

第30回調査・設計・施工技術報告会 論文集

2021年6月

- 主催 公益社団法人地盤工学会中部支部
共催 一般社団法人中部地質調査業協会
一般社団法人建設コンサルタンツ協会中部支部
後援 一般社団法人日本建設業連合会中部支部
一般社団法人日本応用地質学会中部支部

目 次

- ① 薬液注入改良体の電気比抵抗を用いた出来高確認
ー沿岸部埋立地における現地実証実験ー 1
○大野康年, 荻谷敬三, 村田芳信, 八嶋 厚, 下坂賢二, 花田有紀, 山本圭吾, 伊藤孝芳

- ② 振動を用いたグラウンドアンカー残存緊張力の現場計測
ートンネル内重交通および過緊張条件下における挑戦ー 9
○八嶋 厚, 名波一輝, 小島杏介, 斎藤秀樹, 小笠原敬徳, 山崎 充

- ③ 電動化した小型動的コーン貫入試験装置の開発 17
○尾崎 真, 野村 隆, 西脇 繁, 村田芳信, 八嶋 厚

- ④ 比抵抗変化率に着目した探査技術の堤防管理への活用検討例 23
○山口明代, 新清 晃, 山下善弘, 高瀬尚人

- ⑤ 現場発泡ウレタンを用いた不安定転石群に対する新しい発生源対策工法 29
沢田和秀, ○加藤十良, 遠藤大輔

- ⑥ 砂防堰堤上流部の崩壊斜面の変状の進行に関する調査 37
○沢田和秀, 小原 到

- ⑦ 落石発生源の机上抽出と UAV レーザデータの密度に関する考察 45
梅村日菜, 沢田和秀, ○小野貴稔, 千田良道, 長崎秀之

- ⑧ 軽量盛土材を使用した切盛複合補強土壁工法の活用事例 53
馬場元樹, 大野 毅, 足助優二, 齋藤稔人, 原田英男, 長沼明彦, ○武藤裕久, 西尾信行

- ⑨ 自然冷媒を用いた地盤凍結工法の適用事例 59
○笠原慎司

薬液注入改良体の電気比抵抗を用いた出来高確認 —沿岸部埋立地における現地実証実験—

太洋基礎工業(株)	国際会員	○大野康年
岐阜大学	国際会員	荻谷敬三 村田芳信 八嶋 厚
戸田建設(株)	正会員	下坂賢二
岐阜大学		花田有紀 山本圭吾
太洋基礎工業(株)		伊藤孝芳

1. はじめに

薬液注入工法の改良効果確認は、一軸圧縮強さを用いて行われることが多い。しかしながら、改良体の強度は、 $q_u=50\sim 100\text{kPa}$ 程度と、さほど高いものではないためサンプリングによる乱れ等の理由により、バラツキが大きく、改良前後の特性変化を定量的に把握することが難しい。本研究では小型動的コーンと電気検層を組み合わせた効果確認手法の開発に取り組んでいる。電気比抵抗については、沿岸域の埋立地等、地下水の電気比抵抗が小さい場合では薬液浸透の判別に適用できる可能性は低いとの指摘¹⁾があるが、著者らは電気検層を用いた模型実験を行い、間隙水の塩分濃度が5,000~10,000ppm程度以下であれば薬液改良の有無が判断できるという結果を得ている²⁾。本報では、沿岸域埋立地の薬液改良体を対象に小型動的コーンと電気検層を組み合わせた本手法を適用し、電気検層の適用範囲の検証と本手法による改良効果の評価を行った結果について示す。なお、電気検層には新たに開発した点電極を用いた押込型マイクロ電気検層²⁾を用いた。

2. 改良効果確認手法

本手法は、小型動的コーン貫入試験から得られる N_d 値より一次効果確認を行い、改良前と比較し、改良後の N_d 値の増分が明確でない場合は、同孔を用いた電気検層から得られる電気比抵抗より二次的改良効果確認を行う。

電気比抵抗を用いた薬液注入工法の効果確認については、小峯が比抵抗トモグラフィーを利用した方法³⁾を提案している。小峯は、同手法において、(薬液ゲルの電気比抵抗 R_{cg}) / (間隙水の電気比抵抗 R_{pw})の値が0.1より大きい場合、電気比抵抗値のバラツキが大きく、良好な精度を有した評価が困難としている³⁾(図-1)。すなわち、薬液(特殊シリカ液)の電気比抵抗は $1\Omega\cdot\text{m}$ 以下であるため、同手法の適用範囲は、間隙水の電気比抵抗が $10\Omega\cdot\text{m}$ 以上(間隙水の塩分濃度で600ppm程度以下)となり、沿岸域埋立地盤等の地下水に塩分を含む地盤への適用は難しい。一方、著者らは、電気検層を用いて模型実験を行った結果、図-2に示すように電気比抵抗値のバラツキはほとんど無く、改良地盤と未改良地盤の電気比抵抗比 R_{imp}/R_{unimp} は薬液と間隙水の電気比抵抗比 R_c/R_{pw} に比例し、図-1に示す三軸圧縮試験装置(キャップとペダルタルに銅電極を装備)を利用した供試体の電気比抵抗測定結果と同様な傾向であることを示している²⁾。これらの理由により、

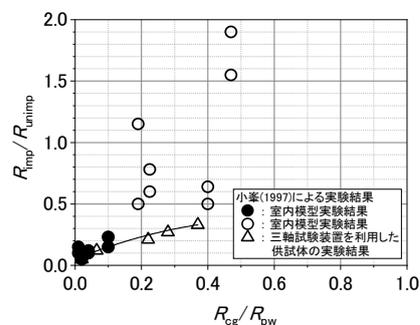


図-1 $R_{imp}/R_{unimp} \sim R_{cg}/R_{pw}$ 関係³⁾

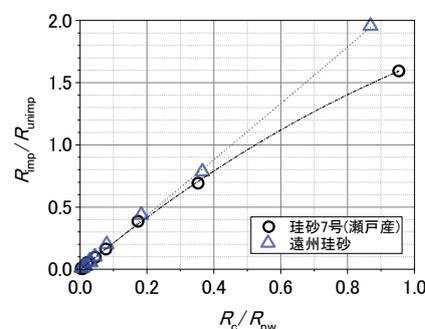


図-2 $R_{imp}/R_{unimp} \sim R_c/R_{pw}$ 関係²⁾

Quantitative evaluation of chemical grouting improvement by electrical logging : Yasutoshi.Ohno(Taiyo kisokogyo Co.,Ltd), Keizo Kariya(Gifu University), Yoshinobu Murata(Gifu University), Atsushi Yashima(Gifu University), Kenji Shimosaka (Toda Corporation Co., Ltd.),Yuki Hanada(Gifu University), Keigo Yamamoto(Gifu University), Takayoshi Ito(Taiyo kisokogyo Co.,Ltd)

著者らが提案する改良効果確認手法の電気比抵抗測定には、電気検層を用いている。

また、電気検層を用いて地盤の電気比抵抗を測定する手法として、スウェーデン式サウンディングの測定孔を利用した手法⁴⁾、静的コーン貫入試験のコーン上端ロッド部に電極を配置した手法^(例えば5)がある。これらの手法は、いずれも円周状に配置した電極を用い、電極配置は四極(ウエンナー法)、電極間隔は1種類としている仕様が多数。高ら⁴⁾は、円周状に配置した電極では電極径に対する測定孔径の比の影響が極めて大きく、電極径と測定孔径を同程度の寸法にする必要があると指摘しており、同手法では測定時の電極の損傷、電極径と測定孔径の影響による精度低下および測定孔壁の乱れによる電気比抵抗の異常値が課題となる。本改良効果確認手法にて使用する電気検層は、円周状電極にて課題であった電極径と測定孔径の比の影響の無い点電極を採用し、同電極の孔壁への密着を確保するため、電極の反対側に高さ3cmの接触促進用凸部を設置した。本手法の電極プローブを写真-1に示す。同プローブは、小型動的コーン貫入試験の貫入孔に圧入することを想定して直径32mmとした。また、電極配置は二極(ポール・ポール法)とし、測定孔壁周辺の乱れの有無、電極の同孔壁への密着の有無を確認するため、25mmと50mmの間隔の違う電極を用いて測定データを検証する。



写真-1 電極プローブ (本手法)

3. 現地実証実験

現地実験は、愛知県西尾市一色漁港の埋立地にて行った。図-3に実験場所を示し、写真-2に実験ヤードを示す。

実験は、岸壁から約25m背後位置に直径2.5mの薬液改良体を4体(改良土量: $8\text{m}^3 \times 4\text{体} = 32\text{m}^3$)造成し、本手法により改良体の改良効果確認を行った。図-4に改良体の平面・断面図および調査位置を示す。改良体の仕様は、特殊シリカ液濃度9wt%、注入率40.5%、設計基準強度 $q_u=100\text{kPa}$ (平均値)である。



図-3 実験場所 (国土地理院ウェブサイト⁶⁾)



写真-2 実験ヤード

改良体の仕様は、特殊シリカ液濃度9wt%、注入率40.5%、設計基準強度 $q_u=100\text{kPa}$ (平均値)である。

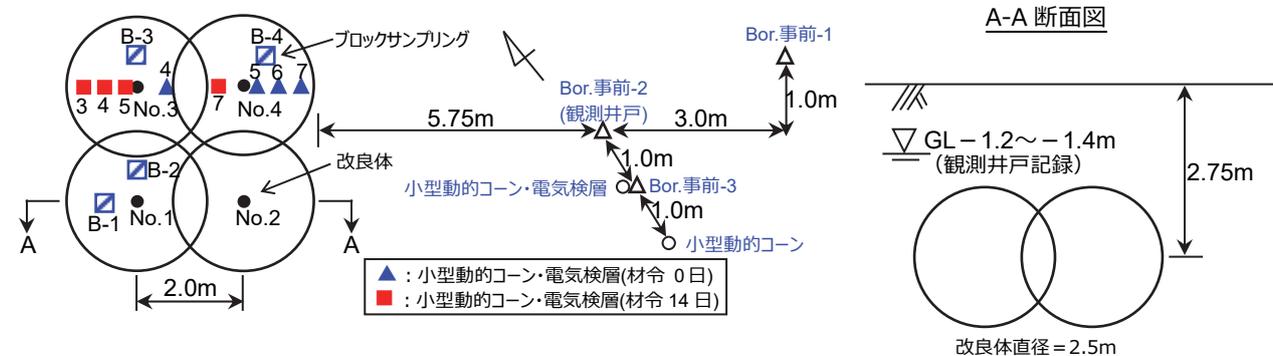


図-4 改良体平面・断面図および調査位置図

3.1 実験サイトの概要

図-5にBor.事前-1~3の土質柱状図とN値を示し、図-6にBor.事前-1の深度毎の粒径加積曲線を示す。地

層は地表面から礫混り砂，砂質シルト，礫混り砂，シルト質細砂が堆積する。薬液改良対象層の礫混り砂は，平均粒径 $D_{50}=0.89\text{mm}$ ，細粒分含有率 $F_c=3.8\%$ ，均等係数 $U_c=5.14$ の粗砂で，GL-3m 以深には粘土およびシルト層を層状に含む。

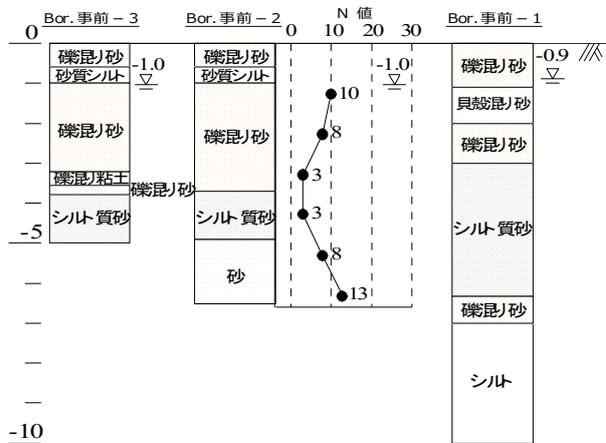


図-5 土質柱状図と N 値 (Bor. 事前-1～事前-3)

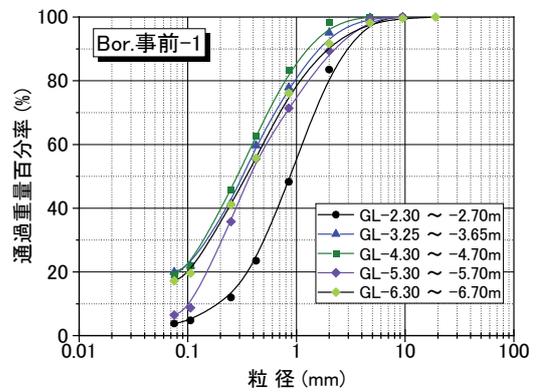


図-6 粒径加積曲線 (Bor. 事前-1)

図-7 に地下水の塩分濃度および電気比抵抗の深度分布を示す。地下水の塩分濃度は，実験ヤード近くで採取した海水の塩分濃度 24,500ppm に対して，700～7,400ppm の範囲にあり，著者らが模型実験にて示した電気検層による薬液注入有無の判断可能範囲²⁾内にある(図-8 参照)。

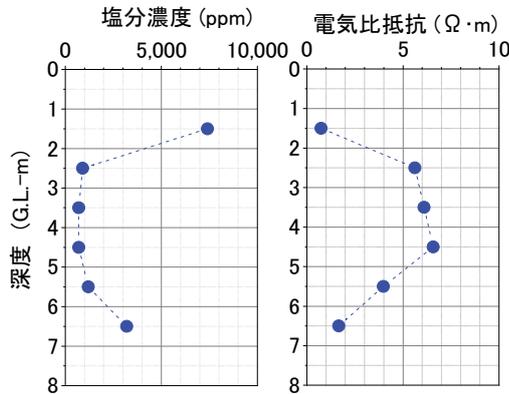


図-7 地下水の塩分濃度・電気比抵抗

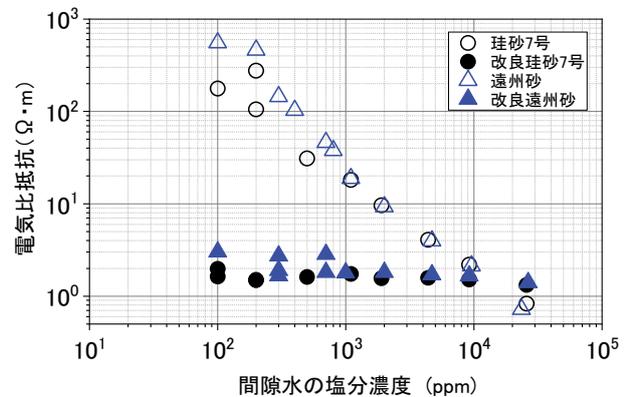


図-8 電気比抵抗～間隙水の塩分濃度関係 (未改良・改良地盤)²⁾

3.2 実験方法

実験は，図-4 に示す測定位置にて未改良，薬液注入直後 (材令 0 日) および注入後 14 日 (材令 14 日) に小型動的コーン貫入試験と電気検層を実施した。また，試験終了後，改良体を GL-2.0m まで発掘し，出来形状を確認するとともに，改良体をブロックサンプリングし，一軸圧縮試験，繰返し三軸試験，三軸 CUB 試験等を実施し，改良強度を確認した。

本手法による改良効果確認は，図-9 に示すフローに従って行った。図-9 に示す室内試験 (配合試験，電気比抵抗試験) は，図-10 に示すように改良体の一軸圧縮強さ～薬液シリカ濃度の関係から設計基準強度 q_{uck} に相当する薬液シリカ濃度 SiO_{2k} を求めた後，電気比抵抗～薬液シリカ濃度の関係より SiO_{2k} に相当する電気比抵抗値 R_k を求める。すなわち R_k は，設計基準強度 q_{uck} を満足する電気比抵抗値に相当する。したがって，現地で測定される改良体の電気比抵抗 R_{imp} が R_k 以下であることが設計基準強度 q_{uck} を満足する改良体であると判断する。本実験では，Bor.事前-3 より採取した礫混り砂を用いて，薬液シリカ濃度 3,5,7,9wt% の改良

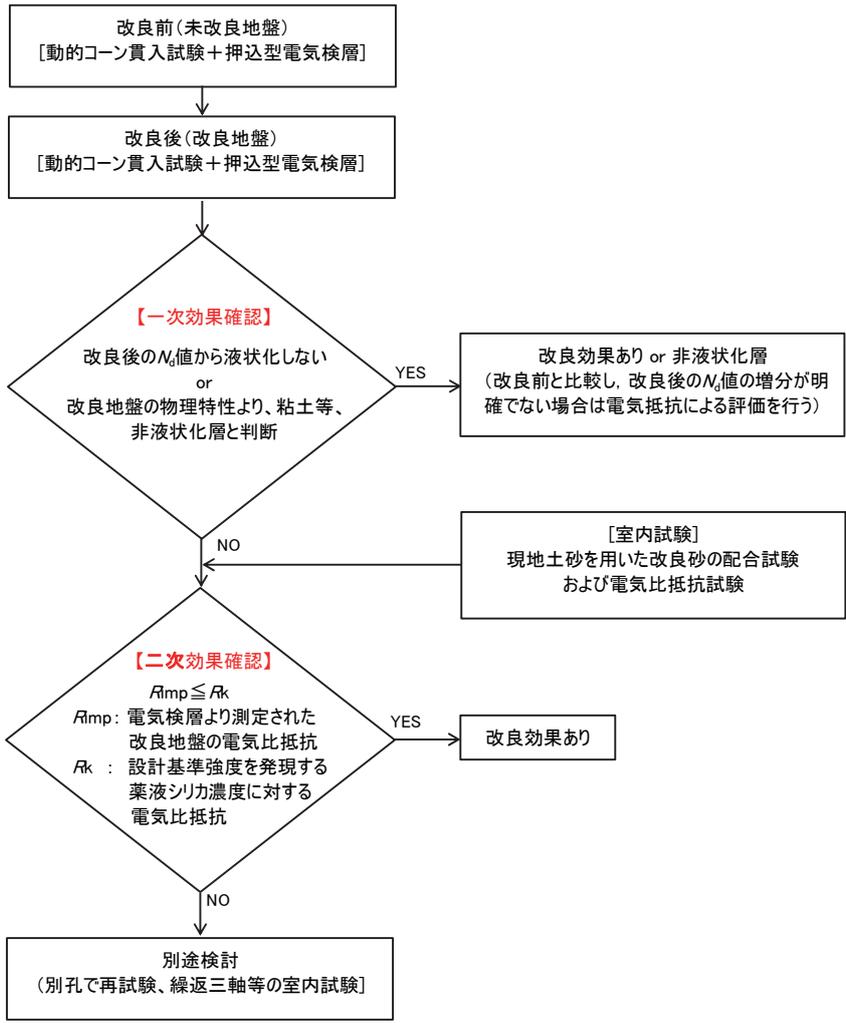


図-9 本手法による改良効果確認フロー

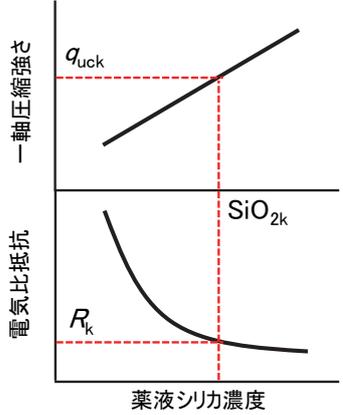


図-10 $q_u \sim SiO_2$, $R \sim SiO_2$ 関係

砂を現地盤の密度条件にて作製し、配合試験および電気比抵抗試験を実施した。

3.3 実験結果

(1) 発掘改良体

写真-3 に改良体の発掘写真を示し、写真-4 にブロックサンプリング試料を示す。また、図-11 にブロックサンプリング試料および未改良砂の粒径加積曲線を示す。GL-2m 深度での改良体は箇所によって砂の粒径が異なり、改良体 No.1,3 は礫混り砂 ($D_{50}=0.62 \sim 0.82mm$, $F_c=3.8 \sim 4.2\%$) を主体とした改良体、改良体 No.2,4 はシルト質砂 ($D_{50}=0.12mm$, $F_c=38.4\%$) を主体とした改良体であった。また、写真-4 のブロックサンプリング試料からわかるように改良体内に粘土塊およびシルトを層状に含む。

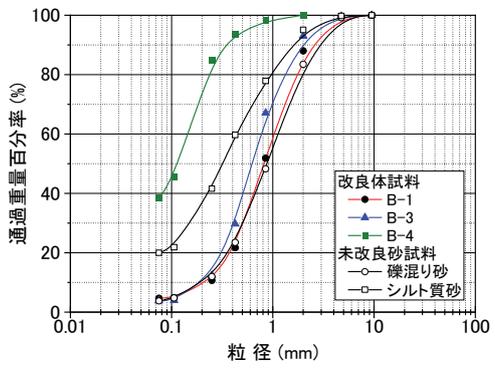


図-11 改良体の粒径加積曲線

(2) 採取試料の一軸圧縮試験、繰返し三軸試験結果

改良体の一軸圧縮強さは、礫混り砂を主体とした改良体 (No.1,3) にて、 $q_u = 50 \sim 128kPa$ [平均値: $q_u=101kPa$]、シルト質砂を主体とした改良体 (No.4) にて、 $q_u = 82 \sim 85$ [平均値: $q_u=83kPa$]であった。また、図-12 の No.3

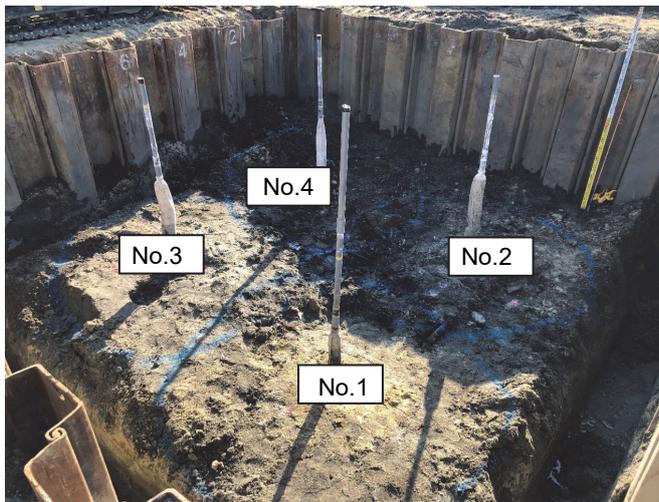


写真-3 改良体の発掘写真 (GL-2.0m)

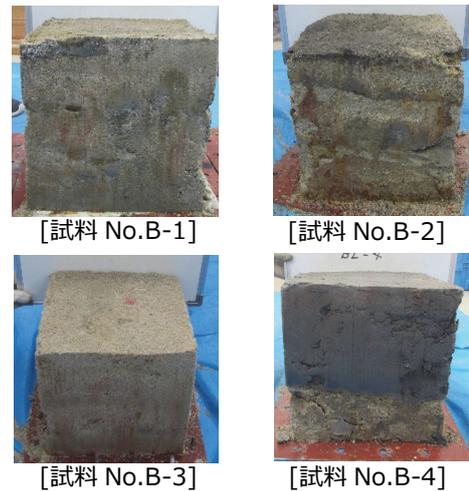


写真-4 改良体のブロックサンプリング試料

試料の繰返し三軸試験結果に示すように、改良体 No.3 の液状化強度比 $R_{L20(imp)}$ は、 $R_{L20(imp)}=1.07$ で、未改良砂（礫混り砂）の約 6 倍であった。

(3) 配合試験・電気比抵抗試験結果

図-13 に配合試験より得られた改良砂の一軸圧縮強さ q_u と薬液シリカ濃度 SiO_2 の関係を示し、図-14 に電気比抵抗試験より得られた改良砂の電気比抵抗 R と薬液シリカ濃度 SiO_2 の関係を示す。図-13 に示す配合試験結果は、成形時の試料の乱れを考慮し、破壊ひずみ $\epsilon_f < 2\%$ の試験結果を用いて一軸圧縮強さと薬液シリカ濃度の相関関係を求めた。図-13 より、設計基準強度 $q_{uck}=100kPa$ に相当する薬液シリカ濃度は、 $SiO_{2k}=5wt\%$ 程度となる。また、図-14 より、 $SiO_{2k}=5wt\%$ に相当する改良体の電気比抵抗値 R_k は、 $R_k=5\Omega \cdot m$ となった。これらの結果より、現地で測定される改良体の電気比抵抗値（平均値）が、 R_k ($=5\Omega \cdot m$) 以下であれば、改良体の設計基準強度を満足しているものと判断する。

(4) 小型動的コーン貫入試験・電気検層結果

調査は、図-4 の調査位置に示すように改良体 No.3 および No.4 の改良体中心より、中心近傍位置、中心+60cm 位置（改良体半径の 1/2）および中心+100cm 位置にて行った。改良体の材令は、0 日と 14 日である。図-15(a),(b)に改良体 No.3 の N_d 値の深度分布、電気比抵抗 R の深度分布を示し、図-16(a),(b) に改良体 No.4 の N_d 値の深度分布、電気比抵抗 R の深度分布を示す。

1) 改良体 No. 3

計画改良深度（GL-1.75m～-3.75m 層厚 2m）における N_d 値は、改良体の強度発現が安定する材令 14 日においてもバラツキが大きい。同材令にて、50cm 毎の N_d 値増分は、概ね 1～12 の範囲にあるが、GL-3.5m 以深では、1 程度であった。これは、事前 Bor-3 等で確認された GL-3.25m 以深に分布する粘性土層の影響が考えられる。

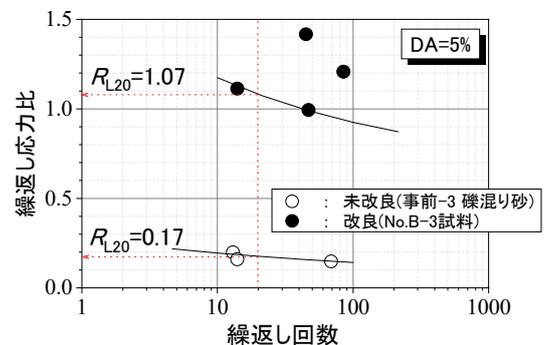


図-12 繰返し三軸試験結果

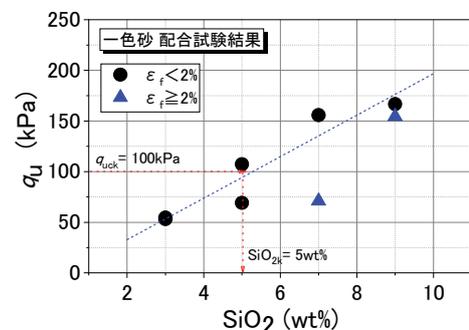


図-13 $q_u \sim SiO_2$ 関係

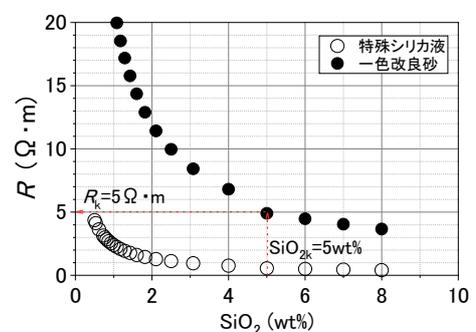


図-14 $R \sim SiO_2$ 関係

電気比抵抗 R は、 N_d 値と比較してバラツキは小さい。前述したように本手法では、25mm と 50mm の二種類の電極間隔にて抵抗値を測定し、両電気比抵抗値に大きな差異が無いことで孔壁周辺の乱れがないこと、電極が孔壁へ圧着していることを確認している。材令 0 日および材令 14 日の測点 No.4 では、二種類の電極間隔から得られる電気比抵抗 R の差異が大きく、電極の孔壁への圧着不良または測定孔壁周辺の乱れが考えられるため、本改良効果の評価から除外することとする。材令 14 日測定 No.3(改良体中心+100cm)と No.5(改良体中心近傍)の結果より、GL-1.75m~3.75m の計画改良深度では、未改良と比較して電気比抵抗 R が大きく低下していることがわかる。また、GL-1.75m~3.5m の電気比抵抗 R は、 $R=3.1\sim 6.8\Omega\cdot m$ の範囲にあり、平均値は $5\Omega\cdot m$ であった。一方、GL-3.5m 以深の電気比抵抗値は、粘土層の影響を受け、 $10\Omega\cdot m$ 程度であった。前述した設計規準強度を満足する電気比抵抗値 R_k より、一軸圧縮強さを推定すると、GL-1.75m~3.5m 範囲では $q_u\geq 100\text{kPa}$ となり、目標改良強度を満足すると評価できる。これらの結果は、改良体より採取したブロックサンプリング試料の一軸圧縮強さ q_u と比較しても概ね妥当である。

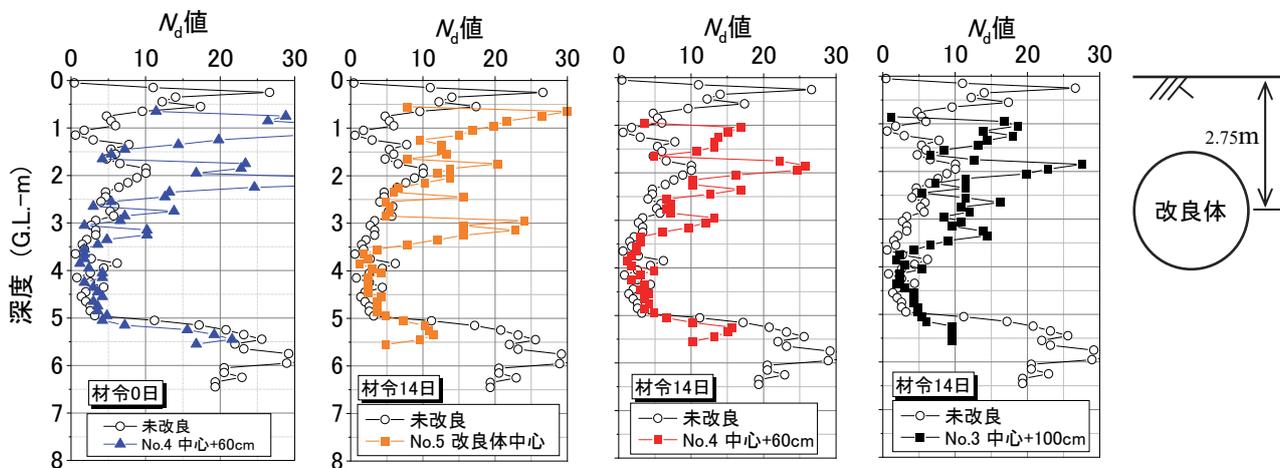


図-15(a) N_d 値の深度分布 (改良体 No. 3)

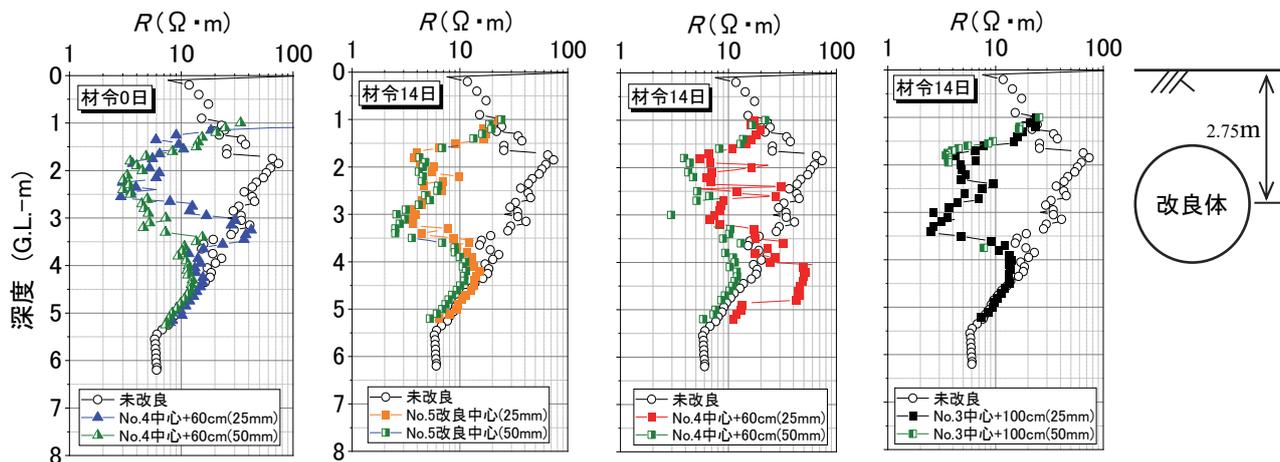


図-15(b) 電気比抵抗 R の深度分布 (改良体 No. 3)

2) 改良体 No. 4

計画改良深度(GL-1.75m~3.75m 層厚 2m)における N_d 値は、改良体 No.3 と同様に、材令 14 日にてバラツキが大きい。また、同材令にて 50cm 毎の N_d 値増分は、概ね 1~15 の範囲にあるが、GL-3.25m 以深では、1~2 程度であった。これは、粘性土層、シルト質砂層の影響が考えられる。

電気比抵抗 R は、材令 0 測点 No.5,6,7 および材令 14 日測点 No.7 では、改良天端から GL-2.5m~3.0m 程度までは、 $R=5\Omega\cdot m$ 程度 (平均値) であった。また、電気比抵抗値は材令による差異はほとんどない。一方、

材令0 測点 No.5,6,7 では、GL-3m 以深にて改良前後の変化は見られない。また、材令14 日測点 No.7 では、GL-3.25m 以深にて改良前後の変化は小さい結果であった。同箇所の改良体は、発掘写真およびブロックサンプリングした試料より、シルト質砂層 ($F_c=40\%$ 程度)を層状に含むことから、これらの影響が考えられる。

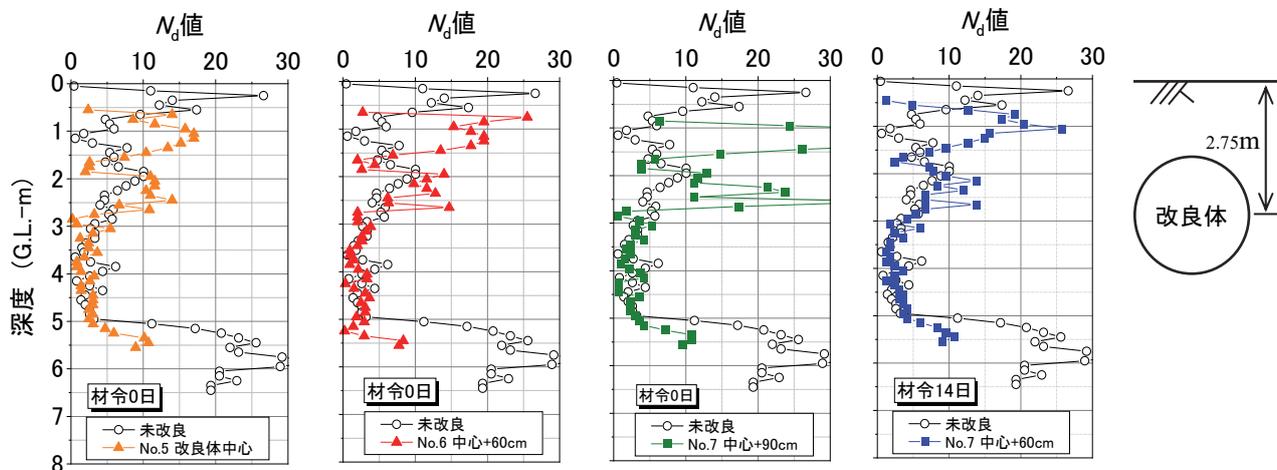


図-16(a) N_{60} 値の深度分布 (改良体 No. 4)

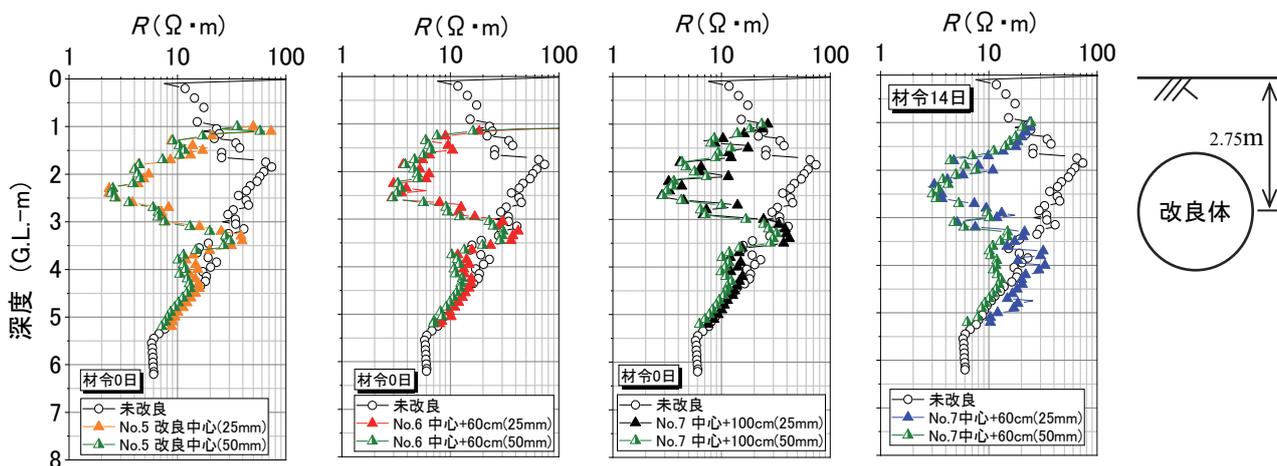


図-16(b) 電気比抵抗 R の深度分布 (改良体 No. 4)

4. まとめ

本実験では、沿岸域埋立地の薬液改良体を対象に小型動的コーンと電気検層を組み合わせた本手法を適用し、電気検層の適用範囲の検証と本手法による改良効果の評価を行った。以下に結論を示す。

- (1) 小型動的コーン貫入試験より得られた改良後の N_{60} 値は、バラツキが大きいものの、計画改良深度にて N_{60} 値の増分が確認された。また、材令0日と14日の差異はほとんど見られず、バラツキの影響は大きいと考えられる。
- (2) 新たに開発した押込型マイクロ電気検層法 (点電極、二極法、電極間隔 25,50mm の二種類) より得られた改良地盤の電気比抵抗は、地下水の塩分濃度が 700~7,400ppm の範囲にある当該地にて、薬液注入前後の比抵抗変化が明確に見られた。
- (3) 本手法による改良効果の評価は、現地砂を用いた配合試験および電気比抵抗試験より得られる一軸圧縮強さ~薬液シリカ濃度関係および電気比抵抗~薬液シリカ濃度関係に基づき、本電気検層より得られる電気比抵抗値から改良効果の評価が可能であった。
- (4) 本電気検層法は、間隔の異なる電極を用いることで測定データの検証を行う。本実験の測定データにおいても、一部、異なる電極間隔の測定結果に乖離がある箇所も見られたが、多くの測定値は、本チェック機

能によりデータの信頼性は高いと考えられる。

以上より、小型動的コーン試験と押込型マイクロ検層を併用した本改良効果確認手法は、電気検層に測定データのチェック機能を備えることで、データの信頼性が高く、薬液注入工法の改良効果確認に有効であることがわかった。また、地下水に塩分を含む埋立地盤においても、塩分濃度が 5,000～10,000ppm 程度以下であれば適用は可能であることが確認された。今後は、本確認手法を実工事へ適用し、改良効果確認におけるデータ蓄積を行いたいと考えている。

最後に、本実験場所の利用に際し、ご協力いただいた愛知県西三河建設事務所西尾支所の皆様に感謝致します。

参考文献

- 1) 菅野高弘, 善 功企, 末政直晃, 春日井康夫, 山崎浩之, 林健太郎, 澤田俊一, 遠藤敏雄, 加藤幸輝, 中川 大, 規矩 大義, 山口恵美, 藤井紀之, 馬場香奈江, 藤井照久, 高田圭太 (2020): 液状化対策として薬液を注入した地盤の原位置調査による強度評価法, 港湾空港技術研究所資料, No.1366, 6p.
- 2) 大野康年, 伊藤孝芳, 村田芳信, 苅谷敬三, 花田有紀, 雪吹和那, 八嶋 厚, 下坂賢二, 赤塚光洋 (2020): 電気検層を用いた薬液注入工法の出来高確認, 第 14 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.607-614.
- 3) 小峯秀雄 (1996): 電気比抵抗による薬液注入改良効果の定量的評価法(その 3) —比抵抗トモグラフィを利用した改良範囲評価法の適用性—, 電力中央研究所報告, pp.42-44.
- 4) 高 元浩, 藤井 衛, 持田泰秀, 武智耕太郎, 足立由起夫 (2014): 電気比抵抗を利用した土の細粒分含有率の評価法, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.2, pp.299-308.
- 5) 福江正治, 田屋直美, 松本 基, 酒井 豪 (1998): 電導コーンの開発とその応用, 土木学会論文集 No.596 /III-43, pp.283-293.
- 6) 国土地理院: 電子国土 web (<https://maps.gsi.go.jp/>) (参照 2021.04.19) .

振動を用いたグラウンドアンカー残存緊張力の現場計測 —トンネル内重交通および過緊張条件下における挑戦—

岐阜大学 国際会員 ○八嶋 厚・非会員 名波一輝・非会員 小島杏介
応用地質(株) 正会員 斎藤秀樹・非会員 小笠原敬徳
中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋(株) 正会員 山崎 充

1. はじめに

グラウンドアンカー打設により安定化された斜面や地盤構造物の維持管理では、アンカーの残存緊張力評価が重要である。緊張力計測は、リフトオフ試験により行われることが多い。この試験の測定原理は明確であり、計測結果の信頼性は高い。一方、その試験費用は高額だけでなく、1)アンカー体の降伏緊張力付近まで载荷してもリフトオフしないアンカーは、そもそも残存緊張力が求められない、2)リフト方向近傍に保全対象がある場合は、試験の安全対策が必要、などの課題もある。本報告では、上記課題を解決するために開発した「振動を用いた残存緊張力計測法」(本試験法は、「リフトオフ試験」に対して「ノンリフト試験」と名付ける)を、トンネル内アンカーおよび極めて過緊張なアンカーに適用し、その有効性を検証した。

2. ノンリフト試験の原理

2.1 弦および梁の振動理論による緊張力の推定

まず、アンカーをギターのような両端を固定した弦として近似する物理学モデルを想定する¹⁾。アンカーの各部分はそれぞれ、テンドン自由長部は弦に、定着具はナットに、安定地盤の定着部はブリッジにと、ギターの各部分に対応している。図-1は、本研究で取り扱うギターを例とした物理学モデルを示している。ギターの場合、直接弦を弾いて音(振動周波数)を聴くことができるが、図-1に示すように、弦に相当するテンドン自由長部は地中に埋まっているため、直接加振・測定することができない。そのため、アンカー頭部での計測のみから緊張力を推定しなければならない点で難しさがある。

弦とは厳密には質量のみを有し、材料の剛性は想定していないが、実際のアンカー材料では、剛性が全くないとは言えない。そこで、できるだけ現実に即したアンカーの振動問題を以下に考える。

アンカーの「弦としての横振動」と「梁としての曲げ振動」は、それぞれ「軸剛性」と「曲げ剛性」が影響するものである。「弦」と表現する意図は、断面の曲げ剛性が極めて小さいことを意味しており、曲げ剛性の変化にともなう挙動の変化は無視できると仮定している。また「梁」と表現する意図は、「断面力として曲げモーメントとせん断力のみを考慮」しており、軸力は存在しないか、あるいは無視できるほど小さいと仮定している。このため、基本的には他方の影響を無視することで、数学的に単純化される。ところが実際のアンカーの振動は両者の連成問題であり、基礎式としては「弦としての横振動」と「梁の曲げ振動」の両者を同時に満足する必要がある、両者の影響を無視しない形式とする必要がある。

ここで、アンカー自由長部の軸方向を x 、時間を t とし、弦の横振動および梁の曲げ

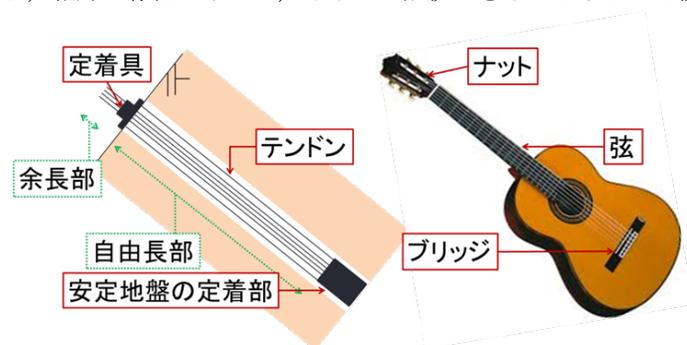


図-1 想定した物理モデル

Field Measurement of Ground-Anchor Residual Tension by Vibration Method -Challenges under Heavy Traffic in Tunnel and Excessive Tension Conditions- : A.Yashima, K.Nawa and K.Kojima (Gifu University), H.Saito and T.Ogasawara (OYO Corporation), M.Yamazaki (Central Nippon Highway Engineering Nagoya)

振動による中立軸線上の変形を $\omega(x, t)$ とする。実際のアンカーの振動は両者が連成した振動現象であり、詳細な誘導過程は参考文献²⁾に譲るが、式(1)が基礎式となる。

$$\frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} + \frac{EI}{\rho A} \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} = \frac{T}{\rho A} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \quad (1)$$

ここで、 T ：弦の緊張力(kN)、 ρ ：鋼線の密度(kg/m³)、 A ：鋼線の断面積(m²)、 E ：鋼線のヤング率(kN/m²)
 I ：鋼線の断面2次モーメント(m⁴)である。

式(1)より、次の不等式により、弦としての振動が卓越することがわかる²⁾。

$$\frac{EI}{L^2} \ll T \quad (2)$$

この不等式より、自由長部の振動は、以下の傾向が強まるほど弦としての挙動が卓越することがわかる。

- ・自由長部の断面2次モーメントが小さいとき
- ・自由長部が長いとき
- ・緊張力が大きいとき

式(1)の解は、自由長部両端の境界条件を設定して求めなければならない。しかしながら、この微分方程式は、振動周波数に関して非線形であり、容易に解くことができない。そこで、新家ら³⁾は、各種ケーブル材を用いて、振動実験および静的曲げ実験を実施し、ケーブル張力と固有振動周波数の関係およびケーブルの曲げ剛性を把握した。また、有限要素法による固有値振動解析により、曲げ剛性、たわみ等がケーブルの固有振動周波数と張力の関係に及ぼす影響を明らかにした。以上の検討に基づいて、曲げ剛性やたわみの影響を考慮した実用上十分な精度の張力算定式を提案した。この算定式は、微分方程式(1)の近似解を与えるものである。近似解の詳細は、ここでは示さないが、式(2)の不等式を満足する場合は、弦としての振動が卓越し、弦の緊張力 T と1次の固有振動周波数を f (Hz)の間には、式(3)が成り立つ。

$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{T}{\rho A}} \quad (3)$$

以上のことから、自由長部が細長く、残存緊張力がある程度以上の場合には、自由長部の固有振動周波数がわかれば、式(3)を用いて、残存緊張力が推定できる。

2.2 測定・解析方法

図-2 に、加振、受振位置模式図を例として示す。PC 鋼より線の自由長部分の自由振動を励起するため、地上に突出した余長部に小型の加振機を取付け、鋼より線と直交する方向に振動を与えた。

スウィープ加振を行うために、余長部に設置した加振機に与える振動は正弦波スウィープ信号で、線形的に周波数が増加するように加振する。振動の検出には小型加速度計を用い、加振機の振動方向と直交するように鋼より線に接着し、加速度を計測する。振動計測を行ったのち、A/D 変換を行い、時刻歴波形を収録する。

図-3 に、時刻歴波形、フーリエスペクトル図、スペクトルグラムの一例を示す。自由長部の時刻歴波形を余長部の加速度計で計測、収録した際に、スウィープ振動の加振周波数が線形的に増加し、自由長における固有振動周波数と一致した場合について考える。そのとき、図-3 で確認できるように、共振に

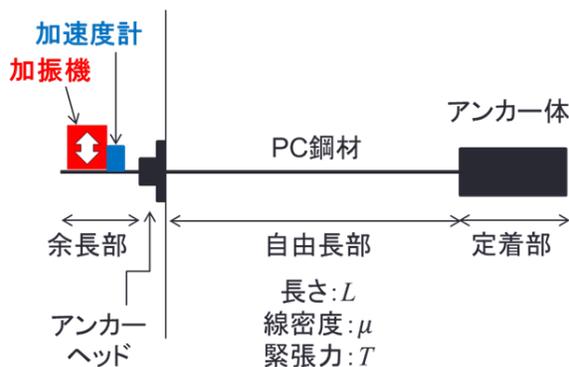


図-2 加振、受振位置模式図

よって測定される加速度振幅は大きくなるはずである。そこで、図-3 で示した時刻歴波形をより正確に可視化させるために、フーリエ変換とランニングスペクトル解析を行う。同図のフーリエスペクトル図とスペクトログラムより、32 秒付近のスペクトログラム上のピークが、時刻歴波形上の波形振幅の増加と対応していることから、自由長部の共振を確認することが可能である。

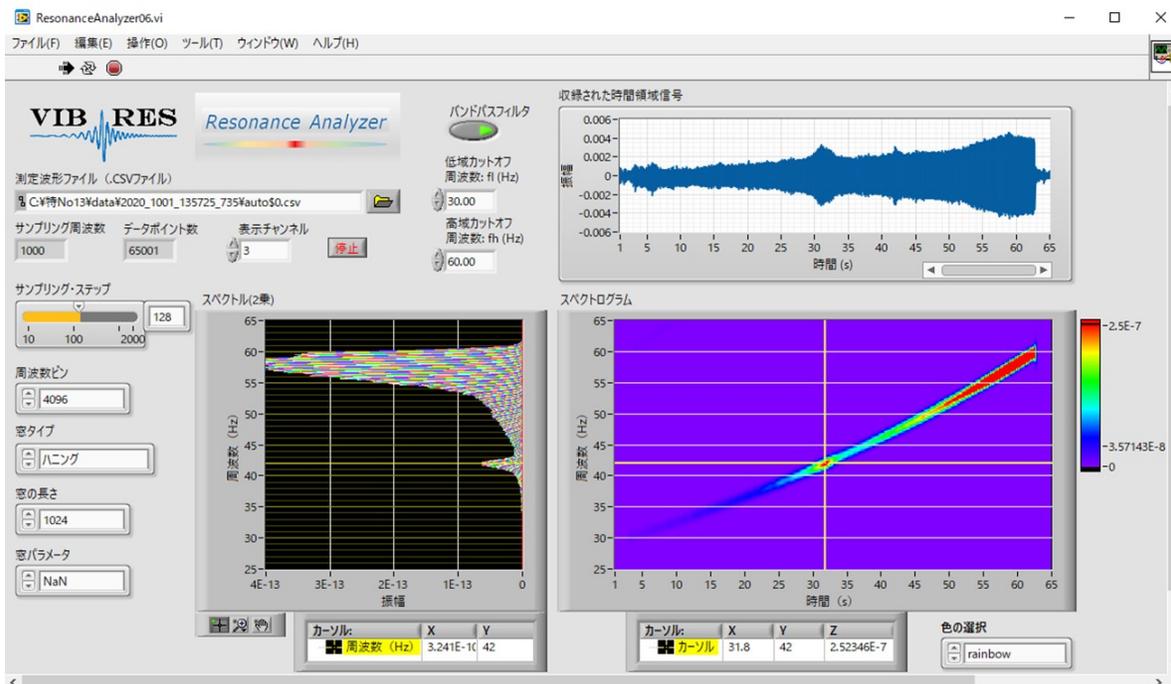


図-3 時刻歴波形(上), フーリエスペクトル図(下左), スペクトログラム(下右)の一例

3. ノンリフト試験によるアンカーの残存緊張力計測

3.1 過緊張のためリフトオフしないアンカーを対象とした計測

片側2車線道路沿いの切土のり面に既設されているアンカーに対し、ノンリフト試験による計測を実施した。計測の対象としたアンカーは、のり面の地すべり抑止のために設置されたものである。計測を実施した4本のアンカーのうち、2本については、アンカー降伏緊張力の90%を超える引張ジャッキ圧のもとでもリフトオフが見られなかった。これ以上のジャッキ圧に対しては、破断の恐れがあることから、リフトオフ試験による残存緊張力の推定はできなかった。計測の対象としたアンカー模式図と写真を図-4と写真-1に示す。

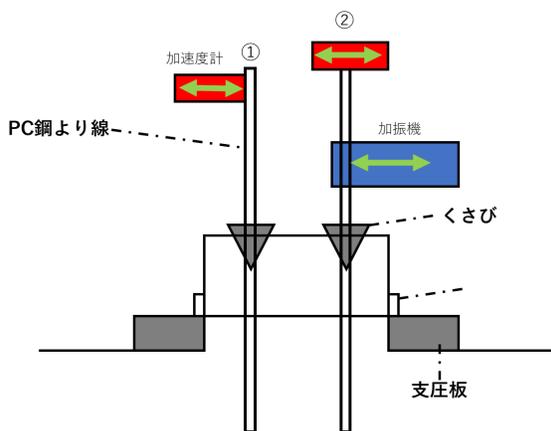


図-4 くさびナット定着タイプアンカー測定模式図



写真-1 頭部キャップ取り外し後の様子

対象としたアンカーは、KP5-2(くさびナット定着タイプ)で、平成30年度および令和元年度にリフトオフ試験が実施されたアンカーのうち4基を対象とした。アンカー諸元はPC鋼より線の線密度1.548kg/m、自由長7.5mもしくは8m、鋼棒半径0.00635m、定着時緊張力200.3kNである。

測定方法は前述したとおりである。ただし、鋼より線が2本あるため、1本の鋼より線を加振するだけで2本とも固有振動周波数を測定できるのではと考え、一方に加振機と加速度計を取り付け、もう一方に加速度計を取り付けた。

代表的な計測例として、A-5と呼ばれるアンカーのより線①を加振し、より線①および②で受振した結果を図-5、図-6に示す。

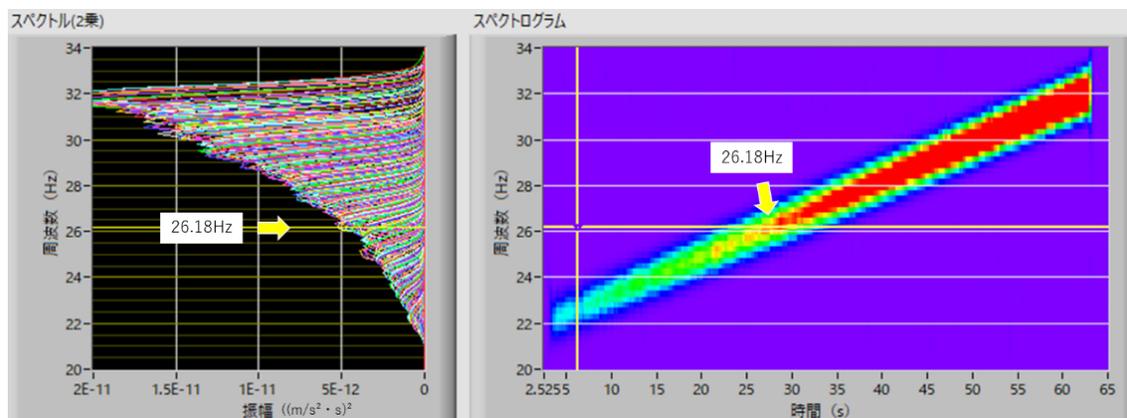


図-5 アンカーA-5 ①加振①受振の計測結果

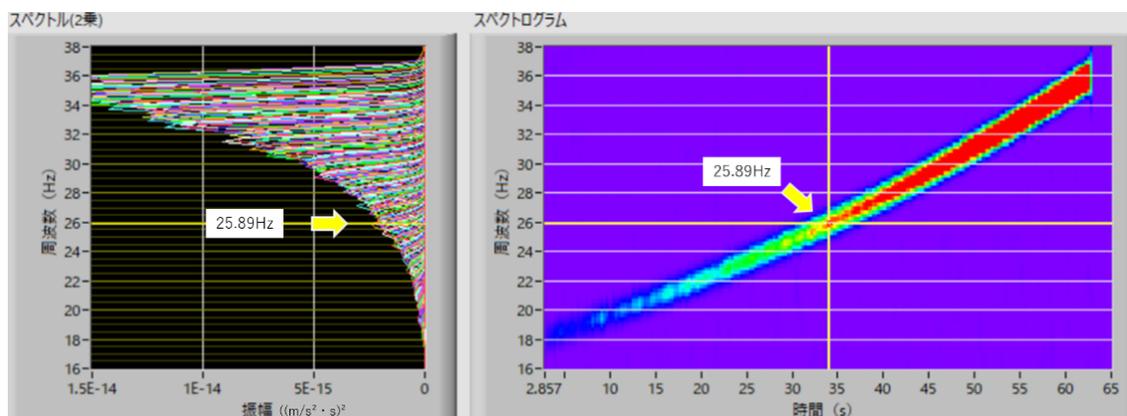


図-6 アンカーA-5 ①加振②受振の計測結果

スペクトログラムの縦横カーソルの交点は共振点として読み取った点を示し、その共振周波数を図中に記入した。両図の比較より、発振鋼より線が同一であれば、受振鋼より線が異なってもほぼ同じ共振周波数が得られた。従来は、発振と受振を同一鋼より線でのみ行っていたが、別の鋼より線で測定することにより、共振点が検出しやすい場合があることがわかった。これは、発振鋼より線では、振動源(小型パイプレータ)の近傍で測定するためS/N比が低くなり、共振点の検出が難しくなる場合がある一方、それ以外の鋼より線では、S/N比が比較的高く、共振点が検出しやすくなることによると考える。したがって、どの鋼より線で検出された共振周波数も、発振鋼より線の自由長部の固有振動周波数と見なすことができる可能性が高い。

表-1に、リフトオフ試験時の残存緊張力、実測した共振周波数、共振周波数から推定される残存緊張力、アンカー定着時の緊張力についてまとめる。なお、表中の2回のリフトオフ試験について、1回目に「破断

の恐れあり」と評価されたアンカーA-5 については、のり面下部にアンカーを追加する対策工を施すことによって、2 回目の試験でリフトオフすることができた。一方で、B-4 と D-5 の 2 基のアンカーについては 2 回目の試験で「破断の恐れあり」と評価されたことから、正確な残存緊張力と緊張力比を示すことができなかった。なお、アンカーC-4 については 1 回目の試験で緊張力の増加が見られなかったため、2 回目の試験は省略されている。

表-1 実測固有振動周波数、残存・定着時緊張力

アンカー番号	アンカー規格	受信	加振	自由長 (m)	線密度 (kg/m)	定着時緊張力 (kN)	リフトオフ試験時の残存緊張力 (kN)		リフトオフ試験による緊張力比	実測共振周波数 (Hz)	ノンリフト試験で推定された残存緊張力 (kN)	推定残存緊張力 (kN)	本手法による緊張力比	ξ 値
							2018年5月	2020年2月						
A-5	KP5-2	①	①	7.5	1.548	200.3	>254	225	1.12	26.18	238.7	235.9	1.18	164.2
			②							26.18	238.7			162.4
		①	25.89	233.5						164.2				
		②	25.58	232.6						162.1				
B-4		①	①	7.5			241	>250	>1.25	27.20	245.9	251.0	1.25	166.6
			②							26.69	247.9			170.6
		①	26.68	257.7						167.3				
		②	26.92	252.4						168.8				
C-4	①	①	7.5	172	-	*0.86	22.47	170.9	173.3	0.87	138.9			
		②					21.61	162.7			140.6			
	①	22.41	174.9				135.5							
	②	23.13	186.3				145.1							
D-5	①	①	8.0	229	>250	>1.25	27.05	289.8	284.2	1.42	193.0			
		②					26.33	274.7			193.0			
	①	27.05	289.8				187.9							
	②	26.69	282.3				190.5							

表-1 の緊張力比は、リフトオフ試験、ノンリフト試験どちらも定着時緊張力に対する残存緊張力の比を表している。表中の両試験における残存緊張力、緊張力比を見ると、ノンリフト試験について若干の増加が見られるが、概ね等しい値を示すことができた。A-5、C-4 について、リフトオフ試験時に対するノンリフト試験時の残存緊張力の誤差はそれぞれ 4.84%、8.14%であった。

リフトオフ試験では、ある値以上の引張力を载荷すると、アンカーが破断してしまう恐れがあるため、設計アンカー力の 1.5 倍もしくはテンドンの降伏引張力の 90%以下の小さい方の荷重以下の载荷しか許されていないため、正確な残存緊張力の測定ができない場合がある。しかし、表-1 に示すように、リフトオフ試験で残存緊張力と緊張力比を示すことができなかった B-4、D-5 アンカーについても、ノンリフト試験により残存緊張力を推定できることを確認した。表-1 でまとめた残存緊張力をもとに、表-2 にノンリフト試験による新たな評価を示す。

表-2 ノンリフト試験による新たな評価

アンカー番号	設計アンカー力 Td(kN)	定着時緊張力 Pt(kN)	許容アンカー力 Ta(kN)	リフトオフ試験時の残存緊張力 (kN)	評価	ノンリフト試験により推定された残存緊張力 (kN)	評価
A-5	200.3	200.3	219.6	225	C+	235.9	C+
B-4				>250	E+	262.3	E+
C-4				-		186	A
D-5				>250	E+	282.3	E+

ここで、評価 A は健全状態、評価 C+は T_d (許容アンカー力) を超えている状態を、評価 E+は T_{ys} (降伏緊張力) の 90%を超えて「破断のおそれあり」の状態を示している⁴⁾。

3.2 片側交通規制下のトンネル内での計測

トンネル掘削時において大きな内空変位が発生した箇所を設置されたアンカーについて、残存緊張力測定を実施した。写真-2に見られるように、一車線を規制した条件下で、高所作業車等を利用した計測を行った。このような環境下でリフトオフ試験を実施する場合、アンカー体の健全性（錆びや破損などの有無）が確認されていないときは、第三者被害を防ぐ観点から、仮設防護工などの対策が必要となる可能性もある。一方、ノンリフト試験では、既設アンカーに対して、緊張力の変化がないので、現状の安全性が保たれた状態で計測が可能となる。

対象としたアンカーはSEEE F70TA(ナット定着タイプ)で、追越車線および走行車線のトンネル壁面に設置された15本のアンカーを対象とした。アンカー諸元はPC鋼より線の線密度3.04kg/m、自由長11.77mもしくは15.28m、鋼棒半径0.01425m、定着時緊張力392.4kNである。アンカー模式図と写真を図-7と写真-3に示す。



写真-2 交通規制下のトンネル内計測の様子

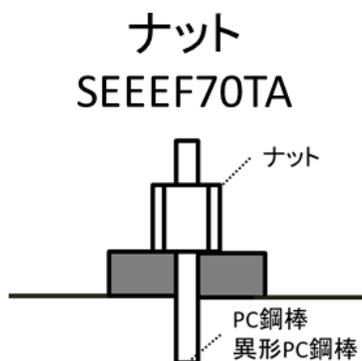


図-7 くさびナット定着タイプアンカー測定模式図



写真-3 頭部キャップ取り外し後の様子

測定に用いる機器は前節で紹介したくさびナット定着タイプの計測と同様である。まず、定着時緊力から想定される固有周波数を含む広範囲な周波数帯において、ある程度高い周波数増加率のスイープ加振で計測を行う。その計測結果の解析に基づいて、大まかな共振点を推定する。次いで、推定した共振点を含む狭い範囲の周波数領域について、より低い周波数増加率によって起振を行い、共振周波数検出の精度を高めることとした。スイープ加振時間はすべて50秒間とし、加速度計による振動波形記録は、この50秒間を含む60秒間測定、0.5msのサンプリング間隔でA/D変換して収録した。収録した波形記録は、ランニングスペクトル解析を適用し、結果はスペクトログラムとして表現した。追越車線側のアンカー1本と走行車線側のアンカー1本、計2本のアンカーのスペクトル図とスペクトログラムを図-8～図-9に示す。スペクトログラムの縦横カーソルの交点は共振点として読み取った点を示す。

表-3に、ノンリフト試験から推定される残存緊張力と定着荷重との比を、緊張力比として取りまとめた。表より、今回計測したアンカーは、若干の緊張力の低下・増加は見られるが、定着時の機能を維持しており健全であると評価できる。今回の計測は、計測作業を効率化するために、①計測準備、②計測、③復旧の3班に分けて実施した。その結果、1本のアンカーの計測時間は、キャップ取り外しから復旧まで、約37分となり、実働時間10時間で、計16本のアンカーについて計測が可能となった。

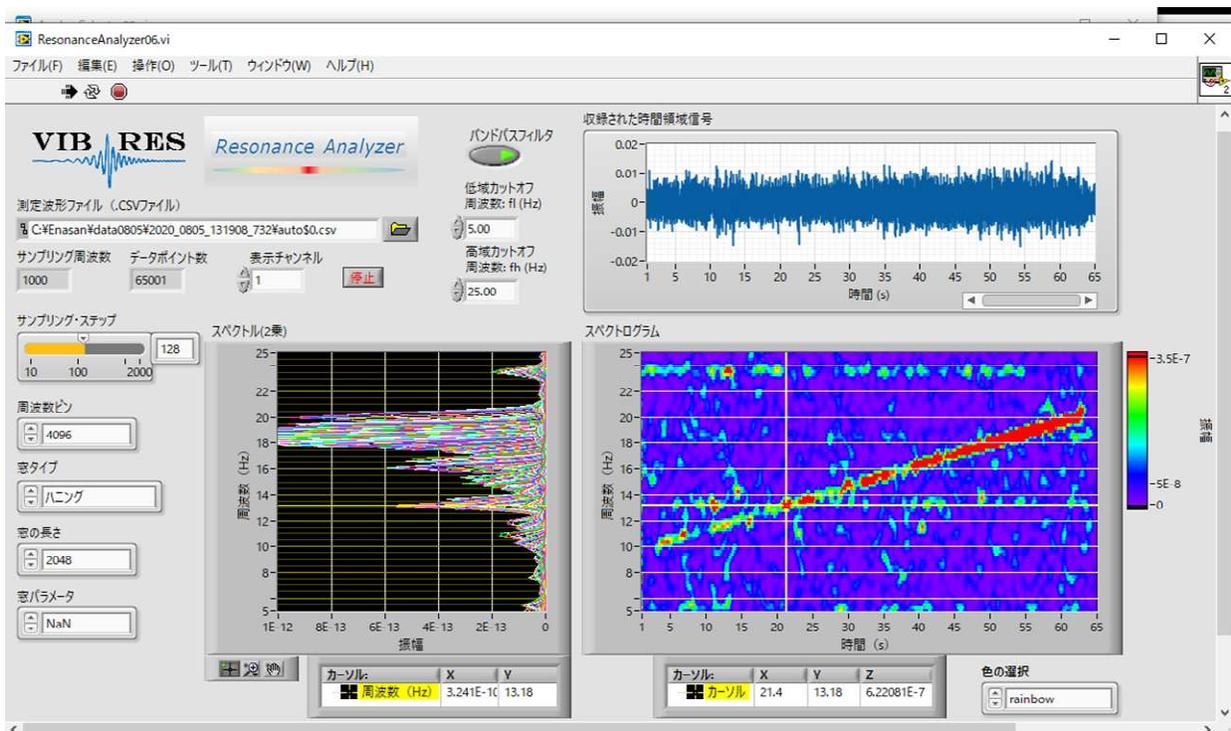


図-8 追越車線/218R-4B/共振周波数 13.18Hz

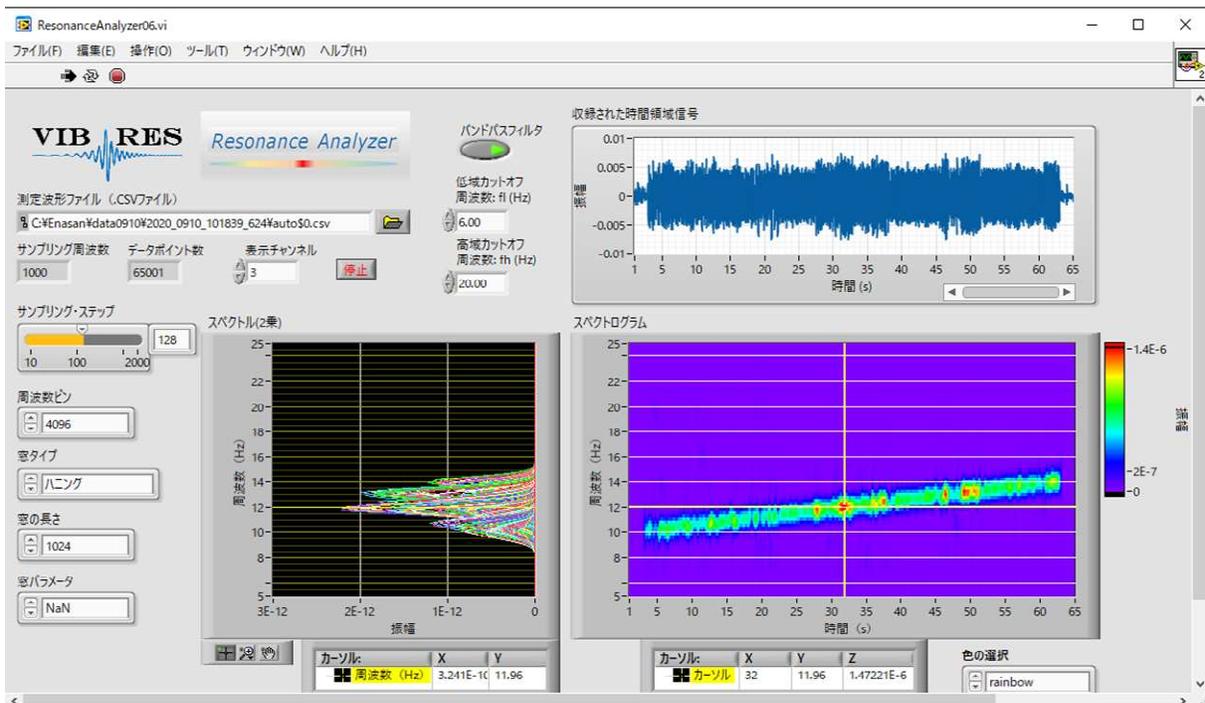


図-9 走行車線/211L-3D/共振周波数 11.96Hz

4. まとめ

本研究では、グラウンドアンカーの残存緊張力計測に通常用いられるリフトオフ試験では対応が難しい、重交通を伴う交通規制下におけるトンネル内計測、および、リフトオフ自体ができない超過緊張条件下における計測に挑戦した。その結果、両ケースとも、残存緊張力の推定に成功するとともに、計測の大幅な効率化を達成した。

表-3 ノンリフト試験から推定される残存緊張力と定着荷重との比

車線	アンカー番号	アンカー規格	線密度 (kg/cm)	テンドン 自由長 (m)	実測共振 周波数 (Hz)	推定 残存緊張力 (kN)	定着荷重 (kN)	残存緊張力 ／定着荷重
追越	201 R - 5D	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.29	361.9	392.4	0.92
追越	207 R - 1B	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.75	392.0	392.4	1.00
追越	217 R - 4B	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.68	387.3	392.4	0.99
追越	218 R - 4B	SEEE F70TA	3.04	15.28	13.18	493.2	392.4	1.26
追越	220 R - 1A	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.17	354.2	392.4	0.90
追越	243 R - 4B	SEEE F70TA	3.04	11.76	15.51	404.5	392.4	1.03
走行	207 L - 2D	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.07	347.9	392.4	0.89
走行	211 L - 3D	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.96	406.1	392.4	1.03
走行	216 L - 1B	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.35	365.7	392.4	0.93
走行	217 L - 6A	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.89	401.4	392.4	1.02
走行	218 L - 4A	SEEE F70TA	3.04	15.28	10.84	333.6	392.4	0.85
走行	219 L - 1A	SEEE F70TA	3.04	15.28	11.26	360.0	392.4	0.92
走行	243 L - 5A	SEEE F70TA	3.04	11.76	15.83	421.4	392.4	1.07
走行	243 L - 5B	SEEE F70TA	3.04	11.76	16.13	437.5	392.4	1.11
走行	244 L - 1B	SEEE F70TA	3.04	11.76	15.28	392.6	392.4	1.00

ノンリフト試験で求まる残存緊張力は、アンカー自由長として、設計時の長さを用いて計算している。実際には、固定部の部分的な破壊、外力もしくは孔曲りによる自由長部の折れ曲り、自由長部の鋼材どうしのねじれ・接触など、様々な理由で上記の条件が満たされない場合があり、求まる推定残存緊張力は誤差が含まれている場合がある。今後とも、共振周波数の検出をより確実に客観的に行えるよう、さまざまな計測方法を検討していきたい。また、余長部で計測される加速度波形記録の解析・表示方法についても、さらなる工夫が必要である。多くの実測データを収集し、提案するノンリフト試験のさらなる精度向上と効率化を目指すとともに、適用限界を広く公表していくよう努めたい。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金（挑戦的研究(萌芽)18K18875・国際共同研究加速基金（国際共同研究強化(B)20KK0091）の支援により実施した。ここに、記して感謝いたします。また、現場計測においては、道路管理者にご協力をいただいた。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 斎藤秀樹・山崎 充・八嶋 厚：グラウンドアンカー残存緊張力の非破壊測定方法，検査技術，第 24 巻 第 10 号, pp.26-31, 2019.
- 2) 名波一輝：振動法によるグラウンドアンカー緊張力の推定，岐阜大学大学院自然科学技術研究科修士論文, 131p, 2020.
- 3) 新家 徹・広中邦汎・頭井 洋・西村春久：振動法によるケーブル張力の実用算定式について，土木学会論文報告集，第 294 号, pp.25-32, 1980.
- 4) 土木研究所，日本アンカー協会：グラウンドアンカー維持管理マニュアル，鹿島出版会, p.74, 2008.

値 N_d が得られるオートマチックラムサウンディング試験^{2),3)} (JIS A 1230,ISO 22476-2:dynamic probing super heavy(DPSH-A),ハンマー質量63.5kg,落下高さ50cm)の2分の1小型化モデルとして、国内で開発された試験装置である。質量30kgのハンマーを油圧モータによるチェーンドライブで吊上げて高さ35cmより自由落下させ、直径36.6mm(断面積10.5cm²)先端角度90度の円錐型先端コーンを20cm貫入するのに要するハンマーの落下打撃回数 N_{dm} と、ロッドに作用する周面摩擦力 M_v (Nm)をトルクレンチにより計測し、次式により N 値を求める⁴⁾。

$$N = \frac{1}{2} N_{dm} - 0.16 M_v \quad \dots \dots \dots \text{(式-1)}$$

ここで、砂質土地盤の場合には、 M_v は無視するとしている。

一方、penny は人力による可搬型の油圧機器として、T社で開発された数ある動的貫入試験装置の一つである。質量30kgのハンマーを油圧モータの回転アームにより持ち上げて高さ20cmより自由落下させ、直径35.7mm(断面積10.0cm²)先端角度60度の円錐型先端コーンを10cm貫入するのに要するハンマーの落下打撃回数 N_d と、ロッドに作用する周面摩擦力 M_v (Nm)をトルクレンチにより計測し、次式により N 値を求める^{5),6),7)}。

$$N = 0.60(N_d - 0.21M_v) \quad \dots \dots \dots \text{(式-2)}$$

図-1には、標高6mほどの沖積低地に造成された宅地地盤で実施したSPTによる N 値とそれぞれの動的貫入試験装置により求めた N 値を比較して示す。また、宅地造成盛土前に実施したスウェーデン式サウンディング試験(SWS, JIS A 1221)から推定した N 値を赤色曲線で示す。図より、ミニラムとpennyによる N 値は、SPTによる N 値とよく近似することがわかる。一方、SWSは砂層では深さとともに貫入抵抗が増大し、深さ2mを超えて N 値15以上の地盤への貫入が困難となる。

ここで、4号建築物(木造2階建相当)の支持力調査においては、国土交通省告示1113号の法令⁸⁾により「…基礎の底部から下方2m以内の距離にある地盤にSWSの荷重が1kN以下で自沈する層が存在する場合…建築物の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して…」とあることから、深さ2m以内に1kN以下で自沈する地層の存在を確認することに終始する傾向にある。また、造成盛土後には、SWSではこの宅地のように碎石による盛土層を貫入することは不可能となる。

このように、小規模構造物や既存宅地の液状化調査においては、地盤補強のための杭の支持層の分布や深さ10m程度までの液状化対象層の分布を把握する必要があることから、SWSより貫入能力が高い効率的で経済的な(1日5箇所程度を実施できる)動的貫入試験の必要性は高いと考えられる。

次いで、既存宅地における液状化調査の1例として、図-2には、海拔0m地帯の沖積低地上の既存宅地において実施したボーリング調査結果(SPTと室内土質試験)とpennyによる液状化強度の評価結果を示す。深さ3~5m付近には均質な砂層が分布しており、SPTによる N 値はpennyの2倍程の値を示す。その結果、 N 値から予測される液状化抵抗比 RL_{20} は、極めて

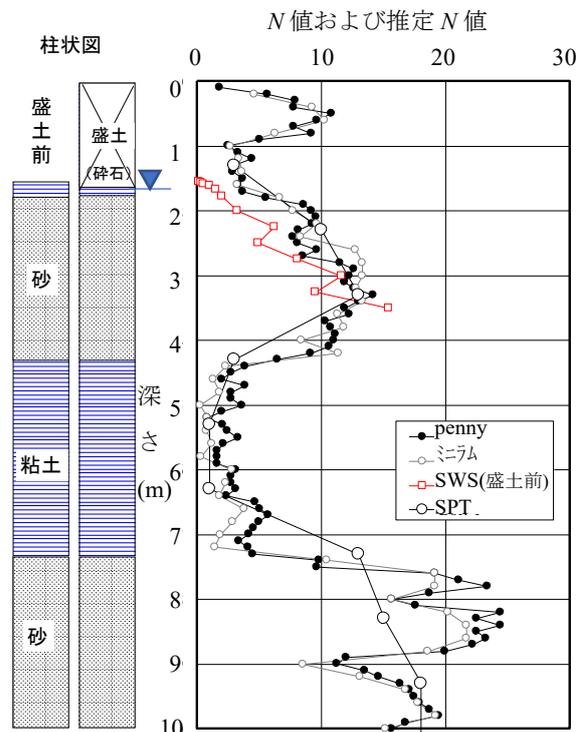


図-1 標高6m程度の沖積低地に造成された宅地における各種サウンディング試験結果の比較

大きな値となる。一方、GS サンプラーにより採取した試料により行われた液状化試験の結果は、penny の N 値から評価される液状化強度比 RL_{20} と調和的である。この原因は、細粒分の少ない均質な砂層で高位の構造を持つ場合には、貫入に伴って生じる正のダイレイタンスによって SPT の標準貫入試験用サンプラーの先端に閉塞効果が作用し、高い N 値を示す。このような場合、標準貫入試験用サンプラーに採取される試料長が短くなるので、試料観察記録や採取された試料の量によって N 値の真偽を問うことが可能である。さらに、penny のようなコーン貫入試験を用いて、ボーリング

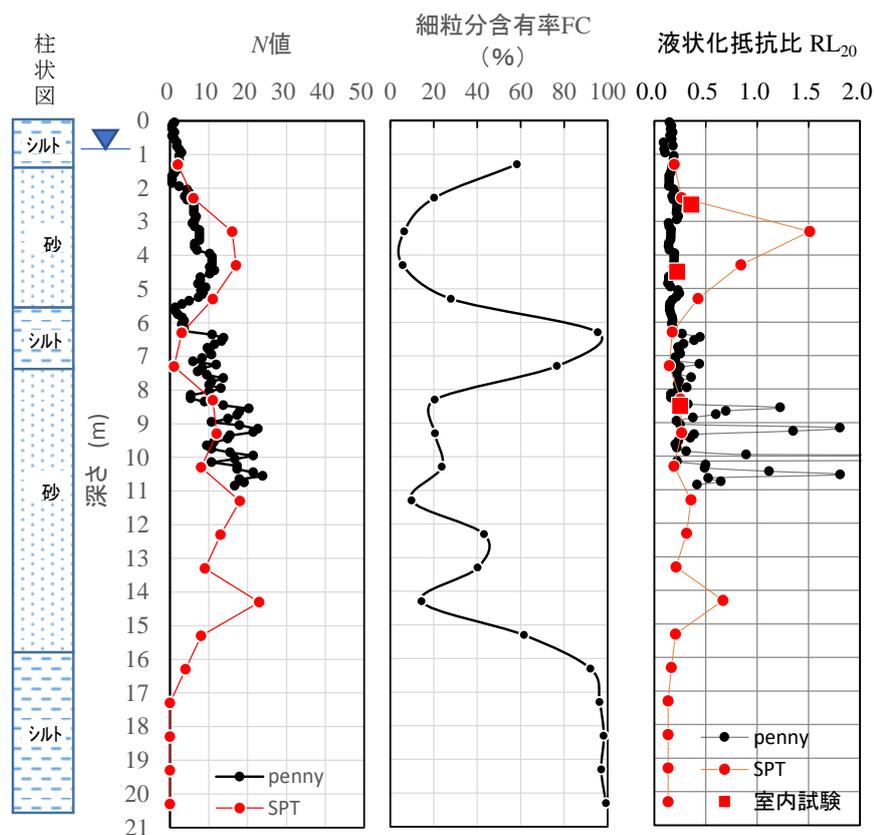


図-2 標準貫入試験と小型動的コーン貫入試験(penny)による液状化強度評価と繰返し三軸圧縮試験結果の比較

調査を補足もしくは補間することにより、SPT による危険側の調査結果を補正することが重要で、ここでも動的貫入試験の有効性が明らかでありその需要は多いと考えられる。

3. 電動化した小型動的コーン貫入試験の開発

2015 年末より T 社との連絡が途絶えたが、幸いにも penny の構造はシンプルであることから、修理や捨てコーンなどの消耗品の調達は地元の金属加工ならびに機械工で対応が可能である。しかし、先に述べたように動的貫入試験に対する需要と必要性が高いことから、まずは penny の模倣を基本として、試作機を製作することとした。ただし、この際に貫入装置の電動化と計測の自動化機能を付加することとした。

図-3(a)~(c)には、2019 年 12 月愛知県津島市内の沖積低地において、開発した試作機と penny を比較試験した結果を示す。従来、油圧モータによる回転アームでハンマーを持ち上げていたが、図-3(a)に示すように、これを三相 0.4kW の誘導モータにしたことで、従来に比べて質量が 7kg 近く増加し、ロッド頭部に付加されることになった。また、手動ウインチでハンマーを巻き上げた際に、鉛直のガイドフレームを背面に倒す偏荷重が作用することになり、この姿勢安定のために 4 本の脚の内背面側 2 本を長くして偏荷重による傾きを支える必要が生じた。さらにその結果、試作機による N 値は、ロッド頭部への余載荷の影響より、偏荷重による架台とフレームとの接触摩擦が増大するため、図-3(b)に示すように、penny に比べてやや大きな N 値を示すことがわかる。それぞれの同一深度の N 値の相関関係を、図-3(c)に示すように、試作機は penny の概ね 1.3 倍ほどの N 値を示す傾向が確認された。

次いで、図-4 には護岸背面の浚渫地盤において、6m 四方の敷地の東西南北端で試作機と penny を比較試験した結果を示す。図には、それぞれの試験機による貫入曲線、同じ深さの平均 N 値の比較、同じ深さの標準偏差の比較、さらに標準偏差を平均値で除した変動率を示す。貫入曲線の重ね合せ図からは、狭い範囲で

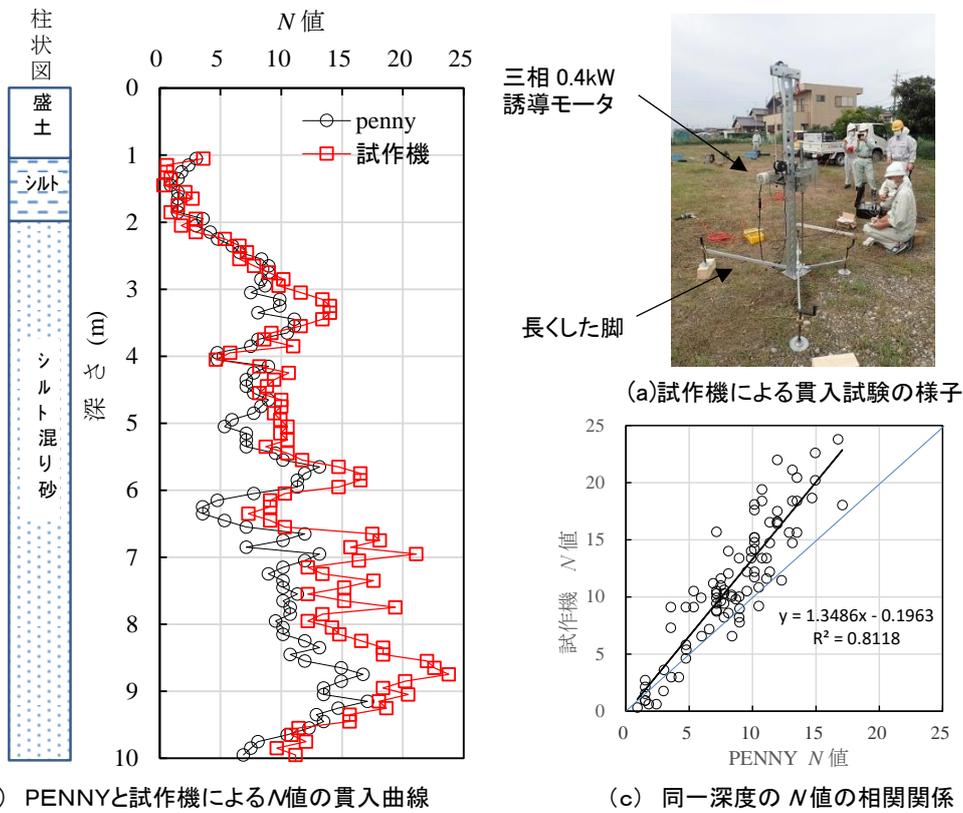
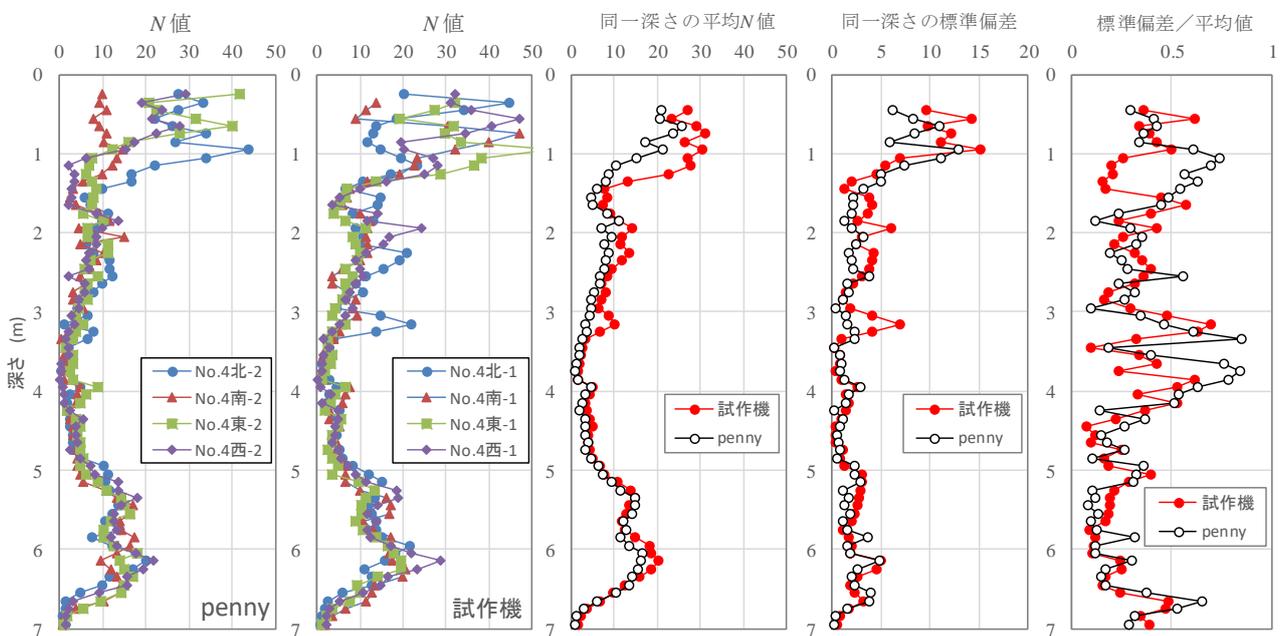


図-3 津島市内における penny と試作機の比較試験結果

の貫入試験の比較にもかかわらず、ややばらつきが大きい地盤であることがわかる。同じ深度の平均N値との比較では、先の図-3と同様に試作機の方がやや大きく、N値の大きさに比例してその傾向が強い。しかし、これまでの対処的なガイドフレームとの摩擦軽減策（噛み合わせローラ（図-5参照）の幅や締付け量の調整など）の効果により、その傾向は小さくなっている。一方、標準偏差には装置の違いによる明らかな傾向がみられず、ところどころ試作機の標準偏差が突出するのは、ガイドフレームとの摩擦抵抗が強く影響するときに生じるものと考えられる。これらを変動率でみると、大きくばらついてはいるものの、試験装置の違い



による傾向は明らかでないので、これらは主に地盤のばらつきの影響と考えられる。

このように、試作機と penny との比較試験において、回転モータの質量増は、やや大きな N 値を与える傾向が確認できた。この他にも、回転アームのギアモータの質量増は、手動ウインチの操作にも負荷が大きく、偏荷重による打撃貫入がロッドの緩みの発生にも及ぶことが確認された。

このことから、ギアモータの軽量化が必須であると判断し、検討の結果、永久磁石同期電動機（PMSM：Permanent Magnet Synchronous Motor, 以下 PM モータ）と減速機の組み合わせに変更した。それぞれのモータの諸元を表-2 に比較するように、モータの種類を誘導モータからより高効率で省スペース化が可能な PM モータにすることによって、定格出力は同じでもコンパクトでかつ質量を 11kg から 4.6kg まで軽量化することができた（図-5 参照）。また、一般的なサーボモータは回転の状況を測定するエンコーダをモータ後部に取り付ける必要があり、この PM モータもまたサーボモータであるが、三相電圧と電流から回転の状況を推定するセンサレスサーボで、エンコーダを必要としない省配線で衝撃にも比較的耐えられるものである。

表-2 軽量化前のギアモータと PM モータ+減速機の比較

諸元	ギアモータ	PM モータ・減速機
モータ種類	誘導モータ	PM モータ
定格出力	0.4kW	0.4kW
定格電圧	200V	200V
定格回転数	1700rpm	3000rpm
減速比	1/60	1/40
質量	11kg	PM モータ 1.3kg 減速機 3.3kg 合計 4.6kg

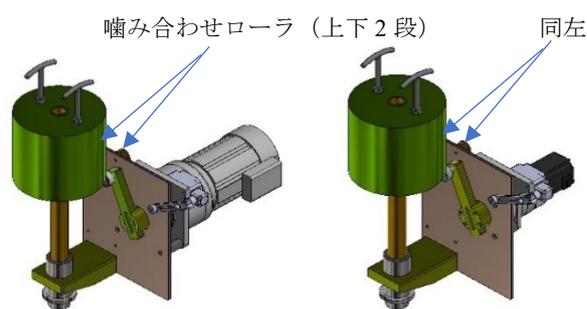


図-5 ギアモータ(左)と PM モータ+減速機(右)の 3DCAD 図

モータを変更した結果、荷重が軽くなり、penny と遜色ない質量となった。また、モータが軽くなったことによって偏荷重が 34.4Nm から 11.5Nm となり、penny はおよそ 7Nm なので、ほとんど軽減することができた。さらに、性能が増して回転速度を上げること（試作機 28 回/分→45 回/分）ができた。

一方、計測の自動化では、次の開発を行った。①ワイヤエンコーダとカウンタによる 10cm ごとの深度と打撃回数の自動記録とモニタ表示を行った。ワイヤエンコーダのワイヤ引出し長さやカウンタの情報からシーケンサで演算し、10cm ごとの記録をするようにした。また、ロッドを継ぎ足す位置を予め設定しておけば、その位置で運転を停止する。②モニタで記録データの修正やロッドトルクの数値などをタッチ入力できるようにした。モニタに自動記録したデータを深度ごとに一覧表で表示し、表示された数値をタッチ入力でき修正できる。③ワイヤエンコーダとカウンタによる自沈時のモータの自動静止を行うようにした。自沈停止確認後に自動運転を再開する。打撃後もワイヤエンコーダの深度が変化していた場合、自沈していると判断して運転を一時停止する。深度が一定となれば運転を再開する。④記録データの USB メモリへの CSV 出力を行えるようにした。CSV 形式で記録データを保存し、パソコンなどの端末でデータ整理ができる。⑤エクセル VBA による結果出力の自動化を行った。CSV 形式の記録データを取り込み、調査報告書（試験記録ならびに貫入曲線図）を自動作成する。⑥タブレット端末のソフトウェアによる Excel 出力とメール送信できるようにした。CSV 形式の記録データをタブレット端末に取り込み、現場からメール送信することができる。

先の図-1 に示す宅地において、試作機と改良機の比較試験を実施した。結果を図-6(a),(b)に示すように、モータを軽量化したことで改良機の N 値は試作機に比べて 1.8 ほど全体にわたり均等に小さくなった。これは、これまで試作機に実施してきた偏荷重対策の効果により、偏荷重の影響が打撃回数によらず貫入長あたりに均等化していたためと考えられる。改良機による N 値は、SPT の N 値をほぼ上限とする分布傾向であること

から、 N 値と等価もしくはわずかに安全側の結果を示すもので、適正な N 値の評価が可能となった。

以上より、国内で普及するハンマー質量 30kg を用いた小型動的コーン貫入試験装置の供給が可能となった。最新のモータ技術による電動化ならびに計測の自動化により、正確な計測が実現されるとともに、省力化が可能である。また、結果の出力やメール送信も迅速に行うことが可能である。さらに、従来の可搬性は家庭電源や EV 車両の電源利用でより向上するとともに、騒音の軽減により既存宅地では近所迷惑の少ない安心した調査の実施が可能となる。

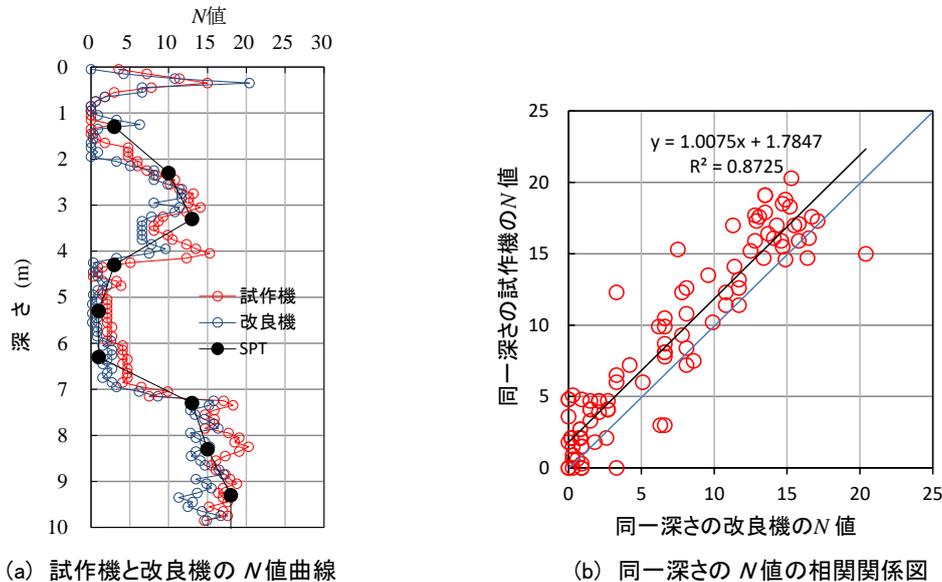


図-6 試作機と改良機の試験結果の比較(図-1 の宅地)

4. おわりに

地震災害に備えるために、造成地や既存宅地の安定性ならびに液状化評価は今後益々重要となる。住宅供給者としても、土地の安全安心を付加価値として提供することは使命であり、それを可能とする簡便な地盤調査技術の開発は急務である。これらの技術を広く普及し、宅地被害の減災による安全安心社会の形成に貢献したい。開発に当たり、太洋基礎工業㈱には実験地を提供頂いた。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) International standard ISO/FDIS22476-2 Final draft (2004) : Geotechnical investigation and testing-Field testing-, part2:Dynamic probing.
- 2) R.Dahlberg and U.Bergdahl (1973) : Investigations on the Swedish Ram-Sounding Method, Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, pp.93-102.
- 3) 岩崎恒明・佐藤勝英 (1980) : オートマチックラムサウンドの試験装置と結果の一例について, サウンディングシンポジウム発表論文集, pp.213-222.
- 4) 菅原紀明・鈴木勝久・菅原章治 (1997) : 小型動的貫入試験機の開発とその利用, 全地連「技術フォーラム'97」講演集, pp.461-464.
- 5) 村田芳信・八嶋厚・沢田和秀・佐藤将 (2008) : 小型動的貫入試験を用いた既設宅地の耐震調査例, 土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集(第Ⅲ部門), 土木学会, pp.559-560.
- 6) 村田芳信・佐藤将・岩田麻衣子・沢田和秀・八嶋厚 (2012) : 浦安市における各種動的サウンディング試験の比較(その 7 : PENNY), 第 47 回地盤工学研究発表会平成 24 年度発表講演集, pp.143-144.
- 7) 村田芳信・森口周二・沢田和秀 (2013) : 滋賀県守山市の一斉試験における小型動的貫入試験と 2 次元表面波探査による宅地地盤評価, 第 48 回地盤工学研究発表会平成 25 年度発表講演集, pp.369-370.
- 8) 国土交通省告示第 1113 号 (2001) : 地盤の許容支持力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容支持力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法を定める件, 建築基準法施行令第 93 条.

比抵抗変化率に着目した探査技術の堤防管理への活用検討例

応用地質(株)流域・砂防事業部 ○山口 明代
 応用地質(株)流域・砂防事業部 正会員 新清 晃
 応用地質(株)情報企画本部 山下 善弘
 応用地質(株)メンテナンス事業部 高瀬 尚人

1. はじめに

出水後の堤防点検を効率化するためには、重点的に点検する区間を絞り込むことが有効である。一方、堤防の地盤情報は限られた点のデータを基にしており、重点的に点検する区間を的確に絞り込むことは難しい。

本検討は出水時の重点監視箇所の抽出、堤防点検の効率化を目的とし、堤防縦断方向に出水前後で電気探査を行い、出水前後の比抵抗変化率をもとに浸透被害の発生要件の一つである浸透性の高い箇所を抽出したものである。さらに、探査結果と目視観察結果、代表断面の浸透流解析結果との比較結果について述べる。

2. 調査手法の特徴

2.1 概要

電気探査は、地盤の比抵抗に着目し、地下の地質構造などを可視化する技術である。電気探査により得られる土の比抵抗は土質区分や水分量により差異があり、電気探査結果の比抵抗と図-1 に示す文献値¹⁾を比較し、地質を推定することが一般的である。

本検討は、比抵抗が水分量の増加とともに低下する傾向に着目し、不飽和帯において出水前後で比抵抗を比較し、比抵抗が顕著に低下する箇所は浸透性が高い、比抵抗があまり変化しない箇所は浸透性が低いと評価するものである。具体的には出水前に堤防縦断方向の測線上で初期値となる比抵抗分布を測定し、出水後に、再び同一測線上で比抵抗分布を測定して、初期値との差分から下記の通り比抵抗変化率を求める。

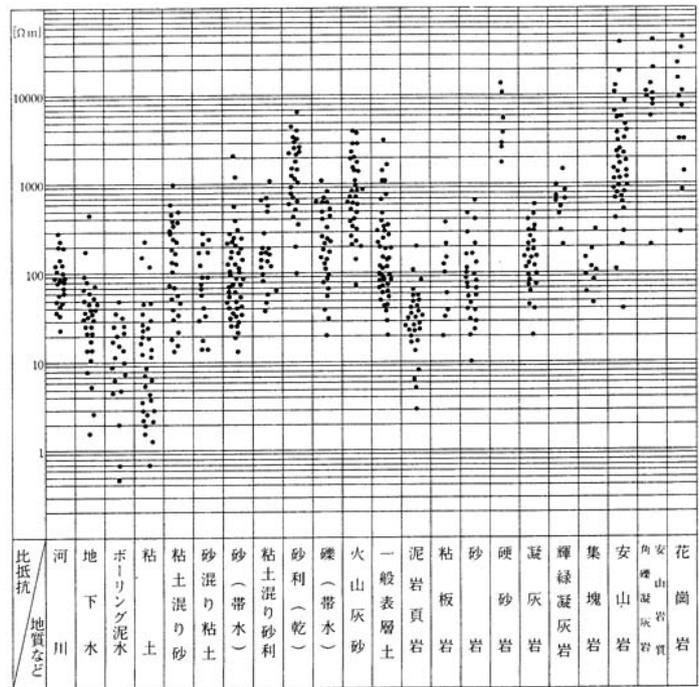


図-1 地質・土質と比抵抗の関係¹⁾

$$\text{比抵抗変化率} = (\text{出水後比抵抗} - \text{出水前比抵抗}) / \text{出水前比抵抗} \times 100 (\%)$$

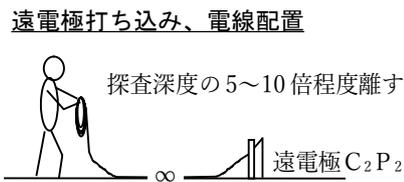
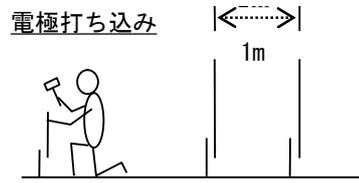
2.2 現地調査方法

電気探査は地盤に複数の電流電極と電位電極を設置し、電流電極から地中に電流を通電し、発生した電位を電位電極で測定することで、地盤の比抵抗の情報を得るものである。

従来技術は図-2 (左) に示すように電極を 1m 間隔程度で地盤に打ち込む作業を要したが、検討の対象とする河川堤防は延長距離が長く、作業時間の短縮が不可欠であると考え、図-2 (右) に示す牽引式電気探査

Case study on application of time-lapse resistivity survey for levee management: Akiyo Yamaguchi, Akira Shinsei, Yoshihiro Yamashita, Naoto Takase (OYO Corporation)

を行った。牽引式電気探査は電極の打ち込みが不要で、人が歩く速度で通電・測定を行うことが可能であり、従来式の電気探査に要する作業時間の1/4に短縮可能である。牽引式電気探査の特徴を表-1に示す。



従来の電気探査実施状況



牽引式電気探査実施状況

図-2 打ち込み式と牽引式電気探査の作業概要

表-1 牽引式電気探査の特徴

項目	特徴
使用機器	 <p>① 構成機器: 牽引式電気探査装置(オームマッパー) 内容諸元: ①データ収録器(専用収録器・PC・タブレット等) ②ダイポールケーブル(2.5m・5本) ③受信器ユニット(4台) ④送信器ユニット(1台)</p>
探査深度	10m~15m
作業性	<p>(牽引式) 作業時間: 0.5日/km 作業人員: 探査技術者1人、探査補助3人、交通誘導員1~2人</p> <p>(従来式) 作業時間: 2日/km 作業人員: 探査技術者1人、探査補助3人、交通誘導員1~2人</p>
作業面積	堤防天端または小段側線にて、幅1m×調査延長距離
機器の耐久性	探査機器は10年程度の稼働実績がある。

3. 調査結果

3.1 調査区間の条件

調査区間は延長 1km であり、堤防高は 6.5m、堤体は礫質土、砂質土、粘性土で、基礎地盤は砂質土、粘性土で構成される。代表断面の地質分布と探査測線の位置を図-3 に示す。探査測線は天端、川裏小段の 2 測線とした。

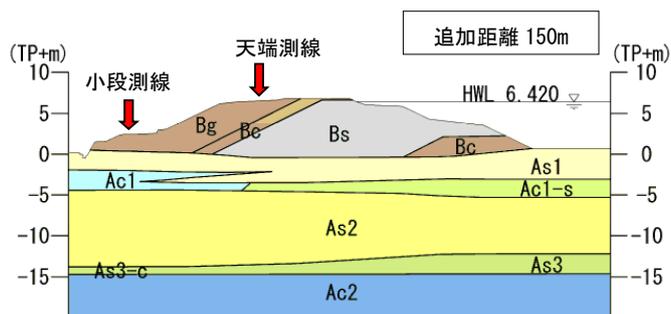
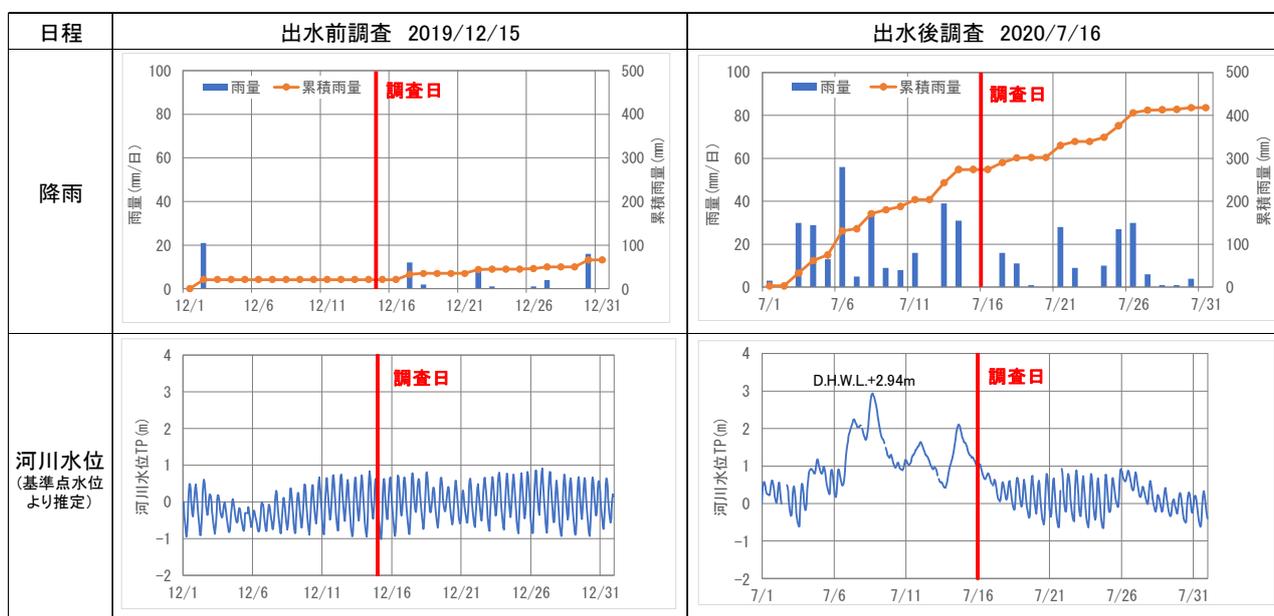


図-3 代表断面の地質分布と探査測線の位置

3.2 気象及び河川水位の条件

調査時の気象及び河川水位の条件を表-2 に示す。比抵抗の差を明確に表現できるように、出水前調査は洪水期で調査日前 13 日間無降雨の状態において、出水後調査は累積雨量 250mm 以上、河川水位は平水位より約 3m 上昇後の状態において実施した。

表-2 調査時の気象及び河川水位の条件



3.3 探査結果

天端測線の探査結果を図-4 に、小段測線の探査結果を図-5 に示す。

天端測線の出水前後の探査結果では、追加距離 170m~470m, 700m~950m の堤体土は相対的に比抵抗が高く、周囲より粗粒であると推定される。比抵抗変化率をみると追加距離 30m~200m の堤体の一部、220m~340m, 680m~980m の基礎地盤付近で比抵抗変化率が高く、浸透性が高いと考える。

小段測線の出水前後の探査結果では追加距離 150m~450m, 730m~800m の小段の堤体土は相対的に比抵抗が高く、周囲より粗粒であると推定される。比抵抗変化率をみると、小段内部は全体に比抵抗変化率が高く、浸潤面が上昇していると推定される。一方、基礎地盤は、追加距離 250m, 350m, 750m, 950m 付近で比抵抗変化率が大きく、そのほかは低い傾向がある。堤内地盤高以上で比抵抗変化率が高く、基礎地盤で比抵抗変化率が低い箇所は堤体漏水の傾向にあり、基礎地盤で比抵抗変化率が高い区間は基盤漏水の傾向にあると推定する。

また、探査時には裏のり尻の漏水、湿潤化の有無を目視確認した。この結果、追加距離 150m ののり尻（ブロック積み目地）から約 10ℓ/min、追加距離 620m ののり尻（地山）で湿潤化を確認し、比抵抗変化率と整合

することを確認した。

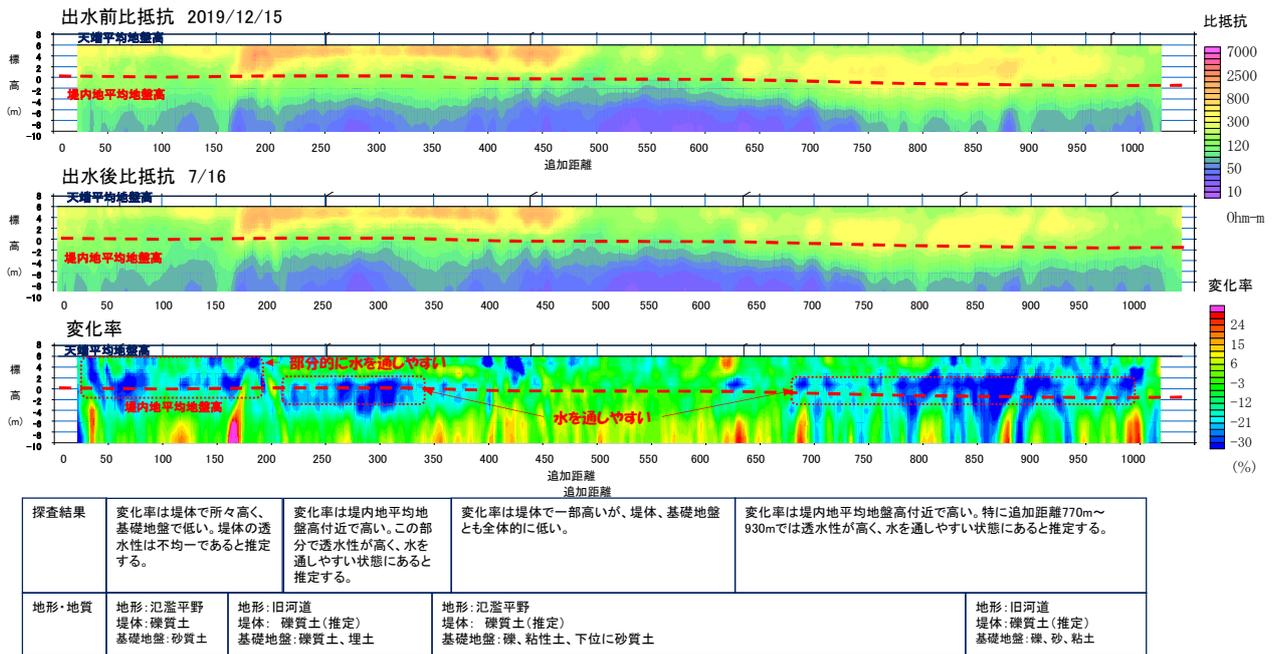


図-4 天端測線の探査結果

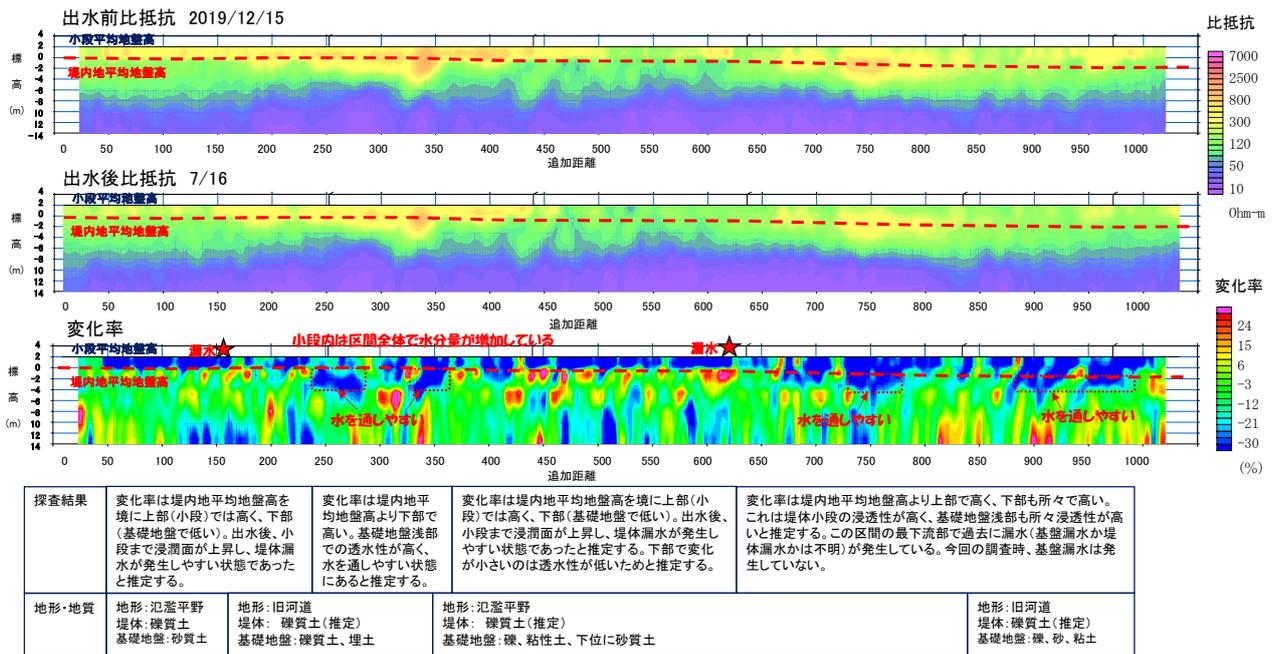


図-5 小段測線の探査結果

4. 浸透流解析との比較

比抵抗変化率と地下水位の関係は過去の研究実績^{2),3)}により整合することが確認されている。本検討では調査区間に地下水位観測孔がないため、代表断面で浸透流解析を行い、比抵抗変化率と浸透流解析結果を比較した。

浸透流解析は漏水を確認した追加距離 150m の断面で実施した。土質定数は表-3 に示す「河川堤防の浸透に対する安全性照査」で採用された値（原位置試験，室内試験より設定）を使用し，外力条件は調査日の前月 1 日から調査日当月末までの毎時河川水位（観測所位置と対象断面の HWL の差分で補正）と調査地近傍

の雨量観測所における時間雨量とした（探査日直近の河川水位と降雨は表-2 参照）。

解析メッシュを図-6 に、解析結果より作成した浸潤面図を図-7 に示す。浸透流解析においても現地調査で確認した裏のり尻の湧水約 10ℓ/min を再現していることを確認し、解析モデルは妥当であると判断した。

表-3 土質定数一覧表

材質番号	記号	「河川堤防の構造検討の手引き」による不飽和浸透特性区分	透水係数 (m/s)	有効間隙率	比貯留係数 (1/m)
1	Bg	礫質土	2×10^{-5}	0.2	1×10^{-4}
2	Bc	粘性土	1×10^{-7}	0.1	1×10^{-3}
3	Bs	砂質土	2×10^{-5}	0.2	1×10^{-4}
4	As1	砂質土	1×10^{-5}	0.2	1×10^{-4}
5	Ac1	粘性土	1×10^{-7}	0.1	1×10^{-3}
6	Ac1-s	砂質土	3×10^{-6}	0.2	1×10^{-4}
7	As2	砂質土	2×10^{-5}	0.2	1×10^{-4}
8	As3-c	粘性土	1×10^{-7}	0.1	1×10^{-3}
9	As3	砂質土	6×10^{-6}	0.2	1×10^{-4}
10	Ac2	粘性土	1×10^{-8}	0.1	1×10^{-3}

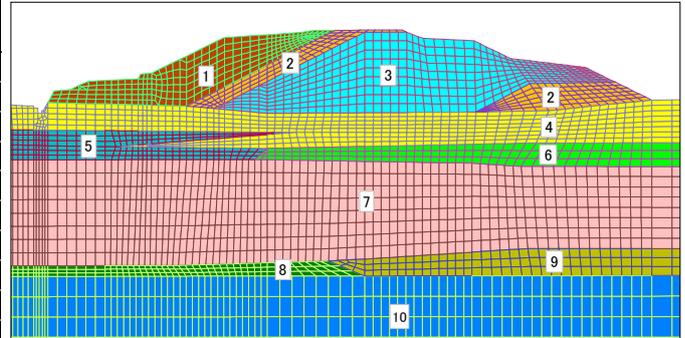


図-6 解析メッシュ図

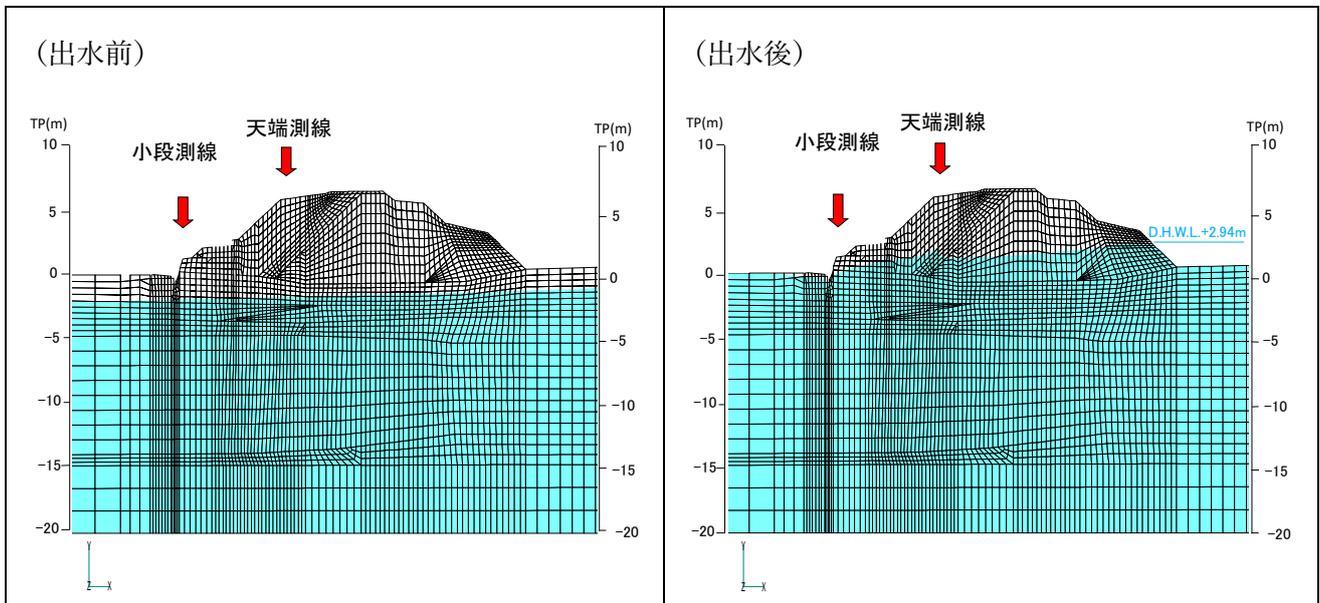


図-7 浸潤面図

次に追加距離 150m の断面における深度方向の比抵抗変化率と浸透流解析結果の飽和度を比較し、図-8 に示す。小段測線の出水前の浸潤面（計算値）は TP-2m 付近であり、比抵抗変化率は 0% 程度を示す。出水後の浸潤面（計算値）は TP+0.5m 付近であり、同一標高で比抵抗変化率は-40% 程度まで低下する。比抵抗変化率の低下は比抵抗が低下することを示し、すなわち水分量の増加を表す。これは浸透流解析で不飽和から飽和状態に変化する計算結果と一致する。

天端測線においても、出水前の浸潤面は TP-1.5m 程度であり、比抵抗変化率は 0% 程度を示す。出水後の浸潤面（計算値）は TP+1m 付近であり、同一標高で比抵抗変化率は-40% 程度まで低下する。ここでも浸透流解析で不飽和から飽和状態に変化する計算結果と一致する。

比抵抗変化率は土質や気象条件により異なると考えられ、一概に比抵抗変化率が-40% で飽和状態になるものではないが、比抵抗変化率が大きく低下する部分で水分量が増加する傾向を浸透流解析においても確認した。

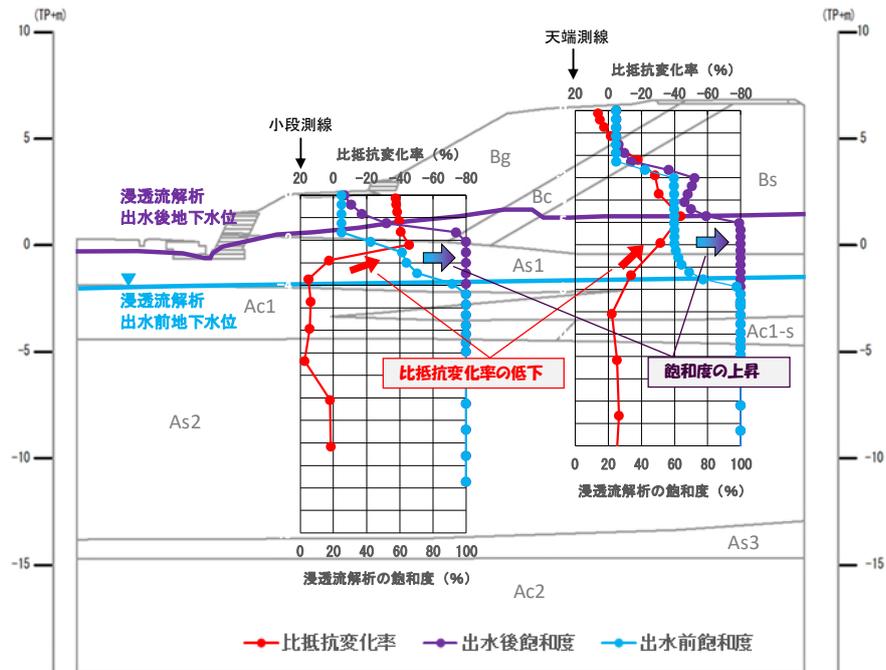


図-8 比抵抗変化率と浸透流解析結果の比較

5. まとめ

5.1 本検討の成果

本検討では比抵抗変化率は踏査結果及び浸透流解析結果と整合することを確認し、堤防内部の水分状態を把握する手法として有効であることを確認した。実際の維持管理の場面では、電気探査の手法を用いることで堤防縦断方向の連続データを取得可能であり、ボーリング地点による評価では見落とす可能性がある、浸透性が高い箇所を抽出することが可能であると考え。また、牽引式電気探査機器を使用することで作業時間の短縮が可能であり、作業効率の向上が可能である。

検討区間においては堤体内の高い位置まで水分量が増加する箇所は見られなかったが、小段及び基礎地盤で水分量が増加していると推定した。また、漏水箇所では砂の移動はなく、直ちに対応が必要な箇所は確認されなかったが、検討区間における堤体の浸透特性は把握できたと考える。

5.2 今後の課題

相対的に堤防の危険箇所を抽出するためには全川の調査が望ましいが、実際の河川管理においては堤防延長が長く、一括で実施することは困難であると考え。このため、日常点検や過去の出水時に漏水や変状等が確認された箇所から比抵抗変化率の調査を行い、出水時に優先的に点検を行う箇所を絞り込むことを提案していきたいと考える。また、河川堤防以外の盛土等の安全管理への活用や、さらなる作業効率の向上について検討したいと考える。

参考文献

- 1) 島裕雅・梶間和彦・神谷英樹(1995): 比抵抗映像法, 古今書院, pp.111.
- 2) 小林剛(2013): 地盤の水分変化モニタリング技術ー 比抵抗モニタリングシステムの概要ー, 応用地質技術年報 No.32, pp.69-75.
- 3) 倉田大輔・太田雅之・阿部知之・藤澤寛・安達孝実・河野隆治 (2018): 堤防の浸潤監視の実用化に関するフィールド試験, 河川技術論文集第 24 巻, pp.589-594.

現場発泡ウレタンを用いた不安定転石群に対する新しい発生源対策工法

岐阜大学 正会員 沢田 和秀
丸ス産業(株) 正会員 ○加藤 十良
(株)イノアック住環境 遠藤 大輔

1. はじめに

落石防護対策の実態調査¹⁾によると、予防工で採用実績が多いのはロープ伏工(ロープ張工, ネット張工), ワイヤロープ掛工, 根固め工, 除去工, 接着工, 法枠工であり, 伏工と掛工の合計が全体の半分近くを占めている。本研究は, 掛工と伏工が抱える問題解決のために, 石の形状や分布に注目し, 石どうしの空隙が充填物で充たされた状態の力学的作用をとりあげる。具体的には複数の石が連なって動くときの回転について実験するとともに, 充填材としてウレタンを適用するための耐久性について検討した。図-1 は本研究で提案する工法のイメージで, 転石群の隙間を発泡ウレタンで充填し, 複数の石をまとめて石塊を成形し地山に固定するものである。

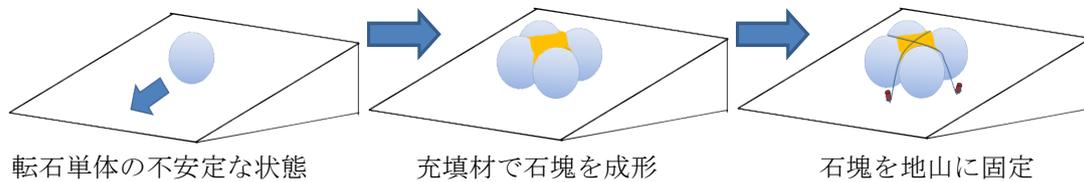


図-1 提案する工法のイメージ

2. 研究内容

本研究の目的は, 落石の発生源対策に新しい考え方を導入することである。写真-1 に掛工と伏工の例を示す。写真の掛工や伏工は石の周りに空隙があるので, 振動や地山の侵食などにより初期形状が変わると施工後の性能や品質が低下することがある。不安定な石の周りにある空隙をなくすと, 形状が変わりにくくなることで, 転がりにくくなる。本研究では, これまで積極的にとり扱うことのなかった石の幾何学的条件に着目し, 石に回転させない作用を, 掛工や伏工の補助工法として利用することを目指すものである。



写真-1 掛工(左) 伏工(右)

3. 研究方法

3-1. 現場発泡ウレタンの特徴

現場発泡ウレタンは, 現場で2液を混合して生成する均一なプラスチック発泡体である。材料単体で自立する特徴を活かして, 地山や構造物の安定性を確保することに利用されている。複雑な形に合わせて膨張し

Trial of new type rockfall prevention with on-site urethane form for loose rocks. : Sawada Kazuhide(Gifu University), Kato Toyoshi(Marususangyo Corp.), Endo Daisuke(INOAC Housing&Construction Materials Co.Ltd)

硬化するので、転石群の空隙を隙間なく充填できる。単位体積重量が $36\sim 40\text{kg/m}^3$ と、土砂に比べて約 1/50 程度である²⁾ため、施工箇所の自重がほとんど増加しない。盛土材料として利用できる程度の圧縮強度 ($120\sim 150\text{kN/m}^2$ 以上) があることから、掛工や伏工の構造安定性への影響がないと考えられる。石との接着ならびに自己接着性がある。水の侵入に対する抵抗が強く、紫外線劣化することを除くと耐久性が高い。

写真-2 は空隙へのウレタン注入実験の様子を示したものであるが、結果として、削孔した孔を用いて狙った深度の空隙にウレタンを注入すると、充填量をコントロールできることが確認できた。

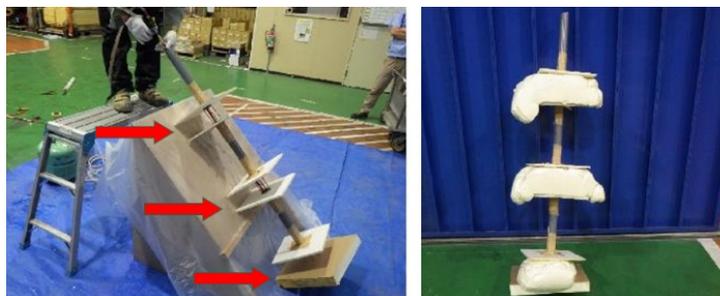


写真-2 ウレタンを隙間に充填するイメージ

3-2. 研究の考え方

これまでの発生源対策は、石と石を「強度のある材料で接着（固定）する」方法で考えている。本研究はこの考えと異なり、石の隙間を充填することで粒子（石）単体を容易に回転させないこと、構造骨格を容易に壊れないようにするという発想である。これを本研究では「石の幾何学的条件を改良する効果」と表現する。本研究の考え方は、石の構造骨格に影響を与えずに、必要な充填箇所に適量を充填することで石群の場所を固定し、かつ、一体化された石群の重量が増加しないことである。充填材に求める強度や、石との接着性能は従前より小さくすむのでそれほど重要でない。

ガレ場は、粒状土がルーズな状態で堆積した斜面である。粒状土の強度は粒子間の摩擦抵抗とかみ合わせによって発現する。例えば、吉村ら³⁾は、粒状体の内部摩擦角は粒子寸法や粒度分布にほとんど影響を受けないこと、強度定数は粒子形状の影響が最も大きいことを指摘している。野並ら⁴⁾による二次元個別要素法を用いた粒子形状の影響を検討した結果によると、粒子形状が構造骨格（応力を伝える粒子の柱）の形成に影響を与え、粒子間のモーメント力の作用により、複数の粒子が一体となって強度を発揮することで全体の強度を大きくすることを示唆した。ガレ場にも石の構造骨格が存在するため、充填物の存在が粒子の個々の回転を抑制することで角ばった粒子と類似した作用が生じ、モーメント力を伝達しやすくなると推察できる。

ガレ場の斜面勾配は安息角に近い。粗粒材料の安息角の測定方法に傾斜法⁵⁾があり、本研究はこの方法を単純化して斜面上の円柱供試体で扱うことにした。斜面勾配と円柱体の置き方を実験パラメータとして、供試体が動き出す瞬間の挙動を観察することにした。これを転がり実験とよび、動き出す瞬間の勾配を、臨界面角度と表現する。転がり実験の目的をまとめると以下である。

- ・石の単独回転（転倒）を制限する方法を実験的に確認する。
- ・複数の石を対象に、石の幾何学的条件を変化させたときに生じる挙動の変化を実験的に調べる。

また、落石発生源対策でウレタンを用いるには、紫外線劣化を防止する必要がある。石の隙間を充填する材料の劣化に着目し、性能低下を最小限にする方法を以下のように検討する。

- ・屋外暴露試験を想定し、紫外線によるウレタンの劣化程度を実験的に把握する。
- ・紫外線による劣化を最小限に留める手法を見いだす。

3-3. 転がり実験の方法

図-2 に転がり実験の方法を示す。板の上に直径 10cm、高さ 20cm の円柱コンクリート供試体を図のよう

に並べ、板の傾斜を徐々に大きくしていく。板には厚さ $t=6\text{mm}$ の凸部が設けてあるので、傾斜が緩いうちは凸部の抵抗で停止している。供試体が回転して凸部をのり越えるときの動きを動画撮影し、臨界面角度を調べるものである。板の凸部に接する☆印の供試体（key 供試体とよぶ）を一番前に置き、供試体を 2 つ以上並べると、それより後方の供試体が後に続くように移動する。供試体界面には摩擦が生じるので、摩擦の大きさを粘着テープとウレタンを使って変化させた。

図-3 に供試体の並べ方の例を示す。(a)は転がり実験での並べ方で円柱の個数を 2~4 で変化させた。(b)は供試体が回転しないときの滑り出し角度を調べるものである。表-1 は(b)の条件で傾斜角度と供試体の運動をまとめたもので、滑動開始するときの斜面角度を μ で表すと、最大静止摩擦相当の臨界面角度は平均 $\mu = 32.1^\circ$ であった。(c)は供試体単独のときを調べたもので、表-2 に結果をまとめる。凸部 6mm を越えるときの臨界面角度は平均 $\theta = 28.9^\circ$ であった。このことから、最大静止摩擦より小さい角度で供試体が凸部をのり越えること、傾斜角 32° を越えると key 供試体より後方の供試体が回転しなくても滑りだすと推測できる。

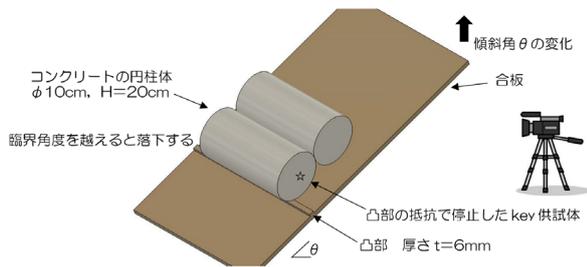


図-2 転がり実験

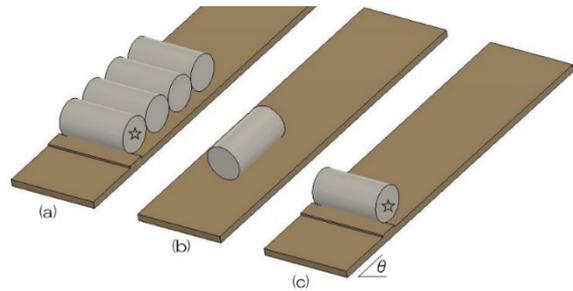


図-3 供試体の並べ方

表-1 最大静止摩擦相当実験(図-3のb)

	試料番号			状態
	1	2	3	
斜面の角度 (degree)	29.3	32.65	31.72	静止
	29.96	33.69	32.64	滑動
平均	32.10			

表-2 供試体単独実験(図-3のc)

	試料番号			状態
	1	2	3	
斜面の角度 (degree)	28.34	28.32	28.27	静止
	28.89	28.88	29.00	回転
平均	28.92			

図-4 に供試体と供試体の接触面の摩擦を変化させる方法を示す。(a)は供試体が接する部分に粘着テープ(幅 15mm)を貼ったものである。接着面積を少なくすることで、摩擦を若干大きくした条件で挙動がどのように変化するかを調べる。(b)は 2 個並べた供試体にウレタンを吹付けたものである。供試体重量に比べて接着力が強いので供試体は回転できない。(c)は供試体表面の一部を削って凹部を設け、凹部に嵌合するウレタンを設けたものである。ウレタンと供試体を接着させなくても、嵌合が存在すれば回転を妨げられる。実際のガレ場は、石の表面を清掃できないため、ウレタンと石の接着が不完全になると予想される。ガレ場では、発泡ウレタンは石の隙間形状にそって成形されるので、嵌合と同じ効果が期待できる。

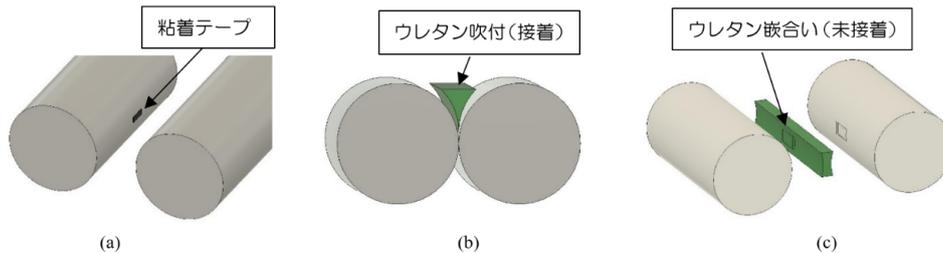


図-4 供試体接触面の変化

3-4. 耐候性試験の方法

耐候性試験ではウレタンを実際の外気に暴露した。暴露期間は令和 2 年 5 月~10 月で、場所は岐阜県の中

山間地である。暴露中の試料表面を観察し、色調の変化、変質の範囲、性状の変化を記録した。写真-3 に耐候性試験の試料と暴露状況を示す。(a)のように紫外線劣化する前のウレタンは薄緑色で、ポリマーセメントモルタルでコーティングした。(b)は0日経過後の試料である。(c)は試料を暴露している状況である。

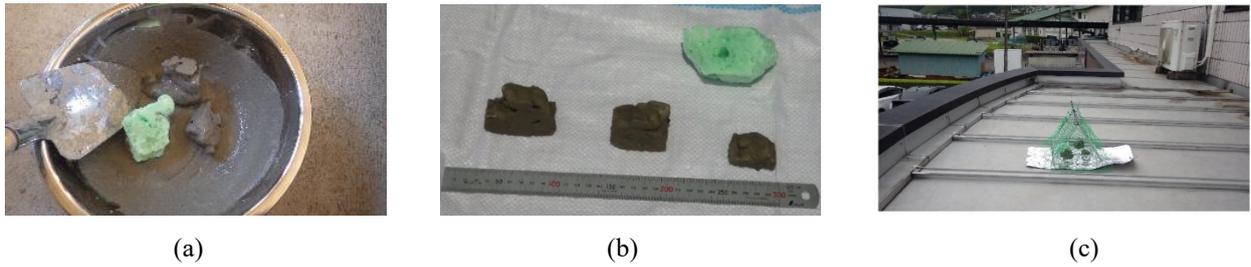


写真-3 耐候性試験の方法

暴露後の試料の性状変化を調べるため、プッシュ・プル試験を実施した。荷重測定に KKmoon 社の SF-50 (プッシュプルゲージ) を用いた。測定範囲±50N、負荷分割値 0.01N、内蔵電池で駆動する小型の装置である。図-5 にプッシュ・プル試験の方法を示す。プッシュ試験は、金属コーン (直径 8.75mm、高さ 6.49mm、先端角度 68°) をウレタンに押し込んで、コーンが完全に押し込まれた時の荷重を測定した。プル試験は、コーティングの表面に引張治具を接着剤で固定し、治具を引いてコーティングが剥がれる時の荷重を調べた。

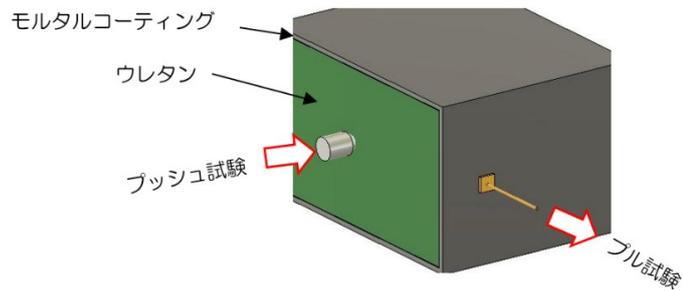


図-5 プッシュ・プル試験

4. 実験結果

4-1. 転がり実験

図-6 は直径 100mm のコンクリート円柱が厚さ 6mm の凸部と接した状態を表している。円柱が 2 個以上のとき、後方の円柱が key 供試体にもたれかかり、中心より少し下方に向かう外力として key 供試体に作用する。また、円柱が回転しないとき凸部をのり越えるのに摩擦が支配する。図-6 の厚さ 6 mm の凸部と円柱が接する点 a と円柱の中心 o を結ぶ線が鉛直のとき、円柱の力のつり合いは水平面上にある状態と同じである。これより斜面勾配が図-3(c)の臨界角 $\theta = 29^\circ$ に等しいとき水平と等価で、それより勾配が大きくなると円柱は斜面下方に向かって転がり落ちる。円柱が回転しない条件では円柱は滑動するしかないので、図-3(b)で求めた最大摩擦角相当の μ を加えた値を越えないと滑りだすことはない。これより $32^\circ + 29^\circ = 61^\circ$ が凸部を回転しないで超えるときの最大勾配になると考えられる。

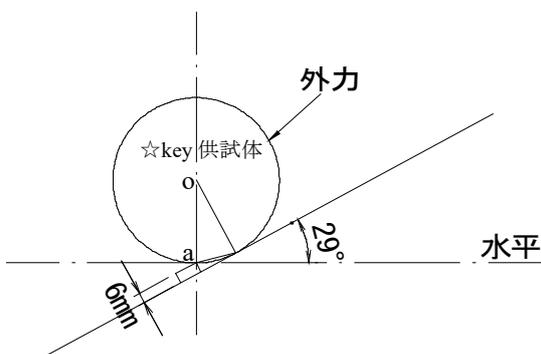


図-6 最大静止摩擦と斜面勾配の関係

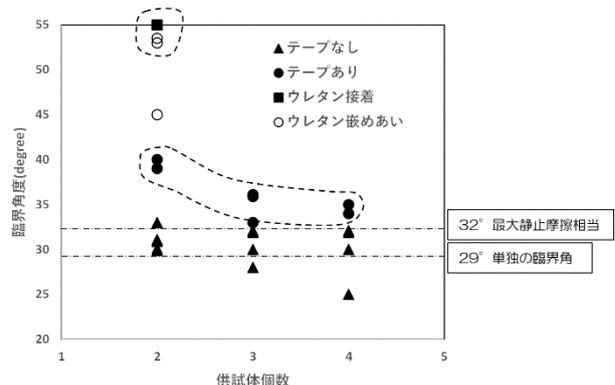


図-7 転がり実験結果

転がり実験の結果を図-7 に示す。横軸に供試体を並べた個数，縦軸に臨界角度をとっている。図中，マーカー○●▲■は供試体どうしの接触面の条件の違いを表す。

供試体個数の影響：供試体を 2～4 個並べた場合，円柱どうしのテープがない▲は臨界角度 $29^\circ \sim 32^\circ$ を示す場合が多く，個数が増えても角度に差が表れにくい。この傾向は図-6 から次のように考えることができる。key 供試体が動き出さないと後方の供試体も回転しないため，後方の供試体は滑動できるか否かの問題となる。key 供試体が凸部を乗り越える角度は 29° であり，回転しないで滑動する勾配 32° より小さい。従って key 供試体にかかる外力（図-6 の矢印，後方から押される力）は $\theta \leq 32^\circ$ のとき滑動による成分が無い状態である。このため，供試体個数の影響がほとんど現れない。

テープの有無の影響：供試体間の摩擦が大きいとき，key 供試体が左回転すると，後方の供試体は右回転する。テープによる摩擦がある●は，▲より摩擦が大きいので key 供試体の回転を妨げ，臨界角度が大きくなる。ただし，供試体個数が多くなると後方から押す力が大きくなり，回転を妨げる効果を上まわる。

ウレタンの影響：ウレタンを充填すると臨界角度は 55° 近くを示すようになり，ウレタンが接着された■と嵌合いの○との差はわずかである。転がり実験で試した範囲において，key 供試体の回転を抑止する嵌合いが存在すればよいので接着力は影響しない。ウレタンが充填されたときの臨界角 55° は，図-6 から推測した最大角度 61° より小さい。小さくなる理由として，ウレタンがたわむので剛体と異なること，その結果回転中心がわずかに移動し，最大静止摩擦を発揮する前に力が逸れて滑りだすこと等が挙げられる。

図-8 に動き出した直後の供試体を模式化する。key 供試体★が左回転で凸部を乗り越える瞬間を調べると，後方の供試体も(a)(b)(e)に示す左回転で移動する，(c)(f)右回転する，(f)回転しないで滑落する，(d)回転しないで浮上る挙動が組み合わさるようである。(d)はウレタンを充填した際の挙動で，後方の供試体が浮き上がるとともにウレタンが若干たわむ。回転が同じ方向になる挙動は，供試体間の摩擦が小さい場合のみと考えられる。右回転や浮上るものは摩擦が比較的大きいときに表れる。右回転や浮上る供試体の位置は key 供試体のすぐ後ろである。いずれのケースも key 供試体が少し回転することで凸部をのり越え，後方の供試体が連なって落下する。凸部が壊れない条件では，key 供試体の回転によって臨界角度が決まる。

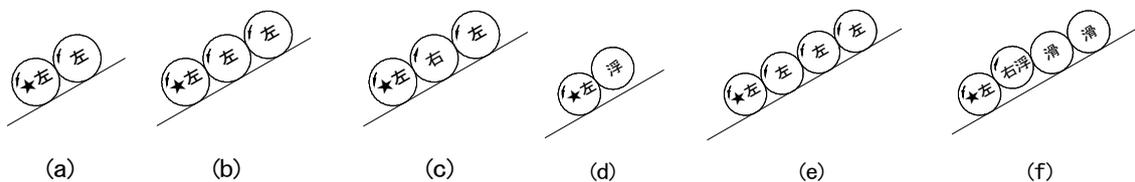


図-8 動き出し直後の供試体

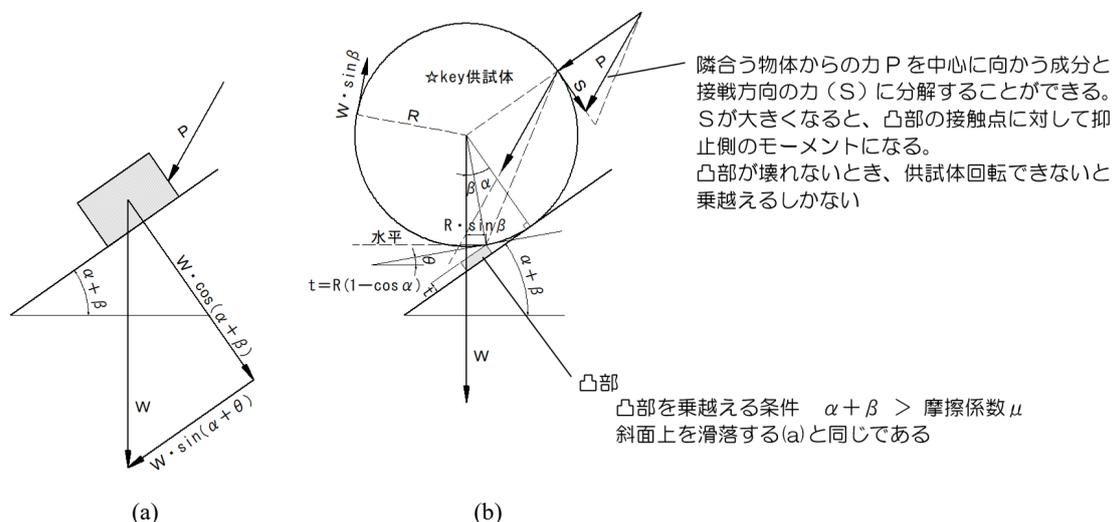


図-9 key 供試体における力のつり合い

図-9に key 供試体作用する力のつり合いを示す。(b)が凸部に接する半径 R の円柱供試体，(a)は斜面上を滑落する物体のモデルである。(b)は key 供試体が凸部との接点を中心に左回りに回転しようとする。供試体の重量を W ，角度 α と β を図-9のように定義すると $W \cdot R \cdot \sin \beta$ が自重による回転モーメントである。この回転力とつり合う力を供試体接線方向力で表すと $W \cdot \sin \beta$ なる。乗り越える瞬間の β を微小と考えると， $W \cdot \sin \beta$ は小さい。次に，後方の供試体から key 供試体に作用する力 P について考える。 P を法線方向と接線方向 S に分けて考えると，key 供試体と後方の供試体を接着して回転を抑止する効果，もしくは嵌合で回転を抑止する効果として発揮するのがウレタン充填の作用であり，接線方向の力 S を大きくする。ただし S の大きさには後方の石の重量と形状で決まる限界があるはずである。接線方向の力が大きくなると， P は回転中心にとって右回りのモーメントとして作用するようになる。凸部の厚さを t としたとき， $t = R (1 - \cos \alpha)$ の関係が成り立つ。 $t = 6\text{mm}$ ， $R = 50\text{mm}$ としたとき $\alpha = 28.3^\circ$ となり，図-6の臨界角 $\theta = 29^\circ$ に近い。key 供試体が回転できなければ， $\alpha + \beta$ と図-6の最大静止摩擦相当 μ との大小関係で初動が決まる。これは斜面上を滑落する問題(a)と類似の問題である。転がり実験の結果は，key 供試体の寸法と斜面勾配，凸部の高さから求まる幾何学的条件でほぼ決定する。このような作用を発揮するには，凸部に該当する石と key 供試体，後方の供試体にある隙間をウレタンで充填すれば良い。この考え方に基づくと，ウレタン充填によってガレ場の構造骨格を維持することが重要であると推測できる。

4-2. 耐候性試験

暴露した試料の経時変化を確認した。写真-4に外観と断面の経時変化を示す。(a)は暴露開始13日経過した状態である。この時点でコーティングされていない試料の変色を確認できる。写真に示すように，試料は一方向のみから直射日光があたり続ける条件にはない。(b)は146日経過した試料である。比較のため，中央に紫外線をあてていない試料を置いた。コーティングしない試料はキツネ色に変色し，表面に触れると粉状のウレタンが付着する。(c)は暴露後の試料断面である。コーティングは薄いところで厚さ1mmに満たないが，内部にはほとんど変色が認められない。(d)は暴露後のコーティングされていない試料である。色調が変色した深さは最大5mm程度であった。146日の暴露において，紫外線で劣化する範囲は表面付近に限られる。(e)はコーティング表面に生じたひび割れである。ひび割れの原因はコーティングの乾燥収縮か，ウレタンとの線膨張係数の違いが疑われる。(f)はひび割れが及ぼすウレタンへの影響で，ひび割れの下側が少し変色している。ひび割れから日光（紫外線）が入った可能性がある。

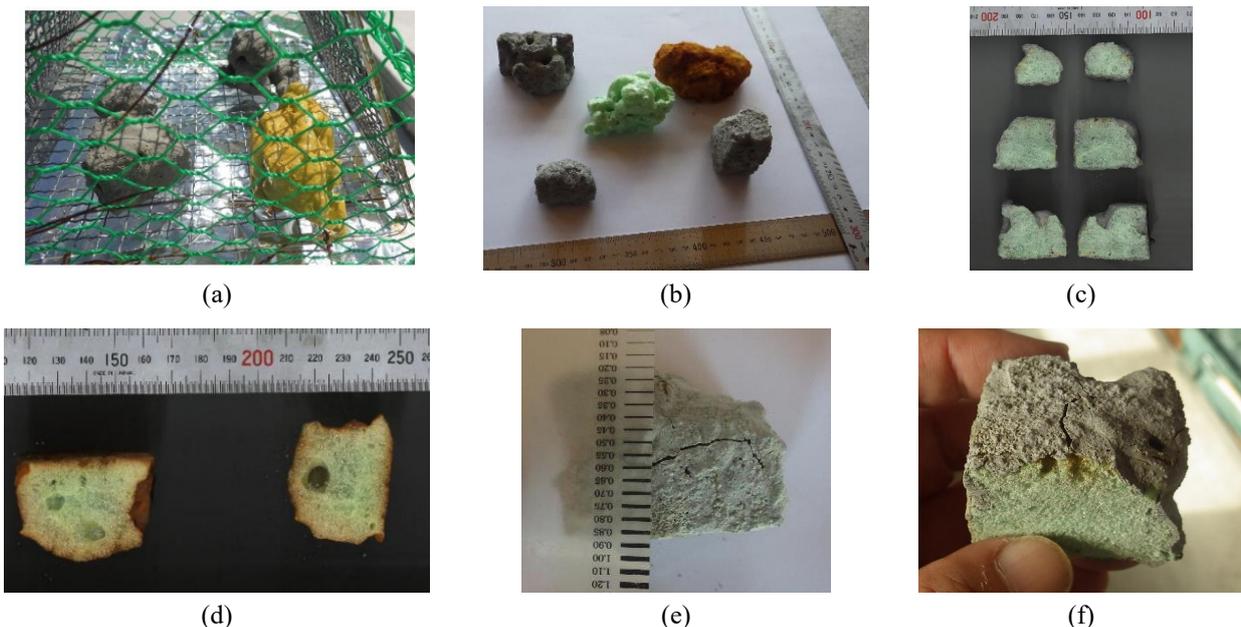


写真-4 耐候性試験の試料

表-5 プル試験の結果

CASE	暴露	破壊の有無	荷重 (N)	面積 (mm ²)	応力 (N/mm ²)
1		○	3.80	180.9	0.021
2		○	28.71	153.0	0.188
3			49.03	112.5	0.436
4		○	45.09	90.2	0.500
5			49.03	91.1	0.538
6			49.03	112.6	0.436
7		○	36.71	83.2	0.441
8			49.03	123.0	0.399
9	○		49.03	246.9	0.199
10	○	○	45.09	267.7	0.168
11	○		49.03	132.7	0.370
12	○		49.03	185.6	0.264
13	○	○	36.71	115.4	0.318
14	○		49.03	176.7	0.278

表-6 プッシュ試験の条件と結果

CASE	試験条件				試験結果 荷重(N)
	暴露	コーティング	载荷ポイント		
			切断面	表面	
1			○		6.208
2			○		5.521
3				○	5.698
4	○			○	3.844
5	○			○	7.325
6	○			○	6.629
7	○			○	7.541
8	○			○	10.571
9	○		○		10.552
10	○		○		9.561
11	○	○	○		6.933
12	○	○	○		5.217
13	○	○	○		13.190
14	○	○	○		9.277
15	○	○	○		12.690
16	○	○	○		9.934

表-5 にプル試験, 表-6 にプッシュ試験の CASE 番号と試験条件を示す。表-5 の CASE1~8 が暴露試験前, CASE9 以降が暴露試験後の試料である。破壊の有無欄に○印がないのは, プッシュ・プルゲージの最大値を超えたことを表している。表-6 の CASE1~3 が暴露試験前, CASE4~10 がコーティングされていない暴露試験後の試料, CASE11~16 がコーティングされている暴露試験後の試料である。载荷ポイントのうち切断面欄に○印がある CASE は, 試料を切断した断面にコーンを圧入した結果である。表面欄に○印がある CASE は紫外線に変色した面での試験結果, もしくは CASE3 は劣化していないウレタン表面に圧入した結果である。

図-10 と図-11 はプル試験結果である。図-10 の縦軸は引張荷重, 図-11 の縦軸は付着応力である。図中, カッターの影響ありとして囲んだ2つの値は, 試料に切込みを入れて破壊範囲を限定しようとした値である。値が小さい CASE1 は切込みを入れる作業で, コーティング・コーティングとウレタンの界面・ウレタンの組織に影響を与えたと考えられる。CASE3 以降は切込みを入れてない。その結果, 小さい試験荷重が無くなり, プッシュ・プルゲージの最大 50N に達するものが増えた。プル試験で確認した破壊はウレタン内部で生じており, 凝集破壊である。コーティングとウレタンの界面で破壊しないことから, 暴露による付着力の低下は認められない。破壊面積は剥がれたウレタンの面積(射影面積)を計測した。荷重を面積で除して応力としているが, 50N を超える荷重は計測していないので荷重も応力も参考値である。

図-12 にプッシュ試験の試験結果を示す。このうち○で囲んだ CASE4 は荷重が小さい。紫外線で劣化した影響が表れた唯一の CASE である。CASE4 を除くと圧縮荷重はいずれも 5N~13N を示す。コーティングの有無による差がないので, ウレタンそのもののバラつきが表れていると考えられる。これらのことから暴露によって, 表面の性状が変わっても, 内部まで影響しないと推測できる。

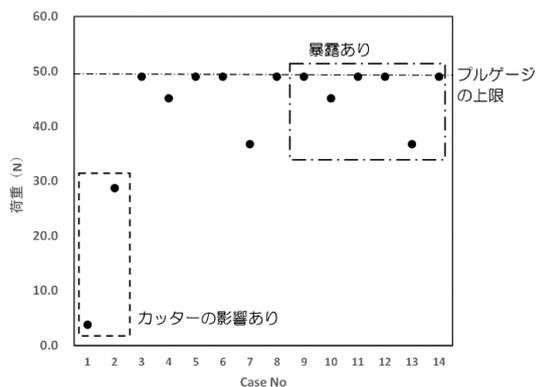


図-10 プル試験の結果 (荷重)

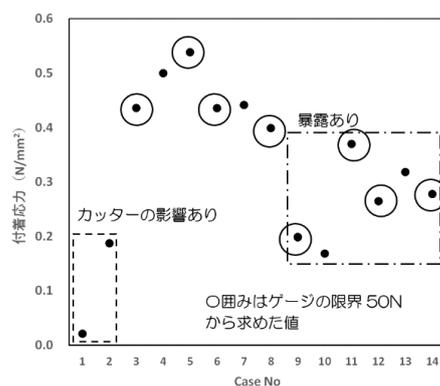


図-11 プル試験の結果 (応力)

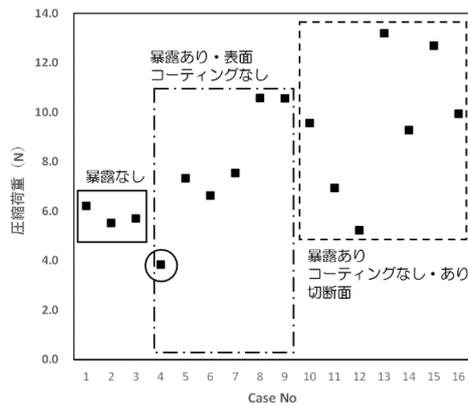


図-12 プッシュ試験の結果

5. おわりに

円柱を用いた転がり実験により、key 供試体とした石と、その後方に連なる石の相互関係を明らかにした。石群の隙間にウレタンを充填すると、粒子間に作用するモーメントを伝えやすくする効果が生じる。これは丸い形状を角ばった形状に変えるような効果であり、ガレ場に存在する石の構造骨格を壊れにくくする作用として期待する効果である。本研究の成果を以下にまとめる。

- ・ 供試体どうしの摩擦を大きくすると臨界角度が大きくなるのは、供試体の接点に作用する力の方向が変化して、モーメントを伝達する能力が増加するからである。
- ・ 供試体が回転できないと臨界角度の増加が顕著になる。これは、凸部を滑動で乗り越える挙動に変化するからである。ウレタンと供試体が接着していると石の形状が変化する効果が大きくなる。また、接着していなくても、嵌合するようにウレタンが充填されると接着と同程度の効果が望める。
- ・ ウレタンは、ポリマーセメントモルタルで表面を薄く被覆すると、4 か月程度屋外で暴露した供試体であっても、紫外線劣化するのを抑えることができる。また、コーティング材の付着力低下もほとんど見られない。適切な方法でウレタンの紫外線劣化を防止することができれば、ウレタンを隙間に充填することで生じる石の形状が変化する効果の経時変化を小さくできると考えられる。
- ・ ポリマーセメントモルタルでコーティングする方法は、コーティング材とウレタンとの体積変化の違いによるひび割れが生じる場合がある。4 か月程度の暴露実験環境において、ひび割れによる影響は限定的であり、コーティング材とウレタンとの付着力変化、圧縮強度の変化に差が見られない。実際の構造物では、暴露環境として本研究よりも紫外線照射が少ないと考えられるので、ある程度の対策により、耐久性確保が可能と考えられる。

参考文献

- 1) 岐阜大学工学部社会基盤工学科 地盤工学研究室：落石防護対策の落石調査・設計方法および工法選定に関する実態調査について 令和2年5月（インターネット資料）
- 2) 財団法人土木研究センター，現場発泡ウレタン超軽量盛土工法設計・施工マニュアル，平成20年4月．
- 3) 吉村優治・小川正二：粒状体の間隙比およびせん断特性に及ぼす一次性質の影響，土木学会論文集 No.487/III-26 1994.3
- 4) 野並賢・加藤正司・吉村優治・前田健一・山本修一：粒状体の変形・強度特性に与える粒子形状の影響に関する二次元個別要素法による検討，土木学会論文集 No.799/III-72，2005.9
- 5) 松倉公憲・恩田裕一：安息角 定義と測定法にまつわる諸問題，筑波大学水理実験センター報告 No.13 1989

砂防堰堤上流部の崩壊斜面の変状の進行に関する調査

岐阜大学工学部 正会員 ○沢田和秀
岐阜県県土整備部 小原 到

1. はじめに

平成 30 年 7 月および令和 2 年 7 月、全国的に豪雨被害が報告され、岐阜県内でもいくつかの地域で大きな被害を受けた。令和 2 年 7 月豪雨は、日本付近に停滞した前線の影響により各地で大雨となり、長野県内や高知県内で総降水量 2,000mm を超える地域があり、全国各地で 24 時間、48 時間、72 時間降水量が観測史上 1 位の値を超えた。岐阜県内においても、両年ともに多くの降雨が記録され、それぞれに対して豪雨災害検証報告書¹⁾がまとめられた。報告書によると、いずれの豪雨記録でも、高知県と岐阜県が総降水量 1,000mm を超えている。また、岐阜県内の降水量に目を向けると、例えば今回対象とする郡上市ひるがの²⁾では、図-1 に示すとおり、両年における同地点での降水量の累積に大きな違いが記録されている。平成 30 年は短期的な高強度降雨、令和 2 年は継続的な高強度降雨であった。

本報告では、平成 30 年 7 月豪雨をきっかけに砂防堰堤上部の斜面が崩壊した事例に注目した。平成 30 年 7 月の崩壊³⁾では、砂防堰堤等の効果によって人的被害は生じなかったが、その後令和 2 年 7 月豪雨によっても同箇所の崩壊が拡大し、さらなる土砂が下流に影響をおよぼす可能性が予想されたため、周辺の安全を確保するとともに、その後の対応を目的に種々の調査が行われたので、その内容を報告する。対象箇所は岐阜県郡上市大和町の奥田洞谷である。

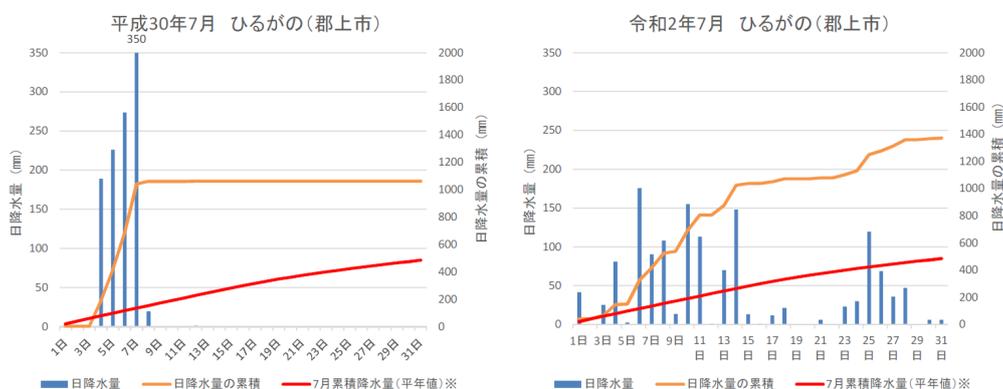


図-1 平成 30 年 7 月と令和 2 年 7 月の降水量比較（郡上市ひるがの）²⁾

2. 豪雨による斜面崩壊

2.1 奥田洞谷における平成 30 年 7 月の崩壊概要

今回対象とする郡上市大和町の奥田洞谷は、流域面積 0.094km²の溪流で、平成 30 年 7 月豪雨によって、砂防堰堤上部斜面が崩壊した。平成 30 年 7 月 4 日から 8 日にかけて、最寄りの白鳥観測所において連続雨量 946mm、時間最大雨量 46mm を記録した。8 日には、溪流の最上流部における山腹崩壊を源頭部とした土石流が発生したが、谷出口に設置されている砂防堰堤（昭和 50 年 9 月竣工）により約 4000m³の土砂が捕捉され、堰堤下流域では流路工の効果により、大きな被害とならなかった⁴⁾。このことは、国土交通省⁵⁾によって、施設効果の良例として広報された。発災後、堆積土砂の除去後、堰堤直上流に鋼製砂防牛柵水制工が設置された。また、恒久対策として公共通常砂防事業によって、令和 2 年度からの既設堰堤の嵩上げ等が計画

されていたが、それ以外の対策を待たず、令和2年7月豪雨で同斜面が崩壊し、土砂が流下した。運良く、堰堤により下流には流出しなかったため、これについても良例として報告された⁶⁾。

2.2 令和2年7月の崩壊概要

令和2年6月11日、時間雨量20mmの降雨の後、現地の点検により、平成30年に崩壊した斜面の上部に地すべり性の滑落崖が発見された。落差が4mに達するほどの滑落崖が約70mに渡り円弧状に存在しており、大規模な崩壊が予察される状態だった。これらの変状の発見後、頂頭部の滑落崖にブルーシートにより雨水等の流入を防止するとともに、伸縮計、傾斜計の設置と監視カメラ及び光波測距儀による24時間体制の定点観測が開始された。これらのモニタリングデータをもとに、監視と避難体制の充実が図られた。

6月30日からの断続的な降雨により、地滑りの挙動は一層激しくなり、7月7日朝には伸縮計の観測値が時間10mmを超過し、避難指示が発令された。その後、8日9時に362mmが計測されたのを最後に同33分に崩壊し土石流化した(図-2)。このとき、堰堤堆砂敷に設置した鋼製砂防牛柵水制工が土石流の流勢を減じ、上流の溪流内に土石を堆積させたことで、約3,000m³を捕捉し、下流への大規模な土砂流出を抑制した効果が確認された⁴⁾。

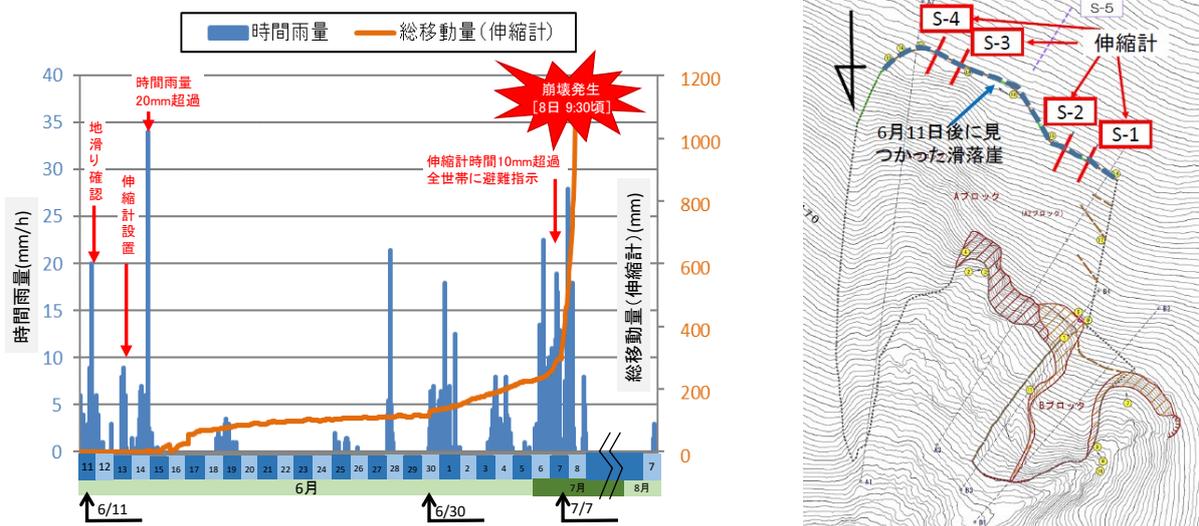


図-2 降雨量と伸縮計の関係⁴⁾ (岐阜県資料に加筆)

3. 滑落崖発見後の調査

3.1 3次元的な地形変状の把握

6月11日に滑落崖確認後、周辺の拡がりおよび見落としの防止を懸念し、ドローンレーザーによって溪流の測量が実施された。また、平成30年7月の崩壊前後の当該箇所の変状を確認するために、周辺の航空レーザー測量データの存在を調査したところ、平成25年度に国土交通省中部地方整備局越美山系砂防事務所により計測されたデータが存在したため、比較のために可視化した。平成25年度の点群データ密度は1.0mとされている。6月に実施したドローンレーザー測量は、RIEGL社のmini-UAVが使用され高密度の点群を得た。

図-3に、対象箇所のレーザー測量データを時系列で示した。左から、平成25年度に越美山系砂防事務所により計測されたデータ、令和2年6月に崩壊地上部にクラックが発見されたときのデータ、7月の崩壊後のデータである。崩壊後のデータ取得も、6月と同様に、RIEGL社のmini-UAVが使用された。また、図-4は、令和2年6月の図を拡大し、6月に発見されたクラックを黄色の曲線、平成30年7月に崩壊したと推察される滑落崖を赤色の曲線で示した。図-3および図-4で示した点群の可視画像は、点群ビューソフトMicre⁷⁾を使用した。

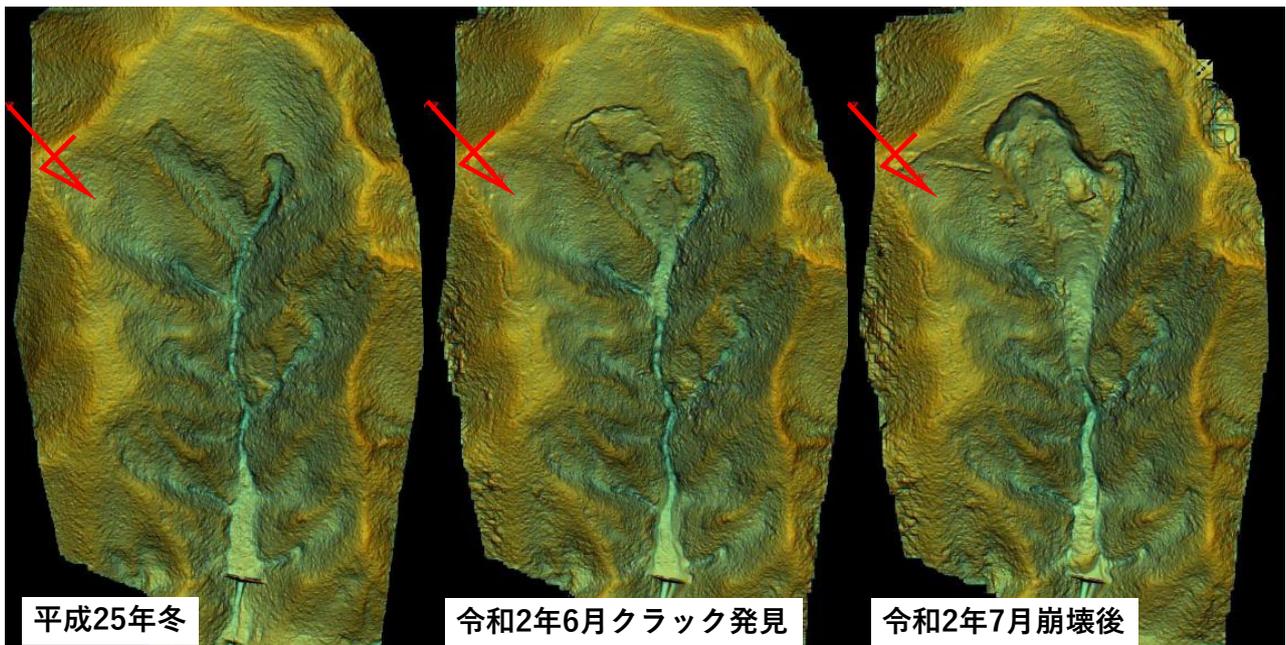


図-3 3 時期のレーザー測量データの陰影図

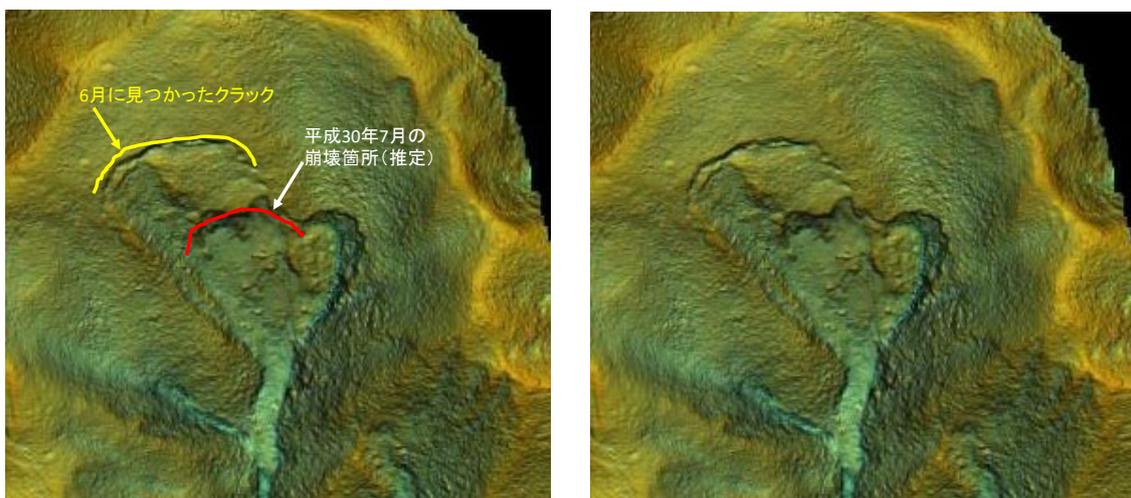


図-4 令和2年6月に滑落崖が見つかった状態の陰影図

平成30年7月の豪雨によって斜面が崩落したメカニズムは不明であるが、図-4左図に示した赤色線は、平成30年7月の豪雨によって崩壊したであろう滑落崖で、その影響によって緩み領域が斜面上部に進展し、黄色線で示した滑落崖が発生したと考えられる。黄色線で示した滑落崖の発生に結びつく現象として、平成30年7月の豪雨による崩壊による応力解放と考察できる。図-4右図は、左図の赤色線および黄色線部分の詳細が見やすいように併載した。

大きな滑落崖が形成されていることから、それより下部の土塊が崩壊することは明らかであり、崩壊した土塊が降雨等により土石流化した場合を想定し、下流域への影響を極力小さくするとともに、降雨があった場合の避難時間の確保などを考慮する必要がある。図-5は、溪流を縦断する側線を仮定し、さらに5mピッチの横断線を描写することにより、傾斜の緩急と谷部の開度を調査した。この情報は、強靱ワイヤーネットの効果が高いと考えられる設置箇所の検討に活用された。強靱化ネットは、下流域の安全性の向上だけでなく、既設堰堤の嵩上げ工事の安全確保にも大きな効果が期待できる。図-5の調査側線は、土石流センサー設置箇所の選定にも利用された。また、平成25年の越美山系砂防事務所による測量による詳細な地形データは、資材搬入経路の検討などにも活用された。

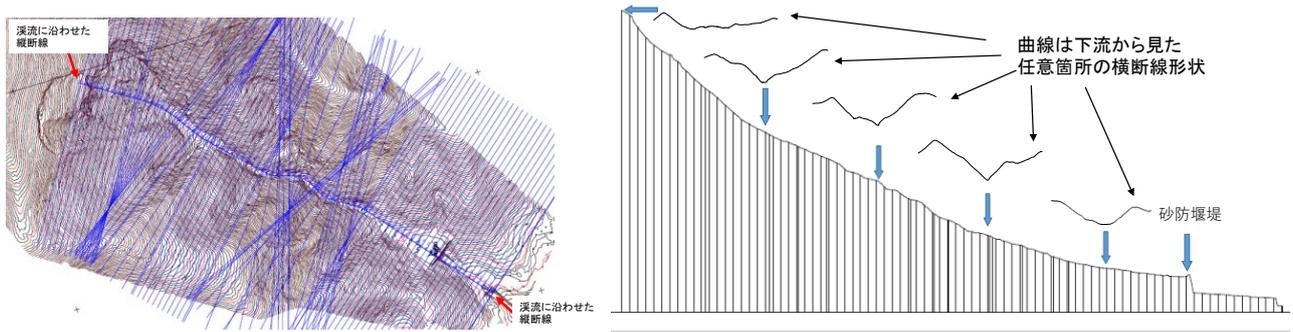


図-5 滑落崖発見後の縦横断図のイメージ

3.2 滑落崖上部の地盤内調査

6月11日に発見された滑落崖の上部は、緩みによる崩壊拡大の危険性があった。そこで、ボーリング調査のためのモノレール仮設に先行し、滑落崖上部の地盤内状況の把握のため、物理探査および小型動的コーン貫入試験が実施された。

ここでは、2次元表面波探査⁸⁾による地盤内のS波（せん断波）速度分布と牽引式電気探査⁹⁾による比抵抗分布の把握および小型動的コーン貫入試験による地盤の固さ（N値）を調査した。また、小型動的コーン貫入試験を実施した後の孔に小径の塩ビパイプを設置して、地山内部の地下水位を計測する観測孔とした。調査位置を図-6に、実施数量は表-1に示した。

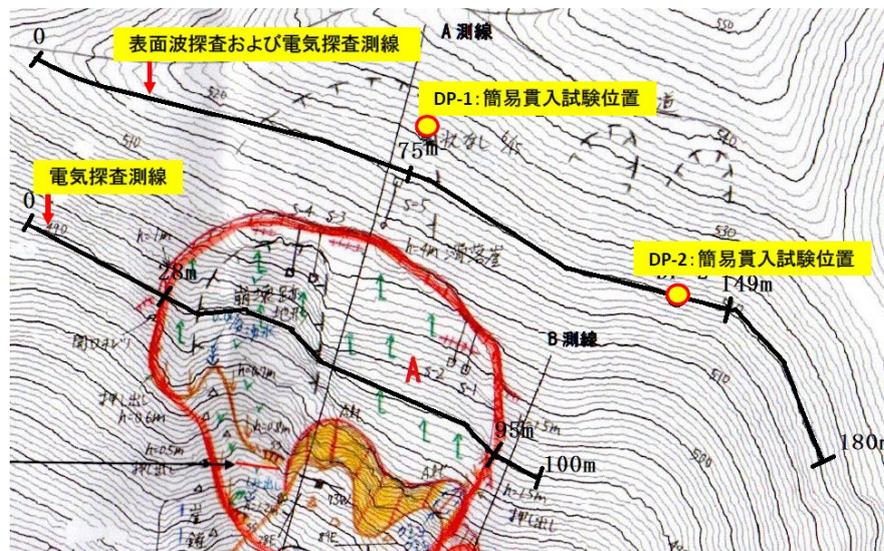


図-6 物理探査および小型動的コーン貫入試験位置図

表-1 調査実施数量一覧表

調査方法	調査数量	備考
2次元表面波探査	地すべり上段, L=166m	7/3日実施
牽引式電気探査	地すべり上段, L=180m	7/3日実施
	地すべり横断, L=100m	7/3日実施
小型動的コーン貫入試験	DP-1, 地すべり上段, 1箇所	貫入長 4.14m, 7/15日実施
	DP-2, 地すべり左側面, 1箇所	貫入長 2.85m, 7/15日実施
水位観測孔設置	DP-1 と DP-2 の 2 箇所	7/15日実施

滑落崖上部で実施した2次元表面波探査によるS波速度分布図を図-7に示す。また、滑落崖上部と地すべり横断部で実施した牽引式電気探査による比抵抗分布図は、それぞれ図-8および図-9に示す。地すべり横断部では、2.5mダイポールケーブルを用いた計測のみ実施しており、探査深さは4m程度に留まっている。

小型動的コーン貫入試験は、7月8日の崩壊後の7月15日に実施した。図-10には、試験結果より得られた、標準貫入試験N値と等価なNd値による貫入曲線を示した。また、貫入試験孔を使用し、直径16mmの塩ビパイプ（ソケット外径32mm、有孔径3mm@10cm毎千鳥4列配置）を設置し水位観測孔とした。水位の計測は、手測り（任意）したが、試験時の貫入孔およびその後の水位観測孔に地下水位は確認されなかった。

2次元表面波探査によるS波速度分布図について、寒色はS波速度が速く、暖色は遅い。また、電気探査による比抵抗分布では、電気を通しやすければ比抵抗は小さくなる。つまり、鉄や金などの良導体を含む鉱床や水、粘土などの比抵抗は小さく、花崗岩や砂岩は一般に比抵抗が大きくなる。

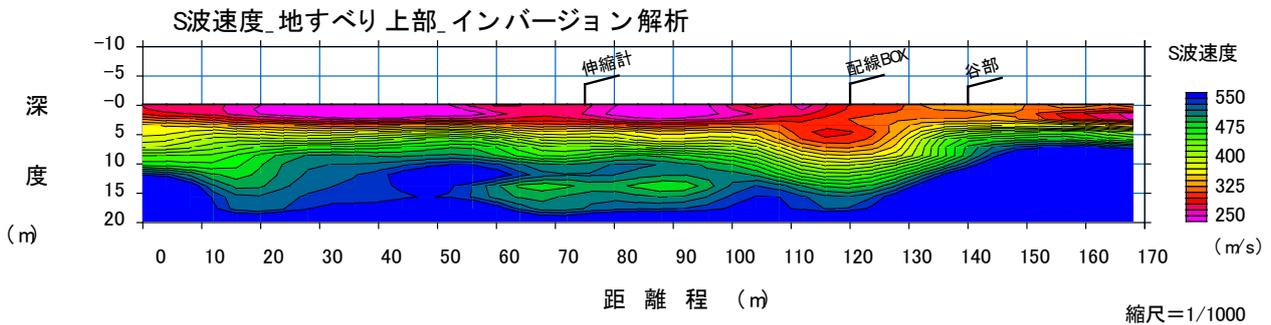


図-7 2次元表面波探査によるS波速度分布図

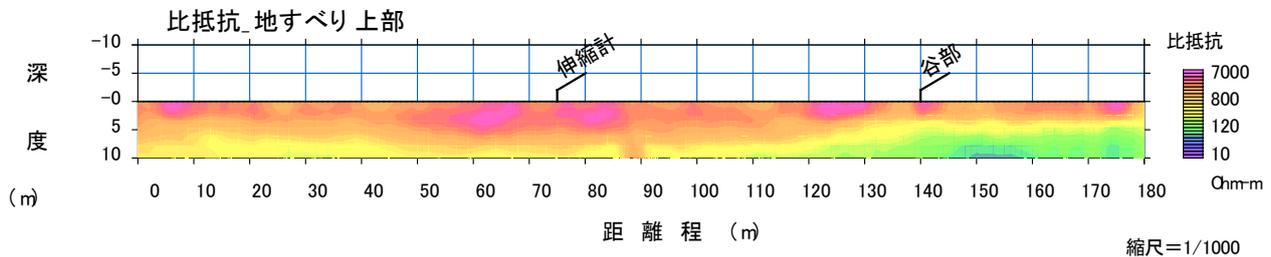


図-8 牽引式電気探査による比抵抗分布図（滑落崖上部）

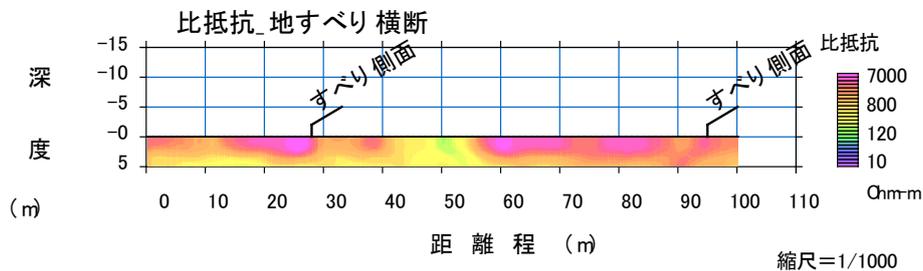


図-9 牽引式電気探査による比抵抗分布図（崩壊地内を横断）

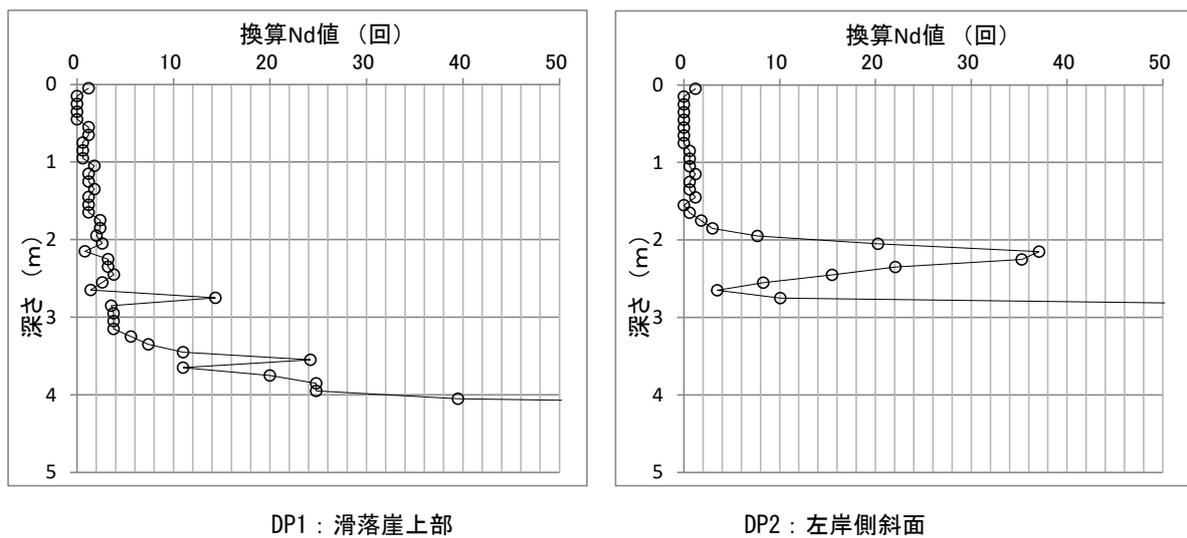


図-10 動的コーン貫入試験結果

両物理探査の結果から、以下のことが把握できた。

- ・ 比抵抗は全体的に高い。谷部の比抵抗では深さ 4m 以深で 200 Ω m 以下となる。この部分は、新鮮な岩盤の比抵抗を表すと考えられる。
- ・ S 波速度は、全体的に 200m/s 以上を示す。赤色で示す S 波速度 300m/s 以下の分布は、深さ 5~10m で測線 105~135m 付近で最も厚い。これは、風化帯を示すと考えられる。
- ・ 図-6 の地すべり主測線（伸縮計）付近では、深さ 6m 付近まで S 波速度は 250~350m/s とやや低い値であるのに対して、比抵抗が非常に高い値を示す。これは、風化帯の間隙率が高い状態（砂礫状）を表すと考えられる。地すべり土塊も同様に地下水は賦存していないと判断される。
- ・ このような、間隙率の大きな風化帯への水の浸入は地すべりを助長する危険性があることから、ボーリング調査や貫入試験による岩質ならびに地下水の賦存状況の確認が必要である。

また、小型動的コーン貫入試験の結果から、以下のことがわかった。

- ・ DP-1 地点では GL-3.5m 付近まで Nd 値が非常に低い値を示すことから、風化ならびに緩み領域と考えられる。
- ・ DP-2 地点も 2m 付近まで Nd 値が非常に低い値を示すことから、状態として極めて緩い。
- ・ 風化領域としてはやや厚くトップリングによる緩み領域の進行が懸念される。
- ・ 試験時の貫入孔およびその後の水位観測孔に地下水位は確認されなかったことから、水の侵入を許しやすく、深部に浸透しやすいと考えられる。

3.3 7月8日以降の滑落崖下の湧水

2.2 で示したとおり、7月8日に滑落崖下部の土塊が崩壊した。全体の様子は、図-3 および図-4 の微地形表現図で示したとおりである。その際、ドローンによる写真撮影と同時に熱赤外カメラによる撮影も実施された。図-11 に、熱赤外面像を示す。相対的に暖色系は温度が高く、寒色系は低いことが表現されている。図-11 左図は、源頭部付近の全体像で、図-11 右図は、滑落崖から湧水が見られる部分を拡大したもので、湧水が二層になっていることがわかるが、熱赤外面像は、温度情報を可視化しているのみであるため、具体的な湧水箇所を特定しにくい。そこで、図-12 左図は、図-3 で示したドローンレーザー測量によって得られた等高線を熱赤外に重ねた。図-12 右図は、滑落崖下で湧水が見られる箇所について図-12 左図を拡大した。標高 510m 付近の滑落崖の肩から約 15m 下と約 20m 下で、二層になって湧水が見られることから、それぞれの湧水箇所の下層に透水性の低い地質が存在する可能性が考えられる。

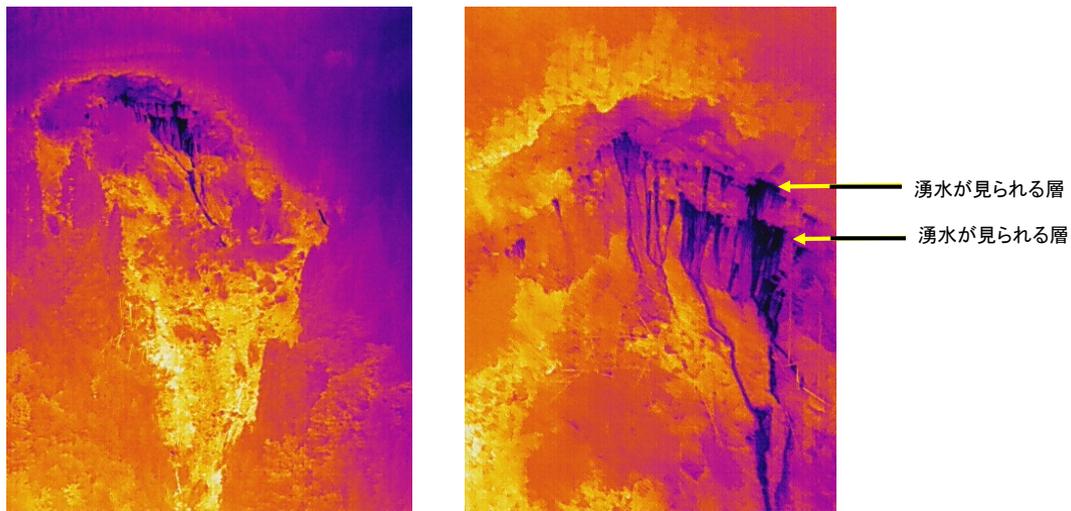


図-11 熱赤外画像による滑落崖の湧水状況

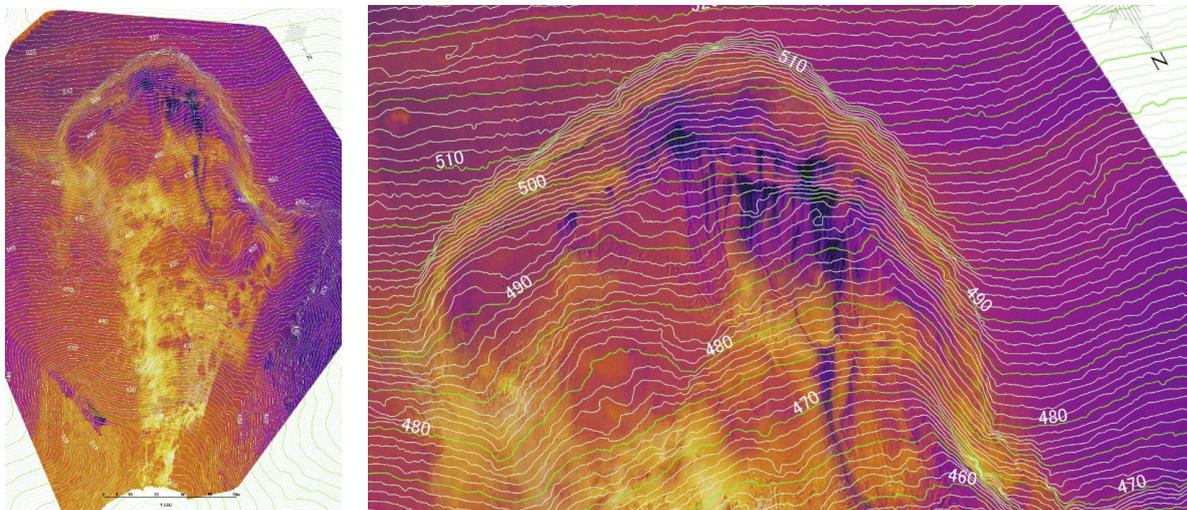


図-12 滑落崖の熱赤外画像による湧水状況と等高線の重ね合わせ図

3.4 その他の情報

これまでに示した以外にも、一般的に公開されている情報が使われた。ミクロな情報は現地で調査、確認することが必要であるが、マクロな視点や多角的な視点で考察する際有用である。それらを一部紹介する。

国土地理院地図による地形図および空中写真¹⁰⁾は、全体的な地形や過去の空中写真によって地形変遷の経緯を調査できる。ジオランドぎふ¹¹⁾は、表層地質を大まかに把握するのに役だった。ちなみに、岐阜県外を検討する場合は、地質図 Navi¹²⁾が有効である。地すべり地形マップ¹³⁾は、周辺の地すべり等の状況を確認した。また、活断層データベース¹⁴⁾では、近辺で当該地の地形形成に影響しそうな活断層を確認した。その他、公共測量実施情報¹⁵⁾では、図-3 で示した、平成 25 年に越美山系砂防事務所により実施されたレーザー測量に関する情報を得た。

4. おわりに

6 月 11 日に滑落崖確認後、7 月 8 日の崩落直後までに実施した調査のうち、特徴的なものを紹介した。崩落後は、当初モニタリングのために設置していた機材が流出したため、伸縮計の再配置、主側線を中心としたボーリング調査によるすべり面の推定、ボーリング孔を利用した孔内ひずみ観測、水位観測などの調査が実施され、復旧事業が進められている。

ドローンによるレーザー測量および写真と熱赤外撮影は、調査対象の重要度によるが、情報を得るだけでなく、それらを既存情報と組み合わせることでより有効なデータとして活用することができる。周辺の詳細地形を把握することで、ボーリング調査の位置決めや、資材搬入経路の検討など、効率的な作業だけでなく、工事の安全を確保するためにも利用できる。特に、今回のような降雨およびその浸透に起因する地すべり現象では、地下水や湧水の状況把握は重要であるため、熱赤外画像によって等高線とともに滑落崖表面に示された湧水位置は有効であった。この情報は、今回はレーザー測量データと熱赤外画像の組み合わせであったが、崩壊箇所が裸地であれば、写真測量による地形解析情報であっても適用できる。いずれの情報も、これまでに実施されている基本的な復旧工事を変更するようなものでなく、効率化する、確度をあげる、安全性を向上させるといった、踏査やボーリング調査等の工程を手助けするために利用できる手法として紹介した。本事例が他事業での利用につながれば幸いと考える。

謝辞

本報告をまとめるにあたり、岐阜県県土整備部砂防課および岐阜県郡上土木事務所には貴重な情報を多数使わせていただいた。謝意を表するとともに、適切な復旧作業が安全に行われるよう祈念する。

参考文献

- 1) 岐阜県, 平成 30 年 7 月豪雨災害検証委員会, 平成 30 年 7 月豪雨災害検証報告書, 平成 30 年 8 月
- 2) 岐阜県, 清流の国ぎふ防災・減災センター, 岐阜県令和 2 年 7 月豪雨災害検証報告書, 令和 2 年 9 月
- 3) 田中隆文, 土屋 智, 湯川典子, 古田 清, 中澤耕司, 2018 年 (平成 30) 7 月の長雨により岐阜県郡上市で発生した山腹崩壊と崩土の流出, 災害報告, 砂防学会誌, Vol. 71, No.5, p.38-42, 2019.
- 4) 小原到, 住民及び地元自治体と連携した警戒避難体制の構築, 砂防と治水 258, Vol.53, No.5, p16-21, ISSN0288-2124, 2020.12.
- 5) 国土交通省, 水管理・国土保全局所管事業の事業効果, <https://www.mlit.go.jp/river/kouka/jirei/pdf/148.pdf>, (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)
- 6) 国土交通省, 水管理・国土保全局所管事業の事業効果, <https://www.mlit.go.jp/river/kouka/jirei/pdf/224.pdf>, (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)
- 7) 中日本航空株式会社, 点群ビューワ Mierre, <https://www.nnk.co.jp/research/product/software/mierre.html>, (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)
- 8) 林 宏一, 鈴木晴彦, 齋藤秀樹, 人工震源を用いた表面波探査の開発とその土木地質調査への適用例, 応用地質技術年報 No.21, p.9-39, 2001.
- 9) 小西 千里, 林 宏一, 牽引式電気探査による河川堤防の非破壊調査, 全地連「技術 e-フォーラム 2007」札幌, 2007.
- 10) 国土地理院地図: <https://maps.gsi.go.jp/> (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)
- 11) 岐阜県地学調査会, ジオランドぎふ: <https://geo-gifu.org/geoland/> (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)
- 12) 地質図 Navi: <https://gbank.gsj.jp/geonavi/> (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)
- 13) 防災科学技術研究所, 地すべり地形マップ: <http://www.j-shis.bosai.go.jp/map/> (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)
- 14) 産業技術総合研究所, 活断層データベース: https://gbank.gsj.jp/activefault/index_gmap.html (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)
- 15) 国土交通省公, 共測量実施情報: https://psgsv2.gsi.go.jp/kouhyou/Kouhyou_KoukyouSokuryou/Kensaku10.aspx (最終閲覧日 2021 年 4 月 1 日)

落石発生源の机上抽出と UAV レーザデータの密度に関する考察

東海旅客鉄道株式会社

梅村日菜

岐阜大学工学部

国際会員

沢田和秀

中日本航空株式会社

正会員

○小野貴稔

千田良道

長崎秀之

1. はじめに

道路防災対策調査において、従来の斜面調査に加え航空レーザ測量データ（以下「LP データ」とする）を加工した微地形表現図が活用されつつある。LP データは、樹木の枝や幹の隙間を通過し、地表面の精密なデータを取得することで従来の地形図と比較して高精度な地形図を作成することができ、利用時の正確性・効率性・安全性の向上が期待されている¹⁾。この計測方法や使用機器、照射密度や、微地形表現図等の可視化方法、机上抽出の基準などについて、各調査機関が独自の方法で取り組んでいるが、LP データを用いた落石発生源抽出に関して、適切な方法が確立されていない。そこで地表面の点密度に着目し、岐阜県管理道で実施されたUAVレーザ計測成果を用い、点密度の異なる微地形表現図を作成し落石発生源の机上抽出を行った。机上抽出は、現地での落石調査の経験のない作業者に抽出の着眼点を指示し行った。また、別途岐阜県によって実施された現地調査結果と照合し、落石発生源の抽出正誤と地盤面の点密度との関係を考察した。

2. 調査対象斜面と地形データの計測諸元

計測範囲と調査対象斜面を図-1 に示す。岐阜県揖斐郡西津汲地域内の県道山本東巣線沿いの急傾斜地で、計測範囲は比高約 260 m、道路延長約 240m、平均勾配 40～50 度の急斜面であり、調査対象斜面はこのうち道路延長約 120mの区間である。

当該斜面を対象に UAV レーザ計測（RIEGLmini-UAV）を実施した。その諸元を表-1 に示す。計測された LP データは、オリジナルデータの平均点密度が 439(点/m²)、グラウンドデータの平均点密度が 56.1(点/m²)であった。

表-1 レーザ計測システム等

項目	内容
計測日	2018年12月15日
UAV形式	MATRICE 600Pro
レーザ形式	RIEGL mini-UAV
レーザ発射回数	10万回/秒
IMU	IMU-KVH-1750
コース数	3フライト 16コース



図-1 調査対象斜面（左：位置図，右：航空写真）

Topographic visualization using UAV laser profiler data for rockfall desk survey : UMEMURA,Hina (JR Central),SAWADA Kazuhide(Gifu University), ONO Atsutoshi, SENDA Yoshimichi, NAGASAKI Hideyuki (Nakanihon Air)

3. 落石発生源の机上抽出

3.1 机上抽出の考え方

落石発生源の机上抽出に当たっては、これまでの研究から、地表面の微地形や地物等を可視化するためにグラウンドデータだけでなくオリジナルデータも読み込んで地表面付近の地物や地形を可視化するS-DEM²⁾³⁾を使用することとした。一般的な微地形表現図はグリッドデータを用いて作成するが、可視化される地形・地物情報は限定される。参考として、グリッドデータから作成した微地形表現図と、S-DEMで作成される微地形表現図との違いを図-2、図-3に示す。グリッドデータから作成された微地形表現図では、S-DEMで落石と判読される陰影が可視化されていないことがわかる。また、倒木（地物）や植生もS-DEMでは可視化されており、本来の目的とは異なる地物が可視化されていることにも注意を要する。



図-2 グリッドデータから作成した微地形表現図

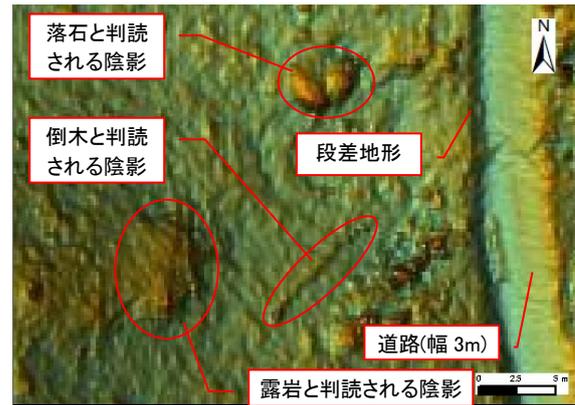


図-3 S-DEMで作成される微地形表現図

次に、S-DEMのビューソフト「MIERRE (ミエール) ⁴⁾」にオリジナルデータを読み込んでS-DEMを作成し、画面上で落石の発生源と考えられる陰影を机上抽出した。落石発生源の陰影は、周辺より高いことを示す茶色の着色が黒く縁どられており明瞭な陰影があるものは岩塊の可能性が高く、また、円弧状になっている黒い陰影は単独の浮石や転石、そして線状になっている黒い陰影は直壁状の露岩である可能性が高いため、これらを「露岩・浮石」として判断し、画面上で抽出した。抽出事例を図-4に示す。また、S-DEMの性質上、黒い点の集合体はシダなどの草本類、直径が30cmあるような樹木は小さい「点」や鳥肌のような陰影として可視化され、また倒木は細長い線状の陰影として可視化されるため、これは机上抽出の対象外とした。その事例を図-5に示す。

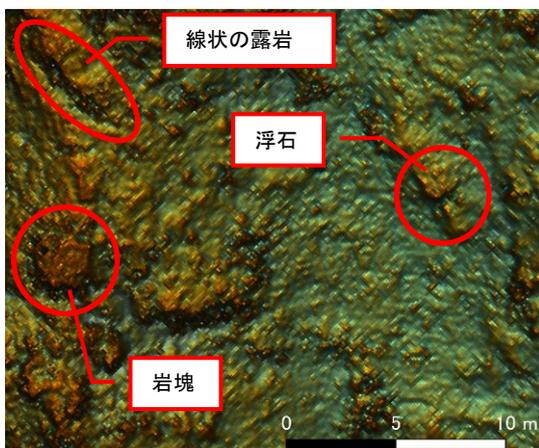


図-4 机上抽出事例



図-5 机上抽出対象外の事例

また、抽出と点密度の関係を把握するため、点密度の異なるオリジナルデータを準備し、それぞれのS-DEMを作成し机上抽出を実施した。点密度は、オリジナルデータから7種類の間引きを実施することで、徐々に

点密度を小さくした。間引き率に応じたオリジナルデータとグラウンドデータの点密度の関係を表-2に示す。ここで間引き率と表現している間引きの状態は、今回は、オリジナルデータをランダムに間引いた表-2にある状態を間引き率と定義する。

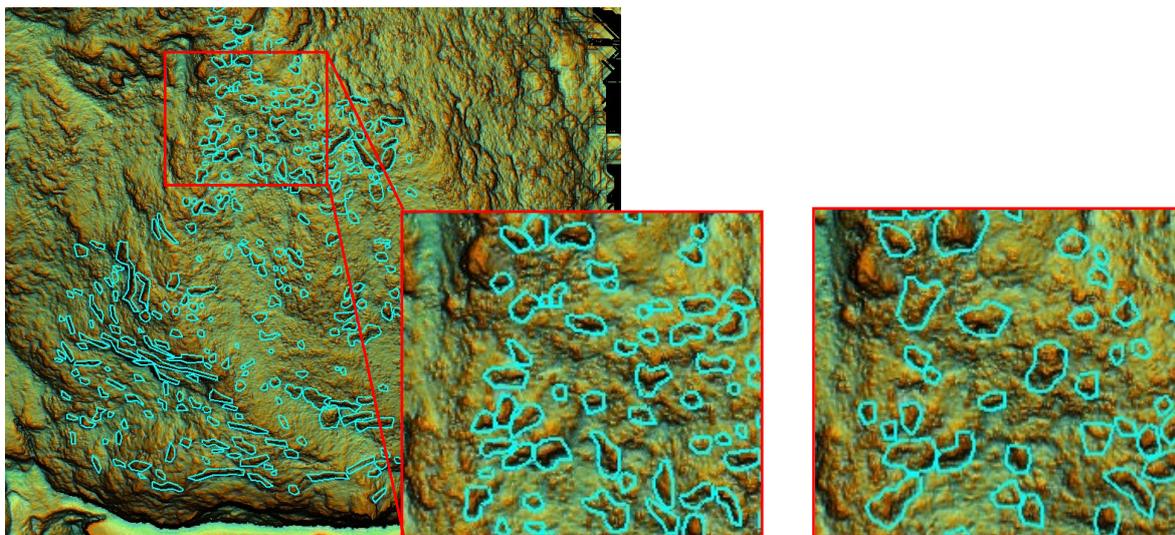
表-2 各間引きでのオリジナルデータとグラウンドデータの平均点密度

	間引きなし	2点間引き	3点間引き	5点間引き	10点間引き	20点間引き	30点間引き	40点間引き
オリジナルデータ(点/m ²)	731.1	245.6	185.5	124.9	67.2	34.9	23.0	17.7
グラウンドデータ(点/m ²)	56.1	19.1	15.5	9.6	5.3	2.9	1.9	1.5
	(間引き率 小 ← 間引き率 大)							

3.2 机上抽出結果（抽出数）

机上抽出の考え方にに基づき、MIERRE上でS-DEMを平面的に見ながら落石発生源と思われる陰影の周囲をプロットし、青色の範囲を机上抽出した落石発生源とした。抽出時にS-DEMを拡大すると、間引き率が大きくなるにつれて、グラウンドデータの点密度が不足するためS-DEMがモデル化されず、黒い「穴」や地形を補完したのみの斜線のようなノイズが生じるため、確認することが困難になった。そのため、『間引き無し』では、細かくポリゴンを作成しているのに対し、間引き率が大きいS-DEMでは、黒い箇所が生じないよう画面上で縮小表示（ズームアウト）して抽出することから、いくつかの落石発生源を一つのポリゴンでまとめるケースが生じた。間引きなしのオリジナルデータからS-DEMを作成し、机上抽出を行った結果の例を図-6に示す。また、抽出範囲の違いを比較するため、代表的な箇所の拡大部分を図-6(a)～(h)に示す。総じて間引き率が大きくなると、抽出される転石・浮石の陰影の大きさは大きくなり、数は少なくなる傾向にあることがわかる。

ここで、例えば図-6(d)は5点間引きのS-DEMを使って抽出した落石発生源の範囲であるが、図-6(e)で抽出した落石発生源の範囲と比較すると、図-6(d)の赤矢印の範囲は図-6(e)と同様の陰影にもかかわらず落石発生源として抽出されていないことがわかる。特にこの5点間引きの抽出結果で落石発生源の未抽出箇所が顕著であった。この原因は、同一作業による抽出を行っているが、落石発生源の抽出基準があいまいなことによる抽出の誤差（不足）であると考えられる。



(a) 間引きなし(全体図と拡大図)

(b) 2点間引き

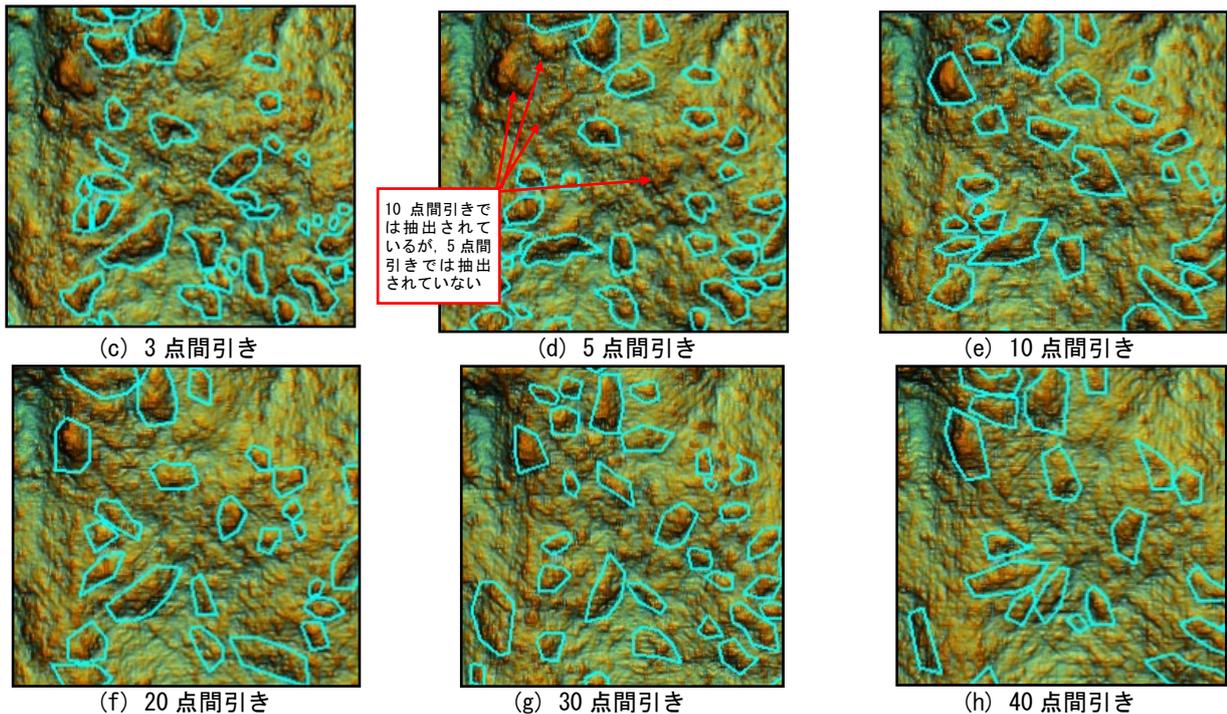


図-6 (a)～(h) 各間引き率から作成した S-DEM による落石発生源の抽出結果

3.3 机上抽出結果（抽出箇所数と抽出面積の関係）

各間引き率から作成した S-DEM により抽出した落石発生源の数を図-7 に示す。図-7 の棒グラフ上の数字は各間引き率で作成した S-DEM により抽出した落石発生源の数を示し、点線は近似曲線である。また、各間引き率から作成した S-DEM により抽出した落石発生源と現地調査で確認された落石発生源の投影面積のヒストグラムを図-8(a)～(h)に示す。

間引き率が小さいほど、面積 2.5m^2 以下の規模の落石発生源の抽出箇所が多い傾向が確認できる。これは、地物情報（オリジナルデータ）が多いことで詳細な地物情報が可視化されるため、より小さなまとまりの落石発生源の抽出が可能となっていると思われる。間引き率が大きくなるにつれて、面積の小さい落石発生源の抽出箇所数が少なくなる一方、落石発生源の面積が大きい箇所数は多くなる傾向が確認できる。これは、オリジナルデータが少なくなる、すなわち可視化される地物情報が少なくなるため、陰影に表現される落石発生源は面積の小さな落石発生源を包含するような規模となり、抽出される面積も大きくなっていることが推定される。

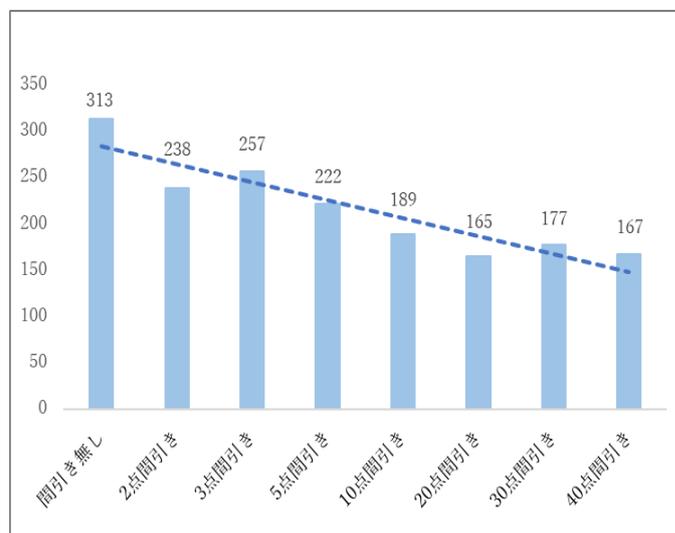
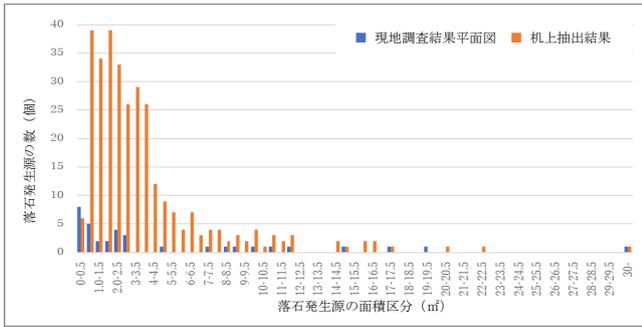
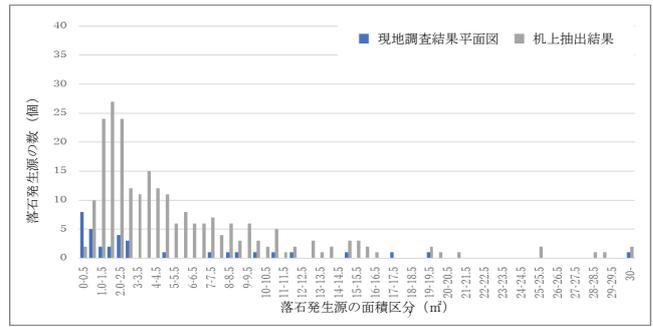


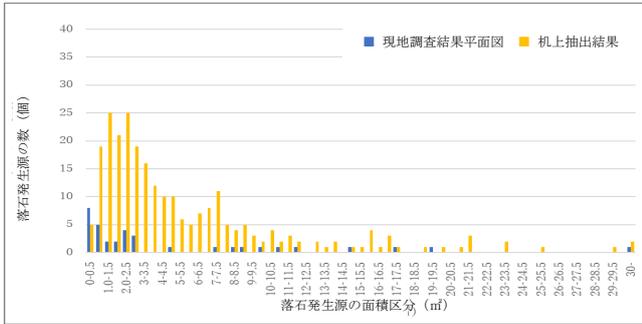
図-7 間引き率から作成した S-DEM により抽出した落石発生源数



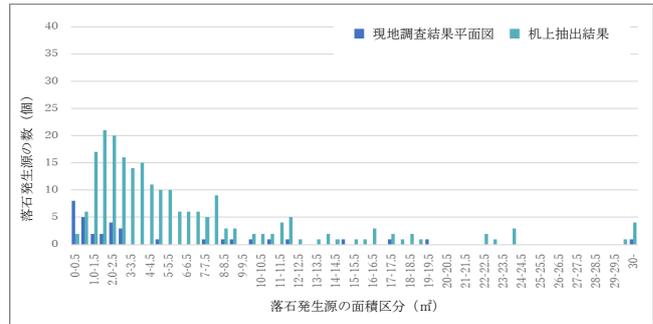
(a) 間引きなし



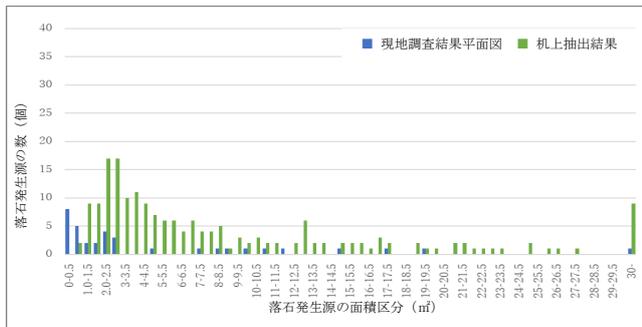
(b) 2点間引き



(c) 3点間引き



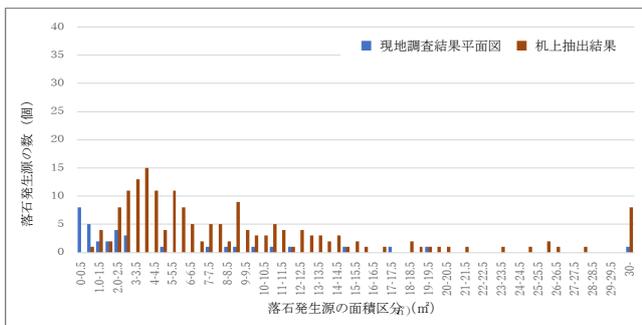
(d) 5点間引き



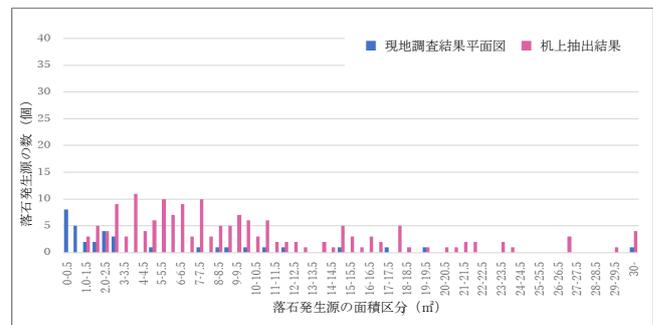
(e) 10点間引き



(f) 20点間引き



(g) 30点間引き



(h) 40点間引き

図-8(a)～(h) 現地調査結果と各間引き率から作成したS-DEMにより抽出した落石発生源の面積区分と個数

4. 現地調査結果との照合と考察

岐阜県揖斐土木事務所によって実施された現地調査結果を「正」として、机上抽出した落石発生源と照合した。照合は、机上抽出した落石発生源と、現地調査結果平面図（落石発生源）の両者をGIS上で重ね合わせることにより、同じ位置に落石発生源が存在するかを確認した。現地調査結果平面図を図-9に、照合のための重ね合わせ図を図-10に示す。

照合は、それぞれの間引き率に対する机上抽出範囲に対し、現地調査で把握された岩塊が重なれば「抽出」とした。間引き率に応じた照合の結果（画像の比較結果）の事例を図-11～図-14に示す。

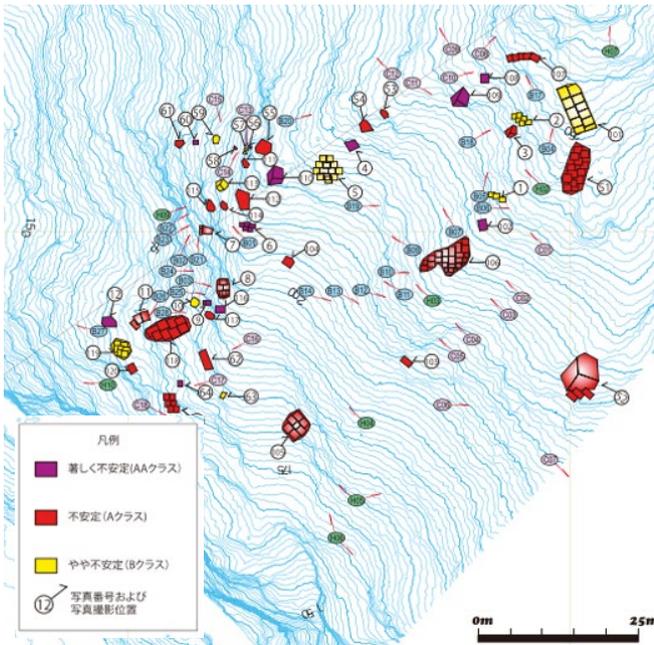


図-9 現地調査結果平面図

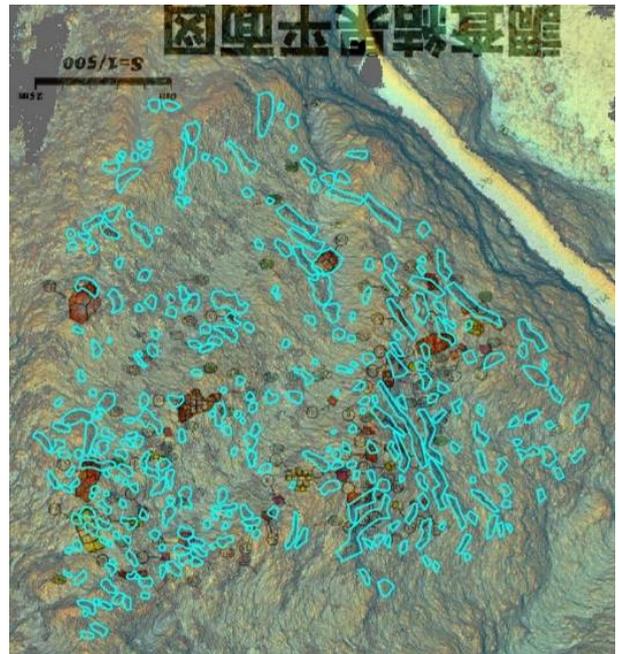


図-10 机上抽出結果と平面図の重ね合わせ図

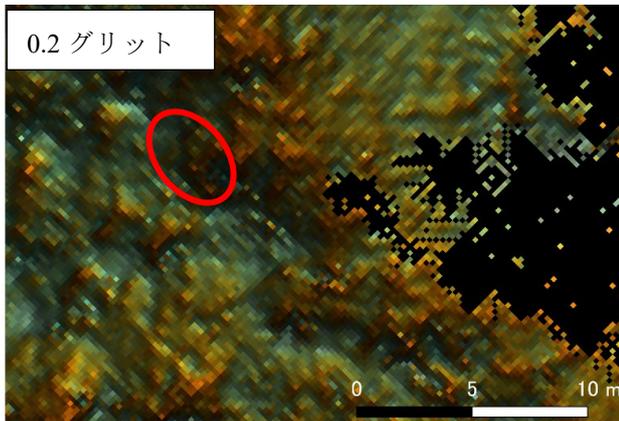


図-11 岩塊番号 B25 周辺の S-DEM (30 点間引き)

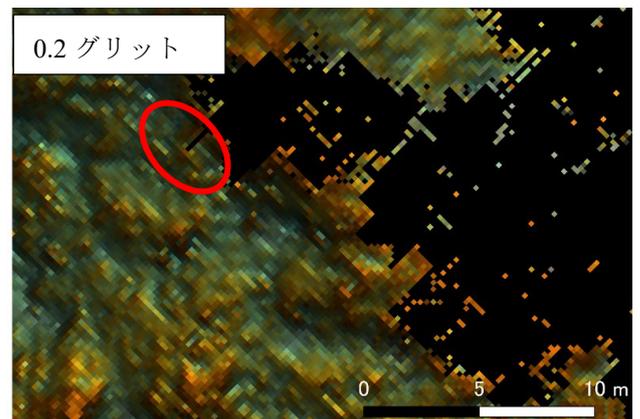


図-12 岩塊番号 B03, B25 周辺の S-DEM (40 点間引き)



図-13 岩塊番号 B25 のグラウンドデータ (赤丸) の
点のばらつき (30 点間引き)



図-14 岩塊番号 B25 のグラウンドデータ (赤丸) の
点のばらつき (40 点間引き)

岩塊番号 B25 は、30 点間引きまでは机上抽出できたが、40 点間引きでは抽出できなかった落石発生源である。図-11 および図-12 より S-DEM では 30 点間引きでは陰影を認識できるが、40 点間引きでは認識できない。また、図-13 および図-14 より岩塊番号 B25 では、30 点間引きまではグラウンドデータの点が存在したが、

40点間引きでは、全く点が存在しないことがわかる。図-15および図-16に岩塊番号B25の抽出状況を示す。図-15の30点間引きまでは崖全体を複数の落石発生源として抽出していたが、図-16の40点間引きの赤い○印の範囲は、陰影が薄くなり落石発生源として抽出できなかった。



図-15 岩塊番号 B25 周辺の S-DEM (30 点間引き)



図-16 岩塊番号 B03, B25 周辺の S-DEM (40 点間引き)

現地調査結果平面図上にプロットされている落石発生源に対し、抽出された発生源の割合を抽出率とした。現地調査結果に「直壁」と記載されていた落石発生源については、「線状」の陰影の判読となるため別途照会した。また、抽出対象は、直壁の抽出率と直壁以外の抽出率で分類した。照会結果を表-3に、間引き率と抽出率の相関を図-17にまとめた。

表-3 各間引きでのグラウンドデータの平均点密度と照会結果一覧表

	間引きなし	2点間引き	3点間引き	5点間引き	10点間引き	20点間引き	30点間引き	40点間引き
グラウンドデータ平均点密度(点/m ²)	56.1	19.1	15.5	9.6	5.3	2.9	1.9	1.5
全体抽出数(箇所) (全69箇所)	48	46	49	43	49	46	48	43
全体抽出率	69.6%	66.7%	71.0%	62.3%	71.0%	66.7%	69.6%	62.3%
直壁抽出数(箇所) (15箇所)	13	13	12	12	14	12	15	12
直壁抽出率	86.7%	86.7%	80.0%	80.0%	93.3%	80.0%	100.0%	80.0%
直壁以外抽出数(箇所) (54箇所)	35	33	37	31	35	34	33	31
直壁以外抽出率	64.8%	61.1%	68.5%	57.4%	64.8%	63.0%	61.1%	57.4%

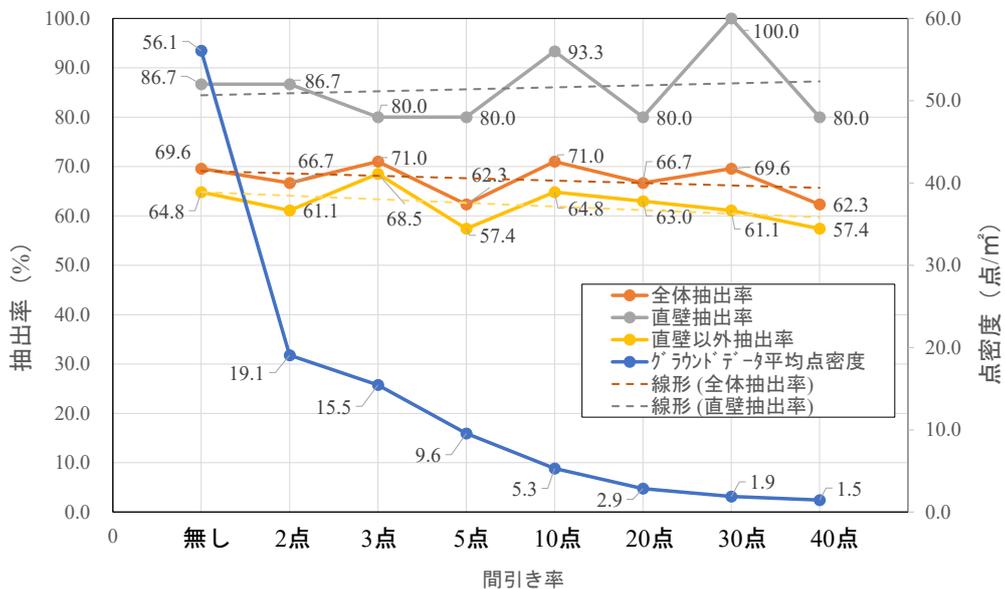


図-17 間引き率と抽出率との相関

今回の調査対象の地形および抽出方法という条件での考察を、以下に整理する。

- ・5点間引き率での直壁以外抽出率が57.4%と、他の間引き率に対して局所的に低くなっている。これは落石発生源の抽出基準があいまいなことによる抽出の誤差（不足）が主な原因であると考えられる。
- ・直壁以外抽出率のばらつきはあるものの、グラウンドデータ点密度が1.9点/m²以上であれば、概ね6割から7割の抽出率が期待できると考えられる。
- ・落石が多発する凹凸の激しい斜面であることから、間引き率が大きくなると“個々の落石発生源”という詳細な範囲から、複数の落石発生源を“一つのまとまった落石発生源”という面的な抽出へと変化したため、抽出漏れが少なかったと考えられる。可視化される落石発生源の陰影の状態に応じた抽出の定義の検討が必要である。
- ・直壁抽出率は、相対的なばらつきはあるが、机上抽出率は8割以上であることから、直壁上での凸部は抽出しやすいと考えられる。

5. おわりに

UAVによるLP測量データを用いて落石発生源の机上抽出を行い、現地調査結果と比較することで机上抽出に必要なグラウンドデータの点密度を調査した。机上調査に必要な点密度の特定には至らなかったが、落石調査の経験の浅い抽出者でも、ある程度の落石発生源を抽出できた。点密度が大きいことは、机上調査に有効であることは間違いない⁹⁾が、落石発生源と同様の陰影を呈していても、現地調査において調査対象外となった箇所もあり、落石発生源以外の地物も誤認識を生じさせる要因にもなり得る。落石発生源の机上抽出は、調査のためのスクリーニングと位置づけられ、設計のために必須である現地調査の精度向上と調査者の安全確保に資する手法と考える。今後は、下記のような課題を解決することで、漏れのない地形表現によって落石発生源の抽出ができるようになり、さらに、機械学習等の技術を活用することで、より精度が高く、安全・確実な斜面防災を推進できると考える。

- ・地形を適切に表現できるグラウンドデータの作成（フィルタリング等）とそれに資する計測データの取得（計測計画の立案）
- ・落石発生源の抽出（調査）に適した点群処理による地形解析と可視化
- ・各地の地形や地質/岩質に即した微地形表現（サンプリング等の整理）
- ・周辺のマクロな地形、他の地形解析や地質情報などとの融合

【謝辞】本論文の作成にあたり、貴重な資料をご提供いただきました岐阜県県土整備部揖斐土木事務所に深く感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 沢田和秀, 千徳嘉親, 大塚啓一, 重松克弥, 馬場美佳, 小野貴稔, 外山康彦, 中村勇貴 (2020) : 高密度レーザ計測データの可視化技術を応用した斜面防災対策への適用事例—静岡県浜松市天竜区の道路斜面を対象として—, 第29回調査・設計・施工技術報告会論文集, 地盤工学会中部支部, pp1-8.
- 2) 千田良道, 高野正範 (2013) : 転石・岩盤斜面調査を目的とした航空レーザ測量の課題改善, 日本写真測量学術講演会発表論文集, pp85-88.
- 3) 増田仁, 田近真悟, 沢田和秀, 小野貴稔 (2014) : 転石調査のための高密度航空レーザ計測による斜面の可視化, 第23回調査・設計・施工技術報告会論文集, 地盤工学会中部支部, pp18-20.
- 4) 中日本航空株式会社 : 「点群ビューワ『Mierre』」
<https://www.nnk.co.jp/research/product/software/mierre.html>, (最終閲覧日 2021年4月1日).
- 5) 宮下征士 (2018.9) : 高密度航空レーザデータを使用した微地形強調図による落石発生源抽出に関する研究, 岡山大学博士論文.

軽量盛土材を使用した切盛複合補強土壁工法の活用事例

国土交通省 飯田国道事務所 馬場元樹 大野 毅
 国土交通省 飯田国道事務所 足助優二
 矢作建設工業（株） 齋藤稔人 原田英男
 矢作建設工業（株） 長沼明彦 正会員○武藤裕久
 （株）テクノサポート 正会員 西尾信行

1. はじめに

2019年10月に発生した台風19号では、日本全国で河川の氾濫やがけ崩れが発生するなど甚大な被害が発生した。その中で、長野県の国道361号権兵衛峠道路では道路陥没の被害が発生した。被害状況を写真-1に示す。写真に示すようにトンネルと橋台の接続部の土砂が流出したことにより、被害が発生した。当初の復旧工事計画では、鋼管土留めが計画されていた。しかしながら、先行工事で一部鋼管土留めを施行した際に、想定よりも硬質な岩盤による日当たり施工量の低下などの課題が見られた。また、本施工箇所では、既設上部工による上空制限など施工上の課題もあり、工期が大幅に延伸となる懸念が生じた。これらの課題を解決するため、当該工事では地山補強土工法と補強土壁工法を併用した切盛複合補強土壁工法（以下、複合補強土壁）¹⁾を用いて災害復旧を行った。

本報では、補強材配置や施工領域の縮小を目的に適用した切盛複合補強土壁工法の施工事例を示す。さらに盛土材の自重を軽減することで設計上の安定性が高まることに加え、材料搬入路の確保の課題のため、軽量盛土材を使用した事例について報告する。

2. 施工概要

2.1 復旧工事の概要

複合補強土壁の工事の概要を図-1に示す。複合補強土壁とは、複合補強土壁下部に地山補強土、複合補強土壁上部に補強土壁と異なる構造形式を組み合わせたものである。本工法は前面に配置されるパネル間に隙間を設けており、その隙間が排水機能を果たすことで盛土内に水をためない構造となっている。図に示すように複合補強土壁の施工延長 L は約30m、最大壁高 H_{max} は10.2mである。

最大壁高部の下段7.2mが複合補強土壁下部、上段3mが複合補強土壁上部である。また、その上部に高さ0.65mの天端コンクリート、約2.5mの上載盛土が構築される構造となっている。複合補強土壁の前面から約8.0mの位置には既設の橋台基礎杭がある。



写真-1 被災状況

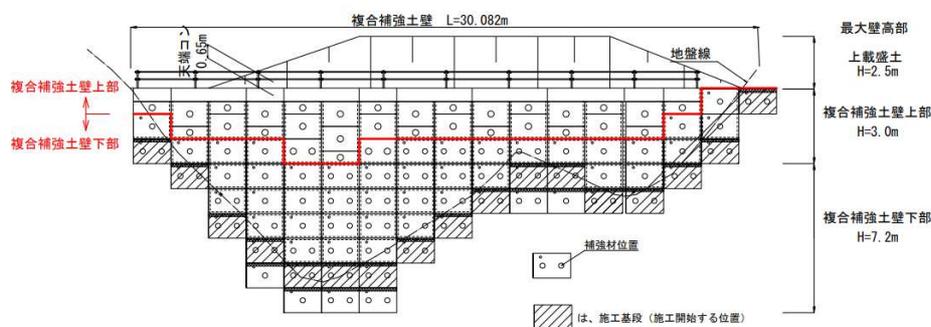


図-1 複合補強土壁部の展開図

Applications of Reinforced Soil Wall Composite Cut and Bank Using Lightweight Embankment Soil: BABA Motoki, OONO Tsuyoshi, ASUKE Yuji (Chubu Regional Bureau, Ministry of Land), SAITO Toshihito, HARADA Hideo, NAGANUMA Akihiko, MUTO Hirohisa (Yahagi Construction Co., Ltd.), NISHIO Nobuyuki (Techno Support Co., Ltd.)

2.2 複合補強土壁の概要

2.2.1 複合補強土壁下部の構造

複合補強土壁下部に用いた一般構造図を図-2 に示す。前面には幅 1800mm×高さ 1200mm の鉄筋コンクリート製のパネル(以下、壁面材)を配置している。この壁面材は景観および施工性を考慮し、複合補強土壁上部と同寸法で、化粧模様になっている。壁面材の中心には剛性の高いロッド(以下、芯材)を定着座金およびナットで固定している。その芯材と地山を定着させるため、芯材周りには定着材(以下、グラウト材)を注入する構造となっている。今回の地盤では、グラウトの逸走が懸念されたため、パッカーを用いて施工を行った。また、このような補強材が用いられる地山補強土では壁面勾配が 1:0.3~1:0.5 であるのが一般的であるが、本施工では補強土壁上部との壁面勾配を合わせるため、垂直勾配²⁾とした。なお、本施工で用いた芯材は SD345 の異形鉄筋、長さが 4.5m~8.0m、径が D32 のものである。

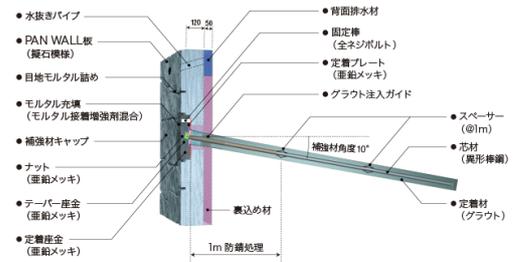


図-2 複合補強土壁下部の一般構造図

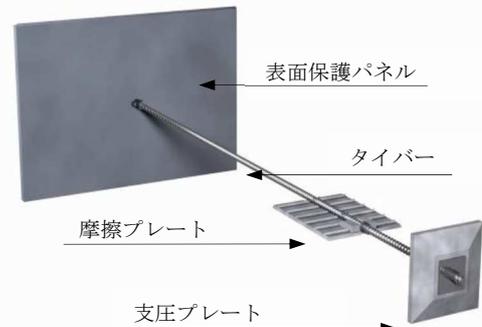


図-3 複合補強土壁上部の一般構造図

2.2.2 複合補強土壁上部の構造

複合補強土壁上部の一般構造図を図-3 に示す。補強材には土との摩擦力によって抵抗力を発揮する摩擦補強体(以下、摩擦プレート)および土とプレートの支圧力によって抵抗力を発揮する支圧補強体(以下、支圧プレート)を1本の剛性の高いロッド(以下、タイバー)に組み合わせたもの(以下、併用補強材)を使用した。前面には幅 1800mm×高さ 1200mm の鉄筋コンクリート製のパネル(以下、表面保護パネル)を配置し、その中心部に補強材を1本連結する構造となっている。表面保護パネルと補強材の連結部は、ヒンジ構造としており、盛土の沈下に補強材が追随することで表面保護パネルに発生する応力集中などを軽減している。本施工で用いたタイバーは高張力ネジ節鋼棒を使用し、長さが 4.5m~7.0m、径が D19 のものである。支圧プレートの寸法(高さ×幅)は 400mm×400mm(支圧抵抗面積 0.16m²)、摩擦プレートの寸法は幅 450mm×奥行 600mm×厚さ 15mm である。摩擦プレートには抵抗力をより効果的に発揮させるため、摩擦プレート上面に高さ 10mm のリブを配置している。使用した支圧プレートおよび摩擦プレートの材質は超高強度繊維補強コンクリートであり、高強度で耐久性が高い材料を使用している。

2.3 軽量盛土材

本現場では、裏込め材および盛土材の搬入路の確保が大きな課題であった。一般的な土砂を使用する場合、施工箇所上部からの搬入路の確保が難しいうえ、施工箇所下部へつながる山道は細く大型車での運搬も困難であった。そこで、本現場では軽量盛土材料のスーパーソル³⁾を用いた。スーパーソルとは、ガラスびんを粉砕し、添加剤を混合し製作された軽量の盛土材料である。一般的に、軟弱地盤上に構築される盛土や、ボックスカルバート等の埋戻し材として用いられることが多い。スーパーソルは一般的な盛土材と異なり、軽量であり、フレキシブルコンテナバックで納入されるため、本現場においても上部からクレーンでの搬入が可能となる。スーパーソルの材料特性値を表-1 に示す。最大乾燥密度 ρ_{dmax} は 0.356g/cm³であり、一般的な盛土材料の2割程度の材料である。なお、乾燥密度 ρ_d が 0.30~0.41g/cm³の時の透水係数は 1.2~2.86×10⁻²cm/s 程度であり、一般的な砂から礫に相当する透水係数の良い材料である³⁾。

表-1 スーパーソルの材料特性値

試験方法	試験方法		B-b		
	縮固め	最大乾燥密度	ρ_{dmax}	0.356	g/cm ³
		最適含水比	w_{opt}	13.3	%
三軸圧縮試験			CD		
内部摩擦角	ϕ		31.9	°	
粘着力	c		17.3	kN/m ²	
吸水率			2.61	%	

2.4 計測概要

本現場は複合補強土壁にスーパーソルと組み合わせた新たな適用事例であるため、その安定性を定量的に確認するために、現地計測を行った。計測項目と計測位置を図-4に示す。今回の計測は、最大壁高部において実施した。計測項目は、補強材力と壁面変位とした。補強材力の計測は複合補強土壁下部と上部で構造形式が異なるため、それぞれに対応する計測方法として、荷重計とひずみゲージを用いた。複合補強土壁下部では、芯材が壁面材前面に突出するため、センターホール型の荷重計を設置し、荷重測定を行った。一方、複合補強土壁上部では、タイバーが壁面材前面に突出する構造となっていない。そのため、摩擦プレートと壁面材の間にひずみゲージを設置し、計測されたひずみ値から間接的に荷重換算した。なお、複合補強土壁上部のタイバーに作用する補強材力は、常時状態において摩擦プレートと壁面材間ではほぼ一定値を示すことを確認している⁴⁾。壁面変位については、すべて据え置き型傾斜計を用いた。なお、データはデータロガーに1回/時間のピッチで集約され、1回/日、データが自動送信される。

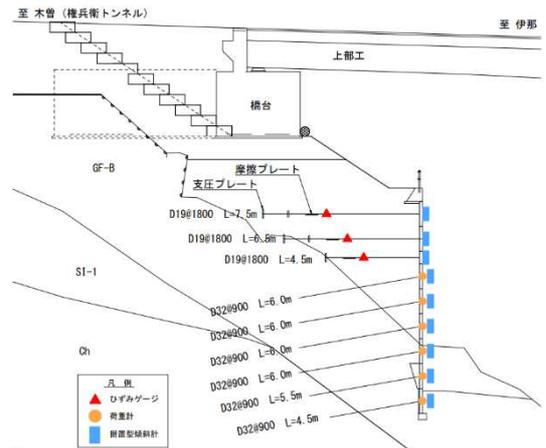


図-4 計測項目と計測位置

3. 事前調査と設計方法

事前調査で行ったボーリング調査位置と複合補強土壁の関係を図-5に示す。当該区間では、合計8カ所のボーリング調査を行っている。本設計では、図中のB-B'断面、C-C'断面およびD-D'断面において縦断面を作成し、それらの想定を設計に活用した。

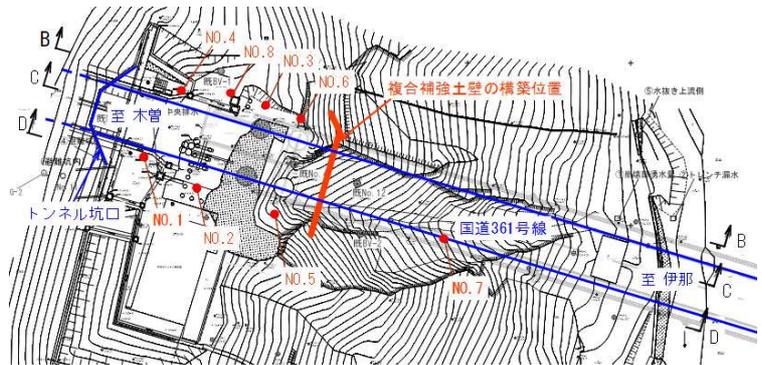


図-5 ボーリング調査位置と縦断面図

複合補強土壁構造は、地山補強土と補強土壁を併用した構造である。そのため、本設計ではまず複合補強土壁上部の安定計算を行い、その後複合補強土壁下部の安定計算を行った。

設計で用いた諸元を表-2、図-6、図-7に円弧すべりの模式図を示す。複合補強土壁上部の安定計算では、壁面材に作用する土圧に対して内部に配置した補強材の破断、引抜きの検討を行うとともに、滑動、転倒、支持の外的安定の検討を行っている。複合補強土壁下部の安定計算では複合補強土壁上部を上載盛土として考慮し、複合補強土壁下部に作用させる。全体安定計算については、複合補強土壁上部の円弧すべり検討を行い、別途複合補強土壁下部の円弧すべり検討を行う。ここで、複合補強土壁下部の検討では複合補強土壁上部の補強材の効果を安定計算において考慮していない。

表-2 設計で用いた各定数

地層		スーパーソル	GF-B	SI-1	CH	SI-2
N値		—	12	27	34	124
湿潤密度	ρ	kN/m ³	4	19	17	19
内部摩擦角	ϕ	°	25	35	20	21
粘着力	c	kN/m ²	0	3.75	119	137
せん断力	τ	N/mm ²	0	0.092	0.182	0.48
					0.48	0.8

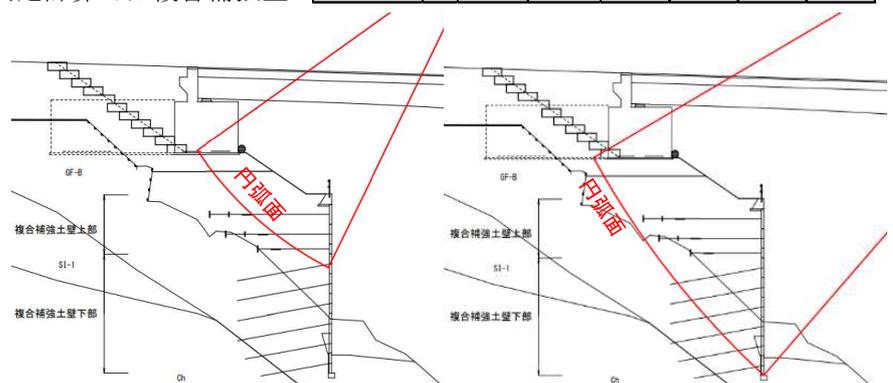


図-6 複合補強土壁上部の設計

図-7 複合補強土壁下部の設計

4. 事前確認試験

4.1 複合補強土壁下部の補強材引抜き抵抗力

複合補強土壁下部は、地山に補強材を定着させる構造である。本現場では、事前にボーリング調査が行われているものの、鋼管杭の支持層の確認を目的して行われたものであった。そこで、複合補強土壁に対する土質調査拡充のため、引抜き試験を実施した。ここでは、CH層、SI-1層およびGF-B層の3層における引抜き抵抗力の事前確認を行った。なお、各層3本ずつ実施した。

本試験は、地盤とグラウト材との周面摩擦力に関する極限引抜き抵抗力の確認を目的としている。そのため、芯材を降伏させないように、補強材にはPC鋼棒、径がD32を用いた。補強材長は3mとし、グラウト材による定着を行わない自由長は2m、定着長は1mとした。引抜き試験結果を図-8に示す。CH層では使用した油圧ジャッキの最大容量まで試験を実施したが、明確な引抜き挙動は確認できなかった。一方で、SI-1層とGF-B層では変位量10mm付近で変位の急激な増加がみられ、補強材の引き抜けが確認された。これらの結果を設計極限引抜き力と比較しても十分満足する抵抗力が得られることが確認できた。

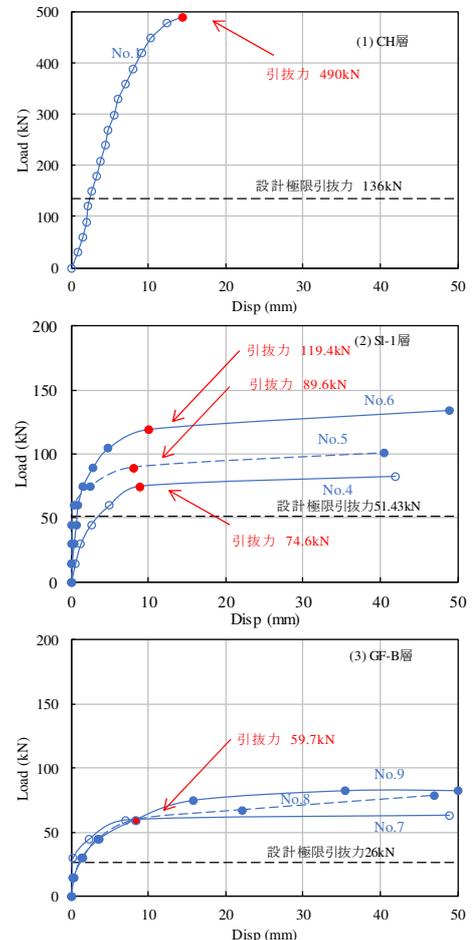


図-8 荷重－変位曲線

4.2 盛土材の転圧試験

次に、複合補強土壁上部に使用したスーパーソルの締固め管理方法について示す。一般的に補強土壁工法では、盛土材の締固め管理方法として、締固め度 D_r が用いられる。締固め度 D_r は、突き固め試験で得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} と乾燥密度 ρ_d の比である。施工効率改善のため、本現場では締固め機械と締固め回数の関係をあらかじめ試験施工を行い、確認した。

スーパーソルの転圧試験は、施工現場近くの平場で実施した。締固め機械には、1t 振動ローラーおよび4t 無振動ローラーの2種類を用いた。本試験では、締固め回数を2回、4回、6回および8回の4ケースとした。各転圧後に沈下量測定および突砂法による密度測定⁵⁾を実施した。なお、締固め回数ごとに3か所の測定を行った。また、スーパーソルの巻き出し厚は300mmとした。

転圧試験結果を図-9に示す。図に示すように、締固め機械によらず、締固め回数とともに締固め度 D_r が上昇する。この結果から実施工では、1t 振動ローラーを用い、締固め度95%以上となる4回転圧とした。なお、4回転圧時の平均沈下量が40~50mmであったため、施工時の盛土材巻き出し厚は340mmとした。

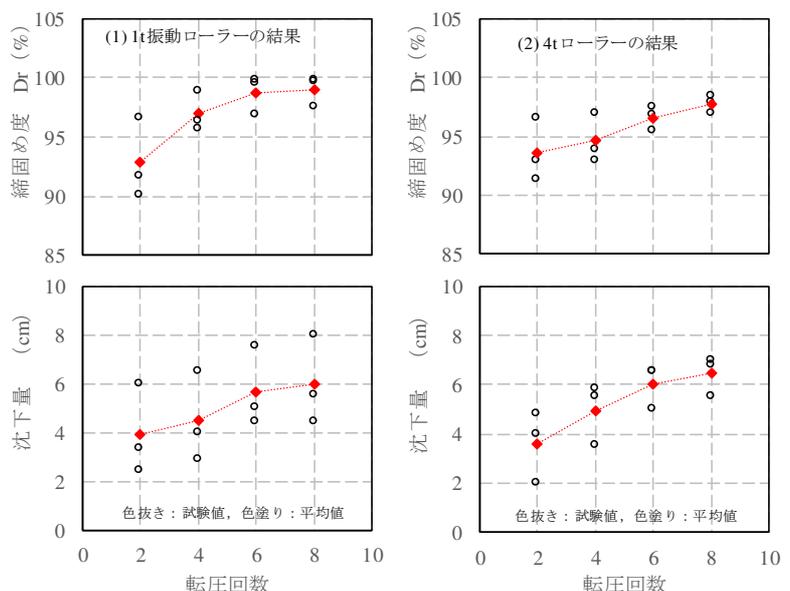


図-9 締固め試験結果

(左：1t 振動ローラーの結果、右：4t ローラーの結果)

5. 施工概要

本施工では、地山形状および複合補強土壁の設置条件から最大壁高部の下部から2段目を基段とした。まず、壁面材1枚分に相当する1.2mの掘削を行う。掘削完了後、壁面材を設置するための据え付けコンクリートを設置し、写真-2(a)に示すように基段の壁面材を垂直に設置した。次に、写真-2(b)に示すように二重管ロータリーパーカッション式の削孔機を使用し、アンカー設置用の削孔を行った。その後、補強材（芯材）を挿入し、定着材（グラウト）の注入を行った。定着材の注入後、写真-2(c)に示すように補強材頭部をナットと座金を用いて壁面材に定着した。打設した補強材は10°程度傾けているため、ナットと座金の間にテーパ座金を設置している。次段掘削状況から補強材設置の状況を写真-2(d)～(f)に示す。基段の施工完了後、据え付けコンクリートを撤去し、2段目の掘削を行う。2段目の壁面材は基段の壁面材にぶら下げるようにして施工を行うため、据え付けコンクリートの施工は行っていない。壁面材の据え付け時には、上部の壁面材が干渉しないように専用の吊金具を使用した。さらに、安全対策として壁面材の転落防止用の角パイプを設置した。また、切土が生じない部分については順巻き（上部に向けて）施工を行うが、1段分の施工手順は逆巻き施工と同様である。

次に、複合補強土壁上部の施工について示す。まず、写真-2(g)に示すように補強土壁前面に表面保護パネルを設置した。その後、写真-2(h)に示すように透水防砂シートを敷設し、盛土材の巻き出し、転圧を行った（写真-2(i), (j)）。盛土材の転圧に使用する重機は施工ヤードを考慮して、1t振動ローラーを使用した。次に補強材の設置を行った。使用した補強材は図-3や写真-2(k)に示すように1本のタイバーに支圧プレートと摩擦プレートを設置している。

支圧プレートは地盤に対して垂直に施工するため、支圧プレート幅の半分程度を掘削し、支圧プレートの設置後に埋戻しを行う。支圧プレートの前面側の締固め不良は補強材抵抗力を低下させ、変形量を増加させる恐れがあり、構造物の出来形に大きく影響する。そのため、人力でよく締固めを行った。その後、所定の高さまで壁面材の設置、盛土材の巻き出し、転圧、補強材設置を行って完了となる。

6. 計測結果

複合補強土壁の施工完了後の補強材力および壁面変位の経時変化を図-10に示す。なお、発生した補強材力 T は赤線、設計から求められる軸力 T_t を黒破線、補強材の許容引抜力 T_{pa} を黒線で示す。壁面変位については、パネルの回転角 θ を赤線で示しており、プラス側が地山側の倒れを示している。複合補強土壁下部の補強材力は、補強材設置後に荷重計を設置しており、ほぼ0kNを示している。温度影響と思われるわずかな変化がみられるがほぼ一定値で推移していることがわかる。一方、複合補強土壁上部の補強材力は、補強材にひずみゲージを設置し測定している関係上、施工完了後に初期軸力が作用している。その後の経過観察におい



写真-2 施工の状況写真

て、複合補強土壁下部と同様に、施工完了後はほぼ一定値を推移していることがわかる。壁面変位については、複合補強土壁上部、下部にかかわらず、補強材力と同様に温度影響と思われるわずかな変動がみられるもののほぼ一定値を示していることがわかる。

以上の結果から、軽量盛土（スーパーソル）を用いた複合補強土壁構造物において施工完了後、安定した構造物が構築できていることが確認できた。

7. まとめ

本報では、2019年10月の台風19号で被災した権兵衛峠道路の復旧工事に用いた軽量盛土を併用した切盛複合補強土壁工法の施工事例について示した。施工完了後において、壁面変位、補強材力ともに、ほぼ一定値を示しており、軽量盛土（スーパーソル）を用いた複合補強土壁構造物が、安定して構築できていることが確認できた。今後、計測を続けてデータの蓄積を行っていく。

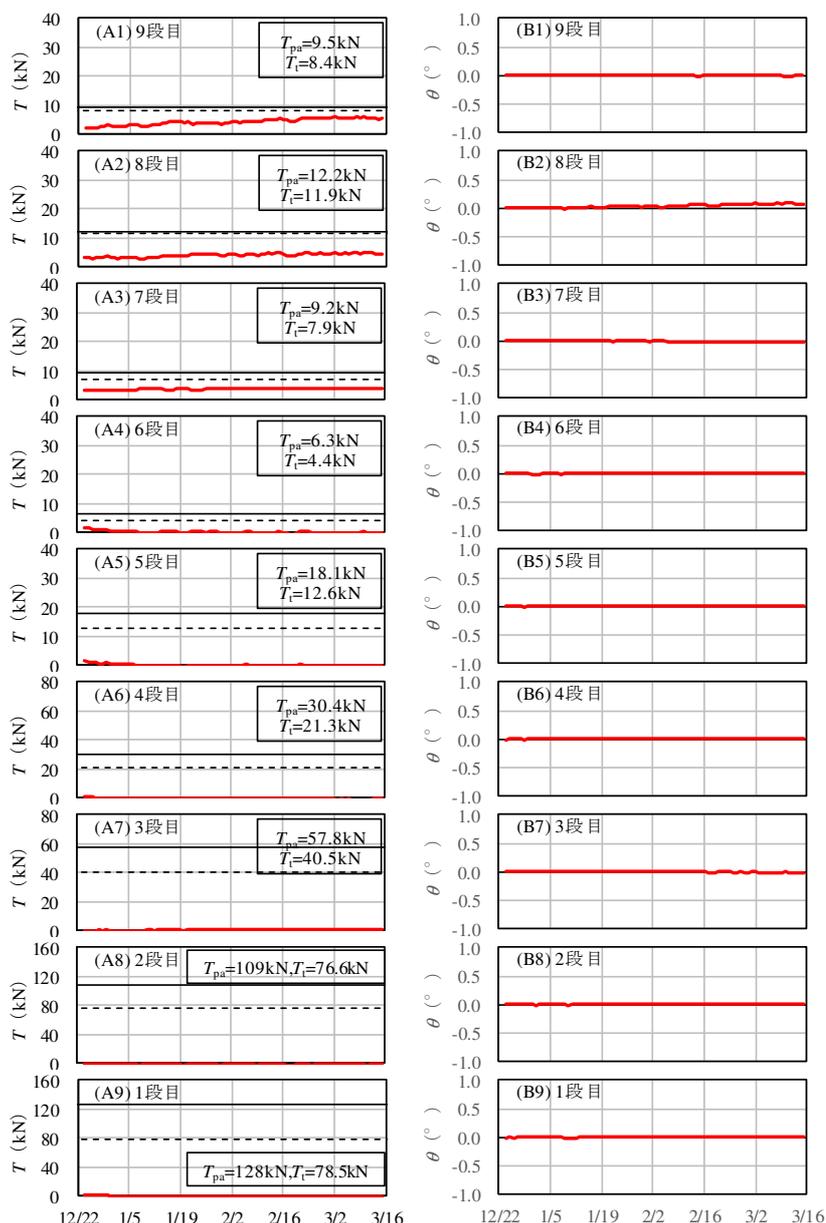


図-10 壁面変位と補強材力の経時変化

謝辞

権兵衛峠道路の復旧工事に切盛複合補強土壁工法を採用するにあたり、板橋委員長（名城大学）をはじめとした国道361号権兵衛峠道路災害復旧技術検討委員会の方々には大変貴重なご意見いただきました。この場をお借りして厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (公社) 土木学会：表面工にプレキャストコンクリート板を用いた地山補強土工法（PAN WALL 工法）に関する技術評価報告書，技術推進ライブラリー，No.14，2018。
- 2) 市川善造，桐山和也，大槻忠行，今井雅基，服部啓二，小高猛司：地山補強土工法の鉛直化実大施工結果，平成23年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集，III-16，pp.197-198，2012。
- 3) (財) 土木研究センター：ガラスびんからの軽量地盤材料スーパーソル，民間開発建設技術の技術審査・証明事業認定規程に基づく土木系材料技術・技術審査証明報告書，2004。
- 4) 武藤裕久，神谷隆，長沼明彦，小高猛司，崔瑛，中野正樹，野田利弘：摩擦抵抗と支圧抵抗を併用した補強材を用いた補強土壁の施工実験，地盤工学ジャーナル，Vol.12，No.1，pp.33-46，2016。
- 5) (公社) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.780-789，2013。

自然冷媒を用いた地盤凍結工法の適用事例

ケミカルグラウト(株) ○笠原 慎司

1. はじめに

地盤凍結工法は、冷媒を用いて地下水（間隙水）を凍結させる地盤改良技術である。この工法は確実な止水ができるため、主に大深度／大規模なシールド工事の仮設工事に適用されている。

一般的な地盤凍結工法では、地盤を凍結させるための冷媒として、塩化カルシウム(ブライン)及びフロン系冷媒が広く用いられている。しかしながらフロン系冷媒を使用することは地球温暖化を促進させるため、世界中で製造や使用が制限されてきている。このようななかで、フロン系冷媒に比べて地球温暖化係数(GWP)が極めて低い自然冷媒(NH₃及びCO₂)を用いた地盤凍結工法が開発された(表-1)。また、そもそも地盤凍結工法ではセメントなどの材料を用いないため、地中に固化体を残さないことはもちろん、セメント製造時に排出される大量のCO₂も削減されることになる。こうした環境への影響の少なさから、自然冷媒による地盤凍結工法は、近年のSDGs(持続可能な開発目標)やカーボン・ニュートラルといった取り組みのなかで、ますます注目を集めている。

本稿では、自然冷媒による地盤凍結工法の概要と模擬地盤における実証実験及び、世界初の適用実績を紹介する。

2. 自然冷媒を用いた地盤凍結工法の概要

従来の地盤凍結工法では、凍結管にブライン(不凍液)を循環させて、ブラインの出入りの温度差分の顕熱を利用して、凍土を造成していた(図-1)。これに比べて自然冷媒を用いた地盤凍結工法では、凍結管に液化CO₂を循環し、液化CO₂が地盤から熱を奪い、一部が気化する潜熱を利用して、凍土を造成する(図-2)。気化したCO₂はNH₃で熱交換して再液化され、再び液体CO₂として供給される。CO₂の潜熱を利用することで、従来よりも単位重量当たりの熱交換量が増え、効率よく凍土が造成でき、凍結管1本あたりの冷媒循環量は従来の1/10程度で同等の凍土を造成することが可能となる。CO₂は大気圧では液体では存在しないが、圧力を0.7~0.8MPaに維持することで、気体と液体の相変化が可能となる(図-3)。図-3の破線に示すとおり、このときのCO₂の温度は-45℃であり、

表-1 地球温暖化係数(GWP)一覧表

分類	代表例	GWP	使用制限
CFC(フロン)	R-12	10,900	2009年廃止
HCFC(フロン)	R-22	1,810	2020年廃止
HFC(代替フロン)	R-404A	3,920	検討中
自然冷媒(NH ₃)	R-717	<1	
自然冷媒(CO ₂)	R-744	1	

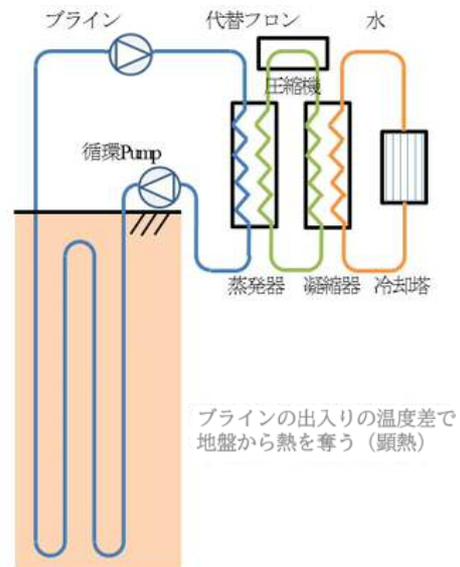


図-1 ブラインによる地盤凍結工法¹⁾

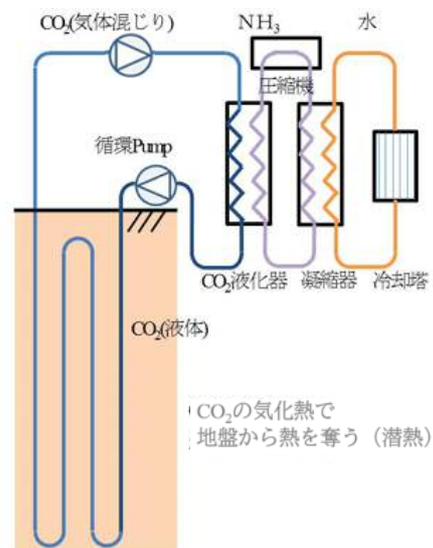


図-2 自然冷媒による地盤凍結工法¹⁾

従来の運転温度である -30°C よりも低温で凍結出来るため、凍土の成長速度が速くなる。 CO_2 の動粘性は従来のブラインの $1/90$ 程度であり、長距離圧送が可能で、配管径やポンプ動力が縮小出来る。流量の低減、 CO_2 の低粘性、冷凍機本体の効率化により消費電力を 40% 程度削減できる。

3. 模擬地盤における実証実験

・ 実験目的

自然冷媒による地盤凍結工法の実証実験では、縦 $5\text{m} \times$ 横 $5\text{m} \times$ 深さ 5m の実験立坑を使用した。従来凍結工法はブラインを矩形・円形の単管を使用して循環させている。自然冷媒凍結工法は CO_2 を複数の微小流路を持つ平板配管(ICチャンネル)を使用して循環させる。今回の実験では鉛直凍結や貼付凍結に平板配管(ICチャンネル)を用い、凍土造成状況及び配管挿入・貼り付け等の設置状況を確認することを目的とした。

・ 実験概要

実験立坑に山砂と水を交互に投入して模擬地盤を作成し、図-4と図-5に示すように、鉛直凍結管3本と貼付凍結管2列 \times 2段、及び測温管を配置した。図-6にシステム構成図を示す。 CO_2 は冷凍機の受液器から液体で凍結管に送られ、気化潜熱で地盤を冷却し、気液混合の状態を受液器に戻る。ICチャンネルは凍結管に2枚挿入してある。冷却温度は -45°C とした。この時の CO_2 圧力は 0.8MPa 程度となる。 CO_2 の総使用量は約 30L であり、従来の塩化カルシウムブラインを使用した場合の $1/50$ となる。地上配管は全て外径 20mm 以下の銅パイプを使用した。

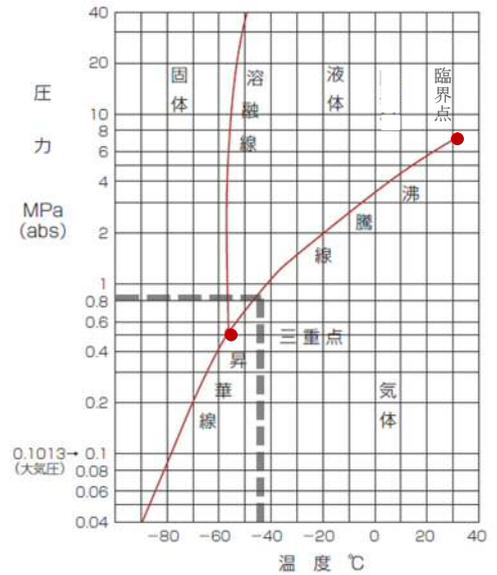


図-3 CO_2 状態図²⁾

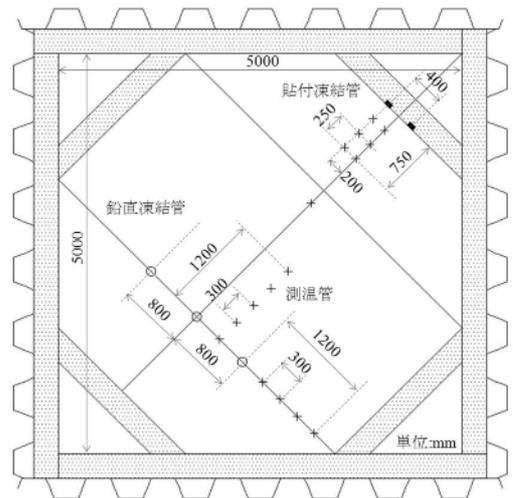


図-4 実験レイアウト(平面図)

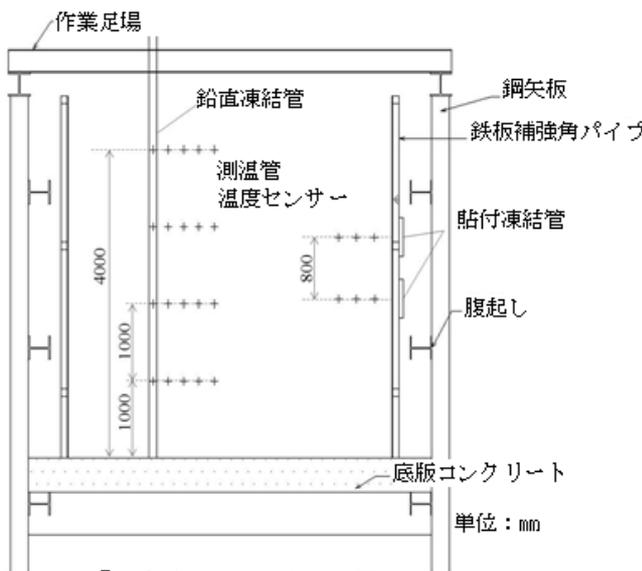


図-5 実験レイアウト(断面図)

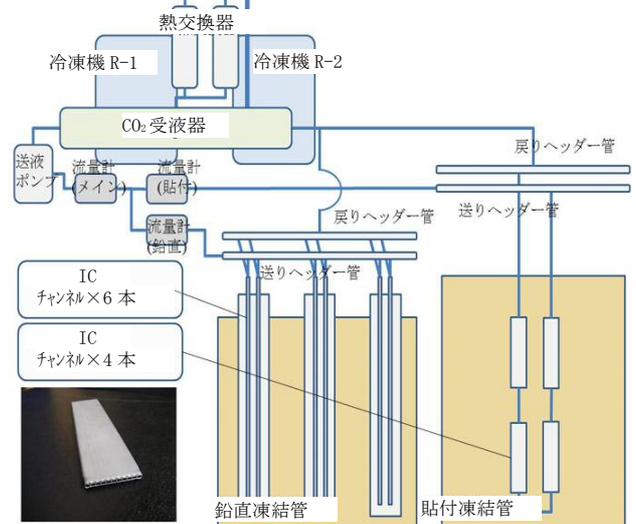


図-6 システム構成図

・ 施工手順

図-7に作業フローを示す。模擬地盤に埋設したφ114.3mmのガイドパイプに、ロール巻状態で搬入した全長5.6m幅50mm厚さ5mmのICチャンネルを引き延ばしながら2枚挿入し、鉛直凍結管とした。重量は1m当たり300gであるので、人力で容易に挿入できた。挿入後、熱伝導性を高めるために、ガイドパイプ内に注水した。貼付凍結管は全長0.5mのICチャンネルを土槽背面から押し当てて、隙間にモルタルを充填して設置した。地上配管はφ19.05mmとφ12.7mmの銅パイプを使用し、現場でフレア加工してナットで接続した。循環するCO₂は少量であるので配管径も縮小され、従来のように鋼管を溶接する必要もなく、現場での作業が大幅に削減できた。気密試験ではN₂ガスを封入し、圧力3.0MPaとして、24時間圧力が低下しないことを確認した。CO₂は30kgボンベから内圧で充填した。



図-7 作業フロー

・ 実験結果及び考察

28日後に凍土を掘り起こした。図-8に凍土コンター図、図-9に掘り起こした凍土の写真を示す。鉛直凍結の片側凍土厚さは最大で1.31m、貼付凍結は最大で0.8mであった。測温管の温度データに基づく-5℃ラインと-10℃ラインも併せて示す。図-10の凍土成長曲線より、従来式の凍結管(φ114.3mm二重管)とした場合の計算結果と比較すると、鉛直凍結では、同等の速度で凍土が成長していることが分かる。約1ヶ月の運転期間中、CO₂は圧力・流量ともに安定していた。

実験結果より、自然冷媒によって従来と同等の凍土を造成できること、凍結管の設置や配管作業も簡略化できることを確認した。CO₂は少量で小さな流路を通過するだけで熱量を奪うことができるため、従来の手法では凍結管を仕込めなかった狭い場所からの施工等、新しい適用方法も考えられる。

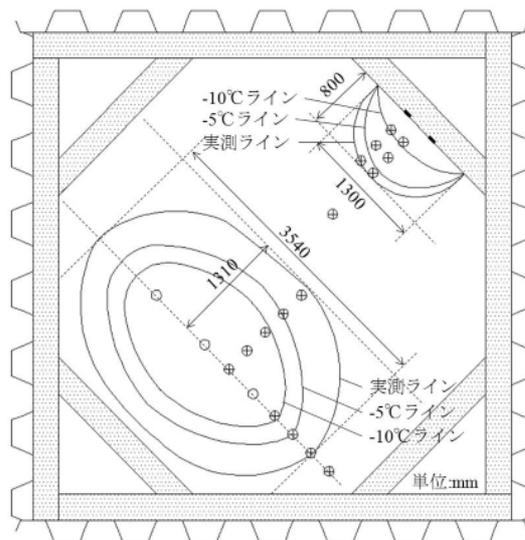


図-8 凍土コンター(28日後)



図-9 掘り起こした凍土(左:鉛直凍結 右:貼付凍結)

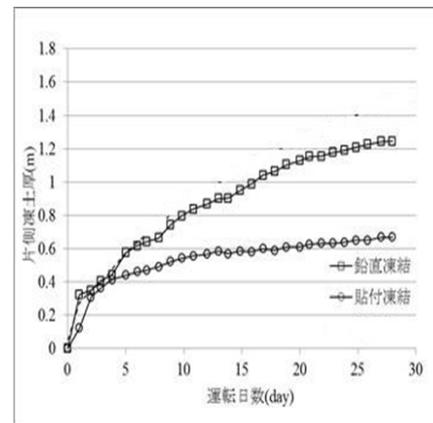


図-10 凍土成長曲線

4. 適用実績(シールド到達防護)³⁾

北海道の火力発電所の放水路トンネルのシールド到達防護工事において、自然冷媒による地盤凍結工法が初めて適用された。凍結の対象は到達部に打設された水中不分離材とシールド機とのクリアランス部の間隙水である。図-11が放水路到達部の構造であるが、その形状からJ管と呼ばれている。シールド到達工では、到達部であるJ管が海底に埋設されていることから、一般的な地盤改良による到達防護工を海上から施工することは困難であった。そこで、シールド坑内からの自然冷媒による地盤凍結工法が採用された。当工事は、シールドマシンとJ管坑口を接続する際の止水を目的とした。シールドマシンがJ管坑口のフード部に進入した後、予めシールドマシン組立時に設置していた3本の凍結管を使用し、凍土を造成した。凍土を造成しながら、シールドマシン一次解体として、掘進設備の解体、後続台車の搬出を行った。凍土の温度を計測するために、J管フード部分に測温管を8ヶ所設置し、温度変化を確認した。シールドマシン側からの凍結により止水が出来ていることを、測温管の温度とチャンバー内への湧水量を計測して確認し、隔壁のマンホールを開放した。到達側のJ管に取り付けられた3本の凍結管に配管を接続し、J管側からも凍土を造成した。シールドマシン側、J管側の両方から凍土を維持しながら、シールドマシン二次解体として、カッタービットの解体を行った。到達部立面図を図-12に示す。シールドマシン側、J管側から挟み込むように凍結運転を行うことで、シールドマシン解体作業時のガス切断作業などによる大きな入熱があっても凍土が維持出来た。フード部に止水鉄板を溶接した後、凍結運転を停止し、到達防護工を完了した。

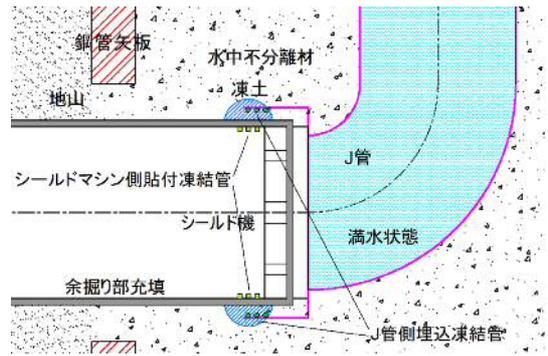


図-11 到達防護凍結

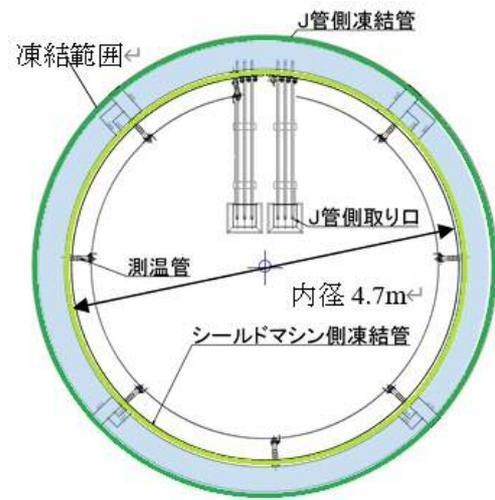


図-12 到達部立面図

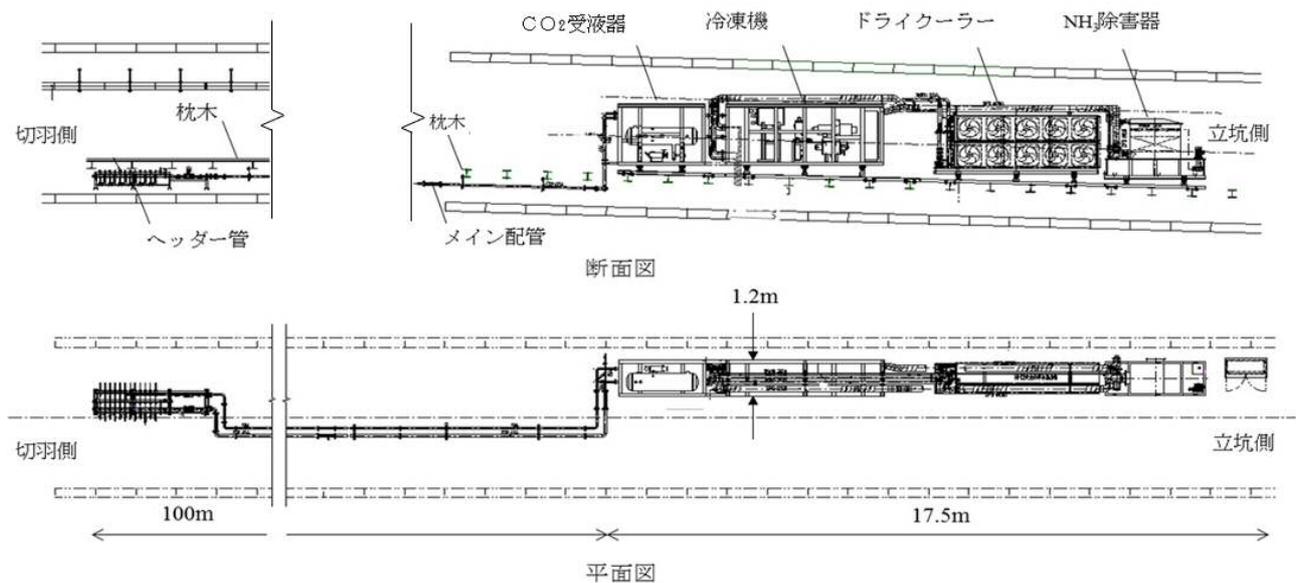


図-13 凍結設備配置図

・ 施工状況

分割ユニット型の凍結設備を立坑上からシールド坑内に搬入し、運搬台車で運搬した。凍結設備はCO₂リザーブタンク、冷凍機、ドライクーラー、NH₃除害機で構成されている(NH₃除害機は法規上で設置が義務付けられている)。これらの設備を運搬台車から荷卸しし、シールドの隅に設置した。凍結設備配置図を図-13、凍結設備を写真-1に示す。CO₂メイン配管は送り50A(60.5mm)、戻り65A(76.3mm)のSTPG管を使用し、すべてフランジ接続とした。メイン配管を分岐する凍結ヘッダー管を設置した後、各凍結管へ配管したが、凍結管への配管には、15A(21.7mm)のフレキシブルホースを使用した。各配管には断熱材を巻き付けた。凍結運転中の切羽状況を写真-2に示す。すべての配管完了後、漏気確認を行った。漏気が無いことを確認した後、配管内を真空状態にした。冷凍機にNH₃をチャージし、配管内にCO₂をチャージしながら冷凍機の運転を開始した。冷媒チャージ時は、ガス検知器を使用して周囲のNH₃濃度、CO₂濃度を計測していたが漏洩は無く安全に作業できた。シールドマシン側からの凍結開始から7日間の凍結運転で止水を行うことが出来た。J管側からも挟み込むように凍結維持運転を行うことで、火気使用中も凍土を維持することが出来、海底でのシールドマシン解体作業を安全に行うことが出来た。写真-3にJ管フード部凍結状況を示す。

・ 工程短縮

冬季の北海道は屋外作業が困難であることから、全体工期の54ヶ月のうち作業可能な期間は28ヶ月しか無かった。シールド到達工の工程を短縮するためにシールドマシンの解体作業を妨げることなく凍結設備の設置から凍土造成までの作業を行うことが要求された。CO₂が低粘性で長距離圧送可能なことから、シールドマシンの後続台車の後方、切羽から約130m後方に凍結設備を設置した。また、設備に関しては、従来地盤凍結工法で使用している凍結設備よりもコンパクトになったことで、凍結設備の幅を1.2m以内に設計し、シールドマシン解体時に運搬台車の運行の障害とならないようにした。従来地盤凍結工法よりも配管径を半分まで縮小できたことにより、配管の設置作業が簡易となり、狭隘な枕木の下に凍結配管を設置することが可能となった。従来工法との工程比較表を表-3に示す。従来の地盤凍結工法では、凍結設備の専有面積が大きくなり、さらに、凍結管に出来る限り近い位置に設置する必要があった。そのため、シールドマシンの掘進設備を解体し、後続台車等を搬出した後でなければ凍結設備を設置出来なかった。従って、凍結設備設置と凍土造成期間中の約30日間はシールドマシンの解体作業が全く進まなくなってしまう。新しい凍結システムを採用することで、凍土造成期間中にシールドマシンの一次解体を行うことが出来たため、シールドマシン一次解体作業から二次解体作業まで時間的な



写真-1 凍結設備



写真-2 凍結運転中の切羽状況



写真-3 J管フード部凍結状況

