

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料 第 4443 号

土木研究所資料

令和 4 年度交流研究員報告書概要版

令和 5 年 7 月

国立研究開発法人土木研究所

Copyright © (2023) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

令和4年度交流研究員報告書概要版

国立研究開発法人土木研究所

要 旨

本報告書は、令和4年度に受け入れた交流研究員50名の研究成果を概要版としてとりまとめたものである。

キーワード：交流研究員、受入れ、令和4年度

まえがき

国立研究開発法人土木研究所では、国内における他機関の研究者を受け入れ、受け入れた研究者（以下、交流研究員）が土木研究所提示の研究テーマについて、当所の研究者等の指導を受けながら取り組むことにより、研究者・技術者としての資質向上を図り、それぞれの機関との連携の増進を図ることを目的に、交流研究員受入れ制度を創設しています。平成13年度の独立行政法人移行以来、民間企業、公益法人、地方公共団体等の研究者を積極的に受け入れております。

令和4年度は、年間を通じて、民間企業及び公益法人から50名の研究者を受け入れました。その研究成果は、概要版ではありますが本報告書に示したとおりであり、受入れ期間中において、学会等における受賞や技術士等の資格を取得する方々がおられたことも含め、技術力向上という目的がある程度達成できたのではないかと思います。

また、交流研究員からは「研究対象に特化した施設や環境だけでなく、実際の現場で貴重なデータを得る機会がある点は大変素晴らしい」「被災時や工事時に行われる構造物の詳細な調査に数多く立会いを行い、実際に様々な調査ができる」「査読付き論文の執筆を経験できた点が良かった」「発注者目線で事業の流れを勉強できる」等の感想が寄せられております。他機関の研究者を受け入れることは、土木研究所としても現場や民間のニーズを直接把握することができ、より現場と密接した研究開発が行えると考えております。

本報告書は、令和4年度に受け入れた交流研究員50名の研究成果を概要版として作成したものです。

皆様方の業務のご参考となれば幸いです。

国立研究開発法人土木研究所
理事長 藤田 光一

目 次

1.	危機管理型水門管理システムの開発に関する研究	1
	先端技術チーム 白川 祐樹	
2.	舗装内部の構造や劣化の調査に関する研究	5
	地質チーム 大石 佑輔	
3.	ダム再生事業における基礎岩盤評価手法に関する研究	9
	地質チーム 多田 一晴	
4.	山岳トンネルの地質・地盤リスクに関する基礎的研究	13
	地質チーム 荒谷 忠	
5.	高精度地形データを用いた道路斜面災害危険箇所の評価手法に関する研究	19
	地質・地盤研究グループ 小寺 凌	
6.	デジタルカメラの写真を用いた画像処理から現場密度を計測する手法に関する研究	23
	土質・振動チーム 上田 和也	
7.	ドレーン用Co二次製品の排水孔の大きさが排水能力に与える 影響に関する実験的検討	27
	土質・振動チーム 西村 圭右	
8.	河川堤防の基盤漏水に対する矢板の評価手法に関する研究	31
	土質・振動チーム 丸田 亮	
9.	構造物背面盛土における地震時段差の評価法に関する検討	35
	土質・振動チーム 佐々木 直也	
10.	周辺溪流からの土砂及び表面水を考慮した 道路排水施設の機能強化に関する解析的検討	39
	施工技術チーム 三原 一輝	
11.	道路土工構造物の特性を考慮したマネジメント手法に関する研究	43
	施工技術チーム 須田 悠尽	
12.	両生類を対象とした環境DNAメタバーコーディング解析	47
	流域生態チーム 篠原 隆佑	
13.	河川管理へのリモートセンシング技術の活用に関する研究	51
	流域生態チーム 手塚 透吾	
14.	河川事業への環境DNAの応用技術に関する研究	55
	流域生態チーム 菅野 一輝	
15.	AI技術や次世代センサーを活用した水質測定・評価技術に関する研究	59
	水質チーム 末永 敦士	
16.	河川景観に配慮した護岸の特徴量に関する研究	63
	自然共生研究センター 永山 明	
17.	仮想現実を利用した河川景観評価に向けた護岸ブロックの見え方の課題	67
	自然共生研究センター 坂元 泰平	
18.	流域治水の推進によるハビタット多様性変化の推定に関する研究	71
	自然共生研究センター 安形 仁宏	
19.	砂防堰堤の基礎地盤失の過程とその要因の一考察	75
	火山・土石流チーム 羽馬 一希	
20.	有田川支川角間木谷川，箕谷川における損傷した 水叩きの点検手法の検討及び損傷過程の推定	79
	火山・土石流チーム 三浦 光太郎	

21.	桜島有村川上流域の山腹斜面における ガリーの形成・発達範囲の時系列変化とその地形的特徴	83
	火山・土石流チーム 佐野 泰志	
22.	三次元FEMを用いた地すべり変状の再現検討	87
	地すべりチーム 松浦 弘明	
23.	地震起因の崩壊性地すべりの発生因子に関する研究	91
	地すべりチーム 石田 勇人	
24.	集水井による地下水位の低下量及び低下範囲に関する検討	97
	地すべりチーム 北村 和輝	
25.	FEMを用いたグラウンドアンカー荷重解析におけるモデル簡略化の影響	101
	地すべりチーム 東 龍道	
26.	地すべり災害対応のBIM/CIMモデルを活用した応急横ボーリング工の配置計画手法	105
	地すべりチーム 今江 健太	
27.	早期劣化を発現させる舗装の損傷原因に関する検討	109
	舗装チーム 中尾 信之	
28.	再生改質アスファルト混合物の評価方法に関する基礎検討	113
	舗装チーム 小田 猛	
29.	屋外曝露した再生アスファルト混合物の低温時と高温時の性状調査	117
	舗装チーム 掛札 さくら	
30.	橋面舗装端部や施工打継目における防水工法とその評価方法の研究	123
	舗装チーム 室井 和也	
31.	中流動コンクリートを適用した山岳トンネル覆工の変状特性等に関する分析	129
	トンネルチーム 廣田 彰久	
32.	画像解析技術活用に向けた切羽写真条件に関する一考察	133
	トンネルチーム 田村 賢人	
33.	タイの工業団地における洪水氾濫解析モデルの構築	137
	水災害研究グループ 沼田 慎吾	
34.	桁端部の腐食進行度に応じた荷重伝達メカニズムについての解析的検討	143
	橋梁構造研究グループ 川口 真理沙	
35.	道路橋洗掘における洗掘の進行の予測方法の構築のための予備実験	149
	橋梁構造研究グループ 田中 一徳	
36.	既設橋杭基礎の増し杭補強設計における 杭頭接合部の固定度の評価手法についての検討	155
	橋梁構造研究グループ 行藤 晋也	
37.	塩害特定点検データを用いた道路橋下部構造の塩害に対する耐久性能の傾向分析	159
	橋梁構造研究グループ 川井 菜緒	
38.	道路橋の震後調査の効率化・高度化に向けた3次元レーザスキャナの試行検討	163
	橋梁構造研究グループ 林 祐葵	
39.	画像計測を用いた固定化させた支承可動部の追従機能の検討	167
	橋梁構造研究グループ 菅原 達也	
40.	複数箇所が非線形化する橋における 支承部の二次剛性が橋の応答の不確実性に与える影響	171
	橋梁構造研究グループ 藤岡 健祐	
41.	道路橋の耐震設計におけるリスクマネジメント及びリスク対応に関する事例研究	175
	橋梁構造研究グループ 河原井 耕介	

42.	連続繊維シートで補強された道路橋RC床版 における塩分浸透が及ぼす土砂化への影響	179
	橋梁構造研究グループ 夏堀 格	
43.	既設橋梁の塩害特定点検結果に基づいた塩分浸透予測に対する調査箇所の影響	183
	橋梁構造研究グループ 佐藤 純弥	
44.	積層したCFRPシートの材料特性のばらつきに関する研究	187
	橋梁構造研究グループ 竹内 彩	
45.	カーボンニュートラルに向けた新たな舗装材料開発に関する研究	191
	材料資源研究グループ 太田 雄一郎	
46.	植物由来原料を使用したアスファルト再生用添加剤の開発	195
	材料資源研究グループ 高山 遼太郎	
47.	赤外分光分析によるアスファルト試料の劣化等の迅速判定方法の開発に関する研究	199
	材料資源研究グループ 福山 菜美	
48.	再生用ポリマー改質アスファルトによる劣化アスファルトの再生効果検討	205
	材料資源研究グループ 金澤 裕貴	
49.	下水道材料の劣化メカニズム及び耐久性評価に関する研究	209
	材料資源研究グループ 津田 直弥	
50.	プレキャストPC部材に用いるコンクリートの 塩化物イオン浸透に対する抵抗性の変動とその評価に関する検討	213
	材料資源研究グループ 角田 貴也	

危機管理型水門管理システムの開発に関する研究

チーム名等 先端技術チーム
氏 名 白川 祐樹

1. まえがき

近年、豪雨災害の激甚化が懸念されており、大規模停電による電源喪失や通信途絶、豪雨による交通途絶等が発生する可能性が高まっている。こうした危機的状況下において避難指示などの防災をつかさどる自治体の長にとっては、水門等の開閉情報は判断の重要な要素の一つである。

土木研究所先端技術チームでは、戦略的イノベーション創造プログラム（以下「SIP」という。）の第2期SIPの取組みにおいて、12 研究課題の1 つ「国家レジリエンス（防災・減災）の強化」のうち「VI. スーパー台風被害予測システム開発」において、4つのサブテーマの1つ「危機管理型水門管理システムの開発（以下、本システムという。）」において7つの研究機関で研究開発を実施してきた。

本報告書では、施設管理者が異なる水門等の開閉状況を一元的に把握・監視する本システムの開発における取組みについて紹介する。

2. 研究の背景と目的

水門や樋門は洪水時に確実に開閉することで、洪水を防御、流下させる機能を持つ重要な河川構造物であり、全国には、国が管理するものが約8,800施設、都道府県が管理するものが約19,400施設存在し、市町村や民間が管理するものを含めると、膨大な数の施設が存在し、洪水時には、これらの開閉操作が行われることになる。

また、水防活動を行う地方自治体への水門等の操作情報の共有は、避難誘導等の意思決定を行う上で重要である。しかし、流域には施設管理者の異なる水門等が多数存在し、操作情報の把握は各施設管理者において行われ、必要に応じて地方自治体への情報提供が行われているものの、流域全体の水門等を一元的に監視するシステムは整備されていないのが現状である。

以上のような背景から本研究では、電源喪失するような危機的状況下においても最低限の情報により複数の施設管理者が管理する水門等の開閉状況を一元的に把握できる、プロトタイプ機器を作成し実証試験を行った。

3. 研究方法

停電時においても確実な遠隔監視を実現するため、低消費電力で長距離データ伝送可能な、LPWA (Low Power, Wide Area) 無線通信技術の一つであるLoRaWANおよびSigFox通信を活用し、伝送速度は低速なものの、広域かつ遠距離通信を可能とする、プロトタイプ通信端末を作成し、3つの自治体において実証試験を実施した。

なお、本試験で活用する表示システムについては第2期SIP研究機関の1つである（一社）建設電気技術協会が構築したシステムを活用し実証試験を実施した。

3.1 データ伝送フォーマットについて

複数の施設管理者が管理する水門等の開閉状況を一元的に監視するためには、共通のデータ伝送フォーマットを用いてデータを収集する必要がある。本研究では、LPWA の限られた通信量の中で情報伝達を可能とする統一のデータ伝送フォーマットを（一社）建設電気技術協会を中心に作成し、「危機管理型水門管理システムの開発」の成果として、JSA 規格「水門などの開閉状況の一元監視システム用伝送フォーマット（JSA-S1019：2022）」にて規格化された伝送フォーマットを使用しデータ伝送を実施した。

データ伝送フォーマットは、フォーマット識別部 1Byte、アプリケーションデータの伝送フォーマット情報として、①共通アドレス部、②共通監視部および③情報部の 11Byte で構成されておりその詳細を（図 - 1）に示す。

フォーマット識別部	共通アドレス部				共通監視部	情報部															
1	1		2		3		4		5	6		7		8		9		10		11	
1 2 3 4 5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	1 2 3 4	5 6 7 8	
情報フォーマット番号 (Hex)	システム番号 (Hex)		地域アドレス(Hex)		シリアルNo(Hex)		共通監視 (Hex)		情報フォーマット番号により規定												

図 - 1 データ伝送フォーマットの構成（例）

フォーマット情報 11Byte の構成詳細

- ① 共通アドレス部・・・送信データのデバイス識別のため、施設の用途，地域アドレス，シリアル番号を先頭の 4Byte で伝送
- ② 共通監視部・・・・・・共通監視項目としてデバイスの状態監視を 5Byte 目前半の 4bit で伝送
- ③ 情報部・・・・・・監視用フォーマットとして、接点データおよび計測データを 5Byte 目後半の 5bit 目以降 11Byte までで伝送

3.2 通信端末（プロトタイプ）機器の構成

大規模停電時においても情報収集を可能とするため、蓄電池等による駆動を前提とし市販品のマイコンボードを使用し、低コストにてプロトタイプ通信端末を作成した。また、開閉情報を取得するセンサは既設の水門設備の形式および機器構成に合わせて容易に取り付け可能な BLE 無線通信タイプ（マグネットスイッチ・角度センサ）と有線タイプ（セレクトスイッチ）の 3 種類を使用した（図 - 2）。


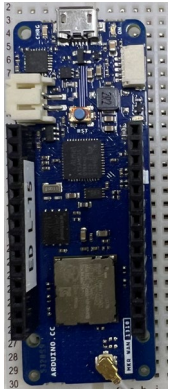


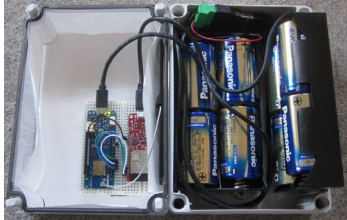

通信端末用マイコンボード		通信用端末	開閉情報取得用センサ	
LoRaWAN 通信用 MKRWAN1310	BLE 通信用 ESP32	プロトタイプ通信用端末は、単一乾電池 8 本で駆動 マイコンボードのプログラムはオープンソースを使用し書き込み変更が可能	<u>角度センサ</u> 水門・樋門等の開度計に取り付け、角度の変化を読み取り開閉状態を取得	
			<u>マグネットスイッチ</u> 陸閘等の戸当りに設置し、扉体の位置の変化により開閉情報を取得	
			<u>セレクトスイッチ</u> スwitchの切り替えにより開閉状態を取得	

図 - 2 通信用端末使用機器の例

3.3 システム構成

複数の水門設備から情報を収集するため、事前実施した電波伝搬調査の結果から LoRaWAN 通信にて安定した通信ができない場所やゲートウェイに電源が供給できない場所では、SigFox 通信端末を設置し、各水門から直接クラウドサーバーに通信するシステム構成としている。

通信プロトコルは、軽量で低消費電力 IoT デバイスでも利用可能な MQTT を使用し、図 - 3 に示すシステム構成にて実証試験を実施した。

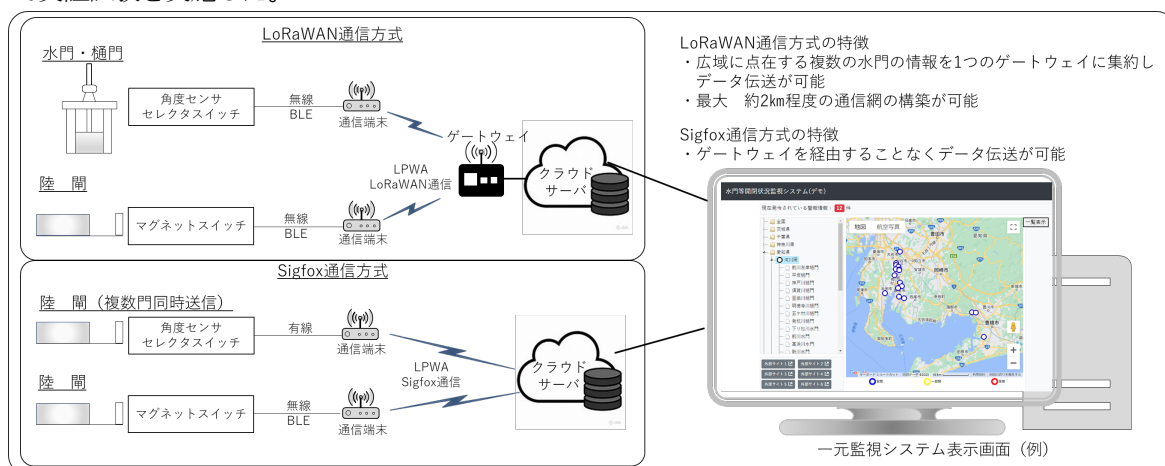


図 - 3 システム構成図

3.4 水門・陸閘等の一元監視の試行

施設管理者の異なる水門等一元監視システムの実証試験として、愛知県・大阪府・川崎市の所管施設において実施したセンサおよび通信端末等の設置状況 (例) を図 - 4 に示す。



図 - 4 センサおよび通信端末等設置状況 (例)

1) 一元監視対象設備と所管概要

川崎市では、市販品の通信端末にて試行を行い、愛知県、大阪府では通信端末の製作、プログラミング、機器の設置検討、設置までのすべてを先端技術チームのメンバーとともに直営で実施した。

- ・川崎市：水門 16 か所「河川用 5 か所(内 2 か所国所管)，上下水道用 11 か所」，陸閘 1 か所 (港湾用)
- ・愛知県：水門 19 か所「河川用 6 か所，港湾用 6 か所，海岸用 4 か所，漁港用 2 か所，農業用 1 か所」
- ・大阪府：陸閘 14 か所「河川用 14 か所」

4. 研究結果 (通信性能)

危機管理型水門管理システムの開発において、LPWA 通信を使用して水門等の開閉情報の監視を行った際の通信状況を以下に示す。

4.1 通信距離と通信成功率

図-5は、通信距離に対する通信の成功率を示しているが、2km程度以内であれば、ほぼ確実に通信が可能であった。また、通信エラーが発生する場合は、送信回数を増やすことで通信成功率が改善された。

ただし、地形（高低差）の影響や市街地では建物等による電波の反射の影響により通信距離が1km程度であっても通信エラーが発生する場合がある。一方で障害物がなく見通しのよいところでは、10km程度の通信に成功した実証試験結果も得られた。

4.2 降水量と受信強度

図-6は1時間ごとの降水量と受信強度の変化を示しているが、降雨による受信強度への影響がないことを示している。なお、総務省のIoT利用環境構築事例集においても気象状況が電波伝搬に与える影響が小さいことが述べられているおり、本実証試験でも同様の結果が得られた。

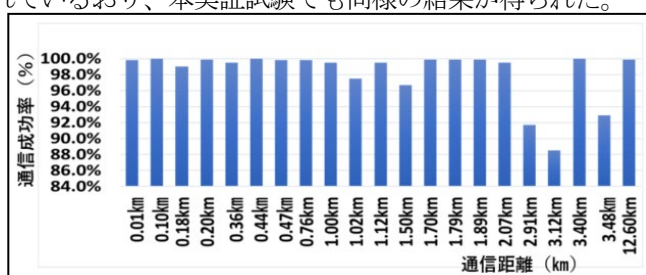


図-5 通信距離に対する成功率

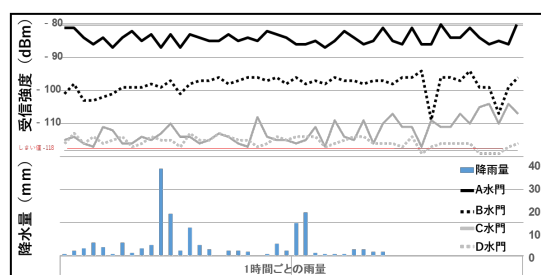


図-6 降水量と受信強度

5. 結論

LPWA 通信を用いて水門等の開閉情報を収集する場合、送信側・受信側の機器設置場所やゲートウェイまでの距離については事前に電波伝搬調査結果に基づき、配置・設置場所等を十分考慮し配置することで確実なデータ通信が可能となることが分かった。

また、確実なデータ送受信を確保するためには再送信する機能等を設け、再送回数を増やすなどの対策を行うことで通信失敗のリスクを低減できる。

6. 研究成果の社会実装に向けた取組み

本研究成果の普及、オペラビリティの向上を目的として、「LPWA を活用した水門・樋門・陸閘の開閉状況一元監視システムに関する共同研究」を新たに公募し、参画企業 13 社とともに研究を開始した。共同研究を進めるうえで、規格化された伝送フォーマットで伝送する情報等の細部について協調領域と競争領域を整理し、送信情報のルール化を行った。また、検証のための表示システムの構築を行い、研究を継続している。

7. 謝辞

本研究は、第2期SIPの「危機管理型水門管理システムの開発」として、実施したものである。

本研究にあたり、貴重なデータを提供いただいた研究機関係者の皆様、実証試験にご協力いただいた自治体関係者の皆様、ご指導ご鞭撻を頂いた関係者の皆様方に感謝申し上げます。

所属：株式会社 IHI インフラ建設

<参考文献>

- 1) 総務省 「IoT利用環境構築事例集 令和3年4月」p 40, https://www.soumu.go.jp/main_content/000750546.pdf
- 2) 亀田敏弘、岡本健宏、新田恭士、森川博邦、秋山成央、二宮建 「LPWA ネットワーク型データ取得の電源喪失時レジリエンス向上に関する研究」AIデータサイエンス論文集 2020年 1巻, J1号 p 554~559

舗装内部の構造や劣化の調査に関する研究

チーム名等 地質チーム
氏 名 大石 佑輔

1. まえがき

安全で円滑な交通の確保のためには、道路の定期的な点検や維持管理が必要である。道路構造物の点検方法については、国土交通省が「道路ストックの総点検実施要領（案）」を整備している。このうち舗装については、【舗装編】¹⁾及び【舗装編】（参考資料）²⁾で触れられており、その中に路面下空洞調査に関する記述がある。長大な道路延長を対象とする路面下空洞調査は、費用面や交通規制の制約から非破壊調査の一種である地中レーダ探査が広く取り入れられているが、現状では取得した記録が空洞であるか否かを一義的に判定することは困難である（非空洞箇所も検出する）。そのため空洞調査業務では、実際の路面下の状況を確認するためのスコープ調査（小口径の削孔を伴う、スコープカメラを用いた観察）を実施している。地中レーダ探査による空洞判定精度が向上すれば、スコープ調査の数量抑制によるコスト削減、試掘孔の削孔による地下埋設物破損や交通事故の回避などが見込まれる。そこで本研究では、地中レーダ探査による路面下空洞の判定精度向上に関して検討した。

2. 研究目的

地中レーダ探査を用いて空洞であるか否かを判断する際に、AI などを用いた自動判定化なども検討されているが、現状は技術者個人の力量に委ねられているところがあり、経験豊富な技術者であっても誤判定することがある。判定に用いる着眼点の一つに「極性による判定」がある。レーダつまり電磁波は「正」「負」の振幅を有する波動である。電磁波が対象物から跳ね返ってくると、その反射波は反射が起きる前後の物質の「比誘電率」と呼ばれる物理量のコントラストによって出力波形と同一の「正極性」もしくは反転した「負極性」の波形となる。空洞の反射波は必ず正極性となるため、正極性でかつ他の指標と総合的に空洞の可能性有り判断されるとスコープ調査の対象となるが、その結果、本来負極性の反射波を呈する粘性土層が確認された事例が稀に存在する。本稿では本来負極性を呈する物質からの反射波がどのような条件下で正極性であると誤判定しうるのかの検討を行うことで、地中レーダ探査による路面下空洞の判定精度向上を図り、もって舗装の維持管理の合理化を図ることを目的とする。

3. 物性境界における反射波の極性

図.1は路面下に存在しうる主たる物質の比誘電率の代表値である。電磁波が地中を透過していく際に、この比誘電率が異なる物性境界で反射波が発生する。この反射波の強度と極性を決定する反射率 R は図.2に示す式で近似される。つまり、相対的に比誘電率が大きな物質から空洞のような比誘電率が小さな物質に変わる境界で反射率 $R > 0$ となり、正極性の反射波が発生する。逆に比誘電率が相対的に小さな物質から粘性土のような比誘電率が大きな物質に変わる境界で、反射率 $R < 0$ となり、負極性の反射波が発生する。

通常の舗装道路では、路面のアスファルト下部に路盤となる砕石が、そのさらに下部に路床や自然地盤となる砂

5 研究結果

5.1 典型モデルでの再現

図.3 に gprMax に与えた路面下の典型モデルおよびその数値計算結果である粘性土波形と空洞波形の解釈を示す。粘性土波形、空洞波形ともにいくつか明瞭な反射が確認でき、与えたモデルからそれぞれ、3~7ns：地表面の直接波+アスファルト/碎石の反射波の合成波、9~12ns：碎石/砂の境界の反射波、19~22ns：砂/空洞もしくは粘性土の境界の反射波であると判断できる。3章で述べた空洞であるかどうかの判断に用いる反射波の極性は、19~22ns の反射のうち、19ns の極性を意味する。空洞波形では Amp 軸で右側（+側）に振れていることが分かり、正極性であるといえる。一方で粘性土波形では、Amp 軸で左側（-側）に振れており、負極性であるといえる。つまり、この記録では粘性土による反射波を、空洞であると読み違える可能性は低い。これを内積の計算を用いて、定量的に評価した。図.4 は空洞反射波および粘性土反射波の 19~22ns の周辺区間（図.3 中の⇔）を切り出して重ねて表示したものである（両者の振幅は規格化）。両波形は Amp 軸の 0 を中心に上下反転していることが分かる。このケースの内積の角度は約 87.2° であり、90° に極めて近い値であるため、両者の波形は類似性が極めて低い結果となった。

どのような状況で粘性土による反射波が正極性に類似するのか。17~18ns に振幅は小さいが何らかの反射が読み取れる（図.5 の⇔）。この反射の正体は、与えたモデルに基づけば、反射経路の模式図で示した実線の経路、つまり碎石/砂の境界で発生した反射波が、一度アンテナまで到達したのち、再度碎石/砂の境界で反射した波を記録した「多重反射波」である。アンテナと碎石/砂境界を 2 往復しているため、疑似的に破線部分の深度に反射面があるような挙動を示す。この反射波を受信する時刻は与えたパラメータによって変化するため、17~18ns の多重反射が 19ns の空洞や粘性土の反射と重なる可能性がある。このモデルの結果であれば、層厚の調整「碎石の層厚を厚くする」または「砂の層厚を薄くする」、電磁波速度の調整「碎石の比誘電率を大きくする」または「砂の比誘電率を小さくする」といった 4 つの変化の組み合わせを試行することで対象の反射波が重なるモデルが作成できると考えられる。

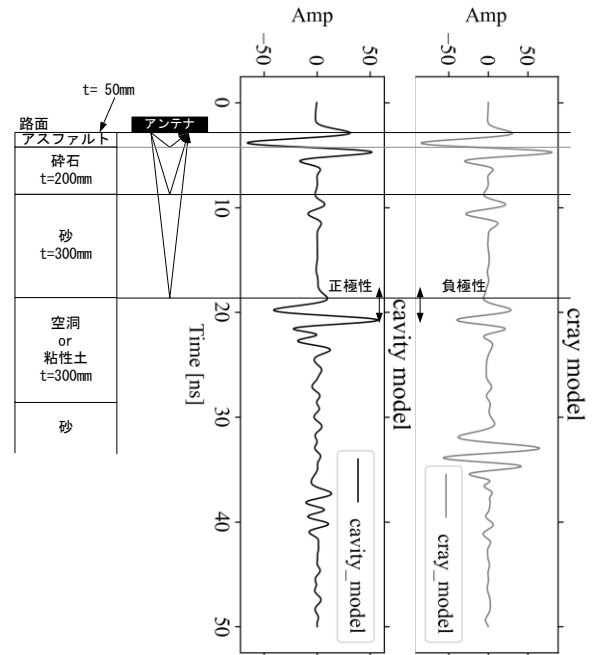


図.3 路面下の典型モデルの数値計算波形

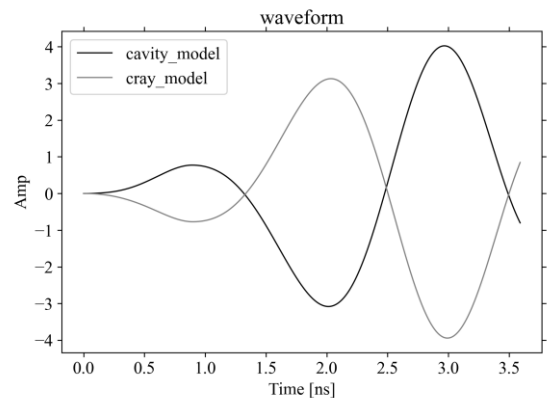


図.4 典型モデルの数値計算

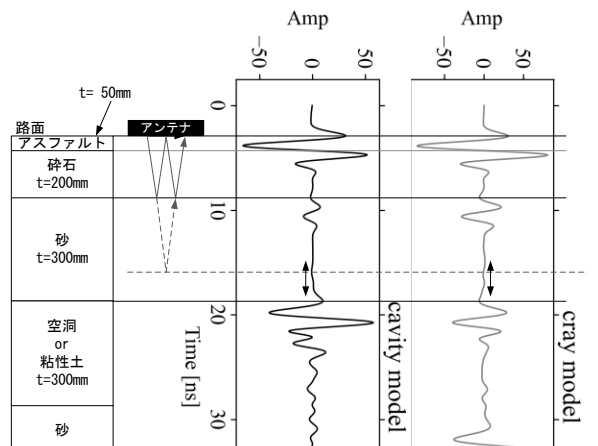


図.5 碎石/砂層境界の多重反射波

5.2 正極性の再現度が高いモデル

図.6 は計算した組み合わせ中で正極性の再現度が高いモデルである。粘性土の波形の 23ns の負極性が弱く不明瞭である。このモデルで 5.1 節と同様に本来の極性での波形切り出し（図.7 上）の内積の計算結果は約 39° となり中間的な類似性となった。これは前述の多重反射波により波形の重ね合わせが起きているためと考えられる。一方で、24ns の正極性としての波形切り出し（図.7 下）の内積の計算結果は、約 29° となり負極性として取り扱うよりも類似性が高い結果となった。

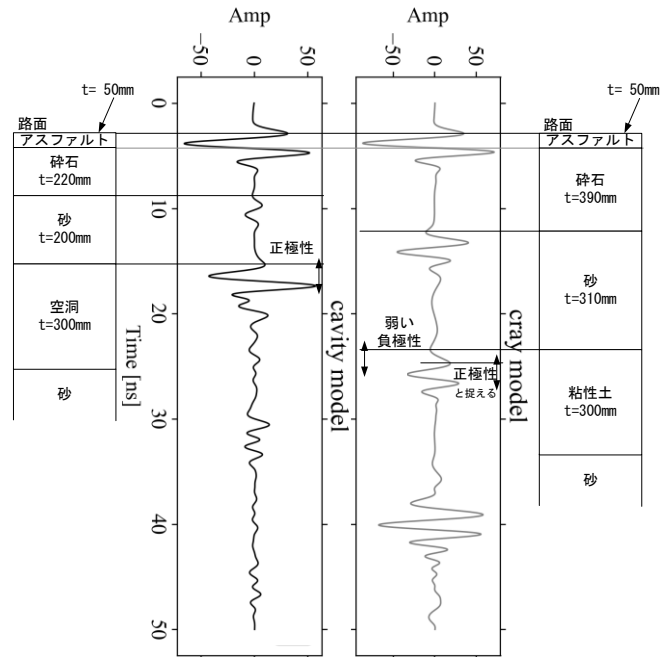


図.6 多重反射波と粘性土反射波が重なるモデル

6. 結論

地中レーダを用いる路面下空洞調査において、本来負極性を呈する粘性土による反射波が、空洞の可能性があると判断される正極性の反射波に酷似した波形を示す可能性について数値計算により検証した。それにより、粘性土よりも上面に明瞭な地層境界（本検証では砕石と砂層の境界）が存在する地盤で、その境界で生じる反射波の多重反射波と粘性土からの反射波が同一時刻に受信する場合に、正極性に類似した波形になることを再現した。

今後はより再現度（本稿における内積の角度）が高いパターンを見いだすため、比誘電率や層厚のパラメータを変化させた検証を進め、その計算結果に基づくモデル施設を設計・実データ取得の検証や、過去の調査で正極性に酷似した波形が得られた場所における再計測、地盤条件の確認と数値計算等による検証などを行い、誤判定を防ぐ方法の開発を進める予定である。

7. 謝辞

本稿の執筆にあたり、尾西主任研究員ならびに品川上席研究員にご指導いただいたことに感謝の意を表す。

<参考文献>

- 1) 総点検実施要領（案）【舗装編】：平成 25 年 2 月 国土交通省道路局
- 2) 総点検実施要領（案）【舗装編】（参考資料）：平成 25 年 2 月 国土交通省道路局
- 3) 路面下空洞探査技術マニュアル（案）：平成 29 年 9 月 路面下空洞探査車の探査技術・解析の品質確保コンソーシアム
- 4) Warren, C., Giannopoulos, A., & Giannakis I. (2016). gprMax: Open source software to simulate electromagnetic wave propagation for Ground Penetrating Radar, Computer Physics Communications (<http://dx.doi.org/10.1016/j.cpc.2016.08.020>)

所属：応用地質株式会社

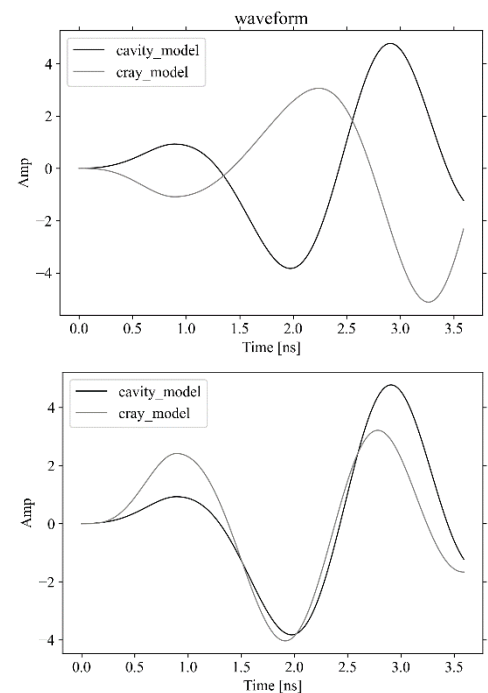


図.7 図.6 モデルでの反射波形の切り出し

ダム再生事業における基礎岩盤評価手法に関する研究

チーム名等 地質チーム
氏 名 多田 一晴

1. まえがき

近年の気候変動により激甚化・頻発化する水害に対して上流で洪水を貯留して下流の流量を抑制するダムは、治水上の効果が大きいですが、我が国ではダム適地が減少しており新設ダムの増設が困難な状況にある。このような条件の中、既設ダムの構造や運用方法を変更して有効活用する“ダム再生”の重要性が近年高まっている。国土交通省では、「ダム再生ビジョン（H29.6）¹⁾」や「ダム再生ガイドライン（H30.3）²⁾」をとりまとめるなど、既設ダムを運用しつつ有効活用する「ダム再生」を推進している。また、ダム再生のうち、堤体や貯水池等の工事を伴うハード対策には堤体の嵩上げ、堤体内放流管や洪水吐きの増設・改良、排砂トンネルの増設などの様々な形式（以降、“ダム再生の形式”と呼称）がある。その中でも、堤体の嵩上げ、堤体内放流管の増設・改良および洪水吐きの増設・改良は、ダム本体の改造を伴うため基礎岩盤の強度や透水性の再評価が必要となる。基礎岩盤の再評価に際しては、既設ダム堤体下の基礎岩盤の性状等の情報を得るために多くの事例で既設ダム建設時の地質図類や地質調査結果（以降、“既存資料”と呼称）が活用され、実績が蓄積されつつある。しかし、ダム再生事業における地質解析の手法を概略的に示す資料は存在する^{3)、4)、5)}ものの、指針やマニュアルとして地質解析の流れや手法の体系的な整理は進んでいない。そこで、ダム再生事業における既存資料の活用手法、地質調査手法および地質解析手法などを体系的に整理し、最終的な目標としてダム再生事業における基礎岩盤の評価手法の手引きの作成を目指す。なお、本研究の内容の一部は令和4年度日本応用地質学会研究発表会⁶⁾で発表した。

2. 研究目的

ダム再生事業における基礎岩盤の地質情報は、“既存資料”と“ダム再生時の地質調査”から取得される。本研究では、前者の“既存資料”に焦点を当て、既設ダム基礎岩盤の再評価においてどのような既存資料がどのような地質解析に活用されているか整理することで、既存資料の地質解析における利用方法を明確化し、それをもってダム再生事業を行う事業者やダム技術者の便に資することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 事例収集

3.1.1 収集方法

ダム再生事業における既存資料の活用状況を把握するため、以下の条件に該当する事例を収集した。

- ・ 既設ダムの改造を伴うダム
- ・ 比較的資料が入手しやすい直轄ダム（国土交通省・水資源機構管理）と補助ダム（都道府県管理）
- ・ 事業段階が実施設計段階以降のダムあるいは2000年以降にダム再生が完了したダム

なお、既存資料の有無や活用状況を資料から読み取れない事例に関しては、収集対象から除外した。

3.1.2 収集結果

前節に示した条件に該当するものは表-1に示す計13事例であり、このうち12事例が重力式コンクリートダムである。そのため、本報告では重力式コンクリートダムに検討の対象を絞って事例を整理した。

表-1 収集事例一覧

ダム名	再生ダムの型式	ダム再生の形式		
		嵩上げ	堤体内放流管の増設	洪水吐きの増設・改造
No. 1	G	○		
No. 2	G	○		○
No. 3	G	○		
No. 4	G	○	○	
No. 5	G			○
No. 6	G	○		
No. 7	G		○	○
No. 8	G	○		○
No. 9	G		○	○
No. 10	G	○		○
No. 11	G			○
No. 12	G	○		
No. 13	E※		○	○

※事例が少ないダム型式のため整理対象から除外する
 G 重力式コンクリート
 E アース

3.2 既存資料の整理

3.2.1 整理方法

収集した事例ごとに、基礎岩盤評価に活用された既存資料を抽出した。例えば、抽出した資料が、地質図や岩級区分図であれば“地質関連図面”、掘削面の写真であれば“掘削面写真”、柱状図であれば“柱状図”というように内容が類似する既存資料を表-2の区分のとおり9種類にグルーピングした。

3.2.2 整理結果

既存資料の種類と、それぞれの既存資料が地質解析に利用されていた事例数を表-2に示す。表-2をみると、地質関連図面、掘削面写真、設計図面および基礎処理資料が地質解析に活用されていることが多く、それ以外は少ない。

表-2 既存資料の種類と利用された事例数

地質解析に利用された既存資料		事例数 (全12事例)
既存資料	内容の例	
地質関連図面	地質図・岩級区分図・ルジオンマップ等	8
掘削面写真	写真等	7
ボーリング資料	柱状図等	5
横坑資料	壁面スケッチ等	5
せん断試験資料	試験結果・試験面スケッチ等	2
物理探査資料	弾性波速度断面図等	1
岩盤分類資料	区分基準等	3
設計図面	掘削形状等	10
基礎処理資料	実績図等	7

3.3 地質解析における検討項目の整理

3.3.1 整理方法

地質解析の検討項目を便宜的に表-3に示す項目に大別した。そのうち、安定性の評価に関してはさらに3種類の項目に区分した。

表-3 地質解析における検討項目と検討された事例数

地質解析における検討項目			事例数 (全12事例)
検討項目	検討結果の例		
地質分布の評価	地質構成・地質構造に関する検討	地質区分図の作成	12
	基礎岩盤の強度の分布に関する検討	岩級区分図の作成	12
安定性の評価	基礎岩盤の強度値に関する検討	せん断強度の設定	12
	弱層等の性状・分布に関する検討	弱層の性状、分布および強度の設定	3
止水性の評価	透水性とその分布に関する検討	ルジオンマップの作成	10

3.3.2 整理結果

各事例について、地質解析における検討項目の実施状況を表-3に示す。表-3をみると、地質構成・地質構造、強度分布および強度値に関する検討はすべての事例において実施されている。また、透水性に関する検討はほとんどの事例で実施されているが、ダム再生により貯水位に変化がないダムにおいて実施されない場合がある。さらに、基礎岩盤に堤体の安定上大きな問題となる弱層が分布する場合には、弱層の把握に関する詳細な検討が実施されている。

4. 研究結果

4.1 地質解析の検討項目と既存資料の関係

表-4に既存資料と地質解析の検討項目の関係を示す。表-4をみると、地質区分図の作成や岩級区分図の作成には地質関連図面、掘削面写真、ボーリング資料および横坑資料が活用されていることが多い。また、岩級区分図の作成に関しては物理探査資料ならびに岩盤分類資料も活用されている。設計せん断強度の設定にはせん断試験資料のみが活用されている。設計図面は、ほとんどの事例に活用されているが、基本的に基礎岩盤の分布や性状に関する情報は含まれていないため堤体や基礎掘削面の形状の把握に用いられている。ルジオンマップの作成には基礎処理資料が利用されていることが多い。

表-4 既存資料と地質解析における検討項目の対応関係

地質解析の検討項目	地質解析に活用された既存資料の種類と事例数（太字の数値は既存資料が活用された全事例数）									
	地質関連図面	掘削面写真	ボーリング資料	横坑資料	せん断試験資料	物理探査資料	岩盤分類資料	設計図面	基礎処理資料	
	8	7	5	5	2	1	3	10	7	
地質区分図の作成	8	4	5	3	0	0	0	10	0	
	100%	57%	100%	60%	0%	0%	0%	100%	0%	
岩級区分図の作成	6	4	3	2	0	1	3	10	0	
	75%	57%	60%	40%	0%	100%	100%	100%	0%	
設計せん断強度の設定	1	1	0	2	2	0	0	0	0	
	13%	14%	0%	40%	100%	0%	0%	0%	0%	
弱層の把握	0	1	0	0	0	0	0	0	1	
	0%	14%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	14%	
ルジオンマップの作成	2	1	2	1	0	0	0	10	7	
	25%	14%	40%	20%	0%	0%	0%	100%	100%	

※地質解析に利用された事例数に占める割合が多い（50%以上）の検討項目をハッチング
 ※設計図面は堤体形状の把握のために利用されている

4.2 既存資料の具体的な活用方法

表-4において地質解析に利用された事例数に占める割合が多い（50%以上）の既往資料について活用方法の概要を表-5に示す。なお、設計図面は堤体へ形状の把握を目的に利用されることがほとんどであるため掲載していない。また、事例をもとに既存資料ごとの活用の留意点、加工の必要性、有効的に既存資料を活用した事例の具体例および欠如する場合の主な代替手法を表-6に整理した。整理結果をみると、地質解析の内容ごとに活用される既存資料の種類が異なっていることがわかる。また、既存資料は残存状況や品質が様々であり、現場ごとにデータを加工したり、読み替えしたりして、ダム再生時の追加地質調査と組み合わせた評価がなされている。また、特殊な例であるが、既設ダムの建設に携わった地質技術者にヒアリングし、岩盤分類の参考情報とした事例がある。

表-5 既存資料の具体的な活用方法 その1

地質解析の検討項目	利用された既存資料	主な活用方法の概要	加工の必要性	活用の留意点	各現場における工夫	残存しない場合の主な代替手法
地質区分図の作成	地質関連図面	既存図面を読解して、既設ダム堤体下の地質と断層の分布を把握する	不要であることが多い※	岩盤分類が古い場合は、追加ボーリング等の情報を踏まえた新しい岩盤分類で読み替えが必要になる。	既存図面から走向傾斜などの地質構造が読み取れる場合には既設ダム堤体下の地質分布に確実度を付して、確実度が低い箇所に対して追加ボーリング調査の立案がなされている。地質図が残存しない場合においても弱部補強工の実績図から断層分布を推定するなどの工夫がなされている場合がある。	他の既存資料 ・掘削面写真 ・ボーリング資料 追加地質調査 ・ボーリング調査
	掘削面写真	既存写真の撮影範囲の特定して、写真から既設ダム堤体下の地質分布を把握する	必要	撮影された範囲の特定と写真判読が必須。写真の鮮明度に留意して得られる地質情報の確かさを評価する必要がある。	写真が十分に残存している場合は、写真の鮮明度から写真判読の確かさを区分した上で、既設ダム堤体下の地質図が作成されている。写真があまり残存しない場合には、おおまかな地質や断層の分布を把握するために利用されている。	他の既存資料 ・掘削面写真 ・ボーリング資料 追加地質調査 ・ボーリング調査
	ボーリング資料	柱状図・コア写真あるいはコアから既設ダム堤体下の地質と断層の分布を把握する	コア自体が残存しているかによる	コアが残存しない場合は、柱状図から得られる地質情報の確かさを評価する必要がある。	コアが残存しない場合は、既存柱状図を読解しておおまかな地質分布の把握がなされている。コアが残存する場合は、コア観察により地質分布の確認がなされている。	他の既存資料 ・地質関連図面 ・掘削面写真 追加地質調査 ・ボーリング調査
	横坑資料	横坑展開図を読解して、横坑付近の地質分布や地質構造を把握する	不要であることが多い※	岩盤分類が古い場合は、追加ボーリング等の情報を踏まえた新しい岩盤分類で読み替えが必要になる。	せん断試験資料が残存する場合は試験面およびその近傍の岩盤性状の把握がなされている。	他の既存資料 ・ボーリング資料 追加地質調査 ・ボーリング調査 ・横坑調査

※紙データの電子化は加工に含めない

表-5(2) 既存資料の具体的な活用方法 その2

地質解析の検討項目	利用された既存資料	主な活用方法の概要	加工の必要性	活用の留意点	各現場における工夫	残存しない場合の主な代替手法
岩級区分図の作成	地質関連図面	既存図面を読解して、既設ダム堤体下の岩盤性状を把握する	不要であることが多い※	岩盤分類が古い場合は、追加ボーリング等の情報を踏まえた新しい岩盤分類で読み替えが必要になる。	細区分組合せを含めた詳細な岩級区分図が残っている場合には、追加ボーリング調査の結果を加味したうえで、岩級区分図の基図として用いられる。岩級区分図等が残存しない場合においても弱部補強工の実績図から弱部の分布の推定がなされている場合がある。	他の既存資料 ・掘削面写真 ・ボーリング資料 追加地質調査 ・ボーリング調査
	掘削面写真	既存写真の撮影範囲の特定して、写真から岩盤性状を把握する	必要	撮影された範囲の特定と写真判読が必須。写真の鮮明度に留意して得られる地質情報の確からしさを評価する必要がある。	写真が十分に残存している場合は、写真の鮮明度から写真判読の確からしさを区分した上で、既設ダム堤体下の岩盤性状の分布図が作成されている。なお、写真からは岩盤の硬さを読み取れないため、追加ボーリング調査の結果を加味して岩級区分図が作成されている。写真があまり残存しない場合には、おおまかな地質や断層の分布を把握するために利用されている。	他の既存資料 ・掘削面写真 ・ボーリング資料 追加地質調査 ・ボーリング調査
	ボーリング資料	柱状図・コア写真あるいはコアから既設ダム堤体下の岩盤性状を把握する	コア自体が残存しているかによる	コアが残存しない場合は、柱状図から得られる地質情報の確からしさを評価する必要がある。	コアが残存しない場合は、既存柱状図を読解しておおまかな岩級分布の把握がなされている。コアが残存する場合は、コア観察により岩級分布の確認がなされている。	他の既存資料 ・地質関連図面 ・掘削面写真 追加地質調査 ・ボーリング調査
	物理探査資料	探査結果から測線沿いにおける岩盤性状の分布を把握する	必要	他の既存資料や追加の地質調査結果と比較して、地質や岩盤性状の分布との整合性の確認が必須。	他の既存資料や追加ボーリング調査の結果を加味して岩級区分図が作成されている。	他の既存資料 ・地質関連図面 追加地質調査 ・ボーリング調査
	岩盤分類資料	既設ダム建設時の岩盤分類をもとに既存資料に記載された岩盤性状を読み取る	必要	他の既存資料や追加ボーリング等の結果と比較して、岩盤分類の妥当性の確認が必須。また、地質調査結果と岩盤分類資料の間に乖離がある場合には更新が必要。	既存の岩盤分類と追加ボーリングコアの岩盤性状が一致しない場合には、追加コアの性状、力学試験結果および一般的な岩盤分類(JACIC)を正として既存の岩級区分基準の読み替えがなされている。	追加地質調査 ・ボーリング調査 類似岩盤を基礎とするダムの岩盤分類資料 一般的な岩盤分類資料 (JACIC基準等)
設計せん断強度の設定	せん断試験資料	ダム再生時のせん断強度設定の根拠資料として活用する	不要であることが多い※	岩盤分類が古い場合は、追加ボーリング等の情報を踏まえた新しい岩盤分類で読み替えが必要になる。	既存のせん断試験結果が既設ダム建設時の岩盤分類で評価されている場合には、ダム再生時の岩盤分類の基準で試験面の岩級を読み替えてがなされている。	追加地質調査 ・ボーリング調査 ・横坑調査 類似岩盤を基礎とするダムのせん断試験資料
ルジオンマップの作成	基礎処理資料	基礎岩盤の透水性を把握する	必要	追加ボーリングの透水試験結果と比較して既設ダム建設時の基礎処理の評価が必須。	既設ダムの基礎処理範囲が示された図面(実績図等)とダム再生時の透水試験が示す透水性を照らし合わせることで、既設ダム建設時の基礎処理の効果が維持されているか確認し、ルジオンマップの参考として利用されている。	他の既存資料 ・地質関連図面 ・ボーリング資料 追加地質調査 ・ボーリング調査

※紙データの電子化は加工に含まない

5. まとめ

今回の整理で地質解析の内容ごとに活用される既存資料の種類や活用方法が様々であることが分かった。本整理結果はダム再生事業における基礎岩盤の評価手法の手引きの基礎資料となると考えられる。今後は、ダム再生の事例からダム再生時に実施された地質調査にどのようなものがあるか整理し、調査結果と既存資料を組み合わせることで地質解析に利用されたか整理する必要がある。そして、それらを体系的に整理して手引きを作成する必要がある。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、地質・地盤研究グループ地質チームの梶山敦司主任研究員をはじめとしたチームの方々には、多くのご指導・ご助言をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

所属：八千代エンジニアリング株式会社

<参考文献>

- 1) 国土交通省 水管理・国土保全局：ダム再生ビジョン、https://www.mlit.go.jp/river/dam/saisei_vision.html、2017
- 2) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 流水管理室・治水課 事業監理室：ダム再生ガイドライン、<https://www.mlit.go.jp/river/dam/guideline.html>、2018
- 3) 一般社団法人 ダム技術センター：多目的ダムの建設 第5巻 設計Ⅱ編、pp.252-253、2005
- 4) 国土交通省 水管理・国土保全局：国土交通省 河川砂防技術基準 調査編、第15章 第4節 pp.47-48、2014
- 5) 一般社団法人 ダム技術センター：ダム技術Q&A 総集編、pp.36-38、2015
- 6) 多田一晴、梶山敦司、矢島良紀、品川俊介：令和4年度 日本応用地質学会研究発表会 講演論文集、pp.89-90、2022

チーム名等 地質チーム
氏 名 荒谷 忠

1. まえがき

地質・地盤の分布や性状の予測は常に不確実性を含み、それが土木事業等に影響を及ぼす（地質・地盤リスク¹⁾）。山岳トンネルは地山と一体の構造物であり、その設計・施工は地形・地質条件に強く制約されるが、事前設計段階における地山条件の予測が当たらず²⁾、設計と実施工が合わないことが多いと言われる³⁾。地山は不均質性・個別性が強い一方で、同地域にある同種の岩種からなる地山はトンネル掘削に対してよく似た挙動を示す。そこで山田ほか⁴⁾は、トンネル施工実績から中国地方の主要岩種（片岩、花崗岩、粘板岩）ごとに土被りと支保パターンの関係を示し、この情報が概算工事費の検討に有効であると述べている。全国の数多くの施工実績から、類似の地質における土被り厚と支保パターンの関係やぶれ（事前設計と施工実績の乖離）の程度がある程度把握されれば、地質・地盤情報が乏しい計画～事前設計段階のリファレンスとして有効と期待される。

本研究では、地質・地盤リスクに関する基礎資料として、道路トンネルの施工時記録に基づいて、支保パターンと地形・地質の関係を探る。令和3年度は、西日本（近畿・中国・四国・九州地方）のトンネルについて検討し、地形（土被り厚、活断層からの距離）や地質と支保パターンの相関性を予察した^{5,6)}。本報告では、その後東日本（北海道・東北・関東・北陸・中部地方）の情報を収集・追加し、トンネル施工時記録を大幅に増強した結果の概要を報告する。

2. 研究目的

山岳トンネルの切羽観察記録に基づいて、地形・地質と支保パターンの相関性を把握することにより、トンネル事前設計の不確実性に関する基礎的情報を提供することを目的とする。具体的には、前年度の検討⁵⁾と同様に、(1)地質区分（広域）・岩相区分（切羽スケール）、(2)切羽における土被り厚、(3)トンネルの活断層からの距離と支保パターン構成比の関係を検討する。ここでは、地質・岩相区分別に土被り厚や活断層からの距離に対する支保パターン（施工実績）の軽重の傾向や、事前設計と施工実績の支保パターンの乖離の実態を報告する。支保パターンの乖離の原因や、事前段階の地山評価手法の課題の分析には踏み込まない。

3. 研究方法

3.1 施工時記録と関連情報の収集整理

切羽観察記録に記載された切羽の位置（坑口からの距離、土被り）、岩相、支保パターンを整理した。本研究は、国土交通省が1990年代以降に建設した山岳道路トンネル（NATM工法）の切羽観察記録を、土木研究所が収集整理したデータセットを基礎資料とした。今年度は東日本のデータを追加し、北海道の一部のトンネルについてはオリジナルの切羽観察記録（北海道開発局提供）から情報を読み起こした。トンネルの名称・位置、土被り厚、岩相、

支保パターン（当初、実績）の情報が揃った切羽のみを解析対象とした（トンネル数：359、切羽数：61723）。

地形・地質情報の収集整理方法は昨年度検討とほぼ同様だが、全国の地質に対応するように地質区分を変更した。

3.1.1 地形情報（土被り厚、活断層からの距離）

切羽の土被り厚は従来同様、8段階に分けた（図-1）。トンネルの活断層からの距離は、文献⁷⁾に図示された活断層（推定活断層、伏在活断層を含む）からトンネルの最近接点までの平面距離とした。

3.1.2 地質情報（地質区分、岩相区分）

(1) 地質区分（広域スケール）

地質図⁶⁾に基づいて広域的な地質区分を設定した（表-1）。付加体・変成帯（AC）は一般的な地体構造区分⁷⁾や付加年代を考慮し、新第三紀付加体（AC1：瀬戸川帯、南部フォッサマグナ、嶺岡帯）、古第三紀付加体（AC2：四万十帯南帯）、白亜紀付加体（AC3：四万十帯北帯、小仏層群、空知-エゾ帯）、ジュラ紀付加体（AC4：秩父帯、美濃-丹波帯、北部北上帯、渡島帯）、三波川帯（AC5：御荷鉾帯を含む広義の三波川帯）、その他付加体・古期岩類（AC6：肥後帯、黒瀬川帯、周防-蓮華帯、秋吉帯、舞鶴帯・夜久野岩類、飛騨帯、領家・阿武隈変成岩類、北上帯、神居古潭帯、常呂帯など）に区分した。深成岩類（PL）は従来の分類（PL1～PL3、PL7）に、東日本の花崗岩区⁸⁾（PL4～PL6）を追加した。火山岩類（PY）と堆積岩類（SE）は従来と同様、地質時代で区分した。

(2) 岩相区分（切羽スケール）

切羽観察記録の「岩相」の記載を整理し、切羽スケールの岩種を表現する岩相区分を設定した。主要な岩相のほか、トンネル施工上注意すべき岩石（蛇紋岩（Sp）、変朽安山岩（Pr）、未固結堆積物（Uc）など）の区分も設けた。付加体地山で異地性岩片が混在する岩相が複数の切羽にわたり連続する場合、原記載の有無に関わらず「混在岩（Me1）」と判定した。

3.1.3 支保パターン

支保パターンは従来と同様に6段階（B、CI、CII、DI、DII、DIII以下）に整理し、DIV～Eパターンは少数であるため「DIII以下」に含めた。また、当初設計と施工実績の支保パターン変更の程度を表現する数値化基準（表-2）を設定した。

表-1 地質区分

地質区分群		地質区分		データ数	
記号	区分名	記号	区分名	トンネル数	切羽数
AC	付加体・変成帯	AC1	新第三紀付加体	4	208
		AC2	古第三紀付加体	10	947
		AC3	白亜紀付加体	32	4869
		AC4	ジュラ紀付加体	41	5524
		AC5	三波川帯	6	1321
		AC6	その他付加体・古期岩類	31	6788
PL	深成岩類	PL1	領家帯	9	1951
		PL2	山陽帯	18	1596
		PL3	山陰帯	6	656
		PL4	足尾帯	0	0
		PL5	阿武隈帯	7	1052
		PL6	北上帯	23	4197
		PL7	その他	19	1978
PY	火山岩類	PY1	第四系	12	1446
		PY2	新第三系	60	9933
		PY3	古第三系	0	0
		PY4	中・古生界	19	1861
SE	堆積岩類	SE1	第四系	18	2263
		SE2	新第三系	51	6963
		SE3	古第三系	14	3089
		SE4	中・古生界	28	4869
Z	地質境界	Z	複数の地質区分が混在	15	212

AC, PL：令和3年度検討からの変更点は本文を参照
 AC5：文献6)の三波川変成帯（狭義）と四万十変成帯をあわせた広義の（伝統的な）三波川帯

表-2 支保パターン変更の数値化基準

		支保パターン(実績)					
		B	CI	CII	DI	DII	DIII以下
支保パターン (当初)	B	0	-1	-2	-3	-3	-3
	CI	+1	0	-1	-2	-3	-3
	CII	+2	+1	0	-1	-2	-3
	DI	+3	+2	+1	0	-1	-2
	DII	+3	+3	+2	+1	0	-1
	DIII以下	+3	+3	+3	+2	+1	0

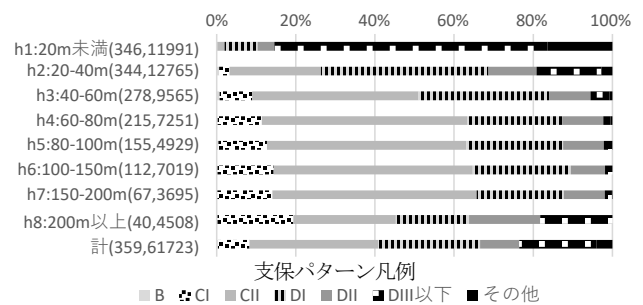


図-1 土被り厚と支保パターン（実績）構成比の関係（全国・全地質区分）
 ()内の数字は(トンネル数,切羽数)を表す。

3.2 地形・地質と支保パターンの相関性検討

地形（土被り厚、活断層からの距離）、地質の階級・区分ごとに、支保パターン（当初、実績）の構成比、支保変更の割合を整理し、傾向を分析した。

4. 結果と考察

4.1 土被り厚と支保パターン構成比の関係

土被り厚（h）と支保パターンの間には明瞭な相関がある（図-1）。 $h < 20m$ はDIIIを主体とする。地表に近い $h < 60m$ の領域はhが小さいほど支保が重く、それ以深は支保の構成がおおむね一定でCIIパターンが優勢だが、 $h \geq 200m$ はDIII以下が2割近くに達する。

4.2 地質区別にみた支保パターン構成比

地質区別にみると、付加体・変成帯（AC）と堆積岩類（SE）は支保が重く、火山岩類（PY）は中庸、深成岩類（PL）は支保が軽い傾向がある（図-2）。堆積岩類（SE）と火山岩類（PY）は固結度の低い第四系の支保が重く、地質年代が古いほど支保が軽くなる。

4.3 地質区別にみた土被り厚と支保パターン構成比の関係

地質区分群により、土被り厚（h）に対する支保パターンの傾向に明瞭な差異がある（図-3）。(a) 付加体・変成帯（AC）は $60m \leq h < 100m$ 付近で最も支保が軽いが、 $h \geq 100m$ は深部ほどDII~DIII以上が増加する。(b) 塊状の硬質岩を主体とする深成岩類（PL）は、土被り厚が大きいほど支保が軽く、 $h \geq 60m$ はB~CIIパターンが9割程度を占める。(c) 火山岩類・火砕岩類（PY）もhが大き

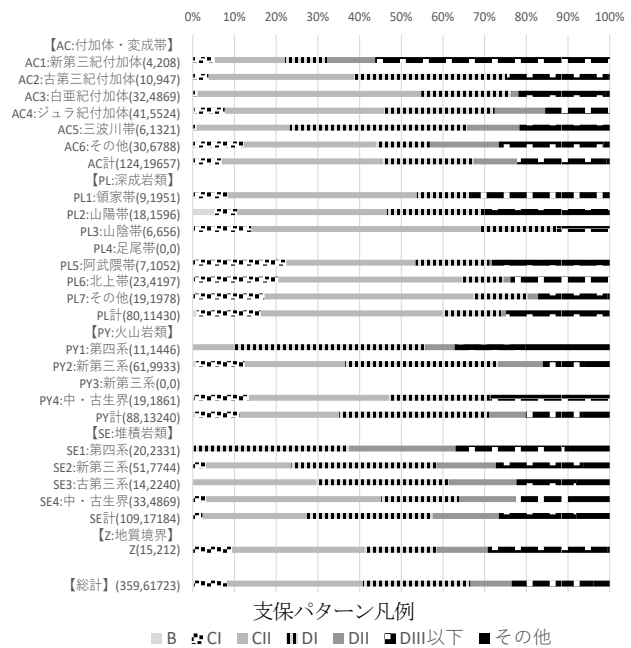
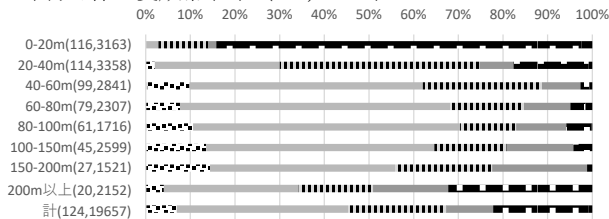
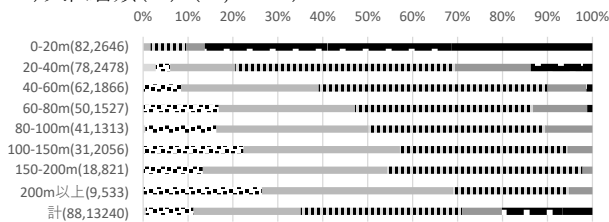


図-2 地質区別にみた土被り厚と支保パターン（当初、実績）構成比の関係
地質区分は表-1を参照。()内の数字は（トンネル数,切羽数）を表す。

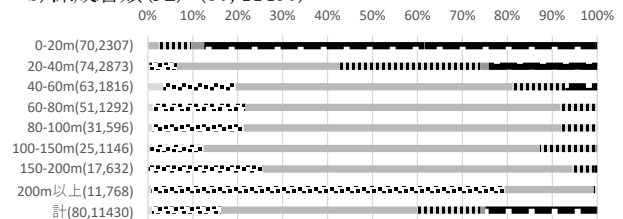
a) 付加体・変成帯(AC) (124, 19657)



c) 火山岩類(PY) (88, 13240)



b) 深成岩類(PL) (80, 11430)



d) 堆積岩類(SE) (109, 17184)

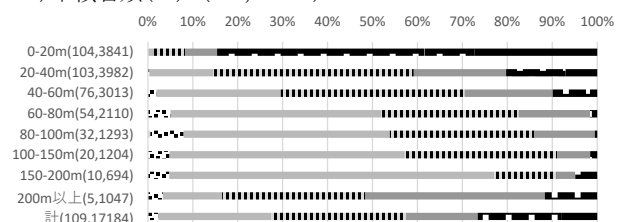


図-3 地質区分群別にみた土被り厚と支保パターン（実績）構成比の関係
地質区分は表-1を参照。()内の数字は（トンネル数,切羽数）を表す。

なるとともに支保が軽くなり、深部はCI~DIパターンが優勢となる。(d) 堆積岩類 (SE) も $h < 200\text{m}$ の範囲では深部ほど支保が軽い、 $h \geq 200\text{m}$ の高土被り部は逆に D パターンが増加する特徴がある。

4.4 地質・岩相区別にみた土被り厚と支保パターン構成比の関係

4.3 で高土被り部の支保が重い傾向がみられた付加体・変成帯 (AC) と堆積岩類 (SE) を構成する岩種のうち、最も頻度が大きい砂岩・礫岩 (岩相区分 S、SG、Cg)、泥岩・砂岩 (MS)、泥岩類 (M、泥質混在岩 (Me1) は含まない) について、土被り厚 (h) に対する支保パターン構成比を比較した (図-4)。最も固結が進んで強度が高いと考えられる中・古生界 (被覆層、ホルンフェルス等を除く) でみると、砂岩・礫岩は h が大きいほど支保が軽い (図-4a および d) が、泥岩・砂岩 (図-4b および e) や泥岩類 (図-4c および f) は $h > 150\text{m}$ ないし 200m の高土被り部で D パターンが多用される。AC や SE の高土被り部の支保が重くなる傾向は、泥岩類の地山特性によるところが大きいと考えられる。

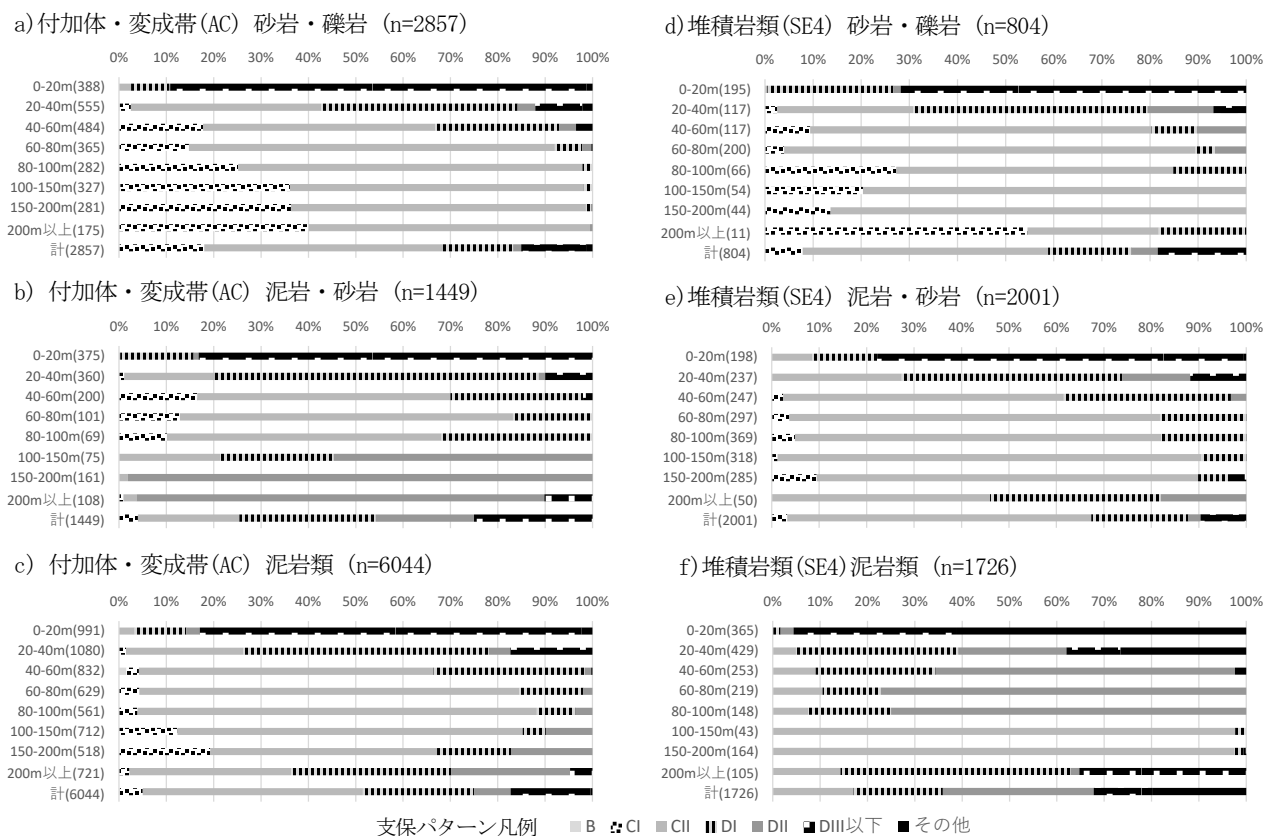


図-4 付加体・変成岩類 (AC) と堆積岩類 (SE) の中・古生界を構成する泥岩、砂岩、礫岩の土被り厚と支保パターン (実績) 構成比の関係
地質区分は表-1を参照。泥岩類は泥岩、頁岩、粘板岩などを含む。()内の数字は(切羽数)を表す。

4.5 地質区別にみた土被り厚と支保パターン (当初、実績) の乖離

地質区分群により、土被り厚 (h) に対する支保パターン (当初、実績) の乖離の傾向に明瞭な差異がある (図-5)。 $h < 20\text{m}$ の領域はどの地質区分群でも最も支保が重い (図-3) が設計段階で見込まれており、支保の乖離は小さい (図-5)。いずれの地質区分群も、h が大きいほど乖離の発生確率も乖離の程度も大きくなる傾向があり、全般に支保減 (-) より支保増 (+) となる確率が高い。付加体・変成帯 (AC) は、 $h \geq 60\text{m}$ のどの階層でも 3 割以上の切羽で+1 段以上の支保増が施され、 $h \geq 150\text{m}$ では+2~+3 段以上の支保増が多い傾向がある。深成岩類 (PL) は

$h \geq 60\text{m}$ で+1~+2 段の支保増が多いが、B~CI パターンから CI~CII パターンへの変更が主体で実績支保は軽い (図-3b)。堆積岩類 (SE) は $h < 60\text{m}$ のぶれは小さいが、高土被り部は乖離幅が大きく、 $100\text{m} \leq h < 200\text{m}$ で-3 段以上の支保減、 $h \geq 200\text{m}$ で+2 段程度の支保増の割合が高い。地質境界 (Z) はデータ数が少ないため階層別に分析しないが、-3 段以上~+3 段以上まで大きくぶれやすい。

4.6 活断層からの距離と支保パターンの関係

活断層からの距離が (a)1km 圏内、(b)1~3km、(c)3~10km、(d)10km 圏外のトンネルについて、深成岩類 (岩相区分 P1 : 花崗岩、花崗閃緑岩、閃緑岩など) の支保パターン構成比を比較した。P1 に限定したのは、岩盤の初生的な違いをなるべく排除し、破碎の影響が出やすいと考えられる硬質岩で比較するためである。

土被り厚 h を考慮せずに単純に比較すると、活断層からの距離と支保パターン構成比の間にほとんど相関がみられない (図-6e)。 h の階層別に比較すると、(d)

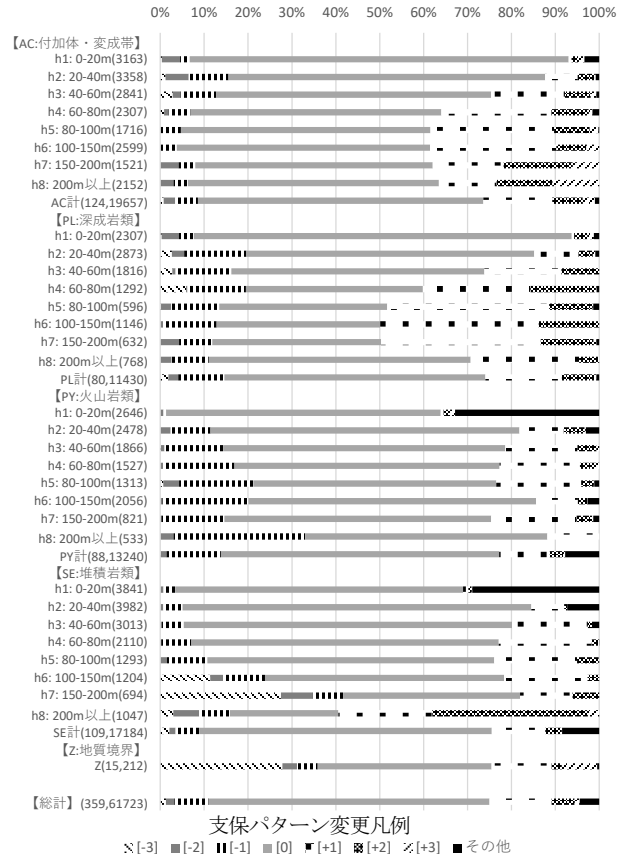
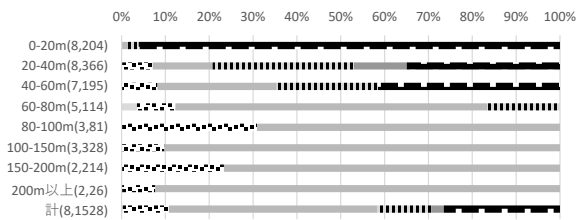
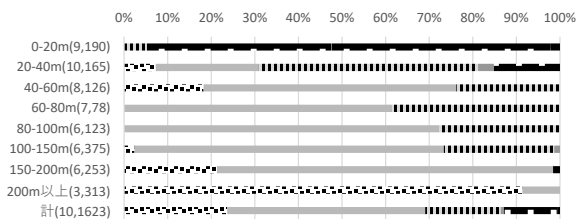


図-5 地質区分群別にみた土被り厚と支保パターン (当初、実績) の乖離の関係
地質区分は表-1、素保パターン変更の数値化基準は表-2 を参照。
() 内の数字は (切羽数) を表す。

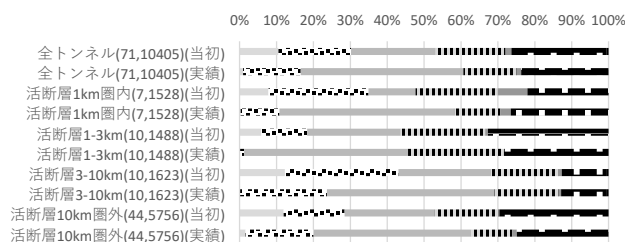
a) 活断層から 1km 圏内 (8, 1528)



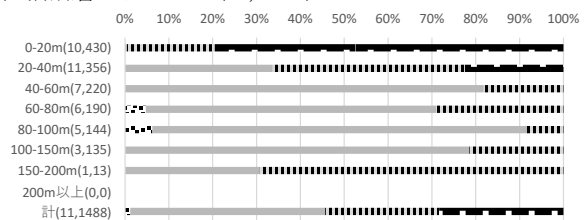
c) 活断層から 3~10km (10, 1623)



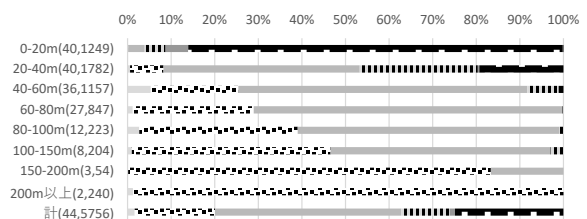
e) 活断層からの距離と支保パターン (当初、実績) 構成比



b) 活断層から 1~3km (11, 1488)



d) 活断層から 10km 圏外 (44, 5756)



支保パターン凡例
■ B ■ CI ■ CII ■ DI ■ DII ■ DIII以下 ■ その他

図-6 活断層からの距離による土被り厚と支保パターン (実績) 構成比の相違 (深成岩 : 岩相区分 P1)
() 内の数字は (トンネル数, 切羽数) を表す。

は $h \geq 60\text{m}$ で CI~CII が主体である (図-6d) が、 $60\text{m} \leq h < 150\text{m}$ で DI が 3 割前後を占め、(a) (b) は高土被り部でも CII~DI パターンが優勢である。活断層から 3km~10km 程度までの領域は、地下深部まで地山が劣化し、支保が+1 段程度重い傾向があると考えられる。ただし、活断層周辺の支保パターン構成比はトンネルの個別性、地域性もみられる点に留意する必要がある。

5. 結論

全国の山岳トンネルの切羽観察記録に基づいて、地形・地質と支保パターンの関係を分析した結果、(1) 実績支保パターン構成比やその土被り厚 (h) に応じた変化は広域~切羽スケールの地質・岩相により特徴があること、(2) 地質区分ごとに比較すると、付加体・変成帯や堆積岩類は支保増の割合や変更幅が相対的に大きい傾向があり、特に高土被り部 ($h \geq 150\text{m}$ ないし 200m) の泥岩類が課題となること、(3) 文献活断層の周囲数 km 以内の領域は支保が重くなる可能性があることなどが示唆された。地質・岩相と支保パターンの関係に関する先行研究は多いが、土被り厚を考慮して比較検討することの意義が本研究で改めて示された。山岳トンネルの施工時記録が今後も蓄積され、特に計画~事前設計段階の検討において有効活用されることに期待したい。

6. 謝辞

地質・地盤研究グループ地質チームの品川俊介 上席研究員には、交流研究全般をご指導いただいた。道路技術研究グループトンネルチームの日下 敦 上席研究員、佐々木亨 研究員、菊地浩貴 研究員および寒地土木研究所防災地質チームの岡崎健治 主任研究員にはトンネル施工時データを提供いただくとともに、有益な助言や示唆をいただいた。以上の皆様に感謝申し上げます。

所属：応用地質株式会社

<参考文献>

- 1) 国土交通大臣官房技術調査課ほか、土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン, 69p. 2020年3月.
- 2) 飯酒孟久夫, 「トンネル地質の予測が当たらない諸因子について」, 平成13年度シンポジウム予稿集, pp. 52-60, 日本応用地質学会, 2001年5月.
- 3) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会事前調査・設計検討部会, より良い山岳トンネルの事前調査・事前設計に向けて, トンネル・ライブラリー-18, 11, 土木学会, 2007年5月.
- 4) 山田章裕ほか, 「土被り厚を考慮した中国地方の NATM 施工実績に基づくトンネル事前設計に関する研究」, 第32回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 57-64, 土木学会, 2003年1月.
- 5) 荒谷 忠, 「山岳トンネルの地質・地盤リスクに関する基礎的研究」, 土木研究所資料, 4432, pp. 19-24, 2023年2月.
- 6) 荒谷 忠・品川俊介, 「山岳トンネルの地質・地盤リスクに関する基礎的研究: 地形・地質と支保パターンの相関性検討 (予察)」, 令和4年度研究発表会講演論文集, pp. 209-210, 日本応用地質学会, 2022年10月.
- 7) 今泉俊文ほか編, 活断層詳細デジタルマップ 新編, 154p. 東京大学出版会, 2018年3月.
- 8) 産業技術総合研究所地質調査総合センター, 20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2 Web API (ver 1.3), <https://gbank.gsj.jp/seamless/v2/api/1.3/>.
- 9) 磯崎行雄ほか, 「日本列島の地体構造区分再訪 太平洋型 (都城型) 造山帯構成单元および境界の分類・定義」, 地学雑誌, 119(6), pp. 999-1053, 2010年12月.
- 10) 中島 隆, 「日本の花崗岩 2017 年における総括」, 地質学雑誌, 124(8), pp. 603-625, 2018年8月.

3. 研究方法

3.1 調査結果の整理

現地調査結果として、計 330 地点の簡易貫入試験およびボーリング調査結果を使用した。沖村³⁾は六甲山地の風化花崗岩斜面において $N_d < 12$ である層を崩壊発生の可能性がある潜在崩土層としている。したがって、簡易貫入試験結果は $N_d < 12$ 、ボーリング調査結果は N 値 10 以下の強風化部および崖錐堆積物部を表層土層厚とした。各調査地点における表層土層厚および露岩地点の座標を整理、GIS 上にプロットした (図 2)。

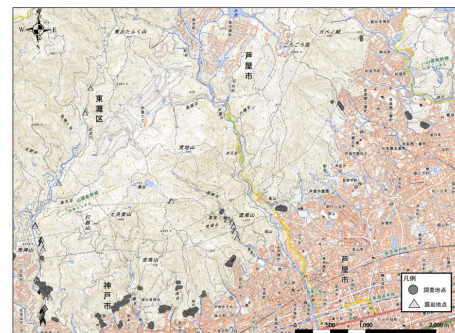


図 2 調査位置図

3.2 地形解析

航空レーザ測量より得られた 1m および 5m グリッドデータを基に、それぞれのグリッドデータにおいて、各地形量を算出した。算出した地形量の一覧を表 1 に示す。また、尾根谷度は設定する考慮範囲により、値が変化することから、使用するグリッドデータごとに考慮範囲を 50m、100m と設定した値を算出した。

表 1 地形量一覧

地形量	記号
標高	Elev
傾斜量	Slope
斜面傾斜方向	Aspect
垂直曲率	K1
水平曲率	K2
平均曲率	H
起伏量	Relif
ラプリアン	Lap
集水面積	fa
尾根谷度 50m	onetani_50
尾根谷度 100m	onetani_100

3.3 多変量解析

地形条件や微地形を数値化した地形量から表層土層厚を推定する手法として、推定する表層土層厚を目的変数とし、航空レーザ測量データから算出した各地形量を説明変数とし、多変量解析を行った。

多変量解析に使用する目的変数、説明変数には、質的データと量的データに区分され、その変数の区分によって手法が変わる。本研究では、目的変数、説明変数ともに量的データを使用することから、重回帰分析を用いた。

表 2 場合分け表

	グリッドサイズ	露岩調査
caseA	1m	-
caseA'	1m	反映
caseB	5m	-
caseB'	5m	反映

3.3.1 多変量解析の準備

表層土層厚を推定するために、各地形量と簡易貫入試験結果およびボーリング調査結果により得られた土層厚 (以下、調査土層厚と呼ぶ) を用いて重回帰分析を実施した。1m グリッドデータにおける露岩地点数は計 1956 地点と調査土層厚の地点数 330 地点と比べ、非常に多くなった。露岩地点を全地点使用すると露岩地点の影響を大きく受け、適切な表層土層厚を推定できないため、露岩地点の 1956 地点からランダムサンプリングを実施し、ひとまず現地調査地点と同等数程度の 300 地点を抽出し、使用した。

3.3.2 説明変数の設定・検討

グリッドデータのメッシュサイズおよび露岩地点を反映することが表層土層厚を推定の推定にどのような影響を与えるかの検討を行うために、1m および 5m グリッドデータをそれぞれ使用した場合、露岩地点を表層土層厚 0m とし、露岩地点を反映した場合と反映しない場合の 4 つに分け、検討を行った (表 2)。

重回帰分析を行う上で、多重共線性が存在する場合、信頼性の低い重回帰式となる。説明変数間に相関係数が 0.7 以上ある場合は、多重共線性が起きやすいとされている⁴⁾。重回帰分析を実施するには相関係数が 0.7 以上となる説明変数を組み合わせず、目的変数と相関係数が低い地形量を棄却し重回帰分析を実施した。

4. 研究結果

4.1 多変量解析の結果

4.1.1 露岩地点反映の比較

重回帰分析より得られた推定表層土層厚と調査土層厚の関係および残差がプラスとなる（調査土層厚より推定表層土層厚の方が浅くなる）箇所を危険側として整理した。1m グリッドデータにおいて、当てはまりの良さを示す寄与率 (R^2) は、露岩地点を反映しない場合 (caseA) は 0.106 ($p < 0.01$)、露岩地点を反映した場合 (caseA') で 0.286 ($p < 0.01$) となり、露岩地点を反映した方が寄与率は高くなる。一方で、危険側となる割合は、caseA は 33.33%、caseA' は 46.70% となり、露岩地点を反映しない方が大幅に少ない結果となった。

5m グリッドデータにおいては、寄与率 (R^2) は、露岩地点を反映しない場合 (caseB) は 0.142 ($p < 0.01$)、露岩地点を反映した場合 (caseB') は 0.282 ($p < 0.01$) となり、露岩地点を反映した方は寄与率が高くなる。一方で、残差が危険側となるのは、caseB は 30.61%、caseB' は 33.33% となり、露岩地点を反映しない方がやや少ない結果となった。

したがって、1m、5m グリッドデータともに露岩地点を反映しない方が危険側の割合は小さくなるものの、露岩地点を反映した方が、寄与率 (R^2) は非常に当てはまりが良くなるため、露岩地点を反映した方が良いと言える。

4.1.2 メッシュサイズの比較

露岩地点を反映した方が良い結果となったため、露岩地点を反映した 1m グリッドデータと 5m グリッドデータでの結果で比較すると、寄与率 (R^2) は、1m グリッドデータ使用時 (caseA') で 0.286 ($p < 0.01$)、5m グリッドデータ使用時 (caseB') で 0.282 ($p < 0.01$) となり、ほぼ同程度となった。一方で、危険側となる割合は、caseB' の方が 33.28% と安全側となる結果となった。したがって、1m グリッドデータと 5m グリッドデータで比較した場合、寄与率 (R^2) はほぼ同じであるが、5m グリッドデータの方を使用した方が、安全側の評価ができると言える。ただし、グリッドデータのメッシュサイズに関わらず 2m より大きい推定表層土層厚は算出されず、2m 以上の地点は調査土層厚と想定土層厚の差が大きくなった。

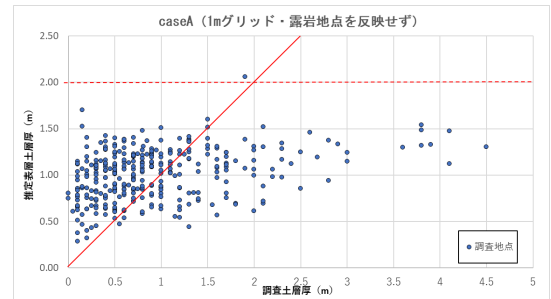


図3 caseA 推定土層厚と調査土層厚の関係

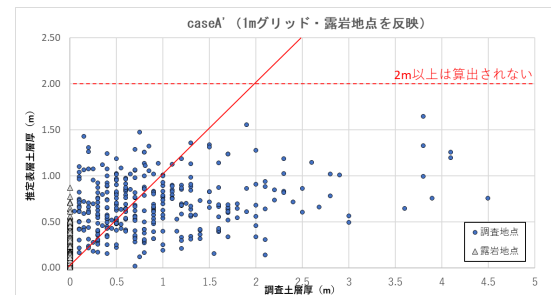


図4 caseA' 推定土層厚と調査土層厚の関係

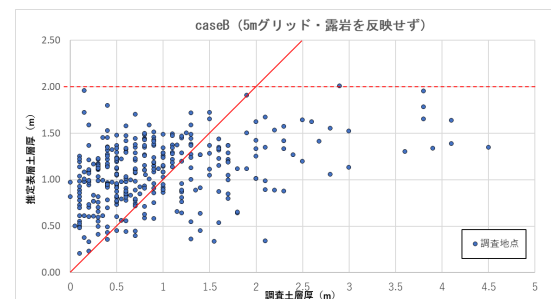


図5 caseB 推定土層厚と調査土層厚の関係

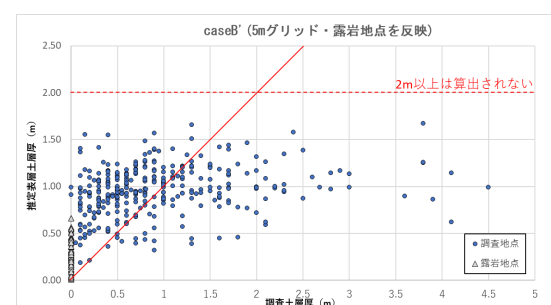


図6 caseB' 推定土層厚と調査土層厚の関係

表3 重回帰分析結果一覧

case	caseA	caseA'	caseB	caseB'
グリッドサイズ	1m	1m	5m	5m
露岩地点	-	反映	-	反映
重回帰係数 (R)	0.350	0.543	0.409	0.546
寄与率 (R^2)	0.106	0.286	0.142	0.282
残差の危険側率	33.33%	46.70%	30.61%	33.28%
残差の平均	0.06	-0.08	-0.13	-0.06
残差の標準偏差	0.74	0.60	0.73	0.68

4.2 推定表層土層厚の検討

回帰式から作成した表層土層厚分布図を図7、図8に示す。両分布図ともに、推定表層土層厚0m～2mで表した。なお、回帰式からの計算上、推定表層土層厚が0m以下となる箇所もあるが、現実には存在しないため、分布図上は0mで表記した。caseA'の分布図の最大値は約2m、最小値は0mとなった。また、caseB'の分布図の最大値は約1.5m、最小値は0mとなり、caseA'の方が、層厚の幅は広く表現された。

5. 結論

兵庫県芦屋市～神戸市東灘区の六甲山地の山腹斜面において、航空レーザ測量により得られた地形データから表層土層厚を推定することを目的とし、地形データと簡易動的貫入試験やボーリング調査結果から得られた実測の表層土層厚との関係について多変量解析を行い、地形データのメッシュサイズの違いや露岩地点の反映の有無が表層土層厚の推定にどのような影響を及ぼすかの検討を行った。その結果、グリッドサイズに関わらず、露岩地点を反映した方が良いとなった。使用するメッシュサイズの違いについては、寄与率 (R^2) はほとんど同じであったが、危険側となる割合は、5mグリッドデータの方が少なくなり、安全側に評価できることから、5mグリッドデータを使う方が良い結果となった。しかしながら、現手法において、2m以上の表層土層厚を推定することができないため、各地形量に適切なグリッドサイズの検討など2m以上の表層土層厚を推定することができる手法を検討する必要がある。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所には、兵庫県六甲地域の航空レーザ測量データを貸与して頂いた。ここに感謝を申し上げます。また、多大なるご指導・ご協力を頂いた、地質・地盤研究グループの浅井健一上席研究員、戦略的イノベーション創造プログラム戦略室(当時地質チーム)の梶山敦司主任研究員ならびに地質チームの皆様には深く感謝の意を表します。

所属：株式会社ダイヤコンサルタント

<参考文献>

- 1) 国土交通省大臣官房ほか：土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン-関係者が ONE-TEAM でリスクに対応するために-, pp. 27, 2020.
- 2) 坂井ほか：航空レーザ計測を用いた地形解析による表層土層厚の推定, 砂防学会誌, Vol. 64, No. 6, pp. 38-42, 2012.
- 3) 沖村孝・田中茂：一試験地における風化花崗岩斜面の土層構造と崩壊発生深さに関する研究, 新砂防, pp. 7-16, 1980.
- 4) 大浦宏邦：統制変数の利用と注意事項, コンピュータ&エデュケーション, VOL. 34, 2013.



図7 caseA' 推定表層土層厚分布図



図8 caseB' 推定表層土層厚分布図

デジタルカメラの写真を用いた画像処理から現場密度を計測する手法に関する研究

チーム名等 土質・振動チーム
氏名 上田 和也

1. まえがき

現場密度試験は、盛土の締固め管理に広く用いられている。密度を計測するためには、体積と重量を把握する必要があるが、土の質量は比較的容易に測定可能であるのに対し、土の体積は直接の測定が困難であり、簡易に計測する手法が求められている。

2. 研究目的

現場密度試験方法は、一般に表 2.1 に示すような方法がある¹⁾。体積を把握するためには、水や砂による置換などで間接的に計測することが多いが、事前の準備として、密度が既知の砂、水や容器が必要となるため、手間を要する。そこで本研究では、新たな現場密度試験の方法として、デジタルカメラにて撮影した複数枚の写真を用いて、Sfm (Structure from motion) 画像処理によって 3D モデルを作成し、掘削前後の差分をとることで、体積を算定し密度を求める方法に着目し、様々な材料・密度の地盤に対して、一般的な現場密度試験方法との比較を行うことで、精度の検証を行った。

3. 研究方法

3.1 試験器の開発と試験手順

今回試験用に開発した試験器を写真-3.1 に示す。試験器には画像処理の際に座標を与える基準点とするために、4箇所マーカーを貼付けている。試験器の内側は直径 30cm の空洞が空いており、地盤に水平に試験器を設置し、試験器内側の地盤を掘削する。デジタルカメラにて掘削前と掘削後の写真をそれぞれ複数枚撮影し、画像処理により、掘削前後の 3D モデルを作成し、差分をとることで、掘削土の元の体積を求めるものとした。また、掘削した土は、バットに入れて重量を計測することで、密度を求めている。

表-2.1 現場密度試験方法の比較¹⁾

試験方法 <通称>	規格・基準	適用範囲			特徴*
		巨石 粗石	礫 砂	シルト 粘土	
砂置換法による土の密度試験方法 <砂置換法>	JIS A 1214		← 最大粒径が53 mm		標準的な手法であり、広い分野で用いられている。特定の測定用具と精度調整した置換用の砂を準備し、両者に対して体積や密度の検定が必要となる。測定用具は比較的安価。孔隙を乱さないように、試験孔（置換孔）を慎重に作製する必要がある。孔隙がはらみ出すような自立性の低い地盤には不適。
突き砂による土の密度試験方法 <突き砂法>	JGS 1611		← 最大粒径が150 mm		砂置換法よりも迅速性に優れ、高速道路やフィルドなどで用いられている。精度調整した置換用の砂に対して密度の校正が必要である。測定用具に特殊なものを用いない（安価）。砂置換法と同様に、試験孔の慎重な作成と地盤の自立性が重要。含水比の高い砂質土や、粗粒分が多く空隙の大きな土には不適。
水置換による土の密度試験方法 <水置換法>	JGS 1612		← 砂置換法などが困難な土		岩石質材料を含む土に適しており、フィルドで主に採用されている。測定用具は安価。試験孔を慎重に作製すること、シートを孔壁に密着させることが重要。
コアカッターによる土の密度試験方法 <コアカッター法>	JGS 1613		← 掘削土		上記の各方法と比べ、試験孔を必要としないので迅速性に優れる。高速道路や宅地造成などで用いられている。測定用具は安価。コアカッターが支障なく貫入できることが要件。
R1計器による土の密度試験方法 <R1法>	JGS 1614		← すべての土質材料		密度・含水比とも短時間で測定できるので、層毎に乾燥密度が求められる。高速道路をはじめ、広い分野で利用されている。近年、岩石質材料に対応可能な手法も登場。測定用具は上記の各方法と比べて非常に高価であり、取扱いにも注意を要する。非破壊試験法であり、技巧や熟練による影響が少ない。

* R1法を除き、測定とは密度測定のことを指す。また、R1法以外は含水比測定に約1日要する（併行試験）。

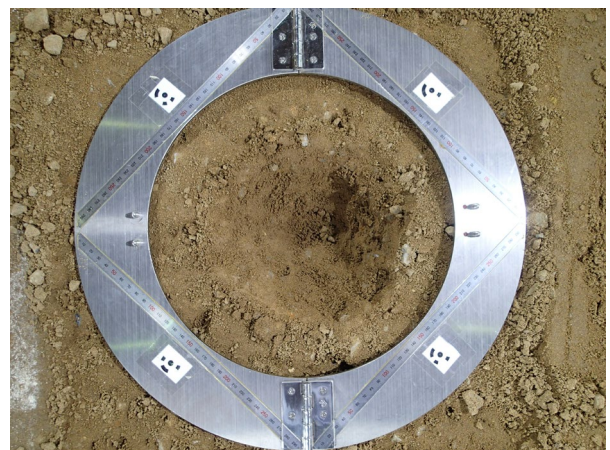


写真-3.1 画像処理による密度試験用の試験器

3.2 模擬地盤の作成

山砂および礫混じり土をそれぞれ3パターンの密度 (Dc=85%、90%、95%) 計6パターンの模擬地盤を作製した。模擬地盤の概要を図3.1に示す。砂置換で密度を計測する際は、通常3回試験を行い、その平均値を試験値として採用することから、模擬地盤は、画像処理による密度試験と砂置換を3箇所ずつ実施できる寸法(縦1.1m×横1.6m×高さ0.3m)としている。礫混じり土の配合は、5号碎石：6号碎石：山砂=0.25:0.25:1とした。

3.3 試験手順

画像処理による現場密度試験と砂置換を一つの模擬地盤に対して、それぞれ3箇所ずつ実施し比較を行った。写真3.2に写真撮影による試験時の状況を示す。また、体積を計測するために掘削部は、写真撮影後に水置換を実施している。なお、水置換は掘削面にビニールを被せ、地表面ギリギリまで水を注水し、注水した水の量から体積を算定している。また、撮影者の違いによる差も確認するため、画像処理については、A, B, C, 3人の撮影者にてそれぞれ試験を行うものとした。ここでは、撮影者の撮影法の違いによる影響を考慮するため、デジタルカメラの設定は3人合わせた上で試験を実施した。

3.4 画像処理による体積の算定

画像処理のソフトとして、ここでは「Metashape」を用い、撮影したデジタルカメラの写真を取り込んで、3Dモデルを作成した。図-3.2に例として掘削後の3Dモデルを示す。試験器の空隙部が全てモデル化できるように、試験器の中心部を中心に30cm×30cmの範囲に対して、メッシュを1mm²(1mm×1mm)の大きさで出力し、掘削前後の差分から掘削土の元の体積を求めた。

4. 試験結果

4.1 画像処理による密度試験と砂置換の比較

4.1.1 山砂

図-4.1に、山砂の模擬地盤において、画像処理により算定した乾燥密度と砂置換により算定した乾燥密度の比較を示す。画像処理により算定した密度に対する砂置換の値は砂置換3回の平均値、各砂置換の試験結果に対する画像処理による密度は、撮影者A, B, Cの試験の平均値にてそれぞれプロットしている。

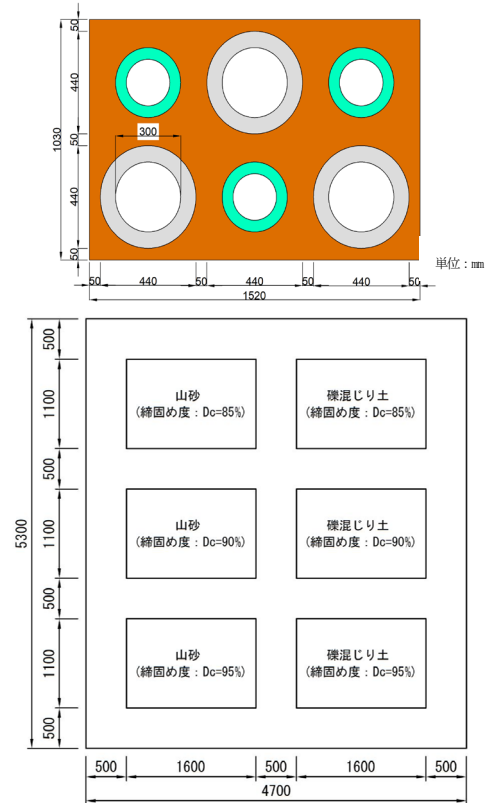


図-3.1 模擬地盤の概要

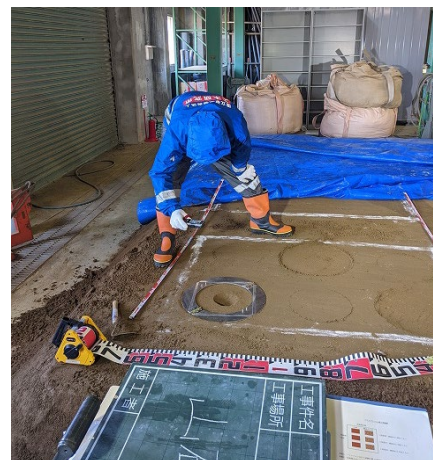


写真-3.2 写真撮影による試験時の状況

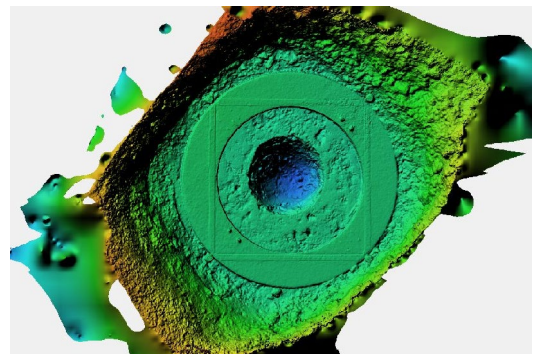


図-3.2 掘削後の3Dモデル

双方の平均値に対してプロットしたのは、試験結果にばらつきが少なからず認められたためである。

結果より、山砂3 (Dc=95%) では山砂1 (Dc=85%)、2 (Dc=90%) のケースよりも、砂置換の結果と比べて若干画像処理による密度の算定結果のばらつきが大きいものの、±5%程度のばらつきであり、概ね妥当である結果が得られている。

4.1.2 礫混じり土

図-4.2 に、礫混じり土の模擬地盤において、画像処理により算定した乾燥密度と砂置換により算定した乾燥密度の比較を示す。プロットは山砂と同様に作成している。結果より、礫混じり土1 (Dc=85%) のケースにおいて、礫混じり土2 (Dc=90%)、3 (Dc=95%) のケースに比べると砂置換の密度よりも高めにしている傾向であった。ただし、礫混じり土1のケースにおける砂置換の試験3回ばらつきを見ると、 $1.37 \sim 1.64 \text{ g/cm}^3$ とかなり広い範囲でばらついている結果が確認できる。これより、礫混じり土の密度算定結果に大きく影響を及ぼしているのは、算定方法の違いではなく、模擬地盤の粒径による影響によるものであり、砂置換と同程度のばらつき内で密度を算定できていると判断できる。山砂と同様に撮影者の違いによる顕著な差は見られなかった。

4.2 画像処理による密度試験と水置換の比較

4.2.1 山砂

画像処理および水置換により算定した掘削土の元の体積を表-4.1 に、得られた乾燥密度を図-4.3 に示す。掘削土の重量は同じ値を使用しているため、結果の違いは表-4.1 に示す掘削土の元の体積の算定結果によるものである。なお、画像処理により作成した3Dモデルについて、

写真撮影時の影などの影響により、3Dモデルに穴が空いてしまい、体積の算定ができないケースもいくつか見られた。また、山砂3-②、3-③については水置換が実施できていない。結果より、±5%程度の高い精度で体積の計測をできていることが確認された。撮影者が異なっても同程度の精度で体積を計測できているが、撮影者Bは3割に満たない確率でモデル化を失敗したのに対し、撮影者Cは6割以上の確率でモデル化を失敗したことが確認された。デジタルカメラの設定は同じにしており、写真撮影枚数は同数であることから、撮影時の画角や影などの影響によるものと推測される。このことから、今後はモデル化の精度が高い撮影手法や撮影時に影のできにくい撮影

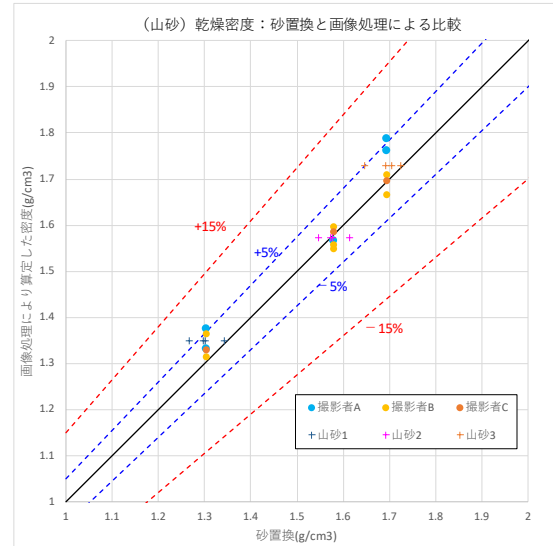


図-4.1 山砂の乾燥密度の比較

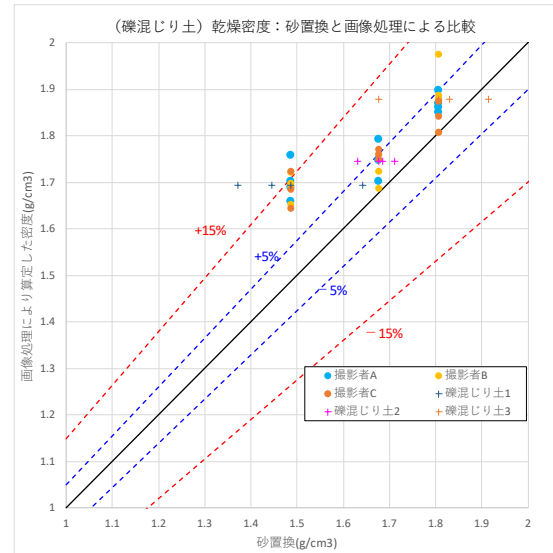


図-4.2 礫混じり土の乾燥密度の比較

表-4.1 掘削土の元の体積算定結果 (山砂)

対象土	対象ケース	水置換		撮影者A		撮影者B		撮影者C	
		掘削土の元の体積 (cm³)	掘削土の元の体積 (cm³)	比率 (%)	掘削土の元の体積 (cm³)	比率 (%)	掘削土の元の体積 (cm³)	比率 (%)	
山砂1 (Dc=85%)	山砂1-①	1179	1177.769	99.9	1187.252	100.7	-	-	-
	山砂1-②	1384.5	1411.072	101.9	1430.05	103.3	1413.043	102.1	-
	山砂1-③	1441.9	-	-	-	-	-	-	-
山砂2 (Dc=90%)	山砂2-①	1733.5	1766.204	101.9	1775.163	102.4	1743.986	100.6	-
	山砂2-②	1488.5	-	-	1451.225	97.5	-	-	-
	山砂2-③	1343.6	-	-	1295.534	96.4	-	-	-
山砂3 (Dc=95%)	山砂3-①	1043	1008.183	96.7	1065.778	102.2	1047.657	100.4	-
	山砂3-②	-	1384.409	-	1449.138	-	-	-	-
	山砂3-③	-	-	-	-	-	-	-	-

方法などを検討する必要があると考える。

4.2.2 礫混じり土

画像処理および水置換による算定した掘削土の元の体積を表-4.2に、得られた乾燥密度を図-4.4に示す。山砂のケースと同様に、画像処理により作成した3Dモデルについて、穴が空いてしまったケースがいくつか見られたが、その頻度は山砂に比べて少なかった。モデル化の失敗が少なくなった要因としては、直掘りを極力避けるなど掘削方法を工夫したことによる影響や、山砂よりも粒径の範囲が幅広く、撮影した写真合成時の目印となる点が多かったことが考えられる。結果より、山砂同様に±5%程度の高い精度で体積の算定ができていたことが確認された。密度のばらつきに対して、体積のばらつきは比較的小さいことから、密度のばらつきは試験手法の影響ではなく、模擬地盤の粒径のばらつきによるものと考えられる。

5. 結論

デジタルカメラによる写真を用い、画像処理によるDEMデータの差分から、掘削土の元の体積を求めることで、従来の手法である砂置換と同程度の精度で現場密度を求めることができた。撮影者の違いによる差はそこまで見られなかったが、3次元モデルを作成する際に撮影時の影等の影響により穴が空いてしまうケースがあったことから、今後はモデル作成の改善をしていく必要があると考える。

6. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木哲也上席研究員、石原上席研究員、谷本主任研究員より、多くのご指導・ご助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 地盤調査の方法と解説 公益社団法人地盤工学会 2013.04 p558

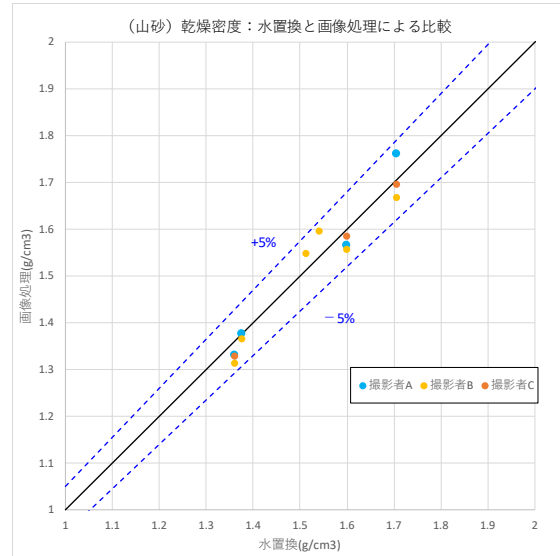


図-4.3 水置換と画像処理による乾燥密度の比較 (山砂)

表-4.2 掘削土の元の体積算定結果 (礫混じり土)

対象土	対象ケース	水置換		撮影者A		撮影者B		撮影者C	
		掘削土の元の体積 (cm³)	掘削土の元の体積 (cm³)	比率 (%)	掘削土の元の体積 (cm³)	比率 (%)	掘削土の元の体積 (cm³)	比率 (%)	
礫混じり土1 (Dc=85%)	礫混じり土1-①	1135.7	1098.764	96.7	1103.519	97.2	1109.319	97.7	
	礫混じり土1-②	1566.9	1611.742	102.9	1602.691	102.3	-	-	
	礫混じり土1-③	1352.9	1338.212	98.9	1366.059	101	1364.059	100.8	
礫混じり土2 (Dc=90%)	礫混じり土2-①	1241.3	-	-	-	-	-	-	
	礫混じり土2-②	1167.4	1177.322	100.8	1187.066	101.7	1144.256	98	
	礫混じり土2-③	1045.8	1072.815	102.6	1093.45	104.6	1086.519	103.9	
礫混じり土3 (Dc=95%)	礫混じり土3-①	1168.1	1126.33	96.4	1114.114	95.4	1118.633	95.8	
	礫混じり土3-②	1002.2	999.936	99.8	961.667	96	-	-	
	礫混じり土3-③	1035.8	986.523	95.2	1010.032	97.5	1009.485	97.5	

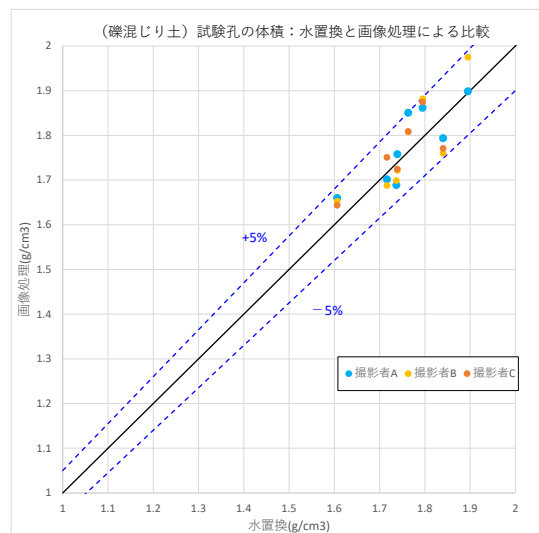


図-4.4 水置換と画像処理による乾燥密度の比較 (礫混じり土)

所属：株式会社 建設技術研究所

ドレーン用 Co 二次製品の排水孔の大きさが排水能力に与える影響に関する実験的検討

チーム名等 土質・振動チーム
氏 名 西村 圭右

1. まえがき

河川堤防の浸透に対する対策工法として、堤防に浸透した降雨や河川水の排水を促し堤体内の水位の上昇を抑制する目的で、堤防裏法尻に堤体よりも透水性の高い材料で構成されたドレーン工が設置されている。それに伴い、ドレーン工を設置した堤体の法尻付近の安定性向上や施工性の向上を目的として、図1に示すようにドレーン工排水面付近に設置するための擁壁型の Co 二次製品が開発されている。これらの構造物にはドレーン工内に浸透した水を排水するための排水孔が設けられている構造のものもあるが、排水孔の大きさによってはドレーン工からの排水を十分に処理できず、ドレーン工がその効果を十分に発揮しないことも考えられる。しかし、排水孔の大きさがドレーン工の排水能力に与える影響は明確ではなく、関連する現行基準^{例えは 1)、2)}でも、浸透対策工としてのドレーン工設計時に排水孔の大きさによる排水能力の変化を考慮する方法は示されていない。また、ドレーン工の中詰材としては、一般的に割栗石や砕石が用いられるが、ドレーン工の排水能力を評価するに当たっては、中詰材の粒径による透水性の違いについても考慮する必要がある。その他の着目点として、ドレーン工を施工する際に、ドレーン工の排水面側にも吸出し防止材が設置される事例も見られるが、排水面側に中詰材よりも透水性の低い吸出し防止材が設置されることでドレーン工の排水能力が低下すると考えられることから、排水面付近の処理方法の影響も評価する必要がある。

2. 実験目的

本研究では、ドレーン工と Co 二次製品の組み合わせを模した、底面付近に排水孔を設けた土槽を用いて実験を行い、排水孔の大きさ・充填材の粒径・排水孔呑口の処理方法がドレーン工の排水能力に与える影響について検討した。

3. 実験方法

実験には図2に示す土槽を用いた。底面 140cm×100cm、高さ 100cm 程度の土槽を止水板により土槽中央で2分割し、分割後のそれぞれの土槽底面付近に図3に示すように、大きさの異なる2種の塩ビ管（内径 83mm および 20mm）を設置し、排水孔を構築した。各排水孔には蓋を設けること

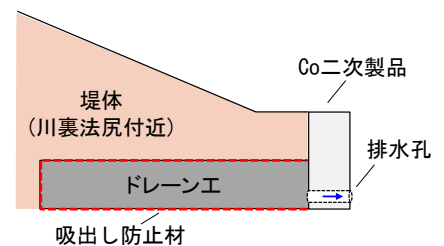


図1 ドレーン用 Co 二次製品の設置イメージ

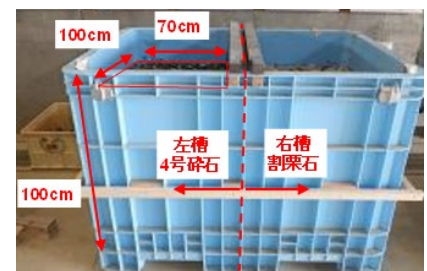


図2 実験に用いた土槽と充填材料



図3 有孔管、排水孔設置状況



図4 排水孔呑口の処理方法
(左:メッシュ、右:不織布)

で、実験ケースによって排水する孔を選択可能な構造とした。それぞれの排水孔の呑口に図4に示すように、ドレーン工排水面側に不織布が設置されていない場合を想定し、充填材料の流出を防ぐ目的でメッシュを設置した場合、および不織布を設置した場合で実験を実施した。メッシュは、充填石材の粒径を考慮し、左槽の2本の排水孔呑口にはメッシュ間隔1.0cm程度の金属メッシュを設置した。右槽はφ83mmの排水孔の呑口にメッシュ間隔1.6cm程度の金属メッシュを設置し、φ20mmの排水孔にはメッシュ間隔が排水孔径と殆ど同程度となることや、排水孔径と比較して充填石材が大きくなるため、メッシュを設置しない状態とした。不織布は厚さ2.5mm～3.0mm程度、透水係数 $k=2.0\sim6.0\times 10^{-3}\text{m/s}$ 程度（JGS0931-2020による試験値）のものを全ての排水孔の呑口に設置した。実験は土槽内が空の状態と石材を充填した場合で実施した。石材としては、図2に示す通り、左槽に4号砕石（粒径2～4cm程度）、右槽に割栗石（長径10～15cm程度）を用い、土槽内の底面から70cmの高さまで充填した。左右各土槽には、図3に示す位置に水位計測のための有孔管を設置した。

表1 実験ケース一覧

土槽の状態		排水孔内径 (mm)	土槽	土槽内充填石材	
①	排水孔のみ	83	左	-	
		20			
		83	右		
		20			
②	メッシュのみ	83	左	-	
		20			
		83	右		
		20			
③	メッシュ+石材	83	左	4号砕石	
		20			
		83	右		割栗石
		20			
④	不織布のみ	83	左	-	
		20			
		83	右		
		20			
⑤	不織布+石材	83	左	4号砕石	
		20			
		83	右		割栗石
		20			

土槽内の高さ70cm以上の高さまで水を溜めた後、各土槽の排水孔の蓋を開け、水位の経時変化を有孔管内に設置した圧力式水位計により計測した。実験ケースは表1に示す通り、①土槽内は空の状態排水孔のみを設置した場合、②土槽内は空の状態排水孔呑口にメッシュを設置した場合（ただし、右槽φ20mmの排水孔は除く）、③メッシュ設置後に土槽内に石材を充填した場合、③'排水孔呑口にメッシュを設置せず、石材を充填した場合（右槽φ20mmの排水孔のみ）、④土槽内は空の状態排水孔呑口に不織布を設置した場合、⑤不織布設置後に石材を充填した場合の各ケースに関して、左右各土槽で、内径の異なる2種類の排水孔の組合せで、合計19通りの実験を実施した。

4. 実験結果・考察

図5、図6にそれぞれφ83mm、φ20mmの排水孔から排水を行った場合の水位の経時変化を示す。φ83mmの水位の経時変化に関して、②メッシュを設置した場合は、①排水孔のみの場合と殆ど同様の水位低下速度であった。

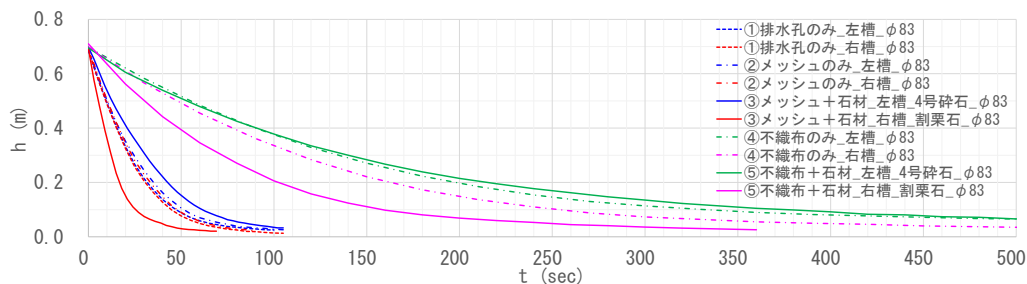


図5 水位計測結果(φ83mm)

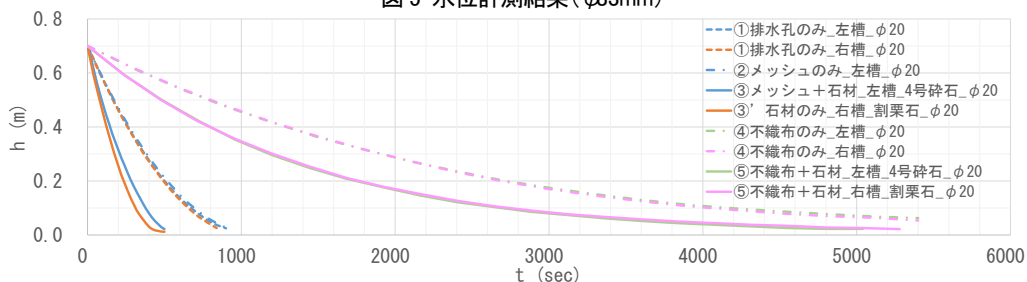


図6 水位計測結果(φ20mm)

③メッシュ+石材の場合は、②メッシュのみの場合の水位低下速度と比較して、4号砕石を充填した場合は水位低下速度が遅く、割栗石を充填した場合は速くなることがわかる。④不織布を設置した場合は、①排水孔のみの場合に比べて水位低下速度が大幅に遅くなり、⑤不織布+石材の場合は③メッシュ+石材の場合と同様、④不織布のみの場合の水位低下速度と比較して、4号砕石を充填した場合は水位低下速度が遅く、割栗石を充填した場合は速くなる傾向が確認された。φ20mmの水位の経時変化に関しては、充填石材の違いに関係なく左右どちらの槽に関しても同様の傾向が確認された。①排水孔のみの場合と②呑口にメッシュを設置した場合の水位低下速度はほぼ同様であり、③メッシュ+石材の場合は①排水孔のみの場合に比べ、水位低下速度が速くなった。③' 石材のみの場合についても同様に、①排水孔のみの場合と比較して、水位低下速度が速くなった。これは、石材の充填により、石材を充填しない場合と比較して土槽内の水の体積が相対的に小さくなることによるものであると考えられる。④不織布を設置した場合は、①排水孔のみの場合に比べて大幅に水位低下速度が遅くなり、⑤不織布+石材の場合は③メッシュ+石材の場合もしくは③' 石材のみの場合と同様、④不織布のみの場合に比べ若干水位低下速度が速くなった。

これらの水位計測結果を用いて、水位と流量の関係を整理した結果を図7～図10に示す。流量は、石材を充填しない場合は水位の変化量に底面積を掛けて算出した。石材充填時には、充填石材総重量と石材密度(2.7g/cm³を仮定)を用いて算出した間隙体積を、充填高さで割って求めた平均的な間隙面積を用いて流量を算出した。また、図中の黒実線はトリチェリの定理 ($Q = \sqrt{2gh} \cdot a$ 、ここで、 g :重力加速度、 h :水位、 a :排水孔面積)を用いて算出した排水孔のみの場合の流量を参考として示している。φ83mmの排水孔と4号砕石の組み合わせ以外のケースに関しては、メッシュおよび充填石材の影響は小さく、不織布の影響を強く受けて流量が低減することがわかる。φ83mmの排水孔と4号砕石の組み合わせの場合、メッシュの影響が小さいことは同様である

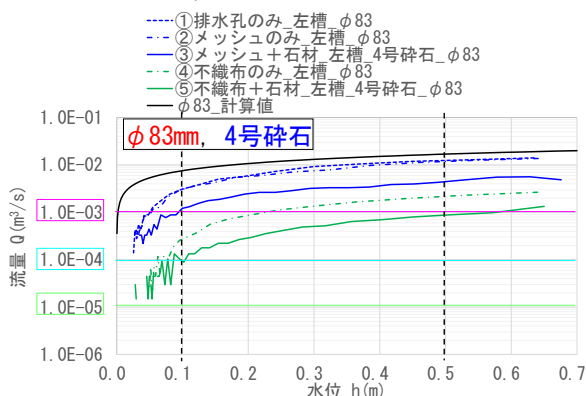


図7 水位-流量関係(φ83mm、4号砕石)

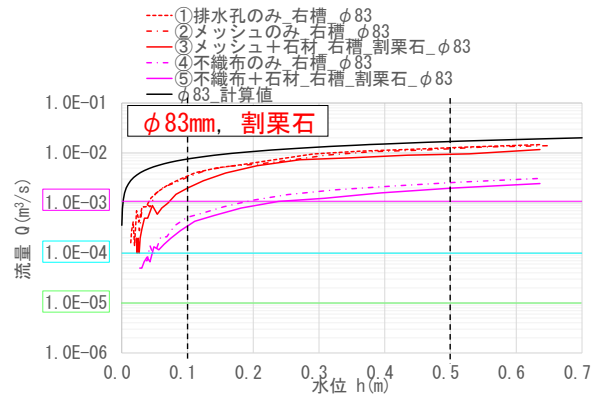


図8 水位-流量関係(φ83mm、割栗石)

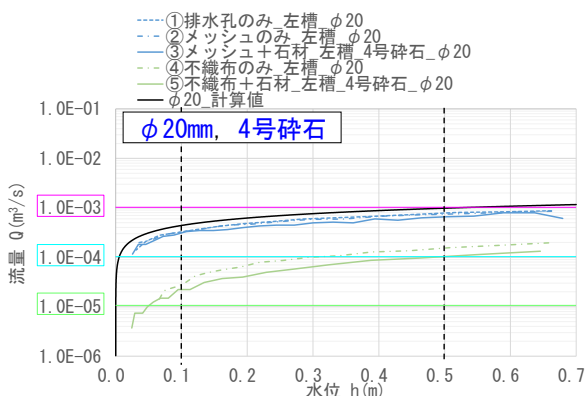


図9 水位-流量関係(φ20mm、4号砕石)

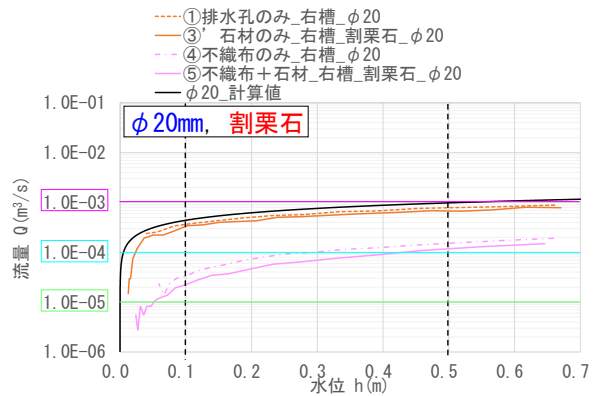


図10 水位-流量関係(φ20mm、割栗石)

が、排水孔呑口の処理方法に関わらず、石材充填により流量が低減することがわかる。排水流量は排水孔径・呑口部の処理方法・石材の内、何れかの要素がボトルネックとなることで規定されていると考えられる。実験結果を踏まえると、排水孔径φ83mmと4号碎石の組合せを除くケースでは、石材の粒径によらず、排水孔径もしくは不織布がボトルネックとなっていると考えられ、一方で、排水孔径φ83mmと4号碎石の組合せでは、石材によって排水流量が規定され、排水孔径はボトルネックとなっていないと考えられる。

実験結果から得られた流量を評価するため、図11に示すようなモデルを用い、表2に示す通り透水係数・雨量・水位を変化させて浸透流解析を実施し、ドレーンからの排水流量を試算により求めた。結果として、図12に示す通り、この試算条件では最大で $1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の排水量が発生し得る事がわかる。この結果を実験結果と比較する。水位が0.5mの場合はいずれのケースでも流下能力を概ね満足していると考えられるが、そもそもドレーン工内一杯に水が溜まった状態では、ドレーン工が十分に効果を発揮しているとは言い難い。ドレーン工が十分に効果を発揮する水位として例えば0.1mを想定した場合は、排水孔径が小さい場合や、排水孔径が大きい場合でも不織布を設置した場合は流下能力が不足すると考えられる。

5. 結論

土槽を用いた実験により、排水孔の径・排水孔呑口の処理・充填材料による排水能力の変化傾向を確認した。土槽実験で得られた排水量を解析結果と比較すると、条件の組み合わせによっては排水能力が不足する可能性があることが確認された。Co二次製品を活用するに当たっては、各製品の排水能力を実験等により確認することが重要であると考えられる。また、実際の堤防の浸透に対する安全性を考慮すると、可能な限り低い背面水位（小さい動水勾配）で排水能力を満足することが望ましいと考えられるため、背面水位に応じた排水能力を把握しておくことが重要となる。そして、堤体の透水性等も考慮した上で、ドレーン工が十分に効果を発揮するための排水能力を有するか確認する必要がある。浸透性能の評価にあたっては、基本的には、現行基準と同様に法尻のCo二次製品の影響を考慮せずに実施した浸透流解析より得られるドレーン工からの排水流量が、解析と同等の動水勾配によって排水できる構造であることが望ましいと考えられる。

6. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木上席研究員、石原上席研究員、柿原研究員より、多くのご指導・ご助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：日本工営株式会社

<参考文献> 1) (財) 国土技術研究センター：「河川堤防の構造検討の手引き」、(財) 国土技術研究センター、2012. 2、2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：「ドレーン工設計マニュアル」、国土交通省水管理・国土保全局治水課、2013. 6

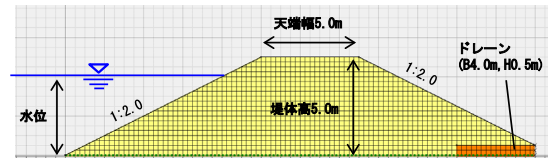


図11 解析モデル形状

表2 解析条件

Case	透水係数 (m/s)		雨量 (mm/hr)	水位 (m)
	堤体	ドレーン		
A-1	1.0E-06	1.0E-04	0	1, 2, 3, 4
A-2			10	
B-1	1.0E-05	1.0E-03	0	
B-2			10	
C-1	1.0E-04	1.0E-02	0	
C-2			10	
D-1	1.0E-03	1.0E-01	0	
D-2			10	

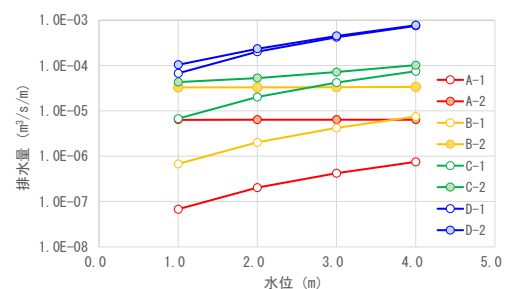


図12 ドレーンからの排水流量

河川堤防の基盤漏水に対する矢板の評価手法に関する研究

チーム名等 土質・振動チーム
氏 名 丸田 亮

1. まえがき

河川堤防の漏水対策のひとつとして川表遮水工法があげられる。河川堤防の構造検討の手引き¹⁾等では、土堤（被覆土層がない場合）を対象とする場合の遮水工の安全性の評価は浸透流計算から求めた裏法尻の局所動水勾配に基づき行うこととなっている一方で、樋門等の構造物における漏水対策（遮水工）の場合はレーンの加重クリーブ比に基づき安全性の評価を行うこととなっており、

表 1 土質区分ごとのレーンの加重クリーブ比

地盤の土質区分	レーンの加重クリーブ比 C
極めて細かい砂またはシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
軟らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
硬い粘土	1.8

同じ漏水対策でも評価手法が異なっている。また、レーンの加重クリーブ比はフィルダムの事例をもとにした経験的な式となっている²⁾。ここでレーンの加重クリーブ比 C_w は次式で定義され、土質区分ごとのレーンの加重クリーブ比 C (表 1) を閾値として遮水工等の対策の評価が行われる。

$$C \leq C_w = (2D + B/3)/h$$

ここで、 D : 遮水工の根入れ長さ（浸透路長の鉛直方向成分）

B : 堤体幅（浸透路長の水平方向成分）

h : 水位差

2. 研究目的

本研究では、河川堤防の基盤漏水に対する川表遮水工（矢板）に関して、河川堤防の漏水に影響する条件を変えたときにレーンの加重クリーブ比がどのように変化するのかということや浸透流計算による評価手法とレーンの加重クリーブ比による評価手法の違いを把握することを目的として、浸透模型実験を行った。本報では、主に前者について報告する。

表 2 実験ケース

3. 研究方法

表 2 に実験ケースを示す。レーンの式における浸透路長の重み付けは、鉛直方向 1 に対して水平方向 1/3 となっており、堤体模型幅や矢板長の大小によらず一定の比率となっている。そこで実験では、堤体模型幅と矢板長が変化した場合でも、浸透路長に対する重みが一定と

ケース	堤体模型幅 (cm) (※1)	隙間の厚さ (mm) (※2)	矢板長 (cm)	破壊時の経過時間 (min)	破壊時の水位 (cm)
1	40	3	—	27	4.2
2	40	1	—	水位上げ下げで破壊	26.0
3	40	0	—	破壊せず	—
4	40	3	3	113	18.0
5	40	1	3	破壊せず	—
6	40	0	3	破壊せず	—
7	20	3	3	101	17.6
8	20	1	3	破壊せず	—
9	20	0	3	破壊せず	—

※1: 水路に対して縦断方向の長さ

※2: 堤体模型直下の堤体模型と模型地盤の隙間

なるか確認するため、堤体模型幅と矢板長をそれぞれ2種類ずつ設定した。また、堤体と堤体直下の地盤に隙間がある場合、漏水を引き起こしやすい状態と考えられるが、レーンの式ではこのような隙間は考慮されていない。そこで実験ケースとして、隙間の有無がレーンの式でどのような変化として現れるか検証するため、隙間の有無と隙間の大きさを3種類の条件を設定した。この隙間は、基礎地盤に沈下が発生した際に、基礎地盤の沈下に追随しない（なじみがない）ような堤体（例えば、硬い粘性土でできた堤体）や樋門等の構造物の下にできる隙間を想定している。図1に実験に用いた模型例を示す。模型は小型水路内に、水路の縦断方向（以下、幅）1000mm×鉛直方向（以下、高さ）200mm×横断方向（以下、奥行）300mmとなる模型地盤を作製し、模型地盤上へ幅400mm×高さ300mm×奥行300mmとなるアクリル製の堤体模型を設置した。なお、堤体模型は堤体または樋門等の構造物を想定している。矢板ありのケースでは堤体模型の川表側に根入れ3cm、奥行300mmとなるよう矢板模型を設置した。堤体模型底面には模型地盤が観察できるよう透明なアクリル板を使用した。また、模型地盤は日光珪砂6号を相対密度70%で突固め（透水係数 $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ ）で作製した。図2に示す隙間（斜線部分）のイメージを示す。また、使用した地盤材料の粒径加積曲線を図3に示す。実験は以下の手順で行い、手順の途中で破壊した場合には、その時点で終了とした。

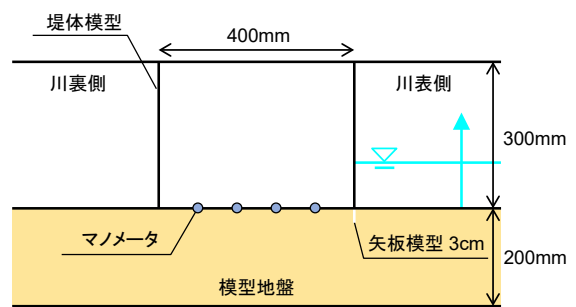


図1 実験模型例

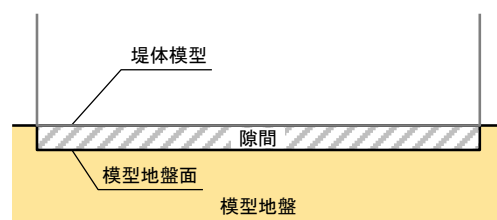


図2 堤体模型と模型地盤の隙間イメージ

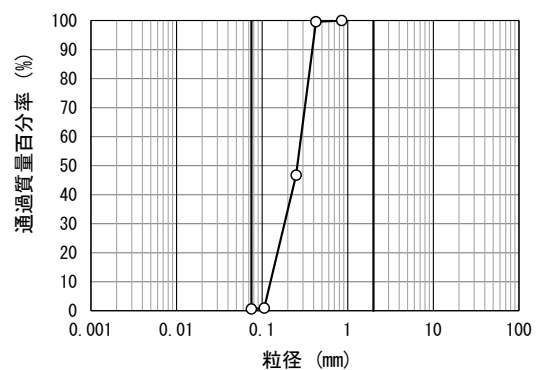


図3 地盤材料の粒径加積曲線

- ① 川表側の水位を2cmごと上昇させ、各水位を10分間維持する
- ② ①を26cmまで行うが、26cmは90分間維持する
- ③ 水位26cmから10cmへ水位を下げ10分間維持する
- ④ 水位10cmから26cmへ水位を上げ10分間維持する
- ⑤ ③と④を交互に計3回となるまで繰り返す
- ⑥ ⑤までに破壊しない場合は終了する

なお、ここでは川裏側からの漏水量が急増した時点をもって破壊の発生とした。写真1に破壊後の状況例（ここではケース2：幅40cm、隙間1mm、矢板なし）を示す。実験中は堤体模型下の圧力水頭および川裏側からの漏水量を測定しており、このうち圧力水頭は堤体模型底面（アクリル板）の奥行方向中央に設置



写真1 破壊後の状況例（ケース2）

したマンメータまたは水圧計（幅 40cm のケース：4 箇所、幅 20cm のケース：3 箇所）により測定を行った。また、図 4 に漏水量と動水勾配の経時変化例（ここではケース 2）を示す。図 4 では経過時間 360 分弱（矢印の先）から漏水量が急増しているため、この時の経過時間が破壊の発生となる。

4. 研究結果

各ケースにおける破壊時の経過時間および水位は表 2 に示すとおりである。また、ケース 5（矢板 3cm、隙間 1mm、幅 40cm）における水位 26cm のときの各圧力水頭を図 5 に示す。図 5 より堤体模型下 4 箇所（川表からの距離 8~32cm の箇所）の圧力水頭をつないでできる直線の切片と水位（川表からの距離 0cm の箇所）の差から矢板による圧力損失が得られる。また、切片の値と川表からの距離 40cm の箇所の値の差が堤体区間の圧力損失と考えることができる。矢板ありのケース 4~9 において、図 5 と同様の考え方で各水位における矢板と堤体区間の圧力損失をまとめた結果を図 6 に示す。ここでは矢板まわりおよび堤体区間の浸透路長あたりの圧力損失をプロットしている。図 6 より、堤体区間（水平方向）の圧力損失は隙間 3mm のケースで矢板まわり（鉛直方向）の $1/7.5$ となる。ここで、レーンの式における水平方向の浸透路長に対する重み $1/3$ が堤体区間に対する矢板まわりの圧力損失の比と等価であると見なすと、圧力損失の比 $1/7.5$ はレーンの式の重み $1/3$ よりも小さく、この時の圧力損失を用いた場合の加重クリープ比はレーンの式での加重クリープ比よりも大きくなるため、危険側の評価となる結果となった。一方で、隙間 1mm および隙間なしのケースは圧力損失の比が $1\sim 1/2$ となり、レーンの式の重み $1/3$ より大きく、レーンの式での加重クリープ比よりも小さくなるため、安全側の評価となった。

表 3 および図 7 に破壊発生ケースにおける破壊直前の加重クリープ比を示す。図表中の「加重クリープ比」は水平方向の重みにレーンの式による $1/3$ を、「重みを

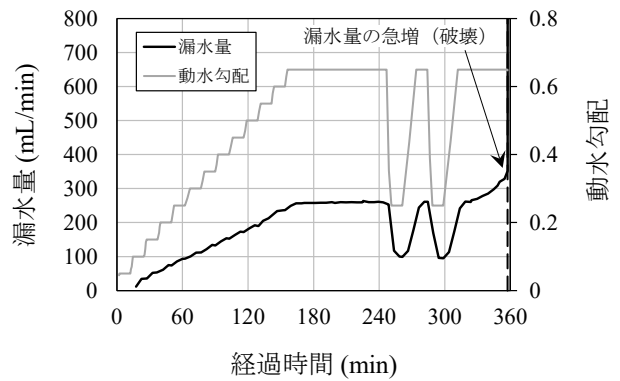


図 4 漏水量と動水勾配の経時変化例（ケース 2）

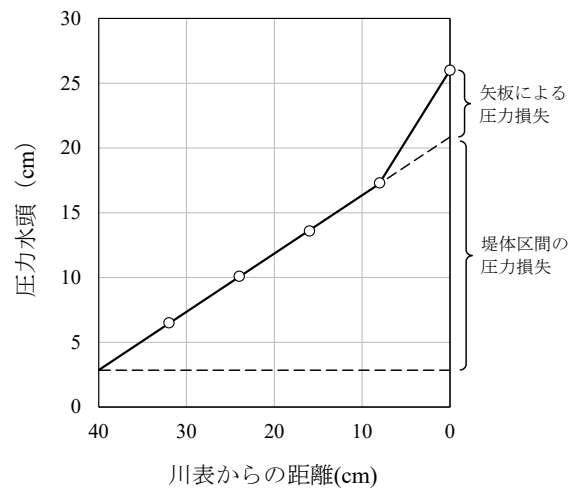


図 5 ケース 5 における水位 26cm のときの

各圧力水頭

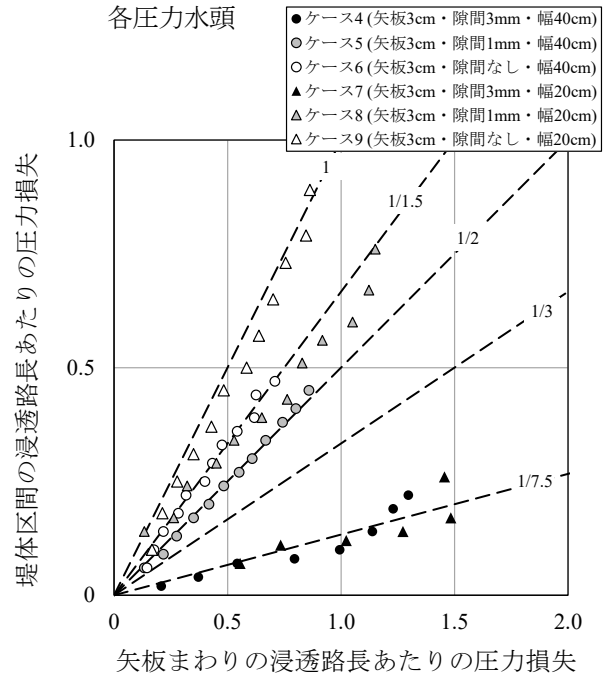


図 6 矢板と堤体における圧力損失

表 3 破壊直前の加重クリーブ比

ケース	破壊直前の水位 (cm)	堤体模型幅 (cm)	矢板長 (cm)	水平方向の重み (1/n)	重み補正した加重クリーブ比	加重クリーブ比	備考
1	4.2	40	0	7.5	1.27	3.17	隙間3mm
2	26.0(※)	40	0	2	0.77	0.51	隙間1mm
4	18.0	40	3	7.5	0.63	1.07	隙間3mm
7	17.6	20	3	7.5	0.49	0.72	隙間3mm

※3回目の26.0cmで破壊

補正した加重クリーブ比」は実験で得られた水平方向の重み（隙間 3mm のケースにおける 1/7.5 等）を用いて算出した。なお、矢板なしのケースでは矢板の有無を除き同一条件のケース（例えばケース 1 はケース 4）で得られた重みを使用した。実験で使用した日光珪砂 6 号は細砂と中砂がほぼ半々となっているため、閾値としてのレーンの加重クリーブ比は細砂の $C=7.0$ （表 1）として比較を行う。図 7 より、「重み補正した加重クリーブ比」はほぼ一定で最大値でも $C=7.0$ の 1/6 倍弱となっており、レーンの加重クリーブ比ではこの差だけ安全余裕があることが分かる。一方で、「加重クリーブ比」による結果は破壊時の水位が小さくなるほど $C=7.0$ に近づいている。このため堤体下の隙間が大きい等、より破壊しやすい状態では、例えば水平方向の浸透路長が長く、加重クリーブ比が閾値（図 7 では $C=7.0$ ）より十分大きい場合でも破壊する（危険側の評価となる）ことがあると想定される。

5. 結論

河川堤防の基盤漏水に対する矢板の評価手法を検証するために行った模型実験結果について報告した。実験より、現在矢板の設計で使用されているレーンの加重クリーブ比は水平方向に対する浸透路長を、堤体と基礎地盤の隙間が小さいまたは隙間がない場合には過小に、隙間が大きい場合には過大に評価していることが分かった。また、隙間が大きい場合等、堤体がより破壊しやすい状態ではレーンの加重クリーブ比が閾値より十分大きい場合でも、危険側の評価となることがあると想定される。今後は異なる地盤材料や堤体模型に土を使用し基礎地盤とのなじみのある条件等での実験を行い、結果を蓄積するとともに検討を行う予定である。

6. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木上席研究員、石原上席研究員、柿原研究員より、多くのご指導・ご助言をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社ダイヤコンサルタント

<参考文献>

- 1) 国土技術研究センター：「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）」，2012。
- 2) Lane, E.W.: "Security from under-seepage masonry dams on earth foundations", Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 100, pp.1235-1351, 1935.

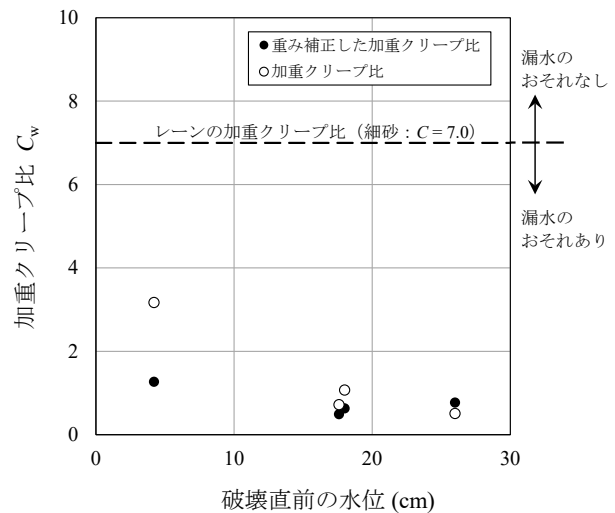


図 7 破壊直前の水位での加重クリーブ比

構造物背面盛土における地震時段差の評価法に関する検討

チーム名等 土質・振動チーム
氏名 佐々木 直也

1. まえがき

橋梁などの構造物背面の盛土は、地震時の段差発生により交通機能を阻害することがあり、平成23年東北地方太平洋沖地震等では「盛りこぼし橋台」の背面の盛土高が高いものにおいて、復旧・交通開放まで4日以上要した事例も報告されている。本研究では、このような構造物背面の地震時の変形量の実務的な評価方法の確立を目指している。

2. 研究目的

本研究では、地震による構造物背面盛土の段差評価手法の確立を目指し、不飽和盛土材料の繰返し三軸試験から繰返し変形特性の定式化を行うとともに、過年度の遠心模型実験を対象に地震応答解析（等価線形化法）とひずみ軟化理論¹⁾を用いた弾性FEM解析（自重解析）による地震時段差評価手法の適用性の検討を行った。

3. 研究方法・結果

3.1 不飽和盛土材料の繰返し変形特性の定式化

3.1.1 試験方法 ひずみ軟化理論を用いた段差評価に必要な繰返し変形特性を把握するために、過年度の動的遠心模型実験に使用した盛土材の不飽和・排気・排水による繰返し三軸試験を実施した。図-1に試験に用いた盛土材（江戸崎砂）の物性を示す。試験は、表-1に示す締固め度を3段階、繰返し軸差応力を3段階に変化させて行った。供試体は、盛土材料を所定の含水比に調整した後、所定の締固め度となるよう突き固めによりφ50mm×100mmの寸法で作成した。これを三軸試験装置に取り付け、所定の圧密応力で圧密した後、排気・排水条件で繰返し軸差応力を繰返し回数最大800回加えた。繰返し载荷中は、軸差応力を外部ロードセルにより、軸ひずみを外部変位計により計測した。図-2に計測された軸差応力と軸ひずみの時刻歴の例を示す。繰返し変形特性として、本来は初期せん断応力を作用させたうえで繰返しせん断応力を载荷する試験を行い、初期せん断応力の違いを含めた定式化を行うべきであるが、そのためには供試体本数が多く必要となり実務的でないとともに、本研究で対象としている盛土の段差評価にあたっては、初期せん断の違いの影響は大きくないことから、ここでは初期せん断応力を载荷しない試験方法とした。ただし、繰返し軸差応力を圧縮・引張均等に载荷した場合、条件によっては繰返し回数に応じて軸ひずみが増大しないことがあったため、本試験では図-2のとおり圧縮方向への片振りの载荷方法とした。繰返し応力比 SR_d

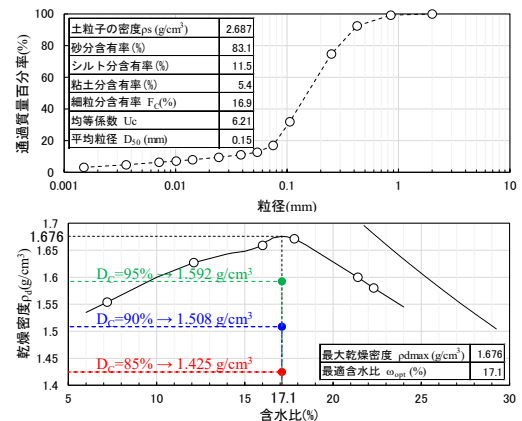


図-1 盛土材料（江戸崎砂）の物性

表-1 試験一覧

試験名	締固め度 D_r (%)	締固め含水比 w (%)	圧密応力 σ_v (kN/m ²)	繰返し応力 σ_d (kN/m ²)
試験 1-1	85	17.1	49	10.9kN/m ²
試験 1-2				17.3kN/m ²
試験 1-3				22.0kN/m ²
試験 2-1	90	17.1	49	13.9kN/m ²
試験 2-2				22.1kN/m ²
試験 2-3				35.0kN/m ²
試験 3-1	95	17.1	49	17.5kN/m ²
試験 3-2				27.8kN/m ²
試験 3-2				47.2kN/m ²

にあたっては、初期せん断の違いの影響は大きくないことから、ここでは初期せん断応力を载荷しない試験方法とした。ただし、繰返し軸差応力を圧縮・引張均等に载荷した場合、条件によっては繰返し回数に応じて軸ひずみが増大しないことがあったため、本試験では図-2のとおり圧縮方向への片振りの载荷方法とした。繰返し応力比 SR_d

は、図-2 のとおり片振りの振幅とした。

3.1.2 定式化方法 前項の試験で得られた繰返し応力、軸ひずみ、繰返し回数について、ひずみ軟化理論に基づく計算を行うための定式化を行った。定式化は堀井ら²⁾の手法に従い行った。まず、計測された軸差応力、軸ひずみを1波ごとにパルスに変換し、図-3 のとおり繰返し回数とパルスの最大軸ひずみの関係を求めた。図-3 のとおり繰返し応力比 SR_d を大きくすると、少ない繰返し回数で軸ひずみが伸長し、その傾向は、締固め度が低いほど顕著となっている。

これらの関係をロジスティック関数で近似した(図-3 中の黒破線)。次に図-3 のロジスティック関数の近似式を用いて、図-4 のとおり繰返し回数ごとに軸ひずみ ϵ と繰返し応力比 SR_d の関係を累乗関数により近似した(図-4 中の破線)。軸ひずみが大きくなると近似式のグラフの傾きが小さくなり、その傾向は締固め度が低いほど顕著となり、低い繰返し応力比で大きなひずみが発生する傾向を示している。以上の結果から、繰返し応力比が小さくなると、所定の軸ひずみに達するまでに必要な繰返し回数が多くなるという、一般的な繰返しせん断強度試験(例えば、液状化強度試験など)の結果と同様の関係となっている。これらの関係を式にまとめると以下のとおりとなる。

$$SR_d = B\epsilon^A, \quad A = C_1 N^{C_2}, \quad B = C_3 N^{C_4} \quad \dots \dots \dots (1)$$

上式(1)の係数 $C_1 \sim C_4$ は表-2 のとおりとなった。 C_1, C_3, C_4 については、締固め度 D_c が大きくなると値が大きくなる関係が確認できるが、 C_2 については締固め度との明確な関係はみられない。これらに基づき、任意の締固め度 D_c で繰返し応力比 SR_d 、繰返し回数 N 、軸ひずみ ϵ 関係を得られるよう、 D_c との関係が確認できる C_1, C_3, C_4 については D_c の関数とし、 D_c との明確な関係がみられない C_2 については締固め度ごとの値の平均値として、以下のとおり定式化した。

$$C_1 = 0.683 \left(\frac{D_c}{100} \right)^{2.236}$$

$$C_2 = -0.004$$

$$C_3 = 2.052 \left(\frac{D_c}{100} \right)^{5.496}$$

$$C_4 = 0.237 \left(\frac{D_c}{100} \right) - 0.304$$

3.2 遠心模型実験を対象とした段差評価

3.2.1 解析概要 沈下量の評価手法は、参考文献 1) の手法を適用した。解析フローを図-5 に示す。解析は以下の手順で実施した。

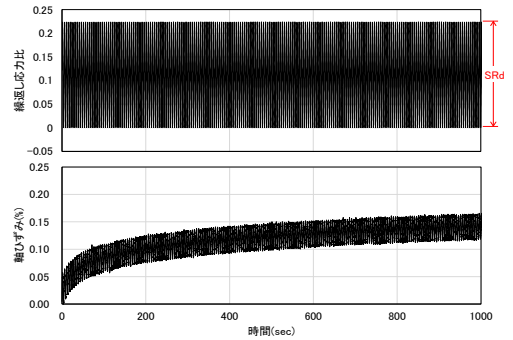


図-2 繰返し応力比と軸ひずみの時刻歴の例

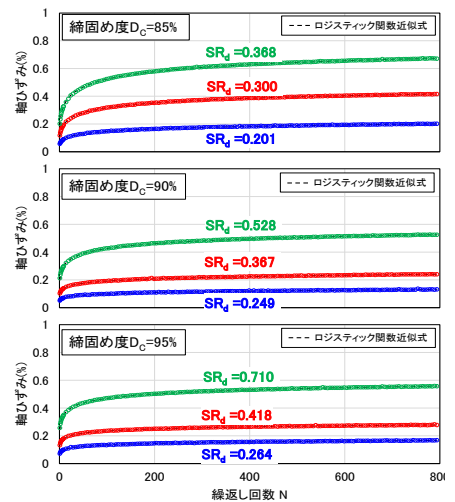


図-3 繰返し回数と半パルスの最大軸ひずみの関係

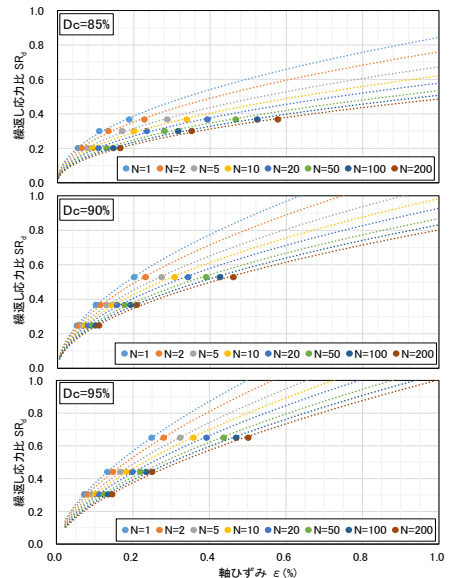


図-4 繰返し回数 N ごとの軸ひずみ ϵ 、繰返し応力比 SR_d の関係

表-2 式(1)の係数一覧

締固め度 D_c	C_1	C_2	C_3	C_4
85%	0.475	0.0001	0.811	-0.103
90%	0.538	-0.0106	1.236	-0.088
95%	0.610	-0.0019	1.491	-0.080

- ① 弾性 FEM 解析による盛土の初期応力と変位量を算出する。
- ② 等価線形化法による地震応答解析からせん断応力を算出する。
- ③ 盛土材の繰返し変形特性を用いて、動的せん断応力による要素ごとの累積せん断ひずみと初期せん断応力から低下せん断変形係数を算出する。
- ④ 弾性 FEM 解析に低下せん断変形係数を用いて、自重による変位量を算出する。
- ⑤ ④の変位量から①の変位量を差し引いて、地震による最終変位量を算出する。

本検討では、過年度に実施した構造物背面盛土の遠心模型実験³⁾から盛土高、締固め度、地震波形を変えた 5 ケース (表-3) を対象に解析を行った。解析に用いた定数を表-4 に示す。地震応答解析に使用する盛土のせん断弾性係数 G_0 は、盛土を 3 分割し、応力に応じて設定した (基礎地盤の変形は生じないものとした)。地震応答解析の境界条件は、側面をエネルギー伝達境界、底面を実験に合わせて剛基盤とした。また、地震応答解析の $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ の関係は、平均粒径 D_{50} から求まる安田・山口の提案式⁵⁾を用いて設定し、入力地震動は実験で計測された盛土底面の加速度波形とした。ひずみ軟化理論の計算に用いる盛土の繰返し変形特性は、前項の締固め度ごとに繰返し三軸試験を実施して定式化した関係を用いた。

3.2.2 解析結果

(1) 変形形状と天端沈下量の比較 実験と解析の変形形状の比較を図-6 に、実験と解析の天端平均沈下量の比較を図-7 に示す。変形形状は、解析結果の法面のはらみ出しが実験結果に比べて小さくなっているものの、天端が全体的に沈下し、法肩ほど沈下量が大きくなる傾向は実験結果を再現できている。天端平均沈下量は、盛土高が高いケース 1, 2 の解析値が実験値に比べてやや小さいものの、解析値と実験値は概ね同程度に評価されており、盛土高の違い、締固め度の違い、地震動の違いを再現できている。ケース 1, 2 の解析値が小さい要因については、次項で述べる。

(2) 盛土天端の応答加速度の比較 実験と解析の盛土天端加速度の比較を図-8 に示す。実験の加速度は入力波形に比べて全体的に増幅していることがわかる。また、解析の加速度は主要動付近で大きく増幅しており、最大加速度が実験よりも大きくなっている。ケース 3, 4 では、解析で実験の加速度の傾向を概ね再現できている。タイプ II

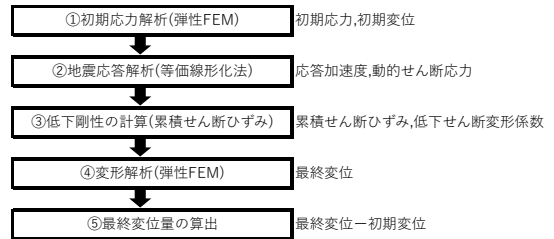


図-5 解析フロー

表-3 実験の再現ケース

ケース	盛土高(m)	締固め度Dc(%)	加振波形	基礎地盤
1	20	85	レベル2タイプ I	密な砂 (変形しない)
2		90		
3	10	レベル2タイプ II		
4	15			
5				

表-4 解析に用いた定数

地盤	γt [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν	G_0 [kN/m ²]	D_{50} [mm]	hmax [%]
盛土	18.0	$E=2(1+\nu)G$	0.33	30,000~50,000	0.15	22.5
基礎地盤	20.0	-	0.33	104,800	-	20.3

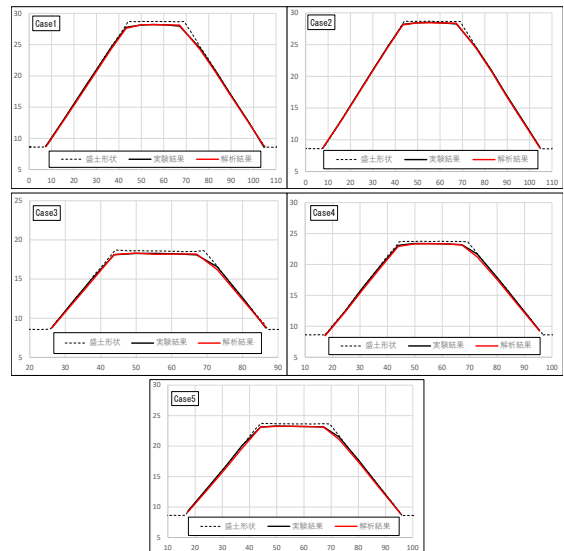


図-6 変形形状の比較

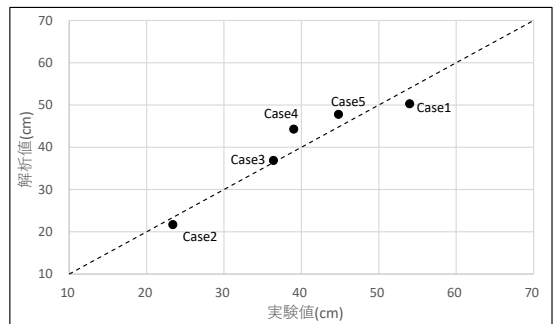


図-7 天端平均沈下量の比較

地震動を入力したケース 5 では、主要動で解析の加速度が実験よりも最大 1.7 倍程度大きくなっている。一方、ケース 1, 2 では解析の最大加速度は実験より大きいものの、主要動までの加速度は他ケースに比べて実験よりも小さくなっており、解析の天端沈下量が小さく評価された要因の一つと考えられる。なお、解析結果の盛土底面の加速度は、実験結果と概ね整合しており、天端方向に向かって加速度が増幅する傾向も確認した。

(3) 盛土内の最大せん断ひずみ分布の比較 実験と解析の盛土内の最大せん断ひずみの比較を図-9 に示す。ここで、実験のせん断ひずみは、撮影画像の画像解析から時刻歴のせん断ひずみを算出した。実験のせん断ひずみは盛土天端や法肩、法面付近で大きくなる傾向を示し、最大 7% 程度であった。解析のせん断ひずみは実験と同様の傾向を示しているが、最大 10% 程度とケース 1, 2 を除いて実験よりも全体的に大きくなっている。ケース 1 は法面や法尻付近、ケース 2 は全体的にせん断ひずみが小さく、加速度や繰返し変形特性が影響していると考えられる。

4. 結論

- ・ひずみ軟化理論を用いた評価手法を確立するため、不飽和・排気・排水の繰返し三軸試験を行い、これらの結果に基づき、盛土材料の締固め度に応じた繰返し変形特性を定式化した。本検討では初期せん断応力の影響は考慮しないものとし、片振りの载荷方法とした。

- ・盛土材の繰返し変形特性を用いて解析を行った結果、盛土高や締固め度、地震動の違いおよび実験の天端沈下量を概ね再現できており、評価手法の適用性を確認することができた。

5. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木首席研究員、東主任研究員、加藤主任研究員より、多くのご指導・ご助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：八千代エンジニアリング株式会社

〈参考文献〉 1) 山田勝彦, 真鍋進, 龍岡文夫: 大型橋梁基礎の地震時変位の予測, 第 25 回土質工学研究発表会, pp951-954, 1990. 6. 2) 堀井克己, 館山勝, 小島謙一, 古関潤一: 砂質土盛土の地震による残留沈下予測, 第 52 回土木学会年次学術講演会, pp148-149, 1997. 9. 3) 東拓生, 佐々木哲也, 加藤俊二: 盛土高の高い構造物背面盛土の地震時の沈下・変形に関する遠心力载荷実験, 第 75 回土木学会年次学術講演会, 2020. 9. 4) 東拓生, 佐々木哲也, 佐々木直也: 構造物背面盛土における地震時段階の評価法に関する検討 (その 1 繰返し変形特性の定式化), 第 58 回地盤工学研究発表会, 2023. 7 (投稿中). 5) 安田進, 山口勇: 種々の不攪乱土における動的変形特性, 第 20 回土質工学研究発表会, 1985. 6.

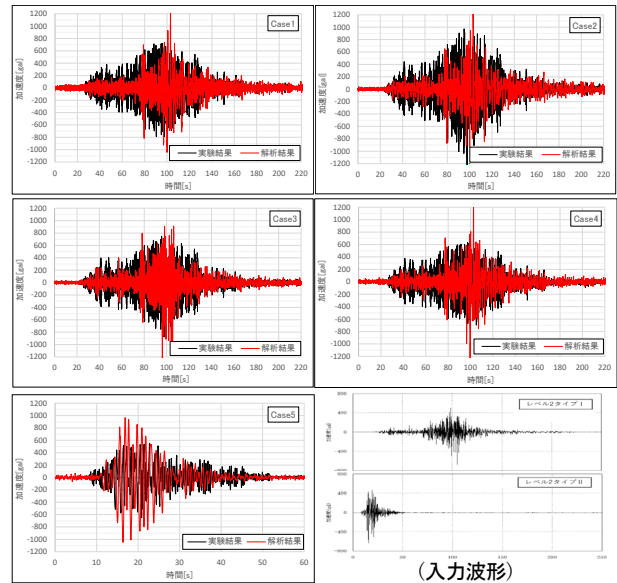


図-8 盛土天端加速度の比較

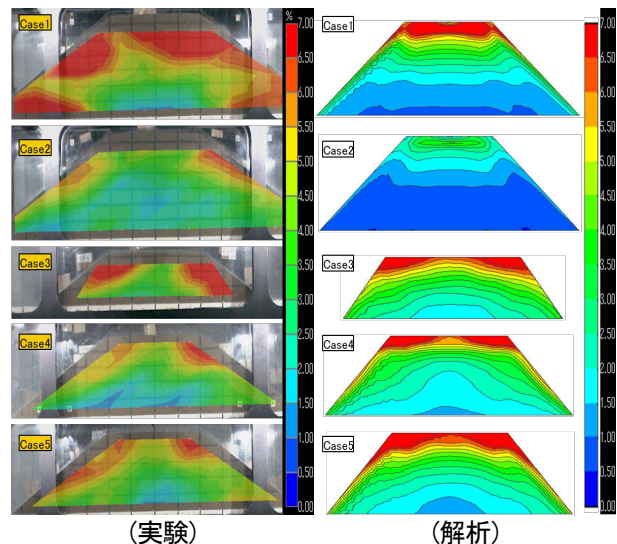


図-9 盛土内の最大せん断ひずみ分布の比較

周辺溪流からの土砂及び表面水を考慮した道路排水施設の機能強化に関する解析的検討

チーム名等 施工技術チーム
氏名 三原 一輝

1. はじめに

台風、長時間の雨を誘因とする道路盛土の被害の中には、盛土背面の地山からの地下水や溪流からの表面水に加え、集水地形、路面等が多量の表面水を集めたことが素因となって生じる場合がある。現状の二次元の代表断面に基づき設計された排水施設は、周辺斜面等からの盛土への三次元的な水の流入に対して排水能力不足となることが懸念される。このような集水地形上の道路盛土への周辺斜面等からの三次元的な水の流れを解析的に明らかにしたうえで、盛土崩壊を抑制するための排水施設の機能強化箇所及び方法を検討する必要がある。

本報では、2016年台風10号による国道274号日勝峠の盛土被害を対象とし、河床変動計算によって周辺溪流からの土砂及び表面水が道路路面を流動する様子を再現することで、盛土崩壊を抑制するための排水機能強化箇所及び方法について検討した結果について報告する。

2. 推定される盛土崩壊メカニズムと解析手法の選定

一般国道274号 KP159.0（日勝峠7合目付近 図-1 参照）では、2016年台風10号による8月28日から31日の降雨（最大時間雨量55 mm/h、連続雨量488 mm）により、延長約100mにわたって盛土谷側ののり面が崩落した¹⁾。平成28年度の北海道開発局帯広開発建設部の調査（以下、調査という）によると、図-1に示す溪流1,2にて土石流が発生した。溪流1～3の横断排水管呑口は土石流による土砂が堆積して閉塞されたと考えられており、呑口の閉塞後に溪流1,2から流下した水は堆積土砂と共に擁壁末端に設置された土のう盛土の脇から道路路面へ流入し、溪流3からの流入とあわせて土砂はガードレール沿いに堆積した（図-1(c),(d)）。これにより、道路の横断勾配に従った水の流れが阻害され、縦断勾配に従って帯広側への水の流れたことで、溪流1から約700m離れた崩壊箇所③まで水が到達したと考えられている²⁾。崩壊箇所③には地下水および表面水を考慮した数値解析例³⁾もあるが、本研究では、溪流1,2で発生した土石流による土砂堆積と土砂を伴う表面水の道路縦断方向の流れが崩壊箇所③の被害を大きくした主要因であると考え、iRIC Morpho2DHによる解析を行った。iRIC Morpho2DHでは、土石流・泥流の変動・堆積過程を表現でき、河床変動計算(掃流砂・浮遊砂解析)により土砂を伴う水の流れを解析できる。一般公開されている河床変動計算のソルバーはモデルの上流端からの流入のみを与えるものであるが、本研究では溪流1～4からの横流入も与えられるようにモデルを改良した。



図-1 日勝峠158KP～159KPの被害状況¹⁾に加筆

3. 解析モデルの作成および与条件

図-2 に示す範囲を河床変動計算の対象領域とした。土石流発生前の航空レーザー測量成果(2006 年)による地形データをモデル化の基本とし、それ以降から台風当時までに改変された箇所(図-2 土のう盛土等)は 2019 年の航空レーザー測量成果を用いた。

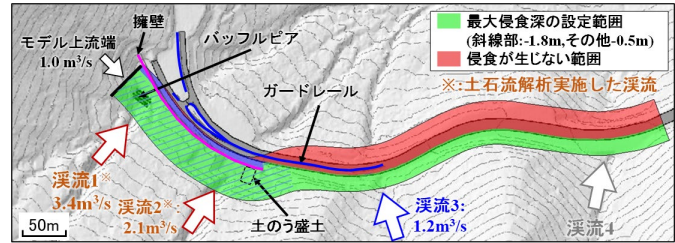


図-2 河床変動計算の範囲および流入流量

流入土砂は一様砂とし、現地調査時に溪流 1,2 の流末でそれぞれ採取された土砂の粒度分布から 13.5mm の単一粒径とした。粗度係数は道路舗装部を 0.018, 未舗装部を 0.030, その他部分(盛土のり面, 自然斜面部)を 0.100 とした⁴⁾。また、図-2 に示す範囲には最大侵食深(侵食深さの最大値)を設定した。最大侵食深は土石流解析による土砂堆積前の標高を基準として、災害査定時の現地写真を参考にモデル上流端～道路流入部までを-1.8m, その他(道路山側の未舗装部)を-0.5m とした。

計算範囲内の道路構造物(バツフルピア, 擁壁, ガードレール基礎部)および舗装面は、解析中に高さ変動しない固定床とした。なお、道路谷側の盛土のり面や自然斜面では被災時に侵食や崩壊が生じたが、流入土砂と異なる条件設定ができないため便宜上固定床として設定した。ガードレールの基礎部より上は、図-1(c),(d)に見られる土砂等の堆積によって徐々に水が流れにくくなったと考えられるため、解析では一定の植生密度を与えることで疑似的に水の流れにくさを表現した。

調査ではトンネル坑口から計算範囲の道路へ水や流木が流下した痕跡が確認されているが、実際の流量は不明なためモデル上流端の流入流量に設定上の最低値である $1\text{m}^3/\text{s}$ を与えた。横流入は、横断排水管の閉塞が確認された溪流 1～3 を考慮した。各溪流の流入流量は図-2 に示すとおりで、流出係数は 0.7, 降雨強度は時間雨量観測の最大値(55mm/h)として合理式⁵⁾により算出した。

まず、溪流 1,2 にて土石流解析を実施し⁶⁾, 土石流による土砂堆積を再現した。その後、解析時間を 700 秒として河床変動計算を実施した。解析時間は、山地部の一般的な流入時間 15～30 分⁶⁾を参考に、ピーク流量を与え続けることを考慮して設定した。

4. 解析結果

4.1 再現解析結果

解析開始から 700 秒後における流動深コンター、流速コンターおよび堆積侵食深コンター図をそれぞれ図-3～5 に示す。図-3,4 より、溪流 1,2 からの土砂を伴う水は擁壁末端の土のう盛土脇を通り道路路面へ流入した(A 区間)。崩壊箇所①付近の道路は曲線部であり、谷側へ向かう横断勾配がついているものの、ガードレールによって横断勾配に沿った流れが阻害され、道路山側で深さ 0.5～1.2m, 流速 2～6m/s 程度の流れが道路縦断方向に生じた(B 区間)。ガードレール末端部では、溪流 3 からの流入水と合流して道路山側を流れる水(C₁)、ガードレールによる流れの阻害がなくなったことで横断勾配に沿って道路谷側へ向かう水(C₂)の 2 系統の流れが生じた。

道路谷側へ向かう水(C₂)は横断勾配変曲点①まで到達したのち、横断勾配に沿って山側へ向かい C₁ に合流する流れ(D₁)と、道路谷側を流れ続けて横断勾配変曲点②まで到達し、谷側のり面へ向かう流れに分岐した(D₂)。流れ C₁ は流速 2～7m/s 程度、流動深 0.2～1.2m 程度、流れ D₁ は流速 1～7m/s 程度、流動深 0.1～1.0m 程度で崩壊箇所③に到達した。また、道路山側の横断排水管(溪流 4 に対応)呑口付近で最大 2.6m 程度となった。

図-5 の堆積侵食深コンター図より、溪流 1,2 の流入点付近の土砂と溪流 3 流入点付近の山側道路脇の未舗装部分

の土砂は侵食され、道路上に堆積した。ガードレールの谷側に土砂は堆積せず(E 区間), ガードレールの山側から崩壊箇所③にかけて最大 1.6m 程度の土砂堆積が生じた(F 区間)。以上より, 溪流 1~3 からの土砂及び水が盛土崩壊部(崩壊箇所③)到達する挙動が確認され, 調査結果から推定される盛土崩壊メカニズムの水の流れと土砂移動が概ね再現された。

4.2 解析結果の再現性の検証

溪流 4 の横断排水管呑口は閉塞が確認されておらず, 横断排水は機能していたと推察されるが, 解析では地表面の水及び土砂の流れのみを扱っており, この横断排水管の排水機能を考慮できない。そのため, 溪流 4 の横断排水管呑口付近で確認された 2.6m 程度の流動深は, 実際よりも大きな水深と考えられる。

図-5 で示した比較地点における土砂堆積後の標高(堆積後標高), 流動深(水面標高)および実際の土砂堆積量を整理した断面図を図-6 に示す。図より, 比較地点ではガードレール付近に 1.6m 程度の土砂が堆積し, 実際の堆積量 (0.5 m) よりも大きな解析結果となった。これは, 実際にはガードレール部では土砂が堆積することで徐々に水や土砂が流れにくくなったと推察されるが, 解析ではこのような経時変化を再現できず, 解析開始時から一定の流れにくさ(植生密度)を与えたためであると考えられる。また, 被災直後の現地調査ではガードレール末端部~崩壊箇所③間の土砂堆積はほとんど生じていなかったが, 解析上では最大 1m 程度の堆積が生じている。これは, ガードレール部での大きな土砂堆積によって流路が限定されたことで水の流れが道路山側に集中し, 未舗装部で実際よりも大きな侵食が生じて土砂が供給されたためであると考えられる。

以上より, 水の流れと土砂移動のおおよその傾向は現地状況を再現できていたものの, 定量的には流動深, 流速及び土砂堆積量は現地より大きめとなった箇所があることが確認された。

5. 周辺溪流の被害状況を考慮した道路排水施設の機能強化箇所の検討

本解析の範囲では, 図-7 中の排水強化箇所①の山側(曲線部で横断勾配の高い方)の車線, 排水強化箇所②の山側(曲線部で横断勾配が低い方)の車線において流動深が大きくなる箇所が存在した。道路土工要綱では, 道路の縦横断勾配に従って水の集まる箇所に排水ますを置くことが効果的であるため, S 曲線を有する道路での排水ますの設置例を図-8 のように示している。図-8 では G₄, G₂ のように横断勾配の低い方(図中灰色ハッチング部)にますを配置することが示されているが, 排水強化箇所①のように, ガードレールの影響で横断勾配の高い方に水の流れが

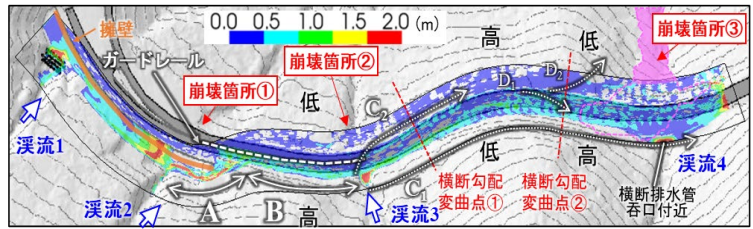


図-3 流動深コンター図

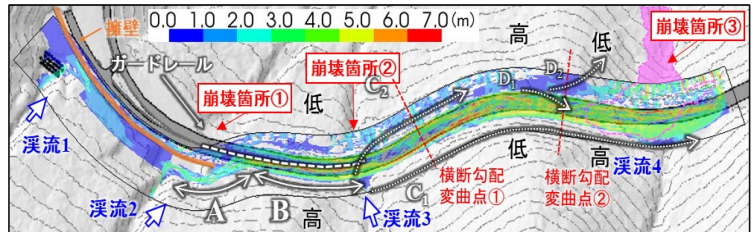


図-4 流速コンター図

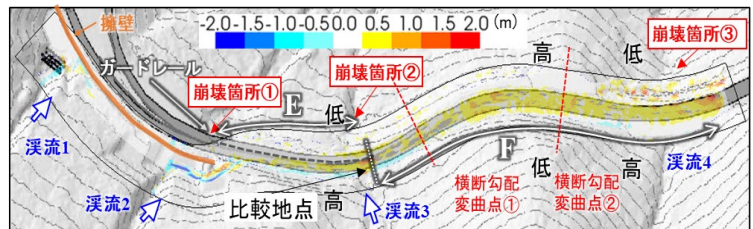


図-5 堆積侵食深コンター図

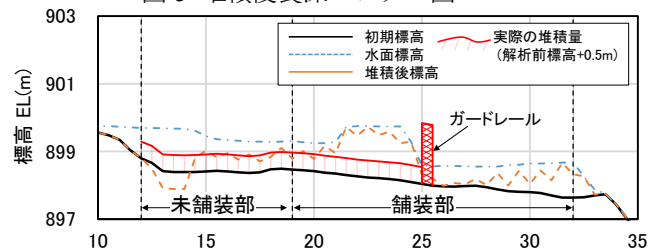


図-6 解析結果と被災後堆積量の比較

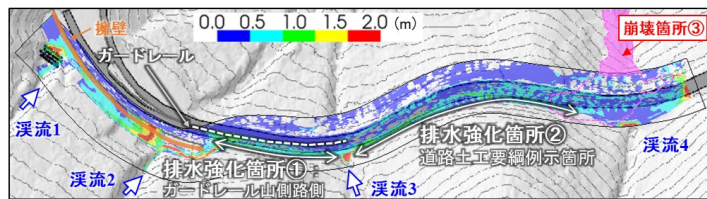


図-7 排水強化箇所の例

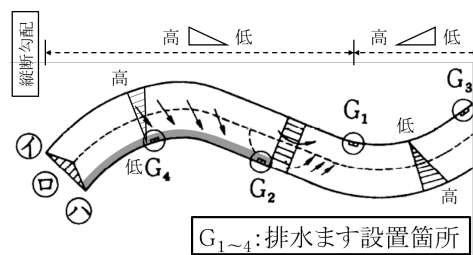


図-8 S 曲線を有する道路でのますの設置例 ⁶⁾に加筆

集まることは考慮されていない。

台風当時、排水強化箇所①の道路山側の路側には皿形側溝と排水ます（約 50 m 間隔）が設置されていた。これらの排水施設は道路路面からの水を排水させるために設置されたものであり、溪流 1,2 の横断排水管が閉塞することで生じる道路上への水及び土砂の流入は考慮されていない。復旧後も皿形側溝と排水ますの寸法・間隔は同一で、溪流 1,2 の横断排水管の呑口には閉塞軽減施設が設置された³⁾。閉塞軽減施設は設計法が未確立であり、機能検証も十分ではない。溪流 1, 2 から水及び土砂の道路への流入は閉塞軽減施設により軽減されると考えられるが、被害軽減の程度は現段階では不明であり、皿形側溝及び排水ますには想定以上の水及び土砂の作用が懸念される。そのため、既設の皿形側溝に加え、除雪作業に影響しないように皿形側溝よりも山側の路側部に U 形側溝を追加し、U 形側溝で集めた水を縦横断方向に排水管で抜くなどの排水機能強化方法が考えられる。

排水強化箇所②においても、排水強化箇所①と同様に道路路面からの水を排水させるための皿形側溝、排水ます（1 か所）が設置されていた。台風当時、溪流 3 でも土砂による横断排水管の呑口閉塞が生じていたものの、閉塞軽減施設の設置等の対策がなされていない。そのため、排水強化箇所②へ解析結果のような水及び土砂の供給が懸念されることから、排水強化箇所①と同様の方法などで排水機能強化を検討する余地がある。

三次元的な水及び土砂の流れを考慮したこれらの対策を講じることにより、周辺斜面等から崩壊した盛土まで到達する水及び土砂の流量や流速を軽減でき、盛土の崩壊が抑制されると考えられる。ただし、本解析で得られた流動深は全体的に大きく、施設容量の検討に本研究の解析結果を適用するには更なる精度向上が必要である。

6. まとめ

iRIC Morpho2DH を用いた河床変動計算によって道路路面で土砂を伴う表面水が流動する様子を再現した。土石流によって堆積した土砂が道路へ流入し、ガードレール沿いに堆積したことで、道路縦断方向に水が流下する現象が定性的に再現されたが、定量的には土砂堆積量や流動深、流速は被災後の現地状況よりも大きめの評価となった。

解析結果より、盛土崩壊を抑制するための排水施設の機能強化箇所について検討した。その結果、①ガードレールの影響により道路曲線部で横断勾配の高い路側に水が集まる箇所、②横断管の閉塞対策を講じていない溪流から水及び土砂の流入が懸念される箇所において、除雪作業に影響しない皿形側溝よりも山側の路側部に U 形側溝や縦横断方向の排水管を設けるなどの対策を検討する余地があることがわかった。

7. 謝辞

本報の作成にあたり、施工技術チームの間淵上席研究員、宮下主任研究員、並びに同チームの皆様にご指導・ご助力を賜りました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

所属：基礎地盤コンサルタンツ株式会社

<参考文献>1)道路管理技術委員会編:「平成 28 年(2016 年)台風 10 号による北海道豪雨災害現地調査報告写真集」,(一財)北海道道路管理技術センター,2018. 2)(国研)土木研究所:「道路横断排水カルバート流入口の閉塞軽減施設事例集」,土木研究所資料,第 4405 号,2020. 3)He,W.etal.,”Wide/narrow-area slope stability analysis considering infiltration and runoff during heavy precipitation”, Soil and Foundations, Vol.63, No.1,101248,2023. 4)水工学委員会編:「水理公式集」,土木学会,2019. 5)(社)日本道路協会:「道路土工要綱(平成 21 年度版)」,2009.6)吉野ら:「平成 28 年台風 10 号豪雨時に山地部道路周辺で発生した土石流の数値解析」,第 58 回地盤工学研究発表会,投稿中

道路土工構造物の特性を考慮したマネジメント手法に関する研究

チーム名等 施工技術チーム
氏名 須田 悠尽

1. まえがき

令和3年4月より交流研究員として「道路土工構造物の特性を考慮したマネジメント手法に関する研究」をテーマとして研究を進めている。補強土壁は、盛土材が主な構成要素の一つであるため圧縮沈下が発生する。前年度は、圧縮沈下に起因して補強材が垂れ下がるように変形（以下「ハンモック」という。）する挙動を1G場の模型実験によって調べ、補強材がハンモック形状となる際に壁面材と盛土材の相対沈下によって補強材が引き抜かれることを確認した。本年度は、遠心力場で沈下を再現する模型実験および変状した現場の補強土壁の補強材の状態を計測した結果を分析し、これらのデータを包括的に整理することで、ハンモックメカニズムでの圧縮沈下量と補強材の引抜き変位量の関係を定式化した。

2. 本研究の位置づけと手法

(1) 本研究の位置づけ

昨年度の実験結果によれば、圧縮沈下により盛土材と壁面材の間に大きな沈下の差が生じ補強材がハンモック状態になると、壁面材と補強材の接合部（以下、接合部）において圧縮沈下に起因した張力 T の分力である鉛直力（せん断力） T_v が生じる。このような影響は設計で直接的には考慮されておらず、現状では、圧縮性の低い盛土材をよく締め固めることを前提としてハンモック状態の照査をしないという対応をしているが、壁高が高い補強土壁においては、補強材に想定以上の張力がかかる状態を無視できない可能性がある。そのため、圧縮沈下によって補強材、接合部等に及ぶ影響（張力の大きさ、作用方向）を明らかにする必要があり、図-1 のような一連の研究に取り組んでいる。本報告では②の結果について示すものである。具体的には、遠心力場及び1G場で沈下を再現した模型実験の結果と既往の現場の計測データを用いて、圧縮沈下が生じた場合の補強材のハンモック形状を簡易な数学モデルとしてカタナリー曲線により評価することの妥当性を検証する（3～5章）。さらに模型実験と現場の計測データを包括的に整理し、補強材の引抜き変位量 δ と沈下量 V_0 との関係を定式化する（6章）。

(2) 補強材のハンモック形状の評価手法

補強材のハンモック形状を定量的に扱うために、本研究では実験及び現場で観測した補強材の形状を表す x, y 座標又は傾斜 θ を、式(1)に示すカタナリー曲線によってフィッティングした。

$$\begin{cases} y' = a \cdot \cosh\left(\frac{x'}{a}\right) - a & (-x_s \leq x' \leq 0) \\ y' = 0 & (x' \geq 0) \end{cases} \quad (1)$$

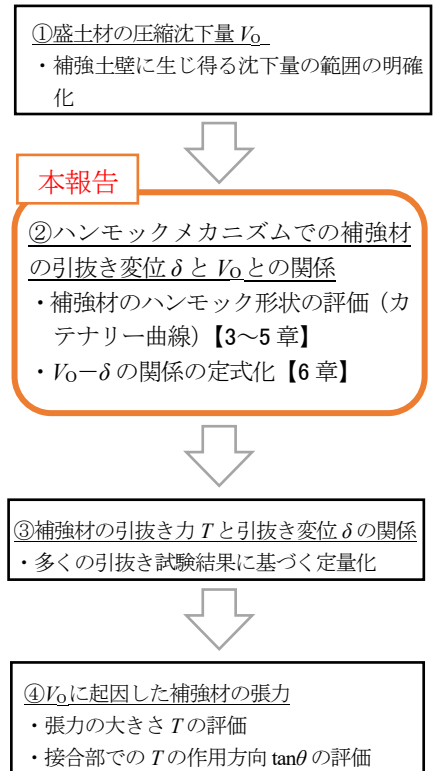


図-1 盛土材の圧縮沈下に起因した補強材張力の評価のための検討フロー

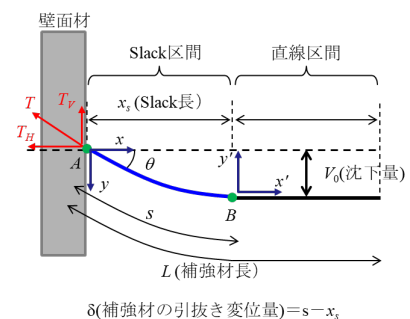


図-2 カテナリー曲線による補強材のハンモック形状のモデル化

カタナリー曲線は、係留鎖等の曲げ剛性及びせん断剛性の無い線部材の挙動の記述に用いられている¹⁾。パラメータが少ないことからその取扱いが容易である。図-2 にモデルの概要図を示す。点 B においてカタナリー曲線部分 (Slack 区間) と直線区間が接続するモデルとした。最小二乗法によって式(1)の定数 a を探索した。 a が定めれば x_s 及び θ が一義的に定まる。なお、カタナリー曲線の取り得る値が $y \geq 0$ であるから、実験結果から得た座標 (x, y) をカタナリー曲線の終点 (図-6 の点 B) が座標 $(0, 0)$ となるように座標 (x', y') に変換している。

3. 遠心場沈下実験

3.1 実験方法

ここでは、遠心力場において補強材の沈下の再現した模型実験の結果を述べる。実験には、土木研究所が所有する有効回転半径が 3.5 m の遠心力载荷試験装置を使用した。30 G の遠心力場において、実大換算した内寸で幅が 24.0 m、高さが 18.0 m、奥行きが 12.0 m の剛土槽を使用した。以後、模型寸法、計測結果等の物理量は実大換算で表記する。図-3 及び図-4 はそれぞれ、模型概要図及び沈下発生装置の概要図である。この沈下発生装置は、遠心力場において任意の範囲に任意の量の沈下を導入することができる装置である。沈下発生装置は補強土壁模型の下部に設置され、図-4 (b) のとおり、遠心力場においてモータで引抜きベースを水平に引き抜くことにより、これを沈下ベースの鉛直運動に変換し、沈下板に沈下を導入することができる。

この実験では、盛土材自体を圧縮沈下させるのではなく、基礎コンクリートの位置が異なる条件で補強土壁底面の位置を徐々に下げることによって、壁面材と盛土材の間に相対沈下を導入し、補強材のハンモックを再現した。沈下させた範囲は基礎コンクリートより背後側の基礎地盤の全体とし、沈下はその大きさが 420 mm となるまで徐々に漸増させた。

補強土壁模型の壁高は、補強土壁の適用実績を考慮して代表的な値である 7.5 m とした。壁面材は RC 製パネルを、補強材は帯状補強材を想定した。壁面材模型にはアルミを、補強材模型にはリン青銅を使用し、それぞれ曲げ剛性 EI 及び引張剛性 EA の相似則を適合させた断面寸法とした。補強材の長さは、6.75 m の等長配置とした。また、盛土材の変形を可視化するため、基礎コンクリートの天端の高さ及び補強材の高さ全 10 段には水平に標線 (色砂) を設けた。盛土材には、気乾状態の東北珪砂 7 号 (平均粒径 $D_{50} = 0.16$ mm) を用い、相対密度 D_r で 80 % となるように空中落下法により製作した。また、装置の沈下に対して補強領域及び背面地盤が滑らかに追従するように、干渉層として厚さ 0.9 m の基礎地盤を設けることとし、東北珪砂 7 号を相対密度 D_r で 100 % となるように締固め法で製作した。

3.2 実験結果

ここでは、最大せん断ひずみ大きい範囲に敷設していた基礎コンクリートより 2.6 m の高さ (下から 4 段目) の補強材に着目して分析した結果を示す。ガラス面から観察した盛土材の沈下量と、実験終了後に盛土材を撤去して確認した補強

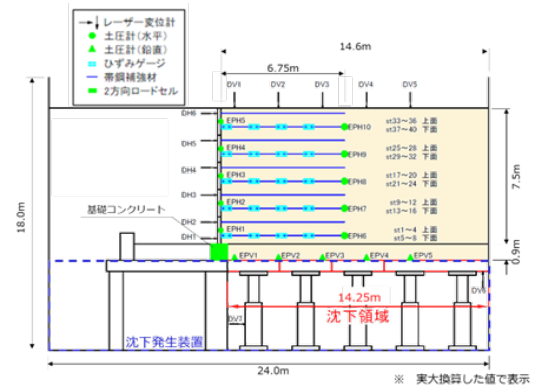


図-3 模型概要図

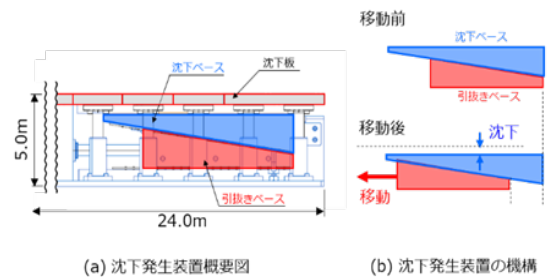


図-4 沈下発生装置



図-5 载荷終了後($V_o=420$ mm)の状況

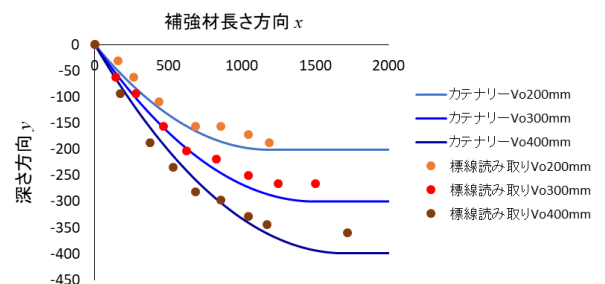


図-6 標線の画像解析結果及びカタナリーによるフィッティング結果

材の沈下量(初期との差)はほぼ同じであったことから、補強材は盛土材をすり抜けるような挙動は生じていないと判断した。したがって、ここでは盛土材の沈下量と補強材の沈下量が同値であると仮定し、盛土材の標線の形状を画像解析ソフトで読み取り、それを補強材の形状として扱った。図-6には沈下量50mmごとに補強材形状を読み取ったデータをプロットし、それぞれの補強材形状から得られた x_s と V_0 から決定したカタナリー曲線にてフィッティングした結果を実線で示した。図-6によれば、沈下量によらずカタナリー曲線によって、実験結果をよくフィッティングできていると考えられる。

4. 1G 場沈下実験

4.1 実験方法

ここでは、1G 場において補強材の沈下の再現した模型実験の結果を述べる。図-7に実験装置を示す。この実験装置は、壁面材模型を上向きに変位させ、接合部と盛土材に相対変位を与え、補強材のハンモック現象を再現するものである。実験模型の縮尺は1/10スケールとし、原型は壁高8.0mを有する補強土壁を想定した。ケース1は図-7に示す補強材配置である。ケース2は、補強材の鉛直間隔の違いの影響を調べる目的で、上から1段目と2段目の補強材を設置せず実施した。実験装置および実験概要の詳細については、前年度の交流研報告書²⁾を参照されたい。

一般に補強土壁の補強材は曲げ剛性が小さく接合部ではヒンジのように挙動すると考えられることから、実験では壁面材と補強材を蝶番で接合し、そこに四分円を貼ることで沈下に伴う補強材接合部の回転変位をガラス面を通して観測できるようにした。また、四分円から得られた補強材接合部の角度でフィッティングしたカタナリー曲線の精度を確認する役割で、補強材に角度計(重力加速度計)を設置し補強材の傾きを計測した。

4.2 実験結果

ここでは、前章の遠心模型実験の結果で着目した補強材と土被り厚さが近い条件である下から2段目の補強材に着目した。補強材接合部の四分円の回転変位と沈下量に対してカタナリー曲線をフィッティングした。図-8には、四分円と角度計で求めた補強材の角度とフィッティングしたカタナリー曲線を1階微分した結果を比較した。補強材の鉛直間隔が異なる場合においても、カタナリー曲線を微分した理論曲線と角度計の結果は概ね一致している。

5. 現場計測結果の整理およびデータ分析

5.1 対象現場の概要(胆沢ダム)

平成20年岩手宮城内陸地震で被災した補強土壁(ダム建設用の仮施設)の供用期間終了に伴う解体・撤去に際し、補強土壁内部の詳細観測が実施された³⁾。補強材のハンモック形状が詳細に計測されていたため、その結果を分析に供した。対象の補強土壁は壁高が9~13.5m、補強材長が7~12mであり、補強材長および土被り厚さの異なる合計27本の補強材について、図-9のように補強材方向に500mmごとに補強材の高さ方向の位置が計測されている。

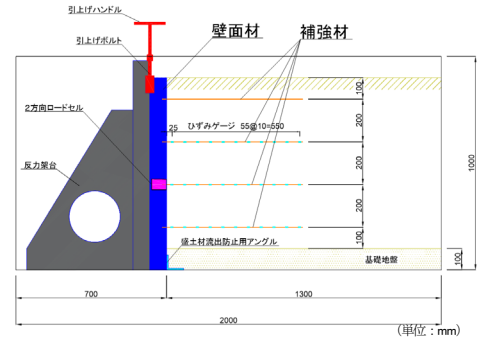


図-7 実験装置の概要図(ケース1)

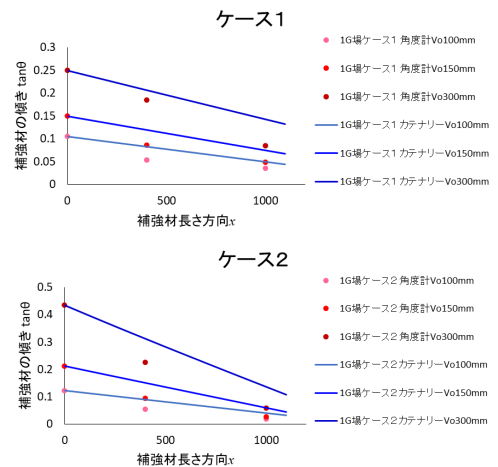


図-8 補強材の傾きとカタナリーを微分した理論曲線

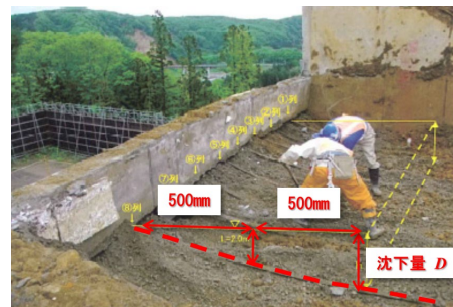


図-9 胆沢ダムの計測状況

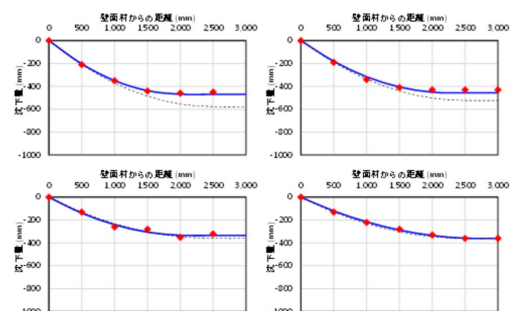


図-10 補強材の沈下量計測結果およびカタナリー曲線によるフィッティング結果

5.2 分析結果

図-10には、一例として条件の異なる4本の補強材の計測結果を示した。補強材の高さの計測結果との残差が最も小さくなるカテナリー曲線と直線の組み合わせでフィッティングした結果を青の実線で示している。図-10によれば、いずれの条件に対してもカテナリー曲線によって計測結果をよくフィッティングできていると考えられる。

6. 補強材の引抜き変位量 δ と沈下量 V_0 の関係の定式化

3～5章に示した模型実験と現場の計測データに基づいて、補強材の引抜き変位量 δ と沈下量 V_0 との関係を定式化する。遠心模型実験及び1G場模型実験、現場の計測結果から得られたそれぞれのデータに対してフィッティングしたカテナリー曲線について、図-2のモデルに基づいて式(2)によりSlackの曲線長さ s とSlack区間 x_s の差分から引抜き変位量を算出した。沈下量 V_0 と補強材の引抜き変位量 δ の関係を図-11に示す。

これらのプロットは実験の種類や条件は様々であるものの、一定の傾向を示していることが分かる。具体的には、カテナリー曲線の形状を決定するパラメータ a が $3.5 \times 10^3 \sim 6.0 \times 10^4$ の範囲に収まっていた(式(2))。ここで特定した a を用いることで、任意の沈下量 V_0 に対するカテナリー曲線の形状が定まり、補強材の引抜き変位量 δ や接合部における補強材の傾き θ を得ることができる。例えば $V_0 = 200 \text{ mm}$ のとき、 $\delta = 15 \text{ mm}$ 、 $\theta = 9^\circ$ となる。

$$\begin{cases} \delta = s - x_s = a \sinh \frac{x_s}{a} - x_s \\ V_0 = a \cosh \left(\frac{x_s}{a} \right) - a \end{cases} \quad (2)$$

7. まとめ

以下に、本検討の範囲で得られた知見を示す。

- ① 1G場模型実験、遠心力場模型実験及び現場計測の結果に対して検証した結果、カテナリー曲線を用いることで補強材のハンモック形状を概ね表現することができる。
- ② 模型実験と現場計測の包括的なデータに基づけば、500 mm程度までの沈下量 V_0 に対する沈下量 V_0 と補強材の引抜き変位量 δ の関係を表すカテナリー曲線モデルのパラメータ a の値は $3.5 \times 10^3 \sim 6.0 \times 10^4$ である。
- ③ ②により、任意の沈下量 V_0 に対するカテナリー曲線の形状が定まり、補強材の引抜き変位量 δ や接合部における補強材の傾き θ を得ることができる。

今後は、補強土壁に生じ得る沈下量の範囲を明確化するとともに、多くの引抜き試験結果に基づいて補強材の引抜き力 T と引抜き変位量 δ の関係する。以上の結果に基づいて圧縮沈下に起因した補強材の張力の大きさ T と接合部での T の作用方向 $\tan\theta$ の評価に取り組む予定である。

8. 謝辞

宮武グループ長、間瀬上席研究員、近藤特任研究員、澤松主任研究員、宮下主任研究員及び小出研究員には研究の指導を通じて多くの知識や示唆を頂きました。また、研究を実施するにあたり、施工技術チームの皆様にも協力を頂きました。心より感謝申し上げます。

所属：JFE 商事テールワン株式会社

<参考文献>

- 1) 上田ほか：港湾技研資料 カテナリー理論による最適係留鎖の選定法および計算図表、No. 379、1981
- 2) 須田ほか：補強土壁の盛土材の圧縮沈下に対する補強材接合部の挙動に関する模型実験 第77回土木学会全国大会、2022
- 3) 木村ほか：胆沢ダムにおけるテールアルメの変状調査について（その2）第46回地盤工学研究発表会、2011

両生類を対象とした環境 DNA メタバーコーディング解析

チーム名等 流域生態チーム
氏 名 篠原 隆佑

1. まえがき

水の中に含まれている生物由来の DNA から得られる情報を使い、生物の分布を推定する環境 DNA 調査技術が急速に発展している。従来の生物調査は専門の調査員が現地に赴き、捕獲や目視確認、鳴き声、フィールドサインなどから生息状況を確認する必要があり、労力と専門技術を要する。一方で環境 DNA 調査技術は、現場での作業が採水のみと非常に簡易であり、かつ高い検出力を有していることから、生物調査の効率化が期待されている。また、たも網等を使う捕獲調査に比べて、環境の攪乱が小さく、生息環境への影響が少ない新たな生物調査手法としても注目されている。

環境 DNA 調査技術は、特定の種を検出する種特異解析と特定の分類群を網羅的に検出する網羅的解析（メタバーコーディング法：以降 MB 法）に区別される。このうち MB 法は、一度に多くの種を検出できることから、生物相調査への適用が進んでいる。中でも魚類については環境 DNA 調査・分析のマニュアルが複数公開されるなど、技術の標準化が進んでおり、国土交通省が実施している生物調査【河川水辺の国勢調査】への導入も検討されている。

MB 法で分析可能な分類群は、研究が進んでいる魚類以外にも、鳥類、哺乳類、甲殻類、両生類、節足動物など幅広い生物へ広がりつつあり、将来水をくむだけで多分類群の生物調査が実施できる可能性がある。しかし、魚類以外の分類群については、分析手法が確立してから日が浅く、現場での活用事例や研究報告は限られている。また、魚類は水中で生活史が完結する一方で、河川を利用する他の分類群では種によって、水を利用する時期や頻度が異なり、水中に放出される環境 DNA の頻度や量が異なっていると想定され、魚類とは異なる環境 DNA 検出特性を有する可能性がある。そこで本研究では、水辺の湿地環境に生息する両生類に着目し、河川水を対象に両生類の環境 DNA 検出特性の把握を行った。

2. 研究目的

那珂川の河川水を対象に両生類の環境 DNA の検出特性を把握することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 環境 DNA 調査

本研究では、田和ら (2022)¹⁾ が那珂川で採水し得られた水試料より抽出した DNA 試料を分析に用いた。本サンプルは鳥類の環境 DNA の検出を目的に採水されたものであるが、両生綱の生息が期待されるワンドやたまり環境で採水が行われていたことから、検証に用いた。採水および分析方法の詳細は田和ら (2022)¹⁾ を参照いただくものとし、本報では概要のみを示す。

採水は 2021 年の春季（5 月）と秋季（9 月）に茨城県を流れる那珂川の 5 地点（距離標 21～22KP 区間）で実施

した。採水環境は、ワンド (2 地点)、たまり (1 地点)、淵 (1 地点)、平瀬 (1 地点) の計 4 環境であり、各地点から表層水を 1L 採取した (図-1)。採水試料はクーラーボックスで十分に保冷した状態で土木研究所の分析室 (つくば市) に持ち帰り、24 時間以内に 1L 全量をろ過した。ろ過には、混合エステル製メンブレンフィルター (孔径 : 0.45 μ m) を使用し、フィルター上の残渣物はディープフリーザー (-80 $^{\circ}$ C) で保管した。



図-1 採水地点の環境

3.2 環境 DNA 分析

環境 DNA 学会マニュアル²⁾ に準じて、DNeasy Blood & Tissue Kit (QIAGEN 社) により抽出し、DNeasy PowerClean Pro Cleanup Kip (QIAGEN 社) で精製した。1st PCR のプライマーは、両生綱を増幅するユニバーサルプライマー Amph16S (Sakata et al. 2022)³⁾ を使用した。1stPCR は、Ex Taq HS (TaKaRa 社) を用いて、10x Ex Taq Buffer 2.0 μ L, 2.5mM dNTP 1.6 μ L, Ex Taq HS 5U 0.2 μ L, プライマー-2.0 μ L, 精製 DNA 1.0 μ L を含む 20 μ L の反応系で行った。1stPCR は各サンプル 8 反復行い、同一サンプルから得られた PCR 産物を混合して、2ndPCR に供し、MiSeq (illumina 社) による超並列シーケンスを行った。シーケンスデータはタグ配列の除去後、DADA2 を用いたデノイジング処理を行い、アダプター配列と低品質配列を除去して代表配列を得た。1stPCR 産物の混合からデノイジングまでの工程は、株式会社生物技研への外注で行った。

得られた代表配列を配列相同性検索プログラム (BLAST) で NCBI の登録配列と照合し、両生綱、硬骨魚綱、鳥綱、哺乳綱、その他分類群に分けた後、両生綱については、塩基の相同性が 97% 以上一致し、かつリード数が 4 以上あった配列を種まで割り当てた。

4. 研究結果

4.1 環境 DNA の分析結果

解析を行った10検体のうち8検体から正常濃度のDNA抽出物ならびに解析用Libraryが得られ、3,006-53,103リードが読み取られた(最小-最大)。各検体からは両生綱のほか硬骨魚綱、哺乳綱、鳥綱が検出された。各綱のリード数を見ると(表-1)、本研究で対象としている両生綱は0-6,377リードが読み取られた一方で、硬骨魚綱は300-52,693リードと増幅が顕著であった。分析に使用したユニバーサルプライマーのAmph16Sは、両生綱の種の判別に優れている一方で、両生綱以外の分類群のDNAについても高い増幅率を示すことが報告されている³⁾。本研究で使用した河川水のサンプル中には、両生綱より硬骨魚綱の環境DNAが多く含まれていたため、両生綱のDNAが増幅されない、もしくは増幅割合が小さくなったと推察される。Amph16Sプライマーを用いて、河川水の両生綱を対象に環境DNA分析を行う場合は、両生綱の環境DNAが多く含まれるよう、採水の時期や場所を工夫する必要があると考えられる。

分析したサンプルのうちDNAの増幅が確認されなかった2検体は、23KP右岸のワンド環境の春季および秋季のサンプルであった。両サンプルは、田和ら(2022)¹⁾が実施したMiBirdプライマーによる鳥類の環境DNA分析時にも、同様に解析不調が確認されており、PCR阻害物質による影響でDNAが増幅しなかったと考えられる。河道内湿地の一つであるワンド環境は、両生綱の生息が期待される環境であるが、PCR阻害への対応を考慮し分析を行う必要がある。

表-1 各試料におけるMB法による綱別のDNA増幅結果(数値はリード数)

ID	綱和名	2021年5月					2021年9月				
		20KP 左岸	20KP 右岸	22KP 右岸		23KP 右岸	20KP 左岸	20KP 右岸	22KP 右岸		23KP 右岸
		たまり	淵	平瀬	ワンド	ワンド	たまり	淵	平瀬	ワンド	ワンド
1	両生綱	223	48	66			6,377	15		284	解 析 不 調
2	哺乳綱	722	167	86	116		67	24	40	9	
3	硬骨魚綱	300	43,946	42,334	46,267		2,631	52,693	12,264	39,965	
4	鳥綱	1,459	285	295	328		554	371		201	
5	その他分類群	302					192				
合計		3,006	44,446	42,781	46,711	—	9,821	53,103	12,304	40,459	—

4.2 検出された両生類の特徴

Amph16Sプライマーで増幅が確認された両生綱の配列から、アズマヒキガエル、ニホンアカガエル、トウキョウダルマガエル、ウシガエルおよびシュレーゲルアオガエルの計5種が特定された(表-2)。

検出された5種はいずれも無尾目に属しており、有尾目は検出されなかった。これらの5種の両生綱は、過去に那珂川で実施された河川水辺の国勢調査(両生類・爬虫類・哺乳類)において確認されている種であり^{4) 5)}、調査地点近傍に生息している両生綱を検出できたと考えられる。

これら5種のうち、トウキョウダルマガエルはレッドリスト2020(環境省)において準絶滅危惧(NT)に指定されているほか、ウシガエルは特定外来生物であり、希少種や外来種の確認に両生類のMB法が有効であることが示された。

表-2 検出された両生綱の種和名一覧（数値はリード数）

ID	科和名	種和名	2021年5月				2021年9月				備考			
			20KP 左岸	20KP 右岸	22KP 右岸		23KP 右岸	20KP 左岸	20KP 右岸	22KP 右岸		23KP 右岸		
			たまり	淵	平瀬	ワンド	ワンド	たまり	淵	平瀬		ワンド	ワンド	
1	ヒキガエル科	アズマヒキガエル												
2	アカガエル科	ニホンアカガエル	194	43	66									解 析 不 調
3		トウキョウダルマガエル											環境省レッドデータブック（純絶滅危惧） 外来種（特定外来生物）	
4		ウシガエル	29											
5	アオガエル科	シュレーゲルアオガエル		5					6,377			284		
	合計	5種	223	48	66	0	-		6,377	15	0	284	-	

5. 結論

本研究では、那珂川の河川水を対象に両生綱の環境 DNA 分析の網羅的解析（MB 法）を実施した。分析の結果、アズマヒキガエル、ニホンアカガエル、トウキョウダルマガエル、ウシガエルおよびシュレーゲルアオガエルの計 5 種（重要種 1 種、外来種 1 種）が検出された。いずれの種も過去に那珂川で生息が確認されており、両生類の生物相の把握に有効であることが示された。一方で、両生類の生息が期待されるワンド環境では分析阻害物質への対策が必要なほか、使用するプライマーの特徴を理解し、採水方法等を工夫する必要があると考えられた。

6. 謝辞

本研究の遂行にあたり、水環境研究グループの田和専門研究員（当時）、崎谷上席研究員、村岡総括主任研究員、菅野交流研究員（当時）、中島研究員から多くの指導・助言をいただいた。ここに記して謝意を表する。

所属：株式会社ウエスコ

<参考文献>

- 1) 田和康太, 篠原隆佑, 菅野一輝, 村岡敬子, 中村圭吾. 河川域鳥類を対象とした環境 DNA 解析と観察調査の比較—那珂川を事例に—. 河川技術論文集, 第 28 巻, 2022.
- 2) Toshifumi Minamoto, Masaki Miya, Tetsuya Sado, Satoquo Seino, Hideyuki Doi, Michio Kondoh, Keigo Nakamura, Teruhiko Takahara, Satoshi Yamamoto, Hiroki Yamanaka, Hitoshi Araki, Wataru Iwasaki, Akihide Kasai, Reiji Masuda, Kimiko Uchii: An illustrated manual for environmental DNA research: Water sampling guidelines and experimental protocols. Environmental DNA 3: 8-13, 2021.
- 3) Masayuki K. Sakata, Mone U. Kawata, Atsushi Kurabayashi, Takaki Kurita, Masatoshi Nakamura, Tomoyasu Shirako, Ryosuke Kakehashi, Kanto Nishikawa, Mohamad Yazid Hossman, Takashi Nishijima, Junichi Kabamoto, Masaki Miya, Toshifumi Minamoto. Development and evaluation of PCR primers for environmental DNA (eDNA) metabarcoding of Amphibia. Metabarcoding and Metagenomics 6: 15-26, 2022.
- 4) 国土交通省 関東地方整備局 常陸河川国道事務所 環境百科那珂川 (<https://www.ktr.mlit.go.jp/hitachi/aboutus/pamph/office-pamph-naka.htm>)
- 5) 国土交通省 河川水辺の国勢調査 河川環境データベース (<https://www.nilim.go.jp/lab/fbg/ksnkankyo/>)

河川管理へのリモートセンシング技術の活用に関する研究

チーム名等 流域生態チーム
氏 名 手塚 透吾

1. まえがき

気候変動による降水量や降雨の頻度などの気象条件の変化は、洪水の頻発化や激甚化に影響を与えており、深刻な水害が発生している。そうした中で、河道内に繁茂する植生は洪水疎通能力の低下の主因であり、治水面上における課題として広く認識されている。なかでも、タケ類は旺盛な成長速度を持つことに加え、四国や九州地方の1級河川で管理対象樹種の構成割合の4割以上を占めるなど、西日本を中心に定期的な伐採が必要な種として管理対象になりやすい¹⁾。そのため、計画的な河川管理においては、タケ類の生育状況を把握するためのモニタリング技術に対する期待が大きい。

近年では、航空レーザ計測 (Airborne Laser Scanning ; 以下、ALS) により取得された3次元点群データの活用事例が増えている。ALSは、広範な河川を面的に捉えることが可能であり、全国の1級河川で定期的実施される河川定期縦横断測量データの蓄積が進んでいる。ALSデータは、河道の地形把握を目的としているため地盤の標高データが主に使用されるが、河道内に生育する植生の高さ情報も含む。森林分野では、針葉樹人工林で取得されたALSの高さ情報を利用して、単木の生育位置を特定し、樹高や生育本数、資源量の解析が行われている²⁾。こうした技術を援用することで、河道内に生育する竹林においても、ALSの高さ情報を解析により生育状況のモニタリングや伐採量の推定が可能と考えられる。一方で、管理があまりされず河道内に繁茂した竹林は、密生度が高まっている。こうしたタケが密に生育している場所では、タケ1本ごとの解析においてデータの解像度も影響する場合があるため³⁾、使用する解像度に留意する必要がある。

2. 研究目的

本研究では、ALSデータによるモニタリングに関する基盤の研究として、稈長の推定精度の検証を行うことを目的とする。具体的には、河道内に繁茂するモウソウチク (*Phyllostachys pubescens*) の竹林を対象に、ALSデータからタケ1本ごとの稈長を推定し、現地調査で計測した稈長と比較を行う。このとき、ALSから作成されるデータの解像度の違いによる推定精度についても検証を行う。

3. 研究方法

3.1 現地調査

現地調査は、江の川水系江の川で令和3年12月21～22日に実施した。管理があまりされず密生度が高まったモウソウチクの竹林を対象に、10m×20mの調査区を設置した。調査区は、Geo7X (Trimble社製) を用いてネットワーク型RTK-GNSS測量とオフセット観測の併用により座標を取得した。この調査区に生育するタケのうち、ALSデータで捉えられる林冠を構成する115本のタケのみを対象として、稈に番号をふり、それぞれの樹冠形状を記録し

た。また、UAVによる空撮を行い、調査区の航空写真を取得した。このとき、調査区を囲うように対空標識を6個設置し、5個を標定点、1個を検証点として使用した。対空標識の座標は、前述のネットワーク型RTK-GNSS測量により取得した。

さらに、令和4年2月15～22日に根際での立竹の伐採を行い（図-1）、伐採したタケの稈長（以下、現地稈長）を横に倒した状態で計測し、これを検証データとした。



図-1 伐採状況

3.2 稈長の推定

3.2.1 樹冠ポリゴンの作成

ソフトウェアMetashape Professional Ver.1.6.4（Agisoft社製）を用いて、SfM-MVS解析により空撮画像からオルソモザイク画像を作成した。このとき、検証点における水平較差の標準偏差は4cm以内であった。また、現地調査で記録した樹冠形状に基づき、QGIS ver. 3.22.5⁴⁾でオルソモザイク画像との整合に留意して1本ごとのタケの樹冠ポリゴンを作成した（図-2）。

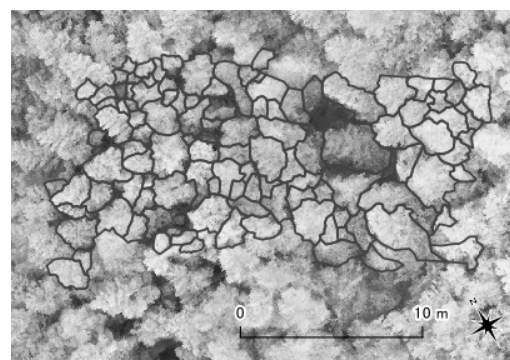


図-2 樹冠ポリゴンとオルソモザイク画像

3.3.2 ALSデータによる稈長の推定

江の川で2021年11月18日に取得されたALSデータを用いて、空間解像度0.1および0.5m/pixelの数値表層モデル（Digital Surface Model；以下、DSM）と、0.5m/pixelの数値標高モデル（Digital Elevation Model；以下、DEM）を作成した。このとき、1つのpixelに1つ以上の点を含む場合にはその中の最高点の標高を、点を含まない場合には点群から生成したTIN（Triangulated Irregular Network）が内挿補間した標高を用いた。さらに、両者の差分解析（DSM-DEM）から、空間解像度0.1および0.5m/pixelの樹冠高モデル（Digital Canopy Height Model；以下、DCHM）を作成し、最終的にガウシアンフィルタを適用した。このDCHMと、現地調査で記録した115本のタケの樹冠ポリゴンをQGIS ver. 3.22.5⁴⁾上で重ね合わせ、各樹冠内のDCHMの最大値を稈長（以下、DCHM稈長）として推定した。

3.3 推定精度の検証

DCHM稈長と現地稈長の差（DCHM稈長－現地稈長）により平均誤差（以下、ME）と二乗平均平方根誤差（以下、RSME）を算出し、推定精度を評価した。このとき、0.1および0.5m/pixelの解像度間での推定精度も比較した。

4. 研究結果

4.1 現地稈長とDCHM稈長の概要

まず、現地調査で計測した現地稈長とDCHMにより推定したDCHM稈長の結果を整理する。現地稈長とDCHM稈長の概要を表-1に示す。現地稈長は、平均が16.3m、最大が20.2m、最

表-1 現地稈長とDCHM稈長の差分解析の結果

		平均	最大	最小	ME	RMSE
現地稈長	[m]	16.3	20.2	12.0	—	—
DCHM稈長	0.1m/pixel	16.8	20.0	12.9	0.6	2.0
	0.5m/pixel	17.7	21.1	15.6	1.4	2.4

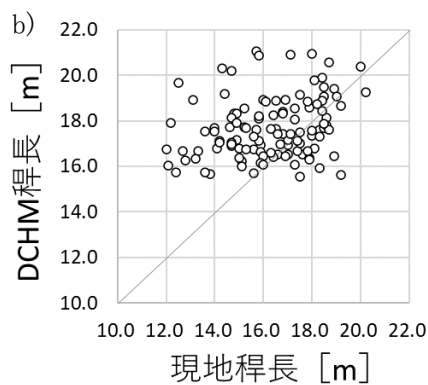
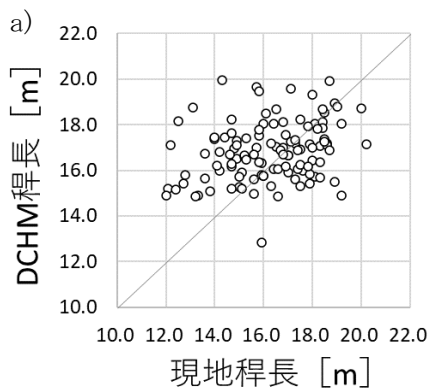


図-3 a)0.1m/pixel、b)0.5m/pixel における現地稈長と DCHM 稈長の関係

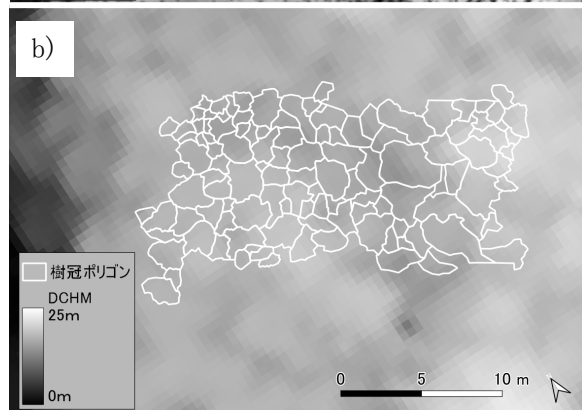
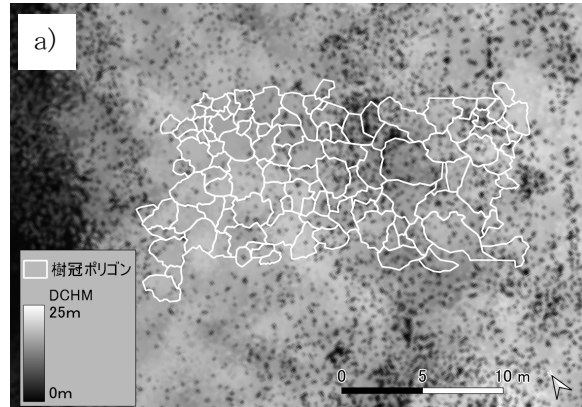


図-4 a)0.1m/pixel、b)0.5m/pixel の DCHM

小が 12.0m であった。DCHM 稈長は、0.1 および 0.5m/pixel で平均が 16.8m、17.7m、最大が 20.0m、21.1m、最小が 12.9m、15.6m であった。

4.2 DCHM 稈長の推定精度

ここでは、現地稈長と DCHM 稈長の比較結果から DCHM 稈長の推定精度について、全体的な傾向を整理した後で、解像度による推定精度の違いについて論じる。

タケ 1 本ごとの現地稈長と DCHM 稈長の関係を図-3 に、作成した DCHM を図-4 に示す。現地稈長と DCHM 稈長を比較した結果、ME は、0.1 および 0.5m/pixel で 0.6m、1.4m、RMSE は、2.0m、2.4m であった (表-1)。このことから、DCHM による稈長の推定精度は、RMSE が 2m 程度であることが確認されたが、どちらの解像度でも DCHM 稈長は現地稈長よりも長めに推定された。さらに、図-3 より、DCHM 稈長はどちらの解像度においても現地稈長の短いタケが長めに、現地稈長が長いタケが短めに推定されたことがわかる。この要因としては、稈長が比較して長い優勢なタケに被圧される劣勢なタケの長さの表現が不十分であったこと、稈長の計測方法による影響が考えられる。DCHM の元のデータである DSM を作成するとき、各 pixel にはその中で最も高い 3 次元点群データの高さ情報が割り当てられる。すなわち、1 つの pixel 内で優勢なタケと劣勢なタケが混在する場合、優勢なタケの高さ情報が pixel に割り当てられるため、稈長が短い劣勢なタケは長めに表現される。一方で、モウソウチクは稈や枝の先端が丸くうなだれる特徴を持つ⁵⁾。本研究では、現地稈長はタケを伐採した後に、稈を伸ばした状態で計測しているため、立竹を上空から捉えた ALS データでは短めに稈長を推定される。とりわけ、ALS で捉えやすい、稈長が長いタケで影響が

出やすいと考えられる。このようなことから、現地稈長が短いタケは DCHM 稈長では長めに、現地稈長が長いタケは DCHM 稈長が短めに推定されたと示唆される。

次に、解像度の違いに着目する。0.1m/pixel における DCHM 稈長は、0.5m/pixel と比較して ME、RMSE ともに小さいことから、稈長の推定精度が高いことがわかる(表-1)。さらに、ME では、0.5m/pixel は比較して値が大きく、DCHM 稈長が長めに推定されている。図-4 においても、0.1m/pixel よりも 0.5m/pixel の DCHM では低い値の pixel が少なく、全体的に高い値の pixel が優先して表現されていることが見て取れる。この要因も前述の内容と同様に、稈長が長い優勢なタケが影響すると考えられる。DSM 作成時に解像度が低い場合、1つの pixel 内に、より多くの 3次元点群データが含まれる。そのため、稈長が短い劣勢なタケでは隣接する稈長の長いタケの影響を受ける可能性が高まる。こうしたことから、解像度の低い 0.5m/pixel の DCHM では稈長がより長めに推定されたと考えられる。

なお、伐採量の推定においては、本研究で検討した稈長だけではなく、生育するタケの稈本数の推定も必要である。それら複数の推定値が伐採量に及ぼす影響を検討する必要がある、今後の課題である。また、解像度については、高い解像度では詳細な情報が得られる一方で、広範な河川の解析においては、データ量の関係から解析速度が遅くなることが懸念される。そのため、河道内の植生のモニタリングに求める精度に応じて適切な解像度を検討することも必要である。

5. 結論

本研究では、河道内に繁茂するモウソウチクの竹林を対象に、ALS データから作成した DCHM により稈長の推定を行い、現地で計測した稈長と比較を行うことで推定精度の検証を行った。その結果、DCHM によるタケの稈長の推定精度は、RMSE が 2m 程度であることが確認された。また、解像度が異なる 0.1m/pixel と 0.5m/pixel の DCHM による稈長の推定精度を比較すると、解像度が高い 0.1m/pixel の DCHM による推定精度が高いことが明らかとなった。こうした推定精度の違いは、稈長の長い優勢なタケと、それに被圧される劣勢なタケが関係することが示唆された。

6. 謝辞

本研究の遂行にあたり、国土交通省中部地方整備局浜田河川国道事務所には、貴重なデータをご提供いただいた。また流域生態チームの崎谷上席研究員、溝口専門研究員から指導・助言をいただいた。ここに記して謝意を表する。

所属：株式会社プライムプラン

<参考文献>

- 1) 佐貫方城, 大石哲也, 三輪準二:「全国一級河川における河道内樹林化と樹木管理の現状に関する考察」, 河川技術論文集, 16, pp.241-246, 2010.
- 2) 林真智:「森林バイオマス推定のリモートセンシング」, 日本リモートセンシング学会誌, 40, pp.2-12, 2020.
- 3) Nagashima, K., Kinami, Y. and Tanaka, K.: “Classifying Managed and Unmanaged Bamboo Forests using Airborne LiDAR Data”, J. For. Plann., 21, pp.13-20, 2016.
- 4) QGIS Development Team: QGIS Geographic Information System, QGIS Association, <https://www.qgis.org>.
- 5) 小林幹夫:日本のタケ亜科植物, p.127, 北隆館, 2004.

河川事業への環境 DNA の応用技術に関する研究

チーム名等 流域生態チーム
氏 名 菅野 一輝

1. まえがき

「河川水辺の国勢調査」(以下、「水国調査」とする)の「基本調査」は、河川環境に関する基礎情報の収集と整備を目的とした定期的、継続的、統一的な調査であり、全国 109 水系の河川およびダムにおいて平成 2 年から 30 年間以上継続して実施されている。河川や湖沼に存在する生物の組織片から DNA を分析し、生息する生物を推定する環境 DNA 技術は、河川管理の現場で実施されている生物調査を効率化・高度化する手法として注目されている。特に魚類については、複数の魚類の生息を一度に検出する環境 DNA メタバーコーディングの優れた解析系である MiFish 系プライマーが開発され¹⁾、続いて現地作業に関するマニュアルも公開されるなど^{2) 3)}、魚類調査の手法として誰もが使える技術となりつつある。国土交通省では、令和元年度より水国調査の「テーマ調査」(河川環境の整備と保全を適切に推進するうえで説明・解決が必要な課題に関する基礎情報を収集整備するための調査)の枠組みを利用して、魚類を対象とした水国調査への環境 DNA 調査の適応性を検討しており、この中で土木研究所は研究・開発を分担している⁴⁾。

2. 研究目的

環境 DNA は発展段階にあり、生物から放出された DNA 断片を捉えて間接的に生息を推定する特性上、捕獲調査と同程度の確実性が担保できるかについては未解明な点が多く、河川事業や環境アセスメントを行う際に、環境 DNA 調査の結果のみで判断して良いか、という点では更なる研究が必要である。

本研究では、魚種ごとの検出しやすさを整理・比較することで、結果の確実性に関する知見を集積することを目的とした。

表 1 解析対象とした地区数と検体数

No	水系	河川/ダム	地区数	季節			季節別地区数	1地区あたりの検体数 (平均 ± SD)	解析主体	
				春	夏	秋			土木研究所	事務所
1	天塩川	天塩川	5			●	5	5.0 ± 0.71	●	●
2		岩尾内ダム	4	●		●	7	1.4 ± 0.53		●
3	留萌川	留萌川	3	●			5	1.8 ± 0.45	●	
4		留萌ダム	7	●		●	8	1.6 ± 0.52	●	
5	沙流川	沙流川	3		●	●	6	5.2 ± 2.40		●
6		二風谷ダム	4		●	●	7	2.0 ± 1.15		●
7	常呂川	常呂川	4		●	●	8	2.0 ± 0.76	●	
8		鹿ノ子ダム	4	●		●	5	1.6 ± 0.55	●	
9	北上川	北上川	11			●	11	3.4 ± 1.12		●
10		御所ダム	6		●	●	12	2.4 ± 1.00	●	
11		四十四田ダム	6		●	●	9	1.7 ± 0.50	●	
12		胆沢ダム	7		●	●	12	1.9 ± 0.79	●	
13		田瀬ダム	6		●	●	11	2.0 ± 0.77	●	
14		湯田ダム	6		●	●	12	1.7 ± 0.49	●	
15		鳴子ダム	5		●	●	9	2.1 ± 1.36	●	
16	米代川	米代川	2	●		●	2	3.0 ± 2.83		●
17		森吉山ダム	1			●	1	2.0	●	
18	那珂川	那珂川	8			●	8	3.4 ± 1.19	●	
19	多摩川	多摩川	14			●	14	4.1 ± 1.54		●
20	常願寺川	常願寺川	3		●	●	6	6.0 ± 0.89		●
21	櫛田川	櫛田川	6			●	6	4.8 ± 0.41		●
22		蓮ダム	8			●	8	1.0 ± 0.00		●
23	新宮川	猿谷ダム	7	●		●	14	1.2 ± 0.58		●
24	由良川	由良川	5		●	●	10	1.2 ± 0.42	●	
25	芦田川	芦田川	7			●	7	4.6 ± 1.13	●	
26		八田原ダム	5			●	5	1.8 ± 0.84	●	
27	吉井川	吉井川	5			●	5	4.2 ± 1.79	●	
28		苦田ダム	7			●	7	1.4 ± 0.53	●	
29	渡川	四万十川	2			●	2	8.5 ± 2.12		●
30		中筋川ダム	4			●	4	1.3 ± 0.50		●
31	吉野川	吉野川	5			●	5	4.6 ± 0.55		●
32		新宮ダム	6		●	●	10	3.0 ± 1.33	●	
33		早明浦ダム	7		●	●	14	2.9 ± 1.41	●	
34		池田ダム	4		●	●	8	3.0 ± 1.07	●	
35		富郷ダム	7		●	●	14	2.6 ± 1.28	●	
36		柳瀬ダム	4		●	●	8	4.9 ± 0.64		●
37	肝属川	肝属川	4		●	●	8	5.0 ± 0.00		●
38	小丸川	小丸川	3		●	●	6	3.8 ± 1.17		●
39	大分川	大分川	4		●	●	8	2.8 ± 0.89		●
	19 水系	18 河川 21 ダム	209				307	2.8 ± 1.67		

3. 研究方法

3.1. 捕獲調査と環境 DNA 検体の収集

令和3年に、水国調査が実施された19水系の18河川21ダムの計209地区を対象とした。捕獲調査と環境DNA調査を比較するにあたり、同一地区でも季節が違う場合は別地区と扱い、計307地区分のデータを集計した(表1)。同地区で、全国の国土交通省の各事務所に協力頂き、捕獲調査結果の提供を受けるとともに、水国調査時に地区内の複数地点で表層水1Lを採水した。河川の採水は地区下流端両岸の2地点を中心とし、ワンド、早瀬、淵等の環境区分での採水を行った。ダムにおいては、流入河川と下流河川は河川と同様の考え方で地点を設定し、湖内は岸際から地区内の代表点や定置網、はえなわ等の漁具設置地点を中心に採水地点を設定し、岸際から採水を行った。土木研究所で解析した試料は、クーラーボックスによる保冷、冷蔵便の利用により10℃以下になるように冷蔵して輸送した。

3.2. 環境 DNA メタバーコーディング

採水された検体は、メンブレンフィルター(ADVANTEC社、孔径:0.45μm)を用いて全量ろ過し、DNeasy Blood Tissue Kit(Qiagen社)を用いてろ紙からDNAを抽出した。抽出DNAは、PCR阻害物質の影響を低減するためにPCR Inhibitor Removal Kit(Zymo社)を用いて精製し、MiFish系プライマーを用いて1stPCRを行った。1stPCRは1検体につき8回繰り返しで行い、全量合わせて160μLとして以降の工程に供した。1stPCR産物は、精製を行いTape Stationで目的の断片が増幅していることを確認し、2nd PCRによりタグをつけて、MiSeqシステム(Illumina社)により次世代シーケンスを行った。DADA2を用いたデノイズングを含むクラスタリングを行い、代表配列ごとのリード数を求めた。各事務所で解析を実施した検体(表1)については、代表配列とリード数の提供を受け、以降のデータ精査と集計に加えた。

3.3. データの精査と集計

得られた代表配列のうち、4リード以上あるものを、配列相同性検索プログラム(BLASTn)でNCBIの登録配列と照合し、登録配列との一致率が98.5%以上であるものから種に割り当て、最大の一致率を示した種であるとした。最大の一致率を示した種が複数みられて、単一の種まで特定できなかった代表配列については、該当の可能性がある複数種のグループとして取り扱った。種の識別性の判断には、二次的自然環境に生息する淡水魚リストおよび誤同定チェックシートを参照し、不明なものについてはBLAST検索結果から作成される系統樹を用いて判断した。

環境DNAと捕獲結果の一致率を種間で比較するために、各魚種について、環境DNAと捕獲の両方で検出された地区(A)、捕獲のみの地区(B)、環境DNAのみの地区(C)を計数し、一致率 $[A / (A+B)]$ を算出した。河川水辺の国勢調査のための生物リスト(令和4年度版生物リスト、魚類)に記載されている種を集計対象とした。

4. 研究結果

4.1. 検出魚種

本研究で実施したメタバーコーディング解析において、環境 DNA では 18 目 81 科から 273 種が、捕獲調査では 18 目 70 科から 252 種が確認され、環境 DNA でやや多くの魚種が確認された (図 1)。

4.2. 一致率の高い種と低い種の特徴

生態区分別 (純淡水魚、通し回遊魚、汽水魚、海水魚) に、一致率を比較したところ、純淡水魚が汽水魚と海水魚より一致率が有意に高く、通し回遊魚が海水魚より一致率が有意に高い結果となった

(図 2、 $P < 0.001$ 、Kuraskal-Wallis の多重比較検定)。汽水魚や海水魚が生息する河川下流域は、中上流域と比較して河川幅が広く、DNA 断片を捉えにくいと考えられる。純淡水魚と通し回遊魚においては、中央値がおよそ 0.85 であり、純淡水魚と通し回遊魚の半数以上は、捕獲調査で確認された地区の 8 割以上で環境 DNA 調査でも検出されることが分かった。一方で、純淡水魚の 25% と通し回遊魚の 25% は、一致率がそれぞれ 7 割以下、5 割以下で、一致率が低い種も存在した。

純淡水魚と通し回遊魚のうち、環境 DNA・捕獲ともに 1 地区以上確認された種の一致率を表 2 に示す。一致率の低い種として、モツゴ 0.69、ナガレカマツカ 0.67、ドジョウ 0.77、カラドジョウ 0.60、オオシマドジョウ 0.52、ヒガシシマドジョウ 0.62、シマドジョウ類 0.53、カダヤシ 0.43、ミナミメダカ 0.53 等が挙げられた。これらの特徴として、小型魚や底生魚、ワンドや水路等の止水域に生息する生物が多い傾向がみられ、小型の魚種はバイオマスが少なく環境中に放出される DNA が少ないことが想定される。加えて濁りによる PCR 増幅効率の低下等、複合的な要因から検出されにくいと考えられた。

一致率の高い種として、カワヤツメ類 1.00、ニホンウナギ 0.84、オイカワ 0.99、カワムツ 0.93、マルタ 1.00、エゾウグイ 1.00、タモロコ/ホンモロコ 0.92、ニゴイ類 0.97、フクドジョウ 0.98、ホトケドジョウ 1.00、ナマズ 0.98、アユ 0.98、カジカ/カジカ中卵型 0.92 等が挙げられた。これらの魚種は捕獲地点数が多い普通種 (オイカワ、カワムツ等)、体表の粘液が多く DNA 産出量が多いことが想定される種 (ニホンウナギ、ナマズ、アユ等) が含まれた。これらの魚種は一致率が高いが、環境 DNA のみで検出された地区も多く、上流からの流下、水田や水路等の周辺水域からの流入による偽陽性の恐れもあるため、注意する必要がある。

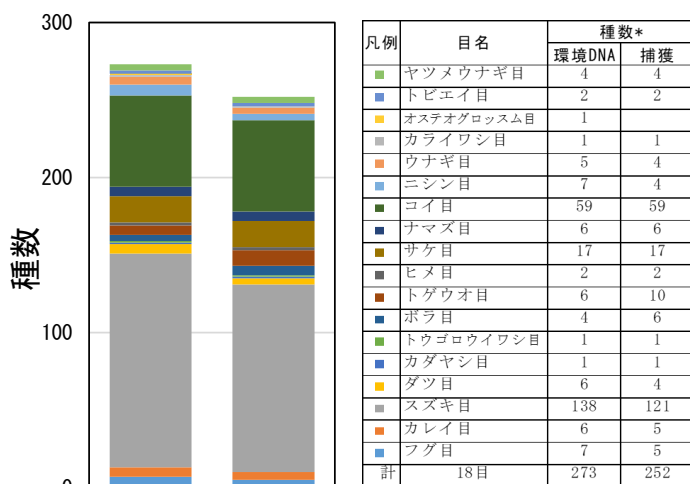


図 1 環境 DNA 調査と捕獲調査で確認された総種数
*環境 DNA の種数集計において、「ニゴイ/コウライニゴイ」等、複数の該当種の可能性がある場合は、まとめて 1 種とカウントした。

図 2 生態区分間の一致率の比較

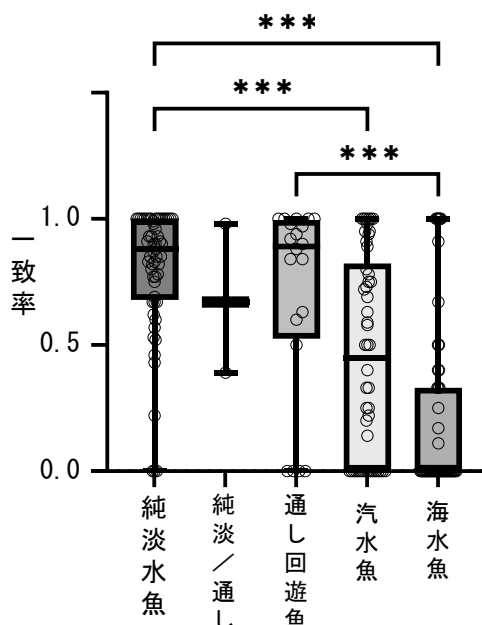


図 2 生態区分間の一致率の比較

*** $P < 0.001$ (Kuraskal-Wallis の多重比較検定)

5. 結論

本研究では、MiFish 領域を用いた環境 DNA 分析結果について、捕獲調査との一致率を魚種ごとに算出して一致率が低い種と高い種を特定し、純淡水魚、通し回遊魚で一致率が高くなる傾向を示した。この結果は、公共事業において環境 DNA 調査を行い、結果の解釈を行う際の参考情報となることが期待され、環境 DNA の確実性に関する知見が集積された。

6. 謝辞

本研究の遂行にあたり、流域生態チームの崎谷上席研究員、村岡総括主任研究員、中島研究員、篠原交流研究員から多くの指導・助言を頂いた。また、同チームの相島芳江氏、雨貝則子氏には、サンプル解析を行う上で多くのご助力を頂いた。ここに記して、謝意を表する。

所属：株式会社建設環境研究所

<参考文献>

- 1) Miya, M., Gotoh, R. O., & Sado, T.: "MiFish metabarcoding: a high-throughput approach for simultaneous detection of multiple fish species from environmental DNA and other samples." Fisheries Science, 86(6), 939-970. 2020.
- 2) 一般社団法人環境 DNA 学会: 「環境 DNA 調査・実験マニュアル ver2.1.」 2020.
- 3) 環境省自然環境局生物多様性センター: 「環境 DNA 分析技術を用いた淡水魚類調査手法の手引き 第2版.」 2021.
- 4) 村岡敬子, 菅野一輝, 篠原隆佑, 天羽淳, 中村圭吾: 「河川水辺の国勢調査への環境 DNA 導入に向けた取組み.」 土木技術資料 64-5. 2022.

表2 純淡水魚と通し回遊魚の一致率の一覧表

No	科名	種名	地区数				一致率 [A/(A+B)]	捕獲のみの 確認率 [B/(A+B+C)]	eDNAのみの 検出率 [C/(A+B+C)]	生活型
			計	一致 (A)	捕獲 のみ (B)	eDNA のみ (C)				
1	ヤツメウナギ科	スナヤツメ北方種	55	12	4	39	0.75	0.07	0.71	純淡水
2		スナヤツメ南方種	33	6	7	20	0.46	0.21	0.61	純淡水
3		スナヤツメ類*	83	23	14	46	0.62	0.17	0.55	純淡水
4		カワヤツメ類*	33	7	0	26	1.00	0.00	0.99	通し回遊
5	ウナギ科	ニホンウナギ	144	37	7	100	0.84	0.05	0.69	通し回遊
6		オオウナギ	8	0	1	7	0.00	0.13	0.88	通し回遊
7	コイ科	コイ類*	243	71	10	162	0.88	0.04	0.67	純淡水
8		ゲンゴロウブナ	102	25	5	72	0.83	0.05	0.71	純淡水
9		ギンブナ類*	217	111	12	94	0.90	0.06	0.43	純淡水
10		ヤリタナゴ	21	9	1	11	0.90	0.05	0.52	純淡水
11		アブラボテ	15	4	1	10	0.80	0.07	0.67	純淡水
12		カネヒラ	27	7	2	18	0.78	0.07	0.67	純淡水
13		イチモンジタナゴ	2	2	0	0	1.00	0.00	0.00	純淡水
14		タナゴ	18	9	2	7	0.82	0.11	0.39	純淡水
15		シロヒレタビラ	2	1	0	1	1.00	0.00	0.50	純淡水
16		タイリクバラタナゴ	18	8	6	4	0.57	0.33	0.22	純淡水
17		スイゲンゼニタナゴ	1	1	0	0	1.00	0.00	0.00	純淡水
18		ハラタナゴ類*	19	8	6	5	0.57	0.32	0.26	純淡水
19		ハス	49	18	2	29	0.90	0.04	0.59	純淡水
20		オイカワ	225	165	1	59	0.99	0.00	0.26	純淡水
21		カワムツ	141	94	7	40	0.93	0.05	0.28	純淡水
22		スズマツ	27	13	1	13	0.93	0.04	0.48	純淡水
23		ヤチウグイ	6	2	1	3	0.67	0.17	0.50	純淡水
24		アブラハヤ	106	62	5	39	0.93	0.05	0.37	純淡水
25		タカハヤ	104	49	7	48	0.88	0.07	0.46	純淡水
26		マルタ	28	16	0	12	1.00	0.00	0.43	通し回遊
27		エゾウグイ	66	38	0	28	1.00	0.00	0.42	純淡水
28		モツゴ	97	47	21	29	0.69	0.22	0.30	純淡水
29		カワヒガイ/ビワヒガイ	38	12	2	24	0.86	0.05	0.63	純淡水
30		ムギツク	38	22	0	16	1.00	0.00	0.42	純淡水
31		タモロコ/ホンモロコ	83	45	4	34	0.92	0.05	0.41	純淡水
32		ゼゼラ	26	10	2	14	0.83	0.08	0.54	純淡水
33		カマツカ	130	61	13	56	0.82	0.10	0.43	純淡水
34		ナガレカマツカ	8	2	1	5	0.67	0.13	0.63	純淡水
35		スナゴカマツカ	52	13	0	39	1.00	0.00	0.75	純淡水
36		ツチフキ*	3	2	1	0	0.67	0.33	0.00	純淡水
37		ニゴイ類*	166	96	3	67	0.97	0.02	0.40	純淡水
38		スナガニゴイ	7	4	0	3	1.00	0.00	0.43	純淡水
39		ズゴモロコ類*	87	39	6	42	0.87	0.07	0.48	純淡水
40		イトモロコ	29	20	3	6	0.87	0.10	0.21	純淡水
41	ドジョウ科	ドジョウ	134	47	14	73	0.77	0.10	0.54	純淡水
42		カラドジョウ	25	6	4	15	0.60	0.16	0.60	純淡水
43		ドジョウ類*	150	68	13	69	0.81	0.09	0.46	純淡水
44		オオシマドジョウ	30	11	10	9	0.52	0.33	0.30	純淡水
45		ニシマドジョウ	17	10	1	6	0.91	0.06	0.35	純淡水
46		ヒガシマドジョウ	56	26	16	14	0.62	0.29	0.25	純淡水
47		スジマドジョウ類*	22	9	8	5	0.53	0.36	0.23	純淡水
48		アジドジョウ	8	3	0	5	1.00	0.00	0.63	純淡水
49	フクドジョウ科	フクドジョウ	68	43	1	24	0.98	0.01	0.35	純淡水
50		エゾホトケドジョウ	8	3	0	5	1.00	0.00	0.63	純淡水
51		ホトケドジョウ	14	1	0	13	1.00	0.00	0.93	純淡水
52		ナガレホトケドジョウ	11	2	0	9	1.00	0.00	0.82	純淡水
53	ギギ科	ギギ	91	45	8	38	0.85	0.09	0.42	純淡水
54		ギバチ	65	23	4	38	0.85	0.06	0.58	純淡水
55	ナマズ科	ナマズ類*	116	45	1	70	0.98	0.01	0.60	純淡水
56	アカザ科	アカザ	60	28	3	29	0.80	0.05	0.48	純淡水
57		ワカサギ	51	7	11	33	0.39	0.22	0.65	純淡水/通し回遊
58	アユ科	アユ	198	116	80	2	0.98	0.01	0.59	通し回遊
59	サケ科	アメマス類*	111	21	7	83	0.75	0.06	0.75	純淡水/通し回遊
60		オシロコ/シマシマワナ*	11	2	1	8	0.67	0.09	0.73	純淡水/通し回遊
61		ニジマス	76	12	6	58	0.67	0.08	0.76	純淡水/通し回遊
62		サケ	47	9	1	37	0.90	0.02	0.79	通し回遊
63		ギンザケ	42	0	1	41	0.00	0.02	0.98	通し回遊
64		サクラマス類*	172	81	5	86	0.94	0.03	0.50	純淡水/通し回遊
65	トゲウオ科	ニホンイトヨ	1	1	0	0	1.00	0.00	0.00	通し回遊
66		イトヨ類*	2	1	0	1	1.00	0.00	0.50	純淡水/通し回遊
67		トヨ類*	18	2	6	10	0.25	0.33	0.56	純淡水
68	カダヤシ科	カダヤシ	11	3	4	4	0.43	0.36	0.36	純淡水
69	メダカ科	ミナミメダカ	60	21	19	20	0.53	0.32	0.33	純淡水
70		キタメダカ	6	5	0	1	1.00	0.00	0.17	純淡水
71	ケツギョ科	オヤニシ	5	2	0	3	1.00	0.00	0.60	純淡水
72	サンフィッシュ科	ブルーギル	84	40	7	37	0.85	0.08	0.44	純淡水
73		オオクチバス	113	56	17	40	0.77	0.15	0.35	純淡水
74		コクチバス	24	12	0	12	1.00	0.00	0.50	純淡水
75	カワズズメ科	ナイルティラピア	6	3	0	3	1.00	0.00	0.50	純淡水
76	ユゴイ科	ユゴイ	3	0	2	1	0.00	0.67	0.33	通し回遊
77	カジカ科	カマキリ	17	5	3	9	0.63	0.18	0.53	通し回遊
78		カンキョウカジカ	89	2	0	87	1.00	0.00	0.98	通し回遊
79		ハナカジカ	36	2	7	27	0.22	0.19	0.75	純淡水
80		エゾハナカジカ	89	4	1	84	0.80	0.01	0.94	通し回遊
81		カサノ/カサノ中期型*	112	46	4	62	0.82	0.04	0.55	純淡水/通し回遊
82		ウツセミカジカ*	17	1	1	15	0.50	0.06	0.88	純淡水/通し回遊
83	ドンコ科	ドンコ	51	32	3	16	0.91	0.06	0.31	純淡水
84	カワアナゴ科	カワアナゴ	27	11	1	15	0.92	0.04	0.56	通し回遊
85		チチブモドキ	5	3	2	0	0.60	0.40	0.00	通し回遊
86	ハゼ科	イドミズハゼ	11	2	0	9	1.00	0.00	0.82	通し回遊
87		ミズハゼ類*	18	10	3	5	0.77	0.17	0.28	通し回遊
88		シロウオ	3	1	1	1	0.50	0.33	0.33	通し回遊
89		ボウズハゼ	33	7	0	26	1.00	0.00	0.79	通し回遊
90		チチブ類*	187	119	4	64	0.97	0.02	0.34	純淡水/通し回遊
91		カワヨシノボリ	118	76	3	39	0.96	0.03	0.33	純淡水
92		ヨシノボリ類*	242	153	8	81	0.95	0.03	0.33	純淡水/通し回遊
93		スミカキゴリ	34	16	3	15	0.84	0.09	0.44	通し回遊
94		シマウキゴリ	26	15	1	10	0.94	0.04	0.38	通し回遊
95		ムサシノハゼカケハゼ	9	4	0	5	1.00	0.00	0.56	純淡水
96	タイワンドジョウ科	カムルチー	39	8	4	27	0.67	0.10	0.69	純淡水

AI 技術や次世代シーケンサーを活用した水質測定・評価技術に関する研究

チーム名等 水質チーム
氏 名 末永 敦士

1. まえがき

ダム貯水池における富栄養化に起因する主要な水質障害の一つとして、藍藻によるジオスミンなどのカビ臭産生が挙げられ、その対策が求められている。

しかし、実環境におけるカビ臭放出のプロセスは未だ十分に明らかになっていない。その理由として藍藻が種ごとに異なる生物学的特徴を有すること、藍藻とその周囲に存在する微生物との相互作用が重要であること、さらに藍藻を含む微生物叢と水質や日射量などの環境要因が複雑に作用しているためとされている。これらを詳細に把握して効果的な対策につなげるためには、目的に応じたモニタリング技術が必要である。

従来よりモニタリングとして光学顕微鏡による同定が行われてきたが、測定に時間を要し、且つ、必要とされる高度な技術を持つ熟練技術者も減少しているという課題がある。また、同定のための判断を形態学的特徴から視覚的に行っているが、類似した種などは誤同定となる例もある。特にカビ臭産生プランクトンの多くは藍藻類に属し、一般的な植物プランクトンよりも小さいため、光学顕微鏡によるモニタリングでは正確な同定が困難であり、上述の目的への適用は難しい。

一方、近年、ゲノム解析技術の急速な発展により、次世代シーケンサーを用いた大規模 DNA 塩基配列データの取得が容易に行えるようになったことから、プランクトンの同定、さらには藍藻と共存しジオスミン産生に影響を与える微生物のモニタリングへの活用が期待されている。

そこで、本研究では微生物 DNA 情報に着目し、次世代シーケンサーを用いて、カビ臭産生微生物の新たな制御方法やモニタリング手法の構築に向け、取り組んでいる。

2. 研究目的

本研究の目的は、ダム貯水池水質の維持管理に有効な手法として微生物 DNA 情報の効果的な活用を目指し、次世代シーケンサーを用いて、カビ臭として報告例の多いジオスミンを産生する細菌の検出方法構築の一環として、ダム貯水池の実試料からの検出を行うものである。あわせて、これらの微生物情報を利用してネットワーク解析を実施し、ジオスミン産生種と共存する微生物の推定手法を構築する一環として、推定の試行を行うものである。

3. 研究方法

3.1 調査対象

調査対象は、カビ臭が観測されている図1に示すAダムとした。令和3年度（2021年度）は7月2日、8月24日、令和4年度（2022年度）は6月22日、7月20日、8月29日の計5回実施し、湖内5地点において、採水を行った。調査水深については水深0.5mの表層水を採水した。

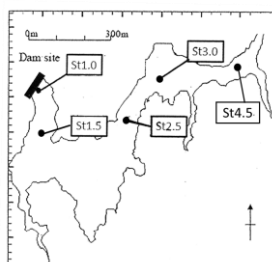


図1. Aダムの採水箇所の概略図

3.2 次世代シーケンサーを用いた 16S rRNA 遺伝子による菌叢解析

採水した試料について、16S rRNA 遺伝子による菌叢解析を次世代シーケンサー (Miseq, Illumina) を用いて実施した。まず、0.2 µm フィルターによる濃縮の前処理を実施し、その後の手順は使用したキットのマニュアルおよび過去の報告書に従って試料を調製した¹⁾。DNA シーケンシングには Miseq reagent Kit v3 (600 サイクル, Illumina) を用い塩基配列を決定した。解析で得た各リードの塩基配列のクオリティチェック、分類および統計処理は QIIME2 (version2020.2) を用い、参照データベースは SILVA1342_SSURef_Nr99 を用いた。

3.3 ネットワーク解析

得られた菌叢解析データおよび R(version 4.2.3)、SpieCesai(version 1.1.2)を用いてネットワーク解析を実施した²⁾。コミュニティ検出とネットワーク構造の描画には igraph(version 1.4.2)を使用し、コミュニティ検出手法は貪欲アルゴリズムに基づく方法を採用した。

4. 実験結果および考察

4.1 採水試料のジオスミン濃度

表層から採取した水試料について、5 地点の平均ジオスミン濃度を表 1 に示した。2021 年 7 月および 2022 年 6 月の試料から高濃度にジオスミンが検出されており、その他の試料からはジオスミンはほとんど検出されなかった。

表 1. 採水月別のジオスミン濃度 (5 地点の平均値)

水質項目	2021年7月	2021年8月	2022年6月	2022年7月	2022年8月
ジオスミン濃度(ng/L)	363	0	1,109	2	0

4.2 次世代シーケンサーを用いた解析 (菌叢解析およびβ多様性解析)

属レベルの微生物叢解析結果を図 2 に示した。既往の報告から、このダムにおいて *Dolichospermum* 属がジオスミン産生種と報告されており、図 2 においてもジオスミンが高濃度に検出された 2021 年 7 月および 2022 年 6 月に *Dolichospermum* 属が検出され、且つ、ジオスミン産生報告のある他の細菌が検出されなかったことから、本研究においても *Dolichospermum* 属が主要なジオスミン産生種であると推定された。

ジオスミンが高濃度に検出された 2021 年 7 月および 2022 年 6 月は、*Verrumicrobia* 門に属する FukuN18 や *Terrimicrobium* 属が優占していた。ジオスミン産生との関連性は不明ではあるものの、既往の研究においても、*Verrumicrobia* 門に属する細菌が藻類へ付着している例³⁾や、藍藻ブルームが発生した湖沼からの検出が報告⁴⁾されており、*Verrumicrobia* 門に属する細菌は、*Dolichospermum* 属に何らかの影響を与えている可能性がある。

一方で 2022 年 7 月および 2022 年 8 月は *Dolichospermum* 属が検出されているにも関わらず、ジオスミンがほぼ非検出だった。この理由として、前述したように、環境要因や共存微生物との相互作用が影響している可能性とともに、2022 年 7 月以降検出された *Dolichospermum* 属がジオスミンを生産しない種だった可能性も考えられる。しかし、今回の菌叢解析に使用した手法では解像度の問題から、ジオスミン産生株か否かを判別することはできなかった。

次に、検体間の微生物叢の類似度に関して、Bray-curtis によるβ多様性解析を行い、その結果を図 3 に示した。採水日が同じ試料は、採水地点が異なっても、近い位置にプロットされており、類似した微生物叢であることが示唆された。また、ジオスミンが高濃度に検出された 2021 年 7 月および 2022 年 6 月の試料は、それぞれ図 3 の左上の近い位置にプロットされており、ジオスミンを高濃度に検出した試料間の微生物叢は類似していることが示唆された。さらにジオスミンが高濃度に検出された翌月の試料はそれぞれ右下にプロットが移動しており、さらにその翌月には左上にプロットが移動していた (2021 年はデータなし)。

これらのことから、ダム貯水池の表層水に含まれる微生物叢は季節を反映したのものであると示唆され、ジオスミンが高濃度に検出された試料についても、固有の微生物叢を有している可能性がある。このことから、さらなるデータの蓄積が必要であるものの、微生物叢データからジオスミン産生を予測できる可能性がある。

Verrucomicrobia; FukuN 18	26.0	0.1	27.6	0.3	0.1
Verrucomicrobia; Terrimicrobium	17.9	0.0	5.2	2.7	21.3
Actinobacteria; hgcl clade	3.8	8.0	4.5	10.8	6.4
Armatimonadetes; Armatimonas	2.3	8.0	3.8	6.0	3.3
Cyanobacteria; Cyanobium	0.0	7.0	2.6	0.2	13.9
Bacteroidetes; Flavobacterium	0.1	9.8	2.2	2.8	8.8
Actinobacteria; CL500-29	6.8	3.8	2.0	6.6	3.0
Bacteroidetes; Fluviicola	2.0	7.6	2.3	5.4	1.0
Bacteroidetes; uncultured	1.9	4.2	2.7	4.4	1.3
Actinobacteria; Ambiguous taxa	2.6	2.4	2.3	4.8	1.4
Cyanobacteria; Microcystis	4.2	2.1	3.3	0.3	3.1
Planctomycetes; Pirellula	4.0	0.8	7.8	0.6	3.8
Verrucomicrobia; Luteolibacter	1.6	0.2	1.8	2.9	0.4
Proteobacteria; Limnhabitans	0.2	5.5	5.7	1.0	1.3
Cyanobacteria; Dolichospermum	1.7	0.0	2.5	2.8	1.0
Others	24.9	40.5	23.7	48.4	29.9
	2021年	2021年	2022年	2022年	2022年
	7月	8月	6月	7月	8月

図2. 属レベルの菌叢解析結果（上位15種、数値は相対存在率、5地点の平均値を記載）

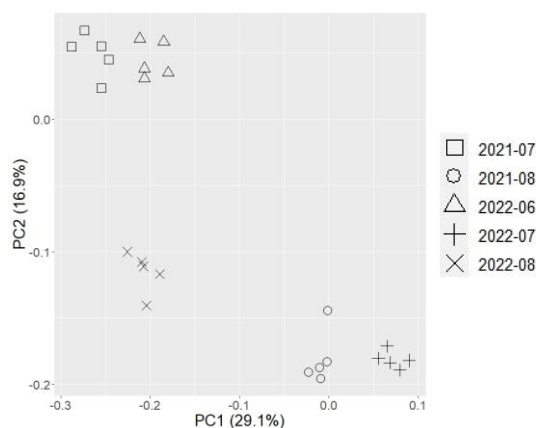


図3. Bray-curtisによるβ多様性解析結果

4.3 ネットワーク解析によるジオスミン産生種と共存する微生物叢の推定

次世代シーケンサーにより得られた微生物叢データを用いて、ダム貯水池表層に存在する微生物のネットワーク構造を推定した結果を図4に示した。本研究では、主要なジオスミンの産生種と推定される *Dolichospermum* 属と共存する微生物群について注目した。*Dolichospermum* 属が属するコミュニティは、40種の細菌が含まれており、*Actinobacteria* 門に属する細菌が5種、*Bacteroidetes* 門に属する細菌が11種、*Cyanobacteria* 門、*Firmicutes* 門および *Patescibacteria* 門がそれぞれ1種、*Proteobacteria* 門が18種、*Verrucomicrobia* 門が2種存在していた。ジオスミンが高濃度に産生していた試料で特に優占していた FukuN 18 は *Dolichospermum* 属と同一のコミュニティに属していたが、*Terrimicrobium* 属は *Microcystis* 属と同一のコミュニティに属していた。このようにジオスミン産生に影響を与える可能性があると思われた FukuN 18 と *Terrimicrobium* 属であるが、FukuN 18 は *Dolichospermum* 属と共存、*Terrimicrobium* 属は *Microcystis* 属と共存していると推定され、注目すべき微生物群の絞り込みが可能であることが分かった。

一般的に同じコミュニティに所属し、同居（共存）していると言っても、お互いにプラスの働きをする相利関係を築いているとは限らない。環境に対する選好性が似ている種同士も同居（共存）していることが予想される。環境に対する選好性などの影響を排除した微生物間の直接的な相互作用のみを検出したいのであれば、近年開発された潜在変数モデルを用いた方法が適しているかもしれない。この方法は個々の試料に関する環境データを投入することで、各生物種の環境に対する選好性を推定し、その上で、環境に対する選好性で説明できない群集上の構造を、生物間の相互作用を

含めた要因で説明することを可能にするとされている。今回の解析では同じコミュニティに属する微生物を推定しただけなので、今後は潜在変数モデルを用いた方法を適用することで、より詳細な微生物間の関係性を見出しカビ臭産生のメカニズム解明やカビ臭制御のためのモニタリング技術の開発のためにも、このような解析にも取り組みたい。

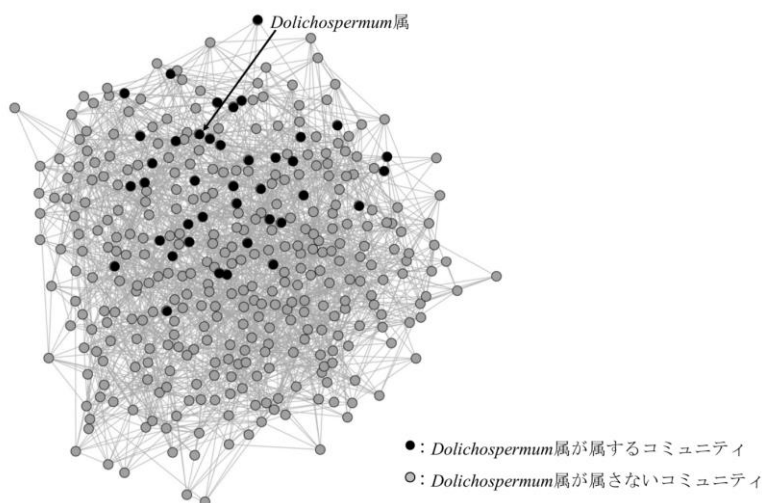


図4. ネットワーク解析結果

5. 結論と今後の展望

本研究では、Aダムの表層水を採水して、次世代シーケンサーを用いて菌叢解析・ネットワーク解析を行い、ジオスミン産生種の検出および共存微生物の推定を試行的に実施した。その結果、*Dolichospermum*属が主要なジオスミン産生種であると推定された。次にBray-curtisによるβ多様性解析を行い、試料ごとの微生物叢の類似度を比較した結果、表層水に含まれる微生物叢は、季節を反映した微生物叢であることが示唆された。また、ジオスミンが高濃度に検出された試料に含まれる微生物叢は異なる年でも類似していることから、ジオスミン産生を促進させるための固有の微生物叢パターンを有する可能性が見出され、今後、微生物叢データからのジオスミン産生の予測技術の確立が期待される。

最後にネットワーク解析を実施して、*Dolichospermum*属と共存している微生物群を推定することができた。今後はカビ臭産生のメカニズム解明やカビ臭制御のためのモニタリング技術の開発のために、潜在変数モデルを用いた方法を適用することで、より詳細な微生物間の関係性を見出したい。

6. 謝辞

本研究を行うに当たり、研究に関して助言指導くださった山下洋正 首席研究員、對馬育夫 主任研究員、並びにお世話になった水質チームの皆様へ深く感謝をいたします。また、水試料を提供くださった島根大学の林昌平助教にも深く感謝をいたします。

所属：株式会社明電舎

<参考文献>

- 1) Watson, S.B., Monis, P., Baker, P. and Giglio, S.: Biochemistry and genetics of taste-and odor-producing cyanobacteria, *Harmful Algae* 54, pp. 112-127, 2016
- 2) Kurtz, Z. D., Müller, C. L., Miraldi, E. R., Littman, D. R., Blaser, M. J., Bonneau, R. A.: Sparse and Compositionally Robust Inference of Microbial Ecological Networks. *PLoS Comput. Biol.* 11, e1004226, 2015
- 3) Herlemann D, Lundin D, Labrenz M, Jürgens K, Zheng Z, Aspeborg H: Metagenomic *De Novo* Assembly of an Aquatic Representative of the Verrucomicrobial Class *Spartobacteria*, *mBio* 4, e00569-12, 2013
- 4) He S, Stevens SL, Chan L-K, Bertilsson S, del Rio TG, Tringe SG, Malmstrom RR, McMahon KD: Ecophysiology of Freshwater Verrucomicrobia Inferred from Metagenome-Assembled Genomes, *mSphere*, 2, e00277-17, 2017

河川景観に配慮した護岸の特徴量に関する研究

チーム名等 自然共生研究センター
氏 名 永山 明

1. まえがき

近年、自然石の入手や熟練した石工の確保が難しいことに加え、労働者の高齢化などを背景として、省力化や施工性の向上を目的に、石積みに代わるコンクリートブロックが河川の改修事業や災害復旧事業において数多く用いられている^{1), 2)}。河川の護岸に用いるコンクリートブロックの留意事項として、素材（コンクリート）の明度やテクスチャーの基準が具体的に示され^{2), 3), 4), 5)}、基準を満足するコンクリートブロックが用いられるようになってきた。さらに景観面での留意事項として、景観パターンと素材の大きさへの配慮がある^{2), 5)}。この景観パターンについては、忌避されるパターンや好まれにくいパターンなどが示されている^{2), 5)}が、具体的な基準までは示されておらず、現存する様々なコンクリートブロックの中から景観面での良し悪しを判断することは困難である。また、素材の大きさについては、視距離と素材の見かけの大きさの景観（視角）の考えが示されている^{2), 6), 7)}が、コンクリートブロックのカタログ等に素材（模様）の大きさの情報は示されておらず、河川改良工事や災害復旧工事において、見かけの大きさが考慮されていないことが多い。それらの原因は、景観パターンや見た目の大きさについて、留意事項に挙げられる具体的な基準が示されていないことが考えられる。

2. 研究目的

石積みによる護岸は河川景観としての評価が高く、用いられている素材（石）の大きさはコンクリートブロックにとっての評価基準になると考えられる。そこで、景観パターンと大きさに関する目安を定めることを目的に、コンクリートブロックを用いたブロック積み護岸と河川景観において評価の高い石積み護岸を対象として、素材の大きさと景観パターンの要素となる目地の角度に着目した検討を行った。

3. 研究方法

3.1 調査対象

中小河川においては、護岸が河川空間に占める割合が大きく、景観の良し悪しを左右する要因となっている^{6), 8)}。そこで、中小河川を対象に45現場の石積み護岸を撮影もしくは写真の収集を行った。得られた全ての画像は、スケールを定義可能な正面方向から撮影されたものである。また、コンクリートブロックの類型化と選好性に関する既往の調査と専門家へのヒアリング調査⁹⁾で用いられた36種のブロック（小型ブロック12種および大型ブロック24種）を対象に、CADデータとして標準割付図（ブロック積み護岸としての状態）を作成した。

3.2 素材の大きさおよび目地の角度の測定方法

石積み護岸で用いられる素材（石材）の大きさの評価は、画像の一箇所集中せず無作為に30個の素材を選び、

長径とその直角方向の径（短径）から得られた平均値を用いた。ブロック積み護岸については、模様のないコンクリートブロックは本体の大きさを求めた。ただし、ブロック表面に模様を施すことで実際よりも小さなブロックに見せる工夫をしているものがある。そのような小割模様をしている場合には、割付図の中に見られる模様をランダムに30個選び、石材と同様の方法で大きさを計測した。石積み護岸の目地は複雑であり、一定幅で直線的に通った目地は存在しない。そこで、画像上で目地を直線で描き単純化させた（写真-1）。この単純化した石積み護岸の画像とコンクリートブロックの標準割付図に対し、1.0m×1.0mの方形枠をランダムに5箇所設定し、枠内に存在する目地の角度を全て計測した。

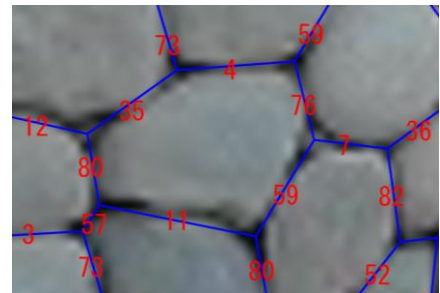


写真-1 目地描画と目地角度

4. 研究結果

調査した石積みおよびブロック積み護岸の大きさについて、まとめた結果を図-1に示す。石積み護岸に用いられていた石材の大きさは約25cm～30cmが多く、45現場全体の平均径は30.1cmであった。ブロック積み護岸を対象に求めた大きさは、模様のない小型ブロックと称されるものは30cm～40cmの間におさまっていた（A）。一方、模様のある小型ブロックでは素材の大きさが20cm以下の小さな見た目となった（B）。大型ブロックと称されるものは本体の大きさが50cm×1m以上であることが多く、平均径は75cm程度となる。大型ブロックの表面に模様が施されているものは大きいものだと60cmを超えていた（C）が、約30cmとなる模様が多かった（D）。ブロック積み護岸（A～D）としてまとめた平均径は31.7cmで石積みの平均径と近い値であった。ブロック積み護岸を対象とした専門家へのヒアリング調査⁹⁾では、「間知ブロック（産業標準化法に基づくJIS規格）は伝統的で見慣れた景観であり、20cm以下の小さな模様は認識できなく、50cm

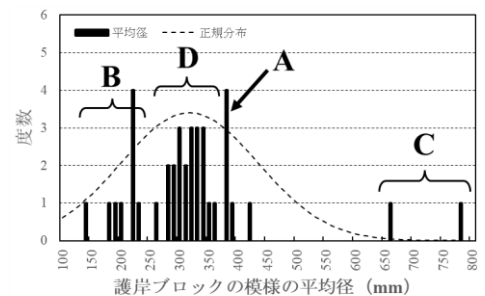
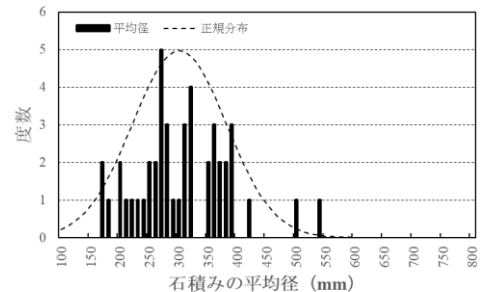


図-1 石積みと護岸ブロックの平均径

を超える模様は大味になり親しみにくく好まれない」との意見があった。さらに、好ましい素材の大きさについて「人が運べる・積める大きさのスケール感（ヒューマンスケール）であること」と言及されていた。人が運べる・積める大きさとはどの程度なのかを考えるために、厚生労働省の通達「職場における腰痛予防対策指針」^{引用}を参考にすると、「常に人力のみにより取り扱う場合の重量は、体重のおおむね40%以下となるように努めること」とされている。体重60kg～80kgを想定すれば重量は24kg～32kgとなる。30kgの石材の大きさは約φ280mm、やや大きさを想定して40kgの石材であれば約φ310mm（石材の単位体積重量2,600kg/m³として計算）となる。これらの値は、石積み護岸の素材で求められた大きさ（平均30.1cm）に近い。以上のことから、石積み護岸を模したコンクリートブロックとしては、ブロックそのもの、もしくは施された模様の大きさを30cm程度にするのがよいと考えられる。

石積みおよびブロック積み護岸で見られる目地角度は様々であり、それぞれの分布を図-2および図-3に示す。石積みの特徴は大きく2種類に分かれ、野面石積みはあらゆる角度の目地が連続的に存在していた(①)。一方、布積みの間知石積みの場合は0°と90°(谷積みは45°)が多いものの10°程度のバラツキがみられた(②)。

①のような傾向は、調査した全ての野面石積みの現場で確認できた。また、間知石は規格化されているものの形状には個体差があり、多くの現場でバラツキは10°の範囲に集中していた。この10°程度という値は、自然物を加工する際にできる微妙なバランスを表していると思われる。

ブロック積み護岸には、ブロックを積む際にできる本当の目地(構造目地)と表面に施した模様として作られる目地(模様目地)があるが、③のようなブロックでは構造目地と模様目地が同じ角度となり、バラツキは存在しない。このようなブロックには、直線の部分(主に水平および垂直の目地)しか存在しない。

④のような模様目地が施されたブロックでは、角度にバラツキが存在するものの、石積みとは異なり角度は離散的であった。ブロック積み護岸は1種類のブロックを規則的に配置するため、ランダムに方形枠を取ったとしても同じ目地角度が繰り返されることになり、決まった角度だけが現れる。既往研究⁹⁾にて④の

ようなブロックは構造目地と模様目地が調和していないために、景観面での評価が低いとされており、決まった角度だけで作られる離散的な分布が調和していないことを示している可能性がある。

今回、試行として③のブロックに、10°の範囲で角度のバラツキをもたせた景観パターンを図-4に示す。⑤は「模様目地のみに10°のバラツキをもたせたもの」、⑥は「構造目地と模様目地に10°の範囲でバラツキをもたせたもの」とし、ともに実際に製造可能な範囲の形状で作成した。この目地角度のバラツキを10°の範囲に抑えた景観パターンは、④のような離散的な模様目地を有するブロックに対しては改善できているといえる。しかし、この2つを比べると、⑤の場合では、水平方向の構造目地が一直線となり、石積みのような自然物にはない特徴が出ている。これはヒストグラムでも違いが現れており、⑤にはコンクリートブロック特有の目地角度の突出がみられた。一方、⑥のように、ブロック外形にもバラツキを施すことで、ブロック1つ1つが識別されにくくなった。以上のことから、特定の角度が突出しないように10°のバラツキを施すことで、石積みに似せた景観パターンへ

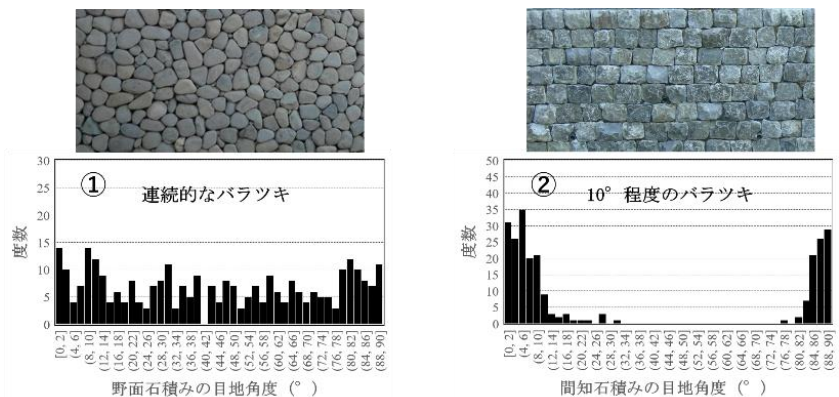


図-2 石積みの目地角度

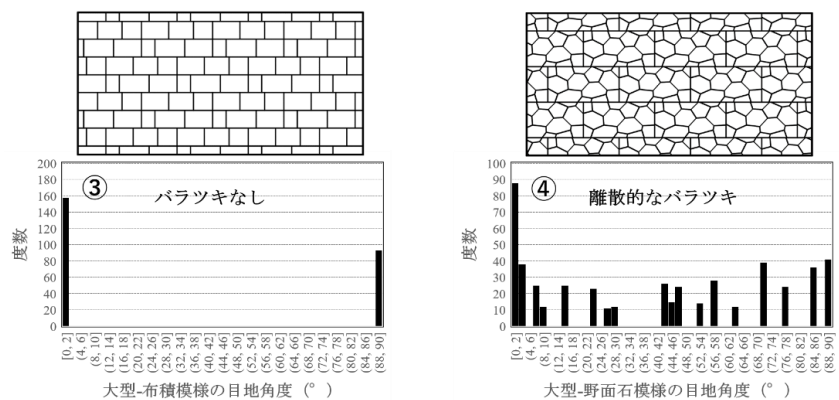


図-3 護岸ブロックの目地角度

と改善できる可能性が示された。

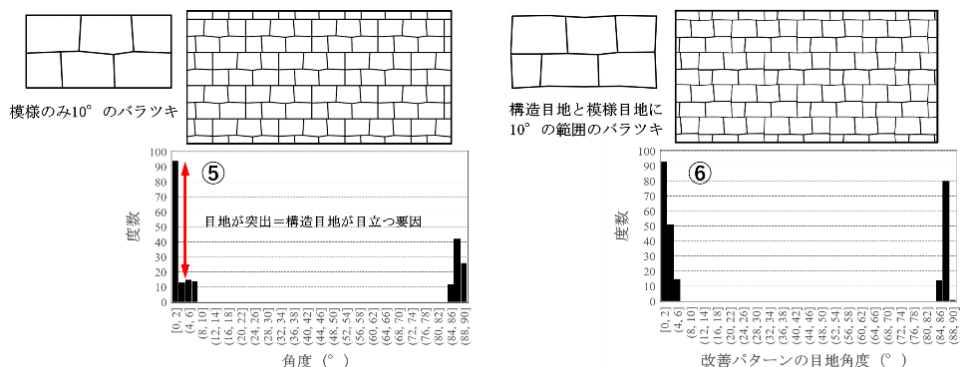


図-4 景観パターンの改善例の比較

5. 結論

石積みとブロック積み護岸を対象に、素材の大きさと目地の角度に着目したところ、以下のことが示された。

- ・石積みとブロック積み護岸の素材の平均径は約30cmであり、人が運べる・積める大きさのスケール感（ヒューマンスケール）に近い数値であった。
- ・間知石を用いた石積み護岸の特徴として、水平および垂直方向の目地の角度に10°程度のバラツキがあり、このバランスをコンクリートブロックに考慮することで、景観パターンが改善される可能性がある。

今後も調査・検討を行うことにより、素材の大きさと目地の角度で示した特徴量が景観パターンの評価基準の一つになると考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、森センター長をはじめ、服部グループ長、崎谷上席研究員、自然共生研究センターの皆様にご多大なご指導、ご協力を頂きました。また、本研究の実施にあたり、公益社団法人全国土木コンクリートブロック協会の方々には、石積みの写真データのご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

所属：共和コンクリート工業株式会社

<参考文献>

- 1) 萱場祐一 他、「多自然川づくりにおける河岸・水際部の捉え方」、土木研究所資料、第4159号、p1、pp.43-48、2010。
- 2) (公社)全国防災協会、「美しい山河を守る災害復旧基本方針」、p19、pp.83-90、pp.91-98、pp.91-93、p96、2018。
- 3) 櫻井玄紀 他、「中小河川における積み護岸の明度・テクスチャーに対する定量的評価手法の確立」、河川技術論文集、vol.19、pp.117-122、2013。
- 4) 手代木賢治 他、「輝度の分布によるコンクリート護岸ブロックのテクスチャーの粗滑の判別手法」、環境システム研究論文発表会講演集、vol.45、pp.205-210、2017。
- 5) 萱場祐一 他、「河川における護岸ブロックの環境評価手法に関する共同研究報告書」、共同研究報告書、第495号、pp.35-41、pp.9-16、pp.42-48、pp.68-70、2018。
- 6) 多自然川づくり研究会、「多自然川づくりポイントブロックⅢ」、p126、p83、(公社)日本河川協会、2011。
- 7) 島谷幸宏、「河川風景デザイン」、pp.34-39、山海堂、1994。
- 8) 国土交通省河川局、「中小河川に関する河道計画の技術基準について」、p6、2010。
- 9) 盛田達朗 他、「河川用護岸ブロックにおける景観パターンの類似化と河川景観への選好性」、環境システム研究論文発表会講演集、vol.48、pp.67-74、2020。
- 10) 厚生労働省通達、「職場における腰痛予防対策指針」

仮想現実を利用した河川景観評価に向けた護岸ブロックの見え方の課題

チーム名等 自然共生研究センター
氏 名 坂元 泰平

1. まえがき

河川の護岸に用いるコンクリートブロック（以下、護岸ブロック）は、河川の改修事業や災害復旧事業において数多く用いられている。川幅が狭い中小河川では、護岸ブロックが河川空間に占める割合が大きく、景観の良し悪しを左右する要因となる¹⁾²⁾。これまでの護岸ブロックを用いた河川景観の検討には、フォトモンタージュが主に用いられてきた³⁾が、この手法では護岸ブロックまでの視距離や見る角度が限定的で、また天候や日照条件による見え方の違いを表現しづらいことが課題である。これらの課題に対して、近年注目を集めているのがゲームエンジン（以下、GE）を用いた仮想現実（以下、VR）空間の利用⁴⁾である。VR空間であれば、護岸ブロックまでの視距離や見る角度を自由に変えることができ、さらには天候や日照条件による見え方の違いを確認することができる。しかし、VR空間での表現には写真を張り付けるような簡易な方法から、微細な構造までを正確に表現した方法まで様々であり、護岸ブロックをVR空間に配置した時に現実の見え方とどのような違いがあるかについては検討されていない。今後、景観の検討にVRを利用していくにあたり、VR空間での護岸ブロックの見え方をいかに現実に近づけて表現できるか、もしくはその違いをきちんと認識しておくことが重要である。

2. 研究目的

本研究は、河川における護岸ブロックを対象にVR空間と現実での見え方を比較し、その差異を把握することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 対象地の選定

施工現場としては、愛知県春日井市を流れる内津川を選定した。ここは庄内川水系の中小河川で、完成から3か月以内で周辺が整地された護岸ブロックが設置されている。

3.2 VR上での対象地地形の再現

VR空間の作成にはフリーソフトのGE（EpicGames社Unreal Engine4）を用いた。施工現場での測量データがないため、施工現場の概況についてレーザー距離計を使って確認し、その情報を基にVR空間内での地形を表現した。

3.3 VR上での護岸ブロックの再現

VR空間での護岸ブロックの表現には、2つの方法（パターン）を検討した。

3.3.1 テクスチャの作成

1つ目のパターンはテクスチャを作成する方法である。テクスチャとは、表面に張り付けられるイメージファイルのことである⁵⁾。物体の表面に別のマテリアル（色や凹凸、模様といったデータ）を貼ることで物体の細部を見た目として表現することができる⁶⁾。さらに微小な形状については光の計算で疑似的に作り出すことが可能であるが、あくまで平面であることに変わりはない。マテリアルのデータとして、色や模様のテクスチャ（ベースカラーマップ（図-1））と、光の計算を用いる凹凸模様のテクスチャ（ノーマルマップ（図-2）やハイトマップと呼ばれる）の2種類を用いることで、光の計算と表面の質感が再現可能となる⁶⁾。施工現場で撮影した護岸ブロックの写真（横1m×縦1m）からテクスチャを生成し、マテリアルに用いるイメージファイルを作成した。作成したテクスチャは、実際の現場と同じ護岸高と延長に合わせてVR空間に護岸ブロックを繰り返し配置して全体を表現した。

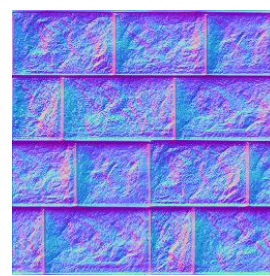
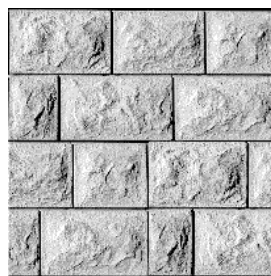


図-1 ベースカラーマップ 図-2 ノーマルマップ

3.3.2 3D オブジェクトの作成

2つ目のパターンは、3D オブジェクトを実際に用いる方法である。前述した方法では、見た目上は凹凸や質感を表現できたとしても平面であり、眺める角度や距離によって、どうしても凹凸が再現しきれない状況が考えられる。そこで、護岸表面を3D スキャンすることで、可能な限り現実通りの凹凸を表現した3D オブジェクト（図-3）を作成した。その3D オブジェクトから横1m×縦1mを切り出し、実際の現場と同じ護岸高と延長に合わせてVR空間に繰り返し配置して全体を表現した。



図-3 3D オブジェクト

3.4 護岸ブロックの見え方の比較

実際に施工された護岸ブロックを対象に、5m離れた正面から撮影した写真と、同じ視距離にて表現されたVR空間での護岸ブロックを比較し、VR空間の護岸ブロックを現実に近づけるための課題や対策について検討した。

4. 研究結果・考察

視距離5mにおける実際の施工現場（現実空間）での見え方とVR空間でのパターン①および②の見え方を図-4、図5、図-6に示す。これら3つの見え方を対象に、護岸ブロックの色と肌理（キメ）、凹凸に着目した見え方の違いから課題を抽出した。

素材の色については、現実空間のブロックには製作時にできる色のむらが存在することが確認された。また、現場の砂などが付着しているためか、全体としてダスティーカー（くすんだ、ほこりっぽい色）になっている。一方、VR空間でのパターン①および②では、ブロックは均一な色となっている。これは横1m×縦1mのテクスチャ

や3Dオブジェクトを護岸高と護岸延長に合わせて繰り返し（コピーとして）配置したためであり、現実近づけるには色むらが表現できるようなテクスチャを作成することが必要と考えられる。

ブロック表面にある肌理に注目すると、VR空間のパターン①では実物の護岸ブロックの写真を使って表現しているため、粗くざらつきのある感じが見える。一方、パターン②は現実空間やパターン①に比べると、表面が滑らかになっている。改善案としては3Dオブジェクトの頂点配置を密にするなど、より高精細な描画を目指すか、色と同様に肌理が粗く見えるようなテクスチャを作成するといった方法が挙げられる。

凹凸の見え方は、VR空間のパターン①では護岸全体として規則性のある陰影が模様のように表現されている。これは用いた護岸ブロック写真の陰影のみが反映され、全体に繰り返し配置されるためである。現実空間には存在する日照やその反射によって生み出される微妙な陰影の違いが表現できていない。これはテクスチャのみを使ったパターン①での表現は困難であると考えられる。一方、パターン②では3Dオブジェクトで表現しているため、模様のように感じられる陰影は見受けられない。



図-4 視距離 5m における現実空間の護岸ブロック

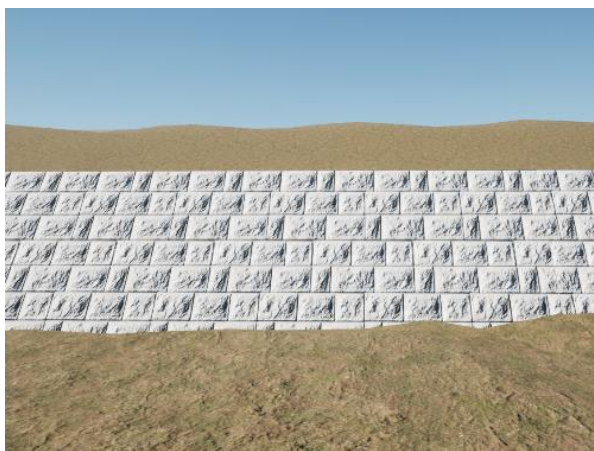


図-5 視距離 5m における VR 空間パターン①



図-6 視距離 5m における VR 空間パターン②

5. 結論

現実空間の護岸ブロックとVR空間のテクスチャを用いた護岸ブロック（パターン①）および3Dオブジェクトを用いた護岸ブロック（パターン②）について、視距離5mでの見え方を比較した。素材の色と肌理、凹凸に着目して見え方の課題を検討したところ、パターン①と②のそれぞれに利点と欠点が存在した。

本検討では、現実空間とVR空間との違いを認識する最初の一步として、視距離5mの正面からのみを比較した。今後、視距離や角度の検討パターンを増やし、さらに順光・逆光による見え方の違いについても整理し、改善案を検討する予定である。

6. 謝辞

本研究の実施に際し、共和コンクリート工業株式会社の尾崎様には貴重なデータを提供していただきました。また、自然共生研究センターの皆様には、研究の進め方や表現方法に関する相談はもちろん、日々の研究の進捗報告など、多岐にわたる面で皆様からのアドバイスやフィードバックを受けてきました。ここに、心から感謝の意を表します。

所属：大日本コンサルタント株式会社

<参考文献>

- 1) 国土交通省河川局：中小河川に関する同計画の技術基準について， pp6， 2010
- 2) 多自然川づくり研究会：多自然川づくりポイントブックⅢ， pp83， pp. 102-103， pp. 120-136， 公益社団法人日本河川協会， 2011
- 3) 盛田達郎，尾崎正樹，森照貴，坂本貴啓，萱場祐一：河川用護岸ブロックにおける景観パターンの類型化と河川景観への選好性，第48回環境システム研究論文発表会講演集， pp74， 2020. 10
- 4) 国土交通省九州技術事務所 HP：ゲームエンジンを用いたメタバース（仮想空間）での川づくりツールの操作マニュアル（案）， <https://www.qsr.mlit.go.jp/kyugi/office/topics/gameengine.html>，（最終閲覧日 2023 年 3 月 10 日）
- 5) 茄子，もんしょ：Unreal Engine 4 マテリアルデザイン入門第2版 アーティストのためのステップアップ・ガイド， pp100， 秀和システム， 2017. 9
- 6) 河川 CIM 標準化検討小委員会：河川 CIM 標準化検討小委員会成果報告書， pp55， 2021. 6

流域治水の推進によるハビタット多様性変化の推定に関する研究

チーム名等 自然共生研究センター
氏 名 安形 仁宏

1. まえがき

気候変動等の影響により、近年、災害の激甚化及び頻発化が顕著であり、治水対策の強化が図られている¹⁾。その一環として、令和2年以降、従来の堤防整備等の氾濫をできるだけ防ぐための対策に加えて、あらゆる関係者が協働して流域全体で行う総合的かつ多層的な水災害対策である「流域治水」が推進されている。一方で、我が国における生物多様性は特に河川を含む陸水域において損失傾向が顕著であり²⁾、自然資本の安定性確保を目的に生物多様性を高めることが喫緊の課題となっている。このような状況において、流域治水は関連法の付帯決議において「自然環境が有する多様な機能を活かすグリーンインフラの考えを推進する」こととされており、自然が本来有する機能の利用が推進されることで、生物多様性の回復につながることも期待できる。治水対策が大きな転換点を迎え、流域治水が有する生物多様性回復のポテンシャルを把握し、流域治水が持つ自然環境面でのメリットを明らかにする必要があると考えられる。

また、本来、グリーンインフラを用いた流域治水はあらゆる主体が協働で進めるものであるが、現在、一般化されているメニュー³⁾は規模が大きく、実行可能な内容・場所が絞られてしまう。より多様な主体が取り組める対策も取り入れる必要があるが、国外に目を向けると豊富な事例が紹介されており⁴⁾、これらの導入を試みることも意義があると考えた。

2. 研究目的

流域治水が持つ自然環境面のメリットとして、「流域治水」を実施することによる土地被覆構成の変化が流域のハビタット多様性の向上に寄与するかに着目した。本研究では、ハビタットの多様性として土地被覆割合を多様度指数等で表現する評価の可能性や当該手法の課題等を把握することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 区域

研究対象区域は岐阜県郡上市の大日ヶ岳に源を発する木曾川水系長良川において、源流から伊自良川合流点までの集水域とした(図-1 参照)。当該区域は山間部から扇状地・氾濫平野が含まれており、特に森林地域が多くを占めるが、津保川・伊自良川流域は関市や岐阜市といった都市地域が含まれる。このように、対象区域は多様な土地利用特性がある(表-1 参照)こと

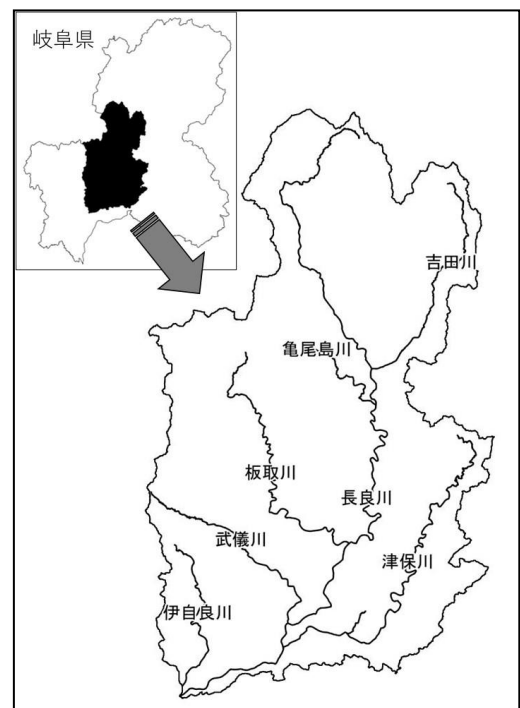


図-1 研究対象区域

から、「流域治水」のメニューの選択にも幅を持たすことができる。

3.2 方法

3.2.1 仮想シナリオの設定

流域に設定可能なメニューのポテンシャルを把握するため、国内事例³⁾及び欧州連合(EU)が公開

している先進的な事例集⁴⁾を参考に資料整理を行い、本研究に用いるメニューを選定した。

3.2.2 評価

オンライン上で公開されている「衛星データを活用した高解像度土地被覆情報(公開元:宇宙航空研究開発機構)」、「農地の区画情報(筆ポリゴン)のデータ提供・利用(公開元:農林水産省)」、「国土数値情報(公開元:国土交通省)」及び「基盤地図情報(公開元:国土地理院)」について令和4年12月時点の最新情報を収集し、これらをGISソフト上で重ね合わせて、対象区域の土地被覆構成を整理した。そのうえで、対象区域に含包される3次メッシュ単位での土地被覆面積割合から、Simpsonの多様度指数を算出することで評価を試みた。また、地球観測衛星Sentinel-2が令和4年3月~11月に撮影した8回分の写真(公開元:欧州宇宙機関)を収集し、標高データ等と組み合わせて、各メニューが実施可能な位置を抽出し、それらを実施した場合の土地被覆面積割合を作成した。そして、メニュー実施前後の多様度指数を算出し、その変化をもとに評価の可能性や課題について考察を行った。解析にはGISソフト「QGISver3.16」及び「ArcGISver10.7」を利用した。

4. 結果と考察

4.1 仮想シナリオの設定

資料整理の結果、計64のメニューを確認した(表-2参照)。対象区域での複数メニュー実施想定とし、土地利用区分別(森林、農地、都市)に、森林エリアでは「谷戸の活用」、農地エリアでは「農地の草地下化」、都市エリアでは「浸透池の設置」を選定した。

4.2 多様性評価

土地被覆区分図は10mラスター、農地区画や河川形状はベクタデータで公開されている。上記の土地被覆は全体精度が約89%⁵⁾とされており、基礎データの補正として農地区画や河川形状のベクタデータを反映することで、実際の状況との整合を図った。そして、対象区域

表-1 主要な河川の集水面積に占める土地利用面積割合(単位:%)

河川名	田	畑	森林	都市	その他
長良川	3.5	1.6	76.7	8.7	9.5
吉田川	1.3	0.6	92.4	1.2	4.5
亀尾島川	0.3	0.1	97.5	0	2.1
板取川	0.4	0.4	93.1	3	3.1
武儀川	3.1	0.6	86.1	5.2	5
津保川	6.4	2.3	69.9	18.7	2.7
伊自良川	12.2	5.3	49.5	30.3	2.7

表-2 流域治水メニュー一覧

河川		森林		農地		都市	
1	ため池の創出	22	水辺林	36	農地の草地下化	51	屋上緑化
2	湿地の復元及び管理	23	源流域の森林整備	37	緩衝帯造成	52	雨水貯留
3	氾濫原の再生	24	貯水池集水域への植林	38	輪作	53	透水性舗装
4	再蛇行	25	降水量に合わせた植林	39	等高線帯状耕作	54	低湿地水路
5	河床河岸のコンクリート除去	26	土地利用転換(非樹林地への植林)	40	間作	55	水路と小川
6	季節性流路の保全と連続性確保	27	連続被覆林業	41	不耕起農業	56	フィルターstripp
7	河跡湖との連続性確保	28	水資源に配慮した運転ルールの策定	42	低耕起農業	57	排水樹
8	河道自然化による土砂供給復元	29	源流域での道槽の適切な整備	43	被覆作物の設置	58	浸透樹
9	ダム等横断工作物の撤去・改修	30	沈砂池の設置	44	早蒔き	59	雨水の地中浸透
10	自然堤防の活用	31	流水の活用	45	棚田	60	都市部の森林公園
11	護岸の撤去	32	ピーク流量調整池	46	トラフィック制御農法	61	都市部の植樹
12	湖の再生	33	泥炭地における半透水構築物	47	家畜飼育密度の低減	62	遊水池
13	地下水浸透の回復	34	砂防ダムの設置	48	マルチング材の敷設	63	貯水池
14	干拓地の自然化	35	谷戸の活用	49	田んぼのダム化	64	浸透池
15	霞堤			50	冬季湛水		
16	二線堤						
17	水害防備林						
18	利水ダムの活用						
19	河道掘削						
20	排水機場の整備						
21	堤防の強化						

に含まれる土地被覆別面積を算出した(図-2 参照)。

算出した土地被覆別面積のうち、ハビタットとして寄与が期待できない非ハビタット区分(ソーラーパネル及び人工構造物)を除く面積を入力データとして、3次メッシュそれぞれのSimpsonの多様度指数を算出した。ただし、単純に多様度指数とする場合、ほぼ人工構造物で構成されながら部分的に公園等を含むメッシュも多様度が高いと判定されるため、これにハビタット面積が占める割合を乗じた。これを「流域におけるハビタット要素の多様度指数」とし、流域における平均値が0.131、最大が0.676、最小が0となった。

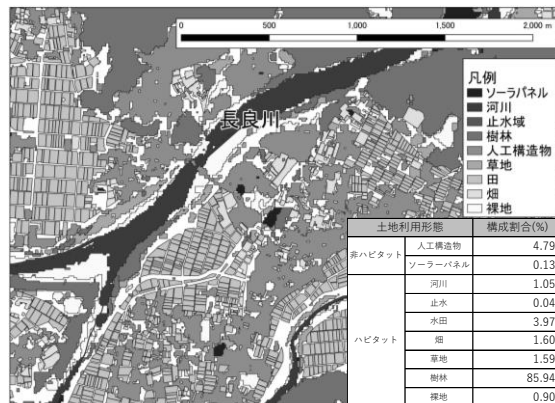


図-2 補正後の土地被覆区分図の例と全域の土地被覆別面積

$$D = \left(1 - \sum_{i=1}^S Pi^2 \right) \times \left(1 - \left(\frac{\text{非ハビタット面積}}{\text{全土地利用面積}} \right) \right)$$

S=ハビタット要素数 Pi=相対優先度 非ハビタット面積=人工構造物、ソーラーパネルの面積

次に、メニュー適地抽出を行い(図-3 参照)、土地被覆を置き換えることで対策実施を表現した。

谷戸は地形データ等から判別した知見⁷⁾を参考に抽出を行った。なお流域全体で抽出された候補地は膨大なため、各箇所の形状を個別に設定するのは困難なため、一様に土地利用を置き換えた。谷戸は重心を中心に70m四方を草地及び止水池に、農地は衛星画像による正規化植生指数(NDVI)の時系列変化から令和4年度に植生がなかった田を草地に、浸透池は都市公園及び学校の位置データの中心25m四方の範囲を草地に置き換えた。

置き換え面積は谷戸が955ha、農地が174ha、浸透池が32haであったが、これは流域面積の約0.7%に相当する。置き換え前後の流域の平均多様度指数は0.131から0.142に変化した(図-4 参照)。

4.3 考察

程度の差こそあれ、メニュー実施によりハビタット要素の多様度指数の向上が確認できた。これは、いままで無い又はあっても狭小であった環境がそれぞれのエリアで出現したことによるものと考えられ、土地被覆の偏りが解消される場合が多いことを示していると推察される。特に、谷戸の活用は面積や内容(特に少ない「止水域」を設置)から顕著な寄与になったと考えられる。

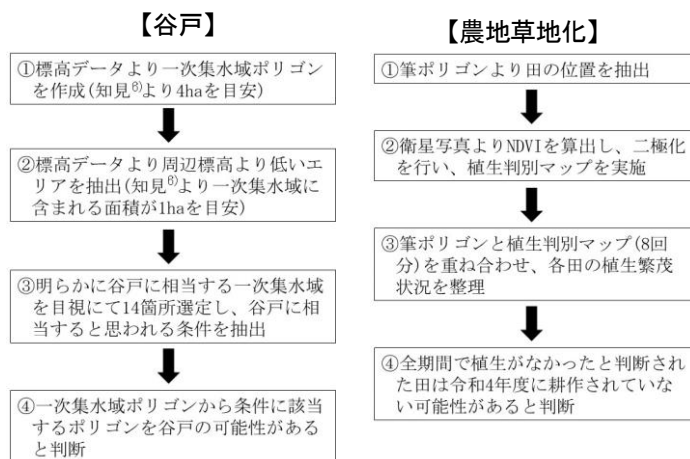


図-3 メニュー適地抽出のフロー

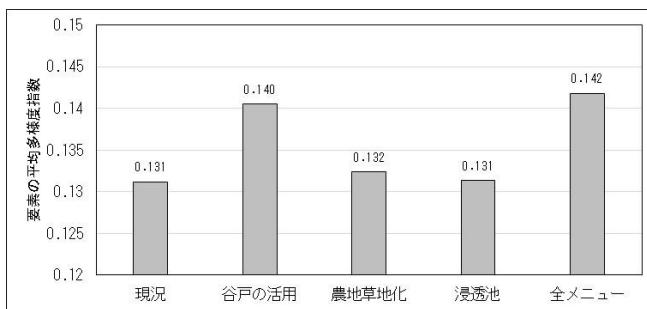


図-4 実施前後の流域のハビタット要素多様度指数

また、エリア別にみると武儀川、津保川、伊自良川流域において特に多様度指数の向上が顕著であり、上流側では変化が小さい(図-5 参照)。全体の向上を目指す場合、より幅広いメニュー選定の必要があると考えられる。

5. 結論

本研究では、流域治水の実施が3次メッシュ単位でのハビタット要素の多様性向上に寄与する可能性が確認できた。また、メニューの適地もWEB上で公開されている情報を利用することで推定できる可能性を見出すことができた。さらに、今回用いた土地被覆など空間条件はオンライン上に全国一律で整備されており、広範に適用可能である。

一方で、課題は分析解像度が公開されている情報に依存するため解像度が低いとマイクロハビタットを十分に評価できないことと多様性指数による生物多様性の定量的な評価ができていないことである。前者は更なる精密データ取得や高精度な抽出条件の開発に取り組むことで解決が図れる可能性がある。後者は空間条件から水域の生物多様性を評価する指標の開発も報告されており⁸⁾、多様度指数等の指標を生物生息情報との関連付けを行うことで解消できる可能性がある。

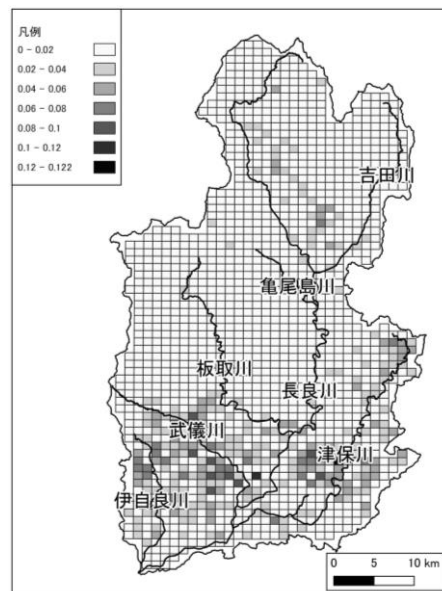


図-5 実施前後の多様度指数の差分

6. 謝辞

指導担当である森照貴センター長をはじめ、服部敦グループ長、崎谷和貴上席、自然共生研究センター、流域生態チームの皆様にはご指導・ご協力を頂きました。また、本研究の一部は河川砂防技術開発公募「気候変動及び流域治水シナリオに基づく生物多様性の評価とハビタット管理手法の提案」の一環で実施したものであり、実施に際して当該公募研究の責任者である名古屋工業大学の萱場祐一教授をはじめ、名古屋大学の戸田祐嗣教授、岐阜大学の原田守啓准教授、東京農工大学の片桐浩司講師にご指導頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

所属：株式会社建設技術研究所

<参考文献>

- 1) 国土交通省：令和4年度版 国土交通白書，pp. 4-17，国土交通省，2022. 6
- 2) 環境省 生物多様性及び生態系サービスの総合評価に関する検討会：生物多様性及び生態系サービスの総合評価 2021，pp. 6-65，環境省自然環境局自然環境計画課生物多様性戦略推進室，2021. 3
- 3) 国土交通省：流域治水の推進，<https://www.mlit.go.jp/river/kasen/suisin/index.html>
- 4) European Commission：EUROPEAN NWRM PLATFORM，https://www.eorc.jaxa.jp/ALOS/jp/dataset/lulc_j.htm
- 5) ALOS 利用推進研究プロジェクト：高解像度土地利用土地被覆図，<http://nwrp.eu/index.php/>
- 6) 内平 隆之，山崎 義人，三笠 友洋，田中 貴宏，重村 力：小字区域に着目した谷戸の基礎的単位の抽出とその特徴—横浜市戸塚区旧川上村を事例に—，日本建築学会計画系論文集，第78巻694号，pp. 2507-2511，2013
- 7) 田中 貴宏，三笠 友洋，内平 隆之，山崎 義人，重村 力：GISを活用した谷戸の基礎的単位の抽出手法に関する研究—横浜市を事例に—，日本建築学会計画系論文集，第79巻698号，No. 2，pp. 933-938，2014
- 8) 東川航，末吉正尚，森照貴，米倉竜次，中村圭吾：水生生物の多様性を指標する「さとがわ指数」の開発とその全国マッピング，第69回日本生態学会大会講演要旨集，p. 2-344，2022

砂防堰堤の基礎地盤流失の過程とその要因の一考察

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 羽馬 一希

1. まえがき

石田ら（2022）¹⁾は砂防堰堤の破損等事例を整理し、砂防堰堤の機能低下あるいは機能喪失を引き起こす可能性のある重大な破損等形態として本堤部の破損・本堤部の転倒・本堤部の沈下を挙げ、それらのうち本堤部の沈下の誘因は基礎地盤の流失であると推察している。基礎地盤が流失した場合、その補修には空洞部での危険を伴う作業が強いられるほか、多大な工費や長い工期が必要になるため、基礎地盤が流失する前に砂防施設点検等とその初期段階に現れる現象や変状を把握し、効率的な予防保全処置を行うことが重要である。既往研究²⁾では本堤部が沈下した4事例に現れた変状から損傷過程を推定しているが、損傷前後の施設等の状況を比較し、基礎地盤流失の初期段階に現れる現象や特徴について分析した研究は少ない。

2. 研究目的

本研究は、砂防施設点検結果や砂防堰堤の沈下事例から、砂防施設の基礎地盤流失に至った過程を分析し、その初期段階に現れる現象や特徴を明らかにすることを目的とした。

3. 研究方法

3.1 資料収集整理

和歌山県有田川の中上流域に分布する和歌山県管理の砂防堰堤および床固工の合計154基を研究対象とし、砂防施設点検結果や施設台帳等を収集整理した。また周辺の地形状況等を把握するために、2014年に国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所が実施した航空レーザ測量データ（以下「LPデータ」という）を収集した。

3.2 現地調査

有田川左支川である角間木谷川の砂防堰堤 K-7～K-10 を対象として、施設の損傷状況および周辺状況を把握するために現地調査を実施した（図1）。K-8は和歌山県によって2019年7月17日に基礎地盤の流失が確認されている。

3.3 UAV 写真測量および河床縦断比較

UAV を用いて撮影した空中写真と SfM（Structure from Motion）技術等を用いて簡易的な写真測量を実施し、K-8 およびその上下流を対象に基礎地盤流失後の河床縦断形状（以下「UAV



図1 角間木谷川の位置図および河床縦断図

データ」という)を把握した。また、基礎地盤流失を確認した2019年を挟む損傷前後の測量データ(LPデータとUAVデータ)を基に河床縦断比較図を作成し、損傷前後に生じたと考えられる現象を推察した。

4. 研究結果と考察

4.1 基礎地盤が流失している施設の整理結果

3.1にて収集した砂防施設点検結果を基に、水叩き摩耗および河床洗堀による基礎地盤が流失している施設を抽出し、その施設位置を図2、3の星印「★」で示す。

研究対象である砂防施設154基のうち、水叩き摩耗による基礎地盤が流失している施設を4基、基礎地盤は流失していないが水叩き摩耗が確認されている施設を14基(図2の三角印「▲」)抽出した。これら18基の施設位置を確認したところ、有中谷川で5基、高野谷川に4基など、特定の支川に分布している傾向が確認された。

一方、河床洗堀による基礎地盤が流失している施設は16基抽出され、水叩き摩耗による基礎地盤が流失した施設数4基より多いことが判明した。これら16基の施設位置を確認したところ、内子谷川で3基分布しているが、水叩き摩耗の変状がある施設の分布状況と比べて特定の支川に分布が集中せず、研究地域全体に分布していることが確認された。さらに16基の河床洗堀の形状などを確認したところ、落水水によって河床の一部が掘られる局所洗堀だけではなく、河床高全体が低下する河床低下が起きている砂防施設が14基あることが確認された。

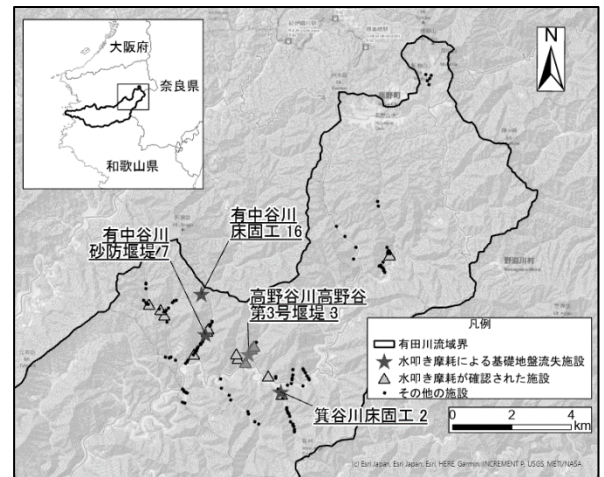


図2 水叩き摩耗の変状がある砂防施設分布図

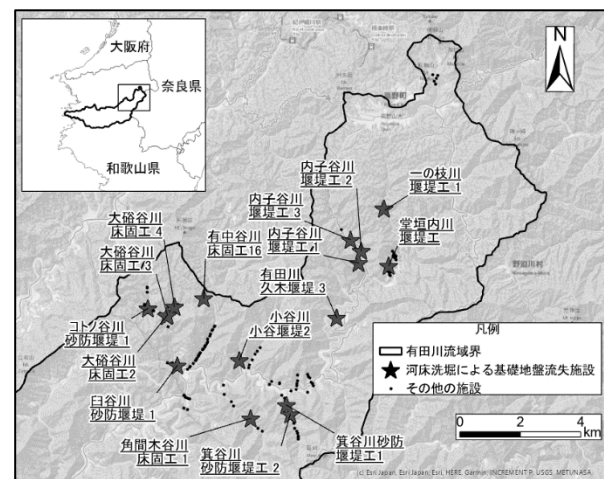


図3 河床の洗堀の変状がある砂防施設分布図

4.2 角間木谷川の現地調査結果および河床縦断比較結果

3.3にて作成した河床縦断比較図および施設状況写真を図4に示す。

K-8の堆砂敷であるK-8~K-9区間では約2~4m程度の河床高低下がみられ、現地を確認した結果、K-8の本堤および副堤ともに基礎地盤が流失し、堰堤上流側の堆砂が無くなる底抜け状態となっていることを確認した(図4(a))。さらに、K-8より約300m上流に位置するK-9の本堤および副堤ともに基礎地盤の流失を確認したが、副堤と本堤の間は湛水し、本堤上流側は満砂状態であることから、どちらも底抜け状態に至っていないことが想定された(図4(b))。またK-9の副堤の基礎地盤が流失した一部には上流から流れてきたと思われる流木や土砂が堆積していることを確認した(図4(c))。2014年に和歌山県が実施した砂防施設点検ではK-9の副堤と本堤の間は満砂状態であったことを考慮すると、K-9の副堤は2014年以降に基礎地盤が流失し底抜け状態となり、副堤と本堤の間の堆積土砂が一度流出したが、その後上流から流れてきた流木や土砂によって副堤の基礎部が閉塞し、副堤と本堤の間が湛水している状態になったと推察される。K-9より上流の河床高に変化はな

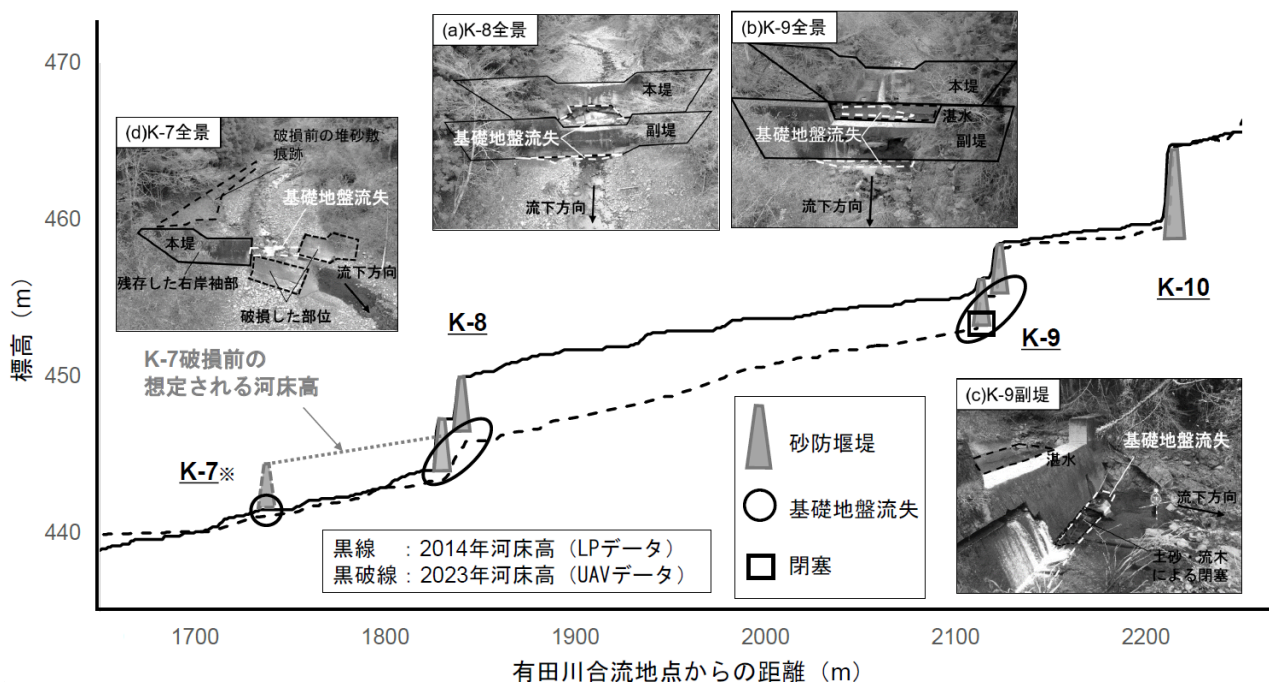


図 4. 角間木谷川の河床縦断比較図および施設状況写真

く、K-9 より約 100 m 上流に位置する K-10 の基礎地盤の流失は確認されていない。

一方、K-8 より約 100 m 下流に位置する K-7 は右岸袖部以外が破損し、残っている右岸袖部付近には破損前の堆砂敷と思われる痕跡を確認した (図 4 (d))。K-7 破損前は満砂状態であったと想定すると、その当時の K-7～K-8 区間の河床は 2014 年の河床に比べ約 2～3 m 高かったことが推察される (図 4 点線)。

4.3 角間木谷川の損傷過程

4.2 の調査結果から、当該区間の損傷過程を図 5 のように推察した。この結果から、角間木谷川の砂防堰堤の基礎地盤の流失要因の一つとして、施設下流側の河床低下が考えられた。現在は K-9 副堤基礎部の閉塞によって K-9 副堤より上流側の河床低下はみられていないが、今後の出水等によって K-9 副堤基礎部の閉塞が解消された場合、K-8 と同様に K-9 も底抜け状態となり、K-9 の堆積土砂が流出し、さらに K-9 より上流側の砂防堰堤の基礎地盤が流失に至る可能性が考えられる。

4.4 基礎地盤の流失要因の検討

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター (2021)³⁾は、1953 年 7 月豪雨によって角間木谷川において崩壊箇所 117 箇所、崩壊全土量は 68 万 m³に達したと報告している。角間木谷川は 1954 年に砂防指定地に指定されていることから、この豪雨時に発生した溪流内の土砂の再移動防止等を目的に流域内に砂防堰堤が施工されたことが推察される。和歌山県が 2020 年に K-7 と K-8 付近でボーリング調査を実施し、K-7～K-8 区間には河床から深度約 1～4 m に未固結な砂礫土 (河床堆積物) が分布していることが確認されていることから、現在も過去の崩壊土砂が厚く堆積していることが想定され、河床低下が起きやすい環境であるといえる。

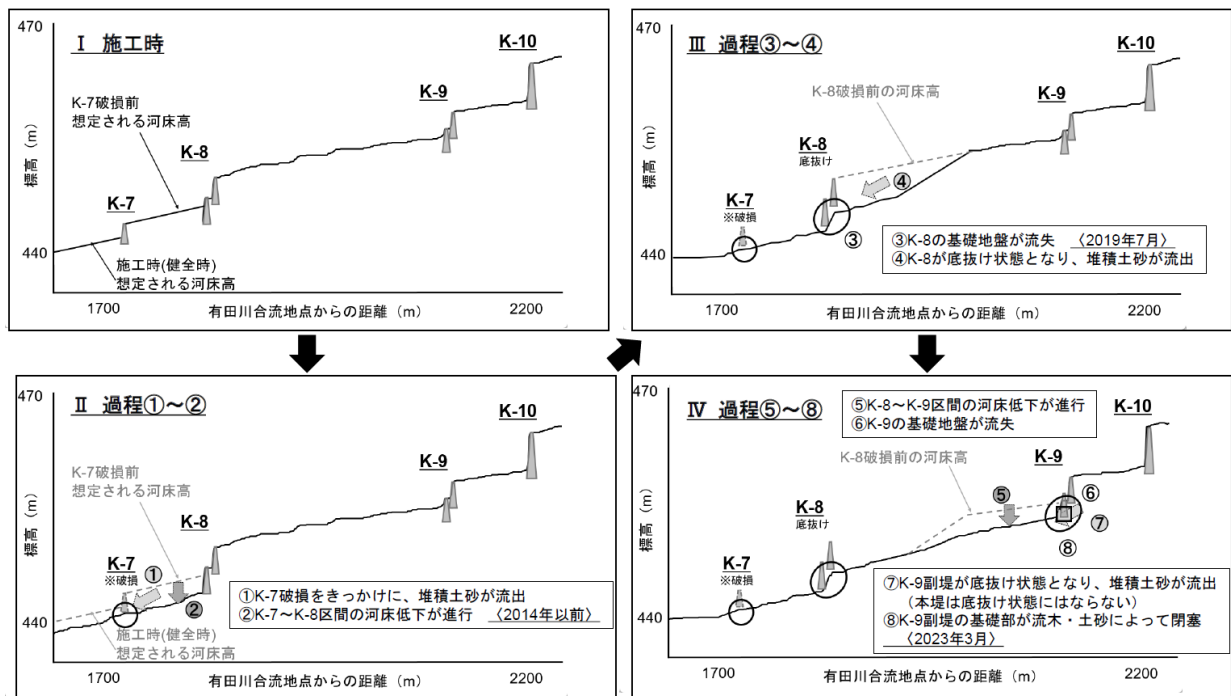


図 5. 角間木谷川の砂防堰堤の損傷過程

5. 結論

本研究では、有田川中上流域の砂防施設の施設点検結果を収集整理し、水叩き摩耗より河床の洗堀による基礎地盤流失している砂防施設が多い傾向が確認された。また、河床の洗堀の形状としては落水水によって一部が掘られる河床洗堀だけではなく、河床高全体が下がる河床低下が起きていることが判明した。有田川の左支川である角間木谷川における砂防堰堤の基礎地盤の流失過程について考察し、要因の一つとして河床低下であると推察した。砂防堰堤の基礎地盤の流失について効率的な予防保全処置を進めていくためには、砂防施設点検による構造物の変状を把握することに加え、河床の縦断形状の変化を把握することによって損傷の初期段階での対応が可能であると考えている。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土砂管理研究グループ火山・土石流チームの皆様にご指導・ご助力をいただきました。和歌山県から砂防施設点検結果等を提供いただきました。近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所からはLP データを提供いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社パスコ

<参考文献>

- 1) 石田ら：1934～2018 年度に発生した砂防堰堤の破損等事例調査、土木研究所資料、第 4425 号、2022
- 2) 三浦ら：事例調査による砂防堰堤の損傷に至る過程の推定、土木技術資料、Vol.65、No.2、2023
- 3) 国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター：60 年毎（1889 年、1953 年、2011 年）に繰り返される紀伊半島の歴史的な大規模土砂災害、2021

有田川支川角間木谷川、箕谷川における損傷した水叩きの点検手法の検討及び損傷過程の推定

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 三浦 光太郎

1. まえがき

砂防施設点検において、砂防施設の損傷が報告されることがある。三浦ら（2023）は、全国から収集した損傷事例を収集・整理した結果、水叩きの損傷を放置すると損傷が水叩き底部まで進行し、水叩き下部の地盤が流水によって洗掘を受け、洗掘が本堤部の地盤へ拡大することで、本堤部の沈下に至る可能性がある¹⁾と推定した。本堤部が沈下すると、砂防施設が保有している機能を発揮できず、土砂災害等の防止あるいは被害の軽減が困難となる恐れがあるため、水叩きの早期修繕を検討する上で水叩きの損傷状況や過程を把握することは重要である。しかし、施設点検において損傷した箇所が水中や狭隘部等の場合、地上からの目視あるいはUAVによる点検が一般的であり、内部様子は確認されていない。

2. 研究目的

本研究は、施設点検時における目視困難箇所の点検手法の検討を目的として、水叩きの損傷や水叩き下位の地盤の状況を水中カメラ及び工業用内視鏡を用いて確認した。また、水叩きの損傷過程を推定した。

3. 研究方法

3.1 対象とした砂防施設

本研究は、水叩きの損傷が確認された和歌山県伊都郡かつらぎ町を流れる有田川支川角間木谷川及び箕谷川に施工されている砂防施設（K-1、M-2）の2基を対象とした（図1）。現地調査を行う際には、事前に施設管理者へ立ち入りの許可を得ると共に、天気や流水の状況を確認し、安全を確保した上で調査を行った。

K-1は、水通し天端から流水が越流しており、水叩きには水位約2～3cmの流水が流れていた。水通し天端は複数箇所摩耗しており、摩耗箇所には流水が集中していた。また、水通し天端摩耗箇所の直下流の水叩きに直径約1.0～2.0mの穴が3箇所確認された（写真1）。

M-2は、流水が確認されず、本堤部上流に植生が進入していた。植生によって越流する幅が狭まった水通し直下流の水叩きは丸みを帯びて

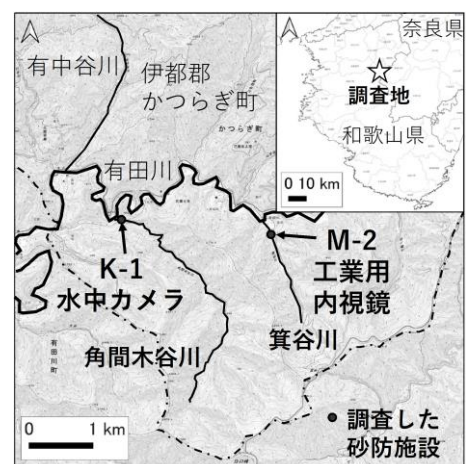


図1 調査位置図

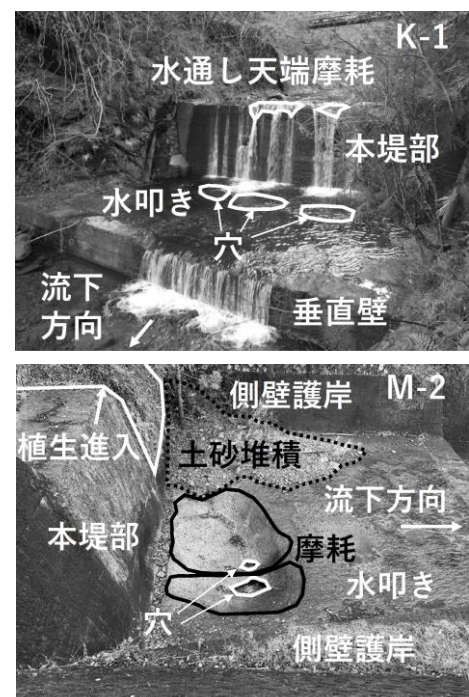


写真1 K-1、M-2の損傷状況

損傷しており、直径約0.5m～1.0mの穴が2箇所開いていた（写真1）。また、穴が開いていた水叩き下位の地盤には空洞が広がっていた。

3.2 研究手法

K-1では、水中カメラ（GoPro HERO7）を最長7.5mまで伸縮可能なロッド（Bi Rod）の先端に取り付け、水中カメラとスマートフォンを水中撮影ケーブル（Bi Wireless Line）で繋ぎ、水中の状況をスマートフォンで確認しながら動画モードで撮影した。撮影の際は、水中カメラを上下左右に振り、撮影した動画から写真測量ソフトウェア（Pix4Dmapper）で約600枚の静止画を取り出した後、SfM技術で点群データを生成し、点群処理ソフトウェア（CloudCompare）を用いて三次元モデルを作成した。

M-2では、直径0.8cm、長さ4.0cmの円柱状のLEDライト付き工業用内視鏡を測量ポールの先端に取り付け、空洞内部の状況を確認した。この工業用内視鏡は、カメラと送信機（Wi-Fi）が長さ3.5mのコードで繋がっており、送信機からスマートフォンに映像を送信することができるため、空洞の状況をスマートフォンで確認しながら、動画モードで撮影した。また、空洞範囲を測量スタッフで実測した。

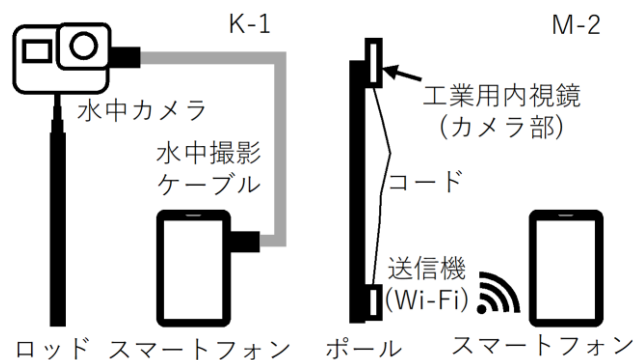


図2 K-1, M-2での使用機器

4. 研究結果

4.1 K-1の水叩きの損傷及び地盤の状況

水叩きは丸みを帯びて損傷しており、水叩き下位の砂礫地盤は低下し、空洞が縦横断方向に広がっていた（写真2a）。地上から確認できた3箇所の穴は空洞を通じて繋がっており、水叩きの損傷や空洞の状況は、三次元モデルにおいても確認することができた（写真2b）。

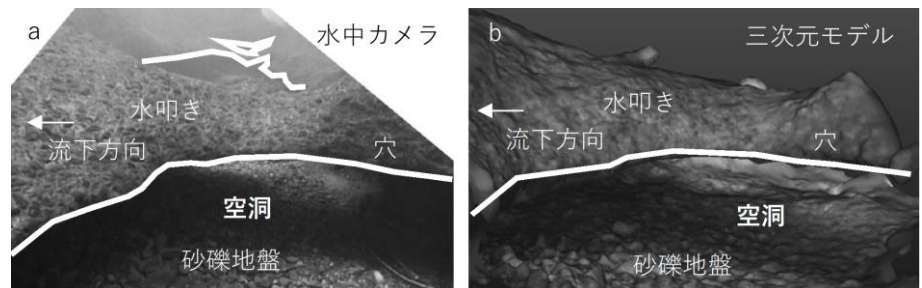


写真2 K-1の水叩きの状況

4.2 M-2の空洞内部の状況

空洞の範囲は、縦断方向で約3.6m、横断方向で約3.3m、深さ約0.4mであった（図3）。地上から確認できた2つの穴は空洞を通じて繋がっており、空洞内部には角～円礫が見られた（図3 A-A' 測線縦断図）。

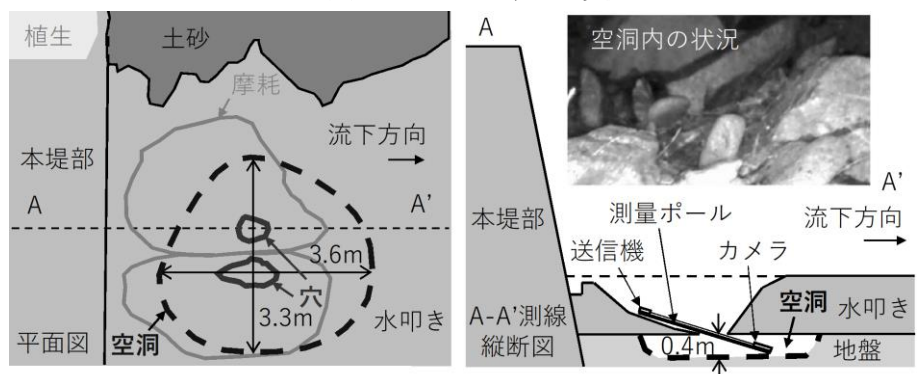


図3 M-2の平面図及びA-A' 測線縦断図

5. 考察

5.1 水叩き損傷の要因

堀内 (1982)²⁾によると、水叩きの摩耗痕は洪水流中の砂礫が落下、衝突して形成されたものと判断されており、本研究で確認した丸みを帯びた水叩きの損傷についても、砂礫の落下や衝突による摩耗で形成されたと考えられる。また、本研究で調査した砂防施設で水叩きの損傷が確認された箇所は、K-1 では水通し天端摩耗箇所の直下流、M-2 では植生の進入で越流する幅が狭まった水通し天端の直下流であった。水通し天端で摩耗が発生すると摩耗で削られた箇所に洪水流が集中すること、越流する幅が狭まると水通し天端の一部に洪水流が集中することから、洪水流が集中する箇所では水通し天端から落下する砂礫の衝撃による水叩きの摩耗が著しく、K-1 及び M-2 では水叩きの底部まで摩耗が進行したと考えられる。

5.2 表面流速、底流速、砂礫の最低速度

堀内 (1982)²⁾では、本堤部から摩耗箇所の最遠点までの距離 (l_3) と落下高 (H_3) から逆算した流速を、細砂礫を含む洪水流の表面流速 (V_A) として、次式から求めた。

$$v_A = \sqrt{\frac{-H_3 + \sqrt{H_3^2 + \frac{19}{21}l_3^2}}{\frac{19}{21g}}}$$

g : 重力加速度 (本研究では 9.8m/s^2 とした)

また、摩耗の最深点までの距離 (l_2) と落下高 (H_2) から求める流速を洪水時のピーク時間帯における底流速 (V_B) として、摩耗の最近点までの距離 (l_1) と落下高 (H_1) から求める速度を洪水時に流送される砂礫の最低速度 (V_C) として、次式から求めた。

$$v_B = \sqrt{\frac{gl_2^2}{2H_2}}, \quad v_C = \sqrt{\frac{gl_1^2}{2H_1}}$$

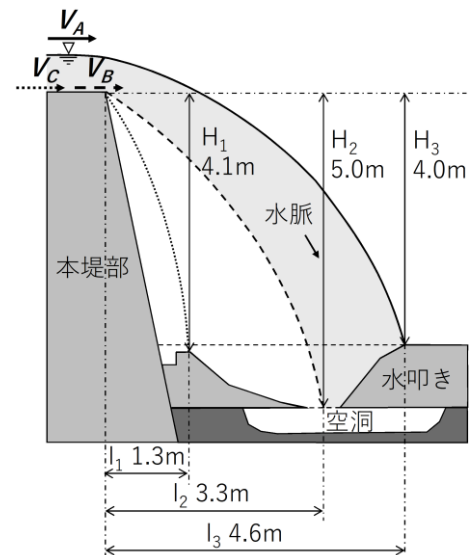


図 4 砂礫の挙動解析図

さらに、洪水時のピーク時間帯における底流速 (V_B) は、細砂礫を含む洪水流の表層部の流速 (V_A) の 0.7~0.9 で推定できる可能性を示した。

これらの式を用いて、M-2 の縦断図 (図 4) を例に細砂礫を含む洪水流の表面流速 (V_A)、洪水時のピーク時間帯における底流速 (V_B) 及び砂礫の最低速度 (V_C) を求めた結果、(V_A) は 4.57m/s 、(V_B) は 3.27m/s 、(V_C) は 1.42m/s と算出され、(V_B) は (V_A) の 0.71 倍 ($=3.27/4.57$) であった。

5.3 空洞の形成過程

大河内 (1960)³⁾は、水理構造物下流側の洗堀に重大な影響を与えるのは渦であるとしている。このことから、洪水時に水叩きの摩耗が底部まで進行した箇所においても、流れ込む流水で渦が生じ、渦で砂礫が巻き上げられることによって水叩き下位に空洞が形成されたと考えられる。

5.4 水叩きの損傷過程の推定

推定した K-1 及び M-2 の水叩きの損傷過程を図 5 に示す。

- ① 水通し天端の摩耗及び植生の進入によって、洪水流が集中した水通し天端直下流の水叩きで砂礫の落下や衝突による水叩きの摩耗が発生した。
- ② 水叩きの摩耗が底部まで進行し、水叩きに穴が形成された。
- ③ 摩耗箇所流れ込む流水で渦が生じ、砂礫を巻き上げることで水叩き下位の地盤に空洞が形成された。

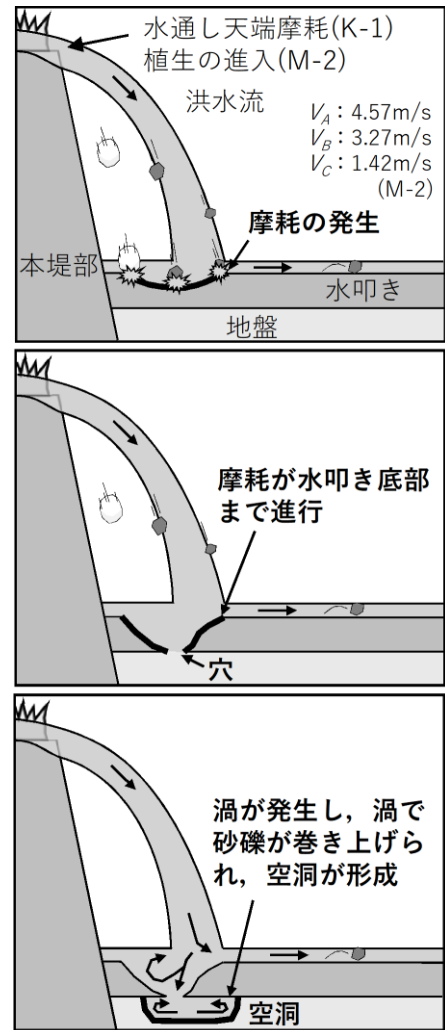


図 5 K-1, M-2 の水叩きの損傷過程

6. 結論

- ・水中カメラ及び工業用内視鏡を用いて、水叩きの損傷及び地盤の状況を確認した。また、水中で撮影した動画から作成した三次元モデルにおいても、水叩きの損傷及び地盤状況を確認した。
- ・水通し天端の摩耗箇所や植生の進入で越流する幅が狭まった水通し部の直下流では、水叩きの摩耗が著しくなると推定した。
- ・M-2 における細砂礫を含む洪水流の表面流速は 4.57m/s、洪水時のピーク時間帯における底流速は 3.27m/s、砂礫の最低速度は 1.42m/s と算出された。
- ・K-1 及び M-2 の水叩きは、底部まで摩耗が進行し、摩耗箇所流れ込んだ流水による渦で水叩き下位の砂礫が巻き上げられ、水叩き下位の地盤に空洞が形成されたと推定した。

7. 謝辞

本研究を実施するにあたり、火山・土石流チームの皆様にご指導、ご助力を賜りました。また、本研究の資料収集及び現地調査にあたり、和歌山県及び近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所にご協力いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

所属：国土防災技術株式会社

<参考文献>

- 1) 三浦光太郎, 山田拓, 石田孝司, 「事例調査による砂防堰堤の損傷に至る過程の推定」, 土木技術資料, Vol. 65, No. 2, pp. 12-15, 2023
- 2) 堀内照夫, 「砂防堰堤の水通し天端を越流する砂礫の挙動について」, 砂防学会誌, Vol. 34, No. 4, pp. 1-11, 1982
- 3) 大河内禎二, 「砂防ダム前庭部洗掘試験について」, 新砂防, Vol. 12, No. 4, pp. 1-11, 1960

桜島有村川上流域の山腹斜面におけるガリーの形成・発達範囲の時系列変化とその地形的特徴

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 佐野 泰志

1. まえがき

噴火活動に伴い、火砕物が地表面に堆積した斜面内あるいは流域内では土砂生産が活発化する。その土砂生産の活発な時期やその要因となる現象は、噴火からの経過時間によって変化する。噴火直後から数年間では、ガリーの形成・発達が活発であり、そのガリーが斜面内あるいは流域内における主な土砂生産源の一つとされている。ガリーが形成されやすい地形条件としては、噴火前の元地形が谷地形を呈すること¹⁾などが報告されている。しかし、ガリーの形成・発達の推移やその特徴を調査事例は、1回あるいは短期間の大規模噴火後を対象とした事例である。噴火活動が長期間活発で継続的に火砕物が供給された場合があるが、その条件下におけるガリーの形成・発達の推移やその実態は不明な点が多い。

2. 研究目的

本研究では、噴火に伴い継続的に火砕物が供給された火山である桜島の山腹斜面を対象に、複数時期の連続した航空レーザ測量データ（以下、LiDAR データと呼ぶ）を用いて、時系列のガリーの形成とガリーの形成に関する地形的特徴を調査した。

3. 研究方法

3.1 研究対象

研究対象は、桜島南岳の南東側斜面に位置する桜島有村川3号堰堤より上流域（以下、有村川上流域と呼ぶ）の昭和火口が斜面源頭部に位置する山腹斜面（図1中の実線で囲われた範囲）に形成・発達したガリーとした。図1に示すように、研究対象であるガリーが分布した昭和火口周辺の斜面には、噴火に伴い供給された火砕物が厚く堆積し、火口縁から概ね同心円的に等高線が配置される緩傾斜斜面である「火砕丘」が形成されている^{2), 3)}。この火砕丘は、昭和火口の噴火活動が再開した2006年6月以降に形成された²⁾。本研究では、山腹斜面内で「火砕丘」に該当しない斜面は、「非火砕丘斜面」と呼ぶこととする。また、噴火前（2006年）から存在していた地盤を「地山」と呼ぶ。図2に本研究で対象としたガリーの規模を示す。本研究で対象としたガリーの規模は、谷の深さが0.15 m以上かつ谷幅が1.0 m～10 mの谷地形とした。この谷の深さの下限値（0.15 m）はLiDARデータの垂直誤差、谷幅の下限値は、DEMの最小メッシュサイズに基づきそれぞれ設定した。

3.2 本研究で利用したDEMデータ

研究では、噴火活動中の2006年11月、2010年10月から2018年10月の計10時期の有村川上流域全域のLiDARデータ（国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所 計測）から作成した数値標高モデル（以下、DEMと呼ぶ）

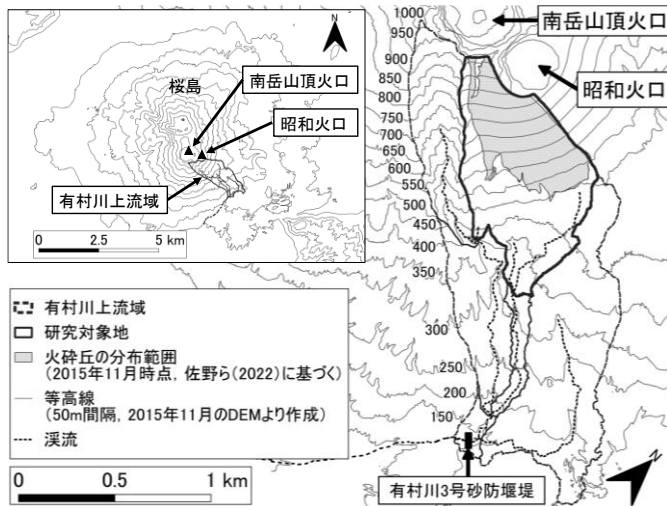


図 1 本研究対象とするガリーが分布する桜島有村川上流域の山腹斜面

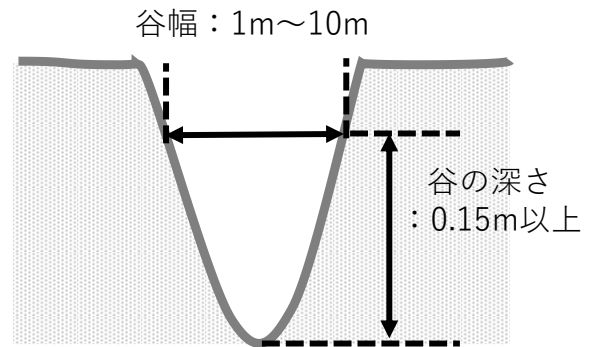


図 2 本研究対象とするガリーの規模

を使用した。LiDAR データ取得間隔は約 1 年である。各年の LiDAR データの計測誤差は、2006 年のデータが水平誤差・垂直誤差ともに最大±0.4 m、2010 年から 2016 年のデータは水平誤差±0.30 m 以内、垂直誤差±0.15 m 以内、2017 年と 2018 年のデータは平均±0.25 m 未満である。DEM のメッシュサイズは 1.0 m×1.0 m である。LiDAR データは、2006 年 11 月から取得されている。本研究では 2006 年 11 月の DEM の地形を研究対象地の地山とみなして、分析に用いた。データ解析は QGIS Desktop 3.10.11 with GRASS 7.8.4 で行った。

3.3 本研究で対象とするガリーの抽出方法

対象としたガリーの抽出方法を以下に示す。まず、3.1 に示したガリーの規模に相当する谷地形を、「Black top hat 変換」を用いて抽出した。「Black top hat 変換」は、画像内の周囲より暗い画素（谷地形）を抽出するモルフォロジー演算の一つであり⁴⁾、谷幅と谷の深さを指定することで、その任意の規模の谷地形を抽出することが可能な手法である。本研究では、QGIS の「SAGA」に実装された「Valley and ridge detection(top hat approach)」を利用し、出力された谷地形の範囲をポリゴンデータ化した。なお、上記の方法で抽出した谷地形には孤立した窪地や河道網が縦断しない谷地形も含まれる場合がある。そのため、各年の DEM から作成した河道網と傾斜量図を、ポリゴン化した谷地形を重ね合わせ、河道網が縦断する連続した谷地形のみをガリーとし抽出した。

ガリーの形成・発達は、時系列的に連続する 2 時期の DEM の地形変化と、上記の方法で抽出したガリーの分布範囲の時系列変化から判断した。また、抽出したガリーに対し、複数の横断測線を設定し、ガリーの形成・発達が進んだ断面の元地形の横断形状（谷地形の有無）や火砕物の堆積状況（火砕堆積物の厚さや地山との位置関係など）を分析した。

4. 研究結果

4.1 ガリーの形成・発達範囲の時系列変化

ガリーの形成・発達範囲は、2010 年から 2013 年までは減少傾向にあったが、2014 年以降は増加傾向であった。2014 年から 2018 年にかけて新規に形成・発達したガリーの分布範囲の時系列変化を図 3 に示す。2014 年以降

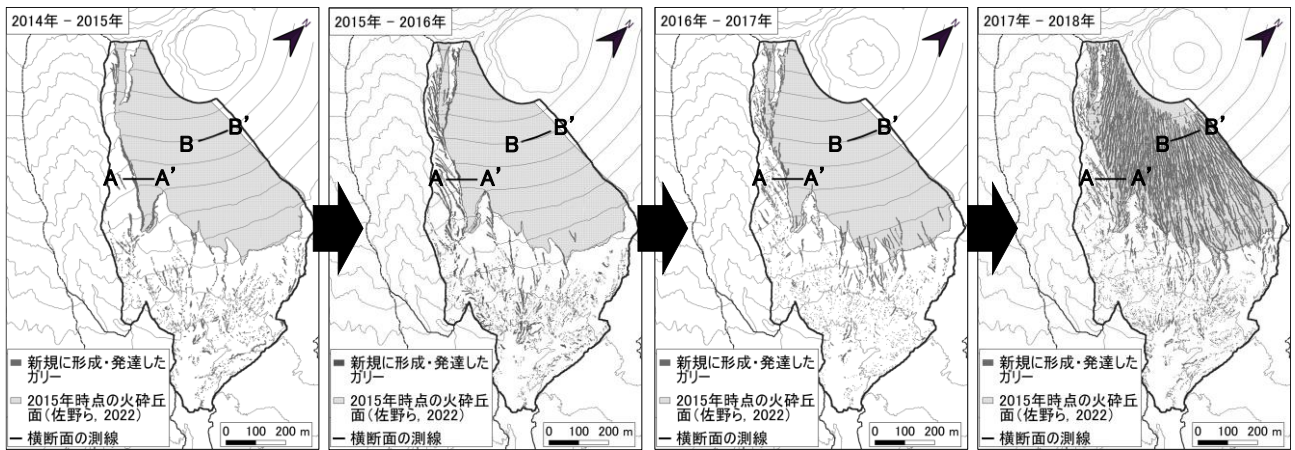


図 3 2014年から2018年までの新規に形成・発達したガリーの分布範囲の時系列変化

は、上流の非火砕丘斜面と火砕丘で、ガリーの形成・発達が顕著に進むが、これらの領域における新規ガリーが形成され始める時期は異なっていた。2014年から2017年にかけては、火砕丘と非火砕丘斜面の境界付近（以下、火砕丘の末端部と呼ぶ）や火砕丘の南側の非火砕丘斜面における新規ガリーの形成・発達が先に進行していた。その後、2017年から2018年にかけては、昭和火口周辺に広がる火砕丘で新規ガリーの形成・発達が急激に進んでいた。

4.2 ガリーの形成・発達範囲の地形条件

図 3 に示した、2014 年以降に新規ガリーの形成・発達が急速に進んだ火砕丘の末端部（A-A' 断面）と火砕丘（B-B' 断面）における 2014 年以降の地形の時系列変化を図 4 に示す。

火砕丘の末端部（図 4(a)）では、2015 年から 2016 年にかけて新規ガリーの形成・発達が進んでいたが（図 4(a) 中の黒矢印）、その箇所は 2015 年時点の地形が谷地形で、地山と火砕堆積物との境界部に位置していた。

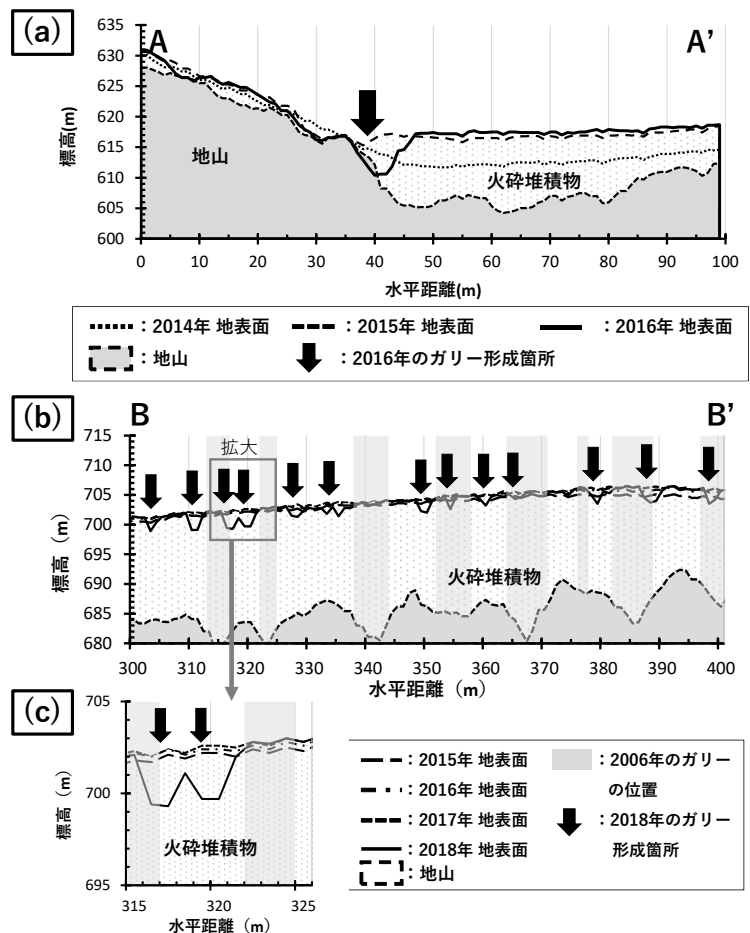


図 4 ガリーの形成・発達箇所の横断面

((a) 横断面 A-A' , (b) 横断面 B-B' , (c) 横断面 B-B' の拡大図)

一方、火砕丘（図 4(b)）は、2006 年以降の火砕物が厚く堆積していた。火砕丘における新規ガリーの形成箇所は、2017 年時点の地表面の地形の起伏が極めて小さく、新旧火砕堆積物の境界付近ではない箇所でも多く見られた（例えば、図 4(c)中の黒矢印）。

5. 結論

噴火活動期間中の桜島有村川上流域の山腹斜面では、火砕丘に比べて、非火砕丘斜面で先に新規ガリーの形成・発達が進んでいた。本研究結果を踏まえると、火砕丘は元地形の起伏も小さいため、降雨時に流水が集中しにくい地形条件にあったと考えられる。一方、火砕丘の末端部など地山との境界付近に位置する範囲では、火砕堆積物層が薄く、元地形に沿った谷地形を呈し、降雨時に流水が集まりやすい地形条件を呈していたと考えられる。そのため、火砕丘に比べて、火砕丘の末端部や地山との境界付近に位置する非火砕丘斜面で、先に新規ガリーの形成・発達が進んでいたと推定される。

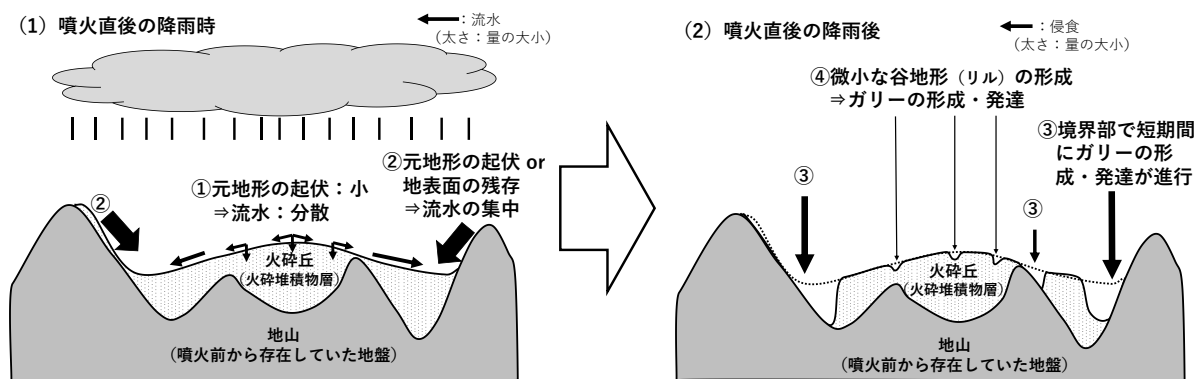


図 5 有村川上流域における昭和火口周辺の山腹斜面における元地形とガリーの形成過程のイメージ図

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、火山・土石流チームの皆様には多大なるご助力をいただきました。また、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所からは、LiDAR データなど、本研究には欠かせない貴重な研究材料をご提供いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：日本工営株式会社

<参考文献>

- 1) 山越隆雄・仲野公章・渡正昭・水山高久・千葉達朗(2003)：「2000 年三宅島噴火後の雄山山腹斜面におけるガリー形成特性」，砂防学会誌，Vol. 55, No. 5, p. 40-48,
- 2) 小林哲夫・味喜大介・佐々木寿・井口正人・山元孝広・宇都浩三(2013)：「桜島火山地質図（第 2 版）（1：25,00）」，独立行政法人 産業技術総合研究所 地質調査総合センター，1-8,
- 3) 佐野泰志・清水武志・石田孝司・今森直紀ら(2022)：「2013 年 10 月から 2016 年 10 月における桜島有村川上流域の主な土砂生産域の空間分布と土砂生産現象の特徴」，令和 4 年度砂防学会研究発表会概要集，p. 361-362,
- 4) Felipe Rodriguez, Eric Maire, Pierre Courjault-Radé, and José Darrozes (2002)：「The Black Top Hat function applied to a DEM: A tool to estimate recent incision in a mountainous watershed (Estibère Watershed, Central Pyrenees)」，Geophysical Research Letters, Vol. 29, Issue 6, p9-1 -9-4

三次元 FEM を用いた地すべり変状の再現検討

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 松浦 弘明

1. まえがき

グラウンドアンカー工（以下、アンカー）は、当初の想定と異なる地すべり滑動などにより荷重が増加することがある。この時、荷重増加の原因を調査した上で、追加のアンカー打設などの対策が行われるが、追加対策後のアンカー荷重を予測する手法が確立していないため、一度の対策で収束せず、長期化するケースも少なくない¹⁾。

既往研究²⁾では、二次元弾塑性 FEM（有限要素法）を用いて、再現解析によって地盤定数（粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ ）を逆算し、予測解析によって、追加対策後のアンカー荷重を予測する手法が提案されている。この手法を実務に適用し、追加対策量を算出するためには、アンカーを追加する幅を決める必要があるが、地すべり土塊中央部と周辺部で増加量に差があるケースが少なくない³⁾。そのため、既往の再現・予測手法の考え方に基づき、三次元的な取り扱いを検討する必要がある。

本研究では、三次元弾塑性 FEM によるアンカー荷重増加の再現を検討する第一段階として、地すべり土塊の変形をどの程度再現できるか定性的に検討した。

2. 研究目的

本研究の目的は三次元弾塑性 FEM を用いて、地すべり土塊中央部と周辺部で増加量に差があるケースにおいて、地すべり土塊の変形をどの程度再現できるかを定性的に検討する事である。

3. 研究方法

3.1 対象地すべりの概要

本研究は、秋田県内の高速道路沿いの地すべりを対象に行った（図-1）。当該地すべりは、道路建設工事に伴う掘削を誘因とする地すべりで、当地域の地質は新第三紀船川層に属する薄い砂岩・凝灰岩を伴う泥岩層からなり、切土法面に対して流れ盤構造であった。地すべり対策工としては主に切土工・アンカー工・集水井工が実施された。

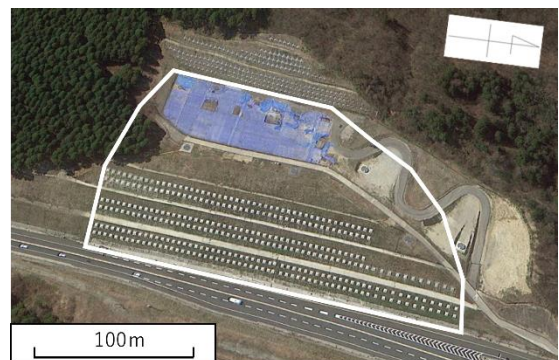


図-1 解析対象の地すべり

3.1.1 発生現象

当該地すべりは以前、切土中に地すべり性の変状が発生したため、盛土で埋め戻している。その後、新たな対策方針として、1段毎にアンカーを打設しながら掘削をすることとし、施工が再開された。

図-2 にて、掘削状況とそれに伴う各孔内傾斜計のすべり面付近のセンサーの変位量推移を示す。最下段の掘削が中央部付近に差し掛かった時、地表面の亀裂や孔内傾斜計(K-4)の急激な変位量増加といった変状が発生した。その後、応急対策として抑え盛土を施工した結果、地すべり性変状は収束した。

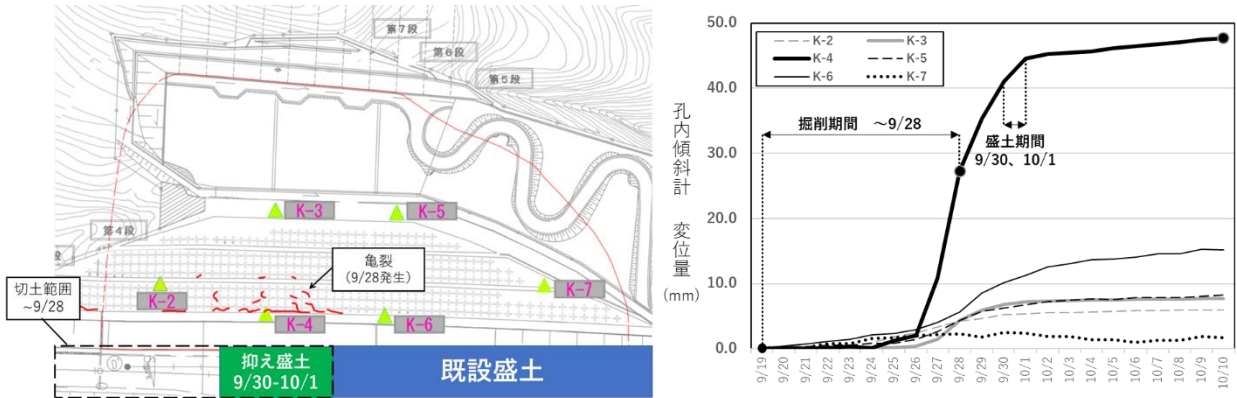


図-2 掘削状況とそれに伴う各孔内傾斜計のすべり面付近のセンサーの変位量推移

3.1.2 変状分布

図-2 に示す通り、地表面の亀裂は最下段の掘削が中央部付近に差し掛かった時、その上部にあたる2段目中央部付近で発生している。三次元弾塑性 FEM 解析では、地すべり土塊における亀裂分布域に集中的に変形が発生するような解析結果となることを目標とする。

3.1.3 孔内傾斜計

当該地区では、IT 傾斜計という加速度センサーを用いた孔内傾斜計が用いられている。当該地すべりでは6か所設置されており(図-2)、センサーは1mまたは2m間隔で設置されている。

掘削期間中も変位量は増加傾向にあったが、9/26あたりから変位量の増加率が急激に上昇し、その傾向は掘削範囲から最も近いK-4が最も顕著に表れている。9/30、10/1の抑え盛土以降は増加率が減少し、後に変状は収束している。

三次元弾塑性 FEM 解析では、孔内傾斜計の変位量増加が見られ始めた9/19時点の値を0とした時の、10/10時点の変位量分布図⁴⁾も再現できるような解析結果となることを目標とする。

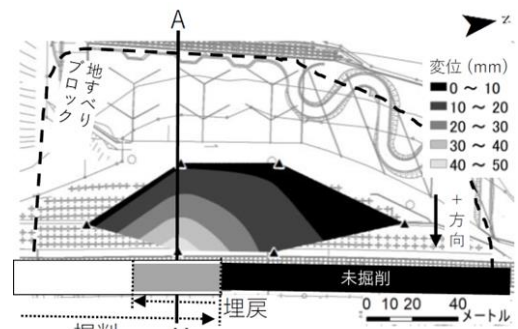


図-3 孔内傾斜計の変位量分布図

(東ほか、2022 参照)

3.2 解析

3.2.1 モデル構成

三次元 FEM 解析モデルは、工事に用いられた縦断面図、平面図を元に作成した(図-4)。

構成要素はソリッド要素としており、地すべり土塊、基盤、既

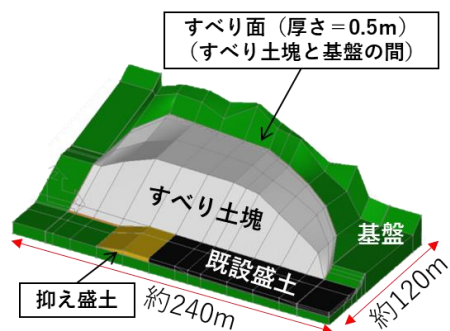


図-4 作成した三次元 FEM モデル

設盛土、抑え盛土は線形弾性体、すべり面は弾完全塑性体（MC-DP モデル）としている。

3.2.2 解析ステージ

解析ステージは対象地すべりの掘削状況、孔内傾斜計の変状推移を参照して図-5 のように設定した。変状が発生していない Stage.1 (9/19 時点) を初期応力状態として、Stage.2 (9/28 時点) で掘削による応力解放を経験させた後、Stage.3(10/10 時点) で抑え盛土を施工して地すべり性変状が収束した状況を再現している。

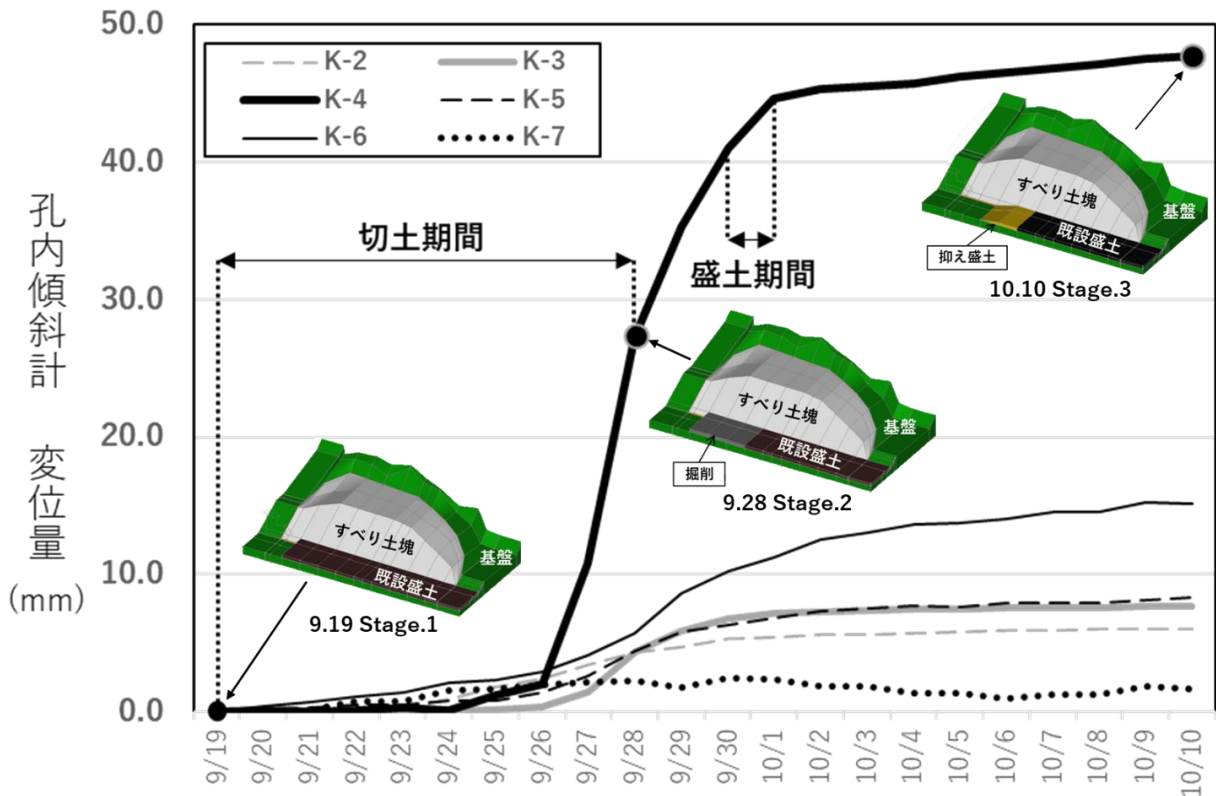


図-5 掘削状況、孔内傾斜計の変状推移を考慮して設定した解析ステージ

3.2.3 パラメータ仮定

構成要素の地盤パラメータは、ボーリングコアの地質・土質性状から申(1989)を参考に設定した。⁵⁾

すべり面の粘着力 C はモデル作成に用いた縦断面図の層厚から設定した。内部摩擦角 ϕ は変状分布と孔内傾斜計の変位量分布図の変位状態を再現できるよう、試行錯誤で決定した。

表-1 解析に用いた地盤パラメータ

	要素タイプ	構成例	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 C (kN/m ²)
基盤	ソリッド要素	線形弾性	18.5	100000	0.25	—	—
地すべり土塊	ソリッド要素	線形弾性	18.5	40000	0.35	—	—
既設盛土	ソリッド要素	線形弾性	18.5	15000	0.36	—	—
抑え盛土	ソリッド要素	線形弾性	18.5	15000	0.36	—	—
すべり面	ソリッド要素	弾完全塑性 (MC-DP)	18.5	1000	0.46	8.00	16.72

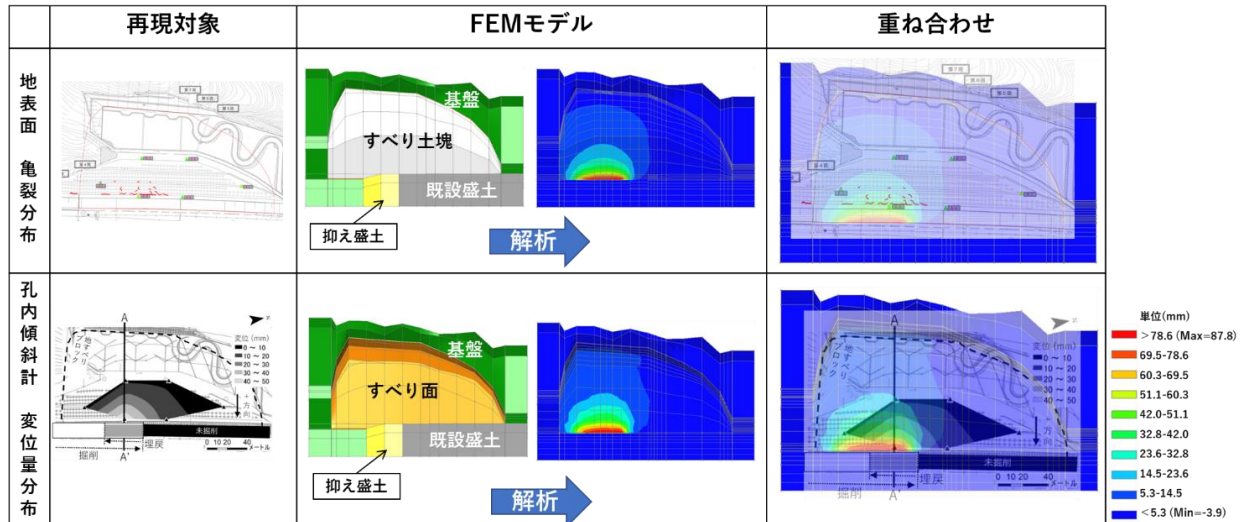
3.2.4 比較方法

亀裂分布図、孔内傾斜計の変位量分布図と変位量 (X 方向成分) の段彩図表示をした三次元 FEM モデルを重ね合わせて、三次元 FEM の再現度を定性的に評価する。なお、亀裂分布図は地すべり土塊、孔内傾斜計の変位量分布図はすべり面の変位量段彩図と重ね合わせて比較を行う。

4. 解析結果

表-2 上段に亀裂分布図、三次元弾塑性 FEM 解析による地表面変位量段彩図、重ね合わせ図、下段に孔内傾斜計の変位量分布図、三次元弾塑性 FEM 解析によるすべり面変位量段彩図、重ね合わせ図を示す。地表面の亀裂分布と地表面変位量段彩図、孔内傾斜計の変位量分布図とすべり面変位量段彩図は、それぞれ多少のズレはあるが、それぞれの分布傾向は類似している。解析結果は、亀裂分布域に集中的に変形が発生する状態、かつ、変位量分布図を再現できていると考えられ、地すべり変状が概ね再現できているものと考えられる。

表-2 三次元 FEM モデルによる地すべり変状の再現結果



5. まとめ

三次元 FEM を用いて地すべり土塊の変形を既往研究に基づいた手法で、どの程度再現できるか定性的に検討した結果、地表面の亀裂分布、地中の孔内傾斜計の変位量分布の傾向を概ね再現することができた。今後は、地すべり土塊の側面形状による変位量分布への検討や既往研究の手法を踏襲したアンカー荷重の再現・予測手法の検討を行う必要がある。

6. 謝辞

本研究の実施にあたり、データをご提供いただきました関係各機関、および、指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様に感謝申し上げます。

7. 所属 日特建設株式会社

<参考文献>

- 1) 杉井良平・高木将行・石黒梓・石井靖雄・藤平大「グラウンドアンカー工の荷重増加への対処方法の実態調査」、第56回日本地すべり学会研究発表会講演集、2017年8月
- 2) 杉井良平・高木将行・藤平大・石井靖雄「FEMによるグラウンドアンカー荷重変動予測手法の検討—アンカー工が追加された地すべりにおける荷重予測」、日本地すべり学会誌、Vol. 55、No. 5、p. 243-252、2018年9月
- 3) 中野亮・阿部大志・石田孝司・武士俊也・藤澤和範「平面的な荷重分布を考慮したアンカーの機能評価に関する検討」、第51回日本地すべり学会研究発表会講演集、2012年8月
- 4) 東龍道・鷺尾洋一・松浦弘明・杉本宏之「地すべり土塊の変形とグラウンドアンカー荷重計測に関する事例研究」、第61回地すべり学会研究発表会講演集、2022年9月
- 5) 申潤植、地すべり工学—理論と実践—、山海堂、p. 58-60、1989年3月

地震起因の崩壊性地すべりの発生因子に関する研究

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 石田 勇人

1. まえがき

日本は火山列島であり、テフラに被覆された斜面が広く分布している。テフラに被覆された斜面で、地震時に崩壊性地すべり等の斜面変動が発生した場合、土塊が流動化して広範囲に広がり、被害が大きくなりやすい。例えば、2018年北海道胆振東部地震においては多数の崩壊性地すべりが発生し、甚大な被害が生じている(倉橋・伊東, 2020¹⁾)。一方、2011年東日本太平洋沖地震時に福島県白河市で発生した崩壊性地すべりは、土塊が流動化して広範囲に広がり、甚大な被害が生じたが、崩壊性地すべりの発生数は著しく少なかった(杉本ほか, 2014²⁾、千木良ほか, 2020³⁾)。これらの事例の比較から、発生する崩壊性地すべりの数や面積率(以下、崩壊面積率という)には違いがみられる。崩壊面積率の大小に影響する要素を明らかにすることは、人的被害をもたらす崩壊性地すべりの予測手法の開発上重要なことと考えられる。

藤原(2020)⁴⁾は、テフラ被覆斜面の斜面変動について、「崩壊面積率」、「すべり面となったテフラの年代」および「震度」に着目し、文献に記載されている崩壊面積・流域面積・崩壊面積率を整理すると共に、データが不足する場合は既往文献の図面を利用して計測する作業を行った。その結果、火山灰の年代が若いほど崩壊面積率は大きく、古いほど小さくなること、震度が大きいほど崩壊面積率が大きくなる傾向が示唆されるとした。藤原(2022)⁵⁾はまた、目視で崩壊密度の大きい地域に対し、1km²、4km²および25km²における崩壊面積率を算出し、地域毎の崩壊面積率の順位が、面積率の基準となる単位面積を変更しても変わらないことを示した。

石田ほか(2022)⁶⁾は、崩壊地ポリゴンの収集(檜垣ほか 2015⁷⁾、種平ほか 2021⁸⁾及び村上ほか 2022⁹⁾)、または、既往文献(大八木 1978¹⁰⁾、Chigira 1982¹¹⁾、科学技術庁 1985¹²⁾及び杉本 2014¹³⁾)から作成し、1km²、4km²、9km²、16km²及び25km²の単位面積について最大面積率となる地域をGIS上で探索した。さらに、先行降雨に関するデータを追加して崩壊面積率との関係性を分析した。その結果、崩壊面積率の大小にテフラ年代が深く関わっている可能性が高いこと、単位面積が変わっても崩壊面積率の大小が変わらないことを再確認した。しかし、当該研究においては、地形要素やテフラ年代以外の地質要素は含まれておらず、また、震度や降雨の影響が、崩壊面積率の大小にどの程度影響するのかも明らかになっていなかった。

2. 研究目的

本研究の目的は、テフラ被覆斜面における地震起因の崩壊性地すべりについて、崩壊面積率に影響のある要素を広く整理・抽出し、抽出された要素を用いた重回帰分析結果から、崩壊面積率に最も影響する要素がテフラ年代であるのかを確認することである。

3. 研究対象

研究対象は、年代が特定可能なテフラをすべり面として地震時に崩壊性地すべりが発生した、以下の7地域6地震とした。

表 3-1 研究対象地震と震度・テフラ年代・崩壊地ポリゴンデータの一覧

地震	震度[気象庁震度] (Mi)	都道府 県名	主な 地区名	テフラ層と降下年代 (千年前)[出典]	崩壊地ポリゴンデータ
1968年5月16日 十勝沖地震	5[5強相当] (7.9)	青森	八戸	To-HP(15.4) [青木・新井(2000) ¹⁴⁾	檜垣ほか(2015)の崩壊地ポリゴンを 空中写真判読で確認・修正
1978年1月14日 伊豆大島近海地震	5.5[6弱相当] (7.0)	静岡	見高 入谷	鉢ノ山火山(38) [小山ほか(1995) ¹⁵⁾	大八木(1978), Chigira(1982)及び 空中写真判読から崩壊地ポリゴンを作成
1984年9月14日 長野県西部地震	6[6強相当] (6.8)	長野	御岳 高原	On-pm1(97.5) [町田・新井(2011) ¹⁶⁾	科学技術庁(1985)及び空中写真判読 から崩壊地ポリゴンを作成
2011年3月11日 東北地方太平洋沖地震	6強 (9.0)	福島	白河 丘陵	Tkp(175) [鈴木ほか(2004) ¹⁷⁾	杉本(2014)の空中写真判読から 崩壊地ポリゴンを作成
2016年4月16日 熊本地震	6弱 (7.3)	熊本	高野台	Kpfa(30) [町田・新井(2011)]	種平ほか(2021)の崩壊地ポリゴンを使用
2018年9月6日 北海道胆振東部地震	6強 (6.7)	北海道	厚真川	Ta-d(9.2) [長谷川ほか(2013) ¹⁸⁾	村上ほか(2022)の崩壊地ポリゴンを使用
	6強 (6.7)		安平川	En-a(21) [町田・新井(2011)]	

4. 研究方法

4.1. 研究方針

崩壊面積率と崩壊面積率の大小に影響する要素の関係性は、大まかな傾向をつかむためできるだけ広い範囲で評価した。そのため、要素について数量を算出する場合は、25km²の最大崩壊面積率となる範囲を対象とした。以下、この範囲を検討範囲と言う。

要素は素因と誘因の両方から設定し、素因要素は、①地質および②地形、誘因要素は③地震と④降雨とした。①地質は、テフラ年代、基盤岩の地質年代、基盤岩の岩種、②地形は平均標高、傾斜を検討対象とした。③地震は震度、④降雨は10日、30日、60日および90日間の先行降雨の偏差を検討対象とした。

各要素の崩壊面積率への影響評価は、重回帰分析における偏回帰係数値の比較で行った。比較を容易にするため、入力データは標準化した。重回帰分析においては、変数の独立性が重要であることから、分散拡大要因(variance inflation factor)VIFが10未満となるかで変数の独立性を判定した。

重回帰分析に用いる要素は、素因要素で5要素、誘因要素で5要素、総計10要素としたが、計算に使用できる地域数は7地域であるため、7要素までしか同時に分析できない。そのため、崩壊面積率に対して、素因要素のみ、あるいは誘因要素のみの重回帰分析を行い、それぞれについて独立した変数と判定された要素を抽出した。その上で、①～④の4つのカテゴリから1つずつ要素を抽出して最終的な重回帰分析を行い、標準偏回帰係数を算出し、係数の大小から影響の度合いを評価した。

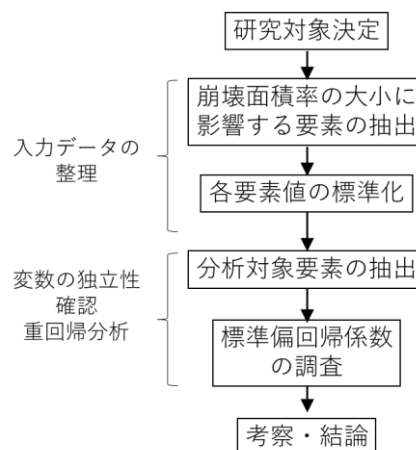


図 4-1 研究方法の流れ

4.2. 重回帰分析

重回帰分析の被説明変数は崩壊面積率(A)であり、説明変数 x_n は①地質、②地形、③地震および④降雨である。説明変数に標準化値を導入した重回帰分析によって得られる式(1)は、標準偏回帰係数 β_n と説明変数 x_n の積の和と切片からなる多項式である。

$$A = \alpha + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_3 + \beta_4 x_4 \quad \dots(1)$$

A:標準化崩壊面積率, α :切片, β_n :標準偏回帰係数, x_n :標準化要素値, n:地質, 地形, 地震, 降雨の4つのカテゴリ

4.3. 被説明変数の整理

表 4-1 に、本研究で使用した被説明変数及び説明変数の一覧を示す。被説明変数は崩壊面積率である。本研究における崩壊面積率は、25km² 単位面積における単位面積内の全崩壊地ポリゴンの面積総和の比である(式(2))。崩壊地ポリゴンは、既往研究で作成されたものか、空中写真結果を基に作成したもののうち(表 3-1 参照)、判読可能な崩壊地面積 400m² 以上のものを対象とした。

崩壊面積率を算出する際、被災範囲が広域かつ発生数が少ない場合は、25km² 単位面積の取り方によって崩壊面積率が大きく変わりうる。そのため、崩壊面積率算出にあたっては、崩壊地ポリゴンを全て包含する長方形を 1km 格子で区切り、個々の 1 km² 内崩壊地ポリゴン面積 $\sum C_k$ を算出した。次に、一辺が 5km となる矩形を調査範囲内で 1km ずつスキップしながら崩壊面積率を走査し、最大値を算出した。なお、崩壊面積率は、現在のデータでは、大きさ順に並べると指数的に増加する傾向が見られたため、計算に用いたデータは崩壊面積率の%を対数化した上で標準化した。

4.4. 説明変数の整理

説明変数は、素因要素および誘因要素からなる(表 4-1 参照)。素因要素のうちテフラ年代は、最近の文献から中央値を採用した(表 4-1 参照)。基盤岩の地質年代は、国立研究開発法人産業技術総合研究所地質調査総合センターが提供するベクトル形式のシームレス地質図¹⁹⁾を用い、「第四紀」、「第三紀」および「それ以前」に分類してダミー変数値を設定し、検討範囲の中で最大面積の値をその範囲を代表する値として採用した。岩種は、「堆積岩」、「火成岩」および「付加体」に分類し、地質年代同様に設定した。地形の平均標高・傾斜は検討範囲内で算出した。ただし、複数のテフラ被覆丘陵地で発生した崩壊性地すべりに関する文献(千木良ほか 2013²⁰⁾, Chgira1982, 大草ほか 1986²¹⁾, 千木良ほか 2015²²⁾, 千木良ほか 2017²³⁾, 国立防災科学技術センター 1984²⁴⁾, 佐藤ほか 2017²⁵⁾, 原田・磯貝 2020²⁶⁾)において、5 度未満斜面での発生に関して記述がなかったことから、斜面勾配 5° 未満の領域は除いて算出した。

誘因要素のうち地震は震度²⁷⁾を採用した。震度は検討範囲内に観測点がある場合はその観測値を採用し、観測

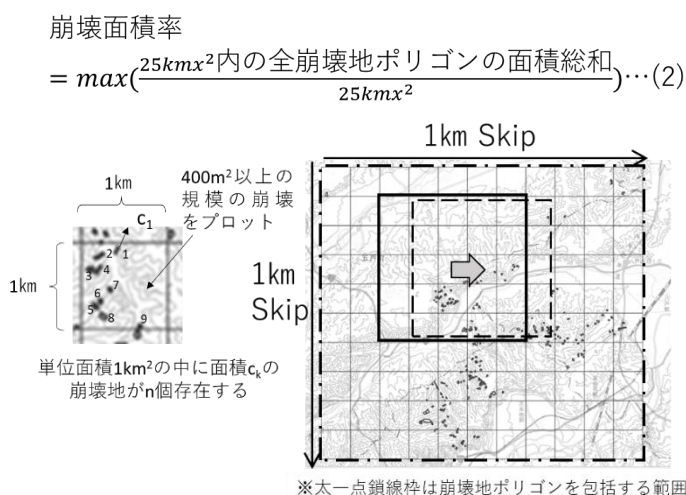


図 4-2 崩壊面積率の算出方法

点がない場合は最も近傍の値を採用した。被災当時近傍に観測点がない場合は当時の調査で推定された値を参考に決定した。降雨は、10日間、30日間、60日間および90日間先行降雨偏差を採用した。先行降雨を算出するにあたって採用した気象観測所は、検討範囲からの距離、欠測率、観測期間を考慮して選定した。データは、観測開始の最初の1月1日から2022年12月31日までの日雨量を使用し、先行降雨は被災前日までの降雨を算出した。なお、先行降雨は、欠測期間が1日でもある場合はその期間のデータを全て除いた。説明変数は要素毎に標準化した。

表 4-1 被説明変数および説明変数の一覧

○…標準化値、□…ダミー値

要因	被説明変数	説明変数（素因）					説明変数（誘因）						
		地質			地形		地震		降雨				
項目名	崩壊面積率	テフラ年代	基盤岩の地質年代	基盤岩の岩種	平均標高	平均傾斜	観測地点	震度	観測地点	10日間先行降雨偏差	30日間先行降雨偏差	60日間先行降雨偏差	90日間先行降雨偏差
単位	%	千年前	—	—	m	度	—	—	—	—	—	—	—
2018北海道 Td-a	23.2 (1.178)	9 (-0.759)	[2] (-1.464)	[3] (1.069)	122.7 (-0.752)	22.3 (0.627)	安平町追分 柏が丘	6.0 (0.726)	安平	-0.27 (-0.413)	3.31 (1.322)	1.79 (1.406)	3.59 (1.642)
2018北海道 En-a	21.5 (1.146)	20 (-0.577)	[2] (-1.464)	[3] (1.069)	161.5 (-0.673)	21.2 (0.279)	厚真町京町	6.0 (0.726)	厚真	0.06 (-0.203)	2.43 (0.807)	1.23 (0.884)	2.67 (1.124)
2016熊本	5.3 (0.553)	30 (-0.412)	[3] (0.586)	[2] (-0.802)	1010.6 (1.041)	21.3 (0.311)	南阿蘇村 中松	5.5 (-0.545)	阿蘇乙姫	0.24 (-0.088)	-0.28 (-0.781)	-0.56 (-0.784)	-0.63 (-0.736)
1968十勝	1.6 (0.045)	15.4 (-0.653)	[3] (0.586)	[3] (1.069)	78.9 (-0.840)	14.5 (-1.835)	八戸	5.0 (-1.816)	八戸	3.85 (2.218)	2.83 (1.041)	1.15 (0.810)	0.52 (-0.088)
1978伊豆	0.3 (-0.664)	38 (-0.280)	[3] (0.586)	[2] (-0.802)	370.1 (-0.252)	22.3 (0.627)	村井ほか 29 (1987)から	5.5 (-0.545)	稲取	-0.81 (-0.758)	-0.24 (-0.757)	-0.32 (-0.561)	-0.73 (-0.792)
1984長野	0.1 (-1.129)	97.5 (0.702)	[3] (0.586)	[2] (-0.802)	1360.6 (1.748)	23.2 (0.911)	正木ほか 29 (1985)から	6.0 (0.726)	開田高原	-0.19 (-0.362)	-0.32 (-0.804)	-0.40 (-0.635)	0.22 (-0.257)
2011東北	0.1 (-1.129)	175 (1.981)	[3] (0.586)	[2] (-0.802)	360.6 (-0.271)	17.4 (-0.920)	白河市 八幡小路	6.0 (0.726)	白河	-0.24 (-0.394)	-0.36 (-0.828)	-0.92 (-1.120)	-0.91 (-0.894)
平均	(0.000)	(0.000)	(0.000)	(0.000)	(0.000)	(0.000)	—	(0.000)	—	(0.000)	(0.000)	(0.000)	(0.000)
最小	(-1.129)	(-0.759)	(-1.464)	(-0.802)	(-0.840)	(-1.835)	—	(-1.816)	—	(-0.758)	(-0.828)	(-1.120)	(-0.894)
最大	(1.178)	(1.981)	(0.586)	(1.069)	(1.748)	(0.911)	—	(0.726)	—	(2.218)	(1.322)	(1.406)	(1.642)
平均値	0.158	55	2.7	2.4	495	20.3	—	5.7	—	0.38	1.05	0.28	0.68

5. 研究結果

表 5-1 および表 5-2 に重回帰分析の結果一覧を示す。地質のうち基盤岩の地質年代と岩種はそれぞれ値が2極化し、ほぼ北海道とそれ以外の地域で分離してしまったため、本研究では採用しなかった。

上記以外について、地質、地形、地震および降雨のカテゴリから1つずつ要素を抽出して重回帰分析を行った結果、地形は平均標高と平均傾斜のいずれも採用できる可能性が考えられた。それぞれについて先行降雨を含めた重回帰分析を実施し、変数の独立性を確認したところ、平均傾斜を採用した場合、降雨は10日間先行降雨のみ採用可能であった。平均標高を採用した場合、降雨はどのパターンも採用可能であった。

地形として平均標高を採用した場合、Case1~1-4 において、崩壊面積率に最も影響する要素はいずれもテフラ年代であり、次に影響が大きいのは震度であった。降雨の偏回帰係数が最も大きい Case1 について調べると、テフラ年代の影響度は震度の約 1.5 倍であり、10日間先行降雨偏差に対しては約 3.7 倍、平均標高に対しては約 4.5 倍であった。Case2 においても、崩壊面積率に最も影響する要素はテフラ年代であり、次に影響が大きいのは平均傾斜であった。Case2 のテフラ年代の偏回帰係数は平均傾斜の約 1.6 倍であり、震度に対しては約 1.8 倍、10日間先行降雨偏差に対しては約 3.5 倍である。

表 5-1 重回帰分析の結果一覧

標準偏回帰係数(多重共線性 VIF)

カテゴリ	地質	地形		地震	降雨(先行降雨偏差)			
		平均標高	平均傾斜		10日間	30日間	60日間	90日間
Case	テフラ年代							
1	-0.899(1)	-0.200(1)	—	0.612(3)	0.243(3)	—	—	—
2	-1.347(3)	—	-0.841(6)	0.767(3)	-0.387(7)	—	—	—

表 5-2 重回帰分析の結果一覧(つづき)

標準偏回帰係数(多重共線性 VIF)

カテゴリ	地質	地形		地震	降雨(先行降雨偏差)			
		平均標高	平均傾斜		10日間	30日間	60日間	90日間
Case	テフラ年代							
1-2	-0.763(2)	-0.127(2)	—	0.376(1)	—	0.209(4)	—	—
1-3	-0.846(4)	-0.224(2)	—	0.408(2)	—	—	0.047(5)	—
1-4	-0.737(5)	-0.179(2)	—	0.281(5)	—	—	—	0.191(6)
2-2	-2.317(19)	—	-1.471(14)	1.731(14)	—	-0.914(12)	—	—
2-3	-2.368(17)	—	-1.309(9)	1.710(11)	—	—	-0.932(10)	—
2-4	-2.432(24)	—	-1.248(10)	2.129(28)	—	—	—	-1.033(16)

6. 結論

崩壊面積率の大小にかかわる要素を素因要素および誘因要素に分類して整理し、重回帰分析の標準偏回帰係数の大小で評価した。その結果、崩壊面積率に最も影響があるのはテフラ年代であるという結果が得られた。

7. 謝辞

本研究の実施にあたり、檜垣弘前大学名誉教授(現：日本工営(株))ほか関係者の皆様には、1968年の十勝沖地震で被災した青森県八戸市の崩壊地ポリゴンデータを提供いただいた。国土交通省国土技術政策総合研究所土砂災害研究部砂防研究室には2016年の熊本地震の崩壊地ポリゴンデータを提供いただいた。国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所寒地水圏研究グループ水環境保全チームには、2018年の北海道胆振東部地震の崩壊地ポリゴンデータを提供いただいた。研究を進めるにあたっては、土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様、地形分析データ作成の協力や、ご指導、ご助言を賜った。ここに記して感謝の意を申し上げます。

所属：日本工営株式会社

<参考文献>

- 1) 倉橋稔幸・伊東佳彦「地震による地すべり災害 2018年北海道胆振東部地震 1.3被害の概要」, 「地震による地すべり災害」刊行委員会, pp. 19-20, 2020. 9
- 2) 杉本宏之・柴崎宜之・中野英樹・鱒角晃・石井靖雄・檜垣大助「火山灰被覆丘陵における地震起因の斜面変動の土塊到達距離」, 第53回日本地すべり学会研究発表会講演要旨, P-9, 2014. 8
- 3) 千木良雅弘・田近淳・石丸聡「地震による地すべり災害 2018年北海道胆振東部地震 2.5すべり面の形成層準—風化・粘土鉱物」, 「地震による地すべり災害」刊行委員会, pp. 62-68, 2020. 9
- 4) 藤原一啓「火山灰被覆斜面における地震時の崩壊面積率推定に関する研究」, 土木研究所資料令和元年度交流研究員報告書概要版, 第4399号, pp. 87-90, 2020. 12
- 5) 藤原一啓「崩壊性地すべりの発生面積率とテフラ年代に関する研究」, 土木研究所資料令和2年度交流研究員報告書概要版, 第4416号, pp. 97-100, 2022. 2
- 6) 石田勇人・藤原一啓・杉本宏之・神山嬢子・北村和樹「地震時に発生する崩壊性地すべりの発生面積率に関する検討」, 第

- 61 回地すべり学会研究発表会講演集, 日本地すべり学会, pp. 218, 2022. 9
- 7) 檜垣大助・林一成・濱崎英作・(公社) 日本地すべり学会河川砂防技術研究開発実施チーム・蒲原潤一「日本地すべり学会による国土交通省河川砂防技術研究開発課題の実施—地震による斜面変動発生危険地域評価手法の開発—」, 地すべり学会誌, 第 52 卷, 第 2 号, pp. 37-44, 2015. 7
 - 8) 種平一成・坂井佑介・山越隆雄・平田育士・藤原康正・末富岩雄「地震時斜面崩壊における各種条件が崩壊規模に及ぼす影響の分析」令和 3 年度砂防学会研究発表会概要集, No. 88, pp. 491-492, 2021. 5
 - 9) 村上泰啓・水垣滋・藤浪武史「平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊で発生した土砂・倒木量の推定」, 砂防学会誌, Vol. 74, No. 6, pp. 3-10, 2022. 3
 - 10) 大八木規夫「1978 年伊豆大島近海地震による見高入谷・大池周辺のランドスライド」, 地すべり技術, 第 5 卷, 第 1 号, pp. 52-53, 1978. 3
 - 11) CHIGIRA, M. "DRY DEBRIS FLOW OF PYROCLASTIC FALL DEPOSITS TRIGGERED BY THE 1978 IZU-OISHIMA-KINKAI EARTHQUAKE: THE COLLAPSING LANDSLIDE AT NANAMAWARI, MITAKA, SOUTHERN IZU PENINSULA", JOURNAL OF NATURAL DISTASTER SCIENCE, VOL. 4, No. 2, pp. 1-32, 1982.
 - 12) 科学技術庁国立防災科学技術センター「昭和 59 年 (1984 年) 長野県西部地震災害調査報告. 主要災害調査報告」, 第 25 号, p. 141, 1985. 3
 - 13) 杉本宏之「地震によって火山灰被覆丘陵で発生する崩壊性地すべりの危険斜面の抽出」, 平成 26 年度日本地すべり学会シンポジウム—大規模地震に備えた地すべり技術の展望, pp. 18-21, 2014. 6
 - 14) 青木かおり・新井房夫「三陸沖海底コア KH94-3, LM-8 の後期更新世テフラ層序」, 第四紀研究, 第 39 卷, 第 2 号, pp. 107-120, 2000. 4
 - 15) 小山真人・早川由紀夫・新井房夫「東伊豆端正火山地域の噴火史 2: 主として 32ka 以前の火山について」, 火山, 第 40 卷, 第 3 号, pp. 191-209, 1995. 7
 - 16) 町田洋・新井房夫「新編火山灰アトラス[日本列島とその周辺]」, 東京大学出版会, p. 336, 2003. 9
 - 17) 鈴木毅彦・藤原治・檀原徹「東北南部, 会津地域周辺における中期更新世テフラの層序と編年」, 地学雑誌, 第 113 卷, 第 1 号, pp. 38-61, 2004. 2
 - 18) 長谷川健・花岡正光・古川竜太・重野聖之・七山太・中川光弘・安藤寿男「北海道東部, 釧路地域における樽前 d 降下火砕堆積物の発見とその意義」, 地質学雑誌, 第 119 卷, 第 7 号, pp. 446-456, 2013. 7
 - 19) 国立研究開発法人産業技術総合研究所地質調査総合センター 20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2, <https://gbank.gsj.jp/seamless/download/seamlessV2.zip>
 - 20) 千木良雅弘・中筋章人・藤原伸也・阪上雅之「2011 年東北地方太平洋沖地震による降下火砕物の崩壊性地すべり」, 応用地質, 第 32 卷, 第 6 号, pp. 222-230, 2013. 3
 - 21) 大草重康・安間荘・毎熊弘・藤田至則・初倉克幹「1984 年長野県西部地震による斜面崩壊とその特徴」, 応用地質, 第 27 卷, 第 3 号, pp. 10-22, 1986. 9
 - 22) 千木良雅弘・鈴木毅彦・王功輝・飛田哲夫「42. 1949 年今市地震による降下火砕物の崩壊の地質的特徴」, 平成 27 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集, pp. 83-84, 2015. 9
 - 23) 千木良雅弘・笠間友博・鈴木毅彦・古木宏和「1923 年関東地震による震生湖地すべりの地質構造とその意義」, 京都大学防災研究所年報, 第 60 号 B, pp. 417-430, 2017. 9
 - 24) 科学技術庁国立防災科学技術センター「昭和 59 年 (1984 年) 長野県西部地震災害調査報告」, 土砂災害調査, 第 25 号, p. 141, 1984. 9
 - 25) 佐藤達樹・千木良雅弘・松四雄騎「2016 年熊本地震により発生した阿蘇カルデラ西部における斜面崩壊の地形・地質的特徴」, 京都大学防災研究所年報, 第 60 号 B, pp. 431-452, 2017. 9
 - 26) 原田草弘・磯貝晃一「4.2 富里地区における斜面変動」, 北海道大学出版会 地震による地すべり災害—2018 年北海道胆振東部地震, pp. 126-131, 2020. 9
 - 27) 気象庁「計測震度の算出方法」 [HTTPS://WWW.DATA.JMA.GO.JP/EQEV/DATA/KYOSHIN/KAISETSU/CALC_SINDO.HTML](https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/kyoshin/kaisetsu/calc_sindo.html)
 - 28) 村井勇・角田信子・辻村芳子「1978 年伊豆大島近海地震の被害・震度と地震断層」, 地震研究所集報, Vol. 53, pp. 1025-1068, 1978. 12
 - 29) 正木和明・飯田没事・谷口仁士・岡松徳芳・多賀直恒・富樫豊「1984 年長野県西部地震の震度と震害調査 I—震度調査—」, 愛知工業大学研究報告, 第 20 号 B, 1985. 3

集水井による地下水位の低下量及び低下範囲に関する検討

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 北村 和輝

1. まえがき

地すべり分野では、令和元年5月に「CIM導入ガイドライン（案）第9編 地すべり編」¹⁾が公表され、地すべり機構解析・対策計画・地すべり防止施設の効果評価・地すべり防止施設の維持管理等にBIM/CIM（Building / Construction Information Modeling、Management）の活用が進められている。BIM/CIMを用いて3次元的に地下水排除工の配置計画を行うためには、地下水排除工の設置による地下水位低下範囲と低下量の両方を見込む必要がある。既往研究²⁾では、集水井に近いほど地下水位低下量が大きく、その低下範囲は集水ボーリング設置範囲に限定されることが報告されている。しかし、既往研究では、2次元の縦断面を中心に検討がされており、3次元的な地下水排除効果の状況までは明確になっていない。

2. 研究目的

本研究は、BIM/CIMを用いた効率的且つ効果的な地下水排除工の配置計画を目指し、集水井が設置されたことによる3次元的な地下水位の低下範囲及び低下量を把握することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 データ収集

集水井設置前後の地下水位及び雨量データ、地下水排除工の施工期間データを収集した。収集したデータは、観測孔毎に図1のように整理した。本検討で対象とした地区数は12地区、検討に用いた集水井は23基、観測孔は30孔である。

本検討で対象とした地下水位データは、複数の地下水排除工を近接して設置した場合、一基あたりの地下水排除効果が不明瞭になることから、観測孔の近傍で地下水排除工が同時期に複数設置されていない、もしくは地下水排除工が複数設置されても地下水位に変動が見られないデータを対象とした。なお、既往研究³⁾を参考とし、集水井から直線距離

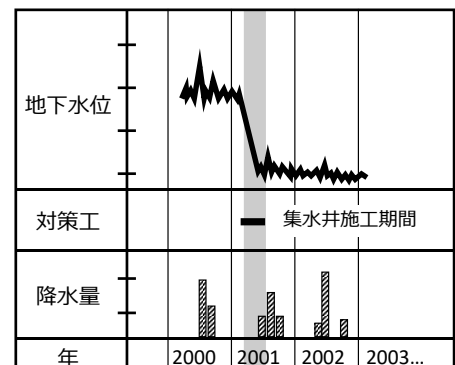


図1. 地下水位-雨量の関係

100m以内の観測孔を対象とした。また、水みちの変化や地下水排除工の集水機能の劣化を考慮し、集水井設置前、設置後で各々最大で5年間のデータを使用した。対象とした地下水位データは、2000年頃以前は触針式水位計による観測データが含まれており、2000年頃以降は自記式水位計による観測データとなっていた。

3.2 地下水位低下範囲の評価方法

既往研究²⁾では、地下水位の低下範囲は集水ボーリング設置範囲に限定されると報告されている。本研究では、集水ボーリング設置範囲に着目し、領域区分を用いる方法と集水井からの距離を用いる方法で評価した。

領域区分を用いる方法では、集水ボーリング設置範囲の観測孔を領域Aとし、集水ボーリングから下流（集水井井筒より上流側を領域B上流、下流側を領域B下流）、上流（領域C）、側方（領域D）の領域に区分した。

集水井からの距離を用いる方法では、集水井により集水ボーリングの長さが異なることから、集水井から観測孔までの距離を集水ボーリングの長さによって規格化した。横断方向は、集水ボーリングの幅と集水井から観測孔までの横断方向の距離の比（以降、X比とする。）とした。縦断方向は、集水ボーリング長と集水井から観測孔までの縦断方向の距離の比（以降、Y比とする。）とした。

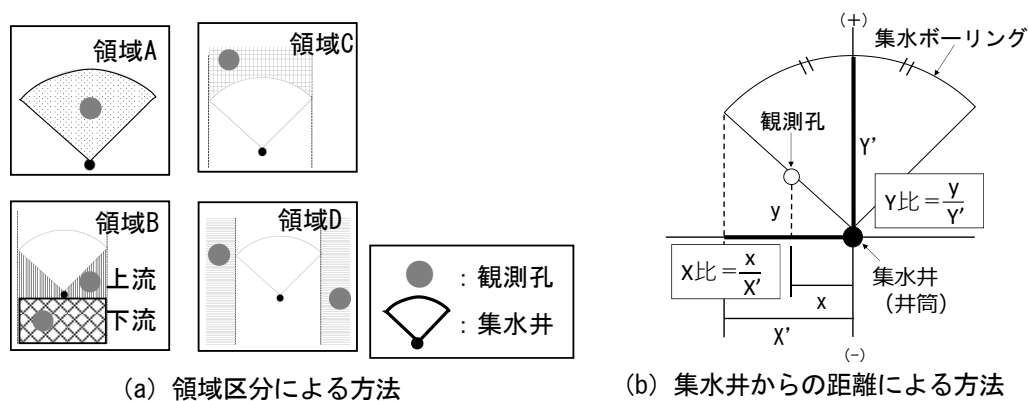
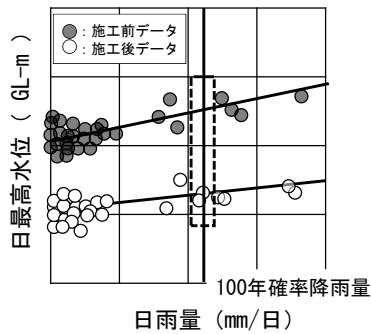


図2. 地下水位低下範囲の評価方法

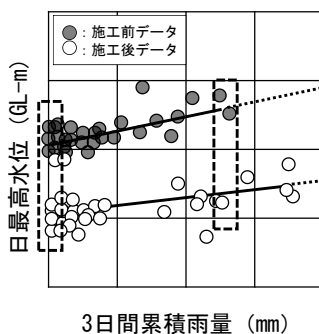
3.3 地下水位低下量の評価方法

地下水位は、降雨や融雪等（以降、異常時とする）によって変動するため、地下水位低下量の評価方法には、異常時または平常時の地下水位を用いるいくつかの方法が考えられる。地下水位低下量は、観測孔毎に日最高地下水位（触針式水位計による観測データの場合は日地下水位）と日雨量または3日間累積雨量の散布図を作成し、集水井設置前後における異常時または平常時の地下水位同士の差とした（図3）。異常時または平常時としては、本検討では以下の5種類を検討して地下水位低下量を算出したが、本稿では（a）～（c）の3種類の評価を代表として示す。なお、100年確率日雨量は、対象地区から最近傍の観測地点のアメダス雨量データ⁴⁾から、（一財）国土技術研究センターの水文統計ユーティリティ Ver1.5を用いて計算した。

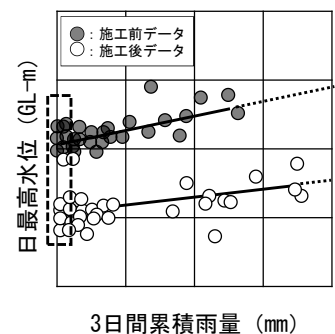
- (a) 100年確率日雨量時における集水井設置前後の地下水位の差
- (b) 観測期間中の既往最大および最小3日間累積雨量時における集水井設置前後の地下水位の差
- (c) 3日間累積雨量0mm（無降雨）時のデータを用いた集水井設置前後の最頻値の地下水位の差
- (d) 地下水位上位15データを用いた観測期間中の最大および最小3日間累積雨量時における集水井設置前後の地下水位の差
- (e) 3日間累積雨量上位35データを用いた観測期間中の最大および最小3日間累積雨量時における集水井設置前後の地下水位の差



(a) 100年確率降雨時の評価方法



(b) 既往最大・最小雨量時の評価方法



(c) 無降雨時の評価方法

図3. 地下水位評価方法

4. 研究結果

4.1 地下水位低下量の評価

検討に当たっては、地下水位低下量の変化が大きいと考えられる領域 A で確認した。収集した地下水位データは経験雨量が小さいため、100年確率降雨時の評価方法の場合、推定する地下水位が外挿値となり誤差が大きいことが懸念される。そのため、既往最大・最小雨量時の評価方法や無降雨時の評価方法で求めた地下水位低下量も確認した。

図4は、既往最大および既往最小の3日間累積雨量時の地下水位低下量を示している。また、2点を結ぶ線の傾きは、同観測孔における3日間累積雨量による地下水位低下量の変化の割合を示している。

結果は、雨量が増大するほど地下水位低下量も増大する観測孔が確認された一方で、雨量が増大しても地下水位低下量は殆ど一定の値を示している観測孔も確認された。

図5は、集水井から観測孔までの直線距離と各評価方法における地下水位低下量の関係を示している。(a)～(c)の平均地下水位低下量は3～4m程度となった。比較的データの多い「集水井から20～50m程度の観測孔」は、いずれの評価方法においても地下水位低下量の値の幅が大きく、線形近似式の R^2 は0.1未満になっており、ばらつきが大きい結果となった。

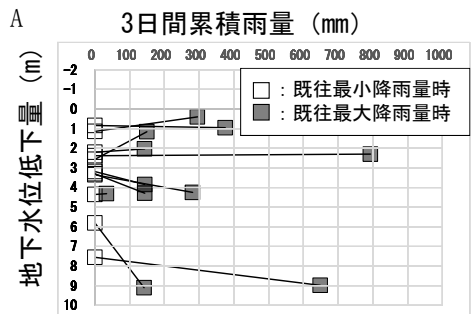
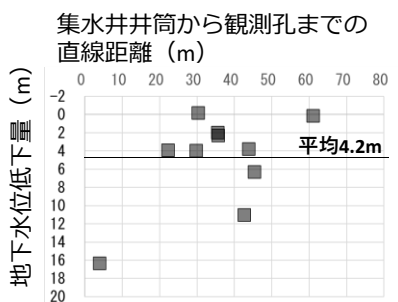
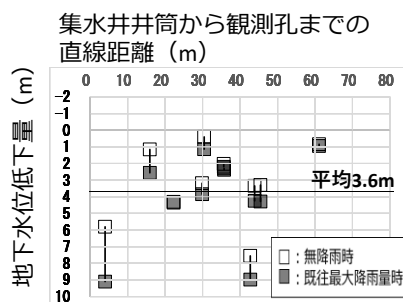


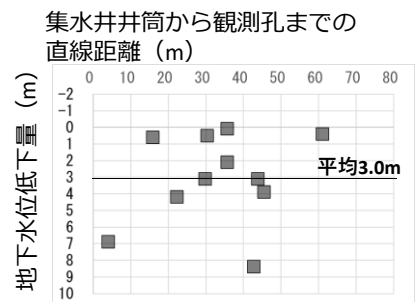
図4. 3日間累積雨量と地下水位低下量の関係 (既往最大・最小雨量時の評価)



(a) 100年確率降雨時の評価方法



(b) 既往最大・最小雨量時の評価方法



(c) 無降雨時の評価方法

図5. 集水井から観測孔までの直線距離と地下水位低下量の関係

4.2 地下水位低下範囲の評価

(a) の評価方法の3次元的な地下水位低下量の分布状況を代表して示す(図6)。各領域の地下水位低下量について、領域Aは平均4.2m、領域B上流側は1.1m、領域Cは4.5m、領域B下流側及び領域Dは1m未満だった。

領域Aで、地下水位低下量5m以上の観測孔は3孔あり、X比Y比ともに0.1未満の集水井に近い観測孔がある一方で、Y比0.8の集水ボーリング先端付近の観測孔も確認された。領域B上流側にも地下水位低下量5m以上の観測孔が1孔あり、X比-0.6、Y比0.2の位置にある。領域Cの地下水位低下量5m以上の観測孔は2孔あり、X比0.3~0.8、Y比1.0~1.2の位置にあり、集水ボーリング先端から約10m以内にある。領域B下流側及び領域Dの地下水位低下量5m以上の観測孔は、確認できなかった。地下水位低下量5m以上の観測孔が確認できた範囲は、集水井から上流方向に集水ボーリング長の1.2倍（実測値で60m程度）、且つ集水ボーリング幅の0.6~0.8倍（実測値で30~40m程度）であった。

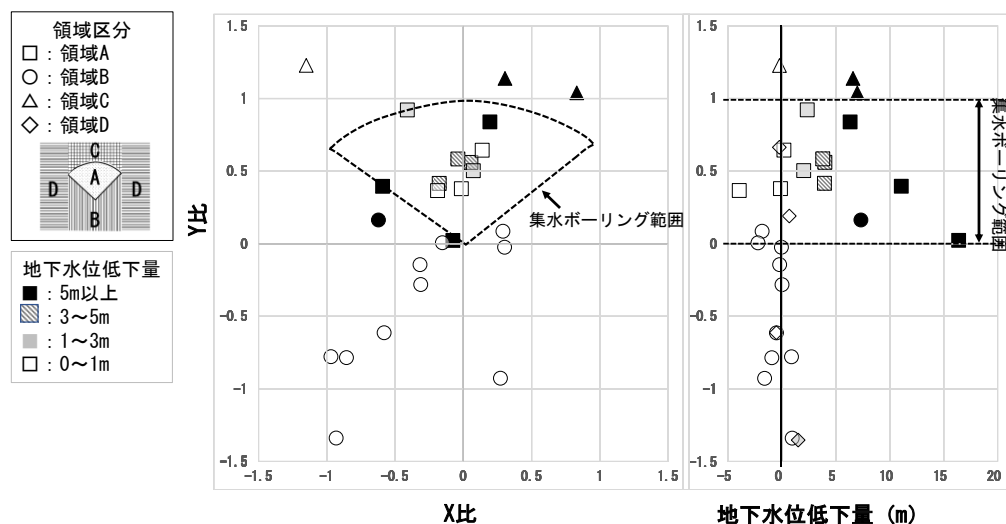


図6. 地下水位低下量の分布状況

5. 結論

本検討は、集水井による地下水位低下量及び低下範囲を把握することを目的とし、平面的な地下水位低下量の分布状況を検討した。その結果、本検討で収集したデータでは、集水ボーリングの設置範囲で平均3~4m程度の地下水位低下量を確認した。また、集水井から上流方向に集水ボーリング長の1.2倍、且つ集水ボーリング幅の0.6~0.8倍の範囲において地下水位低下量5m以上の観測孔が認められた。但し、雨量や集水井から観測孔までの距離による地下水位低下量は大きなばらつきがあることも確認された。今後も、より多くのデータに基づき地下水排除効果の検討事例を蓄積し、精度を向上させていく必要がある。

6. 謝辞

本研究にあたり、土砂管理研究グループの皆様にはご指導、ご助言を賜った。また、各関係機関より観測データ提供等のご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社エイト日本技術開発

<参考文献>

- 1) 国土交通省：「CIM導入ガイドライン（案）第9編 地すべり編」、2019.5
- 2) 丸山晴輝・北島義則：「地すべり地における集水井の地下水排除効果に関する検討」、日本地すべり学会誌、Vol. 33、No. 3、pp. 13-18、1996. 10
- 3) 天野浄行・松山裕幸：「地下水排除工の水位低下の影響圏に関する検討」、土木学会第60回年次学術講演会、pp. 361-362、2005. 9
- 4) 気象庁：「過去の気象データ検索」、<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>

FEM を用いたグラウンドアンカー荷重解析におけるモデル簡略化の影響

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 東 龍道

1. まえがき

グラウンドアンカー（以下：アンカー）に導入された荷重は施工後の地すべり滑動などにより増加する可能性がある。そのような場合、必要に応じてアンカーの増し打ち等の追加対策が行われる。杉井ら(2018)は、有限要素法(FEM)を用いて地盤やアンカーの変形を考慮することで、追加対策後のアンカー荷重の概略予測が可能であることを2次元解析において示している¹⁾。ところで、アンカー荷重の分布を面的に調べると、同じ法面内でも荷重の増加は一律ではなく、局所的な変状が発生していると推測される事例がみられる²⁾。こういった局所的な荷重増加に対しては、3次元解析によって追加対策を計画することが効果的と考えられる。仮に実務で3次元解析を実施しようとした場合においては、計算機性能の制約から2次元解析と比較して節点数を少なくして簡略化した解析モデルが求められるが、簡略化にともなう解析精度の低下が懸念される。

2. 研究目的

本研究ではFEMを用いたアンカー荷重予測解析手法において、モデルを簡略化した場合の解析精度への影響を2次元解析によって調べ、モデル簡略化の留意点について考察する。

3. 研究方法

3.1 対象とする地すべり

対象は、秋田県内の道路切土斜面に発生した地すべりである（図-1）。地質は新第三紀船川層に属し、砂岩を伴う泥岩が主である。地すべり対策工としては集水井およびアンカーが施工されており、道路管理者の観測によって現在は概ね安定していることが確認されている。

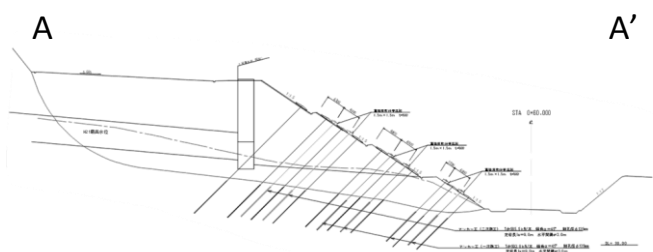
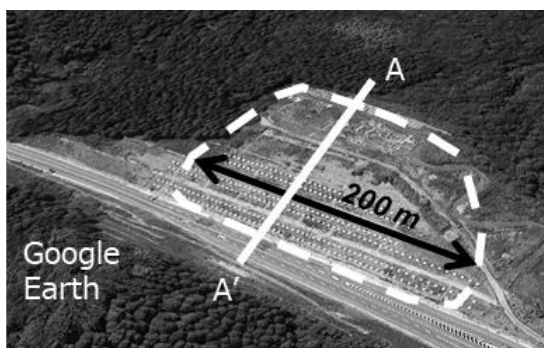


図-1. 対象地すべり

3.2 解析モデル

図-2に示す範囲を解析領域とし、奥行方向の単位幅を1mとした2次元静的全応力解析をおこなう。境界条件は側面水平固定、底面水平鉛直固定とした。アンカーは先行研究¹⁾にならない図-3のようにモデル化

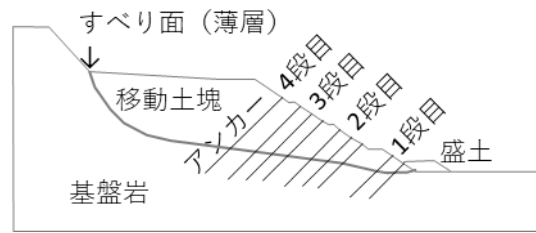


図-2. 解析領域

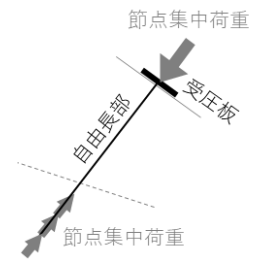


図-3. アンカー

した。アンカー自由長部は棒要素とし、地すべり変形によって生じる引張り方向の軸力を解析アンカー荷重の増分として取り扱う。初期条件としてアンカーに作用する荷重は、地表面への節点集中荷重として与えた。また、地表面に作用させた節点集中荷重の反力に相当する節点荷重を基盤岩中のアンカー体位置に分散させて与えた。実測荷重データのないアンカーについては、法面の同じ段でデータのあるアンカーと同じ荷重と仮定した。解析モデルの諸元を表-1に示す。

表-1. 解析諸元

区分	地質・規格	要素	構成則	方式	単位体積重量 kN/m ³	変形係数 kN/m ²	ポアソン比	断面積 m ²
移動土塊	軟岩（部分風化）	ソリッド※1	弾性	線形弾性	18.5	4.00*10 ⁴	0.30	-
すべり面※2	粘性土（高塑性）	ソリッド	弾完全塑性	MC-DP	18.5	1.00*10 ³	0.46	-
基盤	軟岩（新鮮）	ソリッド	弾性	線形弾性	18.5	1.00*10 ⁵	0.25	-
押え盛土	砂質土（湿った）	ソリッド	弾性	線形弾性	18.5	1.50*10 ⁴	0.36	-
アンカ-1 (T-11)	F100MAアンカー	棒	弾性	線形弾性	77.0	1.86*10 ⁸	-	1.849*10 ⁻⁴
アンカ-2	F130MAアンカー	棒	弾性	線形弾性	77.0	1.86*10 ⁸	-	2.312*10 ⁻⁴
受圧板※3	鋼製受圧板	梁	弾性	線形弾性	77.0	2.00*10 ⁸	-	0.110*10 ⁰

※1 ソリッド要素...4節点四角形要素と3節点三角形要素の混合

※2 すべり面...粘着力C: 20kN/m², 内部摩擦角φ: ケースごとに逆解析, タンゲンス角ψ: 0°

※3 受圧板...断面二次モーメントI: 4.82*10⁴m⁴

3.3 解析の流れ

当該地すべりでは図-4に示す期間にアンカー荷重が大きく2回増加した。1回目の荷重増加は切土施工中の2005年9月下旬に発生し、応急押さえ盛

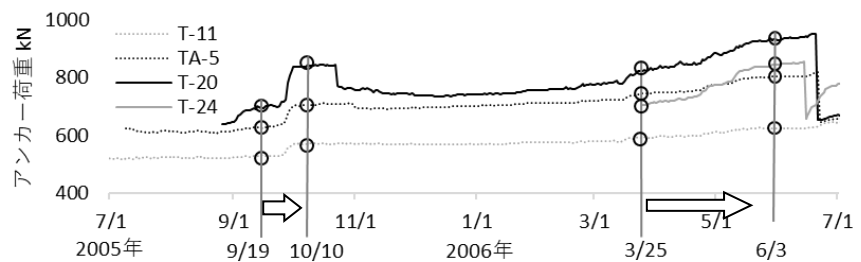


図-4. アンカー荷重時系列変化

土が施工された。2回目の荷重増加は、2006年3月ごろの再度の切土およびアンカー追加施工後に発生した。そこで解析では1回目のアンカー荷重増加を再現するすべり面内部摩擦角φを逆解析（再現解析）によって求めたうえで、2回目の荷重増加を順解析で計算（予測解析）した。解析ステップを図-5に示す。予測解析における最終的な解析アンカー荷重と、荷重増加後の実測アンカー荷重から式(1)に示す誤差の指標 RMSPE (Root Mean Squared Percentage Error) を算出し、荷重の予測精度を評価した。

$$RMSPE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{a_i - f_i}{a_i} \right)^2} \quad (1)$$

ここに、
n: 荷重計測数
a_i: 実測アンカー荷重
f_i: 解析アンカー荷重

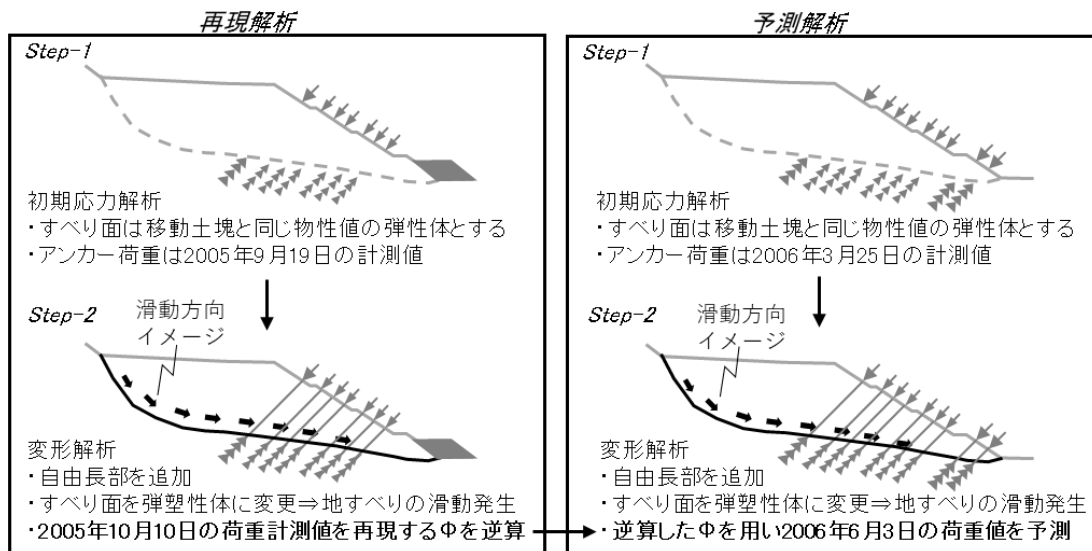


図-5. 解析ステップ

3.4 解析ケース

モデルの簡略化が解析精度へ及ぼす影響を検討するため、表-2に示す解析ケースを設定した。ケース0は節点の削減のみによる簡略化ケースである。ケース1~3は、アンカー構成(図-3)を単純化しつつ節点を削減するケースである。ケース1では地表の受圧板梁要素を、ケース2ではアンカー体位置の節点荷重をモデルから省略した。ケース3では、全9本のアンカーを段ごとに集約し、計4本のアンカーとしてモデル化し直した。このとき、集約後のアンカーの長さや位置は集約前の各アンカーの平均、集約後のアンカーの断面積は集約前の各アンカーの合計とした。ケース4~6は、地盤形状を単純化しつつ節点を削減するケースである。ケース4では法小段を省略し法面を1本の直線で表現した。ケース5,6はすべり面の末端付近と頭部付近においてそれぞれ図-6のように、基準モデルでは円弧に近い多角形からなる形状をより少本数の直線の組合せで表現したケースである。ケース1~6においてはそれぞれ節点数「多」と「少」の2パターンずつを解析した。節点数「多」は移動土塊を約1mメッシュに分割したモデル、「少」は移動土塊を約10mメッシュに粗く分割したモデルである。

表-2. 解析ケース

ケース	節点数	受圧板	アンカー体 節点力	アンカー 本数	地表 形状	すべり面形状 末端	すべり面形状 頭部
0.基準	多	8,789					
	多	2,644					
	少	1,682	○	○	9	細密	円弧
	少	945					
	少	727					
1.受圧	多	404					
	少	2,644	無	○	9	細密	円弧
2.アンカー体	多	404					
	少	2,644	○	無	9	細密	円弧
3.集約	多	377	○	○	4に 集約	細密	円弧
	少	2,507					
4.地表	多	412	○	○	9	簡略	円弧
	少	2,498					
5.末端	多	395	○	○	9	細密	直線
	少	2,620					
6.頭部	多	375	○	○	9	細密	円弧
	少	2,616					

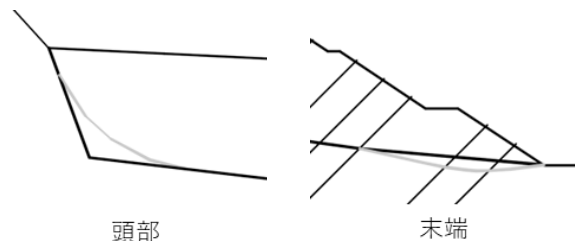


図-6. すべり面形状の単純化

4. 研究結果

図-7に示す通り、ケース0の節点数とRMSPEの関係は、節点数が少ないほどRMSPEが大きくなる傾向がみられ

た。また、表-3に示すように、ケース1~6いずれにおいても節点数の少ないモデルの方がRMSPEは大きくなった。FEMにおいては一般的に節点の削減により誤差が大きくなるとされる。本事例においてはこれがRMSPEの増大つまりアンカー荷重予測精度の低下という形で現れることが確認できた。

アンカー構造の単純化については、表-3からケース1で予測精度の低下が見られた。ただし、ケース0とのRMSPEの差は0.2%である。受圧板はFEMモデルにおいて地表面の局所破壊を防ぐ目的で設けることが推奨されるものである³⁾が、本事例のように移動土塊を線形弾性要素でモデル化する場合には、必ずしも必要ないと考えられる。ケース2、ケース3ではRMSPEはケース0と同等もしくはやや小さくなったため、これらの単純化による精度への悪影響は小さいと考えられる。

地形形状の単純化に関しては、表-3に示す通り、末端部の単純化（ケース5）で予測精度の低下がみられた。末端部ほどアンカー長が短く、土塊の変形方向や変形量がアンカー荷重に大きな影響を与えるためと考えられ、末端付近のすべり面の単純化には留意が必要と考えられる。ケース4、ケース6ではケース0よりもRMSPEは小さくなったが、形状を単純化したことと精度との関係については更に検討が必要と考えられる。

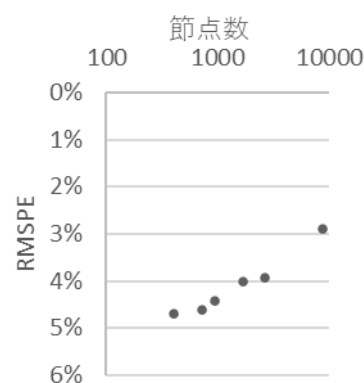


図-7. 節点数の影響（ケース0）

表-3. 解析結果

ケース	ϕ (°)	RMSPE	
		節点少	多
0.基準	6.0	4.7%	3.9%
1.受圧	5.9	4.9%	4.1%
2.アンカー体	6.2	4.7%	3.8%
3.集約	5.4	4.0%	3.4%
4.地表	6.3	3.0%	2.0%
5.末端	6.0	6.1%	5.5%
6.頭部	4.1	1.1%	0.8%

5. 結論

FEMを用いたアンカー荷重予測解析手法においてモデルを簡略化した場合の解析精度への影響を、2次元解析によって調べた。その結果、どのような簡略化によってどの程度の影響が生じるかを定量的に示すことができ、これをもとに簡略化の仕方における留意点を考察した。

今後は本研究で得られたモデル簡略化の留意点を踏まえ3次元解析を行うとともに、3次元解析結果との対照を通じて実務的により簡便な2次元複断面解析手法開発も行っていきたい。

6. 謝辞

本研究の実施にあたり、データをご提供いただきました関係各機関、および、指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様に感謝申し上げます。

所属：ライト工業株式会社

<参考文献>

- 1) 杉井良平・高木将行・藤平大・石井靖雄：「FEMによるグラウンドアンカー荷重の変動予測手法の検討ーアンカー工が追加された地すべりにおける荷重予測ー」, 日本地すべり学会誌, Vol. 55, No. 1, pp. 23-32, 2018. 5
- 2) 国立研究開発法人土木研究所・一般社団法人日本アンカー協会・国立大学法人三重大学・株式会社高速道路総合研究所：グラウンドアンカー維持管理マニュアル, pp. 141, 技報堂出版, 2020. 9
- 3) (社)日本地すべり学会：有限要素法による地すべり解析, p. 82, 山海堂, 2006. 8

地すべり災害対応のBIM/CIMモデルを活用した応急横ボーリング工の配置計画手法

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 今江 健太

1. まえがき

地すべり災害が発生した際に速やかに地すべり活動を抑制させるために地下水排除を目的とした応急横ボーリング工が計画されることが多い。災害発生直後において滑動中である地すべりブロック内での作業は危険が伴うため、ブロック外から施工する機会が多いが、横ボーリング工の一般的な設計条件である延長 50m 程度、仰角 5～10 度でブロック外の地表面から想定したすべり面を貫入する箇所を検討することは容易ではない。現状、技術者が現地踏査を行い、災害後の地形条件や安全性を考慮しながら候補箇所を検討して、平面図や断面図上ですべり面を貫入できるか確認することが多い。そのため、技術者の技術力によって検討に費やす時間が左右されることや施工可能と判断した箇所が最適な配置かどうか判断が難しいこと等が課題として挙げられる。

近年、各分野で 2 次元図面から 3 次元モデルの移行が進み、作業の自動化による業務の効率化や 3 次元モデル上で検討プロセスを表示させることで意思決定の迅速化等が期待されている。地すべり災害対応においても「地すべり災害対応の BIM/CIM モデル」^{1), 2)} が迅速な全体像の把握、発生機構・リスク分析等の調査段階で活用されてきた。土木研究所では、調査後の応急対策工の検討においても BIM/CIM モデルを活用していき、業務の効率化や意思決定の迅速化を狙っている。

2. 研究目的

地すべり災害対応の BIM/CIM モデルを活用した応急横ボーリング工の配置計画手法について検討する。

3. 研究方法

3.1 従来手法の課題整理

令和 3 年度に地すべりチームが技術支援した 3 地区のコンサルタントへ従来手法の作業手順と配置計画時に苦労した点について聞き取り調査を行った。図 - 1 に作業手順、表 - 1 に配置時に苦労した点を示す。聞き取り調査結果から、従来手法の課題として、①地すべり地外から延長、打設角度を決めてすべり面を貫入する箇所を合理的かつ網羅的に検討することは難しいこと、②発災後の状況から施工可能かどうか判断が難しいこと、③配置箇所を選定した理由を分かりやすく説明することは難しく、関係者間で共通理解を得て意思決定することに時間を要することが挙げられる。

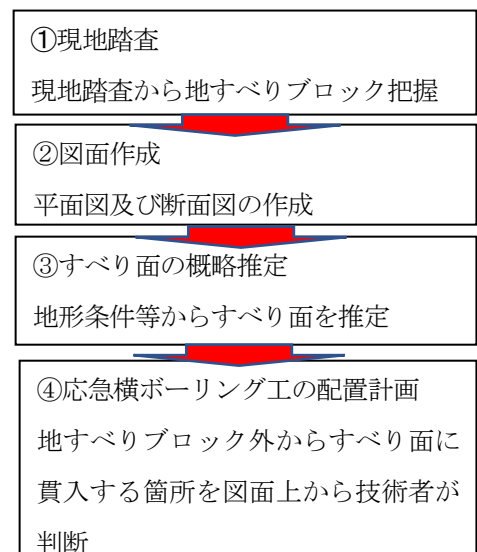


図-1 従来手法の作業手順

3.2 BIM/CIM を活用した解決策

従来手法の課題から BIM/CIM を活用した解決策を整理した。課題①については、地表面とすべり面の 3 次元データを活用し、候補箇所を地表面上に機械的に多数配置し、それらがすべり面に貫入するかを CAD の干渉チェック機能で自動抽出する。課題②については、発災後のカラー点群データを活用することで現地状況を確認することが可能であることから、2 次的な被害についての安全性や作業に必要な面積、アクセス性を考慮した施工可能性の検討をする。課題③については、3 次元モデル上で配置候補箇所の選定過程を目に見える形で提示すると考えられた。

3.3 BIM/CIM を活用した手法の検討手順

BIM/CIM による配置計画手法の検討手順を図 - 2 に示す。

①地すべり災害対応の BIM/CIM モデルの作成

発災直後に得られる情報から、地すべり災害対応の BIM/CIM モデルを作成する。

1) 地形データの作成

基盤地図情報等のオープンデータ又は LP（レーザープロファイラー）測量等で得られたデータから数値標高モデルを作成。また発災後の UAV 空中写真等から作成したカラー点群データを CAD ソフトで重ね合わせる（図-3）。

2) すべり面モデルの作成

カラー点群データから地すべりブロックを推定する。その後、地すべり規模や推定される地質構造等を考慮してすべり面最大深度を決定し、すべり面モデルを作成する。この時、異なるすべり面最大深度を設定して、複数のすべり面モデルを作成しておくことですべり面最大深度による不確実性を考慮できる（図-4）。

②地形条件から配置候補箇所抽出

1) 応急横ボーリングの機械的配置

打設角度 $5^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 、長さ 50m 程度に設定したボーリングを水平 360° に展開した仮想横ボーリングモデルを作成する。仮想横ボーリングモデルを地すべりブロック外に一

表-1 配置計画時に苦労した点

	配置計画時に苦労した点
①	地すべり地外から上向きに施工し、実施可能な延長ですべり面を貫入する箇所を探索するのに苦労した
②	事前調査が不十分で、すべり面を想定できなかったため、横ボーリングがすべり面に見貫入で効果を発揮しなかった
③	被災後の状況から安全性、アクセス性等で施工可能かどうか判断するのに苦労した
④	発注者に配置箇所の選定した根拠を提示するのに苦労した

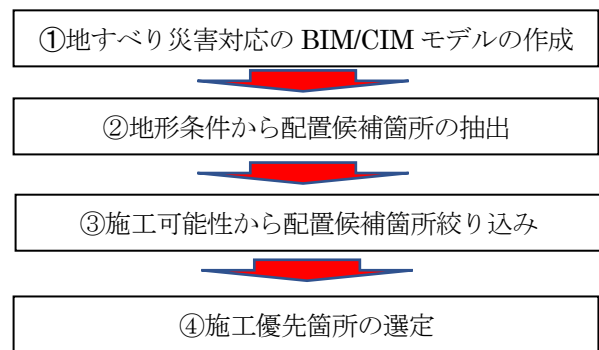


図-2 BIM/CIM による配置計画手法の検討手順

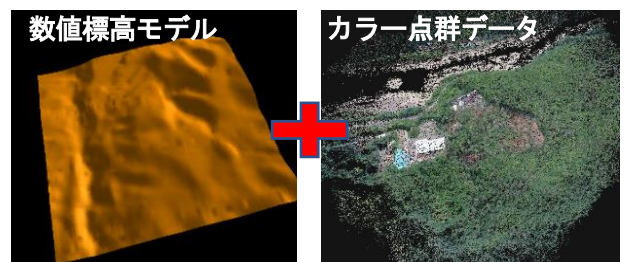


図-3 地形データの作成



図-4 すべり面モデルの作成例

定間隔で機械的に多数配置する（図-5）。

2) 地形条件から配置候補箇所抽出

多数配置したボーリングがすべり面に貫入しているかどうかをチェックし、貫入しないものを除外する。地形条件によってはボーリングがすべり面貫入前に地表を飛び出す可能性があるため、地表面を飛び出していないかチェックし、飛び出すものを除外する。以上により、すべり面に到達可能な横ボーリング配置候補箇所を機械的に抽出する（図-6）。

③施工可能性から配置候補箇所の絞り込み

手順①で作成したカラー点群データを用いて、手順②で抽出した配置候補箇所それぞれについて地形条件や河川、道路、建物等地物との位置関係などから施工の可能性を検討し、施工が不可能と考えられる箇所を除外する（図-7）。

④施工優先箇所の選定

手順③までの行程で抽出した配置候補箇所の中から、優先して施工する箇所を選定する。選定は従来と同様に地下水排除効果や施工の迅速性等の観点から検討を行う。表-2に施工優先箇所の選定例を挙げる。

4. BIM/CIMIによる配置計画手法の試行

4.1 事例検討（島根県出雲市多岐地区）

本手法の適用性を検証するために、実際に応急横ボーリングが施工された地すべり災害現場を対象に試行を実施した。対象地は2021年8月に地すべり災害が発生した島根県出雲市多岐地区とした。地すべり規模は幅約100m、長さ約50m、最大深さ約10mである（図-8）。

UAVで撮影された空中写真よりカラー点群データを作成し、オープンデータと組み合わせてBIM/CIMモデルを作成した。表-3に示す設計条件で横ボーリングモデルを多数配置した。すべり面を貫入しないもの、地表面を飛び出すものを干渉チェックにより除外した。結果、28箇所の配置候補箇所が抽出された。さらに、カラー点群データから急傾斜箇所を施工不可能箇所と判断し、除外

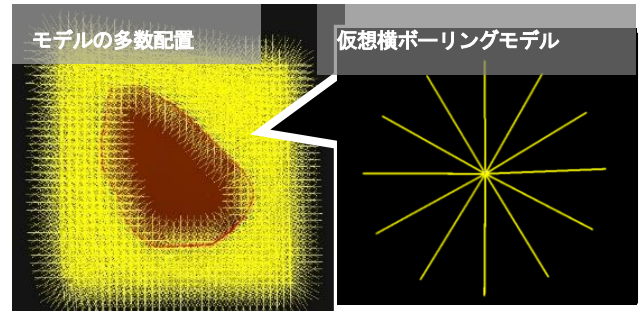


図-5 仮想横ボーリングモデルの多数配置

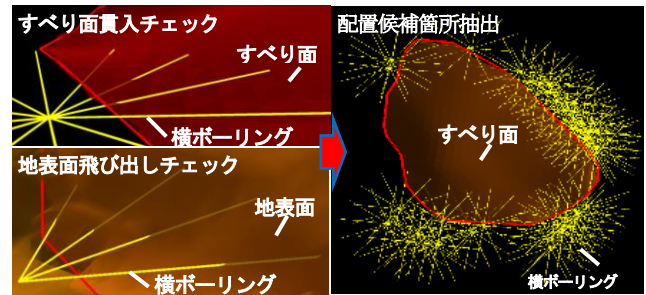
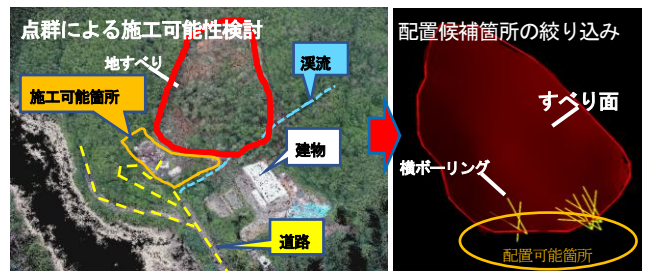


図-6 地形条件から配置候補箇所抽出



施工不可能箇所と判断した例

施工性	溪流、急傾斜等の地形条件が悪い箇所
アクセス性	施工箇所までの道路が整備されていない等のアクセス条件が悪い箇所
迅速性	倒壊した建物や倒木があり、撤去等で時間を要する箇所

図-7 施工可能性から配置候補箇所絞り込み

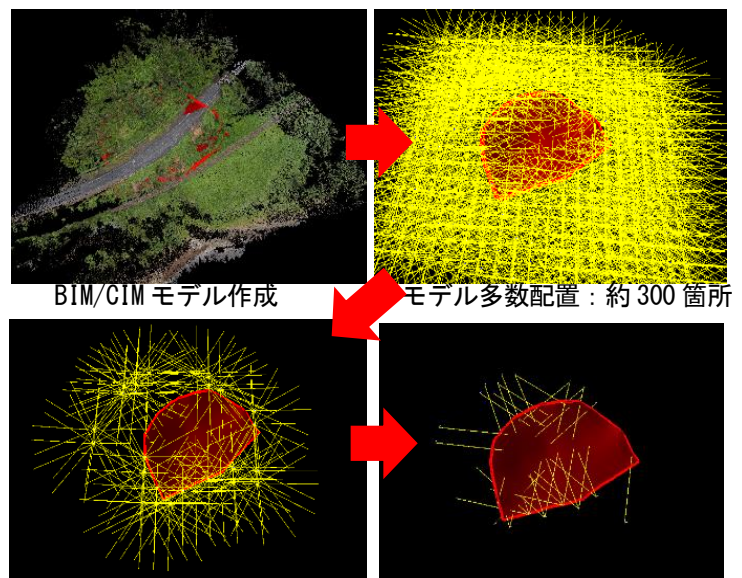
表-2 施工優先箇所の選定例

ボーリングマシンの移設は、時間を要するため、打設本数の多い箇所を優先する
斜面上部が地下水供給源と考えられるため、斜面上部を狙った箇所を優先する
溪流のある谷地形や湧水がある箇所に帯水層があると考えられるため、谷地形や湧水箇所を狙った箇所を優先する

したところ 21 箇所まで絞られる結果になった (図-9)。抽出された 21 箇所の中には、実際に応急横ボーリング工が施工された箇所も含まれており、本地区において本手法が適用可能であることが確認された。



図-8 島根県出雲市多岐地区



配置候補箇所抽出：28 箇所 施工可能箇所抽出：21 箇所
図-9 多岐地区における試行結果

表-3 設計条件

長さ	50m
角度	仰角 5 度
配置範囲	地すべり地外
配置間隔	10m 間隔
機械高	1m

5. まとめ

本研究では、地すべり災害対応の BIM/CIM モデルを活用した応急横ボーリング工の配置計画手法について検討した。本手法を活用することで、地形条件からすべり面を貫入する箇所を網羅的に検討でき、3次元モデル上で選定過程を提示することが可能になることで関係者間の理解に基づく意思決定の迅速化が狙えると考えられる。今後は、データの軽量化を図り、汎用性の高い CAD ソフトでも十分検討できるように手法の改良を図っていきたいと考えている。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様にはご指導、ご助言を賜わった。また、各事務所より関連資料の提供等のご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

所属：日本基礎技術株式会社

<参考文献>

- 1) 国土交通省：BIM/CIM活用ガイドライン（案）第3編 砂防及び地すべり対策編，2021
- 2) 国立研究開発法人土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチーム：地すべり災害対応のBIM/CIMモデルに関する技術資料，土木研究所資料 第4412号，2021

早期劣化を発現させる舗装の損傷原因に関する検討

チーム名等 舗装チーム
氏 名 中尾 信之

1. まえがき

我が国の舗装ストックは舗装延長で100万km以上¹⁾と膨大な量であり、舗装の効率的な維持管理を行っていくにあたって、メンテナンスサイクルの確立とその修繕間隔を伸ばす長寿命化が求められている。

平成28年度には「舗装点検要領²⁾（以下、点検要領）」が策定され、点検要領に則った5年ごとの点検が実施されており、直轄全区間において一巡が完了した。その中で、表層を何度か補修したとしても、舗装構造の損傷に起因する早期劣化（表層の供用年数が使用目標年数に満たず早期に劣化が進行している状態）が発生しており、路盤以下の構造診断が重要視されるようになった。しかしながら、現行の基準類には、供用中の既存舗装が有する構造性能の評価について、損傷状態に応じた定量的な評価手法や、それに対応する修繕設計手法が確立されていない。

そこで、本研究では早期劣化を発現させる舗装の損傷原因とそのメカニズムを明らかにし、それらに対応した残存する構造性能の定量的な性能評価方法やその構造的損傷の要因を検知手法の開発、残存性能を更新後の舗装の構造として合理的に考慮する設計手法の確立を目的としている。

本報告は、実道での詳細調査結果および調査で確認された瀝青安定処理層および粒状路盤材の劣化現象について室内試験から損傷メカニズムを検証した結果についてとりまとめたものである。

2. 詳細調査による損傷メカニズムの検証

既設舗装の損傷箇所における内部の状況やその進行過程を調査するためNPO法人舗装診断研究会が主催した一般国道における詳細調査に参画した。調査箇所の概要を表-1に示す。調査箇所は横断方向のひび割れが発生しているが（写真-1）、道路管理者が設定した表層の使用目標年数を満足しており、早期劣化区間には該当しない。点検要領では診断区分IIもしくはIII-1に該当する。しかしながら、ひび割れが雨水等の浸入経路となり、将来的に早期劣化の懸念がある。

損傷箇所では採取した舗装版を写真-2に示す。ひび割れがアスファルト混合物（以下、アスコン）層を貫通していることが確認できる。また、ひび割れ直下では表層や基層よりもアスコン層最下部の瀝青安定処理が顕著に土砂化し、劣化が進んでいることが分かった。土砂化は骨材と被膜しているアスファルトの剥離が進行した状態である。

表-1 調査箇所の概要

舗装の設計期間	10年
交通量区分	N ₄
使用目標年数	17年
前回修繕からの供用年数	19年
前回の修繕工法	薄層オーバーレイ工法 3cm
24時間交通量	31（台/日・方向） 交通量区分 N ₂ 相当



写真-1 調査箇所全景

アスコンの剥離は、水分の存在、高温であること、そして交通荷重の3要素が影響するといわれており³⁾、本調査箇所では、ひび割れから浸入した水が瀝青安定処理の土砂化の主要因と推察される。

次にアスコン層撤去後の路盤面を写真-3に示す。ひび割れ直下には黒色の粒状材の堆積が確認できた。これは瀝青安定処理が土砂化したものと考えられる。また、車輪走行位置付近の路盤面は粒度が粗く、路肩付近では細粒分が多かった。これは、ひび割れから浸入した雨水等が横断勾配によって路肩側に流れる際に、粒状路盤の細粒分が共に路肩側へ移動したと推察される。

前述の詳細調査結果より、いずれもひび割れから舗装内部に浸入した水が影響していることが推察された。そこで、瀝青安定処理や粒状路盤の浸水による劣化に着目した室内試験を実施し、そのメカニズムを検証した。

3. 瀝青安定処理の劣化メカニズムの検証

2.における詳細調査において、瀝青安定処理の剥離が特に顕著であったため、室内試験により検証した。詳細調査では、ひび割れから浸入した水が劣化に影響していると推察されたことから、米国全州道路交通運輸行政官協会（AASHTO）が定める試験法であり、わが国では排水性舗装の基層の剥離抵抗性の評価等に実績のある修正ロットマン試験⁵⁾⁶⁾を実施した。修正ロットマン試験は図-1に示すように、減圧による強制水浸で剥離を促進させる水浸条件と標準条件（気乾）の圧裂（間接引張り）試験から得られる強度の比でアスコンの剥離抵抗性を評価する試験である。混合物は瀝青安定処理（20）と、比較として密粒度アスコン（20）、粗粒度アスコン（20）を使用し、試験方法はASTMD4867⁷⁾に準拠した。ただし、わが国では品質管理を基準密度による締固め度で行っていることから、供試体の作製条件を空隙率7±1%から締固め度100±1%に変更し、浸水度（供試体の空隙に占める強制水浸後の水の体積の割合）の規定（55%～80%以下）を設けないこととした。

次に、修正ロットマン試験の結果を図-2に示す。標準（気乾）供試体の間接引張り強度は、いずれも同等程度の値を示している。一方で、水浸させた瀝青安定処理は密粒度アスコンや粗粒度アスコンと比較すると強度が大きく低下した。瀝青安定処理は水の影響を受けやすく、舗装全体の構造的強度に影響を及ぼすことが懸念され



写真-2 採取した舗装版



写真-3 開削した路盤面

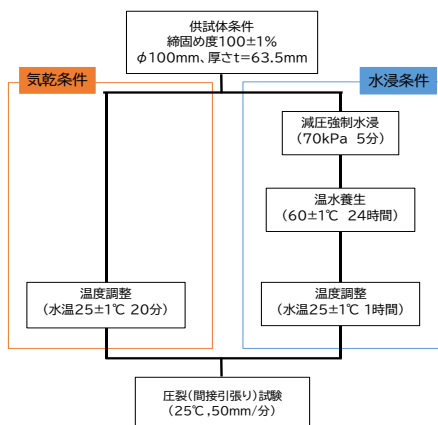


図-1 修正ロットマン試験フロー

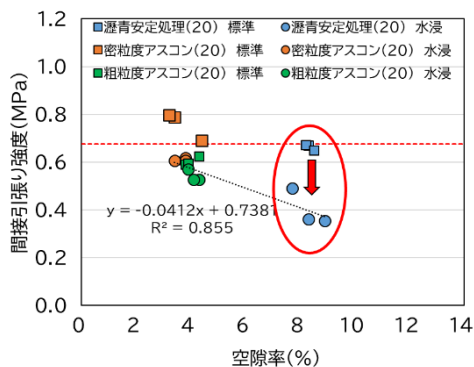


図-2 修正ロットマン試験結果

る。そのため、舗装内部への水の浸入を考慮すると、アスコン層最下部には十分な剥離抵抗性を有する材料を適用するなどの対策を検討する必要があると考えられる。

4. 粒状路盤のポンピング現象に着目した劣化メカニズムの検討

粒状路盤の代表的な劣化現象としてポンピング現象があり、点検要領ではアスファルト舗装における路盤の損傷例として示されている(図-3)。しかしながら、ポンピング現象が舗装構造に与える影響や、その範囲について十分に解明されていないことから本検討ではポンピング現象に着目した損傷メカニズムの検討を行った。

そのため本検討では、ポンピング現象が支持力に及ぼす影響とその影響範囲を明確化するため、既往の研究⁸⁾を参考に、水浸ホイールトラッキング(以下、WT)試験機を用いてポンピング現象の再現を行い、ポンピング現象前後の支持力評価を試みた。ポンピング現象再現試験条件を表-2に示す。

供試体はWT試験用の型枠に中央粒度(JIS A 5001)に調整した粒度調整碎石 M-25 を厚さ 9cm に締固め、その上面にアスコン層を模擬した厚さ 1cm のゴム板を設置して作製した。なお、粒径が 26.5mm 以上の骨材は 13.2mm~26.5mm に置き換え、ゴム板の中央にはひび割れを模擬したφ5mm の開口部を設けた。また、供試体ごとに色砂の層を路盤上面から h=0cm、3cm、6cm の位置に変化させて配置し、ポンピング現象の影響深さを調べた(図-4)。ポンピング現象再現試験後に、型枠内に残留した路盤材の粒度をふるい分け試験⁹⁾で確認し、ポンピング現象再現試験前後の粒度で CBR 試験¹⁰⁾を行った。

再現試験開始直後に路盤材の細粒分を含む灰色の水が開口部から噴出し、ポンピング現象の再現を確認した(写真-4)。色砂に着目すると、h=0、3cm では噴出する細粒分とともに色砂を確認できたが、h=6cm では確認できなかった。本試験条件では、路盤上部のみがポンピング現象の影響を受けたと推察される。

次に試験前後の粒度変化を図-5に示す。図は試験前の各粒度の重量を基準として試験後の重量変化を表したものである。試験後の全体の損失が2%程度に対して75μm以下の重量は50%程度(質量通過百分率でおよそ4%相当)増加している。また、CBR試験結果を図-6に示す。支持力の評価指標である CBR がポンピング現象再現試験後に低下している。これは、ふるい分け試験より明らかになった細粒分

(アスファルト舗装)

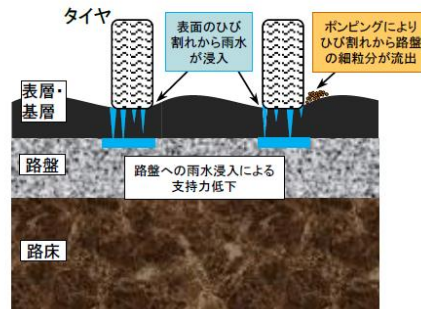


図-3 アスファルト舗装の損傷例²⁾より引用

表-2 ポンピング現象再現試験条件

項目	条件
走行条件	往復方向 (トラバースなし)
輪荷重	686±10N
走行速度	42 (回/分)
試験時間	60分
養生条件	水浸 (20°C) : 60分

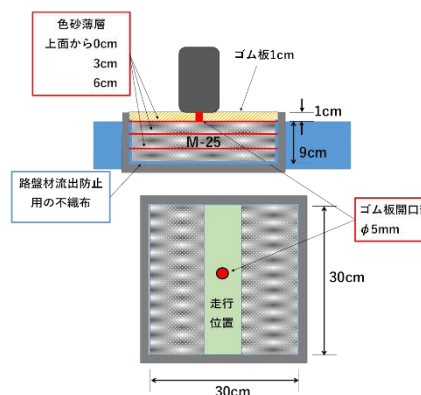


図-4 ポンピング現象再現試験の概略



写真-4 ポンピング現象再現試験状況

の増加が影響したと考えられる。

5. 結論

本研究の成果として得られた知見を以下に示す。

(1) ひび割れが発生している実道での詳細調査から、アスファルト舗装の構造的劣化は、アスコン層を貫通したひび割れから浸入した水による影響が大きいと推察される。

(2) 瀝青安定処理は密粒度アスコンや粗粒度アスコンと比較して、浸水した際の強度低下が大きく、舗装構造に及ぼす影響が大きいことが懸念される。

(3) 水浸 WT 試験機を使用することで、粒状路盤のポンピング現象を室内で再現できることが確認できた。また、本試験では路盤上部でポンピング現象による影響が顕著であった。

(4) ポンピング現象の再現後に細粒分が増加していることから、CBR の低下は粒度分布の変化による影響と推察される。

以上より、室内試験の結果からも、アスファルト舗装の長寿命化を実現するためには、舗装内部に水を浸入させない、もしくは水の影響を受けにくい舗装構造にする重要性が改めて確認された。

今後は、本報告で得られた知見について、舗装走行実験場を用いた実道の再現実験での検証等を行い、舗装の長寿命化に寄与する評価手法や設計手法の確立を目指していきたい。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大な御指導、御協力を頂きました舗装チーム藪上席研究員、田中主任研究員ならびに舗装チームの皆様に対し深謝の意を表します。

所属：大成ロテック株式会社

<参考文献>

- 1) 国土交通省、道路統計年報 2021 年の現況、<https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/2021/nenpo02.html>
- 2) 国土交通省道路局、舗装点検要領、https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/tenken/yobo3_1_10.pdf
- 3) 松野三郎、アスファルト舗装の破損とパフォーマンス写真集、pp.80、理工図書、2011
- 4) (公社) 日本道路協会、舗装点検要領に基づく舗装マネジメント指針、pp.41-42、丸善出版株式会社、2018.9
- 5) AASHTO、T-283 Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage、2011
- 6) 東滋夫ほか、アスファルト混合物のはく離抵抗性評価方法に関する研究、道路建設 No.672、pp.32-38、2004
- 7) ASTM、D4867 Standard Test Method for Effect of Moisture on Asphalt Concrete Paving Mixtures、2009
- 8) 永塚竜也ほか、ホイールトラッキング試験機を用いた粒状路盤材のポンピング現象の再現実験、令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会、V-150、2021.9
- 9) (公社) 日本道路協会、舗装調査・試験法便覧、第 2 分冊、pp.16-20、2019
- 10) (公社) 日本道路協会、舗装調査・試験法便覧、第 1 分冊、pp.256-265、2019

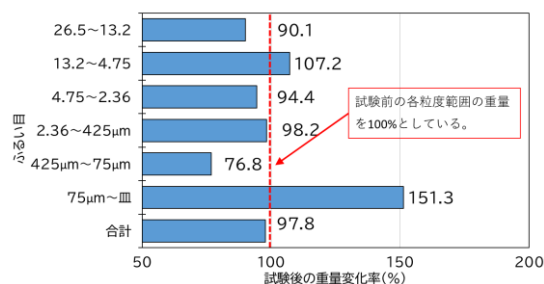


図-5 ポンピング現象再現試験後の粒度変化

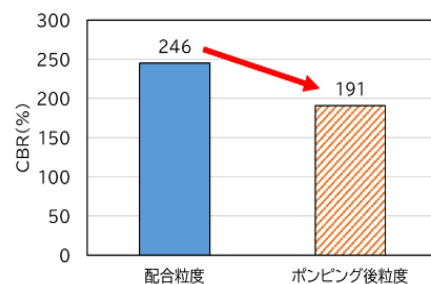


図-6 ポンピング現象再現前後の CBR

再生改質アスファルト混合物の評価方法に関する基礎検討

チーム名等 舗装チーム
氏 名 小田 猛

1. まえがき

重交通路線における表層の耐流動対策としてポリマー改質アスファルトⅡ型（以下、改質Ⅱ型）混合物を用いることが多く、その中には、新規改質アスファルト混合物（以下、新規改質混合物）とアスファルト再生骨材（以下、再生骨材）を含む再生改質アスファルト混合物（以下、再生改質混合物）がある。改質Ⅱ型混合物のうち、再生改質混合物の出荷量は全国の約18%を占めている¹⁾が、舗装再生便覧²⁾において品質規格も定まっていないことから、再生骨材の利用用途を拡大していくための課題となっている。また、出荷実績のあるアスファルト混合所等にヒアリングを行った結果、再生改質混合物の配合は再生用改質アスファルトの使用、再生骨材配合率（以下、R率）、再生用添加剤（以下、添加剤）の有無等の条件によりさまざまであり、再生用改質アスファルトの使用は限定的であった。

そこで、本検討では品質規格およびその評価方法を明確化するために、まず配合の条件が混合物性状に及ぼす影響をR率および添加剤の有無に着目し、その混合物性状を確認したので、その結果を報告する。

2. 研究方法

2.1 混合物の種類

本検討に用いる混合物の種類を表-1に示す。旧アスファルト（以下、旧As）の針入度を20としR率および添加剤の有無を変えた計5種類の混合物で検討を行った。また、添加剤を用いる場合、旧Asの針入度は50に調整した。

表-1 混合物の種類

混合物の種類	R率 (%)	旧As 針入度 (1/10mm)	添加剤の有無	混合物名
新規改質混合物	0	-	なし	新規改質
再生改質混合物	30	20	なし	R=30%
			あり	R=30%RV
	50	20	なし	R=50%
			あり	R=50%RV

2.2 使用材料

本検討で用いた混合物はすべて密粒度(13)で、アスファルト量を5.3%とし、新アスファルト（以下、新As）には改質Ⅱ型を使用した。再生骨材は、ストレートアスファルト60/80（以下、StAs）を用いた新規混合物を乾燥機（110℃）で促進劣化したものを使用した。また、添加剤には芳香族が多く含まれているリプロバイタル500を使用した。

表-2 使用材料

材料名	種類	詳細
アスファルト	劣化用アスファルト	StAs
	新As	改質Ⅱ型
骨材	新規骨材	各種骨材
	再生骨材	新規混合物を乾燥機で劣化（110℃、60hr、針入度20）
添加剤	再生用添加剤	芳香族が多く含まれるもの（リプロバイタル500）
混合物密粒度(13)	新規混合物	新規骨材および劣化用アスファルトを混合したもの
	新規改質混合物	新規骨材および新Asを混合したもの
	再生改質混合物	新規・再生骨材および新Asを混合したもの 添加剤は配合に応じて使用する

2.3 供試体の作製方法

新規改質混合物は日本道路協会（JARA）舗装調査・試験法便覧³⁾に記載された方法、再生改質混合物は、再生骨材の養生や添加剤の混合等の作業が入るため、舗装再生便覧²⁾を参考にし、図-1 に示す方法で作製を行った。

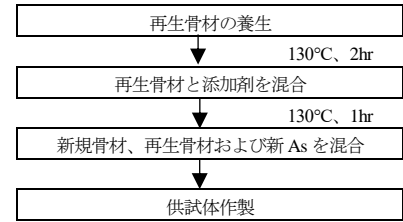


図-1 再生改質混合物の作製方法

2.4 試験項目

試験項目を表-3 に示す。混合物の評価は舗装施工便覧⁴⁾で規格化されている項目を基本試験とし、再生改質混合物で懸念される疲労抵抗性、骨材飛散抵抗性、ひび割れ抵抗性を追加試験として評価した。また、混合物の性状は温度によって大きく変化するため、試験温度を低温（0°C）および常温（20°C）、高温（可能な場合は、40~60°C）とした。

表-3 試験項目

試験項目	評価項目	試験名	試験温度 (°C)	規格値
基本試験	-	マーシャル試験 「JARA B001」	60	7.35 kN 以上 20~40
	剥離抵抗性	水浸マーシャル試験 「JARA B001」	60	75% 以上
	耐流動性	ホイールトラッキング試験 「JARA B003」	60	1,500 回以上
追加試験	疲労抵抗性	曲げ疲労試験 (400µm、5Hz) 「JARA B018T」	0、20	-
	骨材飛散抵抗性	カンタプロ試験 「JARA B010」	0、20、60	-
	ひび割れ抵抗性	圧裂試験 (圧裂強度比) 「JARA B006」	0、60	-
		間接引張疲労試験 「EN 12697-24」	40	-

3. 結果と考察

3.1 基本試験

(1) マーシャル試験

マーシャル試験の結果を図-2 に示す。いずれの混合物も安定度・フローともに規格を十分に満足する結果となった。さらに、一般的な再生混合物と同様に R 率が高くなるにつれ安定度が高くなり、添加剤を使用すると新規混合物に近づく傾向が見られた。

(2) 水浸マーシャル試験

水浸マーシャル試験の結果を図-3 に示す。いずれの混合物も残留安定度の規格値を満足しているが、新規改質混合物に比べて再生改質混合物は低い値となった。これは、R 率が高くなることで旧 As の割合が増えたこと、新 As との相溶性が低下したことが原因と考えられる。また、添加剤を用いた場合は、残留安定度が増加したが、R 率が高くなると再び低下した。これらのことから、再生改質混合物は、R 率が高くなると剥離抵抗性が低下し、添加剤による再生効果も低くなると懸念される結果となった。

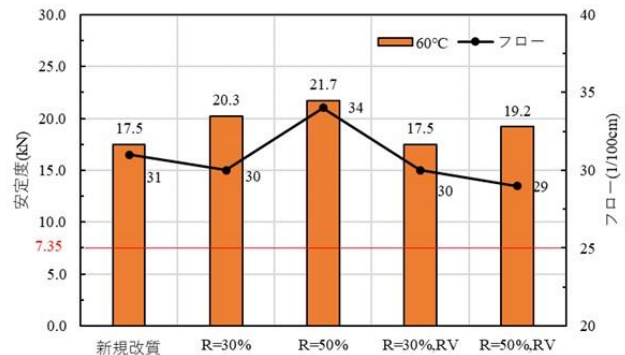


図-2 マーシャル試験結果

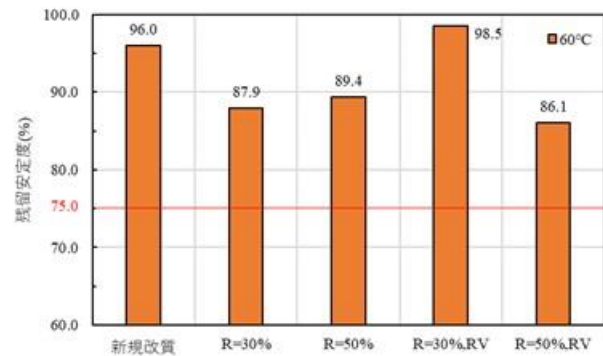


図-3 水浸マーシャル試験結果

(3) 耐流動性：ホイールトラッキング試験

ホイールトラッキング試験の結果を図-4 に示す。

いずれの混合物も動的安定度の規格値を満足しており、5,000 回/mm と同等以上であるため、耐流動性に優れていることがわかる。また、再生改質混合物は、新規改質混合物と比較して新 As の割合が低下し、劣化した旧 As の量が増加したため動的安定度が増加したと考えられる。しかし、添加剤を用いた場合には、動的安定度が大きく低下する傾向が見られた。これは、R 率が大きいと添加剂量も増加したことによって耐流動性が低下したと考えられる。

3.2 追加試験

(1) 疲労抵抗性：曲げ疲労試験

一般的に、動的安定度が 5,000 回/mm を超えると疲労抵抗性の低下が懸念される³⁾ため、曲げ疲労試験を実施した。結果を図-5 に示す。低温 (0°C) では、添加剤を用いなかった場合、R 率が高くなるにつれ破壊回数が増加した。しかし、添加剤を用いた場合、新規混合物より大きかったものの、R 率 30%より、R 率 50%が低下した。常温 (20°C) では、新規混合物が一番高く、R 率は高くなるにつれ破壊回数が減少し、添加剤を用いた場合でも同様の傾向が見られた。これらのことから、再生混合物は常温(20°C)以上での疲労抵抗性の低下が懸念される結果となった。

(2) 骨材飛散抵抗性：カンタブロ試験

カンタブロ試験の結果を図-6 に示す。低温 (0°C) および常温 (20°C) においては、R 率が高くなるにつれ損失率が高くなる傾向が見られた。これは、添加剤を用いた場合でも同様であった。過去の報告⁵⁾により、WT 疲労試験のひび割れ率と高い相関がある高温域 (60°C) においては、混合物の種類による差異は見られなかった。

(3) ひび割れ抵抗性：圧裂試験

高温でのカンタブロ損失率と相関がある圧裂強度比⁶⁾を求める圧裂試験を実施した。結果を図-7 に示

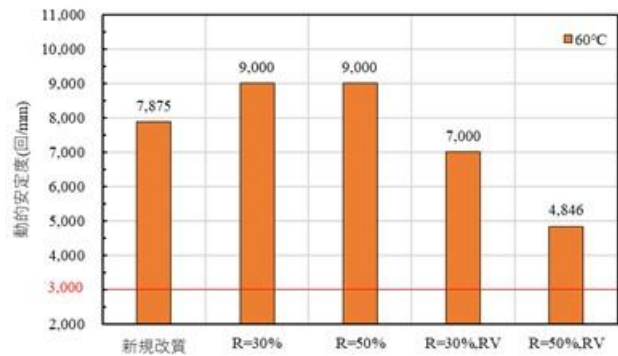


図-4 ホイールトラッキング試験結果

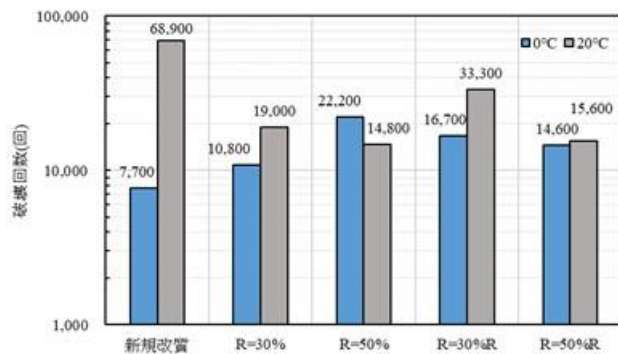


図-5 曲げ疲労試験結果

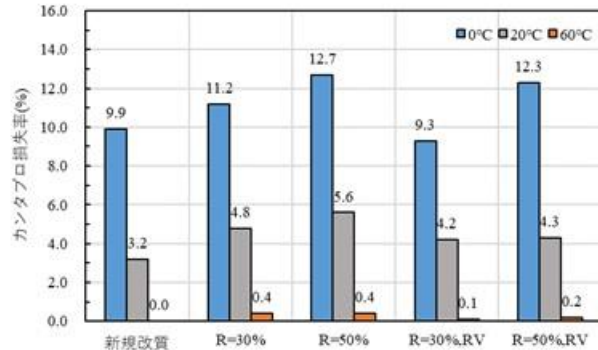


図-6 カンタブロ試験結果

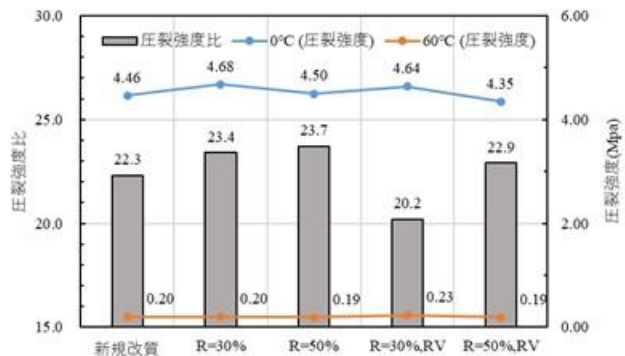


図-7 圧裂試験結果

す。60°C圧裂強度は混合物の種類のかかわらず、ほぼ一定となり、0°C圧裂強度が圧裂強度比に影響を与えることがわかった。圧裂強度比は R 率に伴い、わずかに高くなる傾向が見られたが、その差はわずかであった。また、添加剤を用いた場合も同様の傾向であったが、圧裂強度比に大きな差が見られた。

(4) ひび割れ抵抗性：間接引張疲労試験

応力制御により繰返し引張荷重を加える間接引張疲労試験を実施した。試験温度は曲げ疲労試験では実施が困難である 40°Cとした。結果を図-8 に示す。R 率が高くなるにつれ破壊回数が減少する傾向が見られた。これは、添加剤を用いた場合でも同様であった。これらのことから、再生改質混合物は、高温（40°C）において疲労抵抗性の低下が懸念された。

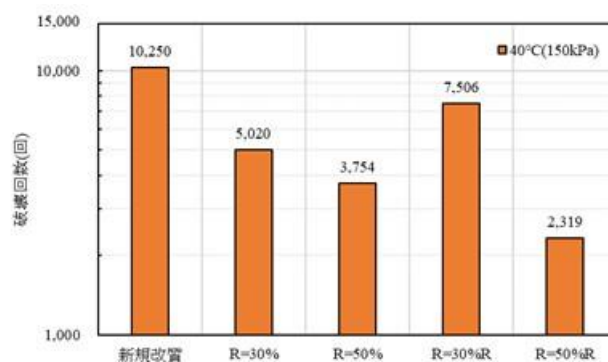


図-8 間接引張疲労試験結果

4. まとめ

配合の種類を変えた 5 種の混合物で試験を実施したことで、R 率や添加剤の有無による性状の違いを確認した。その結果、再生改質混合物は剥離抵抗性、常温から高温においては疲労抵抗性が低下することがわかった。また、添加剤は R 率が低いと再生効果を発揮するが、高い R 率では塑性変形抵抗性の低下が確認できた。これより、再生改質混合物の配合による傾向を把握し、品質規格として必要性の高い評価項目がわかった。特に、本検討では剥離抵抗性および疲労抵抗性の品質規格を明確化する必要があると考えられ、それに対し有効な評価方法が挙げられた。

今後は、さまざまな混合物で試験を実施し、実施工と併せて検討することで、再生改質混合物の必要な品質およびその評価方法を明確にしたいと考える。

5. 謝辞

本研究をするにあたり、藪上席研究員、川上主任研究員、舗装チームの皆様、並びに iMaRRC の皆様には多大なるご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

所属：前田道路株式会社

<参考文献>

- 1)一般社団法人日本アスファルト合材協会、「アスファルト合材統計年報 令和3年度ー2021ー」.
- 2)社団法人日本道路協会、「舗装再生便覧 平成22年度版」.
- 3)社団法人日本道路協会、「舗装調査・試験法便覧 平成31年度版」.
- 4)社団法人日本道路協会、「舗装施工便覧 平成18年度版」.
- 5)田湯他、「アスファルト混合物の疲労破壊抵抗性に関する評価方法の検討」、第33回日本道路会議、3055、2019.
- 6)川上他、「再生アスファルト混合物評価方法としてのカンタプロ損失率と圧裂強度比の関係」、第34回日本道路会議、2021.

屋外曝露した再生アスファルト混合物の低温時と高温時の性状調査

チーム名等 舗装チーム
氏 名 掛札 さくら

1. まえがき

再生アスファルト混合物（以下、再生混合物）中のアスファルト再生骨材（以下、再生骨材）配合率は、全国平均で50%を超え、今後も増加傾向になるものと推察される¹⁾。そのため、アスファルトの劣化や再生混合物の性状を把握する様々な研究で行われている^{2) 3)}。再生混合物が有する懸念として、ひび割れの生じやすさがある。（国研）土木研究所では再生混合物の高温時のひび割れに関する研究^{4) 5)}を行っており、再生骨材配合率（以下、R率）が高く、芳香族分系の再生用添加剤（以下、添加剤）よりも飽和分系の添加剤を用いた再生混合物は高温時のひび割れが生じやすいという結果が得られた。このことから、アスファルト混合物の通常のひび割れは、冬場（低温下）で起きる脆性破壊（低温時のひび割れ）であるが、再生混合物のひび割れは夏場（高温下）で生じると考えられる。

再生混合物のひび割れの生じ方は温度条件でどのように異なるか、また、R率や添加剤は、長期供用にどのように影響するかを把握することは、再生骨材を今後さらに活用していくために有用であると考えられる。

そこで、本研究では室内で作製した各R率、組成成分の異なる添加剤を使用した再生混合物で供試体を作製し、屋外に曝露して供試体を劣化させた。任意の期間曝露した供試体を回収し、小型曲げ試験を行い、脆化点や最大曲げ強度や曲げひずみが曝露によってどのように変化するか調査した。また、混合物の破壊は各温度でどのように生じているかを考察した。

表-1 再生用添加剤の組成成分 (%)

	添加剤A	添加剤B
飽和分	5.6	54.5
芳香族分	86.4	39.8
アスファルテン分	8.0	5.7
レジソ分	0.0	0.0

2. 研究方法

2.1 使用材料と供試体

試験に用いた再生骨材はストレートアスファルト 60~80 を用いて密粒度アスファルト混合物 (13) を作製し針入度 20 になるまで、熱風循環乾燥炉 (110°C) で劣化させて作製した。再生混合物の配合は密粒度アスファルト

混合物 (13) で、R率は0、30、60、80%とし、設計針入度は70となるように添加剤を加えた。表-1に再生に用いた添加剤を示す。添加剤は成分の割合が異なるものを選定し、添加剤Aは芳香族分を主成分(86.4%)、添加剤Bは飽和分を主成分(54.5%)としている。新アスファルトは、ストレートアスファルト 60~80 を使用した。

曝露供試体には作製した再生アスファルト混合物を用いて、ホイールトラッキング供試体（以下、WT 供試体）を作製した。供試体の作製は舗装調査・試験法便覧⁶⁾（以下、試験法便覧）B003「ホイールトラッキング試験方法」に準拠した。

2.2 屋外曝露方法と小型曲げ試験

(1) 屋外曝露試験

屋外曝露試験は（国研）土木研究所沖縄建設材料耐久性試験施設（名護市）で行った。本曝露場の紫外線量は本

州の約 1.6 倍である⁷⁾。図-1 および写真-1 に曝露場と曝露状況を示す。曝露時には WT 供試体の側面を金属型枠で囲い、アスファルト混合物の膨張を防止した。曝露期間は 2 年間および 4 年間とし、未曝露 (0 年) の供試体もあわせて評価を行った。

(2) 試験方法

アスファルト混合物の低温ひび割れ性状等を評価する試験として試験法便覧⁶⁾ B005「曲げ試験」がある。この試験は低温のひずみ量の把握や脆化点の評価ができる。また、過去の研究⁸⁾では曲げ試験よりも労力が軽減され、現場の切り取り供試体などにも適用できる脆化点を求める試験として「小型曲げ試験」が検証されている。本報告では曝露後の供試体で小型曲げ試験を行い、再生混合物の脆化点の変化、最大曲げ強度および曲げひずみについて評価した。小型曲げ試験の手順を以下に示す。

1) 回収した WT 供試体を、紫外線に晒された曝露面 (上面) および、供試体内部 (下面) の 2 段に切断し、2cm×2cm×12cm の小型曲げ供試体を切り出した (図-2)。WT 供試体 1 枚から 20 本の小型曲げ供試体を切り出した。

2) 切り出した供試体を用いて小型曲げ試験を行った。試験法便覧⁶⁾ A063T「ポリマー改質アスファルトの曲げ試験方法」と同じ器具を用い、オートグラフで行った。試験温度は-15、-10、-5、0、5、10、15、20℃で行い、試験速度は 10mm/min とした。図-3 に試験概要を示す。

3) 評価方法

各温度で行った小型曲げ試験から、図-4 のような結果 (横軸: 試験温度、縦軸: 最大応力または最大応力の際の曲げひずみ) が得られる。応力の図では上に凸の山型のプロット、曲げひずみの図では S 字のプロットとなっており、応力の山型のピークまたは、曲げひずみの変曲点の温度を脆化点として評価することができる。脆化点より高温側をアスファルト混合物が塑性流動する流動領域、低温側を弾性的挙動を示す脆性領域とされている。過去の研究⁸⁾より、最大応力のグラフよりも曲げひずみのグラフから得られる脆化点の方がより詳細な温度が求められるとしているため、本報告の脆化点は曲げひずみと試験温度の結果から得られた温度とした。



図-1 (国研) 土木研究所沖縄建設材料
耐久性試験施設 (名護市)



写真-1 曝露状況

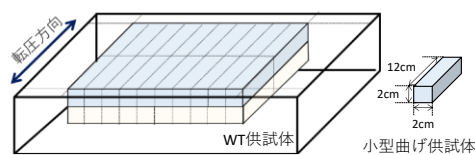


図-2 小型曲げ供試体の切り出し

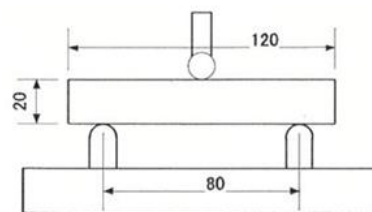


図-3 小型曲げ供試の概要

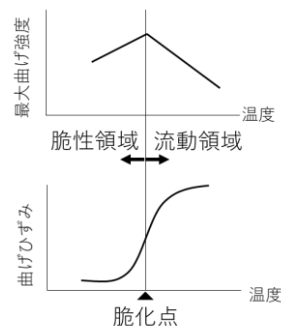


図-4 小型曲げ供試結果の例

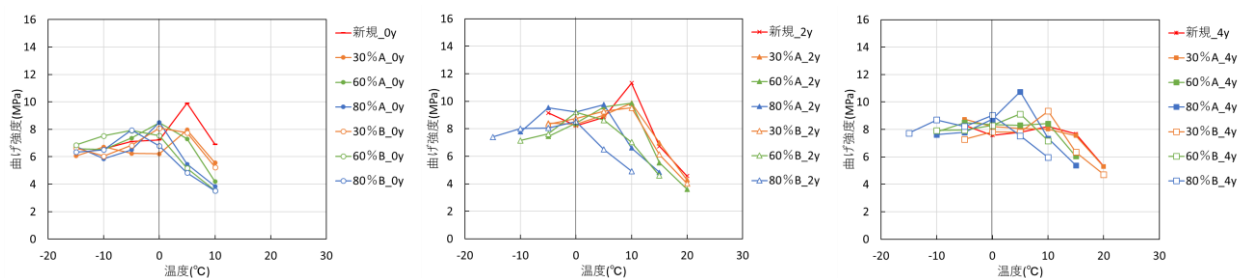


図-5 温度毎の最大曲げ強度（左：0年、中央：2年間曝露、右：4年間曝露）

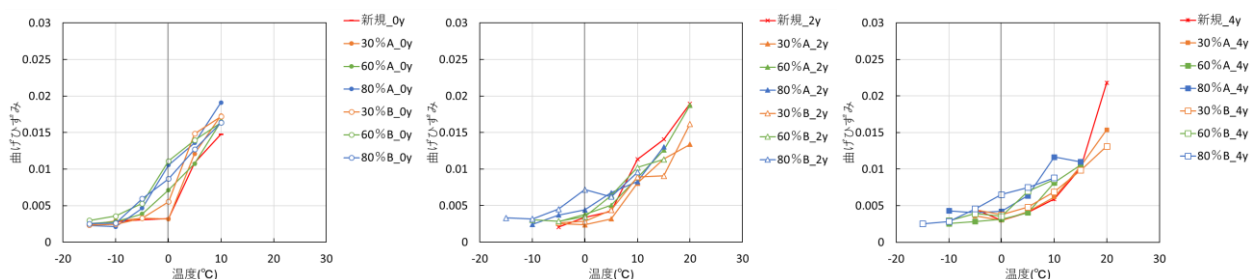


図-6 温度毎の曲げひずみ（左：0年、中央：2年間曝露、右：4年間曝露）

3. 結果と考察

3.1 小型曲げ試験の最大強度と曲げひずみ

図-5 および 6 に供試体上面の各曝露年の温度毎の最大曲げ強度と曲げひずみを示す。図-5 では、最大曲げ強度が最も高くなる温度が確認され、図-6 では、曲げひずみは低温側で一定の値を示し、ある温度以上になると上昇した。本報告では、曲げひずみ（図-6）の低温側と高温側でそれぞれ接線を引き、それらの交点の温度を温度一曲げひずみのグラフから得られる脆化点とした。

曝露により最大曲げ強度、曲げひずみおよび脆化点などが曝露によりどのように変化したか、また、混合物の種類の違いでそれらの変化がどのように異なったかを分析した。

(1) 0年目（未曝露）の供試体

図-5（左図）より、最大曲げ強度は新規混合物が最も高く、再生混合物は R 率に関わらずほぼ同等の値を示した。図-5 の強度のピークは、新規混合物と R 率 30% は同等であるが、R 率 60%、80% では R 率が高くなるほど低温側にシフトした。添加剤による差は、R 率 60% および 80% で添加剤 B（飽和分系）の方が添加剤 A（芳香族分系）よりも低温側にシフトする傾向があった。

図-6（左図）より高温側（流動領域）の曲げひずみは、R 率が高く、添加剤 A（芳香族分系）よりも添加剤 B（飽和分系）の方がプロットの傾きが大きいことが分かった。

(2) 曝露期間 2 年間の供試体

2 年間曝露（図-5 中央）と 0 年目（図-5 左）の最大強度を比較すると、曝露により山型のプロットが高温側かつ高強度側に全体的にシフトした。

曲げひずみも最大曲げ強度と同様に曝露により高温側にシフトした（図-6 左、中央）。また、高温側（流動領域）

の傾きが0年目よりも緩やかになった。

(3) 曝露期間4年間の供試体

4年間曝露(図-5右)と2年間曝露(図-5中央)の最大強度を比較すると、山型のピークはさらに高温側にシフトし、最大強度はやや低下した。0年目、2年間曝露で得られた山型のプロットは、4年間曝露で緩やかな山型になり、最大曲げ強度の温度による変化が小さくなった。特に、低温側(脆性領域)でその傾向は顕著であった。

曲げひずみのも強度と同様に

2年間曝露(図-6中央)から4年間曝露(図-6右)でやや高温側にシフトまたは同等となった。高温側(流動領域)と低温側(脆性領域)のプロットの傾きは2年間曝露と同等であったが、R率が高く添加剤B(飽和分系)を使用した混合物であるほど各温度でのひずみが大きくなる傾向が得られた。

表-2 曝露による脆化点の変化

		脆化点(°C)						
		-	A			B		
添加剤		-	30	60	80	30	60	80
R率(%)		0	30	60	80	30	60	80
混合物の種類		新規	30%A	60%A	80%A	30%B	60%B	80%B
上 (曝露面)	0年*	-1.9	-0.6	-5.6	-8.9	-4.6	-9.3	-10.0
	2年	3.2	3.9	4.3	1.0	5.5	0.1	-2.8
	4年	7.8	5.9	4.4	1.0	5.8	1.4	-9.7
下 (供試体内部)	0年	-1.9	-0.6	-5.6	-8.9	-4.6	-9.3	-10.0
	2年	5.0	0.9	0.3	-0.4	-1.4	-7.6	-8.6
	4年	1.9	1.6	0.8	-4.6	-4.0	-6.3	-11.4

※上面の0年目は下面のデータである。

3.2 脆化点

表-2および図-7、8に温度-曲げひずみのグラフ(図-6)から得られた脆化点を示す。

0年目は、R率が高く添加剤A(芳香族分系)よりも添加剤B(飽和分系)の再生混合物の脆化点が低い傾向にあった。R率が高い再生混合物であるほど、添加剤の添加量が多くなったためであると考えられる。その傾向は曝露によっても変化せず、曝露2年、4年後もその傾向を維持しながら脆化点は上昇した。

なお、0年目から2年目の脆化点の変化に比べて、2年目から4年目の変化は小さくなる傾向があった。供用によるアスファルトの劣化は供用初期に大きく進行し、次第に緩やかになっていくことが分かった。

また、添加剤による影響は添加剤B(飽和分系)よりも添加剤A(芳香族分系)の方が脆化点が高く新規に近い結果となった。添加剤A(芳香族分系)の方がアスファルトとの相溶性が高かったためと考えられる。

供試体の上面(曝露面)と下面(供試体内部)では、上面の方が0年目との変化が大きかった。上面は供用時に紫外線、雨風、酸素の影響を下面よりも受けるため、より劣化が進行し、脆化点がより大きく変化したと考えられ

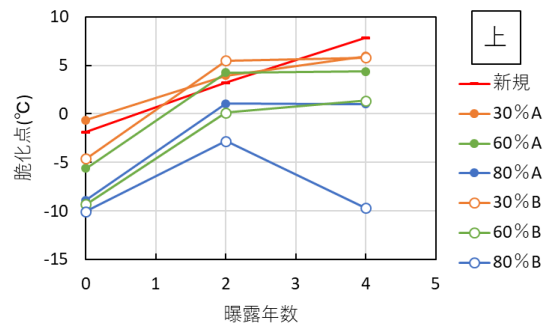


図-7 曝露による脆化点の変化(曝露面)

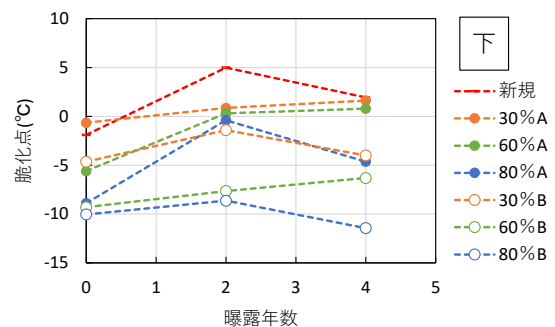


図-8 曝露による脆化点の変化(供試体内部)

る。

3.3 高温時と低温時の混合物の破壊

次に、各混合物の破壊は温度でどのように異なるかを考察する。小型曲げ試験で全混合物で共通して行った温度領域は-5°C~10°Cである。そこで、低温側の例として-5°C、高温側の例として10°Cに注目した。両温度で得られた供試体上面(曝露面)の最大強度または曲げひずみを縦軸、曝露期間を横軸にして整理した(図-9、10)。

図-9 より、-5°Cにおける曝露による最大強度の変化は、わずかに上昇または同程度であり、混合物の種類による傾向も確認できなかった。また、曲げひずみの曝露による変化もわずかに低下または同程度であった。混合物の種類による差は小さく、範囲も狭い(0.002~0.006)が、R率が高く添加剤B(飽和分系)の再生混合物ほど大きいという傾向が得られた。これらのことから、低温(-5°C)においては、R率が高く飽和分系を使用した再生混合物ほど破壊にいたるひずみがやや大きく、たわみ追従性があると考えられる。

図-10 より、10°Cでは曝露期間とともに最大強度は上昇し、曲げひずみは小さくなっていることが分かる。曝露0~4年間を通して、R率が高く添加剤B(飽和分系)の再生混合物ほど最大強度が小さいが、曲げひずみは混合物による差はなかった。このことから、高温(10°C)において、R率が高く飽和分系の添加剤を使用した再生混合物は、他の混合物よりも小さな荷重で破壊すると考えられる。

通常、低温でのひび割れを防ぐためアスファルトの脆化点は低いことが望ましいとされる。第3.2節では、R率が高く飽和分系の添加剤を使用した再生混合物ほど脆化点が低い傾向にあり、曝露後の供試体からも同様の傾向が得られた。また本節の試験結果でも、低温下ではR率が高く飽和分系の添加剤を使用した再生混合物は、同じ荷重でも他の混合物よりも破壊にいたるひずみが大きく、たわみ追従性がある結果が得られた。しかし、これらの再生混合物は、高温下では破壊にいたる荷

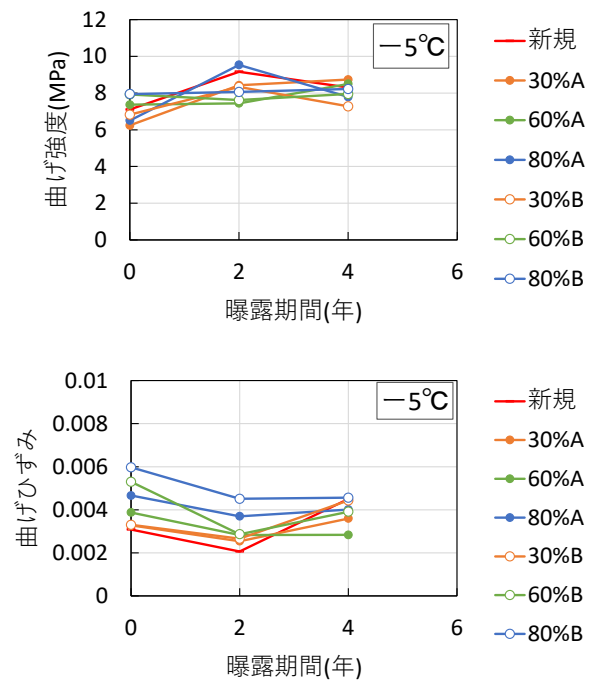


図-9 曝露による最大曲げ強度と曲げひずみの変化
(低温：-5°C)

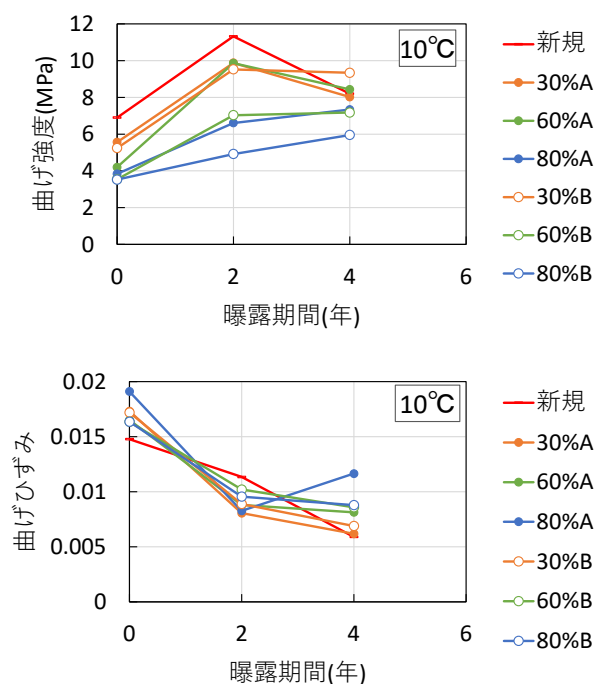


図-10 曝露による最大曲げ強度と曲げひずみの変化
(高温：10°C)

重が小さいことが確認された。この高温下での性状は、過去の研究結果^{4)・5)}と同じであり、再生混合物、特に R 率が高く飽和分系の添加剤を使用した再生混合物の夏場のひび割れの生じやすさに影響していると考えられる。

4. まとめ

各 R 率、成分の異なる添加剤を使用して作製した再生混合物を屋外曝露した。各曝露期間（0 年、2 年間、4 年間）で回収した供試体を用いて小型曲げ試験を行った。得られた結果を以下に示す。

- ・0 年目（未曝露）では、R 率が高く、芳香族分系よりも飽和分系の添加剤を用いた混合物が脆化点が低くなった。
- ・曝露によりアスファルトが劣化し、混合物の脆化点は 0 年目と同じ傾向のまま高温側にシフトした。
- ・曝露による脆化点の変化は、2 年間から 4 年間の変化よりも 0 年から 2 年間で最も変化が大きかった。
- ・低温（-5℃）において、各混合物に同等の荷重を加えると、R 率が高く芳香族分系よりも飽和分系を用いた再生混合物ほど破壊にいたるひずみがやや大きく、たわみ追従性があると考えられる。
- ・高温（10℃）において、R 率が高く、芳香族分系よりも飽和分系の添加剤を用いた再生混合物ほど小さな荷重で破損する傾向が得られた。

アスファルト混合物は低温下でのひび割れを防ぐため、脆化点はできるだけ低いものが望まれる。再生混合物、特に R 率が高く飽和分系を使用した再生混合物は、新規混合物よりも脆化点が低く、供用 4 年後もその傾向は同様であった。加えて、低温下では同じ荷重でも大きくひずみ、新規混合物よりもたわみ追従性があると考えられる。しかし、高温下では小さな荷重で破壊にいたることが分かった。本試験結果は、これまでの研究結果^{4)・5)}と同じであり、夏場に生じやすい再生混合物のひび割れと関係していると考えられる。

5. 謝辞

本研究をするにあたり、藪上席研究員、川上主任研究員、舗装チームの皆様、並びに iMaRRC の皆様には多大なるご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

所属：大林道路株式会社

<参考文献>

- 1) 一般社団法人日本アスファルト合材協会、「アスファルト合材年報 令和元年度—2019—」、2020.
- 2) 川島他、「再生用添加剤を用いた改質アスファルトの再生とその再生混合物の性状に関する基礎検討」、第 75 回土木学会年次学術講演会公演概要集、V-462、2020.
- 3) 田湯他、「再生用添加剤の成分差異が再生アスファルトおよびその再生混合物の性状に与える影響」、第 73 回土木学会年次学術講演会公演概要集、V-631、2018.
- 4) 川上他、「繰り返し再生したアスファルト混合物への再生用添加剤と再生骨材配合率の影響」、土木学会論文集 E1（舗装工学）、Vol.76、No.2、I_251-I_259、2020.
- 5) 掛札さくら他、「再生アスファルト混合物の高温時のひび割れ抵抗性の評価方法」、土木学会論文集 E1（舗装工学）、Vol.77、No.2、（舗装工学論文集第 26 巻）、pp I_11-I_19、2021.
- 6) 公益社団法人日本道路協会、「舗装調査・試験法便覧」、2019.
- 7) 佐々木他、「屋外曝露試験によるストレートアスファルトの紫外線劣化」、土木学会第 59 回年次学術講演会公演概要集、5-543、2004.
- 8) 新田他、「小型供試体による曲げ試験特性と中温化混合物の評価」、土木学会第 67 回年次学術講演会公演概要集、V-362、2012.

橋面舗装端部や施工打継目における防水工法とその評価方法の研究

道路技術研究グループ 舗装チーム
氏 名 室井 和也

1. まえがき

道路橋 RC 床版の劣化・損傷は、自動車荷重の繰り返し载荷による疲労が主な原因とされている。疲労の影響以外にも、塩害、凍害、アルカリ骨材反応といった材料劣化に伴う複合的な劣化事例が確認されており、これらの劣化・損傷は橋面舗装から浸入した水によって発生、促進される。土木研究所で過去に行われた床版の損傷に関する実態調査では、床版への主な水の浸入経路は、舗装端部と地覆や伸縮装置といった構造物との境界、アスファルト舗装の施工打継目部、舗装の貫通ひび割れであることがわかっており、床版の損傷を防ぐためにも橋面舗装から床版への水の浸入防止対策が極めて重要となる。

2. 研究目的

土木研究所では、これまでの研究により橋面防水に有効と考えられる RC 床版用のグースアスファルト舗装や樹脂充填混合物の開発を行っている。しかし、RC 床版の劣化・損傷は、舗装端部や施工打継目からの雨水の浸入によって促進されることから、床版防水層だけではなく、舗装端部や施工打継目からの水の浸入を防ぐ必要がある。現在、床版防水層の性能照査方法は道路橋床版防水便覧にまとめられているが、舗装端部や施工打継目に施工される防水工法は照査範囲に含まれていない。そこで、本研究では、電気抵抗の計測による水分検知技術を用いて防水工法の評価として凍結融解試験およびホイールトラッキング試験による方法を開発・実施した。

3. 試験方法

表 1 作製した供試体

3.1 凍結融解試験による防水性の評価方法

舗装の層間に水が浸入した場合、乾燥した状態と比較して、舗装層間に設置した電極間の電気抵抗が低下することが池田らの研究²⁾で確認されており、昨年度までの研究と同様に各種防水工法について凍結融解負荷を与えながら電気抵抗の経時的な変化を測定し、水の浸入を評価した。

3.1.1 供試体の作製

(1) 供試体に使用する防水工法と作製条件

本試験で作製した供試体を表 1 に示す。橋面

供試体No.	防水工法		アスファルト混合物種
	端部防水工法	表面処理工法	
1	なし	—	密粒アスコン 締固め度 100%
2	アスファルト乳剤	—	密粒アスコン 締固め度 100%
3	注入目地材 (アクリル樹脂製)	—	密粒アスコン 締固め度 100%
4	塗膜防水材 成型目地材 (L型)	—	密粒アスコン 締固め度 100%
5	塗膜防水材 成型目地材 (L型)	—	密粒アスコン 締固め度 90%
6	塗膜防水材 成型目地材 (L型)	フログシール	密粒アスコン 締固め度 90%
7	塗膜防水材 成型目地材 (L型)	スラリーシール	密粒アスコン 締固め度 90%
8	塗膜防水材 成型目地材 (L型)	—	TLAグースアスファルト
9	塗膜防水材 成型目地材 (L型)	—	改質グースアスファルト

供試体数：No.1はn=1、No.2はn=2、その他はn=3

舗装の施工では舗装端部に壁高欄などが存在し、舗装端部の転圧が難しいため転圧不足になりやすい。転圧不足のアスファルト混合物に生じた空隙を通じて舗装表面から舗装の層間や床版への水の浸入が考えられ、昨年度までの研究でも締固め度の低い混合物は防水性が低いという結果になった。そこで今回は同じ端部防水工法で締固め

度の違いのほかに、表面処理工法について防水性の検証を行った。また、近年コンクリート床板上でも使用されることが増えているグースアスファルトを用いた供試体や、地覆と舗装に隙間ができたことを想定し、注入目地材（アクリル樹脂製）を施工した供試体を追加し、計9種の供試体を使用して防水性の確認を行った。

(2) 供試体の作製プロセス

図1に示すように端部防水工法を模擬した供試体を作製し、層間界面に電導性銅箔テープとリード線を設置し電気抵抗を測定できる状態とした。なお、地覆端部を模擬した箇所以外からの浸水を防ぐためシーリング材やアルミテープを使用して止水処理を行っている。完成した供試体を写真1に示す。

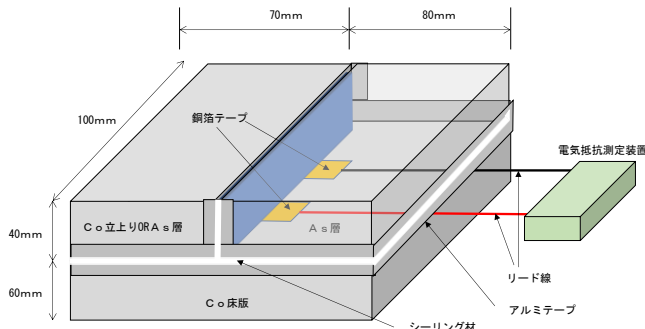


図1 供試体概略図



写真1 完成した供試体

3.1.2 凍結融解試験

(1) 凍結融解試験方法

作製した供試体に凍結融解負荷を与えながら、電気抵抗の変化を連続的に測定した。凍結融解試験方法は「舗装調査・試験法便覧 (B069)」に準拠し、「5→-18→5℃」を1サイクルとし、1サイクル4時間（240分）で100サイクルの負荷を与えた。電気抵抗の測定間隔は40分とし、凍結融解負荷1サイクルあたり6回の測定を行った。凍結融解試験機と測定装置を写真2に示す。

(2) 防水効果の評価

本試験では、防水効果を水の浸入による電気抵抗の変化で評価するが、電気抵抗値は機器の誤差や温度および湿度などにより変化することがあるため、電気抵抗値に閾値を設けて厳密に湿潤状態を判断することが難しい。過去の検討³⁾において、銅箔テープ間の湿潤状態を変化させながら電気抵抗値を測定した結果、表2のような結果が得られた。この結果をもとに層間の湿潤状態を判断し、浸水に至るまでの凍結融解サイクル数で防水性の評価を行った。



写真2 凍結融解試験機

表2 銅箔テープ間の湿潤状態と電気抵抗値

名称	定義	銅箔間の湿潤状況
乾燥状態	電気抵抗値が $1.0 \times 10^6 \Omega$ 以上を維持している状態	乾燥状態
半湿潤状態	電気抵抗値が $5.0 \times 10^5 \Omega$ 未満に到達した状態	水滴が存在
完全湿潤状態	電気抵抗値が $1.0 \times 10^5 \Omega$ 未満に到達した状態	水膜が存在

3.2 ホイールトラッキング試験機を使用した施工打継目部等の防水性評価方法

交通荷重による施工打継目部等の影響を評価するため、施工打継目部を模擬した供試体を作製し、供試体上部に水を張り、ホイールトラッキング負荷を与えながら、供試体に設置した電極間の電気抵抗値を経時的に観測することで防水性の評価を行った。

3.2.1 供試体の作製

(1) 供試体に使用する防水工法

本試験で作製した供試体を表3に示す。母体となるアスファルト混合物はすべて密粒度アスコン(13)を使用し、施工打継目部の開きの補修を想定してアスファルト系と樹脂系の注入目地材を施工した供試体と、打継目を想定して乳剤を塗布した供試体を作製した。

(2) 供試体の作製プロセス

図2に示すように打継目部の防水工法を模擬した供試体を作製し、層間界面に電導性銅箔テープとリード線を設置し電気抵抗を測定できる状態とした。打継目部を模擬した箇所以外からの浸水を防ぐために写真3のように防水パテを使用し、その中に水を溜めて試験を行った。

表3 作製した供試体

供試体No.	防水工法
1	アスファルト乳剤
2	注入目地材（アスファルト系）
3	注入目地材（樹脂系）

供試体数：n=2

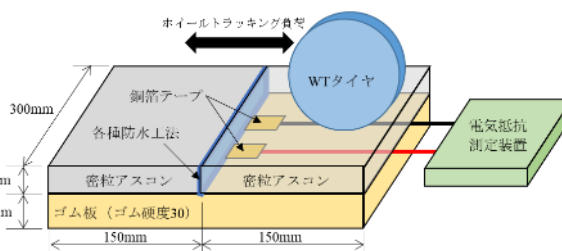


図2 供試体概略図



写真3 供試体設置状況

3.2.2 ホイールトラッキング負荷試験

(1) ホイールトラッキング負荷方法

作製した供試体にホイールトラッキング負荷を与えながら、電気抵抗の変化を連続的に測定した。負荷試験方法は「舗装調査・試験法便覧(B003)」に準拠しているが、走行試験輪は鉄製とした。また、試験時の温度は室温（約20℃）、試験時間は8時間とし、2分毎に電気抵抗値を測定した。

(2) 防水効果の評価

本試験では、防水効果を水の浸入による電気抵抗の変化で評価するが、電気抵抗値は機器の誤差や温度および湿度などにより変化することがあるため、前述した「凍結融解試験」と同様に試験前に銅箔テープ間の湿潤状態を変化させながら電気抵抗を測定した。銅箔間の湿潤状況と電気抵抗値の関係を表4に示す。この結果をもとに打継目部の湿潤状態を判断し、浸水に至るまでの経過時間で防水性の評価を行った。

表4 銅箔テープ間の湿潤状態と電気抵抗値

名称	定義	銅箔間の湿潤状況
乾燥状態	電気抵抗値が $1.0 \times 10^6 \Omega$ 以上を維持している状態	乾燥状態
半湿潤状態	電気抵抗値が $1 \times 10^6 \Omega$ 未満に到達した状態	水滴が存在
完全湿潤状態	電気抵抗値が $1.0 \times 10^5 \Omega$ 未満に到達した状態	水膜が存在

4. 試験結果

4.1 凍結融解試験結果

4.1.1 試験後の供試体に見られた特徴

凍結融解試験後に見られた供試体の特徴を表5に示す。

凍結融解負荷を与えた供試体のうち、アスファルト混合物とコンクリートの継目に開きが生じたものは防水工法無しの供試体のみであった。また、グースアスファルトを使用した供試体とスラリーシーンを施工した供試体を除きアスファルト混合物には高さ0.5mm程度の膨れやひび割れが生じていた。

4.1.2 電気抵抗値の経時変化

(1) 端部防水工法と電気抵抗の経時変化

100サイクルまでの電気抵抗値の変化について、一部の防水工法の代表的な結果を図3に示す。

止水工法無しの供試体は凍結融解負荷1サイクル目から水の浸入が確認できるがその他の供試体については徐々に浸水していくものや、初期状態を維持し浸水が確認できないものがある。

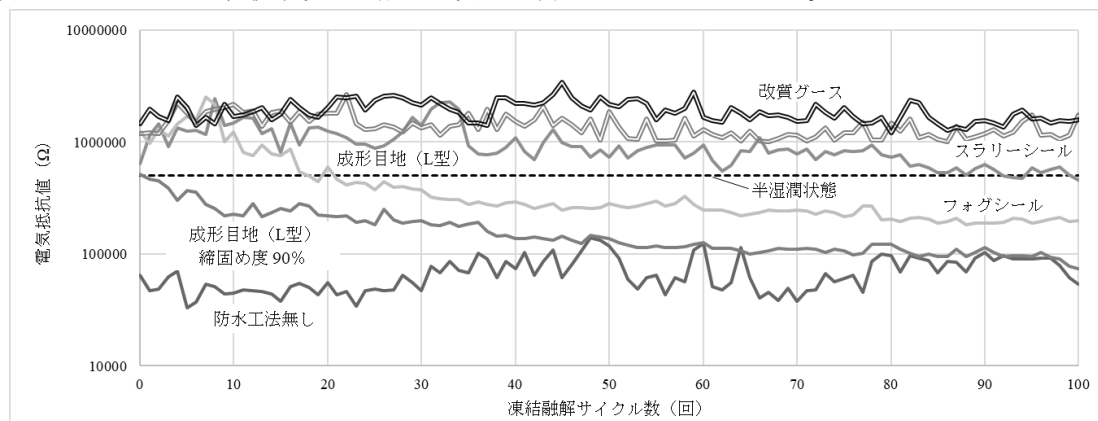


図3 100サイクルまでの電気抵抗値の変化

(2) 端部防水工法と浸水に至るまでの凍結融解負荷サイクル数

今回の試験では供試体に100サイクルの凍結融解負荷を与えたが、完全湿潤状態である $1 \times 10^5 \Omega$ に至る供試体の数が少なかった。そこで半湿潤状態の $5 \times 10^4 \Omega$ を基準に比較を行った。表6に乾燥状態を維持した供試体数と半湿潤状態に達したサイクル数を示す。

結果を見ると、No.8、No.9の2種のグースアスファルトを使用した供試体は、100サイクルの凍結融解負荷後もすべての供試体に浸水は確認できなかった。

表5 凍結融解試験後の供試体

No.	防水工法	継目の開き	膨れ	その他
1	なし	0.5~1.0mm	0.5mm程度	—
2	アスファルト乳剤	なし	0.5mm程度	—
3	注入目地材 (アクリル樹脂製)	なし	0.5mm程度	—
4	成型目地材 (L型)	なし	0.5mm程度	—
5	成型目地材 (L型) 縮固め度90%	なし	なし	一部にひび割れ
6	成型目地材 (L型) 縮固め度90%+フォグシーリング	なし	0.5mm程度	フォグシーリングの剥がれ
7	成型目地材 (L型) 縮固め度90%+スラリーシーリング	なし	なし	—
8	TLAグースアスファルト	なし	なし	—
9	改質グースアスファルト	なし	なし	—

表6 乾燥状態を維持した供試体と半湿潤状態に到達した平均サイクル数

No.	防水工法	表面処理工法	乾燥状態を維持した供試体	半湿潤状態に至る平均サイクル数
1	なし	—	0/1個	1
2	アスファルト乳剤	—	0/2個	78
3	注入目地材 (アクリル樹脂製)	—	2/3個	29
4	成型目地材 (L型) 縮固め度100%	—	2/3個	56
5	成型目地材 (L型) 縮固め度90%	—	0/3個	32
6	成型目地材 (L型) 縮固め度90%	フォグシーリング	0/3個	41
7	成型目地材 (L型) 縮固め度90%	スラリーシーリング	2/3個	73
8	TLAグース	—	3/3個	—
9	改質グース	—	3/3個	—

た。No.3、No.4、No.7は3つの供試体のうち2つは100サイクル後も浸水しなかった。残りの防水工法についてはすべて100サイクル以内に浸水が確認された。浸水しなかった供試体を除き、浸水に至るサイクル数の平均値を算出すると防水工法無しのNo.1は1サイクル目から浸水しており、締固め度90%の密粒度アスコンを使用した供試体とそれにフログシールを施工した供試体は50サイクルに満たずに浸水していることがわかる。

4.2 ホイールトラッキング負荷試験結果

4.2.1 試験後の供試体に見られた特徴

ホイールトラッキング負荷試験後の供試体のうち、アスファルト系および樹脂系の注入目を使用したものは、部分的に亀裂や剥がれが確認できた。当初、完全に破断して浸水するものと想定していたが、このような現象により浸水が起こりうるようになった。また、アスファルト乳剤を使用した供試体は打継目が完全にひび割れているものもあった(写真4)。



写真4 ホイールトラッキング負荷試験後の供試体

4.2.2 電気抵抗値の経時変化

試験開始後8時間までの電気抵抗値の変化を図4に示す。アスファルト系注入目地は1時間程度までには半湿潤状態に達しているが、樹脂系の注入目地は4時間程度乾燥状態を保っていた。一方、アスファルト乳剤を使用した供試体は30分以内に半湿潤状態に到達したものと、6時間程度乾燥状態を維持したものがあつた。後者は打継目が完全にひび割れており、電気抵抗値も一時的に完全湿潤状態に達している。

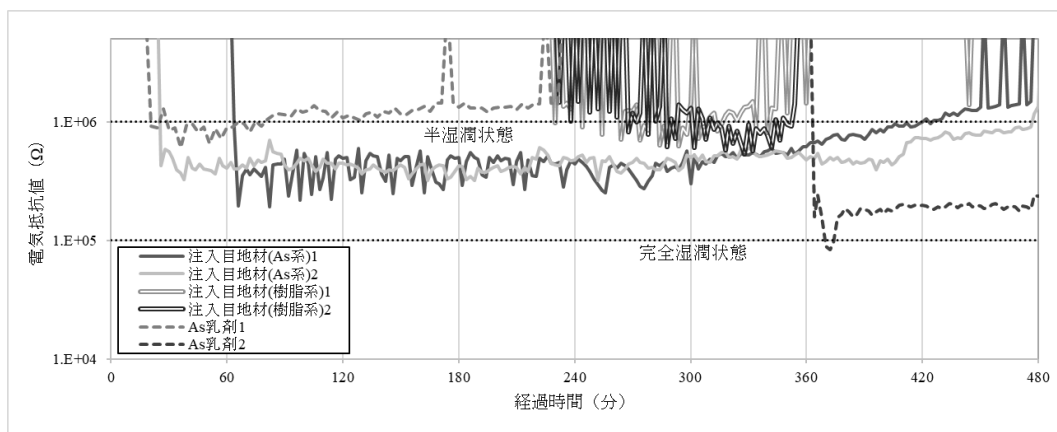


図4 100サイクルまでの電気抵抗値の変化

5. まとめ

5.1 地覆端部の防水工法について

電気抵抗による水分検知技術を用いた検証試験により、端部防水工法の防水効果は、L型成型目地が最も高く、次いでアクリル樹脂系充填剤、アスファルト乳剤、防水工法無しの順であつた。

5.2 アスファルト混合物種による防水性の影響

TLA および改質グースアスファルトを使用した供試体はともに高い防水性を確認することができた。今回の実験では 100 サイクルの凍結融解負荷を供試体に与えているが、TLA グースと改質グースの違いによる差は見られなかった。両工法とも防水効果が十分にあることが改めて確認された。

5.3 舗装表面に施工した表面処理材の防水効果

締固め度 90%のアスファルト混合物上に施工した表面処理材の防水効果としてはスラリーシーンを塗布することで締固め度 100%の供試体と同程度まで防水性を向上させることが確認できた。しかし、フォグシーンの場合は防水性の向上はほとんど見られなかった。これは、フォグシーンに用いたアスファルト乳剤の濃度が低い、もしくは散布量が少ないため空隙を塞ぎきれなかったためと考えられる。

5.4 アスファルト混合物の空隙

今回試験を行った防水工法の中で、最も防水性が高いものはグースアスファルトを使用した供試体であった。アスファルト混合物の空隙に着目すると同じ密粒度アスコンを使用しても締固め度が 100%と 90%では防水性に大きな差が生じていた。ただし 90%の締固め度であってもスラリーシーンを表面に施工することで 100%の締固め度の供試体と同程度の防水性が確認できた。このことから地覆端部に舗設されるアスファルト混合物の空隙を塞ぐことで防水性の向上に有効であることが確認された。

橋面舗装では端部の転圧が不十分になることが多いことから、流し込み施工で転圧を必要としない緻密なグースアスファルトが有効であり、表層の密粒アスコンの端部にもスラリーシーンなどの表面処理材の施工は防水性の向上に有効であると考えられ、道路橋 RC 床版の劣化抑制に寄与することができると考えられる。

5.5 施工打継目部の防水工法について

今回の実験では供試体上部に水を溜めてホイールトラッキング負荷をかけながら電気抵抗値の経時変化を測定した。注入目地材を比較すると、樹脂系はアスファルト系に比べて高い防水性を確認することができた。これは、樹脂系とアスファルト系の注入目地材のアスファルト混合物への接着性と変形時の追従性によるものと考えられる。また、アスファルト乳剤を塗布して打継いだ供試体は各種目地材を注入した供試体と比べ、試験輪通過時の打継目部の変形が少なく試験輪と逆側の供試体端部が上下に動くのみであり、供試体の固定方法などに検討の余地がある。しかしながら、ホイールトラッキング負荷試験を用いた施工打継目部の防水性評価方法は、防水材の種類によって電気抵抗が低下する時間に差が生じており、防水性能の評価へ活用できることが示唆された。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導を頂きました舗装チームの藪上席研究員、川上主任研究員、ならびに舗装チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社 NIPPO

<参考文献>

- 1) 寺田剛他、「床版損傷が発生した橋面舗装の実態調査」、土木学会舗装工学論文集、Vol. 75 No. 2 pp. I-201-207、2019年11月
- 2) 池田浩泰他、「電気抵抗を用いた舗装層間の水分検知技術に関する基礎的検討」、土木学会年次学術講演会講演概要集、Vol. 74th V-68、2019年8月

中流動コンクリートを適用した山岳トンネル覆工の変状特性等に関する分析

チーム名等 トンネルチーム
氏 名 廣田 彰久

1. まえがき

山岳トンネルの覆工コンクリートには一般的に普通コンクリートが使用されているが、近年では生産性向上や品質向上等を目的として、中流動コンクリートを採用している事例がある。中流動コンクリートは従来の普通コンクリートと高流動コンクリートの中間的な性状を有するトンネル覆工コンクリートとして開発されたもの¹⁾であり、材料分離抵抗性や流動性が優れることや初期密実性の高さ、出来栄で優れていること等²⁾、品質における利点が報告されている。一方で、中流動コンクリートの中長期的な耐久性については、ひび割れに関してはTCI等による分析・検討が行われているものの^{例えば3)}、その他の変状特性（うき・はく離等の点検結果に記載される変状）に関しては明らかになっていない。

2. 研究目的

本研究では、道路トンネルにおいて中流動コンクリートを覆工に適用した事例について収集し、定期点検結果⁴⁾、⁵⁾をベースに、普通コンクリート覆工で発生した変状と中流動コンクリート覆工で発生した変状について比較を行い、それぞれの変状特性について分析した。具体には発生する変状種類や発生箇所等についてトンネルの経過年数別に普通コンクリートと中流動コンクリートにおいて比較を実施した。

3. 分析方法と条件

分析対象としたトンネルは国管理の道路トンネル（NATM）で、中流動コンクリートまたは普通コンクリートを適用したトンネルを対象とした。また、環境条件の差や点検時期、点検技術者の個人差等による影響を低減するため、対象地域を東北地方の2路線に限定し、比較的近接しているトンネルを分析対象とした。図-1に事例収集したトンネルの完成年度を示す。収集したトンネルは16トンネルで、完成年度は平成27年度～平成29年度である。うち6トンネルは1つのトンネル内で普通及び中流動コンクリートが併用されている状態である。なお、普通コンクリートのスランプ値は15～18cm、中流動コンクリートのスランプフローは42.5cmであった。次に各トンネルの経過年数を図-2に示す。経過年数は点検実施年度からトンネル完成年度を引いて算出した。経過年数に着目することによって、各経過年数における変状数の推移を確認できるようになる

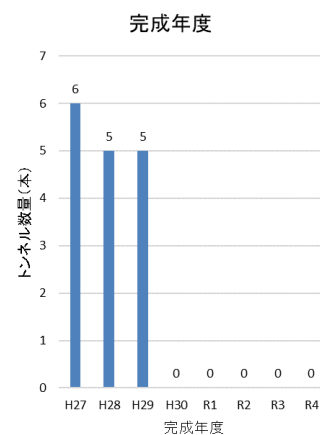


図-1 トンネル完成年度

るため、施工時期が異なるトンネルにおいても経緯を確認することが可能となる。本事例で収集したトンネルでは、すべてのトンネルで初回の定期点検が実施済みであるとともに、経過年数4～7年で9トンネルが2回目定期点検

を実施済みである。また、今回収集したトンネルの普通及び中流動コンクリートの適用スパンの内訳を図-3に示す。普通及び中流動コンクリートの変状数の比較には、1スパンあたりの変状数を指標とした。算出方法は、定期点検において確認された対象とする変状数をそのスパン数で除した。なお、本分析において主に確認された変状区分は材質劣化や漏水による変状であった。外力性変状に関しては、1回目定期点検において判定された変状に対して、2回目以降の定期点検結果から進行性が認められなかったため、材質劣化による変状として扱うものとした。

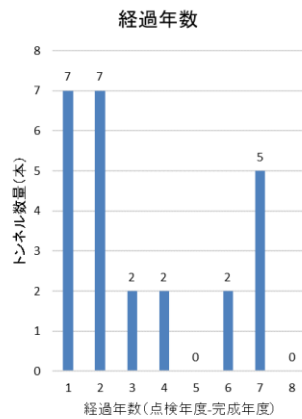


図-2 トンネル経過年数

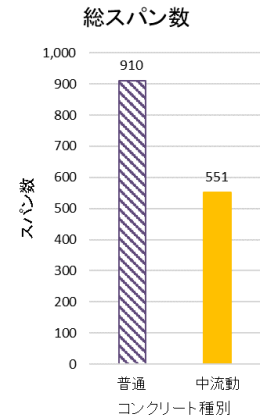


図-3 適用スパンの内訳

4. 分析結果

前述の分析条件に従い、検討項目ごとにおける1スパンあたりの変状数について分析した。

図-4にコンクリート種別毎の1スパンあたりの変状数を示す。全変状における1スパンあたりの変状数は普通コンクリートおよび中流動コンクリートに関わらず同程度であることがわかる。

発生した変状を発生箇所別に整理したものを図-5に示す。発生箇所別でみると、アーチ部で最も1スパンあたりの変状数が多く、次いで側壁、天端で多くなっている。アーチ部では普通、中流動コンクリートともに同程度の変状数であった。側壁においては中流動コンクリートの変状数が多い結果となった。側壁の発生変状種類について整理したものを図-6に示す。この結果を見ると、側壁の変状種類ではひび割れが多く発生していることが分かる。ひび割れの発生位置について調べると、インバートの標準設置区間

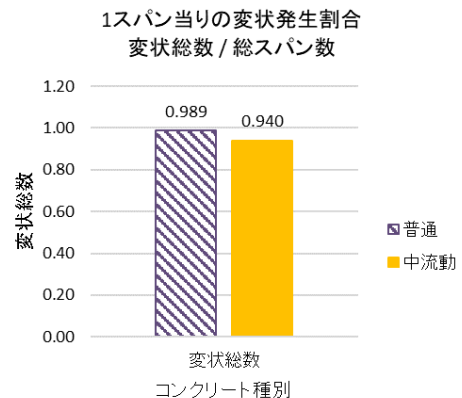


図-4 コンクリート別変状数

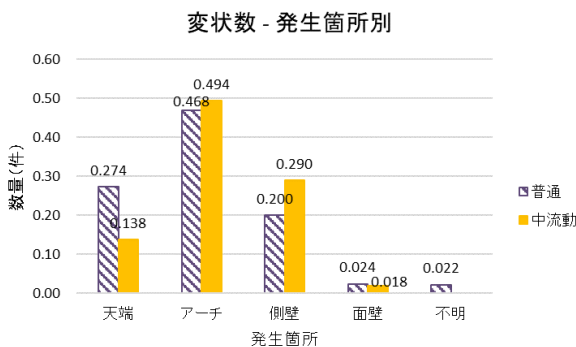


図-5 変状箇所別の変状数

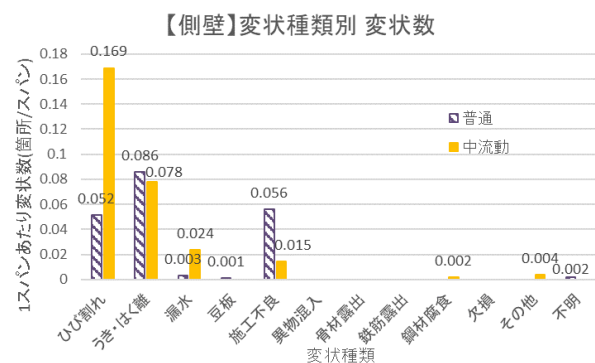


図-6 側壁における発生変状種類

であるDIパターンやDIIIパターンで多くなっており、またスパン中央付近でトンネル横断方向に多く発生していることが確認された。このことから、側壁でのひび割れはインバートの拘束を受けたひび割れや温度伸縮の影響による乾燥収縮ひび割れ等であると考えられる。一方で、天端では普通コンクリートの変状数が多い結果となっており、発生する主な変状種類は図-7に示すように、ひび割れやうき・はく離が多く確認された。天端でのひび割れは写真-1に示すように縦断方向に発生しているものが多く、このようなひび割れは覆工コンクリート打設後の乾燥収縮等によるものと考えられる。また、天端でのうき・はく離については、目地部での発生が普通コンクリートが多かったことから、コンクリート打設後に乾燥収縮により発生したものであると考えられる。ただし、目地部以外においてもうき・はく離の発生が多く確認されていることから、これらの変状要因についてはさらに詳細に分析を実施する必要があると考えられる。

次に、変状種類別に整理した結果を図-8に示す。普通、中流動コンクリートともにひび割れ、うき・はく離の発生量が多いが、うき・はく離の発生量において、中流動コンクリートの方がやや優位な結果となった。

図-9に対策区分別による整理結果を示す。対策区分別では、コンクリート種別によらず多くが対策区分Iと軽微な変状であることを示している。対策が必要となる対策区分IIa以上の判定について着目すると、発生している変状のほとんどがうき・はく離となっており、特に対策区分IIaでは中流動コンクリートのほうが若干少なくなる結果となった。また、経過年数別の1スパンあたりの変状数を図-10に示す。普通、中流動コンクリートともに経過年数毎でバラつきがみられ、他の結果と同様に有意な差は見られなかった。

【天端】変状種類-1スパン変状数

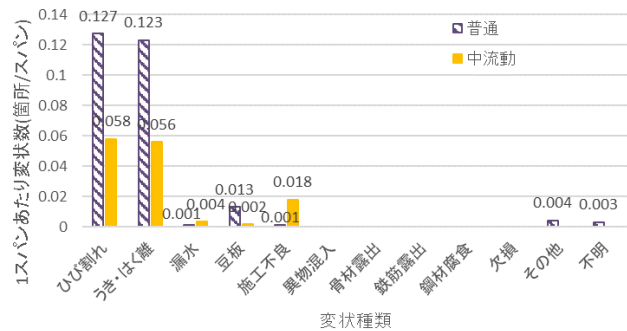


図-7 天端における変状種類別の変状数

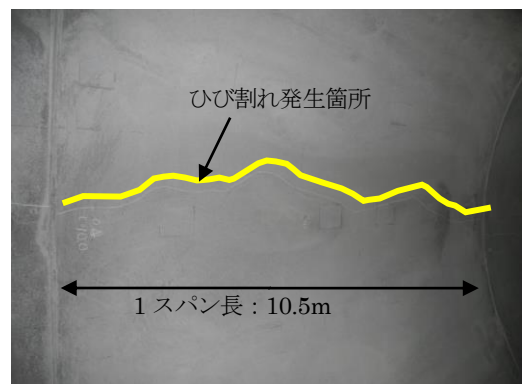


写真-1 天端でのひび割れ発生例

変状種類別 発生数 - 種別

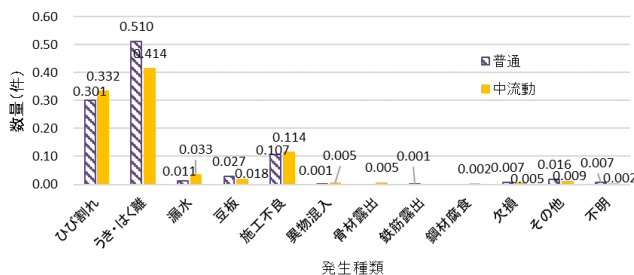


図-8 変状種類別による変状数

【全変状対象】判定区分別1スパン変状数

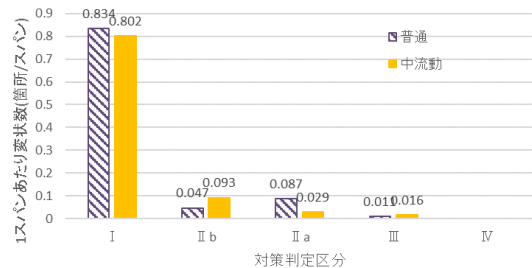


図-9 対策区分別による変状数

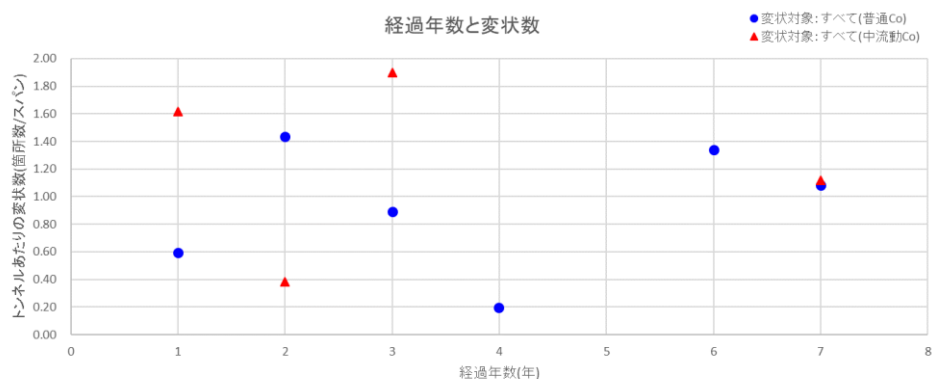


図-10 経過年数別に整理した変状数

5. まとめ

覆工コンクリートに用いる材料として中流動コンクリートの変状特性を把握するため、完成年度や経過年数等の条件を揃え、定期点検結果を用いてその変状特性について整理を行った。本分析で対象としたトンネルの経過年数は7年程度であったが、天端におけるうき・はく離の発生量において中流動コンクリートでやや優位性が確認されたものの、変状総数や発生箇所等においては両者で同等の傾向が見られた。また対策区分別では、対策区分Ⅱaで中流動コンクリートにやや優位性が確認されたものの、多くの変状が対策区分Ⅰと軽微な変状となっている。これらの傾向や評価には更なる分析が必要である。さらに、経過年数別に整理した結果においても経過年数によりバラつきが見られ、普通、中流動コンクリートにおける有意な差は見られなかった。このことから、7年間の維持管理上では、中流動コンクリートは普通コンクリートと同等以上の品質を有していると考えられる。

今後は、発生箇所別の変状種類について詳細に確認することや、特に変状が多かったひび割れやうき・はく離等の発生規模や形態に着目し、中流動コンクリートと普通コンクリートの変状特性の違いを分析していく必要がある。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、日下上席研究員、森本主任研究員、菊地研究員をはじめ、トンネルチームの皆様にご多大なるご指導を賜りました。また、東北地方整備局から分析に必要な各種データ等を提供いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社エヌ・イー・エス

<参考文献>

- 1) 城間博通, 小川澄, 佐伯徹:「トンネル覆工専用中流動コンクリートの開発」, 土木技術 64 巻, 4 号, pp.49-57, 2009.4
- 2) 藤倉裕介, 三河内永康:「中流動コンクリートを用いた覆工コンクリートの耐久性について」, フジタ技研研究報告, 第43号, pp.35-40, 2013.
- 3) 上谷明生, 中野清人, 山崎哲也:「中流動コンクリートの長期耐久性に関する考察」, トンネル工学報告集, 第32巻, I-33, 2022.11
- 4) 国土交通省 道路局国道・防災課:「道路トンネル定期点検要領」, 2014.6
- 5) 国土交通省 道路局国道・防災課:「道路トンネル定期点検要領」, 2019.3

画像解析技術活用に向けた切羽写真条件に関する一考察

チーム名等 トンネルチーム
氏 名 田村 賢人

1. まえがき

山岳トンネルの施工においては、日々の計測や切羽観察を参考に適切な支保パターンや補助工法が採用されている。切羽観察は現場技術者の知識や経験に依るところが大きく、技術者の経験により判断が異なる場合も多い。また、今後熟練の技術者が減少することにより、適切な判断が困難になることが懸念される。近年では、それらの技術者による判断のばらつきの解消や、技術者不足への対応を目的として、AI による画像解析技術を用いた切羽評価システムの開発が進められている。その中で、切羽撮影時の環境やカメラの設定が切羽評価の結果に影響を与えることが明らかになっており¹⁾、画像解析に適した切羽写真の撮影条件について提案されている^{2)および3)}。しかし、それらの切羽の撮影条件が画像解析結果に及ぼす影響について実際に検討された事例は少ない。

2. 研究目的

本検討では、切羽写真撮影時のカメラの設定等の撮影条件が画像解析結果に及ぼす影響について明らかにすることを目的とし、切羽写真の撮影条件に関する評価方法を提案し、その評価手法を基に切画像解析の出力結果に及ぼす影響について分析した。また、分析により得られた写真撮影時の留意事項を提案する。

3. 研究方法

本検討では、既往の研究²⁾で提案された、写真評価式を改良した新しい評価方法（以下、「新写真評価式（案）」とする）を用い、画像解析技術への適用性について検討した。下式に示す新写真評価式（案）は、道路トンネル施工時に坑内で撮影された切羽写真の解像度等进行分析し、トンネル切羽を撮影する際に、白飛びや黒つぶれが発生しにくく、画像解析への適用に必要な解像度を確保できるカメラの設定値の目安として設定した。

$$\text{評価点①} = \frac{F \text{ 値}}{S \text{ 値} \times \text{ISO 感度}} \quad (1)$$

ただし、

- ・評価点①が 0.1～0.5 に収まる範囲に設定する
- ・F 値の設定値は 8 以下とする
- ・画素数は 300 万画素以上とする

ここで、F 値はレンズの絞り値、S 値はシャッタースピード[秒]、ISO 感度は固体撮像素子の感度を示す。

なお、新写真評価式（案）は、白飛び、黒つぶれの出現頻度および解像度の観点では、従前の写真評価式と同等以上の質を確保できていることを確認している。

4. 画像解析への適用性の検証

4.1 検討概要と対象切羽写真

新写真評価式（案）の画像解析技術への適用性を検証するため、筆者らが試作した切羽写真トリミングシステムおよび類似切羽検索 AI に、道路トンネル施工時に取得した切羽写真を適用し、その出力結果と新写真評価式（案）との関係を分析した。

対象とした切羽写真の撮影時に用いたカメラと設定値は表-1の通りである。デジタルカメラ2機種とスマート

フォンの標準カメラアプリおよび工事写真管理アプリを用いて撮影された切羽写真を利用した。なお、工事写真管理アプリは、管理用に最適化された形式で保存されるため、F 値、S 値、ISO 感度などの情報は不明である。対象切羽写真の内訳と新写真評価式（案）での評価結果を表-2 に示す。対象切羽写真は 514 枚であり、166 断面の切羽で撮影されたものである。内訳はデジタルカメラの写真が 209 枚、スマートフォンの標準カメラアプリが 49 枚、工事写真管理アプリで撮影した写真は 256 枚であった。新写真評価式（案）を適用した場合、条件を満たす画像を OK 画像、満たさない画像を NG 画像とすると、OK 画像は 55 枚、NG 画像は 459 枚であった。

4.2 切羽写真トリミングシステムを用いた検証

4.2.1 検証方法

切羽写真トリミングシステムは、入力したトンネル切羽の全景写真から上半切羽面領域のみを抽出し、出力するものである。本システムは、セマンティックセグメンテーションと呼ばれるタスクを用いた機械学習モデルであり、人間の手により上半切羽面領域をラベル付けた複数のトンネルの切羽写真 720 枚を教師データとして作成した。本検討では、514 枚の対象切羽写真をシステムに入力し、出力された画像を目視で確認のうえ、表-3 に示す 3 段階で切り抜き加工の状態を評価した。

4.2.2 検証結果

表-4 に切羽写真トリミングシステムの出力画像の評価結果を示す。OK 画像の 55 枚については、すべてが評価：1 であり、切羽写真トリミングシステムが適切に機能することを確認した。しかし、NG 画像の多くもトリミングシステムが適切に機能していることが確認でき、カメラ設定に関わらずトリミングシステムが適切に機能する可能性が考えられる。そこで、トリミングシステムが適切に機能しない、評価：2 または評価：3 となった計 70 枚の切羽写真を確認した。その結果、23 枚が切羽面の一部が見切れている写真、32 枚が黒板やチャート、人物などの障害物が上半切羽範囲に映り込んでいる写真、5 枚がブレやピンボケした写真、5 枚が括

表-1 カメラの設定値一覧

項目	デジタルカメラ		スマートフォン	
	カメラA	カメラB	標準カメラアプリ	工事写真管理アプリ
画素数[万画素]	123, 315	1593	1200	123
F値	3.5	3.9~4.1	1.8	不明
ISO感度	160~6400	400~800	32~100	不明
S値[秒]	1/125~1/5	1/4~1/10	1/30~1/6	不明

表-2 対象切羽写真の内訳

	デジタルカメラ		スマートフォン		計
	カメラA	カメラB	標準カメラアプリ	工事写真管理アプリ	
OK画像	26	0	29	0	55
NG画像	158	25	20	256	459
計	184	25	49	256	514

表-3 トリミングシステム出力画像の評価基準




評価		トリミング画像例
1	切羽上半面を比較的正確に切り抜き加工できている	
2	切羽上半面を切り抜き加工できているが、境界線が不安定、余計な部分も切り抜かれている	
3	3: 切羽上半面を切り抜き加工できず境界を確認できない	

表-4 トリミングシステム出力画像の評価結果

		OK画像	NG画像
評価：1	444	55	389
評価：2	58	0	58
評価：3	12	0	12
計	514	55	459

幅部付近の特殊な断面の写真であり、切羽が適切に映っている写真は 5 枚と限られた数であった。これより、評価：2 や評価：3 となった写真の多くは、カメラ設定の影響ではなく、その他の要因によりトリミングシステムが適切に機能しなかったと考えられる。

以上より、トリミングシステムを適正に機能させるためには、カメラ設定の影響はあまり大きくなく、以下の点に留意が必要であると考えられる。

- ・ 上半切羽面全体が写る画角で撮影すること。
- ・ 上半切羽面部分に黒板やチャート、人物などの障害物が映り込まないようにすること。
- ・ 三脚等を用いてブレがないように撮影すること。また、切羽面にピントを合わせて撮影すること。

4.3 類似切羽検索 AI を用いた検証

4.3.1 検証方法

類似切羽検索 AI は、畳み込みニューラルネットワーク (CNN: Convolutional Neural Network) により切羽写真の特徴量を抽出し、事前に入力した切羽画像から類似度が高いものをランキング形式で出力する教師なし学習 AI である。複数のトンネルの切羽写真約 1000 枚を用いた精度検証では、入力した切羽写真と同じ切羽の別の写真を類似度ランキングの上位として出力することを確認している。本検討では、前節でトリミング処理した画像を検索対象とし、出力結果の上位 10 枚の切羽写真について、切羽観察簿を確認することで切羽の類似性を分析した。

4.3.2 入力対象切羽画像

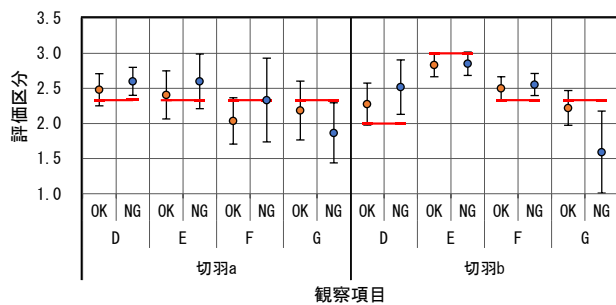
入力した画像の撮影条件および新写真評価式 (案) による評価結果は表-5 の通りである。対象切羽写真のうち、同一切羽で OK 画像、NG 画像が撮影されている 2 切羽の切羽写真を対象とした。切羽 a の OK 画像は、スマートフォンの標準カメラアプリで撮影されたものであり、比較的大きな画素数で撮影された写真である。NG 画像は、カメラ A により撮影されたもので、評価点①の条件は満たすものの、画素数が 300 万画素を下回る画像である。切羽 b の OK 画像は、カメラ A により撮影された画素数 315 万画素の画像で、OK 画像の中では比較的小さい画素数の画像である。NG 画像は、OK 画像と同じ画素数であるが、評価点①の条件を満たさず、NG となった画像である。

4.3.3 検証結果

各画像の類似切羽検索 AI への適用性について、従前の方法⁴⁾、すなわち現場で技術者が切羽を観察して評価した 9 項目 4 段階の切羽観察評価区分を基に検証した結果を図-1 に示す。ここでは、切羽観察項目のうち、比較的視覚による判断が可能であり、画像解析の活用に相性が良いと考えられる D: 風化変質, E: 割目の間隔, F: 割目の状態, G: 割目の形態の結果を示している。図中の横棒は、入力画像の切羽の各観察項目の評価区

表-5 入力対象画像の撮影条件及び写真評価結果

	切羽a		切羽b	
	OK画像	NG画像	OK画像	NG画像
使用カメラ	スマートフォン (標準カメラアプリ)	カメラA	カメラA	カメラA
F値	1.8	3.5	3.5	3.5
S値[秒]	1/15	1/60	1/60	1/60
ISO感度	64	1600	2000	2500
画素数[万画素]	1219	123	315	315
評価点①	0.338	0.131	0.105	0.084
評価点①判定	0.1 < 評価点① < 0.5			
F値判定	F値 ≤ 8			
画素数判定	画素数 > 300			
新写真評価式 (案) 評価	OK	NG	OK	NG



— : 入力画像の切羽評価区分
 ● : 入力画像の観察項目の評価区分および切羽評価点
 I : 入力画像の評価区分に対する上位 10 の切羽写真の評価区分の標準偏差
 観察項目は、D: 風化変質, E: 割れ目の間隔, F: 割れ目の状態, G: 割れ目の形態を示す

図-1 類似切羽 AI を用いた検証結果

分を示す。ここで、評価区分は、上半切羽面を天端部、右肩部、左肩部の3つに分割された切羽に対して評価されているため、その平均値を示している。図中の丸印は、出力結果における、上位10切羽の評価区分の平均値を示し、ひげの部分は、その標準偏差を示す。

結果については、次のことがいえる。①出力結果における上位10切羽の標準偏差が著しく大きい場合、その出力結果は、ばらつきが大きく、精度が低いと考えられる。②各観察項目において、入力画像がOK画像の場合とNG画像の場合を比較して、出力結果の標準偏差が同程度の場合、出力結果の評価区分の平均値が入力画像の評価区分に近いほど、精度が高いと考えられる。

切羽aについて、F：割目の状態のNG画像の結果は上記の①に当てはまり、精度が低いといえる。残りのD：風化変質、E：割目の間隔、G：割目の形態については、②により、OK画像を入力した場合の方が精度が高いといえる。これらより、新写真評価式(案)を満たすことで、より類似性の高い切羽を出力可能であることが示唆された。

切羽bについて、E：割目の間隔については、OK画像を入力した場合とNG画像を入力した場合で同程度の結果であったが、その他のD：風化変質、F：割目の状態、G：割目の形態については、OK画像を入力の方がNG画像を入力した場合に比べて精度が高い出力結果となった。これより、比較的画素数が小さい写真についても、新写真評価式(案)を満たすことで、より類似性の高い切羽を出力可能であると考えられる。

5. 結論

本研究では、山岳トンネルの切羽評価に画像解析技術を活用する際に求められる切羽写真の撮影条件について、新写真評価式(案)を提案した。また、試作した画像解析システムを用いた検証により、提案した新写真評価式(案)を満たすことで、撮影された切羽写真の画質や画像解析の出力結果について一定の精度が得られることを確認した。さらに、画像解析技術の活用を見据えた、切羽写真撮影時のカメラ設定以外の留意事項を抽出した。

本検討は、筆者らが試作した画像解析システムを用いた結果であるが、近年開発が進められている種々の画像解析技術においても、入力する画像に一定程度の品質のものをいなければ、出力結果の精度に負の影響を及ぼすことが懸念される。今後の画像解析技術の適切な活用に向けて、本報告で示した評価値と留意事項を参考に切羽写真を撮影し、蓄積することで精度向上に寄与すると考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導をいただきました日下上席研究員、佐々木研究員、菊地研究員並びにトンネルチームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：中央復建コンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 菊地浩貴，日下敦，小出孝明，巽義知，長谷川慶彦：「AIを用いた山岳トンネルの切羽評価に関する一考察，第74回土木学会年次学術講演会」，VI-736，2019.9
- 2) 佐々木亨，長谷川慶彦，菊地浩貴，日下敦，巽義知：「切羽観察への画像解析技術活用に向けた切羽写真撮影条件に関する基礎的検討」第75回土木学会年次学術講演会，VI-676，2020.9
- 3) 橋立健司，吉川正，山本拓治，曾根真理，辰巳順一，宮嶋保幸，上岡真也，辻川泰人，田中統造，野村貴律：「AIを活用したトンネル切羽の地質評価と肌落ち予測支援による災害防止に関する研究開発②一切羽の画像撮影方法の最適化について」，第76回土木学会年次学術講演会，CS14-26，2021.9
- 4) (社)道路協会：道路トンネル観察・計測指針 平成21年改訂版，p.24，2009.2

タイの工業団地における洪水氾濫解析モデルの構築

チーム名等 水災害研究グループ
氏 名 沼田 慎吾

1. まえがき

2011年8月から12月にタイのチャオプラヤ川で発生した洪水は、浸水面積約1.8万km²、死者約800人、被災者数約130万人の大水害となった。各地の工業団地の浸水によりサプライチェーンが寸断し、経済被害約3.5兆円という大きな影響を世界経済に与えた。浸水した工業団地の中でも、アユタヤ県にあるバウンワ工業団地とバンパイン工業団地はチャオプラヤ川に近く、またチャオプラヤ川が下流で狭窄しているため、今後の気候変動の影響も考慮すると、浸水リスクが高い。一方で、2つの工業団地はチャオプラヤ川の下流域に位置し、洪水が到達するまでには時間的な猶予があるため、事業継続性マネジメント（BCM）の構築・実装により経済被害の最小化が期待できる。

2. 研究目的

2011年の洪水を受け、地球規模課題対応国際科学技術協力プログラム（SATREPS）の一環として「産業集積地におけるArea BCMの構築を通じた地域レジリエンスの強化」プロジェクトが2018年より始まった。BCMの構築のためには、想定される複数の洪水による浸水範囲や浸水深、浸水継続時間などの災害リスク情報が必須である。そこで水災害・リスクマネジメント国際センターでは、バウンワ工業団地とバンパイン工業団地の洪水氾濫解析モデルをRRI¹⁾で構築し、災害リスクを評価した。

3. 研究方法

3.1 洪水氾濫解析モデルの概要

BCM構築のため、工業団地周辺の主要道路のリスク情報も精度良く把握することが求められ、空間解像度を小さくする必要があった。その一方で、氾濫水の流れを正確に把握するためにチャオプラヤ川全体の計算も必要であり、流域面積約16万km²のチャオプラヤ川において空間解像度を小さくすると計算に時間がかかることが想定された。そこで、チャオプラヤ川の流域スケールのモデルと工業団地スケールのモデルの2つを作成し、そ

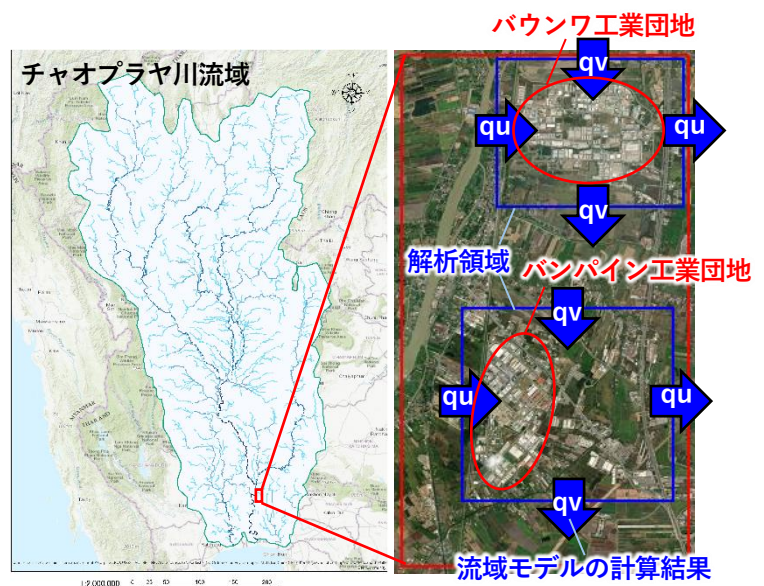


図-1 工業団地スケールモデルへの流域スケールモデルの計算結果の与え方（左：流域スケールモデル、右：工業団地スケールモデル）

それぞれ空間解像度を 1km と 40m とした。流域スケールの計算結果を工業団地スケールのモデルに与えて計算することで、チャオプラヤ川の流域全体の水の流れを考慮しつつ、工業団地は細かく計算することができた (図-1)。流域スケールのモデルは、MERIT-Hydro²⁾より作成し、土地利用 5 種類とした。詳細については既往文献³⁾を参考にされたい。

3.2 工業団地スケールの洪水氾濫解析モデルの構築

3.2.1 地形データ

工業団地スケールの標高データ (DEM) は、現地での航空レーザーによる測量成果を 40m にスケールアップしたメッシュデータを使用した。オリジナルの DEM はスケールアップの影響により、現実にはそぐわない窪みや本来一連である盛土の不連続などが存在するため、これらの修正を行った。また、工業団地の周囲には 2011 年の洪水を受けて洪水防御壁が設置されており、本モデルでは防御壁が存在するメッシュの DEM を防御壁の頂部の標高まで嵩上げすることでモデル化を行った。防御壁頂部の標高については、航空レーザー測量では捉えられないので、現地で頂部と周辺標高との比高を計測し DEM に反映した (図-2)。RRI には DEM の他に流下方向 (DIR)、上流累積メッシュ数 (ACC) のデータも必要であり、これらについては GIS ソフトを用いて DEM から作成した。本モデルでは土地利用の違いも考慮するため、タイ王立灌漑局から提供された 50 種類の土地利用データを水田・畑地・山地・都市・水域の 5 種類に再分類した土地利用 (LANDUSE) データを利用した。

工業団地にはポンプが整備されており、工業団地内の降雨はポンプによって排出される。RRI にはポンプ機能がないため、工業団地内の浸透能を通常よりも大きくすることで、これを表現した。

3.2.2 河道データ

工業団地とその周辺には複数の水路があり、それらのうち主要な水路の接続を現地で確認し、河道モデルとしてモデル化した。河道幅は航空写真から、河道深は現地調査結果から設定し、境界条件として流量などは与えずに氾濫した水が空の河道に流入し、排水される様子を表現した。

3.2.3 境界条件

「3.1 洪水氾濫解析モデルの概要」で示したように、工業団地スケールモデルの周囲 4 辺に、流域スケールモデルの計算結果を境界条件として与えた。具体的には、流域スケールモデルの地表面流量 qu 、 qv を与えた (図-1)。

4. 研究結果

作成したモデルに 2011 年の降雨、境界条件を与えて、計算を行った。以下ではその結果について示す。なお、

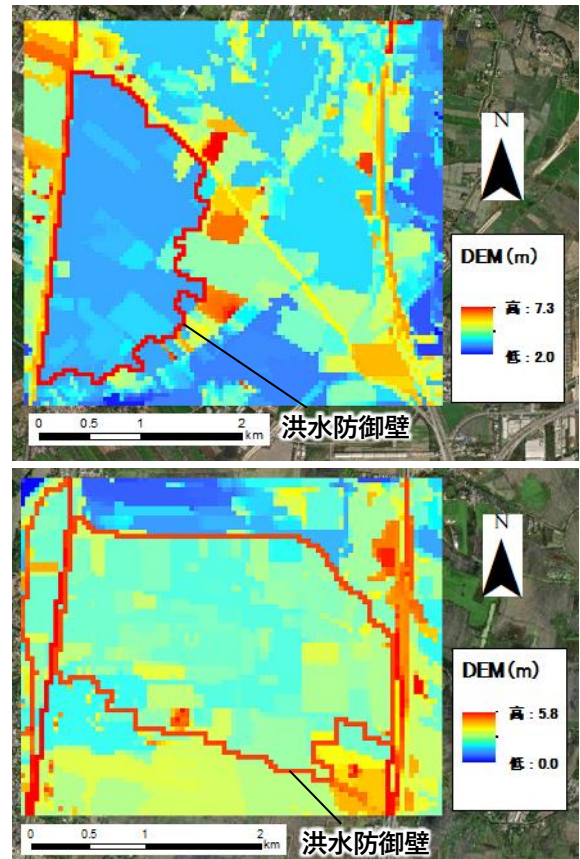


図-2 工業団地スケールモデルの標高データ (上：バンパイン、下：バウソワ)

RRI より出力される斜面浸水深は不透水層からの水深となっており、地表面から土層厚×空隙率分だけ低いところからの水深となっている。以下の図では、土壌中の水深を差し引いて地表面からの水深となるようにしている。

4.1 浸水の広がり方

洪水防御壁なしのバンパイン工業団地の時系列浸水深図を図-3 に示す。5 月上旬には工業団地の南端から浸水が始まり、9 月上旬には工業団地の全体と北東付近の水田に浸水が広がっている。10 月上旬には浸水範囲は工業団地の北側と東側にも拡大し、浸水深と浸水範囲はピークに達している。ピーク時の工業団地内の浸水深は 1m 程度である。その後、徐々に水は引き始めるが、12 月末でも工業団地内は 0.3m 程度、北東付近の水田は 0.2m 程度の浸水が残っている。

洪水防御壁なしのバウンワ工業団地の時系列浸水深図を図-5 に示す。4 月下旬には工業団地の南西から浸水が始まっている。9 月上旬には工業団地内に浸水が拡大し、加えて北東付近の水田と線路の西側も浸水している。10 月下旬には工業団地内とその周囲のほぼ全域に浸水が広がり、この時の工業団地内の浸水深は 1m 程度である。ピーク後、浸水範囲は減少していくが、12 月末でも工業団地内で 0.2m 程度、線路の西側では 1.5m 程度浸水したままとなっている。

4.2 最大浸水深の分布と再現精度

図-4 のバンパイン工業団地モデルの最大浸水深図（洪水防御壁なし）を確認すると、工業団地内や北側の水田は、1m～1.5m と浸水深が大きい範囲が広い。最も浸水深が大きいのは、対象範囲南東の隅付近で浸水深は 2.22m となっている。工業団地内や北側の水田は、標高が低い浸水深が大きくなっており、南東の隅付近は幹線道路に囲まれた水路であるため、周囲よりも特に標高が低く浸水深が深くなったと考えられる。幹線道路と北西から南東に向かう道路、線路においては、その周辺も含め標高が高いため、浸水していないもしくは浸水深が小さくなっている。工業団地内の浸水深の分布に着目すると、浸水深は 1m 程度がほとんどであるが、局所的に標高が高い場所は浸水深が 0.4m 以下と小さく、浸水していない場所もある。

図-6 のバウンワ工業団地モデルの最大浸水深図（洪水防御壁なし）からは、北側の水田や線路の西側、工業団地外の南西付近は、広い範囲で最大浸水深が 1m 以上となっているのが確認できる。特に、線路の西側の中でも南側の浸水深が最も深く、浸水深は 3.99m となっている。北側の水田や工業団地外の南西付近は標高が低いため、浸水深が大きくなった。線路の西側については、当該モデルにおいては主に南西からチャオプラヤ川からの氾濫水が流入しており、流入してきた水が標高の高い線路に阻まれたため、浸水深が大きくなったと考えられる。バンパイン工業団地モデルと同様に、幹線道路と線路においては、その周辺も含め標高が高いため、浸水していないもしくは浸水深が小さくなっている。工業団地内については、大部分が 0.3m～1.5m となっており、バンパイン工業団地と比べると浸水深の差が大きい。これはバンパイン工業団地が比較的平坦なのに対して、バウンワ工業団地は標高にばらつきがあることが原因と考えられる。

ここで、工業団地モデルの再現精度について確認する。両工業団地において 2011 年洪水の浸水に関するデータが乏しかったため、2011 年洪水後に設置された洪水防御壁は 2011 年洪水による工業団地内の最大浸水位よりも高いという仮定の下で、モデルの再現精度を確認することとした。バンパイン、バウンワ工業団地の防御壁の頂部の標高はそれぞれ 6.3m、4.9m 程度であり、両工業団地内の最大浸水位はそれぞれ 3.9m、3.7m であった。

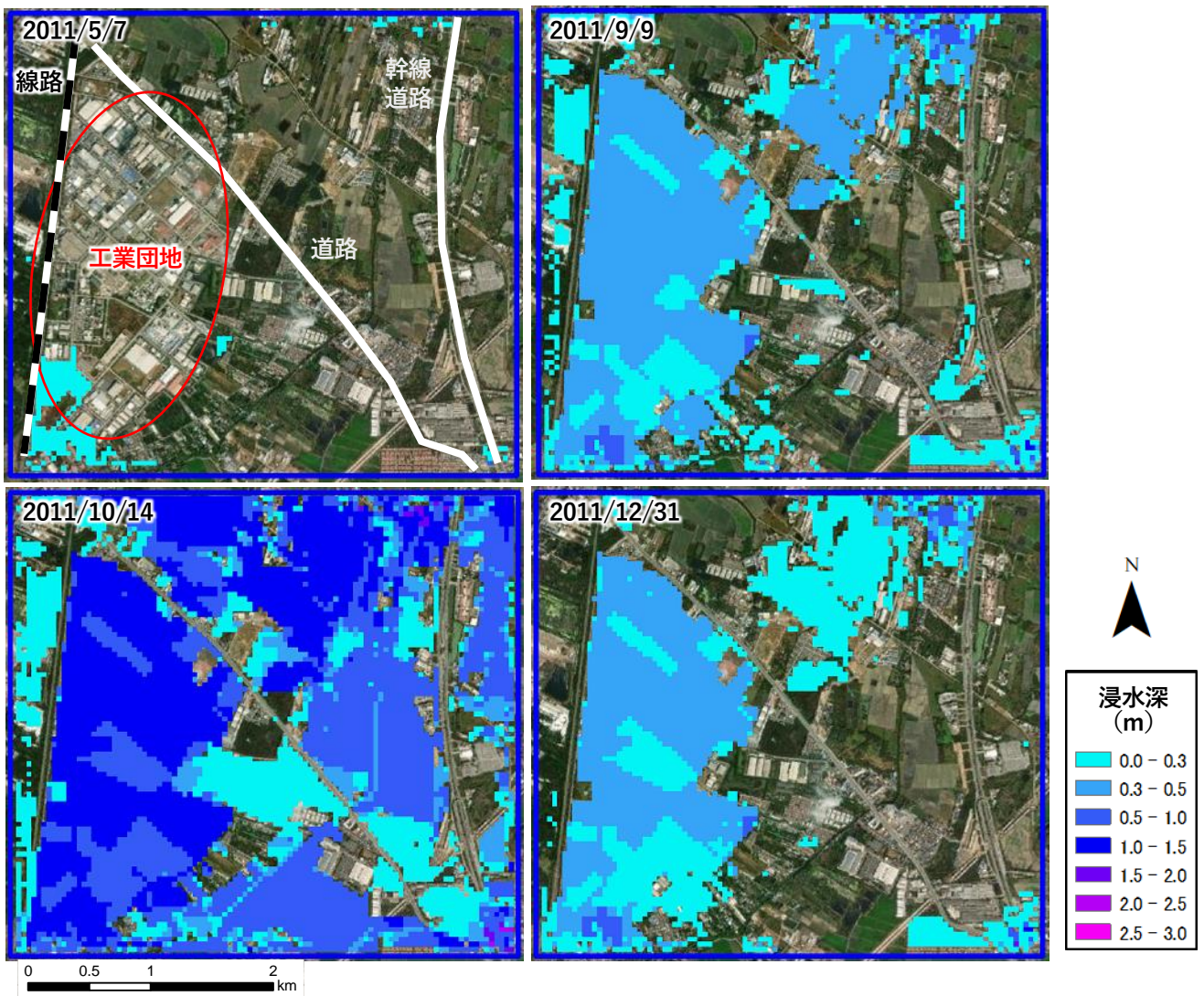


図-3 バンパイン工業団地における時系列浸水深図（洪水防御壁なし）

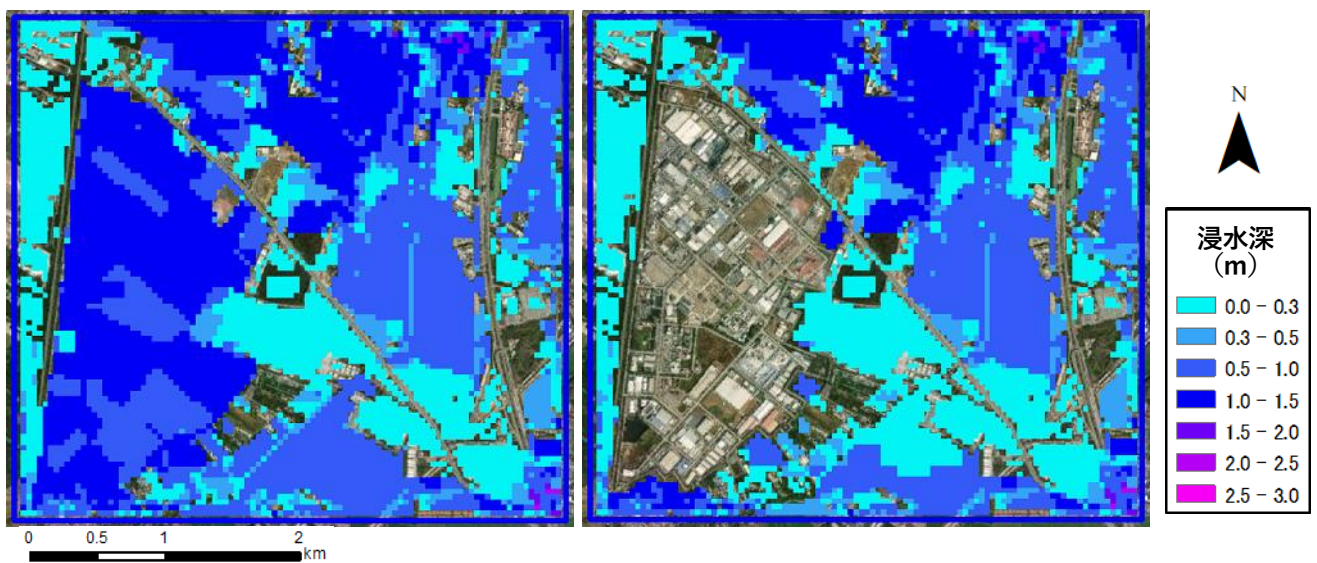


図-4 バンパイン工業団地における最大浸水深図（左：洪水防御壁なし、右：洪水防御壁あり）

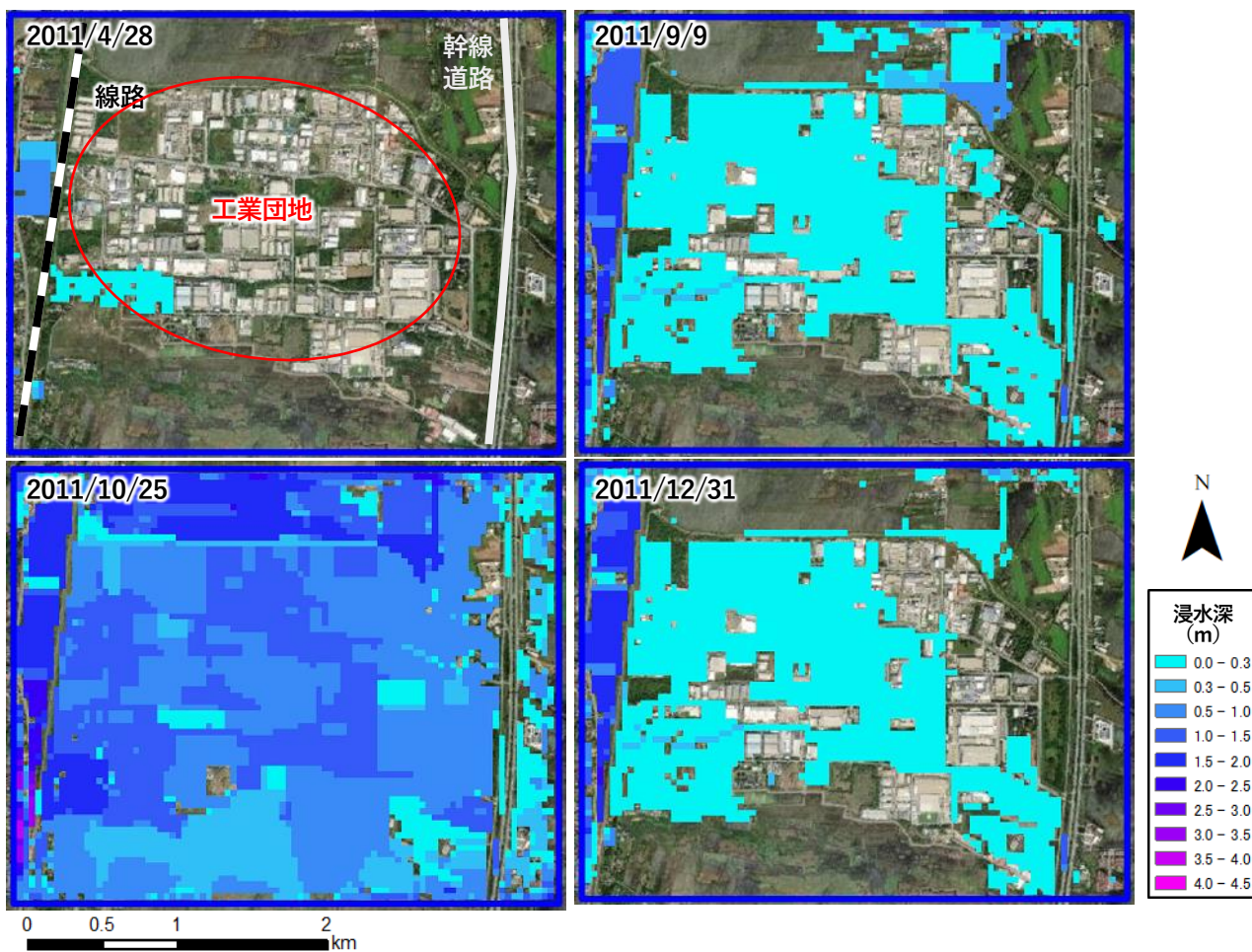


図-5 バウンワ工業団地における時系列浸水深図（洪水防御壁なし）

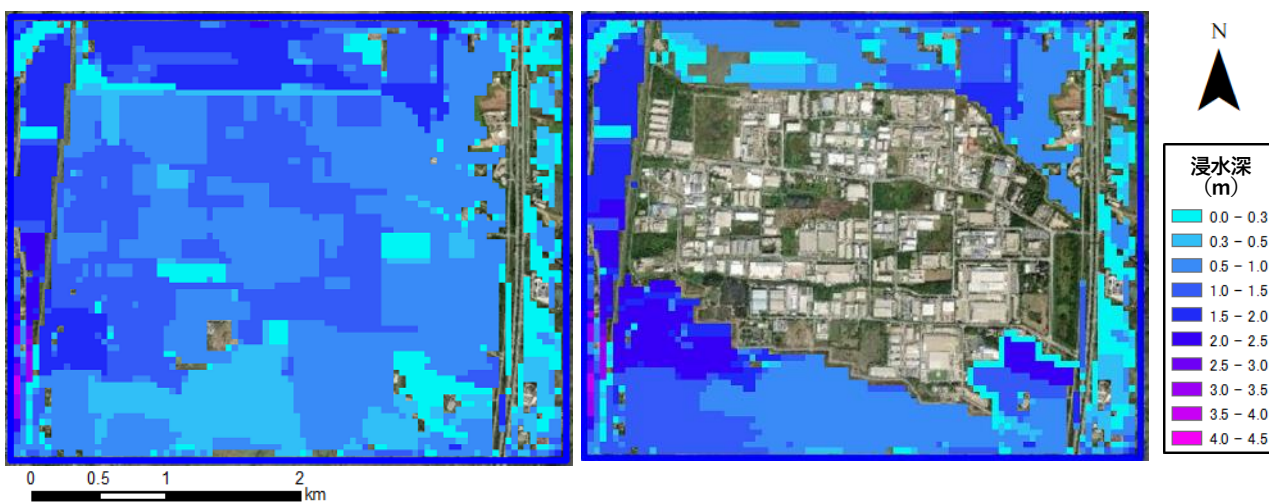


図-6 バウンワ工業団地における最大浸水深図（左：洪水防御壁なし、右：洪水防御壁あり）

バンパイン工業団地の浸水位は防御壁よりも 2.4m 程度低く、防御壁が余裕高を考慮して設置されたとしてもやや低いと考えられるが、両工業団地とも防御壁の標高以下となり、一定の精度は確保できたと考える。

4.3 洪水防御壁による効果

バンパイン工業団地の洪水防御壁なしとありの最大浸水深図（図-4）を比較し、防御壁により浸水がどのように変化するのか確認する。防御壁ある場合、工業団地内の浸水は無くなり、工業団地東側の浸水深も浅くなっている。これは防御壁なしの計算では、主に南西の境界から水が流入し、東に流れていたが、防御壁がある場合この流れが阻まれて、東側には流れていかなかったことが原因と考えられる。防御壁がある場合に工業団地南側の浸水深がやや深くなっているのも、防御壁によって流れが阻まれたためと考えられる。

バウンワ工業団地の洪水防御壁なしとありの最大浸水深図（図-6）を比較する。防御壁ある場合、工業団地内の浸水は無くなり、工業団地北側の浸水深も浅くなった。一方で工業団地南側では浸水深は深くなっている。バウンワ工業団地では、当初、南西の境界から水が流入し北に向かう流れであった。しかし、防御壁があることで工業団地南側に水が貯まり、北側には到達しなかったと考えられる。

5. 結論

タイの 2 つの工業団地において、流域スケールの洪水氾濫解析モデルからネスティングすることで、工業団地スケールのモデルを構築した。構築したモデルにより、2011 年の洪水の氾濫の広がり方や浸水深が大きい場所、洪水後に設置した洪水防御壁の効果を把握することができた。

6. 謝辞

研究を進めるにあたり、水災害・リスクマネジメント国際センターの皆様とチュラロンコン大学のアヌラック先生には多くのご指導をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

所属：室町技術株式会社

<参考文献>

- 1) 佐山敬洋, 岩見洋一: 「降雨流出氾濫(RRI)モデルの開発と応用」, 土木技術資料, Vol. 56-6, pp. 18-21, 2014.
- 2) Yamazaki D., D. Ikeshima, J. Sosa, P.D. Bates, G.H. Allen, T.M. Pavelsky, “MERIT Hydro: A high-resolution global hydrography map based on latest topography datasets”, Water Resources Research, vol. 55, pp. 5053-5073, 2019.
- 3) Daiki Kakinuma, Mamoru Miyamoto, Yosuke Nakamura, Anurak Sriariyawat, Supattra Visessri, “Development of an Inundation Model for Creating Industrial Park-Scale Risk Information for Area-BCM”, Journal of Disaster Research, vol. 17, No. 6, pp. 877-888, 2022.

桁端部の腐食進行度に応じた荷重伝達メカニズムについての解析的検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 川口 真理沙

1. まえがき

道路橋では、平成 26 年の道路法改正により 5 年に 1 回の定期点検が義務化され、令和 5 年度で 2 巡目点検が終了となる。定期点検の結果、予防保全が可能な段階よりも損傷が進行した道路橋が多数存在しており、予防保全型メンテナンスへの転換のためには、早期対応が必要な橋への集中的な老朽化対策が急務である。一方で、鋼橋の補修補強設計においては、損傷の進行度に応じて適切な補修工法を選択することが重要であるが、補修工法の基本や留意点等を取りまとめた技術資料が不足しており、現場では個別対応となっているのが実情である。

そこで、重点研究『鋼橋の損傷進行度に応じた補修補強設計に関する研究』では、これまで実施されてきた補修補強事例の収集・分析を行い、実験・解析による効果検証等を踏まえて、損傷の進行度に応じた効果が期待できる標準工法の提案を行うことを目的とし、研究を進めている。対象とする損傷は、鋼部材の代表的な損傷である疲労亀裂と腐食とする。具体的には、点検で多数発見されているものの標準的な措置工法が示されておらず、現場での個別対応を余儀なくされている損傷である、桁端部（支承直上）の主桁ウェブ・垂直補剛材の減肉を伴う腐食と、鋼桁橋の主桁と横桁または対傾構の接合部に発生する疲労亀裂とする。本稿では、桁端部の腐食を対象とした解析的な検討の結果について報告する。

2. 解析的検討の概要

鋼橋の桁端部では、伸縮部からの漏水や桁下の湿潤環境の影響により、断面欠損・孔食を伴う腐食が多く確認されている。鋼桁に腐食損傷が生じた場合、減少した板厚分の剛性を回復するように補修設計を行うことが実務での一般的な対応であり、部材の耐荷メカニズムに基づく定量的な補修設計法は確立されていない。そこで、本研究では、効果的な措置工法選定のための基礎検討として、腐食程度に応じた荷重伝達メカニズムを把握することを目的とし、数値解析を実施した。

3. 荷重伝達メカニズム把握を目的とした数値解析

3.1 解析手法

3.1.1 解析モデル

表-1 各部材の形状および材料特性値

本検討では、土木構造物標準設計に示される支間長 30m の主要幹線道路の単純プレートガーター橋²⁾を検討対象とし、

部材	形状 (mm)	板厚 (mm)	鋼種	降伏応力 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
ウェブ	2800 × 1800	9	SM490YA	365	200	0.3
フランジ	2800 × 350	19	SM490YB	355		
支点上垂直補剛材	1800 × 155	14	SS400	245	200	0.3
垂直補剛材	1765 × 110	9				
水平補剛材	1171 × 100	9				
ソールプレート	440 × 270	22		235		

外桁の桁端部をモデル化する（図-1(a)）。各部材の形状および材料特性値を表-1に示す。鋼材の構成則は、鋼桁が最大荷重に達しても、鋼材のひずみが加工硬化が生じる領域まで到達しないと考え、完全弾塑性体を仮定したバイリニア型で表現することとした。また、材料の降伏応力は JIS 規格値を用いることとした。対象とする桁端部の

解析モデルの寸法および境界条件を図-1 (b)、図-2 に示す。解析モデルの境界条件は、桁端部はせん断力が卓越することから、支点部に軸方向圧縮力だけでなくせん断力も生じるように、モデルの支間側の桁断面に鉛直方向 (y 軸) 強制変位を導入した。また、桁の横倒れ防止のために、モデルの桁端側上フランジ端部において z 軸方向変位を固定した。支承は可動側支承を対象としたことから、橋軸方向 (x 軸) の変位および z 軸周りの回転以外を固定した。

数値解析には、汎用有限要素解析プログラム Abaqus³⁾を使用した。解析モデルでは、ソールプレートに低減積分ソリッド要素 (C3D8R)、それ以外に低減積分シェル要素 (S4R) を使用し、要素サイズは 10×10mm とした。なお、本検討は、腐食した鋼桁の荷重伝達メカニズムを把握することが目的の基礎的研究と位置付け、初期不整は考慮しないこととした。

3.1.2 解析のベースモデルと解析ケース

表-2 に解析ケース一覧と、図-3 に解析のベースモデルを示す。腐食モデルは、桁端部で数多く報告されている腐食形状を参考として、桁端側ウェブ、支間側ウェブ、垂直補剛材の3種類とした。

ここで、腐食進行度を表現するにあたり、本検討では腐食範囲による影響に着目することとし、腐食減肉量を固定し腐食範囲 (高さ・幅) をパラメータとした数値解析を行うこととした。腐食高さは各腐食モデルで 50,100,200mm に変化させ、ウェブの腐食幅は 110,220,300,400mm (220mm : ソールプレート幅の半分、300mm : 桁端側ウェブ幅の寸法に基づく) に変化させた。また、垂直補剛材の腐食幅は、全幅で腐食している事例が多いことを踏まえ、全幅 (155mm×2) のみとした。腐食減肉量は、腐食部位の違いによる耐力低下の傾向が明瞭に表れ、破壊モードや耐荷メカニズム評価に適した値にすることとし、既往の研究⁴⁾を参考に、残存板厚 25% に設定した。

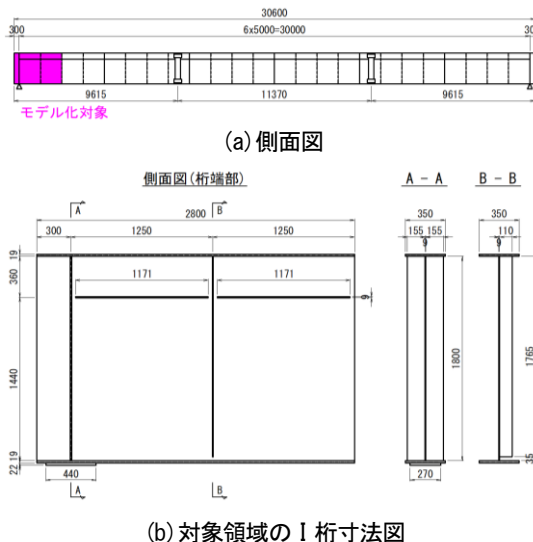


図-1 対象鋼橋の一般図および寸法図

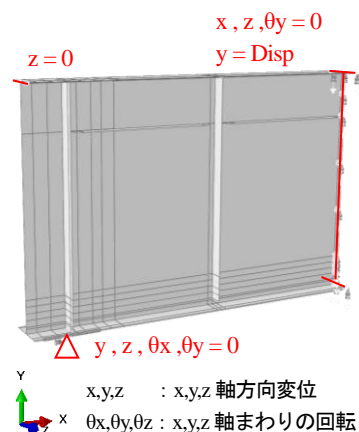


図-2 解析モデルの境界条件

表-2 解析ケース一覧および最大荷重、破壊モード

パラメータ	腐食モデル	Case	残存板厚	腐食寸法		説明
				高さ H	幅 W	
—	—	0	100%	0	0	健全モデル
腐食高さ	A 桁端側	1	25%	50	220	腐食領域 A のベースモデル
		2	25%	100	220	No. 1 に対し、腐食高さを2倍にする
		3	25%	200	220	No. 1 に対し、腐食高さを4倍にする
	B 支間側	4	25%	50	220	腐食領域 B のベースモデル
		5	25%	100	220	No. 4 に対し、腐食高さを2倍にする
		6	25%	200	220	No. 4 に対し、腐食高さを4倍にする
	C 補剛材	7	25%	50	155×2	腐食領域 C のベースモデル
		8	25%	100	155×2	No. 7 に対し、腐食高さを2倍にする
		9	25%	200	155×2	No. 7 に対し、腐食高さを4倍にする
腐食幅	A 桁端側	10	25%	50	110	No. 1 に対し、腐食幅を1/2倍にする
		11	25%	50	300	腐食幅を桁端側全幅とする
	B 支間側	12	25%	50	110	No. 4 に対し、腐食幅を1/2倍にする
		13	25%	50	300	桁端側と対応させる
		14	25%	50	400	No. 4 に対し、腐食幅を約2倍にする

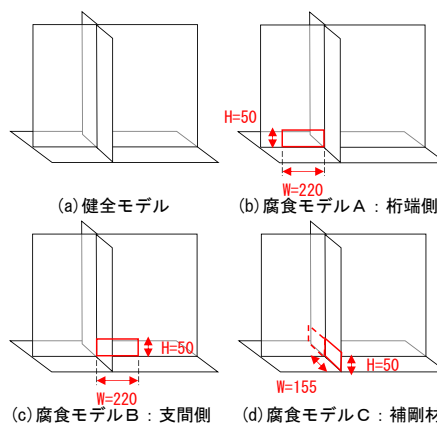


図-3 解析のベースモデル

3.2 解析結果（最大荷重および破壊モード）

3.2.1 荷重変位関係および最大荷重

図-4,5に健全モデルと各腐食モデルの荷重と変位の関係を示す。図の縦軸は荷重として支点反力を、横軸は鉛直方向強制変位量としている。また、表-3に荷重-変位関係から得られた最大荷重および耐力低下率（健全モデルの最大荷重に対する各腐食モデルの最大荷重の比）を示す。

腐食高さをパラメータとした荷重と変位の関係（図-4）から、どの腐食モデルでも、腐食高さが大きくなるほど、最大荷重が低下することが確認された。特に、桁端側ウェブが腐食した場合（図-4(a)）はその傾向が顕著であり、最大荷重後の荷重-変位曲線の挙動も変化する傾向にあることを確認した。また、垂直補剛材が腐食した場合（図-4(c)）は、腐食高さに関わらず最大荷重後急激に耐力が低下することが確認された。

ウェブの腐食幅をパラメータとした荷重と変位の関係（図-5）から、桁端側・支間側に関わらず、腐食幅がソールプレート幅より狭い場合（Case10,12）は最大荷重が健全モデルと同等であるが、ソールプレート幅より広い場合、腐食幅が大きいほど最大荷重が低下することが確認された。

3.2.2 破壊モード

表-3に、各ケースの破壊モードと最大荷重時のコンター図（降伏断面を黒色）を示す。破壊モードは、最大荷重時の変形状態ならびに降伏部位より推定したものである。

腐食高さをパラメータとしたケース（Case1～9）のコンター図より、桁端側ウェブと垂直補剛材が腐食しているケース（Case1～3,7～9）では腐食部の局部座屈により終局を迎える破壊モードとなり、支間側ウェブが腐食しているケース（Case4～6）では腐食部の座屈およびウェブ全体のせん断座屈により終局を迎える破壊モードとなる傾向が確認された。また、どのケースにおいても、腐食高さが高くなるほど降伏部位の高さ（※表-3の矢印が降伏部位の高さを示す）および座屈変形の範囲が拡大していることから、腐食高さが高くなるほど局部座屈の座屈長が長くなっていることが確認された。

腐食幅をパラメータとしたケース（Case1,4,10～14）のコンター図より、ウェブの腐食幅がソールプレート幅より狭いケース（Case10,12）では、健全モデルと同様にウェブパネルのせん断座屈により終局を迎え、ソールプレート幅より広いケース（Case11,13,14）では、腐食部の局部座屈により終局を迎える破壊モードとなることが確認された。

3.3 各部位の荷重分担傾向の把握

3.2において、腐食部位や範囲の違いが最大荷重や破壊モードに影響を及ぼしていることが確認された。そこで、各部位の荷重分担率と、ウェブ・垂直補剛材の下端に生じている鉛直方向応力分布の整理を行い、各部位の荷重分担傾向を確認した。部位はソールプレート幅のウェブ（部位①：桁端側、部位②：支間側）とソールプレート幅より外側のウェブ（部位④：桁端側、部位⑤：支間側）、垂直補剛材（両側）（部位③）の5つに分類した。表-4に、健全モデルと代表的な腐食ケースにおける各部位の最大荷重時の分担率と、鉛直応力方向分布を示す。

最大荷重時の分担率より、すべてのケースにおいて、ソールプレート幅のウェブ（部位①・②）と垂直補剛材（部位③）で、全体の9割程度の荷重を負担していることがわかった。一方で、ソールプレート幅の外側のウェブ（部位④・⑤）は基本的には全体の1割程度しか荷重を負担していないが、隣接するウェブ（部位①・②）が腐食している場合は、分担率が多少増加する傾向にあることを確認した。

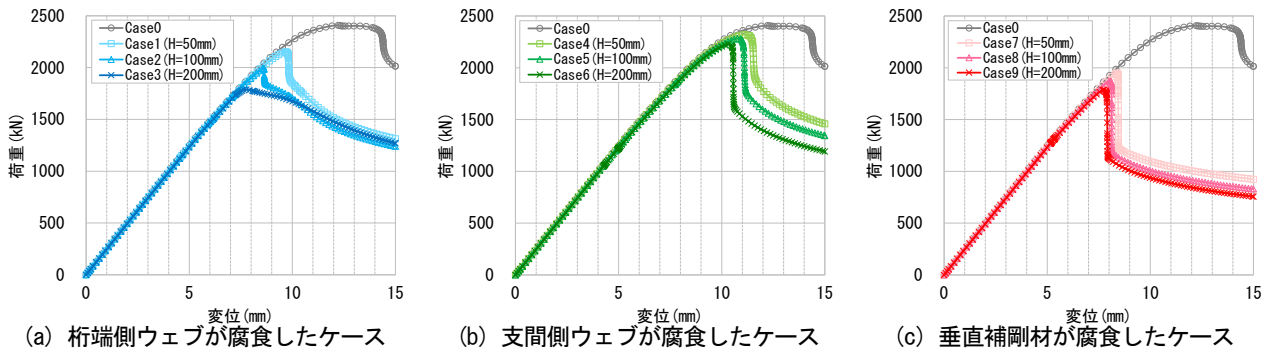


図-4 腐食高さをパラメータとした荷重と変位の関係

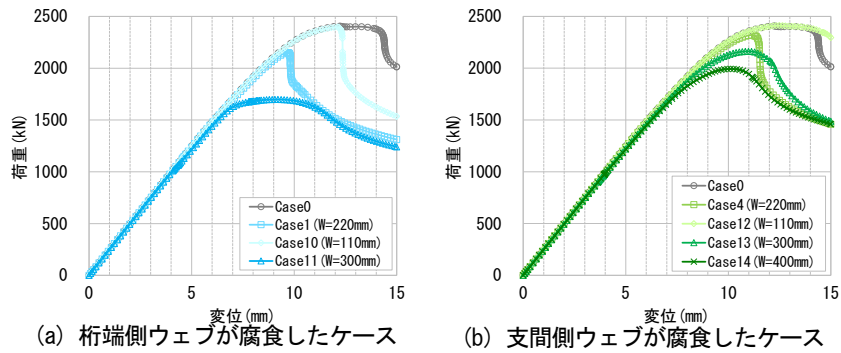


図-5 腐食幅をパラメータとした荷重と変位の関係

表-3 最大荷重および破壊モード

名称	Case0	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	
コンター図 (降伏)								※凡例 ■ : 降伏 ■ : 弾性域 ※変形倍率: 5倍
最大荷重	2,408kN	2,150kN	1,992kN	1,788kN	2,320kN	2,283kN	2,218kN	
耐力低下率	1.00	0.89	0.83	0.74	0.96	0.95	0.92	
破壊モード	ウェブ全体のせん断座屈	腐食部の局部座屈+ウェブ全体のせん断座屈	腐食部の局部座屈	腐食部の局部座屈	腐食部の局部座屈+ウェブ全体のせん断座屈	腐食部の局部座屈+ウェブ全体のせん断座屈	腐食部の局部座屈+ウェブ全体のせん断座屈	
名称	Case7	Case8	Case9	Case10	Case11	Case12	Case13	Case14
コンター図 (降伏)								
最大荷重	1,948kN	1,871kN	1,786kN	2,398kN	1,699kN	2,412kN	2,162kN	1,993kN
耐力低下率	0.81	0.78	0.74	1.00	0.71	1.00	0.90	0.83
破壊モード	腐食部の局部座屈	腐食部の局部座屈	腐食部の局部座屈	ウェブ全体のせん断座屈	腐食部の局部座屈	ウェブ全体のせん断座屈	腐食部の局部座屈+ウェブ全体のせん断座屈	腐食部の局部座屈+ウェブ全体のせん断座屈

垂直補剛材 (部位③) の鉛直方向応力分布より、補剛材全幅において最大荷重の線 (実線) が降伏強度と重なっていることから、垂直補剛材は、腐食の有無に関わらず、全断面降伏するまで荷重を負担することを確認した。

ウェブについては、ソールプレート幅のウェブ (部位①・②) は、腐食の有無に関わらず全断面降伏に近いレベルまで荷重を負担し、ソールプレート幅外側のウェブ (部位④・⑤) は、隣接するウェブが腐食している場合のみ、降伏レベルまで荷重を負担する傾向にあることを確認した。

3.4 荷重伝達メカニズムの考察

3.2、3.3の検討結果を踏まえて、支点部直上のウェブおよび垂直補剛材における、腐食程度に応じた荷重伝達メカニズムを考察した。

桁端側のウェブで一部が腐食した場合は、ソールプレート幅内が腐食した Case1,10 の最大荷重および破壊モードの結果から、隣接する健全なウェブへ荷重分配効果や健全部が腐食部の局部座屈変形を拘束する効果によって耐荷力が低下しにくいものと推察される。全幅腐食の場合 (Case11) は、健全モデルに比べて7割程度まで最大荷重が低下している結果から、前述の効果が得られないため耐荷力が低下しているものと考えられる。

支間側ウェブは、腐食幅がソールプレート幅以上の Case13 でも、健全モデルに比べて9割程度に留まっていることから、桁端側ウェブの一部腐食した場合と同様の抵抗効果により耐力が低下しにくいと推察される。

垂直補剛材が全幅腐食した場合にはウェブへの荷重分配効果が期待できないため、耐力は低下しやすいと考えられる。一方、板幅が小さく局部座屈が生じにくい諸元であるため、腐食程度によらず、全断面降伏まで荷重を負担する傾向があることがわかった。

4. おわりに

本検討では、鋼橋において代表的な鋼桁端部の腐食損傷を対象とし、腐食進行度に応じた荷重伝達メカニズムの把握を目的とし、腐食範囲 (高さ・幅) をパラメータとした数値解析を実施し、各ケースにおける荷重と変位の関係や破壊モード、および各部位の荷重分担傾向を確認した。本検討によって得られた結論を下記に示す。

- (1) 腐食幅を固定し、腐食高さを変化させた場合、腐食部の局部座屈先行の破壊モードとなり、腐食高さが大きいほど最大荷重が低下することを確認した。特に桁端側ウェブはその傾向が顕著であり、支間側ウェブと垂直補剛材に比べて、腐食高さの影響が大きいことがわかった。
- (2) 腐食高さを固定し、腐食幅を変化させた場合、ウェブの腐食幅がソールプレート幅より広くなると、腐食部の局部座屈先行の破壊モードとなり、腐食幅が大きいほど最大荷重が低下することを確認した。
- (3) 各部位の荷重分担傾向を把握した結果、垂直補剛材は腐食の有無に関わらず、全断面が降伏するまで荷重分担することを確認した。また、ソールプレート幅内のウェブは、健全であれば全断面降伏に近いレベルまで荷重分担することを確認した。
- (4) ウェブで一部が腐食している場合、隣接するウェブが健全であれば、健全部を介して荷重伝達されと考えられ、ウェブ全幅が腐食している場合と比べて、最大耐力の低下度合いは小さくなることを確認した。

今後は、本解析結果に基づいた残存耐荷力評価式の整理や実験・解析による措置工法の効果検証を行い、耐荷メカニズムに基づく効果的な標準工法の提案に向けて、検討を進めていく。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導いただきました澤田上席研究員、大西研究員、小野研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社復建エンジニアリング

<参考文献>

- 1) 玉越隆史, 中洲啓太, 石尾真理, 武田達也, 水津紀陽: 道路橋の局部腐食に関する研究調査, 国土技術政策総合研究所資料第294号, 2006.
- 2) 全日本建設技術協会: 建設省制定 土木構造物標準設計 第23巻, 1994.
- 3) Dassault Systems Simulia Abaqus 6.14 User's Manual, 2014.
- 4) 井比亨, 北根安雄, 三ツ木幸子: 腐食した鋼桁端部に対する当て板補修の性能回復機構に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 65A, 2019.

表-4 各部位の荷重分担率および鉛直方向応力分布

Case	荷重変位曲線 ※縦軸：荷重 (kN) ※横軸：変位 (mm)	各部位の分担率 (最大荷重時)		鉛直応力分布	
		①	②	側面図	断面図
0		合計 100%		側面図: 桁端側ウェブ(④), 垂直補剛材(①), 支間側ウェブ(②), ソールプレート(⑤)	断面図: ウェブ(③), 垂直補剛材
		① ◆ 24%		鉛直応力分布 (N/mm ²): 0-600 mm	鉛直応力分布 (N/mm ²): -200-200 mm
1		合計 100%		側面図: 同上	断面図: 同上
		① ◆ 6%		鉛直応力分布 (N/mm ²): 0-600 mm	鉛直応力分布 (N/mm ²): -200-200 mm
2		合計 100%		側面図: 同上	断面図: 同上
		① ◆ 5%		鉛直応力分布 (N/mm ²): 0-600 mm	鉛直応力分布 (N/mm ²): -200-200 mm
3		合計 100%		側面図: 同上	断面図: 同上
		① ◆ 6%		鉛直応力分布 (N/mm ²): 0-600 mm	鉛直応力分布 (N/mm ²): -200-200 mm
4		合計 100%		側面図: 同上	断面図: 同上
		① ◆ 30%		鉛直応力分布 (N/mm ²): 0-600 mm	鉛直応力分布 (N/mm ²): -200-200 mm
7		合計 100%		側面図: 同上	断面図: 同上
		① ◆ 37%		鉛直応力分布 (N/mm ²): 0-600 mm	鉛直応力分布 (N/mm ²): -200-200 mm
11		合計 100%		側面図: 同上	断面図: 同上
		① ◆ 3%		鉛直応力分布 (N/mm ²): 0-600 mm	鉛直応力分布 (N/mm ²): -200-200 mm
13		合計 100%		側面図: 同上	断面図: 同上
		① ◆ 33%		鉛直応力分布 (N/mm ²): 0-600 mm	鉛直応力分布 (N/mm ²): -200-200 mm

道路橋洗掘における洗掘の進行の予測方法の構築のための予備実験

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 田中 一徳

1. まえがき

近年、自然災害が激甚・頻発化しており、道路橋が洗掘被害を受けることで、長期間の通行止めや集落の孤立が発生するなど社会に大きな影響を与えている。橋梁に影響を及ぼす洗掘現象は一般的に 1. Aggradation and Degradation 2. General Scour 3. Local Scour の3つに分類される¹⁾。Local Scour(以後、局所洗掘)は他の2つと異なり橋脚周り等のごく限られた箇所において発生する現象であり、橋脚前面を鉛直下方に沿う下降流によって橋脚基部で渦が発生し、渦の作用により橋脚基部周辺の河床が洗掘される²⁾。洗掘に関する既往研究は主に局所洗掘について古くから実施され、局所洗掘深の推定式^{3,4)}が多数提案されている。なお、既往研究は橋脚のみの実験モデルが多く、実橋のような橋脚と基礎の境界で高さ方向に断面変化が生じる場合の知見はほとんどない。また、水中部の状態把握を行うにあたっての基本的事項が示された資料⁵⁾では、「洗掘深さは、橋脚幅の約2倍に及ぶ場合がある。」と示されている。これらの既往研究の成果は実務においても活用されており、例えば橋梁設計時は、一般的に支持層の深さによって基礎形式や基礎の深さが決定され、河川管理施設等構造令では基礎の根入れ深さの最低基準が示されているが、これに加えて、既往の局所洗掘深の推定式等を利用することで橋梁供用中に基礎が露出しないように基礎の根入れ深さが決定されている場合もある。しかしながら、橋梁供用後の河川工事等の人為的な作用や河川の二極化等の自然的な作用によって河床低下や滲筋の固定化による河床の深掘れ等が進行すると、基礎の露出や橋脚の沈下等の洗掘被害が発生する場合がある。橋梁設計時に橋梁供用期間中の河床変化をすべて想定することは困難であるため、維持管理段階で適切な対応が必要となる。維持管理においては事後保全ではなく、事前に対策を講じる予防保全が推進されており、点検結果から橋梁の健全性を診断し、必要な措置を講ずることが重要となる。洗掘に対する予防保全を行う上では、それぞれの現場条件(水深・濁度・流速等)に応じた適切な点検手法の提示、時間経過に伴う洗掘の進行予測や措置を行う時期を明確にするための診断手法の提示、洗掘メカニズムに応じた措置手法の提示が必要である。

2. 研究目的

本研究では診断手法の提示を行う上で必要となる、時間経過に伴う洗掘の進行の予測方法の構築を行うために、橋脚のみの模型(以後、Case 1)と、実橋を模擬し橋脚と基礎(直接基礎のフーチングを想定)を設けた下部構造模型(以後、Case 2)による水理模型実験を実施し相対的な評価を行うことで、橋脚から基礎への断面変化(図-1)が洗掘の進行や洗掘深へ与える影響を定量的に求めることを目的としている。なお、水理模型実験は予備実験及び本実験に分けて実施するものとし、今年度は予備実験を実施した。

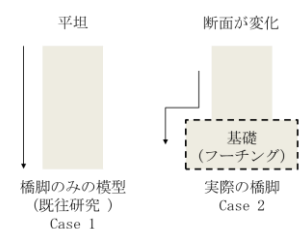


図-1 実験と実際の橋脚の形状の違い

事前に予備実験を実施する目的は、前述した研究目的(本実験の目的)が達成できるように、設定した実験条件が適切かどうかを確認することであり、必要に応じて実験条件の調整を行う。特に、Case 2 のように橋脚と基礎を設けた下部構造模型に関する知見はほとんどないため、事前に予備実験を行うことが重要であると考えた。また、計測機器の種類や設置位置の選定も予備実験の結果を基に行うこととした。本稿では予備実験における検討内容及び結果について報告する。

3. 実験方法

3.1 実験計画立案段階での工夫及び配慮

(1) 模型縮尺の設定と相似則

橋脚から基礎への断面変化が洗掘の進行や洗掘深へ与える影響をより分かりやすくとらえるためには、なるべく大きな縮尺が望ましいと考え、使用する実験水路の諸元(長さ 11.2m、幅 1.0m、高さ 1.0m)を踏まえて、模型縮尺を 1/40 に設定した。また、通常の水理学上の問題は重力が卓越した力であることが多く、今回の実験においても重力が卓越した力である。このような場合はフルード数が重要な無次元量であり、フルード数を模型と実物とで共通の値とした模型をフルード模型といい、このときの相似則をフルード相似という⁶⁾。加えて、移動床実験において河床材料が粒径 0.6mm 以上であれば実河道と河道模型で同じような河床形態が生じ、フルード相似関係を得ることができる⁷⁾ことから、模型縮尺 1/40 で河床材料の粒径が 0.6mm 以上となるように実験ケースの設定を行った。

(2) 実験ケースの設定

前述の通り、橋脚から基礎への断面変化が洗掘の進行や洗掘深へ与える影響を定量的に求めることを目的としている。そのため、両ケースにおいて使用材料や流量等の実験条件は同一とし、橋脚模型のみを変更させることとした。実験条件を表-1 に、各実験ケースの平面図および側面図を図-2 に示す。河床は、粒径 0.77mm の珪砂 4 号を使用して製作した。実験流量は、近年計画高水流量以下の流量でも洗掘被害が発生した事例が見受けられることから、一般的な日本の中小河川で設定される計画高水流量と同程度の規模である約 0.05m³/s(実換算で約 500m³/s)とした。Case 2 の基礎上面の土被りについては、河川管理施設等構造令を基に 50mm(実換算 2m)とした。また、洗掘によって橋脚模型に傾斜が生じないようにコンクリート床に固定した。橋脚模型をコンクリート床に固定することで、橋脚模型直下の土中で発生すると考えられる浸透流や間隙水圧等の影響も排除した。

表-1 実験条件

ケース	1	2
縮尺	1/40	
水路幅 (m)	1	
河床厚 (cm)	40	
水深 (cm)	8.8	
河床材粒径 (mm)	0.77	
流速 (m/s)	0.54	
流量 (m ³ /s)	0.0475	
フルード数	0.6	

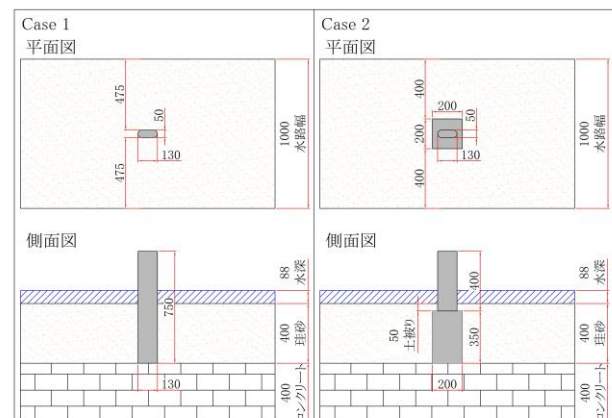


図-2 平面図・側面図

3.2 実験実施時における工夫及び配慮

(1) 実験に用いた水路における工夫及び配慮

実験水路は長さ 11.2m、幅 1.0m、高さ 1.0m のコンクリートブロック製の水路(図-3)であり、前後に付帯設備を伴っている。吐出し管から吐出された水が吐出し時の圧力を伴ったまま水路区間に流入しないように注水区間を設けた。また、ポンプの仕様上、水のみを循環させる必要があるため、沈砂区間を設けて水と河床材料を分離させた。なお、水路への給砂は行っていない。加えて、水路区間の一部を長さ 5.4m のアクリル壁で製作し、水路横から洗掘状況を確認できるようにした(写真-1)。

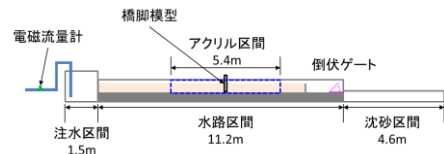


図-3 水路及び付帯設備の模式図

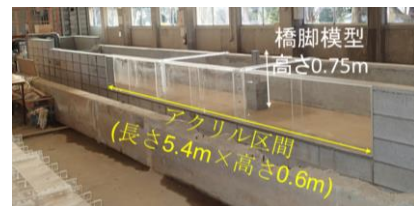


写真-1 実験水路

(2) 橋脚模型の製作・設置における工夫及び配慮

橋脚模型はモルタル製である。橋脚模型の寸法を図-4に示す。なお、寸法値は実際の橋脚を参考とし、流向の変化が生じないことから橋脚の平面形状は丸形ではなく小判形とした。また、脱枠後に 1cm 間隔で格子状に着色(写真-2)を行うことで、目視による洗掘深の把握ができるようにした。橋脚模型を実験水路のコンクリート床に固定後、珪砂を水路内に充填し整形を行った。なお、水路の縦横断の空間的にもケースごとにも密度が著しく異なるように水締め及び転圧作業を行い、表面を整形した。

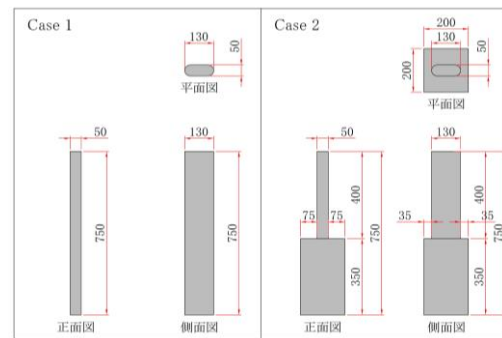


図-4 橋脚模型寸法

(3) 通水方法における工夫

例えば土木研究所の研究³⁾では「通水初期の流れのために砂粒が異常な動きをしないよう下流端を堰上げておき、徐々に水路に水を張って所定の流量を通水しながらゲートを所定の水位になるまで降下させ、流れが定常になった時点で実験開始とした。したがって、洗掘は開始以前に若干進行するため、洗掘開始時間やその変化特性は必ずしも正確には測定されていない。」と記載されている。本研究においては洗掘の進行過程も重要なパラメータとなるため、上記通水方法を参考に一部変更を加えた。まず、下流端の倒伏ゲートを堰上げておき、河床が乱れない

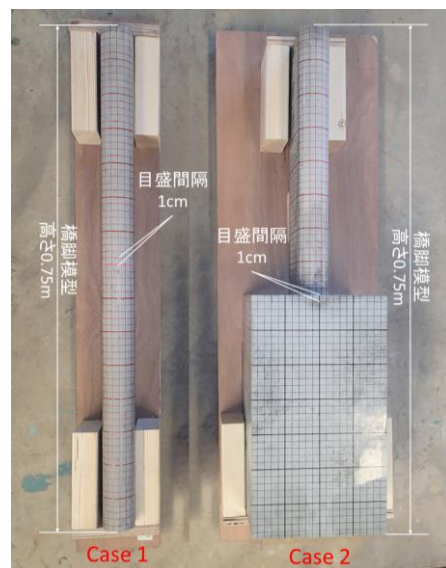


写真-2 目視計測のための計測線(1cm 間隔)

ようにゆっくりと水路内に注水を行う。次に、橋脚模型付近の水深が規定水深(8.8cm)となるように倒伏ゲートを調整し、流れが定常となった時点を通水開始時間とした。その後、通水開始から1分後 $0.01\text{m}^3/\text{s}$ 、2分後 $0.02\text{m}^3/\text{s}$ 、3分後 $0.03\text{m}^3/\text{s}$ 、4分後 $0.04\text{m}^3/\text{s}$ 、5分後 $0.0475\text{m}^3/\text{s}$ (規定流量)となるように流量を増加させることで、通水開始時間前に生じる洗掘が最小限になると考えた。なお、流量管理は吐出し管に取り付けた電磁流量計で行った。前述した通水方法は予備実験を実施する中で試行しながら最終的に工夫を行った内容である。

(4) 計測における工夫及び配慮

予備実験の計測方法は、計測機器自体の流水の阻害による洗掘深や洗掘進行速度への影響も考えられるため目視計測とした。前述の橋脚模型に着色した1cm間隔の格子状の線(写真-2)を用いて洗掘深の増減を目視計測した。1cm間隔としたのは、それ以上細かくすると目視計測が困難になると考えたためである。ここで洗掘深の定義について述べる。例えば土木研究所の研究³⁾では平均河床高からの洗掘深を局所洗掘深と定義しているが、目視で平均河床高からの洗掘深を計測することは難しいと考え、初期河床高からの洗掘深で評価を行うこととした。そのため、前述の橋梁に影響を及ぼす3つの洗掘現象すべてが影響していると考えられる。なお、これら3つの要素で構成されている洗掘現象をTotal Scourと呼ぶことから¹⁾、本研究における初期河床高からの洗掘深をTotal Scour Depth(以後、総洗掘深)と定義した。計測に際して、定点カメラ(水路幅全体と橋脚模型接写)等で動画の撮影を実施した。

4. 実験結果

4.1 局所洗掘のメカニズムの再現と通水方法の変更

予備実験はCase2、Case1の順番で実施した。既往の局所洗掘のメカニズムと同様に、両ケースで渦の作用によって橋脚基部周辺の河床が洗掘されている様子を確認できた(写真-3)。

図-5は通水時間と総洗掘深の関係を示したものである。Case2の総洗掘深が0cmから5cmまで急激に増加しているが、当初の通水では実験開始時に規定流量($0.0475\text{m}^3/\text{s}$)を直接そのまま流したことで、通水直後に水深が浅く流速が大きな流れが発生し、基礎が露出するまで洗掘されたためである。Case1実施時はCase2の結果を基に通水方法の工夫を行い、3.2で述べた方法で通水を行った。Case1では3.2で考えた通り、通水開始時間より前での洗掘はほとんど発生しなかった。また、規定流量($0.0475\text{m}^3/\text{s}$)に到達する前に洗掘が進行するが、Case1とCase2の通水条件が同一であれば相対的な評価を行うことは可能であるため、規定流量($0.0475\text{m}^3/\text{s}$)に到達する前に洗掘が発生すること自体は問題ないと考えた。本実験においては3.2で述べた通水方法をベースとする。

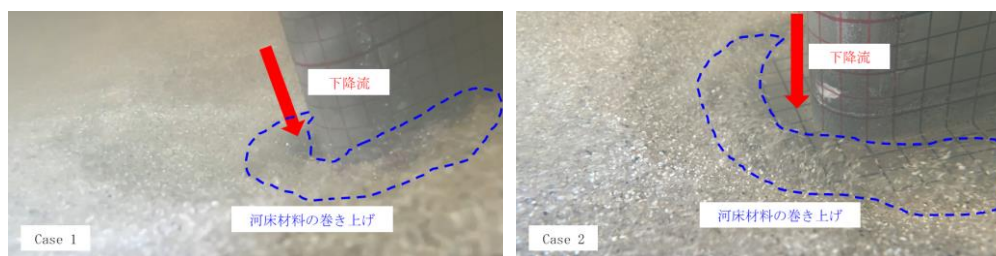


写真-3 局所洗掘による河床材料の巻き上げの様子

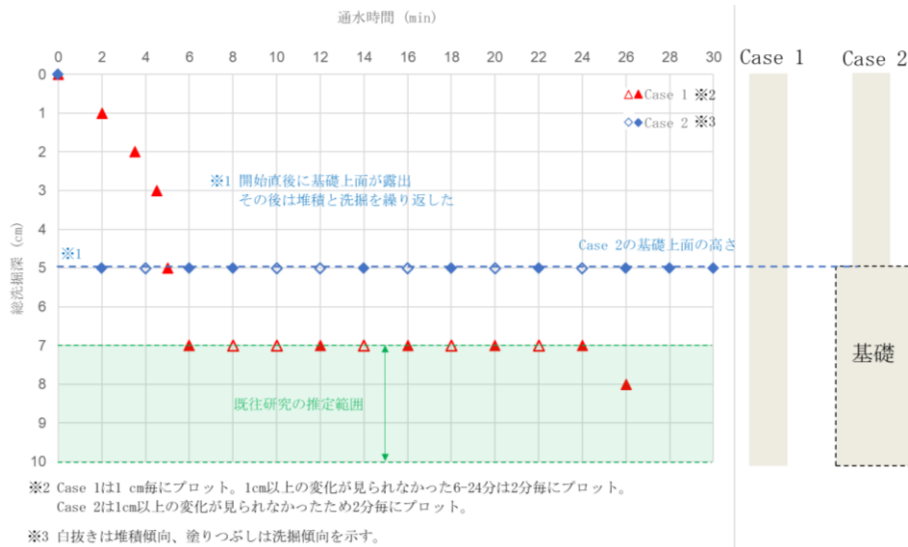


図-5 洗掘進行状況の比較

4.2 実験計画立案段階の配慮項目に対する検証

例えば土木研究所の研究³⁾では、橋脚幅・水深・河床材料の粒径・フルード数より局所洗掘深や河床形態が推定できる。今回実施した Case 1 の実験条件で推定を行うと、洗掘深橋脚幅比 Z/D が 1.4 (実験スケールで局所洗掘深 7cm) 前後で河床形態は砂堆もしくは砂漣となる。Case 1 通水終了後の最大総洗掘深は約 8.5cm であり (写真-4)、通水前後の河床低下が約 1cm であったことを考慮すると、平均河床高からの洗掘深である局所洗掘深は約 7.5cm と想定され、推定結果とほぼ同じ値となった。また、通水中には砂堆が確認されており、設定した実験条件に大きな問題は見られないことから、本実験においても今回設定した実験条件をベースとする。Case 2 の土被りは河川管理施設等構造令を基に 50mm (実換算 2m) とした。Case 2 は当初想定した通水方法ではなかったが、通水時間全体を通して基礎前面でほとんど洗掘が発生しなかったことから基礎によって洗掘の進行が妨げられた可能性が考えられる。実際の河川においては河床低下や二極化による河床の深掘れ等の河床条件の変化によって基礎前面での洗掘が発生することが考えられるため、本実験時は実河川の河床条件の変化を模擬した実験ケースの設定を行う必要があると考えられる。

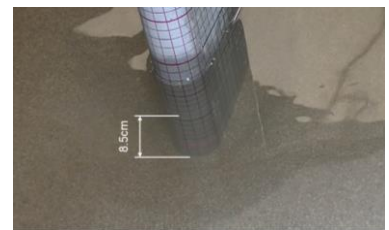


写真-4 最大総洗掘深 (Case 1)

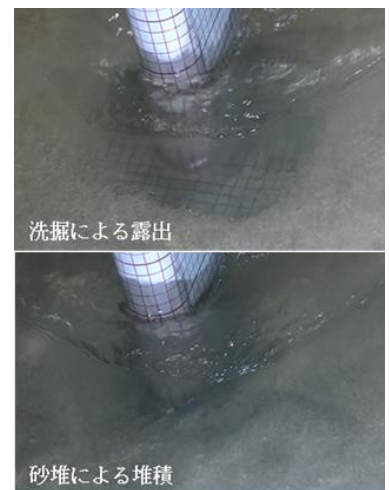


写真-5 基礎上面の洗掘による露出と砂堆による堆積 (Case 2)

4.3 実験実施時の配慮項目に対する検証

Case 2 の基礎上面は洗掘による露出と砂堆による堆積を繰り返していた (写真-5)。総洗掘深は橋脚模型に着色した格子状の線を用いて目視で計測を実施したが、1cm 未満の計測が困難であるため、砂堆の流下による河床高や総洗掘深の変化を正確に捉えることができなかった。また、定点カメラの動画では、砂堆の流下の定性的な状況はよく捉えられていたが、橋脚模型直上流の水面の跳ね上りによって洗掘深

を目視計測することは困難であった。なお、前述の図-5 の総洗掘深は橋脚模型直上流の水面の跳ね上りの影響が少ないアングルからスマートフォンで撮影した動画を基にしている(写真-6)。本実験時には後述する計測機器の導入を検討しており、目視計測が主な計測方法とはならないが、橋脚模型直上流の洗掘状況を視覚的に把握するためにも、写真-6 のアングルで固定カメラを設置することが重要と考えられる。計測機器の選定では、砂堆の流下による河床高や総洗掘深の変化を把握するために、橋脚模型を含めた上下流の河床高の変化が把握可能な計測機器が必要と考えられる。例えば、近年実際の河川測量ではグリーンレーザーや音波を利用した各種計測機器による3次元点群データの取得が行われており、水理模型実験レベルでも3次元点群データを取得することでより詳細な河床の状況が把握可能となるため、これらの技術の適用性についても検討が必要である。



写真-6 スマートフォンでの撮影

5. まとめ

時間経過に伴う洗掘の進行の予測方法の構築のための水理模型実験の予備実験で得られた知見を以下に示す。

- ・比較的大きな模型縮尺(1/40)での実施であったが、河床材料の粒径やフルード数等の実験条件の設定に大きな問題は見られなかった。

- ・Case 2 は基礎上面で洗掘の進行が停滞したが、実際の河川では河床低下や二極化による河床の深掘れ等の河床条件の変化によって基礎前面での洗掘が発生することが考えられるため、これらを模擬した実験ケースの選定が必要である。

- ・砂堆の流下による河床高や総洗掘深の変化を把握するために、橋脚模型を含めた上下流の河床高の変化を面的にも動的にも把握可能な計測機器の選定が必要である。

今後、予備実験の結果を踏まえて本実験を実施予定である。併せて、措置を行う時期を明確にするために、洗掘の進行段階ごとに载荷試験等を実施し、支持力の確認を行う予定である。

6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました桐山耐震研究監、石田上席研究員、猪股上席研究員(特命事項担当)、藤田主任研究員、小関主任研究員、新保研究員(当時)ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社技研製作所

<参考文献>

- 1) U.S Department of Transportation: Evaluating Scour At Bridges Fourth Edition, pp3. 2-3. 6, 2001. 5.
- 2) 土木学会：水理公式集, pp365, 丸善出版, 2018.
- 3) 建設省土木研究所：橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討, 土木研究所資料第 1797 号, 1982. 3.
- 4) 土木学会：水理公式集, pp367, 丸善出版, 2018.
- 5) 国土交通省：水中部の状態把握に関する参考資料, pp4, 2019. 2.
- 6) 土木学会：水理公式集, pp169, 丸善出版, 2018.
- 7) 建設省土木研究所：河川水理模型実験の手引, 土木研究所資料第 2803 号, 1989. 10

既設橋杭基礎の増し杭補強設計における杭頭接合部の固定度の評価手法についての検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 行藤 晋也

1. はじめに

所要の性能が確保されていない既設橋杭基礎に対して補強を行う際、その補強工法としては増し杭工法や地盤改良工法が挙げられる。このうち増し杭工法は、既設フーチングを拡幅し新たな杭を増設し補強するものである。杭基礎の補強設計においては現行の道路橋示方書¹⁾（「道示」という。）に準拠し、**図-1**に示すように、増設杭と増設フーチングの接合部は「剛結」とみなしたうえでラーメン構造としてモデル化し、杭体に生じる断面力を算出している。一方で、既設杭と既設フーチングの接合部のモデル化手法については、設計計算例²⁾があるものの確立された考え方が明らかとなっていない。また、旧来の道示を適用した既設道路橋の杭頭接合部の構造は現行の道示の構造細目を満足しておらず、既設杭と既設フーチングの接合部のモデル化において「剛結」とみなしてよいかも明らかではない。

2. 研究目的

既設杭基礎の増し杭補強工法の設計を行う際における設計法の確立に向けて、本研究では増し杭補強工法の設計における課題を整理したうえで、既設杭基礎の杭頭接合部のモデル化の考え方について示すことを目的とする。本報では、杭とフーチングの接合部に着目した既往の载荷試験の結果を分析し、既設杭基礎の杭頭接合部の固定度の評価手法に関する検討を実施した。

3. 既設杭基礎の杭頭接合部の固定度の評価

3.1 概要

道路橋基礎における杭とフーチングの接合方法及び設計法は、昭和47年の道路局企画課長通達で初めて示された。その後、道示にも同接合方法及び設計法が規定され、幾度かの改定を経て現在の結合方法及びその設計法となっている。平成14年に改定された道示まではフーチング内に杭を一定長さだけ埋め込む方法（「方法A」という。）、もしくは、埋込長さを最小限度にとどめ、主に鉄筋で補強することにより曲げモーメントに抵抗する方法（「方法B」という。）のいずれかを満足することが規定されていた。ここで、方法Bのうち、鋼管杭の杭頭接合部の構造細目について主な変遷を**表-1**に示す。道示の変遷に伴い、杭頭接合部の構造細目に変更され、定着方法や軸方向鉄筋の定着長も変更されている。また、平成8年改定以降の道示ではレベル2地震動に対する設計が導入されている。

平成24年改定以降の道示では杭とフーチングの接合方法は、方法Bを標準とすることが規定されている。また、平成29年改定の道示では杭基礎の解析に用いる設計計算モデルにおける杭頭接合部は、既往の実験結果を受け、レベル2地震動を考慮する設計状況において剛結とみなせることが明記された。

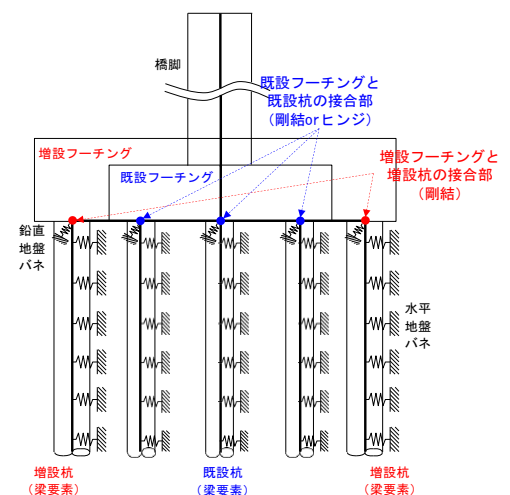
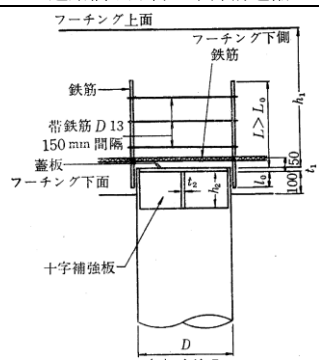
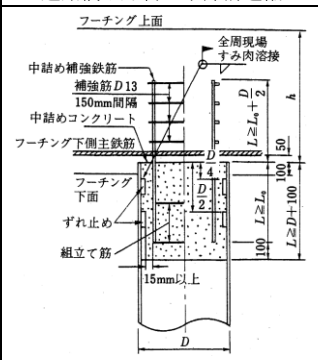
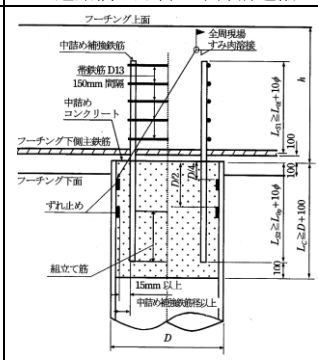


図-1 杭基礎の設計計算モデル

表-1 鋼管杭の杭頭接合部（方法B）の構造細目の変遷

	S55 道路橋示方書IV下部構造編	H8 道路橋示方書IV下部構造編	H24 道路橋示方書IV下部構造編
杭頭接合部の構造細目（方法B）			
軸鉄筋の定着長	フーチング側： L_0 以上 杭体側：補強板で定着	フーチング側： $L_0+D/2$ 以上 杭体側： $L \geq \max(D+100, L_0+100)$	フーチング側： $L_0+10\Phi$ 以上 杭体側： $L \geq \max(D+100, L_0+10\Phi)$
設計上のモデル化	原則、杭頭剛結合（L1地震時）	原則、杭頭剛結合（L2地震時）	原則、杭頭剛結合（L2地震時）

一方で、既設杭基礎の接合方法は方法Aが用いられている場合や、方法Bであっても現行道示に規定される杭頭接合部の細目を満足していない方法が用いられている場合がある。これらの接合方法による杭頭の固定度に関する実験^{例えは3) 4) 5)}が実施されており、方法Aによる杭頭接合部は方法Bによる杭頭接合部よりも剛結に近いことが分かっている。しかし、方法Bによる杭頭接合部において杭頭補強鉄筋の定着長や補強鉄筋量が異なる既設杭基礎において剛結とみなせるか否かについては明らかとなっていない。

3.2 分析の対象ケース

表-2に示す過去に行われた単杭の水平載荷試験の結果16ケース（鋼管杭：11ケース、既製コンクリート杭：5ケース）を分析する。対象としたのは平成24年改定以前の道示に準拠して設計された杭体と杭頭接合部を有する供試体の水平載荷試験である。

表-2 分析対象とした供試体

ケース	適用道示	杭本体の諸元			補強鉄筋の諸元			実験結果			文献
		杭種	杭径 (mm)	板厚 (mm)	種類	鉄筋量	底版内定着長 (mm)	フーチング上面から載荷位置 (mm)	載荷位置の降伏変位 (mm)	降伏荷重 (kN)	
1	H14	鋼管杭	800	24	SD295	D16-24□(0.95%)	831	1800	3.8	273.0	①
2	H14	鋼管杭	800	24	SD490	D16-24□(0.95%)	831	1800	6.7	414.0	①
3	H24	鋼管杭	800	25	SD490	D29-30□(4.4%)	1460	2760	23.2	927.0	①
4	H24	鋼管杭	1000	25	SD490	D29-28□(2.5%)	1460	2760	18.4	1165.0	①
5	H24	鋼管杭	800	25	SD490	D29-30□(4.4%)	1460	2760	24.2	919.0	①
6	S55	鋼管杭	267.4	9.3	SD295	D16-8□(2.8%)	210	600	3.2	129.4	②
7	H2	鋼管杭	406.4	10	SD30	D16-12□(1.8%)	675	1700	3.5	88.2	②
8	S55	鋼管杭	406.4	10	SD30	D16-12□(1.8%)	530	1700	5.0	117.6	②
9	S55	鋼管杭	600	12	SD30	D22-12□(1.6%)	750	1500	4.5	338.4	③
10	H2	鋼管杭	600	12	SD30	D22-12□(1.6%)	750	1500	8.0	328.6	③
11	H2	鋼管杭	600	12	SD40	D22-12□(1.6%)	750	1500	6.0	309.0	③
12	H2	SC杭	600	90	SD295A	D25-13 (杭体内)	875	1800	4.8	220.5	④
13	H8	SC杭	600	90	SD295A	D25-13 (杭体内)	1175	1800	4.9	220.5	④
14	H8	PHC杭	600	90	SD295A	D25-13 (杭体内)	1175	1800	4.8	221.5	④
15	H2	PHC杭	600	90	SD295A	D16-13 (杭体内) D13-6 (中詰め)	560	1800	2.6	121.5	④
16	S55	PC杭	400	75	SD30	D19-12	750	1600	4.4	58.8	⑤

① 「杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同報告書」433号（杭頭結合部に関する研究）より抜粋（pp.55~88）

② 「杭頭部とフーチング結合部の設計法に関する検討，H4.3」土木研究所資料3077号より抜粋（pp.39~55, pp56~85）

③ 「新しい杭頭接合法による鋼管杭の水平載荷試験，田崎，1987」土木学会第42回年次学術講演会Ⅲ-351より抜粋

④ 「杭とフーチングの結合部の耐力・変形性能に関する載荷試験」3551号より抜粋（pp.5~15）

⑤ 「くい頭部の接合に関する実験について」PCくい技術委員会委員会報告より抜粋

3.3 分析方法

実際の杭頭接合部の挙動としては、完全な剛結やヒンジではなく半剛結であり、杭頭接合部の状態を評価するにあたっては、杭頭接合部が剛結とみなせるかヒンジとみなせるかの指標（「固定度合」という。）を表す値として、以下に示すたわみ比をもとに評価を試みる。ここで、杭頭接合部の固定度合を表すたわみ比 C_F は (式 1) に示すように、杭体の軸方向鉄筋が降伏する際のたわみの実測値 δ_m と、片持ち梁として実験の降伏荷重に対して計算したたわみの理論値 δ_c との比である。なお、このたわみ比が 1.0 に近いほど剛結に近いことを意味している。

$$C_F = \frac{\delta_m}{\delta_c} \dots\dots\dots (式 1)$$

ここに、 C_F : たわみ比、 δ_m : たわみの実測値 (mm)、 δ_c : 片持ち梁として計算したたわみの理論値 (mm)

3.4 分析結果

(1) 軸方向鉄筋の定着長と固定度合の関係

杭体の軸方向鉄筋がフーチングに定着されている長さ（ここでは、使用鉄筋径の倍数で示す）と固定度合を表すたわみ比との関係を図-2 に示す。鋼管杭及び既製コンクリート杭では、フーチングへの鉄筋の定着長とたわみ比の関係には相関が見られないことがわかる。また、杭頭接合部の破壊モードとして鉄筋の抜け出しが先行していなかったことから、フーチング内から抜け出しが発生しない定着長が確保されていれば、杭頭接合部の固定度合は定着長が影響しない可能性があると考えられる。

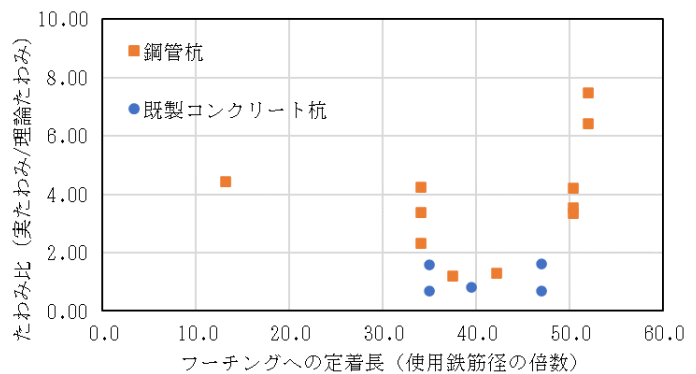


図-2 たわみ比とフーチングへの定着長の関係

(2) 杭体接合部と杭体の剛性比と固定度合の関係

固定度合を表すたわみ比と杭頭接合部及び杭体の剛性の比の関係から分析した。ここで、杭頭接合部の固定度合は杭体の剛性の大小に影響していると考え剛性比について着目した。剛性比の算出は(式 2)に示す。杭体の剛性は各実験供試体の断面諸元をもとに計算した曲げ剛性とし、杭頭接合部の剛性は、道示に示される仮想RC断面より計算した降伏剛性とした。剛性比が 1.0 の場合は杭頭接合部と杭体の剛性が同じことを意味する。

図-3 に示す片持ち梁の理論値の曲線は、たわみ比と剛性比の関係を明らかにすることを目的に実際の杭頭接合部の半剛結状態をモデル化する。固定端の境界条件を水平方向と鉛直方向の拘束、回転方向にばね定数 K_j の回転ばねとした梁のたわみ式(式 3)と、固定端の境界条件を水平方向と鉛直方向及び回転方向を拘束した梁のたわみ式との比をたわみ比とし、(式 3)の回転ばねと片持ち梁の曲げ剛性の比を剛性比としてプロットしたものである。杭長は分析対象とした試験におけるフーチング上面から載荷点高さの最小値 0.60m と最大値 2.76m とした。

$$K_R = \frac{K_j}{K_p} \dots\dots\dots (式 2)$$

ここに、 K_R : 剛性比、 K_j : 杭頭接合部の剛性 ($\text{kN} \cdot \text{mm}^2$)、 K_p : 杭体の剛性 ($\text{kN} \cdot \text{mm}^2$) ($=EI$)

$$\delta = \frac{PL^3}{3EI} + \frac{PL^2}{K_j} \dots\dots\dots (式 3)$$

ここに、 δ : 境界条件を回転ばねとした片持ち梁のたわみ (mm)

P : 鉛直荷重 (kN)、 L : 梁長 (杭長) (mm)、 E : 梁 (杭体) のヤング係数 (N/mm²)

I : 梁 (杭体) の断面二次モーメント (mm⁴)、 K_j : 梁付け根 (杭体接合部) の回転ばね (kN/mm)

図-3の鋼管杭と既製コンクリート杭のプロットを見るとたわみ比と剛性比の関係には相関があり、剛性比が小さくなるとたわみ比が大きくなり、剛性比が大きい場合はたわみ比が小さくなる。また、鋼管杭は既製コンクリート杭より剛性比が小さく、既製コンクリート杭は鋼管杭より剛性比が大きい傾向にある。これは、鋼管杭の杭体の剛性が杭頭接合部の剛性に対して相対的に大きいためである。

また、実験結果は片持ち梁の理論値の曲線より

下方にある傾向にあり、実験で得られたたわみは理論値より小さいことを示した。これは、実験での杭頭接合部の剛性が仮想 RC 断面より想定した杭頭接合部の剛性より高いことが要因と考えられる。

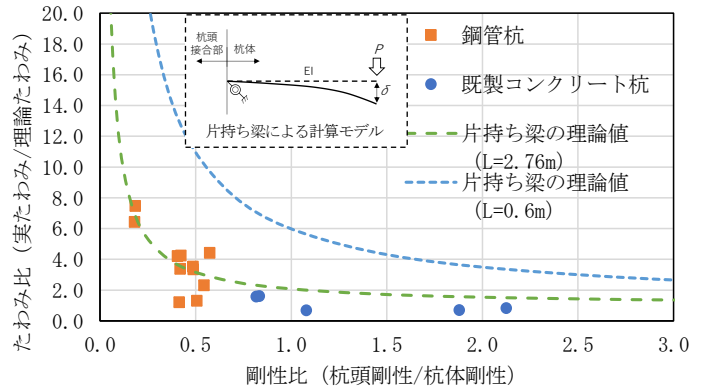


図-3 たわみ比と剛性比の関係

4. 結論

既設杭基礎のモデル化手法について、既往の杭の水平載荷試験の結果をもとに杭頭接合部の固定度合について分析を行った結果、以下の知見が得られた。

- ・ フーチングへの杭体の鉄筋の定着長と杭頭接合部の固定度合に関係は見られなかった。
- ・ 杭頭接合部と杭体の剛性の比 (杭頭接合部の剛性/杭体の剛性) と杭頭接合部の固定度合には相関があり、剛性比が小さいとたわみ比は大きくなりヒンジ条件に近づき、剛性比が大きいとたわみ比は小さくなり剛結条件に近づく。

今後、既設杭基礎における杭頭接合部のモデル化の考え方を示すため、既往の施工事例における杭体と杭頭接合部の断面諸元から固定度合を検証するとともに、多列杭における固定度合の分析を実施する予定である。

5. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました桐山耐震研究監、瀧本研究員、阿部専門研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社 CTI ウイング

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書同解説IV、2017. 11.
- 2) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、2000. 2.
- 3) 足立義雄：くいとフーチングの結合部の剛性、土木技術資料 16-10、1974.
- 4) PC くい技術委員会くい頭接合方法小委員会：くい頭部の接合に関する実験、委員会報告書、1971.
- 5) 浅野達雄、足立義雄：くい頭部とフーチングの設計、道路、1972.

塩害特定点検データを用いた道路橋下部構造の塩害に対する耐久性能の傾向分析

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 川井 菜緒

1. まえがき

海岸線近くに位置するコンクリート橋の塩害は1970年代後半ごろより深刻化し、以降コンクリート中の塩分総量の規制や、かぶりの増加など様々な対策が実施されてきた。その一つとして、国土交通省では塩害地域における一般国道の橋梁を対象に「コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）（平成16年3月）¹⁾」（以下、塩害特定点検）を定め、10年に1回を目安とした特定点検を行っている。これまで塩害による損傷は、比較的かぶりの小さい上部構造で特に問題視されてきた。しかしながら、近年では下部構造においても塩害による損傷事例が散見され、今後は沿岸部に位置する下部構造において、変状が顕在化する事例が増加することが懸念される。

現在、塩害を受ける道路橋下部構造の維持管理方法としては、定期点検において外観の損傷状況から塩害が疑われる構造物に対して、詳細調査を実施したうえで補修対策を行うことが一般的である。しかし、道路橋の老朽化が深刻化する中でより効率的に維持管理していくためには、長寿命化やLCC縮減の観点から、適切なタイミングかつ適切な方法により予防保全的な対策を実施することが求められる。

2. 研究目的

本研究は、沿岸部における道路橋下部構造の予防保全的塩害対策に関して研究を行うにあたり、塩害対策の必要性や優先度を整理するための基礎的資料を得ることを目的として、塩害特定点検の結果が得られた全国各地のデータから、塩害に対する耐久性能に係る技術基準類の変遷を踏まえ、建設年代別の傾向やこれまでの塩害対策の効果を検証した。

3. 研究方法

3.1 概要

塩化物イオンの浸透速度はフィックの法則に従うと考えられ、見掛けの拡散係数、表面塩化物イオン量、および初期塩化物イオン量の3つのパラメータを適切に定めることで、任意の時点、任意の位置における塩化物イオン量を推定することができる。図-1にコンクリート中の塩化物イオン分布の実測値と計算値の例を示す。塩害特定点検では、塩害地域に位置する橋梁を対象に橋台または橋脚の壁、柱、はり部等から採取したコアやドリル粉末等の試料によって、構造物表面から深さ方向に10mm程度ごとの間隔で塩化物イオン量を測定している。これによって得られた実測値に、計算

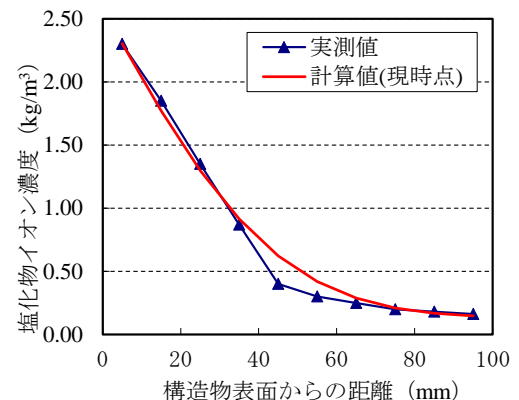


図-1 コンクリート中の塩化物イオン分布の実測値と計算値（例）

値の曲線が合致するよう各パラメータを定めている。

本報では、塩害特定点検の結果から収集した橋梁ごとの鉄筋位置の塩化物イオン量、および見掛けの拡散係数について、それぞれ竣工年との関係を整理したうえで、塩害に対する耐久性能に係る基準類が制定された年との関連性や、竣工年代別での傾向を分析した。

3.2 対象橋梁

対象橋梁は、国が直轄管理する橋梁のうち 2004 年から 2020 年までに塩害特定点検が実施され、鉄筋位置の塩化物イオン量および見掛けの拡散係数の情報が得られた 411 橋である。竣工年ごとの橋梁数を図-2 に、塩害地域区分ごとの橋梁数を表-1 に示す。対象橋梁の竣工年は 1925 年から 2012 年であり、塩害地域区分は B または C 地域に該当する。なお、竣工年は上部工架設年であり、下部工の建設年はそれよりも古い可能性があることに留意する必要がある。塩害地域区分ごとの対策区分は、道路橋示方書に従い海岸線からの距離によって S から III に分けられるが、道路管理者によっては対策区分 III の範囲を超える橋梁であっても、同一路線の沿岸部であれば塩害特定点検を実施している場合がある。本検討においては、それらについても対策区分 III に加えている。

3.3 道路橋下部構造の塩害に対する耐久性能に係る基準類の変遷

下部構造の塩害耐久性能に係る主な技術変遷を表-2 に、道路橋示方書で塩害対策区分 S とされる橋梁の下部構造における最小かぶりの変遷を表-3 に示す。コンクリートの塩害に対する耐久性能への影響が大きいと考えられる項目としては、1986 年の塩分総量規制、および 2002 年の最小かぶりの増加が挙げられる。また、1990 年には下部構造への高炉セメントの使用が一般化された²⁾。高炉セメントは普通セメントよりも耐塩性に優れることから、塩害耐久性能向上に寄与していると考えられる。なお、1984 年の塩害対策指針(案)では、表-3 のと

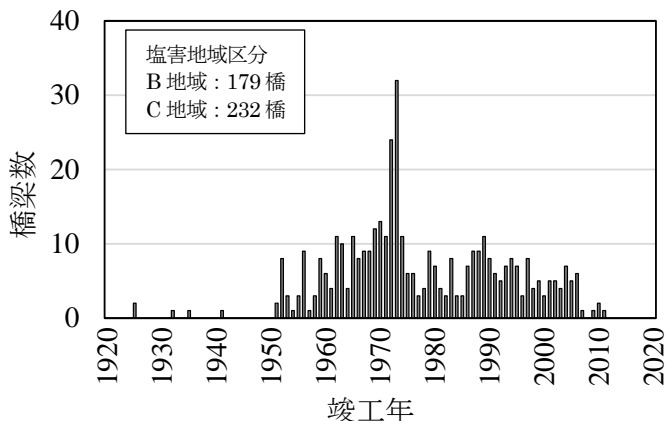


図-2 竣工年ごとの対象橋梁数

表-1 塩害地域区分ごとの対象橋梁数

地域区分	地域	海岸線からの距離	対策区分	橋梁数
B	北海道、東北、北陸の日本海側	海上部および海岸線から100mまで	S	118
		100mを超えて300mまで	I	48
		300mを超えて500mまで	II	5
		500mを超えて700mまで※	III	8
C	上記以外の地域	海上部および海岸線から20mまで	S	52
		20mを超えて50mまで	I	21
		50mを超えて100mまで	II	70
		100mを超えて200mまで※	III	89
合計				411

※一部範囲外の橋梁を含む(ただし、同一路線の沿岸部)

表-2 下部構造の塩害耐久性能に係る主な技術変遷

年	内容
1980	鉄筋コンクリートの最低設計基準強度を21N/mm ² に規定(道路橋示方書IV下部構造編)
1984	塩害地域橋梁のかぶり増加(道路橋の塩害対策指針(案)・同解説)
1986	コンクリート中の塩分総量規制(0.30kg/m ³ 以下)(JIS A 5308)
1990	下部構造の高炉セメントの使用が一般化 ²⁾
1999	鉄筋コンクリートの最低設計基準強度を24N/mm ² に規定(国土交通省土木構造物設計マニュアル)
2002	塩害地域橋梁のかぶり増加、塗装鉄筋等の適用(道路橋示方書IV下部構造編)

表-3 下部構造最小かぶり(塩害対策区分 S)

年	示方書	部材	最小かぶり(mm)	
			大気中	水中/土中
1980	道路橋示方書IV下部構造編	はり	35	-
		柱	40	70
1984	道路橋の塩害対策指針(案)・同解説	はり	70	-
		柱	70	-
2002	道路橋示方書IV下部構造編	はり	90※	-
		柱	90※	70

※ 塗装鉄筋、コンクリート塗装、埋設型枠等を併用

おり大気中のほりと柱の最小かぶりが70mmに増加されたが、柱は部分的に水中や土中に置かれるため基本的には1984年以前より70mmのかぶりが確保されていることが想定される。よって、1984年前後で柱の最小かぶりは実質的には変化していないと言える。

4. 研究結果

4.1 鉄筋位置の塩化物イオン量

図-3に竣工年と鉄筋位置の塩化物イオン量の関係を示す。図中には鋼材の腐食発生限界の目安として 1.2kg/m^3 を示した。塩化物イオン量の調査位置は主に橋台の堅壁、または橋脚の柱部、壁部であった。表-3に示したとおり、建設年代によっては部材ごとの最小かぶりが異なる場合があるが、ほり部で調査されたケースは5橋と少なく分析結果には影響しない。塩分総量規制が実施された1986年前後で塩化物イオン量を比較すると、平均値は 2.48kg/m^3 （橋梁数274橋、標準偏差3.23）から 0.44kg/m^3 （橋梁数137橋、標準偏差0.96）へと大幅に低減している。供用年数の影響も考えられるものの、1986年以降に建設された橋梁は初期内在塩の含有量が一定程度に抑えられ、塩害発生のリスクが低減したと言える。

4.2 見掛けの拡散係数

図-4に竣工年と拡散係数の関係を示す。拡散係数は使用材料や配合の影響を受けるため、図中には鉄筋コンクリートの最低設計基準強度が規定された1980年と1999年、および下部構造コンクリートにおける高炉セメントの使用が一般化された1990年を示した。また、コンクリート標準示方書において、セメント種類別の水セメント比と見掛けの拡散係数との関係式が示されている。これにより、普通セメントまたは高炉セメントを用いて水セメント比を50%とした場合のコンクリートの拡散係数、 $0.5\text{cm}^2/\text{年}$ および $0.16\text{cm}^2/\text{年}$ を参考値として示した。

高炉セメントの使用に着目し、1990年前後で拡散係数の比較を行ったところ、平均値は $0.24\text{cm}^2/\text{年}$ （橋梁数310橋、標準偏差0.321）から $0.22\text{cm}^2/\text{年}$ （橋梁数101橋、標準偏差0.250）と大きな変化はなかった。ただし、1990年以降全ての下部構造で高炉セメントが使用されているわけではないため、使用されたセメント種別を明らかにしたうえで、高炉セメント使用による効果を検証する必要がある。

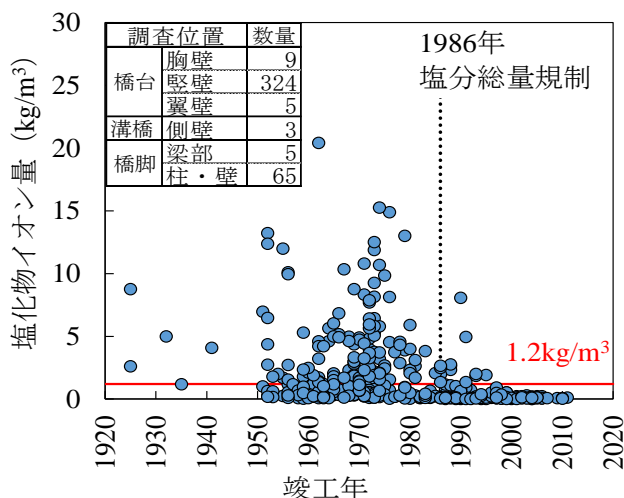


図-3 竣工年と鉄筋位置の塩化物イオン量の関係

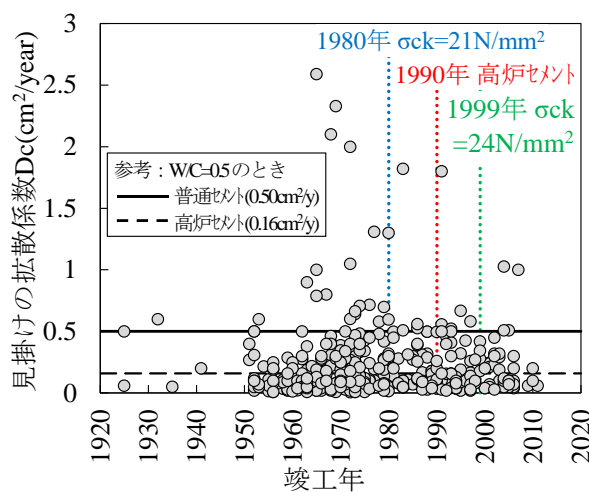


図-4 竣工年と見掛けの拡散係数の関係

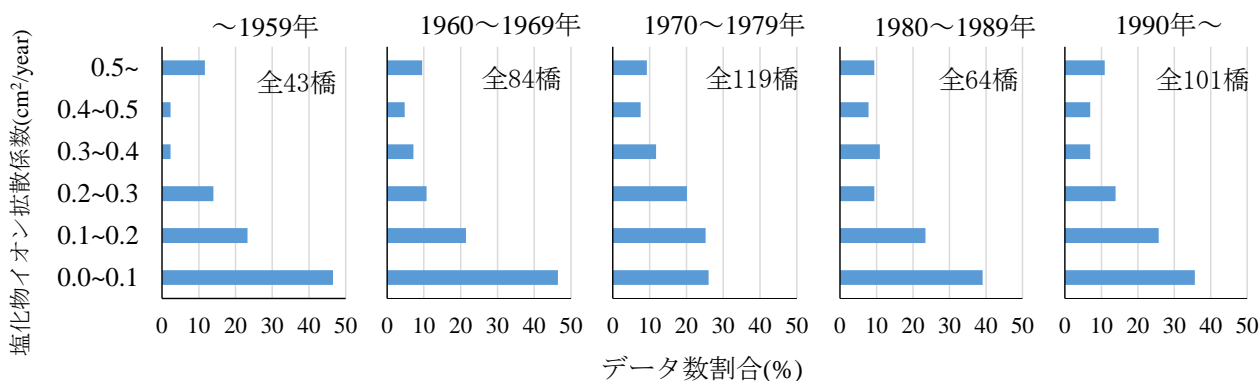


図-5 竣工年代別の見掛けの拡散係数

図-5に竣工年代別で拡散係数を整理した結果を示す。全年代で0.1cm²/年未満の拡散係数を示す割合が最も多く、概ね40%程度であったが、1970年代のみ26%と他の年代に比べ割合が少ない。国内の土木・建築両分野の海洋環境下におけるコンクリート構造物を対象に、塩化物イオン拡散係数を調査した既往研究³⁾において、高度経済成長期に施工された構造物では拡散係数が大きく耐久性に乏しいコンクリートが比較的多く、急速施工や施工の合理化による施工状態の不良が拡散係数に影響している可能性があることが報告されており、本検討においても同様の傾向が見られたと言える。

5. 結論

塩害地域区分B、Cにおける道路橋下部構造について塩害特定点検データを分析し、得られた知見を以下に示す。

- ・ 鉄筋位置の塩化物イオン量は、1986年以降に建設された下部構造において大幅に低減される傾向にあり、コンクリート中の塩分総量規制によって塩害発生のリスクが低減したと言える。
- ・ 見掛けの拡散係数は、高度経済成長期の1970年代頃に建設された下部構造においてやや大きい傾向にあった。したがって1970年代頃の下部構造に対しては、潜在的な塩害リスクが他の年代に比べて大きいことを念頭に維持管理を行うことが、予防保全の観点から有効であると考えられる。

本研究結果を基に、今後は既設の道路橋下部構造における予防保全的な塩害対策の必要性や優先度について整理していく。

6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました桐山耐震研究監、石田上席研究員、内田主任研究員、瀧本主任研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ深く感謝の意を表します。

所属：株式会社建設技術研究所

<参考文献>

- 1) 国土交通省道路局：コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）、2004
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：コンクリート橋の塩害対策資料集—実態調査に基づくコンクリート橋の塩害対策の検討—、国総研資料第55号、2002
- 3) 前田聡、武若耕司、山口明伸「塩害データベースを用いたコンクリート中への塩化物イオン拡散の定量評価」土木学会論文集、No. 760、V-63、109-120、2004. 5.

道路橋の震後調査の効率化・高度化に向けた3次元レーザスキャナの試行検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 林 祐葵

1. まえがき

地震発生後は早急な道路啓開のため、道路橋の被害を迅速かつ的確に把握し、橋の健全性や供用安全性について判断する必要がある。しかし、2016年熊本地震など過去の大規模地震では、巡回点検を基本とした緊急調査や外観目視を基本とした応急調査だけでは、橋面上から損傷が確認できない支承部など橋梁細部の被災状況を調査することが困難であり、被災メカニズムが十分に把握できず追加調査が必要となったため、通行可否の判断や応急復旧に時間を要した橋梁があったと報告されている¹⁾。そこで、新技術などを活用することで、震後調査の更なる効率化・高度化が期待されるが、それらに求められる要件が体系的に整理された事例はほとんどなく、道路管理者や点検者のニーズに最適化された新技術の提案がされているとは言い難い現状である。

2. 研究目的

本研究では、新技術活用の一例として、地震により被災した道路橋の震後調査に3次元レーザスキャナを使用した。また、取得した点群データの検知精度を確認し、目視を基本とする震後調査の代替可能性とそのために新技術に求められる要件について検討した。

3. 目視を基本とした地震被害調査

3.1 調査対象橋梁の諸元

本研究では、2022年3月16日に福島県沖を震源とした地震により被災した道路橋（以下、T橋と記す）を対象とした。T橋は、橋長317.9mを有する鋼5径間連続箱桁橋である。架橋位置である福島県福島市では、震度6弱を観測した。支承形式はゴム支承、下部構造形式は逆T式橋台および張出式橋脚、基礎形式は場所打ち杭基礎、架設年次は平成5年であった。

3.2 目視により確認された被災状況

T橋は、被災後に道路管理者の目視による応急調査は行われていたが、3次元レーザスキャナを使用した点検と比較するため、改めて従来の震後調査を想定して目視点検を行った。

写真-1に損傷状況写真を示す。まず、橋面上から異常の有無を確認した結果、A2橋台の伸縮装置部に段差が発生していることが確認されたため、次にA2橋台部付近を中心に近接目視点検を基本とした詳細調査を実施した。その結果、A2橋台胸壁上部に剥離・鉄筋露出などの損傷が確認された。支承部は、上沓に橋軸方向の擦過痕がA1橋台部で±3.5cm程度、A2橋台部で±4.5cm程度確認されたが、いずれも支承の機能が損なわれるような残留変形は生じていなかった。

P1～P4橋脚および橋脚支承部については、近接が困難であったため、遠望目視により橋脚の破壊、支承部の破

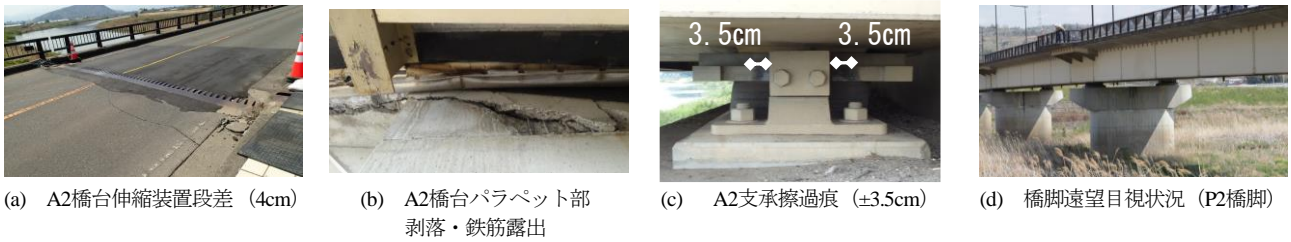


写真-1 T橋損傷状況写真

壊は生じていないことを確認した。また、橋面上から橋脚付近に縦断線形の折れ角や高欄のずれなどの損傷が見られなかったことから、耐荷力の低下に影響を及ぼすような沈下や傾斜は生じていないことも推察できる。

地震被害は、橋脚柱や桁端部、支承部およびその周辺に生じやすい。T橋では、橋面損傷がA2橋台に集中していたため、近接目視により被災状況を把握することができたが、橋脚支承部の損傷が疑われるなどの状況下において、中には部材に近接しにくい場合もある。以上を踏まえて、本調査では支承部を対象とし、目視調査の代替可能性を検討するため、3次元レーザスキャナによる試行調査を実施した。

4. 3次元レーザスキャナを活用した震後調査の効率化・高度化に関する検討

4.1 3次元レーザスキャナの諸元

表-1に計測器の諸元を示す。本調査では、対象構造物を3次元点群データとして取得することができるハンディ型の3次元レーザスキャナを使用した。

4.2 支承の状態を把握するための計測方法

写真-2に計測実施状況を示す。計測方法は、近接が困難な支承部に対して橋面上から計測することを想定し、角材にロープ固定金具を設置した簡易な計測補助器具を作成し、先端にセンサを取り付けたロープを角材に固定、ロープの長さを手動で調整しながらセンサを吊り下げて計測（以下、吊り下げ計測）する方法を試行した。また、できる限りデータの取得漏れを防ぐため、センサを上下左右方向へ移動させたり、固定箇所でも1分間センサを固定させたりしながら計測を実施した。なお、計測時の天候は晴れ、平均風速は4.1m/sであった。

4.3 形状計測の精度検証

A2橋台G1桁上の支承を対象にメジャーによる実測値と吊り下げ計測で形状寸法を比較し、計測精度を検証した。表-2に実測値と点群データ計測値の比較結果を示す。寸法計測誤差は、最大で5mmであった。計測箇所に依るところもあるが、実測値との計測誤差にほぼ差がないことが確認できた。

表-3および図-1には、点群データを用いて直角と認識できる鋼部材の角度を計測した結果を示す。誤差は最大で0.94°であった。なお、上沓ストッパー内側、桁側のサイドブロック端部は点密度が低く形状線が明確に設定で

表-1 3次元レーザスキャナ諸元

計測器	: Leica BLK2GO
スキャンタイプ	: 点群スキャン
重量	: 775g
連続使用時間	: 45~50分
視野	: 360° (水平) 270° (垂直)
測定範囲	: 0.5m~25m
スキャンスピード	: 420,000点/秒
面精度	: ±3mm
計測精度	: ±10mm (室内)



写真-2 吊り下げ計測実施状況

表-2 実測値と点群データ計測値の比較表

単位 [mm]	実測値	吊り下げ計測
下沓橋軸幅	600	597
(誤差)		-3
上沓橋軸幅	800	798
(誤差)		-2
サイドブロック幅	200	203
(誤差)		-3
サイドブロック高	280	277
(誤差)		-3
沓座モルタル幅	810	815
(誤差)		5

表-3 角度計測結果一覧表

計測位置	計測値	90° との差
①	90.27	0.27
②	点密度不足	-
③	90.94	0.94
④	90.36	0.36
⑤	89.90	-0.10
⑥	90.00	0.00
⑦	89.69	-0.31
⑧	点密度不足	-
⑨	90.11	-0.11
⑩	点密度不足	-

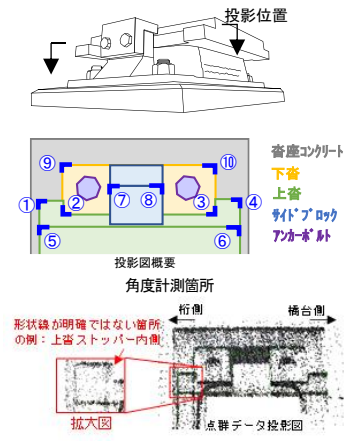


図-1 支承平面図

きなかったため、計測対象から除外している。取得した点群データから、点密度の低い箇所は吊り下げ計測の際のセンサ固定箇所と対象物の位置関係により、影になる箇所であることが確認された。支承部のような複雑な形状を有する構造では、明確な形状検知が求められる部品を明らかにした上で、センサ固定箇所を設定する必要があることを把握した。

4.4 支承部に着目した検知指標の提案

3次元点群データは、計測対象を3次元で管理することができ、またソフトを介して任意の位置での投影図の作成および寸法計測が可能である。この特性を生かし、ゴム支承を対象として変状検知を行う方法について検討した。なお、点群データによる寸法計測精度は、前述したとおり誤差がある。本調査で使用した機器と計測方法では、計測寸法は10mm以下を角度は1°未満を検知することが難しいものとして、その精度で検知できる指標を検討した。表-4に支承部の部品別の変状検知指標一覧表を示す。

ゴム本体は、地震時挙動の影響を受けやすい部材であり、総ゴム厚の70%を超える変位が生じていない場合、常時鉛直荷重に耐え得る性能を有していると判断できる。ここで、T橋に使用している支承ゴム本体の内部構造は不明であったため、本検討では「道路橋支承便覧²⁾」より、積層ゴム支承の耐荷性能に関する特性検証試験に用いる積層ゴム形状を参考に、総ゴム厚はゴム支承本体の総高さの50%と仮定する。点群データからは、総ゴム厚とせん断変形量を検知し、計算結果より、ゴム本体の総高さ145mmであったため、総ゴム厚は72.5mmと設定した。常時設計変形量を総ゴム厚の70%と仮定すると50.7mmとなり、点群により計測された変形量10mmに誤差が10mmあったとしても最大20mmであり、耐荷力の低下は生じていないと判断できる。

鋼部材の変状検知については、サイドブロックを対象に検討を実施した。T橋の場合、サイドブロックは橋軸方向の地震時挙動により上沓ストッパーがサイドブロック上部に衝突することで、断面変化位置である基部にき裂が生じて変形することを想定する。鋼材は降伏すると耐力が低下し残留変形が生じるとされることから、下沓を固定端、サイドブロックを梁とし、梁先端に降伏荷重が生じたときの片持ち梁のたわみ角を検知指標とした。算出結果より、サイドブロックに橋軸方向の残留変形が生じる目安は0.17°以上となり、形状に依るところもあるが、鋼材の降伏変形量の検知指標は、目視でも検知が難しい非常に軽微な変状であることが把握できた。本計測データによる角度計測結果は、桁側で90.52°、橋台側で88.93°であり、データの誤差特性を考慮すると、本計測データのみでは鋼材の降伏変形量を検知することは難しいと判断する。

表-4 支承部の部品別の変状検知指標一覧表

部品	検知指標の例	A2橋台支承部	検知結果
ゴム本体	<p>計測項目： 水平移動量 ゴム下端部～ゴム上端部 異常な変形 計測項目：総ゴム厚</p>		<ul style="list-style-type: none"> せん断変形量の推定許容値=50.7mm 計測誤差を踏まえても許容値以内
セットボルト	<p>計測項目： 水平移動量</p>	<p>ソールプレート形状線： 点密度が少なく形状が捉えられない</p>	<ul style="list-style-type: none"> ソールプレートは狭隘部であり、点密度が低いため、形状が明確に検知できず、ずれが確認できなかった
サイドブロック	<p>計測項目： 角度の計測</p>		<ul style="list-style-type: none"> 変形が生じていない場合でも、計測誤差が生じた 軽微な変形は検知が難しい
アンカーボルト	<p>計測項目： 鉛直移動量 下寄～ボルトナット アンカーボルトの抜け出し</p>		<ul style="list-style-type: none"> 形状を明確に検知することが難しい 抜け出し量を計測しても精度は低いと判断

※本調査で使用した機器および計測方法では、計測寸法は10mm以下を、角度は1°未満を検知することは難しいことを踏まえて、支承の残存性能を検知できる指標を検討。

上査上部やソールプレート、桁端部側の部品など暗部な箇所、狭隘な箇所や、アンカーボルトのような形状が細かい部品は、本計測方法では点密度が低く形状が明確に検知できなかった。今後、このような箇所を計測する場合には、計測方法を工夫する必要がある。

5. まとめ

点群データは、計測時の状態を外形として捉えることが可能である。また、外形から取得可能な形状寸法という情報は、部材の変形を定量的に評価するにあたり有効な検知指標である。

一方で、本研究で使用した機器と計測方法では、計測寸法 10mm 以下、角度 1°未満を検知することができず、また、上査やソールプレート、部品の桁端部側など暗部な箇所、狭隘な箇所であったり、アンカーボルトなど計測対象の形状が細かい場合では、点密度が少ない傾向にあり、目視点検を代替できる程の精度は有していない。ただし、これらは計測器の固定箇所や計測時間などの計測条件や、更には天候や風速などの環境条件によっても変わると考えられる。今後、新技術を実務に適用するためには、機器の検知能力を統一かつ客観的に評価し、診断に必要な情報が得られる技術を、目的に応じて適切に選択することが重要である。

6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導いただきました大住上席研究員、小林研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：復建調査設計株式会社

<参考文献>

- 1) 熊本県 土木部：熊本地震での経験を踏まえた橋梁災害復旧のまとめ（災害査定編），
<https://www.pref.kumamoto.jp/soshiki/101/939.html>.
- 2) 日本道路協会：道路橋支承便覧，pp. 221-263，2018.

画像計測を用いた固定化させた支承可動部の追従機能の検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 菅原 達也

1. はじめに

支承部には、活荷重、温度変化等による上部構造の伸縮やたわみに伴う支点部の回転に追従し、上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収する機能が求められており、通常これらの機能を満足して使用されている。これらの機能は腐食による錆の付着、鋼材の固着、摩耗、断面欠損等により、一部、または全てを喪失することがある。そのため、支承の機能低下の検知が求められるとともに、機能低下が他部材へ与える影響を調査する必要がある。

異常の検知として、上部構造の伸縮や回転に追従する機能の計測には、接触式の変位計（以下、「変位計」）が用いられてきたが¹⁾、高精度ながらも計測できる箇所が限定される。そこで、撮影範囲の変位が検出可能な画像解析技術（以下、「画像計測」）を用いて、支承の変状とその影響の検知の可能性について検討した。

2. 研究目的

本研究では、画像計測を用いて、活荷重載荷時の支承の変位追従機能の低下を検出する方法の確立を目指すため、画像計測の有効性を検討した。また、支承の機能低下が他部材へ与える影響として、下フランジのひずみの変化率と周辺部の変位との関係も調査した。

3. 研究方法

3.1 荷重車走行による活荷重載荷

腐食による支承の機能低下を模擬した活荷重載荷実験により、機能が低下している支承の応答を変位計による計測と画像計測を比較することで評価を行った。図-1 に載荷試験概要を示す。試験対象は、土木研究所内に架設された支間長 30m、4 主桁の鋼単純合成桁橋（以下、試験橋梁）である。それに重量 20t 程度の荷重車を片側車線に 1 台ずつ 40 秒間程度で G1-G2 間及び G3-G4 間を走行させることで活荷重を載荷し、各種計測を実施した。

3.2 支承部の拘束条件

試験橋梁では A1 橋台に 2 種類の可動の鋼製支承が設置されており、G1 と G2 にピンローラー支承、G3 と G4 に BP-A 支承が使用されている。A2 橋台は固定の BP-A 支承が使用されている。本研究では損傷を模擬して、支承を構成する部品の動きを拘束することで、水平及び回転方向の変位追従機能を喪失（以下、「固定化」）させた。

BP-A 可動支承は、上沓と下沓の橋軸遊間を無くし、水平及び回転方向の変位追従機能を喪失させた。ピンローラー支承は、

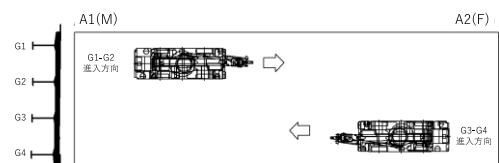


図-1 試験橋梁概要図と荷重車走行位置

複数並んでいるローラーのうち両端の2本のみ、支承中心から外側に向かう変位を拘束し、水平方向の変位追従機能を喪失させた。また、上沓と下沓の鉛直遊間を無くし、回転方向の変位追従機能を喪失させた。

3.3 計測方法

(1) 画像計測

画像計測はピンローラー支承とBP-A 支承1 基ずつ、G2 と G3 支点をG1-G2 間及びG2-G3 間に設置したミラーレスカメラによる動画撮影データから計測した。レンズは焦点距離の異なる2 種類用いて、シャッタースピード1/500 秒以上で撮影した。図-2 に計測点の例を示す。計測各点の水平方向及び鉛直方向の変位を画像ごとに取得した。計測点は補剛材、下フランジ、ソールプレート、上沓、ピン及びその周辺、下沓、ローラー及びその周辺、ベースプレートを計測した。

(2) 変位計による計測

画像計測の比較として、変位計による変位取得を並行して行った。支承の変位追従機能に着目し、図-3 に示す支承橋軸方向の桁中心方向に、支承設置面からの上沓、下沓、ローラーの相対的な水平変位を計測した。

(3) ひずみ計測

支承可動部の固定化によるひずみ変化を明らかにするため、疲労き裂の発生箇所である支承ソールプレート端部から橋軸方向に12~20mm 位置の橋軸方向応力を、下フランジ下面に5 連のひずみゲージを貼付け計測した。

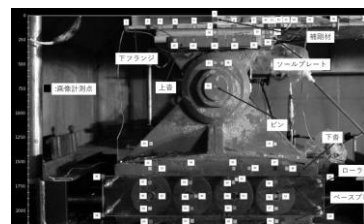
4. 画像計測の検討

4.1 ノイズの大きいデータセットの除外

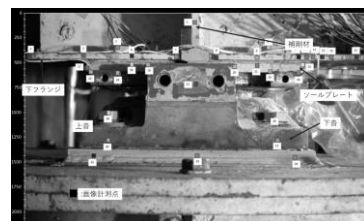
画像計測による計測誤差は平行移動の場合で0.05 画素、30%以内のひずみが生じた場合で0.2 画素以下の誤差²⁾と言われているが、取得した位置データはノイズが大きい点が多数確認されたため、先ず分析に使用して良いデータか否かを判断するための検討を行った。データはカーネルサイズ3 のスパイク性ノイズ除去を行った。同一点の水平または鉛直方向の相関を1, 2 及び1, 3 回目の車両走行時のデータから複数回の計測波形の相関を取った結果、測点によって相関が弱いデータが確認されたため、相関係数が0.4 未満のデータセットを計測ノイズであると仮定し、分析には使用しない方針とした。固定化前後の、車線ごとの相関係数が0.4 以上であったデータセットの割合を表-1 に示す。

4.2 適用範囲の検討

表-1 より、ノイズと有効な変位量の関係は、走行車線の影響よりも固定化による影響が大きいことがわかる。固定化されることでノイズの影響が相対的に大きくなったことで相関が弱くなったと考察できる。すなわち、固

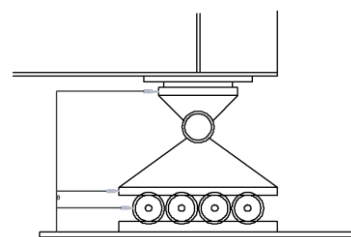


(A) ピンローラー支承

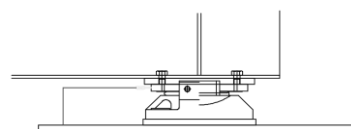


(B) BP-A 支承

図-2 画像計測点の例



(A) ピンローラー支承



(B) BP-A 支承

図-3 変位計の設置位置

表-1 A1 の相関係数が0.4 以上あったデータセットの割合

		可動			固定		
		全体	水平	鉛直	全体	水平	鉛直
G1-G2	G2(PIN)	72%	85%	60%	59%	75%	43%
走行	G3(BP)	85%	85%	85%	89%	94%	83%
G3-G4	G2(PIN)	67%	83%	52%	32%	45%	19%
走行	G3(BP)	91%	90%	93%	80%	91%	68%

定化に伴い移動量が低下し、計測ノイズ以下の移動量になったことが推察される。そのため、ノイズが大きくなり精度の高い変位量が取得できなくなったとしても、変位が拘束されていない状態で計測できていた波形が取れなくなるにより、支承機能の低下を検知できる可能性がある。また、G2のピンローラー支承は相関が弱い傾向であった。支承種によってノイズ量に差が生じた要因として、支承表面の色や質感、画角、レンズ性能、対象物との距離、ISO感度、影の映り込み等が影響したと考えられる。

4.3 変位計との比較

図-4では、1-3回目の車両走行時の固定化前後におけるA1G2上沓、下沓、ローラー部の水平方向の変位計の平均値と、画像計測によって該当する点を取得したデータを比較した。画像計測では経過時間を取得していないため、撮影コマ毎の相対的な時間経過を割り当てた。

(A)と(B)の画像計測結果を比較すると、固定化されたことによって微小な変位となった場合はスパイク性ノイズ除去を介しても、ノイズが大きくなることを確認できる。一方、(A)と(B)の変位計による計測結果を比較すると、上沓の変位が固定化によって落ちていることが確認されており、また、変位頂部付近の形状が近似していたことから、初期の変位発生時点においては変位計の適用範囲外だった可能性がある。

4.4 画像計測によるベクトル図の検討

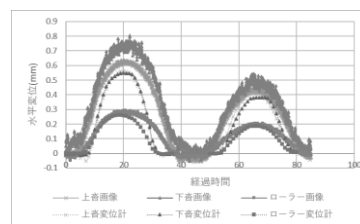
図-5に、画像計測で取得した3回目走行時鉛直方向のベクトル図を示す。ベクトルは矢印で示し、鉛直のみの場合は実際の300倍、全方向の場合は実際の100倍の倍率で表記した。回転に対する支承の変位追従機能は、支承中心から回転しておらず、桁端部の上昇もほとんど見られないことが確認された。またピンローラー支承は、固定化の前後でも、4本のうち固定していないローラーの水平方向の変位量は変わっていないため、個々のローラーを計測しなければ、変状を検出できない可能性が考えられる。

5. 支承の機能低下が下フランジに与える影響の検討

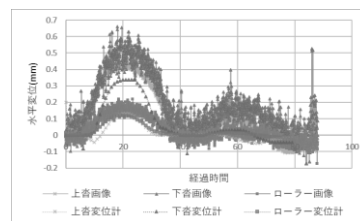
5.1 活荷重による下フランジのひずみ波形

図-6に示すA1G1支点行の下フランジ下面に貼り付けた5連のひずみゲージの平均波形より、ひずみはソールプレート周辺、及び、影響の大きい車線走行時の方が大きくなることを確認した。以後ひずみ量は最大値で整理を行う。

5.2 固定化による下フランジのひずみの変化



(A) ピンローラー-固定化前



(B) ピンローラー-固定化後

図-4 変位計との比較の例



(A) 固定化前-鉛直のみ



(B) 固定化前-全方向



(C) 固定化後-全方向

図-5 ベクトル図の例

図-7 に5連のひずみゲージの引張の最大値の比較を示す。A1 は固定化前後で、ひずみが一様に大きくなった。ピンローラー支承のひずみ増加量が小さい理由として、両端のローラーを固定しても固定されていないローラーが機能を担ったことで、支承全体としては部分的に固定されていなかったと推定される。

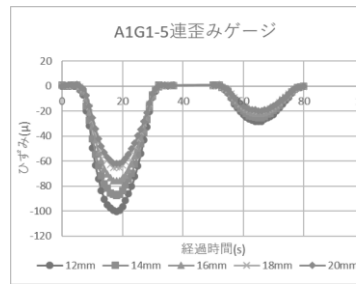
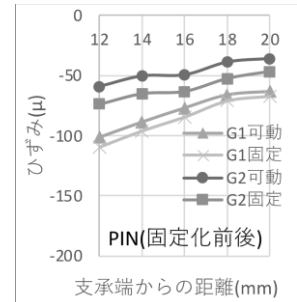


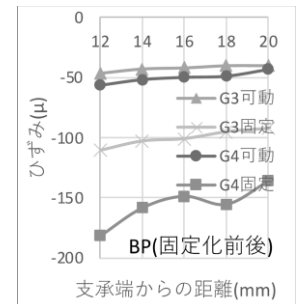
図-6 ひずみ波形の例

5.3 支承可動部の機能低下と下フランジのひずみの増加の関係

画像計測によって検知した変状とひずみ値の関係を整理した。水平及び鉛直方向の変位追従機能の変化が下フランジに与える影響を代表する点として、下フランジのソールプレート端から桁中心方向に連なる3点を選択した。図-8 に固定化前後での水平または鉛直方向の変位量最大値の変化率とひずみ最大値の変化率の関係を示す。比較より、水平方向の変位量が鉛直方向の変位量よりもひずみに与える影響が大きい傾向であることがわかった。



(A) ピンローラー



(B) BP-A

図-7 ひずみの最大値

6. 結論

本研究では支承可動部の固定化前後での変化を画像計測等により確認した。得られた成果は以下の通りである。

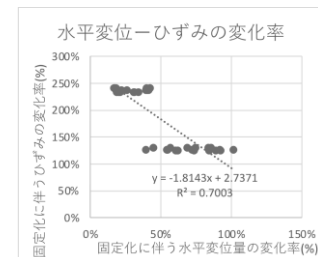
- 1) 画像計測で取得したデータに対し、3回の車両走行のうち、1,2及び1,3回目走行時の相関分析を行うことにより、有効なデータを抽出する手段を示した。
- 2) 支承の固定化によってノイズが大きくなり真値が測定できなくなったとしても、相関係数の変化から機能低下を検知できる可能性があることを確認した。
- 3) 変位計で外側のローラーのみを計測した場合は内部の異常を検知することができないが、画像による全体系を計測することによりピンローラー支承の固定化の異常を検知できる可能性を示した。
- 4) 下フランジのひずみは、回転方向よりも水平方向の固定化の影響が大きいことを確認した。

7. 謝辞

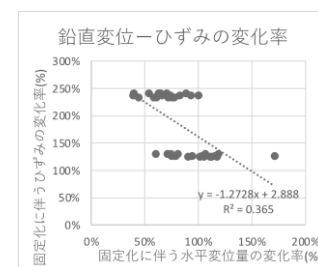
本研究を遂行するにあたり、構造物メンテナンス研究センターの皆様にご心より感謝申し上げます。

<参考文献>

- 1) 柴崎奈穂, 新名裕, 宮原幸春, 池田真理子, 楠元崇志, 坂野昌弘: 実橋計測による支承機能評価手法の確立, 土木学会第69回年次学術講演会, 2014.
- 2) Ueno, K., Sreng, S., Kobayashi, K.: Surface Kinematometry by image processing for geotechnical model tests, ICPMG 2014, Vol. 1, pp. 337-343, 2014.



(A) 水平変位-ひずみ



(B) 鉛直変位-ひずみ

図-8 変位とひずみ変化

所属：株式会社ビー・ビー・エム

複数箇所が非線形化する橋における 支承部の二次剛性が橋の応答の不確実性に与える影響

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 藤岡 健祐

1. まえがき

平成 29 年道路橋示方書・同解説 V では、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、非線形化を考慮する部材を 1 種類に限定することを標準とする一方、適切に地震応答特性が評価できる場合には、免震橋のように複数種類の部材に非線形化を考慮してよいことが解説されている。ただし、そのための具体的な条件等は示されておらず、免震橋以外の複数種類の部材に非線形化が生じる構造系の適否を個別に判断することは難しい。そのため、複数種類の部材に非線形化を考慮する場合の要求事項やその検証方法の明確化に向けて、各種の不確実性が橋の応答に与える影響を明らかにするための基礎的な検討を行う必要がある。

2. 研究目的

本稿では、複数種類の部材に非線形化を考慮する構造系の典型的な例として、橋脚と支承部が非線形化する橋梁を対象に、主に支承部の二次剛性の違いが橋の応答の不確実性に与える影響を解明するための検討を行う。連続高架橋の中間橋脚 2 基を抽出した多質点骨組みモデルの非線形動的解析により、支承部－橋脚－基礎の各部材の骨格曲線のばらつきが橋全体系及び各部材の応答に与える影響を分析した結果を報告する。

3. 基準となる解析モデルの作成

対象橋梁は、文献¹⁾に示される 5 径間連続鋼 I 桁橋とし、中間の 2 橋脚間を抽出してモデル化した。検討ケースは、支承部に免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）を用いた Case-A と、可動支承＋制震ダンパーで構成した Case-B の 2 ケースとし、Case-A 支承部の二次剛性比 ($K_2/K_1=$) $1/6.5$ に対して、Case-B 支承部の二次剛性比を $1/50$ と仮定して、支承部の骨格曲線を設定した。解析モデルは、図-1 に示す多質点骨組みモデルとした。RC 橋脚は、塑性ヒンジ部を非線形回転ばね（Takeda モデル）、それ以外の一般部を線形はり要素でモデル化した。基礎はフーチング底面位置に線形の集約ばねとしてモデル化した。支承部の履歴特性は、Case-A、B ともにバイリニアモデル（移動硬化型）とした。なお、Case-B の支承部は、可動支承と制震ダンパーをあわせてひとつの履歴特性でモデル化した。粘性減衰は、道示に示される Rayleigh 型減衰モデルを用いた。入力地震動は、H29 道示 V に規定されるレベル 2 タイプ II 地震動の II 種地盤における標準加速度波形を用いるものとした。各基準ケースの諸元の設定にあたっては、以下の指標を目標値とした。

- ・橋の 1 次モードの固有周期：1.4～1.5s（入力地震動の加速度応答スペクトルが低下する周期帯に設定）
- ・橋脚の最大応答変位／許容変位：0.95～1.00（文献^{2,3)}における免震橋の RC 橋脚に対する規定に基づき設定）
- ・免震支承の最大応答変位／許容変位：0.95～1.00（水平せん断ひずみ 250%に相当する変位 ※Case-A のみ）

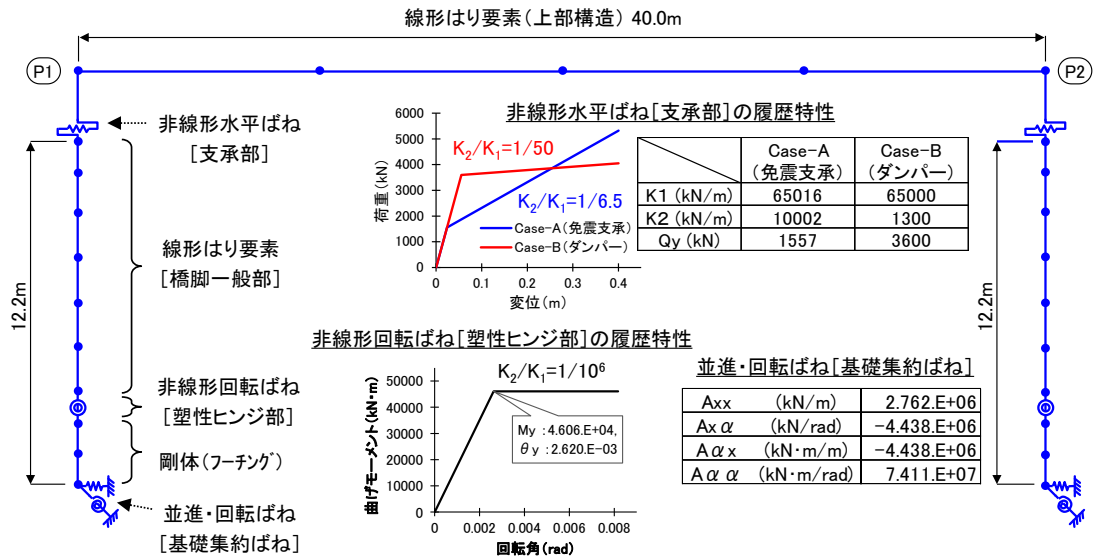


図-1 動的解析モデルの概要

4. 各部材における骨格曲線のばらつきの設定

各部材の骨格曲線のばらつきを図-2～図-4、表-1に示す。ここで、Case-Aの免震支承のばらつきは、平成30年道路橋支承便覧における品質管理基準より、等価減衰定数 h_B が設計値と同等、かつ等価剛性 K_B が設計値の±10%の値となるように設定した。

Case-Bの制震ダンパー(+可動支承)のばらつきは、橋への適用にあたっての統一的な品質管理基準が定められていないため、文献⁴⁾等を参考に、剛性及び降伏荷重が±10%ばらつく条件を仮定した。

RC橋脚の骨格曲線のばらつきは、既往の文献⁵⁾等を参考に、降伏耐力への影響が大きい主鉄筋の降伏強度のばらつきを考慮して、設計値、平均値[設計値×1.20]、平均値+2σ[平均値+(1+2×0.07)]の3パターンの鉄筋降伏強度を用いて算出した。

基礎ばねの剛性のばらつきは、文献^{6,7)}に示される杭の軸方向ばね定数 K_V (変動係数0.50)と水平方向地盤反力係数 k_H (変動係数0.70)のばらつきを考慮して算出した。なお、 K_V と k_H の相関に統計的な根拠はないが、ここでは、ばらつきを大きく評価するように、両者が正側・負側に連動してばらつく条件を仮定し、基礎ばねの剛性を算出した。

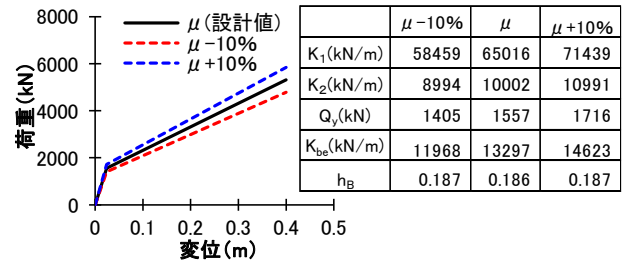


図-2 支承部[Case-A]の骨格曲線のばらつき

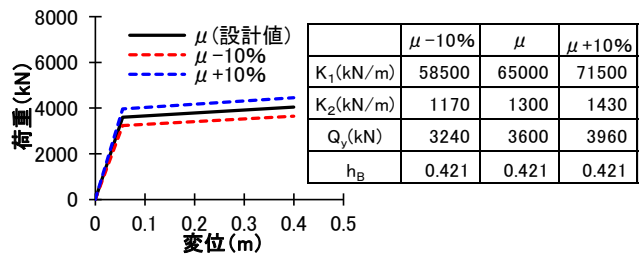


図-3 支承部[Case-B]の骨格曲線のばらつき

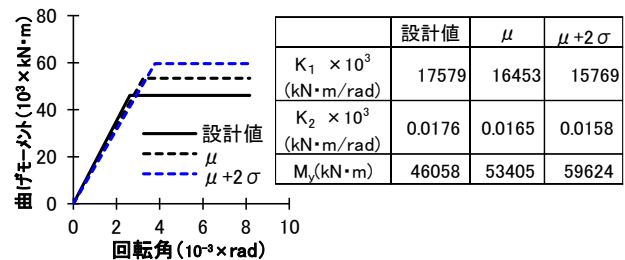


図-4 橋脚柱基部の骨格曲線のばらつき

表-1 基礎ばねの剛性のばらつき

	-3σ	-2σ	-1σ	μ	+1σ	+2σ	+3σ
K _V 10 ⁶ kN/m	2.32	3.73	5.98	10.72	15.38	24.67	39.57
k _H 10 ⁴ kN/m ²	0.98	1.84	3.47	7.96	12.26	23.06	43.37
A _{xx} 10 ⁵ kN/m	5.74	9.23	14.81	27.62	38.20	61.34	98.49
A _{xa} 10 ⁶ kN/rad	-1.56	-2.14	-2.93	-4.44	-5.51	-7.55	-10.36
A _{aa} 10 ⁷ kN·m/rad	2.14	3.07	4.50	7.41	10.17	15.63	24.26

5. 骨格曲線のばらつきによる応答への影響

部材の骨格曲線のばらつきが各部材の応答に与える影響を検討する。なお、実橋梁では、単一の部材だけでなく、全ての部材がそれぞれにばらつきを持つが、ここでは、個別のばらつきの影響を確認することを目的とし、対象部材のみにばらつきを考慮する。ばらつきを与える部材はP1 支承部、P1 橋脚及びP1 基礎とする。

Case-A および Case-B における、対象部材の骨格曲線のばらつきに対する、各橋脚の塑性ヒンジの回転角および各支承部の水平変位のばらつきを図-5 および図-6 に示す。縦軸の応答比率は、基準ケースの最大応答値に対する各ばらつきケースの最大応答値の比率（3 波平均）を示している。

まず、P1 支承部の骨格曲線のばらつきに対する各部材の応答比率より、P1 支承部の剛性が大きくなるほど、P1 支承部の応答は減少、P1 橋脚の応答は増加するというトレードオフの関係が確認できる。この傾向は Case-A、B の両方で確認できるが、支承部の二次剛性が小さい Case-B では、Case-A よりも応答の変動が大きい。また、Case-A では隣接する橋脚及び支承部の応答への影響は小さかったが、Case-B では有意な影響が見られる。

次に、P1 橋脚の骨格曲線のばらつきに対する各部材の応答比率より、P1 橋脚の降伏耐力が大きくなるほど、P1 橋脚の応答は減少、P1 支承の応答は増加する傾向であり、前述と同様に橋脚と支承部の応答においてトレードオフの関係が確認できる。また、Case-A に比して Case-B の応答の変動が大きい傾向についても、前述と同様である。

基礎のばらつきの影響については、Case-A と Case-B で応答の増減傾向が異なる。Case-A では、一般的に想定される直列する部材間のトレードオフの関係、すなわち基礎ばねの剛性が小さくなり、基礎の変形量が増加すると、その基礎が支持する橋脚及び支承部の変形量は減少する傾向がみられるが、Case-B ではそれとは反対の傾向が確

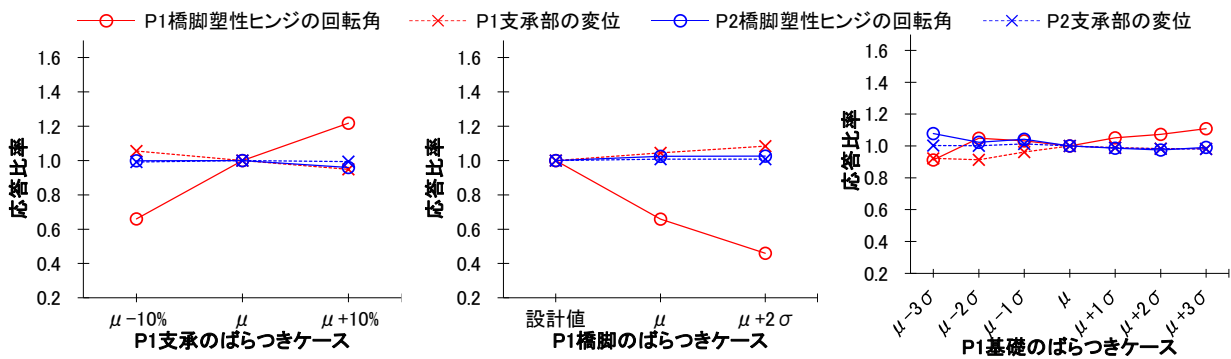


図-5 Case-Aにおける各部材のばらつきに対する最大応答値のばらつき(3波平均)

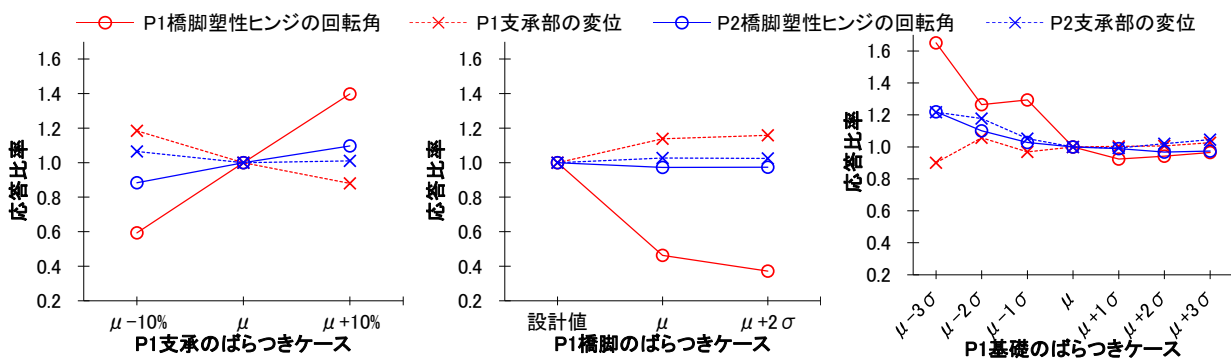


図-6 Case-Bにおける各部材のばらつきに対する最大応答値のばらつき(3波平均)

認められた。Case-A では基礎の剛性のばらつきによる各部材の応答の変動は比較的小さいが、Case-B では応答の変動が大きく、特に、P1 基礎ばねの剛性が負側にばらつくと、P1 橋脚の応答が大きく増加する。これは、Case-B においては、橋脚と支承部の降伏点が近く、また二次剛性が小さいことから、高次モードの影響により両部材の応答バランスが変動しやすいことが影響していると考えられる。なお、詳細な分析結果は文献⁸⁾を参照されたい。

6. 結論

本稿では、橋脚と支承部で非線形化する橋梁を対象に、支承部を免震支承 (Case-A)、又は可動支承+制震ダンパー (Case-B) で構成した 2 パターンの構造系を想定し、各部材の骨格曲線のばらつきが橋の地震応答に与える影響を検討した。検討結果から得られた知見とそれを踏まえた設計における留意事項に関する一考察を以下に示す。

- (1) Case-A、B ともに、橋脚とその橋脚上の支承部の応答はトレードオフの関係となるが、支承部の二次剛性が小さい Case-B では、Case-A よりも応答の変動が大きいことが確認された。
- (2) Case-A では、基礎ばねの剛性が小さいほど、その基礎が支持する橋脚及び支承部の応答が減少する傾向であったが、Case-B ではその反対の傾向を示し、また応答の変動も大きいことが確認された。
- (3) (1) ~ (2) より、橋脚と支承部で非線形化する構造系において、支承部を免震支承と比して二次剛性の小さい部材で構成する場合、H29 道示 V に規定される免震橋と比べて応答のばらつきが大きい傾向がある。したがって、同一橋脚内で極端に二次剛性の小さい部材同士を非線形化させない等、適用方法に留意する必要がある。また、設計上基礎ばねの剛性を大きく見込むことが、その基礎が支持する橋脚及び支承部にとって、安全側の評価になるとは限らない。よって、基礎のばらつきによる影響が顕著な場合には、安全側の評価ができるよう、ばらつきを考慮した複数の条件で照査を行うなどの配慮が必要と考えられる。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導いただきました大住上席研究員、廣江主任研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

所属：日本工営株式会社

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 2) 玉越隆史，白戸真大，星隈順一，堺淳一：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国総研資料第 700 号，土研資料第 4244 号，2012
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 4) 国土交通省：道路橋の耐震性向上に資する制震ダンパー技術 (NETIS テーマ設定型の比較表 HP)，<https://www.netis.mlit.go.jp/netis/pubtheme/themesettings> (2023 年 3 月 24 日閲覧)
- 5) 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究，京都大学博士論文，2002.
- 6) 七澤利明，河野哲也，宮原清，大城一徳：杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究，土木研究所資料，第 4374 号，2018.
- 7) 七澤利明，河野哲也，坂下学：道路橋杭基礎の性能規定及び部分係数設計法に関する研究，土木研究所資料，第 4382 号，2018.
- 8) 藤岡健祐，廣江亜紀子，大住道生：複数箇所が非線形化する橋の支承部の二次剛性が全体系の応答に与える影響，土木学会論文集 Vol. 79, No. 13 (特集号：地震工学)，2023. (※登載予定，Accepted February 17, 2023)

道路橋の耐震設計におけるリスクマネジメント及びリスク対応に関する事例研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 河原井 耕介

1. まえがき

道路橋の設計は、道路橋示方書¹⁾（以下「H29 道示」と呼ぶ）に基づき、多様な不確実性を考慮して所要の信頼性で要求性能を満足するように設計される。不確実性により生じる事象のうち、その発生の可能性は低いものの、発生した場合の影響が甚大な事象などは、「不測の事態」として設計において考慮される。このような不測の事態への対応は、2011年東北地方太平洋沖地震や、2018年熊本地震等の被災経験を経てその重要性が強く認識されてきた。更に、近年では気候変動を背景とした水災害の激甚化や、急速に進行する社会基盤の老朽化など、道路橋を始めとする社会資本を取り巻く状況の変化は著しく、不確実性に適切に対応することの重要性は高まっている。

不確実性に対応するという事は、例えば ISO 31000²⁾によるリスクの定義「目的に対する不確かさ (uncertainty、不確実性) の影響 (表-1)」を踏まえると、リスク対応であると捉えられる。道路橋の耐震設計における不測の事態への対応などは、橋梁毎に個別に対応方法が検討されているが、対応方法やその検討方法は体系的には整理されていない。設計におけるリスク対応の在り方を体系的に整理することは、不測の事態への対応を始めとするリスク対応をより確実・効果的なものとする上で有用な視座を与えるものと考えられる。

そこで、本研究では、道路橋の設計におけるリスク対応を確実・効果的に検討するための体系的な提案に向け、設計とリスク対応の関係について考察する。まず、道路橋の設計におけるリスクについて考察する。次に、リスクに対処するためのプロセスとして道路橋のリスクマネジメントについて整理し、設計におけるリスク対応の在り方を考える。更に、設計におけるリスク対応の選択肢を整理し、その選定方法について考察する。最後に、具体事例として、活断層の影響等を考慮して計画・設計された新阿蘇大橋³⁾を対象に、リスク対応の体系を例示した。

2. リスクの定義

リスクという言葉は、今日では新聞や報道、日常会話でも一般に使用されているが、危険とほぼ同義で使用される場合もあり、学術的な定義とは必ずしも一致していない。リスクの定義を表-1に整理する。最も一般化されたリスクの定義は ISO 31000²⁾であり、好ましいか否かに関わらず、対象に関する不確かさの影響の全てをリスクと捉えている。一方、製品、システムの安全側面についての国際規格である ISO/IEC Guide 51⁴⁾は、ISO 31000における「不確かさの影響」を危害、即ち人への損害等に限定している。これは、ISO/IEC Guide 51が、人が使用する製品、システムの安全を対象にしているためである。構造物の信頼性を対象にした ISO 2394⁵⁾は、ISO 31000の2018年版²⁾にも引き継がれている初版の定義を採用しているが、構造物の設計は損傷など望ましくない状態にならない信頼性を確保することに主眼があり、“意思決定論の立場からは望ましくない結果を対象とする”と注記されている。ただし ISO/IEC Guide 51の様に危害にまで対象を限定していない。

国内においては、道路リスクアセスメント要領 (案)⁶⁾において、対象を道路の通行機能に限定して ISO 2394

表-1 リスクの定義

出展	定義
広辞苑	①危険。②保険者の担保責任。被保険物。
ISO 31000:2018 Risk management — Guidelines ²⁾ JIS Q 31000:2019 リスクマネジメント— 指針	effect of uncertainty on objectives / 目的に対する不確かさの影響 注記1: 影響とは、期待されていることから乖離することをいう。影響には、好ましいもの、好ましくないもの、又はその両方の場合があり得る。影響は、機会又は脅威を示したり、創り出したり、もたらしたりすることがあり得る。 注記2: 目的は、様々な側面及び分野をもつことがある。また、様々なレベルで適用されることがある。 注記3: 一般に、リスクは、リスク源、起こり得る事象及びそれらの結果並びに起こりやすさとしてあらわされる。
ISO/IEC Guide 51:2014 Safety aspects — Guidelines for their inclusion in standards ⁴⁾ JIS Z 8051:2015 安全側面—規格への導入指針	combination of the probability of occurrence of harm and the severity of that harm / 危害の発生確率及びその危害の度合いの組合せ 注記: 発生確率には、ハザードへの暴露、危険事象の発生、及び危害の回避又は制限の可能性を含む。 ※危害の定義: 人への損害若しくは健康障害、又は財産及び環境への損害。
ISO 2394:2015 General principles on reliability for structures ⁵⁾ JIS A 3305:2020 建築・土木構造物の信頼性に関する設計の一般原則	effect of uncertainty on the objectives / 不確実性が目的に及ぼす影響 注記 意思決定理論の観点からは、リスクとは望ましくないあらゆる結果の期待値、すなわち、事象の結果とその確率の積とを全て足し合わせたものである。
道路リスクアセスメント要領(案) ⁶⁾	(道路のリスク) 想定する状況に対して評価の対象とする道路の持つ通行機能が低下する可能性とそれが通行に与える影響をいう。影響の度合いに応じて区分する。

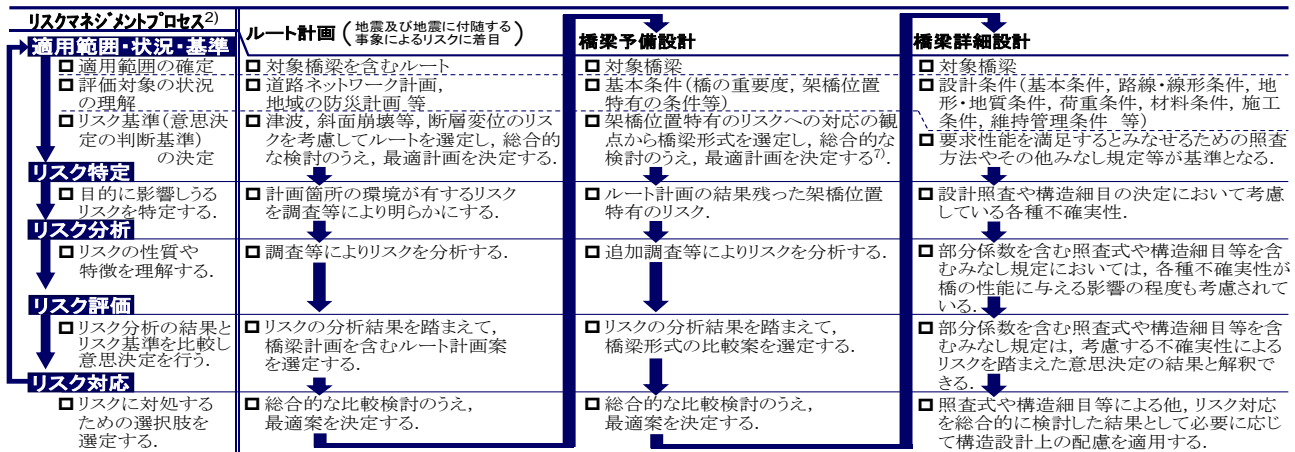


図-1 リスクマネジメントプロセスと道路橋の耐震設計の比較

と整合した定義が用いられている。H29 道示では「リスク」という言葉を明示的にはほとんど使用されていないが、不測の事態への対応は、落橋等の致命的な状態に容易には至らないための対応であり、不確実性による望ましくない影響がリスクとして考慮されていると考えることができる。

3. 道路橋のリスクマネジメント

3.1 リスクマネジメントプロセス

道路橋の設計は不確実性を考慮した上で要求性能を満足するという目的を達成しようとする行為であり、リスクマネジメントのプロセスに対応させて考えることができる。ISO 31000 によるリスクマネジメントプロセスは、図-1 の第1列目に示す要素を含む。まず、リスクマネジメントの対象とする範囲やその対象のおかれた状況の把握・整理、及びリスク基準(意思決定の判断基準)を決定する。次に目的に影響しうるリスクを特定し(リスク特定)、そのリスクの性質や特徴を理解する(リスク分析)。リスク分析により明らかとなったリスクの程度をリスク基準と照らし、適切な対処の方法を決定する(リスク評価)。対処の方法としては更なる情報収集や、現状維持なども含まれるが、設計の観点で重要となるのはリスク対応である。リスク対応では、適用可能な選択肢を選定しその有効性の評価等を考慮して採用する選択肢を決定する。さらに、決定したリスク対応の後に残るリスク(残留リスク²⁾)を評価し、残留リスクが許容できない場合は更なる対応を検討することまでが含まれる。

リスクマネジメントにおいては、この一連のフローでリスク対応は完了せず、対応の結果についてモニタリング及びレビューを行い、マネジメントプロセスを繰り返すことで対象のリスクを適切に管理する。

3.2 リスクマネジメントプロセスと道路橋の耐震設計の関係

道路橋の設計をする場合、上位計画である道路ネットワークの計画などを踏まえて、架橋位置を検討し（ルート計画）、橋梁形式等の検討（橋梁予備設計）の後、構造に応じた性能照査により構造諸元が決定される（橋梁詳細設計）。このような事業の各段階で、リスクマネジメントプロセスに準じた意思決定がなされるものと捉えられる。道路橋の耐震設計を例にルート検討、橋梁予備設計、橋梁詳細設計の各フェーズでの検討とリスクマネジメントプロセスとの対比を図-1に示す。「不測の事態」の言葉に象徴されるように、リスク対応によりリスクを低減した場合でも残留リスクがゼロになることはない。図-1のように、各フェーズでのリスク対応の結果残る残留リスクを次のフェーズに引継ぎ、継続的にリスクに対応していくことで、要求性能を満足させるという目的が達成される。

4. 道路橋設計におけるリスク対応の選択肢

4.1 リスク対応の選択肢の分類

設計においてリスク対応を体系的に考えるためにはリスク対応の選択肢とそれらの選定方法を整理する必要がある。ISO 31000²⁾等を参考にすると、道路橋の設計におけるリスク対応の選択肢は、大きく1) リスクの回避、2) リスクの低減、3) リスクの保有の3つに分類できる。リスクは、表-1のISO 31000の定義における注記3のように、リスク源から起こり得る事象を経て結果に至る一連のリスクシナリオと、その起こりやすさで説明できる。2) リスクの低減は、リスク源・事象・結果・起こりやすさのどの要素に着目してリスクを低減するかという観点で、2)-1 リスク源の除去、2)-2 起こりやすさの低減、2)-3 結果の変更の3つに細分化できる。このように細分化した分類は、構造物に対するリスク対応の具体的な方法を考える際の着眼点となる。

4.2 道路橋の設計におけるリスク対応の選択肢の選定プロセス

以上の様に整理したリスク対応の選択肢は、リスクシナリオに対応し、図-2に示すような流れで検討されるものと整理できる。図-2では、前述のリスク対応の選択肢の番号も示した。まずリスクそのものを回避出来る可能性を考え、次にリスク源→事象→結果というリスクシナリオに照らして、リスク源の除去が可能か、起こりやすさを低減できるか、結果に至るシナリオを変更できるか、という観点で対応を検討する。以上の対応の結果残る残留リスクに対し、これが許容可能であれば残留リスクを保有する最後の対応が採られ、許容できなければ追加のリスク対応を検討する。リスク対応では、このような繰り返しのプロセスにより、保有できると判断できる程度まで残留リスクを低減する。リスク対応は、4.1節で分類したリスク対応の選択肢をリスクシナリオに照らして検討し適用する図-2の枠組み（リスク対応の枠組み）の形で体系的に捉えることができる。

5. リスク対応の枠組みの適用例

5.1 新阿蘇大橋の耐震設計の概要

リスク対応の枠組み（図-2）の適用例として、2016年熊本地震で被災した阿蘇大橋の復旧橋として建設された新阿蘇大橋を対象に耐震設計における断層変位に関するリスク対応を整

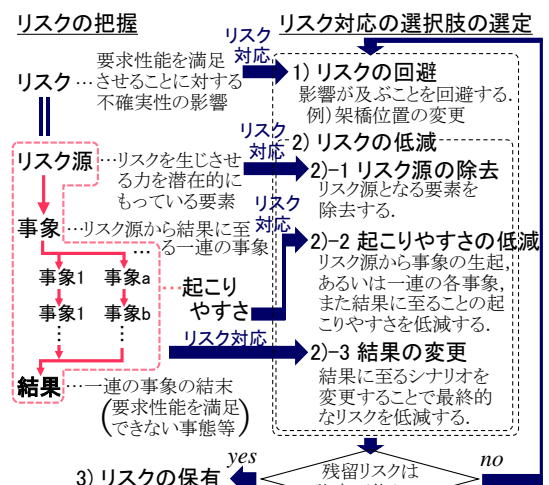


図-2 道路橋の設計におけるリスク対応の選択肢の選定フロー（リスク対応の枠組）

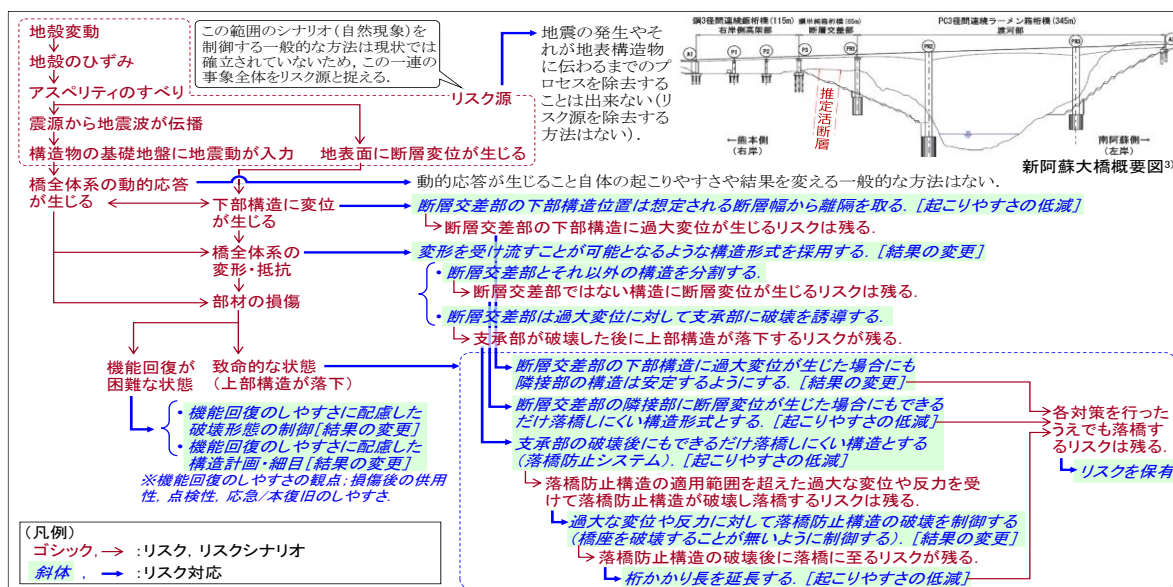


図-3 新阿蘇大橋における断層変位に関連するリスクシナリオとリスク対応の体系

理する。新阿蘇大橋では、被災した阿蘇大橋に近接して活断層の存在が指摘され、架橋位置の計画を含むルート計画の段階から、橋梁形式の検討や構造設計の各段階で断層変位に起因するリスクへの対応が採られた³⁾。

5.2 新阿蘇大橋の耐震設計における断層変位に関するリスク対応の体系

新阿蘇大橋では、被災した橋梁の復旧であること等の制約条件を踏まえた総合的な検討の結果、架橋位置を断層から離すリスク回避の選択ではなく、断層と交差する架橋位置を踏まえてリスクを低減する対策が採られた。耐震設計において採用された各種対策を、図-2 に示したリスク対応の枠組みに照らして整理すると図-3 の様になる。

図-3 より、リスクシナリオの各事象に対応して、その起こりやすさを低減する又は結果を変える観点で取り得る対策が抽出され適用されていることが分かる。さらに、各事象に対して第一段階目のリスク対応が採用されたのち、残るリスクに対する追加対応が段階的に適用され、最終的な残留リスクは保有される体系として整理できる。

6. 結論

本研究では、道路橋の設計におけるリスク対応の枠組みについて考察を行い、断層変位を例に耐震設計におけるリスク対応の体系を例示した。道路橋の性能確保の観点で、このように設計の段階での階層的なリスク対応を採ると共に、ライフサイクルを通じて残留リスクを引継ぎ、各段階で適切にリスク対応を採ることが重要と考えられる。

7. 謝辞

本研究の遂行にあたり、大住上席研究員、廣江主任研究員、小林研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様にご多大なご指導を頂きました。心より感謝の意を表します。

所属：株式会社地震工学研究開発センター

＜参考文献＞

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 編，同 V 編，2017.
- 2) ISO 31000: 2018 Risk management—Guidelines, 2018.
- 3) 星隈順一，今村隆浩，宮原史，西田秀明：新阿蘇大橋の性能に及ぼす地盤変状の影響を小さくするための構造的な配慮と工夫，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 77, No. 2, pp. 339-355, 2021.
- 4) ISO/IEC GUIDE 51:2014 Safety aspects – Guidelines for their inclusion in standards, 2014.
- 5) ISO2394: 2015 General principles on reliability for structures, 2015.
- 6) 国土交通省 道路局 環境安全・防災課 道路防災対策室：道路リスクアセスメント要領(案)，2022.
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の設計における諸課題に関わる調査 (2018-2019)，国総研資料第 1162 号，2021.

連続繊維シートで補強された道路橋 RC 床版における塩分浸透が及ぼす土砂化への影響

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 夏堀 格

1. まえがき

現在供用されている道路橋の多くは高度経済成長期に建設されたものであり、これらの老朽化対策が喫緊の課題となっている。交通量の多さや厳しい環境条件で長期に渡り供用された道路橋の鉄筋コンクリート床版 (RC 床版) においては老朽化の主たる要因である疲労により耐荷性の低下が懸念される場合、軽さや施工性で有利な連続繊維シートを床版下面に接着する補強方法の適用事例が多くみられる。しかしながら床版下面の大部分は連続繊維シートで覆われた形となるため、連続繊維シート補強を実施していない RC 床版と比較すると、一度床版内部へ浸入した水は排出されにくく、疲労や塩害等の劣化が進行しやすい状態となることが推察される。RC 床版に水が浸入することでコンクリート中の含水量が高まり著しく疲労が促進される¹⁾ことから、近年では舗装のひび割れや施工目地等から浸入した水の影響を受けて、RC 床版上面の骨材とセメントペーストが分離する土砂化の発生事例が多くみられ²⁾ ³⁾、実際に床版の抜け落ちが発生した事例も報告されている³⁾。

2. 研究目的

上記のような背景から、シート補強された床版の塩分浸透に着目し、シート補強が土砂化に対してどのような影響を及ぼしているかについて明らかとすることを目的とし、実施した調査の結果について報告する。なお本研究においては各種コンクリート試験を実施しているが、本稿では塩分試験結果に主眼をおいた報告とする。

3. 研究方法

3.1 調査に使用した撤去床版の概要

本研究では積雪寒冷地の内陸部に位置する道路橋の撤去 RC 床版を使用した。図-1 に床版下面の状態とコア採取位置を示す。本橋は橋長 101.0m の 3 径間連続非合成鋼桁橋であり、片側 2 車線で上下線が分離している自動車専用道路である。設計床版厚は 210mm であった。供用開始年が 1973 年であり 2020 年に床版の更新工事が実施されるまで 47 年間供用された。架橋位置の環境として気象庁の過去 30 年分のデータより、1 月と 2 月における日最低気温の平均値がそれぞれ -1.3°C 、 -1.1°C であり、冬季に凍結抑制剤の散布が行われていた。端部を除き鋼桁の塗装は健全な状態であった。交通量は 2015 年の調査で 42,085 台/12h、大型車混入率は 8.6% である。

2017 年に実施された定期点検では、全径間で床版下面に格子状のひび割れ、漏水・遊離石灰、コンクリートのうき等の損傷が確認されており、対策区分判定は C2 (橋梁構造の安全性の観点から速やかに補修等を行う必要がある) と判定されている。その時には床版防水層とスラブドレインは設置されていたが、定期点検時に舗装に泥状の析出物が確認されていた。また 2007 年の定期点検では調査の対象とした撤去床版の G2-G3 間下面で $2.6\text{m}\times 2.0\text{m}$

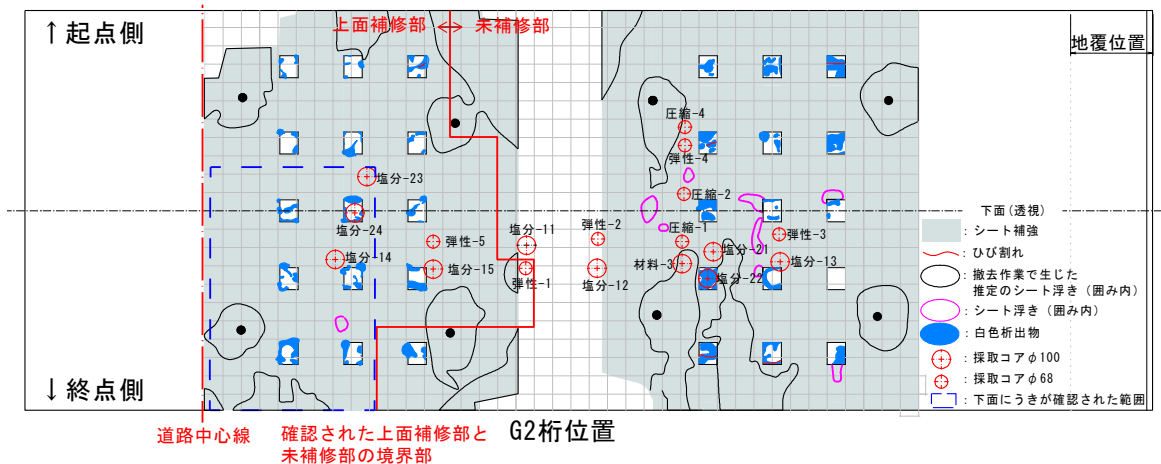


図-1 床版下面の状態とコア採取位置

の範囲にコンクリートのうきが確認されていた。床版に関する補修履歴としては、2007年に橋面防水工、2009年に水切り工と床版補修工、2015年に床版の部分打換えが実施されている。連続繊維シート補強の施工は定期点検の記録より2009年に施工された。図-1に示す赤いラインは、打音調査と目視で確認した上面補修部と未補修部の境界を示しており、青い破線は2007年の定期点検時にうきが確認された範囲を示している。

撤去後の床版厚は200mmであり、かぶりは概ね確保されていた。切出した床版下面は連続繊維シート補強が施工されており、数箇所シートが若干生じている状態であった。また格子窓（繊維補強シートを格子状に施工した際に生じるシートを接着させない部分）の多くに白色析出物と漏水が確認されており、床版を切出す前に現地で実施したコンクリート水分計による床版下面の水分量調査では、格子窓部のコンクリートの水分が多かったことを確認しており、一部の格子窓では計測範囲を超えた水分量であったことが確認された。また、G2-G3間では床版上面の補修が実施されておりコンクリート上面から概ね深さ70mm程度までの範囲がセメント系補修材で打換えられていた。現地調査時に終点側の舗装のパッチ補修部で土砂化が確認されたが、撤去床版に外観上土砂化は確認されなかった。

3.2 塩分試験結果より明らかとなったシート接着の有無による塩分浸透特性の違い

図-2に塩化物イオン濃度と中性化深さの測定結果を示す。(a)は主桁直上から採取したコア、(b)は上面未補修部(G1-G2間)から採取したコア、(c)は上面補修部(G2-G3間)から採取したコアの結果をそれぞれ示している。(b)及び(c)における点線は床版下面が格子窓から採取したコア、実線はその近くのシート接着部から採取したコアを表している。床版下面の中性化深さは主桁直上を除きシート接着の有無にかかわらず25mm程度であった。図(a)では、上面付近での塩化物イオン濃度に若干の差はあるものの分布に大きな変化は見られず、下面へ向かうにつれて徐々に塩化物イオン濃度が減少していく結果を示した。図(b)では、上面未補修部から採取したコアに関しては「塩分-21」と「塩分-22」で塩化物イオン濃度に大きな差を示す結果となった。図(c)では、補修材界面付近に、上段鉄筋に沿った割れが認められた。図(c)に示す両コアとも界面付近において塩化物イオン濃度が高い傾向が見られた理由には、補修前に浸透していた元のコンクリートの塩化物イオンが補修材に拡散したか⁵⁾、界面に塩化物を含む路面水が浸入して、元のコンクリートと補修材の両方に塩分浸透が生じたか、あるいは両者の現象がある程度の割合で生じたか、などが挙げられる。限られた結果であるが、コアの位置によって、さまざまな形状の塩化物

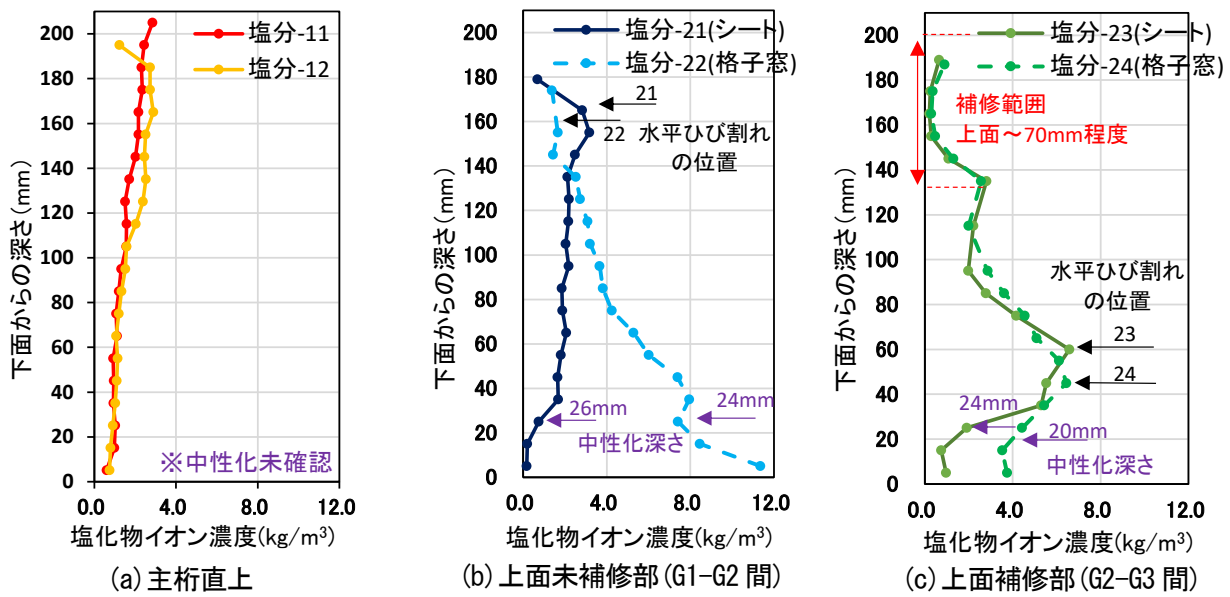


図-2 塩化物イオン濃度試験結果

イオン濃度分布が見られた。なお、格子窓部から採取した「塩分-22」「塩分-24」のコア下面には、曲げひび割れが見られ、遊離石灰を伴っていた。

シート接着前に、コア「塩分-23」,「塩分-24」付近で床版下面のうきが生じていたのは、塩化物イオン濃度が高いことにより鉄筋が腐食したことによると考えられる。この鉄筋腐食の原因となった塩化物イオンは、床版下面から浸透したものが想定される。コア「塩分-22」では、明確な鉄筋の腐食や腐食によるうきは見られなかったが、概ね下面に近いほど、塩化物イオン濃度が高く、床版下面から塩化物イオンが浸透したと考えられる。コア「塩分-21」は、「塩分-22」と近接する部位であったにもかかわらず塩化物イオン濃度分布に顕著な差が見られたが、その理由は明確でない。コア「塩分-11」,「塩分-12」は、コア下面の大部分が主桁フランジと接していたことから、下面からの塩化物イオンの供給は生じ難かった。フランジに接していなかったハンチ部は格子状のひび割れが生じない部位であり、漏水痕も見られなかった。「塩分-22, 23, 24」の結果より、床版部のコンクリートには、少なからず下面から塩化物イオンの供給があったと考えられる。既往の文献⁶⁾のように、路面からの塩水が貫通ひび割れにより床版下面に到達して下面に塩水が広がっていたことが一因に挙げられるが、本文に示す調査の範囲では、明確な貫通ひび割れは確認できていない。

シート接着部と格子窓部の違いが塩化物イオン濃度分布に与える影響を考える際、シート接着の時点での床版コンクリートの性状や含水状態、及び塩化物イオン濃度分布が初期値として把握されていると考察しやすいが、そのような情報は得られていない。本橋の場合、シート接着までに36年経過していたことから、シート接着時点で下面コンクリートの中性化が深さ20~25mm程度まで進行していたと考えられる。また、G2-G3間の一部では、下面にコンクリートの浮きが生じていたと記録されている。この位置での上面部分打換えが行われた時期がシート接着前であったかは不明である。塩分浸透に関して、接着部と格子窓部の違いは、下面からの塩分浸透がある場合には、床版下面のコンクリート表面の塩分供給、乾湿繰返しの点において、主として下縁付近の塩化物イオン濃度分布に影響が生じると考えられる。特に、中性化領域では、塩化物イオンの内部への移動や外部への排出など、塩化物イオンが固定化されにくい分、コンクリート表面の乾湿の状況に応じて何らかの変化が生じることが想定される。

4). これらは塩化物イオン濃度分布において、シート接着の有無による違いが見られた一因と考えられる。シート接着後も曲げひび割れを通じて、水平方向に塩水が移動する可能性があると考えたが、コア「塩分-21」や「塩分-23」では下縁付近の曲げひび割れが見られずそのような傾向を確認できていない。シート接着後の塩化物イオンの移動については、水平方向の移動も含めてさらに調査が必要である。

4. 床版の塩分浸透特性が土砂化に及ぼす影響に関する考察

床版に塩化物イオンが浸透した際に、鋼材の腐食による塩害や凍結融解繰返しによる凍害、反応性骨材が含まれていれば ASR の発生などが想定される。これらの塩分浸透によって発生するコンクリートの劣化は、発生初期において鋼材や水、アルカリシリカゲルの膨張によって微細ひび割れが生じ得る。特に上縁付近に発生した微細ひび割れは明確な水平ひび割れへと進展し、輪荷重の繰返し走行によって比較的容易に土砂化へ至ると考えられる。浸透した塩化物イオンは氷点下であれば凍害の発生を促進し、夏季の高温下では ASR の発生を促進し、凍害に弱い骨材や反応性骨材を使用した床版であれば、より一層微細ひび割れが発生しやすく、土砂化へ進展するリスクが高いことが懸念される。以上より、RC 床版の連続繊維シートによる補強を計画する際の留意点として、橋面防水工が未施工の橋梁については防水工の施工後にシート補強を施工し、橋面防水工が施工済みの橋梁においては、定期点検結果より床版下面に漏水・遊離石灰の有無を確認し、漏水・遊離石灰が確認されていた場合は防水工を更新してからシート補強を施工するのが望ましいと考える。また可能な範囲で防水工の施工後に床版下面の水分量を調査し、防水工が確実に機能しているかを確認することも重要である。

5. 謝辞

撤去床版を提供していただいた道路管理者をはじめ関係者各位、また研究や論文作成において、石田上席研究員をはじめ、田中総括主任研究員、小沢研究員にご指導を頂きました。ここに謝意を記します。

所属：株式会社復建技術コンサルタント

<参考文献>

- 1) 阪神高速道路公団，阪神高速道路管理技術センター：道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性，1991.12
- 2) 山本健太郎ほか：道路橋コンクリート床版の土砂化中間層に関する調査，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 19 巻，pp.531-536，2019.
- 3) 国土交通省，国立研究開発法人土木研究所：道路橋コンクリート床版の土砂化対策に関する調査研究，土木研究所資料第 4398 号，2020.
- 4) 田中良樹：道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響に関する研究，東京工業大学博士論文，2019.7
- 5) 守部敦朗ほか：既設コンクリート構造物の塩化物イオンの拡散過程より評価される表面処理工法の適用性，土木学会論文集 No.520/V-28，pp.111-122，1995.3.
- 6) 本荘清司ほか：凍結防止剤による塩害で劣化した鋼橋 RC 床版の詳細調査，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 11 巻，pp.529-536，2011.5.

既設橋梁の塩害特定点検結果に基づいた塩分浸透予測に対する調査箇所の影響

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 佐藤 純弥

1. まえがき

一般国道において塩害による劣化が生じる可能性があるコンクリート橋では、予防保全的観点から、コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）¹⁾（以下、塩害特定点検）に基づき塩分量の調査が実施されてきた。この調査では1つの橋梁に1か所程度、コア採取などのサンプリングが行われ、測定した塩分量が閾値を超過した場合に塩害であると判定している。しかし、既往の研究において、調査箇所によって塩分量が大きく異なる場合がある²⁾ことがわかっている。以上のような背景から、調査箇所によって塩害の判定が変わる可能性があるため、適切な塩害判定を行うには、調査箇所が塩分量に与える影響を把握することが重要である。

2. 研究目的

本研究では、塩害特定点検の調査結果に基づき塩分量に与える調査箇所の影響を把握することを目的として、2020年までに実施された塩害特定点検結果を分析した。

3. 検討概要

3.1 塩害特定点検の調査手順

塩害特定点検は JIS A 1154 に準じた塩分量（全塩化物イオン量）調査を、まずかぶり大きい下部工に対して実施する。調査の結果、塩害を受ける可能性が高い橋梁に限定して上部工を調査する。なお、塩害を受ける可能性が高い場合とは、上部工のかぶりに相当する深さの下部工の塩分量が 1.0 kg/m^3 以上の場合である。塩分調査では、電磁誘導法又は電磁波反射法によるかぶり、中性化深さおよび 10 mm ごとの塩分量の測定と10年後の塩分量の将来予測を行う。将来予測は、フィックの拡散法則に従って、調査時点の塩分分布に合致するように見掛けの拡散係数、表面塩化物イオン量、初期塩化物イオン量のパラメータを推定し、点検から10年後のかぶり深さの塩分量を算出¹⁾する。

3.2 検討内容

本研究における検討フローを図-1に示す。ステップ1として、下部工の調査時に得たパラメータを適用し算出した上部工のかぶりに相当する深さの塩分量（以下、下部工点検に基づく上部工推定値）と上部工点検の測定値を比較した。次に、ステップ2として、上部工の初回点検時に得たパラメータを適用し算出した推定値（以下、上部工初回点検の推定値）と2回目の測定値を比較した。なお、実務上は測定したかぶりより安全側となる設計上のかぶりを適用した事例が確認できたため、ここでは、推定に各々適用されたかぶりをを用いた。

4. 検討結果

4.1 下部工点検に基づく上部工推定値と上部工点検の測定値比較

ステップ1の下部工点検の推定値と上部工点検の測定値の関係を図-2に示す。下部工から上部工の順に調査された橋梁は178橋である。また、図中に示す側面、正面は図-3に示す面である。図-2より、約8割の橋梁において推定値が測定値に比べて大きくなる、すなわち安全側に推定していることがわかった。これは上部工に比べて下部工のコンクリート強度が低い場合が多いため、塩分が拡散しやすかったことが要因であると考えられる。一方で、29橋は測定値が推定値より大きかった。この要因を定性的に分析するため、図-3に下部工の塩分調査箇所を下部工側面又は正面並びに漏水有無で整理した。また、実橋における調査事例を図-4に示す。漏水有りは、塩害特定点検調書で判断できる限りにおいて、削孔箇所付近に漏水跡がないが、その他の箇所に漏水跡が確認できた箇所を含む。図-3より、推定値が測定値より小さい橋梁(29橋)は側面で漏水がない箇所、すなわち、雨掛かりのみの箇所が多い。一方、推定値が測定値以上の橋梁(149橋)は正面で漏水がある箇所が多い。この要因として、凍結防止剤等を含んだ漏水による塩分供給が少なく、正面に比べて側面が雨掛かりによる洗い流しの影響が大きかった可能性^{3)、4)}が考えられる。

ここで、図-2中の大きい値を示した橋梁A、Bの調査箇所を比較した。その結果、中性化深さに着目すると、橋梁Aの下部工が0mm、上部工は30mm、橋梁Bの下部工が1mm、上部工は13mmであった。すなわち、下部工に比べて、上部工の中性化が極端に進行し内部で塩分濃縮が生じた可能性がある。

以上より、測定値が推定値より大きい要因として、雨掛かりにより塩分量が低い箇所で推定した影響や橋梁数は限られるものの上部工の中性化による塩分濃縮が影響する可能性があると考えられる。そのため、下部工点検結果に基づく推定を行う際は、中性化に留意し、下部工側

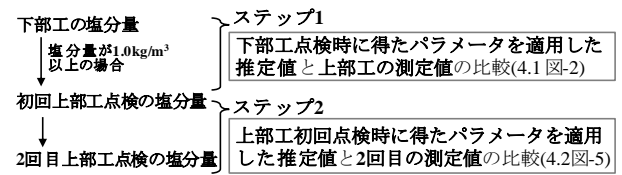


図-1 検討フロー

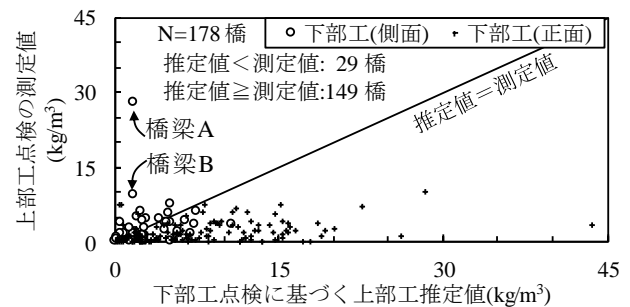


図-2 下部工点検に基づく上部工推定値と上部工点検の測定値の関係

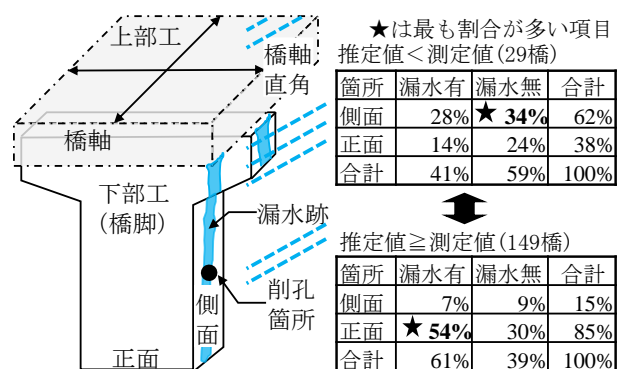


図-3 下部工の塩分調査箇所



図-4 実橋における調査事例

面の漏水がない箇所は避けて、下部工正面の漏水がある箇所を調査する方が安全側に評価できる可能性がある。

4.2 上部工初回点検の推定値と2回目点検の測定値比較

ステップ2の上部工初回点検の推定値と2回目点検の測定値の関係を図-5に、点検箇所の組合せの内訳を表-1に示す。上部工で2回調査された橋梁は124橋である。なお、図-5中のA~Pは表-1に示す点検箇所の組合せであり、例えば初回に端部側、2回目に支間中央側の場合に端部⇒支間中央とした。図-5より、推定値は測定値と概ね同程度であるが、推定値より測定値が大きい橋梁が61橋確認できた。これらの橋梁について、表-1より、組合せA、B、C、I、Jが多い。その中で、図-5中のB、Jは1.64σより大きい場合がある。調査例を図-6、図-7に示す。この要因の一つとして、雨掛かりによる塩分の洗流の影響によって初回点検時の端部、すなわち外桁の塩分量が低く、凍結防止剤散布地域における伸縮装置からの漏水の影響等によって2回目点検時の橋軸方向の端部の塩分量が多い箇所の組合せであったことが考えられる。一方でそれ以外の組合せA及びIはこれらの要因とは異なることから、種々の影響を考慮するため、塩分量のばらつきを踏まえた上部工全体の塩分量を定量的に把握できる手法の検討が今後必要である。

ここで、表-2に全橋梁および61橋の各点検時のパラメータの平均値を示す。表-2より、初回点検時に比べて2回目点検時に増加したパラメータは、表面塩化物イオン量であり、特に、推定値に比べて測定値が大きかった61橋において増加率が顕著であった。よって、表面塩化物イオン量が推定値と測定値の差に与える影響は大きいと考えられる。

以上より、今後検討が必要であるものの、例えば、初回点検の調査箇所が外桁で、2回目の調査箇所が橋軸方向の端部の組合せの場合、塩分量を過小に推定する可能性があるため留意が必要である。

5. まとめ

本研究では、これまで蓄積されてきた塩害特定点検結果を活用して以下の知見を得た。

- 下部工点検の推定値は上部工点検の測定値に比べて安全側の評価が多い。ただし、漏水のない下部工側面や上部工の中性化深さが過大の場合に塩分量を過小に推定する可能性がある。そのため、中性化に留意し、漏

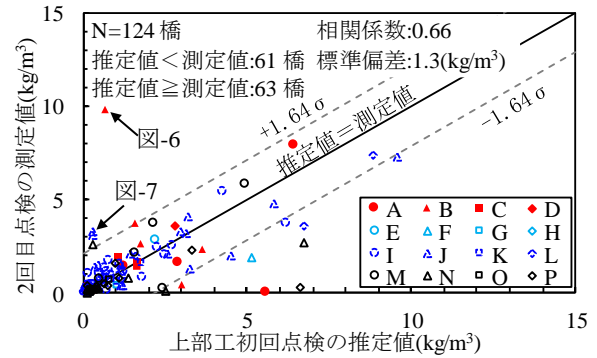


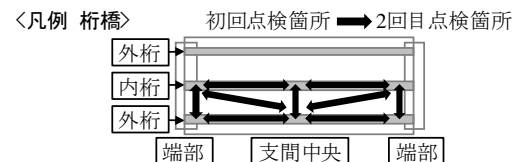
図-5 上部工初回点検の推定値と2回目点検の測定値の関係

表-1 点検箇所の組合せの内訳 (橋梁数)

橋軸直角	端部⇒支間中央				支間中央⇒端部			
	端部⇒支間中央	支間中央⇒端部	同一箇所	不明	端部⇒支間中央	支間中央⇒端部	同一箇所	不明
記号	A	B	C	D	E	F	G	H
橋梁数(124橋)	6	6	4	2	1	2	1	0
推定値<測定値	3	3	3	1	1	0	0	0
割合(分母61橋)	5%	5%	5%	2%	2%	0%	0%	0%

橋軸直角	同一箇所				その他			
	端部⇒支間中央	支間中央⇒端部	同一箇所	不明	端部⇒支間中央	支間中央⇒端部	同一箇所	不明
記号	I	J	K	L	M	N	O	P
橋梁数(124橋)	35	22	5	9	5	11	1	14
推定値<測定値	20	12	1	5	4	3	0	5
割合(分母61橋)	33%	20%	2%	8%	7%	5%	0%	8%

不明：調査箇所が調書から読み取れなかった橋梁



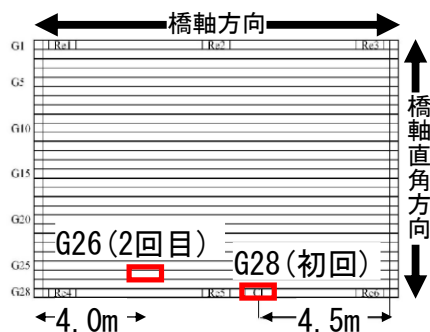


図-6 初回外桁、2回目内桁で調査した例

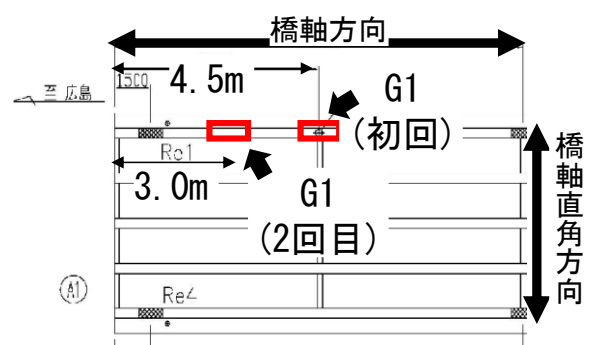


図-7 初回支間中央、2回目端部で調査した例

表-2 各点検時のパラメータの平均値

	表面塩化物イオン量(kg/m ³)		増加率 (%)	見掛けの拡散係数(cm ² /年)		増加率 (%)	初期塩化物イオン量(kg/m ³)		増加率 (%)
	初回	2回目		初回	2回目		初回	2回目	
全橋梁	3.86	4.14	↑ 7%	0.12	0.10	↓ -23%	0.43	0.31	↓ -27%
61橋	3.06	4.73	↑ 54%	0.12	0.10	↓ -21%	0.29	0.30	↑ 2%

水のない下部工側面の調査は避け、漏水のある下部工正面を調査することで上部工点検の測定値を安全側に推定できる可能性がある。

- 上部工初回点検の推定値の多くは2回目点検の測定値と概ね同程度であった。ただし、例えば初回点検の調査箇所が外桁で、2回目の調査箇所が橋軸方向の端部の組合せの場合、塩分量を過小に推定する可能性がある。

6. 謝辞

本研究にあたりご指導をいただきました、星隈グループ長、石田上席研究員、内田主任研究員、吉田研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様深く感謝の意を表します。

所属：株式会社ワイ・テック

<参考文献>

- 1) 国土交通省道路局：コンクリート橋の塩害に関する特定点検要領（案）、2004
- 2) 小松原健、渡辺博志、古賀裕久、中村英佑：塩害を受けたコンクリート構造物の塩化物イオン量の分布状況、コンクリート工学年次論文集、Vol. 28、No. 1、pp. 2051-2056、2006
- 3) 上田洋：水の動きからみたコンクリート構造物のメンテナンス、RRR、pp. 22-25、2011
- 4) 鹿内陽介、松山公年、山根誠一、金本康宏、石原晃一：凍結抑制剤による塩害を受けるコンクリート橋の維持・補修に関する検討、こうえいフォーラム第23号、pp. 1-13、2015

積層した CFRP シートの材料特性のばらつきに関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 竹内 彩

1. まえがき

平成 29 年に改定された道路橋示方書¹⁾ (以下、道示) では、信頼性の概念に基づく部分係数法を導入するにあたり、材料強度のばらつきが再評価され、その結果に基づき一定水準の信頼性が得られるための特性値や部分係数が設定されている。

一方、道示¹⁾では設計の前提となる材料の条件として、その材料が置かれている環境、施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる材料の特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならないとされている。また、使用する材料は、材料特性が明らかであるだけでなく、部材として構成された場合に部材として求められる強度や変形性能及び耐久性などの特性も満足する必要がある。これは、コンクリート構造物の補修・補強材料として広く用いられている炭素繊維強化プラスチックシート (以下、CFRP シート) をはじめとする道示に規定されていない材料を道路橋に適用する場合においても準拠する必要がある。

2. 研究目的

令和 3 年度は、道路橋に CFRP シートを使用する場合において、道示に従い設計が可能となることを目的に、まずは CFRP シート 1 層の引張強度と弾性係数のばらつきに着目し、評価した²⁾。一方、CFRP シートを用いて実構造物を補修・補強する場合、必要な補強量を確保するために複数の CFRP シートを積層する場合がある。しかし、そのような場合でも、施工品質の確認は CFRP シート 1 層での引張試験の確認にとどまっている。単純に CFRP シートを積層する場合であっても、確実に引張強度が発揮される保証はなく、施工品質の確認のために、積層した CFRP シートについても引張試験を実施する必要があると考えられる。JIS A 1191:2021³⁾ (以下、JIS) による引張試験は、対象とする積層数について記載されていないが、あくまで CFRP シート 1 層を対象とした試験法であると推測され、積層した CFRP シートの引張試験法に関しては標準的な試験法がないのが現状である。

これらの状況を踏まえ本年度は、積層した CFRP シートの引張試験法を検討し、その試験から得られた引張強度と弾性係数のばらつきについて評価した。

3. 研究方法

本研究は、まず、従来の JIS 試験法に基づき、積層した CFRP シートの引張試験を実施したうえで、その課題点を示す。次に JIS 試験法の結果を踏まえて積層した CFRP シートを対象とした引張試験方法を検討した。最後に、その試験結果から積層した CFRP シートの引張強度と弾性係数のばらつきを評価した。

4. 研究結果

4.1 JISに基づく引張試験（試験1）

(1) 試験概要

図-1に試験片の形状寸法を示す。シートは、高強度（引張強度 3400MPa, 弾性係数 245GPa）と中弾性（引張強度 2400MPa, 弾性係数 440GPa）の2タイプを使用し、目付量は 300g/m²とした。シートの積層数は、1・3・5・7・8層とし、それぞれ5体ずつ引張試験を実施した。

(2) 試験結果

図-2にJIS引張試験から得られた引張強度と積層数の関係を示す。図に示す試験2の引張試験の結果については、4.2節で後述する。JIS試験の結果、CFRPシートのタイプによらず積層数が1層と3層の場合は、引張強度の平均値は特性値以上の値が確認された。しかし、積層数が5層以上の場合には、特性値よりも小さい引張強度が確認された。また、高強度および中弾性ともに1層の場合は、概ね試験部でCFRPシートが破断しているのに対し、5層以上の場合には、定着部でタブが剥離していた（写真-1）。これは、CFRPシートの積層数が増加することで引張荷重が増加したため、接着剤の強度が不足し、タブとCFRPシートの接着層がせん断破壊した影響と考えられる。したがって、本試験結果から、CFRPシート5層以上では定着部の破壊が先行し、本来の引張強度が得られていない。

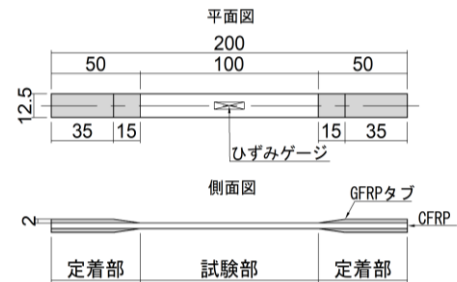


図-1 JIS試験片の形状寸法

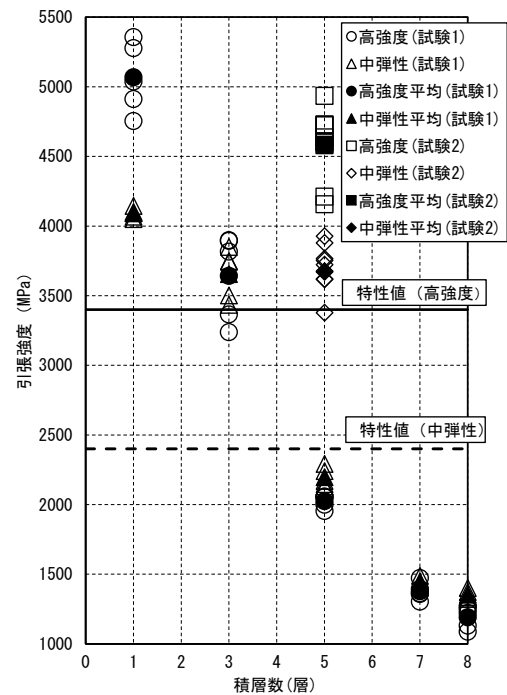


図-2 積層数と引張強度の関係

4.2 積層したCFRPシートの引張試験（試験2）

(1) 検討概要

連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針（案）⁴⁾によると、定着部を工夫した連続繊維補強材の引張試験では信頼性のある引張強度が得られているとしている。

それを、積層したCFRPシートの引張試験にも応用した事例

がある⁵⁾。具体的には、試験片の定着部には従来のGFRPタブやアルミニウムタブではなく、鋼管をとりつけ、その鋼管とCFRPシートの間隙に膨張セメントを充填し、その膨張圧によって鋼管とシートの一体化を図るというものである。その結果では、積層されたCFRPシートの引張強度は、CFRPシート1層の引張強度と概ね同等であったとしている。しかしながら、この試験は試験片作製の手間や定着部形状の大型化により試験機に制約が生じるため、試験規模が大きくなる傾向にある。そのため、このような試験を従来のJIS試験と同じような感覚で施工品質

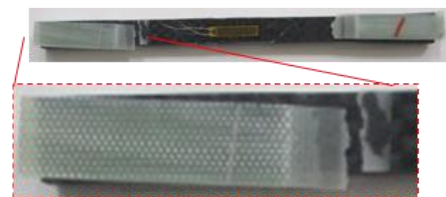


写真-1 JIS試験後の試験片の例

試験として実施するのは困難であるといえる。したがって、積層した CFRP シートに対して、従来の JIS 試験のように簡易な試験を基本としながら、安定した結果が得られるような引張試験法を検討した。

(2) 試験方法の検討結果

図-3 に検討した試験片の形状寸法を示す。試験片の形状は、前述の試験結果を踏まえ、特に定着部の長さとして CFRP シートとタブを接着させる接着剤、タブのテーパーに着目した。定着部の長さについては、試験機のかみによる応力を分散させるために十分な長さをとる必要がある。そのため、使用した試験機が最大限つかめる長さに設定した。また、CFRP シートとタブを接着させる接着剤については、JIS によれば試験片が破壊する前に接着層がせん断破壊しないような接着剤を使用するというだけで、明確な接着強度の規定はない。前述の試験では、それが要因となる破壊が生じたことから、一般に JIS 試験で使用する接着剤の約 2 倍程度の引張せん断接着強度を有する接着剤を用いた。タブのテーパーについては、一般には応力集中を緩和する目的で設置されるが、前述の試験においては試験部と定着部の境界付近で破断することもみられ、テーパーによる効果が必ずしも明確ではない。そのため、今回の試験では、タブはテーパーがない形状とした。また、試験片幅は、JIS 試験片と同様な縦横比を採用し、定着部の長さの 1/4 とした。

表-1 に試験ケース一覧を示す。CFRP シートの積層数は 5 層とし、それぞれ 10 体ずつ引張試験を実施した。

(3) 試験結果

図-2 に引張試験から得られた積層数と 1 層あたりの引張強度の関係を示す。本試験では、高強度も中弾性も 5 層の場合、1 層の試験値に比べて若干値の減少が見られるが、特性値以上の引張強度が確認された。写真-2 には、試験後の試験片の状態を示している。試験片は試験部で破断する場合があったが、その多くは、試験部と定着部の境界付近で破断する傾向がみられた。ただし、前述の JIS 試験で確認されたような定着部でタブが剥離する傾向はみられなかった。このことから、検討した試験法は、積層した CFRP シートの引張強度を検証できる手法であるといえる。一方、今回の試験は高強度および中弾性を 5 層に積層した CFRP シートのみの検証であるため、今後 CFRP シートのタイプや積層数が多い場合など、より広範囲な条件での検証が必要である。

4.3 引張強度と弾性係数のばらつき

積層した CFRP シートの引張強度と弾性係数のばらつきを、図-4 および図-5 に示す。試験片のサンプルが少

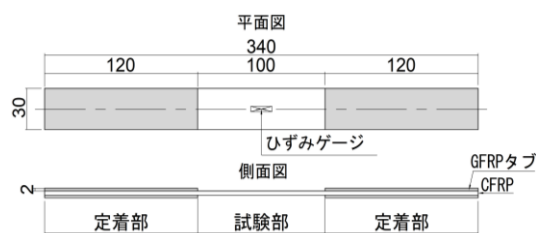
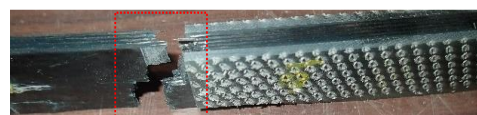


図-3 シートを積層した試験片の形状寸法

表-1 試験ケース一覧

CFRP シートのタイプ	積層数	試験片
高強度	5 層	10 体
中弾性	5 層	10 体



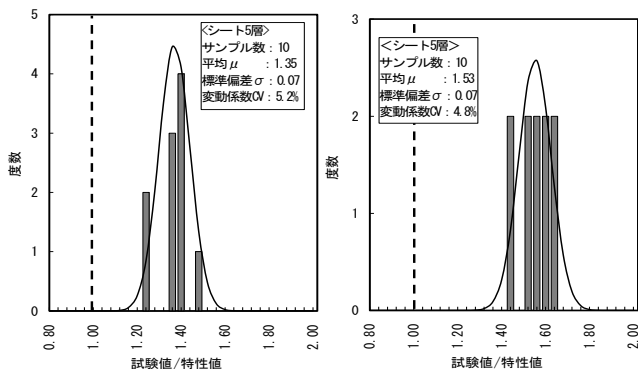
(a) 高強度シート



(b) 中弾性シート

写真-2 積層したシートの試験後の試験片の例

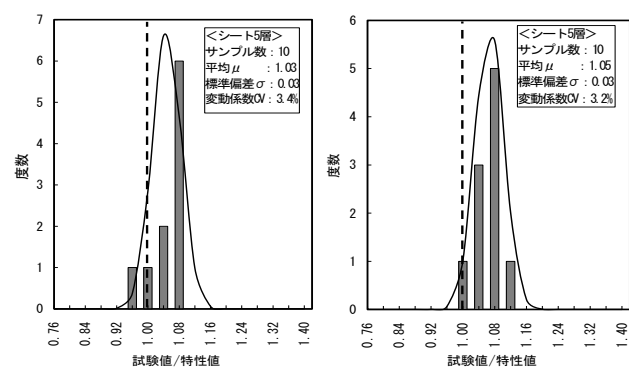
ないものの、図-4より、引張強度の平均値は特性値の1.5倍程度、変動係数は5%程度であった。また、図-5より、弾性係数の平均値は特性値とほぼ同等であり、変動係数は3%程度であった。これらの結果は、令和3年度に交流研究員報告書²⁾で報告した、CFRPシート1層の場合と概ね同程度のばらつきであった。



(a) 高強度

(b) 中弾性

図-4 引張強度のばらつき



(a) 高強度

(b) 中弾性

図-5 弾性係数のばらつき

5. 結論

本検討では、積層したCFRPシートの引張試験について、従来のJIS試験法では適切に評価ができないことを踏まえ、標準的な試験法の検討を行った上で、その試験から得られた引張強度と弾性係数のばらつきについても上記を併せて評価した。本検討で得られた知見は、以下のとおりである。

- ・高強度と中弾性を5層に積層したCFRPシートの引張試験について、従来のJIS試験法の改善を図り、試験を実施した結果、CFRPシート1層の引張強度に比べて若干値の減少がみられるが、特性値以上の値が得られることが確認された。
- ・試験片のサンプルは少ないが、高強度と中弾性を5層に積層したCFRPシートの引張強度の変動係数は5%程度、弾性係数の変動係数は3%程度であり、CFRPシート1層の場合と概ね同程度のばらつきであった。

6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました星隈橋梁構造研究グループ長、石田上席研究員、吉田研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング

<参考文献>

- 1) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編，2017.3
- 2) 国立研究開発法人土木研究所：令和3年度交流研究員報告書概要版，土木研究所資料第4432号，pp.142-146，2023.2
- 3) 日本規格協会：JIS A 1191,2021
- 4) 土木学会：コンクリートライブラリー88 連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)，1996
- 5) 緒方紀夫，安藤博文，松田哲夫，小島克朗，大野了：炭素繊維による段落し部を有する既存RC橋脚の耐震補強に関する研究，土木学会論文集，No.540，pp.85-104，1996.6.

カーボンニュートラルに向けた新たな舗装材料開発に関する研究

チーム名等 材料資源研究グループ
氏 名 太田 雄一郎

1. まえがき

現在、カーボンニュートラル実現に向けた取り組みが活発化しており、今後産業体系が大きく変化することが予想される中で、石油精製量は今後減少する見込みであり、これに伴いアスファルトの生産量も減少することが見込まれる。また、アスファルトを製造する国内精製プラントが減少傾向にあることや国内で流通するアスファルトの3割近くを輸入に頼っている状況であることから、今後産業体系が変化しても安定して道路建設が行えるように、アスファルトの代替となる舗装材料が必要になると考えられる。

本研究では、ロジンをを用いた舗装材料の開発に取り組んだ。ロジンは非可食なバイオマス素材であり、製造時に係るCO₂排出量も非常に少ない。当該材料を舗装材料として用いることが出来れば、アスファルトの供給不安の軽減と、舗装のCO₂排出量の軽減に貢献できる可能性がある。研究の結果、舗装材料として適用できる可能性と、CO₂排出量を削減できる可能性が示唆された。

2. 研究目的

本研究は、将来的なアスファルトの供給が困難になることに備えて、アスファルトの代替となる舗装材料を開発することを目的とする。加えて、カーボンニュートラルの実現に向けて、舗装のCO₂排出量を削減に貢献できる技術を開発することも目的とする。

3. 研究内容

3.1 道路舗装に係るCO₂排出量の計算

本研究を進めるにあたり、道路舗装に係るCO₂排出量の算出、とりわけアスファルトの原単位に由来する排出量が舗装全体の何%に及ぶのかを計算した。算出の結果を図1に示す。算出には参考文献1)に記載された数値を使用した。

計算の結果、新設舗装の中でアスファルトの原単位に由来するCO₂排出量は6.1%であることが算出できた。

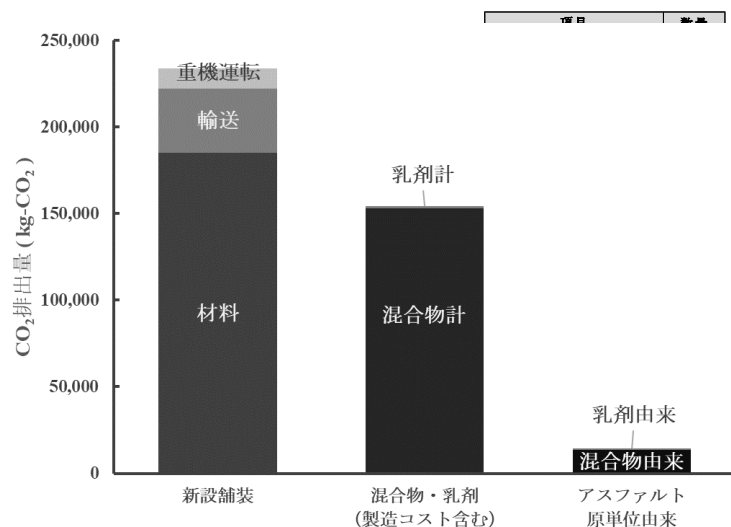


図1 新設舗装敷設時に排出されるCO₂排出量の内訳

3.2 舗装材料としてのロジン系材料の適用性検討

3.2.1 ロジンについて

ロジンとは松の木から得られる樹液（松脂）を蒸留して得られる黄色結晶状固体（図2参照）である。この材料は非可食であり、食糧問題と競合しないバイオマス材料として、近年注目を集めている。



図2 ロジンの外観

松の木からロジンを得る方法として2つの手法が広く知られている。一つは松の木に傷をつけて得られた樹液を蒸留することで得る方法であり、この手法で得られたロジンはガムロジンと呼ばれている。もう一つの手法は、松の木から紙を作る工程で副産物として得られる粗トール油と呼ばれる原料を精密蒸留することで得る方法であり、この手法で得られたロジンはトールロジンと呼ばれている。国内の粗トール油精留プラントでは、精留工程で得られる副産物を用いたバイオマス発電を行っている。このバイオマス発電により生産時のトールロジンのCO₂排出量原単位は8.17kg-CO₂/tとなり、ストレートアスファルトの原単位107.49kg-CO₂/t¹⁾と比較すると非常に小さい値であることが分かる。これによりカーボンニュートラルに貢献できると考えられる。

3.2.2 ロジンの舗装材料としての基礎検討（バインダー性状）

このロジンを基にバインダーを試作してアスファルトの代替材料として用いることが出来るか、基礎的な検討を行った。まず初めにロジンに脂肪酸に由来する材料を混合した試作品（表1）を3つ作製し、ストレートアスファルトと同様の性状を示すのかを検討した。

表1 試作したバインダーの外観と性状

	St. As. 60-80 (Ref.)	試作品1	試作品2	試作品3
外観				
針入度 (1/10mm)	70	69	70	68
軟化点 (°C)	45.0	44.1	44.5	44.2
伸度 (cm)	100+	100+	100+	100+
貯蔵安定性	-	×	△	○

検討の結果、表1に示すように試作品は3つとも、ストレートアスファルト60-80と同様の性状（針入度、軟化点、伸度）を示すことが確認された。特に試作品3については貯蔵安定性に優れることが判明した。

これら試作品3点の温度に対する粘度の関係を図3に示す。試作品3点のいずれも、同一の針入度を有しながら、90°C、120°C、150°Cのいずれの温度でもストレートアスファルトよりも低い粘度を示すことが明らかとなった。このことから、施工温度を低減させることが出来る可能性があると考えられ

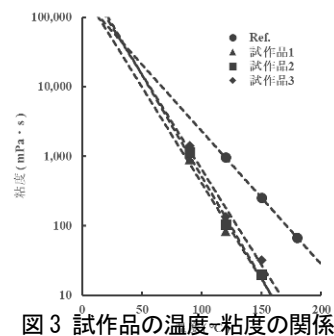






図3 試作品の温度と粘度の関係

た。

3.2.3 混合物性状

上述の試作品3点を用いて密粒度13混合物のマーシャル供試体を作製し、その性状を評価した。供試体の作製条件としては、バインダー量は5.5%、混合温度は150-155°C、締固め温度は138-143°Cで統一した。

表2 試作した供試体種類とその外観および性状

使用バインダー種	St. As. 60-80 (Ref.)	試作品1	試作品2	試作品3
外観				
マーシャル安定度 (kN)	11.01	12.63	11.39	9.94
フロー値 (1/100cm)	23.0	15	19	21

試作した供試体種類とその外観および性状を表2に示す。試作品はいずれも、マーシャル安定度とフロー値については、ストレートアスファルトで作製した供試体と同等程度の強度を示すことが明らかとなった。今回検討した試作品3点の内、試作品3が最もバインダーの貯蔵安定性に優れ、またマーシャル安定度・フロー値もストレートアスファルトと同等の性状を示していることから、試作品3を主軸に後の検討を行った。

3.3 レオロジー性状の評価による舗装材料としての適用性検討

3.2ではロジンを基にしたバインダーを試作したうえで混合物としての可能性を検討した。ここでは、バインダーのレオロジーを評価することにより道路舗装材としての適用性評価を試みた。

3.3.1 測定機器及び測定条件

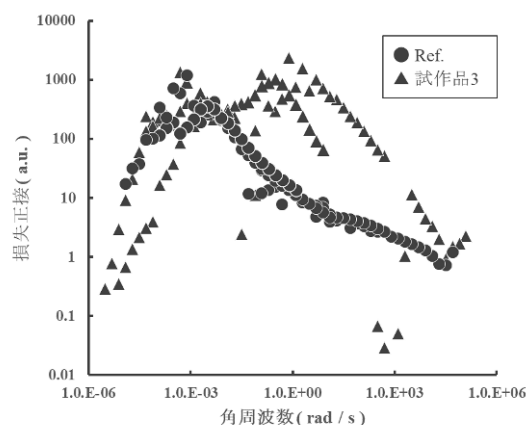
レオロジーの測定にはAnton Paar社製のレオメーター(MCR-301)を用いた。20~120°Cにて測定を行い、基準温度を40°Cとして、それぞれの温度で測定した結果を連結させ、損失正接($\tan\delta$)についてマスターカーブを作成した。

3.3.2 試作品3の測定結果及び考察

ストレートアスファルト(Ref.)と試作品3の損失正接の測定結果を図4に示す。図4の結果より、ストレートアスファルトと試作品3では、緩和挙動、すなわち損失正接のピークが現れる各周波数が異なる傾向にあることが確認された。

このことから、ストレートアスファルトと試作品3は、マー

シャル安定度は同程度であるが、レオロジー特性が異なるため、道路舗装にそのまま適用した場合に、従来の舗装と異なる挙動を示す可能性が示唆された。



3.3.3 化学的な変性処理を施したロジン系樹脂の道路舗装材料としての適用性検討

3.3.2の結果より、試作品3のレオロジー特性はストレートアスファルトとは異なる挙動を示した。そこでバインダー性状をストレートアスファルトにもっと近づけるために、試作品3に化学的な変性処理を施した試作品4を作製した。この試作品4のレオロジー特性を評価した結果を図5に示す。

試作品4のレオロジー特性を評価した結果、試作品3よりも損失正接のピーク位置がストレートアスファルトのピーク位置に近づくことが明らかとなった。今回用いた化学的な変性処理により、単純な混合系である試作品3よりも、ストレートアスファルトに近い舗装用材料としての性能を示した。しかしながら、レオロジー特性が完全にストレートアスファルトと一致しておらず、また何に起因してレオロジー特性がストレートアスファルトに近づいたのかは明確になっていない。今後、ストレートアスファルトと試作品の挙動の違いについて考察を進め、メカニズムを把握したうえで、舗装用材料としての適用性の検討する必要があると考えられた。

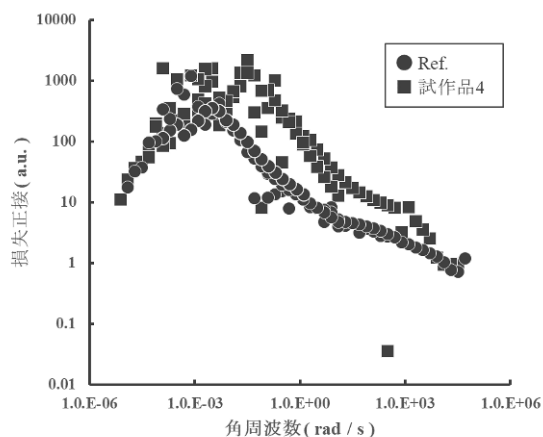


図5 Ref. と試作品4の損失正接

4. 結論

交流研究期間での検討にて、ロジンに由来した舗装材料を用いることでどの程度CO₂排出量を削減できるのかが明らかとなり、舗装温度を低減できる可能性があることが示唆された。また、今回の検討に使用した試作品1から3、及び4について道路舗装材として適用できる可能性が示唆された。しかしながらそのバインダー特性についてはまだ初期検討しか行えていないため、継続して検討する必要があると考えられた。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、新田上席研究員、川島主任研究員、ならびに材料資源研究グループの皆様には多大なるご指導を賜りました。また、福山交流研究員、金澤交流研究員、高山交流研究員には道路に携わる技術者として様々なことをご教示いただき、多分に相談にも乗っていただきました。ここに感謝の意を表します。

所属：ハリマ化成株式会社

<参考文献>

- 1) 日本道路協会編：舗装の環境負荷低減に関する算定ガイドブック，2014年
- 2) 新田弘之：アスファルト舗装に関する二酸化炭素排出量について，アスファルト，Vol. 64, No. 237, pp. 5-8, 2021. 12

植物由来原料を使用したアスファルト再生用添加剤の開発

チーム名等 材料資源研究グループ
氏 名 高山 遼太郎

1. まえがき

環境負荷の低減を目的としたカーボンニュートラル実現に向けた取り組みは、再生可能エネルギーの利用、製品原料の脱石油化など、近年ますます活発化している。アスファルト舗装分野においても、非石油由来原料やリサイクル材を活用した添加剤やアスファルト代替材料の開発が期待されている。特に植物由来の原料を使用した舗装材料は国内外において知見が少なく実用化例¹⁾も限られており、植物由来の原料を用いた舗装材料の研究開発が望まれている。

2. 研究目的

本研究では、植物由来原料を使用した新たな再生用添加剤を開発し、その再生能力を評価することを目的とした。具体的には、開発した再生用添加剤の液物性が標準性状を満足するかを確認し、繰り返し再生試験による劣化アスファルトの再生性能の評価を実施した。また、再生アスファルト混合物を作製し、性状を評価した。

3. 実験手順

3.1 再生用添加剤の液物性試験

開発した植物系再生用添加剤（以下、植物系）の性状試験として、引火点、動粘度、薄膜加熱質量変化率、薄膜加熱後の粘度比、密度をそれぞれ測定した。また、イアトロスキャンによる成分分析を行った。各試験は基本的に試験法便覧²⁾に記載があるものはそれに従って実施したが、成分分析測定においては石油学会規格 JPI-5S-77-2019³⁾ に準拠して試験を実施した。

3.2 アスファルトの繰り返し促進劣化試験

アスファルトの促進劣化と再生用添加剤を加えて再生する操作を繰り返し、各劣化・再生段階時における各種性状を測定した。図1に実験手順を示す。新規アスファルトを針入度約20まで促進劣化試験によって劣化させ、この劣化アスファルトに対して再生用添加剤を加えて針入度70に再生した。以後、同様に劣化と再生を繰り返していき、性状測定を行った。性状測定は針入度試験、軟化点試験、および伸度試験を行った。各試験は試験法便覧²⁾に従って実施した。また、2種類の石油系再生用添加剤（以下石油系A、B）による繰り返し再生試験および性状試験も併せて行い、植物系と性状を比較した。

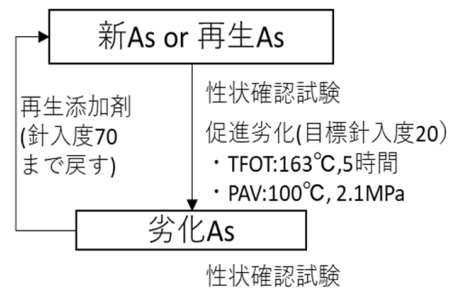


図1 実験手順

3.3. 再生アスファルト混合物の作製

実供用したアスファルト舗装材（再生骨材）を使用して、再生骨材配合率60%として再生アスファルト混合物を作製した。混合物の基本配合を表1に示す。最大粒径13mmの密粒度アスファルト混合物で、アスファルト量は5.0%とした。また、再生用添加剤の添加量はアスファルトの繰り返し促進劣化試験の再生1回目の添加量とした。作製した供試体は性状を確認するため、各種物性試験（密度試験、マーシャル安定度試験）および圧裂試験を行った。各試験は試験法便覧²⁾に従って実施した。また、圧裂試験の試験温度は低温:0℃、常温:25℃、高温60℃とし、25℃の圧裂強度、圧裂変位、圧裂係数および圧裂強度比を評価した。

アスファルト量(%)		5.0
骨材粒度 (ふるい通過 重量百分 率%)	19.0mm	100.0
	13.2mm	97.7
	4.75mm	67.1
	2.36mm	42.2
	0.600mm	27.2
	0.300mm	19.3
	0.150mm	11.4
	0.075mm	7.2

4. 実験結果

4.1 再生用添加剤の液物性試験

植物系の引火点、動粘度、薄膜加熱質量変化率、薄膜加熱後の粘度比、密度の分析結果を表2に示す。また、併せて石油系A、Bの各性状を示す。植物系は、再生便覧⁴⁾に記載されている再生用添加剤の標準的性状を概ね満足しており、再生用添加剤として使用可能なことがわかった。また、イアトロスキャンによる成分分析結果を表3に示す。石油系Aは芳香族分系、石油系Bは飽和分系の再生用添加剤に分類される。植物系は芳香族分が多く、更に、石油系A、Bと比較してレジジン分の含有量も多いことが明らかとなった。

表2 再生用添加剤の液物性結果

測定項目	標準的性状	植物系	石油系A	石油系B
引火点(℃)	250以上	258	312	264
動粘度(mm ² /s, 60℃)	80 - 100	84	465	86.5
薄膜加熱質量変化率(%)	±3以内	-0.39	0.02	-0.67
薄膜加熱後の粘度比(60℃)	2以下	1.19	1.2	1.07
密度(g/cm ³ , 15℃)	0.95以上が好ましい	0.94	0.97	0.91

表3 再生用添加剤の各成分の割合

	組成(%)			
	飽和分	芳香族分	レジジン分	アスファルテン分
植物系	0	76.2	23.2	0.6
石油系A	6.5	84	9.5	0
石油系B	78.7	14.8	5	0.9

4.2. 繰り返し劣化および再生後のアスファルトの性状

4.2.1 繰り返し試験時の針入度および再生用添加剤の添加量

図2に繰り返し試験時の針入度の変化を示す。また、表4に針入度70まで繰り返し再生させた際の再生用添加剤の添加量を示す。添加量は植物系が最も少なく、石油系B、石油系Aの順に添加量が増加した。また、いずれの再生用添加剤もアスファルトの再生回数が増える毎に添加量が増大した。

表 4 繰り返し再生時の各再生用添加剤の添加量

	添加率(%)				
	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
植物系	10.9	10	12.7	14.8	15
石油系A	15.8	14	13.5	15.7	17.7
石油系B	14	14.4	16.2	-	-

4.2.2 軟化点

図3に劣化・再生アスファルトの軟化点を示す。いずれの再生用添加剤の場合でも、劣化で軟化点が大きく増加し、再生で軟化点が低下するが、劣化・再生回数が増えると軟化点が増加する傾向がみられた。また、石油系Bは劣化3回目で顕著に軟化点が増加した。石油系Aと植物系は概ね同等の結果であり、植物系は石油系Aと同様に軟化点の回復効果が高い⁵⁾ことが示された。

4.2.3 伸度

図4に劣化・再生アスファルトの伸度を示す。石油系Aは再生1回目で伸度が100cmまで回復するが、石油系Bは回復効果が低かった。一方で、植物系は、石油系Aほどのではないが石油系Bよりも伸度の回復効果があることが確認された。各試験の結果から、植物系再生用添加剤は芳香族系再生用添加剤と同等以下の再生性能を有していることがわかった。

4.3. 再生アスファルト混合物の性状

4.3.1 性状試験

表5に作製した再生アスファルト混合物の性状試験結果を示す。植物系再生用添加剤を使用して作製した再生アスファルト混合物は、いずれの基準値も満足することを確認した。

表 5 再生アスファルト混合物の性状試験結果

	密度平均 (g/cm ³)	空隙率 (%)	飽和度 (%)	マーシャル 安定度 (kN)	フロー値 (1/100cm)	水浸マーシャル 安定度 (kN)	残留安定度
基準値	-	3~6	70~85	4.9	20~40	-	-
植物系使用 再生アスファルト混合物	2.378	4.1	73.8	14.4	27	12.6	87.7

4.3.2 圧裂試験

(1) 常温下での圧裂試験結果 圧裂強度

25°Cにおける圧裂試験結果を図5に示す。植物系は、圧裂強度が石油系Aと同等程度だった。また、圧裂変位は石油系A>植物系>石油系Bの傾向となり、圧裂係数は植物系が石油系A、Bに比べやや高くなったものの、同等程

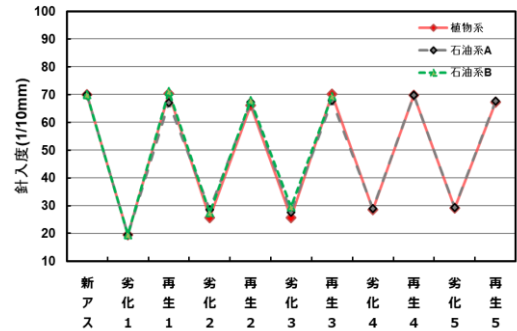


図 2 繰り返し試験時の針入度

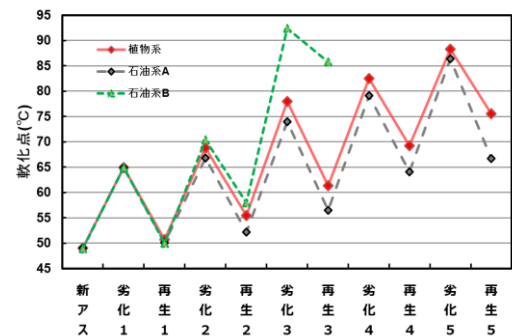


図 3 繰り返し試験時の軟化点

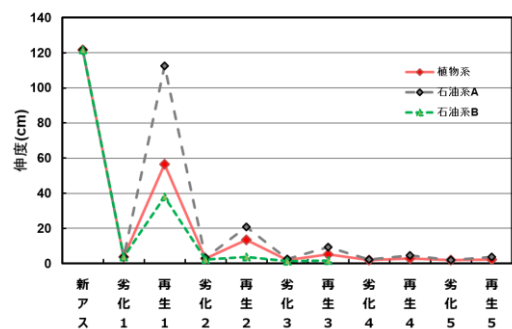


図 4 繰り返し試験時の伸度

度の性状だった。

(2) 圧裂強度比

圧裂強度比（0℃の圧裂強度を60℃の圧裂強度で除したもの）の結果を表6に示す。圧裂強度比は、値が小さいとひび割れが発生しやすいとされており、過去の報告^{5,6)}では、圧裂強度比が20程度まで低下すると多くの舗装でひび割れが発生すると考えられている。試験結果より、植物系の圧裂強度比は石油系と同様に20以上の値を示しており、性状に問題ないことがわかった。本結果から植物系再生用添加剤を使用した再生アスファルト混合物は、従来の石油系再生用添加剤を用いて作製したアスファルト混合物と同等以上の性状を有することがわかり、植物系の適用性を見出した。

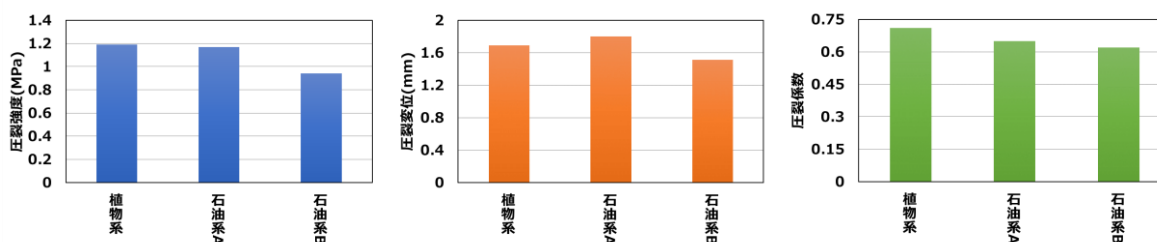


図5 圧裂試験結果（左：圧裂強度, 中央：圧裂変位, 右：圧裂係数）

表6 圧裂強度比

	植物系	石油系A	石油系B
圧裂強度比	26.0	24.8	23.5

5. まとめ

植物由来原料を使用した再生用添加剤を開発し、液物性評価及び劣化アスファルトの繰り返し再生試験による再生性能の評価をおこなった。その結果、植物系再生用添加剤の液体性は標準性状を満たし、石油系と同等程度の再生効果を示した。また、再生用添加剤を使用した再生アスファルト混合物は規格を満たしていた。今後も検討を継続し、植物系再生用添加剤の性能把握、改良を進めていきたい。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、新田上席研究員、川島主任研究員、ならびに材料資源研究グループの皆様には多大なるご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

所属：ハリマ化成株式会社

<参考文献>

- 1) Amir Tabaković, “Is this the end of the road for bio - inspired road construction materials?”, RILEM Technical Letters, Vol7, 79-87, 2022.
- 2) 公益社団法人日本道路協会, 「舗装調査・試験法便覧」, 2019.
- 3) 石油学会規格, 「JPI-5S-77-2019 TLC/FID 法によるアスファルト組成分析試験方法」
- 4) 社団法人日本道路協会, 「舗装再生便覧(平成22年版)」, 2010.
- 5) 川上篤史, 新田弘之, 藪雅行, 掛札さくら, 川島陽子, 「繰り返し再生したアスファルト混合物への再生用添加剤と再生骨材配合率の影響」, 土木学会論文集E1 (舗装工学), Vol. 76, No. 2, 舗装工学論文集第25巻, I_251- I_259, 2020.
- 6) 建設省関東技術事務所, 「昭和56年度試験道路における試験調査報告書」, 建設省, 1982.

赤外分光分析によるアスファルト試料の劣化等の迅速判定方法の開発に関する研究

チーム名等 材料資源研究グループ
氏 名 福山 菜美

1. まえがき

アスファルト舗装の損傷原因は、交通荷重や供用中の気象状況が複合的に作用していると考えられる。アスファルトは、劣化が進行すると柔軟性がなくなり、その結果ひび割れの原因となることから、供用中のアスファルトの劣化度合いを詳細に評価することにより、効率的な維持・修繕などの管理が期待できる。しかし、実際に供用中の舗装の劣化を調べるためには、実道の試料から多くの工程と時間を費やし抽出回収したアスファルトを用いて評価することが主になる。そのためアスファルトの劣化評価は多くの労力がかかり、それを軽減する方法が必要である。

2. 研究目的

土木研究所材料資源研究グループでは、アスファルトの劣化の評価方法および、ポリマー改質材の有無の判定方法として赤外分光分析(以下、IR)の有効性を報告してきた¹⁻³⁾。近年では、IR分析を活用してアスファルト混合物を直接測定する検討を行ってきたが、混合物中のフィラー(石灰石粉、以下、石粉)や骨材なども赤外吸光を有し、これらの混在物質が分析を阻害するため、アスファルトのみの測定と同様の結果が得られない課題がある⁴⁾。

そこで本研究では、アスファルト試料のIR分析において、石粉や骨材などの混在物質がどのように分析を阻害するのか特定し、現場採取した混合物などのアスファルト試料を簡易的に測定できるよう、阻害物質となる石粉や骨材を除去する前処理方法の検討を実施した。

3. 研究方法

3.1 検討概要

3.1.1 アスファルトに対する混在物質の割合による影響

アスファルト(以下、As)の評価に対する混在物質の影響を確認するために、石粉と細骨材の添加量を段階的に変化させたAs試料を作製し、IRの全反射吸収法(以下、ATR法)にて吸収スペクトルを測定した。写真-1に赤外分光光度計を、表-1に測定条件を示す。



写真-1 赤外分光光度計

3.1.2 阻害物質の除去方法の検討

赤外吸光分析を阻害するのは石粉等の微粒子である。これらAs中の混在物質の除去方法として、一般的に流通している粒子保持能の定量ろ紙やシリンジフィルタを検討することとし、フィルタの選定を行った。

表-1 測定機器および測定条件

項目	条件	項目	条件
測定機器	FT/IR-6600 (日本分光(株)社製)	分解能	4cm ⁻¹
測定法	ATR法 (全反射吸光度測定法)	積算回数	32回
測定波数範囲	7800~350cm ⁻¹ (試験は4000~400cm ⁻¹ の範囲で評価)	同一試料の測定点	5

3.1.3 アスファルト混合物への適用

供用中の舗装の劣化程度を調査することを想定して、As 混合物および実際の舗装開削調査現場から採取した試料において、IR 測定で簡便に As の性状を評価できるか検討を行った。

3.2 試料の性状と作製方法

表-2 に As の性状を示す。促進劣化した As を使用した。劣化の指標はカルボニルインデックス(以下、CI)とし、これは参照ピークとする劣化の前後で変化しないとされる As 由来の 1600cm^{-1} 付近のピーク高さと、劣化生成物であるカルボニル基を示す 1700cm^{-1} のピーク高さの比から算出した。CI の値が高いほど劣化度が高いことを示す。

石粉は JIS 舗装用石灰石粉規格を満足したものを使用した。骨材は細骨材とし細砂を使用した。

3.2.1 アスファルトに対する混在物質の割合による影響

表-3 に示す割合で、劣化 As に石粉と細骨材の量を段階的に変化させて混合した。

3.2.2 阻害物質の除去方法の検討

石粉の割合 67wt% の試料を使用した。図-1 にアスファルト含有試料の測定までの前処理工程を示す。これらの操作を簡易抽出とする。フィルタは表-4 に示す汎用品で検討を行った。

3.2.3 アスファルト混合物への適用

実際の舗装の劣化調査を想定して、表-2 に示す性状の劣化 As を用いた密粒度アスファルト混合物(13)と As を 3% 程含有する現場採取試料について検討を実施した。試料は写真-2 に示す。室内作製混合物、舗装開削現場での採取試料の前処理方法は図-1 の手順で実施した。

表-2 劣化アスファルトの性状

性状	ストアス60/80	改質II型
劣化条件	TFOT 5h+PAV 120h	TFOT 5h+PAV 44h
針入度(1/10mm)	14	23
伸度(cm)	0.3	10
軟化点(°C)	74	77.5
CI(劣化の指標)	0.9	0.7

表-3 石粉/細骨材とアスファルトの混合割合

石粉/細骨材とアスファルトの質量比 (石粉/細骨材:アスファルト)	試料中の混在物質の割合
2:1	67wt%
1:1	50wt%
1:2	33wt%
1:4	20wt%
1:6	14wt%

表-4 阻害物質の除去に用いたフィルタ

フィルタ	規格・材質等	粒子保持能(μm)
定量ろ紙 (直径110mm)	JIS P 3801 5A種	7
	JIS P 3801 5C種	1
シリンジフィルタ (直径25mm)	PTFE (ポリテトラフルオロエチレン)	0.45
		0.2



(a) 室内作製混合物 (b) 現場採取試料

写真-2 室内作製混合物と現場採取試料

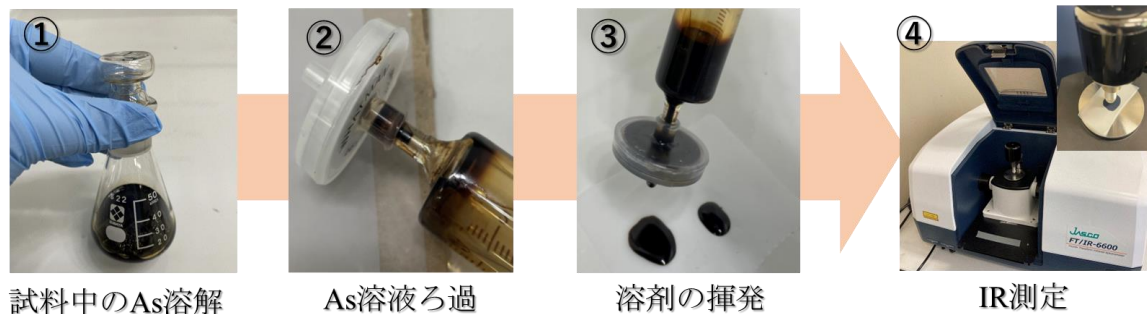


図-1 アスファルト含有試料の前処理方法

4. 研究結果

4.1 アスファルトに対する混在物質の割合による影響

4.1.1 素材単体での吸収スペクトルの測定

図-2 に劣化した StAs60/80 と改質 II 型の赤外吸収スペクトルを示す。劣化生成物であるカルボニル基のピークが 1700cm^{-1} 付近に確認された。改質 II 型は、 965cm^{-1} にブタジエンと 700cm^{-1} 付近にスチレンと改質材である SBS に帰属するピークが見られた。

図-3 に混在物質の赤外吸収スペクトルを示す。(a)は石粉、(b)は細骨材である。(a)の図より、石粉は $1400, 870\text{cm}^{-1}$ 付近に炭酸基に帰属するピークが見られ、とくに 1400cm^{-1} は幅広い吸収を示した。(b)の図より、細骨材は 1000cm^{-1} 付近にシリカ由来のピークと、 $800\sim 400\text{cm}^{-1}$ にかけて様々な吸収帯が見られた。

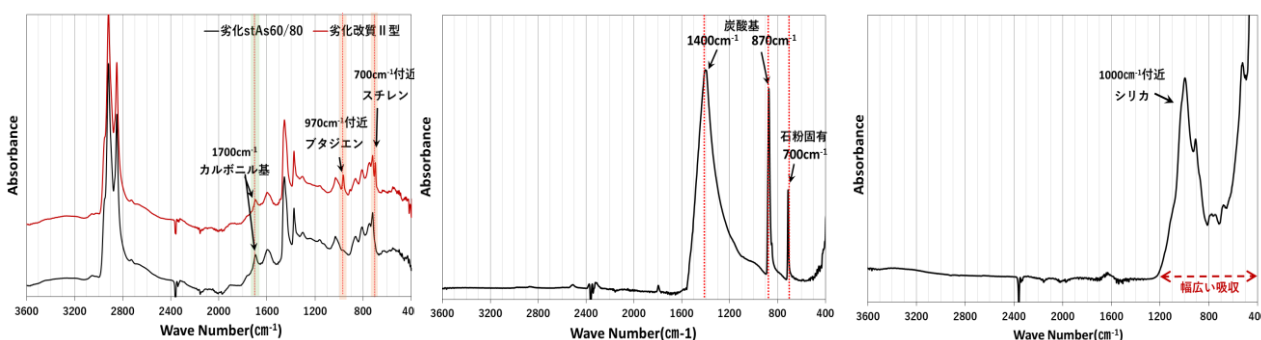


図-2 アスファルトの赤外吸収スペクトル

(a) 石粉

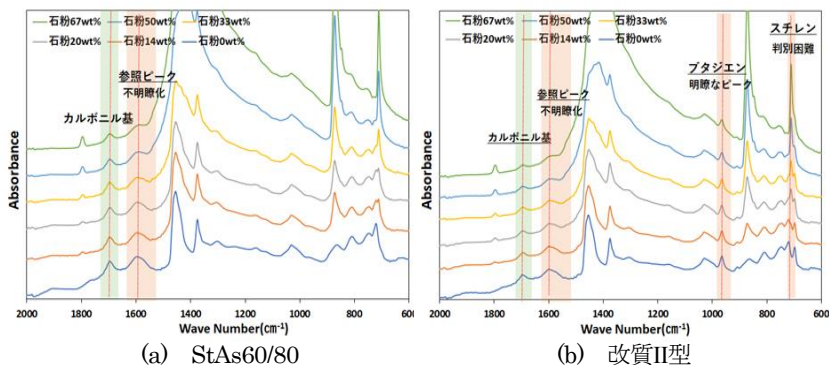
(b) 細骨材

図-3 混在物質の赤外吸収スペクトル

4.1.2 混在物質の割合による影響

図-4 は As に石粉、図-5 は As に細骨材の添加割合を段階的に変化させた試料の赤外吸収スペクトルを示す。(a)は StAs60/80、(b)は改質 II 型である。混在物質である石粉および細骨材の割合が多くなるに伴い、混在物質由来のピークが高くなるのがわかる。As 由来のピークは、石粉の割合が $50\text{wt}\%$ 以上では石粉由来の幅広いピークに重なり判別が困難であった。しかし $20\text{wt}\%$ 以下では、As の吸収スペクトルと近似した結果が得られた。

(b)改質 II 型の図より、SBS 由来のピークは、混在物質の割合が $33\text{wt}\%$ 以上では混在物質由来のピークに重なり判別が困難であった。



(a) StAs60/80

(b) 改質II型

図-4 石粉の割合を変化させた赤外吸収スペクトル

表-5 石粉の混在割合に対する CI

石粉の割合 (wt%)	CI	
	ストアス60/80	改質 II 型
67	1.8	1.1
50	1.4	0.9
33	1.3	0.8
20	1	0.7
14	1.1	0.7
0	0.9	0.7

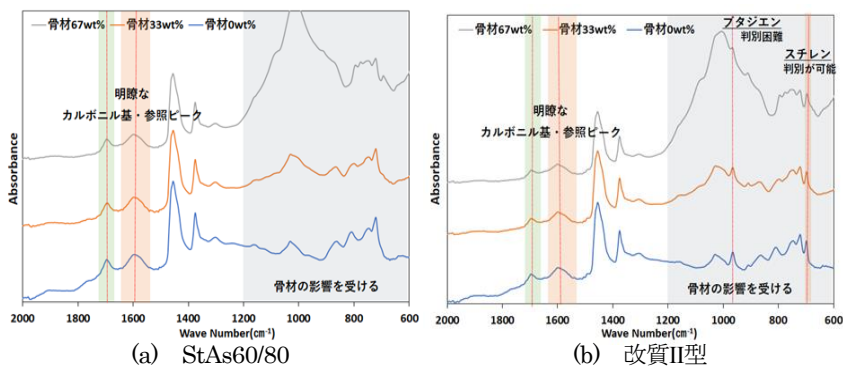


図-5 細骨材の割合を変化させた赤外吸収スペクトル

図-4 では、As 中に石粉が混在しても 1700cm^{-1} のカルボニル基のピークは確認できるが、CI を算出するのに必要な 1600cm^{-1} 付近の参照ピークは石粉のピークに重なり不明瞭となった。このため表-5 より、石粉の混在割合が多くなるほど CI が大きくなる傾向が見られた。この結果から As に石粉が混在することで、As の劣化度合いを正確に評価することが困難であると明らかにした。

図-5 より、As 中に骨材が混在しても CI の算出に必要な $1600, 1700\text{cm}^{-1}$ のピークの阻害は確認されなかった。表-6 に骨材の混在割合における CI を示す。骨材の割合が変化しても、CI は As 単体と同じ値を示した。一方、図-5(b) の改質 II 型では、骨材の割合が高い場合でも SBS 由来の 700cm^{-1} 付近のスチレンのピークの判別は可能であるが、 970cm^{-1} 付近のブタジエンのピークは 67wt% の割合では判別が困難であった。

表-6 細骨材の混在割合に対する CI

骨材の割合 (wt%)	CI	
	ストアス60/80	改質II型
67	0.9	0.7
33	0.9	0.7
0	0.9	0.7

4.2 阻害物質の除去方法の検討

As 中に石粉や骨材が一定量混在すると、As 由来のピークと重なりが生じ測定を阻害することがわかった。そこで As 試料を簡便な操作で IR 測定するために、石粉の割合 67wt% の試料から阻害物質を除去する方法を検討した。

図-6 に、表-4 に示すフィルタを使用して石粉を除去した As 試料の赤外吸収スペクトルを示す。(a) は StAs60/80、(b) は改質 II 型である。図より、いずれの粒子保持能のフィルタにおいても CI の算出に必要な $1600, 1700\text{cm}^{-1}$ のピークおよび SBS 由来のピークを明瞭に確認できた。石粉の割合が 0wt% の As 単体から算出した CI と比較すると、粒子保持能が粗くなるにつれ、わずかに CI は高い値を示した(表-7)。この結果から、より正確な劣化度合いを評価するには、粒子保持能 $0.2\mu\text{m}$ 以下のフィルタを使用することが望ましいと考えられた。

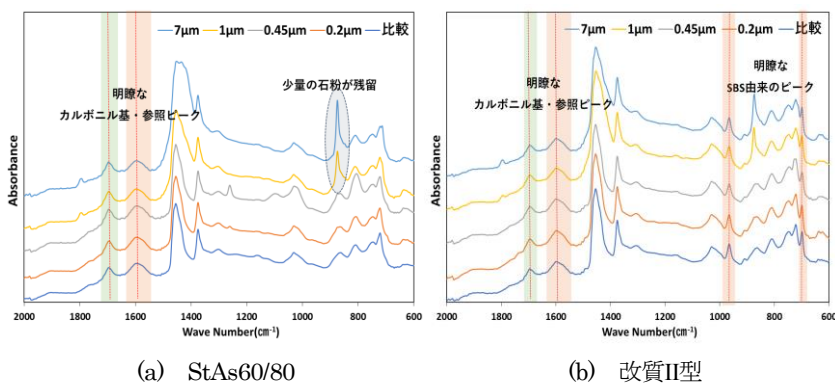


図-6 石粉を除去したアスファルト試料の赤外吸収スペクトル

表-7 石粉を除去したアスファルト試料の CI

石粉の割合 (wt%)	粒子保持能 (μm)	CI	
		ストアス60/80	改質II型
67	—	1.8	1.1
	7.0	1.1	0.8
	1.0	1.2	0.8
	0.45	1.0	0.8
	0.2	0.9	0.7
0	—	0.9	0.7

4.3 アスファルト混合物への適用

図-7に、前処理無しの室内作製混合物および現場採取試料の赤外吸収スペクトルを示す。前処理無しの混合物では、 1700cm^{-1} のカルボニル基のピークは確認できたが、石粉と骨材由来のピークにより、 1600cm^{-1} 以下の範囲のアスファルト由来のピークは判別が困難であった。現場採取試料は、 $1200\sim 600\text{cm}^{-1}$ の骨材由来の吸収帯が大きく確認され、 1700cm^{-1} のカルボニル基のピークおよび 1600cm^{-1} の参照ピークの判別は困難であった。

図-8に、室内作製混合物と現場採取試料から前処理として簡易抽出したAsの赤外吸収スペクトルを示す。混合物はアブソン法、現場試料はソックスレー法から抽出回収したAsのIR測定結果を比較として示す。簡易抽出における障害物質の除去として粒子保持能 $7\mu\text{m}$ と $0.2\mu\text{m}$ のフィルタを用いた。(a)はStAs60/80、(b)は改質II型の室内作製混合物、(c)は現場採取試料である。混合物、現場試料ともに 1700cm^{-1} のカルボニル基、改質II型の混合物ではSBS由来のピークも明瞭に確認できた。

表-8に測定前処理方法に対するCIを示す。前処理無しの混合物では、CIの結果に再現性が確認できなかった。現場試料は、As由来のピークの判別が困難であるため、CIの算出が不可能であった。しかし簡易抽出を実施することで混合物、現場試料ともに、比較のアブソン回収、ソックスレー抽出したAsと同程度のCIが得られた。これにより簡便なフィルタを使うことで、As混合物および現場採取試料のIR評価が可能であると考えられた。

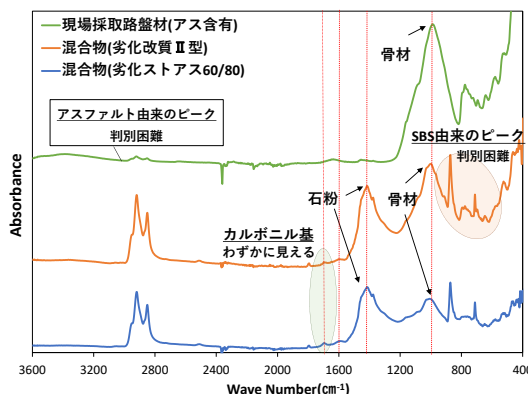


図-7 前処理無しのアスファルト混合物の赤外吸収スペクトル

表-8 測定前処理方法に対するCI

測定前処理方法	CI		
	ストアス60/80混合物	改質II型混合物	現場採取試料
簡易抽出(7 μm フィルタ)	1.0	0.8	0.9
簡易抽出(0.2 μm フィルタ)	0.9	0.7	0.8
試験法に準拠した回収(アブソン・ソックスレー)	0.9	0.7	0.9
混合物	1.0~2.0 (再現性が低い)	0.8~1.5 (再現性が低い)	算出不可
アスファルト	0.9	0.7	—

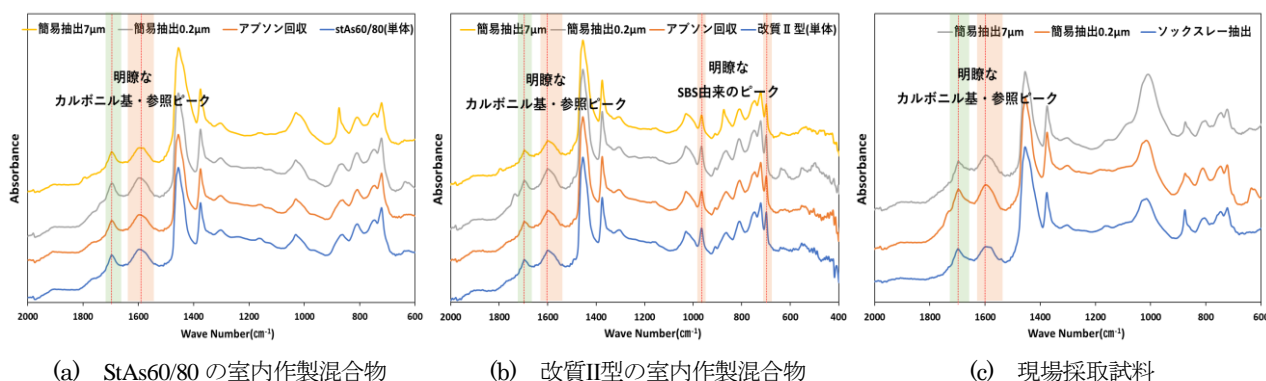


図-8 室内作製混合物・現場採取試料から簡易抽出したアスファルトの赤外吸収スペクトル

5. 結論

アスファルト試料の赤外分光分析における阻害物質の影響と、その混在物質の除去方法の検討を行った結果、以下のことが分かった。

- ・ アスファルト試料中に石粉と細骨材が3割程度以上混在する場合、アスファルトのIR分析を阻害する。
- ・ アスファルト試料中に石粉が混在する場合、アスファルトの劣化度合いの正確な評価が困難であった。
- ・ 石粉と細骨材が3割程度以上混在する場合、改質II型のSBS由来のピーク判別は困難である。
- ・ 阻害物質の除去方法では、7 μm 以下のフィルタの使用でアスファルトの定性分析は可能だが、劣化度合いを正確に評価するには0.2 μm 以下のフィルタを使うことが好ましい。
- ・ 簡便なフィルタを使うことで、アスファルト混合物および現場採取試料のIR評価は可能である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、新田上席研究員、佐々木総括主任研究員、ならびに材料資源研究グループの皆様には多大なるご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

所属：前田道路株式会社

<参考文献>

- 1) 佐々木巖, 寺田剛, 明嵐政司: 赤外線吸光分析による舗装用アスファルトの劣化度評価, 土木学会第58回年次学術講演会, 2003
- 2) 川島陽子, 新田弘之, 西崎到: FTIR/ATRによるアスファルト混合物の簡易劣化評価試験の検討, 舗装, No. 51, pp29-33, 2016
- 3) 野本真兵, 川島陽子, 新田弘之: 現場での実施を想定したアスファルト中の改質材検出方法の検討, 第34回日本道路会議, No. 3100, 2021
- 4) 野本真兵, 川島陽子, 新田弘之: アスファルト混合物に対する種々の赤外分光分析手法の適用条件の検討, 土木学会論文集 E1(舗装工学), No. 77(2), p. I_29-I_36, 2021

再生用ポリマー改質アスファルトによる劣化アスファルトの再生効果検討

チーム名 材料資源研究グループ
氏名 金澤 裕貴

1. まえがき

ポリマー改質アスファルト（以下、PMA）は、ストレートアスファルト（以下、StAs）に熱可塑性エラストマー、ゴムまたは熱可塑性樹脂などを加えストレートアスファルトの機能を向上させたアスファルトである。PMAを使用したアスファルト舗装は高速道路の本線や交通量の多い一般道路など重交通用路線の表層および基層に適用されており StAs を用いた舗装と比較し、わだち掘れやひび割れが発生しにくいなどの特徴を持っている¹⁾。近年 PMA を用いた舗装は、全アスファルト合材出荷量のうち 20% 近くを占めている²⁾。StAs を用いた舗装はアスファルト合材の全出荷量のうち約 70% が再生アスファルト合材であり²⁾、また、全国の再生改質アスファルト合材の出荷量は全 PMA 出荷量のうち約 18% を占めており²⁾、今後はさらに PMA 相当に再生したアスファルト合材の需要が増えるものと考えられる。しかし、現在再生改質アスファルト合材を製造するにあたり、標準化された再生方法はなく、再生骨材配合率や旧アスファルトの性状により、再生改質アスファルト合材の性状に影響を及ぼすことが懸念される。そこで、本研究では 3 通りの方法で PMA 相当にアスファルトを再生し、その性状比較を行った。その結果、通常の PMA に予め再生用添加剤が配合された再生用 PMA で再生したアスファルトは、新規の PMA のみや PMA と再生用添加剤を併用して再生した場合と同等程度の性能を有することが明らかとなった。

2. 研究目的

現在、再生骨材の再資源化については「舗装再生便覧」³⁾に示されており、再生骨材の高品質な再生や高いリサイクル率に大きく貢献している。しかし、舗装再生便覧は再生骨材を使用し新規の StAs と同等な性能に再生する方法は示されているが、再生後に PMA を使用した合材と同等な性能にする方法については示されていない。このため、再生合材として PMA を使用したアスファルト混合物の性能が一様でない可能性があり、標準的な再生利用方法が必要と考えられる。そこで本研究では再生合材として PMA を用いたアスファルト舗装の性状評価の基礎検討として、再生方法の違いや再生骨材配合率、旧アスファルトの性状による再生後の PMA の性状への影響を検討した。なお、新アスファルトとして使用した PMA には、PMA のうち最も出荷量が多く、一般的に用いられている PMA II 型を本試験に用いることとした。

3. 試験概要

3.1 試料

試験に使用した材料の基礎性状を表 1 に示す。再生用 PMA とは、再生用添加剤が予め配合されており、ポリマー量も再生

表 1 アスファルト性状試験

	StAs60-80	PMA	再生用PMA
針入度 (1/10mm)	67	51	93
軟化点 (°C)	48.0	69.0	87.5
伸度 (cm)	100+	100+	100+

することを想定して通常のPMAよりも多めに含有されているものである。

3.2 促進劣化方法

再生骨材に被膜した旧アスファルトを模擬するため、StAsを促進劣化させたアスファルト（以下、劣化アス）を作製し

た。劣化アスは StAs60-80 を舗装調査・試験法便覧 A046 薄膜加熱試験（以下、TFOT）を行った後に A059 加圧劣化試験（以下、PAV）を行い作製した。なお、TFOT はアスファルト合材製造中および施工時における劣化を想定した試験であり、PAV は施工後供用時における劣化を想定した試験である。劣化アスの針入度は、20~25（針入度 24）と 15~20（針入度 18）の 2 種類を作製した。劣化アスの性状を表 2 に示す。針入度 24 の劣化アス性状は現在、旧アスファルトとして使用されるものと同等である。一方で、針入度 18 の劣化アス性状は本来、旧アスファルトとしては使用できない程度まで劣化が進行していることを示しているが、旧アスファルトの針入度が低下している状況⁴⁾を想定し試験に用いることとした。

表 2 劣化アス性状

	針入度 24 劣化アス	針入度 18 劣化アス
針入度 (1/10mm)	24	18
軟化点 (°C)	64.0	67.5
伸度 (cm)	4	0

3.3 劣化アスの再生

劣化アスを PMA 相当に再生するための試験手順を図 1 に示す。試験試料を作製するにあたり、実際に出荷されている再生改質アスファルト合材の作製方法に合わせ、以下の 3 つのパターンで劣化アスを再生した。なお、使用した再生用添加剤には 4 成分組成のうち、芳香族分が多いものを使用した。それぞれの再生アスファルトに対して、表 3 に示す性状試験を行った。

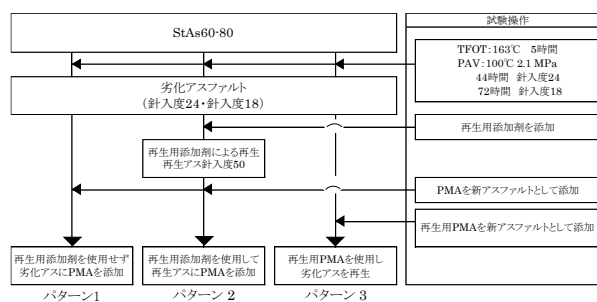


図 1 試験試料作製手順

① PMA のみで再生：再生合材の製造において、配合設計時に再生骨材の針入度回復を行わず新規アスファルトに PMA のみを用いる再生方法。（パターン 1）

② 再生用添加剤と PMA で再生：再生用添加剤にて劣化アスの針入度を 50 まで回復させた後、新規アスファルトに PMA を用いる再生方法。（パターン 2）

③ 再生用 PMA のみ：再生合材の製造において、配合設計時に再生骨材の針入度回復を行わず新規アスファルトに再生用 PMA のみを用いる再生方法。（パターン 3）

それぞれのパターンにおける特徴や懸念点について、下記に示す。

(1) PMA のみで再生（パターン 1）

この使用方法について舗装再生便覧によると「再生骨材の配合率を 10%以下とする場合、再生加熱アスファルト混合物の配合設計は、設計針入度への調整を省略してもよい。」³⁾とある。しかし、再生合材を製造するにあたり再生骨材を 10%しか使用できないことは、現状の再生骨材配合率と比較して低い水準となる。

(2) 再生用添加剤と PMA で再生（パターン 2）

この使用方法は、旧アスファルトの性状回復を行った上で、新規に加えるアスファルトに通常の PMA を用い

表 3 アスファルト性状試験

試験項目	試験方法
針入度試験	舗装調査・試験法便覧 A041
軟化点試験	舗装調査・試験法便覧 A042
伸度試験	舗装調査・試験法便覧 A043
タフネス・テナシティ試験	舗装調査・試験法便覧 A057
ダイナミックシアレオメータ試験	舗装調査・試験法便覧 A062

る。この配合設計方法の場合、再生合材中に新規アスファルトとして使用される PMA の量および PMA 中のポリマー量は新規合材として製造された量より少なくなるので、新規合材と比較して供用後にわだち掘れなどの発生が懸念される。

(3) 再生用 PMA のみで再生 (パターン3)

この方法は、通常の PMA を新規アスファルトとして使用した場合と異なり、再生用 PMA はポリマー量が通常の PMA より多く、再生合材として製造された際には新規合材と同程度のポリマー量が合材中に存在することとなる。また、再生用添加剤も含まれているために旧アスファルトの性状回復も行われる。その結果、製造・出荷されるアスファルト合材は新規合材と遜色ない性能を有していることが予想される。

4. 試験結果と考察

4.1 再生したアスファルトの性状試験結果

図 2~5 に、ケース 1~3 の方法で再生したアスファルトの性状試験結果を示す。また、各試験とも劣化アスと PMA および再生用 PMA の混合比を変化させ試験を行った。図 2 に針入度試験結果を示す。再生用添加剤と PMA で再生した方法 (パターン 2) と再生用 PMA で再生した方法 (パターン 3) は、いずれの割合も新規 PMA の品質規格である針入度 40 を上回る結果となった。一方で、劣化アスに PMA のみを加えた再生方法 (パターン 1) は、新規 PMA の割合が 80%程度で品質規格を満足しなくなることが分かった。

図 3 に軟化点試験の結果を示す。いずれの再生方法も新規 PMA の品質規格を満足していた。なお、劣化アスと再生用 PMA の混合比 50 対 50 の試料の軟化点が低くなる理由は、再生用 PMA の効果で劣化アスが再生されたことに加え、試料中のポリマー量が減少したことに起因する。また、再生用添加剤と PMA で再生した方法で、劣化アスとの混合比 50 対 50 の試料の軟化点は 57.0℃と品質規格に近い値であった。これは試験試料に含まれる再生用添加剤の量が増加したことに起因する。

図 4 に伸度試験の結果を示す。いずれの試料も PMA の品質規格である 30 cm を上回っていた。しかし、新規 PMA の伸度は 100 cm 以上に対し、劣化アスに PMA のみを加えた試料は劣化アスの割合が増加するごとに伸度は急激に短くなることが判明した。特に劣化アスと PMA を 50 対 50 で混合した試料の伸度は 30 cm であり PMA の品質規格は満たすもの

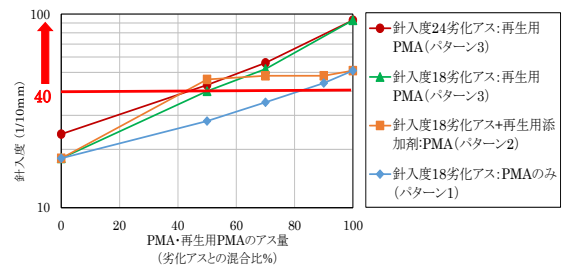


図 2 針入度試験結果

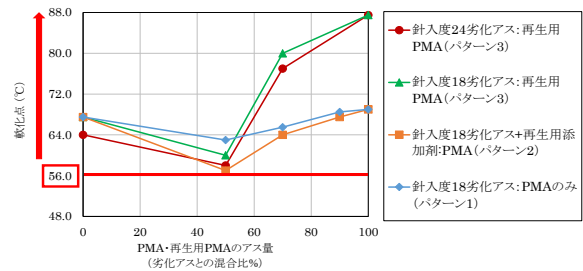


図 3 軟化点試験結果

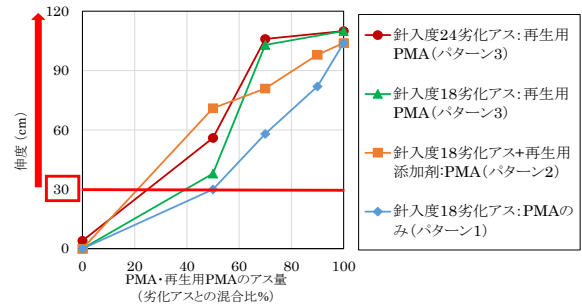


図 4 伸度試験結果

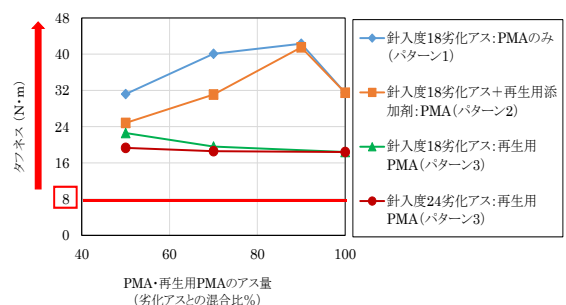


図 5 タフネス結果

の、その性状は新規 PMA と非常に異なっていると考えられる。

タフネスの結果を図 5 に示す。タフネス・テナシティ試験については、いずれの試料も新規 PMA の品質規格であるタフネス 8.0 N・m 以上とテナシティ 4.0 N・m 以上を十分に満足していた。

4.2 動的粘弾性測定結果

再生したアスファルトの動的粘弾性はダイナミックシアレオメータを用いて評価した。評価項目はアスファルトの耐流動特性と関係のある $|G^*|/\sin\delta$ ⁵⁾ に着目した。図 6 に試験試料の $|G^*|/\sin\delta$ の測定結果を示す。結果より再生用 PMA を使用した再生方法は、他の再生方法と比較しわだち掘れの発生しやすい路面温度域にて耐流動特性が優れていることが判明した。

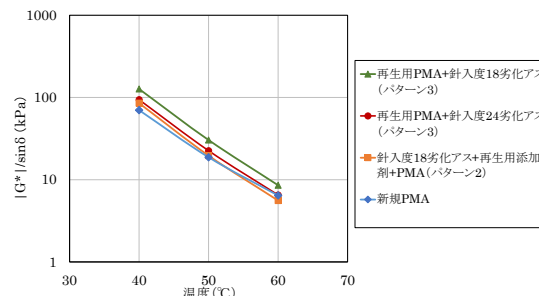


図 6 アスファルトの動的粘弾性測定結果

5. まとめ

本研究により得られた知見は以下の通りである。

- ・ 劣化アスを PMA のみで再生した場合、劣化アス割合 20%程度までしか新規 PMA の品質規格を満たさない。
- ・ 劣化アスを再生用添加剤と PMA で再生した場合、劣化アス割合が 50%まで新規 PMA の品質規格を満足する。
- ・ 劣化アスを再生用 PMA のみで再生した場合、劣化アス割合が 50%まで新規 PMA の品質規格を満足する。
- ・ $|G^*|/\sin\delta$ の結果、再生用 PMA を使用した再生方法は他の再生方法と比較し耐流動特性が優れている。
- ・ 再生骨材配合率が高い場合には、再生方法を適切に選定する必要があることが示唆された。

なお、それぞれの再生方法による混合物性状、特に疲労耐久性やひび割れ抵抗性への影響については、今後のさらに検討が必要である。また、今回は、試験に用いた試料が 1 メーカーの製品のみで実施した結果であり、実際には再生用添加剤の組成による影響や、メーカーによる PMA や再生用 PMA 内のポリマー量の違いについても、十分に配慮する必要がある。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、材料資源研究グループの新田上席研究員、佐々木総括主任研究員、川島主任研究員、舗装チームの川上主任研究員ならびに両グループ交流研究員の皆様には多大なる御意見と御指導を賜りました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

所属：日進化成株式会社

<参考文献>

- 1) 一般社団法人 日本改質アスファルト協会：ポリマー改質アスファルトポケットガイド、pp9-13、一般社団法人日本改質アスファルト協会、2020
- 2) 一般社団法人 日本アスファルト合材協会：アスファルト合材統計年報、p3、一般社団法人 日本アスファルト合材協会、2018
- 3) 社団法人 日本道路協会：舗装再生便覧、p29、社団法人 日本道路協会、2010
- 4) T.Kanou, H.Nitta, I.Sasaki, A.Kawakami & K.Kubo：Highly-aged and Highly-modified Asphalt Concentrate Recycling in Japan、The 11th International Conference on Asphalt Pavements 2010、2010
- 5) 新田弘之：SHRPバインダ試験の測定原理と背景、アスファルト、Vol.39、No.190、pp3-9、1997

下水道材料の劣化メカニズム及び耐久性評価に関する研究

チーム名等 材料資源研究グループ
氏 名 津田 直弥

1. はじめに

下水道施設は従前より硫酸による腐食が激しく、そのため耐硫酸性の防食被覆技術が開発され、現場に適用されている。しかし、ビルピット等においては、耐硫酸性を有する防食被覆材であっても有機酸による劣化事例が確認されており、下水道施設においても同様の劣化が発生する可能性が考えられる。そのため土木研究所では、防食被覆材の有機酸への耐性を調査するため、過年度より酢酸やプロピオン酸等を用いた浸漬試験を行ってきた²⁾。

一方で昨今では、施設の集約・統合や消化ガス増産の観点から、生ごみ等の有機性資材を下水処理場にて混合処理する事例が増加している。下水道施設では、下水や汚泥中には通常乳酸はあまり含まれていないが、食品廃棄物のメタン発酵施設においては溶解液中に高い割合の乳酸が検出されたことも報告されているため³⁾、生ごみとの混合処理においては乳酸が高濃度で発生する可能性が考えられる。また、下水道施設で発生するスカムにはオレイン酸等の高級脂肪酸が多く存在することも確認されている⁴⁾。

そこで本研究では、乳酸及びオレイン酸を用いた防食被覆材の浸漬試験を行い、その影響を確認するとともに、既往の酢酸とプロピオン酸を用いた浸漬試験結果との比較を行った。

2. 実験方法

2.1 試験片の作製

今回の試験では、下水道施設に用いられている防食被覆材として、表-1 に示す市販の塗布型ライニング樹脂を用いた。材料は2種類であり、下水処理場で一般的に使用されている耐硫酸性の材料（以下、「耐硫酸型」という。）である材料 A

と、有機酸にも耐性を持つように開発された材料（以下、「耐硫酸+耐有機酸型」という。）である材料 C を用いた。浸漬による防食被覆材自体の変化を評価しやすくするため、樹脂単体を厚さ 2mm の板状に成形し、ここから精密切断機によって 40×25mm の試験片を切り出し試験に用いた。

2.2 浸漬試験

浸漬液には、乳酸(5%)とオレイン酸(約 75% : 富士フィルム和光純薬製 一級 原液)を使用した。浸漬試験は、写真-1 のように恒温水槽内に設置したセパラブルフラスコ内の浸漬液に試験片を浸漬することで行った。浸漬液の温度は 23°C、55°C 一定にそれぞれ保ち、浸漬期間は最大 140 日までとした。所定の浸漬期間が経過した時点で試験片を取り出し、乳酸に浸漬した試験片は流水で水洗、オレイン酸

表-1 試験に用いた防食被覆材

材料	製品グレード	材質
A	耐硫酸型	エポキシ樹脂
C	耐硫酸+耐有機酸型	〃



写真-1 浸漬試験の状況

に浸漬した試験片は薄めた中性洗剤で表面の浸漬液を洗い流した後、表面に水分が残らないように紙ウエスで拭き取り、60分程度大気中に放置した後、試験片の外観観察、質量の測定を行った。また、オートグラフ（島津製作所製 AGS-X）を用いて曲げ試験を行い、曲げ強さ、曲げ弾性率の測定を行った。質量の変化は変化率（浸漬後の質量÷浸漬前の質量-1）を用いて、曲げ強さと曲げ弾性率の変化は、保持率（浸漬後の値÷浸漬前の値）を用いて整理した。

3. 実験結果

3.1 乳酸及びオレイン酸による影響

(1) 外観変化

図-1 に、乳酸及びオレイン酸への浸漬前後の外観変化を示す。耐硫酸+耐有機酸型の材料 C においては、各条件ともに若干の変色はあるものの、140 日間の浸漬では目立った表面の荒れや軟化といった変化は確認されなかった。一方で、耐硫酸型の材料 A においては、乳酸 55°C とオレイン酸 23°C、55°C 条件において顕著な外観変化が確認された。乳酸 55°C 条件においては、徐々に変色、表面にゆず肌状の荒れが進行していった。オレイン酸 23°C 条件においては、浸漬数日間で表面が欠損するような荒れが進行し、その後

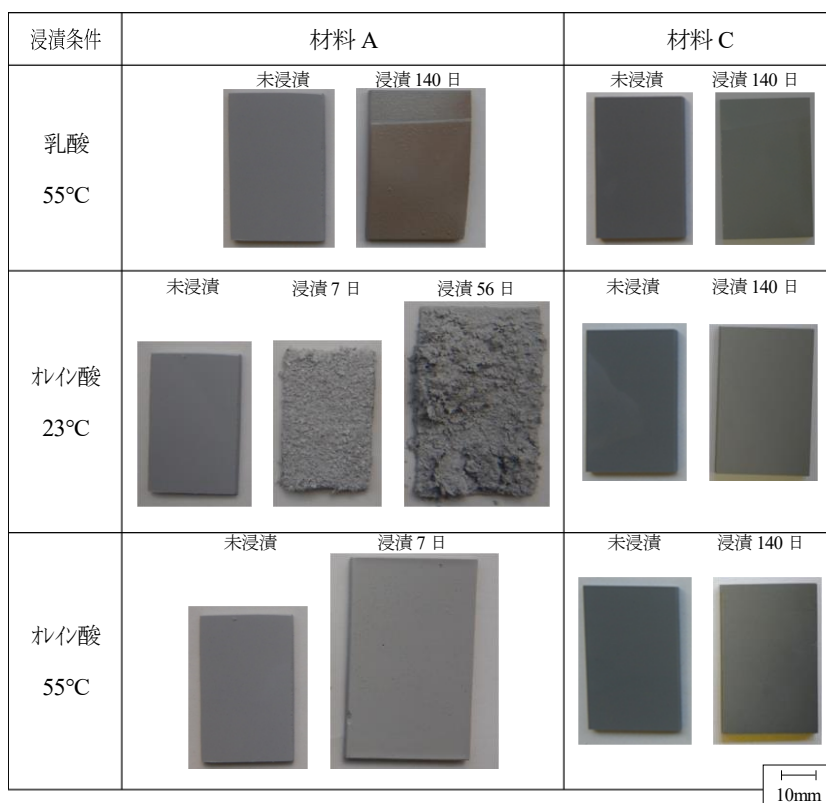


図-1 浸漬前後の外観変化

数週間ですぐ大きく膨張・崩壊した。オレイン酸 55°C 条件においては、浸漬数日間で大きく膨張・崩壊した。

(2) 質量及び曲げ特性変化

図-2 に、乳酸及びオレイン酸への浸漬時における、質量変化率及び曲げ強さと弾性率保持率の経時変化を示す。

質量変化率について、乳酸浸漬により材料 A は増加傾向を示し、55°C 条件では 140 日間の浸漬で約 14% 増加した。材料 C では、初期は増加しその後減少する傾向を示し、55°C 条件では変化率が大きかった。オレイン酸浸漬では、材料 A の 55°C 条件では数日間の浸漬で初期の 2 倍程度まで増加した一方、材料 C は初期から減少傾向を示し、55°C 条件では約 2% 減少した。質量が減少した試験片において欠損等は見られなかったため、樹脂に含まれる成分が試験液に溶出した可能性が考えられる。曲げ強さと弾性率保持率について、乳酸においては材料 A の 55°C 条件で最も変化が大きく、140 日間の浸漬後の曲げ強さ保持率が約 40%、曲げ弾性率保持率が約 20% となった。オレイン酸においては、材料 A では試験片が崩壊し曲げ試験の実施が困難であり、材料 C の結果は乳酸浸漬と同様の傾向を示した。

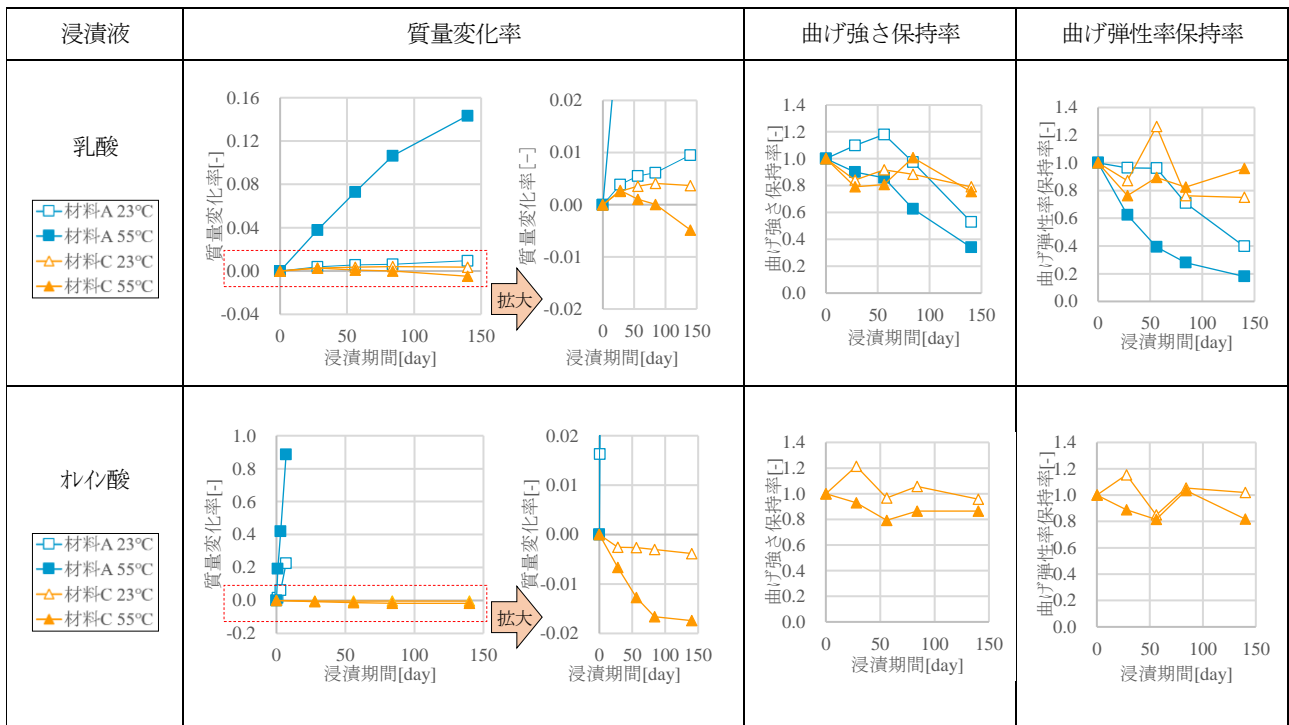


図-2 質量変化率及び曲げ強さと弾性率保持率の経時変化

3. 2 酢酸及びプロピオン酸への浸漬試験との比較

既往の研究²⁾では、同様の試験を酢酸及びプロピオン酸で行っており、本研究の乳酸の結果と比較を行った。いずれの有機酸の濃度も5%である。

(1) 質量変化率

図-3に、55°C条件での各浸漬液における質量変化率の経時変化を示す。材料Aではプロピオン酸>酢酸>乳酸の順で質量変化率が大きいことが確認された。材料Cでは酢酸及びプロピオン酸に浸漬した場合は、浸漬前と比べて質量増加が生じた一方、乳酸では質量が減少した。

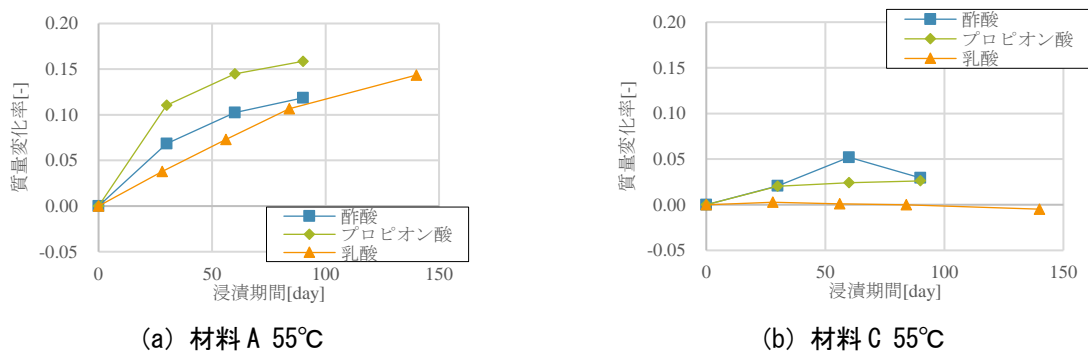
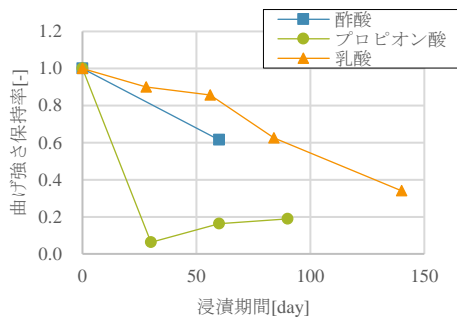


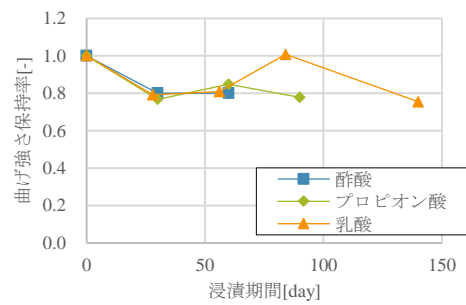
図-3 各浸漬液における質量変化率の経時変化

(2) 曲げ強さ保持率

図-4に、55°C条件での各浸漬液における曲げ強さ保持率の経時変化を示す。材料Aでは、質量変化と同様にプロピオン酸>酢酸>乳酸の順で曲げ強さ保持率に影響があることが確認された。材料Cでは各浸漬液とも30日間程度の浸漬で曲げ強さ保持率は約80%となり、それ以降大きな変化はなかった。



(a) 材料 A 55°C



(b) 材料 C 55°C

図-4 各浸漬液における曲げ強さ保持率の経時変化

4. おわりに

本研究により、以下の結果を得た。

- (1) 一般的な耐硫酸用の防食被覆材では顕著な外観変化を引き起こし、特にオレイン酸は早期に材料を崩壊させるほどの影響を与えた。
- (2) 一般的な耐硫酸用の防食被覆材は、質量増加や曲げ特性低下が大きく表れた。有機酸に耐性を持つ防食被覆材では変化率は比較的小さかったが、質量減少が確認されており、樹脂に含まれる成分が試験液に溶出した可能性が考えられる。
- (3) 同じ条件（5%, 55°C）で試験を行った酢酸及びプロピオン酸と乳酸の結果を比較すると、一般的な耐硫酸用の防食被覆材への質量、曲げ強さへの影響は、プロピオン酸>酢酸>乳酸の順で大きかった。有機酸に耐性を持つ防食被覆材では、酢酸及びプロピオン酸に浸漬した場合は、浸漬前と比べて質量増加が生じた一方、乳酸では質量が減少した。

なお、オレイン酸等の高級脂肪酸は水に難溶であり、局所的ではあるが高濃度で存在している可能性がある。高級脂肪酸が与える影響についても、引き続き評価していく必要があると考える。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、岡安上席研究員、富山上席研究員、宮本主任研究員、島袋研究員、ならびに材料資源研究グループの皆様には多大なるご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

所属：積水化学工業株式会社

<参考文献>

- 1) 吉田真悟ほか：ビルピット用ライニング材の厨房排水による劣化機構に関する研究 その1 排水と喫水面浮遊物の成分分析, 日本建築仕上学会 2014 年大会学術講演会研究発表論文集, pp.27-30, 2014
- 2) 高橋啓太ほか：下水道施設に用いられる防食被覆材の有機酸による影響の検討, 第 58 回下水道研究発表会講演集, pp.644-646, 2021
- 3) 遠藤正史ほか：食品廃棄物を対象としたバイオガス化実証事業, 第 18 回日本エネルギー学会大会講演要旨集, pp.34-35, 2009
- 4) 橋本敏一ほか：下水処理場における防食被覆層の劣化要因としての各所の有機酸濃度・組成の実態, 第 58 回下水道研究発表会講演集, pp.488-490, 2021

プレキャスト PC 部材に用いるコンクリートの 塩化物イオン浸透に対する抵抗性の変動とその評価に関する検討

チーム名等 材料資源研究グループ
氏 名 角田 貴也

1. まえがき

塩害環境下にコンクリート構造物を建設する場合、用いるコンクリートの塩化物イオン浸透に対する抵抗性を適切に評価し、塩化物イオンの浸透程度を検討することは重要である。これまでに、土木研究所では、電気抵抗率試験の活用によりプレキャスト PC 部材の製造過程においてコンクリートの塩化物イオン浸透に対する抵抗性を短期間（表-1）で評価する手法を提案した¹⁾。

コンクリートの塩化物イオン浸透に対する抵抗性の指標としては、従来から塩水浸せき試験や非定常電気泳動試験により得られる塩化物イオンのコンクリート中での拡散係数があるが、拡散係数と電気抵抗率は反比例の関係があり^{2),3)}、電気抵抗率試験による評価はこの関係を利用して行う。その際、電気抵抗率や拡散係数の測定結果のばらつきを把握しておくことが重要であると考えられる。

そこで、プレキャスト PC 部材を製作する国内 2 工場において、複数の打設日にコンクリート供試体を製作して塩水浸せき試験および電気抵抗率試験を実施し、実環境に近い試験条件における見掛けの拡散係数の変動やこれを考慮したうえでの電気抵抗率による塩化物イオン浸透に対する抵抗性評価の妥当性について検討した。また、見掛けの拡散係数の変動程度が腐食発生限界濃度に到達する年数に与える影響について検討した。

2. 検討の方法

2.1 コンクリートの配合および供試体製作方法

供試体を製作した 2 工場におけるコンクリートの配合およびフレッシュ性状を表-2 に示す。結合材は早強ポルトランドセメント単味（H シリーズ）および早強ポルトランドセメントの重量比 50%を高炉スラグ微粉末（SG650 シリーズ）で置換したものの 2 種類とした。

図-1 に本実験のフローを示す。試験項目は電気抵抗率試験および塩水浸せき試験であり、項目ごとにΦ100×200mm の円柱供試体を 1 日あたり 3 体製作した。供試体は 2 工場において、連続した 3 日間で製作した。電気抵抗率試験に用いる供試体の養生は、製品と同一の蒸気養生ののち、材齢 1 日で脱型し、所定の材齢まで水温

表-1 塩化物イオン浸透抵抗性の評価方法の例






試験方法	屋外暴露試験 	浸せき試験 JSCE-G 572 	電気泳動試験 JSCE-G 571 	非定常電気泳動試験 	電気抵抗率試験 JSCE-G 581 
塩化物イオン浸透抵抗性の高いコンクリートの試験期間の目安	年単位～ 長期	月～年単位	月単位	日～週単位	分単位～ 短期

表-2 コンクリートの配合と基礎物性

工場名	シリーズ名	水結合材比 (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)		空気量(%)			スランプ(cm)					
				W	B=HPC+SG6		目標値	実測値			目標値	実測値		
					HPC	SG6		1日目	2日目	3日目		1日目	2日目	3日目
A工場	Hシリーズ	38.0	42.0	153	403(100%)	—	4.5 ±1.5	3.1	3.6	3.0	12.0±2.5	9.5	10.5	10.5
	SG650シリーズ	33.0	42.0	145	220(50%)	220(50%)		3.3	3.0	3.3		14.5	10.0	9.5
B工場	Hシリーズ	36.0	42.0	155	431(100%)	—		4.5	4.0	3.9		12.5	14.0	12.5
	SG650シリーズ	33.3	39.5	150	225(50%)	225(50%)		4.2	3.6	4.0		15.0±2.5	16.5	16.0

※HPC: 早強ポルトランドセメント(A工場: 密度 3.14g/cm³, 比表面積 4470cm²/g, B工場: 密度 3.14g/cm³, 比表面積 4350cm²/g), SG6: 高炉スラグ微粉末 6000(A工場: 密度 2.91g/cm³, 比表面積 6460cm²/g, B工場: 密度 2.91g/cm³, 比表面積 6010cm²/g), 細骨材 A工場: 表乾密度 2.62g/cm³, 吸水率 1.07%, B工場: 表乾密度 2.68g/cm³, 吸水率 1.06%, 粗骨材 A工場: 表乾密度 2.65g/cm³, 吸水率 0.41%, B工場: 表乾密度 2.72g/cm³, 吸水率 0.52%
 ※化学混和剤: A工場, B工場ともに AE 剤と高性能 AE 減水剤を使用
 ※設計基準強度は両工場ともに 50N/mm²とした

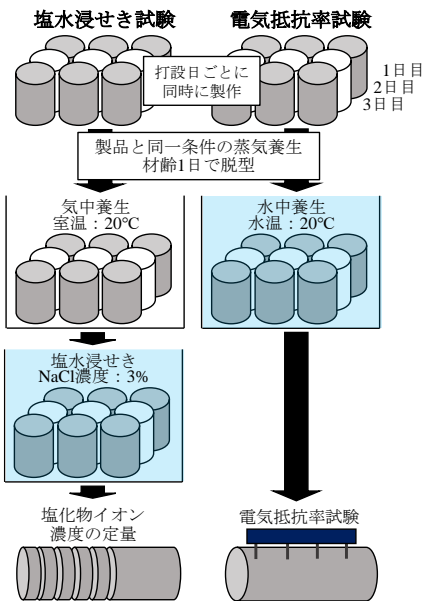


図-1 本実験のフロー

20°Cの水中養生とした。塩水浸せき試験に用いる供試体の養生条件は、製品と同一の蒸気養生ののち、材齢1日で脱型し、室温20°Cの試験室内で気中養生とした。

2.2 電気抵抗率試験の方法

電気抵抗率試験は、JSCE-G 581 B法に準拠し、4プローブ法用の測定機器（電極間隔50mm，周波数40Hz，測定可能範囲10～10000Ωm）を用いて行った。電極を供試体側面に押し当て、互いに直交する4点で測定を行った。電気抵抗率は測定値をJSCE-G 581 附属書1に記載されているセル定数で換算後の4点の値の平均値とした。

2.3 塩水浸せき試験の方法

塩水浸せき試験に用いる供試体の加工は、JSCE-G 572に準拠して行い、濃度3%の塩化ナトリウム溶液中に浸せきさせた。浸せき開始時の材齢は、A工場で作成した供試体は68～70日，B工場で作成した供試体は40～42日であった。浸せき期間は365日とした。なお、塩化物イオンの浸透状況の確認のため、各工場、配合で1日目に製作した供試体1体は、浸せき期間を90日とした。浸せき期間が経過したのち、浸せき面から深さ5mmごとに試料を採取し、JIS A 1154に準拠した電位差滴定法により全塩化物イオン濃度を定量した。なお、試料の採取および電位差滴定法による定量は全ての供試体において同一の技術者が実施した。

3. 検討の結果

3.1 試験結果

a) 電気抵抗率

図-2に材齢経過に伴う電気抵抗率の変化を示す。図中には、同一工場，同一配合の供試体1体ごとの値を示した。なお，試験機器の不具合により浸せき終了と同一日での測定ができなかったため，浸せき終了から57日後の電気抵抗率で評価した。図から，同種の結合材を用いた場合でも製作工場により電気抵抗率の発現に差が生じることが確認された。この要因は，工場ごとに用いた材料の違いなどの影響²⁾が考えられるが，その影響程度を

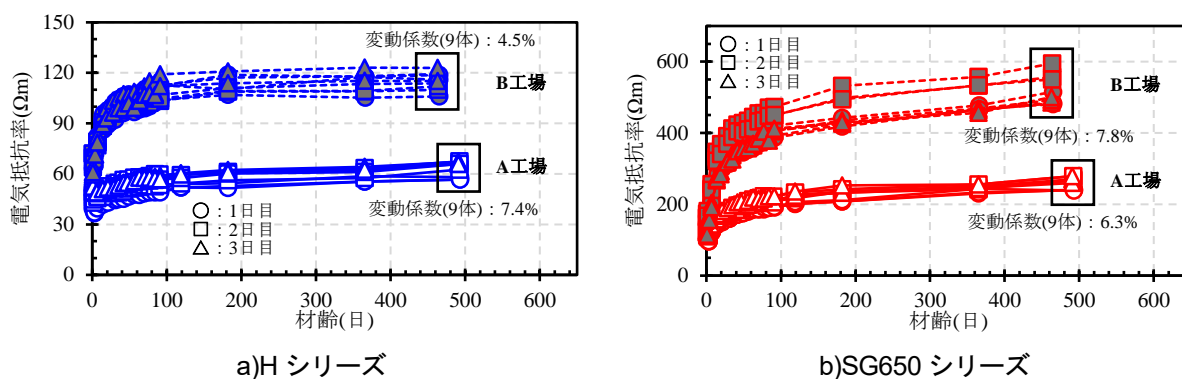


図-2 電気抵抗率の経時変化

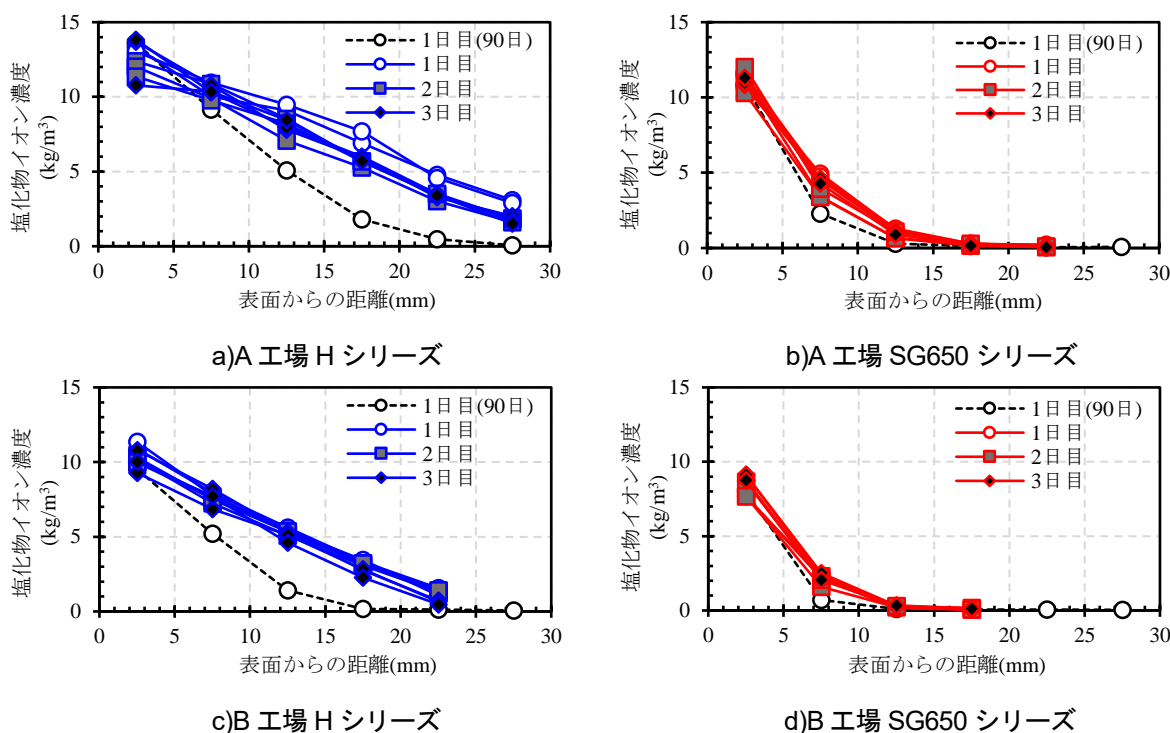


図-3 塩化物イオン濃度分布

明確にするためには配合を要因ごとに変化させた実験等が必要であると考えられる。また、同一工場、同一配合の条件でも電気抵抗率の発現には日間変動が生じることが確認された。R3年度に実施した検討³⁾では、同一条件で製作した供試体の電気抵抗率の変動係数は概ね10%以下であることを報告している。今回の検討でも、3日間の打設日で製作された供試体9体の電気抵抗率の変動係数は10%以下であることが確認された。

b) コンクリート中の塩化物イオン濃度分布

図-3に、各工場で作成したコンクリート供試体の深さ方向の全塩化物イオン濃度の分布を示す。図中の実線は、浸せき期間が365日時点の全塩化物イオン濃度の分布を供試体1体ごと示している。なお、参考のため、浸せき期間を90日とした供試体の全塩化物イオン濃度の分布を点線で併記した。同一の結合材の条件で工場の違いに着目すると、A工場に比べB工場の方が塩化物イオンの浸透深さが小さくなった。したがって、同種の結合材でも用いる材料の違いが塩化物イオンの浸透程度に影響を与えると考えられるが、電気抵抗率の考察と同様に、

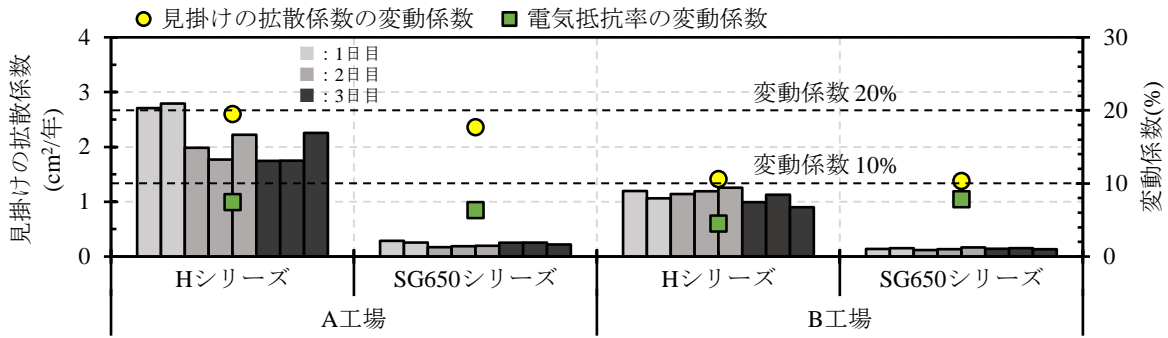


図-4 見掛けの拡散係数の推定結果および変動係数

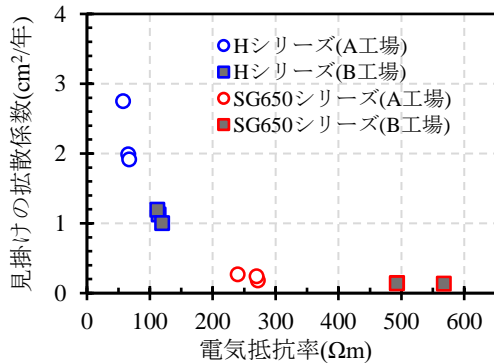


図-5 見掛けの拡散係数と電気抵抗率の関係

図-4 に各工場で作成したコンクリート供試体の打設日ごとの見掛けの拡散係数を示す。見掛けの拡散係数は、図-3 に示す各供試体の全塩化物イオン濃度の深さ方向の分布を最小二乗法で式(1)にフィッティングして求めた。

$$C(x, t) = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right\} + C_i \quad (1)$$

ここで、 $C(x, t)$ ：浸せき期間 t 年における表面からの距離 x の塩化物イオン濃度 (kg/m^3)、 erf ：誤差関数、 x ：コンクリート表面からの距離 (mm)、 t ：浸せき期間 (年)、 C_0 ：表面塩化物イオン濃度 (kg/m^3)、 D_{ap} ：見掛けの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)、 C_i ：初期含有塩化物イオン濃度 (kg/m^3) である。見掛けの拡散係数の変動係数は、同一工場、同一配合の条件で浸せき期間が 365 日経過した時点 (8 体) の見掛けの拡散係数の平均値および標準偏差を用いて算出した。また、図中には、参考として浸せき終了後の電気抵抗率の変動係数 (3.1a 参照) を併記した。

見掛けの拡散係数は同種の結合材を用いた場合でも、製造工場、打設日により差が生じた。見掛けの拡散係数の変動係数の大小は結合材の種類に関わらず製作工場によって異なる傾向であったが、両工場ともに 20% 以内であった。また、同一工場の条件では、結合材の種類によらず変動係数は概ね同程度であった。電気抵抗率の変動係数と比較すると、いずれの工場、配合の条件でも見掛けの拡散係数の変動係数は電気抵抗率の変動係数よりも大きくなった。

3.3 電気抵抗率と見掛けの拡散係数の関係

図-5 に電気抵抗率と見掛けの拡散係数の関係を示す。電気抵抗率および見掛けの拡散係数は、打設日ごとの平均値を示している。図から、既往の研究²⁾と同様に電気抵抗率と見掛けの拡散係数は概ね反比例の関係となることが確認された。また、電気抵抗率と見掛けの拡散係数の変動を考慮した場合でも、電気抵抗率を指標とすることで

影響程度を明確にするためには配合を要因ごとに変化させた実験等が必要と考えられる。また、同一工場、同一配合の条件でも、打設日の違いにより同一深さの塩化物イオン濃度に差が生じていることから、塩化物イオン濃度の分布傾向には日間変動が生じることが確認された。

3.2 見掛けの拡散係数の推定結果と変動

図-4 に各工場で作成したコンクリート供試体の打

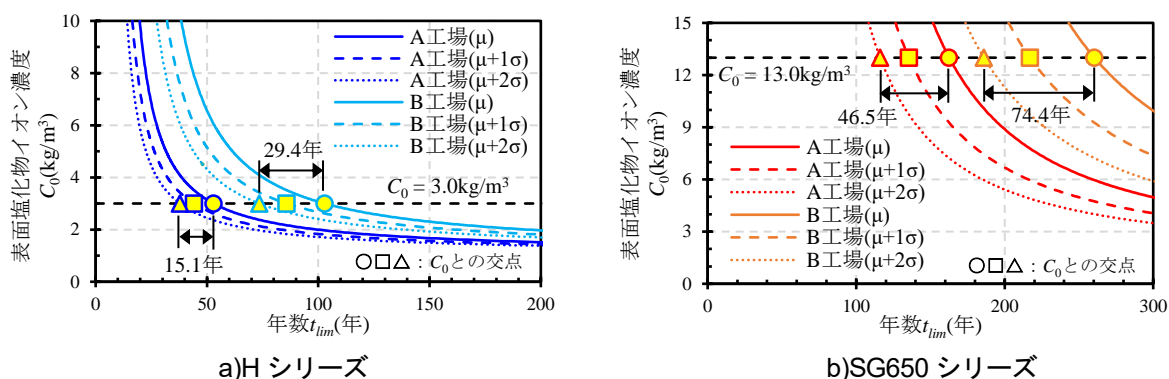


図-6 見掛けの拡散係数の変動が年数 t_{lim} の推定結果に与える影響（変動係数を 20%と仮定）

H シリーズと SG650 シリーズで塩化物イオン浸透に対する抵抗性を明確に分類できることを確認した。ただし、電気抵抗率や見掛けの拡散係数の変動は避けられないことから、これらの変動を考慮して配合を検討するとよい。

4. 見掛けの拡散係数の変動が腐食発生限界濃度に到達する年数の予測値に与える影響

上記より、電気抵抗率および見掛けの拡散係数の変動を考慮した場合でも、コンクリートの塩化物イオン浸透に対する抵抗性を分類できることを示した。ここでは、電気抵抗率により分類されたコンクリートの品質変動が塩化物イオン浸透に与える影響について考察する。ここでは、式(1)の t をかぶり位置における塩化物イオン濃度が腐食発生限界濃度に到達する年数（以下、年数 t_{lim} ）として整理した式(2)から年数 t_{lim} と表面塩化物イオン濃度の関係を試算した。耐久設計では、表面塩化物イオン濃度、腐食発生限界濃度を安全側に設定したうえで、見掛けの拡散係数を変化させて耐用年数について検討されるものとする。本試算は耐久設計を想定して見掛けの拡散係数の変動が耐用年数に及ぼす影響を検討したものである。

$$t_{lim} = \left\{ \frac{0.1 \times x}{\Phi^{-1} \left(1 - \frac{C'_{lim}}{2C_0} \right)} \right\}^2 \cdot \frac{1}{2D_{ap}} \quad (2)$$

ここで、 t_{lim} ：深さ x mm で塩化物イオン濃度が C'_{lim} に到達する際の年数(年)、 Φ^{-1} ：正規分布の累積分布関数の逆関数、 C'_{lim} ：深さ x mm における塩化物イオン濃度の閾値(kg/m³)である。 C'_{lim} は腐食発生限界濃度を 1.2kg/m³、初期含有塩化物イオン濃度を 0.3kg/m³ と仮定し、0.9kg/m³ と設定した。

図-6 に、 x を 70mm とした場合の表面塩化物イオン濃度 C_0 と年数 t_{lim} の関係を示す。見掛けの拡散係数 D_{ap} は、その変動係数を 20%と仮定し、各工場、配合の平均値と、変動を考慮した平均値+1σ および平均値+2σ の値を大気中環境下で得られる見掛けの拡散係数に換算⁵⁾して用いた。同一の表面塩化物イオン濃度の場合の年数 t_{lim} を比較すると、H シリーズ（図-6a）では、例えばコンクリート標準示方書 [設計編]⁶⁾（以下、示方書）に示される飛来塩分が多い地域の海岸からの距離が 0.25km の表面塩化物イオン濃度 $C_0=3.0\text{kg/m}^3$ とした場合には、見掛けの拡散係数の平均値と平均値+2σ とした場合で年数 t_{lim} には 15.1～29.4 年程度の差が生じることが確認された。SG650 シリーズ（図-6b）では、例えば示方書に示される飛沫帯の表面塩化物イオン濃度 $C_0=13.0\text{kg/m}^3$ とした場合には、見掛けの拡散係数の平均値と平均値+2σ とした場合で年数 t_{lim} には 46.5～74.4 年程度の差が生じることが確認された。

式(2)から、深さ x 、表面塩化物イオン濃度 C_0 および塩化物イオン濃度の閾値 C'_{lim} を一定として整理すると、

$$t_{lim} = A \cdot \frac{1}{D_{ap}} \quad (3)$$

を得る。ここで、定数部分を A と置いた。式(3)から、見掛けの拡散係数の変動係数を 20%と仮定すれば、例えば見掛けの拡散係数を平均値+2 σ (平均値+40%)とした場合の年数 t_{lim} は平均値とした場合の年数 t_{lim} に対して約 30% 短くなる。したがって、設計において塩化物イオンの浸透程度を検討する場合には見掛けの拡散係数の変動の程度を把握しておくことが重要であると考えられる。

ただし、電気抵抗率で混和材の使用有無による塩化物イオン浸透に対する抵抗性の向上効果を分類した場合、見掛けの拡散係数の変動を考慮した年数 t_{lim} においても、SG650 シリーズでは H シリーズに比べ塩化物イオン浸透に対する抵抗性が向上していることは明白であった。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 複数の打設日で製作されたコンクリートの見掛けの拡散係数の変動係数は 20%程度以下であった。
- 2) 電気抵抗率および見掛けの拡散係数の変動を考慮した場合でも、電気抵抗率を指標として早強ポルトランドセメント単味のコンクリートと高炉スラグ微粉末 6000 を用いたコンクリートの塩化物イオン浸透に対する抵抗性は明確に異なった。
- 3) 試験で得られる見掛けの拡散係数の変動が腐食発生限界濃度に到達する年数の推定結果に与える影響は大きく、耐久設計においてこれを適切に把握しておくことが重要である。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、古賀上席研究員をはじめ材料資源研究グループの皆様には、多くのご指導ご鞭撻を賜りました。ここに深甚の謝意を表します。

所属：株式会社日本ピーエス

<参考文献>

- 1) 土木研究所、プレストレストコンクリート建設業協会：新設プレストレストコンクリート橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する共同研究報告書—プレキャスト PC 部材の高耐久化に向けた混和材を用いたコンクリートの設計・製造マニュアル(案)一、共同研究報告書第 559 号，2022.3
- 2) 皆川浩，久田真，榎原彩野，齋藤佑貴，市川聖芳，井上浩男：「コンクリートの電気抵抗率と塩化物イオンの見掛けの拡散係数との関係に関する基礎的研究」，土木学会論文集 E，Vol.66，No.1，pp.119-131，2010.3
- 3) 角田貴也，櫻庭浩樹，俵道和，古賀裕久：「PCaPC 部材の塩化物イオン浸透抵抗性の迅速評価手法の検討」，コンクリート工学年次論文集，Vol.44，No.1，pp.502-507，2022.6
- 4) 中村英佑，水戸健介，古賀裕久：「高炉スラグやフライアッシュを用いたコンクリートの遮塩性能の迅速評価手法」，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.219-224，2018.6
- 5) 皆川浩，中村英佑，藤井隆史，綾野克紀：「大気中環境下における塩化物イオンの見掛けの拡散係数の設定に関する一考察」，コンクリート工学年次論文集，Vol.44，No.1，pp.767-772，2019.6
- 6) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，pp.163-164，2017

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4443 July 2023

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754

