全地連「技術フォーラム 2020　Web 技術発表会」

論　　文　　集

2020 年 11 月 4 日

一般社団法人全国地質調査業協会連合会

「技術フォーラム2020　Web技術発表会」　技術発表内容一覧

セッション区分	論文No.	発表者氏名	所属機関名	所属地区	題目
A　新しい技術	01	小野　尚哉	国際航業株式会社	関西	道路法面および自然斜面の目視点検におけるUAVの活用とその効果
	02	奈須　徹夫	株式会社ワイビーエム	九州	全自動ボーリングマシンの開発 －ワイヤーラインを用いた軟弱地盤の削孔について－
B　情報化・解析	03	佐藤　　真	株式会社地圏総合コンサルタント	関東	3Dモバイルスキャナーの活用事例
	04	柏原　真太郎	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	東北	3D模型を利用したプロジェクションマッピングによるリスクコミュニケーションの一例
	05	千葉　俊弥	株式会社テクノ長谷	東北	地形地質的補填データを意識した3次元地質モデルの作成
C　働き方	06	谷﨑　優也	若手活躍調査ワーキンググループ	四国	若手が活躍する地質調査の実現に向けて
D　現地調査	07	寺岡　康一郎	株式会社荒谷建設コンサルタント	四国	盛土施工箇所下流域におけるアルカリ側に基準値を超過した表流水発生の原因考察
	08	福田　耕太	川崎地質株式会社	中部	ダム監査廊における揚圧力観測孔からの噴砂対応事例
	09	玉那覇　聖芽	川崎地質株式会社	関西	ボーリング調査より推定した高取山断層の性状及び断層位置について
	10	遠島　修蔵	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	中国	ため池改修のための地質調査事例
	11	川渕　達也	中央開発株式会社	九州	軟弱粘性土上におけるスパット台船の設置事例
	12	岡田　広大	株式会社興和	北陸	離島の漁港における調査事例
	13	前原　開斗	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	九州	サンゴ礫混じり土および埋立土の高品質サンプリングと液状化評価
E　原位置試験	14	山邊　　晋	関東地質調査業協会技術委員会	関東	N値に関する物性値換算の問題と適応性の限界について
	15	片岡　賢悟	応用地質株式会社	関東	セルフボーリング型孔内載荷試験の洋上風力発電事業に伴う地盤調査への適用事例
F　自然災害	16	はぜ　峰生	株式会社テイコク	中部	浸水解析によるバックウォーター現象の評価について
	17	平松　良太	北海道土質コンサルタント株式会社	北海道	災害時の簡易調査における調査事例
G　斜面調査	18	愛甲　健太	株式会社東建ジオテック	中国	老朽化した吹付モルタル法面の調査事例
	19	安田　　涼	株式会社ダイヤコンサルタント	関東	現地計測に基づく斜面崩壊時の飽和度分布の推定 ～崩壊メカニズムの推定を目指して～
H　地下水調査	20	朝倉　良恵	株式会社日さく	関東	地下水の水質リスクを評価するための調査事例
I　物理探査・検層	21	水江　邦夫	株式会社東京ソイルリサーチ	関東	長期測定に適したPS検層測定孔設置の検証
	22	江川　貴大	株式会社東建ジオテック	関東	ボーリング孔を利用した残存杭の杭長及び配列調査
	23	金城　亜祐美	日本物理探鑛株式会社	沖縄県	沖縄県内の石灰岩層における空洞探査事例
	24	牧　　恭子	応用地質株式会社	九州	高密度電気探査を活用した河川堤防における漏水発生要因の検討
	25	大島　弘己	興亜開発株式会社	中部	AI技術を用いた不発弾探査解析（試験孔直下解析）の紹介
J　室内試験	26	三好　功季	協同組合関西地盤環境研究センター	関西	沈降分析における測定の自動化への試み
	27	宇山　哲司	北海道土質試験協同組合	北海道	北海道の土質とセメント系固化材の選定
	28	久保　裕一	中部土質試験協同組合	中部	砂質粘性土の凍結による力学特性への影響
K　岩盤評価	29	比嘉　　優	株式会社南城技術開発	沖縄県	琉球石灰岩地盤の解析に用いたRQMRより算定した強度に関する考察
	30	井上　英将	株式会社南城技術開発	沖縄県	琉球石灰岩地下空洞で行った安定性評価について
	31	東　　浩太郎	日本物理探鑛株式会社	関東	岩盤クオリティー評価システムの適用事例
	32	片山　　翔	中央開発株式会社	関東	新第三紀砂岩泥岩互層地山におけるトンネル調査事例

【01】

道路法面および自然斜面の目視点検における UAV の活用とその効果

国際航業（株）　○小野尚哉，田中貴人，王てい，山本奈穂
(一財)京都技術サポートセンター　小松吉則

1. はじめに

膨大な数の道路法面および自然斜面の点検には莫大なコストと時間がかかる。一方で技術者不足、施設の老朽化、災害の激甚化は進行中である。このような現状に対し、各種新技術を活用し、危険箇所や災害予兆を効率的に把握することや、蓄積されたデータを比較し変動箇所を確実に把握することが求められている[1)]。筆者等は、これまで航空レーザデータ等を活用した実証を行ってきたが（例えば、王ほか(2019)[2)]）、それとは異なる観点として、本稿では将来のロボット化も期待できる UAV の活用効果に着目し、危険箇所の効率的な把握について検証した事例を報告するものである。

2. 従来の点検方法の概要と課題

安全性の向上および効率的な維持修繕のために措置の必要性判断を行うことや、災害の発生要因を発見し、要因を除去または災害に対して防護するための処置を施すことなどを目的として、下記の点検が実施されている。

(1) 道路防災点検

点検要領（平成18年9月）等に基づき、現地踏査により構造物やその周辺に対して地形、地質、変状等の状況を確認して安定度調査表を作成し、その結果に基づき点検技術者が総合評価を行うものである。

この点検においては、見逃し災害（点検対象以外の災害)、人手不足、データ蓄積、既往災害の教訓の活用不足、対策効果の過大評価、地質や力学物性を活用する体系不足などが課題である[3)]。

(2) 道路土工構造物点検

道路土工構造物点検要領（平成29年8月策定）に基づき土工構造物に対して近接目視を行って変状の状況を確認し、その結果をもとに健全性を診断するものである。

この点検においては、点検箇所が高所で危険な作業を伴うため、ロープワーク（写真-1）や高所作業車の利用が必要となり、点検効率の低下や高コスト化、点検方法や結果のバラツキなどの課題が生じている。

写真-1 ロープワークを利用した急峻な法面の点検状況例

3. UAV を活用した点検の方法

道路の防災・減災における沿道リスクへの対応について、新技術を活用した点検手法の積極的導入が求められているが、法面における UAV の適用に関する報告例は少ない。よって、本稿では法面の点検に UAV を活用する効果を検証するために、次の点に着目して実施した。

①汎用性確保のため市販 UAV・カメラを利用（表-1）

②従来の点検方法との比較による具体的な有効性検証

表-1 主な使用機器

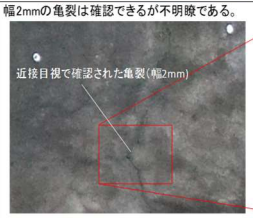
機材	写真	情報	撮影種別
Phantom4 Pv2.0		重量:1375g カメラ:2000 万画素	詳細 ※状況写真 ※オルソ、3D 概略 全景
Skydio R2 for Japan Inspection(J2)		重量:775g カメラ:1200 万画素	近接

4. 検証結果

(1) 法面への適用結果

表-2 に示す通り、得られる成果の品質は UAV 画像の撮影距離に依存し、詳細に撮影すると近接目視と同等の画像が取得できること、撮影距離を利用目的に応じて任意に設定することで、UAV の活用方法を選択できることが判った[4)]。

表-2 UAV 画像の撮影枚数(撮影距離)の比較

種別	UAV概略撮影	UAV詳細撮影
のり面の視認性比較		
亀裂の視認性	幅2mmの亀裂は確認できるが不明瞭である。 	幅2mmの亀裂が明瞭に確認できる。
撮影概要 ※L100m×h40mの場合	中解像度：中距離撮影（1法面100枚以内）比較的安価	高解像度：近距離撮影（1法面2000枚以内）高価
交通規制	規制不要（見張り必要）	規制必要
撮影距離	20～50m	10m前後
計測数	7法面／日	2法面／日
SfM等の画像解析数	4法面／日	1法面／4日
変状トレース	－（未検証）	0.3法面／日（今回、実施）
特　徴	現地踏査等の良質なスケッチ基図となる。主要な亀裂等の変状の把握が可能	ヘアクラックレベルの詳細な変状の把握が可能

また、UAV を活用した点検と従来の近接目視点検を比較した結果、UAV の活用は、詳細点検箇所のスクリーニングや現状の記録(アーカイブ)に高い効果があること、従来の近接目視点検は、重要施設や災害発生の危険性が

高い斜面の詳細調査への適用が効果的であるが、現場条件によっては、UAV の活用が効果的であることが判った（表-3）。

表-3　従来の近接目視点検と UAV を活用した点検の比較

区分		近接目視（ロープアクセス含む）	UAV点検（可視画像）
平面図・正面図・展開図等	利点	吹付の亀裂内部や打音結果等、**近接ならではの情報が反映されている**。 **着目すべき箇所が強調**され、点検時のポイントが分かり易い。	**短時間で対象のり面の概要を取得**することができる。 斜面全体を写真で示すことができるため、**位置精度を大幅に向上**することができる。 全景や概略状況把握の場合、道路至近を飛行せず撮影が可能なため規制等が不要。
	欠点	作成に手間がかかる。 スケッチによる作図作業となるため、**位置精度が低下し易い**。	得られる**情報は映像のみ**である。 **植生の影響**により視認性が大きく低下する。
断面図	利点	着目すべき箇所が強調され、**模式化された図面**となるため、**のり面の構造や構成する施設、点検時のポイント等が分かり易い**。	**いつでも任意の断面を取得**することができる。 断面図のみならず、**3次元鳥瞰図等も作成**できるため、現地状況が判り易い。
	欠点	現地での簡易な測量で作成するため、**断面作成箇所は点検時に決定**する必要がある。	SfMを行うため、撮影、データ処理の手間が大きい。 植生等、**障害物のある部分では地表面の情報が取得出来ない**。
現地状況	利点	**落ち葉や堆積土砂を除去した上での状況や、打音等の結果など、現地の様々な情報を取得**できる。 至近距離からの撮影や開口亀裂内部などの撮影が可能。	**人による点検では不可能なアングルからの写真**が取得できるため、対象箇所の状況が分かりやすい。 別機体となるが、適宜、**至近距離からの接写**が可能である。
	欠点	現地での移動や観察等の作業に**手間がかかる**。 全体を概観する写真の撮影が困難である。	**画像から分かる事以上の情報は得られない**。 障害物の背後はUAVの近接が困難である。
総括		・コストが高いものの、対象物に近接し**詳細かつ多様な情報が得られる調査手法**であり、**重要施設や、災害発生の危険性が高い斜面**などに対する調査手法として有効であると考えられる。	・のり面全体の情報を取得しているため、 ⇒見逃していた変状があっても**遡って確認することが出来る**。 ⇒二時期の画像による経年変化比較も可能である。 ・**全景撮影**では、画像情報に限られるが手軽にのり面の全容を把握することが可能であり、**詳細な点検が必要な箇所のスクリーニング**のほか、**現状の記録（アーカイブ）**として有効であると考えられる。 ・詳細撮影は、コストや映像以外の情報取得が困難等の課題がある。

(2) 自然斜面への適用結果

自然斜面における UAV の活用により、踏査による点検の一部を代替できることを確認した（写真-2、3）。なお、自然斜面においては植生が繁茂していることが多いため、自然斜面全体の調査ではなくカルテの着目点の確認のような定点調査に向いており、落葉時期に撮影すると効果的である。

踏査により比高 2m程度の岩崖を撮影。1m程度の浮石の分布を確認し、その安定度を把握した。

落葉時期に UAV により上空から遠望で撮影。亀裂が分布する露岩であることが判る。植生下は状況不明。

写真-2　従来の点検方法と UAV による遠望撮影の比較

落葉時期に撮影。亀裂により浮き石化した落石源が確認できる。

落葉時期に撮影。排水施設が落脱していること、擁壁や周辺に変状がみられないことが判る。

写真-3　UAV で林間に侵入し撮影した事例

5. UAV の活用効果と課題

(1) UAV の活用効果

次のような効果が期待できる。

- 俯瞰して見るため、わかりやすい画像を撮影でき、斜面全体や急崖などの危険箇所の把握が容易である。
- 詳細点検箇所のスクリーニングや現状の記録（アーカイブ）に高い効果がある。
- 構造物や変状の正確な位置と規模を把握でき、二時期の画像による経年比較を行うことができる。
- 人が斜面を歩く必要がないため、山歩きに不慣れな技術者でも点検でき、安全性が向上する。
- 撮影方法や画像処理方法を目的に応じて設定できるため、様々な適用方法の採用や組合わせが可能である[4)]。

(2) 課題と対応策

次のような課題があり、技術向上や工夫を要する。

- 幅2mm の亀裂を正確に把握する詳細撮影は高コストとなるため、詳細撮影は近接不能なのり面や、変状卓越箇所などを対象とする。本質的な改善策として、撮影・解析の自動化等によるコスト低下が期待できる。
- 路肩等に十分なスペースがない場合は、離着陸の際などに一時的な通行規制を行う。
- 植生繁茂箇所では限定的な利用となり、陰となる部分は撮影できないため、落葉時期の撮影を推奨する。
- 操作ミス等で UAV が墜落する可能性は否定出来ないため、現場毎に安全対策と機材回収計画を立案する。

6. 今後の展望

UAV を活用した画像データ等の点検結果を蓄積し、後続作業で活用することで経年劣化を精緻に把握できるため、より正確な評価・診断が可能となることが期待できる。また、今後の技術革新等で最適な点検手法は変化していくものと考えられることから、UAV を含む新技術の活用方法について継続的に検討する必要がある。そして、さらなる効果的な点検のためには、維持管理システムと連携したデータの自動集積とデータの一元管理による効率化・最適化、技術者不足に対応するための危険箇所の机上抽出方法の高度化（AI 等）、ロボットの利用促進、危険度・優先度の評価方法の確立等が必要となると考えられ、今後はこれらの実現を目指していきたい。

《引用・参考文献》

1)国土交通省基本政策部会(2019):道路の防災・減災について,第68回基本政策部会配付資料,国土交通省 HP.

2)王ほか(2019):航空レーザデータ等を活用した斜面・法面点検技術の効果,応用地質学会講演論文集.

3)佐々木ほか(2018):防災点検の有効性と災害の低減に向けて,道路防災点検講習会資料.

4)小野ほか(2020):道路法面の近接目視点検における UAV の活用とその効果,応用地質学会講演論文集(投稿中).

【02】

全自動ボーリングマシンの開発

― ワイヤーラインを用いた軟弱地盤の削孔について ―

㈱ワイビーエム　○奈須　徹夫　近藤　純矢
佐賀県工業技術センター　福元　豊　平井　智紀
㈱クリステンセン・マイカイ　松熊　晋也　宮本　哲臣
川崎地質㈱　濱田　泰治　近藤　勉

1. はじめに

地質調査業界では、熟練オペレータの退職増加と担い手の減少が進んでおり、ボーリング技術伝承の問題と将来のオペレータ不足が危惧されている[1)]。対策として、機械メーカーの立場から、技術伝承を補完する削孔方法と全自動ボーリングマシンの開発を進めている。

本報告では、削孔方法としてワイヤーライン方式を選定し、新規に開発するボーリングマシンの能力仕様を確認するために行った削孔試験の結果について報告する。

2. 削孔方法の選定

現在、地質調査では、φ40.5mm のロッドの先端にコアバーレルを装着した削孔ツールスを使用し、ボーリングマシンを用いて、ロッドを回転させながらポンプを用いてビット先端から泥水を噴出させ、地中に削孔貫入する方法が広く採用されている。多くのケースでは、削孔1mごとにコアバーレルを引き上げ、ロッドを継ぎ足して調査孔に再挿入するため、身体的作業負荷は高い。

オペレータは削孔状態を観察しながら、ロッドの回転数、貫入速度、送水量、泥水濃度等を調整することで、地盤の削孔、土砂の排出および孔壁保護を行っており、地層に応じた泥水管理の習熟には長期の経験に基づく高度な技術取得が必要である。

削孔方法の比較を表-1に示す。ボーリングマシンの全自動化に際しては、回転・貫入・送水のみを制御し、泥水管理が容易な削孔方式を選定することにした。本開発では、標準貫入試験を行うことを想定し、先端が解放されたロータリー式ボーリングの中から、駆動系が1系統であること、ケーシング状のロッドの使用により孔壁崩壊による孔内事故が発生しにくいことおよびコアバーレルの昇降作業をウインチで行うため身体的作業負荷が少ないことなどから、ワイヤーライン方式を選定した。

土砂削孔用に用いた試作ワイヤーラインツールスを図-1に示す。要求項目としては、標準貫入試験が可能となるよう内径を71mm 以上とし、ロッド長を1m とした。コア径は従来のスリーブ式二重管サンプラーと同等の65mm とした。

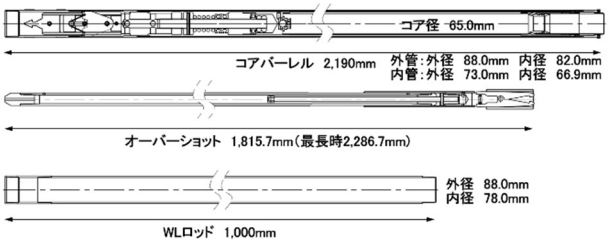


図-1 試作ワイヤーラインツールス(土砂用)

3. 削孔試験

ロータリー式ボーリングにおける削孔の三要素（回転数、給進力、送水量）の組み合わせを変えた削孔試験を実施した。

試験は、佐賀県唐津市原の造成地にあるワイビーエム社有地で実施した。当該地盤は一級河川松浦川の氾濫原にあるため均質な砂地盤が分布しており、造成埋め立土の下（地表から2m）以深の3m 区間を試験対象層とした。図-2に柱状図を示す。

表-1 削孔方法の比較

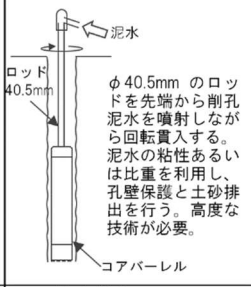
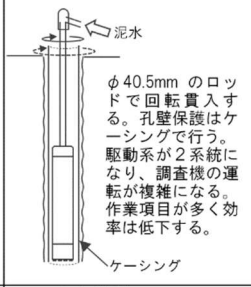
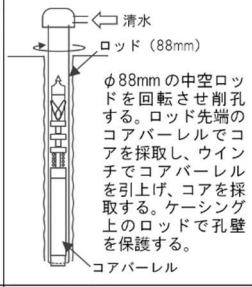
項　目	従来方式	従来＋ケーシング方式	ワイヤーライン方式
削孔概要			
削孔ツール	ロッドφ40.5mm	ロッドφ40.5mm ケーシングφ114mm	ロッドφ88mm
削 孔 水	泥水	泥水	清水
孔壁保護	泥水	ケーシング	ロッド(ケーシング)
孔底洗浄	要	要	不要
試料採取	ロッド引き上げ	ロッド引き上げ	ウインチ巻き上げ

図-3に削孔位置図、表-2に試験ケースを示す。削孔試験における計測項目は、削孔深度・回転数・回転トルク・貫入速度・給圧力・送水量・送水圧・時間とした。3要素（削孔速度・回転数・送水量）3水準（大・中・小）の組合せについては L_9直交表[2)]を用いることで、9ケースの試験と確認試験を計画した。また、ジャミング防止を目的として、削孔水にはポリマー系泥材を0.02%添加した。

計測機器の配置を図-4に示す。

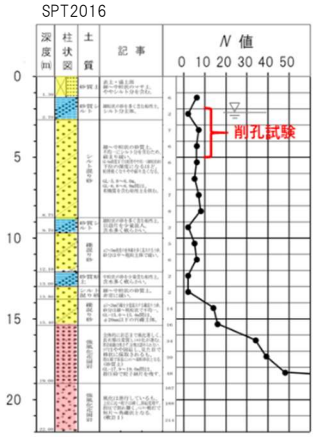
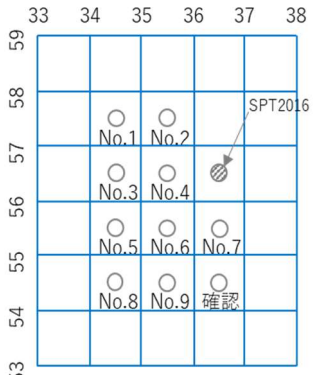


図-2　柱状図



1 辺 1m の格子で区分し格子中央で削孔実施

図-3　削孔位置図

表-2　試験ケース（L_9 直交表への削孔条件の割り付け）

削孔位置No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
貫入速度(分/m)	5	5	5	10	10	10	15	15	15
回転数(回/分)	15	30	45	45	15	30	15	30	45
流量(L/分)	10	20	30	10	20	30	30	10	20

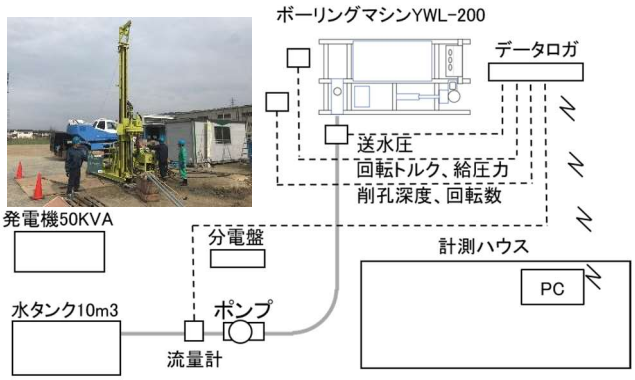


図-4　計測器の配置

ボーリングマシンに取り付けたセンサーの計測データは計測ハウス内のパソコンに無線転送してデータを保存した。あわせて、削孔で得られたボーリングコアを観察した。

解析に際して、良好なボーリングの定義付けが必要である。本研究では、ロッドの回転トルクのバラツキが少ない場合に良好なボーリングができると仮定し、その時の貫入速度、回転数、送水量を求め、それを参考にボーリングマシンの削孔仕様を決定することにした。

表-3　削孔位置（条件）に対する望目特性の SN 比

削孔位置No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	確認
SN比(db)	7.9	13.4	13.2	9.1	13.6	12.6	12.9	8.9	17.5	19.3

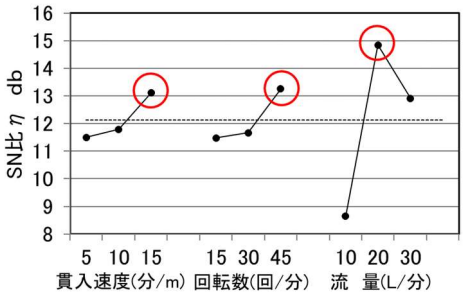


図-5　SN 比と水準の関係（要因効果図）

L_9直交表に割り付けた9ケースの試験データから品質工学における望目特性の SN 比[2]で評価した。なお、この SN 比は削孔時の回転トルクの平均 m と分散 v の比 m^2/v を対数化したものに相当し、大きいほど回転トルクの安定性が高いことを示す。表-3に削孔位置（条件）に対する望目特性の SN 比を示す。更に、各 SN 比の要因効果について解析[2]を行った。図-5に SN 比と水準の関係を示す。最適条件は SN 比が大きい水準を選定し、貫入速度15分/m、回転数45回/分、流量20 L/分であると推定した。その後、確認試験により最適条件の SN 比が19.3db（表-3）であることから、推定が正しく、再現できることを確認した。

参考として図-6に直交表による実験の中から SN 比の大きさが最大、中間、最小の３つの試験ケースでの深度と回転トルクの関係を示す。SN 比が最大である No.9の場合は、トルクが低くバラツキが小さい。

最適条件での確認試験コア（土砂）を写真-1に示す。GL-2～5m 間のコア採取率は平均91.7%（82%、97%、96%）と良好なボーリング結果が確認できた。

4. まとめ

現状に比べ、技術習得しやすい調査方法の導入と自動化・省力化が可能な調査機械を開発するため、土砂用ワイヤーラインツールスを試作し、試験削孔を実施し、良好なボーリングに必要な削孔仕様を得た。今後、これらの知見をもとに全自動ボーリングマシンを開発する予定である。

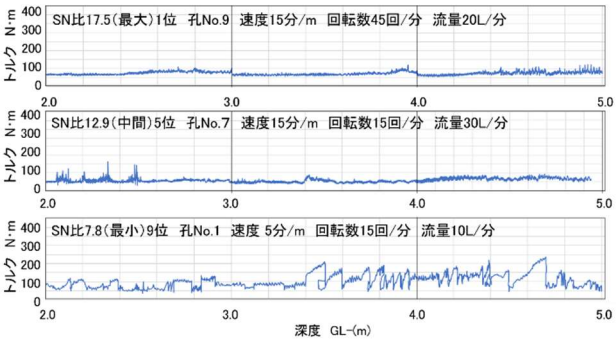


図-6　深度と回転トルクの関係

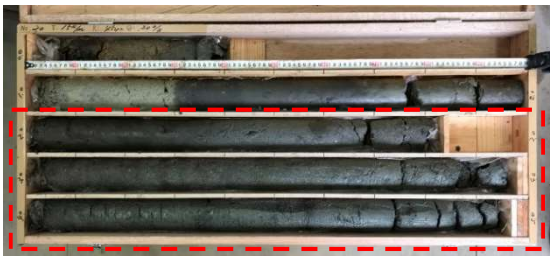


写真-1　確認試験コア（土砂）

《引用・参考文献》

1) 岩崎公俊：技術伝承に関わる全地連の取り組み，地盤工学会誌,65-3,2017.5

2) JISZ9061　新技術及び新製品開発プロセスのための統計的方法の応用－ロバストパラメータ設計（RPD）,2016.12

【03】

3D モバイルスキャナーの活用事例

(株)地圏総合コンサルタント　○佐藤　真、中川　清森、住屋　美言

1. はじめに

近年、土木分野におけるBIM/CIMやICTの活用に伴い、地形情報などの 3D データ取得・情報化・モデル化が積極的に進められている。

3D モバイルスキャナーは、モータードライブに搭載された慣性計測ユニットを使用したレーザースキャナーで、SLAM 技術（自己位置推定と環境地図作成の同時実行）により 3D データを取得することができる。迅速で容易に 3D データを取得できるため、多様な場面での活用が期待される。本稿では 3D モバイルスキャナーを地質や設計に関する調査で活用した事例を紹介する。

2. 機材の仕様

使用した機材は、GeoSLAM 社製 ZEB-HORIZON である。本機の仕様を表-1に示す。最大100m の距離まで計測可能であるため、近づくことが困難な場所であっても離れた位置から計測が可能である。

図-1　3D モバイルスキャナー機材一式

表-1　3D モバイルスキャナーの仕様

最大照射距離	100m(有効距離 50m 以内)
照射角度	360°　×270°
ポイント数	937 ポイント/ライン
データ取得速度	約 300,000 ポイント/秒
相対誤差	1cm～3cm
動作温度	0℃～+40℃
保護等級	IP54(防塵、防水)
重量	2.76kg
バッテリー寿命	約 3 時間継続使用可能

3. 計測方法

写真-1に3D モバイルスキャナーの計測方法を示す。必要な機材類を接続し、機材を持ってスキャンしたい場所の周辺を移動し計測する。また、計測経路は、閉ループである(開始点に戻る)。

取得したデータは、3D 点群データとして点群処理ソフトで読み取りおよび出力が可能である。データは相対座標系をもっており、既知の絶対座標を持った箇所を入れて計測することで取得データを絶対座標系とすることができる。

なお、計測と同時に動画も撮影できる。その結果を使って点群に色情報を持たせることによって、視覚的にもわかりやすい3D モデルを作成することができる。

写真-1　機材の使用状況

4. 調査事例

(1) 災害現場(堤防の破堤)での活用

図-2は、台風による大雨で河川水位が上昇したことで、越流による浸食が起こり、堤防が破堤した箇所の計測データである。下記の範囲の計測には、15分程度の時間を要した。計測したデータは、俯瞰的に捉えることが可能であり、被災状況を容易に把握することができる(図-2(a))。また、図-2(c)のように任意の箇所で断面を作成することができるため、迅速に被災状況の把握や今後の対策方針を立案することが可能であると考える。

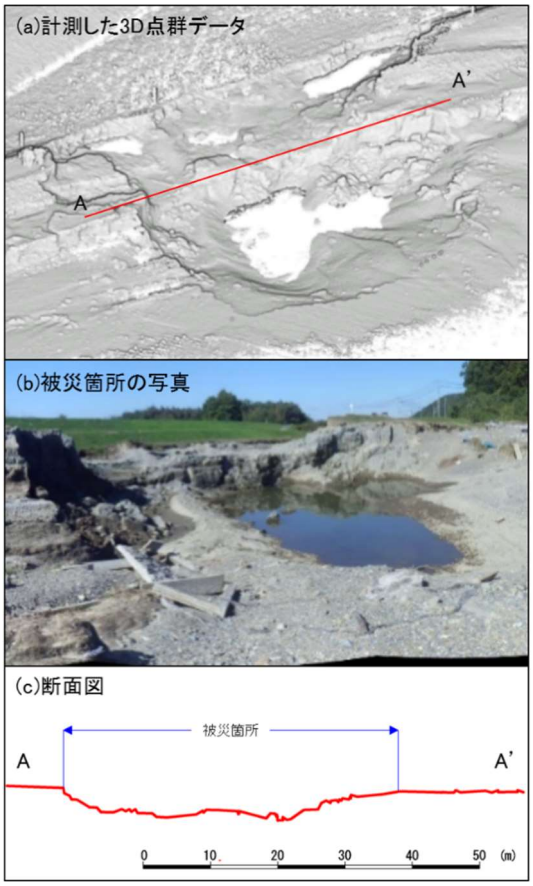


図-2　災害被災箇所の3D 点群データ(a)および写真(b)、断面図の作成例(c)

(2) 坑道点検での活用

図-3は、ある坑道内を計測したものである。計測箇所は、非常に薄暗い場所であるが、問題なく計測が可能であった。定期的に計測し、それらのデータを重ね合わせることで大きな変状などを把握することが可能であると考える。また、ダムの横坑など、通常では測量が困難な箇所でも計測、形状の把握が可能である。

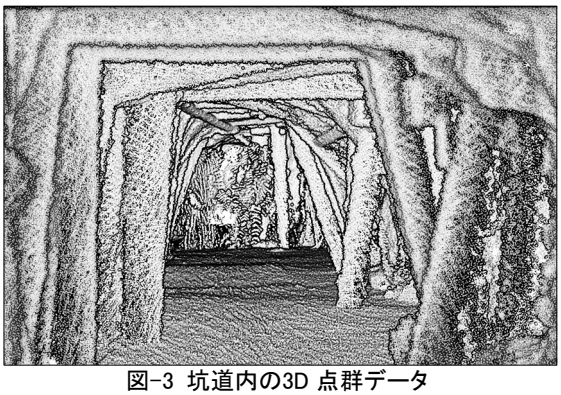


図-3 坑道内の3D 点群データ

(3) 体積計測での活用

図-4は、土砂の置き場を計測したものである。土砂を置く前と後を計測することで置き場に搬入した土砂の量を把握することができる。また、土砂置き場全体を計測することで、搬入可能な土砂の量を把握することが可能であり、土砂の運搬計画などを立てるのに役立つ。

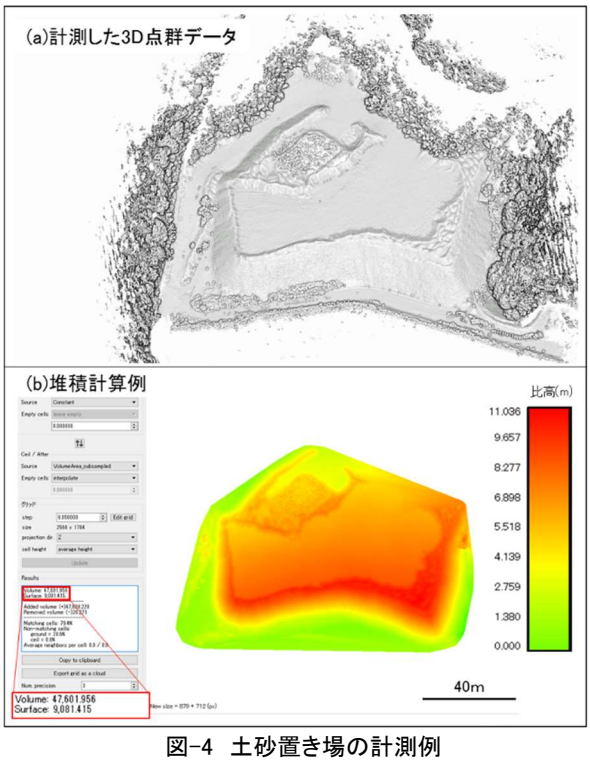


図-4 土砂置き場の計測例

(4) 設計業務での活用

図-5は、工事用道路の予定経路について検討したものである。予定経路には電線があり、電線と車両の離隔を確認し、安全に通行できるかを検討した。3D モバイルスキャナーを使って計測し、通行に十分な離隔を確認できたことにより、経路の検討を迅速に進めることができた。

図-6は、橋脚を3D モバイルスキャナーで計測した例である。橋脚が傾いているのではないかとの問い合わせがあり、それを確認したものである。問い合わせ後に迅速に計測を行った。計測結果から、橋脚と桁は垂直となっており傾いていないことを確認した。加えて、橋脚の寸法を計測し、橋脚の元の寸法と比較することで橋脚が変形していないことを確認した。

この他にも絶対座標および標高を付与することで、測量図面がない場所でも設計基図が作成でき、設計の補助ツールとして活用も可能である。

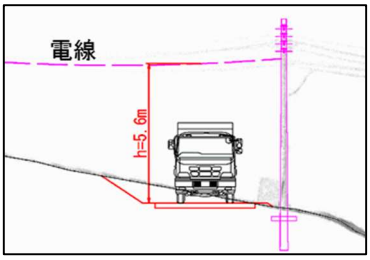


図-5 設計業務での計測例(1)

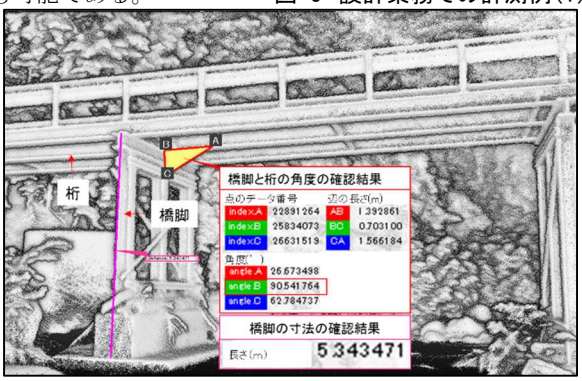


図-6 設計業務での計測例(2)

5. まとめと今後の課題

3D モバイルスキャナーを用いることによって、現状の地形や構造物の形状を迅速かつ効率的に計測することが可能であることがわかった。

今後の課題は、精度の確保および点群データの処理である。

今回紹介した事例の他に複数個所、場面において計測を実施した。その結果、表-1よりも相対誤差が大きく出てしまうことがあった。そのため、精度が確保できる計測方法を十分に把握する必要がある。計測中に機材を急に動かしたことや車などの物体の移動を計測したことにより、相対誤差が大きくなってしまったと考えられる。

点群データの処理の課題の一つとして、ノイズの処理が挙げられる。計測の際に物体の移動やレーダーの乱反射などによりノイズが生じる。地表面や構造物の正確な形状を把握するためには、それらのノイズを取り除く処理が必要となる。点群処理ソフトによって、大まかにノイズを取り除くことは可能であるが、細かな部分は手作業を要する。今後は効率的にノイズを処理する方法について検討する必要がある。

6. おわりに

3D モバイルスキャナーは、上記で述べた課題はあるもののその簡便性から様々な場面での活用が期待できる。今後は、計測事例を増やし、精度に関する諸条件を把握し、活用できる範囲などの検討をしていきたい。

【04】

3D 模型を利用したプロジェクションマッピングによるリスクコミュニケーションの一例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　　○柏原　真太郎，杉山　直人，西　俊憲
武田　茂典，仲井　勇夫

1. はじめに

国土交通省は2025年までに BIM/CIM 原則導入を目指し、適用業務を拡大させている。これは計画・調査・設計の各段階において3D モデルを連携・発展させ、事業全体にわたる関係者間の情報共有・生産性の向上を目指すものである[1)]。地質調査業界においても、調査結果を設計・施工段階へ引き継ぐためには地形地質情報の3D 化を推進することが不可欠である。今後 BIM/CIM 化への動きが活発化するにしたがい、地形地質情報の3D 化のみではなく、3D 化した情報の効果的な表現手法の模索も同時に進めなければならない。

ここでは、道路斜面を対象に3D 模型を作成し博物館やジオパーク、商業施設の広告・企画・展示・演出、地理学習等で広く活用されているプロジェクションマッピング技術[2) 3)] を援用することで、急斜面上に散在する落石源から予想される災害現象を効果的に伝達する試みを紹介する。

2. プロジェクションマッピング技術の援用

プロジェクションマッピング技術で投影できる情報は画像や動画、音楽など多岐にわたり、工夫次第で様々な演出が可能であることから、GIS データや時間的な変化を3D 模型に映し出し、従来の3D 表現から4D 表現への発展が可能となる。これらを BIM/CIM 業務の地質リスク伝達や各種ハザードリスクの周知手法として導入し活用することで、より効果的なリスクコミュニケーション手法となることが期待される。

3. 対象事例の紹介

落石発生履歴のある道路斜面において、自費施工により航空レーザ測量を実施した。空中写真等の画像データ（図-1）および数値標高モデル（DEM）を取得し、DEM の解析から斜面の傾斜量を算出し傾斜量図（図-2）を作成した。現地踏査に先立ち傾斜量図の判読を実施し、落石発生源を抽出した。抽出した落石発生源から、不連続変形法（DDA）による落石岩盤・崩落解析により落石シミュレーションを実施し、落石軌跡を平面図上にプロットした（図-3）。

これらの情報は平面図上で示されており、地形判読に不慣れな専門外の方たちには落石源および落石軌跡と保全対象構造物である道路との地形的関係が読み取りにくく、リスク伝達として不十分であった。

図-1　対象斜面の空中写真

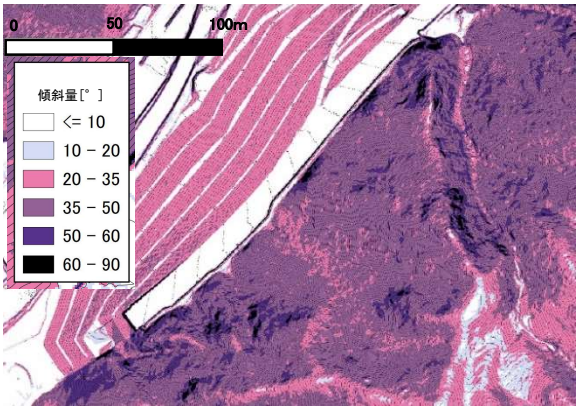


図-2　対象斜面の傾斜量図

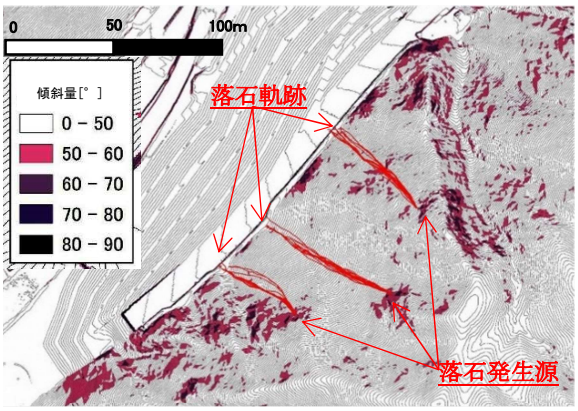


図-3　落石シミュレーション結果図

4. プロジェクションマッピングシステムの紹介

(1) 3D 模型の造型

プロジェクションマッピングの基礎となる3D 模型は DEM から地形面モデルを作成し3D プリンター（UP300 Tier Time Technology 社製：熱溶解積層（MEM）方式、

PLA 樹脂）を用いて造型した。本機種の最大造型サイズが幅25cm、奥行き20cm 程度であることから、今回造型した模型はモデルを3分割で出力し、3つの模型を組み合わせて1つの模型としている。

(2) 展示ブースの作成

今回、試作したマッピングシステムは博物館やジオパークの展示のような大掛かりなものではなく、短期間での小スペース展示あるいは、事業計画・成果のプレゼンテーションのような比較的小規模なものを想定している。そのため、運搬面を考慮し、折り畳み式で軽量の専用の展示ブースを作成した。試作したマッピングシステムを図-4に示す。プロジェクションマッピングは周囲の照明量に大きく依存する。作成した展示ブースは遮光性の確保および反射を抑えるため両面に黒布を貼り付けて対応している。展示ブースの上面にプロジェクターを固定する雲台を取り付け、その下方に置いた模型に向かって投影している。3D 模型と投影する情報を取り換えることで別の地域における地質リスクの表現も可能である。

(3) 投影画像の制御

今回投影した投影画像はプロジェクションマッピング専用ソフトである MadMapper ver3.7；GarageCUBE 社を使用し、位置合わせ、加工等を行っている。

写真-1～4に実際投影した状況を示す。投影した画像は、左から対象斜面の空中写真、DEM から作成した等高線図、傾斜量図、落石シミュレーション解析結果である。解析結果は落石軌跡が連続的に表現されるように動画データを投影している。

図-4 試作したマッピングシステムの外観図

(4) プロジェクションマッピング技術援用の効果

3D 模型に情報を投影することにより、平面図のみからでは読み取りにくかった斜面の傾斜度合を連続的に把握し、予想される落石源と保全対象である道路との関係をその間の地形的条件をふまえて判断できるようになった。このことから、急斜面を「点」としてではなく周囲の斜面状況を含めた3D 的な「面」として、認識を拡大させる効果が期待できる。また、落石軌跡を追うと道路に飛び出すものも確認され、既存の落石対策工の規模や設置箇所の見直し・検討にも活用できる。

このようなリスクコミュニケーションにより、落石の発生しやすい地形や、落石軌跡が集中して分布する地形を視覚的に理解でき、予期される災害リスクを効果的に伝達できるようになった。

5. 今後の展望

今回試作したプロジェクションマッピングシステムにより、ヘッドマウントディスプレイ等の機材を使用せずとも、地形判読能力をもたない専門外の方に対して、複数人同時にリスクコミュニケーションが可能となった。

最近頻発する豪雨災害においては、事前に公表されていたハザードマップと実際の被災箇所とが一致している事例が確認されている[4)]。ハザードマップで危険箇所として指摘されているにも関わらず災害時に大勢の犠牲者が出ているということは、一般市民に対するリスクの周知には、既存の平面的なマップだけでなく、さらにわかりやすいリスクコミュニケーションの必要があるいうことである。このプロジェクションマッピングシステムを活用し、ハザードマップを4D 的に発展させることで、より効果的なリスクコミュニケーションが可能となることが期待できる。

《引用・参考文献》

1) 国土交通省編:BIM/CIM 活用ガイドライン(案)p4,2020.3.
2) 萬年一剛:「新しい箱根地質立体模型」,神奈川県温泉地学研究所観測だより,第60号,p5-10,2010.
3) 芝原暁彦、木村克己、西山昭一:「積層型精密立体地質模型:3D 造型とプロジェクションマッピングを用いた地下構造の新規可視化法とその応用」,地図,vol.53,№1,p36-46,2015.
4) 山本晴彦、野村和輝、坂本京子、渡邊薫乃、原田陽子:「2015年9月10日に茨城県常総市で発生した洪水被害の特徴」,自然災害科学 J.JSNDS 34-3 p171-187,2015.

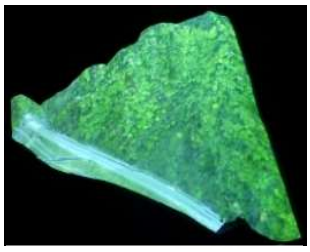


写真-1 空中写真投影

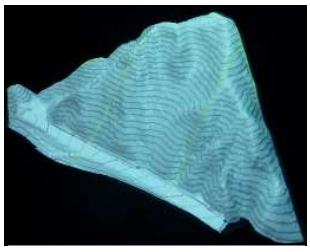


写真-2 等高線図投影

写真-3 傾斜量図投影

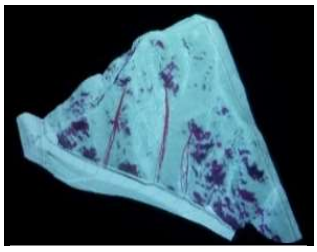


写真-4 解析結果投影

【05】

地形地質的補填データを意識した 3 次元地質モデルの作成

株式会社テクノ長谷　　千葉 俊弥

1. はじめに

精度の高い3次元地質解析モデル作成のためには、多くのボーリングによるグリット調査が必要である。しかしながら実際には、限られたデータ数で作成せざる得ない場合が多く、ボーリングデータが少ない状態で単純に作成されたモデルは、補填データを追加しないと現実の地質分布と矛盾する結果となることが多い。

本報告では、地形地質を意識したネットワークグリットでの3次元地質解析と、作成した地層面のチェックなどモデルの精度を上げる手法について報告する。

2. 3次元地質モデルの作成手順

3次元地質解析モデルの作成には、ソフトウエアによる一般的な手順として、①ボーリングデータの配置、②推定断面の作成・配置、③ソフトウエアによる空間データの推定となる。この場合、①②は、調査計画の段階で十分に検討する必要があり、以下記述する地形地質を意識した3次元地質モデルの作成準備の項目について、留意する必要がある。

3. 地形地質を意識した3次元地質モデルの作成準備

広さ30000m^2、ボーリング9本で基盤面の分布確認を目的とするモデルを作成する（図-1）。

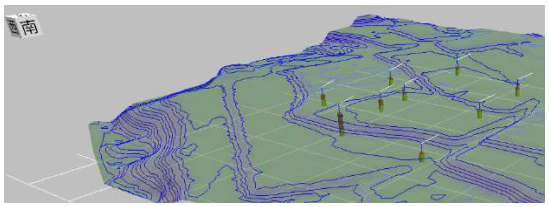


図-1　地形イメージ

(1) 地形地質を意識した調査グリットとボーリング選点

十分なデータ量を見込めるダム調査などでは、グリット調査により3次元データ（2次元断面による準3元）が作成され、精度の高いモデルが作成される。

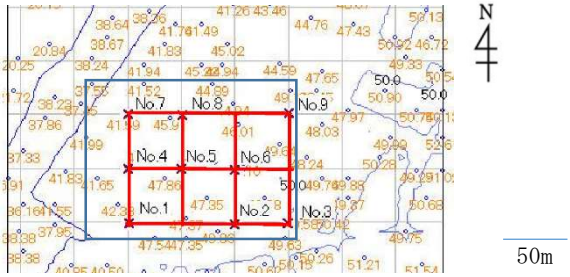
一方、限られたボーリングデータでの3次元地質モデル作成では、地質技術者が、地形地質情報の中から面的に重要な地点を判断し、限定されたグリットの一部となる推定断面を作成することで、ソフトウエアによる推定のための基礎資料となる断面を作成することになる。この場合、グリットは直角と直線の配置にこだわらず、地形要素を考慮した断面を配置したネットワーク型のグリット（図-3）が適当である。安易に設定される幾何学的なグリット（図-2）を優先して作成しても、地形地質的なコントロールポイントを反映することができなければ、精度の高いモデル作成をおこなうことができない。

(2) 地形地質を意識した補填データ

崖錐や埋没谷の中央部、地すべりブロック中央部や尾根地形頂部など、風化や堆積、ブロックの層厚を考慮すべき場所や、埋没谷の谷勾配、地すべりブロックのすべり面の連続性、一方向への標高の一様な低下などを考慮すべき場所では、グリットの１部として、地質技術者の判断で、地質分布を推定することが重要である。

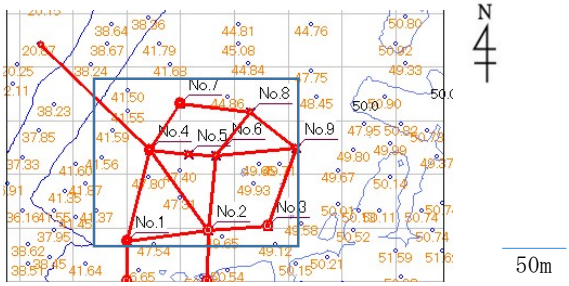
この作業自体が、推定上のキーポイントとなり、結果的に補填データとなる。今回モデルでは、旧地形図の谷地形を補填データの断面とした。（図-4）

ネットワークグリットの作成では、指定の調査範囲より外側の地点に地質をコントロールする露頭や、旧地形の谷などが存在し、広域的に地質を推定するのに有意義な地点があるため、グリットの一部の断面を延長している。この延長部は、補填データ断面の谷の勾配の参考としているが、3次元の成果を推定する範囲外であるため、あえて閉じたグリットにはしていない。



：精度の求められる範囲

図-2　幾何学的なグリット



・旧谷や、尾根にボーリングを配置

図-3　地形地質を意識したネットワークグリット

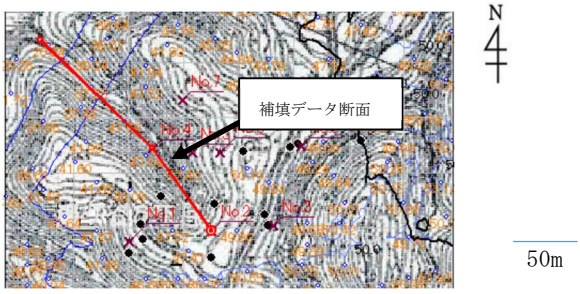
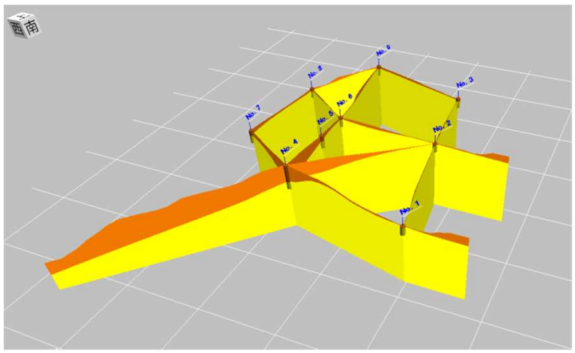
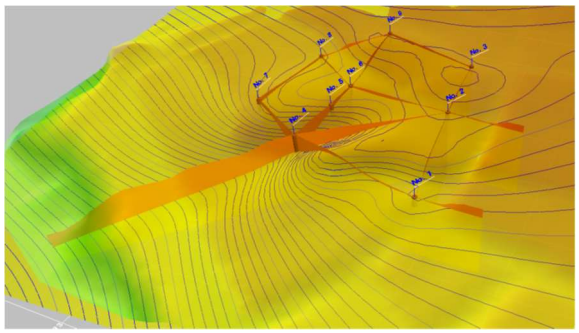


図-4　旧地形図と補填データ断面

4. 作成モデル



入力断面（50m メッシュ）
黄：基盤地質範囲



推定結果（1m コンタ）
グラデーション：地形、コンタ：地質分布

図-5　使用断面と推定基盤面

(1) 3次元地質解析結果

図-3のネットワークグリットで各断面を作成し、図-5のような解析結果を得た。本稿は、補填データの重要性を示すことが目的であるため、補填データなしの解析も実施した。

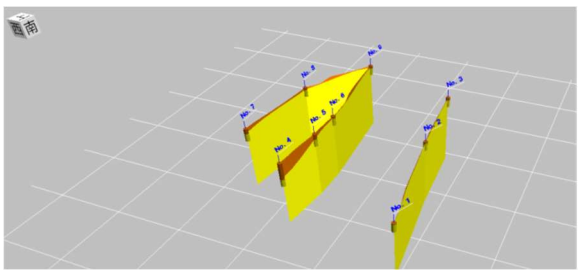
補填データを使用したグリットから推定した3次元モデル（図-5）は、補填データを使用しないグリットから推定した3次元モデル（図-6）に比較し、当然のことではあるが、旧谷地形による基盤の凹凸は存在しない。

したがって、十分な補填データがない場合は、情報が足りずに、意図した仕上がりになっていない。

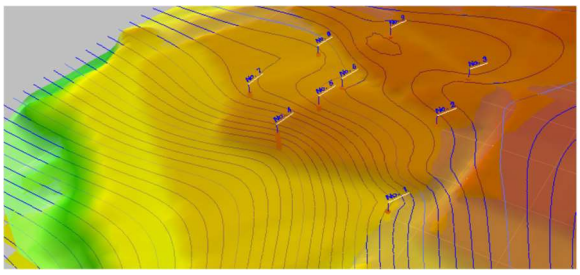
(2) 推定面のコンタ確認

作成した平面データは、コンタ図（図-7）に変換して、平坦や一様の傾斜を意図した場所が、意図通りの作図になっているか確認する必要がある。

今回は、旧谷地形について、補填データの有無による違いを解釈するものであり、その確認目的を達しているが、その他、3次元モデルの推定面では、グリットに挟まれた中央部に意図しない凹凸が発生している場合がある。このため、できるだけ細かなコンタ表示で凹凸の目玉を確認し、地形地質的に整合のある現象であるか確認する必要がある。この意図しない凹凸が生じた場合は、その妥当性を検討し、平坦であるべき場合は、ソフトウエア上で、コントロールし修正しなければならない。



入力断面（50m メッシュ）
黄：基盤地質範囲



推定結果（1m コンタ）
グラデーション：地形、コンタ：地質分布

図-6　補填データを使用しない3次元モデル

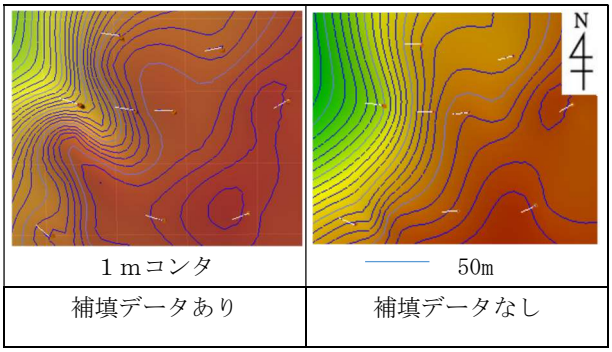


図-7　基盤コンタ図

5. おわりに

本稿は、筆者が経験してきた3次元地質モデルの作成手順の一部を紹介したものである。昨今のソフトウエアの発達、低価格化により誰もがモデルを作成できる環境になってきているが、地質解析データの素材（地質判断、層序、既存柱状図の整合調整、地質構造の情報）作成は、技術者判断によるものが多く、入力段階で吟味しなければ、精度の高い3次元モデルはできないといえる。

したがって、調査計画の段階で、既存データ等（旧地形図、物理探査、ルートマップ）を十分に検討し、補填データを収集検討することが重要である。

また、3次元地質解析については、弊社も参加する「3次元地質解析技術コンソーシアム」[1)]でのマニュアル化が進む中、それぞれの課題や解決法が整理されつつあるため、これらを参考とすることが望まれる。

《引用・参考文献》

1) 3次元地質解析技術コンソーシアムホームページ
https://www.3dgeoteccon.com/cont1/main.html
（確認日：2020.7.25）

【06】

若手が活躍する地質調査の実現に向けて

若手活躍調査ワーキンググループ　　○谷﨑　優也（(株)相愛）
同上　　岡田　直人（中央開発(株)）

1. はじめに

本研究は、(一社)全国地質調査業協会連合会(全地連)の平成30年度「新マーケット創出・提案型事業」を利用して、地質調査業に関わる10社の WG によって実施された。メンバー企業(主要メンバー)は、著者以外に、応用地質(株)(山本幸源)、川崎地質(株)(石井亜季子)、サンコーコンサルタント(株)(大友智子)、三和ボーリング(株)(杉山茂久)、(株)セイコー(宮原仁)、(株)ダイヤコンサルタント(宇佐美光宣)、(株)中部ウエルボーリング社(佐藤永一朗)、パスキン工業(株)(松島秀樹)であることを冒頭に示す。

2. 背景

地質調査業は、今後の担い手となる若手技術者の確保、作業環境の安全性・快適性の確保、技術者の組織的な育成体制の整備、仕事のやりがいと安定収入の両立、が課題となっている。

3. 検討スケジュール

表-1に若手活躍地質調査 WG の進展、図-1に地質調査業の課題検討スケジュールを示した。2019年4月～5月各社で業界の改善点についてブレーンストーミング(BS)を実施しつつ、事務局では応募企業の新技術の開発動向を調査した。各社 BS を事務局にて集計して、それらを5分類(待遇、安全、環境、新技術、その他)に分類し、2019年8月に WG メンバー全体を招集し、全体 BS を実施した。事務局では BS 作業と同時並行で安全講習調査、メーカーヒアリングを実施した。全体 BS を終え、分類別ブレークダウン(BD)、技術ヒアリング、さらには希望企業と合同での工場見学会を企画した。以上を2019年に終えて、2020年1月からは、事務局サイドにて活動全体の流れを報告書としてまとめ、4月には最終報告書をとりまとめた。

4. 全体 BS について

図-2に示すように、全体 BS は、重要度の軸と難易度の軸に、方策のマッピングを実施した。また、方策の実施時期の検討を行なうため、グループ分けを実施した。その結果、「重要度が大きく、関係機関が随時実施する、待遇面は官との関わり方が重要」のグループ1、「難易度が低く各社で短期的に取り組む、環境面の改善」のグループ2、「難易度・重要度ともに中位で、関係機関、及び、各社で連携しつつ解決していく幅広い方策の実現目指す」グループ3、「難易度が高く産官学が協力しつつ中期的な解決を図る」グループ4、という分類となった。

表-1　若手活躍地質調査 WG の進展

期間	活動内容	備考
2019年 4月～5月	各社BS 新技術状況調査	ブレーンストーミングは各社にて実施 新技術状況調査は事務局(中央開発(株))で実施
6月	安全講習調査	富士教育訓練センター 「地質調査技術者の入職時教育」
7月	メーカー ヒアリング	東邦地下工機(株)東京支社
8月	全体BS	全地連会議室にて全体打合せ
9月～10月	分類別BD	全体ブレーンストーミングの結果を事務局整理 さらにブレークダウンした方策を各社で検討
11月	技術ヒアリング	CPT技術協会(株)地盤試験所
11月	工場見学会	東邦地下工機(株)本社工場 及び㈱ワイピーエム岸山工場
2020年 1月～4月	とりまとめ	事務局からメーリス配信して意見を収集 最終報告としてとりまとめ
5月～6月	冊子作成	活動報告の冊子作成 全地連・環境改善委員会の発足
7月	外部発表	第55回地盤工学研究発表会DS-5 「地盤工学の社会的地位向上への努力」

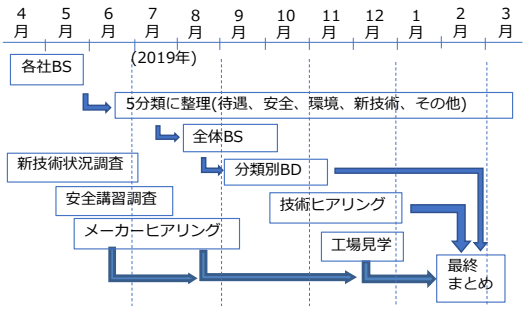


図-1　地質調査業の課題検討スケジュール

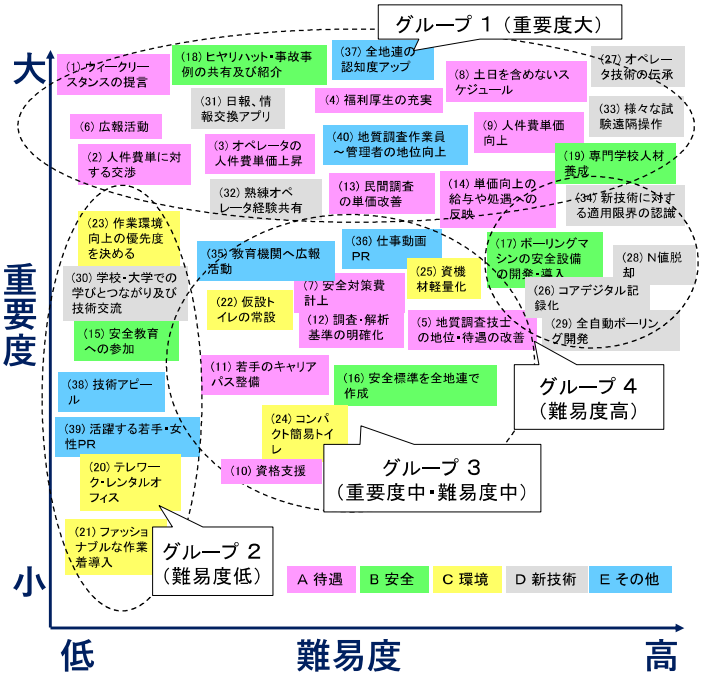


図-2　ブレーンストーミングのマッピング結果

5. グループ3について

代表的にグループ 3(重要度中、難易度中)を抽出して、表-2 に関係者を整理した。表-2 より、グループ 3 については、分類として待遇、安全、環境、その他と幅広く含んでおり、関係者として各社が単独・協働で、あるいは、全地連が主導的立場で取り組んでいく必要がある。

表-2 グループ3の方策の関係者の整理

方策	関係者			
	自社	全地連	メーカー	官庁
地質調査技士地位向上		○		○
安全対策費計上		○		○
資格取得支援	○			
若手キャリアパス	○	○		
調査・解析基準明確化		○		○
安全作業標準作成		○		
仮設トイレ常設	○			○
コンパクト簡易トイレ	○			
資機材の軽量化	○	○	○	
教育機関への広報活動	○	○		
仕事動画ＰＲ		○		

※ピンク色:待遇、緑色:安全、黄色:環境、青色:その他

6. グループ3の方策の実現に向けて

表-2で示した分類「待遇」「安全」「環境」「その他」の各方策を実現する為に必要となる課題及び取り組みを検討し、以下にまとめた。

(1) 待遇面・安全面

待遇の方策「資格取得支援・若手キャリアパス」は自社でも可能な限り実施したい。ここに挙げた待遇面と安全面の方策は、2019 年 4 月に働き方改革、同年 6 月に品確法改正が施行されたことから、全地連として地質調査業の重要性を世間に広報することにより業界全体の認知度が向上することで未来に繋がっていく。

(2) 環境面

環境の方策「仮設トイレ常設・コンパクト簡易トイレ」について、昨今、地質調査業界において、女性就労者の数が増えていることから、地質調査の現場においても、労働環境の観点から適切なトイレの設置が求められる。

方策「資機材の軽量化」は、3m 長さのロッドを 1m にする、あるいは、SPT の重錘の重量を半分にする、といった手法などが研究されてきたが、実用化に至っていない。この方策の解決には、グループ 4 にて進められる新技術の方策の課題検討と合わせて問題解決の糸口を図っていくべきであろう。

(3) その他

方策「教育機関への広報活動・仕事動画 PR」については、現在全地連の HP において地質調査の動画を制作・公開し[1)]、わかりやすいと好評である。全体 BS での取り組みや方策の検討経緯を含めて、教育機関もしくは外部へ PR していくことが若手にとっても業界の魅力的に映るものと考える。

7. まとめ

本研究は10社が集まって、WG 活動を進めてきた成果である。グループ毎に検討に費やす期間、難易度や重要度は異なり、今後継続的に各社単独、複数社協働、全地連主導、産官学連携で取り組んでいくことが重要である。

若手活躍調査 WG では以上の活動の成果を小冊子にとりまとめた。2020年6月からは全地連の環境改善委員会が始まっており、この若手活躍地質調査 WG の成果を元に、更なる環境改善の取組が進むことに期待したい。また、本 WG の活動成果は広く社会や一般市民にも公聴して共有していくことが重要であり、第55回地盤工学研究発表会 DS-5「地盤工学の社会的地位向上への努力」にて成果の一部を社会に向けて発信した。

図-3　本 WG のとりまとめ冊子

8. おわりに

工場見学、技術ヒアリングに際して、東邦地下工機(株)、(株)ワイビーエム、CPT 技術協会・事務局の(株)地盤試験所にお世話になりました。また、安全講習調査では、富士教育訓練センターの「地質調査技術者の入職時教育」を活用させて頂きました。関係各位に感謝申し上げます。

《引用・参考文献》

1) 全地連ホームページ：[社会を守るジオ・アドバイザー　地質調査技術者]　　(確認日：2020.8.7)
https://www.zenchiren.or.jp/pr/pr.mp4

【07】

盛土施工箇所下流域におけるアルカリ側に基準値を超過した表流水発生の原因考察

(株)荒谷建設コンサルタント　　○寺岡　康一郎，酒井　一宏

1. はじめに

高規格道路のトンネル、長大切土計画地の調査ボーリングコアを用いて実施した岩石の化学試験結果より、施工で発生する残土から、「酸性水の発生」や「ひ素及びセレンの溶出」が懸念された。これらの施工で発生する残土は、高規格道路インターチェンジの盛土で処分する計画となっており、盛土計画地でこれらの懸念事項発生の有無をモニタリングする必要性が出てきた。このため、残土を処分している盛土施工箇所下流域において、排水を含む表流水を対象に、簡易水質試験を実施し、酸性水の発生の有無を調査した。モニタリングの結果、観測地点において、pH の各水質基準(飲料用水：5.8～8.6、農業用水：6.0～7.5、養魚用水：6.7～7.5)をアルカリ側に超過する pH9.26の表流水を確認した。本稿ではアルカリ側に基準値を超過した原因の仮説と、実施した詳細調査結果及び pH 超過の原因について述べる。

2. 経緯

(1) 事前調査結果

堆積岩中の自然由来の重金属等については、海成の泥岩中にひ素やセレンが多く含まれる事例が報告されており[1)]、本調査地も海成の泥岩が分布している。このため、調査段階において、トンネル水平ボーリングの湧水を対象に重金属等濃度試験を実施し、環境基準以下ではあるが、「ひ素」が検出された。そこで、「ひ素」溶出原因特定のため、建設工区全域のトンネルや長大切土のり面のボーリングコアで岩石の化学試験を実施し、工区全域にわたり酸性水の発生や、一部工区でひ素及びセレンの溶出が懸念される結果が得られた。この結果を受け、掘削残土を処理する盛土施工箇所下流において、排水を含む表流水の簡易水質試験によるモニタリングを実施することとなった。

(2) アルカリ側に基準値を超過する表流水の確認

モニタリング開始直後の観測で、pH の各水質基準(5.8～8.6)をアルカリ側に超過する pH9.26の表流水を確認した。このため、観測箇所周辺で簡易水質試験を複数地点で実施し、表流水が停滞する地点で、アルカリ側に水質基準を超過する結果が得られた。

(3) アルカリ側に基準値を超過する表流水の原因仮説

施工状況、周囲の環境から、pH が水質基準を超過する原因の仮説を、以下①～③として考えた。

①盛土材料からセメント成分の溶出

トンネルズリに吹付コンクリート片等が含まれる場合、盛土の浸透水にコンクリートのセメント成分が溶出し、pH が基準値を超過する可能性がある。

②周囲の水田からアルカリ性農薬の流入

盛土施工箇所周辺には水田があり、観測当時稲作が実施されていた。水田に使用する農薬の中には、アルカリ性肥料(草木灰や籾殻くん灰)があり、これらの農薬を含んだ排水が観測箇所に流入することで、pH が基準値を超過した可能性がある。

③藻類の光合成

湖沼などでは、藻類の光合成によって、水中の二酸化炭素が消費され、pH が上昇する。同様に、藻類の繁殖した浅い池や貯水槽など、水の入れ替わりが少ない場所では、晴天の日中に pH が高くなることがある。観測箇所は表流水が滞留しており、藻類が繁茂していた。このため、pH が基準値を超過した可能性がある。

3. 詳細調査

原因解明のため、盛土施工箇所にて以下の詳細調査を計画実施した。

①盛土材料を採取、精製水で撹拌混合し、簡易水質試験を実施

②水田から水路への排水流入箇所での簡易水質試験を実施

③盛土から水路への表流水及び浸透水の流入箇所において、水が停留している地点での日中から夜間にかけて連続した簡易水質試験を実施

4. 詳細調査結果

(1) 詳細調査①

砂岩及び泥岩主体の盛土材で試験を実施した。泥岩主体の盛土材では pH が酸性側に超過したが、いずれの試料もアルカリ側に基準値を超過するものは確認されなかった(図-1、表-1)。

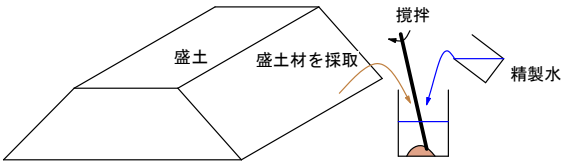


図-1　詳細調査①　模式図

表-1　簡易水質試験結果(抜粋)

観測箇所		気温 (℃)	水温 (℃)	pH
①	砂岩主体	30.0	33.1	7.40
	泥岩主体	29.0	32.4	3.94

(2) 詳細調査②

いずれの試料も基準値内となった。(図-2、表-2)

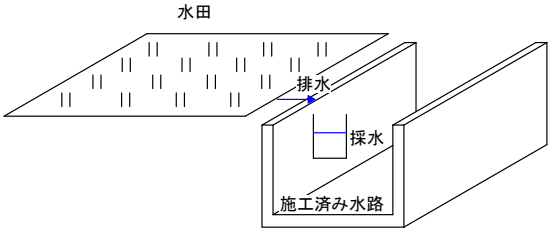


図-2　詳細調査②　模式図

表-2　簡易水質試験結果(抜粋)

観測箇所		気温 (℃)	水温 (℃)	pH
②	水田排水流入箇所	27.0	30.2	7.16

(3) 詳細調査③

アルカリ側に基準値超過を確認した地点で試験を実施した。日中の観測では、pH が基準値をアルカリ側に超過した。日光が当たり続けた16時ころにピークを迎え、最高値 pH9.31を記録した。日陰になった17時以降 pH は下がり始め、19時以降は基準値内となった(図-3、図-4)。

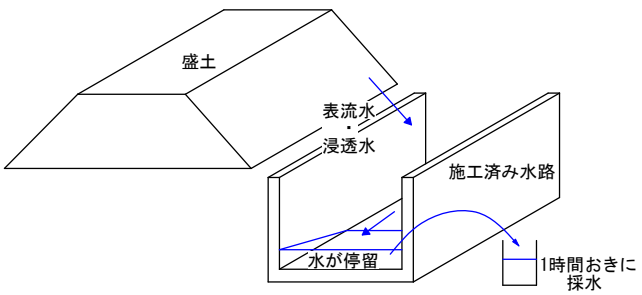


図-3　詳細調査③　模式図

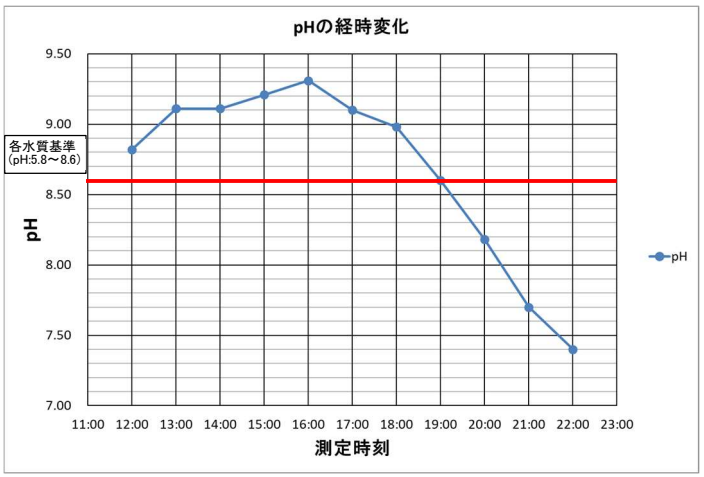


図-4　日中から夜間にかけての pH 経時変化

5. pH 超過の考察とメカニズム

詳細調査①及び②では、明確な原因の特定はできなかったが、詳細調査③の結果から、pH が日光の当たっている間は上昇、日光が当たらなくなってからは下降するデータが得られた。したがって、表流水の pH がアルカリ側に超過した原因は、藻類の光合成であると結論付けた。

なお、光合成によって pH が変化するメカニズムは、次のとおり、水中での二酸化炭素の平衡状態[2)] で説明できる。

$$CO_2 + H_2O \Leftrightarrow H_2CO_3 \Leftrightarrow HCO_3^- + H^+$$

光合成により水中の二酸化炭素が消費されると、それに伴い炭酸イオンが減少し、最終的に水素イオン濃度が低下する。その結果、pH のアルカリ側超過が発生する。

6. その後の対応

詳細調査実施後も、簡易水質試験による観測を定期的に実施している。観測地点では、太陽光が強く、藻類の繁茂がみられた期間は pH のアルカリ側超過が観測されている。このため、現在までの表流水のアルカリ側超過も、光合成によるものとしている。

現在までに、酸性水の発生や、別の原因が考えられる表流水のアルカリ側超過は観測されていない。今後も、異常値が確認された場合は、原因特定の詳細調査を実施し、重金属等の流出防止のための水文観測を継続する。

《引用・参考文献》

1)　柿原康之・高橋良・遠藤裕司・八幡正弘・野呂田晋・駒井武・原淳子・川辺能成：堆積岩からの重金属等の溶出挙動，北海道応用地質研究会研究発表会講演予稿集，日本応用地質学会北海道支部，pp.5～6、2009

2)　園池公毅：光合成の森
http://www.photosynthesis.jp/faq/faq12-3.html
(確認日：2020.8.17.)

【08】

ダム監査廊における揚圧力観測孔からの噴砂対応事例

川崎地質（株）　　福田　耕太

1. はじめに

既設ダムの監査廊において揚圧力計を新規に設置した際に、観測孔から発生した噴砂への対応を行った事例を報告する。作業内容は、ボーリング21孔、揚圧力計設置21箇所であり、このうちの1箇所で噴砂が発生した。

本論では、このような観測孔から発生した噴砂への対応と噴砂の原因の分析結果について述べる。

2. 発生経緯

本業務における噴砂発生までの経緯を整理する。

① ボーリング作業時に噴砂発生孔を含む近辺の孔から有毒ガス（メタン・一酸化炭素・硫化水素）の発生が確認された。特に噴砂発生孔からは非常に高いガス濃度（メタン最大58%LEL）が検出された。

② 計器設置完了1ヶ月後、揚圧力計から湧水が排出されていないとの報告を受けた。

③ 現地を確認した結果、計器配管内に土砂がつまっていることが確認されたため、配管内を洗浄し、湧水の排出を確認した。また、観測孔口を開放した際に土砂が噴出したが、すぐに収まった（写真-1）。

④ 後日、再度土砂による配管及び観測孔内の閉塞（図-1）と土砂の大量噴出が確認された。土砂は粒子が細かく灰白色を呈しており、カーテングラウト材が流出した可能性が考えられたため、小型カメラによる孔内確認及び噴砂の成分分析を実施した。

写真-1 配管内閉塞状況及び土砂噴出状況

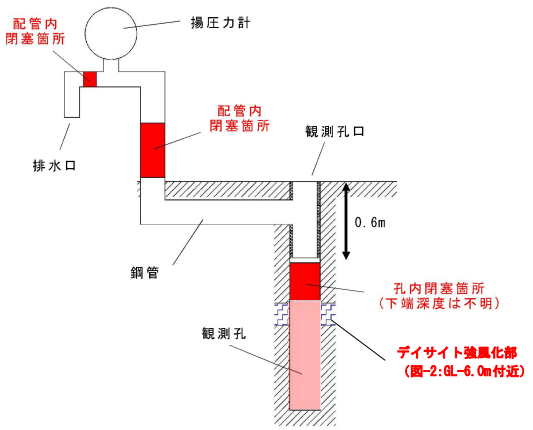


図-1 配管内等閉塞箇所模式図

3. 噴砂への対応及び要因の分析

(1) 土砂による配管内の閉塞時（1回目）

・対応：配管内を洗浄し、湧水の排出を確認。湧水に砂は混じっていないことを確認。

・要因：孔底付近のスライムが湧水圧に伴う孔底からの水流により巻き上げられ、噴出したと推測。

(2) 土砂による配管内の閉塞時（2回目）

・対応：観測孔内にも土砂がつまっていたため、観測孔口を開放し、土砂受け枡を設置（写真-2）。

・要因：強風化部の孔壁が崩壊し、湧水圧に伴う水流により巻き上げられ、噴出したと推測。

(3) 土砂大量噴出時

・対応：エアリフトにより観測孔内を洗浄し、孔壁崩壊の有無等を確認するため、小型カメラによる孔内観察を実施。

・要因：グラウト材の流出もしくは強風化部からの流入土砂が湧水圧に伴う水流により巻き上げられ、噴出したと推測。

写真-2 土砂受け枡設置状況

4. 対応結果

(1) 配管内土砂洗浄

配管を分解し、配管内閉塞箇所の土砂を取り除き排水を確認したが、後日繰り返し閉塞が発生したため、一時的な効果にとどまった。

(2) 孔口部土砂受け枡の設置

土砂受け枡の設置により、監査廊内排水路及び排水ポンプへ土砂が流入・目詰まりし、排水が滞る事態は避けられた。噴砂の排出量は土砂受け枡（1.0×0.5×0.5m）をほぼ満杯にする量であり、観測孔の容積（φ66mm×8.5m）を大幅に超過しているため（写真-3）、掘削時のスライムが残留していた可能性は低いと考えられた。

(3) 孔内カメラ観察

エアリフトによる孔内洗浄後に小型カメラ観察を実施した結果、孔内全体の亀裂からのガス噴出及び孔内水の濁りにより明瞭な画像は得られなかった。また、GL-5.0m付近で孔壁が崩れていることが確認できたが、極一部であり、噴砂の排出量から供給源である可能性は低いと考

えられた。GL-5.5m 付近で噴砂が沸き上がるような状況が確認でき、これより下位では濁りにより観察不可能であった（写真-4）。なお、隣接する他2孔（図-2）では同様に孔内全体の亀裂からガスが噴出していたが、孔底まで確認でき、噴砂や孔内の堆砂等は確認できなかった。

写真-3 土砂受け枡堆積状況

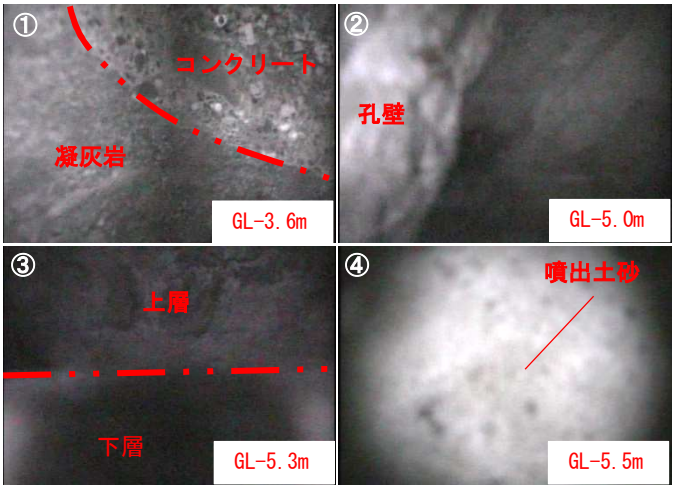


写真-4 小型カメラによる孔内観察結果（動画より抜粋）

①側方画像：堤体と基盤岩は密着している

②側方画像：孔壁の一部が崩壊している

③側方画像：地下水の境界。上層は透明、下層は濁る

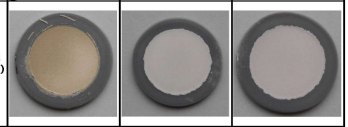
④鉛直下方画像：土砂が沸き上がる

5. 噴砂成分分析結果

土砂大量噴出の原因としてカーテングラウト材の流出が懸念されたことから、噴砂の供給源を特定するため、噴砂及び比較対象として観測孔掘削時に得られたボーリングコア（凝灰岩・デイサイト）（図-2）に対し FP 法蛍光 X 線分析（XRF）及び X 線粉末解析（XRD）を実施した（表-1）。分析の結果、噴砂の構成元素のうち CaO が非常に少ないため、グラウト材の流出である可能性は考えにくい。また、凝灰岩及びデイサイトと比較すると、Al_2O_3 等に差異が認められた。構成鉱物では Qz 及び Kf が減少し、Py や Sm 及び Rec の粘土鉱物がやや多く含まれる。

以上の結果と、調査地のダム基礎岩盤は新第三紀凝灰岩及びこれに貫入するデイサイトからなることから、貫入に伴う熱水変質による軟質部が亀裂等を伝わって流出した可能性が高いと考えられる。なお、噴砂発生孔では貫入境界面（図-2：5.6m）は密着していると判断されるため、貫入境界面と連続する開口亀裂から、湧水に伴って軟質化した土砂が流出したと考えられる。

表-1 噴砂成分分析結果一覧表（左：XRF 右：XRD）

試料番号	噴砂		凝灰岩		デイサイト	
採取深度(GL-m)			5.35～5.40		6.35～6.40	
試料写真(ディスク)						
酸化物	重量%	モル%	重量%	モル%	重量%	モル%
SiO_2	52.51	60.05	69.25	76.21	68.64	75.70
TiO_2	0.69	0.59	0.21	0.17	0.30	0.25
Al_2O_3	25.92	17.47	14.74	9.56	15.38	10.00
Fe_2O_3	3.78	1.62	2.49	1.03	2.62	1.09
MnO	0.08	0.08	0.01	0.01	－	－
MgO	6.98	11.91	4.05	6.64	4.17	6.86
CaO	1.35	1.65	0.20	0.24	0.27	0.32
SrO	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
Na_2O	1.58	1.75	0.32	0.34	0.43	0.46
K_2O	5.80	4.23	7.29	5.12	6.38	4.48
P_2O_5	1.23	0.59	1.40	0.65	1.75	0.82
SO_2	－	－	－	－	－	－
ZnO	0.02	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01
Y_2O_3	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00
ZrO_2	0.05	0.03	0.03	0.02	0.02	0.01

赤字：微量成分（検出限界）のため、参考値として標記（Na_2OとMgOは軽元素のため、誤差が大きい）。
分析方法：粉末試料をプレス（錠剤化）し、真空状態で測定。100%メーマライズ。

試料番号	噴砂	凝灰岩	デイサイト
採取深度	－	5.35～5.40	6.35～6.40
Qz	△	◎	◎
Kf	△	○	○
Py	○	×	×
Mc	－	－	－
Chl	－	－	－
Sm	＋	－	－
Rec	＋	×	×

凡例
◎：極多量 ○：多量
△：中量 ＋：少量
－：微量 ×：未検出

Qz：石英 Kf：カリ長石
Py：黄鉄鉱 Mc：雲母
Chl：緑泥石
Sm：スメクタイト
Rec：レクトライト

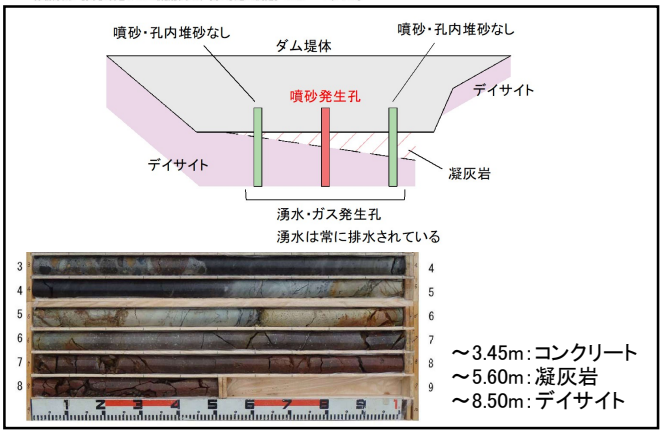


図-2 地質断面模式図及び噴砂発生孔コア写真（3～8.5m）

6. まとめ

本業務では当初想定されていなかった観測孔からの噴砂への対応及び要因・供給源の特定を行った。その結果、噴砂発生のメカニズムは、地下水中で気化したガスの上昇や湧水圧に伴う孔口に向かう水流によって、貫入境界部の熱水変質に伴う軟質化した土砂が観測孔内に流入し、噴砂したと考えられる。また、噴砂の供給源は周辺の熱水変質帯の一部と推測されたことから、土砂供給量が不明なため噴砂を防ぎながらの揚圧力計観測は困難であるとの結果となった。さらに、噴砂発生孔の孔口部を塞いだ場合、亀裂等を伝わった噴砂により隣接する2孔が閉塞する可能性があり、業務完了後一定期間の経過観測が必要だったことから、業務完了後も引き続き観測孔口を開放・土砂受け枡を設置し、定期的に枡の清掃・配管の点検が必要である旨を発注者へ提案した。なお、懸念されていたグラウト材の流出の可能性は否定でき、また、排水路・排水ポンプの土砂の流入による目詰まりといった直接的な被害も軽減できたため、一定の対応効果は上げられたと考えられる。

【09】

ボーリング調査より推定した高取山断層の性状及び断層位置について

川崎地質株式会社　　○玉那覇　聖芽，小島　央彦
神戸市水道局　　藤田　誉生，板東　洋一

1. はじめに

高取山断層は兵庫県神戸市内に位置する長さ3 km程の衝上断層であるとされている[1),2)]。上盤側は中生代白亜紀の花崗岩、下盤側は新生代古第三紀の神戸層群（泥岩・砂岩・礫岩）からなる[1),2)]。活動度については、第四紀層や段丘面が断層沿いに発達しておらず地形・地質的観点からも不明である[3)]。図-1に同断層周辺の地質図を示す。

既往文献[2)]によると、神戸市内の某駅建設時、駅敷地が高取山断層上に位置していたため、同断層の断面が観察された。図-2に示すように、花崗岩類が急傾斜する神戸層群を覆う衝上断層の様相を呈するが、その根元で急激に高角度になる様子が確認された[2)]。また、駅近傍のトンネル坑口の既存ボーリングにて、花崗岩と神戸層群の境界が確認されている。

本論では、既存資料とボーリング調査結果を通して考察した高取山断層の分布位置及び性状について報告する。

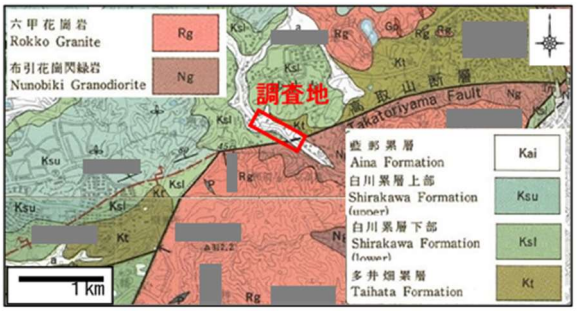


図-1　高取山断層周辺の地質図[4)]
（引用・参考文献[4)]に加筆）

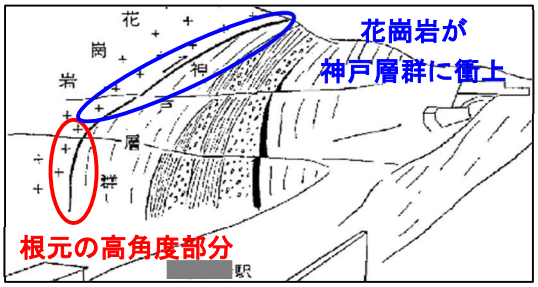


図-2　高取山断層の露頭スケッチ[2)]

2. 調査結果

本調査は、泥水式シールド工法による上水道管整備工事設計のための地質調査である。シールド計画路線が高取山断層を横断する可能性を検証するため、既存資料（図-3）を参考とし、断層横断位置を推定した。

（1）現地踏査結果

既存資料から引用した高取山断層の位置と現地踏査結果を図-3に示す。地質文献によって断層位置が若干異なることが判明した。そこで、断層位置の絞り込みを行うため調査地周辺の現地踏査を行い、花崗岩と神戸層群の分布状況を把握した。現地確認した露頭位置と地質区分を図-3に示す。その結果、花崗岩と神戸層群の境界は、都市圏活断層図で2つに分岐して表記された北側の断層線の延長部分より南側に位置することが推定された。

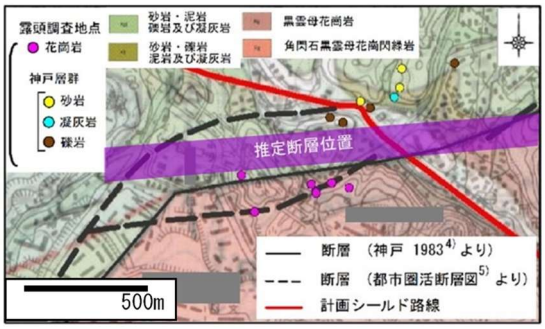


図-3　現地踏査結果及び高取山断層の位置
（引用・参考文献[4)]に加筆）

（2）ボーリング調査結果

図-4にボーリング調査位置を示す。現地踏査結果を踏まえ、鉛直ボーリング4本、斜めボーリング1本の計画とした。No. 12はシールド工法の設計施工のための調査、それ以外は、シールド工法の設計施工及び断層位置把握を兼ねた調査とした。また、No. 19の斜めボーリングは断層位置推定のための調査とした。

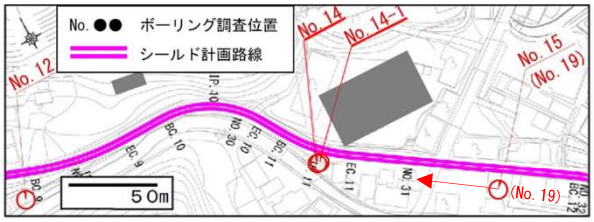


図-4　ボーリング調査位置図

コア観察より、No. 14（鉛直）の GL-12.50m～20.80m 付近で断層破砕帯を確認した。そこで、断層周辺の地質構造を確認するため、No. 14の1.5m 南東側にて No. 14-1（鉛直）を追加実施した。

図-5に No. 14のコア写真を示す。盛土層の下位に GL-12.5m まで D 級の花崗岩がみられた。花崗岩は断層周辺では変質し緑色を呈す。GL-12.5m～20.80m では、断層破砕帯がみられた。断層破砕帯は破砕された花崗岩と砂岩及び泥岩からなる混在岩である。断層破砕帯の最上部と最下部では層厚数十cm程の泥岩がみられた。GL-20.80m 以深は D～CL 級の神戸層群（砂岩・泥岩）がみられた。

また、No.14-1も同様の地層構成が確認された。

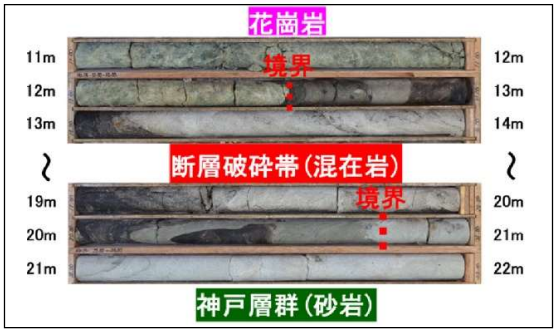


図-5　No.14のコア写真（抜粋）

図-6に地層断面図を示す。No.14及び No.14-1のコア観察結果から断層破砕帯の上端及び下端の位置を推定すると、断層とシールド計画路線は高角で斜交していることが推測される。また、シールド通過深度における断層幅は4.0m と推測される。

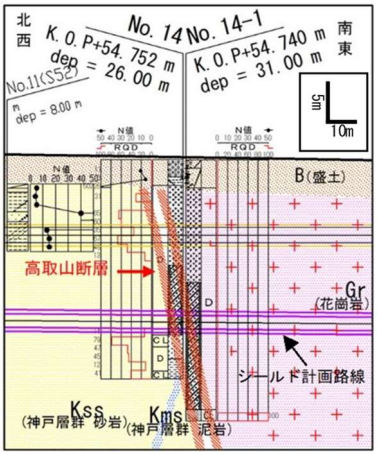


図-6　地層断面図

（3）ボアホールカメラ観測結果

No.14のボアホールカメラ観測結果を図-7に示す。花崗岩と断層破砕帯の境界 GL-12.65m の走向傾斜は N82W70S、断層破砕帯と神戸層群の境界 GL-21.10m は N79E75S と、断層破砕帯が高角に分布することが判明した。

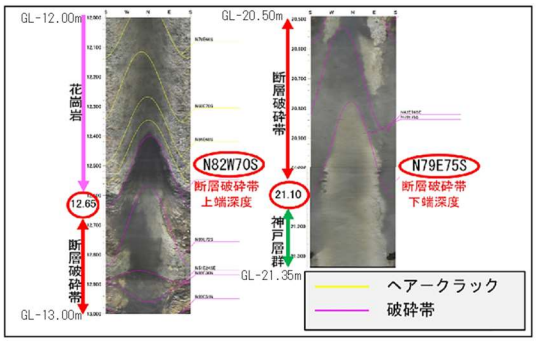


図-7　ボアホールカメラ観測結果（No.14地点）

3. 考察

地層断面図やボアホールカメラ観測結果より、本調査で確認された断層は、衝上断層というより高角度の逆断層であり、某駅建設時に確認された断層上部の低角度部分は未確認である。これは浸食により低角度部分が削剥されたためであり、本調査で確認されたのは、断層の根元の高角度の部分（図-2）であると考えられる。

図-8にシールド計画路線と推定断層位置を示す。図示した高取山断層の位置は、シールド通過深度における断層位置である。ボアホールカメラで観測した走向傾斜と某駅建設で確認された断層位置[2]及びトンネル坑口で確認された花崗岩類と神戸層群の境界を参考に推定した。

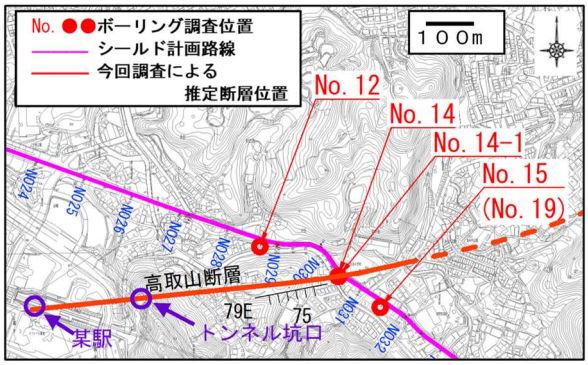


図-8　シールド計画路線と推定断層位置

図-9に今回推定した断層位置と各種の地質文献における断層位置を示す。神戸地域の5万分の1地質図幅と比較すると、推定断層位置は約100m 北方向に離れている。都市圏活断層図との比較では、２つに分岐した北側の断層線延長部分より推定断層位置は約100m 南方向に離れ、分岐した南側の断層線延長部分からは約200m 北方向に離れている。神戸市地域活断層図と比較すると、推定断層位置と文献の断層位置は比較的近い位置を示した。

なお各文献で高取山断層の位置に違いがある原因は、文献によって断層位置推定の際の判別方法や使用目的による観点の違いが理由であると考えられる。

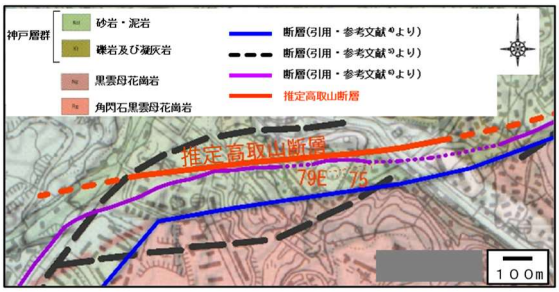


図-9　推定した断層位置と図幅等における断層位置の比較（引用・参考文献[4]に加筆）

《引用・参考文献》

1）（財）東京大学出版会：[新編]日本の活断層，p.276，1991.
2）通商産業省工業技術院 地質調査所：神戸地域の地質，pp.60～61，1983.
3）日本応用地質学会：兵庫県南部地震－地質・地盤と災害－報告書，pp.272～274，1995.
4）通商産業省工業技術院 地質調査所：5万分の1図幅 神戸1983.
5）建設省国土地理院：2万5千分の1都市圏活断層図 神戸地区，1996.
6）神戸市（財）建設工学研究所：神戸市地域活断層図，1999.

【10】

ため池改修のための地質調査事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　　○遠島修蔵，桝井俊昭

1. はじめに

ため池改修のための実施設計に必要な基礎資料を得ることを目的とした地質調査事例について報告する。

また、現場への立入期間が限定される特殊な条件下での現場管理事例についても併せて紹介する。

2. 方法

調査地は山地に囲まれた谷池であり、二つの流下方向にそれぞれ本堤・副堤（各堤体とも均一型）を備えている(図-1)。各堤において地層の分布状況を把握するため、堤防最大断面の中央及び上下流に加えて袖部両端の計 5 地点、全体としては合計 10 地点で土質ボーリングを実施し、地層断面図を作成した。ボーリング深度は、原則 N≧8 程度の洪積層を堤高相当深さ（本堤:5m 程度、副堤:4m 程度）確認するまでとした。

また、各土層の透水性や力学特性を把握するため、適正な箇所で現場透水試験（ピエゾメーター法）及びサンプリングを実施し、力学試験は三軸圧縮試験（CUB）を行った。また室内で物理試験及び透水試験も行った。

改修施工時に池底堆積物の改良土を堤体材料として用いるので、使用するセメント系固化材について、池底採取の撹乱試料を用いた室内配合試験を行い、一軸圧縮試験及び六価クロム溶出試験の結果を基に決定した。

3. 地形地質概要

ため池は、標高1,200m 級の山地の南に発達した扇状地性の段丘面が、河川により侵食されて形成した谷部に設置されている。

調査地表層には、大山を起源とする黒ボク及びローム層が被覆し、その下位に背後の山地に分布する中生代白亜紀前期の火山岩類及び堆積岩類の崖錐堆積物が分布している。副堤付近の露頭からも、以上の層序が確認された（図-2)。

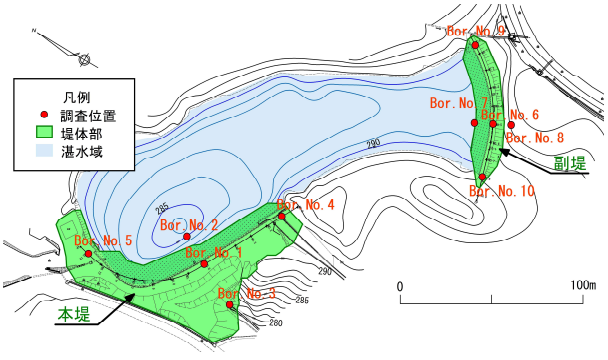


図-1　調査位置平面図

図-2　露頭部の土層層序観察(副堤付近水路)

4. 結果

(1) 層序

本堤 Bor.No.1地点では、N=2程度と非常に柔らかい礫混じり砂質粘土からなる盛土層（B）の下位に、粘性が強く、含水の多い黒ボク層（Kb）が3m 程度の層厚で存在している（図-3)。黒ボク層（Kb）は暗黒茶色を呈し、全体的に植物片を少量混入する。GL-10.20m より、玉石混じり粘土質砂礫を主な土質とする洪積礫質土層（Dg）が分布する。クサリ礫を多く混じり、マトリックスは風化により褐色化した粘土質細～粗砂を主体とする。GL-11.30m、12.60m 付近に安山岩質の玉石、GL-14.70m 付近に流紋岩質の玉石を介在する。

副堤 Bor.No.6地点では、本堤と同様に N=4程度と柔らかい礫混じり砂質粘土からなる盛土層（B）の下位に、黒ボク層（Kb）が存在する（図-4)。GL-5.75m より、玉石混じり粘土質砂礫を主な土質とする洪積礫質土層（Dg）が分布しており、GL-7.35m、9.70m 付近に安山岩質の硬質玉石を介在している。

(2) 室内土質試験・力学試験

粒度組成及びコンシステンシー特性について、本堤堤体盛土層に比べて副堤堤体盛土層の方が、細粒分含有率が大きく、高い塑性指数を示した。また、三軸圧縮試験（CUB）結果においても、高い粘着力を示した。

図-3　本堤土層想定横断面図及びコア写真(Bor.No.1)

(3) 透水特性

本堤及び副堤の堤体盛土層における現場透水試験の結果は、k≒3×10^{-6}m/s（平均値）であり、「ため池整備」指針[1)]による遮水性の目安である透水係数k＜1×10^{-7}m/sを満足しない結果であった。

一方、堤体盛土の撹乱試料を用いた室内透水試験ではk≒1×10^{-9}m/s程度の非常に低い透水性が確認された。土質に大きな変化がないにも関わらず、透水性にこれほど大きな差異が示された原因は、堤体内部の締まり具合が悪い傾向にあることが考えられる。

現堤に漏水跡が確認されていることから、安全側の配慮として k≒3×10^{-6}m/s を設計検討用の定数として提案した。

(4) 固化材

3種のセメント系固化材（高炉B、ユースタビラー10、20）について、配合試験を行い、14日材齢において室内目標強度を満足する添加量を算出した。六価クロムの溶出基準値を満たさなかったユースタビラー10を除くと、高炉Bが最も安価となる。ただし、混合割合が多くなりすぎることで、撹拌が困難となる恐れがあるため、ユースタビラー20を対象に適した固化材として提案した。

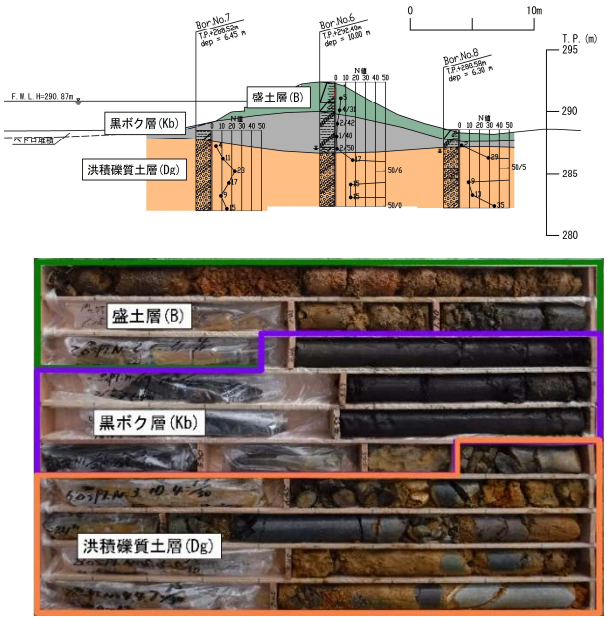


図-4　副堤土層想定横断面図及びコア写真(Bor.No.6)

5. 現場管理について

調査地の性質上、立入期間が限定される特殊な条件下での調査であった。施工までの日数が決まっているため、調査・設計ともに限られた期間であったにもかかわらず、立入不可期間が、現場進行中にどの程度生じるかも不明という状況であった。そのため可能な限り多く、他現場より優先的にボーリング機械を導入することで工期を短縮するよう努めた。その結果、実際に期間中一週間程度の立入不可期間が発生したが、工期内に完了することができた。

6. 今後の課題

工程管理の難しい業務であったので、ボーリングチームとの情報共有や連携が非常に重要であると再認識できた。調査内容や手法について事前に十分な打ち合わせができていれば、工程に余裕が生まれるため、丁寧なコア採取やサンプリングに集中でき、事故防止にもつながる。

また、調査地の性質上、管理者は原則常駐であったが、入社1年目に担当することができたため、原位置試験や試料採取の様子など、実際の調査現場について勉強となることが多かった。改良土に用いる池底堆積物の試料採取はフロート台船上から行ったが、地元の方の協力により、調査終了後にため池を落水し、池底状況を実際に眼で確認できたことは非常に良い経験となった。今後は若手技術者として、現場で得た経験を実務に活かしたい。

《引用・参考文献》

1) 農林水産省農村振興局整備部監修：土地改良事業設計指針「ため池整備」, p. 18, 2015. 5.

軟弱粘性土上におけるスパット台船の設置事例

中央開発株式会社　　川渕　達也

1. はじめに

本論文はスパット台船設置時に発生したトラブルの現地対応と今後の対策について報告するものである．河川内の調査において台船の設置時，軟弱な粘性土にスパット部が沈み込み，台船の移動が不可能となった．その対応として台船に作用する浮力を増大させ，ダイバーによる脚元の洗い出しを試みた．更に底版部を拡張し，沈み込みを最小限に抑えることで，スパット台船の機動性を確保することができた．また今後，同様のトラブルを防ぐために，既往調査結果の確認に加えて，ROV（無人潜水機）を用いた現地状況の確認方法を提案する．

2. 調査概要

(1) 調査地概要

対象の調査地は，2級河川内であり河口部より3km 程度上流に位置する．河川内ではあるが，潮の干満の影響を受け，河川内の水位変動が確認された．河川内における近傍の既往調査はなく，今回初めて調査を行った．

(2) 使用したスパット台船

河川内の調査箇所は全6箇所あり，右岸側，中央部，左岸側にて各2箇所ボーリングを実施した．調査地点が多く，機動性を重視するために，今回の調査では，スパット台船を選定した（写真-1）．スパット台船は5m×5m の寸法であり，脚長は8m，総重量は6t 程度であった．フロート部の昇降はチルホール式であり，底版は60cm×60cm のものを用いた．

写真-1　使用したスパット台船

3. 発生事象

スパット台船を調査地点より500m 程度下流にある岸壁にて組立て，船外機船にて曳航を行った．調査地点近傍にてアンカーを打設し，設置位置の調整を行った後，底版の着底，フロート部の上昇を行った．なお，不同沈下を防ぐため，底版を着底させた後，フロート部が水面を切る高さまで立ち上げ，荷重をかけて存置した．この際，30cm 程度の沈み込みが確認されたが，安定するまでフロートの上昇を行った．

沈み込みがなくなり，安定が確認されたところで，4箇所同時にフロート部を上昇させた際，フロート部が上昇せず，相対的にスパット部が沈み込んだ（図-1）．原因として，フロート部の上昇に伴う水平の揺れがスパット部に伝わることで，軟弱粘土層に沈み込んでいったと考えられた．スパット部が1.7～2.2m 程度沈み込んだ所で安定し，スパット台船を立ち上げた．調査の結果，N 値0の粘性土が確認され，特に河床の表層3m 程度は非常に軟弱であった（図-2）．

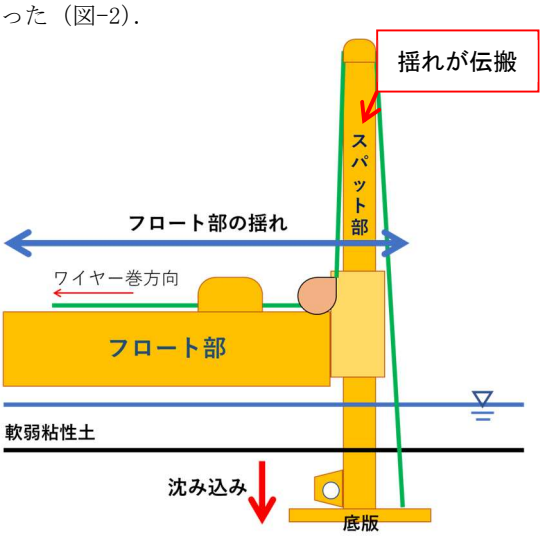


図-1　フロート部上昇時の概略図

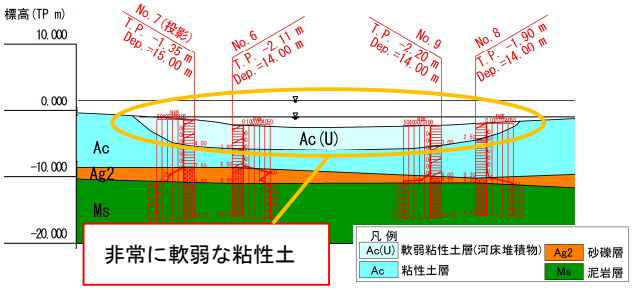


図-2　調査地の断面図

4. 現場対応

(1) スパット部の引き抜き作業

調査が完了しスパット台船を移動するため，フロート部を下降し，スパット部の上昇を行ったが，スパット部が上昇せず，フロート部が沈み込んだ．原因として，軟弱な粘性土が底版に堆積していること，底版と河床面が粘着していることから，フロートの浮力では引き抜けないためであると考えられた．そこで，フロート部の下部四隅に1m×2m×0.4m の発泡スチロールをラッシングベ

ルトにて結束し，フロート部の浮力の増大を試みた（写真-2）．また，堆積した粘性土を除去するためダイバーを手配し，エアポンプによる底版・スパット部の洗い出しを行った．

その結果，浮力が大きくなり，底版上の粘性土を除去したことで，スパット部が上昇し，スパット台船が浮遊し，移動可能な状態となった．

写真-2　発泡スチロール結束状況

(2) 現地での再発防止対策

脚部の沈み込みを防ぐために，底版部の拡張を行い，スパット台船の接地圧力の分散を図った．

台船を揚収し，既存の底版に100cm×100cm 鉄板を溶接，ボルト止めし拡張した．底版を拡張したことで，沈み込みは30cm 程度に収まった（写真-3）．

写真-3　拡張した底版

5. 今後の対策

今回の調査において，スパット部の沈み込みが生じたために，工程の遅延，ダイバーの手配といった想定外の時間とコストを費やした．既往調査資料による調査法の確認や，既往柱状図における表層土質の確認が重要であるが，必ずしも既往調査が実施されている訳ではない．また，スパット台船の設置においては，今回の報告事例以外において，傾斜や障害物上での設置により，台船の転倒などが懸念される（写真-4）．

水上の調査においては，底部の状況を目視で確認することが困難であり，正確な情報を得ることが出来ない．

そこで事前に ROV を用いた事前調査を実施することが有効であると考えられる．近年では，水中ドローンの技術が発達し，スマートフォンによる操作が可能で，水中の映像が高画質でリアルタイムに確認でき，実用性が高い機種が販売されている．販売されている ROV の一例と操作イメージを，図-3に示す．本機は，リアルタイムでカメラからの映像を確認することができ，内蔵しているライトで底部の状況が明確に判断できる．また，水深を検知することができるため，事前に明確な水深，傾斜などを把握することができる．GPS を搭載していないので，本機単独で底部の状況確認をすることは不可能であるが，予め調査地点に設標した箇所を確認したり，調査地点まで船外機船を用いて移動し，そこから底部の確認を行うことは可能であると考えられる．

スパット台船を設置するにあたり，既往調査資料による調査法の確認や，既往柱状図における表層土質の推定に併せ，ROV を用いた底部の傾斜状況，障害物の有無を確認することで，より安全で正確なスパット台船の設備や設置方法の検討が可能となる．

今後は最新の ROV の技術を併用し，工程・コストの縮減に努め，より安全な台船設置作業に臨みたい．

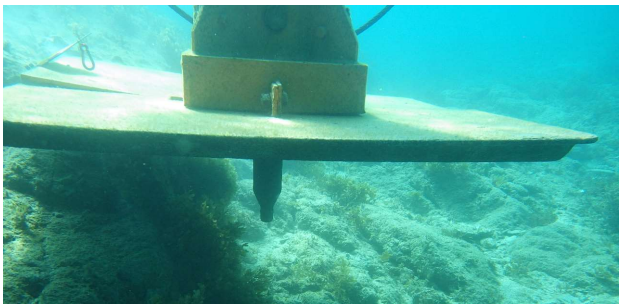


写真-4　転石上でのスパット台船設置事例

図-3　ROV の一例とその操作イメージ[1)]

《引用・参考文献》

1) PowerVision 社 PowerRay 製品説明より
https://www.powervision.me/jp/product/powerray
（確認日：2020.7.20）

離島の漁港における調査事例

㈱興和　　岡田　広大

1. はじめに

我が国は約7千の島々から成り、全国には2千800余りの漁港がある。漁港及び漁村には水産物の供給、自然環境の保全、地域社会の形成・維持、災害時の救援物資の運搬拠点など重要な社会基盤としての役割が求められており、これらに対応するための整備が進められている。[1)]

本報告は離島の漁港において、耐震強化岸壁の設計・施工のためのボーリング調査を実施した事例である。

2. 調査の概要

調査位置の概要を図-1、2 に示す。調査地は新潟県北部に位置する粟島にある粟島漁港である。調査ボーリングは 6 箇所でコアボーリングを行い、液状化検討に用いるデータを得るため室内試験を実施した。各孔での調査内容を表-1 に示す。

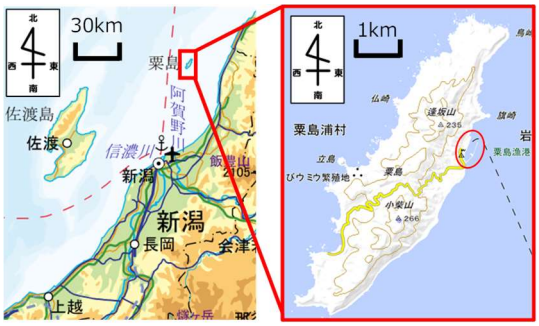


図-1　調査地の位置図[2)に加筆]

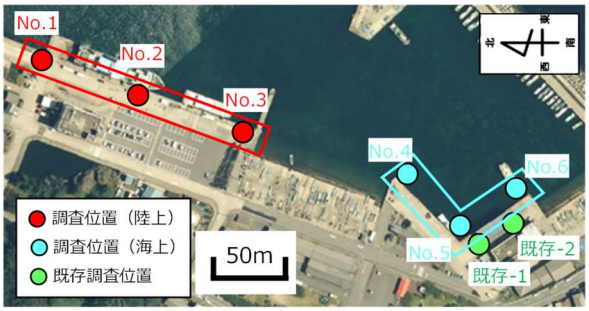


図-2　調査位置概要図[2)に加筆]

表-1　調査内容一覧

孔番	岸壁の利用状況	岸壁の耐震化対策工法	調査内容
No.1	定期航路の乗船口	グラウンドアンカー工	標準貫入試験，PS検層，室内試験（物理）
No.2			
No.3			
No.4	地元漁協組合の作業場	一体化コンクリート工（腹付工）	標準貫入試験，室内試験（物理）（No.6でトリプルサンプリングおよび繰返し三軸試験）
No.5			
No.6			

3. 現場作業時の問題点

本事例において現場作業を行うにあたり、考慮した点について、代表的なものを示す。

(1) 調査地への交通手段

粟島への交通手段は本土と結ばれている定期航路がある。現場作業を実施した冬季は1日2往復のフェリーのみであり、寒波による時化のため、数日間運休となる場合もあった。人員移動や資材運搬の遅延が考えられたため、事前に漁港施設の利用状況等を把握し、下記(2)～(4)の内容を考慮した資材をリストアップすることで、過不足の無い資材確保に努めた。なお使用する運搬車は、費用や作業効率を考えて、できる限り少数に抑えた。

(2) 安全・環境対策

調査位置は地元民や漁船の往来が多い場所に面しているため、作業範囲をバリケードと点滅灯で囲むことで公衆災害の防止に努めた(写真-1)。

写真-1　足場仮設の状況(左:No.2、右:No.4)

油類の流出対策として吸着マット、オイルフェンスを設置した。また、泥水の流出対策としては、陸上地点では孔口の周囲を枕土のうで囲み、撤去時にはバキュームにて全回収した(写真-2)。これにより、岸壁の汚れを最小限に抑え、景観の保護に配慮した。

写真-2　泥水の流出対策

(左:枕土のう設置状況、右:泥水の回収状況)

(3) 砂試料の取り扱い

試料の乱れは、液状化試験などの動的試験の結果に影響を与えてしまう。トリプルサンプリングにより採取した砂試料は、乱れを防ぐため、現場にてドライアイス等により凍結処理をしてから運搬する場合が多い。しかし、粟島ではドライアイスの取り扱いが無かったため、地元漁協保有の業務用冷凍庫を拝借して試料を凍結させた。

(4) 既存資料からの地盤構成の想定

No. 1～3ではアンカー定着部分の確認、No. 4～6では基盤までの地盤構成の確認が目的である。しかし、既存調査及び岸壁の工事資料が少なく、基盤岩の分布状況を事前に想定することが困難であった。調査予定深度の的確な設定ができないため、掘削深度の増加による資材不足の可能性がある場合は、フェリー運航が確実な日を見計らって追加で搬入することとした。

4. 調査結果

(1) ボーリング調査

陸上地点(No.1～No.3)の地質断面図を図-3 に示す。地盤構成は、上位に盛土(Bg、Bs)、下位に基盤である玄武岩(D)が分布している。No.2 では岸壁の標準断面図に沿った構成であるが、No.1 及び No.3 ではそれとは異なる盛土や巨礫の分布が確認された。なお基盤岩部分の PS 検層の結果は、V_p=2.86(km/s)、V_s=0.69(km/s)であり、工学的基盤に相当することを確認した。

海上地点(No.4～No.6)の地質断面図を図-4に示す。地盤構成は、基盤である玄武岩(D)の上位に砂質土～砂礫が堆積する構成で、南東側(No.6)に向かって基盤深度が深くなる傾向である。

既存調査(既存-1、既存-2)からは具体的な基盤分布の傾向までは把握できず、当初の予定より掘削深度が増した。これにより掘削用資材を追加で手配する手間が発生した。

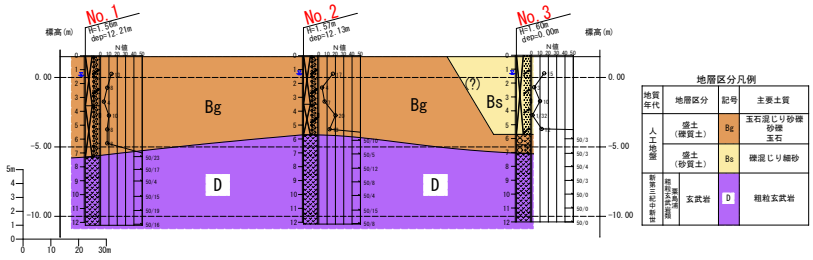


図-3　地質断面図(No.1～No.3)

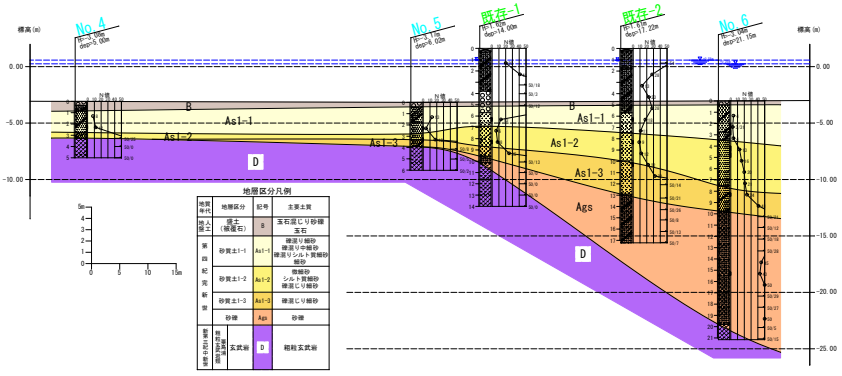


図-4　地質断面図(No.4～No.6)

(2) 液状化強度

本事例では液状化試験結果より、繰り返し三軸強度比 R_{L20} を検討した。表-2 には液状化試験より求めた試験値と N 値等から道路橋示方書記載の式[3]を用いて計算した算定値を示す。また図-5[4]には換算 N 値 N_1 と R_{L20} の関係に試験値をプロットした図を示す。

表-2　R_{L20} の試験値と算定値の比較

孔番	層区分	試験値			N値からの算定		
		試料番号	採取深度(m)	R_{L20}(試験値)	N値(試験深度)	換算N値	R_{L20}(算定値)
No.6	As1-1	T6-1	2.00～2.98	0.170	3／31 (2.15～2.46m)	5.7	0.183
	As1-2	T6-2	4.00～4.98	0.194	13／30 (4.15～4.45m)	21.7	0.387

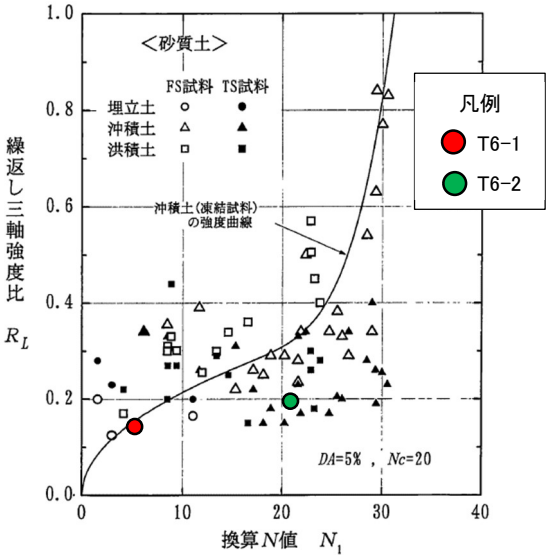


図-5　換算 N 値と R_L の関係
(凍結試料とチューブ試料の比較)[4]

トリプルサンプリングを含むチューブサンプリング試料(TS 試料)の R_{L20} は、換算 N 値が大きい領域では凍結サンプリング試料(FS 試料)よりも小さく得られると言われている(図-5 参照)。これは、サンプリング時のチューブ貫入や引抜きによる乱れが避けられないためであり、T6-2 試料はその影響で R_{L20} が過小に得られていると評価される。

5. おわりに

本事例では悪天候によるリスクとして安全面だけでなく、資材搬入の滞りによる作業中止が考えられた。よって事前の現地確認において、漁港業務に支障が出ない仮設方法を検討し、必要な資材を計画的に搬入した。

液状化試験に供する砂試料について、本事例では現場条件を考慮してドライアイスではなく冷凍庫により速やかな試料の凍結処理をした。これにより島内で確実な冷凍保存を行うことができ、天候が良好でフェリー運航が確実な日を見計らって的確な運搬（本土よりドライアイスの持ち込み→本土の試験室への試料搬入）が可能になった。現場から試験室まで常に凍結状態を保持したことで、この間の試料乱れのリスクを回避できたと思われる。

《引用・参考文献》

1) 水産庁:漁港漁場整備長期計画, 2017.3.28.閣議決定
2) 国土地理院:地理院地図, https://maps.gsi.go.jp（確認日:2020.6.26.）
3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説　V 耐震設計編, p161～164, 2017.11.
4) 松尾修:「道路橋示方書における地盤の液状化判定の現状と今後の課題」, 土木学会論文集Ⅲ-66, p8, 2004.3.

【13】

サンゴ礫混じり土および埋立土の高品質サンプリングと液状化評価

基礎地盤コンサルタンツ(株)　　○前原　開斗，栃尾　健，夏目　隆弘
田中　淳，遠藤　正悟

1. はじめに

沖縄県において、当地区はサンゴ礫混じり土と、サンゴ礫混じり土を用いた埋立て土が層厚約8～10ｍで分布する。サンゴ礫混じり土はセメンテーションやサンゴ礫の噛み合わせによりＮ値で評価するよりも高い液状化強度を示すが、通常の手法ではサンプリングが難しい。今回はサンゴ礫混じり土で実績が多い GP サンプラーを用いて試料採取を行い、繰返し非排水三軸試験結果を用いた液状化判定により液状化評価を行った事例を紹介する。

2. 土質およびサンプリング概要

(1) 土質概要

当地区の地層構成は図-1のように、埋立土層のＦ層、沖積礫質土層のAg層、沖積粘性土のAc層、島尻泥岩のSm層となっている。このうちＦ層はサンゴ礫が多く見られ、一般的にサンゴ礫混じり土と呼ばれる土で埋立てられた層である。特徴としては、Ｆ層は全体に礫径φ2～50㎜程度の石灰岩礫、サンゴ礫、貝殻を含み砂礫状～礫混じり砂状を呈し､マトリクスは部分的に細粒分が多いが、粒径不均一な砂主体であった。

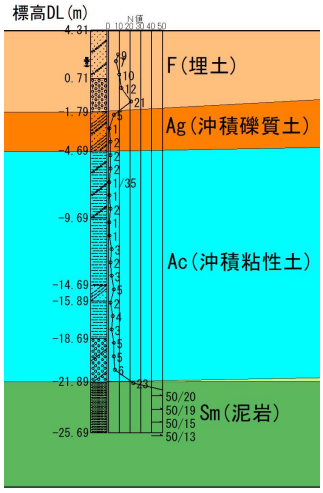


図-1　当地区の地層構成

(2) サンゴ礫混じり土の特徴

サンゴ礫混じり土は海岸線に沿ったリーフ内側で見られ、波によって浸食されたサンゴと内陸の河川から運ばれてきた土砂が堆積し、そこに生育した枝サンゴにサンゴ片等が沈降・堆積していくといった過程を繰り返して形成される。このため、枝サンゴ等のサンゴ礫の間隙に、サンゴ礫起源のシルトを主体とする細粒分がゆるく詰まった状態で存在している土である。[1)]

サンゴ礫混じり土は、通常のシンウォールやトリプルでは押し込み不能や試料を乱してしまい、採取が困難である。そこで過去にサンゴ礫混じり土でのサンプリング実績のある GP サンプラーを用いて Ｆ層の試料採取を行った。

(3) GP サンプリング概要

GP サンプリングとは、サンプラー先端にダイヤモンドビットを装着し、高速回転・小さいビット圧により時間をかけて丁寧にコアリングするサンプリング方法である。高濃度ポリマー溶液をサンプラー内に充填し、特殊なピストンを介して切削と同時にコアをポリマーでコーティングし、コアを保護しながら採取する。

写真-1にＦ層での採取試料を示す。通常のサンプリングと比較して採取率も高く、乱れの少ない状態で採取することができた。

写真-1　Ｆ層採取試料

3. 液状化評価

サンゴ礫混じり土はセメンテーションやサンゴ礫の噛み合わせにより、既往の実績ではＮ値で評価するよりも高い液状化強度を有する傾向がある。

Ｆ 層は液状化判定対象層の条件である粒度分布や塑性指数に該当したため、採取試料を用いて繰返し非排水三軸試験を実施し、液状化判定を行った。

(1) 繰返し非排水三軸試験結果

繰返し非排水三軸試験結果と換算Ｎ値(N1)の関係図を表-1と図-2に整理した。Ｆ層の繰返し三軸強度比は R_L＝0.506であった。また、同図には道路橋示方書耐震設計編[2)]から求めた細粒分含有率毎の推定曲線も併記している。これによると、道路橋示方書から求めた推定曲線よりも大きい繰返し三軸強度比 R_L が得られている。

表-1　繰返し非排水三軸試験結果

地層名	代表N値（回）	細粒分 Fc（%）	換算 N1	有効土被圧 σv' (kN/m²)	繰返し三軸強度比 RL
F	7.0	11.3	10.4	44.9	0.506

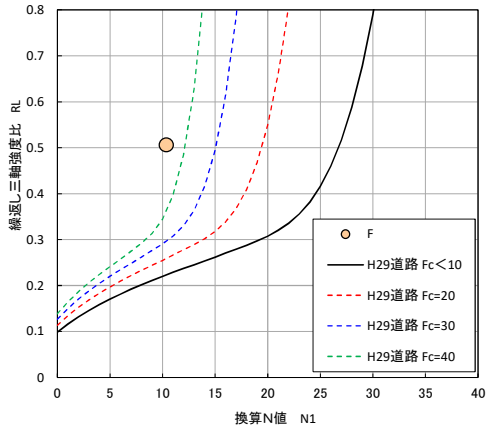


図-2　液状化強度比と換算N値の相関図[3)]

また液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を算定するために、繰返し非排水三軸試験後の排水量を測定し、体積ひずみを求めた。繰返し非排水三軸試験後の排水量測定結果を図-3に示す。供試体によって測定値にばらつきが見られたため、異常値を除いて平均値を算出した。その結果、体積ひずみは2.4%となった。またN値よりMeyerhofの式[4)]（式-1）で推定した相対密度はDr=51.6%であり、石原ら[5)]によるきれいな砂の実験結果と比較して、体積ひずみが小さい結果となった。これは試料にサンゴ礫が多く含まれ、礫の噛み合わせによって液状化後の体積ひずみが抑えられているためと考えられる。

・Meyerhofの式　$Dr=21\sqrt{N/(\sigma'_v+0.7)}$　（式-1）

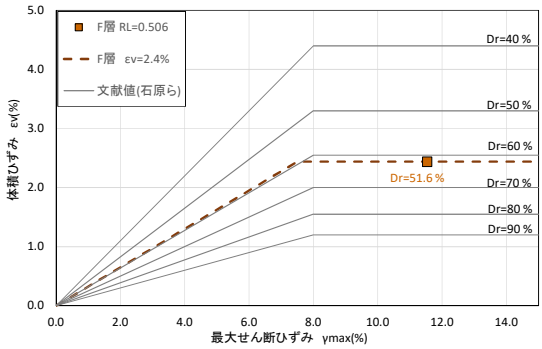


図-3　最大せん断ひずみと体積ひずみの相関図[3)]

(2) 液状化判定結果

簡易法および詳細法により当地区の液状化判定を実施した。なお簡易法は道路橋示方書に基づき実施した。最大せん断応力比および動的せん断応力比は表-2のとおり算出した。また表-3に液状化指数の比較を示す。判定結果より、PL値は概ね詳細法の方が小さくなる傾向があり、繰返し非排水三軸試験結果と同様に、推定値よりも実際は大きな液状化強度を有していることが分かった。

表-2　液状化評価のケース

手法	最大せん断応力比L	動的せん断応力比R
簡易法	一次元全応力解析の地表面最大加速度から道路橋示方書の低減係数で算定	道路橋示方書の判定式よりN値と粒度特性から算定
詳細法	一次元全応力解析で得られた各深度の最大せん断応力比Lを使用	繰返し非排水三軸試験の結果得られた繰返し三軸強度比R_Lから算定

表-3　簡易法と詳細法の液状化指数の比較表

液状化指数PL値		（参考）地表面最大加速度(gal)
簡易法	詳細法	
6.9	3.0	256
8.2	9.3	249
11.2	5.3	245
12.8	3.9	259
19.3	3.4	255
30.1	20.5	291
5.9	3.1	286
9.5	3.7	245
4.6	3.5	251

4. おわりに

沖縄県ではサンゴ礫混じり土が広く分布するが、シンウォールやトリプルといった通常のサンプリング方法では採取が困難である場合が多い。今回はサンゴ礫混じり土の採取実績のある GP サンプラーを用いることで、埋土層を乱れの少ない、状態の良い試料を採取することができた。

採取試料で繰返し非排水三軸試験を実施すると、N 値の推定よりも高い結果が得られた。また液状化判定結果でも PL 値が簡易法より詳細法の方が小さくなることから、推定よりも高い液状化強度を示した。

《引用・参考文献》

1)　具志　良太・江崎　壮太:「サンゴ礫混じり土調査・設計マニュアルの改訂について」，沖縄ブロック国土交通研究会，論文 No.20，2017.7.
http://www.dc.ogb.go.jp/Kyoku/kengyo/kokudo_kenkyukai/20170626_sougou/pdf/ronbun/20_nahakouwan_ezaki.pdf（確認日:2020.7.20）

2)　日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）pp162～163，2017.11.

3)　山名　真広:「液状化地盤の体積圧縮沈下量に関する実験的考察」，全地連技術フォーラム2016論文集，論文 No.3，2016.9.
https://www.zenchiren.or.jp/e-Forum/2016/PDF/2016-003.pdf（確認日:2020.7.20）

4)　(財)沿岸開発技術研究センター:埋立土の液状化対策ハンドブック，pp156，1997.8.

5)　Ishihara，K. and Yoshimine,M.:Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes Soil and Foundations，Vol.32，No.1，pp173～188，1992.

【14】

N値に関する物性値換算の問題と適応性の限界について

関東地質調査業協会 技術委員会　　○山邊　晋，中川　渉，河野　寛，調　修二

1. はじめに

標準貫入試験は、地盤の硬・軟、締まり具合の判定や土層把握のための試料採取を目的としているが、その結果得られるN値は、様々な既往研究により地盤物性値との相関性が示されている。

現在では、設計のための地盤定数としてN値そのものを取り扱うケースも多く、N値との相関式より推定した物性値を地盤定数として設定されている。

しかしN値は、装置の状態や実施手順等による誤差が含まれる値であり、さらにN値と各地盤物性値との相関は、経験的な関係から導かれており、式の設定においても誤差を含む。本報では、N値より推定されるせん断抵抗角・粘着力・変形係数を例とし、換算における問題とその適応性の限界について提言する。

2. N値によるせん断抵抗角の推定による誤差

N値によるせん断抵抗角推定は、研究成果や各指針・基準にて示される相関式が複数あり、これらの代表的な式を表-1に示す。各式の特徴は以下の通りである。

・①～③は、相関についての研究初期の式[1]であり、有効上載圧を考慮した補正N値(以降,補正N値)ではない。
・④～⑦は研究が進み、補正N値による相関式となる。
・④⑤は、補正N値と室内試験結果のφd の関係より相関式を導いている[2]。この室内試験に用いた試料は、凍結サンプリングやチューブサンプリングにより採取され、細粒分含有率10%以下の粒度組成が主となる。
・⑥⑦は、「相対密度とN値（補正N値）の相関」と「せん断抵抗角と相対密度の相関」より相対密度を共通項として、補正N値とφの相関式を導いている[3]。

表-1 代表的なN値とせん断抵抗角の推定式[1]

No	N値とせん断抵抗角の相関式	備　考
①	$\phi=(12N)^{0.5}+15$ （粒子丸,粒度一様） $\phi=(12N)^{0.5}+20$ （粒子丸,粒度良） $\phi=(12N)^{0.5}+25$ （粒子角,粒度一様）	ダナム(Dunham)の式
②	$\phi=0.3N+27$	Peckの式
③	$\phi=(20N)^{0.5}+15$	大崎の式
④	$\phi_d=(20N_1)^{0.5}+20$ $(3.5\leqq N_1\leqq 20)$ $\phi_d=40$ $(N_1>20)$ $N_1=N/(\sigma v'/100)^{0.5}$, $\sigma v'(kN/m^2)$	建築基礎構造設計指針(2019)
⑤	$\phi=4.8\log N_1+21$ $(N>5)$ $N_1=170N/(\sigma v'+70)$, $\sigma v'(kN/m^2)$	道路橋示方書・同解説　下部構造編(H29.8)
⑥	$\phi=25+3.2(100N/(70+\sigma v'))^{0.5}$ $\sigma v'(kN/m^2)$	港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年)
⑦	$\phi=1.85(N/(0.01\sigma v'+0.7))^{0.6}+26$ $\sigma v'(kN/m^2)$ $\phi=0.5N+24$(地震時の上限値)	鉄道構造物等設計基準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造 (平成12年6月)

①～⑦の相関式の比較図を図-1に示す。

・①は、粒子・粒度の違いで最大で10°の差が発生する。
・②～⑦の場合、N＜５の範囲で推定値の差が大きく、さらにN=20付近で最も差が大きくなる。
・同一N値にて、採用する相関式で推定φの値に違いがあり、さらにN値によってその違いに差がある。

以上より、N値からの推定値には、相関式による値と室内試験値との違いに加え、採用する相関式による推定値の違い等の誤差が含まれている。

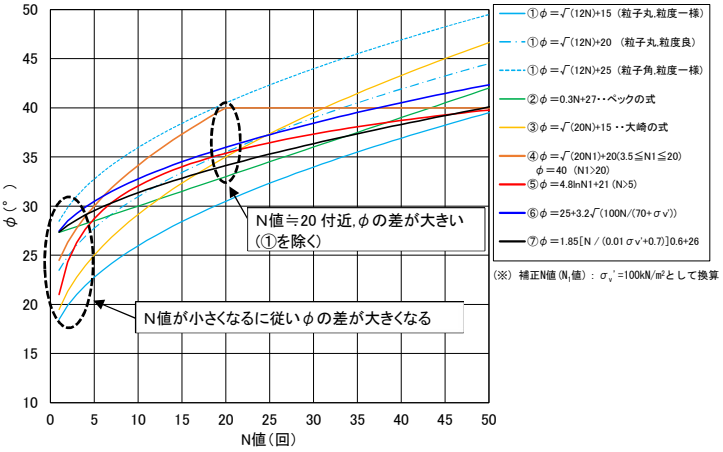


図-1 各推定式によるN値と推定φの比較(文献1に一部加筆)

3. N値による粘着力の推定による誤差

N値による粘着力の推定は、数多く提案されているが、これらはN値から一軸圧縮強度を推定し、粘着力を導いている。

表-2、図-2は各種文献で提案されているN値と一軸圧縮強度の関係を示したものである。相関式の違いにより、一軸圧縮強度の推定値には最大6.7倍（①と⑥）の差が生じる。採用する相関式により推定値が大きく異なるため、実務において、N値の小さい範囲で相関式を採用することは、大きな問題となる。

次に、利用頻度の高い表中の⑤・⑦式の問題点を示す。

・⑤式は、表-3のようにN値と一軸圧縮強度の関係は、範囲のある対比を範囲の中央値で定式化している。定式化の段階で誤差が含まれた相関式となる。
・文献1)によると試験試料は、SPT サンプラーで採取した試料であるとの記載があり、乱れにより強度低下等の試験値にも疑問が残る。
・⑦式は、東京区部での試験結果を基本としている。
・⑦式において、東京層の結果は、試験値のばらつきが大きく、統計から除外してある。

表-2 N値と qu の関係式 [1,5]

No	一軸圧縮強度の推定式		備 考
	(kgf/cm^2)	(kN/m^2)	
①	N/2	50N	土質工学ハンドブック(1982)
②	N/4	25N	米国海軍省 DESINGMANUAL7, 柳瀬
③	N/6	17N	Peck シカゴ粘土
④	N/6.7	15N	米国海軍省 DESINGMANUAL7
⑤	N/8	12.5N	Terzaghi and Peck「地盤調査の方法と解説」
⑥	N/13.3	7.5N	米国海軍省 DESINGMANUAL7
⑦	0.4+N/20	40+5N	大崎(1959)「東京地盤図」

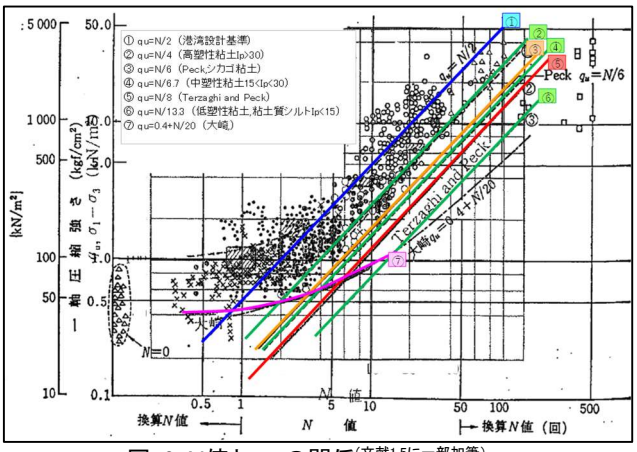


図-2 N値と qu の関係(文献1,5に一部加筆)

表-3 N値と qu の関係(Terzaghi and Peck)(文献1に一部加筆)

コンシステンシー	非常に軟らかい	軟らかい	普通の	硬い	非常に硬い	固結した
N値	<2	2～4	4～8	8～15	15～30	>30
qu(kN/m²)	0.0-24.5	24.5-49.1	49.1-98.1	98.1-196.2	196.2-392.4	>392.4

以上より、N値からの推定には問題点が含まれることから、最近では、推定値のみでなく、室内試験を踏まえて設定することが推奨されている。

推定式のみで軟弱地盤上の盛土の安定検討を実施した場合、同一N値でも採用する式の違いにより対策の要否が異なるケースがある。

4. N値による変形係数の推定による誤差

N値による変形係数の推定では、表-4に示すように様々な相関式が提案されている。

表-4 N値と変形係数の相関式一覧[4,6)]

No	換算式	単位	備考
①	a)E=52＋3.3N(細砂) b)E=71+4.9N(細砂) c)E=39+4.5N(砂) d)E=43+11.8N(礫混じり砂) e)E=38+10.5N(砂礫) f)E=24+5.3N(シルト質砂) g)E=12+5.8N(シルトとシルト質砂) h)E=4＋11.5N(シルトと粘土質シルト)	kg/cm²	土質基礎工学ライブラリー 土質調査試験結果の解釈と適用例 Schultzen-Menzenbach(1961)
②	a)E=4N b)E≒7N c)E=10N	kg/cm²	プレシオメータ 基礎地盤の調査 宇都一馬(1967)に加筆
③	E=0.678N$^{0.9985}$	MN/m²	孔内載荷試験 吉中龍之進(1967)
④	E=670N$^{0.986}$	kN/m²	孔内載荷試験 土屋尚、豊岡義則(1980)
⑤	a)E=0.7N(正規圧密地下水面下) b)E=1.4N(正規圧密過圧密地下水面下) c)E=2.8N(過圧密) d)E=5.6N(過圧密再載荷)	MN/m²	平板載荷試験・フーチング 建築基礎構造設計指針 (2019)

水平方向の変形係数とN値の相関式は、③式の吉中(1967)に代表される。相関の特徴としては、データのばらつきが大きく、推定値と試験値では５倍程度の差異がある。④式は、データを追加し再整理したものであるが、やはりデータのばらつきは大きく、N値=5ではE≒800～10000kN/m², N値=10では E≒1500～20000kN/m²と約10倍もの差異が認められる。よってN値からの推定には設計では無視できない大きな誤差が含まれる。

鉛直方向の変形については、建築学会 (2016) [7)]により⑤式としてまとめられている。本相関式は、平板載荷試験ならびにフーチングにおける鉛直変位量より弾性論を用いて逆算した変形係数とN値との相関式である。

したがって変形の影響範囲に違いがあり、弾性式の適応においても誤差が含まれる。鉛直方向の変形と水平方向の変形係数が3～4倍の差があることは知られており、これは過圧密な状況に関係していると考えられる。そのため正規圧密状況においては、水平方向、鉛直方向の変形性に大きな差異はない。

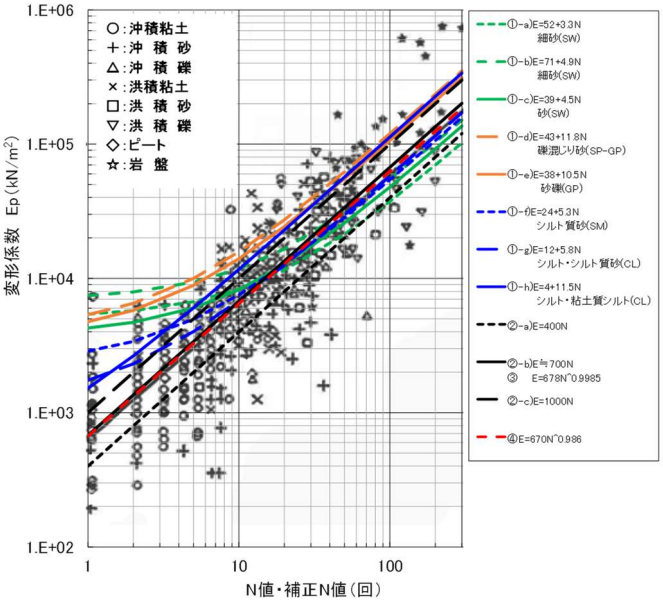


図-3 N値と変形係数(孔内載荷試験)(文献7に一部加筆)

N値より変形係数を推定する場合は、基礎データの地域性・土質特性・堆積環境・年代等で変形特性が異なるという適応限界を理解する必要がある。吉中(1967)は、粘性土には換算式の適用は不適であると述べている。

日本建築学会(2016)[7)]においてもN値 4 以下の粘性土はN値との相関は皆無として示されている。また、N値 20 以上でも相関には大きなばらつきがあり適応には無理がある。換算による推定値のみで地盤定数として設定することは、大きなリスクを含むと考えられる。

5. まとめ

N値からの物性値換算において、その相関式の比較や設定背景の再認識により、以下の特徴を確認した。

・相関式は経験式であり、ばらつき・誤差を含む。
・相関式は複数あり、採用する式により推定値が異なる。
・相関の基データには地域性等の限定的なものがある。

以上より、地質技術者が地盤定数の検討を行う際には、相関式の適用限界や、適正なN値の利用範囲を理解するとともに、室内試験や原位置試験の結果を踏まえて設定することが重要である。

《引用・参考文献》

1) 地盤工学会:地盤調査の方法と解説 pp.305-309,pp686-687,2013.3
2) 地盤工学会:土と基礎.47-8 Ser.No.499 pp.5-8,1999.8
3) 総合土木研究所:「基礎工 特集 N値とその利用(改訂版)」pp.69-70, pp.77-78, 1990 Vol18
4) 土質工学会:土質調査試験結果の解釈と適用例 pp.54-56,1980.8
5) 土質工学会:土質工学ハンドブック pp.480-481,1982.11
6) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針 2019改定 pp.30-34,2019.11
7) 日本建築学会:建築基礎構造設計のための地盤評価Q&A pp.77-78, pp.95-98,2015.11

【15】

セルフボーリング型孔内載荷試験の洋上風力発電事業に伴う地盤調査への適用事例

応用地質株式会社　　○片岡賢悟　平出亜

1. はじめに

洋上風力発電事業による洋上地盤調査の需要が高まってきている．洋上風車の基礎（大口径パイル）には，外力として風，波，地震力が作用するため，地盤の横方向抵抗力（地盤の変形係数）の設定は重要なポイントとなっている．

一方，地盤の変形特性を調べるための試験として，孔内載荷試験が行われている．地盤工学会の地盤調査の方法と解説[1]では，同試験は「地盤の指標値を求めるためのプレッシャーメータ試験」と「地盤の物性を評価するためのプレッシャーメータ試験」に区分され，それぞれ予め掘削された試験孔にプローブを挿入するプレボーリング形式と自己掘削型のセルフボーリング型式の2種類に定義されている．このうちプレボーリング型式は，孔壁のゆるみや乱れによって結果に影響を与えることがあり、特に初期載荷の勾配から求められる変形係数への影響は顕著であるとされている．そこでこれらの影響を極力抑えるために、セルフボーリング型式の装置が開発された[2]．

今回はセルフボーリング型式の装置で洋上風力発電事業のために実施した洋上地盤調査結果について整理し，従来のプレボーリング型式の結果との比較を行った．

2. 試験手法

今回使用したデータは東北地方の日本海の一般海域（水深10～30m）の海底面下30m までの沖積層の砂質土及び粘性土で，データ数は60個である．

試験は，図-1に示すセルフボーリング型の孔内載荷試験機（以降 SBLLT と称する）を用いた．本装置の変位量の測定精度は5/1000mm 程度である．本装置は，ドリリングビットよりシューが先行する構造上，硬質な土層ではプローブを挿入することができない．そのため，試験予定深度の直上で標準貫入試験を実施し，目安として N 値30未満の砂質土および粘性土を対象にした．

プローブによる削孔は，プローブをボーリングロッドでロータリー式ハイドロリックフィード試錐機に接続し，スピンドルの回転によって行った．削孔による孔壁の乱れを抑えるために，プローブとロッドは二重構造になっており，ケーシング上部に設置したガイド管および二重ロッドチャックで，外側が回転しないように固定した．

削孔終了後は計測機器を安定させ，プローブと地盤をなじませるために約30分放置し試験を開始した．載荷は脱気した清水を媒体とした全自動のひずみ制御とし，載荷速度は毎分1%を標準とした．また，繰返し載荷を孔壁ひずみが3%，4.5%，6%に達した時点を目安に3回を行い，ひずみが最大22%になるまで再載荷した．

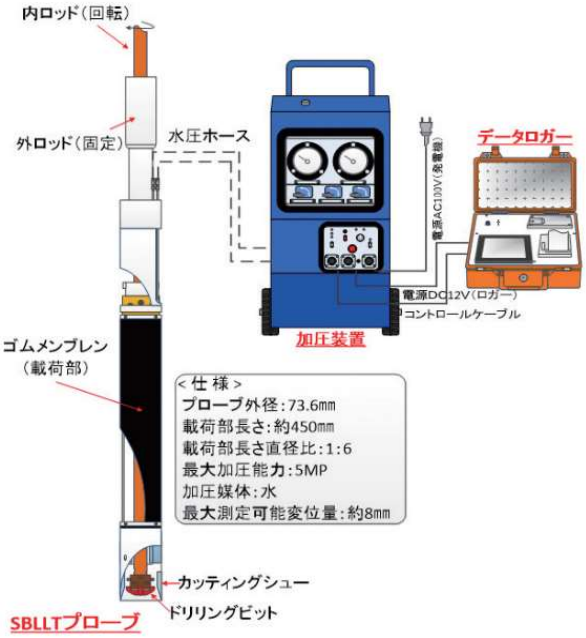


図-1　SBLLT装置の概略図[3]

3. 試験結果

試験結果から、載荷圧力 P' ～孔壁ひずみ ε_c の関係から静止土圧およびせん断剛性率を定め，せん断剛性率から変形係数 E を求めた．また繰返し載荷によるせん断剛性率 Gur と初期せん断剛性率 Gi との比 Gur/Gi を試験地盤の緩みの影響としてとらえ，$Gur/Gi \geqq 4$のデータ7個を除去した53個のデータについて整理した．なお除去したデータは粘性土2個（Gur/Gi=4.0,5.4），砂質土5個（Gur/Gi=4.0～5.4）である．

表-1　SBLLT 試験結果一覧

地層	データ個数	N値		初期載荷の変形係数(kN/m2)		繰返し載荷の変形係数(kN/m2)		Gur/Gi,tan	
		範囲	平均値	範囲	平均値	範囲	平均値	範囲	平均値
沖積粘土	25	1～30	9.7	5,151～81,757	29,678	10,699～148,299	61,056	1.2～3.4	2.2
沖積砂	28	7～46	20.5	11,084～85,953	36,501	28,764～176,579	77,390	1.0～3.2	2.1

注 1）N値は SBLLT を実施した近傍深度のデータ

注 2）Gur/Gi は 1 回目の繰返し載荷によるせん断剛性率 Gur と初期せん断剛性率 Gi との比

4. 考察

孔内載荷試験から得られた変形係数 E と標準貫入試験の N 値の関係については，土屋・豊岡[4]による関係図が示されている．この関係図はプレボーリング型式のプレシオメータによるものである．今回の結果をこの図に加筆して図-2に示した．同図から SBLLT による E は，下記の関係式が得られる．

粘性土；$E = 7192N^{0.628}$(kN/m^2)

砂質土；$E = 4665N^{0.672}$(kN/m^2)

今回の関係式と，従来の関係式 E=700N(kN/m^2)[4]による E を比較すると，N 値が低いほど乖離が大きく N 値１の粘土で10倍，N 値7の砂で3.5倍，N 値が高い部分では N 値20の粘土で3.4倍，N 値30の砂で2.2倍となっている．

建築学会の構造基礎設計指針[5]では，同じボーリング孔で実施した PS 検層結果から算出した変形係数 Eps と孔内載荷試験から得られた変形係数 E の関係が示されており，今回の結果を重ねて示した（図-3）．図中の式6.6.14（$E_0 = Eps/30$）による E_0 と今回の関係式による E を比較すると，粘土，砂で共に約5倍となっている．

同じ地層の深度方向3m以内で実施した室内での三軸圧縮試験結果から算出した変形係数 E と SBLLT による E との比較図を図-4に示した．両方の E を比較すると SBLLT による E の方が1～5倍程度大きい値となった．

この理由としては，従来のプレボーリング形式の孔内載荷試験は，ボーリング削孔時の孔壁の乱れと応力開放によるゆるみの影響が生じており，緩い地層ほどその傾向が高くなるものと考えられる．

5. 今後の課題

1回の試験で繰返し載荷を行うことによって，試験地盤のゆるみの影響を把握することができた．さらに Gur のひずみ依存性を求めることができる．今後はひずみレベルを考慮した変形係数が洋上風車基礎の設計に活かされることが望まれる．

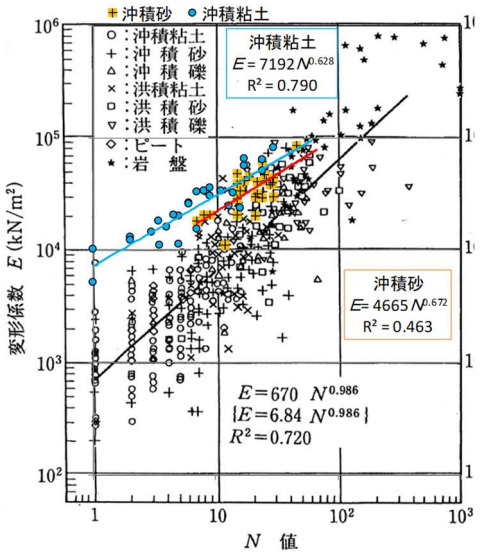


図-2　SBLLT の E 値と N 値との関係

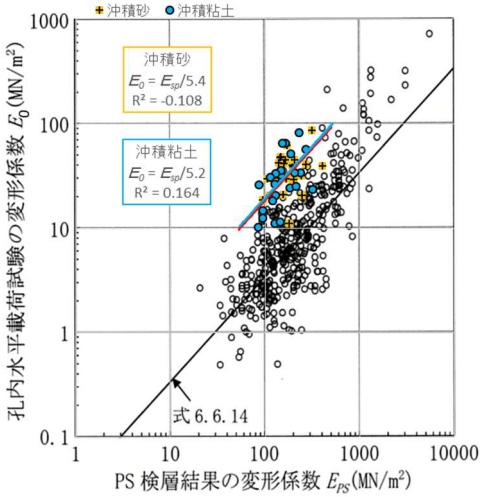


図-3　SBLLT および PS 検層による E 値の比較

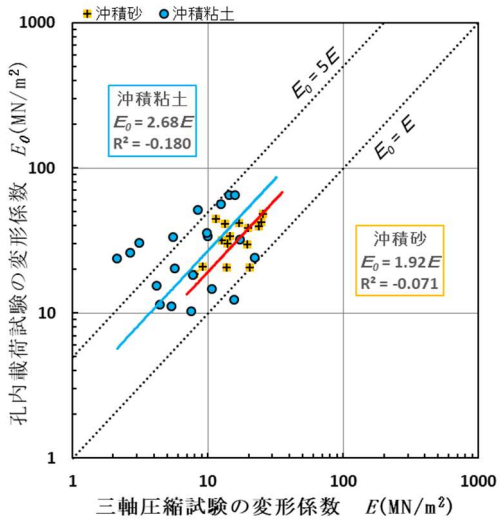


図-4　SBLLT および室内試験による E 値の比較

《引用・参考文献》

1) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp. 663-695, 2013. 3.

2) 谷和夫, 西好一, 吉田保夫, 岡本敏郎：岩盤セルフ・ボーリング型プレッシャーメータの開発，電力中央研究所，No. U95021, 1995.

3) 応用計測サービス株式会社：製品カタログ, p. 8, 2020

4) 土屋尚, 豊岡義則：SPT の N 値とプレシオメータの測定値(Pf, Ep)の関係について，サウンディングシンポジウム，土質工学会，pp. 101-108，1980

5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p. 272, 2019. 11 改定版

【16】

浸水解析によるバックウォーター現象の評価について

株式会社　テイコク　　○はぜ峰生，細江良太，若園陽司
川島正史，加藤沙椰，加藤剛

1. はじめに

近年、集中豪雨による水害が頻発している。平成29年7月の九州北部豪雨災害や平成30年7月と令和2年7月の西日本を中心とした豪雨災害では甚大な洪水被害が生じた。西日本の豪雨災害ではバックウォーター現象により背水区間での堤防決壊が生じ、浸水が広範囲に及んだ[1]。

国土交通省及び都道府県では、洪水予報河川及び水位周知河川に対して、洪水による被害の軽減を図るために、河川が氾濫した場合に浸水が想定される区域を洪水浸水想定区域として指定[2]し、洪水浸水想定区域図等を公表[2]している。

本業務では、一級河川（本川）の支川に対して、平成27年水防法改定に伴い[3]洪水浸水想定区域図の更新を行った。対象河川は、洪水時に支川水位が本川水位の影響を受けるバック堤で構築されており、想定最大規模の降雨ではバックウォーター現象が懸念された。よって、本川水位に支川と同じ洪水の水位波形を与えて解析し、河道水位、浸水位を評価することでバックウォーター現象の時間的な挙動を評価した。

2. 対象河川の概要と課題

(1) 対象河川の概要

対象河川は図-1に示すように一級河川（本川）の支川に相当する。本川の流域面積1040km^{2}に対して、支川は流域面積が84km^{2}と1/10以下である。

支川下流の右岸側には、市の中心部が立地し、家屋や小中学校の公共施設、さらには国道、JR 等の重要施設が集中しており、支川で氾濫やバックウォーター現象が生じた場合、人命、財産に大きな被害が及ぶ可能性がある。

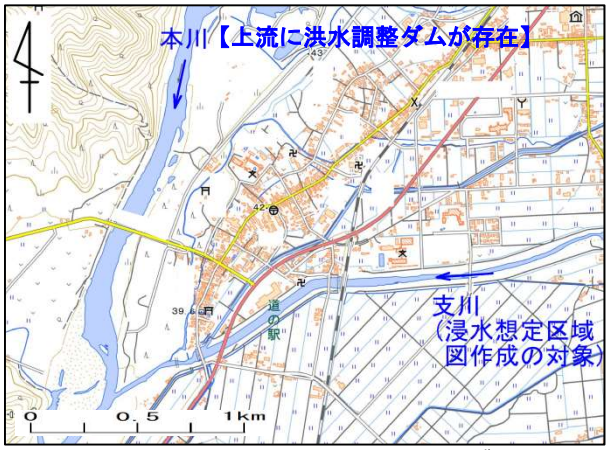


図-1 対象河川の流域状況（地理院地図[4]より）

(2) 業務上の課題

洪水浸水想定区域図作成マニュアル（第4版）[3]によると、想定最大規模の河道出発水位は、そのピークを計画高潮位とし、洪水流量のピークと重なるように設定することを基本としている（ピーク合わせ:高潮の影響考慮）。しかし、計画高潮位が設定されていない河川では河道計画検討に用いている出発水位とし、気象条件、氾濫条件等を考慮して設定する。

一方、中小河川の手引き（案）[5]では、本川と支川の間で合流時差等が判明していれば、支川のピーク流量生起時における本川水位、又は本川最高水位時にける支川合流量を境界条件として与える（バック堤）。（本川と支川で異なる流出計算方法を用いている場合の方法は記載を省略）

一般に支川に対する下流端の境界条件は、気象条件、氾濫条件等を考慮して適切な方法を採用するため、氾濫解析時における下流端条件の設定方法が課題となった。

3. 課題への対応方法

(1) 本川と支川との合流時差

本川と支川との流域面積を考慮すると合流時差が大きいものと想定される。よって、表-1の条件により、同時解析を行い本川と支川の河道水位を算定した。図-2に示すように支川は5時間30分後にピークに達するのに対して、本川は15時間50分後にピークになる。合流時差は約10時間となった。

表-1　解析条件

	A河川（本川）	B河川（支川）
流域面積(km2)	1040	84
流出計算	貯留関数法	貯留関数法
洪水波形	平成14年8月洪水	平成14年8月洪水
水理計算手法	一次元不定流計算	一次元不定流計算
ピーク時間	15時間50分後	5時間30分後

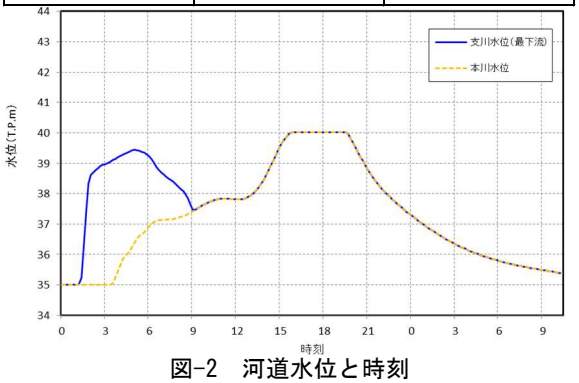


図-2　河道水位と時刻

(2) 支川の下流端条件

支川の下流端条件として、一般に次の3Cases が考えられる。

Case1：支川ピーク流量時における本川水位を境界条件
Case2：本川最高水位時にける支川合流量を境界条件
Case3：本川ピーク流量と支川ピーク流量を境界条件（ピーク合わせ）

Case3のピーク合わせが危険側の解析と想定される。しかし、対象河川では流域規模が大きく異なることや、また、本川上流に存在する防災ダムの洪水調節効果により、本川ピークと支川ピークとが合致することは非現実的である。よって、本解析では実現象を重視して、Case1とCase2とを組み合わせた解析を行った。すなわち、本川水位に支川と同じ洪水の水位波形を与えて同時解析を行い、支川の洪水浸水想定区域図を作成した。そして、同時にバックウォーター現象の評価を行った。

4. 浸水解析結果

図-3に支川の河道流量と越流量を示し、図-4～図-7に支流の越流量のピークから5～18時間後における浸水範囲を示す。

支川からの浸水範囲は、越流量がピークとなる約5時間後に最大となる（図-4参照）。その後、排水により浸水範囲は徐々に縮小し、約13時間後には右岸側は浸水範囲がなくなる（図-5参照）。しかし、本川水位がピークに到達する15時間30分頃からバックウォーター現象が発生し、支川の下流付近で再度、氾濫が発生する（図-6参照）。バックウォーター現象による氾濫は、約18時間後に最大に達する（図-7参照）。

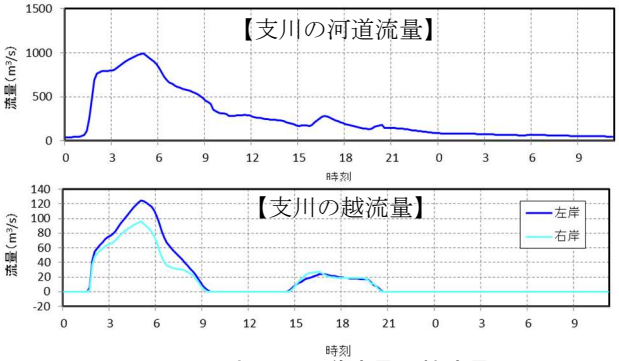


図-3 支川の河道流量と越流量

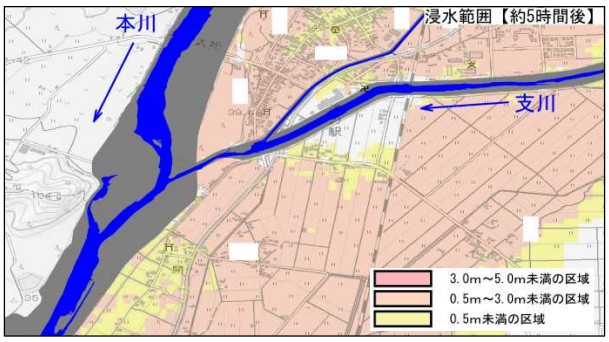


図-4 支川の浸水範囲【約5時間後】

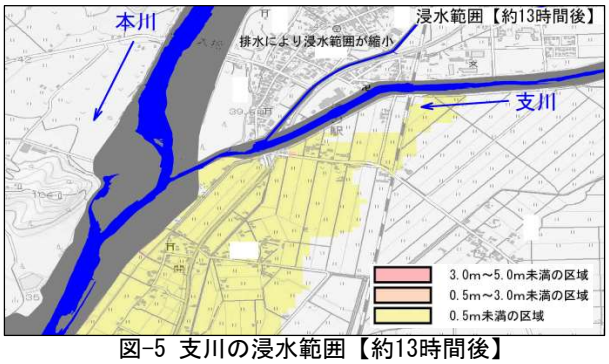


図-5 支川の浸水範囲【約13時間後】

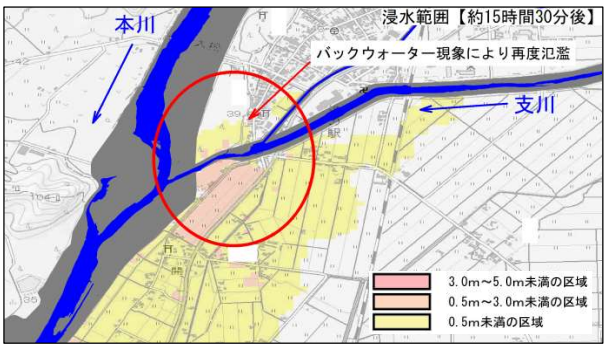


図-6 支川の浸水範囲【約15時間30分後】

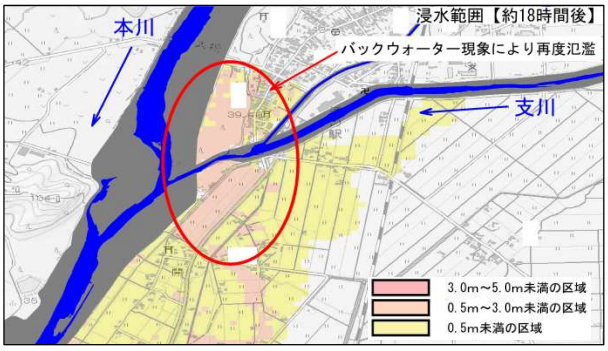


図-7 支川の浸水範囲【約18時間後】

5. おわりに

本業務では支川の浸水解析において、本川水位に支川と同じ洪水の水位波形を与えて解析することにより、支川の氾濫区域の他に、バックウォーター現象の時間的な挙動を評価することができた。

しかし、公表される洪水浸水想定区域図は、氾濫地点ごとの浸水計算結果を重ね合わせ、最大浸水位を表示したものである。よって、洪水浸水想定区域図からはバックウォーター現象の生起を読み取ることができない（専門技術者ならば浸水継続時間から推定可）。

近年、バックウォーター現象による水害が問題となっていることから、解析方法や公表方法についても、検討する必要があるものと考えられる。

《引用・参考文献》

1) 前田俊一・島田友典・矢部浩規：「堤防決壊の事例をもとに考察した背水区間での堤防の決壊現象について」，河川技術論文集，第25巻，2019.6

2) 国土交通省　水管理・国土保全 HP より https://www.mlit.go.jp/river/bousai/main/saigai/tisiki/syozaiti/　（確認日：2020.7.15）

3) 洪水浸水想定区域図作成マニュアル（第4版）：国土交通省水管理・国土保全河川環境課水防企画室　国土技術政策総合研究所河川研究部水害研修室,2015.7

4) 国土地理院 HP より https://maps.gsi.go.jp/development/ichiran.html （確認日：2020.7.15）

5) 中小河川計画の手引き（案）　～洪水防御計画を中心として～：中小河川計画検討会,1999.9

【17】

災害時の簡易調査における調査事例

北海道土質コンサルタント株式会社　　○平松　良太，工藤　康雅，澤　奨

1. はじめに

2018年9月6日03:07北海道胆振東部地方（N42.7°，E142.0°）を震源とする大地震が発生した。この「平成30年北海道胆振東部地震」（M6.7，深さ37km）により、震源地に近い厚真町では最大震度7の強烈な揺れを観測し、地震動を原因とする地すべりが発生したことで36名の尊い人命が失われた。また、北海道電力㈱苫東厚真火力発電所が被災したことで道内一円が停電するブラックアウトも発生し、道民全てが地震災害に直面した稀有な災害となった。

札幌市でも清田区を中心として大規模な宅地災害が発生した。里塚地区では、地震動による沢埋め盛土の液状化が発生し、宅地内で大規模なすべり破壊により住宅の倒壊や街路の沈下，土砂の流失が起きた。また、すべり破壊による地盤の大変形によって宅地内に大小の陥没孔が発生し、(一社) 地盤品質判定士会北海道部会が札幌市と協働して開催した住民相談会では多くの不安が寄せられた。

本報告は、里塚地区で実際に被災した住宅敷地内で、代表的なサウンディング方法であるスウェーデン式サウンディング試験と簡易動的コーン貫入試験を行い、災害時の有用性について評価したものである。

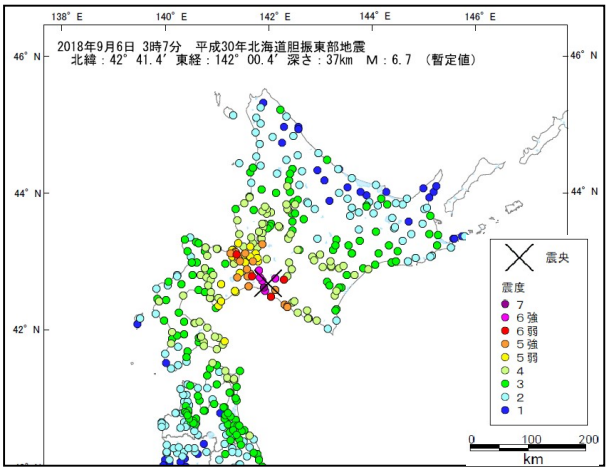


図-1　北海道胆振東部地震の震度階分布図 [1)]

2. 清田区里塚地区の地盤の特徴

清田区里塚地区の表層地盤を図-2に示した。赤色で表示した部分は沢埋め盛土を表す。里塚地区の広い範囲で、1978～1980年にかけ数社の開発事業者によって宅地開発が行われた。開発の詳細な状況は不明であるが、尾根を切土し沢を埋め立てる造成が実施されている。

また沢自体の流水は暗渠で下流まで導かれている。

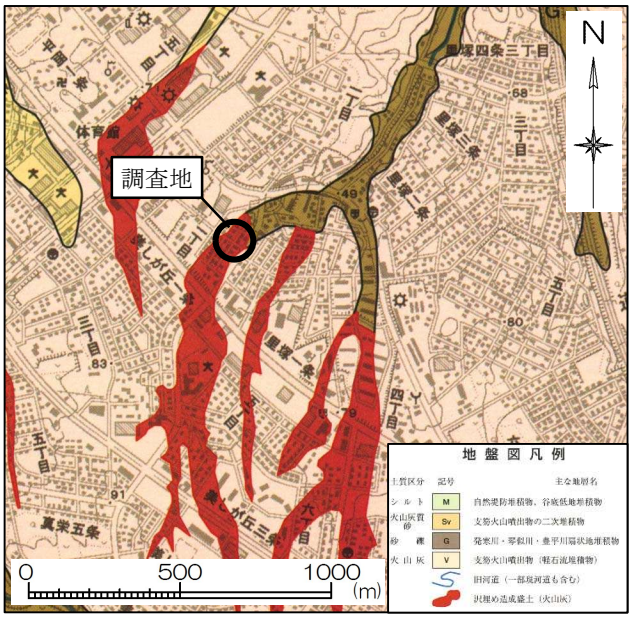


図-2　里塚地区の地形と地質 [2)]

里塚地区の造成地では地表面下 5～6m までは火山灰を材料土とした盛土が分布し、これ以深は旧沢の堆積物であるゆるい砂質土や台地の主部を構成するシルト，砂，砂礫等が堆積する。

また地下水位は標高 50～60m 前後の台地地形としては浅く、地表面下 4～5m 付近に分布する。

これは一帯が沢を埋め立てた造成地で、集水しやすい条件を持っているためと思われ、融雪期や大雨時には急激に地下水位が上昇する可能性もあろう。胆振東部地震が発生した前日には台風が道内を通過しており、地震発生時の地下水位は今回の調査時点よりも浅かった可能性がある。また盛土層には腐植土を混入する区間があり、所々自沈層（N＝0）が見られることから盛土施工の精度は高くないことが窺える。

なお、里塚地区近傍南側の「美しが丘地区」では2003年十勝沖地震の際に、同様な地盤条件の小規模開発された住宅地で今回の里塚地区と同様な被害を受けた住宅があったことを付記しておく。

3. 比較サウンディング試験の結果

比較試験地点配置は図-3に示したとおりである。当該住宅と隣地との離れは1.5～2.0m 程度と狭隘であったが、何れの試験も実施に際して大きな障害は無かった。

比較試験結果は、図-4に4地点それぞれに対比して整理した。

試験深度（貫入可能長）は明らかにスウェーデン式サウンディング試験の方が勝っており、相対的に貫入能力の高いことが分かる。

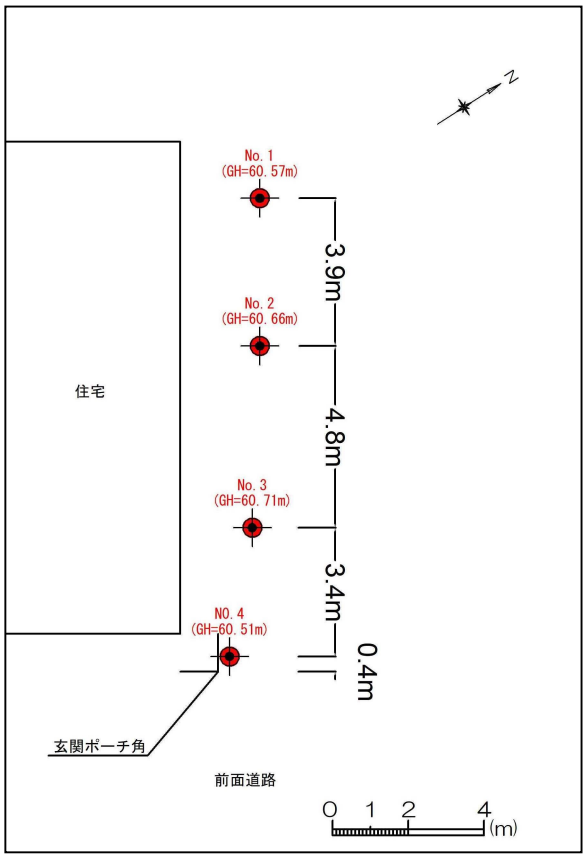


図-3　試験地点配置図

これに対し簡易動的コーン貫入試験は盛土に含まれる礫によって貫入が途中で不可能となった。簡易動的コーン貫入試験では浅い深度で貫入できなくなった場合、実際には数回場所を変えて実施しているが、礫が密集しているようであり貫入深度にほとんど変化は無かった。

ただし、図-4の No. 1，No. 4試験のように浅部の陥没孔は検出されており、災害直後の被害状況調査としては有用と考える。

また、スウェーデン式サウンディング試験結果では図-4に示すとおり前面道路に向かって自沈層を含む軟弱土層が急激に厚くなっていることが分かった。（軟弱土層厚：No. 1＜No. 2＜No. 3≦No. 4）

被災した住宅は前面道路側に傾斜しており、被災原因が盛土層の液状化であると仮定すると、被液状化層の相対的な層厚の差が不同沈下の直接的な原因であること、または旧沢地形に沿ってすべり破壊が生じたことが容易に推定できる。スウェーデン式サウンディング試験は平成11年に制定された「住宅の品質確保の促進等に関する法律」[3]以後戸建て住宅では必ずと言ってよいほど実施されているサウンディング試験方法ではあるが、現実的には試験結果の解析は行われておらず、不十分な状態で杭状地盤改良の深度設計等に利用されているにすぎない。

簡単なサウンディング試験ではあるが、今回の試験例のように被災原因の推定や対策工検討の基礎資料の一部になることが分かった。

なお、今回の事例のように非常に締まり具合のゆるい地盤材料を対象とする場合、両者の測定値から推定できる換算 N 値に大きな差異は認められず、表層陥没の有無を判定する機能は十分果たしていると判断できる。

試験に要する時間は、同深度であれば試験器具が少なく軽量な簡易動的コーン貫入試験の方が優れている。

スウェーデン式サウンディング試験では器具のみで 100kg を超えるため、長距離であれば人力運搬のみで対処することは困難なケースもあろう。

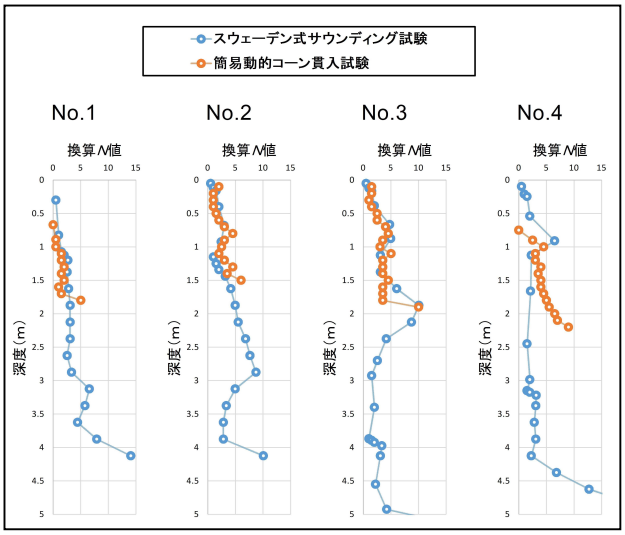


図-4　サウンディング試験比較結果

4. むすび

2種のサウンディングを里塚地区の被災住宅をサイトとして比較した。貫入能力の点から、緊急時の調査手法としてはスウェーデン式サウンディングが優れていると判断できる。ただし簡易動的コーン貫入試験は、推奨はできないが最低1人でも試験実施が可能であり、用途を限定すると災害時の緊急調査手法として十分有用である。スウェーデン式サウンディング試験は、「住宅の品質確保の促進等に関する法律」施行以来殆ど全ての住宅で実施されている調査法であり、比較によって災害前後の状態を把握できることなども考えられる。

《引用・参考文献》

1)（公財）地震予知総合研究振興会：「平成30年北海道胆振東部地震 深度分布図」, 2018.9
http://202.241.68.34/kanren/Eq_data/180906.html
2) 北海道土質コンサルタント株式会社：札幌表層地盤図, P.2, 2006.11
3) 住宅の品質確保の促進等に関する法律：平成11年6月23日法律第81号

老朽化した吹付モルタル法面の調査事例

株式会社東建ジオテック　　○愛甲健太，堀田政則

1. はじめに

調査地は、山口県内にある浄水場の配水池取付道に面した切土法面である。当該法面には広範囲にモルタル吹付工が施工されており、老朽化に伴う法面表層の不安定化が懸念されていた。そこで今回、吹付モルタル法面の健全度を評価するために各種調査を実施した。

また、当該法面内ではかつて局所的な崩壊が発生し、崩壊箇所上方で鉛直ボーリングが実施され、その結果によると、今後大規模な崩壊が発生する可能性があると指摘されていた。そこで地表踏査および水平ボーリング調査を行い、大規模崩壊発生の可能性について検討した。

写真-1 調査対象法面

2. 吹付モルタル法面の健全度評価

当該吹付モルタル法面（約6000m²）は、施工後40年程度経過しており（詳細な施工時期は不明）、老朽化に伴う変状が確認されていた。そこで、法面の健全度評価を目的とした各種調査（目視による変状調査、熱赤外線映像調査、打音調査、穿孔・コア抜き調査）を実施した。

(1) 変状調査

吹付モルタル法面に認められる変状について、目視による調査を行った。今回は吹付モルタル法面を32分割し、ひび割れ（クラック）、モルタルの浮き・剥落、湧水について記載を行った。ここで、ひび割れについては、幅（5段階区分）と延長、浮きについては延長、剥落については大きさ、吹付厚、地山との間隙、地山の土質・地質に着目した。

写真-2 吹付モルタル法面の変状

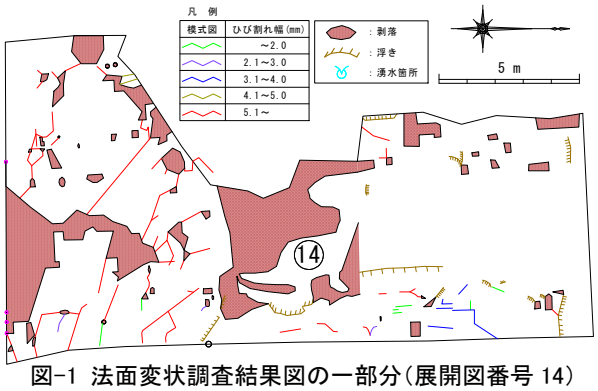


図-1 法面変状調査結果図の一部分（展開図番号 14）

変状調査の結果、ひび割れは法面全域において確認され、そのほとんどが開口しており、開口幅は5㎜ を超えるものが多く認められた。また、モルタルの浮きについては、ひび割れ沿い、剥落の周辺、小段肩付近に認められた。剥落はひび割れと同様、法面全域に認められたが、特に2段目法面においては広範囲に及ぶ剥落が認められた（図-1）。湧水については、法尻部において常時湧水が2箇所、降雨時湧水が1箇所確認された。

(2) 熱赤外線映像調査

熱赤外線映像調査は、赤外線サーモグラフィ装置を用いて法面の温度変化を測定、可視化することにより行うものである。吹付背後に空洞化箇所があった場合、吹付と地山の間に空気の層があるため、健全箇所に比べて、高温時（日中）と低温時（夜間）の温度変化が大きくなる。この温度差を利用して、吹付背後の空洞化箇所を間接的に抽出した。

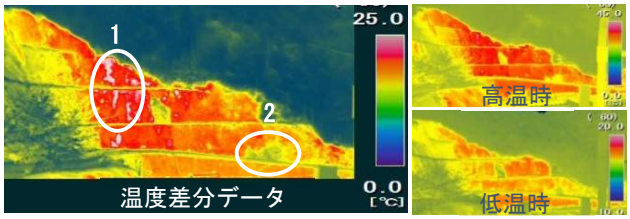


図-2 熱赤外線映像調査結果

図-2 は、高温時（日中）と低温時（夜間）の温度差が最も大きい南向き法面の温度変化図である。この中で、白丸 1 の部分は、周辺に比べて特に温度差が著しい箇所として抽出された。このことから、この箇所では吹付背後が空洞化している可能性があると考えられた。これとは逆に、白丸 2 は、周辺と比べて温度差が小さい結果となった。これは、同箇所では湧水が確認されていることから、周辺が湿潤状態となっていることに起因するものと考えられた。

(3) 打音調査

吹付背後の空洞箇所を直接的に抽出するため、法面全域で打音調査を実施した。その結果、打音不良箇所が広く分布していることが明らかとなり、モルタルと地山との密着性が低下した箇所が法面全域に及んでいるものと判断された。

(4) 穿孔･コア抜き調査

吹付厚およびモルタルと地山との密着性を確認するため、コア抜き調査を 11 箇所で実施した。その結果、吹付厚さは最低 30㎜、最大 90㎜、平均 43㎜ であった。設計吹付厚は不明であるが、半数以上が 40㎜ 以下と薄い結果となった。背面空洞厚は 0～30㎜ で、平均 12㎜ であった。空洞がなく、密着しているものは半数に満たない 4 箇所であった。

(5) 吹付モルタル法面の健全度について

各調査結果を総合して、吹付モルタル法面の健全度を評価した。健全度は A（健全）、B（軽微な低下）、C（低下）、D（著しく低下）、E（危険）の 5 段階に区分した。その結果、ほぼ全ての区域で健全度 C～E に判定され、吹付モルタル法面の健全度は低いと判断された。

3. 地質性状に基づく大規模崩壊の可能性について

当該法面内では、かつて集中豪雨による局所的な崩壊が発生し、崩壊後に地表踏査と鉛直ボーリング調査が行われ、崩壊原因についての考察がされている。これによると、崩壊は「①花崗岩およびこれに貫入した石英斑岩の境界付近の脆弱化、②大量降雨時における石英斑岩亀裂内の水位の上昇、③脆弱部の緩み」により発生した可能性があると推察されており、今後大規模崩壊が発生する可能性があると指摘されていた。しかし既存の鉛直ボーリングでは石英斑岩の詳細な分布性状や周辺地山との接触部の状況、地下水状況は不明であり、これらを解明することが今後の課題であった。そこで、地表踏査および水平ボーリング調査を実施した。

(1) 地表踏査結果

周辺の地質は岩国岩体とよばれる広島型花崗岩からなり、後背の丘陵地には玖珂層群の泥質岩が分布している。今回の地表踏査によれば、当該法面には粗粒花崗岩が広く分布し、この花崗岩に石英斑岩の岩脈が複雑に貫入しているものと考えられた。花崗岩は全体的に風化し脆く、部分的に垂直性の細かい節理が発達していた。

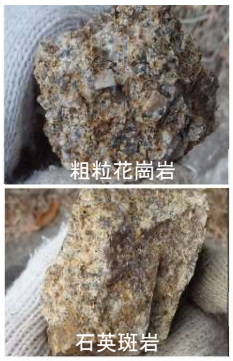


写真-3 岩石写真

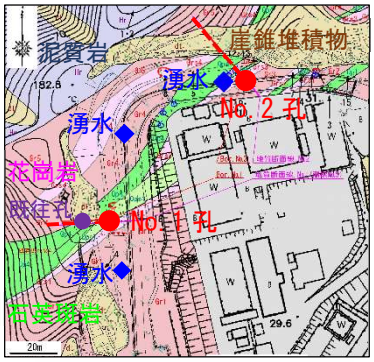


図-3 模式地質平面図

(2) ボーリング調査結果

今回の地表踏査および過年度調査（崩壊箇所上方での鉛直ボーリング）により確認された貫入岩（石英斑岩）の分布状況・性状および基盤岩である花崗岩との接触部の性状を確認するため、図-3 に示す 2 箇所で水平方向のオールコアボーリングを実施した。削孔角度は上向き 5° 程度とし、削孔完了後はストレーナ加工した排水効率の高い二重式排水管を保孔管として孔内に挿入し、地下水の排出状況を確認した。以下に各孔の調査結果を示す。

No. 1 孔（L=23.00m）は、敷地西側法面の旧崩壊斜面内上部（モルタル吹付工で復旧）で実施した。その結果、表層～17.25m 間は石英斑岩で、それより奥は花崗岩の分布が見られたが、両者の境界付近に脆弱部は確認されなかった。地下水については、削孔中に湧水は見られなかったが、保孔管挿入後は僅かな地下水の排出が確認された。

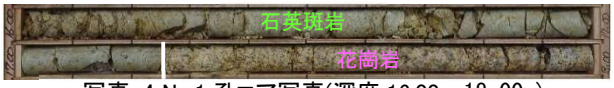


写真-4 No.1 孔コア写真(深度 16.00～18.00m)

写真-5 No.1 孔掘削箇所

写真-6 No.1 孔地下水排出状況

No. 2 孔（L=29.00m）は、敷地北側法面の常時湧水個所付近の法尻部で実施した。その結果、表層～3.90m まで花崗岩、それより奥は石英斑岩と花崗岩が互層状に分布し、それらは法面に対し受け盤構造であることが確認された。地下水については、削孔中(2.8m)に湧水が認められ、4m 付近削孔中に湧水量が増加した。その後も湧水が認められ、保孔管挿入後も地下水の排出が確認された。削孔中の湧水確認後には、それまで見られていた法面からの常時湧水が枯渇した。

写真-7 No.2 孔コア写真（深度 3.00～5.00m）

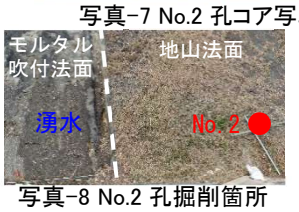


写真-8 No.2 孔掘削箇所

写真-9 No.2 孔地下水排出状況

(3) 大規模崩壊の可能性について

No. 1 孔では、花崗岩と石英斑岩の境界付近に脆弱部は確認されず、かつ地下水は豊富ではないと考えられたことから、旧崩壊部を含む敷地西側斜面においては今後大規模な崩壊が起こる可能性は低いと考えられた。

一方 No. 2 孔では、地下水は認められるものの、互層状をなす花崗岩と石英斑岩は法面に対し受け盤となっている。従って、敷地北側法面においても、大規模な崩壊が発生する可能性は低いと考えられた。

4. おわりに

吹付モルタル法面の健全度評価にあたっては、今回は直接的な調査手法（目視による変状確認、打音調査、コア抜き）に加え、間接的な調査手法（熱赤外線映像調査）も採用した。このように複数の調査手法を採用することは、調査精度の向上に非常に有効であったと考えられる。また、大規模崩壊についての検証にあたっては、安定上の問題となる貫入岩（石英斑岩）について、おおまかな貫入角度（広角度）や方向を地表踏査により想定し、これを踏まえた地質調査手法（水平ボーリング）を採用することで、精度よく法面の地質構造を解明することが可能となった。さらに工夫した点として、水平ボーリング孔に保孔管を設置した。これにより局所的ながら地下水の排出を促し、わずかながら法面の安定度向上に寄与することができたものと考えられる。

現地計測に基づく斜面崩壊時の飽和度分布の推定

～崩壊メカニズムの推定を目指して～

（株）ダイヤコンサルタント　　○安田涼，坂東聡，鏡原聖史，高橋良輔
兵庫県森林林業技術センター　　藤堂千景

1.　はじめに

近年，土砂災害対策としてハザードマップなどのソフト対策の強化が進められるなか，斜面崩壊の正確な予測が求められている．壇上ほか（2012）[1] は，模擬斜面での崩壊実験を行い，斜面崩壊予測のための重要事項として斜面内の水分状況の把握をあげている．しかしながら，広域斜面の水分状況を把握することは難しい．

一方，斜面崩壊時における斜面内の水分状況を推定する方法として，有限要素法による浸透流解析がある．浸透流解析で精度の良い結果を得るためには，斜面を構成する土層の水分特性パラメーターを正確に決定することが重要である．一般に，水分特性パラメーターは室内試験の結果から決定することが多いが，谷ほか（1998）[2] は，斜面の不均質性などを考慮すると室内試験値が必ずしも斜面での水分特性を反映するとは限らないと指摘している．

そこで，本検討では，2014 年 8 月の豪雨で崩壊が起きた兵庫県六甲山のまさ土斜面を対象に，室内試験値を基本としつつ，現地で計測された斜面表層の体積含水率の時系列データに整合するように透水性パラメーターを設定し，２次元浸透流解析による飽和度分布の推定を行った．

2.　崩壊斜面のモデル化

崩壊前斜面および崩壊後斜面のそれぞれについてモデル化した（図-1）．地表から植生層，崩壊土層（根系侵入あり），崩壊土層（根系侵入なし）基盤層の 4 層とした．水平方向の要素分割は 1～2m 程度の幅とし，鉛直方向の分割は，植生層は 0.05m，崩壊土層（根系侵入あり）は 0.1m，崩壊土層（根系侵入なし）は 0.2m とした．

3.　現地計測データ

崩壊後の斜面で，水分量を示す体積含水率と降水量の時系列データが取得された．体積含水率は崩壊が起きた土層の K-4 地点と崩壊部の上流側の根系侵入のある土層の T-1 地点の二箇所で測定された（図-1（b））．各土層での測定は地表から地下 1.0m まで鉛直方向 0.2m 間隔の計 5 点で測定された．T-1 地点で測定された体積含水率を図-2 に示す．降水量については，検討斜面からおよそ 100m 離れた地点で時間雨量が取得された．

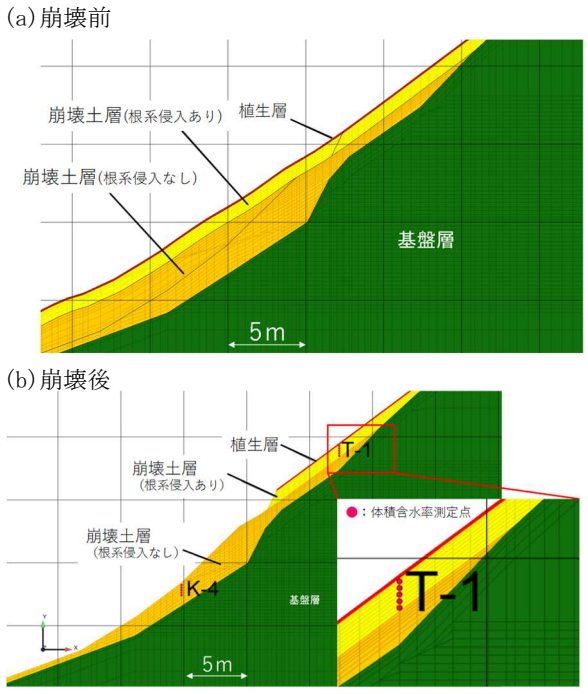


図-1　解析モデル

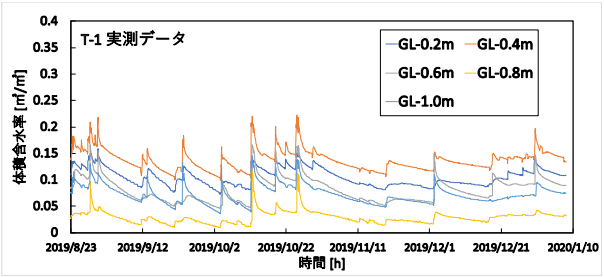


図-2　体積含水率現地実測値（T-1）

4.　現地計測値の再現解析

現地計測値の体積含水率の変化に整合するように透水性パラメーターを決定するため，崩壊後斜面モデル（図-1（b））を用いて解析を行った．降水データは現地測定値を用いた．

透水性パラメーターのうち，飽和透水係数をフィッティングパラメーターとし，現地計測値の体積含水率の変化に整合するように調整した．飽和透水係数以外の保水性パラメーター，有効間隙率および比貯留係数は室内試験値から求めた値で固定した．表-1 に斜面を構成する各土層で飽和透水係数を変更した解析ケースを示す．この

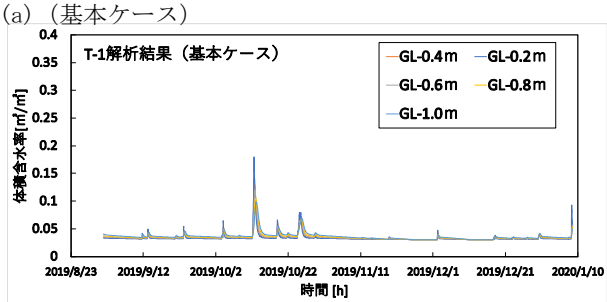
うち各土層で室内試験値および文献値を設定したケース 1 を基本ケースとした．

表-1　解析ケース　□ 最適ケース

ケース番号	水平方向の飽和透水係数 kh[m/s]			鉛直方向の飽和透水係数 kv[m/s]		
	植生層	崩壊土層	基盤層	植生層	崩壊土層	基盤層
ケース1（基本ケース）	5.00E-05	1.00E-04	1.00E-06	5.00E-05	1.00E-04	1.00E-06
ケース2	5.00E-06	1.00E-05	1.00E-07	5.00E-06	1.00E-05	1.00E-07
ケース3	5.00E-05	1.00E-04	1.00E-06	5.00E-05	1.00E-06	1.00E-06
ケース4	5.00E-05	1.00E-03	1.00E-06	5.00E-05	1.00E-04	1.00E-06
ケース5	5.00E-05	1.00E-03	1.00E-06	5.00E-05	1.00E-05	1.00E-06

表-1 に示す各ケースで解析した結果，崩壊土層の鉛直方向の透水係数を基本ケースの 1/100 として，異方性をつけたケース 3 で最も実測値と調和的な結果が得られた．基本ケースとケース 3 の T-1 地点での体積含水率の時系列変化を図-3 にそれぞれ示す．

(a)（基本ケース）



(b)（ケース 3）

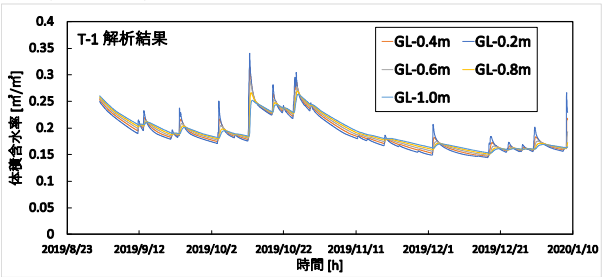


図-3　体積含水率の時系列変化の解析値

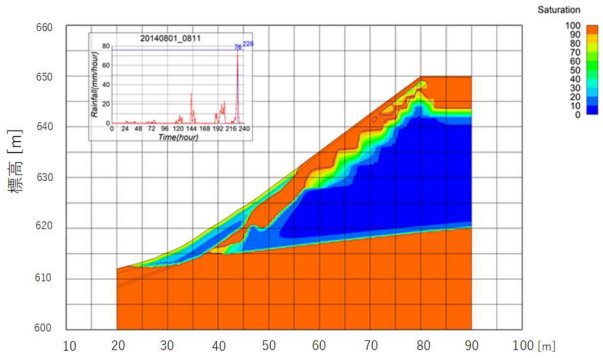
5.　崩壊時の飽和度分布の予測解析

斜面崩壊時における斜面内の飽和度分布を予測するため，崩壊前の斜面モデル（図-1（a））を用いて解析を行った．降水データには，国交省水文水質 DB（有馬川）[3] から取得したデータを用いた．

また飽和透水係数は，「4．実測値再現解析」で示した最も現地計測値と整合したケース 3 の飽和透水係数を設定し，予測解析を行った．最大降雨時の飽和度分布を図-4（b)に示す．また，比較対象として室内試験値を設定した基本ケースでの最大降水時の飽和度分布を図-4(a)に示す．

これらの結果を比較すると，飽和透水係数に室内試験値を設定した基本ケースでは基盤層上部に飽和帯が形成されている．一方で，現地計測値に基づいて飽和透水係数を設定したケース 3 で得られた結果は崩壊面付近に飽和帯が形成されている．飽和帯ではサクションの減少により粘着力が低下するため土の強度が低下し崩壊が起きやすくなる．現地計測値に基づき飽和透水係数を設定したケース 3 では，崩壊箇所周辺に飽和帯が形成されており，この飽和帯が崩壊の原因になったものと推察される．このように現地計測に基づき解析することで，崩壊時の飽和度分布の精度が向上するといえる．

(a)（基本ケース）



(b)（ケース 3）

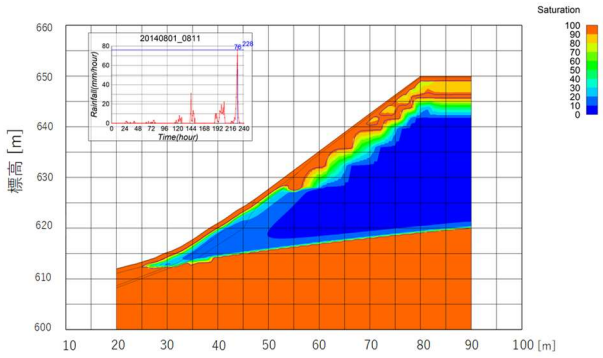


図-4　崩壊時の斜面飽和度分布図

6.　おわりに

現地計測値の体積含水率の時系列データに整合するように透水パラメーターを設定し，２次元浸透流解析による飽和度分布の推定を行った．崩壊土層の鉛直方向の透水係数を室内試験値の 1/100 としたケースが現地計測値に最も整合した．室内試験値を基本としつつ，現地計測値に基づき飽和透水係数の異方性を考慮することで，斜面崩壊予測解析の精度が向上すると考えられる．

《引用・参考文献》

1) 壇上ほか:『降雨量，不飽和浸透挙動，変位量の観測結果に基づく降雨時表層すべり型崩壊過程の検証』，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol. 68，No. 3，pp508～525，2012. 9.

2) 谷ほか:『森林土壌が多様な不均質性を持つ流域の流出特性に及ぼす影響の解明に向けて』，日本林学会誌，Vol. 80，No.1，pp44～57，1998. 2.

3) 国交省:水文水質データベース http://www1.river.go.jp/
（確認日:2020. 2. 26.）

【20】

地下水の水質リスクを評価するための調査事例

株式会社日さく ○朝倉 良恵、中谷 仁、伊藤 健二
堀 信雄、松永 智

1. はじめに

本調査は、扇状地に位置する事業所で実施したものである。3 井ある既存井戸の 1 井より明瞭な硫化水素臭と鉄スケールが確認されたことから、代替水源検討のため、調査ボーリング・地質試料を用いた強熱減量試験・酸処理分析・深度別の地下水分析を実施した。

調査の結果、強熱減量試験および酸処理分析では深度に伴う有意な違いは見られなかったものの、地下水の深度別分析では深度 30m で鉄が水道法水質基準に不適合となった。

調査結果に基づき、代替水源の取水対象層等について提案を行った。以下に本調査事例について報告する。

2. 調査概要

(1) 調査ボーリング

調査ボーリングは、本調査地における地層構成を明らかにするとともに、観測井設置および電気検層を実施することを目的として実施した。調査ボーリングに際しては、振動回転式ボーリングマシンを用い、深度78m までの掘削を実施した。

(2) 強熱減量試験

調査ボーリングで採取した地質試料中の有機物および腐植物等の含有量を把握することを目的とし、32試料で実施した。試験の測定は日本産業規格[1] に基づいて実施した。

(3) 酸処理分析

調査ボーリングで採取した地質試料中のアモルファス鉄の含有量を把握することを目的とし、78試料で実施した。前処理方法については、土壌汚染対策法の含有量調査において規定されている手法[2]を参考にして、試料に加える塩酸濃度を0.75mol/L として処理を行った。

(4) 地下水分析

既存井戸の1井で硫化水素臭が確認される等、地下水質に関するリスクが想定されることから、観測井より採水した地下水試料を対象に分析を実施した。地下水分析は、鉄およびその化合物(以下、鉄)、臭気の2項目を対象とし、水道法に基づき実施した[3]。表-1に水道法水質基準を示す。

表-1 水道法水質基準における基準一覧

検査項目	単位	基準値
鉄及びその化合物	mg/L	0.3mg/L以下
臭気	-	異常でないこと

3. 調査結果

(1) 調査ボーリング

調査ボーリングの結果、深度75m 以深に調査地地域における水理地質的基盤を構成する泥岩層が分布し、その上位に砂～粘性土層もしくは砂礫層が分布していた。このうち、砂礫層が調査地における帯水層を構成しており、事業所内の既存井戸も本層を取水対象としている。

調査ボーリングおよび観測井設置後、電気検層を実施した。電気検層の結果を図-1に示す。図-1より、地盤の比抵抗値(電極間隔:1.0m)は、砂礫は400～600Ω・m、砂は300～400Ω・m、粘土・泥岩は50Ω・m 以下を示し、各地層の一般値の範囲内を示した。

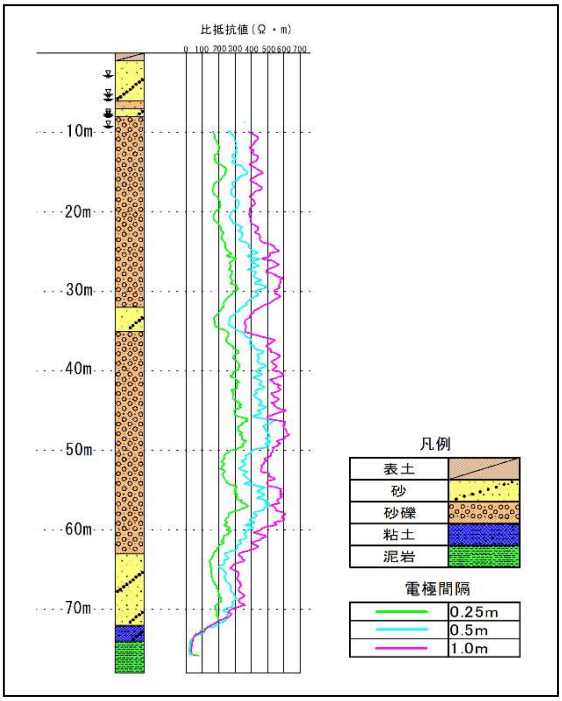


図-1 調査ボーリング結果

(2) 強熱減量試験

強熱減量試験の結果、強熱減量の最大値は表土で記録された3.4%で、最小値は砂礫で記録された1.5%であった。帯水層を構成する砂～砂礫層の強熱減量は1.5～1.9%と同程度の値を示した。

(3) 酸処理分析

酸処理分析の結果、鉄溶出量の最大値は深度70m で記録された66.0mg/L で、最小値は深度18m の砂礫で記録された11.2mg/L であった。

(4) 地下水分析

① 臭気現地判定

地下水の臭気を確認するため、採水時に臭気の現地判定を実施した。臭気判定はパージ前およびパージ後の2通りで実施した。表-2および表-3に臭気判定結果を示す。臭気判定の結果、パージ前は深度30m～70m にかけて微臭

が確認されたが、パージ後では深度30m および深度70m でごく僅かに臭気が確認された。いずれも現地では臭気の種類までは分からなかった。

表-2　パージ前_臭気判定

深度 (G.L.-m)	地層	臭気判定
10	砂礫	無臭
20	砂礫	無臭
30	砂礫	微臭
40	砂礫	微臭
50	砂礫	微臭
60	砂礫	微臭
70	砂	微臭

表-3　パージ後_臭気判定

深度 (G.L.-m)	地層	臭気判定
10	砂礫	無臭
20	砂礫	無臭
30	砂礫	ごく僅か
40	砂礫	無臭
50	砂礫	無臭
60	砂礫	無臭
70	砂	ごく僅か

② 地下水分析

地下水分析は、パージ前に臭気が確認された深度で実施した。地下水分析の結果を表-4に示す。

分析の結果、鉄については深度30m で1.6mg/L と水道基準を超過する結果となった。深度40m～70m では定量下限値を超えるものの、水道基準に適合した。臭気については、全深度で基準に適合した。

表-4　地下水分析結果

深度 (G.L.-m)	30	40	50	60	70	水道水質基準	定量下限値
鉄 (mg/L)	1.6	0.10	0.19	0.12	0.15	0.3mg/L以下	0.03
臭気	異常なし	異常なし	異常なし	異常なし	異常なし	異常でないこと	-

4. 考察

(1) 調査ボーリング

調査地における地質は、深度75m 以深に泥岩層が分布し、その上位に砂～粘性土層もしくは砂礫層が分布していると推定された。

電気検層の結果、砂礫層の比抵抗値は概ね400～600Ω・m 程度と粗粒分が卓越した有望な帯水層であると評価された。なお、砂礫層中には難透水層と成り得る明瞭な粘性土層は確認されないことから、砂礫層は概ね一つの帯水層だと推定された。深度63m 以深に分布する砂～粘性土層については、砂礫層と比較すると低い値を示し、地下水流動は少ないものと推定された。

(2) 強熱減量試験

強熱減量試験の結果、深度方向もしくは地層ごとの傾向は認められなかった。

(3) 酸処理分析

酸処理分析の結果については環境基準等がないため、既往論文[4]を参考に推定していく。論文では、3地点（サイトA・B・C）でアモルファス鉄を対象とした酸処理分析結果を述べている。表-5に3地点の地質状況、表-6に3地点の分析結果を示す。

表-5　3 地点の地質状況

地点	深度	地質状況	スケール状況
サイトA	0～4m	盛土	顕著に認められる
	4～7m	砂層	
	7～10m	粘性土層	
サイトB	0～2m	盛土	ほとんど認められない
	2～15m	砂層	
	15～20m	粘性土層	
サイトC	0～2m	盛土	認められる
	2～15m	砂礫層	
	15～20m	粘性土層	

表-6　3 地点の分析結果

深度 (G.L.-m)	鉄(mg/L)		
	サイトA	サイトB	サイトC
1	2800	-	-
2	2400	-	1100
3	4400	-	530
4	2900	-	260
5	3500	89	310
6	1700	-	450
7	2400	-	900
8	-	-	520
9	-	-	530
10	-	69	620
11	-	-	440
12	-	-	600
13	-	-	580
14	-	-	960
15	-	38	880

分析の結果、サイトAで一番鉄が検出されており、次にサイトC、最も鉄濃度が低い地点はサイトBであった。以上のことから、鉄が多く含まれるほどスケールも顕著に認められることが推定された。

今回の分析値はサイトBと同様の値もしくはそれ以下の値を示し、酸処理分析結果に基づけばスケールが付着する可能性は低いものと推定された。

(3) 地下水分析

地下水分析の結果、鉄については深度30m で1.6mg/L と水道水質基準を超過したものの、その他の深度では同基準に適合した。したがって、砂礫層は概ね1つの帯水層を評価されるものの、深度毎の水質には違いがあることが明らかになった。そこで、新設揚水井の取水深度は、地下水中の鉄濃度が高い深度30m 付近を避けることが望ましいと推定された。

5. まとめ

電気検層の結果、砂礫層が有望な帯水層と推定された。また、強熱減量試験および酸処理分析では深度に伴う有意な違いは見られなかったものの、地下水の深度別分析では深度30m で鉄が水道水質基準に不適合となった。以上より、新設揚水井のスクリーン設置区間は深度30m 付近を避け、砂礫層が分布する深度40m～60m に提案した。今後は知見をたくわえることで水質に関するリスク評価に寄与していきたい。

《引用・参考文献》

1) 日本産業規格：土の強熱減量試験方法(JIS A 1226:2009)
2) 環境省告示第19号：土壌含有量調査に係る測定方法を定める件,2003.3
3) 厚生労働省告示第261号：水質基準に関する省令の規定に基づき厚生労働大臣が定める方法(2003.7)
4) 中村正和他：「揚水ばっ気対策に伴う鉄の影響とその除去について」,第14回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会論文集,論文 No.S1-14,2008.6.

【21】

長期測定に適した PS 検層測定孔設置の検証

株式会社東京ソイルリサーチ　　○水江　邦夫、田口　雅章、小松　洋之、福田　将広

1. はじめに

超高層建築物の施工においては、基礎地盤部の掘削や躯体構築に伴う変位に対して高い施工精度が求められており、施工段階毎に地盤変位に対する数値解析が行われるケースがある。これらの解析に用いられる地盤特性値を求める試験のひとつに、弾性波速度を求める PS 検層がある。この測定は、一般調査でも実施頻度は高く、裸孔で行われるが、施工段階毎という長期間の条件下では裸孔状態を保ちながらの測定は困難である。そのため測定孔は、保護管等を利用し、さらに孔壁と保護管の密着性を高めるなど裸孔時の孔壁と同等の機能を有する必要がある。

今回の発表では、孔壁と保護管を密着させる充てん材の性能確認と、それを利用した保護管設置時の PS 検層の測定結果の妥当性を検証するものである。

2. 実施概要

(1) 試験実施概要

試験のフローを以下に示す。

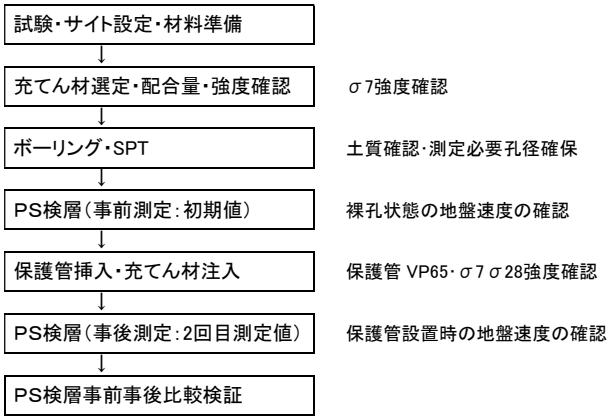


図-1　試験実施のフロー

本測定は当社敷地の実験場を利用し、事前に充てん材の配合量を設定するために強度比較試験を実施した。PS 検層については、裸孔状態の時と、保護管を設置した時の2回測定を行い、その差を比較し検証した。

(2) 試験地の地形・地質概要

試験地は、神奈川県川崎市多摩区の造成地に位置する。

当該地域は、多摩川流域に発達した沖積低地（多摩川低地）と、多摩丘陵の末端部にあたる北西部の台地・丘陵地に区分される。このうち、試験地は多摩丘陵（多摩Ⅱ面）と武蔵野台地（武蔵野面）の境界に発達した沖積低地を埋立造成した箇所にあたる。

当該地の地層構成は、新第三紀鮮新世～第四紀更新世前期に堆積した土丹(泥岩・シルト岩)や固結砂の互層で構成される上総層群が工学的な基盤をなしており、その上位に第四紀完新世の未固結な土砂を主体とする沖積層が分布している。当地は、深い谷底低地を平坦化した地域にあるため、埋土層が厚く分布している。

(3) 地層構成と使用材料について

① 地層構成

試験地の地層構成は、図-2に示すように埋土層～沖積層～洪積層～上総層群に区分される。埋土層は粘性土を中心とした土質で、沖積層は礫質土、粘性土、砂質土の3層で構成され、層厚も各層1～2m 程度である。洪積層は粘性土と砂質土の2層で構成され、上総層群は砂岩と泥岩の互層状を呈しており、N 値は40～60以上(層上部は風化状)を示す硬質な地層で構成される。

② 保護管材料について

保護管：塩ビ管 VP65　L＝30m(4m/本)ねじ加工無孔管

孔口部養生：コンクリート桝設置、保護蓋　40cm 角

充てん材：CB モルタル　下記③に詳細を示す

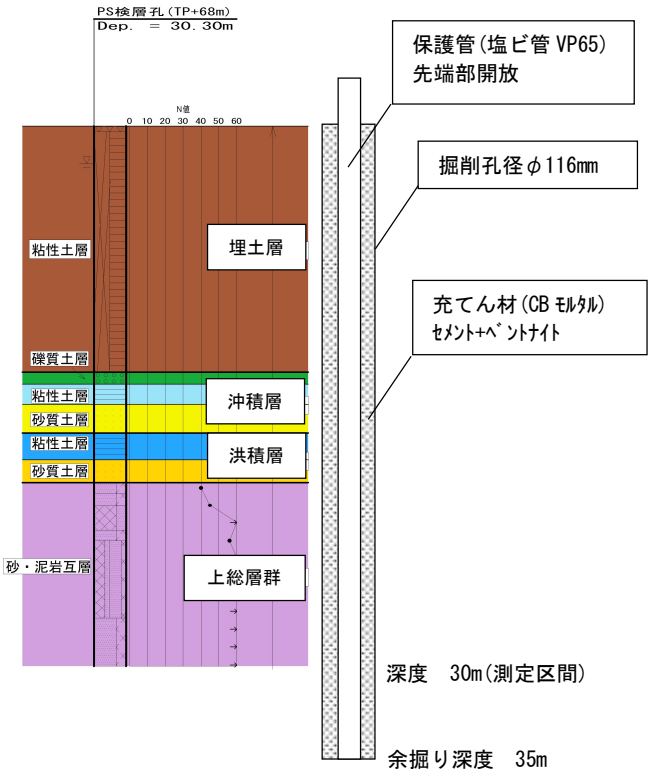


図-2　当該地の地層構成と保護管の設置概要図

③ 孔壁と保護管の間の充てん材

孔壁と保護管（塩ビ管）との間の充てん材は、ベントナイトとポルトランドセメントを混合した CB モルタルを使用することとした。

充てん材の配合量と目標強度値については、以下の検討および試験を実施して決定した。

主な測定対象は上総層群の砂・泥岩互層とした。一般的に上総層群の一軸圧縮強さは1200kN/m²程度[1)]が示されているが、それを下回る強度の充てん材とすることで、地盤速度値への影響を少なくした。今回は、その強度の1/2程度とし600kN/m²程度を強度目標値に設定した。充てんするCBモルタルの配合量は、セメント・ベントナイト量を一定として混合水量を変化させた試料を作成して強度試験を行った。

・セメント量0.4kg
・ベントナイト0.15kg
・流動化剤8g(セメント量の2%)

図-3に示す強度結果グラフは各配合量における7日強度(σ7)を示したものである。一般的にセメントの28日強度(σ28)はσ7の約1.5倍[2)]と言われている。この強度発現の傾向を利用して目標強度に対する配合量を求めることとした。σ28の600kN/m²に対して、σ7で必要とする一軸圧縮強さは400kN/m²以上が目標値となることから、図-3に示すように混合水量は0.9Lに設定した。なお、現場においては、実際に作成した充てん材が目標強度を満たすかを確認するため、充てん材を現場で採取しσ7およびσ28を確認した。その結果、σ7で448kN/m²、σ28で774kN/m²が得られ、おおむね目標強度値に近い結果が得られた(図-4)。

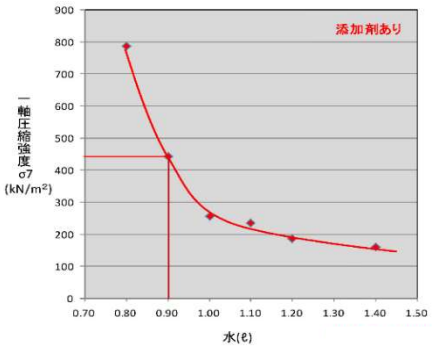


図-3 充てん材の配合試験結果

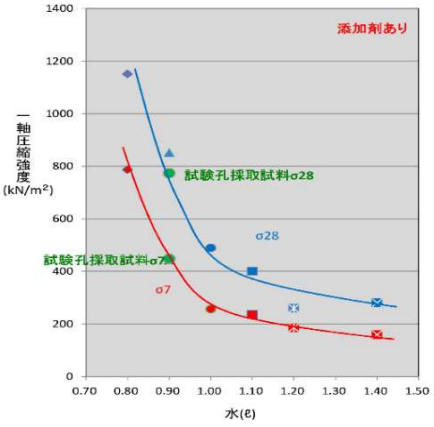


図-4 充てん材配合強度と現場採取充てん材強度の比較

3. PS 検層測定

PS検層は、埋土層下位の自然地盤を対象に行った。また、測定においては複数のゾンデを使用することにより、計測機器の影響による速度値に差が無いか、合わせて確認した。さらに、通常1m ピッチで行う測定を、S 波が400m/s 以上と想定される上総層群では25cm ピッチで行った。なお、孔内は洗浄水で満たした状態で実施した。

4. 結果評価

P 波速度と S 波速度について、以下に述べる(図-5)。

裸孔(初期値)、保護管設置(2回目測定値)共に、速度傾向はほぼ同様の分布を示す。指標として、下式により、初期値との差分の割合を変化率として示すものとした。

変化率＝(初期値-2回目測定値)／初期値×100(%)

P 波は15～16m 付近で最大2%程度の変化率が見られたが、おおむね1%未満の変化率であり、同等の結果が得られていると考えられる。

・変化率：最小値 -2.5% 最大値 0.7%
・P 波速度値：最小値 -40m/s 最大値12.5m/s

S 波の変化率は、2～4%程度みられる。保護管設置孔では250～300m/s 間の粘性土で値が低下する傾向を示すものの、300～400m/s では同等の値を示す。400m/s を超える速度値では、やや高くなる傾向を示した。

・変化率：最小値 -3.7%、最大値 4.6%
・S 波速度値：最小値 -12m/s 最大値 23m/s

以上より、保護管を設置した際の測定値が裸孔と比較して S 波速度が速い範囲でやや大きくなる傾向を示しているが、変化率は3～4%程度、速度値の差としては20m/s 程度の範囲であることから、おおむね保護管や充てん材による影響は少ないものと考えられる。

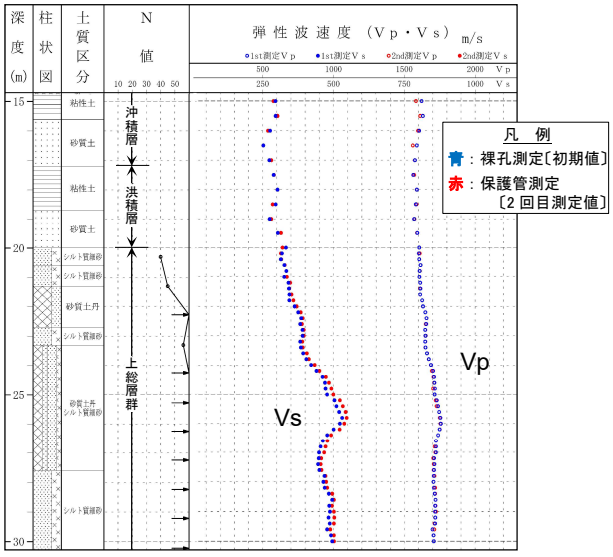


図-5 PS検層結果

5. おわりに

今回の測定は、上総層群を対象として実施したが、S 波速度は地盤状況によって傾向が異なる可能性も考えられる。今後、測定実績を積みさらに検証を行っていきたい。

《引用・参考文献》

1) 東京都総合地盤図(Ⅱ)東京都の地盤(2), p.2, 1990.3.
2) 社)セメント協会:セメント系固化材による地盤改良マニュアル第4版, p.50, 2012.2

ボーリング孔を利用した残存杭の杭長及び配列調査

（株）東建ジオテック　○江川　貴大，佐久間　春之，岡野　英樹

1. はじめに

本業務は，当該地の既存建物の解体時に残置した杭（残存杭）が，新規に計画されている建物の施工時に弊害となる懸念があることから，これらの残存杭を対象に，ボーリング孔を用いた地中探査によって，杭長及び配列について調査したものである．調査範囲は，敷地内全体ではなく，新規計画建物の杭施工時に弊害となり得る範囲である．

今回は本業務における，調査手法・調査手順及び調査結果を報告する．

2. 地中探査手法について

杭の材質が不明な為，本調査では磁気探査とボアホールレーダー探査を併用しての調査をおこなった．以下には，各調査手法について説明する．

(1) 磁気探査

鉄類等の強磁性体は，置かれている場所の磁界によって誘導される誘導磁気と，その物体が持っている永久磁気との合成された磁石になっている．磁気探査法は，この磁石による磁界の強さを検知し磁性体の大きさや位置を探る探査法である．

磁気探査法の対象物としては，構造物基礎（鋼管杭，RC 杭，シートパイル等），地下埋設物（鉄管，ケーブル等），不発弾類が挙げられる．また，検知器から対象物までの探査可能距離は，対象物の大きさや測定箇所のノイズレベルによって異なる．一般的な磁気測定器での探査可能距離を表-1に示す．

表-1　磁気探査可能距離

不発弾（250kg）・構造物基礎	1.5 ～ 3.0m
鋼管杭・シートパイル・ＲＣ杭	1.0 ～ 1.5m

(2) ボアホールレーダー探査

ボアホールレーダー探査の原理は，現在路面下空洞調査等で広く用いられている地中レーダーと基本的には同じである．送信アンテナから地中に向けて発射された電磁波は，電気的性質（比誘電率）の異なる境界面で反射する性質を持っている．埋設管，空洞，地下水，または地層境界面などで反射した電磁波が再び受信アンテナに到達するとき，その往復時間から反射物体までの距離が計算できる．さらにアンテナを移動しながら測定することにより，反射物体の位置を知ることが可能となることを利用した探査法である．一般に探査可能距離は 0.5～1.0m 程度とされている．

3. 調査フロー

図-1 に本業務の調査フローを示す．

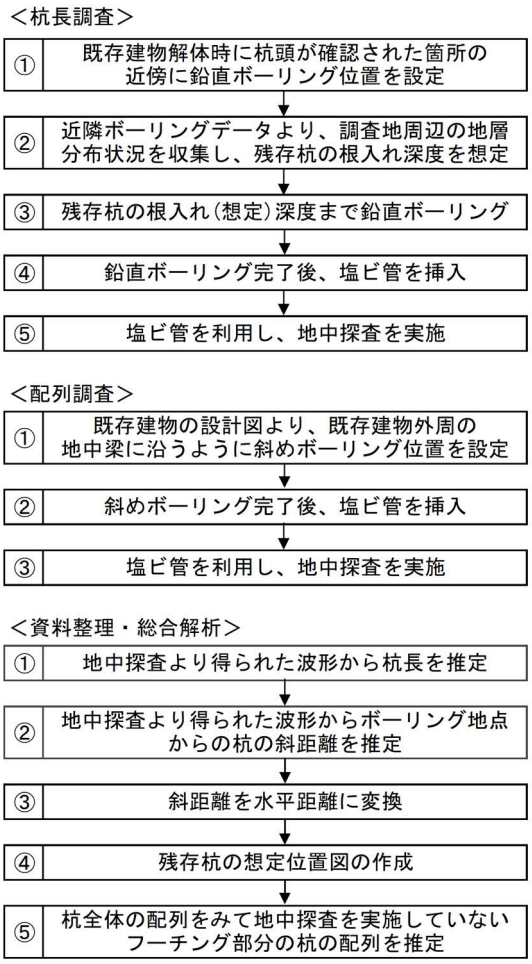


図-1　調査フロー

4. 調査結果

図-2 に調査地点位置図を示す．杭長探査用の鉛直ボーリングを 1 箇所（図中の緑丸），杭配列調査用の斜めボーリングを 7 箇所（青丸）実施した．その他，地盤調査用の鉛直ボーリングを 2 箇所（赤丸）実施した．

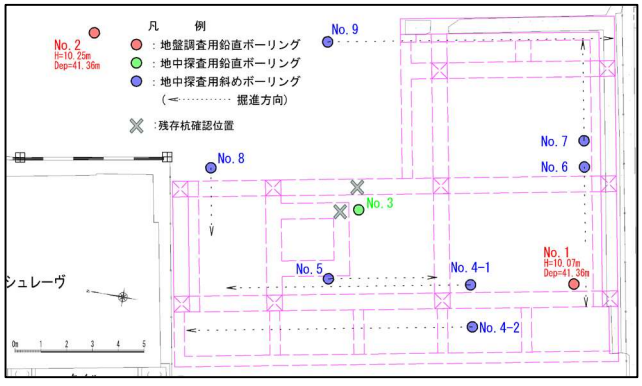


図-2　調査地点位置図

(1) 杭長調査結果

杭長調査は，図-2 に示す No.3 地点(緑丸)において鉛直ボーリングを実施し，その孔を利用した地中探査によりおこなった．調査位置の選定理由は，No.3 地点の近傍に既存建物の解体時に既存建物の杭頭が確認されており(図-2 の×で示された箇所)，この杭を対象として杭長の調査が可能であると考えたためである．

調査で得られた波形と同敷地で実施した地盤調査ボーリング No.1 地点(図-2 赤丸)の柱状図を並べたものを図-3 に示す．図-3 の波形から読み取れるように，GL-25.6m 付近で波形の変化が確認できる．また，GL-25.6m 付近は，No.1 地点のボーリング柱状図から読み取れるように洪積層の出現深度である．したがって，杭は洪積層を対象に根入れがされており，杭長は 25.6m 程度と推定した．

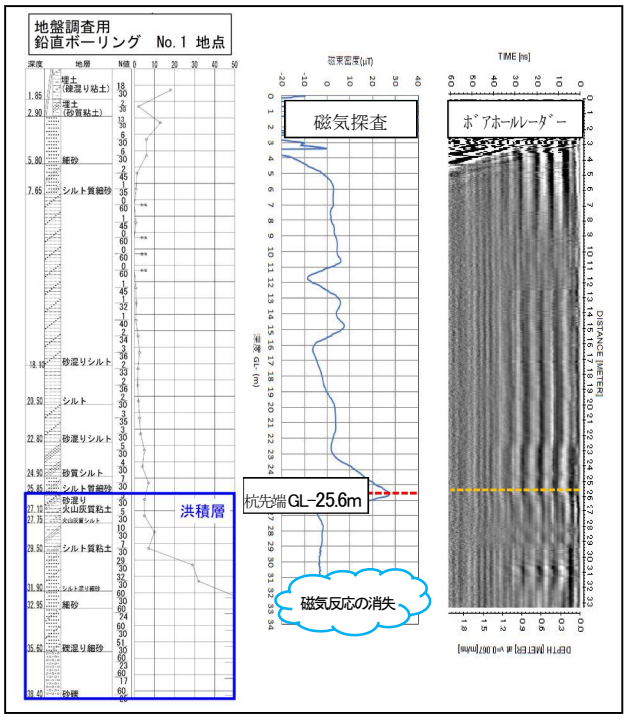


図-3　杭長調査結果

(2) 配列調査結果

配列調査は，既存建物外周の地中梁沿いの No.4～No.9 地点(図-2 青丸)において斜めボーリングを実施し，その孔を利用した地中探査によりおこなった．

ボーリング 1 地点の探査により得られた波形データを図-4 に示す．図-4 の波形データより，磁気探査では斜距離 1.9m と 15.0m，ボアホールレーダー探査では斜距離 8.9m に杭と想定される波形が確認された．得られた斜距離を水平距離に換算し，平面的な位置を算出した．また，各地点の探査データから，杭と想定される波形を読み取り，その波形が確認された位置から磁気探査での探査可能距離(表-1)を 1.5m として図-5 に示した．

図-5の地中探査結果，ボーリング掘進時の地中障害物確認位置や目視で確認された残存杭の分布状況を考慮し，図-6の残存杭の配列推定図を作成した．

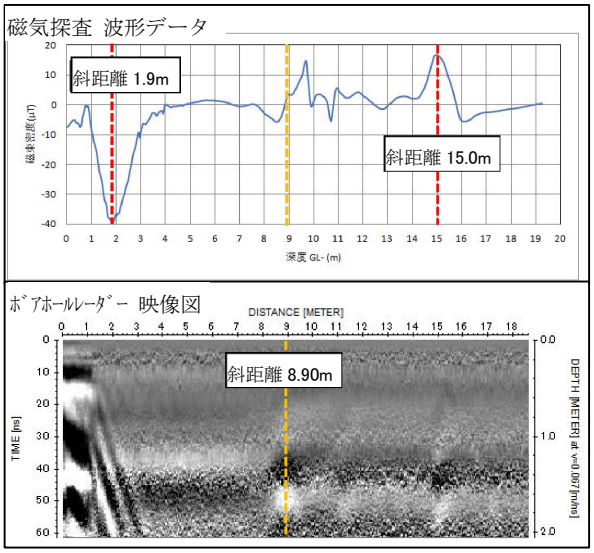


図-4　斜めボーリング孔を用いた探査結果

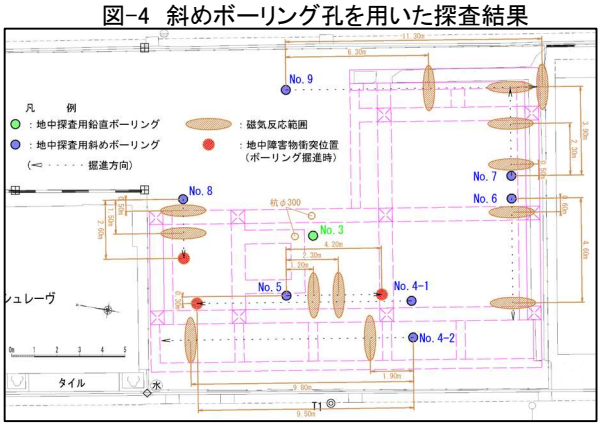


図-5　探査反応範囲図

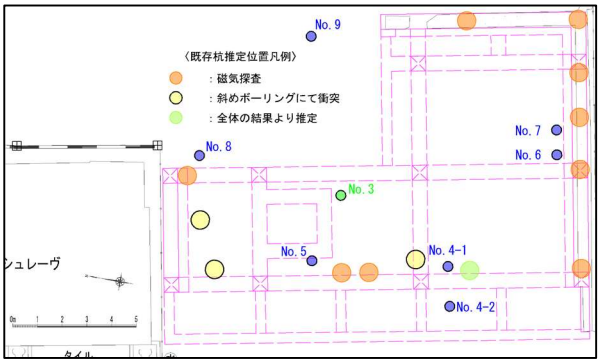


図-6　残存杭の配列推定図

5. おわりに

調査後の工事により，杭種は鋼管杭であることが判明している．したがって，本調査における探査結果では，磁気探査の方がボアホールレーダー探査に比べて，明瞭なデータが取得できたと考えられる．今後，建築分野・土木分野ともに再開発や維持管理の面から，残存杭の位置調査は多くなると考えられる．様々な探査方法を併用し，精度の向上を図りたいと考えている．

沖縄県内の石灰岩層における空洞探査事例

日本物理探鑛(株)　　○金城亜祐美，植山隆義，高久和彦，河村茂樹

1. はじめに

琉球列島には、新生代第四期更新世に堆積したサンゴ礁をはじめとする石灰質堆積物からなる琉球石灰岩が広く分布している。これらは特徴的な生砕物からなる多孔質な岩石で、その内部には鍾乳洞を含む多くの空洞が形成されている[1)]。こういった地下に分布する空洞は、太平洋戦争中には防空壕として利用され、また現在では観光洞としての需要も多い。さらに史跡としての文化的側面でも重要な保護対象となっている。しかしながら、地下空洞は公共事業に伴う施工の際に陥没や沈下等の被害を誘発することがあり、空洞の有無や規模の把握が施工前の段階で必要となる。

本論文では、琉球石灰岩層における空洞探査に電気探査を適用した事例について報告する。

2. 琉球石灰岩の特徴

琉球石灰岩は多孔質で不均質であることから、N 値は0～50以上と幅広く、強度的なバラツキも大きい。そのため、設計・施工時に問題となる事例が多く、取り扱いが難しい地層であるといえる。また、その内部に生じる鍾乳洞は、方位・標高・規模等に規則性がないことが多い。

石灰岩の電気的性質として、健硬な石灰岩の比抵抗は $10^7\,\Omega$m 程度にも達するが、軟弱な石灰岩では50 Ωm 程度の比抵抗値を示すこともある[2)]。

3. 電気探査(二次元比抵抗探査)

二次元比抵抗探査は、土や岩石等の電気的性質の違いを利用し、平面的・空間的な比抵抗分布から地下の構造や状態を推定するために用いられており、以下のような適用性・特徴を有する。

- 探査対象：地下水、地下空洞、地すべり、断層・風化変質帯等の地質構造調査など。
- 長所：危険物を使用しない、比抵抗分布から地下水や空洞といった地下の状態を把握できることから適用範囲が広い、可探深度が300m 程度である。
- 短所：同じ比抵抗値をもつ地質の判別はできない、舗装路面上では電極設置孔の掘削が非効率である、深部ほど分解能が低下する。

(1) 探査方法

探査測線上に一定間隔に電極を設置し、それらの電極を切換装置によって切換えて、多くの電流電極と電位電極の組み合わせについて電位測定を行う。本事例では電極配置として、測定時の作業性が良いこと、及び用地の制限から二極法を用いている。

(2) 解析方法

測定で得られた電位データを用いて、地下の二次元的な比抵抗分布を逆解析によって求める。理論電位計算には有限要素法を用い、理論計算値と測定値との差が小さくなるように、最小二乗法によって繰り返し比抵抗モデルを修正する。そして、理論計算値と測定値との差が収束したときの比抵抗モデルを最終結果とする。

4. 事例と結果

沖縄県内において、石灰岩の影響とされる沈下及び空洞が確認された場所にて、二次元比抵抗探査を行った。

(1) 事例1

離島にて、ケーブル埋設の工事中に発見された空洞により、施工工程に遅延が生じた例があり、類似工事前に電気探査による空洞調査を行った。近傍に既存人工トンネル（図-1）があり、当調査の本測線で得られた比抵抗断面図の解釈に役立てるため、既存人工トンネルの横断方向に測線を設定しての試験調査も実施した。

図-1 トンネル入り口

まず、既存人工トンネル横断測線での比抵抗断面図を図-2に示す。低比抵抗部を寒色で、また高比抵抗部を暖色で表している。

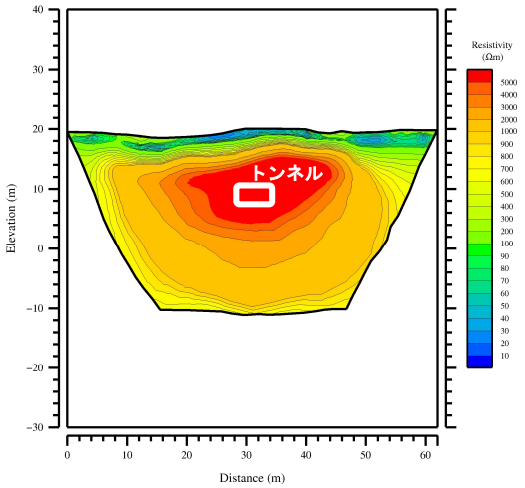


図-2 (事例1)既存人工トンネルの比抵抗断面図

図-2にはトンネルの入り口の位置及び延長方向から推定されるトンネル位置を□で示している。トンネルは比抵抗5000Ωm 以上の高比抵抗領域内にあることがわかる。このように、人工的な空洞で、壁面が風化により劣化していない状態であれば、空洞は高比抵抗領域として現れることが多い。

次に、本測線での比抵抗断面図を図-3に示す。比抵抗の色分けは図-2と同じである。図中には特徴的な領域を①～④で示している。

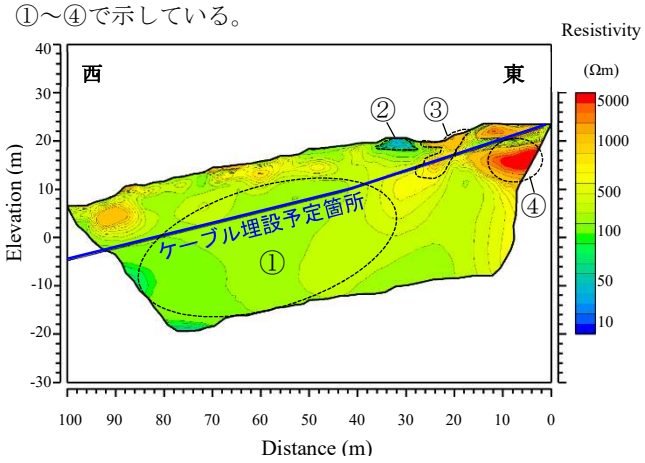


図-3 （事例1）本測線の比抵抗断面図

①は概ね100～400Ωm 程度の範囲で比抵抗が緩やかに漸移しており、空洞の可能性は低いものと考えられる。

②は100Ωm 以下の低比抵抗領域であるが、道路部分で電極を設置していない欠測区間であり、偽像として表れたものである。

③は700～2000Ωm 程度の比較的比抵抗が高い領域であるが、特に高比抵抗の領域が地表付近に分布していることから、空洞の可能性は低いものと考えられる。

④は人工トンネルに似た1000Ωm 以上の高比抵抗値を示す。この地点周辺には、石灰岩と石灰質ドロマイトが分布しており[3)]、それらの地質境界である可能性がある。また、人工トンネルと類似した高比抵抗領域であることから、空隙・空洞が存在する可能性も示唆される。ただし、④は測線端部に位置しており、探査結果の精度はやや低い。

（2） 事例2

沖縄中部において、建物建設工事に伴うボーリング調査の際に、10箇所のうち3箇所で石灰岩層内に最大厚さ1.5m 程の空洞が確認された。そこで、空洞の規模を調査するために複数測線で二次元比抵抗探査を行った。

図-4は、そのうちの一測線の比抵抗断面図である。この結果と既存ボーリング調査結果との対比を行った。

①は1000Ωm 以上の高比抵抗領域で、中央部の□で示した箇所で空洞が確認されている。その下部に位置する②は40～70Ωm 程度の低比抵抗領域で、砂質シルト及び風化石灰岩からなる。測線距離14～24m は旧河道埋戻し位置にあたり、その地表部及び②の低比抵抗領域は、含水比が高く、風化により粘土化が進んでいるものと推定される。同様の低比抵抗・高比抵抗領域の組み合わせが、③及び④に認められる。これらが空洞及び風化による劣化部である可能性がある。特に、④は中央部の比抵抗が20Ωm 以下とかなり低く、また地表部の低比抵抗帯との連続性が認められ、空洞化への進行が懸念される。

5. まとめと課題

石灰岩中の空洞の有無や規模の把握を目的として電気探査を実施した場合、空洞の成因や空洞内及び周囲の状態や地質的性状によって、探査結果である比抵抗分布が高比抵抗となる場合もあれば、低比抵抗となる場合もあり、一意的な結果は得られない。空洞調査における電気探査は概査と位置づけ、空洞の可能性がある箇所を抽出し、調査ボーリングによって確認することが望ましい。しかし、観光・文化的に価値のある鍾乳洞等では調査ボーリングの実施が困難な場合もある。空洞調査の確度を向上させるためには、表面波探査のような他種の物理探査を組み合わせて実地することが考えられる。組み合わせの選定と手法の順番の精査を行い、必要最低限の調査に限定することで、精度の向上と費用面や調査日数を短縮し、より信頼性の高い空洞調査の実現が望まれる。

《引用・参考文献》

1） 産業技術総合研究所地質調査総合センター：那覇及び沖縄市南部地域の地質, p.20, 2006.

2） Telford et al. : Typical values of electrical constants of rocks and minerals, *Applied Geophysics*, p.290, 1990.

3） Suzuki et al. : *Sedimentary Geology*, 183, 181-202, 2006.

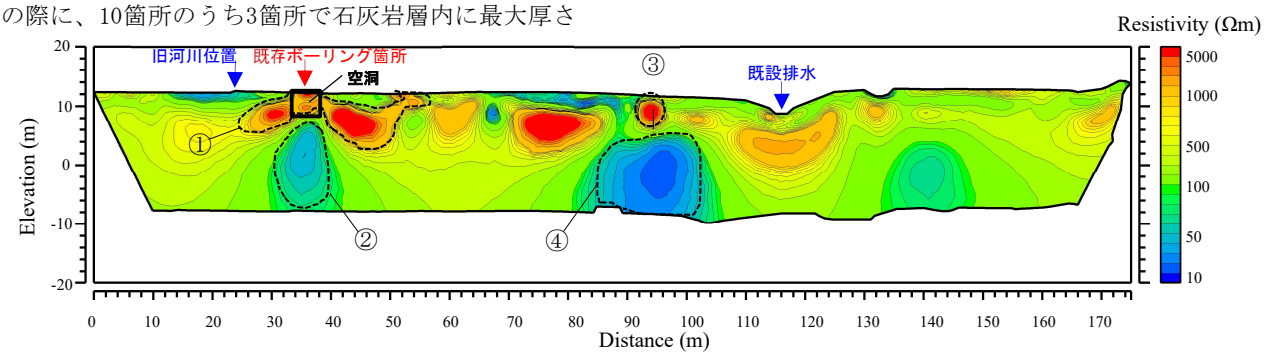


図-4 （事例 2）比抵抗断面図

高密度電気探査を活用した河川堤防における漏水発生要因の検討

応用地質株式会社　　○牧　恭子，大藪　剛士，日吉　智

1. はじめに

平成 24 年 7 月九州北部豪雨では，一級河川矢部川において，パイピング破壊による堤防決壊が発生している[1]．また，平成 30 年 7 月豪雨では，一級河川肱川において，堤防決壊には至らないまでも，パイピングに伴い川裏法面が大きく変形する事例が生じている．これらの被災事例から，パイピングの発生には外水条件だけでなく，堤防の基礎地盤構造が大きく関係することが報告されている[2]．

本論では，一級河川那賀川において近年堤防の漏水被害が繰り返し発生する箇所を対象に，パイピング調査に有効な高密度電気探査を実施し，平面的に明らかになった表層地盤構造から漏水の発生要因を考察するものである．

2. パイピング発生の素因

近年の研究成果[2]において，パイピング発生の素因として，次の 3 つが挙げられている．

①被覆土層厚：パイピングは，被覆土層厚が相対的に薄くなる箇所で生じやすく，被覆土層厚が 3m 未満の場合は，発生の危険性が高い．②行き止まり構造：川表側から透水層を通って供給された水が，川裏側に分布する粘性土などによって行き場をなくす地盤構造を指し，裏法尻から堤防敷幅の 1.5 倍の範囲内に行き止まり構造がある場合はパイピングの危険性が高くなる．③複層構造：基礎地盤が透水性の異なる複層からなり，かつ上層に対し下層の透水性が高い場合（上層が砂層で下層が砂礫層等の場合）にパイピングが生じやすい．

以上より，堤内地の表層 4m 以浅の地盤構造を詳細に把握することが重要である．図-1 に，パイピングの発生しやすい地盤構造を示す．

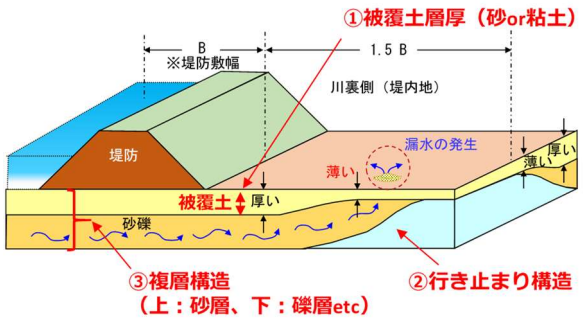


図-1　パイピングが発生しやすい地盤構造

3. 調査地における近年の漏水被害及び漏水対策工

(1) 被災履歴

調査地では，令和元年8月台風10号の出水において，堤内地のビニールハウス内の畑から噴砂を伴う漏水が発生している．

また，過去の出水でも繰り返し漏水被害が発生している．

(2) 既設の漏水対策工

調査地では，堤体漏水対策や川裏法すべり対策としての川表遮水シートや川裏法尻の砕石による置換工が施工されている．また，調査地の上流側では遮水矢板を一部で施工しているが，矢板下端は透水層の途中で止まっており，難透水層までは根入れがされていない．

4. 高密度電気探査

(1) 調査方法

本調査地では通常の電気探査よりも電極を密に配置（0.5m 間隔）し，浅部の分解能が高い4極法による高密度電気探査を実施した．

高密度電気探査は，2次元比抵抗電気探査手法の一つであり，直流比抵抗法に基づく探査技術である．これは地盤に人工的に電流を流し，それによって生ずる電位分布を測定して解析し，地盤内の比抵抗の分布を推定する方法である．電気探査で得られる物性値は地盤の比抵抗値であり，地下水環境が同じであれば，粘土，砂，礫の順に比抵抗が高くなる．

また，探査結果の解釈精度を向上するため，測線上の複数箇所で簡易ボーリングによる試料採取を行い，土質構成を直接確認した．

(2) 調査位置及び測線

堤内地における表層地盤構造を面的に把握するため，高密度電気探査は漏水箇所を中心に堤防縦横断方向に複数測線で実施した．また，漏水は堤防法尻から1.5B（B：堤防敷幅）の範囲内に行き止まり構造が存在する場合に発生しやすいことから，堤防横断測線は川裏法尻から1.5B の範囲を目途に配置した．図-2に配置図を示す．

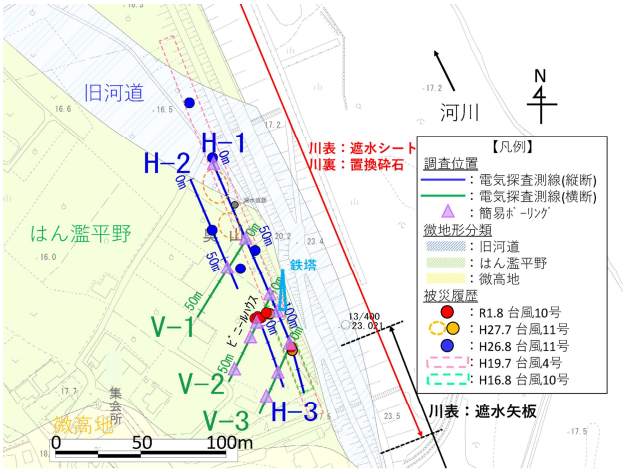


図-2　高密度電気探査測線配置図

5. 調査結果

(1) 高密度電気探査結果により推定した表層地盤構造

図-3に電気探査結果より推定した表層地盤構造を示す．図中には実施した6測線のうち，代表的な2測線の結果を示す．調査地の基礎地盤は砂礫層の上に砂層が分布する複層構造を呈し，表層には被覆土（粘性土）が分布する．なお，砂質土に対し礫質土の比抵抗値が同等もしくは低い値を示すが，それは境界付近に地下水位が分布するためである．

1）H-1測線

H-1測線は，堤防法尻付近の堤防縦断測線である．被覆土は上流側で厚いが，漏水履歴が集中する鉄塔付近より下流側では全般に薄く分布する．また，最下流の測点0m付近は，被覆土直下に砂礫が分布する．

2）V-2測線

V-2測線は令和元年の出水で漏水箇所が集中したビニールハウス内の堤防横断測線である．川側では被覆土が薄いが，山側に向かって厚く分布し被覆土層の厚みの変化点付近で行き止まり構造を呈している．漏水箇所は行き止まり構造の手前の被覆土が薄い箇所に集中している．

(2) 表層地盤と被災履歴の関係

図-4に6測線分の調査結果より推定した表層地盤構造と被災履歴の関係を平面図上に整理した．

鉄塔付近より上流側は被覆土が厚く分布し，漏水が発生しにくく，鉄塔付近より下流側は被覆土が薄く，漏水が発生しやすい地盤構造といえる．特に，令和元年の出水で漏水箇所が集中したビニールハウス内では，山側に向かって被覆土が厚く分布し，行き止まり構造となるため漏水が集中したものと考えられる．また，最下流側は被覆土が薄く，その直下には砂礫層が分布するため漏水が発生しやすいといえる．それほど水位が上昇しなかった過去の出水で湧水が発生する現象と整合する結果となっている．

6. おわりに

本論では，近年堤防のパイピング被害が繰り返し発生する箇所において，パイピング調査に有効な高密度電気探査を実施し平面的に表層地盤構造を把握した結果，漏水が発生する箇所では近年の研究成果で漏水が発生しやすいといわれている複層地盤や法尻から1.5B 以内の範囲に行き止まり構造等を有していることが確認できた．対策工を検討する上では，パイピングのメカニズム及び詳細な表層地盤構造を考慮することで，効果的な対策工法及び範囲の検討が可能になると考える．

《引用・参考文献》

1） 国土交通省九州地方整備局矢部川堤防調査委員会：矢部川堤防調査委員会報告書,2013.

2） 西村柾哉,前田健一,高辻理人,櫛山総平,牧洋平，泉典洋：実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案,河川技術論文集第 25 巻,pp.499-504,2019.

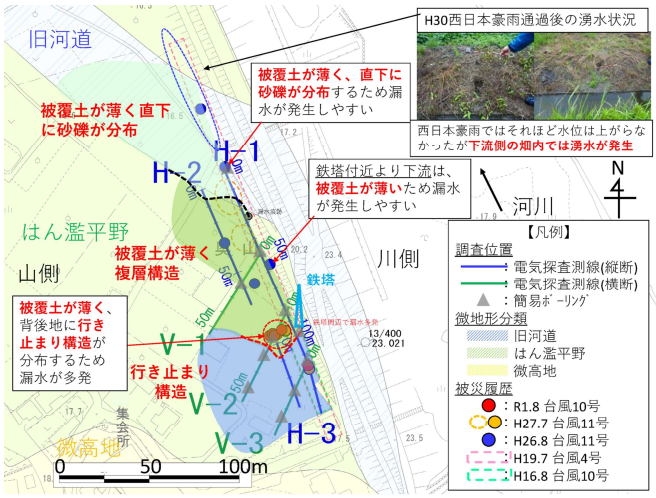


図-4　表層地盤と被災履歴の関係

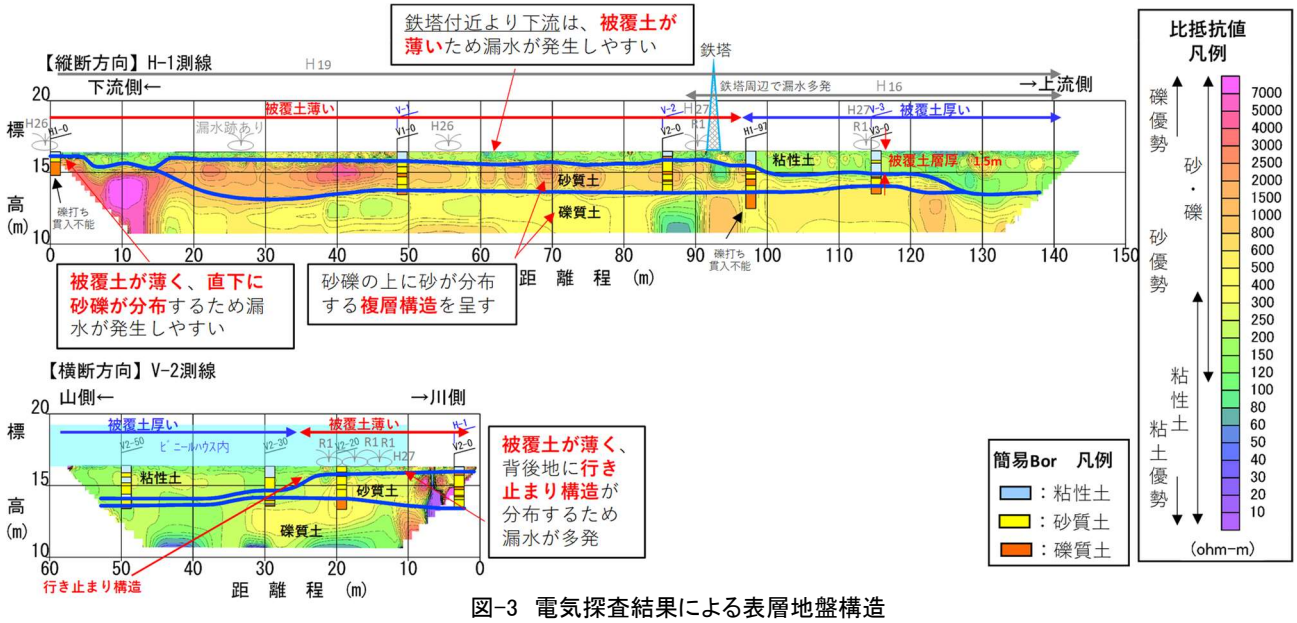


図-3　電気探査結果による表層地盤構造

AI 技術を用いた不発弾探査解析（試験孔直下解析）の紹介

興亜開発株式会社　　○大島　弘己、松尾　宣明
日本技術コンサルタント株式会社　　永田　潔、相馬　祥浩

1. はじめに

近年、「AI（Artificial Intelligence：人工知能）」技術の発展によって地質調査の分野においても AI を用いた様々な解析の試みがなされている。当社では磁気探査（不発弾探査）において、技術者の力量に起因する解析結果の差異を少なくすることを目的として、AI 技術を用いた不発弾探査解析のシステム開発を進めている。

磁気反応が得られた場合の解析結果についてはより精度を高めるべくデータの収集および AI への学習を継続しているが、実際の現場作業では探査孔において1m 掘進する毎に探査孔下方1m 範囲に磁気反応が見られるかどうかを確認しながら掘削する。一般的に磁気反応の兆候が見られた場合、その後の掘削継続の可否については慎重な検討を要するが、今回は AI に “磁気反応の兆候” を学習させることで探査孔直下からどの程度離れているかを解析できるように工夫した。本稿ではこの AI による探査孔直下解析の試みについての経過を報告する。

2. 不発弾探査の流れ

一般的な不発弾探査(鉛直磁気探査)での調査フローを図-1に示す。

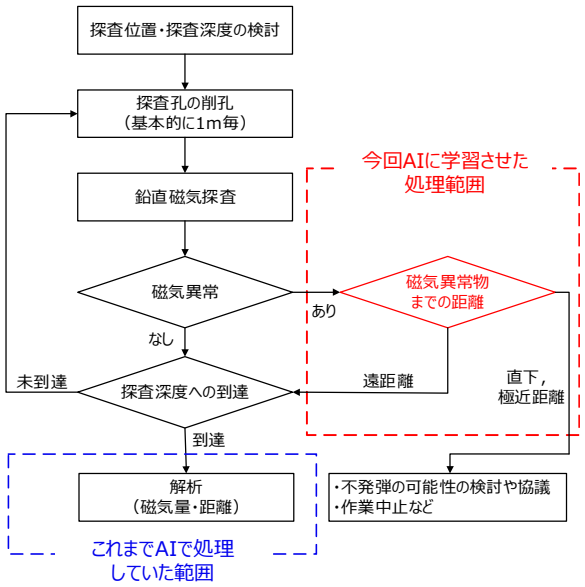


図-1 不発弾探査（鉛直磁気探査）の探査フロー

図-2に削孔および探査状況の模式図を示す。通常は探査孔の削孔1m 毎に掘削底面下1m の範囲の安全性を確認するために磁気異常物の有無について探査を行う。設計探査深度まで削孔が終了した時点では、磁気異常物が存在する場合図-3に示すような一般的な磁気波形が認められることになるが、掘削途中の段階では磁気反応の“兆候”をもとに、削孔を継続してよいかどうかの判断を行う必要がある。

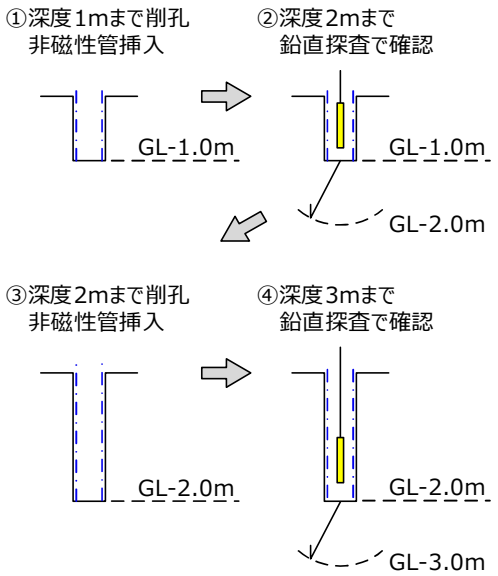


図-2 削孔および探査状況模式図

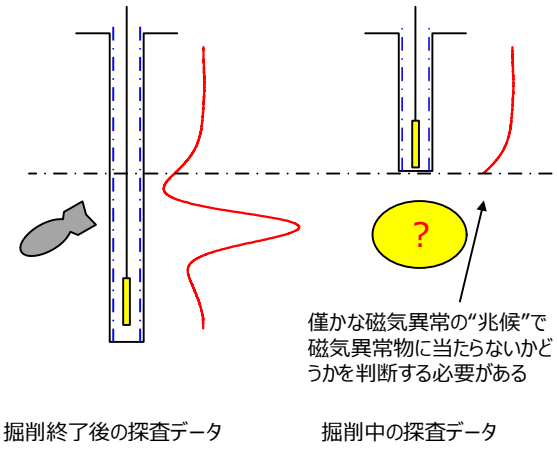


図-3 削孔中の探査データ模式図

一般的には掘削途中で構造物等ではないと判断される磁気反応の兆候が認められた場合はそれ以上の掘削を中断し、探査孔を替える。他の探査孔や追加孔での探査データと併せて検討し不発弾の可能性の有無や磁気異常物の深度・位置を求め、問題がなければ再度中断した探査孔にて掘削を行うなど、手間と時間を要することになる。

3. 解析システムの概要

当社で開発を進めている磁気探査 AI 解析システム（以下、AIMex と呼称）では“畳み込みニューラルネットワーク”による画像認識によって解析を行っている。解析に用いるデータは、CSV ファイルとして出力した探査データを読み込み、グラフ化して図示する。なお、AI の学習に用いた教師データは当社で実施した磁気探査実験による測定データを用いた。

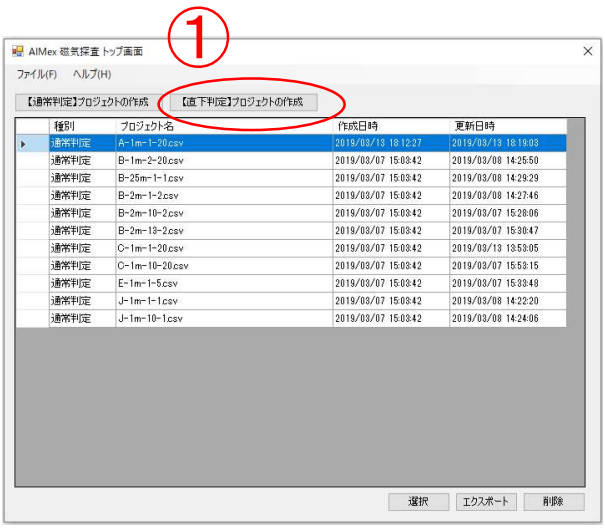


図-4　AImex 画面（通常解析と直下判定の選択画面）

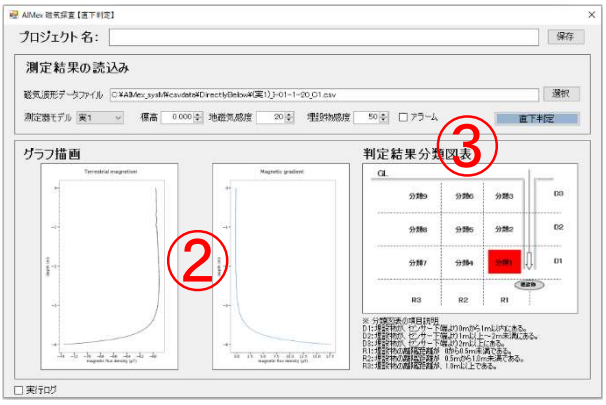


図-5　直下判定の解析画面

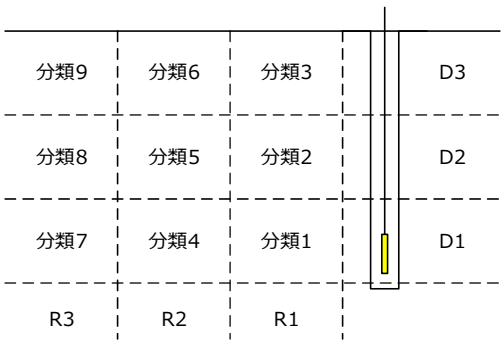


図-6　判定結果（③ウィンドウ）分類図表

以下に図-4および図-5に示した①～③の各ウィンドウに表示される内容について概説する。

①解析手法選択

設計探査深度まで掘削が終了した後の通常解析と掘削途中での直下解析のいずれかを選択。データは磁気探査によって測定した探査データ(CSV ファイル）を読み込む。

②グラフ作図

読み込んだ CSV ファイルより差分・地磁気グラフを図化し表示。

③判定結果

分類項目を図-6に拡大して示したが、センサー位置と磁気異常物との位置関係を9分類で表示。深度位置関係（D 軸）と離隔（R 軸）によって表-1のように区分して表示する。分類1（最も危険度が高い）と判定された場合にはアラームによる警告音を発し注意を促す。

表-1　分類項目

分類		項目
深度位置	D1	磁気異常物がセンサー下端より 1m 以内
	D2	磁気異常物がセンサー下端より 1～2m の範囲
	D3	磁気異常物がセンサー下端より 2m 以上
離隔	R1	磁気異常物との離隔が 0.5m 未満
	R2	磁気異常物との離隔が 0.5～1m の範囲
	R3	磁気異常物との離隔が 1m 以上

4. 解析結果について

実験データを用いた解析結果では、おおよそ8割程度のパターンについて比較的整合性の高い結果が得られた。一方、実際の測定データでは測定時のノイズの影響が大きくあまり良好な結果が得られていない。現状ではノイズを多く含んだデータを教師データとして学習を試みており、データのスムージング処理などと併せて精度の上昇を図っている。また、1m 毎の測定データではあまり顕著に磁気反応の兆候が見られない場合、深度50cm 毎の測定を行うなど、なるべくグラフの変化が大きくなるように工夫することで、さらに精度を上げることができると期待している。

5. おわりに

不発弾探査はボーリングを行いながら探査するため、技術者の判断ミスや解析時の計算ミスによっては大事故につながる危険性を有している。AI によって人為的なミスを防ぐことや、技術者の力量による解析結果の差異を無くすことは事故を防ぐ上でも大きな意味があるといえる。また、探査孔の直下判定が精度よく行えることで、掘り直しや追加孔による探査の手間が無くなり、時間的にも経済的にも大きなメリットがあると考える。

現在、AI による解析結果の精度をさらに向上させるべく様々な実測データを学習させているが、今後は本ツールがより便利により簡単に使用できるツールとなるよう操作性や UI の更新を続けていきたいと考えている。

沈降分析における測定の自動化への試み

（協）関西地盤環境研究センター　○三好　功季　藤村　亮　林　峻平
松川　尚史　中山　義久　澤　孝平　西形　達明

1. はじめに

筆者らは数年来、土の粒度試験(沈降分析)の浮ひょうを入れたまま測定する方法（これを「提案法2019」[1]と呼ぶ）と JIS 法[2]（沈降2分後は浮ひょうを取り出し、その後の測定時間前に再度浮ひょうを挿入する方法）の検討を行ってきた。その結果、両者の有意な差は小さいことが分かった。今回の報告は「提案法2019」を踏襲し、浮ひょうの竿の上下移動量をレーザー測器で読み取り、それを浮ひょうの読み値に換算し、それぞれの方法による粒径加積曲線を描き、沈降分析の自動化への試みを検討した。

2. 試料の種類および試験方法

本報告において使用した試料は、前回と同様の物理的性質が異なる5種類の粘性土である（表-1）。メスシリンダーに炉乾燥試料を50g ずつ入れ、1*l* の懸濁液として分散・攪拌後、沈降分析を実施した。

実験は初めに JIS 法によって24時間読みまで測定する。終了後直ちに再攪拌・静置後、浮ひょうは入れたままで、レーザー測器（諸元は表-2に示す）により浮ひょう頭部の移動量を読み取り、浮ひょうの読みに換算する（これを「提案法2020」と呼び、「提案法2019」との違いを表-3に示す）。各方法とも1試料について、3サンプルずつ測定した。なお、浮ひょう頭部にはレーザーを感受しやすいように直径約1cm の紙製のターゲットを取り付けており、このターゲットによる読み値の補正量は事前に求めている。

「提案法2020」は図-1に示すように、メスシリンダーに入れた浮ひょうの真上にレーザー測器を設置し、ターゲットとレーザー測器間の距離(L_i)を測定するものである。準備作業として、純水中に入れた浮ひょうのターゲットとレーザー測器との距離(L_0)を測定しておく。この距離(L_0)が浮ひょうのある温度における純水の密度を表すことになる。沈降分析時の測定は浮ひょうを静置1分後の測定までにできるだけ上下動させないように投入し、ターゲットの中央にレーザー光が当たるよう移動させ、所定時間ごとのターゲットとレーザー測器間の距離(L_i)を測定する。求めたい浮ひょうの読み値は(L_i- L_0)を浮ひょうの測定範囲の密度と竿の長さの関係とで浮ひょうの読み値に換算する（図-1）。

また、浮ひょうのターゲットに常にレーザー光が当たるように浮遊防止策として懸濁液の静置後、直径6mm ほどの穴をあけた薄いプラスチックのフタをメスシリンダーに被せ、浮ひょうの自由な動きを阻害しない程度に拘束した（図-2）。

3. 試験結果とレーザー読み取りの課題

図-3～7に粒径加積曲線を示す。図中には JIS 法(青色)と「提案法2020」（赤色）により3回ずつ測定した結果とそれらの平均したものを示している。

- 笠岡粘土とカオリン1粘土は JIS 法と「提案法2020」の顕著な差は見られずほぼ同等の結果である。
- カオリン2粘土は JIS 法、「提案法2020」とも粒径が0.01mm くらいまで同じような傾向を示すが、粒径が0.01mm 以下では「提案法2020」が少し上方（細粒側）に位置する。
- 荒木田粘土と藤ノ森粘土は粒径が0.1mm 以下の範囲で「提案法2020」は JIS 法に比べ下位（粗粒側）に位置する。

今回測定した5種類の粘土について、これらの傾向は前回の「提案法2019」の結果と類似である。従って、レーザー測器による測定の自動化には問題ないと言える。JIS 法と提案法のわずかな違いの原因として、「提案法2020」ではターゲットの質量（約0.05g）と、浮ひょう傘部に積もる微粒子の合算が約0.1g になり、浮ひょうの読み値が小さくなることの影響と考えられる。また、プラスチック製のフタと浮ひょう竿部との接触による抵抗の影響も考慮する必要があると考えられ、今後の検討課題である。

表-1 試料の種類と物理試験結果

試料名	土粒子の密度 ρ_s(g/cm^3)	液性限界 w_L(%)	塑性限界 w_P(%)	塑性指数 I_P
カオリン1	2.765	59.9	32.5	27.4
カオリン2	2.652	24.2	17.6	6.6
笠岡	2.672	57.5	21.7	35.8
荒木田	2.713	46.5	24.0	22.5
藤ノ森	2.672	39.8	19.7	20.1

表-2 レーザー測器の諸元

メーカー	OPTEX FA/CD22-100V2
測定範囲	±5cm，最大10cm
最小読み取り値	6μm

表-3 目読みとレーザー測器の精度

	2019年検討事項		2020年検討事項	
比較内容	1,2分目の読み取り	5～1440分目の読み取り	比重浮ひょうの計測方法	比重浮ひょうの読み取り精度
JIS法	入れたまま	出し入れあり	目読み	0.0002g/cm^3
提案法	入れたまま		レーザー測器	0.000003g/cm^3
	提案法2019		提案法2020	

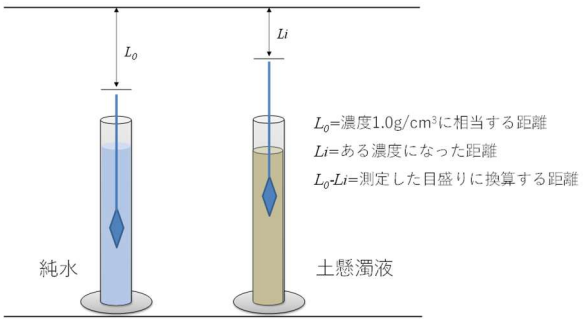


図-1 レーザー測定の概略図

図-2 ターゲット板に当たるレーザー光線と浮遊防止のフタ

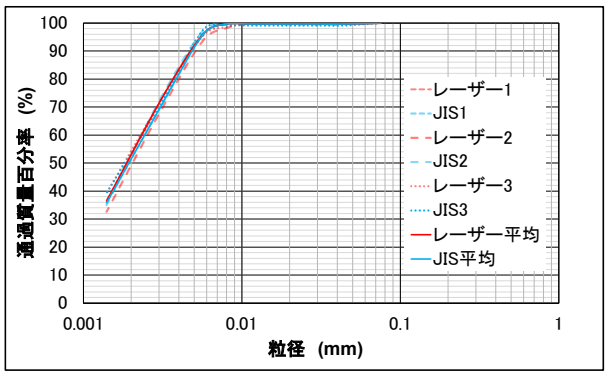


図-3 提案法2020と JIS 法の粒径加積曲線（カオリン1）

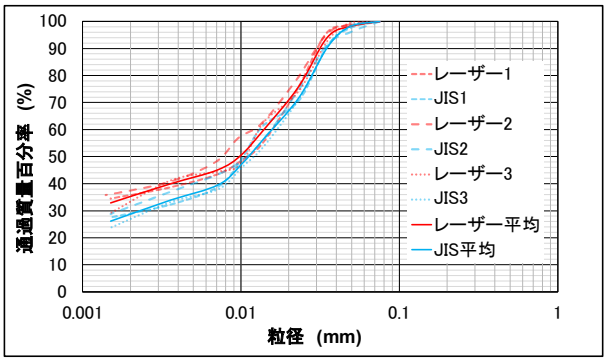


図-4 提案法2020と JIS 法の粒径加積曲線(カオリン2)

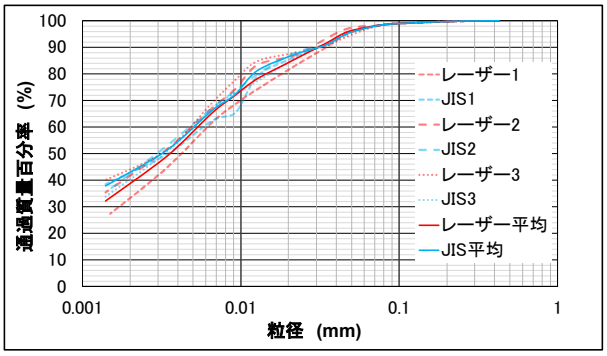


図-5 提案法2020と JIS 法の粒径加積曲線（笠岡）

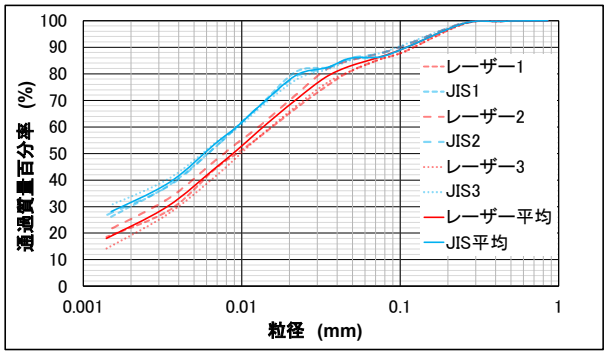


図-6 提案法2020と JIS 法の粒径加積曲線（荒木田）

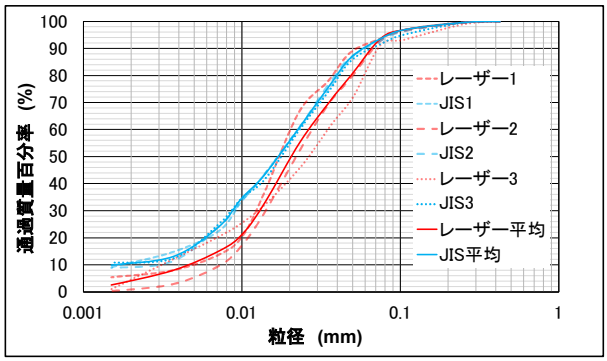


図-7 提案法2020と JIS 法の粒径加積曲線（藤ノ森）

4. まとめ

レーザー測器による沈降分析を実施したところ、浮ひょうの傘部に付着する微粒子の処理、浮ひょうに取り付けるターゲットの部品などの改善点は多々あるものの、その可能性はあると考えている。

沈降分析における読み取りの自動化は、作業効率の面から考えても、有効な手法になりうるので、今後は器具などの改善・改良とともに、試料数を増やし実験、検討を重ねて、レーザーによる計測方法、計算方法を確立させ、沈降分析の自動計測化を目指していきたい。

《引用・参考文献》

1) 粒度（沈降分析）試験の測定方法の検討：藤村亮，松川尚史，三好功季，澤孝平，中山 義久，第54回地盤工学研究発表会，pp.19～20，2019.

2) 地盤工学会編：地盤調査の方法と解説、二分冊の1、pp.115-136,2013.

北海道の土質とセメント系固化材の選定

北海道土質試験協同組合　　○宇山 哲司，　中川 範彦

1. はじめに

北海道の低地帯では、低温多湿の条件下で植物遺体が分解不十分のまま堆積した泥炭が多く分布している。また、火山活動由来のアロフェンを多く含んだ黒ボク土(アロフェン質黒ボク土)などの特殊土も分布している。そのため、地盤改良の際には、適切な固化材の選定や添加量の決定が重要になる。本論文では、これまで当組合で蓄積した北海道各地の室内配合のデータを纏め、各土質に対しての固化材や添加量の傾向、含水比と一軸圧縮強さとの関係を整理した結果を報告する。

2. 土質と固化材

対象土質は、北海道の各地に分布している有機質土(泥炭を含む) 及び砂質土、粘性土等を対象とした一般軟弱土、また、低強度になりやすいアロフェン質黒ボク土の3土質とした。各土質の湿潤密度及び含水を表-1に示す。

表-1 各土質の物性値

土質	湿潤密度 (g/cm^3)	含水比 (%)
泥炭	0.985～1.350	110～580
一般軟弱土	1.550～1.850	29.0～82.5
アロフェン質黒ボク土	1.58	56.5

固化材は標準製品である高炉 B 種セメントと、一般軟弱土用セメント系固化材、特殊土用セメント系固化材、高有機質土用セメント系固化材を選定し、北海道で使用例の多い各1製品の結果を整理した。この時の配合条件は、スラリー添加方法（W/C＝100%）のものを選別した。各セメント系固化材の成分表を表－2に示す。

表-2 セメント系固化材の成分表

固化材種	密度 (g/cm^3)	比表面積 (cm^2/g)	SiO_2 (%)	Al_2O_3 (%)	CaO (%)	SO_3 (%)	SAC 含有比率
一般軟弱土用	3.12	4520	20.8	6.2	60.3	7.0	0.22
特殊土用	3.05	6450	23.9	8.0	55.3	5.5	0.24
高有機質土用	2.98	6150	23.4	8.7	49.8	12.1	0.42

3. 有機質土

(1) 高炉 B 種セメント ・ 一般軟弱土用セメント系固化材

含水比と一軸圧縮強さの関係を図-1に示す。高炉 B 種セメント300kg/m^3添加では、含水と一軸圧縮強さの関係に著しい強度増加の傾向は確認できないが、500kg/m^3添加まで固化材を増加させると含水比200%を境に強度増加の傾向が確認できる。一般軟弱土用セメント系固化材も高炉 B 種セメントと同じく含水比200%以上を境に強度増加の傾向が確認できる。しかし、含水比200%以上の高有機質土になると添加量を500kg/m^3まで増加させても、固化作用が乏しく、強度増加の傾向は確認できなかった。これは高有機質土に含まれるフミン酸、フルボ酸、ビチューメーン等がセメントの固化作用を阻害している作用に起因する強度低下[1)]と考えられる。

(2) 高有機質土用セメント系固化材

含水比と一軸圧縮強さの関係を図-2に示す。150kg/m^3添加では、含水と一軸圧縮強さの関係に強度増加の傾向は確認できないが、250, 350kg/m^3添加では含水の低下に伴う強度増加の傾向が顕著に確認できる。含水比500%でも一軸圧縮強さが概ね500kN/m^2を上回り、350kg/m^3添加においては、含水比500%以上でも十分に固化効果が確認できた。また、含水比200%程度では一軸圧縮強さ3000kN/m^2を上回る結果が確認でき、高有機質土用セメント固化材は北海道の泥炭に対し固化効果を満足していると考えられる。

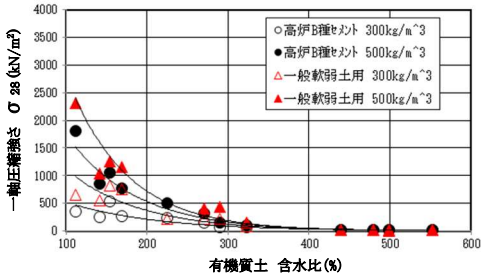


図-1 有機質土含水比と一軸圧縮強度の関係
（高炉 B 種セメント・一般軟弱土用固化材）

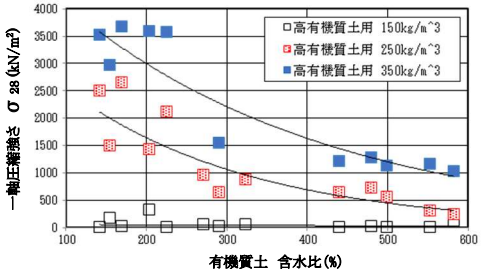


図-2 有機質土含水比と一軸圧縮強度の関係
（高有機質土用セメント系固化材）

4. 一般軟弱土

(1) 高炉 B 種セメント ・ 一般軟弱土用セメント系固化材

各固化材の含水比と一軸圧縮強さの関係を図-3, 4に示す。どちらの固化材も70, 100kg/m^3の低添加量では、含水低下による著しい強度増加の傾向が確認できないが、高炉 B 種セメント200kg/m^3以上、一般軟弱土用セメント系固化材150kg/m^3以上の添加量で含水低下による強度増加の傾向が確認できる。しかし、含水比50%程度以上になると強度増加の割合が小さく、同程度の含水比に対しても、若干ばらつきのある結果となっている。また、火山灰質粘性土等の一部の土質では添加量を上げても低強度を示す結果も確認された。

(2) 特殊土用セメント系固化材

含水比と一軸圧縮強さの関係を図-5に示す。70kg/m³の低添加量でも含水比と一軸圧縮強さの関係に顕著な強度増加の傾向がみられ、各添加量に対する一軸圧縮強さも高炉B種セメントや一般軟弱土用セメント系固化材に比べ、概ね高い強度を得られていることが確認された。含水比に対して強度のばらつきが小さく、一部の低強度を示す土質でも一定の固化作用の効果が確認された。

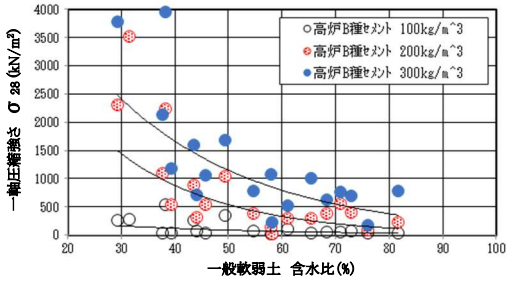


図-3 一般軟弱土含水比と一軸圧縮強度の関係
(高炉B種セメント)

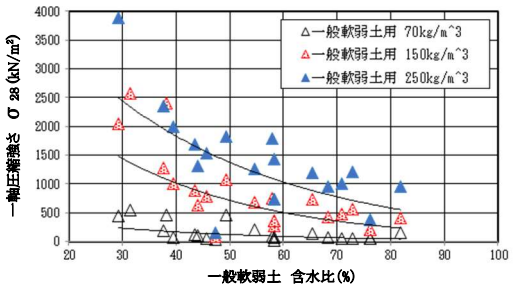


図-4 一般軟弱土含水比と一軸圧縮強度の関係
(一般軟弱土用セメント系固化材)

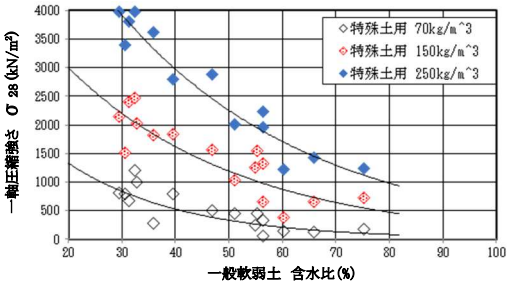


図-5 一般軟弱土含水比と一軸圧縮強度の関係
(特殊土用セメント系固化材)

5. アロフェン質黒ボク土

各固化材添加量と一軸圧縮強さの関係を図-6に示す。対象土は、事前試験より低強度を示していた黒ボク土でセメントの固化作用を阻害[2]するアロフェン量も52%と多く、目標強度を満足させることが困難であった。高炉B種セメント及び一般軟弱土用セメント系固化材では、添加量500kg/m³以上においても、一軸圧縮強さが200kN/m²以下になり強度増加の傾向は見られず、特殊土用セメント系固化材においても、添加量500kg/m³では一軸圧縮強さが500kN/m²以下と強度増加の傾向は小さかった。このためSAC含有比率[3]の高く、高有機質土に有効である高有機質土用セメント系固化材を使用することで、特殊土用より2.0～1.8倍程度の強度増進の効果が確認された。

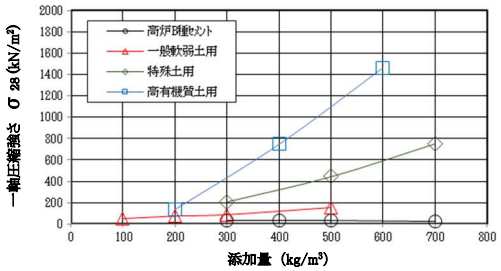


図-6 アロフェン質黒ボク土と一軸圧縮強度の関係

6. まとめ

(1) 有機質土

・含水比200%以上となる場合、高炉B種セメントや、一般軟弱土用固化材では固化作用が小さく、目標強度を求めるときは添加量を高めにして検討を行う。
・高有機質土用セメント固化材では、高含水の有機質土においても十分に固化作用の効果がある。しかし、添加量150kg/m³以下では、固化作用に低い。

(2) 一般軟弱土

・含水比50%程度以下の場合、高炉B種セメントや一般軟弱土用セメント系固化材にて効果が期待できる。
・含水比50%程度以上の場合、高炉B種セメント・一般軟弱土用セメント系固化材では、固化作用の効果のばらつきがあるため、事前の配合試験等を行い、強度傾向を検証し、添加量の検討を行うことが重要である。
・含水比50%程度以上の一般土の場合、特殊土用セメント系固化材は、固化作用の効果のばらつきが少ないため、含水と固化作用の相関性から、ある程度の強度推定の参考になりえる。

(3) アロフェン質黒ボク土

・アロフェンを多く含んだ黒ボク土の場合、特殊土用セメント系固化材でも固化作用の効果が小さいときがある。その場合、SAC含有比率の高い高有機質土用セメント系固化材にて固化効果がみられるケースがある。

《引用・参考文献》

1) 能登繁幸:泥炭地盤工学, p.129, 1991.4
2) 清田正人:土のアロフェン量と固化材の強度発現性に関する検討, 土木学会第65回年次学術講演会, 2010.9
3) 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所:泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.148, 2017.3

砂質粘性土の凍結による力学特性への影響

中部土質試験協同組合　　○久保裕一、池田謙信、石原聖子、法安章二
名城大学　　小高猛司

1. はじめに

近年調査が多い堤防やため池の試料は土質が極めて不均質で、細粒分と砂分が混在する。押出機での抜き取り作業は砂分が多く含まれる場合、試料を圧縮してしまうため、やむを得ず冷凍して切り出しが行われる。しかしながら、その凍結の過程が力学特性に与える影響について詳細に検討された報告は小高ら[1)]以外少ない。今回、人工的に圧密させた粘性土と中間土を用い、凍結による力学特性の影響について比較、検討したので報告する。

2. 実験条件

実験試料は、三河珪砂6号砂と青粘土を乾燥質量比1:1で混合した混合試料（中間土と称す）と、比較のため青粘土のみ（粘性土と称す）を使用し、凍結試料と未凍結試料を用い実験を行った。試料の作製は、直径20cm の一次元圧密容器を準備、含水比50%程度になるように含水調整（試料の分離を防ぐためある程度粘性を持たせた）、撹乱しながら12時間真空脱気を行った後、4日間100kPaで圧密させた。そして、容器から試料を取り出し4分割した後、直径5cm、高さ10cm に整形し供試体とした。実務に即した方法とするため、凍結後に整形作業を行った。ただし、凍結整形作業は専用回転式凍結整形機を使用しているため2分程度で整形が可能で、融解による乱れの影響を受けることなく三軸セルに入れられる。図-1に粘性土と中間土、添加した6号珪砂の粒径加積曲線を示す。

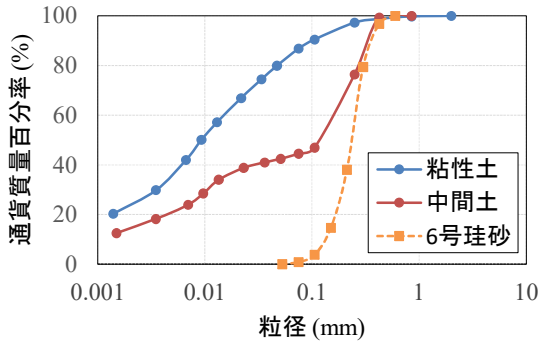


図-1 粘性土と中間土 6 号珪砂の粒径加積曲線

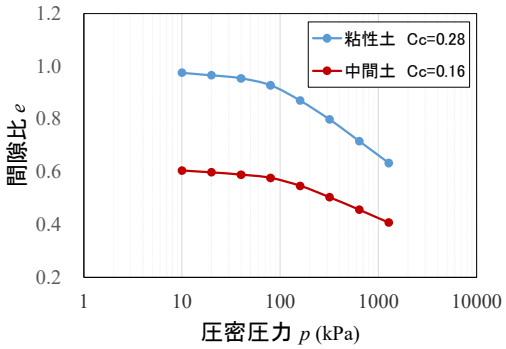


図-2 粘性土と中間土の *e*-log*p* 圧密曲線

作製した試料の圧密曲線を図２に示す。*e*-log*P* 圧密曲線は、100kPa の圧密圧力を反映して粘性土、中間土、それぞれ100kPa 付近で折れ点が観察される。圧縮指数 *Cc* は粘性土0.28、中間土0.16であった。

3. 実験結果

(1) 物理試験結果（液性限界・塑性限界試験）

まず、凍結させることで液性限界と塑性限界の値が変化するのか調べた。試験結果を表-1に示す。液性限界、塑性限界のカッコ内の数値は凍結し解凍した後の数値を示す。液性限界と塑性限界はともに凍結後にやや数値が約1%ほど低下するものの、わずかな差異で特に大きな違いは見られなかった。

表-1 液性限界・塑性限界試験結果

	粘性土	中間土
液性限界　%	49.4(48.5)	29.7(28.3)
塑性限界　%	23.2(23.5)	15.4(15.2)

(2) 三軸圧縮 CUB 試験結果

三軸試験の結果を図-3 と図-4 に示す。図-3 は粘性土の未凍結と凍結の有効応力経路を示し、それぞれ軸差応力最大時と変相時の破壊比を求めた。図-4 は中間土であ

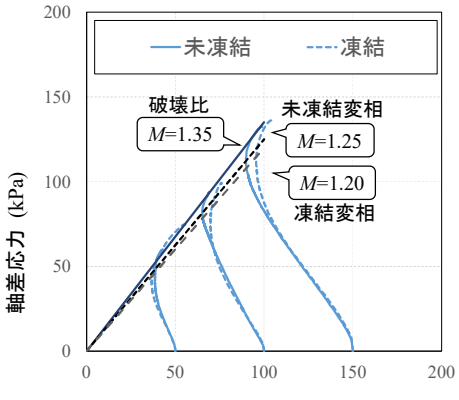


図-3 粘性土の有効応力経路

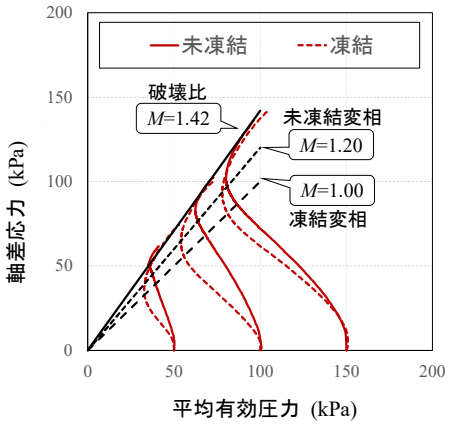


図-4 中間土の有効応力経路

る。図-3 の粘性土では、せん断の最終段階で凍結が未凍結と比較して早く正のダイレイタンシーが発現している。それ以外で特に凍結と未凍結で大きな差異は見られない。これに対し図-4 の中間土では、凍結においてせん断初期から負のダイレイタンシーが発生し、その後大きく正のダイレイタンシーを発現させている。未凍結と全体を比較すると、せん断開始時とせん断最終段階のみが一致するのみであり、ほとんど凍結と未凍結で異なる経路をたどり最終段階に至ることがわかる。

最終的な軸差応力最大時の破壊応力比は、粘性土で 1.35、中間土で 1.42 となった。これらの破壊時のひずみの大きい領域では最終的に凍結と未凍結のそれぞれの曲線が漸近し、最終的に同じ破壊応力比となることがわかった。変相時の応力比を求めると、粘性土では未凍結で 1.25、凍結で 1.20。そして中間土では、未凍結で 1.20、凍結で 1.00 であった。これらから、凍結により変相応力比が減少することから、凍結により構造が劣化し、弾性応答が弱まり塑性圧縮が増加するために、変相応力比に影響を与えると考えられる。この影響は砂分が多く含まれる中間土の方が大きい。

次にモール円について考察する。実務においては通常三軸圧縮試験を実施した場合にはモールの応力円による強度定数が報告される。データ整理の際は、軸差応力最大値での応力によりモール円が求められる。図-5 は中間土の有効応力によるモール円である。軸差応力最大時と変相時の有効応力で c=0 として破壊規準線を求めた。軸差応力最大時と変相時ではモール円の大きさが異なるものの、せん断抵抗角に大きな差が無いことがわかる。表-2 に全ての条件においての粘性土と中間土の凍結、未凍結の軸差応力最大時と変相時でのせん断抵抗角を示した。いずれの条件、軸差応力最大時と変相時、どちらの場合においてもモール円の大きさが変化するのみで、せん断抵抗角に差がないことがわった。

これらの三軸圧縮試験の結果から、粘性土と中間土と

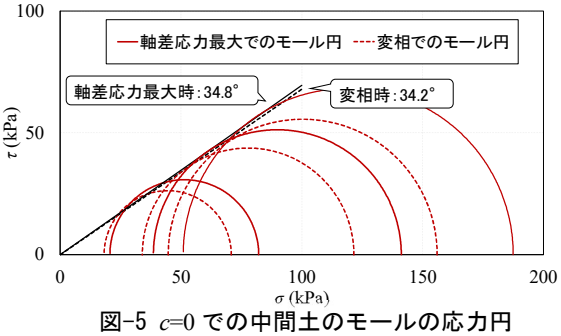


図-5 c=0 での中間土のモールの応力円

表-2 粘着力を 0 とした場合のせん断抵抗角

	軸差応力最大時	変相時
粘性土:未凍結	33.4°	33.0°
粘性土:凍結	32.6°	32.2°
中間土:未凍結	34.8°	34.2°
中間土:凍結	33.8°	32.2°

もひずみの大きい領域では破壊応力比は最終的に軸差応力最大値ではともに同じになるものの、凍結させることにより構造が変化し、解凍しても完全に元には戻らず変相が早く発現し過圧密的な挙動を示すようになる。これは凍結により弾性的な構造が劣化するものと考えられる。そして、この影響は砂分が多く含まれる中間土の方が粘性土より大きくなる。またモール円で結果を整理した場合、粘性土と中間土のどちらにおいても軸差応力最大時と変相時では包絡線の角度の差はわずかで、凍結による影響は表現できないことがわかった。

(3) 変形特性を求める繰返し三軸試験結果

次に動的変形試験を実施し、比較的ひずみの小さい領域について検証した。図-6と図-7は、三軸圧縮試験と同様に粘性土と中間土において凍結、未凍結条件で繰返し三軸試験を行い、せん断ひずみ～せん断剛性・履歴減衰率関係を求めたものである。図-7の中間土においては、せん断剛性率と履歴減衰率において全く差異は見られないものの、図-6の粘性土においてはせん断剛性率に差異が見られ、凍結のせん断剛性率が大きくなっている。これは、凍結した供試体の方が等方圧密後の間隙比が小さくなっており、実際に剛性が高くなっているからである。

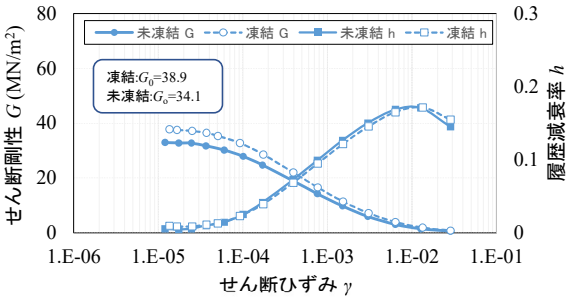


図-6 粘性土の G-γ・G-h 曲線

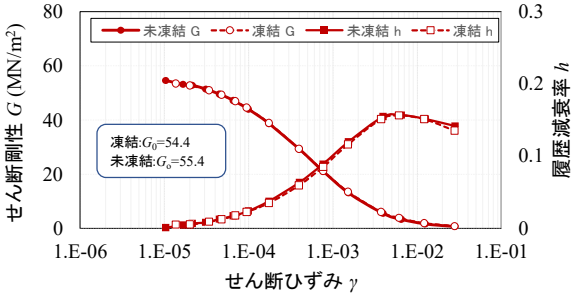


図-7 中間土の G-γ・G-h 曲線

4. まとめ

粘性土と中間土において、凍結による影響を検討した結果、三軸圧縮試験から変相するタイミングの違いなど影響が認められたが、動的変形特性や実務レベルでの三軸モール円による強度定数では凍結と未凍結の違いを表現できなかった。

《引用・参考文献》

1) 小高ら：細粒分が卓越した堤防土の浸透耐性評価に及ぼすサンプリング法と凍結履歴の影響、第52回地盤工学研究発表会、2017.7

【29】

琉球石灰岩地盤の解析に用いた RQMR より算定した強度に関する考察

(株)南城技術開発　○比嘉　優，井上　英将
琉球大学　伊東　孝
島嶼防災研究センター　渡嘉敷　直彦
琉球大学名誉教授　藍檀　オメル

1. はじめに

琉球石灰岩は空隙の多い岩盤である．同地盤の地下空洞あるいは斜面の解析を行う際に室内試験で得られた強度をそのまま適用することは危険側の解析となり，妥当性が低い．現地岩盤の強度を推定する方法として藍檀(2014)[1]，藍檀ら(2016)[2]により新しい岩盤評価手法(RMQR)，および RMQR を用いた強度算定方法が示されている．本稿では，琉球石灰岩の地下空洞(糸数壕)の安定性評価のため行った，琉球石灰岩コアの力学試験結果，RMQR 判定および原位置で実施した弾性波速度との関係性等より，RMQR を用いて算出した強度の適合性について考察した．

2. 地形・地質概要

琉球石灰岩は更新世に形成した比較的新しい地層である．琉球石灰岩は沖縄島の中南部域に広く分布している(図-1)．対象とした糸数壕は琉球石灰岩の台地に位置する(図-2)．

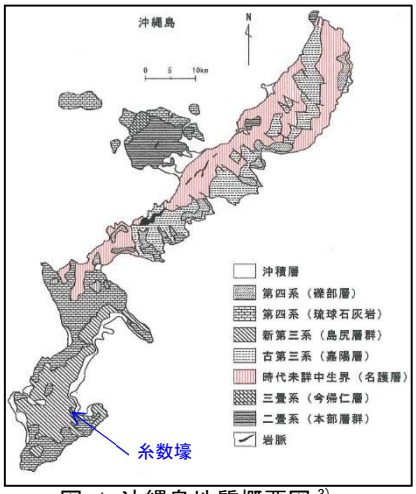


図-1 沖縄島地質概要図[3]

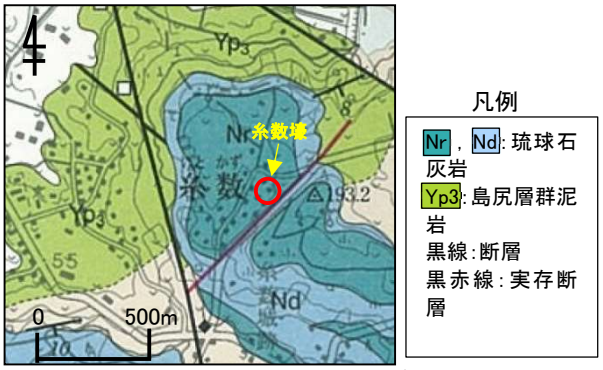


図-2 周辺地質図[4]

3. 壕の状況

糸数壕は延長約200m，地表からの深度6～17m，空洞幅12～30m となっている．戦時中は，現存する洞窟内の概ね全体が壕として活用されていた．これより，洞窟内の概ね全てが入壕者が回るルートとなっている．安定性評価は，壕の形状，天端厚等を勘案し7つのエリアに区分し，任意に解析断面を設け行っている(図-3)．

4. 調査・検討の流れ

実施した調査～解析の流れを図-4に示す．

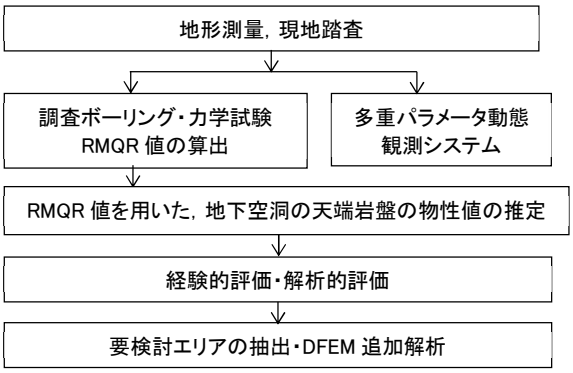


図-4 検討の流れ

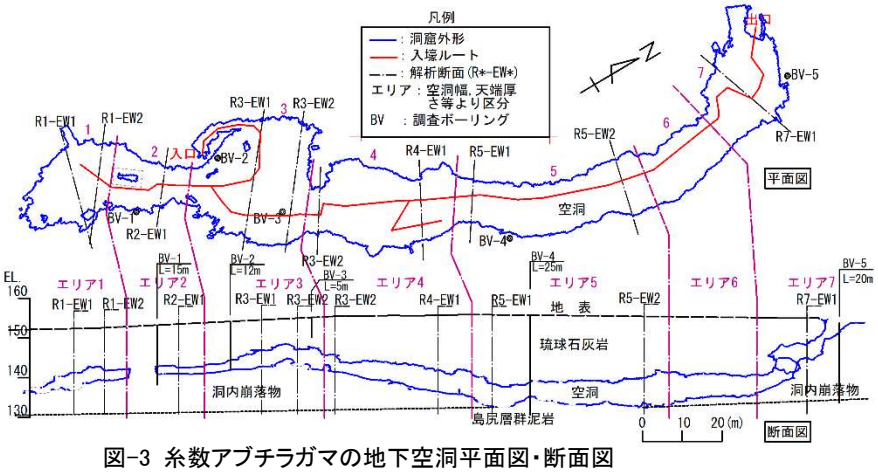


図-3 糸数アブチラガマの地下空洞平面図・断面図

5. 各種試験結果

室内力学試験は，天端岩盤厚が薄く，かつ地下空洞幅が広いため，形状的な不安定性が考慮されたエリア 3 の天端で行った BV-3 コアを利用し行った．

供試体の空隙率，弾性波速度と強度との関係を図-5に示す．図より同関係は概ね比例的な傾向が見て取れる．また，調査孔で実施した PS 検層結果を表-1に示す．原位置地盤の弾性波速度は供試体の弾性波速度より低い．上記状況を踏まえると天端を構成する岩盤の強度は室内試験強度より低いことが推察される．

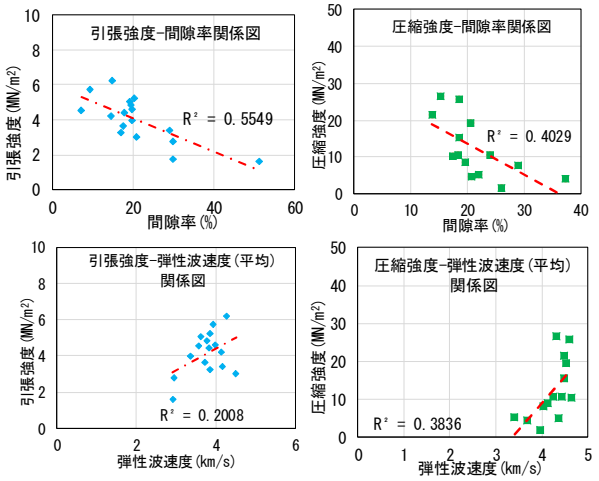


図-5 空隙率，P 波速度と各強度との関係

表-1 PS 検層結果

地層	記号	P波速度(V_P)(km/s)					
		BV-1	BV-2	BV-3	BV-4	BV-5	平均
礫質石灰岩	RLg	1.2	0.7～1.1	2.3	1.4～1.7	1.6	1.4
石灰岩	RL	1.4			1.8	1.6	1.6
崩落岩塊	Grl	1.9				1.4～2.1	1.8
礫質石灰岩	RLg				2.0		1.9
固結粘土	sm				2.2	2.2	2.2

6. RMQR を利用した現地岩盤強度の算出

藍檀ら(2016)[2]による現地岩盤の強度推定のための RMQR を用いた低減率の算出式[2]を以下に示す．

$$\alpha = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMQR}{RMQR + \beta\,(100 - RMQR)}$$

[α：母岩に対する現地岩盤の強度の比(低減係数)
$\alpha_0, \alpha_{100}, \beta$ ：実験定数(特性値)]

表-2 上式に利用する特性値[2]

特性(α)	α0	α100	β
変形係数	0	1	6
Poisson比	2.5	1	0.3
一軸圧縮強度	0	1	6
引張強度	0	1	6
粘着強度	0	1	6
摩擦角	0	1	1

エリア3解析のため算出した RMQR 値を表-3に，上式より算出される現地岩盤の強度を表-4に示す．

表-3 エリア3解析用の RMQR 値

断面名		表土	各層厚 h(m)					RMQR値		
		1層	2層	3層	4層	5層	6層	平均	最大	最小
R3-EW1	a)層厚(m)	1.0	0.8	1.6	1.8	1.7	1.2			
	b)RMQR値		43	58	43	60	61	53	61	43
R3-EW2	a)層厚(m)	0.5	1.4	1.9	1.8	2.1				
	b)RMQR値		43	57	48	60		52	60	43

表-4 RMQR 値より算出される現地岩盤の強度(エリア3)

RMQR値		$\alpha=\alpha_0-(\alpha_0-\alpha_{100})\times RMQR\div(RMQR+\beta\times(100-RMQR))$		比を考慮した強度(MPa)	
		$\sigma cm/\sigma ci$	$\sigma tm/\sigma ti$	σcm	σtm
				$\alpha\times\sigma ci$	$\alpha\times\sigma ti$
平均	53	0.16	0.16	1.95	0.63
最大	60	0.20	0.20	2.47	0.80
最小	43	0.11	0.11	1.38	0.45

※室内試験の圧縮強度(平均)σ_{ci} = 12.34 MPa
引張強度(平均)σ_{ti} = 4.0 MPa

7. 原位置試験結果との対比

弾性波速度と強度との関係について以下の式[5]が示されている．

$$qu' = (V_P / U_P)^2 \times qu$$

[qu'：現地岩盤の強度(MPa)，V_P：地山の弾性波速度(km/s)，
U_P：供試体の弾性波速度(km/s)，
qu：試料の一軸圧縮強度(MPa)]

上式を利用し算出される現地岩盤の推定強度を表-5に示す．PS 検層では BV-3 で計測された弾性波速度が突出して高く，これより推定される強度は高くなる．RMQR より算出される現地岩盤の強度は表-5 中，現地平均～現地(BV-3)の間に概ね収まっている．

表-5 弾性波速度より推定される現地岩盤の推定強度

弾性波速度(km/s)			低減率	現地強度qu'(MPa)	
現地Vp		試験値Up	qu'/qu=(Vp/Up)^2	圧縮	引張
現地(BV-3)	2.3	3.99	0.33	4.10	1.33
現地平均	1.4	3.99	0.12	1.52	0.49

8. まとめ

RMQR より算出される現場岩盤強度は弾性波速度より推測される現場強度との整合性が確認された．

なお実際の解析には，現地の地下空洞の安定状況との再現性より，表-4 中，RMQR 値の最大値を用いた現地岩盤強度を利用した．同値は表-5 中，現地平均～現地(BV-3)のほぼ中間の値となる．

解析に用いる強度の算定に当たっては，対象地下空洞の安定状況との整合，現場の弾性波速度等との整合性等を鑑み，RMQR 値を設定することが重要となる．

《引用・参考文献》

1) Aydan, Ö., Ulusay, R. & Tokashiki, N.: A new rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech Rock Eng* 47: 1255-1276, 2014

2) 藍檀オメル，渡嘉敷直彦：新しい岩盤クオリティー評価システム(RMQR)と琉球諸島の岩盤評価への適用，第44回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，240～245，2016

3) 沖縄地学会，1997

4) 産業技術総合研究所：那覇及び沖縄市南部，2006

5) 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説：(社)日本道路協会，H15

【30】

琉球石灰岩地下空洞で行った安定性評価について

(株)南城技術開発　井上　英将
琉球大学　伊東　孝
島嶼防災研究センター　渡嘉敷　直彦
琉球大学名誉教授　藍檀　オメル

1. はじめに

糸数アブチラガマは，沖縄島の南部，南城市内，琉球石灰岩段丘に位置する石灰洞で戦時中壕として活用された．現在は，平和学習の場として利用されている．

平成 22 年頃より，降雨後，壕天端からの流入水の増加傾向が指摘され，入壕者の安全確保の観点より，壕の安全性の評価が必要となった．これを受け，各種観測の他，藍檀ら(2014)[1]が提起した新しい岩盤評価手法(RMQR)，および岩盤の地下空洞の経験的・解析的安全性評価手法等を利用し，本壕の状況評価を行った．ここではその内解析的安全性評価方法とその結果について紹介する．

2. 壕の状況

糸数アブチラガマは，延長約200m，地表からの深度6～17m，空洞幅は12～30m である．戦時中は，現存する洞窟内の概ね全体が壕として活用されていた．これより，洞窟内の概ね全てが入壕者が回るルートとなっている．解析は，壕の形状，天端厚等を勘案し7つのエリアに区分し，任意の解析断面を設け行った(図-1)．ただしエリア6はエリア5と類似した空洞幅，天端厚でありエリア5の評価結果が準用されるものとし，解析断面は非設定とした．

3. 解析的手法について

地下空洞の天端の支保は，渡嘉敷(2011)[2]により，支保の状態を単純梁と両端固定梁，アーチ構造の3つのモードで定式化されている(図-2)．解析的評価では，地下空洞がどのモードで支保されているのかを判定する．

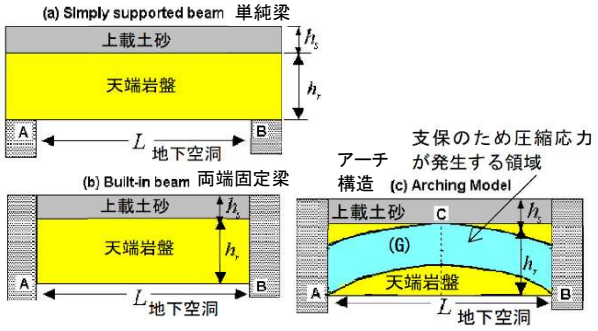


図-2 地下空洞の天端の支保のモード[2]

以下に解析的評価の大まかな方法を示す．

(STEP1)解析対象とする地下空洞断面位置の設定，図化

(STEP2)調査ボーリングコア等を利用した各断面の天端岩盤の RMQR 値の設定

(STEP3)室内試験で得た岩盤の引張・圧縮強度(σ_{ti}, σ_{ci})に，STEP2で設定した RMQR 値を利用し，下式[3]より算出される低減係数αを乗じ，解析箇所の天端の強度(σ_{tm}, σ_{cm})を算定する．→A とする．

$$\alpha = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMQR}{RMQR + \beta (100 - RMQR)}$$

[α：母岩に対する現地岩盤の強度の比(低減係数)
α_0, α_{100}, β ：実験定数(特性値)]

$$(\sigma_{tm}, \sigma_{cm}) = (\sigma_{ti}, \sigma_{ci}) \times \alpha$$

[σ_{tm}：現地岩盤の推定引張り強度(MPa),
σ_{cm}：現地岩盤の推定圧縮強度(MPa)]

(STEP4)各モードの天端の支保を表す式[2]を用い，解析断

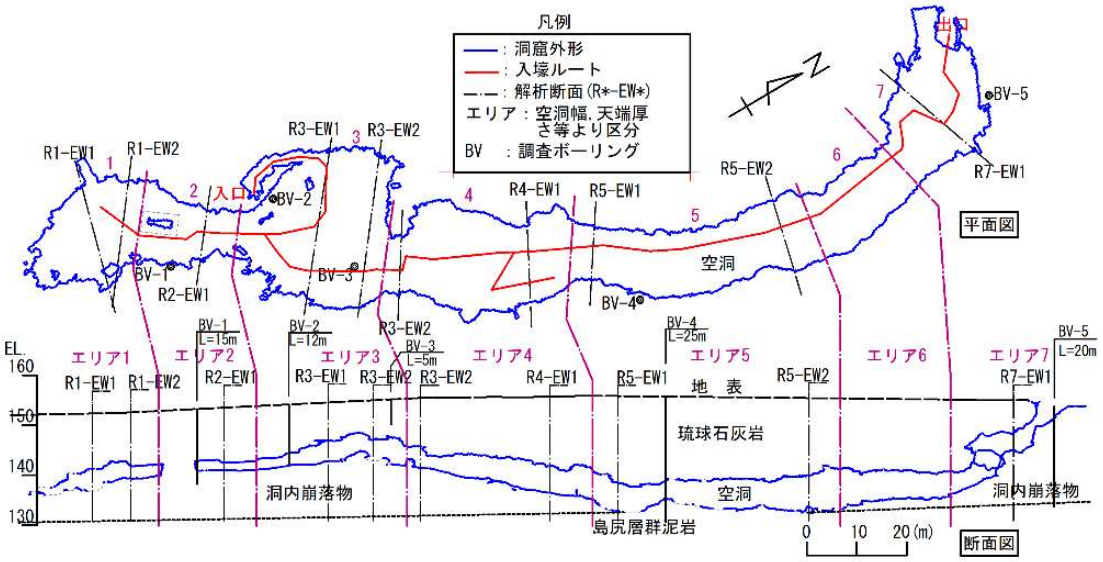


図-1 糸数アブチラガマの地下空洞平面図・断面図

面の地下空洞幅(L)，天端の岩盤厚さ(h_r)等で天端が支保されるために必要な天端岩盤の強度(σ_t，σ_c)を各モード毎に算定する．→B とする．

○単純梁，両端固定梁での天端の支保を表す式

$$\frac{L}{h_r}=\sqrt{\beta\frac{\sigma_t}{(\gamma_r h_r+\gamma_s h_s)}}$$

単純梁 β=2/3，両端固定梁 β=2

○アーチモデルでの天端の支保を表す式

$$\frac{L}{h_r}=\sqrt{\beta\frac{\sigma_c}{(\gamma_r h_r+\gamma_s h_s)}}$$

アーチモデル β=4/3

[L：地下空洞幅，h_r：天端石灰岩厚さ，h_s：上載土砂厚さ，
γ_r：天端石灰岩の単位体積重量，γ_s：上載土砂の単位体積重量]

(STEP5)STEP3 と STEP4 で算出した強度を対比し，A≧B となる支保のモードを把握する．

4. 解析に利用する RMQR 値の算定方法

調査ボーリングコアで判定した岩の RMQR 値を用い，解析断面の天端岩盤の地層序毎に RMQR 値の設定を行った(表-1)．琉球石灰岩は，塊状～砂礫状まで多様な様相を呈す．地下空洞の天端岩盤は，RMQR 値としては幅を持った層序で構成されていることがわかる．解析では，現地地下空洞の安定との整合性を図るため各層序の RMQR の内最大値を利用した．

表-1　解析断面・地層序毎に算定した RMQR 値一覧

代表断面		表土	各層厚 h(m)				
		1層	2層	3層	4層	5層	6層
R1-EW1	a)層厚(m)	1.2	4.1	3.4	2.1		
	b)RMQR値		31	58	49		
R1-EW2	a)層厚(m)	0.8	3.7	3.4	2.5		
	b)RMQR値		31	58	60		
R2-EW1	a)層厚(m)	0.4	1.0	2.0	3.4	2.7	0.4
	b)RMQR値		29	21.0	36	63	53
R3-EW1	a)層厚(m)	1.0	0.8	1.6	1.8	1.7	1.2
	b)RMQR値		43	58	43	60	61
R3-EW2	a)層厚(m)	0.5	1.4	1.9	1.8	2.1	
	b)RMQR値		43	57	48	60	
R3-EW3	a)層厚(m)	0.5	1.5	1.8	1.9	2.5	1.5
	b)RMQR値		45	42	38	49	39
R4-EW1	a)層厚(m)	0.9	1.3	1.7	1.8	2.4	1.3
	b)RMQR値		45	42	38	49	39
R5-EW1	a)層厚(m)	0.9	1.6	1.6	1.8	2.4	1.2
	b)RMQR値		46	31	35	49	39
R5-EW2	a)層厚(m)	1.0	1.7	1.5	1.8	2.3	1.2
	b)RMQR値		38	38	41	51	35
R7-EW1	a)層厚(m)	1.3	1.8	1.5	1.8		
	b)RMQR値		36	49	40		

※赤着色部：解析に用いた各層序中の RMQR 最大値

5. 岩盤の品質評価結果

表-2 に解析的手法による各代表断面の評価結果を示す．これよりエリア 3，7 では両端固定梁での支保は評価されず，アーチ構造で支保されているものと評価された．図-3 には表-2 に示した各解析断面をプロットした．これよりエリア 3，7 はアーチ構造の限界線に近接しており，区分した 7 エリア中，安全性について，より注視すべき状態にあることが見て取れる．

表-2　解析的手法による安定性評価の結果

エリア	断面	幅(m)	岩盤厚(m)	RMQRによる強度(A)		各状態に必要な強度と判定(B):check(A>B)		
				σ_{cm} (MPa)	σ_{tm} (MPa)	単純梁	両端固定	アーチ
						σ_t(MPa)	σ_t(MPa)	σ_c(MPa)
1	R1-EW1	20.8	9.6	2.31	0.75	1.59	0.53	0.80
						要注意	OK	OK
	R1-EW2	20.2	9.6	2.47	0.80	1.45	0.48	0.73
						要注意	OK	OK
2	R2-EW1	10.5	9.7	2.73	0.88	0.38	0.13	0.19
						OK	OK	OK
3	R3-EW1	28.8	7.2	2.47	0.80	4.11	1.37	2.06
						要注意	要注意	OK
	R3-EW2	29.3	7.2	2.47	0.80	4.03	1.34	2.02
						要注意	要注意	OK
4	R4-EW1	16.1	12.7	1.70	0.55	0.69	0.23	0.35
						要注意	OK	OK
5	R5-EW1	10	16.4	1.82	0.59	0.20	0.07	0.10
						OK	OK	OK
	R5-EW2	14.3	14.4	1.82	0.59	0.48	0.16	0.24
						OK	OK	OK
7	R7-EW1	19.5	5.1	1.70	0.55	2.90	0.97	1.45
						要注意	要注意	OK

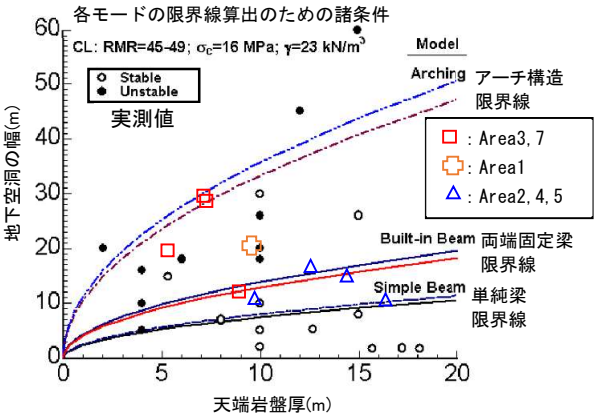


図-3　各モードで支保される地下空洞幅－天端岩盤厚さの関係の限界線と実測値との並記図 [2]ヘアブチラガマのデータを追記

6. まとめ

岩盤地下空洞の安定に対するより詳細な解析方法として DFEM 解析等がある．同解析ではモデルの作成等に多大の労力およびコストが必要となる．ここで紹介した解析的手法は，より少ない労力かつ短期間で定量的に地下空洞の安定性が評価できる等の利点を有す．

《引用・参考文献》

1) Aydan, Ö., Ulusay, R. & Tokashiki, N., A new rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech Rock Eng* 47: 1255-1276, 2014

2) 渡嘉敷直彦：琉球石灰岩の工学的特性と琉球石灰岩盤および石積み構造物の安定性評価に関する研究，早稲田大学大学院　博士論文集，p138, 140, 2011

3) 藍檀オメル，渡嘉敷直彦：新しい岩盤クオリティー評価システム(RMQR)と琉球諸島の岩盤評価への適用，第44回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，240～245, 2016

岩盤クオリティー評価システムの適用事例

日本物理探鑛株式会社　　東　浩太郎

1. はじめに

岩盤の工学的性質を把握するために、岩盤を区分し、ランク付けし、それぞれの岩盤等級の物性値を設定するために、岩盤分類を用いる。岩盤分類には田中による電研岩盤分類[1]や、道路トンネルに関する NEXCO 岩盤分類[2]など、対象とする土木建築物に応じて様々な岩盤分類が存在している。これに対し Aydan ら[3)4)]では国内外に存在する様々な岩盤分類を考慮した、新たな定量的岩盤分類として岩盤クオリティー評価システム（RMQR）を提案している。

本発表では、秋田県南部での道路トンネルに関する地質調査において採取した岩盤ボーリングコアについて、提案された岩盤クオリティー評価システム（RMQR）を適用し、定量的岩盤分類を行った事例を報告する。

2. 岩盤クオリティー評価システム（RMQR）

Aydan ら[3]は、岩盤の工学的性状において最も一般的な要因として不連続面の状態と幾何学的特性を挙げている。この岩盤の不連続面に関するパラメータとして、不連続面群数（DSN）、不連続面の間隔（DS）および不連続面の状況（DC）の3つのパラメータを示している。また不連続面の周辺では、母岩が大気や熱水などに触れ、風化や劣化が起きる。岩盤の力学的特性において、母岩の状態は重要な要因として挙げている。この母岩の状態に関するパラメータとして、風化あるいは熱水による母岩の化学的劣化は、母岩の劣化度（DD）のパラメータを示している。また地下水の状況についても岩盤の力学的特性として重要な要因として挙げており、地下水の浸透状況（GWSC）および地下水吸水状況（GWAC）の2つのパラメータを示している。

以上6つのパラメータについて、各パラメータの評価基準と各評点をまとめたものを表-1に示す。Aydan ら各評点の合計値により、岩盤を定量的に評価する岩盤分類法として岩盤クオリティー評価システム（RMQR）を提案している[3]。

本論文ではボーリングコアに適用するため、1m 毎に評価し、評点を集計した。また不連続面の間隔（DS）について RQD を用いて評価した。RQD が100の場合は安全側に評点12とした。地下水の浸透状況（GWSC）については、地下水位面上部はやや湿潤、地下水位面下部は湿潤とした。

表-1 RMQR における各パラメータと評点[4]

劣化度（DD）	新鮮	色変質	若干	中程度	強劣化	粘土化
評点（R_{DD}）	15	12	9	6	3	1-0
不連続面群数（DSN）	なし	1 群+ランダム	2 群+ランダム	3 群+ランダム	4 群+ランダム	破砕帯
評点（R_{DSN}）	20	16	12	8	4	1-0
不連続面の間隔（DS）あるいは RQD	なしあるいは DS≧24m	24m>DS≧6m	6m>DS≧1.2m	1.2m>DS≧0.3m	0.3m>DS≧0.07m	0.07m>DS
	100			100>RQD≧75	75>RQD≧35	35>RQD
評点（R_{DS}）	20	16	12	8	4	1-0
不連続面の状況（DC）	なし	再溶着あるいは非連続的	粗い	やや平で密着している	薄い充てん物を有し、鏡肌あるいは開口幅 t<5mm	厚い充てん物あるいは開口幅 t>10mm
評点（R_{DC}）	30	26	22	15	7	1
地下水の浸透状況（GWSC）	乾燥	やや湿潤	湿潤	滴水	流水	大流水
評点（R_{GWSC}）	9	7	5	3	1	0
地下水吸水状況（GWAC）	非吸水	毛管あるいは電気的な吸水	やや吸水	吸水	強吸水	超吸水
評点（R_{GWAC}）	6	5	4	3	2	1-0

3. 地質概要

秋田県は、岩手県との県境に奥羽山脈が南北に位置し、その西方に出羽山地が奥羽山脈に沿って存在する。奥羽山脈と出羽山地の間には盆地が発達し、南部域には横手盆地が形成されている。出羽山地以西は低地部が海岸線に沿って形成されており、南部域には本庄平野が形成されている。

秋田県南部の地質は新第三紀を主体とし、県境南西部には、第四紀火山岩が見られる。今回の調査地を構成す

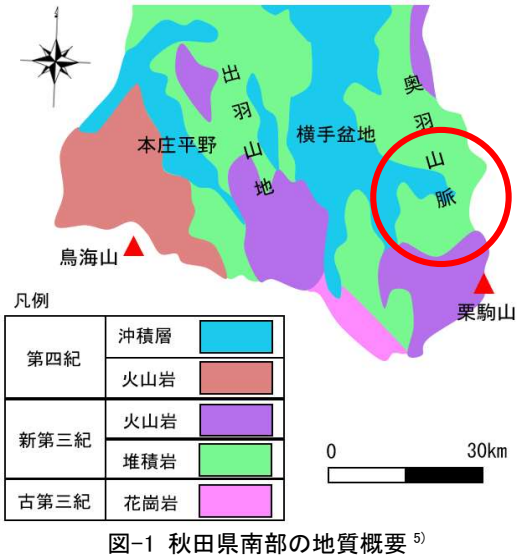


図-1 秋田県南部の地質概要[5]

る地層は新第三紀の堆積岩であり（図-1赤丸部）、泥岩や砂岩、一部凝灰岩が分布している地域である。

4. 結果

(1) 岩盤ボーリング結果

岩盤ボーリングの結果、確認された主な地質は、地表面より順に、盛土、強風化した泥岩、風化した泥岩、新鮮な泥岩、砂岩であった。以下に各地質の概要を記す。

強風化した泥岩は、上部は褐色に変色し、粘土化が著しい部分を多く含む岩質からなり、粘土状コアおよび角レキ状コアで採取され、硬さは指圧で簡単に潰れる程度であった。一方下部も褐色に変色するが、主に短柱状のコアで採取され、硬さはカッターが容易に刺さる程度であった。

風化した泥岩は、主に暗灰色を呈するものの、コアは短柱状でとれる岩質で、硬さは爪で傷がつく程度であった。また粘土化し軟質である層を所々挟んでいた。

新鮮な泥岩は、暗灰色であり、亀裂は少なく、コアは棒状で採取され、ハンマーによる打音はやや鈍い金属音であった。

砂岩は、灰色から暗灰色を呈し、主に細砂から構成されていた。コアは棒状で採取され新鮮であるが、所々亀裂が見られ、亀裂面は褐色に汚染されていた。

また地下水位は風化した泥岩の上部で確認された。

(2) RMQR 岩盤分類結果

岩盤ボーリングコアについて RMQR 岩盤分類を行った結果を表-2に示す。

深度が深くなるにつれ RMQR 値は高くなる傾向が見られ、浅部の強風化部は RMQR 値が11程度と低く、深部の新鮮部は RMQR 値が50～86と高い値を示し、ばらつきが見られた。これは粘土化した強風化部および新鮮部が混在することが原因と考えられ、ボーリングコア観察結果の不連続面の状態と幾何学的特性や岩の性状と合致する結果となった。

表-2 岩盤ボーリングコアの RMQR 岩盤分類

	強風化した泥岩（上部）	強風化した泥岩（下部）	風化した泥岩	新鮮な泥岩	砂岩
RMQR値（括弧内平均値）	10～11（11）	20～29（24）	8～57（29）	55～86（79）	50～86（69）
標準偏差	0.4	2.8	12	11	14

5. 考察

文献4)では、RMQR と NEXCO 岩盤分類及び電研岩盤分類の一般的な関係について述べられている（表-3）。今回の結果をもとに、RMQR により推定された各岩盤分類は、ボーリングコアの観察結果による岩盤分類より高い等級を示した（表-4）。これは不連続面群数（DSN）を1m 毎に評価し、評点を集計したため、RMQR が高く評価されてしまったことが原因と考えられる。不連続面群数は亀裂等の数ではなく、不連続面の方向の数であり、岩相ごとに不連続面群数を決める必要がある。しかしボーリングコアのみでは不連続面の走向、傾斜を決めて、不連続面群数を正確に把握することは難しく、ボアホールカメラによる直接不連続面観察、あるいは踏査による露頭での不連続面観察で、不連続面群数を正確に把握する必要がある。

表-3 RMQR と NEXCO 岩盤分類、電研岩盤分類の一般的な関係 [4)]

RMQR	100≧RMQR>95	95≧RMQR>80	80≧RMQR>60	60≧RMQR>40	40≧RMQR>20	20≧RMQR
NEXCO 岩盤分類	A	B	C Ⅰ	C Ⅱ	D Ⅰ	D Ⅱ
電研 岩盤分類	A	B	CH	CM	CL	D

表-4 コア観察による岩盤分類と RMQR による推定岩盤分類

		強風化した泥岩（上部）	強風化した泥岩（下部）	風化した泥岩	新鮮な泥岩	砂岩
コア観察による岩盤分類	NEXCO 岩盤分類	D Ⅱ	D Ⅱ	D Ⅱ	C Ⅱ	C Ⅱ
	電研 岩盤分類	D	D	D	CL	CL
RMQRから推定した岩盤分類	NEXCO 岩盤分類	D Ⅱ	D Ⅰ	D Ⅰ	C Ⅰ	C Ⅰ
	電研 岩盤分類	D	CL	CL	CH	CH

6. おわりに

今回岩盤クオリティー評価システム（RMQR）をボーリングコアに適用し、ボーリングコア観察結果との関連性を検討した。RMQR 岩盤分類はボーリングコア観察結果と調和的と判断される。また表-3に従い RMQR から推定した NEXCO 岩盤分類と電研岩盤分類は、ボーリングコア観察結果による NEXCO 岩盤分類と電研岩盤分類高い等級を示す結果となった。これは不連続面群数を正確に把握できていないことが要因であると考えられる。RMQR は、ボアホールカメラによるボーリング孔の観察や露頭観察等の手法を併用することにより、岩盤の性状をより正確に把握可能な岩盤分類法となると考えられる。

《引用・参考文献》

1) 田中治雄：土木技術者のための地質学入門，山海堂，pp.169，1964

2) （社）日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，pp.78-79，2003.11.

3) Aydan O. *et al.,*：A new Rock Mass Quality Rating System: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses，*Rock. Meck. Rock. Eng.*，47，pp.1225-1276、2014.7.

4) 藍檀オメル，渡嘉敷直彦，：新しい岩盤クオリティー評価システム（RMQR）と琉球諸島の岩盤評価への適用，第44回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，43，pp.240-245，2016.1.

5) （社）斜面防災対策技術協会：秋田県地質概況図，https://www.jasdim.or.jp/gijutsu/kenbetsu/chiiki/akita/2.html，(2020年7月10日閲覧)

【32】

新第三紀砂岩泥岩互層地山におけるトンネル調査事例

中央開発株式会社　○片山　翔、神崎　裕
西村　修一、加賀　匠

1. はじめに

山岳トンネルの予備設計においては、地質、地下水状況、力学特性等の地山特性の把握や、掘削ずり、施工時の排水の処理、渇水等の周辺環境への影響の検討など必要な地盤情報は多岐にわたる。そのため実施しなければならない調査・試験も多岐にわたり、予測される地山状況に合わせた調査、試験を高い精度で行う必要がある。

本論では国道バイパス 4 車線化に伴う山岳トンネルの設計のための地質調査事例を報告する。

2. 調査概要

トンネル路線全長は709.4m で既設の1期線が隣接する(図-1)。

本業務で実施した調査・試験内容を表-1に示す。機械ボーリング13孔（トンネル区間11孔）物理探査、各種原位置試験、室内岩石試験、重金属分析等を実施した。

3. 地質概要

調査地には新第三紀タービダイト性砂岩及び砂岩泥岩互層が主に分布し、一部で緑色凝灰岩を層厚1m 以下で挟む（図-1)。地質構造としては、北東-南西走向、北西傾斜の単傾斜構造である。

調査地山には亀裂が多く発達するほか、泥岩部は多く剪断を受け、一部細片状～土砂状に破砕される。しかし脆弱部となるような大規模破砕帯や褶曲擾乱帯等は確認されなかった。

表-1 調査・試験内容一覧

調　査	内　容	目　的
機械ボーリング(13孔,511m)	坑門部（4孔）	地山の地質状況確認
	坑口部（4孔）	地山の地質状況確認
	本体部（3孔）	地山の地質状況確認
	移動土塊部（1孔）	坑口部の移動土塊部の把握
	切土部（1孔）	切土部の地質状況確認
原位置試験	標準貫入試験	坑門部、切土部の支持力確認
	孔内水平載荷試験	地山の力学特性の把握
	湧水圧試験	地山の湧水に関する検討
	地中ガス調査	可燃性ガスの賦存状況の確認
物理探査	弾性波探査	地山の地質状況・弾性波速度の把握
	PS検層	地山の弾性波速度・力学特性の把握
観測孔設置	水位観測孔	地山の地下水変動の把握
	孔内傾斜計設置孔	坑口部の動態観測
室内岩石試験	一軸圧縮試験	地山の力学特性の把握(地山強度比の算出)
	三軸圧縮試験	地山の力学特性の把握
	超音波伝播速度	地山の力学特性・弾性波速度の把握
	吸水膨張試験	地山の膨張性の把握
	スレーキング試験	地山のスレーキング特性の把握
重金属分析	水質分析	施工時の排水についての検討
	地質分析	掘削ずりの処理についての検討

4. 弾性波探査

トンネル縦断方向1測線、横断方向2測線において弾性波探査を実施した。調査地山の弾性波速度は、崩積土で0.3～0.9km/s、風化部及び緩み部で1.9～2.1km/s、砂岩の基盤部で3.4～3.6km/s を示す。

トンネル縦断方向の高精度解析図（図-2）では、坑口部～トンネル本体部で低速度帯が見られる。今回、低速度帯で機械ボーリングを実施し、基盤部のボーリングコアとの比較を行ったが、亀裂状況等に明瞭な差異は見られなかった。そのため、この低速度帯については、亀裂の緩みや泥岩の剪断部を投影したものであると考えられ、施工上問題となるような脆弱部には相当しないと言える。

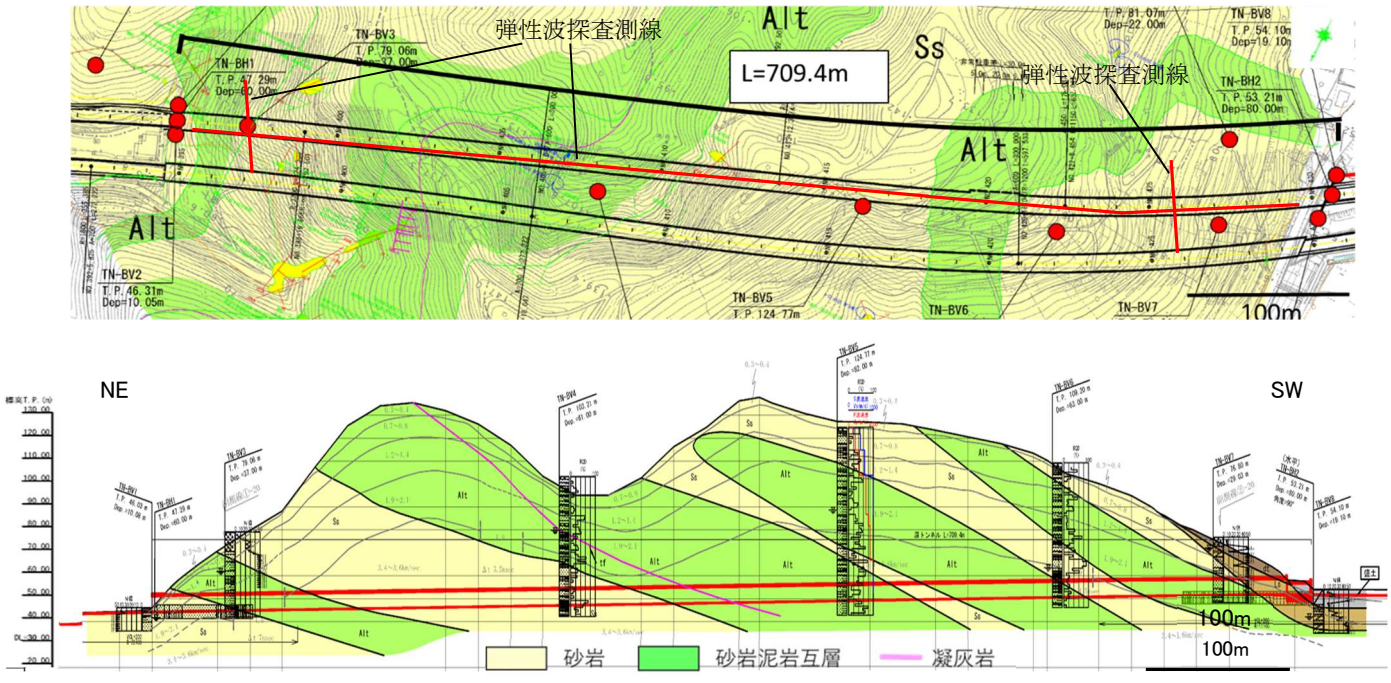


図-1 調査地の地質平面図及び断面図

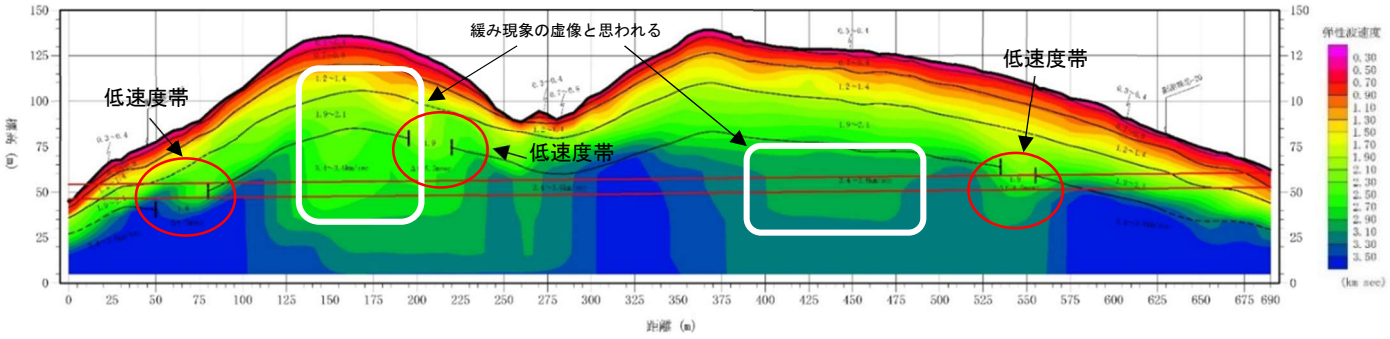


図-2　弾性波速度　主測線高精度解析図

5. 調査結果及び施工上の留意点

(1) 地山状況及び地山等級

① 地山状況

前述したように、調査地山は亀裂性岩盤であり、剪断を受けた泥岩も多く見られる。しかし原位置試験・室内岩石試験の結果も含め、施工上問題となるような脆弱性は認められない。

スレーキング、膨潤性については、室内試験を実施した、健全な砂岩部ではスレーキング特性や膨潤性は認められない。しかし亀裂発達部、泥岩部においては応力解放による緩みの拡大、軟質化により変形が発生し、スレーキング、地山の膨潤が起こる可能性があると考えられる。

② 地山等級

地山等級は支保工パターンを決定する重要な指標である。前述の地山状況や地山強度比、弾性波速度より、調査地山の地山等級をＤⅠ～ＤⅡ等級[1]とした。なお地山強度比についてはＣⅡ～ＤⅡ級を示すが、亀裂状況や剪断部を考慮し、1ランク下げた地山等級とした。

(2) 地下水状況

隣接する1期線施工の影響により､坑口部においては天端付近まで水位が低下しているが、トンネル本体部においては天端より20～30m高い位置に地下水位が存在し､それ相応の被圧を内包している。透水係数が10^{-5}～10^{-7}m/sオーダーと低いことから、施工上問題となるような突発的な湧水の可能性は低いと考えられるが、掘削による応力解放等の影響で地山の緩みが生じ、湧水量の増加や崩壊の可能性も考えられるため、それらに留意する必要がある。

(3) 可燃性ガス

トンネル本体部2孔において孔内ガス調査を実施したが、可燃性ガスは検出されなかった。しかし近傍の調査では、ガスの賦存が確認されており、地層的にもガスの胚胎層準であることが文献等に記載されている[2]。調査地山にはガスの貯留機構となるような構造は見られないため、可能性としては低いと考えられるが、トンネル施工時はガスが賦存する可能性があるものとして施工するのが望ましい。

(4) 自然由来重金属分析

① 地質分析

泥岩部において地質試料を採取し、重金属分析を行った結果、試料の過半数で砒素の溶出量[3]が基準を超える値を示した。そのため、泥岩を多く挟む砂岩泥岩互層の掘削ずりの処理の際は封じ込め等、対策の検討が必要である。海洋処分にあたっては基準[4]を超える値は見られなかった。

② 地下水分析

トンネル坑口部及び本体部で地下水を採取し、水質分析を行った結果、一部で砒素及びホウ素が基準[3]を超える値を示した。そのため施工時の排水については対策が必要である。

6. おわりに

山岳トンネルの設計に伴う地質調査においては、調査の範囲が非常に限定的である。そのため一次データとしての精度はもちろん、限られた調査数量で最大限必要なデータを得るという意味で精度の高い調査を行うことが必要である。今回は弾性波探査で確認された低速度帯にボーリング地点を移動し、低速度帯の地質状況の把握を行ったが、必要に応じ調査内容を臨機応変に変更させていく必要がある。そうして得られたデータから総合的に地山評価を行うことが重要である。

今回の調査地山においては､地山状況や地下水状況等、施工上問題となるような地質リスクは少ないと言えるが､地山評価と実際の地山状況の乖離の可能性を考慮し、前述の留意点に注意しつつ、慎重に設計・施工を行う必要があると言える。

《引用･参考文献》

1) 公益社団法人:日本道路協会:トンネル技術基準(構造編)･同解説, p78-79, H15.11.
2) 伊田一善:静岡県藤枝町天然ガス地質調査報告, 地質調査所月報, 第 3 巻, 第 4, 5 号, p169-174, p169-174.
3) 環境省:土壌汚染対策法, 別表第二(第七十一項関係) ,H31.4
4) 環境省:海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律施行令, 別表第一(第一条, 第二条関係), H29.6.

来年は、大阪府大阪市でお会いしましょう。

((それまでには、コロナ禍が収束－終息しますように！))