

Kansai Geo-Symposium 2024

—地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム—

論 文 集

Proceedings of the *Kansai Geo-Symposium 2024*

令和6年11月

主催	公益社団法人 地盤工学会 関西支部
	地下水地盤環境に関する研究協議会
協賛	公益社団法人 土木学会 関西支部
	公益社団法人 日本材料学会 関西支部
	公益社団法人 日本地すべり学会 関西支部
	一般社団法人 日本建築学会 近畿支部
	公益社団法人 日本地下水学会
	一般社団法人 日本応用地質学会 関西支部
	公益社団法人 日本水環境学会 関西支部
	公益社団法人 土木学会 岩盤力学委員会
	現場計測コンサルタント協会

まえがき

「*Kansai Geo-Symposium*」は、(公社)地盤工学会関西支部と地下水地盤環境に関する研究協議会が共催する地下水地盤環境・防災・計測技術に関する研究発表会であり、今年で 12 回目の開催となります。

(公社)地盤工学会関西支部と地下水地盤環境に関する研究協議会では、それぞれ「地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム(1999 年～)」と「地下水地盤環境に関するシンポジウム(1994 年～)」を同時期に開催してきましたが、2013 年より両シンポジウムを統合して、本シンポジウムを開催しています。

近年では、地震や豪雨などに起因した深刻な地盤災害が頻発しております。本年 1 月 1 日の令和 6 年能登半島地震では、石川県輪島市および志賀町において震度 7 を観測し、北陸地方を中心として広範囲にわたり土砂災害や液状化現象が発生しました。また、9 月 20 から 22 日には石川県能登地方を中心として記録的な大雨が観測され、地震による土砂災害箇所が大雨によって拡大するといった複合的な災害も発生しました。このように、地震や豪雨に起因した地盤災害が甚大化している昨今、本シンポジウムのサブ・タイトルにもなっている「防災」および「計測技術」に関する研究・開発は、地盤工学分野と他分野とが協同しながら、技術者・研究者が英知を結集し、率先して取り組むべき喫緊の課題であると言えます。一方、地下水の利用や地下水に関する課題等は、一般的に地域性が極めて高いとされ、地域ごとに各機関が連携して、健全な水循環の保全のための取り組みを推進することが求められています。地下水の有効利用の在り方を考えるとき、分野の枠組みを超えた地盤工学に関する様々な知見は欠かすことができません。

「*Kansai Geo-Symposium 2024*」では、地盤工学とその関連分野である地下水地盤環境・防災・計測技術などの多岐にわたる分野の最新の技術・研究に関して 41 件の発表が行われます。本シンポジウムは、2020 年度から昨年度までは新型コロナウイルスの感染拡大の影響を受け、開催形式や構成などを変更して実施してきましたが、今年度は 5 年ぶりに従来通りの形で実施することにいたしました。本シンポジウムを契機として、主に関西地方で活躍する多分野の技術者・研究者の交流が更に活発となり、今後の地盤工学・地下水地盤環境に関する技術と研究の発展に寄与できることを期待します。

なお、本シンポジウムの開催にあたっては、多くの官学諸団体に協賛を頂いております。ここに記して、関係各位に厚く感謝申し上げます。

令和 6 年 11 月 29 日

公益社団法人 地盤工学会関西支部

支部長 木村 博規

地下水地盤環境に関する研究協議会

座長 大島 昭彦



広告掲載団体

- ・ 昭栄薬品 株式会社
- ★ 大起理化工業株式会社
- ★ 計測テクノ 株式会社
- ★ 株式会社 地域地盤環境研究所
- ・ ハイテック 株式会社
- ★ 株式会社 共和電業
- ★ 株式会社 東京測器研究所
- ・ 総合計測 株式会社
- ・ 現場計測コンサルタント協会

★技術展示 出展団体（予定）



「大豆の力」で汚染物質を分解

ソイビオMA

大豆ホエイから作ったバイオ浄化促進剤

「ソイビオMA」とは？

- ソイビオMAは、大豆からたんぱく質を分離・製造する際に副生される上澄み液の大豆ホエイを、加熱濃縮したものです。
- 糖質、蛋白質、窒素、リンなどの栄養成分を豊富に含んでおり、土壤中に生息する汚染物質の分解微生物の活性を促進します。
- 揮発性有機塩素化合物（VOCs）や油のバイオレメディエーションに最適です。
- 天然由来成分で、有害物質を含んでいません※。

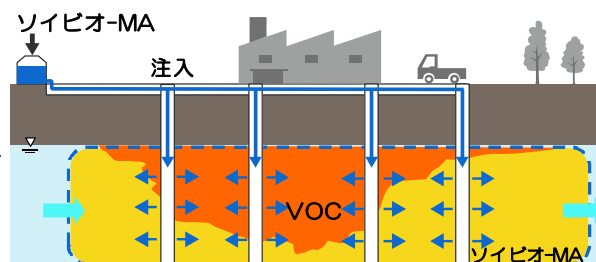
安全で安価なバイオ浄化促進剤です。

※土壤汚染対策法に係る特定有害物質は、全て定量下限未満です。



「ソイビオMA」の使い方と浄化効果

- ソイビオMAは酸性の液体で、適切な濃度に希釈し、アルカリ剤で中和して使用します。
- 汚染範囲に設置した注入井戸から地盤中に供給し、土壤中のVOCs分解微生物の働きやすい環境を整えます。
- 地盤や汚染の状態にもよりますが、おおむね1～4週間で効果が現れ、2～6ヶ月で浄化されます。
- 掘削した油汚染土壌を畝状に敷き均しソイビオMAを散布した後、攪拌しながら浄化するランドファーマーミング法の栄養源としても使用できます。



ソイビオMAによる原位置浄化のイメージ

■ ソイビオMAの製品仕様

荷姿	ポリエチレン容器、20kg詰
pH	3.3～4.3
Brix値※	26%以上

■ ソイビオMAの性状

形状・色	茶褐色の液体
溶解性	水に容易に混和
比重(参考値)	1.1～1.2程度



※Brix値：いわゆる糖の含有量の表す物理量で、20℃のショ糖（砂糖）溶液の質量百分率に相当する値で表します。
Brix値26%は、質量百分率26%のショ糖溶液（100gの溶液中に26gのショ糖と74gの水）に相当します。

製造元  不二製油株式会社

販売元  昭栄薬品株式会社

本製品に関するお問い合わせは、昭栄薬品(株)まで。
〒541-0052 大阪市中央区安土町1丁目5番1号 船場昭栄ビル
昭栄薬品株式会社 産資営業課 TEL:06-6262-2702 FAX:06-6262-2661
<http://www.shoei-yakuhin.co.jp/contact.html>

Daiki

大切な 命を守り 明るい未来を 創造する



DIK-G300
マルチ土壤水分センサ

DIK-D300
コーン型土壤水分センサ

DIK-L900
IoTデータロガー



新製品

用途

- 土砂災害危険地域での土壤水分・傾斜変化監視
- ため池盛土や堤防の浸潤状態監視
- 海岸付近の塩害の監視

((|||)) 日本初(当社調べ) 土壤に合わせた最適な測定周波数が選択可能 ((|||))



傾斜測定分解能
0.01度の
センサを内蔵



温度・
EC(電気伝導度)も
同時に計測可能



2種類の電極タイプ
(針型、コーン型)に
対応



専用IoTロガー
により
遠隔監視が可能

土と水の環境測定機器メーカー

大起理化工業株式会社 www.daiki.co.jp
✉ mbox@daiki.co.jp

〒365-0001 埼玉県鴻巣市赤城台212-8 TEL 048-568-2500 / FAX 048-568-2505

Measurement Innovation

データ データ
良い結果は良い素材から。良い素材は良いシステムから。

会社概要

About us

当社は「良いデータ(計測値)ではなく、正しいデータ(計測値)を提供する」という理念のもと「現場計測」のシステムエンジニアリングをサービスする会社です。

計測の計画、計測機器の設置、計測業務、整理及び解析業務、計測機器の保守管理、計測機器の販売・リース、現場での長期に至る計測業務から鉄道や高速道路、ビルなどの重要な構造物の計測等、あらゆる分野の計測業務を行っております。

おかげさまで
創業55周年



計測テクノ株式会社
KEISOKU TECHNO CO.LTD

〒550-0015 大阪市西区南堀江1丁目2番6号

TEL:06-6534-6015

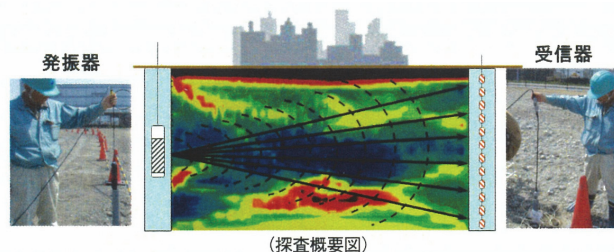
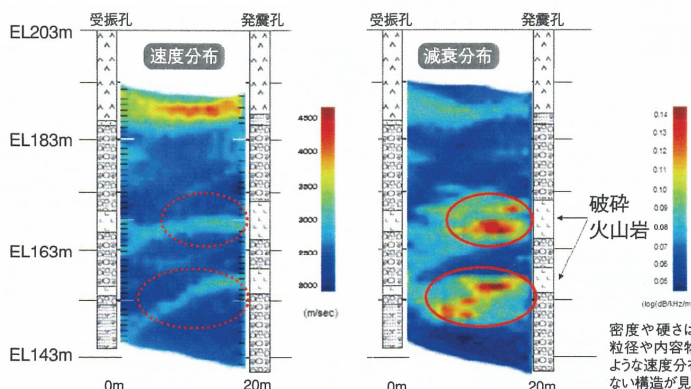
サービス一覧

軌道変状計測	近接施工計測	土留壁変状計測	ケーソン沈設計測	NATMトンネル計測
シールドトンネル計測	アンダーパニング計測	地すべり観測	環境計測	実験計測
システム・ソフト開発			その他計測	

GRI は、地盤を友とする
調査・解析・計測等を集約した技術集団です。

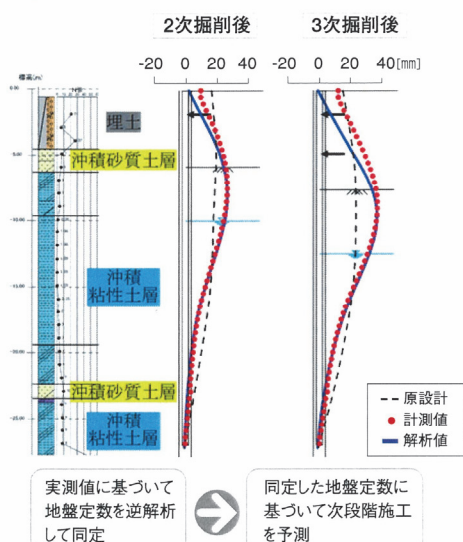
GRI
地盤研究所

音響トモグラフィ探査 (JFEシビルと技術提携)

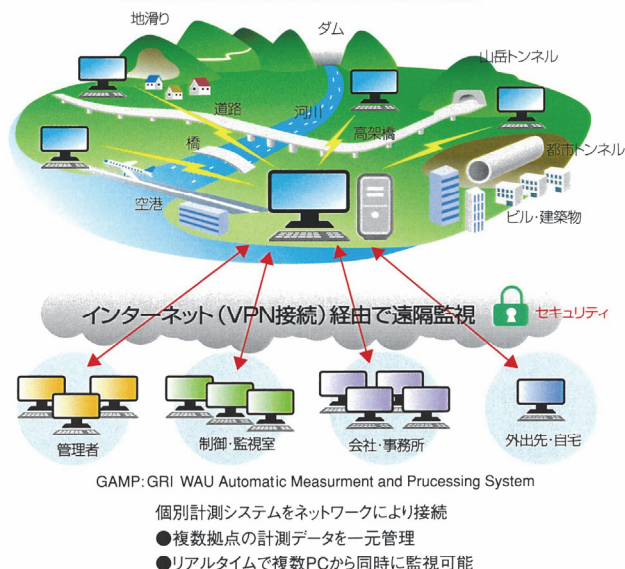


音響トモグラフィ探査では、速度分布と減衰率分布によって地盤を評価。高分解能による精度の高い評価だけでなく、地盤の固さ、粒径の違いや空洞・亀裂の存在等、それぞれの異なる側面から得られる情報をもとに、より詳細な地盤評価を実施。

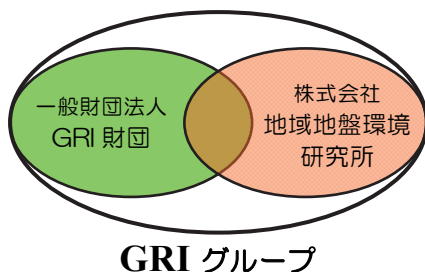
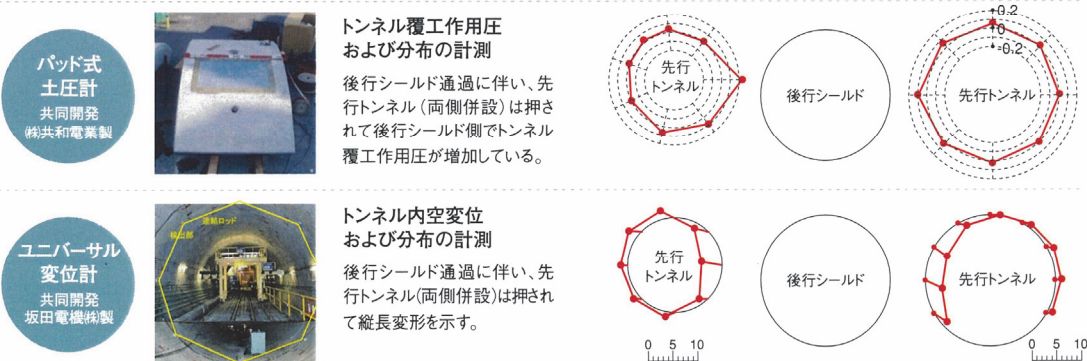
計測事例 1 土留め壁の水平変位



計測管理システム (GAMP)



計測事例 2 計測機器の開発 (両側併設トンネル施工による既設トンネルの断面変形と覆工作用圧)



株式会社 地域 地盤 環境 研究所
(Geo-Research Institute)

本 社 〒540-0008 大阪府中央区大手前 2 丁目 1 番 2 号
国民會館大阪城ビル 4F
TEL 06-6943-9705 FAX 06-6943-9709
東京事務所 〒113-0034 東京都文京区湯島 1-8-4 山川ビル 2F
名古屋事務所 〒464-0856 名古屋市中種区吹上 1-1-8 SOPHIA IZUMI0706号



ハイテック株式会社は地盤調査のhome doctorとして『地域社会に貢献します』



Human beings together with
Nature Land, water & Planet Consulting

ハイテック株式会社

〒532-0003 大阪市淀川区宮原2丁目13-12 URL : <https://www.hitec-homedoctor.co.jp/>
TEL : 06-6396-7571 FAX : 06-6396-7572 MAIL : info@hitec-homedoctor.co.jp

落雷から守る雷サージ保護器を搭載。

観測機器200チャンネル超の大規模ダムにも対応。



見えない変化を感視する。

UCAM-80A

データロガー

UCAMを落雷から守る雷サージ保護器を搭載。山間部・標高の高い位置にあるダムで威力を発揮。(対応スキニングユニット、スキャナのみ)

温度変化によるデータ補正に不可欠の測温機能付変換器に対応。さらに、1チャンネルで物理量と温度を測定できるためチャンネル数も節約。

特注ソフトウェア・PCを組み合わせた履歴図・相関図等の描写機能を有したシステムの実績あり。

土木計測分野で用いられる白金測温抵抗体や接点出力にも対応。

詳しくはこちら



TML-NET対応

PORTABLE DATA LOGGER

TS-360

外部接続最大1000点まで

LANインターフェース・TML-NETインターフェース標準搭載

スイッチボックス接続

バッテリー駆動対応



様々な現場計測に対応するデータロガー

舗装

法面・山間部

橋梁

トンネル

TML-NET対応

ネットワーク対応型 多段式傾斜計

IM-10UA/BA

より扱いやすく！

高分解能

省配線

施工性

の向上

地盤や構造物の深度毎の
水平変位を自動計測する傾斜計

- 1本のケーブルで多数のセンサをカスケード接続
- 耐食性に優れたオールステンレス鋼製
- 細径の新ガイド管 (IM-GP: $\phi 50.5$) を採用
- 高分解能、従来品 (NKB-10) と比較
(容量 10° : 分解能 $0.005^\circ \rightarrow 0.001^\circ$)
- 運搬時の制約を解消 (横置き運搬可能)
- 全長小型化 (KB-JGと同寸)
- 温度センサを内蔵し、深度毎の温度測定が可能 (オプション)
- 従来のガイド管 ($\phi 56$) への対応も可能 (オプション)
- 旧モデルNKBとの混在が可能

TML-NET
とは

ネットワーク型計測システムTML-NETは2線式のネットワークラインにて計測の制御およびデータ転送を可能にし、電源供給も行います。デジタル伝送で耐ノイズ性が高くケーブル延長の感度低下が無く、絶縁低下の影響を受けないので、長期間安定した計測が可能です。

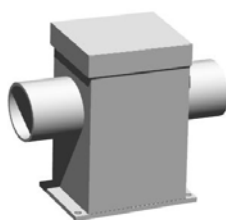


株式会社東京測器研究所

大阪営業所
〒550-0011 大阪府大阪市西区阿波座1-13-13
西本町中央ビル7F
TEL(06)6533-6111 FAX (06)6533-6112
e-mail : osaka@tml.jp

近接覚効果器センサによる 温度補正無用の計測器

開水路式鉛直変位計



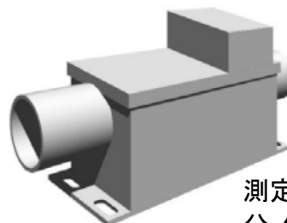
測定範囲：16mm
分解能：0.1mm

全方位傾斜計

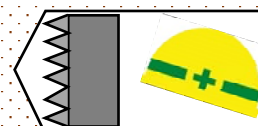
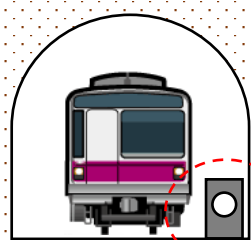


測定範囲：±1°
分解能：2秒

開水路式鉛直水平変位計



測定範囲：16mm
分解能：0.1mm



総合計測株式会社

本 社

〒564-0036大阪府吹田市寿町2-26-5
TEL (06) 6381-1221 FAX (06) 6381-5021

名古屋事業所

〒453-0014愛知県名古屋市中村区則武1-9-9-45
TEL (052) 459-3057 FAX (052) 459-3058

東京事業所

〒144-0052東京都大田区蒲田5-50-10
TEL (03) 5711-7181 FAX (03) 5711-0871





協会案内



現場計測コンサルタント協会

協会の概要

■ 目的

本協会は、建設技術分野における現場計測工法の進歩改善を目指し、計測技術の向上と計測工法の技術開発を行い、もって社会に貢献するとともに、業界の社会的地位を向上させ、併せて会員相互の研鑽を計ることを目的としています。

■ 協会会員

(株)共和電業
計測テクノ(株)
坂田電機(株)
総合計測(株)
(株)計測技術システム
(株)リンク
エース・テック(株)

(株)地域地盤環境研究所
(株)東京測器研究所
(株)東横エルメス
ハイテック(株)
(株)オリオン計測

<http://www.genba-keisoku.net>

■ 事務局

株式会社 共和電業 TEL: 06-6315-0976 FAX: 06-6315-1949

目 次

注：査読有の原稿は【論文】査読無の原稿は【報告】としております。

頁

基調講演

- GNSS 観測から明らかになった能登半島の地殻変動と地震発生メカニズム…………… 1
○西村 卓也（京都大学防災研究所 教授）

セッション1 テーマ：地下水地盤環境・現地調査

- 1-1 【論文】地下埋設物を有する機械油汚染地盤の非掘削浄化技術の開発…………… 7
○小島 颯太（大同大学）
棚橋 秀行（大同大学）
- 1-2 【論文】地下水中の還元物質が六価クロムの帯水層中での移行特性に
及ぼす影響の基礎的検討…………… 13
○沼尻 思佳（大阪大学）
Zhang Yiming（大阪大学）
緒方 奨（大阪大学）
乾 徹（大阪大学）
- 1-3 【論文】鉄鋼スラグ改良土に含まれる重金属等の溶出特性に及ぼす
養生期間と配合比の影響…………… 18
○加藤 智大（京都大学大学院）
高井 敦史（京都大学大学院）
橋本 知己（京都大学大学院）
勝見 武（京都大学大学院）
- 1-4 【報告】地中熱利用システム最適化のための透水係数の調査手法に関する検討…………… 22
○伊藤 浩子（（一財）GR I 財団）
大谷 具幸（岐阜大学）
三輪 義博（東邦地水（株））
嶋田 純也（東邦地水（株））
中江あすか（東邦地水（株））
加藤 裕将（（株）KANSOテクノス）
戸塚 雄三（（株）テイコク 現中部大学）
藤原 照幸（（一財）GR I 財団）
水谷光太郎（（一財）GR I 財団）

北田奈緒子（（一財）GRI財団）

- 1-5 【報告】切土計画箇所の小丘内に分布する地下水の特徴…………… 27
- 増山 孝行（国際航業（株））
 - 鈴木 拓海（国際航業（株））
 - 井上 公人（国際航業（株））
 - 志賀 直樹（国際航業（株））

セッション2 テーマ：「斜面災害リスク軽減のための4D多層型ハザードマップの構築とその利活用方法に関する研究委員会」特別セッション

- 2-1 【報告】花崗岩斜面で計測された浅層地下水位上昇特性について…………… 31
- 高橋 良輔（大日本ダイヤモンドコンサルタント（株））
 - 岡崎 敬祐（大日本ダイヤモンドコンサルタント（株））
 - 鏡原 聖史（大日本ダイヤモンドコンサルタント（株））
- 2-2 【報告】POFセンサーを用いた通潤橋の土砂部における水分計測の一例…………… 37
- 芥川 真一（神戸大学大学院）
 - 中村 文哉（神戸大学大学院）
 - 西 慶喜（山都町教育委員会）
 - 大津山恭子（山都町教育委員会）
- 2-3 【論文】気象庁の雨雲レーダーによる予報と現地局所雨量観測を組み合わせた
土砂災害発生危険度の評価—福井県福井市高須町における事例— …… 41
- 浅井 奏音（（株）サンワコン）
 - 小山 倫史（関西大学）
 - 山田 忠幸（山田技研（株））
- 2-4 【報告】デジタルツインを用いた土中水分状態予測における降雨量の影響に関する考察 46
- 小田 和広（大阪産業大学）
 - 磯部 航希（大阪産業大学）
 - 重田 真輝（大阪産業大学）
- 2-5 【報告】表層崩壊危険度アンサンブル評価手法による土砂災害ハザードマップの作成 … 50
- 鳥居 宣之（神戸市立工業高等専門学校）
 - 野並 賢（神戸市立工業高等専門学校）
 - 瀧下 彩（元 神戸市立工業高等専門学校）

セッション3 テーマ：防災・減災対策，解析・予測推定手法，その他

- 3-1 【報告】脆弱岩におけるグラウンドアンカーの保全と課題…………… 55

- 三好 忠和（西日本高速道路エンジニアリング関西(株)）
- 藤村 昭仁（西日本高速道路エンジニアリング関西(株)）
- 桑原 秀明（西日本高速道路（株））
- 石田 俊治（西日本高速道路（株））

3-2 【論文】体積含水率観測データとの比較に基づく雨量情報を用いた

斜面健全度診断手法の適用性評価………… 61

- 安藤 珠希（大阪大学大学院）
- 小泉 圭吾（大阪大学大学院）
- 久田 裕史（西日本高速道路）
- 櫻谷 慶治（西日本高速道路）
- 乾 徹（大阪大学大学院）

3-3 【論文】気象レーダーに基づく解析雨量およびその予測値とテレメータ雨量の比較…… 66

- 黒田さくら（関西大学大学院）
- 小山 倫史（関西大学）
- 浅井 奏音（(株) サンワコン：元関西大学）
- 宮崎 祐輔（関西大学）
- 山口 弘誠（京都大学防災研究所）
- 岸田 潔（京都大学大学院）

3-4 【論文】画像処理による金沢城文化財石垣の崩落石材同定手法の開発…………… 71

- 原 幸平（関西大学）
- 小山 倫史（関西大学）
- 山中 稔（香川大学）
- 西田 郁乃（石川県金沢城調査研究所）
- 富田和気夫（石川県金沢城調査研究所）

3-5 【論文】タンクモデルによる鉛直1次元不飽和浸透特性の再現性評価…………… 77

- 中村 聡司（昭和エンジニアリング(株)）
- 日置 和昭（大阪工業大学）

3-6 【報告】地域資源としての天然砥石採石跡の保存について…………… 83

- 鍋島 康之（明石工業高等専門学校）

セッション4 テーマ：地下水解析・室内試験

4-1 【論文】水田の灌漑期の湛水管理と地下水涵養量…………… 87

- 神谷 浩二（岐阜大学）
- LE MINH THANH（岐阜大学）

伊藤 廉真 (岐阜大学)
小島 悠揮 (岐阜大学)

- 4-2 【論文】 伏見地域における機械学習を用いた複数の揚水井が密集した
被圧観測井水位の将来予測 …………… 93

○森谷 将成 (関西大学大学院)
尹 禮分 (関西大学)
宮崎 祐輔 (関西大学)
楠見 晴重 (関西大学)

- 4-3 【報告】 Suffusion を考慮したダルシー流速に基づく浸食モデルの応答…………… 99

○酒井 郁弥 (神戸大学)
田村 彩奈 (神戸大学)
高山 裕介 (神戸大学)
橘 伸也 (神戸大学)
竹山 智英 (神戸大学)

- 4-4 【論文】 不均一斜面内の水みちの形成と時間変化に関する模型実験…………… 103

○齋藤 雅彦 (神戸大学大学院)
左官 優哉 (神戸大学大学院)

- 4-5 【論文】 室内実験による複数の Barrier 井戸が塩水侵入挙動に及ぼす影響…………… 109

広城 吉成 (九州大学大学院)
○真野こずえ (九州大学大学院)

- 4-6 【論文】 ベントナイトの変形挙動に及ぼす温度の影響…………… 115

○高山 裕介 (日本原子力研究開発機構 (現神戸大学))
佐藤 大介 (検査開発)
杉田 裕 (日本原子力研究開発機構)

セッション5 テーマ：室内/現場試験・調査・施工技術・現場計測技術

- 5-1 【報告】 北九州市圏域の自然斜面における降雨と土壌浸透の現場モニタリング…………… 120

○山本健太郎 (大分大学)
横矢 直道 (元福山コンサルタント)
岡本 憲治 (福山コンサルタント)
東風平 宏 (基礎地盤コンサルタンツ)
甲木 善徳 (日本地研)
徳田 充樹 (新地研工業)
佐藤 秀文 (平成地研)

- 5-2 【報告】音響トモグラフィ地盤探査を用いた地中障害物・空洞調査…………… 126
 ○浦 和哉 (KANSOテクノス)
 加藤 裕将 (KANSOテクノス)
 榊原 淳一 (JFEシビル)
- 5-3 【論文】盛土造成地の固有周期に及ぼす盛土層厚と地下水位の影響…………… 130
 ○藤本 哲生 (大阪工業大学)
 藤川 俊翔 (奥村組土木興業(株))
 西尾 竜侍 (ソイルアンドロックエンジニアリング(株))
- 5-4 【論文】マイクロテンシオメーターを用いた一軸圧縮条件下での
 不飽和土の吸水特性の検討…………… 136
 ○延藤 竜也 (神戸大学大学院)
 加藤 正司 (神戸大学大学院)
 Lohani Tara Nidhi (神戸大学)
 Zhang Junran (神戸大学大学院)
- 5-5 【論文】マイクロテンシオメーターを用いた一面せん断試験における
 不飽和土のせん断強度特性へのサクション応力の影響…………… 141
 ○杜 可函 (神戸大学大学院)
 加藤 正司 (神戸大学大学院)
 Lohani Tara Nidhi (神戸大学)
- 5-6 【論文】繰返し中空ねじり試験と繰返し三軸試験による砂の液状化強度…………… 146
 ○三上 武子 ((一財) GRI財団)
 吉田 望 (関東学院大学)
- 5-7 【論文】補強材の引張剛性と鉛直荷重の載荷位置が補強土壁の変形に及ぼす影響…………… 151
 ○KONG XIANZI (福井大学)
 藤本 明宏 (福井大学)
 辻 慎一郎 (前田工織(株))
 山本 恭也 (前田工織(株))
 久保 哲也 (前田工織(株))

セッション6 テーマ：「夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会」特別セッション

- 6-1 【報告】大阪港における沖積粘土の土質力学的特性の
 空間分布に関する機械学習による推定…………… 157
 小田 和広 (大阪産業大学)
 ○大槻 卓馬 (大阪産業大学)

藤田 結愛（大阪産業大学）

6-2 【論文】アイソタック則で記述される圧密沈下挙動における層厚の影響…………… 161

○渡部 要一（北海道大学）

大崎 慈丈（北海道大学）

宮田 喜壽（防衛大学校）

6-3 【報告】PBD 打設時の油圧に基づく夢洲2区（万博用地）の

浚渫粘土層の先端貫入抵抗の分布… 167

○林口 美木（パシフィックコンサルタンツ(株)）

大島 昭彦（大阪公立大学）

辻 光平（大阪公立大学）

白神新一郎（錦城護謨(株)）

大月 一真（五洋建設(株)）

6-4 【報告】夢洲の沖積・洪積粘土の物性と圧密度の評価…………… 173

○日下 拓也（日本工営(株)）

佐久間和弘（日本工営(株)）

望月 秋利（徳島大学名誉教授）

6-5 【報告】夢洲における施工履歴および沈下量の整理…………… 178

○竹山 智英（神戸大学）

藤原 照幸（G R I 財団）

大島 昭彦（大阪公立大学）

6-6 【論文】建設前ボーリングによる夢洲代表地盤モデルの作成と

埋立による地盤の変形解析…………… 182

○三村 衛（(一財) G R I 財団）

林 健二（(一財) G R I 財団）

北田奈緒子（(一財) G R I 財団）

伊藤 浩子（(一財) G R I 財団）

6-7 【報告】夢洲2区（万博用地）の沖積粘土層・洪積粘土層の

不均質性を考慮した沈下予測…………… 186

○岡田 広久（大阪公立大学大学院）

大島 昭彦（大阪公立大学）

塩崎 一樹（大阪市）

ポスターセッション

- P-1 【論文】液状化地盤における礫層置換による近接建物の不同沈下対策…………… 192
 ○國澤 瑞樹（関西大学大学院）
 飛田 哲男（関西大学）
- P-2 【報告】遠距離撮影画像を用いた画像解析によるダム堤体斜面の変位計測…………… 198
 ○稲谷 昌之（（一財）G R I 財団）
 北田奈緒子（（一財）G R I 財団）
 田中 礼司（（一財）G R I 財団）
 井上 直人（（一財）G R I 財団）
 水谷光太郎（（一財）G R I 財団）
 小野 徹（（株）ズームスケープ）
- P-3 【論文】建設工事における振動抑制工法の検討…………… 204
 ○板木拳志朗（関西大学大学院）
 飛田 哲男（関西大学）
 林 学（村本建設（株））
- P-4 【報告】H/V スペクトル比を用いた深層学習による地盤構造推定…………… 210
 飛田 哲男（関西大学）
 ○高田 大晴（関西大学大学院）
- P-5 【論文】画像解析技術を用いた河川における濁水判別手法の開発事例…………… 216
 ○八木 達也（国際航業（株））
 工藤 圭史（国際航業（株））
 岡 秀行（国際航業（株））
 田島 昭男（国際航業（株））

基調講演

GNSS 観測から明らかになった能登半島の地殻変動と地震発生メカニズム

京都大学防災研究所 教授
西村 卓也

GNSS 観測から明らかになった能登半島の地殻変動と地震発生メカニズム

西村卓也¹

¹ 京都大学防災研究所

1. はじめに

2024（令和6）年1月1日に発生した能登半島地震（M7.6）は、日本列島の内陸部や日本海沿岸の地殻内で発生する地震としては「最大級」の大地震であり、能登半島の広い範囲で強烈な地震動による家屋倒壊や斜面崩壊、津波などによる大きな被害をもたらした。能登半島北東部では、この地震の2年ほど前から顕著な地殻変動を伴う群発地震活動が続いていた中でこの大地震の発生であり、一連の地震活動に関する調査研究が現在進行中である。本稿では現在までにわかってきた地震活動の概要と観測された地殻変動、及びそれらのメカニズムについて紹介する。

2. 能登半島地震の概要

2024年1月1日16時10分に石川県能登半島の地殻内を震源とする大地震が発生した。気象庁によると、震源の深さは約16 km、マグニチュード（M）は7.6で、輪島市と志賀町で最大震度7を観測したほか、能登半島の広い範囲が震度6弱以上の強い揺れに襲われた。2024年10月1日現在の消防庁の調査によると、この地震により亡くなった方は401名（震災関連死174名を含む）、住家の全半壊は29,244棟を数え、地殻内で発生した地震としては、1995年の兵庫県南部地震以来の大災害をもたらした。

この地震に関する速報的な調査観測結果は、政府の地震調査委員会によってまとめられている¹⁾²⁾。地震の発震機構は、北西—南東方向に圧力軸を持つ逆断層型で、余震分布や地震波の解析などから、北東—南西方向に150 km程度伸びる逆断層が動いたと考えられる（図-1）。震源域の大部分ではこの逆断層は南東に傾斜するが、震源域北東側の海域では北西に傾斜する余震分布が認められ、北西傾斜の逆断層も同時に動いたと考えられる。その後の地震活動も活発で、6月3日にはM6.0の地震（最大震度5強）が発生し、同日午前7時までのM3.5以上の地震は601回を数えた。元日の地震に伴って能登半島北岸の隆起（写真-1）に象徴される大きな地殻変動が観測された。GNSS 観測からは、能登半島北部を中心に水平方向で西向きに最大2m程度、上下方向は能登半島の北岸で最大2m程度隆起したことが明らかになった（図-2c）。一方、人工衛星だいち2号

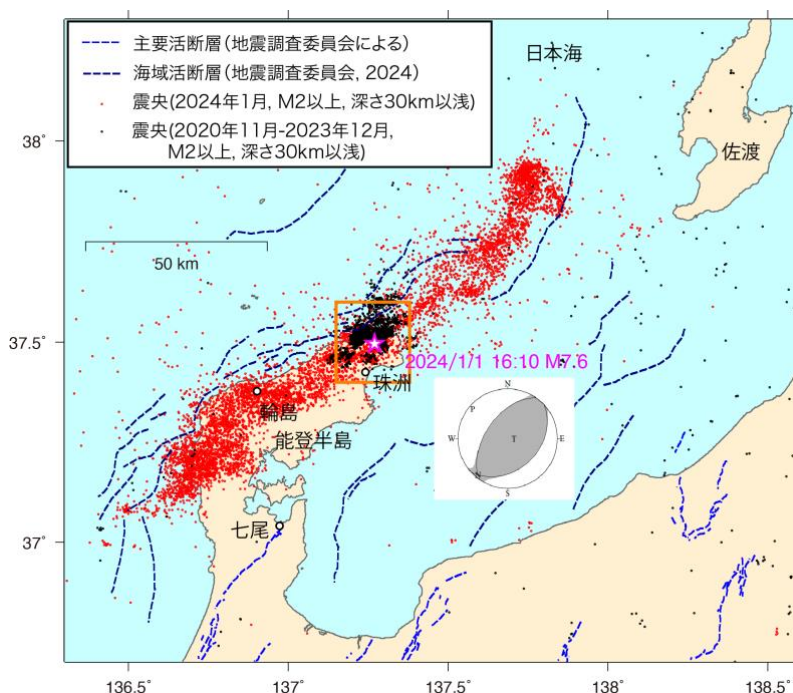


図-1 令和6年能登半島地震の震央分布と周辺の活断層⁴⁾⁵⁾。図中の震源球は気象庁による発震機構解。気象庁一元化震源を使用。

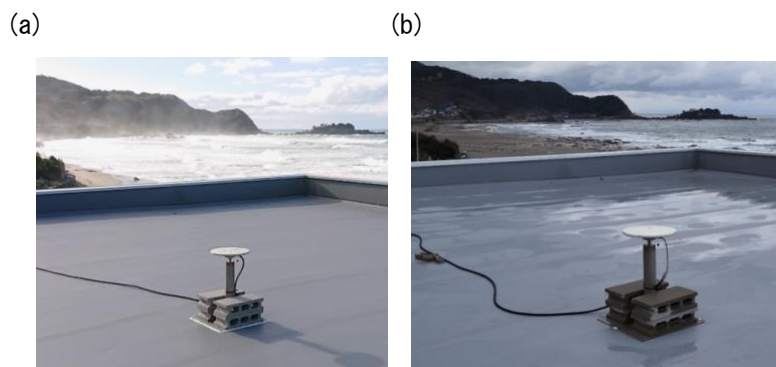


写真-1 能登半島北岸（珠州市馬縹）に設置したGNSS臨時観測点と隆起した海岸。この観測点ではM7.6の地震に伴い1.39m隆起し、背景の海岸線の位置が変わっていることがわかる。(a)地震前（2022年11月4日撮影）。(b)地震後（2024年2月8日撮影）。

に搭載された合成開口レーダー画像の解析からは、輪島市西部で最大 4m 程度に達する隆起が能登半島北岸一帯で起こったことが示された³⁾。合成開口レーダーの解析結果の第一報は、国土地理院により地震発生翌日に公表され、地震像の迅速な説明や現地調査のための参考情報として、その有効性を示すものであった。

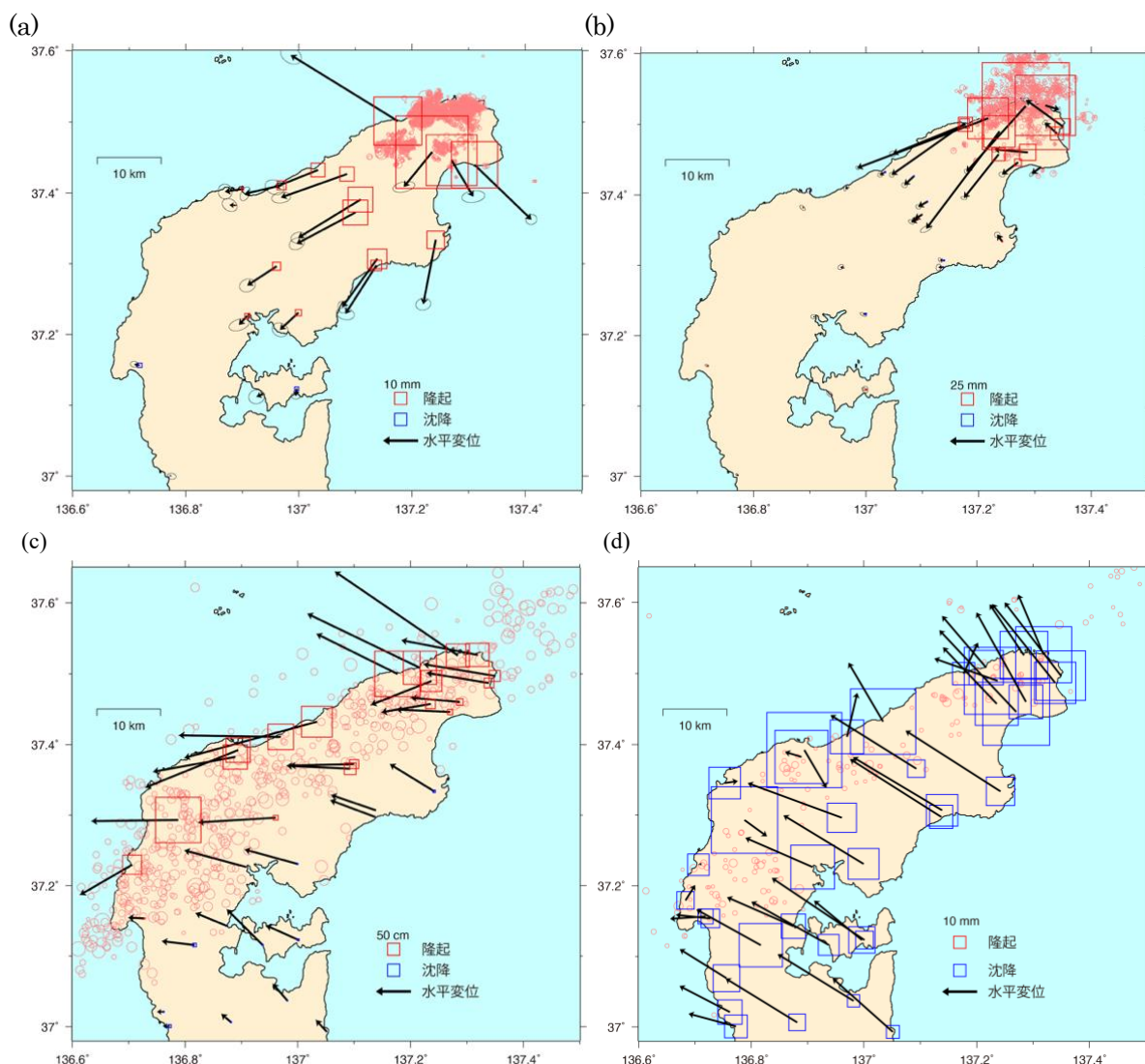


図-2 GNSS 観測による能登半島の地殻変動分布（矢印と四角）と震央分布（赤丸）⁸⁾。それぞれの図で矢印のスケールが異なることに注意。(a) 2020 年 11 月から 2023 年 5 月 5 日の地震 (M6.5) までの地殻変動。(b) M6.5 の地震 (2023 年 5 月 5 日) に伴う地殻変動。(c) M7.6 の地震 (2024 年 1 月 1 日) に伴う地殻変動。(d) M7.6 の地震後 120 日間の地殻変動。

3. 震源断層について

2000 年代初頭には、能登半島西方沖から北方沖、北東沖にかけて、海岸線に平行な北東—南西方向に延びる複数の南東傾斜の活断層があることが指摘されており、産総研の沿岸域の地下構造調査⁹⁾などによりその詳細が明らかになった。また、国土交通省の検討会⁷⁾や文部科学省の研究プロジェクト⁸⁾により、地下の断層形状を長方形で近似した震源断層モデルが構築されていた。これらの想定された震源断層モデルは、元日の能登半島地震の規模や断層位置などの特徴を捉えており、能登半島地震は防災上想定されていた地震が実際に発生したものと言える。一方、地震調査委員会による能登半島沖を含む北陸沖の海域活断層の評価は、地震発生時には審議中で公表されていなかった。地震後の 8 月 2 日になって、位置や形状などの評価の一部の情報が公表された⁵⁾が、この地域での海域活断層の評価が地震以前に公表されていれば、能登半島の地震・津波対策がより促進されていたと考えられる。海域活断層は、現在でも東北地方や北海道の沖合では評価されておらず、日本列島周辺全域での迅速な評価が望まれる。

陸域の地形から見ると、能登半島北岸では約 12-13 万年に形成された海成段丘の高度が 100m を超え、海岸付近では最近 1 万年以内に形成された段丘も見つかった⁹⁾。そのため、能登半島北岸は、長期的に年間 1mm/年以上の速度で

隆起しており、沖合の活断層の運動が原因であると考えられていた。

M7.6の地震は、余震分布や地殻変動などから複数の区間(セグメント)が連動して発生した地震だと考えられている。能登半島沖の活断層の形状は、一本の連続したものではなく、複数の区間に区分されていた⁹⁾。地震調査委員会²⁾では、この震源断層は8月に評価した海域断層のうち、門前断層帯(門前沖区間)の東部、能登半島北岸断層帯(猿山沖区間)、同断層帯(猿山沖区間)、同断層帯(珠洲沖区間)、富山トラフ西縁断層の南西部の5つの区間に対応すると評価している。海上保安庁による地震後の海底地形調査から、猿山沖区間や珠洲沖区間では、断層帯の南側で最大4mの隆起が確認されている¹⁰⁾。また、産総研の海底音波探査¹¹⁾からも、海域活断層のトレースに沿った隆起が門前沖区間から珠洲沖区間まで確認され、既知の活断層が活動した直接的な証拠が得られている。一方、陸域でも珠洲市若山地区で地表に2m以上の段差が4kmにわたって現れた¹⁾。この地表変動の原因は明らかになっていないが、周辺の地下では地震活動が見られないことから、M7.6の地震の震源断層とは直接関係しない地下浅部における現象の可能性が高いようである。

4. 2020年末から継続していた地震活動

能登半島周辺では1993年にM6.6、2007年にM6.9(平成19年能登半島沖地震)などの被害地震が発生しているが、これらの余震域を除けば、能登半島北部の地震活動は概ね低調であった。しかし、2018年頃より、今年(2024年)の地震の震源が位置する能登半島北東部で微小地震が増え始め、2020年12月より活発な地震活動を示すようになった(図-1、図-4)。地震活動域は、珠洲市南部の深さ15-18kmから始まり、それぞれ5km程度離れた西側、北側、北東側の深さ10-15km程度の領域に移動拡大した¹²⁾。2021年夏以降は、M1以上の地震が週に100回以上発生するような状態が継続し、2022年6月19日にはM5.4(最大震度6弱)、2023年5月5日にはM6.5(最大震度6強)の地震が発生した。2023年後半では、M6.5の地震以前よりは地震活動が低下したものの、週にM1以上が50回以上発生するような活発な状況が継続する中で2024年を迎えた。

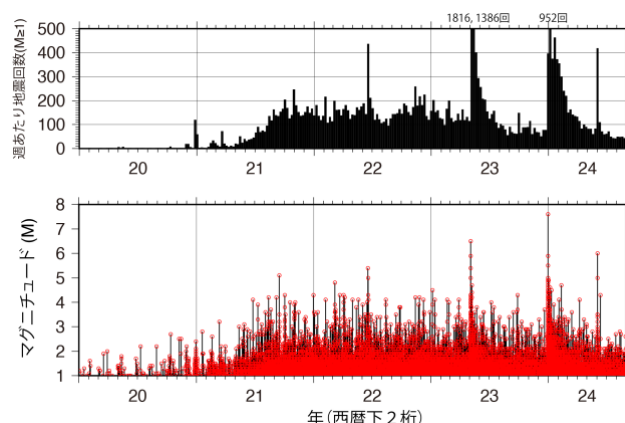


図-3 能登半島北東部の週あたりのM1以上の地震回数とマグニチュードの経過。図-1の橙色の矩形領域に発生した地震について示す。

5. GNSSで観測された非定常地殻変動

我が国では、国土地理院により全国約1,300点の観測点からなるGNSS連続観測網GEONETが整備され、地殻変動がモニタリングされている。地震活動が活発化した2020年12月頃から、能登半島北東部では隆起などのそれまでと傾向の異なる「非定常」地殻変動が観測された。京都大学と金沢大学では、2021年9月から群発地震の震源域近傍に臨時のGNSS観測点を設置し、地殻変動の観測体制を強化した。また、ソフトバンク株式会社では2020年頃から全国約3,300か所の独自基準点(GNSS観測点)を設置しており、これらの統合解析によって、能登半島における非定常地殻変動が明らかになった¹³⁾。2020年12月の非定常地殻変動の開始から2023年5月5日の地震(M6.5)の直前までの地殻変動(図-2a)は、群発地震の震源域から放射状に拡大する最大約3cmの水平変動と震源域周辺の最大約6cmの隆起に特徴付けられる¹³⁾。地震活動と非定常地殻変動は、同時期に活発化したが、その後の時間経過は異なっている。非定常地殻変動の変動速度は、2020年12月当初が一番速く、徐々に減速し、M6.5地震に伴う最大20cm程度の地殻変動(図-2b)が観測された後の変動速度はかなり小さくなっていった。一方、地震活動の方は、活動開始当初は散発的であり、2021年5月頃から地震数が急激に増加し、2021年9月以降は地震発生レートが高い状態を維持していた。

元日のM7.6の地震以降も継続して地殻変動が観測されている。その変動方向はM7.6の地震時変動に似た北西向きであるが、地震時に変動量が一番大きかった能登半島北岸では小さく、富山湾側の観測点の方が大きい(図-2d)。上下変動は、地震時とは逆に能登半島一帯が沈降し、その変動量は地震後4ヶ月で最大6cm程度である。これらの変動は、大地震後に観測される余効変動であり、マントルでの粘弾性緩和が主な原因であると考えられる。観測された余効変動からしかし観測された余効変動の全てを粘弾性緩和のみで説明することは難しく、余効滑りの影響もあると考えられる¹⁴⁾。弾性層とその下のBurgers半無限弾性体からなる水平2層構造を仮定して、観測された余効変動から断層層の厚さと半無限弾性体の粘性率を推定した筆者らの研究¹⁵⁾によると、弾性層の厚さは30km、地震後の過渡的な粘性率であるKelvin要素の粘性率は $8.0 \times 10^{17} \text{ Pa s}$ と推定された。

6. 一連の能登半島地震のメカニズム(仮説)

群発地震は日本列島でもしばしば発生するが、能登半島で発生したような地殻変動を伴いながら 3 年以上も継続し、M7 以上の大地震につながった事例は珍しい。地殻変動、地震活動、地震学的・電磁気学的地下構造、重力異常、地下水の地球化学的分析結果やこの地域のテクトニクスなどをもとに、筆者が推測する一連の地震活動のメカニズムに関する仮説¹³⁾は以下の通りである。能登半島北東部には、深さがおおよそ 18-30 km の下部地殻にもともとマントル起源の深部流体に富む領域があった。また、能登半島北岸には南側の能登半島地下に向かって傾斜する活断層群⁴⁻⁶⁾が存在し、海域の活断層として事前に認識されていたものだけでなく、伏在している断層もあった。これらの断層群は、1000 万年以上前の日本海拡大期に正断層として形成され、現在は逆断層として再活動していた。

下部地殻にあった流体は 2018 年以降、少しずつ上昇を開始していたが、2020 年 12 月に、群発地震震源域の南部において、大量の流体が地震活動を伴いながら深さ 16 km 程度まで上昇し、断層の深部にあたる場所で 3,000 万 m³ 程度蓄積した(図-5 a)。断層帯では、地下の岩盤が破砕され周囲の岩盤よりも透水性が高いため、蓄積した流体は、断層帯を通してさらに移動・拡散し、深さ 15 km 以深では断層帯内の間隙圧上昇による断層強度低下による長期間継続する非地震性すべり(スロースリップ)を引き起こした(図-5 b)。流体の体積増加や非地震性すべりによる周辺域での応力変化と流体拡散による断層強度低下の両方の作用によって、15 km 以浅では激しい群発地震が誘発され、2023 年 5 月 5 日の M6.5 の地震が発生した。ここまでの活動が生じていた断層は、事前に存在が指摘されていた海底活断層ではなく、それにほぼ平行な伏在断層である可能性が高い。この断層のすぐ近傍には、過去に能登半島北岸の海岸段丘の形成の原因となった海底活断層があり、千年以上にわたり応力を蓄積してきた。流体の蓄積やそれに誘発された非地震性すべりに伴う応力変化や流体の一部が移動したことによる強度低下がこの活断層の深部に作用し、断層破壊の最後の引き金となって、2024 年元日の M7.6 の連動地震が発生した(図-5 c)。元日の地震後は、深さ 30 km 以深のマントルにおいて、地震によって生じた応力変化を緩和するような流動(粘弾性緩和)が生じ、それに伴う地殻変動が継続している。また、地震が発生した断層深部では非地震性すべり(余効すべり)が続いていると考えられる(図-5 d)。

7. おわりに

地震の発生には、流体の関与があることが多くの研究によって指摘されてきた。Sibson が提唱した断層バルブモデル¹⁶⁾のように、断層深部から一気に流体が供給され断層の強度が低下することにより、大地震が発生するモデルも提唱されてきたが、能登半島地震は流体の上昇がほぼリアルタイムに捉えられ、大地震の発生までに至った稀有の事例である。群発地震の発生の発生状況やメカニズムについては 2021 年以降社会的な関心も高まり、地震調査委員会でも 2021 年 12 月から、この地域の地震活動は当分続くと考えられると評価し、注意を呼びかけていた。M7.6 の地震の発生以前から、一連の地震発生に至る過程や周辺の地下構造や地殻変動などに関する地震科学分野の研究だけでなく、群発地震活動が与えた社会的影響を含めた総合的な地震災害科学に関する研究が進められている。これらの研究により、今後の地震災害の軽減に貢献する実用的成果も生まれることを期待したい。

今後の能登半島の地震活動の推移を見通すことは困難であるが、M7.6 の地震の震源域内では、大地震を発生させるよ

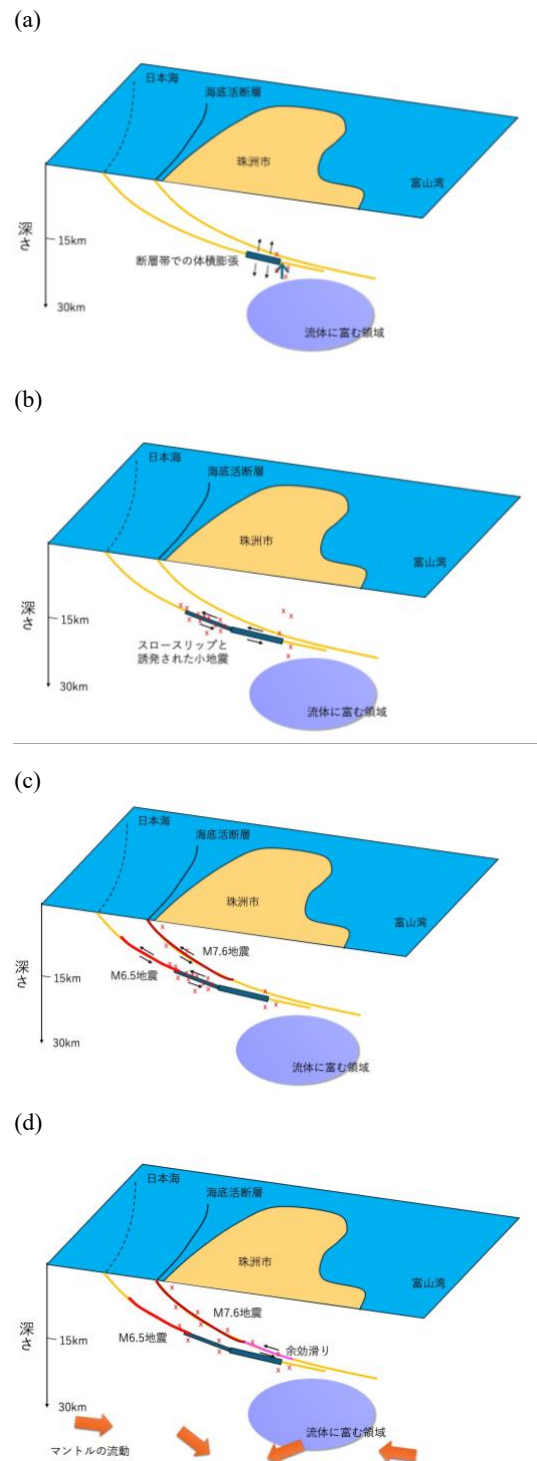


図-5 能登半島での一連の地震活動を説明するメカニズムの模式図。(a) 2020 年 12 月-2021 年 3 月。(b) 2021 年 4 月-2023 年 4 月。(c) 2023 年 5 月 5 日-2024 年 1 月 1 日。(d) 2024 年 1 月 2 日以降。

うな応力は解放され、たとえ 2020 年から上昇してきた流体の大部分が地下に留まったままであっても同規模の地震が今後すぐに発生するとは考えにくい、M6 程度のひとまわり小さな地震の発生可能性は否定できない。一方、M7.6 の地震の震源域の南西や北東延長上の佐渡近海や石川県沖にも活断層は存在し（図-1）、これらの活断層では従来から蓄積されていた応力に加えて M7.6 の地震によりさらに応力が加わった状態であると考えられる。今後は、これらの海域活断層における地震にも注意が必要である。また、現在も継続している余効変動について、粘弾性緩和の時定数は 10 年以上であることが多く、能登半島における沈降量は、徐々に変動速は減衰するものの、地震後 30 年間で 30 cm 近くに達することが予想される（図-6）¹⁵⁾。この沈降量は能登半島北岸の地震時の隆起量に比べると小さいが、富山湾側の隆起量が小さかった地域では無視できない大きさであり、今後沿岸部の高潮などの原因となることも予想され、引き続きモニタリングを続けることが重要である。

なお、本稿は日本地球惑星科学連合の広報誌¹⁷⁾および月間基礎工¹⁸⁾への筆者の原稿を元に改訂したものである。

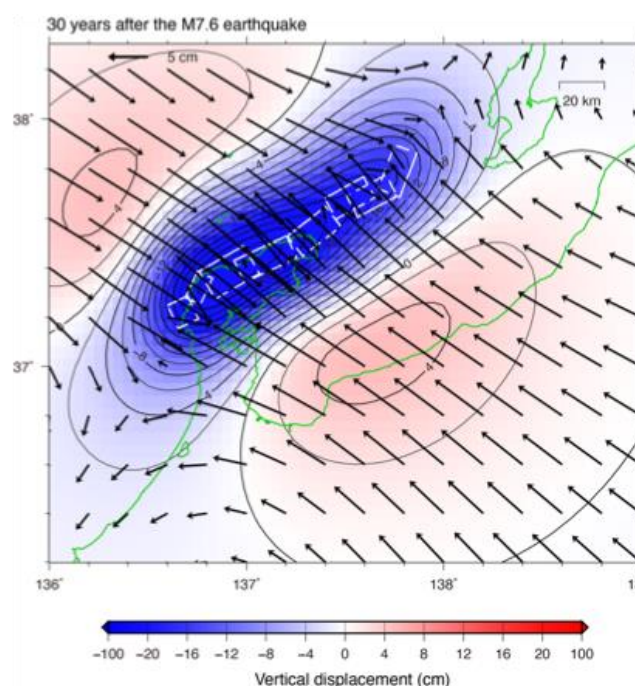


図-6 マントルの粘弾性緩和から予測される能登半島地震後 30 年間の余効変動¹⁵⁾。

謝辞：本稿の地殻変動に関する部分は、金沢大学平松良浩教授と東北大学太田雄策教授と共同で実施し、JSPS 科研費 JP22K19949, JP23K17482 の助成及び文部科学省による「災害の軽減に貢献するための地震火山観測研究計画（第二次）」の支援を受けました。また、地殻変動に関する部分で使用したソフトバンクの独自基準点の後処理解析用データは、「ソフトバンク独自基準点データの宇宙地球科学用途利活用コンソーシアム」の枠組みを通じてソフトバンク株式会社と ALES 株式会社より提供を受けたものを使用しました。国土地理院の電子基準点 RINEX データ、気象庁一元化震源データを使用しました。京都大学及び金沢大学の GNSS 観測点の設置にあたり、珠洲市、能登町、奥能登国際芸術祭実行委員会、輪島市、志賀町、北陸電力株式会社、日本海発電株式会社に協力いただきました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 地震調査委員会、令和 6 年能登半島地震に関する情報、https://www.jishin.go.jp/main/oshirase/20240101_noto.html, (参照 2024.10.1)
- 2) 地震調査委員会、2024 年 8 月の地震活動、https://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2024/2024_08.pdf, (参照 2024.10.1)
- 3) 国土地理院、「だいち 2 号」観測データの解析による地殻変動 https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/20240101_noto_earthquake.html#8, (参照 2024.10.1)
- 4) 地震調査委員会、主要活断層帯の長期評価、https://www.jishin.go.jp/evaluation/long_term_evaluation/major_active_fault/, (参照 2024.10.1)
- 5) 地震調査委員会、日本海側の海域活断層の長期評価-兵庫県北方沖～新潟県上越地方沖-（令和 6 年 8 月版），https://www.jishin.go.jp/evaluation/long_term_evaluation/offshore_active_faults/sea_of_japan/, (参照 2024.10.1)
- 6) 井上卓彦・岡村行信、S-1 海陸シームレス地質情報集，産業技術総合研究所，2010.
- 7) 国土交通省 日本海における大規模地震に関する調査検討会，https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/daikibojishinchousa/, (参照 2024.10.1)
- 8) 東京大学地震研究所、日本海地震・津波調査プロジェクト，https://www.eri.u-tokyo.ac.jp/project/Japan_Sea/, (参照 2024.10.1)
- 9) 穴倉正展・越後智雄・行谷佑一、能登半島北部沿岸の低位段丘および離水生物遺骸群集の高度分布からみた海域活断層の活動性、活断層研究, Vol. 53, pp. 33-49, 2020.
- 10) 海上保安庁、珠洲市北方沖においても海底で約 4 メートルの隆起を確認 https://www.kaiho.mlit.go.jp/info/kouhou/r6/k240611_2/k240611_2.pdf, (参照 2024.10.1)

- 11) 岡村行信・大上隆史・井上卓彦・佐藤智之・有元純, 第十報 2024 年能登半島地震の緊急調査報告(令和 6 年(2024 年)能登半島地震に伴う海底活断層の変位), <https://www.gsj.jp/hazards/earthquake/noto2024/noto2024-10.html>, (参照 2024.10.1)
- 12) Yoshida, K., Uno, M., Matsuzawa, T., Yukutake, Y., Mukuhira, Y., Sato, H., and Yoshida, T., Upward Earthquake swarm migration in the northeastern Noto Peninsula, Japan, initiated from a deep ring-shaped cluster: possibility of fluid leakage from a hidden magma system., *J. Geophys. Res. Solid Earth*, Vol. 128(6), e2022JB026047, 2023.
- 13) Nishimura, T., Hiramatsu, Y., and Ohta, Y., Episodic transient deformation revealed by the analysis of multiple GNSS networks in the Noto Peninsula, central Japan, *Scientific Reports*, Vol 13, 8381, 2023.
- 14) 西村卓也・平松良浩・太田雄策, 地殻変動観測からみた能登半島における 2020-2024 年の地震活動, 日本地球惑星科学連合 2024 年大会, O09-05, 2024
- 15) 西村卓也・平松良浩・太田雄策, 2020-2024 年の能登半島地震活動に伴う地殻変動, 日本地質学会第 131 年学術大会, S-O-2, 2024
- 16) Sibson, R.H., Preparation zones for large crustal earthquakes consequent on fault-valve action, *Earth Planets Space*, Vol. 72:31, 2020
- 17) 西村卓也, 能登半島地震に伴う地殻変動とメカニズム, *Japan Geoscience Lett.*, Vol. 20, pp. 23-24, 2024
- 18) 西村卓也, 令和 6 年能登半島地震 (M7.6) の概要と発生メカニズム, 月刊「基礎工」, Vol. 52, No. 10, pp. 11-14, 2024

セッション 1

地下水地盤環境・現地調査

地下埋設物を有する機械油汚染地盤の非掘削浄化技術の開発

○小島颯太¹・棚橋秀行¹¹ 大同大学建築学部

1. はじめに

近年我が国では、ガソリンスタンドや製造業からの油の漏洩による地盤汚染が問題となっている。環境省の定める「油汚染対策ガイドライン」¹⁾は、ガソリン・灯油・軽油・重油などの燃料油と機械油・切削油等の潤滑油を対象物質としている。ここで挙げられる鉱物油に対しては、土壌汚染対策法のような指定基準はなく、個別の土地ごとに人の感覚で油臭・油膜を判断することが提示されている。油汚染土壌に対して界面活性剤による洗浄を行う対策が行われているが、掘削された油汚染土壌に対する地上での洗浄（掘削除去）を行う例が多い²⁾。地盤中に界面活性剤を注入する原位置フラッシングも行われている³⁾が、主な対象は揮発性有機化合物や燃料油などのような粘性が小さく揮発性に富む油であり、製造工場で使用される機械油のような高粘性で揮発しにくい油種に対する非掘削浄化技術は確立されていないのが現状である。この現状と汚染が発見された区域の近隣住民がゼロリスクを求める心理とが重なり、掘削除去が選択されるケースが多くなる傾向にあるが、過剰な対策コストも問題となっている⁴⁾。さらに、機械油汚染が作業中の工場の建屋直下であった場合には、こうした掘削除去を行うことはできない。

これに対し、著者らは工場を稼働させたままで界面活性剤を用いて機械油による汚染地盤を非掘削で浄化する研究を継続的に行っている⁵⁾。本研究で着目するのは、図-1のような建屋直下の油汚染である。地中埋設物があるため界面活性剤を用いた場合には選択流が発生し、埋設物の隙間に残留した油を回収するのが難しく、浄化の長期化を引き起こすことが問題となる。本研究ではこの問題を解決するための方法として、「間隙内二液発泡法」を用いる。この方法は、掘削土壌のように攪拌洗浄できない非掘削浄化において、界面活性剤と汚染油の地中での攪拌混合～乳化を促進するために著者らがこれまでの研究において開発したものである。「重曹を添加した界面活性剤」と「酒石酸を添加した界面活性剤」を交互に地盤内に圧入し、地盤内で化学反応により二酸化炭素を発生させることで界面活性剤を発泡させる。海外では、地上で作成した界面活性剤の気泡を地中に注入することによる原位置フラッシング⁶⁾が行われている。しかし、本研究で着目する工場の建屋直下において、通過体としての泡は界面活性剤水溶液と同様の選択流になってしまい、埋設物の隙間の機械油は残留してしまうものと考えられる。「間隙内二液発泡法」の狙いは、発泡により界面活性剤の浄化範囲が選択流とした条件よりも拡大する効果を地下埋設物にトラップされた残留機械油の除去に用いることである。ただし、「間隙内二液発泡法」における複数の界面活性剤の送液パターンの違いや、実験中の送液・吸引回収の停止の有無が残留機械油の除去に与える影響は十分に解明されていない。これらについて、室内土槽実験を通じて明らかにすることを目的に研究を行った。

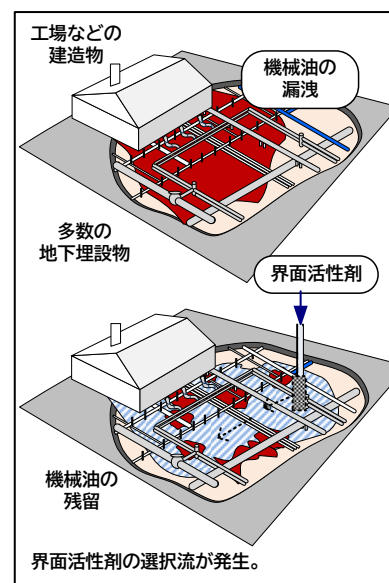


図-1 本研究で着目する地下埋設物を有する機械油汚染地盤の浄化における課題

2. 実験方法

2.1 実験装置および共通する実験操作について

今回使用した実験装置は図-2に示す縦型二次元土槽実験装置である。内寸幅 72.0 cm×高さ 114.5 cm×奥行 13.5 cm の土槽に、土槽底部から 70 cm のところまで油汚染土を 68040 cm³ 充填し、その上部に清浄土を充填した模擬地盤を作製した。浄化対策地盤の直上に工場の建屋がある区域を想定し、CMC(カルボキシルメチルセルローズ)を水に溶いたもので地表面を被覆した。浄化対象は図-2の右に示したように不飽和帯であり、縦型二次元土槽内に想定水面は設けていない。不飽和帯に位置する地下埋設物の隙間の油を鉛直方向（下向き）の界面活性剤の浸透と間隙内発泡法で浄化することをイメージした実験である。設置する箱型の埋設物は写真-1のようになっており、実験後に内部の浄化がどのように進んでいるのかを、後述の手順で確認した。なお埋設物は、実験(1)から(4)は大型、実験(5)から(8)は小型とした。

汚染機械油として、自動車用のエンジンオイル（JX 日鉱日石のモーターマルチ SL/CF 10W-30）を使用した。これを

Development of non-excavation purification technology for machine oil contaminated ground with underground objects

Souta Kojima¹ and Hideyuki Tanahashi¹ (¹Daido University)

KEY WORDS: Machine oil, Ground pollution, Non-excavation purification, Surfactants

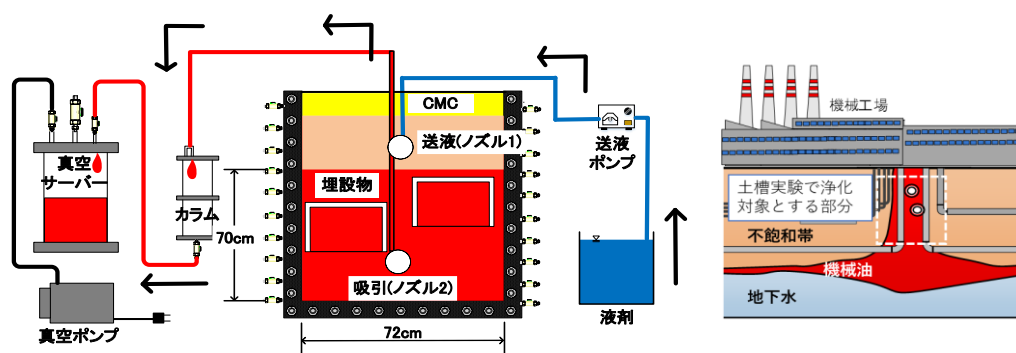


図-2 縦型二次元土槽実験装置図（前面）と浄化対象とする部分

浄化するものとして、疎水性と親水性のバランスを表す数値 HLB（Hydrophile Lipophile Balance の略）が 10.5 の界面活性剤水溶液を用いた。HLB 値は、0 から 20 までの値を取り、0 に近いほど親油性が高く 20 に近いほど親水性が高くなる界面活性剤の物性指標である⁷⁾。充填土試料として、清浄土層には珪砂 6 号(土粒子密度 2.64 g/cm³、平均粒径 0.3 mm)を使用した。油汚染土層には、スダンⅣによって赤く染色した灯油とエンジンオイルを 1：10 で混ぜた油で汚染させた珪砂 6 号を使用した。この際使用する油は乾燥清浄土に対して質量比 10%とした。清浄土層・油汚染土層とも、充填密度は乾燥充填密度 $\rho_d=1.36 \text{ g/cm}^3$ である。送液に関する実験操作の一例として、実験(1)では実験開始と同時に濃度 $3.0 \times 10^4 \text{ mg/kg}$ の界面活性剤水溶液を送液ポンプにより 30 mL/min でノズル 1 より土槽内に圧入し、同じく実験開始と同時に真空ポンプを稼働させ吸引回収を行い、界面活性剤によって乳化・可動化した汚染油をノズル 2 から吸引し真空サーバー内に回収した。なお、実験はすべて送液速度 30 mL/min で送液し、注入・吸引を行った。総実験時間は間欠的に行ったケースも含めおよそ 44 時間であった。実験に用いた真空ポンプ（アルバック機工(株)製、DA-30D）の排気速度は 36 L/min であるが、これは土槽からの回収液の揚水速度ではなく、真空サーバー内の空気の排気速度である。この真空サーバー内の負圧と土槽内の正圧の差で液体・気泡が真空サーバーへと吸い出される仕組みである。土槽内の発泡による状況によって時々刻々と変化するもので、時間当たりの量を制御することは行わなかった。

浄化が終了した後、前面の透明アクリル製観測パネルを脱着し、土槽を横倒しにした後、奥行き方向にむけて土試料を除去することで箱型の埋設物（写真-1）内部の浄化がどのように進んでいるのかを確認した。この際、撮影画像から画像処理（2 値化）を用いた方法で、油が残留している領域を、初期汚染領域を 100%とした汚染領域比（%）として定量化した。油の色には濃淡が生じるが、2 値化に当たっては清浄土でないところは全て油汚染領域とし、残油量ではなく油が存在する領域がどれだけ残っていたかで評価した。今回の染色方法によって油汚染領域として把握できる油分濃度の下限は、油汚染領域として認識できる境界付近の数十箇所採取した土壌をノルマルヘキサン抽出法で定量した結果、乾燥清浄土に対する質量比 $1.0 \times 10^4 \text{ mg/kg}$ であったことが、著者らによって確認されている。

2.2 本研究で行われた全実験ケースについて

本研究で行われた全実験ケースの一覧を表-12 に示す。実験(1)から実験(4)では、「重曹を添加した界面活性剤」と「酒石酸を添加した界面活性剤」が出会う機会に着目し、送液 1 サイクルにおける液剤ごとの送液量を減らすことによる機会増加が浄化効果に及ぼす影響を比較した。実験(5)から実験(8)では、発泡時間の確保が浄化効果に及ぼす影響に着目し、送液ポンプや吸引ポンプの停止時間を段階的に変化させて比較を行った。また実験(5)から実験(8)では、実験(1)から実験(4)よりも小型の埋設物とするともに、2 つの埋設物間の間隔を拡大し、液剤の選択流が発生しやすい条件とした。これらは、埋設物開口部へ液剤を侵入しにくくすることで、より難しい条件での浄化実験とすることが狙いである。

表-1 本研究で行われた実験ケースの一覧（送液サイクルの詳細は後述）

実験番号	実験名	埋設物	着目したポイント
実験(1)	界面活性剤のみの浄化実験	大型埋設物	発泡の機会の増加が浄化効果に及ぼす影響
実験(2)	間隙内二液発泡法による実験		
実験(3)	実験(2)の1サイクル送液液剤量を2分の1にする実験		
実験(4)	実験(2)の1サイクル送液液剤量を3分の1にする実験		
実験(5)	界面活性剤のみの浄化実験	小型埋設物	発泡時間の確保が浄化効果に及ぼす影響
実験(6)	間隙内二液発泡法による実験		
実験(7)	送液と吸引を15分間停止させる実験		
実験(8)	2サイクル(2時間半)ごとに吸引の稼働・停止を切り替える実験		

3. 実験結果と考察

3.1 送液パターンの液剤量を変化させる実験ケースの結果と考察

1) 界面活性剤のみの浄化実験(1)と間隙内二液発泡法による実験(2)の結果の比較と考察

写真-1、写真-2 は実験(1)～実験(4)で使用した箱型埋設物である。写真-1 の画角は後述する挙動予想図（図-3、図-4）と同じである。幅 32 cm×高さ 21 cm×奥行き 10 cm の箱型のプラスチック容器の側面を切り取り、底部が上になる

ように用いた。この埋設物を4 cmの間隔で上下にオフセットして土槽背面の金属板に接着した。写真-2のように土槽前面の透明アクリルパネルとのクリアランスは3.5 cmあり、液剤が流れることができる。

実験(1)は、界面活性剤のみで箱型埋設物を浄化する実験である。送液パターンは表-2の通りである。HLB値10.5の界面活性剤水溶液（濃度 3.0×10^4 mg/kg）をノズル1から送液速度30 mL/minで80 L送液した。乳化した界面活性剤をノズル2から真空ポンプで吸引した。図-3は挙動予想図であるが、界面活性剤は選択流となりあまり横に広がることなく吸引ノズルに吸引されるのではないかと考えた。

実験(2)は、間隙内二液発泡法を用いて箱型埋設物内を浄化し、界面活性剤のみを用いた実験(1)に対する有用性を確認することを目的とした。送液パターンは表-3の通りである。初めに界面活性剤水溶液（ 3.0×10^4 mg/kg）を1.4 L、次に重曹を 5.0×10^4 mg/kg 添加した界面活性剤3%水溶液を5.6 L、次にもう一度界面活性剤水溶液（ 3.0×10^4 mg/kg）を1.4 L、最後に酒石酸を 5.0×10^4 mg/kg 添加した界面活性剤3%水溶液5.6 Lを送液速度30 mL/minで送液した。これを1サイクルとして合計70 Lになるまで繰り返したところで実験を終了した。図-4は挙動予想図であり、発泡により埋設物内がある程度浄化されると予想した。

写真-3(a)は実験(1)の実験後、試料土を4 cm掘削したとき、写真-3(b)は8 cm掘削したときの断面の写真であるがあまり違いは見られない。掘削深さの平均残留汚染領域比は54.1%であった。ともに右上の埋設物内は浄化されているが、左下の埋設物内は中央上部付近しかされていない。なお、写真-3から写真-6はいずれも土槽前面から見た方向で撮影したものである。

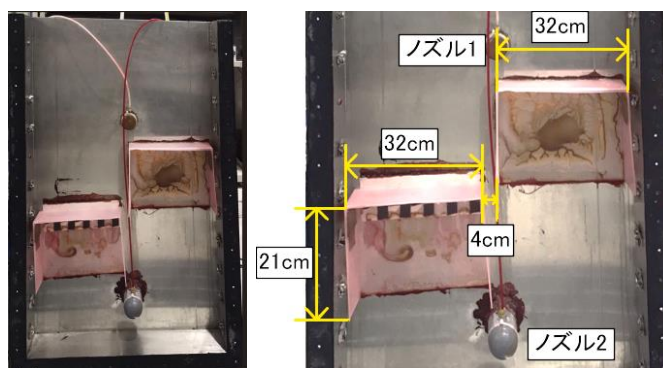
写真-4(a)は実験(2)の実験後、4 cm掘削したとき、写真-4(b)は8 cm掘削したときの断面の写真である。掘削深さの平均残留汚染領域比は48.8%であった。実験(2)では右上埋設物内を実験(1)と比較して縦方向に広い範囲で浄化することに成功していることに加え、実験(1)よりも左下側埋設物の浄化範囲が広がっている。ただし、12 cm掘削したときの写真-4(c)では右上、左下の埋設物内ともあまり浄化されていない。埋設物内の浄化促進のためには、送液サイクルについてさらなる工夫が必要であると考えた。

2) 実験(2)の1サイクル送液液剤量を2分の1にする実験(3)の結果と考察

実験(3)では、1サイクル毎に送液する液剤の量を実験(2)の2分の1にすることで、土槽内を浸透する途中で重曹と酒石酸の会合確率が高まり発泡機会が増え、浄化範囲が拡大されるのではないかと考えた条件とした。送液パターンは表-4の通りである。写真-5(a)は実験後、4 cm掘削したとき、写真-5(b)は8 cm掘削したとき、写真-5(c)は12 cm掘削したときの断面の写真である。掘削深さの平均残留汚染領域比は44.3%であった。実験(3)の残留汚染領域比は、実験(2)と比較して優れた結果となった。このことから、送液パターンの1サイクルの液剤量を小さくすることで、浄化範囲を拡大させる可能性が考えられた。

3) 実験(2)の1サイクル送液液剤量を3分の1にする実験(4)の結果と考察

実験(4)では、1サイクル毎の液剤の量を実験(2)の3分の1にすることで実験(3)と比較して浄化範囲が拡大する可能性を確認することにした。送液パターンは表-5の通りである。写真-6(a)は実験後4 cm掘削したとき、写真-6(b)は8 cm掘削したとき、写真-6(c)は12 cm掘削したときの断面の写真である。掘削深さの平均残留汚染領域比は41.8%であった。実験(4)では、これまでの実験と比較してもっとも浄化範囲が拡大し残留汚染領域比も小さな結果となった。このことから、送液パターンの1サイクルの液剤量を小さくすることで浄化範囲を拡大できることが分かった。



a) 全体

b) 大型埋設物拡大

写真-1 土槽内部を前面から見た写真

(図-3・4と同画角) (実験(1)～(4))

ノズル1: 液体圧入用

ノズル2: 吸引回収用

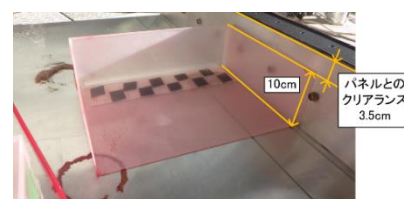


写真-2 右側埋設物を下方から見上げた写真

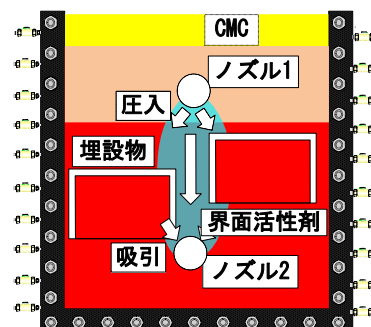


図-3 実験(1)の挙動予想図

※中央しか浄化されないと予想

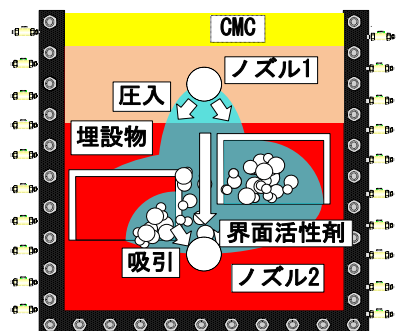


図-4 実験(2)の挙動予想図

※発泡により埋設物内がある程度浄化されると予想

表-2 実験(1)の送液条件

No.	界面活性剤の濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	助剤の種類/ 濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	供給量		
			1回あたりの供給量(L)	回数	合計供給量(L)
1	3.0	無し	80	1	80
供給した液剤の総計					80



写真-3(a)
実験(1)の4cm掘削時

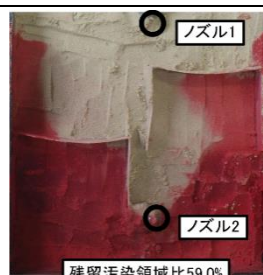
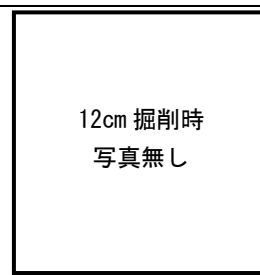


写真-3(b)
実験(1)の8cm掘削時



12cm掘削時
写真無し

表-3 実験(2)の送液条件

No.	界面活性剤の濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	助剤の種類/ 濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	供給量		
			1回あたりの供給量(L)	回数	合計供給量(L)
1	3.0	無し	1.4	5	7
2	3.0	重曹/5.0	5.6		28
3	3.0	無し	1.4		7
4	3.0	酒石酸/5.0	5.6		28
供給した液剤の総計					70



写真-4(a)
実験(2)の4cm掘削時

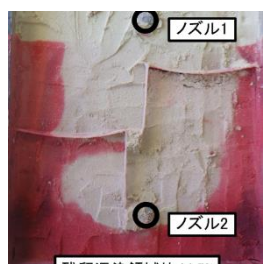


写真-4(b)
実験(2)の8cm掘削時

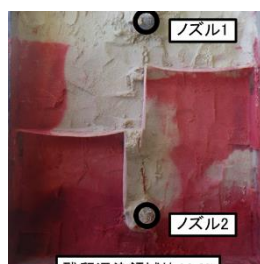


写真-4(c)
実験(2)の12cm掘削時

表-4 実験(3)の送液条件

No.	界面活性剤の濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	助剤の種類/ 濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	供給量		
			1回あたりの供給量(L)	回数	合計供給量(L)
1	3.0	無し	0.7	11	7.7
2	3.0	重曹/5.0	2.8		30.8
3	3.0	無し	0.7		7.7
4	3.0	酒石酸/5.0	2.8		30.8
供給した液剤の総計					77

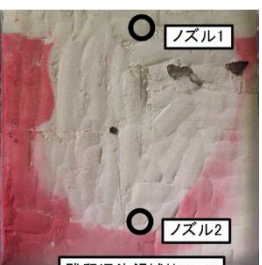


写真-5(a)
実験(3)の4cm掘削時

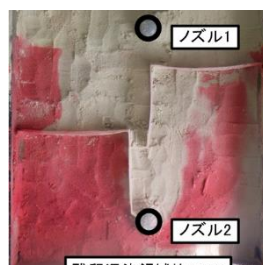


写真-5(b)
実験(3)の8cm掘削時

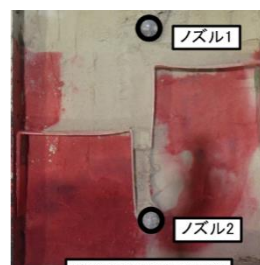


写真-5(c)
実験(3)の12cm掘削時

表-5 実験(4)の送液条件

No.	界面活性剤の濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	助剤の種類/ 濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	供給量		
			1回あたりの供給量(L)	回数	合計供給量(L)
1	3.0	無し	0.47	17	7.99
2	3.0	重曹/5.0	1.87		31.79
3	3.0	無し	0.47		7.99
4	3.0	酒石酸/5.0	1.87		31.79
供給した液剤の総計					79.56

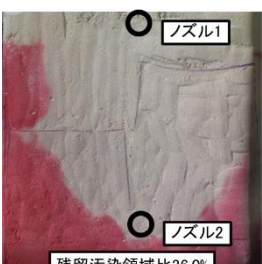


写真-6(a)
実験(4)の4cm掘削時



写真-6(b)
実験(4)の8cm掘削時



写真-6(c)
実験(4)の12cm掘削時

3.2 吸引ポンプを稼働・停止させる実験ケースの

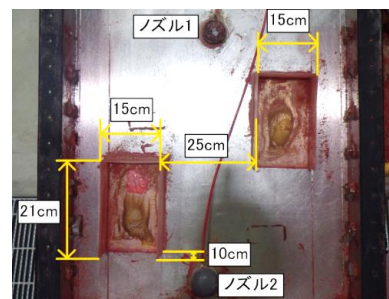
結果と考察

1) 界面活性剤のみの浄化実験(5)と間隙内二液発泡法による実験(6)の結果の比較と考察

写真-7 は実験(5)～実験(8)で使用した小型箱型埋設物である。これまでの実験(1)～実験(4)で使用していた埋設物を変更して、幅15cm×高さ21cm×奥行き10cmの小型箱型埋設物に変更した。また、2つの埋設物間の間隔を4cmから25cmへ拡大し、液剤の中央のノズル1からノズル2への選択流が発生しやすくなるように設定した。



a) 全体



b) 小型埋設物拡大

写真-7 土槽内部を前面から見た写真（実験(5)～(8)）

ノズル1：液体圧入用 ノズル2：吸引回収用

表-6 実験(5)の送液条件

No.	界面活性剤の濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	助剤の種類/ 濃度 ($\times 10^4 \text{mg/kg}$)	供給量		
			1回あたりの供給量(L)	回数	合計供給量(L)
1	3.0	無し	80	1	80
供給した液剤の総計					80

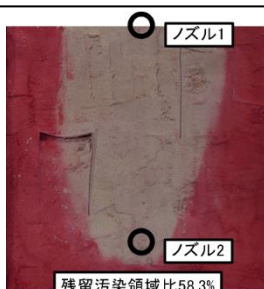


写真-8(a)
実験(5)の4cm掘削時

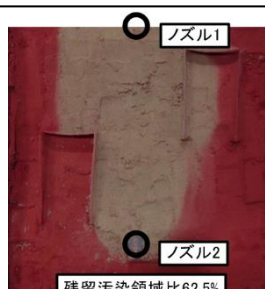


写真-8(b)
実験(5)の8cm掘削時

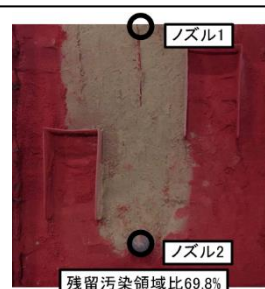


写真-8(c)
実験(5)の12cm掘削時

表-7 実験(6)の送液条件

No.	界面活性剤の濃度 (×10 ⁴ mg/kg)	助剤の種類/ 濃度 (×10 ⁴ mg/kg)	供給量		
			1回あたりの供給量(L)	回数	合計供給量(L)
1	3.0	無し	0.47	17	7.99
2	3.0	重曹/5.0	1.87		31.79
3	3.0	無し	0.47		7.99
4	3.0	酒石酸/5.0	1.87		31.79
供給した液剤の総計					79.56

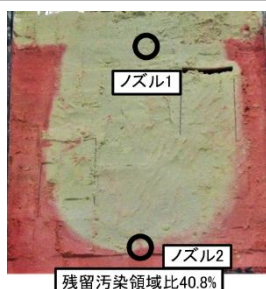


写真-9(a)
実験(6)の4cm掘削時

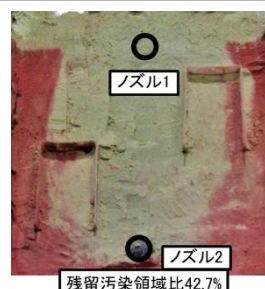


写真-9(b)
実験(6)の8cm掘削時

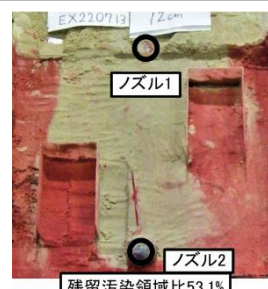


写真-9(c)
実験(6)の12cm掘削時

表-8 実験(7)の送液条件

No.	界面活性剤の濃度 (×10 ⁴ mg/kg)	助剤の種類/ 濃度 (×10 ⁴ mg/kg)	供給量		
			1回あたりの供給量(L)	回数	合計供給量(L)
1	3.0	無し	0.47	17	7.99
2	送液・吸引を15分間停止				0
3	3.0	重曹/5.0	1.87		31.79
4	送液・吸引を15分間停止				0
5	3.0	無し	0.47		7.99
6	送液・吸引を15分間停止				0
7	3.0	酒石酸/5.0	1.87		31.79
供給した液剤の総計					79.56

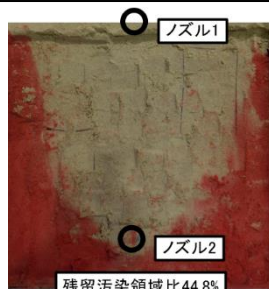


写真-10(a)
実験(7)の4cm掘削時

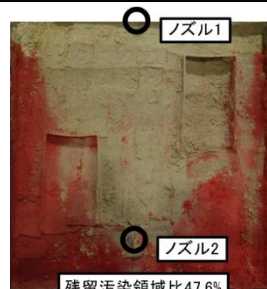


写真-10(b)
実験(7)の8cm掘削時



写真-10(c)
実験(7)の12cm掘削時

表-9 実験(8)の送液条件

No.	界面活性剤の濃度 (×10 ⁴ mg/kg)	助剤の種類/ 濃度 (×10 ⁴ mg/kg)	供給量		
			1回あたりの供給量(L)	回数	合計供給量(L)
1	3.0	無し	0.47	17	7.99
2	3.0	重曹/5.0	1.87		31.79
3	3.0	無し	0.47		7.99
4	3.0	酒石酸/5.0	1.87		31.79
供給した液剤の総計					79.56
以上のサイクルを1サイクルとして2サイクル(2時間半)毎に吸引ポンプの稼働と停止を切り替えた					

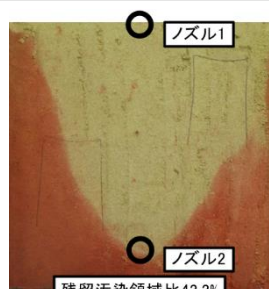


写真-11(a)
実験(8)の4cm掘削時

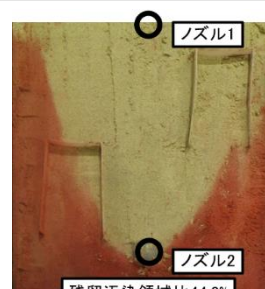


写真-11(b)
実験(8)の8cm掘削時

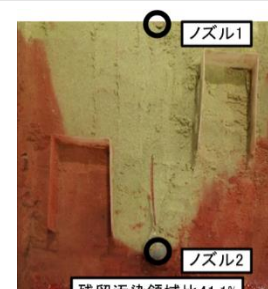


写真-11(c)
実験(8)の12cm掘削時

これらは、埋設物開口部へ液剤を侵入しにくくすることで、より浄化の難しい処理条件とすることが狙いである。実験(5)は、実験(1)と同じく界面活性剤のみとし、上記の装置変更による変化を調べることを目的とした。送液パターンは表-6の通りである。写真-8から写真-11はいずれも土槽前面から見た方向で撮影したものである。写真-8(a)は実験後、4cm掘削したとき、写真-8(b)は8cm掘削したとき、写真-8(c)は12cm掘削したときの断面の写真である。掘削深さの平均残留汚染領域比は63.5%であった。実験(5)は、浄化範囲が土槽左右に広がらず、模擬地盤に送液された液剤が埋設物開口部に侵入することなく、吸引されてしまっていることが分かる。

実験(6)では、間隙内二液反応発泡法で送液を行った。この実験も上記の装置変更による変化を調べることを目的とした。送液パターンを表-7に示す。前章の実験(1)～実験(4)から最も12cm掘削時における残留汚染領域比の小さかった実験(4)の条件を採用した。写真-9(a)は実験後に4cm掘削したとき、写真-9(b)は8cm掘削したとき、写真-9(c)は12cm掘削したとき、写真-9(d)は12cm掘削したときの断面の写真である。掘削深さの平均残留汚染領域比は53.1%であった。実験(6)は、浄化範囲が土槽左右に広がらず、模擬地盤に送液された液剤が埋設物開口部に侵入することなく、吸引されてしまっていることが分かる。

掘削したときの断面の写真である。掘削深さの平均残留汚染領域比は 45.5%であった。実験(6)は、実験(5)と比較して浄化された範囲が増加し、左側埋設物の一部が浄化している。このことから、実験(5)～(8)の埋設物でも界面活性剤のみの結果と比較して間隙内二液反応発泡法は有効であることが分かる。しかし、実験(4)では 12 cm 掘削時の右上の埋設物内が浄化できていたのに対し、実験(6)では浄化できていない。

2) 送液と吸引を 15 分間停止させる実験 (7) の結果と考察

実験(5)～(8)の埋設物は間隔を 4 cm から 25 cm へと広げて設置したため、送液ポンプから吸引ポンプまでの間に液剤の流れを遮るものがなく、前章の狭い埋設物間のように液剤が停滞する箇所が存在しない。この状態で、送液と吸引を同時に行った。これらのことから送液した 2 つの液剤が十分に化学反応を起こして発泡するよりも前にノズル 2 から回収されてしまっていると思われた。そこで、実験(7)と実験(8)では液剤の発泡時間を確保することを考えた。

実験(7)としては、表-8 のように薬液を切り替えるタイミングで送液ポンプと吸引ポンプをともに 15 分間停止させることで発泡を促す処理条件とした。写真-10(a)は実験後、4 cm 掘削したとき、写真-10(b)は 8 cm 掘削したとき、写真-10(c)は 12 cm 掘削したときの断面の写真である。掘削深さの平均残留汚染領域比は 51.3%であった。実験(7)は実験(6)と比較して埋設物内部は浄化されており、発泡時間を設けることは有用であることが分かる。しかし土槽全体としての残留汚染領域比は微増に留まり、ポンプの停止の仕方にはさらなる工夫が必要と思われた。

3) 2 サイクル (2 時間半) ごとに吸引の稼働・停止を切り替える実験 (8) の結果と考察

実験(8)では、送液ポンプと吸引ポンプを同時に停止するのではなく、表-9 のように液剤の送液パターンを 2 サイクル (2 時間半) 行ったところで吸引ポンプのみ稼働と停止を切り替え、送液ポンプの稼働は継続することとした。写真-11(a)は実験後 4 cm 掘削したとき、写真-11(b)は 8 cm 掘削したとき、写真-11(c)は 12 cm 掘削したときの断面の写真である。掘削深さの平均残留汚染領域比は 42.9%であった。実験(8)は、実験(7)と比較して土槽全体の残留汚染領域比において優れた浄化効果の得られていたことが分かる。また、12 cm 掘削したときの写真と比較してみると、実験(6)の写真-9(c)、実験(7)の写真-10(c)と実験(8)の写真-11(c)を比較すると、実験(6)・(7)では浄化しきれなかった右上の埋設物における著しい浄化効果の向上に、実験(8)では成功している。このことから、送液を継続した状態で吸引ポンプの停止時間を増やすことで発泡が促進され、浄化範囲の拡大につながったのではないかと考える。

4. まとめ

製造工場で使用される機械油による建物直下の汚染は、埋設物の隙間に残留した油を回収するのが難しく、浄化の長期化を引き起こすことが問題となる。本研究ではこの問題を解決するための方法として、間隙内二液発泡法を用いた。複数の界面活性剤の送液パターンの違いや、実験中の送液・吸引回収の停止の有無が残留機械油の除去に与える影響について、室内土槽実験を通じて明らかにすることを目的に研究を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 実験(1)から実験(4)では、「重曹を添加した界面活性剤」と「酒石酸を添加した界面活性剤」が出会う機会に着眼し、送液 1 サイクルにおける液剤ごとの送液量を減らすことによる機会増加の浄化効果に及ぼす影響を比較した。その結果、一回当たりの液剤量を減らし供給回数を増やすことで液剤同士が地盤内で出会う機会が増え、これによる発泡の促進で浄化範囲が拡大した。残留汚染領域比で比較すると界面活性剤のみの実験(1)の平均 54.1%にくらべて、発泡の機会を増やした実験(4)では平均 41.8%であり、12.3%の向上が得られた。
- 2) 実験(5)から実験(8)では、発泡時間の確保が浄化効果に及ぼす影響に着眼し、送液ポンプや吸引ポンプの停止時間を段階的に変化させて比較を行った。その結果、送液を継続しながら吸引ポンプの停止時間を増やすことで発泡が促進され、実験(1)から実験(4)よりも浄化困難な形状の埋設物内部の浄化効率を向上させることができた。残留汚染領域比で比較すると界面活性剤のみの実験(5)の平均 63.5%にくらべて、発泡時間を確保した実験(8)では平均 42.9%であり、20.6%の向上が得られた。

参考文献

- 1) 坑迫重臣：環境省の油汚染対策ガイドライン（油含有土壌による油臭・油膜問題への対応），化学工業日報社，p.1, 2006
- 2) 木暮敬二：地盤環境の汚染と浄化修復システム，技報堂出版，pp.195-201, 2000
- 3) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 25，続・土壌・地下水汚染の調査・予測・対策，地盤工学会，pp.89-90, 2008
- 4) 佐藤克春：市街地土壌汚染問題の政治経済学，旬報社，p.228, 2015
- 5) 棚橋秀行：機械油汚染地盤に対する非掘削 SEAR の浄化効率に関する室内土槽実験，Kansai Geo-Symposium 2017 -地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム-論文集，地盤工学会関西支部，pp.28-33, 2017
- 6) Stephanie Fioenza・Clarence A.Miller・Carroll L.Oubre and C. Herb Ward：NAPL Removal Surfactants, Foams, and Microemulsions, CRC Press, p.153, 2000
- 7) 中西茂子：洗剤と洗浄の科学，新コロナシリーズ 33，コロナ社，p.43, 1995

地下水中の還元物質が六価クロムの帯水層中での移行特性に及ぼす影響の基礎的検討

○沼尻思佳・Zhang Yiming・緒方奨・乾 徹
大阪大学

1. はじめに

セメント改良土は、軟弱土にセメント系固化材や高炉セメント等を混合することで改良したものであり、循環型社会の構築を目指す現代において、建設分野における資源循環に大きく貢献している。しかし、セメント系固化材には原料と製造過程に由来する微量の六価クロム（以下、Cr(VI)）が含まれていることから、特に火山灰質粘性土や有機質土といった硬化阻害が生じやすい土を改良した場合に、改良土からCr(VI)が土壤環境基準を超過する濃度で溶出する場合がある。この原因としては、セメントのクリンカー原料（石灰石、粘土、各種廃棄物材料他）、およびキルンの耐火レンガに含有されているクロム（三価）が焼成過程における高温加熱、酸化作用によってCr(VI)に変化するためである。特に、ポルトランドセメントは高炉セメントと比較して、全クロム含有量、Cr(VI)溶出量ともに高い値を示す。これを受け、セメント業界ではセメント生産時の自主規制値として水溶性Cr(VI)量を20 mg/kgとし含有量の低減に取り組んでいる。また、材料配合を調整することにより六価クロム低減型の固化材も広く利用されている。

三価クロム（以下、Cr(III)）化合物が水に不溶であるのに対して、Cr(VI)は溶解度が高く、環境中の移動性がCr(III)と比較して大きい。また、Cr(VI)は毒性も高く、気道からの吸入による発がん性のため、国際がん研究機関（IRAC）によってグループ1（ヒトに対して発がん性あり）に分類されており、呼吸器・消化器系障害や腎臓障害を引き起こすとされている。1958年にWHOによって健康影響に基づくCr(VI)の最大許容濃度として0.05 mg/Lが提案され、これに基づき日本においても水質環境基準値を0.05 mg/L以下としていた。その後、内閣府による六価クロム化合物の毒性評価の見直し作業を受け、2020年4月に水道水質基準、2022年4月に水質環境基準、地下水環境基準が0.02 mg/Lへと強化された。過去の環境基準強化の経緯を踏まえると、土壤環境基準についても同様の基準値強化が予想されている。セメント改良土の環境安全性の管理が土壤環境基準に準じて実施されていることを考えると、基準強化により建設分野における資源循環に影響が生じることが懸念される。

一方で、環境省から示された「水質汚濁に係る人の健康の保護に関する環境基準等の見直しについて（第6次報告案）」においては、地下水中のCr(VI)濃度が新基準値である0.02 mg/Lを超過する事例はほとんど報告されていない。この主な要因のひとつとして、地下水に溶出したCr(VI)は土への吸着やCr(III)への還元反応により、移動が抑制・低減されることが指摘されている²⁾。例えば、改良材として高炉セメントを用いるなど原料中に還元物質が含まれる場合や、湖底や地下水中などの嫌気的な環境にあった還元的雰囲気土を用いる改良の場合など、還元環境下においてCr(VI)はCr(III)に還元される。一方、地下水中にも二価鉄（以下、Fe(II)）や土壤有機物、硫化物などの還元物質を一定濃度で含有することが分かっており^{3,4)}、かつ閉鎖的な環境であることから、帯水層中のCr(VI)の移行特性は一定の還元作用の影響を受けていると予測される。しかし、帯水層中のCr(VI)の濃度低下にこれらの還元性を有する化学物質がどの程度寄与しているのかについては十分な評価がなされておらず、帯水層中の溶存物質の移行特性を示す土-水分配係数の評価において還元反応が与える影響がほとんど評価されていないのが現状である。

以上の背景を踏まえ、本研究では、帯水層中におけるCr(VI)の移行特性に還元反応が与える影響の評価を目的とし、室内バッチ吸着試験による基礎的検討を行った。日本の地下水に広く溶存している還元物質であるFe(II)に着目し、セメント改良土から地下水に溶出したCr(VI)の移行挙動にFe(II)の溶存濃度が与える影響について、嫌気的な環境でバッチ吸着試験を行い、吸着特性や土-水分配係数に及ぼす影響について検討を行った。

2. セメント改良土から溶出したCr(VI)の周辺地盤・地下水での挙動

恒岡²⁾は、既設のセメント改良工法の現場において、セメント改良土、その周辺地盤・地下水のサンプリング調査を行った。その結果、セメント改良土から周辺地盤に溶出したCr(VI)の挙動に影響を与える環境について、以下のように考察した。

- ① セメント改良土中などのpHが高い環境においては、CrはCr(VI)の形態として安定して存在する。
- ② セメント改良土中のCr(VI)が周辺地盤に溶出すると、土壌によるアルカリ吸着や炭酸ガスによる中和が生じるため、周辺環境のpHが低下する。
- ③ このような環境変化を受けて、Crの酸化還元状態が新たな平衡に移行する。すなわちpHが低下するとCr(VI)の安

Basic study on the effects of reducing substance on transport of hexavalent chromium in the aquifer

Kotoka Numajiri, Yiming Zhang, Sho Ogata, Toru Inui (Osaka University)

KEY WORDS: Hexavalent chromium, Cement soil stabilization, Aquifer

定領域から外れるため、Cr(VI)はCr(III)に還元されるか、周辺地盤に吸着される。

さらに恒岡は、カラム通水試験によって移動するCr(VI)の捕捉効果を、バッチ吸着試験によって滞留するCr(VI)の捕捉、減衰効果を実験的に評価した。その結果、周辺地盤におけるCr(VI)の挙動を以下のように考察している。

- ① 改良土から溶出したCr(VI)は、まず周辺地盤の即効性の吸着・還元作用によって補足される。
- ② このうち弱い吸着であったものは、時間の経過とともに強い吸着か、Cr(III)への還元に移行する。
- ③ さらに時間が経過すると、遅効性の還元作用が発現する。これにより、周辺地盤中のCr(VI)は減衰（再溶出しない捕捉）するようになる。

以上のプロセスにより、セメント改良土からCr(VI)が溶出する場合においても、周辺土壌や地下水からの基準値を超える溶出は確認されない可能性が指摘される。

地下水中においてCr(VI)は、 HCrO_4^- 、 CrO_4^{2-} といった陰イオンとして溶存し、よりpHが低い条件下において、表面錯体形成反応によって土壌（中のヘタマイトやゲーサイト、非晶性水酸化鉄）に吸着されやすいことが分かっている¹⁾。一方で、前述の通り地下水中に存在するFe(II)、フルボ酸やフミン酸などの土壌有機物、硫化物によるCr(III)への還元反応がCr(VI)の濃度低下にどの程度寄与するのかについては十分な評価がなされていない。したがって、セメント改良土から帯水層中に溶出したCr(VI)の移行挙動に対し、地下水中の還元物質や帯水層の閉鎖性に起因する還元反応が与える影響を評価することは重要である。

3. Fe(II)濃度がCr(VI)の移行特性に及ぼす影響の評価

帯水層を構成する地盤を想定した砂質土（真砂土）を対象に溶液中に還元性物質（Fe(II)）濃度を調整してバッチ吸着試験を実施し、吸着等温線から土-水分配係数 K_d を求めることで、Cr(VI)の移行特性に及ぼす還元性物質の影響を評価した。著者らの前報⁹⁾において指摘された再現性の問題を受け、試験方法を改良することで再現性の向上を図った。

3.1 使用材料

砂質土（細粒分混じり礫質砂（SG-F））を風乾し、2mmふるいを通過させたものを試料土とした。物性値は表-1に示す通りである。また、環境庁告示第46号に基づく溶出試験の結果、Cr(VI)の溶出濃度は検出限界（ $5 \times 10^{-3} \text{ mg/L}$ ）以下であった。

バッチ吸着試験に用いる溶液の作製にあたっては、日本の地下水に広く溶存している還元物質であるFe(II)に着目し、溶液中のFe(II)濃度を調整した。溶液の調整には、Fe(II)化合物である硫酸アンモニウム鉄（II）六水和物（ $\text{Fe}(\text{NH}_4)_2(\text{SO}_4)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ 、ナカライテスク株式会社製）を用いた。Fe(II)濃度を0.3 mg/L、3.0 mg/Lになるよう調整した2種類の溶液、および蒸留水を用いて、それぞれ所定の初期濃度でCr(VI)を溶解させた。これらを「環境水」として扱う。試験ケース名はそれぞれ順に、「Fe 0.3」、「Fe 3.0」、「Fe 0」とした（表-2）。これらのFe(II)濃度は、牧野ら⁹⁾の研究より、大阪平野の地下水中の溶存Fe(II)濃度を参考に決定した。

3.2 試験方法

バッチ吸着試験においては、一定深度における低酸素状態の嫌氣的な地下水環境を模擬するため、密閉かつヘッドスペースに空気が存在しない状態で試験を実施した。固液混合方法については、先行研究⁹⁾で使用していたポリプロピレン製の広口びん（500 mL）の水平振とうから、50 mL 遠沈管を回転式ローテータによる攪拌へと変更し、密閉性、ヘッドスペースがない状態での固液混合性の改善を図った。具体的な試験手順は以下の通りである。

- 1) 振とう容器（遠沈管）に蒸留水を満たすことで体積 V_L (mL)を測定し、ヘッドスペースをゼロにしつつ液固比10 mL/gを満たすような土試料の乾燥質量 m_s (g)と溶液の体積 V_L (mL)を式 (1.1)、および式 (1.2) を用いて算出した。

$$\frac{V_L}{m_s} = 10 \quad (1.1)$$

$$\frac{m_s}{\rho_s} + V_L = V \quad (1.2)$$

- 2) 試料土（3.1）を分取し、式 (1.1) および式 (1.2) より算出された m_s (g)を50 mL 遠沈管に入れた。
- 3) 空気中の二酸化炭素の溶解や酸素による酸化の影響を除外するため、50 mL 遠沈管のヘッドスペースがゼロになるまでそれぞれの試験ケースに対応する溶液を50 mL 遠沈管に加えた。ここで、各溶液 V_L (mL)中のCr(VI)の初期濃度がそれぞれ0.05、0.10、0.20、0.40、0.80 mg/Lとなるように、100 mg/L 六価クロム標準液（重クロム酸カリウム $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ 溶液、ナカライテスク株式会社製）を用いて溶液中のCr(VI)初期濃度を調整した。
- 4) 常温（20℃）常圧下にて、ローテータを用いて24時間連続して攪拌した。

表-1 砂質土の基本物性

土質区分	細粒分混じり礫質砂
土粒子密度	2.71 g/cm ³
透水係数 (間隙比0.40での計測値)	$4.3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
Cr(VI)溶出濃度	検出限界以下
平均粒径	1.4 mm
均等係数	6.8
細粒分含有率	8.6%

表-2 試験ケース

試験ケース	Fe 0	Fe 0.3	Fe 3.0
Fe(II)濃度 (mg/L)	0	0.3	3.0

- 5) 攪拌終了後に 30 分間静置し、3000 遠心加速度で 20 分間遠心分離した後、上澄み液を孔径 0.45 μm のメンブレンフィルターでろ過し、このろ液を検液とした。
- 6) ジフェニルカルバジド吸光光度法により、ろ液の Cr(VI) 濃度を測定した。ジフェニルカルバジド吸光光度法では、検液に還元物質が存在する場合、硫酸による前処理の影響が無視できない。そこで、門木ら⁷⁾の研究による逆添加法を導入した。また、 Cr(VI) の固相吸着量を式 (2) により算出した。

$$S = (C_0 - C_{eq}) \cdot \frac{V_L}{m_s} \quad (2)$$

ここで、 S : 固相吸着量 (mg/kg)、 C_0 : Cr(VI) の初期濃度 (mg/L)、 C_{eq} : Cr(VI) の平衡濃度 (mg/L) である。

3.3 試験結果と考察

図-1 にバッチ吸着試験から得られた試験ケース毎の吸着等温線を示す。また、表-3 には、式 (3) に示す Henry 型の吸着等温式を用いて、実験結果から得られた分配係数、決定係数を示す。

$$S = K_d C_{eq} \quad (3)$$

ここで、 K_d : 分配係数 (L/kg) である。

図-1、表-3 より、試験ケース Fe0 においては、決定係数が 0.9 以上であることから、Henry 型の吸着等温式との適合性が高い結果となった。試験ケース Fe0.3 および 3.0 については、吸着等温式の再考が必要であると考えられる。

図-2 に、Freundlich の吸着等温式による試験ケース毎の吸着等温線を示す。また、表-4 には、式 (4) に示す Freundlich の吸着等温式を用いて、実験結果から得られた分配係数、フィッティングパラメータを示す。

$$S = K_f C_{eq}^n \quad (4)$$

ここで、 K_f : 分配係数 (L/kg)、 n : フィッティングパラメータ (-) である。

図-2、表-4 より、全てのケースにおいて決定係数が 0.9 以上であることから、Freundlich 型の吸着等温式との適合性が高い結果となった。これは、 Fe(II) の添加により、 Cr(VI) の土壌への吸着に加えて Cr(III) への還元が生じるため、線形吸着を仮定した Henry 型ではなく、非線形吸着を仮定した Freundlich 型への適合性が高くなると考えられる。

分配係数 K_f は、 Fe(II) の存在によって少なからず増加することが分かった。また、溶液中の Fe(II) 濃度が 0.3 mg/L から 3.0 mg/L に上昇した場合、分配係数 K_f は大きく上昇した。今回、 Cr の分配割合による評価を実施しなかったため、 Cr(VI) 濃度の減少が、 Cr(III) への還元、または固相への吸着、のいずれかによるものか判別することは不可能であるものの、著者らの実施した先行研究⁹⁾では、 Cr(III) への還元が Fe(II) 濃度が高い場合には確認されている。よって、地下水中の Fe(II) が Cr(VI) の還元・吸着といった移行特性に対して、一定の影響を与えていると予測される。

4. pH の維持が帯水層中の Cr(VI) の移行特性に与える影響

前述のとおり、セメント改良土周辺地盤の地下水の pH は様々な要因で大きく変動し、帯水層中の Cr(VI) の挙動に大きく影響することが分かっている。そこで、3 章で実施したバッチ吸着試験において pH をある一定の値に保った場合に、 Cr(VI) の移行特性に Fe(II) の還元性が与える影響がどのように変化するかを簡単に確認した。

4.1 材料と試験方法

通常の吸着試験では、土の pH 緩衝作用によって溶液の pH が変動する。本試験では、バッチ吸着試験中の溶液 pH の変化を抑制するために、pH 緩衝液 (PIPES 分子生物学用, $\text{C}_8\text{H}_{18}\text{N}_2\text{O}_6\text{S}_2$, 株式会社同仁化学研究所製) を用いた。これを振とう前の溶液に溶解させ、初期 pH を 7.1 付近に調整した。なお、pH 緩衝液を使用しない場合、初期 pH は 9.66、平衡後の pH は 8.7 から 9.2 の範囲であった。3 章で述べた結果と比較して初期 pH を低下させて試験を実施するため、 Cr(VI)

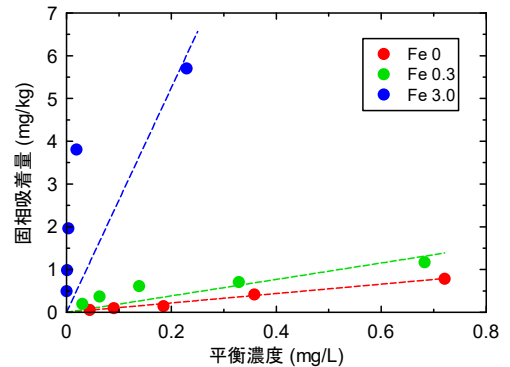


図-1 吸着等温線 (Henry 型)

表-3 分配係数と決定係数 (Henry 型)

	Fe 0	Fe 0.3	Fe 3.0
K_d [L/kg]	1.1	1.9	2.6×10^1
決定係数 R^2	0.99	0.58	0.15

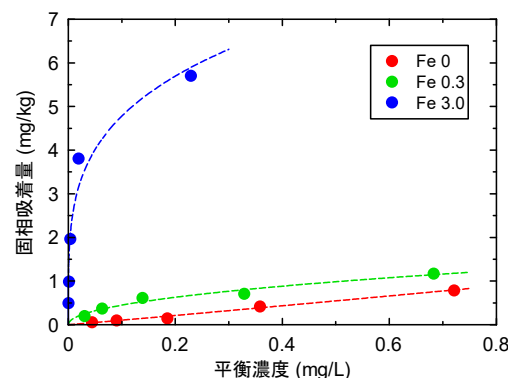


図-2 吸着等温線 (Freundlich 型)

表-4 分配係数と定数 (Freundlich 型)

	Fe 0	Fe 0.3	Fe 3.0
K_f [L/kg]	1.1	1.4	8.6
n	1.0	0.49	0.25
決定係数 R^2	0.99	0.97	0.94

の還元・吸着がより促進されることが予想された。また、その他の材料や試験条件は 3.1 と同様に実施した。

4.2 試験結果と考察

図-3、図-4 にバッチ吸着試験から得られた試験ケース毎の吸着等温線を示す。また、表-5 には、式 (3) に示す Henry 型の吸着等温式、表-6 には式 (4) に示す Freundlich の吸着等温式を用いて、実験結果から得られた分配係数を示す。なお、平衡後の溶液の pH は 8.0 から 8.1 の範囲であり、3 章で述べた結果と比較して低い結果となった。この結果より、pH を低下させた条件でも Fe(II) の存在によって分配係数が少なからず増加するという傾向を示すことが分かった。

pH を低減し、一定の値に保ったことによる影響については、試験ケースによって異なる結果が得られた。Fe 0 および Fe 0.3 では、pH の低下によって分配係数が増加し、Cr(VI) の見掛けの吸着が促進された。Cr(III) は pH 5.5 以上において水酸化鉄(III) (以下、 $\text{Fe}(\text{OH})_3$) と共沈し⁸⁾、Cr(VI) は pH 8.5 未満では $\text{Fe}(\text{OH})_3$ 沈殿に吸着する⁹⁾ことが分かっている。今回、試験を実施した pH はこの 5.5 から 8.5 の範囲内 (つまり、Cr(VI) から還元された Cr(III) は $\text{Fe}(\text{OH})_3$ と共沈し、残りの Cr(VI) は $\text{Fe}(\text{OH})_3$ 沈殿に吸着する) であることから、Fe 0.3 においてはこれにより分配係数が増加したと推察される。一方で、Fe 3.0 においては分配係数が小さくなり、Cr(VI) の還元・吸着は抑制された。この要因については、今後の検討課題であるが、pH の低減が $\text{Fe}(\text{OH})_3$ 沈殿の形成を抑制する方向に影響し、Cr(III) との共沈や Cr(VI) の吸着が抑制された可能性などが考えられる。pH の影響について、今回は一条件のみで予察的に検討したが、上述のように分配係数に影響を与えることが明らかとなった。試験ケースによって異なる傾向を示すことから、pH が Fe の存在形態や Cr(VI) の還元効率の両方に大きく影響することが推察され、今後さらなる検討が必要である。

5. 結論

本研究では、セメント改良土から地下水に溶出した Cr(VI) の移行挙動に Fe(II) が与える影響について、溶液中の Fe(II) 濃度を変えた条件でバッチ吸着試験を行い、吸着等温線から得られる分配係数による評価を実施した。試験結果より、分配係数は Fe(II) の存在によって増加することが分かった。さらに、Fe(II) の存在下においては、Cr(VI) の還元・吸着に pH が大きく影響することが示唆された。以上のことから、地下水中の Fe(II) は、Cr(VI) の帯水層中での移行挙動に少なからず影響を与えていることが確認できた。

謝辞：本研究は JSPS 科研費 22H01590 の助成を受けて実施した。

参考文献

- 1) 島田允堯：自然由来重金属と環境汚染 応用地質学・地球科学的データベース，愛智出版，pp.55-72，2014。
- 2) 恒岡伸幸：セメント改良土からの六価クロムの溶出とその周辺地盤での挙動に関する研究，京都大学博士論文，pp.7-28 および pp.43-61，2004。
- 3) Fendorf, S.E. and Li, G.: Kinetics of chromate reduction by ferrous iron, Environ. Sci. Technol., Vol.30, pp.1614-1617, 1996。
- 4) Wittbrodt, P.R. and Palmer, C.D.: Effect of temperature, ionic strength, background electrolytes, and Fe(III) on the reduction of hexavalent chromium by soil humic substances, Environ. Sci. Technol., Vol.30, pp. 2470-2477, 1996。
- 5) 沼尻思佳・Zhang Yiming・緒方奨・乾徹：セメント改良土から溶出する六価クロムの帯水層中での移行特性に関する基礎的検討，第 58 回地盤工学研究発表会発表講演集，No. 13-4-2-06，2023。
- 6) 牧野和哉・益田晴恵・三田村宗樹・貫上佳則・陀安一郎・中屋眞司：水質から見た大阪市内とその周辺の地下水の涵養源，地下水学会誌，第 52 巻第 2 号，pp.153-167，2010。
- 7) 門木秀幸・有田雅一：ジフェニルカルバジド吸光光度法によるばいじん溶出試験でのクロム (VI) 分析における妨害

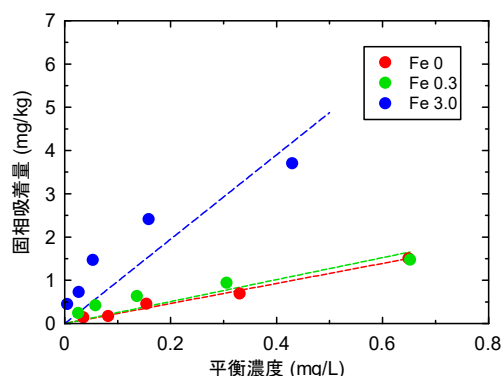


図-3 吸着等温線 (Henry 型)

表-5 分配係数と決定係数 (Henry 型)

	Fe 0	Fe 0.3	Fe 3.0
K_d [L/kg]	2.3	2.5	9.8
決定係数 R^2	0.99	0.93	0.90

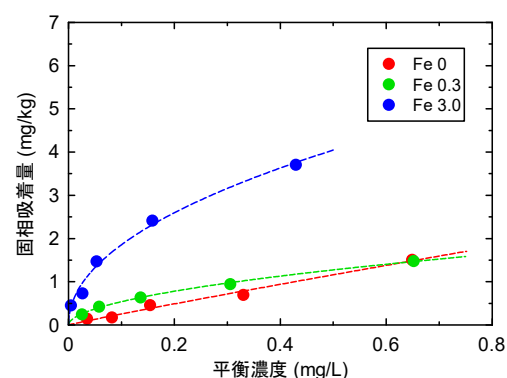


図-4 吸着等温線 (Freundlich 型)

表-6 分配係数と定数 (Freundlich 型)

	Fe 0	Fe 0.3	Fe 3.0
K_f [L/kg]	2.2	1.8	5.7
n	0.94	0.53	0.48
決定係数 R^2	0.99	1.00	0.99

除去法の検討, 分析化学, Vol.66, No.9, pp.693-698, 2017.

- 8) 藤永太郎・桑本融・村井重夫・木原壮林・中山英一郎：クロム(III)およびクロム(VI)の水酸化鉄(III)沈殿による共同沈殿, 日本化学雑誌, 第 92 巻第 4 号, pp.339-344, 1971.
- 9) T. Aoki and M. Munemori : Recovery of Chromium(VI) from Wastewater with Iron (III) Hydroxide, Bulletin of University of Osaka Prefecture. Series A, Engineering and Natural Sciences, Vol.33, No.2, pp.181-187, 1984.

鉄鋼スラグ改良土に含まれる重金属等の溶出特性に及ぼす養生期間と配合比の影響

○加藤智大¹・高井敦史¹・橋本知己²・勝見 武¹¹ 京都大学大学院地球環境学堂・² 京都大学大学院工学研究科

1. 研究背景と目的

鉄の精錬プロセスで大量に生じる鉄鋼スラグにはカルシウム (Ca) やケイ素 (Si) が含まれることから、地盤改良材として活用して有効利用を促進することで、資源循環や廃棄物処分場の残余容量の確保などに貢献しうる¹⁾。特に、細粒かつ高含水の軟弱粘土である浚渫土を改良できれば、浚渫土が発生した周辺の海面埋め立て工事などに鉄鋼スラグ改良土を有効利用でき、資源リサイクルにつながる可能性がある。

その一方で、海域に広く分布する海成粘土は堆積の過程でヒ素やホウ素などの自然由来の重金属等を含むことが知られており、これら重金属等の濃度が土壌汚染対策法の指定基準値を超えて溶出する場合には、周辺環境に配慮した対策が必要になる²⁾。これまで、鉄鋼スラグ自体に含まれる重金属等の溶出特性を評価した事例は報告されているものの³⁾、鉄鋼スラグ改良土の溶出特性に関する知見は十分ではない。鉄鋼スラグを混合すると地盤中の pH が増加して陰イオンの溶出が促進される可能性がある一方で、鉄鋼スラグに含まれるような酸化カルシウム (CaO) や水酸化カルシウム (Ca(OH)₂) などの物質には重金属等の溶出を抑制する効果が確認されている⁴⁾。鉄鋼スラグを混合しても重金属等の溶出量が増加しないことや、鉄鋼スラグによる重金属等の不溶化効果を確認できれば、鉄鋼スラグの固化・不溶化材としての適用範囲が広がる可能性がある。また、鉄鋼スラグ改良土の固化と重金属等の溶出特性の関係も十分に解明されていない。これまで、供試体が固化するほど化学物質の溶出濃度が低下すると報告した事例があるものの⁵⁾、鉄鋼スラグ改良土の固化と不溶化の関係に着目した事例は限られており、改良土からの重金属等の溶出特性評価は、学術的にも重要な課題だと言える。

以上の背景を踏まえ、本研究では軟弱粘土への鉄鋼スラグの配合比と養生期間に着目し、パッチ試験によって鉄鋼スラグ改良土に含まれる重金属等の溶出特性を評価した。特に養生開始から日数が短く、固化が十分進んでいない場合の溶出特性の評価を目的に、鉄鋼スラグ改良土のコーン指数と一軸圧縮強さを測定して溶出濃度との関係を考察した。

2. 研究手法

2.1 使用材料

本研究では表 1 に示すように、2 種類の粘性土を用いた。笠岡粘土は模擬汚染粘土を作製する実験に用いた。沖積粘土は実際の地盤に含まれる重金属等の溶出特性を評価するため、ある現場でボーリングを行って採取した。2 種類の試料について、土粒子密度、含水比、粒度分布、コンシステンシーを測定した。

表 2 に示すように、2 種類の製鋼スラグを用いた。あらかじめ目開き 9.5 mm のふるいを用いて分級し、粘性土と同様に基礎物性を測定した。重金属等の溶出特性を評価するため、蒸留水を用いて液固比 10 で 6 時間振とうするパッチ溶出試験を行ったところ、笠岡粘土とスラグ 1、2 からはヒ素 (As) やホウ素 (B) の溶出は確認されなかった。

2.2 供試体の作製

笠岡粘土を用いた実験ケースでは、はじめにホウ素の模擬汚染粘土を作製した。ホウ酸 (H₃BO₃) の試薬を用いて B 濃度が 100 mg/L の溶液を作製し、溶液 1 L に対して風乾した笠岡粘土を 1 kg を混合してプラスチック製容器に入れた。常温で 7 日間静置した後、上澄み液を 100 mL 採取し、孔径 0.45 μm のメンブレンフィルターでろ過した後に B 濃度を ICP 発光分光分析装置 (島津製作所製, ICPE-9800) で測定した。なお、上澄み液の B 濃度から笠岡粘土に移行した B の総量を推定したところ、B の含有量 (笠岡粘土の乾燥質量あたりの B の質量) は全ての実験ケースで 92.5~93.5 mg/kg の範囲であった。上澄み液を取り除

表 1 粘性土の基礎物性

パラメータ名	笠岡	沖積
土粒子密度 (g/cm ³)	2.686	2.749
自然含水比	-	57.6%
砂 (0.075-2 mm)	5%	21%
シルト (0.005-0.075 mm)	48%	33%
粘土 (<0.005 mm)	47%	46%
平均粒径, D ₅₀ (mm)	0.006	0.007
液性限界	51.9%	60.2%
塑性限界	23.7%	17.1%
塑性指数	28.2	43.1
As 溶出濃度 (mg/L)	< 0.005	0.010
B 溶出濃度 (mg/L)	< 0.1	0.14

表 2 製鋼スラグの基礎物性

構成成分	スラグ 1	スラグ 2
含水比	4.2%	12.2%
礫 (> 2 mm)	76%	44%
砂分 (0.075-2 mm)	24%	52%
シルト (0.005-0.075 mm)	0%	4%
平均粒径, D ₅₀ (mm)	6.5	2.3
As 溶出濃度 (mg/L)	< 0.005	< 0.005
B 溶出濃度 (mg/L)	< 0.1	< 0.1
Ca 溶出濃度 (mg/L)	670	890
Na 溶出濃度 (mg/L)	7.8	1.5
Mg 溶出濃度 (mg/L)	< 0.1	< 0.1

Evaluating leaching behavior of geogenic contaminants from clay-steel slag mixture under different curing time and mix proportion
Tomohiro Kato¹, Atsushi Takai¹, Tomoki Hashimoto², Takeshi Katsumi¹ (¹Graduate School of Global Environmental Studies, Kyoto university, ²Graduate School of Engineering, Kyoto university)

KEY WORDS: Geogenic Contaminants, Steelmaking Slag, Soft Clay, Solidification, Immobilization

いた後、残渣を 110℃ の乾燥炉で 3 日以上乾燥させた後、浚渫土を模擬するため、含水比が液性限界の 1.2 倍 (=62.3%) となるように蒸留水を加えた。沖積粘土を用いたケースでも同様に、液性限界の 1.2 倍の含水比 (=72.2%) となるように蒸留水を加えた。

鉄鋼スラグ改良土の供試体は、含水比を調整した粘土に異なる配合比でスラグ 1 または 2 を混合して、均質になるように攪拌して作製した。その後、内径 5 cm、高さ 10 cm のプラスチック製モールド (Hit One #50) に 3 回に分けて入れ、1 回ごとに床に打ち付け気泡を取り除いて充填した。充填後は、モールド開口部をラップで覆い、保存用の密封袋に蒸留水を入れたカップとともに保存し、室温 20℃ の恒温室内で湿潤状態で養生した。図 1 に示すように、所定の日数が経過した後、簡易モールドから取り出し、2.3 節に示す強度試験と、2.4 節に示す溶出試験を行った。なお、本研究で実施した実験ケースの一覧は表 3 に示す通りである。スラグ 1 と 2 では予備試験を行った際に固化の程度が異なったため、スラグ 1 では 50 wt.% を、スラグ 2 では 30 wt.% を最大値として配合比を設定した。

2.3 強度試験

2.2 節で作製した供試体を簡易モールドに入れた状態で、フォールコーン試験を実施した。具体的には、先端角 $2\theta = 60^\circ$ 、質量 $m = 0.06$ kg のコーンを供試体の上面から自由落下させ 5 秒後の貫入深さ d を求めた。コーンが供試体中を貫入する際に、鉛直支持力と貫入力 Q_c (N) に力のつり合いが成り立つと仮定して、貫入深さ d (cm) から、式(1)に示すようにコーン指数 q_c (kN/m²) を求めた。

$$q_c = \frac{Q_c \times 10}{A} = \frac{10mg}{\pi r^2} = \frac{10mg}{\pi(d \times \tan \theta)^2} \quad (1)$$

ここに、 A はコーンの底面積 (cm²)、 g は重力加速度 (=9.81 m/s²)、 r はコーン底面の半径 (cm) である。試験は繰り返し回数 2 回で実施した。コーン指数を求めた後、自重で変形しない供試体に対して、JISA 1216 に従って一軸圧縮試験を実施し⁶⁾、一軸圧縮強さを求めた。なお、一軸圧縮試験を実施した供試体ではコーン貫入深さが 0.1 mm 以下であり、供試体の高さに対して 0.1% 以下のため、供試体の強度特性に与える影響は小さいと仮定して、フォールコーン試験で用いた供試体を用いて一軸圧縮試験を実施した。

2.4 バッチ溶出試験

強度試験後の供試体は粗砕し、全量をよく混合してから目開き 9.5 mm のふるい通過分を 50 g 分取した。試料の乾燥質量に対して試料の水分と加える蒸留水の体積の和、つまり液固比 (L/kg) が 10 となるよう蒸留水を加え、プラスチック製容器に密封した。続いて、容器を振とう機 (タイテック製、TS-10) で 6 時間、振とう数 200 rpm、振とう幅 45 mm の条件で水平方向に振とうした。その後 10 分程度静置し、上澄み液を 20 分間 3000 rpm で遠心分離をし、さらに孔径 0.45 μm のメンブレンフィルターでろ過をして検液を作製した。検液の pH は pH/EC メーター (HORIBA 製、F-54) を用いて、電極が安定を示すまで溶液を攪拌して測定をした。As 濃度は原子吸光光度計 (島津製作所製、AA-7000) で測定し、B や Ca の濃度は、ICP 発光分析装置 (島津製作所製、ICPE-9800) を用いて測定した。表 3 に示す各ケースについて、2 つずつ供試体を作製し、繰り返し 2 回の条件で試験を行った。以降、3 章では繰り返し 2 回の平均値で結果を整理した。

3. 試験結果と考察

3.1 フォールコーン試験と一軸圧縮試験の結果

図 2 にフォールコーン試験で求めたコーン指数を示す。グラフの横軸は養生日数であり、鉄鋼スラグを混合したケース (青または赤塗り) では、養生日数が長くなるとコーン指数の値が増加する傾向が確認された。なお、K-2-10、K-2-30 の 1, 3, 5, 7 日養生のケースと、M-2-10、M-2-30 の 3, 7 日養生のケースではコーン貫入深さが 0.1 mm 以下であったため、コーン指数を測定できなかった。コーン貫入深さが 0.1 mm の場合、式(1)からコーン指数が 5.7×10^5 kN/m² と計算されるほ

笠岡粘土とホウ素を含む溶液を混合し、模擬汚染土を作製

母材 (模擬汚染土 or 沖積粘土) と製鋼スラグ (1 or 2) を混合して、鉄鋼スラグ改良土の供試体を作製

湿潤状態で養生 (0~7日)

フォールコーン試験 ⇒ 一軸圧縮試験 (自立した供試体)

バッチ溶出試験、化学分析

図 1 研究フロー

表 3 供試体の配合比と養生日数

ケース	粘土	スラグ	配合比	養生日数
K-0		なし	-	
K-1-10	笠岡	1	10 wt. %	0, 1, 3, 5, 7 日
K-1-30		1	30 wt. %	
K-1-50		1	50 wt. %	
K-2-10		2	10 wt. %	
K-2-30		2	30 wt. %	
M-0		なし	-	
M-1-10	沖積	1	10 wt. %	0, 1, 3, 7 日
M-1-30		1	30 wt. %	
M-1-50		1	50 wt. %	
M-2-10		2	10 wt. %	
M-2-30		2	30 wt. %	

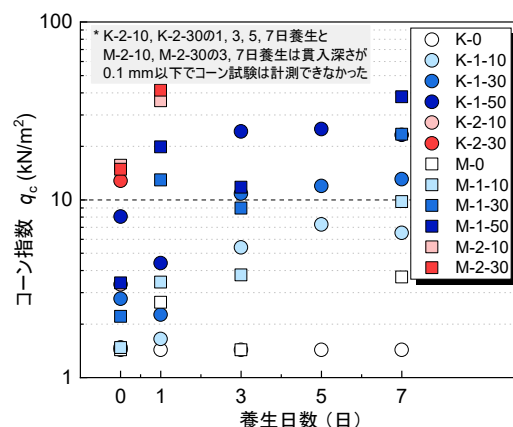


図 2 フォールコーン試験の結果

ど大きな貫入抵抗であり、本研究で用いたような軟弱粘土でも、スラグ 2 を用いて地盤改良した場合には、3 日程度の短い養生期間でも十分な強度が発現する可能性が示唆された。

図 3 に一軸圧縮試験で求めた一軸圧縮強さ q_u を示す。自立するほどに固化した供試体に対して試験を行ったため、K-2-10、K-2-30 のケースでのみ q_u が得られた。なお、測定機器の都合で定量できる q_u の上限が決まっており、K-2-30 の 3 日以上養生日数での q_u は $> 231 \text{ kN/m}^2$ とした。軟弱粘土の違いと固化の程度を比較すると、笠岡粘土 (K) の方が沖積粘土 (M) よりも q_u が大きかった。また、養生日数が増加すると q_u も増加する傾向が確認された。

3.2 バッチ溶出試験の結果

図 4 にバッチ試験後の検液の pH を測定した結果を示す。スラグを配合しなかったケース (白抜きのプロット) では、8~10 程度であった。続いて、鉄鋼スラグ改良土の pH に着目すると、本研究の範囲では改良土の pH は 9~13 程度であり、スラグ 1 に比べてスラグ 2 でより大きな pH を示した。また、スラグの配合量が増加すると pH も大きくなる傾向が確認された。図 2 や図 3 に示す強度特性と pH を比較すると、養生日数の増加に伴って強度は増加した。一方、pH は一定の範囲で推移しており、本研究の対象である比較的短い養生日数の範囲では、強度と pH には明確な関係は確認されなかった。なお、本研究では実験の操作性を鑑みてバッチ式の溶出試験を適用したが、試験中に固化した供試体を破碎する過程によって供試体の比表面積が増加して、水酸化物イオン (OH^-) の溶出が促進された可能性がある。今後はより現実に近い静置式の溶出試験の実施も必要になると考えられる。

図 5 に Ca の溶出濃度プロファイルを示す。スラグ 1 に比べて、スラグ 2 を配合したケースの方が Ca の溶出濃度は大きく、pH が大きいケースでより多くの Ca が溶出する傾向が確認された。

図 6 に B の溶出濃度プロファイルを示す。軟弱粘土の種類ごとに溶出特性を整理する。模擬汚染土のケース (K) では、スラグを加えなかった K-0 の 0 日養生では 5 mg/L 程度の溶出濃度であった一方、スラグ 1 を配合した場合は 0 日養生でも 3.6 mg/L 程度の溶出で、30% 程度小さい値であった。スラグの配合比に着目すると、配合量が多いケースで溶出濃度が小さくなる傾向が確認された。養生日数に着目すると、養生日数が長くなるほどホウ素の溶出濃度が減少する可能性が示された。

図 6 に示す自然由来のホウ素を含む沖積粘土のケース (M) では、スラグを配合しないケース (M-0) で 0.14 mg/L の溶出濃度だった一方、スラグを配合したケースのほとんどで顕著な溶出濃度の増加は確認されなかった。M-1 の中には同じ養生日数の M-0 に比べて大きな溶出濃度を示すケースがあったものの、最大でも 2 倍以内の範囲であった。また、スラグ 2 を 30 wt.% 加えた M-2-30 では養生日数にかかわらず定量下限値 (0.01 mg/L) 以下であった。ホウ素は一般的に土壌・地下水中で陰イオンまたは無電荷の $\text{B}(\text{OH})_4^-$ や $\text{B}(\text{OH})_3$ の状態で存在し、アルカリ性になるほど陰イオンである $\text{B}(\text{OH})_4^-$ の割合が増加することが知られている⁷⁾。そのため、pH が大きくなるほど OH^- が増加して斥力によって溶出が促進されることが考えられたが、本研究では pH の大きな K-2-30 や M-2-30 のケースでも、B の溶出が極端に増加する傾向は確認されなかった。以上より、ホウ素と鉄鋼スラグの反応について、電気的な引力による吸脱着反応に比べて、沈殿物を形成するような収着反応が卓越する可能性が示唆された。

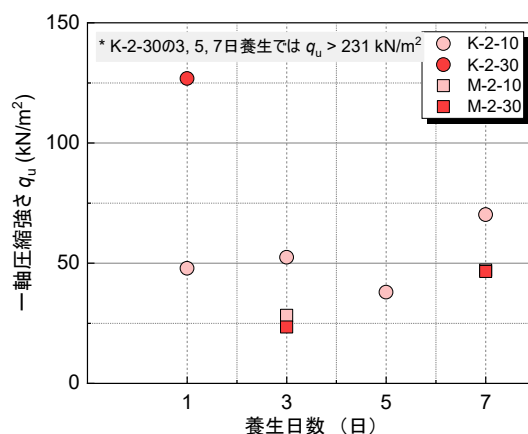


図 3 一軸圧縮試験の結果

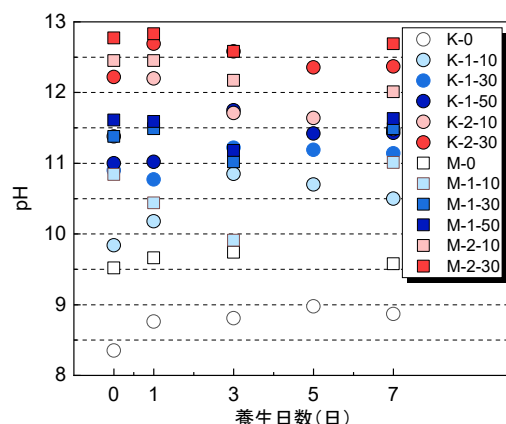


図 4 バッチ試験後の pH のプロファイル

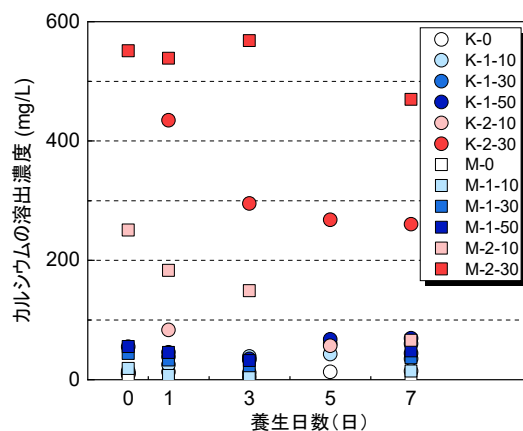


図 5 バッチ試験後の Ca 濃度プロファイル

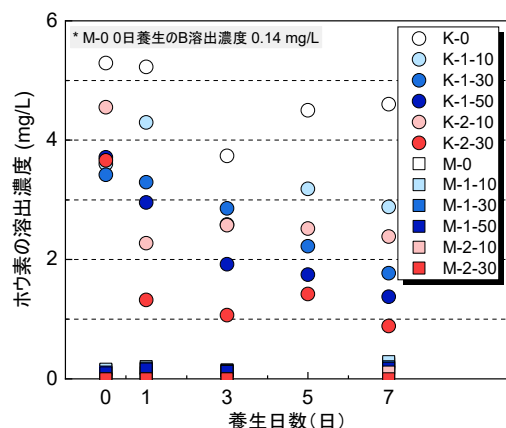


図 6 バッチ試験後の B 濃度プロファイル

図7にAsの溶出濃度を示す。M-0に比べ、スラグ2を混合したケース（M-2-10, M-2-30）ではAsの溶出濃度は10%以下であった。一方で、M-1-10やM-1-30ではM-0よりもAsの溶出濃度が大きくなるケースもあった。pHの影響や供試体の固化の程度など様々な影響が考えられるため、明確な反応メカニズムは考察できていない。その中で、M-1-50はM-0に比べて溶出濃度が小さいため、配合量を50 wt.%程度に増やすことでAsの溶出を抑制できる可能性が示唆された。また、As溶出濃度とpHの関係を整理すると、M-2の方がpHは大きいですが、M-1よりも溶出濃度が小さかった。スラグ2の方が1に比べて粒径が小さく、反応に寄与する比表面積が大きいことが考えられる。

なお、スラグの配合比が大きくなるほど、供試体に占める粘性土の割合が相対的に小さくなり、希釈効果によって溶出濃度が減少した

可能性も考えられる。例えば、図6に着目すると、K-0やM-0に比べ、K-1-30, 50では養生日数の増加とともに溶出濃度が減少したことから、スラグと重金属等の反応が経時的に進行し、希釈効果以上に化学反応によって溶出濃度が低下した可能性が推察された。今後はスラグに含まれる鉱物組成を分析し、BやAsの溶出特性を考察する予定である。

3.3 鉄鋼スラグ改良土の固化と溶出特性に関する考察

本研究は比較的短い日数で養生を行ったため、鉄鋼スラグ改良土に関する既往の研究^{5) 8)}に比べ、供試体の強度は図2や図3に示すような小さな値であった。そのような中、特にスラグ2を混合したケースでのBやAsの溶出濃度に着目すると、スラグを混合しなかった場合に比べて溶出濃度が減少していた。また、溶出濃度は強度増加とともに必ずしも比例して減少したわけでもなく、0日養生の条件であっても溶出濃度が低下していた。よって、重金属等の溶出を低減する効果は、鉄鋼スラグの種類にもよるが、供試体が十分に固化する前から期待できる可能性があることが明らかになった。

4. おわりに

本研究では、軟弱粘土への鉄鋼スラグの配合比と養生期間に着目し、バッチ試験によって鉄鋼スラグ改良土に含まれる重金属等の溶出特性を評価した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 沖積粘土のケースでは、スラグを混合しなかった場合にはホウ素とヒ素の溶出濃度はそれぞれ0.14, 0.010 mg/Lだった。一方で、スラグ2を混合すると溶出濃度が減少する傾向が確認された。鉄鋼スラグの種類によっては、粘性土に含まれる重金属等の溶出を抑制できる可能性があり、強度増加だけでなく不溶化の効果も期待できる可能性がある。
- 2) 一軸圧縮試験の結果、スラグ2を沖積粘土に混合して7日養生した供試体では、一軸圧縮強さは50 kN/m²程度であった。鉄鋼スラグの種類によっては、粘性土に混合することで重金属等の溶出濃度が減少し、その効果は供試体が十分に固化する前から期待できる可能性があることが明らかになった。

謝辞：本研究の実施に際して、日本製鉄株式会社の赤司有三氏に多大なご助言をいただいた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 赤司有三・山越陽介・勝見 武：カルシア改質土の強度発現予測のためのカルシウムとシリカの溶出試験法の提案，地盤工学ジャーナル，Vol. 17, No. 2, pp. 171-180, 2022.
- 2) 伊藤浩子・勝見 武：土壤汚染対策法に基づく調査結果からみた西大阪地域における自然由来重金属等の土壤溶出量の特徴，地盤工学ジャーナル，Vol. 15, No. 1, pp. 119-130, 2020.
- 3) 嘉門雅史・乾 徹・宮城大助・勝見 武：鉄鋼スラグの地盤材料としての有効利用に伴うフッ素の溶出挙動とその環境影響の評価，京都大学防災研究所年報，No. 47, 2004.
- 4) Kundu, S. and Gupta, A. K. : Immobilization and leaching characteristics of arsenic from cement and/or lime solidified/stabilized spent adsorbent containing arsenic, *Journal of Hazardous Materials*, Vol. 153(1-2), pp. 434-443, 2008.
- 5) Zaw, A. C. C., Gathuka, L. W., Takai, A. and Katsumi, T. : Effects of adding slags on strength and leaching properties of soft soil, *Journal of Material Cycles and Waste Management*, Vol. 24, pp. 1423-1431, 2022.
- 6) JIS A 1216 : 土の一軸圧縮試験方法，2020.
- 7) 島田允堯：自然由来重金属等による地下水・土壤汚染問題の本質：ホウ素，応用地質技術年報，Vol. 32, pp. 29-55, 2013.
- 8) 赤司有三・山越陽介・小門 武・戸田賀奈子・勝見 武：カルシア改質土の強度発現における浚渫土砂と転炉系製鋼スラグの相互影響の評価，地盤工学ジャーナル，Vol. 16, No. 3, pp. 179-190, 2021.

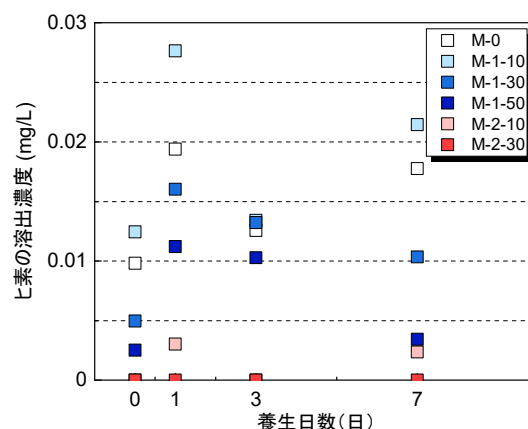


図7 バッチ試験後のAs濃度プロファイル

地中熱利用システム最適化のための透水係数の調査手法に関する検討

○伊藤浩子¹・大谷具幸²・三輪義博³・嶋田純也³・中江あすか³・加藤裕将⁴・戸塚雄三⁵

藤原照幸¹・水谷光太郎¹・北田奈緒子¹

¹ (一財) GRI 財団・² 岐阜大学・³ 東邦地水株式会社・⁴ 株式会社 KANSO テクノス・⁵ 株式会社 テイコク (現・中部大学)

1. はじめに

地中熱利用システムのうち、地下水を直接くみ上げて熱を利用するオープンループ方式では、揚水に伴う不確定要素が大きいことから、熱源システムの空調能力に応じて地下水利用量を設定せざるを得ず、結果的に初期コストを削減することが難しいことが課題となっている。この点を解決する一つの方法として、地下水利用可能量（すなわち揚水可能量・還元可能量）をシステムの設計段階で把握することが重要である。

地下水利用可能量を把握するためには、事前に帯水層の地盤特性を細かく把握しておく必要がある。地下水の揚水可能量は透水係数に依存する値として数式化されているものが多い^{例えら}。そこで本研究では、事前に透水係数を効率的かつ高精度に把握するための調査のマニュアル化を目指している。一般に土木構造物の建築時には工学的基盤等の確認のための地盤調査ボーリングが実施されるが、その際に地中熱利用システムの設計に必要な試験を合わせて実施することで、システム設計の最適化とトータルコスト削減が可能となる。本研究では、透水係数が異なる3地点で実施した現地調査の結果をもとに、すでに一般化されている各種試験（単孔式透水試験・揚水試験・粒度試験・室内透水試験）と、近年開発されたフローメータ検層を実施し、各試験法によるばらつきを明示するとともに試験法の特徴を整理した。

2. 調査地点の地形地質

本研究では、地盤の特徴が異なる3地点（三重県四日市市・岐阜県大垣市・京都府八幡市：図-1）において、揚水可能量・還元可能量を推定するための基礎的なパラメータである透水係数を求めるための各種調査を実施した。

四日市市の調査地点（東邦地水株式会社の敷地内）は、北を海蔵川、南を三滝川、東を伊勢湾に囲まれた河口部の低地である。この低地は北勢平野と呼ばれており、主に北勢海岸低地と鈴鹿川低地からなる平野で海岸線沿いに幅3～4kmで広がっている。当該地では深度15mまでに2枚の帯水層が分布する。

大垣市の調査地点は、JR

東海道新幹線「岐阜羽島駅」から北に約3.3km離れた、岐阜県大垣市墨俣町下宿地内の長良川右岸の堤内地に位置する。主に木曾三川（木曾川・長良川・揖斐川）によって形成された低平地の濃尾平野北西部にあたり、調査地点の周辺には自

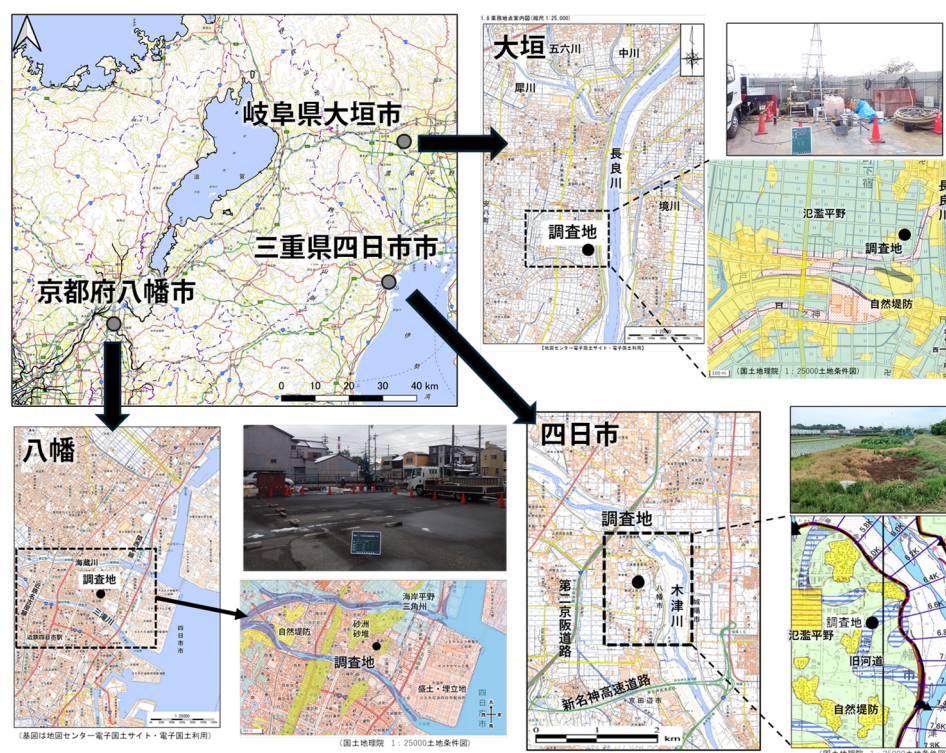


図-1 各調査地点の位置図（基図は電子国土および国土地理院 1:25,000 土地条件図）

Considerations on improvement of hydraulic conductivity estimation using a slim borehole

Hiroko Ito¹, Tomoyuki Ohtani², Yoshihiro Miwa³, Junya Shimada³, Asuka Nakae³, Hiromasa Kato⁴, Yuzo Totsuka⁵, Teruyuki Fujiwara¹, Kotaro Mizutani¹, Naoko Kitada (¹Geo-Research Institute, ²Gifu University, ³Toho Chisui CO., LTD., ⁴KANSO Technos CO., LTD., ⁵Teikoku Co., Ltd. (Currently, Chubu University))

KEY WORDS: Low-temperature geothermal, Open-loop system, Hydraulic conductivity

表-1 調査概要(掘削の仕様および試験内容)

種別	掘削方法	掘削径(仕上げ)	コア試料	ストレーナ深度	試験内容
観測井	ロータリーパイプレーション(無水掘り)	φ116mm (VP65)	オールコア φ86mm(大垣・八幡) φ52mm(四日市)	(大垣) 31~40m (四日市) 10~14m (八幡) 12~20m	単孔式透水試験 室内土質試験 フローメータ検層 ※四日市:SPT
揚水井	ロータリーパイプレーション(清水掘り)	φ179mm (VP100) (大垣・八幡) φ283mm (VP150) (四日市)	採取なし	(大垣) 31~40m (四日市) 10~14m (八幡) 12~20m	揚水試験
確認井	ロータリー(泥水掘り)	φ116mm (VP65)	φ66mm オールコア ※SPT実施箇所はペネ 試料	(大垣) 28~40m (四日市) 5~14m (八幡) 10~20m	単孔式透水試験 室内土質試験 フローメータ試験 密度検層 ※四日市・八幡:SPT

SPT:標準貫入試験

然堤防と氾濫平野が広がっている。当該地では深度 29m 付近までに完新統の粘性土と砂層(濃尾層)が分布し、それより深部で厚い礫層が良好な帯水層を形成している。

八幡市の調査地点は、木津川左岸の堤内地にあたる八幡市上津屋に位置する。木津川・宇治川・桂川の三川合流地点となっているため昔から氾濫常襲地域であり、旧河道を含む氾濫平野と自然堤防が複雑に混在した沖積低地が形成されている。本調査地点の地層は、表層から深度 5m 付近までは粘性土層、深度 5~7m 付近は砂層、深度 7~9m 付近は粘性土層、深度 9~13m 付近は砂層、深度 13~20m は砂礫層、深度 20m 以深はシルト混じり砂層となっている。このように本調査地付近は粘性土層と砂・砂礫層が互層をなし、深度 13m の砂礫層は比較的側方に連続した良好な帯水層となっているが、上位の粘性土・砂層は木津川の度重なる氾濫が要因となり側方に不連続である²⁾。

3. 調査内容と方法

各調査地点ではいずれも表-1 に示す「観測井」「揚水井」「確認井」の 3 孔を近接した地点で掘削し、表に記載の各試験を実施して各孔での結果を比較・検証した。

「観測井」は地下水調査のための観測井仕上げを想定した仕様とした。「揚水井」は揚水試験を実施するために掘削した。「確認井」は一般的な小口径の地盤調査ボーリング孔を想定した仕様で泥水掘り(ロータリーマシン)で掘削して VP65 で観測井仕上げとした。本報告ではこれらの調査孔のうち「一般的な地盤調査ボーリング」と同等の仕様で掘削した「確認井」の試験結果に着目し、揚水試験から得られた透水係数の値と比較して、各種試験の特徴や最適な組み合わせ等について検討した。

単孔式透水試験は地盤工学会基準(JGS1314-2012)に準じて、ピエゾメータ法・チューブ法で「定常法」と「非定常法」の両方を実施した。非定常法については揚水法(孔内水位の低下にはスラグを使用)で実施した。定常法は水道水を孔内に送水し、ケーシング天端に水面を目視で確認することで定常状態を判断した。

揚水試験は地盤工学会基準(JGS1315-2012)に準じて実施した。水位測定は触診式水位計を用いて測定するほか、水圧式自記水位計によるモニタリングを実施した。水量の測定は、直角三角堰付きのノッチタンクを用いたほか、クランプオン式流量センサーを使用した。結果の解析は曲線一致法(Theis)、直線勾配法(Jacob)、回復式による方法³⁾によって透水係数を推定した。

密度検層は、放射性同位体(⁶⁰Co など)のガンマ線源を用いて、ガンマ線と地層の物理的反応を利用して地層密度を測定する方法である。ゾンデをボーリング孔に挿入し、孔底から毎分 3m 以下の速度で巻き上げながら 5cm 間隔で連続測定を行った。線源には ⁶⁰Co を使用した。測定によって得られた計測値を密度値に変換するため、水を供試体とする較正試験を行って較正線式を作成した。

フローメータ検層は、多層地盤の各帯水層の浸透特性を原位置で計測する試験法として、亀裂性岩盤での透水試験を堆積地盤に適用した方法^{4),5)}で実施した。このフローメータ検層は、各帯水層の水平方向の透水係数および帯水層厚、自然水頭、さらに帯水層内の地下水の電気伝導度と地下水温が連続的に求められる。

室内土質試験は、土粒子の密度試験(JIS A 1202)、土の含水比試験(JIS A 1203)、土の粒度試験(JIS A 1204)、土の透水試験(定水位法)(JIS A 1218)を実施した。粒度試験の結果は、実務的に利用されることが多い Creager による方法⁶⁾で透水係数を推定した。その際、元論文⁶⁾に記載の条件範囲($D_{20}<2\text{mm}$)を満たすデータのみを検討に使用した。また土

の透水試験（定水位法）の供試体の締固め密度は、確認井で実施した密度検層の結果にできるだけ近い値となるように調整した。

4. 調査結果

本報告では、揚水試験で得られた透水係数を基本の値として、単孔式透水試験・室内土質試験およびフローメータ検層で得られた透水係数の結果と比較した（図-2）。

4.1 四日市サイト（確認井）の結果

揚水試験実施区間（観測井：ストレーナ深度 10～14m）の地質は礫混じりの粗粒砂～極粗粒砂が主体で、深度 12.8～13.4m 付近では礫が少なく中粒砂主体であった。揚水試験の結果、深度 10～14m の透水係数はいずれの解析方法でも $1.1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ であった。単孔式透水試験は、非定常のチューブ法・ピエゾメータ法で $1.7 \times 10^{-6} \sim 4.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ （深度 10～14m）であり、揚水試験の結果より 1～2 桁低くなった。フローメータ検層では $6.2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ であったが、改めて確認井にて段階揚水試験を実施したところ、得られた限界揚水量は観測井・揚水井と比較して明らかに低かった。つまり、確認井では孔内洗浄が十分でなかったことで、単孔式透水試験およびフローメータ検層による透水係数が低く見積もられた可能性が考えられる。また図-2(a)には、段階揚水試験結果により井戸損失に起因する水位低下量を推算して補正したフローメータ検層の結果（ $2.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ）を合わせて示した。粒度組成から Creager の推定方法で求めた透水係数は、使用した試料の粒度組成の変化に伴って深度方向にばらつき、深度 10～14m で $2.3 \times 10^{-5} \sim 2.3 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、算術平均をとると $6.1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ であった。室内透水試験は深度 9.4～10.0m の試料で $9.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 、深度 10～14m 区間では $3.0 \times 10^{-4} \sim 4.9 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ であり、同深度の粒度組成から推定した透水係数と整合的な結果となった。以上のように、四日市サイトでは揚水試験による透水係数（ $1.1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ）と比べてフローメータ検層と単孔式透水試験では 1～2 桁低く、粒度組成からの推定値や室内透水試験では全体的にやや高い傾向がみられた。

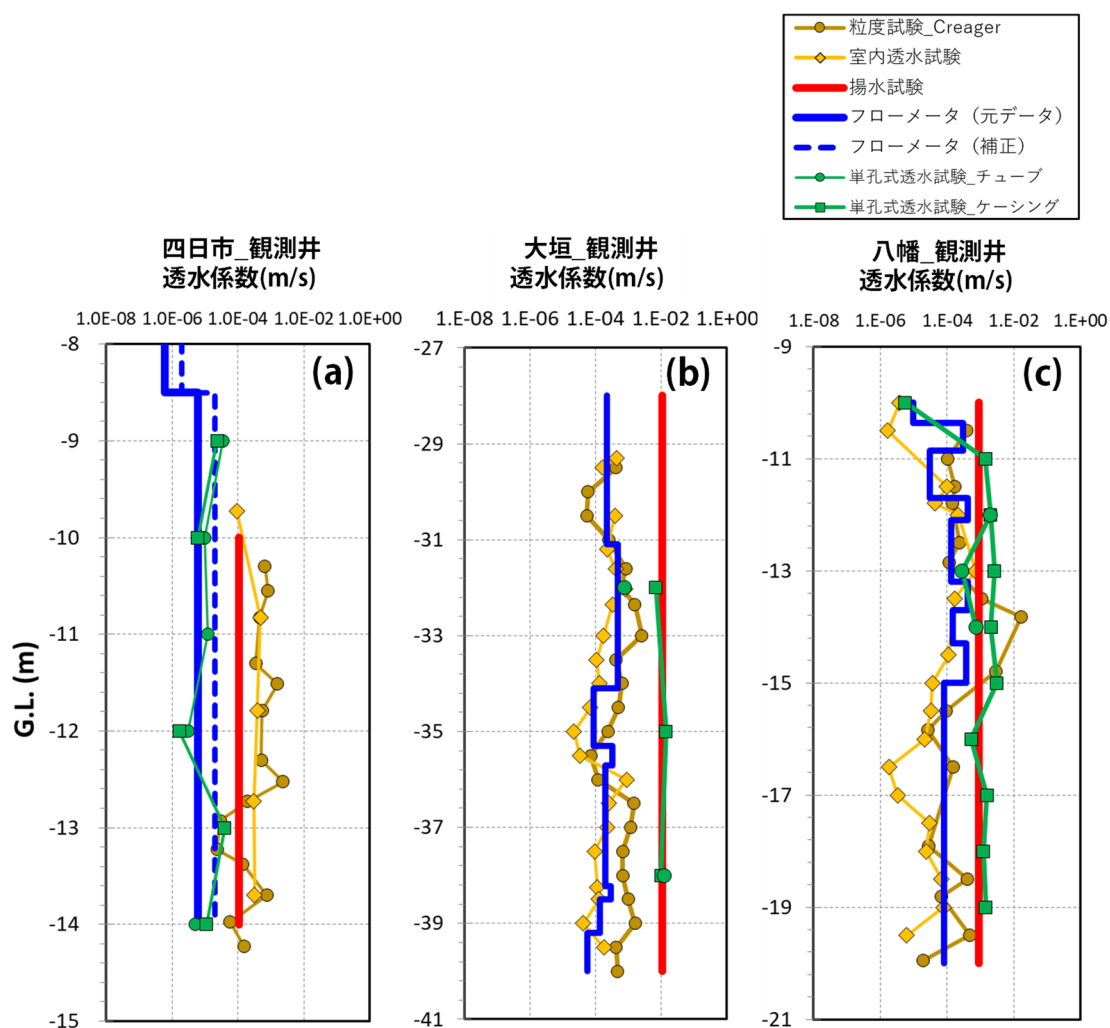


図-2 各調査地点(確認井)における透水係数の比較 ((a)四日市 (b)大垣 (c)八幡)

4.2 大垣サイト（確認井）の結果

揚水試験実施区間（確認井：ストレーナ深度 28～40m）の地質は、深度 28～29m はシルト～細粒砂、深度 29m 以深は大礫（最大礫径 80mm 程度）を含む砂礫層である。ただし深度 35～36m 区間では礫が少なく、均質な粗粒～極粗粒砂が主体である。揚水試験の結果、深度 28～40m の透水係数は解析方法の違いにより $5.9 \times 10^{-3} \sim 1.6 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ （算術平均で $1.1 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ ）であった。単孔式透水試験は、非定常のピエゾメータ法で $6.7 \times 10^{-3} \sim 1.4 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ （試験区間の上端深度：32, 35, 38m）であり、揚水試験の結果とほぼ同等の値を示した。フローメータ検層では深度方向に細かい変化を読み取ることができたが、全体的に揚水試験よりも明らかに低く $5.5 \times 10^{-5} \sim 4.7 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ （ただし、全体の層厚と総流量から計算した値は $3.8 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ）であった。粒度組成から Creager の推定方法で求めた透水係数は、砂礫層部の深度 29～40m で $5.4 \times 10^{-5} \sim 2.5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、算術平均値は $7.1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ であった。室内透水試験は深度 29～40m で $2.2 \times 10^{-5} \sim 8.6 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 、算出平均値は $2.4 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ であった。

以上のように、大垣サイトでは揚水試験による透水係数（ $1.1 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ ）と比較して単孔式透水試験はほぼ同等の結果となる一方で、フローメータ検層と粒度組成からの推定値・室内透水試験では 2 桁程度低い結果となった。

4.3 八幡サイト（確認井）の結果

揚水試験実施区間（確認井：ストレーナ深度 10～20m）の地質は、深度 7.2～9.3m の砂質シルトの下位に礫混じり粗粒～極粗粒砂が深度 13m 付近まで続く。深度 13～15m は大礫（最大礫径 50mm 程度）を含む砂礫層で上位よりも粗い。深度 15～20m は礫混じり粗粒～極粗粒砂で、深度 19～20m では酸化色を呈する。揚水試験で得られた透水係数は、解析方法の違いにより $7.8 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ （算術平均は $9.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ）の値となった。八幡サイトでは、泥水比重計にて揚水した地下水の比重が清水相当であることを確認したのちに、単孔式透水試験・フローメータ検層を実施した。単孔式透水試験（非定常のピエゾメータ法）は深度 10～10.5m 区間では $5.6 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ と低い値を示したが、深度 11～20m では $5.3 \times 10^{-4} \sim 3.1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ （算術平均で $1.7 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ ）であり、揚水試験の結果よりわずかに高いか、ほぼ同等の値を示した。フローメータ検層では深度方向に透水係数の変化を読み取ることができ、深度 10.4m 以深で $3.0 \times 10^{-5} \sim 4.2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ （ただし、全体の層厚と総流量から計算した値は $2.8 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ）となった。揚水試験の結果の約 1/2 の値（ $4.2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ）となった。粒度組成から Creager の推定方法で求めた透水係数は $1.9 \times 10^{-5} \sim 2.8 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ （算術平均値は $4.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ）であった。ただし、砂礫層で最大礫径が大きかった深度 13.5～14.5m では $D_{20} > 2\text{mm}$ と対象外であったため検討から除外している。室内透水試験は $1.7 \times 10^{-6} \sim 7.1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ （算術平均値は $9.2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ）でばらつきが大きかった。これは実地盤の密度が $1.7 \sim 2.1 \text{ g/cm}^3$ と低く、供試体の密度調整が難しかったことが一因であると考えられる。

以上のように、八幡サイトでは揚水試験による透水係数（平均 $9.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ）と比較して単孔式透水試験はほぼ同等、またはわずかに高い結果となった。フローメータ検層ではストレーナ区間全体では 1 桁程度低く、粒度組成からの推定値・室内透水試験ではばらつきが大きかったが、最大値は揚水試験の結果とほぼ同等の値であった。

4.4 結果と課題の整理

今回調査した 3 地点のうち、揚水試験による透水係数は、大きい方から大垣（ 10^{-2} m/s オーダー）、八幡（ 10^{-3} m/s オーダー）四日市（ 10^{-4} m/s オーダー）であった。各種調査手法のメリットと課題・留意点を整理して表-2 に示す。四日市サイトの確認井では、孔内洗浄不足により単孔式透水試験やフローメータ検層で透水係数が小さくなった可能性を述べたが、無水で掘削した観測井でのフローメータ検層では、深度 13.3～14.4m で $1.8 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ の値が得られている⁷⁾ことから、この可能性が支持される。泥水掘削を行った場合は十分な孔内洗浄を実施するのが原則であるが、洗浄の程度は現場判断となっているため、何らかの定量的な基準が必要かもしれない。

大垣サイトの確認井では、フローメータ検層と Creager による推定方法・室内透水試験で 1～2 桁小さい結果となった。室内試験の結果は、採取されたコア試料の状態に大きく依存する。大垣サイトのような大礫が多い砂礫地盤の場合は、最大礫径が孔径に制限されるなど、採取コア試料の粒度組成が実地盤と異なることが予想される。また Creager⁶⁾は砂質地盤を前提とした推定方法であるため、礫質地盤にはそのまま適用できない。このような理由で、大垣サイトの粒度組成からの推定値および室内透水試験の透水係数は、揚水試験より低くなったと考えられる。また、小口径のプロープを使用したフローメータ検層では、高透水性地盤での透水性評価に必要な流量計測に必要な通水断面積が不足している可能性があり、高透水性地盤でのフローメータ検層の精度や適用範囲に関する更なる検証が必要である。

八幡サイトの確認井でも、フローメータ検層による透水係数は揚水試験の結果より小さくなったものの、最大値は揚水試験の約 1/2（ $4.2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ）であり、念入りの孔内洗浄の効果がみられたといえる。一方で、無水で掘削した観測井でのフローメータ検層では最大 $1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ の透水係数が得られており⁸⁾、泥水の影響を完全に除去することの難しさが示唆される。泥水掘削における孔内洗浄の重要性を改めて認識するとともに、完全には実地盤の状態に戻らないことも想定した上で、各種試験のデータを取り扱う必要があると考えられる。

表-2 各調査手法のメリットと課題・留意点の整理

	メリット	課題・留意点
揚水試験 【原位置】	原地盤の浸透特性を他の手法よりも確実に把握できる。	ストレーナ区間全体の透水係数しか得られない。 また、複数の井戸掘削が必要であるため、調査費用が高額になる。
単孔式 透水試験 【原位置】	試験深度ごとの浸透特性の違いを把握することができる。	地盤状況等によっては正確に試験できない場合もある（ボイリングの発生等）。泥水掘削の場合は孔内洗浄が不十分だと正確に測定できない。また、深度方向の変化を連続的に捉えるためには、試験数量が増えるため、調査費が高額になる。
フローメータ 検層 【原位置】	深度方向の透水性の変化を連続的に捉えることができるため、最も透水性が高い深度区間を把握することが可能である。	砂層主体の地盤の場合、揚水試験の結果よりも1桁程度小さくなる傾向がある。砂礫地盤（高透水性の地盤）への適用には、もう少し検証が必要である。
粒度試験 【室内】	試料さえ採取しておけば、必要に応じて試験数量を後から追加することができる	・採取したコア試料の質に左右される ・原位置の密度が考慮されない ・透水係数への換算方法の妥当性
室内透水試験 【室内】	試料さえ採取しておけば、必要に応じて試験数量を後から追加することができる	・採取したコア試料の質に左右される ・供試体の密度調整が難しく、手間がかかる ・原地盤の地下水流れの方向（水平）と異なる

5. まとめ

本調査の結果から、実地盤の浸透特性を泥水掘削の地盤調査ボーリングで正確に把握することの難しさを改めて確認できた。やみくもに各種試験を実施するとコストが増加するため、今後、最も効率的な組み合わせを地盤特性（例えば透水係数のオーダー）ごとに提示したいと考えている。例えば、 10^{-3}m/s オーダーより低い透水係数の地盤を泥水掘削したのちに十分な孔内洗浄を実施した場合、フローメータ検層による透水係数は揚水試験よりも1桁程度低い値（ただし試験区間の最大値として）となることが分かった。より粗粒で高透水性の砂礫地盤での適用にはいくつかの検証が必要であるが、いずれにしても水利用の観点では安全側の評価となり、揚水可能量の最小値の評価は可能である。今後は各試験の実施に伴う詳細なコスト評価を行い、地盤特性に応じた最適な調査手法の組み合わせを提示したい。

謝辞：本報告の成果は、国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO）の委託業務（JPNP19006）の結果得られたものです。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) オランダ土壌品質保証財団（SIKB）：Protocol 11001 Ontwerp, realisatie en beheer van het ondergrondse deel van bodemenergiesystemen. Versie 3.1, 102p. 2023.
(https://www.sikb.nl/doc/BRL11000/Protocol_11001_v3_1_20211102.pdf)(2024年6月12日閲覧)
- 2) KG-NET・関西圏地盤研究会：新関西地盤—京都南部地域と木津川周辺—, 154p., 2021.
- 3) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説—二分冊の1—, 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会編集, pp.534-540, 2013.
- 4) 西垣誠・柴田卓詞・加藤裕将・平田洋一：孔内流速検層装置（フローメータ検層）による多層帯水層の透水性評価, 地盤と建設, Vol.36, No.1, pp.65-70, 2018.
- 5) 西垣誠・柴田卓詞・加藤裕将・岩上聡・平田洋一：流速計、電気伝導度計及び温度計を有する孔内マルチ検層装置による多層帯水層の地層評価, 地盤と建設, Vol.37, No.1, pp.37-44, 2019.
- 6) Creager, W.P., Justin, J.D., and Hinds, J.: Engineering for Dams, Vol.III, Earth, Rock-fill, Steel and Timber dams, John Wiley & Sons, Inc., N.Y., pp.645-649, 1945.
- 7) 伊藤浩子・大谷具幸・三輪義博・嶋田純也・加藤裕将・藤原照幸・戸塚雄三・水谷光太郎・北田奈緒子：地盤調査ボーリング孔を利用した透水係数推定手法の高精度化に関する検討—三重県四日市市での調査事例—, Kansai Geo-Symposium2022 論文集, pp.168-173, 2022.
- 8) 藤原照幸・大谷具幸・三輪義博・中江あすか・加藤裕将・伊藤浩子・水谷光太郎・北田奈緒子・平野浩一：地盤調査ボーリング孔を利用した透水係数推定手法の高精度化に関する検討—京都府八幡市での調査事例—, Kansai Geo-Symposium2023 論文集, pp.27-32, 2023.

切土計画箇所の小丘内に分布する地下水の特徴

○増山孝行¹・鈴木拓海¹・井上公人¹・志賀直樹¹¹ 国際航業株式会社

1. はじめに

トンネルや切土等の建設工事に先立ち岩盤内の地下水位分布や地下水流動機構を把握することは、その周辺に分布する井戸や湧水の枯渇といった工事影響を予測する点において重要である。このため、地質調査やトレーサーを用いた地下水追跡調査を経て地下水位分布や地下水の流動機構を推定する調査が行われている^{1)・2)}。

地下水位分布の推定方法の一つとして、既往の地質調査ボーリングで得られた孔内水位を利用する場合があるが、水文地質踏査による地形地質の把握や水文観測結果による地下水分布状況を加味することで、より精度高い地下水流動機構を推定できるものとする。

本稿では既往の地質調査から高い地下水位が予想された切土計画箇所において、水文調査や水文地質踏査に基づき、地下水の流動機構を概略的に把握した事例を紹介する。

2. 調査地の概要

2.1 地形・地質

調査対象箇所は東西方向 400m、南北方向 300m、低地から尾根までの比高 50m の小丘である。小丘の南側及び南西側には開析谷が発達し、その中腹や麓に崖錐堆積物が薄く分布している（図-1）。

当該地の基盤は古生代の礫岩や砂岩頁岩互層を主体とする。既往の地質調査結果によるとD級に相当する風化部の厚さは2～7m程度と薄く、CM級～CH級相当の硬質な岩盤を10m以上確認している箇所が大半であった。この硬質な岩盤内では亀裂面の風化、変質がほとんど認められなかった。

崖錐堆積物の構成物質は礫混じり砂質シルト～シルト質砂礫が主体である。礫は風化・軟質化した頁岩から成る。

調査対象箇所の地形、地質から、地下水は主に崖錐堆積物中を流下していると想定できる。

2.2 掘削期間中の孔内水位

小丘の最も高い箇所付近で実施された調査ボーリング孔に関し、掘削期間中の孔内水位変動図を図-2に示す。裸孔状態を保持できた2日目以降、孔内水位（翌朝水位）はGL-7.93m～GL-5.73mで推移した。既往成果で設定されたこの孔の地下水位は、最終日の翌朝水位であるGL-5.73m（標高29.70m）である。

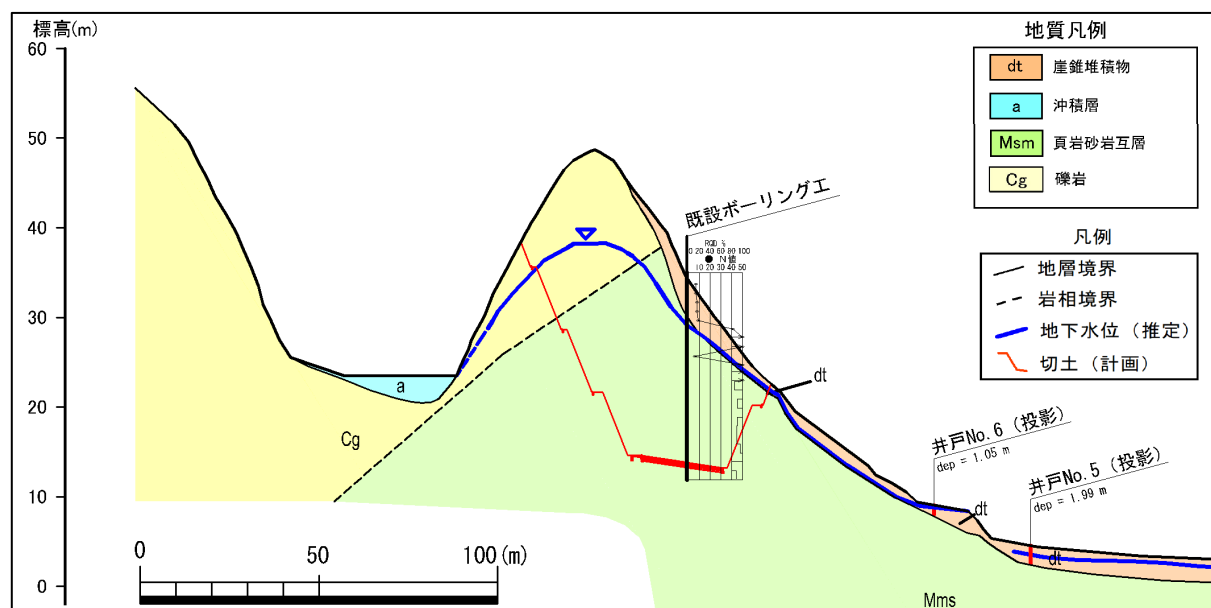


図-1 切土計画箇所の推定地質断面図

Characteristics of groundwater in the hill before cutting

Takayuki Masuyama¹, Takumi Suzuki¹, Kimihito Inoue¹ and Naoki Shiga¹ (¹Kokusai Kogyo Co.Ltd.)

KEY WORDS: Groundwater, Cutting, Water quality, Aquifer

2.3 切土計画

切土は小丘の尾根に沿って計画されており、その高さは30m程度である(図-1)。切土が計画されている深度区間にはCM級～CH級相当の硬質な岩盤が分布している。

2.4 利水状況

小丘の中腹及び麓には主に雑用水として利用されている井戸が分布している。井戸の深さは1～3m程度と浅く、主に崖錐堆積物や沖積堆積物から取水していると想定している。

3. 切土に伴う工事影響と着眼点

当該地で切土工事を実施するに当たり、

2.2節で示された地下水位(標高29.70m)

とした場合、地下水位低下高は約15mになり、これに伴う周辺井戸の水位低下または枯渇といった影響が懸念される。

この影響の程度を予測する際、岩盤内にこれだけの地下水を賦存しているか否かについて検証することが重要である。当該地の地下水位を詳細に把握するためには追加の地質調査ボーリングが有効であるが、まずは微地形判読に基づく水文地質踏査や周辺井戸における地下水位の測定・水質分析を実施し、当該地の地下水特性の把握を試みた。

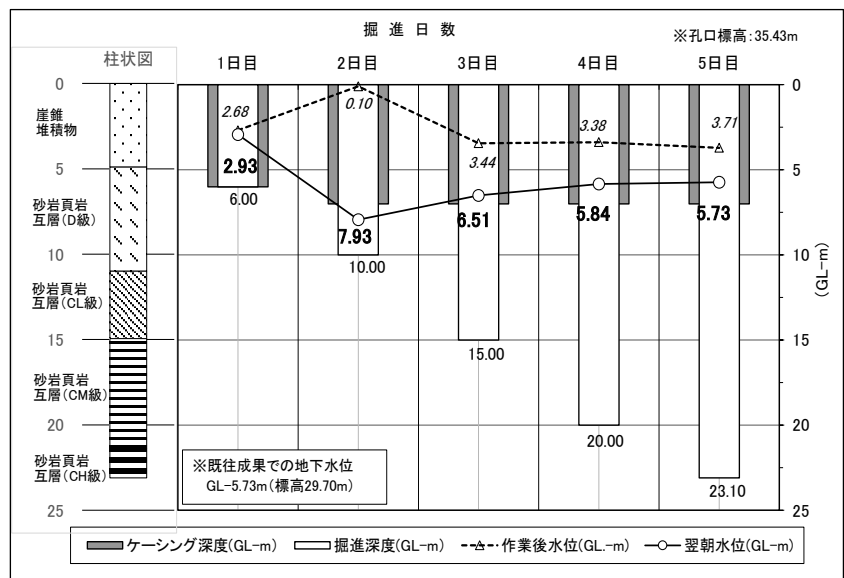


図-2 既設ボーリング孔における孔内水位変動図

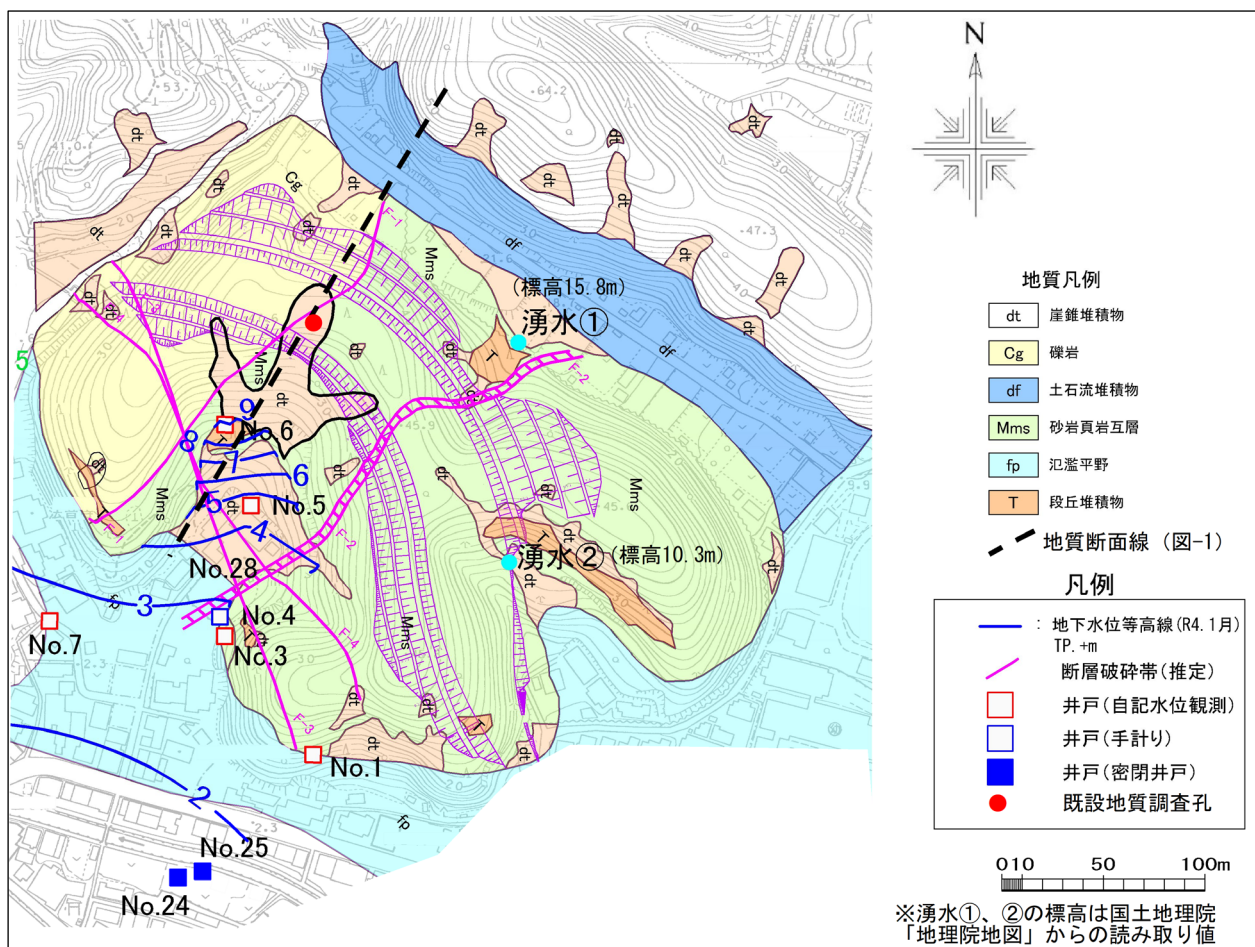


図-3 微地形判読結果及び地下水位等高線(令和4年1月時点)

4. 調査結果

4.1 微地形判読結果

数値標高モデル³⁾や航空レーザ測量成果を用いて微地形判読を実施した。この結果を図-3に示す。小丘内の谷型地形の中腹から末端部にかけて崖錐堆積物が分布する。また、当該地の谷型斜面の一部に、崖錐堆積物とは異なる平坦地に近い勾配の地形が認められたため、これを段丘と判読した。

小丘内には北東－南西方向、及び北北西－南南東方向の断層破碎帯が分布すると推定した。特に北東－南西方向の断層破碎帯が切土断面に直交していることから、工事に伴う地下水の湧出が予想できる。

4.2 水文地質踏査結果

小丘周辺の表層地質は風化等による褐色化や脆弱化が著しく、地質構造や地質境界の把握は困難なほど脆弱化している様相であった。地質構造は北西方向を示し、風化や脆弱化により大局的な構造と異なる局所的な露頭を確認した。

微地形判読で推定した断層破碎帯周辺には崩壊跡地などが確認できたが、断層の存在を示す明確な物証は確認できなかった。

当該地では、複数箇所湧水や流水(跡)が確認できた。湧水の多くは、谷型斜面の崖錐堆積物付近から湧出しているものが多く大抵は染み出し程度であった。ただし図-3中の湧水①(標高15.8m³⁾)、湧水②(標高10.3m³⁾)ではそれぞれ1.2L/分、0.4L/分の流量を確認した。湧水①は断層破碎帯や段丘堆積物の近傍から、湧水②は崖錐堆積物中から湧出していた。

4.3 地下水位観測結果

小丘内に分布する浅井戸を基に描いた地下水位等高線(図-3)から、南西側の開析谷を流下する地下水は大局的に南向きに流下し、沖積堆積物中に流入していることが分かる。

浅井戸の地下水位は降雨に対して鋭敏に反応するものが多く、降雨後から約1～2日後に地下水位上昇のピークがみられる。

浅井戸が降雨に対して鋭敏に反応する点については実効雨量解析⁴⁾の結果からも説明することができる。例えば切土計画箇所にもっとも近いNo.6井戸に関して実効雨量解析を試行したところ、降雨と地下水位変動との間に良好な相関関係がみられることを確認した(相関係数0.65、図-4)。

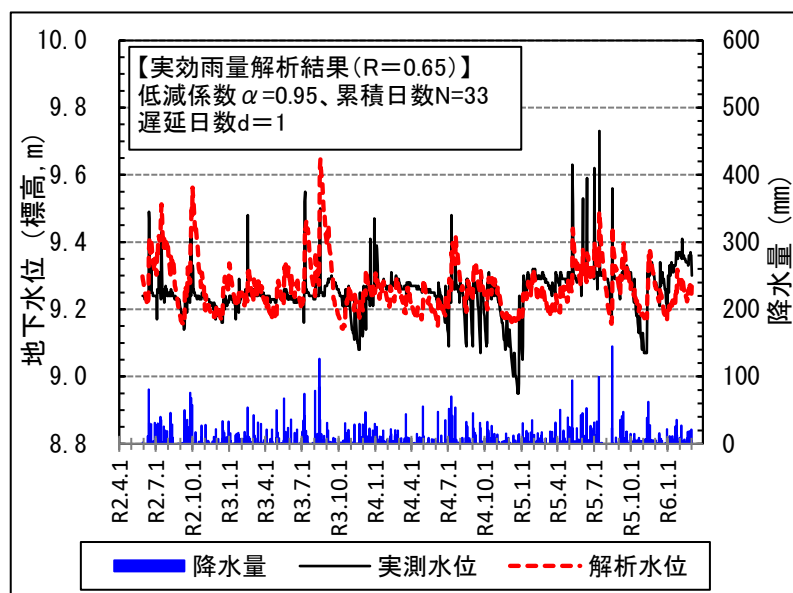


図-4 切土計画箇所直近の井戸における地下水位の実効雨量解析⁴⁾結果

4.4 水質分析結果

小丘内に分布する浅井戸や湧水に関して主要イオン分析を実施し、ヘキサダイアグラムに整理した結果を図-5に示す。浅井戸(例; No.5)や崖錐堆積物中の湧水(例: 湧水②)では溶存イオン濃度が少ないNa-Cl型を示すことが分かった。すなわち、これらの地下水には帯水層中の滞留時間が短いという特徴がある。

一方、湧水①のヘキサダイアグラムの型は崖錐堆積物中の湧水のそれと異なりCa-HCO₃型を示した。これは岩盤内の物質を多く溶存した地下水が滲出した可能性を示唆している。

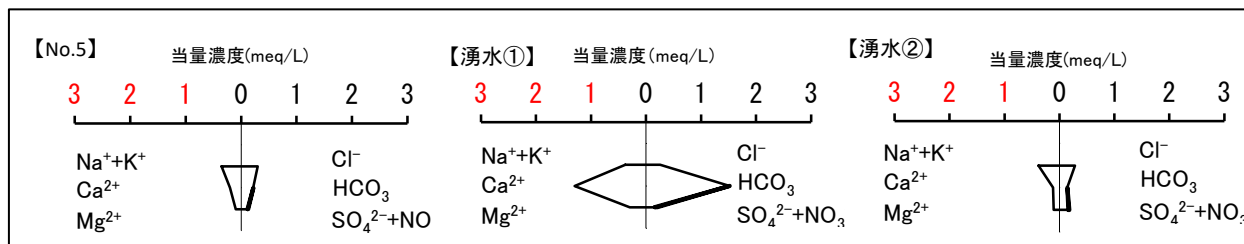


図-5 ヘキサダイアグラム(令和4年1月)

5. 想定される地下水流動機構

切土計画箇所周辺に分布する井戸の深さや地下水位変動の特徴から、当該地に分布する地下水は主に崖錐堆積物中の不圧地下水であると考えられる。加えて、崖錐堆積物中の地下水と水質が異なる湧水①の存在から、少なくとも岩盤中に地下水が賦存している可能性がある（図-6）。岩盤内を地下水が流動する可能性があるとするればD級相当の風化岩内もしくは、断層破碎帯近傍の変質部内と推定できる。

地下水の種類に基づいて推定した、当該地の地下水流動機構は次のとおりである。降雨が崖錐堆積物中に浸透し、不圧地下水が形成される。これに加えて、断層破碎帯や岩盤内中を被圧地下水が流動している。この被圧地下水が地表付近の断層破碎部から流出し、湧水を形成する。

この推定を検証するためには、風化岩中の地下水の水頭や水質のデータを収集・整理することと、これらの特徴と崖錐堆積物中の不圧地下水のそれと比較することが必要である。

6. おわりに

本報告では切土計画箇所である小丘内周辺で水文地質踏査及び地下水調査、及び水質調査を実施した。その結果、当該地内に分布する主な地下水は崖錐堆積物中の不圧地下水であるが、岩盤中の地下水も存在することが分かった。

なお、工事影響評価に関わるパラメータであることから、2つの地下水を把握するための地質調査や水位観測孔の設置及び水質分析を提案し、工事前までに実際の地下水分布や流動機構を明らかにする必要があると結論付けた。

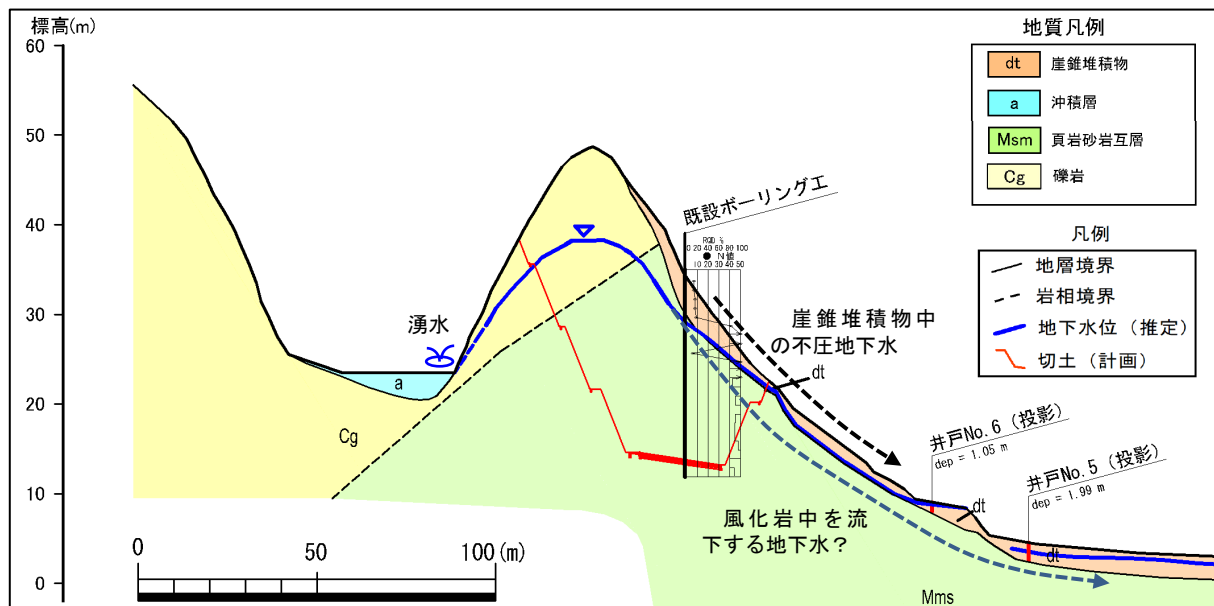


図-6 切土計画箇所推定される地下水流動

参考文献

- 1) 嶋田 純：山体を構成する基盤岩中の地下水流動，日本水文科学会誌，Vol.31，No.2，pp.37-47，2001
- 2) 平松 翼・榊原厚一・赤池俊一・廣田昌大・辻村真貴・恩田裕一：岩盤地下水の流出を示唆する放射性ラドントレーサー，日本地下水学会春季講演会講演予稿集，pp.32-33，2024
- 3) 国土地理院 HP：基盤地図情報（数値地形モデル）5m メッシュ，入手先<<http://fgd.gsi.go.jp/download/>>
- 4) 増山孝行：実効雨量に基づいた地すべり内の地下水位解析－富山県長坂地区の事例から－，日本地すべり学会誌，Vol.45，No.5，pp.34-41，2009

セッション 2

「斜面災害リスク軽減のための4D多層型
ハザードマップの構築とその利活用方法に
関する研究委員会」特別セッション

花崗岩斜面で計測された浅層地下水位上昇特性について

○高橋良輔¹・岡崎敬祐¹・鏡原聖史¹¹大日本ダイヤコンサルタント株式会社

1. はじめに

近年、豪雨による土砂災害の発生が多くなっている。豪雨による土砂移動現象を知るためには、現地によるモニタリング計測が重要である。

本報告は、雨量、土壌水分、地下水位の計測を行っている花崗岩斜面において、土壌水分、地下水位が上昇する降雨イベントを複数回確認できた。これらのイベントに対して、土壌雨量指数との関係を整理することによって、地下水上昇の特性について検討した結果について、報告する。

2. 調査地の概要

調査地は、図-1 に示す兵庫県神戸市北区有馬町唐櫃に位置する南西向き自然斜面で、平成 26 年 8 月豪雨時に表層崩壊が発生した斜面である。崩壊の規模は比高 10m、幅 8m、深さ 1m 程度である。また、崩壊地下部には谷止工が施工されている。地質は、兵庫の地質²⁾によると六甲花崗岩で、尾根部には花崗岩の露岩が認められる。また、崩壊地内には花崗岩が風化したマサ土が分布していた。崩壊地周辺の植生はアカマツが主体の林分となっている。

崩壊地周辺では、測量（平面、縦断）、滑落崖付近で崩壊した土層と同様の深度で乱れの少ない試料の採取を行い、物理試験、透水試験を実施している。また、崩壊地主断面では、簡易動的コーン貫入試験を実施し、図-3 に示すように $N_d \leq 10$ の不安定土砂層、 $N_d \geq 10$ の基盤層の分布を確認している。崩壊地滑落崖～中腹部は不安定土砂層厚 1.0m 程度、崩壊地下部は層厚が 0.5m 未満となっている。

3. 現地計測概要

調査地では、崩壊地内外の地盤内の水分状況を把握する目的で土壌水分計（EC-5, meter 社・WD-3, ARP 社）を設置した。設置箇所は図-2、図-3 に示す崩壊地中心の測線上 C-1、C-2、C-3、C-4 である。C-1 は崩壊地中腹部に位置し、土壌水分計（EC-5）を GL-0.2m、0.4m、0.6m、0.8m と 0.2m おき 4 深度で設置している。C-2 は崩壊地滑落崖より上部に位置し、土壌水分計（EC-5）を C-1 同様 0.2m おき 4 深度で設置している。C-3 は崩壊地の下流側（被覆工外側）に設置し、不安定土層深が浅いため 0.2m おき 2 深度で設置している。

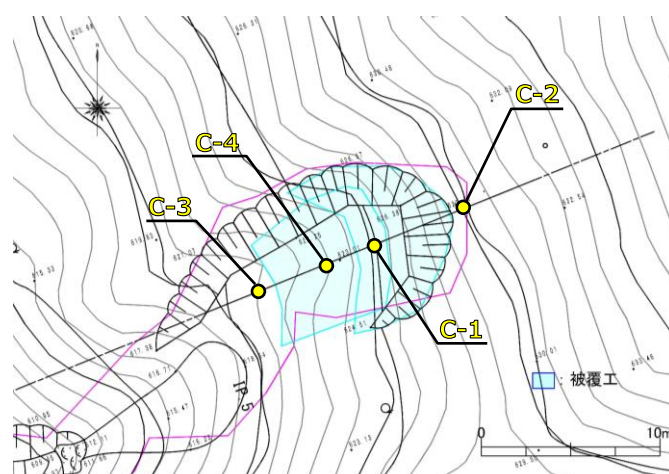
図-1 調査地周辺の地形¹⁾

図-2 センサ設置箇所図

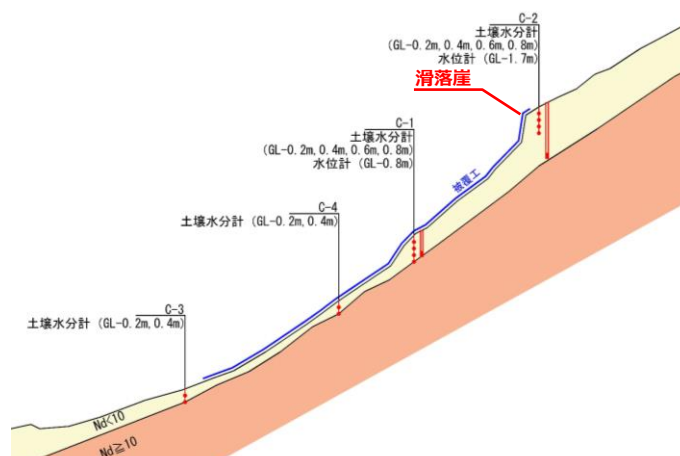


図-3 センサ設置箇所断面図

A study of the Characteristics of Groundwater Level Rise Measured on a Granite Slope

Ryosuke Takahashi¹, Keisuke Okazaki¹, Satoshi Kagamihara¹

(¹Dia Nippon Engineering Consultants Co., Ltd.)

Key Words : granite , slope , soil moisture content , groundwater level , soil rainfall index

C-4は土壌水分計(WD-3)をC-1とC-3の中間地点に0.2mおき2深度で設置している。

地盤内の浅層地下水の流れを把握する目的で、C-1、C-2に水位計(KW-20C, 東京計器社)を設置した。設置箇所は不安定土砂層と基盤層の境界付近とするため、C-1はGL-0.9m, C-2はGL-1.8mとした。

現地の降雨状況を把握する目的で気象計測装置(POTEKA, 明星電気社)を崩壊地下流部(図-2参照)に設置し、雨量や気温、気圧等を計測している。

また崩壊地内には、滑落崖上部から崩壊地下流部にかけて、被覆工として高耐候性ブルーシートを2019年9月7日より設置し、崩壊地の保護を行っている。C-1、C-4センサは被覆工内部に設置しており、降雨の鉛直浸透による影響を受けないため、斜面上流部および側方からの地盤内を浸透する浅層地下水位や高飽和度帯のみを捉えることができる。

4. 現地計測結果

現地計測結果を示す。土壌水分計の観測開始時期は、C-1、C-2が2019年9月7日、C-3は2019年10月25日、C-4は2020年8月25日である。水位計はC-1が2022年8月22日より、C-2が2022年7月8日より計測を行っている。雨量計は2019年4月1日より計測を行っている。土壌水分計の体積含水率は土壌水分計から出力される電圧値をメーカーが公表している校正値を用いて変換したものである。体積含水率はセンサ周辺の密度や個体差の影響で必ずしも一致しないため、絶対値での議論はせず、相対的な変化にのみ着目する。また、一部期間はセンサやロガーの不調によりデータが欠損している。

図-4の(b)、(c)に被覆工の外側に設置した土壌水分計C-2、C-3の計測結果を示す。(f)の雨量と照らし合わせると、降雨のタイミングで体積含水率が増加し、降雨が終わると減少する様子が認められる。この反応は、数値の大小はあれど、時間雨量1mm程度のごく少ない降雨イベントでも認められる。

(a)、(d)には被覆工の内側、崩壊地内部に設置した土壌水分計C-1、C-4の計測結果を示す。体積含水率の増加が複数回認められるが、(b)、(c)の反応とは違い、ほとんどの降雨イベントではセンサの反応が認められない。

(e)の水位計について、C-1水位計が計測期間中に2回、0.1~0.13mの水位上昇を確認している。後述するが、水位上昇時は土壌雨量指数が170mmを超えるような降雨イベントであった。

(f)には計測全期間の時間雨量と土壌雨量指数を示す。なお、ここでの土壌雨量指数は、現地の気象計測装置で計測した時間雨量より計算を行っている。計測期間中の年間降雨量は1300~2400mm、最大時間雨量は55mm(2020年7月8日)、最大土壌雨量指数は188mm(2023年8月15日)を記録している。

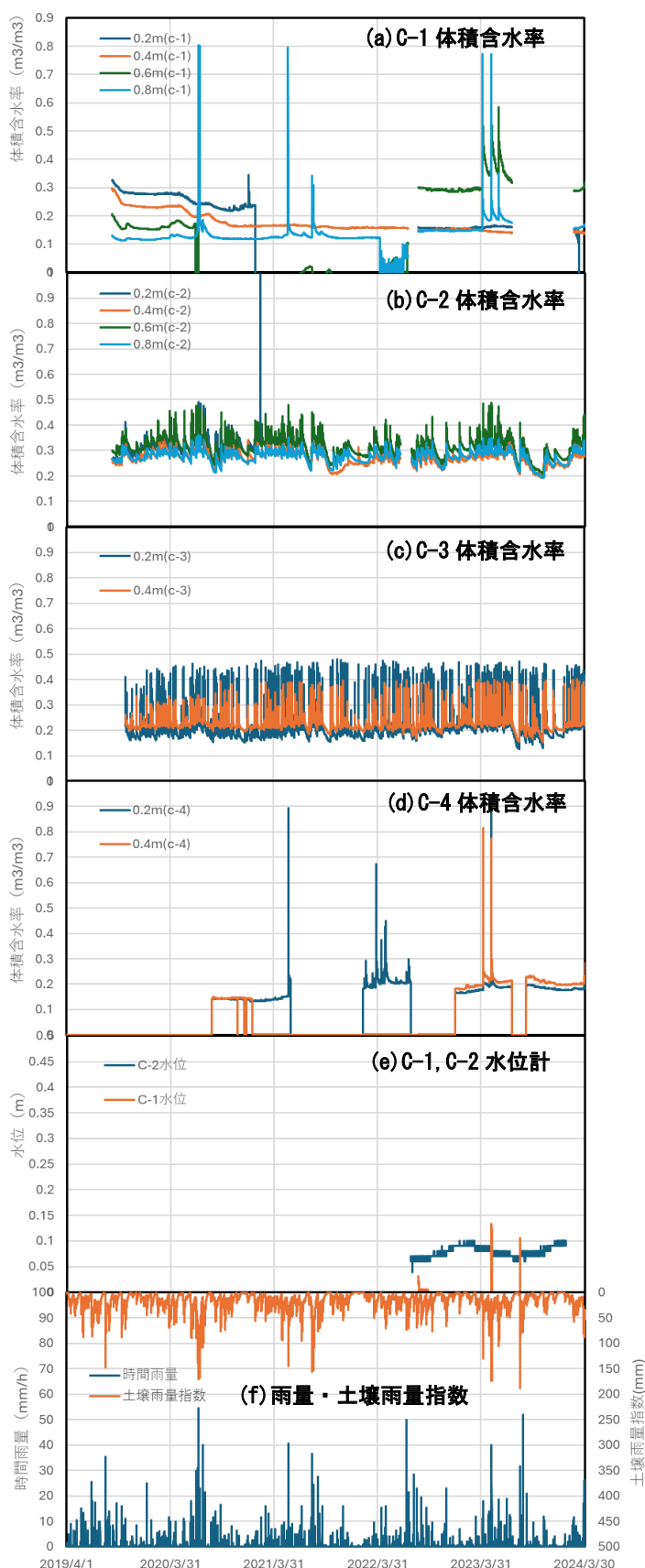


図-4 2019年4月-2024年3月の計測結果

計測期間中の年間降雨量は1300~2400mm、最大時間雨量は55mm(2020年7月8日)、最大土壌雨量指数は188mm(2023年8月15日)を記録している。

5. 結果の考察

(a)C-1 の体積含水率上昇と土壌雨量指数の関係について検討した。図-5 に 2020/6/28～2020/7/18 の(a)C-1 の体積含水率と(f)時間雨量、土壌雨量指数を示す。C-1 は被覆工内に設置したセンサである。

GL-0.2m, GL-0.4m は一切体積含水率の上昇が認められないことから、被覆工により降雨の鉛直浸透は遮断されていることが確認できる。なお、GL-0.6m のセンサはロガーの不調のため異常値を示している。

一方、GL-0.8m のセンサに着目すると、この期間内で 4 回、体積含水率が上昇しているのが確認できる。GL-0.2m, GL-0.4m は体積含水率が変化していないにも関わらず、不安定土砂層と基盤層の境界付近に設置した GL-0.8m は体積含水率の急激な増加が認められる。このことから、不安定土砂層と基盤層の境界付近を流れる浅層地下水位、あるいは高飽和度帯が形成されていることが示唆される。

次に、土壌雨量指数と C-1 の GL-0.8m のセンサの反応の対応を確認した。土壌雨量指数が 100mm を超える降雨イベントの日時、最大土壌雨量指数、体積含水率 (VWC) 増加タイミングにおける土壌雨量指数を示す。この降雨イベントは計測期間中 12 回確認でき、うち 10 イベントは最大土壌雨量指数が 130mm 以上であった。なお、この最大土壌雨量指数は降雨イベントにおける土壌雨量指数の最大値である。

この 12 イベントのうち 2023/8/15 の降雨イベントはセンサの異常により C-1 の体積含水率の測定ができていなかったが、他の 11 イベントでは C-1 の GL-0.8m センサで体積含水率の急激な上昇が確認できた。逆に、この 11 イベント以外では C-1 の GL-0.8m の体積含水率の急激な上昇は認められず、現時点では土壌雨量指数が 100mm を超える降雨イベントが発生した際にのみ C-1 の GL-0.8m の体積含水率が上昇している。

また、体積含水率が急増する時刻での土壌雨量指数 (VWC 増加時土壌雨量指数) を見ると、11 イベント全て 100mm を超えている。さらにこのうち 6 イベントでは 130mm を超えている。つまり、土壌雨量指数が 100mm～130mm になるタイミングで不安定土砂層と基盤層との境界の体積含水率が増加し、高飽和度帯あるいは浅層地下水位が形成されていると考えられる。

図-6 に 2020/7/14 降雨イベントの C-1 土壌水分計と時間雨量、土壌雨量指数を示す。土壌雨量指数 130mm となる 7/14 8:00 時点で体積含水率が増加し始め、その後土壌雨量指数が最大化する 11:00 に体積含水率もピークを示し、その後減少している。土壌雨量指数が高い状態ではあるが、降雨が弱まると体積含水率は急速に低下している。

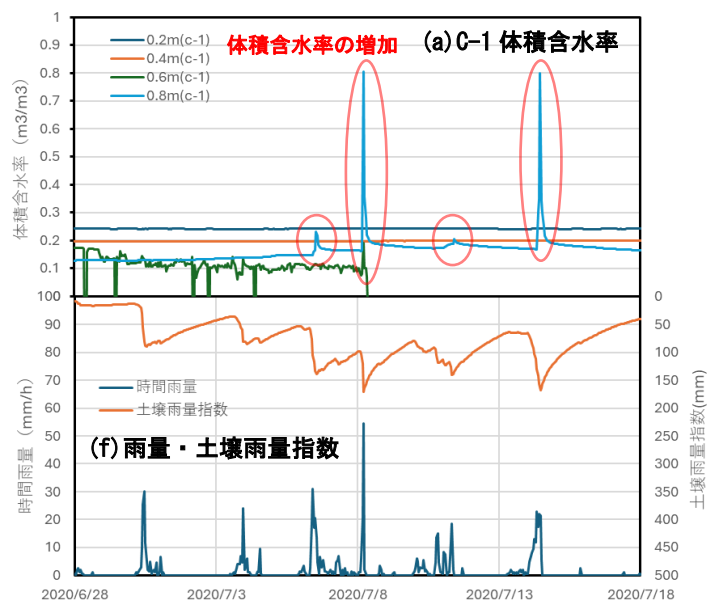


図-5 2020 年 6 月 28 日～2020 年 7 月 18 日の計測結果

表-1 (a)C-1 体積含水率上昇時の降雨イベント諸元

	日付	最大 土壌雨量指数 (mm)	VWC増加時 土壌雨量指数 (mm)	C-1土壌水 分計の反応
1	2020/7/6	139	139	○
2	2020/7/8	171	171	○
3	2020/7/11	141	135	○
4	2020/7/14	168	130	○
5	2020/7/25	109	109	○
6	2021/5/21	145	145	○
7	2021/8/13	156	156	○
8	2021/8/18	153	129	○
9	2023/4/7	130	110	○
10	2023/5/8	173	118	○
11	2023/6/2	105	105	○
12	2023/8/15	188		不明

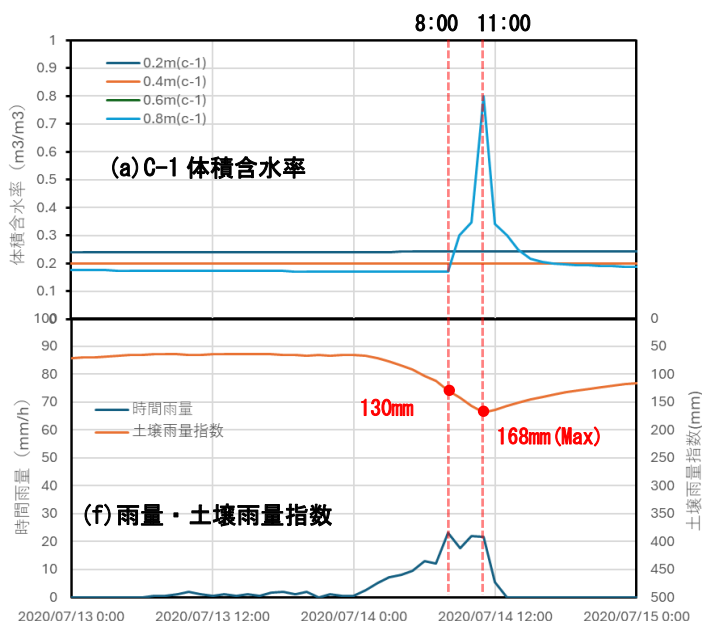


図-6 2020 年 7 月 14 日降雨イベントの計測結果

本調査地の地域メッシュ（52351139）における大雨警報・注意報の土壌雨量指数基準値は令和元年5月8日発表時点で注意報：107mm、警報：149mm³⁾となっている。なお、令和6年5月23日現在では土壌雨量指数基準値が見直され、注意報：128mm、警報：189mm⁴⁾となっている。この大雨注意報クラス（土壌雨量指数 107～128mm）、あるいはそれ以上の土壌雨量指数を計測する降雨イベントでは不安定土砂層と基盤層の境界付近で浅層地下水位あるいは高飽和度帯が形成され、地盤が不安定化すると想定される。

なお、(d)C-4 は、(a)C-1 と同様被覆工内に設置したセンサである。ログの不調期間が長く、正確なデータが取れていないため今回はC-1 のみに着目しているが、正しいデータが取得できていると考えられる期間では、図-7 に示すように2021/5/21、2023/4/7、2023/5/8 に、土壌雨量指数の上昇に応じた体積含水率の上昇というC-1 と同様の傾向が確認できている。

次に、水位計と土壌水分計、土壌雨量指数の計測結果の関係について確認した。計測期間中、C-1 水位計で水位の上昇が認められたのは図-8 に示すように 2023/5/8 と 2023/8/15 の二回である。

図-9 に 2023/5/8 降雨イベントの(a)C-1 体積含水率、水位計と(f)雨量、土壌雨量指数計測結果を示す。①はC-1 体積含水率が増加した時刻(5/7 2:00)で、このときの土壌雨量指数は 118mm である。その後、②(5/8 1:00)に最高水位(GL-0.77m)が計測され、③(5/8 3:00)に水位が下降している。水位の下降と同時に時刻から GL-0.6m、0.8m の体積含水率も下降を始めている。水位の上昇は体積含水率がピークとなる時刻で確認されていることから、豪雨時には不安定土砂層と基盤層の境界付近で形成された高飽和度帯が飽和し水位が形成されと考えられる。この時の土壌雨量指数は 173mm と計測期間の中で 2 番目に高い。③は水位が下降を始めるタイミングで、土壌雨量指数 159mm と高いが降雨が弱まったタイミングで水位・体積含水率が急激に低下しており、降雨が弱まると継続的に水位を維持できないことが確認できる。

同じく水位が観測された 2023/8/15 の降雨イベントの計測結果を図-10 に示す。このイベントではC-1 の体積含水率がセンサの異常により計測できておらず、水位と土壌雨量指数にのみ着目する。水位の上昇・下降が 3 回に分かれており、1 回目は 8/15 13:00 に土壌雨量指数 128mm 記録時点で水位が約 0.11m、3 時間後に水位が減少したのちに 17:00 に再度水位が 0.07m 上昇（土壌雨量指数 138mm）、19:00 に再度水位が 0.11m 上昇（土壌雨量指数 169mm）している。このイベントでは、土壌雨量指数 128mm 時点で水位を確認し、その後 188mm まで上昇し続けているが、その間、水位の上昇と下降を繰り返している。最終的には土壌雨量指数のピークが過ぎる時点で水位も下降しはじめた。

以上より、土壌雨量指数と体積含水率・水位には以下の傾向があると考えられる。

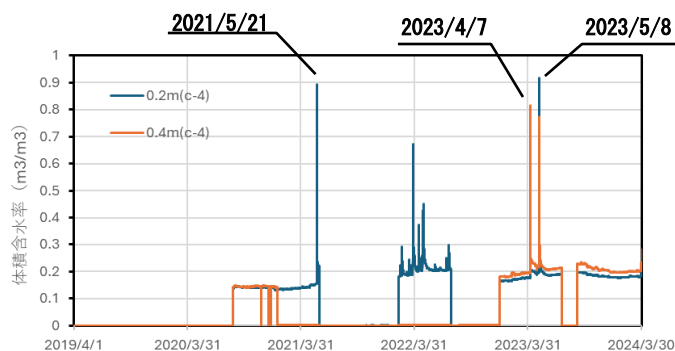


図-7 C-4 土壌水分計計測結果

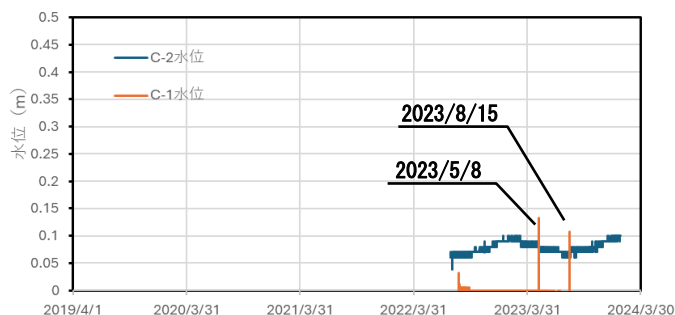


図-8 水位計計測結果

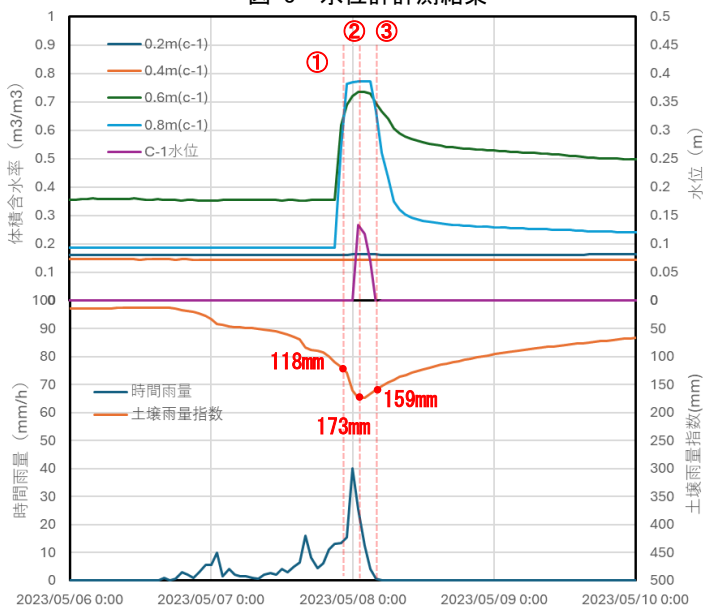


図-9 2023 年 5 月 8 日降雨イベントの計測結果

- (1). 降雨により土壌雨量指数が 100~130mm を超えると、不安定土砂層と基盤層の境界付近で高飽和度帯が形成される。
- (2). 高飽和度帯が形成された後、さらに土壌雨量指数が増加する（地盤内に雨水が供給される）と飽和帯となり、浅層地下水位が形成される。
- (3). (2)状態から土壌雨量指数が減少（地盤内への雨水供給量が減る）するタイミングで水位が低下、あるいは高飽和度帯の飽和度が減少する。

この傾向を基に本調査地で崩壊発生時の土壌雨量指数を確認した。図-11 に平成 26 年 8 月 8 日～8 月 11 日の調査地における解析雨量および土壌雨量指数を示す。①に示す 8/9 の 4:00～12:00 にかけて、土壌雨量指数が 100～167mm と上昇し続けており、このタイミングで高飽和度帯あるいは浅層地下水位が形成されていると考えられる。その後、②8/9 の 4:00～8/10 の 12:00 にかけては土壌雨量指数が低下しており、上記(3)で述べたように、一度水位が低下していることが想定される。次に③8/10 の 9:00～13:00 にかけて再度土壌雨量指数が 134～256mm と短時間で急増しており、この③時に水位が急激に上昇し崩壊に至ったと考えられる。

ただし、②～③期間のように先行降雨①により土壌雨量指数が 100mm 以上の状態から、豪雨によりさらに土壌雨量指数が急激に増加するような現象は、本調査の計測期間では確認できておらず、先行降雨の影響で水位や高飽和度帯が残存した状態からの豪雨によりさらに水位が上昇した可能性も考えられる。

6. まとめ

本報告では、花崗岩斜面で体積含水率、水位の計測結果と土壌雨量指数の関係から、基盤層と不安定土砂層の境界付近の高飽和度帯や浅層水位の上昇特性について検討した。計測結果から、土壌雨量指数が大雨注意報クラスである 100～130mm 程度になると、基盤層と不安定土砂層の境界付近で高飽和度帯が形成され、そこに雨水が供給されることで浅層地下水位が形成されることが確認できた。その後、地盤内への降雨の供給が少なくなり、土壌雨量指数が低下するタイミングで高飽和度帯の飽和度減少あるいは浅層地下水位低下を確認できた。このことから、浅層地下水位の上昇という観点から崩壊危険度が増すのは土壌雨量指数が 100mm～土壌雨量指数のピーク時刻までと考えられる。

さらに、この特性を基に、平成 26 年 8 月の崩壊発生時の土壌雨量指数から水位の上昇、下降タイミングについて考察を行った。崩壊発生時は、先行降雨により 100mm 以上の高い土壌雨量指数を維持したまま短時間の非常に激しい雨により水位が急増し、崩壊に至ったと考えられる。なお、今回は浅層地下水位上昇特性に焦点を当てているが、短時間の急激な降雨のため、表層からの鉛直浸透により表層付近の飽和度が上昇していることが崩壊に大きく寄与している可能性が高く、表層からの浸透と水位のどちらが卓越して崩壊に影響しているかは不明である。

今回は土壌雨量指数と水位、体積含水率の反応タイミングに関して検討を行ったが、土壌雨量指数と水位の上昇量については計測データの不足のため検討を行えていない。今後データをさらに収集し、浅層地下水上昇特性を確認していきたい。

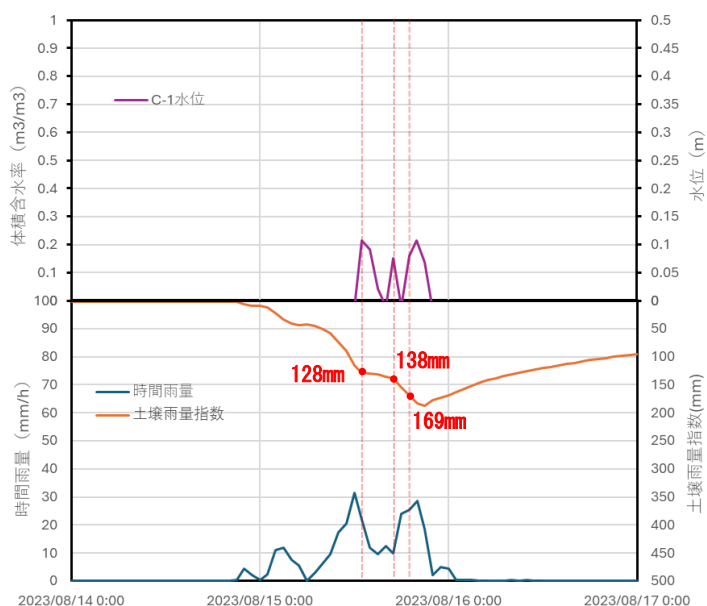


図-10 2023 年 8 月 15 日降雨イベントの計測結果

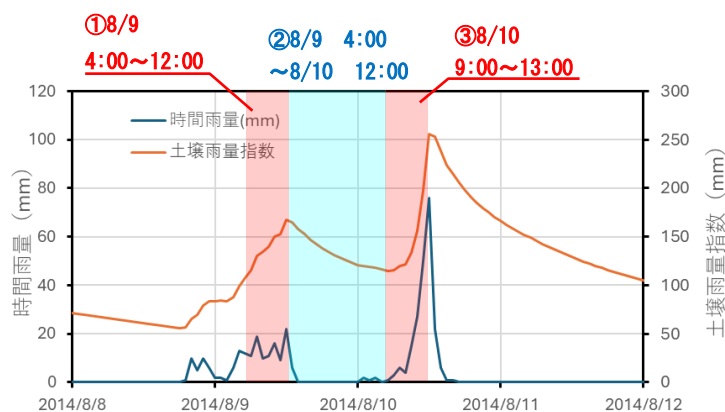


図-11 2014 年 8 月 8 日～11 日の解析雨量と土壌雨量指数

参考文献

- 1) 国土地理院 HP, 地理院地図 / GSI Map
<https://maps.gsi.go.jp/#16/34.776509/135.239081/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1> (202.6.27 閲覧)
- 2) 兵庫県土木地質図編纂委員会：兵庫の地質，1996
- 3) 気象庁，(別添) 大雨警報・注意報の土壤雨量指数基準値（令和元年 5 月 8 日現在），
https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/kijun/hyogo/dosha_hyogo.pdf (2024.6.27 閲覧)
- 4) 気象庁，大雨警報・注意報の土壤雨量指数基準値（1km 四方） 兵庫県（令和 6 年 5 月 23 日現在），
https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/kijun/hyogo/dosha_hyogo.csv (2024.6.27 閲覧)

POF センサーを用いた通潤橋の土砂部における水分計測の一例

芥川真一¹・○中村文哉²・西慶喜³・大津山恭子³¹神戸大学大学院工学研究科教授・²神戸大学大学院工学研究科学生³山都町教育委員会生涯学習課・学芸員

1. はじめに

近年、日本で自然災害が激甚化している中で、豪雨や地震による土木構造物への影響をリアルタイムでモニタリングすることの重要性はますます高くなっている。熊本県にある通潤橋（図-1, 2023 年に国宝に指定）は、2016 年 4 月に発生した熊本地震により、通水管の目地漆喰から水漏れが発生する被害を受けた。また、修理中の 2018 年 5 月には豪雨による影響で石垣が一部崩落した。その後全体の修復を終え、新型コロナウイルスの影響により休止していた放水も再開されている。現在は、この石垣崩壊事例を受け、橋の両端に小さな土堤を設置し、豪雨時に発生し得る表面流水を橋の左右に落下させるなどの安全対策を施している。本研究では、現在の通潤橋の健全性を再確認する観点から、その通水管からの漏水の有無、また漏水があった場合の水分を含んだ土砂部の挙動に関する情報を得るため、プラスチック光ファイバー（Plastic Optical Fiber, 略称 POF¹⁾）センサーを地中に設置し、漏水や降雨の浸透の有無、凍結の有無を計測したので、その概要を報告する。



図-1 通潤橋の写真・面外変形の様子・土堤

2. POF センサーの方法論

2. 1 POF センサーと X1 について

本研究では POF センサーが捉えた光の明るさを表現するために光強度 L という値を用いる。この値は 0~255 までの値をとる赤 L_R 、青 L_B 、緑 L_G それぞれの光強度から $L = \sqrt{L_R^2 + L_B^2 + L_G^2}$ として算出され、0~441 の値をとる。また、モバイル機器のカメラを使用して、POF センサーが捉えた光の変化を検出して記録する X1 という画像処理アプリを用いて計測を行った¹⁾。

2. 2 POF センサーの概要と設置場所

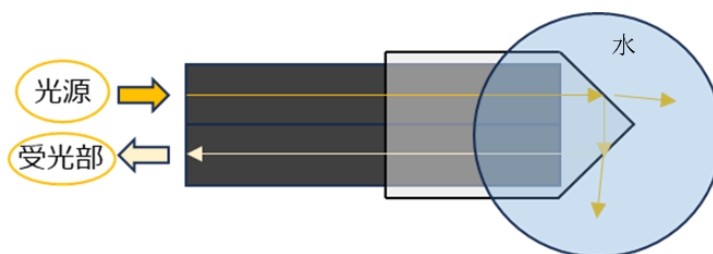


図-2 RR センサー模式図

Monitoring of water content in soil part of Tsujun Bridge by plastic optical sensor

Fumiya Nakamura, Shinichi Akutagawa : Kobe University

Yoshinobu Nishi, Kyoko Otsuyama : Yamato-cho, Kumamoto Prefecture

KEY WORDS: monitoring, sensor, groundwater, frozen

ここで使用した POF センサー (図-2) は、光の反射 (Reflection) と屈折 (Refraction) の原理を応用した RR センサーと呼ばれるもので、2 本の POF (直径 2.2mm) と先端を 45 度加工したアクリル製のキャップ (外径 6mm、長さ 10mm) の円筒形で先端部が斜めの面に加工されたものを紫外線接着剤で固定したものである。光源から一方の POF に光を送り、アクリル製キャップの先端で水の存在を感じた後に、戻ってくる光を X1 で検知する。簡易実験によって水分の検知により光強度が 60% 程度低下することを確認している。また、水の凍結・融解を検知することもでき、水の凍結の際には光強度が 40% 程度上昇し、融解の際には光強度が低下することを確認している。

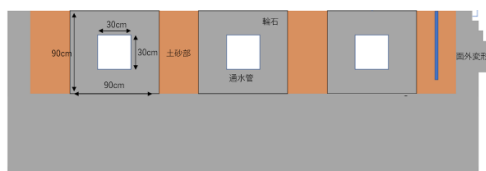


図-3 通潤橋の断面図

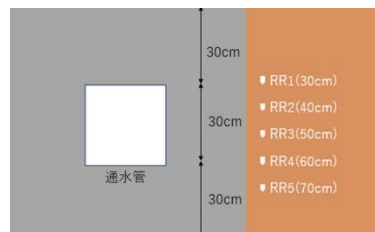


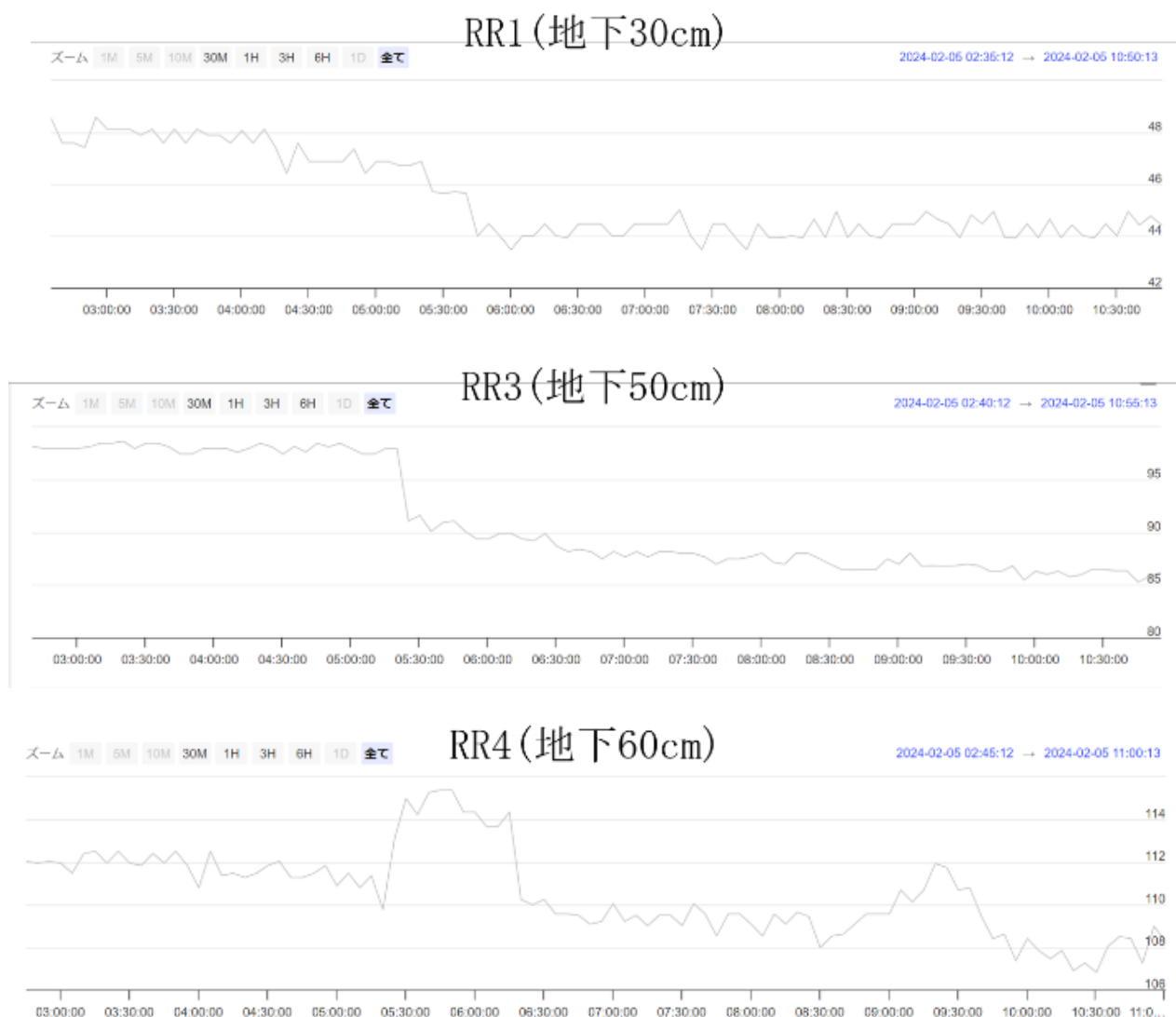
図-4 RR センサーの設置箇所と本数

通水管と壁面の間にある土砂部 (図-3) に穴を掘り、図-4 のように地下 30cm～70cm に 10cm 間隔で計 5 個の RR センサー (RR1 から RR5 まで) を設置した。RR センサーが捉えた光データは現地に設置したネットワークカメラが 10 分ごとにサーバーにアップロードする静止画像を X1 で分析することで記録するようにした。

3. 結果

3. 1 降雨の浸透、漏水検知のモニタリング結果

2024.2.5 の雨を例に、降雨により地中へ浸透した水を RR センサーが検知したデータを示す。



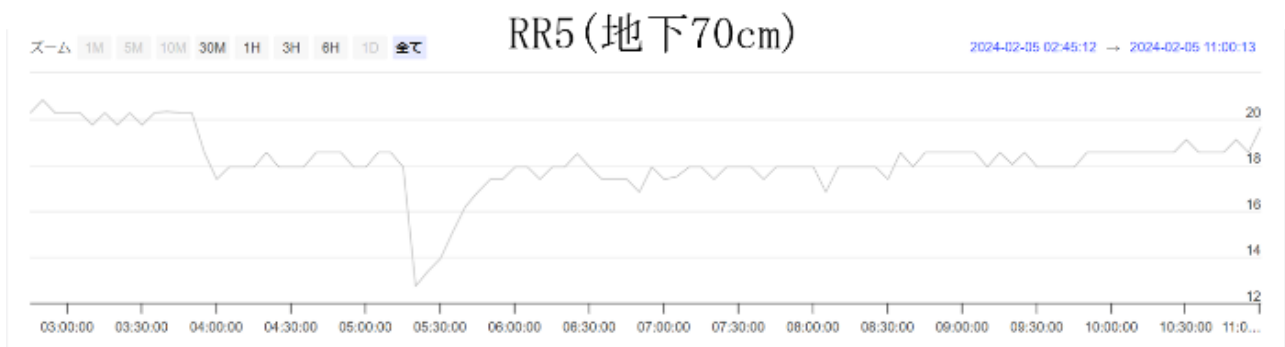


図-5 RR センサーの光強度変化 (2024. 2. 5)

図-5 の RR1 は 2 月 5 日の 4:30 頃～6:00 頃にかけて光強度が 10%程度低下していることから水を検知したと判断できる。センサーの感知部分が完全に水で覆われた場合、簡易実験により光強度が 60%程度低下することを確認しているため、今回の結果では RR1 のセンサー感知箇所の一部に水分が付着した状態だったと考えられる。同様に RR3 は 5:30 頃に光強度が低下し、水を検知している。RR4 は 5:30 頃に一度光強度が上昇しており、その正確な原因は分からないが、不飽和な地中でセンサー周辺が水→空気→水の状態になることで光強度が上下していると考えている。全体で見ると光強度が低下しており、6:00 頃に水を検知していると判断できる。以上の様に時間差で各センサーが反応を示していることから、降雨による雨が時間をかけて徐々に地中へ浸透している様子が確認できた。一方 RR5 に関しては 4:30 頃にセンサーが水を検知しており、先ほどの徐々に水が浸透しているという様子に反している。理由として、降雨による雨が通水管に流入し、そこからの漏水を RR5 が検知した可能性も考えられる。通潤橋に設置した雨量計・気象庁が発表している熊本県山都町の降水量データからも 2024.2.5 に降雨が発生した事が確認でき、通潤橋の地中に設置した RR センサーが、降雨発生の有無・浸透状況を測定できていると判断できる。今後の課題として、RR4 の観測データのように、短時間の間に光強度が上昇した際に、不飽和な地中で実際にどのような現象が起こっているかの分析を行う必要があると考えている。

3. 2 地中の水分凍結のモニタリング結果

2023 年の 12 月 21 日～24 日にかけて気温が氷点下だった際のデータを示す。

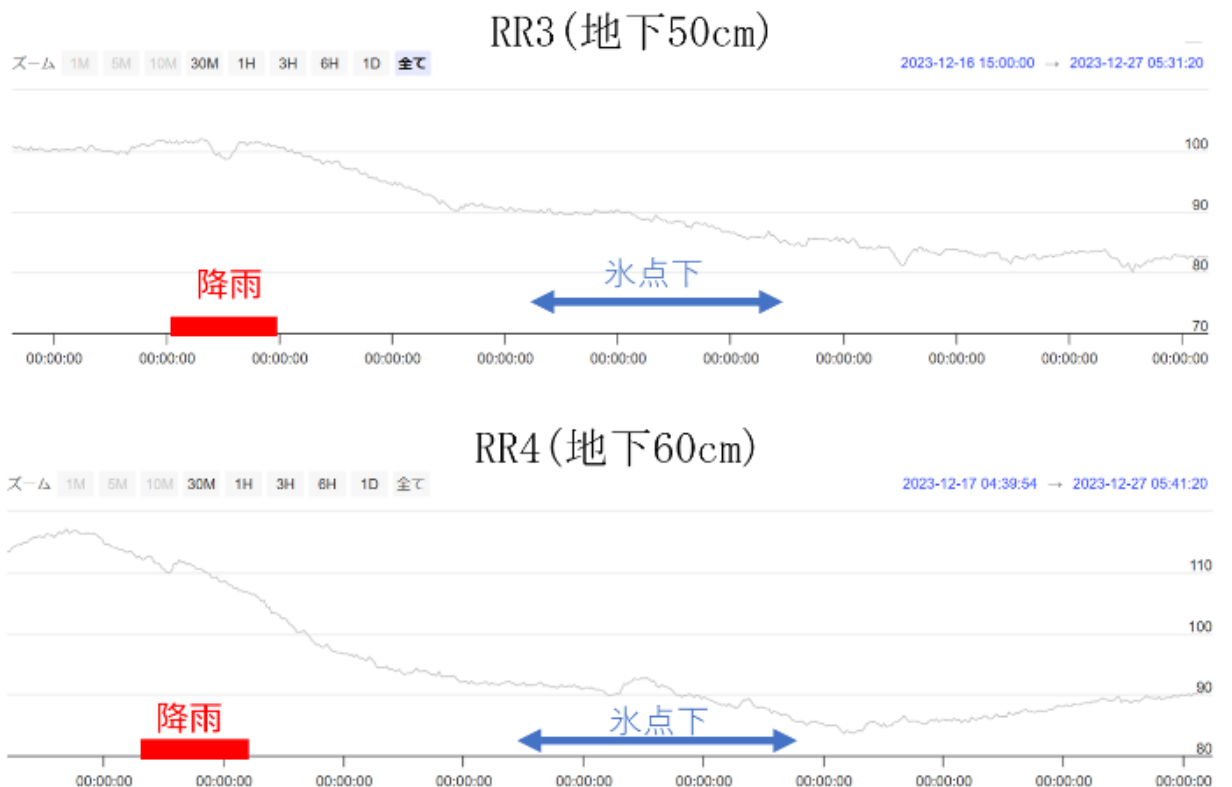


図-6 RR センサーの光強度変化 (2023 年 12 月)

図-6 の青矢印の区間は、2023 年の 12 月 21 日～24 日の気温が氷点下だった期間を指しており、赤色の長方形は、2023.12.19 に発生した降雨の期間を指している。氷点下の気温データに関しては、気象庁が発表している熊本県山都町の気温データを参考にしている。RR3, RR4 共に 2023.12.19 の降雨による水の浸透を検知し、光強度が低下している。また、

氷点下の期間である 21 日～24 日の間も光強度の低下が続いている。簡易実験により水が凍結した際は光強度が 40% 程度上昇する事が分かっており、本データでは光強度の上昇が発生していないことから地中での凍結は発生していないと判断できる。2024 年 6 月 21 日に、通潤橋土砂部の地下 10cm・20cm 地点（RR センサを設置した箇所の近傍）に設置した温度計（製品名：おんどとり）のデータを回収した結果、図-7 のような結果が得られた。この温度計データからも 2023 年の 11 月～2024 年の 3 月にかけて土砂部の温度が氷点下となった期間はなく、地中で水分の凍結は発生していないと確認できた。

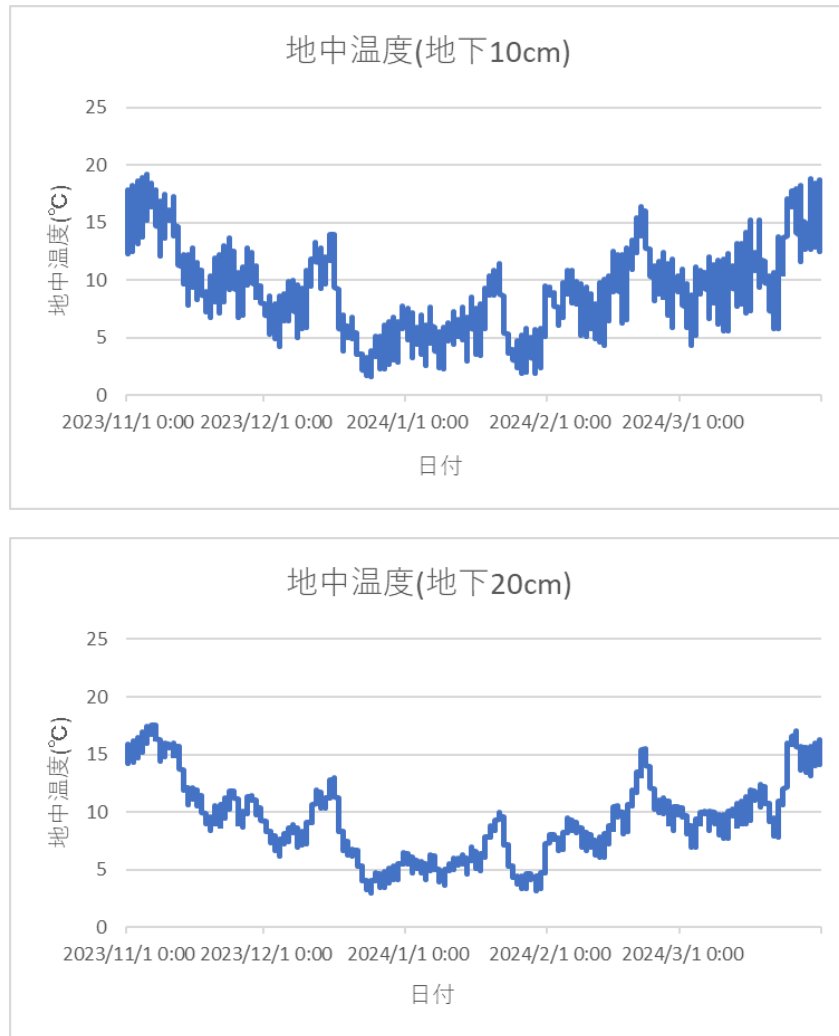


図-7 地中 2 箇所(地下 10cm・地下 20cm)の温度計データ

4. 結論

通潤橋の土砂部に POF センサーを設置しデータ収集と分析を行った結果、以下の事が確認できた。1) 降雨の発生の有無、また降雨が時間をかけて地中に浸透していく様子を RR センサーで確認できた。2) RR センサーが記録したデータを分析したところ、地中での水の凍結は確認できなかった。また、これは地中温度が最低で 2° 程度までしか低下していなかったことから、地中での水分凍結は起こっていなかったことが確認できた。3) 降雨の浸透と通水管からの漏水が同時に発生していた場合、現状では両者を区別することには注意を要する。

今後は、通潤橋で放水イベントが開催される際の水路からの漏水の有無などに関して分析を行い、通水管からの漏水の有無、漏水していた場合のセンサーの光強度変化の様子などを確認していく必要がある。

参考文献

- 1) 芥川真一・井上雅之・林稔・松村匡樹・土本真史：プラスチック製光ファイバーセンサーとスマートフォンアプリを用いた斜面防災モニタリングの低コスト化の実現に向けた研究，Kansai Geo-Symposium，地盤工学会関西支部，vol.8，pp.209-214，2020.11
- 2) 清原崇：通潤橋のモニタリングと地盤内水分検知における注意点に関する基礎的研究，卒業論文，神戸大学工学部市民工学科，2023

気象庁の雨雲レーダーによる予報と現地局所雨量観測を組み合わせた土砂災害発生危険度の評価 —福井県福井市高須町における事例—

○浅井奏音¹・小山倫史²・山田忠幸³¹株式会社サンワコン・²関西大学社会安全学部・³山田技研株式会社

1. はじめに

福井市高須町は、土砂災害の警戒区域に指定されている場所が多く、土石流や地すべりなどの土砂災害のリスクが高い中山間部の集落である。よって、2015年7月より独自の気象観測装置（山田技研株式会社製）を設置し、実測した現地局所雨量を用いて、土壌雨量指数や60分間積算雨量を算出し、スネーク曲線を描くことで土砂災害発生危険度を分析し、その結果を住民と共有してきた¹⁾²⁾。しかし、これまで行ってきた土砂災害発生危険度の評価は、実測した現地局所雨量に基づいているため、降雨が観測されない限り、スネーク曲線を描画することができない。したがって、降雨中のまさに現在の土砂災害発生危険度は評価できるが、将来、土砂災害の危険度がどのように推移するかを予測することはできず、豪雨時における住民の早期警戒や避難行動へ繋がるための判断材料としては不十分である。よって、実測の現地局所雨量のみならず将来の降雨予測を踏まえた土砂災害発生危険度の評価が必要不可欠である。

そこで、本研究では、福井市高須町で実測した現地局所雨量と気象庁のレーダーによる解析雨量の予測値を組み合わせてスネーク曲線を描画することで、将来の土砂災害発生危険度の推移を予測する方法を提案する。また、新たに提案した手法を実際の降雨に適用し、検証を行った。

2. 解析雨量の予測値を用いたスネーク曲線の描画

2.1 解析雨量およびその予測値の取得方法

実測雨量の取得は、2015年7月より独自の気象観測装置で観測される降雨の実測値を用いる。一方、「雨雲レーダー」による解析雨量およびその予測値（降水短時間予報）は、気象庁が公開するキキクル³⁾において、「雨雲の動き」および「今後の雨」として明示されている。「雨雲の動き」は予測値が1時間先までの5分ごとに「1時間降雨強度」が表示されているのに対し、「今後の雨」は、最大15時間先までの「1時間雨量」が表示されている。本研究では、「雨雲の動き」および「今後の雨」で示されている解析雨量の予測値（降水短時間予報）の画像をWebから必要な情報を自動取得することができるpythonを用いたウェブスクレイピング技術により雨量を表した画像を取得し、画像1ピクセルの色情報を表すRGB値を取得する。気象庁の「雨雲の動き」や「今後の雨」は、地図が表示されたレイヤーの上に解析雨量の実測値や予測値の画像のレイヤーを重ねることで表示されているため、本研究では、解析雨量の確定値や予測値の画像のみを取得している。気象庁の予測雨量の更新頻度は「雨雲の動き」が5分間隔であり、「今後の雨」が10分間隔であるため、予測値の画像取得は10分間隔で行っている。また、10分間隔で画像の取得を実行するためにwindowsの自動でタスクを実行することができる「タスクスケジューラ」を使用した。なお、予測値の画像は、最大で15時間先の画像を取得することができる。また、「福井県河川・砂防総合情報」⁴⁾で公開している「土砂災害危険度情報」では、土砂災害警戒情報の発表指標となる「スネーク曲線」を公開しており、現在時刻から3時間先までの土砂災害発生危険度を表示している。よって、本研究においても3時間先までのスネーク曲線を描画するため、雨量の予測画像を取得することとした。なお、「気象庁高度利用ポータルサイト」⁵⁾より雨量など気象データの予測値を取得する方法があり、確実な予測値が取得できるが、利用にあたり高額な費用が必要である。よって、本研究では、取得した画像から雨量を推定する方法を採用した。

2.2 予測雨量の算出方法

本研究では、気象庁のホームページより、高須町を含む256ピクセル×256ピクセルの画像を14枚（「雨雲の動き」から12枚、「今後の雨」から2枚）を取得し、高須町の現地局所雨量の観測地点を含む250m×250mメッシュ（1ピクセル×1ピクセル）のみをトリミングし、その色を抽出することで雨量を推定した。なお、気象庁における降水量（雨雲レーダー、解析雨量）の色分けとRGB値⁶⁾は、表-1に示すとおりである。また、RGB値で示される色については、それぞれ範囲が示されており、以下の検証においては、降水量の最大値、中央値、最小値の3種類を用いて、予測のスネーク曲線を描画し土砂災害発生危険度の評価を行った。ただし、80ミリ以上に関しては、過去に高須町で観測した10分間雨量の最大値である14.6mm/10分を1時間雨量に変換した値である87.6mm/hをもとに、88mm/hと設定し、中央値を80mm/hと88mm/hの中間の値として84mm/hと設定した。なお、「雨雲の動き」では5分毎の降水強度を表示しているため、表-1の

Evaluation of landslide risk using combined rainfall forecasts by JMA's Meteorological radar and locally measured rainfall data -A case study of Takasu-cho, Fukui

Kanato Asai¹, Tomofumi Koyama² and Tadayuki Yamada² (¹ Sanwacon Co. Ltd., ² Kansai University, ² Yamada Giken Co., Ltd.)

KEY WORDS: Locally measured rainfall, Analytical rainfall, Snake curves, Sediment disaster risk

表-1 気象庁が使用している RGB 値⁶⁾

	使用する基本配色 (RGB 値)	180,0,104	255,40,0	255,153,0	250,245,0	0,65,255	33,140,255	160,210,255	242,242,255
降水量	解析雨量・降水短時間予報 レーダー・ナウキャスト アメダス(mm/h)	80 以上	50~80	30~50	20~30	10~20	5~10	1~5	0~1
	天気分布予報(mm/3h)					10 以上	5~10	1~5	



図-1 福井市高須町の位置

値を 12 分の 1 として計算を行い、「今後の雨」では、1 画像が表している雨量は 1 時間雨量であるため、表-1 に示す値をそのまま使用した。また、土壌雨量指数は実測雨量を用いて 10 分毎に算出していることから、予測雨量から算出する土壌雨量指数も 10 分毎に算出することとしている。

2.3 実測雨量および解析雨量の予測値に基づくスネーク曲線の描画

本研究では、福井市高須町で実測している現地局所雨量に基づくスネーク曲線と気象庁が公開しているキキクルの「雨雲の動き」および「今後の雨」から読み取った解析雨量の予測値に基づくスネーク曲線を組み合わせることで、土砂災害発生危険度の現況とこれまでの推移のみならず将来の予測も合わせて行う。縦軸に 60 分間積算雨量、横軸に土壌雨量指数をプロットしスネーク曲線を描き、福井県（および気象庁）により 3 次メッシュ（1km×1km のメッシュ）ごとに設定された土砂災害発生基準線との関係より土砂災害発生危険度を評価した。なお、高須町を含む 3 次メッシュにおける土砂災害発生基準線の値は、福井県が提供する「河川・砂防総合情報」⁹⁾より読み取ることができる。このスネーク曲線を用いる方法は、土砂災害警戒情報を発表する際に用いる方法と同様である。ただし、土砂災害警戒情報の場合は実測の雨量ではなく、レーダーによる解析雨量を用いており、2 時間先までに土砂災害発生基準線を超えると判断された場合に土砂災害警戒情報が発表される。本研究では、実測の雨量が得られているある時刻までのスネーク曲線を描画し、その後は解析雨量の予測値を用いて、3 時間先までスネーク曲線を 10 分毎に描画する。なお、本研究で扱う実測雨量は、2015 年 7 月の気象観測の開始以降、ゼロリセットは行わず、継続的に計算している。

3. 実降雨（2023 年 7 月 13 日）を用いた検証

3.1 「令和 5 年 7 月 12 日から 7 月 14 日の大雨」の概要

福井地方気象台によると、北陸地方に延びた梅雨前線が活発化した影響で、福井県内は 13 日未明から朝にかけて嶺北を中心に大雨となり、土砂崩れや道路の冠水、住宅への浸水などが相次いだ。福井市越廼で 1 時間に 69 ミリ、坂井市三国で 66 ミリの非常に激しい雨を観測し、両地点の観測史上最多を記録した⁷⁾。福井市高須町は、気象台の雨量計が設置されている福井市越廼と坂井市三国の中間に位置している（図-1 参照）。この大雨では、1 時間に 37.6mm、降り始めから降り終わりまでの累積雨量は 7 月 12 日 20 時 50 分から 7 月 13 日 4 時 30 分までの 97mm を観測し、解析雨量の予測値の画像を取得し始めた 2023 年 7 月 1 日以降、2023 年 12 月 31 日までで、最大の雨量であった。当時の気象レーダーの様子を図-2 に示す。なお、高須町が含まれる福井市においては、土砂災害警戒情報が 7 月 13 日の 1 時 55 分に発表され、同日 11 時 50 分に解除された。

3.2 スネーク曲線による土砂災害発生危険度の評価（実測雨量と予測雨量の比較）

図-3 に 2023 年 7 月 12 日 18 時 00 分から 7 月 13 日 4 時 00 分までのスネーク曲線（実測雨量に基づくスネーク曲線と解析雨量の予測値に基づくスネーク曲線を組み合わせたもの）を 30 分毎に示す。なお、画像の取得および予測雨量の算出は 10 分毎に行っている。図中の紫線は「土砂災害発生基準線」（CL: Critical Line）、赤線は「大雨（土砂災害）警戒発表基準線」、黄線は「大雨注意報発表基準線」である。また、黒線は、高須町での局所雨量観測による実測雨量に基づくスネーク曲線であり、破線部は予測時刻の 1 時間前から予測時刻までに実際に観測された雨量から描画したスネーク曲線、実線部は、予測時刻から予測時刻の 3 時間後までの実際に観測された雨量から描画したスネーク曲線である。灰色線、オレンジ線および青線は、それぞれ予測雨量の最大値、中央値、最小値を用いて描画したスネーク曲線の予測である。なお、予測雨量を用いて描画したスネーク曲線は、実測雨量を用いて描画したものと比較を行っている。

今回の分析の対象とした実降雨（「令和 5 年 7 月 12 日から 7 月 14 日の大雨」）は、①雨の降り始めの段階、②急激に雨脚が強まりピーク値に向かう段階、③60 分間積算雨量および土壌雨量指数がピークを迎える段階、④雨の降り終わりの段階の 4 つの段階でスネーク曲線の予測精度を評価することができる。

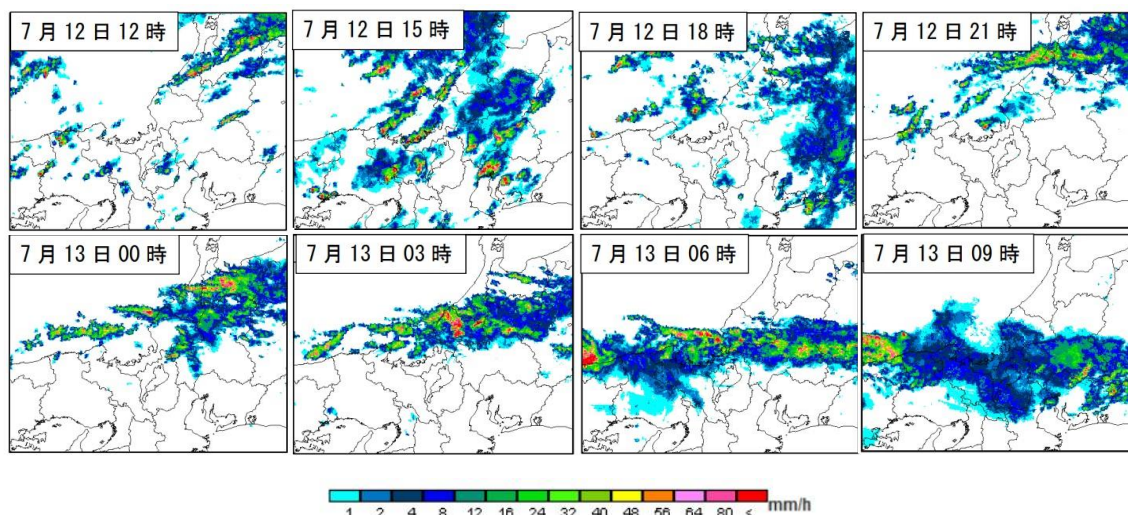


図-2 7月12日12時から7月13日9時までの雨雲レーダー⁷⁾

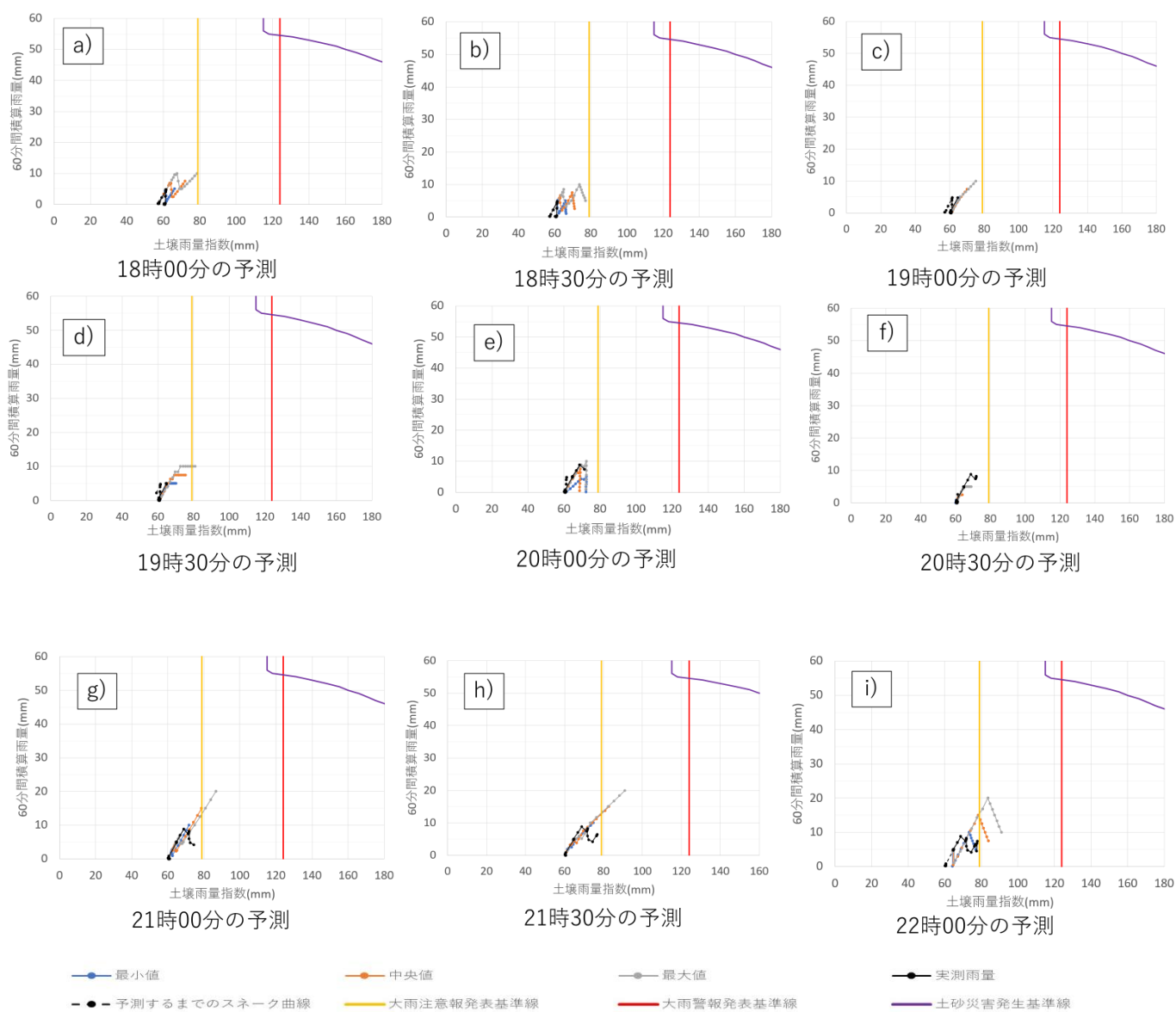


図-3(1) 30分ごとの予測を元に描画したスネーク曲線 a)12日18時00分の予測～i)12日22時00分の予測

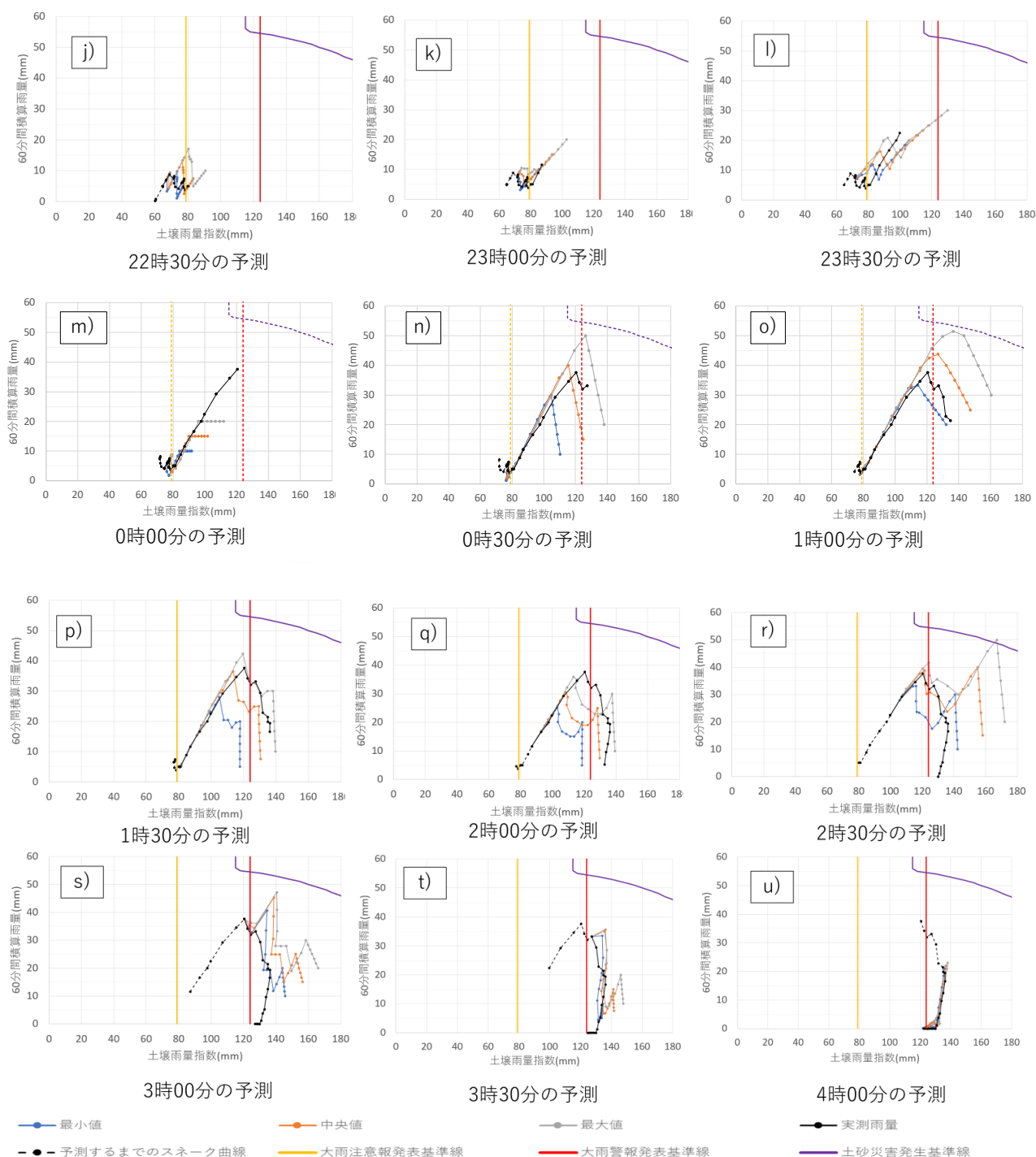


図-3(2) 30分ごとの予測をもとに描画したスネーク曲線 j) 12日22時30分の予測～u) 13日4時の予測

まず、雨の降り始めの段階（図-3a-3f 参照）においては、7月12日18時から20時30分（図-3a-3f 参照）では、3時間先の予測は強い雨が降ることではなく、実際に観測された降雨も予測とよく合っていた。21時から23時30分（図-3g-3l 参照）では、予測された時刻までにおいて強い雨は観測されていないが、予測時刻から3時間以内に強い雨が降り始めると予測していた。しかし、実際には、降り始めがやや遅く、強い雨は降らなかったことから、予測値が過大評価していることが分かる。ただし、23時30分の予測（図-3l 参照）においては、予測雨量の最小値で評価した場合よりも土壌雨量指数は小さかったが60分間積算雨量は大きいので過大・過小評価のどちらともいえない。

次に、急激に雨脚が強まりピーク値に向かう段階（図-3m-3r 参照）においては、まず、7月13日0時の時点で、雨脚が急速に強くなることは予測できておらず、実際の降雨量と比較して過小評価している（図-3m 参照）が、30分後の0時30分においては、予測雨量の中央値が実際に観測した雨量とよく合致していることが分かる（図-3n 参照）。しかし、予測雨量の中央値のピークは2時間後に迎えると予測し、3時間後には降雨量は小さくなると予測していたが、実際のピー

クは 2 時間 30 分後であり、降雨は小康状態にはならなかった。また、0 時 30 分において、予測雨量の中央値で評価したスネーク曲線は、3 時間後に大雨警報発表基準線を越えると予測した（図-3n 参照）。実際に観測された降雨においても 0 時 30 分から 3 時間後に大雨警報発表基準線を越えており、予測と実測が比較的良好一致がみられた。さらに 30 分後の 1 時においては、予測した 3 時間先までのスネーク曲線と実際に観測された雨量に基づいて描画したスネーク曲線とはよく類似している（図-3o 参照）。なお、予測雨量の中央値では、2 時間先において大雨警報発表基準線を越えると予測し、実際の降雨でも 2 時間 20 分後に大雨警報発表基準線を越えており、予測と実測がよく合っていることがわかる。しかし、1 時 30 分においては、予測雨量の中央値では、実際の降雨に対して過小評価となっている（図-3p 参照）が、予測雨量の最大値で評価した場合とよく一致している。また、実際の降雨は予測の幅の中に収まっており、3 時間以内において予測の最大値を大きく超えることはなかった。2 時においては、1 時間先・2 時間先の予測においていずれの予測雨量も実際に観測された雨量と比べて過小評価になっている（図-3q 参照）。さらに、2 時 30 分においては、いずれの予測雨量を用いて評価した場合でも警報の基準を大きく超過しており、特に、予測雨量の最大値を用いて描画したスネーク曲線は、土砂災害発生基準線を超過している。いずれの予測雨量においても 2 時間後に雨脚が強まり、60 分間積算雨量が急激に上昇し、再びピーク値を示す予報となっているが、最終的な実測雨量によるスネーク曲線は、警報の基準は超過するものの、再び雨脚が強くなることはなく、60 分間積算雨量も再びピーク値を示すことはなかった（図-3r 参照）。このことは、解析雨量の予測値は過大評価となっていたことを意味する。

最後に、降雨が小康状態となる段階（図-3s-3u 参照）について着目する。まず、3 時および 3 時 30 分における予測は、いずれも降雨が小康状態になり、降り終わる予測である。しかし、3 時の時点では、20 分後に 60 分間積算雨量が再度小さなピークを迎える予測がなされており、実際には、そのようなピークを迎えることはなかったことから、過大評価になっている（図-3s 参照）。これは、2 時 30 分における予測で、雨脚が再度強まり、大きなピークを迎えるという予測結果が後にも影響した結果であると推測される。その後、雨は小康状態になると予測しているが実際の雨量と比較すると予測雨量が多いため過大評価となっている。また、3 時 30 分において、予測では、1 時間先までは小康状態になり 2 時間先になるにつれて再び雨が降り、再び小康状態になると予測されているが、実際の降雨では再び強い雨は観測されていない（図-3t 参照）。さらに、4 時には、いずれの予測においても雨が小康状態になり、やがて降り止むことになっており、実際の降雨と良好一致が見られた（図-3u 参照）。

以上のことから、降り始めや降雨量が大きなピークを迎える段階において、降雨量の予測は頻繁に変更されることがわかり、予測雨量が実測雨量を過大・過小評価するケースがみられた。また、雨が小康状態になり、降り止む段階においても、予測雨量が実測雨量を過大評価していた。今回、分析に使用した降雨においては、大きな 60 分間積算雨量を観測した直後の降雨を過大評価する傾向があった。

4. おわりに

本研究では、高須町において、これまでの実測の現地局所雨量による土砂災害の発生危険度の評価に加え、気象庁のキキクルが提供する「雨雲の動き」および「今後の雨」として提供されている解析雨量の予測値を色分布の RGB 値として読み取ることで算出した 3 時間先までの予測雨量に基づきスネーク曲線を描画することで土砂災害発生危険度の推移の予測を行い、2023 年 7 月 13 日の大雨に適用した。その結果、予測時刻によっては、解析雨量の予測と実測の雨量には大きな乖離（今回の事例では予測が過大評価していた）が見られ、このことは土砂災害警戒情報の発令など、防災気象情報の発表における判断に大きく関することから、予測値と実測値の乖離をどのように補正していくかについては、大きな技術的課題であるといえる。また、これまでの予測結果と実測結果を比較し、雨量数値の見直しを行うことも必要である。

参考文献

- 1) 小山倫史・近藤誠司・山田忠幸：局所雨量観測データを用いた土砂災害発生危険度の分析およびその住民の早期避難に向けた利活用に関する検討ー令和 3 年 7 月 29 日の大雨時の福井市高須町の事例。Kansai Geo-Symposium 2022ー地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウムー論文集, pp. 162-167, 2022.
- 2) 浅井奏音, 小山倫史, 近藤誠司, 山田忠幸：現地局所雨量観測に基づく局地的大雨における土砂災害発生危険度評価, Kansai Geo-Symposium 2023ー地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウムー論文集, pp.39-44, 2023.
- 3) 気象庁：キキクル, <https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/bosai/riskmap.html>, (2024 年 6 月 27 日確認)
- 4) 福井県：河川・砂防総合情報, 土砂災害危険度情報, <https://sabo.pref.fukui.lg.jp/> (2024 年 6 月 27 日確認)
- 5) 気象庁：気象データ高度利用ポータルサイト, <https://www.data.jma.go.jp/developer/index.html> (2024 年 6 月 30 日確認)
- 6) 気象庁：気象庁ホームページにおける気象情報の配色に関する設定指針, https://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/colorguide/HPColorGuide_202007.pdf (2024 年 6 月 27 日確認)
- 7) 福井地方気象台：令和 5 年 7 月 12 日から 7 月 14 日の大雨に関する福井県気象速報, https://www.data.jma.go.jp/fukui/shosai/PDF_news/sokuhou/20230721kishosokuhou.pdf (2024 年 6 月 27 日確認)

デジタルツインを用いた土中水分状態予測における降雨量の影響に関する考察

○小田和広¹・磯部航希¹・重田真輝¹¹大阪産業大学工学部

1. はじめに

デジタルツインは、現実世界の物理的または抽象的システムをデジタル空間上に再現した高精度な数値モデルを構築し、リアルタイムシミュレーションを可能にする先進的技術である。このデジタルレプリカの対象は、構造物などの有形物体から、工場や発電所の運用状況、交通システムなどの無形のシステムや現象まで多岐にわたる。無形のシステムや現象の場合、現地での精密な計測データが現実世界とデジタルモデル間の重要な連携点となる。具体的には、現場計測結果と整合性のあるシミュレーション結果を生成するよう、デジタルモデルを継続的に更新することでデジタルレプリカの精度が維持される。この過程は本質的にデータ同化と同義である。

筆者らは、体積含水率のリアルタイムモニタリングを現地計測手法として採用し、飽和・不飽和浸透流シミュレーションをデジタル空間上の数値モデルとした。そして、両者をデータ同化手法により緊密に連携させることで、斜面安定性の予測に特化したデジタルツインの開発を進めている。本研究では、この取り組みの一環として、予測のための入力データとして、速報版の降水短時間予報の適用可能性について考察を行った。

2. 速報版の降水短時間予報

本研究では、降雨予測として速報版の降水短時間予報¹⁾を採用した。速報版の降水短時間予報は、6時間先までの1時間降水量を10分間隔、1km四方の空間解像度で提供する。高頻度更新を実現するため、速報版解析雨量をベースデータとして使用しているが、これにより通常の降水短時間予報と比較して精度が低下する傾向がある。

図-1は2018年7月5日における速報版の降水短時間予報と実測雨量の比較を示している。実測雨量は10分間隔で計測され、予報値は1時間降水量として提供される。比較を容易にするために、実測雨量を時間雨量に換算することで単位を統一している。いずれの時刻においても予報値は実際の降雨を適切に予測できていない。この予測精度の低さの主要因として、速報版の降水短時間予報の手法の特性が挙げられる。速報版の降水短時間予報は、解析雨量に基づく降水量分布を追跡し、その移動を予測することで将来の降水量を推定する。具体的には、直前の降水分布を移動させて6時間先までの降水量分布を作成する。しかしながら、この手法はゲリラ豪雨のような高強度かつ局所的な突発的降雨現象の予測に適していない。降雨パターンの連続性を前提とした予報手法では、急激に発生・消滅する降雨の捕捉が困難であるためである。加えて、予報計算に使用される速報版解析雨量の精度が低いことも、予測精度低下の一

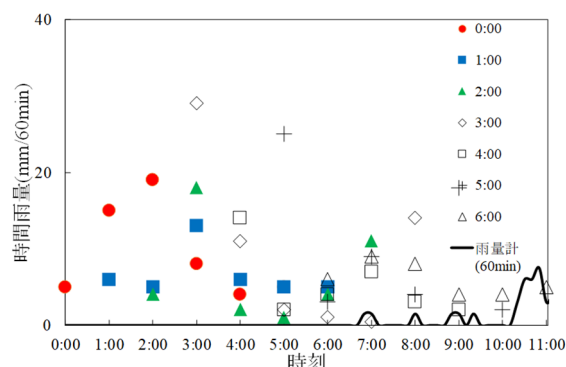


図-1(a) 速報版の降水短時間予報と実測雨量の比較
(2018/07/05, 0:00-11:00)

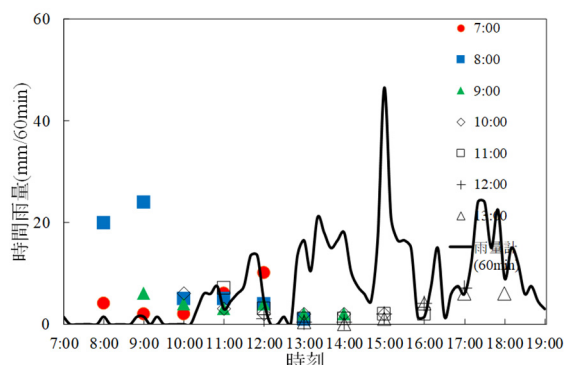


図-1(b) 速報版の降水短時間予報と実測雨量の比較
(2018/07/05, 7:00-19:00)

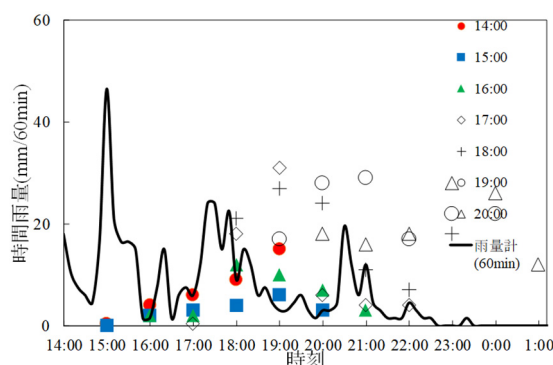


図-1(c) 速報版の降水短時間予報と実測雨量の比較
(2018/07/05, 14:00-24:00)

An Investigation into the Influence of Rainfall on Soil Moisture State Prediction Using Digital Twins

Kazuhiro Oda¹, Koki Isobe¹, Maki Shigeta¹ (¹Osaka Sangyo University)

KEY WORDS: Digital twin, Rainfall, Prediction, Volume water content, Numerical simulation

因と考えられる。これらの要因が複合的に作用し、予報精度の低下をもたらしていると推察される。

3. デジタルツインに基づく予測解析の概要

3.1 MPF を用いた飽和・不飽和浸透流シミュレーションによるデジタルツイン

デジタルツインに用いるシミュレーションモデル²⁾として赤井らの方法による飽和-不飽和浸透流解析を用いた。不飽和土中の水の流れの支配方程式は次式で与えられる。

$$C \cdot \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k(\psi) \cdot \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right\} \quad (1)$$

ここに、 C は式(2)で表される比水分容量である。

$$C = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \quad (2)$$

ここに、 θ は体積含水率、 ψ は土壌水分吸引水頭である。式(1)における t は時間、 k は不飽和透水係数である。不飽和透水係数 k は水の状態 (θ や ψ) によって変化する。この θ と ψ の関係を表現するモデルが水分特性曲線モデルであり、 θ や ψ から不飽和透水係数 k を算出するモデルが不飽和透水係数モデルである。本研究では、水分特性曲線モデルとしては式(3)に示す van Genuchten モデルを、不飽和透水係数モデルとしては式(4)に示す Mualem モデルを用いた。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ \frac{1}{1 + (-\alpha \cdot \psi)^n} \right\}^{1 - \frac{1}{n}} \quad (3)$$

$$k = k_s \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \cdot \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{\frac{n}{n-1}} \right)^{1 - \frac{1}{n}} \right\}^2 \quad (4)$$

ここに、 S_e は有効飽和度、 θ_s は飽和体積含水率、 θ_r は残留体積含水率、 α と n は水分特性曲線の形状を与えるパラメータ、 k_s は飽和透水係数である。

デジタルツインを成立させるためのデータ同化手法として本研究では融合粒子フィルタを用いた。本手法は他の粒子フィルタに比較して複雑であるが、退化がほぼ起きないことやシミュレーションが現地計測結果と整合するように土壌水分パラメータを自律的に調整でき、その結果、長期にわたりデータ同化が可能であるなどの優れた特徴を有している。なお、本研究では 500 個の粒子を用いた。

3.2 予測解析の方法

図-2 は本研究で提案する予測解析の方法を示している。まず、予測解析を行う時刻、すなわち、現時点までデータ同化を行い、水分特性曲線モデルと不飽和透水係数モデルのパラメータを同定する。次に、データ同化を止め、速報版の降水短時間予報を雨量としたシミュレーションを行う。500 個の粒子それぞれにおいて異なるパラメータが同定されるため、本研究では 500 ケースのシミュレーションを行い、それらの平均値を予測値とした。

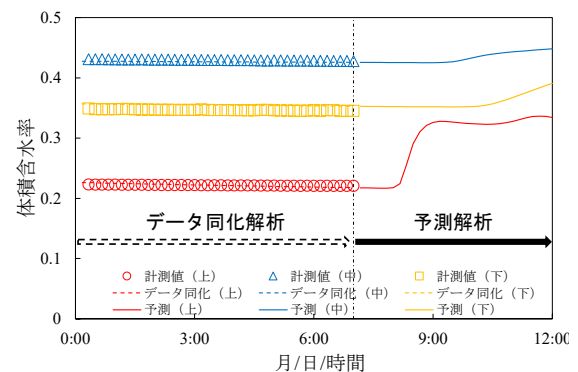


図-2 予測解析の方法

4. 現地計測と解析モデル

研究対象とした斜面は、九州地方の高速道路沿いの切土斜面である³⁾。深度 30cm、70cm および 100cm に土壌水分計を設置しており、体積含水率を 10 分間隔で計測した。また、雨量計も設置しており、現地における雨量を 10 分間隔で計測した。

図-3 は土壌水分計の設置状況と解析モデルを併せて示している。雨水浸透は鉛直下方向のみに起こるので一次元のモデルとした。また、土壌水分計の設置深度に合わせて 3 層に土層区分を行った。

5. デジタルツインの妥当性

図-4 は解析対象の 2018/7/5~7/6 の雨量と体積含水率の計測とデータ同化結果を示している。なお、データ同化そのものは 6/21 から行っている。2018/7/5~7/6 の間では顕著な降雨が 3 回あつ

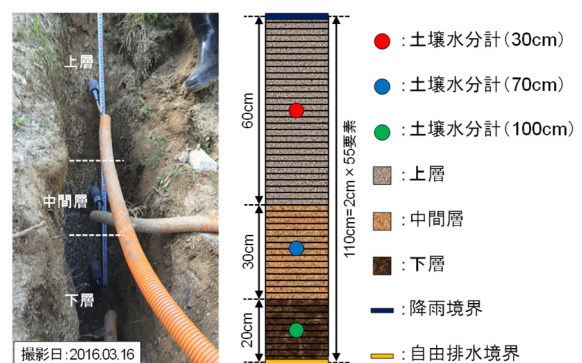


図-3 土壌水分計の設置状況と解析モデル

た。それらによって、上（深度 30cm）の体積含水率は敏感に反応し増加している。しかし、中（深度 70cm）と下（深度 100cm）では、体積含水率の増加はそれほど顕著ではない。また、体積含水率は、降雨の開始と同時に増加するのではなく、数時間のタイムラグがある。タイムラグは深度が大きくなるほど長くなる。これは、地盤の透水性に起因している。

なお、データ同化における体積含水率が増加するタイミングが計測値のそれに多少遅れることを除けば、本解析モデルによって適切にデータ同化できることがわかる。したがって、2018/7/5~7/6 のいずれの時刻においても、適用する雨量に応じた適切な予測シミュレーションが実施できるものと考えられる。

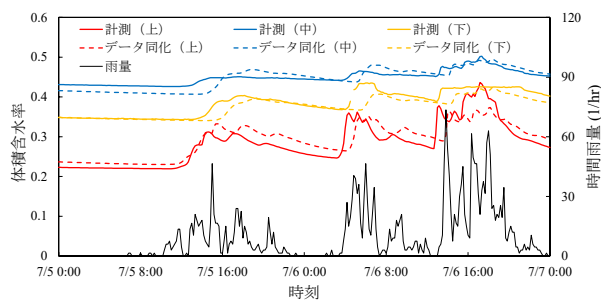


図-4 解析期間中の降雨、体積含水率の計測値とそれらに対するデータ同化結果

6. 体積含水率の予測に対する速報版の降水短時間予報の適用性

6.1 速報版の降水短時間予報による雨量と実際の雨量がほぼ等しい場合

図-5 は 7/6 の 8:00~13:00 の速報版の降水短時間予報と実雨量との関係を示している。両者の挙動は一致していないが、13:00 までの総雨量はほぼ一致している。

図-6 は 7/6 の 8:00~13:00 における体積含水率の予測シミュレーションと現地計測結果の比較を示している。予測シミュレーションでは、地表面から 30cm の位置（上）の体積含水率は 9:00 頃まで単調に増加し、その後徐々に減少する。一方、現地計測では 9:00 頃までの単調な増加が無く、徐々に減少している。これは、8:00 における降雨量の違いに起因していると考えられる。なお、地表面から 70cm の位置（中）と 100cm の位置（下）の体積含水率については、シミュレーションと現地計測結果の違いはほとんど無い。

6.2 速報版の降水短時間予報による雨量よりも実際の雨量が大きい場合

図-7 は 7/5 の 10:00~15:00 の速報版の降水短時間予報と実雨量との関係を示している。いずれの時間においても実雨量の方が速報版の降水短時間予報よりも大きい。

図-8 は 7/5 の 10:00~15:00 における体積含水率の予測シミュレーションと現地計測結果の比較を示している。予測シミュレーションでは、体積含水率の変化がほぼない。これは、速報版の降水短時間予報の雨量が小さいためである。地表面から 30cm の位置（上）の体積含水率の実測値は 12:30 頃から増加し、13:20 頃から 13:00 頃に一旦平衡状態になった後に再度上昇している。これは、降雨によるものであるが、タイムラグがあるのは、雨水の浸透速度がそれほど速くないためである。また、地表面から 70cm の位置（中）では 13:00 頃、100cm の位置（下）では 14:20 頃から実測値の方がシミュレーション結果よりも大きくなっている。これも雨水の浸透速度が速くないためである。

6.3 速報版の降水短時間予報による雨量が実際の雨量よりも大きい場合

図-9 は 7/5 の 19:00~24:00 の速報版の降水短時間予報と実雨量との関係を示している。いずれの時間においても速報版の降水短時間予報の方が実雨量よりも大きい。

図-10 は 7/5 の 19:00~24:00 における体積含水率の予測シミュレーションと現地計測結果の比較を示している。実測値に大きな経時変化が無いのは降雨量が小さいためである。予測シミュレーションでは、地表面から 30cm の位置（上）の体積含水率の実測値は 19:40 頃から増加し、21:30 頃からほぼ平衡状態になっている。これは、降雨によるものであるが、タイムラグがあるのは雨水の浸透速度がそれほど速くないためである。また、地表面から 70cm の位置（中）では

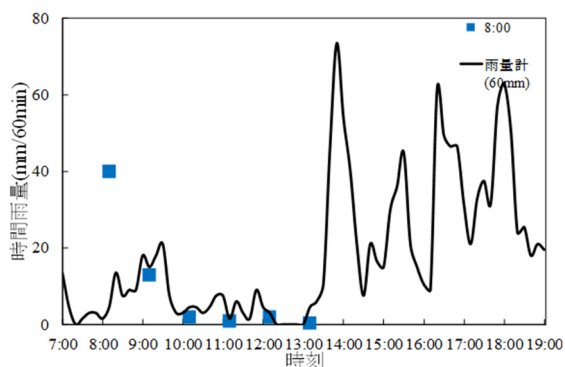


図-5 7/6 の 8:00~13:00 の速報版の降水短時間予報と実雨量との関係

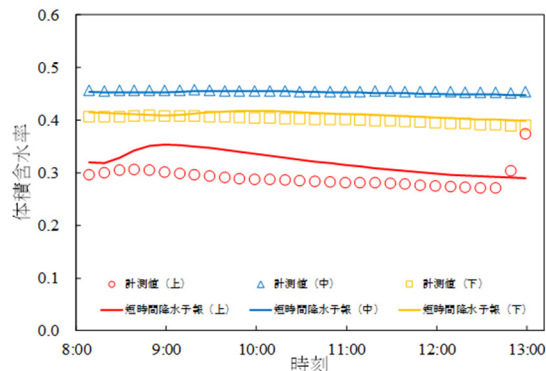


図-6 7/6 の 8:00~13:00 における体積含水率の予測シミュレーションと現地計測結果の比較

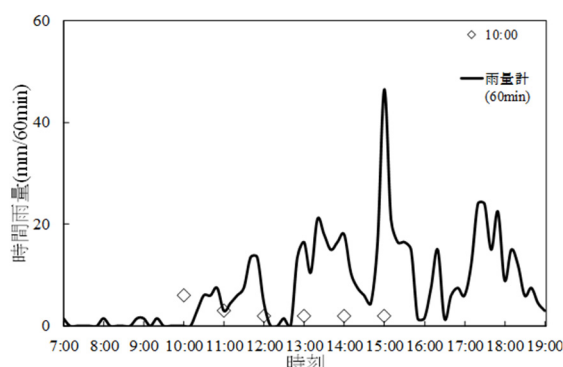


図-7 7/5 の 10:00~15:00 の速報版の降水短時間予報と実雨量との関係

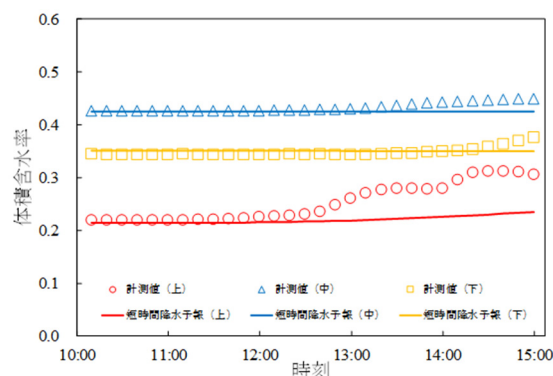


図-8 7/5 の 10:00~15:00 における体積含水率の予測シミュレーションと現地計測結果の比較

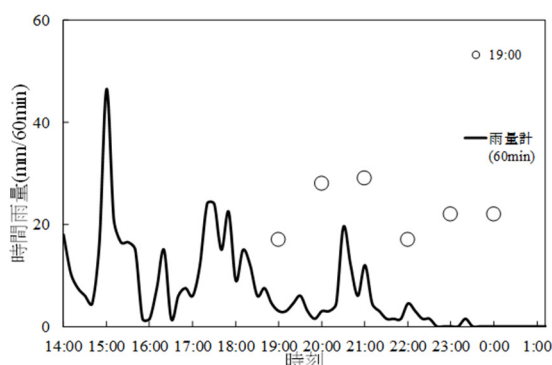


図-9 7/5 の 19:00~24:00 の速報版の降水短時間予報と実雨量との関係

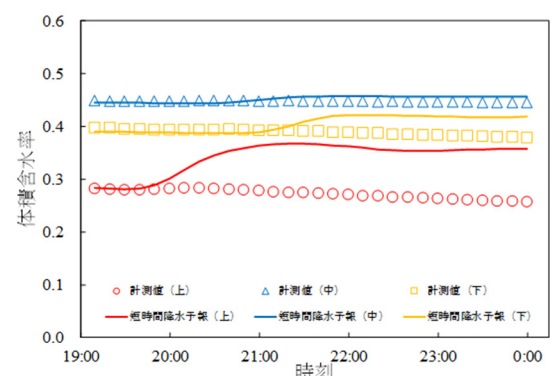


図-10 7/5 の 19:00~0:00 における体積含水率の予測シミュレーションと現地計測結果の比較

13:00 頃、100cm の位置（下）では 14:20 頃から実測値の方がシミュレーション結果よりも大きくなっている。これも雨水の浸透速度がそれほど速くないためである。

6.4 速報版の降水短時間予報の適用性

2. で示したように速報版の降水短時間予報は実測雨量とは大きく異なる。にもかかわらず、地表面から 30cm の位置（上）では 1 時間程度、地表面から 70cm の位置（中）では 2 時間程度、100cm の位置（下）では 3 時間程度までは予測が可能である。これは、雨水浸透の速度が遅いため、予測を開始するまでに降った雨量の影響が支配的であるためである。つまり、2 時間から 3 時間程度先の土中の水の状態を推定するためには、予測のために使う雨量よりも予測を行う時点までに降った雨量が重要である。

7. まとめ

1. 突発的で発生頻度の低い豪雨に対しては、速報版の降水短時間予報は実測の雨量と一致しない傾向がある。
2. 雨水浸透の速度が遅いため、土中の水の状態に降雨の影響が出るのにはタイムラグがあり、このタイムラグは深度が深くなるほど大きくなる。
3. 2~3 時間程度先の土中の水の状態を推定するためには、推定に用いる予測雨量よりも、推定時点までに実際に降った雨量の方が重要である。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 21K04595 の助成を受けた。また、使用したデータは NEXCO 西日本より提供いただいた。

参考文献

- 1) 気象庁：No11701.降水短時間予報・速報版降水短時間予報・降水 15 時間予報＜<https://www.data.jma.go.jp/suishin/shiyou/pdf/no11701>>（参照 2024.6.29）
- 2) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・西村美紀・檀上徹・酒匂一成：融合粒子フィルタを用いた境界条件を含む浸透解析モデルの推定手法の提案，土木学会論文集 C，76/1，52-66，2020
- 3) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾：現地計測に基づく土壌水分特性パラメータの逆解析における粒子フィルタの有効性，Kansai Geo-Symposium 2016 発表論文集，pp. 253-258，2016。

表層崩壊危険度アンサンブル評価手法による土砂災害ハザードマップの作成

○鳥居宣之¹・野並賢¹・瀧下彩²¹神戸市立工業高等専門学校 都市工学科・²元 神戸市立工業高等専門学校 都市工学科

1. はじめに

日本は山地や丘陵地が国土の約 7 割を占めており、梅雨や台風などの季節には多量の雨が降るなどの自然的条件に加え、山麓部や谷の出口などの土砂災害の起こりやすい場所にも多くの人が住んでいるなどの社会的条件を有していることから、毎年 1,000 件程度の土砂災害が発生している。特に近年は地球温暖化などの影響から短時間で局所的な豪雨の増加がみられ、過去に比して土砂災害の発生件数が増加しているといえる。土砂災害の発生形態としては、がけ崩れ、地すべり、土石流の三種類に大きく分類されるが、この中でも表層崩壊のようながけ崩れに伴う土砂災害が全体の約 7 割を占めている。このような土砂災害に対する防災対策には、法面対策工などの構造物施工によるハード対策と警戒・避難情報発信などの構造物によらない被害軽減手法であるソフト対策に分類され、従来は砂防三法に基づくハード対策が中心的に行われてきた。しかし、ハード対策では対応できる自然現象の規模に限界があることや建設や維持・管理に莫大な資金や人材・時間が必要であることなどから、平成 11 年に発生した広島豪雨災害を契機に制定された土砂災害防止法に基づいて、現在、各都道府県では土砂災害（特別）警戒区域を制定し、警戒・避難体制の整備、一定の開発行為の制限などのソフト対策が行われている。しかし、近年の降雨形態の変化などにより、経験上被災リスクが低かった緩い傾斜でも土砂災害が起こる可能性があり、現在の法律に基づいた区域指定に加えて、地形の特徴や土質条件、降雨など対象地域の特性を考慮した土砂災害警戒区域の指定が必要であり、そのためには、地盤工学的なアプローチである表層崩壊危険度評価手法に基づいた土砂災害ハザードマップの作成手法が必要となる。一般に、広域を対象とした表層崩壊の発生危険度を評価するためには、沖村・市川の手法¹⁾に代表されるように、対象地域の地形や集水性を定量的に評価するため、数値標高モデル（DEM）が用いられてきており、近年、航空レーザー等の精度が向上し、詳細な DEM が利用可能となってきた。

本報では、DEM の初期設定条件が表層崩壊危険度の評価結果に及ぼす影響を考慮するため、ある特定の DEM 設定のみで危険度評価を行うのではなく、複数の DEM 設定で危険度評価を行い、それら複数の危険度評価（アンサンブル評価）結果に基づく土砂災害ハザードマップの作成手法について検討した結果を報告する。

2. 表層崩壊危険度評価手法

本研究では、表層崩壊危険度評価手法として、兵庫県の箇所別土砂災害危険度予測システム²⁾でも採用されている手法である沖村・市川の手法¹⁾を用いて、表層崩壊危険度（安全率）の算定を行うこととする。

本手法は、図-1 に示すように、解析対象地を一定間隔の格子（セル）で分割し、その格子点上に標高値を与えた数値標高モデル（DEM）上のそれぞれのセル毎に地盤物性値、降雨等の入力データを与えることで降雨に伴って刻々と変化する斜面崩壊の危険度を定量的に評価することができる手法である。具体的には、対象地に降った降雨が地盤に浸透し、基盤面上の表土層内で地下水位が形成される過程をシミュレートする「地下水位算定モデル」と地下水位の上昇・下降に伴って変化する安全率を算定する「斜面安定解析モデル」の二つの解析モデルから構成されている。「地下水位算定モデル」による解析では、降雨に伴う表土層内の地下水位の上昇・下降を水収支の連続の条件として各セルの X 方向の水の増分、Y 方向の水の増分、さらにセル内に降ってきた降雨の増分から評価する手法であり、地表面から地下水面までの不飽和浸透を考えない条件でダルシー則により側方浸透を解析している。一方、「斜面安定解析モデル」では、地下水位の上昇に伴う単位体積重量の増加ならびにすべり面上の間隙水圧の上昇（有効応力の低下）を求め、セル毎の安全率の変化を無限長斜面安定解析式により算定している。

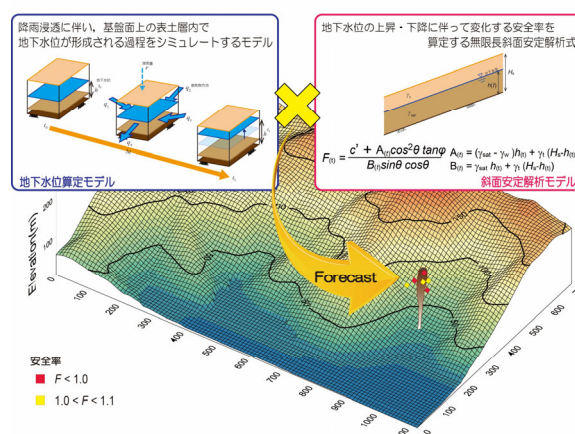


図-1 表層崩壊危険度評価手法の概念図

Hazard mapping for sediment-related disasters based on method of ensemble risk evaluation of slope failure

Nobuyuki Torii¹, Satoshi Nonami¹, Aya Takishita² (¹Kobe City College of Technology ²Former Kobe City College of Technology)**KEY WORDS:** Hazard Map, Sediment-related Disasters, DEM, Ensemble Risk Evaluation

3. 数値標高モデル (DEM) の設定

これまで、筆者らは表層崩壊の規模 (数 100m² 程度) を考慮して、格子間隔が 10m の DEM を用いて表層崩壊の危険度を評価してきた。この場合、図-2 に示すような崩壊地 A の発生危険度を正しく評価するためには、DEM の設定を DEM 設定 A のようにする必要がある。一方、崩壊地 B を正しく評価するためには、DEM 設定 A では崩壊地 B が複数のセルにかかることとなり、本来は DEM 設定 B のようにする必要がある。しかしながら、通常は、初期に設定した DEM 設定のみ (設定 A あるいは B、もしくはそれ以外) で安全率の算定が行われており、DEM の設定方法の違いにより、安全率の算定に必要となる傾斜、表土層深 (本研究では傾斜から推定) や地下水位 (地下水位算定モデルにより算出される) が異なるため、当然得られる危険度評価結果も変わることが想定される。現在、兵庫県では格子間隔 1m の DEM が公開³⁾されており、本研究では、この 1mDEM を利用することで、初期の DEM 設定を基準として、そこから東西方向、南北方向に 5m あるいは 2m ずつ移動させた DEM を設定し、それぞれの DEM 設定ごとに 4 パターンあるいは 25 パターンの安全率を算定することとした。また、安全率の算定結果の表示方法としては、パターンごとの安全率の結果 (解析期間中に安全率が 1.0 を下回ったセルを赤表示) を図-3 に示すように、重ね合わせて表示 (4 (あるいは 25) パターン中、安全率が 1.0 を下回った回数で色分け表示) させることとした。なお、アンサンブル評価を 4 パターンで行うと危険度評価のセル単位は 5m ごと、25 パターンで行うと 2m ごととなる。

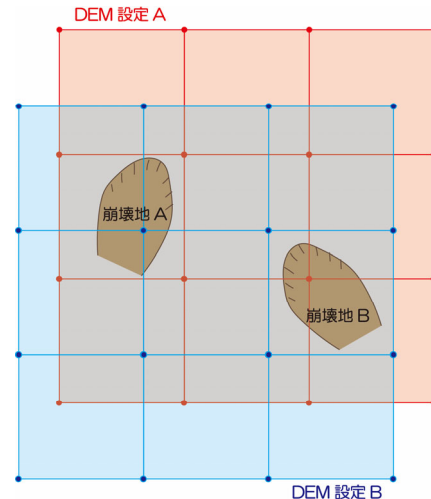


図-2 表層崩壊危険度評価手法の概念図

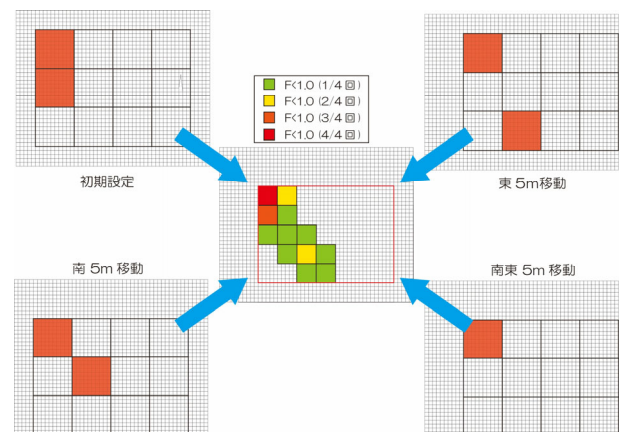


図-3 アンサンブル危険度評価の概念図 (4 パターン)

4. 土砂災害ハザードマップの作成

4.1 入力物性値の設定

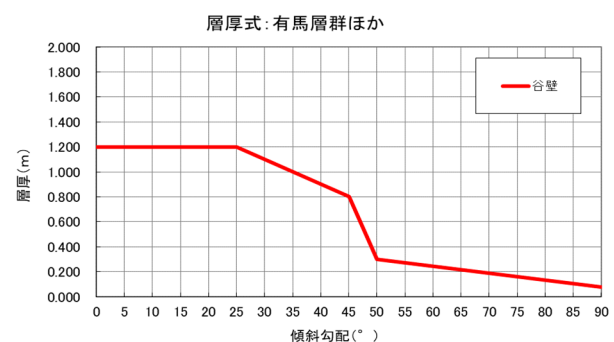
上述した手法を用いて、神戸市内のある地域を対象として土砂災害ハザードマップを作成した。入力物性値としては、兵庫県の箇所別土砂災害危険度予測システム²⁾で用いられている値を参考に表-1 のように設定した。なお、表土層深は、図-4 に示すように設定した DEM の格子点を中心とした±5m の 4 点の標高値から傾向面の傾斜を算出し、その傾斜に応じた表土層深を傾斜と表土層深の関係式を用いて設定した。

4.2 入力降雨データの設定

入力降雨データとして、鳥居らの手法⁴⁾に基づいて、自己組織化マップ(SOM)により、対象地域の降雨特性を考慮したシミュレーション降雨波形を作成する。まず、対象地域の解析雨量 (期間: 2006.1 から 2022.12) の正時時間雨量データを使用し、降雨データから一連の降雨波形として 47 降雨を抽出 (条件: 降り始めから無降雨が 24 時間継続するまでの累積雨量が 100mm 以上) し、降雨ごとに降雨指標 (表-2) をそれぞれ算定した。つぎに、算定した降雨指標を SOM 解析し、47 降雨をパターン分類した (図-5 参照)。図-5 より、対象地域の代表的な降雨パターンは概ね 3 つのグループ (Gr.1: 「前方集中長雨型」、Gr.2: 「後方集中長雨型」、Gr.3: 「後方集中豪雨型」) に分けられるといえ

表-1 入力物性値

粘着力 $C_s + C_r$ (kN/m ²)	5.0
内部摩擦角 ϕ (°)	32
透水係数 k (m/s)	5.60×10^{-4}
土の単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	16.0
土の飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	19.0
有効間隙率 λ	0.35
表土層深	セルの傾斜から設定



る。本研究では、ハザードマップの作成例として、斜面崩壊の危険性が最も高いと考えられる「後方集中豪雨型」のシミュレーション降雨波形を作成し、入力降雨データとして用いることにした。Gr.3に分類された一連の降雨波形の各諸元は表-3に、抽出された降雨波形の一例を図-6に示す。表-3より降雨指標①～⑥の平均値を求め、それらの値を使用して、「後方集中豪雨型」のシミュレーション降雨波形とすることとした（図-7⁴⁾参照）。作成したシミュレーション降雨波形を図-8に示す。

4.3 アンサンブル評価結果

基準のDEMで安全率を算出し、解析期間中に一度でも安全率が1.0を下回ったセルに色を付けて表示した結果を図-9

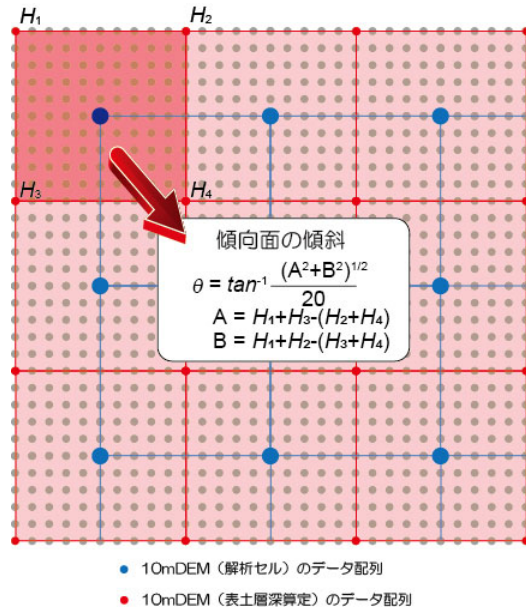


図-4 表土層深設定のための傾斜算定 DEM の設定

表-2 算出した降雨指標⁴⁾

①	T_A	一連の降雨の継続時間(hr)
②	T_C	ピーク時刻までの降雨の継続時間(hr)
③	R_A	一連の降雨の降水量(mm)
④	R_{MAX}	一連の降雨の最大時間雨量(mm)
⑤	R_B	一連の降雨のピーク時刻までの降水量(mm)
⑥	R_D	一連の降雨のピーク時刻±1時間の降水量(mm)
⑦	T_C/T_A	降雨集中位置
⑧	R_B/R_A	先行降雨率
⑨	R_D/R_A	降雨集中度
⑩	$(R_B/R_A) * (R_D/R_A)$	強雨率

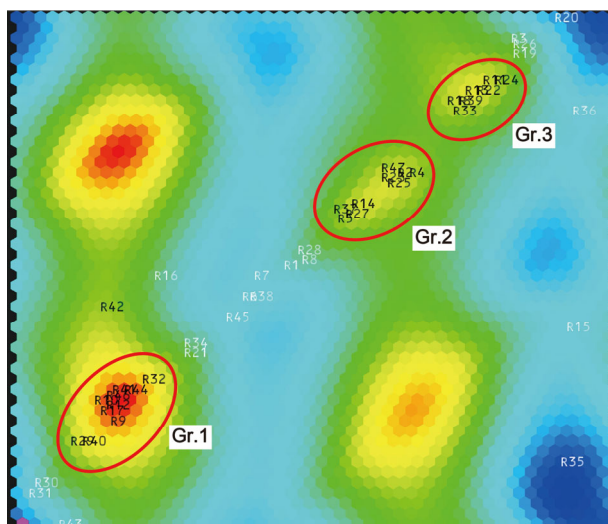


図-5 SOM 解析結果(全体マップ)

に、また、基準のDEMから5mずつずらし4パターンのDEMで算出した安全率を合成した結果を図-10に、基準のDEMから2mずつずらし25パターンのDEMで算出した安全率を合成した結果をそれぞれ図-11に示す。なお、各セルに対して安全率が1未満になった回数とパターン数の比率が $0 < f_s \leq 2.5$ のとき黄緑色、 $2.5 < f_s \leq 5.0$ のとき黄色、 $5.0 < f_s \leq 7.5$ のときオレンジ色、 $7.5 < f_s \leq 1.0$ のとき赤色で表示している。

図-9に示した基準DEMの結果より、対象地域南部の山

表-3 Gr.3に分類された一連の降雨波形の各諸元

降雨指標	Gr	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
No.											
R11	3	43	35	110	26	57	57	0.81	0.52	0.52	0.27
R13	3	42	39	133	33	74	67	0.93	0.56	0.50	0.28
R18	3	50	46	460	75	367	161	0.92	0.78	0.35	0.27
R22	3	12	11	107	30	72	35	0.92	0.67	0.33	0.22
R24	3	15	10	136	19	83	53	0.67	0.61	0.39	0.24
R33	3	48	40	147	19	83	55	0.83	0.56	0.37	0.21
R39	3	30	28	139	31	97	54	0.93	0.70	0.39	0.27
最大		50	46	460	75	367	161	0.93	0.78	0.52	0.28
最小		12	10	107	19	57	35	0.67	0.52	0.33	0.21
平均		34.3	29.9	176.0	33.3	117.6	68.9	0.86	0.63	0.41	0.25

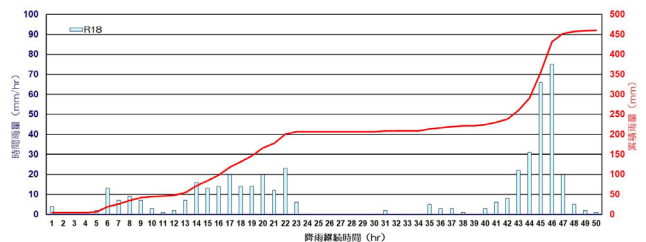


図-6 Gr.3に分類された一連の降雨波形の例 (R18)

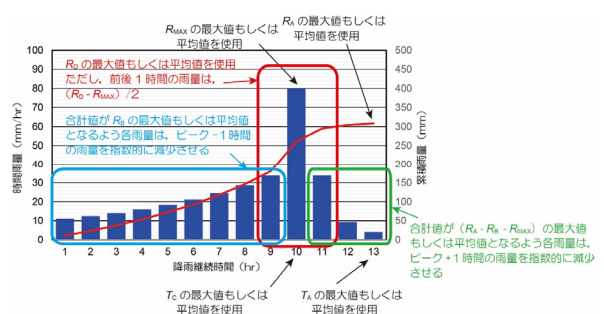


図-7 シミュレーション降雨波形作成の概念図⁴⁾

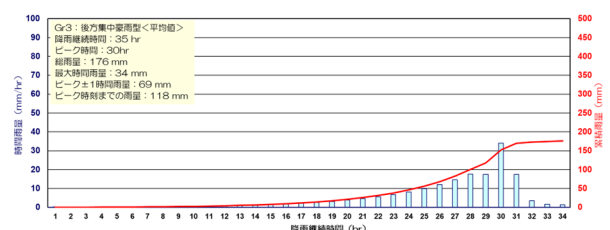


図-8 シミュレーション降雨波形

Gr.3:「後方集中豪雨型」(平均値)

間部の尾根から谷に向けて安全率が 1.0 未満のセルが密集している。また、対象地域西部の住宅地に隣接する斜面においても安全率が 1.0 未満のセルが密集している。一方、対象地域北側では安全率が 1.0 未満のセルが密集している地点は少なく、分散しているといえる。図-10 に示した 4 パターンの DEM で算出した結果より、安全率が 1.0 未満のセルの分布傾向はおおむね基準 DEM の結果と同じ傾向であった。また、基準 DEM で安全率が 1.0 未満のセルが密集していた地点では安全率が 1.0 未満になった回数が多く、一方、安全率が 1.0 未満のセルが分散していた地点では、安全率が 1.0 未満になった回数が少ない傾向が見られた。また、図-11 に示した 25 パターンの結果では、上述した特徴がさらに顕著に現れる結果となった。図-12 は対象区域内の南西域の一部区域のそれぞれのパターンでの安全率の算定結果である。この図より、4 パターンと 25 パターンの DEM で算出された安全率が 1.0 未満となる範囲は、基準 DEM の結果に比べて 4 パターン、25 パターンの順で広がる傾向が多く見られ、25 パターンの結果の方がより安全側の予測ができていくことがわかる。また、安全率分布の位置や形状は 10mDEM によって算出された安全率を重ね合わせる回数が異なってもおおまかに一致しており、安全率を重ね合わせる回数が増えるとより斜面崩壊の形状を詳細に表せることが分かる。以上のように、安全率分布の位置や形状は 10mDEM によって算出された安全率を重ね合わせる回数が異なってもおおまかに一致しているが、安全率を重ね合わせる回数が増えるとより斜面崩壊の形状を詳細に表せることが分かる。

また、対象地域全体で基準 DEM の結果では危険箇所を抽出できなかった地点が新たに抽出されている箇所が見られた。図-13 は対象区域内の北西域の一部区域のそれぞれのパターンでの安全率の算定結果である。新たに抽出さ

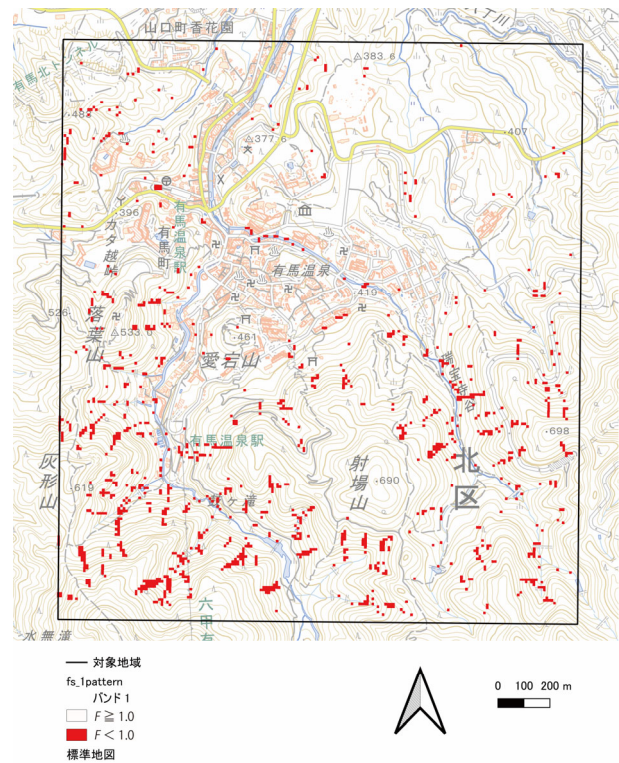


図-9 安全率の算定結果（基準 DEM）

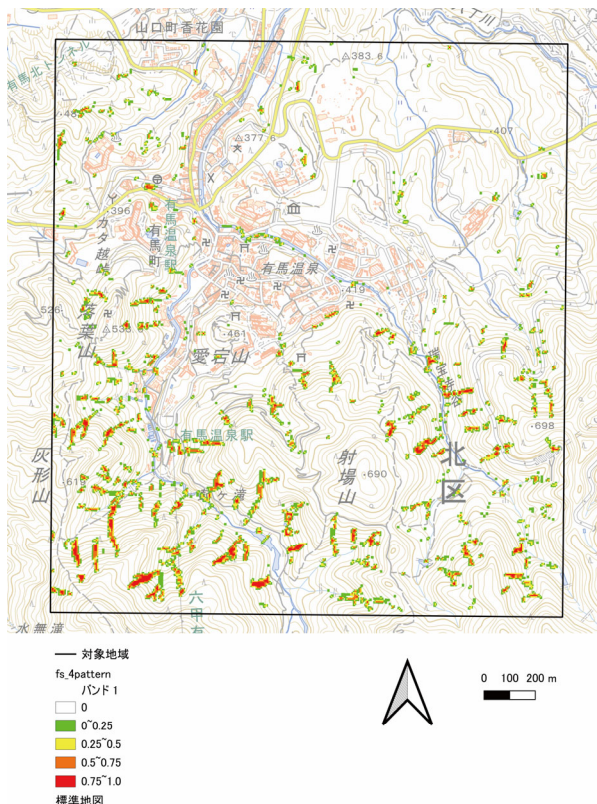


図-10 安全率の算定結果（4 パターン）

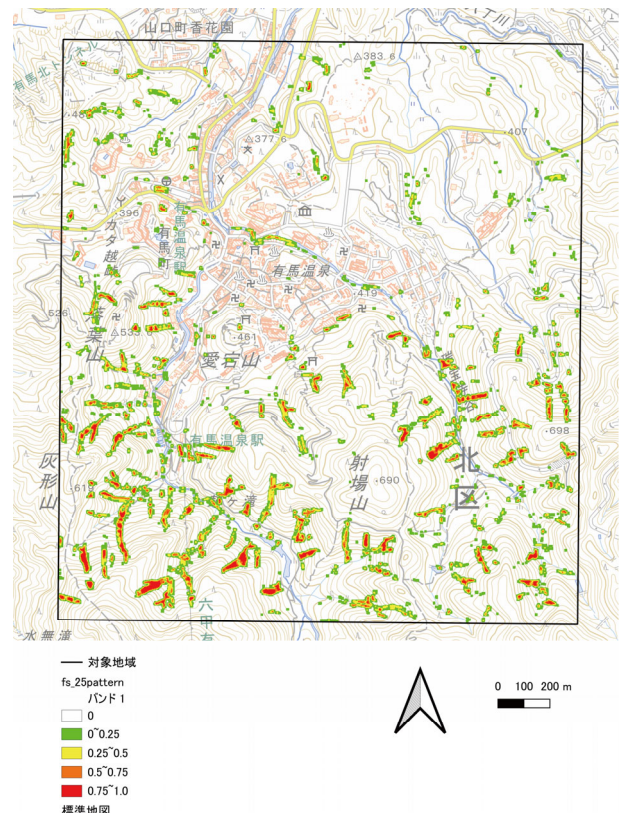


図-11 安全率の算定結果（25 パターン）

れた地点は、安全率が 1.0 未満になった回数は少ないが、DEM の設定方法次第で新たな崩壊発生の可能性を評価できることが分かった。

5. おわりに

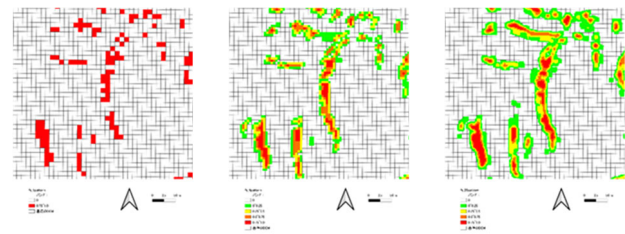
本報では、DEM の初期設定条件が表層崩壊危険度の評価結果に及ぼす影響を考慮するため、ある特定の DEM 設定のみで危険度評価を行うのではなく、複数の DEM 設定で危険度評価を行い、それら複数の危険度評価（アンサンブル評価）結果に基づく土砂災害ハザードマップの作成手法について検討した。その結果、ある特定の DEM 設定のみで危険度評価を行うのではなく、複数の DEM 設定で危険度評価を行い、それら複数の危険度評価（アンサンブル評価）結果を合成した結果に基づくハザードマップを作成することで、より安全で定量的な土砂災害による被害軽減のためのハザードマップを作成できるといえる。

なお、今回の検討では、ある 1 つの降雨波形に基づいた危険度評価を行ったが、他の降雨波形でも同様の方法でアンサンブル評価を行うことで、複数の降雨条件の下での定量的な土砂災害による被害軽減のためのハザードマップを作成できると考えている。また、東西方向、南北方向に 1 m ずつ移動させた DEM（100 パターン）を設定することで、詳細な DEM を活用したアンサンブル評価についても今後は行っていきたいと考えている。

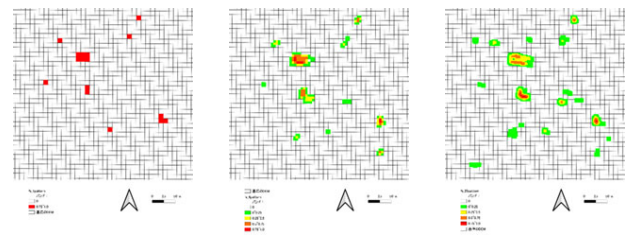
謝辞：本研究は、JSPS 科研費 20K12420 の助成を受けた。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 沖村孝・市川龍平：数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法，土木学会論文集，No.358/3-3, pp.69-73, 1985
- 2) 沖村孝，鳥居宣之，尾崎幸忠，南部光広，原口勝則：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築，砂防学会誌，Vol.63, No.6, p.4-12, 2011
- 3) G 空間情報センター：兵庫県_全域 DEM（2010 年度～2018 年度），<<https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/2010-2018-hyogo-geo-dem>>（参照 2024.6.17）
- 4) 鳥居宣之，谷口博，野並賢，松本歩，小田和広，伊藤真一：事前通行規制区間における土砂災害危険度評価のための降雨特性を考慮した入力降雨波形の作成，土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集，pp.603-604, 2018



a) 基準 DEM b) 4 パターン c) 25 パターン
図-12 パターン数の違いによる安全率分布の変化（1）



a) 基準 DEM b) 4 パターン c) 25 パターン
図-13 パターン数の違いによる安全率分布の変化（2）

セッション 3

防災・減災対策，解析・予測推定手法，
その他

脆弱岩におけるグラウンドアンカーの保全と課題

○三好忠和¹・藤村昭仁¹・桑原秀明²・石田俊治²¹西日本高速道路エンジニアリング関西(株)・²西日本高速道路(株)

1. はじめに

脆弱岩である神戸層群は、切土掘削等で緩んだ割れ目などから浸透した地下水にスメクタイト等の粘土鉱物が反応して膨潤し、変形が徐々に進行することによって生じる遅れ破壊が問題となっている。神戸層群では、地すべり対策として施工したグラウンドアンカー（以下アンカーと呼ぶ）の荷重が増大する事例¹⁾が多く見られる。これらの現象は、設計時に想定したすべり面の強度が経年により徐々に低下していることに起因しており、経過観察やアンカーの増設がなされている。一方で、アンカーの荷重が施工直後から徐々に低下し、再緊張後もアンカーの荷重低下が続く事象も報告されている²⁾。この場合も脆弱岩に由来する現象（掘削によるリバウンドや膨潤など）が原因であると推定されている。

脆弱岩では、どこまで強度が低下するかを調査・設計段階で把握し、現状の強度ではなく残留強度を用いた検討が予防保全の観点からは必要である。本稿では、神戸層群における切土のり面の不安定化機構の検討やのり面の長期保全に資することを目的に実施した室内試験（力学試験と岩石試験）の結果³⁾と神戸層群におけるアンカーの挙動についての事例を示し、保全の課題について述べる。

2. 室内試験結果

2.1 力学試験

力学試験は、次章に述べるアンカー荷重の増加が続いている長大切土のり面におけるボーリングコアを用いて実施した。本章では、ボーリングコアの凝灰岩層に確認された鏡肌状の弱面を含む不攪乱試料から現状のすべり面強度を評価した結果と、将来も変状が継続した場合に至る強度を想定して攪乱試料の残留強度を調べた結果を報告する³⁾。

ボーリングコアでは、すべり面の可能性がある深度に鏡肌状のせん断面が幾つか確認された（写真-1）。現状のすべり面強度は、Skempton⁴⁾や眞弓ら⁵⁾による先行研究と同様の手法で、弱層を含んだ不攪乱試料を対象に、一面せん断試験により求めた。一面せん断試験には眞弓らが開発⁶⁾した試験機をベースに、木下らが呼径 86 サイズのボーリングコア用に改良した試験機⁷⁾を用いた。試験供試体のサイズは径 60mm、高さ 20mm で、その中心位置に弱面が水平となるように成形し、同一供試体で複数の垂直応力条件にて定体積繰返し一面せん断試験を実施した。一部の試料では、定体積試験実施後に定圧試験も行った。

残留強度はリングせん断試験にて求めた。リングせん断試験は Bishop 型の試験機を用い、外径 150mm、内径 100mm、高さ 20mm サイズの供試体で、垂直応力 300kPa にて定常せん断状態を確認後、垂直応力を 200→100→50kPa と段階的に変更し残留強度を求めた。いくつかの試料は 3 供試体を用意し、垂直応力 3 条件での試験も実施した。試験は CD 条件とした。

不攪乱試料の弱面を対象にした繰返し一面せん断試験の結果を表-1 に、試験データの 1 例を図-1 に示す。Skempton⁴⁾は、現場で残留強度状態にあると想定された乱さない地すべり面を含む試料に対して一面せん断試験を実施し、直接得られた強度を“現場残留強度（Field residual strength）”と呼び、再構成試料から得られた残留強度とは区別している。本稿でも、一面せん断試験で得られた強度を、現場残留強度（ c'_{fr} 、 ϕ'_{fr} ）という形で表記した。残留強度が発現するようなせん断面を対象とした試験では、試験中の垂直応力とせん断応力が、せん断面に発揮される破壊基準線を推移するような応力経路をとることが特徴的である⁸⁾。図-1 では定体積試験の応力経路から得られる破壊基準線に定圧試験結果が一致している。粘着力は 0～57.4kPa



写真-1 コアに確認された鏡肌状のせん断面

表-1 弱層を対象にした一面せん断試験結果

調査孔 No.	深度 (GL-m)	弱層の強度	
		c'_{fr} (kPa)	ϕ'_{fr} (°)
H29W-1	10.32	18.0	9.0
	12.19	18.7	13.9
H29W-3	32.75	57.4	9.9
H29B-5	20.55	4.5	13.1
	20.77	0.0	9.5
H29B-6	27.17	4.3	9.3
	27.33	0.9	11.4

とバラツキがあり、せん断抵抗角は、 $9.0 \sim 13.9^\circ$ の幅の中で、 9° 台の試験値が多数得られた。

425 μm 以下の粒径分を再構成した攪乱試料を用いたリングせん断試験の結果を表-2に、試験後のせん断面を写真-2に示す。表-2には、完全軟化強度(c'_s, ϕ'_s)と残留強度(c'_r, ϕ'_r)、および物理試験結果を示した。残留せん断抵抗角 ϕ'_r は $4.9 \sim 6.4^\circ$ の範囲に集中した。これは、純粋なスメクタイトの残留強度 ϕ'_r に相当するもので、後述する当該のり面の変状を起こしやすい弱層にスメクタイトが相当含まれると

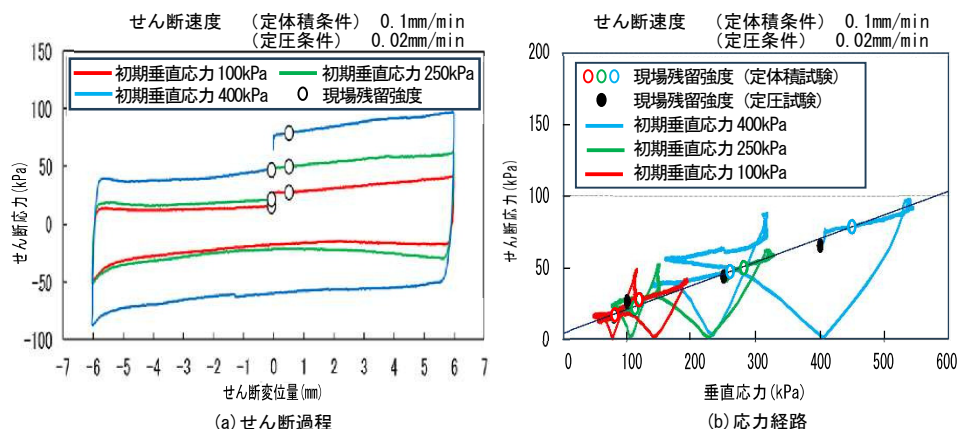


図-1 定体積繰返しせん断試験のせん断過程と応力経路
(調査孔 No. H29B-6, 深度 GL-27.17m)

表-2 攪乱試料より得られた残留強度とその物理特性

調査孔 No.	リングせん断試験						物理試験					
	再構成試料(425 μ m粒径分、一部75 μ m粒径分)						425 μ m粒径分					
	深度(GL-m)	試験 供試体	完全軟化強度		残留強度		粒度特性(レーザー回折法)			コンシステンシー特性		
			c'_s (kPa)	ϕ'_s ($^{\circ}$)	c'_r (kPa)	ϕ'_r ($^{\circ}$)	粘土 %	シルト %	砂 %	液性限界 WL(%)	塑性限界 WP(%)	塑性指数 IP
H29W-1	10.20-10.34	1	0.0	16.6	5.2	5.3	42.6	57.3	0.1	107.9	48.3	59.6
	12.10-12.60	3	3.4	18.6	1.1	6.4	43.8	56.2	0.0	103.1	55.4	47.7
H29W-3	30.85-31.20	3	6.0	27.6	2.3	11.4	34.4	65.4	0.2	47.8	28.7	19.1
	30.85-31.20 ($<75 \mu$ m粒径分)	1	0	21.9	0.0	4.9	43.1	56.9	0.0	62.3	30.9	31.4
H29B-5	20.55-20.77	1	0.0	13.8	1.0	6.4	45.2	54.7	0.1	95.9	43.1	52.8
H29B-6	27.17-27.33	1	0.0	14.5	1.4	6.3	45.2	54.8	0.0	99.3	44.2	55.1

いう X 線回折試験結果とも整合した。せん断面の性状は調査孔 No.H29W-3 を除き写真-2 のように鏡肌状で光沢は顕著であった。調査孔 No.H29W-3 のみ、 $\phi'_r = 11.4^\circ$ というやや高めめの試験結果が得られた。試験用試料の物理特性をみると、他の試料より粘土含有率が低く、低い塑性指数を示した。他の試料が位置した層序と異なる場所から採取したことが影響したと考えられる。ただし、75 μm フルイを通過させて再試験を実施したところ、他の試料と同等の残留強度レベルまで低下した。粘土分を構成する鉱物のほとんどがスメクタイトであるため、粘土含有率が高まれば同じような強度レベルまで低下することがわかった。また、せん断強度とせん断変位量との関係の 1 例を図-2 に示す。ピーク値である完全軟化強度から残留強度への強度低下率が非常に大きく、定常せん断状態に至るまでに、ゆっくりと時間をかけて強度が低下している。

当該のり面では、建設前設計時の繰返し一面せん断試験で 16.7° あったせん断抵抗角は、建設中の掘削に伴う変状発生時の繰返し一面せん断試験で 14.4° 、竣工から 3 年後に発生した平成 13 年の変状対策工検討時には現況安全率からの逆算で 13° となった。本稿で述べた平成 29 年実施の繰返し一面せん断試験ではせん断抵抗角が 9° 程度の値が得られており、最終的に残留強度は $5 \sim 6^\circ$ 前後に至る。神戸層群の地すべり対策を考える上で、このような特性を示す土質材料がすべり面を構成していることに注意する必要がある。

2.2 岩石試験

調査孔 H29W-1 のコア試料を用いて、スメクタイトの含有状況を X 線回折試験により調べた³⁾。X 線回折試験は、含有鉱物の同定と含有量の目安を把握するための不定方位分析と、試料全体の中の 2 μm 以下粒径分(微細粘土粒径分)のみを使用し、粘土鉱物の判定を行うための定方位分析を行った。CEC (陽イオン交換容量) および交換性陽イオンの分



写真-2 リングせん断試験による
残留強度状態のせん断面

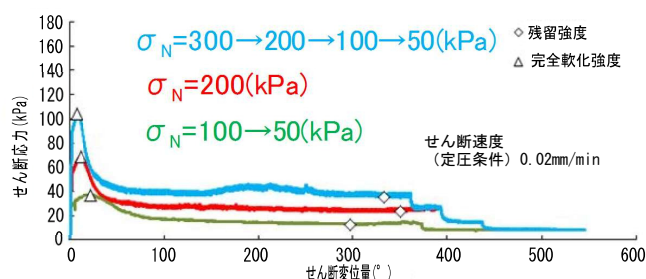


図-2 リングせん断試験せん断過程
(調査孔 No. H29W-1, 深度 GL-12.10 - GL-12.60m)

析は、SPAD 法（農林水産省農産園芸局農産課の土壌・作物分析機器の開発・実用化事業により開発された方法）により実施した。

各分析項目の深度分布を図-3 に示す。スメクタイトは地山全体に分布し、スメクタイトの底面間隔 d 値は $15\text{\AA}$ 付近を示した。室内の湿度環境下での層間陽イオンが $\text{Ca} \cdot \text{Mg}$ の場合は $d=15\text{\AA}$ 付近であることが知られており、交換性陽イオンの分析からも当地区のスメクタイトの大部分は Ca 型と推察される。ただし、 Ca/Na 比としては $3.0 \sim 5.8$ であり、ある程度 Na 型スメクタイトも含む中間型スメクタイトであることが示唆される。このような中間型スメクタイトを含む泥岩・凝灰岩からなるのり面は、切土後数年を経過してから遅れ破壊を起こすことが指摘されている⁹⁾。

泥岩・凝灰岩の弱層では、調査・設計段階からスメクタイトの含有状況を確認し、切土のり面の遅れ破壊や地すべりに対して掘削に伴うゆるみが生じる前に施工可能な事前の対策¹⁰⁾が必要となる。

3. アンカーの荷重増加の事例（事例 1）

3.1 変状履歴

事例 1 におけるのり面のアンカー配置図を図-4 に示す。建設時の掘削に伴う変状のため切土勾配の変更やアンカー工等の抑止工を実施していたが、竣工から 3 年後の平成 13 年に大規模な変状が発生し、応急対応にアンカーを施工した。応急対応後にのり面全域でボーリング調査を実施し、集水井・水抜きボーリングの抑制工と追加のアンカー工等の抑止工を行った¹⁾。5 年後に再び変状が発生し、アンカーの荷重の漸増、地中変位の増加等の断続的な変状が続いている。

3.2 アンカー荷重計観測結果

荷重が増加したアンカーおよびアンカー荷重計の配

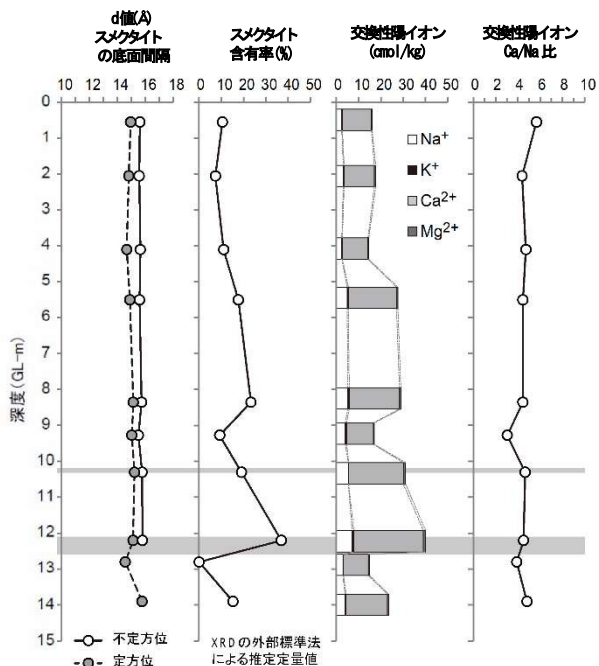


図-3 化学・鉱物分析の結果（調査孔 No. H29W-1）

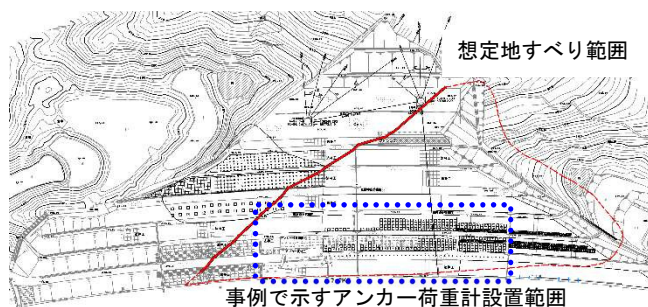


図-4 事例 1 におけるのり面のグラウンドアンカー配置図



図-5 荷重増加事例のグラウンドアンカーおよびアンカー荷重計配置図

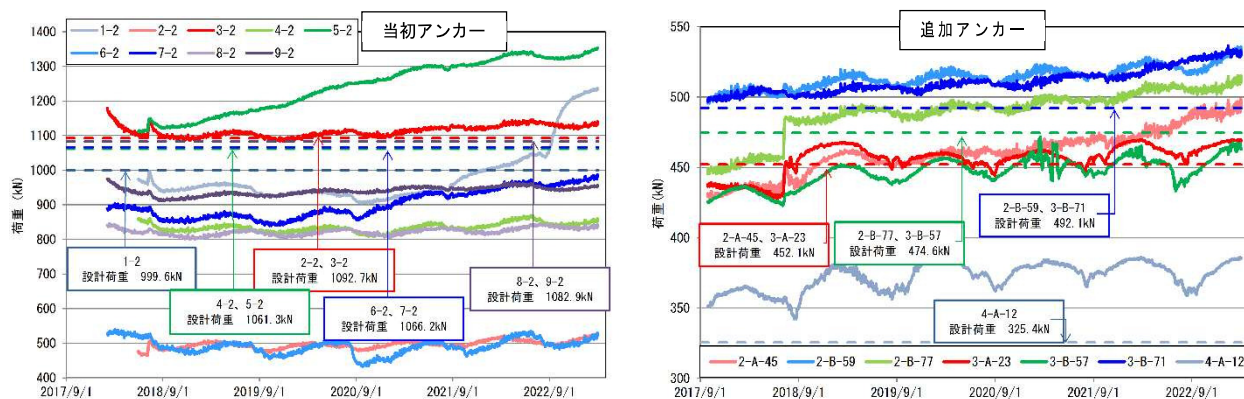


図-6 アンカー荷重計観測結果

置図を図-5に、アンカー荷重計の観測結果を図-6に示す。図-5のアンカーは、建設時に施工した当初アンカーと平成13年の変状時に施工した追加アンカーである。アンカー荷重計は設置から20年以上が経過し、観測値にノイズが多くなったため、既設アンカーにも適用可能な荷重計¹⁾を新たに設置した。設置に際してはリフトオフ試験により残存緊張力を確認した後、新たな荷重計により観測を継続した。

アンカー荷重計を設置した平成29年(2017年)以降もほとんどのアンカーの荷重は増加し続けており、一部のアンカーは設計荷重を上回っている。それらのアンカーについては、許容荷重以下であるため動態観測により経過観察を行っている。なお、許容荷重に近いアンカーと周辺のアンカーについては、アンカーヘッドの飛び出し防止措置を実施している。

3.3 動態観測

当該のり面は地すべり対策をしても変状が収まらず、アンカー荷重計以外にも動態観測による監視を実施している。当該のり面の動態観測一覧を表-3に示す。自動計測が可能な観測項目は、常時観測を行っている。地表面や地中の変位に大きな変化が見られなくても、変状を抑止するアンカーは強度低下により荷重が増加し続けており、注視している。

表-3 動態観測項目一覧

動態観測項目		数量
自動観測	アンカー荷重計	26箇所
	地表面伸縮計	9箇所
	間隙水圧計	3箇所
	パイプ歪計	4箇所
	地下水位計	11箇所
	雨量計	1箇所
	温度計	1箇所
手動観測	孔内傾斜計確認計測調査	10箇所
	排水ボーリング流量観測	10箇所
	光波測量観測	61箇所
	クラック計測(鉋間検測)	31箇所

4. アンカーの荷重低下の事例(事例2)

4.1 変状履歴

事例2におけるのり面のアンカー配置図を図-7に示す。事例2も神戸層群の長大のり面で、平成7年の建設時に変状対策としてアンカーが施工されている。供用後も断続的に変状が続き、平成12年に大きな変状が発生したため、追加対策のアンカーを施工し、平成14年に変状の小さい区間についても予防保全としてのアンカーを施工した。その後もアンカーの荷重は現在まで漸増し、小規模な変状は続いている。特にアンカー未施工範囲には表層部の変状が累積しており、令和3年にアンカーが施工された。この令和3年施工の新設アンカーに荷重の低下が観測された。そのためアンカーの再緊張を行うとともにリフトオフ試験によりアンカーの健全性を確認したが、再緊張後も荷重低下は続いている。

4.2 アンカー荷重計観測結果

アンカーの荷重低下が応力解放された表層の挙動に関連すると想定し、既存のロックボルト軸力計と地中変位計にて地中の挙動を観測し、アンカーの荷重低下との関連を調査した²⁾。ロックボルト軸力計と地中変位計は、これら新設アンカーの設計に際して、ゆるみ領域の把握を目的に設置したもので、アンカーの施工時に計測機器類を撤去し、センサー部は地中に残置していたものを復旧して利用した。

荷重が低下した新設アンカーおよびアンカー荷重計の配置図を図-8に、アンカーおよびロックボルトの軸力と地中変位の観測結果を図-9に示す。図-9ではアンカーの継続的な荷重低下が見られ、ロックボルトはGL-0.5m、GL-1.5mおよびGL-2.5m地点の軸力が低下している。また、地中変位計は地表面を基準に各深度の挙動を示したもので、対象のアンカーと同じ切土面に設置した地中変位計T-1のGL-2.5mとGL-3.5m地点に4mm程度の沈下が見られる。ロックボルト軸力計の結果では表層からGL-2.5m地点まで圧縮力が作用しており、地中変位計の結果では表層からGL-3.5m地点までの区間が圧縮されている。

4.3 荷重低下原因の推測

アンカー施工箇所の変状は、切土掘削の応力開放によ

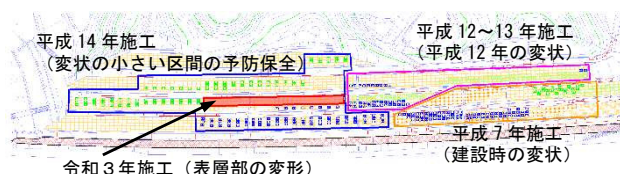
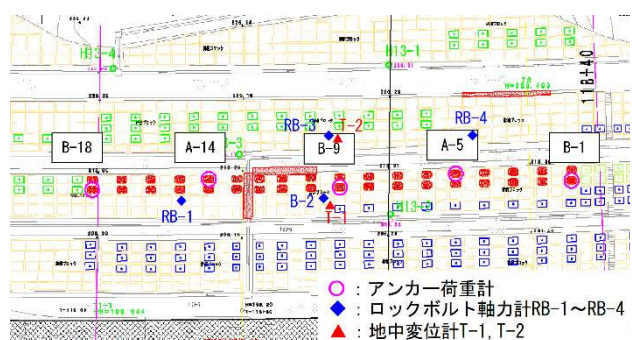
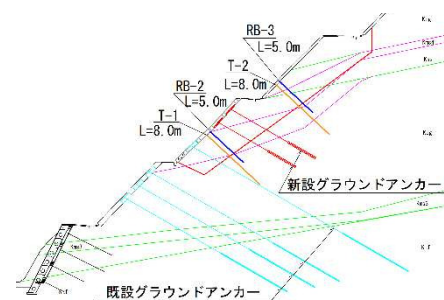


図-7 事例2におけるのり面のグラウンドアンカー配置図



平面図



断面図

図-8 荷重低下事例のグラウンドアンカーおよびアンカー荷重計配置図

る地盤のリバウンドと、それに伴う表層地盤のゆるみで、スメクタイトを含む軟岩の膨張が素因のひとつと考えられる。ロックボルト軸力計の結果では、表層から GL-2.5m 地点まで圧縮力が作用しており、地中変位計の結果では表層から GL-3.5m 地点までの区間が圧縮されている。

アンカーの荷重低下の原因は、応力解放と降雨および地下水の浸潤により軟化・膨張した表層部がアンカーの荷重により圧縮沈下を生じさせ、その結果アンカー自由長部が縮んでアンカーの荷重が低下したと考えられる。なお、アンカーの荷重低下量(20~50kN)と当該アンカーの自由長(6.5m・7.5m)から荷重低下量に相当する自由長の伸縮量は 1.8~3.9mm 程度で、オーダー的には計測結果と整合する。

4.4 今後の動態観測について

アンカーの荷重低下の収束状況を確認するため、時間軸を対数表示にした経時変化を図-10 に示す。図-10 よりアンカーの荷重低下は収束には至っておらず、再緊張のタイミングは経過観測で判断する必要がある。なお、荷重低下量が小さいため、新設アンカーはゆるみの進行による表層地盤の崩壊に対して機能しており、経過観察に支障はないと考えている。

5. おわりに

スメクタイト含有率が 20%を超えるような岩は、せん断抵抗角が 10°以下に低下することが判明しており、長期的な強度低下のリスクがある³⁾。このような脆弱岩では、現状の強度で設計したアンカーにはすべり面の強度低下による荷重の増加とアンカーの破断のおそれがあり、長期の動態観測による監視が保全の課題となっている。

また、地すべりの変状がなくても、表層のリバウンドと膨張による変状が生じる場合は、アンカーを施工するとそのアンカーの締付け荷重により表層部の圧縮沈下が生じてアンカーの荷重が継続して低下することもあり、適切な時期に再緊張が必要となる。

将来すべり面になる可能性がある泥岩・凝灰岩の弱層では、調査・設計段階からスメクタイトの含有状況を確認し、遅れ破壊のおそれがある場合、その弱層の強度評価と、どこまで強度が低下するかを把握することが重要である。予防保全の観点からは、将来的に残留強度まで強度が低下することを想定し、アンカーや他の抑止工の設計には現状の強度ではなく、残留強度を用いた設計¹⁰⁾が必要と考える。

参考文献

- 1) 大須賀仲夫・松本正司・中川渉・谷口清：供用中の高速道路路面に発生した堆積軟岩の遅れ破壊機構と復旧対策工法，「土と基礎」，Vol. 51 (9)，pp.10-12，2003.9
- 2) 三好忠和・桑原秀明・石田俊治・山本寛：神戸層群におけるグラウンドアンカーの荷重低下事例について，土木学会第 78 回年次学術講演会，III-123，2023
- 3) 三好忠和・田久勉・坂本英明・澁谷啓・小山純二・戎剛史・柴崎達也：神戸層群における長大切土法面の強度低下と残留強度の評価，Kansai Geo-Symposium2019，pp.242-245，2019
- 4) Skempton A.W.：Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory，Géotechnique，Vol.35, No.1, pp.3-18，1985

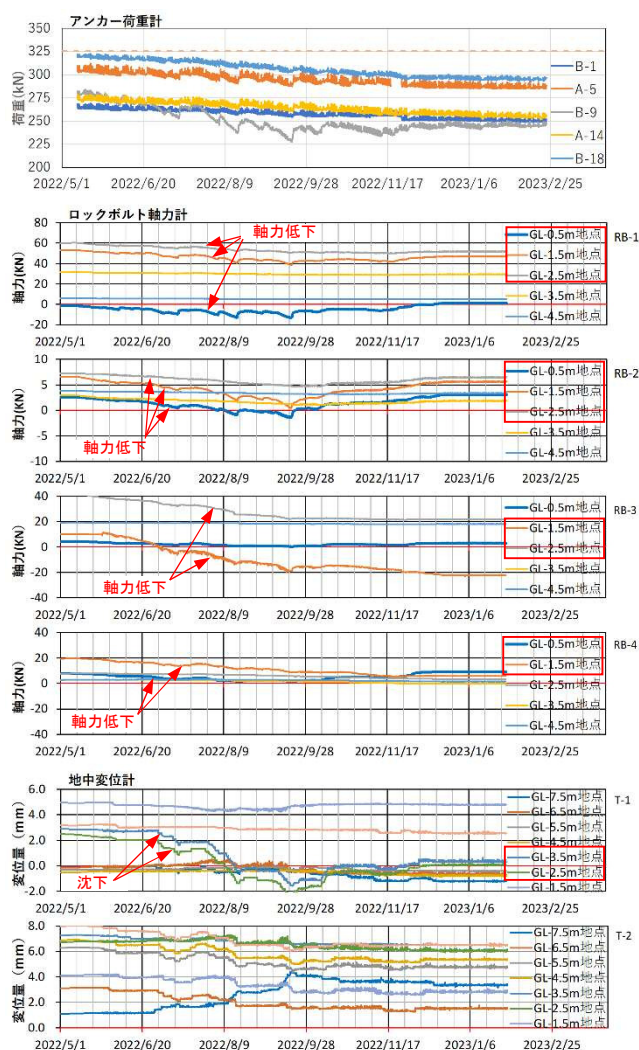


図-9 アンカーおよびロックボルトの軸力と地中変位の計測結果

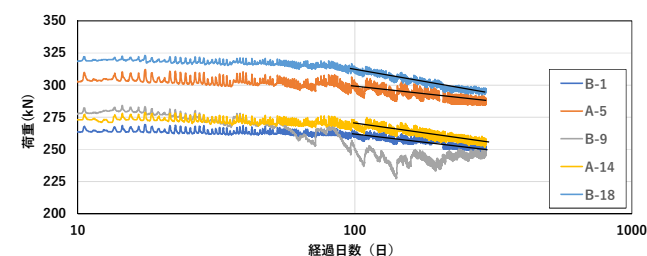


図-10 アンカー荷重経時変化（時間軸対数表示）

- 5) 眞弓孝之・柴崎達也・山崎孝成:すべり面せん断試験によるすべり面のせん断強度評価, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.4, pp.273-282, 2003
- 6) 木下篤彦・山口真司・山崎孝成・柴崎達也・小島健・吉松弘行: 2004 年新潟県中越地震により大滑動した地すべりのすべり面の土質特性に関する研究, 日本地すべり学会誌, Vol.45, No.6, pp.418-427, 2009
- 7) 山崎孝成・眞弓孝之・由田恵美: 高純度粘土鉱物のリングせん断特性:すべり面粘土との対比. 地すべり, Vol.37, No.2, 30-39, 2000
- 8) Tiwari B. and Marui H. : A new method for the correlation of residual shear strength of the soil with mineralogical composition, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.131, No.9, pp.1139-1150, 2005
- 9) 中川渉・遠藤司: 神戸層群凝灰岩の切土掘削に伴う地盤変形と遅れ破壊, 日本地すべり学会誌, Vol.41, No.4, pp.33-43, 2004
- 10) 森田晃司・田公雅比古・遠藤司・沖村孝: 神戸層群の地すべり地帯における長大切土のり面対策事例, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.2, pp.307-315, 2008
- 11) 独立行政法人土木研究所・日特建設株式会社・守谷鋼機株式会社・ライト工業株式会社・株式会社共和電業・株式会社エスイー・株式会社東横エルメス・坂田電機株式会社・株式会社東京測器研究所: アンカーへの取付け・交換が容易な新型アンカー荷重計の開発, 共同研究報告書, 独立行政法人土木研究所, 第 407 号, 2010

体積含水率観測データとの比較に基づく雨量情報を用いた斜面健全度診断手法の適用性評価

○安藤珠希¹・小泉圭吾¹・久田裕史²・櫻谷慶治²・乾 徹¹¹大阪大学大学院工学研究科・²西日本高速道路

1. 研究の背景と目的

近年、気候変動に起因する集中豪雨に伴う表層崩壊が各地で多発していることから、対策が急務となっている。現在、道路通行規制や土砂災害警戒情報を発出する判断指標として土壌雨量指数（以下、SWI）が採用される場合が多い。SWIとは、図-1のように3段直列タンクモデルを用いて土中の水分量を数値化して表される¹⁾。SWIは雨量情報のみから簡便に算出できるが、算出に用いられるパラメータが全国一律のため、個別斜面の健全性を評価できないという課題がある。これに対し、深度方向の体積含水率の計測結果に基づく避難や通行止めの判断指標が提案されている。この手法のひとつにIQS指数²⁾、FS指数³⁾があり、式(1)、(2)で表される。

$$\overline{IQS} = \theta / \theta_{IQS} \quad (1)$$

$$\overline{FS} = \theta / \theta_{FS} \quad (2)$$

ここで、 $\overline{IQS}$ はIQS指数、 θ は体積含水率の観測値、 θ_{IQS} は降雨強度に対応する初期擬似飽和体積含水率IQSを示しており、 $\overline{FS}$ はFS指数、 θ_{FS} は現場飽和体積含水率を示している。小泉ら²⁾は、図-2に示すように、透水性の高い斜面に一定強度で降雨が生じると、 θ が上昇した後に一時的に上昇が停滞し、その後再び上昇すると変位が進展して崩壊することを実験で確認し、最初に一時的に θ の平衡状態となる時点（初期擬似飽和状態）を把握することが斜面の健全性把握に有効であるとしている。すなわち、 $\overline{IQS} < 1.0$ は健全な状態、 $\overline{IQS} = 1.0$ はIQSへの到達、 $\overline{IQS} > 1.0$ は変位が進展する危険性がある状態と解釈できる。また、 $\overline{FS} < 1.0$ では不飽和状態を示し、 $\overline{FS} = 1.0$ で現場飽和（地下水位の形成）への到達を意味する。これらから、 $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ を用いることで、個別斜面の健全性をリアルタイムに評価することが可能である。一方、これらを避難や通行止めの判断指標として用いるためには常時土中の水分量を観測する必要がある、長期的な運用には莫大なコストを要する。そこで、 $\overline{IQS}$ —SWI、 $\overline{FS}$ —SWIの関係を求めることで、雨量情報から簡便に算出できるSWIから個別斜面における $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ を推定し、斜面の健全性を診断する手法（以下、 $\overline{IQS} \cdot \overline{FS}$ 推定手法）を提案している⁴⁾。しかし、 $\overline{IQS} \cdot \overline{FS}$ 推定手法の適用可能性は斜面の土層構造や降雨の浸透性によって異なると考えられる。本研究では、複数の斜面に対し、 $\overline{IQS}$ —SWI、 $\overline{FS}$ —SWIの関係を求めることで、 $\overline{IQS} \cdot \overline{FS}$ 推定手法の適用性が高い斜面の特性の抽出を試みた。また、適用性が高いと判断された斜面において、 $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ の双方が上昇し、斜面の健全度が低くなっている状態とSWIおよび60分間積算雨量との関係性を評価した。

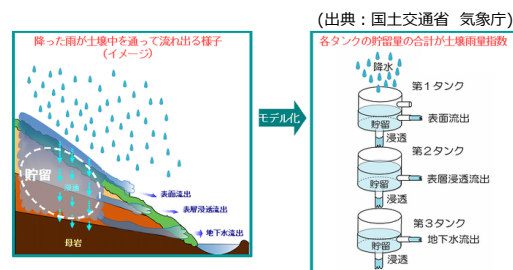
図-1 SWI の概念図¹⁾

図-2 IQS 指数、FS 指数の概念図

2. 対象斜面の観測概要と表層の土質特性

2.1 対象斜面における観測概要

関西地方に位置する高速道路沿いの斜面5箇所ので15分毎に観測された体積含水率の θ データを用いて検討を行った。各斜面の地質および土壌水分計の設置位置・深度を表-1、土壌水分計の設置の状況を図-3に示す。また、雨量計は各斜面に設置している。本研究で

表-1 各斜面の地質および土壌水分計の設置位置・深度

No.	切土・盛土	斜度	斜面長(m)	基盤の地質	土中水分計設置位置	土中水分計設置深度		
						浅層(m)	中間層(m)	深層(m)
3	切土	38.0°	-	丹波G チャート・頁岩	法肩	0.20	0.58	0.98
4	切土	46.5°	11.5	丹波G 頁岩主体	法尻	0.20	0.50	0.80
5	切土	-	-	舞鶴G 砂岩・頁岩	法尻	0.15	0.40	0.55
8	切土	-	-	神戸G 泥岩・砂岩・凝灰岩	法肩	0.30	0.60	1.00
10	切土	30.0°	-	神戸G 泥岩・砂岩・凝灰岩	法尻	0.20	0.53	0.85

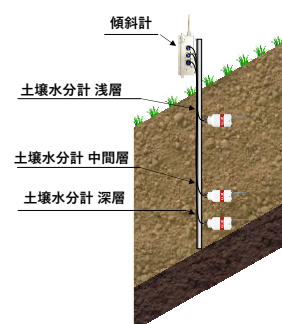


図-3 土壌水分計の設置図

Applicability of rainfall information to slope failure prediction by comparing with monitoring data of volumetric water content
Tamaki Ando¹, Keigo Koizumi¹, Hirofumi Hisada², Keiji Sakuradani², Toru Inui¹ (¹Osaka Univ., ²West Nippon Expressway Co., Ltd.)

KEY WORDS: Surface slope failure, On-site measurement, Volumetric water content, Soil water index

は、土壌水分計で15分毎に観測された体積含水率 θ のデータ、および雨量計で15分毎に観測された雨量データを用いて検討を行った。

2.2 対象斜面表層を対象とした土質試験結果

各斜面の表層から採取した土試料を用いた室内土質試験の結果および推定した透水係数の結果を表-2に示す。試験内容は、土粒子密度試験、含水比試験、粒度試験、液性限界・塑性限界試験である。さらに、表層の透水係数を稲崎ら⁵⁾による手法を用いて推定した。この手法は細粒分含有率から有効間隙率を推定し、透水係数を算出するもので、粘性土のような細粒分を多く含む地盤の場合は整合性が高いとされている。これらの結果から、透水性について、No.4, 5は比較的透水性が高く、No.3, 8, 10は比較的透水性が低いと予想できる。No.4, 5を透水係数の高い斜面、No.3, 8, 10を透水係数の低い斜面として場合分けをし、以降の評価を実施する。

表-2 各斜面の室内土質試験結果および推定した透水係数の結果

No.	物理試験														透水係数 K_{ic} (m/s)	
	土粒子 密度	自然 含水比	粒度試験								液性限界	塑性限界	塑性指数	地盤材料の分類名		分類番号
			石分	礫分	砂分	シルト分	粘土分	最大粒径	均等係数	平均粒径						
	ρ_s (Mg/m ³)	W_n (%)	%	%	%	%	%	mm	U_c	D_{50} (mm)	W_L (%)	W_p (%)	I_p			
3	2.787	48.5		4.6	41.7	41.2	12.5	19.0	26.64	0.0624	80.4	45.3	35.1	砂質シルト (高液性限界)	(MHS)	2.5E-06
4	2.616	20.8		55.8	30.9	9.6	3.7	37.5	96.43	2.5927	89.5	43.6	45.9	細粒分まじり砂質礫	(GS-F)	2.6E-05
5	2.737	8.6		56.9	32.5	6.6	4	37.5	62.9	2.7071	40.2	23.0	17.2	細粒分まじり砂質礫	(GS-F)	3.2E-05
8	2.587	43.6		0.0	1.3	36.7	62	4.8	-	0.0020	77.9	21	56.9	粘土 (高液性限界)	(CH)	5.5E-07
10	2.390	30.3		0.0	40.0	45.2	14.8	2.0	25.86	0.0454	79.7	35.2	44.5	砂質粘土 (高液性限界)	(CHS)	1.9E-06

3. 斜面表層の透水性と体積含水率プロファイルの関係

図-4に透水性が高いグループの斜面、図-5に透水性が低いグループの斜面の、2022年6月1日～2024年1月31日の期間における θ および15分間雨量の経時変化を示す。なお、 θ および15分間雨量のデータは一部欠損している。図-4より、斜面No.4ではほぼ全ての降雨イベントにおいて浅層よりも深層の θ の上昇幅が大きい。これは、表層と比較して透水係数の低い基盤層が存在しており、上部からの降雨を十分に排水できていない可能性があるためと考えられる。図-2に示す θ の変化のうち、擬似飽和以降の θ の挙動を表す指標である FS の推定は、透水性の低い基盤層が存在することが前提であるため、斜面No.4はその要件を満たすと考えられる。斜面No.5では浅層、中間層、深層の θ が降雨に対して同程度に上昇していることから、深層における排水速度が浅層における浸透速度と同程度であると推察される。すなわち、表層と基盤層の透水係数の差が斜面No.4と比較して小さく、 FS 推定手法の適用性は斜面No.4と比較すると低いと予想される。

図-5より、表層の透水性が比較的低い斜面No.3では浅層、深層どちらの θ も降雨に対する反応を示しているものの、浅層と深層の θ の上昇幅の差は斜面No.4と比較して小さい。最も表層の透水係数が低いと推定された斜面No.8においては、どの深度の θ も降雨に対する反応性が他の斜面と比較して悪い。また、斜面No.10は浅層の θ は降雨に対する反応を

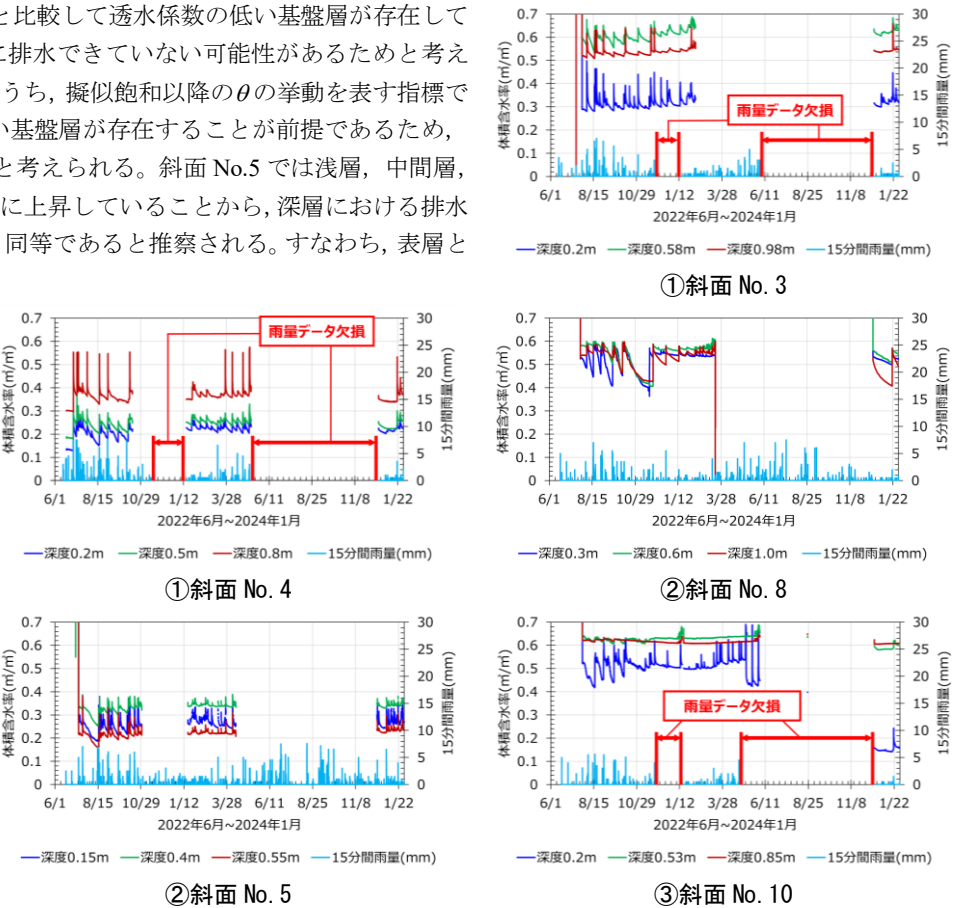


図-4 透水性が高い斜面での θ の観測結果

図-5 透水性が低い斜面での θ の観測結果

示しているが、浅層と比較して中間層および深層の θ がほぼ一定かつ降雨に対する反応性が悪く、SWIと $\overline{FS}$ の関係性が、 $\overline{FS}$ が1に近い値で横ばいになると予想される。基盤層が存在する斜面とは、鉛直次元浸透のみを考慮すると、降雨に対する浅層と中間層の θ の応答性や上昇幅が同程度であり、かつ浅層よりも深層の θ の上昇幅が大きい斜面であると考えられる。そのため、表層透水係数が低いグループの斜面の $\overline{FS}$ 推定手法の適用性は斜面No.4と比較して低いと予想される。

以上より、 $\overline{FS}$ 推定手法の適用性は、透水係数が比較的高くかつ透水性の低い基盤層が存在する斜面において高く、透水係数が比較的低い斜面は低い傾向にあると予想される。この結果をもとに、次章では $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ —SWIの相関を検討する。

4. $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ と土壌雨量指数の相関

3章で示した各斜面での θ の観測データを用いて、 $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ と各斜面に設置された雨量計データから算出できるSWIの関係性を求めた。なお、図-2では同深度における θ の経時変化を示しているが、本研究における $\overline{IQS}$ は、いち早く擬似飽和への到達を捉えるために表-1に示す浅層の θ 観測データを、 $\overline{FS}$ はいち早く地下水位の発生を捉えるために表-1に示す深層の θ 観測データを使用した。 $\overline{IQS}$ は、浅層での θ 観測データを用いて、小泉ら²⁾の手法を基に算出した。

図-6に斜面No.3における $\overline{IQS}$ の算出例を示す。浅層における降雨イベントごとの15分間雨量RIの最大値と θ の最大値をプロットし、RIに対する θ の最大値を包含するようなRIと θ の関係式から θ_{IQS} を算出した。前述したとおり、あるRIの降雨に対して一時的に θ が上昇した後に、停滞して平衡状態になったときを「初期擬似飽和状態」としていることから、RIによる変数として θ_{IQS} を定義している。他の斜面についても同様にを行い、算出した降雨強度RIと θ_{IQS} の関係性を表-3に示す。一方 $\overline{FS}$ は、表-1に示す深層において、対象期間中に観測された θ の最大値を θ_{FS} として定義し、その値を表-3に示す。また、SWIは気象庁が定義している一般的な式を用いて算出した。ただし、気象庁が定義するSWIは10分間雨量データが用いられているが、本研究では15分間雨量データを使用したため、気象庁の定義とは異なるが、便宜上、SWIとして評価を行う。

図-7に示す斜面No.4、5での $\overline{IQS}$ —SWI関係において、SWIが大きいほど $\overline{IQS} = 1.0$ 近くとなる確率が高くなるものの、SWIが低い範囲においては、SWIに対する $\overline{IQS}$ の値に幅があり、 $\overline{IQS}$ への到達をSWIのみを用いて判断することは困難である。また、図-8に示す斜面No.4の $\overline{FS}$ —SWI関係において、SWIの大小に関わらず $\overline{FS}$ が急激に上昇して1に近づく傾向がみられる。斜面No.5の $\overline{FS}$ —SWI関係においても、SWIに対する $\overline{FS}$ の値に幅があり、 $\overline{FS}$ —SWI間の関係性を求めることが困難である。これらの原因として、SWI以外の降雨に関する要因が θ の上昇に影響を及ぼしていることが考えられる。

図-9に示す斜面No.8、10の $\overline{IQS}$ —SWI関

係をみると、斜面No.4、5と同様に、SWIが大きいほど $\overline{IQS} = 1.0$ 近くとなる確率が高くなるものの、SWIが低い範囲においては、SWIに対する $\overline{IQS}$ の値に幅があり、 $\overline{IQS}$ への到達をSWIのみを用いて判断することは困難である。斜面No.3の $\overline{IQS}$ —SWI関係においては、SWIの大小に関わらずSWIに対する $\overline{IQS}$ の値に幅があり、 $\overline{IQS}$ —SWI間に一定の関係性は見いだせない。これらの原因として、透水性が高い斜面と同様に、降雨パターンにより θ の上昇量が異なることが考えられる。また、図-10に示す斜面No.3、8、10の $\overline{FS}$ —SWI関係をみると、斜面No.4、5と比較してSWIの値に関わらず、 $\overline{FS}$ の値がほとんど変化しないことがわかる。特に、No.10の $\overline{FS}$ —SWI関係においては、 $\overline{FS}$ の値が1に近い値に密集して

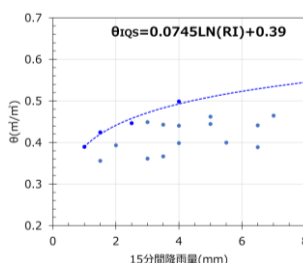
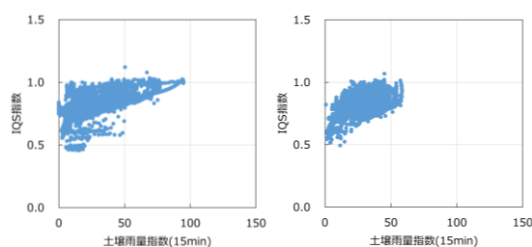


図-6 斜面No.3の浅層における降雨強度RIと θ の関係

表-3 各斜面の θ_{IQS} および θ_{FS} の値

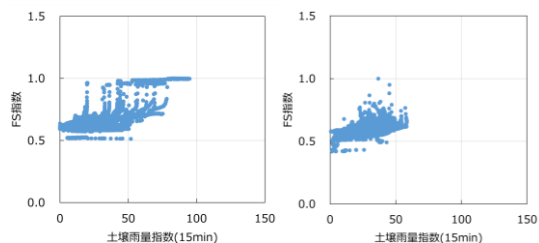
No.	θ_{IQS} (浅層)	θ_{FS} (深層)
3	$\theta_{IQS} = 0.0745\text{LN}(\text{RI}) + 0.39, \text{if } 1 \leq \text{RI}, 0.39, \text{otherwise}$	$\theta_{FS} = 0.658$
4	$\theta_{IQS} = 0.0074\text{LN}(\text{RI}) + 0.28, \text{if } 0.5 \leq \text{RI}, 0.27, \text{otherwise}$	$\theta_{FS} = 0.575$
5	$\theta_{IQS} = 0.0146\text{LN}(\text{RI}) + 0.35, \text{if } 0.5 \leq \text{RI}, 0.34, \text{otherwise}$	$\theta_{FS} = 0.382$
8	$\theta_{IQS} = 0.0012\text{LN}(\text{RI}) + 0.60, \text{if } 1 \leq \text{RI}, 0.60, \text{otherwise}$	$\theta_{FS} = 0.600$
10	$\theta_{IQS} = 0.0089\text{LN}(\text{RI}) + 0.62, \text{if } 1 \leq \text{RI}, 0.62, \text{otherwise}$	$\theta_{FS} = 0.649$



①斜面No.4

②斜面No.5

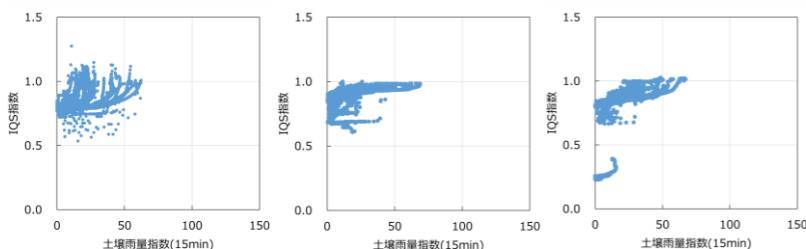
図-7 透水性が高い斜面における $\overline{IQS}$ —SWI関係



①斜面No.4

②斜面No.5

図-8 透水性が高い斜面における $\overline{FS}$ —SWI関係



①斜面No.3

②斜面No.8

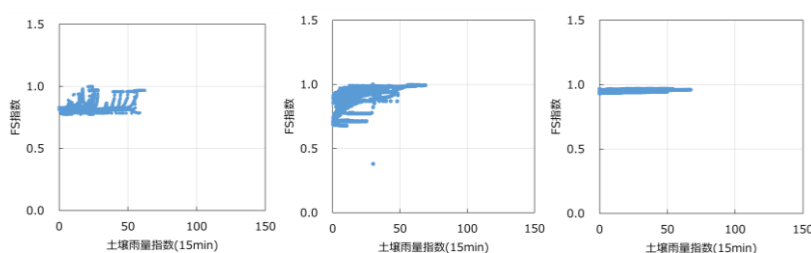
③斜面No.10

図-9 透水性が低い斜面における $\overline{IQS}$ —SWI関係

おり、3章での考察と整合する。これらの原因として、3章で述べた深層の θ の降雨に対する反応性が浅層に比べて小さいことが挙げられる。

以上より、表層の透水性の比較的高い斜面については、 $\overline{IQS}$ —SWI 関係および $\overline{FS}$ —SWI 関係どちらについても降雨パターンにより θ の上昇量が異なることが原因で両者の関係性を求めるのが困難であった。一方、表層の透水性の低い斜面の $\overline{IQS}$ —

SWI 関係については、透水性の高い斜面と同様、降雨パターンにより θ の上昇量が異なることが原因で両者の関係性を求めるのが困難であったが、 $\overline{FS}$ —SWI 関係については、SWI の値に関わらず $\overline{FS}$ の値がほとんど変化しないため、 $\overline{FS}$ を斜面の健全性を評価する指標として用いることは難しいと推察される。ゆえに、次章では、降雨パターンを詳細に確認することで SWI や他の降雨に関する指標を用いて $\overline{IQS}$ や $\overline{FS}$ との関連性を見出せる可能性のある透水係数の高いグループの斜面についてのみ、 $\overline{IQS}$ および $\overline{FS}$ の値と短時間降雨量および SWI の関係性を評価する。



①斜面 No. 3

②斜面 No. 8

③斜面 No. 10

図-10 透水性が低い斜面における $\overline{FS}$ —SWI 関係

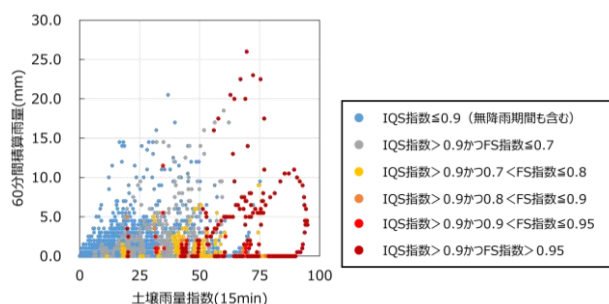
5. 60 分間積算雨量および SWI と $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ の関係

5.1 対象斜面における 60 分間積算雨量と SWI

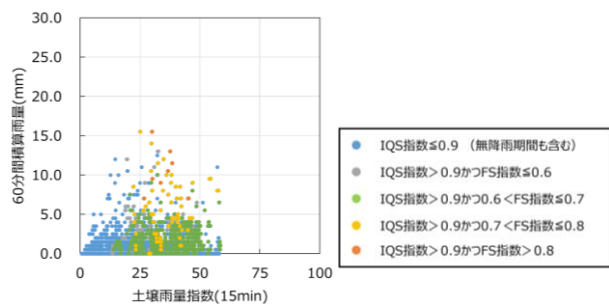
表層の透水性が高いと分類される斜面 No.4, 5 について、前章で示した θ の観測データを用いて 60 分間積算雨量と SWI の値を求め、 $\overline{IQS}$ ・ $\overline{FS}$ の値ごとにデータを色分けしプロットした結果を図-11 に示す。なお、 $\overline{IQS}$ の 1 もしくはそれに近い値への到達が斜面の健全性に影響が生じる必要条件と位置付けられるため、今回は各斜面ともに 1 に近い 0.9 を境に場合分けをした。また、図-11 に示した結果に基づいて、SWI および 60 分間積算雨量の水準毎に $\overline{IQS}$ および $\overline{FS}$ の区分毎の出現頻度を整理した結果を図-12 に示す。図-12①より、斜面 No.4 において、 $\overline{IQS}>0.9$ のとき、SWI が大きくなればなるほど、 $\overline{FS}$ が大きくなる確率が上昇する傾向にあることがわかる。一方、図-11①から $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ ともに値が大きいときでも、ほとんどのケースにおいて 60 分間積算雨量が 10 mm を下回っており、単に 60 分間積算雨量と SWI のみで閾値を設け、判断指標として用いることは妥当ではないと考えられる。この原因として、その時点での降雨量が少ない場合でも先行降雨の影響を受けて $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ が大きくなっている可能性が考えられる。また、斜面 No.5 において、 $\overline{IQS}>0.9$ のとき、 $\overline{FS}$ の値に関係なく、SWI が 15~60 の間に分散してプロットされる傾向にあり、60 分間積算雨量と SWI の関係において閾値を設け、判断指標として用いることは妥当ではないといえる。また、No.4 と比較して $\overline{FS}>0.9$ となるデータが極端に少なく、崩壊が起きていないことも加味すれば、No.5 の斜面は比較的安全であると判断できる。ゆえに、次節では No.4 の斜面について、60 分間積算雨量と SWI の時系列変化を詳細に確認する。

5.2 60 分間積算雨量および SWI と体積含水率の時系列変化

斜面 No.4 において、 $\overline{IQS}>0.9$ かつ $\overline{FS}>0.95$ となる観測値を含む降雨イベントのみを対象に、60 分間積算雨量と SWI の関係の時系列変化を図-13 に示す(対象イベント数が多いため図を分割している)。なお、 $\overline{IQS}$ および $\overline{FS}$ が 1 もしくはそれに近い値へ到達するまでの 60 分間積算雨量や SWI の挙動を捉えることで、斜面の健全性に影響が生じるタイミングを把握できると考えられるため、今回は $\overline{IQS}$ および $\overline{FS}$ が 1 に近い値を境に時系列変化を確認した。図-13 より、 $\overline{IQS}>0.9$ かつ $\overline{FS}>0.95$ となり始めるのは、一部のイベントを除いて、SWI が 50 を超えた時もしくは、60 分間積算雨量が 20 mm 前後の高い値でピークを示し降下に向かい、かつ SWI が 50 前後の時であることがわかる。さらに、SWI > 50 で $\overline{IQS}>0.9$ かつ $\overline{FS}>0.95$ となる傾向が強くみられる。このことから、60 分間積算雨量と SWI の時系列変化から斜面 No.4 の健全性に懸念が生じる降雨イベントを特定できる可能性が示唆される。しかし、気象庁が発表している SWI の基準値と比較し、



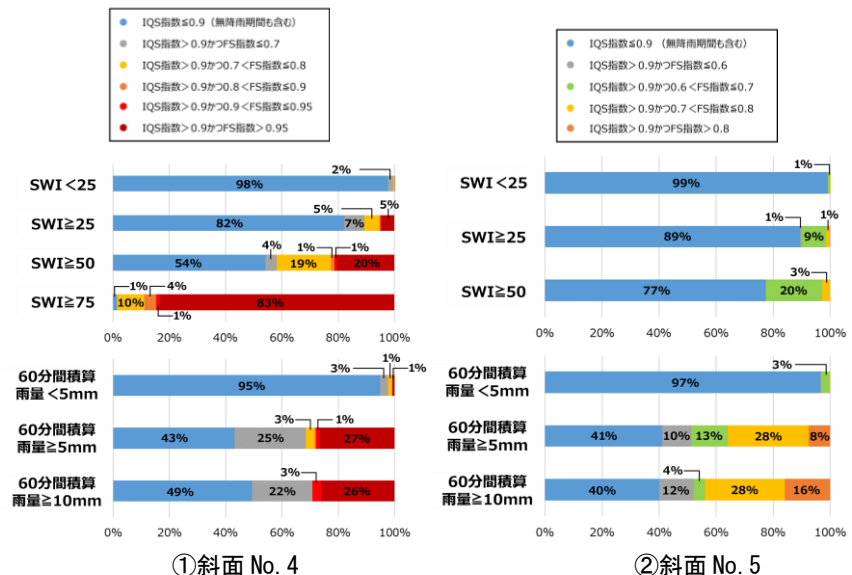
①斜面 No. 4



②斜面 No. 5

図-11 60 分間積算雨量—SWI 関係および $\overline{IQS}$ ・ $\overline{FS}$ との対応

SWI = 50 はかなり小さいため、SWI=50 を閾値とした斜面の健全性判断は、安全側すぎる判断となってしまう可能性がある。そのため、例えば SWI が 25 から 50 を超えるまでの時間や、SWI が 50 を超え、かつ $\overline{IQS}$ の変化割合の大きいイベントを捉えるなど、個別斜面毎に危険な状態となる降雨イベントの詳細な検討が必要であると考えられる。また、今後データを蓄積していくことで、 θ_{IQS} の値や θ_{FS} の値が変化し、それに伴い $\overline{IQS} \cdot \overline{FS}$ の値も変化することで、SWI の閾値も変化すると考えられる。



6. 本研究のまとめ

5 か所の斜面の θ の観測データを用いて、 $\overline{IQS}$ —SWI、 $\overline{FS}$ —SWI の関係を求めることで、 $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ に基づく斜面健全度推定手法の適用性が高い斜面の特性の抽出を試みた。その結果、表層の透水性が比較的高い斜面については、 $\overline{FS}$ 推定手法の適用性が比較的高いと推察された。さらに、それらの斜面について、60 分間積算雨量—SWI の関係および $\overline{IQS} \cdot \overline{FS}$ との対応関係について確認した。その結果、 $\overline{IQS} \cdot \overline{FS}$ の双方が上昇し、斜面の健全度が低くなっている状態と、60 分間積算雨量および SWI との間に一定の対応関係が確認され、60 分間積算雨量と SWI から個別斜面の健全性を評価できる可能性が示唆された。一方、 $\overline{IQS} > 0.9$ かつ $\overline{FS} > 0.95$ となる時点を含む降雨イベントのうち一部の降雨イベントは SWI および 60 分間積算雨量ともに小さい値を示していた。今後は、該当降雨イベントについて、該当降雨イベント以前の降雨量や θ 観測データを詳細に確認し、前期降雨の影響を受けているかなども視野に入れたとともに、確率論的アプローチを取り入れながら、SWI ($\overline{IQS} = 1.0$)、SWI ($\overline{FS} = 1.0$)、および 60 分間積算雨量を指標に危険斜面のランク付け、要監視斜面の優先順位付け等の適用可能性を検討する計画である。

参考文献

- 1) 気象庁：土壌雨量指数，<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/bosai/dojoshisu.html>（閲覧日 2023 年 1 月 30 日）
- 2) 小泉圭吾・小松満・小田和広・伊藤真一・堤浩志：体積含水率に着目した降雨時の斜面の健全性を評価するための一考察，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.77，No.2，pp.129-139，2021
- 3) Komatsu, M. and Koizumi, K.: A validation of shallow slope failure monitoring method based on the field soil moisture observations, Proc. 10th Int. Conf. on Geotechnique, Construction Materials and Environment, GX252, 2020
- 4) 安藤珠希・小泉圭吾・久田裕史・乾徹：土壌水分計の観測データに基づく雨量情報を用いた個別斜面の健全度診断手法に関する基礎的研究，2023 年度関西土木工学交流発表会，III-9，2023
- 5) 稲崎富士・小西千里：堤防基礎地盤における透水係数と粒度特性の関係，河川技術論文集，第 16 巻，pp.377-382, 2010

図-12 60 分間積算雨量および SWI の水準毎の $\overline{IQS}$ 、 $\overline{FS}$ のデータの割合

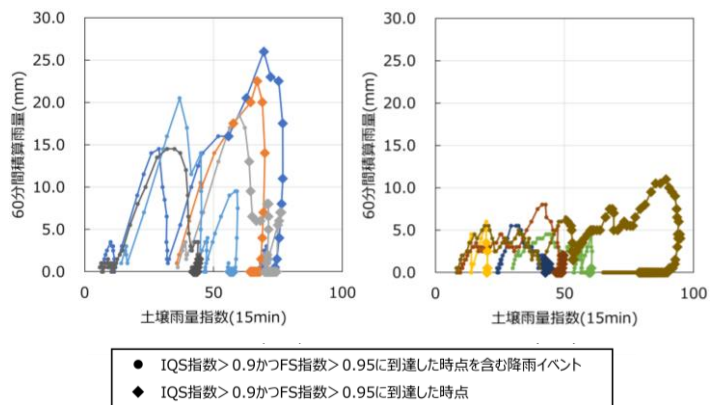


図-13 斜面 No. 4 における 60 分間積算雨量—SWI 関係および $\overline{IQS}$ および $\overline{FS}$ との対応関係の時系列変化

気象レーダーに基づく解析雨量およびその予測値とテレメータ雨量の比較

○黒田さくら¹・小山倫史²・浅井奏音³・宮崎祐輔⁴・山口弘誠⁵・岸田潔⁶

¹ 関西大学大学院社会安全研究科・² 関西大学社会安全学部・³ (株) サンワコン (元関西大学社会安全学部)・⁴ 関西大学環境都市工学部・⁵ 京都大学防災研究所 気候変動適応研究センター・⁶ 京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻

1. はじめに

国道における異常気象時通行規制においては、国道沿いに設置した雨量計による実測雨量（テレメータ雨量）を用いて連続雨量を算出し、規制区間ごとに設定された規制値に到達した時点で通行規制を発令することとしている。テレメータ雨量は、実際に雨量計で観測された実測値であるが、雨量計を設置した位置での点の情報であるため、十分な空間解像度はない。加えて、降雨の実測値であるがゆえに降雨がない状態から降雨量を予測することはできない。また、大雨で土砂災害の発生危険度が高まった場合に発表される土砂災害警戒情報は、土砂災害発生危険基準線（Critical Line, 以降 CL と表記する）を 2 時間先までに超えると判断された場合に発表される。ここでは、2 時間先の雨量の予測値を用いるため、60 分間積算雨量および土壌雨量指数の算出には、気象レーダーに基づく解析雨量およびその予測値（降水短時間予報）が用いられる。解析雨量は、雨雲にレーダーを照射することで雨粒から返ってくる電波の強さにより降雨量を推定し、面的に隙間のない雨量が推定できるが、雨量計による実測と比較すると観測精度が落ちる。降雨によっては、解析雨量の予測値と実際に観測した雨量との間に乖離がみられ、特に、狭い範囲において大量の雨が降る「局地的大雨（ゲリラ豪雨）」において解析雨量と実測雨量の乖離が顕著になることが報告されている¹⁾。

そこで、本論文では、気象レーダーに基づく解析雨量およびその予測値と国道沿いに設置した雨量計による実測の雨量（テレメータ雨量）を比較することで、降雨ごとに解析雨量の予測精度について検証を行った。

2. 解析雨量と実測雨量の比較の方法および使用した雨量データ

比較に使用した雨量データは、国道 9 号線の京都府南丹市と京都府船井郡京丹波町の市町境にある観音峠の異常気象時通行規制区間において、通行止めの発令に使用される連続雨量の算定に用いる実測のテレメータ雨量（雨量計の設置箇所は「園部」、「観音西」である）と雨量計の位置を含む 1km×1km の 3 次メッシュ（3 次メッシュコード：5235-53-45）における解析雨量およびその予測値（降水短時間予報）である。なお、気象庁から得られる解析雨量およびその予測値は、それぞれ 1 時間雨量であり、解析雨量は正時と 30 分（30 分毎）、予測雨量は正時に 6 時間先までの雨量データとして取得することができる。解析雨量は 30 分毎に取得が可能であるが、テレメータの実測雨量が正時の雨量データとして整理されているため、解析雨量と実測のテレメータ雨量は正時の雨量として比較している。すなわち、30 分毎に取得できる解析雨量は正時に取得したものと 30 分後に取得したものを平均し、正時の雨量として評価した。また、平均絶対値誤差（MAE）および平均二乗誤差（MSE）を求めることで、実測のテレメータ雨量と解析雨量およびその 6 時間先までの予測値との乖離の程度を考察した。

本検討では、2 つのテレメータ雨量計の設置位置で観測された降雨のうち、いずれかの地点において 60 分間積算雨量が 30mm を超えた降雨あるいは連続雨量が 100mm を超えた降雨について分析の対象とした。その結果、以下の 3 つの期間の降雨、①2015 年 7 月 17 日～18 日（平成 27 年台風第 11 号による大雨）、②2018 年 7 月 5 日～6 日（平成 30 年 7 月豪雨、西日本豪雨）、③2018 年 8 月 23 日～24 日（平成 30 年台風第 20 号による大雨）について分析することとした。

3. 解析雨量と実測雨量の比較の結果

3.1 平成 27 年台風第 11 号による大雨（2015 年 7 月 17 日～18 日）

解析雨量およびその 6 時間前までの予測値（1 時間ごと）と 2 つの地点（園部、観音西）で観測した実測のテレメータ雨量を比較したものを図-1a, b に示す。なお、図-1b において、園部と観音西の実測雨量はほぼ一致していた。本図より、全体的に解析雨量（図中の赤線）はテレメータによる実測雨量（図中の青線および黄線）よりもやや大きめの値を推移し

Accuracy verification study based on the comparison between analytical rainfall and its predicted values using meteorological radar and on-site measured rainfall -An example of Kannon pass along the national route 9

Sakura Kuroda¹, Tomofumi Koyama², Kanato Asai³, Yusuke Miyazaki⁴, Kousei Yamaguchi⁵, Kiyoshi Kishida⁶

(¹Graduate School of Societal Safety Sciences, Kansai University, ²Faculty of Societal Safety Sciences, Kansai University, ³Sanwacon Co., Ltd (Faculty of Societal Safety Sciences, Kansai University, former student), ⁴Faculty of Environmental and Urban Engineering, Kansai University, ⁵Center for Climate Change Adaptation Strategy, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, ⁶Department of Urban Management, Kyoto University)

KEY WORDS: On-site measured rainfall, Analytical rainfall, Nowcast of precipitation

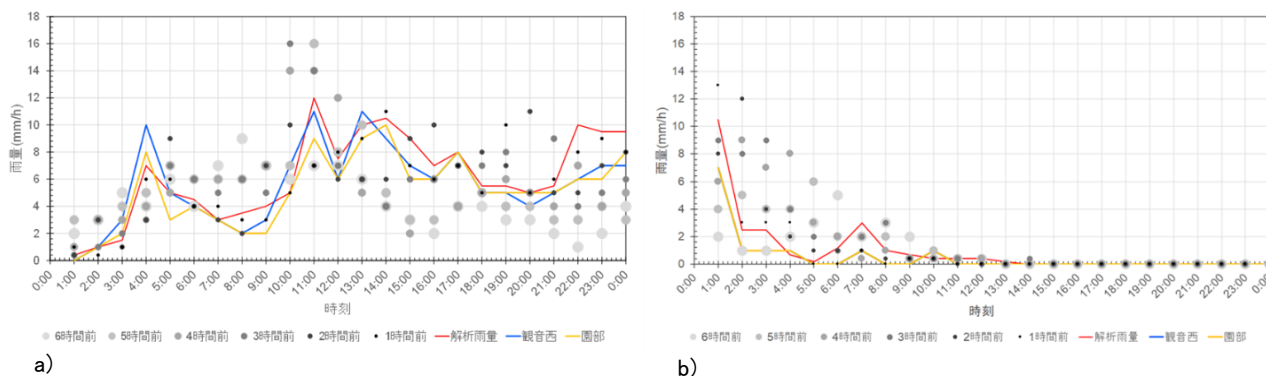


図-1 解析雨量およびその予測値と実測のテレメータ雨量の比較, a) 2015 年 7 月 17 日, b) 2015 年 7 月 18 日

表-1 実測のテレメータ雨量と解析雨量の予測値の平均絶対値誤差(MAE)および平均二乗誤差(MSE)
(左 2015 年 7 月 17 日, 右:2015 年 7 月 18 日)

メッシュコード入力 ⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒		52355345		緯度	35.12083
				経度	35.12083
				2015/7/17	
解析雨量					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
1.133333	2.458333	2.666667	2.983333	2.983333	3.65
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.336495	0.624305	0.742439	0.77152	0.723202	0.872078
観音西					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
1.483333	2.308333	2.516667	2.791667	2.583333	3.166667
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.402596	0.636232	0.677208	0.720484	0.609531	0.745356
園部					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
1.191667	2.266667	2.558333	2.916667	2.875	3.125
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.3445	0.621043	0.727868	0.747682	0.667967	0.720484

メッシュコード入力 ⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒		52355345		緯度	35.12083
				経度	35.12083
				2015/7/18	
解析雨量					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.479167	0.820833	0.9625	1.229167	0.979167	0.995833
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.181477	0.428843	0.404768	0.512703	0.413341	0.431909
観音西					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.541667	0.808333	1.2	1.266667	1.05	0.891667
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.290235	0.483549	0.496236	0.535542	0.391933	0.360073
園部					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.541667	0.808333	1.2	1.266667	1.05	0.891667
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.290235	0.483549	0.496236	0.535542	0.391933	0.360073

ているが、概ね良い一致がみられる。一方、解析雨量の予測値（図中の丸印）は、実測雨量と比較して、7月17日12時までは大きく（過大評価）、13時以降は、実測雨量よりも小さく（過小評価）、8日2時以降は再び大きく（過大評価）になっている。また、長時間先の予測雨量ほど実測雨量からの乖離が大きい傾向がみられる。

表-1に、実測のテレメータ雨量と解析雨量およびその6時間前までの予測値の平均絶対値誤差(MAE)および平均二乗誤差(MSE)の算出結果を示す。本表より、平均絶対値誤差、平均二乗誤差ともに、長時間先の予測雨量ほど大きくなる傾向がみられ、長時間先の予測雨量ほど実測雨量および解析雨量からの乖離が大きくなる傾向があることがわかる。ただし、いずれの観測地点（園部、観音西）においても、MAEおよびMSEは、4時間前の予測の方が5時間前の予測よりも大きくなっており、4時間前の予測値の方が5時間前の予測値よりも実測値との乖離が大きくなっている。

3.2 平成30年7月豪雨（西日本豪雨）（2018年7月5日～6日）

解析雨量およびその6時間前までの予測値（1時間ごと）と2つの地点（園部、観音西）で観測した実測のテレメータ雨量を比較したものを図-2a,bに示す。なお、7月5日4時～13時、15時～16時（図-2b参照）および6日8時～10時、14時～15時（図-2b参照）の観音西の実測のテレメータ雨量は園部のものとほぼ一致していた。本図より、一部、解析雨量（図中の赤線）とテレメータによる実測雨量（図中の青線と黄線）との間に大きく乖離が見られる（例えば、7月5日の20時と21時、20時では解析雨量の予測値が実測雨量を過小評価し、逆に21時では、過大評価となっている）ものの、全体的に解析雨量は実測雨量と比較的よい一致がみられる。一方、7月5日、6日の2日間をとおして、解析雨量の

予測値が実測雨量よりも大きくなっている（すなわち、「過大評価」）期間と小さくなっている（すなわち「過小評価」）期間があることがわかる。特に、7月5日6時～10時においては、解析雨量の予測値が実測の雨量よりも大きい過大評価となっており、解析雨量と実測雨量の間に大きな乖離が見られる。一方、大きな降雨強度の降雨が観測されている5日11時、12時および20時、21時においては、解析雨量の予測値は実測雨量よりも小さく、過小評価となっている。また、7月6日においては、小さな降雨強度の降雨が継続する6時までは、解析雨量の予測値は実測雨量と比較的良好一致がみられるが、7時以降、降雨強度が大きくなると解析雨量の予測値と実測雨量の乖離は徐々に大きくなる傾向にあり、13時および16時において降雨強度がピークを迎えるところでは、解析雨量の予測値は実測雨量を著しく過小評価している。また、全体的に長時間先の予測雨量ほど実測雨量から大きく外れる傾向にあることがわかる。

表-2に、実測のテレメータ雨量と解析雨量およびその6時間前までの予測値の平均絶対値誤差（MAE）および平均二乗誤差（MSE）の算出結果を示す。本表より、MAE、MSEの値は、ともに長時間先の予測雨量ほど大きくなる傾向がみられ、長時間先の予測雨量ほど実測雨量および解析雨量からの乖離が大きくなる傾向があることがわかる。ただし、いずれの観測地点（園部、観音西）においても、7月5日の降雨において、MAEおよびMSEは、3時間前の予測の方が4時間前の予測よりも大きく、5時間前の予測の方が6時間前の予測よりも大きくなっており、3時間前の予測値の方が4時間前の予測値よりも、5時間前の予測値の方が6時間前の予測値よりも実測値との乖離が大きくなっている。また、先

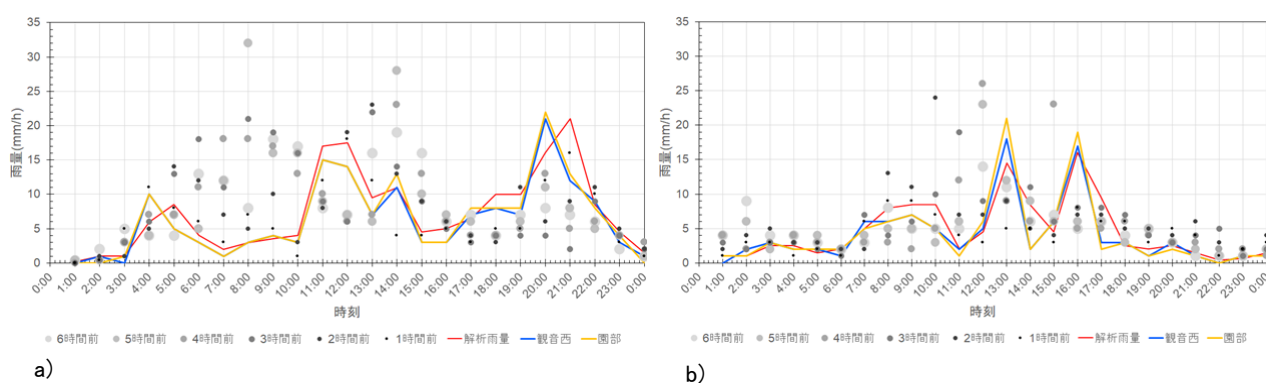


図-2 解析雨量およびその予測値と実測のテレメータ雨量の比較, a) 2018 年 7 月 5 日, b) 2018 年 7 月 6 日

表-2 実測のテレメータ雨量と解析雨量の予測値の平均絶対値誤差(MAE)および平均二乗誤差(MSE)
(左 2018 年 7 月 5 日, 右:2018 年 7 月 6 日)

メッシュコード入力 ⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒		52355345		緯度	35.12083
				経度	35.12083
				2018/7/5	
解析雨量					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
2.6375	4.029167	6.804167	6.054167	6.2625	6.1125
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.67527	1.152661	1.854822	1.638645	1.873448	1.545204
観音西					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
2.775	4.666667	6.941667	5.816667	6.083333	5.85
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.722121	1.274755	1.83445	1.540743	1.825514	1.526479
園部					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
3.016667	4.708333	7.016667	5.808333	6.075	5.975
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.784131	1.301041	1.863465	1.537246	1.806297	1.52932

メッシュコード入力 ⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒		52355345		緯度	35.12083
				経度	35.12083
				2018/7/6	
解析雨量					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
2.1625	3.370833	2.954167	4.5375	2.995833	2.7875
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.631288	0.943683	0.933324	1.445629	1.007739	0.810039
観音西					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
2.458333	4.041667	3.416667	4.375	3.208333	2.875
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.764898	1.149426	1.08173	1.423391	1.044995	0.850857
園部					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
2.916667	4.25	3.791667	4.583333	3.416667	3.083333
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.922331	1.237437	1.190967	1.47667	1.10397	0.950146

述の平成 27 年台風第 11 号による大雨（2015 年 7 月 17 日～18 日）と比較すると、平成 30 年 7 月豪雨における降雨強度は大きく、総降雨量も多いため、解析雨量の予測値と実測雨量の間の誤差は大きくなっている。

3.3 平成 30 年台風第 20 号による大雨（2018 年 8 月 23 日～24 日）

解析雨量およびその 6 時間前までの予測値（1 時間ごと）と 2 つの地点（園部、観音西）で観測した実測のテレメータ雨量を比較したものを図-3a, b に示す。なお、図-3b において、8 月 24 日 2 時～4 時の観音西の実測のテレメータ雨量は園部のものとほぼ一致していた。本降雨は、先述の 2 つの降雨とは異なり、高降雨強度の雨が比較的短時間で降ったものであった。本図より、解析雨量はテレメータによる実測雨量と比較して、大きな降雨強度の時刻では小さく（過小評価）、小さな降雨強度の時刻では大きく（過大評価）なっている。また、解析雨量の予測値は、実測雨量と比較して、8 月 23 日の 22 時から 24 日 0 時までは、過大評価となっており、降雨強度が最初のピークを迎える 24 日 1 時、再度ピークを迎える 3 時においては過小評価となっている（特に、24 日 1 時～4 時にかけては、降雨強度が大きく変化しているが、解析雨量の予測値と実測の雨量の間には大きな乖離が見られる）。また、全体的に長時間先の予測雨量ほど実測雨量から大きく乖離する傾向にある。

表-3 に、実測のテレメータ雨量と解析雨量およびその 6 時間前までの予測値の平均絶対値誤差（MAE）および平均二乗誤差（MSE）を示す。本表より、平均絶対値誤差、平均二乗誤差ともに、長時間先の予測雨量ほど大きくなっており、

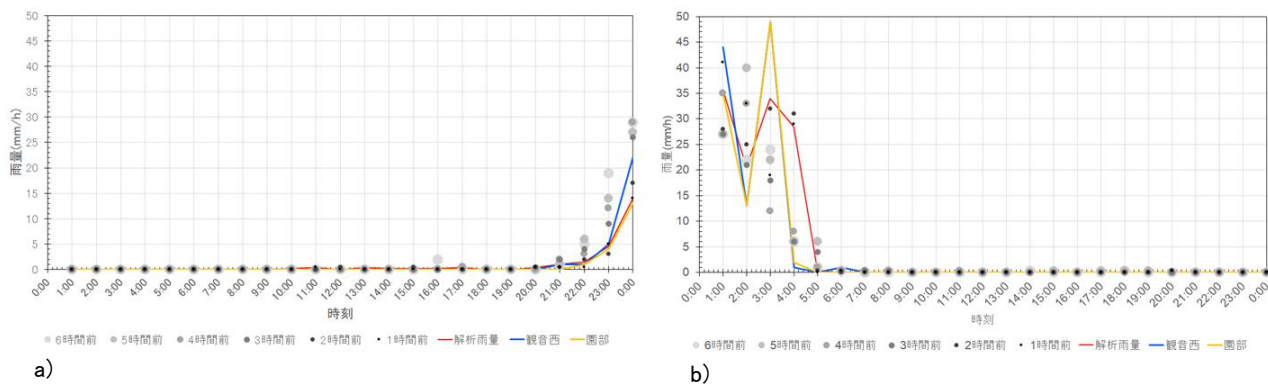


図-3 解析雨量およびその予測値と実測のテレメータ雨量の比較, a) 2018 年 8 月 23 日, b) 2018 年 8 月 24 日

表-3 実測のテレメータ雨量と解析雨量の予測値の平均絶対値誤差(MAE)および平均二乗誤差(MSE)
(左 2018 年 8 月 23 日, 右:2018 年 8 月 24 日)

メッシュコード入力 ⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒		52355345		緯度	35.12083
				経度	35.12083
		2018/8/23			
解析雨量					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.158333	0.333333	0.916667	1.125	1.208333	1.541667
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.063191	0.148254	0.546676	0.703587	0.697391	0.885355
観音西					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.416667	0.408333	0.516667	0.725	0.808333	1.125
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.336031	0.231391	0.270545	0.423199	0.477188	0.678284
園部					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.158333	0.316667	0.975	1.183333	1.266667	1.583333
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.070218	0.179892	0.599711	0.754799	0.747867	0.933557

メッシュコード入力 ⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒⇒		52355345		緯度	35.12083
				経度	35.12083
		2018/8/24			
解析雨量					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
1.445833	0.704167	2.179167	2.3875	2.9375	1.845833
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
0.845977	0.38844	1.213488	1.357585	1.403783	1.087803
観音西					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
3.416667	3.2	2.766667	3.141667	3.525	2.433333
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
1.906458	1.661617	1.534148	1.816533	1.772259	1.331822
園部					
MAE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
3.491667	2.741667	2.341667	2.716667	3.1	2.008333
MSE					
1時間前	2時間前	3時間前	4時間前	5時間前	6時間前
1.893575	1.515728	1.395354	1.770946	1.653574	1.169253

長時間先の予測雨量ほど実測雨量および解析雨量からの乖離が大きくなっていることがわかる。ただし、8月24日の降雨において、MAE および MSE は、5 時間前の予測の方が 6 時間前の予測よりも大きくなっており、5 時間前の予測値の方が 6 時間前の予測値よりも実測値との乖離が大きくなっている。

4. おわりに

本論文では、気象レーダーに基づく解析雨量およびその予測値と国道沿いに設置した雨量計による実測の雨量（テレメータ雨量）を比較することで、降雨ごとに解析雨量の予測精度について検証を行った。本検証により得られた知見は以下の通りである。

- 1) 検証で用いた降雨の期間においては、全体的に解析雨量と実測雨量は比較的良好一致がみられる。ただし、降雨強度が大きくなる（例えば、15mm/h を超える）と解析雨量は実測雨量を過小評価する傾向にあり、大きな降雨強度を観測した直後の降雨を過大評価する傾向がある。これは、解析雨量の予測において、アメダスの雨量計で計測された実測値を考慮して予測値を更新していくことから、一度、大きな雨量を観測すると、それが次の予測に反映されることから、大きな降雨強度を観測した直後の降雨を過大評価すると思われる。また、狭い範囲で局所的に降雨があり、アメダスの雨量計では観測されなかった場合、解析雨量の予測には反映されず、高強度の降雨を過小評価するものと考えられる。
- 2) 解析雨量の予測値は、長時間先の予測になればなるほど実測雨量から大きく乖離する傾向にある。しかし、長時間先の予測の方が実測値との乖離が小さくなるケースも散見される。この逆転は、雨雲の動きを予測する方法として、長時間先の予測には、地球大気や海洋・陸地の状態の変化を数値シミュレーションによって予測する「数値予報」が用いられるのに対し、短時間の予測には、降水域の移動速度を用いて、直前の降雨分布を移動させることで雨量を予測していることから、雨量の予測方法の違いによって生じている可能性があると考えられる。

今後、さらに分析対象の降雨を増やし、解析雨量およびその予測値と実測雨量との乖離が雨の降り方でどのように変化するかについて詳細に分析するとともに、解析雨量およびその予測値の空間分布の特徴についても降雨ごとの空間スケールを考慮して整理していく予定である。

謝辞：本研究は国土交通省道路政策の質の向上に資する技術研究開発の助成を受けて実施したものである。また、テレメータ雨量データについては、国土交通省近畿地方整備局より提供を受けた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 小山倫史・野澤理紗・近藤誠司・西村公貴：局所雨量計測による土砂災害発生危険度の分析—令和4年7月3日から
の大雨における京丹波町の事例。第63回地盤工学シンポジウム，Paper ID:3-2-1, pp.1-6, 2022.

画像処理による金沢城文化財石垣の崩落石材同定手法の開発

○原幸平¹・小山倫史¹・山中稔²・西田郁乃³・富田和氣夫³

¹関西大学社会安全研究科・²香川大学創造工学部・³石川県金沢城調査研究所

1. はじめに

2024年1月1日に発生した「令和6年能登半島地震」において、石川県を中心に建物の倒壊や火災、地盤変動や土砂災害による甚大な被害が発生した。また、金沢城や七尾城などの文化財石垣においても、石材の崩落・崩壊や孕み出しなどの被害が多数発生した。崩壊した石垣の修復にあたっては、「真正性（authenticity：オーセンティシティ）」を担保することが重要であることから、被災前の状態に復元する（すなわち、積み直す）ことが基本となっている。そのためには、崩落した石材が被害前に石垣のどの位置にあったかを正確に把握することが必要不可欠である。これまで、2016年4月14日および16日に発生した熊本地震により被災した熊本城の文化財石垣の修復において石垣同定（マッチング）の技術が開発されてきた¹が、その適用は、被災前の石材の位置に関する情報（例えば、被災前の石垣全体のオルソ写真やレーザ点群データ）が十分に存在する場合に限られている。しかし、被災前の石材の位置に関する情報が必ずしも十分に存在しない場合も多く、既存の技術をそのまま適用することは困難である。そこで、本研究では、画像処理技術を用いて、被災前の限られた情報から崩落石材を同定（マッチング）するシステムを構築し、令和6年能登半島地震により崩壊した金沢城の文化財石垣のうち玉泉院丸南石垣を対象に適用を試みた。

2. 令和6年能登半島地震における金沢城の文化財石垣の被害

「令和6年能登半島地震」において、金沢市は震度5強の揺れに見舞われ、史跡金沢城跡の文化財石垣が被災した。石川県金沢城調査研究所によると、石垣の崩壊が5カ所で発生し、崩壊には至らなかったものの顕著な変形（孕み出し、前倒れ、天端の迫出し、地割れ、石材の落下など）が生じた石垣は22カ所に及んでいる²。これらの石垣の多くは明治時代以降の近代や現代に新たに建造もしくは追加されたものであり、江戸時代初期に築造された石垣のほとんどは無被害であった²。なお、今回の地震により被災した金沢城の石垣の位置や被害状況の詳細は写真とともに石川県金沢城調査研究所ホームページ²より閲覧することができる。

3. OpenCVによる画像処理技術の概要

本研究では、OpenCVの画像処理手法である「テンプレートマッチング」を用いた石垣マッチングを検討した。OpenCVはオープンソース・マルチプラットフォームのライブラリであり、画像処理やコンピュータビジョン、汎用的な数学処理や機械学習に関するアルゴリズムが多数含まれていることから、近年では、SNOWやGoogle翻訳といったスマートフォンのアプリケーションにも活用されている。

また、画像処理とは、与えられた画像に対して何らかの処理を行い、画像を出力する処理であり、コンピュータビジョンとは、画像をもとにして撮影対象がどのようなになっているのかを認識・判別することで、対象の状態をデータとして出力する処理のことである。

また、「テンプレートマッチング」とは、入力画像の中から、テンプレートとなる画像と一致する場所を探索する処理である³。画像の一致の度合いを「類似度」と呼び、類似度の計算方法についてはさまざまな方法が提案されている。テンプレートマッチングでは、各座標上における入力画像とテンプレート画像の画像値および入力画像における走査開始位置を定め、入力画像の全範囲で類似度を算出する。なお、落下石材の同定においては、入力画像は崩落前の石垣全体の写真、テンプレート画像は、被災後に撮影した個々の落下石材の写真である。

4. テンプレートマッチングによる崩落石垣の位置同定

4.1 テンプレートマッチングの計算手法

先述のとおり、テンプレートマッチングにおける類似度の計算方法については様々な方法が提案されており、方法によって計算コストや一致度の正確さである頑健性が異なる。代表的な方法としては、二乗差分マッチング、相互相関マッチング、相関係数マッチングなどがあげられ、入力画像とテンプレート画像をベクトルとみなして、それらの

Research on the development of identification system for fallen stones of cultural property stone walls in Kanazawa Castle using image processing

Kohei Hara¹, Tomofumi Koyama¹, Minoru Yamanaka², Ikuno Nishida³, Wakio Tomita³ (¹Kansai University, ²Kagawa University, ³Kanazawa Castle Research Institute, Ishikawa Prefecture)

KEY WORDS: Identification of fallen stones, Image processing, Cultural property stone wall, R6 Noto Peninsula Earthquake

ベクトルのなす角の余弦を類似度³⁾とする正規化版がそれぞれにある。正規化された手法は、テンプレート画像と画像との照明の違いによる影響を軽減することができる⁴⁾という特長があるため、本研究では、正規化版の手法を用いた。

まず、初期の検討として、マッチングの妥当性を確認するために、正規化二乗差分マッチング、正規化相互相関マッチング、正規化相関係数マッチングの三手法について、入力画像の一部を切り取って作成したテンプレート画像によるマッチングを試みた。

正規化二乗差分マッチングの計算方法を式(1)に示す。この手法では、入力画像とテンプレート画像の画像値（1画素の RGB 要素をそれぞれ 0～255 で表したもので、グレースケール化した画像では 1 画素が 0～255 で構成される）の差分の二乗で類似度を計算しており、算出された類似度の値が小さいほど完全一致に近いことを意味している。入力画像の左上端の座標を(0, 0)として、走査開始位置の座標を(x, y)とする。このとき、入力画像の幅を w_I 、高さを h_I として $0 \leq x \leq w_I - 1$, $0 \leq y \leq h_I - 1$ の全範囲で入力画像とテンプレート画像の類似度を算出する。ここで、 I , T はそれぞれ座標(i, j)における入力画像の画像値とテンプレート画像の画像値であり、 S は類似度である。

$$S_{SQDIFF_NORMED}(x', y') = \frac{\sum_{x', y'} [I(x+x', y+y') - T(x', y')]^2}{\sqrt{\sum_{x', y'} I(x+x', y+y')^2} \sqrt{\sum_{x', y'} T(x', y')^2}} \quad (1)$$

次に、正規化相互相関マッチングの計算方法を式(2)に示す。この手法では、入力画像の画像値に対して、テンプレート画像の画像値を乗算して類似度を計算しており、算出された類似度の値が大きいほど完全一致に近いことを意味している。式中の各パラメータの詳細については、正規化二乗差分マッチング手法と同様である。

$$S_{CCORR_NORMED}(x', y') = \frac{\sum_{x', y'} I(x+x', y+y') T(x', y')}{\sqrt{\sum_{x', y'} I(x+x', y+y')^2} \sqrt{\sum_{x', y'} T(x', y')^2}} \quad (2)$$

最後に、正規化相関係数マッチングの計算方法を式(3)に示す。この手法では、テンプレート画像の画像値の平均値からの相対値を入力画像の画像値の平均値からの相対値と乗算して類似度を計算しており、算出された類似度の値が大きいほど完全一致に近いことを意味している。なお、式中の w_T , h_T はそれぞれテンプレート画像の幅と高さである。

$$S_{CCOEFF_NORMED}(x', y') = \frac{\sum_{x', y'} I'(x+x', y+y') T'(x', y')}{\sqrt{\sum_{x', y'} I'(x+x', y+y')^2} \sqrt{\sum_{x', y'} T'(x', y')^2}} \quad (3)$$

ここに、

$$I'(x+x', y+y') = I(x+x', y+y') - \frac{\sum_{x'', y''} I(x'', y'')}{(w_I \cdot h_I)} \quad (4)$$

$$T'(x', y') = T(x', y') - \frac{\sum_{x'', y''} T(x'', y'')}{(w_T \cdot h_T)} \quad (5) \quad \text{である。}$$

各手法における類似度の計算式を比較すると明らかなように、正規化二乗差分マッチングよりも正規化相互相関マッチングの方が、正規化相互相関マッチングよりも正規化相関係数マッチングの方が計算コストは高いが、一部の異常な画像値の差や画像の平均明度の影響を受けにくくなるため、頑健性も高くなる。それぞれの手法の妥当性については後ほど詳細に検討することとし、初期の検討では、最も頑健性の高い正規化相関係数マッチングを用いた。

4.2 入力画像の前処理

石垣において石材のテンプレートマッチングを行う際、撮影した画像データをそのまま入力画像として用いることは以下の理由により困難である。まず、テンプレートマッチングでは入力画像全体の類似度を計算するため、石材の背景は不要な情報であり、石材以外の情報があると、マッチングの類似度が著しく低下する。次に、撮影した時間帯や角度や光の当たり具合、撮影に用いたカメラの違いによって石材の RGB 情報に差異が発生する。テンプレートマッチングにおいては、それぞれの座標における入力画像とテンプレート画像の画像値を用いて計算するため、色の完全一致を実現することは不可能であり、若干の色の違いが大きな誤差となりうる。そこで、本研究では、テンプレートマッチングを実行する前に二種類の前処理を施した。まず、落下石材を撮影した画像については、背景部分を切り取り削除した。また、テンプレートマッチングにおいて、グレースケール化した画像を用いた。なお、グレースケール化では、OpenCV の関数 `cvtColor` に第三引数として `COLOR_BGR2GRAY` を用いた。図-1 にグレースケール化する入力画像およびそれを用いて実行したテンプレートマッチングの結果を示す。ここで、テンプレートマッチングの可否判定として類似度の閾値を定め、計算した類似度のうち、定められた閾値未満となったものについては「マッチング失敗」とし、閾値以上となったものを「マッチング成功」としてマッチング箇所に四角形を描画することとした。なお、閾値として 0.5 を与えた。図-1c に示すとおり、画像の一部分の切り取りについては正確にマッチングすることが可能であることがわかる。

次に、図-2 にグレースケール化のみを行った入力画像とグレースケール化および背景部分の削除を行ったテンプレート画像を用いてテンプレートマッチングを実行した結果を示す。背景削除については元の切り取り部分とは異なる箇所がマッチング結果として出力されてしまっており、マッチングに失敗している。これは、テンプレートマッチングが各画素に設定された透過度情報であるアルファ値に対応していないためであると考えられる。そのため、次に、エッジ検出によって抽出した輪郭線を用いたマッチングを試みた。

4.3 エッジ検出の検討

エッジ検出には Canny エッジ検出を採用した。Canny エッジ検出は、①エッジ部分にのみ結果が表れる、②元画像のエッジ部分の近傍に結果が表れる、③各エッジ部分に一つだけ結果が表れるといった特長を有する手法であり、検出のアルゴリズムは以下に示す手順から構成される³⁾。

- 1) Gaussian など適当な手法でノイズを除去する。
- 2) 画像の輝度勾配から勾配の強度 $G(x, y)$ と方向 $\theta(x, y)$ を算出する (式(6)および(7)を参照)。

$$G(x, y) = \sqrt{G_x^2 + G_y^2} \quad (6)$$

$$\theta(x, y) = \tan^{-1} \left(\frac{G_y}{G_x} \right) \quad (7)$$

- 3) 輝度勾配の方向に走査し、最大輝度の点のみを残して、エッジを細線化する。
- 4) ヒステリシス閾値処理によりエッジを集約する。具体的には t_H および t_L を閾値とすると、
 - (a) $G(x, y) > t_H$ の場合、エッジとする。
 - (b) $G(x, y) < t_L$ の場合、除去する。
 - (c) $t_L < G(x, y) < t_H$ の場合、隣接ピクセルがエッジであれば、 (x, y) もエッジとする。

なお、Canny エッジ検出では、2つの閾値を指定する必要があるが、初期セグメントの検出とエッジの接続に用いられる。図-3 に Canny エッジ検出を行った入力画像とテンプレート画像およびテンプレートマッチング結果を示す。な

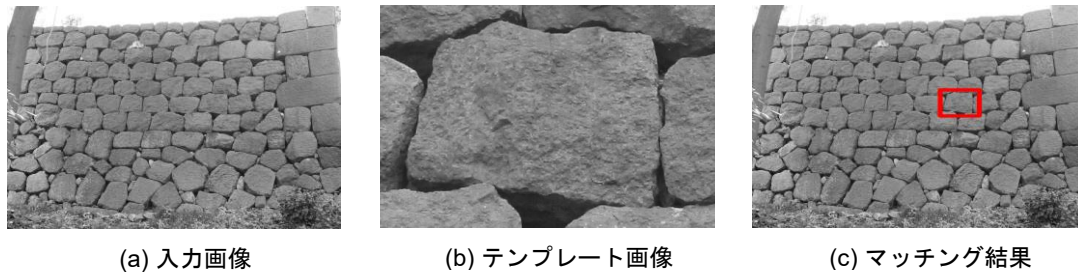


図-1 グレースケール化のみを行った場合のマッチング結果



図-2 グレースケール化と背景削除を行った場合のマッチング結果

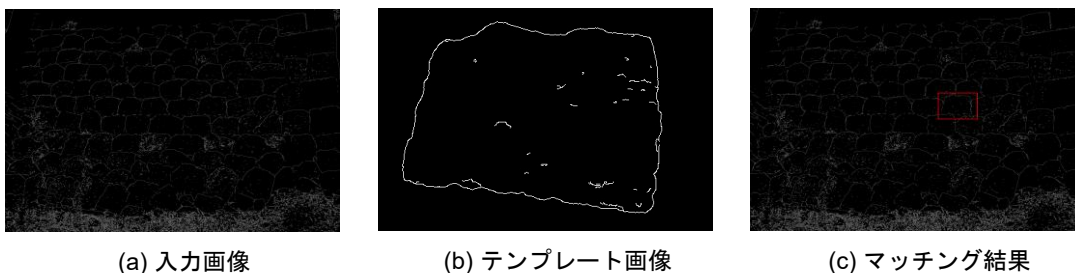


図-3 Canny エッジ検出を行った場合のマッチング結果

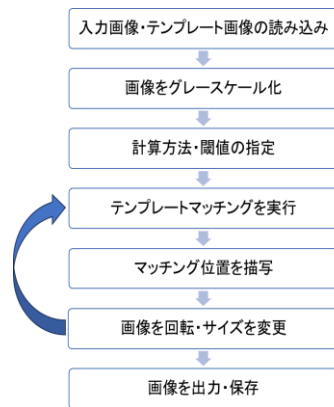
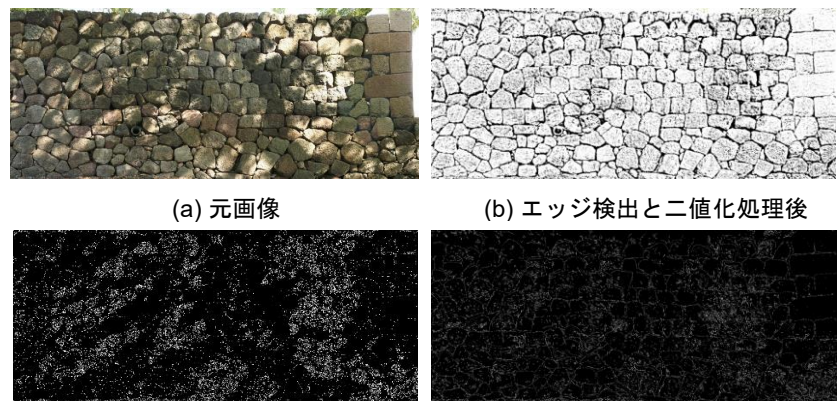
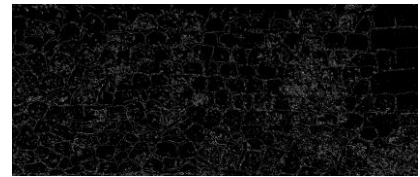
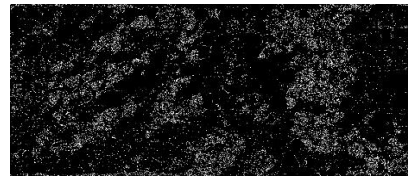


図-4 落下石材の位置同定のための
テンプレートマッチングの流れ



(a) 元画像

(b) エッジ検出と二値化処理後



(c) 元画像の輪郭線抽出

(d) 二値化処理後の輪郭線抽出

図-5 凹凸係数を用いたエッジ検出と 2 値化処理

お、背景部分の輪郭線抽出を防ぐために、Canny エッジ検出を行う前に背景部分の削除を行っている。本図より、入力画像の中から切り取ったテンプレート画像の位置が正確に同定された。よって、以降、Canny エッジ検出を用いたテンプレートマッチングを行うこととした。

4.4 石垣および落下石材の写真を用いたテンプレートマッチング

図-4 に落下石材の位置同定のためのテンプレートマッチングの流れを示す。石材が崩落した石垣においては、崩落した石材の上下の向きと崩落前の位置にあったときに向いていたであろう上下の向きが一致するとは限らないため、崩落石材の画像を回転させながらマッチングを行った。石材の向きについては、マッチングに対する影響度が大きいいため、1° ずつ回転させながらマッチングを行った。また、テンプレートマッチングは異なる画像サイズのマッチングに対応していないため、画像サイズもあわせて変更しながらマッチングを行った。なお、画像サイズの変更については、計算コストと効率性を考慮し、5%ずつ比率を変更してマッチングを行った。

4.5 影の影響を大きく受ける画像に対するエッジ検出

入力画像の候補として使用した石垣全体を撮影した写真の中には、光の当たり方の関係で影の影響を大きく受けるため、エッジ検出が困難なものもある。そこで、そのような画像については凹凸係数を用いたエッジ検出を試みた。凹凸係数とは、演算対象画素の輝度値をその周辺に位置する数画素平方の画素の平均輝度値で除算したもの⁹⁾で、エッジ検出時の影を除去することに活用した。式(8)にその計算式を示す。

$$\begin{cases} R_{ij} = \frac{1}{(2m+1)^2} \sum_{k=-m}^m \sum_{l=-m}^m x_{i+k, j+l} \\ r_{ij} = \frac{x_{ij}}{R_{ij}} \end{cases} \quad (8)$$

ここに、 R_{ij} 、 x_{ij} 、 r_{ij} はそれぞれ平均輝度値、平均輝度を求める範囲の中心座標、凹凸係数、 m は平均輝度値を求める範囲である。さらに、この方法でエッジ検出したものを大津の二値化法⁹⁾を用いて明度の二値化処理を行うことで、より明確な輪郭線抽出を試みた。なお、大津の二値化法は、二値化の閾値を自動で決定して二値化するもので、OpenCV の二値画像処理で用いられる閾値処理の種類のひとつである。図-5a, b, c, d に処理前の画像、凹凸係数を用いたエッジ検出および二値化処理を行った画像、元画像から Canny エッジ検出によって輪郭線抽出した画像、凹凸係数を用いたエッジ検出および二値化処理を行った画像から Canny エッジ検出によって輪郭線抽出した画像を示す。図-5a と 5b を比較すると、元画像に存在する影の部分が除去されていることがわかり、図-5c と 5d を比較すると、図-5c では元画像の影部分がノイズとしてエッジ検出されているのに対し、図-5d では影部分のノイズとして検出されている箇所が大幅に減っていることがわかる。一方、個々の石材表面の凹凸によるノイズを完全に消去することには成功していないことから、影による影響がある程度ある場合には、効果のある手法であると考えられる。

5. 崩落石材の同定 (マッチング)

5.1 様々な石材写真と石垣写真による崩落石材の同定

図-6 に二種類の崩落石材 (石材①および②とする) に対して、撮影位置が異なる三種類の石垣の写真 (石垣写真<1>、<2>、<3>とする) を用いてテンプレートマッチングを実行した結果を示す。なお、玉泉院丸南石垣における崩落石材のうち被災前の正面の向きが明らかであるものでかつ撮影時に障害物がなく、崩落石材の輪郭全体を写すことができるものを 3 つ選んで検討を行った。また、入力画像である石垣写真については、崩落前に撮影された 4 枚の写真を用いた。また、そのうち 1 枚は 4.5 節で用いたものであり、影の影響によるエッジ検出時のノイズが大きいいため、最終的に

3枚の石垣写真（石垣写真<1>、<2>、<3>）を用いてテンプレートマッチングを行った。なお、マッチングの手法として正規化相関係数マッチングを用い、マッチングに用いる閾値はすべて0.075であり、図中の緑字は、テンプレート画像の拡大倍率（百分率）とテンプレート画像を回転させた角度を表している。図-6aおよび6bは崩落石材①に対するテンプレートマッチングの結果であるが、エッジ検出時の閾値を6aでは(200,1300)、6bでは(150,300)としている。図-6aより、石垣写真<2>および<3>を用いたテンプレートマッチングにおいて、崩落石材位置として同一箇所の1つの候補で同定することができ、実際に入力画像と石垣写真を比較することで、確かに正しく同定されていることがわかる。一方、石垣写真<1>を用いたテンプレートマッチングにおいては、崩落石材の位置として複数の候補を表示しているが、石垣写真<2>および<3>を用いた場合に示された箇所が候補として描画されていないため、マッチングは失敗しているといえる。これは、入力画像として用いる写真の画素数が大きく影響したためであると考えられる。次に、図-6bより、テンプレートマッチング結果では候補が示されなかった。6bのテンプレートマッチングが失敗した要因はテンプレート画像の輪郭線以外のエッジ検出されたノイズであると考えられ、エッジ検出の際の閾値設定においてノイズの少ない輪郭線の抽出の必要性が示唆される。

最後に、図-6cは、石材②に対するテンプレートマッチングの結果である。図-6cより、石垣写真<2>および<3>を使用した場合に、共通する候補が表示されていることから、正しく同定ができていると考えられるが、共通しない候補に正しい同定結果がある場合も考えられるため、最終的には絞られた候補から人の目で判断する必要がある。しかし、多くの築石がある石垣写真から複数個の候補に絞ることが可能であることから、崩落石材の位置を同定する作業効率、著しく向上するものと考えられる。また、被災前の限られた写真データからマッチングを行うことが可能となり、テンプレートマッチングは汎用性の高い手法として崩落石材の同定に活用できると考えられる。

5.2 異なる計算手法による違い

図-7に異なる類似度の計算手法による崩落石材の位置の同定結果を示す。ここでは、4.1節で示した3つの計算手法（すなわち、正規化二乗差分マッチング、正規化相互相関マッチング、正規化相関係数マッチング）について検討している。本図より、正規化相関係数マッチングでは、妥当性の高い1つの同定位置が示されている。一方、正規化相互相関マッチングにおいては、正しい同定位置とは考えられないテンプレートマッチングの結果が複数描画されてい

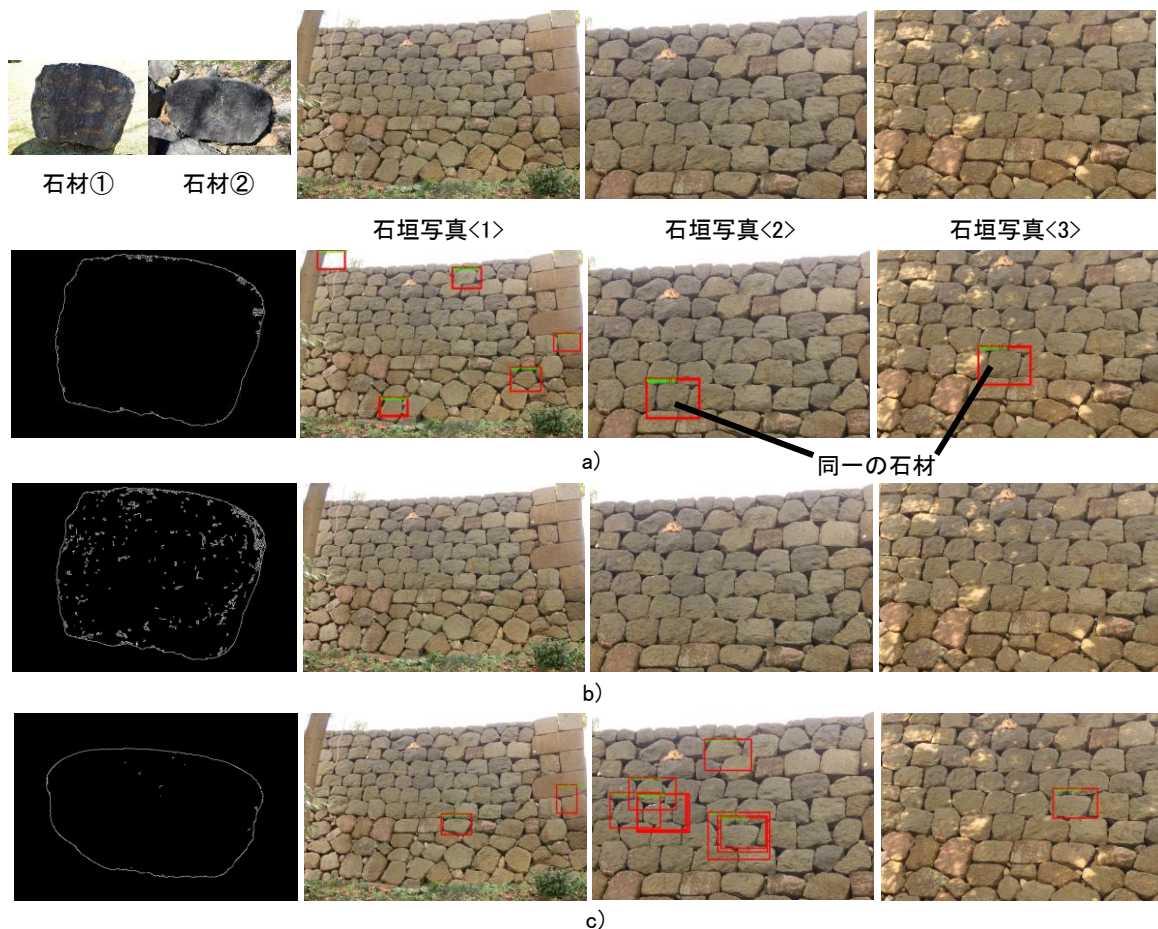


図-6 異なる崩落石材の同定結果，a) 石材①（エッジ検出の閾値＝200, 1300），b)， 石材①（エッジ検出の閾値＝150, 300），c) 石材②（エッジ検出の閾値＝400, 600）

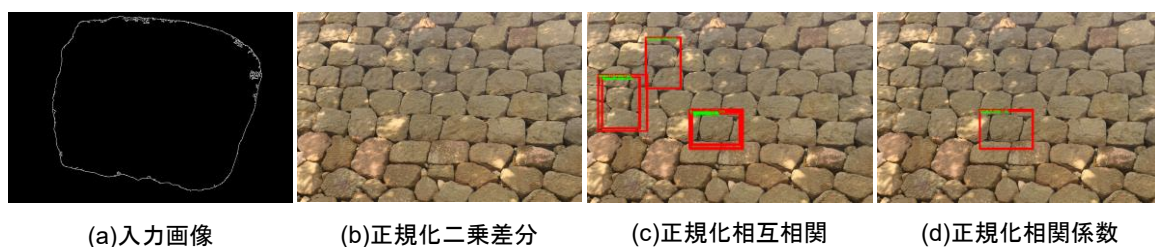


図-7 異なる計算手法による崩落石材の同定結果の違い

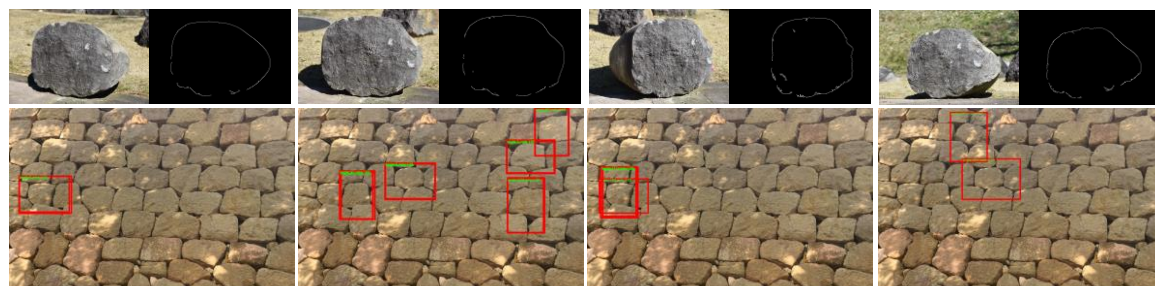


図-8 様々な角度から撮影した崩落石材写真を用いた崩落石材の同定結果

る。この結果については、平均明度（エッジ検出時の白部分の検出量）の差が影響しており、一致度が低いものも抽出していると考えられるため、正規化相関係数マッチングの方が本研究手法での崩落石材の同定には適しているといえる。また、正規化二乗差分マッチングにおいては、適当な閾値指定でのテンプレートマッチングを行うことができなかった。そのため、計算手法では正規化相関係数マッチング手法を用いることが最も適切であると考えられる。

5.3 正面部分を判断することが困難な崩落石材の同定

図-8 に 4 つの角度から撮影した崩落石材（石材③）の写真を用いてテンプレートマッチングによる崩落石材の位置を同定した結果を示す。なお、背景削除については、石材の影となっている部分を削除している。それぞれの同定結果を比較すると、共通する 2 箇所があることがわかり、この崩落石材についてはこれら 2 箇所のうちのいずれかが正しい同定位置であると推定することができる。そのため、図-8 で示したような正面の境目が曖昧で不明確な石材については、複数の角度から撮影した写真を用いることで、より妥当性の高い同定位置の候補を提示できることがわかった。

6. おわりに

本研究では、画像処理技術を用いて、被災前の限られた情報から崩落石材を同定（マッチング）するシステムを構築し、金沢城で崩壊した文化財石垣（玉泉院丸南石垣）を対象にその適用を試みた。その結果、Canny エッジ検出と正規化相関係数マッチングを用いたテンプレートマッチングが、崩落石材の位置を同定する上で最も有効な手段の 1 つであるということがわかった。また、被災前の限られた枚数の写真から石材の同定作業では OpenCV によるテンプレートマッチングを用いることで、石材の崩落前の位置をいくつかの候補に絞ることができ、より効率的に復元作業を行うことができると考えられる。しかし、崩落石材のマッチングの精度は十分に高いとはいえず、今後さらに妥当性の高い候補を提示するためにエッジ検出時のノイズ除去や光の当たり方による影の影響を受けにくいエッジ検出手法の提案などを通して、マッチングの精度を高めていく必要がある。また、正対した石材の撮影が困難な場合についても、崩落石材の位置同定が可能であるかについても検討を行う必要がある。

参考文献

- 岡島寛・竹祐亮・松永信智・上瀧剛：熊本城の石垣復旧のための複合情報に基づいた石垣マッチング，計測自動制御学会論文集，Vo.55，No.12，pp.783-791，2019
- 石川県金沢城調査研究所 HP：令和 6 年能登半島地震に伴う史跡金沢城跡の石垣被災について，<https://www.pref.ishikawa.lg.jp/kyoiku/bunkazai/kanazawazyo/kn20240101.html>（2024 年 6 月 30 日確認）
- 中村恭之・小枝正直・上田悦子：OpenCV によるコンピュータビジョン・機械学習入門，講談社，pp.15-17，55-59，2017
- Adrian Kaehler・Gary Bradski・松田晃一・小沼千絵・永田雅人・花形理：詳解 OpenCV3-コンピュータビジョンライブラリを使った画像処理・改善，オライリー・ジャパン，pp.381-386，2018
- 佐藤弘起・佐藤和弘：シェーディング画像に良好なしきい値を設定できる変動しきい値式 2 値化処理法，画像電子学会誌，Vol.36，No.3，pp.204-209，2007
- 大津展之：判別および最小 2 乗規準に基づく自動しきい値選定法，電子情報通信学会論文誌 D，Vol.63，No.4，pp.349-356，1980

タンクモデルによる鉛直 1 次元不飽和浸透特性の再現性評価

○中村聡司¹・日置和昭²¹昭和エンジニアリング（株）・²大阪工業大学

1. はじめに

タンクモデルは雨水の河川流出予測のために開発されたモデルであるが、降雨量から流出量を差し引けば、地盤中の水分量が求まることから、地下水涵養の評価¹⁾や水収支の評価²⁾、さらには豪雨時の土砂災害発生予測^{3), 4)}などにも広く活用されている。土壌雨量指数³⁾は、3 段直列のタンクモデル⁵⁾と全国一律の定数を用いて算出されているが、その予測精度を向上させるには、地形・地質に応じたタンクモデル定数の設定が必要と指摘されている⁶⁾。また、土壌雨量指数を個々の斜面の危険度予測に用いるには、やはり斜面の土質特性や不飽和浸透特性を反映させたタンクモデル定数の設定が必要となる。そのため、著者ら⁷⁾は、地盤の不飽和浸透特性に応じたタンクモデル定数の設定に取り組んだことがある。具体的には、種々の不飽和浸透特性を想定した上で、Richard 法⁸⁾による鉛直 1 次元不飽和浸透解析を行い、下面境界からの浸透量を地下水涵養量とみなして、タンクモデルによる再現性評価を行ったことがあり、タンクモデルではその再現が困難となる場合があることを確認している。その際、タンクモデル定数の同定手法としては、パウエル共役方向法（以下、パウエル法と称す）⁹⁾を用いたが、タンクモデルは定数が多く（例えば、菅原⁵⁾によって提案された 3 段直列タンクモデルには 14 個の定数がある）、パウエル法のような局所的探索法では、全体最適解を得ることが難しいという難点がある¹⁰⁾。そのため、近年では、遺伝的アルゴリズムによるランダムサーチ法（以下、GA 法と称す）¹¹⁾などの大域的探索法を用いたタンクモデル定数の同定に関する研究¹²⁾が行われ、河川流出解析に用いるタンクモデル定数を探索する手法として GA 法は有効であることが確認されている¹⁰⁾。このような背景から、以前、著者ら⁷⁾が行った、鉛直 1 次元不飽和浸透特性の再現性評価では、タンクモデル定数の全体最適解を得ていない可能性がある。

ここでは、Richard 法⁸⁾による鉛直 1 次元不飽和浸透解析結果に基づいて、パウエル法（局所的探索法）と GA 法（大域的探索法）により、タンクモデル定数の同定を行い、鉛直 1 次元不飽和浸透特性の再現性について再評価を行った。

2. タンクモデルの構造

菅原⁵⁾によって提案された 3 段直列タンクモデルを図-1 に示す。このタンクモデルは、雨水の河川流出予測のために開発されたものであるが、降雨量から流出量を差し引けば、土中の水分量が求まることから、現在では、気象庁³⁾が土壌雨量指数を算出する際にも用いられている。タンクモデルの貯留高と各タンクからの浸透量および流出量は、式(1)～式(4)のように表される。

$$\beta'_n = \beta_n^{t-1} - q_n^{t-1} - q_{nm}^{t-1} + q_{n-1}^{t-1} \quad (1)$$

$$q'_n = \alpha_n \times \beta'_n \quad (2)$$

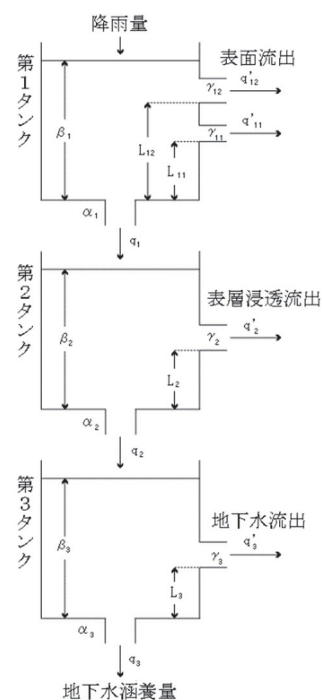
$$q''_{nm} = \gamma_{nm} \times (\beta'_n - L_{nm}) \quad (L_{nm} < \beta'_n) \quad (3)$$

$$q''_{nm} = 0 \quad (0 \leq \beta'_n \leq L_{nm}) \quad (4)$$

ここに、 β'_n ：各時間ステップにおける貯留高、 q'_n ：各時間ステップにおける浸透量（ただし、 q'_0 は降雨量）、 q''_{nm} ：各時間ステップにおける流出量、 α_n ：浸透率、 γ_n ：流出率、 L_n ：側面の孔の高さ、 t ：時間ステップ（＝60min）、 n ：タンクの番号、 m ：側面の孔の番号である。

3. Richard 法による鉛直 1 次元不飽和浸透解析

均質な地盤における鉛直 1 次元不飽和浸透は、不飽和領域に拡張されたダルシー則式と連続の式を組み合わせた Richards の式(5)に従うものとした。

図-1 3 段直列タンクモデルの構造⁵⁾

Reproducibility of vertical one-dimensional unsaturated permeability in the tank model.

Satoshi Nakamura¹, Kazuaki Hioki² (¹Syouwa Engineering, ²Osaka Institute of Technology)

KEY WORDS: Tank model, Unsaturated permeability, Optimize, Powell's conjugate direction, Genetic algorithm

$$c(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right\} \quad (5)$$

ここに、 t : 時間、 ψ : 圧力水頭、 $c(\psi)$: 比水分容量で $c(\psi) = \partial \theta / \partial \psi$ である。

この式(5)に 1 次元の有限要素法を適用し、下面境界からの浸透量（本来、地下水涵養量は、蒸発散量や融雪などを考慮した地表付近の水収支により求めるものであるが、ここでは、この下面境界からの浸透量を地下水涵養量と呼ぶことにした）を算定した。式(5)を用いて、圧力水頭 ψ の変化を求めるには、不飽和透水係数 $k(\psi)$ と比水分容量 $c(\psi)$ の値を定義しなければならない。比水分容量 $c(\psi)$ は水分特性曲線の勾配より求められる値であり、種々のモデルが提案されているが、本論文では式(6)で表される van Genuchten モデル¹³⁾を用いた。また、不飽和透水係数 $k(\psi)$ は、式(6)と Mualem の間隙径分布モデル¹⁴⁾により導かれた式(7)を用いた。

$$S_e = \left\{ 1 + (-\alpha \psi)^n \right\}^{-m} \quad (6)$$

$$k(\psi) = k_s S_e^{1/2} \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^p \right\}^2 \quad (7)$$

ここに、 S_e : 有効飽和度、 k_s : 飽和透水係数、 α , n : フィッティングパラメータ、 $m = 1 - 1/n$ である。

解析は、表-1¹⁵⁾に示す試料（奈良県生駒山で採取された購入まき土）を対象に行い、不飽和帯の厚さを $h = 1.5\text{m}$, 3.0m 、初期圧力水頭分布を $\psi = -z$ と想定した。一般に、水分特性曲線には排水過程と吸水過程の間にヒステリシスが生じると言われており、不飽和浸透解析には無数に存在する吸水走査曲線の設定が重要となる。著者ら¹⁵⁾は、非定常法による不飽和浸透試験を実施し、土の不飽和浸透特性（主排水曲線、吸水走査曲線）を van Genuchten モデルで表現する場合、吸水走査曲線の定数 α_{sw} と主排水曲線の定数 α_{md} は $\alpha_{sw} = 2\alpha_{md}$ の関係にあり、また吸水走査曲線の定数 n_{sw} と主排水曲線の定数 n_{md} は $n_{sw} = n_{md}$ の関係にあること、土の自然最大飽和度 S_{max} は Land¹⁶⁾の手法を用いることでほぼ的確に表現でき、式(8)に示す吸水前飽和度 S_{r0} との関係近似式から簡易的に推定し得ること、などの知見を得ている。今回、解析に用いた吸水走査曲線は、上記の知見に基づいて、表-2 のように設定した。

$$S_{max} = 1 - \frac{1 - S_{r0}}{1 + R \times (1 - S_{r0})} \quad (8)$$

ここに、 S_{max} : 吸水過程においてサクションが 0 となった時の飽和度（自然最大飽和度）、 S_{r0} : 主排水過程より吸水過程に移る直前の飽和度（吸水前飽和度）、 R : 係数である。

また、吸水走査曲線の有効飽和度 S_e は、次の式(9)によって定義した。

$$S_e = \frac{S_r - S_{rr}'}{S_{max} - S_{rr}'} \quad (9)$$

ここに、 S_{rr}' : 吸水走査曲線の $\psi \rightarrow \infty$ における漸近飽和度である。

有限要素法のメッシュ分割は、上端付近と下端付近を細かく設定し、時間ステップは 60 秒とした。また、吸水走査曲線は、初期圧力水頭分布 ($\psi = -z$) に基づいて、要素毎に設定した。図-2¹⁵⁾に加筆修正は、設定した吸水走査曲線の例 ($z = 1.5\text{m}$, 3.0m) を示したものである。境界条件は、上端: 流入境界（図-3 に示す浸透量 q_1 ）、下端: 排水境界（圧力水頭 0m で固

表-1 試料の諸性質¹⁵⁾

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.69
砂分 (%)		95
シルト分 (%)		3
粘土分 (%)		2
飽和透水係数 (m/s)		4.2×10^{-5}
不飽和 浸透特性 (主排水曲線)	α_{md} (cm ⁻¹)	0.0363
	n_{md}	2.122
	S_{rr} (%)	20.6

表-2 解析に用いた吸水走査曲線

S_{r0} (%)	$\psi = -z$ の S_r
S_{max} (%)	式(8)より算出
R	1.923
α_{sw} (cm ⁻¹)	0.0726
n_{sw}	2.122
S_{rr}' (%)	式(9)より算出

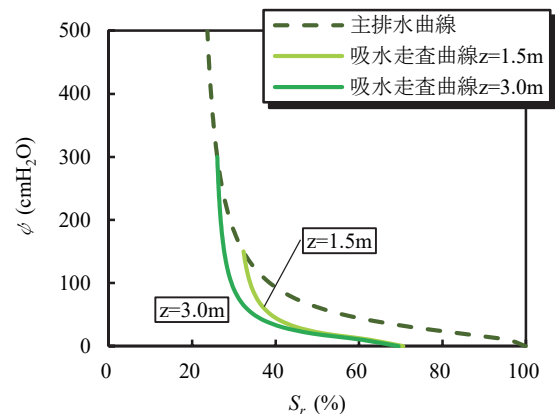


図-2 吸水走査曲線の例 ($z = 1.5\text{m}$, 3.0m)¹⁵⁾に加筆修正

定し、最下端要素から下面境界へと流れる流量を地下水涵養量とした)と設定した。また、地盤の浸透能を表すモデルとしては、タンクモデルの第1タンク(図-3)を用い、流入境界として与えた浸透量 q_1 は、解析雨量¹⁷⁾(広島市西区田方; 2021年8月8日12時~8月15日12時)を基に、表-3に示す定数(気象庁が土壌雨量指数³⁾を算出する際に用いている第1タンクの定数)を用いて算出した(図-4)。なお、解析期間中、降雨が

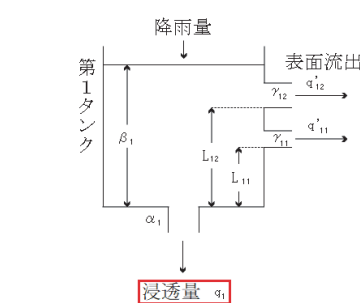


図-3 浸透量の算出に用いた第1タンク

表-3 浸透量の算出に用いた第1タンクの定数³⁾

α_1	0.12
$L_{11}(\text{mm})$	15
γ_{11}	0.10
$L_{12}(\text{mm})$	60.000
γ_{12}	0.15
$\beta_1^0(\text{mm})$	0.000

中断している時間帯はあるものの、鉛直1次元不飽和浸透解析における圧力水頭 ψ の変動から、解析期間中において、地盤(全ての要素)は常に吸水過程であることを確認している。

鉛直1次元不飽和浸透解析により求めた地下水涵養量の経時変化を図-5に示す。同図によると、地下水涵養が発生するまでの時間は、不飽和帯の厚さ1.5mの場合:14時間、不飽和帯の厚さ3.0mの場合:21時間となっており、不飽和帯が厚くなると地下水涵養が発生するまでの時間が遅くなることを確認できる。

本論文では、図-5に示した地下水涵養量の経時変化を対象に、パウエル法(局所的探索法)とGA法(大域的探索法)により、図-1に示した第2タンクと第3タンクの各定数を最適化することで、鉛直1次元不飽和浸透特性をタンクモデルで再現できるか否かについて検証した。

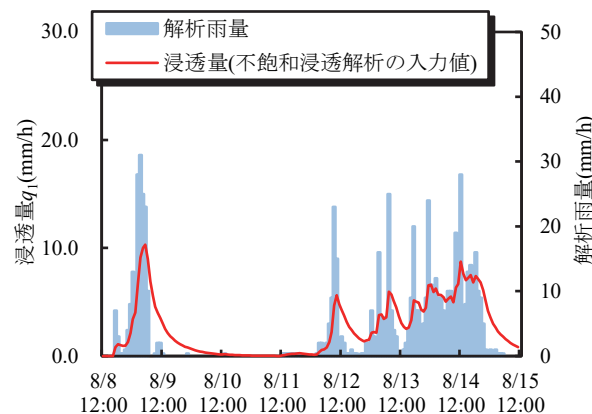


図-4 解析に用いた解析雨量と浸透量 q_1
(2021年8月8日~8月15日:広島市西区田)

4. タンクモデル定数の最適化手法

タンクモデル定数の最適化手法としては、勾配法の一つであるパウエル法⁹⁾がよく用いられている。勾配法とは、ある関数において未知定数を仮定し、得られた勾配(最適な定数を探索するための繰返し計算において、前計算ステップと現計算ステップとの間に現れる計算値の差)に基づき、次の定数を探索することで誤差関数が最小(あるいは最大)となる定数を同定する方法である。勾配法では、得られた勾配がゼロとなった地点を最適解と判断するため、鞍点や極小値が複数存在するような複雑なモデルの定数を最適化する場合、鞍点や極小値(局所的な準最適解)を全体の最小値(全体最適解)と判断してしまうことがある。パウエル法は、効率良く最適な定数が探索できるようにされているものの、上記の問題は解消されておらず、タンクモデル定数の最適化に用いると、初期値の設定如何によっては、局所的な準最適解に陥ってしまうことがある¹⁰⁾。そのため、GA法¹¹⁾などの大域的探索法によるタンクモデル定数の最適化に関する研究¹²⁾がなされ、河川流出解析に用いるタンクモデル定数を探索する手法として有用であることが確認されている¹⁰⁾。本論文では、地盤の鉛直1次元不飽和浸透特性に焦点を当てた場合においても、GA法が有用であるか否かについて検証を行った。

パウエル法を用いたタンクモデル定数の同定手順を図-6に示す。その詳細な流れは、以下のとおりである。

- ① 第2タンクと第3タンクの8個の定数($\alpha_2, L_2, \gamma_2, \beta_2, \alpha_3, L_3, \gamma_3, \beta_3$)について、初期値の設定を行った。
- ② 設定した初期値を用いて順解析を行い、その結果と鉛直1次元不飽和浸透解析の結果との残差二乗和を求めた。
- ③ 上記定数から2つの定数(任意)を抽出し、それらの定数を初期値から共役方向に微小変化させて順解析を行い、共役方向における残差二乗和の変化量を求めた。
- ④ 手順③を、各定数の組み合わせ全通りについて行い、残差二乗和の変化量が最大かつパウエルの基準⁹⁾を満足する共役方向を探索方向として決定した。

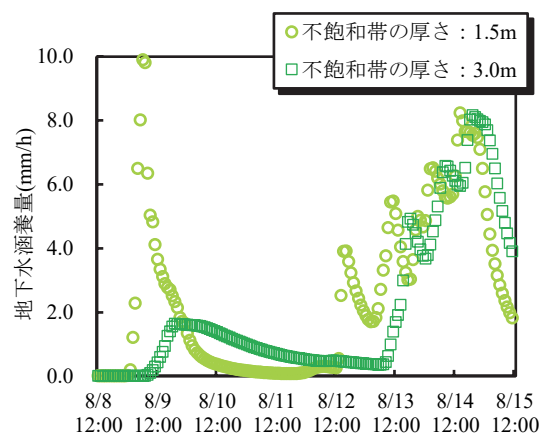


図-5 鉛直1次元不飽和浸透解析による地下水涵養量の経時変化

- ⑤ 手順④で決定した探索方向（共役方向）上において、順解析結果と鉛直 1 次元不飽和浸透解析の結果との残差二乗和が最小となる定数を探し求めた。
- ⑥ 初期値における残差二乗和と手順⑤で最小となった残差二乗和の差を求め、収束判定（ここでは、小林ら¹⁸⁾の設定値を参考に、上記の差が 10^{-6} 以下を収束条件とした）を行った。
- ⑦ 手順⑥で収束条件を満足する場合は、手順⑤で求めた定数を最適解とし、同定を終了した。一方、収束条件を満足しない場合は、手順⑤で求めた定数を新たな初期値とし、収束条件を満足するまで手順②～手順⑥を繰り返し行った。

パウエル法は、定数に制約条件がない場合に限り有効であることから、各定数が正の値であることや浸透率 α_n と流出率 γ_{nm} の合計が 1 を超えないことなどの条件をそのまま評価基準に組み込むことができない。従って、ペナルティ関数を誤差に加えて評価することで、擬似的に制約条件を与える方法が有効とされている¹⁸⁾。制約条件としては、タンクモデルの各定数が正の値であること、各タンクの浸透率 α_n および流出率 γ_{nm} の和が 1 を超えないこととし、そのペナルティは、小林ら¹⁸⁾の設定値を参考に、各定数が負の値である場合：その絶対値の 10^8 倍、各タンクの浸透率 α_n および流出率 γ_{nm} の和が 1 を超えた場合：超過分の 10^8 倍に設定した。

次に、遺伝的アルゴリズムによるランダムサーチ法を用いたタンクモデル定数の同定手順を図-7 に示す。その詳細な流れは、以下のとおりである。

- ① 第 2 タンクと第 3 タンクの 8 個の定数 ($\alpha_2, L_2, \gamma_2, \beta_2, \alpha_3, L_3, \gamma_3, \beta_3$) について、初期値と探索範囲を設定した。
- ② 設定した探索範囲について、7 ビットの 2 進数 ($x_1 \sim x_8$) で表現できるよう、128 段階に離散化を行った。
- ③ $x_1 \sim x_8$ の 8 個を連結し、56 ビットのビット列を各個体の遺伝子型とした。
- ④ 200 個の遺伝子型をランダムに発生させ、これを第 0 世代の個体集合とした。
- ⑤ 各個体に基づいて算出した定数を用いて順解析を行い、その結果と鉛直 1 次元不飽和浸透解析の結果との残差二乗和を求め、これを各個体の評価基準値とした。
- ⑥ 各個体に基づいて算出した定数が後述する制約条件を満たす場合は、各個体の評価基準値をそのまま用いた。一方、制約条件を満たさない場合は、該当する個体の評価基準値に後述するペナルティを課した。
- ⑦ 現世代の個体集合の中に、前世代で評価基準値が最小であった個体と同一の個体が存在する場合、現世代の個体集合は当初の設定どおり 200 個のままとした。一方、同一の個体が存在しない場合は、前世代で評価基準値が最小であった個体を新たに 201 個目の個体として現世代の個体集合に加えた。ただし、第 0 世代では、この操作は実施していない。
- ⑧ 現世代の個体集合の中の各個体を評価基準が小さいものから順に並べ換え、現世代における評価基準値の順位を決定した。
- ⑨ 続いて、式(10)に示す選択確率 p_j に従って、現世代の全個体の中から 2 個の個体（個体 A、個体 B）を選択した。

$$p_j = \frac{2(M+1-j)}{M(M+1)} \quad (10)$$

ここに、M：現世代の全個体数（200 個または 201 個）、j：手順⑧で決定した個体の順位である。

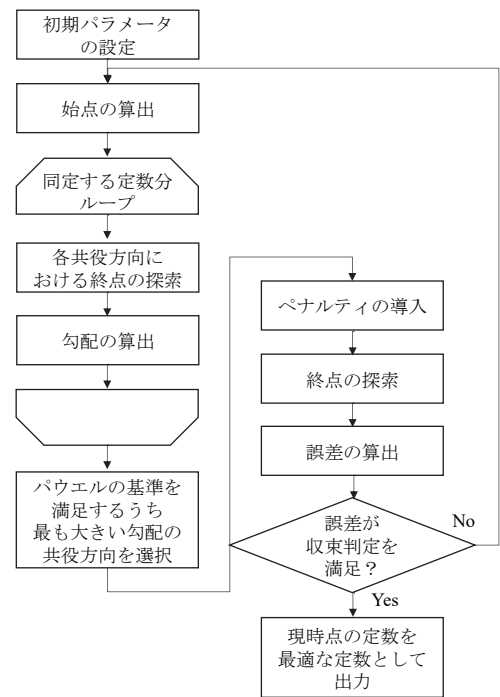


図-6 パウエル法による同定手順

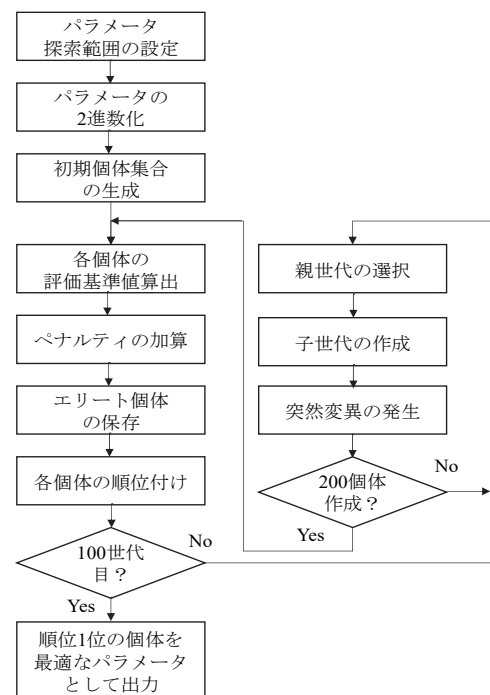


図-7 GA 法による同定手順⁴⁾

表-4 タンクモデル定数の同定結果

	初期値	不飽和帯の厚さ:1.5m		不飽和帯の厚さ:3.0m	
		パウエル法	GA法	パウエル法	GA法
α_2	0.05	0.36	0.27	0.13	0.14
$L_2(\text{mm})$	15	43	29	15	48
γ_2	0.05	0.10	0.19	0.10	0.07
$\beta_2^0(\text{mm})$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
α_3	0.01	0.38	0.54	0.28	0.07
$L_3(\text{mm})$	15	40	23	15	33
γ_3	0.01	0.62	0.76	0.05	0.05
$\beta_3^0(\text{mm})$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

- ⑩ 個体 A と個体 B の遺伝子型において、56 ビットのビット列上から 2 か所の交叉位置 k_1, k_2 をランダムに選択し、個体 A (あるいは個体 B) の 1 番目～ k_1 番目、個体 B (あるいは個体 A) の k_1+1 番目～ k_2 番目、個体 A (あるいは個体 B) の k_2+1 番目～56 番目を連結することにより、新しい個体 A' (あるいは新しい個体 B') を作成した。
- ⑪ 新しい個体 A' (あるいは新しい個体 B') の遺伝子型において、各ビット列の値を突然変異の発生確率 P_m ($=0.01$) で反転させた (元の値が 0 であれば 1, また元の値が 1 であれば 0 とさせた)。
- ⑫ 手順⑨～⑪を 100 回繰返し、200 個 (2 個体×100 回) の新しい個体を作って元の個体と置き換えた上で、手順⑤に戻り、次の世代の計算を行った。
- ⑬ 同定を終了させる各世代 (1,000 世代) に達するまで、手順⑤～⑫の計算ステップを繰返し行い、その各世代において、評価基準値が第 1 位となった個体の遺伝子型に基づいて算出した定数を最適解とした。

また、制約条件としては、各タンクの浸透率 α_n および流出率 γ_{nm} の和が 1 を超えないこととし、1 を超えた場合のペナルティは、その和の 1,000 倍に設定した。なお、手順④の個体数、手順⑨の選択確率 p_j 、手順⑪の突然変異の発生確率 P_m 、さらに制約条件を満たさない場合のペナルティは、田中丸¹⁰⁾の設定値を参考に設定した。また、手順⑬の同定を終了させる世代数については、田中丸¹⁰⁾は 100 世代と設定している。

しかし、著者ら⁴⁾が以前にタンクモデル定数の最適化を行った際には、100 世代では同定結果が十分に収束しなかったため、ここでは 1,000 世代とした。

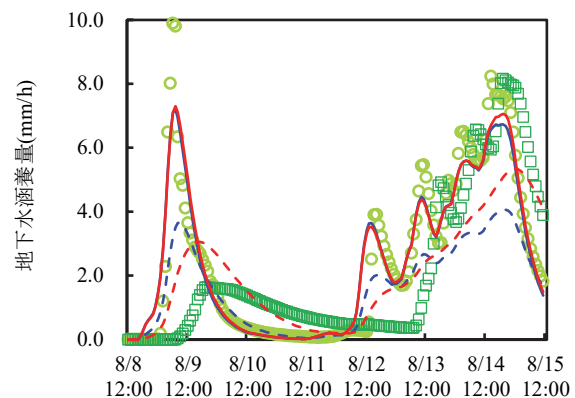
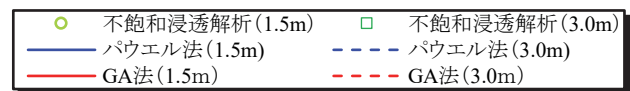


図-8 同定結果を用いて順解析を行い求めた地下水涵養量の経時変化

5. 鉛直 1 次元不飽和浸透特性の再現性評価

鉛直 1 次元不飽和浸透解析により求めた地下水涵養量 (図-5) の経時変化を対象に、パウエル法および GA 法を用いて求めた、タンクモデル定数の同定結果一覧を表-4 に示す。また、この同定結果を用いて順解析を行い求めた地下水涵養量の経時変化を図-8 に、また鉛直 1 次元不飽和浸透解析結果とタンクモデルによる解析結果の相関係数 r を表-5 に示す。まず、図-8 に着目すると、不飽和帯の厚さが 1.5m の場合、タンクモデルによる解析結果は、最適化手法の違いに関わらず、鉛直 1 次元不飽和浸透解析結果と一見良好な一致を示しており、最適化手法の違いによる影響はほとんど認められない。一方、不飽和帯の厚さが 3.0m の場合は、鉛直 1 次元不飽和浸透解析結果とタンクモデルによる解析結果に大きな差異が認められ、今回のタンクモデルでは地盤の不飽和浸透特性の再現が困難であることを確認できる。これは、タンクモデルの上段から下段への浸透率が一定であるため、強い非線形性を示す不飽和浸透特性に対応できないためと考えられる。次に、表-5 に着目すると、不飽和帯の厚さが 1.5m の場合、僅かな差ではあるが、相関係

表-5 鉛直 1 次元不飽和浸透解析結果とタンクモデルによる解析結果の相関係数 r

不飽和帯の厚さ	1.5m	3.0m
パウエル法	0.946	0.548
GA法	0.957	0.720

数 r は GA 法 > パウエル法となっており、GA 法の方がパウエル法よりも再現精度の高い定数が得られている。また、表-4 に示すように、パウエル法による同定結果と GA 法による同定結果とでは、値が大きく異なる定数も認められることから、パウエル法では局所的準最適解に陥った可能性が示唆される。これに対し、不飽和帯の厚さが 3.0m の場合、相関係数 r は、パウエル法 : 0.548, GA 法 : 0.720 となっており、最適化手法の違いによる差が顕著に認められるが、これは、設定した定数の初期値付近に局所的準最適解が存在し、パウエル法ではこの局所的準最適解に陥ったためと考えられる。また、不飽和帯の厚さが 3.0m の場合の相関係数 r は、再現精度の高い GA 法においても 0.720 となっており、不飽和帯が厚くなると不飽和浸透特性の再現が困難になるものと推察される。

6. おわりに

本論文では、Richard 法による鉛直 1 次元不飽和浸透解析結果に基づいて、パウエル法（局所的探索法）と GA 法（大域的探索法）により、タンクモデル定数の同定を行い、鉛直 1 次元不飽和浸透特性の再現性について再評価を行った。得られた知見を要約すると、以下のとおりである。

- (1) 地盤の鉛直 1 次元不飽和浸透特性を再現しようとするタンクモデル定数を同定する場合、パウエル法よりも GA 法の方が再現精度の高い定数を得られることが明らかとなった。
 - (2) 地盤の鉛直 1 次元不飽和浸透特性をタンクモデルで再現する場合、上段から下段への浸透率が一定であるタンクモデルでは、不飽和帯が厚くなると不飽和浸透特性の再現が困難になる可能性が示唆された。
- 今後は、強い非線形性を示す不飽和浸透特性にも対応できるタンクモデルを模索したいと考えている。

参考文献

- 1) 青木一男・日置和昭：地下水かん養のモデル化と推定方法，地下水技術，第 47 巻，第 11 号，pp.11-23，2005
- 2) 高瀬恵次・徳増実：集中定数型水循環モデルによる沿岸平野部地下水の水収支解析，農業農村工学会論文集，第 87 巻，2 号，pp. I_211- I_218，2019
- 3) 岡田憲治：土壌雨量指数，測候時報，69-5，pp.67-100，2002
- 4) 中村聡司・日置和昭：豪雨時土砂災害発生予測に用いる 3 段直列タンクモデルのパラメータについて，日本地すべり学会誌，Vol.60，No.1，pp.1-15，2023
- 5) 菅原正巳：流出解析法，共立出版，1972
- 6) 曾根好徳・寺田悠祐・飛田健二：2013 年伊豆大島における土砂災害に学び今後に備える，地質と調査，144，pp.22-27，2015
- 7) Satoshi NAKAMURA, Kazuaki HIOKI, Kazuo AOKI, Yuzuru ITO : Groundwater recharge modeling with modified tank model, *Proceedings of 36th International Association of Hydrogeologists congress (IAH2008Toyama)* , CD-ROM, 2008
- 8) Richards, L.A. : Capillary conduction of liquids through porous mediums, *Physics*, 1 (5), 318-333, 1931
- 9) M.J.D. Powell : An efficient method for finding the minimum of several variables without calculating derivatives, *Computer Journal* Vol.7, pp.155-162, 1964
- 10) 田中丸治哉：タンクモデル定数の大域的探索，農業土木学会論文集，第 178 号，pp.503-512，1995
- 11) Goldberg, D.E. : Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning, Addison-Wesley, 1989
- 12) Wang, Q.J. : The genetic algorithm and its application to calibrating conceptual rainfall-runoff models, *Water Re-sources Research* 27(9), pp.2467-2471, 1991
- 13) van Genuchten, M.Th. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol.144, pp.892-898, 1980
- 14) Mualem, Y. : A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resour. Res.*, Vol.12, pp.513-522, 1976
- 15) 中村聡司・日置和昭：土の吸水走査とその表現方法について，材料，Vol.69，No.11，pp.829-836，2020.
- 16) C.Land : Calculation of imbibition relative permeability for two-and three-phase flow from rock properties, *Society of Petroleum Engineers Journal*, Vol.8, No.2, pp.149-156, 1968
- 17) 気象庁：解析雨量 2021 年，(財)気象業務支援センター，2021
- 18) 小林慎太郎・丸山利輔：Powell の共役方向法によるタンクモデル定数の探索，農業土木学会論文集，第 65 号，pp.42-47，1976

地域資源としての天然砥石採石跡の保存について

○鍋島康之¹¹明石工業高等専門学校

1. はじめに

兵庫県新温泉町諸寄（もろよせ）はかつて北前船の寄港地として繁栄した港町である。諸寄における交易の特徴として、この地域で採取される「諸寄砥石」を交易品としており、他の寄港地と異なる歴史文化を持っている。諸寄砥石は江戸時代から昭和40年代までは採石されていたが、現在では採石跡が確認されるだけで荒廃した状況である。一方で、「地域資源」として諸寄砥石が再認識されるようになってきている。本研究では、諸寄砥石の地域資源としての価値を確認し、後世に伝承していくため、諸寄砥石採石跡を踏査するだけでなく、レーザースキャナーを用いて3次元地形測量を行った。この結果、採石をしていた間夫（まぶ）跡やズリが堆積した地形情報を取得した。また、諸寄集落における砥石の調査を行い、現在でも多くの家庭に砥石が現存していることを確認した。



写真1 砥石山公園

2. 地域資源としての天然砥石

2.1 地域資源とは

地域資源という用語は様々な定義がされているが、既存の分析¹⁾では「地域内に存在する資源であり、地域内の人間活動に利用可能な（あるいは利用されている）、有形、無形のあらゆる要素」と定義されている。地域資源の特徴²⁾として、①非移転性（地域的存在であり、空間的に移転が困難であること）、②有機的連鎖性（地域内の諸地域資源と相互に有機的に連鎖していること）、③非市場性（どこでも供給できるものではなく、非市場的な性格を有するものであること）があげられる。これらの定義や特徴からみても、地域資源はそれ自体が既に差別化されたものであり、独特な価値を持つものである。

2.2 地域資源を用いた地域活性化

まず、地域資源として天然砥石を活用し地域活性化を行っている事例として、愛媛県伊予郡砥部町の有限会社伊予鉦業所を訪問し、クラウドファンディングを用いた伊予砥石の商品化ならびにふるさと納税返礼品としての活用事例についてヒアリングを行った。砥部町では奈良時代に東大寺建設の際に砥石を献上した歴史があり、古くから砥石が採取されていたようである。現在でも写真1に示すように砥石山公園として採石跡地が残っている。伊予鉦業所では、陶石を採取するとともに天然砥石（伊予砥石、写真2）をクラウドファンディングで商品化を行い、砥部町のふるさと納税の返礼品として活用していることや砥部町としても地域活性化の1つとして、砕石場に小中高校生を招待し、砥石産地の歴史について伝承していることを伺った。

また、京都府亀岡市の天然砥石館を訪問し、諸寄砥石に関する情報収集を行うとともに、天然砥石（青砥）を用いた地域活性化についてヒアリングを行った。ここでは、日本全国で産出する様々な天然砥石を観察することができ、諸寄砥石（写真3）も展示されていた。亀岡市でも天然砥石館で天然砥石を使ったイベントへの参加をふるさと納税の返礼品とするなど、いずれの地方自治体も地域資源として天然砥石を活用していることがわかった。

そして、京都府勧業館みやこメッセで開催された砥石の日（令和5年10月14日）イベントに参加した。当日は京都市内の天然砥石卸売業者が一堂に会して天然砥石を販売しており、写真4に示すように天然砥石に対する熱烈的な支援者がいることがわかった。これらの調査から、天然砥石は地域資源としての①非移



写真2 砥部町で採取された伊予砥石



写真3 天然砥石館で展示されていた諸寄砥石



写真4 砥石の日のイベントの様子

Preservation of natural whetstone quarry site as the community resource
Yasuyuki Nabeshima¹ (National Institute of Technology, Akashi College)
KEY WORDS: Community resource, whetstone, 3D scanner, topography

転性, ②有機的連鎖性, ③非市場性といった特徴を有しており, 十分に地域資源として活用可能であることがわかった。

3. 諸寄砥石の歴史

新温泉町諸寄地区で採取されていた諸寄砥石について調査した結果, 諸寄集落センターに保管されている「砥石谷古地図」

(写真 5) が残っており, 古くから砥石が採取されていたことがわかった。ただし, 諸寄砥石ではなく, 兵庫県北部で産出された天然砥石の総称として但馬砥石 (但馬砥) という言葉が使用されていたことがわかった。ただし, 時代とともに砥石が採石された場所が変遷しているようで, 山陰海岸ジオパーク館や天然砥石館の館長にヒアリングを行った結果, 新但馬砥とされていた砥石が諸寄砥石であることがわかった。諸寄地区における砥石採掘に関する記述がみられるのは江戸中期以後のこととされている³⁾。北前船の寄港地であった諸寄では千石船のバラスト (船底に積む重し) や交易品として利用していたようである。他の文献⁴⁾では, 明治初年から昭和 10 年くらいまで砥石が採取されていたことが確認でき, 諸寄砥石の特徴である「白い石に黒のそばかすがある石」を採取していたことが確認できた。落盤事故などで一度採石が途絶えたとの記録があり, その後新たな鉱脈が発見され, 昭和 40 年代までは諸寄地区で採石が行われていたようだが, 最後まで採石を行っていた業者が廃業したため, 当時の状況は確認できなかった。



写真 5 砥石谷古地図 (諸寄集落センター蔵)

4. 諸寄砥石採取跡地の現地踏査および地形測量

本研究では, 採石跡地を現地踏査し, 地権者の地籍をもとに採掘跡を調査した。その結果, 写真 6 に示すように諸寄砥石の採石場所は写真中央の Y 字状の沢筋に沿った非常に狭い箇所集中しており, この沢筋に分布する流紋岩が砥石として採石されていたことがわかった。衛星写真からもわかるように採取跡地は現在でも樹木がまばらにしか生えていない状況である。なお, 現在も複数名の地権者の記録があるため, 詳細な位置情報については記載しないことにした。

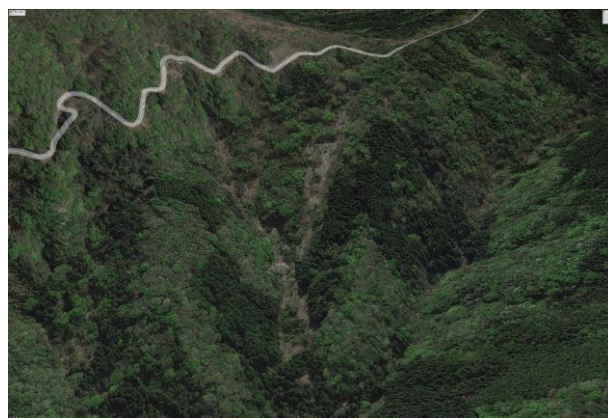


写真 6 諸寄砥石採取跡地 (Google Earth より取得)

次に, 現地踏査を行った結果を述べる。現地踏査は 2 回実施しているが, 今回は令和 5 年 12 月に実施した結果について述べる。この現地では現在, 砥石の採掘はされておらず, この地域に入る住民もほとんどいないとのことであった。12 月に実施した踏査は, 過去に砥石が採掘されていた沢筋をほぼ全域にわたって調査し, 採石跡地や採掘に伴って廃棄されたズリが堆積している箇所 (写真 7) を 3D レーザースキャナーで地形を測量した。今回の調査では森林 3 次元計測システム OWL (アドイン研究所⁵⁾ 製) を使用して計測を行った。OWL は小型で軽量, 一脚の上部にレーザースキャナーが接続されているため, 山林内や急な斜面上でも計測できる。本来は立木調査に使用する装置で, 地形測量に使用するものではないが, 著者⁶⁾は 12 月に実施した調査だけでなく OWL を用いて地形情報を点群データで取得している。



写真 7 採石跡地のズリの堆積状況

写真 8 に OWL を使った 3 次元レーザースキャナー測量の様子を示す。

採石跡地沢筋の下流には廃棄された耕作地跡があり, 先述した文献 3) によると採石の関係者が所有していたものではないかとのことである。採石跡地は, 大きく 3 区域に分かれ, Y 字状の沢筋の下流, 上流 (北側), 上流 (南側) に区別される。多くの採石跡は上流 (北側) に確認できた。古い時代は下流部で採石されていたものが徐々に上流側へ移動していったものと考えられる。上流 (北側) は広く整地された平地が確認され, 採石をしていた当時の遺物が発見できたので, 昭和 40 年代まで採石されていたのは恐らく上流 (北側) ではないかと考えられる。

下流地域から上部 (北側) へ入る地点にある場所にある採石跡地において, 図 1 および図 2 に示す 3 次元点群データならびに点群データから作成した地表面の TIN デー



写真 8 3 次元測量の様子

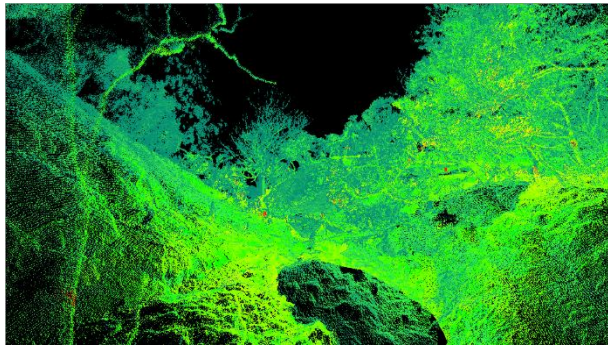


図1 採石跡地の3次元点群データ

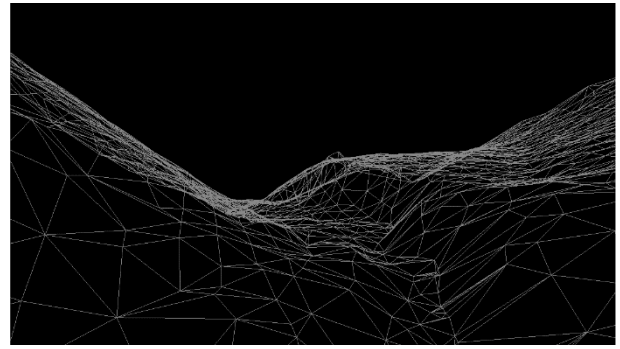


図2 点群データから作成した TIN データ

タ（三角メッシュ）を取得した。この地点は写真7に示すようなズリが廃棄されて堆積している場所である。写真7や図1に示すように砕石跡地周辺には大量のズリが堆積しており、かなり広範囲にわたって放置されていることが今回の調査でわかった。また、図2からわかるようにズリが急傾斜で堆積しているため、不安定な状態であることが考えられる。

また、上流（北側）では砥石を採掘した間夫跡を数箇所（今回の調査では5箇所を確認）あり、その周辺には写真7のようにズリが堆積していた。上流（北側）では上がっていくほど整地された平地が確認でき、写真9に示すように石垣が確認できた。この周辺では地籍調査用の杭も確認でき、地権者との照合も可能であった。採石跡である間夫の多くは土砂で埋まっているが、よく観察すると、写真10のような跡も確認できた。

さらに、採石跡周辺には当時使用されていた道具の遺物を発見することができた。写真11は当時の道具と思われる金槌、楔、金属の破片である。その他に陶器破片などがあり、記載されている文字から、どの地域から持って来られたものかがわかった。

以上のように、諸寄砥石の採石跡地はズリなどが堆積した非常に不安定と思われる状況であり、現状を維持するためにはかなりの費用がかかるため、今回調査した3次元点群データなどを用いてデジタル情報を保存していくことが大事ではないかと考えられる。

5. 諸寄地区に現存する砥石

最後に、諸寄地区に現存する諸寄砥石の状況について調査した。写真12は諸寄集落センターに保管されている諸寄砥石で作られた北前船である。このセンターには砥石が諸寄地域の特産品として流通していた当時の大福帳などが残っており、海産物と同様に重要な交易品であったことがわかった。また、現地調査の際に宿泊した「ユースホテル諸寄」にも諸寄砥石があり、最近ほとんど使用していないとのことであったが、古い時代の砥石と最近の砥石の2丁が保管されていた。また、諸寄地区で行ったヒアリングで、地域の工務店では現在でも鉋や鑿の研ぎに3丁の諸寄砥石が利用されているとのことであった。その他にも諸寄地区内を歩くと、写真13のように洗い場に諸寄砥石が置いてあり、数多くの諸寄砥石が現存していることが確認できた。

今回の調査を通して感じたこととして、諸寄地区の住民は「諸寄砥石」の地域資源としての価値に気づいていないことである。今後は、地域資源としての価値を住民に理解してもらい、伝承していく仕組みづくりが必要であることを実感した。



写真9 採石跡地の状況



写真10 採石跡（間夫）



写真11 採石当時の遺物



写真12 諸寄砥石で作られた北前船



写真 13 現存する諸寄砥石（左：現在は使用されていない砥石、右：現在も使用されている砥石）

6. まとめ

本研究では、兵庫県新温泉町諸寄地区で採取された諸寄砥石の地域資源の価値を検討するとともに、その伝承と活用について検討した。その結果、諸寄砥石は十分に地域資源としての価値があり、地域活性化に活用可能であると考えられる。しかしながら、採取跡地はズリなどが緩く堆積しており、非常に不安定な状況であり、保存していくためには何らかの対策が必要な状況、デジタル情報として記録するなどの方法を検討する必要がある。また、諸寄地区には現在でも多くの諸寄砥石が現存するものの、地域住民にはその価値が理解されておらず、地域の歴史として伝承していく仕組みづくりが必要であることがわかった。

謝辞：本研究は、山陰海岸ジオパーク推進協議会 2023（令和 5）年度学術研究奨励事業の研究助成を受けて実施したものである。ここに記して感謝の意を称します。

参考文献

- 1) 環境省：平成 27 年版図で見る環境・循環型社会・生物多様性白書，状況 第 1 部 第 3 章 第 2 節 それぞれの特性を生かした持続可能な地域づくり，入手先<www.env.go.jp>（参照 2024 年 6 月 17 日）
- 2) 文部科学省：地域資源の活用を通じたゆたかなくにつくりについて，入手先<www.mext.go.jp/b_menu/shingi/gijyutu/gijyutu3/shiryo/_icsFiles/afiedfile/2011/03/28/1303081_11.pdf>（参照 2024 年 6 月 17 日）
- 3) 西村悠紀恵：奥諸寄の村の起こり砥あゆみ，丸尾印刷，pp.49-50，2002
- 4) 兵庫県教育委員会：但馬海岸 但馬海岸地区民俗資料緊急調査報告書，兵庫県民族調査報告 5，p.74，1974
- 5) アドイン研究所：森林 3 次元計測システム OWL，入手先<<https://www.owl-sys.com>>（参照 2024 年 6 月 17 日）
- 6) 鍋島康之：諸寄砥石採取跡地の測量，第 29 回高専シンポジウム要旨集，D22，2024

セッション 4

地下水解析・室内試験

水田の灌漑期の湛水管理と地下水涵養量

神谷浩二¹・OLE MINH THANH¹・伊藤廉真¹・小島悠揮¹¹岐阜大学

1. はじめに

濃尾平野では、生活用水等の水資源の一つである地下水を持続利用するには、木曽三川等の扇状地において河川の河床からの漏水や水田の灌漑湛水に伴うその底部からの漏水などによる地下水涵養機能を保全することが重要であると考えられる。本研究の全体構想は、濃尾平野における土地利用や気象状況等に伴う地下水涵養機能の表現手法を見出して将来変化を予測することによって、その機能の維持・向上を図るための保全策を見出すものである。筆者らは¹⁾²⁾³⁾、濃尾平野の長良川および揖斐川とその支川のそれぞれの扇状地を対象に、河川による地下水涵養量の実態を調べるとともに、その地下水涵養経路などの特徴を明らかにした。一方で、揖斐川扇状地の水田について、水田底部の土壌の現場飽和透水係数を測定して、更にその透水係数を用いて二次元定常浸透流解析に基づき地下水涵養量の推定を試みた⁴⁾⁵⁾。しかしながら、その浸透流解析では、地下水涵養量に影響する灌漑期の湛水深の実態などが不明なままであった。本論文は、水田に関する既往の検討⁴⁾⁵⁾に続くものであり、水田からの地下水涵養量の表現手法を究明したものである。本論文では、水田底部の土壌の現場飽和透水係数のデータ蓄積を図るとともに水分特性曲線を求め、また、灌漑期における水田の湛水深とその水田の周辺地下水位のそれぞれの変動の特徴を調べた。そして、これらデータを用いて一次元非定常浸透流解析によって地下水涵養量の推定を検討し、また、湛水深や周辺地下水位による地下水涵養量への影響とともに水田底部における湛水に伴う浸透挙動を考察した。

2. 対象地域

対象地域は、図-1に示すように濃尾平野の北西に位置する揖斐川扇状地であり、揖斐川の左岸側の範囲(岐阜県揖斐郡大野町の地内)である。なお、既往検討⁴⁾⁵⁾では、揖斐川の右岸側の範囲(図-1の地点A～D周辺)を対象にした。この扇状地では、水田等の表土の下部は、粘性土層が介在する場合があるが厚い礫質土層が構成する¹⁾³⁾。一方、図-1には、筆者らの既往調査⁶⁾による既設井戸(48地点の消防水利井戸等と地下水位観測所I～IV(岐阜県管理)の計52地点)での地下水位(T.P.m)の値を用いて描いた地下水位等高線を重ね合わせて示し、既設井戸の位置を併記した。地下水は、主に北西から南東に向かって流下する傾向にある。

3. 水田土壌の透水性と保水性

3.1 調査地点

水田土壌の透水性と保水性の評価のため、上述の図-1に示した対象地域において地点O、地点P、地点Qの3地点を代表的に選定した。なお、図-1には、既往調査⁴⁾⁵⁾で水田の透水性を評価した地点A～Dの4地点の位置を併記した。水田の面積は、地点Oで約4500m²、地点Pで約6000m²、地点Qで約3500m²である。

写真-1に示すように、水田の地表から約0.2m深さの範囲にある部分を作土層(水稻のために耕された土層)、その下部の約0.2mから約0.4m深さの範囲にある部分を鋤床層(農業機械等の荷重によって圧縮された土層)として、各層のそれぞれについて現場飽和透水係数と水分特性曲線を調べた。また、作土層と鋤床層のそれぞれの土試料を採取して、粒度、土粒子密度 ρ_s (g/cm³)、乾燥密度 ρ_d (g/cm³)をそれぞれ調べた。なお、土試料は、各地点において後述の原位置透水試験を実施した箇所(作土層2箇所、鋤床層1箇所)から乱さないように採取した。

表-1には、作土層(2箇所)と鋤床層の粒度組成と乾燥密度をそれぞれ示した。地点Oと地点Pでは、作土層の粒度と鋤床層の粒度は類似していて、両者の細粒分含有率はいずれも70%程度である。地点Qでは、作土層に比べると鋤床層の粒度は粒径の大きい方に現れ、細粒分含有率は作土層で65%程度、鋤床層で50%程度である。一方、乾燥密度は、地

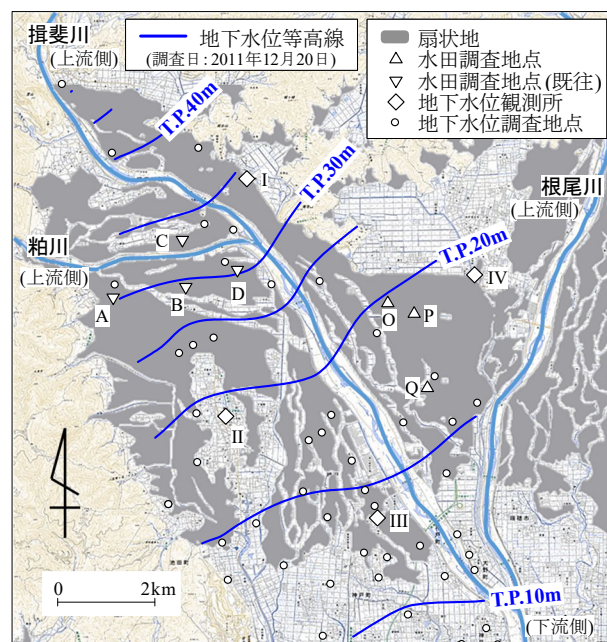


図-1 対象地域

Considerations on the relationship between groundwater recharge and flooding depth management during irrigation in paddy fields
Kohji Kamiya¹, LE MINH THANH¹, Remma Ito¹, Yuki Kojima¹ (¹Gifu University)

KEY WORDS: Groundwater recharge, Paddy field, Hydraulic conductivity, soil water characteristic curve, Irrigation



写真-1 作土層と鋤床層 (地点 0)

表-1 作土層と鋤床層の粒度組成, 乾燥密度

地点	土層	粒度組成				乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)
		礫分(%)	砂分(%)	シルト分(%)	粘土分(%)	
O	作土層(その 1)	3.0	24.6	55.8	16.6	1.190
	作土層(その 2)	5.1	25.1	54.3	15.6	1.240
	鋤床層	2.4	28.2	47.2	22.2	1.500
P	作土層(その 1)	0.9	23.8	55.9	19.4	1.293
	作土層(その 2)	0.9	25.5	57.4	16.2	1.288
	鋤床層	1.4	28.7	45.8	24.1	1.565
Q	作土層(その 1)	1.4	32.3	44.7	21.6	1.253
	作土層(その 2)	1.4	34.8	42.8	20.9	1.328
	鋤床層	0.9	51.4	31.2	16.6	1.601

点 O～Q について, 作土層では $\rho_d = 1.2 \sim 1.3 \text{ g/cm}^3$ 程度の範囲にあり, 鋤床層では $\rho_d = 1.5 \sim 1.6 \text{ g/cm}^3$ 程度にあって作土層に比べると高めにある。

3.2 水田土壌の現場飽和透水係数

地点 O～Q のそれぞれにおいて作土層と鋤床層の現場飽和透水係数を求めるため, Noborio et al.⁷⁾, 竹下ら⁸⁾が示した装置・方法に基づいた原位置透水試験を実施した。作土層と鋤床層のそれぞれの地表面に円筒管(長さ 1m, 内径 $\phi 0.1\text{m}$ のアクリル製)を設置して, 円筒管に湛水(水道水を使用)して地表面から鉛直浸透させ, このときの円筒管の水位(地表からの高さ)の経時変化を水位計によって測定する。現場飽和透水係数 k_{fs} (m/s)は, この水位の経時変化に基づいて求められる⁴⁾。原位置透水試験は, 水田の稲刈り後の非灌漑期において, 地点 O では 2023 年 10 月 2 日～3 日, 地点 P では 2023 年 10 月 19 日～20 日, 地点 Q では 2023 年 11 月 22 日～23 日に実施した。作土層では各地点の 2 箇所において地表面から 0.05m 程度深さまで掘削して水平にした後に装置を設置し, 鋤床層では各地点の 1 箇所(地点 Q では機器の都合により欠測)において 0.2m 程度深さに設置した。

図-2 は, 地点 O～Q について間隙比 e に対して現場飽和透水係数 k_{fs} の値を示したものであり, 既往調査⁴⁾にて図-1 の地点 A～D の水田で求めた k_{fs} の値を併せて示した。図-2 によれば, 鋤床層では e が 0.6～0.7 程度の範囲にあり k_{fs} は $3 \times 10^{-7} \text{ m/s} \sim 3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ 程度の 1 オーダーの範囲にある。これに対して, 作土層では $e = 0.7 \sim 1.1$ 程度の範囲で k_{fs} は $8 \times 10^{-8} \text{ m/s} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 程度の 2 オーダーの範囲にあり, 鋤床層に比べると間隙比と現場飽和透水係数の範囲が広がる傾向にある。作土層では, 水稻栽培のために耕作されるため人為的な影響を受けるため間隙比にばらつきが生じ易く, このことが現場飽和透水係数の範囲を広くさせる原因の一つではないかと考えられる。

3.3 水田土壌の水分特性曲線

上記の原位置透水試験に併せて地点 O～Q の作土層と鋤床層で採取した土試料を用いて, 室内で保水性試験(蒸発法(試験装置には市販の hyprop(METER 社)を使用))を実施して, 水分特性曲線を調べた。なお, 保水性試験で用いる試料層は, 蒸発法試験のための試料容器に土試料を充填して作製したものであり, 原位置透水試験の際に調べた乾燥密度と同じになるようにして用意した。

図-3 は, 地点 O～Q について作土層と鋤床層でのそれぞれの水分特性曲線を示したものであり, 体積含水率 θ と圧力水頭 $|h_p|$ (m)の関係によって表した。図-3 によれば, 作土層と鋤床層の両者について, θ は 0.35～0.5 程度の範囲のときに $|h_p|$ は 0～10m 程度の範囲で変化し, 保水性が非常に高いことが確認される。また, 同じ θ のときに鋤床層に比べると作土層の $|h_p|$ の値が大きくなり, 作土層の方が保水性は高い傾向にある。

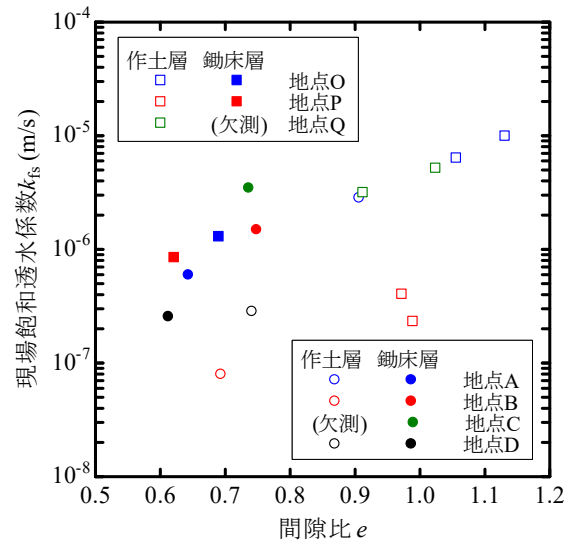


図-2 間隙比と現場飽和透水係数

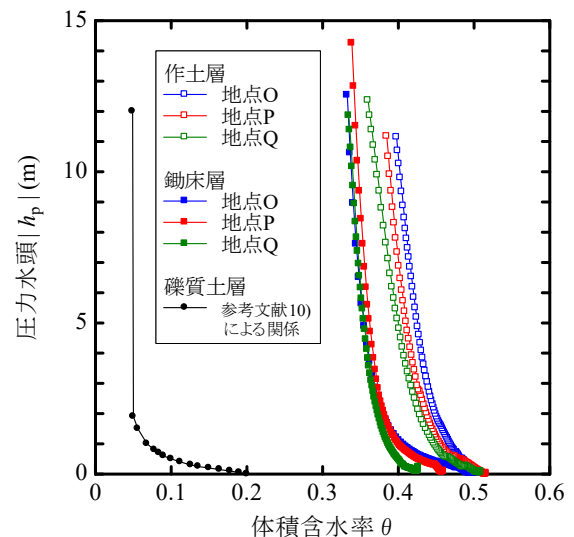


図-3 水分特性曲線

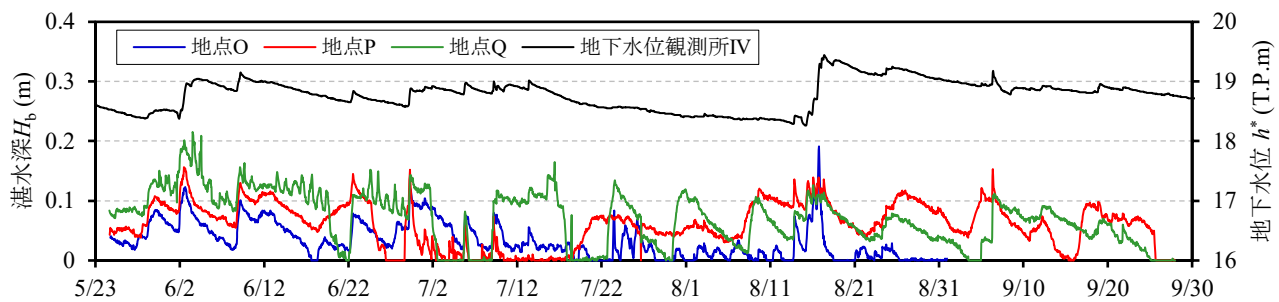


図-4 灌漑期の湛水深の経時変化および周辺地下水位(観測所 IV)の経時変化

4. 水田の灌漑期の湛水管理

地点 O～Q において、水田の地表面(作土層の上面)に水圧計を設置して、湛水深 H_b (m)を測定した。測定期間は、地点 O では灌漑期の 2023 年 5 月 25 日から 8 月 31 日までであり、地点 P と地点 Q では 2023 年 5 月 25 日から 9 月 27 日までであった。測定間隔は 1 時間とした。

図-4 は、各地点における湛水深 H_b の経時変化を示したものである。 H_b は、地点 O では 0～0.1m 程度の範囲で変化し、地点 P では 0～0.15m 程度、地点 Q では 0～0.2m 程度の変化である。一方で、地点 O と地点 Q では 7 月下旬の数日間に H_b がゼロを維持し、地点 P では 7 月中旬の 1 週間ほどに H_b がゼロになり、これらは中干しによるものとみられる。湛水深には用水路からの流入流量、降水量や蒸発散量などが影響すると考えられるが、地点によって湛水深の管理は様々な状況にある。なお、用水路には、近隣の揖斐川(図-1 参照)から取水されたものが供給されている。

5. 地下水涵養量の推定

地点 O, P, Q のそれぞれにおける地下水涵養量を推定するために、鉛直一次元下向き流れの非定常不飽和浸透流解析(解析ソフトには HYDRUS-1D を使用)を実施した。

5.1 地盤モデル

地盤モデルは、地表面から深さ 0.2m までの範囲に作土層、深さ 0.2m から 0.4m に鋤床層を設定し、鋤床層の下部の深さ 0.4m から 14.6m までの範囲に礫質土層を設定した。そして、解析メッシュは地表面から底面までの範囲を 150 分割して 0.1m 間隔とした。

解析に必要な地盤パラメータは、飽和透水係数と水分特性曲線である。地点 O, P, Q のいずれにおいても、飽和透水係数には、上述の図-2 の現場飽和透水係数の値に基づき水田の作土層では最小値に近い 1×10^{-7} m/s を与え、鋤床層では平均的な値の 1×10^{-6} m/s を与えた。作土層の飽和透水係数は、灌漑期には耕作や中干しの影響などによって灌漑期内で変化することが予想されその評価については今後の課題であるが、本論文では非灌漑期に求めた値のうち便宜的に最小値を設定している。また、礫質土層では、揖斐川扇状地の範囲の揖斐川の河川堤防の基礎地盤の礫質土層の飽和透水係数の値^{4),5)}(河川堤防の浸透に対する安全性の詳細点検結果・土質試験データ(国土交通省中部地方整備局木曽川上流河川事務所提供)より引用)に基づき、平均的な値の 5×10^{-4} m/s を与えた。また、水分特性曲線には、作土層と鋤床層では上述の図-3 の各層の 3 地点のすべての測定値に対して次の van Genuchten⁹⁾の式(1)をフィッティングさせたときの θ と $|h_p|$ の関係を用いた。また、礫質土層では、水分特性曲線が不明であったため参考文献 10)に例示された礫質土の水分特性曲線(図-3 に併記)を用い、それに対して van Genuchten 式(1)をフィッティングさせたときの関係を用いた。

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{\left[1 + (\alpha|h_p|)^{n^*}\right]^{(1-1/n^*)}} \quad (1)$$

ここで、 θ_r は残留体積含水率、 θ_s は飽和体積含水率、 α (1/m)と n^* は未知パラメータである。表-2 には、作土層、鋤床層、礫質土層のそれぞれの飽和透水係数と van Genuchten 式(1)の推定パラメータを整理して示した。

5.2 水理境界条件

水理境界条件には、地盤モデルの上端に湛水深を圧力水頭として与え、下端に地下水位を圧力水頭として与えた。湛水深 H_b には、上述の図-4 に示した毎時での調査値から日平均値を求めて用いた。地下水位について、筆者らが対象地域で調査⁶⁾(2011 年 9 月から 12 月の期間で計 6 回)した地下水位等高線に基づいて地点 O～Q での地下水位を求め、それらの地下水位 h (T.P.m)と図-1 に位置を示した地下水位観測所 IV での調査日の日平均水位 h^* (T.P.m)との関係を調べたところ両者には 1 次式による良好な関係(地点 O で $h = 1.06h^* + 0.20$, 地点 P で $h = 1.02h^* + 0.02$, 地点 Q で $h = 0.70h^* + 3.90$)

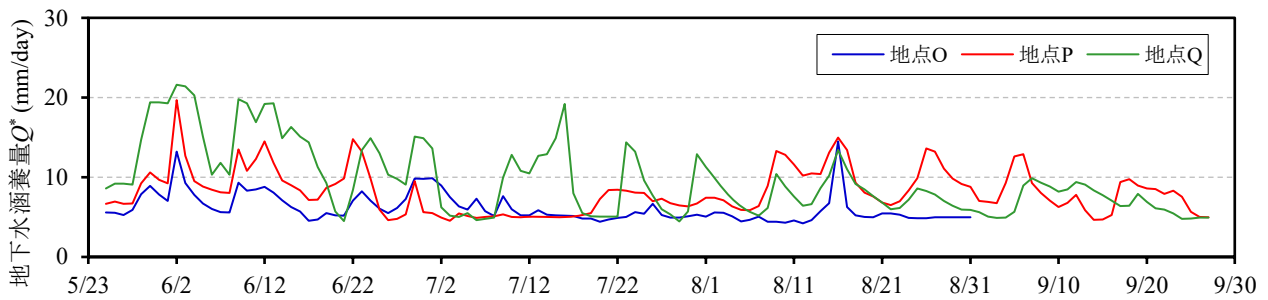


図-5 推定された灌漑期の地下水涵養量の経時変化

が認められた。そのため、浸透流解析のための各地点の地下水位には、その 1 次式による関係を用いて観測所 IV の日平均地下水位の変化から推定されたものを与えた。上述の図-4 には、観測所 IV での毎時の地下水位 h^* の変化を重ね合わせて示した。なお、地点 O での地盤高は T.P.25m、地点 P で T.P.23.4m、地点 Q で T.P.19.7m であり、これら地盤高に基づき各地点の地下水位 h を圧力水頭に換算した(地点 O では地下水位は約 5m 深さ、地点 P では約 4m 深さ、地点 Q では約 2.5m 深さである)。

解析期間は、地点 O では湛水深を調査した 2023 年 5 月 25 日から 8 月 31 日までとし、地点 P と地点 Q では 2023 年 5 月 25 日から 9 月 27 日までとした。なお、各地点の解析期間での湛水深の平均値と地下水位の平均値を用いて 1 年間の非定常解析を実施して初期状態を仮定した。そして、鋤床層底面における流速の値を用いて 1 日あたりの単位面積の地下水涵養量 Q^* (mm/day) を算出した。

5.3 地下水涵養量

図-5 は、浸透流解析から推定された各地点の地下水涵養量 Q^* の経時変化を示したものである。 Q^* は、地点 O では 5～10mm/day 程度の範囲で推移し、地点 P と地点 Q では 5～20mm/day 程度である。ただし、中干しの時期などで湛水が無い場合には地表面の圧力水頭は負値になると考えられるが、浸透流解析では圧力水頭をゼロに仮定しているため地下水涵養量には 5mm/day 程度が算出される。解析期間での地下水涵養量の平均は、地点 O では 6.1mm/day、地点 P で 8.2mm/day、地点 Q で 9.6mm/day であり、3 地点全体での平均は 8.1mm/day である。他地域における水田の地下水涵養量は既往検討の参考文献 4) と 5) にも記したが、例えば田中ら¹¹⁾は石川県の手取川扇状地を対象に水田の減水深と蒸発量の測定に基づき求めた地下水涵養量(参考文献 11)では水田浸透量としている)は 10～20mm/day 程度にあることを示している。即ち、本論文での浸透流解析による地下水涵養量の推定値は、他地域事例と比べても大差ないようである。ところで、対象地域の岐阜県揖斐郡大野町では、2021 年の場合を例に、水田のうち灌漑湛水する水稻栽培の面積¹²⁾は 438ha でありこの面積に平均の 8.1mm/day を乗じると、約 35,000m³/day の地下水涵養量が算出される。近隣の揖斐川による地下水涵養量は位況が低水位のときに 35 万 m³/day～170 万 m³/day 程度であることが得られていて、揖斐川に比べると対象地域での水田での地下水涵養量は数%～10%程度に対応する。

図-6 は、湛水深 H_b (日平均)と地下水涵養量 Q^* の関係を示したものである。図中に破線で近似線を示したように、地下水涵養量は湛水深を用いて概ね良好な関係で表現される。ただし、湛水深が大きい範囲では破線による関係からの差が顕著にあり、その原因等は不明であり今後の課題である。一方、図-7 は、地下水位 h (G.L.m)(ここでは地表からの深さ)と地下水涵養量 Q^* の関係を示したものである。地下水位が深くなるほど地下水涵養量が小さくなるようにもみられるが、地下水涵養量は地下水位と相関性が高くない結果であった。次に、図-5 に示した地下水涵養量 Q^* を目的変数、図-6 と図-7 の湛水深 H_b と地下水位 h (G.L.m) を説明変数にしたときの線形重回帰式を用いて、最小二乗法によって回帰分析を実施した。その結果、地下水涵養量は、 $Q^* = 95.6H_b - 0.67h$ の関係式によって良好に再現できることが認められた。この関係式によれば、 $H_b = 0 \sim 0.19\text{m}$ の範囲(図-6 参照)のとき地下水涵養量を 0～17.7mm/day の範囲で変化させ、 $h = \text{G.L.}-5.3\text{m} \sim \text{G.L.}-2\text{m}$ の範囲(図-7 参照)のとき 1.5～3.5mm/day の範囲で変化させる影響にある。即ち、地下水涵養量には地下水位に比べると湛水深が支配的に影響しているのではないかと考えられる。ところで、図-6 によれば、地点 O では湛水深の平均値が 0.03m であり地下水涵養量の平均値は 6.1mm/day、地点 P では 0.06m で 8.2mm/day、地点 Q では 0.07m で 9.6mm/day であり、平均的に湛水深が大きくなるほど地下水涵養量が多くなる。

5.4 水田底部の浸透現象

図-8 と図-9 はそれぞれ、地点 O～Q のそれぞれにおいて、浸透流解析で得られた圧力水頭 h_p の鉛直方向での分布と体積含水率 θ の分布を示したものであり、作土層、鋤床層、礫質土層を含む地表からの深さ 1m までの範囲で描いた。また、地下水涵養量が比較的多い場合(2023 年 6 月 2 日)と少ない場合(2023 年 7 月 8 日)を代表的に示し、図中にはそれぞれの場合での湛水深 H_b と地下水涵養量 Q^* を併記した。図-8 にと図-9 によれば、作土層では、 h_p は正値を示していて湛水深が大きくなるほど増加し、また、 θ は飽和体積含水率(表-2 の $\theta_s = 0.510$)の大きさを維持しているため、ほぼ飽和

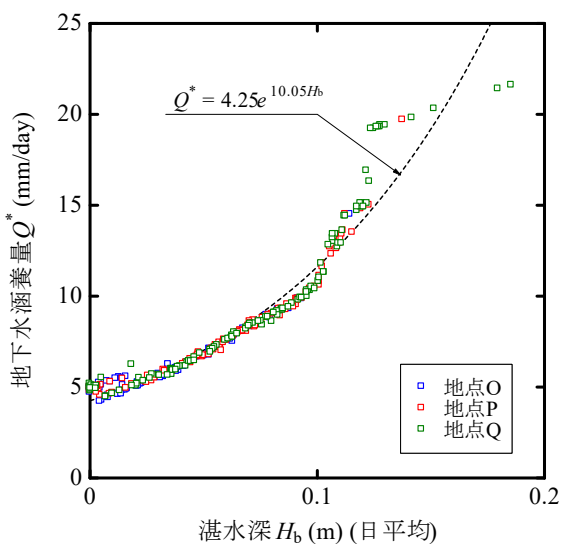


図-6 湛水深と地下水涵養量

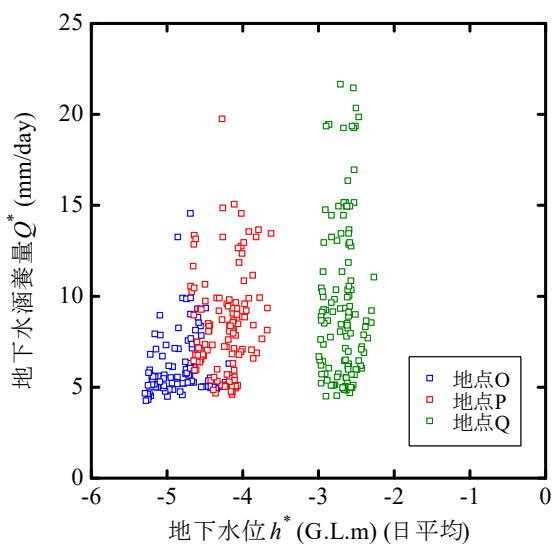


図-7 地下水位と地下水涵養量

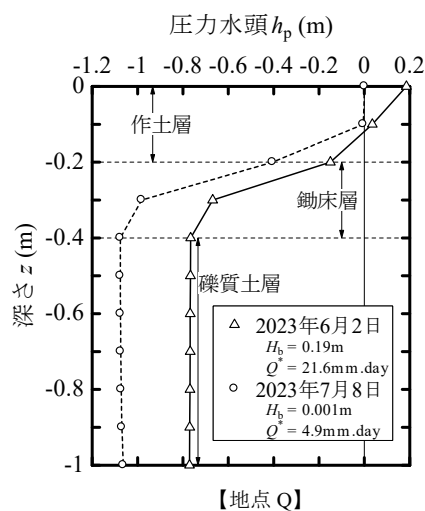
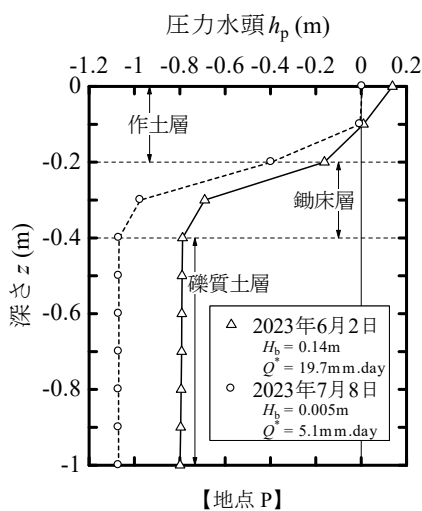
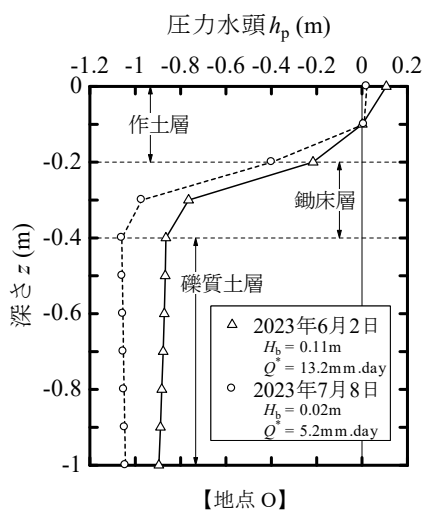


図-8 浸透流解析による圧力水頭分布

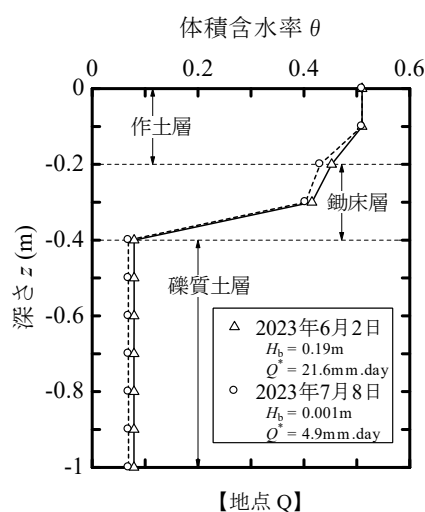
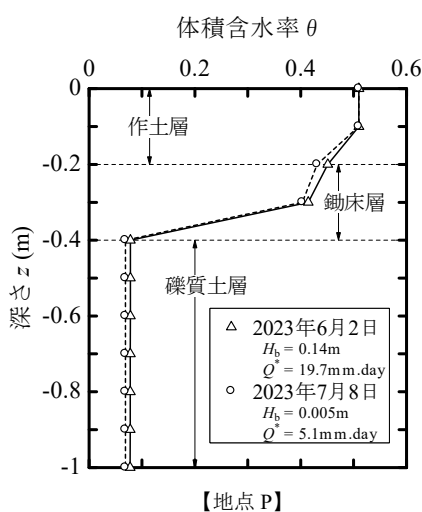
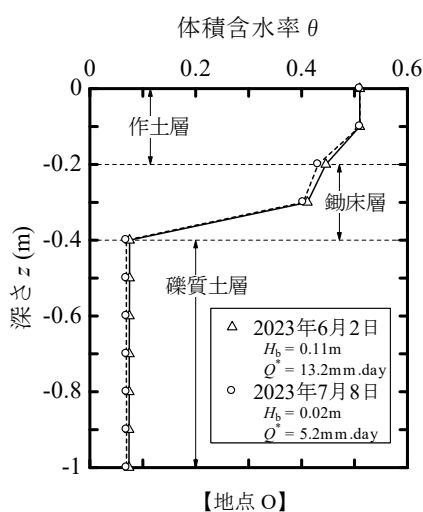


図-9 浸透流解析による体積含水率分布

状態にあると考えられる。これに対して、鋤床層と礫質土層では、 h_p は負値を示し、 θ は飽和体積含水率の値よりも小さくなり、不飽和状態にある。即ち、水田の表面付近では湛水の影響があって飽和浸透流が生じるが、その下部では保水性の低い礫質土層の存在が影響して不飽和浸透流が生じ易くなると考えられる。一方、図-8に基づき動水勾配を調べると、作土層や鋤床層では1~6程度の範囲にあり湛水深の増加に伴い大きくなる傾向にあるが、礫質土層では湛水深や地下水位の変化に依らず1程度を維持する特徴にある。

6. おわりに

本論文では、扇状地における水田の灌漑湛水時の地下水涵養量を評価するため、揖斐川扇状地を事例にして水田の透水性と保水性、灌漑期の湛水深のそれぞれを調査して特徴などを整理した。そして、浸透流解析に基づいて地下水涵養量を推定した。得られた事項を整理すると次のようである。

- (1) 水田の底部を作土層と鋤床層に大別して、鋤床層では現場飽和透水係数が $1 \times 10^{-6} \text{m/s}$ 程度で1オーダーの範囲の大きさであったが、作土層では $10^{-8} \sim 10^{-5} \text{m/s}$ のオーダーの範囲にあって調査地点によるばらつきがみられた。
- (2) 作土層と鋤床層の水分特性曲線は体積含水率が 0.35~0.5 程度の範囲のときに圧力水頭が 0~10m 程度の範囲で変化する特徴にあり、特に作土層の保水性が高めにあることが得られた。
- (3) 水田の灌漑時の湛水深は、調査地点にもよるが中干しのときのゼロに近い状態から最大で 0.2m までの範囲で変化する傾向にあった。また、地点によって中干し時期が異なるなど湛水管理の状況は様々であった。
- (4) 現場飽和透水係数、水分特性曲線、湛水深の調査値を用いて一次元不飽和非常浸透流解析を実施した結果、地下水涵養量は 5~20mm/day の範囲で変化し、また、平均的に 8mm/day 程度であることが推定された。
- (5) 浸透流解析に基づく、湛水時には作土層は飽和状態にあるが、鋤床層とその下部の礫質土層は不飽和状態が維持される様子にあった。そして、地下水涵養量には湛水深が支配的に影響する傾向が得られた。

今後、保水性が低く透水性が高い礫質土層の上部に保水性が非常に高く透水性が非常に低い鋤床層や作土層が存在する扇状地特有の地層構造において、特に水田底部から礫質土層の地下水位面に至るまでの浸透挙動の特性を更に検討する必要がある。

謝辞：本研究の一部は、公益財団法人河川財団の河川基金助成事業によって実施した。また、水田における調査に際しては大野町役場ならびに土地所有者のご協力を得た。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 井上 裕・神谷浩二・桑山浩幸・宮川省三・木口喬介：濃尾平野の揖斐川による地下水涵養機構の地域特性，河川技術論文集，Vol.26，pp.1-6，2020
- 2) 桑山浩幸・神谷浩二・井上 裕・小島悠揮：濃尾平野の長良川扇状地における河川と地下水の交流，河川技術論文集，Vol.27，pp.493-498，2021
- 3) 神谷浩二・川合厚志・井上 裕・小島悠揮：濃尾平野における渇水時の中小河川の地下水涵養特性，河川技術論文集，Vol.28，pp.331-336，2022
- 4) 神谷浩二・高見一輝・伊藤廉真・小島悠揮：濃尾平野扇状地における水田の透水特性と地下水涵養量，Kansai Geo-Symposium 2022 論文集，pp.41-46，2022
- 5) 伊藤廉真・神谷浩二・小島悠揮：濃尾平野の揖斐川・粕川扇状地における水田灌漑に伴う地下水涵養機能，Kansai Geo-Symposium 2023 論文集，pp.10-15，2023
- 6) 岐阜大学：平成 22 年度水資源適正利用調査検討業務報告書(岐阜県)，2011 および平成 23 年度水資源適正利用調査検討業務報告書(岐阜県)，2012
- 7) K. Noborio, Y. Ito, H. He, M. Li, Y. Kojima, H. Hara and M. Mizoguchi : A new and simple method for measuring in situ field-saturated hydraulic conductivity using a falling-head single cylinder, Paddy and Water Environment, Vol.16, No.1, pp.81-87, 2018
- 8) 竹下祐二・三木愛実・池田 結：簡易型変水位透水試験による現場飽和透水係数の原位置測定方法，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol.77, No.3, pp.314-324，2021
- 9) van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, Vol. 44, pp. 892-898, 1980
- 10) (財)国土技術センター：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)，pp.51-56，2012
- 11) 田中健二・瀬川 学・藤原洋一・高瀬恵次・丸山利輔・長野峻介：土砂崩壊に伴う高濃度濁水が手取川扇状地水田の地下水涵養機能に与える影響，水文・水資源学会誌，Vol.30, No.3, pp.173-180，2017
- 12) 岐阜県・岐阜県統計書：入手先<<https://www.pref.gifu.lg.jp/page/13401.html>> (参照：2023.12.1)

伏見地域における機械学習を用いた複数の揚水井が密集した被圧観測井水位の将来予測

○森谷 将成¹・尹 禮分²・宮崎 祐輔²・楠見 晴重²¹ 関西大学大学院理工学研究科・² 関西大学環境都市工学部

1. はじめに

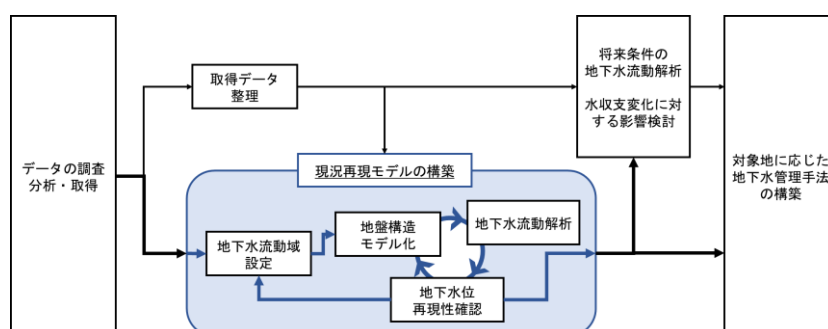
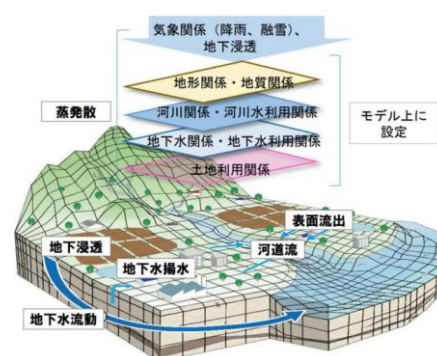
水は地球上に膨大に存在するものの利用しやすい水は時間的・空間的にも偏在し、地域間の水の輸送は容易には行えないことや、差別化を図ることが困難であることから、ビジネスが成立しづらい背景を持つ。このことから、日本では地下水維持を目的とした法整備が遅れ、多くの地域で罰則の無い地方自治体の条例に依存していることが現状である。

このことより、地下水の保全や持続可能な利用を図るに当たって、現在どのような地下水環境にあり、地下水のどのような機能を利用しているのか、実態を正確に把握することは非常に重要である。地下水保全の調査研究は、基本調査やモニタリングにより、地域の水環境の把握と評価を行う研究が様々行われてきた。主に、地下水位モニタリングや、水質分析、地下水賦存量調査などが挙げられ、段階的な調査と観測以外の手法による概要の推定を行い地下水の見える化を試みたものが多いように感じる。この結果から、将来の地下水の状況を予測して、保全計画に反映させることができるため、非常に重要な位置づけとされる。

調査の次の段階である、地下水管理手法の構築に向けては、水収支モデルを用いたシミュレーション計算を行って地域の水収支の再現、環境変化を考慮した将来予測の順に行うことが多く、この結果をもとに水循環や地下水環境・機能を保全し、利用するための具体的な方策を検討するものである。地下水管理手法提案に至るまでには、図-1 に示されるような構造のモデル化や再現性の確認などを繰り返し検討する必要がある²⁾、これらをすべて把握するには、前述の通り、長い期間を通した段階的な調査が求められる。

また、地下水に関わる問題は、異なる土地条件に依存しており、広域スケール、かつ変動性の顕著な複雑問題が重要になるものである。地下水の循環モデルの構築を行うには、一般的に図-2 に示されるように、降雨、融雪、蒸発散、表面流出、地下浸透、地下水流動、河川、地下水揚水、及び河川水と地下水の水交換などの水文プロセスを、地表水モデル・地下水モデルを基幹とした解析モデルに反映する必要がある³⁾。しかし、これらの手法では、不確実性が高い地盤モデルの是非や、多種多様なパラメータ設定の必要性、地下水を取り巻く社会様相の多面化への対応などの問題点が存在する。

さらに、本研究の対象地である京都市伏見地域では、2 km×2 km四方に 42 本もの揚水井が存在しており、狭い範囲から多くの地下水を取水している群井は国内でも極めて珍しい。このように、地質が複雑、かつ地域特有の文化が根付く日本で、各地域に応じた地下水の循環モデルの構築は、費用や時間を鑑みれば、困難と言える。

図-1 地下水管理手法提案までの検討手順²⁾図-2 水循環解析モデルの概念図³⁾

2. 研究目的

多くの酒造会社が立ち並ぶ伏見地域では古くから良質な地下水が存在する。豊かで水質的にも優れた伏流水が現在も酒造りの伝統を支えており、伏見地域の地下水資源を保全することは、環境の観点だけでなく、文化的な観点からも極めて重要である。しかし、近年都市化や市街地化が進み、アスファルト舗装や排水路の整備等により、地下水の涵養源

Prediction of future water levels in pressure monitoring wells in the Fushimi Area Using Machine Learning

Masaaki Moriya¹, Yebon Yun², Yuusuke Miyazaki², Harusige Kusumi² (¹Kansai University Graduate School, ²Kansai University)**KEY WORDS:** Aquifer Under Pressure, Machine Learning, Kyoto Basin, Ground Water

となる雨や雪の地下浸透量が大きく減少している可能性がある。また、過剰揚水の可能性も危惧されている。

図-3 は対象地域の揚水井位置を示したものである。伏見地域では、この狭いエリアから日本酒造りの過程で年間 140 万 t もの地下水を揚水しており、湧水量の減少、井戸の水位低下が危惧されている。また、日本全国においても、過剰な揚水に伴う地下水の塩水化や地盤沈下の事例が数多く報告されていることが現状である。



図-3 京都市伏見地域内の揚水井位置

そこで本研究では、比較的容易に取得できる特徴量のみから、機械学習を用いて地下水位の将来予測を実施し、精度の高いモデルを得ることで、地下水利用量の推定や揚水計画への寄与、現況再現モデルの構築の簡素化を目的とし、時系列予測の一手法として提案するものである。

機械学習の特徴として、学習モデル自らが大量のデータの中から本質的な情報の抽出を行うことが挙げられ、様々な分野で研究が進められているが、地下水位の予測に機械学習を適応した事例は少ない。また、適応を検討した事例であっても、短期間の将来予測のものや、降雨に影響を受けやすい浅井戸を対象としたのものであり、深井戸を対象とした地下水位の長期将来予測手法の事例はみられない。

3. 京都市伏見区内の井戸と地下水

対象地域内の井戸は、自由水面を有する不圧水をくみ上げている井戸である浅井戸、不透水層で挟まれた被圧地下水をくみ上げている井戸である深井戸に二分できる。浅井戸に比べて深井戸の地下水は、地上からの影響を受けにくく水質が安定しているため、伏見地域内でも日本酒造りによく用いられている。そのため、深井戸観測井では、図-4 に示されるような、振幅 1 m を超えるほどの急激な地下水位変動が、周期的に発生をしていることや、土日休日には地下水位が高止まりしていることが確認されており、地盤沈下の可能性や地下水枯渇が危惧されている。

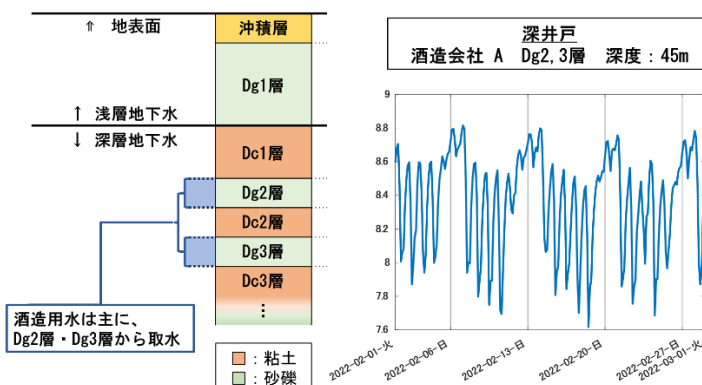


図-4 対象地域地質図と周期的な変動を繰り返す深井戸水位

4. 地下水位の観測

4.1 観測手法

地下水位を取得するために、水位を自動測定する自記水位計と、ロープ式手計水位計の 2 種を用いる。表-1 に示される 12 箇所の井戸に、米国オンセットコンピュータ社の HOBO ware 水位計を設置し、0 時、3 時、6 時、12 時、15 時、18 時、21 時の 1 日 8 回の水位を測定した。これらの井戸は、地下水の状態を把握するために設置された観測井であり揚水は行われていない。

この水位計ロガーは井戸の水面下に設置し、水位計測と温度の経時変化を長期間記録できるものである。水圧と大気圧、井戸の位置、ロガーの位置から、計測された水位の大気圧補正を行い、地下水位を導き出す。また、ロープ式水位計を用いて、計測時点での地表面からの地下水位までの距離を測定し、ダブルチェックすることで、取得データの信頼性向上に努めている。

表-1 自記水位計設置井戸の位置

番号	井戸深度	取水層
No.1	13m	Dg1
No.4	25m	Dg1
No.5	45m	Dg2,3
No.6	150m	Dg2,3,最深部
No.7	60m	Dg2
No.8	65m	Dg2,3,最深部
No.9	95m	最深部
No.10	15m	Dg1
No.15	25m	Dg1
No.16	45m	Dg2,3
No.17	25m	Dg1
No.18	45m	Dg2

4.2 地下水位モニタリング結果

図-5、図-6 は、伏見地域における代表的な 2 種の井戸を対象に、観測開始時から現在に至るまでの地下水位挙動の傾向を示したものである。浅井戸地下水位では、毎年、降雨量の増加する 4 月から 10 月にかけて、降水直後に急激な地下水変動を示す箇所が存在し、全体的に上昇傾向を示すことに対し、降雨量が減少する 11 月から翌年 3 月まで全体的に低下傾向を示している。これが、1 年の周期で連続的に発生していることから、当該地域の浅井戸観測井の地下水位は、当然ながら降雨の影響を著しく受けていることが確認された。

また、深井戸観測井では、浅井戸観測井と異なり 1 年を通して、水位の大きな上下運動が激しく繰り返されていることがわかる。また、長期休暇であるゴールデンウィークやお盆、年末年始の地下水位は周期的な上下運動を繰り返しながらも、高止まりしていることが確認された。

大きな水位変動の傾向としては、冬場の 11 月から 3 月にかけて地下水位が低下し、対して夏場の 7 月から 8 月にかけて地下水位が上昇していることがわかる。これは、日本酒の生産時期に影響を受けていると考えられる。冬場は気温が低いために、雑菌が繁殖しにくく麹菌の発酵が正常に進みやすくなることや、もろみは低温でゆっくり時間をかけて醗酵させることで味に深みが出るということから、寒い冬に仕込む酒は繊細な味わいが出しやすい。そのため、一般的に日本酒は、秋に収穫した新米を原料にして、冬から春にかけて本格的に造られるものである⁴⁾。つまり、酒を仕込む時期は 11 月～3 月に集中しているため、冬場は揚水量が増え地下水位が下がり、夏場は冬場に比べて日本酒生産量が少ないため、揚水量が減り地下水位が上昇する傾向にあると考えられる。よって、当該地域の深井戸観測井の地下水位は揚水の影響を顕著に受け、深層域特有の性質も持った地下水位挙動を示すことがわかる。

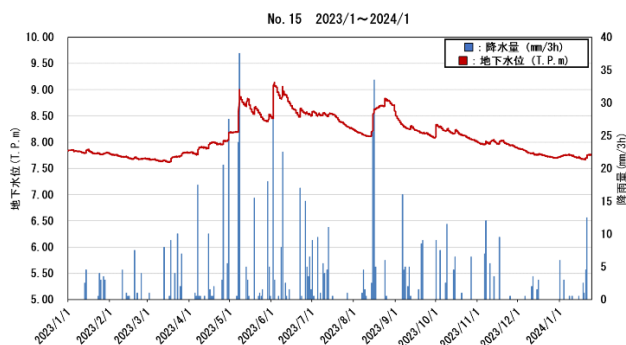


図-5 浅井戸地下水位モニタリング結果

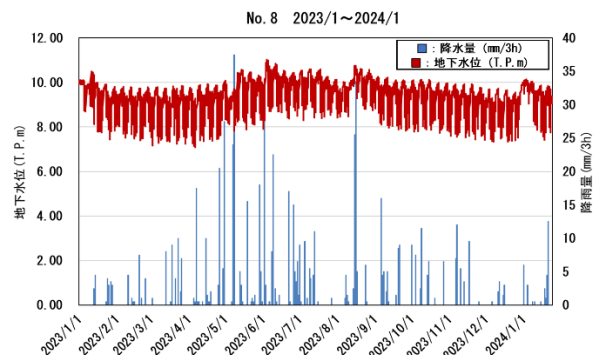


図-6 深井戸地下水位モニタリング結果

5. 地下水位将来予測手法の検討

そこで、当該地域の特徴的な挙動を示す観測井を対象とし、機械学習による局所的な地下水位の将来予測を行った。本研究で提案するモデルは、機械学習の 1 種で非線形性の強い問題に有用である SVR と、線形回帰を組み合わせてモデル予測を行った(以下、Hybrid モデル)。

5.1 機械学習

機械学習の定義はいろいろと試みられているが、神鷹⁵⁾は、サミュエル (A. L. Samuel) の 1959 年に一般紙に対するインタビューを参考に、“コンピュータの動作をすべて人手で作上げたプログラムによって決定する代わりに、問題に合わせて選んだ手法とデータを例示として与えることにより、利用者が望む動作を引きだそうとする試み”と定義した。

本研究では、機械学習の中でも大きく振動するデータに強く、比較的パラメータ設定の必要性が少ない、サポートベクター回帰 (SVR : Support Vector Regression)⁶⁾ を用いて、大量のデータの中から本質的な情報の抽出 (パターン認識) を行い、将来の水位変動を予測可能にすることを目指すものである。

例えば、SVR は、最近の COVID-19 感染者数の時系列予測のために⁷⁾、また、石油掘削に関して小サンプル数によるコスト推定のため⁸⁾に、生活習慣病死亡率の要因分析のために⁹⁾、利用されている¹⁰⁾。

5.2 サポートベクター回帰 (SVR : Support Vector Regression)

図-7 はサポートベクター回帰 (SVR) の考え方を示したものである。SVR とは、サポートベクターマシン (SVM : Support Vector Machine) を回帰分析に応用したものである。SVM は元々 2 値分類を解くために開発されたアルゴリズムであり、カーネル関数の柔軟性から分類問題では定番と言えるほど広く用いられているアルゴリズムである。特徴は、線形・非線形事象のデータを扱うことができる点にある。図-7 に示される不感度係数 (ϵ) を用いて、誤差の許容範囲を設定することで、当該範囲内のデータは誤差を 0 とみなし、ノイズの影響を調整することができる¹¹⁾¹²⁾。SVR の回帰式は、入力変数 x 、重み係数 w 、バイアス b 、分類面までの距離 ξ 、正則化係数 C を用いて表すことが可能で、重みの最小化と誤差の最小化を両立することで、最適な回帰結果に迫るものである。

5.3 本研究で用いた解析手法

図-8 は、本研究で用いたモデルの予測方法を示したものである。Hybrid モデルとは、線形回帰を用いてモデルの形状を予測し、予測値と実測値の誤差を SVR によって補正を行うものである。これによって、線形回帰によりモデルの全体像をつかみながら、SVR による微調整を行う（誤差を小さくする）ことで、安定かつ精度の高いモデル予測が可能となる。さらに、説明変数に過去の水位変動データに加えて、日付データを用いた。月日時間、曜日データ、休日データを個々に足すことで、季節性を与え、将来予測時の振幅を精度良く表すことを検討した。ここでいう休日データとは、休前日、休日、連休を示したものである。また、データについてはすべて標準化を実行した。

精度指標は、RMSE（Root Mean Square Error）と、本論文で独自に作成した Ac（正解率）を用いる。Ac とは、実測値に対して振幅の平均値の半分までの誤差を許容値とし、許容値内に収まる予測値については正解とするもので、許容値に収まるテストデータの割合を、Ac と定義した。また、急変動した水位に対しては、許容値を緩く設定するものとする。本研究では、扱うデータ対象に幅を設け、用いるデータの数の変更や、特徴量の増加などを行い、1 か月先や1 年先などの将来予測の可能性を探った。ある一定数の水位変動データから、将来地下水位を予測するモデルで、データセットを作成し、学習データとテストデータを作成する。なお、モデルの汎化性能向上のため、ブーストラッピングサンプリングを適応し、バギングを常に行う。ここで、学習器の数とサブセットの数は、指定した範囲内でランダムに設定されるものとする。

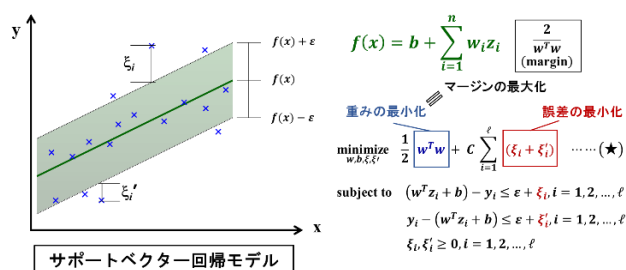


図-7 サポートベクター回帰（SVR）の概念図

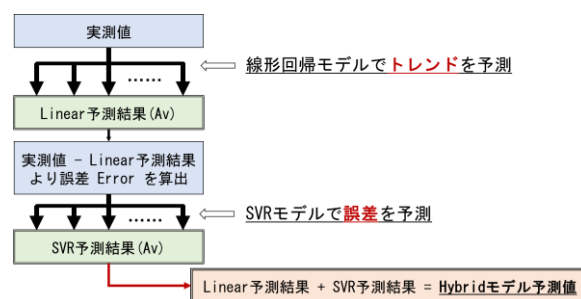


図-8 Hybrid モデルの概念図

6. 予測結果

図-9 に水位予測モデルの詳細を示す。X days のデータ数を用いて、Y day 先の地下水位を予測するモデルを作成し、X・Y の値を変動させることで、各観測井における将来的な地下水位変動を予測するモデルの構築を検討した。ここでは、短期予測と長期予測で各々に適したモデルを模索する。

対象井戸は、比較的周期的な水位変動をする深井戸 No.7 を対象とする。取水層は Dg2 層、ストレーナー深度は 60 m、使用するデータは、2011 年 7 月 19 日からの 3 時間おきのデータで、欠損値を除く 30,815 個である。

短期予測と長期予測の大きく 2 つに分類し、それぞれに特化したモデルを以下に、提案する。

6.1 日付データを挿入した短期予測結果

使用するデータ数 X を 1/2 日分から、増減することで、精度への影響を検証した。精度比較図を図-10 に示す。将来予測の幅 Y を 30 日に固定をした時、使用するデータの個数を増やせば、過学習を起こさない限り、精度は向上することがわかった。最も精度が良い条件は X = 120 日分のときであり、この場合、SVR 単独モデルに比べて Hybrid モデルが高い精度を呈していることが確認された。また、SVR 単独モデルでは、30 日以降過学習が発生しているが、Hybrid モデルでは発生しておらず、過学習を起こしにくいモデルであることも確認された。

図-11、図-12 に、日付データの有無の違いによる各予測方法での、精度の値と処理時間を示す。日付データを挿入することにより、精度が大きく向上しただけでなく、処理時間を大きく削減可能であることが確認された。これは、揚水に起因する水位変動が日付データにより説明されたことを意味する。

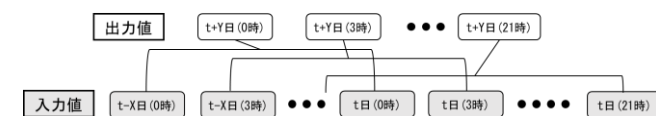


図-9 水位予測モデルの詳細

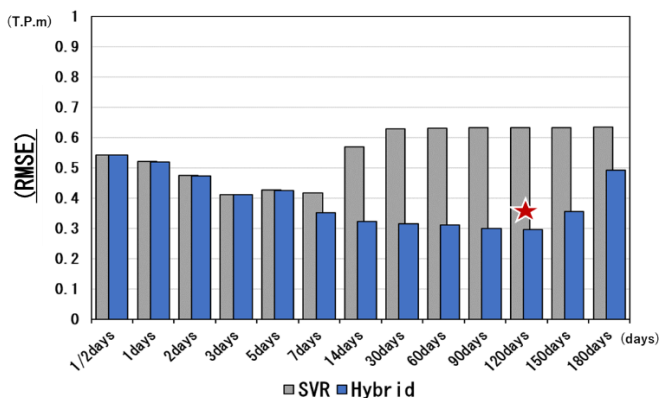


図-10 用いるデータ数(X)変更による精度比較図

また通常、様々な種類のデータを用いた場合、特定の特徴量が他の特徴量に対して過度に影響を与える可能性が高く、処理時間が大きくなることが多いが、本検証では、地下水位のみ（ $X=16$ ）で検証を行った場合と比べても、処理時間が短縮されていることを確認している。つまり、揚水データを使わずとも、水位予測可能であることが示唆された。

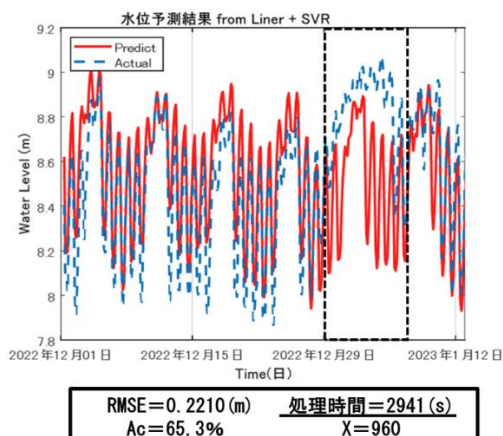


図-11 地下水位予測結果（水位のみ）

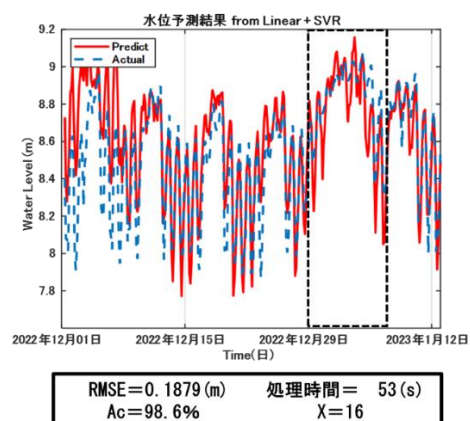


図-12 地下水位予測結果（日付あり）

6.2 極値のみを用いた長期予測（1年）結果

長期予測を行うにあたり、詳細な予測は不確実性が高く、一般的なトレンドや大まかな動向を把握する予測の需要が高い。特に、本研究では日々大きく変動する地下水位を対象としており、概略的な予測（今後水位が減らないか）が求められている。

そこで本項では、1年先の長期予測において、精度向上を目的として全ての地下水位データのうち極大値・極小値の2つを抽出し、極大値のみ、極小値のみを用いた1年先の将来予測を行った。極値の抽出過程を図-13に示す。極値に至るまでの水位を用いないことで、ノイズに強いモデルが期待される。

図-14に、極値のみを用いた将来予測結果を、図-15に6.1で採用したモデルでの結果を示す。従来モデルでは、1年後の予測においてRMSE値が0.38mであり、特に夏季において予測値と実測値の間に乖離が見られる。一方、図-14に示されるように、極値を用いた予測では、特に極大値において、RMSE値は0.191mを取り、予測値が実測値に沿った値を示している。また、極小値に関しても、RMSEは0.356mと変化がないように見えるが、どの期間においても従来手法に比べて、トレンドを捉えた結果となっている。特に夏季の予測結果を比べると、水位が高い箇所で過小評価され、水位が低い箇所で過大評価される事象が改善されていることがわかる。

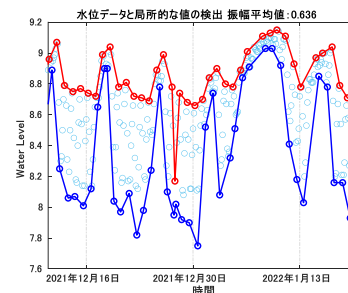
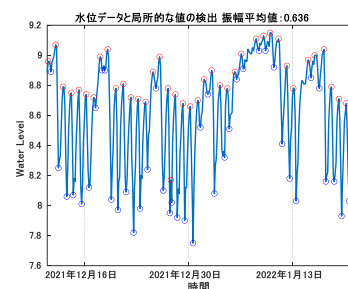


図-13 極値の抽出

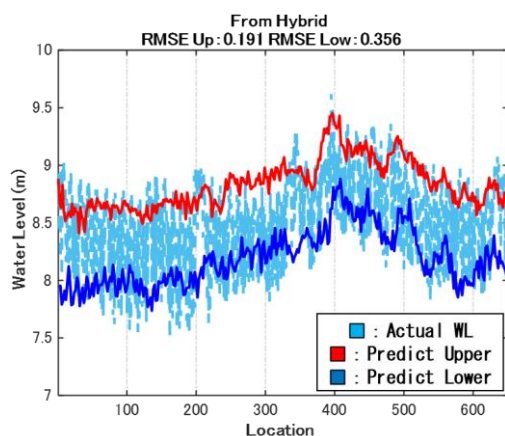


図-14 極値のみを用いた水位予測結果

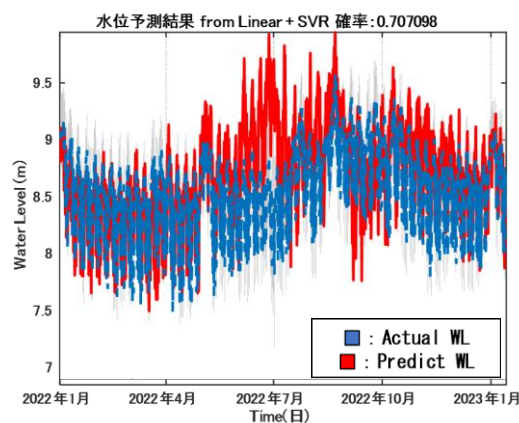


図-15 従来手法での水位予測結果

7. おわりに

本研究では、2 種の井戸（浅井戸・深井戸）について、地下水位変動に起因する外的要因について検討し、地下水位の将来予測モデルの作成に取り組んだ。直近のデータを用いた場合、線形回帰や SVR の各単独モデルよりも、本研究で提案した両者を組み合わせた Hybrid モデルの場合のほうが、精度が高くなり、大量のデータを用いた場合でも、過学習を起こしにくい安定したモデルであると示された。本研究の短期予測モデルでは、30 日先の将来予測時において、水位の振幅を精度良く現すことが可能になった。さらに、日付データの挿入により、用いるデータ数を大幅に削減しても、精度の低下が確認されず、解析時間が 2941 (s) から 53 (s) へ減少したため、大幅な解析時間の短縮に成功した。これにより、欠損値が多い井戸において、精度を大きく落とすことなく予測が可能となった。また、長期予測結果においても、極大値と極小値の 2 つに分けて予測を行うことで、通常予測時より、精度が向上しているほか、既往の研究でも課題とされていた、与えた最新のデータに、結果が引き寄せられる現象を解消できたことが確認されたことから、一定の効果は得られたと考える。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、貴重な資料や意見を提供してくださった伏見酒造組合の方々、並びに京都市役所の方々のご協力に謝意を表明する。

参考文献

- 1) 千葉知世：日本の地下水政策～これまでとこれから，グローバルネット 2019 年 11 月号特集／忘れられた地下水問題～持続可能な地下水の保全と利用に向けたガバナンスとは～，グローバルネット 348 号，2019.
- 2) 川崎市：沿岸平野（川崎市）のケーススタディ，「地下水保全」事例集～地下水保全と持続可能な地下水利用のために～，pp.80-82，2024.
- 3) 内閣官房 水循環政策本部事務局：地下水の実態把握(地域特性の整理・現地観測による概要把握)，第 3 回地下水マネジメント研究会，2023.
- 4) 広常正人：変わり行く日本酒，生物工学会誌，92.4，pp.184-187，2014.
- 5) 神畠敏弘：変わりゆく機械学習と変わらない機械学習入手先，日本物理学会誌，第 74 巻，第 1 号，pp.5-13，2019.
- 6) Drucker, H.・Burges, C.C.・Kaufman, L.・Smola, A.・Vapnik, V. : Support vector regression machines, in advances in neural information processing systems 9, NIPS 1996, pp.155-161, MIT Press, 1997.
- 7) Parbata, D.・Chakraborty, M. : A python based support vector regression model for prediction of COVID19 cases in India. Chaos, Solitons Fractals, Vol.138, 2020.
- 8) Robnik-Šikonja, M.・Kononenko, I. : Theoretical and empirical analysis of ReliefF and RReliefF, Mach Learn, Vol.53, No.1-2, pp.23-69, 2003.
- 9) 鈴木孝弘・田辺和俊：サポートベクター回帰による生活習慣病死亡率の要因分析，東洋大学紀要 自然科学篇= JOURNAL OF TOYO UNIVERSITY NATURAL SCIENCE, Vol.66, pp.97-110, 2022.
- 10) 木村 延明・皆川 裕樹・福重 雄大・馬場 大地：サポートベクター回帰を用いた水位予測モデルの低平地用排水管理における精度検証，水工学論文集第 67 巻，第 78 巻，第 2 号，pp.139-144, 2022.
- 11) Schölkopf, B.・Smola, A. : Learning with Kernels: Support Vector Machines, Regularization, Optimization, and Beyond, MIT Press, 2002.
- 12) Witt, M.・Castro, J.・Palenzuela, A.・Gago, J・Alonso, M. : A machine learning approach for reducing irrigation water use in agriculture using weather data and soil moisture content, Agricultural Water Management, 235, pp.106-156, 2020.

Suffusion を考慮したダルシー流速に基づく浸食モデルの応答

○酒井郁弥¹・田村彩奈¹・高山裕介²・橘伸也²・竹山智英¹¹神戸大学工学研究科市民工学専攻・²神戸大学都市安全研究センター

1. はじめに

近年、気候変動による豪雨がきっかけで堤防などの治水・利水構造物を構成する細粒子が浸透流に乗って外部へと流れだす Suffusion と呼ばれる現象が問題となっている。例えば、吉川ら¹⁾は平成 24 年 7 月の九州北部豪雨による矢部川において、これまでは越流による破堤が多かったのに対し、浸透流のみでの破堤が起きたことを報告している。Suffusion が地盤に与える影響を評価するためには、Suffusion 過程を表現できる数理モデルを開発することが必要である。

そこで本研究では、浸透流により地盤中の細粒土が流出する Suffusion 現象を、飽和地盤を 4 成分（固相の骨格構造と浸食性細粒土、液相の流動化粒子と純流体）からなる 2 相混合体とみなして支配方程式を定式化した。定式化した支配方程式のうち流速を表現する式は、一般的なダルシーの法則を用いた場合の式と異なる式となったことから、導出した支配方程式を用いて有限要素法による一次元浸透解析を実施し、一般的なダルシーの法則を用いた場合との差異について分析した。

2. 浸食過程の支配方程式

本研究では、飽和多孔質媒体を 4 構成要素からなる固相と液相の 2 相混合体と考え、固相、液相間における細粒分の質量の出入りによって浸食を表現した。本章では浸食過程の支配方程式を質量保存則及び運動量保存則から導出している。

2.1 土の浸食モデル

Schaufli et al. (2013)²⁾は飽和多孔質媒体を固相と液相の 2 相、そして固相を骨格粒子 ss と浸食性粒子 se 、液相を流動化粒子 fp と純流体 ff の 4 構成要素からなる連続体モデルを提案した。ここでは骨格粒子は土骨格を形成する、浸食作用を受けない粗粒分を指し、浸食性粒子は土骨格の形成に寄与しない、浸食作用を受ける細粒分を指す。このとき、純流体は液相中における液体を指し、流動化粒子とは液相中で流体のようにふるまう、浸食された細粒分を指す。この考え方に基づき、浸食性粒子 se および流動化粒子 fp の質量の交換によって細粒分の浸食を表現する。構成要素 $i=\{ss, se, fp, ff\}$ の体積分率 n_i を次式で定義する。

$$n_i = \frac{dV_i}{dV} \quad (1)$$

ただし、 dV は混合体の微小体積、 dV_i は各構成要素の微小体積を表す。このとき、相密度 $\bar{\rho}_i$ は体積分率 n_i と真密度 ρ_i の積で表せる。また、間隙率 ϕ 、細粒分含有率 f_c 、濃度 c をそれぞれ次のように定義する。このとき、濃度 c は液相体積に対する流動化粒子の体積分率を表す。

$$\phi = \frac{dV_{fp} + dV_{ff}}{dV}, \quad f_c = \frac{dV_{se}}{dV_{ss} + dV_{se}}, \quad c = \frac{dV_{fp}}{dV_{fp} + dV_{ff}} \quad (2)$$

また、真密度が一定であるとする、ある時刻 t において領域 V_t を占める構成要素 se の質量 m_i の物質時間微分は式(3)になる。

$$\dot{m}_{se}^{(s)} = \frac{D_s}{Dt} \left(\int_{V_t} \bar{\rho}_{se} dV \right) = \int_{V_t} \rho_{se} \left\{ \frac{\partial n_{se}}{\partial t} + \text{div}(n_{se} \mathbf{v}_s) \right\} dv \quad (3)$$

このとき、 $\mathbf{v}_s$ は固相の速度、 $\bar{\rho}_{se}$ は浸食性粒子の相密度、 ρ_{se} は浸食性粒子の真密度、 n_{se} は浸食性粒子の体積分率を表す。ここで、式(3)の右辺にある中括弧内の項 $\partial n_{se} / \partial t + \text{div}(n_{se} \mathbf{v}_s)$ は単位体積当たりの質量変化を表す項であり、これを $\hat{n}$ と置く。

2.2 質量保存則

質量保存則より、 ss, ff, se, fp の質量 m_i について本研究のモデルでは、 ss と ff は質量が保存され、浸食性粒子と流動化粒子では質量交換が行われるため式(4)の関係が成り立つ。

Response of the erosion model based on Darcy flow velocity with suffusion effect

Sakai Fumiya¹, Tamura Ayana¹, Takayama Yusuke², Tachibana Shinya², Takeyama Tomohide¹(¹Department of Civil Engineering, Graduate School of Engineering, Kobe University, ² Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University)

KEY WORDS : Suffusion, Seepage, Saturated soil, Darcy's law

$$\dot{m}_{ss}^{(s)} = 0, \dot{m}_{ff}^{(f)} = 0, \dot{m}_{se}^{(s)} + \dot{m}_{fp}^{(f)} = 0 \quad (4)$$

式(4)と領域 V_i の任意性から、式(5)の連続条件式が得られる。このとき、 $\mathbf{w}$ は $\mathbf{w} = \phi(\mathbf{v}_f - \mathbf{v}_s)$ で定義されるダルシー流速である。ただし、 $\mathbf{v}_f$ は液相の速度である。

$$\text{div}(\mathbf{v}_s) + \text{div}(\mathbf{w}) = 0 \quad (5)$$

また、各構成要素の質量の物質時間微分を $\hat{n}$ を用いて表すと、固相の質量変化は式(6)、浸食性粒子の質量変化は式(7)、流動化粒子の質量変化は式(8)のようになる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \mathbf{v}_s \text{grad}(\phi) - (1 - \phi) \text{div}(\mathbf{v}_s) + \hat{n} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial f_c}{\partial t} + \mathbf{v}_s \text{grad}(f_c) + \frac{\hat{n}}{1 - \phi} (f_c - 1) = 0 \quad (7)$$

$$\frac{\partial f_c}{\partial t} + \mathbf{v}_s \text{grad}(c) + \frac{\hat{n}}{\phi} (1 - c) = 0 \quad (8)$$

2.3 運動量保存則

オイラーの第一法則より、領域内の運動量変化率は式(9)となる。ただし、領域 V_i を占める α 相(固相及び液相)に対して、境界 S_i に作用するコーシー応力ベクトルを $\mathbf{t}_\alpha$ 、物体力ベクトルを $\mathbf{b}$ 、相間の相互作用力ベクトルを $\hat{\mathbf{s}}_\alpha$ とする。

$$\left(\int_{V_i} \bar{\rho}_\alpha \mathbf{v}_\alpha dv \right)' = \int_{S_i} \mathbf{t}_\alpha d\mathbf{a} + \int_{V_i} \bar{\rho}_\alpha \mathbf{b} dv + \int_{V_i} \hat{\mathbf{s}}_\alpha dv \quad (9)$$

これを $\hat{n}$ を用いて局所表示すると、混合体の運動方程式と液相の運動方程式は以下のように導ける。

$$\rho \dot{\mathbf{v}}_s - \rho_s \hat{n} (\mathbf{v}_f - \mathbf{v}_s) = \text{div} \boldsymbol{\sigma} + \rho \mathbf{g} \quad (10)$$

$$\mathbf{w} = - \left(1 - \frac{k \rho_{fp} \hat{n}}{\rho_f g \phi^2} \right)^{-1} \frac{k}{\rho_f g} \left(\frac{\partial p_w}{\partial \mathbf{x}} - \rho_f \mathbf{b} + \rho_f \dot{\mathbf{v}}_s - \frac{\rho_{fp} \hat{n}}{\phi} \mathbf{v}_s \right) \quad (11)$$

ただし $\mathbf{t}_\alpha = \boldsymbol{\sigma}_\alpha \cdot \mathbf{n}$ 、 $\hat{\mathbf{s}}_f = -\phi^2 \rho_f g (\mathbf{v}_f - \mathbf{v}_s) / (k + p_w \partial \phi / \partial \mathbf{x})$ 、 $\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}_s + \boldsymbol{\sigma}_f$ 、 $\rho = (1 - \phi) \rho_s + \phi \rho_f$ 、 $\rho_f = c \rho_{fp} + (1 - c) \rho_{ff}$ 、 $\boldsymbol{\sigma}_f = -\phi p_w \mathbf{I}$ である。また、 k は透水係数、 g は重力加速度である。ここで、本研究では式(11)の以下の部分を見かけの透水係数 k' と定義する。

$$k' = \left(1 - \frac{k \rho_{fp} \hat{n}}{\rho_f g \phi^2} \right)^{-1} \frac{\rho_{ff}}{\rho_f} k \quad (12)$$

3. 数値解析

今回の数値解析には式(5)-(8), (9), (10), (11)を用いる。式(5), (8), (10)に対して有限要素法による空間離散化を用い、更に式(8)に対しては SUPG 法³⁾を用いる。また、簡単のために変形は考慮せず、各式へ $\mathbf{v}_s = \mathbf{0}$ を代入し、解析を実行する。本研究では、流速として式(11)を用いた場合と、比較として以下で示される一般的なダルシー流速を用いた場合に対して解析を行った。

$$\mathbf{w} = - \frac{k}{\rho_{ff} g} \left(\frac{\partial p_w}{\partial \mathbf{x}} - \rho_{ff} \mathbf{b} \right) \quad (13)$$

3.1 下向き1次元浸透解析

図-1 のように上面と底面を排水条件として上面から下向きに水を浸透させる解析を実行する。奥行を 0.1m、流入面での細粒土の濃度を 0 とする。今回、細粒土の浸食モデルは式(14)を用いる。

$$\frac{\partial f_c}{\partial t} = -p_1 (f_c - f_{c\infty}) |\mathbf{w}|^{p_2} \quad (14)$$

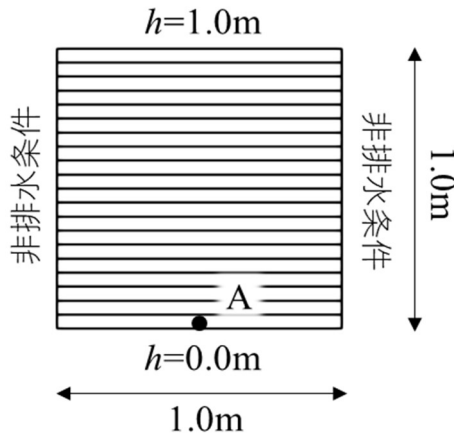


図-1 下向き1次元浸透流解析条件

表-1 各種パラメータ

土粒子比重 G_s	2.645
初期細粒分含有率 f_{c0}	0.15
終局細粒分含有率 $f_{c\infty}$	0.05
透水係数 k (m/s)	0.0005

図-1 に示されている h はその地点での全水頭を表す。また、浸食パラメータとして $p_1 = 0.0001(\text{min}^{-1})$, $p_2 = 0.1$ を用いる。更に、解析を実行する上で用いるパラメータを表-1 に示す。

本研究では、流速として式(11)を用いた場合と式(13)を用いた場合について浸透流解析を実行した。式(11)を用いたケースを CASE1, 式(13)を用いたケースを CASE2 とした。Suffusion を考慮したダルシー流速に基づく浸食モデルの応答として、得られた累積浸食土量及び透水係数の経時変化を図-2 及び図-3 に示す。累積浸食土量とは、浸食の結果外部へと流出した細粒分の重量のことを指し、要素ごとの浸食土量を算出して総和をとっている。また、図-3 の値は図-1 で示されている A 地点での数値となる。図-3 において、CASE2 は式(13)を用いた場合の透水係数の経時変化であり、透水係数は常に一定値をとるのに対し、CASE1 は式(12)で示した見かけの透水係数の経時変化である。

図-2 の累積浸食土量に関しては、CASE1 も CASE2 も Suffusion 開始初期は急速に増加し、その後一定値になる。また、図-3 の見かけの透水係数に関して、CASE2 では一定の値をとるのに対し、CASE1 では初期段階で急速に増加した後、徐々に漸近していき、やがて一定の値をとっている。これは、Suffusion の進行に伴って、液相の真密度である ρ_f の値が変化するためであると考えられる。つまり、浸食が進行することによって液相中における濃度 c が増加し、それによって液相の密度も増加するため、式(12)に示した見かけの透水係数が増加していくが、やがて図-2 で示されているように、終局細粒分含有率に近づくにつれて浸食されにくくなっていくため CASE2 のグラフに漸近していくのである。このことから、本研究で導出したダルシー流速を用いた場合、一般的なダルシー流速を用いた場合と比較して、比較的初期では透水性が小さくなることが分かった。

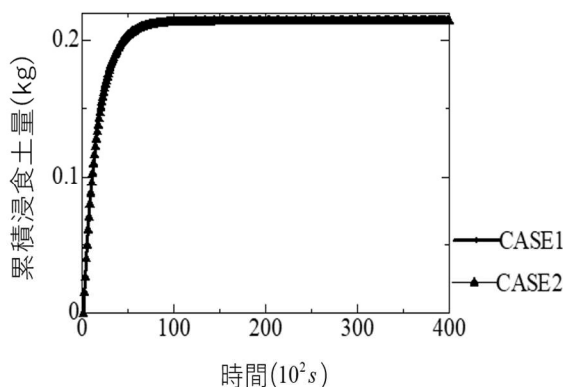


図-2 累積浸食土量の経時変化

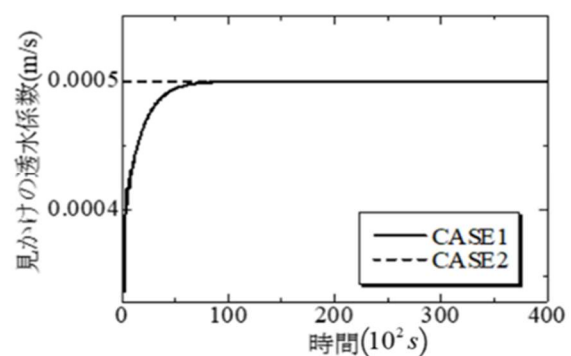


図-3 見かけの透水係数の経時変化(点 A)

4. 結論

Schaufler et al. (2013)²⁾が提案した連続体モデルを参考に、相間での質量交換を考慮して、質量保存則と運動量保存則から支配方程式を定式化した。さらに、定式化した支配方程式を用いて下向き 1 次元浸透解析を実行し、ダルシー流速の表現式として一般的なダルシーの法則を用いた場合との差異について分析した。その結果、図-3 で示したように、本研究で導出したダルシー流速を用いた場合、一般的なダルシー流速を用いた場合と比較して、比較的初期では透水性が小さくなることが分かった。

参考文献

- 1) 吉川高広・野田利弘・小高猛司・崔瑛：堤防の浸透破壊に関する模型実験の空気～水～土連成有限変形シミュレーション，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.75，No.2 (応用力学論文集 Vol.22)，I_379-I_388，2019
- 2) Schaufler, A., Becker, C. and Steeb, H.: Infiltration processes in cohesionless soils, Journal of Applied Mathematics and Mechanics, Vol.93, pp.138–146, 2013
- 3) Brooks, A. and Hughes, T.: Streamline upwind, Petrov-Galerkin formulations for convection dominated flows with particular emphasis on the incompressible Navier-Stokes equations, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg, Vol. 32, pp.199-259, 1982

不均一斜面内の水みちの形成と時間変化に関する模型実験

○齋藤雅彦¹・左官優哉¹¹神戸大学大学院 工学研究科

1. はじめに

近年において、地球規模の気候変動に起因すると考えられる豪雨が多発し、これに伴う土砂災害が毎年のように頻発している。国土交通省が公表している土砂災害警戒区域は全国で約 70 万箇所（令和 5 年度末）¹⁾、そのうちの人家 5 戸以上は約 20 万箇所であるが、これに対して被害軽減対策が行われた区域は、4 万 5 千区域（22.2%）に留まっている²⁾。限られた予算のもと、効率的な災害対策を講じるためには、潜在的な危険度を可能な限りの確に評価する必要があるが、その前提として、崩壊のメカニズムを明らかにすることはきわめて重要である。

ここで、斜面の安定性に密接にかかわる地盤物性値（透水係数等）は、空間的に大きなばらつきを有する。また、このような不均一場においては、「水みち」と呼ばれる局所的に流速の大きな部分が発生する^{3)~5)}。この水みちを介して、豪雨時に斜面内の細粒分が流出するなど、物性値（透水性や強度）が変化することがある。しかしながら、通常はこのような不均一性、あるいは水みちが考慮されることはなく、モデル化の際には各層の地盤物性値等は空間的に均一と仮定される。これは、物性値の空間分布に関する詳細な情報を得ることは事実上不可能なためであるが、当然のことながら物性値の時間変化も無視せざるを得ない。

本研究では、斜面内浸透場の不均一に伴う水みちの存在に着目し、その流量分布や時間変化について、模型実験により定性的／定量的に把握することを試みた。

2. 実験方法

2.1 実験装置の概要

本研究で使用した実験装置の概要および写真をそれぞれ図-1、写真-1, 2 に示す。模型斜面の勾配は 20°、層厚は 12cm、斜面長さは 60cm、奥行きは 64cm であり、上流端と下流端はフィルター材等の使用を避けるためになだらかな勾配を形成している。上流端の水位は 8~9cm に維持し、下流端については、奥行方向に設置間隔 2cm（32 等分）で厚さ 1mm のアクリル製仕切り板を設置し、下流端の底面からチューブを通じてそれぞれの領域からの浸出水を計 32 本のペットボトルに集め、一定時間における流量を測定した。

2.2 試料

本研究で使用した土試料の物性値を表-1 に示す。試料はまさ土を主とする建設残土であり、20%程度のレキ分を含む比較的透水性の良い材料であるが、細粒分も 20%程度含まれている。これを装置に充填する際には、できるだけ自然な不均一性を与えるために無作為に充填した。また、充填した時期は 2022 年 12 月であり、2023 年 1 月に試験的に通水後、装置の水漏れ等の修正を経て、約 11 ヶ月が経過した 2023 年 11 月から本実験を開始した。

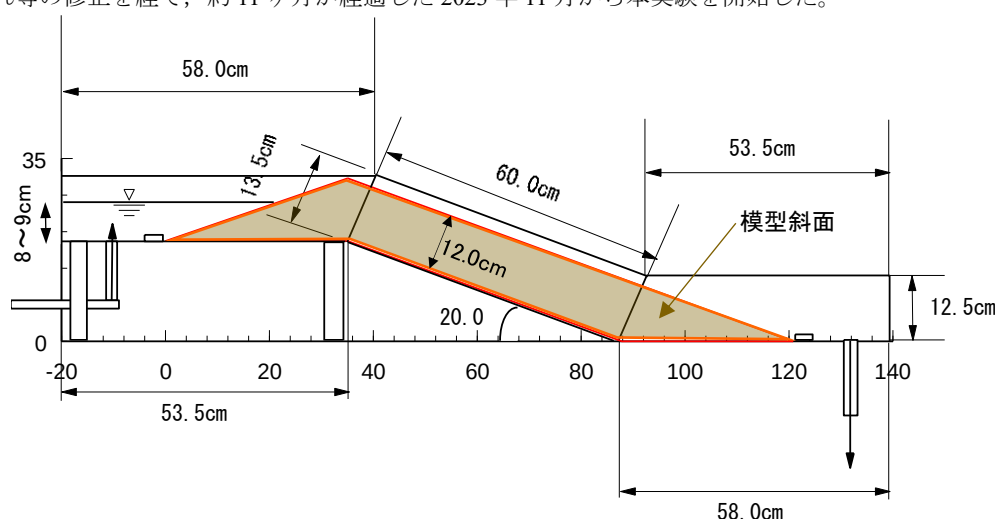


図-1 実験装置の仕様

Model Experiments on Formation and Temporal Variation of Water Path in a Non-uniform Slope

Masahiko Saito¹, Yuya Sakan¹, (¹Kobe University)**KEY WORDS:** Slope, Non-Uniformity, Water Path, Model Experiments



写真-1 試料充填時の状態



写真-2 下流端の仕様

表-1 試料の物性値

土粒子密度 ρ_s	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	最大含水比 w_{opt}	最大粒径
2.7 g/cm ³	1.9 g/cm ³	13.0%	9.5 mm
礫分含有率 G_c	砂分含有率 S_c	細粒分含有率 F_c	均等係数 U_c
21.8%	57.0%	21.2%	73.0

2.3 実験手順

実験手順の概要を以下に記す。

- 1) 上流側に注水し、水位を 8～9 cm に保つ。
- 2) 下流側からの流出量を測定する。このとき、32 本のペットボトルのうち、1 本がほぼ満水になった時点で便宜的に定常状態と見なし、あらためて空のペットボトルを設置して、この時点 ($t=0$) からの流量を測定する。
- 3) 最初の 1 本がほぼ満水になるまでの時間 ($t=t_1$) を測定し、すべてのペットボトルを回収する。
- 4) それぞれのペットボトルに入った水の重量 W_w を測定し、実験時の水温から求められる水の密度を用いて体積 V_w に換算する。
- 5) V_w/t_1 から 32 本の流量 q を求める。

なお、実験は計 8 回実施し、それぞれの実施日は表-2 のとおりである。ここで、2023 年 12 月 12 日と 12 月 19 日については、連続して 2 回実施している。

表-2 実験日の一覧

1 回目	2 回目	3 回目	4 回目
2023/11/9	2023/12/7	2023/12/12①	2023/12/12②
5 回目	6 回目	7 回目	8 回目
2023/12/19①	2023/12/19②	2024/1/2	2024/1/6

3. 実験結果と考察

3.1 流量分布について

8 回分の流量測定結果を図-2 に示す。ここでは奥行方向を y 方向としている。全体的な傾向として、 $y=10\sim30\text{cm}$ は流量が小さく、 $y=40\sim50\text{cm}$ では大きくなっており、不均一性が認められる。ここで、1 回目のみ $y=0\sim8\text{cm}$ の流量が大きくなっているが、これは約 11 ヶ月の放置期間中に試料が乾燥し、数カ所にひび割れが発生するなど試料の状態が他のケースと大きく異なっていたためと考えられる。また、 $y=55\sim64\text{cm}$ ではすべてのケースで流量が非常に小さくなっているが、これは透水性が小さく、保水性の大きい細粒分が浸出面付近に集積していたためと考えられる。これに加えて、3 回目以降の実験では $y=43\text{cm}$ や $y=47\text{cm}$ における流量 q がほぼ 0 となっている。これは 1～2 回の通水の結果として、細粒分の移動により水みちが閉塞した可能性も完全には否定できないと思われるが、浸出水の分離が不十分であったため、両側 ($y=41\text{cm}, 45\text{cm}, 49\text{cm}$) に合流してしまった可能性が大きいと判断した。このため、隣接する 2 本分の流量を合算し、4cm 間隔の測定値として再整理したものを図-3 に示す。この平滑化後の流量は、各ケースの流量分布の傾向をより明瞭に表していると考えられる。

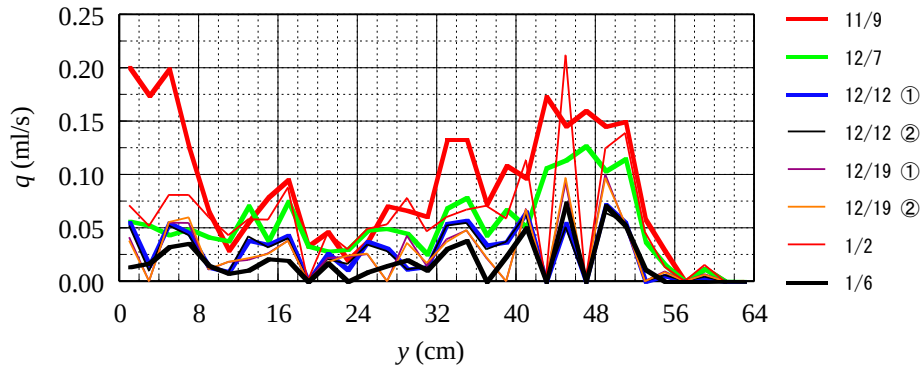


図-2 流量 q の測定値の分布 (2cm 間隔)

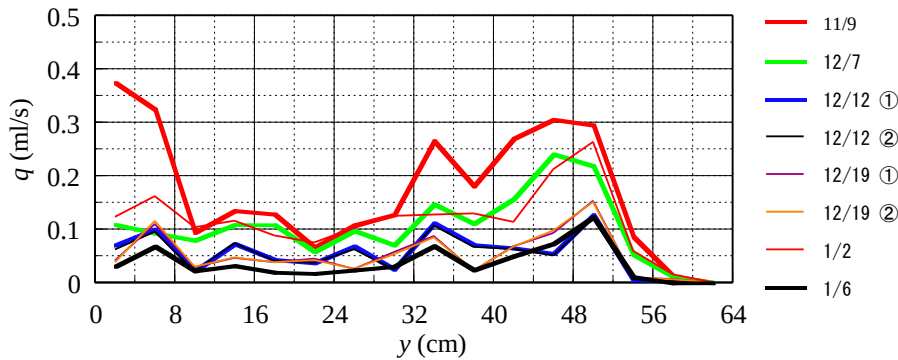


図-3 流量 q の測定値の分布 (4cm 間隔)

3.2 流量分布の空間変動特性について

図-4 に、先に示した 4cm 間隔の流量 q について、空間変動のパワースペクトル密度関数 $S(\lambda)$ (λ は波数) を示す。明確な特徴が表れているものではないが、一定の共通する傾向 (波数 5 の成分が小さいなど) は表れているようにも見える。また、図-5 は、8 回分の $S(\lambda)$ の幾何平均値と、これをべき乗関数で近似した際の近似曲線を示している。データ数があまり多くないため、高い信頼性は期待できないが、べき指数は -0.683 となっている。ここで、べき指数が 0 の場合は White Noise (=無相関)、-1.0 の場合は Pink Noise であり、両者の中間的なやや弱い空間的相関性を有していることがわかる。

図-6 に、各実験日における y 方向の自己相関係数 $\rho(r)$ を示す (r は 2 点間の距離)。また、図-7 は自己相関係数の平均値と相関距離=3.0cm の指数関数で表現した曲線との比較を示す。これより、平均的な相関長は 3.0cm 程度と推定される。ここで、透水係数分布または透水量係数分布の相関長については、対象スケールの 0.1 倍程度であることが報告されている⁶⁾。それと比較すると、今回は対象スケール (64cm) の 0.047 倍であり、ややランダム性が強いと考えられる。

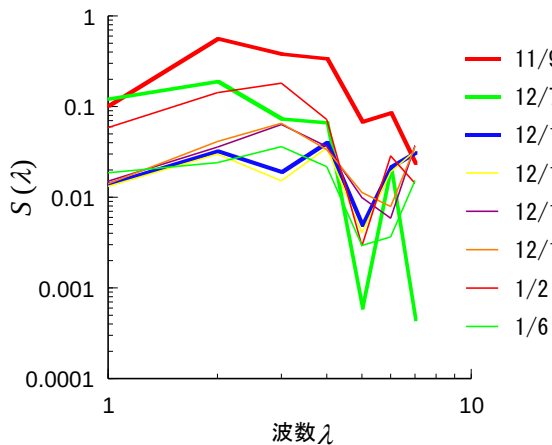


図-4 パワースペクトル密度関数

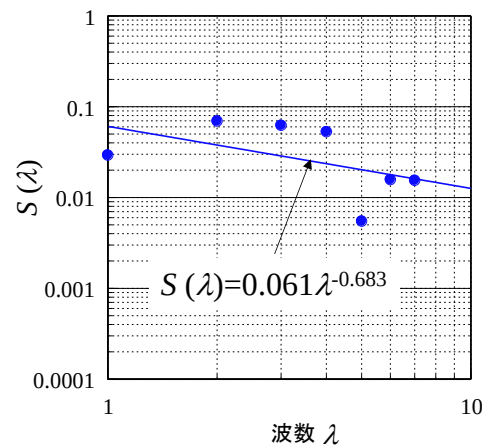


図-5 パワースペクトル密度関数の幾何平均値と近似曲線

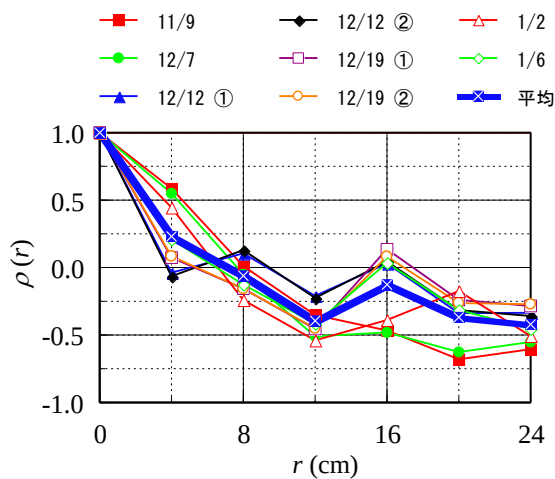


図-6 自己相関係数

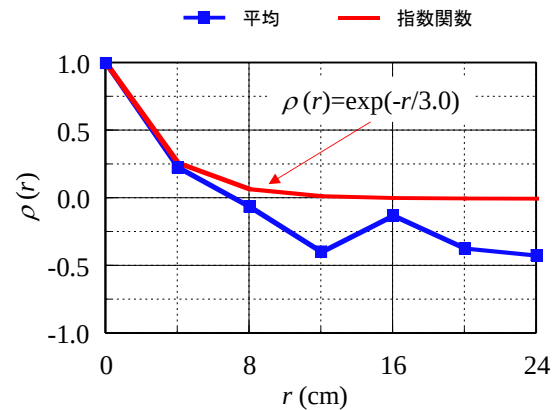


図-7 自己相関係数の指数関数近似

3.3 マクロな透水性の時間変化について

図-8 に各実験における領域全体の流量 (32 本分の合計) の時間変化を示す。1 回目の流量が最も大きく、2 回目と 3 回目ではともに流量が低下し、3 回目では 1 回目の 1/3 以下となっている。一方、5 回目は 7 日前の 3、4 回目からほとんど変化していないのに対し、6 回目から 2 週間後の 7 回目では 6 回目の約 2.2 倍、その 4 日後の 8 回目の流量は全体を通じて最も少なく、7 回目の約 0.35 倍となった。ここで、流動層厚を 8.5cm、動水勾配を $\sin\theta$ ($\theta=20^\circ$) と仮定してマクロな透水係数の概算値を求めると、 3.4×10^{-3} cm/s (1 月 6 日) $\sim 1.5 \times 10^{-2}$ cm/s (11 月 9 日) が得られる。このような透水性の変化が生じた要因について考察すると、まず、比較的大きい透水性が得られたのは、1 回目、2 回目と 7 回目である。1 回目は放置期間後の乾燥状態から開始、2 回目は 1 回目から 4 週間後に実施、7 回目は 6 回目から 2 週間後に実施しており、何れも初期の水分量が少ない状態から開始している。これに対し、透水性が小さいケースである 3 回目は前回から 5 日後、5 回目は 7 日後、8 回目は 4 日後であり、何れも短期間に実施している場合である。このことから、実験開始時の水分量が強く関係していることが示唆されるが、砂やレキが主成分の場合はこのような透水性の大きな変動は生じにくいと考えられる。つまり、今回のように細粒分を一定以上含む場合は、浸透時の状態により、透水係数の最小値を基準にすると、最大 3～5 倍程度の透水性の変動が生じる可能性もあると言えるだろう。

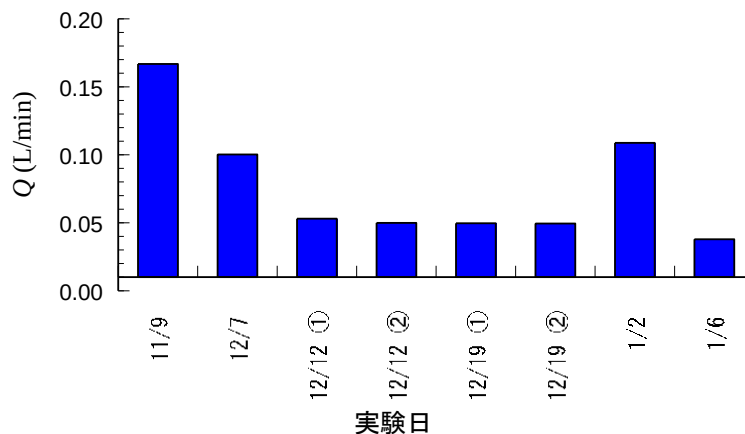


図-8 全体流量の時間変化

3.4 流量のばらつきの時間変化について

前節にて示したとおり、マクロな透水性は各回で異なるため、流量の絶対値を用いたばらつきの評価では流量の大きいケースにおいて、ばらつきも大きくなることは自明である。このため、それぞれの実験における流量 q の平均値 q_a で無次元化した $q_n = q/q_a$ を用いてばらつきの評価を試みる。図-9 は図-3 の q を q_n に修正したものであり、平均値はすべてのケースで 1 となっている。また、図-10 は q_n の標準偏差 σ_{qn} の変化を表している。これより、7 回目に一時的に低下しているものの、全期間を通じて緩やかに σ_{qn} が上昇、つまり相対的なばらつきが徐々に拡大していることがわかる。これは湿潤と乾燥の繰り返しや、通水時の細粒分の移動など、いくつかの要因が考えられるが、長期的な変動挙動については、さらなる検討が必要であろう。

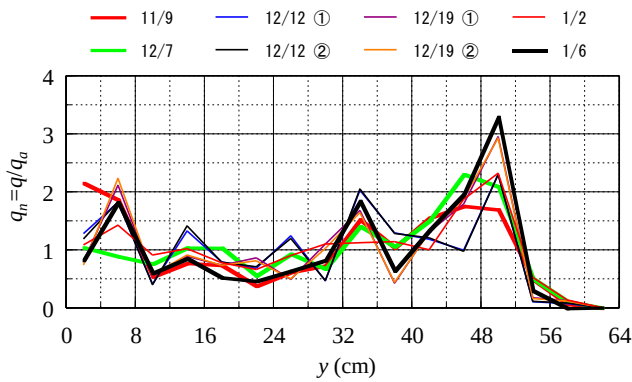


図-9 流量 q_n の分布 (4cm 間隔)

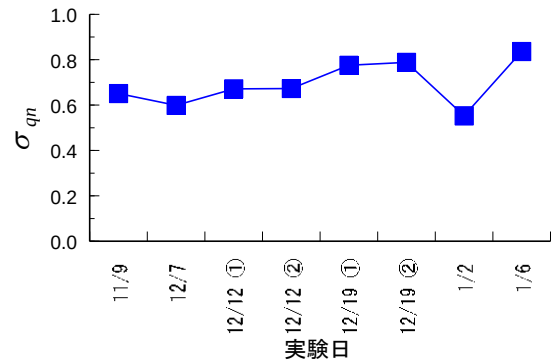


図-10 q_n の標準偏差の時間変化

3.5 流量 q_n の時間変化について

図-11 に流量 q_n の時間変化を示す。これより、 $y=50\text{cm}$ 付近では常に平均値の2～3 倍の流量となっており、また期間を通じて上昇傾向となっている。一方、その他については明確な上昇・下降のトレンドは確認されず、ばらつきの拡大はおもに $y=50\text{cm}$ 付近の水みちの相対的な流量増加に起因していると考えられる。また、ばらつきが拡大している4 回目と5 回目の間および7 回目と8 回目の間と、縮小している6 回目と7 回目の間に着目すると、この変動に合致しているのは $y=50\text{cm}$ と $y=6\text{cm}$ であり、両者はともに相対的な流量が大きい領域である。一方、これに逆行しているのは $y=26\text{cm}$ と $y=38\text{cm}$ である。図-12 (a) ～ (c) は、この期間の q_n の分布を比較したものであるが、 $y=50\text{cm}$ ではばらつきの拡大時に流量が増加、縮小時に減少、また、 $y=6\text{cm}$ では図-12 (a) では変化は少ないものの、その他では $y=50\text{cm}$ と同様に、ばらつきの拡大時に流量が増加、縮小時に減少しており、おもに水みち流量の強度に依存していることがわかる。

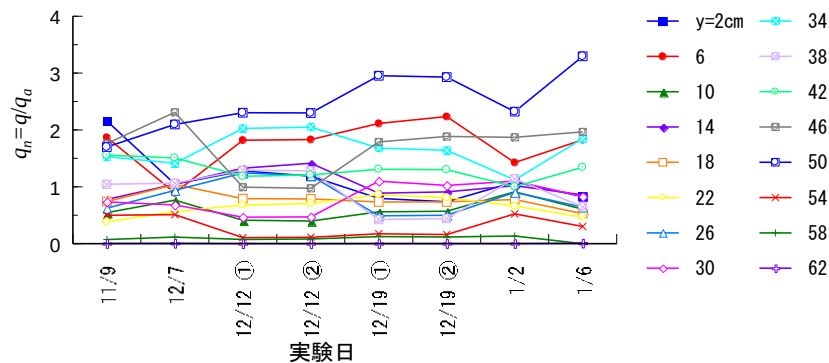
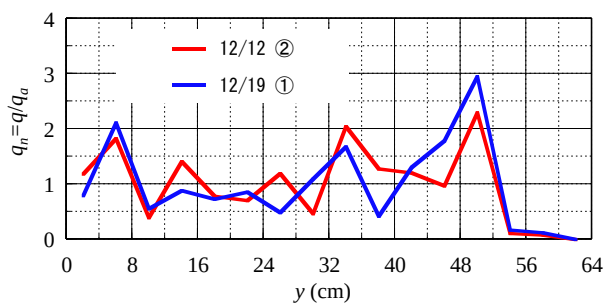
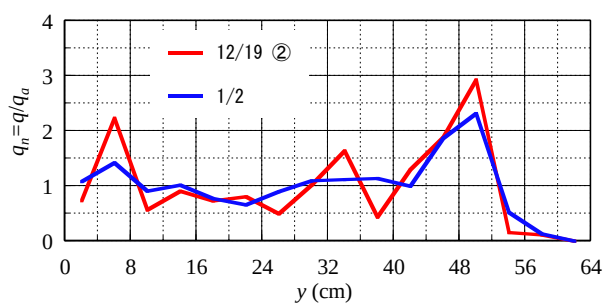


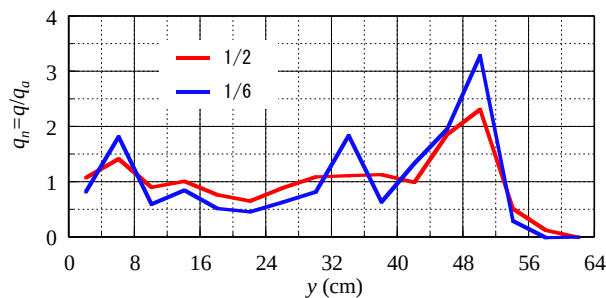
図-11 流量 q_n の時間変化



(a) 12月12日②と12月19日① (ばらつき拡大)



(b) 12月19日②と1月2日 (ばらつき縮小)



(c) 1月2日と1月6日 (ばらつき拡大)

図-12 流量 q_n の分布

4. おわりに

本研究では、斜面内浸透場の不均一性に伴う水みちの存在に着目し、その流量分布や時間変化について、模型実験により定性的／定量的に把握することを試みた。得られた結果を以下にまとめる。

- ・流量測定結果から、作成された模型斜面では部分的に流量が大きくなる領域が存在し、不均一性が認められた。
- ・流量分布の空間分布特性から、相関距離は 3cm と推定された。
- ・マクロの透水性は、実験間隔に依存していることが示唆され、細粒分を一定以上含む場合は、浸透時の状態により、透水係数の最小値を基準にすると、最大 3～5 倍程度の透水性の変動が生じる可能性がある。
- ・流量の相対的なばらつきは、時間の経過とともに緩やかに拡大する傾向が見られた。
- ・相対的なばらつきの拡大は、水みちの相対的な流量増加に起因していると考えられる。

なお、本研究において得られた透水性の時間変化や局所的な流量変化については、さらなる定量的データの蓄積が必要であるとともに、今後は実用的な動的モデルの構築が求められると考える。

謝辞：本研究は JSPS 科研費（22K04310）の助成を受けたものである。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省 HP：入手先<<https://www.mlit.go.jp/mizukokudo/sabo/content/001741207.pdf>>（参照 2024.5.23）
- 2) 国土交通省 HP：入手先<<https://www.mlit.go.jp/mizukokudo/sabo/content/seibi2022.pdf>>（参照 2024.5.23）
- 3) 渡辺邦夫・今井久：斜面モデル内の水みち形成に関する基礎的研究，第 28 回水理講演会論文集，pp.527-533，1984.
- 4) 齋藤雅彦・倉本拓哉・中川啓：不均一地盤におけるダルシー流速分布の統計的性質と水みち形状に関する研究，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.73, No.4, I_49-I_54, 2017.
- 5) 齋藤雅彦：数値シミュレーションによる不均一斜面内の局所的湧水に関する研究，土木学会論文集 B1(水工学), Vol.75, No.2, I_1237-I_1242, 2019.
- 6) Di Federico, V. and Neuman, S. P. : Scaling of random fields by means of truncated power variograms and associated spectra, *Water Resources Research*, VOL. 33, NO. 5, pp.1075-1085, 1997.

室内実験による複数の Barrier 井戸が塩水侵入挙動に及ぼす影響

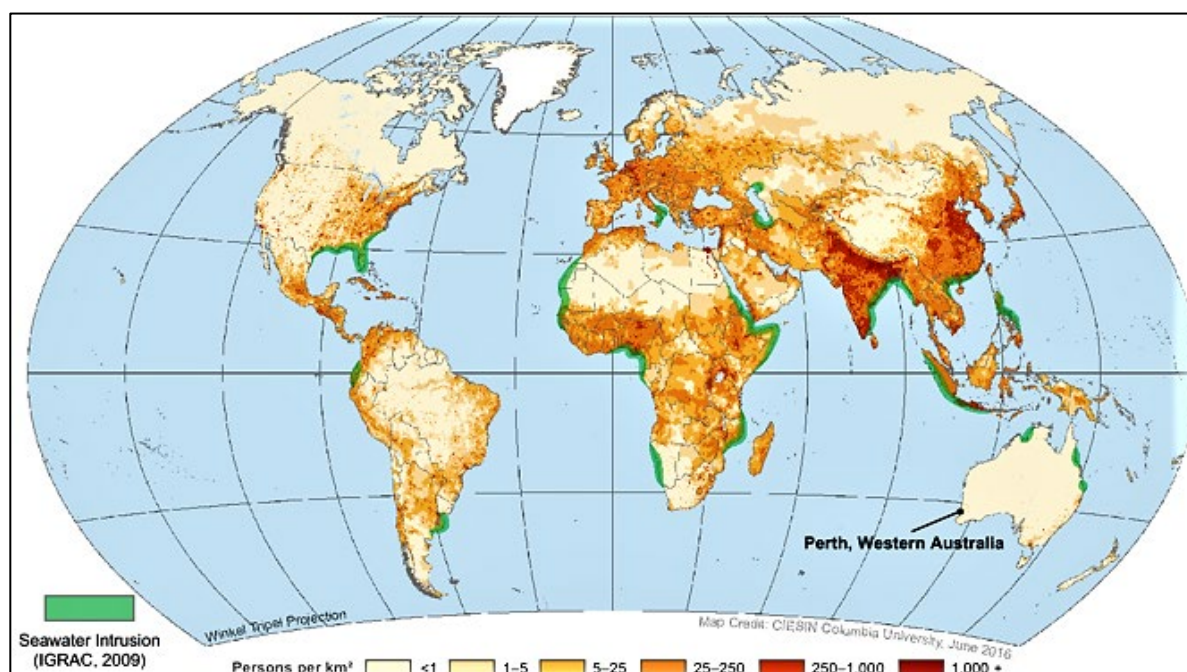
広城吉成¹・〇真野こずえ²¹九州大学大学院工学研究院環境社会部門・²九州大学大学院工学府土木工学専攻

1. はじめに

近年、地球温暖化による海面上昇や地下水揚水量の増加による地下水位の低下などに伴い、沿岸部の帯水層では地下水への塩水侵入が進行することが懸念されている。この塩水侵入の発生により、該当地域での地下水利用において水質悪化や揚水可能量の減少といった問題が生じるため、対策を講じることが重要となっている。地下水塩水化対策の一つとして、沿岸部に設置した井戸から塩水を汲み上げ、内陸部での塩水侵入を阻止し塩水化の回復を図るという対策（Barrier 井戸と呼ぶ）が提案されているが、複数の井戸を設置した場合の効果を検証するための基礎研究は例が少ない。そこで、本研究では、この Barrier 井戸を 1 か所のみ設置した場合と 2 か所設置した場合の塩水侵入の挙動を比較するため室内実験を行った。

1.1 地下水塩水化の現状

地下水の塩水化は世界の様々な地域で発生している。特に、塩水化地域は沿岸部周辺の人口密度の高い地域に集中しており、このまま対策を施さなかった場合、これらの国と地域で利用可能な淡水資源が失われる危険性があると指摘している（図-1, Costall ら, 2018）¹⁾。また、日本においても、特に海浜に近い平野部に発達している都市や工業地帯を中心に、地盤沈下とともに地下水塩水化の危機に面している地域は多い（清水ら, 1998）²⁾。今後はさらに塩水化地域が拡大することが予想され、塩水化によって重要な水資源が失われないよう対策を講じることが必要である。

図-1 人口密度と塩水化地域（Costall ら, 2018）¹⁾

1.2 地下水塩水化対策の既往研究

前節で述べたような現状に対し、様々な塩水化対策が提案されている。例えば、揚水量の削減や井戸の移動、物理的に塩水侵入を阻止する止水壁打設や沿岸部の埋め立て、帯水層への淡水注入、塩水の揚水等がある（図-2, Mohammed ら, 2019）³⁾。さらに、地下水への人工涵養（宮城ら, 2007）⁴⁾や河床掘削（伊藤ら, 2021）⁵⁾も地下水への塩水侵入の後退に効果があると示されている。

しかし、揚水量の削減や井戸の移動については、安定供給や土地制約の面から現実的ではなく、止水壁や埋め立てはコストが大きく沿岸部環境への悪影響が懸念されている。

帯水層への淡水注入や塩水の揚水等は低コストでかつ環境への影響も少ない対策手法であり、これまでにいくつかの

Laboratory-scale investigation on effectiveness of several barrier-wells to prevent saltwater intrusion

Yoshinari Hiroshiro¹, Kozue Mano¹ (¹Kyushu University)

KEY WORDS: Ground water salinization, Barrier well, Saltwater intrusion, Lab-scale experiments, Water intake ratio

先行研究がなされている。その例として、陶山ら（2022）⁶⁾は、室内実験による Barrier 井戸の設置位置の違いと淡水水位差変動による塩水侵入抑制効果の比較を行い、Barrier 井戸は海側下部に設置すると効果的であり、また淡水水位が低下するほど塩水侵入が進行しやすくなることを示した。また、Pool ら（2010）⁷⁾による解析でも、塩水揚水井は、浅い沿岸帯水層と沿岸に近い位置で多量の塩水を揚水する時に塩水阻止効果が大きくなることを明らかにし、塩水を帯水層下部で取水し内陸部の淡水を帯水層上部で揚水することにより全体的な塩水阻止効率が上がると結論付けている。高橋（2018）⁸⁾は、井戸による塩水の揚水と、それに加えて処理水の注入も行なった場合について数値モデルによる解析を行っており、その結果、塩水侵入対策としてこれらの塩水揚水井が有効であることを示している。

このような塩水揚水井についての先行研究は、仮説モデルによる数値解析を用いたものが多く、複数の塩水揚水井を設置した場合の塩水侵入の挙動についての基礎実験やそれらの考察がなされたものは研究例が少ないことが分かった。そこで本研究では、Barrier 井戸を 2 か所設置した場合の塩水侵入挙動を調べる実験を行った。

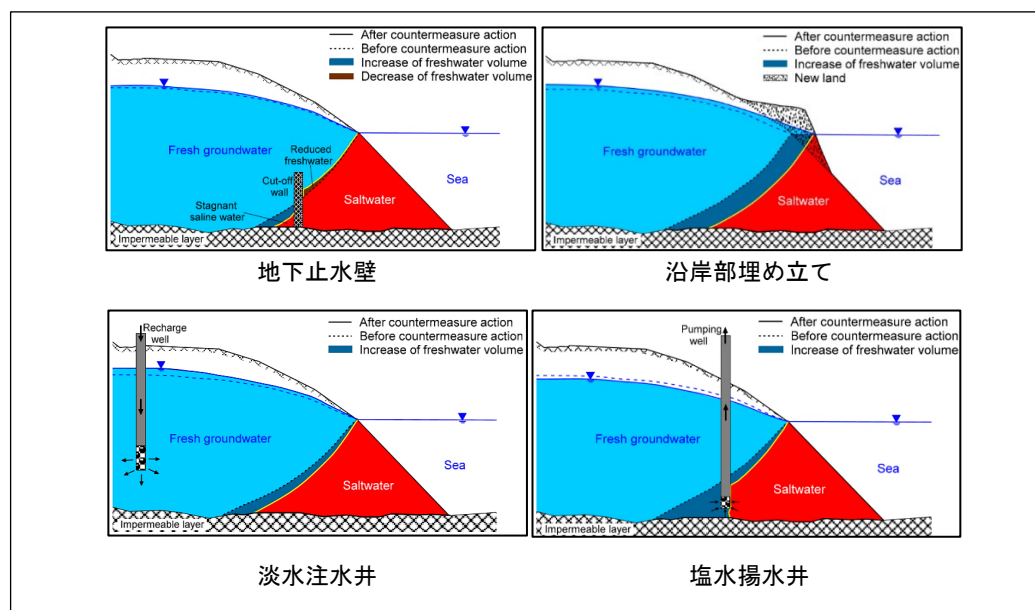


図-2 塩水侵入抑制法の例（Mohammed ら，2019）³⁾

2. 室内実験

2.1 実験装置

図-3 に実験装置、図-4 にその概要を示す。長さ 100cm、高さ 39.5cm、幅 5.1cm のアクリル製の容器を浸透槽とし、直径 0.71～1.00mm のガラスビーズで槽厚約 33cm になるよう充填した。また浸透槽の両側には、塩水または淡水を定水位 [塩水位 28.0cm、淡水位 29.0cm（表-1）] で供給する貯留槽を設置し、浸透槽の平均動水勾配を一定の値（ $i = 0.010$ ）に設定した。

表-1 実験条件

実験条件	塩水	淡水
水位(cm)	28.0	29.0
密度(g/cm ³)	1.025	1
間隙率(%)	36.4	
透水係数(cm/s)	0.467-0.747	

また、井戸 A～C を、浸透槽の左下端から右に x cm、高さ y cm の位置を (x, y) として、 $A(30, 15)$ 、 $B(55, 15)$ 、 $C(80, 15)$ に設置し、選択的に取水できるようバルブを設けた。塩水は比重が 1.025g/cm³ 程度となるように調整し、目視での観察を可能にするため食紅によって着色した。浸透槽の間隙率は装置作成時に測定・推定し、透水係数は各実験をおこなう度に計測をして求めた（表-1）。また、実験開始前に塩水槽から塩水が浸透するのを防ぐため、塩水槽と浸透槽の間には取り外し可能な止水壁を挿入した。実験における塩水侵入の挙動はデジタルカメラで記録した。

なお、今回の室内実験では、実地盤で想定されるよりも淡水位低下の影響を受けにくく淡水流入量が多くなり、定性的に危険側の実験となることが考えられるが、全ての実験において全て同一の条件で行うため、この制約下においても比較可能であると判断した。

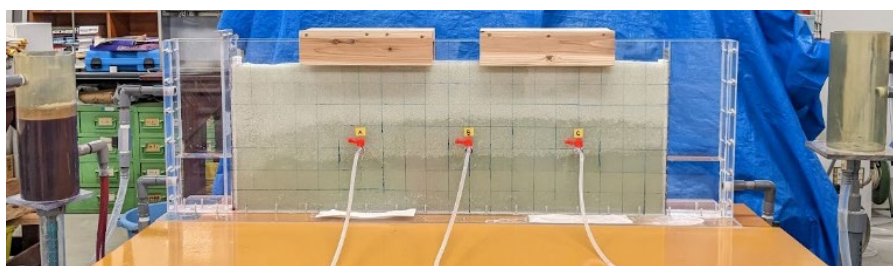


図-3 実験装置

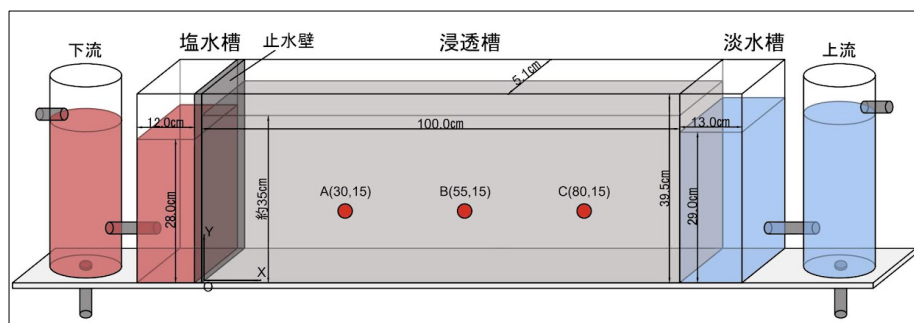


図-4 実験装置概要

2.2 実験手順

最初に、淡水槽と塩水槽の水位が一定の水頭差に保たれていることを確認した後、透水係数を計測して止水壁を除去し、浸透槽に塩水を侵入させた。透水係数 k は、Dupuitの準一様流の仮定⁹⁾を適用し、浸透層中の淡水の単位幅流量 q を測定して以下の式を用いて算出した。ここで、本実験では、浸透層長は $l = 100.0\text{cm}$ 、上流の水頭は $h_1 = 29.0\text{cm}$ 、下流の水頭は $h_2 = 28.0\text{cm}$ であった。

$$k = \frac{2ql}{h_1^2 - h_2^2}$$

実験は実験1～3の3パターンに分け(表-2)、各実験条件に応じて井戸A～Cを開けて一定の流量で取水を行い、5分毎に全体の様子を撮影して塩水侵入長を記録し、この値が定常状態になるまでを1回分の実験とした。なお、塩水侵入長は浸透槽の左下端(図-4参照)から楔形に広がった着色部分の右端までを測って記録し、塩水侵入長が減少し始めたときの最大値を最大塩水侵入長とした。

表-2 実験1～3の取水条件 (○：取水)

	Barrier井戸		Production井戸
	A	B	C
実験1			○
実験2	○		○
実験3	○	○	○

実験2,3において上記の流れを数回繰り返す、その際にProduction井戸の取水量は固定したまま1回毎にBarrier井戸の取水量を徐々に減らしていき、Production井戸が初めて塩水化する時のBarrier井戸とProduction井戸の取水量の比を限界取水比とした。この限界取水比を用いてBarrier井戸の効果を実験毎に比較し、取水した水の処理コストの面からBarrier井戸の取水量が可能な限り少なくすることを理想とした。

2.3 各実験結果

2.3.1 実験1【Barrier井戸なし】

実験1では、Production井戸Cのみを用いて塩水侵入長が定常状態になるまで取水しProduction井戸Cが塩水化することを確認した(表-3、図-5)。この時の最大塩水侵入長は81.5cm、取水量は $Q_c = 4.15\text{ (ml/s)}$ であり、以降の全ての実験(実験2, 3)におけるProduction井戸Cの取水量はこれと同程度(4ml/s前後)になるように調整した。

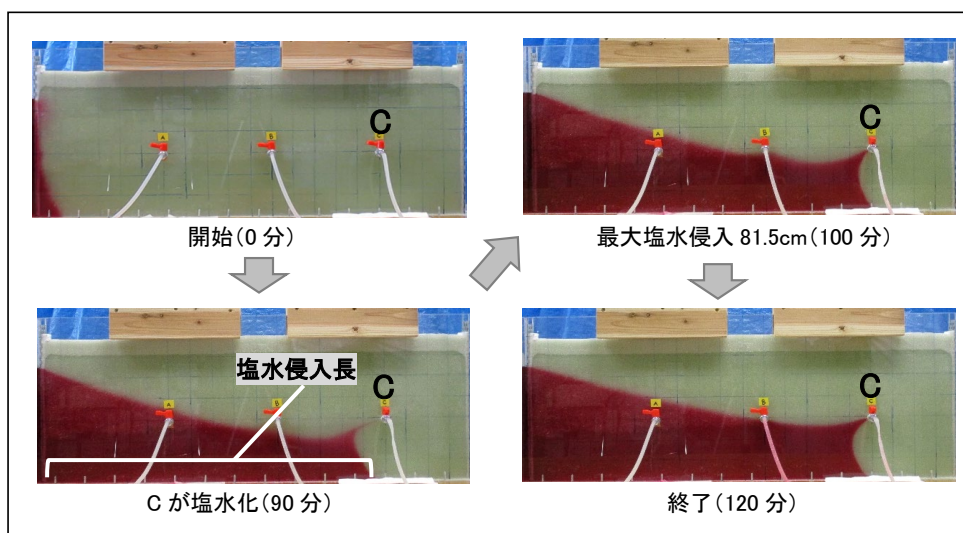


図-5 実験 1 における塩水侵入の経時変化

表-3 実験 1 の各パラメータ（塩水侵入あり：+）

実験1	1回目
C取水量(ml/s); Q_c	4.15
最大塩水侵入長(cm)	81.5
透水係数(cm/s)	0.653
Cへの塩水侵入	+

2.3.2 実験 2 【Barrier 井戸 1 か所】

実験 2 では、Barrier 井戸 A 及び Production 井戸 C を用いた。Production 井戸 C の取水量を 4ml/s 前後の値に一定に保ったまま Barrier 井戸 A の取水量を徐々に減らして 4 回実験を行ったところ、目視により 3 回目の実験で初めてわずかに C への塩水侵入が確認された（図-6）。これにより、実験 2 の限界取水比は 1.04 : 10 となった（表-4）。この限界取水比より Barrier 井戸 A の割合が高くなると塩水侵入抑制効果が小さくなり、井戸 C が塩水化することが読み取れる。また、最大塩水侵入長は 76.1~79.9cm となり、実験 1 と比較すると短くなっていることがわかった。

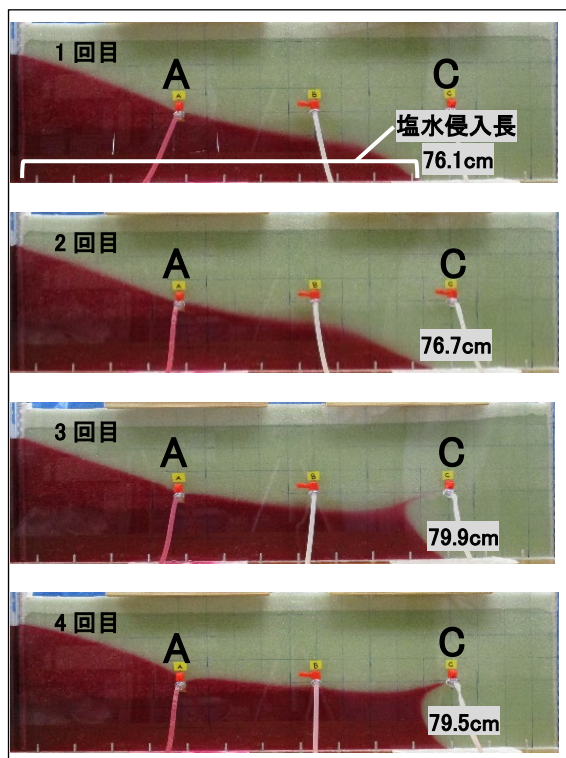


図-6 実験 2 における全ケースの定常状態の比較

表-4 実験 2 の各パラメータと塩水侵入の有無
（塩水侵入あり：+，なし：-）

実験2	1回目	2回目	3回目	4回目
A取水量(ml/s); Q_A	0.515	0.438	0.364	0.361
C取水量(ml/s); Q_c	4.00	3.84	3.50	3.84
取水比 $Q_A:Q_c$	1.29 : 10	1.14 : 10	1.04 : 10	0.94 : 10
最大塩水侵入長(cm)	76.1	76.7	79.9	79.5
透水係数(cm/s)	0.467	0.747	0.566	0.566
Cへの塩水侵入	-	-	+	+

2.3.3 実験3【Barrier 井戸 2 か所】

実験3では、Barrier 井戸 A、B 及び Production 井戸 C との関係について実験を行った。実験1、2と同様に Production 井戸 C の取水量を 4ml/s 前後の値に設定した。2 か所の Barrier 井戸の合計取水量を減じても塩水侵入抑制効果があるのかを確認するために、1 段階目は、井戸 A+B と井戸 C の取水比 $(Q_A + Q_B) : Q_C$ が実験2の限界取水比 1.04 : 10 と同程度の比になるように調節し、2 段階目は Barrier 井戸 A、B の割合を少し減少させ、 $(Q_A + Q_B) : Q_C = 0.96 : 10$ で塩水抑制効果の変化を確認した。また、2 か所の Barrier 井戸 A と B において、どちらの井戸の取水量を大きくした方が塩水侵入を抑制できるか確認するために、1 段階目では Barrier 井戸 A、B 同士の取水比を、 $Q_A : Q_B = 4 : 1$ 、 $Q_A : Q_B = 2 : 1$ 、2 段階目では $Q_A : Q_B = 4 : 1$ 、 $Q_A : Q_B = 6 : 1$ として、計 4 回実験を行った。その結果、2 段階目の 3 回目の実験で初めて C への塩水侵入が確認され（図-7）、実験3の限界取水比は 0.96 : 10 と判断した。また、2 段階目の 4 回目の $Q_A : Q_B = 6 : 1$ では、わずかに C への塩水侵入が抑制され（図-7）、A の取水比を大きくする方が塩水侵入抑制につながることを示された（表-5）。一方、最大塩水侵入長は 1 段階目の 1 回目が 74.1cm で、その他の 3 回分は大差がなかった（図-7、表-5）。

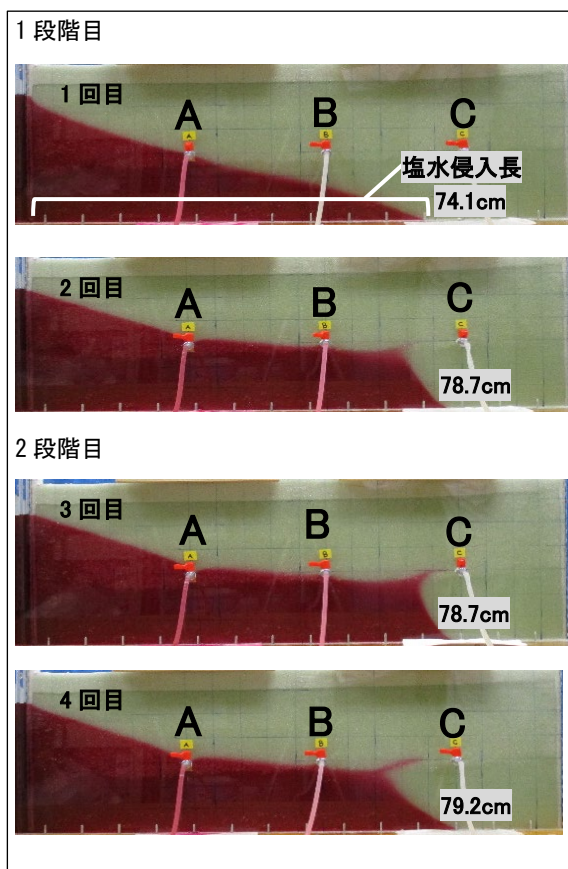


図-7 実験3における全ケースの定常状態の比較

表-5 実験3の各パラメータと塩水侵入の有無
(塩水侵入あり：＋，なし：－)

実験3	1段階目		2段階目	
	1回目	2回目	3回目	4回目
A取水量(ml/s); Q_A	0.294	0.265	0.275	0.303
B取水量(ml/s); Q_B	0.0705	0.131	0.0692	0.0501
C取水量(ml/s); Q_C	3.50	3.76	3.60	3.67
取水比 $(Q_A + Q_B) : Q_C$	1.04 : 10	1.05 : 10	0.96 : 10	0.96 : 10
取水比 $Q_A : Q_B$	4 : 1	2 : 1	4 : 1	6 : 1
最大塩水侵入長(cm)	74.1	78.7	78.7	79.2
透水係数(cm/s)	0.498	0.498	0.495	0.512
Cへの塩水侵入	－	－	＋	＋

2.4 実験3の考察

A、B の 2 か所の Barrier 井戸について、海側の井戸 A、内陸側の井戸 B の取水割合を変化させることによってそれぞれ得られる効果について考察する。海側の井戸 A については、陶山ら（2022）が「バリア井戸の設置位置が海側に近いほど、塩水を阻止する効果が大きい」と結論付けていることから、海側の井戸の取水率を大きくすることにより塩水を阻止する効果が大きく働くと考えられる。今回の実験からも、ほぼ同様な結果を得た。

Barrier 井戸を 2 か所用いて取水する場合、海側と内陸側の井戸の取水比については、どちらも取水割合を大きくした場合にメリットがあることは容易に推察されるが、Barrier 井戸から揚水した水の処理等にかかる費用についても考慮する必要がある。Barrier 井戸の合計取水量はできるだけ少なくしたうえで最も効率よく塩水侵入を抑制できるような取水比についてさらなる実験を行うことが重要である。

3. まとめ

本研究では、地下水塩水化対策として塩水揚水による塩水侵入抑制効果に着目し、その中でも先行研究事例の極めて少なかった複数の Barrier 井戸を用いた効果について検討するため、沿岸部の不圧帯水層における Barrier 井戸での揚水

を想定した室内試験を行った。実験 1~3 にて Barrier 井戸の設置箇所を 0~2 か所に設定し、Production 井戸が塩水化するときの限界取水比について比較・考察した。また、実験 3 では 2 か所の Barrier 井戸同士の取水比を変えた実験を行い、最大塩水侵入長の比較や、海側と内陸側の Barrier 井戸の取水比の違いについても実験を行った。

以上、本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・ Production 井戸が初めて塩水化する時の Barrier 井戸と Production 井戸の取水比である限界取水比において、Barrier 井戸が 1 か所の時よりも 2 か所の時の方が、Barrier 井戸全体の総取水量がより少ない状態で Production 井戸の塩水化を阻止できた。
- ・ Barrier 井戸 A、B と Production 井戸 C との取水量的関係において、 $(Q_A + Q_B) : Q_C$ が 1.04 : 10 の時は Production 井戸が塩水化せず、0.96 : 10 の時は塩水化した。すなわち、Production 井戸の塩水化を抑制できるか否かの境界がおおよそ 1 : 10 であると考えられ、 $(Q_A + Q_B) : Q_C$ の $Q_A + Q_B$ が 1.04 より大きいと C での淡水地下水の安定取水が見込めることが示唆された。
- ・ 2 か所の Barrier 井戸において、海側と内陸側の井戸の取水比について、今回は $Q_A : Q_B$ を、4 : 1, 2 : 1, 6 : 1 で行ったが、A と B における取水比をさらに検討し、B の有効な運用を検討する必要がある。

これらの知見を踏まえると、沿岸部での塩水の取水によって内陸部の井戸を保全するという基本的な効果に加え、Barrier 井戸を 2 か所に増やした場合の塩水侵入抑制効果や挙動の違いについても検討できた。

なお、本研究では、実験条件として揚水井戸に近い上流側の水位を一定にして実験を行った。しかしながら、実地盤では上流側の水位低下が発生しない揚水井戸の影響半径圏より遠い地点になり、上流側からの淡水流入量は実験結果より相対的に少なくなると考えられる。つまり今回の実験は、模型実験の制約として定性的には淡水が過剰に供給され、塩水侵入が発生しにくくなると考えられる。

今後の展望として、数値シミュレーションなどによる定量的な研究を行うことによって、Barrier 井戸の最適な配置や Barrier 井戸のより少ない取水量で Production 井戸の塩水化を抑制できるかなどの検証が必要であろう。

参考文献

- 1) Costall, B.Harris, J.Pigois: Electrical Resistivity Imaging and the Saline Water Interface in High- Quality Coastal Aquifers, Surveys in Geophysics, 39, pp.754. 2018.
- 2) 清水昭邦・和泉恵之：地下水の塩水化，地下水障害，広域的な地下水利用と障害，地下水ハンドブック，建設産業調査会，6（4.1.3），pp.614-615, 1998.
- 3) Mohammed S. Hussain, Hany f.Abd-Elhamid, Akbar, A.Javadi, Mohsen M. Sherif: Management of Seawater Intrusion in Coastal Aquifers: A review, MDPI Water 2019, 11, 2467.
- 4) 宮城昌和・風間聡・沢本正樹：地下水涵養施設による塩水侵入制御，水工学論文集，第 51 巻，5，pp.454-456, 2007.
- 5) 伊藤遥子・中岡昭浩・武政和希：仁淀川河床掘削による西畑地区の地下水塩水化対策について，四国地方整備局管内技術研究会論文集，第 2021 巻，pp.101-104, 2021.
- 6) 陶山浩矢・広城吉成：室内実験によるバリア井戸設置位置と水位差変動が塩水侵入挙動に及ぼす影響評価，Kansai Geo-Symposium_2022，2-3，2022.
- 7) Pool. M, Carrera. J: Dynamics of negative hydraulic barriers to prevent seawater intrusion, Hydrogeology journal, 18, pp.95-105, 2010.
- 8) 高橋昌弘：塩水侵入を抑制するための対策手法の基礎的研究，地球環境シンポジウム講演集，第 26 巻，pp.1-3, 2018.
- 9) 玉井信行：浸透理論，地下水ハンドブック，建設産業調査会，2(3.2.3)，p.85-87, 1979.

ベントナイトの変形挙動に及ぼす温度の影響

○高山裕介¹・佐藤大介²・杉田裕³¹日本原子力研究開発機構（現・神戸大学）・²検査開発・³日本原子力研究開発機構

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物の地層処分施設の閉鎖後比較的初期には、廃棄体からの発熱による熱的作用、人工バリア内への地下水の浸潤による水理学的作用および緩衝材に用いられるベントナイトの膨潤などによる力学的作用などが相互に影響を及ぼしあう連成現象が生じることが想定される。そのため、ベントナイトの水理学的、力学的な基本特性の温度依存性を把握するための試験が実施されてきた。その結果、Na型ベントナイトのクニゲル®V1の場合、温度が高くなるほど透水係数は大きくなること¹⁾、温度が高くなるほど膨潤圧が大きくなること^{2) 3)}などが明らかにされている。しかしながら、温度が透水係数や膨潤圧に及ぼす影響に関する知見と比較すると、変形挙動に及ぼす影響に関する知見は少ない。

一般的に、土質材料の力学特性の温度依存性として、間隙比と載荷圧との関係において正規圧密線は高温であるほど形状や傾きを変えないまま下方にシフトすることや、載荷圧一定条件下で温度変化を加えた際には、過圧密状態では可逆的な変形が生じるのに対し、正規圧密状態下では不可逆的な変形が生じる、といったことが知られている^{4) 5) 6) 7)}。

そこで、本研究ではベントナイトが上記のような変形特性の温度依存性を有するかを確認するため、温度制御可能な圧密試験装置を用い、室温から80℃までの範囲での温度一定条件下で載荷・除荷・再載荷を行った際の変形挙動を調べる試験（温度制御下での圧密試験）、載荷圧一定条件下で室温から80℃までの範囲で温度変化を与えて変形挙動を調べる試験（載荷圧一定条件下での温度変化による変形試験）の2種類の試験を実施し、温度が飽和したベントナイトの変形挙動に及ぼす影響を調べた。

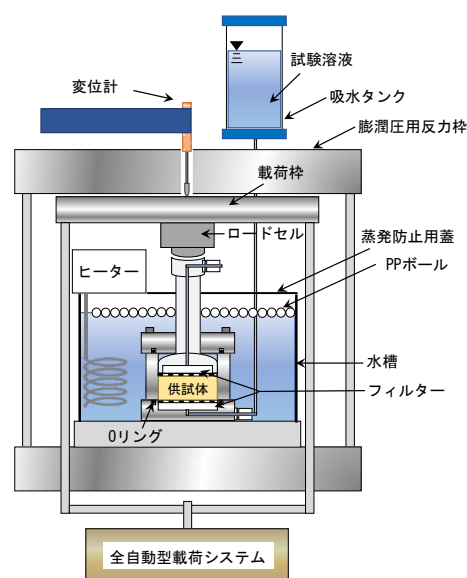
2. 試験の概要

2.1 試験装置

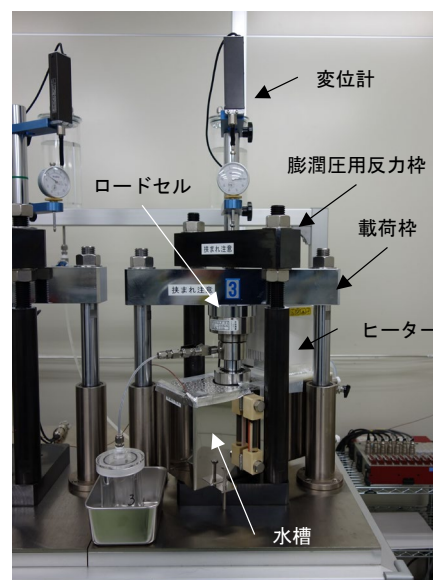
温度制御下での圧密試験および載荷圧一定条件下での温度変化による変形試験は、図1に示すように、ヒーターによって温度を制御できる水槽内に圧密試験容器（材質：SUS316L）を入れた状態で実施した。本試験装置では、圧密や変形試験中に供試体内の温度を計測することが困難であったため、水槽内の水温が試験装置の温度であることを仮定し、その確認のために以下の試験を行った。

水槽内の水温変化と装置内の温度変化との関係を把握するための事前試験として、図2に示すように、温度変化を与えた際の水槽内及び試験装置内の温度を計測する試験を実施した。事前試験は、装置内に供試体（クニゲル®V1）を入れた場合（供試体有条件）と入れない場合（供試体無条件）について実施した。供試体有条件では、供試体の上端部分で温度計測を行った。

図3に計測された温度の変化を示す。図中には、ヒーターにより温度変化を与えたタイミングを矢印で示している。水槽内の温度は、昇温時には比較的すみやかに所定の温度に到達する。一方、温度低下は所定の温度になるまでヒーターがオフの状態で生じさせるため、昇温に比べて所定の温度に到達するのに時間がかかっている。試験装置内側の側面および底面の温度は、水温と同等の温度を示している。また、



(a) 試験装置概要



(b) 試験装置写真

図1 試験装置

Effect of temperature on bentonite deformation

Yusuke Takayama¹, Daisuke Sato², Yutaka Sugita³ (¹Japan Atomic Energy Agency (Current: Kobe University), ² Inspection Development Company, ³Japan Atomic Energy Agency) **KEY WORDS:** Bentonite, Consolidation, Temperature, Geological disposal

供試体の上部で計測した温度と水温との比較でも大きな差異は認められず、両者の温度は同じといえる。供試体中心部では供試体の上部よりも温度が定常に至るにはやや時間がかかる可能性はあるものの、上記の結果から、水槽内の水温を制御することで、後述の試験でも試験装置内の温度も水槽内と同等の温度条件となることが推測される。

2.2 温度制御下での圧密試験

温度制御下での圧密試験の供試体の作成手順として、まず試験セル内に水分量を調整した所定量の粉末状の試料を入れ、所定の乾燥密度になるように締め固めた。作成した供試体を用いて図1に示すように装置を組み立てた後、室温(22℃)条件で、体積を拘束した状態で供試体へ給水を行い、膨潤圧の測定を行った。給水条件は、図1に示したように、試験装置の上部(供試体下端からおおよそ0.5m)に設置した給水タンクに試験溶液を入れ、供試体下部から給水した。

膨潤圧が定常状態に達したら、供試体が飽和したとみなした。供試体の飽和までは室温条件下で行い、室温よりも高い温度条件下での試験の場合は、膨潤圧の定常後に所定の温度まで上昇させた。温度上昇に伴う膨潤圧変化が概ね落ち着い

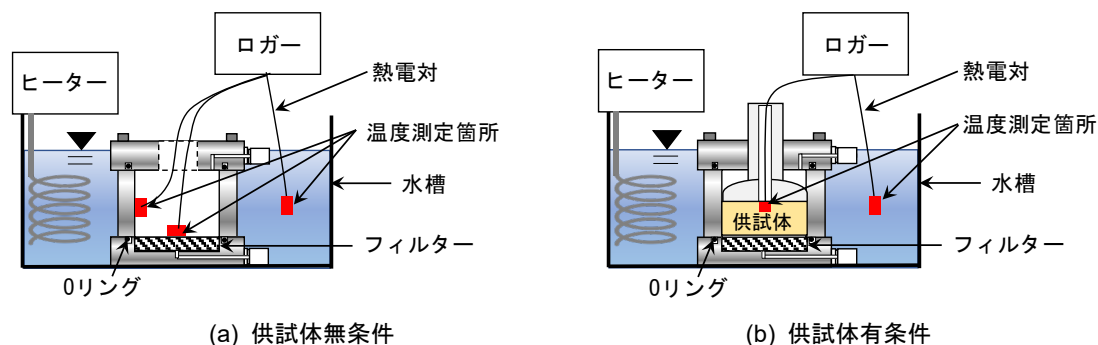


図2 水槽内の温度と試験装置内の温度の関係を把握するための事前試験概要

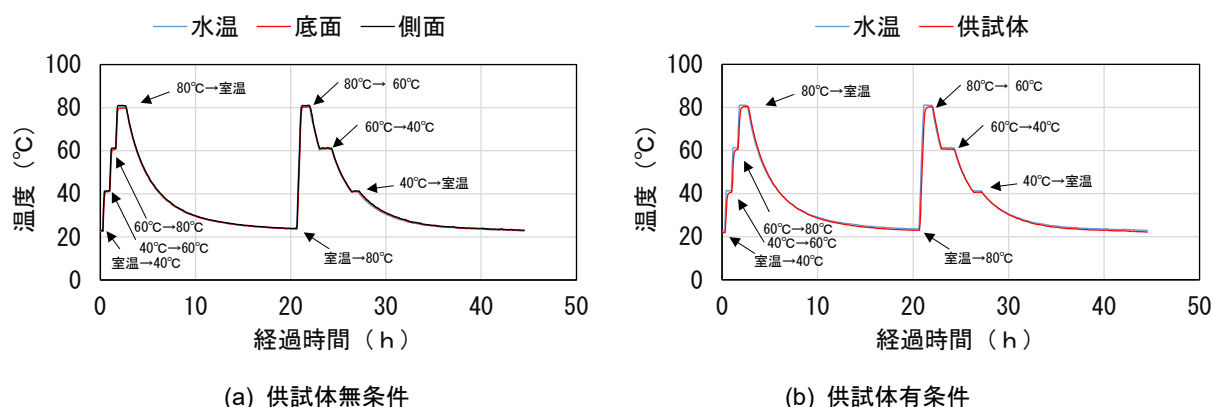


図3 事前試験における温度変化

表1 温度制御下での圧密試験の载荷条件

载荷ステップ	初期	载荷過程				除荷過程		再载荷過程	
	STEP0	STEP1	STEP2	STEP3	STEP4	STEP5	STEP6	STEP7	STEP8
設定圧 (MPa)	膨潤圧	2	5	10	19.6	10	2	10	19.6

表2 圧密試験ケース

試験ケース	試験温度
CASE-1-22-1	22℃
CASE-1-22-2	22℃
CASE-1-50-1	50℃
CASE-1-50-2	50℃
CASE-1-80-1	80℃
CASE-1-80-2	80℃

表3 温度変化による変形試験ケース

試験ケース	载荷過程	温度変化過程
CASE-2-1-1	3 MPa	22℃→50℃→80℃→50℃→22℃
CASE-2-1-2	3 MPa	22℃→50℃→80℃→50℃→22℃
CASE-2-2-1	6 MPa→3 MPa	22℃→50℃→80℃→50℃→22℃
CASE-2-2-2	6 MPa→3 MPa	22℃→50℃→80℃→50℃→22℃
CASE-2-3-1	19.6 MPa→3 MPa	22℃→50℃→80℃→50℃→22℃
CASE-2-3-2	19.6 MPa→3 MPa	22℃→50℃→80℃→50℃→22℃

た時点が、所定の温度条件下における表 1 における STEP0 となる。STEP0 となった供試体に対して、表 1 に示す载荷条件で圧密試験を実施した。一次圧密の終了は、3 t 法⁸⁾を用いて判断した。

試験ケースを表 2 に示す。試験温度は、室温 (22°C)、50°C、80°C の 3 ケースとした。各ケース、2 つの供試体で試験を実施した。供試体の材料は、クニゲル®V1 と 3 号ケイ砂と 5 号ケイ砂を乾燥重量比 7 : 1.5 : 1.5 で混合して乾燥密度 1.6 Mg/m³ まで締め固めたものを用い、供試体の初期高さは 10 mm、直径は 60 mm とした。

2.3 载荷圧一定条件下での温度変化による変形試験

温度変化による変形試験の供試体の作成手順は温度制御下での圧密試験と同じく、試験セル内で試料を所定の乾燥密度になるように締め固めた。作成した供試体を用いて図 1 に示すように装置を組み立てた後、室温 (22°C) 条件下で、体積を拘束した状態で供試体へ給水を行い、膨潤圧の測定を行った。給水条件は、図 1 に示したように、試験装置の上部 (供試体下端からおよそ 0.5m) に設置した給水タンクに試験溶液を入れ、供試体下部から給水した。膨潤圧が定常状態に達したら供試体が飽和したとみなし、载荷過程に移行した。温度変化過程に移行する前の载荷過程の条件を、表 3 の「载荷過程」欄に示す。载荷過程は、正規圧密状態 (CASE-2-1)、過圧密比が 2 の過圧密状態 (CASE-2-2) および過圧密比が 6.5 の過圧密状態 (CASE-2-3) の 3 ケースとした。载荷に伴う変形が落ち着いた後、表 3 の「温度変化過程」欄に示すように 50°C、80°C と段階的に温度を上昇させた後、50°C、室温 (22°C) と段階的に温度を下降させた。試験ケースの一覧を表 3 に示す。各ケース、2 つの供試体で試験を実施した。供試体の仕様は、温度制御下での圧密試験と同じとした。

3. 試験結果

3.1. 温度制御下での圧密試験

図 4 に膨潤圧の経時変化を示す。室温状態下での膨潤圧は、給水開始後の比較的初期に大きく増加した後一時的に減少し、再度増加した。その後、膨潤圧が定常状態に達したと判断した後に水槽の水温を所定の温度まで上昇させたところ、膨潤圧が増加した。この膨潤圧を、STEP0 における膨潤圧とした。

図 5 に体積ひずみ (圧縮 : 正) と载荷圧との関係を示す。膨潤圧が室温状態下で定常状態に達した後に温度を所定の温度まで上昇させたケース (CASE-1-50 および CASE-1-80) では、温度上昇により载荷圧の増加が生じた。図 4 の温度上昇に伴う膨潤圧の増加が、図 5 では载荷圧の増加として反映されている。その後、载荷による体積ひずみの増加 (圧縮挙動) が生じた。22°C と 50°C のケースに間には大きな差異は認められないものの、50°C のケースの方がやや傾きが大きい (载荷圧の増加に対する体積ひずみの増加がより大きい)。80°C のケースでは、载荷過程において他のケースより大きな体積ひずみ (圧縮量) が生じた。これは、温度上昇に伴い剛性の低下が生じたものと考えられる。温度が高くなるほど粘土粒子間の結合力が低下すると考えられており⁹⁾、このような微視的な要因で剛性の低下

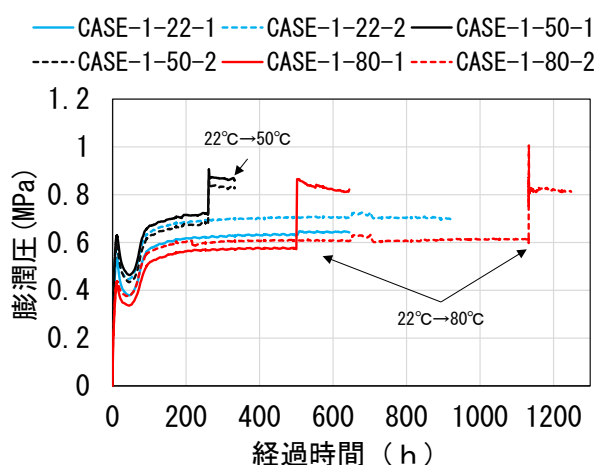


図 4 温度制御下での圧密試験における膨潤圧の経時変化

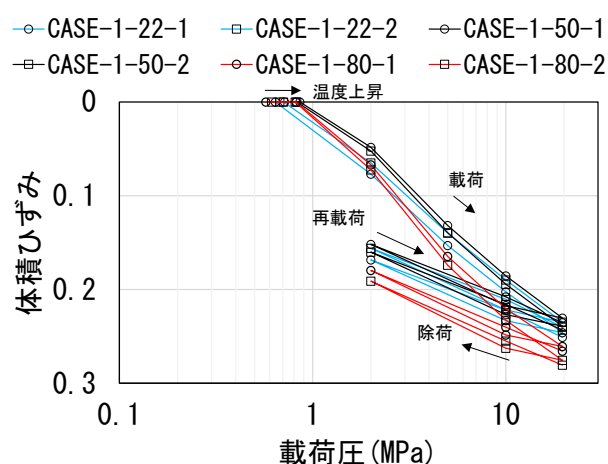


図 5 温度制御下での圧密試験における体積ひずみと载荷圧との関係

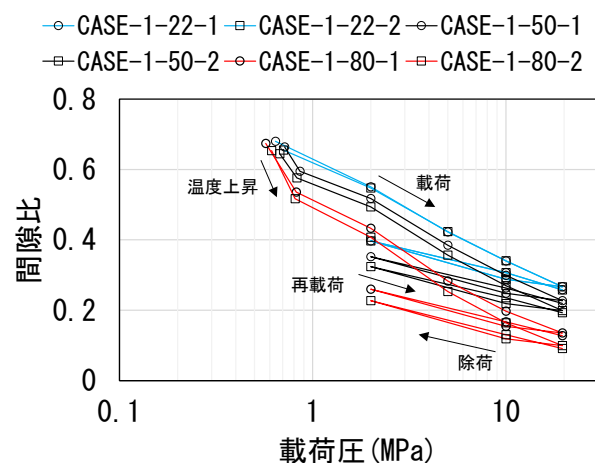


図 6 温度制御下での圧密試験における間隙比と载荷圧との関係

が生じた可能性が考えられる。

また、除荷過程・再載荷過程での体積ひずみの変化量は、温度の違いに依存せず概ね同等の変化量であった。

温度を制御した圧密試験においては、土粒子の熱膨張を考慮しないと温度変化に対する間隙比減少率が過少に評価されることが指摘されている¹⁰⁾。そこで、間隙比の減少率について土粒子の熱膨張を考慮して整理することとした。なお、試験装置自体の熱膨張も試験結果に影響を及ぼすことが懸念されるが、圧密リング内径が熱によって変化することに起因する供試体高さの変化量は無視できるほど小さい¹⁰⁾といった報告があることから、本研究では試験装置の熱膨張の影響は考慮していない。

温度 T での土粒子密度 ρ_s は、ある基準温度 T_0 における土粒子密度 ρ_{s0} 、割線熱膨張率 α_s を用いると、以下の関係にある¹⁰⁾。

$$\rho_{s0}/\rho_s - 1 = \alpha_s(T - T_0) \quad (1)$$

式(1)の関係を用いると、体積ひずみと間隙比との関係は、以下のようになる。

$$\varepsilon_v = 1 - \left[\frac{\alpha_s(T - T_0) + 1}{\alpha_s(T_i - T_0) + 1} \right] \left[\frac{1 + e}{1 + e_i} \right] \quad (2)$$

ここで、 ε_v ：体積ひずみ、 T_i ：初期温度、 e ：間隙比、 e_i ：初期間隙比である。式(2)を用いて、図5に示した体積ひずみを間隙比に変換したものが、図6の間隙比と載荷圧との関係である。

本研究では、基準温度 T_0 を22℃、基準温度 T_0 における土粒子密度 ρ_{s0} (Mg/m³)は、ベントナイト、ケイ砂でそれぞれ2.70、2.64とし、土粒子の割線熱膨張率 α_s (℃⁻¹)は、ベントナイト、ケイ砂でそれぞれ、0.00211、0.000271とした¹¹⁾。なお、ケイ砂の割線熱膨張率は、石英と長石を主要な鉱物とする宍道湖泥の値を代用した。

膨潤圧が定常状態に達した後に温度を上昇させたケース(CASE-1-50 および CASE-1-80)では、温度上昇により圧力の増加が生じている。この温度上昇過程では、供試体の体積は固定されているものの、式(2)に示した関係により、土粒子が熱膨張することで間隙比の減少が生じている。温度上昇後の載荷・除荷・再載荷過程では、間隙比と載荷圧との関係は温度の増加に伴い間隙比が小さくなる方向にシフトする傾向があることがわかった。このような傾向は、一般的な土質材料に対する従来の知見⁴⁾と整合的であった。また、除荷・再載荷時の間隙比と載荷圧との関係である膨潤線の傾きは、温度にはほとんど依存していないことがわかった。

3.2. 載荷圧一定条件下での温度変化による変形試験

図7に表3の「載荷過程」欄に示した載荷過程における間隙比と載荷圧との関係を示す。CASE-2-1は、3 MPaまで載荷したのみで、過圧密状態を想定したCASE-2-2とCASE-2-3は、それぞれ6 MPa、19.6 MPaまで載荷した後、3 MPaまで除荷した。図では、この載荷経路を矢印で示している。温度上昇前の間隙比は、19.6 MPaの載荷圧を経験させたCASE-2-3が最も小さな間隙比となっており、正規圧密状態を想定したCASE-2-1が最も大きな間隙比となっている。

図8に温度変化過程での体積ひずみと温度の関係を示す。温度を上昇させる前の体積ひずみを0とし、圧縮を正としている。いずれのケースでも温度上昇に伴い体積ひずみが減少する膨張挙動を示し、温度下降により体積ひずみが増加する圧縮挙動を示した。温度上昇による膨張量は過圧密比の大きいCASE-2-3が最も大きく、正規圧密状態のCASE-2-1が最も小さかった。また、過圧密状態であるCASE-2-2とCASE-2-3は、温度上昇と温度下降で可逆的な変形挙動を示しているのに対し、正規圧密状態であるCASE-2-1は、不可逆的な変形が生じている。このことから、ベントナイトの温度変化に伴う変形挙動は一般的な土質材料と同様に、応力履歴に依存して、弾性もしくは弾塑性挙動を示すことがわかった。既往の過渡期の緩衝材の力学挙動評価でも、温度変化による力学挙動は弾性挙動として考慮されているが¹²⁾、さらに本試験結果で示されたような温度変化による変形挙動の応力履歴依存性を考慮し、弾塑性論を用いて温度変化による力学挙

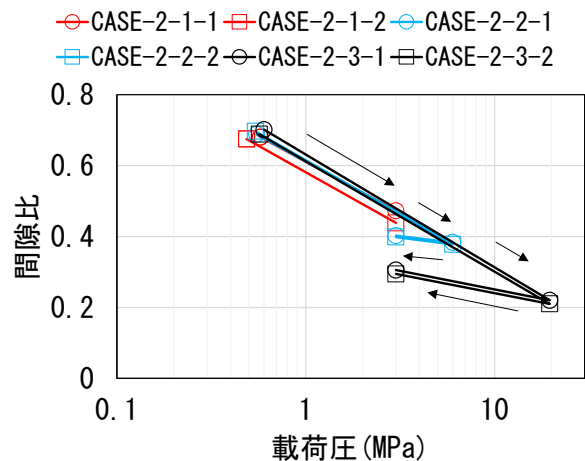


図7 温度変化による変形試験における温度変化を与える前の間隙比と載荷圧との関係

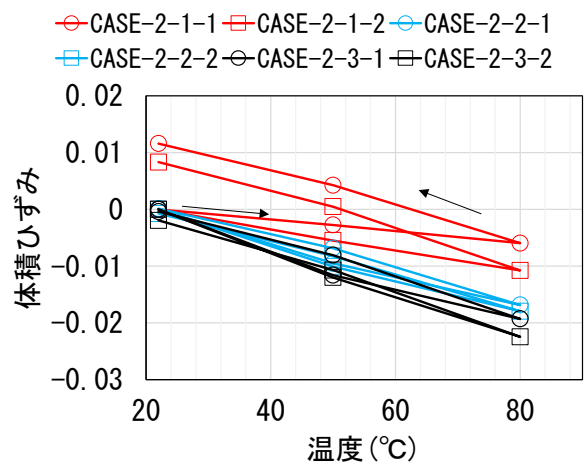


図8 温度変化による変形試験における体積ひずみと温度との関係

動をモデル化することで、より適切な過渡期の緩衝材の力学挙動の評価が実施できる可能性が示唆された。

4. おわりに

高レベル放射性廃棄物の地層処分施設の閉鎖後初期には、緩衝材中の温度が高くなることが想定されるため、緩衝材に用いられるベントナイトの基本特性の温度依存性に関する試験が実施されてきた。しかし、温度が膨潤圧や透水係数に与える影響の知見と比較すると変形挙動に及ぼす影響に関する知見は少ない。そこで、本論文では、温度制御可能な圧密試験装置を用い、温度制御下での圧密試験、載荷圧一定条件下での温度変化による変形試験の2種類の試験を実施した。

温度制御下での圧密試験では、高温状態でより大きな圧縮変形が生じることや、間隙比と載荷圧との関係は温度の増加に伴い間隙比が小さくなる方向にシフトする傾向があることがわかった。

載荷圧一定条件下での温度変化による変形試験では、温度変化に伴う変形は過去の応力履歴の影響を受け、温度増加に伴う膨張は過圧密比が大きい場合に、より大きくなることや、温度下降の際には過圧密状態下では可逆的な変形が生じ、正規圧密状態下の場合には不可逆的な変形が生じることが明らかとなった。

上記のような傾向は、一般的な土質材料に対する従来の知見⁴⁾と整合的であることが明らかとなった。つまり、本研究の成果は、膨潤性能を持つベントナイトを主材とする緩衝材の力学的特性の温度依存性、特に変形挙動の考え方について、一般的な土質材料の考え方が適用できることを示すものであった。本研究で得られた試験データは、温度の影響を考慮した緩衝材の力学モデルを構築するためのデータとして活用されることが期待される。

謝辞：本研究は、経済産業省から日本原子力研究開発機構が受託した「令和4年度 高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業（JPJ007597）（ニアフィールドシステム評価確証技術開発）」および「令和5年度 高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業（JPJ007597）（ニアフィールド長期環境変遷評価技術開発）」の成果の一部を使用している。

参考文献

- 1) 松本一浩・菅野毅・藤田朝雄・鈴木英明：緩衝材の飽和透水特性，PNC TN8410 97-296，1997
- 2) Ruan, K・Wang, H・Komine, H・Ito, D: Experimental study for temperature effect on swelling pressures during saturation of bentonites, Soils and Foundations, Vol. 62, Issue.6, pp.1-16, 2022
- 3) Kanazawa, S・Kobayashi, S・Ichikawa, N・Yanai, M・Ishiyama, K: The swelling behaviour of bentonite buffer material considering the effect of temperature, International Journal of GEOMATE, Vol.19, Issue 74, pp. 216-221, 2020
- 4) 菊本統・京川裕之・中井照夫・ホサインシャヒン：土の温度依存挙動の一次元弾塑性モデル，第21回中部地盤工学シンポジウム，pp.9-16, 2009
- 5) Eriksson, L.G: Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays, Proc. of the 12th int. conf. on Soil Mech. and Foundation Engineering, pp.2087-2090. 1989
- 6) Campanella, R.G・Mitchell, J.K: Influence of temperature variations on soil behavior, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 94, pp.709-734, 1968
- 7) Baldi, G・Hueckel, T・Peano, A・Pellegrini, R: Developments in modelling of thermo-hydro geomechanical behavior of Boom clay and clay based buffer materials, Report EUR 13365, Commission of the European Communities, Nuclear science and technology, 1991
- 8) 地盤工学会：土質試験 基本と手引き 第三回改訂版，丸善出版，2022
- 9) 上俊二・藤原東雄・勝村雅子：二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性，土木学会論文集，No.554/III-37, pp.47-55, 1996
- 10) 清水正喜・田中淳：粘性土の温度変化時の圧縮特性評価における土粒子の熱膨張の影響，地盤と建設，Vol.18, No.1, 2000
- 11) 清水正喜・大西崇史：加熱による二次圧縮促進効果の土粒子熱膨張を考慮した評価，第38回地盤工学研究発表会，2003
- 12) 鈴木英明・高山裕介：ニアフィールドにおける過渡期の熱-水-応力連成挙動に及ぼす緩衝材の密度変化の影響評価（受託研究），JAEA-Research 2020-015，2020

セッション 5

室内/現場試験・調査・施工技術・
現場計測技術

北九州市圏域の自然斜面における降雨と土壌浸透の現場モニタリング

○山本健太郎¹・横矢直道²・岡本憲治³・東風平宏⁴・甲木善徳⁵・徳田充樹⁶・佐藤秀文⁷¹大分大学・²元福山コンサルタント・³福山コンサルタント・⁴基礎地盤コンサルタンツ・⁵日本地研・⁶新地研工業・⁷平成地研

1. はじめに

我が国では、豪雨により表層 2～3 m の層が崩壊する急傾斜地の崩壊や土石流が毎年のように発生して、多くの犠牲者が出ている。特に九州地域では、この種の斜面災害が生じやすい地形、地質、降雨条件を有しており、その発生件数は全国の約 4 割を占めている。また、近年は集中豪雨が多発する傾向にあり、斜面災害発生の危険度が高まっている状況である。斜面災害から市民の命を守るための最善の方法は、早期避難であり、そのためには、降雨量と崩壊の危険度、崩壊規模の関係を明らかにする必要がある。北九州市では、平成 18 年以降、有効先行降雨量という指標を導入し、現地調査を重ねて雨の降り方と斜面崩壊の危険度の関係について研究されている¹。一方、Uchimura ら²は斜面に傾斜計を設置し、傾斜角の変化に着目することで崩壊の前兆を予測する手法を提案した。また、小泉ら³は模型斜面実験と現場計測による結果から、浅層での地下水位形成を議論し、地盤内での水分状態を基に斜面の健全性を評価する手法を提案している。

斜面崩壊の発生をリアルタイムに予知することは、現状困難である。どの斜面が危険であるかを知ることにはある精度で可能（土砂災害警戒区域等で指定されている）であるが、いつ崩壊するかを知ることが難しい。そこで、本研究では崩壊の可能性のある層（表層土）が、降雨により飽和すれば危険度が高まると考えられることから、雨の降り方と崩壊の可能性のある層の飽和度の関係を明らかにし、危険度をリアルタイムに予測する手法を開発することを目的としている⁴。具体的には、計測結果から雨の降り方と崩壊対象層の飽和度の関係を明らかにし、同一地区の既存崩壊事例と対比することにより、対象斜面の崩壊危険度を精度よく予測する手法を開発する。さらに、学術的には雨水浸透メカニズムを考慮した飽和度についても今後詳細に検討すべきであるが、現段階では、「降雨により崩壊対象層が飽和すれば、斜面崩壊の推力が最大となり危険度が高まる」と説明した方が住民の方に分かりやすい避難情報になると考えている。本論文では現場モニタリングに重きを置き、降雨特性と地盤の体積含水率の変化傾向を把握するために実施した計測手法と結果について、門司区と小倉南区の事例に関して考察を実施した。

2. 地形地質概要

図-1 には調査地周辺の地質⁵を示す。なお、対象斜面を赤丸で示している。門司区の調査地は企救半島の山地南東向き斜面（標高 50～100m）に位置する。地質は呼野層群に属する凝灰質砂岩の分布域であり、現地観察では赤褐色の玄武岩強風化土と黄灰色の凝灰質岩強風化土が確認された。次に、小倉南区の調査地は林道沿いの北向き斜面（標高 190m）に位置し、地質は中生代白亜紀後期の花崗岩類（平尾花崗閃緑岩）で中～粗粒の塊状岩盤を呈している。なお、門司区の調査地は平成 30 年 7 月豪雨での崩壊跡地に隣接している（同じ赤丸に位置している）。

3. モニタリング概要

事前に実施した原位置試験（簡易動的貫入試験、土層強度検査棒、現場透水試験、密度試験）や採取試料を用いた室内土質試験（物理試験、締固め試験、一軸・三軸圧縮試験）の結果を参考にして、土壌水分センサーは斜面の上部、中部、下部のそれぞれに対して、深度 0.2m、0.5m、0.8m、1.0m に設置した。なお、今回の測定は人力で縦穴が掘れる 1m を下端とした。まず、少し大きめの縦穴を掘り、1.0m、0.8m、0.5m、0.2m の順にセンサーを設置した。センサー設置後は縦穴に元の土を入れて、締固め、より浅いところにセンサーを設置していった。よって、センサー配線を通しての雨水浸透が生じない処置を実施した。また、観測は土壌水分センサー SM150T（Delta-T 製）と外部プレヒート基盤と接続したデータロガー MCR-4V（TANDD 製）を使用し、縦穴から山側に向けて設置した。観測間隔は 10 分間隔で、月 1 回のデータ回収を実施している。なお、降雨量は、用地や予算の制約上観測点近傍には雨量計を設置せず、観測点 1km 以内に存在する北九州市の観測点における 10 分毎の雨量データを使用した。

Field monitoring of rainfall and soil infiltration on natural slopes in the area of Kitakyushu City

Kentaro Yamamoto¹, Naomichi Yokoya², Kenji Okamoto³, Hiroshi Kochihira⁴, Yoshinori Katsuki⁵, Mitsuki Tokuda⁶, Hidefumi Sato⁷(¹Oita University, ²former Fukuyama Consultants Company, ³Fukuyama Consultants Company, ⁴Kiso-jiban Consultants Company,⁵Nihonchiken Company, ⁶Shinchiken Kogyo Company, ⁷Heiseichiken Company)**KEY WORDS:** Slope failure, Rainfall, Field test, Soil moisture, Monitoring

4. 門司区の調査結果

写真-1 には、調査地全景（門司区）を示す。なお、門司区の現場は平成 30 年 7 月豪雨での崩壊跡地の近傍で中・古生層の堆積岩であった。図-2 には簡易測量と簡易動的貫入試験から得られた地質断面を示す。R5-No.1, R5-No.2, R5-No.3 は、簡易動的貫入試験の実施箇所である。 $N_d \leq 5$ である崩積土 (dt) の下に、 $5 < N_d \leq 10$ の土砂状に風化した凝灰質砂岩 (W-Ss) の薄層があり、その下層に $10 < N_d$ の凝灰質砂岩 (Ss) の強風化岩が分布していることがわかる。写真-2(a)～(d)には門司区の斜面上部に設置した計測機器、データロガー、深度 0.2m と 1.0m に設置した土壌水分センサーを示す。計測機器には鳥獣対策を施し、土壌水分センサーは掘削孔中に慎重に設置した。次に、表-1 には門司区の斜面上部、中部、下部のそれぞれに対して、深度 0.2m, 0.5m, 0.8m, 1.0m から採取した試料の物理特性を示す。これを見ると、斜面中部 0.2m は土粒子の密度が小さく、斜面下部 1.0m の密度が最も大きい。また、斜面下部 0.8m 以深は自然含水比が小さい傾向を示した。密度には $2.545\text{g}/\text{cm}^3 \sim 2.842\text{g}/\text{cm}^3$ の幅があった。上部 0.5m, 下部 0.8m, 下部 1.0m は礫分が約 50% 以上あり、それ以外の試料ではシルト以下の細粒分を 60%以上有していることが数字からも見てとれる。

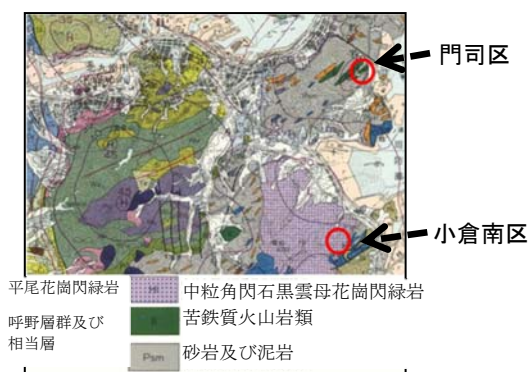


図-1 調査地周辺の地質⁵⁾



写真-1 調査地全景（門司区）

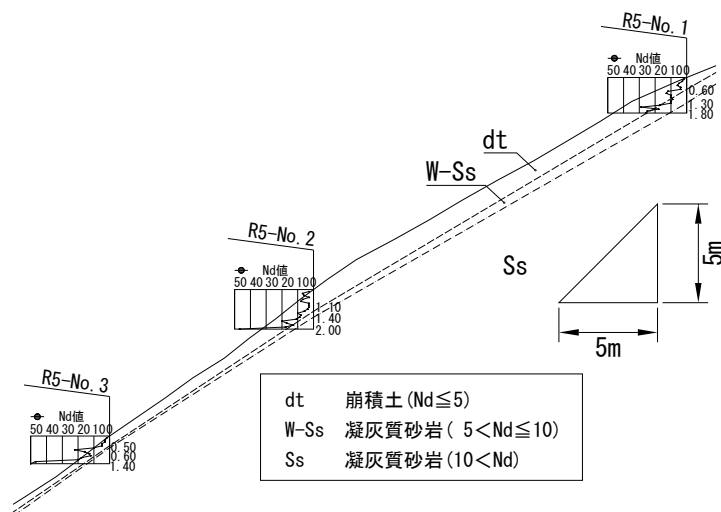
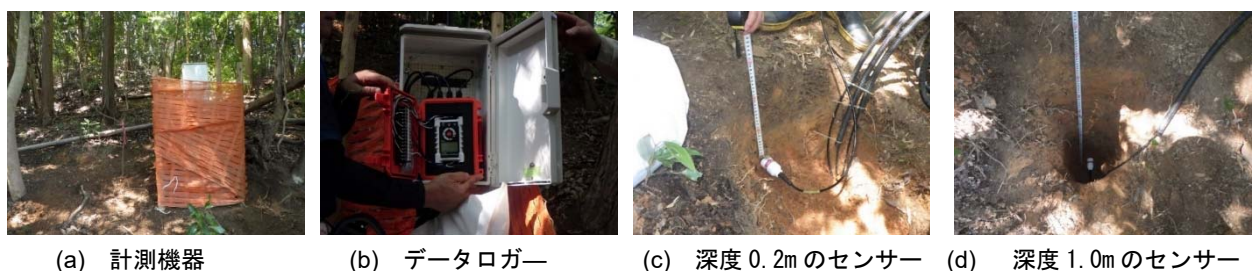


図-2 簡易動的貫入試験による地質断面（門司区）



(a) 計測機器

(b) データロガー

(c) 深度 0.2m のセンサー

(d) 深度 1.0m のセンサー

写真-2 現場での設置状況（門司区, 斜面上部）

表-1 試料の物理特性（門司区）

調査事例	地質	調査位置	地点	試験深度GL- (m)	一般		粒 度				コンシステンシー特性			分 類	
					土粒子の 密度 ρ_s (g/cm^3)	自然 含水比 w_n (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	塑性指数 I_P	分 類 名	分類記号
(門司区堀)	中・古生層	未崩壊	R5-No.1	0.2	2.644	26.8	18.3	9.2	37.7	34.8	53.4	35.8	17.6	砂まじり礫質シルト (高液性限界)	(MHG-S)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.1	0.5	2.744	32.9	46.1	10.5	17.1	26.3	73.1	40.5	32.6	砂まじり細粒分質礫	(GF-S)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.1	0.8	2.762	37.9	9.5	7.1	34.6	48.8	82.5	45.8	36.7	砂まじり礫質シルト (高液性限界)	(MHG-S)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.1	1.0	2.751	37.3	11.7	3.4	37.5	47.4	71.9	41.3	30.6	礫まじりシルト (高液性限界)	(MH-G)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.2	0.2	2.545	29.6	27.9	8.5	42.2	21.4	59.9	40.6	19.3	砂まじり礫質シルト (高液性限界)	(MHG-S)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.2	0.5	2.738	33.5	14.4	6.8	34.1	44.7	70.4	40.9	29.5	砂まじりシルト (高液性限界)	(MH-SG)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.2	0.8	2.757	39.0	7.5	4.7	39.5	48.3	81.5	42.2	39.3	礫まじりシルト (高液性限界)	(MH-G)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.2	1.0	2.770	40.2	4.4	6.8	42.9	45.9	73.3	42.1	31.2	砂まじりシルト (高液性限界)	(MH-S)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.3	0.2	2.687	25.7	23.9	11.0	37.7	27.4	61.0	35.2	25.8	砂まじり礫質シルト (高液性限界)	(MHG-S)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.3	0.5	2.743	24.2	25.5	14.5	36.8	23.2	57.6	33.1	24.5	砂まじり礫質シルト (高液性限界)	(MHG-S)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.3	0.8	2.825	15.3	48.9	20.1	19.3	11.7	45.1	30.2	14.9	細粒分質砂質礫	(GFS)
	中・古生層	未崩壊	R5-No.3	1.0	2.842	13.2	60.4	20.4	11.3	7.9	41.7	27.6	14.1	細粒分質砂質礫	(GFS)

図-3 は門司区での体積含水率と降雨の経時変化を示す。降雨量は北九州市吉志観測局のデータである。なお、現場での体積含水率のモニタリングは 2023 年 8 月 22 日に開始した。これは、図-2 で示される斜面上部（R5-No.1），中部（R5-No.2），下部（R5-No.3）のそれぞれの位置において、地表面から 0.2m, 0.5m, 0.8m, 1.0m の深さの断面に土壌水分センサーを挿入し、降雨量に伴う体積含水率の変化を観察したものである。まず、これらのグラフを見ると、3 月前半に体積含水率の測定データが欠損していることがわかる。これはバッテリー交換のミスのためである。上部では 12/14 まではあまり体積含水率の変化が見られないが、12/14 以降は降雨量にも反応してきていることがわかる。これは地盤中にセンサーを設置後、3 か月以上経過し、センサーと周辺地盤とが馴染んできた影響によるものと考えられる。よって、モニタリングの後半に着目すると、上部では深度 0.8m, 1.0m, 0.5m, 0.2m の順に体積含水率が大きい。3/23 近傍の 10mm 以上の降雨では、どの深さにおいても降雨イベントに応じて、体積含水率が上昇していることがわかる。次に、中部ではモニタリングの後半において、深度 1.0m, 0.8m, 0.5m, 0.2m の順に体積含水率が大きく、深度 0.2m のみ体積含水率の値が他の深度と比べて小さい。図-2 の地質断面においても上部（深度 0.8m でのみ $10 < N_d$ 、それ以外の計測深度では $N_d < 10$ ）と中部（深度 1.0m 以下では $N_d < 10$ ）は大きな違いは見られないため、降雨に対する体積含水率の変化も似ている。下部では斜面が急なため、地質断面は上部や中部と異なり、深度 0.6m 以上で $10 < N_d$ となる。下部でのモニタリング後半に着目すると、深度 0.2m, 0.5m の体積含水率は似通っており、3/23 近傍の 10mm 以上の降雨では深度 1.0m の体積含水率の上昇率は大きい。深度 0.8m の体積含水率では降雨に伴う上昇率は小さくないが、体積含水率の値自体は最も小さい。よって、門司区の斜面は、風化岩（ $10 < N_d$ ）の上部に崩積土が堆積している地質構造であることから、降雨浸透により斜面上部に供給された雨水がその層境界に沿って流下する。そして、下部の地質層境界から水分供給が始まり、その後地表からの浸透による水分供給が続いて、斜面全体の体積含水率が高まると考えられる。なお、地下水位面は他の原位置試験、現場透水試験、土検棒やハンドオーガーなどからも確認している。斜面上部のどこから雨水が供給されるかという問題については、本斜面近傍ではパイピング跡も多数見られるため、ここから供給されていると考えられている。以上の観測結果より、降雨により斜面内の体積含水率が高まるため斜面崩壊の危険性が高まると考えられる。

5. 小倉南区の調査結果

写真-3 には、調査地全景（小倉南区）を示す。なお、小倉南区の斜面に分布する地質は花崗岩である。図-4 には簡易測量と簡易動的貫入試験から得られた地質断面を示す。K-1, K-2, K-3 は、簡易動的貫入試験の実施箇所である。 $N_d \leq 1$ である薄い崩積土 (dt) の下に $2 < N_d \leq 5$ の風化花崗岩 (W3-Gr) あり、その下層に $5 < N_d \leq 10$ (W2-Gr) と $N_d < 10$ (W1-Gr) の風化花崗岩がそれぞれ分布していることがわかる。次に、表-2 には小倉南区の斜面上部，中部，下部のそれぞれに対して、深度 0.2m, 0.5m, 0.8m, 1.0m から採取した試料の物理特性を示す。これを見ると、細粒分含有率は斜面下部（K-3）が深度に関係なく 60%以上を示すが、斜面上部は 0.5m 以浅が約 55%，0.8m 以深は約 40%と深度で傾向が異なる。土粒子の密度及び自然含水比は、3 地点とも深度 0.5m 以浅と 0.8m 以深でおおまかに大別できる。具体的には、K-1 0.2m, 0.5m と 0.8m, 1.0m, K-2 0.2m, 0.5m と 0.8m, 1.0m, K-3 0.2m, 0.5m と 0.8m, 1.0m とでは土粒子の密度と自然含水比の値が異なることが認められる。このように、当該斜面では深度方向で 0.5m 以浅と 0.8m 以深で傾向が異なる。また、斜面を概観すると下方ほど細粒化が進む傾向にある。

図-5 は小倉南区での体積含水率と降雨の経時変化を示す。降雨量は北九州市曾根新田北観測局のデータである。なお、現場での体積含水率のモニタリングは 2023 年 9 月 12 日に開始した。これは、図-4 で示される斜面上部（K-1），中部（K-2），下部（K-3）のそれぞれの位置において、地表面から 0.2m, 0.5m, 0.8m, 1.0m の深さの断面に土壌水分センサーを挿入し、降雨量に伴う体積含水率の変化を観察したものである。図-4 の地質断面を見ると、斜面上部，中部，下

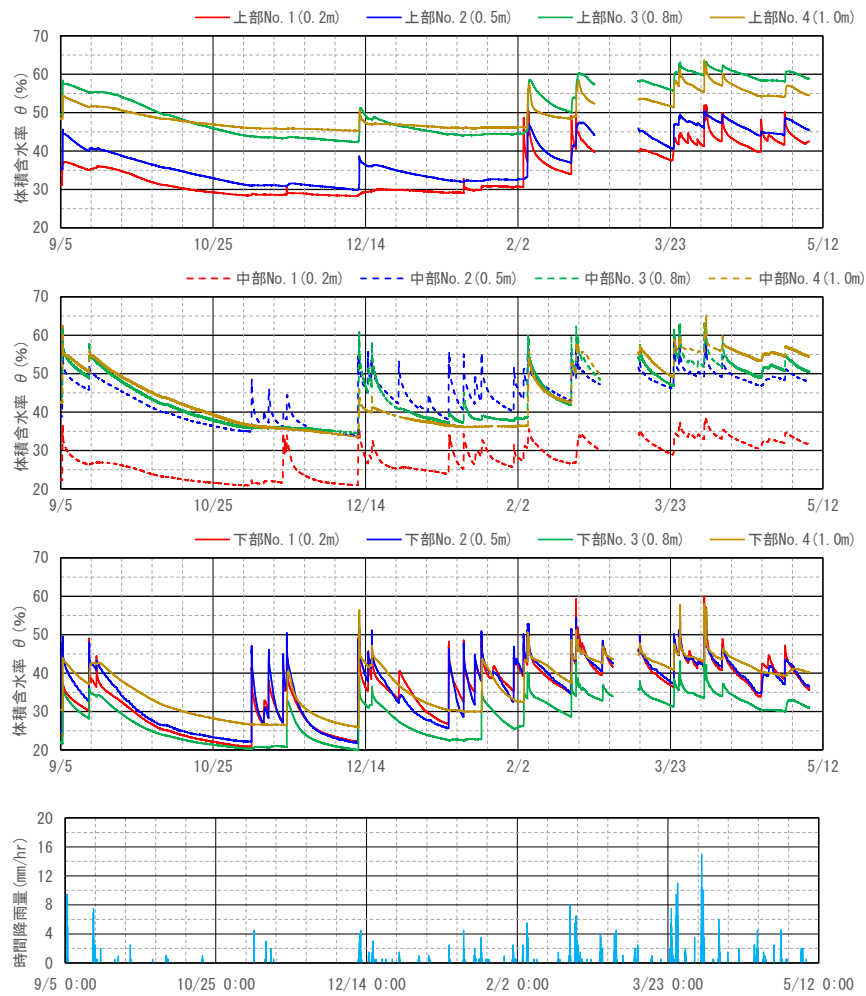


図-3 体積含水率と降雨量の経時変化（門司区）



写真-3 調査地全景（小倉南区）

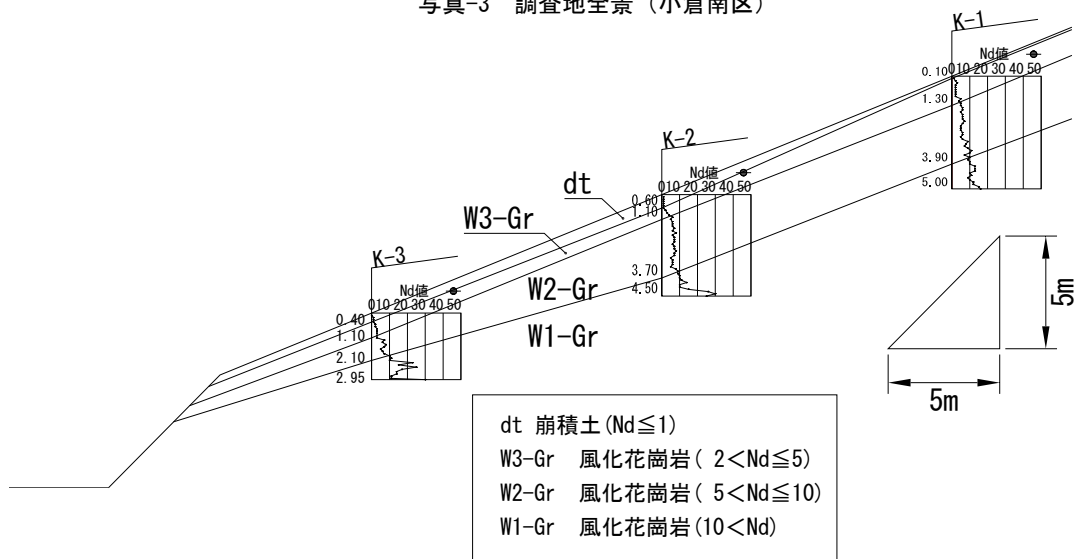


図-4 簡易動的貫入試験による地質断面（小倉南区）

表-2 試料の物理特性（小倉南区）

調査事例	地質	調査位置	地点	試験深度GL- (m)	一般		粒 度				コンシステンシー特性			分 類	
					土粒子 の密度 ρ_s (g/cm^3)	自然 含水比 w_n (%)	概分	砂分	シルト分	粘土分	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	塑性指数 I_P	分 類 名	分類記号
(小倉南区朽網)	花崗岩	未崩壊	K-1	0.2	2.601	39.2	0.7	41.9	27.7	29.7	62.7	30.4	32.3	砂質粘土 (高液性限界)	(CHS)
	花崗岩	未崩壊	K-1	0.5	2.642	39.8	1.2	43.1	27.4	28.3	70.6	30.3	40.3	砂質粘土 (高液性限界)	(CHS)
	花崗岩	未崩壊	K-1	0.8	2.660	35.9	1.9	57.3	19.4	21.4	70.6	30.2	40.4	粘性土質砂	(SCs)
	花崗岩	未崩壊	K-1	1.0	2.648	34.1	1.8	56.9	18.9	22.4	66.9	30.8	36.1	粘性土質砂	(SCs)
	花崗岩	未崩壊	K-2	0.2	2.607	36.5	0.7	38.9	24.3	36.1	65.4	30.1	35.3	砂質粘土 (高液性限界)	(CHS)
	花崗岩	未崩壊	K-2	0.5	2.627	35.1	1.3	44.8	22.9	31.0	59.1	30.0	29.1	砂質粘土 (高液性限界)	(CHS)
	花崗岩	未崩壊	K-2	0.8	2.644	37.7	1.7	47.8	24.7	25.8	64.4	30.6	33.8	砂質粘土 (高液性限界)	(CHS)
	花崗岩	未崩壊	K-2	1.0	2.644	36.2	1.7	54.4	22.5	21.4	66.3	30.8	35.5	粘性土質砂	(SCs)
	花崗岩	未崩壊	K-3	0.2	2.593	36.8	1.0	37.4	30.7	30.9	48.0	30.1	17.9	砂質シルト (低液性限界)	(MLS)
	花崗岩	未崩壊	K-3	0.5	2.610	37.6	0.8	36.5	32.4	30.3	49.7	29.9	19.8	砂質シルト (低液性限界)	(MLS)
	花崗岩	未崩壊	K-3	0.8	2.642	34.2	0.9	34.3	31.5	33.3	58.4	29.9	28.5	砂質粘土 (高液性限界)	(CHS)
	花崗岩	未崩壊	K-3	1.0	2.637	33.3	1.0	35.4	31.5	32.1	61.0	30.4	30.6	砂質粘土 (高液性限界)	(CHS)

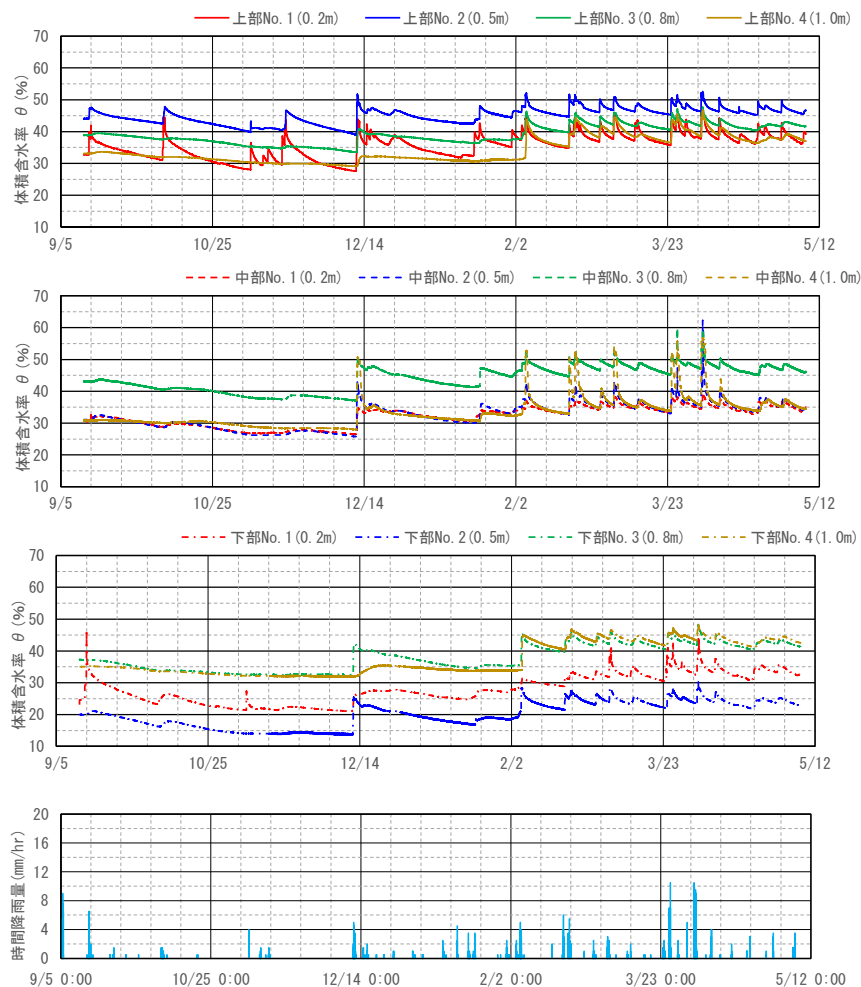


図-5 体積含水率と降雨量の経時変化（小倉南区）

部ともに全てのセンサー設置個所が $N_d \leq 5$ の崩壊しやすい崩壊対象層である。まずセンサー設置後、3 か月以上経過した 12/14 以降の体積含水率の変化に着目するものとする。これは、地盤とセンサーが馴染むには数回の降雨を経験する期間が必要と考えられるからである。斜面上部では、深度 0.5m, 0.8m の順に体積含水率が大きいことがわかる。2/2 以降ではどの深度においても降雨量があると体積含水率が上昇しており、上昇率にあまり大きな変化は見られない。斜面中部では、深度 0.8m の体積含水率が大きい。2/2 以降にある程度の降雨量があると、深度 1.0m の上昇率が著しく、次に 0.8m, 0.5m の上昇率も大きいことがわかる。また、斜面中部の深度 0.8m, 1.0m のセンサーが降雨に対して鋭敏に反応しているのは、表-2 の粒度によれば深度 0.2m の細粒分含有率が他の深度に比して多い結果が得られている。その影

響で反応が鈍いことが想定される。次に、斜面下部では深度 1.0m, 0.8m, 0.2m, 0.5m の順に体積含水率が大きく、3/23 近傍の 10mm 以上の降雨では、深度 0.2 m における体積含水率の上昇が著しいことがわかる。斜面傾斜もそれほど大きくなく、斜面上部、中部、下部ではそれぞれ深度 0.5m, 0.8m, 1.0m が体積含水率の値が大きかった。よって、この斜面においては全ての測定点が崩壊対象層内 ($N_d \leq 1$ である薄い崩積土 (dt) とその下層にある $2 < N_d \leq 5$ の風化花崗岩 (W3-Gr) 中) であることから、斜面表面からの降雨浸透により体積含水率が上昇していると考えられる。門司区の斜面に比べて、降雨に伴う体積含水率の変化が小さいことも観察できた。また、門司区の斜面では観測深度 (表層 1.0m 以内) において基盤層 ($10 < N_d$) が見られ、崩壊対象層は崩積土である。さらに隣の崩壊跡地には、崩壊土層内にパイピング跡が見られる。従って、斜面上部のパイピングから供給された雨水がこの層境界に沿って流下している可能性がある。この点については、今後検討する。なお、小倉南区は花崗岩の風化斜面で残積土である。従って、斜面内には顕著な水ミチの形成の可能性は低く、表層から浸透する雨水の方が顕著であると想定している。いずれにしても、雨水の浸透メカニズムは今後さらなる検討を要すると考えている。

6. モニタリング結果のまとめ

詳細な検討は今後のモニタリング結果も加味し、実施していく。現状での結果をまとめると以下ようになる。

- ① 時間降雨量数ミリ程度の降雨でも、各々の地点で体積含水率に変化が生じる。
- ② 体積含水率の変化は、斜面の位置や深度により、その開始時間や変化率 (変化の度合い) が異なる。
- ③ 降雨量に伴う体積含水率の変化は門司区の方が小倉南区に比べて、顕著である。これは斜面の傾斜や地質状況 (分布土質の粒度分布) にもよるものと考えられる。門司区の崩壊対象層は強風化した崩積土から成り、小倉南区は風化花崗岩の残積土で構成される。また、門司区の方が小倉南区に比べて、降雨により崩壊危険度が高まるとも考えられる。さらに、土壌水分の計測結果から斜面崩壊危険度をどのように推定するかは現在考察中である。ただ、個々の斜面や地質構成でもそれらの関係は変わるため、我々は実際の斜面崩壊予測 (警戒避難) を考えているところである。

7. おわりに

体積含水率の観測は、2023年の梅雨後に開始したため未だに多くの降雨を経験していないが、現時点で、降雨による斜面の上下方向や各点の深度方向の体積含水率の変化に特徴があることがわかってきた。現在、北九州市内の分布地質が異なる全3地点 (門司区、小倉南区、若松区) において観測を実施中である。2024年6月初めには八幡西区に位置する古第三紀の堆積岩類から成る自然斜面にも土壌水分センサーを設置した。今後、モニタリングを継続し、降雨特性と、分布地質の違い、斜面での計測位置や深度方向における体積含水率の変化傾向の関係について明らかにしていくことを目指す。

さらに、体積含水率から地盤の物理定数を用いて、飽和度への変換を行い、地域性 (分布地質の違い) に応じた、雨の降り方 (降雨強度と降雨量) と崩壊対象層の飽和状況 (どのような雨の降り方によって、斜面の崩壊対象層が飽和するか (危険な状況になるか)) を精度良く推定する手法を提案していきたい。具体的には、斜面崩壊の危険度は完全に飽和するまでもなく高まっていくため、飽和度が上昇するメカニズムを斜面ごとに計測結果から詳細に考察することとしている。また、我々は“体積含水率”よりも“飽和度”の方が住民の方にもわかりやすい指標であると考えている。その結果を、警戒避難体制の構築 (地質・地域毎の有効先行降雨量の設定など) に繋げていきたいと考えている。実際多くの課題があるが、現時点ではどのような状況になれば斜面の危険性が高まり、警戒避難すべきかを想定している。

参考文献

- 1) 玉田文吾・横矢直道・森与志信・北九州市：斜面崩壊と雨の降り方との関係 -福岡県北九州市・長崎県などにおける考察-, 北九州市印刷物登録番号 第 1702011A 号, pp.1-137, 2018
- 2) Uchimura, T., Towhata, I., Wang, L., Nishie, S., Yamaguchi, H., Seko, I. and Qiao, J.: Precaution and early warning of surface failure of slopes using tilt sensors, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.5, pp.1086-1099, 2015
- 3) 小泉圭吾・小松満・小田和広・伊藤真一・堤浩志：体積含水率に着目した降雨時の斜面の健全性を評価するための一考察, *土木学会論文集 C*, Vol.77, No.2, pp.129-139, 2021
- 4) 土木学会西部支部 斜面災害リスクに関する評価手法の開発と斜面災害の実用化に関する調査研究委員会：斜面災害リスクに関する評価手法の開発と斜面災害の実用化に関する調査研究報告書, 2022
- 5) 久保和也・松浦浩久・尾崎正紀・牧本博・星住英夫・鎌田耕太郎・広島俊男：「20万分の1地質図幅 福岡/FUKUOKA 地質調査所 (現産総研地質調査総合センター)」, 1993

音響トモグラフィ地盤探査を用いた地中障害物・空洞調査

○浦 和哉¹・加藤 裕将¹・榊原 淳一²¹KANSO テクノス・²J F E シビル

1. はじめに

近年，都市部において地表陥没事故や基礎ぐいの施工不良など地盤に関わる問題が発生している。これらの問題を未然に防ぐためには正確な地盤調査を行うことが必要であるが，地表構造物が多い都市部では地表からのボーリング調査ができないなど十分な調査が難しい場合がある。地表構造物の影響をあまり受けない手法の一つとして音響トモグラフィ地盤探査¹⁾が挙げられる。この手法は2本のボーリング孔の一方に孔内発振器，他方に孔内受信器を設置し，発振器と受信器間で高周波数の弾性波を送受信することで2本のボーリング孔の間を連続的に可視化することができる手法である(図-1)。調査結果として得られる速度分布図と減衰率分布図から地層構造だけでなく地中障害物や地盤のゆるみ・地下空洞の調査，薬液注入の出来形確認調査などを行うことができる。また，道路を走行する車両などの地表騒音の影響を受けにくく都市部での調査に適していることも特徴の1つである。本報ではこの音響トモグラフィ地盤探査の概要と実施例を紹介する。また，本手法の適用時の留意点，正しい解釈を行うことの重要性について述べる。

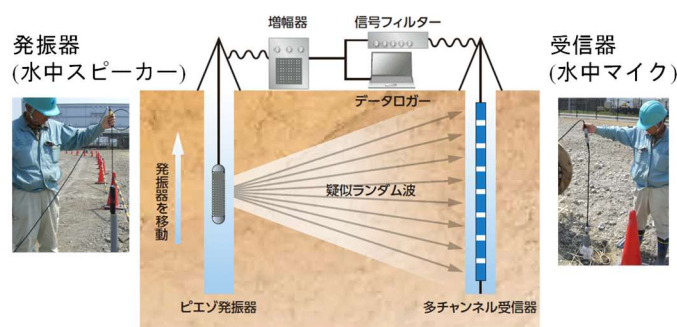


図-1 音響トモグラフィ地盤探査の概要

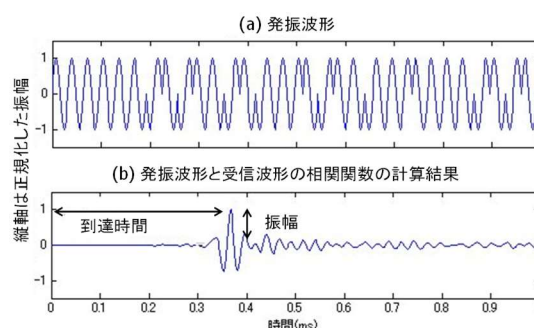


図-2 疑似ランダム波

2. 音響トモグラフィ地盤探査の概要と調査例

2.1 音響トモグラフィ地盤探査の概要

本手法は弾性波を用いているが，通常の弾性波探査とは異なり，円筒形のセラミックスピーカーを用いて周波数と振幅を正確に制御した疑似ランダム波(図-2)²⁾と呼ばれる連続波を発振する。受信器で受信した波形と発振波形の相関関数を計算しパルス波に変換することで到達波の到達時間と振幅を取得する。この疑似ランダム波は見かけの振幅(信号ノイズ比)を数10倍に増幅することができるため，50m以上離れた2孔間でkHzオーダーの高周波数の波を送受信することができる。受信器で受信した波の到達時間から地盤断面の速度分布図を取得し地層構造の把握などを行う。また，発振波と受信波の振幅の差分から地盤断面の減衰率分布図を取得することができる。地中を伝播する波は距離に応じて減衰するだけでなく，伝播する物体の密度や固さの比に応じて減衰するので，2孔間に存在する地中の異物，例えば埋設管，地盤のゆるみ・地下空洞，転石など位置や大きさを把握することが可能となる。

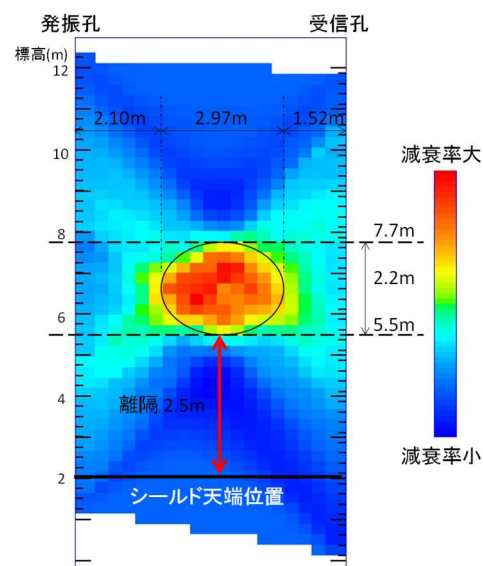


図-3 既設埋設管の位置調査(文献3を修正)

2.2 調査例

2.2.1 既設埋設管の位置調査³⁾

シールド計画路線と古い既設埋設管(φ2.2m)が交差する箇所があり，離隔距離が2～3mと近接していたこと，図面が不明瞭であったこと，地盤沈下の可能性も考慮し，本手法を用いて離隔距離を明確にすることになった。既設埋設管を挟むように設置した2本のボーリング孔を用いて調査を行った。この結果として減衰率分布図を図-3に示す。同図から

Investigation of underground obstacles and cavities by acoustic tomography

Kazuya Ura¹, Hiromasa Kato¹, Junichi Sakakibara² (¹KANSO TECHNOS CO., LTD, ²JFE Civil Eng. & Const. Corp)

KEY WORDS: Underground obstacles, Cavity, Acoustic Tomography

標高 7.7m から 5.5m の間に高減衰率部を確認できた。この高減衰率部が既設埋設管の外径と同じ大きさであったこと、これ以外には埋設管を示唆する高減衰率部がなかったことから、この高減衰率部が埋設管であると決定することができ、最終的にシールド天端と既設埋設管の離隔距離が 2.5m あることを確認できた。

2.2.2 地下空洞の調査⁴⁾

道路橋の橋脚工事において予備調査を行ったところ橋脚下部に地下空洞の存在が示唆されたため、Br.1～Br.4 の 4 本のボーリングを行い地下空洞の空間分布を調査した。調査は測線 Br.1-Br.4 と Br.2-Br.3 の 2D 断面の 2 測線で行い、内挿により 3D 画像として出力した。この結果を図-4 に示す。同図から、深度 20m～30m の間に、調査前には想定していなかった高さ 10m の大空洞があることがわかった。この 3D 画像を用いて近隣住民への説明を行い、速やかに充填工事を行った。調査結果から計算した空洞の容積と充填剤の量がおおむね一致したことから調査結果が妥当であったと考えられた。

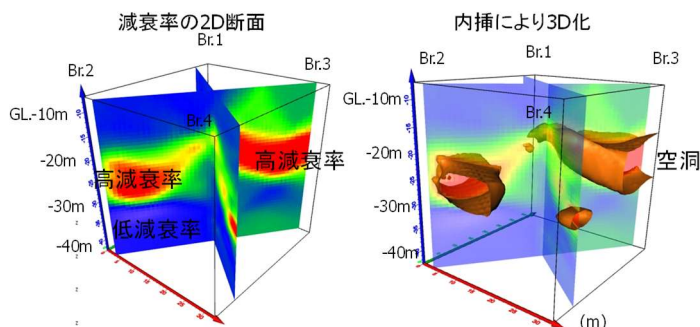


図-4 地下空洞の調査結果(文献 4 の図 8)

2.2.3 薬液注入の出来形確認調査⁵⁾

薬液注入による地盤改良工法は都市部や沿岸部、既設構造物直下における液状化対策工事として広く普及している。薬液が浸透した部分では間隙流体の粘性度が増加するため、浸透範囲を伝播する弾性波の振幅は減衰する。この特性を用いると注入により減衰率が増加した部分を薬液の浸透範囲であると考えることができる。図-5 は仙台塩釜港仙台区の岸壁耐震改良工事において行った薬液注入の出来形確認の調査結果である。地盤の影響を排除するために薬液注入の前後に調査を行い、2 つの結果の差分から薬液の浸透範囲を抽出した。同図から改良範囲の全深度(-8m～-16m)において減衰率が増加しており改良範囲では薬液が浸透しているものと考えられた。また同範囲内で減衰率の増加傾向が異なっているが、大きく減衰した-8m～-10m の細粒分含有率が $F_c=11.4\%$ であるのに対して、やや増加した-10m 以下では $F_c=37.6\%$ となっており、薬液の浸透しやすさが減衰率の増加傾向の違いの原因であったと推測された。

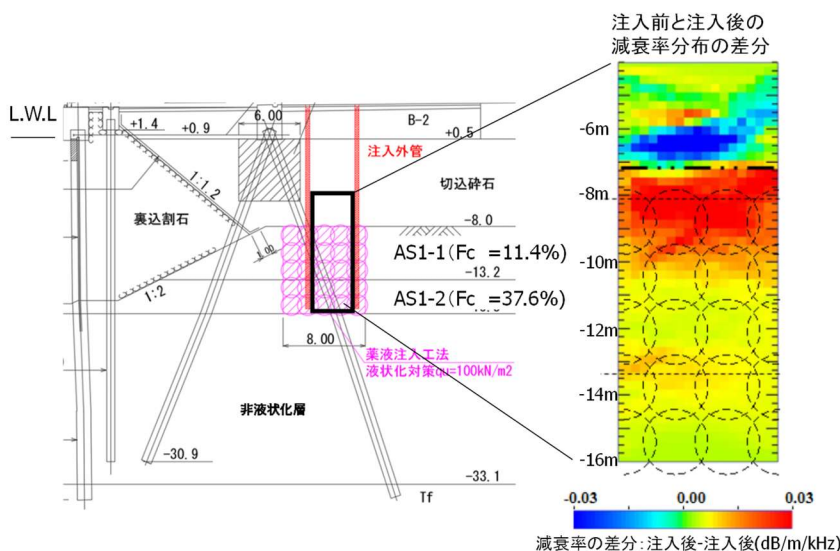


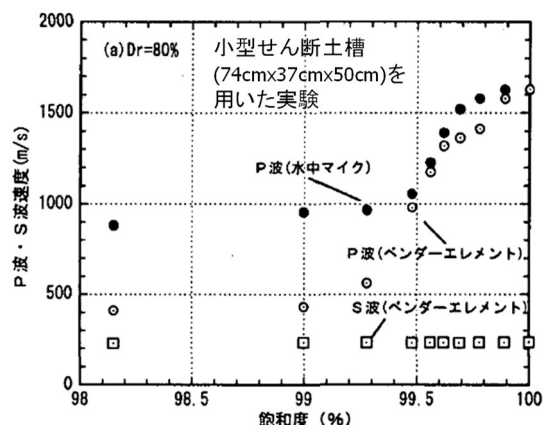
図-5 薬液注入の出来形確認調査(文献 5 の図 7, 図 8 を抜粋, 加筆)

3. 音響トモグラフィ地盤探査の留意点

音響トモグラフィ地盤探査を正しく実施するために必要な 4 つの留意点について述べる。

3.1 地下水位と地盤の飽和度の確認

弾性波は地盤中の飽和度の影響を大きく受け、飽和度が低下すると速度は減少⁶⁾し減衰率は増加する(図-6)。この飽和度の影響を調査結果から取り除くのは困難であるため、地下水位より浅い部分や飽和度が低下している地盤での調査は難しい。調査を計画する前に調査対象深度が地下水よりも下にあるかどうかの確認は不可欠である。また、調査対象深度が地下水以下であっても、飽和度の低下が予想される盛土や地下水位低下工法を実施した場所では既存のボーリング結果などから地盤の状態を確認することが必要である。



田村修次・阿部秋男(2000), 図9を抜粋・加筆

図-6 地盤の飽和度と P/S 波速度の関係

3.2 計測に用いるボーリングの離隔距離

本手法は断面内部をセルで分割し逆計算を行いセル内の速度値、減衰率値を計算しているが、理論上、波線の角度よりも高角度な構造の解析を行うことができない。図-7 の上図は離隔距離 L 、下図は離隔距離 $2L$ の場合の波線経路の模式図であるが、離隔距離 $2L$ における解析可能な角度 θ_{2L} は離隔距離 L の角度 θ_L よりも小さくなっている。従って、急角度な地層構造が予想される場合には最大角度を想定して適切な離隔距離を選ぶ必要がある。

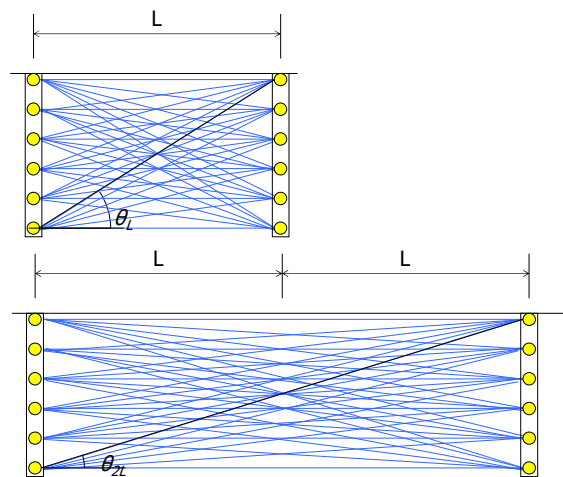


図-7 離隔距離と解析可能な最大角度の関係

3.3 縁辺部の調査精度の低下

断面内部をセルで分割して計算を行う場合、セルの計算精度はセル内を通る波線の数に比例する。図-8 において中央のセル①、上端部のセル②内を通る波線数は11と3となっており、縁辺部のセルの波線数は少なく精度も低い。調査を行うにあたってはこの縁辺部は精度が低く評価できない部分であることを考慮し、調査対象範囲が縁辺部にかからないように調査計画を立てる必要がある。

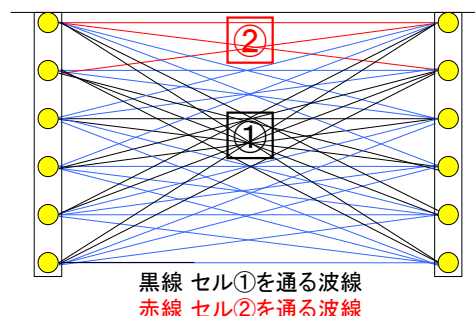


図-8 断面内のあるセルを通る波線の数

3.4 土質柱状図などの比較データの準備

解析結果から得られる弾性波の速度や振幅減衰率は、強度定数など土質工学的な値や地層の種類などとの直接的な関係はなく、これらの値から土質工学的な情報を把握することはできない。この問題を解決するためには土質柱状図などの比較データが不可欠である(図-9)。支持層調査などN値の情報が必要な場合には計測に用いたボーリング孔の両方またはどちらか一方でN値を取得する必要がある。また、地中障害物や空洞を調査する場合には、得られた結果が地層構造あるいは地中障害物や空洞の影響を表しているのかを判断する必要があるため土質柱状図だけでなく、場合によっては地中障害物や空洞がない

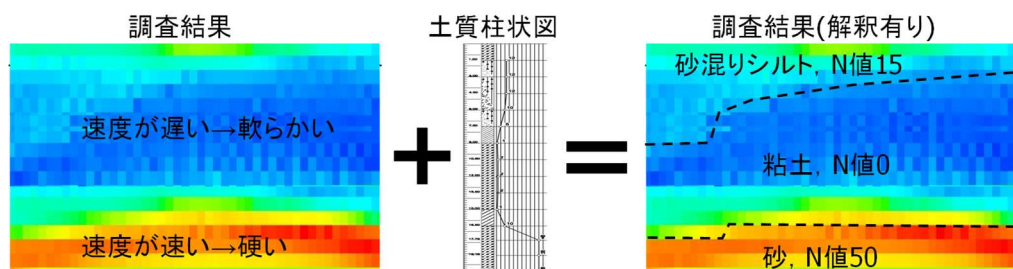


図-9 調査結果と土質柱状図の比較

キャリブレーション用の測線との比較が必要である。

4. まとめ～正しい解釈に関する考察～

前章で述べた留意点を守り正しい手順で調査を行っても、正しい解釈ができなければ正しい結果が得られたとは言えない。本章では正しい解釈の重要性について地表陥没の調査を仮定して考察を行う。

水道管の新設を目的とし発進立坑の前面を地盤改良した後に水平掘進を開始したところ、地盤改良が不十分であったため立坑内に土砂が流入し地表陥没に至った。周囲への影響を把握するために5か所の確認ボーリングとこれらを用いた音響トモグラフィ地盤探査を実施した。図-10 の平面図は現場の平面図を示している。地表陥没の周囲で行ったボーリングでは5か所中2か所で地盤のゆるみが確認された。また、調査は立坑の前面の測線A、少し離れた測線B、健全な地盤データを取得するために陥没から離れた場所で行ったキャリブレーション用測線の3か所で行った。測線Aはほぼ全深度で速度低下と減衰率増加が確認されたが、ゆるみだけではなく薬液注入の影響も大きいと考えられ評価が難しかったことから測線Bを用いて評価を行うこととした。これを図-10の断面図に示す。キャリブレーション用測線の結果と比較したところ、地表からトンネルのすぐ上まで速度低下・減衰率増加(赤色)、その下部は速度低下・減衰率増加中(黄色)、トンネルの下部は速度と減衰率に変化はなかった(青色)。この結果をもとに2つの解釈を検討する。

解釈1はゆるみの下端は深度2.5mまでというものである。ボーリング5か所のうち2か所しかゆるみの影響がないこと、特に調査に用いたボーリング孔Br.1ではゆるみは確認されずBr.2も深さ2mまでしかゆるみが確認されないこと、また、測線Bの結果は注入範囲外に広がった薬液の影響の可能性を否定できないことが理由である。一方、解釈2は地表からトンネル直上(深度8m)まで緩んでいる可能性があるというものである。薬液注入上端よりも上側で速度と減衰率の変化が起こっていること、トンネル下側では変化がなかったことが理由である。また、図-11に示すようにシールド工事などでの土砂の過剰な取り込みが煙突状のゆるみや空洞を誘発することが実験的に確認されておりこの解釈を裏付けている。このように異なる解釈が考えられる場合には追加の調査、本ケースであれば陥没個所にボーリング(解釈2の図中の赤矢印)を行うことが必要であると考えられる。

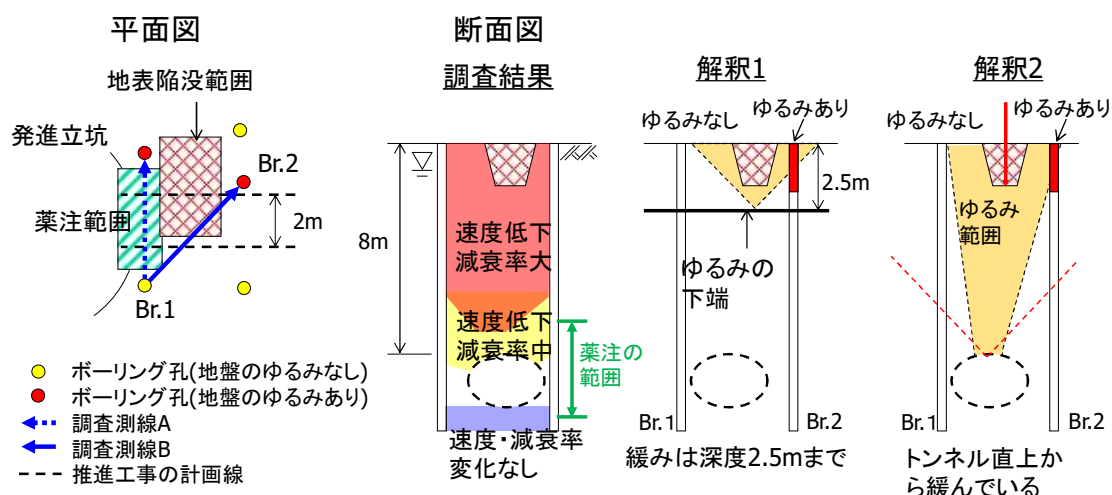


図-10 地表陥没の影響範囲の確認

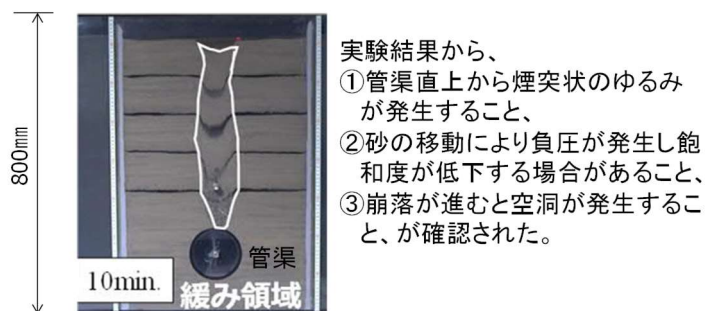


図-11 管渠内に砂が取り込まれたときに発生する陥没、空洞の領域
(文献7の図8を抜粋)

参考文献

- 1) 榊原 淳一・毛利 栄征・山本 督夫：高周波数の弾性波の速度と減衰率を用いた模型土槽内部の可視化手法の開発 土木学会論文集C Vol. 67, No.3, pp.310-318, 2011
- 2) 問山 清和・林 高弘・神谷 庄司：改良型パルス圧縮方法によるガイド信号の高分解能化, 超音波テクノ, No.9-10, pp.12-16, 2006
- 3) 糟谷 徹男・佐藤 直, 近藤 勉：音響波を利用した埋設管調査, 全地連「技術フォーラム 2023」横浜 要旨集, 2023
- 4) 榊原 淳一：高周波数の音波を用いた高精度な地盤の可視化技術, 検査技術 2017年3月号, 2017
- 5) 堤 彩人・山本 敦・甲斐 雅比呂・高野 大樹・高橋 英紀・榊原 淳一：振幅減衰トモグラフィ探査法を用いた薬液改良地盤の出来形管理手法に関する検討, 土木学会論文集 B3, Vol.78, No.2, I_805-I_810, 2022
- 6) 田村 修次・阿部・秋男：P波を用いた地盤の飽和度計測法の開発, 第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, p.249-254, 2000
- 7) 野村 凌平・前田 健一：管渠周辺地盤の粒度分布に着目した地下空洞形成条件, 第56回地盤工学研究発表会, 2021

盛土造成地の固有周期に及ぼす盛土層厚と地下水位の影響

○藤本哲生¹・藤川俊翔²・西尾竜侍³¹大阪工業大学・²奥村組土木興業株式会社・³ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社

1. はじめに

わが国では、1950年代半ばからの高度経済成長期以降、都市近郊の丘陵地や山間部において主に住宅を建設するための造成地が数多く施工されている。これらの宅地造成地のうち、道路等の公共用地以外は用地毎の所有者（個人または法人）の資産となるため、費用等の問題から供用後の点検や健全性評価がほとんど行われておらず、大規模地震の際には特に盛土部（以後、盛土造成地と称す）において崩壊等の被害が多発している¹⁾。したがって、これら盛土造成地の点検や健全性評価を簡易な手法により行うことが求められている。ここで、土木構造物のうち、土と比較して剛性の高い建設材料（例えば、コンクリートや鋼）を用いるアーチ式コンクリートダムや鉄筋コンクリート製の橋脚、さらに、コンクリート擁壁では、非破壊の調査方法である常時微動測定を実施し、対象構造物の剛性を表すパラメータ（せん断波速度や弾性係数など）と相関のある固有周期や固有振動数をもとに施工後の健全性や地震による損傷を把握する試みがなされている^{2)~4)}。

そこで、本研究では盛土造成地を対象として常時微動を測定し、得られる固有周期の経年変化をもとに健全性評価を行う手法を確立するための基礎的研究として、大阪府内の盛土造成地を対象として固有周期の季節変動や盛土層厚との関係について検討した。また、盛土造成地の固有周期は測定時期によって変化する傾向がみられたことから、その要因として地下水位に着目し、固有周期に及ぼす地下水位の影響について検討した。

2. 調査概要

2.1 調査対象地

本研究では、大阪府内の北摂山地南縁部に1990年代後半から2010年代前半にかけて造成された宅地造成地であるA地区のうち、図-1に示すように盛土部を対象とした。なお、当該地区の基盤には主に丹波層群の堆積岩が分布しており、それを被覆する軟弱層は造成工事の際に除去あるいは改良されている。また、その上部に構築された盛土の材料は主に岩砕材料と礫質材料であり、施工時には当時の設計基準に準拠した締固め管理($D_c \geq 85\%$)が行われている。

2.2 調査項目・調査期間

本研究では、盛土造成地の固有周期の季節変動や盛土層厚との関係を検討するために、2022年5月18日から2023年3月3日までの期間(2022年度)において図-1に示す18測点(盛土部：15測点、比較用の切土部：3測点)を対象として常時微動測定を実施した。その際、測定頻度は1回/月とした。その結果、盛土

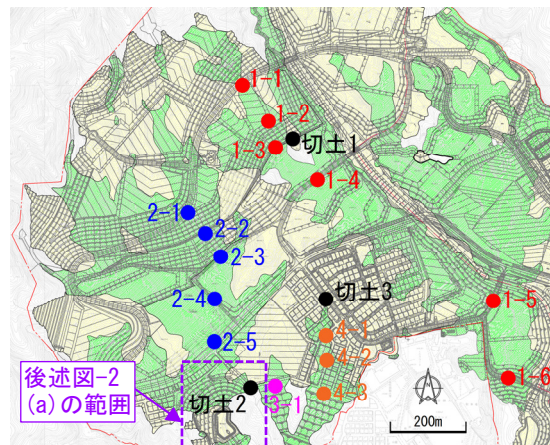
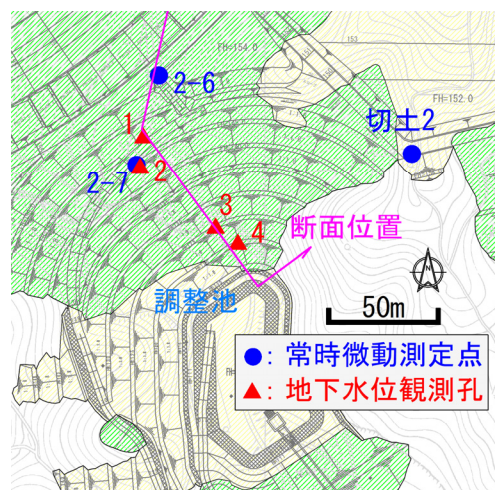


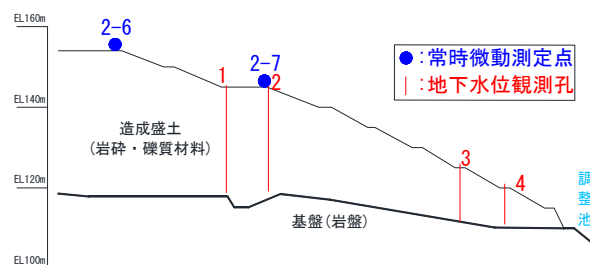
図-1 調査位置平面図(2022年度)

※調査対象地の切盛図(緑:盛土部, 黄:切土部)も併記



(a) 平面図

※調査対象地の切盛図(緑:盛土部, 黄:切土部)も併記



(b) 断面図

図-2 調査位置図(2023年度)

Effects of embankment thickness and groundwater level on the natural period of embankment ground

Tetsuo Fujimoto¹, Syunto Fujikawa², Ryuji Nishio³ (¹Osaka Institute of Technology, ²Okumura Engineering Corporation, ³Soil and Rock Engineering Co., Ltd.)**KEY WORDS:** Embankment, Microtremor, Natural period, Groundwater level

造成地の固有周期は測定時期によって変化する傾向がみられたことから、その要因として地下水位に着目し、盛土造成地の固有周期に及ぼす地下水位の影響を検討するために、2023 年 5 月 24 日から 2024 年 3 月 11 日までの期間(2023 年度)において図-2 に示すように常時微動測定を 3 測点(盛土部：2 測点，比較用の切土部：1 測点)，地下水位観測を 4 測点において実施した。その際、測定頻度は常時微動測定および地下水位観測ともに 1 回/月とし、常時微動測定と地下水位観測を同日に実施した。なお、常時微動測定の各測点は、造成前の旧地形の概ね谷筋中央部となるように配置した。表-1 に、常時微動測定の各測点における地表面標高、基盤面標高および盛土層厚 H_f の一覧を示す。このうち、基盤面標高は盛土造成前の地形図より求めた値、 H_f は地表面標高と基盤面標高の差分から求めた値であり、 H_f の最大は 43 m(測点 2-2)、最小は 5 m(測点 1-3)である。

2.3 常時微動測定

(1) 測定方法

本研究で使用した測定機器は、システムアンドデータリサーチ社製の NewPIC+(速度計)であり、その固有周波数は 4.5 Hz、減衰定数は 1.21 である。写真-1 に、測定状況の例を示す。本研究では、前述した各測点において 3 成分(水平 2 成分、鉛直 1 成分)の常時微動測定を実施した。その際、水平成分についてはコンパスを用いて X 成分を東西方向(正值：東向き)、Y 成分を南北方向(正值：北向き)になるように測定機器を配置した。また、測定時間については、より簡易な方法により盛土造成地の健全性評価を行うことを目的として 1 測点あたり 5 分間とし、100 Hz(0.01 s 毎)のサンプリングにより 30,000 データ/測点を収録した。なお、測点時間帯は昼間であり、測定時間内に交通振動など大きな振動が確認された場合はさらに 5 分間の測定を実施した。

(2) 測定結果の分析方法

本研究では、現場で測定した 5 分間の測定データから比較的ノイズの少ない約 20 秒の区間(データ数： $2^{11}=2,048$ データ)を 5 区間抽出したうえで、3 成分それぞれおよび水平 2 成分を合成した波形を対象としてフーリエ振幅スペクトルを算出した。その際、バンド幅 0.2 Hz の Parzen ウィンドウで平滑化を行った。その後、図-3 に示すように、水平合成成分(H 成分)のフーリエ振幅スペクトルを鉛直成分(V 成分)のフーリエ振幅スペクトルで除して H/V スペクトル比を作成し、その平均値(図中の赤線)のピークを示す周波数を盛土造成地の卓越周波数 f 、その逆数を固有周期 T として評価した⁵⁾。なお、測定時刻が同一ではないため参考ではあるものの、同一測定日の盛土部の測点(例えば 2-5)と比較用に測定した切土部の測点(切土 2)の水平成分のフーリエスペクトル比を作成し、そのピークを示す周波数を確認したところ、前述した方法により求めた単点の H/V スペクトル比のピークを示す卓越周波数 f と概ね一致することを確認している。

2.4 地下水位観測

(1) 観測方法

本研究で使用した観測機器は、メジャーの先端に水位検知器のついたロープ式水位計(アルファ光学社製)であり、前述した地下水位観測点に設置された観測孔内に検知器を挿入し、検知器が水面に接触したときの観測孔の管頭から地下水位までの長さを記録した。なお、本研究の対象とした地下水位観測孔は盛土内の地下水位の観測を目的として盛土造成時(No.2,4)および盛土造成後(No.1,3)に設置されたものであり、いずれも観測孔の孔壁は盛土区間においてストレーナー加工がなされている。また、孔口にはキャップをし、孔内への降雨の浸入を防止している。

表-1 常時微動測定の各測点の盛土層厚
(a) 2022 年度の測点

測点No.	地表面標高	基盤標高	盛土層厚	備考
	EL (m)	EL (m)	H_f (m)	
1-1	218	212	6	
1-2	220	188	32	
1-3	191	186	5	測点内最小厚
1-4	176	148	28	
1-5	133	106	27	
1-6	118	94	24	
2-1	227	212	15	
2-2	205	162	43	測点内最大厚
2-3	175	156	19	
2-4	166	134	32	
2-5	155	128	27	
3-1	151	130	21	
4-1	157	150	7	
4-2	154	134	20	
4-3	151	126	25	
切土1	188	188	-	比較用
切土2	150	150	-	比較用
切土3	162	162	-	比較用

(b) 2023 年度の測点

測点No.	地表面標高	基盤標高	盛土層厚	備考
	EL (m)	EL (m)	H_f (m)	
2-6	154	122	32	
2-7	145	116	29	
切土2	150	150	-	比較用



写真-1 常時微動測定状況の例

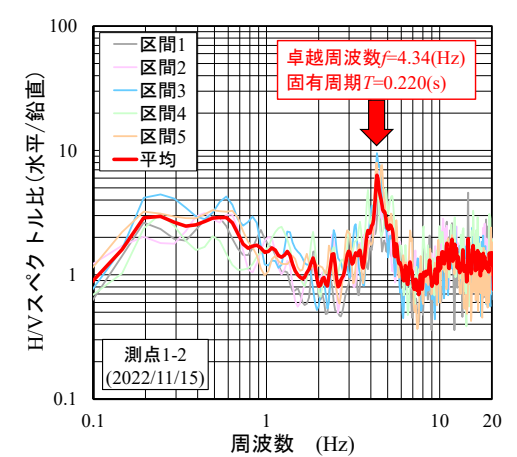


図-3 盛土部の H/V スペクトル比の例

(2) 観測結果の整理方法

本研究では、現場で観測した地下水位観測孔の管頭から地下水位までの長さをもとに地下水位の標高を算出したうえで、地下水位観測孔における基盤面標高(盛土底面標高)との差分から基盤表面からの地下水位高 H_w を算出した。

3. 調査結果および考察

3.1 盛土造成地の固有周期の季節変動ならびに盛土層厚との関係

A 地区の盛土部において、2022 年度に実施した常時微動測定の結果をもとに、盛土造成地の固有周期の季節変動、固有周期と盛土層厚との関係を検討した。

(1) 盛土造成地の固有周期の季節変動

図-4 に、各測点における固有周期 T の測定期間内の最大値 T_{max} 、最小値 T_{min} および平均値 T_{ave} を示す。同一の測点における期間内の固有周期の差異 ΔT に着目すると、 ΔT の最大は $\Delta T_{max}=0.148$ s(測点 1-4)、最小は $\Delta T_{min}=0.032$ s(測点 4-3)、平均は $\Delta T_{ave}=0.077$ s となっている。これら同一測点における測定期間内の ΔT については測定誤差も含まれると考えられるが、それ以外の要因として地震による盛土造成地のせん断剛性の低下や盛土造成地の地下水位の変化(飽和、不飽和領域の変化)も影響している可能性がある。これらの点について、代表例として図-5 に ΔT が大きな 4 測点の T の推移を、図-6 に調査地近傍の地震計の地震履歴⁶⁾およびアメダスの日降水量⁷⁾を示す。まず、地震の影響については、調査地近傍では測定期間内に震度 1 あるいは 2 の小規模地震が 3 回観測されただけであることから、それらにより盛土造成地のせん断剛性に有意な低下は生じないと推察される。次に、地下水位の変化の影響については、一般的に降水量の多い夏季の方が降水量の少ない冬季と比較して地下水位が高くなると考えられ、その影響により盛土造成地の T にも季節変動が生じる可能性がある。しかし、代表例として示した 4 測点の T に季節変動はみられず、また、調査地近傍の日降水量との関係には一定の傾向はみられない。これらの理由として、盛土造成地への浸透水は盛土材料の層厚、透水係数や地下排水工の配置、旧地形の形状などの影響を受けて調整池へ流下することから、日降水量との比較だけでは地下水位との相関を捉えられないおそれがある。ここで、盛土造成地と同じ盛土構造物であるロックフィルダムでは飽和領域よりも不飽和

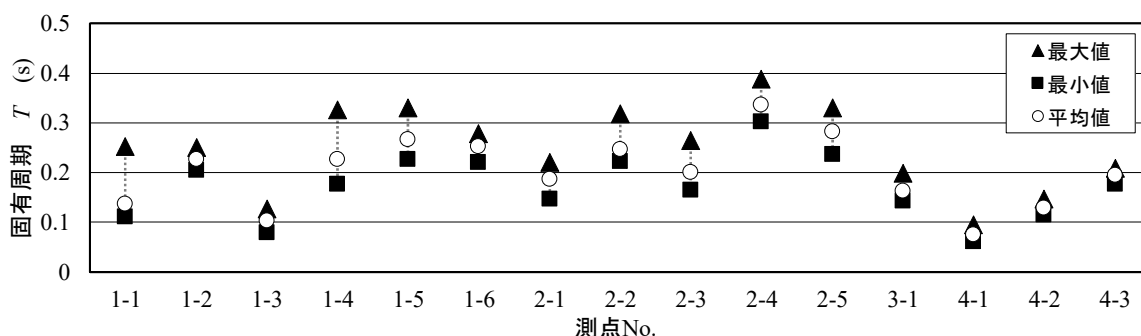


図-4 各測点の固有周期の測定期間内最大値、最小値および平均値(2022 年度)

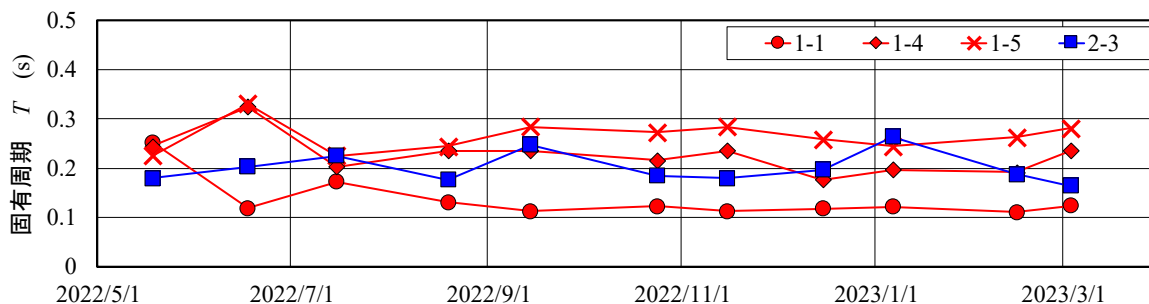


図-5 代表的な測点の固有周期の推移(2022 年 5 月 18 日から 2023 年 3 月 3 日まで)

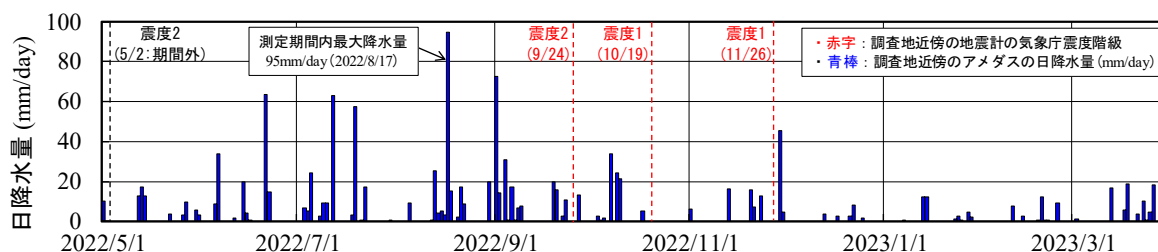


図-6 調査地近傍の地震履歴および日降水量(2022 年 5 月 1 日から 2023 年 3 月 31 日まで)^{6), 7)}

領域のせん断波速度が大きくなる⁸⁾ことが知られており、その影響により T が変化すると考えられる。したがって、盛土造成地においても飽和、不飽和領域の変化、すなわち地下水位の変化が T に影響を及ぼすと考えられることから、後述するように 2023 年度に常時微動測定および地下水位観測を行い、 T に及ぼす地下水位の影響を検討した。

(2) 盛土造成地の固有周期に及ぼす盛土層厚の影響

図-7 に、各測点の測定期間内の固有周期 T を平均化した平均固有周期 T_{ave} と盛土層厚 H_f との関係を示す。各測点の T_{ave} は、ばらつきはあるものの H_f の増加とともに長くなる傾向がみられ、既往研究⁹⁾で確認された傾向と一致している。なお、これらのばらつきの要因としては測定誤差も含まれると考えられるが、前述したように本研究で実施した常時微動測定の各測点は造成前の旧地形の概ね谷筋中央部に配置したことから、各測点の盛土はその側面を盛土材料よりも剛性の高い地山(基盤)に拘束された状態にある。よって、盛土層厚が同じでも旧地形の谷幅が狭い場合は広い場合と比べて地山の拘束の影響により固有周期が短くなるのではないかと推察される。したがって、今後は旧地形の谷筋の幅に着目して常時微動測定を実施することにより固有周期に及ぼす地山の拘束の影響を検討したい。

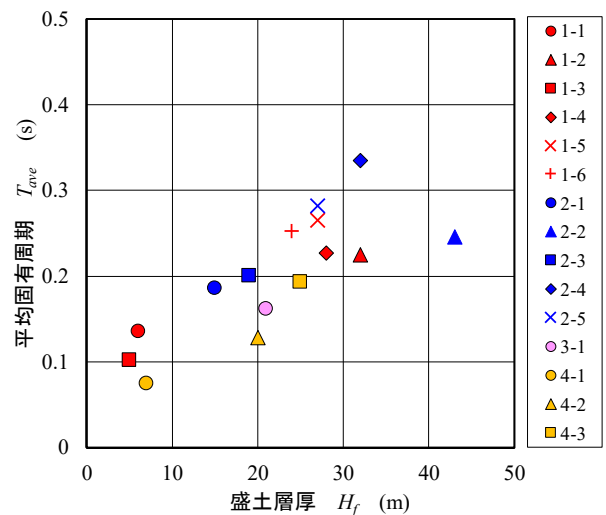


図-7 平均固有周期と盛土層厚との関係

3.2 盛土造成地の固有周期に及ぼす地下水位の影響

前述したように、2022 年度に実施した常時微動測定において、盛土造成地の固有周期は測定時期によって変化する傾向がみられた。そこで、その要因として地下水位に着目し、盛土造成地の固有周期に及ぼす地下水位の影響を検討するために、2023 年度に常時微動測定および地下水位観測を実施した結果について述べる。

(1) 盛土造成地の地下水位

図-8 に、測定期間における各観測孔の基盤表面からの地下水位高 H_w の推移を示す。なお、同図には後述する常時微動測定点 2-7 における固有周期 T の推移も併記している。図-9 に調査地近傍のアメダスの日降水量⁷⁾を示す。2023 年 5 月から 2024 年 3 月までの調査地近傍の日降水量の相対的な変化については、2023 年 5 月から 8 月にかけては多く、それ以降に少なくなるものの 2024 年 2 月中旬以降に再び多くなっている。また、地下水位観測孔の H_w は、ばらつきはあるもののいずれの観測孔においても日降水量と概ね同様の傾向を示しており、2023 年 5 月から 8 月は高く、それ以降に低くなるものの 2024 年 3 月に再び高くなっていることがわかる。

図-10 に、流末の調整池に面する盛土法面内の地下水位分布を示す。同図には測定期間内の各観測孔における H_w が最

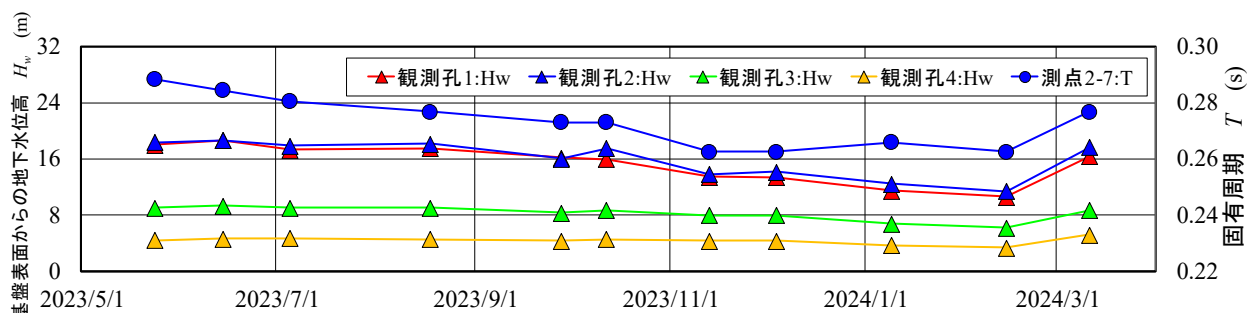


図-8 測定期間における基盤表面からの地下水位高および常時微動測定点 2-7 の固有周期の推移 (2023 年 5 月 24 日から 2024 年 3 月 11 日まで)

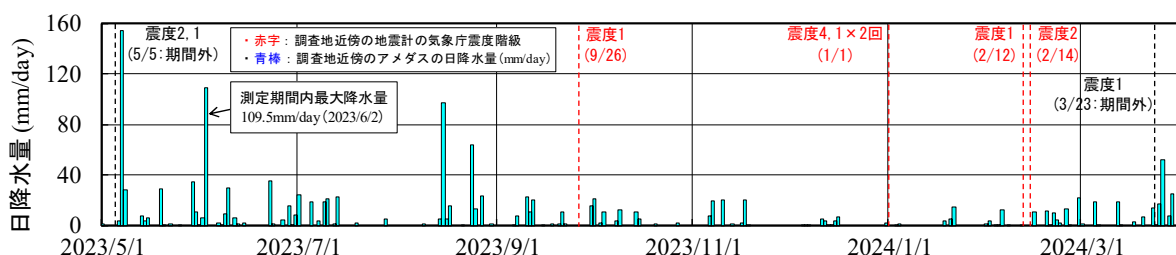


図-9 調査地近傍の日降水量 (2023 年 5 月 1 日から 2024 年 3 月 31 日まで、地震履歴も併記)^{6), 7)}

高となる 2023 年 6 月 14 日、最低となる 2024 年 2 月 14 日の観測結果を示しており、観測孔 1 および 2 の観測結果から観測孔 1 より上流側、観測孔 3 および 4 の観測結果から観測孔 4 より下流側の地下水位をそれぞれ外挿した結果も破線で示している。同図より、流末の調整池に面する盛土法面内の地下水位は測定期間内に大きく変化しており、 H_w が最高となる 2023 年 6 月 14 日の地下水位は盛土層厚に対して約 2/3、 H_w が最低となる 2024 年 2 月 14 日の地下水位は盛土層厚に対して約 1/3 の高さに位置していることがわかる。

(2) 盛土造成地の固有周期に及ぼす地下水位の影響

前掲図-8 に、常時微動測定点 2-7 における固有周期 T およびその近傍の地下水位観測孔 2 における基盤表面からの地下水位高 H_w の推移を示す。同図より、測点 2-7 の T は、ばらつきはあるものの観測孔 2 の H_w の上昇とともに長くなる傾向がみられる。

この傾向を分析するために、図-11 に測点 2-7 の T と盛土層厚 H_f に対する地下水位観測孔 2 の H_w の比である H_w/H_f との関係を示す。ここで、 H_w/H_f は 0 から 1 までの値を取り、 $H_w/H_f=0$ の場合は対象とする測点の盛土内には地下水位が存在しない状態(不飽和状態)、 $H_w/H_f=1$ の場合は盛土表面に地下水位が存在する状態(飽和状態)を表している。なお、同図には測点 2-6 の T と外挿により求めた測点 2-6 における基盤表面からの地下水位高 H_w をもとに算出した H_w/H_f との関係も参考として併記している。同図より、測点 2-7 の T は H_w/H_f の増加、すなわち地下水位の上昇とともに長くなる傾向がみられ、その相関係数 R は 0.8 以上となっている。また、外挿による値を用いているため参考ではあるものの、測点 2-6 においても同様の傾向がみられる。

以上のことから、本研究の範囲内では盛土造成地の固有周期 T は地下水位の影響を受け、地下水位の上昇とともに固有周期が長くなるものと考えられる。しかし、この傾向は測点 2-7 の 1 測点でのみ確認したものであることから、その信頼性に課題があると考えられる。したがって、測点 2-7 における調査を継続実施するとともに、他の測点における調査結果を蓄積することにより信頼性の向上を図る必要がある。

4. おわりに

本研究では、盛土造成地を対象として常時微動を測定し、得られる固有周期の経年変化をもとに健全性評価を行う手法を確立するための基礎的研究として、大阪府内の盛土造成地を対象として固有周期の季節変動や盛土層厚との関係について検討した。その結果、盛土造成地の固有周期は測定時期によって変化する傾向がみられたことから、その要因として地下水位に着目し、固有周期に及ぼす地下水位の影響について検討した。

本研究により得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 盛土造成地における各測点の期間内の平均固有周期は、ばらつきはあるものの盛土層厚の増加とともに長くなる傾向がみられ、その傾向は既往の知見と一致している。
- 2) 盛土造成地の流末の調整池に面する盛土法面内の地下水位は、測定期間内に大きく変化しており、その最高水位は盛土層厚に対して約 2/3、最低水位は盛土層厚に対して約 1/3 の高さに位置している。
- 3) その際、測点 2-7 における固有周期は地下水位の影響を受け、地下水位の上昇とともに固有周期が長くなる。しかし、この傾向は測点 2-7 の 1 測点でのみ確認したものであることから、その信頼性に課題がある。

今後は、盛土造成地の固有周期が地下水位の上昇とともに長くなる傾向の信頼性向上を図るため、測点 2-7 における調査を継続実施するとともに、他の測点における調査結果を蓄積したい。

謝辞：本研究を実施するにあたり、エイト日本技術開発の野谷正明氏、福島康宏氏、臼倉和也氏には多大なるご助力を頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表す次第である。

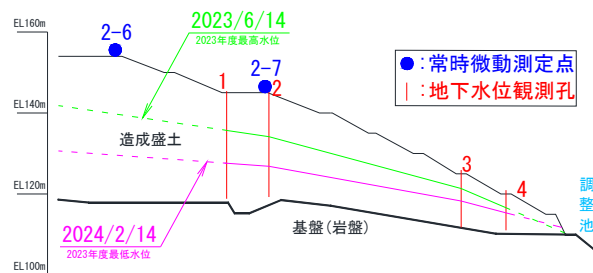


図-10 調整池に面する盛土法面内の地下水位分布
(2023 年度の最高水位、最低水位)

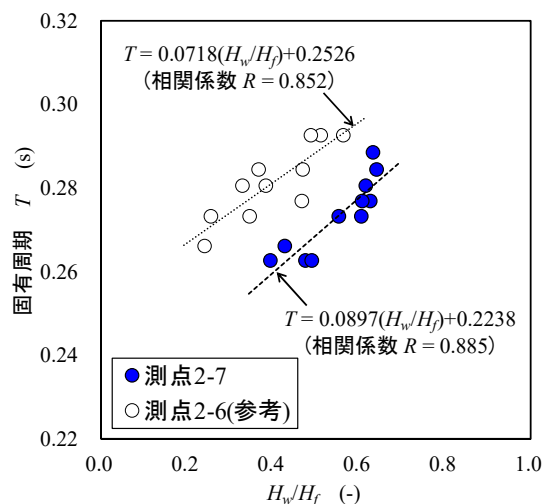


図-11 盛土造成地の固有周期と H_w/H_f との関係

参考文献

- 1) 例えば, 土木学会地震工学委員会: 土木学会東日本大震災被害調査団 緊急地震被害調査報告書, pp.6-1-6-46, 2011
- 2) 上島照幸・塩尻弘雄・金澤健司: 常時微動・地震動の長期継続観測によるアーチダムの構造健全性モニタリング技術の適用-ダムの振動特性変動の検出:常時微動と地震時変動-, 日本地震工学論文集, Vol.15, No.7, pp.284-294, 2015
- 3) 永田聖二・金澤健司・梶原浩一・矢花修一: 常時微動モニタリングに基づく実大 RC 橋脚試験体の地震損傷評価, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.49-59, 2010
- 4) 一井康二・河野真弓: 擁壁や盛土の健全度診断への地盤震動計測-適用性と課題-, 物理探査, Vol.68, No.2, pp.101-117, 2015
- 5) 中村豊・上野真: 地表面での常時微動測定による表層地盤の振動特性の推定, 第 41 回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp.833-834, 1986
- 6) 気象庁: 震度データベース検索, 入手先<<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.html>>(参照 2024.6.20)
- 7) 気象庁: 過去の気象データ検索, 入手先<<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>>(参照 2024.6.20)
- 8) 沢田義博・高橋忠・桜井彰雄・矢島浩: ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性-弾性波動に基づく考察, 電力中央研究所報告, No.377008, pp.67-68, 1977
- 9) 例えば, 遠藤信之・大島昭彦・鍋島康之・河井克之・福塚健次郎・豊福恒平・永井久徳・南部啓太・立石亮: 大規模造成地における常時微動特性, 第 54 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1999-2000, 2019

マイクロテンシオメーターを用いた一軸圧縮条件下での不飽和土の吸水特性の検討

○延藤竜也¹・加藤正司¹・Lohani Tara Nidhi²・Zhang Junran¹¹神戸大学大学院工学研究科・²神戸大学都市安全研究センター

1. 背景及び目的

近年、自然災害の激甚化により各地で甚大な被害が頻発しており、山間部において発生する斜面災害も甚大な被害をもたらしている。その主な原因は不飽和状態の地盤への降雨浸透より生じる地盤内の間隙水圧増加やせん断強度低下である。しかし、現行の土質力学試験は主に飽和状態で実施されるのに対し、災害発生時は不飽和状態で吸水状況となるため両者の間に乖離が生じている。吸水過程を想定して行われた実験¹⁾²⁾や、吸水過程の試験結果の挙動を予測する解析はいくつか見られるが、吸水過程でのサクシオンを測定してその影響を検討した例は少ない。本研究では、新たに開発したマイクロテンシオメーターを用いて、降雨時の斜面表層崩壊を対象とした、一軸圧縮試験下での軸応力一定吸水試験を実施し、サクシオン低下のSWCCへの影響を検討したので報告する。

2. サクシオンが不飽和土の強度変形特性に与える影響

飽和土の場合と異なり、土塊の間隙が完全に水で満たされていない不飽和土には間隙水圧と間隙空気圧が作用している。そして、水の表面張力の影響により、間隙空気圧と間隙水圧には圧力差が生じており、サクシオンと呼ばれるこの圧力差は次式で定義される³⁾。

$$s = u_a - u_w \quad (1)$$

s : サクシオン

 u_a, u_w : 間隙空気圧, 間隙水圧

現在まで、不飽和土の変形・強度特性に関して、サクシオンを制御した三軸圧縮試験による研究が進められてきた。しかし、一軸圧縮試験のような低応力状態でのデータ数はかなり少なく、得られた結果についても確立された解釈がまだされていない。不飽和土では、サクシオンにより生じる粒子間付着力の影響により粒子接点でのすべり抵抗が増大する。そのため、不飽和土の強度は飽和土に比べて大きくなる。Fredlund et al.⁴⁾は、不飽和土のせん断強度が次式で与えられるとしている。

$$\tau_f = c_{sat} + (\sigma - u_a) \tan \varphi_{sat} + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (2)$$

 τ_f : 破壊面上のせん断応力 c_{sat} : 飽和状態における粘着力 σ : 破壊面上のせん断応力 φ_{sat} : 飽和状態における内部摩擦角 φ^b : サクシオンの増加に伴うせん断強度の増加を表すパラメーター

上式は、サクシオンが増加しても内部摩擦角は飽和状態のものと比較して変化しないということを意味しており、右辺第3項はサクシオン増加による粘着力増分を示している。不飽和土のサクシオン一定条件下でのせん断試験より得られるサクシオンとせん断強度の関係は、いくつかの結果が示されている。サクシオンの増加に対してせん断強度も単調に増加する傾向を報告したもの⁵⁾もあれば、サクシオンの増加に対し、せん断強度が一旦増加してその後減少するという結果を報告したものもある⁶⁾。これらに加えて、不飽和土に一定上載圧を加えた後に供試体下面から水を吸水させ、その時の供試体のコラプス沈下量と吸水量の関係を調べた研究も報告されている。亀井・榎本⁷⁾は、不飽和状態の供試体の上載圧を負荷して圧縮変形が終了した時点で供試体下面から吸水を行った。これにより、コラプス沈下量は初期乾燥密度と上載圧の大きさの影響を大きく受けるという結果を示した。このような、吸水時のコラプス変形に関する研究に加えて、吸水によるせん断強度の低下に関する研究結果も報告されている。鳥山⁸⁾は、締固め粘性土の水浸・背圧の作用によるせん断特性の変化とそれへの締固め密度の影響を検討した。そして、圧縮強度は水浸により大きく減少し、緩い締固め土ほどその減少割合が大きいことを示した。

サクシオンが不飽和土に与える影響に関する研究や、不飽和土のコラプス現象や、吸水との関係に関する研究は様々行われているが、その多くが排水条件下での試験結果によるものであり、本研究で行われているような低応力条件下での吸水を伴うせん断試験の実施、及びそれによるサクシオンの不飽和土の強度特性に与える影響の検討はほとんど行われていないのが現状である。

Investigation of water absorption characteristics of unsaturated soil under uniaxial compression using micro-tensimeters

Tatsuya Nobuto¹, Shoji Kato¹, Lohani Tara Nidhi², Zhang Junran¹(¹Graduate School of Engineering of Kobe University, ²Research Center for Urban Safety and Security of Kobe University)**KEY WORDS:** Unsaturated soil, Suction, Unconfined compression test, Micro tensiometer, Soil water characteristic curve

3. 試験試料、装置及び試験方法

3.1 試験試料及び供試体作製方法

試料には DL Clay を使用した。その粒径加積曲線を図-1 に示す。DL Clay の物理的性質を表-1 に示す。気乾状態の試料を含水比 6% に調整後、四つ割りモールドと油圧ジャッキを使用して、3 層に分けて静的に締め固め、試験に用いる締め固め度 68% の供試体(直径 50mm, 高さ 100mm)を作製した。

表-1 DL Clay の物理的性質

土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.680
$D_{50}(\text{mm})$	0.0279
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)$	1.868

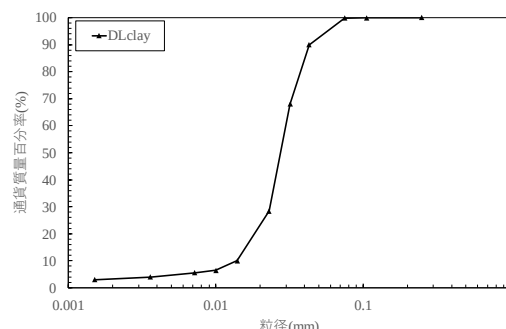


図-1 DL Clay の粒径加積曲線

3.2 マイクロテンシオメーターについて

マイクロテンシオメーター(以後、MT と呼称)は、市販の間隙水圧計に、セラミックチップ (AEV 3Bar) を取り付けた T 字型の金属部品(以後、先端部と呼称)を取り付けた形式である(写真-1)。また、MT の寸法を図-2 に示す。実験の際は、水中で間隙水圧計受圧部をフラッシングし、事前に 24 時間水浸脱気した先端部を取り付けて用いた。

3.3 一軸圧縮試験装置概要及び試験方法

本研究で実施した一軸圧縮試験は現行の試験方法とは異なり、一定のせん断応力下での吸水過程を伴う試験である。本研究で使用した一軸圧縮試験装置の概略図を図-3 に示す。写真-2 に示すペDESTAL の中央部分にはセラミックディスクが設置されており、その下に間隙水圧計が設置され、供試体の間隙水圧の測定が可能である。またセラミックディスク

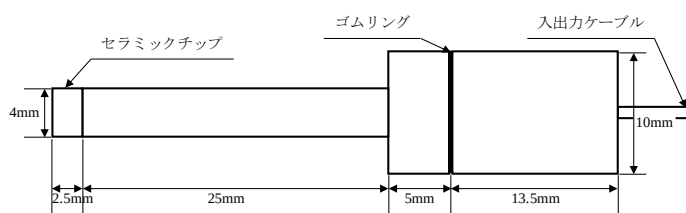


図-2 マイクロテンシオメーターの概要



写真-1 作製したマイクロテンシオメーター



写真-2 セラミックディスクとポーラスストーンを備えたペDESTAL



写真-3 供試体にドリルで穴を開けている状況



写真-4 マイクロテンシオメーターを取り付けた状況(供試体側面)



写真-5 マイクロテンシオメーターを取り付けた状況(供試体上面)

の周辺にはリング型のポーラスストーンが設置されており、その下の排水経路を通じて供試体へ水を供給することが可能な構造となっている。このペDESTAL 上に供試体を設置してメンブレンを被せて密閉し、供試体の上端面中央および側面の下端から 20 mm の高さの位置に直径 4 mm のドリルで穴を開け、MT を挿入した。供試体にドリルで穴を開ける様子と、供試体側面と上面に MT を挿入した様子を写真-3, 4, 5 に示す。浸水実験を行う際にセル内を水で満たすことから、供試体内への水の浸入を防ぐために MT 取り付け部周辺に防水加工を施した。供試体側面の MT の挿入部分にはシーリング剤を塗布し(写真-4)、载荷装置と载荷キャップの隙間や、MT 周辺部は防水パテで塞いだ(写真-5)。その状態で約 24 時間静置して供試体の初期サクションを測定した。その後セル内に水を満たし、各計測機器を設置した。応力制御により軸圧縮過程を開始し、目標軸応力(軸応力 0kPa, 10kPa, 15kPa, 20kPa)に達してから約 5 分間様子を観察した。軸応力が一定で維持されていればペDESTAL のポーラスストーンから 3cc/分の吸水速度で吸水させて浸水過程を行い、3 カ所のサクションおよび供試体体積変化を測定した。供試体変形により载荷板がセル上部に接触した場合や、载荷キャップに試料が侵入して空気孔からも試料が流出した場合に試験を終了した。

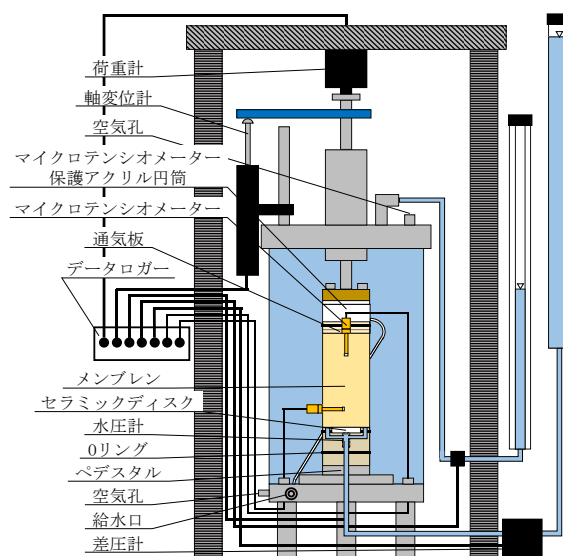


図-3 使用した一軸圧縮試験装置の概略図

4. 試験結果及び考察

4.1 初期サクシンの計測結果

供試体を実験装置に設置してからしばらく静置し、得られた各点での初期サクシンの計測結果を図-4に示す。ペDESTALによる不飽和供試体底部のサクシオン値(以下、Bottom Suction; BS), 供試体上面から挿入した上部 MT による不飽和供試体上端から 25mm の点のサクシオン値(以下、Upper Suction; US), 供試体側面から挿入した下部 MT による不飽和供試体下端から 20mm の点のサクシオン値(以下、Lower Suction; LS)のいずれもが、ほぼ同じ収束値を示すことを確認した。BS は直径 29mm のセラミックディスクで面的にサクシオンを測定しているのに対し、US 及び LS は直径 4mm の MT で局所的にサクシオンを測定している。サクシオン測定部分の形状が異なることでサクシオン測定結果も異なることを懸念していたが、上記の結果を受けて、サクシオン測定部分の形状の違いがサクシオン測定結果に差異を与えることはほとんどないことがわかった。

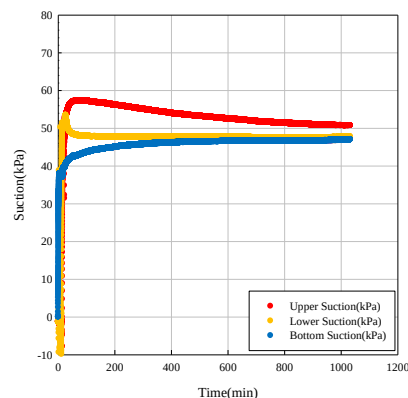


図-4 初期サクシンの経時変化

4.2 浸水過程における計測結果

浸水実験で得られた各点でのサクシオン変化の様子を図-5a~5dに示す。これらの図は、供試体への吸水を開始した時点からのサクシオン変化挙動を描いている。サクシオン値は BS, LS, US の順に低下していくことが確認できた。これは供試体下部から浸水させているためである。また、図-5aに示す US の Suction 低下勾配が図-5b~5dの場合よりも緩やかである。これは載荷条件に関係なくいくつかの実験結果で見られた挙動であり、供試体内の間隙水分布の違いにより水みちの分布も異なることから、浸潤のパターンに違いが出ているものと考えられる。サクシオン低下の収束値が 0kPa 以下になることも確認された。これは、吸水量が増加して供試体が飽和化することで間隙水による圧力水頭が増加したからであると考えられる。

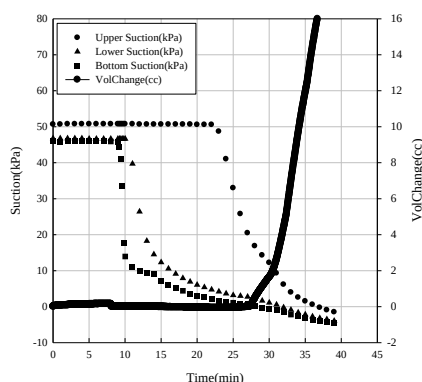


図-5a 吸水過程のサクシンの経時変化 (0kPa)

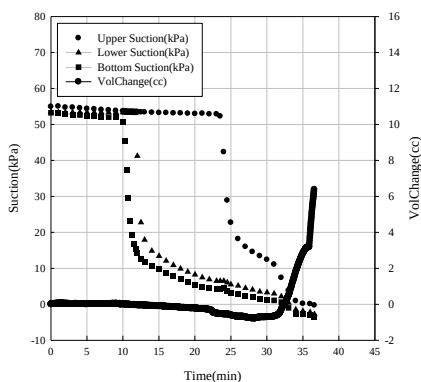


図-5b 吸水過程のサクシンの経時変化 (10kPa)

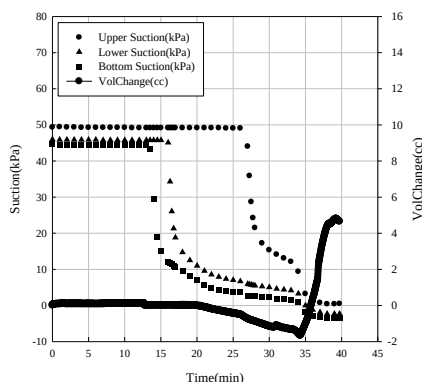


図-5c 吸水過程のサクシンの経時変化 (15kPa)

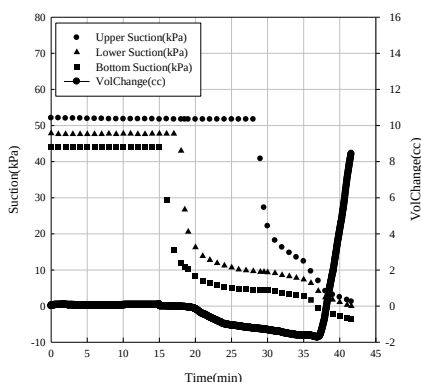


図-5d 吸水過程のサクシンの経時変化 (20kPa)

吸水過程中の含水比変化量 (Δw) - 間隙比変化量 (Δe) 関係、含水比変化量 (Δw) - 軸ひずみ変化量 ($\Delta \epsilon_a$) 関係をそれぞれ図-6、図-7に示す。図-6は、目標軸圧に達して、吸水を開始した時点からプロットしている。吸水直後からの間隙比減少は、載荷応力が大きいほど大きいことが確認でき、その後間隙比が増加する曲面においては、載荷を受けた場合の方がそうでない場合より低含水比で間隙比増加していることも確認できた。吸水初期からは Collapse が生じているが、間隙比変化が膨張側に転じたのは、いずれの載荷条件の場合も含水比変化量が約 25%の

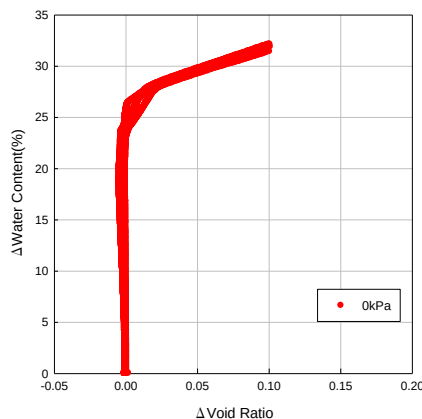


図-6a 吸水過程での Δw - Δe 関係 (0kPa)

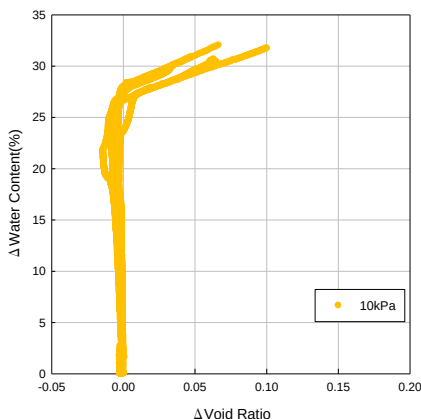


図-6b 吸水過程での Δw - Δe 関係 (10kPa)

状態であり、この時点で現場飽和度に達していると考えられる。この後は浸入した水により供試体の間隙が拡張されているものと考えられる。吸水速度は 3cc/分を保持しており、両者が線形関係に見えるのは一定速度の吸水に伴う間隙の拡張の影響であると考えられる。また、図-7 より、載荷応力が大きいほど小さな含水比変化で軸ひずみが生じていることが確認できた。軸応力が大きくなるにつれて、軸圧縮と吸水により供試体の破壊が早まったと考えられる。また、吸水過程における Upper,

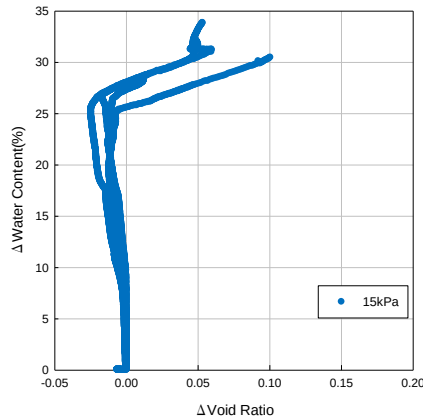


図-6c 吸水過程での Δw - Δe 関係 (15kPa)

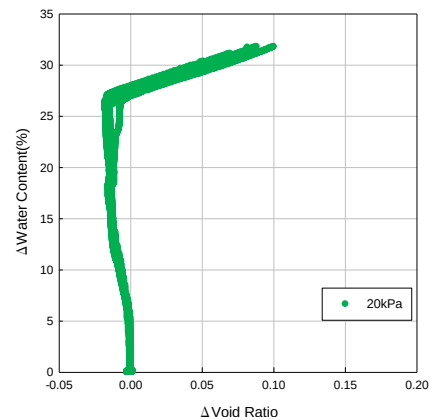


図-6d 吸水過程での Δw - Δe 関係 (20kPa)

Lower, Bottom での飽和度-サクシオン関係 (SWCC) を図-8～図-10 に示す。いずれにおいても応力差による大きな違いや規則性が見られなかった。しかし、Upper においては載荷を行うことで SWCC が少々下方を推移し、Lower 及び Bottom においては載荷を行うことで SWCC が少々上方を推移する傾向が読み取れた。間隙比が低下すると水分特性曲線上での空気侵入値が増加するという傾向は先行研究⁹⁾により明らかにされている。このような影響は供試体全体の体積減少により生じると考えられる。一方で、本研究では供試体のせん断変形が水分特性曲線に与える影響を検討していることに留意した上で、応力が載荷されることで水分特性が多少変化することが示唆された。また、いずれの SWCC においても、浸水による Collapse を生じながらサクシオンが大きく変化した後

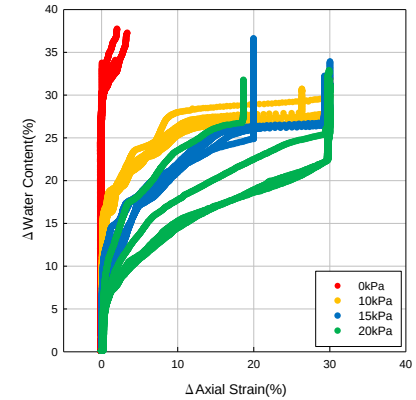


図-7 吸水過程での Δw - $\Delta \varepsilon_a$ 関係

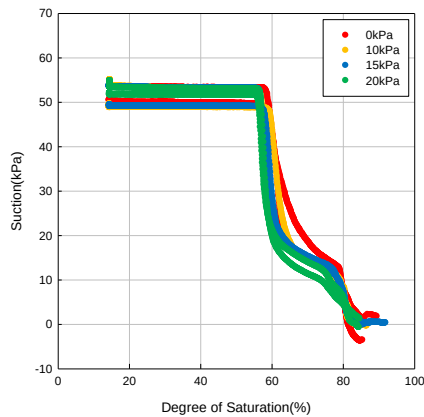


図-8 Upper での飽和度-サクシオン関係 (SWCC)

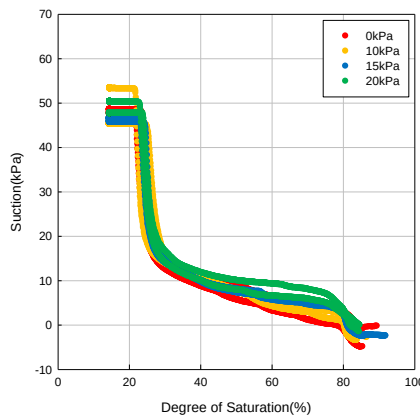


図-9 Lower での飽和度-サクシオン関係 (SWCC)

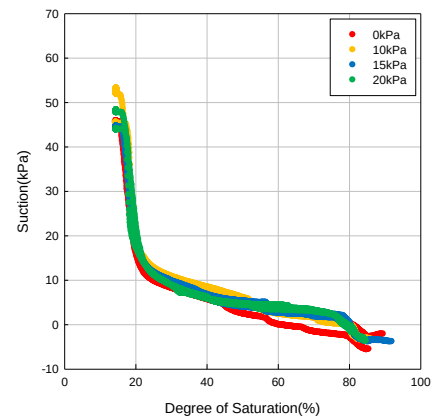


図-10 Bottom での飽和度-サクシオン関係 (SWCC)

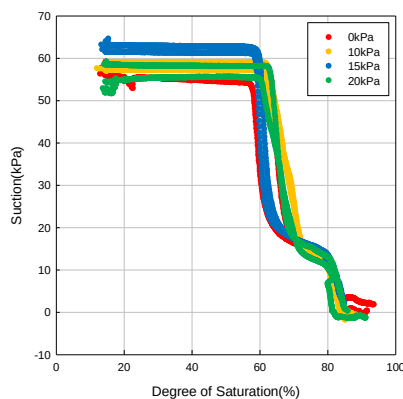


図-11 セル圧を加えた状態の Upper での飽和度-サクシオン関係 (SWCC)

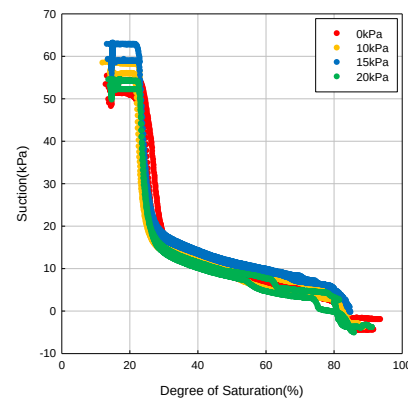


図-12 セル圧を加えた状態の Lower での飽和度-サクシオン関係 (SWCC)

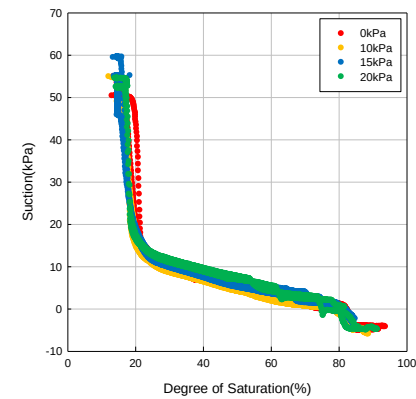


図-13 セル圧を加えた状態の Bottom での飽和度-サクシオン関係 (SWCC)

ることが確認できた。これは、それぞれの载荷条件において Upper, Lower, Bottom のいずれの点でも同時刻に生じている現象であり、供試体の体積膨張が起きた時刻と一致していることも確認できた。3つの図で Suction 低下開始時の飽和度が大きく異なるのは、供試体下部からの吸水にも関わらず、横軸に示す飽和度を供試体全体の飽和度で表現しているためである。そのため、Bottom での SWCC(図-10)において、Suction 計測点と飽和度算出点がほぼ一致している。しかし、このままでは各 Suction 計測点での詳細な水分特性曲線の評価が不可能であるため、各 Suction 計測点での飽和度算出が必要である。

以上の試験結果では SWCC に基づく水分量変化を示したものの、浸水と圧縮により供試体に Collapse が生じ、吸水過程の終盤においては供試体が大きく変形した状態で吸水をしたものと判断された。以上の影響を SWCC に与えないためには、この大きな変形を抑制することが必要と考えられる。このような変形は、一旦現場飽和度に達したのちのサクシヨンの急激な低下にも影響を与えている可能性があると考えられる。

このような変形は、一軸圧縮試験状態により側圧が载荷されていなかったという点が影響したものと判断して、側圧を与えた状態での吸水試験を別途実施した。満水にしたセル内に 5kPa のセル圧を与えることで供試体に側圧を与えた状態とし、同様な吸水試験を行った。図-11～図-13 に吸水過程で得られた各点での SWCC を示している。試験において、供試体の樽型変形は抑えられたものの、Upper, Lower, Bottom のいずれもセル圧を与えていない実験結果とほとんど変わらない SWCC となった。Upper に関しては図-8 と異なり、载荷を行うことで SWCC が少々上に推移する傾向が確認された。また、セル圧を与えても、一旦現場飽和度付近で収束したサクシヨンはその後急激な低下を見せた。このことは、現場飽和度に達した後にさらに水が供試体内に入ったことで再度急激なサクシヨン低下が生じたことを示していると考えられる。

5. まとめ

降雨時の斜面表層崩壊を対象として、一軸圧縮条件下での軸応力一定吸水試験を実施し、供試体内部 2 カ所を MT により、また供試体下端部でセラミックを通じてサクシヨンを測定し、サクシヨン低下～水分量変化 (SWCC) への影響を検討した。供試体での測定点の違いによって異なる SWCC が得られたが、軸応力が 0kPa の場合の SWCC とせん断応力を受けた状態での SWCC には大きな変化は見られなかった。せん断変形が SWCC に与える影響を、より詳細に評価するためには、今回の方法のように供試体全体の平均的な飽和度を求めるのではなく、各点で計測される飽和度を用いて検討を行う必要があると考えられる。

参考文献

- 1) Guoqing Cai · Bowen Han · Jingwei Wei · Rui Yang · Jian Li · Yujun Cui : Acta Geotechnica, Vol.19, pp.177-195, 2023.
- 2) Jonggil Chae · Byeongsu Kim · Seong-wan Park · Shoji Kato : KSCE Journal of Civil Engineering, Vol.14, pp.281-290, 2010.
- 3) Fredlund. D.G. · Rahardjo. H. : Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons, 1993.
- 4) Fredlund. D.G. · Morgenstern. N.R. · Widger. R.A. : Can. Geotech. Journal, Vol.15, pp313-321, 1978.
- 5) Vanapalli. S.K. · Fredlund. D.G. · Pufahl. M.D., · Clifton. A.W. : Can. Geotech. Journal, Vol.33, No.3, pp379-392, 1996.
- 6) Fredlund. D.G. · Rahardjo. H. : Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons, p220, 1993.
- 7) 亀井健史・榎本雅夫：土木学会論文集, No.505, III-29, pp.97-103, 1994.12.
- 8) 鳥山昶司：農業土木学会論文集第 77 号, pp.39-46, 1978.
- 9) Wan-Huan Zhou, Ka-Veng Yuen, Fang Tan : Engineering Geology 179, pp.1-9, 2014.

マイクロテンシオメーターを用いた一面せん断試験における不飽和土のせん断強度特性への サクション応力の影響

○杜可函¹・加藤正司¹・Lohani Tara Nidhi²¹神戸大学大学院工学研究科・²神戸大学都市安全研究センター

1. はじめに

不飽和土では、土粒子間の間隙に空気と水の両方が存在している。地表面に存在する土はほぼ不飽和土である。毛管作用により不飽和土中の間隙空気圧と間隙水圧は圧力差が生じ、その差はサクションと呼ばれている。サクションの影響により、不飽和土は飽和土と違う力学的特性を示す場合がある。

これまでの不飽和土の強度試験では、三軸圧縮試験や一面せん断試験が行われており、供試体に与える空気圧と水圧をコントロールすることにより、サクションを制御する方法が用いられている。サクションを制御する場合、試験装置や実験手順が飽和土の場合と比べて複雑となり、試験時間も長くなる場合が多い。また、不飽和土の強度特性を調べる場合、サクションのコントロールが容易であり、かつ応力状態も明確であるので、一面せん断試験よりも三軸圧縮試験が一般に用いられている。しかし、一面せん断試験と比べると三軸試験はより多くのセンサーが必要となり、供試体設置の実験手順が複雑となる。さらに不飽和土の三軸試験の場合、サクション制御装置や供試体の体積変化測定装置も必要となり実験装置はさらに複雑なものとなる。このため、現在までセラミックディスクを用いた加圧板方式でサクションを与える形式の試験装置を用いて、不飽和土の一面せん断試験が行われ、せん断時の変形強度特性がいくつか検討されている¹⁾³⁾。ただし、これらの研究では、せん断箱が空気圧を載荷するための圧力室内に設置されており、試験装置の構造は複雑なものとなっている。

不飽和土の一面せん断試験がより簡単な試験装置で実施できれば、実務的なメリットは大きいものと考えられる。本研究では、マイクロテンシオメーターを飽和土用一面せん断試験装置のせん断面に付近に設置してサクションを測定して試験を実施した。そして、このような簡単な改良により不飽和土の一面せん断試験装置を作製する可能性を検討した。また、得られた結果について、サクション応力に関する従来の理論⁴⁾の適用性について検討を加えた。

2. 不飽和土の強度理論とサクション応力について

不飽和土間隙には、水と空気両方が存在し、メニスカスが生じている。そのメニスカスの影響により、間隙空気圧と間隙水圧の圧力差が生じている。その圧力差はサクションと定義され、式(1)で与えられる。

$$s = u_a - u_w \quad (1)$$

ここに、 s ；サクション、 u_a , u_w ；間隙空気圧および間隙水圧。

Bishop⁵⁾は、サクションと係数 χ を用いて、式(2)で定義される有効応力式を提案した。右辺第2項は、サクションと χ の積であるが、サクションによる有効応力の増分を示している。

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2)$$

ここに、 σ' ；有効応力、 σ ；全応力、 χ ；サクションによる有効応力寄与分を表すパラメーター。

Fredlund et al.⁶⁾はMohr-Coulombの破壊規準を拡張して、式(3)で示す不飽和土のせん断強度式を提案した。サクションによるせん断面に作用した応力成分と理解できると考える。

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi_{net} + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3)$$

ここに、 τ_f ：破壊時のせん断応力、 c' ：飽和状態での粘着力、 ϕ_{net} ：基底応力による内部摩擦角、

ϕ^b ：サクションがせん断強度に及ぼす影響を表すパラメーター。

不飽和土の内部にある水分量には、徐々に乾燥する過程、あるいは間隙が水に満たされていく過程の2つの状況がある。そして、水分量が少ないときは、メニスカス状態の水（メニスカス水と呼ぶ）が多く、懸垂水不飽和と呼ばれる状態にある。水分量が増加すると、ある間隙はすべて水で飽和される（バルク水と呼ぶ）が、別の間隙ではメニスカスが存在している、過渡的不飽和という状態になる。そして、土内部の間隙すべてがほぼ水に満たされた飽和状態に近い状態は、封入不飽和と呼ばれている。

不飽和土は、土内部の土中の水分量が増加するとき、これらの3つの状態のいずれかにある⁷⁾。不飽和土内部のサクションと水分量（飽和度など）の関係は水分特性曲線（Soil Water Characteristic Curve: SWCC）と呼ばれ、不飽和土に関する地盤工学分野だけでなく農学分野でも重要な概念とされている。

軽部ら⁸⁾はメニスカス水およびバルク水により生じる応力をメニスカス応力、バルク応力と呼び、式(4)に示すよ

Effect of Suction Stress on Shear Strength Properties of Unsaturated Soils in Direct Shear Tests Using a Micro-tensiometer
Kehan Du¹, Shoji Kato¹, Lohani Tara Nidhi (¹Graduate School of Eng., Kobe University, ²RCUSS, Kobe University)

KEY WORDS: Unsaturated soil, Direct shear test, Suction stress, Cohesion, Micro-tensionmeter

うに、それらの和をサクシオン応力と定義した。

$$p_s = p_b + p_m \quad (4)$$

ここに、 p_s :サクシオン応力、 p_m :メニスカス応力、 p_b :バルク応力。

また軽部らは、サクシオン応力が式 (5) により求められるとしている。

$$p_s = \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_r} \quad (5a)$$

ここに、 p_s :サクシオン応力、 S_r :飽和度、 S_{r0} :残留飽和度。

式(5a)は、有効飽和度を用いることにより、次式となる。

$$p_s = S_{re} \cdot s \quad (5b)$$

ここに、 S_{re} :有効飽和度。

加藤ら⁹⁾は、式 (5) の有効飽和度に Van Genuchten¹⁰⁾により提案された水分特性曲線モデルを導入して、式 (6) に示すようにサクシオン応力が水分特性曲線により予測できることを検討している。

$$p_s = [1 + (\alpha \cdot s)^n]^{-\left(1 - \frac{1}{n}\right)} \cdot s \quad (6)$$

ここに、 α , n ; Van Genuchten モデルのフィッティングパラメーター。

3. 飽和土の一面せん断試験とその結果

本研究では、試料に DL クレーを用いた。その基本的な物理的性質を表-1 に示している

表-1 DL クレーの物理的性質

ρ_s (g/cm ³)	W_L	I_p	砂分 (%)	シルト 分(%)	粘土分 (%)	U_c	U_c'
2.679	NP	NP	0.1	95.2	4.7	2.1	1.3

試験装置は飽和土用の一面せん断試験装置である。供試体に与える垂直荷重はペロフラムを用いて制御されている。垂直荷重は下箱の下に設置したロードセルにより測定されている。供試体は直径 60 mm、高さ 40 mm の円柱形である。試験時には一定の垂直応力となるようにペロフラムで垂直荷重を制御し、せん断時には下箱に一定の水平変位速度でせん断加重を加えてせん断を行った。なお、せん断前に上箱と下箱の間に 0.2 mm の隙間を設けてせん断過程を実施した。隙間幅は、JGS0561-2000 土の圧密定圧一面せん断試験方法において、0.2~0.5mm と記述されているので、この下限値を用いた。供試体は乾燥した試料を乾燥密度は 1.27g/cm³ となるように静的に締固めて作製した。締固め後に水浸箱に水を注水して試料を水浸させて実験を行った (写真-1)。せん断時の垂直応力は 25, 50, 75 kPa である。下箱の水平変位速度は 0.1mm/min としてせん断を行った。



写真-1 せん断箱の水浸状況

図-1 は得られたせん断応力～水平変位関係を示している。せん断応力～水平変位関係では、明確なピーク状態は見られず、水平変位の増加に対してほぼ正規圧縮状態に近いせん断応力の変化を示しているものと考えられる。水平変位 7 mm の時の垂直応力とせん断応力をプロットして得られた破壊線の傾きは 0.72 となり、粘着力をゼロと考えると内部摩擦角 $\phi = 35.6^\circ$ となった。この値は別途行われた、飽和三軸試験により得られた内摩擦角 $\phi = 31^\circ$ よりやや高い結果となった。3 主応力空間において土の破壊規準を考えると、破壊線はモールクーロン規準に外接する形になる場合が多いと考えられる。平面ひずみ状態での破壊時の応力状態に関する Lode 角は 11~14° 程度と考えられ、そのとき、破壊時の応力状態は、モールクーロン規準より外側に位置するため、 ϕ の値は三軸圧縮状態より大きくなるものと考えられる。このことを考慮すると、今回得られた内部摩擦角の値は妥当な値であると判断される。

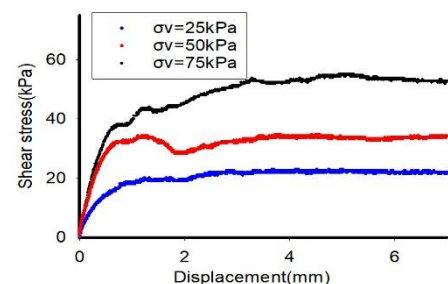


図-1 せん断応力～水平変位関係 (飽和土)

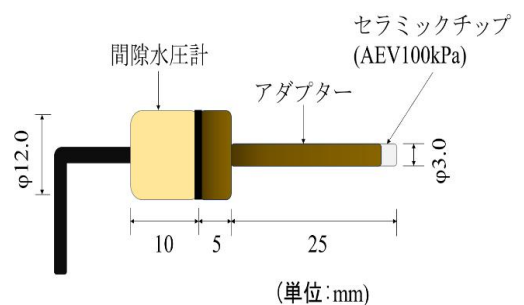


図-2 マイクロテンシオメーターの概要

4. 不飽和土の一面せん断試験

4.1 マイクロテンシオメーターの概要と設置方法

図-2 および写真-2 は、今回作製したマイクロテンシオメーター (Micro tensionmeter; 以後 MT と略す) の概要を示している。一般に用いられている野外測定用の MT と構造的には同じであり、



写真-2 作製したマイクロ
テンシオメーター

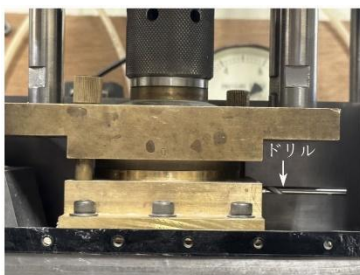


写真-3 供試体に設置穴をあけて
いる状況

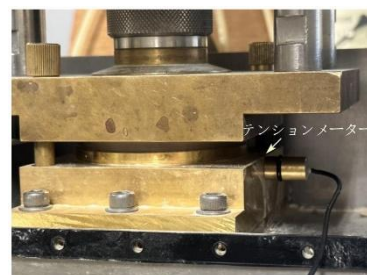


写真-4 マイクロテンシオメーター
を下箱に設置した状況

市販の小型間隙水圧計に、先端にセ

ラミックチップを備えたアダプターを取り付けた構造となっている。使用前にはアダプター部分の水浸して負圧を加えて脱気し、セラミック部分を飽和する。飽和後に、水中でアダプター部分を水圧計部分に取り付けて使用する。供試体作製後、下箱の上端から下方1 cmの位置にある、直径3 mmのMT設置用の穴にドリルを挿入して、MT設置用の穴を供試体中央部まで開ける（写真-3）。そして、MTを挿入して設置する（写真-4）。図-3は、MT設置後の供試体初期サクションの測定例を示している。設置後にサクションは増加し（MTは供試体の間隙水圧を測定する。本試験では、間隙空気圧は大気圧となり、測定された負の間隙水圧がサクションの値となる）、約1秒でほぼ一定値となっていることが分かる。今回行った試験では、初期含水比を変えて供試体を作製したが、含水比が低く初期サクションが高くなるほど、サクション値が平衡に至る時間は長くなる傾向を示した。

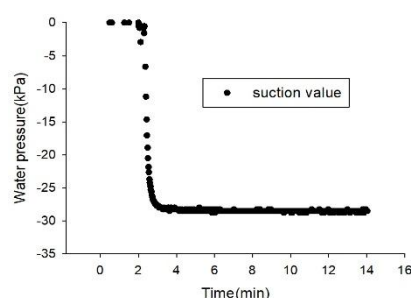


図-3 マイクロテンシオメーター
による初期サクションの測定

MTはある点のサクションを測定するため、そのサクションは供試体全体の平均的なサクションではない可能性が考えられる。しかし、別試験として今回の下箱側のMTに加えて、上箱側にもMTを設置した実験を行ったところ、2つMTにより測定されたサクションはほぼ同じ値（約1~2 kPa程度の差）を示すことを確認している。この結果は、MTにより測定されたサクションが、供試体全体の平均的なサクションに近い値を示すことを意味している。

4.2 不飽和土の一面せん断試験結果

4.2.1 乾燥密度一定で含水比を変えた試験結果

含水比を6%, 12.5%, 15%, 21.1%, 25%に調整した試料を用いて、飽和土の場合と同様に乾燥密度1.27g/cm³となるように静的に締め固めて供試体を作製した。供試体設置後、4.1節で述べたようにMTを設置し、目標垂直応力25, 50, 75 kPaで圧縮過程を行った。そして、水平変位速度は0.1mm/minとしてせん断を行った。図-4は破壊時の応力状態 $\sigma_f \sim \tau_f$ 関係による破壊線を示している。含水比ごとに破壊線の傾きがやや違いがあるが、その傾きは飽和状態の破壊線の傾きに近い傾向を示している。式(3)に示したFredlundらの破壊理論⁶⁾に基づく、 $(\sigma - u_a) \sim s \sim \tau$ 空間に描かれる破壊面によるs一定平面内（ $(\sigma - u_a) \sim \tau$ 面内）の破壊線は、サクションごとに傾きは等しく、 τ 軸切片である粘着力は飽和状態の粘着力にサクションによる c' とサクションによる粘着力増分

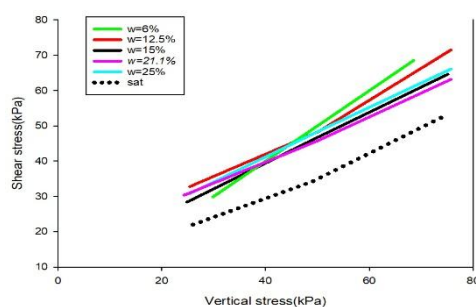


図-4 破壊時の応力状態 $\sigma_f \sim \tau_f$ 関係
（乾燥密度一定で含水比が異なる場合）

$(u_a - u_w) \tan \phi^b$ を持つ。よって、 $(\sigma - u_a) \sim \tau$ 面にサクションごとに破壊線は飽和状態の破壊線の傾きを持ち、平行な直線群となると考えられる。図-4の結果では、含水比一定の一つの破壊線は、圧縮過程での体積変化とせん断時のダイレイタンシーの影響を受けて供試体作製時の初期サクションが変化しているため、破壊時のサクションの値が異なる供試体の状態を一つの破壊線として見ていることになる。今回の試料では、そのようなサクション変化がわずかであったため、図-4に示される不飽和土の破壊線は、飽和状態よりわずかに異なる傾きを示している。これには、試験装置の摩擦の強度に対する影響が含まれている可能性も考えられる。

4.2.2 垂直応力一定で初期含水比を変化させた試験における粘着力増分に対するサクション応力の影響

サクションによる粘着力の増分の関係を求めるため、乾燥密度1.27g/cm³で初期含水比を変化させた供試体を用いて、垂直応力50 kPaとした一面せん断試験を行った。そして、水平変位7 mmの時のせん断応力とサクション応力の関係について検討を加えた。このためにはせん断面上に作用するサクション応力 p_s を求めることが必要となる。サクション応力は

式(5b)で示されるように、有効飽和度 Se とサクシオン s の積としてあらわされる。一面せん断試験において、せん断面付近の飽和度を正確に求めることは難しい。これは、供試体内部のひずみ分布が不均一であり、せん断試験時に求められる体積変化は、供試体全体のものであり、それに基づく体積ひずみは、供試体全体の平均的な値を表すと考えられるためである。このため、今回は含水比に基づき、式(7)でサクシオン応力が求められるものとする。

$$p_s = \frac{w}{w_{sat}} \cdot s \quad (7)$$

ここに、 w , w_{sat} :破壊時および飽和状態での含水比。本研究では $w_{sat} = 41\%$ 。

このサクシオン応力は、粘着力増分 $\Delta c = p_s \cdot \cot \phi$ を生じさせると考えられる⁸⁾。MTにより測定された水平変位 7 mmの時のサクシオンと Δc との関係を描くと、図-5 のようになる。

Donald¹⁾はサクシオンを測定する装置を備えた不飽和砂の一面せん断試験を行っている。サクシオン測定装置は、せん断箱の下箱底面に備えたセラミックディスクに通じた排水管内の水の体積変化が生じないように、排水管内に圧力調節する形式で、調節した圧力の値がサクシオンを示すというものである。その結果を図-6 に示している。この結果では、サクシオンによる粘着力の増分はサクシオンの増加につれ増加し、ピーク値になってから下がる傾向が見られる。図-5 と 6 を比較すると、本研究で得られた Δc は Donald が行った試験結果と同様な傾向を示していることがわかる。この結果は、MTにより測定されたサクシオンが、破壊面付近のサクシオンを測定していることを示すものと考えられる。

4.2.3 Δc に及ぼすサクシオン応力の影響について

加藤ら⁹⁾は不飽和土の一軸圧縮試験を行い、その結果を検討した。そして、外部の拘束圧のない状態では、サクシオン応力 p_s は内部的な拘束(粘着力への影響)と外部応力の両方の作用していることを報告している。このため、不飽和土の一軸圧縮試験時のモールの応力円は、図-7 に示すような状態で破壊線に接していると述べている。この図において、 τ 軸の左側のサクシオン応力 p_s は内部的な拘束(粘着力への影響)を示しており、 τ 軸の右側のサクシオン応力 p_s は外部応力として作用するサクシオン応力を示している。不飽和土の三軸試験結果においては、式(3)に示されるように、サクシオンの作用は粘着力増分の作用のみとしてせん断強度に影響を与えるものとされている。外部応力としてのサクシオンの作用が三軸試験で現れないのは、外部応力とサクシオンの作用の相対的な大きさが異なるため、外部応力が大きくなると、サクシオンの作用を無視してもよい状況となるためであると考えられる。一軸圧縮試験では外部拘束応力がないため、サクシオンの外部拘束応力として作用があらわになっているものと考えられる。清水・影山¹¹⁾は不飽和土の一軸圧縮試験結果を整理して、同様に、サクシオンが拘束圧的な作用をして一軸圧縮強度に影響を与えていることを報告している。一方、図-8 では、O点を通る2つの軸が $\sigma_{net} \sim \tau$ 面を示している。ただし、この軸を用いる応力に対しては、粘着力と外部拘束作用を及ぼす2種類のサクシオン応力が作用している状態を考えている。一方、O'点を通る2つの応力軸 σ , τ 軸による応力面を考える。この応力面は、サクシオン応力のない通常の応力状態を示している。この面上に表示される破壊点 (σ_f, τ_f) は破壊線上に存在している。その破壊線はサクシオン応力の2つの効果を考慮すると、図-5 と同様に、O点を通る2つの軸による $\sigma_{net} \sim \tau$ 面内の破壊線と一致する。式(7)で得られるサクシオンによる粘着力増分 Δc は、図-8 中のO'点を通る τ 軸に対する粘着力として表される。

不飽和土の一面せん断試験時に、このようにサクシオン応力が外部拘束応力的に作用しているかを確認するために、図-8 に示される関係について以下のように検討を行った。まず、せん断面上に作用するサクシ

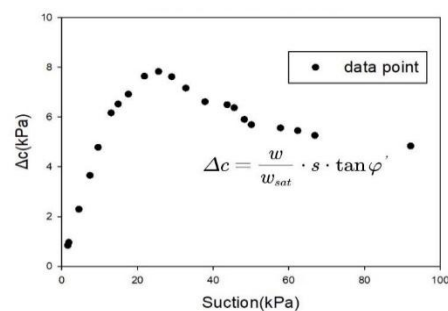


図-5 破壊時の応力状態での $s \sim \Delta c$ 関係 (乾燥密度、垂直応力一定で含水比が異なる場合)

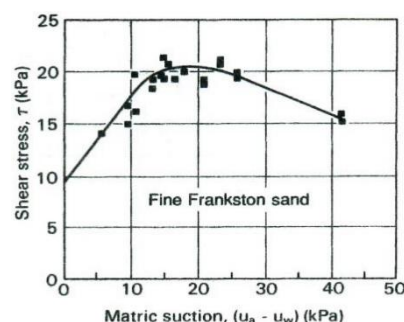


図-6 Donald らによる不飽和砂の一面せん断試験結果 1)

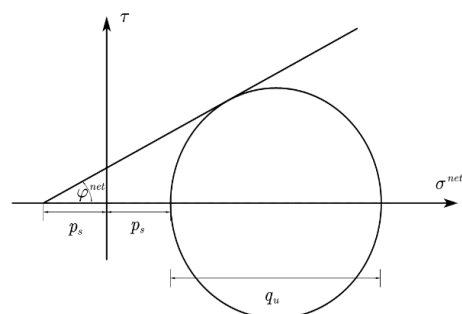


図-7 不飽和土の一軸圧縮試験の破壊時のモール円 (加藤 9))

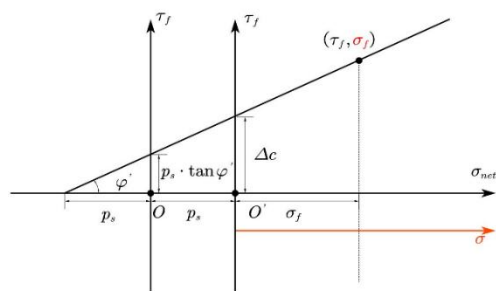


図-8 不飽和土の一面せん断時の応力状態の考え方

ン応力 p_s は前項と同様に、式 (7) に示すように含水比に基づきサクシ
ョン応力が求められるものとする。一方、 Δc については、式 (3) の
関係から、測定されたせん断強さを用いて式 (8) により算出する。

$$\Delta c = \tau_{un} - \sigma \tan \phi' - c' \quad (8)$$

ここに、 Δc ; サクシジョンによる粘着力増分、 τ_{un} ; 不飽和土のせん断強
さ。

ここで、 p_s と Δc について図-8 に示す応力条件が成り立つな
らば、式 (9) の関係が導かれる。

$$\Delta c = 2p_s \tan \phi' \quad (9)$$

図-9 は、今回行った乾燥密度一定で含水比を変えた供試体について、
式 (7) より得られる Δc と式 (8) によるサクシジョン応力 p_s から得られる $2p_s \tan \phi$ を比較したものである。図中のプロ
ットが Δc を赤色の実線が $2p_s \tan \phi$ を表している。実線はプロットの傾向と対応しており、式 (9) の妥当性を支持して
いるものと考えられる。一方、青色の実線は $p_s \tan \phi$ を表している。この傾向
は、プロットから明らかに外れている。図中の赤色の実線がプロットに対応し
ている結果は、式 (9) が成り立つことを意味しており、図-8 に示すように、
一面せん断試験時にもサクシジョン応力が外部拘束応力として作用していることを示していると考えられる。

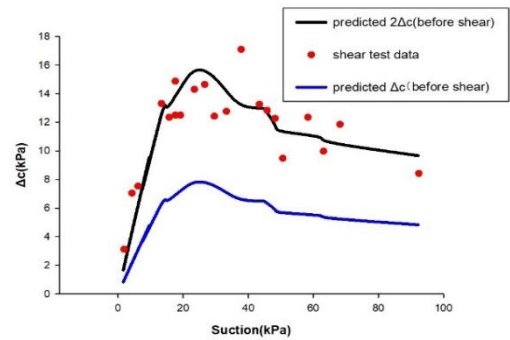


図-9 不飽和土の一面せん断時の
 Δc と $2p_s \cdot \tan \phi$ の比較

5. おわりに

不飽和土の一面せん断試験をより簡便に行えるように、マイクロテンシオメーターを用いて、飽和土用一面せん断試
験装置を改良した。マイクロテンシオメーターは市販の小型間隙水圧計に、セラミックチップを接着したアダプターを
取り付けたものである。マイクロテンシオメーターは、せん断面下 10 mm の位置に下箱に開けた穴より供試体に挿入して
用いた。そして、締固めた DL クレー供試体を用いて、乾燥密度一定の条件で含水比を変えて試験を行った。そして、
測定されたサクシジョン値を用いて、せん断強度に関するサクシジョン応力の影響について、検討を行った。得られた結果
は次のようにまとめられる。

- 1) 破壊時のサクシジョンと粘着力増分の関係は、サクシジョンの増加に対して粘着力増分は徐々に増加して減少する傾向
を示した。この結果は、過去に行われた不飽和土の一面せん断試験結果と対応しており、マイクロテンシオメー
ターによるサクシジョン計測が妥当であることを示している。
- 2) サクシジョンによる粘着力増分に関するサクシジョン応力の影響を検討した結果、不飽和土の一軸圧縮試験の場合と同
様に、サクシジョン応力が外部拘束圧的な作用を及ぼして強度に影響を与えていることを示している。
- 3) 今回の改良は、飽和土用の試験装置を用いて、マイクロテンシオメーターを、せん断箱に穴をあけて挿入するだけ
のものである。今回の結果は、このような簡単な改良で、不飽和土の試験が可能であることを示したものと考えら
れる。

参考文献

- 1) Donald, I.B.: Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. Soil. Mech., pp.200-205, 1956
- 2) Escario, V. ・ Saez, J. : Geotechnique, Vol.36, No.3, pp.453-456, 1986
- 3) Fredlund, D.G. ・ Rahardjo, H. ・ Gan, J.K.M.: Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils Vol. 1, pp.49-54, 1987
- 4) Kim, B.S. ・ Park, S.W. ・ Lohani, T.N. ・ Kato, S: Transportation Geotechnics, Vol. 34, pp. 100747, 2022
- 5) Bishop, A.W.: Teknisk Ukeblad, Vol.39, pp.859-863, 1959
- 6) Fredlund, D.G. ・ Morgenstern, N.R. ・ Widger, R.A. : Can. Geotech. J., Vol.15, No.3, pp.313-321, 1978
- 7) 向後雄二: 不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム論文集, 土質工学会, pp.69-78, 1987
- 8) 軽部大蔵・加藤正司・浜田耕一・本田道識: 土木学会論文集, No.535, pp.83-92, 1996
- 9) 加藤正司・吉村優治・河井克之・寸田 亘: 土木学会論文集, No.687/III-56, pp.201-218, 2001
- 10) van Genuchten, M. Th.: Soil Sci. Soc. Am. J. Vol.44, pp.892-898, 1980
- 11) 清水正喜・影山健: 地盤と建設, Vol.28, No.1, pp.47-53, 2010

繰返し中空ねじり試験と繰返し三軸試験による砂の液状化強度

○三上武子¹・吉田望²¹一般財団法人 GRI 財団・²関東学院大学

1. はじめに

地盤の液状化強度特性は繰返し三軸試験により求めることが一般的であるが、近年、中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験（実務では単に「中空ねじり試験」と呼ばれることが多いため、以下「繰返し中空ねじり試験」と記す）が実務でも活用されるようになった。繰返し中空ねじり試験は、異方圧密条件での繰返し載荷が可能であること、水平面にせん断応力を作用することができること、平均主応力を変化させずにせん断応力を作用させる、すなわちモール円の中心を一定に保って半径のみを変化させることができることなど、より実地盤に近い応力状態で繰返し載荷ができるため、繰返し三軸試験よりも優位性が高い。一方、中空円筒供試体の作製は乱した試料、乱さない試料にかかわらず難度が高く、試験手順が煩雑であるなどのデメリットもある。また、標準的な試験法がないため、機関ごとに試験方法・試験条件が異なり、試験装置の性能も異なるため試験結果の評価には注意を要する。今後、繰返し中空ねじり試験による液状化試験が普及していくためには、標準的な試験法の確立が望まれる。加えて、繰返し三軸試験による液状化試験との違いの有無も確認しておく必要がある。

このような背景のもと、繰返し中空ねじり試験による液状化試験の標準化を目指して、地盤工学会関東支部に「中空ねじりによる液状化強度試験の高精度化に関する研究委員会」が2020年度に設立され4年間にわたって標準的な試験法のあり方について議論がなされた。活動の一環として試験結果に対する影響因子を明らかにすることを目的に2022年度に一斉試験が行われた。本稿では、この一斉試験データを整理し、液状化強度と液状化強度曲線、せん断ひずみや過剰間隙水圧の発生傾向に着目して繰返し中空ねじり試験と繰返し三軸試験の違いの有無について検討する。

2. 一斉試験の概要

一斉試験では瑞浪珪砂7号を用いた。物理特性は、 $\rho_s=2.646\text{Mg/m}^3$ 、 $\rho_{\text{dmin}}=1.189\text{Mg/m}^3$ 、 $\rho_{\text{dmax}}=1.532\text{Mg/m}^3$ 、 $D_{50}=0.287\text{mm}$ 、 $U_c=1.9$ 、 $F_c=1.4\%$ である。供試体は空中落下法により相対密度 $D_r=50\%$ と 80% に作製した。圧密応力 $\sigma'_c=100\text{kN/m}^2$ で等方圧密した後、軸変位を固定せずに非排水条件で両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}=7.5\%$ （繰返し三軸試験での両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に相当）まで繰返し載荷を行った。その後、せん断応力を0に戻して再圧密を行い、体積ひずみを測定した。繰返し載荷は0.1Hzの正弦波を応力制御で与えることを標準としたが、一部の機関ではひずみ制御あるいはひずみ速度一定で繰返し載荷を行っている。また、供試体サイズは参加機関が所有している試験装置により制限があるため統一はしなかった。

一斉試験には18機関が参加したが、上述のとおり試験条件が異なる機関もあるため、ここでは軸変位を固定せずに応力制御で繰返し載荷を行った14機関の試験データを用いて検討を行った。比較のため、一部の機関で繰返し三軸試験も行ったが、数が少ないため筆者らが過去に行った繰返し三軸試験データも加えて検討を行った。

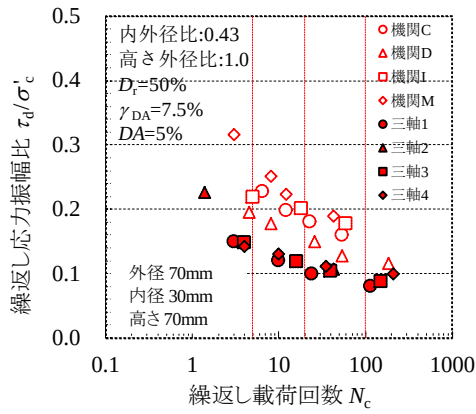
3. 液状化強度の比較

両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}=7.5\%$ のときの応力比 R と繰返し載荷回数 N_c の関係を供試体寸法別に図-1および図-2に示す。ここでは供試体寸法の指標として内外径比 D_i/D_o と高さ外径比 H/D_o を採用した。内外径比0.43のときの内径 D_i は30mm、外径 D_o は70mm、内外径比0.6のときの内径 D_i は60mm、外径 D_o は100mmである。また、図中には比較のため繰返し三軸試験のデータも示した。凡例の三軸1は瑞浪珪砂7号、三軸2は豊浦砂、三軸3は山形珪砂5号、三軸4は山形珪砂6号のデータであり、供試体作製、圧密、繰返し載荷とも一斉試験と同条件で実施している。

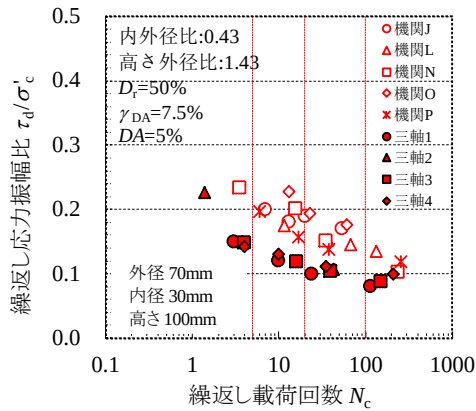
図-1の相対密度 $D_r=50\%$ では、供試体寸法にかかわらず $R-N_c$ 関係はほぼ同じ範囲にプロットされ、供試体寸法の影響は特に認められない。なお、(c)の機関Fのデータが極端に下方にプロットされており、試験条件等の違いがあるかもしれないと精査が必要である。図-2の $D_r=80\%$ も $D_r=50\%$ と同様の傾向を示す。繰返し三軸試験との比較では、繰返し中空ねじり試験よりも繰返し三軸試験の $R-N_c$ 関係は下方にプロットされ、繰返し三軸試験による液状化強度が小さい傾向にある。 $D_r=50\%$ の繰返し三軸試験は砂の種類によらずほぼ同じ $R-N_c$ 関係を示すが、 $D_r=80\%$ の $R-N_c$ 関係は砂によって異なる。詳しく見るために $R-N_c$ 関係から $N_c=20$ のときの R を読み取って R_{L20} とし、圧密後の相対密度 D_{rc} との関係にまとめて図-3に示した。繰返し三軸試験の R_{L20} は繰返し中空ねじり試験の R_{L20} のばらつきの範囲の下限値となっていること、 $D_r=50\%$

Liquefaction strength of sands obtained from cyclic torsional shear tests and cyclic triaxial tests: Takeko Mikami¹ and Nozomu Yoshida², (¹Geo Research Institute, ²Kanto Gakuin University)

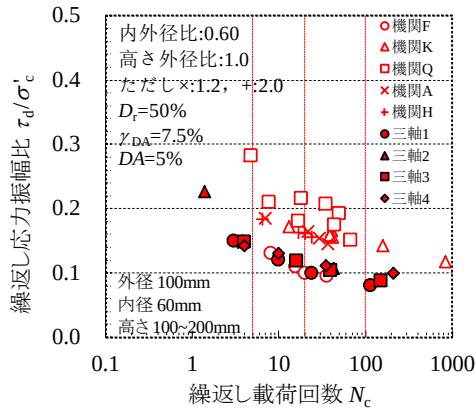
KEY WORDS: Liquefaction, Cyclic torsional shear test, Cyclic triaxial test



(a) 内外径比 0.43, 高さ外径比 1.0

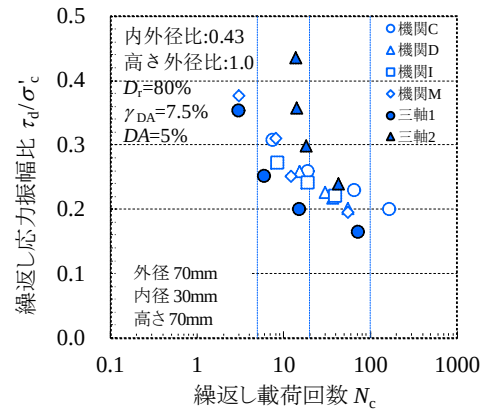


(b) 内外径比 0.43, 高さ外径比 1.43

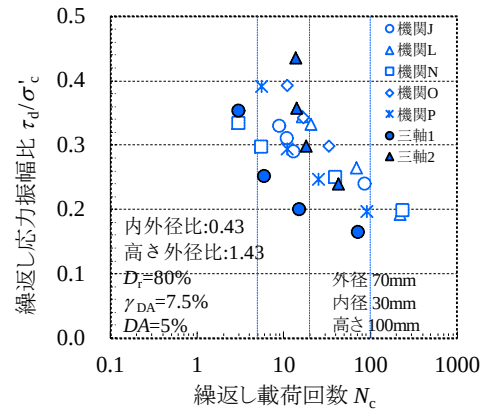


(c) 内外径比 0.6, 高さ外径比 1.0~2.0

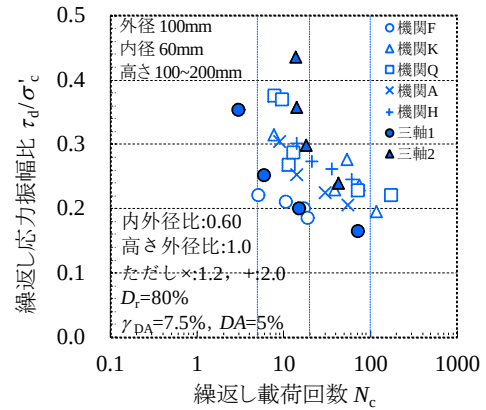
図-1 R - N_c 関係 ($D_f=50\%$, $\gamma_{DA}=7.5\%$)



(a) 内外径比 0.43, 高さ外径比 1.0



(b) 内外径比 0.43, 高さ外径比 1.43



(c) 内外径比 0.6, 高さ外径比 1.0~2.0

図-2 R - N_c 関係 ($D_f=80\%$, $\gamma_{DA}=7.5\%$)

の方がデータのまとまりが良いことなどが読み取れる。内外径比, 高さ外径比の影響については有意な傾向は認められず, ばらつきの範囲内とみなせる。なお, 紙面の都合で $\gamma_{DA}=7.5\%$ の図しか掲載できなかったが, 他のひずみ ($\gamma_{DA}=1.5\%$, 3%) や過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c=0.95$ で定義した R - N_c 関係においても同様の傾向であった。

4. 液状化強度曲線の比較

前章では 20 回の R_{L20} について比較を行った。本章では液状化強度曲線について比較を行う。これまでに様々な液状化強度曲線の経験式が提案されてきた。これらの経験式は, 両対数軸上で直線とするもの (例えば1), 折れ線とするもの (例えば2), 片対数軸上で曲線とするもの (例えば3) などがある。ここでは,

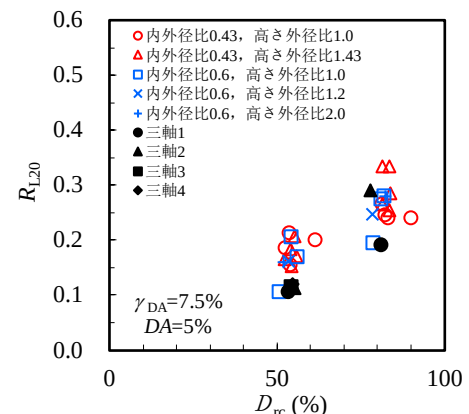


図-3 R_{L20} - D_f 関係

筆者らが提案した液状化強度曲線の経験式⁴⁾をもとに液状化強度曲線の比較を行う。文献4)では、日本の各地でチューブサンプリングにより採取された194試料（以下、不攪乱試料と記す）の繰返し三軸試験による液状化試験の結果を用いて R_{L20} から $N_c=5$ および100のときの液状化強度 R_{L5} 、 R_{L100} を簡易的に推定する経験式を提案している。ここで、不攪乱試料の細粒分含有率 F_c は2.0%~99.8%の範囲に分布していることから、 $F_c \leq 15\%$ 、 $15\% < F_c \leq 35\%$ 、 $35\% < F_c$ の3つに区分して検討を行っている。一斉試験試料の瑞浪珪砂7号の F_c は1.4%であることから $F_c \leq 15\%$ のカテゴリーの不攪乱試料の結果と比較する。ここで、 R_{L5} 、 R_{L20} 、 R_{L100} は、繰返しねじり試験では $\gamma_{DA}=7.5\%$ 、繰返し三軸試験では $DA=5\%$ のときの R - N_c 関係を滑らかな曲線で結び、 $N_c=5$ 、20、100のときの R を読み取って決定した。このとき、データにばらつきが認められる場合は、特異点の有無を確認した上で平均的な曲線となるように設定した。また、人的誤差を排除するため、すべての試料を同一の技術者が設定した。 R_{L5} - R_{L20} 関係を図-4に示す。また、 R_{L100} - R_{L20} 関係を図-5に示す。凡例の「ねじり」が一斉試験データ、「三軸」は図-1~図-3に示した三軸1~4のデータである。図中の実線は不攪乱試料のデータから求めた回帰式である。一斉試験のデータおよび比較対象の三軸試験のデータは回帰式上にプロットされており、液状化強度曲線について試験方法の違いは認められない。また、粒度調整された市販材料の再構成試料と不攪乱試料の違いも認められない。

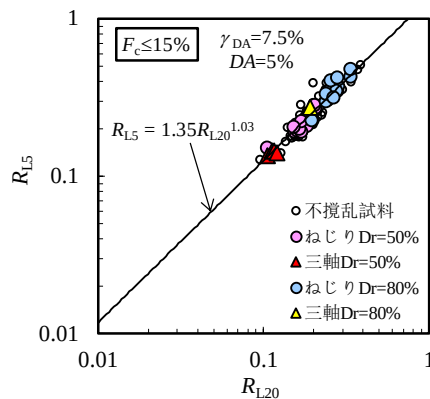


図-4 R_{L5} - R_{L20} 関係 ⁴⁾に加筆修正

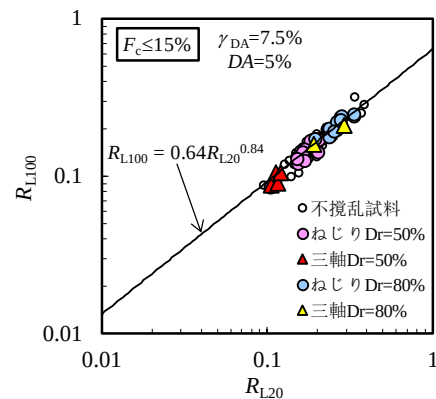
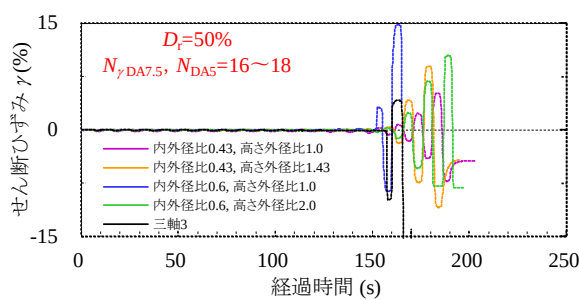


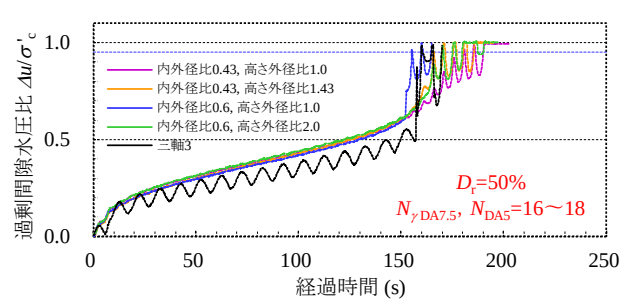
図-5 R_{L100} - R_{L20} 関係 ⁴⁾に加筆修正

5. せん断ひずみおよび過剰間隙水圧の発生傾向

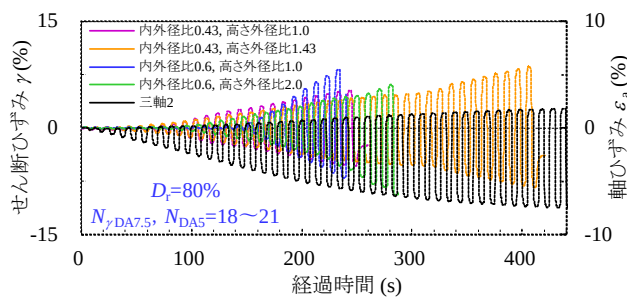
本章ではせん断ひずみ γ 、過剰間隙水圧 Δu の発生傾向について比較を行う。比較しやすいように両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}=7.5\%$ に到達した繰返し載荷回数 $N_{\gamma DA7.5}$ がほぼ等しいデータで比較を行う。図-1、図-2に示したデータのうち $N_{\gamma DA7.5}$ が相対密度 $D_r=50\%$ では16~18回、 $D_r=80\%$ では18~21回のデータのせん断ひずみ、過剰間隙水圧比の波形記録を図-6、



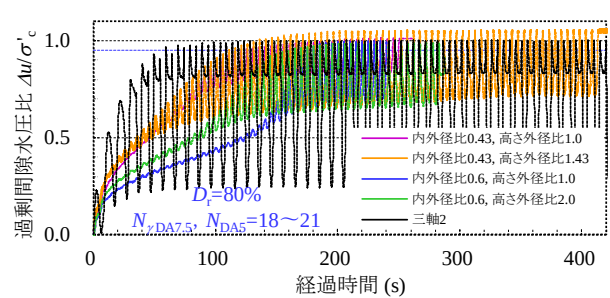
(a) $D_r=50\%$



(a) $D_r=50\%$



(b) $D_r=80\%$



(b) $D_r=80\%$

図-6 せん断ひずみの波形記録

図-7 過剰間隙水圧比の波形記録

図-7に示す。緩い試料の $D_r=50\%$ では、初期液状化（ここでは $\Delta u/\sigma'_c=0.95$ のとき）まではほとんどせん断ひずみが発生せず、初期液状化到達後にせん断ひずみが急増する。試験方法の違いや内外径比、高さ外径比の違いにかかわらず同様の傾向を示す。一方、密な試料の $D_r=80\%$ では、载荷の初期からせん断ひずみが発生するがその進行はゆるやかで、初期液状化到達後もダイレイタンスにより有効応力が回復するためせん断ひずみは急増しない。この傾向は繰返し三軸試験で顕著である。さらに詳しく観察するため、繰返し载荷毎の γ_{DA} を図-8に示す。ここで横軸は、 $N_{\gamma DA7.5}$ の違いによる影響を除外するため N_c を $N_{\gamma DA7.5}$ で正規化した。また、繰返し三軸試験のデータはポアソン比 $\nu=0.5$ として DA を γ_{DA} に換算した。三上ら⁵⁾は繰返し三軸試験による液状化試験での軸ひずみの発達について、緩詰め試料では指数関数的に軸ひずみが増加するのに対して密詰め試料では直線的に増加すると報告している。(b)の $D_r=80\%$ を見ると、繰返し中空ねじり試験のデータはバイリニアの形状を呈し繰返し三軸試験の特徴とはやや異なる。特に、内外径比0.6、高さ外径比1.0のデータは、どちらかと言うと緩詰め試料の特徴を示しており、内外径比の影響があるかもしれない。これについてはさらなる検討が必要である。図-9の $\Delta u/\sigma'_c-\gamma_{DA}$ 関係に試験方法や内外径比、高さ外径比の影響は特に認められない。

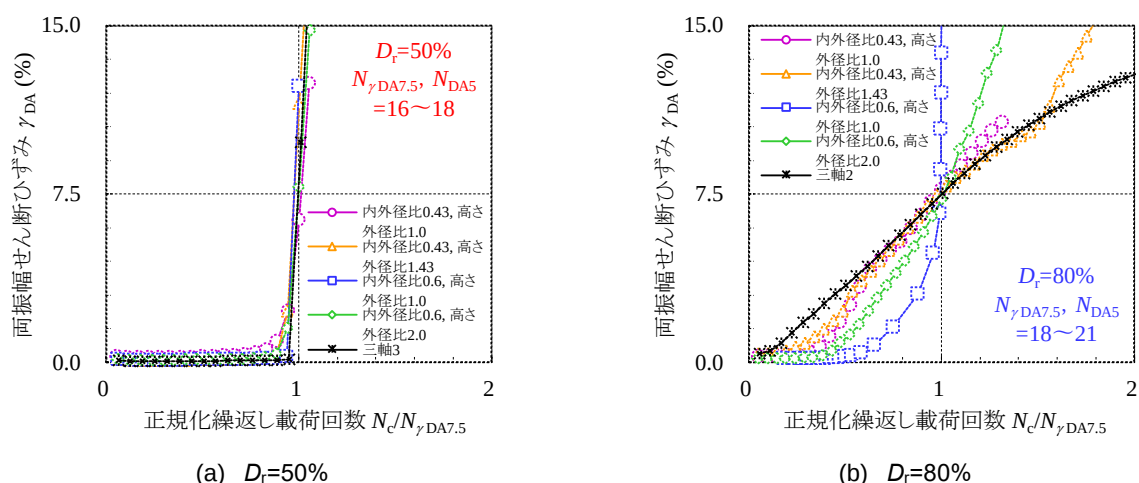


図-8 両振幅せん断ひずみー正規化繰返し载荷回数関係

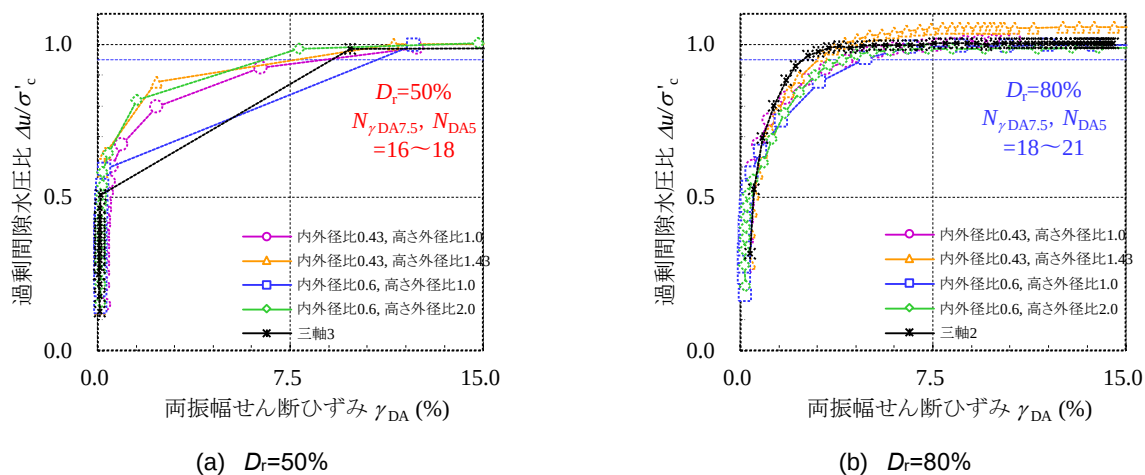


図-9 過剰間隙水圧比ー両振幅せん断ひずみ関係

6. まとめ

繰返し中空ねじり試験による液状化試験データと繰返し三軸試験による液状化試験データの比較を行ったところ、以下のことが分かった。

- ・繰返し中空ねじり試験で得られた $R-N$ 関係において内外径比や高さ外径比の有意な影響は認められない。
- ・繰返し中空ねじり試験の液状化強度に比べて繰返し三軸試験の液状化強度が小さい傾向にある。
- ・ $RL5-RL20$ 関係および $RL100-RL20$ 関係において試験方法の違いや試料の違いによる有意な影響は認められない。
- ・せん断ひずみの発生傾向において、密詰め試料では試験方法の違いが認められた。

今回の検討では限られたデータしか対象にできなかったため、今後、さらにデータ数を増やしてより詳細に検討を進めたい。また、差異が生じる要因についても検討したい。

謝辞：本検討では地盤工学会関東支部「中空ねじりによる液状化強度試験の高精度化に関する研究委員会」で実施した一斉試験の結果を使用させていただきました。ここに記し、関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) Tatsuoka, F., Yasuda, S., Iwasaki, T. and Tokida, K.: Normalized dynamic undrained strength of sands subjected to cyclic and random loading, *Soils and Foundations*, Vol. 20, No.3, pp. 1-16, 1980
- 2) 国生剛治・嶋田光明・加藤進：密な砂の非排水くり返しせん断特性，第16回土質工学研究発表会，pp.609-612，1981
- 3) 東拓生・大塚久哲・二宮嘉朗：砂質土の相対密度を考慮した液状化強度曲線の定式化，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，pp.528-529，1994
- 4) 三上武子・吉田望・原田健二：液状化強度曲線の類型化と経験式の提案，日本地震工学会論文集，第16巻，第1号（特集号），pp.10-18，2016
- 5) 三上武子・一井康二・植村一瑛・仁科晴貴：非排水繰返しせん断時のひずみの発達モデル，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.311-322，2012

補強材の引張剛性と鉛直荷重の載荷位置が補強土壁の変形に及ぼす影響

○KONG XIANZI¹・藤本明宏¹・辻慎一郎²・山本恭也²・久保哲也²¹ 福井大学・² 前田工織株式会社

1. 研究背景と目的

補強土壁工法は、地盤内に敷設したジオテキスタイルなどの補強材を壁面材と連結することで、補強材と地盤の摩擦抵抗力によって補強土壁の安定性を高める道路土木構造物である。その設計方法はジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル¹⁾に示されており、施工実績も多い。その一方で、補強材は国内外で製造されており、それらの地盤との間のせん断抵抗角、破断強度、引張剛性などの物性は様々である。補強材と地盤との間のせん断摩擦角について、例えば山岡・西形²⁾の研究があり、一般的に地盤の内部摩擦角に対する補強材と地盤との間のせん断摩擦角の比は0.8～0.9の範囲と言われている。補強材に用いられる素材は高密度ポリエチレン、アラミド繊維、高強度ポリエステル繊維などの種類があり、材質が多様な他、厚みや形状なども異なるために、それらの引張抵抗力や破断強度は幅広い³⁾。極限平衡法に基づく補強土壁の安定計算では、補強材の引張剛性を考慮しておらず、引張剛性の低い補強材を用いた場合には補強土壁の安定性に影響を及ぼす可能性がある。また、補強土壁工法の壁面材にはらみ出しなどの変状が生じることがあり、その変状から補強土壁全体の安定性を推定しなければならないが、同じにはらみ出しであっても使用している補強材の引張剛性によって補強土壁全体の安定性が異なる可能性がある。そのため、補強材の引張剛性が補強土壁の安定性と変形挙動に与える影響を確認することが望まれる。

既往の研究として、横田ら⁴⁾は補強材が地盤の引張応力やせん断応力の一部を負担することにより補強土壁の安定性を向上させることに加えて、補強材の引張剛性によって補強盛土内の降伏領域に大きな差異が生じることを示した。Albano et al.⁵⁾は壁の高さ方向に異なる2種類の剛性のジオグリッドを配置した補強土壁での振動台試験を実施しており、剛性の低いジオグリッドの位置が裏込めのせん断変形に強く影響を与えることを明らかにした。しかしながら、補強材の引張剛性が補強土壁内の地盤のひずみや壁面の変位に及ぼす影響については依然として不明な点が多い。

本研究では、補強材の引張剛性に着目して補強土壁による鉛直載荷実験を実施している。間ら⁶⁾は、補強土壁の内的安定と外的安定の検討を目的とした補強領域上部と無補強領域上部での鉛直載荷実験を行った結果、載荷位置によって補強材に生じる張力や地盤内に生じるせん断ひずみが異なることを報告した。補強領域上部載荷では補強材に張力が発生し、無補強領域上部載荷では補強材に過大な張力が発生していないものの、補強領域にもせん断ひずみが生じている。しかしながら、補強材の引張剛性が鉛直荷重載荷時の補強土壁の挙動に与える影響は確認されていない。

本論文では、補強材の引張剛性と鉛直載荷の位置が補強土壁の安定性に及ぼす基礎的な知見を得るために、引張剛性が異なる2種類の補強材を用いて、補強材が埋設されていない領域（以下、無補強領域）への載荷または無補強領域と補強材が埋設されている領域（以下、補強領域）の間での載荷の2種類の載荷条件で鉛直載荷実験を実施したので、その結果を記載する。

2. 鉛直載荷実験の概要

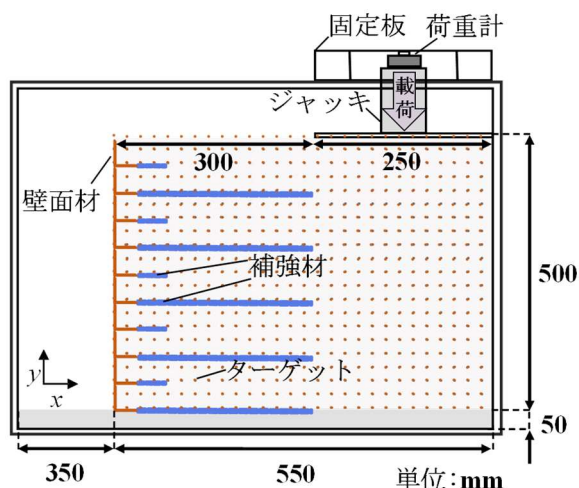
図-1は相似則1/10の模型補強土壁を用いた鉛直載荷実験の概要である。模型の補強土壁（以下、補強土壁）は幅550×高さ500×奥行205 mmであり、高さ50 mmの壁面材と補強材を用いて厚さ50 mmの基礎地盤の上に設置した。壁面材は板厚1 mmのアルミ板で作製した。補強材は長さ300 mmと100 mmの2種類であり、補強土壁の底面から50 mmの間隔で交互に敷設した。本実験では、砂の上に補強材と連結した壁面材を置き、そこに空中落下法で規定量の砂を敷き詰めて一層とし、これを繰り返して補強土壁を作製した。本実験における補強領域の幅は300 mm、無補強領域の幅は250 mmである。

補強材の敷設長と敷設間隔は実物の1/10程度である。壁面材の高さは実物の1/10を想定しているが、厚みはここでの相似則に従っていない。ただし、実験結果に影響しないように裏込め時や載荷時に壁面材が過度に変形しない厚さとした。なお、砂と接触する壁面材の底面は平らなアルミのままであり、加工を施していない。補強材と壁面材は、壁面材の底面の上に両面テープを用いて補強材を接着させて連結した。

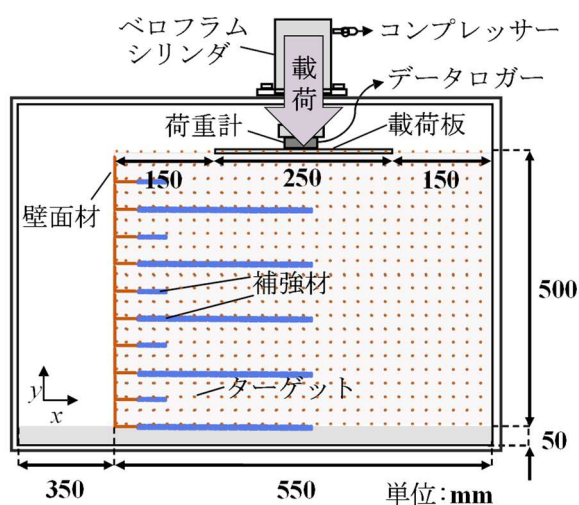
本実験は、施工時に建設重機による荷重が載荷することを想定している。例えば、25 t ラフタークレーン車であれば占有面積あたりで最大25 kN/m²の鉛直荷重が、輪荷重としては約300 kN/m²の鉛直荷重が想定される。載荷位置については重機の移動や建設現場の条件に依存するため特定し難い。そこで本実験では、図-1(a)に示すように、補強領域背面に

The effect of tensile stiffness of reinforcement and vertical loading position on deformation of reinforced earth wall, Kong Xianzi¹, Fujimoto Akihiro¹, Tsuji Shinichiro², Yamamoto Kyoya², Kubo Tetsuya² (¹University of Fukui, ²MAEDAKOSEN Company Limited)

KEY WORDS: Reinforced earth, Geotextile, Vertical loading test, Load, Shear strain



(a) 無補強領域載荷



(b) 中央載荷

図-1 鉛直載荷実験装置

表-1 鉛直載荷試験の条件

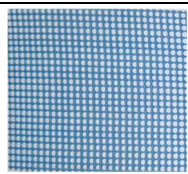
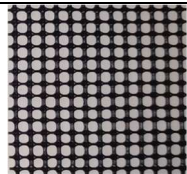
地盤条件			
種類	豊浦標準砂	相対密度	55.0%
乾燥密度	1499 kg/m ³	粘着力	0 kN/m ²
含水比	0%	内部摩擦角	37.7°
補強材条件			
材質	高密度ポリエチレン		
呼び名	軟補強材	硬補強材	
写真			
網目間隔	1.8×1.8 mm	3.9×3.9 mm	
破断強度	1.3 kN/m ²	4.0 kN/m ²	
引張剛性	51.4 kN/m	155.1 kN/m	
せん断抵抗角	32.8°	35.3°	

表-2 実験条件のまとめ

	無補強領域への載荷	補強領域と無補強領域の中央への載荷
軟補強材	ケース 1	ケース 3
硬補強材	ケース 2	—

土圧を作用させるため、無補強領域上面に鉛直荷重を載荷させる条件と、図-1(b)に示すように、補強領域にすべり面を作用させるため、補強領域と無補強領域の中央付近に鉛直荷重を載荷させる条件で載荷試験を行った。鉛直荷重は、補強土壁の上面に載荷板（幅 550 mm×長さ 250 mm）を設置し、その上から与えた。補強土壁内の地盤にはひずみを評価するために、ターゲットとして直径 5 mm、奥行の長さ 205 mm の棒を 25 mm 間隔で格子状に埋設した。

表-1 に補強土壁の盛土材と補強材の物性を示す。盛土材と基礎地盤には豊浦標準砂を用いて、補強土壁の設計実務

で仮定する砂質土の内部摩擦角が 30° 以上となるように、空中落下法で模型地盤を作成した。鉛直荷重の作用により補強土壁に顕著な変形を生じさせるため、模型地盤の相対密度は 55%と緩い条件とした。

補強材は引張剛性の異なる 2 種類の高密度ポリエチレン製のメッシュネットを採用し、ここでは剛性の高い補強材を硬補強材と呼び、剛性の低い補強材を軟補強材と呼ぶ。軟補強材と硬補強材の引張剛性の比は 1 : 3 である。なお、引張剛性は硬補強材が実物の 1/10 程度である。また、地盤との間のせん断抵抗角は軟補強材が 32.8° であり、硬補強材が 35.3° である。なお、補強材の破断強度と引張剛性はジオテキスタイル試験方法（JIS L 1908:2008）に準拠した引張実験により、地盤の内部摩擦角および補強材と豊浦標準砂との間のせん断抵抗角は定体積一面せん断実験により求めた。

鉛直載荷実験の条件を表-2 に示す。実験条件は、ケース 1：軟補強材を用いた無補強領域での鉛直載荷、ケース 2：硬補強材を用いた無補強領域での鉛直載荷、ケース 3：軟補強材を用いた補強領域と無補強領域の中央での鉛直載荷である。実験中、鉛直応力は荷重計を用いて測定した。載荷板には側面にターゲットとして赤いシールを張り付けており、その変位から載荷板の沈下量を求めた。載荷速度は 0.1～0.3 mm/s であった。

本実験では、載荷中に 2 秒間隔で補強土壁内のターゲットを撮影し、ターゲットの変位を画像解析ソフト（ImageMeasure_x64-Imsoft 社製）で数値化した。その変位から、定ひずみ三角形要素で地盤の水平ひずみ ε_x 、鉛直ひずみ ε_y およびせん断ひずみ γ_{xy} を次式により求めた。

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{1}{2A} \begin{pmatrix} y_2 - y_3 & 0 & y_3 - y_1 & 0 & y_1 - y_2 & 0 \\ 0 & x_3 - x_2 & 0 & x_1 - x_3 & 0 & x_2 - x_1 \\ x_3 - x_2 & y_2 - y_3 & x_1 - x_3 & y_3 - y_1 & x_2 - x_1 & y_1 - y_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{pmatrix} \quad (1)$$

$$A = \frac{1}{2} \{ (x_1 - x_3)(y_2 - y_3) - (x_2 - x_3)(y_1 - y_3) \} \quad (2)$$

ここに、 A ：各三角形要素の面積、 u および v は節点の水平および鉛直変位量、 x および y は節点の x および y 座標である。添え字は節点番号である。

また、地盤の体積ひずみ ε_v を式(3)に示すように上記で求めた ε_x と ε_y を用いて計算した。ここに、 V' ：載荷後の地盤の体積、 V ：載荷前の地盤の体積である。

$$\varepsilon_v = \frac{V'}{V} - 1 = (1 + \varepsilon_x)(1 + \varepsilon_y) - 1 = 1 + \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_x \varepsilon_y - 1 \approx \varepsilon_x + \varepsilon_y \quad (3)$$

3. 実験結果

3.1 鉛直応力と沈下量の関係

図-2 に鉛直応力 σ (kN/m²) と載荷板の沈下量 δ (mm) の関係を示す。ケース 1 とケース 3 を比較すると、 $\sigma < 60$ kN/m² まで σ と δ の関係は酷似しているが、ケース 1 は σ の最大値がケース 3 より小さく、はやく塑性変形に移行したと考えられる。また、ケース 2 は硬補強材を用いているが、同じ σ の時に δ が軟補強材を用いたケース 1 やケース 3 より大きい結果となった。

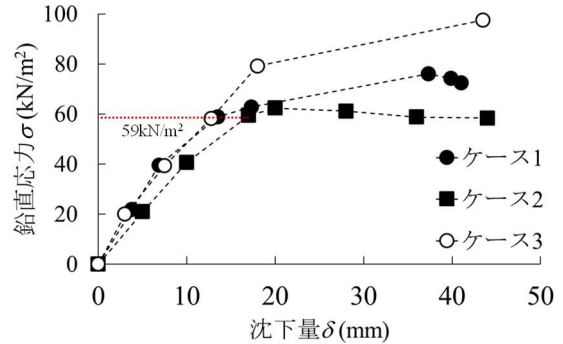


図-2 鉛直応力と沈下量の関係

3.2 地盤の水平ひずみ、鉛直ひずみおよびせん断ひずみ

図-3 は 3 ケースのうち最も小さい鉛直荷重で破壊したケース 2 が破壊する直前の $\sigma = 59$ kN/m² を載荷した後の補強土壁の変形状況で、上段から可視画像による地盤の変形、水平ひずみ ε_x 、鉛直ひずみ ε_y およびせん断ひずみ γ_{xy} をそれぞれ示す。同図のカラースケールを示すように ε_x は伸張方向に、 ε_y は圧縮方向に、 γ_{xy} は時計回り方向に大きいほど紫色が濃くなるように表示した。

ε_x の結果を見ると、ケース 1、ケース 2 およびケース 3 とともに載荷板の直下にくさび状の伸張が観られる。このような伸張はケース 1 とケース 2 では図中の A1 と A2 に示すように無補強領域に生じ、ケース 3 では図中の A3 に示すように補強領域と無補強領域を横断するように生じた。そのため、無補強領域の ε_x の平均値はケース 1 とケース 2 が 3.1% と 4.1% であり、ケース 3 の 1.6% に比べて明らかに大きい。一方、補強領域の ε_x の平均値はケース 1 とケース 2 が 0.6% と 0.7% であり、ケース 3 の 1.8% と比較して小さい結果になった。また、無補強領域においてケース 2 はケース 1 と比べてやや色が濃く、比較的に大きな伸張が生じた。なお、補強領域および無補強領域の ε_x の平均値とは、図-3 に示す補強領域および無補強領域にある 240 個および 180 個のマス目 (25×25 mm) 毎の ε_x を平均したものである。

ε_y に着目すると、ケース 1 とケース 2 の ε_y は、図中の B1 と B2 に示すように無補強領域において顕著に圧縮として現れ、補強領域には殆ど生じていない。他方、ケース 3 の ε_y は、図中の B3 に示すように無補強領域と補強領域の両方に圧縮が生じた。

γ_{xy} は 3 ケースともに補強土壁において左斜め下方向のすべり面が認められる。ケース 1 およびケース 2 のすべり面は無補強領域の右端部から補強材 d と e の間に発生した。両者を比較すると、特に中段や下段の辺りにおいて、ケース 2 の方が γ_{xy} は大きく、その影響範囲も広い。一方、ケース 3 のすべり面は無補強領域の中央あたりから補強材 c および d を横切るように生じた。ケース 2 とケース 3 の γ_{xy} を比べると、特に補強土壁の下段部の領域 (図中の C2, C3) における γ_{xy} が、ケース 3 はケース 2 に比べて小さい。これはケース 3 では図中の B3 に示す補強材の端部に地盤の圧縮が生じたことにより、補強材 c と d による地盤の拘束効果が機能したと考えられる。

3.3 地盤の体積ひずみ

図-4 (a), (b) および (c) は各ケースにおける補強土壁内の地盤全体、補強領域および無補強領域の体積ひずみ ε_v の変化を示す。 ε_v は正の値が伸張を、負の値が縮小をそれぞれ意味する。

同図 (a) に示す地盤全体の ε_v について述べる。 ε_v は σ とともに増大するが、その増大はケース 1 およびケース 2 が顕著である。 $\sigma = 60$ kN/m² 前後の ε_v を比較すると、ケース 2 が最も大きく、ケース 3 が最も小さい。この関係性は図-2 に示した σ と δ の関係における各ケース同士の関係性と整合する。すなわち、同じ鉛直載荷の場合は、 δ が大きいと ε_v も大きい。以下では補強材による地盤の拘束効果をより詳しく考察するために、補強領域と無補強領域に分けて ε_v を分析する。

同図 (b) に示す ε_v は σ の増大とともに大きくなり、ケース間に大差はない。ただし、ケース 2 は $\sigma = 19.5$ kN/m² において負の値となった。すなわち、ケース 2 は載荷直後に補強領域に圧縮が生じた。これは、表-1 に示したように硬補強材と地盤との間のせん断抵抗角 $\phi = 35.3^\circ$ が軟補強材の $\phi = 32.8^\circ$ に比べて大きく、補強材と地盤との間の摩擦抵抗が無補強領

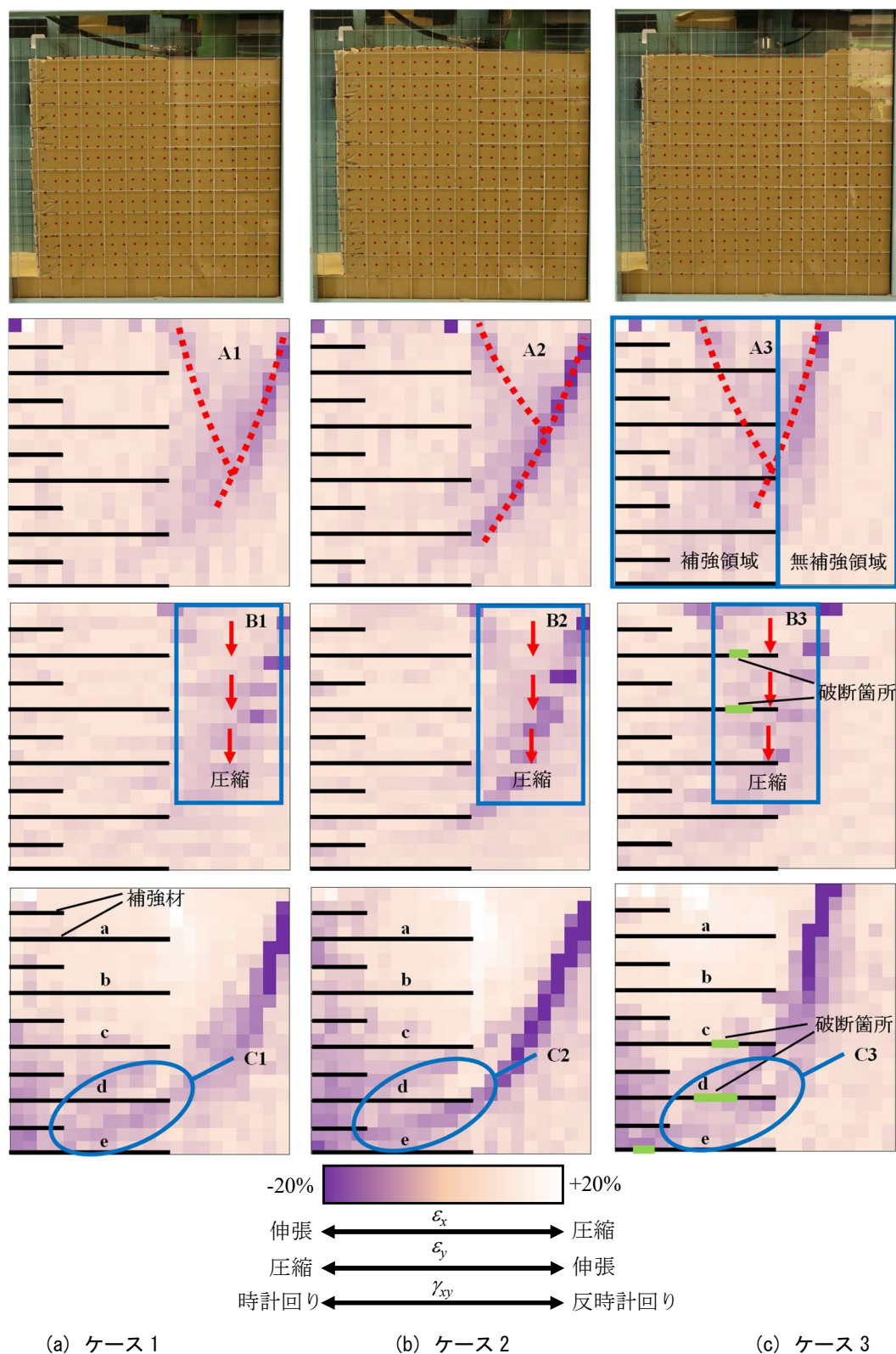


図-3 59 kN/m² 載荷後の補強土壁の変状
(上段から地盤の変形, 水平ひずみ, 鉛直ひずみ, せん断ひずみ)

域での鉛直載荷に伴う補強領域の地盤の伸張を一時的に抑制したと考えられる。

同図(c)に示す無補強領域の ϵ_v は上記の補強領域の ϵ_v に比べて全体的に大きい。ケース間では、ケース1やケース2がケース3に比べて明らかに大きい。これは、図-3の γ_{xy} の分布から分かるように、すべり面の発生個所の違いが関係している。ケース1およびケース3は $\sigma=20$ kN/m²前後で ϵ_v が負の値となった。これらのケースでは、載荷直後に水平方向の伸張より鉛直方向の縮小が卓越したと推察される。ケース2の ϵ_v はケース1のそれより大きい。この要因については今後、に再実験を実施して調べる。

3.4 補強材の変形

実験後の補強材の状態を確認した結果、図-5 に示すように、ケース 3 では補強材に破断が生じていた。参考までに図-3 に示す γ_{xy} の分布図に補強材が破断した位置と範囲を示す。載荷後、地盤の変形に伴い、補強材も移動し伸長しているが、図-3 では載荷前の補強材の位置に破断箇所を記載している。そのため、厳密には図-3 に示す補強材が破断した個所や長さや実際に破断した個所や長さが異なることに注意されたい。

補強材 d および e は破断箇所が限定的であり、それらの伸張はそれぞれ約 100 mm および約 50 mm であった。これらの破断は図-3 に示す γ_{xy} が大きい箇所で生じた。一方、補強材 a, b および c には 5~10 mm 程度の伸張が複数発生している。補強材 a および b については図-3 の ϵ_y で示した載荷板直下の地盤がくさび状に圧縮した箇所で補強材の伸張が生じた。補強材 c については、図-3 から分かるように、 γ_{xy} や ϵ_y が補強材の端部に生じており、補強材が地盤の水平方向への変化を拘束したことにより生じたと考えられる。

ケース 1 およびケース 2 でも、実験後に補強材を回収して変状を調べたが、補強材に伸張は全く生じていなかった。ただし、今回のケース 1 およびケース 2 では変状を与えるほどの引張応力が補強材に作用していないだけで、補強土壁の安定性には補強材の拘束効果が寄与している可能性がある。今後、この点についても実験で確かめる必要がある。

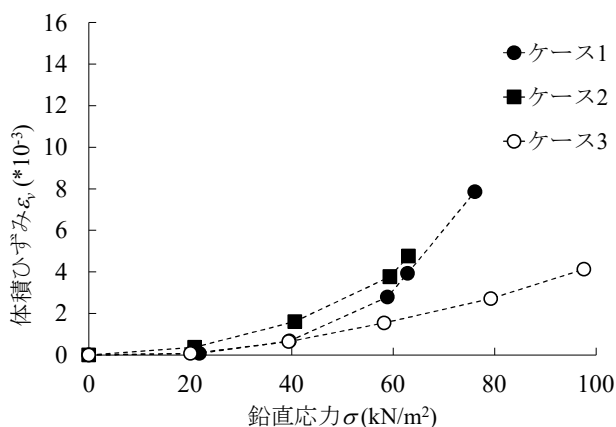
3.5 壁面材の変位

図-6 は補強土壁の壁面変位量であり、同図 (a) に 59 kN/m² 載荷時の結果を、同図 (b) に 78 kN/m² 載荷時の結果をそれぞれ示す。同図 (a) について、ケース 2 は壁面が倒れるように変形し、ケース 1 やケース 3 と比べて壁面変位量が多い。このように前述の ϵ_y の相違が壁面変位量としても現れた。ケース 1 とケース 3 の壁面変位量は 59 kN/m² 載荷後では大差ないが、同図 (b) に示す 78 kN/m² 載荷後を見ると、ケース 1 の壁面変位量はケース 3 より明らかに大きい。また、ケース 1 は壁面が倒れるように変形したのに対して、ケース 3 は壁面の中央部が膨らむように変形しており、壁面変位の形状の違いも明瞭になった。これは、上述したように、ケース 3 では補強材の地盤を拘束する効果が発現された結果と考えられる。

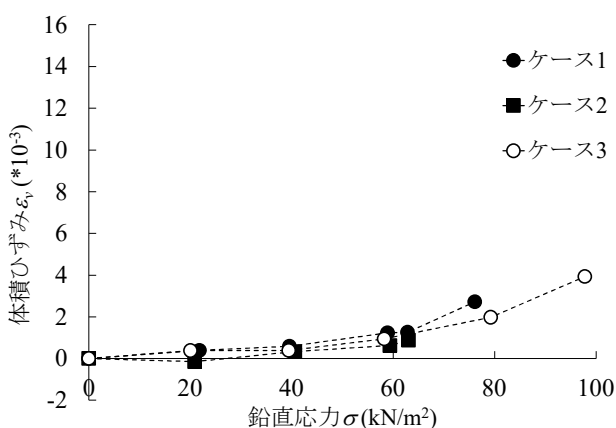
4. 結論

本研究では、2 種類の載荷位置と 2 種類の補強材において補強土壁の鉛直載荷試験を実施し、補強材に引張剛性や鉛直荷重の載荷位置が補強土壁の変形に及ぼす影響を調べた。

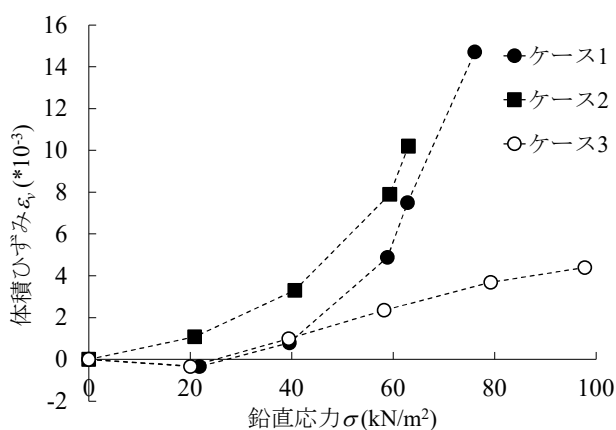
その結果、無補強領域に載荷した場合、今回の実験で採用した軟補強材を用いてもすべり面が補強材を横断することがなく、補強材の引張剛性が異なることによって補強土壁の変形に大きな相違は観られなかった。また、実験後の補強材には伸張や破断は見られず、補強材による地盤の拘束効果が発現されなかったと判断できる。一方、補強領域と無補強領域の中央に載荷した場合は、すべり面が一部の補強材を横切るように生じ、補強材が破断した。また、すべり面の発生箇所以外にも鉛直荷重による圧縮が補強材に生じた箇所で補強材が伸張・破断した。これらのことから、補強領域と無補強領域



(a) 地盤全体



(b) 補強領域



(c) 無補強領域

図-4 体積ひずみの変化

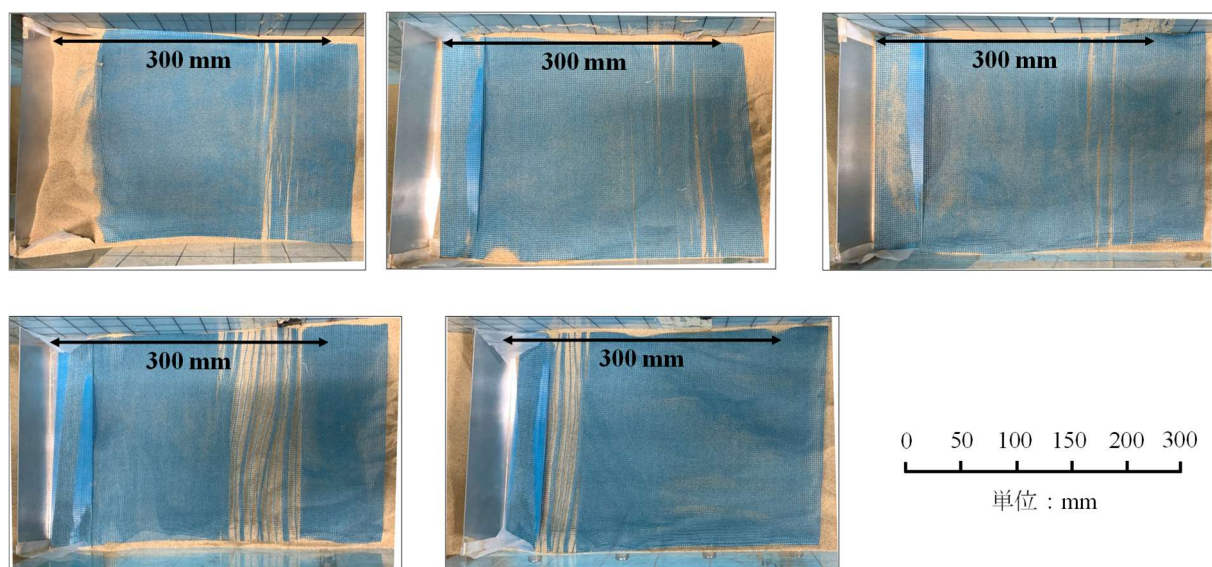


図-5 補強材の変形や破断の状況（ケース3）

の中央に載荷した場合は補強材による地盤の拘束効果が発現され、補強材が地盤の変形や壁面のはらみ出しを抑制したと判断できる。

以上より、補強材の引張剛性の検討には、地盤内のせん断ひずみに加えて垂直ひずみの分布も考慮する必要があることを確認できた。また、それらのひずみが小さい領域に設置した補強材は地盤の拘束効果や安定性の向上への寄与が小さいことが分かった。今後は鉛直載荷試験を継続し、鉛直載荷条件下において補強材の引張剛性が壁面変位量や地盤内のひずみに及ぼす影響、または補強材の引張剛性によって壁面変位量と地盤内のひずみの関係性がどのように変化するかについてより詳しく分析するとともに、引張剛性を考慮した適切な設計に資する知見として取り纏めることを目指す。

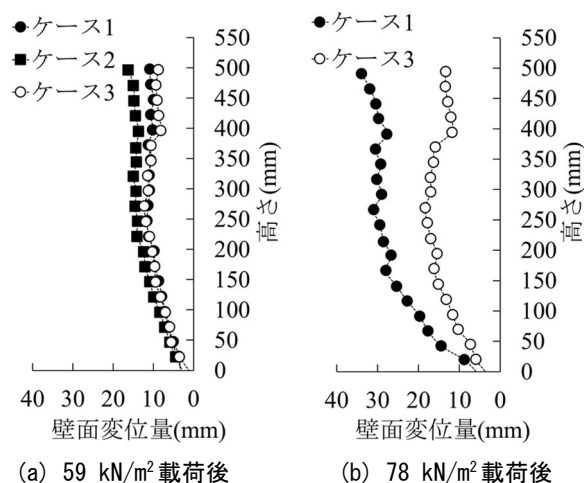


図-6 壁面変位量

参考文献

- 1) 一般財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（第二回改訂版），2013.
- 2) 山岡一三・西形達明：土とジオファブリック間の摩擦特性，土木学会論文集，第406号／III-11，pp. 27-34，1988.
- 3) 澁谷啓・片岡沙都紀・植松尚大：格子交点溶着型および一体型ジオグリッドの土中引抜き抵抗特性の比較，ジオシンセティックス論文，第29巻，pp. 19-26，2014.
- 4) 横田善弘・荒井克彦・齒黒智也・辻慎一郎：変形と剛性を考慮した補強盛土斜面の安定解析，応用力学論文集，Vol. 9，pp. 445-454，2006.
- 5) Albano AJUDA, Jiro KUWANO and Kosuke HOSHINA: Seismic behaviour of geogrid reinforced soil wall constructed with multiple reinforcement stiffness, ジオシンセティックス論文，第34巻，pp. 129-136，2019.
- 6) 間昭徳・竹内則雄・草深守人：ジオテキスタイル補強土壁の3次元的な補強材配置を考慮した実物大載荷実験と検証，土木学会論文集F，Vol. 62，No2，pp. 336-348，2006.

セッション 6

「夢洲の地盤性状と沈下性状に関する
研究委員会」特別セッション

大阪港における沖積粘土の土質力学的特性の空間分布に関する機械学習による推定

小田和広¹・○大槻卓馬¹・藤田結愛¹¹大阪産業大学工学部

1. はじめに

地盤工学の分野にも機械学習が利用されてはじめて久しい。機械学習は地盤工学の様々な分野に利用されつつあるが、地盤調査や土質試験の分野では、限られた地盤調査の結果から地盤特性を三次元的に推定する方法としてのスパースモデリングやガウス過程回帰は国際的にも流行となっている。また、土の応力～ひずみ関係を土質試験結果から人工知能を利用して表現しようとする研究も行われている。但し、両者を結びつけたような、例えば土の応力～ひずみ関係の三次元的な空間変化を推定するような研究はまだ行われていない。もし、このようなことが可能であれば、地盤の変形挙動を精度良く推定することが可能になる。

ところで、代表的な機械学習である人工知能では、論理的には説明が難しい関係性を強引に結びつけることができる。学問的に見れば全く美しくはないが、工学的に見れば非常に利用価値が高い。本研究では、このような人工知能の特性を生かし、土の応力～ひずみ関係の三次元的な空間変化を推定することの手始めとして、任意地点の土の圧密圧力と間隙比の関係を人工知能で推定することを試みる。

2. ニューラルネットワーク

ニューラルネットワークは、人間の脳の神経回路網を模倣した代表的な人工知能の一形態である。図-1は、本研究で使用したニューラルネットワークの構造を模式的に示したものである。このアーキテクチャは、入力層、出力層、および入力層と出力層を接続する隠れ層で構成されている。本研究では、任意位置での圧縮曲線の推定を目指している。圧縮曲線は圧密圧力と間隙比の関係であるので、任意の地点の任意の圧力下での間隙比を推定できればよい。したがって、説明変数は位置情報である緯度、経度、標高、圧縮曲線の変数である圧力の4つが説明変数になる。4つの説明変数は入力層を通してネットワークに提供される。ニューラルネットワーク内部の計算処理を経て結果、すなわち目的変数である間隙比は出力層を通して出力される。図-1において、各青色の実線円から4本の線が4つの白抜ききの円につながっている。白抜ききの円はニューロンを表している。これらの線は、信号を最初の層から次の層へと伝達する。ニューロンで伝達される信号は、次の式を用いて数学的に操作される。

$$\theta = \sum_{i=1}^n w_i^k x_i^k + \beta_j^k \quad (1)$$

$$x_j^{k+1} = f(\theta) \quad (2)$$

ここに k は隠れ層のレベル、 n は隠れ層 k レベル目のニューロン数、 x_i^k は隠れ層 $k-1$ レベル目の i 番目のニューロンから隠れ層 k レベル目の j 番目のニューロンに伝達される信号、 w_i^k は k レベル目の i 番目の信号の重み、 β_j^k は k レベル目のバイアスである。 k 層目の j 番目のニューロンから $k+1$ 層目の隠れ層のニューロンに伝達される信号は、活性化関数 f によって計算される。通常、ニューラルネットワークには正規化線形関数 (ReLU) が用いられる。図2はReLU関数を示している。ReLU関数は次式で与えられる。

$$x_j^{k+1} = 0 \quad \theta \leq 0 \quad (3)$$

$$x_j^{k+1} = \theta \quad \theta > 0 \quad (4)$$

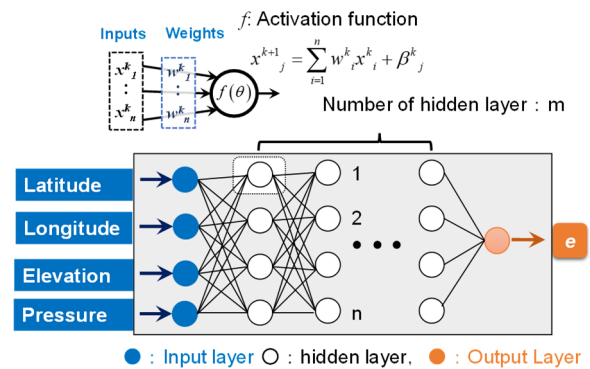


図-1 ニューラルネットワークの構造

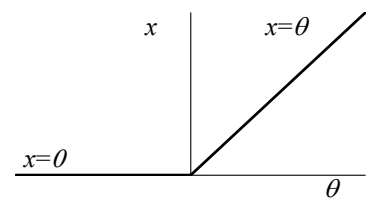


図-2 活性化関数

隠れ層は、入力層の説明変数を出力層の目的変数に理論的な関係がなくとも強制的に関連付ける。さらに、隠れ層を複雑にする、つまりニューロンの数を増やし、隠れ層をより多層化することで、出力層の目的変数の表現力が向上する。しかし、隠れ層を複雑にすると未知パラメータである w_k や β の数が増えるため、適切なニューラルネットワークを構築するには多くのデータセットが必要となる。

未知パラメータである w_k や β を最適化するためには学習が不可欠である。この学習過程では、あらかじめ定義された説明変数（緯度、経度、標高、圧力）と目的変数（間隙比）のデータセットを用いて、 w_k と β を繰り返し調整し、目的変数の推定値と実際の目的変数との差を最小化する。

図-3 は、ニューラルネットワークによる推定モデルを構築するための流れを示している。まず、学習段階では、利用可能なサンプルデータの 70% を用いて、図-1 に示すように、各ニューロンの活性化関数内のモデルパラメータ w_k や β を最適化する。この最適化は、モデルの推定値と実際の目的変数との差を減少させることを目的としている。その結果、学習データセットで表される結果を正確に推定するように推定モデルが構築される。検証段階では、訓練段階で保留された残りの 30% のサンプルデータを用いてモデルの予測精度を評価し、モデルの堅牢性と信頼性を確保する。

ところで、図-3 に示すように、推定モデル構築のためにはサンプルデータの 70% が使用される。学習用データの抽出はランダムに行われるので使用する学習データは常に異なることとなる。そのため、推定モデルは一義的に決定できず、推定される圧縮曲線も推定を行うたびに異なることとなる。そこで、本研究では図-4 に示すような方法で任意地点および任意応力での間隙比の推定を行う。図-3 に示す流れにしたがって推定モデルを開発した後、推定モデルに推定したい地点と圧力の情報を入力として与える。すると推定モデルはその状態における間隙比を与える。このプロセスを 100 回繰り返すことにより、推定された間隙比の集合ができる。そしてその平均値と標準偏差を求め、それを代表値とそのバラツキとする。

3. 解析対象地域とボーリング調査の概要

図-5 は推定対象にした地域と使用したボーリング地点を示している。図中の赤点は使用した 100 個のボーリング地点を示している。この領域では多数のボーリング調査が行われているが、今回の解析では、海底地盤面の標高が -10m 程度よりも低いものだけを選んだ。これは、埋立や捨土による荷重の影響を極力排除するためである。

これらのボーリング調査結果から沖積粘土に対する圧密試験結果だけを取りだし、サンプルデータとした。その結果、サンプルデータのサイズは 10635 個となった。

4. 圧縮曲線の推定

4.1 推定の概要

本研究で使ったニューラルネットワークは中間層が 8 つニューロン数 80 の全結合のネットワークであり、過学習防止のための特別な処理は加えていない。Epoch 数は 1000、バッチサイズは 7500 である。

4.2 3 区 1 地点

図-6 は夢洲の 3 工区 1 地点（緯度：34.65361656、経度：135.3861713）における推定された圧縮曲線を示している。

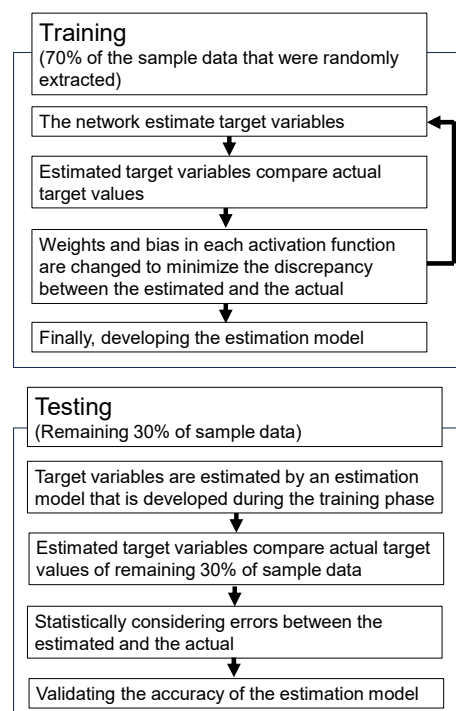


図-3 推定モデルの構築フロー



図-4 間隙比の推定過程

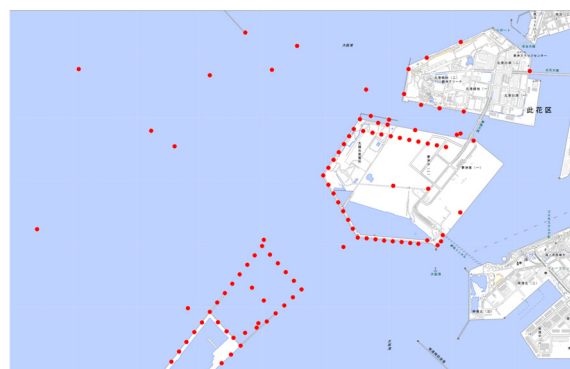


図-5 推定対象地域と使用したボーリング地点

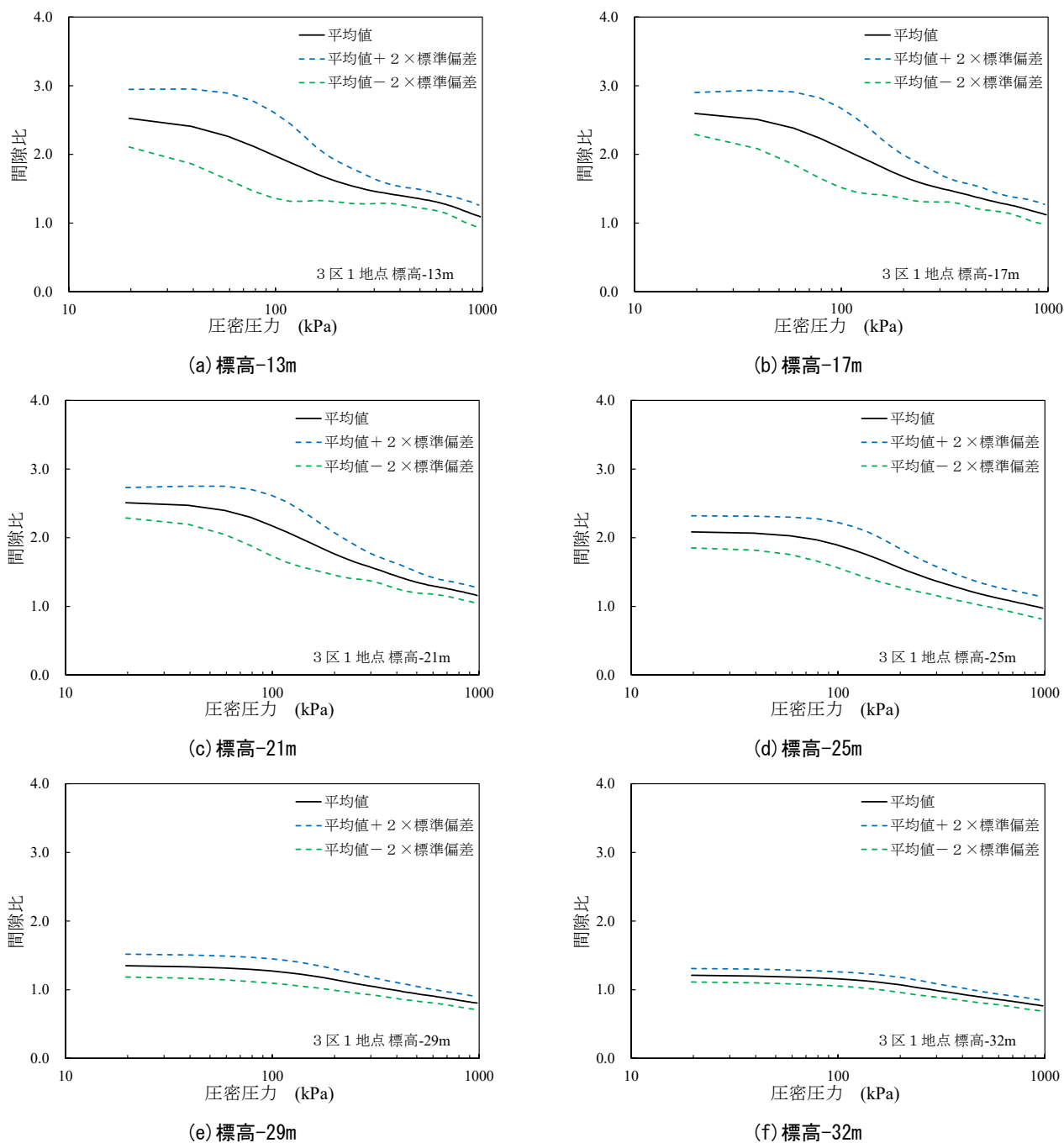


図-6 夢洲の3工区1地点における推定された圧縮曲線

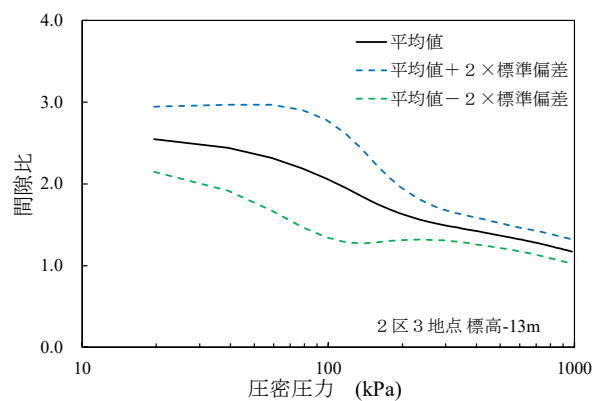
なお、学習時と検証時の決定係数は、それぞれ 0.897 と 0.894 であり、決定係数が相関係数の二乗であることを考えると高い精度でかつ過学習をほとんど起こさずに推定できていることが推察される。

標高が-17m 以浅では圧密圧力が 100kPa 程度まではバラツキが大きく、圧密圧力が 200kPa を越えるとかなりバラツキが小さくなる。標高が-21m と-25m では標高が-17m 以浅と比較してバラツキは小さくなる。さらに、標高が-29m と-32m ではさらにバラツキが小さくなる。全体的に見て、標高が低くなると圧縮曲線の位置が低くなることや圧密降伏挙動が生じる圧力が大きくなること曲線の傾きが大きくなること等の特性は表現出来ている。

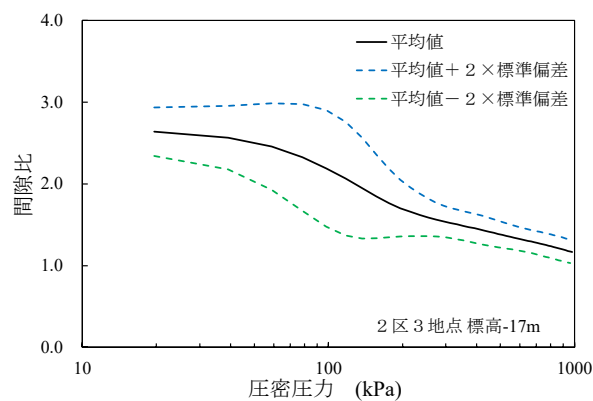
4.3 2区3地点

図-7 は夢洲の2工区3地点（緯度：34.64971809，経度：135.3809308）における推定された圧縮曲線を示している。なお、学習時と検証時の決定係数は、それぞれ 0.881 と 0.879 であり、3工区1地点と同様に高い精度でかつ過学習をほとんど起こさずに推定できていることが推察される。

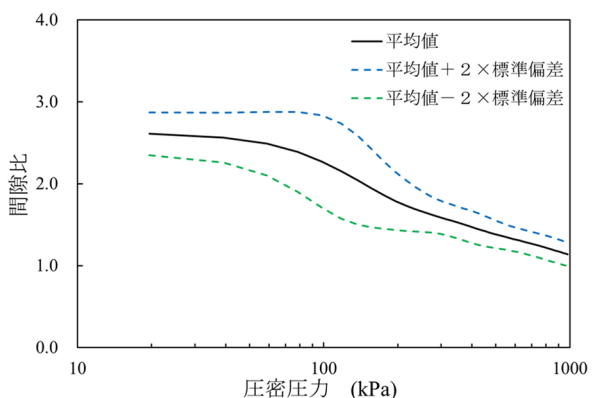
推定される圧縮曲線についても3工区1地点とほぼ同等である。



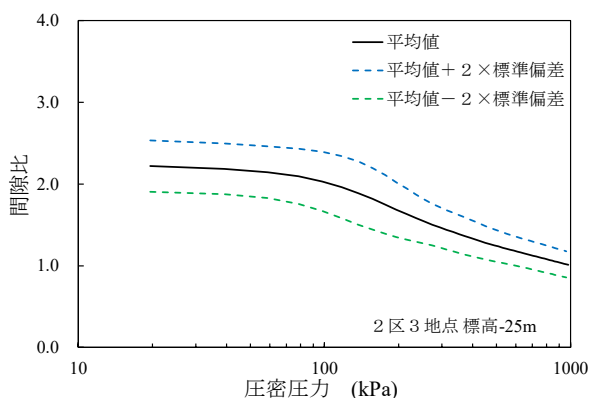
(a) 標高-13m



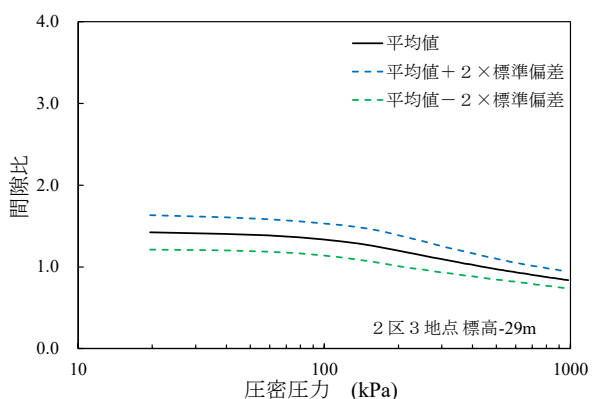
(b) 標高-17m



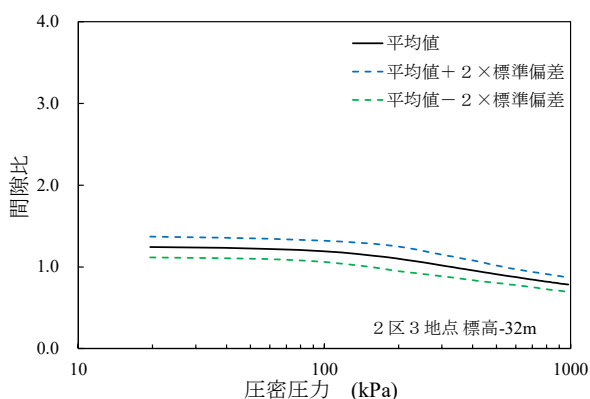
(c) 標高-21m



(d) 標高-25m



(e) 標高-29m



(f) 標高-32m

図-7 夢洲の2工区3地点における推定された圧縮曲線

5. まとめ

本研究を通じて得られた主な知見を下記に取り纏める。

- 1) 圧密試験結果のデータベースを使えば人工知能によって圧縮曲線の推定モデルを開発することができる。
- 2) 推定モデルの学習データへの依存性を排除するために100回の推定を行い、その結果を統計的に処理する方法を提案するとともに、それによって推定値の確からしさを考察することができた。
- 3) 人工知能によって圧縮曲線をバラツキも含めて推定することができる。

アイソタック則で記述される圧密沈下挙動における層厚の影響

○渡部要一¹・大崎慈丈¹・宮田喜壽²¹北海道大学・²防衛大学校

1. はじめに

圧密挙動の予測においては、試験室で扱う層厚20mmの供試体の圧密試験結果を用いて、層厚数mから数十mもある原位置の粘土層の圧密挙動を予測する。この時、相似則を考慮する必要があるが、過剰間隙水圧の消散挙動については、時間が層厚（正しくは最大排水距離）の2乗に比例するとする H^2 則が有効であることが知られている。一方、ひずみで表した沈下挙動については、半世紀以上にわたって長く議論が続けられてきた。これは、Ladd¹⁾やJamiolkowski²⁾によって提起された仮説Aと仮説Bの論争として広く知られている。

仮説Aは、一次圧密中には粘性の影響、すなわちクリープ変形は生じず、一次圧密が終了してからクリープ変形が生じるとするもので、一次圧密終了時のひずみ量は、いずれの層厚でも同じ値になる。Mesri・Choi³⁾は実験結果に基づき、仮説Aが正しいと強く主張している。

仮説Bは、一次圧密中にも粘性の影響、すなわちクリープ変形が生じ、層厚が厚くなると一次圧密終了までに時間を要するために一次圧密中に生じるクリープ変形量が増え、一次圧密終了時のひずみ量が増加する。本研究で扱うアイソタック則に基づけば、初期有効応力が一様な分布の状態で圧密圧力増分を載荷し、載荷直後に一様分布の過剰間隙水圧が発生するようなケースは、仮説Bを支持する結果を得る。しかしながら、Degago⁴⁾が指摘したように、一つ前の載荷段階での圧密がまだ進行途中であるならば、着目する現在の載荷段階でのひずみに前の載荷段階での残りの圧密沈下が含まれるために、見かけ上仮説Aに見えることもある。

これらの議論においていつも取り上げられる有名な実験が、Aboshi⁵⁾による実験室レベルの層厚（0.06m）から屋外での層厚（3m）まで同じ粘土を用いて実施された圧密試験である。しかし、実際に得られた試験結果は、仮説Aと仮説Bの中間的な挙動とも捉えられ、貴重なデータをもってしても仮説Aと仮説Bの論争に明確な答えが得られていない。

圧密挙動に見られるアイソタック性は、Šuklje⁶⁾によって実験結果に基づき見出された性質で、応力-ひずみ関係はひずみ速度に応じて唯一に決まる、すなわち、応力-ひずみ-ひずみ速度には唯一性があるという概念である。Leroueil⁷⁾は、アイソタックの概念を圧縮曲線と圧密降伏応力で表現し定式化した。

筆者らの研究グループは、関西国際空港の海底粘土を始めとする世界各地の多様な粘土に対して長期圧密試験や多段階CRS（定ひずみ速度）圧密試験を実施し、レオロジー的なアプローチから圧密挙動に見られるアイソタック性をモデル化してきた。Watabe⁸⁾やWatabe・Leroueil¹⁰⁾は、これをさらに発展させ、多くの粘土に対する一般的な表現式とパラメータを提示した。また、渡部・宮田¹¹⁾は、レオロジー的なアプローチから得られたアイソタック則による粘塑性ひずみの記述と、超過応力型べき乗クリープ則による粘塑性ひずみの記述とを比較し、両者は本質的に同一なモデルであるとしてアイソタック則の一般性を示し、差分形式でアルゴリズムを提示した。

本研究では、初期有効応力（原地盤で言えば深度に対応）と自重の影響を考慮した場合について、アイソタック則に基づいたひずみの時間変化を計算し、層厚の影響について新たな視点から考察した。

2. 計算方法

アイソタック特性が見られるのは、全ひずみ ε から弾性ひずみ ε^e を差し引いた粘塑性ひずみ ε^{vp} についてである（式(1)）。Leroueil⁷⁾は、いずれのひずみ速度に対応した圧縮曲線も、鉛直有効応力 σ' を圧密降伏応力 σ'^p で正規化すると、1本の圧縮曲線で表現できることを示し（式(2)、図-1）、圧密降伏応力 σ'^p は粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{vp}$ の関数であるとした（式(3)）。Watabe⁸⁾は、式(3)の関数を図-2に示す具体的なかたちで示し、一般的なパラメータの値を数多くの実験結果に基づいて提示した。

$$\varepsilon^{vp} = \varepsilon - \varepsilon^e \quad (1)$$

$$\sigma' / \sigma'^p = f(\dot{\varepsilon}^{vp}) \quad (2)$$

$$\sigma'^p = g(\dot{\varepsilon}^{vp}) \quad (3)$$

粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{vp}$ が無限小になったときに対応する圧密降伏応力の下限値 σ'^{pL} 、粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{vp}$ が速いとき

Influence of layer thickness on consolidation settlement behavior described by the isotache law

Yoichi Watabe¹, Shigetake Osaki¹, Yoishihisa Miyata² (¹Hokkaido University, ²National Defense Academy)

KEYWORDS: Consolidation, Thickness effect, Similitude rule, Isotache, Strain rate, Hypotheses A and B

の圧密降伏応力 σ'^p の値や粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{vp}$ の変化に対する圧密降伏応力の感度をそれぞれ表すパラメータ c_1 と c_2 を使って、圧密降伏応力のひずみ速度依存性を式(4)で表現した。

$$\ln \frac{\sigma'^p - \sigma'^{pL}}{\sigma'^{pL}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\epsilon}^{vp} \quad (4)$$

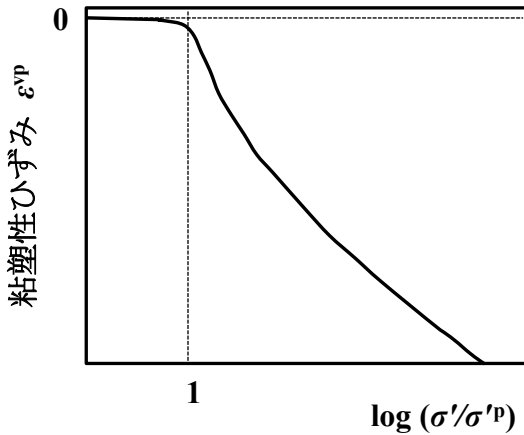


図-1 正規化した圧縮曲線

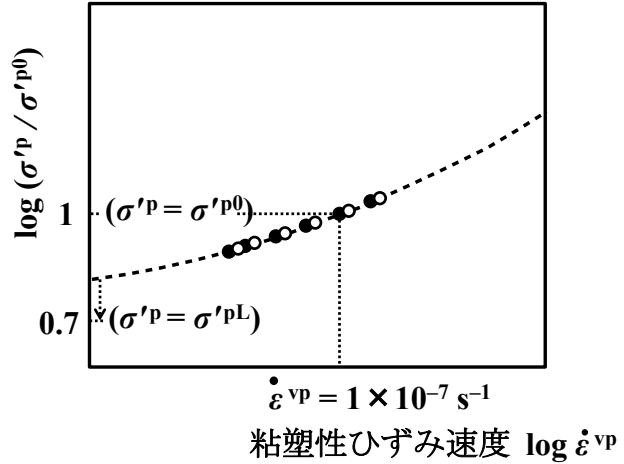


図-2 圧密降伏応力のひずみ速度依存性

これは、図-2における左端（粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{vp}$ が無限小）における値と、右の方の値（粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{vp} = 1$ という非現実的に速いひずみ速度での値）、および曲線のしなり具合（左端は σ'^{pL} で決まる値で傾きゼロ、右端は c_1 で決まる値を満足する曲線にどのくらい曲率を持たせるか）を表現した式になっている。土質の違いや深度の違いの影響を小さくして、より一般的な表現とするために、圧密降伏応力 σ'^p をひずみ速度 $1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ のときの圧密降伏応力 σ'^{p0} で除して正規化すると、圧密降伏応力のひずみ速度依存性を表す曲線は、ひずみ速度 $1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ において $\sigma'^p / \sigma'^{p0} = 1$ を用いることになる。このとき、ひずみ速度無限小での圧密降伏応力 σ'^{pL} の代わりに正規化した $\sigma'^{pL} / \sigma'^{p0}$ を用いるにあたり、Watabeら⁸⁾⁹⁾により多様な粘土に対して $\sigma'^{pL} / \sigma'^{p0} = 0.7$ が得られており、 c_1 についても個々に設定するのが理想であるが共通に使える平均的な値として $c_1 = 0.935$ が得られている。ひずみ速度 $1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ のときの圧密降伏応力 σ'^{p0} を用いることにより、式(4)のパラメータ σ'^{pL} 、 c_1 、 c_2 は、3つのうちの2つを決めれば残りの一つは自動的に設定される従属関係になるので、一般には $\sigma'^{pL} / \sigma'^{p0} = 0.7$ として c_1 を設定し、これらを用いて c_2 は計算により求めている。

式(4)は圧密降伏応力 σ'^p が、その下限値 σ'^{pL} に対して超過応力になるかたちで表現されているが、これは式を変形すると粘塑性ひずみ速度が超過応力型で表現された圧密降伏応力のべき乗のかたちで表現される（式(5)）。

$$\dot{\epsilon}^{vp} = c_3 \left(\frac{\sigma'^p - \sigma'^{pL}}{\sigma'^{pL}} \right)^{c_4} \quad (5)$$

ここで、 $c_3 = \exp(-c_1/c_2)$ 、 $c_4 = 1/c_2$ である。

渡部・宮田¹¹⁾は、上述の式(4)や式(5)によるアイソタック則のモデル表現が、式(6)に示した超過応力型べき乗クリープ則と同等であることを示した。

$$\dot{\epsilon}^{vp} = a \left(\frac{\sigma' - \sigma'^y}{\sigma'^y} \right)^b \quad (6)$$

ここで、 a と b は定数であり、それぞれ c_3 と c_4 と同等の値である。

アイソタック曲線群とクリープ沈下の経路を描いた概念図を図-3に示す。ここで、現在の (σ', ϵ) に対応した粘塑性ひずみ速度の圧縮曲線（例えば赤い線）が示す圧密降伏応力が σ'^p 、現在の (σ', ϵ) が超過応力状態になっていることを表すための降伏面上の応力を σ'^y と表現している。図中の水色の矢印に沿ってクリープ沈下が生じていて、現在の状態が赤い丸印のところにあるとする。アイソタック則では現在のひずみ速度に対応する圧縮曲線（赤い線）の圧密降伏応力 σ'^p と、ひずみ速度無限小の圧縮曲線（緑の線）の圧密降伏応力 σ'^{pL} との比で超過応力状態を表現する。一方、べき乗クリープ則では、現在の有効応力 σ' と降伏曲面 F （ひずみ速度無限小の曲線に相当）上の応力との比で超過応力状態を

表現する。応力を対数にとったときにアイソタック圧縮曲線群が平行になる場合、超過応力を表す両者の比はどちらも同じ値になることから、式(4)、式(5)、式(6)のモデルは超過応力型べき乗クリープ則として実質的に同じモデルであると理解される。

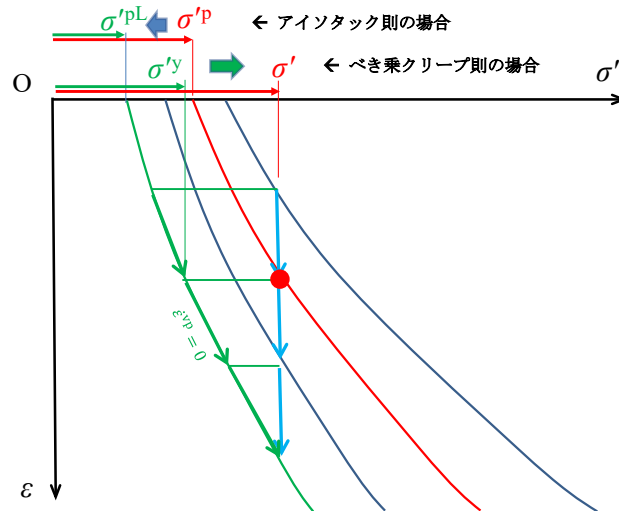


図-3 式(4)または式(5)で示されるアイソタック則と式(6)で示されるべき乗クリープ則との関係¹¹⁾

以下の計算では、べき乗クリープ則を用いて、図-4のフローに従った差分計算で粘塑性ひずみの時間変化を計算した。なお、本来であれば、過剰間隙水圧の消散過程と土骨格の圧縮挙動とを連成させて解くべきであるが、ここでは粘性の影響は沈下挙動には強く表れても、過剰間隙水圧の消散にはあまり影響しないと考え、過剰間隙水圧の消散について Terzaghi の一次元圧密理論により計算し、その結果から有効応力の時間変化を図-4のフローチャートに入力してひずみの時間変化を計算した。これは、間隙水の移動に関する粘性ではなく骨格の変形に関する粘性に着目しており、骨格の変形に比べて過剰間隙水圧の消散の方が速いことから、連成解析の有無は沈下挙動に大きく影響しないことが背景にある。また、連成解析に必要となる収束計算のテクニックが不要で、前進差分だけで簡単に計算できることから、現象の理解を単純化して実務者にもわかりやすい計算になっている。過剰間隙水圧を別途計算しておくケースは、クリープ挙動の計算の場合を含めて応力速度 $\dot{\sigma}'_n$ を与えるケース（クリープ挙動は $\dot{\sigma}'_n = 0$ ）である。なお、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_n$ を与えるケースは定ひずみ速度載荷圧密試験（CRS圧密試験）に相当し、アイソタック則を表す各パラメータをひずみ速度を段階的に変化させた CRS 圧密試験の結果にフィッティングさせる場合（各ひずみ速度ごとに $\dot{\epsilon} = \text{一定}$ ）や、応力緩和試験（ $\dot{\epsilon} = 0$ ）のケースである。

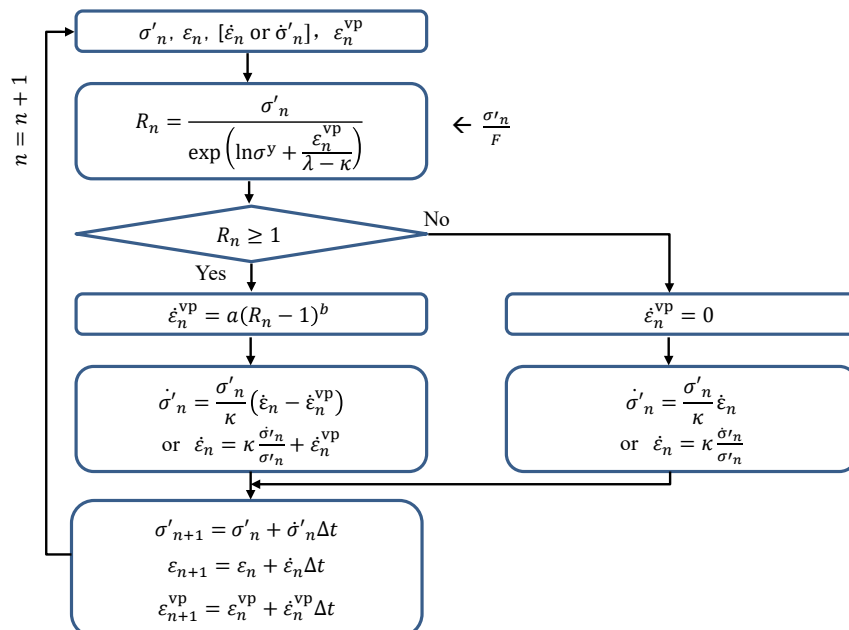


図-4 計算の流れ¹¹⁾

3. 計算条件

計算に用いた入力パラメータを表-1にまとめた。これは、関西国際空港二期島の海底地盤から採取された更新統の大
阪湾海成粘土Ma9を対象にした多段階CRS圧密試験から得られた値¹²⁾である。計算を実施したのは、両面排水の場合を
想定すると、層厚が0.02m（一般的な段階载荷圧密試験に相当）、0.1m, 1m, 5m, 10m, 20m（原位置で想定される最大層
厚程度に相当）、30m, 50m, 100mの9つの層厚条件について、表-1に示した初期圧密圧力 σ'_{v0} が粘土層の上面の応力に相
当する場合を想定し、粘土の自重を考慮しないケースと自重を考慮するケースについて、計32ケースの計算を実施した。
载荷した圧密圧力増分はいずれのケースでも350kPaである。計算に用いた初期有効応力に応じた間隙比は、表中の圧密
圧力1016kPaでの間隙比 e と圧縮指数 C_c から計算により求めて設定した。

表-1 入力パラメータ（関西空港2期島におけるMa9層の試験結果¹²⁾から）

解析パラメータ	入力値
初期圧密圧力 σ'_{v0}	100 kPa または 1000 kPa（粘土層上面で設定）
初期圧密降伏応力 σ'_y	有効土被り圧の σ'_{v0} の0.7倍 （粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{vp} = 0$ の圧縮曲線上の応力）
圧密圧力増分 $\Delta\sigma$	350 kPa
パラメータ a	2.127×10^{-4}
パラメータ b	9.043
有効重量 γ'	0（自重なし）または 7 kN/m^3 （自重あり）
間隙比 e	1.42（圧密圧力1016 kPaのとき）
圧縮指数 $C_c(\lambda)$	1.0 (0.179)
膨張指数 $C_s(\kappa)$	0.1 (0.0179)
圧密係数 c_v	$1.0 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ ($86.4 \text{ cm}^2/\text{day}$)

4. 計算結果と考察

計算により得られた圧密曲線を図-5と図-6に示す。ここで、図-5は初期圧密圧力が低い100kPaのケース、図-6は初期
圧密圧力が高い1000kPaのケースであり、(a) 自重を考慮しない場合と (b) 自重を考慮する場合の計算結果である。

経過時間 1×10^{16} 秒（約3億年）でのひずみ量は、図-5(a)ではいずれのケースでも約28%で共通であるが、図-5(b)で
は、層厚が薄いケースでは同様に約28%程度であるものの、層厚が厚くなるとともに小さくなっている。これは、初期
状態において、自重を考慮するケースでは、層厚が厚くなればなるほど対象層の下方での初期圧密応力が高く、初期間
隙比が下方ほど小さくなっているためである。一方、図-6(a)ではいずれのケースでも約13.5%で共通であり、図-6(b)
でも、極端に層厚が厚いケースでわずかにひずみが減少する傾向が見られるものの、多くは13.5%程度となった。これ
は、初期状態圧密圧力が極めて高いために、相対的に自重による有効応力が小さく、粘土層全体で初期間隙比がほぼ均
質であったためである。

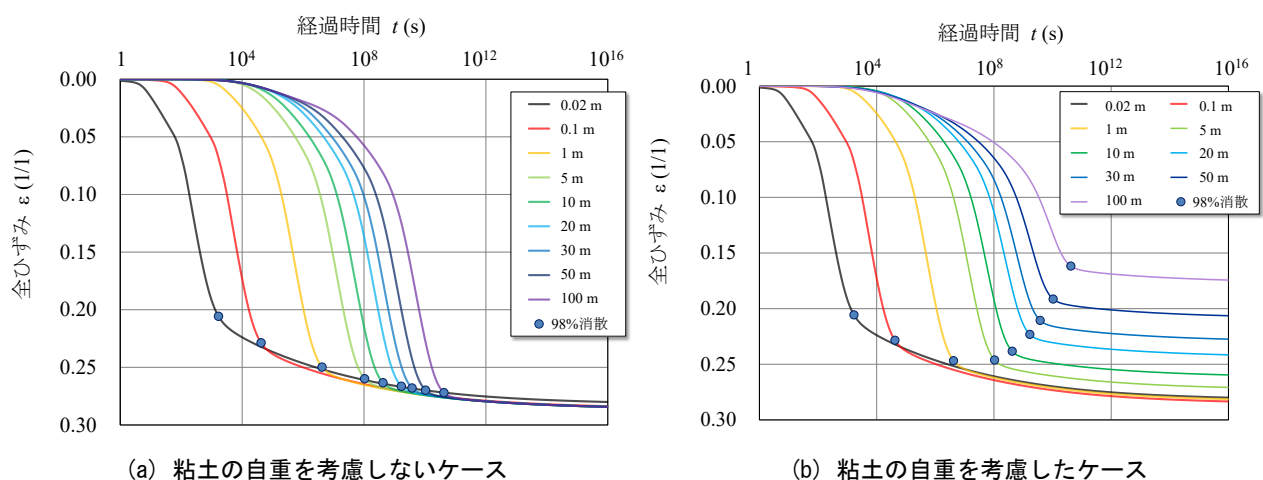


図-5 粘土層上面における初期圧密圧力100kPaのケースの計算結果。凡例は層厚（両面排水）で各曲線の一次圧密終了点（EOP）を圧密度98%で表現している

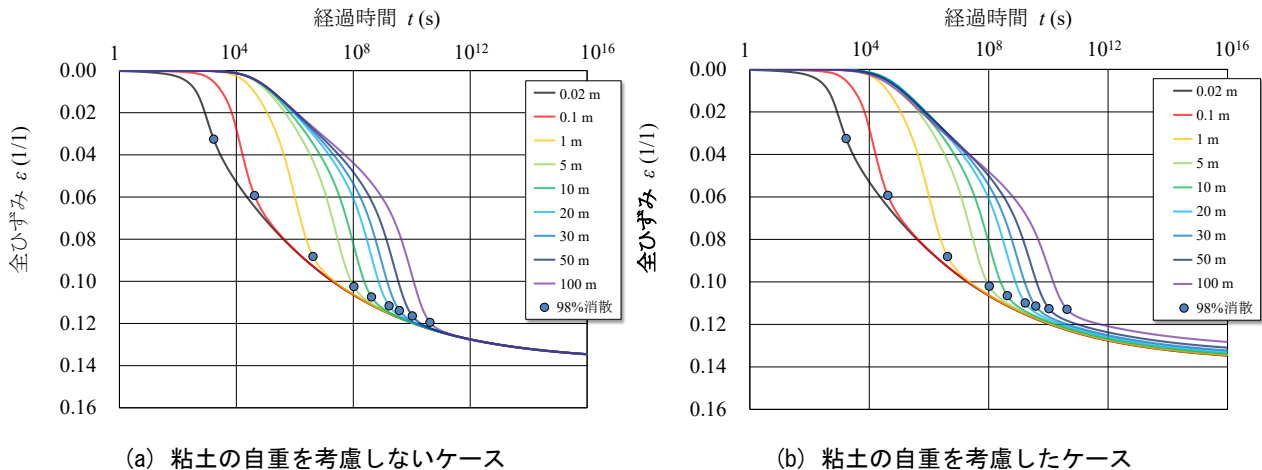


図-6 粘土層上面における初期圧密圧力1000kPaのケースの計算結果。凡例は層厚（両面排水）で各曲線の一次圧密終了点（EOP）を圧密度98%で表現している

図-5(a)では、初期圧密圧力（100kPa）に対して载荷圧密圧力増分（350kPa）が相対的に大きな値であるために、全体的に大きなひずみが生じている。自重を考慮しない場合の圧密挙動は、時間の経過とともに下に凸な1本の曲線に収束していくような挙動を示すが、一次圧密終了時点（図中の丸いマーカーによるプロット）の沈下量は、層厚が厚くなるほど増加している。このことは、圧密曲線に見られる層厚の影響は仮説Bを支持するかたちであり、自重を考慮せずにアイソタック則に基づいて圧密曲線を計算すると、仮説Bと整合する結果が得られることを示している。一方、自重ありの図-5(b)は、粘土層上面での初期有効応力が100kPa（初期間隙比2.43）であるのに対して、有効単位体積重量 γ' が7kN/m³であることから、粘土層下面での初期有効応力は、層厚1mであれば107kPa（初期間隙比2.40）と上面と下面の差はわずかであるが、層厚5mでは135kPa（初期間隙比2.29）と大きくなり、層厚10mでは170kPa（初期間隙比2.20）となり、さらに層厚が厚くなると下面の初期有効応力は著しく大きな値（初期間隙比は小さな値）になる。すなわち、層厚が厚くなると深部で自重による圧密が進んでいるため、層全体の平均的な初期間隙比が小さな状態になっている。このことは体積圧縮係数が小さくなっていることを表し、圧密圧力増分350kPaに対する沈下量が小さくなる。

その結果、自重を考慮していない図-5(a)では仮説Bのように見えた圧密曲線が、自重を考慮した図-5(b)では様相が変わり、層厚が厚くなるとともに次第に仮説Bを支持する収束線よりも上方にずれていくことが読み取れる。層厚0.02mや0.1mの圧密曲線と層厚30mや50mの圧密曲線とを比較すると、両者の一次圧密終了時のひずみ量はほぼ同程度で、かつ、二次圧密挙動は平行な曲線になっており、一次圧密中にクリープ挙動が現れているにもかかわらず仮説Aを支持する計算結果のように見える。このことは、層厚が1m以下の薄いもの同士であれば自重の影響が相対的に小さいために仮説Bを支持する圧密曲線になるが、圧密試験のように層厚が薄いものと、原位置のように層厚が厚いものとを比較すると、仮説Bを支持する状況から、層厚の増加とともに次第に仮説Aを支持するようになる挙動へと変化していくことを示している。また、層厚が100mのように非現実的なほどに厚くなると、仮説Aの状態を通り超えて、層厚が厚い方が一次圧密終了時のひずみ量が小さくなることがわかる。

図-6(a)では、初期圧密圧力（1000kPa）に対して载荷圧密圧力増分（350kPa）は相対的に小さな値であるために、図-5(a)に比べると3分の1程度のひずみしか生じていない。自重を考慮しない場合の圧密挙動は、時間の経過とともに下に凸な1本の曲線に収束していくような挙動を示し、層厚が厚くなるほど一次圧密沈下量が増加する傾向は、図-5(a)で見られた傾向と定性的には同様で、仮説Bを支持するかたちである。一方、自重ありの図-6(b)は、粘土層上面での初期有効応力が1000kPa（初期間隙比1.43）であるのに対して、有効単位体積重量 γ' が7kN/m³であることから、粘土層下面での初期有効応力は、層厚1mであれば1007kPa（初期間隙比1.42）、層厚5mでは1035kPa（初期間隙比1.43）、層厚10mでは1070kPa（初期間隙比1.44）と上面と下面の差はわずかである。また、極端なケースで層厚50mでは1366 kPa（初期間隙比1.55）、層厚100mでは1700 kPa（初期間隙比1.65）となり、それでも粘土層上面と下面との差は大きくない。その結果、自重を考慮していない図-5(a)では圧密曲線が仮説Bのように見えたが、自重を考慮した図-5(b)でもさほど大きな変化はなく、仮説Bを支持する傾向を読み取れる。

6. まとめ

本研究では、「アイソタック則」と同等のモデルとして、「超過応力型べき乗クリープ則」による粘塑性ひずみの計算により、アイソタック則に基づいた圧密挙動を検討した。室内試験レベルの薄い層厚から原位置レベルの厚い層厚まで広範囲の層厚条件について、粘土層上面での初期有効応力のレベルを変えた計算を実施し、層厚の影響を議論する仮説

Aと仮説Bに関連させ、一次圧密終了時のひずみ量について考察した。その結果、以下の知見が新たに得られた。

- 1) 粘土の自重を考慮しない場合、層厚の変化の影響は仮説Bに整合する。すなわち、アイソタック則に基づいた圧密挙動は要素の挙動としては本質的には仮説Bに整合する。
- 2) 粘土の自重を考慮した場合、自重の影響が相対的に小さな範囲では仮説Bに整合するが、初期圧密圧力に対して自重の影響が相対的に大きな層厚になると、仮説Bから次第に逸脱し、一次圧密中にクリープ挙動が現れているにもかかわらず仮説Aのように見える挙動に近付いていく。
- 3) 試験室での圧密挙動と、原地盤における実際の圧密挙動とを比較すると、粘土の自重の影響が相対的に小さな比較的深い深度の粘土層を対象とする場合には仮説Bを支持するものの、自重の影響が相対的に大きな比較的浅い深度の粘土層を対象とする場合には、仮説Bよりも仮説Aを支持するように見えることがある。

参考文献

- 1) Ladd, C.C.・Foott, R.・Ishihara, K.・Schlosser, F.・Poulos, H.G. : Stress-deformation and strength characteristics, State-of-the-Art Report, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, pp.421-494, 1977
- 2) Jamiolkowski, M.・Ladd, C.C.・Germaine, J.T.・Lancellotta, R. : New developments in field and laboratory testing of soils, *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 1, pp.57-153, 1985
- 3) Mesri, G.・Choi, Y.K. : The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship, *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, Vol.2, pp.587-590, 1985
- 4) Degago, S.A.・Grimstad, G.・Jostad, H.P.・Nordal, S.・Olsson, M. : Use and misuse of the isotache concept with respect to creep hypotheses A and B, *Géotechnique*, Vol.61, No.10, 897-908, 2011
- 5) Aboshi, H. : An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay, including the secondary creep settlement, *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, Vol.4, No.3, p.88, 1973
- 6) Šuklje, L. : The analysis of the consolidation process by the isotache method, *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol.1, pp.200-206, 1957
- 7) Leroueil, S.・Kabbaj, M.・Tavenas, F.・Bouchard, R. : Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays, *Géotechnique*, Vol.35, No.2, pp.159-180, 1985
- 8) Watabe, Y.・Udaka, K.・Morikawa, Y. : Strain rate effect on long-term consolidation of Osaka bay clay, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.4, pp.495-509, 2008
- 9) Watabe, Y.・Udaka, K.・Nakatani, Y.・Leroueil, S. : Long-term consolidation behavior interpreted with isotache concept for worldwide clays, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.3, pp.449-464, 2012
- 10) Watabe, Y.・Leroueil, S. : Modelling and implementation of isotache concept for long-term consolidation behavior, *International Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol.15, No.5, A4014006, 2015
- 11) 渡部要一・宮田喜壽：長期圧密沈下予測におけるアイソタック則の適用, *Kansai Geo-Symposium 2022*, pp.132-137, 2022
- 12) 米田 茜・渡部要一：大阪湾洪積粘土におけるひずみ速度依存性を考慮したCRS圧密試験方法の提案, 第54回地盤工学研究発表会, pp.251-252, 2019

PBD 打設時の油圧に基づく夢洲2区(万博用地)の浚渫粘土層の先端貫入抵抗の分布

○林口美木¹・大島昭彦²・辻光平²・白神新一郎³・大月一真⁴¹パシフィックコンサルタンツ(株)・²大阪公立大学・³錦城護謨(株)・⁴五洋建設(株)

1. はじめに

大阪市、神戸市をはじめとする臨海地域の海底は概ね厚さ20m程度の軟弱な沖積粘土層が堆積しており、航路泊地の整備、水深維持、環境改善のため、また、岸壁、防波堤などの港湾施設建設のため、大量の浚渫粘土が発生している。この浚渫粘土はコストや運搬ルート、周辺環境の悪化などの問題を有するため、一般に海上に建設された人工島で埋立処分されている。

図-1に示す大阪市此花区の夢洲は1977年に埋立開始された面積390haの人工島で、1～4区に区分けされ、1区は一般廃棄物処分場、2・3区は浚渫土・建設残土処分場、4区は良質土埋立によるコンテナ基地となっており、2区で2025年4月から大阪・関西万博が開催されることになった。浚渫粘土は高含水比状態(約1000%)でポンプ圧送され、排砂管から吹き出されるので、近傍に粗粒分が、外側に細粒分が堆積し、場所によって粘土の物性が異なる不均質な状態になることが多い。また、浚渫粘土層は超軟弱で層厚が大きいので、長時間に渡って大きな圧密沈下が生じる。既に夢洲2区(図-1の赤破線内)では圧密促進のために鉛直排水工として2020年10月から2021年4月までに約175,000本のプラスチックボードドレーン(PBD)が打設された。さらに、夢洲2区南東部(図-1の黄破線内)では、追加工事として、同様に圧密促進のために鉛直排水工として2022年9月から12月にかけて約70,000本のPBDが打設された。

この浚渫粘土層内のPBD打設においては、PBDを収めたケーシングを圧入する際の油圧 P_M および圧入深さを計測している。この仕様は電気式コーン貫入試験(CPT)と類似しており、一種のサウンディング試験と見なすことができる。既に、この P_M とCPTの先端貫入抵抗 q_t とを関連付けて、地盤強度を推定する技術が開発されている¹⁾。これを応用すれば、浚渫粘土層の強度分布からその不均質性(粘土～砂の識別)を把握できると考えられる。筆者らは、これまでに夢洲2区(万博用地)を対象に、PBDの先端貫入抵抗の面的な分布およびそれに基づく沈下量予測を報告してきた^{2),3)}。

本論文では、新たな周面摩擦力の算定式の再検討、岐阜県養老町で測定した結果も基にして、改めて夢洲2区万博用地のPBD打設結果を再整理し、より精度良く先端貫入抵抗の分布を推定した結果を示す^{4),5)}。

2. PBDの先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の算定方法

2.1 PBDの施工と力の釣合い式

文献1)から、PBDの P_M と先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の関係は次のように誘導される。

図-2に示すケーシング貫入時の力の釣合いから、ケーシング貫入力 F_K は、ケーシング先端抵抗力 F_C とケーシング周面摩擦力 F_S の和として式(1)で表される。

$$F_K = F_C + F_S \quad (1)$$

PBD打設機によるケーシングの貫入は、図-3に示すように油圧 P_M が作用することによって駆動油圧モータが回転し、ギアを通してフリクションローラに力が伝達され、ケーシングを圧入する。ケーシング貫入力 F_K は油圧モータの押込み力 F_M とケーシングの自重 W の和となる。 F_M は P_M と比例するので、校正係数 μ を用いれば、 F_K は式(2)で表される。

$$F_K = \mu \cdot P_M + W \quad (2)$$

PBD打設時のケーシング貫入がCPTと等価であると仮定すると、先端抵抗力 F_C は、CPTの補正先端貫入抵抗 q_t (間隙水圧の影響を補正)に対してPBDの貫入速度や断面形状の違いを補正係数 α で考慮し、ケーシングの断面積を A_K とすると、式(3)で表される。

$$F_C = \alpha \cdot A_K \cdot q_t \quad (3)$$

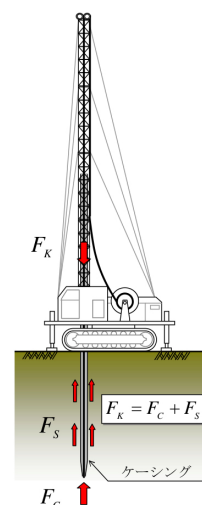


図-2 ケーシング貫入時の力の釣合い¹⁾

Distribution of penetration resistance of casing when placing plastic board drains into dredged clay layer in Yumeshima 2nd district (expo site): Miki Hayashiguchi¹, Akihiko Oshima², Kohei Tsuji², Shiraga Shinichiro³ and Otsuki Kazuma⁴ (¹Pacific Consultants, ²Osaka Metropolitan University, ³Kinjo Rubber, ⁴Penta-Ocean Construction)

KEY WORDS: Dredged clay, Plastic board drain, Sounding, Penetration resistance, Field measurement

周面摩擦力 F_s は地表面からケーシング先端までの局部周面摩擦力の累積値と見なすことができる。これが先と同様に、CPT の局部周面摩擦抵抗 f_s と相関があると仮定すると、材質の違い、動摩擦の影響、地盤の練返しの影響などを補正係数 β で考慮し、ケーシング周長を D_K 、ケーシング深度を z とすると、式(4)で表される。

$$F_s = \beta \cdot D_K \int_0^z f_s dz \quad (4)$$

ここで、文献 1) では f_s と q_t に相関性があるとし、周面摩擦係数 $FR=f_s/q_t=0.05$ と仮定したので、式(4)中の f_s は式(5)で表される。

$$f_s = 0.05 \cdot q_t \quad (5)$$

図-4 に代表例として夢洲 2 区万博用地地点②の柱状図と CPT による FR の深度分布を示す。 FR は明らかに 0.05 よりも小さく、かつ深度方向に一定でないことがわかる（これは他の地点でも同様であった）。

2.2 新たな f_s の算定方法と $q_{t,PBD}$ の算定方法

そこで、新たに f_s は粘土層の非排水せん断強さ s_u と相関すると考え、 f_s/s_u の比率を用いて f_s を算出することとした。CPT での s_u は、 σ_v を全応力、 N_{kt} をコーン係数とすると、式(6)で表される。

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (6)$$

ここで、夢洲 2 区万博用地の 3 地点でサンプリングして得られた s_u （一面向体積せん断強さ）による f_s/s_u を図-5 に、最も均質な②地点の N_{kt} を図-6 に示す。これらより、3 地点の平均値から $f_s/s_u=0.21$ 、 $N_{kt}=8$ とした。これらより、 f_s は式(7)で表される。

$$f_s = 0.21 \cdot \frac{q_t - \sigma_v}{8} \quad (7)$$

式(7)による f_s を用いた油圧 P_M と先端貫入抵抗 q_t との相関式は式(8)で表される。

$$\mu \cdot P_M + W = \alpha \cdot A_K \cdot q_t + \beta \cdot D_K \int_0^z 0.21 \cdot \frac{q_t - \sigma_v}{8} dz \quad (8)$$

これより、PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ は式(9)と式(10)で求められる。

$$\sum q_{t,PBD}(i) = \sum q_{t,PBD}(i-1) + q_{t,PBD}(i) \quad (9)$$

$$q_{t,PBD}(i) = \frac{\mu P_M + W - \beta D_K 0.21 \Delta z / 8 (\sum q_{t,PBD}(i) - \sigma_v(i))}{\alpha A_K + \beta D_K 0.21 \Delta z / 8} \quad (10)$$

なお、式(5)を用いた $q_{t,PBD}$ は式(9)と式(11)で求められる。

$$q_{t,PBD}(i) = \frac{\mu P_M + W - \beta D_K 0.05 \Delta z \sum q_{t,PBD}(i)}{\alpha A_K + \beta D_K 0.05 \Delta z} \quad (11)$$

ここに、 Δz ：分割層厚（=0.1m）、 i ：表層から Δz ごとに分割した順番号である。式(9)と式(10)を繰返し計算することによって層厚が足し込まれて、深度方向の $q_{t,PBD}$ を求めることができる。なお、式(5)を用いた従来の $q_{t,PBD}$ の算定方法も同様に、式(9)と式(11)を繰返し計算することによって深度方向の $q_{t,PBD}$ を求めることができる

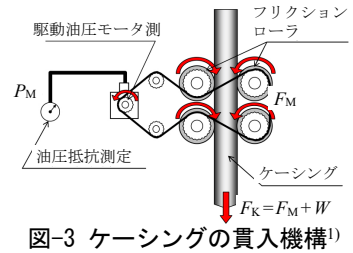


図-3 ケーシングの貫入機構¹⁾

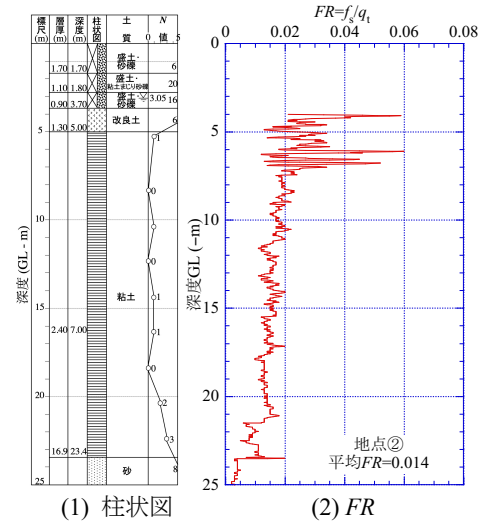


図-4 万博用地地点②の FR

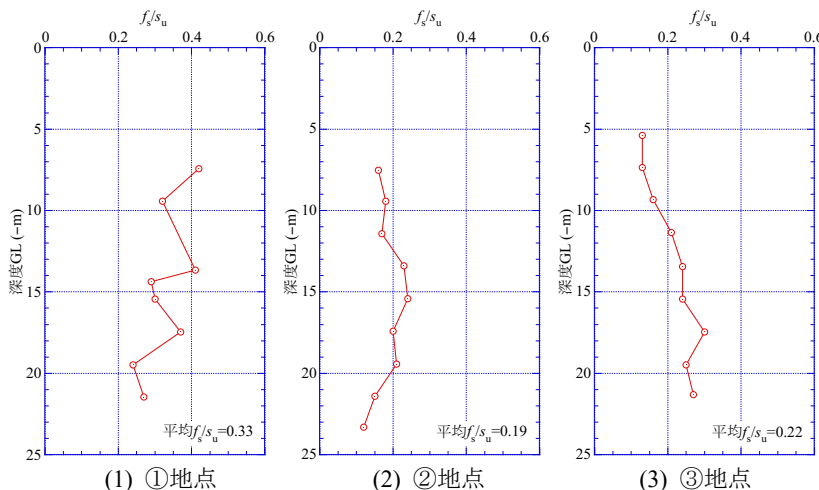


図-5 夢洲 2 区万博用地でサンプリングした 3 地点における f_s/s_u の深度分布

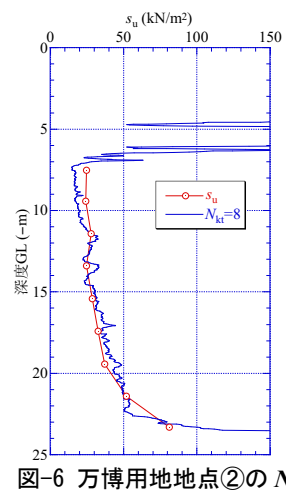


図-6 万博用地地点②の N_{kt}

2.3 $q_{t,PBD}$ 算出時の校正係数 μ と補正係数 α , β の測定結果

表-1 に夢洲2区万博用地で使った PBD 打設機 12 台の式(2)における校正係数 μ を示す。文献 1)では打設機全てを一律に $\mu=0.005$ を与えていたが、打設機によって若干異なることがわかる。 μ は打設力検定試験(ケーシング押込み時の P_M に対して敷鉄板上にロードセルを設置して貫入力 F_K を測定する試験)を行い、式(2)より $\mu=(F_K-W)/P_M$ から求められる。万博用地で用いられた PBD 打設機 12 台のうち検定試験は 7 台で実施することができたが、残りの 5 台は同型の施工機で同じ値とした。

表-2 に夢洲2区南東部で得られた式(3), 式(4)におけるケーシング諸量と補正係数 α , β を示す。文献 1)では $\alpha=1.0$, $\beta=0.05$ と設定されていたが、夢洲2区南東部では異なる値となった。補正係数 α , β はケーシングの押込み試験(通常の打設)と引抜き試験から得られる。図-7 に示すように押込み試験では貫入力 F_K は先端抵抗力 F_C と周面摩擦 F_S との和と釣り合う。一方、引抜き試験では F_K は F_S のみと釣り合う。よって、2.1 で示した式より α , β はそれぞれ式(12), 式(13)で求めることができる¹⁾。なお、夢洲2区万博用地では引抜き試験は行われなかった。

$$\alpha = \frac{\mu \cdot (P_{M|押} - P_{M|引}) + 2W}{A_K \cdot q_t} \quad (12)$$

$$\beta = \frac{\mu \cdot P_{M|引} - W}{D_K \int_0^z FR \cdot q_t \cdot dz} \quad (13)$$

表-1 万博用地での PBD 打設機 12 台の μ

現場呼称	校正係数 μ
1号機	0.0048
2号機	0.0053
3号機	0.0053
4号機	0.0056
5号機	0.0059
6号機	0.0059
7号機	0.0067
8号機	0.0063
9号機	0.0050
10号機	0.0062
11号機	0.0056
12号機	0.0059

表-2 夢洲2区南東部で得られた補正係数 α , β

ケーシング重量 W (MN)	0.0180
ケーシング断面積 A (m^2)	0.0170
ケーシング周長 D (m)	0.497
α	1.57
β	0.120

2.3 周面摩擦抵抗 f_s の算定式の比較

図-8 に夢洲2区万博用地の地点①, ②, ③地点における式(5)を用いて得られた周面摩擦抵抗 f_s および式(7)を用いて得られた周面摩擦抵抗 f_s と CPT の実測による f_s との比較を示す。式(5)による f_s は実測値と比べて過大であり、式(7)による f_s はほぼ CPT の実測値の傾向に整合している。これより、今回提案した式(7)による f_s の算定式は有用といえる。

また、式(7)を用いて式(13)で得られる β を書き直すと式(13)となる。ただし、式(7)の β と区別するために式(14)では β' としている。なお、夢洲2区南東部での β' は 0.484 となった。

$$\beta' = \frac{\mu \cdot P_{M|引} - W}{D_K \int_0^z 0.21 \times \frac{q_t - \sigma_v}{8} dz} \quad (14)$$

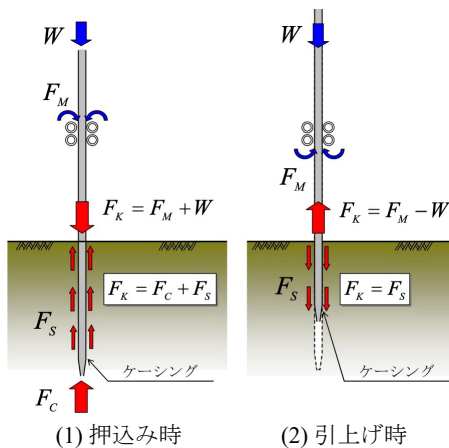


図-7 ケーシング押込み時・引抜き時の力の釣り合い¹⁾

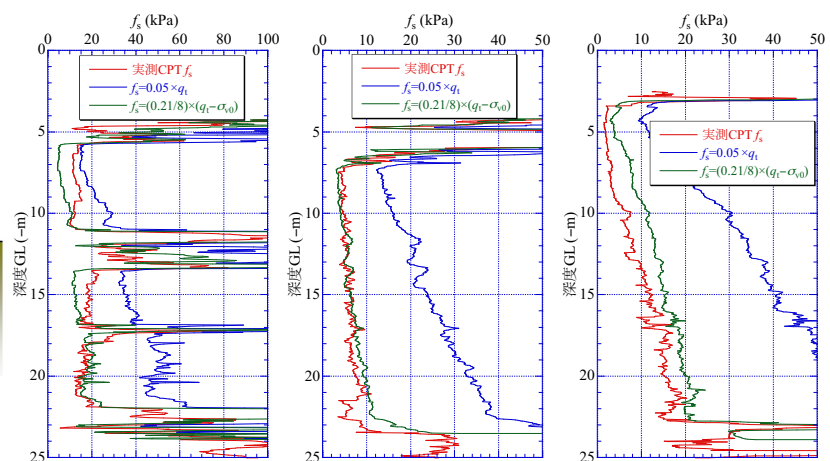


図-8 夢洲2区万博用地における周面摩擦抵抗 f_s の算定式による比較

2.4 養老町における補正係数 α , β' の妥当性の検討と $q_{t,PBD}$ の算出

岐阜県養老郡養老町の東海環状自動車道の PBD 打設現場にてケーシング押込み・引抜き試験と CPT 試験を実施することで補正係数 α , β' を算出し、夢洲2区万博用地にて得られた補正係数 α , β' が妥当であるか検討した。2023 年 8 月 1 日に CPT, 2023 年 12 月 20 日に CPT 実施地点近傍にてケーシングの押込み・引抜き試験を実施した。なお、本敷地は自然堆積地盤であり、圧密は終了していると考えられるので、この時間差による地盤強度の変化はないと見なした。

図-9 に養老町における周面摩擦抵抗 f_s の深度分布を示す。図-9(1)のボーリング柱状図は CPT 実施地点から 74m 南に離れた地点のものである。GL-7.0m 以深が N 値 2~1 の沖積粘土層である。図-9(2)は式(5)による周面摩擦抵抗 f_s と式(7)による周面摩擦抵抗 f_s と CPT の実測による f_s を示す。先の図-8 の夢洲2区万博用地と同様に、式(5)による f_s は実測値と

比べて過大であり、式(7)による f_s はほぼ CPT の実測値の傾向に整合している。やはり、今回提案した式(7)による f_s の算定式は有用といえる。

図-10(1), (2)にそれぞれ押込み6本、引抜き6本の油圧 P_M の深度分布を示す。それぞれ凡例には30mの貫入時間(sec)を示すが、上4本は通常の打設速度よりも遅い速度で、下2本は通常の打設速度と同等の速い速度で実施したが、押込み・引抜きともに速い速度で実施した方が P_M は大きい。図-10(2)の引抜き油圧にはケーシング自重を持ち上げるのに必要な油圧 4.04 MPa を点線で示しているが、今回の試験では GL0m においてそれを上回っている。この原因はケーシングを引き抜く際のフリクションローラに初動油圧が生じているためと考えられた。

図-11, 12に式(11), 式(13)による α , β' を求めた関係の一例を示す。 α は押込み・引抜き試験の速度が近いデータを組み合わせで求めた20ケースで、 β' は引抜き油圧6ケースで求めた。図-11に見られる α , β' の切片は前述の初動油圧によると考え、切片からこの初動油圧を逆算し、図-12のように原点を通るようにした。このようにして求めた全ての α , β' を平均して $\alpha=1.11$ (油圧補正前では $\alpha=1.46$)、 $\beta'=0.0766$ を得た。

この α , β' を用いて、式(5)による f_s/q_t および式(7)による f_s/s_u を用いて算定した $q_{t,PBD}$ と CPT の q_t との比較を図-13(1)に示す。参考のため、図-13(2)は油圧補正前の結果も示すが、油圧補正によって CPT の q_t に近くなっている。また、 f_s/q_t よりも f_s/s_u による $q_{t,PBD}$ の方が CPT の q_t に近い。しかし、養老町の地盤強度が大きいので、 F_s に比べて F_c が大きくなり、両者の差が小さくなったと考えられる。

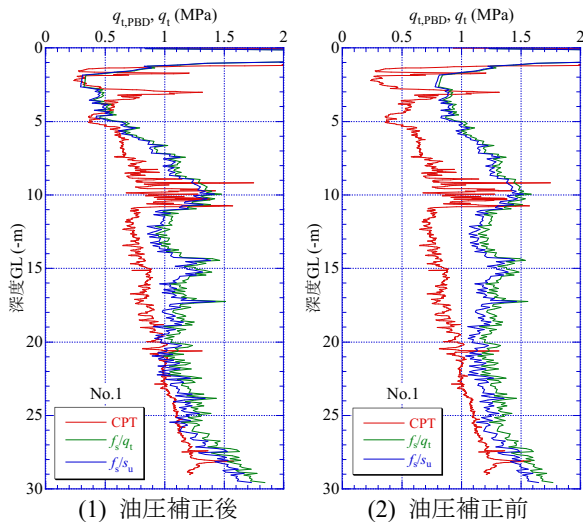
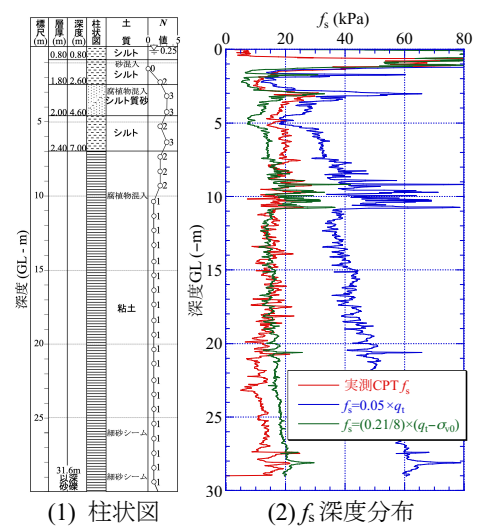


図-13 養老町での $q_{t,PBD}$ と CPT による q_t の比較

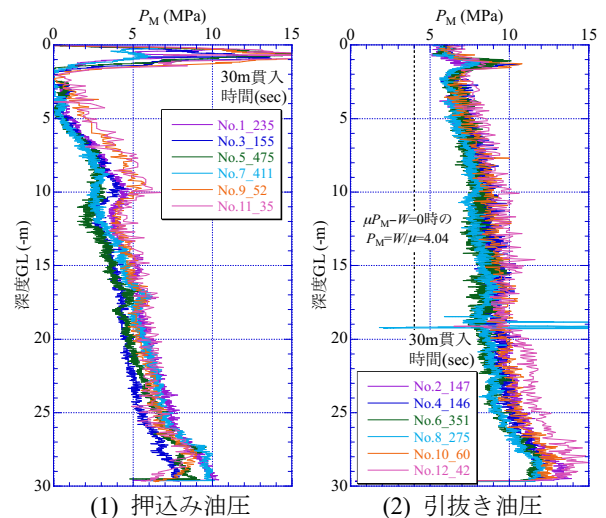
2.5 夢洲・養老における補正係数 α , β の比較

α は夢洲2区南東部で1.57、岐阜県養老郡養老町で1.11 (油圧補正前で1.46) と大きな違いはなかった。しかし、 β' は夢洲2区南東部で0.484、岐阜県養老郡養老町で0.0766 と大きな違いがあったため、 β' への影響要因を検討した。

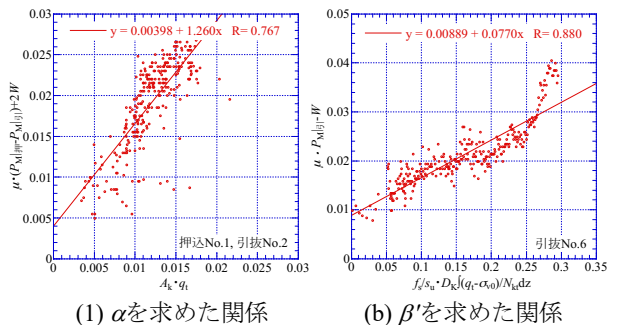
図-14, 15に式(14)におけるそれぞれ分子、分母を示す。分子では大きな差はないが、分母では明らかに養老町で大きい。このため、 β' が小さくなったといえる。さらに、図-16, 17に両地点の式(14)内のそれぞれ先端貫入抵抗 q_t と全応力 σ_v を示す。 σ_v はそれほど大きな違いはないが、 q_t は養老町で大きい。これより β' は地盤強度に依存するといえる。



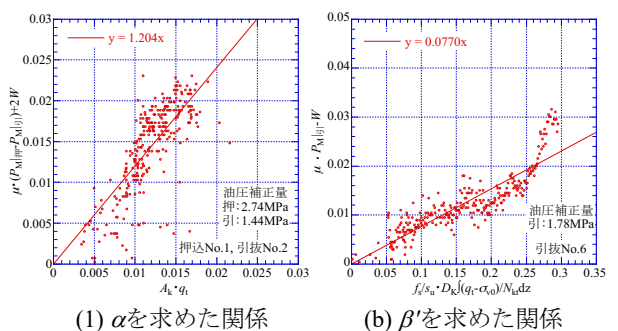
(1) 柱状図 (2) f_s 深度分布
図-9 養老町における周囲摩擦抵抗 f_s の算定式による比較



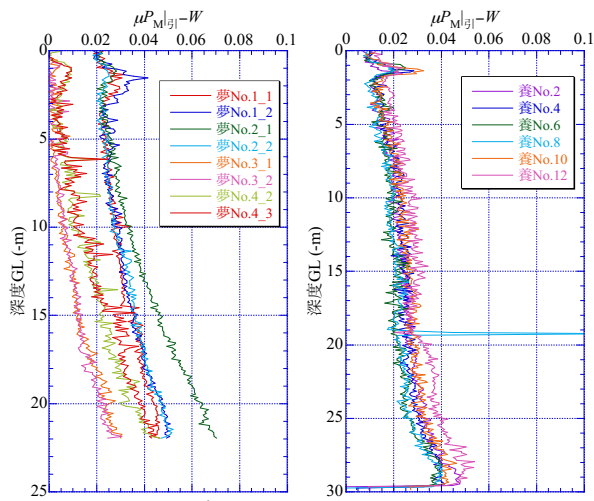
(1) 押込み油圧 (2) 引抜き油圧
図-10 養老町における押込み・引抜き油圧



(a) α を求めた関係 (b) β' を求めた関係
図-11 油圧補正前の α , β' を求めた関係

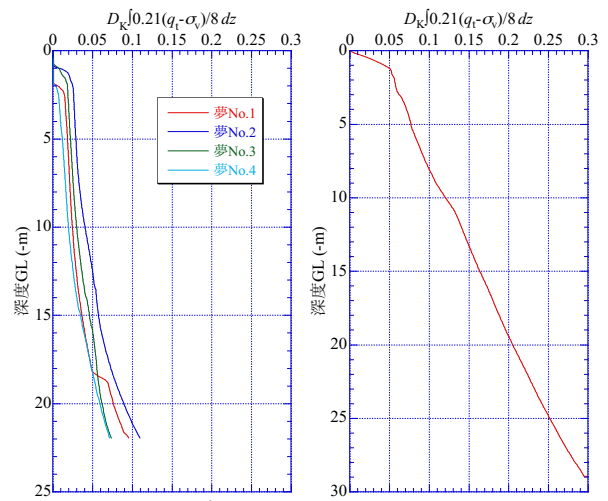


(a) α を求めた関係 (b) β' を求めた関係
図-12 油圧補正後の α , β' を求めた関係



(1) 夢洲2区南東部 (2) 岐阜県養老町

図-14 両地点で得られた式(13)での分子



(1) 夢洲2区南東部 (2) 岐阜県養老町

図-15 両地点で得られた式(13)での分母

3. 夢洲2区万博用地における $q_{t,PBD}$ の分布性状

3.1 f_s/q_t を用いた $q_{t,PBD}$ と f_s/s_u を用いた $q_{t,PBD}$ の比較

夢洲2区では、CPT 実施と PBD 打設は同時ではなく、現場の都合により CPT 実施は PBD 打設の約 2~8 ヶ月後となり、浚渫粘土層の圧密進行の影響を受けており、CPT によって得られた q_t は $q_{t,PBD}$ よりも大きくなることが予想される。表-2 に示した各種係数と式(13)による夢洲2区での $\beta' = 0.484$ を用いて、夢洲2区万博用地と南東部にて従来の式(5)による $q_{t,PBD}$ と新たに設定した式(7)による $q_{t,PBD}$ を比較した結果を図-18 に示す。PBD 打設時の P_M から算出しているため $q_{t,PBD}$ の方が、PBD 打設から数カ月後の圧密進行中に実施した CPT の q_t よりも小さくなるはずであるが、式(5)を用いた $q_{t,PBD}$ は打設機ごとに PBD の P_M と CPT の q_t を基に校正していたためと、図-8 に示したように f_s が過大に評価されていたため、 $q_{t,PBD}$ は CPT の実測 q_t と同じくらいかそれ以上となっている。式(7)による $q_{t,PBD}$ は CPT の実測 q_t よりも小さく、周面摩擦力が正しく評価できたと考えられる。ただし、CPT の q_t は深度方向に増加したが、 $q_{t,PBD}$ はそうならなかった。この点は今後の課題としたい。

3.2 夢洲2区万博用地における $q_{t,PBD}$ の分布性状

図-19 に夢洲2区万博用地の PBD 打設時の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の東西断面の深度分布を南北方向に約 25m ピッチで並べたものを示す。

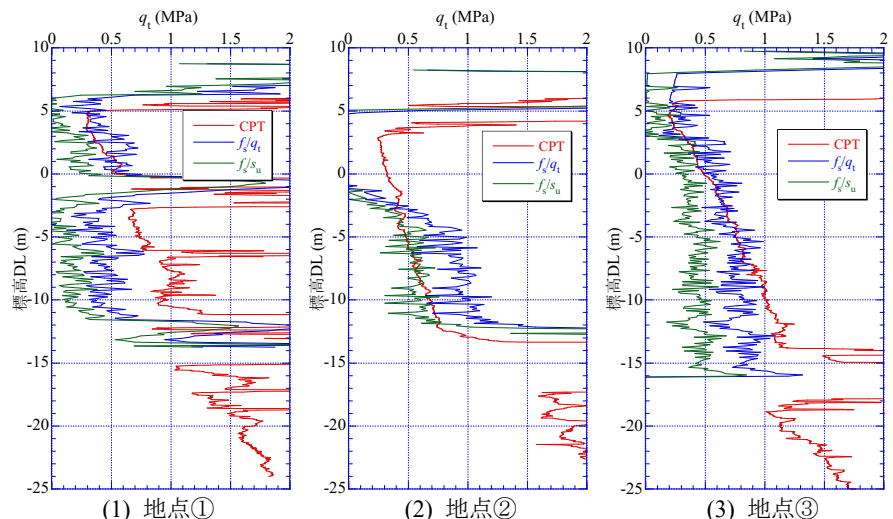


図-18 夢洲2区において式(5)を用いた $q_{t,PBD}$ と式(7)を用いた $q_{t,PBD}$ の比較

図-19(1)は文献 2)で示した従来の手法による $q_{t,PBD}$ であり、圧密促進後に実施された CPT に合わせて P_M と μ を補正し、式(5)で求めたものである。凡例のスケールは 0~2MPa で、赤色となる範囲が砂質土に相当すると考えられる。一方、図-19(2)は新たに提案した式(7)で求めたもので、凡例のスケールは同じく 0~2MPa である。図-19(1)と(2)を比較すると、明らかに図-19(2)の方が $q_{t,PBD}$ は小さい(青色が基調)が、先に述べたように CPT は圧密進行の影響を受けているため、図-19(2)の $q_{t,PBD}$ の方がより正確に PBD 打設時の地盤強度を表していると考えられる。図-19(3)は図-19(2)と同じ $q_{t,PBD}$ を 0~1MPa のスケールで再表記したものである。図-19(1)、図-19(3)ともに北部と南部で $q_{t,PBD}$ が小さい状態にあることが

わかる。さらに、中央付近の西側、東側において 1MPa を超えている箇所は粘土ではなく、明らかに砂質土であることを表しており、敷地全体で砂混入による不均質性が見て取れる。これは排砂管位置による材料分離（排砂管近傍に砂質土が、それより遠方に粘性土が堆積）によって不均質となっていると考えられる。

4. まとめ

本論文では、夢洲 2 区万博用地の地盤強度を PBD 打設時の先端貫入抵抗を用いて推定する方法を検討した。岐阜県養老町でも打設力検定試験、押込み・引抜き試験を行い、他の打設機や地盤における校正係数 μ 、補正係数 α 、 β のデータを蓄積するとともにそれらと地盤性状の関係性の検討、CPT の先端貫入抵抗と PBD の油圧との相関性の検討を行った。それらの結果から以下の結論が得られた。

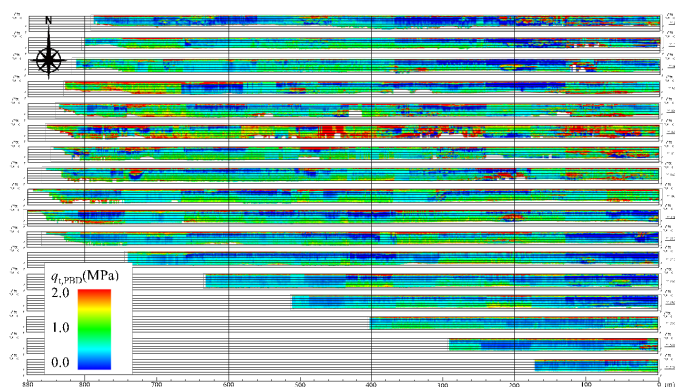
- 従来の周面摩擦係数 $FR(=f_s/q_t)$ に代わって、非排水せん断強さ s_u と周面摩擦抵抗 f_s の比 f_s/s_u を用いて周面摩擦力 F_s を算定する式を新たに提案し、CPT の実測 f_s との整合を確認できた。
- 養老町で CPT、PBD 打設を実施し、夢洲の α 、 β との整合性や地盤性状との関係性を検討した。校正係数 μ は同じ打設機でも整備状況によって変わるため、現場ごとに計測する必要がある。 α は夢洲で 1.5 程度を示したが、養老町の自然堆積地盤でも近い値となった。一方、 β は一定ではなく、地点の地盤強度によって変化するため、この手法を適用するためには現地で押込み・引抜き試験を実施して β を求める必要があるといえる。
- 夢洲 2 区万博用地では、PBD 打設から数カ月後に CPT を実施したため、その間の圧密進行により CPT の q_t は大きくなるのが想定された。しかし、 f_s/q_t による $q_{t,PBD}$ は打設機ごとに PBD の P_M と CPT の q_t を基に校正していたため、CPT の実測 q_t と同じくらいかそれ以上となった。一方、 f_s/s_u による $q_{t,PBD}$ は CPT の実測 q_t よりも小さく、周面摩擦力を正しく評価できるようになったと考えられる。
- 本手法による PBD の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ から、浚渫粘土層の強度分布や砂混入の不均質性を把握できるといえる。

最後に、本研究は地盤工学会関西支部「夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会」（委員長：大島昭彦）での活動の一環として行ったことを付記する。

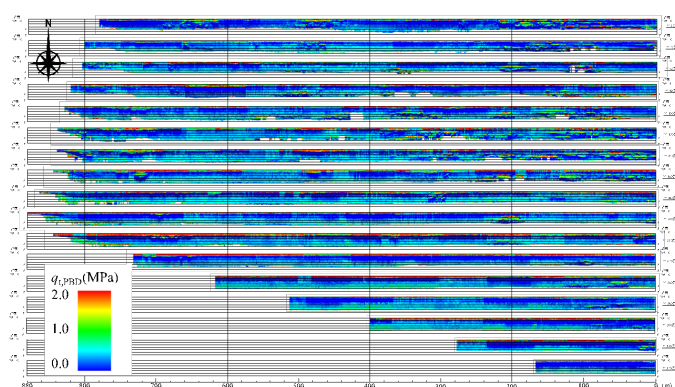
謝辞：本研究に対して研究助成を受けたレントオール財団に謝意を表する。

参考文献

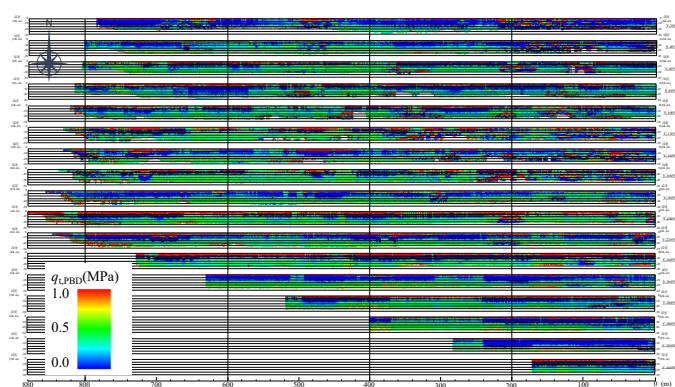
- 平田昌史・白神新一郎・清水英樹・福田淳・川鍋修・野村忠明：プラスチックボードドレーン打設機の油圧抵抗を利用した地質推定方法の開発，土木学会論文集 C，Vol.67，No.3，pp.358-371，2011.
- 林口美木・大島昭彦・萩原侑大・大月一真・白神新一郎：夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の PBD 打設時の先端貫入抵抗の面的な分布，Kansai Geo-Symposium 2022，pp.115-120，2022.
- 萩原侑大・林口美木・大島昭彦・大月一真・白神新一郎：夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の PBD 打設時の先端貫入抵抗に基づく沈下量予測，日本材料学会，第 15 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.217-224，2022.
- 林口美木・辻光平・大島昭彦・白神新一郎・榊原司：粘土層への PBD 打設時の油圧抵抗に基づく新たな先端貫入抵抗の算定方法の検討，第 59 地盤工学研究発表会，No.24-4-2-08，2024.
- 林口美木・辻光平・大島昭彦・白神新一郎・榊原司・大月一真・西口松男：夢洲 2 区（万博用地）の浚渫粘土層の PBD 打設時の油圧に基づく先端貫入抵抗の分布，土木学会第 79 回年次学術講演会，III-285，2024.



(1) 油圧補正し，式(5)で求めた $q_{t,PBD}$



(2) 式(7)で求めた $q_{t,PBD}$ （スケール 0～2 MPa）



(3) 式(7)で求めた $q_{t,PBD}$ （スケール 0～1 MPa）

図-19 夢洲 2 区の PBD 打設時の貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の分布

夢洲の沖積・洪積粘土の物性と圧密度の評価

○日下拓也¹・佐久間和弘²・望月秋利³¹日本工営株式会社大阪支店・²日本工営株式会社基盤技術事業本部・³徳島大学名誉教授

1. はじめに

夢洲に分布する Ma-13 以深は過圧密状態にあるため、沈下は少ないと考えられているが、施工を進める上で過圧密比（OCR）の評価は重要なパラメータとなる。そのため本研究では「精度の高い検討」を目指して、①土質試験の整理に加えデータの検証を行い、②土質物性値の確定（ ρ_s 、粒度特性、地盤構成、 k 値等）、③圧密パラメータの確定（ C_c 、 C_s および c_v 、 p_c 、OCR 等）という順で作業を進めた。

この手順は、正攻法でむしろ「当たり前」とされている手法であるが、実際に進めてみると多くの問題があることがわかった。その第 1 は、試験結果を整理すると、それらには整合しないデータが出てくる。その場合どの試験結果が不整合データであるかを抽出する必要があるが、その抽出法が「地盤材料試験の方法と解説¹⁾」には示されていない。むしろ現在用いている JGS 基準の方法では判別できないことも解ってきた。そこで本研究では「三角座標による分類図（大阪地盤図²⁾）」を用いて各試料を分類すると、各深度試料の材料イメージを得ることができた。その結果と地層の上下の物性を比較してその妥当性を判断した。

第 2 の問題は地中応力の算定方法である。一般には試料の密度試験結果をそのまま用いて推定することも多いと思うが、今回は OCR を決める重要な因子の一つであるので、筆者らが FEM 解析で用いる手法として開発した、土粒子密度（ ρ_s 、あるいは比重（ G_s ））から繰返し計算で各深さの試料の密度を決める方法を用いた。特に物性値の中でも土粒子密度の計測精度は試料の状態が変わっても変化がないことから、この手法を用いた。

第 3 は圧密降伏応力（ p_c ）の求め方についてである。「地盤材料試験の方法と解説¹⁾」では三笠法を推奨し、Casagrande 法についても許容している。しかし問題は、なぜその様にして求めた値が、圧密降伏応力になるのかの材料力学からの原理的な説明がない、いわゆる「手法で決まる」パラメータとなっている点である。まず $e \sim \log(p)$ 関係のプロットサイズを変えると Casagrande 法で求めると p_c が変わってしまうことに対して、改良したのが三笠法であるが、やはり $e \sim \log(p)$ 関係の過圧密域から正規圧密域間の、いわゆる「物性の不安定領域（過圧密から正規圧密に移る遷移領域）」での曲線形で p_c が決まる、という難しさがある。この問題は p_c の大きい洪積粘土試料の場合や乱れやすい軟弱な試料の場合、その影響は大きい。さらに、もともとこの曲線の引き方には個人差が生じやすい、という問題もある。

本研究では、 p_c の決定法として望月らが提案した方法³⁾を用いたが、「不安定な遷移領域」のデータを除いた、過圧密域、正規圧密域の各回帰線（累乗式）を求め、その交点を p_c とする、という手法である。この場合の p_c は、その定義も明確になるばかりではなく、個人誤差の入る余地は少なく、また試料の保存中の膨潤や試料乱れの影響も受けにくい。

その結果、この手法で求めた p_c を用いて得た OCR と、従来の手法（ p_c の求め方だけ）による結果を比較してみると、後者では現場の OCR が正規圧密状態か過圧密状態かの判別がつきにくかった結果が、前者の方法ではかなり明確に地盤が正規圧密状態にあることがわかった。本論文はこれらの検討結果をまとめたもので、第 1 段階では地中応力の求め方を改良し、第 2 段階では圧密降伏応力の求め方を改良した結果を示した。

図-1 ボーリング位置 (NTT インフラネット画像に加筆修正⁴⁾)

2. 試験結果の検証と地盤特性

2.1 地盤の見方と原則

図-1 は本検討で用いたボーリングの位置を示す。また表-1 は、当該地の地層構成を示したものである。当該地は、水深 10m 前後が表面であった Ma-13 層上に浚渫粘土を投入し、さらに数 m の表層土を盛った

Evaluation of Physical Properties and Consolidation Degree of Alluvial and Diluvial Clay Layers at Yumeshima Island
Takuya Kusaka¹, Kazuhiro Sakuma², Akitoshi Mochizuki³ (¹Osaka Branch, Nippon Koei Co., Ltd., ²Infrastructure Engineering Operations, Nippon Koei Co., Ltd., ³Professor Emeritus at the University of Tokushima)

KEY WORDS: Soil Classification, Consolidation Degree, Consolidation Yield Stress, Alluvial Clay, Diluvial Clay

地盤である。問題は、浚渫粘土層と Ma-13 層, Ma-12 層, Ma-11 層の圧密状態の把握である。なお、浚渫粘土層にはプラスチックボードドレーン (PBD) が, Ma-13 層に対してはサンドドレーン (SD) による圧密促進工法が採用されている。

2.2 各地層の特性

図-2 は三角座標による分類図 (大阪地盤図²⁾) である。図-2(a) は Ma-13 層の粒度組成分類で、「上部層」は粘土混じり砂, あるいは粘土混じりシルトで, 「中部層」は粘土を主体とする層で, 「下部層」は粘土を主体とするがシルト分や砂分が入り混じった層であることがわかる。歴史的には大阪湾の水深がかなり浅かったことを示している。一方 Ma-13 層は水深が深くなるにつれて粘土分が卓越する傾向から, 水深が浅くなった過去を記録している。

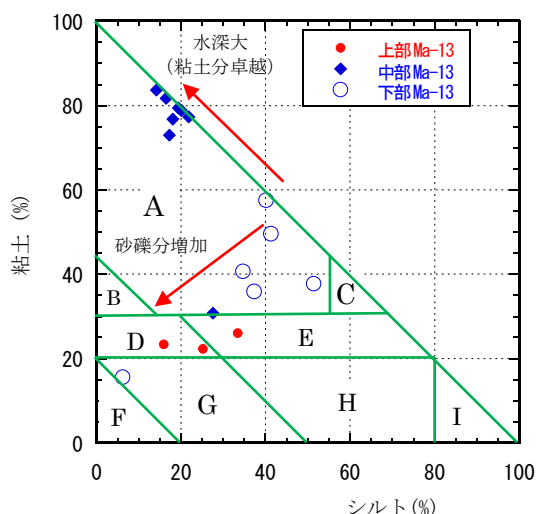
一方, 図-2(b) は, Ma-12 層, Ma-11 層の粒度塑性による三角座標分類図である。Ma-12 層は粒度による分類では上部層と下部層に分かれ, 上部層には砂分がなく, 粘土とシルトで構成され, また水深が深い程粘土分が卓越し, 水深が深かった経緯を示している。

表-1 は, 各層の深度を示したもので, それぞれ粒度組成から, 「上層」, 「中層」, 「下層」に分類した。粒度組成は, 上層の粘土分が多いのに対して, 下層はシルト分が多く含まれていることが示されており, また上層, 下層の中でも深度の深い方がシルト分, 砂分が増える傾向が認められ, 地盤の堆積状況を示すものと考えられる。この特性は, 地盤の透水係数, したがって圧密速度に影響するパラメータである。

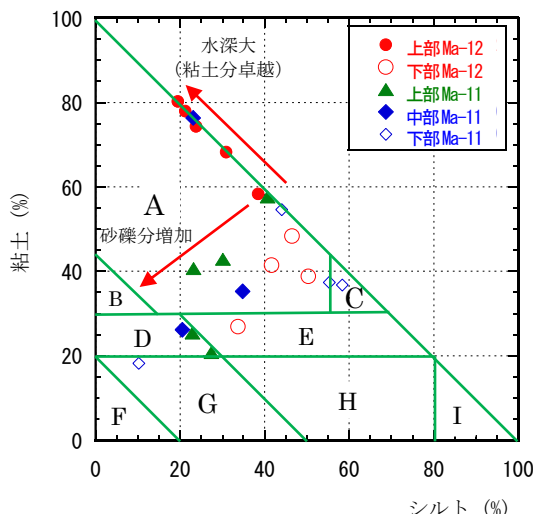
表-1 海成粘土以深の地層

層区分	詳細	深さ位置	OP.m	層厚(m)
Ma-13	上部	上端	-10.17	4.00
		下端	-14.17	
	中部	下端	-28.81	14.64
	下部	下端	-37.17	8.36
第1洪積	砂層	下端	-43.13	5.96
	礫層	下端	-48.13	5.00
Ma-12	上部	下端	-59.82	11.69
	下部	下端	-62.17	2.35
第2洪積	砂層	下端	-48.13	5.96
	礫層	下端	-77.98	9.85
Ma-11	上部	下端	-85.17	7.19
第3洪積	砂層	下端	-94.01	8.84
Ma-11	中部	下端	-103.17	9.16
	下部	下端	-113.15	9.98
第4洪積	第4洪積	下端	-118.99	5.84
		下端	(-123.00)	(4.01)

濃緑：高液性限界粘土, 薄緑：普通液性粘土,
濃黄：礫層, 薄黄：砂層



(a) Ma-13(上部・中部・下部)



(b) Ma-12(上部・下部), Ma-11(下部・中部・下部)

図-2 三角座標による分類図 (大阪地盤図)

3. 地盤の有効応力分布の検討

圧密度の評価を実施するためには, 地盤中の有効応力分布を算出する必要がある。地盤中の有効応力分布を求める方法は, 地中伝播の応力式を用いる方法や, 採取供試体の密度から求める方法もあるが, ここでは多くの圧密試験が行われていることから, 比重 (G_s) と各層の $e \sim \log(p)$ 関係を基準とし, 試料が飽和している条件で, 地盤内の有効応力を, 繰返し計算で求めた。計算で用いた関係式を以下に示す。

$$\begin{aligned} & \textcircled{1} \quad S_r = w \cdot G_s / e \quad (\text{ここで, } S_r = 100\% \text{ と仮定する。}) \rightarrow \textcircled{2} \quad e = w \cdot G_s \rightarrow \textcircled{3} \quad \gamma_d = G_s \cdot \gamma_w / (e + 1) \rightarrow \textcircled{4} \quad \gamma' = (G_s - 1) \gamma_w / (e + 1) \\ & \rightarrow \textcircled{5} \quad \sigma'_v = \Sigma \gamma' dz \rightarrow \textcircled{6} \quad e = e_0 + C_c \log \sigma'_v \quad (\text{ここで, } S_r: \text{飽和度, } w: \text{含水比, } e: \text{間隙比, } G_s = \rho_s / \rho_w) \end{aligned}$$

計算では⑥で得た間隙比 e と②の間隙比 e を比較し, その差が $|\sigma'_{v(n)} - \sigma'_{v(n+1)}| \leq 0.01$ になるまで計算を繰り返す。なお, 地盤の有効応力は, 表層土に対しては湿潤単位体積重量 (γ) を, それ以深は水中単位体積重量 (γ') を用いて計算した。なお, 土粒子の密度 (ρ_s) は計算にそのまま用いるので, 図-3 は試験結果の検証のために, ρ_s の標高分布を作成して確認した。海退, 海進の状況も判別でき, 検討上, 十分な精度の結果である, と判断した。最終的に決定した間隙比 e の分布を図-4 に示す。

4. JGS 法による圧密降伏応力を用いた地盤の判定

4.1 浚渫粘土層の圧密状況

図-5 は、地盤中の有効応力分布を求め、それに JGS 法⁹⁾による圧密降伏応力 (p_c , 試験結果) をプロットしたものである。PBD が打設されており、基本的には「正規圧密状態か、未圧密状態」にあるはずである。試験結果にはばらつきがあるが、圧密終了状態か未圧密状態の択一として判断するならば、浚渫粘土地盤は「圧密終了した、正規圧密状態」にあると考えても良さそうな結果である。

4.2 Ma-13 層の圧密状況

SD が打設されている層である。原則的には、Ma-13 層は「正規圧密状態か、あるいは未圧密状態」のどちらかしかあり得ない。いずれにしても、試験結果の精度が十分ではなく、地盤の圧密状況を判別ができない（試験精度の問題ばかりではなく、JGS 法による p_c 決定法も問題）。

4.3 Ma-12 層の圧密状況

この層に対しては、圧密促進工法はとられていない。地盤の有効応力線に対して、両サイドに試験結果が分布しており、正規圧密状態か、未圧密状態かの判断ができない。

4.4 Ma-11 層の圧密状況

Ma-11（上部）層（層厚：約 5m）、Ma-11（中部・下部）層（層厚：約 20m）、Ma-10 層（調査対象外）は、粘土層厚が厚く、盛土等によって沈下する可能性もある。情報が欲しい層であるが、前 2 層に対してそれぞれ 1 点の圧密試験結果しかない。いずれもほぼ有効応力線上に乗っており、正規圧密状態にあると考えてよさそうな結果を得た。

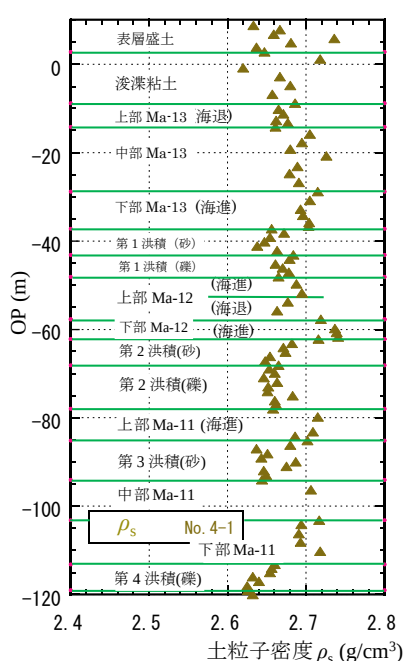


図-3 土粒子の密度分布

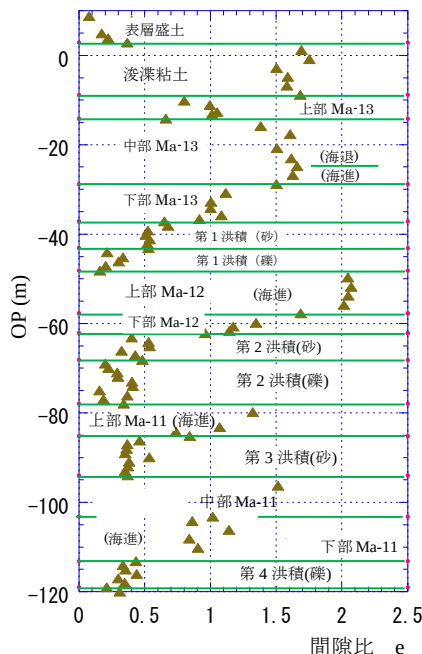


図-4 間隙比分布

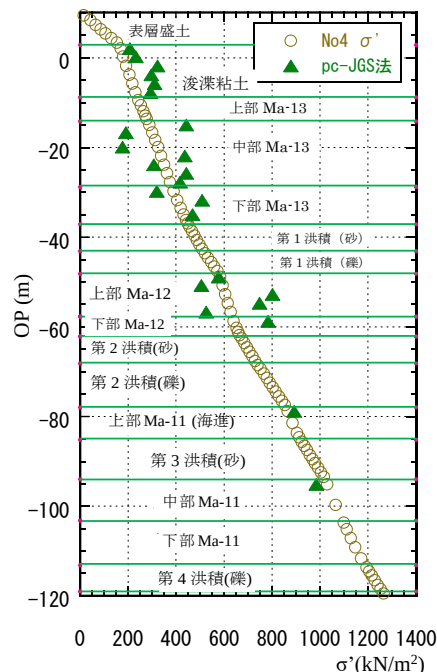


図-5 JGS 法による圧密降伏応力分布

5. JGS 法による圧密降伏応力の求め方の問題点と累乘法

圧密試験法は、圧密降伏応力 (p_c) を求める手法まで含めて、一般には完成した技術として認識されている様であるが、実はいくつかの問題を内在したままになっている試験技術である。第 1 章のはじめにで指摘した様に、その第 1 は、試料サンプリングにおける応力開放問題である。その結果、JGS 法による p_c の判定を難しくしている。さらに、Casagrande 法⁹⁾の結果のプロットスケールによる p_c の変動を改良した三笠の方法⁹⁾も、「 $e \sim \log(p)$ 曲線の勾配から、 p_c をその点を求める」という方法が提案されている。しかし「 $e \sim \log(p)$ 曲線の最急勾配点を p_c とする」という手法で定義されているが、その理論的な根拠は説明されていない。そのため、 p_c の値は曲線の描き方に影響を受ける。しかし p_c の定義が手法に基づくものであるため、結果として手法の改良ができないままである。この問題は特に我が国の様に中間土の多い地盤を扱う場合や供試体の応力開放による膨張問題等から、「 p_c の誤差を大きくし、あるいは p_c を求めることができない問題」を引き起こすことにつながっていると言える。

さて、その一つの解決法として望月らは累乘法³⁾を提案している。この考え方は「過圧密域、正規圧密域の 2 つの相の偏移点を p_c と考え、両領域のそれぞれの $e \sim \log(p)$ を累乗式 ($e = A \cdot p^B + C$:ここに A, B, C は実験定数) を回帰線で求め、その交点を p_c とする」という考え方である。

この方法は Casagrande 法、三笠法と p_c の結果を比較して精度を確認した上で適用したが、この方法は人為的影響が入

りにくい、また中間土であっても p_c を求めることができる点、等に特徴がある。なお、その基本の考えは、乱さない試料の $e \sim \log(p)$ 関係を検討してみると、正規域では上ぞりの曲線を示す場合が多いことを考慮したもので、同様に岡田ら⁷⁾も対数体積比を用いた $\log(f) \sim \log(p)$ 関係の方が適合性がよいことを指摘しており、視点は累乘法と同様な考え方である。

6. 回帰線（累乗式）法による圧密降伏応力を用いた地盤の判定

回帰線法による p_c の決定方法の例を図-6 に示す。図-7 は、地盤の有効応力 (σ_v') と JGS 法と累乘法で求めた p_c 値をプロットしたものである。JGS 法で求めた p_c に比べ、累乘法で求めた p_c は、ばらつきが少なくなっており、浚渫粘土、Ma-13、Ma-12、Ma-11 共に、概ね正規圧密状態にあると判断できるデータを、地盤中の応力および p_c の決定法に新しい方法を用いることで得ることができた。

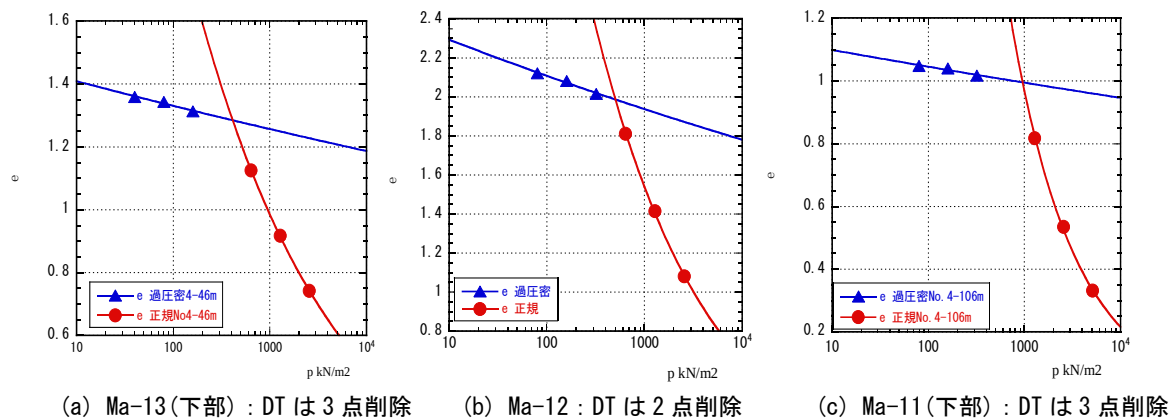


図-6 回帰線（累乗式）法による p_c 決定例

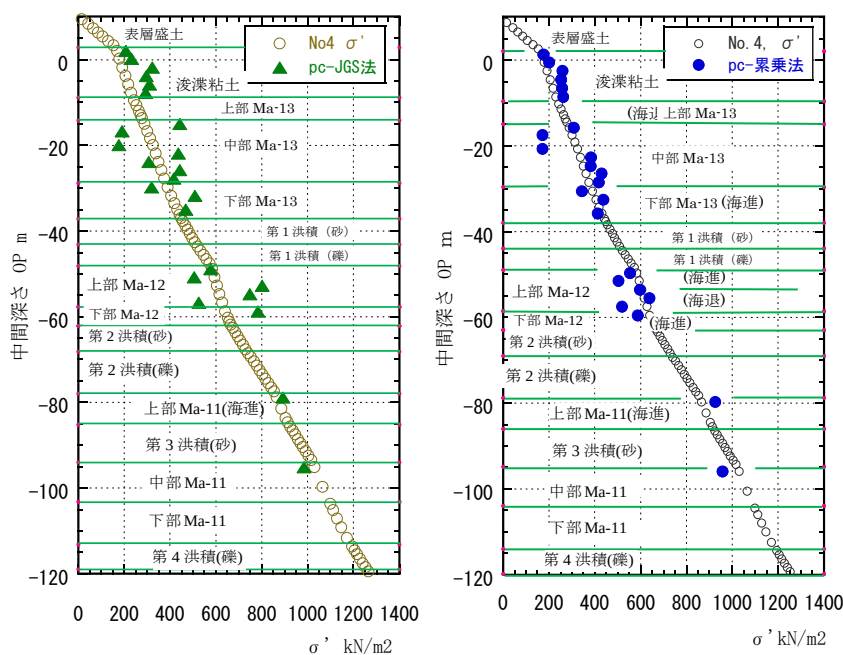


図-7 圧密降伏応力分布の比較

7. おわりに

著者らは試験結果を用いて地盤の問題点の指摘や構造物設計を日常的に行っているが、通常行う JGS 基準に基づいた検討では必ずしも適切な結論を得ることができない場合がある。特にここで問題となった Ma-12、11 層あるいはそれ以深の地盤の OCR の判定はその影響も大きく、慎重に対応する必要がある課題であった。そのためこの検討では、まず地盤状態の分析から始めた。その際に三角座標による分類図が有効で、不適切な資料の除去を行うことができた。次いで地層内の有効応力分布は「繰返し法」で求めたが、この方法により物性値間の矛盾がなく、鉛直有効応力を求めることができた。次いで問題となったのは圧密降伏応力 (p_c) の求め方で、ここでは望月らの方法を用いた。その結果 Ma-12、11 層は予想に反して正規状態に近いことがわかってきた。この結論は独断的に決め得る問題ではないため、一つの試案として検討していただくことを想定して、論文としてまとめたものである。

参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説〔第一回改訂版〕, pp.500-538, 2020
- 2) 土質工学会関西支部・関西地盤調査業協会：大阪地盤図, 1966
- 3) 持田文弘・渡部有・黒崎ひろみ・望月秋利：カーブフィッティングによる p_c の評価法と従来法との比較, 第 39 回地盤工学研究発表会, pp.112-113, 2004
- 4) NTT インフラネット HP：入手先<<https://www.ntt-geospace.co.jp/products/denshi.html>>（参照 2024.7.1）
- 5) Casagrande, A.：The Determination of the Pre-consolidation Load and Its Practical Significance, Proc. of the 1st ICSM., pp.3-60, 1936
- 6) 三笠正人：圧密試験の整理方法について, 土木学会第 19 回年次学術講演会概要集, pp.35-38, 1963
- 7) 岡田広久・大島昭彦：対数体積比 $\log f$ で表した圧密特性の再検討 ― 浚渫粘土を例にして ―, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.2, pp.187-199, 2015

夢洲における施工履歴および沈下量の整理

○竹山智英¹・藤原照幸²・大島昭彦³¹神戸大学工学研究科・²GRI 財団・³大阪公立大学都市科学・防災研究センター

1. はじめに

夢洲は、廃棄物等の処分場として利用するため、1977年に埋立てが開始された面積約390haの人工島である。夢洲は1区から4区に分けられており、2区では、2025年に開催が予定されている大阪・関西万博のパビリオンの建設が進められている（図-1）。また、3区は大阪IR（Integrated Resort）の建設予定となっている。一方で夢洲は地浚渫土、建設発生土及び廃棄物で造成された人工島であるため、極めて複雑な地盤構造となっており、様々な工学的課題を有している。迅速かつ確実に大阪・関西万博や大阪IR等の事業を実施するために、地盤工学会関西支部では、2021年度より夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会を立ち上げ、過去の埋立て履歴、既存データの整理、地盤構造のモデル化、及び今後の沈下予測等を行うこととした。本委員会には、3つのWGが設置されており、WG1は、夢洲の埋立て前のボーリングデータによる地盤性状の調査を行っている。WG2は夢洲の埋立て後のボーリングデータによる地盤性状の調査を行っている。WG3では、沈下計測結果報告書および埋立履歴報告書等から、エリアごとに埋立荷重-経過日数の関係、沈下量-経過時間の関係の整理を行っている。WG1、WG2では、ボーリング調査結果をもとに圧密沈下解析の計算用パラメータの設定を目的としており、WG3では、圧密沈下解析における埋立履歴の設定、解析結果と比較するための沈下量の整理を目的としている。本報告は、WG3で実施された内容を報告するものである。具体的には、夢洲を5mメッシュで区切り、地点毎の埋立履歴を整理することで、沈下量が計測されている地点の施工履歴を抽出・整理した。対象は夢洲3区である。



図-1 夢洲の位置と区分け

2. 埋立履歴

埋立履歴は、「夢洲2・3・4区 埋立履歴報告書（平成6年度～21年度）平成24年3月」¹⁾を参照した。この報告書では、1985年度～1987年度にかけて行われたサンドドレーン工から、その後に施工された敷砂工や盛砂、盛土の履歴が記載されている。図-2～図-6（「夢洲2・3・4区 埋立履歴報告書（平成6年度～21年度）平成24年3月」¹⁾を基に改変）に一例を示す。図-2は、1985年度～1987年度にかけて沖積層に行われたサンドドレーン工の平面位置図である。図-3は、2000年度～2001年度にかけて表層混合処理によって施工された固化盤の平面位置図を示している。図-4は、2002年度～2003年度にかけて行われた、シート敷設、敷砂、盛砂の平面位置図であり、図-5は、2006年粘土～2007年度に行われた追加の敷砂、盛砂の平面位置図である。図-6は、2003年度～2007年度にかけて行われた埋立層に対するプラスチックボードドレーンの平面位置図である。図-7は、2004年度から2005年度にかけて敷かれた山砂の平面位置図を示して

Construction history and settlement in Yumeshima

Tomohide Takeyama¹, Teruyuki Fujiwara², Akihiko Oshima³ (¹Kobe University, ²Geo-Research Institute, ³Osaka Metropolitan University)**KEY WORDS:** Yumeshima, Settlement, Land reclamation, Construction history

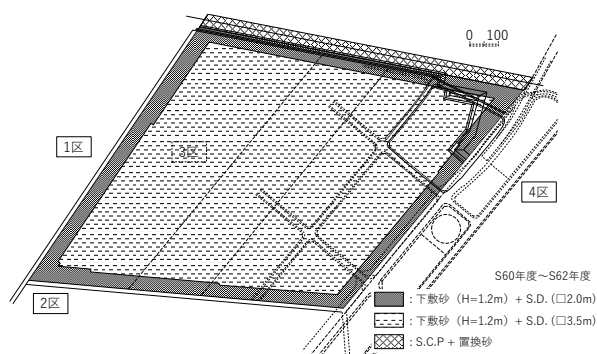


図-2 沖積層（敷砂，S.D.，S.C.P.）平面図

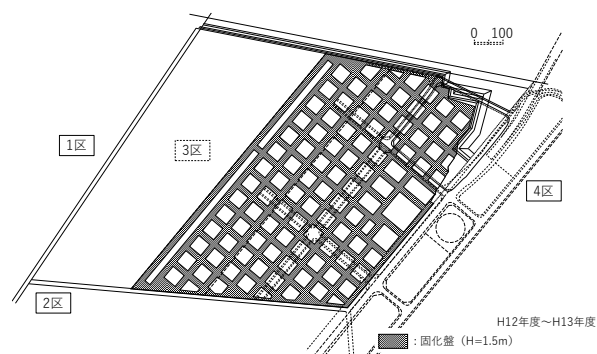


図-3 固化盤（表層混合処理）平面図

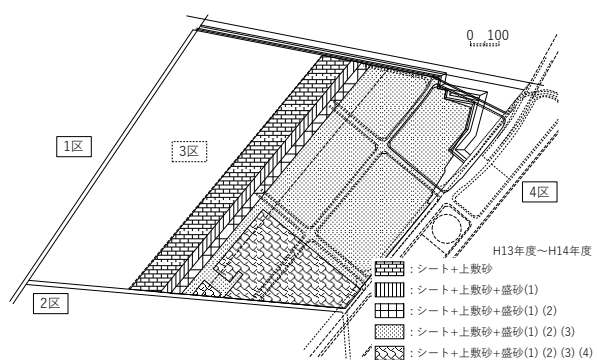


図-4 シート敷設，敷砂，盛砂 平面図

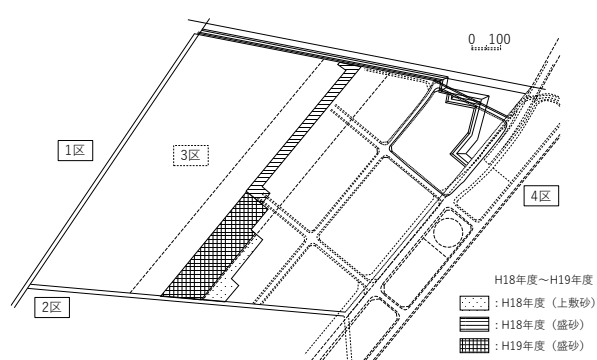


図-5 敷砂，盛砂（追加）平面図

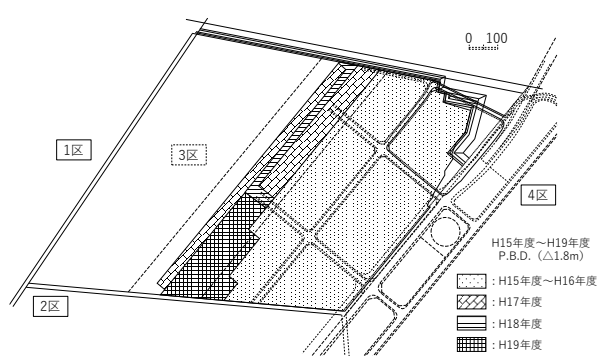


図-6 埋立層 P.B.D. 平面図

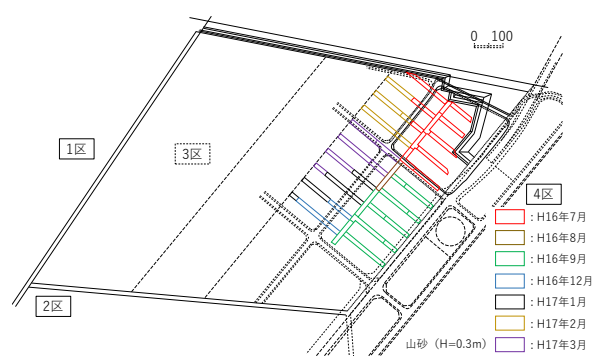


図-7 走路第1層 平面図

いる。報告書には、同様の平面図によって、2009年までの埋立履歴が記載されている。これらの埋立履歴から、5つの断面で断面図が作成されており（図-8）、図-9にひとつの断面 A-A'における断面図を示す。夢洲の埋立履歴は、複雑であり、圧密沈下解析を行う際には、これらの報告書にある情報を読み取って、入力する必要がある、非常に煩雑な作業になることがわかる。圧密沈下解析を行う際の基礎資料として用いることができるように、これらを再整理した。整理方法は、次節にて述べる。

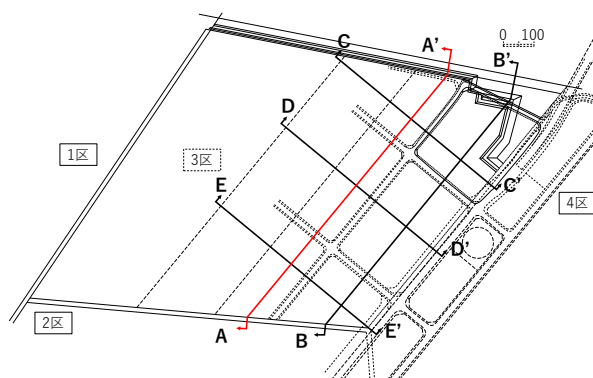


図-8 断面図位置

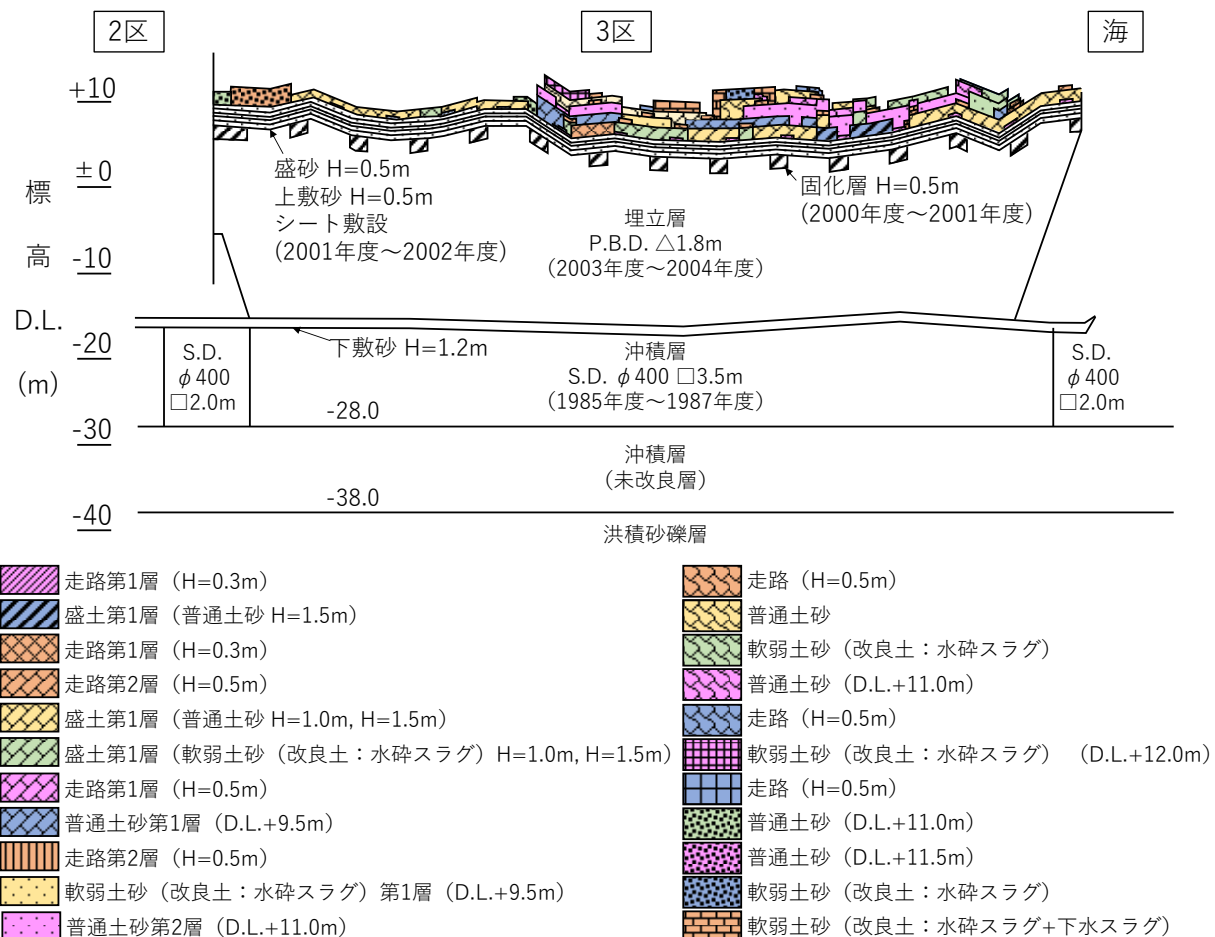


図-9 断面図 (A-A')

3. 埋立履歴の整理方法

整理する埋立履歴は、圧密沈下解析に用いることを前提としているため、地表面沈下量や層別沈下量が計測されている箇所における埋立履歴を整理することは必須であるが、沈下量が計測されていない箇所での埋立履歴が必要となる可能性(例えば、3次元解析を行う場合など)も考えられるため、国土地理院の基盤地図情報として公開されているDEM(Digital Elevation model: 数値標高モデル) データがある地点において、施工履歴を抽出した。基盤地図情報のDEM データは、1m メッシュ、5m メッシュ、10m メッシュが用意されているが、5m メッシュを用いた。格子点の間隔は正確には5mでなく、緯度、経度で0.2秒毎である。2節で示した埋立履歴を参照し、各格子点での埋立履歴を抽出した。

4. 埋立履歴と沈下履歴

夢洲3区では、図-10に示す地点に、沈下盤が設置されている。ここでは、3-S32沈下盤位置における埋立履歴と、地表面沈下量の経時変化の関係を示す(図-11)。

5. おわりに

本報告では、圧密沈下解析における埋立履歴の設定、解析結果と比較するための沈下量の整理を目的として、夢洲3区の埋立履歴を5mメッシュの格子点において、再整理を行った。今後、夢洲2区においても同様に、埋立履歴の再整理を行う予定である。

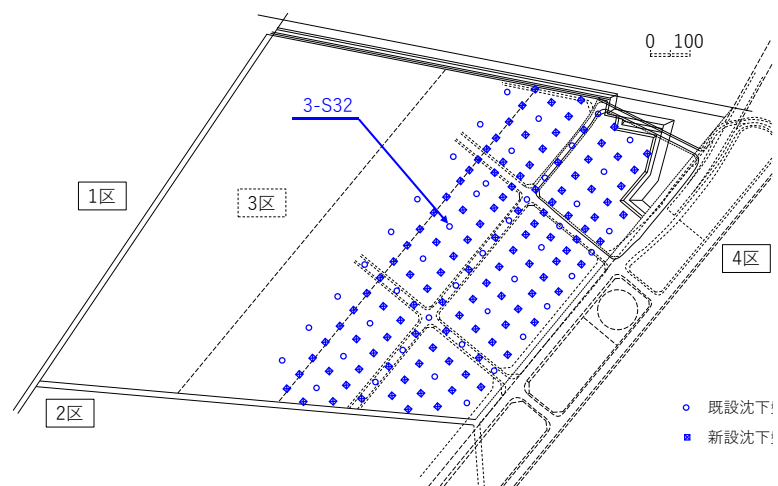


図-10 沈下盤設置位置

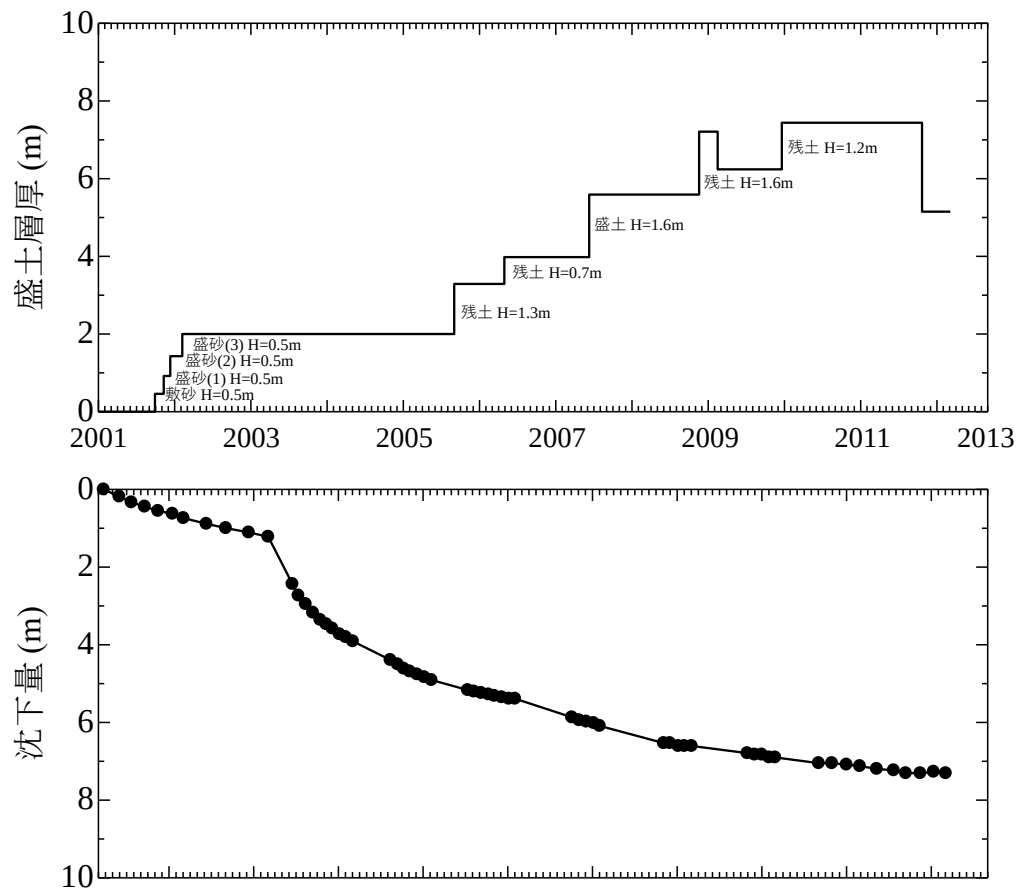


図-11 埋立履歴と地表面沈下量の経時変化

参考文献

- 1) (財)大阪市環境事業協会, (株)中堀ソイルコーナー: 夢洲2・3・4区埋立履歴報告書(平成6年度～平成21年度), 2012.

建設前ボーリングによる夢洲代表地盤モデルの作成と埋立による地盤の変形解析

○三村 衛¹・林 健二¹・北田奈緒子¹・伊藤浩子¹¹ (一財) GRI 財団

1. はじめに

大阪湾の埋立地は、沖積粘土層と更新統の粘土層・砂礫層の互層地盤上に構築されている。本稿で対象とする大阪港夢洲は、大阪湾の航路浚渫土の処分地として計画されたため、浚渫粘性土で埋め立てられた人工島となっており、自然地盤とともに埋立土層でも大きな圧縮が起こる地盤環境となっている。本研究では大阪港夢洲を対象として、埋立に先立つ初期地盤モデルの作成、および埋立用浚渫粘土のモデル化を行い、一次元弾粘塑性有限要素解析によって埋立に伴う地盤の沈下挙動を検討した。

2. 建設前ボーリングによる夢洲代表地盤モデル

関西圏地盤情報ネットワーク (KG-NET) の地盤情報データベース¹⁾を用いて建設前ボーリングによる夢洲の代表地盤モデルを作成した。地盤情報データベースに格納される夢洲でのボーリングは、埋立前の海上ボーリングから埋立後に埋立地上で実施されたボーリングまで混在しているが、本研究では初期地盤状態を再現するため、圧密沈下の影響を受けていない埋立前の 52 本のボーリングデータを使用した。52 本のボーリング位置図およびボーリング断面図を図-1 および図-2 に示す。大深度のボーリングは 1 本のみである。また、断面図の着色は土質区分を示す。

夢洲の代表地盤モデルは、対象として選択された各ボーリングデータの柱状図を用いて、各標高における優性土層を

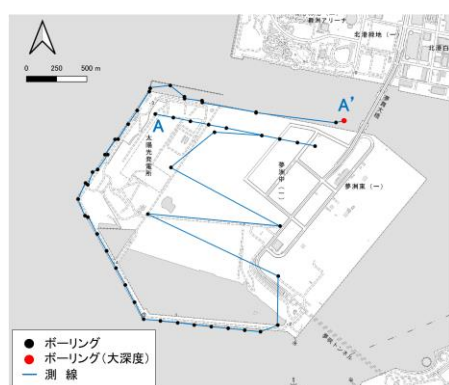


図-1 ボーリング位置図

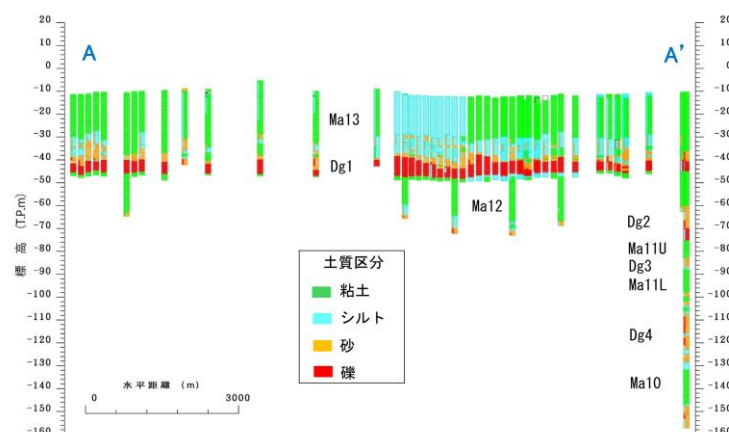


図-2 ボーリング断面図

解析モデルの土質とする全国電子地盤図のスキーム²⁾を適用し、土質区分や粘土分含有量に基づいて土層境界を決定し、各柱状図の層厚の平均値を算出することで作成した。

埋立前の夢洲を代表する地盤モデルを図-3 a) に示し、地盤モデルに基づいて作成した圧密変形に供する解析モデルを図-3 b) に示す。地盤モデルでは Dg4 はシーム状の粘土を挟むが、Ma11 以深は大深度ボーリング 1 本で設定されていることを念頭におき、さらに、シーム状の粘土は圧縮性の小さいシルト混り細砂の可能性が高く、圧密沈下への寄与度は小さいと仮定し、解析モデルでは Dg4 を単一の礫層とした。また、地盤モデルでは砂層と礫層が混在するが、解析モデルでは礫層に統一した。なお、Ma10 以深にも互層構造が続いているが、本研究では地盤情報が明確な Ma10 までをモデル化した。

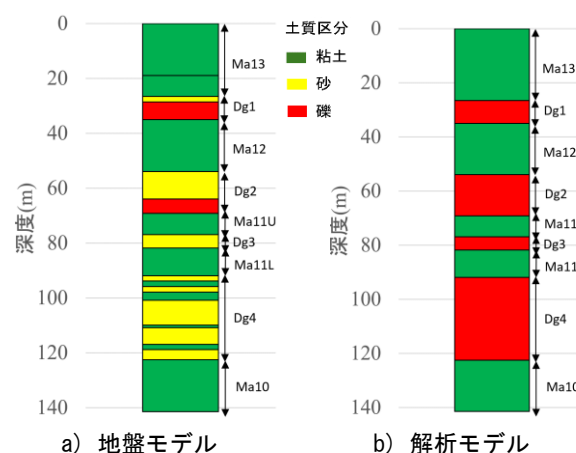


図-3 夢洲代表地盤モデル

Representative Ground Model based Pre-construction Boring and Deformation Analysis of Yumeshima Foundation Ground
Mamoru Mimura¹, Kenji Hayashi¹, Naoko Kitada¹ and Hiroko Ito¹ (¹Geo-Research Institute)

KEY WORDS: Reclaimed island, Long-term settlement, Finite element method, Geo-information

3. 埋立による地盤の変形解析

3.1 解析モデルおよび地盤物性値

地盤変形解析は Sekiguchi³⁾ による弾粘塑性構成式を組み込んだ有限要素コードを用いて実施した。解析モデルでは、粘土層は弾粘塑性体、砂礫層は弾性体とした。大阪港の砂礫層は十分な層厚と透水性を有しており、埋立に伴う過剰間隙水圧の発生や停留については考慮せず、排水と変形はともに鉛直方向一次元と仮定した。Ma13 上部・捨土に打設されたサンドドレーン（以下、「SD」という。）と浚渫粘土層に打設されたプラスチックボードドレーン（以下、「PBD」という。）はマクロエレメント法⁴⁾を用いてモデル化した。SD は後述する敷砂の載荷時に、PBD は良質土の載荷時に打設した。また、Ma10 の下位には更新統砂礫層が存在するため、Ma10 の下端は排水境界とした。

各粘土層の物性値を表-1 に示す。圧密変形を担う粘土の物性値の設定方法は、著者らの既往研究⁵⁾と同様の方法を用いた。すなわち、地盤情報データベース¹⁾に登録されたボーリングデータ、および新たに実施されたボーリングデータに基づき、圧縮指数 C_c 、初期間隙比 e_0 、圧密係数 c_v 、土粒子密度 ρ_s の 4 種類のパラメータを得た。膨潤指数 C_s は C_c の 0.1 倍に設定した。各土層の物性値は基本的に埋立前のボーリング調査で得られた値を用いているが、Ma13 の圧縮指数 C_c については解析結果と実測沈下量の比較・考察を経て、埋立後のボーリング調査より得られた値を用いた。浚渫粘土層の物性値は 2021 年に実施された地盤調査⁶⁾の結果に基づき著者らが設定した物性値⁵⁾を用いており、特に初期間隙比については、現在の間隙比と圧縮指数から得られる e - $\log p$ 関係において、初期応力を 10kPa と仮定することで算出した。二次圧縮指数 α 、初期透水係数 k_0 、基準体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ は既往研究⁵⁾と同じ方法で設定した。また、海底地盤であるため、飽和度 $S_r=100\%$ と水の単位体積重量 $\gamma_w=9.8\text{kN/m}^3$ の仮定から土の水中単位体積重量 γ' を算出した。

本解析では沖積層である Ma13 は正規圧密粘土、更新統粘土層は疑似過圧密粘土を仮定しており、過圧密比は埋立前ボーリング調査で得られた圧密降伏応力と有効上載圧から設定した。大阪湾の更新統層の過圧密比は深度が深いほど小さくなる傾向があるため⁷⁾、Ma12 では 1.4、Ma11 では 1.35、Ma10 では 1.3 とした。

表-1 各粘土層の物性値

土層名	圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	初期間隙比 e_0	二次圧縮指数 α	初期透水係数 k_0 (m/day)	基準体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ (1/day)
浚渫粘土層	0.84	0.12	2.83	4.75×10^{-3}	5.03×10^{-4}	1.85×10^{-6}
Ma13層	0.45~0.87	0.05~0.09	1.21~2.73	$4.17 \times 10^{-3} \sim 5.07 \times 10^{-3}$	$9.15 \times 10^{-5} \sim 1.32 \times 10^{-3}$	$1.30 \times 10^{-7} \sim 2.67 \times 10^{-6}$
Ma12層	0.79~1.60	0.08~0.16	1.21~2.10	$7.80 \times 10^{-3} \sim 1.12 \times 10^{-2}$	$9.27 \times 10^{-5} \sim 2.31 \times 10^{-4}$	$2.40 \times 10^{-5} \sim 4.88 \times 10^{-5}$
Ma11層	0.44~1.40	0.04~0.14	0.96~1.76	$4.83 \times 10^{-3} \sim 1.10 \times 10^{-2}$	$9.56 \times 10^{-5} \sim 1.82 \times 10^{-4}$	$1.53 \times 10^{-4} \sim 2.68 \times 10^{-4}$
Ma10層	1.25~1.76	0.13~0.18	1.64~2.12	$1.03 \times 10^{-2} \sim 1.22 \times 10^{-2}$	$4.36 \times 10^{-5} \sim 9.60 \times 10^{-5}$	$6.61 \times 10^{-5} \sim 1.43 \times 10^{-4}$

3.2 埋立載荷工程

2021 年に実施された地盤調査⁶⁾では、夢洲の埋立土層は捨土、敷砂、浚渫粘土、良質土で構成されている。著者らは工事報告書の埋立土の単位体積重量と盛土高さから随時載荷重量を求めて、図-4 に示す埋立載荷応力の経時変化である載荷工程モデル⁵⁾を構築した。すなわち、埋立工事が行われる以前に夢洲の海底地盤には捨土が投棄されており、既往資料より捨土の層厚を 4m とし 1960 年から 10 年間で線形的に載荷されると仮定した。この層では浚渫粘土も混在するため変形を考慮している。その後、敷砂を

載荷した後に浚渫粘土を載荷した。また、敷砂の載荷開始時に Ma13 上部・捨土に SD を発生させ、良質土の載荷開始時に浚渫粘土層に PBD を発生させ、実工程に合わせた排水促進効果をモデル化した。浚渫粘土層では現在の層厚に合うように繰り返し計算を経て投入量を求め、各要素の初期応力を 10kPa と仮定し、それに相当する要素厚さから浚渫土層の初期層厚を 23m とし、残りの載荷量を良質土で載荷した。図-4 の縦軸に示す載荷応力はこうした仮定に基づいて算定されたものとなっている。

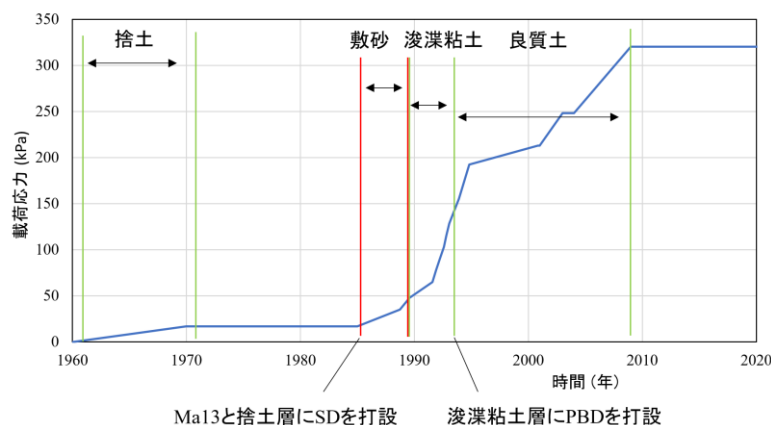


図-4 埋立施工の載荷工程モデル⁴⁾

3.3 解析結果と考察

各粘土層の過剰間隙水圧の挙動に着目することで、埋立による地盤の応力状態を確認することができる。地盤全体の過剰間隙水圧の深度分布を図-5に示す。各粘土層では上下の排水効果で、粘土層の深度中央部で最大値を有する放物線状の過剰間隙水圧分布を示している。Ma13と捨土層は接触しているため水圧のやりとりが発生するので、放物線の頂点がMa13の中央ではなくやや上部に確認される。また、埋立による载荷が完了した2009年時点では全ての粘土層で過剰間隙水圧の残留が認められるが、2020年時点ではSDを打設したMa13、捨土、浚渫粘土層、および層厚の薄いMa11Uで過剰間隙水圧はほとんど消散している。さらに、2070年時点では全ての粘土層で圧密がほぼ完了している。

各粘土層の深度中央部の過剰間隙水圧の経時変化を図-6に示す。沖積粘土層Ma13では1988年にSDが打設されたため、第一段階の埋立により約190kPaの载荷応力を受けているが、過剰間隙水圧は49kPa程度の発生量に留まっている。

2001年から行われた第二段階の载荷が行われる直前にはほぼ消散していることがわかる。第二段階の埋立を開始してからはSDによる排水効果と埋立による载荷で、過剰間隙水圧は増減しているが、最後の埋立が行われた2009年からは単調減少しており、2015年時点ではほぼ消散している。

これに対して地盤改良を行っていない更新統粘土層については各層の特性に応じて異なる挙動を示している。最上位のMa12では第一段階の埋立で66kPa程度、第二段階の埋立で65kPa程度発生し、その後緩やかに消散している。2020年時点では10kPa程度の過剰間隙水圧が残留し、水圧消散にともなう沈下が今後も続くと予想される。Ma11では層厚が薄く透水性も高いため、特にMa11Uでは過剰間隙水圧の発生量は小さく、早期に消散していることがわかる。2020年時点ではMa11U、Ma11Lともにほぼ圧密が完了している。Ma10は出現深度が深く初期応力が大きいいため圧密降伏応力も大きく、埋立による载荷後も応力状態が擬似過圧密状態にとどまるため排水が速やかに行われる。そのため、载荷応力318kPaに対して、過剰間隙水圧の発生量は41kPa程度にとどまり、2020年時点でも17kPa程度の残留となる。

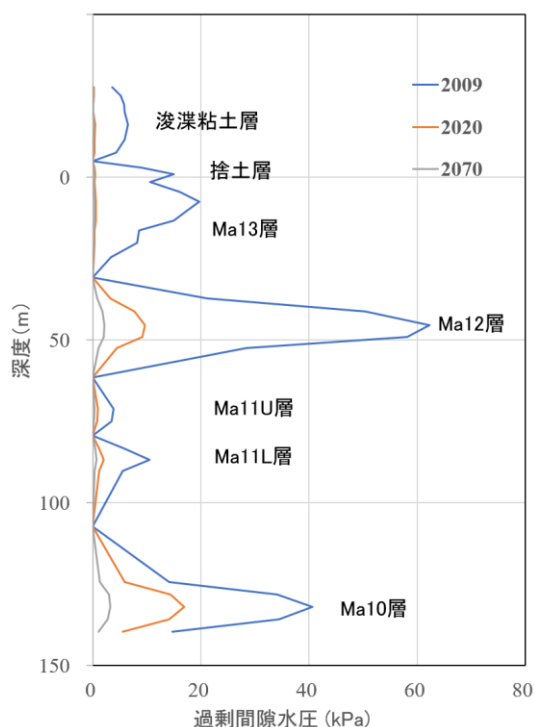


図-5 埋立に伴う過剰間隙水圧の深度分布



(a) Ma13



(b) Ma12



(c) Ma11U



(d) Ma11L



(e) Ma10

図-6 各粘土層の過剰間隙水圧の経時変化

各粘土層の時間一沈下関係を図-7 に示す。図-7 より、埋立による粘土層ごとの圧密挙動を確認することができる。更新統粘土層 (Ma12, Ma11U, Ma11L, Ma10) については埋立初期には擬似過圧密領域にあるため大きな圧縮は示さないが、沖積粘土層 (Ma13) では SD を打設した 1985 年から沈下量が增大する。浚渫粘土層では PBD を打設した 1993 年から沈下量が增大する。浚渫粘土層の沈下速度は沖積粘土層 (Ma13) よりも大きい。2020 年時点で沖積粘土層 (Ma13) の沈下量は 5.4m, 更新統粘土層 (Ma12, Ma11U, Ma11L, Ma10) の沈下量は 4.3m となった。また、2020 年以降で新たな荷重がない場合、沈下は主に更新統粘土層で発生しており、更新統粘土層で緩やかな長期沈下が起こることがわかる。2070 年時点で沖積粘土層 (Ma13) はほぼ沈下は収まっており、沈下量は 5.5m と予測される。また、2070 年時点で更新統粘土層全体の沈下量は 5.0m と予測される。

沖積粘土層 (Ma13) と更新統粘土層の長期沈下への寄与を明確にするために、Ma12 天端の沈下を更新統粘土層の沈下として、更新統粘土層、沖積粘土層および浚渫粘土層の時間一沈下関係を図-8 に示す。荷重初期は沖積粘土層の沈下量が大部分を占めるが、時間の経過とともに更新統粘土層の割合も増えていくことがわかる。

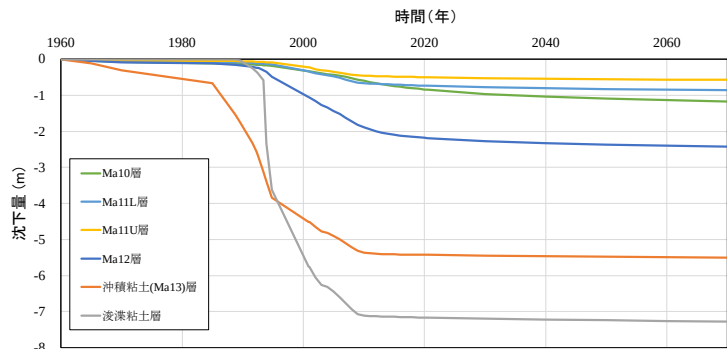


図-7 各粘土層の時間-沈下関係

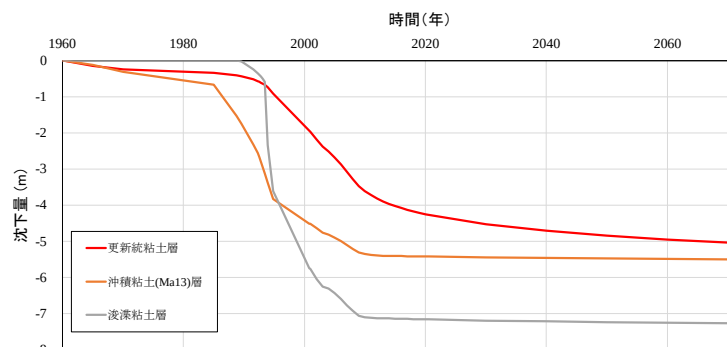


図-8 更新統粘土層、沖積粘土層、浚渫粘土層の時間-沈下関係

4. おわりに

大阪湾の埋立地の一つである大阪港夢洲を対象として、関西圏地盤情報ネットワーク (KG-NET) の地盤情報データベースを用いて埋立前の初期地盤モデルを構築し、海底地盤の物性値と埋立荷重工程を設定するとともに、圧縮を伴う浚渫埋立土のモデル化を併せて、一次元弾粘塑性有限要素法による地盤変形解析を実施した。解析結果より、SD を打設した Ma13 と捨土、PBD を打設した浚渫粘土層、および層厚が薄い Ma11U では過剰間隙水圧が早期に消散することが予測された。また、2070 年時点では全ての粘土層でほぼ圧密が完了していることが予測された。

謝辞：この研究は関西圏地盤情報ネットワーク (KG-NET) のボーリングデータベースを利用して検討を行いました。この場を借りて深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) KG-NET・関西圏地盤情報協議会：関西圏地盤情報データベース, 2023.
- 2) 公益社団法人地盤工学会：全国電子地盤図の作成と利用に関する研究委員会，全国電子地盤図の作成と利用に関する研究報告書，p.39, 2014.
- 3) Sekiguchi, H.: Rheological characteristic of clays, Proc. 9th ICSMFE, 1, pp.289-292, 1977.
- 4) 関口秀雄・柴田徹・藤本朗・山口博久：局部荷重を受けるパーティカル・ドレーン打設地盤の変形解析，第 31 回土質工学会シンポジウム発表論文集，pp.111-116, 1986.
- 5) 三村衛・井関康晶：埋立柱としての浚渫粘土層の変形を考慮した夢洲地盤の変形解析，Kansai Geo-Symposium 2023, pp.181-185, 2023.
- 6) 公益社団法人地盤工学会関西支部：夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会，夢洲 2 区，3 区の層別沈下計の設置に伴う地盤調査土質試験結果最終報告書，2022.
- 7) Mimura, M. and Jang, W.: Description of Time-dependent Behavior of Quasi- overconsolidated Osaka Pleistocene Clays Using Elasto-viscoplastic Finite Element Analyses, Soil and Foundations, Vol. 44, No. 4, pp. 41-52, 2004.

夢洲2区(万博用地)の沖積粘土層・洪積粘土層の不均質性を考慮した沈下予測

○岡田広久¹・大島昭彦²・塩崎一樹³¹大阪公立大学大学院・²大阪公立大学都市科学・防災研究センター・³大阪市計画調整局

1. はじめに

1977年に埋立が開始された人工島である夢洲は大阪・関西万博や統合型リゾート（IR）の事業用地として利用される予定にある。大阪・関西万博の開催地となる夢洲2区では、1988年頃から浚渫粘土の処分地とされ、浚渫粘土層の減容化を図るため、これまでに2度のプラスチックボードドレーン（PBD）の打設と地下水位低下工法の併用による地盤改良が行われてきた。一方で、浚渫粘土層の下部にある沖積粘土 Ma13 層でも圧密沈下の促進を目的に、事前にサンドドレーン（SD）工法と地下水位低下工法が行われた。既報1)では、浚渫粘土層を対象に地盤調査で得られた土質特性（物理・圧密特性など）を基に埋立履歴と地盤改良履歴を再現して短期的な圧密沈下予測を行った。また、既報2)では2022年7月に新たに設定された計画標高を満足するための追加盛土量の算定を行った。しかし、長期的な圧密沈下を予測するためには Ma13 層以深の圧密特性を正確に捉えることと、それによる圧密沈下計算手法が必要となる。

本論文では、沖積粘土 Ma13 層および洪積粘土 Ma12 層・Ma11 層を対象に、地盤調査で得られた土質特性を基に圧密沈下の再現計算を行った。また、Ma13 層以深における今後の沈下予測も報告する。

2. 土質特性

図-1に夢洲全体の区分けを示す。1区は一般廃棄物の処分地、2、3区は浚渫土および建設残土の処分地、4区はコンテナターミナル用地である。3区はIRの事業予定地であり、2区の赤破線で示す範囲（約30ha）が万博の盛土造成地である。図-2に夢洲2区の拡大図として、2021年6月に行った地盤調査位置（○）と地点A～Jの10ヶ所の沈下計測地点（観測台、●）を示す。地盤調査は Ma13、Ma12、Ma11 層の約120mまで実施し、乱れの少ない試料をサンプリングし、各層で土質試験を行った。沈下計測地点では、Ma13 層の上部と Ma12 層の上部に沈下計が設置されている。この2つの計測値の差を取ることで Ma13 層の沈下量を把握することができる。図-3に夢洲の Ma11 層までの地盤構成を示す。図中の標高は調査時点の高さである。Ma13 層では浚渫粘土の投入前にφ400mmのSDが四角形配置の3.5m間隔で Ma13 層の途中まで打設されている。本論文では Ma13 層のうちSDが打設されている層を「改良層」、打設されていない層を「無改良層」とする。また、敷砂層には排水井戸が設置されており地下水位低下による圧密促進を行っている。Ma11 層は途中に砂層があるため、上層（Ma11U層）と下層（Ma11L層）に分けられる。なお、ボーリング調査時点において、現地では盛土を施工する前であった（図-3に示した盛土層は無い状態）。

図-4に浚渫粘土層から Ma11 層までの自然含水比 w_n 、液性限界 w_L 、塑性限界 w_P の深度分布を示す。Ma13、Ma12、Ma11U、Ma11L 層の w_L は西大阪地域の典型的性状で、上下部で低く中央で高い弓型分布を示しており不均質な粘土層であることが分かる。これは海進から海退に向かう堆積環境の変化によるものである。図-5に浚渫粘土層から Ma11 層までの圧密降伏応力 p_c と調査時点の有効土被り圧 p_0 の深度分布を示す。各粘土層とも p_c は p_0 とほぼ同じかやや低くなっており、調査時点において Ma13 層は未圧密状態、Ma12、Ma11U、Ma11L 層は正規圧密に近い状態である。

図-6(1)に Ma13 層の深度ごとの圧縮曲線 ($\log f$ - $\log p$ 曲線)を示す。ただし、縦軸は体積比 f を対数軸にとって表している。これは $\log f$ の方が両関係の線形性が高く、粘土の性状として本質的な関係であると考えているためである³⁾。なお、圧縮曲線は圧密試験結果を上方へ移動させる Δf 補正⁴⁾を行った。この補正方法は圧密試験で求めた圧縮曲線を現場に適用する実用的な方法で、試験で得られた圧縮曲線の正規圧密領域の直線部を p_c （過圧密領域の場合 p_0 ）の位置で

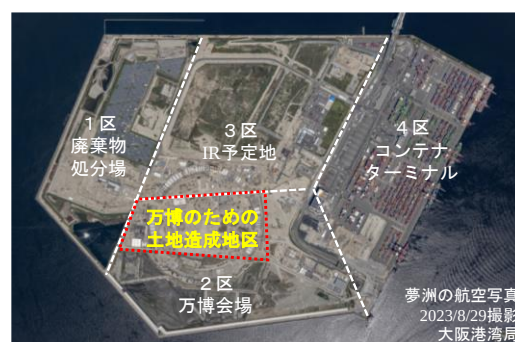


図-1 夢洲全体の区分け

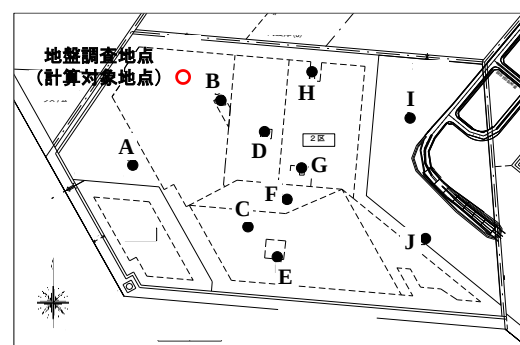


図-2 地盤調査位置と沈下計測地点の位置

Prediction of consolidation settlement considering nonhomogeneity of Holocene and Pleistocene clay layers in Yumeshima 2nd district (Expo site)
Hirohisa Okada¹, Akihiko Oshima², Kazuki Shiozaki³ (¹Osaka Metropolitan University, ²Urban Resilience Research Center of Osaka Metropolitan University, ³Osaka City Plan Coordination Bureau)

KEY WORDS: Holocene clay, Pleistocene clay, Consolidation settlement, Nonhomogeneous clay, Field measurement

初期体積比の位置まで引き上げて補正し、これを現場の正規圧密挙動とするものである。図に示している圧縮曲線は Δf 補正したものを図示している。圧縮曲線は深度方向の塑性の変化を受けて圧縮曲線の位置が上下に幅を持っており、このことから不均質な粘土層であることが分かる。図(2)の●は圧縮曲線 ($\log f$ - $\log p$ 曲線) の正規圧密領域の勾配を C_c' としたときの深度分布である。 w_L と同様、層の上下で小さく中央で大きい弓型分布を示している。なお、図中の赤線は 3. で後述する方法で求めた C_c' の深度分布を示している。図(3)は正規圧密領域の圧密係数 c_v の深度分布である。 C_c' の分布とは逆に粘土層の上下で高く中央で低い分布となっている。

図-7(1)に Ma12 層の深度ごとの Δf 補正後の圧縮曲線を示す。Ma13 層と同様に上下に幅を持っており、不均質粘土層

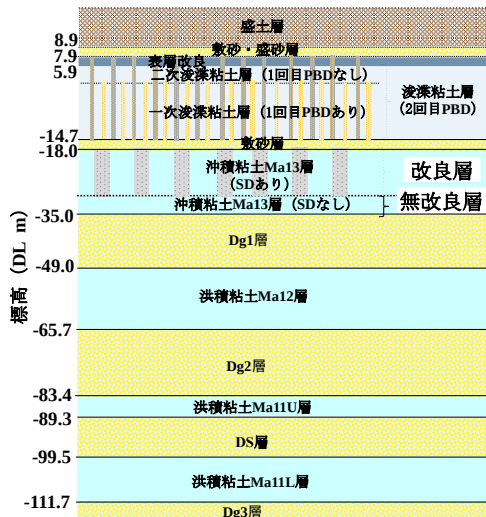


図-3 夢洲の地盤構成

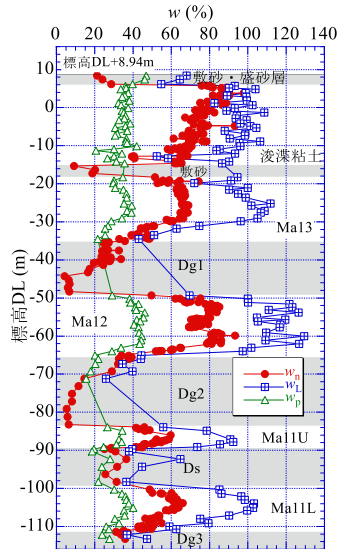


図-4 w_n , w_L , w_P の深度分布

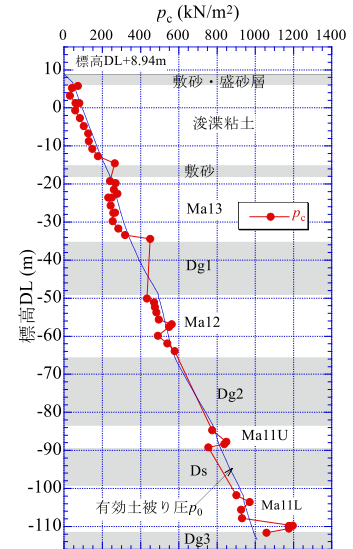


図-5 p_0 , p_c の深度分布

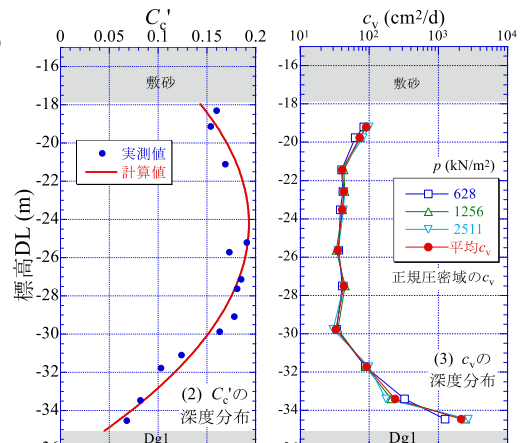
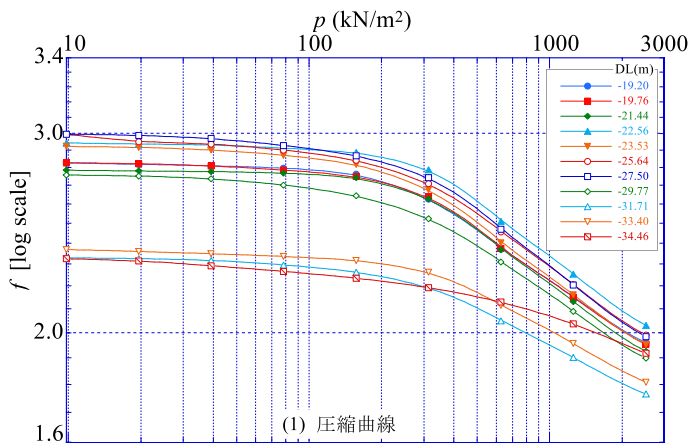


図-6 Ma13 層の圧密特性

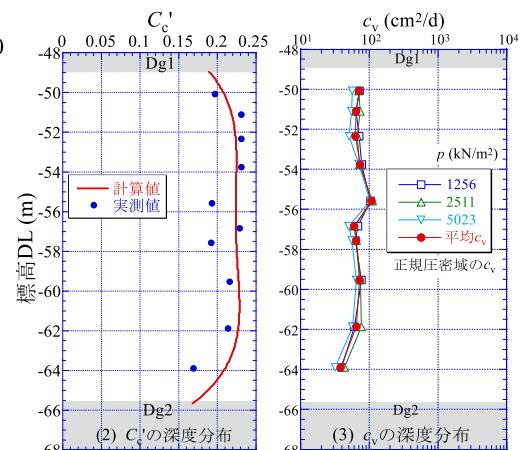
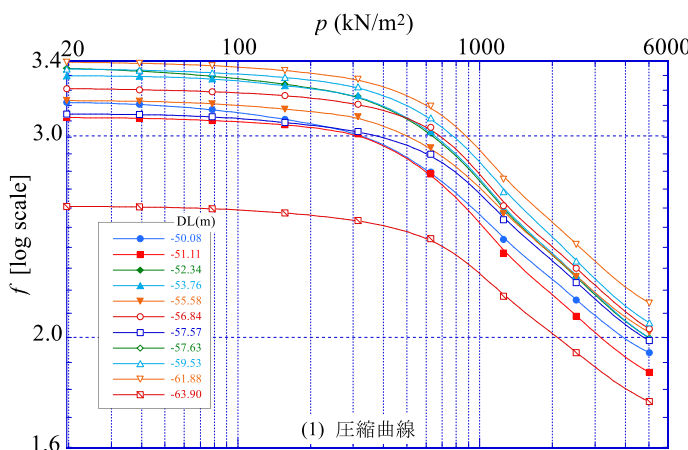


図-7 Ma12 層の圧密特性

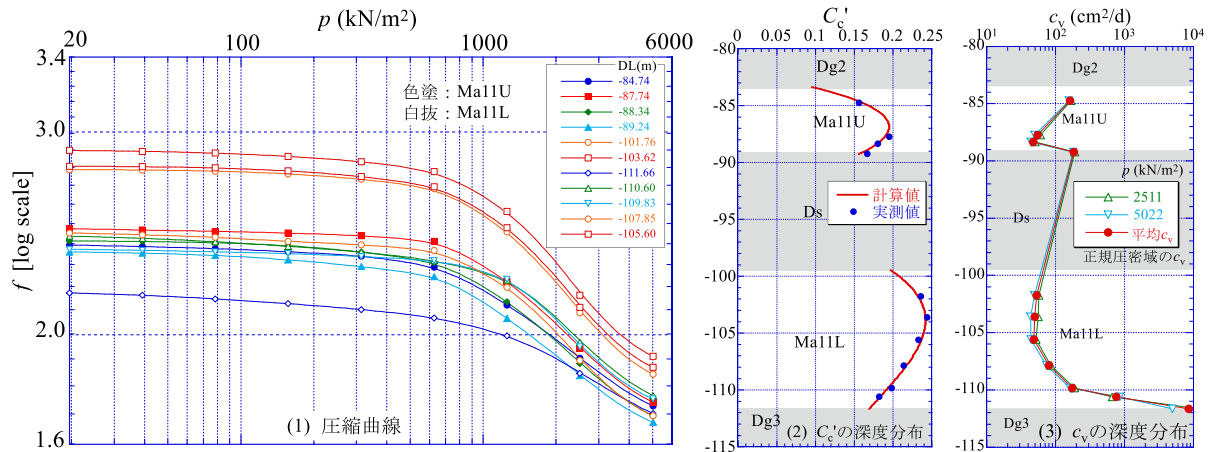


図-8 Ma11 層の圧密特性

であることが分かる。図(2)は C_c' の深度分布で Ma13 層と同様、上下で小さく中央で大きい弓型分布である。また、図中の赤線は 3. の方法で求めた C_c' の深度分布を表す。図(3)は正規圧密領域の圧密係数 c_v の深度分布で深度方向にやや前後しており下部ではやや低くなっている。

図-8(1)に Ma11U 層と Ma11L 層の深度ごとの Δf 補正後の圧縮曲線を示す。両層とも圧縮曲線の位置が上下に幅を持った不均質粘土層である。図(2)は C_c' の深度分布で Ma11U 層と Ma11L 層のそれぞれで弓型分布となっている。図(3)に圧密係数 c_v の深度分布を示す。この分布は Ma13 層と同様に Ma11U 層と Ma11L 層のそれぞれで弓型分布となっている。

3. 計算方法

文献5)で f - $\log p$ 関係による圧縮曲線での不均質粘土層の圧密沈下計算手法が提案されているが、本論文では $\log f$ - $\log p$ 関係で表した圧縮曲線が深さ方向で異なる不均質粘土層の沈下計算を行うにあたり、新たに式(1)で示す相対対数体積比 $\log f_r'$ を定義した。

$$\log f_r' = \frac{\log f - \log f_2}{\log f_1 - \log f_2} \quad (1)$$

ここに、 f_1 , f_2 はある深度における圧縮曲線のそれぞれ任意の低応力値 p_1 , 高応力値 p_2 における体積比、 f は任意の p に対する体積比である (図-9 参照)。圧密曲線の正規圧密域を $\log f = \log f_{p=1} - C_c' \log p$ 関係として定式化して ($f_{p=1}$ は $p=1\text{kN/m}^2$ のときの f の切片に相当)、式(1)に代入すると $\log f_r'$ は下式に変形できる。

$$\log f_r' = \frac{(\log f_{p=1} - C_c' \log p) - (\log f_{p=1} - C_c' \log p_2)}{(\log f_{p=1} - C_c' \log p_1) - (\log f_{p=1} - C_c' \log p_2)} = \frac{\log(p_2/p)}{\log(p_2/p_1)} \quad (2)$$

上式から $\log f$ - $\log p$ の位置や C_c' によらず p のみの関数となり、深さ方向に圧密特性が異なる不均質な粘土層でも、 $\log f_r'$ - $\log p$ 関係を用いることで計算できる。この関係式から式(3)の三笠の不均質粘土層の有限ひずみ圧密方程式⁵⁾を用いて差分計算を行った。本論文では、 $p_1=0.98\text{ kN/m}^2$, $p_2=628\text{ kN/m}^2$ (Ma13 層), 1256 kN/m^2 (Ma12・Ma11 層) で設定し計算を行った。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = c_{vr} \left[\exp(2\varepsilon) \left\{ \frac{\partial^2 \varepsilon_r}{\partial z_0^2} + \eta' \left(\frac{\partial \varepsilon_r}{\partial z_0} \right)^2 \right\} - \exp(\varepsilon) \frac{d(m_{vr} \gamma')}{d\varepsilon_r} \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial z_0} \right] + \exp(\varepsilon) \frac{\partial c_{vr}}{\partial z_0} \left(\exp(\varepsilon) \frac{\partial \varepsilon_r}{\partial z_0} - m_{vr} \gamma' \right) \quad (3)$$

次に、Ma13 層の改良層では SD ($\phi 400\text{mm}$, $\square 3.5\text{m}$ ピッチ) が打設されているため Barron 解を用いて計算を行った。無改良層では式(3)を用いて計算した。ただし、境界条件として改良層の下面と無改良層の上面の有効応力が等しいとして両層の連続性を確保した。また、地下水位の上昇によって過圧密となる場合は便宜的に膨張係数 $C_s=0$ とし、過圧密域での膨張や再沈下は生じない条件とした。

各粘土層の地盤調査時点の w_n 分布を深度方向に回帰し f を求めた ($S_r =$

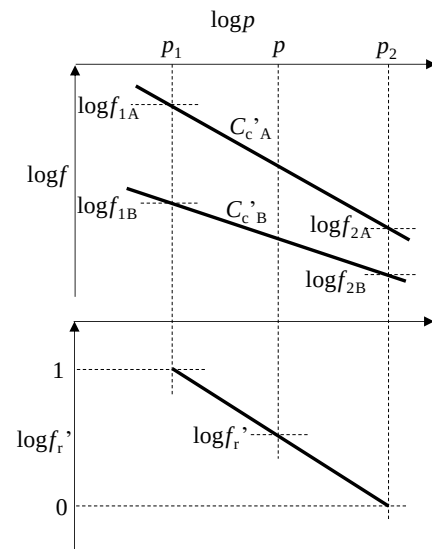


図-9 $\log f$ - $\log p$ 関係の正規化

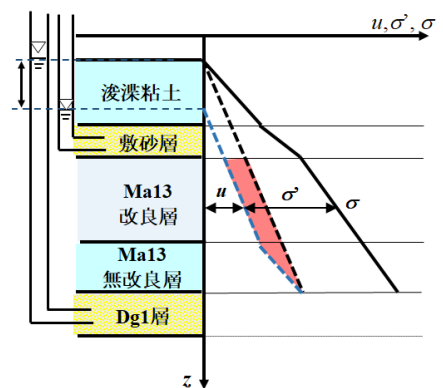


図-10 水位差による有効応力の増分

100%, $\rho_s=2.67\text{g/cm}^3$, $\rho_w=1.03\text{g/cm}^3$ と仮定)。調査時点の層厚と f から粘土層に様な有効応力 ($p_0=0.98\text{kN/m}^2$) となる原始状態の体積比 f_0 を設定して原始状態の層厚を求めた後、上部敷砂層が投入される前の自重圧密終了状態の初期体積比 f_i の深度分布と初期層厚を計算で求めた。敷砂層の敷設が完了した 1984/10/1 を $t=0$ とし、その後は既報 1) で示した浚渫粘土の投入量と盛土量を基に上載荷重を与えた。また、各粘土層の上下にある砂層を排水層として両面排水条件で計算した。ただし、Ma13 層では地下水位低下工法により図-10 に示す赤色の部分のとおり有効応力 σ' が増加する。Ma13 層上部の敷砂層の地下水位が排水井戸により低下することで、粘土層の上下で水位差が発生し、間隙水圧 u が減少した分 σ' が増加する。Ma13 層の圧密沈下計算において、地下水位低下による荷重の増減は、図-11 に示す夢洲 2 区内の複数個所で実測された地下水位観測結果の平均値から図の赤線に示すとおり簡単にしたものを用いた。なお、与える荷重増分は地下水位低下前にあった水位 DL+2.0m からの水位差を荷重増分として与えた。

圧密試験で得られる C_e' は圧密試験数が少ないため、試験数の多い w_L を深度方向に回帰し w_L-C_e' の相関関係から C_e' の深度分布を求めた (一般的に w_L は C_e' と相関関係が強い)。ここで得られた C_e' の計算値の深度分布は図-6 ~ 8(2) に示している。計算値の分布は実測値のほぼ平均的な値を通っている。

4. 計算結果

図-12 に Ma13 層の沈下が実測されている $t=13,000\text{day}$ (2020/5/5) までの算術目盛で表した圧密曲線の計算値と実測値の比較を示す。計算値は敷砂層の投入が完了した 1984/10/1 ($t=0\text{day}$) から圧密計算を開始したが、実測値は一次浚渫粘土の投入が開始された 1987/12/4 から計測されているので、その時点の実測値を計算値の沈下量に合わせた。ただし、計測途中で測点が消失して計測不能となったものもある。また、計測は造成工事の関係で $t=12,558\text{day}$ (2019/2/18) まで行っている。図の背景灰色は浚渫粘土が投入されている期間を表す。また、地下水位低下による荷重増減は先の図-11 に示したものと対応している。実測値の地点 A~J は計算対象地点と浚渫粘土の投入量や投入時期が異なるため一概に比較することは難しいが、計算を開始して $t=4,500\text{day}$ (1997/1/26) 付近までは計算値は実測値とほぼ一致している。しかしながら、 $t=4,500\text{day}$ 以降は計算値の方が小さい。この乖離は、排水井戸による地下水位低下による荷重増が地点によって異なり本計算での設定よりも大きい可能性があること、また、地点による粘土層の圧縮性が本計算での設定よりも大きい可能性があることなどが考えられる。これについては今後の課題としたい。また、計算値において DL-6.0m の水位低下から回復した $t=4,500\text{day}$ 以降から浚渫粘土投入期間中、沈下量がほぼ一定なのは地下水位 DL-6.0m ($\Delta p=78.4\text{kN/m}^2$) による荷重増を受けて粘土が過圧密状態であるためである。この状態は先の地下水位回復以降の浚渫粘土の投入量が $\Delta p=78.4\text{kN/m}^2$ を超える $t=9,000\text{day}$ 以降で解消される。実測値の $t=5,000\text{day}$ 以降でも投入中に沈下量が一定であることから計算値と同様に過圧密状態と考えられる。

図-13 に Ma12 層以深の沈下が実測されている $t=13,000\text{day}$ (2020/5/5) までの算術目盛で表した圧密曲線の計算値と実測値の比較を示す。図の背景灰色は浚渫粘土が投入されている期間を表す。実測値は Ma12 層以深の沈下量を計測しているが、計算で求めることができるのは圧密特性が得られている Ma12, Ma11U, Ma11L 層のみで Ma10 層以深の沈下量は計算できない。そこで、Ma10 層以深の計算値は隣接する人工島の咲洲、舞洲の過去の沈下計測で Ma12 層と Ma11 層以深の沈下量の比率が 4:6 となっていることから、Ma12 層の計算値にその比率をかけて便宜的に求めている。浚渫粘土の投入履歴がそれぞれの計測地点で異なるため実測値と単純比較は難しいが、計算値は実測値のほぼ平均的な沈下量となっている。なお、1998 年頃まで計算値が早く沈下しているのは c_v を圧密中一定として計算したためと考えられる。

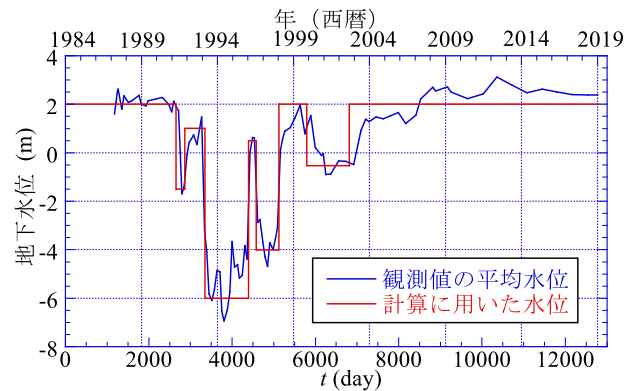


図-11 敷砂層における地下水位の経時変化

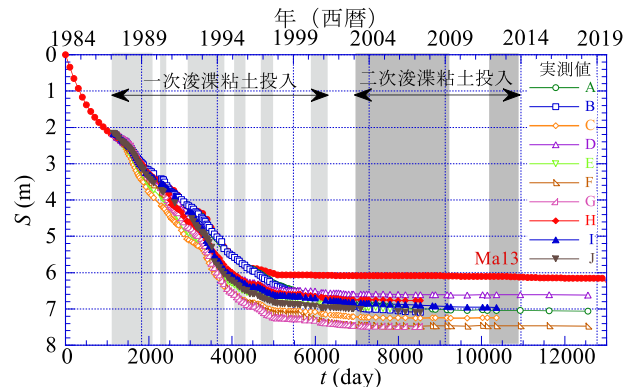


図-12 Ma13 層の計算値と実測値の比較

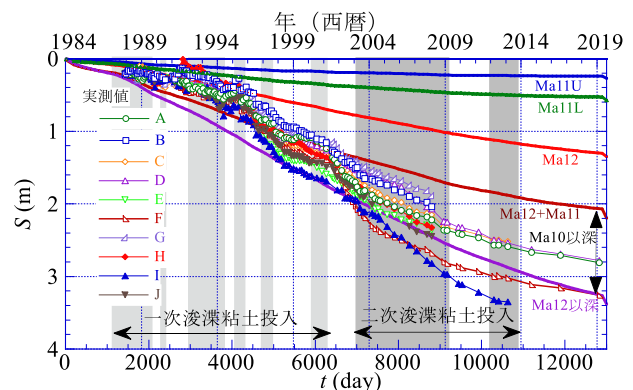


図-13 Ma12 層以深の計算値と実測値の比較

図-14に地盤調査時点($t=13,396\text{day}$)の各層の w_n の深度分布の実測値と計算値の比較を示す。図(1)に示すMa13層改良層の w_n は計算値が実測値よりも大きく、圧密が遅れている。一方、無改良層ではほぼ一致している。なお、計算値での改良層と無改良層の境界はDL-32.0mと求められた。図(2)のMa12層の w_n は計算値が実測値よりも若干大きい。図(3)のMa11層の w_n は実測値とほぼ一致している。地盤調査時点でのMa13層、Ma12層、Ma11U層、Ma11L層の実測された層厚はそれぞれ17.10m、16.70m、5.90m、12.20mで、計算値による層厚はそれぞれ17.7m、17.18m、5.80m、12.17mであり実測値と近い値となった。

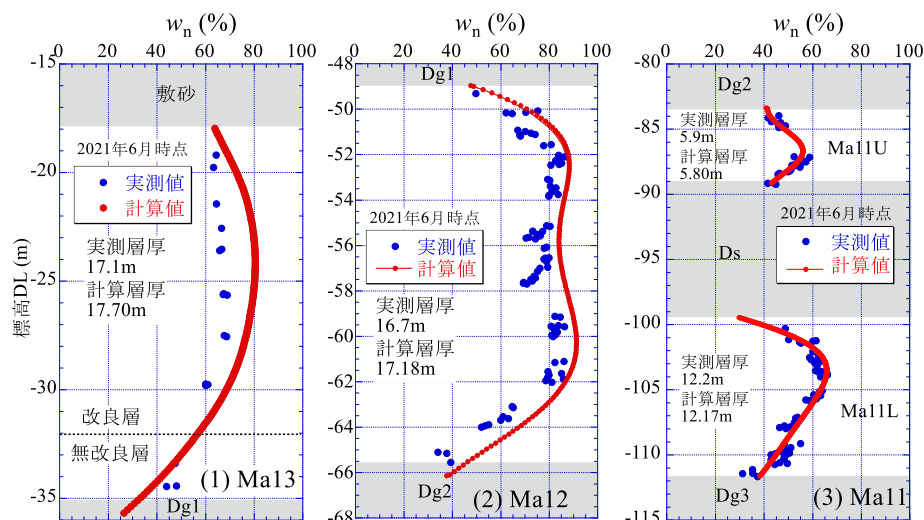


図-14 地盤調査時点における w_n の計算値と実測値の比較

図-15に地盤調査時点での各層の圧密降伏応力 p_c の実測値と有効応力 p の計算値の深度分布の比較を示す。図には調査時点の上載荷重による有効土被り圧 p_0 も示している。各層とも実測値の p_c は p_0 よりも小さく、この時点で未圧密状態である。Ma13層の改良層とMa12層では計算値の p の方が実測値の p_c よりもやや低くなっているのは、先の w_n の比較において計算値の方がやや大きいため（圧密進行がやや遅れているため）と考えられる。Ma11層では実測値の p_c が p_0 を大きく上回っているものもあり、ばらつきが大きいと考えられる。

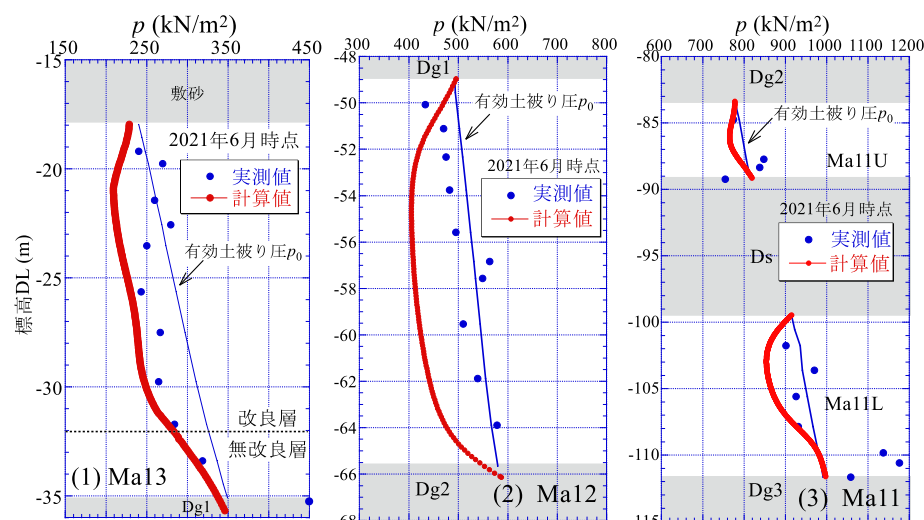


図-15 地盤調査時点における p の計算値と実測値の比較

図-16に圧密がほぼ終了した（圧密度 $U>99.0\%$ ） $t=31,000\text{day}$ （2066/11/20）までのMa13層以深の計算値と実測値の比較を示す。計算値は先で求めたMa13層とMa12層以深の沈下量を足し合わせた。また、造成工事により計測は $t=12,558\text{day}$ （2019/2/18）まで行っている。浚渫粘土の投入履歴が各計測地点で異なるため実測値との単純比較は難しいが、計算値の沈下量が実測値と比べてやや小さい。これは、先に述べたMa13層で求めた計算値の $t=4,500\text{day}$ 以降での実測値との乖離によるものである。表-1に各層の最終沈下量 S_f と万博終了時の2025年10月13日（ $t=14,987\text{day}$ ）までの沈下量及び万博終了以降の残留沈下量の計算値をまとめた。Ma13層以深の最終沈下量は14.07mで、層ごとにはMa13層が7.66m、Ma12層が2.56m、Ma11U層が0.42m、Ma11L層が0.94m、Ma10層以深は2.48m（外挿値）となった。また、万博終了時までの沈下量はMa13層以深で12.05mとなり、万博終了後の残留沈下量は2.02mとなった。この

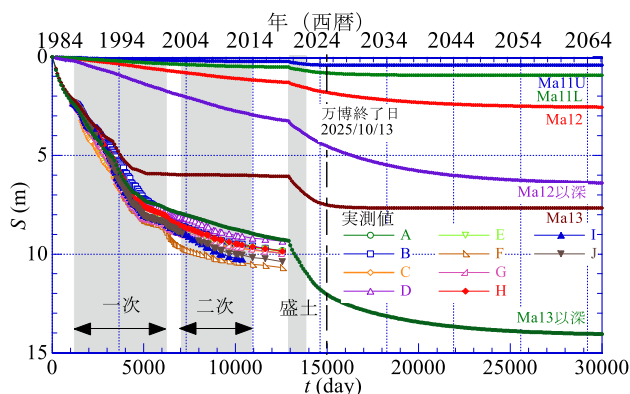


図-16 Ma13層以深の計算値と実測値の比較

表-1 層毎の最終沈下量と万博開催後の残留沈下量の予測

粘土層	最終沈下量 S_f (m)	万博終了時点 の沈下量 (m)	万博終了後の 残留沈下量 (m)
Ma13	7.66	7.51	0.15
Ma12	2.56	1.81	0.75
Ma11U	0.42	0.42	0.0
Ma11L	0.94	0.83	0.11
Ma10 以深	2.48	1.47	1.01
Ma13 以深	14.07	12.05	2.02

残留沈下量のうち大半を Ma10 層以深と Ma12 層の沈下量が占めていることが分かる。ただし、計算値の沈下量は図-16 で示した通り実測値と比べて過小であるため、最終沈下量が表の値と変わらないとすると、計算で求めた開催後の残留沈下量は過大となっている可能性がある。

図-17 に浚渫粘土層下の敷砂層に新たに設置された 9 地点の沈下板の位置を示す⁷⁾。この計測で Ma13 層以深の沈下量を計測できる。造成工事により計測地点を図-2 で示したのから切替えたため、2020/5～2021/1 までの実測値は無い。図-18 に 2021 年 3 月以降の Ma13 層以深の計算値と実測値の比較を示す。縦軸の沈下量は計算開始時点として 0m とした。実測値の沈下量は計測開始時点において計算値と合わせている。計算値は実測値より大きく沈下しているが、これは図-12 と図-16 で示したとおり $t=4,500\sim 13,000\text{day}$ の計算値の沈下量が実測値よりも過小であることから圧密が実測よりも進まず、その影響で 2021 年 3 月以降の計算値が実測値の沈下量よりも大きくなったと考えられる。

5. まとめ

本論文では、沖積粘土 Ma13 層および洪積粘土 Ma12 層・Ma11 層を対象に、2021 年 6 月の地盤調査で得られた土質特性と浚渫粘土の埋立履歴や Ma13 層の地盤改良履歴を基に、各層を不均質粘土層として圧密沈下の再現計算と今後の沈下予測計算を行った。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) 不均質粘土層に対する沈下計算手法として相対対数体積比 $\log f'$ を定義して三笠の圧密方程式を展開し、圧密沈下の再現計算を行った。Ma13 層のサンドドレーンで改良された層では Barron 解を用いて沈下計算を行った。
- (2) 沖積粘土 Ma13 層の沈下計算では $t=4,500\text{day}$ までは実測値とほぼ一致したが、それ以降では計算値の沈下量が実測値よりも小さくなった。この原因として、地下水位低下による荷重増が地点により異なり計算の設定よりも大きい可能性があること、また、地点による粘土層の圧縮性が計算での設定よりも大きい可能性があることなどが考えられる。これについては今後の課題としたい。
- (3) 洪積粘土 Ma12・Ma11 層の沈下計算では、計算値と実測値はほぼ一致した。また、調査時点の自然含水比の計算値と実測値の比較ではほぼ一致した。
- (4) 大阪・関西万博開催以降の Ma13 層以深の沈下量は 2.02m と予測された。また、この沈下量のうち Ma10 層以深で 1.01m、Ma12 層で 0.75m となり沈下量の大半を占めている。
- (5) 2021 年以降における沈下量は実測値に比べて計算値の沈下量が大きい結果となった。これは $t=13,000\text{day}$ までの計算値の沈下量は実測値よりも過小であることから、その影響を受けて計算値が過大となったと考えられる。

参考文献

- 1) 一谷浩史・大島昭彦・坂口雄人・岡田広久・大月一真：夢洲 2 区(万博用地)の浚渫粘土層の沈下予測と実測値との比較，第 15 回地盤改良シンポジウム，pp.573-580，2022。
- 2) 坂口雄人・大島昭彦・岡田広久・塩崎一樹・佐々木徹・島一郎・平原毅：夢洲 2 区（万博用地）の計画標高を満足させる盛土量と浚渫粘土層の沈下予測，Kansai Geo-Symposium 2023，pp.192-197，2023。
- 3) 岡田広久・大島昭彦：対数体積比 $\log f$ で表した圧密特性の再検討～浚渫粘土を例にして～，地盤工学ジャーナル，Vol.10，No.2，pp.187-199，2015。
- 4) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 一二分冊の 1-1，地盤工学会，p.491，2009。
- 5) M. Mikasa, N. Takada, A. Oshima and M. Kiyama：Nonlinear consolidation theory for non-homogeneous clay layers, Soil & Foundations, Vol.38, No.4, pp.205-212, 1998。
- 6) 大阪湾地盤情報の研究協議会：ベイエリアの地盤と建設一大阪湾を例として，地盤工学会，p.370-p.371，2002。
- 7) 大月一真・榊原司・白神新一朗・大島昭彦：PBD 打設機による軟弱改良地盤の土層分布の推定と層別沈下版の活用例，Kansai Geo-Symposium 2023，pp.186-191，2023。

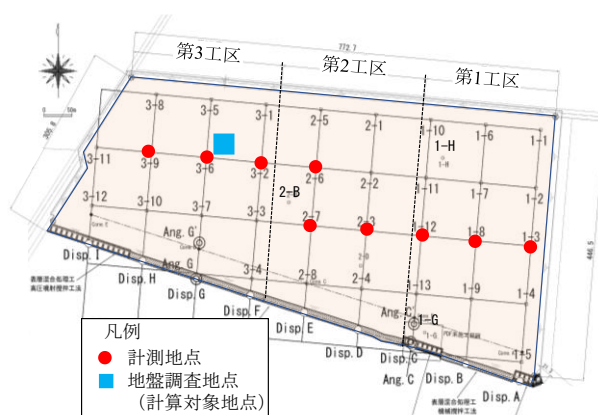


図-17 2021 年以降の調査地点

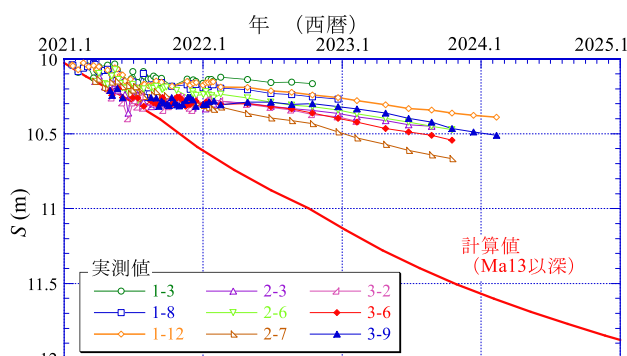


図-18 2021 年以降の沈下量の実測値と計算値の比較

ポスターセッション

液状化地盤における礫層置換による近接建物の不同沈下対策

○國澤瑞樹¹・飛田哲男²¹ 関西大学大学院理工学研究科・² 関西大学環境都市工学部

1. はじめに

2023 年トルコ-シリア地震¹⁾では、トルコ南東部などで地震および液状化による深刻な被害²⁾が生じた。東アナトリア断層上に位置する Golbasi では、多くの建物が杭ではなく浅い基礎（1~2m 程度）で支持されており、液状化によって沈下や傾斜の被害が特に深刻であった。3, 4 階建ての建物でも同様の液状化による被害が見られた。日本においても、過去の地震で液状化による大きな被害が発生しており、戸建て住宅の沈下や傾斜が報告³⁾⁴⁾されている。建物が液状化により沈下・傾斜する傾向として、隣接する建物の方向に引き込まれるように不同沈下することが確認されている⁵⁾⁶⁾。これは、隣接する建物の荷重が地盤内において相互干渉することにより隣接する建物直下の地盤内の鉛直応力が大きくなることに起因している⁷⁾と考えられている。

既往の液状化対策は、地盤改良により地盤の密度を増加させる⁷⁾⁸⁾ことで地盤が液状化しないようにする手法や、杭で支持することが一般的である。しかしながら、これらの対策は一般的に高価であることから経済性の面で適用が困難な場合が多い。眞野ら（2016）の研究⁹⁾では、戸建て住宅など小規模構造物に対して構造物の外周直下を礫で置換する液状化被害軽減対策が提案されている。基礎の外周の地表付近に排水性の高い礫層を設けることで、地表面への排水経路を確保し、地盤が液状化に至っても構造物の傾斜を大幅に小さくできることが遠心模型実験によって確認されている。

本研究では、トルコの Golbasi で見られた 3, 4 階建ての浅い基礎を有する建物 2 棟が近接している場合を対象として、建物周囲の表層地盤を礫層により置換する対策の適用性を数値解析によって確認する。本対策では、礫層の透水性に着目し透水係数を変化させたパラメトリック解析を行う。また、置換する礫層の範囲についても検討する。

2. 礫を用いた対策法について

地下水位の高い場所、もしくは何らかの要因により地下水位が上昇した場所において、地震など連続した振動が加わることで間隙水圧が増加し有効応力が減少する。液状化による建物の沈下に影響を与える要因は様々なものが考えられるが、その一つとして排水能力が挙げられる。排水能力の高い層は、過剰間隙水圧の発生やその後の沈下を抑制する¹⁰⁾。そのため、建物周辺部において、排水能力を向上させることにより液状化の発展を抑制できると考えられる。

本研究では、図-1 に示すように建物の基礎下部全面およびその周辺に透水性の高い礫層（以下、礫層とする）を設ける対策を検討した。また、2 棟の建物が隣接している場合においては、2 棟の建物の荷重が地盤内において相互干渉することで、隣り合った建物の方向へ傾斜する（2 棟の内側の沈下量が大きくなる）傾向があることから、建物の基礎下部全面とその周辺ではなく、2 棟の内側のみに礫層を用いた対策（図-2）でも効果があると考えられる。これらの礫層置換による対策は、地盤表層部で行うため深部地盤での液状化を抑制することはできないが、建物の被害は軽減できると考えられる。本対策は、建物下部全面を対象とした礫層置換であり、外周部のみに限定されるものではない。

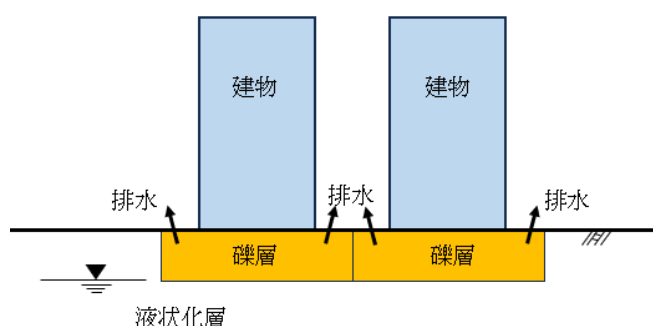


図-1 礫層置換による対策模式図

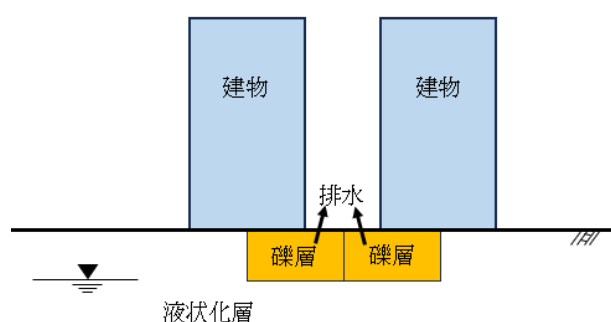


図-2 内側のみの礫層置換による対策模式図

Measures against uneven settlement of buildings standing side by side in liquefiable ground

Mizuki Kunisawa¹, Tetsuo Tobita² (¹Kansai University, ²Kansai University)

KEY WORDS: Liquefaction, Differential settlement, Adjacent structures, Drain, Numerical analysis

3. 解析モデル

本研究では、液状化を対象とする耐震設計の分野で広く活用されている、二次元有効応力解析プログラム FLIP ROSE^{11) 12)}を用いて解析を行う。地盤のモデルとして、液状化による深刻な被害が確認されたトルコの Golbasi を対象とする。地盤の解析パラメータについては、Golbasi の表層地盤の N 値が 5 程度¹³⁾であることと細粒分含率 $F_c = 15.2\%$ であることから、簡易パラメータ設定法 (FLIPCSIM)¹⁴⁾を用いることで決定した。現地での報告¹³⁾から、地下水位は GL -1 m と設定した。本解析で用いた地盤パラメータおよび液状化パラメータと液状化強度曲線を表-1、表-2、図-3 に示す。また、建物のモデルパラメータを表-3 に示す。2 棟の建物については、高さ 10 m、幅 5 m、2 棟間の離隔 1.0 m、一般的なコンクリート造りの家屋が基礎地盤に与える荷重が 2.8~3.0 t/m²であることから見かけの密度を 0.7 Mg/m³とし建物の接地圧をおよそ 70 kN/m²と設定した。また、どちらの建物も偏心しておらず重心は建物の中心にある。対策の有無による被害の程度を簡便に比較するため、建物基礎の根入れ深さを一律に 0 m として設定した。この設定により、液状化による地盤の挙動が建物に与える影響を明確に把握できる。

地盤モデル (図-4) の幅は 200 m、液状化層厚を 20 m、節点数 6,795、要素数 11,520 とした。地盤モデルの底面、側面は粘性境界と設定した。建物は地盤モデルの中央部分に配置し、建物モデルと地盤モデルの結合を行っているため剥離や滑動は発生しない。

礫層を用いた対策では、図-5 に示すように建物の基礎周囲全体に礫層を配置する対策 (以降、両面对策とする) と、2 棟の建物の内側のみに礫層を配置する対策 (以降、片面对策とする) を行いその効果を検討する。両面对策では図-5 (a) のように、建物の端から水平方向に 1.0 m、深さ 1.0 m に礫層を配置する。片面对策では図-5 (b) のように、建物の内側の端から建物の幅 5.0 m の半分である 2.5 m までに礫層を配置する。2 棟の間の部分においても礫層を配置し、礫層の深さは両面对策と同様に 1.0 m とした。本研究では、礫層の透水係数を変化させることにより、建物の液状化による被害軽減を目標としている。液状化層の透水係数は 1.0×10^{-4} m/sec であり、表-4 に示すように両面对策 (Case 1~Case 4) および片面对策 (Case 5~Case 8) それぞれについて礫層の透水係数を 2.0×10^{-4} ~ 5.0×10^{-4} m/sec まで増加させ、計 9 ケースの解析を行った。液状化による沈下量を比較するため、各建物下端の隅角部 2 箇所を変位出力節点としている。

Golbasi では、2023 年 2 月 6 日 Mw7.8 の地震動が記録されていなかった。そのため、Golbasi から南西に約 45 km 離れているが、入手できる地震動の中で最も Golbasi に近い Pazarcik で観測されたデータ¹⁵⁾ (図-6) を入力地震動として用いた。この地震動は、最大加速度 21.7 m/s²、EW 成分である。

表-1 解析用地盤物性値

単位			
質量密度	ρ_t	1.589	Mg/m ³
間隙比	n	0.470	
平均有効拘束圧	p_a	73.5	kN/m ²
初期せん断剛性	G_{ma}	38231	kN/m ²
せん断抵抗角	ϕ_f	33.0	degrees
体積弾性係数	K_{La}	99700	
最大減衰定数	H_{max}	0.24	

表-2 液状化パラメータ
(カクテルグラスモデル)

ϕ_p	28.0°	q_1	1.0
ε_d^{cm}	0.4	q_2	1.0
r_{ed}^c	1.5	q_4	1.0
r_{ed}	1.0	S_1	0.005
r_k	0.2	c_1	2.02
l_k	2.0	q_{us}	0

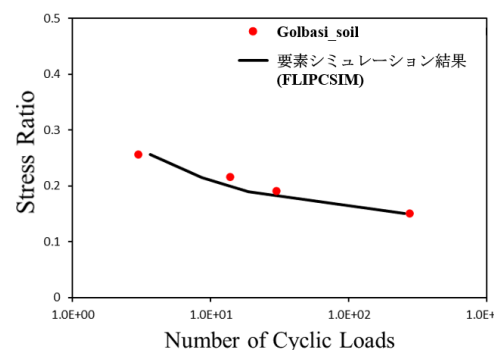


図-3 液状化強度曲線¹⁴⁾

表-3 建物業性値 (線形平面要素)

単位			
質量密度	ρ_t	0.7	Mg/m ³
ヤング率	E	8.1E+07	kN/m ²
ポアソン比	ν	0.3	

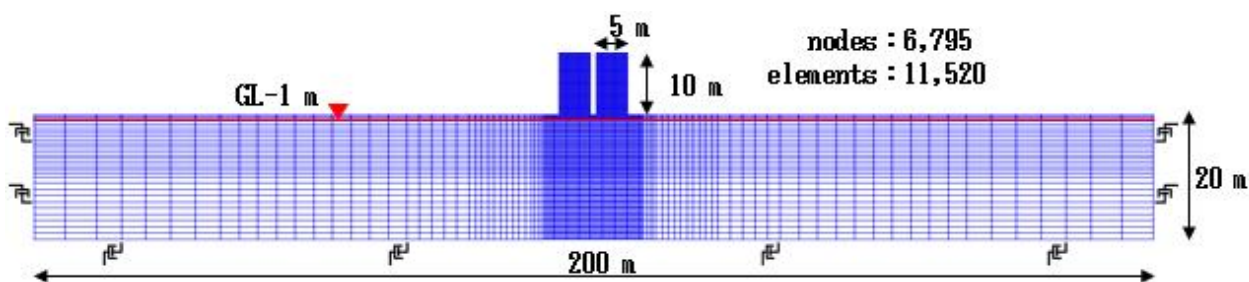
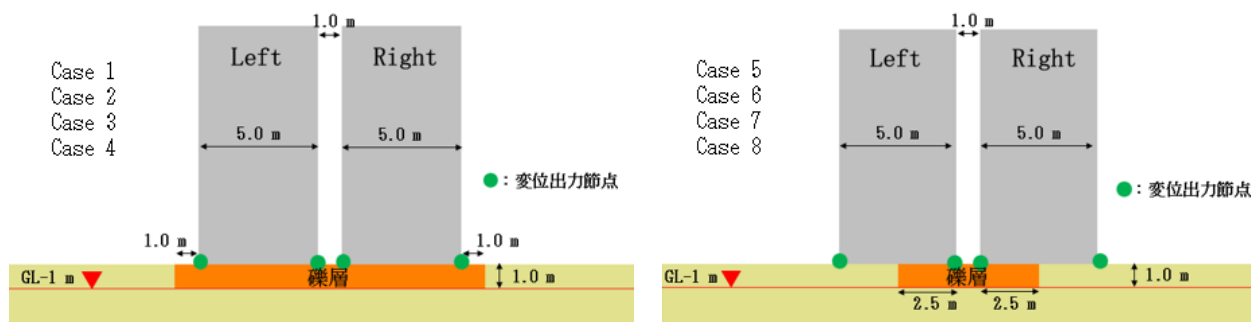


図-4 解析モデルメッシュ図



(a) 両面対策

(b) 片面対策

図-5 解析における礫層を用いた対策図

表-4 礫層の透水係数一覧

	透水係数(m/sec)
無対策	1.0×10^{-4}
両面対策	
Case 1	2.0×10^{-4}
Case 2	3.0×10^{-4}
Case 3	4.0×10^{-4}
Case 4	5.0×10^{-4}
片面対策	
Case 5	2.0×10^{-4}
Case 6	3.0×10^{-4}
Case 7	4.0×10^{-4}
Case 8	5.0×10^{-4}

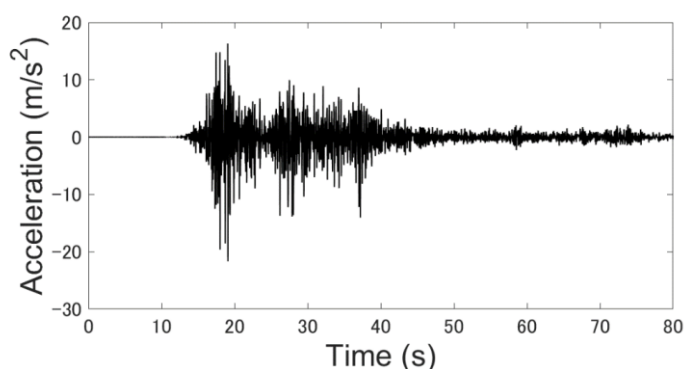
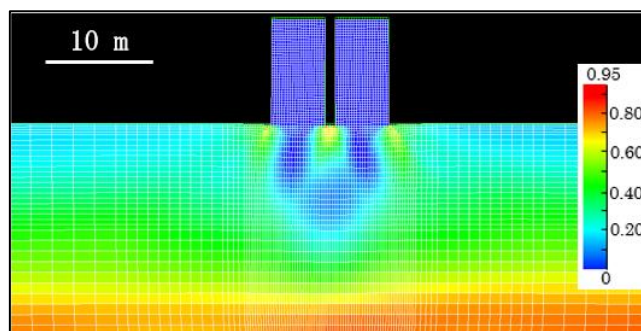


図-6 入力加速度時刻歴

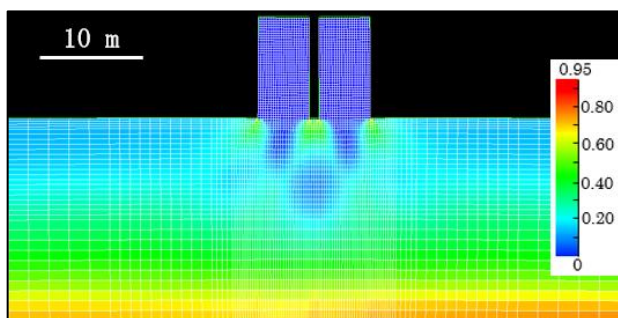
観測点 : Pazarcik (TK/4614) ¹⁵⁾

4. 数値解析結果

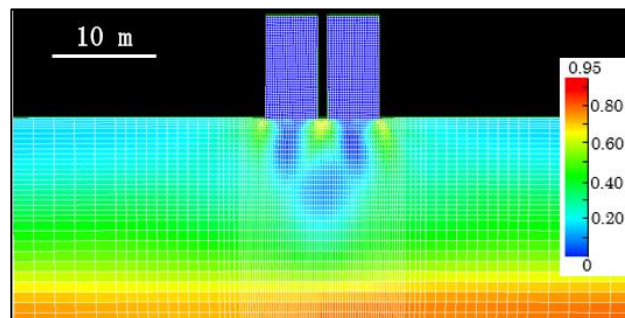
無対策および、透水係数が 5.0×10^{-4} m/sec のときの両面対策と片面対策の解析終了時の変形図を図-7 に示す。なお、本論文では解析開始から 80 秒が経過した時点解析終了時としている。また、図-7 には、地盤中の過剰間隙水圧比を最大値 0.95 (赤)、最小値 0 (青) としてコンター図で示す。図-7(a)-(c) のいずれのコンター図でも、建物直下部分においては、過剰間隙水圧比が 0~0.20 程度の値となっており、建物の荷重による拘束圧の影響により周辺の部分と比較して過剰間隙水圧比が小さくなっている。地盤表層での 2 棟の建物の間や周囲の部分においては、無対策と片面対策では 2 m 程度の深さまで過剰間隙水圧比が 0.60~0.70 の値 (黄) となっているのに対し、両面対策では、0.60 を超えるような部分はほとんどなく、多くは 0.40~0.50 程度の値 (緑) となっている。さらに、それぞれの建物の端から 2 m ほど水平方向に離れた地盤表層についても、過剰間隙水圧比が 0~0.20 と小さい範囲 (青色) が、両面対策の場合では地表から 5 m ほど深くまで広がっている。2 棟の建物の内側と外側の両面に施した礫層が、間隙水圧の消散を促進し過剰間隙水圧比を低く抑えることに寄与したと考えられる。図-7(a) 無対策と図-7(c) に示す Case 8 のコンター図では、ほとんど変化はみられない結果となった。そのため、内側のみの対策では過剰間隙水圧比上昇の抑制効果は小さいといえる。



(a) 無対策



(b) Case 4 (両面对策)



(c) Case 8 (片面对策)

図-7 解析終了時の変形図（過剰間隙水圧比コンター）

2 棟の建物の沈下および傾斜を検討するにあたり、左右の建物を区別するため図-5 に示すように左側の建物を”Left”，右側の建物を”Right”とした。また、図-7 の変形図と同じく解析終了時の値を用いて沈下量・傾斜を検討する。建物の左右の端で沈下量が異なっているため、それぞれの建物底面の左右の端の沈下量の平均を沈下量としている。建物の傾斜角は、建物底面長さから相対沈下量より計算される傾斜角を用いており、2 棟の建物が内側に傾斜したときの角度をプラスとしている。両面对策の場合の透水係数と沈下量、傾斜角の関係をそれぞれ図-8、図-9 に、片面对策の場合の透水係数と沈下量、傾斜角の関係をそれぞれ図-10、図-11 に示す。左右 2 棟の建物は同一モデルとしているが、地震動特性の影響により傾斜角は左右の建物で異なった値となっているが、地震動の極性を反転させると傾斜角も反転することを確認している。

無対策の場合の沈下量は、Left、Right とともに約 0.22 m であった。両面对策を実施した Case 4 では、約 0.15 m であり、0.07 m ほど沈下量が減少した。Case 1 から Case 4 まで透水係数の増加に伴い一様に沈下量が減少しているわけではないが、傾向として透水係数の増加に伴い沈下量は減少すると考えられる。図-7 でも見られたように、礫層の影響により過剰間隙水圧が抑制されることで建物の沈下軽減につながっていると考えられる。しかしながら、透水係数と傾斜角の関係では、Left は無対策が 0.50 度、Case 4 が 0.49 度でありほとんど変化がなく、Right は無対策が 0.28 度、Case 4 が 0.30 度となり透水係数が大きくなるにつれて傾斜角も大きくなる結果となった。両面を対策することにより建物の左右の端が同じ量だけ沈下量が減少することで傾斜角については、変化があまり見られない結果となったと考えられる。片面对策における透水係数と沈下量の関係（図-10）では、Case 8 での沈下量が約 0.20 m である。両面对策の場合と比較すると透水係数の増加に伴う沈下量の減少量は小さくなっているが、傾向としては同様に沈下量が減少しており、低減効果が確認できる。

Case 4（沈下低減量 = 0.07 m）と Case 8（沈下低減量 = 0.02 m）の比較では、片面对策の効果は両面对策の効果の約 29% である。また、片面对策での透水係数と傾斜角の関係においては、両面对策の場合とは異なり左右どちらの建物も傾斜角の増加はみられなかった。Case 8 での傾斜角は、Left で 0.48 度、Right が 0.26 度でありほとんど変化はないが、両面对策と比較すると僅かに減少する傾向がある。2 棟の建物の内側のみを対策することで内側の沈下量が低減されるが、外側には対策を行っていないため、建物の外側と内側での沈下量の差が小さくなり結果的に傾斜角も小さくなる傾向となったと考えられる。

沈下量の抑制においては、両面对策の方が片面对策よりも効果が大きい、片面对策でも両面对策の約 29% の抑制効果が確認できた。また、傾斜角においては両面对策よりも片面对策の方が傾斜角低減の傾向がみられた。したがって、建物基礎直下および周辺の全体ではなく、隣接する 2 棟の建物の間となる内側の部分のみ礫層による対策を実施するだけでもある程度の液状化による被害低減に寄与するものと推察される。

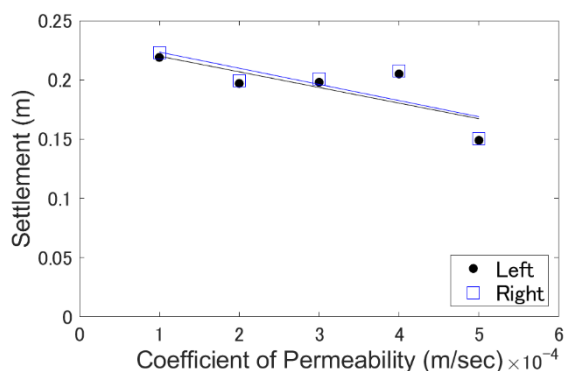


図-8 両面対策における透水係数と沈下量の関係

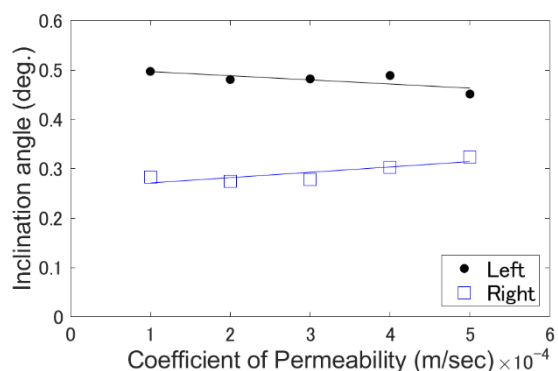


図-9 両面対策における透水係数と傾斜角の関係

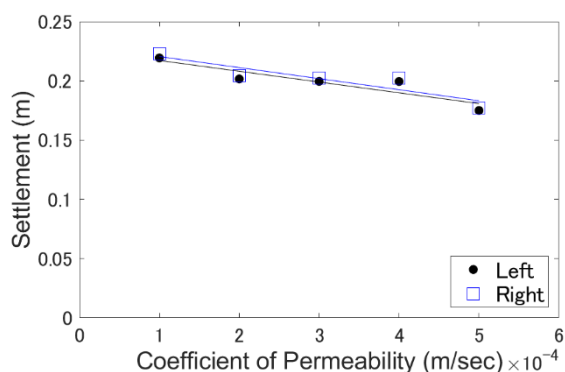


図-10 片面対策における透水係数と沈下量の関係

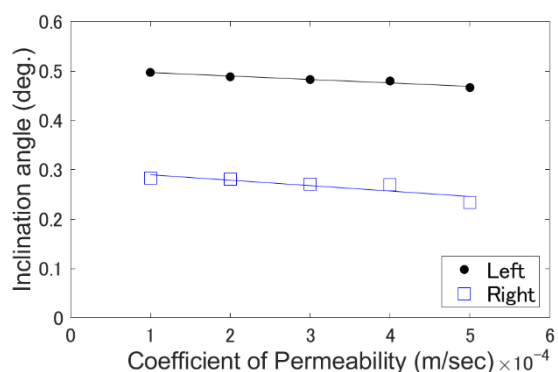


図-11 片面対策における透水係数と傾斜角の関係

5. まとめ

本研究では、浅い基礎を有する建物の深刻な液状化被害が確認されたトルコの Golbasi を対象として、2 棟の建物が隣接している場合において透水係数の高い礫層を用いた対策法の有効性についてパラメトリック解析により検討した。液状化被害を軽減する対策法は様々であるが、その経済性についても考慮する必要がある。本解析は、2 棟の建物周辺の地盤表層部分を礫層で置換するものであり、パラメトリック解析により液状化による建物の沈下を抑制する傾向があることが示された。主に以下の結論が得られた。

- 過剰間隙水圧比の抑制効果については、片面対策では効果は小さく、2 棟の建物の外側も含めた両面対策が効果的であった。特に、両面対策により建物直下および建物周辺の過剰間隙水圧比が顕著に低減された。
- 両面対策において、透水係数の増加に伴い沈下量が減少する傾向が見られた。無対策の場合では約 0.22 m の沈下が、礫層の透水係数を 5.0×10^{-4} m/sec とすると約 0.15 m の沈下となり 0.07 m の沈下量低減効果が確認できた。
- 片面対策の場合では、沈下量の低減量は両面対策と比較して約 29% の効果であるが、透水係数の増加に伴う沈下量減少の傾向は確認された。
- 無対策の場合の傾斜角は、Left が 0.50 度、Right が 0.28 度であった。透水係数が 5.0×10^{-4} m/sec の場合で傾斜角を比較すると、両面対策では Left が 0.49 度、Right が 0.30 度であり 2 棟の建物に一貫した傾向はみられなかった。一方、片面対策では Left が 0.48 度、Right が 0.27 度であり、また透水係数と傾斜角の関係からも僅かではあるが傾斜角減少の傾向が確認された。

以上より、沈下量の抑制効果は両面対策の方が大きい、片面対策であっても液状化による建物の沈下・傾斜被害を抑制する傾向があるといえる。今後の課題として、本研究では根入れ深さを 0 m として設定しているため、実務での適用に際してどの程度の基礎であればより効果的に対策効果が発揮されるのか等についての検討を行う予定である。また、異なる地盤条件や地震動特性に対しての対策効果についても評価する必要がある。

謝辞： 本研究の一部は、科学技術振興機構（JST）の国際緊急共同研究・調査支援プログラム（J-RAPID）の「カフラマンマラシュ（トルコ南東部）地震の被害に関連した研究・調査」（代表：清田隆）の支援を受けて得られた調査結果を使用しています。深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) USGS Geologic Hazards Science Center and Collaborators : 2023. The 2023 Kahramanmaras, Turkey, earthquake sequ

- ence., 入手先<<https://earthquake.usgs.gov/storymap/index-turkey2023.html>> (参照 2024.6)
- 2) VOA news : 2023. Turkey begins rebuilding for 1.5M left homeless by earthquakes, 入手先<<https://www.voanews.com/a/turkey-begins-rebuilding-for-1-5m-left-homeless-byearthquakes-/6978531.html>> (参照 2024.6)
 - 3) Yasuda, S., Towhata, I., Ishii, I., Sato, S., and Uchimura, T.: Liquefaction-Induced Damage to Structures during the 2011 Great East Japan Earthquake, *Journal of JSCE*, Vol.1, pp.181-193, 2013
 - 4) 橋本隆雄 : 2016 年熊本地震による近見～川尻地区における液状化被害と建物及び基礎構造と沈下・傾斜の関係, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.75, No.4, pp.736-753, 2019
 - 5) 安田進・深谷成司 : 隣接した直接基礎構造物の液状化による不同沈下について, 地震工学研究発表会 報告集, 28 巻 pp. 103, 2005
 - 6) 川崎淳志・松下克也・石井雄輔・樋口俊一・西山高士 : 液状化に伴う戸建住宅の被害と分析ーその 1.東日本大震災における被害の事例ー, 第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1393-1394, 2012
 - 7) 高野大樹・西村聡・竹花和浩・森川嘉之・高橋英紀 : 静的圧入締固め工法の液状化抑制効果に関する検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.1, pp.81-95, 2013
 - 8) Harada, K., and Ohbayashi, J. : Development and improvement effectiveness of sand compaction pile method as a countermeasure against liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.57, pp.980-987, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2017.08.025>, 2017
 - 9) 眞野英之・社本康広・石川明・吉成勝美 : 構造物外周直下の礫置換による小規模構造物の液状化被害低減対策, 日本地震工学会論文集, 第 16 巻, 第 1 号 (特集号), pp.59-68, 2016
 - 10) Dashti, S., Bray, J. D., Pestana, J. M., Riemer, M., and Wilson, D.: Mechanisms of Seismically Induced Settlement of Buildings with Shallow Foundations on Liquefiable Soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), pp.151-164, 2010
 - 11) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992
 - 12) Iai, S., Ueda, K., Tobita, T., and Ozutsumi, O.: Finite Strain Formulation of a Strain Space Multiple Mechanism Model for Granular Materials, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics*, Vol.37(9), pp. 1189-1212, 2013
 - 13) Tobita, T., Kiyota, T., Torisu, S., Cinicioglu, O., Tonuk, G., Milev, N., Contreras, J., Contreras, O., and Shiga, M.: Geotechnical damage survey report on February 6, 2023 Turkey-Syria Earthquake, Turkey, *Soils and Foundations*, Vol.64, 101463, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2024.101463>, 2024
 - 14) 森田年一・井合進・漢龍・一井康二・佐藤幸博 : 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技術研資料, No.869, 1997
 - 15) Engineering Strong-Motion Database (ESM DATABASE) : 入手先<<https://esm-db.eu/#/station/TK/4614>> (参照 2024.6.)

遠距離撮影画像を用いた画像解析によるダム堤体斜面の変位計測

○稲谷昌之¹・北田奈緒子¹・田中礼司¹・井上直人¹・水谷光太郎¹・小野徹²¹一般財団法人 GRI財団・²株式会社ズームスケープ

1. はじめに

ダムの外部変形計測は安全管理において重要な測定項目であり、河川法に基づき制定された河川管理施設等構造令では、ダムの安全管理の為に計測項目の一つとして変形量が定められている¹⁾²⁾。通常、ダム堤体などの斜面の変位計測ではトータルステーションやGPS等が使用される。しかし、人手による測量は作業に時間や人件費がかかり、危険も伴うため頻繁に計測を行うことができない。また、GPSを使用した計測では事前に計測対象への機器の設置が必要となり、計画時にどの地点が挙動するのかを把握し、変位計測する地点を選定する必要がある³⁾。更に、変位計測地点が多くなればその分費用も多くかかるなどの問題がある。

本研究で使用する画像解析技術は、デジタルカメラで撮影した画像を解析することで対象物の変位を計測するものであり、あらかじめ変位計測点にターゲット等を設置せずに多点・同時に変位を計測することができるという特徴がある。また、使用機器の設置が簡便であり、計測機器設置、ソフトウェア設定後は1回の計測に必要な時間も短く済む。更に、撮影後に変位計測点を任意に増やすことができるといった利点がある。

本研究では、大阪府都市整備部安威川ダム建設事務所の協力のもと、安威川ダムの試験湛水中にこの技術を用いた変位計測を行い、湛水期間のダム堤体の変位を確認するとともに、計測結果をダム堤体に設置したGPSの変位記録と比較することで、本技術の適用性についての検証を行った。

2. 計測概要

2.1 計測システム

本計測における計測システムのイメージを図-1に示す。本計測では、現地にデジタルカメラ（一眼レフ）及びカメラに接続した計測用PCを設置し、計測対象を一定の時間間隔で継続的に撮影する。得られた画像上に計測点及びカメラのブレなどを補正するための不動点を設定し、各点の画像ごとの時間変化を解析することで変位を計測することができる。

計測に使用した主な使用機材を表-1に示す。市販のデジタルカメラと望遠レンズを使用し、変位解析には株式会社ズームスケープ製のアプリケーションソフトウェア「地すべり50」を使用した。このソフトでは、上記の変位計測の他、カメラの自動撮影などの制御も行うことができる。

本システムにおける解像度は、使用したカメラのセンサーサイズ、画素数、レンズの焦点距離及び撮影距離に依存する。今回使用した機材で撮影距離300mの場合、解像度は約4.5mm/画素となる。

2.2 撮影状況・期間

計測対象の安威川ダムは高さ76.5m、長さ337.5mのロックフィルダムであり、大阪府北部に位置する一級河川安威川流域の洪水を防ぐために建設され、堤体完成後の令和4年9月5日から試験湛水が実施された⁴⁾。

本計測ではダム下流側の堤体斜面を計測対象とし、図-2に示すように、左岸側下流のダム堤体が眺望できる道路上から堤体を斜めに見る形で、図上の赤い四角の範囲に対して撮影を行った。現地の設置状況を図-3に示す。道路の防護柵にカメラを保護する風防を固定し、風防内にカメラ及び計測管理用のPCを設置・接続し、解析ソフトウェアを設定、起動させておくことで、設定時間における写真撮影、画像データの

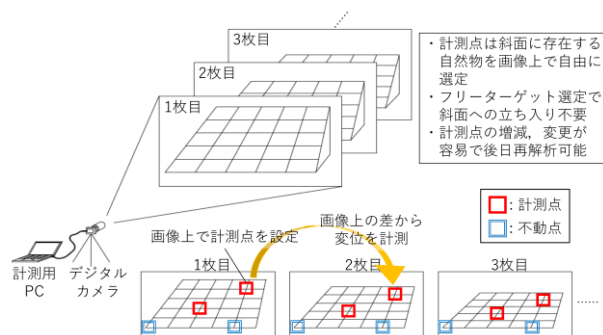


図-1 計測システムのイメージ図

表-1 主な使用機材

撮影機材	ソニー α7RII
使用レンズ	タムロン 70-300mm F/4.5-6.3 Di III RXD (焦点距離300mmで使用)
解析ソフト	ズームスケープ 地すべり50

Displacement measurement of dam embankment slope using image analysis with long-distance photography

Masayuki Inatani¹, Naoko Kitada¹, Reiji Tanaka¹, Naoto Inoue¹, Kotaro Mizutani¹, Tetsu Ono² (¹Geo-Research Institute, ²Zoomscape Inc.)**KEY WORDS:** Dam embankment, Displacement measurement, Image analysis, Long-distance image, Non-target

保存、撮影分の変位解析をリアルタイムで行うことができる。また、常時稼働の為に外付けバッテリー及びUPSを設置、接続している。

撮影はサーチャージ水位到達後、最低水位まで下降させる途中の令和5年5月15日から6月9日までの期間、毎日6時から20時までの間30分間隔で行い、1回あたり数秒間隔で各10枚程度撮影を行った。5月15日の撮影開始後、まずカメラの設置状況や撮影範囲、バッテリーの持続状況の確認などの計測システム調整やテスト撮影を行ったのち、計測状況が安定した5月29日以降の撮影画像に対して変位解析を行った。

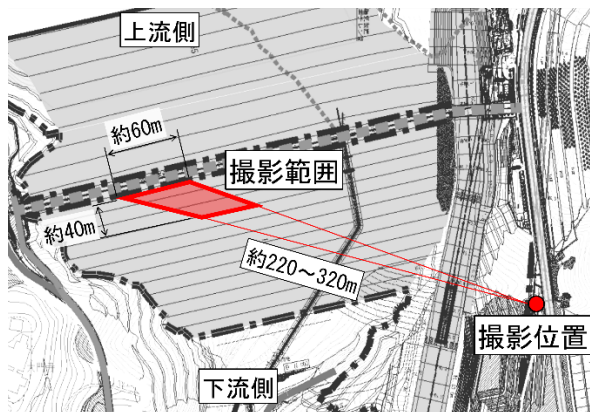


図-2 計測位置図（模式図）



図-3 現地設置状況

3. 画像解析

3.1 ターゲットの選定

図-4に今回の撮影範囲と設定したターゲットの分布状況を示す。ダム堤体にはGPS観測点が設けられており、本計測による変位解析結果とGPS記録との比較のため、GPS観測点4点が画像の四隅にそれぞれ一つずつ入るように撮影範囲を決定した。画像解析を行うターゲットは、GPS観測点の土台コンクリートを計測点として選定した。ここで、計測点名は画像左上のGPS観測点をp1、右上をp2、左下をp3、右下をp4とした。

計測点の他に、変位が起きない不動点も選定する必要がある。不動点は、撮影期間中のカメラの微小な移動やブレによる影響を解析結果から除くため用いられ、計測点と同様に解析後、不動点の変位がほぼ0となるようソフトウェア内部で補正が行われる。不動点は計測対象と独立しており解析期間中に変位しない点を設定することが望ましいが、本計測では計測対象であるダム堤体が大きく堤体以外の点を撮影範囲に収めることができなかったため、今回は撮影範囲内で最も変位が少ないと想定される画像左下のGPS観測点周辺を不動点とした。安定した解析と補正誤差の影響を低減させるため、不動点はできるだけ画像内の広い範囲から十分な数の点を選定し、図-4下の図に示すようにp3とp3周辺の7点(p31～p37)



図-4 撮影範囲及びターゲットの分布状況
(上：ダム堤体撮影範囲、下：ターゲット設定状況)

の計8点を不動点とした。不動点8点の変位量を用いて使用して計測点3点（p1, p2, p4）の変位量を補正したため、計測点3点の変位は画像左下の不動点8点を基準とした相対的な変位となる。

また、画像計測においては、画像ごとの時間変化を比較して変位を計算するため、日照変化による影の変化や光の反射によって画像の見え方が大きく変化した場合、大きな計測誤差を生じる可能性がある。図-5は6月4日の朝、昼、夕方に撮影した画像のp1周辺を切り抜いたものである。時間帯によって影の出方や岩石表面の反射により見え方が異なることがわかる。この影響を低減するため、変位計算する際には、あらかじめ計測初日の画像のうち朝、昼、夕方それぞれの時間帯から複数の画像を基準画像として選択し、それら基準画像のうち計算対象の画像と最も適合しているものを用いている。



図-5 時間帯の違いによる撮影画像の違い（左から6月4日の朝7時頃、昼12時頃、夕方16時頃の画像の切り抜き）

3.2 解析結果

図-6に不動点8点の鉛直変位の解析結果を示す。ここで、p3の変位を赤色、周辺7点の変位を灰色で示している。変位の向きは隆起方向が正、沈下方向が負である。また、変位の傾向を見やすくするため、大きな外れ値の除去及び移動平均による平滑化を行っている。図-6を見ると、点によって多少のばらつきはあるものの、不動点8点は全点ほぼ変位0mmになっており、特異な挙動を示す点がないことが確認できる。特に、GPS観測点のp3の変位がほぼ0mmとなっていることから、本解析における他計測点の変位はp3を0とした時の相対的な変位を表していると考えられる。図-7にGPS観測点4点の鉛直変位を示す。図-7も先ほどと同様、外れ値の除去及び平滑化を行っている。図-7から、1日の中で変動はあるものの、p1及びp2は時間とともに沈下が進行し、最終的にp1で4mm、p2が5mm程度沈下している一方、p4はほとんど変位していないことがわかる。また、1日の中の変動については、計測点や日によってばらつきはあるものの、概ね同じ変動が繰り返されており、これは日照変化の影響によるものと考えられる。

以上から、このダムでは湛水試験中の5月29日から6月9日にかけて、堤体下部に対して上部が一定の割合で沈下しており、堤体全体としては締まっていく動きがあったと考えられる。

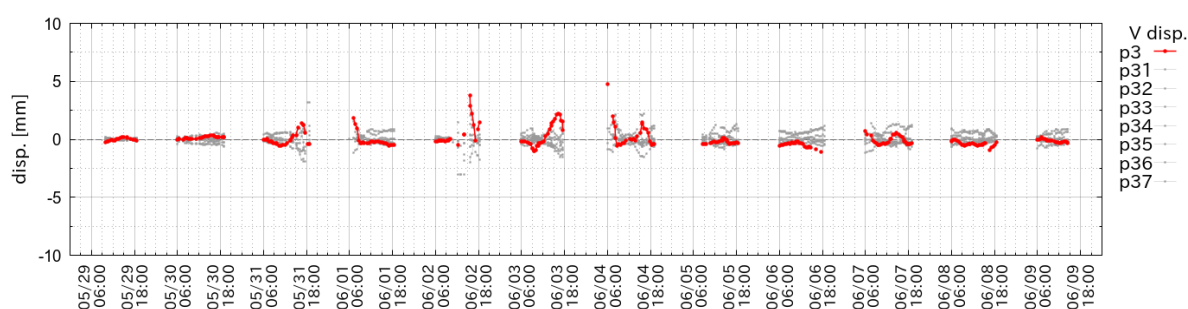


図-6 不動点の鉛直変位（赤：p3、灰色：p31～p37）



図-7 画像解析による鉛直変位（上からp1, p2, p3, p4）

4. GPS 観測結果による変位

画像解析結果の変位の妥当性を確認するために、GPSの変位記録と比較する。安威川ダムでは令和4年9月4日から堤体に設置したGPS観測点で計測をしており、各GPS観測点の変位を把握することができる。今回解析対象としているGPS観測点4点の変位測定結果を図-8に示す。図-8はGPSによる計測が始まった令和4年9月4日以降の変位を示しており、Xが上下流方向、Yがダム軸方向、Zが鉛直方向の変位である。なお、p1の記録については5月中旬頃から他点と比べて大きなノイズが含まれていたため、移動平均による平滑化を行っている。鉛直変位に着目すると、初めは一定の割合で沈下が進み、令和5年5月1日頃に沈下速度が大きくなったのち、5月中旬からはp2では緩やかに沈下が進む傾向を、p3とp4では隆起する傾向を示している。

画像解析による変位と比較するため、5月29日を基準としてp3からの相対変位にしたGPS記録を図-9に示す。図-9より、画像解析期間中p1, p2が沈下し、p4はほとんど変位していないことがわかる。

図-10は画像解析結果とGPSの相対変位それぞれの鉛直変位を重ねて描いたものである。ここで、画像解析には日照変化の影響が含まれること。またGPSは日単位の記録であることから、画像解析結果を日平均値に直している。図-10より、3点とも画像解析の鉛直変位とGPS記録はよく一致しており、特に変位が大きいp2の鉛直変位は、どちらも6月9日の時点で5mm程度の沈下であり、非常によく整合していることがわかる。

以上から、本技術を利用した画像解析により、ダム堤体の鉛直変位をある程度精度よく測定できることが確認できた。

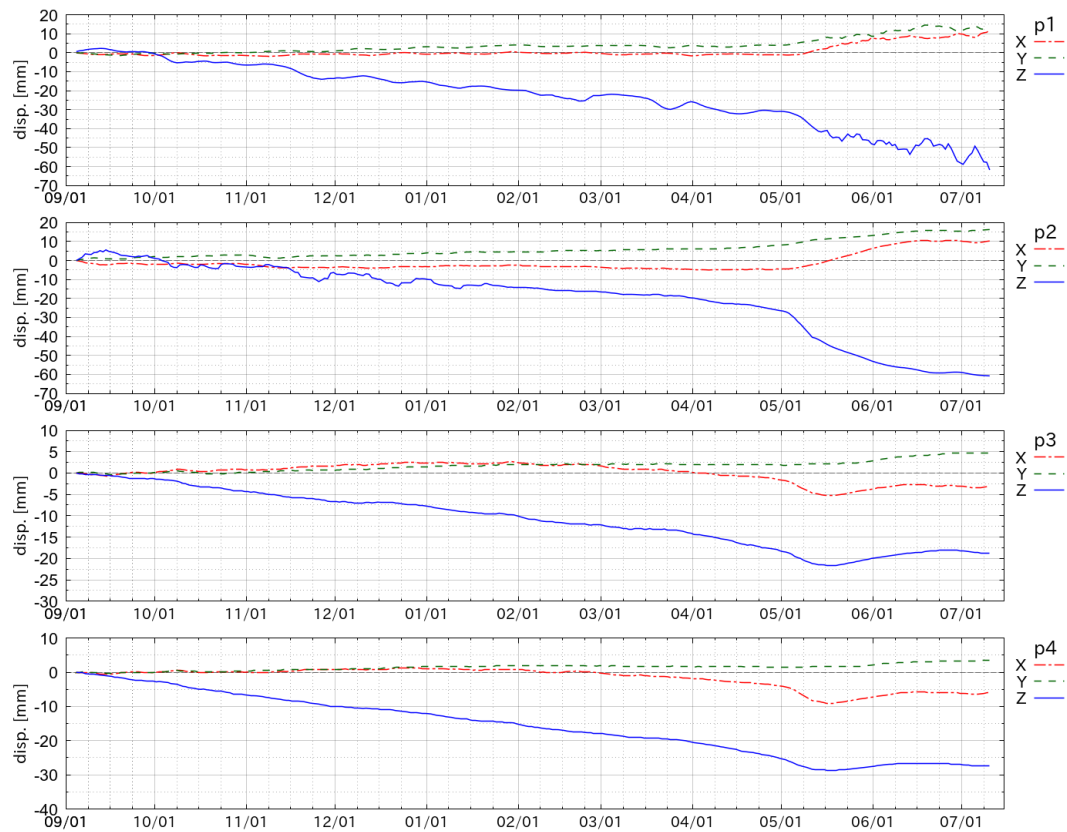


図-8 GPS記録（上からp1, p2, p3, p4の変位）

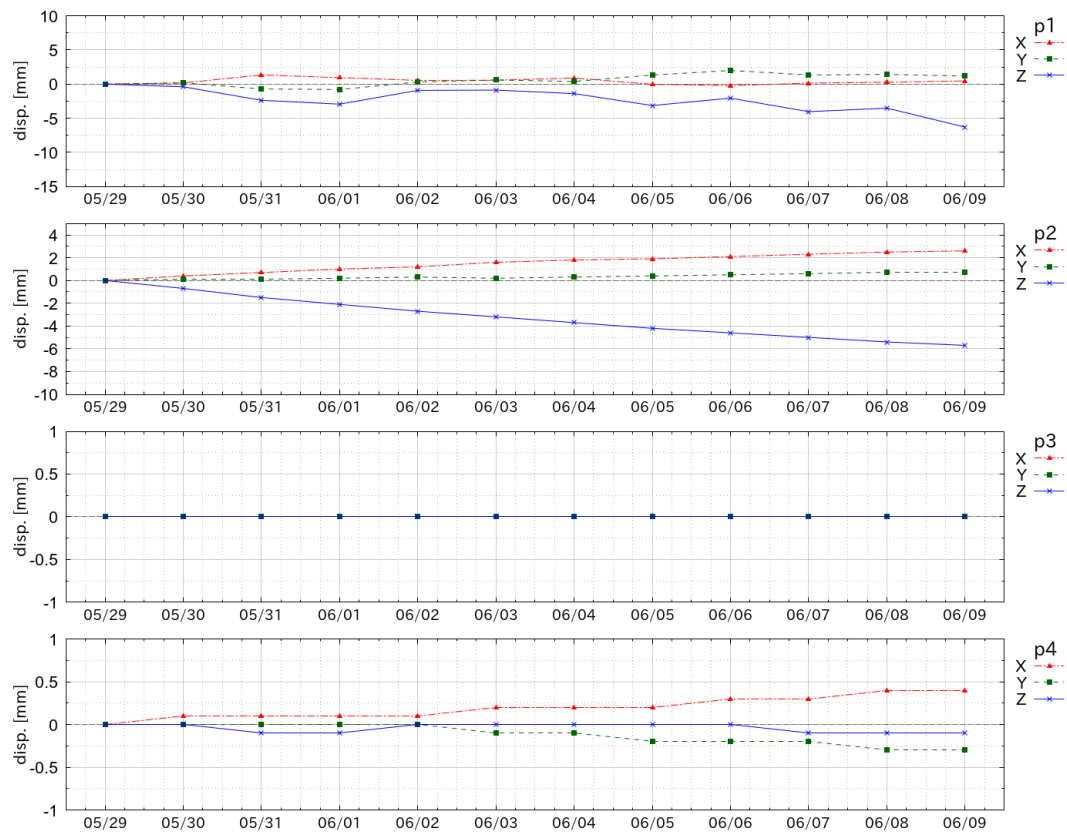


図-9 GPS記録（5月29日基準, p3からの相対変位, 上からp1, p2, p3, p4）

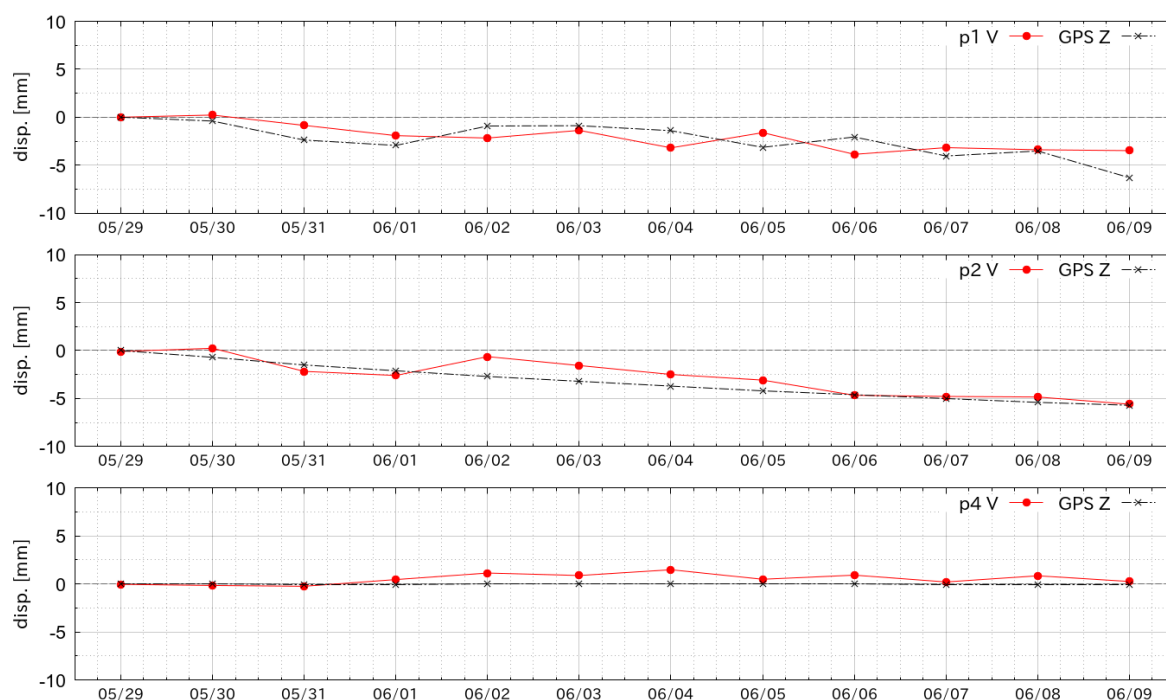


図-10 画像解析結果（赤）とGPS記録（灰色）の比較（鉛直変位，上からp1, p2, p4）

5. まとめ

今回は、安威川ダムの試験湛水期間中において、水位低下中のダム堤体の動きを画像解析により計測し、その結果をGPS記録による変位と比較検討した。その結果、画像撮影内左下に位置するGPS観測点を基準とした相対変位について、鉛直方向は画像解析により得られた変位とGPS記録による変位とがよく一致しており、ダムの堤体の相対的な動きの違いが捉えられることが確認できた。このことは、本計測手法の有効性を示すことにつながる結果であったと考える。

本計測システムでは、事前にターゲットを決めていない地点についても、あとから任意に計測点を追加して変位を求めることができるため、GPS観測点以外の任意の地点における堤体の変位も求めることができる。このことから、通常面的な変位計測が難しいダム堤体などの大きな斜面の変位について、基準となるGPS観測点などの既知点があれば、ダム堤体の面的な変動を簡易かつ迅速に計測できる可能性がある。

本システムでは水平変位についても同様に解析できるが、今回は水平変位についての妥当性を確かめるには至らなかったため、今後の課題と考えている。また、より広い範囲を効率的に計測できるようにするための撮影手法や解析結果の適用方法、日照や天候等の撮影環境による影響への対応方法等について更に検討を進める必要がある。

謝辞：本研究に際して、大阪府都市整備部安威川ダム建設事務所にご協力いただき、画像撮影の実施及びダム堤体GPS記録の利用をさせていただきました。感謝申し上げます。

参考文献

- 1) (財)国土技術研究センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令，技報堂出版，pp.95-96，2000
- 2) (財)ダム水源環境整備センター編：ダム管理の実務，光和，pp.215-216，2001
- 3) (独)土木研究所：フィルダムの外部変形計測の重要測点の選定方法の提案，土木研究所資料第 4189 号，2011
- 4) 大阪府安威川ダム事務所：安威川ニュース 臨時号，令和 4 年（2022 年）11 月号，2022

建設工事における振動抑制工法の検討

○板木拳志朗¹・飛田哲男²・林学³¹ 関西大学大学院理工学研究科・² 関西大学環境都市工学部・³ 村本建設株式会社

1. はじめに

建設工事で発生する振動は公害対策基本法によれば、公害の典型の一つに分類され、建設振動に対する苦情は年々増加傾向にある。大規模な工事の場合、長期工事となり、周辺住民の日常生活に影響を及ぼすものもあり、建設振動を可能な限り抑制することは、生活環境保全のためにも必要である¹⁾。そのため、様々な振動対策工法が開発されており、例として、地中に防振壁を挿入する工法²⁾や地盤改良工法³⁾などが挙げられるが、これらの振動対策は建設工事に加え別途工事が必要となるうえ、大掛かりなものが多くコスト・工期がかかる。近年、振動対策のコスト・工期を大幅に低減できる方法として振動源の近くに錘を設置するといった対策工法（GMD 工法⁴⁾等）も開発されている。また、建造物の風による振動を水のスロッシングにより低減するという報告⁵⁾もある。錘と水のスロッシングを掛け合わせた振動低減工法として水タンクを用いた対策を講じている建設現場もあるが、このような振動低減工法は未だ経験的方法にとどまっている。

これまで錘による振動対策に関する様々な報告がなされており、有限要素法による数値解析的検討や実験的検討が行われている^{4,6,7)}。解析的検討に着目すると地表面に設置された錘の慣性力による波の打ち消しに関する検討がなされているが、荷重効果や配置、波動の反射に着目したものは少ない。本研究では、観測点における振動を低減するために必要な錘の個数とその波動減衰効果を検証し、層厚を変えた時の波動の反射・透過の影響、せん断剛性の増加領域が形成されることによる波動の反射特性を確認することを目的とする。本稿では、多重せん断ばねモデルを構成則とする有限要素解析コード FLIP ROSE (Ver. 7.4)⁸⁾を用い、解析を実施する。

2. 振動減衰のメカニズム

本研究では、建設工事現場で発生する振動を対象とするため、微小ひずみ下での動的挙動を扱う⁹⁾。地盤の S 波速度は式(1)で表わされる。

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1)$$

ここで、 V_s は S 波速度、 G はせん断剛性率、 ρ は密度である。

垂直応力を受けた地盤には付加応力が生じる。土の体積弾性係数 K は垂直応力の大きさに依存するため、分布荷重が載荷された箇所は剛性は増加する。 K と G の関係は式(2)に示される。ただし、 ν はポアソン比である。

$$G = \frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

分布荷重を与えた場合、鉛直応力 $\Delta\sigma_z$ が等しい地点を結ぶと圧力球根が形成される¹⁰⁾（図-1）。圧力球根が形成される箇所は周辺地盤と比較して鉛直応力が増加するため、剛性が高くなる。そのため、図-1 のような密度 ρ_2 ($>\rho_1$)、S 波速度 V_{s2} ($>V_{s1}$) の領域が形成され波動インピーダンス比が大きくなり、弾性波の一部が反射すると考えられる。圧力球根は分布荷重の載荷幅の増加とともに、深く大きくなる。そのため、錘の設置数を増やすことでさらなる減衰効果を得ることが可能であると推察される。

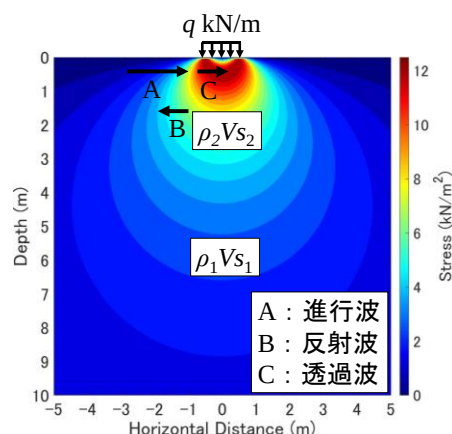


図-1 錘による減衰効果のイメージ

3. 2次元解析における地盤のモデル化と解析条件

解析は、表-1、表-2 に示すように層厚と荷重載荷点数及び重量を変え、合計 11 ケース実施した。ただし、本研究では、密度の変化は考慮しないものとする。既往の研究⁶⁾における地盤物性値は、 $V_s \approx 100\sim 200$ m/s であり、錘による振動減衰が確認されているため、本研究では、試みとして様々な重機が作業可能と思われる強度の高い N 値 = 48、 $V_s \approx 300$ m/s を想定し、FLIP のパラメータ簡易設定法（再訂版）^{11,12)}により地盤物性値を決定した（表-1）。Case 2 から Case 4 で考慮した下部の第 2 層のせん断波速度は、表層（第 1 層）の 2 倍の $V_s \approx 600$ m/s となるよう、地盤物性値を決定した（表-1）。層境界は、Case 2 では、深度 3.0m とし、Case 3、Case 4 では、表層厚による違いを比較するため、10.0m に設定した。

Investigation of vibration suppression method on a construction site

Kenshiro Itaki¹, Tetsuo Tobita², Manabu Hayashi³ (^{1,2}Kansai University, ³Muramoto Corporation)

KEY WORDS: Vibration, Construction site, Finite element method, Heavy weight, Water

本研究で用いた解析メッシュの例を図-2、図-3に示す。図-2(a)に「無載荷」(Case 1-1)、図-2(b)に「荷重載荷点1つ」(Case 2-2)、図-2(c)に「荷重載荷点2つ」(Case 3-3)を例に示す。ただし、図-2の色の違いは第1層(黄白色)、第2層(茶色)を示している。観測点は起振点から9.9m離れた地点とした。また、解析メッシュの全体図の例としてCase 1-2(表層厚20.0m、荷重載荷点1つ)のものを図-3に示す。解析メッシュは深さ20.0m、幅80.0mとし、地盤は、カクテルグラスモデル要素^{8,13)}によりモデル化した。境界条件は振動の固定端反射による影響を無くするため、底面・側方ともに粘性境界とした。各ケースの違いは、Case 1-1, Case 2-1, Case 3-1「無載荷」、Case 1-2, Case 2-2, Case 3-2, Case 4-1「荷重載荷点1つ」、Case 1-3, Case 2-3, Case 3-3, Case 4-2「荷重載荷点2つ」である。Case 4はCase 3の条件から分布荷重の値のみを増加させたものである(表-1, 表-2)。

建設振動はダンプトラックの走行振動¹⁴⁾を想定し、地盤内に設置した鉄板要素(表-3)に起振力100 kN、周波数30.0 Hzの鉛直動を正弦波により与えた。本解析の最大メッシュサイズは1.0×1.0mであり、対象とする振動数を有する伝播現象は十分に再現可能である。解析時間は0.5sで、時間刻みは 1.0×10^{-4} sである(計5,000ステップ)。載荷重は水タンク3.0m³の重量として分布荷重 $q=25.0$ kN/mを敷鉄板要素(表-3)の上に載荷した。Case 4では、載荷重の大きさによる減衰効果の違いを調べるため、Case 3の条件で分布荷重 $q=83.3$ kN/mを載荷した。

表-1 地盤物性値

Case	1	2	3	4
層厚(第1層)(m)	20.0	3.00	10.0	10.0
層厚(第2層)(m)	-	17.0	10.0	10.0
密度: ρ (Mg/m ³)	2.00	2.00	2.00	2.00
平均有効拘束圧: σ_{ma} (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	98.0
ポアソン比: ν	0.33	0.33	0.33	0.33
初期せん断剛性(第1層): G_1 (kN/m ²)	1.80E+05	1.80E+05	1.80E+05	1.80E+05
初期せん断剛性(第2層): G_2 (kN/m ²)	-	7.14E+05	7.14E+05	7.14E+05
せん断波速度(第1層): V_{S1} (m/s)	299.9	299.9	299.9	299.9
せん断波速度(第2層): V_{S2} (m/s)	-	597.7	597.7	597.7
体積弾性係数(第1層): K_1 (kN/m ²)	4.69E+05	4.69E+05	4.69E+05	4.69E+05
体積弾性係数(第2層): K_2 (kN/m ²)	-	1.86E+06	1.86E+06	1.86E+06
粘着力: c (kN/m ²)	0.00	0.00	0.00	0.00
間隙率: n (%)	45.7	45.7	45.7	45.7
せん断抵抗角: ϕ (°)	42.1	42.1	42.1	42.1
最大減衰定数: h_{max}	0.24	0.24	0.24	0.24
細粒含有率: F_c (%)	21.5	21.5	21.5	21.5

表-2 解析ケース(荷重載荷点数, 分布荷重)

対策	無載荷	荷重載荷点1つ	荷重載荷点2つ
Case	1-1	1-2($q=25.5$ kN/m)	1-3($q=25.5$ kN/m)
	2-1	2-2($q=25.5$ kN/m)	2-3($q=25.5$ kN/m)
	3-1	3-2($q=25.5$ kN/m)	3-3($q=25.5$ kN/m)
		4-1($q=83.3$ kN/m)	4-2($q=83.3$ kN/m)

表-3 鉄板・敷鉄板要素

要素	鉄板	敷鉄板
密度: ρ (Mg/m ³)	7.87	7.87
ヤング率: E (kN/m ²)	2.10E+08	2.10E+08
ポアソン比: ν	0.30	0.30
幅(m)	0.60	1.20
高さ(m)	0.30	0.16

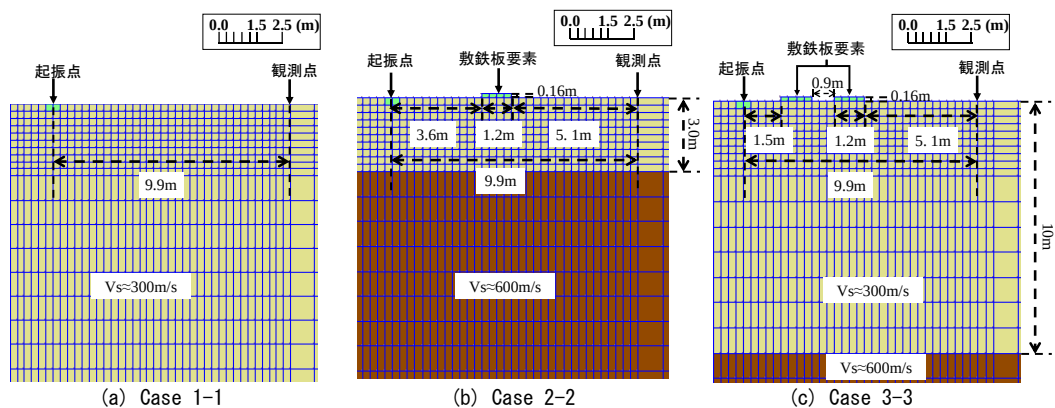


図-2 解析メッシュの例

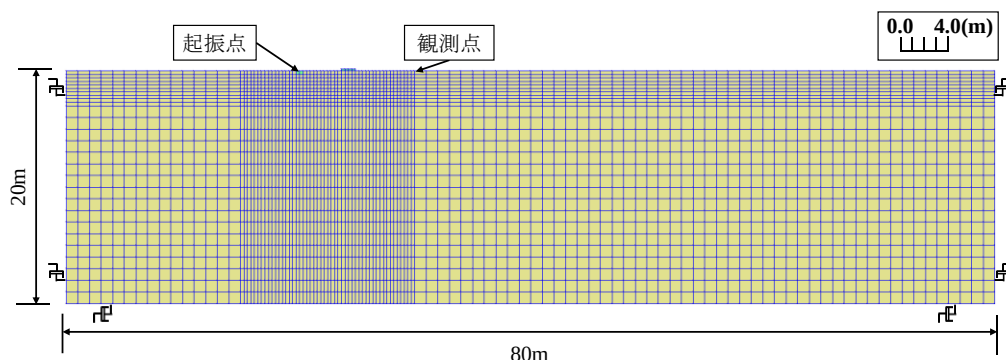


図-3 解析メッシュ全体図の例 (Case 1-2: 表層厚20.0m, 錘1つ載荷)

4. 2次元解析による波動伝播解析の結果

4.1 観測点における鉛直加速度時刻歴

各解析ケースの観測点における加速度時刻歴波形を図-4 から図-7 にケースごとに示す。ここで、加速度の負値は観測点の変位が正、正值は変位が負であることを示している。

荷重荷重がない場合とある場合の加速度時刻歴波形を比較すると（図-4 から図-7）、全てのケースにおいて荷重荷重による減衰効果が確認できる。例えば、図-4 の Case 1-1（表層厚 20.0m, 無荷重）の最大加速度は 0.87 m/s^2 であるのに対し、Case 1-2（表層厚 20.0m, 荷重荷重点 1 つ）の最大加速度は 0.67 m/s^2 （約 23.3%減少）である。Case 1-3（表層厚 20.0m, 荷重荷重点 2 つ）も同様に約 23.6%減少している。この傾向は既往の研究結果⁶⁾と一致する。また、図-4 に見られるように、荷重荷重がある場合、位相のずれも観察される。このことから、せん断剛性の増加領域で波動の散乱等によって直達波の減衰効果が得られているものと推察される。また、図-6 に示す Case 3（表層厚 10.0m）も Case 1 と同様の減衰効果が得られている。Case 3-1（表層厚 10.0m, 無荷重）の最大加速度は 0.81 m/s^2 であるのに対し、Case 3-2（表層厚 10.0m, 荷重荷重点 1 つ）の最大加速度は 0.67 m/s^2 、Case 3-3（表層厚 10.0m, 荷重荷重点 2 つ）の最大加速度は 0.69 m/s^2 である。このことから、本解析のように表層厚が 10.0m 以上ある場合、起振点から観測点の間に荷重荷重点を設置することで減衰効果が期待できる。しかし、荷重荷重点を増加させても、最大鉛直加速度に差がないということがわかった。これは、図-7 に示す荷重荷重点の大きい Case 4 の結果を見ると荷重荷重点が 2 つの Case 4-2 では荷重荷重点 1 つの Case 4-1 と比較して加速度振幅が大きいことから固有周波数が入力振動の周波数に近づいているため大きな効果が得られなかったと推察される。

一方、図-5 に示す Case 2（表層厚 3.0m）では、他のケースと比較して振幅が大きく、加振初期における荷重荷重点による減衰の効果も小さい。また、荷重荷重点時（Case 2-2, Case 2-3）のピーク到達時間は、無荷重点時（Case 2-1）と比較して早くなっている。これは、本解析の入力振動の周波数 30.0 Hz は、4 分の 1 波長則から推定される Case 2 の表層の固有周波数 25.0 Hz に近く、反射波による共振に近い状態にあるためであると推察される。しかし、定常時では鉛直加速度が荷重荷重点により得られており、Case 2 の条件では、他のケースとは異なり荷重荷重点が多い方が効果を得るという結果となった。

図-7 に Case 3-1（表層厚 10.0m, 無荷重）と Case 4（表層厚 10.0m, $q=83.3 \text{ kN/m}$ ）の加速度時刻歴波形を示す。荷重荷重点を増加した Case 4 では、加振初期での減衰効果が著しく、波長もやや長くなっている。Case 4-1（表層厚 10.0m, 荷重荷重点 1 つ）では、Case 3-1 と比較して、最大鉛直加速度が約 39.4%減少している。しかし、Case 4-2（表層厚 10.0m, 荷重荷重点 2 つ）では、約 15.9%減少と Case 3-3 と比較して大きな減衰効果が得られなかった。

以上より、表層に起振点を置いた場合の地表面での波動減衰は、起振点と観測点の間の地盤に荷重荷重点することで波動

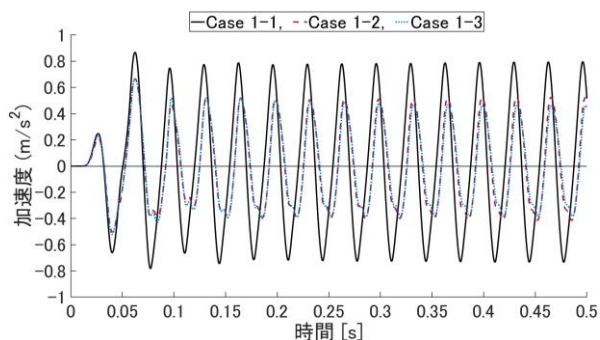


図-4 観測点における鉛直加速度時刻歴波形（Case 1：表層厚 20.0m）

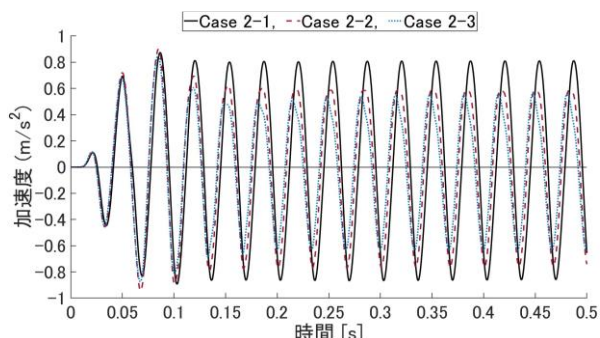


図-5 観測点における鉛直加速度時刻歴波形（Case 2：表層厚 3.0m）

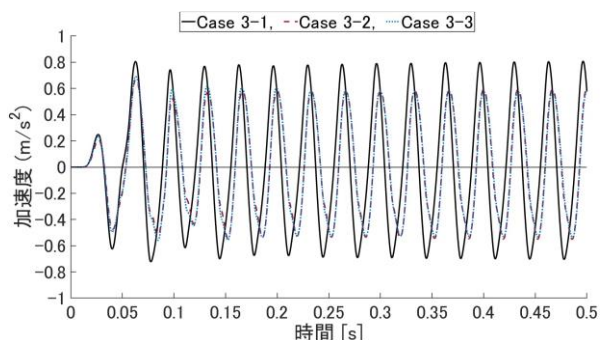


図-6 観測点における鉛直加速度時刻歴波形（Case 3：表層厚 10.0m）

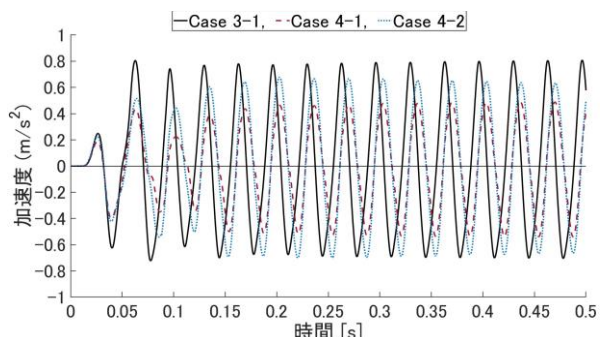


図-7 観測点における鉛直加速度時刻歴波形（Case 4：表層厚 10.0m）

インピーダンス比が違ふ領域が形成されることにより得られることがわかった。ただし、波動インピーダンス比の大きい地層境界が固有周波数を与える深度付近に存在する場合、その効果は限定的である。

表層厚が 10m 以上の場合、荷重載荷点 1 つと荷重載荷点 2 つの減衰効果に大差がないということがわかった。また、Case 4（表層厚 10.0m, $q = 83.3 \text{ kN/m}$ ）のように載荷重が大きい場合、荷重載荷点が 1 つの方が減衰効果が大きいということがわかった。

4.2 起振点からの波動伝播の様子

地中の波動伝播の様子を調べるため、鉛直加速度のコンター図を描いた（図-8 から図-11）。同図は全解析時間のちょうど中間の時間（ $t=0.25\text{s}$ ）のコンター図である。ただし、図-9、図-10、図-11 内の黒色の横線は層境界を示したものである。

図-8 (a) に示すように Case 1-1 では、 $-0.78 \sim -0.39 \text{ m/s}^2$ の直達波が $t=0.25\text{s}$ では観測点を通過しているのに対し、Case 1-2（同図 (b)）、Case 1-3（同図 (c)）は、観測点に到達していない。これは、図-4 において荷重載荷があるケースで位相遅れがみられることに対応している。また、Case 1-1 では鉛直加速度 1.17 m/s^2 以上の波の領域の横幅は Case 1-2、Case 1-3 と比較して、大きいのに対し、領域の縦方向は Case 1-2、Case 1-3 の方が大きい。Case 2、Case 3、Case 4（図-9、図-10、図-11）も同様の傾向を示している。これは、荷重載荷部の地中に形成されたせん断剛性の増加領域で、せん断波速度が速くなっていると推察される。このことから、荷重載荷点下部（せん断剛性の増加領域）で直達波がスタックされ波動エネルギーが消費されており、荷重載荷のあるケースにおいて、観測点で鉛直加速度が減衰していると推察される。

図-9 より、Case 2（表層厚 3.0m）では、Case 2-3（荷重載荷点 2 つ, $q = 25.0 \text{ kN/m}$ ）での減衰効果を観察できる。このことから、本解析では、固有周波数と入力振動の周波数が近い場合、荷重載荷点は 2 つ配置した方が、減衰効果が得られるということがわかる。

本解析では、荷重載荷部にせん断剛性の増加領域が形成されることにより地盤の剛性が増加し加速度振幅が大きくなる領域が確認できた。また、荷重載荷部周辺で鉛直加速度の高い領域が深部に広がっていることから、波動が散乱していることが分かった。

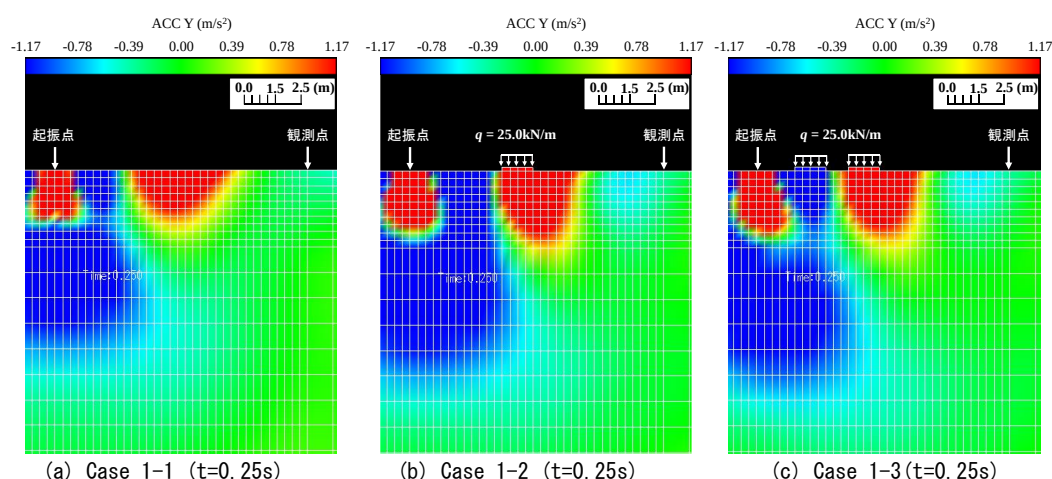


図-8 鉛直加速度コンター図（Case 1：表層厚 20.0m, $q = 25.0 \text{ kN/m}$ ）

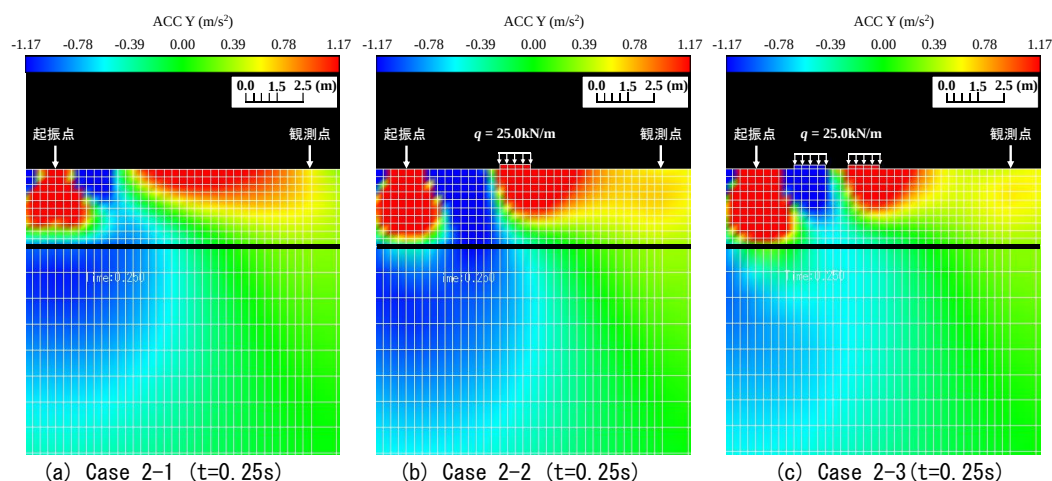


図-9 鉛直加速度コンター図（Case 2：表層厚 3.0m, $q = 25.0 \text{ kN/m}$ ）

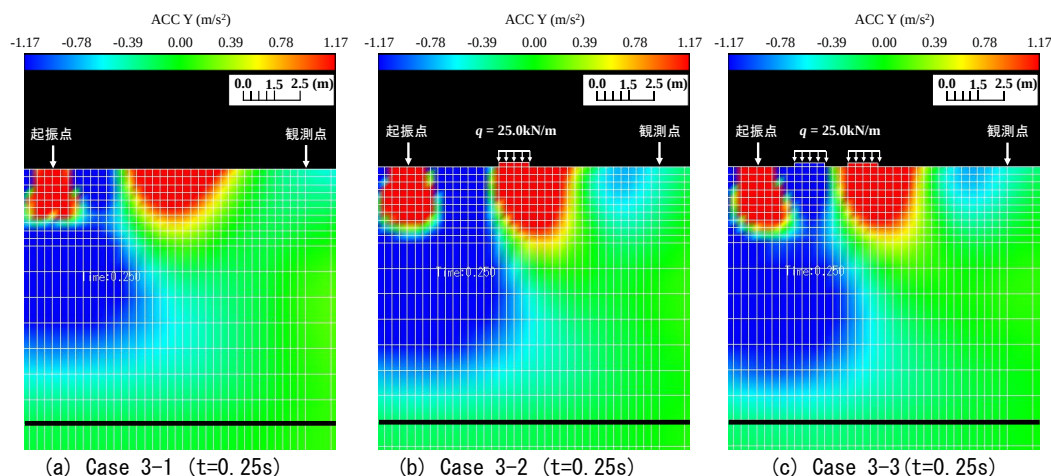


図-10 鉛直加速度コンター図 (Case 3 : 表層厚 10.0m, $q = 25.0\text{ kN/m}$)

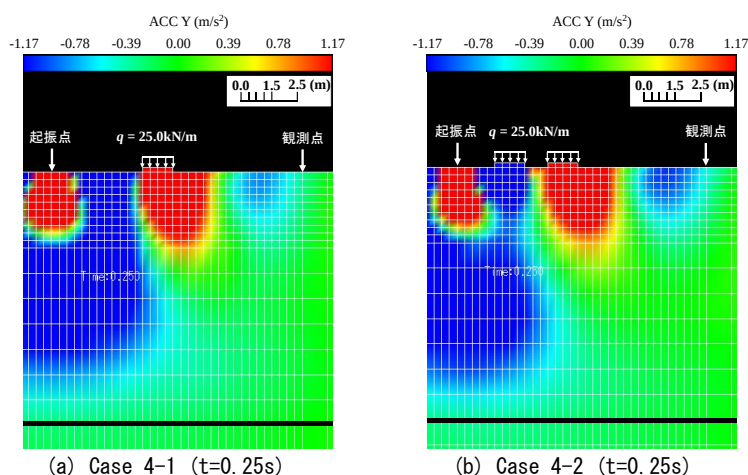


図-11 鉛直加速度コンター図 (Case 4 : 表層厚 10.0m, $q = 83.3\text{ kN/m}$)

4.3 反射波とせん断剛性増加領域における振幅の増幅

$t = 0.0001\text{ s}$ における Case 2-2 の平均有効応力分布を図-12 に示す。同図は、分布荷重を与える静的解析終了 0.0001 s 後の平均有効応力から初期自重解析終了 0.0001 s 後の平均有効応力を引き、平均有効応力の変化量の分布を示したものである。また、同図におけるせん断剛性の増加領域の境界部の平均有効応力は $\Delta\sigma'_m \approx 0.09p \text{ kN/m}^2$ である (ただし、上載圧力: $p \text{ (kN/m}^2) = q \text{ (kN/m)} / 1 \text{ (m)}$ (単位幅) とする)。図-13 には、図-12 の出力節点における Case 2 (表層厚 3.0m) の加速度時刻歴波形を示す。ただし、Case 2-3 (表層厚 3.0m, 荷重載荷点 2 つ) はせん断剛性の増加領域内部の節点である。同図より、Case 2-3 (表層厚 3.0m, 荷重載荷点 2 つ) の加速度振幅が Case 2-1 (表層厚 3.0m, 無載荷) と比較して増幅している。せん断剛性が増加領域内の出力節点では、鉛直加速度が増幅している。この領域で振幅が増幅していることから、振幅の 2 乗に比例する波動エネルギーの損失が起きていると推察される。また、せん断剛性の増加領域 ($\Delta\sigma'_m \approx 0.09p \text{ kN/m}^2$) の外部である節点の場合 (Case 2-2 (表層厚 3.0m, 荷重載荷点 1 つ)), Case 2-1 (表層厚 3.0m, 無載荷) と比較してわずかに増幅している。この

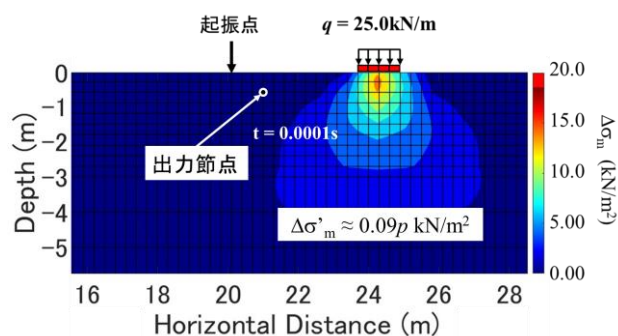


図-12 平均有効応力分布 (例 Case 2-2 : $t = 0.0001\text{ s}$)

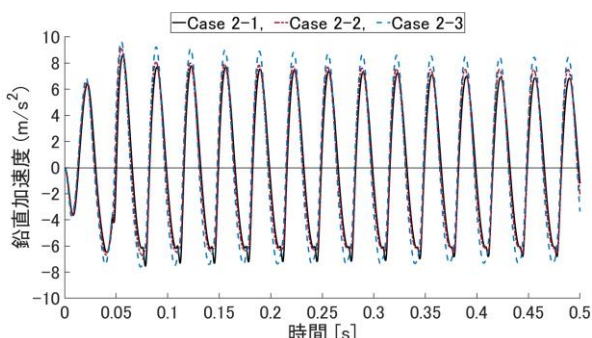


図-13 出力節点の加速度時刻歴波形 (例 : Case 2)

ことから、今回設定した加振条件では、荷重載荷により形成される波動インピーダンス比の違う層から同位相の波が反射している可能性がある。しかし、せん断剛性の増加領域部からの反射は波動インピーダンス比が大きい場合には固定端反射に近いと考えられるため、本解析では、地中の平均有効応力が連続的に変化するせん断剛性の増加領域部で反射波と透過波、直達波が重なり合い、複雑な波動場を形成していると推察される。他のケースの同一節点でも同様の傾向を示したため、荷重載荷した全てのケースで載荷部のせん断剛性の増加領域に生じた波動インピーダンス比に応じて、波動の反射、透過が起きていると推察される。

5. まとめ

本研究は、FLIP ROSE (Ver. 7.4)⁸⁾のカクテルグラスモデル要素^{8,13)}を用い、ダンブトラックの走行振動を想定した起振力 100 kN、周波数 30.0 Hz の鉛直動を与える解析を実施した。解析は荷重載荷の有無及び荷重載荷点数、地盤の表層厚、載荷荷重を変化させた合計 11 パターンを行った。得られた結果を以下に示す。

- 全てのケースにおいて荷重載荷による振動抑制の効果が観察された。
- 表層の厚さが 10.0m 以上で定常振動が予測される場合、荷重載荷点が 1 つのケースと 2 つのケースとを比較すると減衰効果に大きな差はなく、載荷重を増加させると荷重載荷点が 1 つのケースの方が 2 つのケースよりも減衰効果があるということがわかった。また、無載荷のケースと比較して約 39.4%の減衰効果が得られた。
- 波動インピーダンス比の大きな水平地層境界が浅部に存在する場合、反射波の影響により観測点での加速度振幅が大きくなった。しかし、この場合、荷重載荷点数を増加した場合に減衰効果が得られた。これは、直達波だけでなく層境界からの反射波についてもせん断剛性が大きい領域で波動エネルギーの損失が起きているからであると推察される。
- 鉛直加速度のコンター図より、荷重載荷の無いケースにおける鉛直加速度 1.17 m/s^2 以上の領域の横幅は荷重載荷のあるケースと比較して大きいものに対し、領域の縦方向は荷重載荷のあるケースの方が大きい。これは、荷重載荷点下部（せん断剛性の増加領域）で直達波がスタックされ波動エネルギーが消費されていると推察される。
- せん断剛性の増加領域 ($\Delta\sigma'_m \approx 0.09p \text{ kN/m}^2$) 外部の節点で鉛直加速度が増幅しているのは、地中の平均有効応力が連続的に変化するせん断剛性の増加領域部で反射波と透過波、直達波が重なり合い、複雑な波動場を形成しているためであると推察される。

本研究は、仮想的な地盤での解析を実施したため、今後は、現地調査により得られた地盤物性値及び、振動波形を用いた再現解析を行い、解析の妥当性を検証する必要がある。さらに、原位置試験により荷重載荷による振動抑制効果を検証する必要がある。

参考文献

- 1) 環境省水・大気環境局環境管理課環境汚染対策室：よくわかる建設作業振動防止の手引き、
<https://www.env.go.jp/air/sindo/const_guide/index.html>（参照 2024. 5. 27）
- 2) 小原隆志・岡本道孝：工事振動対策の検討方法と対応事例，鹿島技術研究年報，第 63 号，pp. 37-42，2015
- 3) 竹宮宏和：交通振動による小規模建築物の影響予測と対策技術，基礎工，pp. 33-36，2011
- 4) 成田修英：おもりをを用いた工事振動低減工法の概要，建設機械施工，Vol. 69，No. 3，pp. 76-80，2017
- 5) 萩生田弘：水のスロッピングを利用した制振装置，三井造船技報，第 137 号，pp. 13-20，1989
- 6) 成田修英・保井美敏・松本喜代隆・山本健史：ローコストな地盤環境振動対策の基礎的研究，戸田建設技術研究報告，第 39 号，pp. 8-1-8-5，2013
- 7) 岩根康之・小林真人・石見理朗・松本泰尚：振動制御装置を用いた建設作業振動の伝搬経路対策に関する実験的検討，土木学会第 70 回年次学術講演会，pp. 271-272，2015
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992
- 9) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976
- 10) 菊本統・西村聡・早野公敏：図説わかる土質力学，学芸出版社，2015
- 11) 森田年一・井合進・Hanlog Liu・一井康二・佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾技術研資料，No. 869，1997
- 12) 三上武子・小堤治・中原知洋・井合進・一井康二・川崎栄久：液状化解析プログラム FLIP のパラメタの簡易設定法（再訂版）の構築，第 46 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1627-1628，2011
- 13) 井合進・飛田哲男・小堤治：砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係，京都大学防災研究所年報，第 51 号 B，pp. 291-303，2008
- 14) 中央建鉄株式会社：技術情報かわら版「建設工事振動の周波数特性」，第 78 号，2011

H/V スペクトル比を用いた深層学習による地盤構造推定

飛田哲男¹・○高田大晴²¹ 関西大学環境都市工学部・² 関西大学大学院理工学研究科

1. 背景および目的

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震や平成 28 年（2016 年）熊本地震、令和 6 年（2024 年）能登半島地震など、近年多くの地震による被害が発生している。また、今後南海トラフ巨大地震の発生が予測されており、広域にわたる地震被害の発生が懸念されている。こうした地震被害を最小限に抑えるためには、事前に全国各地での地震被害分布を推定しておくことが重要である。地震被害は地盤の固有周期との相関が指摘されているため、地震に対する安全性を評価するためには、各地点の地盤構造をモデル化し、経験的方法や数値解析等を用いて被害が予測されている。地盤モデルの作成のために行う地盤調査には、ボーリング調査や PS 検層があるが、調査スペースを確保する必要性、調査期間、費用等を考慮すると、新たな調査は安易に実施できない。これに対して、比較的費用が安価であり、調査期間も短い物理探査の一つに、常時微動観測による微動探査がある。

微動探査から簡易的に地盤種別を分類する方法として、中村によって H/V スペクトル比が提案されている¹⁾。本研究では、一般にローカルサイト特性を有する H/V スペクトル波形を用いて微動観測地点の地盤構造を分類することを試みる。これにあたり、近年飛躍的に技術が向上している深層学習を用いることによって、観測地点の地盤構造が分類できるかどうか検証する。

2. 地震動 H/V スペクトル比と常時微動 H/V スペクトル比の相関

地震動と常時微動は振動の発生源はそれぞれ異なるが、これらの H/V スペクトル比は類似したところが多いことがこれまで数多く報告されている。例えば、中村らはメキシコシティを対象に、地震時における表層地盤の地震動増幅特性と H/V スペクトル比、地震動と常時微動の H/V スペクトル比の関係を検討し、地震動の H/V スペクトルと堅固な基準サイトを用いた地震動増幅特性は概ね一致すること、また地震動の H/V スペクトルと常時微動の H/V スペクトルは、極端にレイリー波が卓越しない限り、概ね一致することを指摘している²⁾。また大熊らは、宮崎県内を対象とした常時微動に関する研究として、県内 52 箇所の強震観測点に対し、地震記録を利用して地震計が設置されている地盤の振動特性を評価することを試みている。その結果、観測点ごとに地震動 H/V スペクトル比と常時微動 H/V スペクトル比を比較すると、両者の周期特性はおおよそ一致し、振幅の大きさに関しては同程度もしくは常時微動 H/V スペクトル比の方がやや小さな振幅を示すことを指摘した³⁾。

3. 使用した深層学習手法⁴⁾

深層学習（ディープラーニング）とは、人間の神経細胞（ニューロン）の仕組みを模したシステムであるニューラルネットワークがベースとなっており、ニューラルネットワークを多層にして用いることで、段階的により深く学習することが可能となる。多層構造のニューラルネットワークに大量の画像、テキスト、音声データなどを入力することで、コンピュータのモデルはデータに含まれる特徴を各層で自動的に学習する。この構造により深層学習のモデルは極めて高い精度を誇り、画像認識や音声認識の分野で用いられている。

3.1 畳み込みニューラルネットワーク（CNN）

畳み込みニューラルネットワーク（以下では、CNN と略記する）とは多層パーセプトロン的一种であり、畳み込み層とプーリング層を主体に構築されるニューラルネットワークである。画像分類の分野で特に優れた結果を残している。

3.2 畳み込み層

畳み込み層ではフィルタを用いて画像の特徴を抽出する。図-1 に畳み込み処理の例を示す。図-1 のように 5×5 のユニットを持つ画像と 3×3 のユニットを持つフィルタがあるとすると、畳み込み処理では入力画像の左上部からフィルタを重ね、画像の各ユニットの値に対応するフィルタの値をかけてその総和を計算する。次にフィルタを 1 ユニット分右にずらして同様の計算を行う。この操作を繰り返すことで 3×3 のユニットを持つ新たな二次元データを取得する。これを特徴マップという。

3.3 プーリング層

プーリング層では特徴マップからさらに情報を圧縮する。プーリング処理には、いくつかの代表的な方法があり、主

Deep learning for classification of ground structure by the H/V spectrum ratioTetsuo Tobita¹, Taisei Takada¹ (¹Kansai University)**KEY WORDS:** Ground classification, Deep learning, H/V spectrum ratio, Convolutional Neural Network

なものは最大値プーリング、平均プーリングがある。図-2に最大値プーリング処理の例を示す。特徴マップの左上部から2×2の局所的な領域の最大値を取り出し、これを指定したスライド間隔で繰り返す行うことで、圧縮された特徴マップが出力される。平均プーリングの場合は最大値ではなく平均値をとる処理となる。

実際の学習に用いるデジタルカメラで撮った写真等の画像データはユニットの数が膨大となる。それに伴い、通常のニューラルネットワークでは計算が困難になる。対して、CNN では畳み込み層でユニットを小分けにして特徴量を抽出し、プーリング層で情報を圧縮することで、膨大なユニットを持つ画像を用いた学習を可能にしている。また、畳み込み処理とプーリング処理は何回も繰り返すことができるため、現実的な画像処理では、畳み込み層とプーリング層は何重にも重なっている。

4. H/V スペクトル比の表示形式と学習精度

山本^{5),6)}, 谷口^{7),8)}による先行研究では、CNN の学習データに H/V スペクトルの振幅を色情報に変換したカラースペクトルを用いていた。本章では CNN の学習データに適した H/V スペクトルの表示形式を検討するため、大阪府の K-NET 観測点 10 地点 (OSK001～OSK010) (図-3) の強震記録 1842 データから、4 ケースの H/V スペクトル画像を作成し、CNN の学習精度を比較する。

4.1 強震観測網 (K-NET)⁹⁾

K-NET (Kyoushin Network : 全国強震観測網) は国立研究開発法人防災科学技術研究所が運用する、全国を約 20km 間隔で覆う 1,000 箇所以上の強震観測施設からなる強震観測網であり、1996 年 6 月より運用されている。兵庫県南部地震 (1995) から地震被害に直接結びつく地表の強震動を均質な観測条件で記録するために、各観測施設は、一部の例外を除き統一した規格で建設され、地表に強震計が設置されている。また、各観測施設では得られた強震記録の特性を詳しく理解するために土質調査が行われている。本章では大阪府の観測点 10 地点の 1996 年 6 月 1 日から 2023 年 9 月 23 日までの強震データ 1842 個を使用する。使用する強震データは、地盤の非線形挙動による卓越周期のずれが小さいと推察される最大加速度が 50gal 以下の記録のみを用いる。

4.2 H/V スペクトル比の画像の作成

ここでは山本^{5),6)}に従いカラースペクトル画像の作成方法について説明する。まず、K-NET 観測点での地震観測記録を用い H/V スペクトルを求める。この際、H/V スペクトルの振幅を最大値で除して正規化する。その後、各地点の H/V スペクトルを 0Hz~50Hz の振動数に対してプロットする (図-4)。得られたスペクトル波形を Case 1 (図-5 : 左上) とする。次に、このスペクトル波形から振幅の最大値を赤、最小値を青とするカラースペクトルを作成し、これを Case 2 (図-5 : 右上) とする。さらに、作成したスペクトル波形とカラースペクトルを重ね合わせたものを Case 3 (図-5 : 左下) とする。重ね合わせる際にスペクトル波形の視認性を高めるためカラースペクトルの色彩を薄く設定したものを Case 4 (図-5 : 右下) とする。

4.3 本研究で用いる機械学習ソフトウェア

本研究では、米国 Math Works 社が開発する数値解析ソフトウェアでありプログラミング言語でもある MATLAB を用いる。MATLAB には様々な Toolbox (コマンドやライブラリの追加) が存在し、用途に応じてインストールする必要がある。CNN システムの構築には

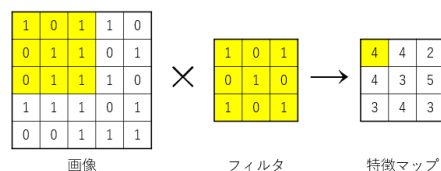


図-1 畳み込み処理



図-2 最大値プーリング処理

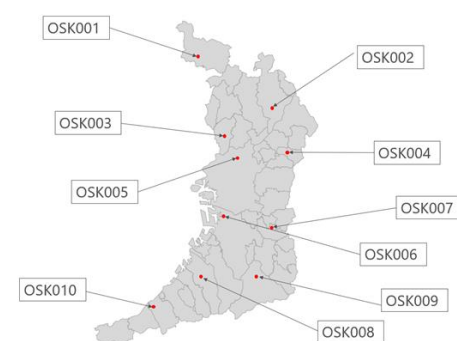


図-3 対象地点とした大阪市内の K-NET 観測点 10 地点

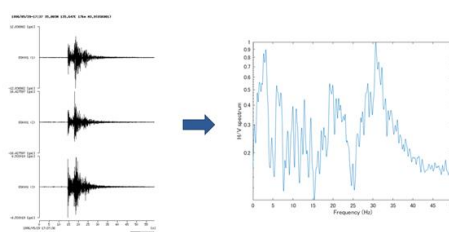


図-4 強震記録とプロットした H/V スペクトル

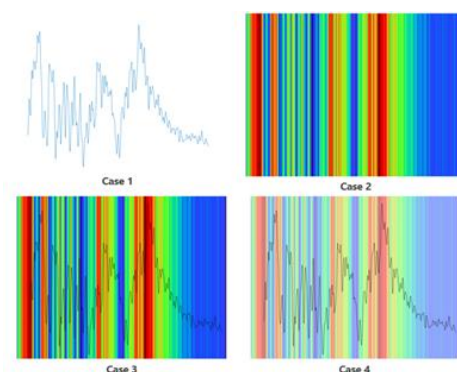


図-5 学習に使用した画像データの一部

Deep Learning Toolbox を用いることによって、簡単に行うことができる。Deep Learning Toolbox にはアルゴリズム、事前学習済みのモデル、およびアプリを使用したディープニューラルネットワークの設計と実装のためのフレームワークが用意されている。

4.4 CNN による学習方法

本研究では 5 つの畳み込み層、3 つのプーリング層、1 つの全結合層を持つ CNN アーキテクチャを使用する。また、CNN の学習速度を上げ、ネットワークの初期化に対する感度を下げるため、畳み込み層の後ろにバッチ正規化層と ReLU 層を配置する。バッチ正規化層はミニバッチ内の各層の入力の正規化を行う。ReLU 関数は非線形活性化関数であり、入力が正であればそのままの値を、負であればゼロにする。ReLU 関数により非線形性を導入することで、ネットワークが複雑なパターンを学習できるようにし、勾配消失問題を防止する。入力画像は画像サイズ 227×227 ピクセルに加工して用いる。使用画像は、各地点の画像に対して学習用と検証用を 7 : 3 の割合で分割して使用する。

ハイパーパラメータの設定として、勾配降下法のアルゴリズムに SGD（確率的勾配降下法）を使用し、ミニバッチサイズは 10、最大エポックは 6、初期学習率は 0.00005 とする。計算ライブラリには MATLAB に用意されている Toolbox の 1 つである Deep Learning Toolbox を使用する。MATLAB バージョンは R2023a を使用する。

4.5 学習結果の比較

Case 1 から Case 4 をそれぞれ 5 回ずつ学習させた。各ケースの正解率（Accuracy）を表-1 に示す。正解率とは全予測に対する正しい予測の割合である。ケースごとの正解率の平均値を見ると Case 2 に対し、Case 1、Case 3、Case 4 の値が高くなっている。これはカラースペクトルの色情報のみの画像よりも、スペクトル波形の形状の情報を含む画像を用いた学習の方が、畳み込み層、プーリング層での地点固有の特徴の抽出がされやすかったからだと考えられる。また、Case 1、Case 2、Case 3 の正解率の平均値には大きな差が見られなかった。よって、本研究では画像加工の手間が省かれ、事前準備の簡略化ができるスペクトル波形のみ（Case 1）の画像を用いて学習を行う。

5. 学習モデルによる微動 H/V スペクトル比の分類

5.1 微動観測

K-NET 観測点 3 地点（OSK002、OSK003、OSK005）で微動観測を行った。観測には白山工業の微動観測装置 JU410 を使用し、K-NET の地震計付近で 30 分間程度の単点観測を行う（写真-1）。微動観測時は風の影響を防ぐために微動観測装置の上に箱をかぶせた。

5.2 地震動 H/V スペクトルと常時微動 H/V スペクトルの比較

微動観測で得られた振動データを用いて求めた微動 H/V スペクトル比と、微動観測を行った地点と同地点の学習に使用した地震動 H/V スペクトル比のから、抜き出した 10 波の地震動 H/V スペクトル比の平均の比較を行った（図-6）。

微動 H/V スペクトル比と地震動 H/V スペクトル比を比較したところ、OSK003 において形状に大きな相違がみられた。また、3 地点とも高周波数領域において波形に現れるピークとボトムの特徴が異なっている。これは強震計と微動計の周波数応答倍率の違いによるものと考えられる。よって、前章で作成した学習モデルをそのまま用いて微動 H/V スペクトル比の分類を行うことは難しいと判断する。しかし、OSK002、OSK005 では、低周波数領域でピークとボトムが現れる周波数はおおむね一致しているため、2Hz～10Hz、2Hz～15Hz、2Hz～25Hz の周波数領域の地震動 H/V スペクトル比を用いて再度モデルを学習させ、微動 H/V スペクトル比を分類できるか検証する。

表-1 ケースごとの正解率（％）

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
1	84.00	79.64	82.00	85.27
2	80.36	82.00	80.73	83.09
3	79.82	79.64	78.55	80.18
4	82.70	81.64	81.27	79.64
5	81.79	77.82	84.00	79.09
Average	81.73	80.15	81.31	81.45



写真-1 OSK005 における微動観測の様子

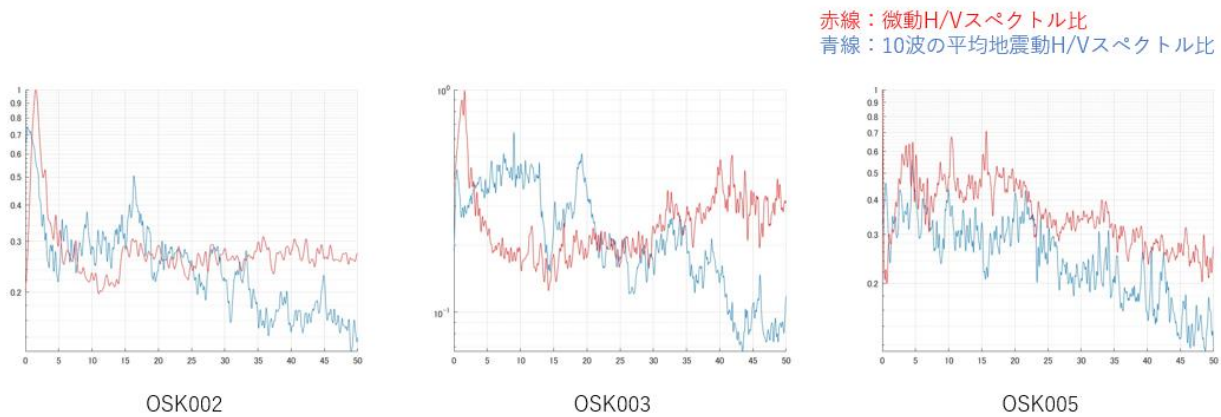


図-6 微動 H/V スペクトルと地震動 H/V スペクトルの比較

5.2 学習結果の考察

2Hz～10Hz, 2Hz～15Hz, 2Hz～25Hz の3ケースの周波数領域の地震動 H/V スペクトル比を用いて5回ずつ学習を行った。学習結果を表-2に示す。どの周波数領域を用いた学習も、4章で行った0Hz～50Hzの周波数領域の地震動 H/V スペクトル比を用いて学習した際と比べて、正解率の平均値が減少した。また、学習に使用する周波数領域を狭めるほど、正解率は低下した。これは、学習に使用する周波数領域が狭いと、H/V スペクトル比の地点固有の波形の特徴が失われ、どの地点の波形も似通った形状になってしまったからだと考えられる。

次に個々のクラスにおける分類結果を確認するため、再現率 (Recall) と適合率 (Precision) を用いて学習精度を評価する。再現率は真のクラスの内モデルが正しく分類できた割合、適合率は分類されたクラスが正しかった割合である。5回の学習の再現率の平均値を表-3に、適合率の平均を表-4に示す。結果から、OSK001とOSK009の2地点が再現率と適合率がともに他の地点よりも高くなっている。また、OSK007とOSK008の2地点が再現率と適合率がともに他の地点よりも低くなっている。これらの地点の土質図はK-NETのWebサイトで公開されている。図-7(a)に示すOSK001とOSK009の2地点は深度5m～10m地点から岩盤による支持層が続く単純な地盤構造をしており、N値の変動も少ない。このような地点は地震動 H/V スペクトル比の特徴が一定になりやすいと考えられる。図-7(b)に示すOSK007とOSK008の2地点は砂、砂質土、粘性土等による互層構造となっており、N値の変動も大きい。このような地点では地震動 H/V スペクトルに地点特有の特徴が現れにくいと考えられ、今後検証が必要である。また、OSK006は再現率が高く適合率が低い結果になっているが、これは表-5に示すように、この地点の学習に使用したデータ数が少なかったことで十分な学習がされなかったことに加え、検証の際に、この地点に分類されることがほとんどなく、適合率が100%や0%等の極端な値になったためである。

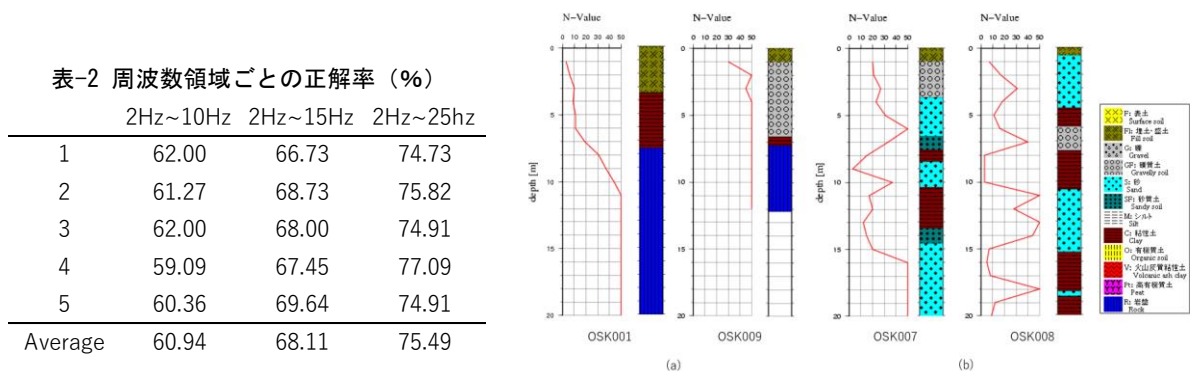


図-7 N値と土質柱状図

(a) OSK001とOSK009, (b) OSK007とOSK008

表-3 再現率の平均値 (%)

周波数領域	OSK001	OSK002	OSK003	OSK004	OSK005	OSK006	OSK007	OSK008	OSK009	OSK010
2Hz~10Hz	86.20	55.22	67.10	74.12	32.90	24.98	43.50	33.34	72.44	54.04
2Hz~15Hz	93.32	62.68	72.58	74.12	46.46	21.66	51.00	37.04	79.34	74.68
2Hz~25Hz	92.86	68.66	73.82	83.20	56.76	31.66	56.00	55.56	94.08	80.64
Average	90.79	62.19	71.17	77.15	45.37	26.10	50.17	41.98	81.95	69.79

表-4 適合率の平均値 (%)

	OSK001	OSK002	OSK003	OSK004	OSK005	OSK006	OSK007	OSK008	OSK009	OSK010
2Hz~10Hz	74.48	53.26	70.76	69.56	57.94	81.68	49.96	29.12	71.22	61.08
2Hz~15Hz	84.86	65.50	69.54	68.84	60.66	69.50	59.48	56.04	71.50	66.20
2Hz~25Hz	88.18	69.48	83.70	68.04	70.74	96.00	65.70	64.94	87.00	77.24
Average	82.51	62.75	74.67	68.81	63.11	82.39	58.38	50.03	76.57	68.17

表-5 各地点の学習に使用したデータ数

OSK001	OSK002	OSK003	OSK004	OSK005	OSK006	OSK007	OSK008	OSK009	OSK010
281	225	208	250	105	41	135	179	205	213

5.3 微動 H/V スペクトル比の分類

作成した CNN モデルを用いて微動 H/V スペクトル比の分類を行った。各モデルの分類結果を表-6 に示す。結果として、地震動 H/V スペクトル比と微動 H/V スペクトル比の波形が大きく異なる OSK003 は正しい地点に分類されることがなかったが、OSK002 と OSK005 は、学習させた周波数領域が広がるにつれて、正しい地点に分類される割合が高くなった。このような結果から、地震動 H/V スペクトル比で学習したモデルで微動 H/V スペクトル比を正しい地点に分類するためには、地点固有の波形の特徴が確認できる程度の周波数領域の幅が必要であると分かる。この点については、今後、微動観測を行う地点を増やし、最も適した周波数領域を精査する必要がある。また、本研究で作成したモデルでは誤った分類が多く、実用レベルには達していない。これは、大阪府の K-NET 観測点で観測された強震記録が少なく、H/V スペクトル比の波形の形状のばらつきが大きくなったこと、学習に使用できるデータ数が少なかったため、地点ごとの H/V スペクトル比の波形の特徴が十分に学習されなかったことが原因として考えられる。よって、今後の展望として、地震発生回数が多く K-NET 観測点での強震記録数が豊富な地点を用いて学習を行うことで、H/V スペクトル比の波形の特徴に一定性を持たせ、学習精度及び分類精度の向上を目指す。

表-6 微動観測地点と分類された地点

分類結果 2Hz~10Hz					
微動観測地点	1	2	3	4	5
OSK002	OSK009	OSK009	OSK009	OSK010	OSK009
OSK003	OSK009	OSK009	OSK009	OSK009	OSK009
OSK005	OSK003	OSK004	OSK004	OSK005	OSK004

2Hz~15Hz					
微動観測地点	1	2	3	4	5
OSK002	OSK001	OSK002	OSK001	OSK001	OSK001
OSK003	OSK008	OSK007	OSK007	OSK007	OSK007
OSK005	OSK003	OSK003	OSK005	OSK003	OSK003

2Hz~25Hz					
微動観測地点	1	2	3	4	5
OSK002	OSK002	OSK002	OSK007	OSK007	OSK001
OSK003	OSK001	OSK008	OSK007	OSK001	OSK001
OSK005	OSK005	OSK003	OSK005	OSK003	OSK005

6. まとめ

本研究では、地盤調査の中でも非破壊で容易に地盤データが得ることのできる微動探査に着目し、CNN による深層学習を用いて、簡易的に地盤構造を推定する検討を行った。得られた結論は以下のとおりである。

CNN の学習データに適した H/V スペクトルの表示形式を検討するため、大阪府の K-NET 観測点 10 地点から得られた最大加速度 50gal 以下の強震データを用いて 4 ケースの表示形式で画像データを作成し、学習を行った。学習結果から、カラースペクトルの色情報のみの画像よりも、スペクトル波形の情報を含む画像を用いた学習の方が、畳み込み層、プーリング層での地点固有の特徴の抽出がされやすい事がわかった。

K-NET 観測点付近で微動観測を行い、微動 H/V スペクトル比と地震動 H/V スペクトル比を比較したところ、高周波数領域で波形の形状が異なっていた。低周波数領域でのピークとボトムが現れる振動数はおおむね一致していたため、2Hz~10Hz, 2Hz~15Hz, 2Hz~25Hz の周波数領域で再度学習を行った。学習結果から、周波数領域を狭めすぎると、H/V スペクトル比の波形から地点固有の特徴が失われ、精度が低くなると分かった。また、単純な地盤構造を持つ地点は地震動 H/V スペクトル比に一定の特徴が表れやすいと分かった。作成したモデルを用いて微動 H/V スペクトル比の分類を行ったところ、2Hz~25Hz の周波数領域で学習させたモデルで正しい地点に分類されることが多かった。しかし、実用レベルには達していない。原因として、地震動のデータ不足によって、波形の特徴にばらつきが出たことと、十分な学習がされなかったことが考えられる。

謝辞：本研究では、防災科学技術研究所の強震観測網（K-NET）の強震観測記録を使用させていただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 中村豊：H/V スペクトル比の基本構造，物理探査学会第3回地震防災シンポジウム「微動と地震防災」，2008.
- 2) 中村豊，佐藤勉，齋田涼：常時微動を用いた表層地盤特性推定の妥当性と問題点-メキシコシティでの検討結果-，第27回土木学会地震工学研究発表会概要集，pp135，2003.
- 3) 大熊裕輝，松岡昌志，山崎文雄，原田隆典：宮崎県における常時微動 H/V スペクトル比を用いた地震動の推定，土木学会論文集，No.696/I-58，pp.261-272，2002.
- 4) MathWorks：ディープラーニング（深層学習），入手先<https://jp.mathworks.com/discovery/deep-learning.html?s_tid=srchtitle_site_search>（参照 2024.6.24）.
- 5) 飛田哲男，山本航，深層学習を用いた微動スペクトルの分類手法の提案，土木学会論文集（地震工学），Vol. 79, No. 13, 22-13014, 2023, <https://doi.org/10.2208/jscej.22-13014>.
- 6) Tobita, T., Yamamoto, W. (2024). Machine Learning for Estimation of Surface Ground Structure by H/V Spectral Ratio. In: Hazarika, H., Haigh, S.K., Chaudhary, B., Murai, M., Manandhar, S. (eds) Geo-Sustainnovation for Resilient Society. CREST 2023 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 446. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-99-9219-5_7.
- 7) Tobita, T. and Taniguchi, T., Machine Learning for Site Identification with H/V Spectral Ratio, 8ICEGE, 2024.
- 8) 飛田哲男，谷口大智：微動 H/V スペクトルと深層学習による観測点の分類，日本地震工学シンポジウム，G416-20, 2023.
- 9) 国立研究開発法人防災科学技術研究所：強震観測網 K-NET，入手先<<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>>（参照 2024.6.24）.

画像解析技術を用いた河川における濁水判別手法の開発事例

○八木達也¹・工藤圭史¹・岡秀行¹・田島昭男¹¹ 国際航業株式会社

1. はじめに

河川への工事影響評価を目的とした水文調査では、河川流量や水質に加え、濁水状況の把握を行う場合がある。濁水の発生原因として、人的要因では、a)工事影響などの排水、b)家庭排水、c)田んぼの代掻きの排水などがある。自然発生要因では、d)大雨などの出水に伴う河床の巻き上げ、e)斜面崩壊による土砂流出などがある。これらの濁水の発生原因を特定するには、流水経路、濁水の色や濃淡の変化などを現地確認し、早急に濁水の発生を検知することが必要となる。

一般的な水文調査では、月に1回から4回程度の頻度で定期観測を行い、ポータブルの濁度計ならびに目視による透視度測定により、濁水状況の確認を行う。観測時に異常な濁水を確認できるのは、濁水発生から時間が経過していることが多い。その場合、状況を十分に把握することができず、濁水発生の原因の特定が困難になる。そのため、濁度計を設置し、濁度の連続観測や監視を行う事例が増加傾向にある。しかしながら、設置するためには河川占有許可が必要な場合や、機器自体の破損や故障、流出や埋没による欠測など問題が多い。さらに、持続的な監視や観測には多大な労力とコストが伴う。また、濁りを表す濁度の単位は度(カオリン)や Nephelometric Turbidity Unit (NTU) で表される。また、浮遊物質質量 (SS) など数値化した値で記録される場合もあるが、濁水の色や視覚情報は記録されない。

一方で、近年 DX (Digital Transformation) 導入の加速により、各分野において画像解析技術を用いた判定方法や観測技術により高精度化、効率化、又は低コスト化した事例が注目されている。その中で、非接触の濁度計測方法として、画像解析技術を利用する方法の開発が進んでいる。たとえば、水域の濁度の空間分布を把握する目的で、橋本ほか¹⁾や Dogliotti et.al.²⁾では気象衛星画像を用いた解析手法の開発を行っている。一方、河川のある地点における濁度の時間変化を捉える方法として、五十嵐ら^{3),4)}は溪流に設置されている CCTV カメラ画像を用いて渓流水面の色の变化から濁水発生を推定する手法の開発を行っている。これは濁水が観測地点に到達すると河川水面の RGB 値が上昇する傾向を捉える手法であるが、水面と河床の色の区別、土砂の地質による色の違い、日照による反射光の影響等を除去することは困難である。五十嵐ら^{3),4)}は RGB 値を単位ベクトル化することでこれらノイズの除去を試み、実際の土石流発生検知への応用を検討している。

このような先行研究を踏まえ、本報では、毎時リアルタイムで送信される CCTV カメラによって撮影された河川画像を自動監視し、工事影響等による濁水発生状況を検知することを目的とした画像解析技術の開発を行った。

2. カメラ設置条件と解析手法

福岡県岡垣町を流れる小規模河川を対象に行った。図-1 に示すように、使用したインターバル撮影カメラは地上から 1.5m ほど立ち上げた位置に設置し、二面張りの水路の左岸から右岸に向けて河川内画像を撮影した。撮影環境は、1 時間毎に 1 回 300 万画素の画像を撮影し、リアルタイムで送信する設定とした。なお、使用したインターバルカメラは、日中は可視光でのカラー画像、夜間は赤外線によるグレースケール画像の写真撮影を撮影できる。

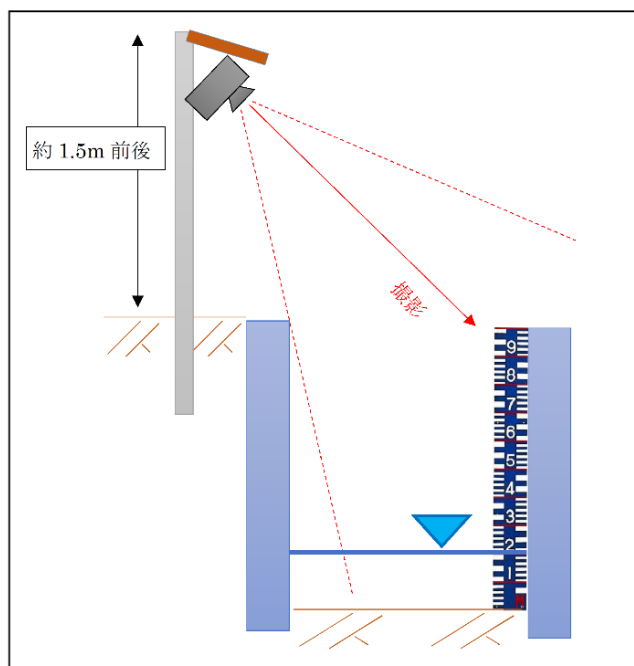


図-1 カメラ設置概念図

Development case study of turbid water discrimination methods in rivers using image analysis technology

Tatsuya Yagi¹, Keishi Kudo¹, Hideyuki Oka¹, Akio Tajima¹ (¹Kokusai Kogyo Co., Ltd)**KEY WORDS:** Image analysis, Turbidity, Time-lapse camera, Hydrological survey, Construction impact assessment



図-2 濃い濁水の画像例



図-3 濁りがない清水の画像例

濁りの画像解析に用いた指標は、RGB 値と情報エントロピーであるが、その特徴について以下に示す。

(RGB 値)

赤 (R 値)、緑 (G 値)、青 (B 値) を基にしたデジタルカラー表現で、それぞれ 0～255 の値の組み合わせによって色が決まる。例えば、RGB 値で白色の表現は (255, 255, 255) となる。デジタルカメラで撮影した画像は、ピクセルごとに RGB 値によって色が表現されている。

(情報エントロピー)

情報理論で定義された指標で、特にデータやメッセージが持つランダム性（乱雑さ）や不確実性を表す。本開発では、グレースケールの画像を対象としており、各ピクセルの明るさ（256 階調）を確率分布の実現値として、情報エントロピーを求める。

各ピクセルの明るさのランダム性が高い場合、情報エントロピーの値は 1.0 に近づく。

各ピクセルの明るさのランダム性が低い場合、情報エントロピーの値は 0.0 に近づく。

本開発の対象の河川では、RGB 値の合計値が高いほど白色に近づくため、濃い濁水の画像（図-2 赤枠内）ほどその値は高く、濁りがない清水の画像（図-3 赤枠内）ほど低くなる。

一方、情報エントロピーは濁りがない清水の画像ほど 1.0 に近くなる。これは水域の透過性が増すため河床礫が見え、見掛け上、画像のランダム性が高くなるためである。逆に、濃い濁水の画像は、単色となり、ランダム性が小さくなるため、情報エントロピーが 0.0 に近づく。

本報では、画像の水域の赤枠部分（図-2, 3）を切り出し、その範囲のピクセルごとの RGB 値の合計値と赤枠内における情報エントロピーを求め、時系列で整理した。また、両者の値の変化や実際の画像の濁り状況と比較し、濁り状況を確認するための指標になりうるか検討を行った。

3. 画像解析結果及び考察

3.1 解析結果と撮影画像の比較結果

2023年5月18日～5月31日の河川の水深、降水量、ならびに情報エントロピーとRGB値の解析値を図-4に示す。降水量は、調査地から10km以内に位置するアメダス宗像観測所のデータを参考とした。なお、今回の解析では、RGB値を用いることから、夜間の赤外線によるグレースケール画像は除外した。

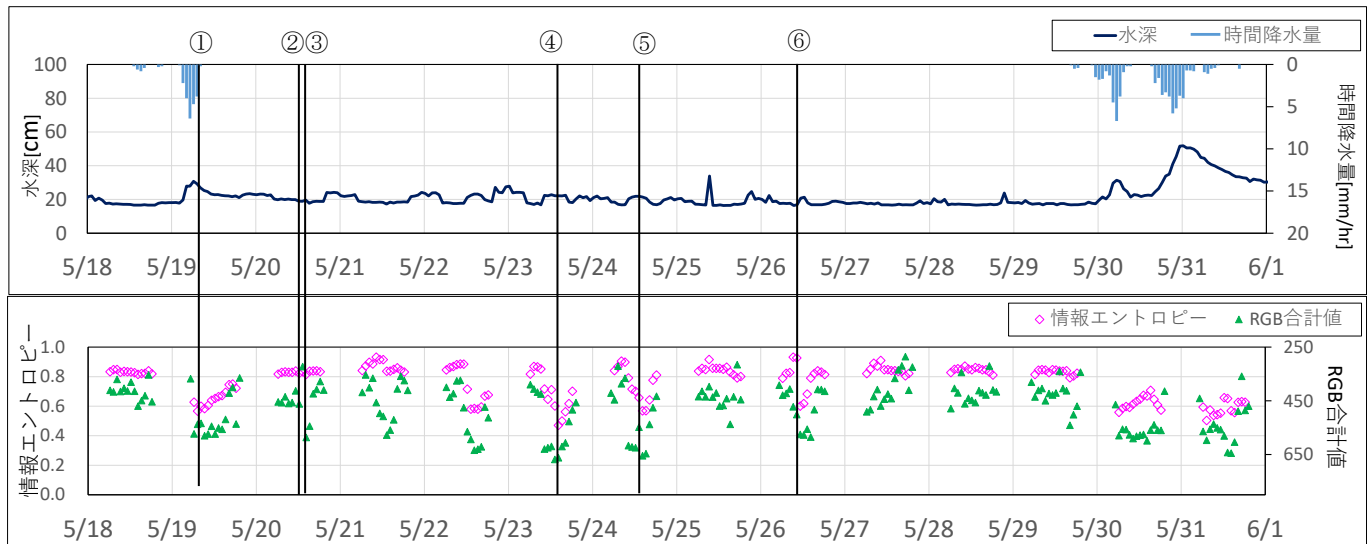


図-4 河川水位変化と時間降水量（アメダス宗像）（上）と画像ごとの情報エントロピーとRGB値（下）

図-5に示す代表画像では、目視による河床の見え具合から画像④>⑤>①>⑥>③=②の順で濁りが濃くなっている。このとき、情報エントロピーの値は画像④<⑤<①<⑥<③<②の順で大きくなっており（表-1）、濁りと情報エントロピーは逆相関の関係にあることがわかる。一方で、RGB値の合計値については、画像④>⑤>③>①>⑥>②の順番に小さくなる。濃い濁水の場合、RGB値が600以上と高い値を示しているが、河床が見える程度の薄い濁水（図-5 画像①、画像⑥）の場合は濁りがない清水（図-5 画像②、画像③）との区別ができないケースも確認された。

ここで、画像②と画像③は濁りがない清水時のものであるが、RGB値の合計値が画像②は322.46、③は555.08と値が大きく異なる。画像②は曇りのため比較的暗い状況であり、画像③は日光が当たり明るい状況であり、両者では日照条件が大きく異なる（図-5）。

このようにRGBの合計値は、清水時に日照条件に大きく左右されることが確認された。一方で、情報エントロピーは、グレースケールの画像を用いて解析することやピクセルの色そのものの情報ではなく、隣接するピクセルとの違い（乱雑さ）が指標の元となっているため、日照条件の影響を受けにくく、より正確に濁り状況を判別できた。

表-1 代表撮影画像の情報エントロピーとRGB値

撮影画像	撮影日時	情報エントロピー	R値	G値	B値	RGBの合計値	濁り状況
①	2023/5/19 9:15	0.584	192.05	200.12	187.70	579.87	薄い濁水
②	2023/5/20 13:15	0.834	114.44	112.94	95.08	322.46	濁りがない清水
③	2023/5/20 14:15	0.816	208.05	205.42	172.73	586.20	濁りがない清水
④	2023/5/23 14:15	0.471	235.31	237.70	188.76	661.77	濃い濁水
⑤	2023/5/24 15:15	0.570	221.00	231.11	194.66	646.77	濃い濁水
⑥	2023/5/26 13:17	0.683	185.28	187.53	182.27	555.08	薄い濁水

濁りがない清水



薄い濁水



濃い濁水



図-5 代表画像と濁り状況

3.2 濁り状況及び水深と情報エントロピーとの関係について

情報エントロピーが濁りの判別に有効であることを 3.1 節で示したが、ここでは現場状況が変化した場合の適用性について考察する。情報エントロピーは、河床の礫などが画像確認できるかが指標に反映される。そのため、濁り以外にも透明度を変化させる要因として水深の影響を受けることが予想される。そこで水深と情報エントロピーの関係について整理した（図-7）。

図-7 は、情報エントロピーと水深の関係を示している。また図中の色分けは、目視判別により「濁りがない清水（青）」、「薄い濁水（緑）」、「濃い濁水（赤）」を区別したものである。水深が 20 cm 以下になると、「薄い濁水」でも河床まで透過してしまうため、情報エントロピーが上昇し、濁っていない清水と区別することが困難になる（領域 A）。一方、水深が 20～40 cm 程度になると「薄い濁水」、「濃い濁水」の判別の精度が高くなる（領域 B）。水深が 40 cm 以上となると、当地点の場合、ほぼすべてが「濃い濁水」となるため、画像による濁り判別自体不要になる（領域 C）。水深が 40 cm 以上の場合、水深が深くなるにつれて情報エントロピーの上昇がみられた。これは、増水による乱流により泡や波が発生しており（図-6）、画像としての乱雑さが増加したためである。

観測地点の河床の状況等に左右される可能性はあるが、水深が 20 cm 以下まで浅くならない限りは、濁りの判別が可能であると推測される。

以上のことから、観測地点ごとの水深と情報エントロピーの関係と特徴をあらかじめ把握しておくことで、画像解析による濁りの判別が可能である。



図-6 増水時の状況

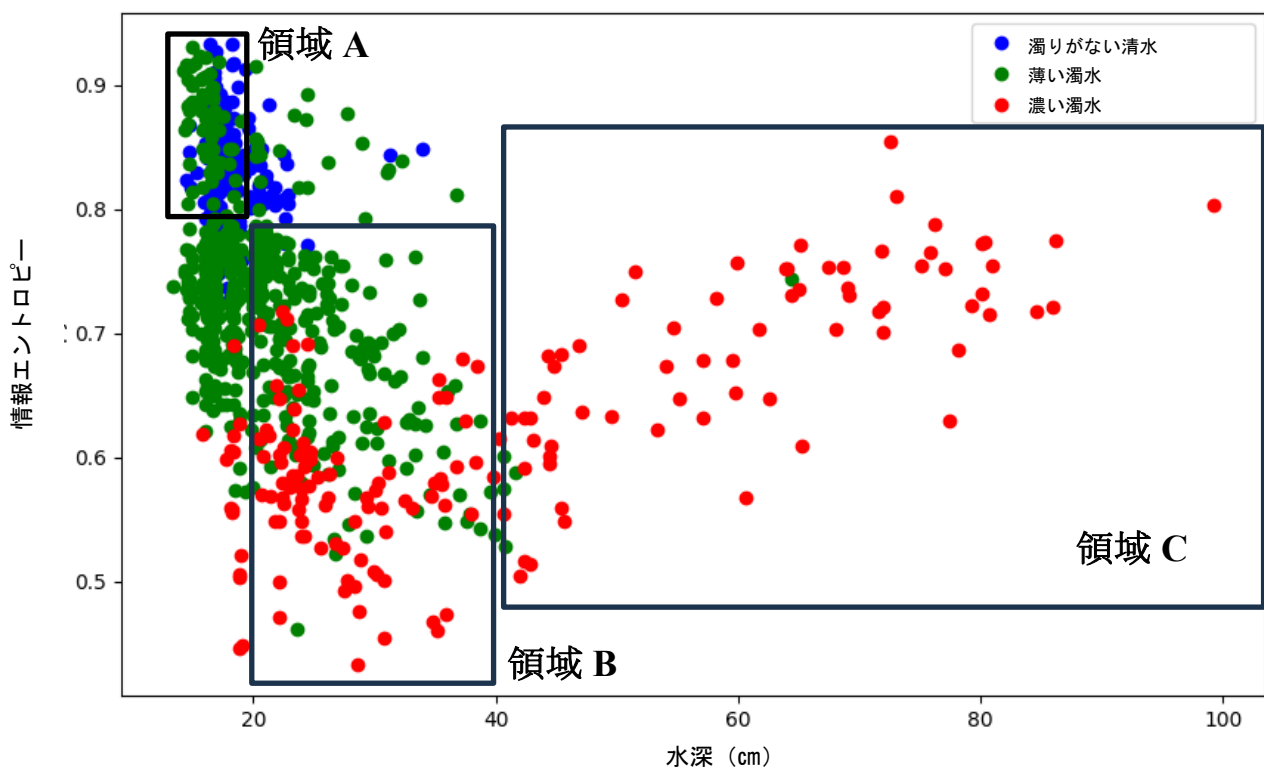


図-7 濁り状況及び水深と情報エントロピーとの関係

4. おわりに

今回、インターバルカメラを河岸に設置し、1 時間毎に連続撮影した画像から画像解析技術を用いて濁り状況の判別を試みた。その結果、水深が 20cm 以上あれば、情報エントロピーと濁り状況に相関関係があり、濁水状況を段階別に区分し、異常な濁りの検知が可能であることが分かった。今後、日中だけでなく夜間も照明環境下における検証なども行いたい。

また、既往の RGB 値を用いた濁り解析技術や他の画像解析指標、深層学習モデルとも組み合わせることにより、濁り検知の精度向上が期待でき、これまで難しかった濁り状況のリアルタイム監視が可能となる。さらに、濁り状況を段階別に細分化できれば、現状の濁り指標である SS や NTU と同等の精度の新しい指標となり得ることが期待できる。

これらの画像解析技術を水文調査における工事影響評価を行うツールとして実用化に向けて、検証を進めていきたい。

謝辞：本研究の遂行にあたり、国土交通省九州地方整備局や福岡県岡垣町の皆様のご協力を得て現場にカメラ設置した。カメラの設置や管理にあたって、国際航業株式会社の社員の皆様に助言や協力を得た。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 橋本直之・新見翔子・松岡祐也：農業農村工学会大会講演会講演要旨, pp.163-164, 2023
- 2) A.I. Dogliotti・K.G.Ruddick・B.Nechad・D.Doxaran・E.Knaeps: A single algorithm to retrieve turbidity from remotely-sensed data in all coastal and estuarine waters, Remote Sensing of Environment, 156, pp.157-168, 2015
- 3) 五十嵐和秀・水谷 佑・木下篤彦・井深真治・肥後明豪・池島 剛・秋田寛己・水野秀明：画像の RGB 空間における濁水の立体分布と 3 次元ベクトル空間モデルを用いた流況変化検知手法の基礎的検討, 砂防学会誌, Vol.71, No.6, pp.28-34, 2019a
- 4) 五十嵐和秀・水谷 佑・松本定一・池島 剛・井深真治・田中健貫・木下篤彦：供給される土砂の粒径と濁水の色の違いに着目した、土砂移動現象を検知する画像認識技術の検討, 河川技術論文集, pp.187-192, 2019b
- 5) 五十嵐和秀・松岡 暁・木下篤彦・山田 孝：渓流水面画像の RGB 値の単位ベクトルを用いた濁度評価と土石流検知手法—信濃川水系芋川と石狩川水系黒岳沢川を事例に—, 砂防学会誌, Vol.76, No.1, pp.22-33, 2023