計測機器)

擁壁の傾斜観測は変状箇所に１台、変状をきたしていないと想定される健全部に１台を配置した。盛土部に配置したパイプ歪計も傾斜計と同様の位置とし、ボーリング掘削時に地下水位が確認されなかったため、雨水浸潤の状態を把握する目的で土壌水分計を配置した。

図-1 に計測機器の配置図を示す。

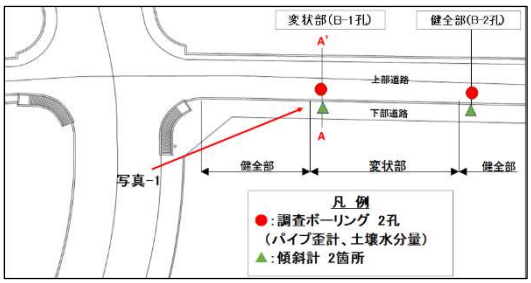


図-1　調査箇所平面図

3. 調査結果

(1)地盤調査

調査結果より、B-1 孔（変状部)、B-2 孔（健全部）ともに上層から道路盛土・堤体盛土・河床砂礫層で構成される。図-2 に B-1 孔の柱状図を示したが、地質境界が不明瞭なため、有機物の混入と過去の設計図面をもとに区分した。道路・堤体盛土材料に違いは無く（図－3 参照)、不均質な礫混じり砂で、φ10～50㎜の亜円～亜角礫が 40～50%、アスファルト・有機質土・コンクリート片の混入も確認された。N 値は 3～7(礫障害を除き平均Ｎ値 5)で、相対密度は「非常に緩い～緩い」と評価され、盛土として材料・N 値ともに期待される品質は確保できていない。

擁壁基部支持層とされる河床堆積物は玉石混じり礫で構成され、N≧50 の締まった砂礫と評価できるが、擁壁前面側まで連続性を有しているかは当時の資料が存在しないため不明である。

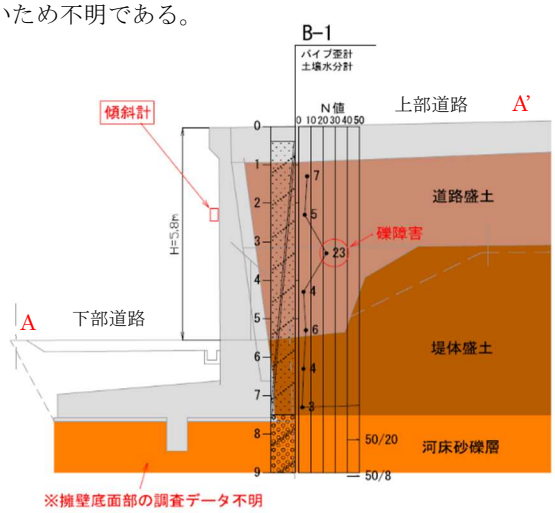


図-2　B-1孔地質断面図

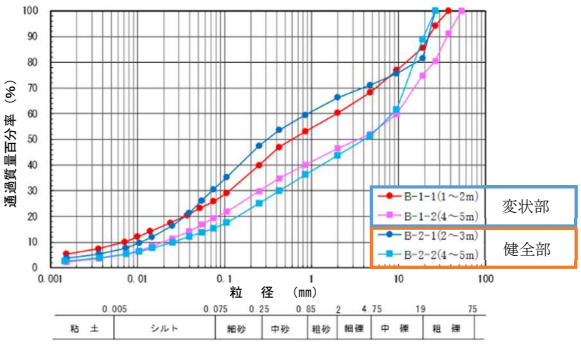


図-3　土の粒度特性

なお、変状部の上部道路面は 10cm 程度の沈下が認められ、オーバーレイによる補修が行われているが、ボーリング地点付近の狭い範囲で、盛土全体には広がっていない。また、健全部に沈下は認められない。

(2)動態観測結果（傾斜計）

2023 年 8 月に計測を開始し、設置後間もなく継続的な傾斜を記録した。最終値の 2025 年 5 月時点の傾斜角はおよそ 630 秒（変位換算で 13.7mm）であり、観測期間（20 ヵ月）を通し変位速度は 0.68mm/月であった。

一方、健全部の傾斜角はおよそ 110 秒（変位換算で 5.7mm）であった。図-4 に傾斜計の時系列変位図を示す。

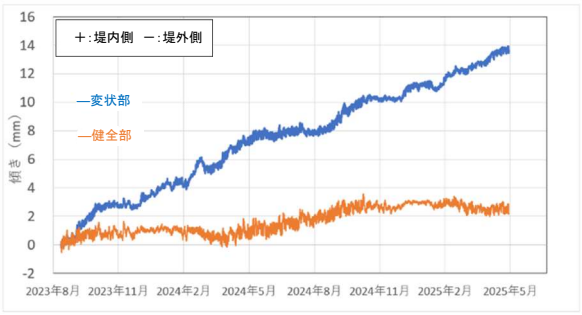


図-4　傾斜計時系列変位

(3)動態観測結果（パイプ歪計、土壌水分計）

調査ボーリング孔を利用して盛土の変状・土壌水分量の変化を観測した。図-5にパイプ歪計と土壌水分計の時系列変位図を示す。

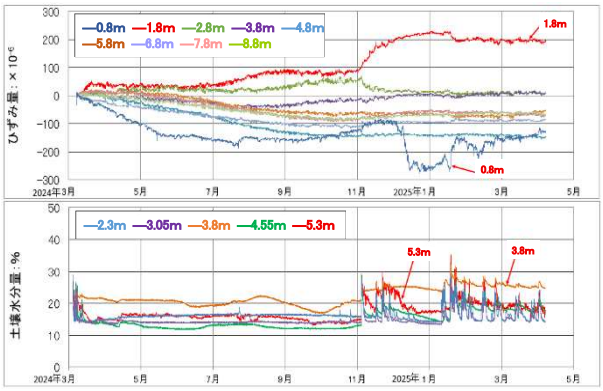


図-5　パイプ歪計と土壌水分計データ

ひずみ変動は浅い深度で±300μ以内を記録したが、反応するタイミングは盛土内に侵入した雨水と合致する。傾斜計の挙動に追随していないことから盛土の挙動（パイプ歪計）と擁壁の傾きに関連性は低いと判断した。

(4)防災カルテ点検結果

傾斜計と対比可能な下げ振りのデータを図-6に示す。下げ振りデータと傾斜計データを同一グラフにプロットすると、倒れは同一傾向であることが伺える。

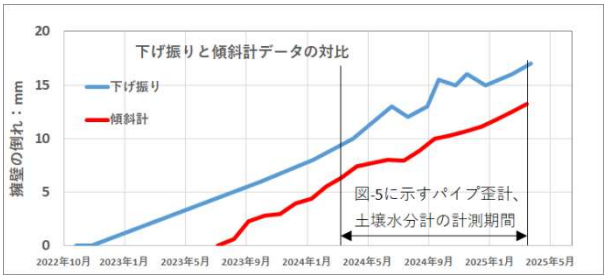


図-6　下げ振りデータと傾斜計データの対比

4. まとめ

各種計測・調査により擁壁の一部の変状は継続的に進行していることが明らかとなった。誘因は降雨・凍結融解・地震による影響が考えられ、素因は擁壁の周辺条件（耐荷力、地耐力）で変状に至ったと推察された。

当初、擁壁の直接的な変状要因は盛土材に起因するものと想定したが、傾斜計・下げ振りの変位傾向とパイプ歪計の挙動に整合性は見られないことから、土圧による影響は低く、擁壁本体もしくは擁壁前端部の地盤が要因と考えられた。

調査結果を整理すると、地質調査では盛土材の N 値が十分とは言えない結果であったが、直接的要因とは断定出来ない。コンクリート構造物の擁壁は、竣工後50年以上経過しており耐荷力が未検証で、かつ擁壁前面側の地耐力は未知数である。補修設計に資する情報を取得するためには、擁壁の復元設計で耐荷力を照査し、擁壁前面側のボーリング調査で地耐力の検証が必須となる。

擁壁の変状が継続状態にあることから発注者と対策工に向けた協議および、リモートモニタリングと定期観測による監視を含めた状態把握を行っている状況である。今後は、追加調査と擁壁の耐力照査等を行い、原因を究明したい。

《引用・参考文献》

1)（財）道路保全技術センター：防災カルテ作成・運用要領 1996年12月
2)（一社）全国地質調査業協会連合会：道路防災点検の手引き（豪雨・豪雪等）〔改訂版〕-DX 時代に向けたチャレンジ- 2022年3月
3) 札幌市：札幌市特定道路土工構造物 維持管理計画 2025年3月
4)（一社）斜面防災対策技術協会：地すべり観測便覧（改訂版） 2012年10月
5) 札幌市：札幌市土木設計業務共通仕様書 2024年10月

軟弱地盤上で実施した道路盛土の試験施工結果に関する一考察

大日本ダイヤコンサルタント株式会社　　○松永　晶，吉原　諒，谷口　雄太，山田　満秀

1. はじめに

粘性土が卓越した軟弱地盤上に盛土を施工する場合，盛土の沈下・安定・変形が問題となる．そのため，これらの盛土に対しては，軟弱地盤解析を実施し適切な対策工設計を行った上で，盛土施工を進めていくことが必要となる．一方で，軟弱地盤解析では地盤定数や解析条件等が設計者の判断に委ねられるため，これらの条件が安全側に設定された結果，過大な対策工が選定される可能性も有している．同課題を踏まえ，本稿の対象地では，解析結果の検証と最適な対策工の決定を目的として試験盛土が実施された．本稿は，試験盛土で実施された動態観測結果に基づいた検証と考察を報告するものである．

2. 解析位置の地質概要

試験盛土の対象となる地盤条件を図-2.1 に示す．当該地盤では表層から GL-25m 程度まで軟質な粘性土および砂質土層が互層状に堆積する．特に GL-15m 程度までの粘性土層（沖積粘性土①～②）は N 値 0～3，w_n=130%以上と軟質かつ高含水であり，沈下・安定上の懸念を有する地層となる．当該地盤に対して沈下解析を実施した結果，沈下後に計画高を満足する盛土厚の条件として 8.2m の盛土施工が必要となった（表-2.1 参照）．

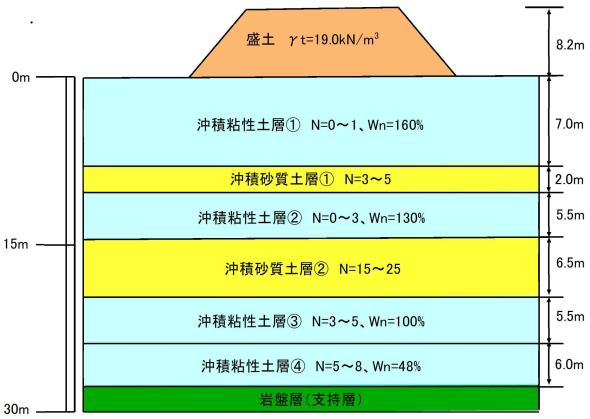


図-2.1 対象となる地盤条件

表-2.1 盛土条件

単位体積重量 γt(kN/m³)	余盛厚 (m)	施工盛土厚 (m)	盛土速度 (cm/d)	施工日数 (日)
19.0	2.6	8.2	5	164

3. 軟弱地盤解析結果と選定された対策工

沈下および安定性を検討した軟弱地盤解析条件および解析結果を表-3.1 および表-3.2 に示す．同表中には軟弱地盤対策工として選定されたバーチカルドレーン工＋盛土補強工を施工した場合の解析結果も併記している．

必要盛土厚 8.2m の条件での沈下量は 2.5m 以上と非常に大きい値となる．供用時の安全率は Fs=1.08 となり，目標値（Fs≧1.25）を下回る結果となったため，バーチカルドレーン＋盛土補強で目標安全率を満足する仕様検討を行った．仕様を満足する条件での盛土立ち上がり時の安全率は Fs=1.16，沈下収束までの放置期間 114 日となったが，解析結果の妥当性を検証するために試験盛土を実施することとなった．

表-3.1 解析用地盤定数

土層	代表N値 (-)	含水比w (%)	粘着力C (kN/m²)	せん断抵抗角 φ (°)	初期間隙比e (-)
沖積粘性土①	0	160	19	0	3.65
沖積砂質土①	4	31	0	30	-
沖積粘性土②	2	130	29	0	2.18
沖積砂質土②	20	25	0	35	-
沖積粘性土③	4	100	51	0	2.05
沖積粘性土④	7	48	74	0	1.45

表-3.2 軟弱地盤解析結果

検討項目	沈下検討					安定検討	
	沈下量(cm)			盛土速度 (cm/d)	圧密度90% 放置日数 (日)	立上り時 目標安全率 Fs≧1.10	共用時 目標安全率 Fs≧1.25
	粘性土	砂質土	合計				
無対策	231.7	20.1	251.8	5	230	0.96	1.08
対策後					114	1.16	1.26

4. 試験盛土計画

試験盛土の計器配置平面図を図-4.1 に示す．本検討では盛土の沈下を計測するための沈下板を CL，R 側，L 側の 3 箇所，各層の沈下量および圧密度を計測するための層別沈下計と間隙水圧計を各 4 箇所，盛土時の地盤内および周辺変形量の挙動の確認には，地中変位計および変位杭を図-4.1 および図-4.2 の通り配置し計測を行った．

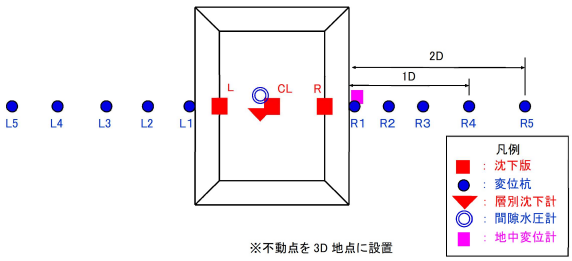


図-4.1 計器配置平面図（概略図）

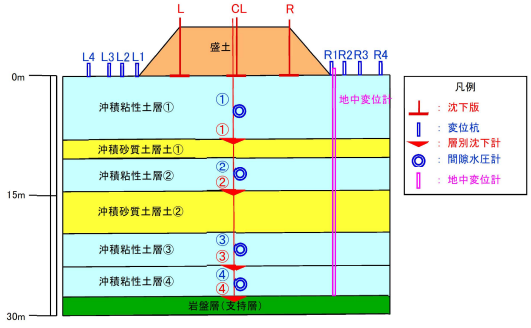


図-4.2 計器配置横断図（概略図）

5. 動態観測結果と事前解析との比較

盛土立ち上がり時における動態観測から得られた各実測値と軟弱地盤解析の比較結果を表-5.1および図-5.1に示す. 各結果について以下に詳述する.

(1)沈下板, 層別沈下計

沈下板は全体的に解析値よりも実測値の沈下量が小さい結果が確認された. また, L, CL の沈下量と比較して R 側は沈下量が10cm 程度小さい結果となった. 層別沈下計は④計器が概ね解析値通りの沈下量であったが, ①～③計器は実測値と解析値で6～30cm 程度の差があり, 想定よりも沈下量が小さいことが確認された.

(2)間隙水圧計

圧密度の解析値は間隙水圧の値より算出した. 沖積粘性土層①では解析値 U=63%に対して実測値 U=42%と67%程度の遅れが確認された. 沖積粘性土層②は概ね解析値通りの圧密度となった. 沖積粘性土層③,④は解析値に対して実測値が大きく, 想定よりも圧密が進んでいる結果が確認された.

(3)安全率

安全率はL1, R1箇所の変位杭および地中変位計の動態観測結果と松尾・川村の方法[1)]より安全率を算出した解析値と比較した. 変位杭は解析値1.16に対し L1箇所で実測値1.54, R1箇所で実測値1.43と両杭共に解析値よりもやや大きい値となり, 地中変位計は実測値1.18と解析値と同程度の値が確認された.

6. 考察

沈下板の実測値は, 解析値に対して0.7～0.8倍程度小さい沈下量となった. 層別の沈下量としては, 沈下量の大きい浅部 (①, ②) で20～30cm 程度の乖離が生じている. 本要因としては, 土層全体の平均的含水比 (w_n=130～160%) に対して, 圧密特性として選定した e-logP 曲線の代表曲線の試験含水比 (w_n=160%) が高くやや安全側の検討となっている点が挙げられる. 圧密度については, 浅部 (①) で遅く, ②～④では解析値と同程度～やや大きい. 一方で, 双曲線による沈下量から算出した各地層の圧密度は解析値よりも大きい値で推移している (図-5.1参照). 本傾向については今後の解析結果を踏まえ定数の妥当性についての検証を行う予定である. 安全率については, 変位杭 L1, R1箇所は解析値よりも実測値がやや大きな値となった. しかし, 地中変位計は解析値と実測値が同程度となっており, 変位杭の観測結果が危険側の評価となる結果となった. 変位杭および地中変位計の経時変化図を図-6.1に示す. 地表面の変位よりも地中の変位が卓越する傾向が確認されたことから, 変位杭を設置するだけでなく, 地中変位計を設置し地中変位も観測することが推奨される.

7. まとめ

粘性土系軟弱地盤に対して軟弱地盤解析結果の検証を目的として実施した試験盛土について, 解析値と実測値の比較を行った. 沈下量, 圧密度, 安全率の比較を行った結果, 沈下量および圧密度については解析値が全体的に過大側の値となることが確認された. 同点については今後の観測から定数見直しの要否についての検証を行っていく予定である. 安全率については地中変位計の観測値が実測値と同程度の値となっていることを踏まえ, 今後の本施工に向けての提案を行っていく予定である.

《引用・参考文献》

1)道路土工-軟弱地盤対策工指針 (2012) : 日本道路協会, p. 381.

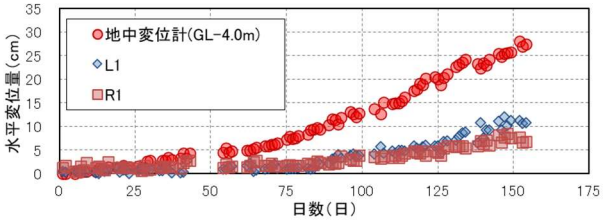


図-6.1 変位杭および地中変位計の経時変化図

表-5.1 実測値と解析値の比較結果一覧

検討項目	沈下板(cm)※			層別沈下計(cm)※				間隙水圧による圧密度(%)				安全率		
	L	CL	R	①	②	③	④	①	②	③	④	L1	R1	地中変位
実測値	187.5	184.3	176.0	123.6	51.1	10.4	4.9	42.0	56.1	72.4	74.6	1.54	1.43	1.18
解析値	224.0	251.8	224.0	144.8	82.7	16.6	7.8	63.0	56.2	53.4	53.4	1.16	1.16	1.16
実測/解析値	0.8	0.7	0.8	0.9	0.6	0.6	0.6	0.7	1.0	1.4	1.4	1.33	1.24	1.02

※沈下板・層別沈下計の実測値沈下量は動態観測結果を双曲線法による解析を実施した最終沈下量を記載。

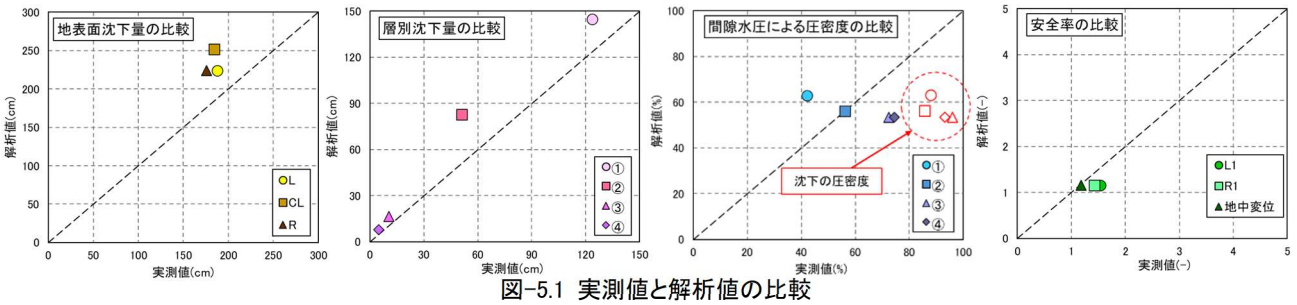


図-5.1 実測値と解析値の比較

鹿児島県　東九州自動車道大鳥川橋の動態観測事例

日本地研株式会社　　○江藤　諒、板井　久義

1. はじめに

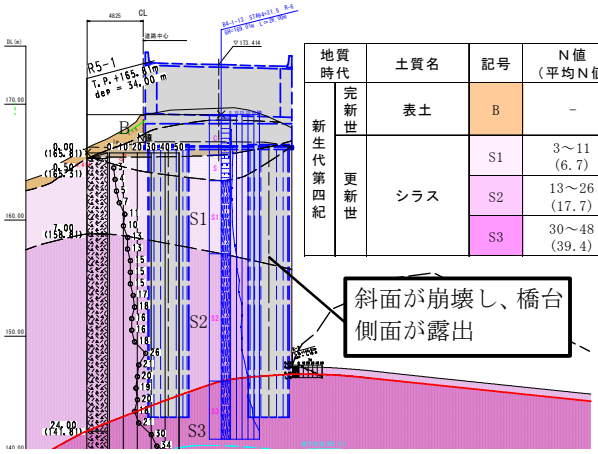
近年は気候変動の影響で、豪雨に伴う土砂災害が多発している。このような土砂災害が発生した際は、通行規制や施工時の安全管理、復旧後の安全性確認を目的として、計測モニタリングが多くの現場で実施されている。

本論文は令和 5 年 9 月 24 日に被災が確認された東九州自動車道大鳥川橋 A2 橋台(鹿児島県曽於郡大崎町野方)の計測モニタリングに関する事例紹介である。

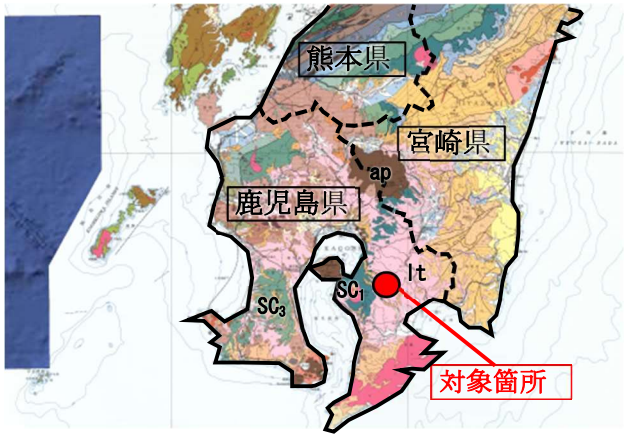
2. 被災概要

図-1 に崩壊時の断面図と対象箇所の地質図を示す。

対象箇所は A2 橋台上り車線側側方のシラス斜面で、幅 15m×深さ 19.5m 程度の浸食崩壊が発生し橋台基礎の深礎杭が一部露出した。発災後は現地踏査、地質調査や計測モニタリングを実施した。



地質時代		土質名	記号	N値（平均N値）
新生代第四紀	完新世	表土	B	-
	更新世	シラス	S1	3～11 (6.7)
			S2	13～26 (17.7)
			S3	30～48 (39.4)



地質時代			地質名	記号・地質名
新生代	第四紀	更新世		ap 輝石安山岩
			入戸及び妻屋火砕流堆積物	It 紫蘇輝石流紋岩火山灰及び軽石
中生代		白亜紀後期	四万十層群下部	SC3 砂岩および頁岩，玄武岩および礫岩を伴う
		白亜紀前期		SC1 千枚岩・粘板岩・砂岩および玄武岩

図-1 崩壊時の断面図と対象箇所の地質図 [1)]

3. 観測計器の概要

図-2 に示す計器配置で、観測モニタリングを実施した。

①傾斜計4基(構造物2基･自然斜面2基)⇒本論文では割愛

②地盤伸縮計7基(構造物3基・自然斜面4基)

③GNSS 変位計7基(構造物5基・不動点2基)

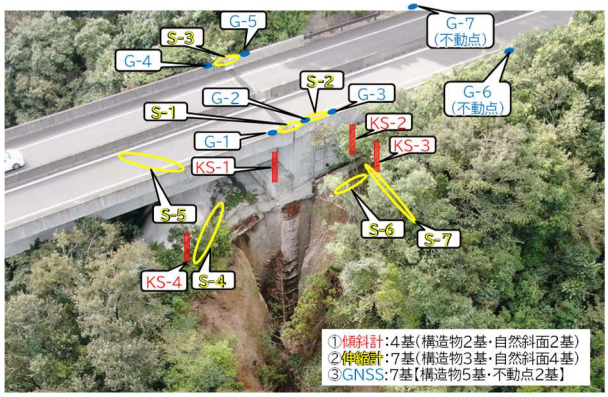


図-2 観測計器の配置図

4. 地盤伸縮計のモニタリング結果

図-3に地盤伸縮計の観測結果を示す。

上部工に設置した S-1と S-3は、温度変化に伴う橋桁伸縮の影響を受けた変位が発生しており、変動状況はほぼ同じであった。S-2の変位量は S-1・S-3に比べ微小だが、温度変化での変動を確認した。(S-1・S-3の1/10)

自然斜面に設置した S-4～S-7は、S-6で作業員接触での変位増加を確認したが、他の箇所では変位の累積傾向は無く、目視確認で現地状況も安定していた。

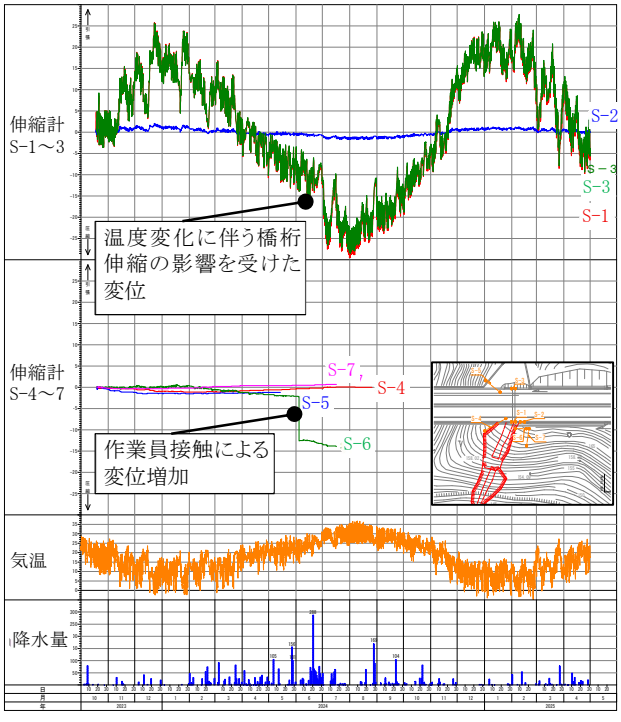


図-3 地盤伸縮計(S-1～S-7)のモニタリング結果

(1) 伸縮計 S-1・S-3と橋桁伸縮変位との比較

式-1に基づき算出した橋桁伸縮変位と S-1・S-3を比較したグラフを図-4に示す。変位の変動状況は類似傾向を示すものの、気温上昇時の変位量に大きな差が生じている。これは気温と橋桁の温度差によるものと推察される。

$$\Delta lt = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \quad \cdots\cdots \text{式-1}^{2)}$$

ここで、Δlt：温度変化による移動量

ΔT：温度変化の範囲(-5～+35℃)

α　：線膨張係数(10×10^{-6})

l　：伸縮桁長(対象箇所は 100m)

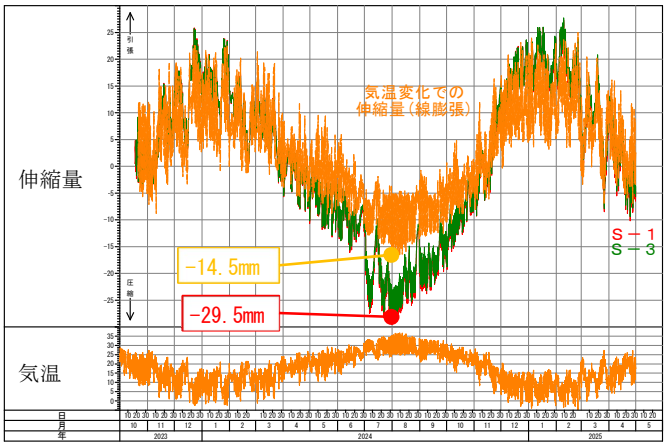


図-4 温度変化による橋梁伸縮量と S-1・S-3の比較図

5. GNSS 変位計のモニタリング結果

図-5に GNSS 変位計の観測結果、図-6に GNSS 変位計と地盤伸縮計 S-1・S-3の比較図を示す。

上部工に設置した G-1・G-4は、長期的に見ると伸縮計 S-1・S-3同様、橋桁の伸縮変位を確認し、観測値も同程度であった。ただし短期的に見ると、伸縮計は温度変化に敏感だが、GNSS は気温との連動が鈍く、変化も緩やかであるため、突発的な変位の捕捉は難しいと考えた。

G-2・G-3・G-5は、衛星や季節変化に起因する数 mm 程度の変位ばらつきを確認したが、回帰しており現地に大きな変状は見られなかった。

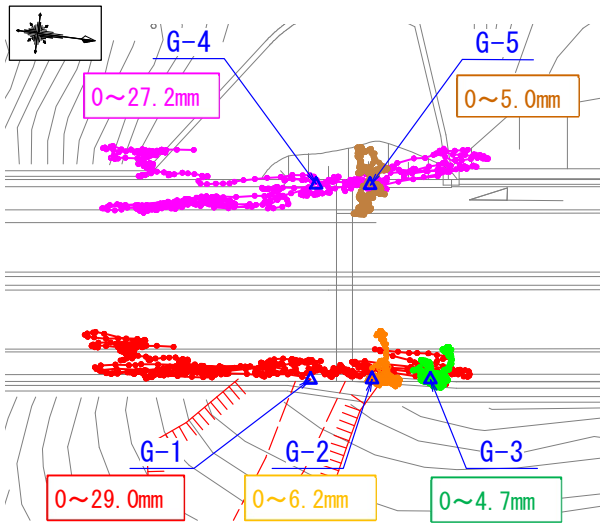


図-5 GNSS 変位計のモニタリング結果

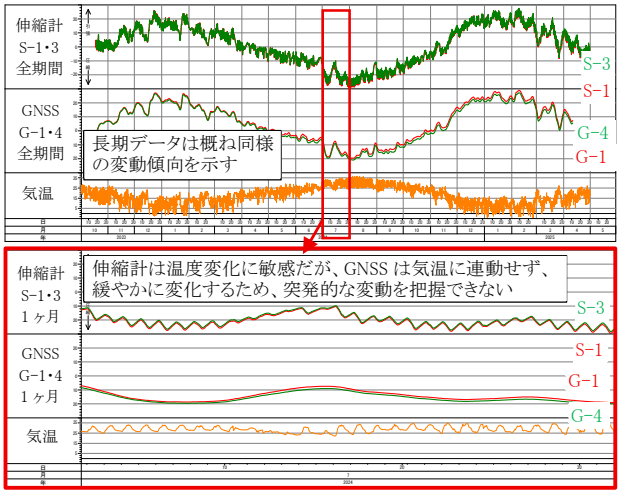


図-6 GNSS 変位計と地盤伸縮計の比較図

6. 観測計器の特徴

地盤伸縮計と GNSS 変位計の施工性や観測精度、安全性などの特徴を表-1に一覧する。地盤伸縮計は1方向の変位計測であるが計測精度に優れ、GNSS は3次元の変位計測が可能で、施工性や維持管理に優れるが、長期間の観測が必要なことが判った。これらの特徴を考慮して、計器を選定することが重要と考えた。

表-1 観測計器の特徴

地盤伸縮計	概要図		
	施工性	人力運搬で時間を要し、設置には熟練の技術が必要	△
	観測精度	1方向のみだが、計測精度は高い(0.1mm単位)	○
	安全性	アラート発信が可能で、異常時の確認に有効(1分単位)	○
	維持管理	広範囲なため、設置・撤去に手間を要し、獣害に弱い	△
	経済性※	①設置・材料費：1,655千円　②Web観測費：339千円 合計①＋② ＝ 1,994千円	○
GNSS変位計	概要図		
	施工性	運搬が容易で熟練工も不要。短時間で設置可能	○
	観測精度	3方向の計測が可能だが、支障物の影響が大きい	△
	安全性	ばらつきが大きいため、短期計測には不向き	△
	維持管理	計器メンテナンス(撤去・再設置)が容易	○
	経済性※	①設置・材料費：1,487千円　②Web観測費：1,350千円 合計①＋② ＝ 2,837千円	△

※計器1基あたりの設置費+Web観測費(12ヶ月)を記載

7. まとめ

変位状況が判断できる現場で、伸縮計と GNSS を同位置に設置して各計器の特徴を把握することができた。

今後は、技術者の不足や自然災害の激甚化・頻発化に伴い、調査・施工・維持管理段階での Web 観測の増加が想定される。そのため、現地状況やコストを踏まえ、顧客ニーズに適した観測計画を立案できるよう、理解を深めていきたい。

《引用・参考文献》
1) 地質図 Navi（に加筆），（最終閲覧日2025年5月26日）．
https://gbank.gsj.jp/geonavi/
2) 道路橋示方書・同解説　Ⅰ：共通編（2017）
公益社団法人日本道路協会，p.173

IoT 遠隔監視システムを用いた斜面・土砂災害モニタリング

株式会社相愛　　須佐美　俊和

1. 背景と目的

近年，日本国内において豪雨や地震に起因する斜面・土砂災害発生件数は増加傾向にあり [1]，被災リスクが高い斜面では，定量的かつリアルタイムな監視が求められている．従来の斜面監視手法は，設置されたセンサのデータを人手で回収するものであり，次の課題があった．

① 安全性の確保:急傾斜地や災害直後の現場におけるデータ回収作業は高いリスクを伴い，特に異常の兆候がある場合ほど現地作業が危険となる．このため，前兆的な異常を適時に把握できないおそれがある．

② コストおよび作業効率:巡視点検には多くの人員と時間を要し，特に遠隔地や複数箇所を継続的に監視する場合，巡視頻度の増加に伴ってその負担が大きくなる．

③ リアルタイム性の不足:データ回収の間隔が数週間～数ヶ月単位となることが多く，急激な変動や前兆現象の即時把握が困難で,警戒や対応が遅れるリスクがある．

これらの課題に対し，遠隔からの常時監視や異常検知を目的に，IoT 遠隔監視システムを開発した．

本稿では，開発したシステムの概要を紹介するとともに，二つの現場事例を通じて得られた成果を報告する．

2. IoT 遠隔監視システムの概要

(1) システムの全体構成

本システムは，現場に設置された各種センサで得られたデータを，IoT デバイスを介してクラウドに送信し，遠隔監視と異常通知を実現するものである．図-1に示すとおり，クラウド上ではセンサデータや気象庁アメダスデータが蓄積・可視化される．また，設定されたしきい値に基づき異常判定が行われ,管理技術者に通知される．

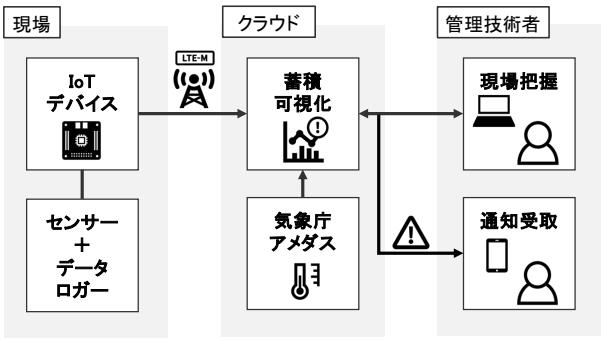


図-1 IoT 遠隔監視システムの構成図

(2) システムの特徴

本システムの主な特徴は以下のとおりである．

① 既設センサへの後付け：本システムは，特定メーカの伸縮計，水位計，4 ゲージひずみ計などに対応しており，対応しているセンサであれば，有線を 1 本接続するだけで，容易に現場設置できる．

② 電池駆動による簡易設置と長期稼働：IoT デバイスは省電力設計となっており，電波環境にもよるが，内蔵電池で 1 年以上の連続稼働が可能である．太陽光パネルを用いる場合，日照条件の考慮やパネル設置用の架台が必要となるが，本システムではそれらを必要とせず，商用電源を利用できない場所でも短時間で設置できる．

③ LTE-Mによる広範囲通信:通信には,LPWA(Low Power Wide Area）技術の一種である LTE-M を採用している．LTE-M は携帯電話網を利用する無線通信方式であり，多くの山間部や中山間地域でも比較的安定したデータ送信が可能である．通信インフラの整備を必要とせず，電波が届く範囲であれば設置後すぐに運用できる．

④ クラウドによる演算・可視化機能：計測データはクラウド上に送信され,インターネット環境があればPC などの端末からリアルタイムで確認できる．また，クラウド上での演算処理により，各種指標を自動的に算出し，その結果をグラフとして可視化することができる．

⑤ 異常通知機能:監視対象ごとにクラウド上でしきい値を設定でき，その値を超えた場合には異常を検知し，自動的に管理技術者へ警報が送信される．これにより，異常の兆候を遠隔で把握でき，巡視調査の必要性や緊急度を的確に判断するための材料となる．

⑥ 気象データとの連携機能：本システムでは，近傍の気象庁アメダス観測所から降雨量データなどを取得し，センサの観測値と重ねて表示することができる．これにより，変状発生時にその背景となる気象条件を即座に把握でき，異常の要因分析や判断の補助に活用できる．

3. 事例 1:地すべり斜面の変位モニタリング

(1) 現場概要

本事例は,地すべりが懸念される中山間地域において，既設の伸縮計に IoT デバイスを接続し，その有効性を検証したものである（図-2）．有線1本で接続できる仕様であるため，デバイスの設置作業は約30分で完了し，現場での作業負担も少なかった．



図-2 IoT デバイスの現場設置状況

(2) モニタリング結果

本事例では，取得した累積変位量に加え，24時間前のデータとの差分から算出した日変位量を，クラウド上で可視化した．得られたデータは，クラウド上から CSV 形式でダウンロード可能であり，Excel 等による加工や解析，傾向把握も迅速に行える（図-3）．

また，日変位量にしきい値を設け，その値を超える変位が確認された際には，クラウド側で異常を検知し，警報メールを自動送信する仕様とすることで，現地に赴かずとも異常兆候の早期把握を実現した．

本現場では，1時間ごとにセンサデータをクラウドへ送信したが，1年間にわたる試行期間中，電池交換を行うことなく安定して稼働した．

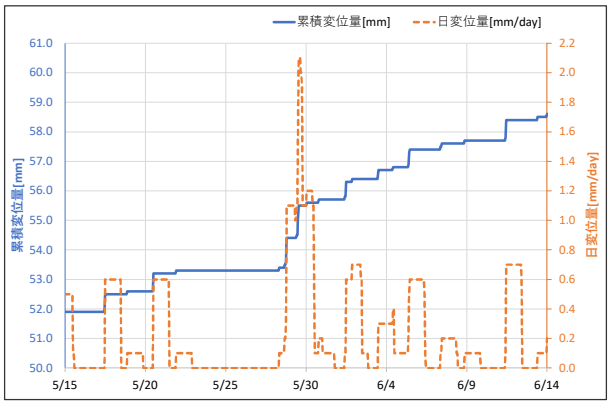


図-3 累積変位量・日変位量のモニタリング例

4. 事例 2:グラウンドアンカーの緊張力モニタリング

(1) 現場概要

本事例は，グラウンドアンカーの健全性を評価するために既設されていた荷重計および温度計を対象に，それらのデータを遠隔モニタリングするため，IoT デバイスを後付けしたものである．

本現場はアクセスに時間と労力を要する遠隔地に位置しており，頻繁な現地巡視が難しいことから，遠隔でのモニタリングが強く望まれていた．

計測された荷重値および温度は既設のデータロガーに保存されており，データロガーに IoT デバイスを後付けすることで，遠隔モニタリングを可能とした（図-4）．のり面での作業であったため，機器の簡便な設置性は大きな利点となった．



図-4 IoT デバイスの現場設置状況

(2) モニタリング結果

本事例では，荷重計によるグラウンドアンカーの緊張力と，温度を 1 時間ごとに取得し，それらの関係性をクラウド上で可視化した．

安定したのり面では，アンカー荷重値と温度の間に高い相関が見られる一方，変状が生じるとその相関が大きく低下することが知られている [2]．この知見を踏まえ，クラウド側では荷重と温度の相関をもとに，決定係数R^2を算出・表示する機能を実装した（図-5）．

さらに，近傍の気象庁アメダス観測所の降雨量などを同一画面上にグラフとして重ねて表示することで，相関の変化と背景要因との関連を視覚的に把握しやすくなり，のり面の状態変化を早期に察知するうえで有効であることが確認された．

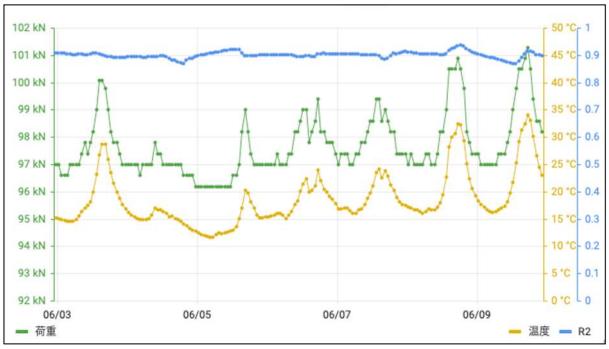


図-5 荷重・温度・決定係数のモニタリング例

5. まとめと今後の課題

本稿では，開発した IoT 遠隔監視システムの構成と特徴を示し，二つの現場事例を通じて設置の容易さ，長期間の稼働，および異常検知機能の有効性を確認した．

また，クラウド上での自動演算および可視化機能により，伸縮計データから算出した日変位量や，荷重と温度の相関を表す決定係数R^2などを，視覚的に把握できるようになった．さらに，近傍の気象庁アメダス観測所の降雨量などを重ねて表示することで，変状の兆候と背景要因を直感的に捉えることが可能となった．

これらの機能により，異常の兆候を迅速に把握し，巡視調査の必要性や緊急度を判断するための体制を構築することができた．

今後は，より多様な計測対象に対応し，過酷な環境下でも安定して運用できるよう設計を改良するとともに，状況に応じて通信頻度を柔軟に制御することで，省電力性と即応性を両立させた，より実用的な監視体制の構築を目指す．

《引用・参考文献》

1) 国土交通省砂防部：令和6年の土砂災害，p. 1.
2) アンカーアセットマネジメント研究会（2018）：SAAM システムを用いた既設アンカーのり面の面的評価マニュアル（案），p. 5-3.

傾斜センサーを用いた地すべり監視の有効性とパイプ歪計との比較

中央開発株式会社　○オオヤマ　エンリッケ　セイジ，藤谷　久　　長崎大学大学院　杉本　知史

1. はじめに

近年，異常気象に起因する豪雨により，日本全国の至るところで土砂災害が頻発している．この様な背景のもと，斜面の安定度をリアルタイムで把握できるモニタリングの需要が高まっている．斜面モニタリングは地表計測と地中計測とに大別でき，前者は主にがけ崩れ等の表層崩壊を対象とし，計測器はその滑動度を把握することを目的として地盤伸縮計や傾斜センサーが用いられる．一方，後者は主に地すべりを対象とし，計測器はその滑動度さらにはすべり面深度を把握することを目的として孔内傾斜計やパイプ歪計が用いられる．孔内傾斜計やパイプ歪計はボーリングを伴うため高価であるが，それに対し特に傾斜センサーは設置が簡便で安価であるとともに，地盤伸縮計と比較して亀裂や段差等の地表変状の有無に左右されず設置できるという利点がある．また，傾斜センサーは傾斜角速度の変化に着目し，表層崩壊の予兆を数時間前から捉えることができることから表層崩壊の検知に適しているという多くの報告がある[1)2)]．一方ですべり面深度が深くブロックの規模が大きい地すべり地では傾斜センサーの適用例は少ないことから，本稿ではその有効性を検証するとともに，パイプ歪計観測結果と比較検討することでその適用可能性を評価した．

2. 調査地の概要

本調査地点の当該地すべりは，豪雨時には既存の4孔のパイプ歪計（ブロック上部から末端部にかけて BV-5→BV-2→BV-1→BV-4（図-1））にて変動種別 B～C（表-2）を確認している．本地点のすべり面傾斜がおよそ15° と緩やかであり，現在も滑動しているブロックである．

既存調査によると，調査地は古生代の黒色片岩と新生代新第三紀の玄武岩の上位に第四紀の凝灰岩，さらにその上位には崖錐堆積物が被覆している（図-2）．

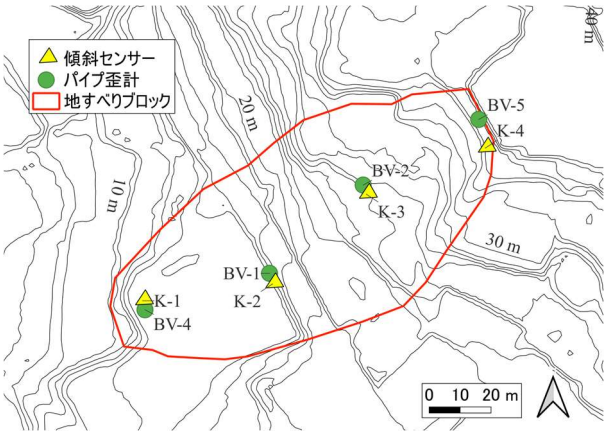


図-1　1m 間隔の等高線地図上。標高は、国土地理院（GSI）の1m 解像度の DEM データから抽出。

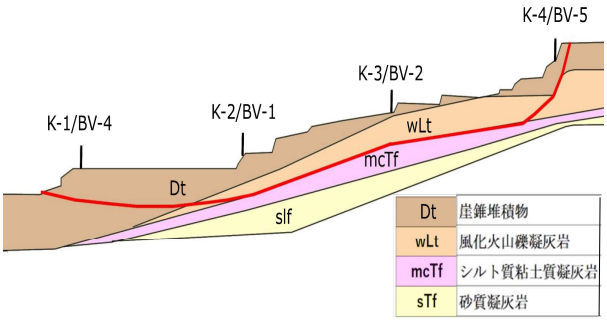


図-2　地質断面図と地すべりブロック断面図

3. 傾斜センサーによるモニタリング方法

傾斜センサー（K-1～4）は，2軸方向が測定可能な中央開発株式会社製のものを使用し，既存パイプ歪計との挙動を比較検討することを目的として，パイプ歪計の近傍の地表面下 GL-0.5m にそれぞれ設置した（図-1）．また，現地には簡易雨量計も設置し，地すべり挙動と降雨との関係の把握に用いた．なお，これらの傾斜センサーと簡易雨量計の計測は10分間隔でデータを取得し，そのデータは携帯電話回線を用いてリアルタイムでのモニタリングが可能な体制を構築した．傾斜センサーの管理基準は傾斜角速度に着目した3段階とし（表-1），各基準値を超過した際には予め登録した関係者へメールを配信するようにした．また，パイプ歪計は半自動として1日間隔でデータを取得した．表-2に月変動のパイプ歪計変動種別を示し日単位の変動に変換した値も併記した．

表-1　傾斜センサーによる管理基準値 [2)]

傾斜センサー 警報レベル	
警報レベル1	0.05/5時間
警報レベル2	0.1/1時間
警報レベル3	1.0/1時間

表-2　パイプ歪計の変動種別 [3)]

パイプ歪計の 変動（以上）		
変動C	100μ/月	3μ/日
変動B	1000μ/月	33μ/日
変動A	5000μ/月	167μ/日

4. モニタリング結果

傾斜センサーは，大別すると計測期間中には6期間（イベント）にて，まとまった降雨に反応した．そこで，イベントごとに傾斜センサーの挙動とそれに対応するパイプ歪計の挙動を比較検討した．

(1)傾斜センサーの管理基準値の超過

多くのイベントにて警戒レベル1は超過し，一部警戒レベル2も超過したものの，警戒レベル3は超過しなかった(表-3)．

(2)傾斜センサーとパイプ歪計(深度 GL-0.5m)との比較検討

傾斜センサーの挙動と深度 GL-0.5m のパイプ歪計の挙動を比較すると，傾斜センサーの X 軸(すべり方向)の挙動のトレンド(軌跡)はパイプ歪計の挙動のトレンドと概ね近似しているように見える(図-3)．

(3)傾斜センサーとパイプ歪計との比較検討

表-3には，各センサーの基準値に基づいて検出された動きが示されている．傾斜センサーにおける警報レベルと，パイプ歪計によって識別された変動種別を整理し，両者の検出結果を比較した．その結果，すべり面深度ごとのパイプ歪計の挙動と傾斜センサーの挙動には完全な一致は認められなかったものの，傾斜センサーに動きが検出された際には，パイプ歪計においても地すべりブロックの変位が確認された．

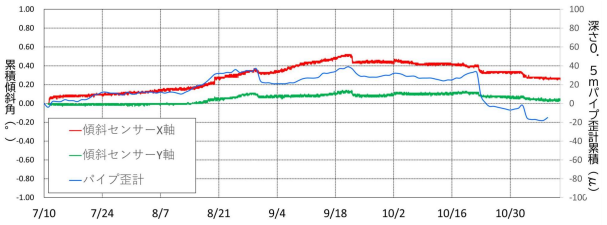


図-3　K-1傾斜センサーと BV-4パイプ歪計との計測結果比較図

表-3　イベントごとの傾斜センサーによる管理基準値超過とパイプ歪計変位との関係

イベント番号	イベント時期	日降水量(mm)	最大の土壌雨量指数(mm)	計測器		地すべり末端部側 ← → 地すべり冠頭部側			
イベント①	7月11日	55.2	19.3	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	○	×	○	×
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
					警戒レベル3超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	○	×	○	○
					変動B	×	×	×	×
					変動A	×	×	×	×
イベント②	7月14日	101.2	109.8	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	×	○	○	×
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
					警戒レベル3超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	○	○	○
					変動B	×	×	×	○
					変動A	×	×	×	×
イベント③	8月19日	21.0	23.5	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	○	×	?	○
					警戒レベル2超過	×	×	×	○
					警戒レベル3超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	×	○	×
					変動B	×	×	×	×
					変動A	×	×	×	×
イベント④	8月30日	13.4	40.6	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	×	×	?	○
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
					警戒レベル3超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	○	○	○
					変動B	×	×	×	×
					変動A	×	×	×	×
イベント⑤	9月22日	17.0	31.7	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	○	○	○	○
					警戒レベル2超過	×	○	×	○
					警戒レベル3超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	○	○	○
					変動B	×	×	×	×
					変動A	×	×	×	×
イベント⑥	10月22日	26.6	39.5	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	○	×	○	○
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
					警戒レベル3超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	○	○	○
					変動B	×	×	×	×
					変動A	×	×	×	×

5. 結論

前記した様に，深度 GL-0.5m のパイプ歪計の挙動と傾斜センサーの挙動は概ね近似したトレンドを示すものの，すべり面深度のパイプ歪計の挙動と傾斜センサーの挙動は完全一致ではなかった．この要因としては，地すべりブロックの土塊は一体となって滑動しておらず，様々な挙動を示す個々の小ブロックとして滑動し，最終的にはそれらが集合体として概ね一定方向に滑動するものと想定される．事実，必ずしもすべり面深度のパイプ歪計の変位が全孔で確認されていないことは注目すべき点である．

本研究の結果，傾斜センサーは地すべり地ブロックの動きにおいても一定の有効性を示すことが判明した．ただし，傾斜センサーやパイプ歪計等の各計測機器の選定には，それらの特性と限界を十分に理解した上で適切に運用する必要がある．

6. さいごに

本研究では，急激な地盤変動を想定した傾斜センサーのアラートレベルを基準に比較を行った．今後は，他の幾つかの地すべり地においての適用性を検討するとともに，地すべりブロック内での設置位置の相違による傾斜センサーの挙動の特性（例えば，地すべりブロック冠頭部は鉛直変位，また中央部では水平変位が優位なため傾斜角度の変化が検出しづらいのに対し，末端部では圧縮域に位置することから押出し性の挙動を受ける，つまり傾斜角度の変化を検出しやすい）を把握することで，傾斜センサーの適切な設置位置の選定が可能になると考える．

7. 謝辞

本研究の実施においては，長崎県県北振興局建設部の方々から，調査および計測結果をご提供いただきました．また、本研究では，戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)の研究助成を受けて実施しています．ここに謝意を表します．

《引用・参考文献》

1) Uchimura T, Towhata I, Wang L, Nishie S, Yamaguchi H, Seko I and Qiao JP (2015) Precaution and early warning of surface failure of slopes by using tilt sensors. Soils and Foundations. Vol. 55, No. 5:1086-1099. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.09.0101)

2) Wang, Lin, et al. "Risk evaluation and warning threshold of unstable slope using tilting sensor array." Natural Hazards 114.1 (2022): 127-156.

3) 藤原明敏：地すべりの解析と防止対策，理工図書，p. 222 979.

表層傾斜計と交通振動の測定結果

応用地質株式会社　○国居　裕介，根本　雅夫，石川　貴規，森川　倫人，今野　信一

1. はじめに

山岳道路に面する斜面における表層崩壊などの監視及び迅速な状況把握による防災機能向上を目的として表層傾斜計設置・観測を実施している。対象斜面は道路に近接することから、車両走行による表層傾斜計への振動の影響の有無や大きさ、範囲を把握するため、モデル設置と交通振動の測定を実施した。

2. 使用機器

使用した表層傾斜計と、交通振動測定に使用した振動加速度レベル計の仕様を表-1、2および写真-1、2に示す。

表層傾斜計の感部は、加速度を傾き角度に変換するセンサが搭載されており、温度変化の影響を極力低減させるため、地表から約1m 地中に挿入する構造となっている。

表-1 表層傾斜計の主な仕様

項目	仕様
測定項目	2 軸角度（X 軸、Y 軸）、温度
分解能	0.001°
通信方式	LTE-Cat.M1

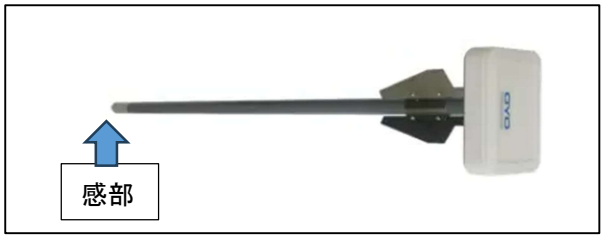


写真-1 表面傾斜計の外観

表-2 加速度振動レベル計の主な仕様

項目	仕様
測定項目	計量法・振動レベル計 JIS C 1510:1995 振動加速度レベル
測定レベル範囲	30dB～120dB
記録媒体	コンパクトフラッシュカード



写真-2 振動加速度レベル計の外観

3. 測定方法

道路に近接している斜面に表層傾斜計を設置したのち、振動加速度レベル計を2台用いて道路近傍（以下、振動計1）と表層傾斜計近接個所（以下、振動計2）にて交通振動を測定した。表層傾斜計は10分間隔測定とし、振動計1と2は0.1秒間隔測定とした。測定時間は1地点あたり3時間とした。全3地点（以下地点 A、地点 B、地点 C）で測定し、併せて実際の走行車両確認のためカメラでの動画撮影を実施した（図1～3）。

斜面下方方向を表層傾斜計Ｘ軸のプラスとなるよう設置した。振動計1と2も表層傾斜計のＸ軸と方向を合わせ、振動計1は地表に直接感部を設置し、振動計2は専用台座を地表に挿入しその上に設置した。

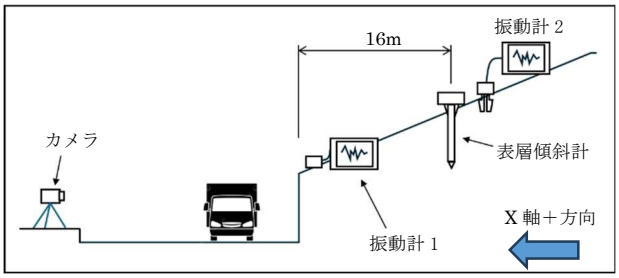


図-1 地点 A 測定概要図

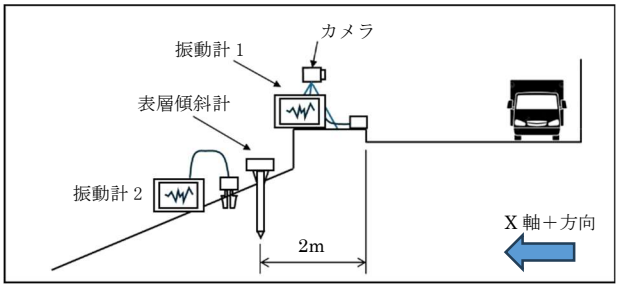


図-2 地点 B 測定概要図

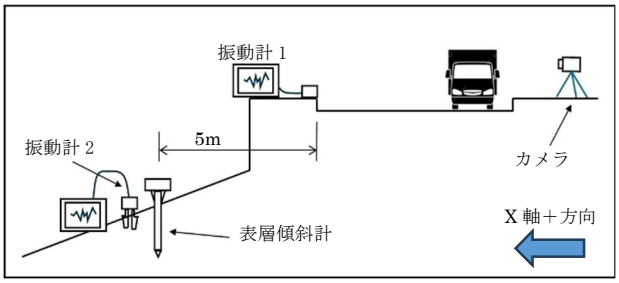


図-3 地点 C 測定概要図

4. 測定結果

地点 A、B、C の測定結果を図-4～6に示す。

各地点ともに振動計のデータと連動するような、表層傾斜計の値の変動は確認されなかった。振動計1と2のグラフ傾向が異なる理由として、振動計2に使用した専用台

座の影響と思われる。

地点 B 振動計1のデータを抜粋した測定結果を図-7に同時刻に撮影した動画で確認した車両を写真-3に示す。車両走行時に振動が計測されていることを確認できる。

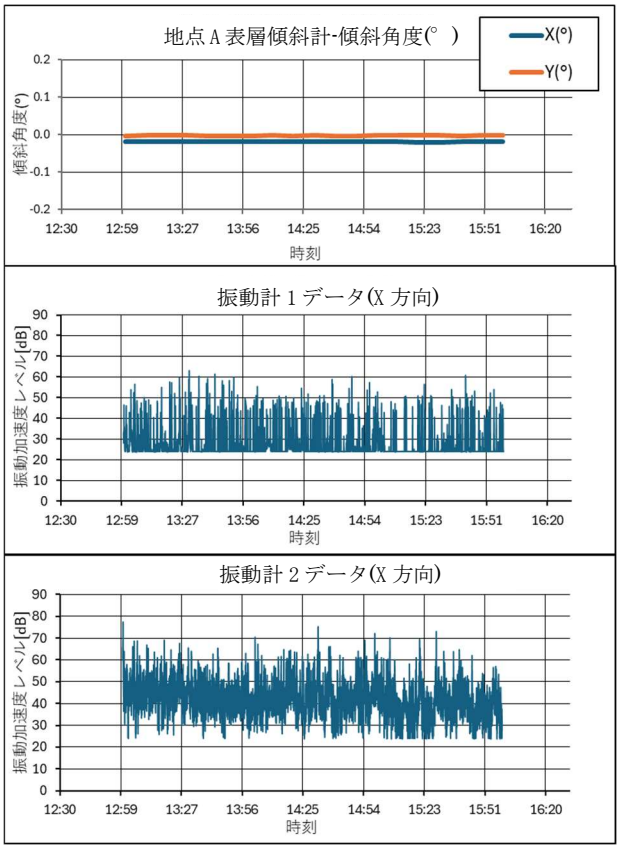


図-4 地点 A 測定結果一覧図

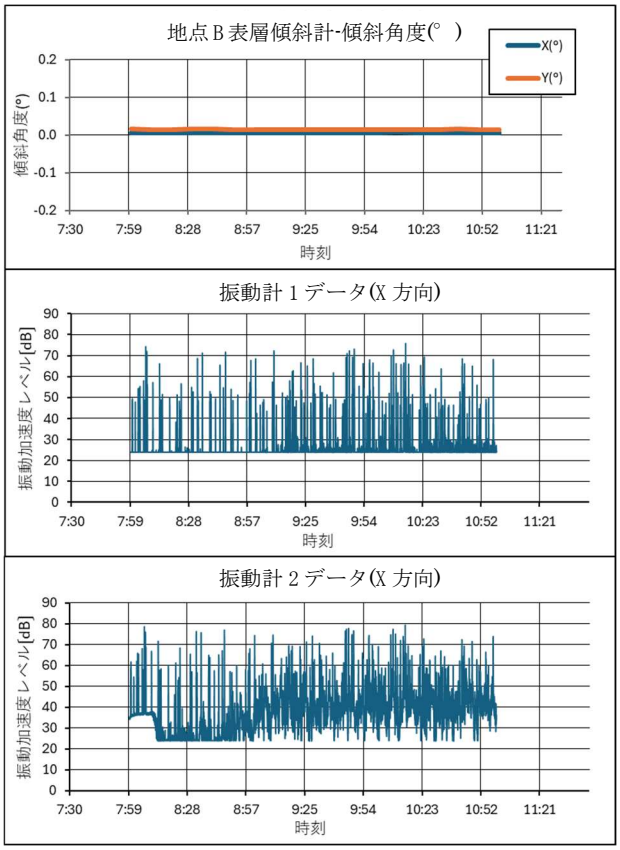


図-5 地点 B 測定結果一覧図

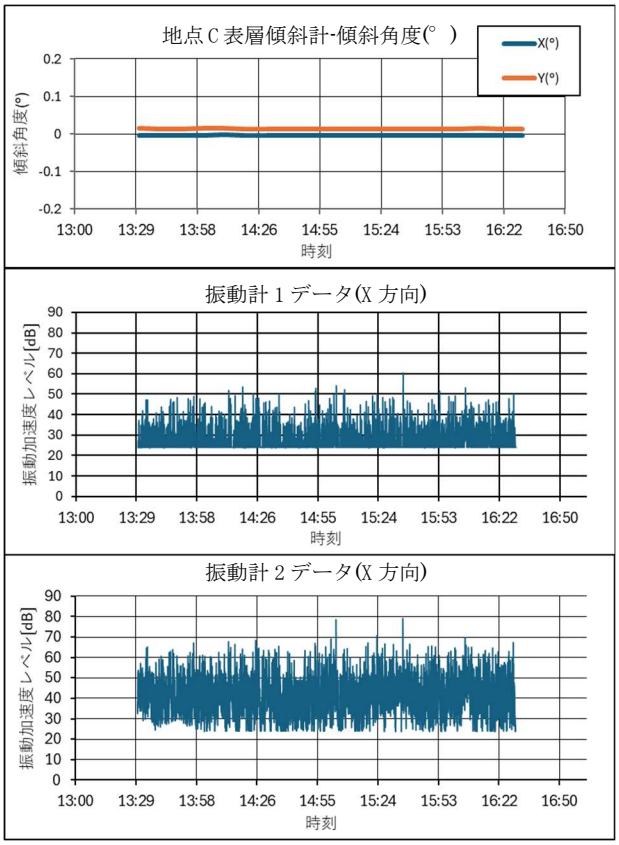


図-6 地点 C 測定結果一覧図

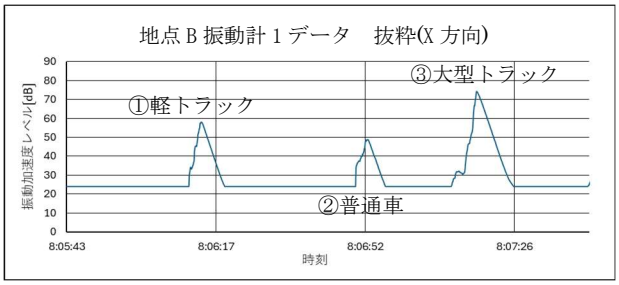


図-7 地点 B 映像と測定結果比較図



写真-3 通過車両

5. まとめ

車両の通過にともない交通振動は発生するものの、表層傾斜計データは、道路との離隔が2m と近接していても安定していることが分かった。

交通振動の影響を受けず安定した傾斜角度が計測出来ている要因として、地中1m に埋設している構造やデータ処理時に行っている平準化処理が考えられるので、今後は検証実験を重ね要因解明を進めていきたい。

人工芝の隆起メカニズムの検討

株式会社環境防災　　○橋本　治美、河野　美博、川上　嵐士

1. はじめに

河口付近に立地する球技場（建設後 2 年）において、人工芝の隆起や水路の変状が確認された。そのため、原因を究明し、補修計画を行った業務である。



写真-1 人工芝の隆起状況

2. 変状概要

(1) 人工芝の変状

人工芝を剥がしたところ、一部において地下水の滞留が確認された（写真-2）。また、人工芝の隆起箇所を剥がしたところでは再生路盤材の固結や、路盤下に最大厚さ 5cm の空洞が認められた（写真-3）。



写真-2 人工芝直下の地下水の滞留



写真-3 再生路盤材の固結および空洞

また、机上調査および現地踏査の結果、当該球技場には地下水排除工が設けられていないことが判明した。

(2) 水路の変状

球技場の外周水路では、水路の湾曲、目地の開口ならびにアスファルト舗装の隆起などの変状が確認された（写真-4）。



写真-4 水路の変状

(3) 隆起履歴

人工芝の過去の補修履歴を調査したところ、隆起は球技場全域において、毎年 6～7 月に顕著に発生していたことが確認された。人工芝の構造を図-1 に示す。

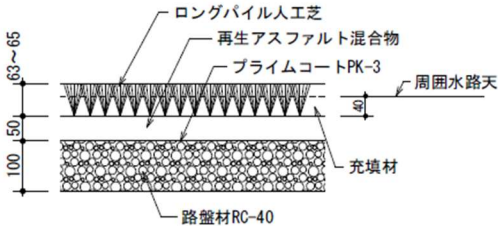


図-1　当地の人工芝の構造図

3. 調査計画

変状の要因を調査するために球技場の土層構成、土質性状、地下水の存在および影響、膨張性鉱物の確認、路盤材料の良否判定など、表-1 に示す調査および試験を計画した。

表-1 調査および試験

種別	内　容	確認項目
土質調査	①ボーリング調査 ・標準貫入試験 ②電気探査	・土層構成と土質性状の確認 ・地下水賦存状況
路盤材料試験	・X線回折解析 ・ふるい分け試験 ・すりへり試験 ・液性・塑性限界試験	・含有鉱物 ・材料特性

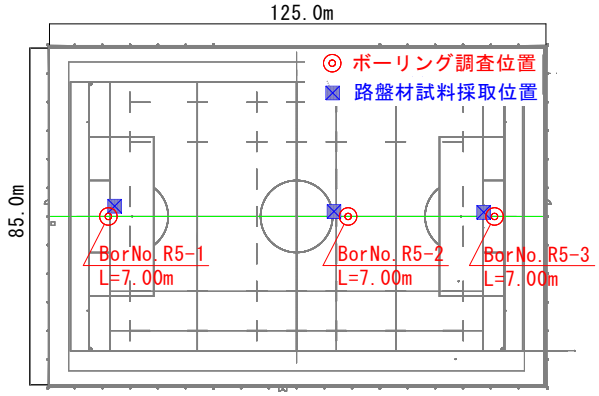


図-2 調査平面図

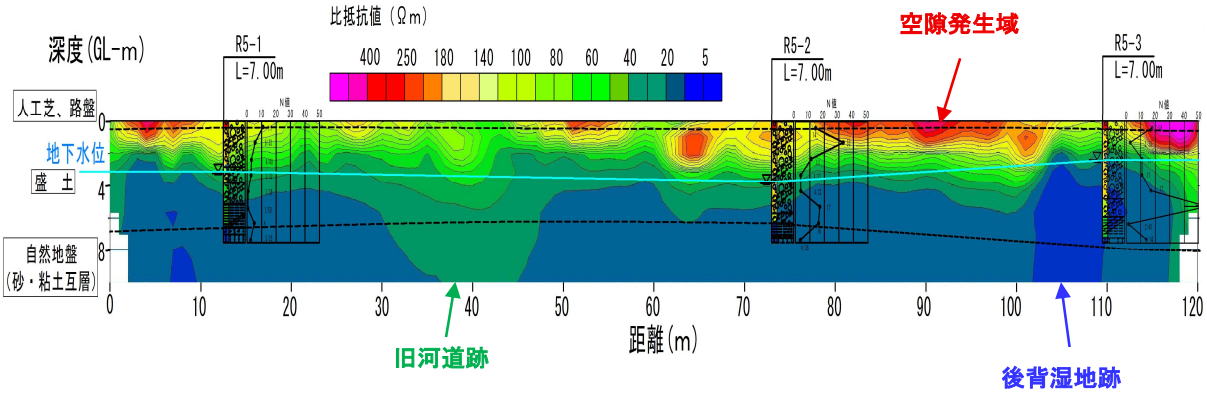


図-3 ボーリングおよび電気探査結果

4. 調査結果

(1) ボーリング調査結果

当地の土層構成は、地表面より深度 GL-6.3～7.2mは盛土地盤であり、その下位には自然地盤である沖積砂・粘土互層が分布している（図-3）。

(2) 電気探査結果

ボーリング調査により確認された地下水位と電気探査の結果から、比抵抗値が 50Ω m以下と低い領域では、地下水の滞留が考えられる（図-3）。本地域周辺には造成前に旧河道や田畑が存在しており、砂礫質の旧河道跡（距離標約 30～50m、緑色）や粘性土からなる後背湿地跡（距離標 102～110m、青色）の存在が考えられる。また、路盤材と盛土地盤内の比抵抗値が高く暖色で示される箇所は、地盤に空隙や緩みが生じている領域と推定された。ここで、比抵抗値の高い領域は人工芝の隆起箇所と一致しており、人工芝直下はドーム状に膨らみ、空洞内部が乾燥した状態で確認された。

(3) X 線回折分析結果

人工芝直下に敷設された再生路盤材をX線回折分析した結果、隆起箇所は反応物であるペリクレースと生成物であるブルース石（膨張鉱物）が確認された。このことから、施工後に地下水と再生路盤材に含まれるペリクレースが反応し、ブルース石が生成されたと考えられる。

(4) 液・塑性限界試験、すり減り試験、ふるい分け試験結果

各試験の結果は、すべて路盤砕石の品質管理規格値内であり、特に問題は確認されなかった。

5. 人工芝隆起メカニズム

人工芝の隆起のメカニズムを図-4 に示す。人工芝直下に敷設された再生路盤材は、部分的に固結化が生じていた。このことから、人工芝直下のアスファルト混合物は亀裂等が生じて路盤内に雨水が浸入し、降雨の多い時期に水が滞留しやすい状況となり、さらに、太陽熱によりアスファルト下の再生路盤材中の滞留水の温度も上昇し、膨張性鉱物における水酸化反応が促進されたと推察される。その結果、再生路盤材は溶融がすすみ板状となり、透水性は著しく低下した。これにより、水はアスファルトと溶融固化した路盤材に挟まれる形で滞留することとなり、アスファルト直下の高温環境で水が温度膨張し、アスファルトおよび人工芝を押し上げたもの（ブリスタリング）と考えられる。

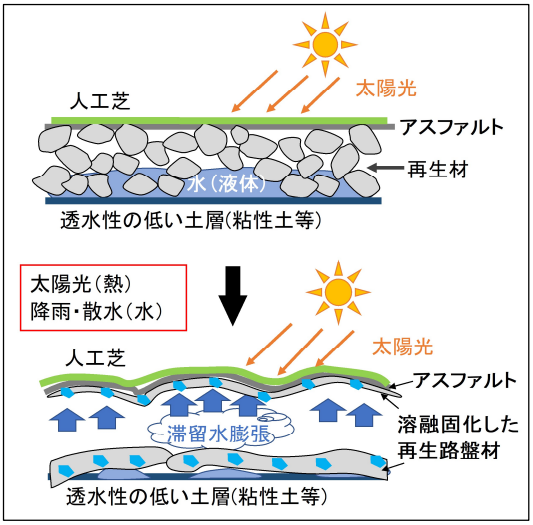


図-4 隆起のメカニズム

6. 補修計画

当地における人工芝の隆起は、アスファルト混合物の表面で雨水を排水することが出来ず、雨水が再生路盤材内に侵入して滞留し高含水となり、路盤材の溶融固化によって、さらに密閉された高温環境にさらされたことが主な要因であると推察される。したがって、路盤を再生路盤材からバージン材に入れ替えるとともに、路盤下に地下水排除用の集水管を設置する計画とした。

7. 最後に

本現象は当地特有のさまざまな条件が複合的に作用した結果として発生したものであり、すべての場所において同様の現象が生じるとは限らない。今後、類似の現象が発生した際には、本事例を参考としたい。

【CM70】

軟弱地盤上の道路盛土拡幅における調査・解析事例

㈱村尾技建　　長浜　敦志

1. はじめに

新潟平野は軟質な沖積層が厚く分布しており、土構造物等を建設する際には地盤の安定性を考慮した設計が肝要である。本事例では、新潟平野における軟弱地盤上の道路の拡幅よる盛土の影響を把握するために実施した地質調査について報告する。対象路線は、道路の拡幅に伴う盛土による圧密沈下等の発生が懸念されることから、既設道路盛土箇所と拡幅部の土質工学的性質を把握することを目的として調査を実施した。

本稿では調査結果から判明した地盤解析結果を報告する。

2. 調査地の特徴

対象路線は、新潟平野にある鳥屋野潟南部に位置し、全長800m 盛土高2m、供用開始から15年程度経過した既設道路である（図-1）。

航空写真を確認すると調査地周辺の多くは、少なくとも1960年代には耕作地として土地利用されており、本事例で対象となる既設道路は耕作地に囲まれ、周辺には平坦面が続いている状況である（図-2）。



図-1. 調査地の位置図 [1)]

3. 着眼点と対応方針

現地踏査から、既設道路の舗装面は全体に波打っている様子がみられた。このような状況から、調査地周辺には軟弱地盤が存在し、現在も圧密沈下が継続していることが予想された。

よって、既設道路の建設時は十分な軟弱地盤対策が行われていなかったと推測された。既設盛土部と拡幅部の地盤特性の違いと圧密沈下量を把握することが重要であると考え、ボーリング調査位置を計画し調査を実施した(図-3)。

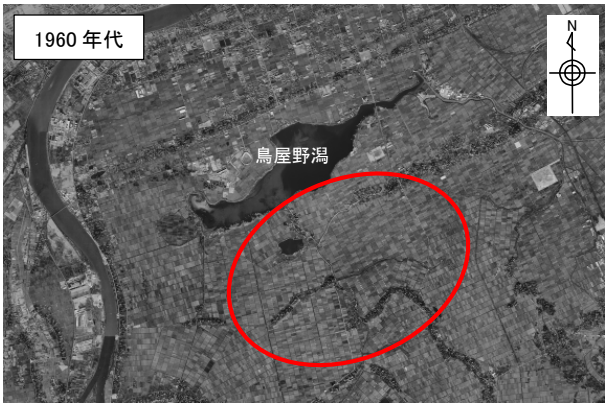




図-2. 調査地周辺の航空写真（現在と 1960 年代の比較）[1)]

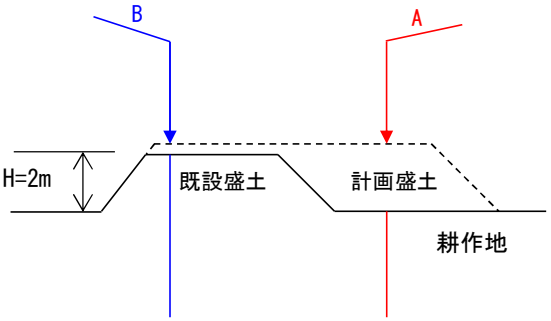


図-3. 調査位置計画イメージ図

4. 地質調査結果

ボーリング調査の結果、道路盛土及び表土の下位に層厚4～5m 程度の軟質な粘性土層を確認した。これらの地層状況を把握する目的で地質断面図を作成した（図-4、図-5）。その結果、各地層面の標高と層厚より沈下量を推定すると、沈下量は約1.5m 程度であると判った。

既設盛土箇所および拡幅箇所において土の物理特性と力学特性を把握することが重要であると考え、軟質な粘性土層を対象に乱れの少ない試料を採取し、室内土質試験を実施した。圧密試験の結果、圧密降伏応力が既設盛土部($Pc=63kN/m^2$)＞拡幅部($Pc=26kN/m^2$)であることから既設盛土部では圧密が進行していることが判った。

以上より、既設盛土部は盛土の荷重や交通荷重により圧密沈下が進行しているといえる。

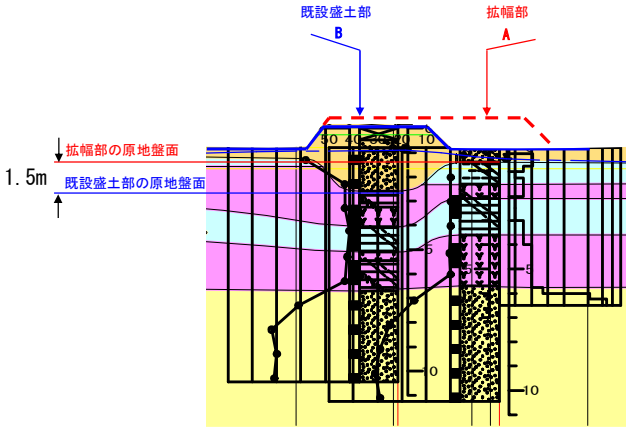


図-4. 地質断面図

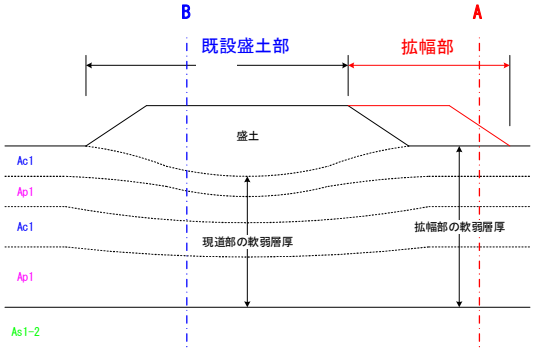


図-5. 軟弱地盤のイメージ図

また、調査にあたり既設道路の舗装厚の確認したところ、最大で49cm、7回のオーバーレイ補修が行われていたことが判明した(図-5)。このような点からも既設盛土部では圧密沈下が進行していると推測された。



図-5. 舗装厚の確認状況

5. 軟弱地盤解析結果

調査対象路線約800m における軟弱地盤の分布状況の違いにより4分割とした。それぞれを1工区～4工区に区分し、工区ごとの地盤圧密の解析結果を表-1に示す。これによると、既設盛土部の沈下量は約23cm～27cm であるのに対し、拡幅部の沈下量は約40cm～62cm であり、約2倍の沈下量となっていた

これは既設盛土部が盛土の荷重や交通荷重により沈下が促進されている状態であるといえる。

表-1. 地盤圧密沈下の解析結果

検討位置	供用3年後残留沈下量(cm)	
	既設盛土部	拡幅部
1工区	23.1	40.9
2工区	25.7	62.8
3工区	27.3	53.9
4工区	23.4	46.9

なお、許容沈下量は発注者との協議の結果10cm に設定されたため、全工区において許容値を超過しており、対策工の実施が必要であることとなった。対策工としては、深層混合処理工法を最適工法として選定した。対策工は施工条件などに基づき改良の仕様等を変更することが一般であるが、本調査地においては施工性などを踏まえ既設盛土部と拡幅部の区別なく一律とすることが最適と判断した。

6. おわりに

本事例は、新潟平野という軟質な沖積層が厚く分布する特徴の他、軟弱層厚および沈下量の違いによる解析手法や対策工の検討が重要な課題であった。

調査地周辺では、同様の道路盛土の調査・解析が発注されるものと予想される。今後については、本事例の経験を生かして軟弱地盤が広がる新潟平野におけるインフラ整備に貢献するために必要な地質調査の提案をしていきたい。

《引用文献》

1) 国土地理院地図：国土地理院
https://www.gsi.go.jp/

港湾における浚渫土の未圧密を考慮した再現解析事例

中央開発株式会社　　○鈴木　美緒，東野　圭悟，新井　昌成，斎藤　仁

1. はじめに

港湾の埋立て事業においては，設定された供用開始時期に間に合わせるために，必要な土量や圧密沈下の収束時期を精度良く把握する必要がある．しかし，浚渫土のように自然含水比が大きく，自重によって圧密が進行(自重圧密)するような土質性状では，圧密定数を適切に設定することが困難であることから，自重圧密沈下解析における沈下量や圧密期間が過大に評価される傾向にある．

今回対象箇所では，浚渫土による埋立てが完了し，浚渫土の自重圧密が進行している．本業務では，「未圧密を考慮した Cc 法による圧密沈下解析」により圧密沈下解析を行い，放置期間中の圧密沈下量を算出した．また，本手法の妥当性を確認するために，隣接工区におけるボーリング調査結果を踏まえて設定された圧密定数を用いて，動態観測結果の再現解析を行った．本報告では，隣接工区における再現解析に着目し，「未圧密を考慮した Cc 法」について説明するとともに，実測値を再現できた圧密定数の妥当性について検証する．

2. 解析方法

(1) 未圧密を考慮した Cc 法

本業務で用いた「未圧密を考慮した Cc 法」による算定式を式-1に示す．浚渫土の自重圧密を考慮するため，一般に正規圧密粘土の圧密沈下量の計算に用いられる Cc 法の式[1]の除数である初期有効土被り圧σ'_{v0}を圧密降伏応力p_cと読みかえて沈下量を算出した．図-1に示すように，前述の通り式を読みかえることで，正規圧密分に加え未圧密分の沈下量を算出することができる．

$$S = h\frac{C_c}{1+e_0}\log_{10}\frac{\sigma'_{v0}+\Delta p}{p_c} \quad \cdots \text{式-1}$$

ここで，

S　：圧密沈下量（m）
h　：層厚（m）
C_c　：圧縮指数
e_0　：初期間隙比
σ'_{v0}　：有効土被り圧（kN/m²）
Δp　：鉛直増加荷重（kN/m²）
p_c　：圧密降伏応力（kN/m²）

(2) 解析条件

本検討に用いた地盤モデルを図-2に，圧密定数を表-1に示す．圧密定数は，隣接工区において海面までの埋立て完了後に実施されたボーリング調査結果のうち，動態観測を行った地点に近いボーリング調査結果を用いて設定した．なお，ボーリング調査はサンドマット+0.5m の覆土完了後（ドレーン打設前）に行われており，深度によって圧密の進行状況が異なることから，層厚が13.5 m と大きい浚渫土層（Bc1）は3層に細分して圧密定数を設定した．

盛土の施工速度は，実際の施工工程に基づいて，10 cm/day とした．また，サンドマット敷設後に Ac2層下端までバーチカルドレーンを設定した．

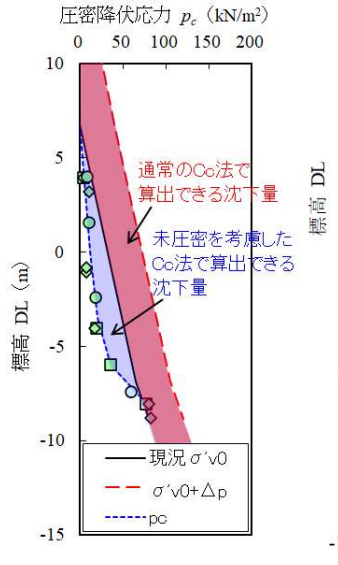


図-1　解析方法イメージ

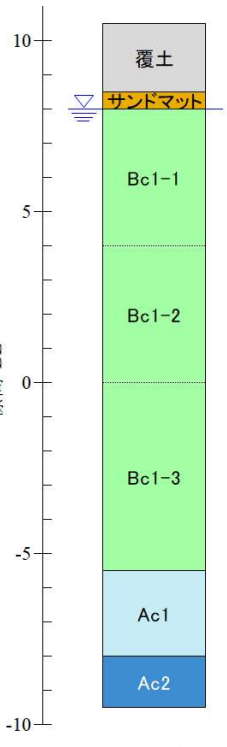


図-2　地盤モデル

表-1　圧密定数

地層名	単位体積重量 γ_t（kN/m³）	初期間隙比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 p_c（kN/m²）
覆土	19.0	—	—	—
サンドマット	18.0	—	—	—
浚渫土(Bc1-1)	13.0	4.1	1.3	6.00
浚渫土(Bc1-2)	13.5	3.6	1.3	8.25
浚渫土(Bc1-3)	14.0	3.2	1.4	20.00
沖積粘性土(Ac1)	14.0	2.8	1.1	55.50
沖積粘性土(Ac2)	17.0	1.5	0.5	69.00

3. 解析結果

未圧密を考慮した Cc 法で算出した沈下量を表-2に示す．全層合計の最終沈下量（計算値）は343.6 cm であり，動態観測結果に基づく双曲線法による推定最終沈下量345.0 cm を概ね再現することができた．

また，解析結果に基づいて時間-沈下曲線を作成し，動態観測結果と比較した（図-3）．動態観測結果を再現できるような各層の圧密係数c_vを試行計算した結果，浚渫土層（Bc1）の圧密係数c_vが40 cm²/day，沖積粘性土層（Ac1，Ac2）の圧密係数c_vが77.5 cm²/day となった．

表-2 圧密沈下量(計算値)

地層名	沈下量 S_f (cm)
覆土	—
サンドマット	—
浚渫土（Bc1-1）	97.9
浚渫土（Bc1-2）	103.4
浚渫土（Bc1-3）	116.0
沖積粘性土（Ac1）	19.1
沖積粘性土（Ac2）	7.3
$\sum S_f$（cm）=	343.6

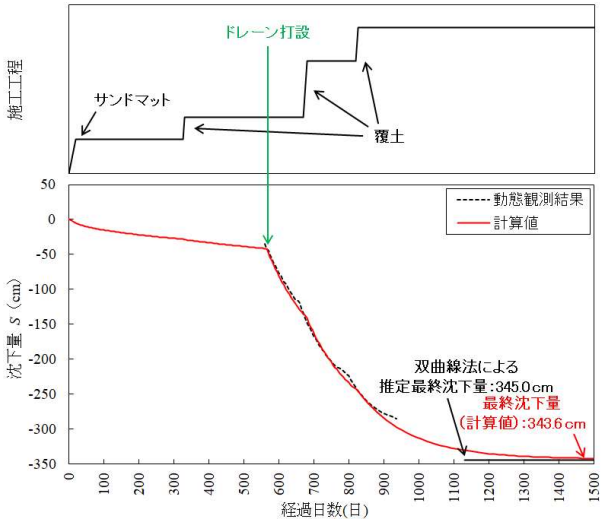
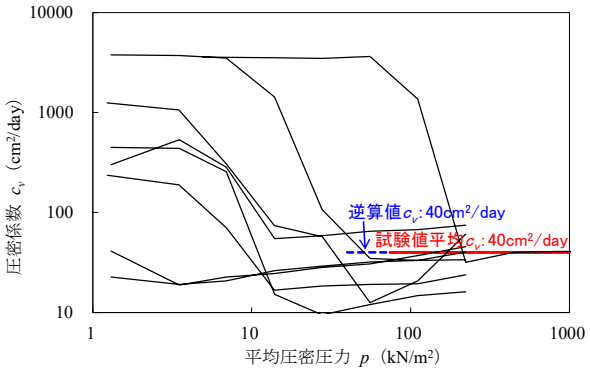


図-3 時間-沈下曲線

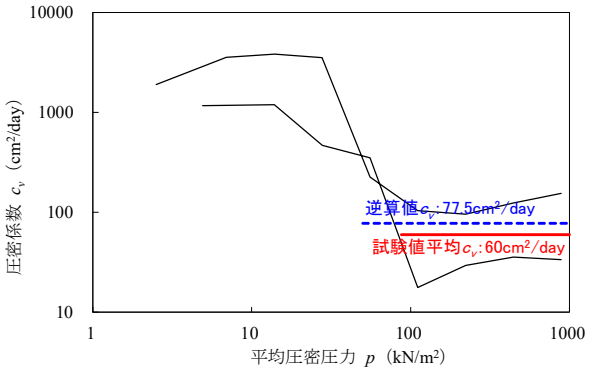
4. 圧密定数の妥当性の検証

前章で求めた圧密係数c_v（以下，逆算値）と圧密試験結果（以下，試験値）を比較し，圧密定数の妥当性を検証した．逆算値と試験値の比較を図-4に示す．なお，沖積粘性土層（Ac2）では圧密試験を実施していないことから，逆算値との比較は行っていない．

図-4より，浚渫土（Bc1）および沖積粘性土層（Ac1）のいずれも逆算値と正規圧密領域における試験値の平均（相乗平均）が概ね同じ値であり，逆算値は試験値のばらつきの範囲内である．よって，「未圧密を考慮した Cc 法」に用いる圧密係数c_vは，正規圧密領域における圧密試験結果の平均（相乗平均）より設定できると考えられる．



（1） Bc1 層



（2） Ac1 層

図-4 圧密係数の逆算値と試験値の比較

5. おわりに

本報告では，サンドマット+0.5m の覆土完了後に実施したボーリング調査によって圧密沈下の進行状況を把握し，調査結果に基づいて設定した圧密定数を用いた「未圧密を考慮した Cc 法」によって浚渫土の自重圧密沈下量を再現することができた．また，再現解析によって得られた圧密定数は圧密試験結果を代表し得るものであった．

今後は，この再現解析によって得られた知見に基づいて新規工区における対策工法の検討を行うことで，沈下量や圧密期間の精度が向上し，載荷盛土の高止まりや盛土高不足を防ぐことができると考える．また，本業務で行った「未圧密を考慮した Cc 法」による解析方法は，有限要素法等による自重圧密沈下計算と比較して，(1) 表計算レベルで解析できる，(2) 定数設定の手間が少ない，(3) 計算過程がわかりやすいといった特徴があることから，今後の類似業務においても展開可能であると考える．

《引用・参考文献》

1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（2018）：公益社団法人日本港湾協会，p. 740.

矢作川沖積低地の地層年代を考慮した地盤特性評価

株式会社エイト日本技術開発　　○大嶋　篤，風見　健太郎，鳥海　貴裕

1. はじめに

粘性土地盤の上に構造物を建設する際には、粘性土の圧密による沈下を考慮する必要があり、堆積年代の新しい沖積層では圧密沈下が発生しやすいことから、地質調査により正確に地盤特性を評価する必要がある。

本論は国土交通省豊橋河川国道事務所が整備する矢作川の河川堤防において、既往地質調査では沖積層の評価が明確ではなかったが、堤防の浸透対策工法によっては粘性土の圧密を考慮する必要があるため、年代測定を行うことで科学的観点から地層区分を実施した事例である。

2. 実施背景

対象地である矢作川低地は、第四紀の氷河期に領家帯の花崗岩類を開析して形成された河谷に、山地部から運搬された土砂が堆積して形成された沖積低地である。

既往地質調査では、矢作川右岸沿いの地盤構造は GL-20m 程度まで軟弱な堆積層が分布しており、深部では N 値3～10程度の粘性土が確認される。深部の堆積層を洪積層として、洪積の砂質土層と粘性土層が砂礫層の上に存在することが示されていたが、「森山ほか，1972[1)]」では矢作川低地の沖積層基底は砂礫層であると指摘されていたことから、本調査で改めて沖積－洪積の境界を明確にする必要があった。

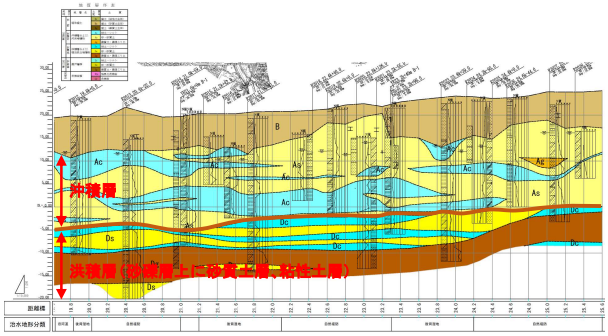


図-1 既往地質調査による矢作川右岸地質断面

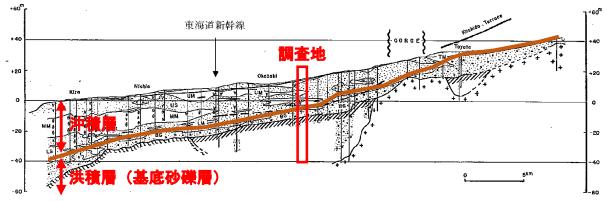


図-2 矢作川低地沖積層の縦断面図[1)] を一部改変

3. 調査手法

地質調査としてはボーリング調査や室内土質試験（物理試験、力学試験）を実施したが、粘性土層においてはボーリングコアの観察や各試験結果のみでは沖積－洪積境界が明瞭ではなかったことから、粘性土層中に含まれる有機物を用いて放射性炭素（C14）年代測定を実施することで、正確な堆積年代を明らかにすることとした。

放射性年代測定とは、生物由来の炭素系物質が存在した年代を推定するための手法である。試料中の放射性炭素（C14）の量を測定し、国際的に使用されている標準物質と比較することによって年代が推定される。

4. 年代測定結果

放射性炭素（C14）年代測定結果を表-1に示す。Ac2、Ac3層（既往 Ac 層）及び Ac4層（既往 Dc 層）は全て5,700 BC 以内の年代を示していることから、既往地質調査では洪積層に区分されていた深部の粘性土層も含め、全て沖積層と判定される。既往地質調査では、洪積層と沖積層の境界は図-3の赤点線が示すように As4層付近であったが、今回の調査の結果、既往文献と同様に基底礫層（Dg 層）が境界となると考えられる。

表-1 放射性炭素(C14)年代測定結果

地層	地点	Conventional Age (BP)	暦年代校正 (cal BC)
Ac2	No.3-2	2720 +/- 30	918～808
Ac3	No.1-2	4760 +/- 30	3635～3381
	No.2-2	3620 +/- 30	2121～1890
	No.3-2	3550 +/- 30	2012～1771
Ac4	No.1-2	6680 +/- 30	5658～5535
	No.2-2	6180 +/- 30	5215～5015
	No.3-2	6110 +/- 30	5207～4937

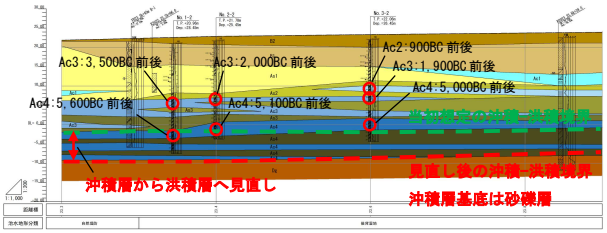


図-3 見直し後の沖積－洪積境界区分

5. 地盤特性評価

(1) 地層の成り立ち

放射性炭素（C14）年代測定の結果、沖積粘性土層である Ac2～Ac4層は堆積年代が異なることが判明した。「川瀬，1998[2)]」によると、矢作川下流低地では4,900BC 頃では海岸線は現在の東海道新幹線の付近にあり低地の大部分は海域であったが、1,900～800BC 頃に三角州の離水が急速かつ広範囲にわたって進行し、最も海水準が低下した50BC 前後は「弥生の小後退」と呼ばれている。

今回の調査では粘性土中に含まれる有機物を用い年代の測定を行っており、最も若い年代である Ac2層の年代は約900BC で、海水準が低下する過程で堆積したものと考えられる。最も海水準が低い「弥生の小海退」の海水準が形成される間に河川の氾濫が発生し、上流側の基盤

岩である花崗岩由来の粒度の粗い砂などが厚く堆積し、As1層が形成された。なお、「弥生の小海退」以前は海水準が高く Ac3層や Ac4層が分布する年代であり、粘性土等が厚く分布する年代と考えられ、応力状態の変化が少ないものと考えられる。

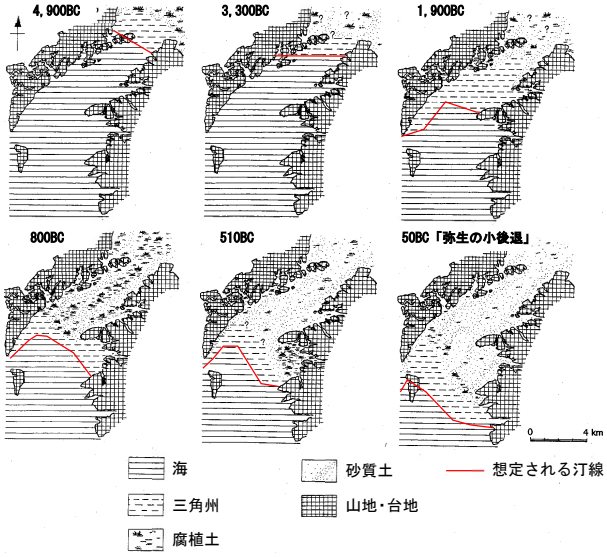


図-4 矢作川下流の海水準の変遷[2)]を一部改変

(2) 沖積層の圧密特性評価

沖積層に区分された粘性土層（Ac2～Ac4層）の圧密特性を把握するため、圧密試験を実施した。試験結果より、有効上載圧と圧密降伏応力の関係を表-2に示す。沖積粘性土は一般に正規圧密状態を示すが、当該地では Ac2～Ac4層いずれも圧密降伏応力が有効上載圧を大きく上回っており、過圧密状態を示した。

過圧密が発生する原因としては断層・褶曲等の地殻運動や上部地層の浸食、氷河期の氷河による荷重増加等が考えられるが、Ac2～Ac4層は概ね現在の年代から8000年以内に形成された地層であることから、これらの影響は考えにくいため、当該地の過圧密の原因は地層の堆積により圧密が進行したためと考えられる。

表-2 有効上載圧と過圧密比の関係

地層	地点	有効上載圧 (kN/m2)	圧密降伏応力 (kN/m2)	過圧密比
Ac2	No. 3-2	189. 3	281. 0	1. 48
Ac3	No. 1-3	124. 5	303. 0	2. 43
	No. 2-3	88. 0	214. 0	2. 43
Ac4	No. 2-3	138. 0	351. 0	2. 54

(3) 堆積年代と過圧密比の関係

圧密試験の結果、Ac2層では過圧密比が1.48、Ac3層では2.43、Ac4層では2.54になっていることが分かる。Ac2層と Ac3層では堆積年代にも1000年以上の差が見られたことから、堆積環境に大きな変化があったものと推察される。Ac3層と Ac4層では過圧密比に大きな差は見られないが、過圧密比としては高くなっている。

Ac2層から Ac3層の過圧密比の上昇は、海退に伴う山地からの砂質土の供給が多くなったことで圧密が進行した影響であり、Ac3層と Ac4層では海水準の変化による応力の変化が生じたためと考えられる。また、海退時に形成された Ac2層も過圧密状態となっているが、これは昭和の高度経済成長期に伴う過剰揚水の影響で地下水位が低下し、沈下が促進されたものと考えられる。

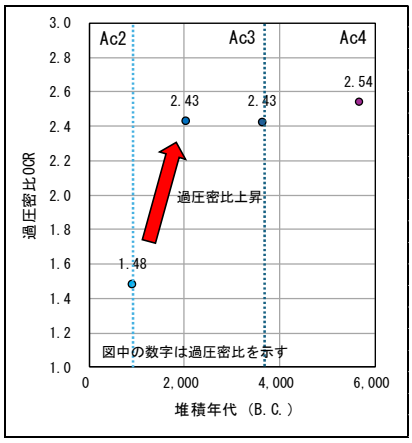


図-5 粘性土層の過圧密比

以上より、本調査によって既往地質調査では不整合となっていた沖積－洪積の層境界が明確化された。沖積－洪積境界は地質調査技術者の主観で決定されていることが多いが、年代測定等の試験を行うことで科学的観点から地層区分を行うことが可能となる。

なお、沖積－洪積境界の見直しにより沖積層の深度は深くなるものの、地盤特性としては沖積粘性土層は過圧密状態のため、堤防の浸透対策工として盛土が必要になった場合でも、対策規模によっては沈下等の影響は発生しないと考えられる。

6. まとめ

矢作川沿いの地盤構造は、GL-20m 程度まで軟弱な堆積層が分布しており、深部では N 値3～10程度の粘性土が確認される。沖積－洪積の層区分が判断しにくい地層が連続していることから、粘性土中に含有する有機物を用いて放射性炭素（C14）年代測定を行った結果、既往地質調査では洪積層とされていた深部の粘性土層は沖積層であることが判明した。一方、圧密試験の結果、浅部の粘性土層と深部の粘性土層では圧密状況は大きく異なる結果が得られたことから、年代分析とともに検討を行ったところ、「弥生の小海退」による地層の堆積環境が圧密状況に影響している可能性が示唆された。

年代測定等によって地質年代を科学的に明らかにすることで、地質調査技術者の主観によりがちな支持層の評価を明確にすることが可能となる。

《引用・参考文献》

1) 森山昭雄・小沢恵（1972）：矢作川流域の沖積平野の地形と沖積層について
2) 川瀬 久美子（1998）：矢作川下流低地における完新世後半の地形環境の変遷

セメント改良土の一軸圧縮試験と針貫入試験の相関性について

新栄地研株式会社　　○石村　隆昇, 池田　亮太

1. はじめに

有明海周辺の沿岸部には,通称「有明粘土」と呼ばれる軟弱地盤地帯が広がっている.そのため当該地域では,支持力確保のための地盤改良工法が一般的であり品質管理の手段としては一軸圧縮試験が広く用いられる.

しかし一軸圧縮試験は局所的な強度評価であり,改良体全体を評価できているかが不明である.そこで改良体全域で強度評価する手法を模索し,本来軟岩において多く実施される針貫入試験にて改良土の強度評価ができないかと考え,一軸圧縮試験と針貫入試験の相関性について検証を行った.

2. 針貫入試験の概要

針貫入試験は,試料に針を貫入したときの貫入力と貫入量の比（針貫入勾配 N_p）を求めるものであり,針貫入勾配から換算一軸圧縮強さを求めることができる.今回使用した針貫入試験機を写真-1に示す.



写真-1　針貫入試験機

※なお本発表では区別しやすいように
一軸圧縮試験より求められた値＝一軸圧縮強さ（一軸）
針貫入試験からの換算一軸圧縮強さ＝一軸圧縮強さ（針）
とする.

参考文献によると $y=\alpha x+\beta$ の近似式を用いた一次関数で以下のように記載されている.

有明粘土　　：一軸圧縮強さ(針)=41.8N_p-4・・・**式-1**[1)]

細粒分砂質礫：一軸圧縮強さ(針)=27.3N_p+132・・**式-2**[1)]

2.1 針貫入試験に期待できる効果

・試験間隔を密にすることで改良体全域の連続的な強度分布を把握.

・試験から得られる値の数が多いため,強度評価に統計的手法の採用が可能.

3. 検証方法について

・試験試料は粘性土が3試料と砂質土3試料の計6試料である.使用した試料土を表-1, 2および写真-2, 3に示す.

・固化材は地盤改良工事において一般軟弱土用として使用される高炉セメントＢ種を用いて室内配合試験を実施した.

・固化材の添加量は50・100・150kg/m³とし, 供試体は各添加量3本ずつ作製した.

・養生日数は28日間とし,針貫入試験を実施した後に同一供試体にて一軸圧縮試験を実施した.

表-1　試料土の性状（粘性土）

試　　料		試料1	試料2	試料3
土質材料の分類名		砂質粘土	粘土	礫まじり砂質粘土
礫分	（%）	2.7	0.0	5.9
砂分	（%）	24.7	2.8	25.3
細粒分	（%）	72.6	97.2	68.8
含水比	（%）	35.6	103.4	103.3
湿潤密度	(g/cm³)	1.854	1.430	1.450

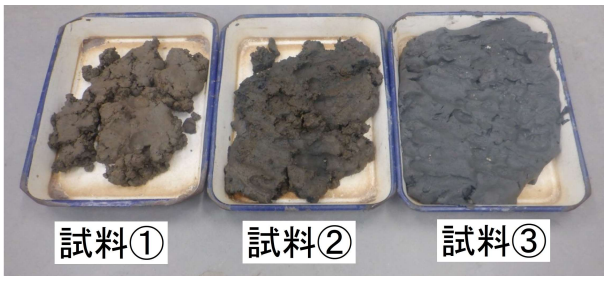


写真-2　試料土の写真（粘性土）

表-2　試料土の性状（砂質土）

試　　料		試料4	試料5	試料6
土質材料の分類名		礫まじりシルト質砂	礫まじり粘土質砂	シルト質礫質砂
礫分	（%）	10.2	13.0	24.2
砂分	（%）	63.8	59.0	54.3
細粒分	（%）	26	28.0	21.5
含水比	（%）	23.5	20.9	10.4
湿潤密度	(g/cm³)	1.970	1.949	1.896

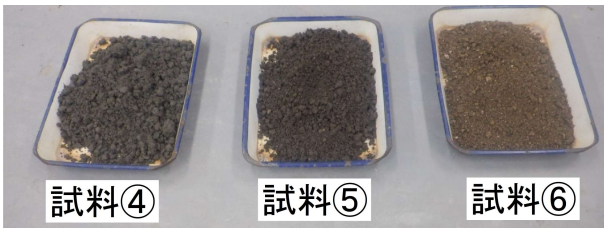


写真-3　試料土の写真（砂質土）

4. 試験結果

今回の検証によって得られた各試験結果の一覧を表-3に,得られた試験結果を参考文献にトレースした散布図を図-3に示す.

表-3 各試験結果一覧表

試料土	配合量 (kg/m^3)	針貫入勾配 (N/cm)		一軸圧縮強さ (kN/m^2)		換算一軸圧縮強さ (kN/m^2)	
		Min	Max	Min	Max	Min	Max
粘土	50	0.0	3.8	7.1	159.8	0.0	154.8
	100	1.4	33.0	50.9	1392.2	54.5	1375.4
	150	4.4	80.0	157.9	3267.6	179.9	3340.0
砂質土	50	4.5	52.3	145.3	639.2	254.9	1559.8
	100	13.8	64.6	287.9	1143.6	508.7	1895.6
	150	26.3	83.7	495.7	1185.6	850.0	2417.0

4.1 各試験結果

表-3より,粘性土は一軸圧縮強さ(一軸)と一軸圧縮強さ(針)が非常に近い値を示した.一部,低強度部において針貫入試験機が反応せず測定することが出来なかった.

一方,砂質土においては一軸圧縮強さ(針)が一軸圧縮強さ(一軸)に較べてかなり高い値を示した.強度比は一軸圧縮強さ(一軸)×1.6～2.4＝一軸圧縮強さ(針)であった.

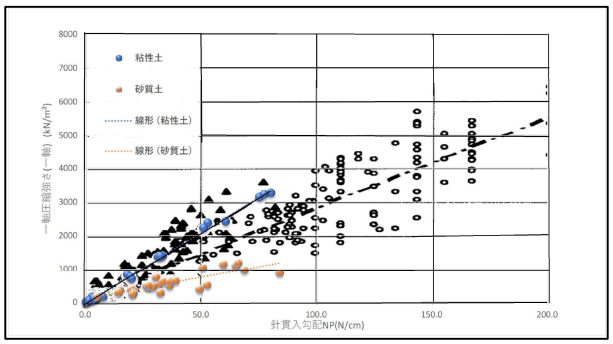


図-3 針貫入勾配と一軸圧縮強さ(一軸)の関係図[2)]

4.2 今回試験結果と参考文献との比較

次に今回得られた試験結果と参考文献の試験結果を比較してみた.

図-3から判断すると,砂質土の試験結果が参考文献の近似式が示す範囲外となっており,参考文献に記載されている細粒分砂質礫の推定式(式-2)が砂質土に適用できないことが分かる結果となった.

細粒分砂質礫の近似式と比較すると,砂質土の傾きはかなり緩やかであった.

4.3 針貫入勾配と一軸圧縮強さ(一軸)の相関性

最後に針貫入勾配と一軸圧縮強さ(一軸)の相関性を判断するために2つの要素の関係性を図-4に示す.

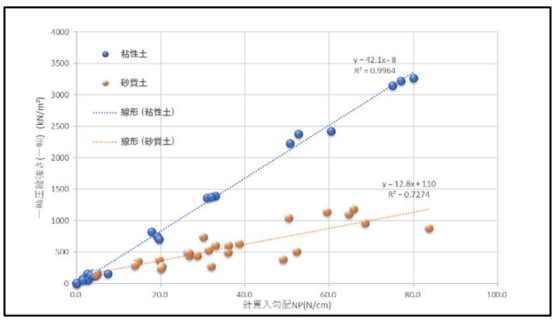


図-4 針貫入勾配と一軸圧縮試験の関係図

粘性土：一軸圧縮強さ(針)=42.1N_p-8・・・**式-3**

砂質土：一軸圧縮強さ(針)=12.8N_p+110・・・**式-4**

図-4より粘性土の近似式の傾きはα=42.1と参考文献とほぼ同じ値を示し,相関係数もR^2=0.9964と極めてばらつきが少ない.砂質土の近似式の傾きはα=12.8と参考文献の細粒分砂質礫の推定式と大きな差異があった.しかしながら相関係数R^2=0.7274と一定の相関性は確認された.

5. まとめ

本発表では有明海周辺の土質について,粘性土及び砂質土の一軸圧縮強さ(一軸)と針貫入勾配の相関性を整理し,以下のことが確認された.

〈粘性土〉

一軸圧縮強さ(一軸)と針貫入勾配は非常に相関性が高く,既存の式にて高精度で一軸圧縮強さを推定出来る.

〈砂質土〉

一軸圧縮強さ(針)と針貫入勾配は一定の相関性があった.既存の推定式(細粒分質砂質礫)を用いると,実際の一軸圧縮強さ(一軸)より過大評価してしまい危険側であることが分かった.よって砂質土に応じた傾きαの設定が新たに必要であると考えられる.

〈今後への課題〉

土質区分に応じた適切な推定式の採用が重要であり,正確な土質判断が適切な強度評価に繋がるといえる.中間土の強度評価をする際にどの推定式を採用するかという課題も残る.

以上より,今後は多様な土質にて更なるサンプルの収集,有用となる資料の収集で推定式の精度を高めていくことで実用化に向けて努めていきたい.

《引用・参考文献》

1) 内田直人,江藤芳武,小野英宏,三浦哲彦（2004）：針貫入試験による深層混合改良体の強度評価,社団法人 地盤工学会：土と基礎 Vol.52 No.7,Ser.No.558

2) 同上（に加筆）

液状化検討における塑性指数の重要性

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング　　○平井　陸大，広瀬　義純

1. はじめに

私たちが住む日本は世界有数の地震大国であり、近年では東日本震災や能登震災が発生し、さらに今後 30 年以内には南海トラフ地震の発生が予想されている。これより、国土強靭化に向けて、地盤の安定性を適切に評価することは非常に重要である。

調査は、愛知県内の河川堤防沿いの地盤において、液状化対策範囲の低減を目的に液状化対象層のサンプリング及び繰り返し非排水三軸試験を実施して液状化検討を行った。

本論は上記の調査を通して気付いた、簡易法による液状化判定の留意点や課題、液状化強度試験の有効性を土の靭性（粘り気）に着目し考察する。

2. 調査地の地形地質概要

調査地は、愛知県安西市諸桑町地内の日光川沿いであり、河川の沖積作用や海水準の低下などによって、約 1200 年以降に陸化した蟹江三角州に位置する。

地形分類上は、「氾濫平野（河川の氾濫により形成された平坦地）」にあたり、地表面付近より T.P.-30m 付近まで南陽層（沖積層）が分布し、その下位に濃尾層（洪積層）が分布する。

一般に液状化の恐れがある地盤条件は、「続成作用が発揮されていないN値の低い土層」と「地下水位が高い地盤」といわれており、調査地が位置する日光川沿いは、上記の条件を全て満たす。地形分類から見ても液状化が生じやすい地盤といえる。

3. 液状化判定結果

本調査では、N値による簡易判定式で F_L 値が 1.0 を下回ったとしても、繰り返し非排水三軸試験を行うことで F_L 値が大きくなり（F_L 値が 1.0 を上回り）、液状化対策範囲が縮小されることが期待された。しかしながら、判定の結果は、全ての層においてN値による簡易判定式に比べて、繰り返し非排水三軸試験による F_L 値が低くなる傾向を示した。

各地点のN値による簡易判定と繰り返し非排水三軸試験（RL=20）による F_L 値の算定結果を比較して表-1 及び表-2 に示す。

表-1 液状化判定結果〔R06-B01：水位　GL-1.25m〕

地層名	検討深度 (GL-m)	N値	LEVEL1地震動 安全率（FL値）		LEVEL2地震動 安全率（FL値）			
					タイプ1地震動		タイプ2地震動	
			N値（標準貫入試験）	RL＝20（液状化試験）	N値（標準貫入試験）	RL＝20（液状化試験）	N値（標準貫入試験）	RL＝20（液状化試験）
As1-1	5.3	11	0.922	0.844	0.346	0.317	0.420	0.367
	8.3	26	2.149	0.906	0.806	0.34	1.290	0.415
As1-2	10.3	11	1.412	0.723	0.529	0.271	0.847	0.293
Ac1-2	13.3	5	6.013	0.754	2.255	0.283	3.608	0.31
As1-2	14.3	15	0.902	0.794	0.338	0.298	0.406	0.333

表-2 液状化判定結果〔R06-B02：水位　GL-1.70m〕

地層名	検討深度 (GL-m)	N値	LEVEL1地震動 安全率（FL値）		LEVEL2地震動 安全率（FL値）			
					タイプ1地震動		タイプ2地震動	
			N値（標準貫入試験）	RL＝20（液状化試験）	N値（標準貫入試験）	RL＝20（液状化試験）	N値（標準貫入試験）	RL＝20（液状化試験）
As1-1	3.3	12	1.234	1.132	0.463	0.425	0.593	0.518
	7.3	29	4.172	0.624	1.564	0.234	2.503	0.228
As1-2	11.3	13	436.700	0.865	163.762	0.325	262.020	0.374
As1-2	15.3	13	232.257	0.773	87.096	0.290	139.354	0.312

4. F_L 値が低下した要因

液状化の発生（判定）に影響を及ぼす要因としては、いくつかの条件が考えられる。

今回の試験結果では、特に細粒分の含有量が多い試料ほど、簡易判定式に比べ液状化試験の安全率が低下する傾向が強く現れた。この理由は、細粒分の含有が多い試料の“土そのものの性質”とN値による簡易判定式における“N値の補正式”に主な原因があると考えられる。

(1) 土そのものの性質

液状化の発生は地震の揺れにより土粒子の噛み合いが外れてしまうことが原因で発生する。

図-1 に粘土粒子と砂粒子の接触方法の違いを示す。土粒子の間隙が水で満たされた砂地盤は、普段は砂粒子同士の摩擦によって噛み合い、安定した状態を保っているが、強い地震動を受けると、砂粒子が移動することによって間隙水圧が上昇し、砂粒子の噛み合いが外れてしまう。一方で、細粒分が含まれてくると粘着力が生じてくるため、地震動によっても土粒子の骨格構造が破壊されにくくなる。そのため、細粒分含有率（FC）が大きいと簡易判定式ではN値に補正がかかり、安全率 F_L が高い値を示す。しかし、細粒分の混入により、土粒子の電気化学的な結合力（粘着力）が生じてくるかは、細粒分の細かい粒子表面における電荷や吸着水の存在程度によって変わってくる。

土粒子の粘着力を評価する塑性限界試験の結果は、すべての層において NP（I_p =1未満）であり、調査地の土質特性として靭性が低い（粘り気が少ない）ことが確認された。

そのため、細粒分含有率が多いにもかかわらず、繰り返し非排水三軸試験の結果が低かったと考えられる。

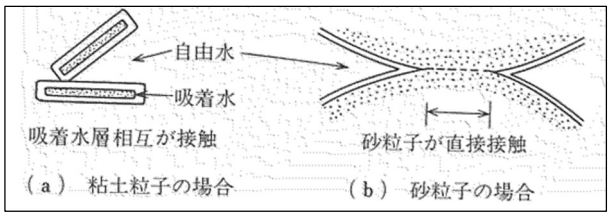


図-1 粘土粒子と砂粒子の接触 [1)]

(2) N値の補正式

N値による簡易判定手法では、細粒分の含有量が大きいほど、N値の補正が大きくかかるため、液状化強度が強くなる傾向となる。一方で、塑性指数は計算式自体には勘案されないため、調査地の土質特性のように、非塑性にある細粒分は液状化強度が過大に算定される可能性がある。

今回の検討結果から判断すると、調査地の土層に分布する細粒分は、靭性が低い(粘り気が少ない)特徴にあることから、N値による簡易判定手法では液状化強度が過大に評価される可能性が考えられる。

$$R = c_W R_L$$

(レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動（タイプⅠ）の場合)

$c_W = 1.0$

(レベル 2 地震動（タイプⅡ）の場合)

$$c_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}\cdot(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leqq N_a) \end{cases}$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2\text{mm}) \\ \{1 - 0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}N_1 & (D_{50} \geqq 2\text{mm}) \end{cases}$$

$$N_1 = 170N/(\sigma_{vb}' + 70)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leqq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leqq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leqq FC) \end{cases}$$

図-2 R の算定式を抜粋 [2)]

(3) 簡易法の留意点と課題

土粒子の靭性(粘り気)は、塑性指数（I_p）として液状化判定対象層の判別に利用されている。しかし、N値による簡易判定式は、地盤の能力として、50%粒形（D_{50}）が 2㎜ 未満の場合は、細粒分含有率（FC）と強度（N値）のみが計算に関わる算定式となり、計算上の液状化強度には勘案されていない。そのため、細粒分含有率（FC）が多いが塑性指数（I_p）が低い地盤では、液状化強度が過大に評価されている恐れがある。

5. 繰り返し非排水三軸試験の有効性及び留意点

(1) 繰り返し非排水三軸試験の有効性

繰り返し非排水三軸試験による液状化判定は、N値による簡易判定よりも靭性（粘り気）の程度等、土そのものの液状化特性が違いとして反映されるため、地盤本来の液状化特性を求めることができる。

(2) 繰り返し非排水三軸試験の留意点

採取試料の乱れは液状化強度への影響が顕著に現れるため、採取試料の状態確認や試料の運搬には細心の注意を払うことが必要である。

本業務では、乱れた試料での液状化試験を回避するため、下記の対策を行った。

① 土の採取管に透明なアクリル管（従来は塩ビ管）を使用し、採取試料の状態を目視確認することによって、採取した試料が液状化試験に使用できるかを判断した。(**写真 1** 参照)

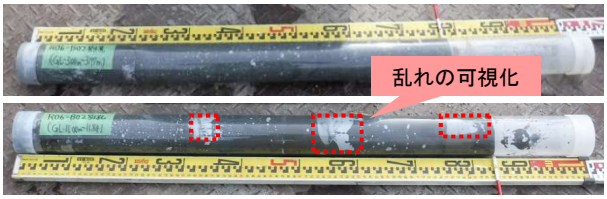


写真-1 透明管を用いたサンプリング試料の例

② 試験室への運搬前には現場にて試料をドライアイスで凍結させ、運搬時の震動等で試料の乱れが生じないように留意した。(**写真 2** 参照)



写真-2 運搬時における試料の凍結

6. さいごに

非塑性にある細粒分では、N値による簡易判定で安全率 F_L が 1.0 を上回ったとしても、実際の液状化強度は簡易算定よりも低い可能性がある。

一方、細粒分の混入率が 35%以下で液状化判定対象層となり、さらにN値が小さく安全率 F_L が 1.0 を下回ったとしても、混入する細粒分の靭性が高い（粘り気が大きい）場合には、実際の液状化強度は簡易算定よりも大きくなる（対策不要等となる）可能性がある。

よって、上記のケースでは、繰り返し非排水三軸圧縮試験が非常に有効であり、液状化特性を詳細に把握し、より確実な対策を講じることや過大設計を未然に防ぐことが可能である。

今後は、本業務で得た経験を活かし、液状化検討の精度を上げることによって、より安全なインフラ整備と発注者の工費削減に貢献していく。

《引用・参考文献》

1) 鹿島出版社：液状化の調査から対策工まで（昭和 63 年）

2) 公益財団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編(平成 29 年)

液状化検討における「地表面」とは

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング　　久保田峻介

1. はじめに

筆者は、業務を通じ簡易液状化判定（以下、簡易法と称す）を行う中で、「地下階・地下ピットがあるコンクリート建造物下の判定」や「広域な盛土造成予定箇所の判定」等において「設計指針に記載のある「地表面」とはどこを示しているのか」、「どこを地表面とすることが簡易法の結果としてよいのか」判断に悩むことがあった。

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 [1]（以下、道路橋と称す）及び、建築基礎構造設計指針 [2]（以下、建築指針と称す）において、「地表面」が具体的な定義がされているのは、道路橋の橋台基礎において「完成時における地表面」とされているのみであり、地表面の具体的な定義は記載されていない。

簡易法ではDcyやPL値を算出し液状化評価を行うが、地表面位置により「有効上載圧」等が変わる結果、Dcyや PL 値が変わり液状化の評価が変わる。前述について図-1 記載の「ビルの地表面」と「盛土の地表面」のように地表面位置を変え、計算した結果を表-1 に示す。表-1 のとおり地表面位置によりDcy や PL 値が変わり液状化の評価が異なってくる。以上より、地表面の位置を定義することは液状化の評価を行う上で重要であると言える。

本稿では、簡易法の地表面の位置に着目して、簡易法による液状化判定の留意点や課題を考察する。

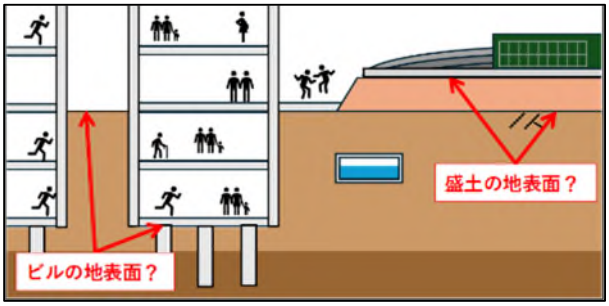


図-1　地表面とはどこか

表-1　盛土･ビルの比較結果

	建築指針（2019年）		道路橋（平成29年基準）	
	地表面：GL±0.0m	地表面：GL-3.0m	地表面：GL±0.0m	地表面：GL＋3.0m
Dcy	0.12m（中）	0.07m（小）		
PL法	12.48	10.71	36.31	26.56

2. 検討条件の整理

まず、検討条件を整理するため、簡易法の数式を確認した。今回は土木分野でよく使用される「道路橋」と建築分野でよく使用される「建築指針」の数式を確認した。

簡易法は「地震動のせん断応力比（L）（以下、L 値と称す）」と「動的せん断強度比（R）（以下、R 値と称す）」の2つよって各層の液状化指数を求めることで液状化の判定を行う。

1つ目のL値の式は「有効上載圧」、「想定地震力」、「地表面からの低減係数」で求められる。そのうち、「想定地震力」と「地表面からの低減係数」は規定値であり、簡易法の判定者が自由に設定できる部分ではない。

そのため、L 値において、簡易法の判定者が関与できる部分は「有効上載圧」である。有効上載圧は、地表面の位置を高くすることで増加し、低くすることで減少するため、地表面位置によりL値は変わる。

やはり、L 値の「地表面位置」を変え検討を行うことは重要そうである。

2つ目のR値は、主に「細粒分含有率」、「標準貫入試験値」、「有効上載圧」により「補正N値」が算出され、算出された「補正N値」によりR値が求められる。しかし、「細粒分含有率」と「標準貫入試験値」は試験値であるため、簡易法の判定者が自由に設定できる部分ではない。

そのため、R値もL値同様に「地表面位置」を変え検討が重要と言える。

また、道路橋のR値算出時の「有効上載圧」は、「標準貫入試験を行ったときの地表面から」という記載がある。これは、N 値が土の締まり具合を表す指標であり、同層でも上載荷重が違えばN値も異なるということを前提とし、調査で得られるN値はあくまで調査時の上載荷重時に得られたものであるためである。

しかし、盛土を載せる等した際の荷重増加と調査間時のN値の変化の関係が分からないため「標準貫入試験を行ったときの地表面から」よいのかという疑問が生じた。

そのため、「標準貫入試験を行ったときの地表面から」と「盛土の地表面から」を比較し検討する事も重要と考えられる。

以上の事より、1つ目「R値」「L値」の地表面位置を変え検討を行う。2つ目「標準貫入試験を行ったときの地表面から」だけではなく「盛土の地表面から」も検討を行う事とした。

3. 検討と結果

はじめに、道路橋で検討条件は「単層つまりすべて同条件」とした。地表面は、図-2の4パターンに分けた。

パターン①の地表面位置は、「L値もR値も調査位置から」とした。パターン②の地表面位置は、「パターン①と同じL値もR値も調査位置からとするが、L値には盛土分の土荷重がかかる条件」とした。パターン③の地表面位置は、「R値は調査位置からとするが、L値は盛土面からとし、パターン②同様に盛土分の土荷重がかかる条件」とした。最後にパターン④の地表面位置は、「R値もL値

も盛土面からとし、R 値も L 値も盛土の土荷重がかかる条件」とした。

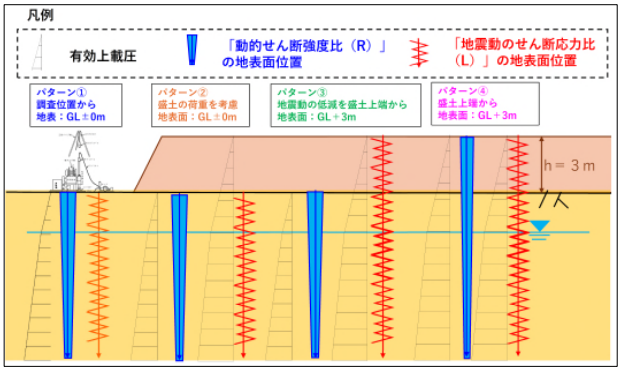


図-2 道路橋の検討条件パターン

結果、図-3に示す通り、地表面位置を低くした方が R 値は大きくなった。そして、L 値は地表面位置を高くし、土被り圧を大きくした方が小さくなった。そのため、パターン①が最も液状化しやすくなり、パターン③が液状化しにくい結果となった。

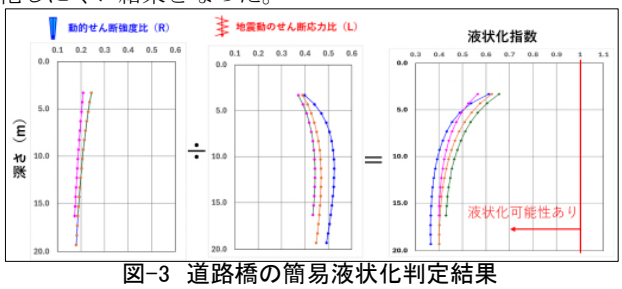


図-3 道路橋の簡易液状化判定結果

次に、建築指針で検討条件は「単層つまりすべて同条件」とした。地表面位置は図-4の3パターンに分けた。

パターン①の地表面位置は、「R 値も L 値も調査位置から」とした。パターン②の地表面位置は、「R 値も L 値も GL-3m 下げたビル下端」とした。パターン③の地表面位置は、「R 値は調査位置から、L 値はビルの下端から」とした。

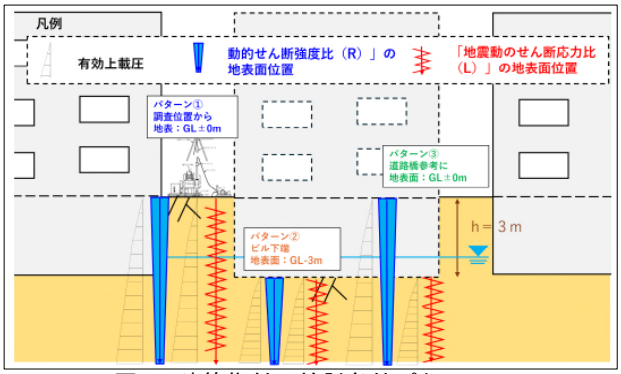


図-4 建築指針の検討条件パターン

結果、図-5に示す通り、道路橋同様に R 値は地表面位置を低くした方が大きくなり、L 値は地表面位置を高くし、土被り圧が大きくした方が小さくなった。

そのため、パターン③が最も液状化しやすくなり、パターン①が液状化しにくい結果となった。

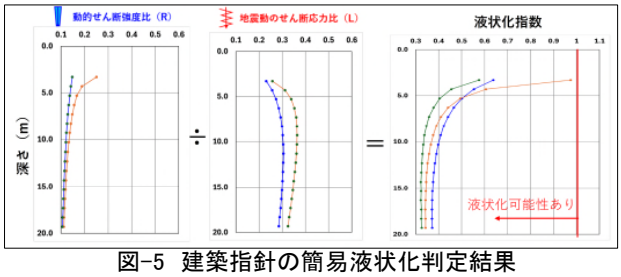


図-5 建築指針の簡易液状化判定結果

4. 考察

検討条件の整理の1つ目の「R 値」「L 値」の地表面位置を変え検討を行った結果、(1) R 値は地表面位置を低くすると大きくなった、(2) L 値は地表面位置を高くすると小さくなった、(3) L 値より R 値の地表面を高くすると液状化しにくくなり、低くすると液状化しやすくなった。

そのため、特別な条件をのぞき簡易法において R 値、L 値の地表面位置をバラバラにすることは、簡易法の地表面の設定として望ましくないのかもしれない。

次に検討条件の整理の2つ目の「標準貫入試験を行ったときの地表面から」だけではなく「盛土の地表面から」も検討を行った結果、「盛土の地表面から」としたパターン④より「標準貫入試験を行ったときの地表面から」としたパターン③のほうが液状しにくい結果となった。これは、調査時にない荷重がかかることで本来の N 値が小さいと判断され、R 値が小さくなったためと思われる。

そのため、道路橋に記載通り「標準貫入試験を行ったときを地表面」としたほうが簡易法の地表面として望ましい可能性がある。

ただ、ビルがある状態で調査を行う場合どうなるのだろうか、ビルの荷重があることで本来の N 値以上の N 値が出現するが、簡易法においてはビル荷重よりも軽い荷重で補正されることとなる。補正 N 値は有効荷重が50 k N/m^{2}を超えると±2～3程度である。そのため、有効上載圧50 k N/m^{2}までは過剰に補正がかかっている可能性もあるが、それ以降は結果には大きな影響はでていないのかもしれない。

5. まとめ

地表面位置の取り方は、液状化の検討結果に大きな影響を与える。液状化の可能性を適切に評価するためには、地表面位置が検討結果に与える影響を理解しておくことが重要である。

《引用・参考文献》

1)「道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）（2019改訂版）」（公共社団法人　日本道路協会）

2)「建築基礎構造設計指針（2019改訂版）」（日本建築学会）

土質標本瓶を介した帯磁率測定の有効性

株式会社レアックス　　○加藤　欣也、石井　啓滋、大山　朝之、向井　和行

1.　はじめに

携帯型帯磁率計は、地盤の磁性鉱物の多寡やその変化傾向を容易に把握できるツールであり、ボーリング試料への適用も可能である。土質ボーリング試料を測定する際、コア箱に収納された状態では金具等による測定値への影響が懸念されるため、コア箱から試料を取り出して測定することが望ましいが、試料数が多い場合は著しい時間を要する。標本瓶を直接測定する方法が作業効率の面で有効と考えられるが、各試料状態の差異（①充填具合、②含水状態）が測定値に影響する懸念がある。

そこで本報告では、標本瓶を用いた帯磁率測定の実用上の有効性を検証するため、『標本瓶試料』と、各試料状態の差異が小さくなるようにした『調整試料』のそれぞれの帯磁率を比較し、条件の差異による帯磁率の影響を評価した。

2.　使用機器

測定計器は Terraplus 社製 KT-10 v2を使用した。測定範囲は0.001×10^{-3}SI～2SI、センサーの透過深度は約4cmであり、センサーから深さ2cm までに測定値の約90%を取得する[1)]。なお、測定面は各容器の平坦面である底面とし（写真-1）、10回測定の平均値を測定値とした。

3.　標本瓶試料と調整試料の相関

(1)測定試料

測定試料は第四紀の堆積物を対象としたボーリング孔の標準貫入試験試料およびカッティングス試料の合計548試料、土質は礫質土、砂質土、粘性土、火山灰質土、有機質土である。

(2)検証方法

標本瓶試料と調整試料の帯磁率が同様の傾向を示すか検証するため、以下の2種類の容器を用いて帯磁率を比較した。

①　標本瓶試料

・容器：標本瓶（直径約4cm、高さ約8cm、容積約100ml）

・試料：掘進作業中に試料を標本瓶に収めた状態。各試料の充填具合と含水状態にばらつきがある。

②　調整試料

・容器：カップ容器（直径約3cm、高さ約2cm、容積約17ml）

・試料：標本瓶試料と同一の試料を恒温槽の温度設定50℃で1日乾燥させた後、カップ容器に満杯に充填した状態。各試料の充填具合と含水比の差異は小さい。なお、調整試料を標本瓶に詰め替えると、試料の厚みは約1.4cm に相当する。

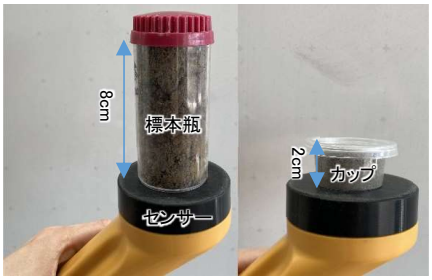


写真-1　測定状況（左：標本瓶試料、右：調整試料）

(3)検証結果

図-1に標本瓶試料と調整試料による帯磁率の散布図、表-1に各土質の帯磁率の統計処理結果一覧表を示す。

標本瓶試料の帯磁率の範囲は0.024×10^{-3}SI～8.31×10^{-3}SI、平均値は1.85×10^{-3}SI であるのに対し、調整試料の範囲は0.006×10^{-3}SI～8.70×10^{-3}SI、平均値は1.49×10^{-3}SI である。全ての土質において、平均値は調整試料が標本瓶試料より低く、全体の相関式は y=0.75x を示す。

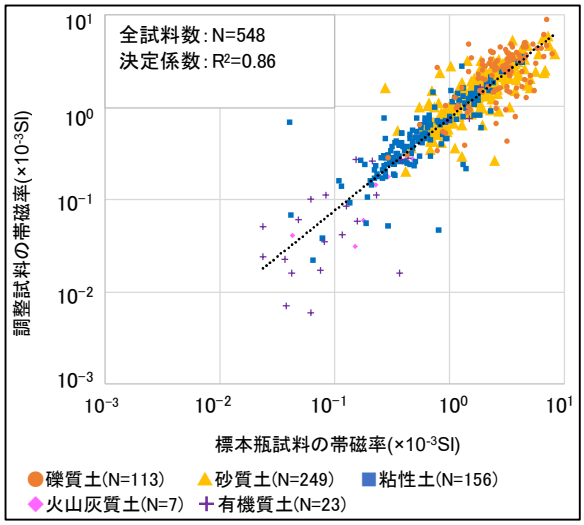


図-1　標本瓶試料と調整試料による帯磁率の散布図

表-1　各土質の帯磁率の統計処理結果一覧表

土質区分	試料	測定数	帯磁率(測定値)(10^{-3}SI) 最小値	最大値	平均値	標準偏差	相関式（決定係数） y：調整試料 x：標本瓶試料
礫質土	調整試料	113	0.278	8.70	2.64	1.41	y=0.78x
	標本瓶試料	113	0.300	7.97	3.16	1.53	(R^2=0.84)
砂質土	調整試料	249	0.200	5.85	1.62	1.04	y=0.72x
	標本瓶試料	249	0.279	8.31	2.07	1.41	(R^2=0.88)
粘性土	調整試料	156	0.022	3.46	0.695	0.650	y=0.77x
	標本瓶試料	156	0.041	4.50	0.858	0.810	(R^2=0.91)
火山灰質土	調整試料	7	0.031	2.62	0.478	0.878	y=1.06x
	標本瓶試料	7	0.044	2.39	0.539	0.766	(R^2=0.98)
有機質土	調整試料	23	0.006	1.63	0.213	0.361	y=0.70x
	標本瓶試料	23	0.024	1.91	0.313	0.482	(R^2=0.92)
合計	調整試料	548	0.006	8.70	1.49	1.26	y=0.75x
	標本瓶試料	548	0.024	8.31	1.85	1.54	(R^2=0.86)

(4)考察

標本瓶試料と比較して、調整試料の帯磁率の平均値は低い傾向が認められるが、本論では両試料における帯磁率の傾向を比較するため、ここでは両試料の相関性に着目する。

両試料の決定係数は全ての土質において高く、強い相

関性が認められる。土質ごとに比較すると、礫質土の決定係数が R^2＝0.84であるのに対し、砂質土は R^2＝0.88、粘性土は R^2＝0.91を示し、粒径が細かいほど高い決定係数が得られている。これは、粒径が細かいほど、標本瓶内に隙間なく試料が充填しやすく、標本瓶試料と調整試料の状態が近くなるためと考えられる。

土質に関わらず、両試料には強い相関性が認められるものの、決定係数を小さくさせる要因としては、上述した「充填具合」「含水状態」が複合的に影響していると仮定した。そこで、次にこれらの要因の影響の程度を個別に検証した。

4. 充填具合や含水状態が測定値に与える影響

(1)測定試料

測定値の大小により影響の偏りがないことを確認するため、3章で測定した試料のうち、帯磁率が0.001×10^{-3}SI～10×10^{-3}SI の試料の中から、値の大小が均等に分布するように10試料を選定した。

(2)検証方法

a)試料厚さの調整

センサーの透過深度内における試料の充填具合を「厚さ」に置き換えて、標本瓶試料の厚さを8～0.5cm の範囲で段階的に測定した。

b)含水状態の調整

一般に、水は負の帯磁率を示す反磁性体であることが知られている。そこで、試料内の水分による帯磁率の影響を評価するため、標本瓶試料を用いて乾燥前と乾燥後の帯磁率を比較した。

(3)検証結果

a)試料厚さの変化に伴う帯磁率の推移

表-2にセンサーの透過深度にあたる試料厚さ4cm の帯磁率、図-2に試料厚さの調整に伴う帯磁率の推移を示す。

全ての試料において、試料厚さ4cm を基準とした場合、それ以上の厚さにおける帯磁率の変化はほぼ認められない。一方、試料厚を減少させた場合、厚さ2cm では平均で90%、厚さ1cm では平均で74%、厚さ0.5cm では平均で41%の相対値を示す。

表-2 試料厚さ4cm のときの帯磁率

試料名	A	B	C	D	E
土質	有機質土	粘性土	粘性土	粘性土	粘性土
帯磁率 (×10^{-3}SI)	0.008	0.008	0.017	0.022	0.067

試料名	F	G	H	I	J
土質	粘性土	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土
帯磁率 (×10^{-3}SI)	0.233	0.440	1.80	4.41	9.49

b)含水による帯磁率の影響

図-3のとおり、乾燥前後の帯磁率の決定係数は R^2＝1.00で強い相関が認められる。また、乾燥後の帯磁率は乾燥前に比べて0.6%程度の増加を示す。

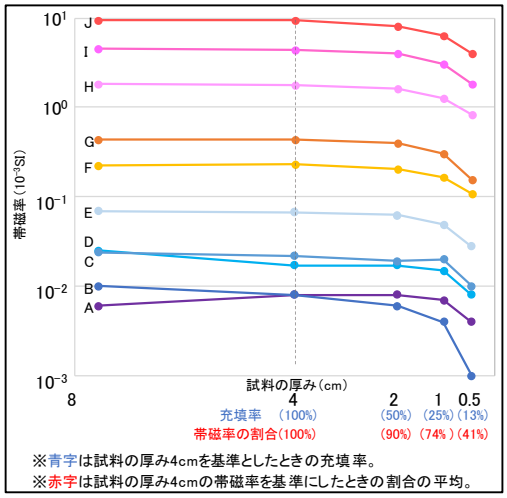


図-2 試料厚さの調整に伴う帯磁率の推移

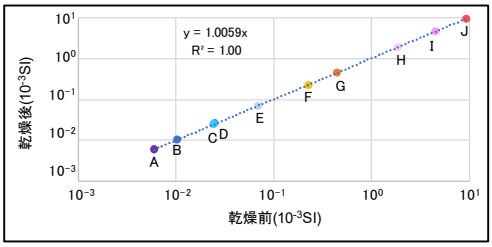


図-3 乾燥による帯磁率の変化

(4)考察

試料厚さ1～2cm における帯磁率の相対値の平均が74%～90%であることは、標本瓶試料に対する調整試料（標本瓶試料に換算すると厚さ1.4cm）の帯磁率が平均約75%である測定結果と矛盾しない。また、センサーの透過深度を下回る厚さでは帯磁率の相対値が減少し、これが測定誤差の一因となる可能性があるため、標本瓶内の試料厚さは4cm 以上を確保することが望ましい。

一方で、試料の乾燥前後による帯磁率の変化がほとんど認められなかったことから、含水が測定値に与える影響は非常に小さいと考えられる。

5. まとめ

標本瓶を介した帯磁率測定について、以下の点が明らかになった。

- 標本瓶試料と調整試料の帯磁率は、土質に関わらず強い相関が認められる。
- 試料間の充填具合の差異は帯磁率の精度に影響を与える。ただし、標本瓶内の試料厚さを4cm 以上（半分以上）確保した場合、影響は抑えられる。
- 試料中の含水が測定値に与える影響はほぼない。
- 以上から、標本瓶測定は試料を調整しなくとも、地盤の帯磁率を把握できる有効な手法と言える。

《引用・参考文献》

1) Terraplus Inc.(2020):KT-10 and KT-20 Frequently Asked Questions(FAQ),https://radiationdetection.se/onewebmedia/KT-10%20and%20KT-0%20 FAQ.pdf,(2025年5月12日確認)

ボアホールジャッキ試験機（KKT）の改良と礫質地盤での適用性

川崎地質株式会社　○岩井　日菜子，丸山　祐司，加藤　猛士，相澤　穂高，岳　孝太郎，平塚　葵

1.　はじめに

ボアホールジャッキ試験（JGS3532-2012）は，孔内載荷試験の一種であり，ボーリング孔壁面に剛体載荷板を等変位載荷方式で加圧し，地盤反力係数や変形係数などを求める試験である．この試験に適用される装置のうち，弊社が開発したKKTシステム(Kawasaki K-value Tester)は，金属製の載荷板を油圧ポンプにより最大20MPaまで加圧可能であるため，主にダムや大深度地下における中硬岩～硬岩を対象に岩盤物性の測定に供されている．

このKKTシステムは，載荷板が金属製であるため載荷圧力が大きいという特徴を有する．しかし，従前のKKTシステムは，圧力・変位がアナログであることや，油圧ポンプが重く油圧ホース等の接続時にはオイル漏れが生じるなど，作業の複雑さに起因する使いにくさなどにより普及が進まず，土質地盤や軟岩ではプレッシャーメーター試験（JGS1531-2012）が一般的に採用されている．

これらの課題を解決するため，弊社では，ゾンデ～油圧ホース～油圧ポンプの計測システムの軽量化や接続方式の改良，圧力・変位データの収録システムやデータ整理ソフトの製作など改良を徐々に進め，改良型による岩盤以外の土質(礫質)地盤への適用性確認も進めてきた．

2.　KKTシステムの改良

(1) KKTシステムの課題

開発当初のKKTシステムは，図-1に示す通り，ゾンデ（当初は炭素鋼製)，油圧ハンドポンプ，スタンドパイプ，圧力指示計，それぞれを連結する油圧ホース(作動油は赤色着色のマシンオイル10番)で構成されていた．構造は単純であるものの，ポンプ（50kg）やゾンデ（20kg）の重量が大きく山岳地や斜面での可搬性に劣り，組み立てにあたっては油圧ホースの脱着時やスタンドパイプのオーバーフロー時に液だれが生じ，都度エア抜きが必要となるほか，バルブ・コック類も多く，煩雑であった．

さらに測定にあたっては，載荷圧を示す「指示計」と変位を示す着色オイルで満たされたスタンドパイプの読み取りにより行う極めてアナログな手法を採用しており，試験者がポンプ操作に集中するあまり，読み取りミスやカウント漏れなどのトラブルを生じやすい構造であった．

(2) KKTシステムの改良経緯

こうした課題を解決するため，平成20年代に入り，載荷圧と変位量のデジタル信号化に着手し，バッテリー駆動により載荷圧をデジタル圧力表示計に，変位量は油の体積のスタンドパイプ読み取りから重量のデジタル荷重計表示に変更し，両者を一体化した計測装置を製作した（図-2）．これらのデータはCFに記録する手法とした．

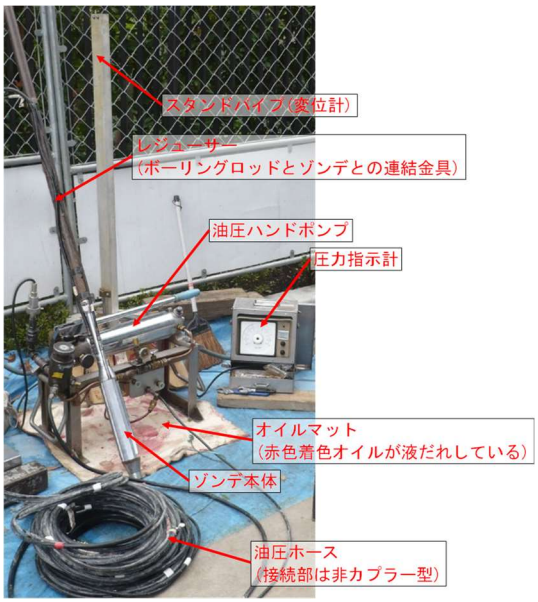


図-1 開発当初のKKTシステム一式外観



図-2 載荷圧･変位量のデジタル表示化

これらの改良により，測定時の試験者の負担は低減したものの，新たに計測装置が加わり，かつポンプやゾンデ，油圧ホース類は従来通りであったため，可搬性などの課題は依然として未解決であり，また作動油は比重が温度により変化することからキャリブレーションを都度要するなど，新たな課題も発生した．

このため，平成20年代後半に，ゾンデ本体・載荷板のアルミニウム化や変位計・圧力計のゾンデ内蔵化，ポンプの小型化・市販品採用，油圧ホースの接続部カプラー化（図-3）などを実施し，令和に入り，データ収録のPC化（ソフト開発・リアルタイムグラフ表示），ジャイロセンサー対応化が完成し（図-4），一連の改良が完了した．現行のKKTゾンデのラインナップを表-1に示す．

この結果，KKTは，従来型と比較して可搬性，操作性，作業性，測定精度，速報性が大幅に向上し，解析の効率化やセンサー部のキャリブレーションなどメンテナンス頻度の低減が実現した．

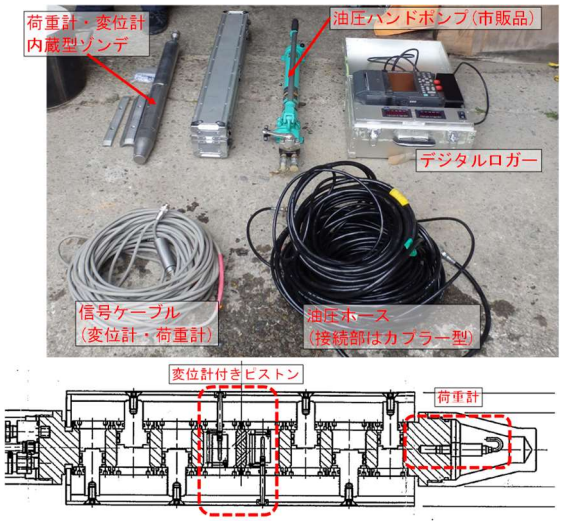


図-3 載荷圧・変位量センサーのゾンデ内蔵化および油圧ポンプ・ホース類の改良状況



図-4 改良(PC 収録システム)完成後の KKT 測定状況

表-1 センサー内蔵型 KKT 一覧表

用途	岩盤用(高圧型)		土質地盤用(標準型)		廃棄物埋立地盤用(標準型)	
外観写真						
外径×長さ	65mm×845mm 65mm×995mm		85mm×1060mm		109mm×1120mm	
重量	15kg程度		18kg程度		20kg程度	
載荷板 幅×長さ	Φ65 Φ75 Φ85	30mm×250mm 40mm×250mm 30mm×250mm	φ85 のみ	85mm×380mm	φ109 のみ	77mm×500mm
載荷角度 β	Φ65 Φ75 Φ85	27.5° 32.2° 20.7°	φ85 のみ	45°	φ109 のみ	45°
ストローク	片開き	10mm	両開き	46mm (23mm×2)	両開き	50mm (25mm×2)
最大加圧力	20MPa(高圧載荷)		2500KPa		4500KPa	
測定値表示	圧力:0.1MPa 変位:0.001mm					

3. 改良型 KKT の土質(礫質)地盤での適用性確認

現在，改良型 KKT は主に岩盤での測定に供しており，その成果については技術フォーラム2024など[1]においても報告している通りであるが，今回は，岩盤部だけでなく土質（礫質）地盤や軟岩地盤に対しても，破損しにくい KKT の特性を生かし測定実績を積むことで，改めて適用性の確認を進めている．本報告では，関東地方の段丘礫層(砂礫地盤・玉石砂礫地盤)や凝灰角礫岩層を対象に変形係数を測定した事例を示す．測定は，同一層の分布深度に対し N 値の大小に関係なく実施した．適用性の評価にあたっては，図-5[2]に示す地盤工学会による全国の試験データと相関式（E=670$N^{0.986}$ (kN/m^2)）を引用した．

この結果，段丘礫層では，変形係数の分布が縦長となり，相関性は低くなったものの，その分布は経験値のバラつき範囲内に収まり概ね妥当な結果が得られたと考えている．なお，相関性の低さは，層内の玉石・砂礫・マトリックスの不均質性が影響したものと推察される．一方，凝灰角礫岩層の変形係数は，N 値に対し経験値の範囲内でも上限値となるものが多かった．これは，マトリックスが凝灰質粘土で満たされており，段丘礫層と比較し変形しにくいことが影響しているものと推察される．

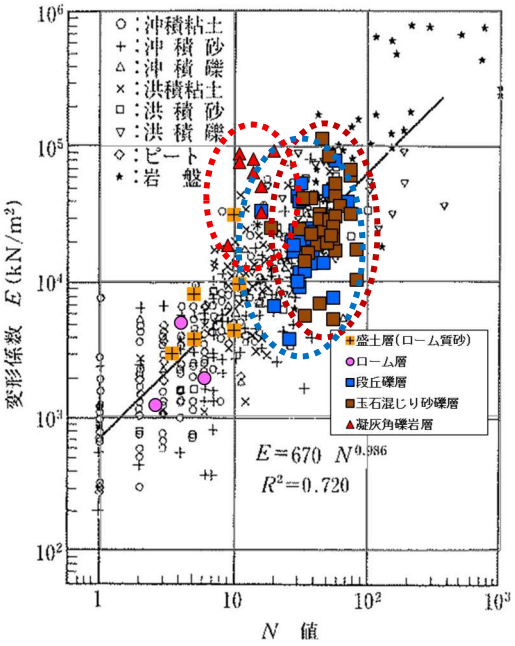


図-5 沖積・洪積地盤における N 値と変形係数の関係[2]

4. 今後の展望

今後も，改良型 KKT を用いて岩盤部のほか土質地盤でも適用性確認を進め，さらに玉石砂礫地盤での多頻度測定に耐えうる載荷板の改良や，中圧載荷対応（最大加圧力 10MPa・ストローク 30～40mm 級）装置の開発などを通じ，当手法の土質地盤での普及促進を予定している．

《引用・参考文献》

1) 相澤 穂高，大泉 涼（2024）：ボアホールジャッキ試験を用いた変形係数と初期応力の解析，全地連技術フォーラム2024, C071．ほか
2) 地盤調査の方法と解説（2013）：公益社団法人地盤工学会, pp．687．に加筆

電気式コーン貫入試験の摩擦低減法について

株式会社地盤試験所　　○仲　優太朗，北條　豊，山本　伊作
中央大学　齋藤　邦夫

1. はじめに

電気式コーン貫入試験（以下，CPT）は地盤特性を連続的かつ経済的にリアルタイムで把握できる試験法である．しかし，時として装置の推力不足により貫入不能となる事もある．推力不足となる主な原因は，硬質層による先端抵抗の急増，もしくはロッドに掛かる周面摩擦の累積などである．

周面摩擦の累積を低減する方法は，一般的にコーン貫入試験器（以下，コーン）先端より 400㎜ 以上上方[1)]にロッド径より大きなフリクションカッターを設置し，孔を押し広げつつ貫入する方法である．また，ロッドに設けた穴から泥水または清水を吐出させ，土とロッド間の摩擦を低減して貫入する方法も提案されている[2)]．本実験では，ロッドより清水を吐出させる FL-CPT（フリクションレス CPT）による原位置実験を実施し，周面摩擦低減の程度を検証することを試みた．

2. 実験概要

(1) 原地盤の特性

本実験は，茨城県坂東市菅谷の洪積台地上で実施した．該当地の層序は，GL-1.40m まで盛土，GL-2.50m までローム，GL-4.20m まで凝灰質粘土，GL-5.70m まで礫混じり中砂，GL-7.60m まで砂混じりシルト，GL-11.60m まで細砂～中砂，GL-12.70m まで砂質シルト，GL-24.90m まで中砂～シルト混じり細砂，GL-36.90m まで砂質シルト～シルト，GL-40.50m まで細砂となる．

(2) FL-CPT システム

本調査では，無線 CPT システムを採用した．この無線システムは，コーン内部で測定データを音波に変換し，ロッド内を伝わった音波は，ロッド天端のマイクロフォンで受信，データをデジタル再変換する仕組みとなっている．このため，ロッド内は中空となっており，泥水や清水を通水することが可能である．また，ロッド上端に設置するマイクロフォンは，音波受信およびロッド内への注水を同時に可能とする既製品（図-1）を採用した．1本目のロッドには，フリクションカッターを設置し，吐出孔は清水が下部のコーンに回り込まないよう，フリクションカッターの上部に φ16mm の孔を設置した．清水吐出状況を図-1に示す．

(3) 実験方法

本実験では，ポンプで清水を注入する時の注水量を，0ℓ/min（無注入），1ℓ/min，3ℓ/min，6ℓ/min の4ケースに調整して CPT を実施し，各ケースの距離を2m に設定した．また，CPT の三成分測定に加え，ロッド押込み部に



図-1　注水マイクロフォンと清水吐出状況(6ℓ/min)

ロードセルを設置して貫入推力を測定した．摩擦低減を確認する摩擦力 P_f は，押込み力 P_o から先端抵抗力 P_p（＝補正先端抵抗 q_t×コーン断面積）を差し引いて求めた．

3. 調査結果

実験結果を図-2に示す．補正先端抵抗 q_t，周面摩擦 f_s，間隙水圧 u_2 の測定データに着目すると，ほぼ同じ値を示し，CPT は再現性の高い調査法であることを明示している．また，今回コーン上部のロッドより清水を吐出しているが，吐出水による測定データへの影響は見受けられない．

無注入で実施した通常の CPT では，GL-37.75m で貫入装置押込み力の限界となり，調査を終了した．注水有りのケースでは，流量1ℓ/min では GL-39.65m，流量3ℓ/min では GL-40.56m，流量6ℓ/min では GL-40.58m と流量増加とともに最大貫入深度は増加しており，摩擦低減の効果により調査深度が1.9m～2.8m 増加したことを確認した．ただし，本実験で用意したロッドは40m 分であったため，流量3ℓ/min および流量6ℓ/min については，コーン長を加えた調査可能な最大深度で調査を終了している．

図-2の貫入力 P_o は，先端抵抗力 P_p および摩擦力 P_f（＝P_o-P_p）の結果より，先端抵抗は補正先端抵抗 q_t と単位の違いのみで値の意味は同じであるため，摩擦低減による差はほぼない．貫入力と摩擦力に着目すると，流量の増加とともに両者は減少する傾向が見られる．これは，ロッドからの吐出水により摩擦力が低減され，貫入力が減少している状況を明確に示している．ただし，GL-22.0m 以浅では摩擦低減効果はほとんど見られず，GL-22.0m 以深で摩擦低減効果が得られている．これは，土質の差により摩擦低減効果の程度が変化していることを示す．

図-2の貫入力比および摩擦力比は，無注入時の測定値を1とした時の注入量の比を深度毎に示したものである．この結果より，GL-22.0m の砂層および CPT の土質

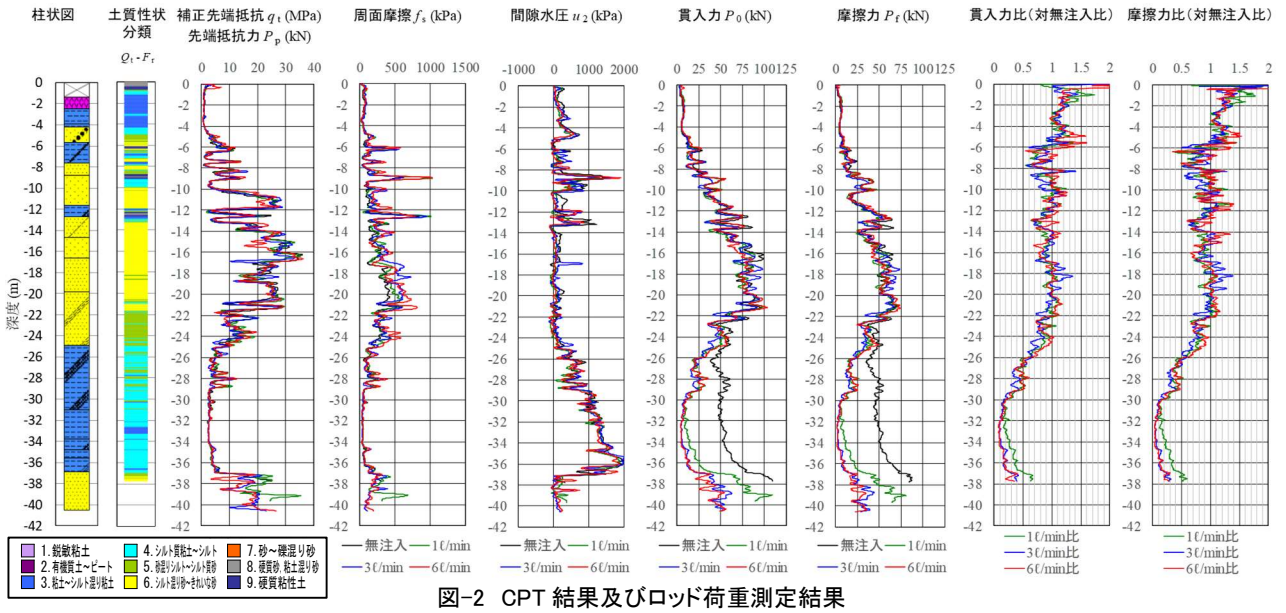


図-2　CPT 結果及びロッド荷重測定結果

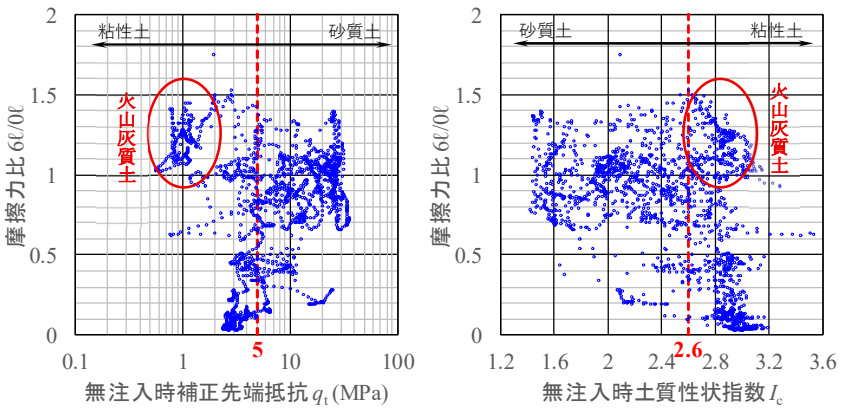


図-3　無水時補正先端抵抗と土質性状指数～摩擦力比

性状分類 SBT=3（きれいな砂）までは摩擦低減効果は得られず，粘性土および SBT=3～5（粘土～シルト質砂）では，50%から最大 90%を超える大きな摩擦低減効果を得ている．

補正先端抵抗および土質性状指数 [1]と 6ℓ/min 時の摩擦力比の関係を図-3 に示す．補正先端抵抗は，一般に 5MPa を境に砂質土と粘性土を区分することができる．また，土質性状指数は I_c=2.6 を境に砂質土と粘性土を区分することができる．補正先端抵抗 q_t>10MPa の砂質土は，摩擦力比=1 付近に分布し，摩擦低減効果は得られていない．q_t=2～4MPa に分布する粘性土は，摩擦力比 0.5 以下の小さな摩擦力比を示し，摩擦低減の効果がよく現れている．しかし，q_t=1MPa 付近に分布する粘性土は，摩擦力比=1 付近に分布している．これは，浅層に分布するロームおよび火山灰質粘性土である．土質性状指数 I_c<2.6 に分布する砂質土は，摩擦力比=1 付近に分布し，摩擦低減効果は得られていない．Ic>2.6 に分布する粘性土は，摩擦力比 0.5 以下に分布するものと 1.0 付近に分布するものと二極化している．摩擦低減効果が得られていないのは，補正先端抵抗と同じく浅層に分布するロームおよび火山灰質粘性土である．この傾向より，注水量に関わらず，火山灰質土に摩擦低減効果を与えることは難しいことが伺える．また，CPT の簡易な土質分類においては，火山灰質粘性土を粘性土と判定するため，調査地の地盤堆積環境に留意する必要がある．

4. まとめ

今回の実験では，ロッドに掛かる周面摩擦の低減を目的として，ロッド先端部より清水を吐出させて貫入する FL-CPT の効果を確認した．押込み部のロッドで貫入力を測定し，先端抵抗力を差し引くことで求める摩擦力の低減効果を検討した．この結果，粘性土について50%から最大90%を超える大きな摩擦低減効果を得た．また，砂質土については，あまり摩擦低減の効果は認められなかった．なお，日本の特殊土となるロームや火山灰質粘性土に対する摩擦低減の効果も期待できないことが分かった．

今後は，火山灰質土や砂質土等に対して摩擦低減を行う条件・手法を検討する目的で，FL-CPT を実施していく所存である．

《引用・参考文献》

1)　公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp. 366-403，2013年．

2) CPT 技術協会：地盤工学の実務におけるコーン貫入試験，2023年，Lunne T.，Robertson P.K.，Powell J.J.M.（1997）：Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice の翻訳

締め固めた土のベーンコーン剪断試験と三軸圧縮試験との強度比較

サンコーコンサルタント株式会社　○向井　理史，内田　昇一，片田　良之

1. はじめに

ベーンコーン剪断試験は，土層強度検査棒の羽根つきコーンを先端に使用して原位置での強度定数を簡便に求めることのできる試験である．試験の整理には経験式による経験式法と，原位置でのベーンコーン剪断試験結果と力学試験結果との相関式を作成して強度定数を求める相関式法の 2 つが佐々木（2010）[1]により提唱されているが，経験式法はデータの蓄積に乏しく暫定的であるため，基本的に相関式法で強度定数を求めることが推奨されているのが現状である．しかし，室内試験を必要としない経験式法は費用面や作業量から実用化が望まれており，これまで矢島ほか（2019）[2] などによる整理方法の見直し，伊藤（2017）[3]や佐々木・鈴木（2018）[4]によるベーンコーン剪断試験と室内試験との比較が報告されている．伊藤（2017）[3]，佐々木・鈴木（2018）[4]は主に砂質土について比較検討し，経験式法の適用にはさらなるデータの蓄積が必要と述べている．今回，粗粒分含有率を変化させた粘性土を対象に力学特性を比較検討し，経験式法の粘性土地盤への適用性について評価した．

2. 試料

(1) 原土

原土は埼玉県比企郡嵐山町内の田園で採取した．室内土質試験の結果,原土は粗粒分含有率10%程度の砂まじり粘土であった（表-1の不撹乱）.

(2) 調整試料

上記の粗粒分含有率10%を含む原土(Case-1)を基準に，市販の5号珪砂を用いて粗粒分含有率を約20%，30%，40%にそれぞれ調整した粘性土（Case-2，Case-3，Case-4）を作成した．それぞれの土質性状は表-1に示すとおりである．

表-1 試料の土質性状一覧

		不撹乱	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
一般	湿潤密度(g/cm^3)	1.688	1.813	1.866	1.904	1.947
	乾燥密度(g/cm^3)	1.267	1.359	1.436	1.507	1.582
	土粒子密度(g/cm^3)	2.676	2.648	2.652	2.654	2.646
	自然含水比(%)	33.2	32.4	29.5	25.5	21.8
	間隙比	1.115	0.948	0.847	0.762	0.672
	飽和度	80.2	93.3	93.9	91.9	90.6
	間隙率	52.72	48.67	45.86	43.25	40.19
	空気間隙率(%)	10.59	4.65	3.49	4.79	5.72
粒度	礫分(%)	0	0	0.3	0.1	0
	砂分(%)	11.7	10.7	21.3	29.1	42.1
	細粒分含有率(%)	88.3	89.3	78.4	70.8	57.9
	粗粒分含有率(%)	11.7	10.7	21.6	29.2	42.1
コンシステンシー	液性限界(%)	54.5	56.8	54.9	52.8	49.9
	塑性限界(%)	22.8	23.9	23.4	22.6	22
	塑性指数	31.7	32.9	31.5	30.2	27.9
	液性指数	0.33	0.26	0.19	0.10	-0.01
	コンシステンシー指数	0.67	0.74	0.81	0.90	1.01

3. ベーンコーン剪断試験

(1) 供試体作成方法

今回は異なる土質性状間での力学特性の比較を目的とするため，試験は締め固めエネルギーを統一して作成した供試体で実施した．つまり，締め固め試験用10cm モールドを使用して2.5kg ランマーで25回/1層を3層に分けて突き固めた時（Ec=550kJ/m^3）の密度とした.

ベーンコーン剪断試験用の供試体は二つ割れモールド（直径70mm，高さ150mm）に試料を投入し，ジャッキを用いて供試体の上下方向から圧入して作成した．練り返しによる強度低下の影響を避けるため，供試体に用いる試料の繰り返し使用は避けることとした.

(2) 試験方法および整理方法

ベーンコーン剪断試験は押し込み荷重と回転トルクから剪断強度（c，φ）を求める試験である．具体的な測定方法等や留意点については佐々木 (2010) [1]で詳述されているため，ここでは省略する.

試験は二つ割れモールドの横方向を固定し，供試体中央部を深さ70mm 程度コアドリルでくり抜いた位置で行った．コーンとロッドの質量を除いた鉛直荷重は0，25，50，75，100N とした.

整理は佐々木（2010）[1]の経験式（以下，土研式），矢島ほか(2019)[2]の回帰式(以下,矢島式),岸本ほか(2022)[5]の式（以下，岸本式）の3つの換算式を使用した．試験回数については地盤の不均質性から同一地点で4回程度と報告されている．Case-1で4回実施したところ，試験結果に差異は認められなかったため，調整試料は均質に混合されているものと判断し，残りは各1回の試験とした.

(3) 試験結果

試料採取地点での試験結果を表-2に示す.3つの換算式全て1回目の剪断抵抗角は他と比較して高い値となった.

表-2 原位置でのベーンコーン剪断試験結果一覧

	土研式[1]		矢島式[2]		岸本式[5]	
	C_{dk}' (kN/m^2)	ϕ_{dk}' (°)	C_{dk}' (kN/m^2)	ϕ_{dk}' (°)	C (kN/m^2)	ϕ (°)
1回目	7.6	28.0	10.3	12.3	10.3	17.9
2回目	10.4	15.9	14.1	6.7	14.1	13.3
3回目	9.7	14.8	13.1	6.2	13.1	12.8
4回目	7.3	16.9	9.9	7.1	9.9	13.7
平均値	8.8	18.9	11.9	8.1	11.9	14.4

Case-1から Case-4のベーンコーン貫入試験結果を表-3に示す．粗粒分含有率が増加するに従い剪断応力，粘着力は増加する傾向が見られた（図-1，図-2）.

表-3 調整試料のベーンコーン剪断試験結果一覧

	土研式[1]		矢島式[2]		岸本式[5]	
	C_{dk}' (kN/m^2)	ϕ_{dk}' (°)	C_{dk}' (kN/m^2)	ϕ_{dk}' (°)	C (kN/m^2)	ϕ (°)
Case-1	16.5	26.6	22.3	11.6	22.3	17.4
Case-2	21.1	21.1	28.5	9.0	28.5	17.7
Case-3	26.7	21.5	36.1	9.2	36.1	15.5
Case-4	29.9	40.4	40.5	19.2	40.5	22.2

4. 三軸圧縮試験

(1) 供試体作成方法

供試体は，直径50mm，高さ100mm の二つ割れモールドを使用して Case-1から Case-4までそれぞれ4供試体ずつ作成した．

(2) 試験条件

試験は圧密非排水（CUbar）の条件とし，有効拘束圧は表層部で実施するベーンコーン剪断試験との比較を検討するため 20，40，60，80kN/m^2 とした．

(3) 試験結果

試験の結果，表-4に示すとおりの全応力と有効応力が得られた．

表-4 三軸圧縮試験結果一覧

	全応力		有効応力	
	Ccu(kN/m^2)	ϕcu(°)	C'cu(kN/m^2)	ϕ'cu(°)
不撹乱	10.8	21.9	4.0	35.4
Case-1	27.4	24.2	9.2	33.4
Case-2	37.1	22.9	6.6	35.6
Case-3	45.4	24.2	1.9	39.2
Case-4	71.1	25.2	5.5	36.7

5. 考察

(1) 三軸圧縮試験の強度

今回，粘性土の範囲で粗粒分含有率を任意に変えて試験を実施した．その結果，粗粒分含有率にかかわらず有効剪断応力に優位な差は見られず（図-1；グラフは σ =20kN/m^{2}としたときの応力），各ケース間での剪断応力の差は粘着力の差であり（図-1，図-2，表-4），一般的に粘性土で言われていることと整合的であった．

Case-4ではコンシステンシー指数 I_C は1を超え，液性指数 I_L は0未満であることから，粗粒分含有率が40%程度以上では締め固まりやすい特性を持つと言える．図-2のグラフにおいて，全応力のトレンドは粗粒分含有率30～40間で傾きが変わると想定されることから，粗粒分含有率35%で試験を追加し検証することが必要である．

(2) ベーンコーン剪断試験と三軸圧縮試験との強度比較

現段階では，ベーンコーン剪断試験において経験式で求めた剪断応力と三軸圧縮試験でのそれは整合性が見られず，粗粒分含有率の増加とともに両者間の差は大きくなる傾向が認められた（図-1）．従って，今回使用した3つの換算式は室内試験を併用せずに剪断力を求められるため実務で用いられることが多いが，佐々木（2010）[1]や矢島ほか（2019）[2] が指摘しているように，室内試験結果と対応させた相関式を作成することが望ましい結果となった．

また，粘性土を対象にしたベーンコーン剪断試験による経験式での整理は，有効応力ではなく全応力を求めているものと考えられる．

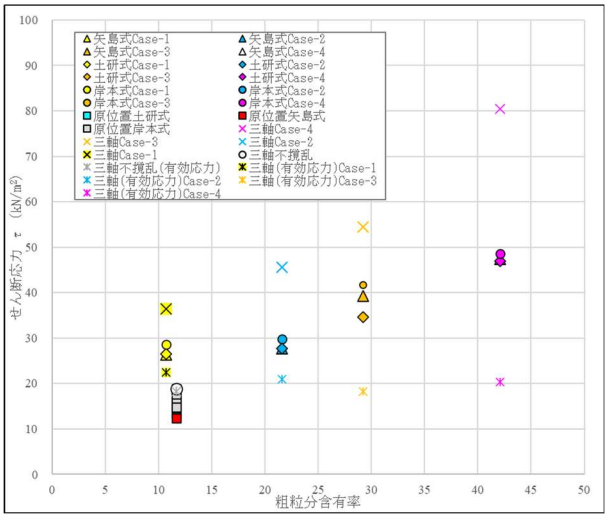


図-1 粗粒分含有率と剪断応力の関係

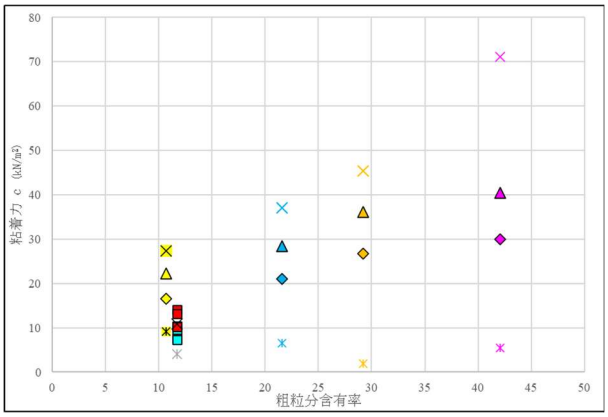


図-2 粗粒分含有率と粘着力の関係

《引用・参考文献》

1) 佐々木靖人（2010）：土木研究資料「土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル（案）」，土木研究所資料 第4176号，p.40.

2) 矢島良紀，山本定雄，金井哲男，法水哲，浅井健一（2019）：土層強度検査棒による地盤せん断強度評価に関する考察，日本応用地質学会研究発表講演要旨，239-240.

3) 伊藤秀一（2017）：土層強度検査棒と室内土質試験との比較例，北海道土質試験協同組合広報誌，363,5-9.

4) 佐々木貴，鈴木喬之（2018）：火山灰質土を対象とした土層強度検査棒と室内土質試験の比較，全地連「技術フォーラム2018」.

5) 岸本秀真，中尾真，粳田茂樹，高橋章（2022）：山岳地域における土層強度検査棒の適用性に関する検討（その2），電力土木，422，37-40.

低流速帯におけるペーパーディスク型流向流速計の適用について

興亜開発株式会社　　今野　淳

1. はじめに

近年，地下水の流動調査に関しては，地下水・土壌汚染問題，建設工事に伴う流動阻害や井戸枯れ問題など，地下水の流向流速の掌握が重要視されている．原位置において地下水の流向流速を測定する手法としては，多孔法と単孔法がある．経済的な理由と，時間が比較的短いという理由から単孔法で流向流速を把握したい需要が存在している．

単孔法の測定で使用されていた熱量法式流向流速計（以下熱量式装置）だが，既に生産を終了しており日本で稼働している機械も希少になり確保が難しくなっている現状がある．

代替となる流向流速計を探す中で，熱量式装置との相関情報があった大起理化工業製の「ペーパーディスク型簡易地下水流向流速計（以下ペーパー式装置）」の検討を行うこととした．

今回検討を行う中で，過去の案件で既存井戸での流向流速測定が多く，また井戸洗浄を行っても流速が非常に遅い条件などがあったため，低流速でも測定が可能かを目的に実験を行った．

2. 調査方法

今回の検討において，熱量式装置を使用した測定と，ペーパー式装置を使用した測定を行い，その相関を求めた．それぞれの原理と測定方法について述べる．

(1) 熱量式装置

測定器に内蔵したヒータにより地下水を温め，測定器の円周上に設置された温度センサにて地下水の温度を観測し，各温度センサの経時変化から流向と流速を求めるものである[1]．

図-1 に熱量法による測定器のプローブ模式断面図を示す．

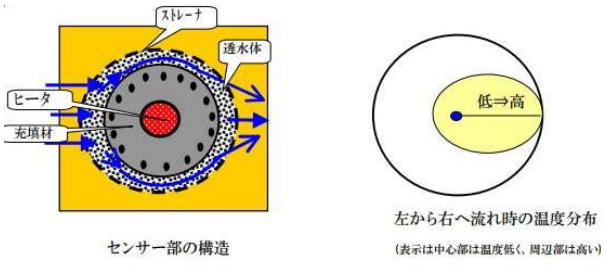


図-1 熱量法による測定器のプローブ模式断面図

地下水の流れがない時に中心ヒータに電圧を加えると，発生した熱は周囲に均等に拡散して中心部から外側へ同心円状に温度分布が形成される．流れがある場合，発生熱は地下水の流れに乗って下流方向に移流する．そのため，下流方向に配置されたセンサは，上流側に配置された温度計よりも高い温度を示すことになる．

ヒータ周辺に配置された温度計の加電前と加電後の温度の差は，地下水流速が遅いほど大きく，速いほど小さくなる．よって温度差の大小で流速を求めることができる．以上より，ヒータの周囲とその周りに配置された温度計の数値を測定し，その温度の違いを知ることで地下水の流動方向と流速値に関する情報を得ることが可能となる．

(2) ペーパー式装置

本装置の基礎原理は紙上に印刷されたドットから溶出した染料インクが透水体内を移動する水によって輸送されることを利用したものである．インクの軌跡（テーリング）を画像解析して地下水流向流速を求める．[2]　図-2 に単ドット式ペーパーディスク模式図を示す．

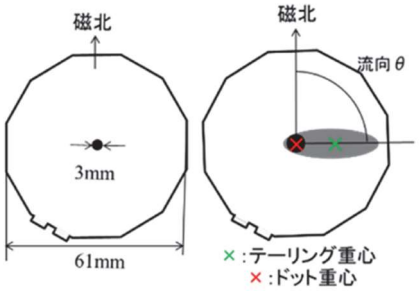


図-2 単ドット式ペーパーディスク模式図

流向流速の解析は目視による解析と，画像解析ソフトを用いた解析の二種類がある．目視による解析は現地ですぐに結果が求められるという利点があるが，流速が 0.3cm/min 以下になると測定誤差が 50%を超えるという報告があり[3]今回は目視による解析と，ソフトを用いた解析でそれぞれの相関比較をすることとした．

測定したペーパーディスクを乾燥後，スキャナを用いて電子化をする．スキャナの種類はメーカーにより指定されておりヒストグラム調整などが必要となる．今回は画像ソフトを使い同様の状況を再現した．

電子化した画像はメーカーにより指定されているオープンソースの画像解析ソフト Image J 及び専用マクロを用いて処理を行う．図-3 にテーリングの画像処理過程を，図-4 に解析項目のイメージ図を示す．

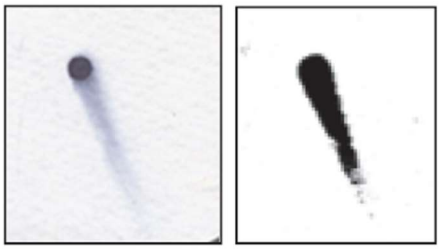


図-3 画像処理過程（左：処理前　右：処理後）

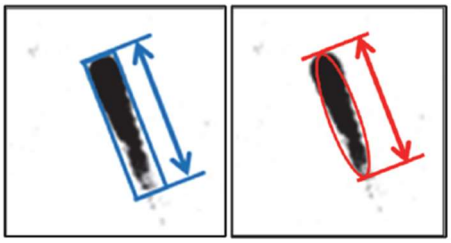


図-4 解析項目のイメージ図（左：フェレ径（方向解析）　右：楕円体近似長径（流速解析））

3.調査結果

今回の調査は，井戸洗浄済みの観測井を利用し，熱量式装置とペーパー式装置で結果を求める事とした．

対象とした井戸のストレーナ層には砂層とシルト混じりの砂層があり，深度により透水係数に差があった．それぞれの深度での相関性を求めた．

砂層における熱量式装置を用いた結果を図-5 に，ペーパー式装置を用いた結果を図-6 に示す．

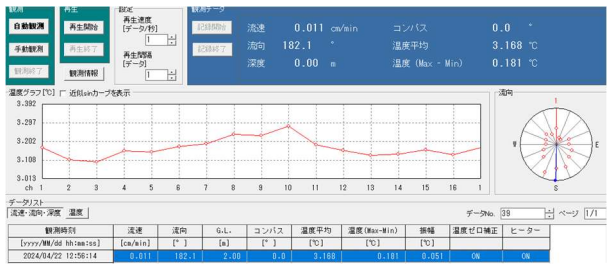


図-5 熱量法式測定結果(シルト混じり砂層)

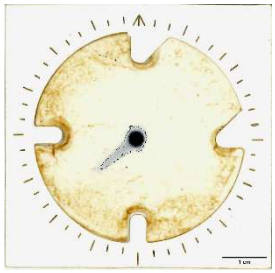


図-6 ペーパー式測定結果(シルト混じり砂層)

ペーパー式装置の結果のうち目視による計算はノギスにより長さを求め，ソフトを使用した解析，熱量式装置の結果をまとめたものを**表-1** に示す．

表-1 結果比較一覧

	流速(cm/min)	流向（°）
ペーパー式目視換算	0.052	120
ペーパー式画像解析	0.024	106.2
熱量法解析	0.025	138.5

	流速(cm/min)	流向（°）
ペーパー式目視換算	0.36	170
ペーパー式画像解析	0.020	177.8
熱量法解析	0.019	175.1

	流速(cm/min)	流向（°）
ペーパー式目視換算	0.038	230
ペーパー式画像解析	0.023	224.6
熱量法解析	0.026	204.6

熱量法の結果とペーパー式の結果を比較すると，画像解析を行った結果と熱量法式の結果では相関がとれていた．しかし目視による長さの測定からの換算では差が見られる地点もあった．このことから目視による現地での測定には課題があっても，ソフトを使用した画像解析を行うことにより相関性のある結果が求めることができた．

4. まとめ

今回の実験は，ペーパー式装置と熱量法式装置の相関を求めることを目的とした．

結果によると低速の流速において目視での測定に問題があった地点も，ソフトウェアを使用した画像解析ソを用いた結果では熱量式の結果と相関性が見られた．そのため流速の遅い地点でも画像解析ソフトを用いて相関を求めることが可能であるという結果が得られた．

課題として深い深度(GL-8m 以深)での測定を行うと，組み立てながら装置を差し込む都合上，インクが滲む，逆方向にもインクが示すなどが起こった．深い深度の測定では課題が残った．

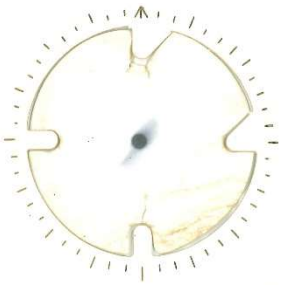


図-7 ペーパー式測定結果(失敗例)

《引用・参考文献》

1) 単一調査孔を用いた地下水流動計測プローブの開発 P195 武田 浩（2007 年）

2) 単ドット式ペーパーディスク型地下水流向流速計の開発 山本浩一（2015年）
https://www.jma.go.jp/jma/index.html.

3) 電源不要かつ迅速な地下水流向流速計測方法の開発 山本浩一（2016年）

【FE01】

懸濁地下水中の鉄･マンガン濃度の現地計測

株式会社 日さく　○VO PHI SON, 高橋　直人
株式会社 バイオシーズ(北陸先端科学技術大学) Manish Biyani

1. はじめに

さく井工事において､地下水中の鉄･マンガン濃度が高いことはしばしばあり、鉄細菌によるスケールが井戸内に形成されて井戸の寿命を縮める要因になる。地下水の水質は、井戸の長期的な利用を検討するためには必要不可欠で重要な情報である。

しかし、井戸掘削後、井戸仕上げ～揚水試験を行い、採水し公定法で地下水の水質分析を行う場合は、通常 1～2 週間を必要とする。現地において迅速に鉄・マンガン濃度を知る簡易な方法として、パックテストによる濃度判定があるが、定性的で数値化が難しいことや懸濁水の場合に精度の高い測定ができないなどの課題があった。

本稿では、電気化学的な手法を用いて、掘削時の懸濁水中の鉄・マンガン濃度の現地計測方法を開発した事例を紹介し、本手法の可能性について検討した。



写真-1　さく井工事(ダウンザホールハンマ工法)の懸濁水発生状況

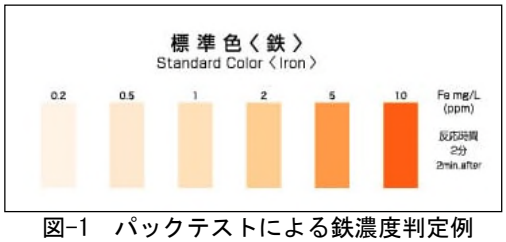


図-1　パックテストによる鉄濃度判定例

2. 計測の原理

今回検討中の計測システムは、サンプル中の複数の重金属を電気化学的に検出する手法である。この手法は、使い捨ての電極と検出器, 制御のための PC ソフトウェアから構成される。図-2(a)に分析装置の測定原理を示す。採取された試料水と特定の試薬を混合させて, 電極に浸している。電極に対して徐々に電圧を加えることで, 試料水中の重金属はイオン化され, このときに電極を流れる電流値が変化する。測定対象となる重金属と試薬の成分により, 重金属がイオン化されるために必要な印加電圧はおおむね固有の値を取るが, 電流値の変化量は重金属の濃度に比例するため, 印加電圧値と電流値の関係をグラフ化することにより, 試料水中の重金属濃度を計測することができる[1)]。

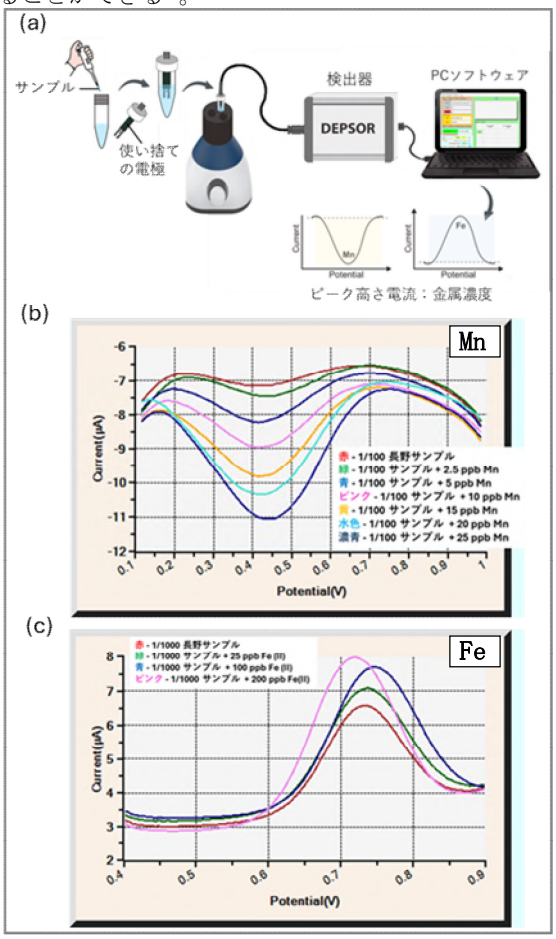


図-2 試料水中の重金属濃度を計測するポータブル型 DEPSOR 装置。装置の概略図 (a)、マンガン(b)と鉄(c)の電極に印加した電圧と電流値の変化の関係[1)]

実際の計測にあたっては,懸濁物質と分析対象重金属の干渉があるため,試験水と複数の標準物質を混合させて測定を行い(図-2(b & c),検量線を作成して定量化を行った。この手法は,これまで Pb, Cd, Zn, Cu, As ,Hg, Se, Au, Ag, Bi などの重金属濃度を ppb レベルで定量できることが知られていた。しかしながら,鉄・マンガンに対しては適切な電極および試薬の組み合わせは確立されていなかった。ここでは,地下水中に多くの頻度で検出され, 井戸の維持管理上重要な要素である鉄・マンガンを計測できる電極と試薬の開発を試みた。

3. 検討対象現場

本試験では、長野県御代田町のダウンザホールハンマ工法によるさく井工事現場及び茨城県結城市の井戸改修工事現場にて採取した地下水の濁水サンプルを用い、鉄及びマンガン濃度の定量を試みた。2023年の実証試験ではマンガンの定量に成功した。一方、鉄は測定前にサンプルをフェナントロリン緩衝液で保温し、任意の Fe(III)-フェナントロリン錯体が時間の経過とともに Fe(II)-フェナントロリン錯体に変換されるようにして、総鉄を定量した[2]。しかし、地下水中の鉄は Fe^{2+} と Fe^{3+} の両方が不安定に存在するため、フェナントロリン緩衝液のみで正確に定量することが困難であった。

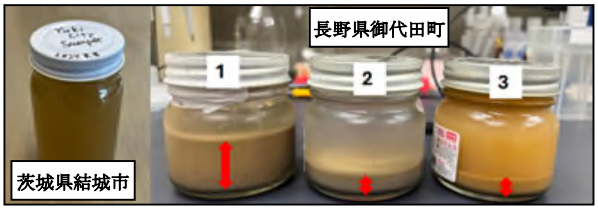


写真-2　各現場から採収された懸濁サンプル

4. 検討結果

マンガン濃度の測定結果は良好であり、ICP 法による結果と高い一致性を示した（表-1）。低濁度サンプルは、前処理なしでも適切に測定可能であり、高濁度サンプルでは、1M 塩酸による酸前処理を行うことで安定して測定できた。これにより、濁水サンプルの特性に応じた適切な前処理で、高精度な定量が可能となった。

鉄の濃度測定については粒子状および溶存態の両方の形で存在することで定量が課題であったが、試料水に塩酸を添加することで、粒子状の鉄を溶存鉄へ変換し、電極による測定が可能な状態へと整えた（図-3）。

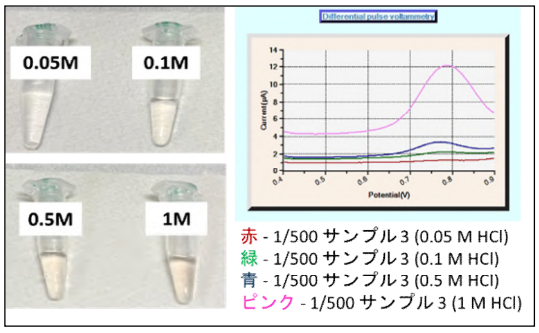


図-3　塩酸処理状況・酸濃度と電流値の関係

これにより、2つの形態が共存することによって生じていた測定の不正確さが改善され、鉄をより高精度で定量することが可能となった。さらに、測定時間の短縮にも成功した。2023年度では、Fe(III)-フェナントロリン錯体を Fe(II)-フェナントロリン錯体に完全に変換するために、サンプルをフェナントロリンバッファーで1日間保温していたが、今回は、ほぼ完全な変換が2時間で得られることが確認され、処理時間が大幅に短縮された（図4）。この短縮により、現場での迅速な測定が可能となり、実用性が大幅に向上した。掘削現場や井戸の維持管理作業において、リアルタイムで水質変化を確認できるメリットが期待される。

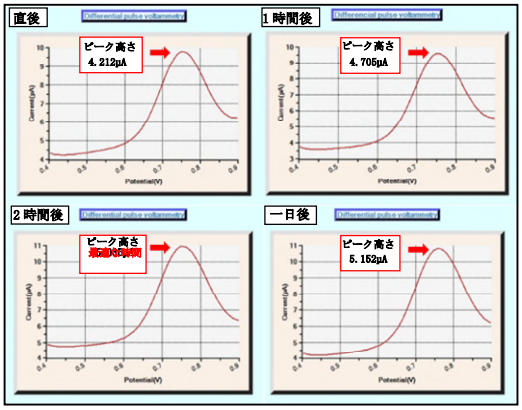


図-4　鉄濃度分析における時間と電流値の関係

表-1　本手法と ICP 法の結果の比較表

サンプル名	成分	サンプリング条件	本手法	従来の手法（原子吸光光度計）
茨城県結城市	Mn	添加なし	0.21 mg/L	0.27 mg/L
	Fe	添加なし	0.1 mg/L	1.6 mg/L
		0.05M HCl 添加	**2 mg/L**	
長野県③	Mn	添加なし	0.096 mg/L	2.7 mg/L
		1M HCl 添加	**4.1 mg/L**	
	Fe	添加なし	9.39 mg/L	680 mg/L
		0.05M HCl 添加	23.5 mg/L	
		1M HCl 添加	409.3 mg/L	
		2M HCl 添加	**667.4 mg/L**	
長野県②	Mn	添加なし	0.115 mg/L	6.9 mg/L
		1M HCl 添加	**5.9 mg/L**	
	Fe	**2M HCl 添加**	**1495.3 mg/L**	1400 mg/L

5. おわりに

懸濁水中の地下水成分を現場で定量化することは、井戸掘削作業において長年の課題であった。本試験では、濁水サンプルに粒子状および溶解状態の鉄が混在することによる鉄定量の課題を、塩酸の添加および測定前にサンプルをフェナントロリン緩衝液で2時間保温することで解決した。特に、濁水サンプルにおいても鉄とマンガンを正確に定量化する方法が確立されれば、今後の現場での利用において高い実用性が期待される。

《引用・参考文献》

1) Madhu Biyani(2017)； DEP-On-Go for Simultaneous Sensing of Multiple Heavy Metals Pollutants in Environmental Samples. Sensors 2017: 17(1), 45.

2) Gábor Bellér(2010)； Central Role of Phenanthroline Mono-N-oxide in the Decomposition Reactions of Tris(1,10-phenanthroline)iron(II)and-iron(III) Complexes. Inorganic Chemistry 2010: 49(9), 3968-3970.

【FE02】

ボーリング孔を用いた可燃性ガス調査の事例

興亜開発株式会社　中部支店　　○杉本　佳優，森山　登

1.はじめに

本調査は丘陵地において計画されているシールド工の設計施工に伴い実施された既往地質調査の追加調査として 2 箇所のボーリング調査を実施した．

調査項目の一つであるメタンガス調査について，微量であるが既往調査および本調査ともにメタンガスが検出された．既往調査と本調査とでメタンガスの調査頻度（回数および検体数）に対するメタンガス検出数の傾向に差がみられた為，本報告では既往調査と本調査の結果を整理し要因の考察を行った．

2.調査対象地盤について

調査地は起伏を伴う丘陵地にあたり，シールド計画区間において本調査および既往調査が実施されている．

丘陵地を形成する地質は新第三期　鮮新世の粘性土，砂質土，礫質土からなり，粘性土においては固結状を呈す．N 値は地表部付近等を除き概ね 50 以上を呈する．

図-1 に今回実施した追加調査の簡略柱状図を示す．同図には計画されているシールド通過断面を示した．メタンガスの詳細調査（遊離ガス採取，地下水溶存ガス採取）はシールド通過断面における砂質土を対象に実施した．

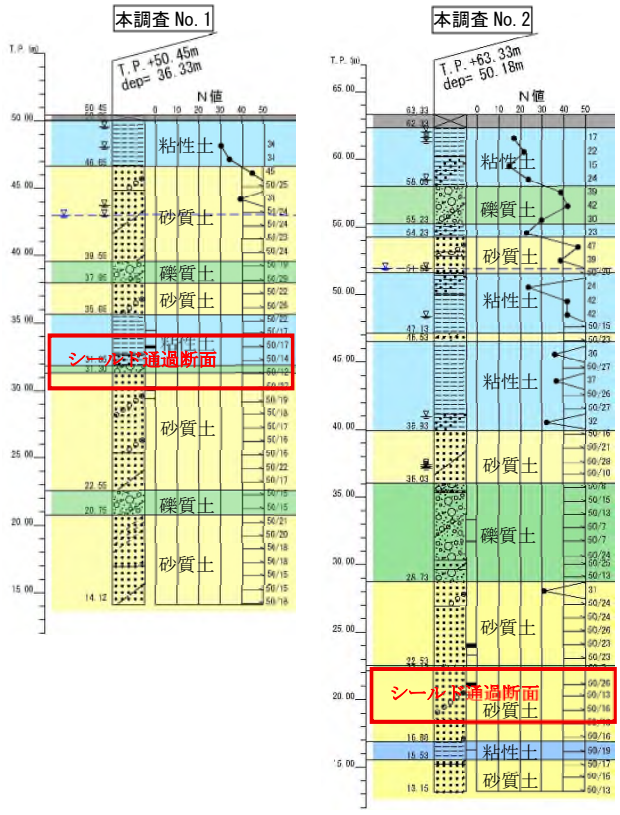


図-1　本調査の簡略柱状図

3.メタンガス調査方法

メタンガス調査はポータブルガス検知器による孔口の遊離ガス簡易測定および，室内分析の為の詳細調査として孔口の遊離ガス採取および地下水溶存ガス採取を実施した．

遊離ガスは孔口で捕集バッグに密封して採取し，地下水溶存ガス分析の為の地下水採取には，圧力保持式採水器を使用した．圧力保持式採水器は地下水に圧力（間隙水圧＋大気圧）を保持した状態で採取する採水器である．

メタンガス調査にあたっては，孔内の掘削泥水を清水で洗浄後，孔内水を地下水に置換する為に自然地下水位（清水位）を目安とした孔内水容積の 3 倍程度以上を揚水した．

孔内水揚水後に孔口のケーシングパイプに防災バルブを設置して孔口を閉塞した後，本調査では 24 時間以上経過後にポータブル検知器による遊離ガスの簡易測定および遊離ガス採取，圧力保持式採水器による地下水採取を実施した．

図-2 にメタンガス調査（遊離ガス採取，地下水溶存ガス採取）の概要図を示す．

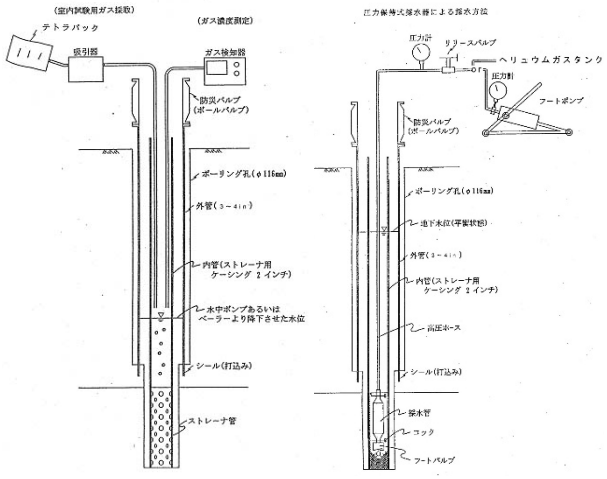


図-2　遊離ガス採取，地下水溶存ガス採取の概要図 [1)]

4.メタンガス調査結果

表-1 にメタンガスをはじめとする地中ガスの特性を示す．同表よりメタンガスの爆発濃度は 5.3vol%～14vol%とされており，メタンガスの濃度の表示について爆発下限値の 5%を 100%LEL とされることが多い．

本調査結果におけるメタンガス濃度を%LEL の単位で整理するものとした．

表-2 に本調査および既往調査によるメタンガス調査結果を整理した集計データを示す．

表-1 ガスの特性他 [2)]

ガスの種類	ガスの特性[a)]			予想される障害・危険	法令上[c)]、就労禁止すべき値
	比重[b)]	色・臭気等	爆発限界（容量%）		
一酸化炭素（CO）	1.0	無色・無臭	12.5～74	中毒・爆発	100ppm
炭酸ガス（CO_2）	1.5	－	－	酸素欠乏症	1.5%
硫化水素（H_2S）	1.2	無色・腐卵臭	4.3～45	中毒・爆発	10ppm
酸素（O_2）	1.1	無色・無臭	－	酸素欠乏症	18%
メタン（CH_4）	0.6	無色・無臭	5.3～14	爆発	1.5%[d)]

[a)] 人体に対する症状は、濃度と経過時間によりそれぞれ異なるので、労働科学研究所：現代労働衛生ハンドブック等の文献を参考にするのがよい。

[b)] 気体の標準状態（0℃、1気圧）における同じ状態の空気に対する比重

[c)] 労働安全衛生規則、酸素欠乏症防止規則、労働省告示等

[d)] メタンガスの爆発下限値は5.3～14%であり、安全衛生規則によれば「可燃性ガスの濃度は爆発下限値の30%以下」と規定されており、1.5%としている。

表-2 本調査および既往調査のメタンガス調査結果

			（単位）	本調査	既往調査
調査箇所数			（箇所数）	2	28
孔口簡易測定	遊離ガス	測定回数	（回）	3	47
		検出回数	（回）	2	18
		検出率	（%）	67	38
		最小値	%LEL	0	0
		最大値	%LEL	3	9
		平均値	%LEL	1.7	1.1
詳細調査	遊離ガス	分析検体数	（検体）	2	21
		検出数	（検体）	1	0
		検出率	（%）	50	0
		最小値	%LEL	＜0.2	＜0.2
		最大値	%LEL	0.036	-
		平均値	%LEL	-	-
	地下水溶存ガス	分析検体数	（検体）	2	21
		検出数	（検体）	2	1
		検出率	（%）	100	5
		最小値	%LEL	0.020	＜0.002
		最大値	%LEL	2.8	0.002
		平均値	%LEL	1.410	-

(1) 孔口簡易測定（遊離ガス）

本調査では3回測定し,2回メタンガスが検出された．既往調査では 47 回測定され，18 回検出された．

検出率は本調査が 67%，既往調査が 38%であった．

(2) 詳細調査（遊離ガス）

本調査では 2 検体分析し，1 検体でメタンガスが検出された．既往調査では 21 検体分析し，検出数は 0 検体であった．

検出率は本調査が 50%，既往調査が 0%であった．

(3) 詳細調査（地下水溶存ガス）

本調査では 2 検体分析し，2 検体ともメタンガスが検出された．既往調査では 21 検体分析し，1 検体が検出された．

検出率は本調査が 100%，既往調査が 5%であった．

5.まとめ

本調査 2 箇所におけるメタンガス調査は，孔口簡易測定 3 回，詳細調査 2 検体と少ないが，既往調査 28 箇所の孔口簡易測定 47 回，詳細調査 21 検体に対してメタンガス検出率が高かった．既往調査の孔口簡易測定では 47 回のうち 18 回でメタンガスが検出され，最大値で 9%LEL が検出されているが，詳細調査ではほぼ検出されていない．

既往調査でメタンガスの検出率が低い要因について下記可能性を考えた．

(1) 調査時期による可能性

・既往調査：10 月～2 月

・本調査：4 月～5 月

既往調査は秋期から冬期へと降水量が減少していく時期にあたり，自然地下水位の低下に伴う水圧の減少で溶存ガスが遊離し，地下水中に賦存しているガス量が減少した可能性が考えられる．

(2) 調査対象地下水の違いによる可能性

本調査および既往調査はシールド計画区間沿いに配置され，同じ地質時代の地層が分布する丘陵地にあたる．分布する地層は傾斜しているため，調査対象となる帯水層は複数層にわたり，メタンガスの賦存程度に差がある可能性が考えられる．

(3) 作業用水および泥水回収容量不足の可能性

孔内洗浄および揚水による地下水置換に必要となる作業用水および排出される泥水の回収容量が不足することで，孔内水の地下水置換が不十分となる可能性が考えられる．

現場状況により作業用水の運搬が必要な場合もあり，十分な水量を確保できない可能性も考えられる．

(4) 防災バルブおよびケーシング継ぎ目のシール不良の可能性

ケーシング孔内の気密状態が不十分で貯留されたメタンガスが漏出し，正確な調査が行えなかった可能性が考えられる．

今回の調査地で検出されたメタンガス濃度は微量であったが，本調査と既往調査で検出率の差がみられ，その要因を考察した．

シールド工の設計施工に伴うメタンガスのリスクに対して，シールド坑内など閉塞された空間や粘性土が傘のようにキャップ層として分布している箇所では貯留し濃度が高まる可能性があるので留意が必要であると評価した．

ボーリング調査の現場は様々な制約や条件が生じる可能性があるが，調査手法を適切に遂行してより正確な調査結果の把握に努めることが大切であると考える．

《引用・参考文献》

1) 改訂版現場技術者のための地質調査技術マニュアル（2015）：(一社)関東地質調査協会, pp. 189.

2) トンネル工事における可燃性ガス対策技術基準：大阪市交通局, pp. 19-1-19-35.

【FE03】

安価な透明塩ビ管を用いたボアホールカメラ撮影補助の工夫

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　　大蔵　一光

1. はじめに

地質調査において、ボアホールカメラによる孔内観察は重要な手法である。しかし現場条件によっては、機材の使用が困難な場合も多く、特に水平方向に近い孔や孔壁の脆弱な地質においては、通常のカメラ挿入が不可能となることがある。本稿では、透明塩ビ管という安価かつ加工容易な資材を活用し、ボアホールカメラの撮影補助具として工夫･実用した現場事例を紹介する。加えて、調査にあたって直面した技術的課題や試行錯誤の経過、ならびに他資材との比較も交え、現場における対応力の重要性について論じる。

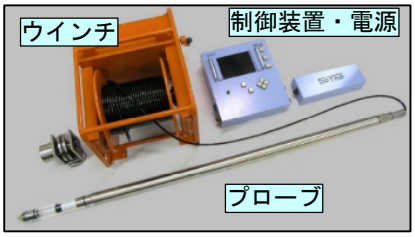


図-1　ボアホールカメラ機材一式の一例（左からウインチ・制御機器、電源・プローブ）

2. 背景と課題

当該現場では、調査孔の角度が水平方向に近く、重力を利用したカメラ挿入が難しい状況であった。加えて、鉛直での撮影においても孔壁が非常に脆く、通常の誘導装置を使用することで崩落のリスクが高まる可能性があった。

このような場合では従来用いられてきた方法として、透明アクリル管を加工して使用していたが、近年は新型コロナウイルス感染症（COVID-19）の世界的拡大に伴い、アクリル樹脂（PMMA）の価格が原料であるメタクリル酸メチル（MMA）が、医療用パーテーションなどへの需要急増により需要、価格が上昇し、入手困難な状況が生じた。また、アクリル管はネジ加工の際に非常に割れやすく、加工の難しさで作業工期や費用も高くなる課題もあった。

また現場では掘削期間中に確実に資材を準備する必要がり、撮影の精度を確保しつつ安全性、作業工期も確保する複数の課題があり、迅速かつ的確な判断が求められていた。これらのことから代替となる材料の検討を加速させる要因となった。

以下は参考資料として、アクリルの原材料の価格推移として、MMA、PMMA 価格の推移を、示したグラフを示す。

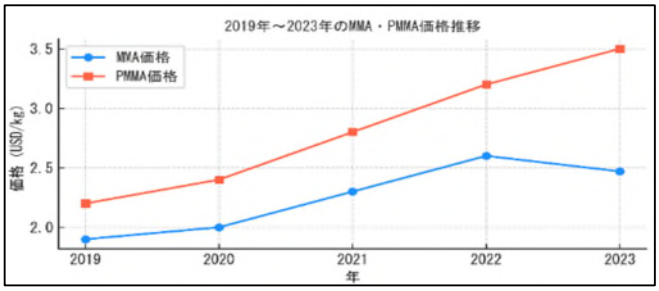


図-2 2019 年～2023 年のアクリル原材料の価格推移
BusinessAnalytiq（2024 年 6 月）、IMARC Group、ChemAnalyst 等の市場調査データに基づき作成

3. 材料選定（アクリル管との比較）

本事例では、アクリル管の代替え材料として、透明塩ビ管（PVC）の VP50 管を用いた。

柔軟性と耐衝撃性に優れ、VP50 管の内径がΦ50mm とボアホールカメラのプローブ外径がΦ42mm と若干のクリアランスを含み挿入できることから採用した。また、1 本あたりの長さは、普通自動車に積載できる大きさを想定し、全長 2m 程度の長さにして、管の両端はネジ加工を行うことで、作業性や運搬の行いやすさを重視した。ネジ加工についても塩ビ管加工と同様の作業難易度で実施ができるため、加工費の費用と時間が短縮した。



図-3 PVC 塩ビ管（VP50）

透明アクリル管と透明塩ビ管の特性比較を以下に示す。

表-1 透明塩ビ管とアクリル管の比較表

比較項目	透明塩ビ管	透明アクリル管
材料費	安い	高い
加工のしやすさ	容易	難しい
耐久性	割れにくい	割れやすい
透明度	十分	優れている
柔軟性	高い	非常に高い
柔軟性	高い	低い
入手性	容易	やや困難

4. 作業方法

使用方法としては、ボーリング孔口のケーシング内に透明塩ビ管を挿入し、上端（メスネジ）を次の管の（オスネジ）部に手作業で回転して接続を行い、これを繰り返し予定撮影長分の透明塩ビ管の挿入を完了する。（図-4 および図-5）



図-4 撮影前の挿入状況



図-5 PVC 塩ビ管挿入（近景）



図-7 水平孔の撮影状況

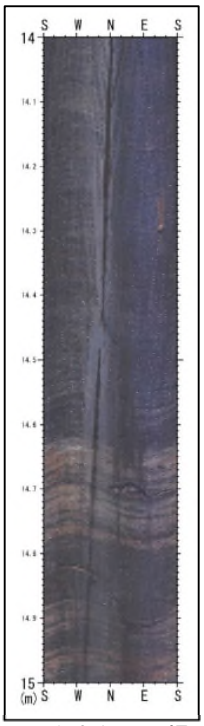


図-8 注水なしの撮影例

併せて、撮影前に管内に清水注入を実施しこれにより撮影ライトの反射を抑制し､撮影時の視認性を確保した。

5. 撮影結果､アクリル管撮影との比較

以下に実際の撮影結果を示す。参考画像として、アクリル管使用の撮影画像も参考画像として示す。

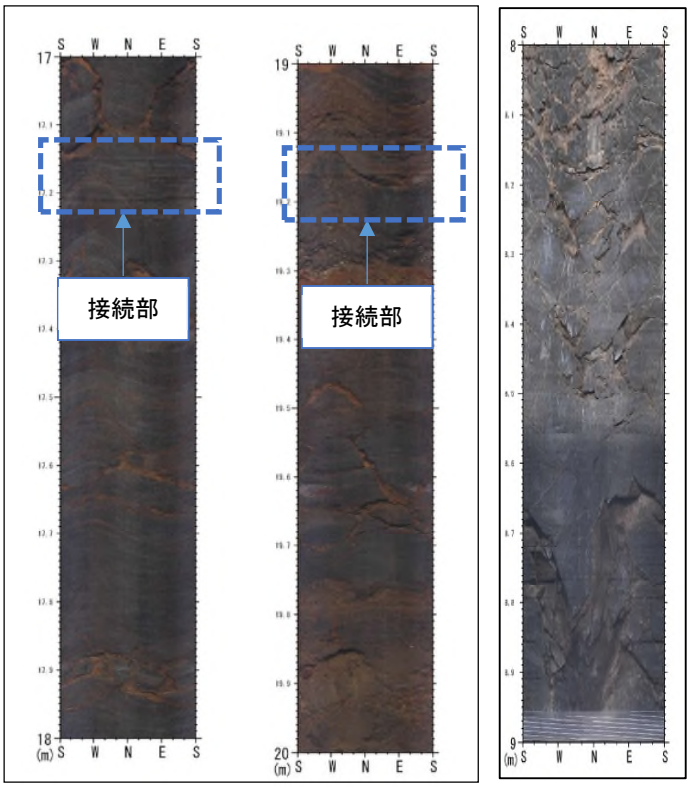


図-6 PVC を使用したボアホール撮影画像(左)
アクリル管を使用したボアホール撮影画像（右）

6. 透明アクリル管の評価

今回の撮影で透明管を用いることで、孔壁の状態、亀裂の大きさや位置などが確認できる品質の撮影を行うことができた。

図-6に示す通り透明塩ビ管の接続ネジ部について完全に透過せず撮影されているが、これは塩ビ管の挿入位置をずらすことにより、ネジ部をずらすことで回避することができた。設置の作業時においても塩ビ管の柔軟性と耐衝撃性が活かされ、持ち運び時や施工中の破損リスクが軽減された。加えて、比較的容易に調達可能である点は、突発的な機材不足への即応性を高める上でも有効であると考えられる。

7. 今後の課題

今回実施に伴い課題も発生した。水平孔及び、鉛直孔の地下水が著しく低い場合など、透明管自体に撮影ライトが反射してしまい白飛びしてしまう問題が発生した。

この対処として、清水を注水することで意図的に孔内を清水で満たすことにより対処ができたが、水平孔にて注水する際には孔口部の下端部をウエス等で止水し上端のみを開放し注入するなど現場状況に応じて対応する必要がある。また、撮影時にプローブが、塩ビ管を同時に引き込んでしまい、撮影が中断した。これは透明塩ビ管の内径段差が発生しており、プローブが当たり、塩ビ管を一緒に引き上げてしまうことが原因であった。対処としてヤスリなどで角を丸めて段差を解消し、撮影を継続した。

8..まとめ

今回比較的安価に代替手段を構築できる一例を示すことが出来た。従来のアクリル管に比べ透明度など不利などの課題もあるが、他のボアホールカメラ実施の現場でも転用が可能であり、提案として一定の有用性があるものと考えられる。

【FE04】

ダムにおける“Nソナー”調査事例

中央開発株式会社　　○八重樫　亮伍，岩田　賢，長田　実也

1.　はじめに

ダム貯水池土砂管理の基礎情報である堆砂状況は通常，200m～400m置きに設定されている貯水池横断測線に沿ったシングルビーム音響測深機を用いた深浅測量によって把握されていることが多い．取得データが測線上に限定されることから国土交通省は，マルチビーム等による面的測量が可能な手法の採用が望ましいとしている[1)]が，費用面の制約からそうした手法はあまり普及していないのが現状である．

そこで著者らは現行の深浅測量よりも迅速かつ安価に面的な堆砂状況を把握する手法として，市販の魚群探知機を用いて水中の点群データを取得し，水中地形図を作成する「Nソナー」を実用化し，各地で適用している．機動的な貯水池内堆砂特性の把握と土砂管理コストの縮減に貢献しているとして，2024年1月，第7回「インフラメンテナンス大賞 - 優秀賞」を受賞した[2)]．本報告では，この手法の概要と現場での実施事例を紹介する．

2.　Nソナーの概要と調査事例

魚群探知機は，水中に超音波を発射し，その反射波を捉え，分析し可視化する漁労用電子機器であり，操作・表示・記録を行う本体と超音波を送受信する振動子から構成される．魚群探知機は内蔵あるいは外部 GNSS 受信機により自船の測位を行う．測深データを含む情報と位置情報とを同期させて SD カードに保存し，外部出力可能な機種を使い，操作の平易な専用のデータ処理ソフトウェアと合わせて，特別な技能がなくても簡単に水底地形図を作成するシステムを調え，Nソナーと呼んでいる．計器類一式は40万円程度で調達できる。

2024年11月，Z ダム（総貯水量31,600千トン，湛水面積150ha）において，魚群探知機一式を艤装した無人船（長さ125cm，幅65cm，高さ45cm，重量24kg）をインフレータブルボートで図-1にように伴走しながら，測深データを収集した．



図-１　無人船とNソナー現地計測の様子

計測はのべ三日間，合計13時間をかけ，図-2に示す従前測線とそれに平行した約50m 間隔の横断航路で，貯水池全域を網羅するように航行し，7万5千点余の測深データを収集した． 2024年10月，同ダムでは音響測深機による深浅測量によって，図-3の測線上で合計1,160点の計測値を得ている．N ソナー計測データ数は，この数十倍に相当する．

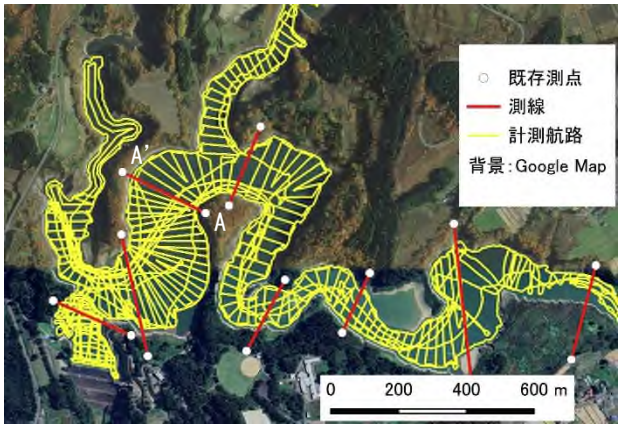


図-２　計測航路

取得データは，通常のパソコンに読み込み，市販の専用データ処理ソフト（ReefMaster）により処理する．航路上での計測データをもとに航路間の未計測エリアに内挿補間した水深を与えて，計測水域全域の１m格子の水深グリッドデータにまとめ，数値地形モデル（DEM）を作成する．それらは GIS ソフトを使って水底地形等高線図や任意の位置での断面図に加工･出力することができる．図-3にこうして得られた水中地形図を示す．

従来の測線上の断面情報のみの深浅測量ではとらえられなかった貯水池内の面的な土砂堆積状況があきらかになる． これまで平均断面法で近似していた貯水容量･堆砂量が，地形変化を反映した DEM から，確からしく算定することができる．

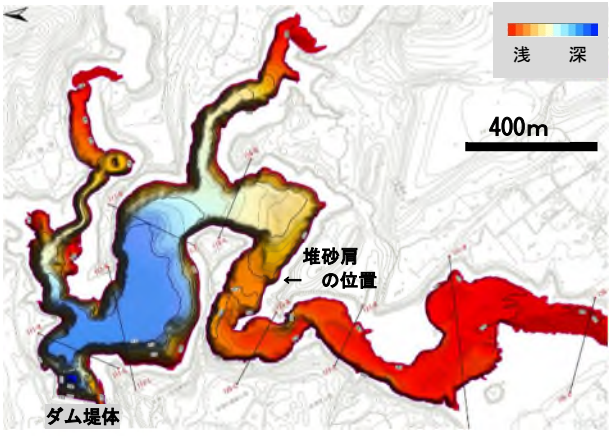


図-3　Nソナー計測による等深線図

3. Nソナーの成果

魚群探知機は、測深だけではなく，水中の地形・構造を超音波反射映像で表現する機能があり，計測された水深値の信ぴょう性を映像で確認することができる。図-4に貯水池横断測線（図-2中の A-A’断面，幅約 200m，最大水深28m）での「ダウンスキャンソナー」と呼ばれる振動子で捉えた水底の超音波反射映像例をあげた．水底は平らではなく、地形の段差があり，水底の植生や斜面の様子も確認できる．貯水が濁っていても，超音波は懸濁物質間を透過し，画像化が可能である．

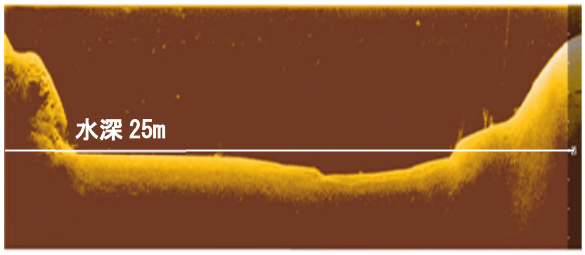


図-4　ダウンスキャンソナー水中画像

このほか，水中設置の管理施設の現況確認にはライブソナーという振動子が有効である．図-5にライブソナー振動子を取水施設に向けて記録した超音波反射断面画像を添付した．施設の細かな構造や，施設周辺の堆砂状況を船上でリアルタイムに見ることができる．

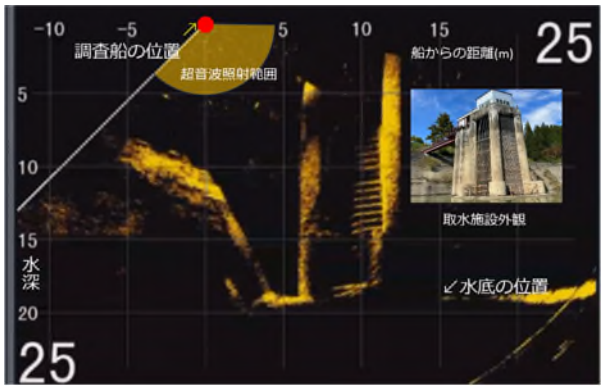


図-5　ライブソナーで見る水中施設画像例

さらに，発信した超音波の底部からの一次反射の強度は底質の粗度（表面がざらざらしている、あるいは滑らかさの指標）を，また，一次反射から二次反射への減衰の程度が底質の硬度を,それぞれ反映していることから，魚群探知機は,超音波の反射の様子を自動分析し,「粗度」と「硬度」の相対的な区分図として出力することができる．底質の相対的な硬度分布図を図-6に例示した．

色の薄い部分は軟質の滑らかで細粒土砂が堆積しており，色の濃い部分は相対的にざらざらした硬い土砂で覆われていることが示されていて、その境界が堆砂肩の進出位置と整合しており，貯水池内堆砂現象の合理的な理解を助けるものと期待される。

現地計測時には，随時，水底が平たんなところで停船し，錘を付けたロープを下して着底までの深さを測り，魚群探知機計測値との相違を確認するようにしており，これまで，いずれの地点でも、差は±数 cm 以内におさまっている．また，別の現場ではあるが，ナローマルチビーム測深が行われた貯水池で，大きな出水がなかった期間を経てＮソナー計測を実施した複数のダム貯水池でも，平坦部の計測差は，水深20m 以上の地点でも20cm 以内とよい一致をみている．魚群探知機の測深の計測精度は音響測深機と同水準であるとみられる．

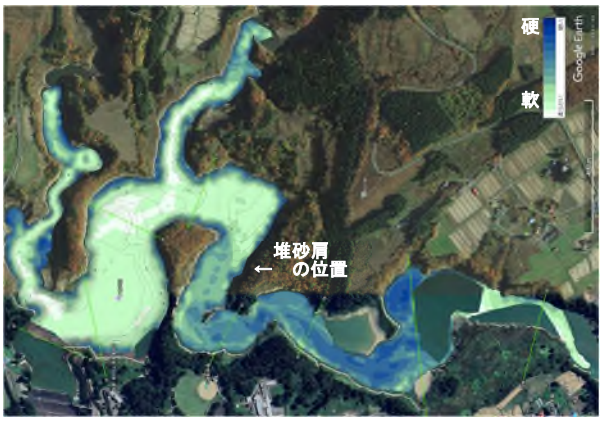


図-6　底質相対的硬度分布

4. Nソナーの活用

Ｎソナーの導入によって，これまで測線断面に限定されていた水中地形に関する情報が貯水池の全面について得られ，継続的に繰り返して計測を行うことで，流入土砂の貯水池内での経年変化が追跡できるようになった．加えて，水中地形や構造物に関する映像資料の取得も可能なことから，こうした資料の蓄積が，貯水池の適切な土砂管理・施設管理を支援するだろう．

本手法はダム貯水池での地形測量技術として，NETIS 登録されている[3]が，ダムに限らず，河川や港湾，海域など，あらゆる水域で適用可能である．2025年4月には橋梁周りの洗堀調査技術として，国土交通省点検支援技術性能カタログ（橋梁・トンネル）令和7年4月版に登録された[4]ところである．今後，インフラメンテナンス分野において貢献したい．

《引用文献･参考資料》

1)　国土交通省水管理・国土保全局河川環境課：ダム貯水池土砂管理の手引き（案）(2018)
2)　https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/03activity/03_award.html
3)　国土交通省 NETIS（新技術情報提供システム）登録 QS-220006-A https://www.netis.mlit.go.jp/netis/pubsearch/details?regNo=QS-220006
4)　国土交通省点検支援技術性能カタログ（橋梁・トンネル）令和７年４月版 https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/inspection-support/pdf/c/BR030070.pdf

音響トモグラフィ地盤探査を用いた支持層、地中障害物等の調査

株式会社 KANSO テクノス　○澤田　雅言、加藤　裕将
JFE シビル株式会社　榊原　淳一、田子　彰大

1. はじめに

近年、都市部において地表陥没事故や基礎杭の施工不良など地盤に関わる問題が発生している。地表構造物が多い都市部では十分にボーリング調査ができない場合がある。一方、地表構造物の影響をあまり受けない手法の一つとして音響トモグラフィ地盤探査[1]が挙げられる。この手法は 2 本のボーリング孔の一方に孔内発振器、他方に孔内受信器を設置し、発振器と受信器間で高周波数の弾性波を送受信することで、2 本のボーリング孔の間を連続的に可視化できる手法である(図-1)。本報では、この音響トモグラフィ地盤探査の概要と調査例、適用時の留意点、正確な計測によるメリットについて述べる。

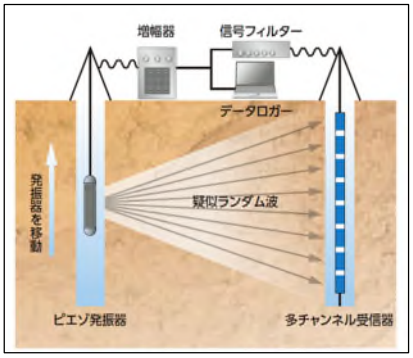


図-1 音響トモグラフィ地盤探査の概要

2. 音響トモグラフィ地盤探査の概要と調査例

(1) 音響トモグラフィ地盤探査の概要

本手法は、通常の弾性波探査とは異なり、周波数と振幅を正確に制御した疑似ランダム波[2]と呼ばれる連続波を発振する。受信器で受信した波形と発振波形の相関関数を計算しパルス波に変換することで到達波の到達時間と振幅を取得する。疑似ランダム波は見かけの振幅を数10倍に増幅できるため、50m 以上離れた2孔間で kHz 単位の高周波数の波を送受信することができる。その結果、受信器で受信した波の到達時間から地盤断面の速度分布図を取得し地層構造や支持層の把握が可能に、発振波と受信波の振幅の差分から地盤断面の減衰率分布図を取得し2孔間に存在する空洞や地中障害物等の把握が可能となる。

(2) 調査例①(杭基礎支持層の調査)[3]

本調査は杭基礎の支持層を把握することを目的に、A'孔 B'孔　C 孔 D 孔のボーリング孔を用いて実施した。孔間距離は約 40m および約 57m、調査深度は GL.-10m～GL.-55m の範囲であった。弾性波の速度分布の展開図と A 孔～D 孔のボーリング調査結果を図-2 に示す。GL-20m 以下の Ds2 層下端から Dg 層までの地層境界は N 値の結果と整合的である。特に GL-40m 以下の N 値の変化とよく対応しており、支持層直上の弱部の層厚変化を把握できている。C 孔-D 孔-A'孔間では　Ds3 層の上端下端の速度コンターは変化が小さく、C 孔の N 値も Ds3 層の上下境界で変化が緩く速度コンターの変化と整合的であるため、地層境界が遷移的かつ水平方向の連続性が低いことを示唆している。また、6 測線の結果をもとに支持層深度(N 値＞50)の三次元モデルを作成した。No.1 孔、A 孔、B 孔の支持層深度(青斜字)と合わせた支持層深度の三次元モデルを図-3 に示す。このモデル図から支持層の不陸が少なく、D 孔付近はやや浅くなっていることがわかる。また、同図は No.1、A 孔、B 孔の N 値>50 の深度と誤差 1m の範囲内で一致している。

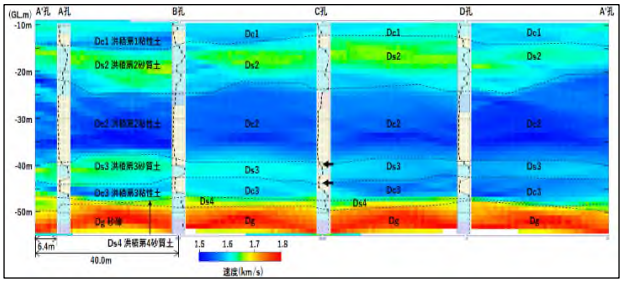


図-2 4 孔間での弾性波の速度分布図

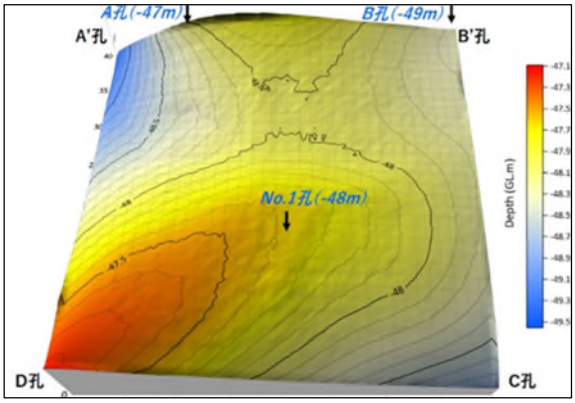


図-3 支持層深度の三次元モデル

(3) 調査例②(地下空洞の調査)[4]

道路橋の橋脚工事での予備調査から橋脚下部に地下空洞の存在が示唆されたため、Br.1～Br.4の4孔でボーリング調査を行ったのち地下空洞の空間分布を調査した。調査は測線 Br.1-Br.4と Br.2-Br.3の2D 断面の2測線で行い、内挿により3D 画像として出力した結果を図-4に示す。

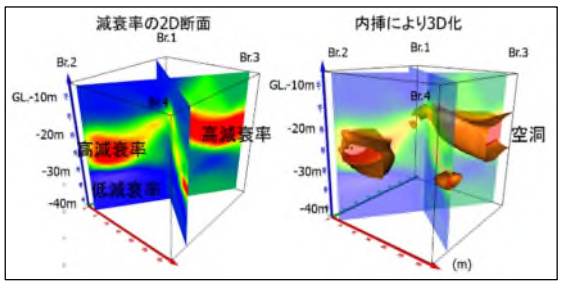


図-4 地下空洞の調査結果

同図から深度20m～30m の間には想定していなかった高

さ10m の大空洞が確認されたため、3D 画像を用いて近隣住民への説明を行い、速やかに充填工事を行った。調査結果から計算した空洞の容積と充填剤の量が概ね一致したことから調査結果は妥当であったと考えられた。

3. 音響トモグラフィ地盤探査適用時の留意点

音響トモグラフィ地盤探査を正しく実施するために必要な4つの留意点について述べる。

(1) 地下水位と地盤の飽和度の確認

弾性波は地盤中の飽和度に左右され、飽和度が低下すると速度は減少[5]し減衰率は増加する(図-5)。この飽和度の影響を調査結果から取り除くのは困難であるため、地下水位より浅い部分や飽和度が低下している地盤での調査は難しい。調査前に調査対象深度が地下水以下にあるかどうかの確認は必要不可欠である。また、調査対象深度が地下水以下であっても、飽和度の低下が予想される盛土や地下水位低下工法を実施した場所では既存のボーリング結果などから、事前に地盤状態を確認する必要がある。

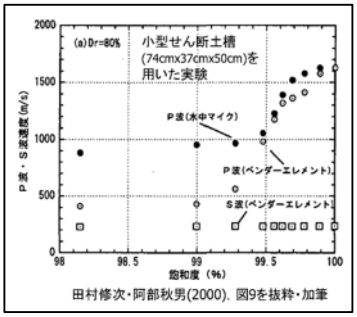


図-5 飽和度と P/S 波速度の関係

(2) 計測に用いるボーリングの離隔距離

本手法は断面内部をセルで分割し逆計算を行いセル内の速度値、減衰率値を計算しているが、理論上、波線の角度よりも高角度な構造の解析を行うことができない。図-6の左図は離隔距離 L、右図は離隔距離2L の場合での波線経路の模式図である。離隔距離2L における解析可能な角度 θ_{2L} は離隔距離 L の角 θ_L よりも小さくなっている。従って、急角度な地層構造が予想される場合には最大角度を想定して適切な離隔距離を選ぶ必要がある。

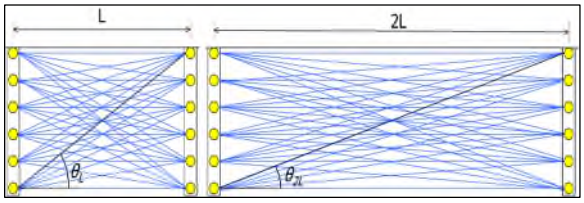


図-6 離隔距離と解析可能な最大角度の関係

(3) 縁辺部の調査精度の低下

断面内部をセル分割して計算を行う場合、セルの計算精度はセル内を通る波線の数に比例する。図-7 において中央のセル①、上端部のセル②内を通る波線数は①で 11 本、②で 3 本となり、縁辺部のセルの波線数は少なく精度も低いため評価できないことを考慮して、調査範囲が縁辺部にかからないように計画する必要がある。

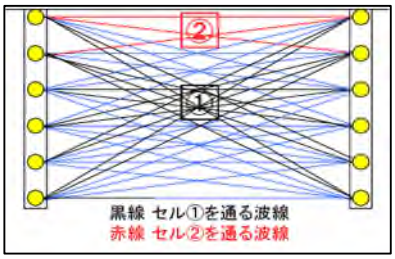


図-7 断面内セルを通る波線の数

(4) 土質柱状図などの比較データの準備

解析結果から得られる弾性波の速度や振幅減衰率は、強度定数など土質工学的な値や地層の種類などと直接的な関係はないため土質工学的な情報の把握はできない。この問題を解決するには土質柱状図等の比較データが必要不可欠である(図-8)。支持層調査など N 値の情報が必要な場合は、計測に用いたボーリング孔の両方またはどちらか一方の N 値が必要である。また、地中障害物や空洞の調査時には、得られた結果が地層構造あるいは地中障害物や空洞の影響かどうかを判断する必要があるため、土質柱状図に加え、地中障害物や空洞がないキャリブレーション用の測線との比較が必要である。

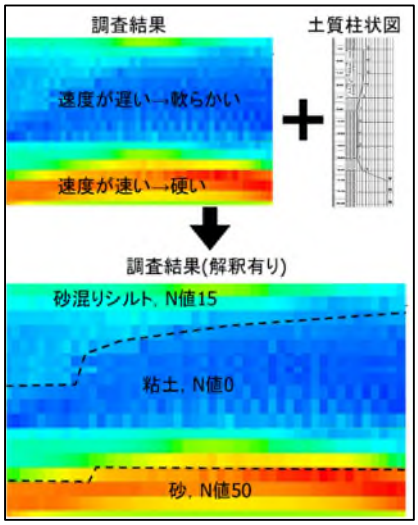


図-8 調査結果と土質柱状図の比較

4. まとめ

最後に正確な計測がもたらすメリットを述べる。ボーリング調査のみだと「杭長不足や高止まりによる施工の手戻り」などの可能性があるが、本手法を追加することで物理探査との統合的な評価により高効率な設計の実現と施工時の安全性向上が考えられる。今後も本事例の経験を活かし、地盤探査に貢献していく所存である。

《引用・参考文献》

1) 榊原淳一，山本督夫(2009)：高周波数の弾性波を用いた高精度地盤調査手法の開発，土木学会論文集 C，Vol.65，No.1，97-106.

2) 問山 清和・林 高弘・神谷 庄司 ： 改良型パルス圧縮方法によるガイド信号の高分解能化,超音波テクノ，No.9-10，pp.12-16，2006

3) 榊原 淳一・田子 彰大・渡邊 徹・久世 直哉・木谷 好伸・井上 波彦：杭の支持層に関する段階的地盤調査 その 3 音響トモグラフィ地盤探査法， 2025 年度日本建築学会全国大会梗概集

4) 榊原 淳一：高周波数の音波を用いた高精度な地盤の可視化技術，検査技術 2017 年 3 月号，2017

5) 田村 修次・阿部 秋男：P 波を用いた地盤の飽和度計測法の開発，第 1 回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集,p.249-254，2000

F保育所を取り囲む擁壁点検と対策工検討

1. はじめに

本業務は，保育所を取り囲む市道擁壁に変状が確認されたことから，現地踏査，ミニラムサウンディング試験，簡易動的コーン貫入試験の機器を用いた擁壁の基礎確認，簡易測量，擁壁点検・評価を行い，擁壁の健全度判定と対策工の検討を行った．

調査地の擁壁は，昭和 40 年代後半～50 年代の初頭に構築され，50 年程度経過している．この間，東日本大震災も経験しており，崩壊等の大きな被害は見られないが，擁壁には，目地部の開きと段差が多く発生している．本稿では擁壁基礎の構造が分からなかったため，下図の業務フロー図に示した内容で，擁壁点検・評価を行った結果を報告する．

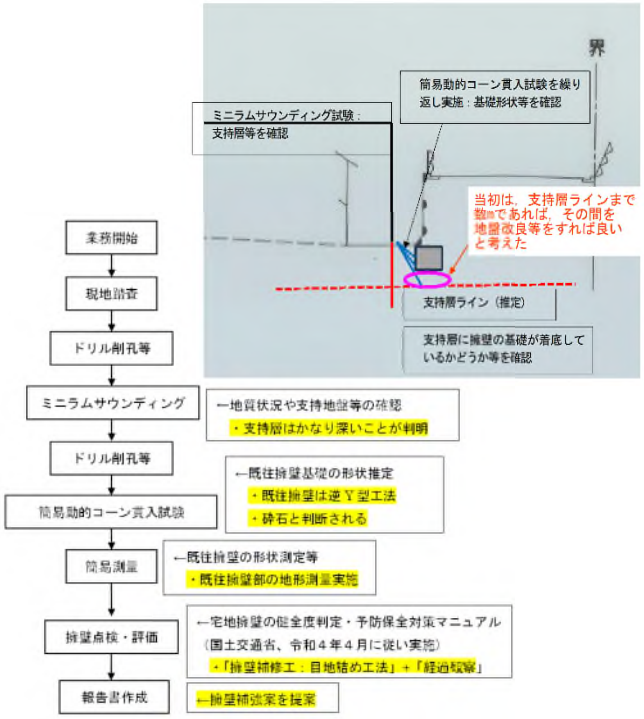


図-1　業務フロー図

2. 現地状況

当該地では，高さ約 0.3m～2.0m の擁壁が保育所を取り囲むように構築されていた．メーカー等の聞き取りからこの擁壁は，逆 Y 型擁壁 1 段積であると想定された．擁壁は建設から 50 年程度経過しており，東日本大震災も経験している．崩壊等の大きな被害は発生していないが，擁壁には，目地部の開き，隣接する擁壁の段差によるずれが所々みられた．（写真-1 参照）

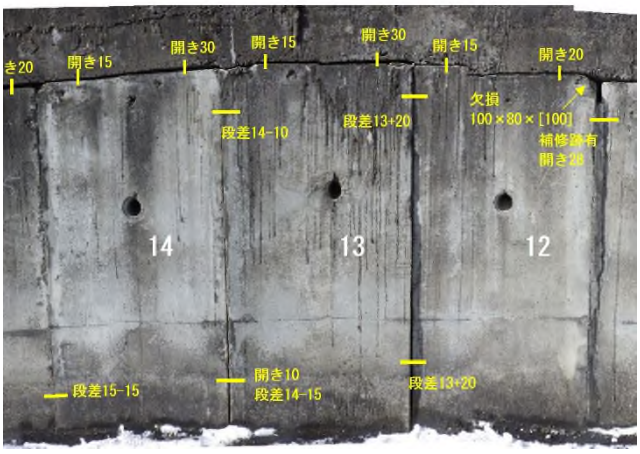


写真-1　当該地の擁壁の様子

3. ミニラムサウンディング試験結果

当該地の地盤状況と良好な支持層確認のため，ミニラムサウンディング試験を 3 地点で行った．サウンディング試験では詳細な土質は不明であるが，別途実施された既往の「調査設計業務報告書」を参考に地層を想定した．サウンディング試験結果より，良好な支持層は GL-7～17m に存在することが分かった．また，支持層がかなり深くばらついていることにより，支持層まで着底した擁壁は施工が困難であることが判明し，現況の擁壁構造と同じ（想定）逆 Y 型擁壁 1 段積が構造的に有利であると判断した．

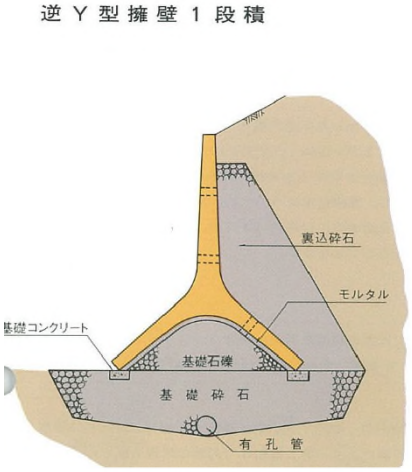


図-2　逆 Y 型擁壁 [1)]

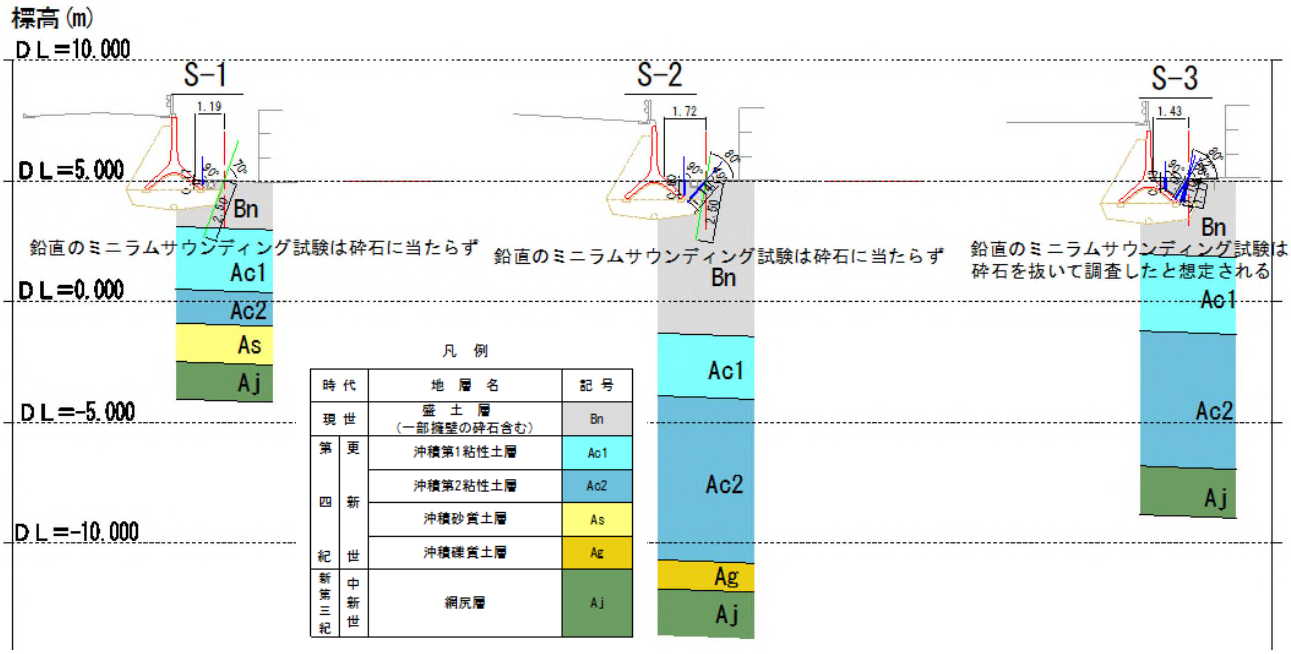


図-3 地層断面と基礎確認結果

4. 簡易動的コーン貫入試験器による基礎確認

簡易動的コーン貫入試験は，既設擁壁の基礎の形状を調査するために，斜めから貫入して基礎に当たったかで形状を推定した．なお，簡易動的コーン貫入試験はミニラムサウンディング試験を実施した 3 地点で実施した．図-2 に示した基礎砕石も参考とし，当該地の地層断面と簡易動的コーン貫入試験の結果を図-3 に示す．

5. 簡易擁壁点検・評価結果

保育所を取り囲む擁壁において「宅地擁壁の健全度判定・予防保全対策マニュアル」[2]に従い宅地擁壁の健全度を判定した．その結果を表-1 に示す．

表-1 宅地擁壁の健全度判定

宅地擁壁の健全度判定区分

①基礎点	②変状点	合計(①+②)	健全度評価区分
1.5	6.0	7.5	中

【健全度判定区分】
・5.0点未満：「小」，5.0点以上～9.0点未満：「中」
9.0点以上「大」

6. まとめ

本業務において，当該地の擁壁の調査や点検業務等を実施し以下のことが分かった．

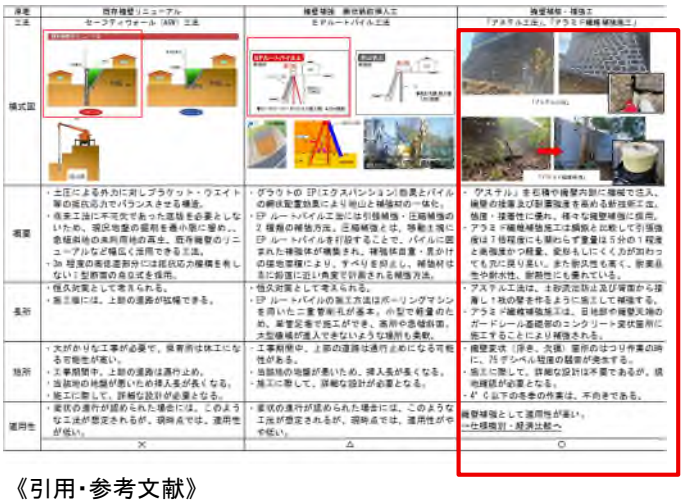
・擁壁には，目地の開きと段差が多く発生しているが，擁壁の構造状問題となる変状はないと判断される（擁壁躯体の折損等はない）．

・良好な支持層は GL-7～17m に存在する．支持層がかなり深いため，支持層まで着底した擁壁の施工が困難であったことが判明し，当該地で想定されている逆 Y 型工法擁壁が構造的に有利であったと判断される．

・宅地擁壁の健全度判定・予防保全対策マニュアルに従い実施した結果，健全度は「中」判定された．（中は必要に応じて補修を実施し，経過観察で対応する程度の区分である．）

・今回の判定結果は，「中」の内やや高い 7.5 点であったことから，「擁壁補強工」も見据えた「擁壁補修工：目地詰め工法」＋「経過観察」が妥当と判断し提案した．経過観察は，1 年に 1 回程度の変状の進行を想定している．また，擁壁補修工（目地詰め工法）として，「アステル工法」，「アラミド繊維補強施工」が最も妥当と判断された（表-2 参照）．

表-2 工法比較表



《引用・参考文献》

1) 逆 Y 型工法:国土道路株式会社パンフレット, p. 17.
2) 宅地擁壁の健全度判定・予防保全マニュアル：国土交通省, 2022年4月.

【FE07】

手動式牽引装置を使用したボーリング機材の搬入出について

北海道土質コンサルタント株式会社　　○菅原　大輔、松本　和正、福嶋　孝太、斉藤　学

1.　はじめに

傾斜地や狭隘地におけるボーリング機材の搬入・搬出においては、クローラーや索道、モノレールといった機械的手段が用いられることが一般的である。これらの導入にあたっては、現場の地形条件や安全性、作業効率、コスト等の観点からの適切な検討が必要となる。当社では、移動距離が比較的短く、かつ動力機材の搬入が困難な現場において、「チルホール」と呼ばれる手動式牽引装置（以下、本稿では「手動ウインチ」と記す）を用いた搬送手法を採用している。手動ウインチは構造が簡易で取り回しやすく、狭隘地や急傾斜地でも使用可能な実用的手段である。本稿では、手動ウインチを用いたボーリング機材の搬送方法を紹介し、その作業手順、使用上の工夫や留意点､利点および課題について整理することで、本手法の有効性を考察する。

2.　装置の概要

手動ウインチは、手動操作によりワイヤーロープを巻き取ることで、物体を牽引・移動させる装置である。本体に加え、ワイヤーロープ、スリングベルト、アンカーベルト等の付属機材を組み合わせて使用する。

動力を使わずに人力のみで安定した牽引が可能であり、ワイヤーは巻き取り方向に応じて入出力が可能で反転作業が不要な点も特徴の一つである。

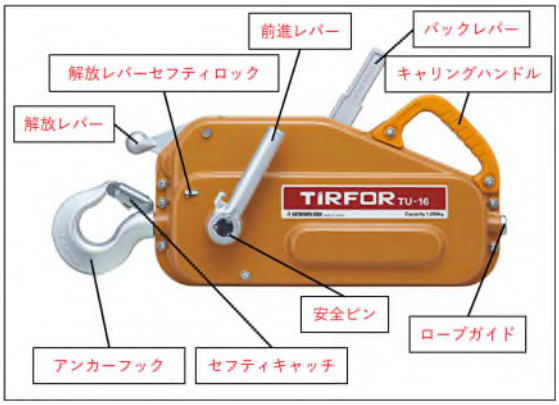


図-1　装置の概要（例：TIRFOR　TU-16）



写真-1　付属機材

3.　作業手順と留意点

手動ウインチを用いた搬入出作業にあたっては、まず対象機材の重量や斜面条件を踏まえて、適切な機種を選定する必要がある。表-1 に代表的な手動ウインチの仕様を示す。

表-1　仕様一覧（参考）

型式	X-5	T-7	TU-16	T-35
本体重量（kg）	4	7	18	26
最大能力（kg）	500	750	1600	3000
ワイヤーロープ破断強度（kN）	34.3	44.1	94.1	177

選定後、以下の手順に沿って機材の設置と牽引作業を行う。

①　アンカー設置

固定点（例：樹木）にアンカーベルト・スリング等を巻き付け、手動ウインチ本体を安全に固定する。地形や法面構造に応じて、樹木や仮設アンカーなどを適宜使い分ける。



写真-2　固定点との連結例

②ワイヤーロープの展張

牽引対象（ボーリングマシン等）までワイヤーを展張し、対象物と連結する。必要に応じて滑車や補助ベルトを併用することで、摩擦軽減や方向調整が可能となる。

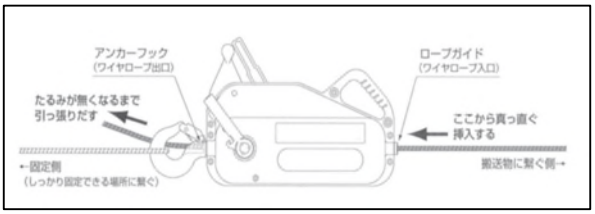


図-2　ワイヤーロープの展張方法

③牽引作業

バックレバーを操作しワイヤーを巻き取り、機材を徐々に搬送する。搬送距離が長い場合や斜面勾配が変化する場合は、数回に分けて中継アンカーを設置し、作業を段階的に進める。

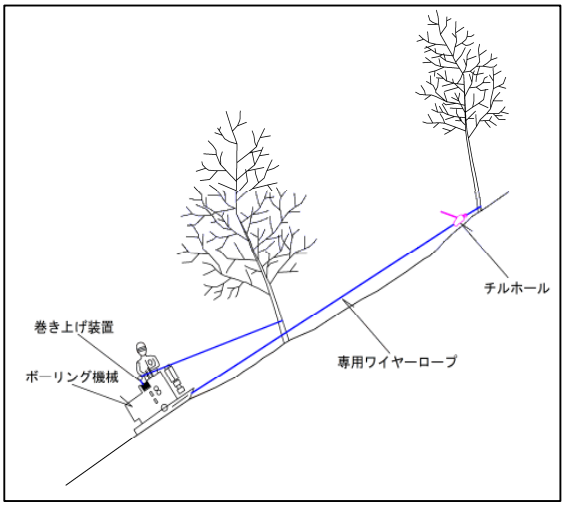


図-3 作業概念図

作業中はワイヤーロープの張力維持と安全な作業動線の確保を常に意識し、特に滑落防止と巻き戻しリスクに対する対策が不可欠である。また視認性の悪い場所や声が届きにくい環境では、ハンドサインや無線機を併用したコミュニケーション手段の確保も効果的である。

4. 現場での工夫と安全上の留意点

・アンカー設置時の工夫

アンカーとして樹木を利用する際には、スリングやワイヤーが樹皮に直接接触しないよう、毛布や保護シートを巻いて損傷を防ぐ措置を講じる。これにより、樹木の損傷を防ぐとともに、スリング自体の摩耗や滑りを軽減し安全性の向上にも寄与する。

・搬送ルートの確保と障害回避

搬送経路上には、落石や浮石、樹根などワイヤーの滑走や資機材の通過を妨げる障害物が存在することがある。そのため、作業前にはルート全体の巡視・除去作業を実施しスムーズな牽引が可能な状態を整える。

・作業員の配置と安全確保

搬送対象が斜面を滑落した際に備え、斜面下方には作業員を立ち入らせないように徹底する。特にバックレバー操作中は、巻き戻しや予期せぬ機材の動きが発生する可能性があるため、操作担当者は安全帯の装着・避難位置の確保を習慣化することが重要である。また、作業監視者を配置し、全体の動線・作業員位置・巻き上げ状況を把握する体制を構築する。

・コミュニケーションと連携体制

見通しの悪い斜面や高低差のある現場では、視認性や音声伝達が不十分になることがある。このため、無線機の使用やハンドサイン等の代替伝達手段を事前に共有し、操作開始・停止のタイミングを確実に伝達できる体制を整える。連携不足による誤操作が重大な事故を引き起こすリスクがあるため、事前ミーティングや役割分担の明確化が不可欠である。

・機材の点検と使用限界の認識

手動ウインチおよび付属機材（ワイヤー、スリングベルト、滑車等）は、定期的な摩耗・変形・損傷の点検が必要であり、使用限界の超えた機材の継続使用は厳禁である。特にワイヤーのささくれやスリングベルトのほつれは、破断等の引き金となるため、日常点検記録の蓄積と交換基準の設定が重要となる。

・天候への対応

雨天時や降雪・凍結条件下では、資機材の滑落や作業員の転倒リスクが高まる。天候に応じた作業の延期判断を行う基準を設け、作業強行を避けるよう現場判断を徹底する必要がある。

5. 利点と課題

【利点】

・軽量で携帯性が高い

本体重量は約 4～26kg と軽量で、搬入出が困難な場所でも持ち運びが可能。

・電力・燃料不要で環境を選ばない

動力を必要としないため、自由度が高い。

・構造がシンプルで整備が容易。

日常点検や現場での応急対応がしやすく、メンテナンス性に優れる。

・導入コスト・準備工数が少ない

小規模な現場でも即応性の高い搬送手段として活用できる。

【課題】

・牽引力に限界がある

重量物や長距離搬送には不向きであり、機材や距離に応じた判断が必要。

・作業者の負担が大きい

すべて人力での操作となるため、疲労蓄積への配慮が求められる。

・地形条件に依存しやすい

障害物の多い現場や、安定した固定点の確保が困難な場合には対応が難しい。

6. おわりに

本稿では、人力による牽引装置を使用した資機材の搬送方法を紹介し、運用上の工夫や注意点、機構的な特徴と課題について整理した。このような手動式の牽引機構は重機の進入が困難な現場や限られた資材と人員での対応が求められる場面において、一つの手段となりえると考える。一方で、作業員の負荷や安全確保には十分な配慮が必要であり、一定の経験と判断が求められる。

今後は、現場の状況に応じて動力を用いない搬送手段の可能性と限界を踏まえつつ、引き続き検討を進めていく必要がある。

【FE08】

CPT システムを利用した土壌固有熱抵抗測定器の有効性の検証

応用地質株式会社　○山田　拓，正岡　裕之，平出　亜
中電技術コンサルタント株式会社　白井　秀幸

1. 土壌固有熱抵抗測定の目的と課題

洋上風力発電事業において，地中に埋設するケーブルの許容電流を設定することを目的として，海底地盤の土壌固有熱抵抗値 g（℃/cm・W）の測定が行われている．

海底地盤の土壌固有熱抵抗値 g を直接測定する方法としては潜水士が海底地盤面に測定棒(この測定器を従来器と称する)を設置して測定する方法や調査船から着座式の専用機器を海底地盤に設置して測定する方法がある．しかしながら前者は潜水作業に危険が伴うこと，後者は装置が大がかりとなり水深 10m 以下の浅海域に調査船が進入できないなどの課題があった．

2. 浅海域における土壌固有熱抵抗測定器の開発

上記の課題解決のために，浅い海域（水深 10m 以下)を対象として SEP 船に搭載したダイレクトプッシュ方式の電気式コーン貫入試験（以下，CPT）を利用した土壌固有熱抵抗測定棒（新型器，Φ36.0mm）を開発した（図-1）．

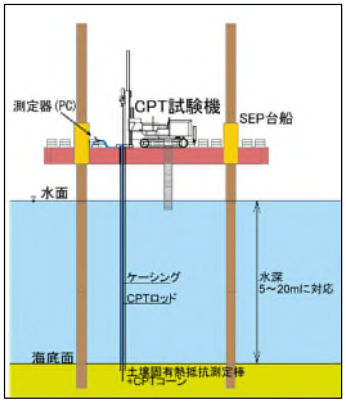


図-1 新型器による土壌固有熱抵抗(g)測定イメージ

3. 新型器の概要

新型器は従来器と同様に，直流電源装置，データロガーおよび測定棒（探針）で構成される（図-2）．探針は地盤面から2m 程度までの土層を対象とし，(財) 電力中央研究所報告[1]に準拠して探針の長さを直径の20倍以上，下端測定点から探針端部までの長さを直径の10倍以上としている．なお，地盤面から深度0.8m，1.2m，1.6m の位置に T 型熱電対を取り付けていて，3深度の温度を測定できる構造[2]である．また，従来器と新型器の違いについて表-1にまとめた．

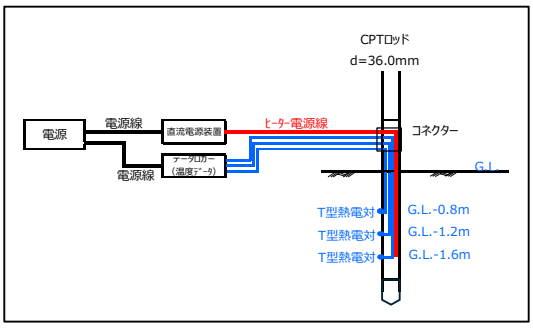


図-2 土壌固有熱抵抗測定器の概要(新型器)

表-1 従来器と新型器の違い

項目	従来器	新型器
直径	21.7mm	36.0mm
材質	ステンレス	鋼材
測定時間	2時間	2時間

4. 従来器と新型器及び室内試験の測定結果の比較

(1) 比較実験の概要

新型器の有効性を検証するために，陸上の試験ヤードにて従来器により得られた測定結果との比較実験を行った．また，熱電対最上部の深度に合わせて試料採取を行い，室内試験にて熱伝導率測定を行った．なお，比較実験では従来器が貫入予定深度の10cm上で高止まりしたため，新型器・従来器とも地盤面から深度0.7m，1.1m，1.5m で測定を行った．

試験値の分布地質は，図-3に示すように細砂で構成されている．物理試験結果から含水比 6.0％と低く，湿潤密度 1.56Mg/m^3 と非常に緩い砂となる．

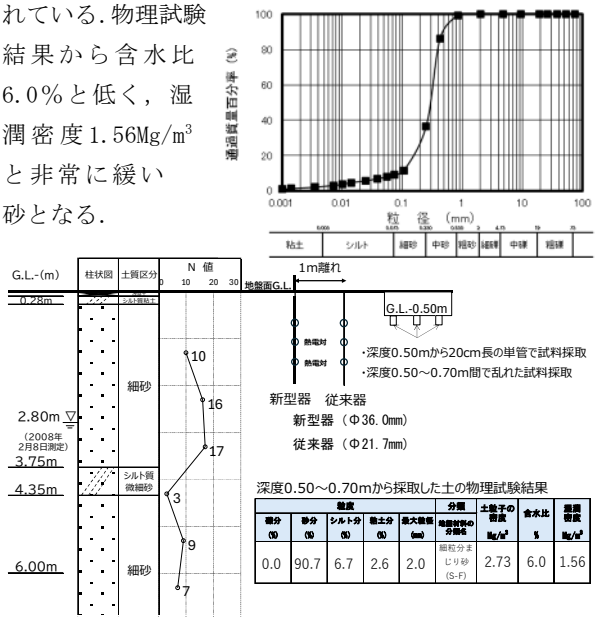


図-3 試験地の地盤情報

(2) 測定方法

測定は試験地の3 箇所（No.1～No.3）で行い，新型器と従来器の試験地点の間隔は1m として，互いの地中内温度の影響が出ること避けるため，測定日を変えて行った（図-4）．なお，従来器と新型器では探針の挿入方法が異なる．従来器はドリルで先行して穴をあけ，そこに探針を挿入し，ハンマーで探針上部をたたくことで所定深度まで挿入させた．一方，新型器は CPT を利用した測定器であるため，CPT マシンを用いて押し込むことで所定深度までの挿入を行った．

また，室内試験に供する試料は，新型器で測定した

No.1地点の近傍にて深度0.50mから20cm長の単管によって採取した乱れの少ない試料（CPT 機で圧入）と，深度0.50～0.70m 間で採取した攪乱試料を用いた．攪乱試料については密度調整を実施したうえで熱伝導率測定を行った．

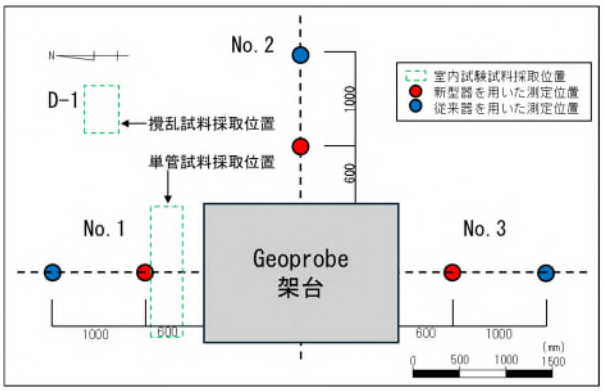


図-4 比較実験の位置関係

(3) 測定結果

従来器と新型器から得られた土壌固有熱抵抗 g の測定結果及び熱伝導率測定から得られた土壌固有熱抵抗 g を表-2に示した．なお，熱伝導率測定から得られた熱伝導率λ（ W/m・k）は関係式（1）を用いて土壌固有熱抵抗値 g に変換した．

$$g = 100/\lambda \qquad (1)$$

その結果，従来器及び新型器から得られた値は一部のデータを除き，普通地の土壌固有熱抵抗値 100（℃ cm/W）に近い値を示し，室内での熱伝導率測定から得られた値は乱れの少ない試料で 119（℃ cm/W），密度調整試料で 102（℃ cm/W）の値を示し，ほぼ同じ値が得られた．

表-2 土壌固有熱抵抗測定結果

測定箇所	測定深度 (GL-m)	従来器 土壌固有熱抵抗値 g (℃・cm/W)	新型器 土壌固有熱抵抗値 g (℃・cm/W)	室内試験 供試体 No.	室内試験 状態	室内試験 プローブ挿入方向	室内試験 土壌固有熱抵抗値 g (℃・cm/W)	備考
D-1	0.5～0.7	－	－	1	密度調整	－	96.2	
		－	－	2			108.7	密度調整試料平均値
		－	－	3			102.0	102.3
No.1	0.7	100.1	102.8	4	乱れの少ない試料	上部	91.7	
						下部	142.9	乱れの少ない試料平均値
				5		上部	108.7	全体：120.2
						下部	129.9	上部：105.1
				6		上部	114.9	下部：135.4
						下部	133.3	
	1.1	91.7	103.9	－	－	－	－	
	1.5	101.6	89.0	－	－	－	－	
No.2	0.7	146.7	108.1	－	－	－	－	従来器過大値
	1.1	119.9	102.5	－	－	－	－	
	1.5	114.0	86.3	－	－	－	－	
No.3	0.7	108.3	232.8	－	－	－	－	新型器過大値
	1.1	103.5	101.0	－	－	－	－	
	1.5	104.6	82.2	－	－	－	－	

5. 考察

比較実験の結果から，従来器と新型器から得られた土壌固有熱抵抗値 g は概ね一致するか，新型器の値が従来器の値の 75～85%程度の値を示す結果となった（図-5）．なお，従来器と新型器によって得られた値で乖離が認められたデータ については，温度と時間の関係から明らかに土質が異なる傾向を示しており，細粒分含有率や含水比などの違いによるものと考えられた．また，新型器と従来器の測定結果を比較すると（図-6），新型器のデータは温度が上昇するのに時間がかかっているものの，同様な測定時間で従来器と相違ないデータが得られていることが確認された．

熱伝導率測定結果については，乱れの少ない試料と密度調整試料での測定結果に差異が生じており，密度調整試料での測定値の方が，探針による測定値と近い値を示す結果となった．これは，密度調整試料の方が乱れの影響等を受けず，現地盤の状態を再現した状態で測定を行うことができたためであると考えられる．

以上から従来器と新型器の違い，すなわち材質と直径の違いによる影響は少ないことが確認できた．

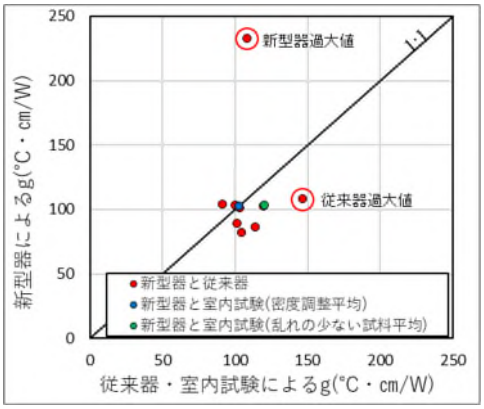


図-5 新型器と従来器・室内試験による g の比較

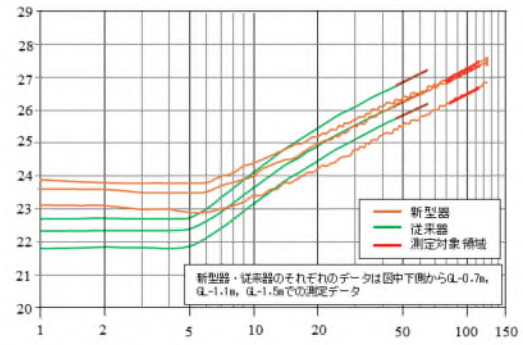


図-6 新型器と従来器の測定結果例の重ね合わせ(No.1)

6. 今後の展望

比較実験により，新型器の有効性を検証することができた．新型器を作成した目的である海底地盤を対象とした土壌固有熱抵抗値 g の測定にも取り組んでいく方針である．

《引用・参考文献》

1) 一般財団法人 電力中央研究所:深部土壌の固有熱抵抗測定法，電力中央研究所研究報告183030，1984.
2) 正岡裕之・平出亜・山田拓：CPT システムを利用した土壌固有熱抵抗測定器の開発，第60回地盤工学研究発表会論文報告集，2025.
3) 一般社団法人 日本電線工業会：66kV 以上電力ケーブルの許容電流計算 JCS0501：2022，2022年10月改正，p54.
4) Hukseflux Thermal Sensors： TP08 manual v1009.

【FE09】

視覚的理解とミス防止!試験自動化を成功に導く動画マニュアル

株式会社髙田地研　　○鈴木　拓巳，髙橋　信一

1. はじめに

近年、建設業界では人手不足や高齢化といった課題に直面しており、生産性向上と業務効率化が喫緊の課題となっている。このような状況下で、建設 DX（デジタルトランスフォーメーション）の推進が強く求められている。建設 DX は、デジタル技術を導入することで建設プロセス全体の変革を目指すものであり、その一環として原位置試験自動化への期待が高まっている。原位置試験の自動化は、作業員の負担軽減、データ精度の向上、工期短縮に大きく貢献し、今後の建設プロジェクトの成功に不可欠な要素となる。しかし、新しい技術やシステムを導入する際には、それを円滑に運用するための適切なマニュアルが不可欠であるが、従来の文章主体のマニュアルでは、複雑な操作や手順を正確に伝えることが難しく、習熟に時間がかかるという点が課題である。

本稿では、この課題に対し、動画マニュアルが有効な解決策となることを論じ、その優位性と今後の展望について考察する。

2. 文章主体マニュアルと動画マニュアルの比較

従来の文章主体のマニュアルと動画マニュアルを比較すると、動画マニュアルが原位置試験自動化の現場でより高い効果を発揮することは明らかだ。両者の比較表を表-1に示す。

表-1 動画マニュアルと文章主体のマニュアルの比較表

項目	文章主体 マニュアル	動画マニュアル
視覚情報	○(写真･図)	◎
理解度	△	◎
習得速度	△	◎
臨場感･再現性	△	◎
更新性	○	○
携帯性	○	○

表-1の比較表からもわかるように、特に複雑な操作や手順を伴う原位置試験自動化の分野においては、視覚と聴覚に訴えかける動画マニュアルの方が、より高い情報伝達性と理解度を提供し、作業者の習熟速度を飛躍的に向上させる可能性を秘めていることがわかる。動きや音、そしてリアルタイムでの操作状況を再現できる動画は、実際に現場で作業を行う際のイメージを明確にし、手順の誤解を減らすことに貢献する。

3. 動画マニュアルの有効性と標準化への貢献

動画マニュアルは､原位置試験自動化における作業手順の標準化に大きく寄与する。動画を用いることで、熟練技術者の暗黙知であった「コツ」や「注意点」を具体的に可視化し、非熟練者でも容易に習得できる形に落とし込むことが可能となる。これにより、試験結果のばらつきを抑え、品質の均一化につながる。また、繰り返し視聴できるという特性は、個人の学習ペースに合わせた習得を可能にし、教育コストの削減にも繋がる。新たな装置が導入された際や、作業手順に変更があった場合も、動画マニュアルを更新するだけで迅速な情報共有と習熟を促すことが可能となる。これにより、誰が行っても同じ品質の試験を実施でき、精度の高い試験結果が得られることとなる。

4. 動画マニュアルの課題と解決策

動画マニュアルの導入には多くのメリットがある一方で、いくつかの課題もある。下記にその課題と解決策を示す。

(1). 作成にかかる手間とコストについて

専門的な知識や撮影・編集技術が必要となるため、内容によっては内製化が難しくコストがかかる。これに対しては、当面は社内での活用に限定することを前提に無料版のソフトウェアを活用して作成することで、初期費用を抑えることができる。

本事例では、動画編集の初心者でもスマートフォンやタブレットで簡単に作成できる InShot という無料版アプリを使用した。このアプリは、編集機能が充実しており、トリミングやカット、結合はもちろん、テキストやエフェクト、速度調整などを用いた凝った演出も手軽に使用できる。



図-1 編集に使用したソフト(InShot)

(2). 検索性と視聴環境の整備について

作成した動画が多くなった場合、目的の情報を迅速に見つけることに時間を要することが課題である。これに対しては、各動画に QR コードを付与し、必要なマニュアルにすぐにアクセスできるようにすることで、現場での検索性を高めた。また、視聴環境については、スマートフォンやタブレットでの再生を前提とするが通信環境の悪い現場でも動画を閲覧できるよう、事前に端末にダウンロードしておくなどの対応も必要である。

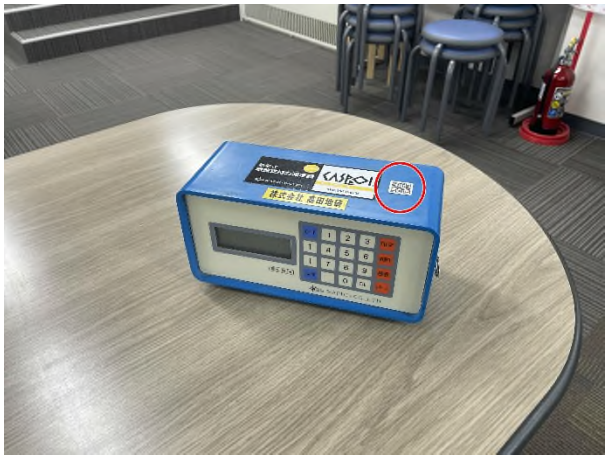


図-2 QR コードの活用

(3). 更新性について

作業手順を頻繁に変更する必要性が生じた際に、効率良く動画を作成するかが課題である。この対策としては、編集段階で動画を細かく区切り、必要な部分だけを差し替えられるように構成しておくことで、効率的な更新が可能となる。



図-3 動画編集画面

これらの課題を克服することで、動画マニュアルはさらにその効果が発揮されることとなる。

5. まとめ

本稿では、原位置試験自動化に伴う作業習熟において、動画マニュアルが極めて有効な手段であることを検討した。従来の文章主体マニュアルと比較し、情報伝達性、理解度、習熟速度、臨場感において優位性を持つ動画マニュアルは、建設 DX を推進する上で不可欠なツールであるといえる。作業手順の標準化への貢献も大きく、成果品質の安定化と生産性向上に寄与する。作成コストや更新性の点で課題はあるものの、これらは技術や運用の工夫によって克服可能であると考えられる。

6. 今後の展望

今後の展望としては、動画マニュアル作成で培ったノウハウを活かし、技術的な教材資料の作成にも展開していきたいと考える。具体的には、小学生から大学生を対象とした職場見学やインターンシップ用の動画教材を作成し、当社の技術や建設業界の魅力をわかりやすく伝える。これにより、建設業界への興味や理解を深めてもらい、将来の人手不足解消の一助となることを目指す。動画マニュアルが、単に作業効率を上げるためのものだけでなく、業界全体の未来を担う人材の確保・育成にもつながる重要な取り組みであると確信する。

【FE10】

河川改修工における発生土利用の事例

株式会社髙田地研　石澤瑞穂

1. はじめに

2000 年時点、工事現場で建設発生土が利用される割合は約 61%と全体の 2/3 未満だったが、2018 年時点で約 89%と増加している [4]。廃棄物の削減への関心は年々高まっており、2025 年現在は「建設発生土は可能な限り再利用すべき」とする見方が主流である。他方で建設発生土の改良には購入土より時間と手間がかかり、現場では土質試験に煩わしさを感じる声も聞く。

そこで、今回はある地域の河川改修工にて、「建設発生土利用マニュアル」や「河川土工マニュアル」を参考に、工事現場の発生土を土質改善させて築堤盛土に使用した事例、並びにその過程で起きた問題に対して実施した対処法を紹介する。

2. 盛土材の条件

今回取り上げる河川改修工事で出た発生土は一般的な堤防盛土への利用を検討している。そのため、使用する材料には適度な遮水生と透水性を有していることに加え、施工する重機の走行に耐えうる強度が必要となる。具体的には、材料に含まれる細粒分（シルト・粘土）が 15%≦、≦50%[2]の範囲にあり、施工機械の走行に耐えうる400～1000kN/㎡のコーン指数を有する状態である。このそれぞれの条件を確認するために行う室内土質試験が、「土の粒度試験」「土のコーン指数試験」である。

3. 調査フローの設定（Ⅰ～Ⅲ）

発生土の特性を調べ、盛土材として利用までの簡易的なフロー図を作成した。図-1の各工程にⅠ～Ⅵの番号を付け、本文で対応する章にも番号をつけた。

Ⅰ. 発生土の特性を把握
↓　粒度試験・コーン指数試験
Ⅱ. 問題…なし:堤防の施工へ　…あり:Ⅲへ
↓
Ⅲ. 改良期間・予算を精査し目標値を設定
↓
Ⅳ. 混合土砂で1通りの混合割合を決定
↓　配合試験
Ⅴ. 試験混合で作製した試料の一部を用いて品質確認
↓　粒度試験・コーン指数試験
Ⅵ. 施工・品質確認…500 ㎥に 1 回
粒度試験・コーン指数試験

図-1. 発生土の改良フロー

上述したフローに従い発生土で土質試験を行ったところ、細粒分の割合が69.9%と50%を超え、かつコーン指数が228.4kN/㎡と軟らかい土性だった。細粒分が50%以上含まれる盛土は、乾燥時にクラックを生じる可能性があり、堤体材料として使用するのは望ましくない。また、コーン指数400kN/㎡未満の発生土は"第 4種建設発生土"に当たり、盛土材としては○:何らかの改良が必要と判断される（表-1）。この結果より現況の発生土を表-1の盛土材に利用できる"第 2～3種建設発生土"まで改善し、施工性を確保する方針となった。なお、施工担当者よりダンプトラックが走行可能な施工性がほしいと要望があり、対応するコーン指数1200kN/㎡を目標に設定した。

表-1. 発生土の分類（簡易版）

	発生土分類	土質/コーン指数	盛土材の適否（一般堤防）
建設発生土	第1種建設発生土	礫および砂状	-
	第2種建設発生土	コーン指数 800kN/㎡以上	◎ 現況で利用可
	第3種建設発生土	コーン指数 400kN/㎡以上	◎ 現況で利用可
	第4種建設発生土	コーン指数 200kN/㎡以上	○ 改良が必要
	泥土（建設汚泥）	コーン指数 200kN/㎡未満	△ 改良に高コスト

※地盤改良マニュアル第 5 版より引用したものに著者加筆

4. 混合・配合比率の決定（Ⅳ～Ⅴ）

最初に、発生土の粒度分布と施工性を一度に改善するために山砂利（岩ずり）と川砂利で配合試験を行った。まず、現場のヤード仮設に用いていた山砂利（岩ずり）で配合試験を行った結果、細粒分は 50%以下まで低下したものの、混合割合を増やしても、コーン指数が目標値まで改善する兆しがなかった。他工区の川砂利で同様の試験を行った結果、発生土:川砂利=1.0:1.1 の割合で、細粒分の割合は 36.6≦50%, コーン指数 1200≦1256kN/㎡といずれも目標値を満足する値が得られた。

よって室内試験では、発生土:川砂利=1.0:1.1 で混合割合が決定したが、実際に使用するには現場で重機混合した場合も同じ品質になる必要がある。そのため、現場で発生土と川砂利の試験混合を実施し、作製した盛土材が室内と同等の品質を有していることを試験で確認した。

5. 現場施工と品質管理（Ⅵ）

河川土工マニュアルでは、粒度調整による混合改良方法を用いた場合、500 ㎥に 1 回の割合で土質試験を実施する [2] と記載がある。今回の工事における総改良土量は

1707 ㎥あり、少なくとも 4 回の室内土質試験を実施する必要がある。表-3 の通り、現場での混合開始から 3 回目の品質管理まで盛土材の品質に問題は見られず、改良は順調に進んでいた。しかし、その後の施工中に改良した盛土上をバックホウが走行した際、キャタピラが地中に沈んで走行が困難になる事例が発生したため、改良を一時中断した。

沈下が発生した盛土材を確認したところ、今までより色が黒く軟質な印象を持った。採取した試料を室内試験で確認すると、粒度分布は目標の範囲まで改善していた（表-2）。しかし、コーン指数は目標値 1200 kN/㎡と比べ、大幅に低い 105.1kN/㎡しか得られなかった。表-2 より 4 回目の品質管理の結果を精査すると、今までの結果と比べて粒度分布に大きな変化はないが、含水比は上昇しており、乾燥密度については大幅に低下していた。これは土粒子よりも密度が軽く、水分を保持しやすい性質を持つ有機物の割合が増えたためと考えられた。

表-2. 品質管理結果一覧表

項目	礫	砂	粘土	qc*1	ρd*2	ωn*3
単位	%	%	%	kN/㎡	g/㎤	%
1 回	39.5	26.9	33.6	1408.1	1.717	24.2
2 回	32.5	33.0	34.5	－	－	20.3
3 回	30.0	44.0	26.0	1413.3	1.807	20.2
4 回	29.3	37.7	33.0	105.1	1.453	29.6

＊1…qc はコーン指数を示す。品質管理の回数規定が無いため 1/2 回実施し、4 回目のみ強度確認のため追加で実施した。
＊2…ρd は乾燥密度で、コーン指数試験のデータを用いているため 2 回目は記録が無い。
＊3…ωn は自然含水比のことを示す。

6. 混合土砂の改良

前章の通り、発生土に含まれる有機物の割合が増加したことで粒度分布の改善できても目標コーン指数を確保するのは難しいことが判明した。よって現場の施工では粒度調整した材料に、固化材を添加してコーン指数を確保する方針に転換した。なお、現場周辺は田畑として利用され、セメント系固化材では六価クロムによる汚染が懸念されたため改良材は石灰を用いた。石灰による追加の土質改良が行われたことでコーン指数が改善し、再び盛土の施工へ利用することができた。

7. 土質の変化に備えるために

今回の事例では、現場施工の進行によって、想定していなかった土質の変化が起こった。それに伴い、工事の工程がずれ込むなどの影響が生じた。今回紹介したような不測の事態に備えるため、現場で改良などを進める施工担当者と積極的にコミュニケーションを取ることの重要性を感じた。

今回の経験を踏まえ、再び同様の施工事例があれば次の 2 点を実行したい。第 1 に、土質改良を行う施工担当者に改良後の材料のイメージを共有することである(例:図-2)。例えば、改良後の理想的な土質状況について、写真や試験時のサンプル等を用いて視覚的に分かるようにしておく。施工担当者は、試験担当者より現場における材料の土質変化を肌で感じている。よって、改良の過程でサンプルと比較して異変を感じたら報告してもらうなど事前に協議することでリスクを下げる。

第 2 に、理想的な混合割合で改良した材料の含水比と乾燥密度を、施工管理時の測定値と比較することである。試料中に有機物の占める割合が増加しても、粒度分布にはその存在は反映されない。しかし、含水分の増加や色合い、締固め度の変化などから、有機物などの存在は容易に推測できる。



図-2. 理想的な土質状況



図-3. 有機物を含む土

8. 総括

土質試験は現場を安全・円滑に進めるために必要な試験である。そのため、試験を担当する者は採取した試料だけではなく、現場ごとに使う重機・施工環境、周辺の地盤の成り立ちをよく観察することでリスクを想定し、工事の工程・施工の負担が少なくなるよう様々な対応を検討できるようにしたい。

最後に、土質改良は現場環境や発生土の性質によって対処法は違うが、未だ事例を載せた論文は少なく感じる。本論文をご覧いただき、土質試験がどのように現場の施工に関係しているか、理解の一助となれば幸いである。

《引用・参考文献》

1)『建設発生土利用マニュアル 第 4 版』独立行政法人土木研究所 編著 2013 年.
2)「河川土工マニュアル」一般財団法人 国土技術研究センター 平成 21 年 4 月 改訂版.
3)『セメント系固化材による地盤改良マニュアル第 5 版』一般社団法人セメント協会 擬報堂出版.
4)「建設リサイクル推進計画 2020」国土交通省令和 2 年 9 月.

【FE11】

不透水材の種類と準備方法が与える透水係数の確認

中部土質試験協同組合〇竹内 啓介、法安 章二

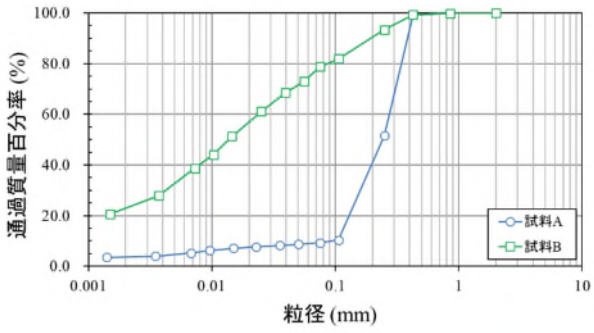
1. はじめに

不攪乱試料を用いた土の透水試験において、供試体の成型が困難な場合は周囲を不透水材で止水し、透水円筒との間を充填することで供試体の透水係数の計測を行っている。特に緩い砂質土や中間土の場合、飽和過程や通水中に供試体内部に不透水材が侵入し、透水係数に影響を与えることが懸念される。

本研究では、砂と粘土、緩詰めと密詰めの供試体を作製し、不透水材と準備方法を変化させた場合の透水係数および作業性に与える影響について検討した。

2. 試験試料と作製条件

今回の実験では、三河珪砂 6 号と青粘土を乾燥重量比 1:9 および 9:1 の 2 種類で混合したものを用意した。それぞれを試料 A および試料 B とした。これらの試料の粒度分布を図-1 に示す。更に、各試料で密度の異なる供試体を用意し比較した。緩詰めと密詰め、砂質土と粘性土の極端な条件を採用し、透水係数の傾向を明確に把握できるようにこのような条件とした。



図−1 各混合試料の粒度分布

実験を始めるにあたり、事前準備として突固めによる土の締固め試験(A-c 法)[1] を実施した。

今回の実験では、試料 A と試料 B を最適含水比(試料 A: w_{opt} =17.7%、試料 B: w_{opt} =15.9%)に調整し、締固め度 80%(緩詰め)と 95%(密詰め)の 2 パターンで作製した。締固め度毎に A-1～B-2 まで下記の通りに設定した。

- 試料 A(砂質土)： ・A-1（80%） ・A-2（95%）
- 試料 B(粘性土)： ・B-1（80%） ・B-2（95%）

各パターンの乾燥密度をまとめたものを表-1 に示す。

表−1 供試体作製時の乾燥密度

乾燥密度(g/cm^3)			
試料 A-1	試料 A-2	試料 B-1	試料 B-2
1.309	1.554	1.361	1.616

3. 試験方法

今回の実験では、試料 A と試料 B に対して異なる飽和方法と透水試験方法を適用した。砂分が主成分の試料 A では、供試体の底部から水を浸透させることによって飽和、定水位法を用いて計測を行った。また、細粒分が主成分の試料 B では、真空ポンプを使用して水浸脱気、変水位法を用いて計測を行った。[2)]

供試体サイズは直径 50mm、高さ 100mm で作製し、透水円筒はそれよりも大きな直径 100mm、高さ 127.3mm のものを使用した。不透水材にはパラフィン(蝋に松やにを混合したもの)とベントナイトを用いた、これらを用いて透水試験を 4 通りの準備方法で実施した。

また、透水係数への影響を比較するにあたり、不透水材を使用せず透水円筒の容器サイズのままで供試体を作製した透水試験結果を基準値として用いることとした。

⑴方法 1：パラフィンのみで充填

パラフィンを 2 層に分けて供試体と透水円筒の間に流し込み、固化するまで静置した。

⑵方法 2：練ったベントナイトのみで充填

水で練ったベントナイトを供試体と透水円筒の間に充填し、飽和過程で供試体上端を覆わないようにした。

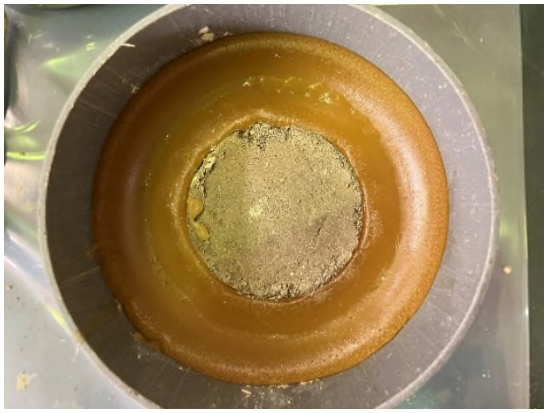
⑶方法 3：練ったベントナイトの両端をパラフィンで覆う

下部にパラフィンを流し込み、その上に練ったベントナイトを充填する。その後に上からパラフィンを流し込んで上端を覆う。

⑷方法 4：粉体のベントナイトの両端をパラフィンで覆う

方法 3 の練ったベントナイトの代替えとして、粉体のベントナイトを用いた。

これらの準備方法の一例としてパラフィンで覆った上端側の様子を写真-1 として示す。いずれの方法においても透水円筒の中心に供試体を置き、その周囲を不透水材で充填したものとなっている。



写真−1 パラフィンで覆われた上端の様子

4. 試験結果と各種作業性について

最初に、透水試験結果をまとめたものを表-2に示す。表内の基準値よりも透水係数が小さくなったものは赤色、大きくなったものは青色で示している。各準備方法における作業性については、作業時間および不透水材の扱いやすさ(供試体への接触・影響)の観点から評価した。

表-2 各種準備方法毎の透水係数一覧

方法	透水係数(m/s)			
	試料 A-1	試料 A-2	試料 B-1	試料 B-2
基準値	5.97×10^{-5}	7.78×10^{-6}	2.29×10^{-7}	3.29×10^{-8}
方法 1	6.02×10^{-4}	4.45×10^{-5}	4.68×10^{-5}	2.43×10^{-5}
方法 2	3.65×10^{-6}	4.97×10^{-6}	1.68×10^{-8}	1.67×10^{-8}
方法 3	6.94×10^{-5}	6.65×10^{-6}	2.08×10^{-7}	3.68×10^{-8}
方法 4	1.14×10^{-5}	3.62×10^{-6}	3.04×10^{-7}	3.02×10^{-8}

方法1（パラフィンのみ）においては、透水係数が基準値よりも大きくなる傾向が見られた。これは、パラフィンが冷却･固化時に収縮し､透水円筒との間に隙間が生じたことが原因と考えられる。

作業性に関しては、不透水材が直接供試体に接触しないため、供試体損傷のリスクが低い。作業はパラフィンを流し込む工程と固化を待つのみであり､手間は少ない。ただし､透水係数が大きく計測されている可能性がある。

方法 2（練ったベントナイトのみ）の試験結果では全体として透水係数が基準値より小さい値になる傾向が見られ､最大で 10 倍の差が確認された。試験後に供試体を確認したところ、膨潤したベントナイトが供試体の上端を覆うような状態で広がっており、水の流れが遮られることで透水係数が小さく計測されている可能性がある。

方法 3（練ったベントナイトの両端をパラフィンで覆う）では基準値に近い試験結果を得られた。地盤材料試験の方法と解説によると、円筒と供試体の隙間をペースト状の止水剤で密封する、止水剤はパラフィンと松やにを等量混合したものを何層にも塗布すると表記されている。[2)] 方法 3 はこの方法に沿って実施している。

両端をパラフィンで覆うことにより、飽和過程や試験中に膨潤したベントナイトが上端を覆うのを防ぎ、方法 1 で確認された見えない隙間を膨潤したベントナイトが埋めることで、問題点を相互に解決できており、4 つの準備方法の中で測定精度がもっとも優れていた。

方法2および方法3(練ったベントナイト使用)では、不透水材の粘性のため、充填時に供試体の側面に付着しやすく､供試体の巻き込みや変形が発生する可能性がある。また、慎重な設置作業が必要であり、全体に作業時間が長くなる傾向がある。

さらに、ベントナイトが作業台や器具などに付着しやすく、扱いづらさもあるが、試料の性質に関わらず方法3では高い測定精度が確認できている。

方法 4（粉体のベントナイトの両端をパラフィンで覆う）は、試料 A の 2 条件（特に A-1）において透水係数が大幅に小さくなった。一方で、試料 B では基準値に近い値が得られた。

試験後に透水円筒内の状態を確認したところ、水浸飽和を行った試料 A では粉体のベントナイトが十分に飽和されず、供試体に一部が混入していた。一方、水浸脱気を用いた試料 B では、ベントナイト部分まで十分に飽和され、方法 3 と同様の効果が得られたと考えられる。

作業性の観点から見ると、粉体には粘性がないため、供試体との接触が起こりにくく、作業が容易で再現性が高い。供試体の上端に付着することに注意すれば、供試体の損傷リスクも低く抑えられる。供試体の種類や飽和方法によって性能に差異が生じることはあるが、正しく取り扱えば、作業性と性能の両立が可能である。

これらの結果から、不透水材の種類および準備方法が透水係数に顕著な影響を与えることが明らかとなった。特に、パラフィンのみの使用では隙間の発生によって透水係数が大きく計測され、ベントナイトのみを使用した場合は上端を不透水材が覆うことで小さく計測される可能性が示された。一方で、ベントナイトとパラフィンを組み合わせた方法（方法 3 および方法 4）は、試料や飽和方法によって結果にばらつきが出るものの、特に方法 3 については安定した透水係数が得られた。

5. まとめ

本研究では、不攪乱の供試体を想定し、透水試験における不透水材の種類と準備方法が測定結果に与える影響について検討した。パラフィンとベントナイトを用いた4通りの準備方法にて､それぞれの透水係数および作業性について比較・評価を行った。

試験の結果、不透水材の種類および準備方法が透水係数に大きく影響を与えることがわかった。条件によっては正確な測定が困難であることが示されたが、ベントナイトとパラフィンを併用した方法3にて最も安定した結果を得ることができた。作業性については、供試体への影響が小さく、作業性に優れる方法もあったが、試験精度との両立ができない方法もあった。作業性を優先すると、精度が低下する可能性もあるため、手間を惜しまないことも大切である。

今後は本研究の成果を踏まえ、より精度の高い透水試験を実現するための不透水材の選定および準備方法の効率化に向けて検討をしていく予定である。

《引用･参考文献》

1) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説[第 1 回改訂版]、pp393-396、2020
2) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説[第 1 回改訂版]、pp467-471、pp473 2020

沈降分析浮ひょう読取り自動化システムの開発

（協）関西地盤環境研究センター ○三好 功季，中山　義久，八谷　誠，
松川 尚史，藤村 亮，細川　奏太

1.　はじめに

土の粒度試験（JIS A 1204）は1950年に制定され，ふるい分析（粒径が 75mm～75μm）および沈降分析（75μm未満）で実施される[1]．制定から約75年が経過した現在においても，沈降分析の試験方法は大きく変わることなく運用されている．沈降分析では，試験開始から 60 分間，試験者はメスシリンダーの近傍を離れることができず，さらに開始後 240 分および 1440 分まで測定することになっており，試験者の長時間拘束という大きな課題が存在する．

筆者らはこの課題を解決すべく，7 年前より粒度試験（沈降分析）における浮ひょう読取りの自動化について取り組んできた．成果として，浮ひょうの頭部変位をレーザー測器で読取り，浮ひょう読み値に変換することを可能にした[2]．さらに2024年度には中小企業団体中央会の補助金を活用し，『レーザー測器を用いた沈降分析浮ひょう読取り自動化システム』（＝沈降くん）として開発を進め，実用化が可能になったので報告する．

2. 自動化システムの測定概要

自動化システムの全体構成は**写真-1**に示す通りである．本システムでは，従来の試験器具とは異なり，レーザー測器を専用の固定器具により机上に直接設置し，1台の机に最大16台のレーザー測器を取り付ける構成としている．これにより，複数試料の同時測定が可能となり，試験処理能力の向上が図られた．

従来の実証実験では，浮ひょう頭部にレーザーを照射するためにターゲット板を貼り付けていたが，今回のシステムでは，浮ひょう頭部を平坦に改良し，黒色絵具を塗布することにより，ターゲット板を使用せずとも安定した測定が可能となった（**写真-2**）．

また，浮ひょうの浮遊防止（揺れ止め）としては，木製（黒檀）のフタを採用している（**写真-2**）．これが試験結果に与える影響については，過年度の研究により有意な差がないことを確認している[3]．

測定開始は，操作スイッチの押下により自動的に攪拌カウントダウン（60秒）が開始され，その後レーザーによる測定が自動でスタートする．試験中の測定状況は卓上モニターにリアルタイムで表示されるため，攪拌後に浮ひょうをメスシリンダー内に設置すれば，試験者はその場を離れても問題ない．なお，自動化システムにおける浮ひょうの読取りでは，沈降分析中の浮ひょうの出し入れが作業上困難であるため，浮ひょうは実験開始から終了まで入れたままで測定する．浮ひょうの出し入れが



写真-1 自動化システム

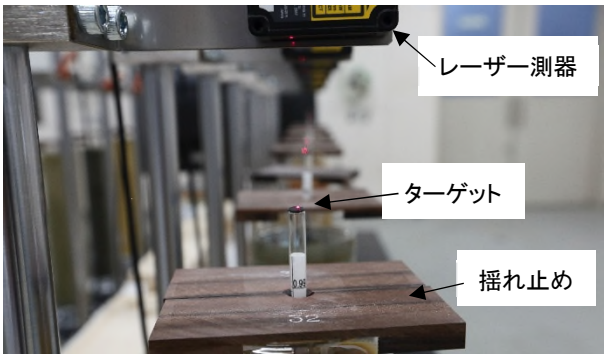


写真-2 測定状況

沈降分析に及ぼす影響についても過年度の研究により有意な差がみられない事を確認している[3]．

本システムでは，測定時間ごとに浮ひょう頭部の高さをレーザー測器で読取り，整理ソフトにより浮ひょうの読み値に自動変換する．

3. JIS 法と自動化システムの比較試験結果

比較試験は物理的性質の異なる試料を7種類使用し，1試料を16台の試験機で沈降分析を実施した．表-1にはそれらの液性限界，塑性限界，塑性指数を示す．比較試験における試験方法は，従来通り炉乾燥質量に換算した約50gを分取し，1*l*の懸濁液にして試験を行った．JIS法による試験を16台の試験機で実施した後，同一の懸濁液を用いて自動化システムによる試験を行った．これらを

表-1 使用した試料の物性値

試料名	液性限界(%)	塑性限界(%)	塑性指数
笠岡	57.5	21.7	35.8
荒木田	46.5	24.0	22.5
藤ノ森	39.8	19.7	20.1
カオリン	24.2	17.6	6.6
中間土①	37.2	17.7	19.5
中間土②	30.4	16.4	14
砂質土	NP	NP	NP

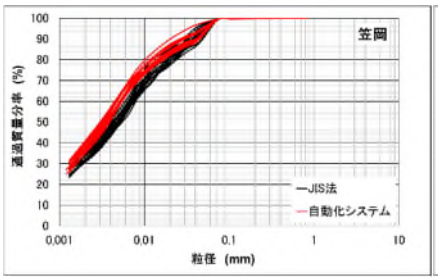


図-1 笠岡　粒径加積曲線

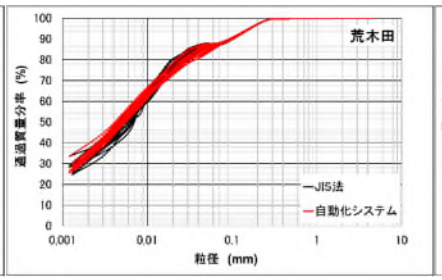


図-2 荒木田　粒径加積曲線

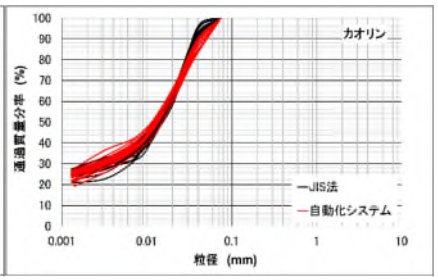


図-3 カオリン　粒径加積曲線

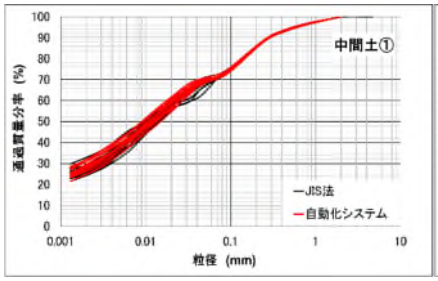


図-4 中間土①　粒径加積曲線

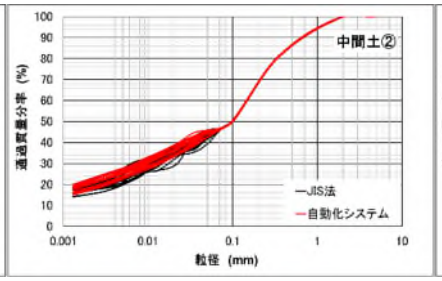


図-5 中間土②　粒径加積曲線

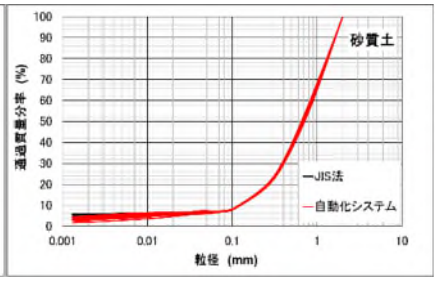


図-6 砂質土　粒径加積曲線

同時に行うことで，試料ごとのばらつきが除かれ，測定法の違いによる影響のみに着目できる．

図-1～6に今回用いた7試料のうち，代表的な6試料のJIS 法および自動化システムの結果を示す．これらの結果から，JIS 法と自動化システムから得られた粒径加積曲線に顕著な差はなく，ほぼ同等の結果が得られていることが確認できる．さらに，JIS 法および自動化システムで求められた粒径加積曲線の形状の違いを明確にするため，粒径0.05mm，0.02mm，0.005mm，0.002mm における通過質量分率を求め，両者を比較[2]した（図-6）．この結果からも JIS 法と自動化システムにより得られた通過率は，実用上無視できる程度[4]であり，自動化システムを実務に供しても十分に信頼できる試験結果が得られることが確認された．

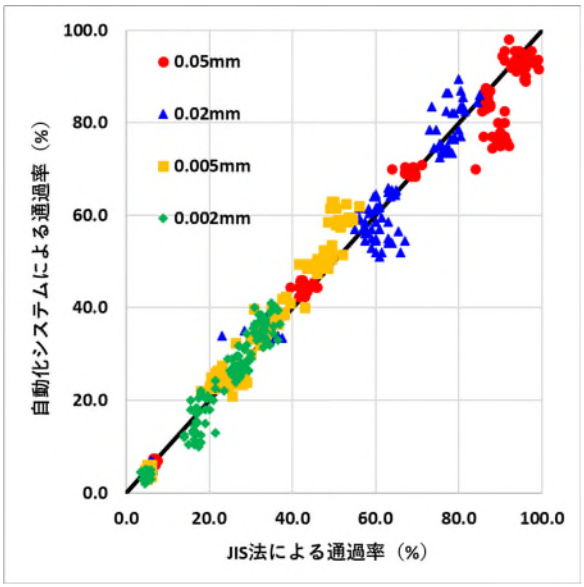


図-6 同一粒径での通過率の比較

4. まとめ

中小企業団体中央会の補助金を活用し，レーザー測器を用いた沈降分析浮ひょう読取り自動化システムを開発した．本システムを実務に供するための検証を行い，実用化に向けて問題がないことを確認した．今後は，今年度中の実用化を目指して，さらなる改良と検証を進めていく予定である．

本システムを導入することで，従来の JIS 法において試験者が長時間拘束されるという課題を大幅に軽減でき，作業の効率化・省力化が実現される．これにより，土質試験業務における働き方改革の推進にも大きく寄与することが期待される．

今後は，ソフトウェアの機能強化，測定対象土の拡張，さらには他の試験への応用を通じて，土質試験業務のさらなる効率化を目指したい．

5. 謝辞

本研究の一部は，2024年度中小企業団体中央会の補助金による助成を受けて実施したものである．ここに記して感謝の意を表する．

《引用・参考文献》

1）地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説，二分冊の1，pp．132～157，2020．
2）三好功季，藤村亮，松川尚史，中山義久，澤孝平，西形達明：粒度試験（沈降分析）における浮ひょう読み取りの自動化への試み（その3），全地連技術フォーラム2022論文集，論文No．40，2022．
3）三好功季，藤村亮，中山義久，松川尚史，澤孝平，西形達明：粒度試験（沈降分析）における浮ひょう読み取りの自動化への試み，*kansai Geo-Symposium2022*論文集，pp．241～244，2022．
4）中山義久，日置和昭：土質試験結果のばらつき要因と技能評価，基礎工，Vol．52，No．9，pp．90～93，2024．

【FE13】

高有機質火山灰土の安定改良試験

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング東北支社　　庄司正幸
株式会社シムラ　○志村智之

1. はじめに

高有機質火山灰土は，通常の締固めでは過転圧になる事に加え，盛土材への転用時に強度の確保に課題を持つことが多い特殊土である．本発表は安定改良によって必要強度を確保する材料試験と配合試験の手順と試験方法に経済的で効果的な手法を立案し,その結果を報告する．

土質の特徴や現場条件から施工含水比の調整は困難と考え，自然含水比での施工を前提とした．そのため，通常の締固め試験（A-c 法）での最適含水比や最大乾燥密度を求める試験では施工条件を反映できないと考えた．

試験では，セメント系固化材（US-60）の添加量と突固め回数を変えた締固め試験を行い，過転圧を防ぐ効果的な締固めエネルギーを求めた．そのエネルギーでの締固め土の密度を設定し，この密度に調整した改良土の一軸圧縮試験で強度を確認した．

その結果，標準プロクターエネルギーの約 65（%）での締固めと，固化材添加量 200（kg/m^3）で，目標の室内強度 qu=200（kN/m^2）（現場/室内強度比＝0.5 として）を満足できた．この試験手順と方法は，現在地盤工学会で基準規格化されてはいない．今回の発表で今後の特殊土の試験に参考になればと考える．

2. 調査対象土の土質性状

(1) 対象土の土質性状

調査対象とした土の土質試験結果を表 - 2.1.1，表 - 2.1.2に示す．また，粒径加積曲線を図-2.1.1に示す．

表-2.1.1 物理的性質試験結果

項　目			試験結果
土粒子の密度	ρ_s	(g/cm^3)	2.132
自然含水比	w_n	(%)	363.49
湿潤密度	ρ_t	(g/cm^3)	1.085
乾燥密度	ρ_d	(g/cm^3)	0.234
間 隙 比	e		8.099
飽 和 度	Sr	(%)	95.70
液性限界	WL	(%)	118.50
塑性限界	WP	(%)	26.80
塑性指数	IP		26.80
pH試験			5.89
強熱減量	Li	(%)	40.0

自然含水比は，363.49（%）と非常に高含水比であり，湿潤密度も小さい.自然含水比は液性限界の3倍で不安定な土質である．間隙比は約8.1（%）と高く，飽和度は95.7（%）で保水性の高い土質である．強熱減量は40.0（%）で，高有機質土と判断される．

表-2.1.2 粒度試験結果と土質分類

項　目			試験結果
石分	G	(%)	0.0
礫分	$_G$	(%)	2.4
砂分	S	(%)	14.0
シルト分	M	(%)	69.0
粘土分	C	(%)	14.6
最大粒径		(mm)	9.5
均等係数	U	(%)	21.50
土質分類	分類名		砂混じりシルト
	分類記号		(MH-S)

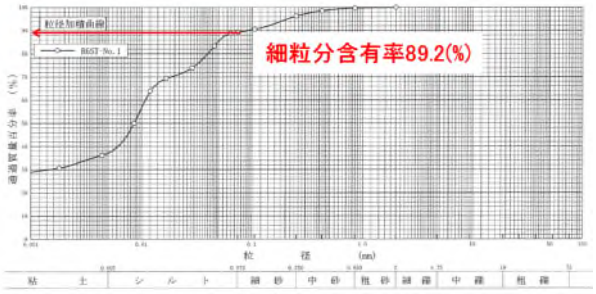


図-2.1.1 粒径加積曲線

(2) 対象土の強度特性と施工に向けての課題

地盤工学会の資料[1]に拠れば，締固めた土のコーン指数試験において，層当たりの締固め回数（N）とコーン指数 qc の関係は,一般に図 - 2.2.1に示す様な3つのタイプの曲線に分類している．３つのタイプの内，極大値を有する物 を[Ⅰ]型,極大値を示さないで曲線が単調に減少する物 を[Ⅱ]型に分類している．当該試料（無処理土）については，コーン指数が単調減少する[Ⅱ]型に相当すると判断された.

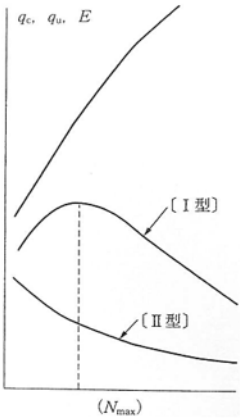


図-2.2.1コーン指数試験による分類[1]

即ち，現場において，盛土に転用した際に転圧機械による転圧エネルギーが大きくなる程に強度低下する「過転圧」が懸念される土質であった.

このように，高含水比で過転圧が懸念され，盛土転圧時に施工機械のトラフィカビリティー確保が難しい状態であり，盛土において所要の強度を確保することは困難と想定された．従って，安定処理による土質改良は必須であった．安定処理配合試験における課題は，高有機質火山灰土の締固めにおける強度低下の問題であるが，この様な材料で経済的な固化材添加量とするために配合試験において念頭に置くべきことは，過転圧が生じない範

囲で効率的な締固めエネルギーで供試体を作製し，その土の持つポテンシャルを把握する事であると考えた．

3. 配合試験

(1) 供試体作製時の締固めエネルギー決定

課題に対応するため，配合試験においては，予め固化材添加量毎に締固めエネルギー（締固め回数）と湿潤密度，乾燥密度，コーン指数の相関を求めて，最も効率的な締固め条件（回数）を把握する事とした．即ち，図 - 3.1.1に示す様な極大点を見つけ，そのエネルギーに対応する供試体を作製して一軸圧縮試験を行うことが，過転圧を避け，最も効果的な強度を確認できると考えた．

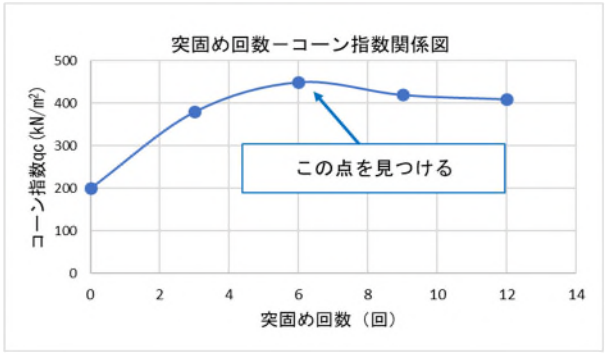


図-3.1.1 締固めエネルギー決定のイメージ図

締固めエネルギー決定の為の締固め試験における供試体作製条件は，表 - 3.1.1に示すとおりである．

表-3.1.1 締固め試験条件

固化材	US60	締固めエネルギー	
モールド体積	1000 (cm³)	（回/層）	(kJ/m³)
ランマー質量	2.5 (kg)	5	110.4
落下高さ	30 (cm)	9	198.7
添加量	100 (kg/m³)	13	287.0
	150 (kg/m³)	17	375.3
	200 (kg/m³)	21	463.6
	250 (kg/m³)	25	551.9

上記条件に従い，締固め試験を実施した結果を図 - 3.1.2～図 - 3.1.3に示す．両図から，締固めエネルギーが300～400（kJ/m³）で密度，強度共に概ね最大値を示し，その後は平衡状態を示す結果となった．

この結果で一軸圧縮試験用供試体は締固めエネルギー375.3（kJ/m³）での密度に調整して作製する事とした．

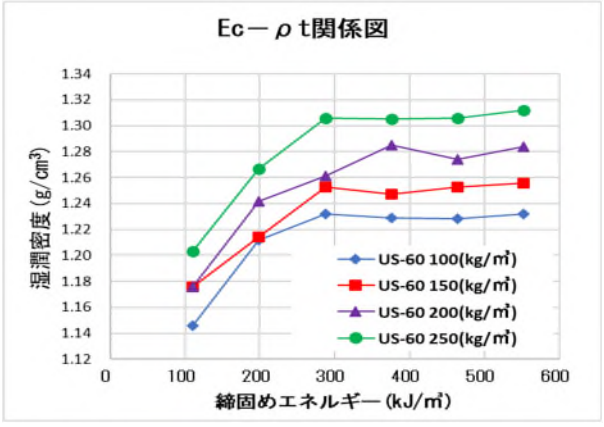


図-3.1.2 締固めエネルギーー湿潤密度の関係

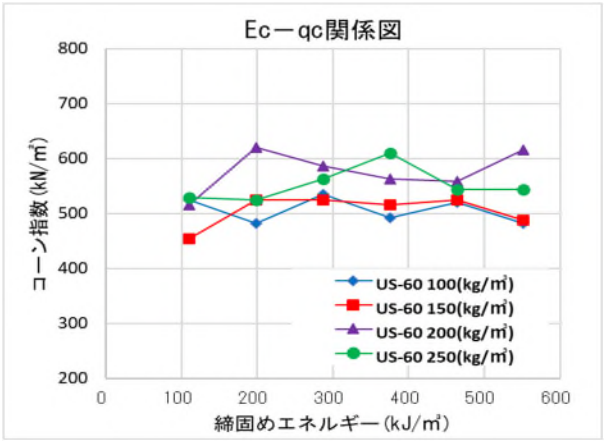


図-3.1.3 締固めエネルギーーコーン指数の関係

(2) 配合試験結果

定めた締固めエネルギーで供試体を作製し，標準養生後に1週強度，4週強度を求めた結果を図 - 3.2.1に示す．

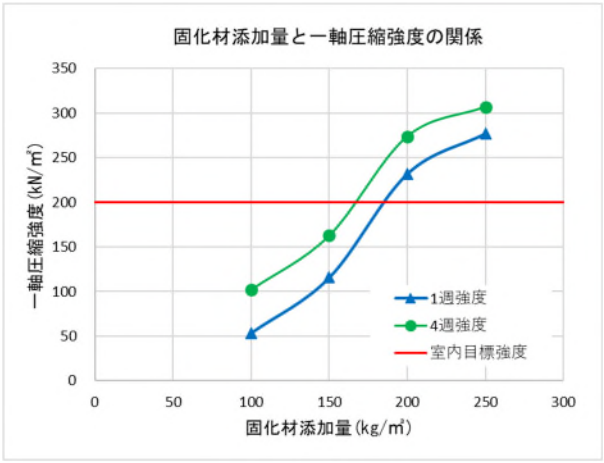


図-3.2.1 一軸圧縮試験結果

図-3.2.1より，室内目標強度 qu=200（kN/m²）を満足する固化材添加量を200（kg/m³）に設定した．

4. まとめ

高含水比の火山灰質土は，締固めエネルギーを与えすぎると泥濘化や過転圧による強度低下を起こすことが知られている．本報告では過転圧を防ぎ，かつ最も効果的な締固めエネルギーを把握した上で，配合試験を実施する事で効果的に強度を発現する固化材添加量を決める事ができると考えられる方法を紹介した．また，試験を通して以下のような知見を得る事ができた．

①高有機質火山灰土の配合試験では，締固めエネルギーと密度やコーン指数の関係を把握することで，効果的で経済的な安定改良の計画を提案できた．

②今後は，締固めエネルギーを変化させた締固め試験の基準化の必要性について更に考えて行きたい．

《引用・参考文献》

1) 地盤材料試験の方法と解説（2009）：公益社団法人地盤工学会，p. 974.

2) 地盤改良マニュアル第4版（2012）：社団法人セメント協会．

【FE14】

旧軍化学兵器の調査について

日本物理探鑛株式会社　　○金子　綾乃，草野　晋子，蟹江　大介，林田　彩

1.　はじめに

当社では国内および中華人民共和国における旧軍化学兵器の発掘・回収関連の調査業務に携わっている．

本稿では，化学兵器の概要及びその調査手順について紹介する．

2.　旧軍化学兵器について

化学兵器が本格的に使用されたのは第一次世界大戦時であり，日本陸軍は化学兵器の装備化を図るべく1914年に研究を開始した．その後1929年には大久野島の陸軍造兵廠忠海製造所で毒ガス製造が開始，1939年には満州関東軍部隊による中国大陸での化学戦研究が行われ，終戦までの間，化学兵器の製造や貯蔵が続けられた．

終戦後は化学兵器禁止条約に則り日本は毒ガス弾等の生産をしていないが，近年でも国内における旧軍化学兵器の発見事案がある．平成15年9月に環境省が行った調査によると，旧軍毒ガス弾等の生産・保有状況については全国で34か所，廃棄・遺棄状況については44か所の報告がされ，発見・被災・掃海等処理状況については823件の報告があった．

化学兵器には投下弾，砲弾，発煙筒タイプの他，ビンやドラム缶様の特殊容器に詰められた状態で発見されるものもある．旧日本軍が使用した化学剤を表-1に，旧日本軍化学兵器の一例を写真-1・2に示す．

表-1　旧日本軍化学剤の種類と急性症状

種類	物質名	急性症状
びらん剤 【きい剤】	硫黄マスタード（H） （イペリット） ルイサイト（L）	びらん，水疱， 目の痛みや充血， 呼吸困難（致死性）
くしゃみ剤 （嘔吐剤） 【あか剤】	ジフェニルシアノアルシン （DC） ジフェニルクロロアルシン （DA）	くしゃみ，咳， 嘔吐，眩暈，腹痛， 呼吸困難
催涙剤 【みどり剤】	クロロアセトフェノン （CN）	目・皮膚の痛み， 一時的な失明， 呼吸困難
窒息剤 【あお剤】	ホスゲン（CG）	目の痛み， 咳，胸部圧迫感， 呼吸困難
血液剤 【ちゃ剤】	青酸（AC） （シアン化水素）	頭痛，動機，眩暈， 嘔吐，無呼吸

【】内は，旧日本陸軍における名称を示す．



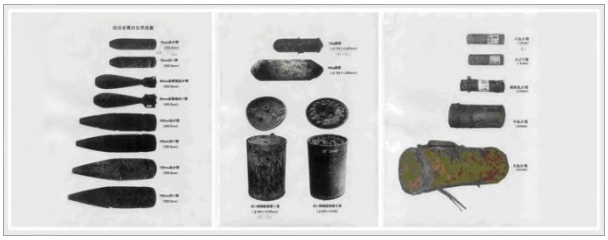


写真-1　旧日本軍が使用した化学兵器[1)]





写真-2　日本国内で確認されたビン様の化学兵器[2)]

毒ガス弾等の存在に関する情報の確実性が高く，且つ，地域も特定されている事案をA事案[3)]と呼び，これに該当する区域は「A事案区域」とされる．次章ではこのA事案区域での安全確認調査の大まかな流れについて紹介する．

3.　調査手順紹介

(1)化学兵器の調査

通常の不発弾探査であれば金属探知器等を用いての探査になるが，化学兵器を対象とする場合，写真-2のように金属容器を使用していないものが遺棄されている事例もある．そのため，化学兵器調査の際には金属探査だけでなく地中レーダ探査も併用する．（写真-3）

金属探知器はセンサが埋没金属に近づくと金属反応が検出され，それと同時に探査員に物の大きさや埋没深度に応じて音で伝達される．そのため，探査を行ったその場で検知点を落とすことができる．

地中レーダ探査は地下埋設物からの電磁波の反射を利用した探査法である．測線上を一定の速度で歩いて記録を測定し，その記録を解析して検知点を挙げる．



写真-3 金属探査(左)と地中レーダ探査(右)の様子

(2)検知点確認時の対処

金属探査・地中レーダ探査の実施後，調査地の安全確認として検知点の掘削を行うが，地中で化学剤が容器から漏洩している可能性もある為，写真-4のような携帯型化学剤検知器を稼働させながら慎重に掘削を進める．検知器の中には化学剤ではない物質を化学剤と判定してしまう特性を持つものがあり，誤検知を防ぐために複数の検知器を併用して化学剤の有無及び種類を判断する．



写真-4 携帯型化学剤検知器

さらに，安全確認の際には防護装備一式を用意し，検知器が作動した際にはこれらを装着して作業に当たる．(写真-5)



写真-5 防護装備装着例

掘削時に化学兵器らしき不審物が確認された場合は，掘り上げず掘削箇所をブルーシートで覆う等の飛散養生をして汚染の拡大を防止する．不審物の鑑定及び安全化処理等の作業は自衛隊・警察等の専門機関が担当する．

(3)汚染発生時の対処

もし作業時に防護装備を装着した作業員や使用資器材に化学剤による汚染が生じた場合は，次亜塩素酸水溶液等を用いて汚染部をふき取り除染する．

除染の際には表-2に示す3つの汚染管理区域を厳格に設定することにより，作業員の安全を確保している．

表-2 汚染管理区域

名称	概要
ホットゾーン	化学兵器が存在する可能性がある付近一帯．携帯型化学剤検知器等で継続的に汚染の発生を監視．
ウォームゾーン	ホットゾーンとコールドゾーンの中間区域であるグレーゾーン．除染所を設置しコールドゾーンへの汚染拡大を防止．
コールドゾーン	化学剤による汚染が存在しない区域．

除染の際，作業員の動線はホットゾーン→ウォームゾーン→コールドゾーンとなり，ウォームゾーンでは除染作業そのものには関わらない作業員による安全確認を行う．

防護装備の装着および除染作業については，有事の際により安全でスムーズな動作ができるよう，社内教育等の訓練を行っている．

4. まとめ

終戦後80年を迎えようとする現在でも，A 事案区域等において旧日本軍が遺棄した化学兵器に遭遇する可能性があり，化学剤が機能を有していることは十分考えられる．

化学兵器は投下弾や砲弾のみでなく，ビン様の容器に詰められた状態でも発見されている．このように金属以外の容器で構成されている事例もある為，通常の不発弾が対象の調査とは異なるアプローチを用いて調査を行っている．

《引用・参考文献》

1)遺棄化学兵器等：遺棄化学兵器処理担当室-内閣府（最終閲覧日2025年6月3日）
https://wwwa.cao.go.jp/acw/heiki.html
2)A 事案区域内における土地改変時の対応について-環境省（最終閲覧日2025年6月3日）p.3
https://www.env.go.jp/chemi/gas_inform/pamph8/pamph8.pdf
3)A 事案区域内における土地改変時の対応について-環境省（最終閲覧日2025年6月3日）p.1
https://www.env.go.jp/chemi/gas_inform/pamph8/pamph8.pdf

【FE15】

重力式コンクリートダム監査廊内におけるボーリング作業の留意点

川崎地質株式会社　　○田村　慶，山地　孝昌

1. はじめに

近年、既設のダムを有効に活用し、治水や利水の機能を強化する「ダム再生事業」が全国的に進められている。

当該ダムにおいても、再生事業の一環として、堤体の嵩上げが計画されており、その基礎資料として、基盤地盤の性状を把握するため、監査廊内にてボーリング調査を実施した。

監査廊内におけるボーリング作業は、屋外に比べて特殊な環境条件下で行われるため、換気の確保、狭隘な通路での資機材の搬入・設置、掘削水および濁水の排水処理、使用可能な機材の制限など、さまざまな作業上の制約条件が存在する。

本発表では、これらの制約条件下における現地作業場の留意点、特に安全確保と作業効率およびリスクの観点から重要となるポイントについて報告する。

2. 現場状況

当該ダムの監査廊は左右岸に出入口が設けられ、中央部に向かって階段で降下し、最深部で平坦となる構造である（図-1）。

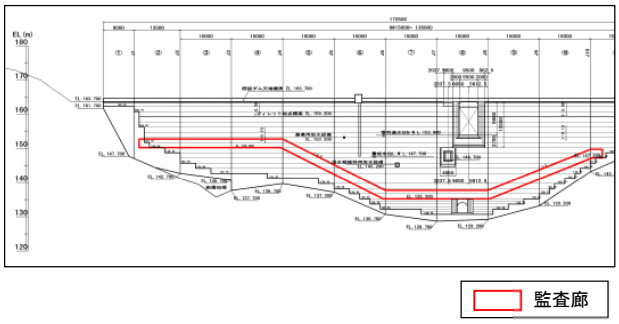


図-1　ダム堤体監査廊内断面図

通路の幅は約2m、高さは約2.5m で、内部には計測機器や電源ケーブル等の設備が設置されていた。また、基礎排水孔や揚圧力測定孔からの漏水量を測定するための排水溝も設けられていた。（写真-1、写真-4）

3. 現地作業の問題点

(1) ボーリング資機材の運搬について

監査廊内は通路が狭く、特に出入口から中央部に至る階段部分は勾配が急で、各所に計測設備が設置されている。このため、ボーリングマシンや試験機材等の重量物を運搬する際の災害防止と設備保護への対策が不可欠であった。

(2) 換気の問題

ボーリングマシンの動力源には電気モーターを採用したが、資機材の搬入には通常のガソリンエンジンを動力とするモノレールを使用した。監査廊のような密閉空間では、一酸化炭素が滞留しやすく、中毒の危険性が高くなる。そのため、十分な換気対策を講じる必要がある。

(3) 資機材の選定について

監査廊の高さが約2.5m と限られており、空間に制約があることから､ボーリングマシンのサイズやロッドの長さなど、資機材の選定に工夫が必要であった。

監査廊の内部は高さが約2.5m と限られており、空間に制約があることから,ボーリングマシンのサイズやロッドの長さなど、資機材の選定に配慮が求められる。

(4) ボーリング掘削水の排水管理

堤体の安定性確認のため、基礎排水孔を通じて漏水する水の量の測定が行われている。水路にボーリング掘削水が流入すると、正確な漏水量測定が行えなくなる。

(5) 配筋位置の把握

堤体コンクリートの配筋を損傷しないように事前の配筋位置の把握と、それに基づいた穿孔位置の調整が求められた。

4. 課題への対応策

(1) 資機材の搬入計画

資機材の搬入搬出には、作業の効率性と安全性を確保するため、モノレールを採用した。搬入経路に沿いの既設機器の位置を事前調査し、必要箇所には保護材による養生を行った。



写真-1　既設の計測機器養生状況

(2) 換気

一酸化炭素中毒の対策として送風機を複数設置して外気を取り込み、監査廊内の空気を強制的に循環させた。あわせて複合ガス検知器を用いて酸素濃度や一酸化炭素濃度を常時監視し、基準値超過時には即時退避する体制を構築した。

(3) 資機材の選定

監査廊内の限られた作業空間に対応するため、短尺ロッド（0.5m および1.0m）を特注で製作した。また、電動モーター駆動のボーリングマシンを使用し、発電機は監査廊外に設置した。



写真-2　監査廊内で使用したロッド

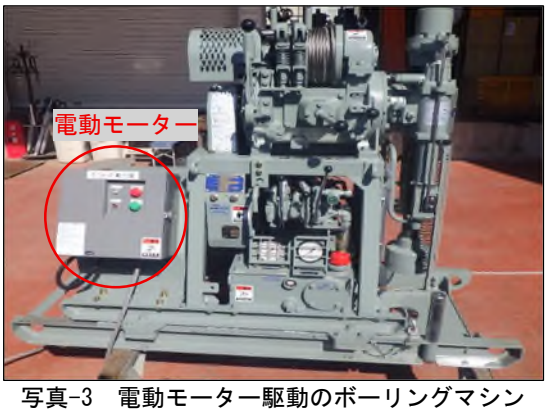


写真-3　電動モーター駆動のボーリングマシン

(4) 掘削水の処理

基礎排水孔からの排水への掘削水流入防止のため、掘削水を貯留槽に集水し、その後、水中ポンプにより上澄みを排水ピットへ直接送水する処理過程を構築した。これにより、漏水量測定への影響を最小限に抑えることができた。



写真-4　排水設備

(5) 鉄筋挿入工位置の事前把握

設計図面により配筋図を確認するとともに、鉄筋探査レーダーにより鉄筋の位置を把握した。これに基づき、鉄筋を避けたボーリング位置を設定し、鉄筋の損傷リスクを回避した。

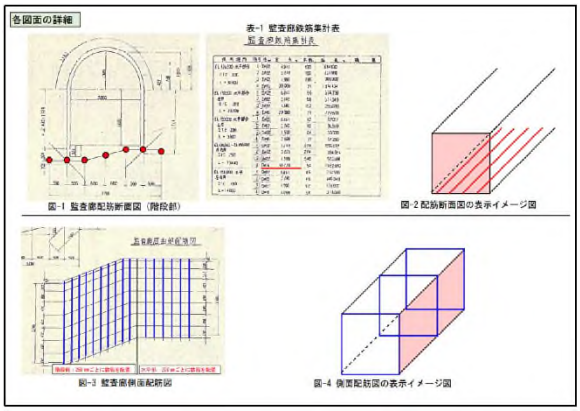


図-2　監査廊の配筋図



項目	性能
方式	電磁波レーダ方式
探査対象物	鉄筋、塩ビ管、空洞など
かぶり厚さ	5～300mm （コンクリートの比誘電率6.2、鉄筋径6mm以上で上場筋の場合）
かぶりの分解能	浅モード：約1mm、深モード：約2mm
水平方向分解能	深度75mm未満にある探査対象物：75mm以上 深度75mm以上にある探査対象物：深度以上の間隔 ※標準コンクリートでの実測値 （深度75mm時及び175mm時に鉄筋間隔40mmの鉄筋を判別可能）
水平方向距離分解能	2.5mm
最大探査距離	15m
表示モード	Bモード（垂直断面図）、BAモード（垂直断面図、反射波形表示）
画像処理	探査時：リアルタイム自動表面波処理、リアルタイムマニュアル減算処理、リアルタイムユーザー表面波処理 非探査時：固定表面波処理、ユーザー表面波処理、減算処理、マニュアル表面波処理、平均波処理、ピーク処理、原画再生処理
ディスプレイ	TFTカラー液晶（640×480ドット）
深度校正	2.0～20.0　0.1ステップ
最大走査速度	約40cm/s 速度超過ブザーあり

写真-5　鉄筋レーダー測定器

5. おわりに

監査廊内といった特殊な作業環境下においても、事前準備と現場対応の工夫により安全かつ効率的なボーリング作業を行うことができた。

今後さらに増加が見込まれるダム再生事業において、本調査の取り組みが少しでも参考になれば幸いである。

【FE16】

標準貫入試験時の騒音低減装置の適用事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　　○萩村　俊司，金丸　功希，打木　弘一

1. はじめに

土木・建築で実施される標準貫入試験 JISA1219(以下 SPT)は，地盤の工学的性質の把握，試料採取に必要な原位置試験である．一方，閑静な住宅街，静音が求められる教育施設，保全する動物が生息する自然公園等の近傍では，標準貫入試験時のハンマーの打撃による高い周波数の騒音（金属音）の発生が課題となっている．従来は，作業範囲を防音シート，パネル等により囲い SPT の騒音対策としていたが，打撃音の発生源の騒音対策として減音ボックスを開発した．減音ボックスは，遮音板だけでなく吸音板， 防振ゴム,及び吸音効果の高い樹脂製ナノファイバー等を使って複合的な減音構造となっている．今回は，あるボーリング現場における減音ボックス（Kiso-減音ボックス）の適用事例を報告する．



図-1 減音ボックス資機材一式

2. 騒音低減方法

SPT における減音ボックスは， 図-1に示すような減音ボックスと防振ロッド等から構成される．減音ボックスは， 図-2に示すように内側から発泡ウレタン波吸音材，アルミニウム粉末焼結した多孔質吸音板，樹脂ナノファイバー吸音材，防振ゴム及びアルミニウム遮音板で構成される．減音ボックス内で発生したハンマーとアンビルとの打撃音は，減音ボックス内で透過・反射を繰り返す過程で，様々な吸音・遮音材等により相乗的な減音効果により減音させる．防振ロッド等は，中空のロッド内部に珪砂等を充填，密封したもので，アンビル等から伝搬した金属音を振動吸収している．また，アンビルの側面は，熱収縮チューブゴムで覆い，アンビルの振動を低減し，金属音等を減温させる． このほか， 減音ボックスを載せるスチール製円盤台の軽量化を図るためにくりぬいた円空部には軽量のアルミ吸音板でふさぎ音漏れを低減している．

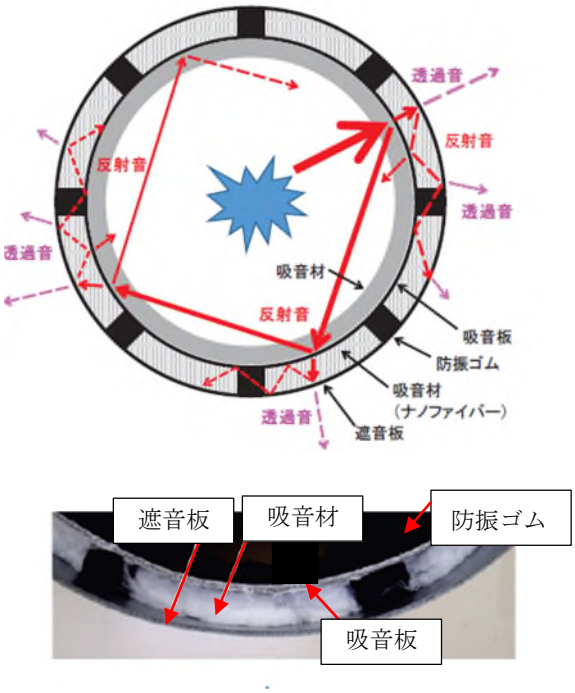


図-2 騒音低減装置の減音機構

3. 装置設置方法

減音ボックス等の設置は， 防振ロッド， 減音ボックス取付け円台座，防振アンビル等の順番につなぎ，減音ボックスを円盤台座に載せ，ゴムロープで固定し，防振アンビルと防振ガイドロッドを取り付ける．次に，ハンマー及び半自動式落下装置等を取り付けると図-3に示す構造となる．ハンマー及びアンビル上面には，細工しておらず， 打撃力は変わらないため， SPT の JIS 規格に準拠する．取付け状況を図-4に示す．

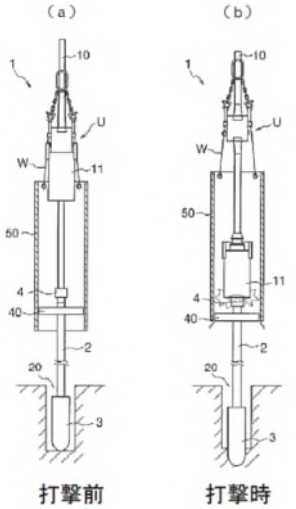


図-3 設置方法等の模式図[1)]



図-4 減音ボックスの取付け状況

4. 効果確認及び試験方法

騒音の測定は，デジタル騒音計を用いて実施した．測定ケースは，以下のケース1～ケース3とした．デジタル騒音計は，ボーリング地点から約5m の位置に設置した場合とボーリング地点から約30m の位置に設置した場合おいて，計測，比較を行った．なお，ケース2，3の測定時刻は異なっているが，それぞれの測定開始時刻を0秒として統一し，測定開始時刻からのデータの比較を行った．

ケース1:静穏時
ケース2:SPT 実施時（減音ボックス無し）
ケース3:SPT 実施時（減音ボックス有り）

5. 結果

ケース1～ケース3の結果図を図-7～図-10に示す。

図-7は，静穏時の騒音レベル測定データである．静穏時は，概ね40～50dB であり，車両が通過すると一時的に60dB まで上昇する．図-8は，離隔距離5m の場合の騒音レベル測定データである．減音ボックス無しのデータ(図青色線)では，概ね102dB であるが，減音ボックス有のデータは，概ね83dB となっている．そのため，概ね19%の騒音レベルの低減が確認された．図-9は，離隔距離30m の場合の騒音レベル測定データである．減音ボックス無しのデータでは，概ね83dB であるが，減音ボックス有のデータは，概ね74dB となっている．そのため，概ね11%の騒音レベルの低減が確認された．図-10は，離隔距離と騒音レベルの関係を示した図である．この結果図によると，減音ボックスにより全体的に騒音レベルの低減が確認できた．

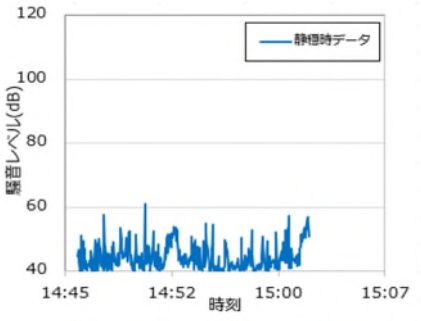


図-7 ケース1_静穏時のデータ

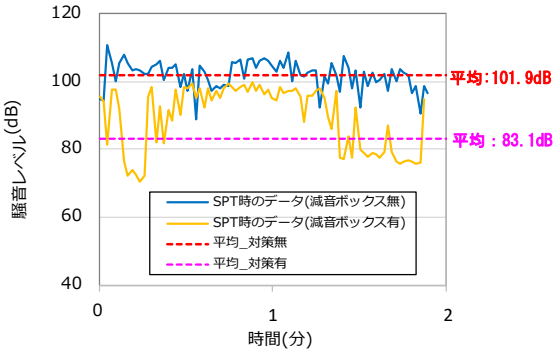


図-8 SPT 実施時のデータ（離隔距離5m）

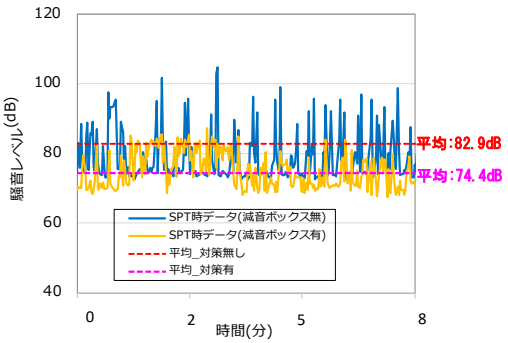


図-9 SPT 実施時のデータ（離隔距離30m）

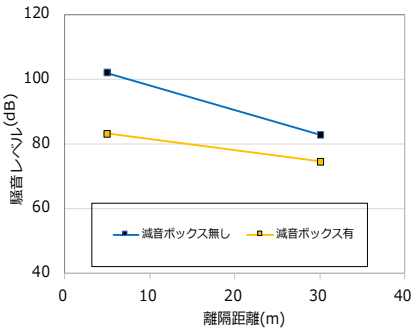


図-10 離隔距離と騒音レベルの関係

6. まとめ

あるボーリング現場において，自社開発の騒音低減装置を適用した．ボーリング箇所から，家屋までは概ね30m で近接しており，標準貫入試験時に発生する打撃音を低減する必要があった．そのため，騒音低減装置を用いて打撃音の低減を図った．騒音レベルを定量的に評価するため，騒音計により，騒音低減装置あり・なしのデータを比較した結果，概ね11%～19%の騒音レベルの低減が確認された．

《引用・参考文献》

1) 日本国特許庁（2010）:標準貫入試験消音装置，公開特許公報(A)，特開2010-024717.

【FE17】

A 市における既設観測井の除去事例

東北ボーリング株式会社　　○三上　諒，永瀬　望

1. はじめに

A 市において計画されている工事に伴い、既設観測井（仕様：塩ビ管 VP50、深度 38.0m）が支障となることから、観測井を除去することとなった。

除去の方法として、ボーリングマシンを用いて塩ビ管の外周を被せ掘りし、その後、塩ビ管を引き上げる計画であった。しかし、予定深度まで掘削する前に塩ビ管が破断した。このため、地中に残存した塩ビ管を引き上げるための対応策として、引抜き錨を装着したボーリングロッドを塩ビ管の底部付近まで挿入して引き上げを試みた。

本稿では既設観測井の除去事例について紹介する。

2. 施工概要

(1) 施工地の概要

施工地は河川沿いに発達する沖積低地にあり、施工地を含む周辺は海岸平野や湾口砂州、人工地形（盛土・埋立土）が分布している。施工地はこれらのうち河川沿いに造成された埋立地に位置する。

施工地周辺の表層地質は、地質資料によれば人工の地形改変地を含めた広範囲に礫・砂・泥といった未固結堆積物が分布する。

深度30m～50m 付近まで第四紀 完新世の沖積層（泥・砂）、以深は、深度100m 付近まで第四紀 更新世の洪積層（砂・礫）により構成されている。

(2) 既設観測井の概要

既設観測井の構造と土質の概略図を図-1に示す。

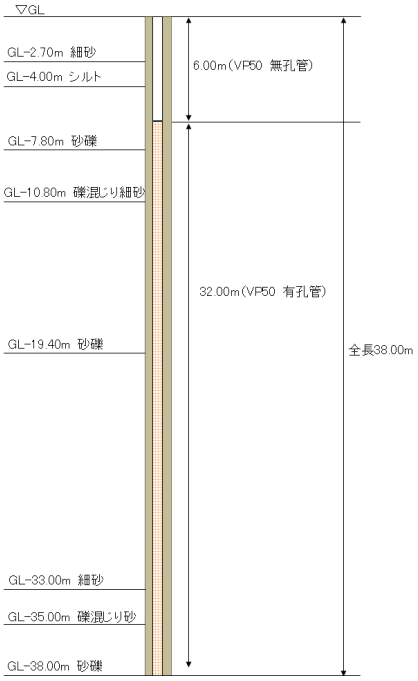


図-1 既設観測井構造図

既設観測井は図-1に示したとおり、VP50の無孔管と有孔管で構成されていた。全長38.0m であり、深度6.0m までが無孔管（延長6.0m）、以深の深度38.0m（延長32.0m）までは有孔管によって構成されていた。

(3) 既設観測井の除去方法

ボーリングマシンを用いて塩ビ管の外周を深度 38.0m まで被せ掘りをし、塩ビ管の周囲の地盤を緩めたあと、塩ビ管の引き上げ作業を試みる計画であったが、深度4.45m まで掘削した時点で塩ビ管が破断した。

原因は不明であるが、塩ビ管が破断した深度付近から樹木の根が回収されたことから、掘削時、根っこが塩ビ管に絡まり破断したものと想定した。

破断した塩ビ管を写真-1、写真-2 に示す。

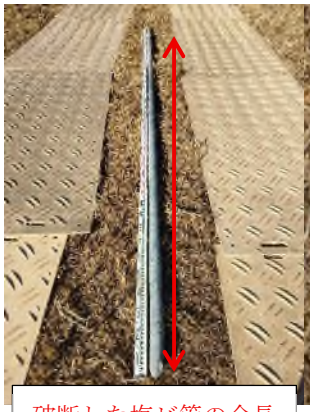


写真-1 破断した塩ビ管



写真-2 破断した塩ビ管先端

3. 地中に残存した既存観測井の除去方法（対応策）

(1) 対応策として使用した資材

地中に残存した塩ビ管を引き上げるため、ボーリングロッドの先端に引抜き錨を装着し、塩ビ管に錨をくさびのように噛ます方法で回収することとした。

ボーリングロッドの先端に装着した引抜き錨を写真-3に示す。



写真-3 引抜き錨装着状況

(2) 井戸材引抜錨の使用方法

ボーリングロッドの先端に引抜き錨を装着したのち、地中に残存した塩ビ管の底部付近まで挿入し、塩ビ管と引抜き錨の間に間詰め砂利を投入する。

その後、ボーリングロッドを引き上げる際に生じる摩擦力を利用し、塩ビ管を引き上げる方法である。

引抜き錨の使用方法の概要を図-2 に示し、引抜き錨先端の間詰め砂利の状況を写真-4 に示す。

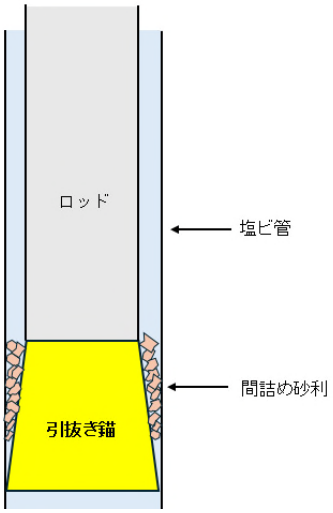


図-2 引抜き錨の使用方法



写真-4 引抜き錨先端の間詰め砂利

(3) 塩ビ管引き上げ時の工夫点

上記の方法で塩ビ管の引き上げを試みたが、塩ビ管を引き抜くことが出来なかった。

塩ビ管を引き抜くことが出来なかった要因として、図-1 に示した既設観測井構造図の土質状況より、深度 4.0m～19.4m 間に分布する砂礫層（一部、礫混じり細砂を含む）の土圧が大きかったため、塩ビ管を引き抜くことが出来ないものと推測された。

このことから、塩ビ管を引き上げる際に生じる土圧を低減することを目的として、深度 20.5m まで塩ビ管の外周を掘削してケーシングを挿入した状態で、再度、塩ビ管の引き上げを試みることとした。

その結果、地中に残存した残りの塩ビ管を全て引き上げることが出来た。

地中に残存した塩ビ管の引き上げ時の状況を写真-5 に示す。



写真-5 残存した塩ビ管の引き上げ状況

(4) 塩ビ管引き上げ完了

写真-6 に示すように、引き上げた塩ビ管の全長を計測し、塩ビ管が完全に引き上げられていることを確認した。

その後、深度 20.5m まで挿入していたケーシングを少しずつ引き上げながら、充填砂利を投入し、表層部は発生土（砂）により閉塞を行い、既設観測井の除去を完了とした。



写真-6 塩ビ管の検尺

4. まとめ

塩ビ管が掘削途中の段階で破断したことで、作業工程は当初想定よりも長い日数を要してしまったが、地中に塩ビ管を残存させてしまったところから、全ての塩ビ管を引き上げることができ、発注者の要望に応えることができた。

今後の課題としては、観測井の除去作業を行う際は、予め引抜き錨を使用する除去方法を検討するとともに、観測井設置時の柱状図等の既往資料を入手し、土質状況に応じて塩ビ管の外周をどの程度の深度まで掘削すれば良いかなど、事前に検討したうえで除去作業に望むことが重要であると考える。

【FE18】

鳥取砂丘における小口径での観測井仕上げ

ハイテック株式会社　　○谷口　拓海，NGUYEN　VAN　HUONG，奥田　文夫，岩田　克彦

1.　はじめに

地下水観測井は，地下水位の観測，揚水，水質のモニタリング等を目的として地表から孔を掘削し，保孔管を挿入した設備である．観測井にて正確な地下水位の情報を得るには設置時に孔内洗浄を十分に行い，孔内水をきれいにすることが重要である．また地質は，掘削時に泥水と一緒に排出される掘削屑から推定するのが一般的である．

本報告では，現場条件の制約等から，コア採取を行い小口径で観測井仕上げをした事例について報告する．

2.　調査概要および調査地の地形・地質概要

(1) 調査概要

一般に深度 100m 程度の観測井を設置する場合，ノンコア掘削で掘削孔径が 200mm 以上，保孔管の口径が 100mm 以上のものが使用される．しかし，本調査では，径 66mm でコア採取後，拡孔を行い，外径 60.5mm(50A)の保孔管を挿入した．これは，観測井の設置と地質状況，帯水層の確認を同時に行うためであった．一般的な観測井の仕様と本調査の仕様比較を表-1 に示す．

表-1 一般的な観測井と本調査の仕様比較

項目	一般的な観測井	本調査の仕様
コア採取の有無	無	有(66mm)
井戸深度	適宜	100m
掘削孔径	200mm 以上 (深度 100m の場合)	122mm
保孔管の口径	100mm 以上 (深度 100m の場合)	外径 60.5mm (50A,塩ビ管)
試験項目	目的に応じて様々	温度検層 流向・流速測定
保孔管(有孔管)の開口率	3～10%	20% (横スリット)

(2) 調査地の地形・地質概要

調査地は，日本海海岸から約 200m 内陸で標高約 15m の鳥取砂丘内に位置する．調査地の地質は，地表より順に砂層，シルト層，砂礫層，そして中新世の河原火山岩に属する基盤岩より構成される．砂丘は，海水面より上位は風成の砂層，下位は水成の砂層で構成され，いずれも主に石英砂からなり，平均粒径は 0.2～0.3mm と小さく，粒径は均等に近い[1]．

3.　作業手順および泥水管理

(1) 観測井設置の作業手順

作業手順を図-1に示す．まず，径66mm でコア採取を行い，採取毎に径96mm まで拡孔した．これは，コアチューブ引上げ時の真空状態によるコア落下を防ぐためである．地下水位以浅は100A(Sch40)STPG 管(内径105.3mm)，以深は泥水により孔壁保護を行った．基盤確認後に，125A(Sch40)STPG 管(内径130.8mm)に入れ替え，径122mm で拡孔した．拡孔完了後，孔内の泥水の比重と粘速を低下させ，保孔管を挿入し，間詰材(砂利)を投入した．

エアリフト方式による孔内洗浄を行い，孔内の泥水やスライムを排出して，地下水を間詰材を通して孔内に引き込み，間詰材を充填した．その後，再度間詰材を投入し，上部は止水材により止水処理を行い，孔口までモルタルを注入して孔口処理を実施した．

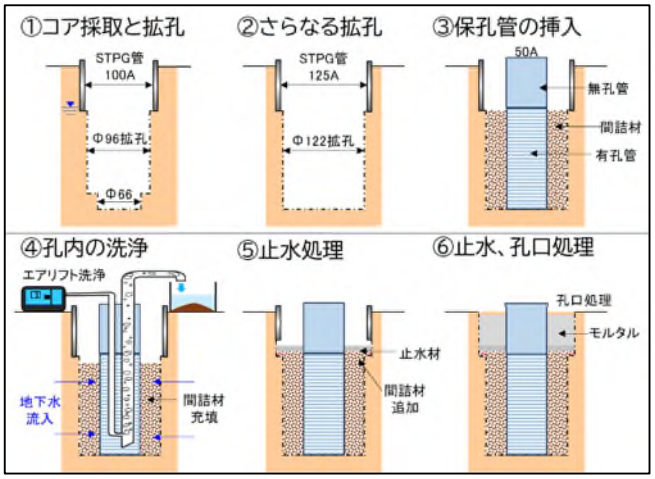


図-1 今回実施した観測井設置の作業手順

(2) 泥水管理

泥水の比重，粘性，脱水量を定期的に測定し，管理した．泥水の測定器材および管理指標値を表-2に整理する．

表-2 泥水管理内容等一覧[2)]

項目	目的	測定器材	指標値
泥水の比重	地下水の逸水防止，孔壁の安定維持など	泥水比重計	1.1 程度 (掘削時)
泥水の粘性	掘削屑の効率的な搬出，粘性が高すぎると掘進率は低下	ファンネル粘度計	28sec 程度 (粘性土) 32sec 程度 (砂質土)
脱水量	泥壁形成性の良否評価，泥壁が薄く脱水量が少ないと安定性高い	API 規格ろ過試験器	12mℓ以下 (30min)

粘性土のコア採取時は，地層中の粘土分が泥水に混入するため，砂質土に比べて粘速を低下させる必要がある．径122mm での拡孔時には，作業性を重視し，粘速・比重を高めて掘削を行った．ただし，保孔管挿入前には間詰材が充填しやすいように粘速・比重を低下させた．

4.　調査結果(地質状況)

簡易柱状図および抜粋したコア写真を図-2 に示す．

地質構成は，地表から深度 31.8m までは細砂主体の均等な粒径の砂層が分布し，その下位は深度 52.7m まで貝

殻片が点在するシルト層と細～中砂主体の砂層の互層，さらにその下位は深度 64.5m 付近まで中砂主体の砂層と径 3～10cm 程度の玉石混じりの砂礫層が確認された．64.5m 以深は基盤の角礫凝灰岩である．

また，帯水層は 3 層確認され，深度 57.0～64.5m の砂礫層においては掘削時に逸水が認められた．

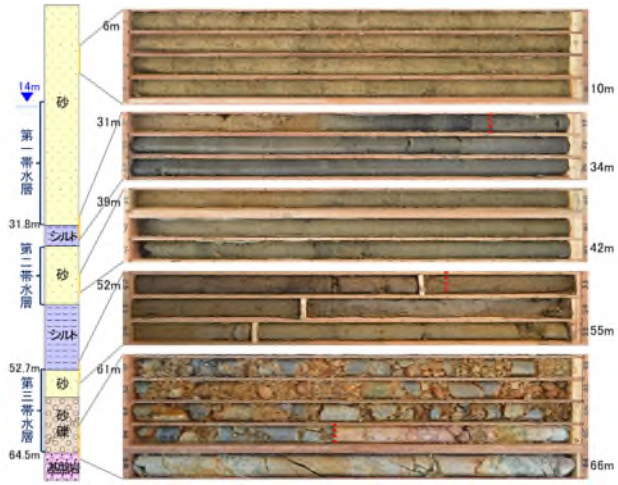


図-2 簡易柱状図と抜粋版コア写真

5. 観測井仕上げ

観測井の設置は，本孔の仕上げ時に保孔管内に砂が流入したため，新たに別孔を掘削した．図-3に本孔と別孔を併せた観測井の設置模式図を示す．

(1) 1回目(本孔)

調査結果より，保孔管(塩ビ管)は地表より深度15m までは無孔管，15～65m 間は有孔管とした．

拡孔後の孔内泥水は比重1.15，粘速50sec であり，保孔管挿入前に比重を1.05，粘速を28sec まで低下させた．挿入後に間詰材(砂利)を深度15m まで半日かけてゆっくり投入した．その後，エアリフト洗浄により，2m 程度間詰材が沈降したことを確認し，密に充填されたと判断した．その後，上部の止水処理を行い，再度エアリフト洗浄を実施した際に,保孔管内への砂の引き込みが激しく，水の濁りが解消されなかった．

翌日には，保孔管内に深度60m まで砂が堆積し，再度孔内洗浄を実施したが，堆積範囲は深度45m まで拡大した．

① 保孔管内への砂の流入原因

砂の流入原因として主に以下の3点が考えられる．

1つ目は，深度57.0～64.5m の砂礫層は掘削時に逸水するほど透水性が高いため，上部の砂層(細砂)が孔内洗浄時に保孔管内に引き込まれた可能性があること，2つ目は，保孔管挿入前の泥水の粘速が十分に低下せず，間詰材の充填が不十分であった可能性があること，3つ目は，有孔管の延長が約50m と長く，開口率が20%と高いことから塩ビ管の構造強度が低く，管体が湾曲してスリット部の拡幅が生じ，結果として保孔管内に砂が流入し易くなっていたと考えられること，である．

② 対策

本孔は深度45m までの観測井として利用し，第三帯水層の深度53～65m に有孔管を設けた別孔を新たに設置した．掘削時には泥水の比重・粘速の上昇に留意し，保孔管挿入前の泥水の比重・粘速の低下方法を見直した．

(2) 2回目(別孔)

掘削は径122mm で実施し，掘削時の泥水の比重は1.08，粘速は37sec とした．保孔管挿入前は，泥水の粘性および比重を段階的に調整し，比重1.05，粘速25sec まで低下させた．挿入後は孔底から深度50m まで間詰材をゆっくり投入し，間詰材の安定を図る目的でその上に1m 分の砂を投入した．孔内泥水の置換後，エアリフト洗浄を行い，約1m 間詰材の沈降を確認した．

止水材は深度47～49m に投入し，上部の深度15m までは間詰材を投入した．最終的に流量50L/min にてエアリフト洗浄を実施し，孔内水が清浄されたことを確認した．

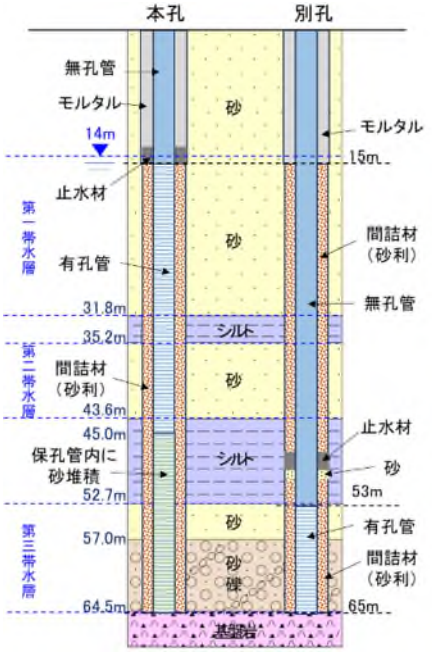


図-3 観測井設置模式図

6. まとめ

海岸の砂丘地帯にて地下水位などの継続的な情報把握を目的として小口径の観測井を仕上げた．通常のさく井工による井戸設置ではなく，調査ボーリングによるコア採取も兼ねてボーリング孔を活用した観測井とすることができた．小口径での観測井仕上げは，泥水の管理が極めて重要であった．

コア採取と観測井設置を一体化した調査は今後も増加すると想定されるため，今回の経験を基に柔軟な対応ができるよう技術力向上に努めていきたい．

《引用・参考文献》

1) 中国地方の地質 鳥取砂丘：一般社団法人中国地質調査業協会，(最終閲覧日2025年5月30日)．
http://www.chugoku-geo.or.jp/geology/chugoku/003
2) ボーリングポケットブック第6版 (2023)：一般社団法人全国地質調査業協会連合会, pp. 171-174.

【FE19】

開発した軽量ボーリングマシンによる狭小空間での地質調査事例

国土防災技術株式会社　　○羽根田　宗将、柴崎　達也、氏家　亨

1. はじめに

近年、防災・減災対策の重要性が高まる中、インフラの老朽化対策として道路トンネルや橋梁等の維持管理における地質調査の需要が増加している。しかし、従来の機械式ボーリングでは資機材の運搬・設置に重機が必要であり、足場の仮設およびスペースが必要となるため、狭小空間での調査には多くの制約があった。

そのため当社では、これらの課題を解決する新たな地質調査技術として、可搬型でありながら機械式と同等の高品質コア採取が可能な軽量ボーリングマシン（QS ボーリング工法）を開発した。本発表では、道路トンネル坑内での実際の適用事例を中心に、本技術の特徴と有効性について報告する。

2. 軽量ボーリングマシンの概要

(1)基本仕様

本マシンは、電動モーターによりツールスに回転を与え、ハンドフィード式給圧機により推進力を与えることで、機械式ボーリングと同様の掘削方式を採用している。らせん状のスパイラルアンカー（図-1）を地中に貫入させることで掘削機が自立し（写真-1）、掘削時の反力を得られるため足場が不要となる。また、人肩運搬が可能（写真-2）なため、モノレール設備も不要となり、仮設は最小限で済む。

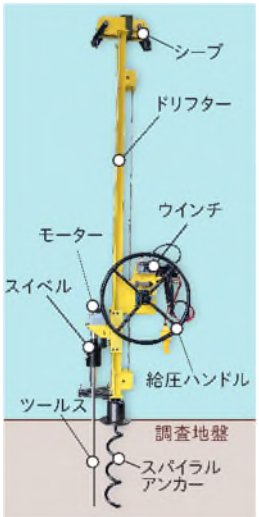


図-1　マシンの構造



写真-1　マシンセット状況



写真-2　マシン運搬状況

主な特徴は以下のとおりである：

1. 人肩運搬可能な分解重量48kg（2名での運搬可能）
2. 足場不要のアンカー固定方式
   （本調査箇所ではアンカーボルトにより固定）
3. ポータブルバッテリー駆動による排気ガスゼロ
4. 電動式による低騒音作業

(2)従来工法との比較

従来工法と比較した優位性を表-1に示す。特に狭小空間での設置・運搬に係る作業性、環境負荷軽減、騒音等において大きなメリットを有している。

表-1 従来工法との比較一覧表

項目	機械式ボーリング	打撃式簡易ボーリング（エンジン式）	QS ボーリング工法
設置/運搬	×重機・足場要	○容易	○容易
コア品質	○高品質	△品質劣化	○高品質
環境負荷	×排気ガス有	×排気ガス有	○小
騒音	×大	×大	○小

3. 道路トンネル坑内地質調査事例

(1)調査概要

調査対象は高速道路の管理用トンネル（避難坑）内における地質調査であった。調査目的は4車線化工事に伴うトンネル掘削にあたっての地質性状把握及び試験に供する試料採取であり、予定掘削深度15m の調査を実施した。

現場の制約条件として以下の課題があった：

- 通常のボーリングマシンでは足場が必要となり、緊急車両の常時通行可能な幅（3.5m 以上）を確保できない
- 高速道路沿いからの搬入出で間口が狭く、最小限の運搬車両で対応する必要があった
- トンネル坑内でのガソリンエンジン使用による一酸化炭素中毒が懸念された
- 音が反響するトンネル内での騒音対策が必要であった

(2)軽量ボーリングマシン採用の効果

1. 作業空間の確保

機械式ボーリングでは足場組立により車両通行幅の確保が困難であったが、軽量ボーリングマシンでは足場不要により常時車両通行幅を確保できた（写真-3）。機材も最小限のスペースで設置可能であり（写真-4）、緊急時の車両通行に支障をきたすことがなかった。



写真-3　通行幅確保状況



写真-4　マシン稼動状況

2.準備工の短縮と搬入出の効率化

機械式ボーリングでは大型のマシン本体、足場資材、付帯設備の運搬に3t ユニック車2台での搬入が必要であった。これに対し、本工法では軽量・分解式の特徴により3t ユニック1台のみで全機材の搬入が可能となった。追加資材が必要な場合も人肩運搬で対応可能であり、高速道路という制約の多い現場において大幅な効率化を実現した。

作業工程面では、機械式ボーリングでは足場材の運搬・組立・安全確認を含む準備工に約2日間を要する計画であったが、本工法では現場着手から機材セット完了まで半日程度で完了した。これは足場仮設が不要となったことに加え、機材の軽量化により設置作業の簡素化が図られたためである。

従来工法（機械式ボーリング）と比較した作業効率を以下のとおり定量的に評価した：

・搬入車両台数：従来工法2台→本工法 1台（50%削減）

・準備工時間：従来工法2日→本工法 0.5日（75%短縮）

3.安全性の向上

大型モバイルバッテリー駆動により完全無排気作業を実現し、トンネル坑内での一酸化炭素中毒リスクを排除した。また、電動式により作業音が小さく、音が反響するトンネル坑内での作業員への騒音対策も同時に解決した。

(3)調査結果

緑色凝灰岩の軟岩地山（CL～CH 級）に対して、予定どおり深度15m までの調査をトラブルなく完了した。適切な回転数・ハンドフィードによる給圧により、乱れの少ない高品質なコアを採取することができた（写真-5）。特に節理面や風化状況の観察において、従来の打撃式では困難な連続性のあるコア採取を実現した。



写真-5 ボーリングコア写真

調査期間は機械式ボーリングと比較して約40%短縮され、2孔合計深度30m を実質作業日数8日で完了した。これは準備工・撤去工の大幅な省力化によるものである。

4. 今後の展開

本技術は以下の分野での活用が期待される：

(1)老朽化インフラの維持管理

令和6年度から新たな更新計画が本格実施されている高速道路の大規模更新・修繕事業において、盛土の安定性評価が急務となっている。従来の機械式ボーリングでは供用中の高速道路での調査において交通規制の長期化が懸念されるが、本工法では迅速な機材設置と撤去により規制時間を大幅に短縮できる。特に調査深度10m 程度が多い道路盛土の地質調査において、本技術の機動性と効率性は高い適用性を有している。

(2)激甚化する自然災害への対応

近年の豪雨災害により、宅地造成地の滑動崩落リスクが顕在化している。令和4年の熱海市土石流災害を受け、盛土規制法が制定され、危険な盛土等への規制が強化された。また、全国約5万箇所の大規模盛土造成地において安全性把握調査の推進が求められており、狭小な住宅地での迅速な地質調査技術として、本工法の適用が期待される。

(3) 環境配慮

2050年カーボンニュートラル実現に向け、建設分野でも環境負荷軽減が求められている。本工法は現場での排気ガスゼロ、重機不要による騒音・振動の大幅削減により、特に自然公園内や文化財周辺、住宅密集地等の環境配慮が必要な地域での地質調査において優位性を発揮する。

(4)規制地域での許可申請の簡素化

国有林内での治山・砂防事業や、文化財保護法の適用を受ける埋蔵文化財包蔵地での地質調査において、機械式ボーリングでは広範囲の作業エリア確保とモノレール・足場設置のため、複雑で長期間を要する許可申請が必要であった。本工法では最小限の作業エリアで済むため、申請面積の大幅縮小により許可申請資料作成に係る作業を軽減でき、現場着手の早期化が可能となる。

5. まとめ

開発した軽量ボーリングマシンを道路トンネル坑内地質調査に適用し、以下の成果を得た：

1.緊急車両の通行幅を確保しながら地質調査を実現

2.無排気・低騒音作業により作業環境を大幅に改善

3.従来工法と比較して調査期間を40%短縮

4.機械式ボーリングと同等の高品質コア採取を実現

本技術は狭小空間での地質調査における新たな技術として、今後幅広い分野での活用が期待される。

6. 謝辞

本調査の実施にあたり、東日本高速道路株式会社の関係各位にご協力をいただいた。ここに記して感謝申し上げます。

《引用・参考文献》

1) 柴崎達也・高島誠・伴博史・氏家亨（2023）：開発した軽量ボーリングマシンによる浅層地盤の高品質コア採取事例、第58回地盤工学研究発表会発表講演集、13-11-2-01

【FE20】

ポータブル蓄電池を用いたボーリング技術

中電技術コンサルタント株式会社　○藤本　潤，山口　浩司
旭土質調査株式会社　　田﨑　弘俊，岩川　大志

1. はじめに

従来のボーリング技術[1)]は、原動機としてエンジン（軽油）を使用することが多い。そのため、閉鎖空間での排気ガスによる作業環境の悪化や住宅地・建物内等での排気ガス･騒音に対する苦情が懸念される。この場合には、原動機をモーターに変えることで排気ガスや騒音の対策としている。しかし、次にモーターを使用することで電源確保の問題が発生する。

本技術は、電源をポータブル蓄電池とすることで、電源確保の問題を解決し、排気ガスや騒音への対策を可能とした新たなボーリング技術である。

2. 従来ボーリング技術の課題

従来のボーリング技術において、原動機としてエンジンを使用した場合、以下の課題が挙げられる。

(1) 排気ガスの排出

ボーリングマシン稼働時には軽油を使用するため、排気ガス（二酸化炭素）が排出される。二酸化炭素は地球温暖化の原因の一つであり、全世界で排出削減が進んでいる。また、人体に有害であるため、閉鎖空間では使用できない。よって、閉鎖空間でボーリング調査を行う場合は排気ガス対策が必要となる。

排気ガス対策として、写真-1のように原動機にモーターを使用することが一般的であり、モーターの電源は開放空間に設置した発電機あるいは配電工事により確保する。しかし、前者は発電機使用のために二酸化炭素が排出されること、後者は工事費の負担や電気使用の手続きが必要となることが課題である。



写真-1 閉鎖空間（ダム監査廊内）での調査状況写真

(2) 調査時の作業音（騒音）

ボーリングマシン稼働時には作業音（騒音）が発生する。騒音による体調悪化が発生する場合もあるため、都市部や住宅地内でボーリング作業を行う場合、騒音に対する地域住民からの苦情が懸念される。

騒音対策として、写真-2のような防音シートによる作業音の低減を図ることが一般的である。しかし、作業音をゼロにすることは難しく、作業員の出入り等で一時的に作業音が大きくなることもあり、作業音の低減が課題である。



写真-2 住宅地での調査状況写真

3. 新技術紹介

従来技術における課題を新技術により解決することができた。新技術に使用した機器の一覧を表-1に示す。

表-1 新技術に使用した機器一覧表

使用機器	規　格
モーター	富士電機(株)製 MLU1107A 型（三相 200V, 2.2KW）
ポータブル蓄電池	荏原実業パワー(株)製 EJ-POWER AP500
インバーター	富士電機(株)製 FRN2.2C2S-2J 型を改良

新技術に使用したモーターは既製品である。三相200V電源の仕様であり、一般的な蓄電池（単相100V）は使用できなかった。そこで、単相100V から三相200V に変換できるポータブル蓄電池（2台）を使用した。

しかし、既製品のモーターとポータブル蓄電池をそのまま使用した場合、ボーリングマシンの回転数を制御できず、軟弱な地盤でのコア流出やジャミングによる掘削停止が懸念された。そこで、モーターの回転数を制御するインバーターを用いた。ただし、インバーターはボーリングマシンに適応していないため､本技術で改良した。新技術の使用・接続状況を図-1に示す。

新技術により、問題無くボーリングマシンを稼働させることができた。また、原動機がモーター・電源がポータブル蓄電池となったことで、排気ガス排出量ゼロや作業音の低下を可能とした。



ポータブル蓄電池(2 台)

↓

変換器（200V）



↓

改良した
インバーター



↓

モーター搭載した
ボーリングマシン
（新技術）

図-1 ポータブル蓄電池仕様

4. 新技術実績

新技術を用いてボーリング調査を実施した。調査内容は以下の通りである。

【新技術によるボーリング調査実績】

①オールコア（φ66mm，鉛直方向）：GL-30m
（礫混じり土砂 25m、岩盤（軟岩～中硬岩）5m）
②ノンコア（φ86mm，φ116mm，鉛直方向）：
GL-18～24m（礫混じり土砂のみ）
③標準貫入試験（1m 毎に実施）
④現場透水試験、⑤孔内水平載荷試験
⑥サンプリング（トリプルサンプリング）

写真-3に示す通り、ボーリングコアの採取状況は従来技術と同様である。また、各種原位置試験やサンプリングも問題無く実施できた。ただし、5インチのケーシング15本を挿入後にケーシング回転が困難となり、掘削限度が確認できた。この掘削限度は使用したモーターの出力限界と考えられる。





（上：礫混じり土砂，下：岩盤）

写真-3 新技術で採取したボーリングコア写真

5. まとめ

新技術は従来技術に比べて、以下のメリットが得られた。また、従来のボーリングマシンと同様にボーリングコアを採取できた。

【新技術のメリット】

①排気ガスの排出ゼロ
②作業音の低下（従来：80db，新技術：50db）[2)]
③電源確保のための発電機準備や配電工事および手続きが不要
④コスト縮減
（従来（軽油）：約450円，新技術（電気）：約200円/1日）

以上より、新技術はボーリング調査において非常に有用な技術であるといえる。そのため、本技術を新技術情報提供システム[3)]（NETIS 番号：QS-240025-A）にて登録した。 ただし、掘削限度が確認されたことや実績が少ないこと等、課題も抽出できたため、引き続き、改良を行っていく次第である。

6. 謝辞

新技術の開発にあたり、共同開発会社である旭土質調査株式会社には多大なる尽力を賜った。また、弊社上長の協力ならびに開発費の支援をはじめ、多くの関係者から力添えを受け、本技術を開発することができた。開発に携わった全ての関係者に対し､深く感謝の意を表する。

《引用･参考文献》

1) 地盤調査の方法と解説（2013）：公益社団法人地盤工学会.
2) 環境展望台 全国環境研会誌 34巻4号（2009），全国環境研協議会
3) NETIS ホームページ，
https://www.netis.mlit.go.jp/netis/input/pubsearch/search.

バイオ製剤と掘削除去を併用した土壌浄化事例

日本物理探鑛株式会社　○古賀 文晴、伊藤 明、芳賀 紀行、植山 隆義
株式会社バイオレンジャーズ　鴻野 雅一、 岩橋 さおり

1. はじめに

土壌汚染対策法に指定されている有害な物質は、地下水、土壌中に留まり易い性質がある。特にジクロロメタンのような揮発性有機化合物は、地下水に溶け出すと地下深くまで浸透し、汚染が広がる可能性がある。地下深くまで浸透した揮発性有機化合物による汚染除去工事の費用は高額となる場合が多い。本調査・浄化工事は、工場跡地において、地下タンク内とその周辺に確認された揮発性有機化合物を含む汚染物質を掘削除去とバイオレメディエーションを併用し汚染を除去したものである。その際、浄化工事による経済的負担を低減することに成功したため、事例を報告する。

2. 汚染の状況

2.1 調査結果

図-1に調査位置関係図を示す。調査はA、Bの2区画において特定有害物質全項目について実施し、下記の汚染が検出された。併せてノルマルヘキサン含有量試験（油）を実施した。

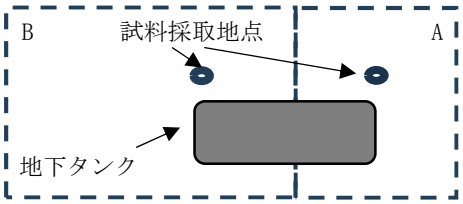


図-1　調査位置関係模式図

(1)　Aにおいては深度4～5mにジクロロメタンの汚染、深度1mにふっ素の汚染が確認された。確認されたジクロロメタンの濃度は基準値の2～3倍程度であり、ふっ素は基準値をわずかに超過する程度であった。また、ノルマルヘキサン含有量試験により、深度2mにおいて油汚染が確認された。

(2)　Bにおいては深度0～4mにおいて、最大で基準値の約200倍となるジクロロメタンの汚染が確認された。ふっ素、油の基準値を超えた汚染は確認されなかった。

(3) A区画 G.L-2.2m、B区画 G.L-1.8mで採取された地下水については、どちらも基準値を超過する汚染は確認されなかった。

2.2 対策工法の選定

以下条件を踏まえ、対策工法を検討した。

(1) 周辺に主要道路、駅があり、交通量が多い。

(2) 調査地の開発まで、10か月程度の余裕がある。

(3) 工事にかかる費用は可能な限り抑えたい。

(4) 地下水位がG.L-2.0m付近にあり、掘削時には汚染水の処理対策が必要となる。

以上条件に基づき、掘削除去とバイオレメディエーション併用の2工法について検討した。バイオレメディエーションとは、微生物や菌類、植物の作用により揮発性有機化合物や油汚染を分解し、除去する技術である。

(1) 掘削除去案

Aは深度6mまで、Bは深度5mまで掘削除去を行う。

長所は、対策工事期間が短い。短所は地下水位が高く、山留工事、水処理が必要なため工事費が高くなる。

(2) 掘削除去+バイオレメディエーション併用案

A は深度0.5～2m までふっ素の汚染があるため掘削除去、深度2～6m まではバイオレメディエーションによる原位置浄化、B は深度0～5m までバイオレメディエーションによる原位置浄化を行う。

長所は、全てを掘削除去するより経済的であり、バイオレメディエーションにより油汚染も併せて浄化できる。短所は浄化に半年程度の期間が必要である。

掘削除去案、併用案の工事費を概算した結果、併用案が掘削除去案より約50%の費用の削減ができることが分かった。[1)]本工事では併用案を採用した。

3. 対策工事

3.1 トリータビリティ試験

バイオレメディエーションによる浄化は、対象地の地質条件により処理可能か否かが決まる。本試験では、事前に調査地の土壌を用い、バイオ製剤による処理が可能か判定することを目的とした。

(1) 使用材料と添加量

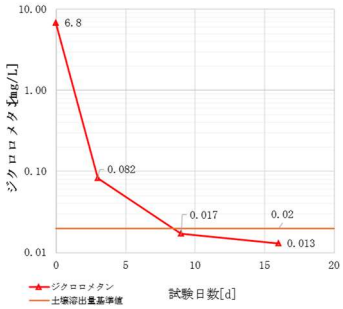
使用した材料と添加量を表-1に示す。

表-1　材料及び添加量

材料	添加量	添加量（/m³）
試験対象土壌	1.5 kg	
複合バイオ製剤テラザイム	1.80 g	2.0 kg
複合バイオ製剤フォーミュラCL	0.18 g	0.2 kg
栄養剤	1.80 g	2.0 kg
必須元素水溶液 (10倍希釈液)	450 μl	原液50 ml

(2) 試験結果

ジクロロメタンの土壌溶出量の推移を図-2、全微生物数の推移を図-3 にそれぞれ示す。



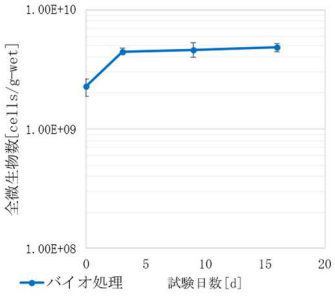


図-2 ジクロロメタン土壌溶出量　　図-3 全微生物数の推移

トリータビリティ試験用に新たに採取した土壌試料には基準値の約 340 倍となる 6.8mg/L のジクロロメタンが検出されたが、3 日後には 0.082mg/L まで減少、9 日後には 0.017mg/L となり、土壌溶出量基準を満たした。また、16 日後には 0.013mg/L まで低減した。全微生物数は、初期値と比較し、3 日後には約 2 倍に増加した。土壌の pH は試験前 8.4、3 日後 8.2、9 日後 8.2、16 日後 8.2 で安定しており、微生物の増殖に影響はなかった。

3)有効性の判定

全微生物数の増加とともにジクロロメタンの減少が確認されたため、使用したバイオ製剤による土壌の処理は可能であると判定するとともに添加する薬量を決定した。

3.2 バイオレメディエーション

対策工事は、掘削除去とバイオレメディエーションの併用で実施した。最初にジクロロメタンと油をバイオレメディエーションにより浄化した。A については、ジクロロメタン浄化後にふっ素で汚染された0.5m～2.0m の土壌を掘削除去し、指定の処分場において適切に処理を行った。また、表層部は角礫を多く含み、かなり固いため、ランドファーミングにより浄化工事を行った。

(1) 薬剤注入

土壌の掘進には、打撃式ボーリングマシンを用いた。A は最大深度6m まで、B は最大深度5m まで掘進した。その後、高圧ポンプにより、孔内に薬剤を注入した。

（写真-1）　薬剤注入状況

対象地区の地盤が軟弱の場合、薬剤注入作業時に空洞が発生する恐れがある。本工事は対策工事が終わり次第建物の建設が予定されていた。そのため、空洞発生の可能性を軽減するために、通常用いるポンプより弱い出力のポンプを選定した。その際、薬剤を均等に浸透させるために、攪拌中の薬剤を、各孔最大深度から注入を始め、注入量が規定に達したら注入を停止し、0.2m 引き上げ、再度注入を行った。この工程を繰り返し、G.L-1.0m まで注入作業を行った。引上げ間隔0.2m は、調査地の土質と経験値から設定した。

(2)ランドファーミング

表層においては、土壌が固結しており、薬剤の噴霧効果が減少する恐れがあるため、ランドファーミングを採用した。バックホウにより、G.L-1.0m まで土壌攪拌行い、ホースで表層に薬剤を散布、攪拌を繰り返した。



写真-1 薬剤注入状況

3.3 掘削除去と汚染拡散防止

A はふっ素が基準値を超過しており、深度2.0m までの掘削除去が必要であった。H 型鋼による親杭横矢板で山留した後、深度2m までの土壌を搬出した。この工事は、建築基礎工事と合わせて実施し、効率化を図った。

掘削時に発生した滲出水は、別途ノッチタンクに貯め、汚染の拡散を防止するためパックテストによりふっ素の汚染がないことを確認した後、下水に放流した。

4 まとめ

全ての工程を終了したのち、1か月後、2か月後において再度土壌、地下水を採取し、分析した結果基準値を超過する汚染は検出されなかった。

トリータビリティ試験を行うことにより、適切な薬剤とその分量が選定されさらに、土壌注入とランドファーミングを併用することで当初半年を想定していた浄化期間が、わずか1か月という短い期間において効率的な土壌浄化ができたと考える。土壌汚染対策工事は、発注者の要望や施工条件に応じて様々な工法を選定する必要がある。現状では、掘削除去による土壌汚染の除去実施措置が最も多い[2]が、土壌汚染対策工事費が土地価格の20～40%を超えると土地売買が不成立になる場合が多い[3]。発注者の経済的負担を軽減するために、施工条件の中で実施可能なより良い工法を提案することが重要である。

《引用･参考文献》

1) 環境省 (HP、2025、5、15閲覧)：対策工事費と土地売却額との関係の試算
https://www.env.go.jp/houdou/index.html
2) 環境省 (HP、2025、5、16閲覧)：令和5年度土壌汚染対策法の施工状況及び土壌汚染調査･対策事例等に関する調査結果　https://www.env.go.jp/press/
3) 環境省　(HP、2025、5、16閲覧)：土壌対策工事の現状と課題　　https://www.env.go.jp/press/

重金属封じ込め盛土周辺で生じた鉛の基準値超過の原因分析事例

川崎地質株式会社　　○町田　悠輔，米田　英治，佐藤　祥昭，若林　将暉

1. はじめに

建設工事で発生する岩石・土壌は、盛土や埋土の材料として有効活用が推進される中で、自然由来のヒ素や鉛などの重金属等を含む問題があり、土壌汚染対策法の適用外である岩砕（掘削ずり）の対策手法の標準化が進められてきた。一般的に、重金属を含む岩石・土壌に対して封じ込めや不溶化等の対策を施した盛土へは、効果確認の地下水モニタリングが実施される[1)]。

本稿では、重金属封じ込め盛土周辺の水質モニタリングにより、鉛の基準値超過が観測された地域に対し、基本的な水文調査による地下水解析から、同位体分析による起源の確認調査を実施し原因分析を試みた事例について報告する。

2. 調査背景

図-1に対策盛土と周辺井戸の位置関係を示す。本業務の契機は、2023年9月の水質モニタリング調査であり、2箇所の井戸で鉛が基準値を超過（観井⑪：0.017mg/L、民井⑳：0.011mg/L）し、その後に民井⑧で超過（0.028mg/L）が確認された。民間井戸での基準値超過は初めての事象であった。（※井戸名の記載は、民間井戸を「民井」、対策盛土周辺の観測井戸を「観井」と表記する。）

対策盛土は2013年7月頃に造成され、重金属含有土（ヒ素）をベントナイト混合土＋遮水シート（二重）により封じ込めている（図-1）。盛土材は、隣接するトンネル掘削工事で発生した結晶片岩類から成る。なお、鉛は事前のスクリーニング調査により基準値以下と評価されており、かつ、非酸性土である。

ここに、盛土施工後10年経過後に、地下水モニタリングにてヒ素ではなく鉛の基準値超過が確認された事象に対し、対策盛土との因果関係が懸念された。

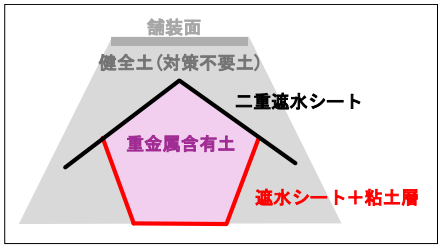


図-1　封じ込め盛土の構造

調査目的	調査項目
地下水位の経時変化 地域の地下水位状態	地下水位測定
水質の経時変化図 地域の地下水位状態	地下水質測定（pH、EC、鉛、ひ素） イオン分析　酸化還元電位測定
盛土周辺地盤の地質構造 地下水位コンター図精度向上	ボーリング調査 観測井戸追加設置
平水時及び降雨時 地下水流動過程の解明	自記計設置（水位、pH、EC）
健全土盛土評価 健全土浸出水の影響有無	土研式雨水曝露試験 全含有量試験　短期溶出試験 酸性化可能性試験
民井⑧、⑳周囲　調査・評価 盛土と民地井戸間の関係性調査	井戸追加　　流向流速測定 自記計設置（水位、pH、EC）
民井⑧、⑳　鉛の由来判別	放水量調査　同位体分析

図-2　調査目的と項目

3. 調査結果

(1) 水理地質構造と地下水流向

図-2に本調査の目的と実施した項目を示す。対策盛土周辺で観測井戸増設のためのボーリング調査を行い、併せて既往調査を含めた地質縦横断図を作成して、盛土付近の地質構造を把握した。対象地は黒色・緑色片岩類を基盤に、高位～低位の段丘堆積物（玉石・砂礫）が覆う。地下水は基盤と中位～低位段丘堆積物との境界付近を流下している。

盛土周辺の地下水流向は、図-3に示すコンター図より、通年で西南西⇒東北東を示す傾向である。また、観井④、⑤で実施した流向流速測定により、盛土西側は西⇒東の流下傾向を示した。図-4より、主要井戸に設置した自記水位計による観測の結果、豊水期（豪雨時）に地下水位の大きな変動は確認されるものの、各井戸間（民井⑧、⑳周辺）の水位高低に逆転は認められない。従って、盛土側から民地側への地下水の供給の可能性は低いものと推察される。

(2) 水質分析（イオン分析）

各種水質分析結果の経時変化を図-5 に示す。水素イオン濃度（pH）は、民井⑧で弱酸性、民井⑳で中性の傾向を示す。鉛の検出と pH 値に明瞭な相関は認められない。電気伝導率（EC）は、民間井戸で一般的な地下水の範疇にあるが、観測井戸では管理基準値（30mS/m）を超える値も多く見られ、盛土側と民地側では、溶存イオン量の傾向に差異がある。

鉛濃度は、民井⑧は当初最大 0.028mg/L で検出されたが、その後は比較的低濃度で推移し 2024 年 7 月以降で

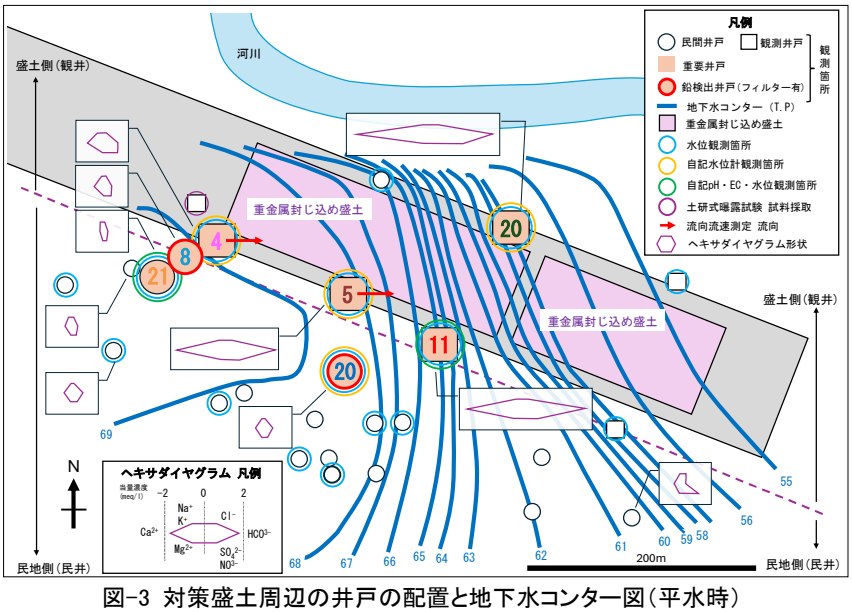


図-3　対策盛土周辺の井戸の配置と地下水コンター図（平水時）

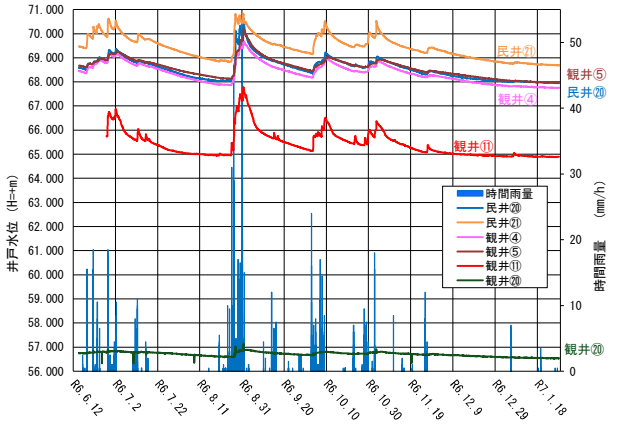


図-4 地下水位経時変化図

再び基準値超過の傾向を示した。民井⑳において、基準値超過後は定量下限値程度で推移している。なお、ヒ素については民井の何れも基準値超過は認められない。

一方、観井⑪等の盛土側の観測井戸では、採水時の確実なパージとろ過処理により定量下限値未満となった。そのため、観測井戸における鉛の検出は井戸内滞留水に含まれる濁質に起因したものと推察される。

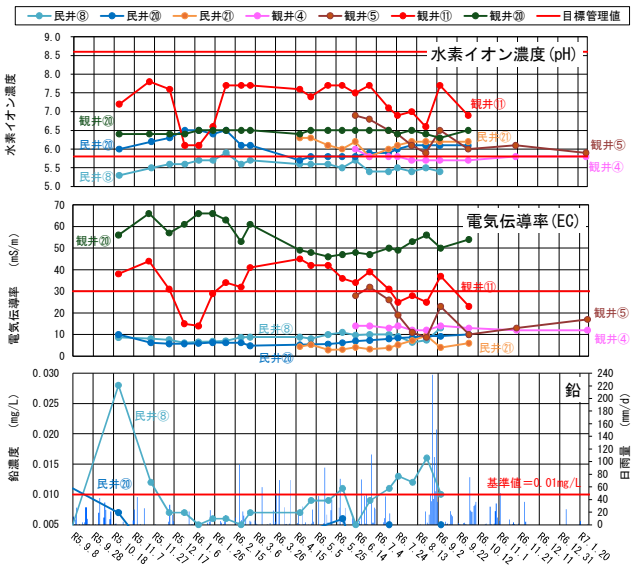


図-5 水質分析結果

水質の化学的性質を把握するため、イオン分析を行った結果、盛土側と民地側ではヘキサダイヤグラムの姿形に明らかな差異が見られる（図-3）。このことは、盛土側と民地側の水質が異なることを示唆している。また、盛土側と民地側の境界にあたる観井④は、民地側からの地下水供給が主であると推察される。

(3) 盛土材の溶出特性

封じ込め盛土外部の健全土盛土からの浸出水による影響が懸念されたため、対策不要土にてボーリングを実施し、コア試料や近隣露頭試料を対象に全含有量試験を実施した。健全土盛土と自然地盤での鉛の含有は普遍的に確認されるものの、何れも一般的な濃度であった。併せて、ボーリングコア試料を用いた土研式雨水曝露試験を実施し、長期溶出特性を確認した結果、酸性水の発出、及び鉛の検出は認められなかった。従って、健全土盛土が鉛の検出原因である可能性は低いと評価された。

(4) 鉛の放水濃度調査と同位体分析

鉛の基準値超過が確認された民井⑧、⑳において、蛇口から出た初期水と 100L 程放水した水試料を採水し、鉛の分析を複数回実施した（表-1）。民井⑧の初期水は 0.3mg/L 以上と高濃度を示すものの、放水後は基準値付近まで低下した。また、民井⑳は定量下限未満であった。いずれも初期水数値＞放水後数値となり、鉛は井戸に起因したものである可能性が示唆された。

表-1 初期水と放水後の鉛濃度（mg/L）

	実施回数	1回目	2回目	3回目	4回目
井戸名	民井⑧ 放水後	0.012	0.016	0.010	欠測
	民井⑧ 初期水	0.32	0.33	0.34	欠測
	民井⑳ 放水後	<0.005	<0.005	0.005	<0.005
	民井⑳ 初期水	<0.005	0.007	0.015	0.015

赤字：基準値超過

鉛は同位体分析で起源を推定できる [2]。盛土材（健全土部）と盛土周辺地盤、及び民井⑧、⑳の採水試料における鉛の同位体分析の結果、民間井戸の地下水は人為由来による可能性が高いことが示唆された（図-6）。民間井戸での鉛の超過原因は、井戸配管等の取水設備の腐食等が考えられる。今回は密閉井戸であり、井戸内部の詳細は不明である。

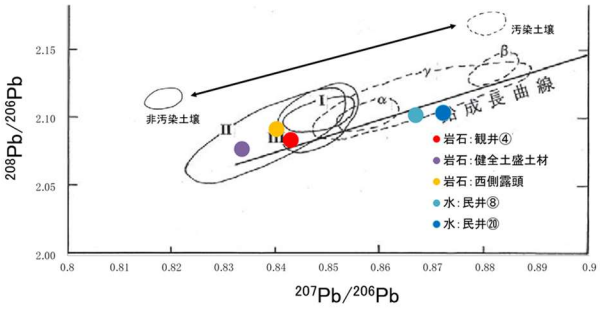


図-6 鉛同位体比の散布図と由来判別 [2]を改変

4. 考察

調査結果を総合的に判断すると、民間井戸の鉛の基準値超過は対策盛土に起因したものではないと評価される。すなわち、民地側井戸の地下水の流向や水質は盛土近傍と異なる可能性が高く、また、基準値超過井戸における詳細調査の結果、個々の井戸の要因により生じた可能性が高いものと推察された。

《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（2023 年版）（2023）：（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.

2) 島田允堯（2014）：自然由来重金属と環境汚染応用地質学・地球化学的データバンク，p.37，愛智出版.

地下水汚染の揚水対策における揚水位置の選定について

興亜開発株式会社　　平川　飛樹

1. はじめに

土壌・地下水汚染の原位置浄化手法の一つである原位置抽出のうち，地下水の揚水対策（以下，地下水揚水）は，地下水汚染の除去方法として広く用いられている．揚水に用いる井戸は，特定有害物質の濃度がより高い場所付近（地下水汚染の中心付近）に設置することにより除去の効率を向上させることができる[1)]．措置の対象物質が第一種特定有害物質の場合，汚染源が地下水中を移動することにより特定有害物質の高濃度地点の場所が変化し，適切な位置に揚水井戸を設置できない可能性がある．従って，対策直前の対策範囲における特定有害物質の平面分布は，地下水揚水を効率良く進めるために必要な情報である．

本事例は，土壌汚染状況調査で把握された汚染状況を基に地下水揚水を実施したものである．揚水井戸の設置位置の選定にあたり，特定有害物質の平面分布を想定するための調査を補助的に実施した．本報告では，地下水揚水の実施状況を報告すると共に，対策前に実施する調査の重要性について考察する．

2. 既往調査結果及び追加調査概要

クリーニング店跡地において，使用が廃止された有害物質使用特定施設に係る工場または事業場の敷地であった土地の調査（以下，法第3条第1項本文調査）を実施した．調査対象地面積は464.78㎡であり，全6区画で構成される．法第3条第1項本文調査及び対策範囲確定のための詳細調査の結果，テトラクロロエチレンの土壌溶出量基準の超過及び地下水基準の超過が確認された．土壌溶出量基準の超過は3区画であり，いずれも地下水以浅（不飽和部）に認められた．地下水基準の超過は，No.1区画でのみ確認された．表-1に対象地の汚染状態を示す．この3区画は要措置区域に指定された．

表-1　土壌汚染状況調査結果（テトラクロロエチレン）

区画名	土壌ガス濃度 (volppm)	土壌溶出量 深度(KBM-m)	土壌溶出量 濃度(mg/L)	地下水濃度 (mg/L)	地下水位 (KBM-m)
No.1	1.9	0.05	**0.78**	0.032	1.66
		0.50	**0.13**		
		1.00	0.039		
		1.50	0.60		
		2.00	0.001		
No.5	1.1	0.05	0.016	<0.001	1.52
		0.10	<0.001		
No.7	0.4	0.05	<0.001	0.004	1.54
		0.50	**0.14**		
		1.00	0.025		
		1.50	0.016		
		1.60	<0.001		

青文字…第二溶出量基準超過
赤文字…溶出量基準超過，地下水基準超過

区域指定後，No.5区画及びNo.7区画の基準不適合土壌については掘削除去を実施し，区域指定が解除された．No.1区画の基準不適合土壌については掘削除去を実施し，地下水汚染については地下水揚水を実施することとした．掘削除去後までの状況を図-1に示す．

掘削除去後まで，区画内の汚染の平面分布は明らかではなかった．対策にあたり，No.1区画内のテトラクロロエチレンの平面分布を把握し効率の良い揚水計画を検討するために，追加調査を実施することとした．

追加調査は，対象区画を細分して土壌ガス調査を実施した．単位区画の縦辺と横辺に等間隔で2本ずつ線を引き，単位区画を9等分し各エリアについて土壌ガス濃度を測定した．図-2に追加の土壌ガス調査の地点図を示す．

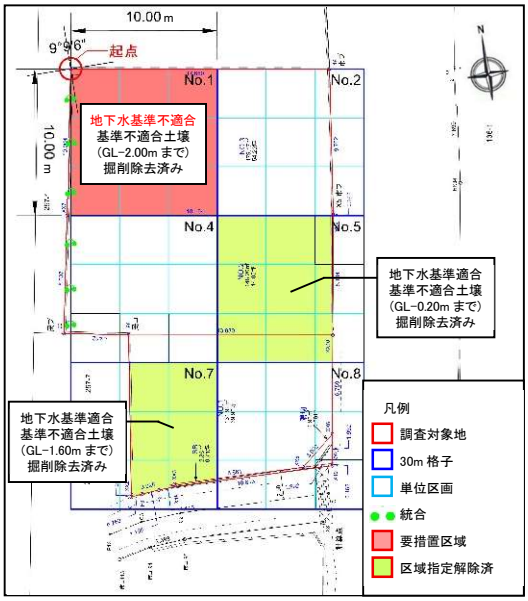


図-1　対象地（掘削除去後）

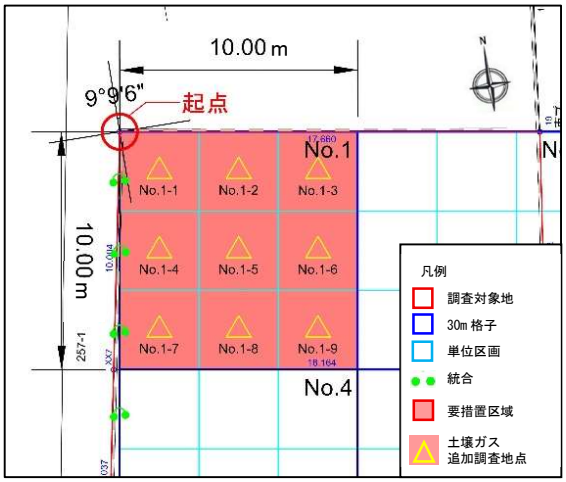


図-2　土壌ガス追加調査地点図

3. 土壌ガス追加調査結果

追加調査の結果，要措置区域内のテトラクロロエチレンの平面分布を把握することができた．テトラクロロエチレンは全地点で検出され，最も検出値が高かった地点

は No.1-5地点で87volppm であった．また，濃度分布は No.1-5地点を中心に広がっており，汚染の中心が複数確認されることはなかった．図-3に土壌ガス追加調査結果を示す．追加調査の結果から，テトラクロロエチレンの濃度が最も高かったエリアの中央（No.1-5地点）に揚水井戸を設置することとした．

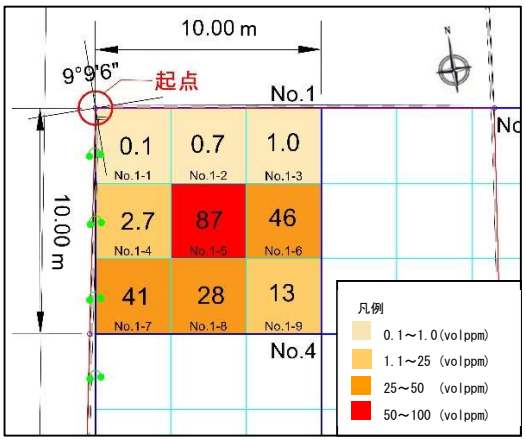


図-3 追加調査結果

4. 地下水揚水結果

追加調査の結果から， No.1-5地点の中心に径100φの揚水井戸を設置し，地下水揚水を実施した．図-4に地下水揚水設備の構造を示す．

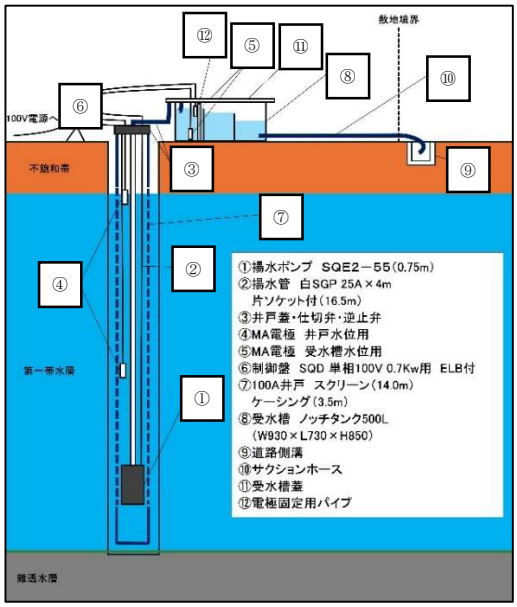


図-4 地下水揚水設備

揚水井戸の下端深度は難透水層の直上とした．地下水揚水は1.8㎥/h の流量で実施し，揚水した地下水は，ノッチタンク内で活性炭吸着処理後，市の排水基準以下であることを確認し下水道へ放流した．

地下水のテトラクロロエチレンの濃度の確認は，揚水井戸から地下水の下流方向4m 地点に設置した観測井戸で実施した．揚水井戸及び観測井戸の位置図を図-5に示す．地下水揚水の結果，当初は地下水基準の21倍の基準超過が確認されていたが，日数経過と共に段階的に濃度が低下し，揚水開始から77日で地下水基準以下となった．現在は措置の効果の確認のための2年間モニタリング中である．地下水揚水の結果を図-6に示す．

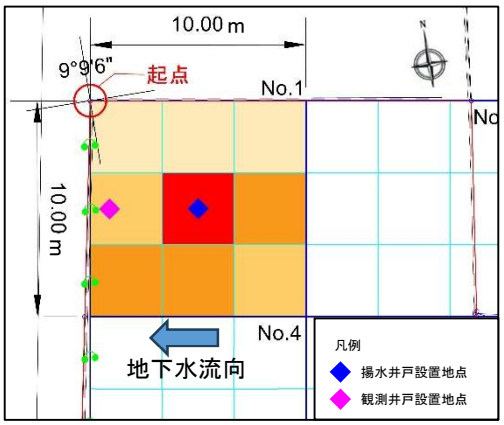


図-5 観測井戸及び揚水井戸位置図

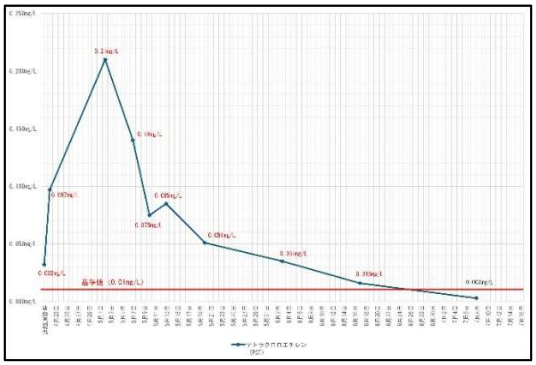


図-6 地下水揚水結果

5. まとめ

地下水揚水を実施する前に特定有害物質の濃度把握のための調査を実施し，揚水井戸の設置地点を選定することで，効率的に原位置抽出を実施することができた．地下水揚水についての環境省の報告[2]によると，特定有害物質の地下水中の移動特性及び詳細調査時から地下水揚水開始までの時間経過により，特定有害物質の高濃度地点の場所が変化し，適切な位置に揚水井戸を設置できず，地下水揚水の期間が長期間化し浄化費用が増加するケースが確認されている．地下水揚水等の対策を実施する際に，対策の規模や内容に応じて対策の対象を絞り込むことは，対策を効率良く進めるために必要な情報であると考えられる．

《引用・参考文献》

1) 土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン（改訂第 3．1 版）(2022)：環境省，pp．585

2) 環境省：参考資料 11 地下水汚染のメカニズムと汚染事例 https://www.env.go.jp/water/chikasui/brief2012/manual/div-ref-11.pdf（最終閲覧日 2025．5．30）

効果的に油汚染範囲を把握するための調査方法事例

㈱セイコー　　○原田 輝光，黒田 憲介，村嶋 光明，久保田 勝彦，古賀 淳貴，槙 幸祐

1. はじめに

新設工場増築工事の基礎構造設計に必要な地盤データを得るためのボーリング調査を実施した際に土壌中に油汚染が発覚した．対象地は，現在更地であるが昭和初期から工作所として利用されており，油を使用した業態であることは推測できたものの，土地利用は昭和以前からと古く，油汚染漏洩原因については不明であった．新設工事の基礎形式は，支持杭，深層混合処理工法の採用が考えられていた．しかし，油汚染の分布範囲が不明確であるために支持杭の場合は，不透水層（粘性土層）を貫通することによる下位層への油汚染拡散のおそれがあること，深層混合処理工法では油を含有した土壌を改良することから油汚染濃度に応じた配合量を設定する必要が生じることが問題となった．それに加えて期間の制約もある中，迅速かつ効果的に油汚染範囲を把握することが出来た調査方法について，調査結果と共に紹介する．

2. 調査方法

調査方針を決定するために図-1に示す手順フローに従い行った．なお，今回は，鉱油類を対象としており，種類としてはガソリン，灯油，重油等の燃料油と機械油，切削油等の潤滑油が挙げられる．油には環境基準がないものの油の揮発成分の総量（全炭化水素）を測定し推定した．

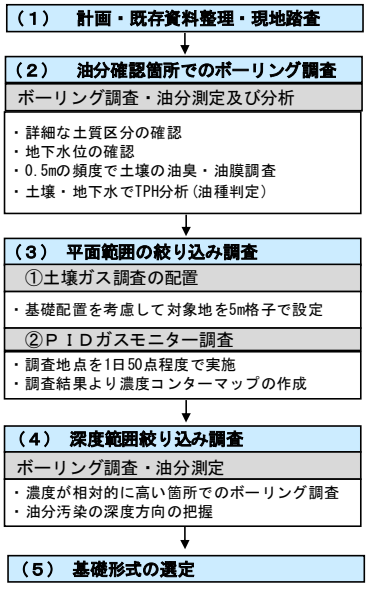


図-1 手順フロー

(1) 計画・既存資料整理・現地踏査

現地にて工事関係者及び土地所有者から油汚染が確認された経緯や過去の土地利用について聴取を行った．また，現地で地質調査結果やボーリングコアの確認及び地質調査箇所や周辺状況を現地踏査にて確認した．

(2)油分確認箇所でのボーリング調査

対象地の油汚染が確認された地点でボーリング調査を行い，表-1に示すように詳細な地層区分や地下水位の確認を行った．また、油分測定は，採取されたコアで深度ごとに油臭・油膜測定を実施した．測定結果より油分濃度が高い2深度と帯水層直下1深度の計3深度で油種の同定を行うために TPH 試験を実施した．表-2に示すTPH試験結果から油種は，残油・軽油・A重油であることが判明した．

表-1 地層層序一覧及び油臭・油膜測定結果表

地層名	層厚	深度	油臭・油膜測定
B；盛土（礫混じり砂）	0～0.30m	0.15m	無
Ac；沖積砂質土	0.3～5.0m	0.5m 1.0～4.0m 4.5～5.0m	無 有 無
As；沖積砂質土	5.0～7.0m	5.5～7.0m	無
地下水		GL-2.2m	有

表-2 TPH 試験結果

地点名	深度(m)	TPH(mg/kg・dry)		
		C_6～C_{12}	C_{12}～C_{28}	C_{28}～C_{44}
No.1	2.2	定量下限値未満	3190	2030
	3.0	定量下限値未満	420	320
	5.0	定量下限値未満	定量下限値未満	定量下限値未満
定量下限値		50		

(3)平面範囲の絞り込み調査

①土壌ガス調査の配置

配置方法は，通常の土壌汚染対策法に準じた10m 格子の中央に採取地点を配置した場合は，基礎部の配置箇所が精度良く捉えられない．よって，図-2に示すように，基礎配置を考慮しピッチを細かく5m 格子に設定した．

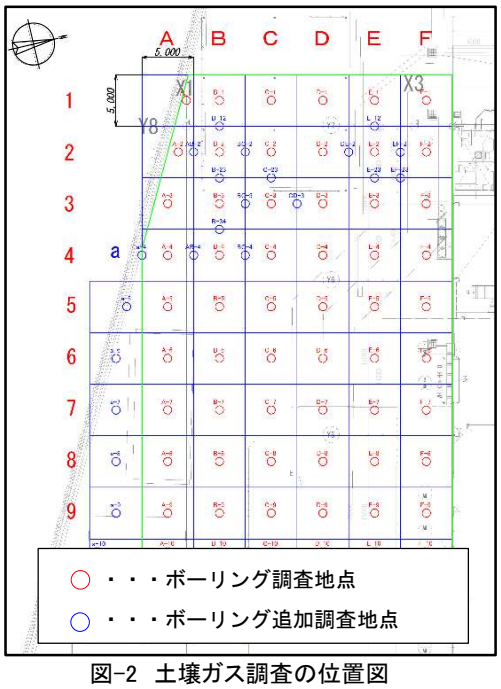


図-2 土壌ガス調査の位置図

②PID ガスモニター調査

PID ガスモニターを用いると揮発性有機化合物(VOC)や炭化水素(今回は油種判定より残油・軽油・A 重油)などの高濃度(測定範囲が0.1～15,000ppm)に汚染された地域においても,図-3に示すような手順により短時間で濃度値を測定できる.その結果,多地点(1日50点程度)のデータを短期間で収集し,汚染濃度分布を早期に精度よく把握できた.



図-3 PID ガスモニター作業状況

調査対象地で測定した PID ガスモニター測定結果を基に図-4に示す濃度等高線分布図を作成した.測定結果より,対象地全体において相対的に濃度が高い4箇所が確認された.

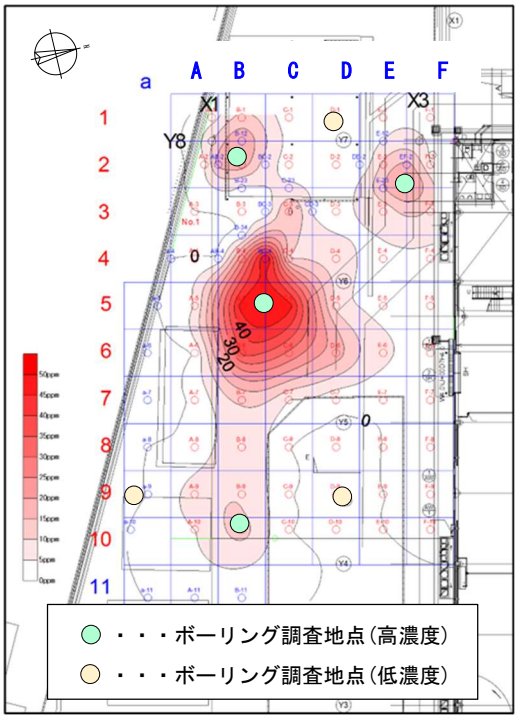


図-4 濃度等高線分布図

(4)深度範囲絞り込み調査

濃度等高線分布図より濃度が相対的に高い4箇所と濃度が低い3箇所の計7箇所で深度方向のボーリング調査を行った.掘削は,油汚染が拡散しないように泥水を使用しない打撃式による自走ボーリングで実施した.なお,ボーリング掘り止め深度は,油臭・油膜が無い深度を2深度確認した深度までとした.調査結果より沖積粘性土(不透水層)以深の油汚染の拡散は,確認されなかった.

(5)基礎形式の選定

当初の基礎形式の選定では調査結果より基礎形式が支持杭,深層混合処理工法の2工法の採用が考えられた.しかし, ボーリング調査より油汚染は,深さ方向が概ねGL-1.0～-4.0m までの汚染範囲であることが判明したことから,図-5に示すように仮に支持杭であった場合は,不透水層を貫通し,油汚染が下層に拡散するリスクがある.よって,油汚染拡散を考慮し改良材を吐出しながら地盤改良を行う深層混合処理工法が選定された.なお,対象地は沖積層の低地からなり地下水の流速は遅く,周囲(対象地外)への汚染は確認されていない.

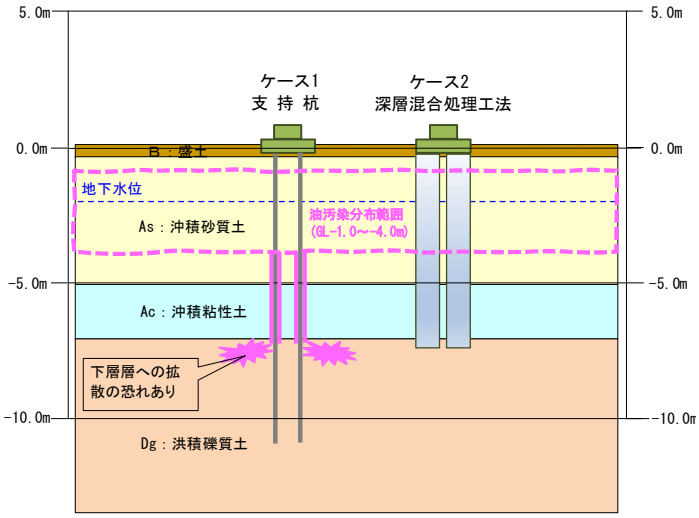


図-5 対象地の地層想定断面図と基礎形式想定図

3. おわりに

油汚染の問題は,土壌汚染対策法とは異なり基準値がなく評価することが非常に困難な場合もある.今回の事例のように建設工事において油汚染や地下水汚染の可能性が当初より予見できず,工事着手後に汚染が判明する場合がある.このような汚染については,浄化等による汚染の除去措置の実施が望ましいが規模,事業の緊急性や期間・費用等の制約から早期かつ効率的に汚染範囲を特定することが望まれる.よって,今回のような TPH 試験と PID ガスモニター調査をハイブリッドで使用することで油汚染の濃度等高線分布図を作成し精度の高い分布状況を早期かつ的確に捉えることができた.しかし,油分濃度の高い地点,低い地点でボーリング調査を実施しているが,部分的に平面濃度分布が高い箇所が深度方向においても必ずしも濃度が高い結果が得られなかった.このような事象について今後は,平面分布と深度分布の相関関係が得られるような調査方法を開発していきたい.

《参考文献》

1) 油汚染対策ガイドライン：中央審議会土壌農薬部
2) 土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン(改訂第3.1版)：環境省 水・大気環境局
3)(社)地盤工学編：地盤調査の方法と解説 2013.3

関東地域の軟弱地盤に対する配合試験事例

大日本ダイヤコンサルタント株式会社　○田中　陸登

1. はじめに

軟弱地盤上に構造物を施工するにあたって、安定・沈下・変形の様々な課題に対する対策方法として地盤改良工法が選定されることがある。軟弱地盤対策として地盤改良を行うにあたって、改良強度や六価クロムの溶出を確認するために、施工前に配合試験が実施される。

地盤改良を実施するうえで必要となる配合試験ではあるが、工事おいて実施される場合や、詳細設計で必要強度が決定してから実施されるケースが多く、地質調査結果、地下水調査結果、水質調査結果などと比較すると公開されている事例として非常に少ない状況である。

本発表では、関東地域の軟弱地盤に対して配合試験を実施した事例を紹介する。

2. 配合試験の概要

(1) 実施項目

配合試験の条件は表-1 に示すように設定し､改良強度の評価は一軸圧縮試験によって行った。また、改良土から、条件によっては六価クロムが溶出するおそれがあるため、六価クロム溶出試験を実施した。配合試験の項目については表-2に示す。

表-1　室内配合試験の試験条件

項目	数量	内容
改良材	2種類	高炉セメントB種 特殊土用セメント
添加量	3配合	100、200、300 kg/m3 ※一部試料については100, 200, 250kg/m3で実施
養生機関	2材例	7日、28日
水セメント比	-	W／C＝100%

表-2　室内配合試験の項目[1)]

項目	規格	内容
供試体作成	JGS0821-2009	-
一軸圧縮試験	JIS A 1216	-
六価クロム溶出試験	環境省公示46号溶出試験(H3/8/3)	土壌環境基準0.05 mg/L 以下

(2) 対象となる地層

配合試験の改良土は沖積層の第一粘性土層（Ac1層）のシルトとし、A～F の全6か所で実施した配合試験結果の事例を基に比較、検討を行った。いずれの実施箇所も河川沿いの低地に該当する。

配合試験を実施した各箇所の地盤特性について、室内土質試験結果を表-3に示す。

表-3　配合試験実施箇所の地盤特性

改良土 土質名称	A シルト	B 砂質シルト	C シルト	D 砂混じりシルト	E シルト	F シルト
自然含水比 wn (%)	61.8	52.2	49.1	94.8	42.2	62.4
湿潤密度 ρt(g/cm3)	1.628	1.687	1.830	1.724	1.785	1.610
細粒分含有率 F_C (%)	94.6	84.7	-	-	97.8	99.5
強熱減量Li (%)	-	5.3	5.8	10.6	5.1	8.8
pH 試験	-	7.4	6.3	6.1	8.0	6.4

3. 一軸圧縮試験結果の事例

材例28日における一軸圧縮試験結果を図-1、図-2に示す。各箇所の地盤特性は概ね類似しているが、試験結果による一軸圧縮強度には箇所毎にばらつきがみられたため、一軸圧縮試験結果と改良土の地盤特性との関係について検討した。

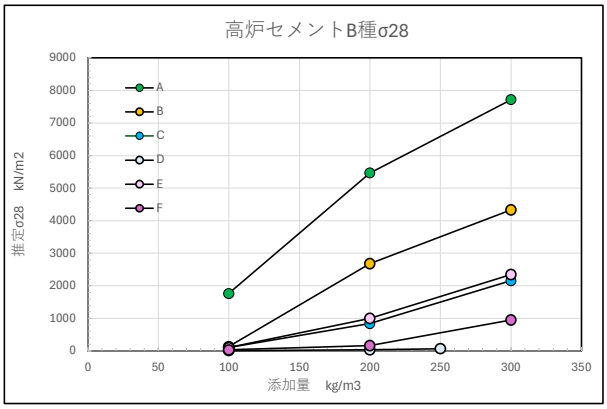


図-1　材齢28日における一軸圧縮試験結果（高炉セメントB種）

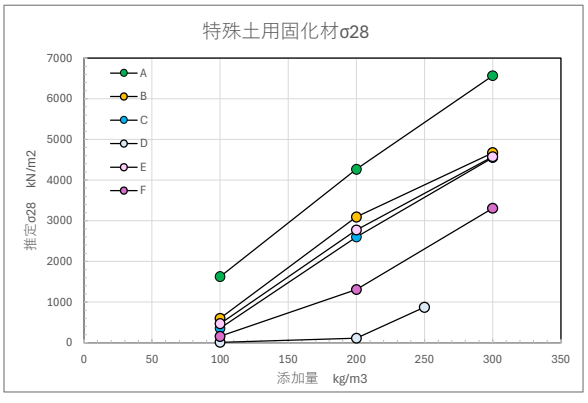


図-2　材齢28日における一軸圧縮試験結果（特殊土用セメント）

土の pH は、鉱物組成のほかに土中に存在する無機塩類や有機物の種類や量で変化する。pH が4～5を示すような酸性土はセメント系固化材で改良しても水和硬化反応が阻害され十分な強度発現が得られない場合がある[2)]。

B～F の事例では pH の範囲は6.1～8.0であり、pH の観点からは水和硬化反応の阻害は低いと考えられる。土の懸濁度試験を実施した5種の改良土のうち、最も pH の値が大きかった改良土 E は改良土 B よりも一軸圧縮強度が小さい結果となった。改良土の懸濁度と室内配合試験の一軸圧縮試験結果との相関は明瞭ではなかった。

また、土の水分量による影響として、一般的に含水比が高いとセメント系固化材により、固化した土の改良強度は小さくなるとされている[2)]。改良土 D は本事例のうち一軸圧縮強度が最も小さい。自然含水比が94.8%と高いために、強度発現が低くなったものであると考えられる。

細粒分含有率についても一般的に、砂分が少ないほど改良土の強度が小さいとされている[2)]が、本事例では細粒分含有率との相関は確認されなかった。

4. 六価クロム溶出試験の事例

各改良土について六価クロム溶出試験の試験結果を表-4に示す。なお、使用した供試体は7日強度の配合試験結果から推定した材齢28日強度において、目標強度に必要となる添加量に最も近い供試体を使用した。また、基準値は土壌環境基準値（0.05mg/ℓ）以下とした。

表-4　六価クロム溶出試験結果

改良土	固化材	固化材添加量	六価クロム溶出量	判定
		(kg/m3)	(mg/ℓ) ※基準0.05mg/ℓ	OK：○ NG：×
A	高炉セメントB種	100	0.01	○
	特殊土用固化材	100	0.01	○
B	高炉セメントB種	200	0.03	○
	特殊土用固化材	200	0.02	○
C	高炉セメントB種	-	-	-
	特殊土用固化材	200	0.02	○
D	高炉セメントB種	-	-	-
	特殊土用固化材	250	0.02	○
E	高炉セメントB種	200	0.07	×
	特殊土用固化材	100	0.03	○
F	高炉セメントB種	300	0.13	×
	特殊土用固化材	200	0.06	×

セメント系固化材には、微量のクロム化合物が含まれており、これを用いた改良土からは環境基準を超える六価クロムが溶出される場合がある。

本事例では、改良土E、F で基準値を超える六価クロムの溶出が確認された。特に改良土 F については特殊土用のセメントを用いた場合でも六価クロムの溶出が確認されている。地盤特性としては、細粒分含有率は改良土 E、F ともに97%以上であり同程度の細粒分含有率を示すが、自然含水比は改良土 F が20%高い。含水が多いことにより固化する際に固まりにくく、水和反応が不十分になりやすいことが六価クロム溶出の要因となる可能性があると考えられる。

ただし、本事例のうち含水比が最も高い改良土 D は特殊土用固化材を用いた配合試験で六価クロムの溶出は確認されていないことから、含水比のみが六価クロムの溶出に影響しているとは限らない。

本発表では、類似した地盤条件、試験条件の事例を基に比較検討を行ったが、地盤条件の他にも温度や深度、地形条件等様々な要因から総合的に判断することが望ましい。したがって、配合試験結果のデータベース化が今後の課題としてあげられる。

5. まとめ

本発表では、地盤改良施工において実施される配合試験結果の事例を整理した。実際には非常に多くの試験データはあるものの公開されにくい情報となっているため、データ蓄積の重要性とともに調査事例として整理した。

現在、室内配合試験に関するデータベース化は十分に進展されていないため、地質調査結果、地下水調査結果、水質調査結果と配合試験結果を照合し、相関関係を的確に把握することが困難な状況である。例えば、配合試験結果に異常値が観測された場合においても、地盤条件や試験結果のデータの蓄積が十分に進展していれば、原因の追究が可能になる可能性があると考えられる。

このような現状を踏まえ、今後は配合試験や地質調査結果などのデータを体系的に集約し、データベース化を推進することが重要であると考える。これにより、設計段階において最適な試験条件の設定等に活用でき、無駄な試験の削減や設計変更の低減を通じて、費用および時間といったコストの削減につなげられるものと期待される。

《引用・参考文献》

1)　地盤材料試験の方法と解説（第一回改訂版）(2020)，: 公益社団法人地盤工学会，pp. 581-592.
2)　セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第5版），:一般社団法人セメント協会，pp. 44-119.

応力解放による粘着力の過小評価と簡易三軸試験による再評価事例

中央開発株式会社　○青木　大和，栗原　朋之，本杉　ななね

1. はじめに

本調査は堤防の拡築事業において，堤体の沈下に対する検討，浸透に対する照査を行うために必要な基礎資料を得ることを目的として行った．調査地では腹付けおよび堤防の嵩上げが計画されており，調査地から十数 m 程の距離に位置する鉄道への影響が懸念されていた．

本稿では，既往調査の結果から地盤工学的な問題点を抽出し，応力解放による乱れ（以下，単に“乱れ”と略す）の評価のための簡易 CU 試験を提案および実施，強度・変形係数の再評価を行った事例について紹介する．

2. 地盤状況と既往調査

河川の左岸側横断方向の想定地質断面図を図-1に，左岸側堤体上の縦断方向の想定地質断面図を図-2に示す．地層構成としては，堤防縦断・横断方向ともに各土層が概ね水平に堆積する．

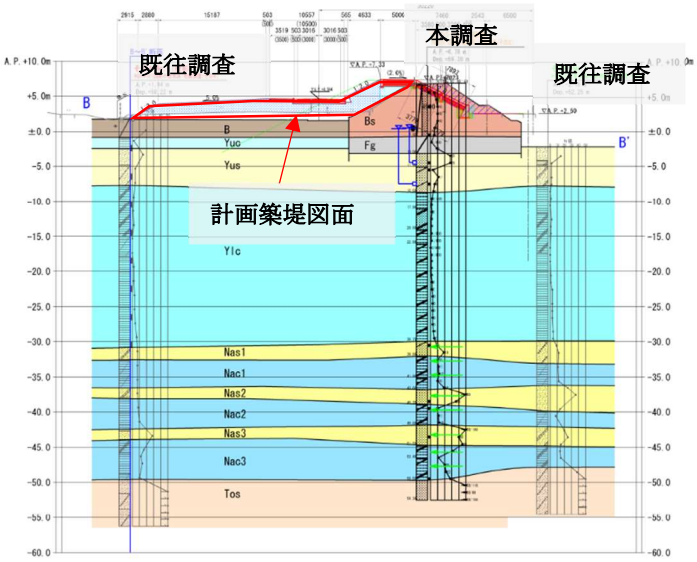


図-1　河川左岸側横断方向の想定地質断面図

調査地点の周辺には既往のボーリングデータが20本あり，内12本は本事業の一環として行われたものである．しかしながら，これら20本の既往ボーリングデータの中には土質試験のデータシートがないもの，試料の採取深度が不明なものなど，試験値の妥当性の確認が難しいデータが含まれていた．また GL-30m 以深の粘性土の粘着力を一軸圧縮試験により設定しており，粘着力が過小評価されている可能性が考えられた．過年度の設計業務では，これらのデータを用いて設定した土質定数をもとに対策工の検討が行われており，対策仕様が過大となる可能性が考えられた．

そのため本調査では，試験値の評価ができない既往ボーリングデータ7本は土質定数設定には用いず,残りの13本の既往ボーリングデータと本調査のボーリングデータ1本の計14本を用いて新たに土質定数を設定することとした．

3. 提案事項

既往調査では GL-30m 以深の粘性土に対し一軸圧縮試験を実施し，その結果により粘着力を設定していた．一軸圧縮試験は拘束圧の作用しない状態で長軸方向に圧縮し，圧縮応力の最大値(一軸圧縮強さ)を求める試験である．GL-30m 以深の試料では乱れの影響が考えられ，拘束圧の作用しない一軸圧縮試験では供試体が原地盤の圧密状態を考慮した強度の評価ができていないと考えられる．

上記に対して，本事業では堤防の嵩上げが計画されているため，載荷重による圧密後に新たに急速な載荷重を受ける時の地盤の安定・変形問題に対応する三軸圧縮試験(圧密非排水(CU)条件)での評価が適当である[1)]．

そこで本業務では，既往の一軸圧縮試験の妥当性の評価も念頭に入れ，簡易 CU 試験を提案し，今回と既往の試

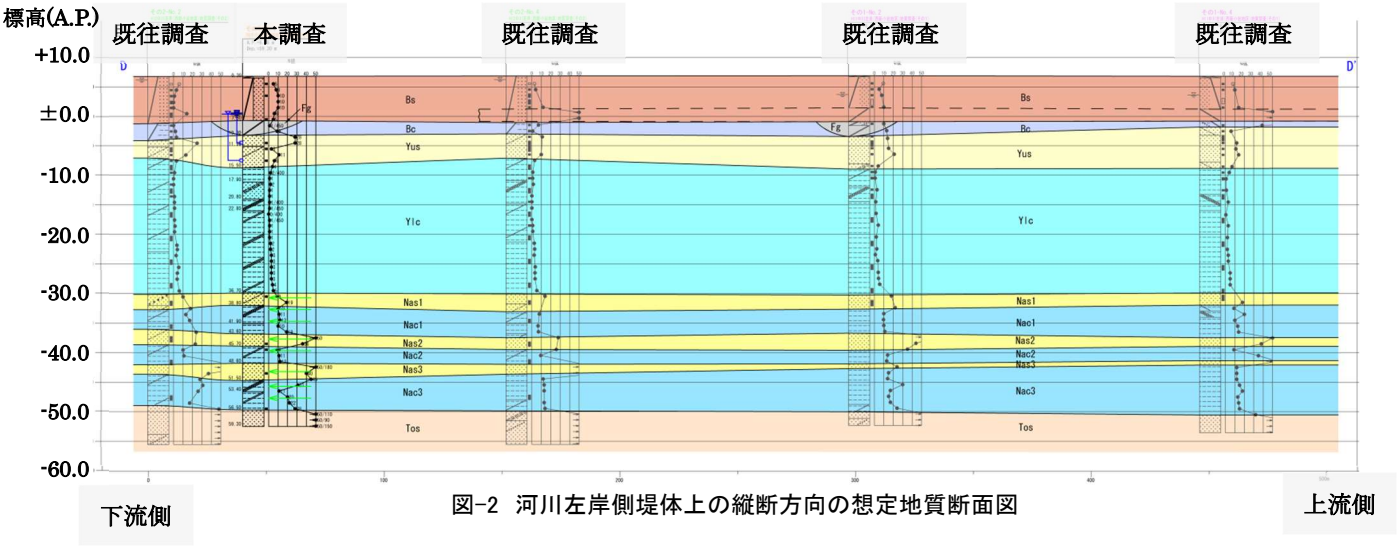


図-2　河川左岸側堤体上の縦断方向の想定地質断面図

料について乱れによる強度低下の評価を行い，粘着力の補正および再設定を行うこととした．なお，簡易 CU 試験とは，平均拘束圧(p_0・(1+2K_0)/3)で 120 分間等方圧密し，せん断速度 0.1%/min で圧縮する試験である．得られた強度は簡易 CU 強度(Su_2)と記す．

4. 簡易 CU 試験による強度の評価

乱れの影響の程度は，一軸圧縮強度(qu/2)と簡易 CU 強度(Su_2)を用いて評価することができる[2]．本調査における試料の一軸圧縮強度と簡易 CU 強度の相関を図-3 に示す．これより，本調査の試料は全て qu/2≦0.60Su_2 の範囲にプロットされ，試料採取後の応力解放による強度低下が顕著であると評価することができる．

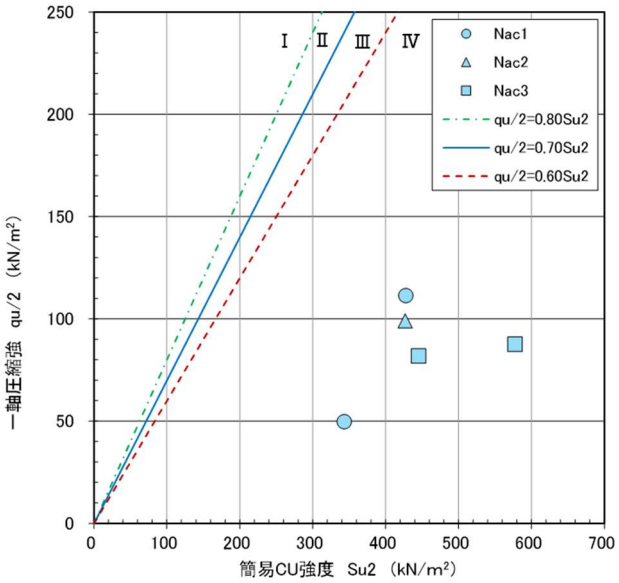


図-3 qu/2 と Su_2 の比較と判定ランク図

「土田ほか，1989」より，強度としては簡易 CU 強度を補正して0.65Su_2を用いることができる．ただし，簡易 CU 試験は本業務のみの実施であり，今回得られた簡易 CU 強度をそのまま土質定数とするにはデータ数が不十分であると考えた．そこで本業務では，今回得られた簡易 CU 強度(0.65Su_2)を参考値(強度の最大値の目安)として，既往業務での試験結果，土質定数の設定値を精査することとした．

5. 調査結果

粘着力の標高分布図を図-4 に示す．Nac 層の強度は一般的に上位の Ylc 層の強度よりも大きいことが想定されるが，本調査の 5 試料の一軸圧縮強さはそうなっておらず，乱れによる強度低下が顕著であると判断される．従って本調査における強度低下が顕著であると評価される試料と同程度の強度を示す既往調査結果についても強度低下が顕著であると評価できる．

以上を踏まえて，今回は既往調査を含めた試験結果のうち，乱れの影響が非常に大きいと考えられる供試体の試験値を棄却し，残りの一軸圧縮強度を用いて Nac 層の粘着力を設定した．粘着力の値は，Nac1層で154.9kN/m²，Nac2層で168.7kN/m²，Nac3層で236.1kN/m²となった．これは，既往の設計業務で設定された Nac 層の粘着力61.0～104.0kN/m²に対して高強度に見直されたことになる．なお，これらの粘着力は簡易 CU 強度の参考値(0.65Su_2)よりも小さくなっていることから，十分安全側の設定であると考える．

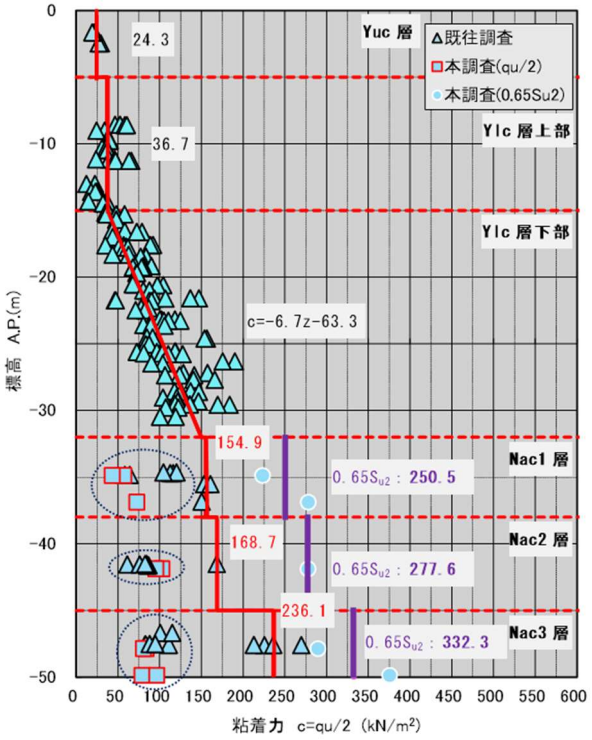


図-4 粘着力の深度分布図

6. まとめ

本業務では既往調査結果を精査し，地盤工学的な問題点の抽出，調査の提案，既往調査を含めた土質定数の再設定を行った．簡易 CU 試験による試料の乱れの影響に関する評価では，既往調査および本調査の Nac 層の採取試料の多くがその影響を受けており，強度が過小に設定されていたことが明らかとなった．本業務で地盤状況により則した土質定数に再設定したことで，より適切な設計が行われると考えられる．

今回の事例のように，地盤状況や試料に則した適切な調査条件や試験方法を提案・実施することは重要である．

《引用・参考文献》

1) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］，pp.575-622，2020.
2) 土田孝，水上純一，及川研，森好生：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol.28，No.3，pp.81-145，1989.

緩い砂を圧密非排水三軸圧縮試験した場合の強度定数の算定方法

中部土質試験協同組合　　○池田　謙信，法安　章二

1. はじめに

緩い砂に対し，土の圧密非排水(CUb)三軸圧縮試験(以下，三軸圧縮試験とする)を行い，強度定数を求める場合，圧密圧力の大きさによってモール円の大きさや位置に関する傾向が異なり，1 本の破壊包絡線を引くことに苦慮し，強度定数の算定が困難な場合がある．

一般に，砂は密度の状態に応じて主応力差や間隙水圧などのせん断挙動に変化が現れることが知られている[1]．図-1 は，砂の非排水三軸圧縮試験時の挙動を示す．非常に緩い砂(c)では､試験開始直後のひずみが小さい段階で主応力差は最大値を示し，その後減少する．また，平均有効応力は減少傾向を示す．一方，やや密度が高い緩い砂(b)では，主応力差は最大値を示した後減少するものの，ひずみの進行に伴い再び増加し，最大値を示す．また，平均有効応力は減少傾向から変相し増加に転じる．

密度状態の変化は，三軸圧縮試験の圧密過程によっても生じる．その結果，せん断挙動が変化し，強度定数の算定に影響を及ぼすと考えられる．

本報文では，緩い砂に対して，様々な圧密圧力を適用した三軸圧縮試験を実施し，密度状態やせん断挙動が変化した場合の，強度定数の算定方法について報告する．

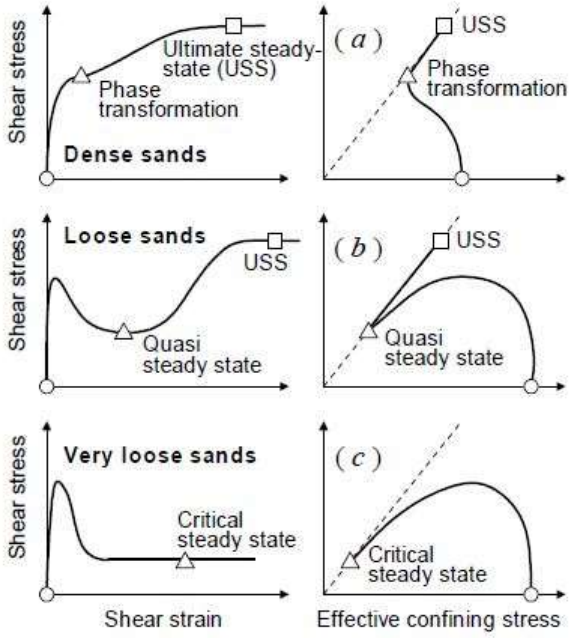


図-1　砂の非排水三軸圧縮試験時の挙動[1]

2. 試験試料及び試験方法

(1) 試験試料

試験試料は，自然地盤から採取した細粒分質砂とした．試料の物理試験結果を図-2に示す．

また，突固めによる土の締固め試験(A-c 法)結果は，

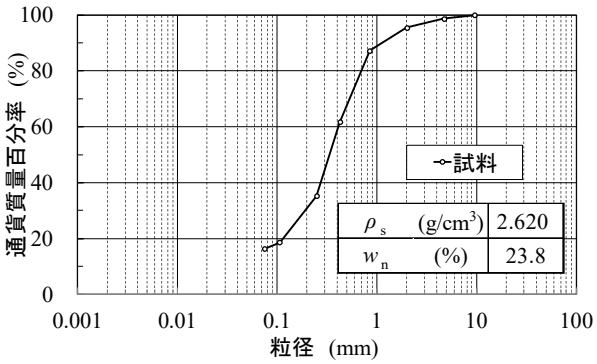


図-2　試料の物理試験結果

最大乾燥密度 ρ_{dmax}=1.720 g/cm^3，最適含水比 w_{opt}=17.6 %であった．

(2) 試験方法

① 供試体作製方法

三軸圧縮試験に用いる供試体の作製条件については，密度条件は非常に緩い締固め度 D_c=75 %にあたる ρ_d=1.290 g/cm^3，含水条件は自然含水比である w_n=23.8 %とした．また，突き固めにより供試体を作製し，h=100 mm，ϕ=50 mm の大きさとした．

② 試験方法

試験方法は，三軸圧縮試験方法(JGS 0523-2020)[2]に準拠し，圧密圧力 σ_c'=25，50，100，150，300，400，550，700 kN/m^2，背圧は200 kN/m^{2}とした．また，せん断過程のひずみ速度は0.05 %/min とした．

3. 試験結果

(1)各種試験結果

圧密圧力 σ_c'=25，50，100，150 kN/m^2(以下，低圧側とする)の主応力差・間隙水圧とひずみの関係を図-3に，圧密圧力 σ_c'=300，400，550，700 kN/m^2(以下，高圧側とする)の主応力差・間隙水圧とひずみの関係を図-4に，各供試体の有効応力経路を図-5に示す．

主応力差・間隙水圧とひずみの関係において，図-3より低圧側4供試体では，ひずみが小さい段階で主応力差は最大値を示し，その後，減少した．間隙水圧は，ε=15 %まで増加し続けた．図-4より高圧側4供試体では，ひずみが小さい段階で主応力差は一旦最大値を示し，平衡からやや減少した．その後，ひずみの進行に伴い再び増加し，ε=15 %付近で最大値を示した．間隙水圧は，最大値を示した後，やや減少し ε=15 %を迎えた．

有効応力経路において，図-5より低圧側4供試体では，主応力差は最大値を示した後減少し，平均有効応力は減少し続けた．高圧側4供試体では，主応力差は一旦最大値

を示した後再び増加し，平均有効応力は減少傾向から変相し，やや増加した．

これらから，低圧側4供試体は，図-1で示した非常に緩い密度状態(c)のせん断挙動，高圧側4供試体は，緩い状態(b)のせん断挙動にあたり，圧密圧力が150と300 kN/m^{2}の間でせん断挙動が変化したと考えられる．

(2) 強度定数の算定

図-6にモール円と強度定数を示す．破壊の定義については，試験方法に基づき主応力差の最大値とし，その時の間隙水圧の値を用いて全応力・有効応力のモール円を示した．また，今回の対象は緩い砂であるため，c および c' は0とし，ϕ と ϕ' を算出した．

全応力における ϕ の値は，低圧側4供試体(非常に緩い状態)では11.6°，高圧側4供試体(緩い状態)では13.5°と差異は比較的小さい．しかし，高圧側4供試体（緩い状態）のせん断挙動が，図-1の(a)に近い場合、主応力差は大きくなることが考えられるため，試験結果を良く確認する必要がある．

有効応力における ϕ' の値は，低圧側4供試体(非常に緩い状態)では21.1°，高圧側4供試体(緩い状態)では35.1°と大きな差が生じた．主応力差最大値における間隙水圧に着目すると，低圧側4供試体(非常に緩い状態)は，上昇過程にあり圧密圧力に対して43～56 %程度の大きさ，高圧側4供試体(緩い状態)は，最大値付近にあり圧密圧力に対して71～78 %程度の大きさと差異が見られた．有効応力のモール円は，全応力のモール円を間隙水圧の大きさ分横軸方向へ移動させたものにあたるため，せん断挙動の変化に伴う間隙水圧の大きさの違いが，ϕ' に影響したものと考えられる．

4. まとめ

試験結果から，圧密圧力をせん断挙動の変化が生じる範囲に設定した場合，特に有効応力のモール円に対して，1本の破壊包絡線を引くことが困難なケースがあることが明らかとなった．このような場合，主応力差・間隙水圧とひずみの関係や有効応力経路を参考に，せん断挙動の状態を特定し，それぞれの状態に応じた破壊包絡線を用いて強度定数を算定することが妥当であると考えられる．また，緩い砂の場合，圧密圧力の設定によって過大または過小な強度定数が算出される可能性があるため，設計時の圧力状態を正しく反映した圧密圧力を設定した上で三軸圧縮試験を実施することが重要となる．

《引用・参考文献》

1) 吉嶺充俊(1999)：さまざまな応力・ひずみ条件における砂の非排水せん断挙動，第44回地盤工学シンポジウム発表論文集，

2) 地盤工学会編(2020)：地盤材料試験の方法と解説－二分の2－，pp. 593～644.

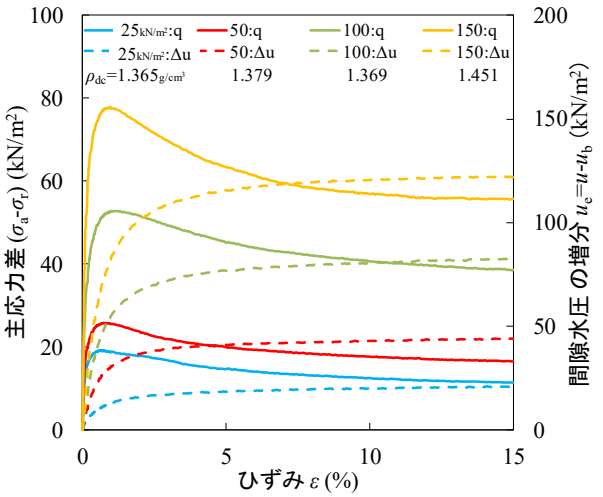


図-3　低圧側の主応力差・間隙水圧とひずみの関係

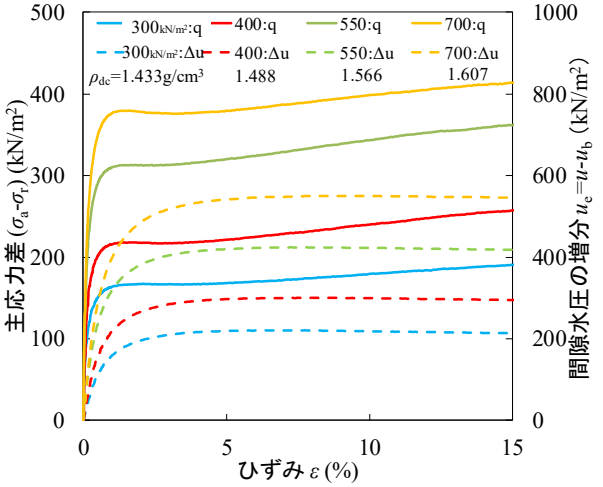


図-4　高圧側の主応力差・間隙水圧とひずみの関係

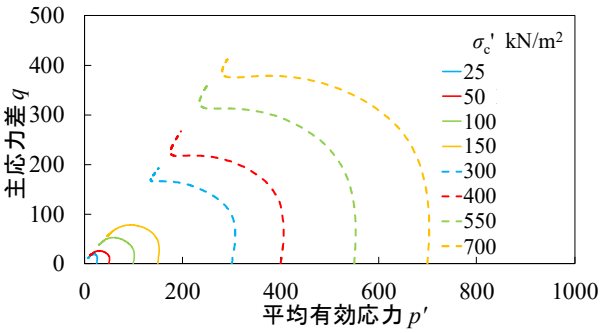


図-5　各供試体の有効応力経路

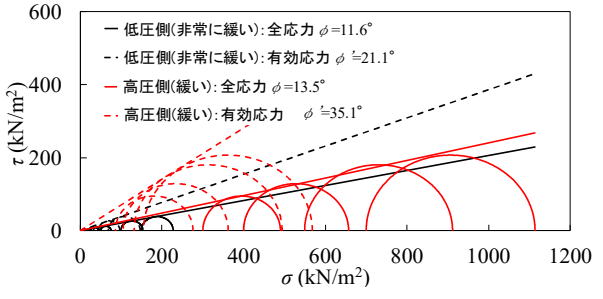


図-6　モール円と強度定数

繰返し三軸試験と弾性 S 波速度から求めたせん断剛性率

中部土質試験協同組合　　○久保　裕一
名城大学　　小高　猛司

1. はじめに

我が国では南海トラフ地震のリスクが増大し、国民の関心も高い。巨大地震災害に備えるための耐震設計に必要なせん断剛性率は、地盤材料の動的変形特性を求める繰返し三軸試験（以下、繰返し三軸試験）などによって算出され、我々の組合にも数多く発注されている。しかしながら、この繰返し三軸試験にはベディングエラーの影響が懸念され、せん断剛性率が過小評価される可能性が指摘されている [1)]。本報告では、プレート型圧電素子を用いて S 波速度を生成し、供試体内部を通過した S 波速度から得られるせん断剛性率と、繰返し三軸試験の等価ヤング率から得られるせん断剛性率を比較し、両者の値について検討を行った。

2. 実験方法

実験に使用した試料は、東海地方でサンプリング採取された乱れの少ない供試体 8 試料を用いた。一軸圧縮強度は 100～200kPa であった。表-1 に試料の諸元を示し、図 1 に粒度試験結果を示す。図から細粒分が卓越した試料であることが確認できる。塑性図では、概ねすべての点が A 線付近に位置しており、高液性限界と分類された。

表 1　試料の諸元

試料名	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
液性限界 %	56.9	59.7	53.0	91.6	100.5	80.3	45.9	50.2
塑性指数	29.8	28.1	21.2	57.5	63.7	43.3	21.0	19.0
乾燥密度 g/cm^3	1.170	1.043	1.041	1.028	1.160	1.141	1.397	1.115
間隙比	1.293	1.532	1.544	1.624	1.330	1.377	0.920	1.396
飽和度 %	98.4	99.1	98.6	98.4	96.8	97.8	93.9	99.1

試験の概要は以下のようである。地盤工学会基準 JGS 0542 2020、土の変形特性を求めるための繰返し三軸試（以下、繰返し三軸試験）に従い三軸セル内に直径5cm、高さ10cm の円柱供試体を設置する。供試体上下、側方には通水、排水のための濾紙を巻いた。飽和は二重負圧法を用い、土被り圧で12時間程度の等方圧密後（荷重制御）、排水状態のままプレート型圧電素子を用いて S 波速度を計測（以下、S 波速度測定）、その後、繰返し三軸試験を行った。

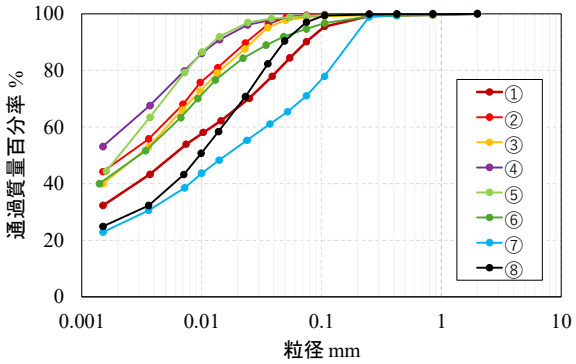


図 1　粒度試験結果

S 波速度測定の概要について述べる。本測定では、プレート型圧電素子を用いて供試体上部キャップからせん断波を発生させ、下部ペデスタルで受信する。発信波と受信波の時間差をオシロスコープで計測し、time domain technique（T.D.法）を用いて弾性波速度を算出する。使用したプレート型圧電素子はドーナツ型で、外側の金属部分から弾性波 S 波を発信し、受信する。内側には直径 2cm のポーラスストーンが埋め込まれており給排水を行う。このプレート圧着型はベンダーエレメント方式と異なり、突起部分がないため、礫質土など広範囲な試料に対応可能で、耐久性も高いのが特徴である。与えるせん断波については、地盤工学会基準、ベンダーエレメント法による土のせん断波速度測定方法 JGS 0544-2020 に従い sin 波を 1 サイクル、5kHz、10kHZ、15kHZ の 3 種類与え、駆動電圧を 8Vpp（10 倍して振動子に印加）とした。同定法は国際一斉試験らの実験 [2)]から start-to-start 法を採用した。また、せん断波速度は式-1 から求めた。

$$G = \rho \times Vs^2 \qquad \cdots \text{式-1}$$

ρ：供試体の密度　(g/cm^3)
Vs：せん断波速度　(m/s)
G：せん断剛性率　(kPa)

繰返し三軸試験は前述の試験法に基づき、周波数0.2Hz の sin 波、ひずみ制御により片振幅10^{-2}程度までの軸ひずみを14段階程度与え、ギャップセンサーにより計測、ポ

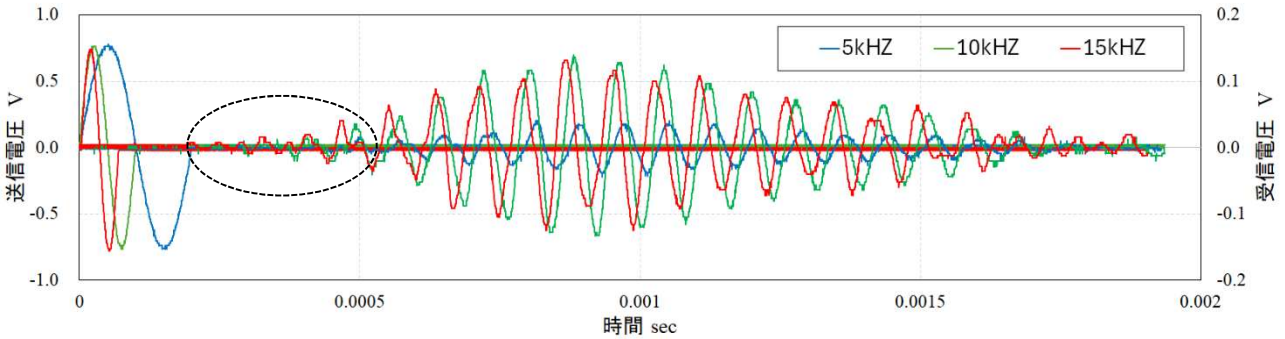


図 2　送受信電圧と時間関係

アソン比を0.5と仮定し、10^{-5}～10^{-6}間のひずみ領域より等価ヤング率からせん断剛性率を求めた。

near-field-effect の特定方法について述べる。near-field-effect とは、波長に対して供試体の伝播距離が短い場合にせん断波と比較して速度の大きい波が受信波形の初期部分に現れる現象を指す。正確な S 波速度測定には、この near-field-effect を正確に把握することが重要である。本報告では、5kHz、10kHz、15kHz の 3 種類の測定結果を基に、これらの受信波形を重ね合わせたところ、ほぼ同じ周期で到達する波が存在することが確認された。これらの波を near-field-effect と特定し、S 波の到達時間を算出した。代表的な送受信波形の例を図 2 に示す（送信電圧は 0.1 倍表示）。図からは周波数に関係なく波形周期が一致する部分（黒破線部分）が確認できる。この部分を near-field-effect とし、次の波を到達受信波とした。

3. 実験結果

図 3 に S 波速度測定から得られたせん断剛性率と、繰返し三軸試験から得られたせん断剛性率を示す。黒の破線は両者のせん断剛性率が一致することを示し、赤の破線は点から得られた近似直線を表している。図から、S 波速度測定によるせん断剛性率が全ての範囲で繰返し三軸試験によるせん断剛性率を概ね 20MPa 上回った。図 4 は間隙比と S 波速度測定から得られたせん断剛性率、繰返し三軸試験から得られたせん断剛性率の関係を重ねて示す。求められたせん断剛性率は概ね平行関係にあり、間隙比が小さくなるにつれ、せん断剛性率が増大することがわかる。また、各点のバラツキに着目すると、S 波速度測定から得られた値は、繰返し三軸試験から得られたものよりややバラツキが小さいことが確認される。これにより、S 波速度測定から得られたせん断剛性率は、繰返し三軸試験から得られるせん断剛性率よりも、より間隙比に応じたせん断剛性率を得る可能性があることを示唆している。

4. まとめ

東海地方で採取された粘性土を用いて、せん断剛性率の比較を行った。その結果、S 波速度測定から得られたせん断剛性率は繰返し三軸試験よりも約 20MPa 大きい値を示した。この差異の原因として、今回の繰返し三軸試験では、せん断剛性率をギャップセンサーで計測した片振幅軸ひずみ 10^{-5} 付近の弾性域としては比較的大きな領域での値で算出していることが挙げられる。また、LDT 計測のように供試体の側方ひずみを直接測定するのではなく、ペデスタルキャップと剛結したクランプ軸の動きを測定しているため、供試体上部のベディングエラーを含むひずみを用いていた可能性もある。一方、S 波速度測定については、以下のように考察される。near-field-effect の特定では 3 波を重ね合わせたが、何らかの要因により、早い波を到達波として計測している可能性も考えられる。また、S 波速度測定から得られた第 1 波の到達波は、供試体内部の比較的硬質な部分や密詰な部分を通過した波で、サンプリング時の乱れが少ない部分を通過したとも考えられるため、供試体内部で最も高速な S 波速度が得られている可能性も考えられる。

今回の試験結果においては、S 波速度測定から得られるせん断剛性率は、サンプリング時の乱れの影響や室内試験の計測誤差を除外したせん断剛性率が得られていると考えられる一方で、地盤材料によらずに一律に約 20MPa 高いせん断剛性率が得られていることから、S 波速度測定は計測上の何らかの要因による過大評価も示唆される。今後は、さらに試験数を増やし、研究を進める予定である。

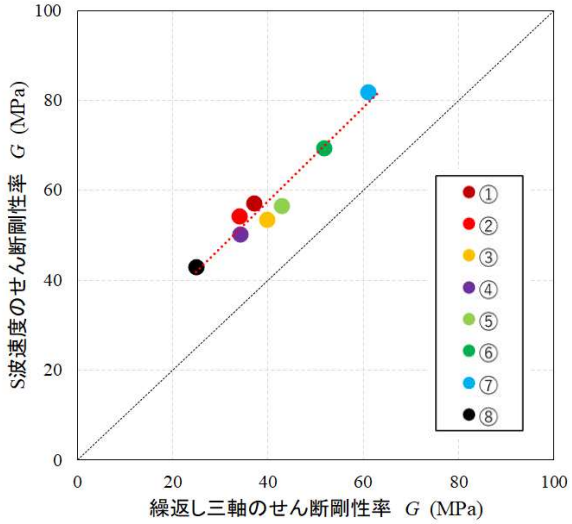


図 3　S 波速度と繰返し三軸のせん断剛性率

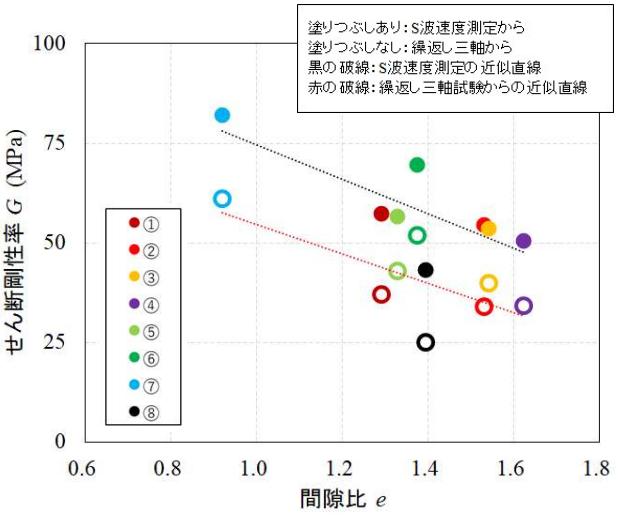


図 4　間隙比とせん断剛性率の関係

《引用・参考文献》

1) 龍岡文夫，木幡行宏：ベディングエラー，土と基礎. Vol. 42，No. 9，pp. 53～55，1994.

2) Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara T and Shibuya, S. : Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements, Soil and Foundations, Vol. 49, No. 4, pp. 631-650, 2009.

粗粒分を含む粘性土の力学特性の比較

株式会社東建ジオテック　高橋　晋也

1. はじめに

近年の建物の超高層化や性能設計などにより、建築分野において粘性土をサンプリングする機会が以前よりも増えている。例えば、層厚の厚い海成粘性土は、均質な状態であることが多いが、河成粘性土などは礫や砂といった粗粒分を含み、均質な粘性土と比較すると力学特性が異なることが多い。

本論は、直近2年で、筆者の担当現場において粘性土の三軸圧縮試験(非圧密非排水条件 UU)から得られた cu のデータを検証し、粘性土に含まれる粗粒分の影響を考察したものである。

2. 力学特性への影響

図-1に粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係をまとめた。しかし、粗粒分含有率だけでは、粘着力との相関がない(R=-0.10)ため、これらのデータを「硬さ」と「年代」に着目して分析を行った。

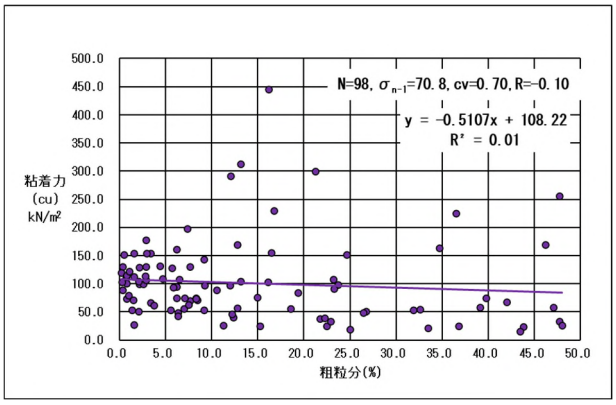


図-1 粘性土の粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図

①. 硬さ(*N*値)

図-2～図-3 は、粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係を硬さ(*N*値)毎にまとめると、以下の傾向が認められた。

<u>*N*値4以下の粘性土</u>

粗粒分含有率が高いほど、粘着力(cu)が小さくなり、負の相関(R=-0.56)が認められる。

<u>*N*値4を超えた粘性土</u>

粘着力(cu)と粗粒分含有率に相関関係がない(R=0.16)。

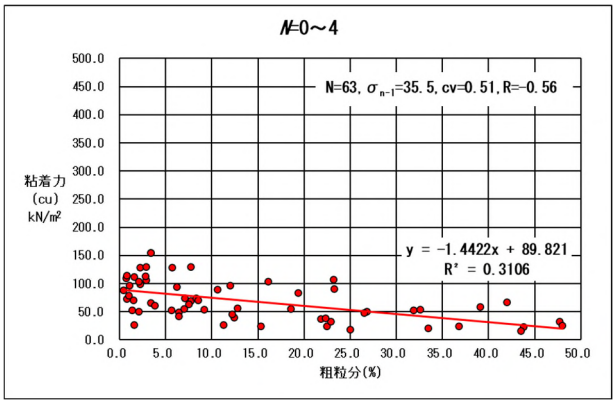


図-2 *N* =0～4の粘性土の粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図

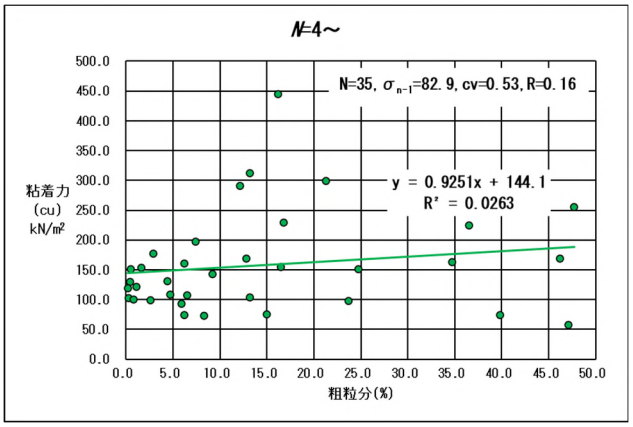


図-3 *N* =4～の粘性土の粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図

②. 年代(沖積層・洪積層)

図-4 は沖積層、図-5 は洪積層の粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係まとめたものである。

沖積層は、値のばらつきがあるものの、粗粒分含有率が高いほど、粘着力(cu)が小さくなる傾向が認められ、負の相関(R=-0.59)が認められる。

洪積層は、値のばらつきが非常に大きく、粗粒分含有率と粘着力(cu)に明瞭な相関が認められない(R=0.14)。

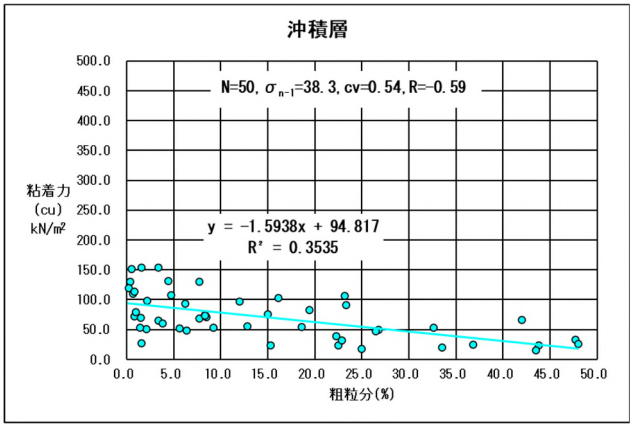


図-4 沖積層の粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図

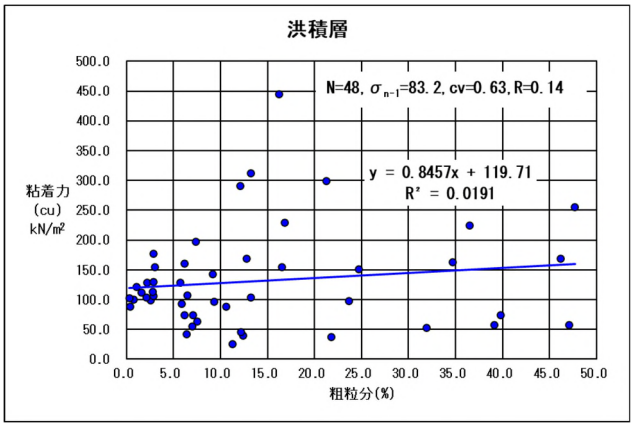


図-5 洪積層の粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図

硬さ(N値)と年代で粗粒分含有の影響をみると、以下のような傾向が得られた。

・N値4以下の軟弱な粘性土は、粗粒分の影響で粘着力が小さくなる。
・年代の新しい地層(沖積層)ほど粗粒分による粘着力低下の影響を受けやすい。

そこで、粗粒分の影響によって、粘着力が小さくなりやすいN値4以下の沖積粘性土を対象に絞り、硬さ(N値)での傾向をまとめると、図-6～図-7のようになった。

N値0～2の沖積粘性土

粗粒分含有率が高いほど、粘着力(cu)が小さくなり、負の相関(R=-0.68)が認められた。

N値2～4の沖積粘性土

粗粒分含有率が高いほど、粘着力(cu)が小さくなり、負の相関(R=-0.57)が認められた。

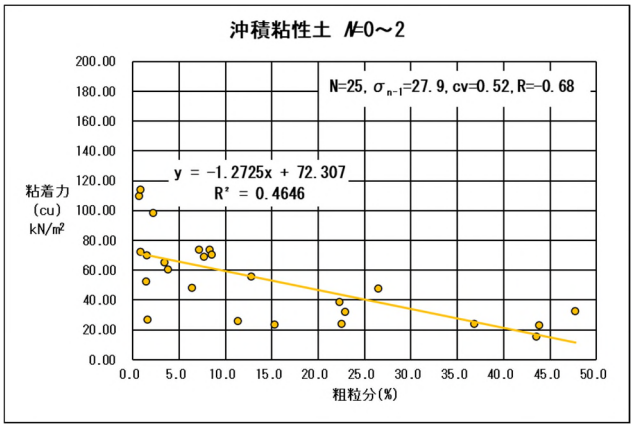


図-6 粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図(沖積粘性土 N=0～2)

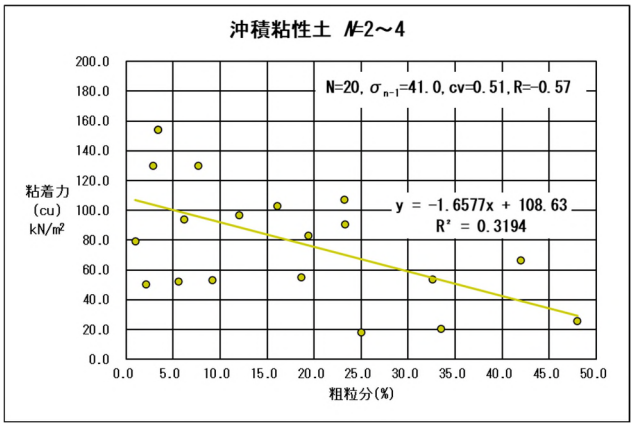


図-7 粗粒分含有率と粘着力(cu)の関係図(沖積粘性土 N=2～4)

3. 考察

①. グラフからの考察

分析した粘性土から、今回の結果が得られた要因として、以下が推察される。

1) 沖積層の軟弱な粘性土は粗粒分の影響を受けやすく、含有率が高いほど、粘着力が小さくなる。これは、新しい時代の粘性土ほど続成作用が進まず、粗粒分の影響を受けやすいためと考えられる。

2) 硬質粘性土は、排水による圧密促進により、粘性土自体の固結がある程度進んでいるため、粗粒分による強度への影響が小さく、粗粒分と粘着力の関係に相関が認められなかったと考えられる。

②. 経験式との比較

標準貫入試験のN値から粘着力cを求める経験式として、Terzaghi and Peck(式-1)がある。

$$c=6.25N(kN/m^2)^{1)} \cdots (式-1)$$

ここで、(式-1)から算出される粘着力(c)と、今回最も相関が強かったN値0～2の沖積粘性土の粘着力(cu)を比較すると、図-8 のようになる。これより、全ての cu が経験式による c より大きく、非常に軟弱な沖積粘性土であっても経験式による c の値は過小評価になっていると言える。

以上のことから、改めて、三軸圧縮試験により粘着力を直接求めることの重要性がわかる。

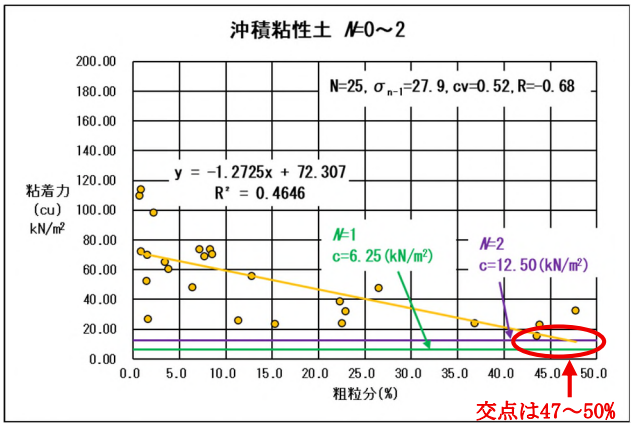


図-8 経験式と試験値の比較図(沖積粘性土 N=0～2)

③. 粘性土の強度評価に関する考察

軟弱粘性土ほど粗粒分の影響が大きいと考えられる。よって、粘性土の正確な強度特性を把握するためには、「三軸圧縮試験の条件設定を十分に検討する」や「モール円とクーロンの破壊線に一軸圧縮試験の結果も含め粘着力を評価する」などの対応が必要と考える。

4. おわりに

今回は粘性土の粘着力に着目したが、粘性土の粘着力に影響する成分は粗粒分以外にもある。よって、今後はせん断抵抗角や含水比、飽和度、堆積環境などにも着目し、これらが粘着力にどのような影響を与えるかをさらに検討した上で、総合的に粘性土の力学特性を評価できるよう考察を深めていきたい。

以上

<引用文献>

1) 小規模建築物基礎設計指針, 社団法人 日本建築学会, 2008年2月, p. 40

過去の改修が予想されるため池提体の調査事例

興亜開発株式会社　　○山千代　真規

1. はじめに

本論文は，岡山県内のため池における提体調査の事例を紹介するものである．特に，過去の提体改修の可能性とそれに伴う調査計画の提案,その結果について述べる．

2. 調査地の地形地質

調査地のため池は岡山県南東部の赤磐市に位置し，総貯水量 488,000m^3，堤高 12.2m，堤頂長 228.0m と比較的大型であり，受益面積は約 160ha である．（写真-1）



写真-1 調査地全景

調査地周辺の地形は，河川に沿った氾濫平野となっており幅 1～1.5km，延長約 6km に及ぶ低地である．

調査地付近は，標高 50～200m 程度の丘陵や山地に囲まれ，主に花崗岩や山砂利層と呼ばれる礫層よりなる．

花崗岩は風化が進みマサ化している部分が多い．調査地西部を流れる河川は，花崗岩山地を浸食するため，土砂の流出が著しく，調査地以南では天井川の様相を呈している．

南部にみられる NE-SW 系に稜線が連続する標高 100m 程度の丘陵は，舞鶴層群の古生層で構成される．

3. 調査方法

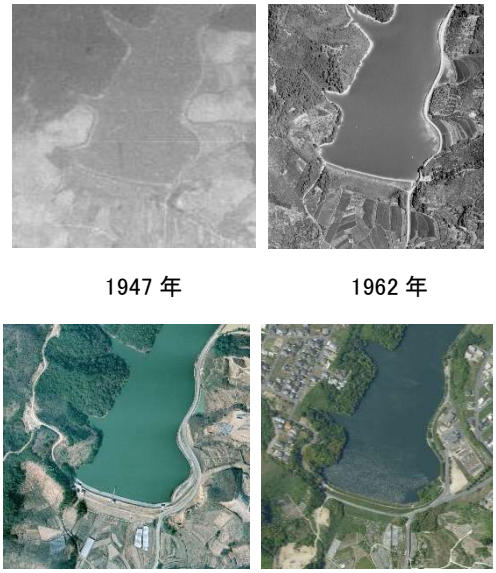
調査位置は提体中央と,それを挟むように上下流1箇所ずつの計3箇所において標準貫入試験併用のオールコアボーリングとし，全箇所において2m 間隔で現場透水試験を実施した．

また，提体中央では力学試験に供するための乱れの少ない試料を別孔で採取し，三軸圧縮試験（CU-bar）を実施した．加えて，各層において物理試験を実施し土質定数の提案と簡易液状化判定を行った．

調査深度は，原則として基礎地盤が土砂の場合は基礎地盤面から5m 確認するまで，岩盤の場合は基礎地盤面から2m 確認するまでとしたが，今回は，基礎地盤の土質が軟質であったため，安定計算用にやや硬質となる強風化花崗岩層を確認するまでとした．

調査対象の堤体の築堤履歴をみるために，年代別の航空写真を写真-2に示す．今回調査を行った堤体土は，築造年は不明であるが，航空写真によると1962年～1975年に堤体部が改修されたと考えられ，下流側に雑土を腹付けしたものと思われる．従って，提体下流側において提体中央部の盛土とは土質およびその力学特性が異なる可能性があると考えた．

そこで過去の提体改修とその際の腹付け盛土の土質が提体中央部と異なる可能性を考慮し，提体中央部および提体下流部で物理試験を先行して実施し，差異が認められる場合には提体下流部においても別孔でのサンプリングおよび力学試験を実施するものとした．



1947 年　　1962 年　　1975 年　　2007 年

写真-2 年代別航空写真

4. 調査結果

調査地の地層層序表を表-1に，土質推定断面図を図-1に示す．当該地の地層は，上位より堤体の盛土層（Bs1，Bs2），沖積層（Acs），洪積層（Dcs，Ds，Dg），基盤の強風化花崗岩（Gr）で構成される．土質試験結果を表-2～6に示す。

表-1 地質層序表

地質時代			地層名		記号	特　徴
新生代	第四紀	現世	盛土層	第一砂質土層	Bs1	堤体改修で腹付けされた堤体土。No.3 でのみ確認。礫混じりシルト質砂～シルト質砂礫で，シルト分を多く含む細砂～中砂およびϕ2～30mm，最大 40mm 程の角礫～亜角礫礫主体。中部に礫混じり砂質シルトが狭在。
				第二砂質土層	Bs2	旧堤体土。礫混じりシルト質砂で，細砂～中砂でシルト分を多く混入。ϕ2～10mm，最大ϕ30mm 程の礫が多く混入。No.2 の下端部に腐植物確認。
		完新世	沖積層	粘性土砂質土層	Acs	礫混じり砂質シルト～礫混じりシルト質砂で，全体に不均質で砂は細砂～中砂が主体。ϕ2～5mm 程の角礫が多く混入。No.1 および No.2 では腐植物が少量点在。
		更新世	洪積層	粘性土砂質土層	Dcs	シルト，礫混じり砂質シルトおよびシルト質砂などで，細砂～中砂が多く混入し No.2 上部および No.3 では砂分卓越。またϕ2～10mm 程の亜角礫～角礫を混入。No.2 および No.3 で腐植物，有機物混入。
				砂質土層	Ds	礫混じり砂で，細粒分が混じる中砂～粗砂主体。ϕ2～10mm 程の角礫多く混入。所々粘土が薄層で狭在。
				礫質土層	Dg	シルト混じり砂礫で，ϕ2～30mm 程の亜角礫～亜円礫主体。基質はシルト分が混じる細砂～粗砂。
中生代	白亜紀	後期	強風化花崗岩		Gr	強風化により D 級。 岩質は，褐色化が著しく指圧にて容易に崩れ礫混じり砂状。

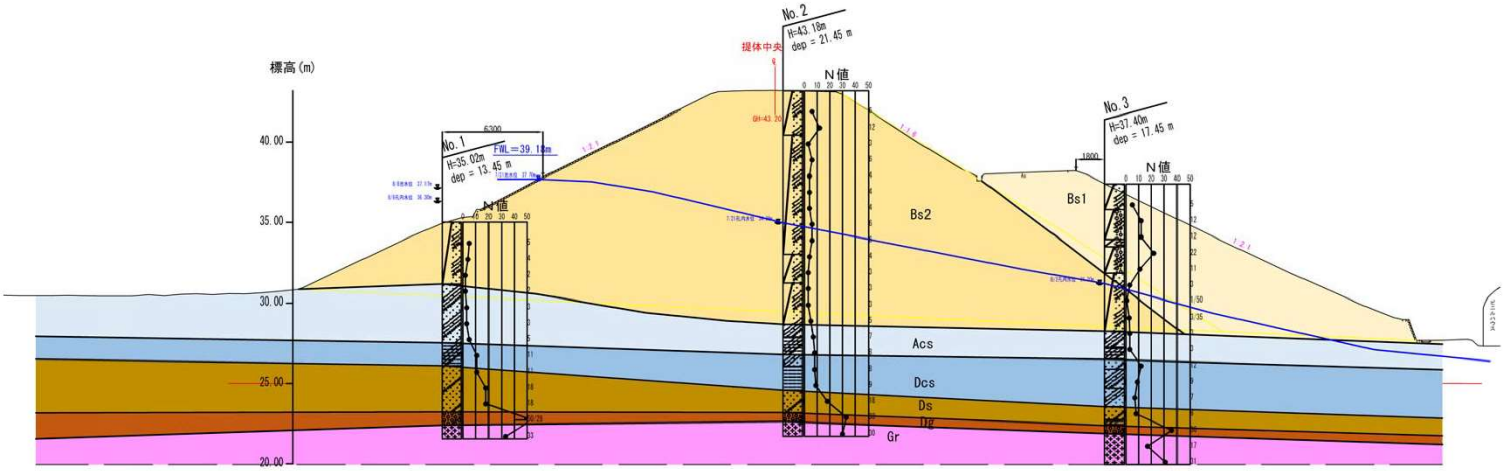


図-1 土質推定断面図

5. 考察

提体土は旧提体土と腹付土で土質が異なり，それぞれBs2，Bs1とした．Bs1層は，礫混じりシルト質砂およびシルト質砂礫を主体とし，全体に不均質でφ2～30mm，最大40mm 程の角礫～亜円礫を多く混入する．色調は灰褐色～黄褐色で，含水量は少ない．

Bs2層は，礫混じりシルト質砂で，シルト分を多く混入し，部分的にシルト分が卓越する．φ2～10mm，最大φ30mm 程の礫が多くみられる．

両層の N値を比較すると，Bs1層の方が高い傾向がみられる（表-2）．また，土粒子の密度および湿潤密度を比較すると大きな差はないもののどちらも Bs1層の方がやや大きい値を示した(表-3, 表-4)．粒度組成でみると Bs1層の方が礫分を多く含むことがわかる（表-5）．

この結果から両層は土質が異なると判断し，Bs1層においても，サンプリングおよび力学試験を実施した（表-6）．三軸圧縮試験の結果，全応力では差がみられたが，有効応力でみると大きな差はみられなかった．

表-2 N値比較

	最小	最大	平均
Bs1	5	22	12.4
Bs2	1	12	4.8

表-3 土粒子の密度比較 ρ_s(Mg/m^3)

	最小	最大	平均
Bs1			2.683
Bs2	2.612	2.628	2.621

表-4 湿潤密度比較

	ρ_t Mg/m^3	ρ_d Mg/m^3	e
Bs1	2.099	1.802	0.489
Bs2	2.018	1.646	0.597

表-5 粒度組成比較

		礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)
Bs1	最小				
	最大				
	平均	57.3	22.9	10.0	9.8
Bs2	最小	16.5	43.4	9.9	20.7
	最大	24.1	45.2	13.5	26.6
	平均	21.2	44.5	11.8	22.6

表-6 せん断強さ比較

	標高 (m)	c (kN/m^2)	ϕ (°)	c' (kN/m^2)	ϕ' (°)
Bs1	35.40	18	26.2	2	36.6
Bs2	34.68	58	13.8	1	32.2

6. まとめ

本調査では，航空写真を基に過去の提体改修とその際の腹付け盛土の土質が異なる可能性を考慮し，追加の土質試験を実施した．

ため池だけでなく，過去の工事記録が残っていない場合も多々あるため，そういった場合には航空写真や近隣住民に対するヒアリングなどにより改変を把握し，調査計画を立案する必要がある．

グリセロールを用いた非加熱方式による土の含水比試験法について

（株）セイコー　○浦濱有奈，馬場敏和，黒田憲介
防衛大学校　佐野博昭
大分工業高等専門学校　高橋　徹，姫野季之，前　稔文

1. はじめに

地盤材料試験の 1 つに「土の含水比試験方法（JIS A 1203: 2020）[1]」（以後，JIS 法と表記する）があり，含水比は，土の特性を評価する上で重要な指標の 1 つであることから，全ての地盤材料試験において求められている．ここで，JIS 法によれば質量が一定になるまで炉乾燥することとなっており，一定質量になる時間は 18～24 時間が適当とされていることから試験当日に結果を得ることができず，試験の翌日に含水比の結果を得ることでデータの整理を行っている．このため，地盤材料試験実施機関においては，結果を確認あるいは整理するにあたって非効率的な状態が恒常化している．

JIS 法による炉乾燥時間が長時間にわたるという問題点を解消するための 1 つの方法として，「電子レンジを用いた土の含水比試験方法（JGS 0122-2020）[1]」（以後，電子レンジ法と表記する）が規定されており，一定質量になるまでの加熱時間は，試料の量，土の種類，含有水分量，電子レンジの出力などによって異なるが，加熱時間の目安として 10～20 分間が示されており，JIS 法と較べて大幅な時間の短縮を図ることができる方法となっている [1]．しかしながら，電子レンジ法を用いるにあたって，試料内温度を測定したところ，試料によるばらつきはあるが平均 126℃と報告されており [2]，これより，炉乾燥後，ほぼ室温になるまで冷ますためにデシケーター内で所定の時間（例えば，30～60 分）静置が必要となり，合計 40～80 分間の待機時間が必要となる．

そこで，電子レンジ法以外でできるだけ短時間で含水比を得るために加熱方式ではなく非加熱方式（非乾燥質量法）による含水比測定法として RI 法（ガンマ線，中性子線）や土壌水分計法（高周波パルス）が紹介されている [1]．いずれの含水比測定法にも長所と短所があることから迅速に高精度な含水比を測定できる試験方法の開発が期待されている．

著者らは，これまでの研究により得られたグリセロールを用いた含水比測定法 [3),4)]を，粗粒土や細粒土に人工材料を含んだ土質材料，さらには，石分を含んだ地盤材料に普及させることを目指しており，中でも比較的小規模な土木工事の 1 つである農業用ため池の築堤材料に用いられるような細粒土に対して適用することを目論んでいる．そこで，本研究では，試料の作製方法を改良するために加水処理を行うグリセロール法（以後，加水グリセロール法と称し，加水法と略記する）を提案し，加水法の地盤材料への適用にあたって基礎的なデータを得るために，細粒土の一例として市販の木節粘土を用いて試験を行ったのでその結果について報告する．

2. グリセロールを用いた含水比試験の原理 [5)]

グリセロールを用いた水分量の測定の原理 [5)]としては，ある含水比状態の試料土にグリセロールを混合すると試料土中の間隙水がグリセロールに溶解して希釈され，グリセロールの屈折率が変化するため，事前にグリセロールと水との混合割合を変えて屈折率を測定しておき（検量線の作成），含水比を求めたい試料土とグリセロールを混合した溶液（試料土中の間隙水＋グリセロール（グリセロール水溶液））の屈折率を測定することで試料土中に含まれている間隙水の質量を求めることができる．ここで，グリセロールや水の屈折率は温度によって異なることに留意しなければならない [4),5)]．

グリセロールの質量をm_g，水の質量をm_wとするとグリセロールに対する水の質量比R_{wg}（以後，水の質量比と略記する）を次式(1)に定義する [5)]．

$$R_{wg} = \frac{m_w}{m_g} \tag{1}$$

グリセロール水溶液の測定時の温度と屈折率がわかれば温度を考慮に入れた検量線 [4)]により水の質量比R_{wg}を求めることができ，R_{wg}がわかれば次式(2)によりm_wを求めることができる．

$$m_w = R_{wg} m_g \tag{2}$$

以上の結果を基にして，次式(3)により試料土の含水比w_gを求めることができる．

$$w_g = \frac{m_w}{m_s} \times 100 = \frac{R_{wg} m_g}{m - R_{wg} m_g} \times 100 \tag{3}$$

本研究では，グリセロール法により求めた含水比を JIS 法 [1)]や電子レンジ法 [1)]により求めた含水比と区別するためにw_gと表記し，任意温度検量線 [4)]により求めた含水比をw_{gT}と表記する．さらに，加水法により求めた試料土の含水比を$w_{gTsoil(aw)}$と表記する．

3. 加水法を用いた木節粘土の含水比試験

加水法の実施にあたって，まず，試料土の炉乾燥質量m_sを 10g とし，試料土に加水後の懸濁液の設定含水比w_{sus}は 100～300%の 4 種類，水の質量比R_{wg}は 0.5～0.9 の 4 種類とした．これらの試験条件を基にして試料土に所定量の水を加え，その後，グリセロールを添加して 5 分間攪拌を行った．試料土と水とグリセロールの懸濁液からシリンジにより懸濁液を採取し，シリンジにフィルター（5μm，0.45μm）を取り付け，ろ過後，グリセロール

水溶液の屈折率の測定を行った．屈折率の測定にあたっては，最長 5 分間継続して行った．なお，屈折率の測定にはポケット糖度・屈折計（(株) アタゴ製, PAL-BX/RI）1 台とポケット濃度・屈折計（(株) アタゴ製，PAL-RI）2 台の合計 3 台を用い，以後，PAL-BX/RI を屈折計 A，PAL-RI を屈折計 B，C と称する．

以下では，木節粘土の締固め曲線（w_{opt}=34.8%，ρ_{dmax}=1.240Mg/m^3）を参考に，w_{dry}=26.4%, w_{opt}=34.8%, w_{wet}=41.9%に相当する試料土の含水比を加水法により求めた$w_{gTsoil(aw)}$について考察する．

図−1 は，加水後の懸濁液の設定含水比w_{sus}=100%，水の質量比R_{wg}=0.7 の場合の試料土の設定含水比w_{soil}と加水法により求めた試料土の含水比$w_{gTsoil(aw)}$と設定含水比w_{soil}との差との関係を示す．図より，試料土の設定含水比w_{soil}=26.4～41.9%に対して，屈折計 A（記号○）の差は, -2.1～-2.4%となっているが, 屈折計 B（△）, C（□）では-0.4～0.3%となっている．

図−2 は，加水後の懸濁液の設定含水比w_{sus}=100%の場合の水の質量比R_{wg}と加水法により求めた試料土の含水比$w_{gTsoil(aw)}$と設定含水比w_{soil}との差との関係を示す．図より，R_{wg}が 0.5～0.9 では，$w_{gTsoil(aw)}$-w_{soil}は-2.4～2.0%となっている．また，屈折計 B と C はほぼ同じ結果となっており，水の質量比R_{wg}=0.7～0.8 の差が小さくなっている．

図−3 は，加水後の懸濁液の設定含水比w_{sus}=100%，水の質量比R_{wg}=0.7～0.8 の場合の試料土の設定含水比w_{soil}と加水法により求めた試料土の含水比$w_{gTsoil(aw)}$との関係を示す．図より，屈折計 A（○●）の結果を除くと，誤差は 2%程度になっていることがわかる．

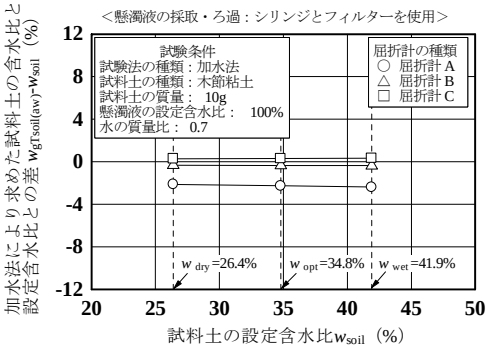
4. まとめ

得られた結果より，試料土への加水後の含水比w_{sus}が 100%, 水の質量比R_{wg}=0.7～0.8 の条件下で設定含水比との差が小さくなり，加水法の有効性を確認することができた．今後は，農業用ため池築堤材料に対して試料土の加水後の含水比の目安を 100%として検討を行う．

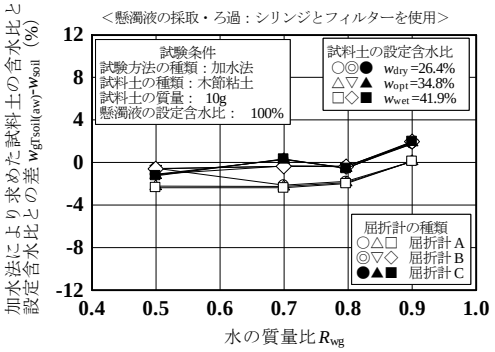
謝辞：本研究を遂行するにあたり，各種の室内試験および結果の整理には，防衛大学校 本科 建設環境工学科卒業生・宮地吏矩氏（現・防衛省 陸上自衛隊）のご協力をいただいた．ここに，深甚なる謝意を表する．

参考文献

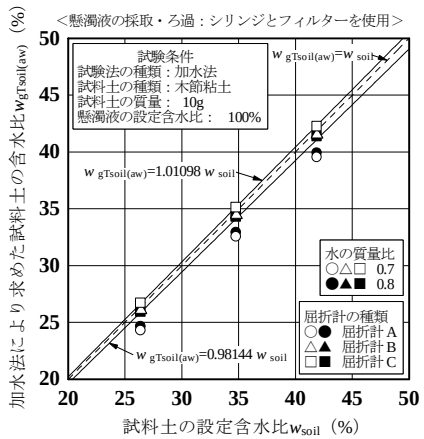
1) （公社）地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］－二分冊の 1－,「第 3 編 物理試験 第 3 章 含水比試験」, pp. 121-131, 2021.
2) 藤田龍之，古川幸雄：電子レンジを利用した土の物理試験方法に関する二，三の考察，土質工学会論文報告集, Vol. 28, No. 4, pp. 197-202, 1988.
3) 佐野博昭，森岡秀一，川満洋，山田幹雄，小竹望，前稔文，尾形公一郎，川原秀夫：グリセロールに対する水の溶解性に着目した廃石膏ボード由来再生石膏の含水比測定法，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol. 77, No. 2, pp. 172-184, 2021.



図−1 試料土の設定含水比と加水法により求めた試料土の含水比と設定含水比との差との関係（懸濁液の設定含水比 100%, 水の質量比 0.7 の場合）



図−2 水の質量比と加水法により求めた試料土の含水比と設定含水比との差との関係（懸濁液の設定含水比 100%の場合）



図−3 試料土の設定含水比と加水法により求めた試料土の含水比との関係（懸濁液の設定含水比 100%, 水の質量比 0.7～0.8 の場合）

4) 佐野博昭，宮田喜壽，山田幹雄，高橋徹，姫野季之，前稔文：グリセロール法による土の含水比測定のための温度を考慮に入れた検量線作成に関する実験的検討，土木学会論文集，Vol. 81, No. 2, 24-00237, 2025.
5) Wada, S. and Kakuto, Y.: Glycerol-extraction refractometry for determination of gravimetric water content of soil samples, *Communications in Soil Science and Plant Analysis*, Vol. 26, Nos. 7&8, pp. 1315-1322, 1995.

【CM93】

福島県に分布する火砕岩の強度特性について

新協地水株式会社　　○廣居　雅史，髙橋　友啓

1. はじめに

福島県の脊梁地域には新第三紀後期中新世から第四紀更新世のカルデラ活動に伴う火砕流堆積物が広く分布し，同一の堆積盆を埋積する湖成堆積物の分布も確認されている（図-1）.

これらの火山活動と火砕岩の形成過程や化学組成については多くの報告がなされている(例えば，地質図幅「田島」山元ほか，1999)が，工学的な見地から岩盤の強度について整理された報告は少ない.

本報では，弊社で過去に実施した火砕岩に関する岩石試験結果を整理し，堆積年代および形成過程を含めた岩石試験結果について議論する.

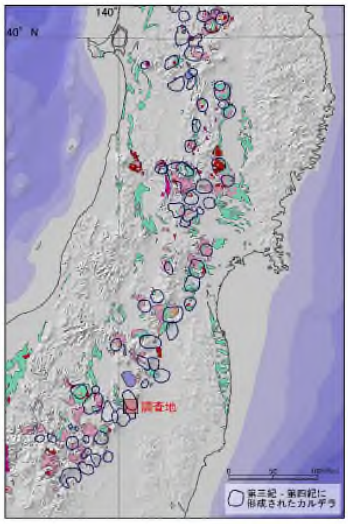


図-1　第三紀・四紀に形成されたカルデラ

2. 試料採取位置および試験結果整理手順

(1)試料採取位置

岩石試験の試料採取位置を福島県の地質図[1)]に示す。新第三紀の火砕岩（△）については9地点、第四紀の火砕岩（○）については8地点の合計83試料で岩石試験を実施している。なお，検証にあたっては，風化部や再堆積層と想定される試料は除外した．また，第四紀白河火砕流堆積物の給源カルデラからの距離による相関性を検証するため，給源地点から10km 毎に区分した（図-2；参照）

(2)試験結果整理手順

①今回整理した岩石試験結果について，図-3に示す火山性堆積岩（火砕岩）の代表値と比較し，妥当性を確認した。

②第三紀の火砕岩試料は，前期中新世と後期中新世に区分されるため,形成過程により相関性があるか確認した。

③第四紀の火砕岩は，採取した大多数が白河火砕流堆積物であったことから，白河火砕流堆積物のみに着目し，推定される給源カルデラからの距離との相関性を確認した。

3. 岩石試験結果

(1)代表値との比較

図-3[2)]に代表的な火山性堆積岩（火砕岩）の縦波伝播速度（V_p）と一軸圧縮強度（qu）の分布を示す。岩石試験の結果は，縦波伝播速度（弾性波速度 V_p）が1.00～5.05km/s（平均2.66km/s）でほぼ代表値と一致する。また，一軸圧縮強度（qu）は0.12～121MN/㎡（平均12.73 MN/㎡）で概ね代表値と一致するが，全体的に低い値が確認されている。

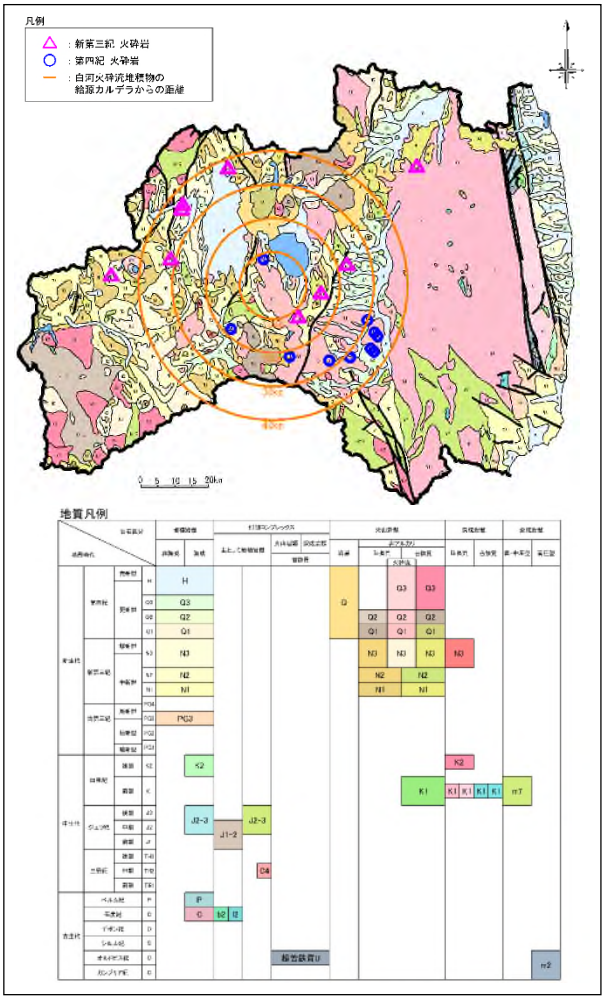


図-2　岩石試験の試料採取位置および福島県の地質分布

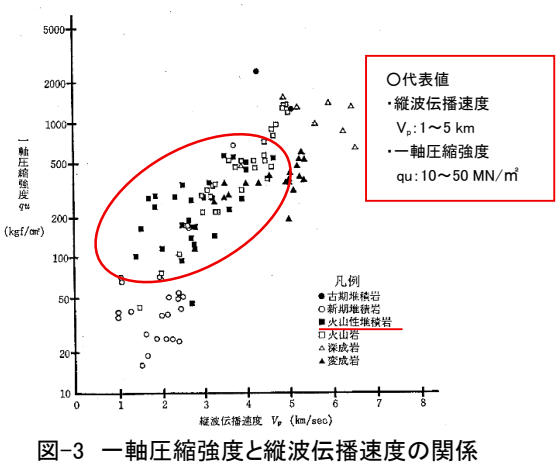


図-3　一軸圧縮強度と縦波伝播速度の関係

(2)火砕岩の形成年代による相関

図-4および図-5に新第三紀と新第四紀に形成された火砕岩の相関を示す。湿潤密度と弾性波速度のグラフから新第三紀の火砕岩のほうが，相対的に湿潤密度（ρ_t）が大きく，また弾性波速度（V_p）が速い傾向が確認された。また，湿潤密度と含水比のグラフから全体に湿潤密度（ρ_t）が大きいほど，含水比（w）が低い傾向が顕著に見られ，新第三紀の火砕岩のほうがやや含水比（w）が低い傾向が確認される。

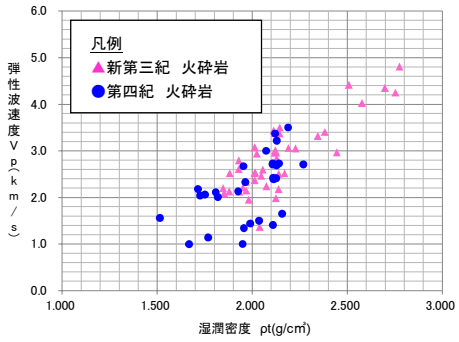


図-4 火砕岩の湿潤密度と弾性波速度の関係

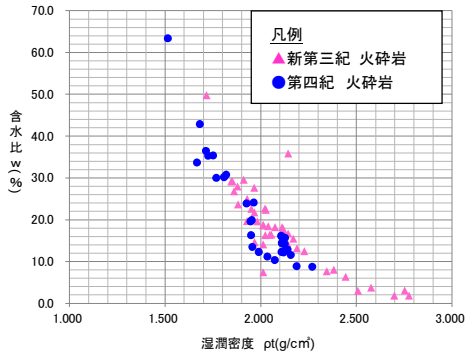


図-5 火砕岩の湿潤密度と含水比の関係

(3)新第三紀火砕岩の形成過程による傾向

図-6に形成過程で分類した新第三紀火砕岩の弾性波速度と圧縮強度の関係を示す。後期中新世に形成された火砕岩の試料数が少なく，精度は低いものの弾性波速度と圧縮強度のグラフから，相対的に後期中新世に形成された火砕岩において圧縮強度(qu)が低く，弾性波速度（V_p）が遅い傾向が確認される。

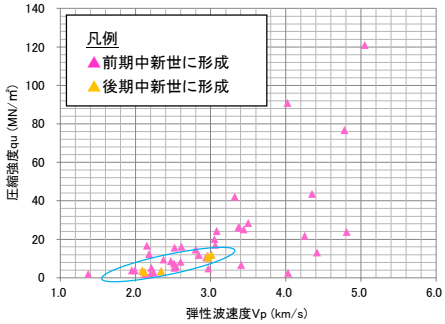


図-6 新第三紀火砕岩の形成過程の違いによる弾性波速度と圧縮強度の関係

(4)第四紀火砕岩の給源カルデラからの距離との相関

図-7,8に白河火砕流堆積物の抜粋データをまとめた試験結果図を示す。なお，給源カルデラからの距離を4つに区分し（図-1；参照）相関を確認した。湿潤密度と含水比グラフから，給源カルデラからの距離が遠いほど含水比（w）が大きく，湿潤密度（ρ_t）がやや小さくなる傾向が確認される。また，湿潤密度と弾性波速度のグラフから，給源カルデラからの距離が近いほど弾性波速度（V_p）が速い傾向がやや確認される。

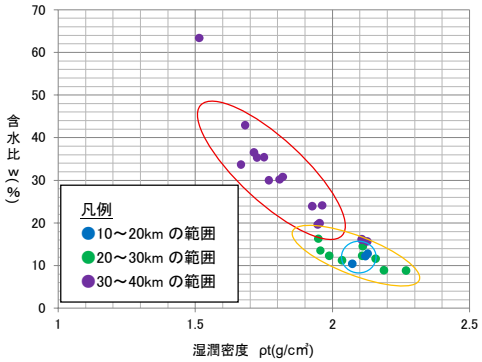


図-7 白河火砕流堆積物の給源カルデラからの距離と湿潤密度・含水比の関係

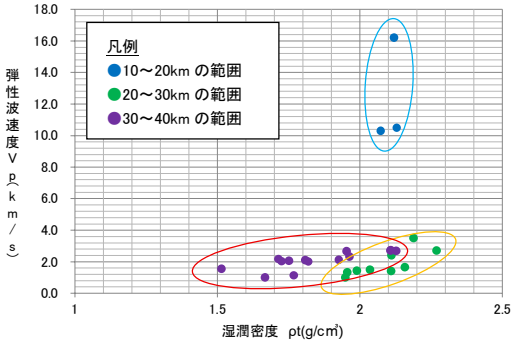


図-8 白河火砕流堆積物の給源カルデラからの距離と湿潤密度・弾性波速度の関係

4. まとめ

福島県に分布する火砕岩については，形成された年代により湿潤密度，含水比，弾性波速度に明瞭な傾向が確認された。

新第三紀の火砕岩については，さらにデータを蓄積し，成因・形成過程による工学的性質の違いを検証していく必要があるが，今回の結果から一定程度の相関があることが示唆された。

第四紀の白河火砕流堆積物については，同一の地層名で呼ばれる地形であっても，給源カルデラからの距離によって工学的性質が異なることが明らかとなった。

《引用・参考文献》

1) 若手技術者のための福島県地質調査の手引き(2016)：一般社団法人福島県地質調査業協会，pp. 12-13.
2) 岩盤分類　応用地質特別号（1984）：応用地質学会，pp. 26.

【CM94】

岩石鑑定によって岩種を正しく判定することの重要性

明治コンサルタント株式会社　　○藤林　真，岩村　尚樹，谷口　正人

1. はじめに

本業務は，高速道路Ⅱ期線の橋梁・トンネル・切土の設計を行うための地質調査であった．Ⅰ期線の資料やその他既存資料，露頭・ボーリングコアの目視判定によって岩種を決めようとしたが，岩種については，資料や技術者によって意見が分かれた岩があったことから岩石の薄片作成及び顕微鏡による鑑定を実施した．

その結果，一部の岩が既存資料とは異なる岩種であることが判明した．目視で判定した岩種と顕微鏡鑑定で判明した岩種での物性値を対比した結果をここにまとめるものとする．

2. 本業務地の地形地質

(1) 地形

本業務地は、標高500～700m の急峻な山地において、東西に流れる河川の下刻作用で形成された谷地形に位置し、河川沿いには狭小な平坦地が分布する。

(2) 地質

本業務地は，中生代白亜紀の流紋岩質凝灰岩・石英安山岩質凝灰岩を基盤とし，新生代古第三紀の花崗岩類・閃緑岩類が併入しているとされる地域である．

ただし，資料によって見解が異なっており，図-1の20万分の1日本シームレス地質図では業務区間の大部分が花崗閃緑岩・トーナル岩の分布範囲とされているのに対し，図-2の20万分の1地質図においては，流紋岩（デイサイト溶結凝灰岩）の分布範囲とされている．

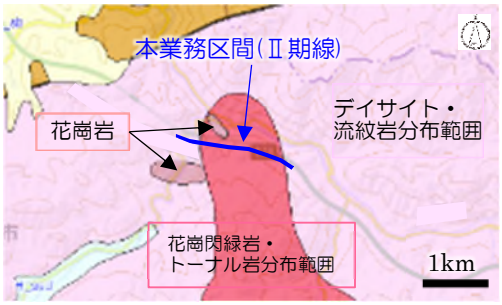


図-1 本業務地周辺の地質図[1)](1)

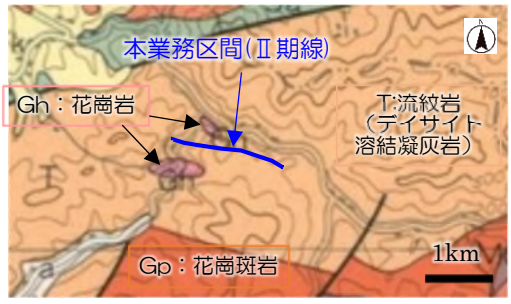


図-2 本業務地周辺の地質図[2)](2)

3. 露頭・ボーリングコアや既存資料の地質判定結果

本業務範囲内の露頭やボーリングコアを観察すると様々な岩相が認められた．流紋岩質凝灰岩が主体であると判断されるものの，一部花崗閃緑岩のように見える岩盤も認められていた．その他，併入岩として花崗岩及び安山岩が確認された．

観察できた岩種の中では，流紋岩質凝灰岩と花崗閃緑岩が大半を占めていた．火成岩の分類を表-1に示し，上記2種類の岩の説明を表-2に示す．

表-1 火成岩の分類[3)]

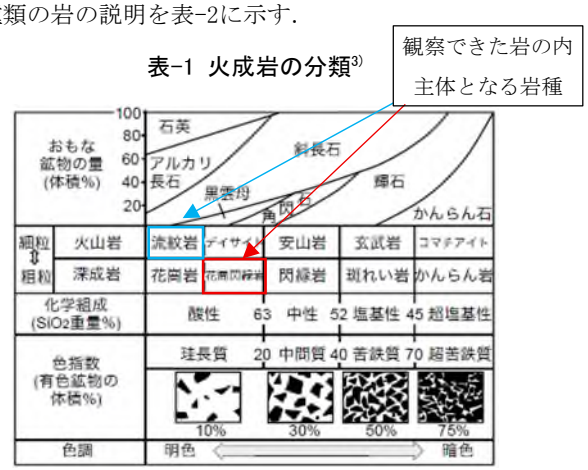


表-2 流紋岩質凝灰岩と花崗閃緑岩の説明

流紋岩質凝灰岩	流紋岩の成分を持った高温の火山灰や火山礫が急激に堆積してできた岩のこと（火砕流堆積物）.
花崗閃緑岩	花崗岩のうちカリ長石が少なく斜長石が多い岩のこと.

流紋岩質凝灰岩を流紋岩と考えると，岩のでき方が異なるものの流紋岩質凝灰岩も花崗閃緑岩も火成岩の中では，造岩鉱物が似ていることから見た目が良く似ている可能性が考えられた．

実際，ボーリングコアから岩種を判定することが困難であった．2章(2)節及び表-3でまとめた引用元による地質の判定結果からもわかるように，地質の判断が異なったことから，本業務当初はコアの目視観察により岩片の様相を示す火山礫が認められた場合は流紋岩質凝灰岩とし，火山礫が認められなかった場合は花崗閃緑岩と判断していた．

既存資料や露頭・ボーリングコアによる地質の判定結果を表-3にまとめる．

表-3 当該業務地の判定結果

引用元	基盤岩の地質又は岩種の判定
20 万分の 1 日本シームレス地質図 [1)]	・大部分が花崗閃緑岩・トーナル岩 ・一部はデイサイト・流紋岩
地質調査所 [2)]	・流紋岩 （デイサイト・溶結凝灰岩）
I 期線地質調査報告書	花崗斑岩，流紋岩，花崗岩，流紋岩質凝灰岩，閃緑岩，ペグマタイト，花崗閃緑斑岩，石英斑岩，閃緑斑岩，アプライト，輝緑岩
本業務の露頭・ボーリングコア判定	・大部分が流紋岩質凝灰岩 ・一部は花崗閃緑岩，花崗岩，安山岩

岩石の種類によっては，設計に必要な地盤定数の算出式が異なる場合がある．今回，岩種判定が困難であった流紋岩質凝灰岩と花崗閃緑岩は地盤定数の算出式が異なることから，正しい岩種で地盤定数を計算するために，薄片を作成し・岩石判定を行うこととした．なお，薄片作成及び顕微鏡鑑定は外部機関に委託した．

4. 岩石判定の結果

薄片の鑑定を行ったのは，ボーリングコア観察において流紋岩質凝灰岩や花崗閃緑岩と判断していた14試料である．薄片鑑定を行った一部試料の拡大写真とその薄片写真を表-4に示す．

表-4 岩石判定の結果の例

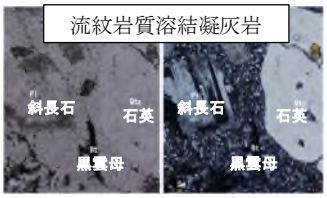
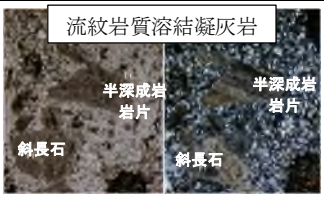
	コア観察時判定とコア拡大写真	顕微鏡鑑定と薄片写真（左:平行ニコル，右:直行ニコル）
試料①	花崗閃緑岩 	流紋岩質溶結凝灰岩 
試料②	流紋岩質凝灰岩 	流紋岩質溶結凝灰岩 

表-4で示した試料の薄片鑑定の結果は，試料①が流紋岩質溶結凝灰岩，試料②も流紋岩質溶結凝灰岩となった．表-4以外の試料においては，流紋岩質凝灰岩，流紋岩質溶結凝灰岩，流紋岩質凝灰質砂岩，のいずれかに該当する結果となった．

これにより，露頭・ボーリングコア観察時に花崗閃緑岩と判断していた岩石については，流紋岩質凝灰岩系の岩石であることから，流紋岩質凝灰岩に統一し岩種名の変更を行うこととなった．

5. 流紋岩質凝灰岩と花崗閃緑岩の物性値の比較

今回薄片作成・顕微鏡鑑定によって，花崗閃緑岩の判定を流紋岩質凝灰岩とし，正しい岩種で成果をまとめることができた．ここで，不正確な岩種で成果をまとめた場合，物性値がどのように変わるか比較を行った．

幅広い岩級に対して比較を行うため，ボーリング調査をおこなった構造物の内，岩級区分に幅が見られた切土のデータを用いて比較した．

前述のように，N 値から換算する地盤強度定数 C，Φ は，岩種によって換算式が異なり，岩種の違いを明瞭に反映すると考えられたことから，その値について比較した．換算式を表-5に示し，結果を表-6に示す．

表-5 換算N値と岩盤のせん断強度定数の関係[4)]

		元の判定 花崗閃緑岩		鑑定後の判定 流紋岩質凝灰岩
		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩
粘着力 (kN/m²)	換算N値と平均値の関係	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$
	標準偏差	0.218	0.384	0.461
せん断抵抗角 (°)	換算N値と平均値の関係	$5.10\log N$ ＋29.3	$6.82\log N$ ＋21.5	$0.888\log N$ ＋19.3
	標準偏差	4.40	7.85	9.78

表-6 鑑定前後のせん断強度定数の比較

岩級区分	設計N値	粘着力C(kN/m²)		内部摩擦角φ(°)	
		花崗閃緑岩	流紋岩質凝灰岩	花崗閃緑岩	流紋岩質凝灰岩
DL	11	33	69	35	20
DM	35	49	140	37	21
DH	91	66	249	39	21
CL	259	94	574	42	29

□：元の判定
□：鑑定後

表-6より，N 値から換算するせん断強度定数の岩種による違いは非常に大きいことがわかる．

6. まとめ

本業務では岩種判定が困難な岩が確認されたことから，薄片作成及び顕微鏡鑑定を行い，岩種の正しい判定を行った．

5章で整理した様に，岩種によって物性値が異なることから，岩種を正しく判定することは非常に重要であり，本業務においては設計サイドに適切な地盤定数の提案ができたと考えている．

《引用・参考文献》

1) 産総研地質調査総合センター（に加筆），（閲覧2025年6月）：20万分の1日本シームレス地質図．https://gbank.gsj.jp/geonavi/geonavi.php#14,34.84151,132.33641
2) 地質調査所（1988）：20万分の1地質図「浜田」
3) 山崎徹（2021）：斑れい岩類：その種類・成因と特徴，GSJ 地質ニュース，Vol.10 No.10.
4) 設計要領 第二集 橋梁建設編（2024）：東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社，p.4-10～4-11.

浅部における風化花崗岩の速度構造に関する事例紹介

日本物理探鑛株式会社　　濱田　康太

1. はじめに

本発表は浅層部に分布する風化花崗岩について検討した。今回、地質構成や工学的性質が変化する区域でPS検層を数多く実施できた。この小論では、調査区域で得られたP波S波の速度分布、地質（岩級）、ポアソン比を用いて風化花崗岩の岩盤状況を評価した事例を紹介する。

2. 調査地の地形地質と調査概要

調査地は花崗岩山地とこれを開析して形成された低地で構成される。調査範囲は北西-南東方向に2km 程度の線形であり、橋梁基礎を対象とした調査ボーリングを実施した。基盤岩は中粒-粗粒の黒雲母花崗岩である。図-1にボーリング位置及び地質図を示す。

調査内容はコアボーリング、標準貫入試験、PS検層（ダウンホール方式）のほかコア状態の良い箇所にて超音波速度測定を行った。

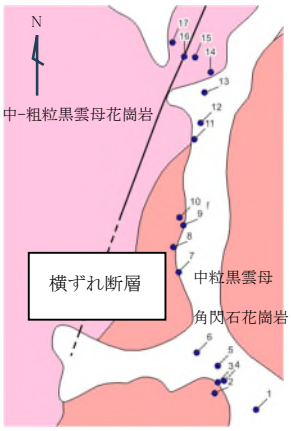


図-1　調査位置図

3. 基盤岩の岩相区分

調査結果を検討して花崗岩を4相(WGr、Gr1～Gr3)に分類した。N 値、風化度や見た目、硬軟を踏まえて工学上の岩相分けを行った。表-1に当調査地の花崗岩以深の地質層序と弾性波速度の平均値、動ポアソン比νdを示す。

表-1　地質層序とN値、Vp、Vs、νd

年代		地層名	土質・土軟硬区分	岩級	記号	N値目安	代表N値	平均Vp	平均Vs	動ポアソン比νd
中生代	白亜紀	中-粗粒黒雲母花崗岩	砂質土 礫混り砂質土	DL DM	WGr	50未満	24	900	280	0.45
			軟岩	DH	Gr1	50-300	100	1500	400	0.46
				CL	Gr2	300以上	300	1800	680	0.42
			中硬岩	CM	Gr3	貫入不能	—	2400	1100	0.37

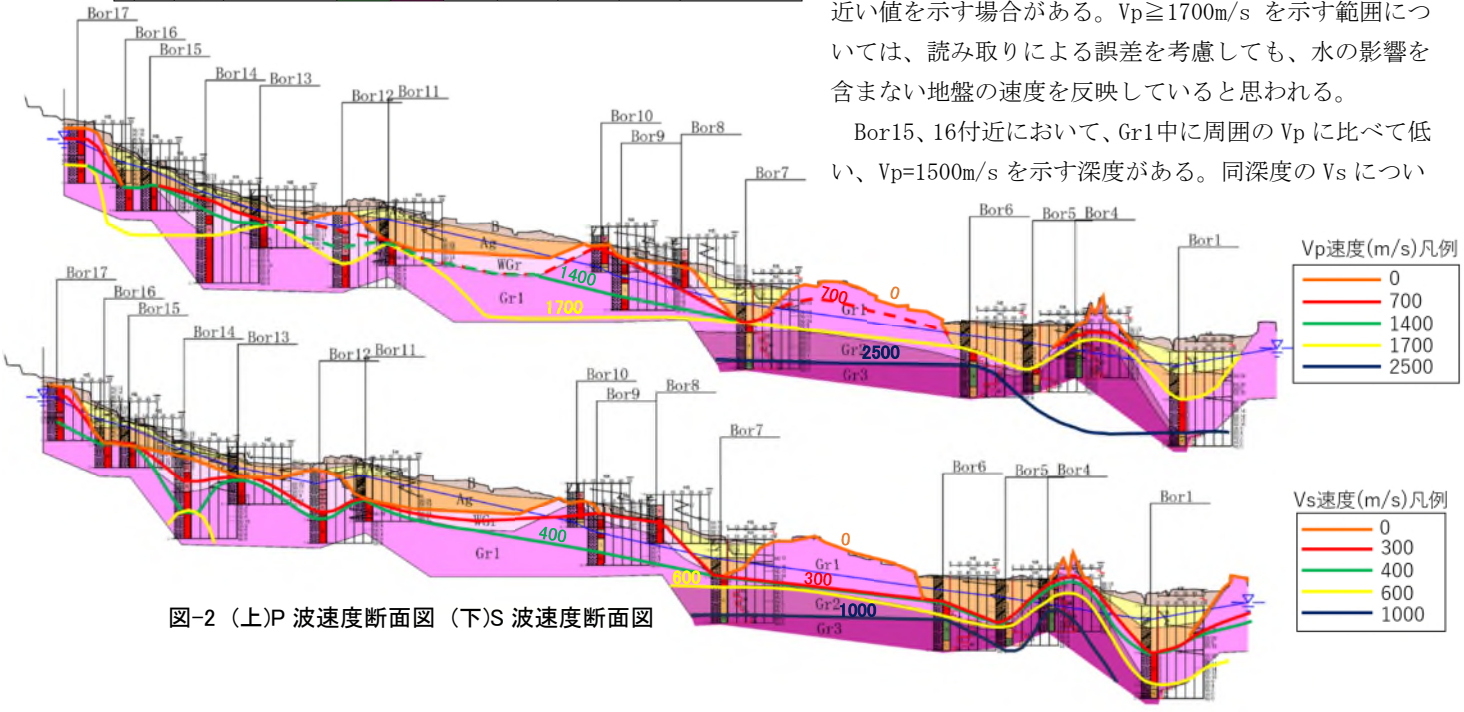


図-2（上)P 波速度断面図（下)S 波速度断面図

弾性波速度を平均値で評価すると、岩級が上がるにつれ、代表N値が増加し、Vp、Vsも共に増加する傾向が見える。また、νdはWGrとGr1で概ね同程度、Gr2、Gr3と低くなっていく。

4. PS検層を用いた浅部における風化花崗岩の評価

(1) Vsの速度特性

図-2に調査地の断面図と検層で得られた花崗岩中のP波速度(Vp) およびS波速度(Vs)の分布を示す。

まず、図-2(下)のVsの分布に着目する。土質において、S波速度とN値には相関があることは一般的に知られており、今井の式 $Vs=97N^{0.314}$などに代表される相関式が与えられている[1)]。ここでGr1の代表N値100を相関式に当てはめるとVs=410m/sとなる。表-1ではGr1の平均Vs=400m/sとなっている。また、他の層についてもN値からの換算Vsと実測平均Vsは概ね同様の値となる。このことから当該地の風化花崗岩にはN値との相関が認められる。また、Vsについては、図-2(下)の断面を見ても深部につれて速度が上がる傾向が確認できる。特に、岩級C_L～C_M級の岩盤が出現する調査地南側では、北側で確認できたVsの倍以上の速度を確認した。Vsは本調査で設定した岩級区分と相関があるといえる。

(2) Vpの速度特性

次に、図-2(上)のVpの分布に着目する。Vpは深部につれて速度が上がる傾向が確認できるが、特に、岩級D_H～C_L級の岩盤において岩級区分と速度の区分は一致していない。また、Gr1～Gr2は主に、Vp=1700～2500m/sを示す範囲が全域に目立つ。

Vpは飽和層の場合、水の速度の影響を受けることが知られており、地盤速度が遅い場合であっても、1500m/sに近い値を示す場合がある。Vp≧1700m/sを示す範囲については、読み取りによる誤差を考慮しても、水の影響を含まない地盤の速度を反映していると思われる。

Bor15、16付近において、Gr1中に周囲のVpに比べて低い、Vp=1500m/sを示す深度がある。同深度のVsについ

ては、周囲のボーリングと同様の速度を示している。Vp=1500m/s を示している場合、完全飽和状態にあり、実際の Vp はさらに低い可能性が考えられる。

(3) Vp と Vs、νd の分布から見える風化花崗岩の特性

図-3に各層と Vp、Vs の関係を示す。各岩相の枠内に入っている速度帯が今回の調査で各岩相において確認された速度、速度帯の面積は確認された比率である。

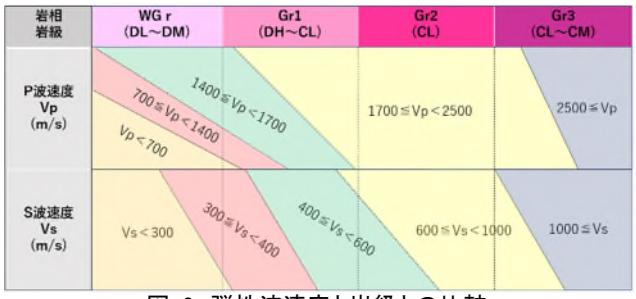


図-3 弾性波速度と岩級との比較

図-3によると、Vs は今回の岩相区分と概ね相関がある。一方 Vp は1700～2500m/s を示す範囲が広く、岩級 D_H～C_L(C_M)まで幅広く分布している。Vs に速度差がある場合でも、Vp は同程度の速度を示す場合があるといえる。C_M級岩盤の範囲では Vp、Vs ともに高速であり、D_H～C_L級の範囲でのみ見られる傾向といえる。

図-4には原位置での Vp、Vs の分布と、室内試験で実施した値(×)をプロットした。室内試験は岩石試料が硬質であった Gr2、Gr3でほとんど実施しており、値はいずれも、動ポアソン比 νd=0.3～0.35程度の値を示す位置にプロットされている。一方、検層の結果をみると、プロット位置が大きくバラついており、Gr1～Gr2を主として、動ポアソン比 νd≧0.45となる値が確認される。特に、Vs=400m/s～600m/s、Vp=1700～2500m/s 程度の範囲で Vs に対して Vp が速く、動ポアソン比 νd が高い傾向があるといえる。また、Vp=2500m/s を超えると νd は低くなる。

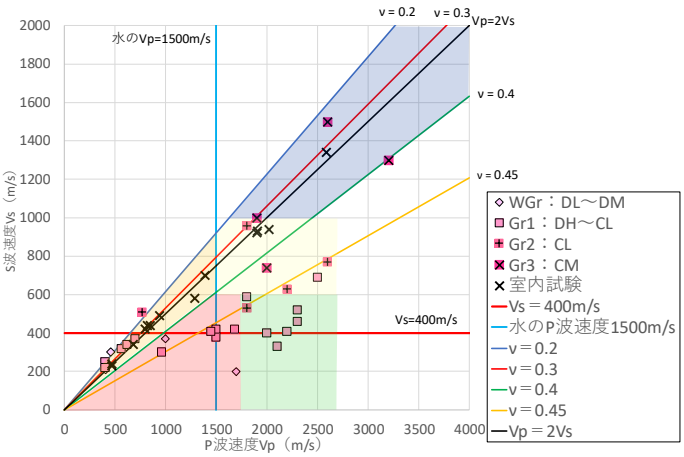


図-4 原位置データ及び室内試験 Vp と Vs の分布

5. 考察

① Vs が浅層部のマサ・風化花崗岩において岩級と相関があることを確認した。浅層での橋梁基礎の分野においては、N 値に加え、S 波速度を補完的に利用した層区分や岩級区分が有効である。

② D_H～C_L級の岩盤において、原位置での Vp と岩級の相関は悪く、室内試験結果に比べポアソン比が大きい。軟岩は拘束圧下において Vp が速くなる傾向にあるためと推察する。この特性は付加体の混在岩などでも顕著であり、施工時の応力開放に注意が必要な、亀裂質で剥離性のある岩盤に類似しているといえる。こうした特性の軟岩は、浅部で出現するため、基礎の施工時に掘削を行う場合等には注意が必要である。

拘束圧による影響の他に考えられる動ポアソン比増加の原因として、土砂化の影響が考えられる。一般的に、Vs が遅い土質では、動ポアソン比が高く出ることが知られている。Vs=400m/s 程度が岩盤と土質の境界と考えられ、図-4を見ると、Vs=400m/s より下部に分布するものについては、土砂化の影響を受けていると考える。

この二点が D_H～C_L岩盤の Vp が高い要因である。

③ Bor15、16付近における Vp は1500m/s 程度であった。隣接する Bor14や17では Vp は2000m/s 以上を示しており、周りに比べて遅いといえる。Vs については、400m/s 程度を示し、周囲と同程度である。コアを確認すると、他のボーリングに比べてやや風化色は強いが、別の岩相といえる程の明確な差異はなかった。

一般に岩盤の Vp が低速度化する要因としては、密度の低下や間隙率の影響が挙げられ、今回の速度差の理由としても当てはまると思われる。図-1の平面図では、Bor15、16付近に断層の分布が確認される。破砕を受けた岩盤は、一般に Vp、Vs 共に低速度化する。今回の調査では、断層直上を捉えてはいないため、コアで断層は確認出来ず、Vs にも変化はない。しかし近傍での構造的影響から、周囲に間隙が広がり、化学的風化が促進したと推察する。その結果、Bor15、16付近では密度が低下し、Vp が低速度化したと考えた。調査地広域で連続して PS 検層を実施したことによって、局所的に Vp が低い範囲を抽出できたといえる。物理探査を用いた精細な弱部推定ほどではないが、大枠で弱部の抽出ができたといえる。以上から、Vp の把握は N 値や Vs、コア観察だけでは分からない風化花崗岩中の弱部抽出に有用である。また、今後の展望として、電気検層や密度検層等を併用すれば、詳細な物理特性把握と、精度向上に繋がるかもしれない。

6. まとめ

今回の調査では、広範囲に渡って PS 検層を実施し、風化花崗岩の Vp、Vs 特性を深く定量的に考察できた。室内試験ができない軟岩部では、原位置における P 波 S 波の速度分布やポアソン比を適切に評価することで、岩級区分の指標ほか設計施工に向けた有益な地盤情報を提供できるものと考える。花崗岩における地盤の不確実性や地質リスクを正しく認識するためにも有益である。

《引用・参考文献》

1) 耐震地盤調査の計画と管理(1985)：鹿島出版会, p. 74

【CM96】

水路トンネルを対象とした地質調査における透水性評価事例

大日本ダイヤコンサルタント（株）　○西保　亘，長尾　優樹，佐藤　大紀，大木　郁也，小林　卓矢，伊藤　靖雄

1. はじめに

計画されている水路トンネルを対象として，ボーリング調査，原位置試験，室内試験および弾性波探査を実施し，地質分布や透水性，物理・力学特性の把握に努めた．

本論では，既往調査により認められた高透水部の分布範囲の確認という重要課題に対し，解決に向けた調査の提案・実施事例について報告する．

2. 地質概要

周辺の地質平面図を図-1に示す．水路トンネル周辺の地質は，主に新第三紀中新世の塊状溶岩，自破砕溶岩および火山礫凝灰岩類が分布する．

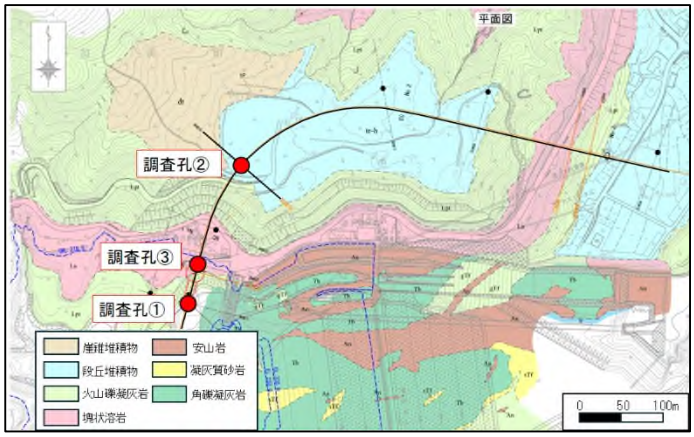


図-1 水路トンネル周辺の地質平面図

3. 問題点の抽出

既往調査で水路トンネル掘削区間に高透水部が確認された．設計・施工においては高透水部の分布範囲など詳細把握が重要課題である[1)]．本業務ではボーリング調査・原位置試験を実施し，地質分布・透水性の把握に努めた．業務における問題点は以下のとおりである．

(1) 岩盤透水試験（ルジオン試験）結果の妥当性確認

本調査は，5m 掘進した後，孔内観察，ルジオン試験のサイクルを繰り返し行った（図-2）．

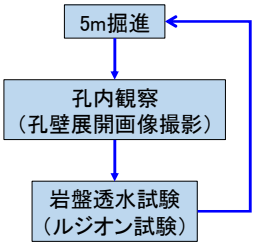


図-2 ボーリング調査のサイクル

そのため，ルジオン試験区間上端部は，前回のルジオン試験の影響を受け，孔壁が破損している可能性があり，パッカーによる遮水が不十分となる可能性がある（図-3）．したがって，ルジオン試験結果の妥当性確認が重要となる．

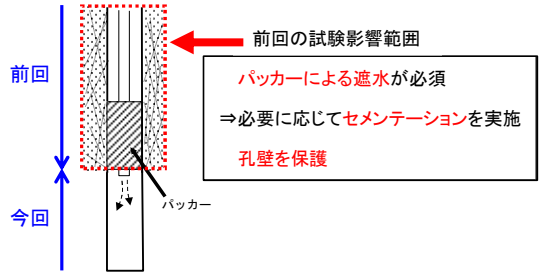


図-3 ルジオン試験のパッカー遮水時の工夫

(2) 上下流方向の高透水部の連続性確認

水路トンネルは，貯水池からダムサイトの横を通って下流に向かうルートであり，上下流方向に高透水部が連続すると既存施設にも影響を及ぼすおそれがあるため，慎重に評価する必要がある．

(3) 断面図の整合性の確認

数年をかけて段階的に調査を実施し，計画ルートの変更も経て作成時期の異なる地質断面図・岩級区分図・ルジオンマップが存在するため，これら断面図間の整合が取れていないと，高透水部の連続性評価に影響する．

4. 問題分析

上記から，問題点を分析し，以下のように整理した．

(1) 岩盤透水試験（ルジオン試験）結果の妥当性確認

当該水路トンネル付近の既往調査における高透水部は，地質境界や開口割れ目等に起因するものが多い傾向にある．よって，高透水部であることを確定させるためには，ルジオン試験結果だけでなく複数の要素で評価し，高透水要因を明確にする必要がある[2)]．

(2) 上下流方向の高透水部の連続性確認

既往調査と地表踏査により岩盤の熱水変質部が認められることから，分布範囲の精度を上げて透水性の確認を行う必要がある．

(3) 断面図の整合性の確認

段階的な調査で適宜断面図の作成・修正を行ってきたため，縦断図と横断図の間で不整合が生じやすい．そのため，視覚的かつ簡易に確認できる方法によって，不整合を見つけることが必要である．

5. 調査計画

問題分析から，下記の方針で調査計画することとした．

(1) 高透水部の要因分析

高ルジオン値を示した区間は，簡易な孔壁画像解析で開口幅や破砕部の確認のみを先行して行った．その上で，高透水領域を絞り込む短縮ルジオン試験を実施した．

(2) 熱水変質部の性状確認ボーリングの実施

実施調査計画で位置を提案し，ボーリングによる性状・透水性の確認を行った．

（3）パネルダイヤグラムによるチェック

これまでの断面図をすべて修正した上で，パネルダイヤグラムを作成し，各断面図の交点をチェックした．

6. 実施結果および成果

（1） 高透水部の要因分析

例として調査孔①の結果を示す（図-4）．深度11～16mの高透水部（ルジオン値61.4）は，コア観察および孔壁展開画像解析の結果，深度12.5～12.8m に破砕部が集中し，主たる高透水要因と考えられた．

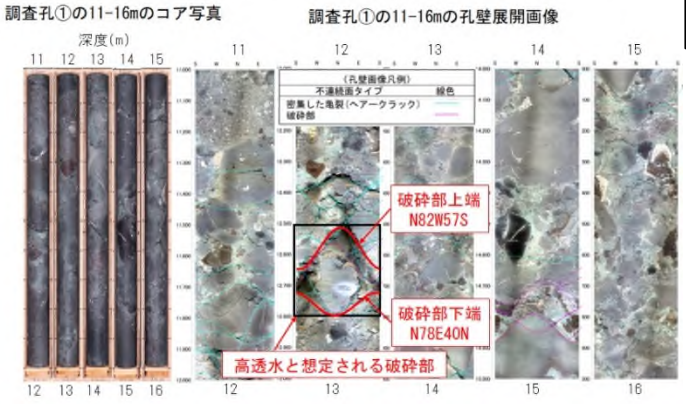


図-4 ボーリングコアと孔壁展開画像の対比

そこで，破砕部を避けて，区間深度14～16m で短縮ルジオン試験を実施した．その結果，低いルジオン値0.49を示し，破砕部を要因とする高透水部であることを再現でき，高透水区間を絞り込むことができた．

（2） 上下流方向の高透水部の連続性確認

調査孔①とともに実施した斜め調査孔①’で深部に2≦Lu＜5の低透水部は確認していたが，浅部の高透水部の下流方向への連続性については未確認であった．そこで次年度に調査孔③を追加実施し，浅部から低透水部となっていることを確認した．これにより上下流方向に高透水部が連続していないことが確認できた．

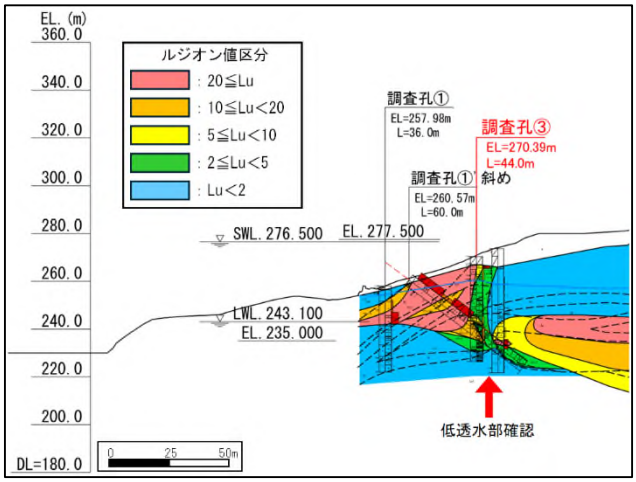


図-5 起点部縦断ルジオンマップ

（3）パネルダイヤグラムによるチェック

パネルダイヤグラムによるチェックの一例として，断面①（水路トンネル縦断方向）と断面②（水路トンネル横断方向）交点の事例を示す（図-6）．

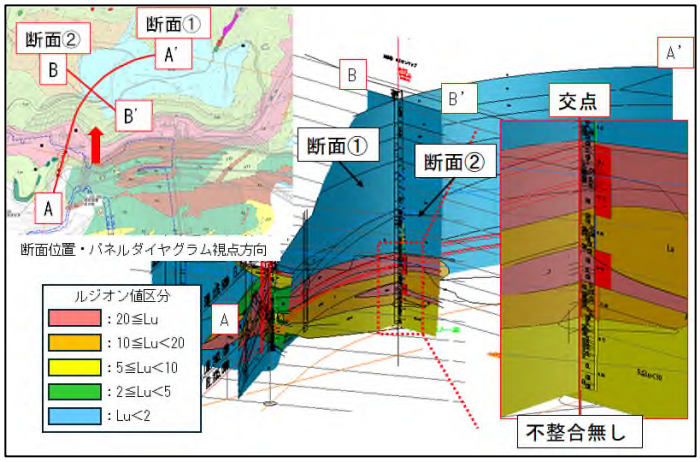


図-6 パネルダイヤグラムによるチェックの例

地質断面図・岩級区分図・ルジオンマップのそれぞれでパネルダイヤグラムを作成し，不整合箇所をチェック，適宜修正を行った．

以上の結果，高透水部の分布範囲を絞り込むとともに，水路トンネル縦断方向および横断方向の透水性状の分布を視覚的に表現することが出来た．

7. まとめ

本事例では，既往調査で明らかとなった水路トンネル掘削区間の高透水部の詳細把握を念頭に，調査を実施した．ポイントは，以下のとおりである．

①注入水のリークによる高透水の誤認を防ぐため，ルジオン試験開始時のチェック強化に加えて，コア・孔壁展開画像による試験区間の割れ目状態チェック，必要に応じて短縮ルジオン試験による再現性を確認した．

②既往調査と地表踏査により，ポイントとなる熱水変質部の分布範囲を絞って効率的なボーリング配置を行い，低透水部が介在することを確認できた．

③各種断面図をパネルダイヤグラムで詳細に確認し，成果品に不整合箇所が残らないような工夫を行った．今後の地質調査業務においても，本手法を継続的に適用することで，図面の精度向上および品質の確保が期待される．

今後も業務の問題点を適切に抽出・分析し，地質調査の専門家として事業に貢献できるより良い調査を計画・提案できるよう努めていきたいと考える．

《引用・参考文献》

1） 社団法人地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ　山岳トンネル工法の調査・設計から施工まで，p. 31～33，2007. 7.

2） 一般財団法人ダム技術センター：ダム基礎における立体的岩盤透水性分布の把握手法，p. 105～120，2013. 5.

【CM97】

岩石におけるスメクタイト含有量と各種諸元の相関性について

北海道土質試験協同組合　○國枝　拓司，平　伸明，大和田　明穂，大関　太郎

1. はじめに

トンネル施工において，地山の評価は支保パターンやインバート構造の決定において非常に重要であり，地山評価のための岩石試験が実施されている．特に膨潤性地山は，施工中や供用後も水の供給がなされる条件下では膨潤を続ける特徴があり，構造物に悪影響を及ぼす[1)]．

前回の報告では，膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトの評価に用いられる浸水崩壊度試験を主として，その他試験結果と比較をした．結果として泥状化を伴う浸水崩壊度区分 3・4 に至る条件において，湿潤密度 2.4g/m3 以下かつ一軸圧縮強度 25MN/m2 未満と一定のしきい値を示すことができた．しかしながら，泥状化を伴わない浸水崩壊度区分 0～2 においてもスメクタイト含有量が最大で 54wt%と比較的高い割合で分布がみられた．総括として，浸水後崩壊区分とスメクタイトの含有量に明瞭な相関は見られなかった．

本報告では，前回の試験データをより細分化して検証する．

2. 試験方法

スメクタイト含有量の算出は，X 線回折装置（Rigaku 製 MultiFlex）を使用した．スメクタイトの定量方法として，被検試料で他の含有鉱物とピークが重複しないと考えられる標準物質を一定量測定試料に混合し，スメクタイトの標準試料と標準物質の回折強度の比から検量線を作成して，同様に一定量の標準物質を混合した試料でのスメクタイトと標準物質の回折強度の比を検量線に当てはめてスメクタイトの含有量を求める内部標準法で実施した[2)]．

また，崩壊度区分を求めた浸水崩壊度試験およびその他の岩石試験は，(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 地質調査標準示方書 14 岩石試験，(公)地盤工学会 地盤材料試験の方法と解説に準拠した．

3. 結果報告

試験に用いた試料は地域ごとに採取された岩種の異なるもの（A～E）である．また，今回の報告対象とするスメクタイト含有量には検出量1wt%未満と緑泥石やカオリナイト等の混合層粘土鉱物として検出されたデータは含まれていない．

(1) スメクタイト含有量と湿潤密度

スメクタイト含有量と湿潤密度の関係を図-1 に示す．全体として試験試料の湿潤密度は 1.7～2.7Mg/m^3 の範囲に分布しており，スメクタイト含有量の分布は 2～73wt%である．

安山岩を主体とする E は 2.4～2.7Mg/m^3 の範囲で分布その他の A～D の数値は概ね同等の値を示しており，相対的にいずれの試料もスメクタイト含有量の減少とともに湿潤密度が増加する負の相関がみられる．

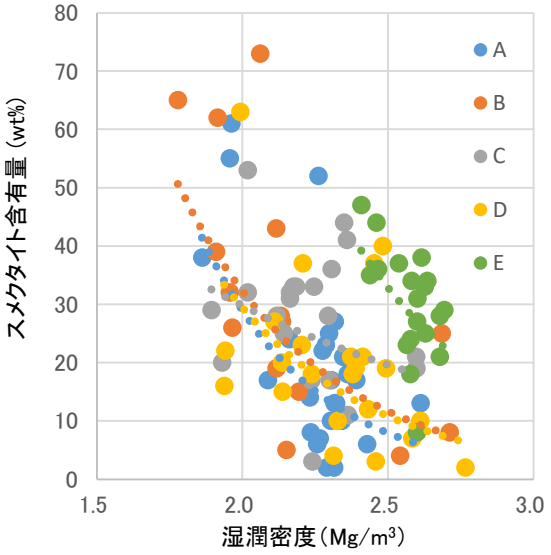


図-1 スメクタイト含有量と湿潤密度

(2) スメクタイト含有量と一軸圧縮強度

スメクタイト含有量と一軸圧縮強度の関係を図-2 に示す．試験試料の一軸圧縮強度は 0.1～157MN/m^2 の範囲に分布しており，軟岩硬岩の基準となる一軸圧縮強度 25MN/m^2 を境にスメクタイト含有量が概ね 45wt%未満となるしきい値が見られた．

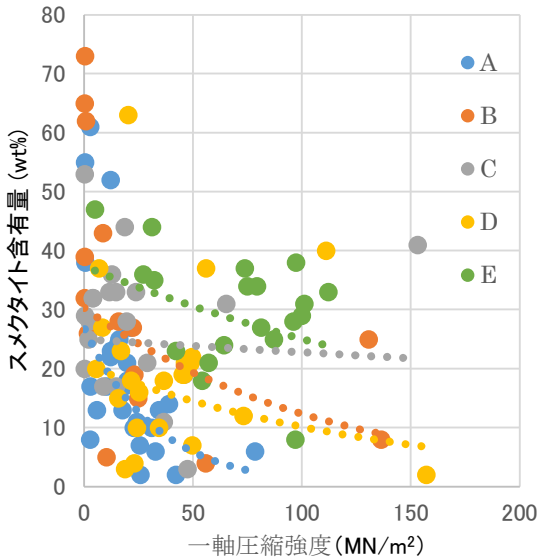


図-2 スメクタイト含有量と一軸圧縮強度

(3) スメクタイト含有量と浸水崩壊度区分

浸水崩壊度試験の結果として，スメクタイトを含む軟岩の簡易スレーキングの劣化形態において写真-1 に示すように，形を保ちながら徐々に膨潤する Na タイプと砂状～岩片状に分離・崩壊する Ca タイプ，両タイプの中間型が明らかにされている[3]．なお本報告においては Ca 型と Na 型を判別するイオン交換処理は行っていないが，浸水崩壊度区分 4(完全に泥状化)を示す試料の特徴として膨潤型の Na タイプや膨潤の後崩壊する中間型が多く見られた．

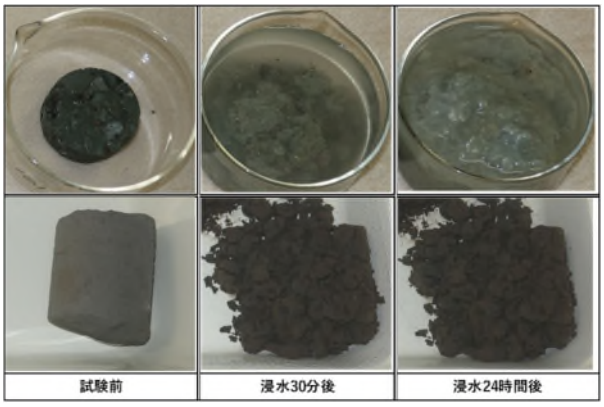


写真-1 浸水崩壊度区分4例(上：Na タイプ，下：Ca タイプ)

(3) スメクタイト含有量と浸水崩壊度区分

スメクタイト含有量と浸水崩壊度（24 時間後）区分の関係を図-3 に示す．浸水崩壊度区分 0(変化なし)～2(細片化するが泥状化しない)と評価された試料のスメクタイト含有量は概ね 50wt%以下であるが，含有量 50wt%以下には泥状化を伴う浸水崩壊度区分 3(細片化と部分的な泥状化)と区分 4(完全に泥状化)に評価された試料についても多く分布している．浸水崩壊度区分 3・4 のスメクタイト含有量は 1～73wt%の間に全体的に幅広く分布しており，含有量の多少に関わらず泥状化する可能性があることが確認された．

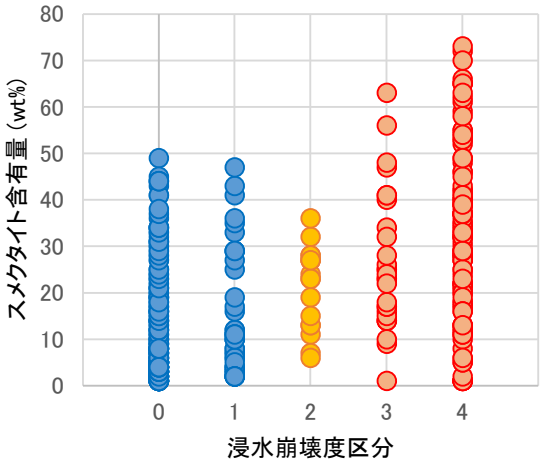


図-3 スメクタイト含有量と浸水崩壊度区分

また，図-3 の結果を参考にスメクタイト含有量と浸水崩壊度区分の分布を図-4 に示した．浸水崩壊度区分の増加に伴い四分位数の値も増加するものの，最小値の差異はあまり見られない．

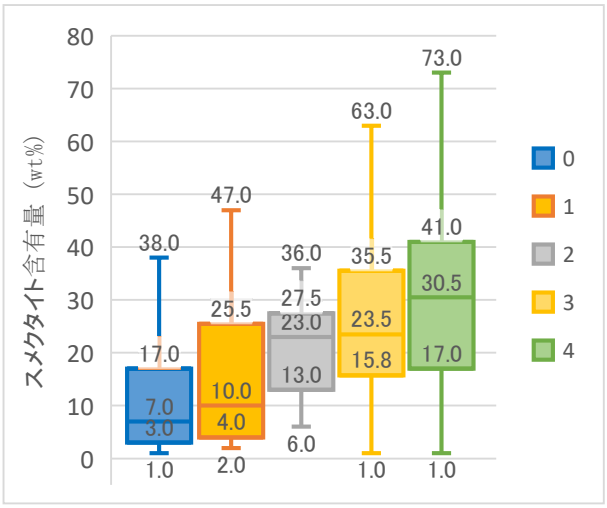


図-4 スメクタイト含有量分布

4. まとめ

今報告として，スメクタイトの含有量を主体にその他の試験値との相関性を求めた．得られた結果から，スメクタイトの含有量の減少に伴い，湿潤密度や一軸圧縮強度が増加する相関が見られた．また，一軸圧縮強度 25MN/m²を境にスメクタイト含有量が概ね45wt%未満となるしきい値が見られた．しかしながら，今報告においてもとスメクタイト含有量と浸水後崩壊区分に明瞭な相関は見出せなかった．

一般的に，乾燥，吸水を繰り返すスレーキングに対して，浸水崩壊度試験は乾燥，吸水を1サイクル行うのみである．急速スレーキングを確認するには簡便，かつ効率的な試験ではあるが，前回からの結果を含めて必ずしもスメクタイト含有量の結果と合致するとは言えない．さらにスメクタイトを多く含有していても岩石自体の強度で膨張せず，浸水崩壊度区分が低く見積もられることも考えられる．

今後の展望として，浸水度崩壊試験以外のスレーキング試験結果の適用を含めた他の膨潤性評価試験，構成鉱物分類等々，さらに上記の諸問題も含めた上で引き続き検討していきたい．

《引用・参考文献》

1) 大塚康範：膨潤性地山，技術手帳　地盤工学会誌 2016. 1
2) 八島隆志：粉末 X 線回折による軟岩中のスメクタイトの定量方法について，全地連技術フォーラム2006 論文集，論文 No. 79，2006.
3) 石田良二・西川総明（1992）：スメクタイトを含む軟岩の諸性質（1）　―交換性陽イオンと吸水特性―，粘土科学，Vol. 32，pp. 97-107.

【CM98】

断層近傍におけるボーリングコア記載事例

中央開発株式会社　　○井上　慧士，植木　忠正

1. はじめに

本調査は，断層によって形成された秦野盆地の縁辺において，φ86mm オールコアボーリングを行った事例である．調査地である秦野盆地内では，水理構造の把握のために 100～300m 級の既往ボーリング調査が複数実施されており，火山灰層の層序対比から，約 12.5 万年前に相当するローム層を鍵層として，帯水層が区分されている．しかし，本調査地点では火山灰層・ローム層の層準が，既往調査と大きく異なることが確認された．本発表では，コア観察から推測される秦野盆地縁辺の地質構造について報告する．

2. 地形・地質

調査地は北側を山地に，南側を丘陵地に囲まれた断層盆地内（図-1）に位置しており，複数の河川の複合扇状地である．盆地南側には南側隆起の北西-南東走向の逆断層である渋沢断層が分布しており，調査地付近を通過している．

秦野盆地は，断層の活動に伴って盆地が砂礫によって埋積され，山地から供給された水が地下水として砂礫層中に貯留されている．砂礫層に挟在するローム層は，下位から多摩ローム，吉沢ローム，新期ロームの 3 つに大きく分けられる．

帯水層は，約 12.5 万年前の吉沢ローム層を境として浅部・深部の帯水層に区分されており，このローム層が本調査における鍵層とされている [2)]．

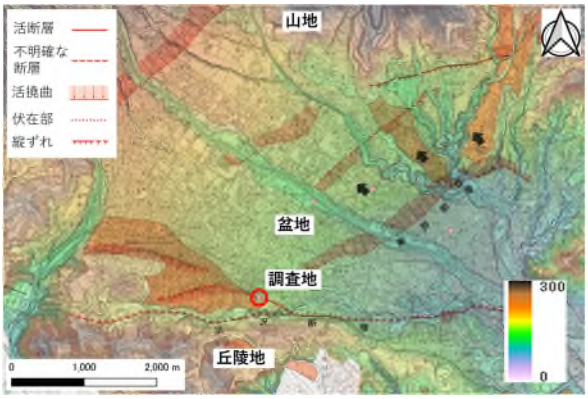


図-1 調査地周辺の地形・断層分布 [1)]

3. コア観察結果

堆積物の層相・堆積構造・性状・含有鉱物・地層境界などの観点からボーリングコアを観察し，地質記載を行った．以下にコア観察結果を示す．

(1) 層序

本調査の地質は図-2 に示すように，ローム層と砂礫層からなる．層準を層相・性状の変化，地層境界，不連続面，挟在するテフラに着目し，①～⑪に区分した．

ローム層は大きく 3 種類，指圧で容易にへこむ軟質な A ローム（①），指圧で少しへこみ，針を通すやや軟質な B ローム（⑤⑦⑧⑨），指圧でへこまず，針も通さないほど硬く，カッターでも削りにくい非常に硬質な C ローム（②⑪）に区分した．また，GL-60m 以深の B ロームおよび C ローム中には淡黄色のテフラ層が複数確認された．

砂礫層はφ2～60mm の亜角礫～角礫主体でφ70mm 以上のコア径大の礫も含み，礫種は火山岩・角礫岩・珪質岩・凝灰岩，堆積岩からなる．基質は③～④では緩い部分が主体となっており，間隙も見られる．⑥以深では，基質が締まっている部分が多くなる．また，GL-100m 以深の⑩の基質は，褐色のローム混じりの砂へ変化し，上位と比較して硬くなる．

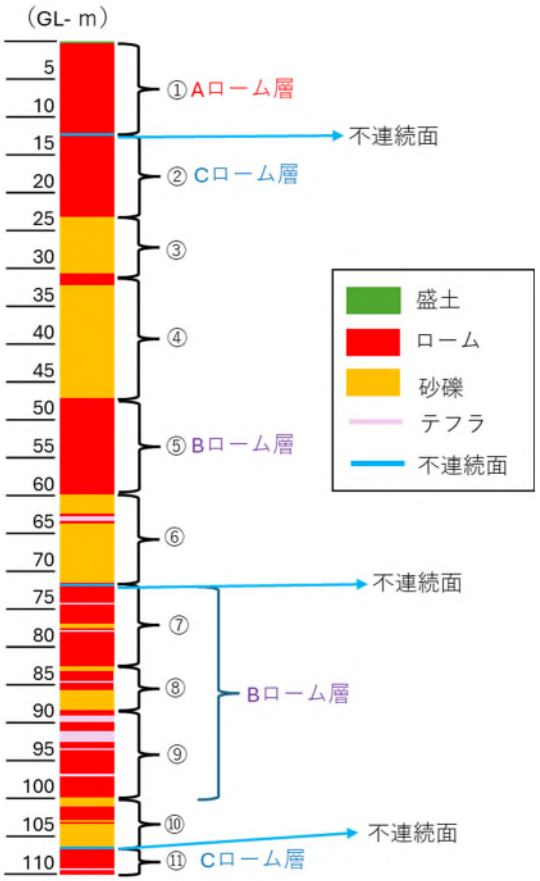


図-2 地質柱状図

(2) 不連続面

コアの観察の結果から，⑥～⑦・⑩～⑪間の 2 深度で砂礫層からローム層へ明瞭な変化をする不連続面が確認された．また，ローム層中でも軟質な A ロームから硬質な C ロームへ明瞭に変化する不連続面が①～②間で確認された．これらの不連続面は，概ね～∠20° 程度である．

(3) 鍵層となるテフラ

本調査では，ローム層中に 10 枚のテフラが確認された（表-1）．テフラは ，既往調査でも確認されている箱根火山起源のテフラに対比されるもの（テフラ 2～9），それよりも古い多摩ローム中のテフラに対比されるもの（テフラ 1，テフラ 10）が確認された．

箱根火山起源のテフラは約 8～13 万年前の鍵層の吉沢ロームの年代と一致するが，その上位により古い多摩ローム中のテフラが分布し，層序に矛盾が生じている．

表-1 鍵層となるテフラ

テフラ番号	層序	深度 GL-（m）	テフラの種類	年代	ローム
テフラ1	⑥	62.65～63.21	TB-1?	約23万年前	多摩相当
テフラ2	⑦	74.10～74.32	KmP7?	約8～13万年前	吉沢
テフラ3	⑦	77.65～77.85	KmP1?		
テフラ4	⑧	84.35～84.50	KIP14		
テフラ5	⑨	88.90～89.65	KIP13		
テフラ6	⑨	91.35～92.00	KIP7		
テフラ7	⑨	92.00～92.56	KIP6		
テフラ8	⑨	93.58～93.63	KIP4		
テフラ9	⑨	96.90～97.20	KIP?		
テフラ10	⑪	108.97～109.13	TaU-4?	約15～17万年前	多摩相当

※赤字はテフラ対比の確度の高いことを示す

4. 地質構造に関する考察

(1) 地層の逆転

図-3にローム層の対比結果を示す．一般的に，台地上で確認される後期更新世のローム層は，指圧でへこむ程度の軟質な堆積物であり，硬質なものはそれ以前の多摩ローム層のような古いロームに対比される．3つに区分したローム層は，挟在するテフラや性状に基づくと，軟質な A ローム層は新期ローム層，箱根のテフラを挟在する B ローム層は下末吉相当の吉沢ローム層，硬質な C ローム層は多摩ローム層相当と推測される．この場合，硬質なローム（②）を古い多摩ローム層とすると，やや軟質でより新しい吉沢ローム層の上位に確認されることになり，地層の逆転が生じていると考えられる（図-3）．

層準⑥・⑦間の不連続面に着目すると，この面より上位は約20万年前のテフラ（TB-1に対比）を挟む砂礫層，下位は約8～13万年前の吉沢ローム層とであることから，ここでも地層の逆転が生じていると考えられる（図-3）．

(2) 地質構造と断層の関係

テフラ・ローム層の観察結果から，不連続面での地層の逆転が確認されたが，これは調査地付近の活断層の活動によって生じた可能性が考えられる．

コア観察で確認された不連続面は低角度であり，古い時代の硬質な多摩ローム相当と推測されるローム層が 8～13 万年前の吉沢ローム（下末吉ローム相当）よりも上位に分布するような構造を示すことから，断層の運動に伴い，古いローム層が新しいローム層に衝上したと考えられる．

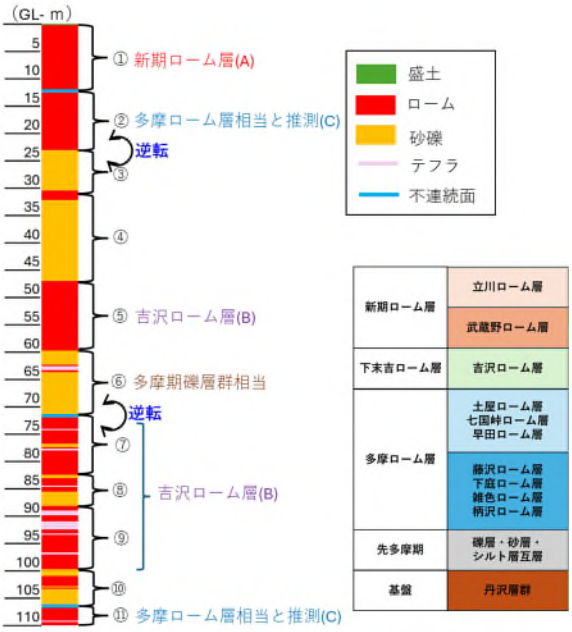


図-3 確認された地層の逆転と盆地の地質構造 [2)]

前述したように，調査地の南側は渋沢断層の活動に伴って隆起して形成された丘陵地であり，調査地と丘陵地の間には活断層のリニアメントが確認される（図-1）．本調査地で確認された地質構造は，この断層の活動によって形成されたものであると考えられる．

既往調査では，丘陵地と盆地の標高差から平均変位速度が 0.3～1.5m/千年の A～B 級の活断層とされており [3)]，ボーリングコアで確認された砂礫層，ローム層の堆積中も，複数回の活動が繰り返されていたと推測される．

5. まとめ

本調査では，ボーリングコアの観察結果から，以下のことが確認された．

本調査地点は既往調査とは異なる地質構造であり，テフラの対比から複数の地層の逆転が確認された．また，確認された地質構造から，調査地付近を通る活断層の繰り返しの活動が推測される．

このような複雑な地質構造を把握する上では，地質学的知見に基づくボーリングコアの観察が重要である．

《引用・参考文献》

1) 都市圏活断層図（に加筆），（最終閲覧日2025.5.31）．https://maps.gsi.go.jp/

2) 秦野市(2021)，秦野市地下水総合保全管理計画，（最終閲覧日2025.5.31）
https://www.city.hadano.kanagawa.jp/www/contents/1001000000694/index.html

3) 神奈川県(1999)， 秦野断層・渋沢断層に関する調査成果報告書． 地震関係基礎調査交付金（平成10年度），86p.

【CM99】

花崗岩の破砕帯における地質調査事例

株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング東北支社　　○河井 寛，倉田 力，石岡征記

1. はじめに

断層によって形成された急峻な斜面上に位置する橋梁基礎の設計において，斜面の安定や支持力の検討に必要な地盤の強度定数を推定することが求められた．

橋梁の基礎地盤は花崗岩が分布し，断層による破砕を受けて割れ目が発達している．割れ目の多い岩盤では、岩石の強度と地山全体の強度の差をどのように評価して地山の強度を推定するのかが課題となることが多い．

一般的には，地山の弾性波速度vとコアの超音波伝播速度Vの比を『割れ目指数k』と呼び，式-1 で表し，

$$k = v/V \qquad \cdots \text{ 式-1}$$

kを用いた地山の強度を推定する方法が知られている．

当該地は急峻な斜面を形成し，割れ目の発達した露岩状態となっていること，下流部には人家もあることなどから弾性波探査の実施は困難な状況であった．そこで，弾性波速度ではなく，弾性係数を利用した割れ目指数の推定と，ボーリングコアでの一軸圧縮試験と圧裂引張試験の組み合わせから地山の強度定数を推定した．この方法と結果をここに紹介する．

2. 地山の割れ目の状況

調査地の花崗岩の割れ目の発達状況をCL 級とCM 級の代表例を次の写真-1に示した．割れ目は開口し，まさや流入粘土などの充填物は殆ど見られない．通常時は地下水の流れも認められない．

岩石は硬いが地山に割れ目が多く，岩石と地山の物性の差異の評価が課題であった．この差異を「割れ目指数」の概念を用いて検討した．

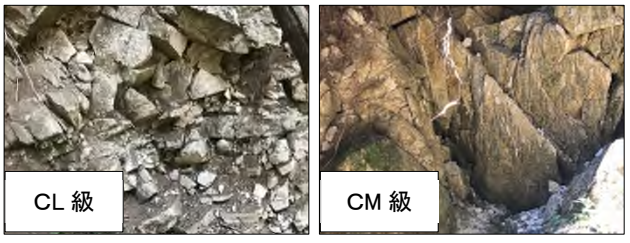


写真-1　花崗岩（地山）の割れ目の状況

3. 地山の強度定数の推定方法

(1) 割れ目指数について

一般的には地山の弾性波探査と岩石試験を組合せた試験方法の採用が多い．

岩盤内を伝播する縦波の弾性波速度は次の理論式 [1]によって与えられる．

$$v = \sqrt{\frac{1-\nu}{(1-\nu)(1-2\nu)} \cdot \frac{E}{\rho}} \qquad \cdots \text{ 式-2}$$

式-2 において，

v：地山（岩盤）の弾性波速度

ρ：地山（岩盤）の密度

ν：地山（岩盤）のポアソン比

E：地山（岩盤）の弾性係数

ここで，割れ目岩盤の弾性係数および弾性波速度をE_c，v，割れ目のない岩石実質部の弾性係数および弾性波速度を E_s，V とし，ρ，ν を割れ目の有無にかかわらず一定であるとすると，式-2 より，

$$E_c = E_s \left(\frac{v}{V}\right)^2 = E_s \cdot k^2 \qquad \cdots \text{ 式-3}$$

$$k^2 = E_c/E_s \qquad \cdots \text{ 式-4}$$

となり，割れ目のある岩盤の弾性係数は岩石試料（割れ目がない）の弾性係数に割れ目指数の二乗を乗じたものに等しくなる．岩盤のρ，ν が割れ目の有無にかかわらず一定であると仮定すると，割れ目のある岩盤の強度は岩石試料の強度に k^2 を乗ずることによって得られることになり，式-5 で表される．

$$S_f = S_s \cdot k^2 \qquad \cdots \text{ 式-5}$$

S_s：新鮮な割れ目のない岩石試験片の強度：岩石試験結果で得られた強度

S_f：割れ目岩盤の強度：上記強度に割れ目指数の二乗を乗じた値

地山（岩盤）の弾性波速度を得られないため，割れ目指数を式-6 で求めることとした．

$$k = \sqrt{k^2} = \sqrt{E_C/E_S} \qquad \cdots \text{ 式-6}$$

E_c：割れ目岩盤の弾性係数：孔内水平載荷試験から求めるもので，図-1 に示す「割れ目の開口した岩盤の弾性係数」に当たる

E_s：割れ目のない岩石実質部の弾性係数：岩石の一軸圧縮試験から求めるE_{50}の値

(2) 孔内水平載荷試験による弾性係数の推定について

図-1 には，孔内水平載荷試験で得られる応力変位曲線の例 [2]を示した．割れ目の多い岩盤を対象に孔内水平載荷試験を行った場合，載荷圧力の大きさによって割れ目の影響を受け，次の様な現象があると考えられる．

①載荷初期の段階では圧力が小さい事で，割れ目が開口した状態での応力－変位状態を示す

②載荷圧力が大きくなり割れ目が閉塞し始め，応力－変位状態に割れ目の閉塞効果が表れる

③割れ目がほぼ閉塞すると，応力－変位状態は割れ目の無い岩盤の挙動を示す

図-1 に示す（C）の曲線では，試験の初期段階で開口した割れ目の影響を受けた弾性係数が測定され，その後割れ目が密着した状態の弾性係数が測定されたと考えたものである．

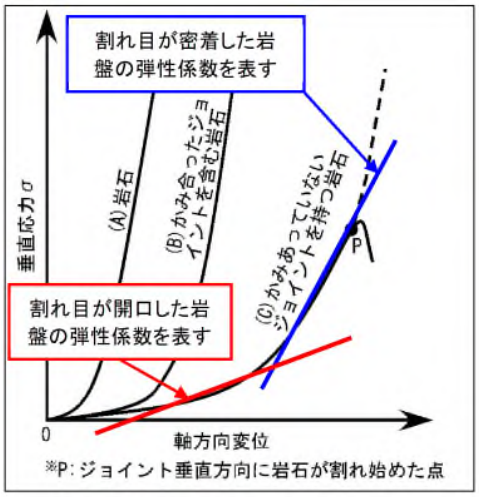


図-1 花崗閃緑岩試験体の引張り割れ目の垂直圧縮[2]
（参考文献 2)に説明文を加筆）

(3) 岩石試験の方法

岩石試験は一軸圧縮試験と圧裂引張試験を行い，モール円に接するせん断強度を推定する方法を採用した．圧裂引張試験は，岩石力学入門（第3版）[3]に基づいた．

引張力の3倍の圧縮応力が働いていると仮定する方法で描いたモール円と一軸圧縮強度のモール円の接線を最小二乗法によって破壊基準線として求めた．

(4) 地山の強度定数の推定手順

割れ目の開口している状態の弾性係数とボーリングで得られた岩石コアの一軸圧縮試験で得られた弾性係数で割れ目指数を求めて地山の強度を推定する．この流れを図-2 に示した．

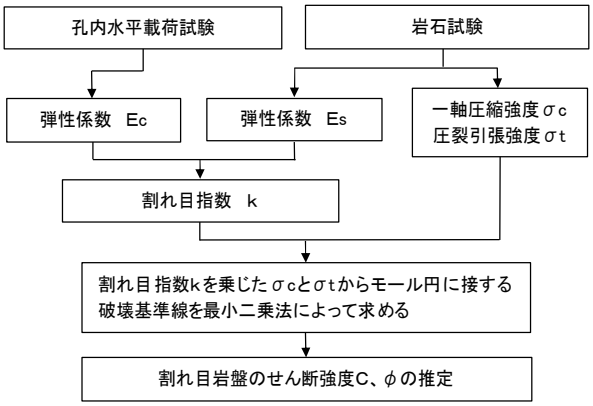


図-2 地山の強度定数を求める試験と方法の流れ

4. 調査，試験の結果

(1) ボーリングコアチェックの結果

橋梁の基礎でボーリングを行った結果は，写真-1に示したようなCL級とCM級の花崗岩を確認した．

割れ目は開口し，まさなどの充填物は無く，岩石自体は硬質で，割れ目の褐色風化は殆ど認められなかった．

このようなコアチェックの結果から，岩石自体の強度に割れ目の存在を付加する事で地山の持つ強度を推定できるものと判断できた．

(2) 孔内水平試験の結果

孔内水平載荷試験の結果を表-1に示した．

表-1 孔内水平載荷試験結果

弾性係数(kN/㎡)	B1-1 CL	B2-1 CL	B2-2 CL	B1-2 CM
割れ目閉合途中	7 924	13 037	20 670	246 031
割れ目閉合後	80 337	91 101	203 054	1 837 251

(3) 岩石試験の結果

岩石試験の結果に割れ目指数の二乗を乗じた値で整理したモール円と破壊基準線を図-3に示した．

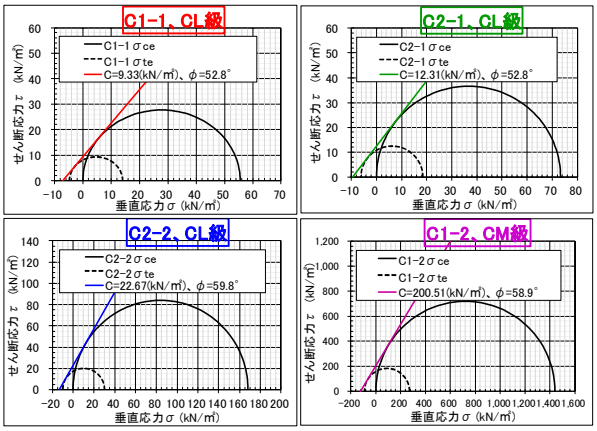


図-3 岩石試験結果と破壊基準線

(4) 地山の強度定数の推定結果

地山の強度定数の推定結果を表-2にまとめた．

表-2 試験結果と地山のせん断強度の推定結果

No.、岩級	弾性係数 (kN/㎡)		割れ目指数k	岩石試験結果 (kN/㎡)	
	孔内水平載荷試験のEc	岩石試験のEs		一軸圧縮強度σc	圧裂引張強度σt
B1-1 CL	7 924	2 470 000	0.057	17 300	1 460
B2-1 CL	13 037	3 330 000	0.063	18 700	1 580
B2-2 CL	20 670	1 760 000	0.108	14 300	855
B1-2 CM	246 031	11 000 000	0.150	64 400	4 050

No.、岩級	割れ目を考慮した強度 (kN/㎡)			せん断強度	
	割れ目指数の二乗k^2	一軸圧縮強度σce	圧裂引張強度σte	粘着力C (kN/㎡)	せん断抵抗角φ(°)
B1-1 CL	0.0032	55.50	4.68	9.33	52.80
B2-1 CL	0.0039	73.21	6.18	12.31	52.80
B2-2 CL	0.0117	167.94	10.04	22.67	59.80
B1-2 CM	0.0224	1440.40	90.58	200.51	58.90

5. まとめ

割れ目の発達する花崗岩からなる地山のせん断強度を推定する方法として，孔内水平載荷試験と岩石試験を組合せる方法を試みた．地質や地山の割れ目の性状によってはこの方法の妥当性や別の手法の検討も必要になるものと考えられるが，一つの参考になれば幸いである．

《引用・参考文献》

1) 池田和彦（1979）：割れ目岩盤の性状および強度，応用地質 20 巻 4 号，pp. 20-32

2) 小早川博亮（電力中央研究所）・京谷孝史（東北大学）（2007）：亀裂に対する連続体弱層モデルを用いた均質化法による岩盤の強度特性評価，土木学会論文集CVol. 63 No. 2，pp. 428-440

3) 東京大学出版会（1991）：岩石力学入門（第3版），pp. 136-137

【CM100】

粘性土の撹拌難易に基づくセメント改良土の初期強度発現特性

株式会社ワイビーエム　　○津留﨑　一洋
株式会社ワイビーエムサービス　　九十九　督　眞崎　照吉
佐賀大学　　金納　宇宙　日野　剛徳

1. はじめに

深層混合処理工法(DMM)における柱状改良体の固化不全が発生することがあるが、そのひとつの要因として、改良対象土とセメント系固化材における撹拌の難易が着目されている [1)]。本報では、コンシステンシーを変化させたカオリン粘土に異なる水セメント比からなるセメント系固化材スラリーを添加して改良土を作製し、カオリン粘土における混合の難易と改良土の作製時における撹拌の難易の関係、さらに改良土の初期強度発現特性に及ぼす影響について検討した結果を報告する。

2. 粘性土の「混ざりやすさ」と「混ざりにくさ」

佐賀県政下の地域高規格道路・有明海沿岸道路（佐賀福富道路）の六角川右岸から福富インターチェンジの区間において実施された地質調査業務における土の状態諸量のデータを統計処理し、粘性土の「混ざりやすさ」と「混ざりにくさ」について報告されている [1)]。また、土の一軸圧縮試験に基づく破壊ひずみ ε_f を独立変数とし、同試験の応力－ひずみ曲線から得られる正規化変形係数 E_{50}/s_u [2)]、土の液性限界試験・塑性限界試験から得られる液性指数 I_L、土の段階載荷型圧密試験の e-log p 曲線から得られる圧縮指数比 C_{c1}/C_{c2} [3)]を従属変数とする単純な統計処理により、表-1 のように状態諸量に基づく粘性土の「混ざりやすさ」と「混ざりにくさ」のしきい値について提案されている。

本研究では、液性指数 I_L と水セメント比 W/C に着目し、I_L=1.00，0.75，0.50，0.25 のカオリン粘土に対し、W/C を変えて作製した改良土の養生時間 120 分までの初期強度発現特性について検討した。

3. 実験方法

佐賀県嬉野市塩田町において陶磁器原料として販売されているカオリンパウダーを用いて、後述の含水比調整を施すことによってカオリン粘土の試料調整を行った。

混合に際しては、カオリンパウダーをソイルミキサーの混合容器に分取、所定の含水比になるように加水、2 分間と 5 分間の混合経過時にミキサーを止め、改良土塊の上下を裏返して混合容器に戻し、計 15 分間の混合を行った。ここに当該試験で用いたカオリン粘土のコンシステンシー特性は、液性限界 w_L＝67.9 %、塑性限界 w_p＝45.5 %であった。表-2 に、カオリン粘土における I_L ごとの調整含水比 w_i とこの含水比のもとで得られる湿潤密度 ρ_t を示す。ρ_t の計測は JGS 0821-2020 に準じ、直径 50 mm×高さ 100 mm のプラモールドに 3 層に分けてカオリン粘土を挿入し、1 層ごとにタッピングによる充填を行い、表面を擦切り端面成形の後に重さを計って値を求めた。

表-2 カオリン粘土の I_L ごとの基本的性質

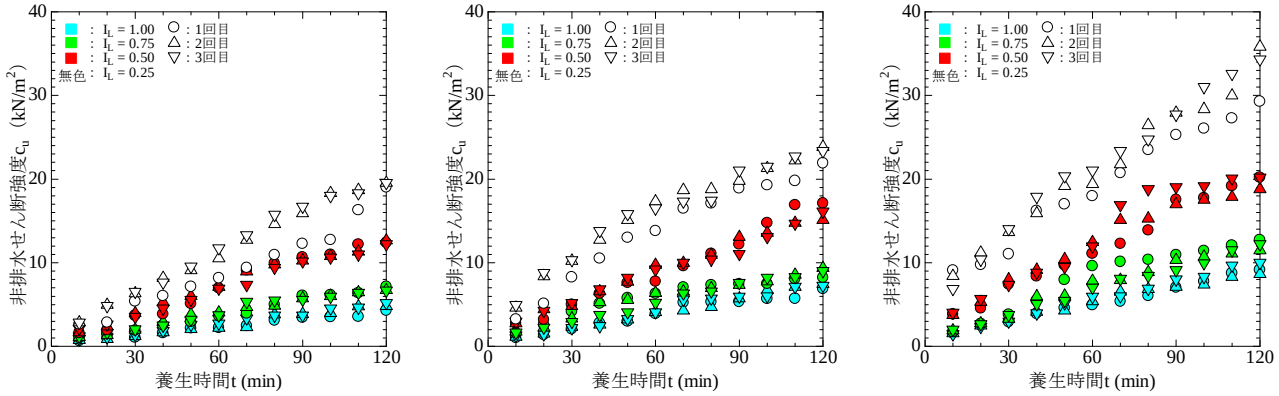
液性指数 I_L	1.00	0.75	0.50	0.25
調整含水比 w_i (%)	67.9	62.3	56.7	51.1
湿潤密度 ρ_t(Mg/m^3) (JGS 0821 2020)	1.55	1.57	1.60	1.63

作製したカオリン粘土を用い、撹拌翼の空転を防ぐための所要の土量を事前に求め、JGS 0821-2020 に従って改良土を作製した。固化材は、地域高規格道路群の DMM で用いられている一般軟弱土用セメント系固化材を用いた。セメント添加量 C を 110 kg/m^3 に固定し、W/C は 0.5，1.0，1.5 として、計 12 パターンの実験に供した。上記のカオリン粘土に蒸留水とセメント系固化材を加え、カオリン粘土の作製と同様の手順にて混合した。なお、改良土の混合時間について、JGS 0821-2020 を遵守し 10 分間の混合時間を保った。

作製した改良土を用い、JGS 0142-2020「フォールコーンを用いた土の液性限界試験方法」における 12 個の試料容器にタッピングによる充填の後、表面を擦切ることによって端面成形し、重さを計り供試体間の均質性を確認・調整した。供試体はポリエチレンフィルムで表面を覆い、乾燥を防いだ。養生時間は供試体作製後 10 分から 10 分間隔で 120 分までの 12 個の供試体に対して連続的にフォールコーン試験を実施し、貫入量を計測した。同様の試験を 3 回繰返し、藤川・甲本らの式 [4)]を用いて非排水せん断強度 c_u に換算したものを以後の検討に供した。

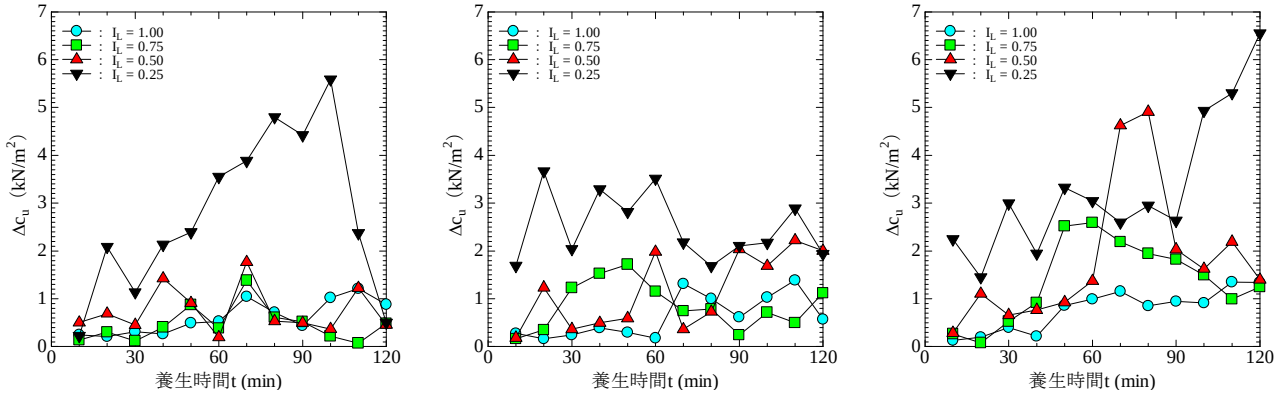
表-1 状態諸量に基づく粘性土の「混ざりやすさ」と「混ざりにくさ」[1)]

粘性土	OCR	ε_f	E_{50}/s_u	I_L	C_{c1}/C_{c2}
混ざりやすい	$OCR \geq 1$	$\varepsilon_f < 2.8$	$E_{50}/s_u \geq 110$	$I_L \geq 1.11$	$C_{c1}/C_{c2} \geq 1.43$
混ざりにくい	$OCR \geq 1$	$\varepsilon_f \geq 2.8$	$E_{50}/s_u < 110$	$I_L < 1.11$	$C_{c1}/C_{c2} < 1.43$



(a) W/C : 1.5・I_L : 1.0～0.25　(b) W/C : 1.0・I_L : 1.0～0.25　(c) W/C : 0.5・I_L : 1.0～0.25

図-1(a)～(c)　異なる W/C における I_L の違いに基づく c_u の経時変化



(a) W/C : 1.5・I_L : 1.0～0.25　(b) W/C : 1.0・I_L : 1.0～0.25　(c) W/C : 0.5・I_L : 1.0～0.25

図-2(a)～(c)　異なる W/C における I_L の違いに基づくΔc_u の経時変化

4.　実験結果

図-1(a)～(c)に、各 W/C のもとで異なる I_L に基づく改良土の c_u の経時変化を示す。図-2(a)～(c)に、各 W/C のもとで異なる I_L に基づく改良土のΔc_u の経時変化を示す。3回の実験における c_u の最大値と最小値の差を非排水せん断強度差Δc_u とした。図-2(a)より、W/C=1.5では、I_L=0.5～1.0のΔc_u はいずれも小さな値を示す傾向にある。他方、I_L=0.25は、他の3条件と比較して大きなΔc_u を示している。図-2(b)より、W/C=1.0では、I_L=0.5～1.0のΔc_u は、いずれも小さな値を示す傾向にある。ただし、養生時間90分以降において、I_L=0.5のΔc_u は I_L=0.25のΔc_u と同様に大きな値を示している。図-2(c)より、W/C=0.5では、I_L=1.0のΔc_u は小さな値を示す傾向にある。I_L=0.5, 0.75のΔc_u は、60分以降は大きな値を示すことがあり、I_L=0.25のΔc_u は常に大きな値を示している。

5.　考察

実験結果から、スラリーの W/C が高い場合では I_L＝0.5～1.0 の強度のばらつきが小さいことから、撹拌が比較的容易であり、かつ均質になることが考えられる。I_L＝0.25 の強度のばらつきは大きくなることから、改良土が混ざりにくい状態にあると考えられる。他方、W/C が低い場合では、I_L＝0.5, 0.75 であっても撹拌性が低下し、60 分以降に強度のばらつきが大きくなる傾向が認められた。これらより、改良土の初期強度に認められるばらつきについて、カオリン粘土のコンシステンシーとスラリーの W/C に大きく影響されることが考えられる。

6.　まとめ

本報で得られた知見を要約すると、次のとおりである：1）改良土の初期強度に認められるばらつきは、カオリン粘土のコンシステンシーとスラリーの W/C に影響される；2）W/C が高い場合、I_L＝0.5～1.0 のもとでは撹拌性が良好であり、改良土は均質化しやすく、Δc_u は小さい；3）I_L が低い、または W/C が低いと撹拌が困難になり、改良土の強度のばらつきが顕在化する。

《引用・参考文献》

1）Mitsuse, K., Nakao, R., Sindete, M. J., Hino, T., & Harianto, T. (2025). *Smart Construction and Sustainable Cities*, DOI: https://doi.org/10.1007/s44268-025-00050-0, 2025.4

2）中瀬明男，小林正樹，兼近明男：港湾技術研究所報告，第11巻，pp243-259，1972.

3）土田孝，小林正樹，水上純一，田中政典：港湾技術研究所報告，第28巻，pp121-141，1989.

4）藤川武信，甲本達也：農業土木学会論文集，第83号，pp38-43，1979.

【CM101】

Air-des 工法による残存空気の確認調査事例（その１）

大日本ダイヤコンサルタント(株)　○杉山　詠一，甲斐　誠士，伊藤　諒
(株)不動テトラ　鈴木　亮彦
東亜建設工業(株)　浅田　英幸
オリエンタル白石(株)　小宅　知行

1. はじめに

空気注入不飽和化工法(以下､Air-des 工法とする)は、地盤内に空気を注入することにより地盤を不飽和化させ、液状化強度を増加させる液状化対策工法である。従来の対策工法と比較して、施工設備や仮設等が小規模となることから、コスト削減や工期短縮が期待されている。

しかしながら、Air-des 工法の施工実績は少ないため、Air-des 工法の適用性の検証や注入空気の長期持続性の検証が必要とされている。

本稿では､過去に道路盛土の液状化対策として Air-des 工法を施工した箇所において､ボーリング調査および PS 検層を実施し、注入空気の残存状況を確認した結果を報告する。

2. 空気注入不飽和化工法(Air-des 工法)の概要

図-1に Air-des 工法の概略図を示す。Air-des 工法により、注入した空気がまんべんなく土中に5～10%程度含まれると、地盤の基本的な性質をほとんど変えずに液状化抵抗だけが増加するとされている。

Air-des 工法の主な特徴として、以下の点が挙げられる。①注入材料として大気中の空気を使用するので、他工法に比べ安価となり、施工に伴う環境負荷も軽減することができる。②構造物直下の地盤の液状化対策が可能であり、かつ施設を使用したまま施工できる。③材料調合などのプラントを設ける必要がなく、仮設ヤードが十分取れない狭隘な箇所でも施工が可能である。本工法の改良効果は図-2に示すように遠心模型実験[1)]により確認されている。

一方で、Air-des 工法の施工実績は未だ少なく、空気を注入して一旦不飽和化した地盤に対して、長期間経過後の飽和状況を検証した事例はほとんどない。

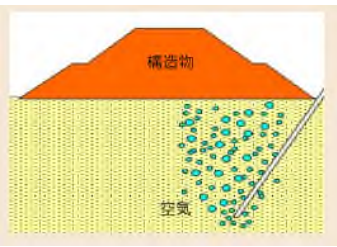


図-1 Air-des 工法概要図

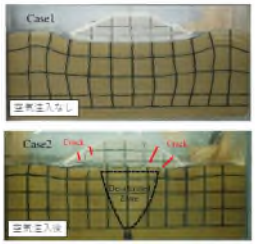


図-2 遠心模型結果図[1)]

3. 調査概要

図-3に調査位置平面図、図-4に地質断面図に空気注入位置を記載したものを示す。2013年に道路盛土の液状化対策として Air-des 工法を施工した A-1’ 地点近傍において、今回ボーリング調査および PS 検層を実施した。ボーリング地点は A-1’から 1m 程度離れた位置とした。また、図-5に調査地周辺の土性図を示す。既往調査結果より、調査地周辺の主な地層構成は以下のとおりである。T.P.-12m 程度まで N 値2～10程度の砂質土層（As1層）が分布している。T.P.-12m～-16m 程度までシルト質砂～砂質シルト（Asc 層）の中間土が分布している。T.P.-16m 以深は粘性土層（Ac2層）となる。

Air-des 工法による空気注入は、①T.P.-4.8m 付近、②T.P.-8.3m 付近、③T.P.-9.3m 付近、④T.P.-11.0m 付近の砂質土を対象とした4深度で実施されている。

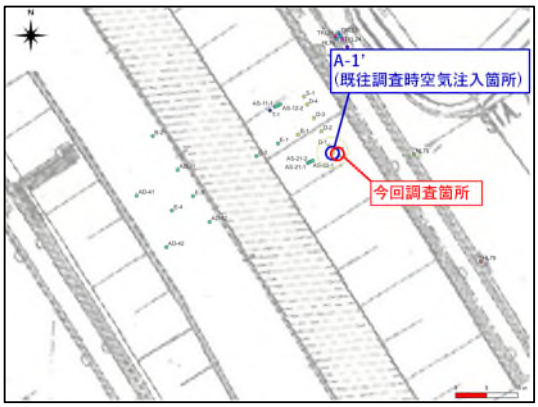


図-3 調査位置平面図

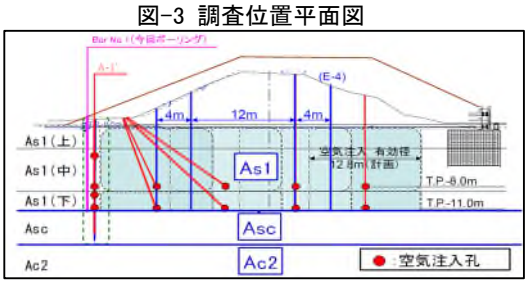


図-4 地質断面図

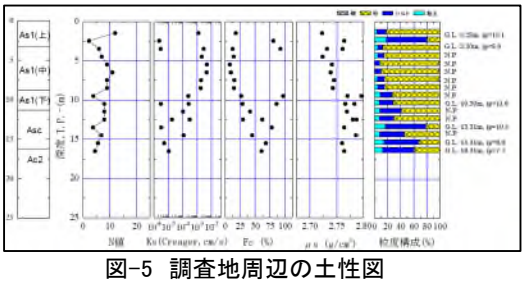


図-5 調査地周辺の土性図

今回の調査では、不飽和状態であるかを評価する手法として PS 検層を採用した。地盤が不飽和化されると、いくつかの地盤の特性が変化するが、その1つとして「地盤の P 波速度」の変化が挙げられる。不飽和化すると、P 波速度が大きく減少する性質がある。図-6に P 波速度と飽和度の関係[2)]を示す。P 波速度が600m/s 程度であれば、

飽和度は概ね95%以下を示す傾向にある。

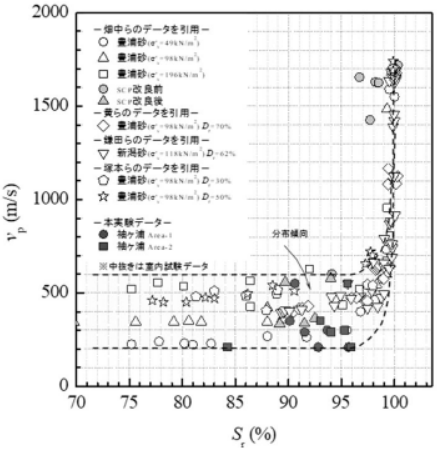


図-6 P 波速度と飽和度の関係[2)]

図-7に既往調査における空気注入後の PS 検層結果を示す。T.P.-1.0～-6.0m 程度まで500m/s 程度、T.P.-6.0～-12.0m では700m/s 程度の P 波速度が確認されていることから、本調査では、T.P.-12.0m 程度（P 波速度：700m/s 程度）まで掘削を行い、現時点の不飽和状態の評価を行った。

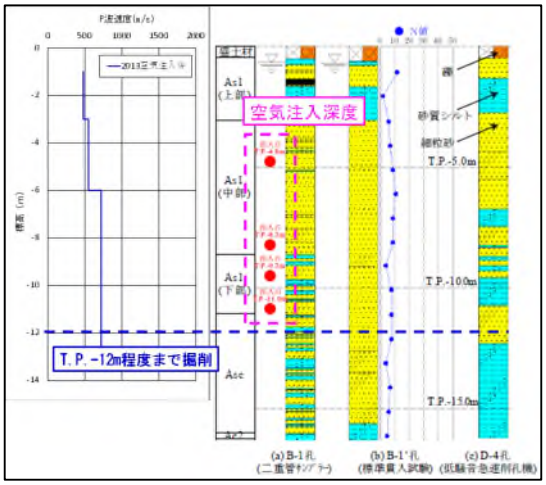


図-7 既往調査における PS 検層結果図

4. 調査結果

図-8に P 波検層結果図を示す。同図には2013年の空気注入前後の測定結果を併せて示している。2013年の空気注入前の結果では、T.P.-1.0～-4.0m まで1,000m/s 程度、T.P.-4.0～-14.0m まで1,500m/s 程度であることから、空気注入前の地盤は飽和状態であることが確認されている。今回 PS 検層を実施した結果、地下水以深の T.P.-1.5m～-7.5m まで1,200 m/s 程度、T.P-7.5m～-14.5m まで860m/s 程度の P 波速度が確認された。T.P.-1.5～-7.5m 区間では、2013年空気注入後よりも P 波速度が大きくなったものの、T.P.-7.5m 以深においては Vp=860m/s と2013年空気注入後とほぼ同様の大きさとなっていることがわかった。

この結果、T.P.-7.5m より深部においては空気注入後10年以上経過した現在においても、不飽和化状態は持続していると考えられる。一方、T.P.-1.5m～-7.5m 区間において、P 波速度は1,200 m/s 程度を示し、飽和に近い状態と考えられる。上部側の P 波速度が大きくなった理由として、以下の2点が推察される。

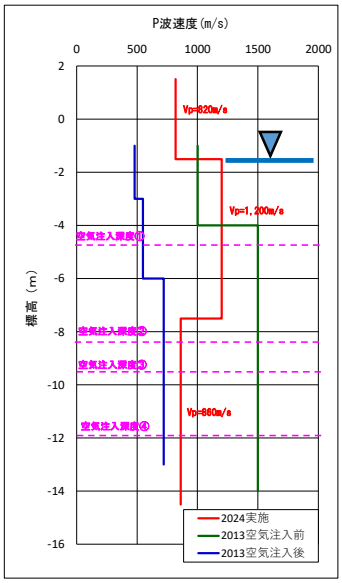


図-8 P 波検層結果図

①地下水流動の影響

上部の地盤の透水係数が下部より大きく、水の流れにより地盤内の残存空気が水に溶解されたためと考える。図-5で示したとおり、T.P.-7.5m～-14.5m 区間の透水係数は、10^{-7}(m/s)～10^{-5}(m/s)オーダー程度であるのに対し、上部の T.P.-1.5m～-7.5m 区間では、10^{-5}(m/s) ～10^{-4}(m/s)オーダー程度を示し、全体的に上部側の方が透水係数は大きい。

②降雨の影響

図-9に示す通り、地表面から降雨が浸透し、上部地盤に流入することで空気が溶解されたためと考える。

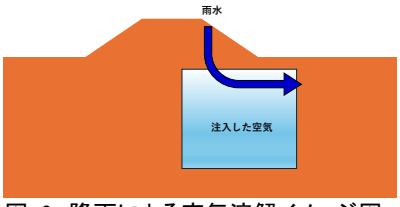


図-9 降雨による空気溶解イメージ図

5. まとめ

2013年に Air-des 工法により空気注入を実施した箇所近傍において PS 検層を実施した結果、地層下部において P 波の低下が継続されており、不飽和化状態が10年以上持続している状況が確認された。

この結果、当工法は液状化対策の1つとして、長い期間効果が期待できることが把握できた他、地下水流が遅い場所、降雨浸透が少ない場所等、より適した条件の場合は、より高い液状化抑制効果が見込まれることが示唆されたものである。

《引用・参考文献》

1) 空気注入不飽和化工法（Air-des 工法）技術マニュアル参考資料(改訂版)(2019.6)：Air-des 工法研究会, p145.

2) 三枝弘幸, 三好朗弘, 藤井直, 山田直之, 岡田克寛, 岡村未対(2012)：空気注入不飽和化工法の開発 その7 千葉県袖ヶ浦市での現場実験(品質確認), 土木学会第67回年次学術講演会講演概要集, Ⅲ-252.

【CM102】

Air-des 工法による残存空気の確認調査事例（その２）

大日本ダイヤコンサルタント株式会社　○三石　隼也，森島　直樹，山田　直之
株式会社不動テトラ　高田　英典
東亜建設工業株式会社　三枝　弘幸
オリエンタル白石株式会社　藤井　直

1. はじめに

空気注入不飽和化工法（Air-des 工法）は、地盤に空気を注入することで地盤を不飽和化させ、液状化強度を増加させる地盤改良工法である。

本稿では、比抵抗測定による空気注入のモニタリング結果と、P 波検層による不飽和状態の持続の確認結果、および気液二層流解析によるシミュレーションとの比較から再現性の検証を行った結果を報告する。

2. 調査配置

本調査は茨城県土浦市の自然堆積地盤で行った。本調査での調査孔の配置断面図を図-1 に示す。空気注入孔はφ133mm で削孔し、空気注入深度は GL-10.5m とした。比抵抗電極孔は空気注入孔から離隔距離 2.5m、5.0m、9.7m の位置に設置し、GL-2.5m～-10.0m まで 0.5m 間隔で電極を設置した。P 波検層孔は離隔距離 2.0m、3.75m の位置に設置した。地下水位は GL-4.6m であった。

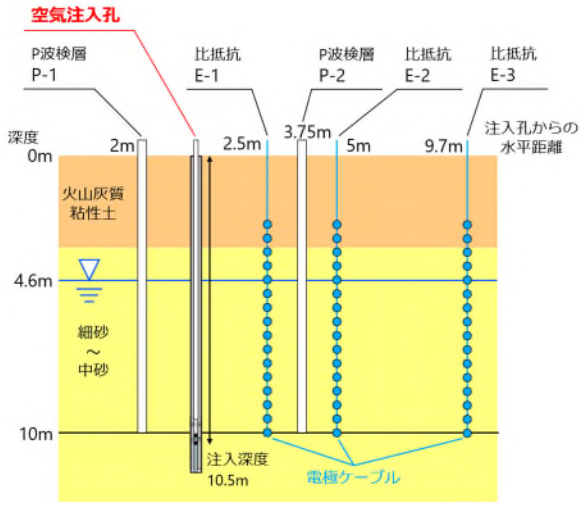


図-1　測定孔配置断面図

3. 注入諸元

注入圧力は注入深度での有効上載圧の 1/2 と静水圧の和から約 122kPa とした。有効領域（不飽和化領域の内、設計上考慮する領域。ここでは直径 5m、高さ 5m の円柱状。）の間隙率を n=0.5 とすると、目標飽和度 Sr=90%での必要最小空気量は約 5m^3 である。注入した空気の有効領域外の地盤への侵入や、地下水面から地表への漏出を考慮するため、積算の空気注入量は必要最小空気量の 3 倍の約 15m^3 とした。目標の積算注入量を満足する実注入時間は約 12 時間となった。

4. 比抵抗変化率による空気注入のモニタリング

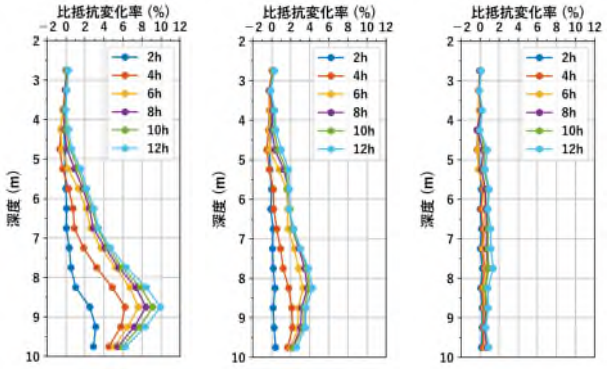
地盤の比抵抗は間隙率や飽和度、粘土鉱物含有量、地下水の比抵抗、地温などの要因で変化する。土粒子の骨格構造を乱さず、短期間で空気注入を行うことで、これらの要因の内飽和度変化が比抵抗変化の支配要因になると考えられる。そこで本調査では、空気注入中の飽和度変化を式-1 に示す比抵抗変化率でモニタリングした。

$$\Delta\rho_t = \{(\rho_t - \rho_{t0})/\rho_{t0}\} \times 100 \quad \cdots \text{式-1}$$

ここで、$\Delta\rho_t$：比抵抗変化率（%）
ρ_t：空気注入中の比抵抗（Ωm）
ρ_{t0}：空気注入前の比抵抗（Ωm）

空気注入中の比抵抗変化率を図-2 に示す。GL-8.0m～-9.0m 付近の変化率が最も大きく、最大で 10%程度の変化率であった。注入開始から 2～4 時間での比抵抗変化率の変化が大きく、それ以降の変化は小さくなっている。E-2 孔（離隔距離 5.0m）でも空気注入時間に応じた比抵抗変化が見られたため、ここまで空気が到達していたと考えられる。

深度が浅くなるほど比抵抗変化率が小さくなっている。調査を行った地盤は深度が浅いほど細粒分含有率が高くなっており、細粒分により空気の侵入が鈍化したためと考えられる。



a)E-1 孔　離隔距離 2.5m　　b)E-2 孔　離隔距離 5.0m　　c)E-3 孔　離隔距離 9.7m

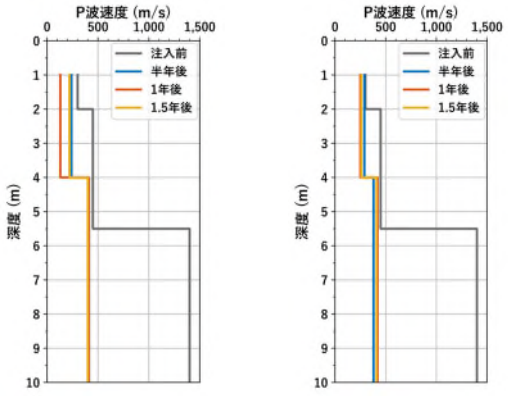
図-2　比抵抗変化率測定結果

5. P 波検層による不飽和化の持続の確認

飽和状態の地盤の P 波速度は水中の伝搬速度である 1,500m/s 程度、もしくはそれ以上となる。しかし、飽和度が 98%程度以下になると P 波速度が急激に低下するという傾向がある [1)]。そこで本調査では空気注入から半年後、1 年後、1.5 年後に P 波検層（ダウンホール方式）を

実施し、不飽和化の持続について確認を行った。

P 波検層の結果を図-3 に示す。空気注入前は GL-5.5m～-10m の区間で P 波速度が 1,500m/s 程度であり、飽和状態だったと考えられる。空気注入後は地下水面下も 400m/s 程度まで P 波速度が低下した。空気注入後 1.5 年後も P 波速度は低下したままであり、地盤の不飽和化が持続していることが確認できた。



a)P-1 孔　　b)P-2 孔

離隔距離 2.0m　　離隔距離 3.75m

図-3 P 波検層結果

6. 気液二層流解析によるシミュレーション

積分型有限差分法による解析コード TOUGH3 を用いた気液二層流解析を行った。解析に使用する透水係数はサンプリング試料の GL-8.15m の部分で実施した室内透水試験の結果（2.05×10^{-5} m/s）を用いた。

注入試験と同様な空気注入をしたときの飽和度変化をシミュレートした結果を図-4 及び図-5 に示す。注入孔から離隔距離 5m 程度まで不飽和領域が広がっていることがわかる。GL-9.0m 付近で最も飽和度が減少した。注入開始から 2～4 時間での飽和度の変化が大きく、それ以降の変化は小さくなっている。E-2 孔では飽和度の減少が見られた深度は GL-9.0m 付近のみであった。概ね図-2 に示した比抵抗変化率の結果と整合的な結果が得られた。

空気注入から 1 年後の飽和度分布図を図-6 に示す。1 年後も離隔距離 6m 程度、およそ GL-10m 以浅の範囲に不飽和領域が広がっており、図-3 に示した P 波検層結果と整合的な結果が得られた。

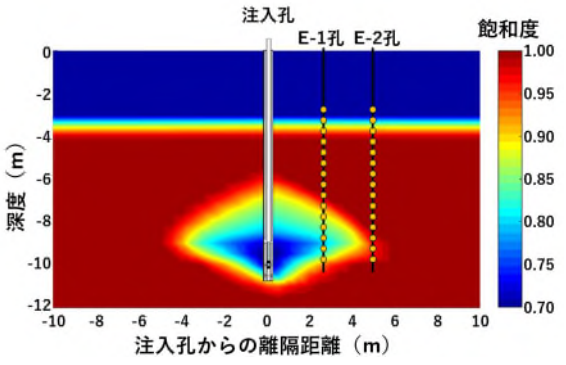
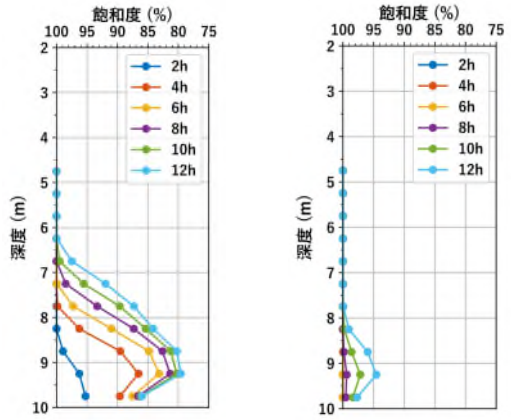


図-4 注入開始 12 時間後の飽和度分布



a)離隔距離 2.5m　　b)離隔距離 5.0m

図-5 シミュレーションによる空気注入中の飽和度変化

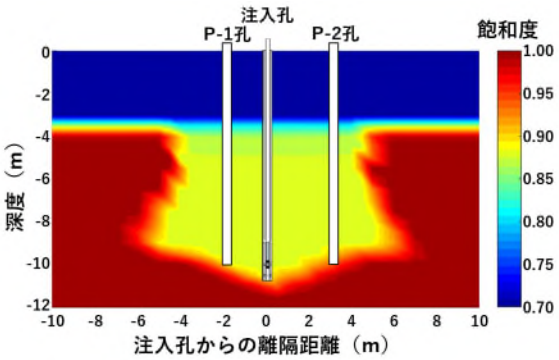


図-6 空気注入 1 年後の飽和度分布

7. まとめ

空気注入中のモニタリングとして比抵抗測定を、空気注入後の不飽和化の持続の確認として P 波検層を実施した。その結果、空気注入による空気侵入範囲の経時変化を捉えることができた。また、Air-des 工法による不飽和化の持続を確認できた。

また、気液二層流解析により、Air-des 工法による飽和度変化をシミュレートすることができ、比抵抗測定、P 波検層結果と整合的な結果が得られた。

《引用・参考文献》

1) 空気注入不飽和化工法(Air-des 工法)技術マニュアル参考資料（改訂版）(2019)：Air-des 工法研究会, pp. 96.

【CM103】

火山灰質粘性土と高炉スラグ微粉末を用いた流動化処理土の適用性

土木地質株式会社　　○相澤　英輔，岡林　昌宏，橋本　亮

1. はじめに

地盤に構造物を建設する場合，地山を掘削し，必要に応じて地盤を補強し，構造物を設置し，空隙の埋戻しや裏込めが行われる．過密化した都市では，道路の地下や住宅地の大深度地下に，様々な公共インフラが埋設されている．近年，地下構造物の非開削工事に伴う地上の陥没事故や，埋設物の老朽化に起因する地中の空洞化による事故が多発している．その原因は，過去の工法が未発達な時代の不十分な締固めによるものもあれば，また現代においては崩落性の高い地質に対する不適切な工法による場合もある．地下の掘削をともなう工事では，周辺地盤の確実で堅牢な補強や埋戻しが必要である．

転圧機械による締固めが困難な環境下で，堅牢な埋戻し地盤を形成可能な工法として，流動化処理工法がある．流動化処理工法は，土と水と固化材を混合した流動化処理土を空隙に充填する工法である．流動化処理土は，施工時には流動性があり運搬性に優れ，施工完了後は固化材の効果により必要な強度に硬化するよう設計調合される．流動化処理土の原料土は，ストックヤードに貯蔵された残土である場合や，現場での掘削から生じた発生土が利用される場合がある．

全国各地に分布する火山灰質粘性土（ローム）からなる軟弱地盤に対して地盤改良を施すとき，特殊土用のセメント系固化材以外では思うように効果が得られないことが知られている．本研究では，火山灰質粘性土の現場発生土を流動化処理土の材料として利用可能かどうか，いくつかの種類の固化材を用いて試みた．

2. 使用材料

(1) 材料土

使用した土は，入手性の上での便宜上，仙台市近郊などでも採取可能なローム（図-1）を使用した．その概要を以下に示す．また，土質試験結果を 表-1 に示す．

土質名称 ： ローム
採取量 ：135 kg 土嚢袋（内ポリ袋）10袋に分取
含水比 ：100.5±5.0%

表-1 ロームの土質試験結果.

土粒子密度 (g/cm^3)	自然含水比 (%)	粒度組成 (%)				コンシステンシー(%)	
		礫分	砂分	シルト分	粘土分	液性限界	塑性限界
2.493	95.7	8.6	16.8	43.0	31.6	109.2	76.3

(2) 固化材

流動化処理土を固めるための固化材には，以下の物を単独または幾つかの組合せで混合して使用した．

1. アースシリカ®(ES) ― アルカリ剤を添加したガラス粉.
2. 高炉スラグ微粉末 ― JIS A 6206 コンクリート用高炉スラグ微粉末 に規定する高炉スラグ微粉末4000の品質に相当するもので，石膏無添加のもの.
3. 石膏系土質改良材 ― 石膏を主要成分とし，水に溶いたときの液性が中性である固化材製品.
4. 普通ポルトランドセメント ― JIS R 5210 に規定するポルトランドセメントのうち，普通ポルトランドセメントに相当するもの.
5. 高炉セメント ― JIS R 5211 に規定する高炉セメントのうち，高炉セメントB種に分類される，高炉スラグの分量が30%を超え60%以下のもの.



図-1 試料袋に採取したローム.

3. 試験方法

流動化処理土の要求品質として，強度・流動性・材料分離抵抗性･密度 などの品質を満たすための，原料土量･固化材量・水量などを探ることを目的として，室内配合試験を行った．試験の実施手順は，配合設計に基づき各材料を計量し，ミキサーで練混ぜ，フロー試験，ブリーディング試験を行い，型枠に充填し供試体を作製する．供試体は所定の養生日数毎に型枠から取り出し，湿潤密度試験，一軸圧縮試験を行った．

4. 流動化処理土の室内配合試験結果

配合及び試験結果の一覧を 表-2 に，フロー試験結果のグラフを 図-2 に，一軸圧縮試験結果のグラフを 図-3 に示す．

配合 No.1-No.7では，流動化処理土の練混ぜ直後の流動性の確保を目的とした．固化材添加量を 193 kg/m^3 ，練混ぜ水の量を 290 kg/m^3 とし，固化材の配合を様々な組合せで試験を行った．これら7例の何れの配合もフロー値は目標の 140 mm を上回ったが，固化材の効果は現れず，供試体は28日経過後も泥状であった．このうち配合 No.1-No.5 は顕著なブリーディングが発生した．比較対象として固化材に普通ポルトランドセメントを使用した配合 No.8 は，ある程度の硬化がみられた．

上の例にて固化しなかった原因は水量が多すぎたためと考え，配合 No.9-No.11では，練混ぜ水を 241 kg/m^3 に減らした．だが，目標のフロー値を得るには固化材料も 142 kg/m^3 に減らす必要があり，これも28日経過後も固化材量の不足のため固化しない結果となった．

配合 No.12-No.15では固化材量を 240 kg/m^3 または 290 kg/m^3 に増やし，練混ぜ水量も 312 kg/m^3 と 318 kg/m^3 に増やした．これらの配合では固化材に石膏系固化材と普通ポルトランドセメントを6対4または8対2に混合したものを使用した．セメントの割合が 40% の場合は

7日養生で目標強度に達したが，セメントが 20% の場合はほとんど硬化が伸びなかった．以上から，この固化材の組み合わせでは，固化材添加量 240 kg/m³ 以下では固化せず，また固化材添加量 240 kg/m³ 以上でも，セメントが 20% 以下では固化しないという傾向が見られた．

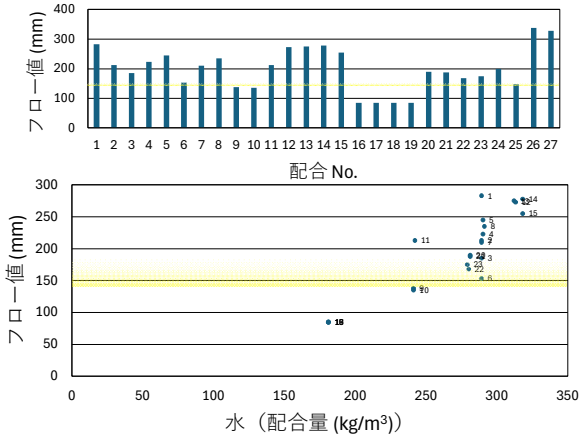
配合 No.16–No.19は，水の量が少なく，フロー試験ではほぼ流動性が現れなかった．強度については，固化材に普通ポルトランドセメントを 33% 使用した No.16, 18 は十分な強度が出たが，高炉セメントB種を 33% 使用した No.17, 19 は事実上ポルトランドセメント約 16% となるため目標強度に達しなかった．

No.20, 21 は高炉セメント B 種固化材を使用，No.22, 23 は石膏系 60% ，高炉セメント B 種 40% の固化材を使用した．これら２通りの固化材を比較すると，硬化速度の違いがよく現れている．石膏系主体の固化材の No.22, 23 は7日経過時点では最終的な強度の半分程度かそれ以下の強度までしか達していない．一方で高炉セメントB種固化材の No.20, 21 は7日で 80% の強度に達している．

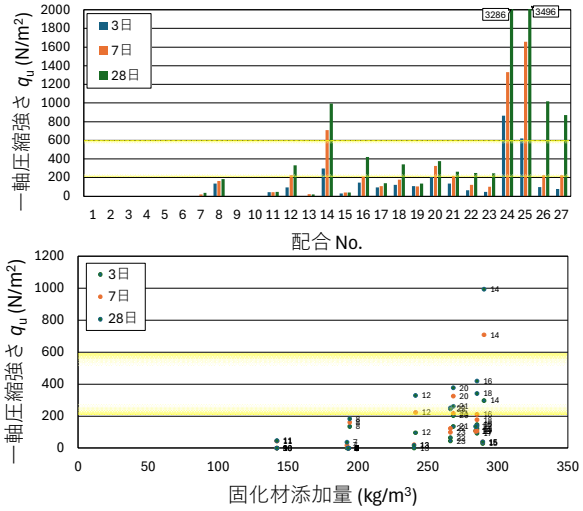
No.24–27 は比較対象として土に笠岡粘土を使用したもので，ロームに比して非常に高強度となった．

5. まとめ

自然含水比 100±5% のロームを流動化処理土の原料土とするとき，実用的な流動性（本件ではフロー値 140 mm）を得るには，流動化処理土の練上がり1立方メートルのうち，加水量は 250 kg/m³ 以上を必要とする（図–2 下段）．養生後の仕上がり土の強度について，十分な強度（本件では $q_u \geq 200$ N/m²）を得るには少なくとも 240 kg/m³ の固化材添加量を必要とする（図–3 下段）．



図–2 フロー試験結果．



図–3 一軸圧縮試験結果．

表–2 配合及び試験結果の一覧．

配合 No	水固化材比 W/B (%)	固化材量 kg/m³	流動化処理土 材料配合 (kg/m³) 水 W 1.00	固化材 アルカリ添加剤 ES 2.58	石膏系固化材 GS 2.70	高炉スラグ微粉末 BS 2.90	普通セメント N 3.14	高炉セメントB BB 3.04	対象土 ローム Lm 1.44	湿潤粘土 KC 1.51	湿潤密度 ρ_t 目標 ≥1.40 g/cm³ g/cm³	フロー試験 目標 ≥140 mm mm	ブリーディング試験 目標 < 3% 3h	20h	一軸圧縮試験 q_u (N/m²) 28日目標強度 200–600 N/m² 3日	7日	28日	適用性
1	150	193	289	26	-	167	-	-	927	-	1.41	283	0.5	7.0	軟	軟	軟	－
2	150	193	289	26	33	134	-	-	926	-	1.41	213	1.0	3.6	軟	軟	軟	－
3	150	193	289	26	67	100	-	-	925	-	1.41	185	0.1	2.4	軟	軟	軟	－
4	150	193	290	26	-	134	33	-	927	-	1.41	223	1.0	4.9	軟	軟	軟	－
5	150	193	290	26	-	100	67	-	928	-	1.41	245	1.0	3.8	軟	軟	軟	－
6	150	193	289	9	147	-	37	-	925	-	1.41	153	0.0	0.0	軟	軟	軟	－
7	150	192	289	9	110	-	73	-	926	-	1.46	210	0.0	0.0	軟	18.3	37.1	－
8	150	194	291	-	-	-	194	-	932	-	1.45	235	0.0	0.0	136	162	184	△
9	170	142	241	7	108	-	27	-	1020	-	1.40	138	0.0	0.1	軟	軟	軟	－
10	170	142	241	7	81	-	54	-	1022	-	1.41	135	0.0	0.1	軟	軟	軟	－
11	170	142	242	-	-	-	142	-	1027	-	1.45	213	0.0	0.0	44.2	44.1	46.5	－
12	130	241	313	-	145	-	96	-	868	-	1.44	273	0.0	0.0	96.5	224	330	○
13	130	240	312	-	192	-	48	-	866	-	1.47	275	0.0	0.0	軟	21.5	17.7	－
14	110	290	318	-	174	-	116	-	835	-	1.45	278	0.0	0.0	297	709	994	△
15	110	289	318	-	231	-	58	-	833	-	1.47	255	0.0	0.0	28.6	39.5	39.7	－
16	64	285	181	-	190	-	95	-	1034	-	1.48	85	0.0	0.0	147	211	420	－
17	64	285	181	-	190	-	-	95	1033	-	1.49	85	0.0	0.0	93.3	107	138	－
18	64	285	181	4	190	-	91	-	1034	-	1.49	85	0.0	0.0	122	178	342	－
19	64	284	181	4	190	-	-	90	1033	-	1.50	85	0.0	0.0	109	106	136	－
20	105	268	281	-	-	-	-	268	908	-	1.46	190	0.0	0.0	203	326	378	○
21	105	268	281	13	-	-	-	255	907	-	1.46	188	0.0	0.0	136	218	262	○
22	105	266	280	-	157	-	-	109	902	-	1.49	168	0.0	0.0	65.8	123	251	○
23	105	266	279	5	157	-	-	104	902	-	1.50	175	0.0	0.0	45.6	99.6	246	○
24	105	298	313	-	-	-	-	298	-	888	1.51	200	0.0	0.0	863	1330	3286	△
25	105	298	313	14	-	-	-	284	-	887	1.50	148	0.0	0.0	619	1657	3496	△
26	105	296	311	-	175	-	-	121	-	881	1.50	338	0.0	0.0	97.6	227	1018	○
27	105	296	310	6	175	-	-	115	-	881	1.50	328	0.0	0.0	76.8	227	872	○

【CM104】

防災船着場における維持管理計画

中央開発株式会社　　○竹内　開哉

1. はじめに

河川管理施設である防災船着場において維持管理に関するガイドライン等は整備されておらず，現状は事後対応型の維持管理が中心となっている．本稿では，一級河川の既設防災船着場 9 施設を対象に，災害時の要求性能の確保を目的とし，「港湾施設の維持管理ガイドライン[1)]（以下，ガイドラインと言う）」等を参考に定期点検に基づく補修・更新を図る維持管理計画を新規で策定した事例を紹介する．



図-1 防災船着場（浮桟橋）

2. 維持管理計画策定までの方法と手順

(1) 点検要領(案)の策定

ガイドラインを参考に，防災船着場を「重点点検診断施設」として位置付け，日常点検・定期点検・詳細調査の項目・周期を設定（図-2）した． 日常点検においては，発注機関が単独で実施可能な点検内容及び手法とした．

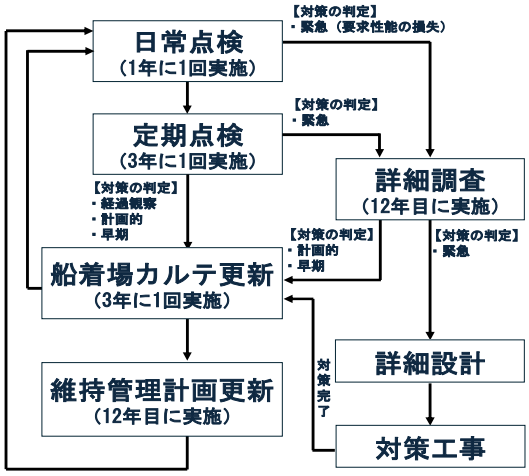


図-2 維持管理方針フロー図

また，点検結果に基づいて対策の緊急性を判断するため，ガイドラインに則り，維持管理レベルおよび性能低下度に応じて「緊急」「早期」「計画的」「経過観察」の4区分による評価方法（表-1）を整理した．あわせて，これらの評価に基づく対応の優先順位や運用方法について体系的に整理を行った．

表-1 対策の評価方法

性能低下度	性能低下度の評価基準
A	施設の性能が相当低下している状態
B	施設の性能が低下している状態
C	変状はあるが，施設の性能の低下がほとんど認められない状態
D	変状は認められず，施設の性能が十分に保持されている状態

対策の緊急性				
維持管理レベル	性能低下度			
	A	B	C	D
レベルⅠ（事前保全型）	緊急	早期	計画的	経過観察
レベルⅡ（予防保全型）	早期	計画的	経過観察	経過観察
レベルⅢ（事後保全型）	早期	経過観察	経過観察	経過観察

(2) 劣化予測(耐用年数法)

防災船着場は，災害等の緊急時に重要な役割を担っており，劣化等に伴う損傷を未然に防ぐ予測的な維持管理が重要となる．

しかしながら，各部材の標準耐用年数は実績や事例が少なく設定されていない．そのため初回点検（定期点検と詳細調査）を提案・実施し，その点検結果から残存年数を推定し，劣化予測（耐用年数法）（図-3）を実施した．これにより，計画的な補修・更新の検討に資する基礎情報を得るとともに，対策の検討と概算工事費の算定を行った．

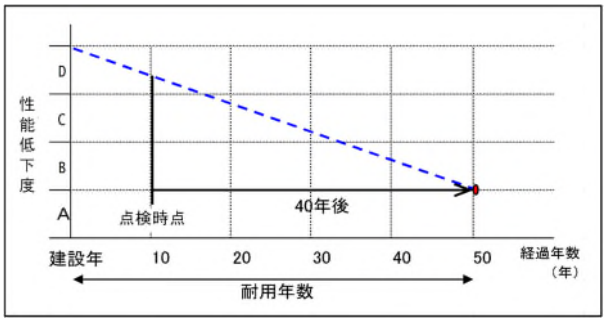


図-3 耐用年数法による老朽化予測[2)]

(3) 船着場カルテ(案)の作成と対策の優先順位

各施設の維持管理に必要な情報を一元的に整理・管理する資料として「船着場カルテ（案）」を作成した．このカルテには，施設の基本情報，評価履歴，劣化の進行状況等を整理しており，今後の維持管理計画の見直し・更新にも資する構成とした．

また，点検結果に基づく機能劣化の程度に加え，災害時の利用を想定した対象施設の社会的役割の重要性を考慮し，社会的影響度に基づく優先順位評価を導入した．評価指標は，①広域緊急道路へのアクセス性，②日常の利用度，③防災拠点からの距離の3項目を設定し，重み付けを行った上で優先順位を決定した．

(4) 維持管理計画(案)の策定

それらの成果を統合し，「維持管理計画（案)」として取りまとめた．特に本計画では発注機関が単独で実施する「日常点検」の継続的な実施を重要事項として位置付けている．発注機関自らが日常点検を行うことにより，委託費の削減効果が得られるとともに，診断方法の水準の向上を目的とした工夫も取り入れた．次章では，日常点検の実施における具体的な工夫について述べる．

3. 日常点検の運用の工夫

(1) 評価方法の工夫

ガイドラインに基づく港湾における浮桟橋の日常点検は，外観目視による変状の有無や進行状況の把握にとどまり，評価方法は定期点検に比して簡易的な手法が用いられる．しかし，本計画では日常点検においても一定の精度と信頼性を確保することを重視し，点検項目および評価方法の見直しを行った．特に発注機関の職員が主体となって点検を実施するため，実施可能な範囲でより詳細な状態把握が可能となるような工夫を加えている．その中でも，付属設備（防舷材，係船柱など）（図-4）については，専門的な知識を必要とする部材（図-5）に比べ，視認による判断が比較的容易であることから，合同点検を実施した上で，定期点検と同様の評価方法を適用した．



図-4 付属設備（例）



図-5 専門的な知識を有する部材（例）

(2) 乾舷高計測の導入

本計画では，日常点検において浮桟橋本体の乾舷高(水面から上甲板までの距離）の定点計測（図-6）を導入した．これはガイドラインに基づく港湾施設点検に見られない運用上の工夫である．乾舷高に関する性能低下の判定基準については，浮桟橋の設置環境や構造仕様，および運用条件により乾舷高の許容範囲が異なるため，現時点で一律の基準は確立されていない．このため本計画では，対象とする 9 施設の構造的・運用的特性に整合する形で，独自の劣化度判定基準を設定した．なお，参考とした「浮桟橋設計マニュアル [3)]」においては，無載荷時の乾舷高は「0.3m～0.5m程度」と記載されている．据付精度の許容範囲「計画乾舷高±10%」と各施設の乾舷高の実測値を加味し，許容値を 450 ㎜と定め，これを基に劣化度判定基準を設定した．（表-3）



図-6 乾舷高の計測

表-3 乾舷高の判定基準

劣化度	劣化度の判定基準
a	前回測量時の平均値から50㎜以上の低下・浮体の傾きがある
b	乾舷高：300㎜未満
c	乾舷高：300㎜以上450㎜未満
d	乾舷高：450㎜以上

乾舷高の計測データは，単なる現状把握にとどまらず，内部浸水や浮力材の劣化等の異常兆候を早期発見する手段として活用できる．実際に乾舷高が許容値を下回る施設では，竣工時からの積載物増加や内部浸水（図-7）が確認され，これらの影響による乾舷高低下と判断できる．乾舷高の変動傾向は対策の緊急性を判断する指標としても有効である．乾舷高が急激に低下している場合には，浮力が著しい低下が疑われ，早急な補修や詳細調査が必要となる可能性がある．



図-7 乾舷高許容値を満たさない施設の異常兆候

4. おわりに

防災船着場の維持管理における実効性向上を目指し，日常点検の精度向上や乾舷高計測の導入等，発注機関による継続的な実施を重視した「維持管理計画」を策定することが出来た．今後の運用を通じて維持管理計画の有効性を検証し，適宜に応じて計画の改定が進められることで，より信頼性の高い維持管理の実現が期待される．

《引用・参考文献》

1) 港湾の施設の維持管理計画策定ガイドライン　平成27年4月　令和5年3月一部変更　国土交通省港湾局
2) 水産基盤施設ストックマネジメントのためのガイドライン　令和6年4月改訂　水産庁漁港漁場整備部
2) プレジャーボート用浮桟橋設計マニュアル　平成23年改訂版　日本マリーナ・ビーチ協会

【CM105】

点検・調査におけるコアドリル掘削の役割と活用結果について

新協地水株式会社　　二瓶　光

1. はじめに

既設インフラ施設の長寿命化や維持・補修設計における調査では、狭小空間や仮設困難な場所での高精度なデータ取得が求められている。従来の機械ボーリングを用いた調査手法では､作業環境やコスト面で課題が多いが、コアドリル掘削技術を活用することで、これらの制約を克服しつつ、短期間での効率的な調査が可能となる。

本報告では、コアドリル掘削を用いた具体的な調査事例をもとに、その利点と効果について検証した。

また、コアドリルにより採取したコアとボーリングコアを利用した岩級区分や岩石試験を実施し、比較した結果について報告する。

2. 調査事例

コアドリルを用いた調査の構造物と得られた情報の一覧を**表-1**に示し、調査事例を以下に示す。

表-1 コアドリルを用いた調査一覧（構造物と情報）

構造物	調査段階	目的	コアドリル掘削	
			方向	深度
既設砂防堰堤	補修補強設計	コンクリートの状態、堰堤直下の地質構造・支持地盤分布の確認。	0°	5～15m
既設吹付モルタル・コンクリートのり面	補修補強設計	吹付法面背面の空洞、土層・地層構成の把握、岩盤の風化状況・亀裂・不連続面の把握。	45～90°	1～5m
既設モルタル吹付トンネル	補修補強設計	吹付トンネル背面の空洞、土層・地層構成の把握、岩盤の風化状況・亀裂・不連続面の把握。	90°	1～5m
既設護岸工	補修補強設計	護岸背面の空洞、土層・地層構成の把握。	60～80°	1m内外
既設擁壁	現況把握	既設擁壁の形状確認、裏込土の状態把握。	0～90°	1～5m
新設構造物	概略～詳細設計	機械ボーリングの補完、地層構成や岩盤線の確認。	0°	3～10m

(1) 既設砂防堰堤の健全度調査

老朽化した既設砂防堰堤の補修補強設計段階の調査にコアドリル掘削を使用した事例である。調査対象となる砂防堰堤は建設年代が古く、砂防堰堤の既存資料（工事台帳等）が残されていない場合があり、堰堤構造（堤高、堤長、材料等）の正確な情報に乏しい。建設年代の古い堰堤は、工事用道路が消失し、堰堤へのアクセスが困難である場所が多く、人力で施工された石積堰堤もある。設計パラメータは、砂防堰堤の状態（内部構造・堤体高）や基礎地盤の確認であることから大規模な仮設を要せず、資材運搬の容易なコアドリルによる調査により、設計パラメータを満足し、費用の縮減を図った。

(2) モルタル吹付のり面背面調査

既存吹付モルタルのり面の健全度評価の為の調査にコアドリル掘削を使用した事例である。

吹付のり面調査では、熱赤外線調査や打診調査結果を基にコア抜きによる背面地山の検証を行うことが一般的であり、対策が必要な場合は吹付背後の状況を詳細に把握するためにボーリング調査や弾性波調査が行われている。このボーリング調査の代替方法としてコアドリル掘削を実施し､掘削孔径や採取コア径に大きな差異は無く、背面地山の性能把握やコアの観察はボーリング調査と同様に行うことが可能であった。

(3) その他既設構造物調査

モルタル吹付のり面以外にも既設モルタル吹付トンネルや既設護岸工の背面空洞化の状況調査や背面土層・地層の構成把握、岩盤の風化状況、亀裂、不連続面の把握についてもコアドリル掘削を用いて実施し、これらの状態を把握することが可能であった。

また、既設擁壁の形状確認や裏込め土の状態把握等、ボーリングマシンの搬入が困難な住宅等の狭小地における調査も効率的に実施が可能である。

(4) 地質調査における活用

従来の機械ボーリングと併用し、狭小空間でのコア採取を実施することが可能であり､機械ボーリングの補完、地層構成や岩盤線の把握等、作業効率の向上と調査精度の向上が可能であった。

3. コアドリル掘削技術の利点

調査事例からコアドリル掘削技術には以下のような利点がある。

(1) 高精度なデータ取得

機械ボーリングと同等の試料を採取可能である（後述）。

(2) 作業効率の向上

搬入・掘削・撤去が迅速に行えるため、調査時間を大幅に削減できる。

(3) コスト削減

機械ボーリングと比較して仮設コストが抑えられ、経済的な調査が可能である。

(4) 柔軟な適用性

狭小空間や高所など、仮設困難な場所でも調査が可能である。

4. 採取コアおよび岩石試験結果の比較

(1) 採取コアの比較

図-1にコンクリートおよび岩盤部を採取したコア写真を示し、**図-2**にモルタルおよび土砂部を採取したコア写真を示す。

図内の上部がボーリングにより採取したコアであり、下部がコアドリルにより採取したコアである。

両者の採取コアを比較すると、コアドリルを用いて採取したコアの品質は、コンクリートやモルタル部、岩盤部および土砂部においても、ボーリングマシンを用いて採取したコアと採取率、形状、RQD の傾向等から同程度を確保することが可能である。



図-1 コンクリートおよび岩盤部の採取コア
（上：ボーリング　下：コアドリル）[1)]

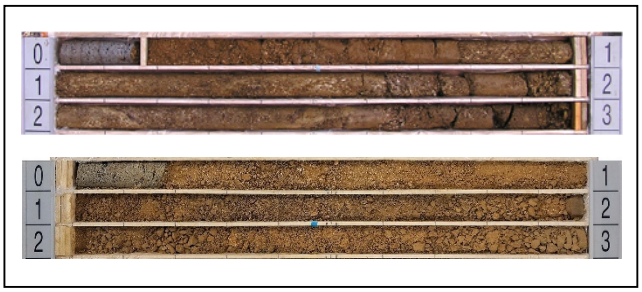


図-2 モルタルおよび土砂部の採取コア
（上：ボーリング　下：コアドリル）

(2) 岩石試験結果の比較

機械ボーリングにより採取したコアとコアドリルで採取したコアについて岩石試験を実施した結果について比較した。

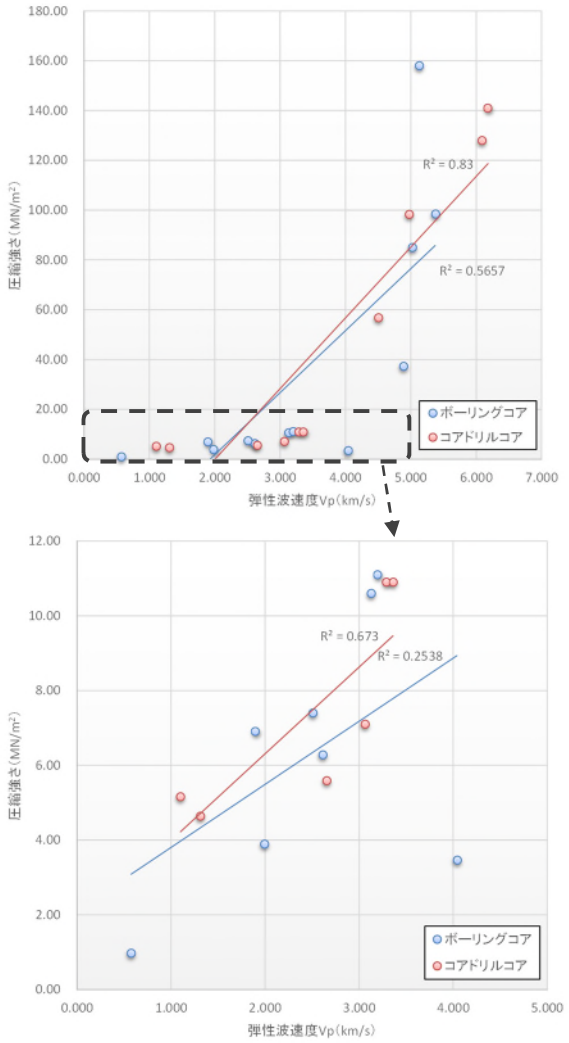


図-3 岩石の弾性波速度と圧縮強さの関係

弾性波速度と圧縮強さの関係も弾性波速度が大きくなると圧縮強さも大きくなる傾向が見られる（**図-3**）。

これは機械ボーリングにより採取したコアとコアドリルで採取したコアで同様な傾向を示し、採取コアを使用した岩石試験は岩級区分をする上で、有効な結果を示している。

4. まとめ

コアドリル掘削技術は、既設インフラ施設の維持管理や補修に向けた調査の精度向上に寄与することが確認された。特に、従来の機械ボーリングと比較して遜色ない岩級区分や岩石試験が可能であり、効率的かつ柔軟な調査を実現できる。今後のインフラ長寿命化のための調査手法として、コアドリル掘削技術のさらなる発展が期待される。

《引用・参考文献》

1) 二瓶　光，山家　雄太，高橋　友啓（2022）：コアドリルを用いた堰堤調査事例，全地連技術フォーラム2022論文集，論文 No. 35.

【CM106】

INSEM-ダブルウォール工法における配合試験の事例紹介

東邦地水株式会社　小倉康史

1. はじめに

世界的な取り組みである持続可能な開発目標（SDGs）では，2030 年までに達成すべきターゲットとして「廃棄物の発生防止，削減，再生利用及び再利用により，廃棄物の発生を大幅に削減する」ことが挙げられている．

また，建設分野においても建設副産物のリサイクルや適性処理等を推進するための建設リサイクル推進計画 2020 が制定された．「建設リサイクル推進計画 2020」では，循環型社会形成へのさらなる貢献が主要課題としてあげられ，建設副産物の再資源化や建設発生土の有効利用が推進されている．

砂防関係事業においては近年，建設発生土を有効に利用できる砂防ソイルセメント工法が採用されることが多い．本工法は現地発生土砂とセメントまたはセメントミルク等を攪拌混合し，砂防堰堤などの施設に用いる工法であり，建設発生土を大幅に削減することが可能である．

今回の発表では，砂防堰堤の中詰材に現地発生土砂とセメントの混合材を用いた「INSEM-ダブルウォール工法」において，細粒分含有率(Fc)と固化材添加量の相関について検討を行った事例を紹介する．

2. INSEM-ダブルウォール工法

(1) INSEM-ダブルウォール工法※1

ダブルウォールは，中詰土を外側からの壁面材とタイ材で締め付けることで補強する外部拘束タイプの補強土工法である．INSEM-ダブルウォール工法は，ダブルウォールの中詰材に INSEM 材を使用する堰堤構造である．

(2) INSEM

INSEM(IN-situ Stabilized Excavated Material)工法は，砂防ソイルセメント工法の一種である．現地発生土砂とセメントを混合し，振動ローラーで締固めて構造物を構築する．施工現場から掘削土砂等の現地発生土砂を搬出しないという基本理念によって開発された工法※2であり，環境負荷軽減への寄与など資源循環型社会への貢献度が高い工法である．

3. 紹介事例について

INSEM-ダブルウォール工法に用いる INSEM 材製造のながれを図-1 に示す．図に示すように，「Ⅰ．母材に対する試験」実施後，「Ⅱ.INSEM 材の配合試験」を実施する．

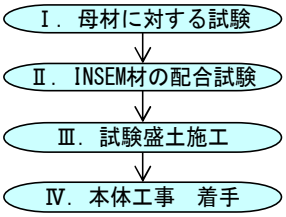


図-1 配合試験による INSEM 材製造のながれ※1

INSEM 材に用いる母材の土質に適用範囲はないものの，表-1 より，細粒分含有率(Fc)に着目すると，Fc=20%が単位セメント量 200kg 以下で対応可能な土砂の目安となっている．したがって，Fc=20%を超える母材の場合，200kg/m³ 以上のセメント添加量となる可能性がある．

表-1 転圧タイプ(=INSEM)で実施されている一般的な材料試験項目のデータ※3

試験項目	基準	単位セメント量200kg以下で対応可能な土砂の平均的なデータ※	目的
ふるい分け試験	JIS A 1204	細粒分：20%	材料の物理特性値の把握
密度・吸水率試験	JIS A 1110	細骨材吸水率：10% 粗骨材吸水率：5%	
含水率(比)試験	JIS A 1203	自然含水比：15%	
締固め試験	JIS A 1210	最大乾燥密度：1.75g/cm³ 最適含水比：12%	単位体積重量 および最適含水比の把握

※1. データは平均的なデータであるため，活用可能な土砂の閾値ではない。
※2. 有機成分の混入が懸念される場合はこのかぎりではない。

(1) 試験試料

今回，Fc=10.5～25.7%の 5 試料を用いた配合試験事例について紹介する．

試験は「INSEM-ダブルウォール(DW)工法　設計施工マニュアル」に準じて実施した．試料の材料試験結果を表-2 に示す．なお，各試料は三波川結晶片岩類が原岩の河床土砂であり，採取年は異なるが同一地域で採取されている．

表-2 各試料の材料試験結果

試料名		A	B	C	D	E
土粒子の密度	ρ_s (g/cm³)	2.770	2.744	2.767	2.765	2.791
自然含水比	Wn (%)	4.5	12.1	3.4	10.3	20.9
礫 分	(%)	78.4	63.4	63.1	56.9	57.1
砂 分	(%)	11.1	22.5	19.0	22.8	17.2
シルト分	(%)	5.9	8.9	13.6	13.4	13.0
粘土分	(%)	4.6	5.2	4.3	6.9	12.7
最大粒径	(mm)	37.5	37.5	37.5	37.5	37.5
均等係数	Uc	263	295.5	586.1	949.8	1880
細粒分含有率	**Fc (%)**	**10.5**	**14.1**	**17.9**	**20.3**	**25.7**
地盤材料の分類名		細粒分 砂まじり礫	細粒分 まじり 砂質礫	細粒分質 砂質礫	細粒分質 砂質礫	細粒分質 砂質礫
分類記号		(G-FS)	(CS-F)	(GFS)	(CFS)	(GFS)
試験方法		B-c	B-b	B-b	B-b	B-c
最大乾燥密度	$\rho dmax$ (g/cm³)	1.949	1.893	2.030	1.966	1.780
最適含水比	Wopt (%)	12.7	12.8	9.7	12.1	16.7
pH		7.2	6.1	6.5	6.2	5.5
強熱減量	Li (%)	4.8	5.9	4.3	5.4	6.6

(2) 配合試験の仕様

今回の事例における目標強度，配合強度，養生日数は以下のとおりである．

- 目標強度：0.50N/mm²
- 配合強度：0.75N/mm²(目標強度×1.5(割増係数))
- 養生日数：7 日

4. 配合試験結果

(1) 添加量の決定

配合試験の添加量は，試料 A～D が「50，100，150kg/m³」の 3 水準，試料 E が「50，100，150，200，250kg/m³」の 5 水準で実施した．各添加量における一軸圧縮試験結果は図-2 に示すとおりである．これより各試料の添加量は，試料 A～D で 68～99kg/m³，試料 E で 181kg/m³ と決定した．各試料の添加量を表-3 に示す．

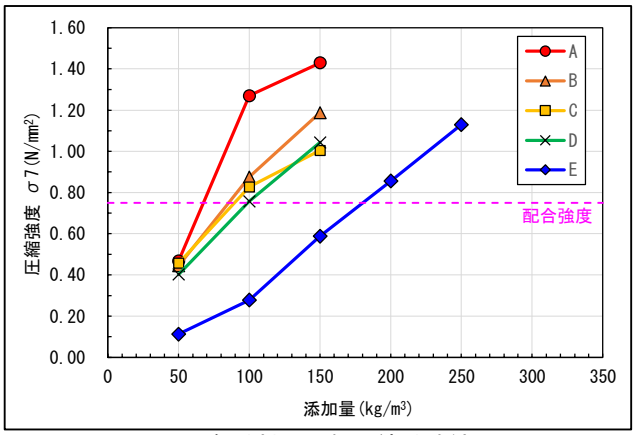


図-2 各試料の一軸圧縮試験結果

表-3 各試料の添加量

試料名	A	B	C	D	E
添加量(kg/m³)	68	86	90	99	181

(2) 締固め試験と一軸圧縮試験

各試料において，表-3 に示す添加量による締固め試験を実施し，最大乾燥密度の 90%以上(ρdmax90)が得られる含水比の範囲を求めた．試験結果より，全含水比で最大乾燥密度の 90%以上となった．

次に，表-3 に示す添加量で含水比を変化させた一軸圧縮試験を実施し，目標強度以上となる母材の含水比範囲を求めた．各試料の母材含水比と一軸圧縮試験結果を図-3 に示す．これより，試料 C,E は全ての含水比で目標強度以上となった．一方，試料 A,B,D は目標強度以下となる含水比が見られたため，目標強度以上となる含水比の範囲をグラフから求めた．締固め試験と一軸圧縮試験により得られた含水比範囲の一覧を表-4 に示す．

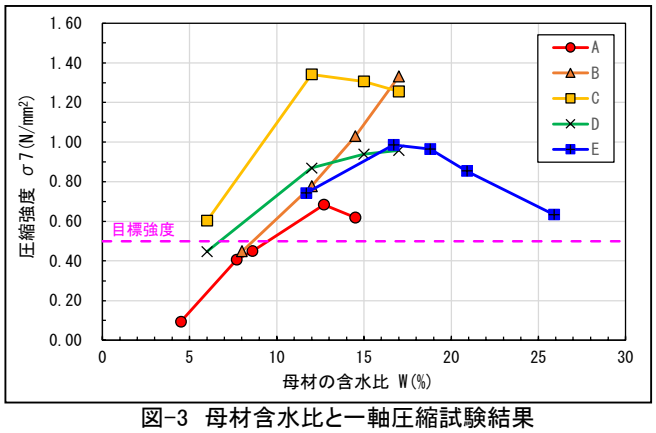


図-3 母材含水比と一軸圧縮試験結果

表-4 目標強度以上となる含水比の範囲

試料名	Fc (%)	添加量 (kg/m³)	含水比範囲	
			締固め試験	一軸圧縮試験
A	10.5	68	4.5 ～ 14.5	9.5 ～ 14.5
B	14.1	86	5.8 ～ 17.2	8.5 ～ 17.2
C	17.9	90	6.0 ～ 17.0	6.0 ～ 17.0
D	20.3	99	6.0 ～ 17.0	6.8 ～ 17.0
E	25.7	181	11.7 ～ 25.9	11.7 ～ 25.9

赤文字：グラフ読取

(3) 施工含水比の決定

締固め試験および一軸圧縮試験結果より，ρdmax90 以上，かつ目標強度以上となる施工含水比は，一軸圧縮試験の含水比範囲と決定した．(表-4 内 青枠部)

(4) 試験結果について

以上の試験結果より，Fc が 20.3%以下の場合の添加量は 68～99kg/m³，Fc が 25.7%の場合の添加量は 181kg/m³ であり，全試料で単位セメント量は 200kg 以下となった．また，Fc が大きくなれば含水比範囲が広くなる傾向が認められた．

さらに，表-4 によれば Fc が 20.3%を超え，25%に近づくほど，目標強度 0.5N/mm² を満足する添加量が大きく増加する傾向も認められた．また，試料 E では試料 A～D と比較すると 1.8～2.6 倍の固化材が必要となる結果が得られた．

5. まとめ

今回，同一地域の河床土砂を対象とした INSEM 材の配合試験事例を紹介した．

母材の Fc が 25%の場合でも単位セメント量が 200kg 以下で対応可能であることが判明した．さらに、Fc が 20%より高いケースでは，Fc が高いほど添加量も増加する結果が得られた．今回の検討では，5,000m³ 程度の砂防堰堤を構築する場合，添加量が 2 倍になると，材料費は 1,000 万円程度増大することとなる．また，材料運搬車両から発生する CO2 など，環境への負荷も増大する懸念がある．

よって，Fc が 20%を超える土砂においては，粒度調整等により添加量を低減させるなど環境へ配慮した施工方法の検討が望まれる．

今後さらに，Fc が 20%を超える試料を用いた配合試験を実施してデータを蓄積し，知見を深めることで，「同工法の発展」や「建設リサイクルの推進」に寄与していきたいと考える．

《引用・参考文献》

1) 共生機構株式会社：INSEM-ダブルウォール(DW)工法 設計・施工マニュアル，p1，2015.2.
2) (一社)砂防・地すべり技術センター：建設技術審査証明事業(砂防技術)概要書 INSEM-ダブルウォール(DW) 工法，2020.2
3) 共生機構株式会社：INSEM-ダブルウォール(DW)工法 設計・施工マニュアル，p23，2015.2.

【CM107】

将来の井戸能力変化を予測するプログラムの開発

株式会社日さく　　○澤井　清人，ヴォー フィーソン

1. はじめに

井戸は使用し続けると、スクリーン部やその周辺の充填砂利に地層の微細粒子や地下水のスケール成分による目詰まりが発生することで、揚水能力が低下する。揚水能力が低下すると、水中モータポンプが揚水水位より上に出ないように揚水量を減らして対応するか、何処かのタイミングで、揚水量が減りすぎないように、改修工事を行う必要がある（図-1 参照）。

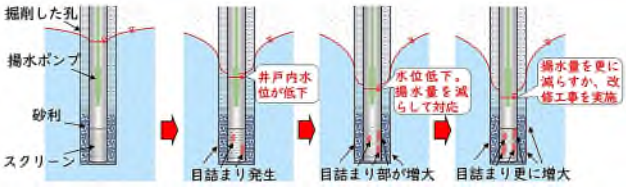


図-1　井戸の目詰りと井戸内水位の変化の概念図

改修工事の時期や頻度の設定は、現在は技術者の経験則に基づいており、最適な維持管理計画を立案することが重要な課題であった。一方、提案をしても改修工事が実施されず、揚水障害などの異常が発生して初めて改修が行われるケースや、不適切な改修間隔による井戸の損傷事例も発生している。以上のことから、事後対応ではなく（適切な）予防保全型の改修を実現するため、将来の揚水能力を予測するツールが必要であると考えた。

本レポートでは、水位等の将来予測ツール（Python によるプログラミング）開発の試みを報告する。

2. 井戸の将来予測ツールの開発

水位等の将来予測には、PyCaret と Prophet の 2 つの機械学習用の外部ライブラリを用いた。PyCaret は、20 数種類の予測モデルから最適な予測モデルを選定して将来予測ができる特徴を持つ。一方、Prophet は周期的な変化予測が得意であり、特異日を考慮した将来予測ができる特徴を持つ。今回使用したデータでは、Prophet の方が良好な結果であったため、本レポートでは『Prophet による水位の将来予測』に限定して報告する。

開発のために使用したサンプルデータは、温泉井戸の毎時計測データである（図-2 参照）。揚湯量は概ね一定に設定されており、温泉水位の変動は安定しているが、所々極端な上下動が発生している。また、2016 年 10 月上旬に水中ポンプが揚湯水位より上に出そうになったため、揚湯量を減らしており、揚湯量を減らしたことで水位が一気に上昇した。その後水位は徐々に低下傾向にある。

このデータから、揚湯水位が一定の閾値を下回りそうになる時期を改修時期として将来予測を行った。

将来予測を行うための重要事項は、①計測データを将来予測に使えるように加工すること（前処理）、②使用する外部ライブラリのパラメータを設定することである。

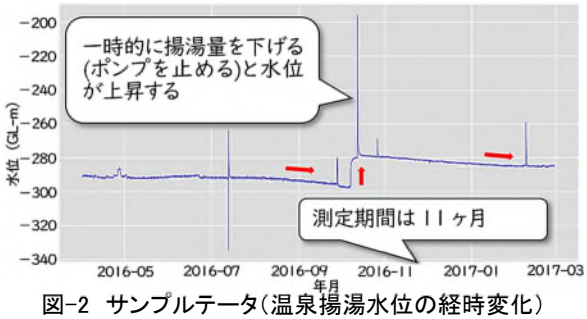


図-2　サンプルテータ（温泉揚湯水位の経時変化）

(1) データの前処理

前処理では、データの日変動の緩和または除去する方法を行った。候補の手法は、『①日最大値』、『②日最小値』、『③日中央値』である（図-3 参照）。これらを比較すると、『③日中央値』は大きな突出が発生しないことが分かる。したがって、サンプルデータでは『③日中央値』を使って将来予測を行うこととした。

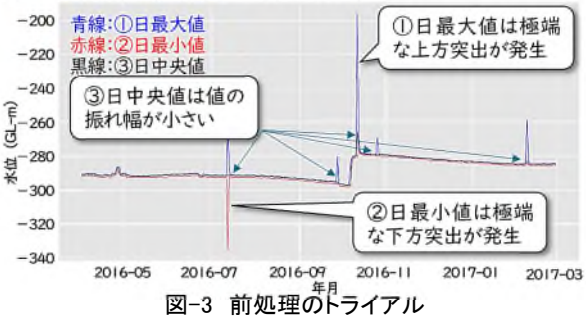


図-3　前処理のトライアル

(2) 将来予測ツール本体の作成

前処理によりデータが平滑化されたため、パラメータ設定は最低限の①機械学習期間は全期間、②トレーニングデータは全データの 80%、②検証用データは 20%、③年・週・日単位の周期性は考慮しない、という設定でプログラミングした。

水位予測結果は、細かく振動している右下がりの直線状となった（図-4 参照）。同じ揚湯量で汲み上げ続けると、2018 年 2 月 15 日付近で最低水位となり、この日を目安に改修工事を計画するという結果である。

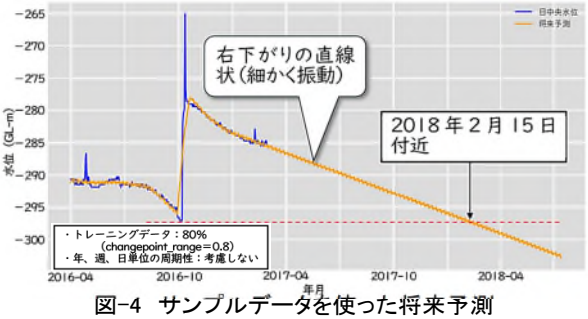


図-4　サンプルデータを使った将来予測

3. 将来予測ツールの検証及び改良

次に、変動の複雑なデータを使って将来予測ツールの検証と改良を試みた。試用したサンプルデータは、熊本市内の地中熱用井戸の地下水位と地下水温のデータ（毎時計測、稼働期間 5 年分）である（図-5 参照）。

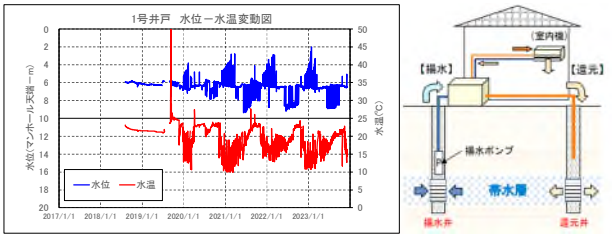


図-5　今回対象とした地下水位･地下水温の原データ

データは、①冬は冷水を地下注入するために水位は上昇し、水温は低下する、②夏は地下水を揚水するために水位は低下する、③井戸は数十分ごとに頻繁に稼働･停止を繰り返している、といった特徴を有している。

予測ツールの改良は、データの前処理手法の設定と外部ライブラリのパラメータ設定に重点を置いた。パラメータの最適値の探索方法は、5 年分のデータのうち 4 年分で予測を行い、直近 1 年分の前処理データと予測結果を比較して残差二乗和が最小となるパラメータを探索する方法を採用した。将来予測は、水温と水位について実施したが、ここでは水位予測のみ発表する。

(1) データの前処理

今回の前処理方法は、データ変動を滑らかにするため移動平均を採用した。移動平均の変数は窓値（平均を行う期間）であり、1～720 日の間で変化させた。窓値の最適値とパラメータの最適値は関係することから、全てを変化させトライアル比較した結果、残差二乗和が最小値となった移動平均は、窓値＝30 日であった。

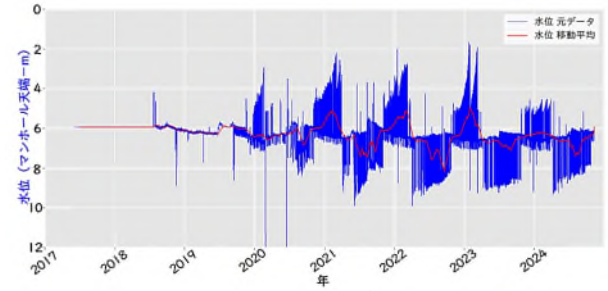


図-6　平滑化された地下水位データ（窓値＝30 日）

(2) Prophet のパラメータ設定

考慮したパラメータは、①予測データに対するトレーニングデータの割合（changepoint_range）、②変化傾向に対する敏感度（changepoint_prior_scale）である。

ほぼ総当たりで検討した結果、将来予測と残差二乗和最小となったのは、①トレーニングデータの割合は 80%（0.8）、②変化傾向に対する敏感度はかなり鈍感（0.001）であった（図-7 参照）。

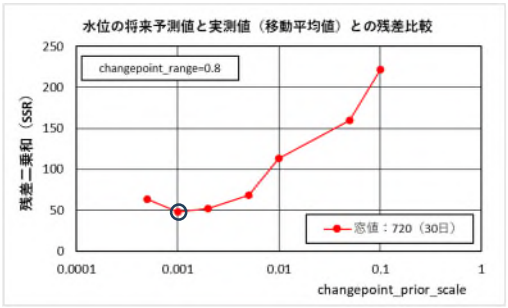


図-7　残差二乗和最小の検討結果

(3) 将来予測ツールの検証結果

以上、決定した前処理及び、外部ライブラリのパラメータ結果を適用して将来予測を行った結果を図-8 に示す。その結果、水位が徐々に低下する傾向となった。

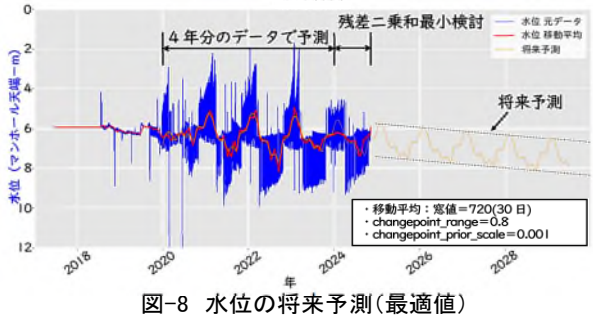


図-8　水位の将来予測（最適値）

4. 今後の課題と将来の目標

将来予測ツールを開発していて、支障となるのは、ポンプ稼働が一定ではないことや揚水・還元等の複雑な運用していることで、計測データの変化が複雑になっていることである。こういった運用をしている井戸に対して、『適切なデータ前処理方法と外部ライブラリのパラメータ設定方法』を構築することが重要であると考えている。なるべく早い時期に将来予測ツールを完成させ、適切な井戸メンテナンス間隔を提案できるシステムを構築できるようにしていく所存である（図-9 参照）。

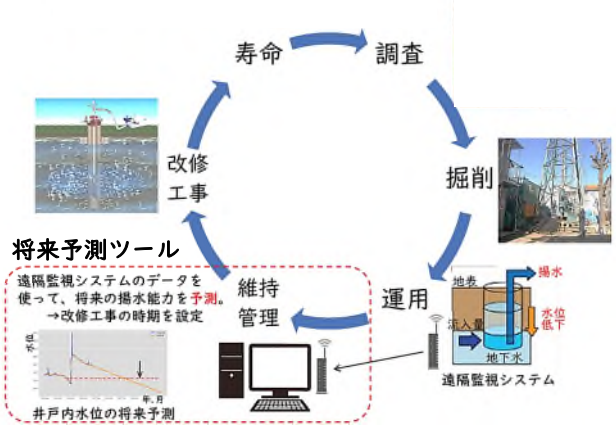


図-9　井戸維持管理システムの概要

5. 謝辞

将来予測ツールを開発するにあたり、さいたま市産業創造財団及び、平松　薫氏（埼玉大学　理工学研究科　教授）に多くの助言をいただきました。ここに謝意を表します。

【CM108】

陸域 CO_2 固定技術の開発～その 1 休廃止鉱山 CCUS～

地圏総合コンサルタント　○山本英樹，橋本綾佳，高橋拓也
応用地質　小野藍生
大成建設　松井秀岳
建設技術研究所　高野徹

1.　はじめに

休廃止鉱山の主に廃坑道 CCUS 活用を目的とした，CO_2 固定能力を有する坑道充填材の開発，及び坑道内への充填施工と計画に関わる検討を行う．年間 100 億円とも試算される坑廃水処理費用の低減，中和殿物の有効利用といった坑廃水処理事業者の抱える課題を，社会的要請であるネガティブエミッションとしての CO_2 固定技術により解決し，脱炭素社会への貢献を図る．これらにより休廃止鉱山鉱害防止事業内における地質関連市場の創出も期待できる．

2.　社会的背景

(1)　国内 CCS 事業

世界的な化石エネルギー依存脱却が進む中，国内では火力発電所は即停止せず，段階的閉鎖とする方針である．その間の CO_2 対策として，CCS（Carbon dioxide Capture and Storage，二酸化炭素回収・貯留）を有効手段としており，エネルギー供給構造高度化法においても，CCS 付き火力発電の法律上の定義はゼロエミッションとされる．具体的には，CO_2 を地下1000m超まで圧入，超臨界により気体から半液体化し地層に貯留する（図-1）．2016年～2019年に実施した，苫小牧実 CCS 実証試験では，約3年間/30万ﾄﾝ圧入を目標として成功．その後，経産省では，中間目標の2030年まで600～1200万ﾄﾝ/年，最終目標の2050年には1億ﾄﾝ/年以上の CCS サイト設置目標を掲げており，目標達成のための先進的 CCS 事業として，国内9サイトが選定されている．

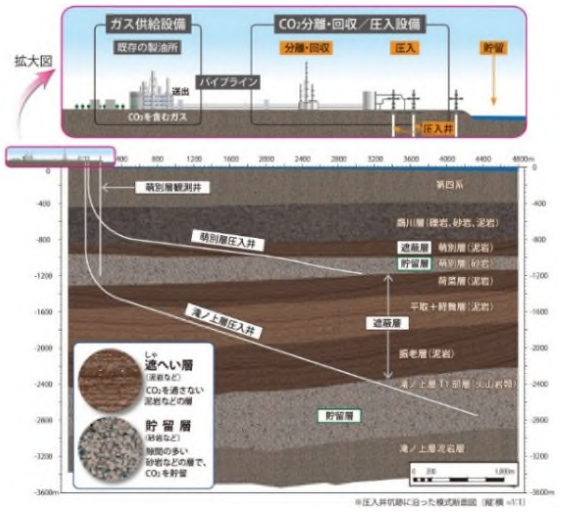


図-1　CCS 実証試験全体図　[1)]

昨年には，CCS 事業法も成立し，国内における同事業の本格的な推進が見込まれている．

(2)　CCS 事業の課題

選定された先進的 CCS 事業サイトは，苫小牧実証試験と同様，海域で計画されている．各サイトの貯留ポテンシャルは年/140万ﾄﾝ～300万ﾄﾝと試算されており，2030年中間目標は達成圏内と言える．一方で，2050年目標を全て海域で達成しようとした場合，年/約1000万ﾄﾝ，CO_2 圧入井は年/約10孔のペースで増やすと想定されているが，これには下記のような様々な課題がある．

・高コスト
・海洋汚染法や海洋基本法との整合性
・住民理解や合意形成
・活断層

一方で，既存の先進的 CCS 事業に陸域は含まれていない．これは，海域より貯留ポテンシャルが小さいと想定し，中間目標を急務とする方針に合致しなかったと思われるが，CO_2 回収から圧入までの輸送コスト，インフラ利便性，モニタリングの容易性等，陸域での CCS のメリットも無視はできない．更には CCS 付き火力発電以外にも，製鉄所など，CO_2 排出源の多くは陸上にある事を考慮すると，小規模でも安価な陸域での CO_2 固定は有効であり，これを社会的要請と考え，独自技術を開発する取り組みも増えている．

3.　三笠市 CO_2 固定（CCUS）実証試験　[2)]

炭素固定ネガティブエミッションとして，CCUS（**C**arbon dioxide **C**apture，**U**tilization and **S**torage）二酸化炭素回収利用）がある．かつて炭鉱で栄えた北海道三笠市では，未採掘の石炭を地下で燃焼し，発生ガスを地上プラントにて CO_2 と水素に分離する水素製造事業と，発生した CO_2 を廃坑道への圧入する CO_2 固定事業に取り組んでいる．2022 年度には，実際の廃坑道を使った CO_2 固定実証試験を実施した．地下 430m まで掘削し貫通した炭層へ，地上プラントで水に CO_2 を溶解したファインバブル水を坑内へ圧入し[3)]，その後フライアッシュをベースに石灰と CO_2 の化学反応により鉱物化（炭酸カルシウム）するスラリーを製作し圧入した．この試験は，ファインバブルを利用した CCS 的な要素と，充填後に固化したスラリーが，落盤リスクを軽減する事から CCUS の

要素も併せ持つユニークな方法であり，特に CCUS に関しては，陸域で超臨界に至らない深度の地下空間における CO_2固定の可能性を示した．尚，実証試験は三笠市が発注し，室蘭工大板倉教授ご指導の元，コンソーシアム（NPO 法人，応用地質，岩田地崎建設，ファルコン，地圏総合コンサルタント）が委託先として実施した．

4.　非鉄金属休廃止鉱山 CCUS 活用の検討

(1)　ニーズと市場

このような陸域 CO_2固定技術の社会的意義を踏まえて，当社では非鉄金属系休廃止鉱山 CCUS 活用を検討開始した．非鉄金属鉱山では，採掘に伴い発生した鉱滓と，雨水等の酸性水による化学反応で，排出基準を超過する有害物質を含む大量の坑廃水が発生する．地上への湧水や地下水への混入リスクを常態的に抱えており，グリーンレメディエーション研究会によると，その対策費用は官民合わせて，年間約 100 億円規と試算される．国内約 740 箇所を対象とする坑廃水処理事業の内，この 50 年で約 670 箇所へ対策を講じたが，直近 20 年では 6 箇所減に止まっており，残り約 70 箇所が未解決とされている．更には経産省による「特定施設に係る鉱害防止事業の実施に関する 基本方針（第 6 次)」では，CN，脱炭素，SDGs への取組も求められており，これらの課題解決を図る技術革新は社会的ニーズと言える．

(2)　坑道内充填試験の事例

過去，平成 20 年～26 年に経産省では，モデル鉱山地表近くの坑内空洞の一部に，中和殿物セメントの混合剤を充填剤として充填し，廃坑道内への雨水の浸透を減らし処理水を低減するとともに，坑廃水の処理過程で発生する中和殿物を，充填材として再資源化する事を目的とした研究を実施した．経産省「坑廃水水質改善技術開発事業評価用資料」によると，研究成果の活用先として国内 20 鉱山への適用性を示している．

(3) 非鉄金属鉱山廃坑道 CCUS 活用の検討

非鉄金属鉱山は，石炭鉱山より比較的浅い位置に廃坑道が存在する．ここに CO_2固定材料を充填する事で，超臨界や 1000m級のボーリングを必要とせず，CO_2固定が可能となる．材料には上述の経産省事業と同様に，中和殿物の活用を検討している（図-2)．また，事業では事前調査（ボーリング，物理探査，試験分析等)，解析（坑道モデル化，水収支，モデリング，移流分散等)，材料評価，モニタリング，施工技術が重要となる．こうした複合技術の結集を前提とした，独自技術の開発と導入により，坑廃水処理事業における新たなニーズ創出を図るべく，一昨年から各機関と協議を開始した．現在，北海道大学富山眞吾（客員教授）をアドバイザーとして招聘し，大成建設（材料開発，施工)，応用地質（坑道図，地質図モデル化)，建設技術研究所（水理モデル，移流分散解析）とスキームを構築し，本格的に開発を開始した（図-3)．

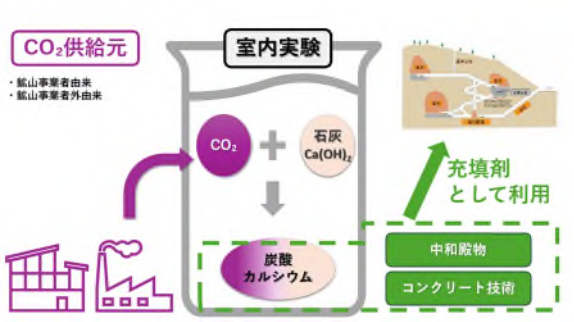


図-2　CO_2固定型充填材の開発

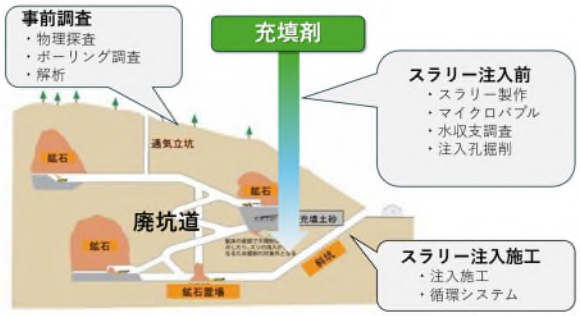


図-3　調査・解析・施工技術の開発

今年 3 月には，富山氏の推薦によりグリーンレメディエーション研究会にてプレゼンを行い，経産省，JOGMEC，日本鉱業協会，鉱山事業者からの大きな反響があった．

5.　まとめ

本研究では，休廃止鉱山における廃坑道を活用した CO_2固定技術の開発に向けて，その社会的背景，技術的課題，および実証試験事例を踏まえた検討を行った．北海道三笠市における CCUS 実証では，地表近傍の廃坑道にファインバブル水および炭酸カルシウムスラリーを圧入する手法により，低深度域での CO_2固定の可能性が示され，陸域における CCUS 技術の新たな展開が期待される結果となった．また，非鉄金属鉱山への応用においては，坑廃水処理の高度化や処理副生成物の有効利用といった多面的効果が見込まれ，ネガティブエミッション技術としての社会的意義も大きい．今後は，地質・解析・材料・施工・モニタリング等の複合的技術の結集及び実証を通じて，実装可能な陸域 CO_2固定技術の確立を目指す．

《引用・参考文献》

1)　日本 CCS 調査株式会社：CCS 実証試験全体図 https://www.japanccs.com/business/demonstration/whole.php

2) 三笠市：「石炭地下ガス化×脱炭素」への挑戦 https://www.city.mikasa.hokkaido.jp/hotnews/detail/00014328.html#indexccs

3) 小野藍生，他（全地連「技術フォーラム 2023」横浜)：未利用エネルギー活用事業における二酸化炭素固定方法の検討

【CM109】

陸域 CO_2固定技術の開発: その 2 充填材料の CO_2 固定寿命評価

㈱地圏総合コンサルタント　○橋本綾佳，山本英樹，高橋拓也
応用地質㈱　小野藍生
大成建設㈱　松井秀岳
㈱建設技術研究所　高野徹

1. はじめに

経済産業省は, 海域における 9 件の先進的 CCS 事業により，2030 年までに年間貯留量 600～1,200 万 t-CO_2 の確保に目途をつけるという目標を掲げている. しかし, 2023 年度の我が国の部門別 GHG 排出削減量を見ると，削減に最も貢献したのが，家庭部門で基準年比 6.8%減、最大の排出源であるエネルギー転換部門(発電所等)では同 5.4%減にとどまっている．したがって，海域だけに限らない大規模な事業ベースでの CO_2 排出削減が，喫緊の課題となっている．本研究では，陸域の CO_2 固定を包括的に解釈し，比較的浅い深度への低炭素型材料を用いた未利用地下空間への CO_2 固定事業化に向けた取組を紹介するとともに，既存技術を応用した CO_2 固定寿命評価技術の開発の構想について報告する．

2. 重金属等対策技術の応用[1)2)]

著者は, CO_2固定寿命評価技術を開発するにあたり，自然由来重金属等の対策技術から着想を得た．この既往技術の中で CO_2固定寿命の評価に関係する重要な点は，資材主成分の枯渇≒”寿命”という概念，資材の化学成分(鉱物)の変化及び溶解平衡，地化学計算コードの活用の3つであり，それに関して後述する．

2-1. 人工資材の寿命という考え方

重金属等を溶出する掘削土に対して，吸着層工法や不溶化工法で使用される人工資材には，重金属等の移動性を下げるために，炭酸カルシウム($CaCO_3$)を含む Ca 系・Mg 系のアルカリ塩が用いられる場合がある．この人工資材を用いた処理土は，利用先の構造物の用途にもよるが，浸透水や地下水の通水機能を阻害しないために，ある一定以上の透水係数を保つ必要がある．しかし，施工後に吸着層あるいは不溶化層の状態が飽和と不飽和状態を繰り返すことで，資材の化学的な溶脱，物理的な流出が起こると考えられる．資材主成分の溶脱量の評価は，重金属等の収着効果の発現とその継続期間に直接関係するという観点において，重要である．しかし，これまでの研究は，重金属等が収着後に持つ結合の強固さや，ある一定期間の重金属等の破過の有無を確認するものが多く，資材そのものの化学主成分の溶脱に着目した研究事例は認められていない．著者は，添加した人工資材が全量枯渇することを”寿命”と定義し, 反応する地下水の pH によって，資材主成分(鉱物相)の溶解量を地化学計算コード(PHREEQC)によって計算する方法を提案した．

2-2. 地化学計算コード計算値と実験値との比較[1)2)]

重金属等の対策に利用する資材として，酸化マグネシウム(MgO)を主成分とした Mg 系資材と $CaCO_3$を主成分した Ca 系資材とを対象とし， pH 変化(地下水の pH を想定)と人工資材溶解量の関係を， pH を調整したバッチ溶出試験と PHREEQC を用いた再現計算で評価した. Mg 系資材と Ca 系資材中の MgO に対する pH 変化にともなう Mg 濃度の実験結果(プロット)と PHREEQC による解析結果(実線もしくは破線)を図-1に示す．Mg 系資材は brucite($Mg(OH)_2$)の準安定相鉱物の溶解度に液相中の Mg 濃度が支配された．Ca 系資材中の $CaCO_3$に対する pH 変化にともなう Ca 濃度の実験結果(プロット)と PHREEQC による解析結果(実線もしくは破線)を図-2に示す．Ca 系資材は calcite($CaCO_3$)の溶解度に概ね従うことがわかった．しかし，Ca リッチな系に Mg が共存する場合，特定

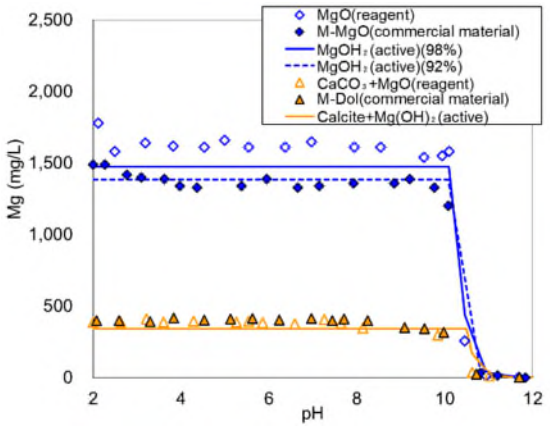


図-1 pH 調整溶出試験および解析による Mg 濃度変化

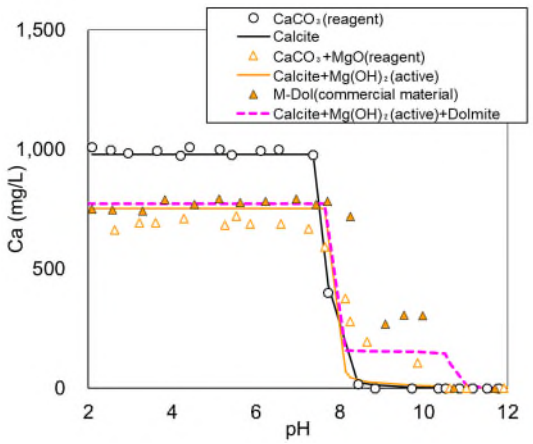


図-2 pH 調整溶出試験および解析による Ca 濃度変化

の pH 付近で実験値が calcite の溶解度だけでは説明できない変化を示した．このことから，calcite の溶解・沈殿反応に対して，Mg 共存下で二次鉱物として微量の dolomite($CaMg(CO_3)_2$)が形成され，溶液中の Ca 濃度を制限する固相として機能することが示唆された．これは PHREEQC による解析結果や固相の XRD 分析結果とも調和的であった．以上の結果から，資材と水のみの単純系では，pH 変化にともなう資材主成分濃度の変化は，PHREEQC で解析可能であることがわかった．

2-3. 鉱物相の変化[1)2)]

人工資材は，Si 分の多い岩石や土壌と混合し，地下水と触れることによって二次鉱物を生成する場合がある．また岩石や土壌の pH が長期的に酸性化する場合，資材の鉱物相が変化する場合がある．本研究では，岩石試料と混合した際の二次鉱物の変化を確認し，ある特定の pH で鉱物の主成分濃度を制限する固相を溶解度制限固相とし，その溶解平衡から主成分濃度を予測する方法を提案した．岩石の短期的・長期的溶出を考慮した場合の各 pH における溶解度制限固相を表-1のように決定した．資材としては，MgO を主成分とする Mg 系資材，$CaCO_3$を主成分として，MgO を微量含む Ca/Mg 系資材，$CaCO_3$を主成分とする3種類を使用した．

表-1 pH に対応した溶解度制限固相

pH	8.0 8.5	8.5 9.0 9.5	9.5 10.0 10.3	10.3 10.5 11.0 11.5 12.0
Mg系資材 溶解度制限固相	Dolomite	Magnesite	Brucite	$Mg(OH)_2$ (active)
Ca/Mg系資材 溶解度制限固相	Dolomite			
Ca系資材 溶解度制限固相	Calcite			

3. 休廃止鉱山への展開

陸域 CO_2固定の空間利用箇所として考えられるのが，国内外の休廃止鉱山の廃坑道である．とりわけ国内では坑廃水処理を必要としている鉱山は74箇所に上り，坑廃水処理の補助金だけで年間20億円以上が支出されている．そこで経済産業省では，「第6次特定施設に係る公害防止事業の実施に関する基本方針」[3)]において，特にカーボンニュートラル等への貢献を新たに検討すること，坑廃水処理の終了，コスト削減の加速化，中和殿物の減容化への対応を明記している．休廃止鉱山における、中和殿物をベース材料とする低炭素型材料の開発・坑道充填は，坑廃水処理費用の削減，中和殿物の減容化，カーボンニュートラル等への貢献に資することが可能である．

前述した重金属等の不溶化技術の応用として，図-3に示すように重金属等の不溶化資材を低炭素型材料(アルカリ塩の供給元)，掘削土を中和殿物と置き換えることで，資材主成分寿命予測の技術を CO_2固定寿命の評価技術へと転換することができる．

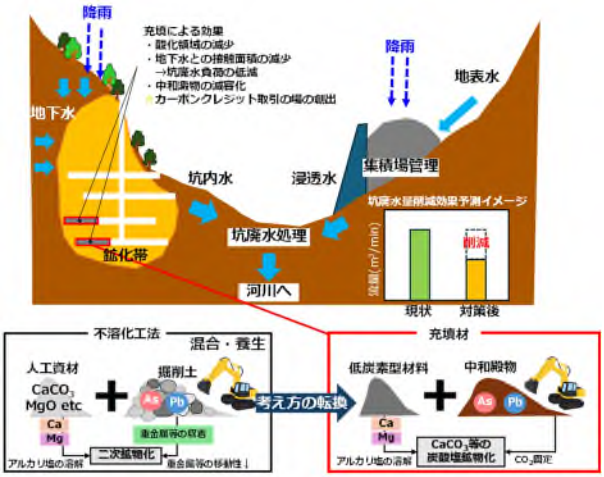


図-3 坑道充填による効果と充填材料への不溶化技術の応用

4. まとめ

重金属等の不溶化技術として利用されてきた Ca 系・Mg 系資材を構成する鉱物相(=溶解度制限固相)の溶解度を地化学計算コードによってモデリングすることで，資材主成分の寿命を予測できることがわかった．この技術を休廃止鉱山の廃坑道充填事業に応用する際には，坑廃水の水質，低炭素型材料と混合することによる中和殿物に含まれる重金属等の可溶性の変化，CO_2を固定化した炭酸塩鉱物の安定性，坑廃水充填材の接触割合等の項目を文献や現地調査，室内試験，分析等によって明らかする．上述の分析により得られたパラメータを地化学計算コードに入力することによって，事前に CO_2固定の理論寿命の算出が可能である．さらに、これに利用された先の構造物の要求性能あるいは CCUS の U(Utilization)の付加価値基準等を照らし合わせることで，その現場毎の CO_2固定寿命の決定が可能である．例えば，休廃止鉱山に適用する場合は，充填による坑廃水負荷の低減率等が基準に利用できると考えられる．

《引用・参考文献》

1) 橋本綾佳，長谷川翔，田村俊孝，尾花誠一，有馬孝彦，五十嵐敏文: 重金属等含有掘削土に対するカルシウム系・マグネシウム系人工資材を用いた不溶化対策の寿命評価法の提案，地盤工学ジャーナル，Vol. 18, No. 2, pp. 169-179, 2023.
2) 橋本 綾佳,山崎 秀策,中嶋 啓太,田村 俊孝,尾花 誠一,五十嵐 敏文,有馬 孝彦: 不溶化処理後のカルシウム系・マグネシウム系資材の固相観察および元素マッピング分析による溶解度制限固相の評価，地盤工学ジャーナル，Vol.19, No. 3, pp. 273-284, 2024.
3) 経済産業省産業保安グループ鉱山・火薬類監理官付: 特定施設に係る鉱害防止事業の実施に関する基本方針(令和5年度~令和14年度)」概要，2023.

【CM110】

火防用水路に起因する空洞の調査事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　　○久原　大輝，向久保　晶

1. はじめに

近年，路面下空洞による被害は多発している．埼玉県八潮市で発生した大規模な道路陥没は，土被り約 10m の地下にシールド工法で建設された口径 4.75m のコンクリート造の下水道管の継手部の僅かな隙間から生じたものと考えられている（天端部の破損ではなく）．地下インフラの老朽化にともなう陥没被害は，今後もさらに増え続けることが懸念される．

本発表では，最大 10m 下の火防用水路上に形成した空洞の調査事例，地表下深度から算出した管理基準値の設定，モニタリング体制構築までの流れを紹介する．

2. 空洞調査に至った契機

路線右側の土被りの比較的薄いエリアに路面陥没が発見された．空洞は道路線形方向に約10m の長さで，路面レベルから2～3m の間に形成しており，火防用水路（昭和10年施工，現在は使用されていない）の破損等が，空洞形成の要因であると疑われた．

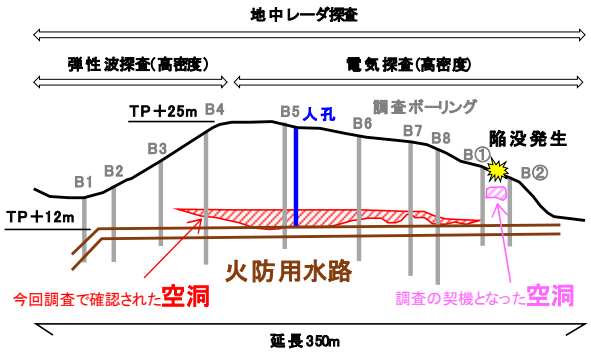


図-1 対象路線と契機となった空洞

地中レーダ探査，弾性波探査，電気探査，調査ボーリング，孔内カメラ観察を実施した．

(1) 地中レーダ探査

直近の陥没被害を回避するため，路面下1～2m 程度に空洞があるか否かを確認するため，対象路線全区間で地中レーダ探査を行った．

(2) 弾性波探査，電気探査

空洞域に相当する弾性波探査における低速度域，電気探査における高比抵抗域（水で充填される場合は低比抵抗域）を把握することができた．

(3) 調査ボーリング

火防用水路上に形成した空洞域を直接把握することができる．最上位の地山細粒砂は平均N値15，再堆積砂は自沈～N値2，下位の地山細粒砂は平均N値29となり，各層で明瞭な差がみられる．

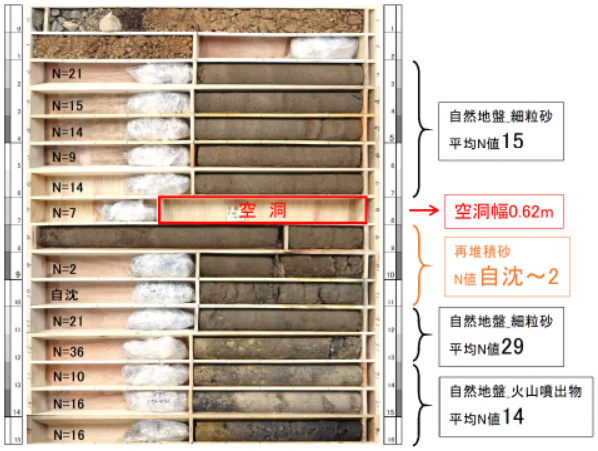


図-2 ボーリングコア状況【B7】

(4) 孔内カメラ観察

ボーリング孔を用いて空洞域の視認のために孔内カメラ観察を行った。空洞および空洞下に再堆積したブロック状の砂だまりが確認された。

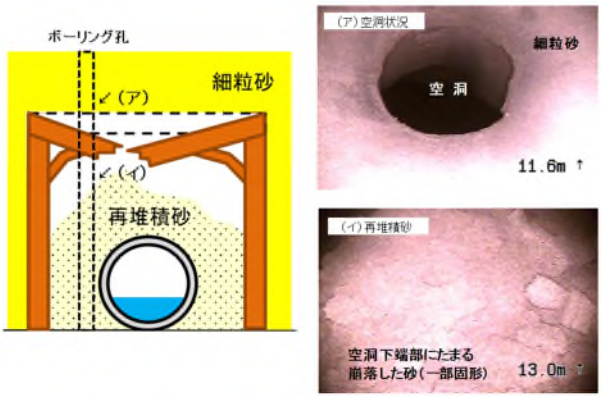


図-3 空洞と再堆積砂

3. 空洞形成のメカニズム

各種調査結果から，空洞形成のメカニズムを検討した．

Step.1　火防用水路の状の隧道支保（木製）は，地山の締まり具合により，設置有無が選別された可能性があり，支保工がないエリアが存在する．

Step.2　大雨や融雪時の表流水の浸透により，空洞域直上の地山に緩みが生じる．

Step.3　緩み域よりも下部で，かつ，支保工が存在しない区間では，その区間に不安定化が生じる．

Step.4　落盤により火防用水路が崩壊する．崩落後の地山の分離面は，健全な地山よりも軟質となる．

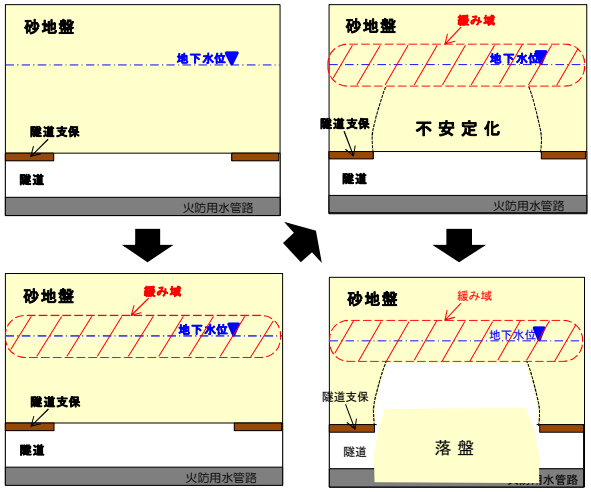


図-4 空洞形成のメカニズム

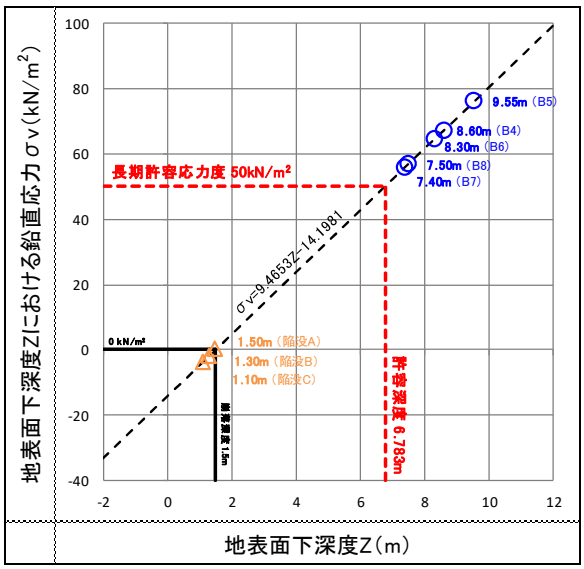


図-6 調査地点における鉛直応力度

4. 管理基準値の設定

(1) 地表下深度と空洞幅との関係

坂本[1)]は陥没の危険性がある箇所を，条件１）土被り厚が薄い，条件２）空洞上部粘土層厚が薄い，条件３）空洞上部地山の強度が低い，条件４）空洞幅が広い，にまとめている．さらに陥没危険度については，一般には空洞の形状や地山強度などが正確に把握できないことから，特に地表下深度で判断することが多いとされ，空洞幅の3倍程度の土被り厚がない場合が，対策を施す必要があるとされている．

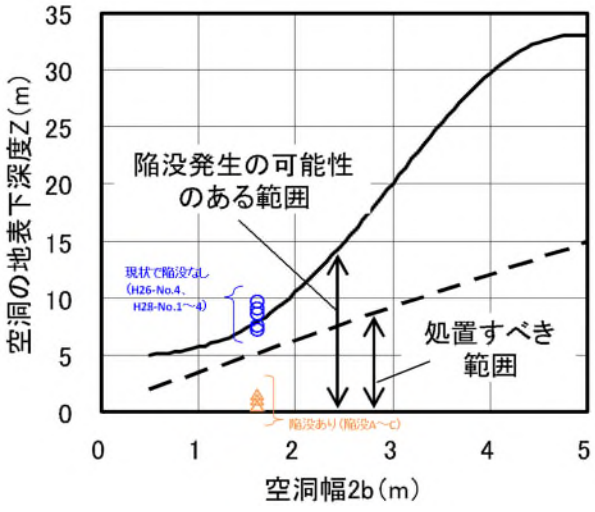


図-5 地表下深度と空洞幅との関係[1)]

(2) 砂質地盤の許容応力度

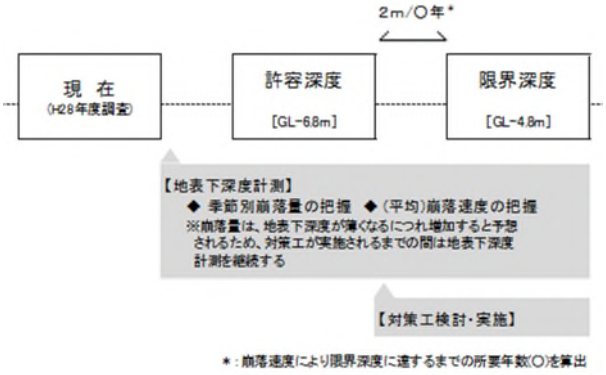
川本[2)]は亜炭廃坑のような空洞地盤において，浅所陥没が発生する空洞の限界深度を土質力学の分野で適用されていた計算法を組み合わせて求めている．

今回の調査ボーリングで確認された地表下深さより算出した鉛直応力は55.8～76.2kN/m²となり，砂質地盤の長期許容応力度50 kN/m²を満足する（図-6）．長期許容応力度50 kN/m²のときの許容深度は6.78m となる．

(3) 管理基準値

統計データによる対策を施す必要があるとされる地表下深度は GL-4.8m（空洞幅の3倍）となり，陥没の恐れがあるとことから，この深度を限界深度と位置付ける．

陥没状態を仮定した場合の鉛直応力と許容応力度の関係から，長期で生じる力に対する許容応力度50kN/m²を保持する深度は，GL-6.8m となる．この深度を許容深度と位置付ける．



5. モニタリング体制の構築

現在，地表下地山部の厚さ計測を継続的に実施している．融雪期（4月），多雨期（8月），降雪前（11月）の年3回を基本とし，豪雨や大きめの地震が生じた場合は，別途追加計測を行っている．今のところ，地表下深度に大きな変化はなく，削剥速度が急激に上昇するなどの異常は認められていない．

《引用・参考文献》

1) 坂本昭夫（2006）：早稲田大学大学院理工学研究科博士論文, pp. 12
2) 川本眺万（2003）：日本充填協会，浅い地下空洞による地盤沈下および浅所陥没について−亜炭採掘空洞の充填工事に関連して−

【CM111】

陥没の発生に伴う空洞調査事例

株式会社日さく　　○位下　天寿，一関　敏，堺田　佳人，小野　篤

1. はじめに

東京都多摩地方に立地する某施設において、敷地内道路の一部に陥没が発生した。陥没箇所の内側に空洞が広がっていることが目視で確認された。陥没箇所以外にも空洞や緩み域が広がっていることが想定されたことから、広範囲を適切に調査することが課題となった。本発表では陥没箇所の空洞に加え、周辺に伏在する空洞やその要因となる緩み域の分布を地中レーダー探査と簡易動的コーン貫入試験によって確認した事例について報告する。



写真-1 陥没箇所状況

2. 調査地の状況

(1) 地質概況

調査地は東京都多摩地方の武蔵野台地上に位置し、多摩川起源の礫を主体とする青梅礫層を基底として、所沢面を形成する下末吉ローム層が累重する。これらの上位に盛土層が分布する。盛土層についてはフェンス施工の影響で緩んでいる箇所がみられる。敷地内のボーリングデータをもとにして作成した地質断面図を図-1に示す。

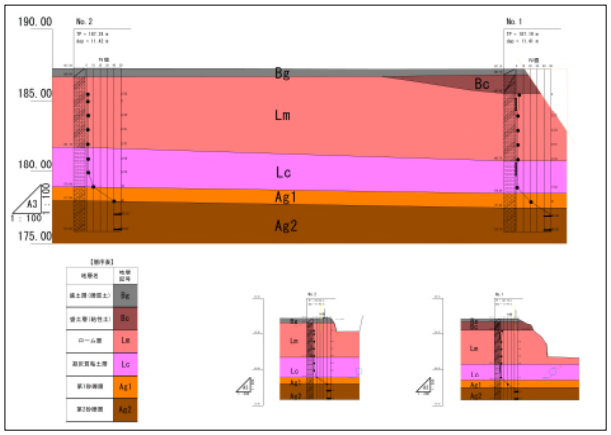


図-1 地質断面図

(2) 陥没箇所周辺の状況

陥没箇所は敷地周縁斜面の法肩付近に位置している。陥没箇所の北北西方向にイチョウの木が、北西方向に電気のハンドホールが位置している。陥没箇所周辺では、フェンスの基礎の沈下とフェンス沿いの舗装に凹みがあることが確認されていた。陥没箇所はこの凹み箇所と一致する。

3. 調査概要

(1) 調査目的

本調査は、陥没箇所および周辺の空洞や緩み域の広がりを調査することを目的とし、地中レーダー探査および簡易動的コーン貫入試験を実施した。

(2) 調査方法

①地中レーダー探査

地中レーダー探査は地中構造や埋設物を非破壊的に探査するものである。探査は、法肩上の敷地内道路および駐車場において、法面に対して縦断方向と横断方向の62測線にて測定を行った。

②簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験は地盤工学会の基準に準じた方法で深度4～5m を計27か所にて実施した。その内4か所は陥没内で実施した。本試験から求められる Nd 値と標準貫入試験から求められる N 値との間には以下の式のような関係式がある[1)]。本調査においては中間値を採用し、$Nd=2N$ として考察を行った。

$$Nd=(1\sim3)\ N \qquad \cdots \text{式-1}$$

4. 結果

地中レーダー探査の結果を図-2、図-3に示す。縦断方向では陥没箇所周辺の GL-1～3m の範囲において空洞と思われる異常信号が確認された(図-2～図-3, ピンクの網掛けの範囲)。横断方向では055測線および054測線付近の GL-1m 以浅と051測線～049測線（062測線）付近の GL-1～1.5m および GL-2.5～3m の範囲において空洞と思われる異常信号が確認された。これらの結果からイチョウの木および電気のハンドホールの西側（図-2～図-5, 平面図）まで空洞が広がっている可能性が示唆された。その他の箇所では横断方向の034測線、029測線および011測線（図-2～図-3, 平面図）付近の GL-1～2m の範囲において空洞と思われる範囲が分布するものの、地表付近の変状は認められなかった。

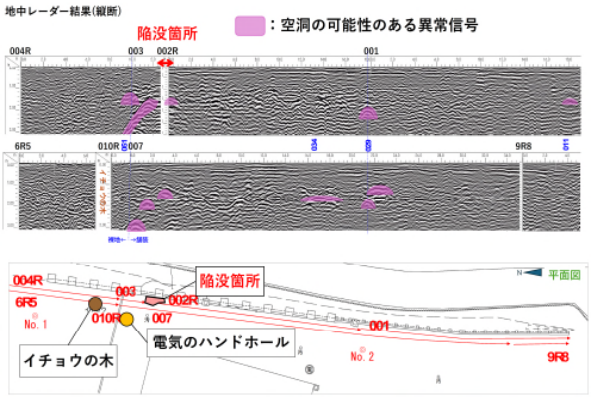


図-2 地中レーダー探査結果(縦断)

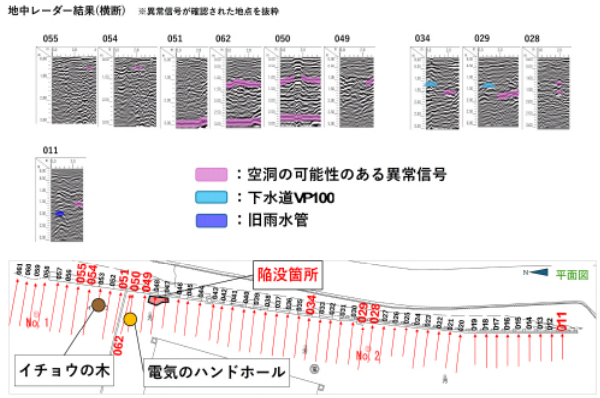


図-3 地中レーダー探査結果(横断)

簡易動的コーン貫入試験の結果を図-4、図-5 に示す。フェンス沿いでは、概ね GL-1m 以浅に緩み域が認められた（図-5, 赤線で囲んだ範囲)。また、陥没箇所周辺の南北方向では GL-1～2m の範囲に緩み域が認められた（図-5, 黄線で囲んだ範囲)。その他の箇所においては、現在の陥没箇所周辺を除いて概ね GL-2～4m において空洞が認められた（図-5, ピンクの網掛けの範囲)。電気のハンドホールより南側ではフェンスから 1.2m 程度離れた測線（図-5, 3-3´測線）では広い緩み域は確認されなかったことから、南側ではフェンス施工時に復旧した範囲で表層付近の空洞化が進行しているといえる。そこから電気のハンドホールより北側およびイチョウの木の西側まで空洞や緩み域が拡大した可能性が考えられる。

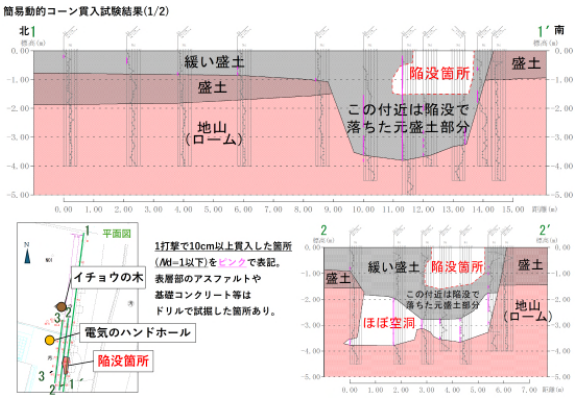


図-4 簡易動的コーン貫入試験結果①

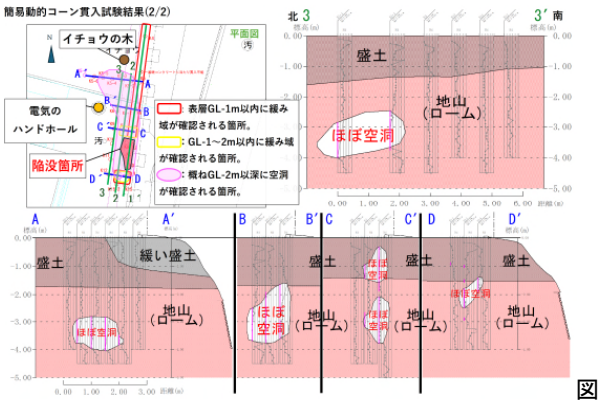


図-5 簡易動的コーン貫入試験結果②

地中レーダー探査および簡易動的コーン貫入試験結果から、表層部以深においても空洞や緩み域が確認された。空洞の体積について計算を行うと、13m^{3}弱と算出された。

5. まとめ・考察

陥没箇所周辺に空洞および緩み域が形成された原因については主に3点考えられる。1つ目は盛土の表層がフェンス施工の影響で緩くなっていた点である。2つ目は、陥没箇所から3.5m 程度離れて位置する当該施設の雨水浸透桝が盛土～ローム層に浸透させる構造となっていたために豪雨時に十分な浸透がなされず溢れていた点である。3つ目は陥没箇所周辺の舗装が周辺よりやや低く、かつ透水性舗装であったために溢れた雨水が陥没箇所周辺に浸透しやすい環境であった点である。

本調査結果から、モルタル吹付の法面背面に空洞化が進行している状況を鑑み、法面の改修および敷地内排水工を提案した。その際、現在の敷地内道路に利用されているアスファルトを透水性から非透水性のものに変更するとともに、新設する雨水浸透桝まで U 字トラフで誘導し、ストレーナーを GL-9m 以深の砂礫層に設置することで雨水を浸透させる構造とすることを提案した。

本調査において実施した地中レーダー探査と簡易動的コーン貫入試験により、陥没箇所の周囲に伏在する空洞の位置と規模、その形成要因について検討を行うことができた。地中レーダー探査は探査深度を3m としていたが、実際には4m まで空洞が確認されたため、深度設定は5m 程度とすべきであった。簡易動的コーン貫入試験は、フェンスや施設建屋に対して極近距離での試験実施が可能であり、効果的な方法であったと考える。このように空洞および緩み域の調査においては、地中レーダー探査と簡易動的コーン貫入試験は非常に有効な手法であったといえる。

《引用・参考文献》

1) 地盤調査の方法と解説（2013）：公益社団法人地盤工学会, pp. 317-324.

【CM112】

大谷地域における微動探査と 3 次元地盤構造（大谷石上面）の検討

川崎地質(株)　○吉倉　諄，大村　猛
(株)エスジオップ　野口　静雄，大沼　寛

1. はじめに

常時微動観測は，観測機器の設置や移動が容易であり，短時間に多数の測定点でデータを取得することが可能である．また，観測された微動の H/V スペクトル（振幅比）を用いることで，周辺地盤の震動源特性を推定することができる．本稿では，栃木県宇都宮市大谷地域において広域の微動探査を行い，大谷石（凝灰岩）上面の地盤モデル（S 波速度構造モデル）を推定するとともに，既往のボーリング結果との比較を行い，軟岩地域における微動探査の適用性の検討を行った．

2. 収録システム

常時微動の観測には，川崎地質(株)製の無線式3成分収録装置 KTX-316BT を用いた[1) 2)]．図-1に概略図を示す．

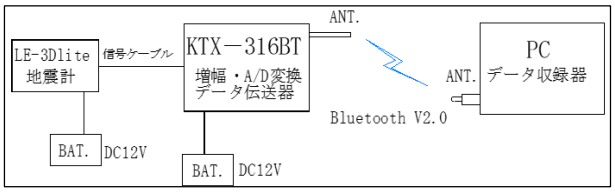


図-1 常時微動収録システムの概略図

このシステムの特徴を以下に示す．

(1) 水平2成分および垂直成分の合計3成分の波形記録（速度または加速度）の収録が可能である．
(2) データ収録 PC との接続は Bluetooth 無線通信によって行われ，機器の設置や移動が容易である．

3. 調査地の地質概要

常時微動観測は，栃木県宇都宮市内の大谷石採取場跡地周辺で実施した．この地域は，表層のローム層（場所により下位に砂礫層を含む）の下位に軽石質凝灰岩層（大谷石）が分布し，さらにその下位には新第三系の半蔵山安山岩および茗荷沢層が分布する[3)]．工学的基盤面は，砂礫層あるいは凝灰岩表層に存在することが期待される．

4. 観測および解析方法

常時微動の観測は昼間に行い，測定時間は1つの地点について10分とした．収録は2班体制で3か月間に南北約 3.5km，東西約2.5km の範囲において，道路上を主として合計459箇所で実施した．地震計は3成分1秒地震計(LE-3Dlite)を使用した．写真-1に測定状況を示す．

解析においてはまず，収録波形から地動ノイズレベルが比較的安定した範囲を1分単位で抽出して基本波形とした．次に，この基本波形についてリサンプル（200Hz），Parzen Window（0.5Hz）による平滑化およびバンドパスフィルタ（2～30Hz）を適用して，上下動および水平動2成分の振幅スペクトルを求めた．また，水平動2成分の合成和（各成分の二乗和の平方根）と上下動を用いて H/V スペクトル比[4)]を算出した．図-2に計測地点「K31」における記録波形の例と，各成分の速度振幅スペクトルおよび H/V スペクトル比を示す．



写真-1 測定状況

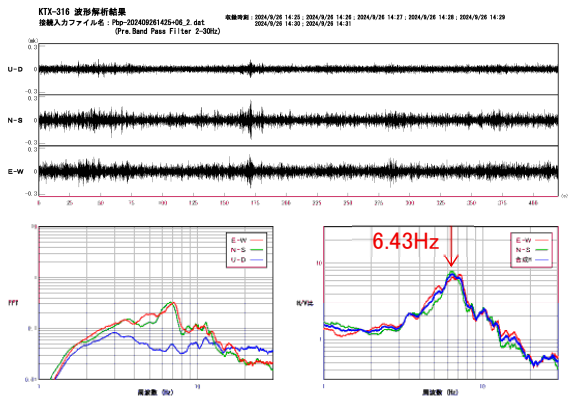


図-2 計測地点「K31」における記録波形例（上），振幅スペクトル（左）および H/V スペクトル比（右）

5. 卓越周波数および H/V スペクトル比

図-3に卓越周波数，図-4に H/V スペクトル比をそれぞれマッピングしたものを示す．今回は，H/V スペクトル比におけるピーク時の周波数を卓越周波数とした．

卓越周波数は西部および東部では7Hz 以上と高く，中央部（特に北部）では5Hz 以下と低くなっている．北西部や北東部において，周辺よりも顕著に低い値を示している地点では，より深部の速度境界を捉えている可能性がある．H/V スペクトル比は中西部で小さく，周縁部ではやや大きい傾向がある．これは，ボーリング調査[5)]によれば西部では基盤深度が浅いことから，H/V スペクトル比のピークが明瞭でないためと考えられる．

6. 地盤モデル（大谷石上面）の推定

本調査で得られた卓越周波数を使用して，1/4波長則（式-1）より S 波速度構造地盤モデルの推定を行った．

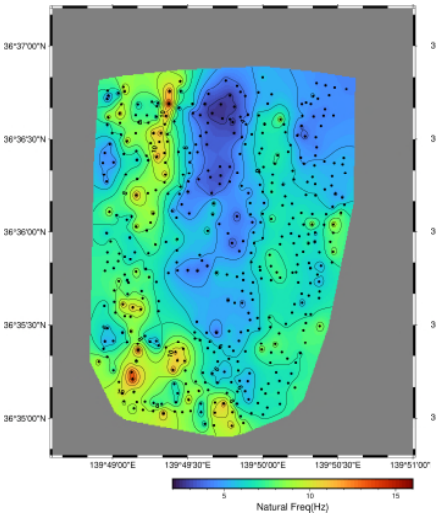


図-3 卓越周波数

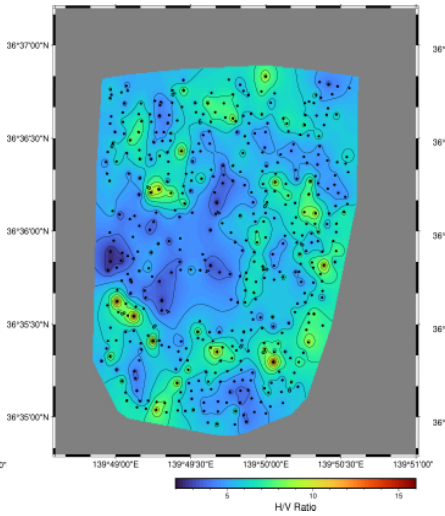


図-4 H/V スペクトル比

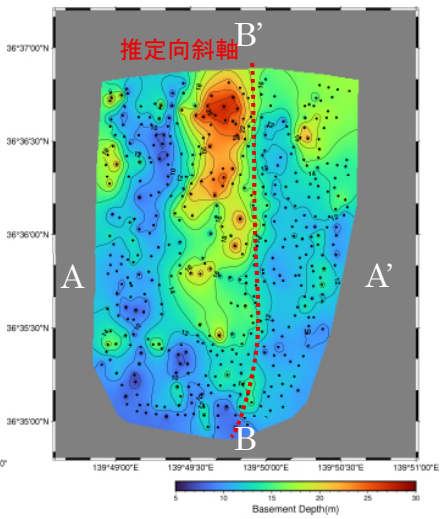


図-5 S 波速度構造地盤モデル

$$H = Vs/4f \qquad \text{・・・式-1}$$

ここで，H：表層の厚さ（m）

Vs：表層地盤の S 波速度（m/s）

f：卓越周波数（Hz）

今回は，調査地域におけるボーリング孔内の速度検層結果より$Vs = 300(m/s)$で一定とした．図-5にマッピング結果を示す．この結果から，西部および東部では基盤深度が10～12m 前後の地点が多く，反対に中央部（特に北部）では20m 前後と深くなっている．これは，既往研究で指摘されている鎧川沿いにおける向斜軸の存在[6]と整合的である．

7. 既往ボーリング結果との比較

推定した地盤モデルについて，観測点近傍のボーリング調査[5]等により判明している岩盤標高との比較を行った．図-5の A-A'， B-B' 間における地盤モデルと観測点標高，岩盤標高を図-6に示した．A-A' 断面には，距離 1.4km 付近に向斜軸が存在する可能性がある[6]．

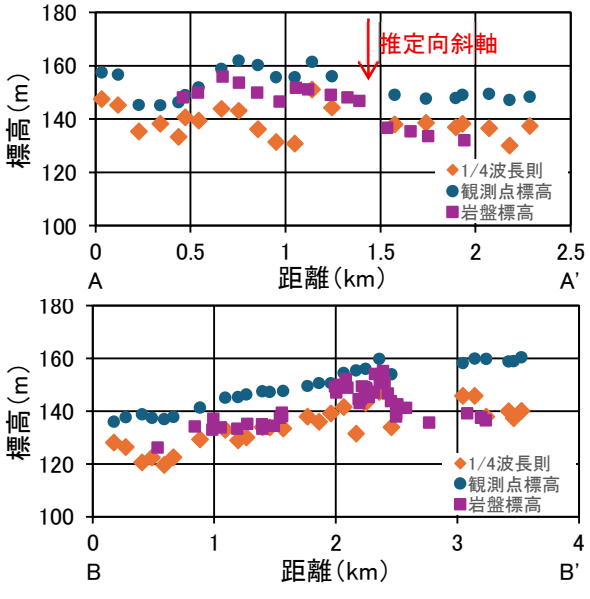


図-6 地盤モデルと岩盤標高の比較

8. まとめ

・卓越周波数は，西部および東部では7Hz 以上と高く，中央部（特に北部）では5Hz 以下と低くなっている．北西部や北東部において，周辺よりも顕著に低い値を示している地点では，より深部の速度境界を捉えている可能性がある．また，H/V スペクトル比は中西部で小さく，周縁部ではやや大きい傾向がある．

・地盤モデルは，西部および東部では基盤深度が10～12m 前後の地点が多く，反対に中央部（特に北部）では20m 前後と深くなっており，調査地域における向斜構造の存在が示唆される．

以上より，軟岩地域において微動探査から広域の地盤構造を推定することは有効であると考えられる．本調査結果を拠り所として，伝達マトリックス法等を活用したより詳細な推定を行ってみたい．

《引用・参考文献》

1) 川崎地質株式会社(2011)：無線式3成分収録装置(KTX-316BT/GSI)の特徴と記録・処理事例，物理探査学会第125回（平成23年度秋季）学術講演会展示資料．

2) 大村猛，野口静雄，小渕卓也（2012）：無線式3成分データ収録システムを用いた常時微動の計測による H/V スペクトル比の卓越周波数の評価，物理探査学会第126回学術講演会論文集．

3) 大森晶衛・端山好和・堀口万吉（1986）：日本の地質 3 関東地方，pp. 127-128．

4) 中村豊（2008）：H/V スペクトル比の基本構造，物理探査学会地震防災シンポジウム．

5) 栃木県地図情報公開システム（最終閲覧日 2025.6.3），https://www.sonicweb-asp.jp/tochigi_pref/．

6) 松居誠一郎・山本高司・柏村勇二・布川嘉英・青島睦治（2011）：栃木の新第三系：荒川層群中部の層序と化石および大谷地域の応用地質学，地質学雑誌第 117 巻補遺，pp. 89-102．

【CM113】

3D 地中レーダー探査による埋設物調査および検証

株式会社ウエスコ　　○佐藤葉月、伊達裕樹、三谷康博、菊地涼

1. はじめに

本論文では、試掘調査を実施し、実際に確認された埋設物の種類および埋設深度を把握したうえで、事前に行った地中レーダー探査によって得られた異常信号との比較検討を行った。その結果、本調査地点では、地中レーダー探査により検出できた埋設物と検出できなかった埋設物が存在したため、それぞれの検出の可否に関する要因についての考察を報告する。

2. 調査概要

(1) 調査目的

本調査は、既設盛土に混入する地中障害物の撤去計画立案にあたり、地盤改良の支障となる埋設物の抽出を目的とし地中レーダー探査を行ったものである。

既往資料では、GL-3～4 m に厚さ55～90 cm のコンクリートが確認されている（写真1）。

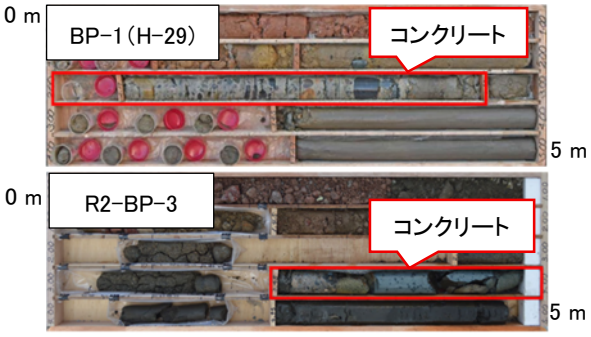


写真1 ボーリングコア写真

(2) 使用機器および探査範囲

本調査では、探査可能深度5m の IDS GeoRadar 製 StreamDP を使用し地中レーダー探査を実施した（図-1）。探査範囲は図-2の通りであり、範囲内で X 方向に18測線、Y 方向に87測線を測定し、計2 km の計測を実施した。



図-1 本調査で使用した地中レーダー探査機器の仕様

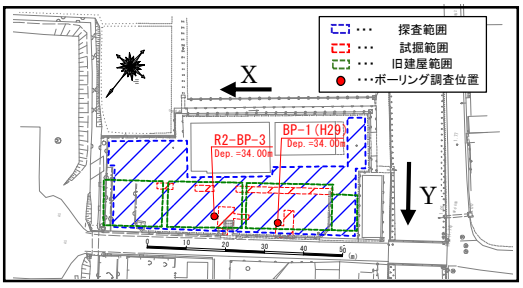


図-2 地下埋設物調査位置平面図

3. 調査結果

(1) 試掘調査結果

本調査で実施した試掘調査で確認された埋設物を図-3に示す。図-3の上段には試掘に加えて地中レーダー探査においても検出された埋設物を、下段には地中レーダー探査では検出されなかった埋設物を記載している。

試掘では埋設管が4箇所、高密度ポリエチレン管が１箇所、コンクリートガラが1箇所、L 型擁壁が１箇所、地盤改良体が2箇所、フーチングが１箇所確認された。



図-3 試掘結果のまとめ

(2) 地中レーダー探査結果

地中レーダー探査で得られた反射画像に見られる異常信号の典型的なパターンを以下に示す（図-4）。

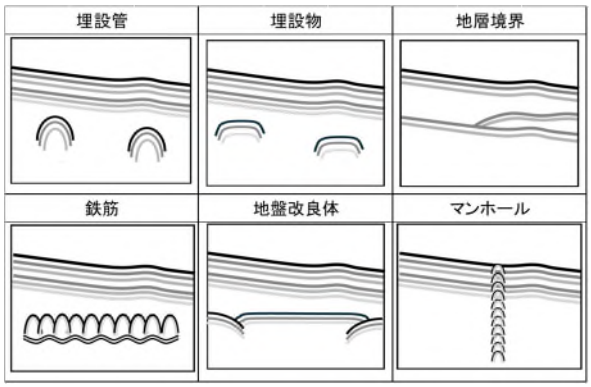


図-4 異常信号の典型的なパターン [1)]

本調査の地中レーダー探査で確認できた異常信号を図-5 に、異常信号が確認できた位置を図-6 に示す。

本調査地点では、塩ビ管（1 箇所）、高密度ポリエチレン管（1 箇所）、地盤改良体（2 箇所）、フーチング（1 箇所）に対応する異常信号が抽出された。

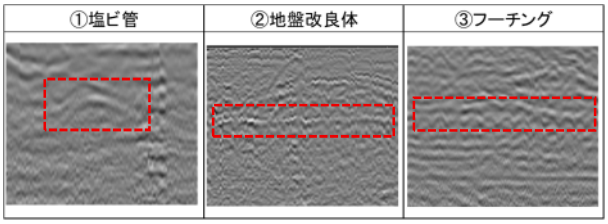


図-5 地中レーダー探査結果(埋設物有の箇所)

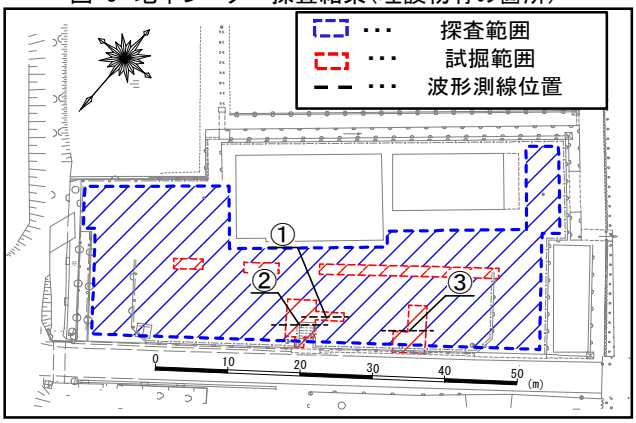


図-6 異常信号が確認された波形測線の位置

(3) 検証結果

本調査における地中レーダー探査による確認状況を、「明瞭」「不明瞭」「検出なし」の３つの区分に整理した(表-1)。

表-1 検証結果のまとめ

埋設物の種類		埋設深度 (GL-m)	地中レーダー探査による確認状況
塩ビ管	φ20mm	1.77	検出なし
	φ50mm	2.07	検出なし
	φ80mm	2.67	検出なし
	φ50mm	1.77	不明瞭
高密度ポリエチレン管		1.77	不明瞭
地盤改良体		1.30	明瞭
		1.30	明瞭
木片		1.77	検出なし
フーチング		1.77	明瞭
L型擁壁		1.30	検出なし
コンクリートガラ		2.57	検出なし

(ⅰ) 明瞭に検出された埋設物

本調査においては、地盤改良体、フーチングの2種について、地中レーダー探査により明瞭な異常信号として検出することができた（図-5の②と③)。

地盤改良体は、周囲の自然地盤と比較して物理的性状(硬さや密度等)が著しく異なるため、地層境界に類似した水平方向に伸びる明瞭な異常信号として捉えた。

フーチングは、フーチング内部の鉄筋の反射パターンが確認された。鉄筋は電磁波を強く反射するため、高い反射強度を示し、他の構造体と比較しても明瞭な鋸歯状の異常信号として捉えた。

(ⅱ) 不明瞭ながら検出された埋設物

一方で、塩ビ管（φ50 ㎜）や高密度ポリエチレン管については、地中レーダーにより上方に凸の異常信号が検出されたが、反射強度が弱く、管の縦断方向では、異常信号の連続性が明確ではなかった。この反射強度の低さは、両者の材質が電磁波を鉄やコンクリートのように強く反射しないこと、および埋設深度が比較的深かったことに起因すると推察する。

(ⅲ) 検出されなかった埋設物

地中レーダーにより塩ビ管3箇所、木片、コンクリートガラは異常信号として検出されなかった。

異常信号が確認できなかった塩ビ管は3本とも同一箇所に密集して埋設されており、深度はそれぞれ GL-1.77 m、GL-2.07 m、GL-2.67 m であった。このうち下の2箇所は、地下水位（GL-2.05 m）以深に位置しており、異常信号の確認が困難だった。また、最も浅い GL-1.77m の塩ビ管については、検出することのできた塩ビ管と比べて管径が小さい（Φ20 ㎜）ことにより反射波が弱く、検出が困難であった。

木片は地盤改良体の下部で確認された。木片は乾燥しており、水分量が少ないことに加え、地盤改良体に比べて反射強度が低いため、上部の改良体による強い反射波に遮蔽され、検出が困難であったと推察する。

コンクリートガラについても、同様に地盤改良体の下部に位置していた。埋設深度が地下水位以深であったことから検出が困難であった。

L 型擁壁は道路側の際から発見された。今回の地中レーダー探査では、車止めなどの障害物があったため、道路から約1m の範囲で探査を実施できなかった。

4. まとめ

地中レーダー探査は、地中に埋設された構造物や障害物の検知および可視化を目的とする調査手法である。しかしながら、埋設物の素材、埋設深度および調査地の地下水位などの影響によって、必ずしもすべての埋設物を確実に検出できるわけではない。

本調査では、地中レーダー探査により地盤改良体やフーチングといった反射強度の高い埋設物は明瞭に検出できることが分かった。また、φ50 ㎜の塩ビ管や高密度ポリエチレン管は不明瞭ながら検出できることが分かった。一方で、細径の塩ビ管や地下水位以深のコンクリートガラは、異常信号の検出が困難であった。

今後の展望として、本調査および類似調査で検出された埋設物の反射パターンを AI に学習させることで、地中レーダー探査における埋設物の判別精度向上が期待される。これにより、従来の目視や経験に依存した解析では見落とされがちな微弱な異常信号や不明瞭な異常信号も AI が補足的に検出できるようになり、高精度な埋設物の抽出が可能になると考えられる。

謝辞：この講演に際し、フィールドを提供していただいた鳥取県の関係各位に感謝する次第である。

≪参考文献≫

1) 物理探査ハンドブック 手法編 (1998)：公益社団法人物理探査学会、p. 419

【CM114】

弾性波トモグラフィと鉛直磁気探査による地中障害物の確認

大和探査技術株式会社　　○小林　琴音，寺島　芳明，糸井　理樹，岡崎　梨奈

1. はじめに

本調査では、立坑工事範囲内の埋設管の有無を調べるため、ボーリング削孔を行い、鉛直磁気探査と弾性波トモグラフィを行った。得られた鉛直磁気探査の波形と弾性波トモグラフィによる断面図を重ね合わせ、解析・考察を行った。

2. 調査概要

本調査地は地面がアスファルトで舗装されており、その下は埋め土となっている。探査孔は立坑工事範囲の円周に8点、円の中心に1点の計9孔とした（図-1）。調査対象は地表～GL-5.0 m であったが、調査対象深度以深に埋設されている埋設管の影響を考慮して、弾性波トモグラフィは GL-6.0 m から発振を行った。また、ボーリング削孔は GL-7.0 m まで行い、削孔後は VP75の塩ビ管を建て込んだ。

また、鉛直磁気探査および弾性波探査に使用した機器を表-1に示す。

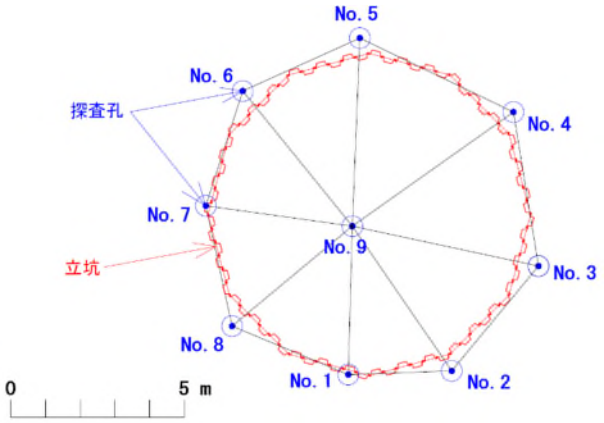


図-1 探査孔配置図

表-1 使用機器一覧

項目	機器名称	仕様
鉛直磁気探査	磁気傾度計：両コイル型 DTM-1S 型	Φ24mm×1,500mm
	カウンター・増幅器： DPL&MAG2400	単コイル・両コイル 2 成分 深度管理 1m毎マーク入力
	アナログ記録器：ERR-3531	3 成分
	デジタル記録器：HIOKI　LR8430	10ch、20ms サンプリング
	ブーリー：DPC-002	回転距離計 1 パルス/1mm
弾性波探査	測定装置：GeoSEIS-48	48ch,24 ビット,5kHz
	地表受振器：SM-7	ジオフォン 28Hz
	孔内受振器：DHA-7	ハイドロフォン 0.5m 間隔、12ch
	S 波孔内振源：BIS-SH-DS、IPG800	1000J
	P 波孔内振源：OWS	
	P 波孔内振源：IPG1005、RCU、SBS42	1000J

(1) 鉛直磁気探査

探査孔に両コイル型磁気傾度計を挿入し、周囲の磁場を測定し、測定データは記録器に記録した（図-2）。得られた磁気記録は深度変換を行い、障害物（鉄類含む）の影響と考えられる磁気異常反応について、その深度と探査孔からの距離、磁気量を解析した。

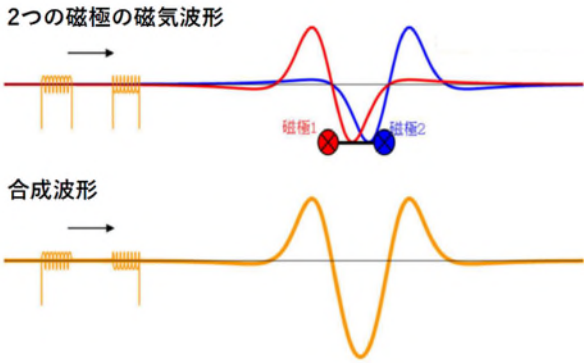


図-2 磁気波形

(2) 弾性波トモグラフィ

1孔に孔内発振源を、その両隣の2孔に受振器を挿入し弾性波の測定を行った。GL-6.0 m～-0.5 m まで0.5 m 間隔で孔内発振を行い、孔内発振器も GL-6.0 m～-0.5 m まで0.5 m 間隔で設置した。発振孔-受振孔間の地表面にも受振器として0.5 m または1.0 m ごとにジオフォンを設置し、各ジオフォン間の中心でハンマーによる地表発振も行った(図-3)。得られた波形から初動走時を読み取り、トモグラフィ解析を行って弾性波の速度分布を求めた。

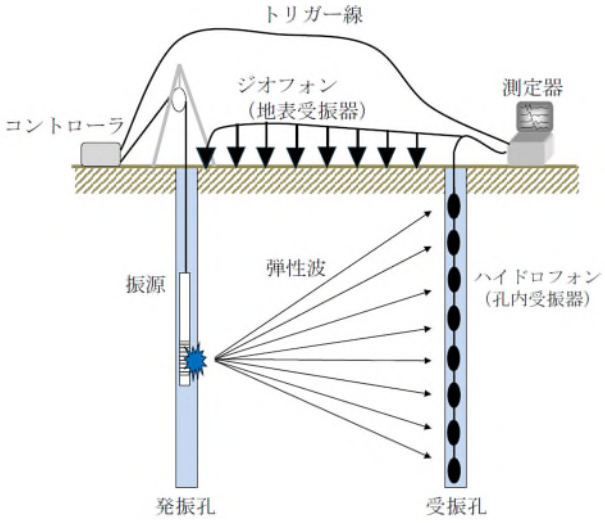


図-3 弾性波測定方法

3. 調査結果

磁気波形と速度断面図を図-4，図-5に示す。弾性波トモグラフィの解析により得られた断面図に鉛直磁気探査の磁気波形を重ねた。鉛直磁気探査の深幅はセンサに発生した起電力（V）である。また、探査孔直下の黒く塗りつぶされている部分は、ボーリング削孔時にコンクリートが続いていた箇所である。

鉛直磁気探査では、柱状図に記載されていた埋め土内（GL-3.5 m 程度まで）は全体的に磁気反応が多く出ており、実際にボーリング削孔の際もコンクリート片や鉄筋等が出てきた。

弾性波トモグラフィでは、地盤の S 波速度は250 m/s～500 m/s 程度、P 波速度は500 m/s～1000 m/s 程度であった。また、それらの中には部分的に S 波速度600 m/s～900 m/s 程度および P 波速度2000 m/s～4000 m/s 程度の速い速度域が認められた。

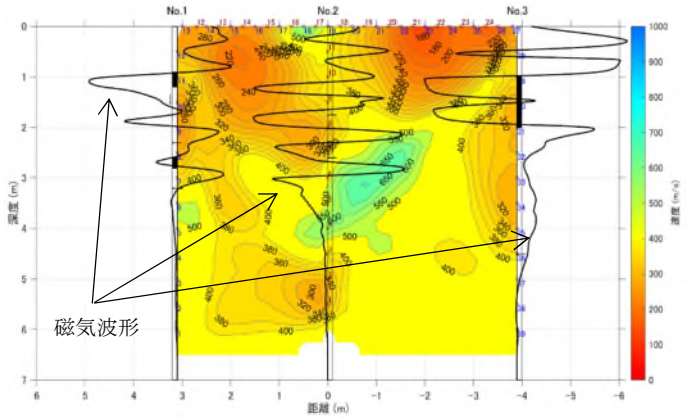


図-4 磁気波形と P 波速度断面図（No.1-2-3断面）

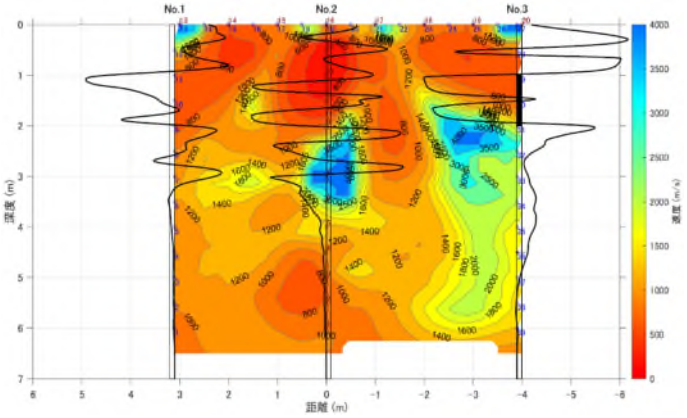


図-5 磁気波形と S 波速度断面図（No.1-2-3断面）

4. 考察

速度断面図に表れた速い速度域は埋設物またはコンクリートガラ等の存在を示唆する。また、鉛直磁気探査により磁気反応が認められた箇所とこれらの高速領域が近接している場合、その領域の埋設物等は鉄筋などの鉄製品を含むと考えられる。

5. まとめ

本調査では、鉛直磁気探査と弾性波トモグラフィにより、地中に残存する構造物の把握を行った。その結果、予想される構造物の位置と比較的良い整合性が認められた。これは、鉛直磁気探査と弾性波はトモグラフィの組み合わせが、地下構造物の探査に有効であることを意味する。

一般的に、地下構造物の探査は、地中レーダ探査が有効とされているが、探査深度が1.5～2.0m程度と浅いため、深部の探査には不向きであった。しかし、鉛直磁気探査と弾性波トモグラフィは、探査深度が削孔するボーリングの深度に依存するので、深部までの地下構造物の探査が可能となる。ただし、ボーリング削孔が必要であるということから、完全に非破壊の探査とはならないことが欠点として考えられる。

《引用・参考文献》

1) 新版 物理探査の手引き-土木物理探査マニュアル 2008-（2008）：物理探査学会.
2) 物理探査ハンドブック 増補改訂版（2016）： 物理探査学会.

【CM115】

矢板長調査における高周波衝撃弾性波法と磁気探査の比較検討

大日本ダイヤコンサルタント株式会社　○中村　瑞希，岩崎　理代，杉野　康博
永野　賢司，小泉　和広

1. はじめに

河床掘削を伴う改修工事設計を実施するにあたり、既設護岸鋼矢板の施工年度が古く、設計施工時の既往資料が無いことがあるため、河川改修計画の際に復元設計が必要となる。復元設計を実施するにあたり、護岸鋼矢板のように不可視部（地中構造物）では、物理探査や非破壊調査を用いた調査を活用することが多い。

本報告では、既設鋼矢板長さを推定する手法として、ボーリング孔を利用した鉛直磁気探査および非破壊調査の1手法である高周波衝撃弾性波調査（通称オーリス）の2つの手法を同時に実施する機会を得たため、それぞれのメリット・デメリットについて整理した結果を報告する。

2. 調査地の概要

調査対象区間は、延長が1.7km と長いことから、3区間（上流・中流・下流）に区分し、それぞれの区間において鉛直磁気探査と高周波衝撃弾性波法を実施した。

図-1に調査対象区間の標準断面図を示す。鉛直磁気探査に使用した磁気センサーの有効範囲が約半径1.5m であることから、ボーリング掘削による探査孔は護岸鋼矢板から離隔1mとした。

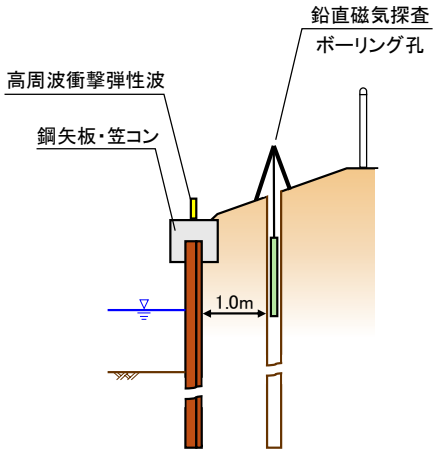


図-1　調査対象区間の標準断面図および調査位置

3. 測定手法

(1) 鉛直磁気探査

鉛直磁気探査は、図-2に示すように、ボーリングマシンにより削孔した孔内へ磁気センサーを挿入し、センサーの下降時及び上昇時に増幅制御器のレンジを切り替えて測定を行った。

センサーコードには先端部にあるコイルの中心から1m間隔に深度マークを付け、マークがケーシング頭部を通過する時に記録員が目視により記録器（下降時および上昇時）に入力する。これにより、孔内での磁気センサーの位置（深度）と対応した磁気波形を記録することができる。鋼矢板の長さは、磁気センサーが磁性体に反応して矢板下端を通過する際に現れる磁気波形のピークを読み取ることで検知することができる。

下降時と上昇時の結果を解析し、その平均値を採用することで鋼矢板長さの特定を行った。

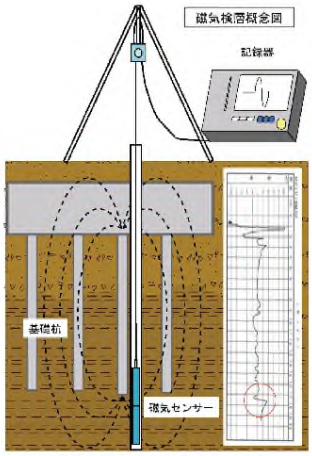


図-2　鉛直磁気探査の概念図

(2) 高周波衝撃弾性波調査

高周波衝撃弾性波調査は、対象物の表面を鋼製ハンマーで打撃して衝撃弾性波を発振し、対象物の内部に伝播させて、ひび割れや対象構造物の先端部で反射した波を表面に設置した受信センサー（高周波帯域の共振周波数特性を持つ AE センサー：AE-901S）で検知する。

対象構造物が鋼矢板であるため、鋼矢板の頭部に設置された笠コンクリートの表面に受信センサーを設置し計測を行った。図-3に高周波衝撃弾性波調査による鋼矢板長さ調査の概念図を示す。

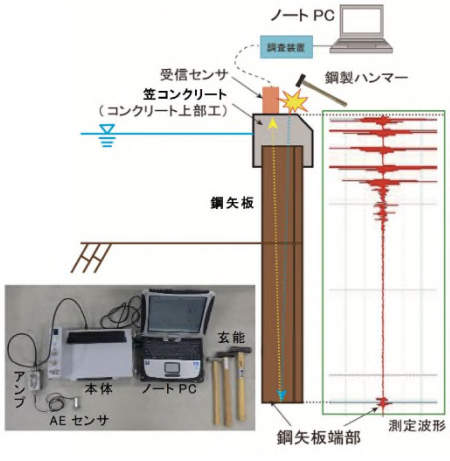


図-3　高周波衝撃弾性波調査の概念図と調査装置

4. 調査結果

鉛直磁気探査および高周波衝撃弾性波調査により計測した鋼矢板長さを表-1にまとめて示す。

表-1 測定結果一覧

測定位置	鉛直磁気探査	高周波衝撃弾性波調査	差異	誤差率
	L（m）	L（m）	ΔL（m）	%
下流部	8.721	8.418	−0.303	3.474
中流部	9.431	10.07	0.639	6.776
上流部	9.313	10.68	1.367	14.678

ここで、高周波衝撃弾性波調査における鋼矢板長さの推定式を式-1に示す。

鋼矢板長さL(m)＝（t÷2）×Vp・・・・・式-1

ここに、t：鋼矢板先端までの往復の伝播時間(ms)

Vp：鋼矢板の弾性波速度(km/sec)

鋼鉄の気中における弾性波速度は5.920km/sec(理科年表より）であるが、地盤内の拘束を受けると弾性波速度は低下する。弊社では、これまでの実績値から粘性土地盤に打設された鋼材の弾性波速度は5.122km/sec(検証結果の平均値）を採用している。

表-1に示している高周波衝撃弾性波調査による鋼矢板長さは、上記で示した弾性波速度5.122km/sec を用いて算出した値である。鉛直磁気探査による鋼矢板長さを絶対値とした場合、非破壊調査である高周波衝撃弾性波調査により推定される鋼矢板長さは3%～15%程度の誤差が生じる結果となった。

5. 調査手法のメリット・デメリット

調査結果から、鉛直磁気探査と高周波衝撃弾性波調査により得られる鋼矢板の長さには差異が認められ、両者の誤差率は最大で15%程度生じていることが解った。

高周波衝撃弾性波調査による鋼矢板長さの算出は、式-1で示したように、調査対象物（鋼矢板）の弾性波速度をどの様に設定するかが精度に影響を与えることが解る。したがって、鉛直磁気探査で計測した鋼矢板長さを絶対値として、高周波衝撃弾性波調査で計測される鋼矢板先端までの伝播時間から鋼矢板の弾性波速度を逆計算により設定することで高周波衝撃弾性波調査による測定精度を向上させることができる。

本報告では、既設護岸鋼矢板長さを鉛直磁気探査と高周波衝撃弾性波調査の2手法により行った結果を比較したが、両者の調査におけるメリット・デメリットを整理し表-2にまとめた。

表-2 両手法によるメリット・デメリット

	メリット	デメリット
磁気探査 鉛直	・精度良く計測できる。	・ボーリング孔を利用するため、調査日数を要する。 ・コスト高となる。 （高周波衝撃弾性波調査の2.5倍）
弾性波調査 高周波衝撃	・短期間で数多くの鋼矢板を調査可能。 ・コストを低くできる	・精度がやや劣る。 ・鉛直磁気探査に比べて最大誤差15%

しかし、鉛直磁気探査を行うためにはボーリングマシンの仮設、掘削、撤去等により調査に日数を要することや費用が高額となってしまうデメリットがある。実際に本調査では高周波衝撃弾性波調査を1とした場合、鉛直磁気探査の費用は2.5倍となった。一方、高周波衝撃弾性波調査は、磁気探査に比べて精度がやや劣るものの、コストが安価であることと、短期間で調査をすることができるというメリットがある。

ここで、両者のメリットを生かす方法として、鉛直磁気探査から算出した弾性波速度を用い、鋼矢板長さを求める方法を考慮した。その結果、磁気探査に近い値となり精度が良くなることを確認した。

これらの結果より、既設鋼矢板長さ調査を実施する場合には、鉛直磁気探査と高周波衝撃弾性波調査を併用することが良いのではないかと考えられる。鋼矢板長さの調査を複数箇所で行う場合、初めに代表的な箇所で鉛直磁気探査を1箇所行い、弾性波速度を算出する。その他箇所では、鉛直磁気探査で得られた弾性波速度を用いて高周波衝撃弾性波調査を行うことで、精度を向上させることができ、短期間で、かつ低価格に行えると考える。

このように、調査対象となる河川延長が長く、多くの工区が存在する場合には、高周波衝撃弾性波調査を河川全域のスクリーニングとして活用し、代表的な箇所による鉛直磁気探査を併用することで測定精度を向上させることが出来ると考える。

今後も、地盤条件による弾性波速度の影響について引き続きデータの蓄積を行い、高周波衝撃弾性波調査の精度向上につなげたいと考える。

6. まとめ

既設護岸鋼矢板の長さを2つの計測手法により比較を行った結果から、高周波衝撃弾性波調査により算出される鋼矢板の長さは、鉛直磁気探査の結果に対して最大で15%程度の誤差が生じる結果となった。

杭撤去に伴う地盤物性の経年変化に関する調査事例

株式会社東京ソイルリサーチ　○沼田　俊輔，水江　邦夫，近藤　龍児，安間　匡志，佐藤　翼
大阪大学　柏　尚稔
建築研究所　井上　波彦
国土技術政策総合研究所　喜々津　仁密，土屋　直子

1. はじめに

既存建物の解体時に杭の撤去および撤去孔の埋戻しが行われるが，新設杭の施工時に問題となる事例が報告されている。一方，既存杭の撤去・埋戻しが周辺地盤に与える影響については以前から指摘されており，最近ではその調査・研究が精力的に進められている[例えば1)，2)]。

本報告は，既存杭の撤去・埋戻しの前後における換算N値の変化を調査し，さらにその後２年間における経年変化の地盤調査結果を報告するものである。

2. 調査地盤と既存杭の概要

調査地は，福岡県福岡市の博多湾に面する海岸砂丘上の平坦地に位置する。対象建物は4階建てRC造（杭基礎）であり，令和3年度に解体され，それに伴い計10本の既存杭が撤去，さらに埋め戻しが行われた跡地である。

杭撤去前に実施した地盤調査結果を図-1に示す。調査地の地盤構成は，深さ約12m までN値10前後の砂質土，N値1前後の粘性土からなる沖積層が堆積する。その下部には，N値10前後の洪積層の砂・礫層，N値50以上の頁岩が堆積し，各層とも敷地内で概ね水平成層である。

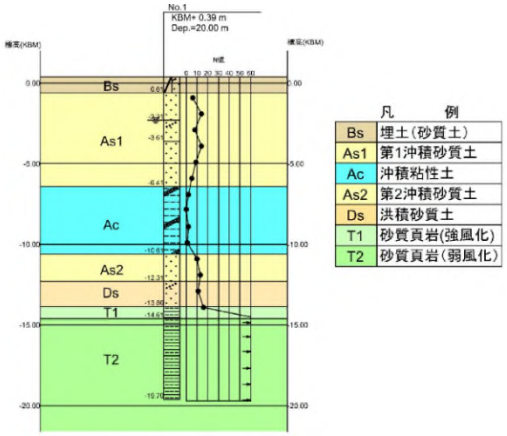


図-1　調査敷地の土層断面図（杭撤去前の事前調査）

既存杭の仕様及び撤去・埋戻し方法を表-1に示す。既存杭は場所打ちコンクリート杭で，縁切引抜工法により撤去された。撤去後は地上からバックホウで土（洗砂）を投入し，埋戻しが行われた。既存杭の状況調査結果の一例によれば，杭長は14m 程度である[3)]。

表-1　既存杭の仕様及び撤去･埋戻し方法

杭種	設計杭径（mm）	撤去用ケーシング外径(mm)	撤去工法	埋戻し方法
場所打ちコンクリート杭	φ700 φ900	φ1000 φ1400	縁切引抜工法	土（洗砂）

3. 地盤調査方法及び調査位置

地盤調査方法及び実施時期を表-2に，地盤調査位置を図-2に示す。地盤調査は，既存杭の撤去前と撤去後（R3年度），撤去1年後（R4年度），撤去2年後（R5年度）に実施した。撤去1年後以降は，換算N値の経年変化の把握を目的として，電気式コーン貫入試験（以下，CPT），スクリューウエイト貫入試験（以下，SWS）を実施した。

なお，本報告ではCPT及びSWSの結果を報告し，標準貫入試験結果（SPT）は参考文献3）を参照されたい。

表-2　地盤調査方法と実施時期

調査方法	調査時期			
	杭撤去前	杭撤去後	杭撤去後1年	杭撤去後2年
	R3年度	R3年度	R4年度	R5年度
SPT	○	○		
CPT	○	○	○	○
SWS		○	○	○

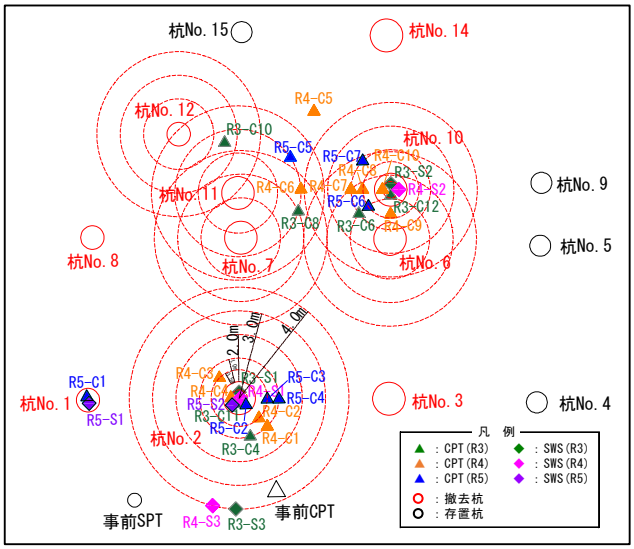


図-2　地盤調査位置図

調査対象杭は，(1)単杭のみの影響確認（単杭みなし領域）として杭 No.2，(2)複数杭の影響確認（群杭みなし領域）として杭 No.10，11とした。調査位置は，既存杭の撤去用ケーシング端から0.5m，1.0m，2.0m の位置で CPT，4.0m で SWS とした。杭 No.1，2，10の埋戻部においても CPT 及び SWS を実施し，埋戻部の経年変化も調査した。

調査位置について，各地点が近接による相互影響を生じないように，撤去用ケーシングを中心とした同心円状（図-2の赤破線）に分散して配置した。同図における同心円の間隔は，例えば杭 No.2の場合，0.5m，1.0m，以降は4.0m まで1m 間隔を表している。

4. 調査結果と考察

(1)単杭みなし領域

杭No.2周辺で実施したCPT及びSWSによる換算N値の深度分布図を図-3に示す。

離隔0.5m，1.0m の換算N値は，As1層の上部において事後の方がやや小さく，その後2年間で顕著な変化は見られなかった。このことから，少なくとも杭撤去後2年間で強度は回復していないものと考えられる。なお，離隔0.5mの事後 R4-C3，離隔1.0m の事後 R4-C1の深度1m 付近の換算N値が若干大きいが，これは建物解体時の重機や転圧ローラによる締め固めの影響と考えられる。

離隔4.0m の SWS の換算N値は同程度で，CPT と同様に経年変化は見られなかった。なお，事後 R4-S-3の深度11.5m 付近の換算N値は混入礫の影響と考えられる。

(2)群杭みなし領域

杭 No.10及び No.11周辺で実施した CPT による換算N値の深度分布図を図-4に示す。なお，本領域における原地盤相当の調査結果は事後 R4-C5として同図に示した。

単杭みなし領域と同様に，離隔0.5m の換算N値は As1層で事後の方が，またケーシング端に近いほど小さく，その後2年間での経年による増減の傾向は見られなかった。なお，深度4～5m で事後 R5-C6の換算N値が小さいが，CPT による推定土質分類によれば粘性土に区分されることから，調査位置による土質の違いの影響と考えられる。離隔1.0m，離隔2.0m についても，多少のばらつきはあるが，明瞭な経年変化は見られなかった。

(3)既存杭撤去後の埋戻部

杭 No.1，2，10の埋戻部で実施した CPT 及び SWS による換算N値を図-5に示す。孔内水位（GL-2.6m 程度）以深の換算N値は，CPT 及び SWS ともに周辺地盤に比べて小さく，埋戻部全体が非常に緩い状態で堆積することが分かった。さらに，杭 No.1（事後 R5-S-1）や杭 No.10（事後 R3-S-2，事後 R4-S-2）では，杭先端地盤の頁岩層（T2）の上端付近まで換算N値は小さく，他の埋戻部に比べて深い深度まで非常に緩い状態であることが分かった。

5. まとめ

本報では杭撤去前後及び撤去から1年，2年経過後に地盤調査を実施し，換算N値の変化を確認した。

その結果，撤去杭の周辺地盤における換算N値は，表層の砂層上部で撤去後に小さくなり，その後2年間における明瞭な経年変化は見られなかった。洗砂投入による埋戻部でも経年変化は見られず，緩い状態が埋戻部の孔底まで連続していた。撤去後2年程度では，換算N値に顕著な変化がなく，地盤強度の回復傾向を確認できなかった。

今後は，異なる地盤構成や地域においても同様の調査を行い，データを蓄積していくことが重要である。

本報告は国土交通省の総プロ「建築物と地盤に係る構造規定の合理化による都市の再生と強靭化に資する技術開発（2020～2023年度）」の一環で行われたものである。

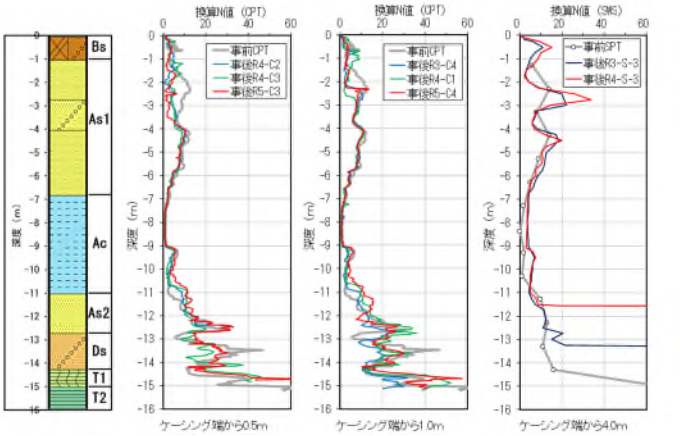


図-3 単杭みなし領域の換算N値（CPT・SWS）の深度分布

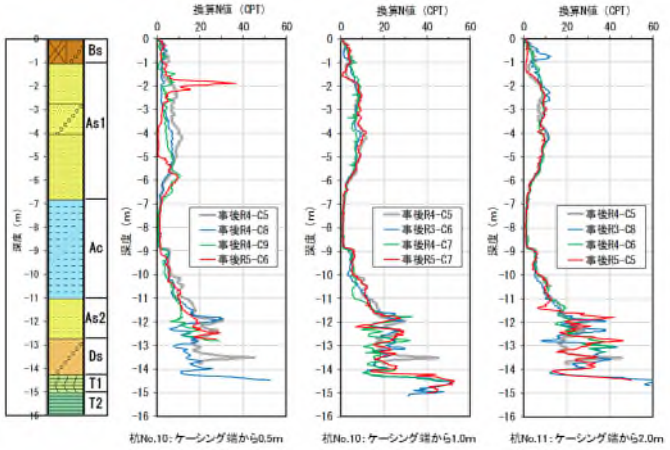


図-4 群杭みなし領域の換算N値（CPT）の深度分布

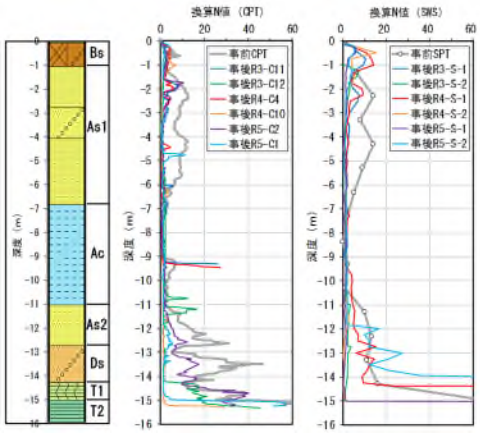


図-5 埋戻部の換算N値（CPT・SWS）の深度分布

《引用・参考文献》

1) 柏尚稔他：既存杭を含む敷地における建築物の設計法構築に向けた実験及び解析検討　その1　研究の背景と目的，日本建築学会学術講演梗概集，pp. 571-572，2021.

2) 国土技術政策総合研究所：建築物と地盤に係る構造規定の合理化による都市の再生と強靭化に資する技術開発，国総研研究報告 第76号，令和7年1月.

3) 秦樹一郎他：既存杭を含む敷地における建築物の設計法構築に向けた実験及び解析検討　その13　既存杭撤去の影響を受けた地盤物性把握のための調査，日本建築学会学術講演梗概集，pp. 547-548，2023.