

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

土木研究所資料 第 4399 号

土木研究所資料

令和元年度交流研究員報告書概要版

令和2年12月

国立研究開発法人土木研究所

Copyright © (2020) 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。

令和元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、令和元年度に受け入れた交流研究員45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、令和元年度

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、相互の研究者の資質向上を図るとともに、それぞれの機関の研究活動の効率化を図ることを目的として創設した交流研究員受入れ制度により、平成13年度の独立行政法人移行以来、当研究所の中期目標を達成するために国内の他機関の研究者を積極的に受け入れております。

令和元年度は、年間を通じて、公益法人及び民間企業から48名の研究者を受け入れました。受入れ期間中において、研究成果発表における入賞や技術士等の資格を取得する方々がおられましたことを考えますと、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「災害復旧現場等での技術指導に同行することで、指導側の現場の見方や災害復旧の進め方等について知見を得ることができた」「本務地での業務とは違い、技術基準がどのように決まっているか等を、実際に技術基準について研究した方から直接指導いただくことで、技術基準に対する理解が深まった」「土木研究所以外の人との交流もあり、研究テーマがどのような形で社会と関わりがあるのかを感じることができた」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、令和元年度に受け入れた交流研究員45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。

^{*}48名の内3名は、受入れ期間が短期間だったため、掲載しておりません。

国立研究開発法人土木研究所
理事長 西川 和廣

目 次

1.	構造物点検のための撮影方法の評価に関する研究	1
	先端技術チーム 下川 光治	
2.	トンネル定期点検における走行型計測を用いた事前計測による効率化検討	7
	先端技術チーム 榎本 真美	
3.	「3次元データを活用した橋梁点検」に求められるデータ管理の方法に関する提案	13
	先端技術チーム 二宮 建	
4.	電気探査を用いた地盤の3次元比抵抗構造および地下水分布の把握	19
	地質・地盤研究グループ（特命事項物理探査担当）小林 貴幸	
5.	地質・地盤リスクマネジメントの基本体系の構築に関する研究	23
	地質チーム 植田 律	
6.	道路斜面災害事例の教訓分析に関する研究 —道路へ影響を及ぼす可能性の高い斜面を効率的に抽出する方法に関する研究—	27
	地質チーム 泉水 友裕	
7.	地下水面より上の地盤を対象とした簡易現場透水試験の検討	31
	土質・振動チーム 杉山 詠一	
8.	グラベルドレーンの大規模地震動に対する動的遠心模型実験	35
	土質・振動チーム 田川 央	
9.	振動式コーンを用いた原位置液状化強度の推定に関する現場実験	39
	土質・振動チーム 大重 綱平	
10.	安定処理土の締固めの違いが剛性に及ぼす影響	43
	施工技術チーム 大田 孝	
11.	試料の準備方法及び突固め方法の違いが砂質土の締固め試験結果に与える影響	47
	施工技術チーム 西田 洋介	
12.	道路土工構造物のメンテナンスに関する研究	51
	施工技術チーム 青木 信哉	
13.	室内暴露実験における締め固めた改良土の強度特性に及ぼす化学的性質の影響	55
	施工技術チーム 青山 翔吾	
14.	河川事業への環境DNAの応用技術に関する研究	59
	河川生態チーム 北川 哲郎	
15.	下水二次処理水に残存するアンモニア性窒素の担体を用いた低減方法の提案	63
	水質チーム 厚朴 大祐	
16.	景観に配慮した護岸ブロックの評価手法の研究	67
	自然共生研究センター 盛田 達朗	
17.	緩勾配区間を含む溪流における流木の流出実態 -平成29年7月九州北部豪雨奈良ヶ谷川の事例-	71
	火山・土石流チーム 染谷 哲久	
18.	航空レーザ測量データの差分解析による桜島・有村川上流域の2010年～2018年の土砂流出実態	75
	火山・土石流チーム 手塚 咲子	
19.	ボアホールカメラによる亀裂判読の結果と破碎度区分を組み合わせた重力による斜面の変形深度の評価	79
	火山・土石流チーム 山本 望	

20.	FEMによるアンカー荷重解析における地盤パラメータの設定手法について	83
	地すべりチーム 木村 太一	
21.	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	87
	地すべりチーム 藤原 一啓	
22.	異なる条件下で長距離移動した地すべり土塊底面における堆積構造の比較検討	91
	地すべりチーム 斎藤 翼	
23.	ダム流入量偏差を用いた地すべり警戒指標の適用性の検討	95
	地すべりチーム 平井 雅俊	
24.	発災直後での地すべり災害対応CIMモデルの作成手法に関する研究	99
	地すべりチーム 和田 佳記	
25.	航空レーザ測量を用いた積雪深と雪崩の計測	103
	雪崩・地すべり研究センター 石川 泰裕	
26.	供用20年経過したコンクリート舗装の追跡調査結果	107
	舗装チーム 内田 雅隆	
27.	畳み込みニューラルネットワーク (CNN) を用いた路面性状による構造的健全性推定手法の 検討	111
	舗装チーム 渡邊 真一	
28.	網状シートを用いたはく落防止対策工の耐力評価に関する実験的考察	115
	トンネルチーム 前田 洸樹	
29.	流域の初期水分量と河床変動を同時に逐次推定したデータ同化に関する研究	119
	水災害研究グループ 中村 要介	
30.	巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態の評価手法に関する研究	123
	橋梁構造研究グループ 宮田 秀太	
31.	プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する研究	127
	橋梁構造研究グループ 山崎 旬也	
32.	電磁波レーダ法を用いたRC床版の定量的状態判別手法の検討	131
	橋梁構造研究グループ 松本 直士	
33.	「診断セット」を利用した診断AIプロトタイプシステムの構築に関する研究	137
	橋梁構造研究グループ 遠藤 正史	
34.	塩害環境下におけるコンクリート中の普通鉄筋とステンレス鉄筋の異種金属接触腐食 に関する研究	143
	橋梁構造研究グループ 末宗 利隆	
35.	粘性土地盤上の橋台模型遠心実験とその分析	147
	橋梁構造研究グループ 有馬 俊	
36.	既設杭のせん断耐力の評価方法に関する研究	151
	橋梁構造研究グループ 河口 大輔	
37.	せん断力を受ける積層ゴム支承の限界状態を設定する方法の検討	157
	橋梁構造研究グループ 余野 智哉	

38.	既設杭の合理的な補強工法提案に向けた解析的検討による感度分析及び課題点の整理・・・	163
	橋梁構造研究グループ 増田 隆宏	
39.	補修後10年程度経過した既設PC橋を対象とした塗装工法の性能評価に関する研究・・・	167
	橋梁構造研究グループ 塚崎 翔太	
40.	コンクリート道路橋設計便覧の改訂に係る調査研究・・・・・・・・・・・・・・・・	171
	橋梁構造研究グループ 池田 唯順	
41.	軟弱地盤上の橋台杭基礎に作用する側方流動圧の算定式に関する研究・・・・・・・・	175
	橋梁構造研究グループ 中浦 慎之介	
42.	道路橋の耐震補修補強における性能評価手法に関する研究・・・・・・・・	179
	橋梁構造研究グループ 石崎 覚史	
43.	PE被覆ケーブル内部の状態評価に関する研究・・・・・・・・	183
	橋梁構造研究グループ 峰 穂高	
44.	アスファルトの繰り返し再生に適した再生用添加剤の検討・・・・・・・・	187
	材料資源研究グループ 田湯 文将	
45.	コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性の迅速評価手法の適用性評価に関する研究・・・	191
	材料資源研究グループ 小田部 貴憲	

構造物点検のための撮影方法の評価に関する研究

チーム名等 先端技術チーム
氏 名 下川 光治

1. まえがき

日本国内には、道路橋（橋長 2m 以上）が約 72 万橋あり、その半数は高度成長期に建設されたもので、40 年以上にわたり供用されている。今や少子高齢化による担い手不足もあり、老朽化した社会インフラを効率的に維持管理することは社会的な要請となっている。

国土交通省では、橋梁定期点検要領（以降「定期点検要領」）に基づき、5 年に一回、点検技術者が橋梁の全部材を近接目視することとしている。そして確認した損傷状態などを踏まえ、健全性を診断し、適切に措置することを定めている。

実際の点検では、人の接近が困難な部位で実施する場合、点検に時間がかかることも多い。そのため、点検作業の効率化に対するニーズを受け、対応策として新技術の活用を進めている。

2. 研究目的

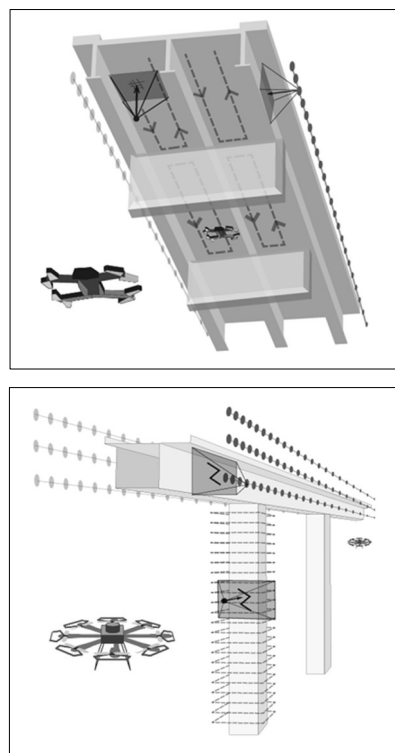
現状の橋梁点検では、人が撮影した損傷写真を平面図上で管理するため、手作業により写真の位置関係を整理している。UAV（Unmanned Aerial Vehicle）等の新技術で撮影した点検画像は、撮影枚数が多く、人手で整理するには手間と時間を必要とし効率的ではない。

そこで筆者らは、市場で調達できる SfM（Structure from Motion）ソフトウェアを活用することで、点検画像の撮影位置、撮影方向の自動推定を行い、さらに 3 次元モデル上で、点検画像を管理する手法を提案する。これにより、損傷位置の記録と確認作業を大幅に効率化できると考えている。

また、橋梁の BIM/CIM で作成した 3 次元モデルがある場合にも、活用可能である。

2.1. 概要

本稿では、茨城県と鳥取県の実橋梁を対象として、点検業務に SfM を活用するための撮影方法マニュアルを作成するため、図-1 に示した検証内容を報告する。



検証 1：橋梁点検に必要な画像品質

検証 2：橋梁の 3 次元モデル構築方法

検証 3：衝突回避型 UAV による鋼桁橋モデル構築のための撮影方法

検証 4：プロンプト飛行 UAV による PC 箱桁橋モデル構築のための撮影方法

図-1：検証内容

2.2. 検証1：画像品質


2.2.1. 検証目的

本節では、ひび割れ幅 0.2mm を認識するために必要な対物画素寸法を確認することを目的とした。この対象構造物は茨城県の寒沢（かんさわ）橋とした（表-1）。

2.2.2. 検証方法

対物画素寸法の算出は、図-2 の検証フローに沿って画像を取得し、SfM 処理にて撮影距離を算出する。次に、図-3 の計算式により対物画素寸法を算出した。

表-1：対象構造物

橋梁名	寒沢橋（茨城県）
位置	N36.873944 E140.299777
大きさ	橋長 10.4m 幅 7.4m
構造	単純 PC プレテン I 桁橋
架設年度	1970
現地状況写真	

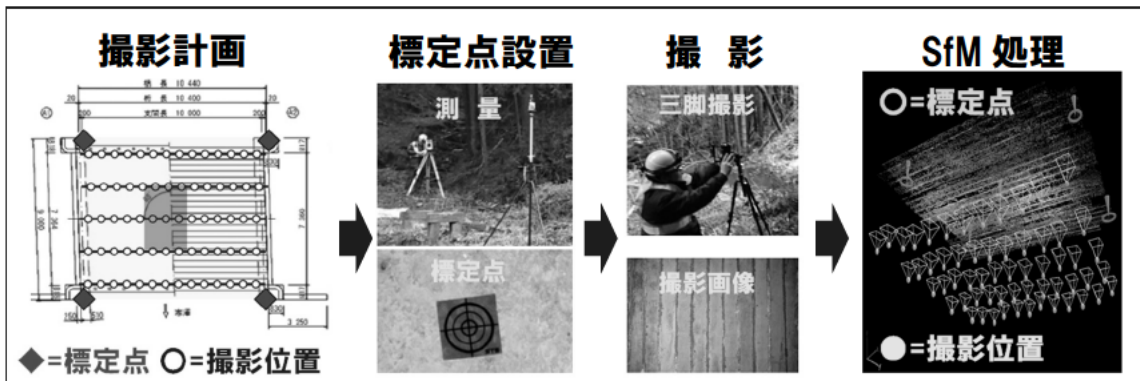


図-2：画像取得フロー

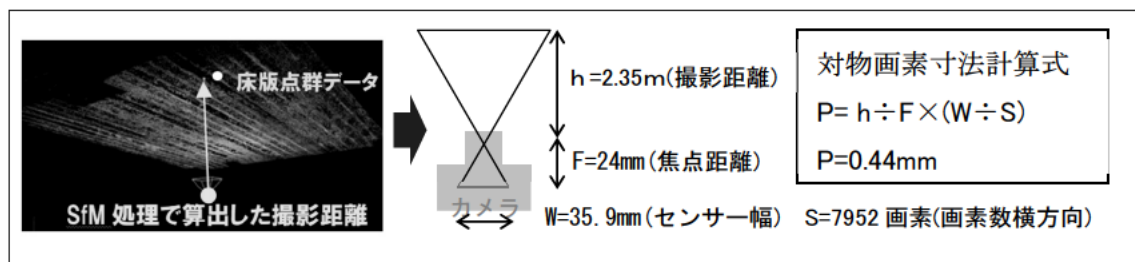


図-3：対物画素寸法の算出

2.2.3. 検証結果

ひび割れ幅 0.2 mm を現地計測した箇所を対物画素寸法 0.44 mm の画像上で拡大表示し比較した結果、ひび割れを確認できた。

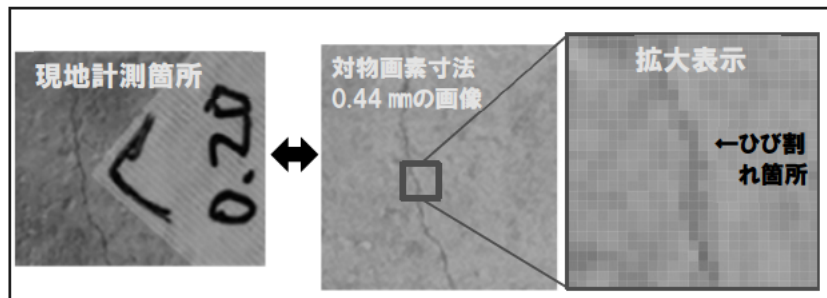



図-4：ひび割れの比較

2.3. 検証2：橋梁の3次元モデル構築方法

2.3.1. 検証目的

本節では、I桁鋼桁橋梁の上部構造を対象に、点検に必要な近接の撮影画像から SfM 処理による橋梁3次元モデル構築方法の検証を行った。この対象構造物については、茨城県の園部（そのべ）新大橋とした（表-2）。

表-2：対象構造物

橋梁名	園部新大橋（茨城県）
大きさ	橋長 45m 幅 8.5m
構造	I桁橋（鋼橋）
現地状況写真	

2.3.2. 検証方法

撮影方法の検証結果では、I桁鋼桁橋梁の上部構造内部を網羅的に撮影するため、図-5に示したように複数方向から撮影した。撮影時の対物画素寸法は、前実験の結果より、0.5mmとした。

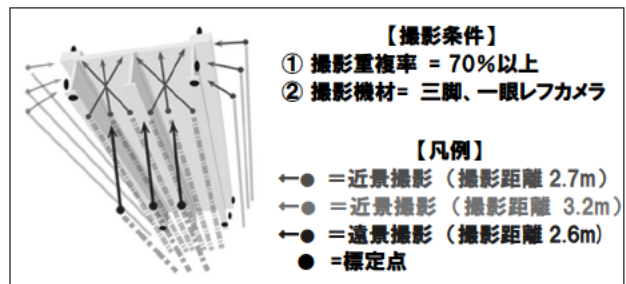


図-5：撮影計画図

橋梁モデル構築に効果的な SfM 処

理方法を検討した。SfM では、現地に設置した標定点（上部鋼構造の側面と下面）を使用した。

網羅性の確認方法は、橋梁モデル上に画像を重ね合わせ撮影範囲と未撮影範囲を確認した。

2.3.3. 検証結果

SfM 処理の検証結果では、側面と下面は一度の処理で接続されないことが確認できた。

今後の SfM 処理方法の提案としては、図-6のとおり、① 部材毎の SfM 処理 [標定点配置] ② SfM（点群）接合 [部材間の類似点手動追加] ③ SfM（点群）統合 [位置の最適化]、が効率的であると考える。網羅性の検証結果は、図-7に示すように、未撮影範囲を確認した。特に、鋼桁の下フランジ部は引っ張り応力が大きく、錆や亀裂点検が必要な箇所である。将来的にロボット点検を全面的に活用する場合には解決すべき範囲となる。

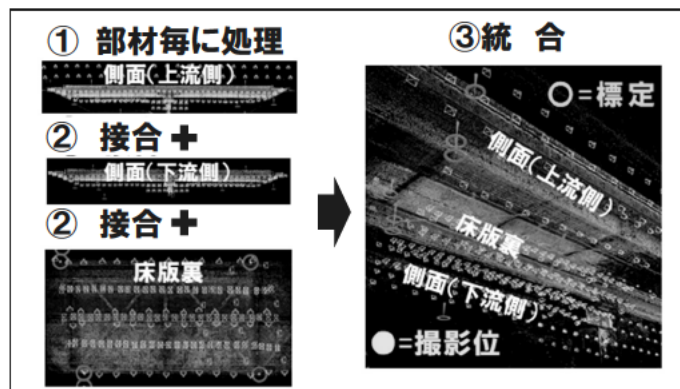


図-6：SfM 処理フロー

位置の最適化]、が効率的であると考える。網羅性の検証結果は、図-7に示すように、未撮影範囲を確認した。特に、鋼桁の下フランジ部は引っ張り応力が大きく、錆や亀裂点検が必要な箇所である。将来的にロボット点検を全面的に活用する場合には解決すべき範囲となる。

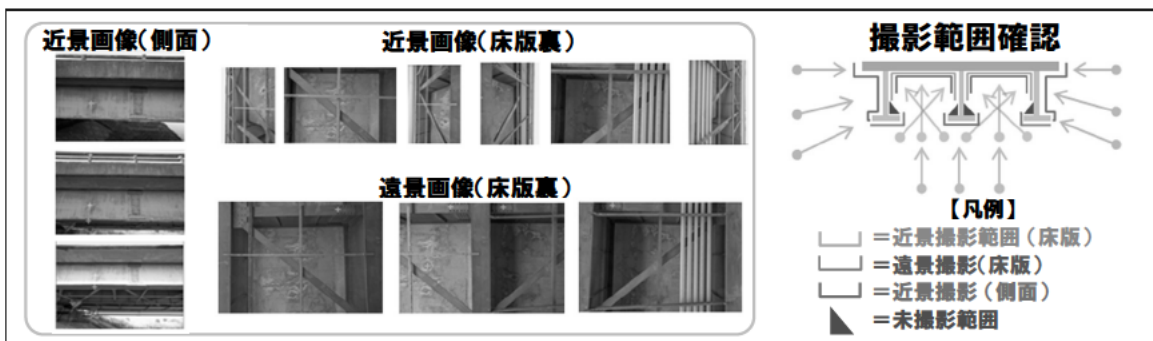



図-7：網羅性の確認

2.4. 検証3：衝突回避型 UAV による鋼桁橋モデル構築のための撮影方法

2.4.1. 検証目的

本節では、I 桁鋼桁橋梁の上部構造を対象に、衝突回避型 UAV により桁内部の近接撮影画像を取得し、橋梁 3 次元モデル構築の検証を行った。検証には、ジャパン・インフラ・ウェイマークの UAV (J2) (図-8) を用いた。この対象構造物は、茨城県の機初(はたそめ)橋とした(表-3)。

表-3：対象構造物

橋梁名	機初橋 (茨城県)
大きさ	橋 110m 幅 6.3m
構造	I 桁橋 (鋼橋)
現地状況 写真	

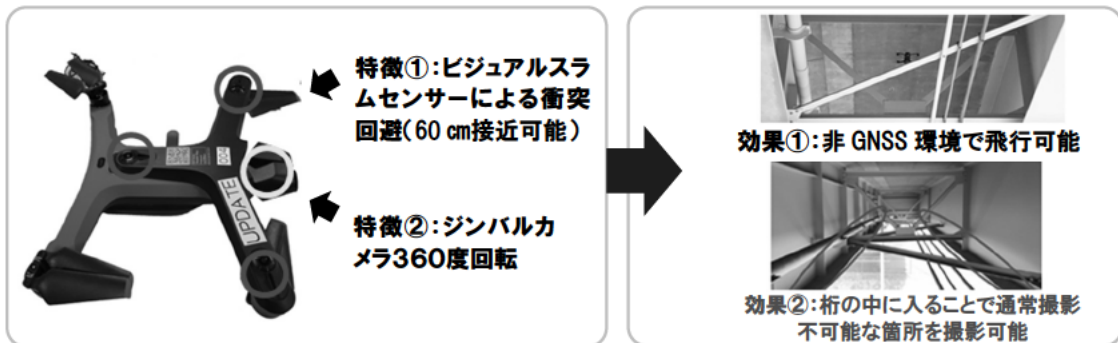


図-8：J2 の特徴

2.4.2. 検証方法

撮影方法は、図-9 に示したように、近景撮影は、桁内部と側面を網羅的に撮影し点検用画像を取得した。次に中景撮影は桁内部と遠景撮影の接合用とし、遠景撮影は標定点観測用とした。その上で、現地に設置した標定点(上部鋼構造の側面と下面)を使用して、桁内部の SfM 処理の可否を検証した。

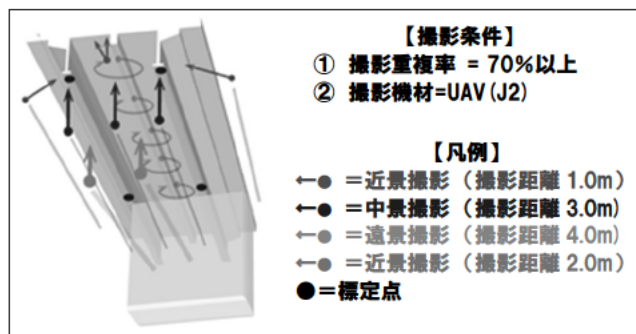


図-9：撮影計画図

2.4.3. 検証結果

撮影方法の検証結果では、図-10 に示すように桁内部は狭く移動範囲が制限されるが、カメラ方向を回転させることで網羅的に撮影した。SfM に使用可能な画像はラップ率が不十分のため床版周辺の画像の一部であった。網羅性は十分に確保された。なお、SfM 処理ではつながらなかったため、今後、撮影方法や UAV カメラの改良が必要である。

対物画素寸法の検証結果は、桁内部を撮影した床版の対物画素寸法は、図-11 に示すように 0.38 mm の値であった。

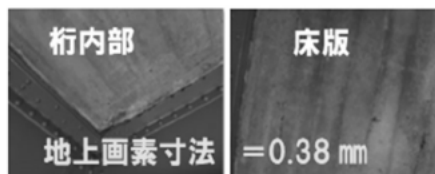


図-11：対物画素寸法確認結果

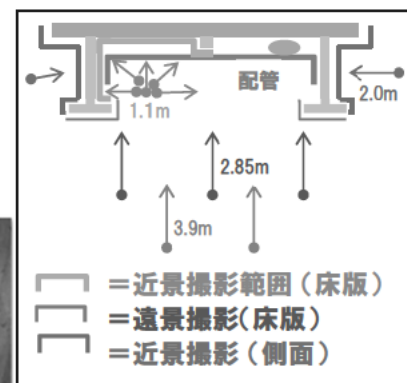


図-10：UAV 撮影方法実施図

SfM 処理の検証結果では、図-12 に示すように、桁内部の近景撮影画像と桁外部の遠景撮影画像を同時に処理した場合、一部接続されなかった。



図 12：桁内部と外部の SfM 接合結果

その対策として、遠景撮影画像と近景撮影画像の類似点を手動追加により接合し対応した。

2.5. 検証 4：プログラム飛行 UAV による PC 箱桁橋モデル構築のための撮影方法

2.5.1. 検証目的

本節では、PC 箱桁橋を UAV により近接撮影し点検用の画像の取得し SfM 処理による橋梁 3 次元モデル構築方法の検証を行った。ここでは、プログラム飛行のできるセンサー-UAV(図 13)にて撮影した。この対象構造物については、鳥取県の淵見(ふちみ)大橋で実施した(表-4)。

表-4:対象構造物

橋梁名		淵見大橋
大きさ		約 100m
構造		PC 箱桁橋
現地状況写真		

2.5.2. 検証方法

検証方法は、図-14 に示した撮影計画に沿って橋脚と PC 箱桁を対象に対物画素寸法 0.4 mm で網羅的に撮影し、ハイピア橋梁の SfM 処理方法を検討した。



図-13：センサー-UAV の特徴

2.5.3. 検証結果

撮影方法の検証結果は、図-15 に示すように、未撮影部分が多かった。その要因として、周辺樹木の衝突回避、UAV トータルステーション(測量機)間の通信制限などが挙げられる。

対物画素寸法は、図-16 に示すように対物画素寸法 0.4 mm を確認した。

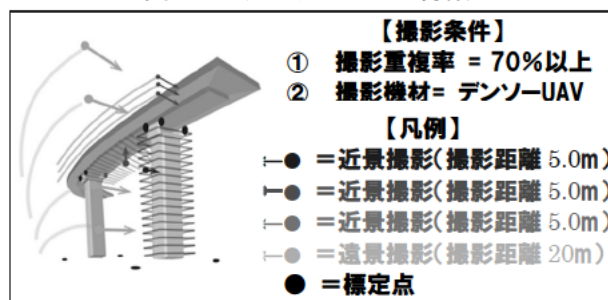


図-14：撮影計画図

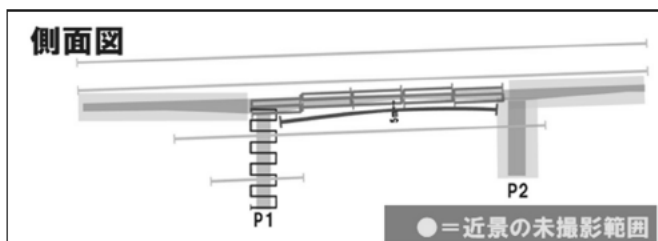


図-15：撮影範囲確認図

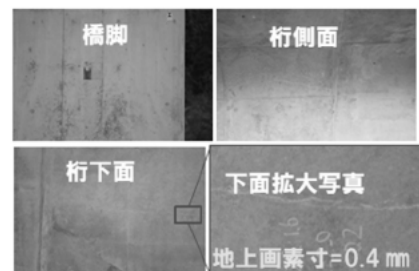


図-16：近接撮影対物画素寸法確認結果

SfM 処理の検証結果は、図-17-①に示すように橋脚の全方向（正対4方向と角4方向）を同時に処理した場合、橋脚として統合されなかった。SfM 処理方法については、図-17-②③に示すように部材を統合し橋梁モデルを生成した。

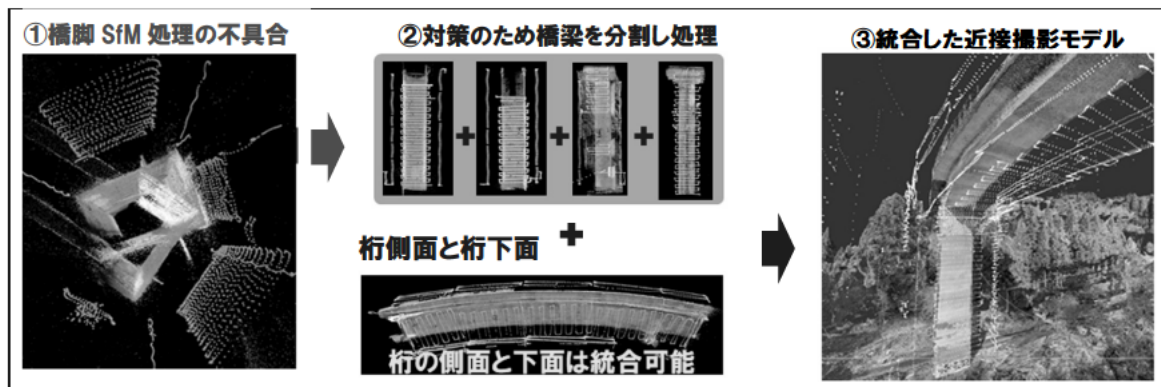


図-17 : SfM 処理フロー

3. 結論

- ① 「橋梁点検に必要な画像品質」の検証では、0.2 mmのひび割れを0.5 mm対物画素寸法の画像上で確認できた。
- ② 「橋梁の3次元モデル構築方法」の検証では、橋梁を網羅撮影する際、部材毎にSfM処理する必要があることが得られた。
- ③ 「衝突回避型UAVによる鋼桁橋モデル構築のための撮影方法」の検証では、衝突回避型UAVを活用し、桁内部を対物画素寸法0.38 mmで撮影した橋梁3次元モデルを構築できた。
- ④ 「プログラム飛行UAVによるPC箱桁橋モデル構築のための撮影方法」の検証では、UAVによるプログラムによる自動飛行で近接撮影画像の取得および橋梁3次元モデルを構築した。

今後の検討予定

- ① ひび割れ幅の計測方法
- ② I 鋼桁橋の SfM 未処理部分の撮影方法
- ③ PC ラーメン箱桁橋の撮影困難箇所での撮影方法
- ④ SfM ソフトウェアの性能検証（撮影距離および撮影角度の複数パターン撮影）
- ⑤ 本稿で検証した橋梁以外のタイプ（吊り橋、トラス橋など）の橋梁検証
- ⑥ 橋梁モデル構築のための標定点測量方法の検証（ハイピアや桁橋など）

4. 謝辞

本研究・開発は、平成30年度から取組み、今年度は自治体の橋梁での検証が実現できた。現地でのUAVによる撮影や現地測量の際には、開発投資官民研究拡大プログラム（PRISM）に共同研究に参加している企業の皆様にご協力頂いた。ここに謝意と敬意を表する。

所属：アジア航測株式会社

<参考文献>

- 1) 下川光治, 新田恭士, 二宮建, 田中洋一: 橋梁点検画像の3次元管理に関する考察, 令和元年建設施工と建設機械シンポジウム, pp. 177-180, 2019

トンネル定期点検における走行型計測を用いた事前計測による効率化検討

チーム名等 先端技術チーム
氏 名 榎本 真美

1. まえがき

道路トンネル定期点検においては、H31.3改訂の道路トンネル定期点検要領¹⁾では前要領同様に、近接目視を基本とすることが定められている。一方で、解説において、「近接目視によるときと同等の診断ができる」と判断した場合には、その他の方法についても近接目視を基本とする範囲と考えてよい」と定められており、その判断が成り立つ場合は、ロボットを活用することが可能である。定期点検には、効率化、コスト縮減、データベースの有効活用などの面で改善の余地が残されており、労働人口が減る中、ロボット等を活用した効率的な実施方法の検討が望まれている。そこで、現場での近接目視作業に先立ち、ロボット計測にて健全な箇所を近接目視・打音検査範囲から除くスクリーニングを実施するユースケースを設定し、トンネル走行型計測ロボット（以下「走行型計測」という）を用いて取得した情報のデジタルライズについて、その生産性向上効果とコスト縮減効果について検証を行った。

2. 研究目的

走行型計測は、トンネル内を走行しながらトンネル内壁を画像計測する他に、レーザ計測による形状計測が可能であり、点群に基づく3次元モデルを構築し、正確な位置同期による画像合成、および変状位置取得が実現できる。本研究では、この特性を活用し、トンネル点検・診断の効率化の検証を目的とした。

定期点検の紙の帳票による記録は、作成コストがかかるだけでなく、変状把握、健全度診断、次回点検への活用などに十分に活かし切れていない側面から、点検結果をデータベースとして有効活用することによる効率化やコスト縮減の改善が期待されている。

これらの課題に対し、走行型計測を活用した位置情報を基軸とした3次元モデルおよびデータベース構築ができれば、データを活かした点検効率化に寄与すると考え、この研究では供用中のトンネルを用いて計測を行い検証した。併せて、走行型計測により近接目視前に計測を実施することにより、近接目視の効率化を図り、その結果からどの程度コスト縮減に寄与するかを検討した。

3. 研究方法

走行型計測の有効性を検証するため、表-1に示す茨城県が管理する供用中のトンネルを対象に、フィールド試験を実施した。カメラ、レーザ、非接触レーダ（以下「レーダ」という）全てを搭載している計測車両「MIMM-R」を用いることとした。この走行型計測車両の概要²⁾を図-1、表-2に示す。

4. 測定結果

4.1 計測総合判定結果

表-1 対象トンネル

名称	延長	等級	工法	完成年
山方トンネル (やまがた)	193m	C	矢板工法	1988年
竜黒磯トンネル (たつごろし)	328m	D	NATM	1995年
朝日トンネル (あさひ)	1784m	A	NATM	2012年



図-1 走行型計測システム (MIMM-R) 概要

表-2 走行型計測システム (MIMM-R) の機能

機能	計測内容	計測結果を用いた解析内容
覆工画像撮影	<ul style="list-style-type: none"> 分解能1.5mm/pxのカラー画像を取得 	<ul style="list-style-type: none"> 画像解析により0.3mm幅のひび割れを検出 正確な位置精度 (レーザー点群と位置同期)
レーザー計測	<ul style="list-style-type: none"> 高精度レーザーによる3次元の点群データの取得 高精度レーザー (100万点/秒) 	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ変状原因、進行性の推定が可能 トンネル形状、変形モード解析を行いコンター図作成 段差検出
非接触レーザー	<ul style="list-style-type: none"> 厚巻・空洞用非接触レーザー探査 内部欠陥用非接触レーザー探査 	<ul style="list-style-type: none"> 覆工厚及び覆工背面空洞の調査 うき、ジャンカなどの探査 50km/hで走行し、3m程度の離隔で深度40~80cmの確認が可能

表-3 計測結果 (山方トンネル)

スパン番号		004	005	006	007	008
		7.6545m	9.000m	9.075m	9.027m	9.0705m
展開図	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ(0.5-1.0mm) ひび割れ(1.0-2.0mm) 溶脱物(遊離石灰) 漏水 浮き・剥離 補修跡(シート) レーザー計測線 内部欠陥(推定) スクリーニング 					
	画像判定	画像踏査・レーダによる判定 近接目視、打音検査による判定	I or IIb	I or IIb	I or IIb	I or IIb
形状解析	コンター結果 (外力)	無	無	無	無	無
	外力を考慮した判定	I	I	I	I	I
空洞解析						
	空洞	無	無	無	III	無
	巻厚	IIa	IIb	IIa	III	IIb
総合判定結果	覆工・空洞の判定	IIa	IIb	IIa	III	IIb
	走行型計測併用 点検の総合判定 (参考) 前回点検の判定	IIa	IIb or IIa	IIa	III	IIb or IIa
	(参考) 前回点検の判定	IIa	IIa	IIa	IIb	IIa

走行型計測にて、変状の有無やその位置・範囲などを記録するとともに、断面形状計測、空洞探査、うき探査を実施した。その結果を表-3に示す。最上段の図が、トンネルスパン毎のひび割れや遊離石灰、漏水等の変状を示した変状展開図である。レーダ計測による空洞解析を行った結果、展開図の赤色箇所を示される内部欠陥や空洞が推定された。これらの結果をもとに、健全部をグレーハッチとした。総合判定結果の上段が今回の試験で走行型計測による判定結果、下段が茨城県にて平成29年度実施の定期点検で得られた判定結果を示している。

走行型計測を用いることにより、カメラ、レーザ、レーダにより近接目視で留意すべき変状を抽出していることが分かる。また、画像から判読できる変状だけでなく、複数のセンサやデータを総合的に分析することにより、支援できる程度や範囲を広げることが可能となっていることが分かった。例えば、表-3の007スパンでは、レーダを用いた空洞・巻厚解析により、走行型計測を用いない従来の定期点検では把握することができなかった内部欠陥を捉えており、総合判定結果が前回点検の判定と異なっている。従来行われてきた点検では、レーダ探査などの調査は一般的ではないため、近接目視点検での空洞等の診断は困難であったが、走行型計測を用いれば、事前のレーダ探査により近接点検時の観察が十分な注意の下で行われ、簡易に客観的かつ詳細な健全度診断が可能となることが示された。

4.2 位置正確性・同期性の検証

レーザ点群の座標情報による3次元モデリングに、画像や展開図情報を重畳することにより3次元可視化モデルを構築した。レーザによる形状計測を行い、点群に基づく3次元モデルが構築できると、正確な位置同期による画像合成、および変状位置取得が可能となる。

今回計測した山方トンネルにおいて得られた展開図と既往の展開図を重ねて表示し、変状位置の正確性について検証した。その結果を図-2に示す。従来点検の展開図は目視によりスケッチを作成するため、すべての損傷の位置が正確に記録されているものではないことが確認できた。新たな変状の確認、変状の進行性、見落とし防止などのためには、正確な展開図が作成可能な、走行型計測による位置同期性が優位である。正確な位置情報に基づいた点検データベースを整備・活用することにより、前回点検と同じ位置の写真を呼び出し、即時に状態を比較することが可能である。

4.3 データベースによる3次元情報統合管理の有効性

走行型計測によって取得した画像、レーザ、レーダの解析結果を、点群の位置情報で同期させ、データベース構築と3次元表示を行った。3次元位置情報に紐づいた情報統合管理を行い、データベースを構築することにより、必要に応じて2次元あるいは3次元で表示することが可能である。図-2に示された2次元展開図と同一箇所の3次元モデルを図-3に示す。3次元モデルは、レーザで得られた点群の位置情報に、ひずみ補正した画像を合成し、さらに、検出した変状を示した見上げ展開図を重ね合わせている。3次元で表示することにより、損傷位置や形状、その他付属物等の位置関係が直観的に把握できる。併せて、レーザ点群と紐づいた3次元画像は、変状モード解析のコンター表示や、レーダの空洞探査・内部欠陥と重ねて評価を行うことができる。データベースとして情報を管理することにより、統合的な診断や変状原因把握、関係者間での共通認識の構築など、多くのメリットが期待できる。

4.4 健全箇所スクリーニングの効果

前述した4.1～4.3の結果から、近接目視と打音検査を省略可能とするスクリーニング範囲を算出し、2次元及び3次元モデルで表示することとした。図-4は、竜黒磯トンネルのスクリーニング範囲を示したものである。赤色のハッチング箇所が、事前計測の総合判定から健全と判断される箇所であり、つまりは、スクリーニングにより得られた省略可能な範囲である。走行型計測は、近接目視点検、打音検査の完全代替にはならないため、別途実地点検として近接目視点検、打音検査（浮き部の叩き落とし）を行い確認する必要があるが、走行型計測結果を活用することにより近接目視・打音検査前に要注意箇所抽出を行うことや、点検の効率化、客観的・正確な変状展開図作成支援、および概略判定を行うことは十分可能であることを確認した。

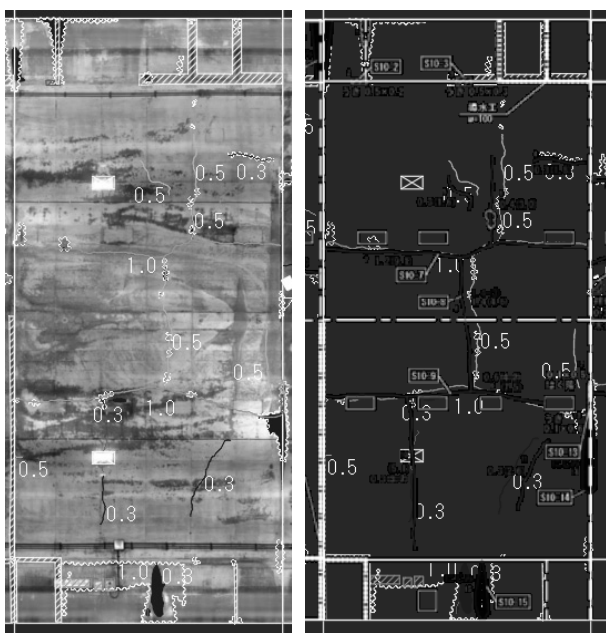


図-2 展開画像を重ねた2次元展開図（左）
前回点検の展開図比較（右）

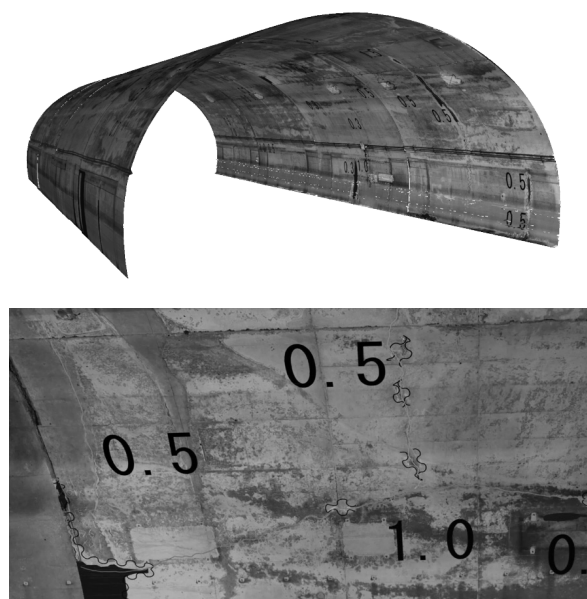


図-3 3次元モデル（上）、一部拡大（下）

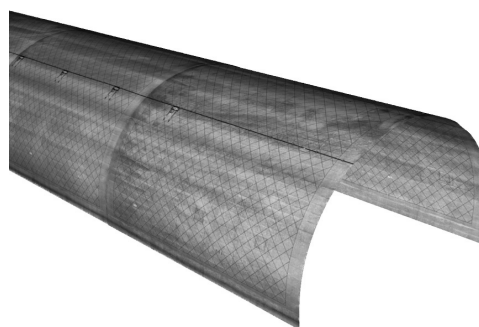
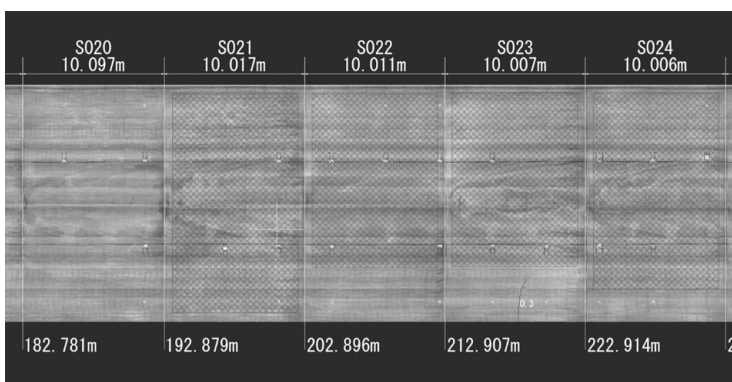


図-4 スクリーニング範囲（竜黒磯トンネル）

5. コスト削減効果の検討

走行型計測技術を活用した場合のコスト試算を行った。ここでは、画像取得、変状自動抽出、および写真台帳自動整理を行った場合とした。試算条件を以下に示す。

試算条件: ① トンネル延長 500m(覆工周長 17m)

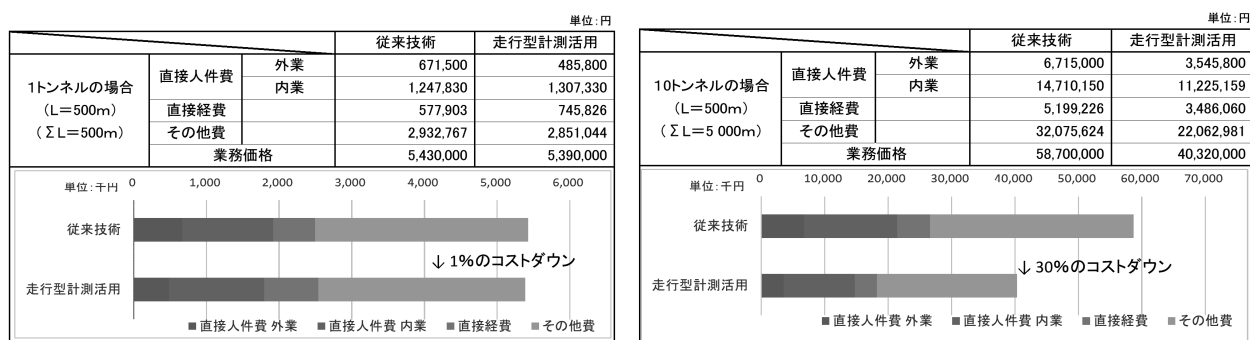
② トンネル本数 1本の場合と10本の場合をそれぞれ比較

③ 覆工壁面のひび割れ密度 c は、 $0.1 < c \leq 0.2$ とする。

条件②は、トンネル本数を1本とした場合と10本とした場合それぞれで比較した。走行型計測車両の機械損料の関係から、複数トンネルを同時(同日)に計測することで、コストメリットを出すことができるためである。SIP(戦略的イノベーション創造プログラム)による技術開発現場検証実績³⁾より、現地点検作業を50%効率化することができるものとした。事前計測で得られた画像展開図を用いて変状抽出および変状確認を行うため、実地での近接目視点検時には変状の目視確認と打音検査だけに集中でき、スケッチ作業等が不要になるためである。また、近接目視作業量の低減化および点検時の交通規制時間の短縮ができるものとし算出した。

結果は、表-4に示すとおり、1日に点検するトンネル数により異なるが、ほぼ同等から3割程度削減できることが確認できた。デジタル化された情報をもとに複数回の点検記録をデータベース化することで、高精度な位置情報をもとに相対的な位置関係での変状進行性差分を表示するなど、2回目以降の作業効率及びコスト削減も期待できる。

表-4 コスト試算結果



6. 考察

トンネル点検では、生産性向上の観点から人力とロボットによる点検を効果的に融合すること(ベストミックス)が求められている。走行型計測を用いて点検結果をデジタル化し、データ活用することが、コスト削減や効率化につながることを得られた。

位置情報を保持した客観的な記録に関してはロボットの得意とするところであり、変状進行把握、スケッチの省力化には特に有効であり、積極的な活用が期待される。走行型計測の効果的な運用方法としては、近接目視の前に走行型計測を実施し、健全部スクリーニングにより、近接目視と打音検査を実施する範囲を低減する方法が現実的である。また、事前に画像から展開図を作成しておくことにより、近接目視点検時には、展開図の修正を行うことに集中すれば現場の点検時間、コストを低減させることが可能となる。

7. おわりに

カメラ、レーザ、レーダを搭載した走行型統合計測システムにより、近接目視、打音検査の前に計測を実施し、近接目視や打音検査の併用技術として支援することによって、点検フロー全般の効率化、合理化、高度化、低コスト化を図るとともに、取得した3次元可視化情報を総合的に活用し健全性診断を支援することが得られた。期待する効果として、以下が挙げられる。

- ① 事前計測により近接目視点検での要注意箇所抽出、事前変状展開図作成による効率化・高度化の実現
- ② レーダによる内部欠陥や要注意箇所の抽出、効率化、高度化
- ③ カメラ、レーザ、レーダを近接目視、打音検査に併用することによる総合的診断の合理化、高度化
- ④ 点検帳票作成支援による客観的、正確な展開図作成、DB作成の効率化、省力化、低コスト化
- ⑤ 走行型による計測時間の非交通規制化、事前計測の有効活用による近接目視時の交通規制時間短縮

走行型計測を用いる場合、高度化技術により従来点検を支援し、診断は確実に人が実施する運用が必要である。位置情報を保持した客観的な記録に関してはロボットの得意とするところであり、変状進行性の把握、スケッチの省力化には特に有効であり、積極的な活用が期待される。今後は、これらデータを基軸とした点検維持管理の運用、データの標準化とマネジメントの検討を進めていく。

8. 謝辞

本研究は、「AIを活用した道路橋メンテナンスの効率化に関する共同研究：点検（画像診断）トンネル点検サブワーキンググループ」の一環として実施されたものである。ここに記して、共同研究者の皆様への謝意を表す。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 道路トンネル定期点検要領, 国土交通省, 2019
- 2) SIPインフラ維持管理・更新・マネジメント技術 インフラ技術総覧, 2019
- 3) 岡本直樹他, 走行型計測技術等を活用したトンネル定期点検の効率化の検討, トンネル工学研究発表会講演集, 2018

「3次元データを活用した橋梁点検」に求められるデータ管理の方法に関する提案

チーム名等 先端技術チーム
氏 名 二宮 建

1. まえがき

高度経済成長期に建設された多くの橋梁は、老朽化が進行し、適切な維持管理が求められている。

少子高齢化等による土木分野の技術者不足から、より効率的な橋梁点検の実現は、適切に橋梁を維持管理するための喫緊した課題である。

5年毎の橋梁定期点検は、現地での近接目視と、事務所での点検報告書の作成に多くの労力（人、時間、費用）を必要とする。国土交通省では、橋梁点検の効率化を目的として、「新技術利用のガイドライン（案）」を公開し、点検ロボットの活用を積極的に推進している。しかし、課題として、①膨大な画像の管理、②画像判読による損傷識別、③損傷位置の正確な記録があり、それらへの対策が必要とされる。

先端技術チームでは、土木分野の様々な場面で活用されている UAV やコンピュータビジョン¹⁾のうち、連続撮影した画像より、3次元空間上にて撮影位置及び撮影方向を自動推定し、撮影対象物の「3次元データ（点群データ）」を生成する Structure from Motion（以降、SfM）に着目した。

本稿では、橋梁定期点検のうち「現地点検作業」と「点検報告書作成作業」を効率化するために、「3次元データを活用した橋梁点検」に関する現在までの検討状況を報告する。

2. 研究目的

本チームでは、橋梁点検ロボットと3次元データを活用した橋梁点検の可能性を検証するため、土木研究所敷地内の南ループ橋を対象に下記3つのプロセスに関して研究を行った。本稿では、③3次元データを活用したデータ管理方法に関連する研究成果を報告する。

- ① 橋梁点検ロボットによる効率的な画像取得
- ② SfMによる橋梁の3次元データ生成
- ③ 3次元データを活用したデータ管理方法

3. 研究方法

3次元データを活用したデータ管理方法に関する研究は、図1に示す研究フローにて実施した。

STEP1では、橋梁定期点検要領（H31.3）（以降、点検要領）における、点検様式、点検項目に着目し、現在の橋梁点検のデータ管理方法について整理した。

STEP2では、STEP1の整理結果をもとに「3次元データを活用した橋梁点検」に求められるデータ管理の方法について検討し、データ管理ソフトウェ

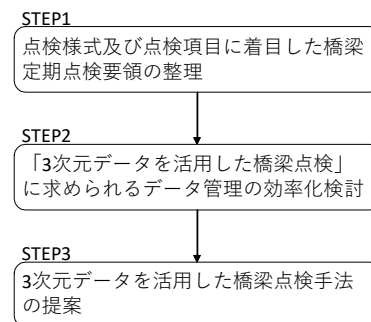


図1 研究方法

アの必要機能として取りまとめた。

STEP3 では、橋梁定期点検の効率化を目指した「3次元データを活用した橋梁点検」の社会実装に向けて、検討結果をもとに点検に関する一連の対応内容を点検手法として提案した。

4. 点検様式及び点検項目に着目した橋梁定期点検要領の整理

4.1 橋梁定期点検要領にて定められている損傷記録方法

点検要領では、損傷記録に関して、定性的な評価基準（損傷の種類、程度等）で損傷状況を記号化できない情報を損傷図にスケッチすることとしている（図2参照）。

損傷図上にスケッチした損傷の位置や範囲は、点検技術者の感覚に左右され、実際の損傷位置や範囲と異なっている可能性がある。そのため、点検毎における損傷の位置や範囲のスケッチの記録精度は、不均一であり、スケッチ結果を利用した損傷状況の経年変化の把握は困難である。

4.2 橋梁定期点検要領様式と点検項目の整理

点検要領では、直轄管理の橋梁の場合、13種類の様式が定められている。13種類の様式は、大別すると下記2分類に区分されている。

- ① 損傷の状態、原因、対策の考え方に関する所見、及びその根拠としての把握した橋の状態、並びに対策区分の判定や部材単位での健全性の診断及び道路橋毎の健全性の診断の結果を記入するもの
- ② 将来の維持管理の参考となり、かつ維持管理計画の策定や見直しに用いるための損傷程度の評価や外観性状を記録するもの

各点検様式と各点検項目の関係性を図3に示す。図3より、各様式には損傷位置が把握できるように、「様式その4：部材番号図及び要素番号図」にて定めた部材番号、要素番号を紐付けて記載している。

この損傷状況と部材番号、要素番号の紐付け作業は、点検実施後に事務所にて、点検技術者が手作業で行っている状況であり、多くの労力（人、時間）を必要とする。

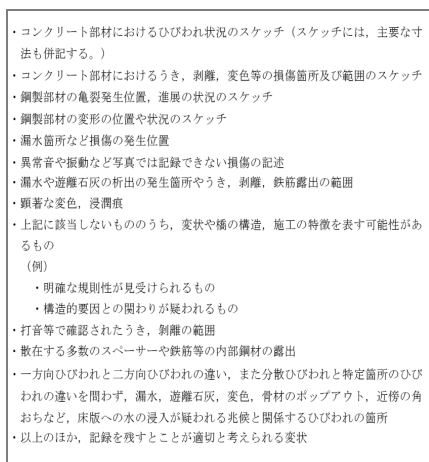


図2 スケッチ内容
(出典：橋梁定期点検要領 H31.3)



図3 各点検様式と各点検項目の関係性

5. 「3次元データを活用した橋梁点検」に求められるデータ管理の効率化検討

前章の整理結果より「記録精度に対する懸念」と「損傷状況と損傷位置の手作業による紐づけの多大な労力」といった現状から、現在の橋梁定期点検要領における橋梁点検のデータ管理方法の課題を整理すると、下記3項目に集約される。

- ① 効果的かつ効率的な画像管理
- ② 損傷状況と損傷位置の紐づけ
- ③ 損傷図作成の支援

「①効果的かつ効率的な画像管理」について、当チームでは、UAV や手持デジタルカメラにて撮影した膨大な画像から橋梁の3次元データがSEMにて生成できるとともに、画像の撮影位置や撮影方向を3次元空間上に表現できることを確認し、報告している²⁾ (図-4参照)。

そのため、以降は、「②損傷状況と損傷位置の紐づけ」と「③損傷図作成の支援」に関する検討結果を「3次元データを活用した橋梁点検」のデータ管理ソフトウェアの必要機能として報告する。

5.1 損傷状況と損傷位置の紐づけ

点検技術者による損傷状況と損傷位置の紐づけ作業の省力化を目的として、3次元データに関連付けて管理した画像上にて損傷状況(形状、範囲など)を確認及び記録し、かつ3次元データ上にも同時に損傷状況をトレースする機能を提案する。

機能イメージを図-5に示す。画像から3次元データを生成した後、確認したい部材(橋台、床版等)の画像を表示し、損傷が確認できる画像に対して、損傷状況を画像上に記録する(図-5①~③参照)。画像上に記録した損傷は、3次元データに関連付けて記録され、3次元データ上においても損傷位置が把握できる(図-5④参照)。

この機能は、従来の点検技術者の手作業による径間別平面図等への損傷状況のスケッチと比較し、損傷位置及び損傷状況の記録精度の向上にもつながる。

5.2 損傷図作成の支援

現在の損傷図(図-6左上参照)は、径間別の平面図、側面図、断面図に引き出し線を記入し、損傷状況を記録している。この損傷図の作成作業は、点検技術者による「様式その4:部材番号図及び要素番号図」と「様式その10:損傷写真」間での確認が必要となり手間である。

前述した「損傷状況と損傷位置の紐づけ」が実現できれば、3次元モデル上に関連付けて損傷状況が記録できるため、現在の損傷図が目的としている「橋梁部材に紐づけた損傷状況の管理」も担うことが可能となる。よって、損傷状況が記録されている3次元モデルは、損傷図の代替としても使用できる可能性が高い。

損傷状況が記録されている3次元モデルを活用した損傷図の作成機能イメージを図-6に示す。損傷図として出力したい画角に3次元モデルを回転させ、損傷状況を3次元モデル上に表示し、画像としてキャプチャする。そのキャプチャした画像を損傷図として活用する。また、従来の損傷図では、平面図、側面図、断面図の固定された図面のみであったが、本機能では、任意画角での損傷図が作成可能となるため、人が見て理解しやすい損傷図作成も可能である。

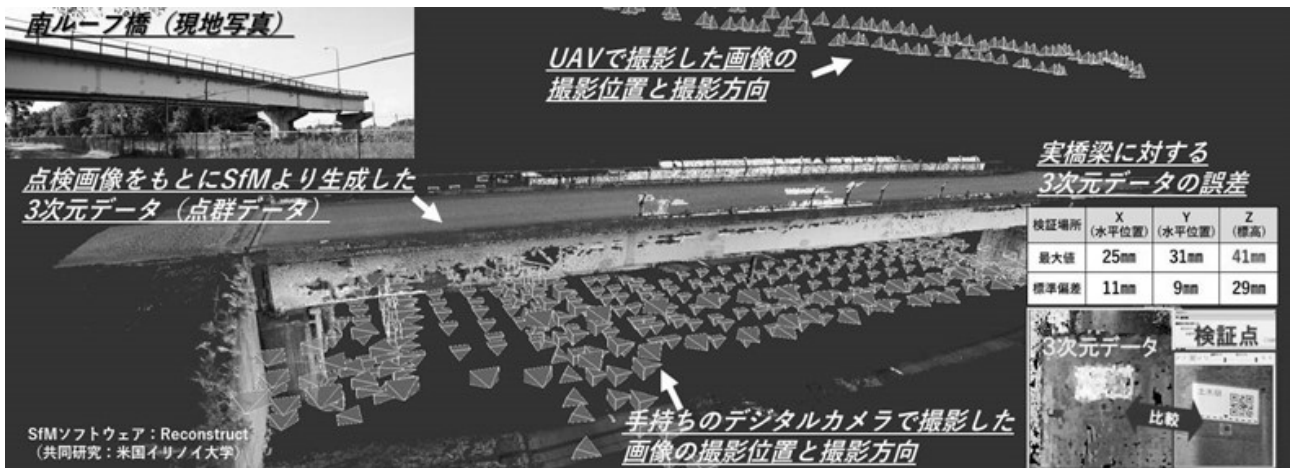


図4 SfMをより生成した南ループ橋の3次元データ

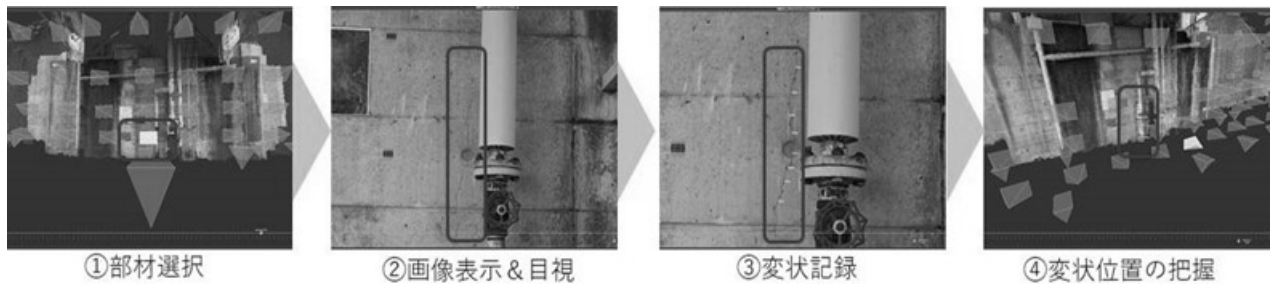


図5 損傷状況と損傷位置の紐づけ

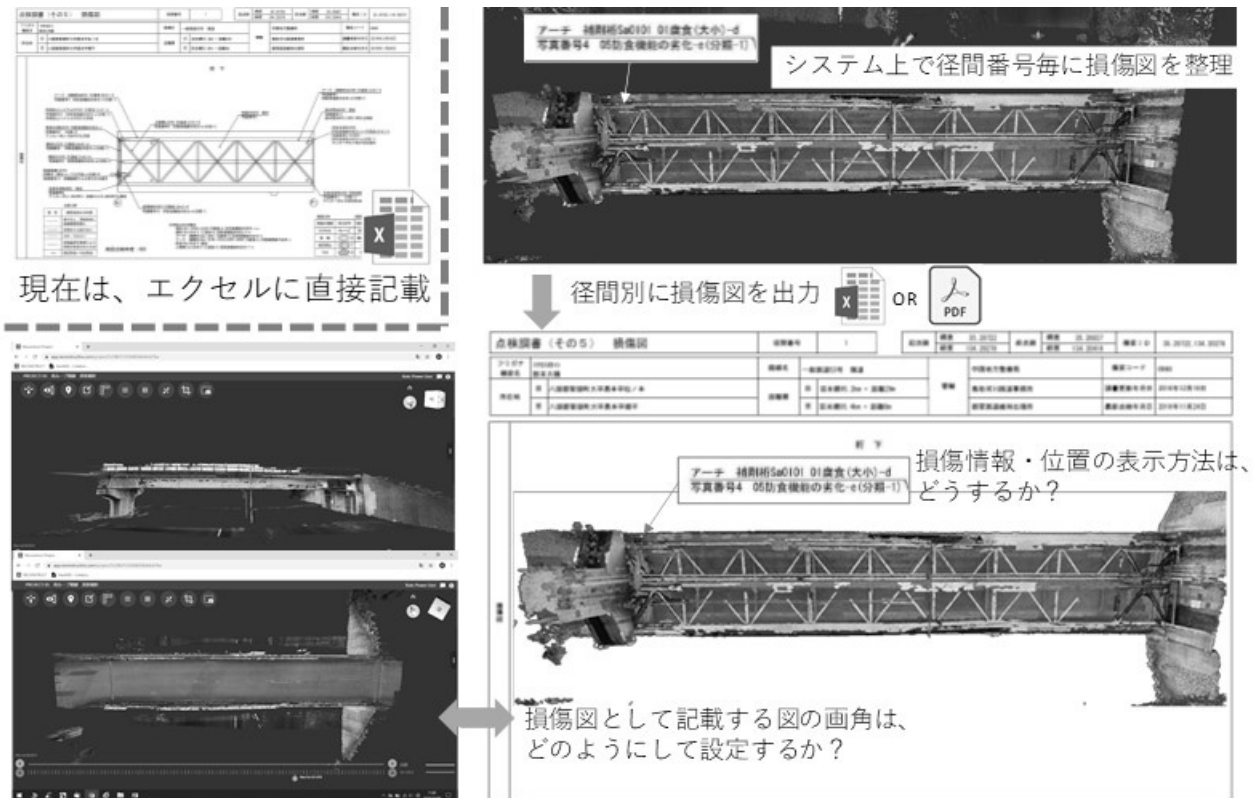


図6 損傷図作成の支援

6. 3次元データを活用した橋梁点検手法の提案

現在までの検討結果を踏まえたうえで、橋梁点検の課題（点検作業の効率性、膨大な画像の管理、損傷位置の記録精度）に対する解決手段として、SfMにより生成する3次元データを活用した橋梁定期点検手法（以降、点検手法）を提案する（図7）。

本点検手法は、SfMにより3次元データを生成するため、橋梁点検ロボットの活用性が高く、橋梁点検ロボットの開発及び普及にも寄与できる。

本点検手法の特徴を下記3項目に整理した。

① 実橋梁に対する近接目視の効率化

橋梁点検ロボットで橋梁を網羅的に撮影し、3次元データに関連付けて画像を管理する。撮影した全画像に対して、点検技術者がディスプレイ上で目視判読を行い、部材に損傷が確認できた画像については3次元データから損傷位置を把握し記録する。重大な損傷は、必要に応じて実橋梁での近接目視対象とする。これにより、現地にて近接目視を実施する範囲を事務所内にて事前に絞ることが可能となる。

② 近接目視による損傷記録の充実化

現地における近接目視の範囲を絞ることは、要注意箇所について時間を掛けてより詳細な損傷調査が可能となり、損傷の位置や状況の記録内容が充実する。

③ 3次元データの活用による損傷管理の高度化

橋梁の3次元データに関連付けて画像や損傷を管理することは、撮影位置・方向が明確になり、後年に同画角による損傷撮影の誘導が可能となる。

また、同画角の画像比較により、精度の高い経年的な損傷の進行把握にも寄与できる。

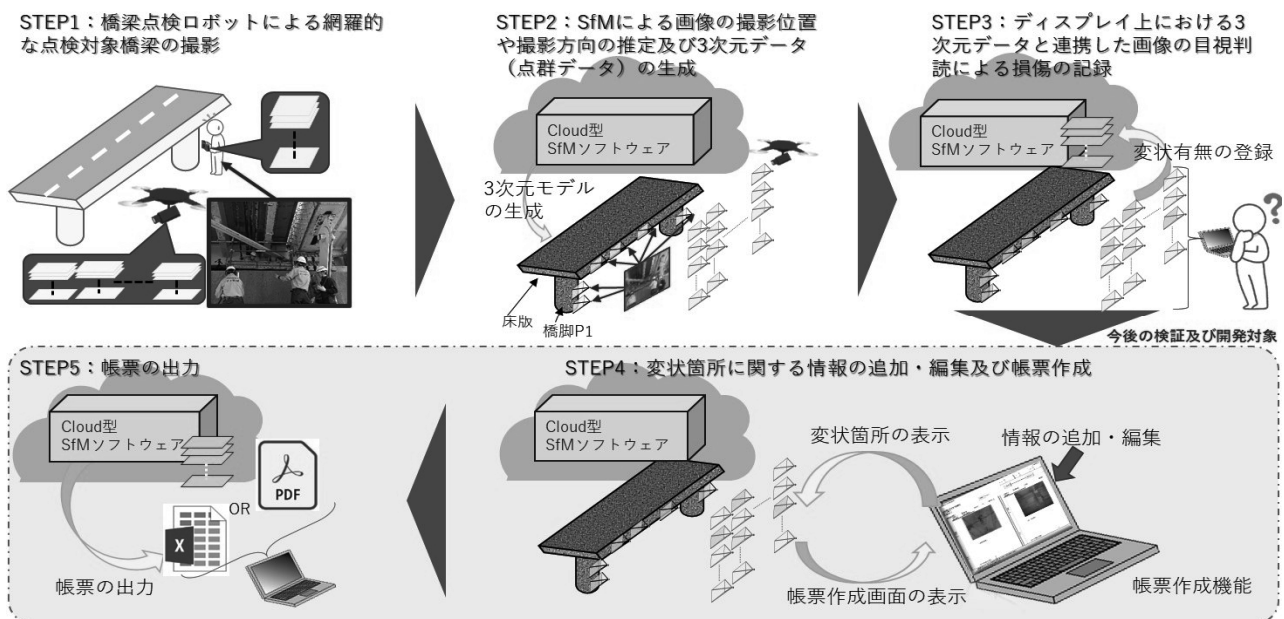


図7 3次元データを活用した橋梁点検手法

7. まとめ

本稿では、橋梁定期点検の効率化を目指した「3次元データを活用した橋梁点検」の実現に向け、橋梁定期点検成果での損傷位置に関するデータ管理方法の課題（損傷位置の記録精度に対する懸念、損傷状況と損傷位置の手作業による紐づけ作業の手間）を明確にしたうえで、効率的なデータ管理方法をデータ管理ソフトウェアの必要機能（損傷状況と損傷位置の紐づけ、損傷図作成の支援）としてとりまとめた。

また、「3次元データを活用した橋梁点検」の社会実装に向けて、橋梁点検ロボットなどによる橋梁撮影、SfMによる3次元データ生成、3次元データを活用した画像管理、画像上での損傷記録の一連の対応内容を点検手法として提案した。

今後の研究内容は、下記3項目を予定している。

- ① 橋梁管理者および点検技術者に対し、利用方法等のヒアリングを行い、社会実装に向けたワークフロー、機能要件及び関連基準を検討する。
 - ・画像上の損傷に対する記録方法及び3次元データ上での表現方法
 - ・各種データフォーマット（3次元データの座標情報、撮影位置・姿勢、損傷位置の表現方法等）の要領化
 - ・3次元データを活用した橋梁定期点検の成果品における納品基準および管理方法
- ② 画像上での損傷把握は、点検技術者の目視で行うため、多大な労力がかかる。そのため、画像から効率的に損傷把握ができる支援技術（AIによる損傷自動抽出、画像処理による損傷強調、各種AIシステムの評価方法等）について検討する。
- ③ 地震後等の緊急点検時における本手法の活用性（地震前後での橋梁構造の変位、変形の把握等）を検討する。

8. 謝辞

本研究では、橋梁撮影に関して、開発投資官民研究拡大プログラム（PRISM）に関する共同研究の参加企業各社に協力いただくとともに、3次元データを活用した橋梁点検手法の検証には、共同研究の米国イリノイ大学が開発するSfMソフトウェア「Reconstruct」を活用させていただいた。ここに謝意と敬意を表する。

所属：日本工営株式会社

<参考文献>

- 1) Youngjib Ham, Kevin K. Han, Jacob J Lin, Mani Golparvar Fard: Visual monitoring of civil infrastructure systems via camera-equipped Unmanned Aerial Vehicles (UAVs): a review of related works, Visualization in Engineering, 4巻1号, 2016
- 2) 下川光治, 新田恭士, 二宮建, 田中洋一: 橋梁点検画像の3次元管理に関する考察, 令和元年建設施工と建設機械シンポジウム, pp. 177-180, 2019

電気探査を用いた地盤の3次元比抵抗構造および地下水分布の把握

チーム名等 地質・地盤研究グループ 物理探査担当
氏名 小林 貴幸

1. まえがき

土木構造物において、安全かつ効率的に施工・維持メンテナンスを行う上で、地質構造と地盤特性および地下水の情報を3次元で把握し評価することが極めて重要である。従来の1次元・2次元の情報に比べ、3次元で地盤情報を得ることは、安全性の評価やリスクマネジメントの精度を向上することができるからである。しかし、現状、地質構造や地下水調査に行われるボーリングや物理探査から得られる情報は1次元・2次元が中心で、3次元的に構造を把握できているとは言い難い。また、コストと手間の観点から、実際の建設・土木現場において物理探査が3次元で適用されることは少ないのが現実である。このことから、現地において地盤の3次元構造を簡便に推定できる物理探査技術の評価・構築が必要である。

電気探査は、浅部地盤の比抵抗構造を簡便に推定する方法として、金属鉱床探査分野で発展し、現在では土木分野などで広く利用されている。従来の電気探査（比抵抗法）は2次元が主で、3次元への適用は稀であった。これは、従来の探査機器は同時測定チャンネル数が少なく測定に時間がかかること、またコンピュータの性能不足により解析における逆解析計算に多大な時間を要するためである。近年の同時多チャンネル測定装置の開発・普及やコンピュータの計算速度の大幅な向上によって、3次元探査が従来に比べ簡便に実施できるようになってきたが、3次元探査の実施例は少なく適用性について検証されている例は稀である。

2. 研究目的

平成21年に発生した牧之原SA近くの盛土のり面崩壊では崩壊箇所は集水地形で、また地下水位が高かったことから斜面崩落の一因として盛土内の地下水状況が大きく関係しているとされた。このことより、盛土の安定性評価のためには地下水位の把握が重要となる。しかし、既存のボーリング調査では点情報が得られるのみで3次元的な高水位範囲の分布や宙水の中心位置の特定は困難であり、3次元情報を得るために広範囲を簡便に測定できる物理探査の活用が望まれる。

本研究では、盛土斜面への3次元電気探査の適用性の検証を目的として、電気探査のデータ取得・解析を実施し、比抵抗構造モデルの作成を行った。本稿では、盛土斜面において、2次元測線を複数配置して取得した電気探査のデータを用いて、集水地形および盛土内の水分状況を表す比抵抗構造を3次元的に推定した例について報告する。

3. 調査方法

電気探査を用いた地盤の3次元比抵抗構造および地下水分布の把握には、実際に供用されている盛土斜

面において実証実験を行った。当該調査地は、谷地形であったところに盛土を行い道路敷設しており、東日本大震災による崩落の後、復旧作業を行い盛土斜面表面はセメント改良土で処理されている。

測点配置を図1に示す。測線は全部で6測線配置した。1本は斜面上面の道路反対側に配置し、5本は斜面上に配置した。Line1およびLine2は測線長95mで電極間隔は1.0m、Line3、Line4およびLine5は法面方向と水平に設置し、測線長31.5mで電極間隔は0.5mとした。また、Line3、Line4およびLine5の測線間隔は1.0mとし等間隔となるように配置した。Line6は斜面勾配方向に設置し、測線長22.0m、電極間隔0.5mとした。なお、測定は4極法（ダイポール・ダイポール法）で行い、最大隔離nは6とした。

また、上記の実験場内には常時水位観測を行うための既存地下水位観測孔が5孔設置されている。表2に実験当日に観測された地下水であり、B-4孔だけが高水位を示している。

なお、解析は見かけ比抵抗モデルを初期モデルとした非線形最小二乗法による逆解析を行った。逆解析の計算回数は10回程度とし、残差が十分に収束した時点で終了とした。残差が十分に収束しないもの、逆解析で偽像が現れるものについては減衰曲線を見直し、再解析を実施した。

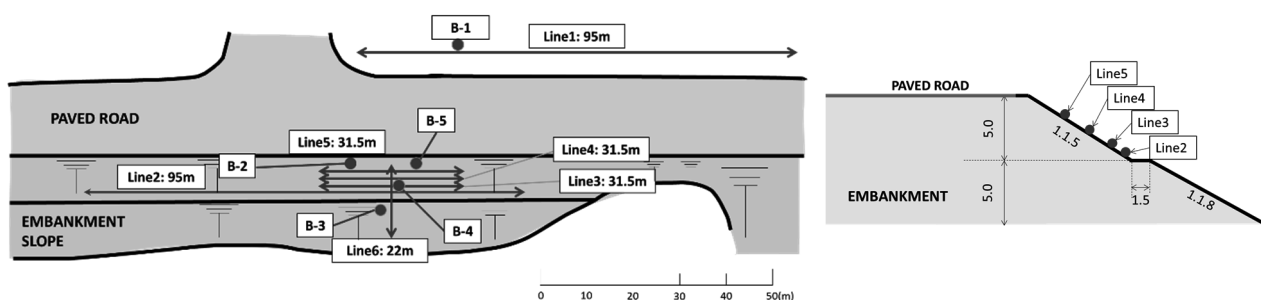


図1 電気探査測線配置図

表1 測線仕様一覧

Line Name	Measurement Length	Electrode interval	Number of Electrode
Line 1	95m	1.0m	96
Line 2	95m	1.0m	96
Line 3	31.5m	0.5m	64
Line 4	31.5m	0.5m	64
Line 5	31.5m	0.5m	64
Line 6	15.5m	0.5m	32

表2 測定当日の地下水位

Well No.	Water level (m)
B-1	-2.99 to -3.06
B-2	-5.22 to -5.26
B-3	-3.98
B-4	-0.93 to -1.05
B-5	-5.62 to 5.72

4. 調査結果

図2にLine1の減衰曲線を例と示す。図2から減衰曲線に明らかな異常箇所などは見られず、品質良く測定できていることが分かる。

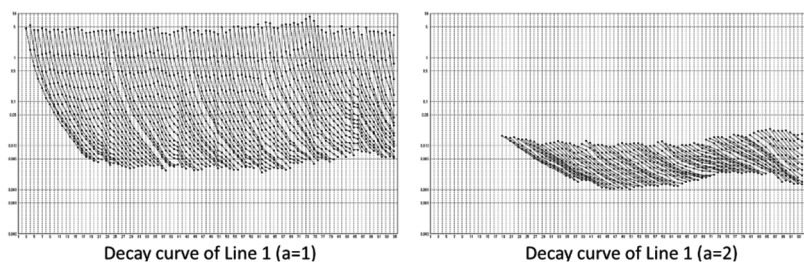


図2 減衰曲線例 (Line1)

図3から図7まで解析結果図を示す。

図3(Line1)から、盛土部は原地盤に比べ低比抵抗を示していることがわかる。これは、集水地形の地層形状を表しており低比抵抗として現れているものと思われ、このことは電気探査により盛土内に伏在している原地盤（集水地形）の形状を有効に捉えられることを示している。また、原地盤に比べ盛土部が低比抵抗を示していることは、集水地形内部において山側から供給される地下水により原地盤に比べ比較的水分を多く含んでいる可能性を示唆していると考えられる。また、同様の傾向は図4(Line2)の結果からも読み取れ、原地盤に比べ盛土部が低比抵抗を示している。図4からセメント改良土部がさらに低比抵抗を示しており、セメント改良土がさらに多くの水分を含んでいる可能性を示唆している。

図5 (Line3) , 図6(Line4)および図7 (Line5) から、斜面上部 (Line5) に比べ斜面下部(Line3)のほうが全体的に低比抵抗を示していることがわかる。これは盛土内の水分による違いが原因と考えられ、電気探査により盛土内の水位の違いを捉えられることを示唆している。また、図5(Line3)および図6(Line4)において、距離程13m程度、深度1m程度に低比抵抗異常がみられる。この周辺には測定結果に影響を及ぼす構造物等もなく均一な土質であるため水位の影響による異常であると強く推察されるため、この周辺が宙水の中心と推定される。しかし、現在の測定結果からのみでは宙水の中心を高精度で特定することは繰り返し測定や3次元測定が必要となる。

以上の結果より、電気探査（比抵抗法）を用い複数の測線を配置することで、従来の手法に比べて3次元的に地盤中の地下水分布を把握できる可能性が示された。一方、現状1回の測定では地盤自体の影響か、地下水の影響によるものかを分離することは難しく、地下水位の変動する時期に複数回の測定を実施することが望ましいことも分かった。

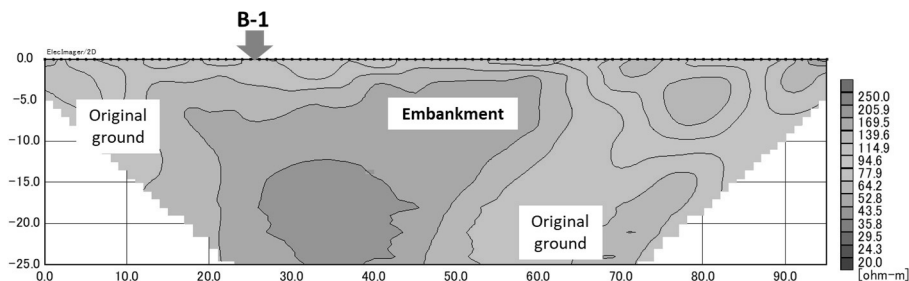


図3 Line1 解析結果

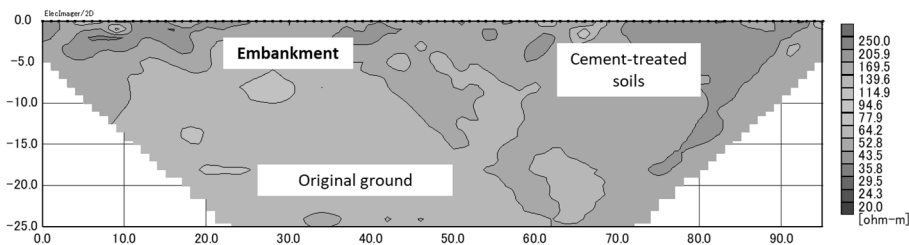


図4 Line2 解析結果

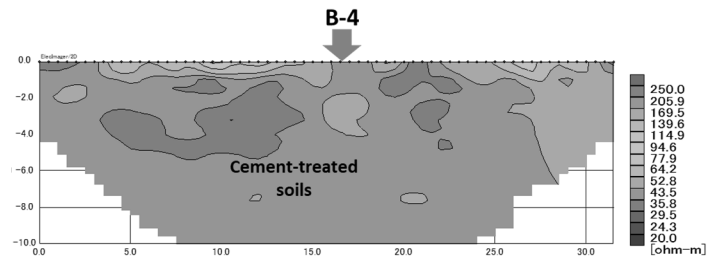


図5 Line3 解析結果

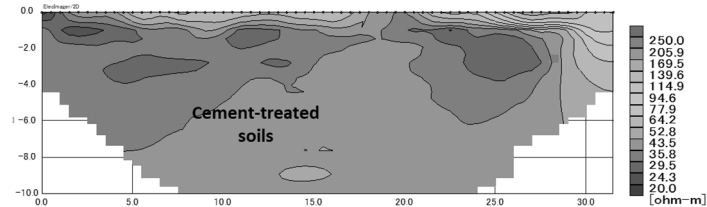


図6 Line4 解析結果

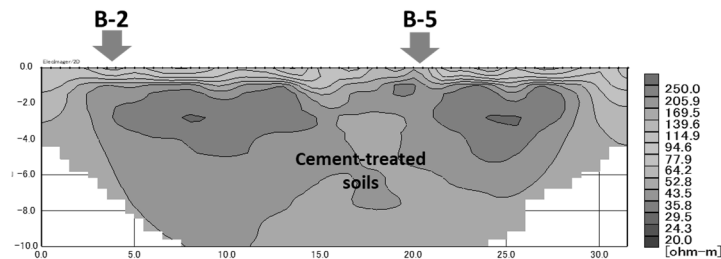


図7 Line5 解析結果

5. 結論

今回の実験により、電気探査（比抵抗法）を利用することで盛土斜面内の浅部地盤の地盤構造および地下水状況を推定できる可能性が示された。また、測線を複数設置することにより3次元的に把握できる可能性が示された。また、観測された地盤の比抵抗の違いから地下水の影響のみを有効に抽出するため、繰り返し測定により土質の違いによる影響を除去する必要があると分かった。これらの結果を3次元的なモデルで可視化することにより、今後の斜面防災分野のリスクマネージメントの精度向上に大きく寄与できると考えている。今後、ますます3次元構造探査の重要性は高まると考えられ、将来的に、自動化を含め、より測定および解析を簡便に測定できる手法が3次元構造推定に広く適用されると期待される。また、電気探査を利用した3次元地下水モニタリング手法などの検討も行っていきたい。

所属：応用地質株式会社

6. 参考文献

- 中里 裕臣, 竹内 睦雄, 金 喜俊(1999)：電気探査法の技術動向とその適用性の評価, 農業土木学会誌, 67 巻 (1999) 11 号, 1169-1176
- 鈴木 浩一, 田中 姿郎, 窪田 健二, 末永 弘, 吉武 宏晃, 三宮 明, 東 健一(2016)：比抵抗法による地すべり斜面における集中豪雨時の浸透水のモニタリング, 物理探査 69 巻 (2016) 2 号, 103-116
- 大津 宏康, 北岡 貴文, 馬場 隆聡, ピパットボンサー ティラポン, 伊東 俊一郎, 相澤 隆生(2019)：斜面表層部の湿潤・乾燥に伴う水分特性変化に対する比抵抗電気探査の適用性, 地盤工学ジャーナル/14 巻 (2019) 3 号, 241-252

地質・地盤リスクマネジメントの基本体系の構築に関する研究

チーム名等 地質チーム
氏名 植田 律

1. まえがき

土木事業では、直接全容を把握できない地下を対象とする以上、計画、設計、施工及び維持管理の各段階において、地質・地盤の情報に少なからず不確実性が存在する。この「地質・地盤に関する不確実性」が事業に及ぼす影響を「地質・地盤リスク」と呼ぶが、平成28年11月に発生した福岡市地下鉄延伸工事における道路陥没¹⁾は、地質・地盤リスクの事例として社会に大きなインパクトを与えるものとなった。これを受けて、社会資本整備審議会・交通政策審議会「地下空間の利活用に関する安全技術の確立に関する小委員会」では、その答申において「地盤リスクアセスメント技術的手法の確立」の必要性を指摘した²⁾。そこで土木研究所では、「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³⁾」(以下、ガイドライン)の作成に取り組むこととした。それに付随し、本研究では、ガイドラインの運用を支援するための「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—参考資料⁴⁾」(以下、参考資料)の作成を行った。

2. 研究目的

上記のような土木事業における重大な事故やトラブルを防ぐにあたっては、各段階で地質・地盤リスクに対する適切なマネジメントが必要となる。しかし、現状では地質・地盤リスクマネジメントの基本体系は整備されていないため、その確立は喫緊の課題となっている。この課題を解決するために、土木研究所は、所内に設置した「地質・地盤リスクマネジメント研究会」(以下、研究会)を事務局とし、国土交通省及び土木事業に関連する学会・協会と連携し、「土木事業における地質・地盤リスクマネジメント検討委員会」(以下、委員会)及び幹事会を組織した(表-1)。委員会における議論を通じて、土木事業における地質・地盤リスクマネジメントの基本的考え方を記載したガイドラインを作成した。

委員会での検討の中で、ガイドラインは基本的な考え方を示したものであるため実運用を行う上で参考となる資料が必要であるのではないかと、という意見があった。このことから本研究では、ガイドラインの運用上で参考となる文献や事例を収集・分析し、ガイドラインに添付する参考資料の作成を行った。

表-1 委員会メンバー(令和2年3月30日時点) ⁴⁾を基に作成

	氏名	所属及び役職
委員長	大西 有三	京都大学 名誉教授
	野口 和彦	横浜国立大学リスク共生社会創造センター センター長
委員	西村 和夫	首都大学東京 理事・学長特任補佐
	大津 宏康	京都大学工学研究科 教授
	古関 潤一	東京大学工学系研究科 教授
	渡邊 法美	高知工科大学 経済・マネジメント学群長
	佐々木靖人	(国研) 土木研究所 地質研究監
	砂金 伸治	首都大学東京都市環境学部 教授
幹事	清木 隆文	宇都宮大学地域デザイン科学部 准教授
	高橋 章浩	東京工業大学環境・社会理工学院土木・環境工学系 教授
	川越 健	(公財) 鉄道総合技術研究所防災技術研究部 地質研究室長
	渡辺 寛	(株) 日さく 東日本支社長
	井根 健	(株) ニュージェック水エグループ 参与 技師長
	笹倉 剛	鹿島建設(株) 土木管理本部土木技術部 担当部長
	野坂 周子	国土交通省大臣官房技術調査課 環境安全・地理空間情報技術調整官
	辻野 雅也	近畿地方整備局企画部 建設専門官
	植田 彰	国土技術政策総合研究所社会資本マネジメント研究センター 国土防災研究官
	金子 正洋	(国研) 土木研究所 地質・地盤研究グループ長
	浅井 健一	(国研) 土木研究所 地質・地盤研究グループ 上席研究員(特命事項担当)
	阿南 修司	(国研) 土木研究所 地質・地盤研究グループ 上席研究員(地質)
	佐々木哲也	(国研) 土木研究所 地質・地盤研究グループ 上席研究員(土質・振動)
	宮武 裕昭	(国研) 土木研究所 地質・地盤研究グループ 上席研究員(施工技術)
日下 敦	(国研) 土木研究所 道路技術研究グループ 上席研究員(トンネル)	
桐山 孝晴	(国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 耐震研究監	

3. 研究方法

参考資料は、研究会で素案を作成し、幹事会で素案に対する意見や資料の収集を行い原案とした。原案に対し、構成や内容について委員会での審議を行った後、再度研究会で議論及び修正を行った。さらに修正した原案について、国土交通省や業界団体に意見照会を行い、公表版を作成した。

4. 研究結果

参考資料は6編に分かれており、このうち本研究で作成したのは「資料1」、「資料2」、「資料3」、「資料5」及び「資料6」である(図-1)。参考資料の活用のポイントを以下に示す。

(1) 資料1

注意すべき地形・地質条件は、自然的なリスク要因を検討する際の参考となる。ただし、実際にリスク要因となる地形・地質は必ずしもここに示すものだけではないこと、また逆に、これらが必ずしも事業への影響を発生させるものではないことに留意が必要である。すなわち実際の地質・地盤リスクは、自然的なものだけでなく人為的なものあいまって生じることから、地質・地盤リスクとその要因については現場ごとに検討する必要がある。

(2) 資料2

ここで取扱った事例は、実際に事業を行う上で問題となったものや上手く対応できたものである。これらの分析結果を参照することで、事業の中でどのような影響が発生し、どのような対応を取ったのかという、地質・地盤リスクマネジメントの留意点が具体的なイメージをもって理解できる。

図-2は、事例分析から得られたリスク要因の主な要素の割合を示したグラフである。これによれば、自然的要因の要素である「予測・把握が難しい地質」の割合は全体の20%であり、その他の人為的要因に関する要素が80%にも及ぶ。このことから地質・地盤リスクにおいては人為的要因の把握が非常に重要であることがわかる。

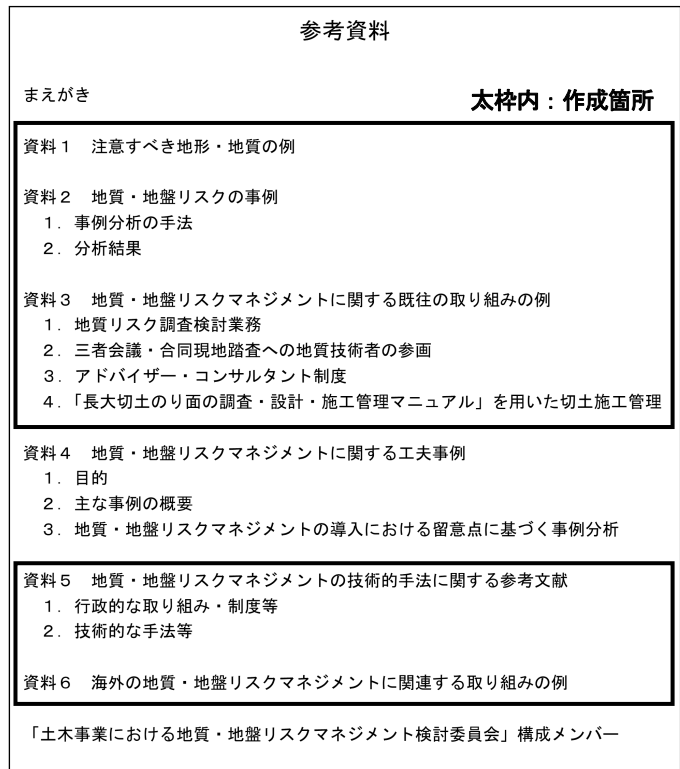


図-1 参考資料の構成 ⁴⁾に加筆・修正

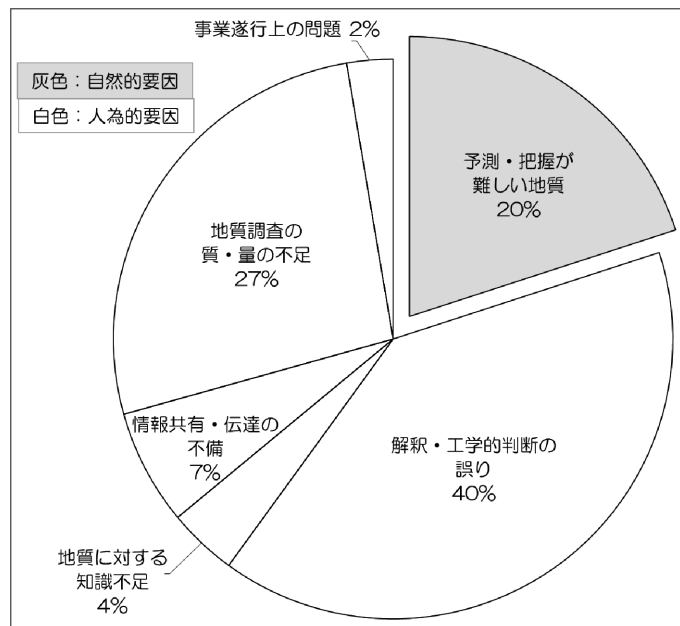


図-2 リスク要因の主な要素 ⁴⁾に加筆・修正

(3) 資料3

国土交通省が試行している取り組みとして「地質リスク調査検討業務」と「三者会議・合同現地踏査への地質技術者の参画」を紹介している。これらは、事業において特に地質・地盤に着目した取り組みであり、地質・地盤に関する問題点の抽出やその対応方針の決定に活用できると考えられる。

東北地方整備局で取り組まれている「アドバイザー・コンサルタント制度」は、必要が生じた際に、協定を結んだ企業の専門技術者から助言を受けるという制度である。主に災害発生時に活用されているが、土木事業においても、問題が疑われる場合や発生した場合等にアドバイスを求めるという活用方法は可能である。

「長大切土のり面の調査・設計・施工管理マニュアル」は、高知県が独自に発行しているマニュアルであり、県内の切土のり面全ての施工に対してこれを用いて管理を行っている。特に、施工時において地質・地盤技術者が切土のり面に露出する地質・地盤を観察し、安定性や工法の妥当性を確認する仕組みは、施工段階の地質・地盤リスクマネジメントの参考となると考えられる。

(4) 資料5

国土交通省や土木事業に関連する学会・協会においては、すでに地質・地盤リスクマネジメントに関する取り組みや、部分的にその参考となる制度、またはリスクアセスメントの技術的手法が多く提案されている。資料5ではリスクマネジメントの国際規格である ISO 31000 に関連する文献や、上記が掲載されている文献の例を示した。事業段階や対象となるリスクによってはそのまま適用できないものもあるが、地質・地盤リスクマネジメントの実施にあたっては、具体的な手段や手法としてこれらの資料を部分的にでも活用することが望ましいと考えられる。

(5) 資料6

海外の土木事業におけるリスクマネジメントの考え方や技術的手法は、我が国の地質・地盤リスクマネジメントの参考となると考えられるが、我が国とは異なり、“受発注者間の対立回避”を目的として導入されているものも存在するため、その適用には留意すべきである。

5. 結論

5.1 各資料のまとめ

(1) 資料1

事業において一般的に注意すべき地形や地質について、主に既往の技術基準や指針類に記載されているものを、構造物ごとに集約し例示した。

(2) 資料2

地質リスク学会で開催されている「地質リスクマネジメント事例研究発表会」の講演論文集から、事例における地質・地盤リスクの要因と対応パターンの統計的な分析を行った。また、公表されている資料から個別事例のケーススタディを行い、事業において問題となる影響の発生と回避のシナリオを想定し、地質・地盤リスクマネジメントの課題とリスクの取扱のポイントを整理した。

(3) 資料3

国土交通省や地方公共団体で実施されている地質・地盤リスクマネジメントに関連する取り組みについて紹介した。特に、地質・地盤リスクマネジメントをこれから導入する場合の参考となるよう、実施した事業所へのヒアリ

ング結果等からメリットや留意点を示した。

(4) 資料5

ISO 31000をはじめとするリスクマネジメントの考え方の参考となる文献を示すとともに、地質・地盤リスクマネジメントの実施において、行政的な事業マネジメントに関する制度、及び技術的なアセスメント手法という二つの側面から参考となる文献をとりまとめた。

(5) 資料6

地質・地盤リスクマネジメントに関する取り組みや手法について、海外で実施されているものを紹介した。海外でも地質・地盤リスクマネジメントが重視され、土木事業に適用されている状況が把握できる。

5.2 今後の方針

ガイドライン及び参考資料は、令和2年3月30日に国土交通省及び土木研究所のホームページ上で公表された。ただし、このガイドラインをどのように普及させるか、どのように事業に適用していくかについては、今後検討していく必要がある。そのため、委員会を継続させ、以下のような課題について議論を行う。例えば、モデル事業を設定してその中の地質・地盤リスクマネジメントの試行や、人材育成や啓発のための講習会や勉強会の開催、及び地質・地盤リスクに関する情報を蓄積・引用するためのデータベースの構築が考えられる。また、地質・地盤リスクも事業リスクの一部であることから、既存の事業マネジメントの枠組みへの導入等についても検討すべき課題である。

ガイドライン及び参考資料は土木事業の現状を踏まえて作成したものであるが、実際の事業への適用性や有効性については未確認である。上記の地質・地盤リスクマネジメントの試行結果や、今後の実施・普及状況、及び社会情勢等に合わせて、適宜、改善・改訂を行っていく必要がある。

6. 謝辞

地質・地盤研究グループ地質チームの阿南修司上席研究員をはじめとしたチームの方々、ならびに「地質・地盤リスクマネジメント研究会」のメンバーには多くのご指導をいただいた。ここに記して感謝申し上げます。

所属：応用地質株式会社

<参考文献>

- 1) 国立研究開発法人土木研究所「福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会 報告書」, 2017年5月, <https://www.pwri.go.jp/jpn/kentou-iinkai/pdf/houkokusyo.pdf>
- 2) 社会資本整備審議会・交通政策審議会「地下空間の利活用に関する安全技術の確立に関する小委員会 答申」, 2017年9月, <http://www.mlit.go.jp/common/001200765.pdf>
- 3) 国土交通省大臣官房技術調査課・国立研究開発法人土木研究所・土木事業における地質・地盤リスクマネジメント検討委員会「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—」, 2020年3月, <http://www.mlit.go.jp/report/press/content/001337772.pdf>
- 4) 国土交通省大臣官房技術調査課・国立研究開発法人土木研究所・土木事業における地質・地盤リスクマネジメント検討委員会「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—参考資料」, 2020年3月, <https://www.pwri.go.jp/jpn/research/saisentan/tishitsu-jiban/pdf/georisk-reference-material2020.pdf>

道路斜面災害事例の教訓分析に関する研究

―道路へ影響を及ぼす可能性の高い斜面を効率的に抽出する方法に関する研究―

チーム名等 地質チーム
氏 名 泉水 友裕

1. まえがき

近年、短期集中型の豪雨が毎年発生し、甚大な被害をもたらしている（たとえば、平成29年7月九州北部豪雨災害、平成30年7月豪雨災害等）。また、豪雨による災害傾向として、表層崩壊の発生が原因となる災害事例が多いことが挙げられる。表層崩壊とは、斜面表層部の風化物や土、岩屑のような未固結物質が崩壊する現象のことである¹⁾。平成30年7月豪雨の際には、0次谷で発生した表層崩壊が土石流化を起こしたり、遷急線より下方の斜面で表層崩壊や落石が発生したりし、斜面下方の交通インフラが被災した事例が多くみられた²⁾。そのため、道路防災対策を行う上で必ずしも十分考慮されていなかった道路管理用地区域外の斜面で発生する崩壊についても検討対象とする必要があると考えられる。今後は、豪雨によって発生する表層崩壊を起因とした道路災害に備えるために、(i) 崩壊危険性の高い斜面を抽出し、抽出した斜面について (ii) 崩壊土砂がどこまで到達するかを整理することが必要と考えられる。

現在、(i) 「崩壊危険性の高い斜面の抽出」については、数値標高モデル (DEM) データを用いた地形数値解析による研究が行われている^{3) 4)}。更に、近年航空レーザー測量データ (LP データ) で得られた細密 DEM データを用いた地形数値解析による研究も行われている^{5) 6)}。内田ほか⁵⁾ は、「LP データにより得られた地形情報が従来以上に高い精度でかつ広域に得られるようになったことから、表層崩壊の発生予測精度が向上する可能性が考えられる。」と述べており、深層崩壊等の崩壊に比べて崩壊規模の小さいものが多い表層崩壊について、発生危険性の高い斜面を高精度で抽出していくためには、崩壊前後の LP データが揃っていることが望ましいと考えられる。一方、(ii) 「崩壊土砂の到達範囲予測」については、過去の崩壊事例を統計解析し崩壊土砂到達範囲を予測する研究が行われている^{7) 8)}。これらを組み合わせた手法で整理を行うことができれば、より効果的な道路防災に適した提案を行うことができると考えられる。

このことから、本研究では崩壊前後の LP データが揃っておりかつ豪雨によって表層崩壊が多発した被災地を研究対象地域として、(i) 「崩壊危険性の高い斜面の抽出」と (ii) 「崩壊土砂の到達範囲予測」の2つを組み合わせた手法を用いて、道路へ影響を及ぼす可能性の高い斜面を効率的に抽出する方法を整理した。

2. 研究目的

本研究の目的は、崩壊前後の LP データが揃っておりかつ豪雨によって表層崩壊が多発した被災地を研究対象地域として、(i) 「崩壊危険性の高い斜面の抽出」と (ii) 「崩壊土砂の到達範囲予測」の2つを組み合わせた手法を用いて、道路へ影響を及ぼす可能性の高い斜面を効率的に抽出する方法を整理することである。今年度は、「道路へ影響を及ぼす可能性の高い斜面の抽出」を行うための第一段階として、図-1 に示す研究フロー中の①～④を

実施した。

3. 研究方法

3.1 研究対象地域の選定

崩壊地を抽出するためには崩壊後の LP データが必要となり、崩壊地及び崩壊土砂到達範囲の地形量を得るためには崩壊前の LP データが必要となるため、同一被災地において崩壊前後の LP データが存在する地域を選定した。

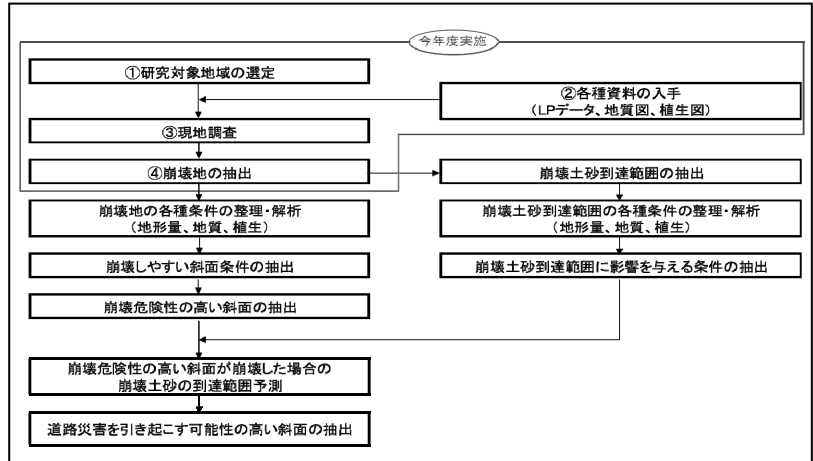


図-1 研究フロー

3.2 資料収集

本研究を行っていくにあたり選定された研究対象地域において、LP データ、地質図、植生図を収集した。

3.3 現地調査の実施

崩壊地の状況を把握するた

表-1 収集資料一覧

めに現地調査を実施した。

3.4 崩壊地の抽出

対象地区の災害発生後の

LP データを用いることで崩壊地判読を実施した。

項目	収集した資料		備考
	広島県呉地区	愛媛県宇和島地区	
LPデータ	崩壊前	平成21年度計測データ (国土地理院)	平成24年度計測データ (国土地理院)
	崩壊後	平成30年度計測データ (林野庁)	
地質図	20万分の1地質図幅 「広島」	20万分の1地質図幅 「宇和島」	宇和島地区の崩壊地判読の際は、崩壊後の空中写真データ (国土地理院)を使用
植生図	植生調査(1/5万) 「広島県」	植生調査(1/5万) 「愛媛県」	

4. 研究結果

4.1 研究対象地域の選定

本研究では豪雨による表層崩壊が多発した地域でかつ崩壊が発生した前後の LP データが存在する地域として、平成30年7月豪雨により表層崩壊が多発した広島県呉地区、愛媛県宇和島地区の2か所を選定した。

4.2 資料収集

広島県呉地区、愛媛県宇和島地区について、表-1 に示す資料を収集した。

4.3 現地調査の実施

4.3.1 広島県呉地区

当該地域には主に中生代の広島花崗岩類及び高田流紋岩類が露出する。広島花崗岩類で崩壊が多発した地域と、高田流紋岩類で崩壊が多発した地域で現地調査を行った。その結果、崩壊土砂の流下タイプに少なくとも2つのタイプがあることが推定された。1 つ目のタイプ (図-2) は表層崩壊が溪流に一度トラップされた土砂あるいはも

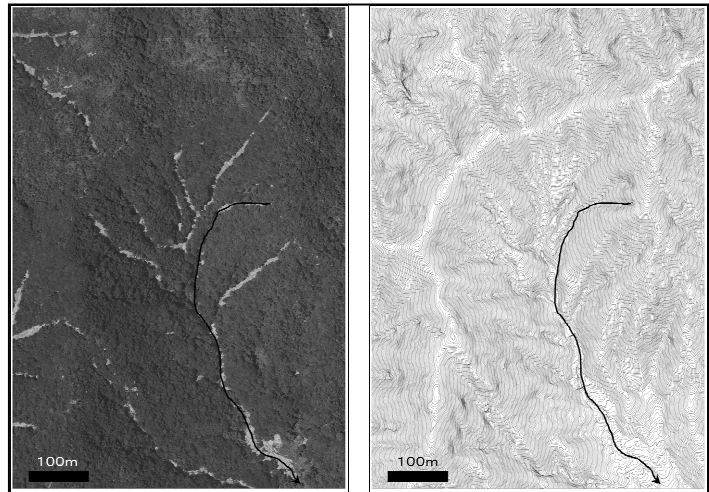


図-2 渓床堆積土砂流動タイプ (左: 空中写真, 右: 地形図)

ともと溪床に堆積していた土砂が流動化し土石流化するもの（溪床堆積土砂流動タイプ）で、2つ目のタイプ（図-3）は表層崩壊した崩壊土砂が山腹を流下中に土石流化するもの（山腹崩壊土砂流動タイプ）である。また、「溪床堆積土砂流動タイプ」と比較して「山腹崩壊土砂流動タイプ」は崩壊源頭部の風化が進行している。風化区分はⅠ～Ⅳに区分され、風化程度は風化の進行順にⅠ（風化が認められ、ハンマー打撃で容易に破壊できる）からⅣ（風化が進行し黄褐色の土砂状をなす、ハンマーの打撃で容易に突き刺さる）まで確認された。図-4に「溪床堆積土砂流動タイプ」の断面図、図-5に「山腹崩壊土砂流動タイプ」の断面図を示す。

4.3.2 愛媛県宇和島地区

当該地域には主に中生代の堆積岩である四万十層群が露出する。この地域で崩壊地の調査を行った結果、崩壊タイプとして「表層崩壊タイプ」（図-6）と「表層土砂流出タイプ」（図-7）の2つの異なるタイプが存在することが判明した。「表層土砂流出タイプ」の発生場の特徴として、主にミカン畑等の果樹園利用されているような比較的裸地の範囲が多い地域に見られることが挙げられる。

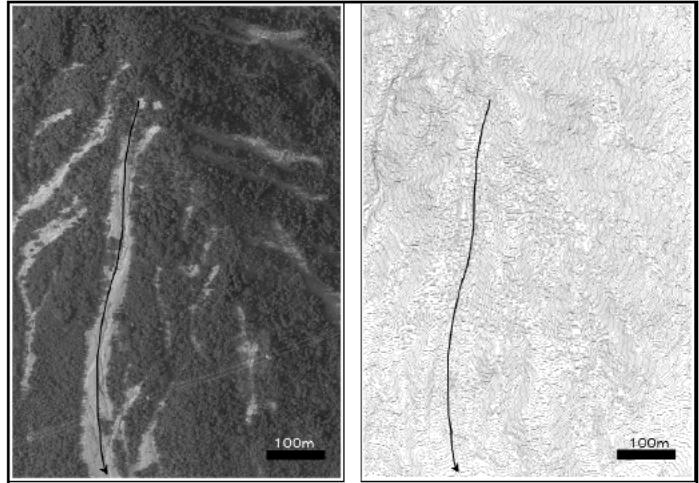


図-3 山腹崩壊土砂流動タイプ（左：空中写真，右：地形図）

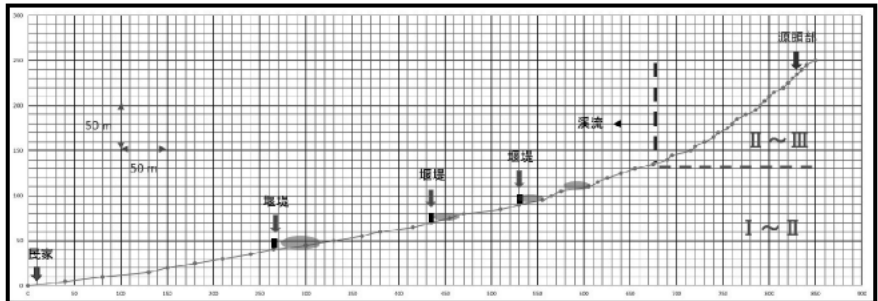


図-4 溪床堆積土砂流動タイプの断面図

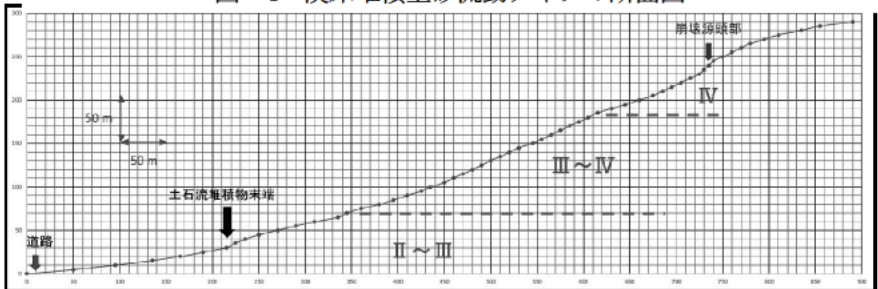


図-5 山腹崩壊土砂流動タイプの断面図

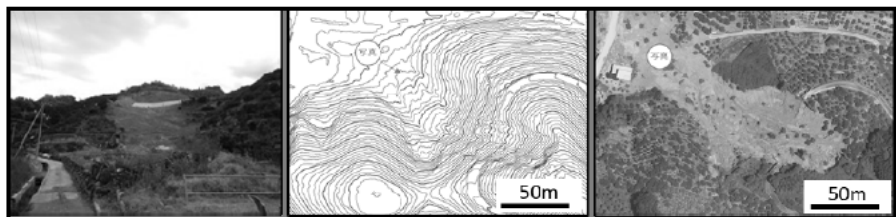


図-6 表層崩壊タイプ（左：現地写真，中：地形図，右：空中写真）

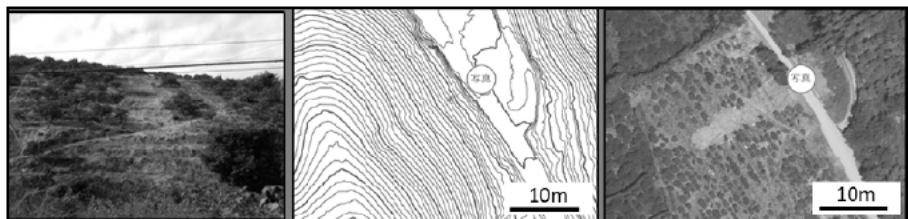


図-7 表層土砂流出タイプ（左：現地写真，中：地形図，右：空中写真）

4.4 崩壊地の抽出

対象地区の災害発生後のLPデータを用いて崩壊地判読を実施した。広島県呉地区では地形図のみを用いて崩壊地判読を行った。愛媛県宇和島地区では現地調査結果を踏まえ、崩壊地判読を行う際に、「表層崩壊タイプ」は地形図のみを用いて判読を行い、「表層土砂流出タイプ」は地形図の等高線の乱れと空中写真データによる裸地を合わせて判読することで崩壊地判読を行った。その結果、広島県呉地区では崩壊地を約2000か所抽出し、愛媛県宇和島地区では、「表層崩壊タイプ」を約400か所、「表層土砂流出タイプ」を約1700か所の計約2100か所抽出した。

5. 結論

今年度の研究によって、広島県呉地区では、「溪床堆積土砂流動タイプ」、「山腹崩壊土砂流動タイプ」の少なくとも2タイプの崩壊土砂流下形態があると考えられること、愛媛県宇和島地区では、「表層崩壊タイプ」、「表層土砂流出タイプ」の2タイプの崩壊形態があると考えられることが判明した。今後、抽出した崩壊地について崩壊土砂到達範囲の抽出を行っていく。また、崩壊土砂流下形態の違いと崩壊形態の違いを踏まえた上で、各種条件の整理・解析を行い、崩壊しやすい斜面条件の抽出、崩壊到達範囲に影響を与える条件の抽出を行っていく。そして、得られた条件を組み合わせることで、道路へ影響を及ぼす可能性の高い斜面を効率的に抽出する方法を整理することを最終目標として研究を進めていく。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、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、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) 千木良雅弘：災害地質学ノート，pp.179-181，近未来社，2018
- 2) 地盤工学会 平成30年度 会長特別委員会：平成30年7月豪雨を踏まえた豪雨地盤災害に対する地盤工学の課題 - 地盤工学からの提言 - ， pp. 27-28，地盤工学会，2019
- 3) 塩見哲也：道路斜面の崩壊危険度推定技術に関する研究，土木研究所交流研究員報告書（平成18年3月），2006
- 4) 木下博久・長谷川修一・野々村敦子・山中 稔：「谷密度を指標とした流域スケールにおける斜面崩壊危険度評価手法の検討」，応用地質，Vol. 59，no. 6，pp. 472-484，2019
- 5) 内田太郎・中野陽子・秋山浩一・田村圭司・笠井美青・鈴木隆司：「レーザー測量が表層崩壊予測及び岩盤クリープ抽出に及ぼす効果」，地形，Vol. 31，no. 4，pp. 383-402，2010
- 6) 末続麻衣・北園芳人・平川泰之・佐藤秀文：「斜面崩壊危険度評価における赤色立体地図の利用」，第7回土砂災害に関するシンポジウム論文集（2014年9月），2014
- 7) 森脇 寛：「崩土の到達距離予測」，地すべり，Vol. 24，no. 2，pp. 10-16，1987
- 8) 福田徹也・佐々木靖人・脇坂安彦：「表層崩壊による崩土到達範囲確率予測手法の開発」，応用地質，Vol. 46，no. 5，pp. 265-279，2005

地下水面より上の地盤を対象とした簡易現場透水試験の検討

チーム名等 土質・振動チーム
氏名 杉山 詠一

1. まえがき

盛土を施工する際は、一般的に締固め度や含水比で管理されているものの、実際に使用される盛土材は必ずしも良質で均一なものとは限らないことから、透水性にばらつきが生じる可能性がある。これにより、降雨浸透や地下水位上昇等に伴う、盛土崩壊が助長されるおそれがある。そのため、盛土の透水性の分布を把握することが重要である。透水試験は、室内透水試験と現場透水試験に大別されるが、両試験から得られる値は異なるという指摘もある。その理由の一つとして、異方性の影響が考えられている。現場透水試験であれば、このような異方性も加味された透水係数を求めることができる。そのため、盛土の浸透性を評価するための試験方法としては、室内透水試験よりも現場透水試験が望ましいと考えられる。しかしながら、従来の現場透水試験は、大規模な装置が必要であるとともに、1箇所の調査に時間を要することから透水性の分布を詳細に把握することは困難であった。そのため、短時間に多数の箇所の透水性を把握することができる透水試験法の開発が求められている。

2. 研究目的

本研究は、短時間に多数の箇所の透水性を把握可能な簡易透水試験法の開発を目的としており、地表面で実施可能な簡易透水試験法を考案した。本報は、考案した簡易透水試験法の妥当性を評価するために、均一模型地盤上で既存の現場透水試験法を含んだ各種現場透水試験を実施し、結果の比較を行ったものである。

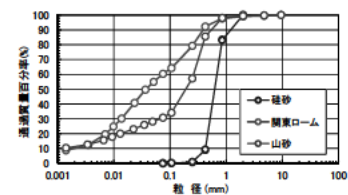


図1 粒径加積曲線

試料名	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	相対密度 Dr(%)	締固め度 Dc(%)	設定含水比 w (%)
珪砂	-	1.281	1.549	90	-	0
山砂	1.544	-	-	-	90	26.3
ローム	1.188	-	-	-	93	44.7

表1 模型作製条件

3. 研究方法

3.1 模型地盤概要

模型作製に使用した試料の粒径加積曲線を図1に示す。粒度の異なる3種類の試料(珪砂、山砂、ローム)を用いた。図2に作製した模型の概要図を示す。高さ100cm、幅90cm、奥行き75cmの水槽内に所定の密度となるように試料を突き固め、均一な模型地盤をそれぞれ作製した。作製した模型の地盤条件を表1に示す。模型地盤の地表面もしくは掘削した試験孔にて、各種現場透水試験を実施した。また、模型の両端には幅4cmの水槽を設けた。水槽と模型地盤の間には不織布と多孔板によって仕切っており、両水槽内の水位に差をつけることによって、模型地盤全体で横向き浸透を発生させることが可

試験方法	試験対象	浸潤方法
水華	試験孔	正圧
インフィルトローメーター	地表面	負圧
簡易透水試験	地表面	正圧
土槽定水位法	模型地盤全体	正圧
室内透水試験(定or変水位)	-	-

表2 透水試験一覧

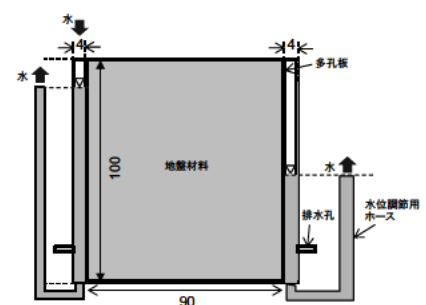


図2 模型概要図(単位:cm)

能である。

3.2 透水試験概要

現場透水試験は、既存の試験である(株)四電技術コンサルタント社製の「水華」²⁾、METER社製の「ミニディスクインフィルトローメータ」³⁾(以下、インフィルトローメータ)を用いた試験、考案した「簡易透水試験」の計3種類を実施した。また、模型両端の水槽にゆっくりと水を投入し、模型地盤を疑似飽和させた後、片側の水槽水位を低下させ、一定の水位差を与えた定常状態とした時に、下流側の水位調節用ホースからの排水量を測定することで、模型地盤全体の透水係数を算出(以下、土槽定水位法とよぶ)した。さらに、模型地盤と同一条件(含水比、締め度)の供試体を作製し、室内透水試験を実施した。各試験の一覧を表2に示す。考案した簡易透水試験機は、φ68mmの亚克力パイプにOYO社製の自記水位計(S&DLmini)を吊るしたもの(写真1)である。パイプ内の底面には、注水時の土粒子巻きあがり防止のための不織布をはめ込んでいる。試験方法は、亚克力の下端部を地表面に1~2cm程度埋め込み、パイプの内側と外側の止水性を確保した上で、パイプ内に水を注ぎ、経過時間あたりの水位低下量(浸潤量)を自記水位計により測定を行う。自記水位計の記録間隔は、水位低下速度に応じて、1~60秒間隔で設定している。一度設置すれば、水位が低下するまで放置できるのが利点である。透水係数は、JGS1319-2017⁴⁾を準用し、式(1)を用いて算出した。

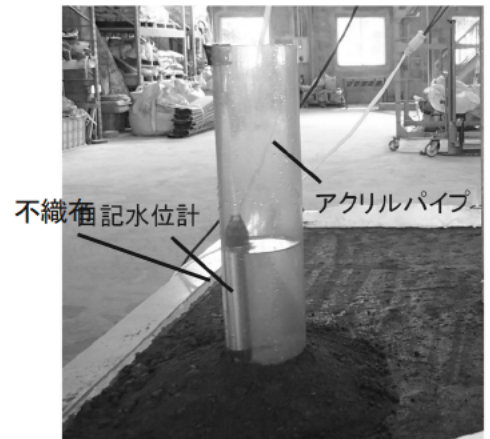


写真1 簡易透水試験状況

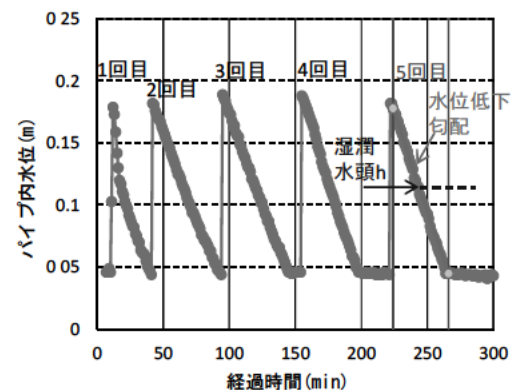


図3 簡易透水試験結果(山砂)

$$k_{fs} = \frac{\alpha G Q_s}{r_0 \alpha h + r_0 + G \alpha \pi r_0^2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 Q_s : 定常湿潤流量, h : 湿潤水頭 (m), r_0 : 浸潤用円筒の半径 (m)

α : 土の種類に応じて設定される土壌パラメータ (m^{-1})

G : 浸潤用円筒の半径 r_0 (m) と貫入深さ d (m) から算定される形状係数、式(2)

$$G = 0.316 \left(\frac{d}{r_0} \right) + 0.184 \quad \dots \dots \dots (2)$$

なお、実験は水位低下速度が安定するまで複数回実施(図3参照)し、定常湿潤流量 Q_s は、水位の低下勾配およびパイプ断面積の積より算出した。また、湿潤水頭 h として、水位低下勾配を求めた範囲の平均水位を用いた。

また、土槽定水位法による透水係数の算出は、Deupitによる式(3)を用いて算出した。

$$k = \frac{2QL}{B \times (H_1^2 - H_2^2)} \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 Q : 流量 (cm^3/s)、 L : 浸透長さ (cm)、 B : 水槽奥行き (cm)、 H_1 , H_2 : 各水槽水位

水華、インフィルトロメータの透水係数算出方法については、各参考文献^{1) 2)}を参照されたい。簡易透水試験、インフィルトロメータを用いた試験は、1 試料あたり 3 地点、水華を用いた試験は 1 地点実施した。簡易透水試験は、1 地点最大 9 回浸潤作業を行い、水位低下速度への影響を確認した他、パイプ内の水位の違いによる結果の比較を行った。

4. 研究結果

4.1 簡易透水試験の特性検討

4.1.1 浸潤回数の検討

図 4 に山砂における簡易透水試験結果(経過時間と水位低下の関係)を示す。浸潤回数が水位低下速度に影響を与えるか確認するために、同一地点で 9 回透水試験を実施した。試験面から地盤への浸潤流量(水位低下勾配)がおおむね安定していれば、試験面周辺の地盤は疑似飽和状態であると言える。1 回目の試験では、試験開始直後に水位が急激に低下しており、不飽和地盤に水が浸潤している状況がうかがえる。2 回目の試験から 9 回目の試験は、水位低下勾配はほとんど変化しない結果となった。2 回目と 9 回目の透水係数は $3.60 \times 10^{-5} \text{ (m/s)}$ と $3.61 \times 10^{-5} \text{ (m/s)}$ と、ほぼ同程度であった。珪砂においても、同様に 9 回試験を行い、2 回目と 9 回目の透水係数は $1.28 \times 10^{-4} \text{ (m/s)}$ と $1.80 \times 10^{-4} \text{ (m/s)}$ と、ほぼ同程度であることが確認された。以上のことから、対象地盤の性質にもよるが、簡易透水試験では、同一地点で 2、3 回浸潤作業を行えば、十分であると考えられる。

4.1.2 水位の違いによる検討

図 5~7 に珪砂におけるパイプ内の水位を変えた簡易透水試験結果を示す。パイプ内の水位を 8 cm、15 cm、20 cm 程度にして簡易透水試験を実施した。パイプ内の水位が 8 cm (図 5) は、他ケースと比べて水位低下勾配がやや緩やかとなっている。これは、試験面にかかる水圧の違いによる影響と考えられる。各水位における透水試験を算出したところ、 $1.04 \sim 2.31 \times 10^{-4} \text{ (m/s)}$ と、最大 2.2 倍程度の差異であった。このことから、パイプ内の水位の違いが透水係数に与える影響は小さく、低い水位でも水位低下勾配が確認できれば、透

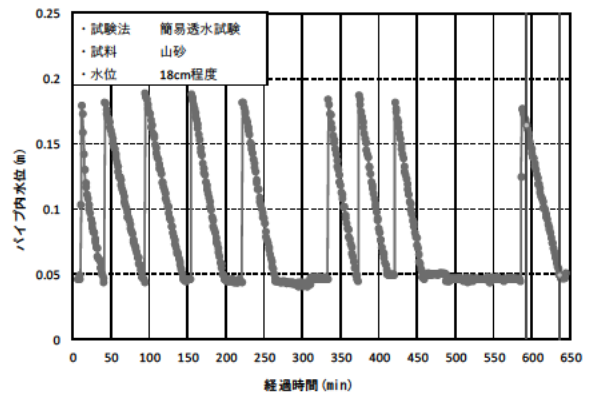


図 4 簡易透水試験結果(山砂)

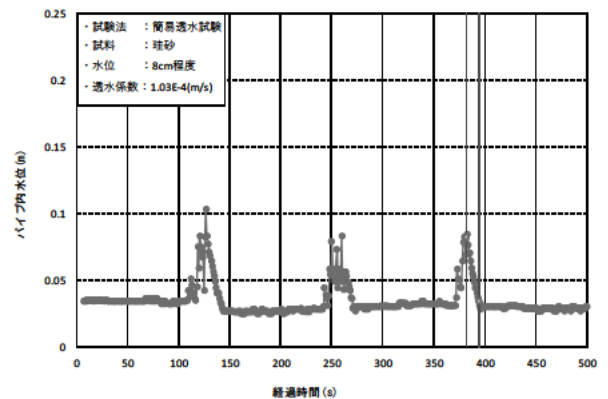


図 5 簡易透水試験結果(珪砂, 水位 8cm)

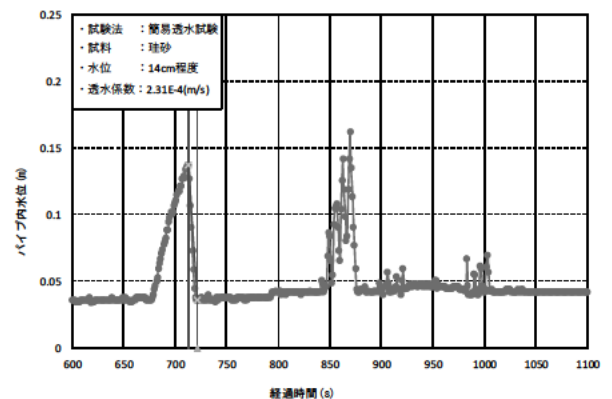


図 6 簡易透水試験結果(珪砂, 水位 15cm)

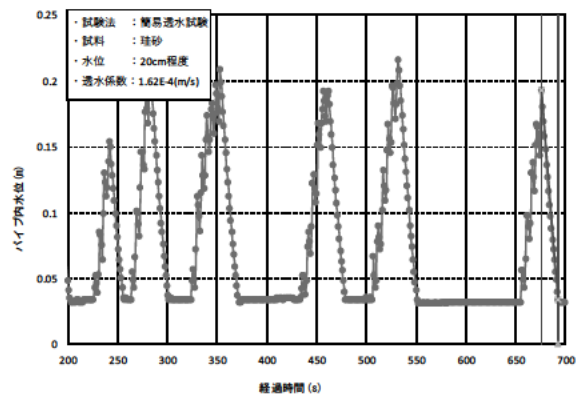


図 7 簡易透水試験結果(珪砂, 水位 20cm)

水係数が算出できると考えられる。水位の違いによる結果の比較を行ったのは、透水性が高い珪砂だけであるため、透水性の低い地盤に対しても同様の結果が得られるか、さらなる検証が必要である。

4.2 各透水試験結果の比較

土槽定水位法により算出した透水係数と各透水試験法により算出した透水係数の関係を図8に示す。模型地盤全体を利用して算出していることから、土槽定水位法により算出した透水係数を基準とした。簡易透水試験の結果はローム、山砂において、土槽定水位法と比較し、やや高めの傾向にある。一方、珪砂では1/10程小さい結果となった。珪砂の透水性が高いため、パイプ底面に設置した不織布の透水性が影響し、透水係数が小さくなった可能性が考えられる。インフィルトロメータは、土槽定水位法より小さめの透水係数となる傾向にあり、その差異は、最大1/15程度であった。水華はローム、山砂において、土槽定水位法と同程度の値を示した。一方、珪砂では、珪砂の透水性が高いため、孔内に水位を形成することができず、測定できなかった。室内透水試験はいずれも土槽定水位法の結果と同程度の値を示し、最も精度がよかった。

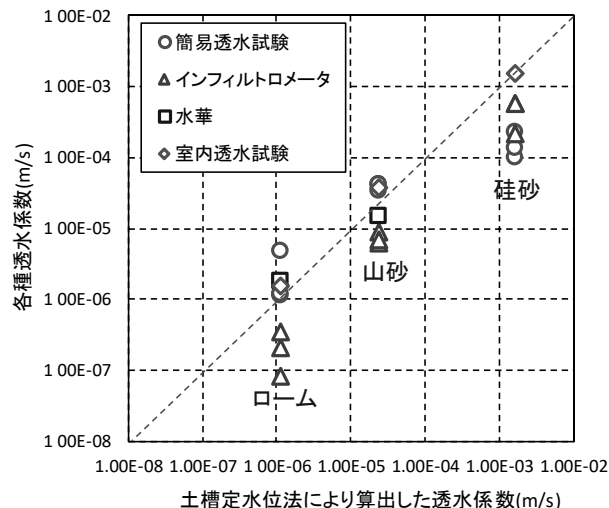


図8 透水試験結果の比較

5. 結論

考案した簡易透水試験は、珪砂のような透水性の良い地盤($k=1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 程度)に対して、透水係数を小さく評価する傾向にあることが確認された。底面の不織布が影響している可能性があるため、今後は不織布の透水性の検証を行う予定である。

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、加藤主任研究員、石原主任研究員、ならびに土質・振動チームの皆様にご指導・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：株式会社 ダイヤコンサルタント

<参考文献>

- 1) 李ら：河川堤防盛土の原位置透水特性に関する考察，第5回河川堤防技術シンポジウム，2017.
- 2) 能野ら：地下水面より上の地盤を対象とした透水試験の透水係数測定式に関する研究，地盤工学ジャーナル vol14, pp273-286, 2019.
- 3) Matthew D. Madsen : Automation and Use of Mini Disk Infiltrometers, SSSAJ: Volume 71: Number 5 September -October 2007.
- 4) 地盤工学会 地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法(JGS1319-2017)pp. 9, 2018. 5.

グラベルドレーンの大規模地震動に対する動的遠心模型実験

チーム名 土質・振動チーム
氏名 田川 央

1. まえがき

我が国では、河川堤防の液状化対策として、過剰間隙水圧の上昇抑制・早期消散を目的としたグラベルドレーン工法が採用され、東日本大震災や熊本地震等ではグラベルドレーンや排水機能付き矢板による対策が効果を発揮した事例が確認されている。しかし、現行の河川堤防の液状化対策の手引き¹⁾では、大規模地震動に対する適用性が明らかでなく、対策効果の評価法が未確立であることからグラベルドレーン工法は対象外となっている。

2. 研究目的

本研究は、河川堤防における大規模地震動に対するグラベルドレーンの効果を検証し、河川堤防の液状化対策として実装することを目的とする。このうち平成31年度は、対策工による効果を検証するため、大型遠心模型実験により水圧低減効果および堤防変形挙動について確認した。

3. 研究方法

3.1 実験ケース

実験は30Gの遠心場において、表1に示す4ケースを実施した。CASE1は無対策、CASE2~4は各対策工を設置した場合の挙動を確認した。対策工については、複数ケースを確認するために右側と左側で対策工の諸元を変えて（CASE4ではドレーンの配置間隔を変え、右側が密、左側が疎とした。図1断面図）行った。また、透水性の高いものの効果を確認するため、CASE2、CASE3の左側には図2に示すパイプドレーン（メッシュ状のパイプに不織布を巻いたもの）を使用した。右側はグラベルドレーンを設置した。CASE4ではグラベルドレーン内の目詰まりを防止することを目的にグラベルドレーンに不織布を巻いたものを使用し、CASE2、CASE3のそれと差別化した。

3.2 模型概要

模型は、実寸換算で土槽幅45m、奥行9m、高さ15m（以後、同様に実寸換算値とする）の剛土槽を用いた。CASE4の模型概要を図1に示す。模型地盤に用いた材料およびその透水係数を表2に示す。堤体は江戸崎砂を使用し、液状化層は三河珪砂6号を、グラベルドレーン及びグラベルマットは宇部珪砂1号Aを用いた。グラベルマットはグラベルドレーンを包括し、かつ堤防法尻か

表1 実験ケース

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
右側	無対策	φ1.5mグラベルドレーン	φ0.6mグラベルドレーン	φ0.6mグラベルドレーン（間隔密） +不織布
左側		φ1.5mグラベルドレーン +φ0.6mパイプドレーン	φ0.6mパイプドレーン	φ0.6mグラベルドレーン（間隔疎） +不織布

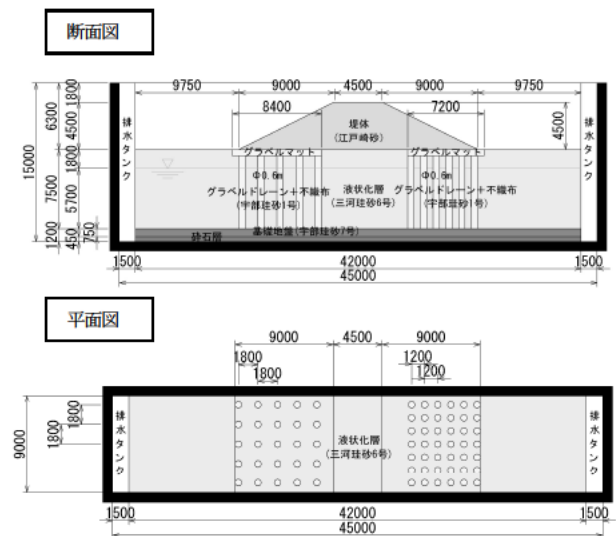


図1 模型概要

表2 使用材料と透水係数

使用材料	透水係数 (室内) m/s
堤体	江戸崎砂 -
液状化層	三河珪砂6号 1.38.E-04
グラベルドレーン	宇部珪砂1号A 4.39.E-02
グラベルマット	



図2 パイプドレーン

ら排水出来る範囲に敷設した。地下水位は地表面から 1.8m 下がった水位とし、間隙流体には、粘性を水の 30 倍にしたメトローズ®水溶液を用いた。

3.3 模型作成方法

基礎地盤は、層厚 1.2m とし、相対密度 $Dr=95\%$ となるように宇部珪砂 7 号と碎石を敷設した。液状化層は層厚 7.5m とし、相対密度 $Dr=60\%$ を目標にホッパーを用いた空中落下法により 0.75m 作成した。堤体は、最適含水比付近で含水調整を行い、締固め度 $Dc=90\%$ で作製した後に凍結を行い、後に基礎地盤上に設置した。グラベルドレーンの設置は、液状化地盤作製後の乾燥状態の地盤に対して 0.6m (CASE2 では 1.5m) のステンレス管を押し込み、ステンレス管内の液状化地盤を吸引した後に、ドレーン材を投入した。ドレーン材は投入時に液状化地盤が緩まない程度、かつ液状化地盤が過度締まらない程度に締め固めた。液状化層の飽和は、真空槽内で模型下端に設けた碎石層から CO_2 ガスを注入し、空気と置換させた上で、脱気し、模型下端の碎石層から間隙流体をゆっくりと浸透させることにより行った。

3.4 入力地震動

加振実験は、図 3 に示すとおり、5 つの波形を対象に連続して実施した。まず STEP1 として、道路橋示方書レベル 2-1 地震動における新晩翠橋 (I 種地盤) の地表面加速度波形を、土槽下面境界以深への逸散減衰を考慮し、振幅を 0.8 倍としたものを与えた。STEP2 は 150gal・40 波・2Hz, STEP3 は 300gal・40 波・2Hz, STEP4 は 300gal・40 波・1Hz, STEP5 は 500gal・40 波・1Hz とし、それぞれ 40 波に対して立ち上がり余波に 5 波のテーパ波を加えた。

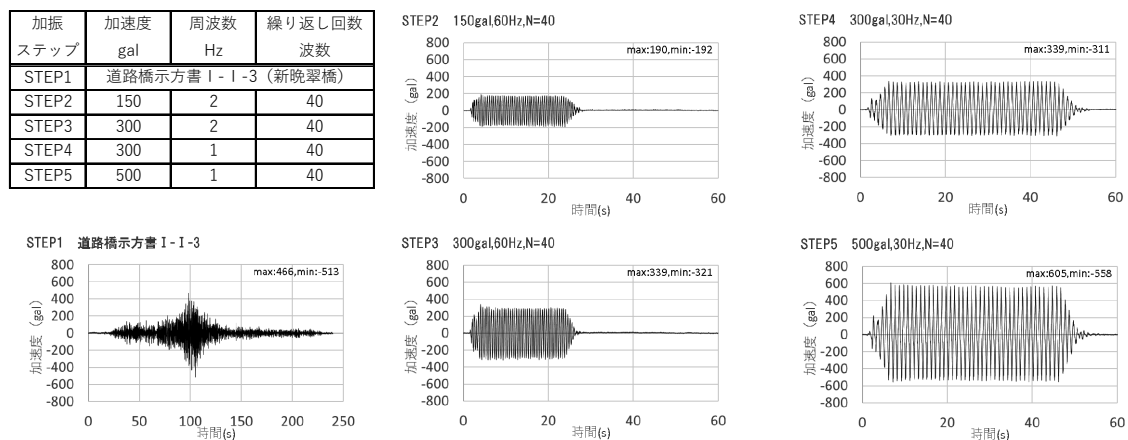


図 3 入力地震動

4. 研究結果

4.1 水圧低減効果の確認

図 4 に CASE1 (無対策) および CASE3 (パイプ, グラベル), 図 6 に CASE1 (無対策) および CASE4 (グラベル+不織布) の地下水位以下の法尻における STEP1 の過剰間隙水圧比を示す。水圧の計測位置は法尻下に位置するドレーンの間とした。図 4 よりパイプドレーン側の過剰間隙水圧比を見ると、無対策に対して加振直後から水圧低減効果が確認され、ピークの水圧比では無対策が 0.8 に対し、パイプドレーンは 0.5 程度まで低減しているのが確認できる。グラベルドレーン側の水圧比では、水圧低減効果が小さく、ピークを過ぎた 150s 以降の消散時の水圧低下速度に差が生じる程度である。図 5 に実験後のグラベルドレーンの水圧計設置高付近の模型開削写真を示

す。グラベルドレーン内にはドレーン中心まで多くの砂分が混入していることが見受けられ、この砂分の混入により加振中の水圧低減効果に影響を及ぼしていると考えられる。模型実験では、実物大に換算するとかなり大きな粒子をドレーン材として用いている。ある断面で見た時に、実際のドレーン工に比べて模型実験のドレーン工の粒子の数は極めて少ない。フィルター材として機能する粒度の材料を用いているものの、このように粒子の数が少ないとフィルターとして機能しないことが考えられる。CASE2 の $\phi 1.5\text{m}$ (模型スケールで 50mm) では、液状化に接している幅 0.3m (模型スケールで 10mm) 程度の範囲で図5と同じような目詰まりが確認され、中央の 0.9m (模型スケールで 30mm) の範囲での砂の混入は限定的であった。

図6 グラベルドレーン (密) + 不織布の水圧比を確認すると、CASE3 のグラベルドレーンのみの水圧傾向とは異なり、加振直後から水圧低下過程に至るまで、水圧低減効果を確認した。このことから、不織布を設置して砂分の混入を防ぐことによって水圧低減効果が得られることがわかる。断面左側は右側よりもドレーン設置間隔が疎であるため、密なものよりも水圧の低減効果が小さくなっていると考えられる。

図7 はドレーンを同間隔で設置した CASE3 (パイプ)、CASE3(グラベル)、CASE4(グラベル+不織布)の STEP5 地震動(500gal)の 30 秒までの結果を示す。CASE3 (グラベル) の水圧挙動は無対策とほぼ変わらないことがわかる。CASE4 (グラベルドレーン密+不織布) は、一定レベルの加振を繰り返すと排水が間に合わなくなり、液状化状態となることが確認できる。一方、CASE3 (パイプ) では、液状化状態まで至らないことから、砂分の混入による透水性の低下の影響も含め、ドレーンの鉛直方向の透水性によって効果が異なると考えられる。

4.2 堤防の変形挙動

表3 にレーザ変位計で計測した堤防天端の平均沈下量と沈下量比 (CASE4 の沈下量を CASE1 の沈下量で除したものを) を示す。CASE4 の STEP4 は所定の加振を行えなかったため除外する。CASE1 と CASE4 の沈下量を比較すると STEP3 までは概ね半分程度の沈下に抑えられた。しかし、STEP5 では CASE1 と CASE4

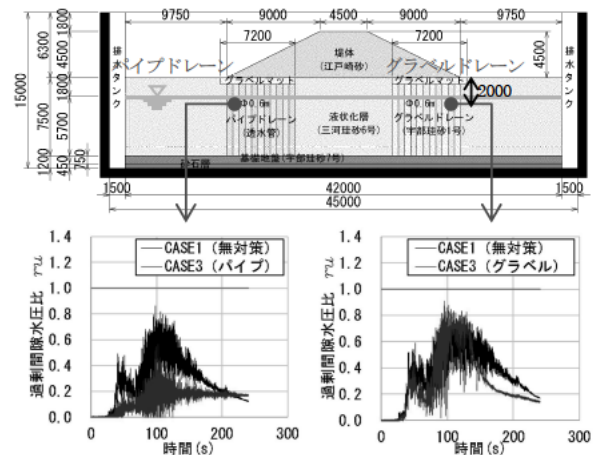


図4 実験結果 (CASE3)

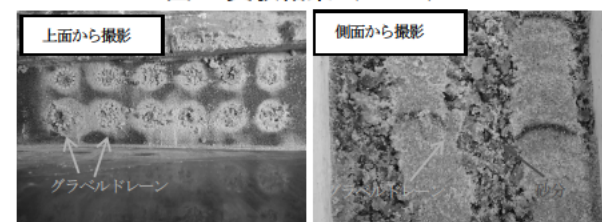


図5 実験後の開断面 (CASE3)

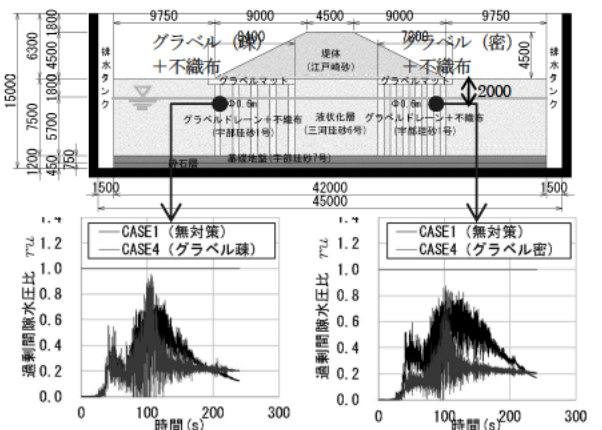


図6 実験結果 (CASE4)

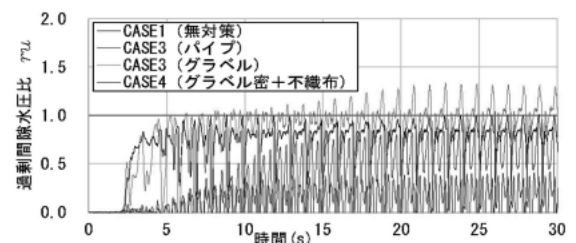


図7 実験結果 (STEP5, ドレーン間)

の差は約1割程度となり、STEP3までと比べると小さくなった。

図9に地震波加振のSTEP1の加振中の時刻歴データとして、左のり肩(DV3)・右のり肩(DV5)の沈下量、左のり尻下のグラベルドレーンとグラベルドレーン中間の水圧計(P3-3)、同様に右のり尻下のグラベルドレーン間の水圧計(P3-8)の過剰間隙水圧比を示す。図10は同様に、正弦波加振のSTEP5の加振中の時刻歴データを示す。また、図8は図9及び図10に示す計測器の具体的な位置を示す。図9より、CASE1は水圧の上昇とともに沈下が進み、水圧比がピークに至る付近で大きな沈下が生じている。CASE4も同様にピーク付近で沈下が生じているが、高い水圧となる時間が短い分、CASE1に対して沈下が抑制されたものと思われる。一方、図10を見るとCASE4は、振動初期の水圧上昇がCASE1に対して緩やかとなっているため、沈下の進行も抑えられていると考えられるが、その後は水圧がCASE1と同程度まで上昇するとともに沈下も進み、最終的には大きな沈下となった。

5. まとめ

本実験結果より、グラベルドレーンによる加振時の過剰間隙水圧の抑制効果が確認できた。ただし、ドレーンが目詰まりした場合、効果が下がる可能性が考えられたため、模型実験上で生じたドレーン内への目詰まりの影響が、実物大で生じるかどうかの確認を行う必要がある。また、堤防変形に関しては、STEP1からSTEP3までの加振では沈下量を抑制したことを確認した。そのため、一定の条件下においてレベル2地震動相当の地震動に対して効果を発揮する可能性があることが分かった。今後は、グラベルドレーンの径やピッチ、透水係数比による効果について解析的検討を行うとともに、グラベルドレーンの設置条件について実験を含め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哲也上席研究員、石原主任研究員、梶取主任研究員より、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) 土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き、2016.3

表3 各STEP後の堤防天端の平均沈下量

	STEP1	STEP2	STEP3	STEP4	STEP5
CASE1	0.33m	0.38m	0.45m	1.06m	1.77m
CASE4	0.17m	0.14m	0.27m	0.26m	1.59m
沈下量比	51%	38%	60%	25%	90%

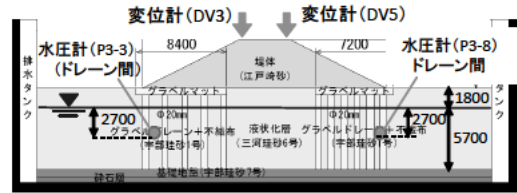


図8 加振中の時刻歴の比較を行った計測器の位置

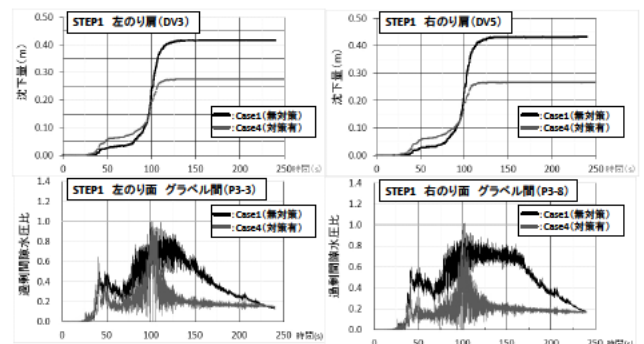


図9 STEP1の加振中の時刻歴

(上段：のり肩変位 下段：のり尻下の過剰間隙水圧比)

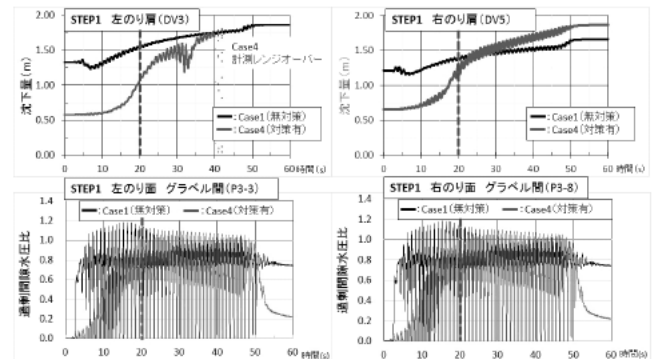


図10 STEP5の加振中の時刻歴

(上段：のり肩変位 下段：のり尻下の過剰間隙水圧比)

所属：株式会社CTI ウイング

振動式コーンを用いた原位置液状化強度の推定に関する現場実験

チーム名 土質・振動チーム
氏名 大重 綱平

1. まえがき

現在の液状化予測技術においては、室内液状化試験に供する試料の品質確保や、年代効果等を含めた液状化強度のサウンディング貫入抵抗による推定の難しさなど、地盤の原位置液状化強度を把握するための試験方法に多くの課題が残されている¹⁾。こうした背景から、原位置液状化試験法の開発に向けた取り組みを進めており、その一つとして考えられる振動式コーンの試作・検証を行っているところである。

振動式コーンは、原位置の地盤に対して直接振動を与えて液状化させることで、原位置液状化強度を直接的に評価することを目指すものである。

2. 研究目的

本研究ではこれまで原位置液状化試験法としての振動式コーン試験の適用性について検討を行っており、小型模型実験を通じて、定点振動法の有効性を明らかにしてきた²⁾。これは、振動部を搭載したコーン先端プローブを地中に貫入し、一定の深度で振動強さを漸増させ、先端抵抗の低下によって液状化の発生を検出する方法である。この試験法において、本報では現場実験により得られた計測データに基づき原位置液状化強度の推定方法について検討し、その結果を報告するものである。

3. 振動式コーンの機器概要

振動式コーンのプローブの概要を図-1に示す。これは、地盤への静的圧入を想定したもので、プローブ先端にコーンポイントを有している。また、プローブ内には、地中でプローブを振動させるために振動部、振動中の先端荷重、間隙水圧、加速度、振動部の回転周波数を計測するために荷重計、間隙水圧計、加速度計、パルス計を搭載している。

振動部には偏心ウェイトを搭載し、これをプローブ軸周りに回転させることでプローブに水平方向の振動を生じさせ、これによってプローブ周辺地盤に繰返しせん断を直接与えるものである。図-2に示すように、偏心ウェイトは大小の二重構造としており、それらの交差角と回転周波数を独立制御することで、任意の遠心力と周波数の組合せを設定できる

機構としている。なお、加速度計は、非回転部に設置しており、水平1成分の加速度を測定できる。

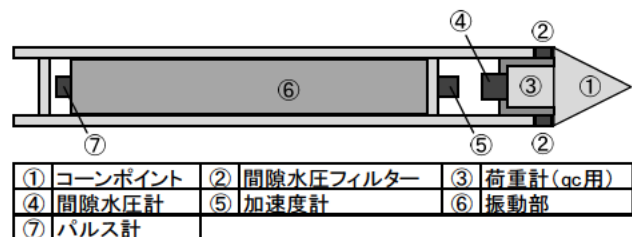


図-1 振動式コーンのプローブの全体概要

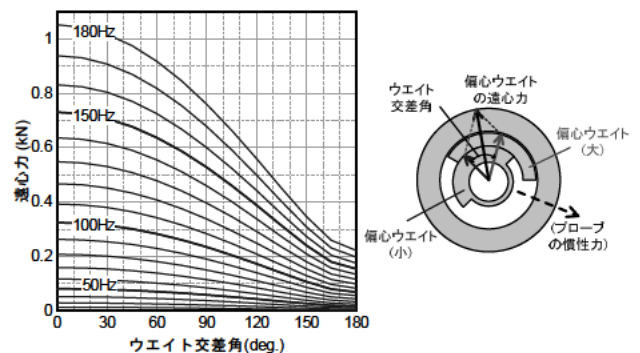


図-2 偏心ウェイトの交差角、回転周波数と遠心力の関係

4. 実験対象地点の概要

本実験の対象地点は、吉野川水系今切川の河口から2.0km地点の右岸堤防である。試験位置は堤防のり肩部であり、図-3に示すように、既存ボーリング孔（P孔、S孔）に対して電気式静的コーン貫入試験（以下、CPT）および振動式コーン試験を堤防縦断方向に約1.5mの間隔で実施した。

既存ボーリングでは、コア観察のほか標準貫入試験、PS検層、乱れの少ない試料採取が行われており、得られた試料に対する室内試験として物理試験と液状化試験（繰返し非排水三軸試験）が実施されている。その結果概要を図-4に示す。本地点の地盤は、砂質土を主体とした盛土（堤体）によるB、砂分および腐植物を混入する低塑性のシルト（A1c）、細粒分含有率 $FC=38.5\% \sim 47.6\%$ で緩いシルト質砂（A1s）、 $N=8 \sim 15$ で $FC=12.8\% \sim 18.2\%$ のシルト混じり砂（A2sU）からなり、G.L.-14.00m以深は、 $N=6 \sim 11$ で $FC=32.4\% \sim 75.2\%$ と細粒分含有率の大きいシルト質砂（A2sL）および砂質シルト（A3cs）から構成されている。液状化試験に供するための試料は図-4に示す6深度で採取されており、GPサンプラー（GP-1~5）を基本としつつ、非常に緩く試料採取が困難であったB層のみはシンウォールサンプラー（T-1）による採取が行われている。液状化試験では、各供試体の材料のばらつきや品質を確認することができるよう、全供試体について物理試験およびVsVp測定が行われている。

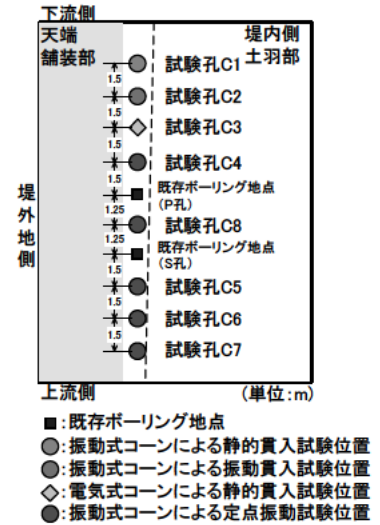


図-3 測定位置の概要図

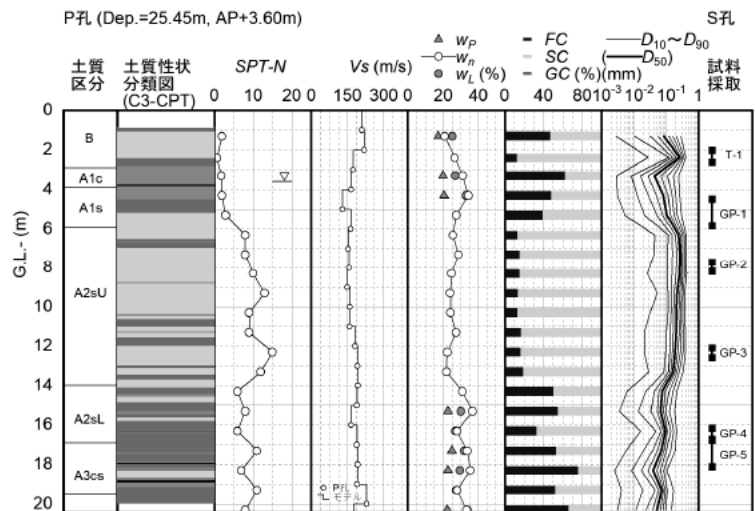


図-4 既存ボーリングの結果概要図

5. 実験概要

本実験では、プローブの貫入と振動のパターンを種々組み合わせた载荷を行ったが、本報ではそのうち、一定深度で振動強さを漸増させ、先端抵抗 q_c が著しく低下したときの振動強さから原位置液状化強度を評価する方法（定点振動法³⁾）による実験結果を示す。

定点振動法による実験ケース一覧を表-1に示す。基本ケースはC4であり、錘（偏心ウエイト）の交差角を 0° とした状態で2秒ごとに回転周波数を10Hz程度ずつ漸増させる試験を、深さ方向に1m間隔で行っている。C5~C8では、試験間隔、回転周波数の増加速度、錘交差角を変化させたケースの実験を行ったが、本報ではこれらのうち回転周波数の増加速度の異なるC4、C6について示す。定点振動法による各試験深度の間では、静的貫入による先端抵抗と間隙水圧の測定を行った。各試験孔

表-1 実験ケース一覧表（定点振動法）

CASE (試験孔)	孔口標高 (AP+m)	貫入長 (m)	試験間隔 (m)	载荷方法	回転周波数 (Hz)	錘交差角 ($^\circ$)
C4	3.679	19.55	1.0	定点振動 (静的貫入)	漸増(10Hz/2s)	0
C5	3.678	14.05	0.5	定点振動 (静的貫入)	漸増(10Hz/2s)	0
C6	3.697	15.55	1.0	定点振動 (静的貫入)	漸増(10Hz/5s)	0
C7	3.753	19.55	1.0	定点振動 (静的貫入)	漸増(10Hz/2s)	180
C8	3.695	13.55	1.0	定点振動 (静的貫入)	漸増(10Hz/2s)	120

貫入・引上速度1cm/s

の貫入長は 13.55 m～19.55m である。

6. 実験結果

代表的なケースとして C4-16 (先端深度 8.55m) を対象に、振動式コーンによる計測データの例を図-5 に示す。同図に示す R_L は、偏心ウエイトおよびプローブの回転運動によって生じる水平反力の振幅であり、文献⁴⁾に示した方法により算出している。回転周波数を漸増させていく中で水平反力も増加し、これに伴って先端抵抗 q_c が急激に低下していることが分かる。文献³⁾に示した室内土槽実験では、このタイミングで模型地盤に液状化が発生したことが確認されており、これと同様に今回の現場実験においてもプローブ先端付近の地盤に液状化が発生した様子を捉えたものと考えられる。また、図-5 のように q_c が低下する様子は、これまで層厚 1.35m の模型地盤のみで確認されていたのに対し、本実験では G.L.-13.55m 以浅の範囲で同様のデータが得られたことから、振動式コーン試験・定点振動法は実地盤に対しても一定の適用性を有するものと考えられる。ただし、G.L.-14.55m 以深の範囲で得られたデータは、図-6 の先端抵抗 q_c と振動後 q_c の関係に示すとおり、回転周波数の増加に対する q_c の低下が鈍く、低下の度合いも小さいものにとどまった。その原因としては、G.L.-14.55m 以深のシルト質砂 A2sL 層の液状化強度が大きいことや、土被り圧が大きいことにあるものと考え

られるが、いずれにしても本地点の G.L.-14.55m 以深で明確な液状化の発生を捉えるためには振動強さをさらに高めることが必要であると考えられ、今後の課題の一つとして挙げられる。

7. 液状化強度比の推定方法に関する検討

ここでは、定点振動法による原位置液状化強度の推定方法について具体的に定量化し、室内液状化試験データとの対比により検討する。まず、先端抵抗 q_c が計測開始時点から 25%まで低下した時点を液状化の発生とみなすこととした (図-5 参照)。閾値とした 25%は若干大きく感じられるかもしれないが、回転終了後に q_c の残留値が 0.3MPa 程度の大きさを持つデータが多く、これに対して計測開始時点の q_c が小さい場合に q_c の低下率があまり

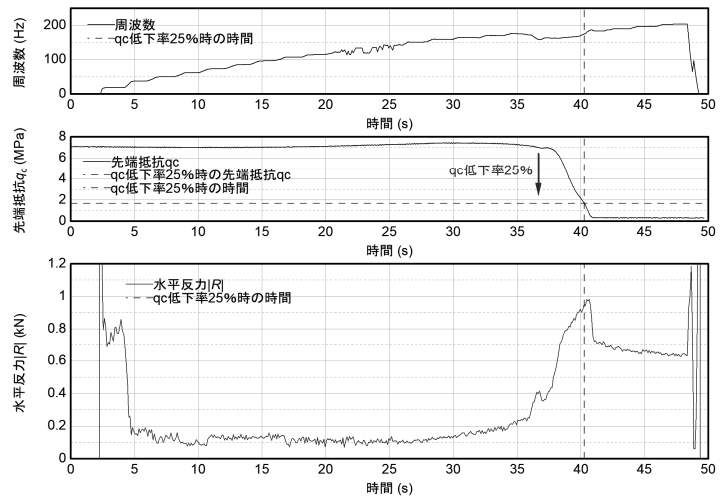


図-5 振動コーンの計測結果例 [C4-16 (先端深度 8.55m)]

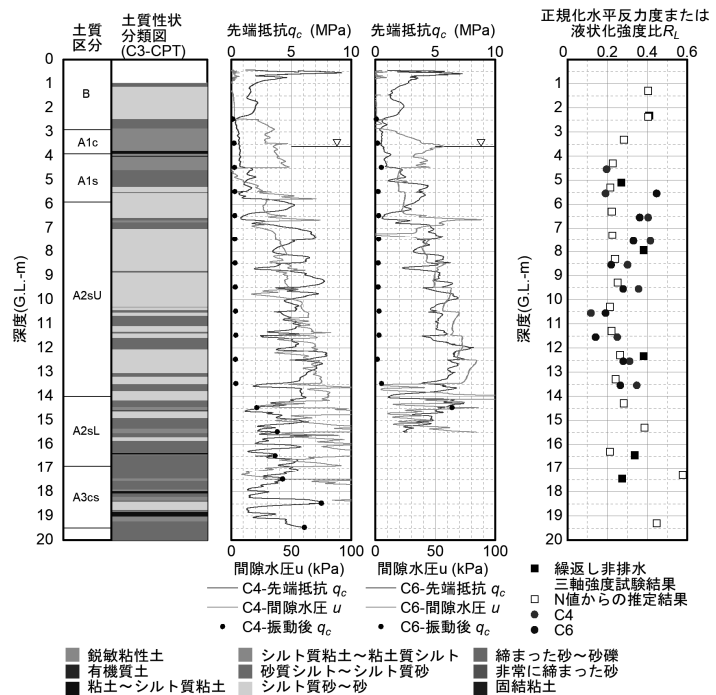


図-6 正規化水平反力度の深さ方向分布の一例 (C4, C6)

小さくならないことを考慮し、試行錯誤的に設定したものである。こうすることで、C4～C8の多くのデータにおいて、液状化の発生タイミングを安定的に検出することができた。次に、液状化発生時の振動強さについては、文献⁴⁾の方法で算出される水平反力 R で代表させることとした。ただし、 R については、受圧面積 A (=プローブ径×プローブ長さ) で除すことで水平方向地盤反力度に換算し(上部接続ロッドからの反力の影響は小さいものと仮定)、さらにこれを有効上載圧 σ_v' で正規化した水平反力度 $R/\sigma_v' A$ を、室内試験における繰返し応力比と対比することとした。

液状化発生時の正規化水平反力度 $R/\sigma_v' A$ の深さ方向分布の一例(C4、C6)を図・6に示す。既存調査データによる液状化強度比 R_L と比較すると、振動式コーンによる液状化発生時の正規化水平反力度は少なくとも同程度のオーダーの値となっていることから、検討した一連の方法により原位置液状化強度に近い値を算出できていると言える。特に、C4の正規化水平反力度は、液状化試験(繰返し非排水三軸試験)による液状化強度比 R_L と近い値であることが確認される。ただし、液状化時に先端抵抗 q_c が低下する時刻と、みかけの慣性力増幅率⁴⁾のピーク時刻がずれる場合は、正規化水平反力度を安定的に算出できないケースが多いことが確認されているため、計測データの解析手法についてはさらなる改善の余地があると考えられる。

C4とC6では回転周波数の増加速度が異なり、同一振幅レベルでの繰返しせん断回数⁴⁾の違いは2.5倍であるが、図・6に示すC4、C6の正規化水平反力度を比較したところ著しい差異は認められない。よって、プローブから周辺地盤への作用については繰返しせん断履歴に関連した累積的な指標ではなく液状化時点における水平反力度を指標とすることができると考えられる。

8. まとめ

本報では、現場実験による振動式コーンを用いた原位置液状化強度の推定に関する検討を行った。その結果、振動式コーン試験による定点振動法は実地盤に対しても一定の適用性を有するものであり、また、検討した一連の方法により原位置液状化強度の推定を相応に行うことが可能であることがわかった。今後は室内実験や現場実験のデータ蓄積を行い、より精度の高い原位置液状化強度の推定方法を検討し、振動式コーンを用いた原位置液状化試験法の確立および実用化を目指していきたい。

9. 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、谷本主任研究員、ならびに土質・振動チームの皆様にご指導を頂きました。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) 谷本俊輔、佐々木哲也、石原雅規：「液状化判定法の課題—年代効果の問題を中心に—」、地盤工学会誌、Vol.64、No.8、pp.18-21、2016.8
- 2) 佐々木哲也、石原雅規、林宏親、江川拓也、谷本俊輔、鷲見浩司、川口剛：「細粒分を含む砂の液状化強度の評価法に関する再検討」、土木研究所資料、第4352号、2016.3
- 3) 石村陽介、谷本俊輔、佐々木哲也：「室内土槽実験による振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価指標に関する検討」、第54回地盤工学研究発表会、pp.169-170、2019.7
- 4) 谷本俊輔、大重綱平、佐々木哲也：「振動式コーン・定点振動法における計測データと水平反力の関係」、第55回地盤工学研究発表会、2020.7(投稿中)

安定処理土の締固めの違いが剛性に及ぼす影響

チーム名等 施工技術チーム
氏名 大田 孝

1. まえがき

施工技術チームでは安定処理土で構築される盛土の適切な品質管理手法を提案することを目標とした共同研究を行っており、その一環として平成 28・29 年度では美浦砂（細粒分含有率が 50 % 程度で高含水状態の砂質土）の安定処理土で盛土の実施工を模した締固め施工実験を行い、密度と強度・剛性との関係を把握した¹⁾。平成 30 年度では地盤材料をつくば中央 IC に仮置きされていた建設発生土を安定処理して、2 種類の転圧機械を用いて締固め固めた安定処理土の締固め特性の把握を目的とした密度や剛性・強度等の計測を転圧当日および所定の材齢で行う締固め施工実験を行った。本報告書では、転圧当日の密度と剛性の関係および材齢の経過に伴う剛性の変化について報告する。

2. 実験に用いた地盤材料

実験に用いた建設発生土（以降、粘性土と呼ぶ）の基本物性を表 1、締固め曲線を図 1a)、b)、c) にそれぞれ示す。粘性土は、採取時の含水比 w が 46% 程度であり、コーン指数 q_c は 217 kN/m² を示す。粘性土は建設発生土の土質区分基準²⁾において“第 4 種建設発生土”に分類される土である。粘性土は、粗粒分が 44.9% で、細粒分が 55.1% であった。実験では $w=44\sim 46\%$ 程度の粘性土に生石灰、セメント系固化材、高炉セメント B 種の安定材をそれぞれ混合攪拌した安定処理土を地盤材料とした。それぞれの混合率は粘性土の乾燥重量に対し、石

表 1 粘性土および安定処理土の基本物性一覧

		磯混じり砂質シルト <MHS-G>	生石灰 10%	セメント系固化材 11%	高炉セメント B 種 16%				
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.584	2.620	2.681	2.645				
礫分含有率 (%)		10.2	8.9	8.7	9.2				
砂分含有率 (%)		34.7	31.0	29.9	28.5				
細粒分含有率 F_c (%)		55.1	60.1	61.4	62.3				
締固め試験	試験方法	B-c法	E-c法	B-c法	E-c法	B-c法	E-c法	B-c法	E-c法
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.350	1.425	1.290	1.410	1.370	1.494	1.373	1.498
	最適含水比 w_{opt} (%)	30.5	27.5	29.3	24.8	30.5	25.8	28.8	24.4
	コーン指数 q_c (kN/m ²)	217 ^{*1}		6224 ^{*2}		2889 ^{*3}		6194 ^{*3}	

*1: 養生日数は4日(水中4日)
*2: 養生日数は10日(気中6日+水中4日)
*3: 養生日数は7日(気中3日+水中4日)

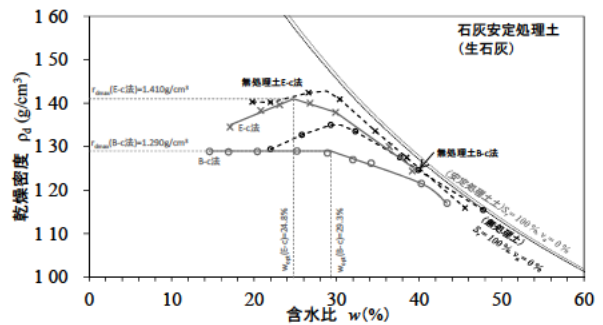


図 1a) 粘性土及び石灰安定処理土の締固め曲線

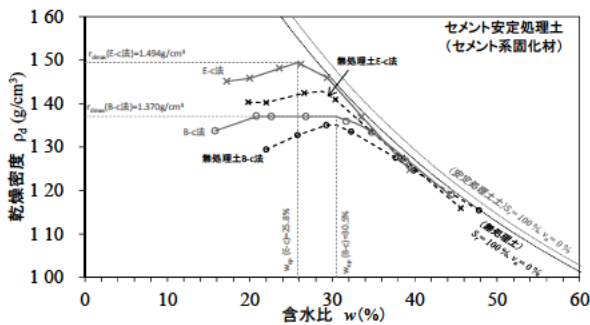


図 1b) 粘性土及びセメント安定処理土 (セメント系固化材) の締固め曲線

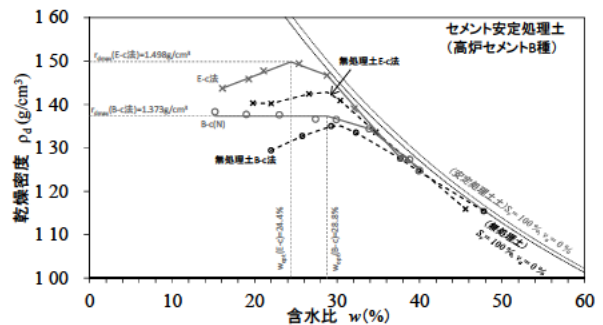


図 1c) 粘性土及びセメント安定処理土 (高炉セメント B 種) の締固め曲線

灰安定処理土で10%、セメント安定処理土（セメント系固化材）で11%、セメント安定処理土（高炉セメントB種）で16%（以降、それぞれの安定処理土をL10%、C11%、B16%と呼ぶ）とした。混合は約11 m³の粘性土に対し、油圧ショベル（自重13.5 tクラス）にバックホウ取り付け型攪拌バケット（φ_外、バケットミキシングBM04、写真1参照）を用いて約80~100分間行った。混合した安定処理土は、L10%では1日仮置きした後、C11%およびB16%は攪拌後直ちに、後述する実験ピット内の実験溝に撒き出し・敷均しを行った。実験は1ケース毎に1種類の安定処理土を用いて、計3ケース行った。図1a)よりL10%の最大乾燥密度 ρ_{dmax} は無処理土の ρ_{dmax} に比べ、低い値であり、図1b)、c)よりC11%およびB16%の ρ_{dmax} は無処理土の ρ_{dmax} と同程度の値であった。



写真1 バックホウ取り付け型攪拌バケット

3. 実験手順

図2に各ケースで準備したコンクリート製実験ピット内の平面図および断面図を示す。実験ピット内に基礎地盤を造成し、幅0.5m、延長5.5mまたは7.0m、深さ0.3mの実験溝を9溝設け、安定処理土を投入して、盛土の層厚が40cmとなるように撒き出し・敷



図2 締固め施工実験平面図および断面図

き均した。その後、バックホウ（自重2.7tクラス）でクローラ走行をした状態を転圧前の初期状態（転圧0回）とした。転圧は異なる2種類の転圧機械（質量約300kgの前後進コンパクタおよび質量約70kgのランマ）を用いた。各溝の転圧回数は図2に示すように各転圧機械で1、2、4、8回とした。転圧当日の計測は図2に示す①~⑩の計測を実施した。さらに転圧8回の実験溝では、L10%は材齢3日・10日後、C11%は3日・7日後、B16%は材齢2日・7日後に③~⑩の計測を実施した。本報告書では、①コアカッターによる土の密度試験（3箇所・3深度）と③小型FWD試験（3箇所・1回）、④動的平板載荷試験（3箇所・10回）による地盤反力係数 K_{30} の計測結果を整理している。

4. 実験結果

コアカッターによる上層（盛土表面~10m）、中層（10cm~20cm）、下層（20cm~30cm）の密度の平均値から求めた締固め度 D_c と転圧回数との関係を図3a)、b)に示す。図3a)より前後進コンパクタの転圧において、すべての安定処理土で転圧回数によらず D_c は80~90%程度で推移する傾向であった。図3b)よりランマの転圧において、すべての安定処理土で転圧4回までに D_c は90~95%程度まで増加する傾向であった。

図4に前後進コンパクタでの転圧当日における締固め度と小型FWD試験より得られた地盤反力係数 $K_{30 \cdot \text{小型FWD}}$ の関係を上段に示し、飽和度 S_r と $K_{30 \cdot \text{小型FWD}}$ の関係を下段に示す。ここで図4および図6に示す $K_{30 \cdot \text{小型FWD}}$ は、小型FWD

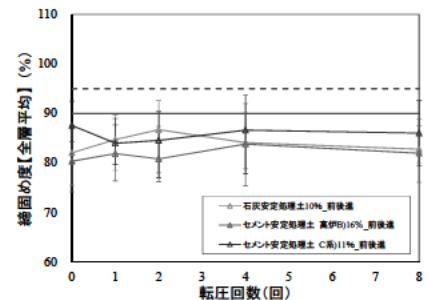


図3a) 締固め度と転圧回数の関係（前後進コンパクタによる転圧）

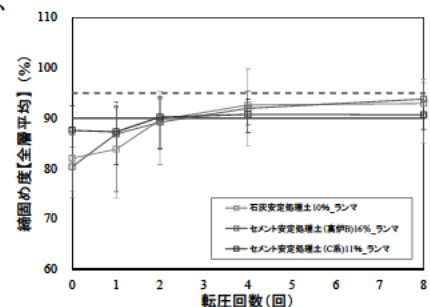


図3b) 締固め度と転圧回数の関係（ランマによる転圧）

試験により得られたK値と平板载荷試験で得られる K_{30} の値と同等とした³⁾。図5に前後進コンパクトでの転圧におけるDcと動的平板载荷試験より得られた K_{30} ・動的平板の関係を上段に示し、Srと K_{30} ・動的平板の関係を下段に示す。

図4および図5の上段より、前後進コンパクトの転圧におけるC11%およびB16%のDcと K_{30} ・小型FWD、L10%のDcと K_{30} ・動的平板の間で、正の相関が見られた。その他の安定処理土のDcおよび K_{30} (小型FWD・動的平板)は、変化量が小さく、両者の関係は明瞭でなかった。図4および図5の下段より、すべての安定処理土のSrは、80%程度以下であった。

図6にランマでの転圧当日におけるDcと K_{30} ・小型FWDの関係を上段に示し、Srと K_{30} ・小型FWDの関係を下段に示す。図7にランマでの転圧におけるDcと K_{30} ・動的平板の関係を上段に示し、Srと K_{30} ・動的平板の関係を下段に示す。図6および図7の上段より、L10%およびB16%のDcと K_{30} (小型FWD・動的平板)は、概ね転圧1~4回程度までは、正の相関があり、それ以降はDcの増加に伴い、 K_{30} (小型FWD・動的平板)の減少が生じていた。図6および図7の下段より、L10%およびB16%のSrが70~80%程度以下の場合、DcとSrは正の相関関係を示し、Srが70~80%程度以上になると、Dcの増加に伴い、 K_{30} (小型FWD・動的平板)の低下が見られた。これらは、既往の様々な実験⁴⁾でも報告がされている通り、Srの増加に伴う、原位置試験の測定値に水の影響 (サクシジョンの低下による剛性、強度の低下)が生じ始めており、Dcと K_{30} (小型FWD・動的平板)の関係が変化したものと考えられる。同様にC11%でも転圧開始時からSrが80%を超えており、Dcの増加に伴い、 K_{30} (小型FWD・動的平板)が低下したと考えられる。

転圧8回の安定処理土の K_{30} ・小型FWDの経時変化を図8に示し、 K_{30} ・動的平板の経時変化を図9に示す。図8および図9は点線が前後進コンパクトで転圧を8回行った安定処理土の平均計測値を示し、実線がランマでの転圧を行った安定処理土の平均計測値を示す。図より、すべての安定処理において、

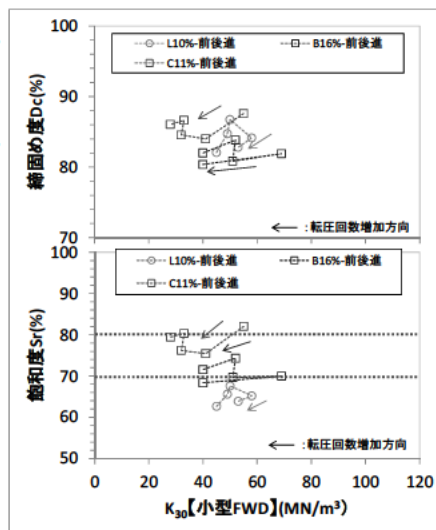


図4 前後進コンパクトによる転圧の締固め度と地盤反力係数 (小型FWD)の関係 (上段) および飽和度と地盤反力係数の関係 (下段)

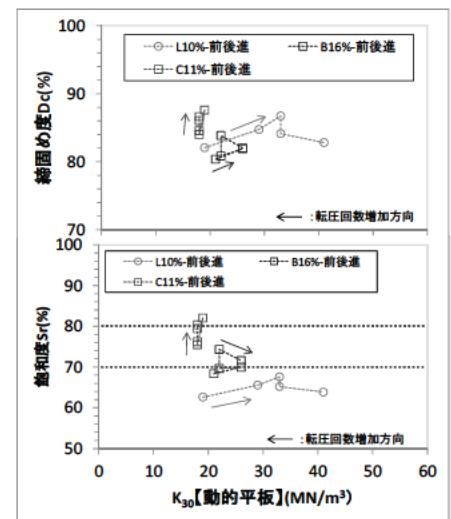


図5 前後進コンパクトによる転圧の締固め度と地盤反力係数 (動的平板)の関係 (上段) および飽和度と地盤反力係数の関係 (下段)

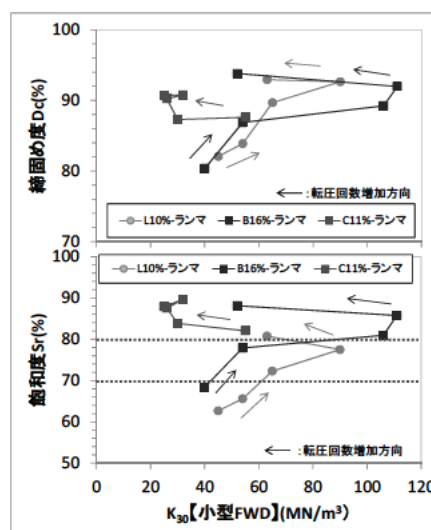


図6 ランマによる転圧の締固め度と地盤反力係数 (小型FWD)の関係 (上段) および飽和度と地盤反力係数の関係 (下段)

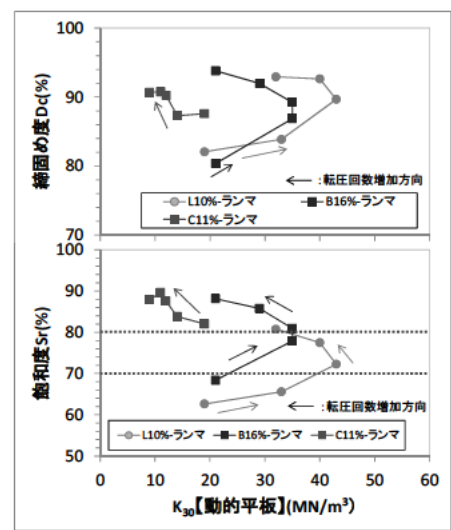


図7 ランマによる転圧の締固め度と地盤反力係数 (動的平板)の関係 (上段) および飽和度と地盤反力係数の関係 (下段)

材齢0日の K_{30} (小型FWD・動的平板) に比べ、材齢7日または10日の K_{30} (小型FWD・動的平板) は増加傾向が見られた。また、C11%を除く、すべての安定処理土の K_{30} (小型FWD・動的平板) は、前後進コンパクトで転圧した安定処理土の値よりも、ランマで転圧した安定処理土の値の方が大きい傾向が見られた。C11%は図5、7に示すように転圧当日に計測した K_{30} ・動的平板においてランマによる転圧した安定処理土の計測値がより小さい値を示していたが、材齢と共にランマ転圧の方が最終的に得られた値が大きく、 K_{30} ・小型FWDでも同程度であった。これらは安定処理土において転圧時に多少剛性を下がっても、飽和度を上げることが結果的に高い剛性を得られることにつながる可能性が示唆されたと考えられる。

5. まとめ

第4種建設発生土相当の粘性土を安定処理して異なる転圧機械を用いた締固め施工実験を実施した。

転圧当日における締固め度と地盤反力係数 K_{30} (小型FWD・動的) は飽和度が70~80%程度未満では正の相関を示し、飽和度が70~80%程度以上では関係が逆転する傾向が見られた。この傾向の変化は、飽和度の増加に伴うサクシヨンの低下によるものと考えられた。

すべての安定処理土で材齢と共に地盤反力係数 K_{30} (小型FWD・動的) の増加を確認した。また、異なる締固め度で施工したL10%とB16%の K_{30} (小型FWD・動的平板) を比較した場合、結果的に飽和度の高い安定処理土で高い K_{30} (小型FWD・動的平板) が得られる傾向が見られた。安定処理土の盛土施工において多少の剛性低下が生じてでも飽和度を上げることは、結果的により高い剛性の盛土施工につながる可能性が示唆された。

今後も、さらに異なる安定処理土の締固め施工実験を行い、締固め特性の基礎的なデータを蓄積して、安定処理土を用いた盛土の品質管理手法について検討を進める予定である。

6. 謝辞

本研究において、施工技術チームの皆様方には大変貴重なご意見や、多大なるご協力を頂きました。ここに、深く感謝の意を表します。

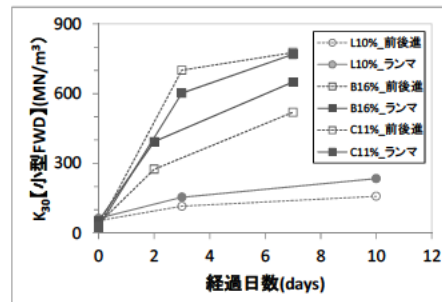


図8 転圧8回行った安定処理土の K_{30} (小型FWD)の経時変化

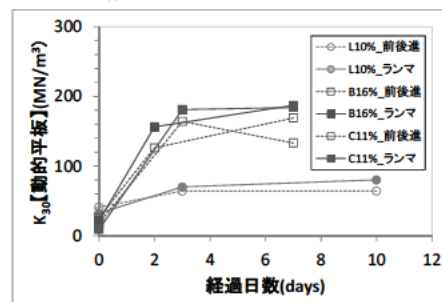


図9 転圧8回行った安定処理土の K_{30} (動的平板)の経時変化

所属：基礎地盤コンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 大田ら：固化改良した建設発生土の締固めに関する基礎的検討、第13回地盤改良シンポジウム、pp. 277~284、2018. 10
- 2) (独)土木研究所、建設発生土利用技術マニュアル第4版、p. 26、(一財)土木研究センター、2013
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物平成25年改編、付属資料31、pp. 419、2013
- 4) 龍岡文夫、第2回 盛土の締固め②、基礎工、pp. 102-405、2013、08

試料の準備方法及び突固め方法の違いが砂質土の締固め試験結果に与える影響

チーム名等 施工技術チーム
氏名 西田 洋介

1. まえがき

突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210-2009) は、道路盛土等の締固めの管理基準値を決定するために実施される。試験方法は締固めエネルギーとモールドの大きさの組み合わせで5つの呼び名に大別され、盛土の目的と部位、建設機械の締固めエネルギー、盛土材料の特殊性と許容最大粒径を考慮して選定されるが、例えば礫を含まない砂質土の場合には複数の方法が選択可能であり、技術者によって異なる方法、異なる試験結果が導かれる可能性がある。また、特殊でない土の試料の準備方法には明確な基準がない。そこで本研究では、礫を含まない細粒分まじり砂を対象として異なる試験条件で締固め試験を実施し、試料の準備方法及び突固め方法の違いが試験結果に及ぼす影響について考察した。

2. 試料及び試験方法

試料は茨城県行方市で採取された細粒分まじり砂 (以下、行方砂という) とした。行方砂の粒径加積曲線を図-1、物理・力学特性を表-1 にそれぞれ示す。行方砂は細砂～中砂が全体の8割以上を占め、細粒分含有率が約9%の非塑性の砂質土である。表-2 に示すように、突固めによる土の締固め試験のJIS規格にはA、B、C、D、Eの5つの呼び名があり、それぞれ突固めに使用するランマーの質量、モールド内径及び突固め回数が異なる。また、試料の準備方法にはa (乾燥法で繰返し)、b (乾燥法で非繰返し)、c (湿潤法で非繰返し) 法の3種類がある。本研究では、A、B、Eを対象に、含水比調整方法、ふるいによる試料の解きほぐしの精度及び突固めの方法を変えて締固め試験を行い、これらの要因が試験結果に与える影響を調べた。試験条件と得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} 及び最適含水比 w_{opt} を表-2 に示す。

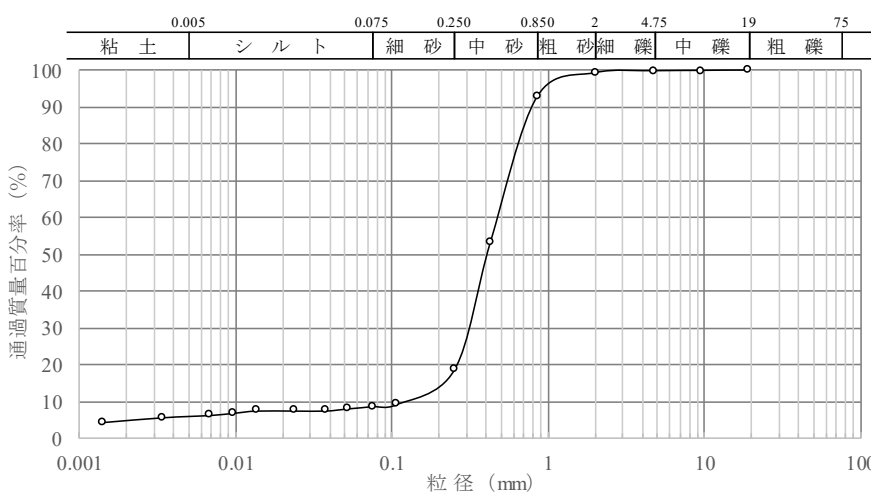


図-1 試料の粒径加積曲線

表-1 物理・力学特性

試料名	行方砂
土質分類	細粒分混じり砂
土粒子の密度 ^{※1} ρ_s (g/cm ³)	2 665
自然含水比 W_n (%)	13.1
細粒分含有率 F_c (%)	8.8
液性限界 W_L (%)	NP
塑性限界 W_P (%)	NP
塑性指数 I_P	NP
コーン指数 ^{※2} q_c (kN/m ²)	2364
CBR ^{※3} (%)	35.1

※1 最大粒径4.75mmの調整試料

※2 10cmモールド、2.5kgランマー
25回/3層突固め $w=13.0\%$

※3 4.5kgランマー-67回/3層突固め $w=13.3\%$

表-2 締固め試験の JIS 規格 (左) と実施した試験条件 (右)

JIS規格 (JIS A 1210-2009) ※1						試験条件及び結果				
突固め方法の呼び名	ランマー質量(kg)	モールド内径(cm)	突固め層数	1層当たり突固め回数	許容最大粒径(mm)	試料の準備方法		突固めの方法 (範囲のラップ有無)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	Wopt (%)
						含水比	解きほぐしたふるい目(mm)			
A	2.5	10	3	25	19	乾燥法 (b法)	4.75	人力 (ラップ有)	1.799	13.8
							19	人力 (ラップ有)	1.807	14.0
						湿潤法 (c法)	4.75	人力 (ラップ有)	1.799	13.8
							19	人力 (ラップ有)	1.810	14.0
B	2.5	15	3	55	37.5	乾燥法 (b法)	19	人力 (ラップ無)	1.830	11.8
								人力 (ラップ有)	不可※2	不可※2
							37.5	人力 (ラップ無)	1.828	11.3
E	4.5	15	3	92	37.5	乾燥法 (b法)	19	機械 (ラップ有)	—※3	—※3
								人力 (ラップ無)	—※3	—※3

※1 試験実施当時

※2 3供試体のみ試験を実施したため決定できなかった

※3 締固め曲線の形状により判別できなかった

試料の準備はb又はc法により行った。乾燥法 (b法) では、目標とする含水比の最低値を下回る含水比まで試料を自然乾燥させた後、締固め曲線を得るのに必要な7段階程度の含水比となるように試料に加

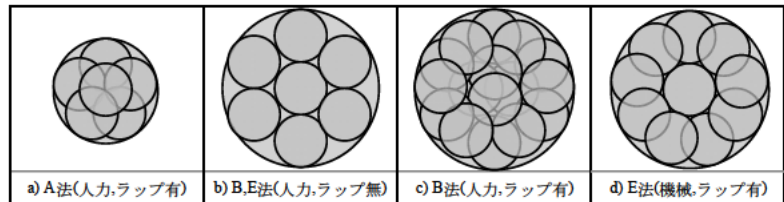


図-2 突固め方法の概略

水、養生 (12 時間以上) を施した。湿潤法 (c法) では自然含水比を原点とし、目標とする6~7段階程度の含水比まで試料を自然乾燥するか、加水及び養生した。ふるいによる試料の解きほぐしは締固め試験の直前に実施した。

図-2 の模式図に突固め方法の概略を示す。A 法の人力 (ラップ有)、B 法の人力 (ラップ無) 及び E 法の人力 (ラップ無) は、地盤材料試験の方法と解説¹⁾ に従い、規格に準拠したランマーを用いて人力により均等に突き固めようとした方法である。B 法の人力 (ラップ有) は、A 法の人力 (ラップ有) と同じような突固め条件となるよう、モールドの縁に沿って12回で内縁をひと回りし、次の4回でモールド中心部に小さい円を描くよう落下させる操作を繰り返した方法である。E 法の機械 (ラップ有) は、自動突固め装置を用いた方法である。使用した装置は、モールドの縁に沿って9回で内縁をひと回りし、次の1回で中心部にランマーを落下させる方法が設定されており、縁に沿って隣り合う突固め領域が一部オーバーラップする。なお、含水比の測定はモールドから取り出した試料の全量で行った。

3. 試験結果

3.1 試料の準備方法の違いの影響

行方砂は土粒子のほとんどが0.250~0.850mmの砂分を主体とする土であるが、含有する細粒分の影響により、自然乾燥の過程で許容最大粒径を超える土塊が生じた。この土塊の解きほぐしを19mmと4.75mmの2種類のふるいで変えて、A-c法により実施した締固め

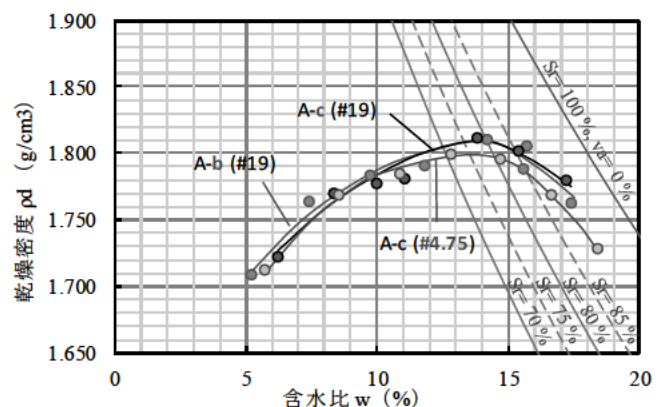


図-3 試料の準備方法の影響

試験の結果を図-3 に示す。締固め曲線の形状、 ρ_{dmax} 及び w_{opt} に明瞭な差はなく、行方砂では試料の解きほぐしの精度が試験結果に与える影響は無かった。

含水比を乾燥法で調整し、試料を 19mm で解きほぐした A-b 法による結果も図-3 に併せて示す。試験結果は A-c 法と概ね一致したことから、行方砂では乾燥方法の違いの影響もないものと判断された。

3.2 モールドサイズの違いの影響

A 法及び B 法では、土に与える突固めエネルギーが、Proctor により定義された締固め仕事量に一致するよう突固め回数が定められている。従って、図-2 の a)~c) のいずれの突固め方法を用いても、理論上は同じ締固め曲線が得られるはずである。これを確認した結果を図-4 に示す。B-b 法 (ラップ無) の締固め曲線は、 $w < 15\%$ の範囲で A-b 法 (ラップ有) の曲線の左上に位置した。その結果、B-b 法 (ラップ無) は A-b 法 (ラップ有) と比較して ρ_{dmax} が高く、 w_{opt} が小さくなった。吉国ら²⁾によると、同一試料において ρ_{dmax} が大きく、 w_{opt} が低くなる傾向は、締固めエネルギーが大きい場合に

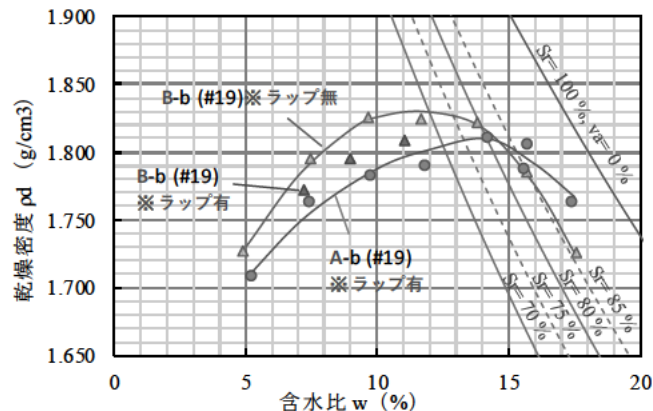


図-4 突固め方法の影響

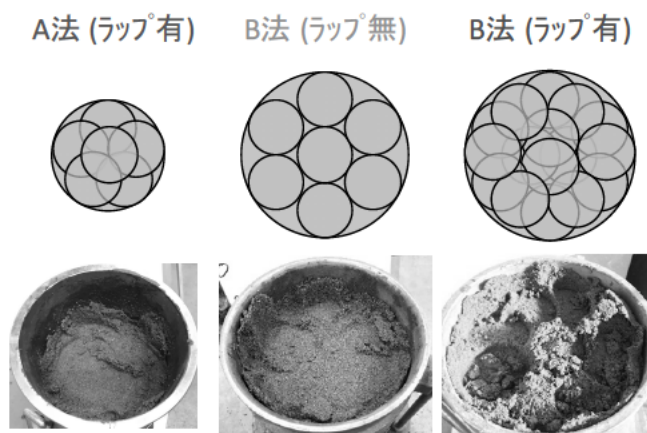


図-5 試験後の試料の状況 (含水比約 12%)

に見られるとされていることから、A-b 法は B-b 法に比べて何らかの影響により締固めエネルギーが損失していた可能性が考えられる。B-b 法 (ラップ有) は、隣り合う突固め領域が A-b 法 (ラップ有) と同程度となるようにランマーを落下させて得た試験結果であり、3 段階の含水比で ρ_d を求めた。図-4 に示すように、B-b 法 (ラップ有) は B-b 法 (ラップ無) よりも ρ_d が低くなった。ここで、試験後の試料の状況を図-5 に示す。B-b 法 (ラップ無) では、隣り合う突固め領域がオーバーラップしないため、ランマーが 7 回落下した後の試料の上端面は比較的均等に突き固められており、締固めエネルギーが効率よく土に伝達し、高密度化する突き方となっていたと考えられる。一方、A-b 法 (ラップ有) 及び B-b 法 (ラップ有) では、ランマーの落下でいったん鉛直下方向へ締め固められた試料の一部が、次のランマーの落下で斜め上方向に盛り上がる様子が確認された。このことから、突き固める範囲がオーバーラップすることにより、既に突き固められた範囲が乱され密度が上がりにくくなったものと推測される。

3.3 締固めエネルギーの影響

図-6 に E-b 法の人力 (ラップ無)、機械 (ラップ有) 及び B-b 法の人力 (ラップ無) の結果を示す。E 法で土に与える締固めエネルギーは B 法の 4.5 倍である。E 法の人力 (ラップ無) と B 法の人力 (ラップ無) を比較すると、E 法の締固め曲線が B 法よりも左上に位置していたのは与えたエネルギーの差によるものであると考えられる。なお、突固め領域のオーバーラップの有無の影響は、E-b 法においても同様に確認された。E-b 法による締固め曲線の形状は A-b 法及び B-b 法と異なった。 $w \leq 5\%$ までは低含水比ほど ρ_d が大きくなり、含水比を 3% まで下げると ρ_d が急落した。b 法で $w \approx 5\%$ となるように準備した試験前の試料と、E-b 法 (人力、ラップ無)、A-b 法 (人力、

ラップ有) 及び B-b 法 (人力、ラップ無) の試験後の試料の粒度分布を確認した結果を図-7 に示す。
 75 μm 以下の含有率は試験後の試料でわずかに大きく、E-b 法の試験後試料は試験前よりも約 1.5%大きかった。他の含水比の試料も含め、複数回粒度試験を繰り返して粒度試験の精度を確認する必要があるが、行方砂を E 法の修正 Proctor のエネルギーで突き固めると、 $w=5\%$ では粒子破碎が生じ、均質な砂粒子による粗大な空隙を 75 μm 以下の土粒子が埋めたため ρ_d が大きくなったと考えられる。 $w=3\%$ で ρ_d が急落した理由は現時点で不明である。行方砂の砂粒子の破碎のしやすさも含め、締固めによって生じた粒子破碎の密度への影響を引き続き検討する必要がある。

4. まとめ

細粒分含有率が約 9%の砂質土を対象に、試料の準備及び突固め方法を変えた締固め試験を行い、試験結果への影響を調べた。試料のふる

いによる解きほぐしの精度及び含水比の調整方法は、締固め試験の結果に影響を与えなかった。また、A-b 法の結果と比較して B-b 法で得られた ρ_{dmax} は大きく、 w_{opt} は小さかった。突き固める範囲がオーバーラップすると、いったん高密度化した範囲が乱されるため、 ρ_d が低下する可能性が考えられた。

E-b 法で得られた ρ_d は、同一の含水比で得られた B-b 法の値よりも大きかった。E-b 法では、含水比が低下するほど ρ_d が大きくなり、 ρ_{dmax} 及び w_{opt} を決定できなかった。締固めによる粒子破碎の影響が考えられた。

今後は行方砂の破碎性について引き続き検討すると共に、様々な地盤材料で同様の検討を行い、締固め試験方法の選定にあたっての留意事項を整理することが望ましい。

5. 謝辞

本研究において、宮武上席研究員、宮下主任研究員をはじめ施工技術チームの皆様には貴重なご意見とご指導を頂きました。厚く御礼を申し上げ、ここに感謝の意を表します。

所属：日特建設株式会社

<参考文献>

- 1) (社) 地盤工学会、地盤材料試験の方法と解説、pp.373-383、2009
- 2) 吉国ほか、土の力学 (II) -特殊土・締固め・土と水-、新体系土木工学 17、土木学会編、pp.147~149、1984。

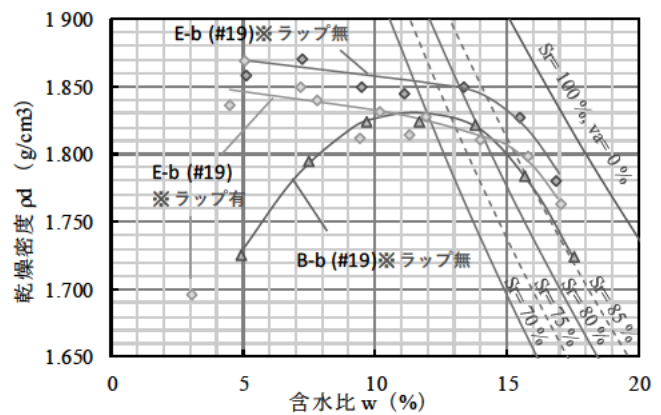


図-6 締固めエネルギーの影響

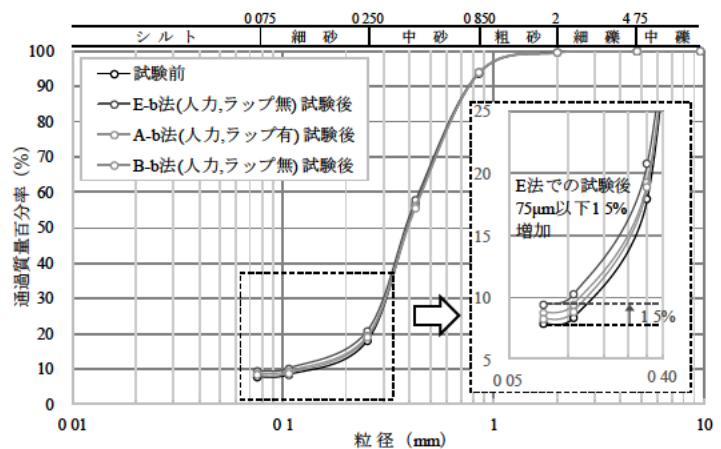


図-7 締固め試験前後の粒度分布の変化

道路土工構造物のメンテナンスに関する研究

チーム名等 施工技術チーム
氏 名 青木 信哉

1. まえがき

平成 31 年 4 月より交流研究員として「道路土工構造物のメンテナンスに関する研究」をテーマとして研究を進めている。補強土壁は、盛土材、補強材及び壁面材が相互に拘束され一体となって安定するものであり、盛土材の漏出はその量によっては補強土壁のメカニズムが損なわれ、安定性に大きく影響を与えるものである。(国研)土木研究所では平成 26 年から平成 27 年にかけて産官学の共同研究を実施し、補強土壁の盛土材のこぼれ出し(漏出)を崩壊と位置づけ、それに至る致命的な損傷を発見し対応することを基本とした補強土壁の維持管理手法についての知見をとりまとめた¹⁾。補強土壁としての構造を維持するためには、壁面材と連続する構造物等との接続部及び壁面材相互の接合部は、補強土壁等の変位及び変形に対して盛土材の漏出を生じさせずに追従できる構造とする必要がある。盛土材の漏出を抑制するための構造としては、壁面材の背面に不織布を設置することが多いが、壁面材と連続する構造物等との接続部及び壁面材相互の接合部にずれ及び開きが生じた際の不織布の挙動は必ずしも明らかにはなっていない。そこで本研究では、補強土壁の盛土材が漏出した事例の調査結果に基づき、壁面材と連続する構造物等との接続部に着目して、不織布の配置及び寸法をパラメータとした壁高 2.0m の模型を用いた実験により、盛土材の漏出が生じる際の挙動や不織布による漏出抑制効果を調べた。

2. 盛土材の漏出事例

盛土材の漏出に関する既往の分析結果²⁾及び事例調査(図 1)によると、漏出した事例の数は限定的であるものの図 2 に示すように、①壁面材と連続する構造物等との接続部からの漏出、②壁面材相互の接合部からの漏出に分類できる。①壁面材と連続する構造物等との接続部では、地震等により壁面のはらみ出しや構造物から離れる向きに壁面材が変位することによって、壁面材と構造物との間に開きが生じ、盛土材が漏出していた。②壁面材相互の接合部では、地震等により壁面材が水平方向に開くことによって、盛土材が漏出していた。本研究では、事例数がより多かった①壁面材と連続する構造物等との接続部に着目して実験を実施した。

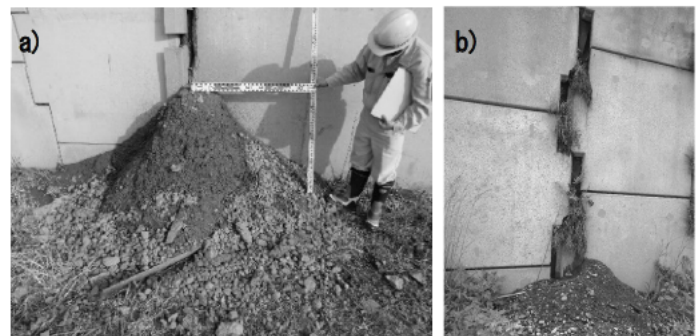


図 1 a) 壁面材と連続する構造物等との接続部からの漏出
b) 壁面材相互の接合部からの漏出

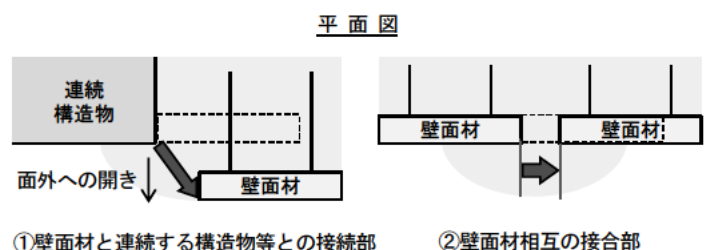


図 2 盛土材漏出パターン

3. 実験方法

3.1 実験概要

壁面材と連続する構造物等との接続部等では、盛土材の漏出を抑制するために、不織布が多く用いられている。本研究では、盛土材の漏出が生じる際の挙動や不織布による漏出抑制効果を調べることを目的に、①壁面材と連続する構造物等との接続部における壁面材の面外（補強土壁前面側）への開きを模擬した模型を用いた実験を行った。実験模型の概要を図3に示す。実験模型は、幅2.0m×高さ2.0mのL型擁壁により、補強土壁の壁面材及び連続する構造物を模擬した。以下、補強土壁の壁面材を模擬したL型擁壁を壁面材、連続する構造物を模擬したL型擁壁を連続構造物と称する。壁面材の底面にはあらかじめキャストを設置した。壁面材は、反力ビームとジャーナルジャッキを介して反力壁に支持させた。壁面材と連続構造物との接続部には50mmの隙間を設け、かつ、壁面材背面を連続構造物の端部から盛土側50mmの位置に配置した。実験に用いた不織布の特性を表1に示す。不織布の選定にあたり、盛土材の漏出抑制のために用いられている不織布の実態を調査し、不織布の寸法・強度が中間的なものを選定した。不織布は、接続部の隙間から盛土材が漏出しないように、折り目が鉛直となるように中央で折り、両構造物に接するように設置した。また、底面からの盛土材の漏出を抑制するために、不織布下端を盛土側に210mm折り込んだ。盛土は川砂を用いて空中落下法により、相対密度 $D_r=65\%$ となるように構築した。使用した川砂の土性値を表2に示す。なお、本実験では、壁面材の移動に起因した不織布の挙動に着目していることから、補強材は設置していない。壁面材を支持したジャーナルジャッキを緩めることで、壁面材の面外への開きを模擬した。壁面材の移動は、盛土材の漏出が確認されるまで10mm/minの変位制御で行った。壁面材側と連続構造物側の不織布の引抜け量を把握するため、底面から高さ0.5m、1.0m、1.5mの箇所（それぞれを、下部、中部、上部と称する）の不織布の両側に計測用のターゲットを設置し、その変位量を読み取ることで引抜け量を計測した。

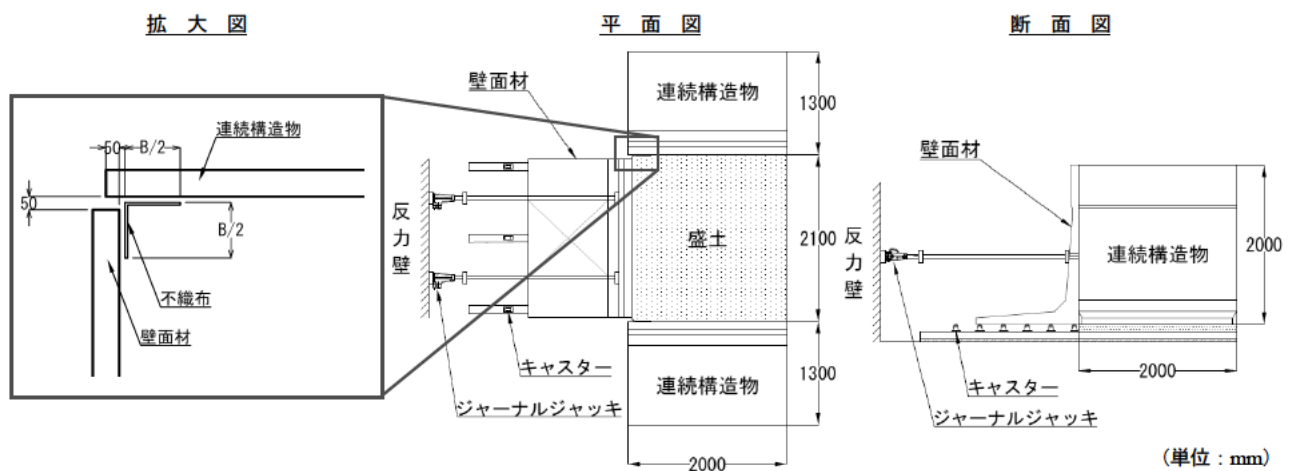


図3 実験模型の概要

表1 不織布の特性

項目	内容
材料・製造方法	ポリエステル連続長繊維不織布
重さ (g/m^2)	400
厚さ (mm)	4
引張強度 (N/5cm)	タテ 60, ヨコ 60
引張伸度 (%)	タテ 245, ヨコ 245

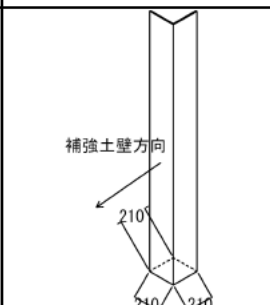
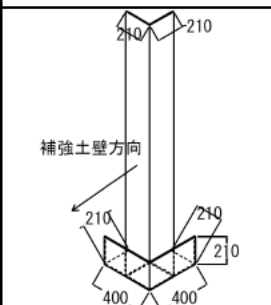
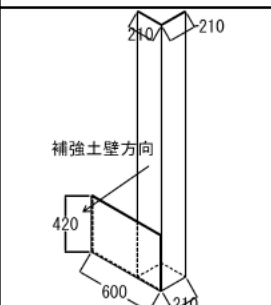
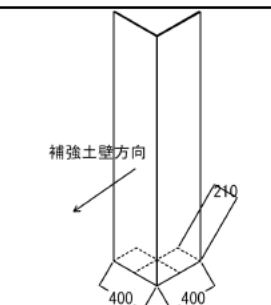
表2 盛土材の土性値

項目	値
内部摩擦角 ϕ_d	39.9°
粘着力 c_d	4.5 kN/m^2
平均粒径 D_{50}	0.35 mm
細粒分含有率 F_c	5.5 %

3.2 実験ケース

本実験では、不織布の設置方法と幅をパラメータとした4ケースの実験を行った。実験ケースの概要を表3に示す。CASE1~3では、幅420mmの不織布を用いた。また、CASE2、CASE3では、後述するとおり、CASE1で漏出の起点となった壁面材底面の不織布端部を補うために、寸法の小さい不織布を別途配置した。CASE2では、幅800mm×高さ420mmの補助不織布を両構造物及び底面に接するように不織布の外側（構造物側）に配置した。CASE3では、補助不織布が面外への開きに追従できるよう、幅600mm×高さ420mmの補助不織布を壁面材に接するように不織布の内側（盛土材側）に配置した。CASE4では、不織布の幅に着目して幅800mmの不織布を用いた。

表3 実験ケース

ケース名	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
不織布の幅	420 mm	420 mm	420 mm	800 mm
不織布設置イメージ				

4. 実験結果

盛土材の漏出確認時の模型の状況の例として、CASE4の事例を図4a)、b)に示す（図中の点線は、不織布の中央の位置を示す）。壁面材の移動に伴い、不織布がずり落ちる挙動が確認された。その際、両壁面から均等に引き抜けるのではなく、一方に集中して引き抜ける挙動を確認した。同時に壁面材近傍の盛土天端の沈下も確認した。不織布の引抜け量の例として、CASE4の計測結果を図5に示す。図中の1：1の直線に近似するほど、不織布が両面壁から均等に引き抜けていることを意味するが、図5の結果はどちらかに偏って引き抜けていることを示す。上端においては連続構造物側、下端においては壁面材側に偏って引き抜けた。片側に偏って引き抜けていることから安全側に考えると、開口に対して配置した不織布の幅の半分しか漏出抑制効果を期待できないことを示している。実験終了後に、不織布の状態を確認するため、不織布を固定しながら盛土材を撤去した。盛土材撤去後の不織布の状態を図4c)に示す（図中の点線は、不織布底面部の初期配置位置を示す）。不織布底面部は、最初に配置した位置からほとんど動いていなかった。盛土材の漏出は、壁面材底面の不織布端部で発生し、ある程度盛土材が漏出すると急速に進展した。以上より、盛土材の漏出は、壁面材の移動に起因

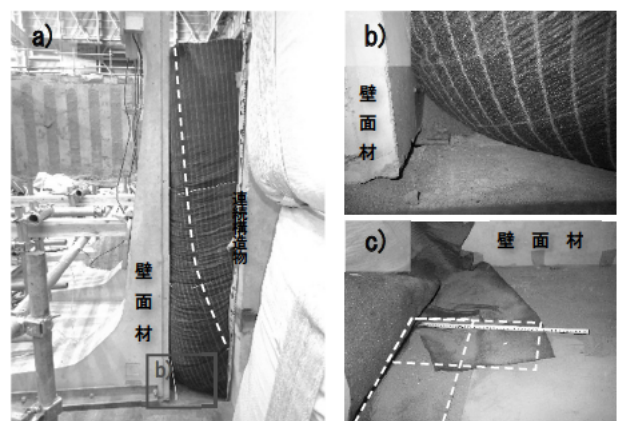


図4 a) 盛土材漏出確認時における模型の状況
b) 盛土材漏出の状況 (a) 内の四角の拡大)
c) 盛土材撤去後の不織布の状況

して壁面材底面付近の不織布が引き抜け、不織布に作用する土圧による張力に対して壁面材と不織布の間の摩擦抵抗力が不足することで発生したと考えられる。

各ケースで用いた不織布の幅と盛土材漏出時の壁面材の移動量の関係を図6に示す。幅420mmの不織布を使用したCASE1～3では、移動量がそれぞれ、170mm、140mm、180mmで盛土材が漏出した。CASE2、3では漏出の抑制のために不織布底面部付近に補助的な不織布を設置したが、壁面材の移動に追従してずり落ちる挙動を示し、これにより鉛直方向の敷設長が短くなったため、移動量を大きくするほどの効果は認められなかった。一方、約2倍の幅の幅800mmの不織布を用いたCASE4では、300mmの移動量まで盛土材の漏出が発生しなかった。

5. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 壁面材が面外に一様に変位した場合でも、不織布は片側に偏って引き抜ける挙動を示した。安全側に考えると、開口に対して配置した不織布の幅の半分しか漏出抑制効果を見込めないと考えられるため、これを考慮して漏出抑制措置を講じる必要がある。
- 盛土材は、壁面材底面の不織布端部から漏出した。
- 面外への開きに起因した盛土材の漏出を抑制するためには、幅の大きな不織布を用いることが効果的である。本実験における条件では、幅800mmの不織布で、約300mmの面外への開きに対して盛土材の漏出を抑制した。今後は、壁面材と連続する構造物等との接続部等における盛土材の漏出抑制構造の設計法について、検討する予定である。

6. 謝辞

宮武上席研究員、近藤総括主任研究員、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) (国研) 土木研究所ほか：「補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究 共同研究報告書 第486号」，2016.3
- 2) T.Nitta et al. : “Inclined model experiment on performance of reinforced soil wall with leakage of backfill material” , SEVENTH CHINA-JAPAN GEOTECHNICAL SYMPOSIUM, p.270, 2018.3

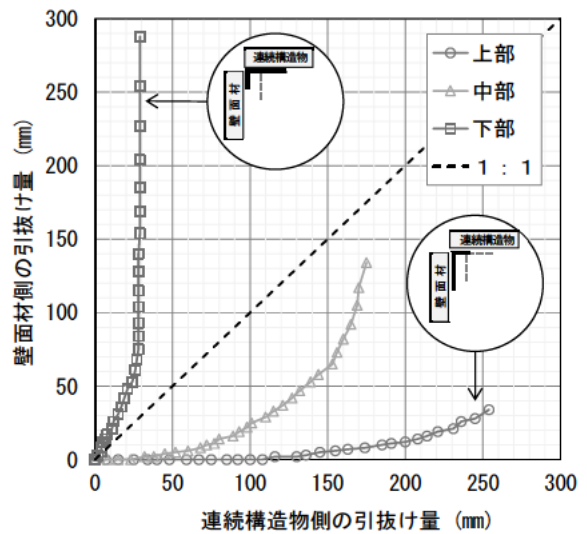


図5 不織布の引抜け量 (CASE4)

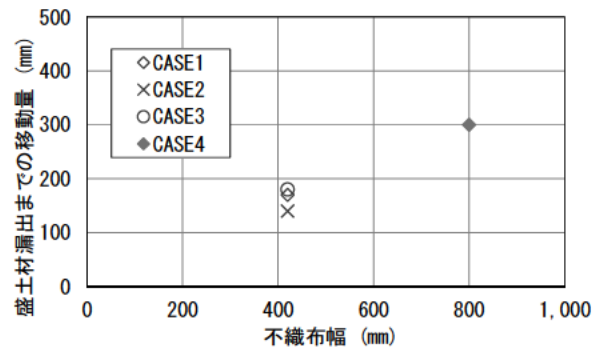


図6 不織布幅と盛土材漏出までの移動量の関係

室内暴露実験における締め固めた改良土の強度特性に及ぼす化学的性質の影響

チーム名等 施工技術チーム
氏名 青山 翔吾

1. はじめに

近年の建設リサイクル推進を背景に建設発生土の有効利用が進められており、低品質な発生土（例えばコーン指数 q_c が 400kN/m^2 に満たない土）についても、石灰やセメント等で安定処理した上で改良土として道路盛土などの建設に用いる例が増えている。道路盛土内には、供用期間中に地山からの湧水などにより常時地下水位以下になる部分や、降雨などの浸透水により一時的に地下水位以下になる部分が存在する。このような環境下に存在する改良土には、含水比の増減など物理的特性の変化に起因した長期強度特性の変化の他に、水和物等の固結成分の溶脱といった化学的特性の変化に起因した長期強度の低下が生じる可能性がある。後者の化学的特性の変化に起因する強度特性の変化について、これまで深層混合処理杭など改良材の添加率（土の乾燥質量に対する改良材の質量比）が高い改良土を対象として検討がおこなわれてきた事例が多い¹⁾。一方で、道路盛土に用いられる改良土は一般に改良材の添加率が低く²⁾、水和物生成量や改良土の透水性が異なる事から従来検討されてきた高添加率の改良土とは長期挙動が異なる可能性があるが、現状では研究事例が少なく不明な点が多い。

本報では、高含水比で細粒分の多い砂質土に低添加率の生石灰またはセメント系固化材を混合した改良土の室内暴露実験の材齢 2 年までの結果に基づき、水浸環境が改良土の強度特性に及ぼす影響を示すとともに水浸影響下の改良土の強度特性が変化するメカニズムを化学的性質の影響に着目して検討した結果を報告する。

2. 実験方法

実験に用いた砂質土（以下、美浦砂という）は、自然含水比が 31%、細粒分含有率が約 46% の高含水比な細粒分質砂（SF）である。コーン指数は 68kN/m^2 であり、泥土に分類される低品質な土といえる。美浦砂の粒度特性及び基本物性は図 1 及び表 1 に示す通りである。

美浦砂に生石灰又はセメント系固化材（以下、石灰又はセメントという）を混合し、石灰、セメント改良土の円柱供試体（直径 50mm、高さ 100mm）を作製した。改良材の添加率は表 2 に示す通りとした。同表中には本報における各改良土の略記を括弧書きで併記した。美浦砂と改良材の混合にはソイルミキサーを用い、1 分間攪拌する毎にボウルの内側に付着した試料をこそぎ落とし、試料の色ムラがなくなるまで 5 分間攪拌した。供試体は、安定処理土の静的締固めによる供試体作製方法（JGS 0821）に準拠して作製した。改良材混合前の美浦砂の含水比は 31% とし、供試体の密度は、土の突き固めによる土の締固め試験（JIS A 1210）、A-c 法により求めた美浦砂の最大乾燥密度（ $\rho_{dmax} = 1.624\text{ g/cm}^3$ ）の 90%（ $\rho_d = 1.462\text{ g/cm}^3$ ）を目

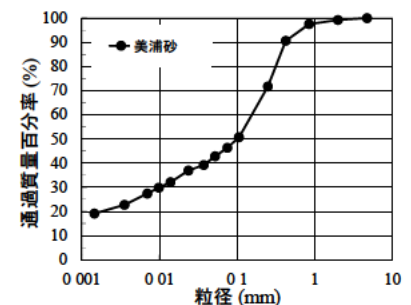


図 1 美浦砂の粒度特性

表 1 美浦砂の基本物性

土質分類	細粒分質砂	
土粒子密度	ρ_s	2 693
塑性指数	I_p	25.4
細粒分含有率	F_c (%)	46.3
最適含水比(A-c)	w_{opt} (%)	21.6
最大乾燥密度(A-c)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1 624
コーン指数 (含水比 31%)	q_c (kN/m ²)	68

表 2 改良材の添加率一覧

改良土名称	改良材	改良材添加率 (%)		
		1.2 (L1.2%)	2.5 (L2.5%)	3.8 (L3.8%)
石灰改良土	生石灰	1.7 (C1.7%)	3.5 (C3.5%)	5.3 (C5.3%)
セメント改良土	セメント系 固化材	1.2 (L1.2%)	2.5 (L2.5%)	3.8 (L3.8%)

表3 美浦砂および改良材の化学組成

含有率 Wt (%)	SiO ₂	TiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MnO	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	P ₂ O ₅	S _{total}	SO ₃ ^{※1}
美浦砂	61.69	0.73	19.92	6.86	0.11	1.29	1.48	1.18	1.54	0.1	0.03	-
生石灰	(No data)						94.93	(No data)			< 0.02	-
セメント系 固化材	(No data)						56.37	(No data)			3.13	6.08

※1 湿式分析により計測した結果

標値とした。

表3にはエネルギー分散型蛍光X線分析装置にて計測した美浦砂および改良材

の化学組成を示す。セメントについては湿式化学分析 (JIS R 5202) により計測した SO₃ 含有率を同表中に併せて示す。改良材単体の CaO 含有率は美浦砂に比べて非常に大きい。これに対して改良土における改良材由来の Ca 含有率は、改良材の種類や添加率によって異なるものの 40~70%程度となる。S については、改良材ではセメントにのみ含まれ、生石灰では検出限界未満であった。また、美浦砂にも若干の S が含まれた。

作製した供試体は、図2に示す3種類の条件で養生した。①封緘養生 (以下、封緘という) は、盛土築造後から常時地下水位より上に存在し健全な状態が保たれた改良土を想定している。②水浸養生は、築造後に常時地下水位以下となる盛土部位の改良土を模擬したものである。材齢途中で封緘養生から水浸養生に切り換えた③ (以下、封緘→水浸という) は、盛土築造後の周辺環境や気象条件の変化により地下水位以下となった状態の改良土を想定している。全ての養生条件で恒温 (20 度 ± 3℃) 状態を保持した。水浸養生の養生水には、硫酸 : 硝酸 : 塩酸 = 5 : 2 : 3 の割合で混合し、純水を加えて pH4.5 に調整した模擬酸性雨 (以下、酸性雨という) と、純水の2種類を用いた。1 供試体あたりの養生水の量は 1 リットルとし、②水浸養生では供試体作製の 4 日後から、③封緘→水浸では供試体作製の 168 日後からそれぞれ水浸養生を開始した。水浸開始から 28 日後までは 7 日ごと、28~168 日までは 14 日ごと、それ以降は 28 日ごとに養生水の交換を行った。交換時に養生水を回収

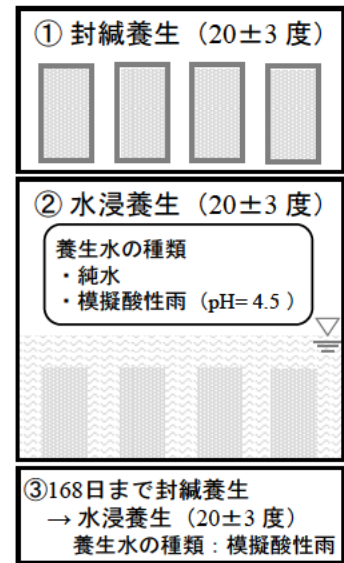


図2 供試体の養生条件

し、pH、Ca²⁺イオン (以下、Ca という) 濃度、及び SO₄²⁻イオン (以下、SO₄ という) 濃度の計測を行った。pH、及び Ca 濃度の計測にはコンパクトメータ (堀場 LAQUAtwin B-712, B-751) を用いた。SO₄濃度はイオンクロマトグラフ (JIS K 0102 41.3) にて測定した。コンパクトメータ (電極式) による Ca 濃度の計測値は、別途実施した原子吸光分析による計測値の 2.1 倍となることが実験途中で判明したため、本報ではコンパクトメータの Ca 濃度計測値を 2.1 で除した補正值を用いて評価している。

上記の条件にて養生した供試体を、封緘養生及び水浸養生では材齢 7 日、28 日、約半年 (168 日)、約 1 年、及び約 2 年において、封緘→水浸養生については水浸開始後 7 日、28 日、約半年、及び約 1.5 年 (材齢 175 日、196 日、約 1 年、及び約 2 年) において一軸圧縮試験 (JIS A 1216) に供した。

3. 実験結果

石灰改良土 (L 2.5 %, L 3.8 %) およびセメント改良土 (C 3.5 %, C 5.3 %) の一軸圧縮試験強さ (以下、q_u という) と材齢の関係を図3に示す。本報では供試体の物理的性質 (飽和条件) の違いが強度特性に与える影響³⁾を除いて検討するため、封緘養生の一軸圧縮試験結果については試験前日に飽和させた供試体の結果を示している。

石灰改良土 (図3(1)) について、封緘養生では材齢約半年以降も q_u の増加が見られた。一方で水浸養生では材齢 28 日以降の q_u は概ね一定であった。セメント改良土 (図3(2)) について、封緘養生では材齢約半年まで q_u が著しく増加し、その後は概ね一定の値となった。他方、水浸養生では材齢約半年までは封緘と同様に q_u が増加し

たが、 q_u の値は封緘養生の q_u に比べて小さかった。材齢約半年以降では、封緘→水浸も含めて、材齢が経過するほど q_u は低下した。

以下、これら封緘養生と水浸養生の強度変化の差異について、養生水へのイオン溶脱量から推定した

供試体の化学的性質の経時変化から考察する。

石灰改良土における養生水の pH または Ca 残存率と一軸圧縮強さ比 (以下、 q_u 比という) の関係を図 4 に示す。封緘→水浸については、材齢 175 日、約 1 年、約 2 年 (水浸期間 7 日、約半年、約 1 年半) の結果を示した。ここで、 q_u 比は同材齢、封緘養生の q_u 平均値に対する水浸養生の q_u 平均値の比とした。また、Ca 残存率は、改良材由来の初期 Ca 含有量に対する比とした。pH、Ca 残存率のいずれも、値が低下するほど q_u 比は低下した。ここに、改良材の添加率や供試体の養生条件による差異は認められなかった。 q_u 比の低下は、封緘養生の q_u の長期的な増加に起因したものである。水浸養生では材齢 2 年にて pH は 9 程度、Ca 残存率は 0.8 程度まで低下した。これらがポ

ズラン反応を阻害した結果、水浸養生では長期的な強度増加が生じず、封緘養生に対する q_u 比が低下したと考えられる。

セメント改良土における養生水の pH または Ca 残存率と q_u 比の関係を図 5 に示す。石灰改良土と同様に、pH、Ca 残存率いずれについても、値が低下するほど q_u 比は低下した。Ca の溶脱による q_u の低下は既往の研究^{たとえ4)}でも報告されてきたものであるが、今回の実験条件では C3.5%水浸養生の方が、C5.3%水浸養生及び C3.5%封緘→水浸に比べて、同じ pH または Ca 残存率でも q_u 比は小さくなった。このような差異が生じた要因として、改良材の添加率や供試体の養生条件、材齢などにより q_u 比の低下メカニズムが異なった可能性が考えられる。

Dayani⁵⁾は、一連の暴露実験において一軸圧縮試験と同一材齢で針貫入試験を行い、供試体断面方向の局所的な強度の分布を調べた。いずれの改良材又は添加率においても、従来指摘されてきた供試体表面からの強度低下が材齢を追うごとに進んでいく現象^{たとえ6)}を確認した。加えて、C3.5%水浸では、同一材齢の封緘と比べて断面方向に

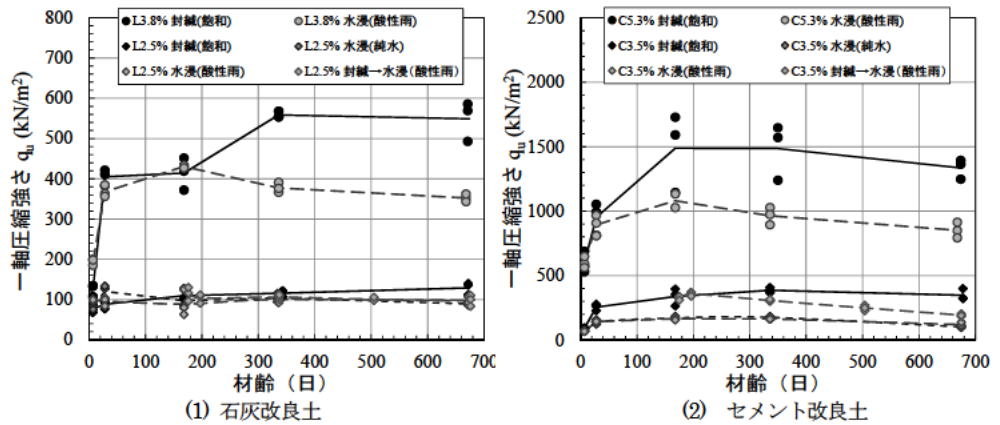


図 3 改良土の一軸圧縮強さと材齢の関係

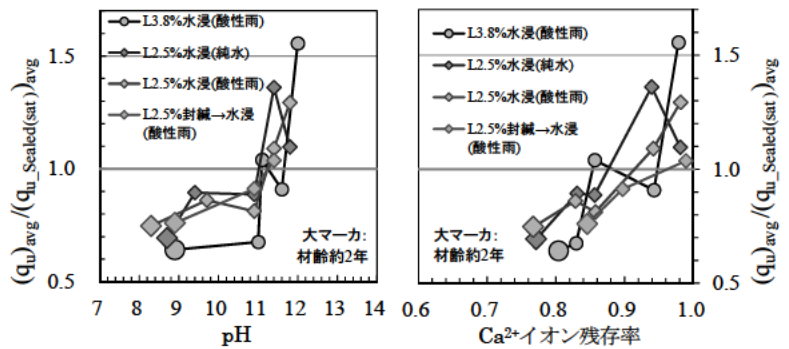


図 4 石灰改良土の化学的性質と水浸養生試料一軸圧縮強さ比の関係

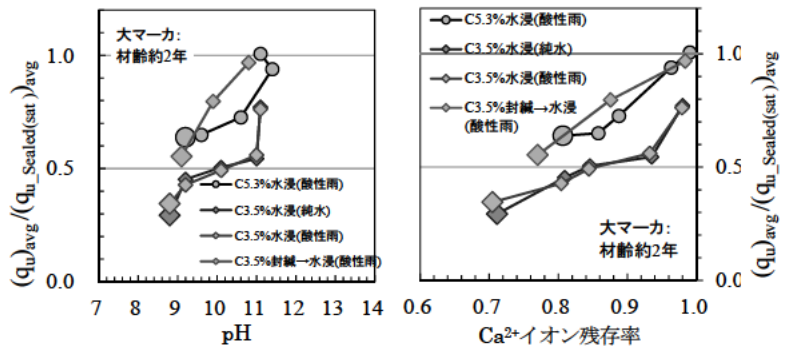


図 5 セメント改良土の化学的性質と水浸養生試料一軸圧縮強さ比の関係

一様に局所的な強度が低くなる現象を材齢7、28日で確認した。

これらの強度変化と今回の化学分析結果との関連性は現時点では不明な部分もあるが、エトリンサイトなどの水和物の生成、溶脱過程の違いが要因の1つと考えられる。セメント改良土の主要な水和物であるエトリンサイトは SO_4 を含むことから、エトリンサイトの残存量を供試体の SO_4 残存率で評価し、これと q_u 比との関係を図6に示す。ここで、 SO_4 残存率は改良材由来の初期 SO_4 含有量(湿式分析結果に基づく SO_3 含有量を SO_4 に換算した値)に対する比とした。 q_u 比と SO_4 残存率との間には正の相関が確認された。ただし、 SO_4 は含有量が小さく計測エラーの影響が大きいこと、美浦砂由来と考えられる SO_4 溶脱量を含む可能性が石灰改良土の計測値から確認されたことなどから、推定精度はCa残存率と比較して劣ると考えられる。今後は粉末X線回折などにより供試体から作製した試料の鉱物分析を行い、強度変化メカニズムの更なる解明に取り組む予定である。

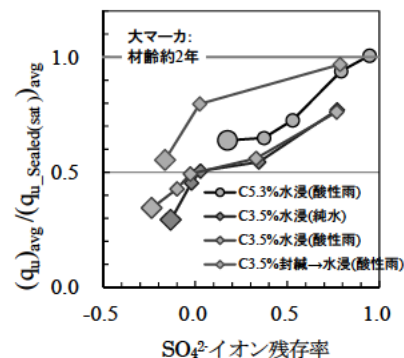


図6 セメント改良土 SO_4^{2-} イオン残存率と水浸養生試料一軸圧縮強さ比の関係

4. まとめ

生石灰又はセメント系固化材を混合した改良土供試体を封緘、水浸養生し、材齢2年までの強度特性に及ぼす化学的性質の影響について検討した。いずれの改良土においても、封緘養生に対する水浸養生の一軸圧縮強さ比と、養生水のpHまたは供試体中の Ca^{2+} イオン残存率の推定値の間には正の相関関係が確認された。石灰改良土はこの関係に改良材の混合率や供試体の養生条件による差異は認められなかった。一方でセメント改良土では混合率や養生条件により異なる関係を得た。今後は強度変化メカニズムの更なる解明のため、供試体から作製した粉末試料の鉱物分析を行うと共に、暴露実験を継続して更に長期に渡る強度特性の経過観察を行う予定である。

5. 謝辞

本報は(国研)土木研究所、東京大学、(一社)セメント協会、日本石灰協会、(株)安藤・間、(株)大林組、酒井重工業(株)、西尾レントオール(株)、西松建設(株)、(株)フジタ、(株)不動テトラ、前田建設工業(株)及び三笠産業(株)による「建設発生土等の長期的な品質管理向上技術に関する共同研究」の成果に基づくものである。本報の作成にあたり、共同研究参加者から貴重な助言を頂きました。また、施工技術チームの皆様方、特に宮武上席研究員、宮下主任研究員には大変貴重なご意見や、多大なるご協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

所属：基礎地盤コンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 中村ら、セメント安定処理土の耐久性に関する室内試験、港湾技術研究所資料、No.1128、2006.6
- 2) 宮下ら、道路土工における建設発生土の利用に関する現場実態調査、第13回地盤工学会関東支部発表会論文集、2016
- 3) 宮下ら、室内暴露実験における締め固めた改良土の強度特性に及ぼす物理的性質の影響(材齢2年までの報告)、第55回地盤工学研究発表会(投稿中)、2020
- 4) 寺師ら、石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第3報)、港湾空港技術研究所報告、Vol.22、No.01、1983.3
- 5) Dayani S.、Long term behavior of improved surplus soils with low binder contents under groundwater、東京大学博士論文、2019
- 6) 原ら、海水環境下におけるセメント処理した有明粘土の劣化の進行に関する検討、材料、Vol.63、No.1、pp.49-54、2014

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 河川生態チーム
氏 名 北川 哲郎

1. まえがき

我が国においては、「多自然川づくり基本方針」に基づき、河川が本来有している生物の生息・生育・繁殖環境及び多様な河川景観の保全・創出を目指した河川管理が展開されている。他方で、多自然川づくりの推進に不可欠な生物情報の調査には直接採捕等に要する大きな経済・労働コストが求められることとなり、調査手法の効率化が課題とされている。環境 DNA (environmental DNA ; 以下、eDNA) 分析技術は、採捕調査の代替となり得る効率的かつ安価な生物調査手法として近年注目を集めている¹⁾。本技術は、水中や土壌中に存在する組織片等の遺伝情報を読み取り生物種の生息を推定するもので、目的生物の DNA を特異的に検出する種特異的解析と特定分類群の DNA 情報を網羅的に検出するメタバーコーディング解析 (以下、MB 解析) に大別される²⁾。技術的な特性から、生活環を水中のみで完結させる魚類については検出範囲や分析精度の検証といった知見集積の進展が著しく³⁾、学術団体や行政機関から魚類調査を主眼に置いた調査マニュアル等が公表されるなど²⁾⁴⁾、生物調査の手法として実用段階に近づいてきている。eDNA 分析とりわけ MB 解析の技術を公共事業として行なう河川調査に活用することができれば、経済的ないし努力量的な面において直接採捕を主体とした従来手法からの飛躍的な効率化が見込まれるばかりか⁵⁾、近年発達する測量技術や地理情報システム技術との組み合わせによる、緊密で精度高い環境評価への展開が期待できる。しかし、既往研究で集積された eDNA 分析技術の活用に関する知見は断片的で、河川調査への活用へ向けては、全国の河川から多様な魚類を含む事例を集積し検討を進めていく必要がある。

2. 研究目的

本研究では、国土交通省で令和元年度から実施している eDNA を用いた河川生物の把握の可能性に関するテーマ調査の一環として、技術の活用に向けた取り組み状況の把握を目的として水国調査^{*}における eDNA 分析の試行事例を収集・整理し、魚類 eDNA 分析技術とりわけ MB 解析の利便性および課題について検討した。

3. 研究方法

対象期間中に全国の一級水系ならびにダムで実施された水国調査から、魚類を対象とした eDNA 分析の試行事例を収集・整理した。情報の収集は、国土交通省の北海道開発局、沖縄総合事務局ならびに各地方整備局に属する担当部署を対象とした、聞き取りならびに文献貸与によって実施した。本調査では、基本的に業務成果として作成された資料を集計対象とした。

^{*} 河川水辺の国勢調査：全ての一級河川の直轄管理区間、ダム等で実施されている我が国における最大規模の環境調査事業。様々な分類群を対象とした生物調査等が定間隔で行われており、魚類調査は 5 年に 1 回実施される。

4. 研究結果

4.1. 収集事例

4.1.1. 河川調査

対象期間中に一級水系で実施されていた 110 件の魚類調査から計 21 件の試行事例が得られた (表-1)。また、異なる分類群を対象とした調査において魚類の eDNA 分析を実施した例が 2 件得られた。本調査の実施時点で業務が完了していた平成 30 年度までの試行例数は 20 件で、対象期間中に実施された水国調査の 27.4 %で環境 DNA 分析が試みられていた。eDNA 分析の試行率は平成 28 年度から平成 30 年度までの期間中に 4.8 %から 40.9 %まで上昇していた。計 23 件の試行事例のうち 21 件までが魚類相の把握に適した MB 解析を実施しており、水国調査においては、従来の直接採捕による魚類相把握を補強あるいは代替する手段として eDNA 分析に関心が寄せられていると考えられた。収集資料に記載のあった実施状況に関する主要事項を図-1 に示す。

表-1 河川調査における活用事例件数 (H28~R1 年 9 月)

	平成28年(2016)	平成29年(2017)	平成30年(2018)	平成31/令和元年 (2019)*	平成28~30年	計
北海道開発局	25.0% (1/4)**	0% (0/3)	100% (2/2) [1]	50% (1/2)	33.3% (3/9) [1]	27.3% (3/11) [1]
東北地方整備局	0% (0/2) [1]	50% (3/6)	66.7% (2/3)	- (-/1)	45.5% (5/11) [1]	41.7% (5/12) [1]
関東地方整備局	0% (0/2)	0% (0/1)	-	- (-/11)	0% (0/3)	0% (0/14)
北陸地方整備局	0% (0/1)	66.7% (2/3)	100% (1/1)	- (-/5)	60.0% (3/5)	30.0% (3/10)
中部地方整備局	0% (0/2)	0% (0/2)	14.3% (1/7)	- (-/1)	9.1% (1/11)	8.3% (1/12)
近畿地方整備局	0% (0/2)	12.5% (1/8)	0% (0/1)	- (-/2)	9.1% (1/11)	7.7% (1/13)
中国地方整備局	0% (0/2)	0% (0/2)	0% (0/2)	- (-/6)	0% (0/6)	0% (0/12)
四国地方整備局	0% (0/3)	100% (1/1)	-	- (-/4)	25% (1/4)	12.5% (1/8)
九州地方整備局	0% (0/3)	75.0% (3/4)	50.0% (3/6)	- (-/5)	46.2% (6/13)	33.3% (6/18)
全体実施率	4.8% (1/21) [1]	33.3% (10/30)	40.9% (9/22) [1]	2.7% (1/37)	27.4% (20/73) [2]	18.2% (21/110) [2]

* : 2019年9月までに報告された事例のみを集計

** : 実施率 % (eDNA実施水系 / 魚類調査実施水系) [魚類以外の水国調査でeDNA実施]

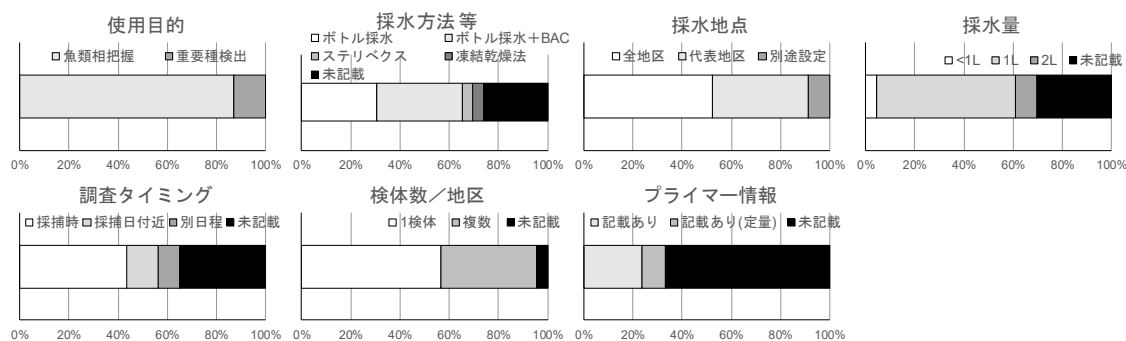


図-1 河川調査において実施された環境 DNA 分析の試行内容

4.1.2. ダム調査

ダムを対象とした調査においては、対象期間中に実施されていた 116 件から計 20 件の試行事例が得られた (表-2)。また、異なる分類群を対象とした調査における試行例は 1 件であった。本調査の実施時点で業務が完了していた平成 30 年度までの試行例数は 19 件で、対象期間中に実施された水国調査の 22.1 %で環境 DNA 分析が試みられていた。eDNA 分析の試行率は平成 28 年度から平成 30 年度のいずれにおいても 2 割程度で、ほぼ横ばいとなった。計 21 件の試行事例のうち 20 件までが MB 解析を実施したもので、河川を対象とした調査と同様に、従来の直接採捕による魚類相把握を補強あるいは代替する手段として eDNA に関心が寄せられていると考えられた。収集資料に記載のあった実施状況に関する主要事項を図-2 に示す。

表-2 ダム調査における活用事例件数 (H28~R1 年 9 月)

	平成28年(2016)	平成29年(2017)	平成30年(2018)	平成31/令和元年(2019)*	平成28~30年	計
北海道開発局	25.0% (1/4)**	50% (1/2)	22.2% (2/9) [1]	100% (1/1)	20.0% (3/15) [1]	31.3% (5/16) [1]
東北地方整備局	57.1% (4/7)	66.7% (4/6)	- (0/0)	0% (-/3)	61.5% (8/13)	50.0% (8/16)
関東地方整備局	- (0/0)	0% (0/1)	- (0/0)	0% (-/13)	0% (0/1)	0% (0/14)
北陸地方整備局	- (0/0)	100% (3/3)	- (0/0)	0% (-/3)	100% (3/3)	50.0% (3/6)
中部地方整備局	0% (0/1)	0% (0/4)	16.7% (1/6)	0% (-/1)	9.1% (1/11)	8.3% (1/12)
近畿地方整備局	0% (0/1)	0% (0/10)	0% (0/1)	- (-/0)	8.3% (1/12)	8.3% (1/12)
中国地方整備局	0% (0/2)	0% (0/1)	0% (0/2)	0% (-/5)	0% (0/5)	0% (0/10)
四国地方整備局	0% (0/7)	0% (0/2)	- (0/0)	0% (-/2)	0% (0/9)	12.5% (1/8)
九州地方整備局	- (0/0)	28.6% (2/7)	100% (1/1)	0% (-/2)	37.5% (3/8)	30.0% (3/10)
沖縄総合事務局	0% (0/1)	0% (0/8)	- (0/0)	- (-/0)	0% (0/9)	0% (0/9)
全体実施率	21.7% (5/23)	22.7% (10/44)	21.1% (4/19) [1]	3.3% (1/30)	22.1% (19/86) [1]	17.2% (20/116) [1]

* : 2019年9月までに報告された事例のみを集計

** : 実施率 % (eDNA実施水系 / 魚類調査実施水系) [魚類以外の水圏調査でeDNA実施]

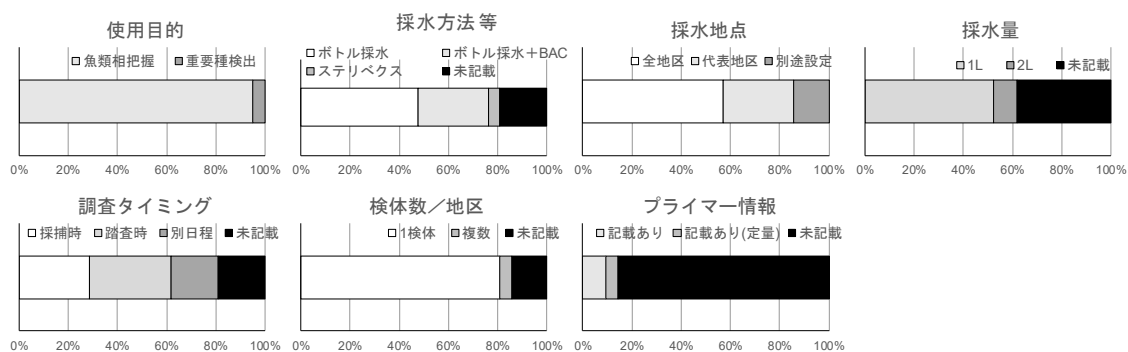


図-2 ダム調査において実施された環境 DNA 分析の試行内容

4.2 MB 解析結果に見られた魚類の検出傾向

今回の調査では、直接採捕における確認分類群と MB 解析と検出分類群の結果を比較するため、既往知見に基づき^{3),4),6)}、検出の可否や特定精度が解析配列上の課題に帰すると見られる分類群については可能な限り下位の分類群までの同定(特定)にとどめ、魚類リストを作成した。収集された試行事例から、直接採捕と MB 解析の結果が対比可能であった 15 水系 76 地区に由来する 1,709 の確認・検出例(在・不在)を抽出し魚類の検出状況を確認したところ、直接採捕では 1,236 の確認例が(72.3%)、eDNA 分析では 1,304 の検出例が(76.3%)、それぞれ得られていた(表-3)。また、採捕調査と eDNA とで得られた各地区における魚類リストについて、ピアソンの積率相関係数に基づき相関性を求めたところ、67/76 地区

(88.2%) で正の相関性が認められた(図-3; 魚類の在・不在を変数とした無相関検定: $p < 0.05$)。以上の傾向から、環境 DNA 分析の活用によって、採捕調査と大きく乖離しない魚類リストの取得が期待できると示唆された。

調査手法間での相関が低かった 9 地区については、①両手法による検出・確認数がいずれも 10 taxa 以下と少ない(図-4: No. 1~4)、②MB 解析での検出 taxa が直接採捕による確認数の半分以下(図-4: No. 5)、③採水時期と採捕時期に約 2 ヶ月のずれがある(図-4: No. 6, 7)、④感

表-3 生活・遊泳型別に見た魚類の検出・確認状況

遊泳・生活型	総数	eDNA (%)*	採捕 (%)**
淡水	656	496(75.6%)	482(73.5%)
遊海/汽水	195	138(70.8%)	115(59.0%)
泳回遊	85	79(92.9%)	54(63.5%)
その他	127	110(86.6%)	96(75.6%)
淡水	269	214(79.6%)	191(71.0%)
底海/汽水	157	93(59.2%)	120(76.4%)
生回遊	84	66(78.6%)	60(71.4%)
その他	136	108(79.4%)	118(86.8%)
合計	1,709	1,304(76.3%)	1,236(72.3%)

*1: eDNA 検出数 / 総検出・確認数(eDNA+採捕)

*2: 採捕確認数 / 総検出・確認数(eDNA+採捕)

潮域に設けられた調査地区（図-4：No. 7～9），といった傾向が見られた．なお，感潮域では3/12地区と高い割合で相関関係が認められず，魚類リストの一致率についても純淡水域の地区と比較して有意に低くなったことから（ $p < 0.05$, Wilcoxon rank sum test），とりわけ感潮域を対象としたMB解析に際しては，淡水魚類を目的とした調査であれば採水タイミングを順流時に設定するなど潮汐の影響を考慮した計画策定が不可欠と考えられた．

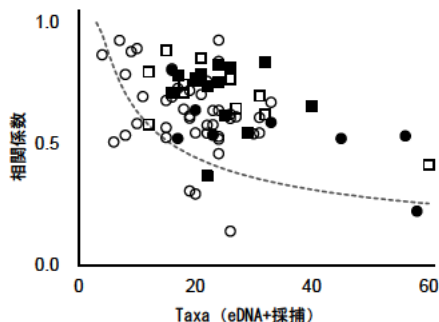


図-3 MB解析と直接採捕の結果に見られた相関．点線以上には有意な正の相関関係（○：1検体/1季，●：複数検体/1季，□：1検体/2季合算，■：複数検体/2季合算．破線： $p < 0.05$, cor-2 test）．

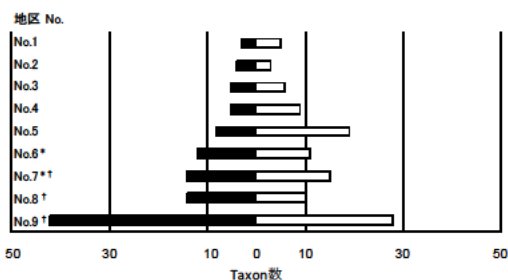


図-4 MB解析と直接採捕の相関が低かった地区の検出・確認傾向（■：MB解析，□：採捕．*：実施時期に約2ヶ月の差，†：河口・感潮域）．

5. 結 論

MB解析によって検出された魚類の種類数は直接採捕での確認数に劣らず，対象事例に含まれた多くの地区で高い相関性が認められたことから，MB解析は，魚類相の把握という観点においては直接採捕に劣らない精度を持った調査手法であると考えられた．他方で，本調査においては，感潮域におけるMB解析での検出率の低下が確認された．また，MB解析に基づくリストに挙げたほぼ全てのtaxonに偽陰性（採捕でのみ確認）例が確認されたほか，現行の解析技術では種・属の特定が困難な分類群の検出例が数多く含まれていた．以上により，MB解析は，魚類相ならびに環境特性の概要を把握する手法としては有効である一方，検出の精度や安定性には課題を残し，現状としては直接採捕やeDNA種特異的分析と組み合わせた活用手法を検討していくべきと考えられた．

6. 謝 辞

本研究の遂行にあたり，河川生態チームの中村上席研究員，村岡総括主任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．

所属：株式会社建設環境研究所

<参考文献>

- 1) Kelly, R. P., J. A. Port, K. M. Yamahara, R. G. Martone, N. Lowell, P. F. Thomsen, M. E. Mach, M. Bennett, E. Prahler, M. R. Caldwell and L. B. Crowder: "Harnessing DNA to improve environmental management" Science, 344, 1455-1456, 2014.
- 2) 環境DNA学会，環境DNA調査・実験マニュアル Ver2.1, URL: <http://ednasociety.org/manual>.
- 3) 宮正樹「環境DNA学会の今（第1回）MiFishプライマーを用いた魚類環境DNA研究の最新動向-1：海外の研究グループによって明らかにされたMiFishプライマーの高い種検出能力」，環境DNA学会ニュースレター，No. 2, 17-22, 2020.
- 4) 環境省，「MiFishによる種の識別に注意を要する淡水魚類」リストについて，URL: http://www.biodic.go.jp/edna/edna_top.html.
- 5) 村岡敬子・中村圭吾「河川における環境DNAの実用化に向けた土木研究所の取り組み」土木技術資料，61, 2-5, 2019.
- 6) 赤松良久・都築隆禎・横山良太・舟橋弥生・太田宗宏・畔上雅樹・内藤太輔・乾隆帝「河川水辺の国勢調査による魚類相調査と環境DNAメタバーコーディング解析の比較検討」土木学会論文集74, I_415-I_420, 2020.

下水二次処理水に残存するアンモニア性窒素の担体を用いた低減方法の提案

チーム名等 水質チーム
氏 名 厚朴 大祐

1. はじめに

アンモニア性窒素（以下、 $\text{NH}_4\text{-N}$ とする）の環境基準項目への追加が検討されており、排水規制値の設定に関しても今後議論される可能性がある。この背景から、当所において、全国 54 カ所の小規模下水処理場の下水二次処理水中 $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度を測定したところ¹⁾、全体の 44% の処理場で下水二次処理水の $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度が 2 mg-N/L 以上であり、排水基準値が低く設定された場合は、多くの下水処理場で低減対策が必要となる可能性がある。本研究では、小規模下水処理場に適した簡易追加処理法として、下水二次処理水中 $\text{NH}_4\text{-N}$ について微生物保持担体を用いた低減対策を検討した。

2. 実験方法

2.1 実験装置の概要と運転条件

本研究で用いた微生物保持担体処理実験装置の概要を図 1 に示す。容量 60 L の反応槽を 2 つ連結し、各反応槽には微生物保持担体を投入した。本研究で使用した担体は、ポリプロピレン製中空円筒状 ($4 \text{ mm}^{\text{OD}} \times 3 \text{ mm}^{\text{ID}} \times 5 \text{ mm}^{\text{L}}$) である。担体充填率は高比率 35% に設定した。微生物保持担体処理のための原水は、実流入下水を活性汚泥処理実験装置で硝化抑制運転し、下水二次処理水中に $\text{NH}_4\text{-N}$ を残留させたものを用いた。担体流動性確保のための曝気は 1 槽当たり送気倍率 4.5 倍で行った。

2.2 担体付着微生物量の測定

各担体処理槽の担体付着微生物量の測定を、実験期間中に週に 1 回程度行った。測定方法は次の通りである。各担体処理槽から担体 50 mL をビーカーに採取し、純水を 100 mL 加えた後、担体と純水の入ったビーカーを超音波発生器（出力 200 W）に 10 分間接触させ、純水中に担体付着微生物を抽出した。その懸濁液を試料として、下水道試験法²⁾に従い浮遊物質濃度を測定し、その測定結果を担体 1 L 当たりの担体付着微生物量とした。

2.3 $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度のリアルタイムモニタリングと曝気量制御方法

$\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度のリアルタイムモニタリングと流入負荷変動に応じた曝気量制御のために $\text{NH}_4\text{-N}$ センサーを下水二次処理水貯留槽および各担体処理槽に設置し、DO センサーを第 2 担体処理槽に設置した。曝気量制御は第 2 担体処理槽の $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度が 1 mg-N/L 以上で第 1 担体処理槽の送気倍率が 7.4 倍となるように設定し、第 2 担体処理槽の $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度が 2 mg-N/L 以上で第 2 担体処理槽の送気倍率が 7.4 倍となるように設定した。本研究では HRT を 2 槽で 180 分と 120 分に設定し、異なる HRT における担体付着微生物量の差異、微生物保持担体による $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理性能、 $\text{NH}_4\text{-N}$ センサーを用いた曝気量制御による曝気量削減効果を確認した。

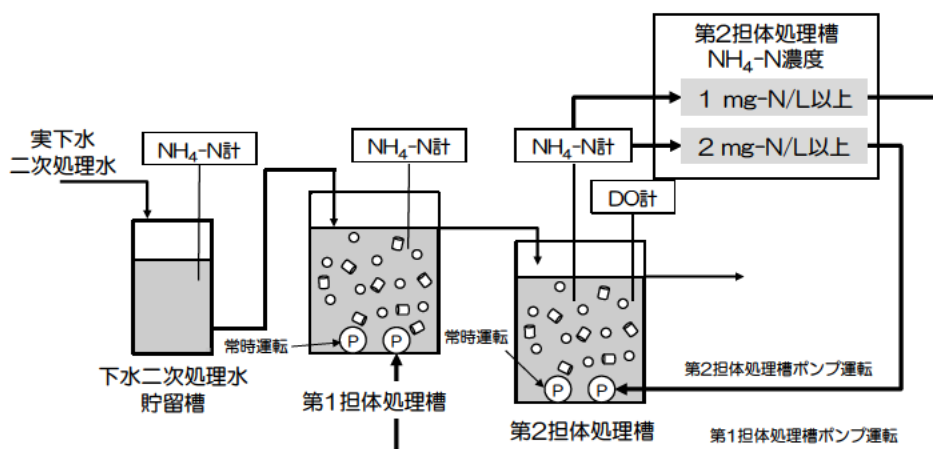


図1. 微生物保持担体処理実験装置の概要

3. 実験結果および考察

3.1 異なる HRT における担体付着微生物量の比較

HRT を 180 分と 120 分に設定した実験における、担体 1 L 当たりの担体付着微生物量の測定結果を表 1 に示す。HRT を 180 分に設定した実験における第 1 担体処理槽 (HRT : 90 分時点) と第 2 担体処理槽 (HRT : 180 分時点) から採取した担体 1 L 当たりの担体付着微生物量はそれぞれ $1,031 \pm 56$ mg/L, $1,113 \pm 42$ mg/L であり、HRT を 120 分に設定した実験における第 1 担体処理槽 (HRT : 60 分時点) と第 2 担体処理槽 (HRT : 120 分時点) から採取した担体 1 L 当たりの担体付着微生物量はそれぞれ $1,177 \pm 223$ mg/L, $1,117 \pm 197$ mg/L であった。HRT の違いによる担体付着微生物量に大きな差異はないことを確認した。このことから、運転期間も考慮すると、担体付着微生物量が飽和に達している可能性が示唆された。

表1. 異なるHRTにおける担体付着微生物量の比較

担体採取箇所	HRT180分		HRT120分	
	第1担体処理槽	第2担体処理槽	第1担体処理槽	第2担体処理槽
担体1L当たりの担体付着微生物量 (mg/L)	$1,031 \pm 56$ (N = 6)	$1,113 \pm 42$ (N = 6)	$1,177 \pm 223$ (N = 6)	$1,117 \pm 197$ (N = 6)

3.2 異なる HRT における NH₄-N 処理性能の比較

3.2.1 HRT を 2 槽で 180 分に設定した実験における NH₄-N 処理性能

NH₄-N センサーと DO センサーの測定値の経時変化を図 2 に示す。実験期間中 (2019 年 12 月 3 日～2020 年 1 月 14 日) における各反応槽の水温は 12～19℃であった。下水二次処理水貯留槽における平均 NH₄-N 濃度は 16.3 mg-N/L であり、第 2 担体処理槽における平均 NH₄-N 濃度は 0.9 mg-N/L であったことから、本実験における平均 NH₄-N 除去率は 94% となった。担体付着微生物量当たりの NH₄-N 処理速度は 13.5 mg-N/(g-SS・h) となった。下水二次処理水貯留槽における NH₄-N 濃度が 20 mg-N/L を超える高負荷期間 (2019 年 12 月 22 日～23 日, 2020 年 1 月 2 日～14 日) においても、第 2 担体処理槽の NH₄-N 濃度を 2 mg-N/L 以下に低減できることを確認した。一方、雨天時など流入 NH₄-N 低負荷期間 (2019 年 12 月 3 日, 12 月 10 日～13 日, 12 月 16 日, 12 月 28 日) においては、第 2 担体処理槽の NH₄-N 濃度が測定下限値である 0.1 mg-N/L となった。この期間には担体流動性確保のための曝気のみ行われていたが、第 2 担体処理槽の DO 濃度は 2～5 mg/L であり、NH₄-N 処理の観点からは過剰な曝気量であることを確認した。

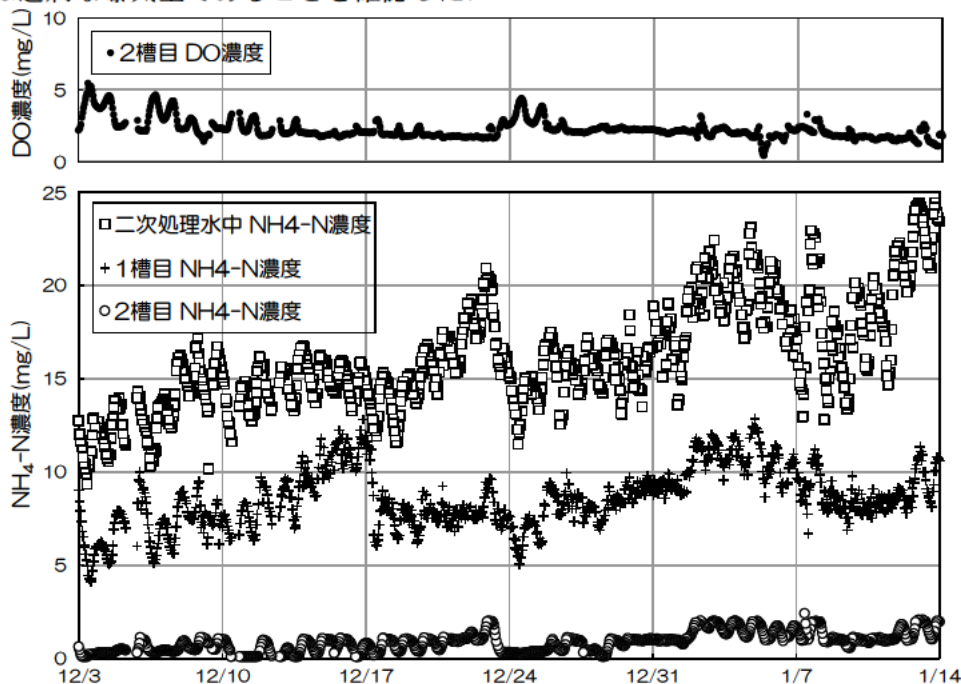


図2. NH₄-N濃度とDO濃度の経時変化 (HRT:180分)

3.2.2 HRT を 2 槽で 120 分に設定した実験における NH₄-N 処理性能

NH₄-N センサーと DO センサーの測定値の経時変化を図 3 に示す。実験期間中 (2020 年 2 月 1 日～2020 年 3 月 14 日) における各反応槽の水温は 10～20℃であった。下水二次処理水貯留槽における平均 NH₄-N 濃度は

16.5 mg-N/L であり、第 2 担体処理槽における平均 $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度は 2.5 mg-N/L であったことから、本実験における平均 $\text{NH}_4\text{-N}$ 除去率は 85% となった。担体付着微生物量当たりの $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理速度は 18.3 mg-N/(g-SS・h) となった。実験期間中の半分以上の期間で、第 2 担体処理槽の $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度が 2 mg-N/L を超過した。この期間における第 2 担体処理槽の DO 濃度は 1~5 mg/L であった。HRT を 2 槽で 180 分に設定した実験に比べて、平均 $\text{NH}_4\text{-N}$ 除去率は低下したものの、担体付着微生物量当たりの $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理速度は増加したことから、流入 $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度と設定され得る $\text{NH}_4\text{-N}$ 排水基準値によっては、HRT を 120 分より短く設定しても、 $\text{NH}_4\text{-N}$ 排水基準値を達成できる可能性が示唆された。

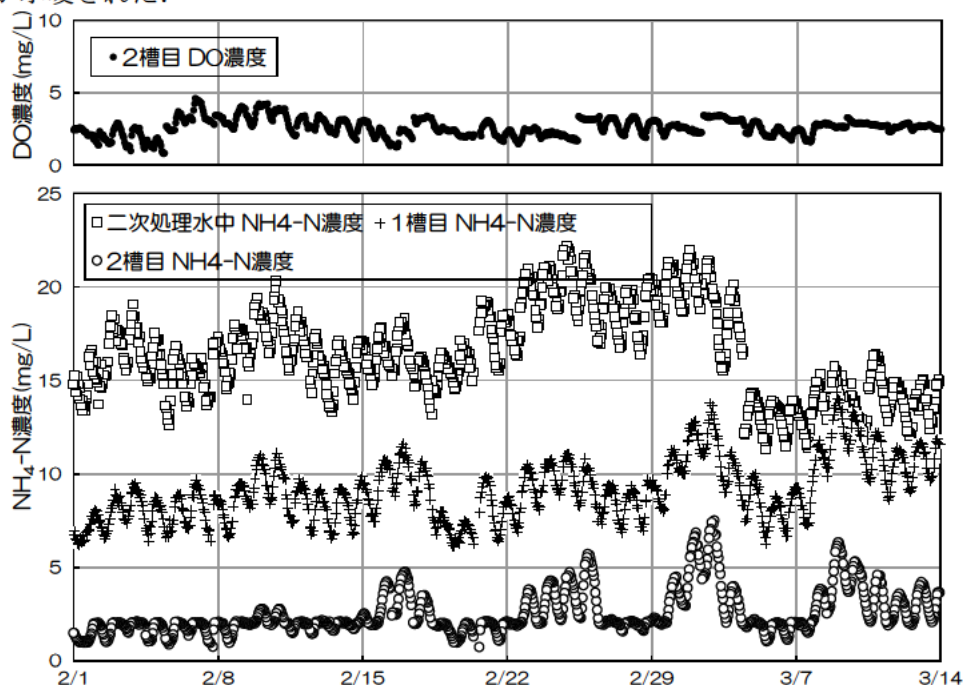


図3. $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度とDO濃度の経時変化 (HRT:120分)

3.3 異なる HRT における曝気量制御による曝気削減率と総曝気量当たりの $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理速度の比較

異なる HRT における曝気量制御による曝気削減率と総曝気量当たりの $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理速度の比較結果を表 2 に示す。HRT を 2 槽で 180 分に設定した実験では、曝気量制御を行わなかった場合に比べて総曝気量を 31%削減できることを確認した。総曝気量当たりの $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理速度は 0.037 mg-N/(g-SS・h・m³) となった。一方、HRT を 2 槽で 120 分に設定した実験では、曝気量制御を行わなかった場合に比べて総曝気量を 8%削減できることを確認した。総曝気量当たりの $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理速度は 0.025 mg-N/(g-SS・h・m³) となった。2 槽での HRT を 120 分に設定した実験における総曝気量当たりの $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理速度に比べて、2 槽での HRT を 180 分に設定した実験における総曝気量当たりの $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理速度の方が大きくなったことから、本実験における曝気量制御方法においては、HRT を 180 分に設定した方が同量の $\text{NH}_4\text{-N}$ を処理するのに必要な曝気量は少ないことを確認した。

表2. 異なるHRTにおける曝気量制御による曝気削減率と総曝気量当たりのNH₄-N処理速度の比較

	HRT 180分				HRT 120分			
	曝気量制御あり		曝気量制御なし		曝気量制御あり		曝気量制御なし	
	1槽目	2槽目	1槽目	2槽目	1槽目	2槽目	1槽目	2槽目
常時曝気量 (L/h)	165	165	165	165	248	248	248	248
常時曝気時間 (h)	984	984	984	984	992	992	992	992
制御曝気量 (L/h)	105	105	105	105	158	158	158	158
制御曝気時間 (h)	371	11	984	984	974	601	992	992
総曝気量 (L)	364,830		531,360		740,882		805,504	
曝気削減率	31%		-		8%		-	
総曝気量当たりの NH ₄ -N処理速度 (mg-N/(g-SS・h・m ³))	0.037		-		0.025		-	

4. 結論

本研究では、下水二次処理水に残存する NH₄-N について担体を用いた低減対策を検討した。異なる HRT における、担体付着微生物量、微生物保持担体による NH₄-N 処理性能、NH₄-N センサーを用いた曝気量制御による曝気量削減効果を比較したところ、担体付着微生物量に大きな差異は確認されず、運転期間も考慮すると、担体付着微生物量が飽和に達している可能性が示唆された。処理槽全体の HRT を 180 分に設定することで、流入 NH₄-N 濃度が 20 mg-N/L を超える場合においても、処理槽末端の NH₄-N 濃度を 2 mg-N/L 以下に低減できることを確認した。また、曝気量制御を行わなかった場合に比べて総曝気量を 31%削減できることを確認した。HRT を 120 分に設定した実験における総曝気量当たりの NH₄-N 処理速度に比べて、HRT を 180 分に設定した実験における総曝気量当たりの NH₄-N 処理速度の方が大きくなったことから、本実験における曝気量制御方法においては、HRT を 180 分に設定した方が同量の NH₄-N を処理するのに必要な曝気量は少ないことを確認した。一方、雨天時など流入 NH₄-N 低負荷時において、硝化のための曝気を抑制しても、担体流動性確保のための曝気が必要であるため、NH₄-N 処理の観点からは、過剰な曝気量となることを確認した。

5. 今後の展望

本研究で得られた課題は、流入 NH₄-N 低負荷時における過剰曝気である。その原因は、担体の流動性を確保するために曝気を要せざるを得なかったことである。この課題を解決するために、流動性を確保する必要のない固定床担体の NH₄-N 処理性能を本研究で使用した担体と比較する予定である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導いただいた国立研究開発法人土木研究所水環境研究グループ水質チームの山下洋正上席研究員、北村友一主任研究員ならびにお世話になった水質チームの皆さまに深く感謝いたします。

所属：株式会社明電舎

<参考文献>

- 1) 小川ら, 平成 29 年度下水道関係調査研究年次報告書集, 83-84, 国立研究開発法人 土木研究所, 2018
- 2) 福井ら, 下水道試験法上巻, 251-252, 公益社団法人 日本下水道協会, 2012

景観に配慮した護岸ブロックの評価手法の研究

チーム名等 自然共生研究センター
氏 名 盛田 達朗

1. まえがき

コンクリート護岸ブロック（以下、護岸ブロック）は、河川の護岸工として頻繁に用いられる素材である。中小河川では、河川の景観に占める護岸工の面積割合が大きくなるため、使用する護岸ブロックには適切な配慮が求められている。「美しい山河を守る災害復旧基本方針」（平成30年6月）では、護岸が周囲の景観と調和し、目立たないことが原則である。具体的には、護岸ブロックの明度・彩度、色彩、テクスチャー素材の大きさ、景観パターン（大きさ、積み方、目地の付け方）などの留意することが明記されている¹⁾。護岸ブロックの明度・テクスチャーについては、評価方法の概略が示され、現場への適用が進んでいる。しかし、景観パターンについては、評価方法が確立されていないのが現状で、いろいろな製品が使用されている。

2. 研究目的

本研究では、護岸ブロックの留意事項のうち、「景観パターン」の評価方法の開発を目的に、護岸ブロックの見た目の印象についてアンケート調査を行い、その結果について述べる。

3. 研究方法

3.1 アンケート調査概要

本研究では、景観に対する効果を予測する1つの手段として利用されるフォトモンタージュを作成し、アンケート調査により検討を行った。フォトモンタージュの作成にあたって、背景は周辺の風景と同じとした上で印象を比較できるように同一の背景で評価を行うこととした。また、明度の差によって印象が変わることが予測されるため、明度を同じ程度になるように調整してフォトモンタージュ（図-1）を作成した。フォトモンタージュは、一般的な布積みや谷積みなど25種類（36製品）となった。アンケートの内容は、会場調査法と個別訪問留め置き調査法にて一般の方を対象に、護岸ブロックと周辺の景観の見た目について馴染んでいるか馴染んでいないかどうか質問形式で行った。質問は、5段階評価（1.馴染んでいない。2.やや馴染んでいない。3.どちらでもない。4.やや馴染んでいる。5.馴染んでいる）による回答を求め、それらを1～5点と得点化し、評価点



図-1 景観パターン例

表-1 アンケート選択肢

都会っぽい	田舎っぽい
複雑である	単調である
連続性がない	連続性がある
ごちゃごちゃしている	すっきりしている
主張している	主張していない
やすらぐ	落ち着きがない
のっぺりしている	奥行きが感じられる
タイルっぽい	石っぽい

を算出した。さらに、「馴染んでいるとやや馴染んでいる」と「馴染んでいないとやや馴染んでいない」と回答した中から5つ以内で選択してもらいとくにそう思った理由について、選択肢（表-1）から複数回答可で選んでもらった。

表-2 被験者の性別・年齢

年齢	男性	女性	合計
20歳未満	6	3	9
20～39歳	101	26	127
40～59歳	34	27	61
60歳以上	38	29	67
合計	179	85	264

3.2. アンケート調査の回答数

アンケートは、297名（男性：202名、女性：95名）から回答を得ることができた。しかし、評価が極端に集中していて差異が見られない場合や、すべて片側のみ評価をしているような信頼性に疑いがある場合や、回答数(80%未満の場合)が極端に低い場合は、データの信頼性を図る上で障害となる可能性があるために無効回答とし、264名（男性：179名、女性：85名）を解析対象とした。アンケート回答者の属性を表-2に示す。

4. 解析方法

4.1 統計処理

アンケートで得られた景観パターン毎の回答を表-3で示す。景観パターンの違いによって評価の差が等しいか

表-3 景観パターン毎の回答数と評価点一覧表

項目	呼び名	馴染んでいない		やや馴染んでいない		どちらでもない		やや馴染んでいる		馴染んでいる		評価点
		n	%	n	%	n	%	n	%	n	%	
小型布積(模様なし)	SCN	25	0.14	37	0.21	39	0.22	55	0.31	19	0.11	3.03
小型布積(布積模様)	SCC	33	0.19	56	0.32	48	0.27	32	0.18	7	0.04	2.57
小型布積(額縁模様)	SCP	32	0.18	50	0.28	53	0.30	32	0.18	11	0.06	2.66
小型布積(スリット模様)	SCS	58	0.33	58	0.33	36	0.20	18	0.10	6	0.03	2.18
小型布積(円形・多角形組合模様)	SCPo	49	0.28	54	0.31	47	0.27	20	0.11	5	0.03	2.30
小型谷積(模様なし)	SVN	15	0.08	30	0.17	44	0.25	63	0.35	26	0.15	3.31
小型谷積(額縁模様)	SVP	29	0.17	27	0.15	43	0.25	51	0.29	25	0.14	3.09
小型谷積(スリット模様)	SVS	73	0.41	50	0.28	28	0.16	22	0.12	5	0.03	2.08
小型谷積(円形・多角形組合模様)	SVPo	33	0.19	38	0.22	58	0.34	31	0.18	13	0.08	2.73
小型いも積(模様なし)	SIN	53	0.30	54	0.30	42	0.24	24	0.13	5	0.03	2.29
小型亀甲積(模様なし)	STN	59	0.34	48	0.27	39	0.22	25	0.14	4	0.02	2.24
小型亀甲積(円形・多角形組合模様)	STPo	52	0.30	57	0.32	35	0.20	28	0.16	4	0.02	2.29
大型布積(布積模様)	LCC	28	0.16	44	0.25	44	0.25	45	0.25	17	0.10	2.88
大型布積(谷積模様)	LCV	50	0.28	55	0.31	44	0.25	26	0.15	3	0.02	2.31
大型布積(四角形組合模様)	LCT	29	0.16	42	0.24	48	0.27	43	0.24	15	0.08	2.85
大型布積(円形・多角形組合模様)	LCPo	39	0.22	45	0.26	48	0.27	36	0.20	8	0.05	2.60
大型いも積(布積模様)	LIC	33	0.19	43	0.25	46	0.26	41	0.24	11	0.06	2.74
大型いも積(スリット模様)	LIS	84	0.47	61	0.34	21	0.12	7	0.04	4	0.02	1.79
大型いも積(四角形組合模様)	LIT	23	0.13	46	0.26	52	0.30	46	0.26	8	0.05	2.83
大型いも積(円形・多角形組合模様)	LIPo	39	0.22	52	0.30	41	0.23	35	0.20	8	0.05	2.55
大型多段積(布積模様)	LMC	42	0.24	54	0.31	32	0.18	35	0.20	12	0.07	2.55
大型多段積(スリット模様)	LMS	67	0.38	24	0.14	43	0.24	31	0.18	11	0.06	2.40
大型多段積(円形・多角形組合模様)	LMPo	48	0.27	62	0.35	46	0.26	18	0.10	3	0.02	2.24
特殊積(谷積模様)	SpV	21	0.12	19	0.11	36	0.20	69	0.39	31	0.18	3.40
特殊積(円形・多角形組合模様)	SpPo	25	0.14	28	0.16	23	0.13	55	0.31	44	0.25	3.37
全体		1039	0.24	1134	0.26	1036	0.24	888	0.20	305	0.07	2.61

Kruskal-Wallis test 検定を用いて検討をした。また、Kruskal-Wallis test 検定において、景観パターンの種類によって差が等しくないと判断された場合は、小型布積（模様なし）を基準として、mann-whitney's U test によって景観パターンによる評価の違いに差があるかどうか分析を行った。小型布積（模様なし）を基準とした理由は、一般的な形状の製品であるためである。

4.2 解析結果

25種類のフォトモンタージュをKruskal-Wallis test 検定を用いて分析した結果、表-4 (P<0.00) となった。したがって、「景観パターンの違いによって評価の差が等しくないと判断された。Kruskal-Wallis test 検定により、景観ブロックの違いによって評価の差が等しくないと判断されたため、小型布積み（模様なし）（評価点：3.03）を基準として景観パターンの評価の差があるか、mann-whitney's U test の分析を行った（表-5）。分析の結果、図-2 より、3つにパターンに分類すること確認できた。一つ目は、小型布積み（模様なし）と評価に差がない景観パターンであり、小型谷積み（額縁模様）・大型布積み（布積み模様）・大型布積み（四角形組合せ模様）・大型芋目地積み（四角形組合せ模様）の4種類があった (P>0.05)。二つ目は、小型布積み（模様なし）と評価に差があるが、評価点が高い景観パターンであり、小型谷積み（模様なし）・特殊積み（谷積み模様）・特殊積み（円形・多角形組合せ模様）の3種類があった (P<0.05、評価値 3.03 以上)。三つめは、小型布積み（模様なし）と評価に差があるが、評価点が低い景観パターンであり、円形・多角形組合せ模様やスリット模様等の17種類の景観パターンが該当した。

P 値

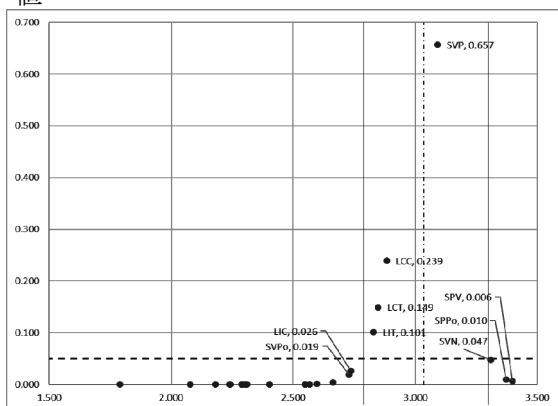


図-2 評価点と mann-whitney's U test (P 値)

表-4 Kruskal-Wallis test 検定結果

検定の結果	
自由度	24
グループの数	25
同順位の数	5
H 値	442.797
P 値(上側確率)	0.000
同順位補正 H 値	466.998
同順位補正 P 値(上側確率)	0.000
$\chi^2(0.95)$	36.415

表-5 mann-whitney's U test 結果

項目	U'値	Z値	P 値 (両側確率)
SCC	12031	-3.5444	0.000393
SCP	12827	-2.8667	0.004148
SCS	9488	-6.2198	0.000000
SCPo	10189.5	-5.4128	0.000000
SVN	13673	-1.9841	0.047241
SVP	14892.5	-0.4438	0.657216
SVS	9024	-6.8339	0.000000
SVPo	12927.5	-2.3552	0.018513
SIN	10346	-5.4548	0.000000
STN	9878.5	-5.7414	0.000000
STPo	10242	-5.4266	0.000000
LCC	14446	-1.1778	0.238895
LCV	10441	-5.3557	0.000000
LCT	14109.5	-1.4436	0.148852
LCPo	12307	-3.2540	0.001138
LIC	13121	-2.2326	0.025576
LIS	6976.5	-8.9162	0.000000
LIT	13761.5	-1.6387	0.101267
LIPo	11912.5	-3.5923	0.000328
LMC	11965.5	-3.5363	0.000406
LMS	11190	-4.4292	0.000009
LMPo	9855.5	-5.9001	0.000000
SPV	12780	-2.7564	0.005844
SPPo	12870.5	-2.5801	0.009876

4.3 馴染んでいると馴染んでいないとした選択の結果

景観パターン毎に馴染んでいる（やや馴染んでいる）と馴染んでいない（やや馴染んでいない）とした評価した中から特にそう思った理由について、選択肢から選択された結果を表-6に示す。景観パターンによって選択した理由が少なかった箇所は、「-」とした。馴染んでいる理由としては、すっきりしている・石っぽい・連続性があるが多く見られた。また、馴染んでいない理由として、ごちゃごちゃしている・タイルっぽい・主張しているが多く見られた。

5. 考察

護岸ブロックは、一般の方の全体の評価として馴染んでいないとやや馴染んでいないとした悪い評価が50%の割合になっていた（全体の平均評価点：2.61）。これは、護岸ブロックがコンクリートの素材であるため、馴染んでいないと悪く評価する傾向が多かったと考えられる。その中で伝統的な小型布積み・谷積みの模様なしや大型で布積みや谷積みの模様を模倣した製品は、評価が高い傾向であった。これは、多くの被験者がよく見る製品のため評価点が高かったと考えられる。また、特殊積み（円形・多角形組合せ模様）の様に石積みを模倣する評価が高いことが分かった。石積みを模倣することで周囲の景観と馴染んでいると答える人が多くなったと考えられる。今回の調査では、アンケート調査を用いて行い多くの回答を得ることができた。しかし、フォトモンタージュの出来映え（模様の大きさ・明度・テクスチャーなど）や被験者の川への経験や愛着の差により、結果に影響を与えると考えられる。

6. 謝辞

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には、写真データのご協力をいただいた。自然共生研究センターの皆様にはアンケート依頼のサポートを受けた。ここに記して謝辞申し上げます。

所属：共和コンクリート工業株式会社

<参考文献>

- 1) (公社) 全国防災協会：美しい山河を守る災害復旧基本方針，67pp，93pp，2018

表-6 景観パターン毎の選択理由

呼び名	馴染んでいる	馴染んでいない
SCN	すっきりしている	-
SCC	すっきりしている	タイルっぽい
SCP	すっきりしている	単調である
SCS	-	タイルっぽい
SCPo	-	主張している
SVN	すっきりしている	-
SVP	連続性がある	タイルっぽい
SVS	連続性がある	ごちゃごちゃしている
SVPo	連続性がある	ごちゃごちゃしている
SIN	すっきりしている	単調である
STN	連続性がある	タイルっぽい
STPo	主張していない	ごちゃごちゃしている
LCC	すっきりしている	タイルっぽい
LCV	-	落ち着きがない
LCT	主張していない	タイルっぽい
LCPo	石っぽい	タイルっぽい
LIC	すっきりしている	都会っぽい
LIS	-	単調である
LIT	すっきりしている	-
LIPo	石っぽい	ごちゃごちゃしている
LMC	単調である	主張している
LMS	奥行きが感じられる	主張している
LMPo	-	ごちゃごちゃしている
SPV	石っぽい	ごちゃごちゃしている
SPPo	石っぽい	ごちゃごちゃしている

緩勾配区間を含む溪流における流木の流出実態 - 平成 29 年 7 月九州北部豪雨奈良ヶ谷川の事例 -

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 染谷 哲久

1. まえがき

平成 29 年 7 月九州北部豪雨や令和元年台風第 19 号による豪雨などでは、土砂・洪水氾濫が発生するとともに流木が下流へと大量に流出、被害を拡大させる災害が発生している。これらの災害では複数の土石流危険溪流や急勾配区間の支溪流から下流の緩勾配区間の主溪流へと流木が流入したと考えられる。今後、効果的に流木対策を進めるため、流木の運搬、堆積過程を考慮した対策計画を立案する手法が求められているが、その過程は急勾配区間と緩勾配区間では異なることも推定される。

また、流木の流出実態を分析した既往研究について、急勾配区間を対象とした事例はあるものの^{1)~4)}、急勾配から緩勾配まで溪流における流木の運搬、堆積過程を連続的に調査、分析した事例は見当たらない。

2. 研究目的

以上の背景から、本研究では流木の運搬、堆積過程のうち堆積過程に着目し、平成 29 年 7 月九州北部豪雨により流木が発生した奈良ヶ谷川の急勾配区間と緩勾配区間の双方を対象に、急勾配区間と緩勾配区間のそれぞれにおける流木堆積箇所の特徴を、既往研究において溪流内で流木が多く堆積する傾向が確認された箇所の地形的特徴等と比較しながら分析した。

3. 研究方法

3.1 堆積流木の特徴分析の流れ

堆積流木の特徴を分析した近年の既往研究⁴⁾では、急勾配区間における堆積流木の特徴として、発生した流木のうち 10%程度は倒木として残存し、土石流に取り込まれた流木は地形条件が区間勾配 10° 未満で河道幅が拡大する区間に多く堆積したことが明らかになっている。本研究では、これらの特徴が奈良ヶ谷川の急勾配区間においても同様の傾向となるのかを確認した。また緩勾配区間においても、急勾配区間と同じ傾向となるのかを確認し、異なる場合は他の要因の影響を検討した。

3.2 対象流域の概要と急勾配区間および緩勾配区間の設定方法

本研究の対象流域は、福岡県朝倉市の筑後川右岸に位置する奈良ヶ谷川である(図-1)。対象流域の主な植生はスギ、ヒノキの針葉樹林であり、主な地質は泥質頁岩である。

奈良ヶ谷川において既往研究と堆積流木の特徴を比較するため、急勾配区間と緩勾配区間に流域を分割した(図-1)。流域の分割は Strahler の方式により谷次数区分を行い、上流の 2 次谷までの流路のうち最長となる流路を主溪流、主溪流に合流するその他の流路を支溪流に区分した。支溪流 35 箇所の平均勾配は 1 箇所を除いて 10° 以上

(10°未満の1箇所の平均勾配は9.5°)となり、既往研究の急勾配区間と同程度の平均勾配であったことから、本研究では支溪流を急勾配区間とした。また主溪流全体の平均勾配は4°であったことから、主溪流を緩勾配区間とした。

3.3 本研究における流木の分類

本研究では、既往研究^{5), 6)}と同様に、発生流木を発生原因別に崩壊と溪岸溪床侵食の2つに区分した。また堆積流木は、枝葉が多く残存して土砂や洪水に運搬されなかったと考えられるものを「倒木(残存木)」に、枝葉や樹皮が少なく土砂や洪水に運搬されたと考えられるものを「溪床堆積流木」に区分した。

3.4 流木量の調査および算出方法

流木量の調査を行うにあたり、土砂移動範囲を把握した。土砂移動範囲は土砂移動発生前後のオルソフォトから判読し、崩壊と溪岸溪床侵食に区分した。そのうち流木が発生した範囲をオルソフォトやDHMの差分⁷⁾から判読した。発生流木量は、判読等により林相を区分し、林相ごとに現地において単位面積あたりの材積量調査(10m×10mのコドラート調査)⁸⁾を行い、これに発生面積を乗じて算出した。

堆積流木範囲は土石流発生後のオルソフォトから判読し、現地調査による流木長や流木径等を計測した結果をもとに堆積流木量を算出した。また堆積流木量は、倒木と溪床堆積流木毎に算出した。流出流木量は発生流木量から堆積流木量を差し引いて算出した。なお、流木の発生および堆積状況の調査方法等は、染谷ら⁶⁾による。

3.5 流木収支による解析方法

流木堆積箇所の特徴は、黒岩ら³⁾を参考に縦断的な流木収支を算出して分析した。分析の対象とする土砂移動範囲のうち、溪岸溪床侵食範囲を下流から50mごとの区間に分割し、区間ごとの発生流木量、堆積流木量、流出流木量を求めて流木収支を算出した。流木収支の算出模式図を図-2に示す。堆積流木量に影響を与える可能性のある地形量は、既往研究^{3), 4)}の結果と比較するため、区間上下流端の標高差による区間勾配、区間の面積を区間長で除した平均河道幅を対象とした。なお、最上流の区間は区間長が50mに満たない場合があり、分析の対象から除外した。

既往研究では緩勾配区間における流木の堆積、流出には水深が影響している可能性がある⁹⁾。緩勾配区間では傾斜が緩やかであることから、流木は土石と分離し、流水の表面を浮遊して運搬された可能性があ

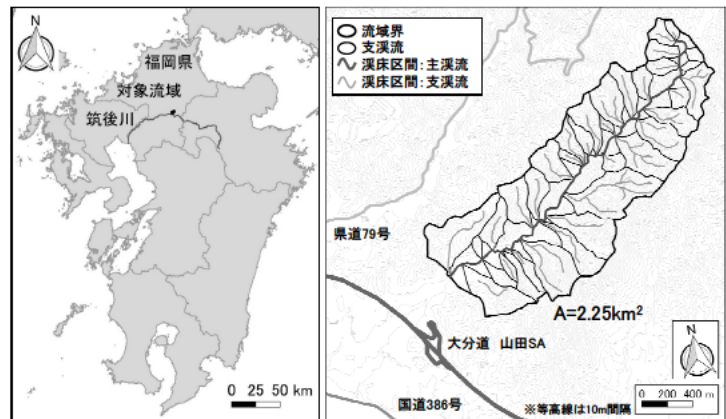
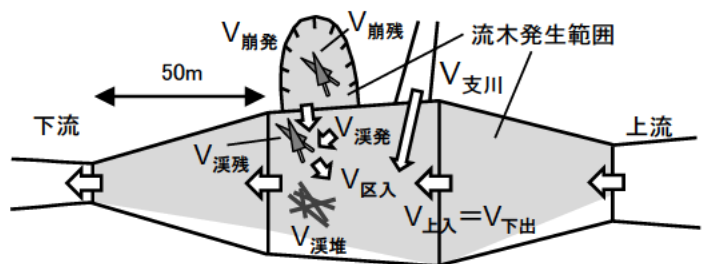


図-1 奈良ヶ谷川の位置および流域分割図



$$V_{区入} = V_{上入} + V_{支入} + \{ (V_{崩発} - V_{崩残}) + V_{溪発} - V_{溪残} \}$$

$$V_{下出} = V_{区入} - V_{溪堆}$$

- $V_{区入}$: 区間流入流木量
- $V_{上入}$: 上流区間からの流入流木量
- $V_{支入}$: 支川からの流入流木量
- $V_{崩発}$: 崩壊による発生流木量
- $V_{崩残}$: 崩壊に起因する残存木量
- $V_{溪発}$: 溪床溪岸侵食による発生流木量
- $V_{溪残}$: 溪岸溪床侵食に起因する残存木量
- $V_{溪堆}$: 溪床堆積流木量
- $V_{下出}$: 下流区間への流出流木量

図-2 流木収支の模式図

る。そこで、ここでは簡便に清水のピーク流量を合理式⁸⁾から算出し、断面を矩形で近似してマンニング式を用いて最大水深（以下、水深とする）を算出した。なお本研究では50m区間の下流側および上流側の横断方向の土砂移動範囲を河道幅としてそれぞれ水深を算出し、その平均値を各50m区間の水深とした。また水深を堆積流木の平均径で除した流木径相対水深も算出した。なお急勾配区間では、流木は土石流状態で運搬されることが推定されるものの、急勾配区間と緩勾配区間における堆積流木と水深等との関係を比較するため、急勾配区間においても水深を算出した。また緩勾配区間である主溪流には急勾配区間である支溪流から多くの流木が流入するため、区間流入流木量は支溪流と主溪流で大きく異なる。そこで、本研究では溪床流木堆積率（＝溪床堆積流木量/区間流入流木量）を算出し、区間毎に流木径相対水深との関係を確認した。ただし、橋梁や建物等による影響で堆積した流木、および支溪流合流点付近に土石流堆が形成され、その土石流堆の上に堆積したと推定される流木は、主溪流の水深とは異なる影響を受けて堆積したものとし、溪床流木堆積率の算出対象から除外した。なお、土石流堆は災害後のDEMおよびオルソフォトから判読した。

4. 研究結果

4.1 急勾配区間と緩勾配区間の流木の流出実態

堆積流木量の分析の結果、急勾配区間全体では崩壊および溪岸溪床侵食により発生した流木量のうち5%程度が倒木として発生源付近に残存していた。この値は、10%程度という既往研究⁴⁾の半分程度の値であった。また溪床堆積流木量および溪流1m当たりの溪床堆積流木量を区間勾配10°未満と10°以上および河道幅拡大と縮小の合計4区分に分類して分析した結果、区間勾配10°未満かつ河道幅拡大区間が最も大きな値となった（図-3）。既往研究⁴⁾と同じ傾向が奈良ヶ谷川においても得られた。

一方、緩勾配区間全体では、倒木は上流に多く堆積し、崩壊および溪岸溪床侵食により発生した流木量のうち12%程度が倒木として残存していた。既往研究⁴⁾により急勾配区間で得られた10%程度という値と2%程度の差であった。しかし、溪床堆積流木量は河道幅拡大区間の方が多量のものの、溪流1m当たりの溪床堆積流木量では河道幅の拡大区間と縮小区間で目立った違いは見られず、勾配による堆積量の変化も見られなかった。緩勾配区間での流木の堆積は、急勾配区間より地形の影響を受けにくいと考えられる。

4.2 緩勾配区間の流出流木の特徴

流木径相対水深と溪床流木堆積率との関係を見ると、緩勾配区間の溪床堆積流木率は急勾配区間と比較して全体的に小さい値となった。また、緩勾配区間では流木径相対水深が大きくなるにつれて溪床流木堆積率が低下していた（図-4）。

奈良ヶ谷川流域の主な植生は針葉樹（スギ・ヒノキ）であり、流木の比重は1.0未満と考えられるため、流木径相対水深が1.0以上となる区間が多い緩勾配区間では、50m区間単位で見ると流入した多くの流木が堆積せずに浮遊して下流へと流出した可能性がある。

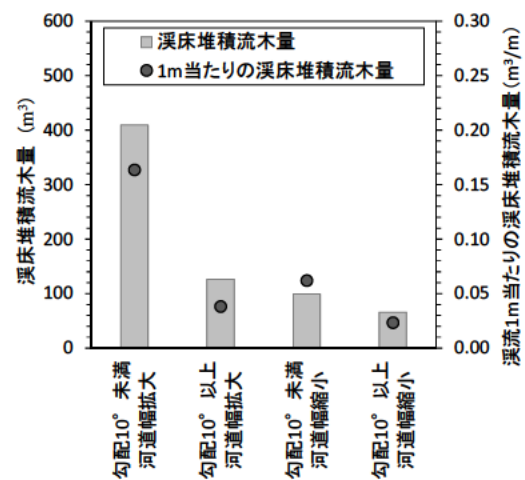


図-3 区間勾配と河道幅変化による区分ごとの溪床堆積流木量と溪流1m当たりの溪床堆積流木量

5. 結論

平成 29 年 7 月九州北部豪雨の奈良ヶ谷川における流木の流出事例において、急勾配区間では、土砂や流水に運搬されたと考えられる流木は既往研究と同様に区間勾配が 10° 未満で河道幅が拡大する地形条件を示す箇所によく堆積していた。また緩勾配区間では、急勾配区間よりも地形の影響を受けにくく、むしろ流木径相対水深が流木の運搬、堆積に影響を及ぼす可能性が示された。今後、緩勾配区間において、水理量に着目してさらなる分析を行い、流出流量量の予測手法の検討を進めていく必要がある。

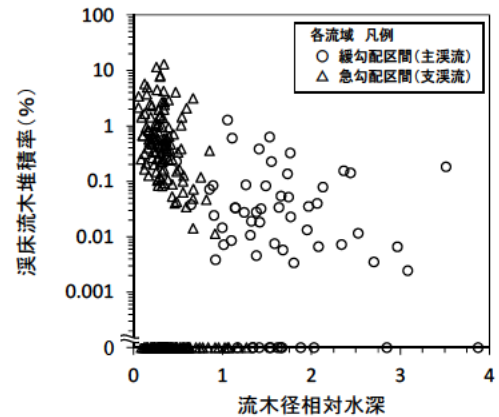


図-4 流木径相対水深と区間流入流量量に対する堆積流量量の割合との関係

6. 謝辞

本研究に際し、国土交通省九州地方整備局より豪雨発生前後の航空レーザ測量データをご提供いただきました。また土砂管理研究グループの皆様には、堆積流木の現地調査などについて、多大なるご指導、ご助力を賜りました。ここに記して感謝申し上げます。

所属：株式会社プライムプラン

<参考文献>

- 1) 水山高久・大場章・万膳英彦、「土石流発生に伴う流木の生産、流出事例と対策」、砂防学会誌（新砂防）、Vol. 38、No. 1、p. 1-6、1985年5月
- 2) 石川芳治・水山高久・福澤誠、「土石流発生に伴う流木の発生および流下機構」、砂防学会誌（新砂防）、Vol. 42、No. 3、p. 4-10、1989年9月
- 3) 黒岩智恵・藤村直樹・木下篤彦・水野秀明・今森直紀・福田和寿、「平成 23 年台風 12 号土砂災害における和歌山県那智川支流の流木の発生と流出実態」、第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集、p. 127-132、2016年9月
- 4) 染谷哲久・藤村直樹・山崎祐介・石井靖雄・西井洋史、「鹿児島県境松崎川における流木堆積箇所の特徴」、砂防学会研究発表会要旨、p. 455-456、2019年5月
- 5) 石川芳治・水山高久・鈴木浩之、「崩壊・土石流に伴う流木の実態と調査法」、土木技術資料、Vol. 31、No. 1、p. 23-29、1989年1月
- 6) 染谷哲久・藤村直樹・石井靖雄・西井洋史、「平成 29 年 7 月九州北部豪雨における流木の発生および流出の特徴」、水利科学、No. 365、p. 36-55、2019年2月
- 7) 坂井佑介・木下篤彦・柏原佳明・梶原あずさ・小川紀一郎、「航空レーザ計測データを用いた流木発生箇所の特徴」、砂防学会誌、Vol. 65、No. 3、p. 47-51、2012年9月
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説、国土技術政策総合研究所資料第 904 号、2016年4月
- 9) Haga, H., Kumagai, T., Otsuki, K., and Ogawa, S., "Transport and retention of coarse woody debris in mountain streams", Water Resources Research, Vol. 38, No. 8, p. 1-1 - 1-16, 2001年8月

航空レーザー測量データの差分解析による 桜島・有村川上流域の2010年～2018年の土砂流出実態

チーム名等 火山・土石流チーム
氏名 手塚 咲子

1. まえがき

火山噴火後、降灰等の影響を受けた流域では、噴火以前と比べて土石流発生の危険性が高まる。その要因として一般に、降灰の影響を受けた斜面における表面流の発生や、表面侵食・リル・ガリー侵食、崩壊等による土砂の流出が指摘されてきた¹⁾。これらの事象を定量的に評価することは、防災上、土石流の危険性を推定するために重要である。これまでに、リル・ガリーの発達過程や侵食土砂量については多くの研究がなされてきた²⁾。しかしながら、斜面における崩壊や、河道での侵食等も含めた流域全体における侵食や土砂流出の実態については未解明な点が多く、さらに噴火・降灰が継続する環境での侵食の発生場や量の変遷も十分に明らかにされていない。

噴火・降灰の続く桜島の有村川流域では、近年も土石流が頻発しており、その上流域の地形変化は毎年の航空レーザー測量によって計測されている。また、桜島の噴火火口や降灰量は最近10年間で変化しており、噴火・降灰の推移に伴って主な侵食の発生場や量に変化している可能性が考えられる。

2. 研究目的

本研究では、噴火・降灰が続く桜島・有村川上流域を対象に、2010年から2018年までの過去8年間の航空レーザー測量データ（以下、LPデータ）の差分解析から地形の変化量を求め、主な侵食の発生場とその量の経年変化を調査することで、噴火・降灰の推移に伴う土砂流出の実態を明らかにすることを目的とした。

3. 研究方法

3.1 対象地

本研究の対象地は桜島有村川の有村川3号堰堤より上流域（面積1.7 km²）とした（図-1）。当流域は桜島の主要な噴火火口である南岳山頂火口および昭和火口の南東斜面に位置し、桜島島内でも降灰量および土石流発生回数が多い³⁾。当流域は本川・支川1・支川2流域から成り、流域内の溪流はいずれも常時の水流はない。本研究では、支溪流の合流状況および源頭部の谷地形を考慮して流域内を8つの小流域に分割して検討を進めた。対象地の下流端にあたる有村川3号堰堤の約600 m下流にはワイヤーセン

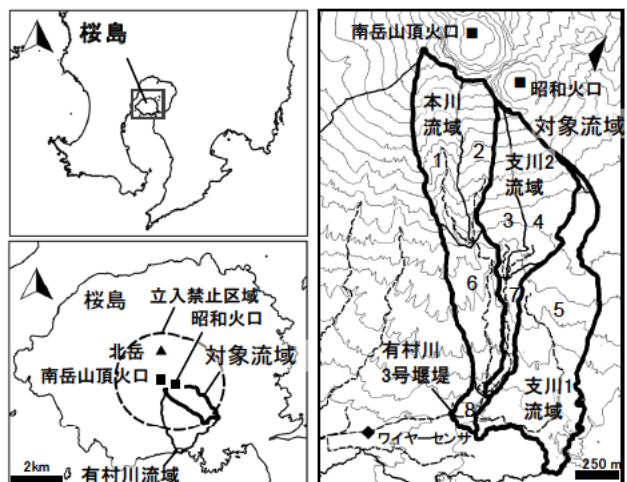


図-1 対象地の位置と流域分割

サが、さらに約 400 m 下流にはドラム缶方式の降灰量計が設置され、それぞれ土石流の発生回数と月別降灰量を計測している。最近約 10 年の桜島の噴火は、2009 年～2017 年 10 月頃は主に昭和火口で発生し、2017 年 11 月以降は主に南岳山頂火口で発生している（図-2）。本研究で対象とする 2010 年から 2018 年の 8 年間のうち、2016 年以降の 3 年間はそれ以前と比べて噴火回数および降灰量が減少している。

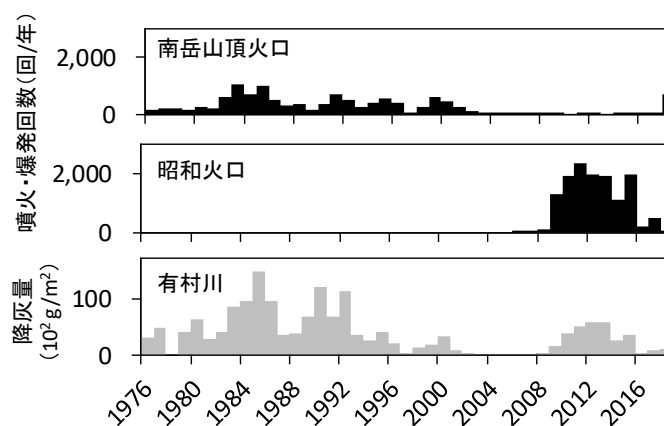


図-2 桜島の噴火回数と有村川流域の降灰量 (1976 年～2018 年)

3.2 使用した LP データ

本研究では、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所が取得した 2006 年および 2010 年～2018 年の 10 の LP データを使用した（表-1）。これらは毎年 9 月末～11 月に取得されている。メッシュサイズはいずれも 1 m であり、計測精度は水平垂直 ±0.15～0.3 m（機器性能）である。

表-1 使用した航空レーザ測量データの計測日(左)と諸元(右)

年度	計測日	諸元	H22	H23	H24～H30
H22	2010/10/22,23	メッシュサイズ	1 m	1 m	1 m
H23	2011/9/27,29	使用機器	LISA	MLP	Harrier68i
H24	2012/10/19-21	航空機体	小型有人ヘリコプター		有人ヘリコプター
		対地高度	150～300 m		600～1000 m
H25	2013/10/17	飛行速度	37～75km/h		74～130 km/h
H26	2014/10/24,26,27	レーザ照射頻度	8 kHz		100～240 kHz
		スキャン角度	80度		60度
H27	2015/11/5,6	スキャン頻度	20Hz		65～85 Hz
H28	2016/10/20	測定密度	1/0.5 m		1/0.5 m
H29	2017/10/23	パルスモード	ラストパルス		マルチパルス
H30	2018/10/22,24	ビーム径	0.25 mrad		0.5 mrad
H18 (参考)	2006/11/30,12/1	計測精度 (機器性能)	水平誤差±0.30m 以内 垂直誤差±0.15m 以内		水平誤差±0.30m 以内 垂直誤差±0.15m 以内 (H29,H30:平均 25 cm未満)

3.3 データ解析

まず 2010 年～2018 年の 9 時期の LP データの差分解析を行い 8 期間分の標高差分図を得たうえで、後述するとおり流域内を斜面・降灰斜面・河道に区分し、区分ごと・流域ごとの地形変化量（堆積・侵食・流出土砂量）を算出した。次に、侵食が発生した流域の中でも特に侵食量が大きかった箇所について、2006 年および 2010 年～2018 年の縦横断面図を比較して地形の経年変化を調べ、侵食が 2010 年以前に堆積したものを侵食したのか、あるいは 2010 年以降に堆積したものを侵食したのかを検討した。最後に、地形変化量から算定した流域ごとの流出土砂量の収支計算を行って調査対象流域より下流への流出土砂量を算定し、期間ごとの土石流発生回数や降雨・降灰量との関係を考察した。ここで、対象期間中の降雨量は対象地より約 10 km 西方の鹿児島気象観測所（アメダス）のデータを用いた。

流域内の斜面・降灰斜面・河道の区分は、GIS を用いた地形解析および地形判読による。斜面は、GIS 地形解析により抽出した小流域界に基づき区分した。小流域界を抽出する際の最小流域面積の条件は幅 40 m、長さ 250 m 程度の規模のガリー地形が一つの流域に含まれるよう 10,000 m² とした。差分解析の結果、その地点よりも上流に侵食が見られないにも関わらず堆積傾向を示す範囲は、降灰による堆積域と本研究では解釈し、差分解析期間ごとに判読によって降灰斜面と区分した。降灰斜面での地形変化量（堆積土砂量）は、土砂収支に含めないものとした。河道は、GIS を用いた地形解析により縦断勾配が 20° 程度以下の河道網を抽出した後、河道網に隣接する傾斜 30° 以下程度の地形面を判読して区分した。

4. 結果

4.1 流域ごとの地形変化量と侵食対象

差分解析の結果、対象流域内で主に侵食が発生していたのは本川源頭部の流域1と支川最上流域にあたる流域2~4、本川河道を含む流域6であった。これらの流域の期間ごとの地形変化量を図-3に示す。ここで、地形変化量のうち正値が堆積土砂量、負値が侵食土砂量、これらの収支のうち負値がみかけの流出土砂量となる。堆積土砂量と侵食土砂量は流域ごとに斜面・降灰斜面・河道の区分に分けて示した。

対象期間のうち、比較的降灰量が多かった2015年10月までは、主に流域1で侵食土砂量が堆積土砂量を上回り、流出土砂量は10~82千 m^3 だった(図-3)。一方、降灰量の減少した2015年10月以降では、それまで降灰斜面における堆積が顕著だった流域2~4においても侵食土砂量が堆積土砂量を上回り、流出土砂量は0~151千 m^3 だった。流域ごとの流出土砂量は、対象期間中で2017年~2018年の流域2の流出土砂量が最大だった。本川河道を含む流域6の流出土砂量は最大で約23千 m^3 であり、流域1や流域2~4と比べると小さかった。

流域1と流域2~4の中でも、最も侵食量が大きかった流域1のA-A'および流域2のB-B'断面の横断面図における地形の経年変化を図-4に示す。流域1のA-A'断面では、2009年以降の一連の昭和火口における噴火以前にあたる2006年に既にガリー地形が形成されており、対象期間中は主に2006年以前に堆積したと考えられる古い火砕物が侵食されていた。一方、流域2のB-B'断面では、2006年以降2015年にかけて新規火砕物が最大30m以上厚く堆積しており、2015年以降は主にこの新規火砕物が堆積した斜面上に新たにリル・ガリーが発達し新規火砕物が侵食されていた。B-B'断面上のB地点から40mから50m程度の位置に形成されたガリーは、2015年以降年を追うごとに拡大し、2017年から2018年にかけて最も大きく拡大していた。

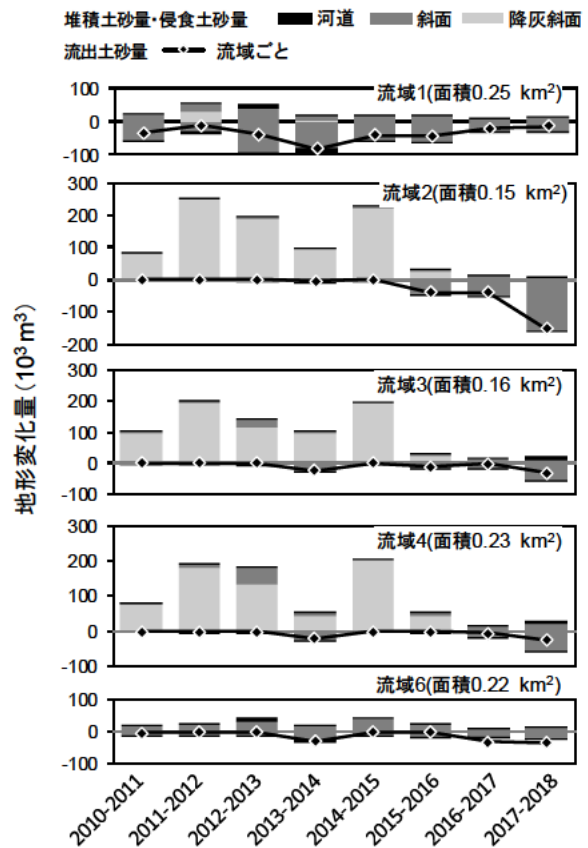


図-3 流域1~4および流域6の期間ごとの地形変化量

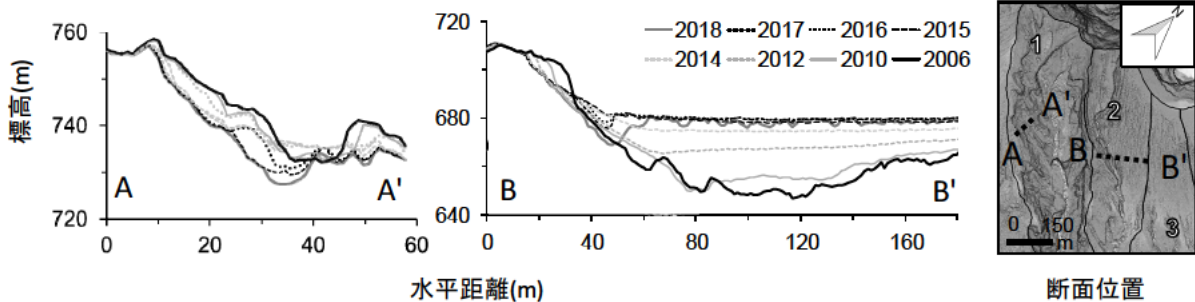


図-4 流域1および流域2の横断面図における地形の経年変化

4.2 全流域からの流出土砂量

対象期間中の全流域からの流出土砂量は 18～267 千 m^3 で、対象期間の中では 2017 年～2018 年が最大だった (図-5)。対象期間中の全流域からの流出土砂量と対象流域下流における土石流発生回数の増減の傾向は概ね調和的であった。2011 年～2012 年および 2014 年～2015 年は、土石流発生回数が 11 回および 16 回と対象期間の中でも大きかったにも関わらず、同程度の土石流発生回数だった 2013 年～2014 年や 2017 年～2018 年と比べて流出土砂量が小さかった。

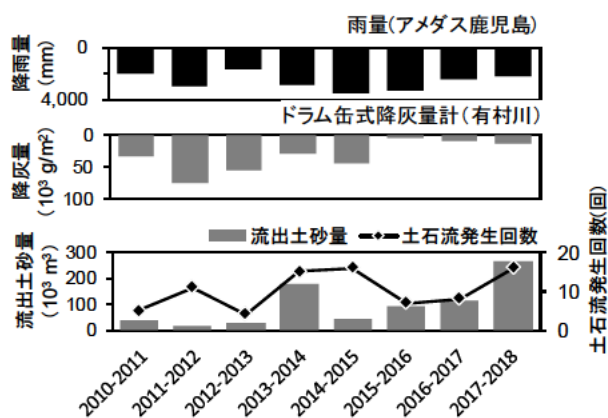


図-5 全流域からの流出土砂量と降雨・降灰量

5. 考察

差分解析および横断面図の比較から、対象流域内では主に本川源頭部の流域 1 と支川最上流部の流域 2～4 で侵食が発生しており、流域 1 と流域 2～4 ではそれぞれ侵食している堆積物の堆積した時期が異なることが推察された。対象期間中、流域ごとおよび全流域からの流出土砂量はともに 2017 年～2018 年に最大であった。これは、2017 年～2018 年に新規火砕物が堆積した斜面上でのリル・ガリーが大きく拡大したことによると推察される。

本研究では差分解析による経年的な地形変化から流出土砂量を算定している。降灰斜面においては、1 期間の中で断続的な堆積と侵食が繰り返されると考えられるため、この手法では降灰斜面からの流出土砂量は算定できない。2011 年～2012 年および 2014 年～2015 年は対象期間の中でも降雨量・降灰量が大きい (図-5)。したがって、2011 年～2012 年および 2014 年～2015 年は、降灰斜面からの断続的な土砂流出が顕著であった可能性が考えられ、このことが要因で本手法において流出土砂量が過小に算定されたことが推察できる。今後は、UAV 等を用いた高頻度の地形計測から降雨ごとの土砂移動の実態を明らかにし、火山噴火後の土砂流出量予測に活用していく必要がある。

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、航空レーザ測量データおよび降雨・降灰量の観測データなど、本研究に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) 下川悦郎・地頭菌隆, 「火山灰の被覆が火山体の侵食速度に及ぼす影響—桜島火山を中心に—」, 地形, Vol. 8, No. 4, p. 269-286, 1987
- 2) 寺本行芳・下川悦郎・地頭菌隆, 「雲仙普賢岳水無川流域における土石流の流出過程の経年変化」, 砂防学会誌, Vol. 56, No. 3, p. 3-11, 2003
- 3) 国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所, 桜島火山砂防調査研究成果集 2 (砂防広報センター編), 2013

ボアホールカメラによる亀裂判読の結果と破碎度区分を組み合わせた 重力による斜面の変形深度の評価

チーム名等 火山・土石流チーム

氏 名 山本 望

1. まえがき

深層崩壊の下流へのリスク評価を行うためには、その規模を推定する必要がある。下流への影響の大きい箇所では、ボーリングコアの観察により地形・地質構造や地盤の破碎状況を調査し、破碎度区分評価¹⁾等を行って変形している下端深度を評価することが考えられる。地すべりが進行している領域では、無構造な角礫岩、引張り割れ目等、特徴的な破碎や亀裂がボーリングコアに認められることが報告されており¹⁾、ゆるみ岩盤²⁾等の重力変形斜面の変形領域にも、それと類似した特徴が生じることが考えられる。しかし、深層崩壊に至る可能性のある現象の1つである重力斜面変形は、岩盤からなり、地形が明瞭な地すべりと異なり移動速度・移動量が小さいため、岩盤の変形・破碎が少ないことが考えられる。また、鉱物脈の溶脱が認められる特徴がある事例も指摘されている³⁾。岩盤の変形・破碎が少なく、鉱物脈の溶脱が認められると、コア観察による破碎度の評価も難しく、破碎度区分だけでは変形領域の評価が難しいことが課題としてあげられる。

2. 研究目的

2011年に深層崩壊が発生した奈良県五條市赤谷地区の西側斜面（赤谷西地区）は、砂岩・頁岩互層からなり、斜面の上部に線状凹地が認められ重力斜面変形が生じていると推定される。ボーリング調査の結果、岩盤を構成する砂岩層では石英脈の溶脱が認められた。また赤谷西地区では、挿入式孔内傾斜計による観測が行われており、変形が認められる深度を確認することが可能である。そこで、本研究は、ボーリングコアを用いた破碎度区分評価結果に、ボアホールカメラによる亀裂判読に基づく亀裂性状の評価結果を加え、鉱物脈の溶脱が認められる岩盤においてその破碎領域を適切に評価する手法を検討し、傾斜計により把握された変形深度との比較を行うことにより、重力斜面変形の下端深度の推定に役立てることを目的とする。

3. 研究方法

赤谷西地区ではボーリング調査が3孔（Ak-5、Ak-7、Ak-9）で実施された。本研究では、このボーリング調査結果のうち最も変形が進行していると想定される斜面中腹で掘削されたAk-5孔の調査結果を用いて岩盤の破碎状況を評価する手法を検討する。検討は、ボーリングコアを用いて破碎度区分評価を実施するほか、ボアホールカメラによる亀裂の本数、傾斜・開口量の判読結果から亀裂の性状を評価する。その上で、重力斜面変形により破碎された可能性の高い区間を亀裂性状から評価する指標を検討し、破碎度区分評価結果と亀裂の性状を評価した結果を組み合わせた破碎状況の評価手法を検討する。

コア観察の結果、砂岩層では石英脈が溶脱し開口したと見られる区間がある一方、重力斜面変形によって開口したと見られる区間もあり、破碎度区分評価が難しい区間があった。そこで、評価が難しい区間は暫定的にCr1a'という区分にした。Ak-5孔においては挿入式孔内傾斜計の計測結果より、変形下端深度が68.0mであることが明らかとなっている（図-1(a)）。ボアホールカメラによる亀裂の本数、傾斜・開口量の判読を行い、変形区間と非変

形区間の亀裂の本数、傾斜・開口量の違いを比較して、重力斜面変形による可能性の高い区間を評価する指標を検討する。変形区間と非変形区間は、68.0 m より上部 10 m 区間（深度 53~63 m）と下部 10 m 区間（深度 68~78 m）とし、Cr1a' と評価された区間を対象とした。ボアホールカメラによる亀裂判読結果は、深度 1 m 毎に集計した。

検討した指標に基づき重力斜面変形によって開口したと評価される区間は、破碎度区分評価の難しかった Cr1a' から Cr1a に評価区分を変更する。こ

のようにして、破碎度区分評価と亀裂の性状の評価結果を組み合わせ、重力変形による岩盤の破碎領域を評価する手法を検討する。

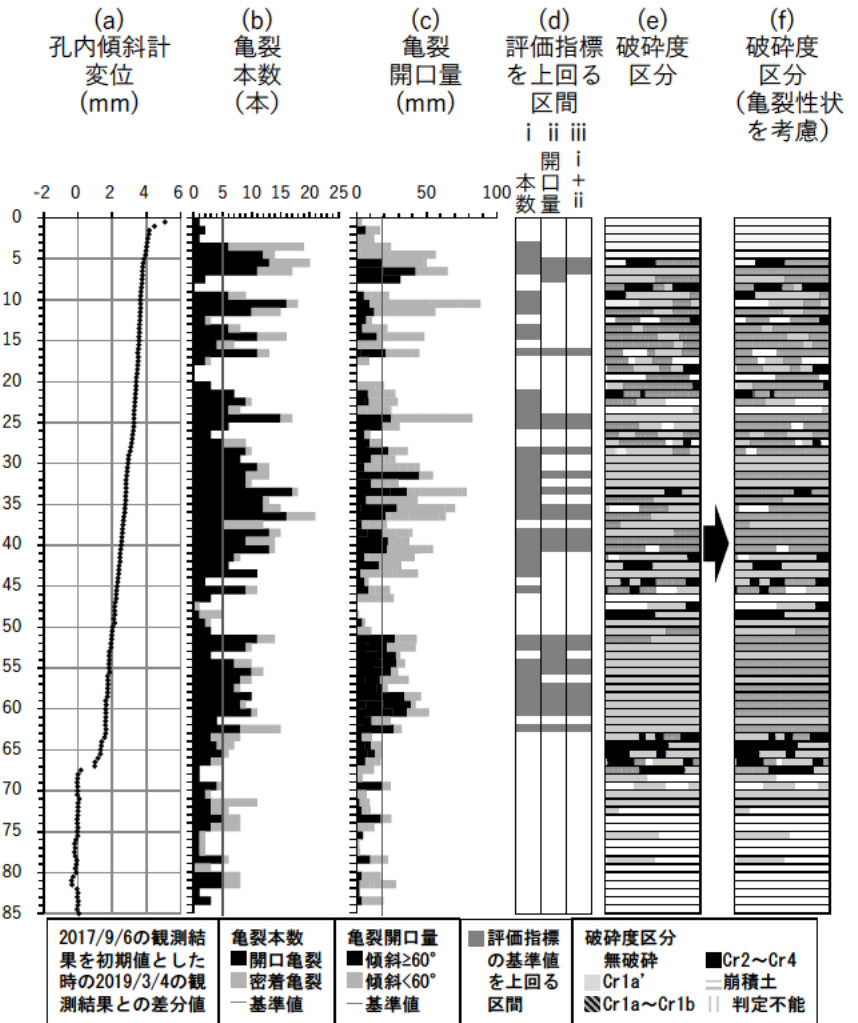


図-1 Ak-5孔の変位観測結果と破碎状況・亀裂状況及び変形の評価結果

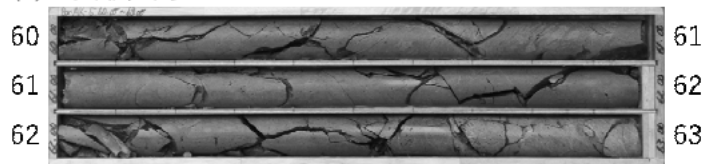
4. 研究結果

4.1 破碎度区分結果と亀裂判読結果

破碎度区分評価の結果は、図-1(e)に示すとおりであった。深度 5~23、25~29、33~52、63~68 m は Cr1a~Cr4 の評価結果となった。深度 29~33、52~63 m は、評価が難しく Cr1a' が連続した。

亀裂判読の結果、全亀裂本数は 680 本で、このうち開口量が概ね 0.5 mm 未満で測定困難な密着亀裂は 169 本、開口量が測定可能な開口亀裂が 511 本であった (図-1(b))。開口亀裂に着目すると、深度 63 m 以浅でその本数が多い一方、深度 63 m 以深では開口亀裂の本数は少ない。亀裂開口量は、深度 63 m 以浅で大きい一方、深度 63 m 以深では小さい傾向が認められた (図-1(c))。深度 17 m 以浅では傾斜 60° 未満の亀裂開口量が大きく、深度 20~47 m は傾斜 60° 未満の亀裂開口量と傾斜 60° 以上の亀裂開口量が概ね同程度であり、深度 51~63 m では傾斜 60° 以上の高角度の亀裂開口量が大きい特徴が認められた。

(a) 変形区間



(b) 非変形区間



図-2 破碎度区分 Cr1a' のコアの破碎状況 (写真横の数字は深度)

深度 68 m 以浅では、17～21、46～51、63～68 m で、亀裂本数が 8 本以下、亀裂開口量 16.23 mm 以下を連続して示すが、この区間の破碎度区分評価結果は Cr2～Cr4 が多く、岩盤の破碎が大きいため亀裂は判読されなかった。一方 Cr1a' とした区間が連続した深度 28～34、52～63 m は、亀裂本数・開口量とも大きい結果となった。この区間は破碎度が小さく評価の難しい区間であったが、亀裂本数・開口量が大きい特徴を有する。

表-1 変形区間と非変形区間における亀裂及びコアの特徴

		変形区間	非変形区間
コア観察による亀裂の特徴	破碎度	・ Cr1a'	・ 無破碎～Cr1a'
	石英脈の溶脱の程度	・ 溶脱の程度が大きい ・ 高角度のものが顕著 ・ 亀裂の形状は鋸歯状であるものが多い	・ 溶脱の程度は比較的小さい ・ 亀裂の形状は平滑
亀裂の本数・開口量の状況	開口亀裂本数	・ 3～10 本/1m ・ 区間平均: 7.50 本/1m	・ 1～5 本/1m ・ 区間平均: 2.40 本/1m
	傾斜 60° 以上の亀裂開口量	・ 10.88～38.72mm/1m ・ 区間平均: 26.39mm/1m	・ 0.00～18.09mm/1m ・ 区間平均: 4.66mm/1m

4.2 変形区間と非変形区間の比較による変形区間に見られる特徴

破碎度評価が難しかった Cr1a' 区間を対象に、重力斜面変形による亀裂である可能性が高い区間を評価する指標を設定するため、変形区間と非変形区間のコア観察による亀裂の特徴と亀裂の本数・開口量を比較し、変形区間に見られる特徴を考察する。

破碎度区分評価結果は、変形区間は Cr1a'、非変形区間では無破碎～Cr1a' であった (図-1(e))。変形区間では、石英脈が溶脱したものと見られる亀裂の本数が多く、開口量も大きい (図-2(a)、表-1)。亀裂は高角度のものが顕著に認められた。また、形状は鋸歯状をなすものが多く、重力変形による Cr1a' に相当すると見られる区間も、その範囲は不明瞭であったが認められた。一方、非変形区間では石英脈の溶脱が生じたと見られる亀裂の本数は、変形区間と比べて明らかに少なく、開口量も小さい (図-2(b)、表-1)。また、亀裂の形状は平滑であった。このように変形区間では、溶脱の程度が大きく、亀裂の本数が多く、開口量も大きい特徴を有していた。また、亀裂は高角度をなし、鋸歯状の形状を示す特徴を有していた。

亀裂の本数、開口量を比較すると、変形区間の 1 m 当たりの開口亀裂本数は、非変形区間より最大値で 2 倍、区間平均値で 3.1 倍大きい (図-1(b)、表-1)。また、変形区間 1 m 当たりの傾斜 60° 以上の亀裂の開口量は、非変形区間 1 m 当たりのそれより最大値で 2.1 倍、区間平均値で 5.7 倍大きい (図-1(c)、表-1)。このように、変形区間の開口亀裂本数、傾斜 60° 以上の亀裂開口量は著しく大きい特徴を有していた。

以上の変形区間と非変形区間におけるコア観察による亀裂の特徴の違いと亀裂の本数、開口量の比較結果から、変形区間で顕著に認められた亀裂は、重力による斜面変形の影響を受けていると推定される。石英脈の溶脱により岩盤に空隙が生じると、重力斜面変形が生じやすくなることが推定される。重力斜面変形が生じると移動体をなす岩盤内に荷重が作用し岩盤の破壊が進み、岩盤内の空隙 (亀裂) の開口量が大きくなったり、鋸歯状の亀裂が形成されたりした可能性が考えられる。ボーリング掘進中の地下水位変動状況からは深度 31.30～35.15、44.00～49.60、61.00～66.37 m の区間内には被圧地下水帯が分布していると推定されることから、岩盤内の亀裂に水が流入することで溶脱が進んだ可能性も考えられる。

4.3 破碎度区分と亀裂の本数、傾斜・開口量を組み合わせた破碎状況の評価手法の検討

破碎度 Cr1a' とした区間のうち重力斜面変形による可能性の高い区間を評価する指標を、変形区間と非変形区間における亀裂性状の違いをふまえ検討し、評価指標の基準値を上回るものを Cr1a' に変更し、破碎度区分評価と

亀裂の性状の評価を組み合わせ岩盤の破碎状況の評価する手法を検討する。

前節の調査結果をふまえ、評価指標として、(i) 1m 当りの開口亀裂本数、(ii) 傾斜 60° 以上の 1m 当りの亀裂開口量を用いる。変形区間と非変形区間の開口亀裂本数の分布は重なりがあり完全に区分されないが (図

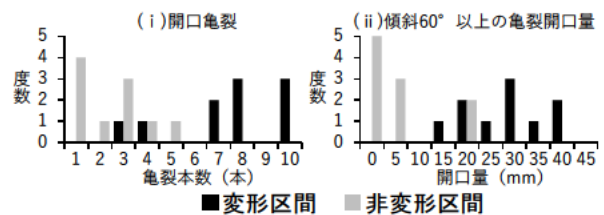


図-3 変形区間と非変形区間のそれぞれ 1 m 当たりにおける頻度分布図

-3(i))、変形区間を判別する基準値に非変形区間の最大値 5 本/1m を用いると、誤判別はなく見逃しはわずかとなる一方、変形区間の最小値 3 本/1m を用いると、見逃しはなく誤判別はわずかとなる。また、両区間の傾斜 60° 以上の亀裂開口量についても分布の重なりがあるため (図-3(ii))、基準値に非変形区間の最大値に近い 20mm/1m を用いると、誤判別はなく見逃しはわずかとなる一方、変形区間の最小値に近い 10mm/1m を用いると、見逃しはなく誤判別はわずかとなる。亀裂性状の評価は破碎を評価する上での補足情報として活用することから、指標(i)、(ii)の基準値は変形区間を過大評価しないために誤判別が発生しない非変形区間の 1m 当たりの最大値とし、ここではそれぞれ 5 本/1m、18.09 mm/1m とする。(i)の基準値を超える区間を図-1(d)-i に、(ii)の基準値を超える区間を図-1(d)-ii に、(i)と(ii)の両者の基準値を超える区間を図-1(d)-iii に示した。図-1(d)-iii に示した区間の Cr1a' を Cr1a に変更した結果を図-1(f) に示した。その結果、深度 30~34 m 区間のうち、31~32、33~34 m 区間で Cr1a' から Cr1a に評価区分を変更した。また、深度 52~63 m 区間のうち、52~53、54~56、57~61、62~63 m 区間で Cr1a' から Cr1a に変更した。30~34、52~63 m 区間内の全ての区間が Cr1a に再評価されるわけではないが、亀裂の性状の評価指標を用いることで、コア観察により重力斜面変形による可能性の高いと評価された区間を Cr1a と評価することができるようになった。本研究で検討とした手法を用いた図-1(f)によると、深度 68.0 m より上部で Cr1a 以上の評価域が大部分を占めるようになった。この結果より、重力斜面変形の下端深度は 68.0 m と推定され、コア観察とボアホールカメラの判読結果を用いることで、図-1(e)よりも推定が容易となった。

5. 結論

ボーリングコアを用いた破碎度区分評価結果に、ボアホールカメラの判読による亀裂性状の評価結果を加えることで、岩盤の変形・破碎が少なく岩盤中の鉱物脈の溶脱が認められる岩盤においても、容易に変形領域を評価できる可能性が示された。今後、今回得られた亀裂の評価指標の他孔への適用性を検討する。

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の皆様には多大なるご指導やご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。また、本研究に使用したデータは、国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所よりご提供頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属：応用地質株式会社

〈参考文献〉

- 1) 脇坂安彦・上妻睦男・綿谷博之・豊口佳之：地すべり移動体を特徴づける破碎岩—四万十帯の地すべりを例として—, 応用地質, Vol. 52, No. 6, p. 231-247, 2012
- 2) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋捨幸：「ダムにおける緩み岩盤の実態と分類試案」, ダム技術, No. 228, p. 9-21, 2005
- 3) 千木良雅弘：「深層崩壊 —どこが崩れるのか—」, 近未来社, p. 27-28, 2013

FEMによるアンカー荷重解析における地盤パラメータの設定手法について

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 木村 太一

1. まえがき

斜面对策工として施工されたグラウンドアンカー（以下：アンカー）は、施工後における地すべりブロックの拡大、地下水位の上昇、すべり面強度の低下等の事象により、荷重が増加し破断する場合がある。荷重が増加した場合、必要に応じて押え盛土やアンカーの増し打ち等の追加対策が行われる。しかし、追加対策後にアンカーの荷重がどのように変化するかを予測する方法として定まったものではなく、追加対策を効率的に行うために、追加対策後の荷重を予測する手法が求められる。

追加対策後のアンカーの荷重予測を行うためには、移動土塊と自由長部の変形特性、移動土塊の滑動とこれに伴って自由長部に作用する荷重を考慮できる有限要素法(以下:FEM)を用いることが有効と考えられる。杉井ら¹⁾は、FEMによって追加対策後のアンカーの荷重予測ができることを示している。しかし、FEMで設定する地盤パラメータの決定方法に定まったものがないため、地盤パラメータを多くの試行錯誤によって決めなければならない。

このような背景から、本稿では、施工されたアンカーの荷重が過度に増加した事例を対象に、増加したアンカーの荷重値を用いてFEMの地盤パラメータを決定する手法を検討した。

2. 研究目的

本稿の研究目的は、現況を再現するFEMモデルで、地盤パラメータを変化させた時のアンカー荷重への影響を明らかにすること及び、それを踏まえた地盤パラメータの設定手法を検討することである。

3. 研究方法

3.1 FEMモデルの作成

本研究では、施工されたアンカーの荷重が過度に増加した道路の切土斜面の事例を対象とした。FEMモデルは図-1に示すとおり、移動土塊、すべり面、基盤に分けてモデル化した。それぞれの構成要素、構成則、方式を表-1に示す。すべり面形状と水位線は、現場の観測データを基に設定した。移動

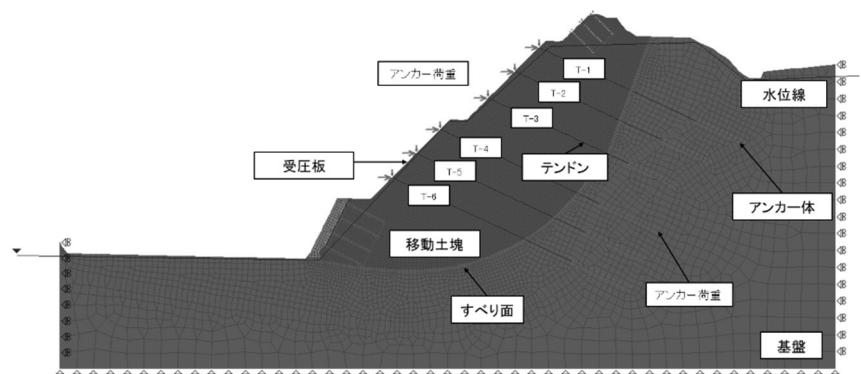


図-1 FEMモデル

土塊、すべり面、基盤の単位体積重量は物理試験結果を基に 22kN/m³ と設定した。設計アンカー力として、受圧板とアンカー体の要素に 180kN/本の荷重を設定した。

3.2 感度分析による地盤パラメータの変化傾向の評価

地盤パラメータを変化させた時の解析荷重の分布や変化の傾向を把握するために感度分析によって評価した。感度分析のために変化させた地盤パラメータは、c:すべり面の粘着力、φ:すべり面の内部摩擦角、E:移動土塊の変形係数、ν:移動土塊のポアソン比であり、変化傾向の比較ができるように、解析荷重が一定の範囲で変化するような範囲で設定した。c と φ は現場の設計成果を基本として表-2 のケースを設定した。E、ν は既往文献^{2),3),4)}と現場の地質を参考にして、すべり面:粘性土 (E=1.0×10³kN/m²、ν=0.35)、基盤:固結した軟岩 (E=1.0×10⁵kN/m²、ν=0.25) を固定値として設定した。移動土塊は風化した軟岩 (E=1.0×10⁴kN/m²、ν=0.39) を基本として表-2 のケースを設定した。

表-1 地盤パラメータ

地盤	構成要素	構成則	方式
移動土塊	ソリッド要素	弾性	線形弾性モデル
すべり面		弾・完全塑性	MC-DPモデル
基盤		弾性	線形弾性モデル

表-2 感度分析に用いた地盤パラメータのケース

cを変化させたケース	c=10kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=12kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=14kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=16kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=18kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=20kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39
φを変化させたケース	c=20kN/m ² φ=25° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=20kN/m ² φ=26° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=20kN/m ² φ=27° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=20kN/m ² φ=28° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=20kN/m ² φ=29° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=20kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39
E、νを変化させたケース	c=20kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ³ kN/m ² ν=0.46	c=20kN/m ² φ=30° E=5.0×10 ³ kN/m ² ν=0.39	c=20kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.39	c=20kN/m ² φ=30° E=5.0×10 ⁴ kN/m ² ν=0.25	c=20kN/m ² φ=30° E=1.0×10 ⁵ kN/m ² ν=0.25	

3.3 推定荷重との比較による地盤パラメータの設定手法の検討

追加対策を検討するような状況では、アンカー荷重はある程度把握されていると想定される。一方で、荷重増加の原因となった地すべりに応じた c、φ、E、ν の地盤パラメータが決定されていることは期待しにくい。そこで、現地で計測された荷重を基に、地盤パラメータを決定する方法を検討した。今回の事例では、モデル作成断面において荷重が計測されていないアンカーがあったため、付近の計測されたアンカー荷重を線形補間して各アンカーの荷重を推定した（以下：推定荷重）。パラメータの決定にあたっては、感度解析と同様に複数のパラメータの組み合わせについて各アンカーの解析荷重を計算し、解析荷重と推定荷重を以下の式(1)、式(2)によって比較した。式(1)は、解析荷重と推定荷重の合計荷重の差を評価するために行った。この評価はアンカー荷重の合計値の過小評価を防ぐために行った。式(2)は、解析荷重が推定荷重にどの程度近似しているかを評価するために行った。パラメータの決定は、式(1)の計算で誤差率≧0%となったケースの中で、式(2)の計算による誤差率が最小となったパラメータの組み合わせを最も再現性の高いパラメータとすることとした。

$$(1) \text{ 荷重の合計値の誤差(\%)} = \frac{1}{6} \sum_{i=1}^6 \left(\frac{Lt(i) - Le(i)}{Le(i)} \times 100 \right)$$

$$(2) \text{ 誤差率(\%)} = \frac{1}{6} \sum_{i=1}^6 \left| \frac{Lt(i) - Le(i)}{Le(i)} \times 100 \right|$$

Lt(i) : i段目のアンカーの解析荷重 Le(i) : i段目のアンカーの推定荷重

4. 研究結果

4.1 感度分析による地盤パラメータの変化傾向の評価

感度分析において c を変化させると、解析荷重のグラフは、平行移動するように変化した(図-2)。この結果から、 c を変化させると、アンカーにかかる荷重に対して、アンカーの位置に関わらず概ね均等に影響していることが見て取れる。

ϕ を変化させると、解析荷重のグラフは、下部のアンカーほど荷重が増加する傾向となった(図-3)。この結果からは、アンカー荷重が斜面の下部ほど大きいいため、 ϕ が変化したときの影響が下部のアンカーほど大きくなっていることが考えられる。

E について値を小さく変化させると、解析荷重が斜面の中部から下部にかけて大きく増加し、T-5 と T-6 の差は小さくなった(図-4)。この結果からは、 E が小さいほど、移動土塊が変形しやすくなり、それによって、斜面下部の荷重が大きくなるとともに、最下部のT6の荷重が分散し、T-5 と T-6 の差が小さくなっていることが考えられる。

4.2 推定荷重との比較結果

地盤パラメータの中で E 、 ν は現地の地質状況から決まることから、 $E=1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 、 $\nu=0.39$ に固定し、表-3 に示すとおり $c=0 \sim 20 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=20 \sim 40^\circ$ に変化させてアンカー荷重を解析した。解析した各アンカー荷重と推定荷重の比較を表-4、表-5 に示す。 $c=0 \sim 20 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=20^\circ$ のケースと $c=0 \sim 5 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=25^\circ$ のケースは解析が発散した。表-4 は、式(1)を用いて、各 c 、 ϕ のケースの荷重の合計値を計算した結果である。各 c 、 ϕ で、誤差率が最小となる結果が

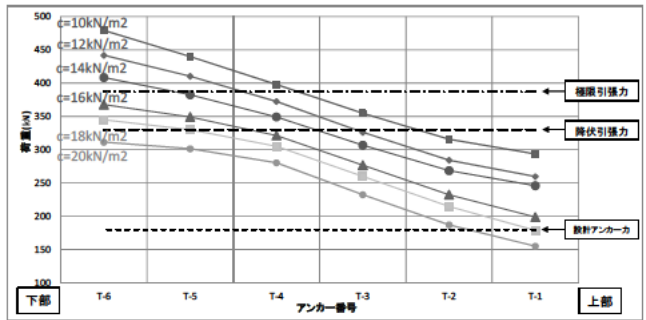


図-2 解析結果 (c を変化させたケース)

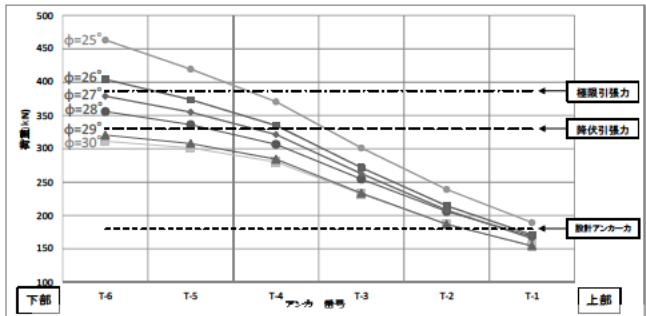


図-3 解析結果 (ϕ を変化させたケース)

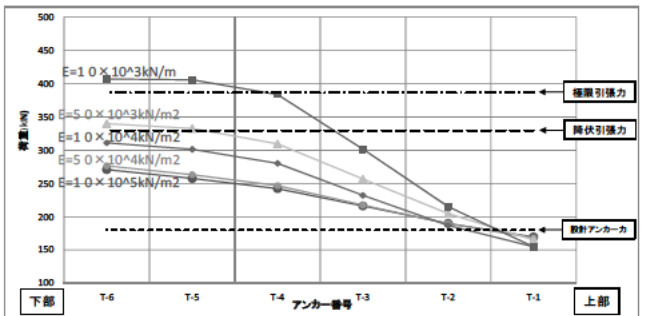


図-4 解析結果 (E を変化させたケース)

表-3 推定荷重との比較に用いる地盤パラメータのケース

$c=0 \text{ kN/m}^2$ $\phi=20^\circ$	$c=0 \text{ kN/m}^2$ $\phi=25^\circ$	$c=0 \text{ kN/m}^2$ $\phi=30^\circ$	$c=0 \text{ kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	$c=0 \text{ kN/m}^2$ $\phi=40^\circ$
$c=5 \text{ kN/m}^2$ $\phi=20^\circ$	$c=5 \text{ kN/m}^2$ $\phi=25^\circ$	$c=5 \text{ kN/m}^2$ $\phi=30^\circ$	$c=5 \text{ kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	$c=5 \text{ kN/m}^2$ $\phi=40^\circ$
$c=10 \text{ kN/m}^2$ $\phi=20^\circ$	$c=10 \text{ kN/m}^2$ $\phi=25^\circ$	$c=10 \text{ kN/m}^2$ $\phi=30^\circ$	$c=10 \text{ kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	$c=10 \text{ kN/m}^2$ $\phi=40^\circ$
$c=15 \text{ kN/m}^2$ $\phi=20^\circ$	$c=15 \text{ kN/m}^2$ $\phi=25^\circ$	$c=15 \text{ kN/m}^2$ $\phi=30^\circ$	$c=15 \text{ kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	$c=15 \text{ kN/m}^2$ $\phi=40^\circ$
$c=20 \text{ kN/m}^2$ $\phi=20^\circ$	$c=20 \text{ kN/m}^2$ $\phi=25^\circ$	$c=20 \text{ kN/m}^2$ $\phi=30^\circ$	$c=20 \text{ kN/m}^2$ $\phi=35^\circ$	$c=20 \text{ kN/m}^2$ $\phi=40^\circ$

表-5 解析荷重と推定荷重の誤差率

粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	$E = 1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$	内部摩擦角 $\phi (^\circ)$				
		20	25	30	35	40
		0 解析が発散	解析が発散	80%	21%	7%
		5 解析が発散	解析が発散	40%	9%	13%
		10 解析が発散	61%	17%	14%	18%
		15 解析が発散	27%	14%	20%	30%
20 解析が発散	0%	20%	26%	32%	34%	

表-4 解析荷重と推定荷重の合計値の誤差

粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	$E = 1.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$	内部摩擦角 $\phi (^\circ)$				
		20	25	30	35	40
		0 解析が発散	解析が発散	80%	21%	0%
		5 解析が発散	解析が発散	40%	3%	-13%
		10 解析が発散	61%	16%	-13%	-18%
		15 解析が発散	27%	-9%	-20%	-30%
20 解析が発散	0%	-26%	-32%	-34%		

得られた。表-5 は、式(2)を用いて誤差率を計算した

結果である。この結果から、 $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=40^\circ$ のケースの誤差率が最も小さいため、本検討では最も再現性が高いパラメータとして判断した。荷重の分布を図-5に示す。全体的に推定荷重に近い値を解析によって求めることができた。ただし、一部 T-1, T-2, T-6 のアンカーの解析荷重が推定荷重よりも低い値となっているため、このパラメータを用いて追加対策の検討を行った場合、T-1, T-2, T-6 のアンカーの抑止力が局所的に小さくなることも考えられる。そのため、実際の対策を検討する際には、安全率を乗じる等の検討が必要と考えられる。

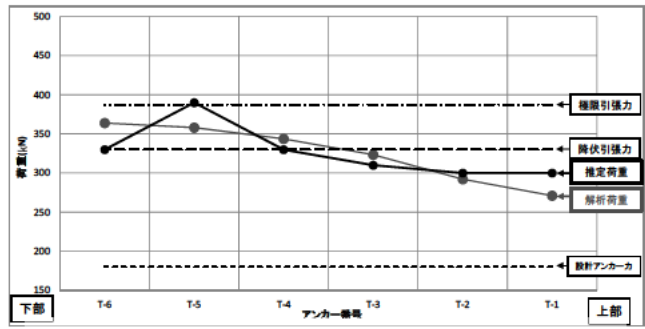


図-5 $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=40^\circ$ のパラメータを用いた解析

4.3 地盤パラメータの設定手法について

本検討で得られた知見を踏まえ、現時点では以下の①～④の手法で地盤パラメータを設定できることが考えられる。

- ① E と ν を地質調査や既往文献等を基に設定し、 c と ϕ を変化させてアンカー荷重の解析を行う。
- ② 各 c 、 ϕ のケースで解析荷重と推定荷重(現場のアンカー荷重)について式(1)と式(2)を用いて比較する。
- ③ 式(1)を用いた計算で誤差 $\geq 0\%$ となるケースを抽出する。
- ④ ③で抽出したケースを対象に式(2)を用いた計算で誤差率を計算し、その結果が最小のケースを最も再現性が高いパラメータとする。

5. 結論

地盤パラメータの感度分析から、 c 、 ϕ 及び E を変化させたときの、解析荷重の変化の傾向を評価した。また、現地で計測された荷重を基に地盤パラメータを設定する手法を検討した。今後は、地盤パラメータの設定の適用事例の蓄積と追加対策の計画手法の検討が必要である。

6. 謝辞

本研究の実施に当り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ご感謝申し上げます。

7. 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(2018):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—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. 1, pp.23-32
- 2) L.Hobst and J.Zajic (1983): Anchoring in rock and soil, Elsevier Scientific Pub. Co, p.45, p.49.
- 3) 申潤植(1989): 地すべり工学—理論と実践—, p.58-60
- 4) (社)日本地すべり学会(2006): 有限要素法による地すべり解析, p.50

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

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 藤原 一啓

1. まえがき

日本列島には多くの火山が存在し、そこから供給された火山灰に被覆された斜面（以後、火山灰被覆斜面と呼ぶ）が広く分布する。このような斜面において、地震による斜面変動（地すべり、崩壊、崩壊性地すべり等）の発生事例が報告されている。地震による火山灰被覆斜面の斜面変動は、傾斜の緩やかな斜面や過去の変動を示す地形が認められない斜面でも多く発生するため、危険箇所として対策が実施されていない斜面で、災害が発生する事例が少なくない。また、規模が大きい崩壊性地すべりでは、移動土塊が長距離移動するものもあり、被害が甚大となる事例も見られる。

地震による火山灰被覆斜面の斜面変動については、2011年東北地方太平洋沖地震以降、甚大な被害を生じさせる崩壊性地すべりを中心に、地形・地質的な特徴や危険箇所の抽出手法に関する研究が行われている。地形的特徴としては、2011年東北地方太平洋沖地震で発生した白河丘陵での斜面変動について、頂部斜面から上部谷壁斜面にかけて崩壊性地すべりが発生、上部谷壁斜面の脚部が下部谷壁斜面に切られている¹⁾ことや、気候変動による斜面の地形発達に伴い、場所によって年代の異なるテフラが分布する⁶⁾ことが報告されている。地質的特徴としては、テフラ・火山灰土が斜面に厚く堆積、弱層が斜面に沿って面的に広がる¹⁾ことや、軽石もしくは軽石直下の火山灰土等でハロイサイト（粘土鉱物）が形成され、それがすべり層となっている²⁾とされている。抽出手法に関しては、微地形分類と空中電磁探査を用いたローム層厚の測定により調査対象を絞り込んだ上で簡易的な地質調査を実施する手法³⁾や、GISデータより取得した地形要因についてAHP法を用いて分析し、危険度を評価する手法⁴⁾が提案されている。これらの知見によれば、地形的な特徴に加えて、地質的な特徴が崩壊性地すべりの発生に関わっていることが分かってきている。そのため、地形調査を広域的に行うことに加えて、個々の箇所での地質調査を併せて行う必要があり、効率的に調査を実施するには調査地域の優先度を評価することが重要となる。優先度の評価にあたっては、斜面変動の発生しやすさや発生規模、大規模地震の発生の切迫性、保全対象の状況などを考慮する必要があると考えられる。このうち、斜面変動の発生規模については、2018年北海道胆振東部地震では崩壊面積率が高かったが、2011年東北地方太平洋沖地震などでは崩壊面積率がそれほど高くはない。このように地震によって崩壊面積率が異なることから、この点に着目して調査地域の優先度を評価する手法を検討することとした。

2. 研究目的

本研究は、地震により斜面変動が発生する可能性がある火山灰被覆斜面について、崩壊面積率が地震によって異なること、また、斜面変動が発生する火山灰年代が災害によって異なることに着目し、調査地域の優先度を評価する手法を検討することを目的とする。

3. 研究方法

本研究では、複数の地震について「崩壊面積率」「すべり面となった火山灰の年代」「震度」の3項目について整理し、比較・分析を行った。

3.1 研究対象

研究対象は、地震により火山灰被覆斜面において斜面変動の発生した6地震とした(表-1, 図-1)。

3.2 崩壊面積率の集計

崩壊面積率は、以下の通りとした。

崩壊面積 ÷ 崩壊斜面が存在する流域面積

1968年十勝沖地震⁸⁾、2016年熊本地震⁹⁾、2018年北海道胆振東部地震¹⁰⁾については、文献から崩壊面積・流域面積・崩壊面積率を引用した。1978年伊豆大島近海地震¹¹⁾、1984年長野県西部地震¹²⁾、2011年東北地方太平洋沖地震については、崩壊面積は既往文献の図面から発生域の面積を測定、流域面積は地理院地図ズームレベル18(1万分1地形図相当)の一条もしくは二条河川との合流点を基準点とし、斜面変動が発生している斜面を含む流域の面積を測定し、崩壊面積率を算出した(表-1)。

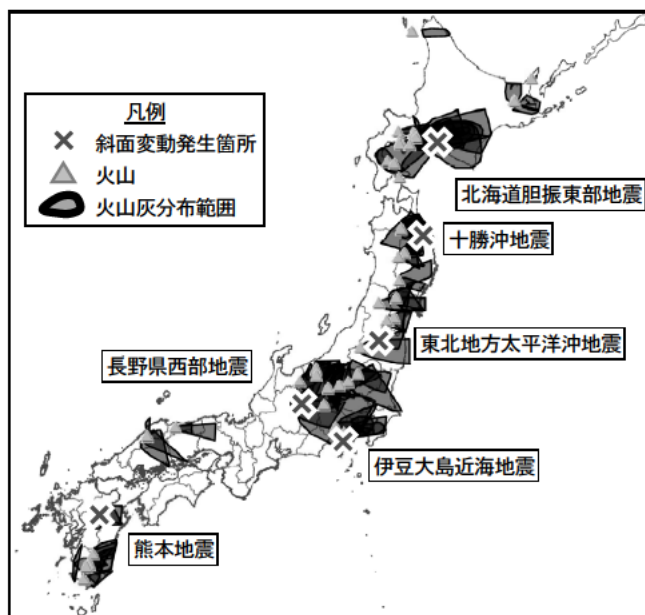


図-1 日本の主な火山と火山灰の分布
新編 火山灰アトラス[日本列島とその周辺](町田ほか, 2003)
の火山灰等層厚線図を編集

表-1 研究対象地震と震度・火山灰年代・崩壊面積率一覧表

地震発生年・地震名称	震度	すべり面となった火山灰層とその年代 ⁷⁾	崩壊面積 (km ²)	流域面積 (km ²)	崩壊面積率 (%)
1968年 十勝沖地震	5	十和田八戸テフラ (To-HP) : 15ka	17.420	—	2.46
1978年 伊豆大島近海地震	5	鉢ノ山火山噴出物 : 38ka	0.026	8.976	0.29
1984年 長野県西部地震	6	御岳第一テフラ (On-Pm1) : 90ka	0.026	3.393	0.76
2011年 東北地方太平洋沖地震	6	那須白河テフラ群 (Ns-SR9, 10) : 300ka 高久軽石層 (Tkp) : 330ka	0.020	3.869	0.51
2016年 熊本地震	7	阿蘇草千里浜軽石 (Kpfa) : 31ka	0.287	13.182	2.20
2018年 北海道 胆振東部 地震	全域	樽前 d (Ta-d) : 9ka 恵庭 a (En-a) : 20ka	39.278	360.123	10.91
	厚真川流域		29.717	217.311	13.67
	安平川流域		5.260	39.190	13.42
	その他流域		4.300	103.623	4.15

(ka=1,000年前)

4. 研究結果

4.1 崩壊面積率と火山灰年代との関係

研究対象とした6地震の斜面変動のすべり面となった火山灰層の年代は9~330kaで、崩壊面積率は0.29~10.91%の範囲であった。

図-2に示す通り、概ね火山灰層の年代が新しい時代のものほど崩壊面積率は大きく、古いものほど小さい傾向がみられる。このような傾向を示す要因としては、年代の違いによる火山灰分布域の広さ・連続性や火山灰の有無

よることが考えられる。

古い時代の火山灰は、地形発達等の影響により侵食されて火山灰が失われてしまうことや、分布が限定的となることにより崩壊面積率が小さくなり、新しい年代の火山灰は、古い時代のものに比べて侵食されず斜面に広く連続的に分布するため崩壊面積率が大きくなると推察される。

4.2 火山灰年代と震度・崩壊面積率の関係

震度毎に比較すると、同じ震度では火山灰年代が新しいほど崩壊面積率が大きい。また、同程度の火山灰年代の場合、震度が大きいほど崩壊面積率が大きくなる傾向がみられる（図-3）。崩壊面積率の大きさは、火山灰の年代に加え、揺れの大きさ（震度）に影響を受ける。すなわち、年代の新しい火山灰分布域で震度の大きい地震が発生した場合、特に斜面変動が発生しやすいと考えられる。

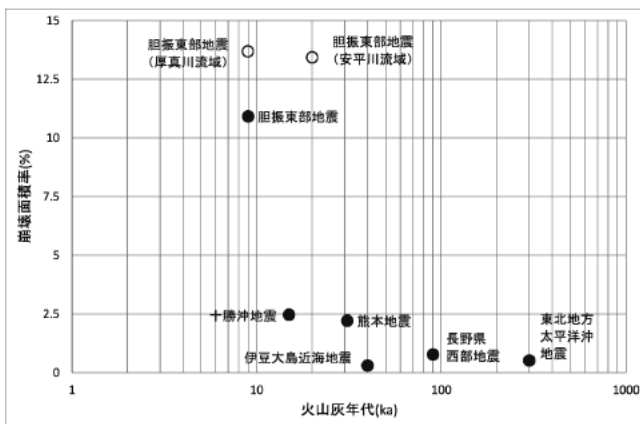


図-2 崩壊面積率と火山灰年代の関係

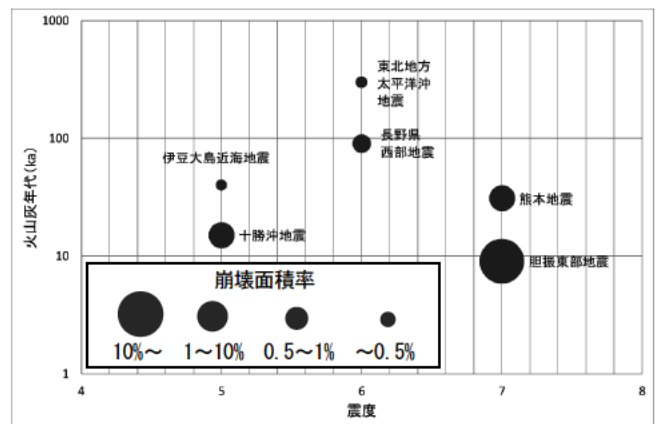


図-3 火山灰年代と震度・崩壊面積率の関係

4.3 火山灰被覆斜面における地震時斜面変動発生危険箇所の調査優先度評価（案）

火山灰分布と火山灰年代により、地震による斜面変動が発生しやすい大まかな地域を把握でき、火山灰被覆斜面における地震による斜面変動発生危険箇所の調査優先度評価が可能と考える。

さらに、火山灰分布図（等層厚線図）と地震動予測図を重ね合わせることで、危険箇所の優先順位の検討を行うことが可能と考える。図-4に火山灰等層厚線図⁷⁾と確率論的地震動予測地図（今後30年以内に3%の確率で一定の震度以上の揺れに見舞われる領域図、全ケース、最大、2018年度版¹³⁾の重ね合わせ図を示す。これによると、北海道の道東・道央・宗谷地方、東北地方の太平洋側、関東地方の群馬・栃木・茨城の広い範囲、三浦半島、房総半島近傍、九州地方の熊本・大分・宮崎・鹿児島島の広い範囲が

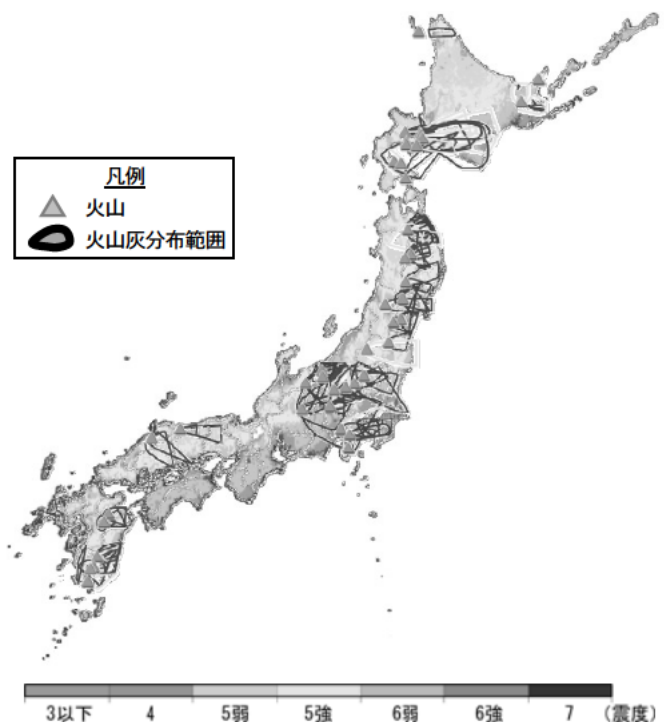


図-4 火山灰等層厚線図と地震動予測図の重ね合わせ図

地震による斜面変動が発生しやすい地域であり、調査優先度が高い地域であると言える。

5. 結論

地震により発生する火山灰被覆斜面の斜面変動について、複数の地震における「崩壊面積率」「すべり面となった火山灰の年代」「震度」の関係を整理した。結果は以下の通りとなる。

- ① すべり面となった火山灰の年代が新しいほど崩壊面積率は大きく、古いほど小さく、火山灰年代が地震による斜面変動の崩壊面積率の大小の目安となる。
- ② 同等の年代の火山灰被覆斜面では、震度が大きいほど崩壊面積率が大きく、崩壊面積率は震度の大きさに影響を受ける。
- ③ 年代が新しい火山灰の分布域、かつ、震度が大きいほど斜面変動が発生しやすい。火山灰等層厚線図と地震動予測図の重ね合わせにより調査優先度の高い地域を把握できる。

6. 謝辞

本研究の実施にあたり、ご指導、ご助言いただいた地すべりチームの皆様にご感謝申し上げます。

所属：日本工営株式会社

<参考文献>

- 1) 杉本宏之・宇都忠和・本間宏樹・武士俊也、「東北地方太平洋沖地震によって白河丘陵で発生した地すべりの発生箇所の特徴について」,平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集,2012
- 2) 千木良雅弘,「北海道胆振東部地震によって膨大な数の斜面崩壊が発生した理由」,消防防災の科学, No. 138, P10-16, 2019
- 3) 大平知秀・手代木裕司・相馬邦彦・杉本宏之・中野英樹・樽角晃・武士俊也・千田敬二・川戸克志・馬場敬之,「葉ノ木平地区周辺の斜面構造について―地すべり性崩壊発生危険度評価の試み―」,平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集,2013
- 4) 檜垣大助・林一成・濱崎栄作・(公社)日本地すべり学会河川砂防技術研究開発チーム・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,第 52 号, No. 2, P37-44, 2015
- 5) 木村諱・酒井直樹・田中善朗・長倉賢・松谷和彦,「阿蘇火山高野尾羽根溶岩ドームの降下火砕物斜面で発見された古期地すべりとその発生年代」,日本地球惑星科学連合大会予稿集,2017
- 6) 石丸聡・廣瀬亘・川上源太郎・高橋良・加瀬善洋・興水健一・小安浩理・千木良雅弘・田近淳,「2018 年北海道胆振東部地震における斜面崩壊の発生場」,日本地球惑星科学連合大会予稿集,2019
- 7) 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, P58-179, 2011. 8
- 8) 安江朝光・仲野公章,「地震時の斜面の危険度評価法に関する研究(Ⅱ)―崩壊面積率―」,昭和 56 年度砂防学会研究発表会概要集, P140-141, 1981
- 9) 小柳賢太・五味高志,「平成 28 年熊本地震により森林と草地に生じた斜面崩壊の特徴」,水利科学, No. 359, P34-51, 2017
- 10) 林野庁,「平成 30 年度流域山地災害等対策調査業務(地震による亀裂等監視・分析調査)報告書 第Ⅱ編 北海道胆振東部地震崩壊調査」,2019
- 11) 土木研究所,「1978 年 1 月伊豆大島近海の地震による見高入谷地区斜面崩壊に関する調査」,土木技術資料, 第 1432 号, 1978
- 12) 科学技術庁 国土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」,防災科学技術研究所主要災害調査, 第 25 号, P67-70, 1985. 3
- 13) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会「全国地震動予測地図 地図編 2018 年版(2019 年 1 月修正版)」, P99, 2019. 1

異なる条件下で長距離移動した地すべり土塊底面における堆積構造の比較検討

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 齋藤 翼

1. まえがき

地すべりの土塊が長距離移動した場合、被害が通常よりも広範囲に及ぶ恐れがあるため、その到達範囲を予測することは防災上重要な課題である。土塊の到達範囲を予測するためには、長距離移動時の土塊の移動プロセスの実態を把握し、土塊が長距離移動する機構を解明することが重要である。

長距離移動する地すべりの実態把握に関しては、地形、地質的特徴やすべり面の摩擦特性などの視点から数多くの研究がなされてきた¹⁻³⁾。しかしながら、長距離移動した土塊や土塊底面のすべり層の構成物質や構造についての特徴、さらにはそれらの移動に伴う変化はほとんど検討されておらず⁴⁾、土塊と地表面との境界で生じている現象の実態が解明されているとは言い難い。土木研究所 (2017)⁴⁾は融雪水を誘因として発生し、河川に突入して長距離移動した地すべり土塊底面の樹脂固定標本の観察から、その堆積構造を詳細に分析した。これによると、土塊底面のすべり層を構成する層準の細粒分率が高く、基質支持で礫が均等に散在する特徴を有する。また、このように水が大量に関与した事例のみならず、先行降雨が少ないなかで地震を誘因として発生した(水に関与が少ないと考えられる)事例⁵⁾でも同様の特徴が観察されている。これらの堆積構造の類似性は土塊の長距離移動に関連している可能性が考えられるが、十分な比較検討はなされていない。

2. 研究目的

本研究では、発生および移動において水の関与の程度が異なると考えられる長距離移動した地すべり土塊底面における堆積構造を複数事例で比較し、その長距離移動機構を検討することを目的とした。

3. 研究方法

3. 1. 研究対象地域と樹脂固定標本

本研究では表-1に示す5事例を対象とする。いずれも土塊の移動距離(L2)と発生域の長さ(L1)の比(L2/L1)が1以上である。濁沢は大量の融雪水を誘因として発生し、移動土塊が河川に突入し、層状な移動形態から移動に伴い土塊の攪乱が進行した⁴⁾。また、土塊底面ではすべり層構成物質のスラリー化が進行しており、河川からの水の供給により流体的な移動形態に漸移したと考えられて

表-1 研究対象地域

箇所名	地質	発生誘因	発生域長さ L1(m)	土塊移動距離 L2(m)	L2/L1
山形県東田川郡 濁沢川	第四紀安山岩 火山灰～火山岩礫	大量の融雪水 (H23.5.22)	250	1500	6
和歌山県田辺市 伏見野地区	第三紀付加体 砂岩泥岩互層、混在岩	降雨 (H23.9.4台風12号)	192	295	1.5
新潟県南魚沼市 妙音寺地区	新第三紀安山岩 凝灰角礫岩～凝灰質砂岩	降雨 (H23.7新潟・福島豪雨)	111	146	1.3
福島県白河市 葉ノ木平地区	第四紀火砕流堆積物 凝灰角礫岩、火山礫凝灰岩	地震 (H23.3.11東北地震)	115	140	1.2
福島県白河市 北ノ入地区	第四紀火砕流堆積物 凝灰角礫岩、火山礫凝灰岩	地震 (H23.3.11東北地震)	75	205	2.7

いる。伏菟野、妙音寺は降雨を誘因として発生した事例である。葉ノ木平および北ノ入は2011年東北地方太平洋沖地震を誘因として発生し、水の関与の程度は小さいと考えられる。本研究ではこれらの5つの地域から採取され、過去に地すべりチームにおいて樹脂固定標本⁶⁾が作製された16試料について堆積構造を観察した。試料は地すべり土塊底面の堆積構造を検討するため、発生域、移送域および堆積域毎にすべり層を構成する層準を含むように不攪乱状態で採取されている。

3. 2. 堆積構造の定量的評価手法

3. 2. 1. フラクタル解析

長距離移動した地すべり土塊底面の堆積構造は、礫の散在が特徴と指摘されている^{4, 5)}。そこで本研究では礫の幾何学的情報を基にフラクタル解析によってその特徴を定量的に評価した。フラクタルは自己相似性に関する数学理論⁷⁾、解析によって得られるフラクタル次元はスケールに依存しない。そのため、異なる規模の地すべりや樹脂固定標本同士を比較する際に有効であると考えた。

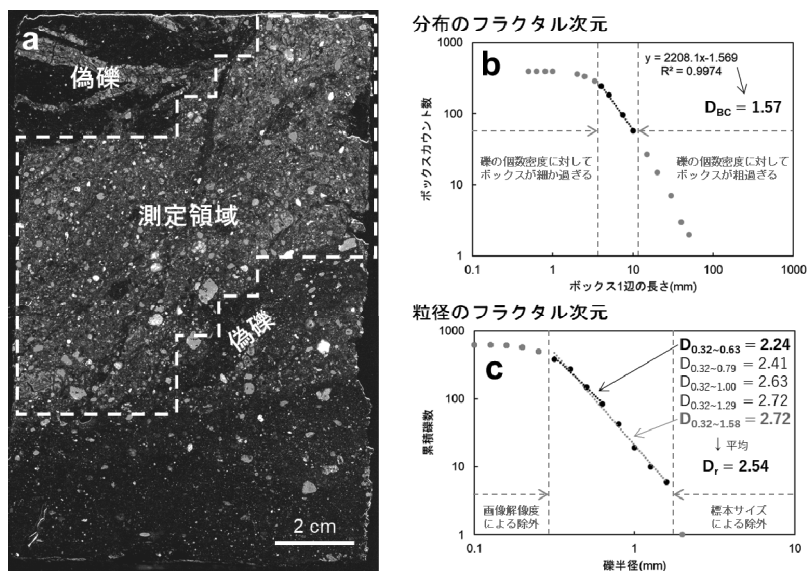


図-1. フラクタル解析結果の例

本研究では礫の中心点に対するボックスカウンティング法によって得られる分布のフラクタル次元 (D_{BC}) と分布関数法によって得られる粒径のフラクタル次元 (D_r) の2種類のフラクタル解析を行った。

図-1にフラクタル解析結果の事例を示す。解析はスキャナで取り込まれた樹脂固定標本画像 (600 dpi 以上) 中のすべり層において偽礫や著しい欠損部を除いた測定領域を設定し (図中白破線)、領域内の礫を対象に行った (図-1.a)。礫の幾何学的情報 (中心座標、断面積) は標本画像上でイラストソフトを用いて礫を手動抽出し、画像解析ソフト (ImageJ) を用いて取得した。

3. 2. 2. ボックスカウンティング法による分布のフラクタル次元 (D_{BC})

D_{BC} は礫の空間的な分布の偏りの程度の指標であり、その値は概ね1~2の間を取り、1に近いほど礫が集中し、2に近いほど礫が均等に散在する⁸⁾。 D_{BC} は解析時のボックスの粗度の影響を受けるため、礫の個数密度に対してボックスが細かすぎる領域とボックスが粗過ぎる領域を除外して算出した (図-1.b)。

3. 2. 3. 分布関数法による粒径のフラクタル次元

D_r は礫を円近似した際に得られる半径と礫の累積個数の関係から算出される⁸⁾。 D_r の値が増加するほど相対的に小さい粒子の割合が増加することを意味する。粒径のフラクタル次元は測定分解能と測定領域サイズに影響を受けるため、スキャン画像解像度による測定限界より細粒なもの (本研究においては礫半径 $r < 0.32$ mm) と測定領域サイズに対して粗粒なもの (礫の累積個数 ≤ 1) を算出から除外した (図-1.c)。 D_r は $r = 0.32$ を始点とする異なる粒径幅でフラクタル次元を算出し、その平均値とした。

4. 研究結果

4. 1. 地すべり土塊の移動に伴うフラクタル次元の変化

図-2 に全試料の解析結果を示す。グラフの横軸は地すべり発生域の長さ (L_1) に対する発生域末端から試料採取位置までの長さ (L) の比 (L/L_1) であり、 $L/L_1 \leq 0$ は発生域内、 $L/L_1 > 0$ は移送域または堆積域内である。図-2 のプロットは、地すべり土塊の移動に伴う分布のフラクタル次元 (図-2.a) および粒径のフラクタル次元 (図-2.b) の変化を示している。

発生域 ($L/L_1 \leq 0$) では、伏菟野を除いて D_{BC} は 1.4 以下の低い値 ($0.98 < D_{BC} < 1.37$ 、平均 1.23) を示しており、礫がある程度集中して分布している (図 2-a)。移送堆積域における $0 < L/L_1 \leq 1$ の領域では、 D_{BC} は 1.25~1.81 (平均 1.53) の値をとり、礫がある程度散在している。また、濁沢地域を除くすべての地域について $L/L_1 \leq 1$ の領域では、 L/L_1 の増加に伴い D_{BC} が上昇する傾向が見られた。

これらの傾向は降雨によって発生した事例 (伏菟野、妙音寺) でも地震によって発生した事例 (葉ノ木平、北ノ入) でも同様の傾向を示している。このことから、土塊の移動に伴い底面では水の関与の程度によらず礫の分散が進行していると考えられる。

一方、 $L/L_1 > 1$ の領域では、濁沢、伏菟野、そして葉ノ木平の D_{BC} が 1.6 以上 ($1.62 < D_{BC} < 1.77$ 、平均 1.71) の高い値をとっており、礫が均等に散在している。移動距離が非常に長い濁沢では、 L/L_1 の増加によらず D_{BC} が 1.6 以上の高い値を維持している。これらから、長距離移動した地すべり土塊底面付近 (すべり層) では、礫がランダムに動くことができる流動的な挙動をとっていた可能性が考えられる。

D_f は、発生域から移送域に向かって、箇所によって異なる変化傾向を示した (図-2.b)。伏菟野、妙音寺、そして北ノ入は L/L_1 の増加に対して D_f が減少する傾向が見られた。一方で、葉ノ木平は D_f の増加傾向が見られた。 $L/L_1 \leq 1$ の領域では D_f は幅広い値 ($1.0 < D_f < 3.2$) を取るのに対し、 $L/L_1 > 1$ では、 D_f は 1.5~2.0 も間にプロットが集中している。

4. 2. 地すべり土塊の移動に伴う堆積構造の変化

図-3.a に D_{BC} と D_f のプロットを、図-3.b にそれぞれのフラクタル次元の値が表す堆積構造の模式的イメージを示す。堆積域において D_{BC} 、 D_f とともに幅広い値をとっている (図-3.a 黒色破線)。これに対して、移送域、堆積域へと土塊の移動距離が長くなるに従いそれぞれのフラクタル次元の範囲が狭くなっている (図-3.a 灰色破線)。さらに堆積域において $L/L_1 > 1$ の長距離移動した土塊では、 $1.6 < D_{BC} < 1.8$ 、 $1.5 < D_f < 2.0$ の狭い範囲に収斂している (図-3.a 灰色領域)。 $L/L_1 > 1$ の領域から採取された試料は濁沢、伏菟野、葉ノ木平のみではあるが、それぞれ水の関与の程度が異なっている。つまり、長距離移動した地すべり土塊底面では水の関与の程度によらず堆積構造が定量的

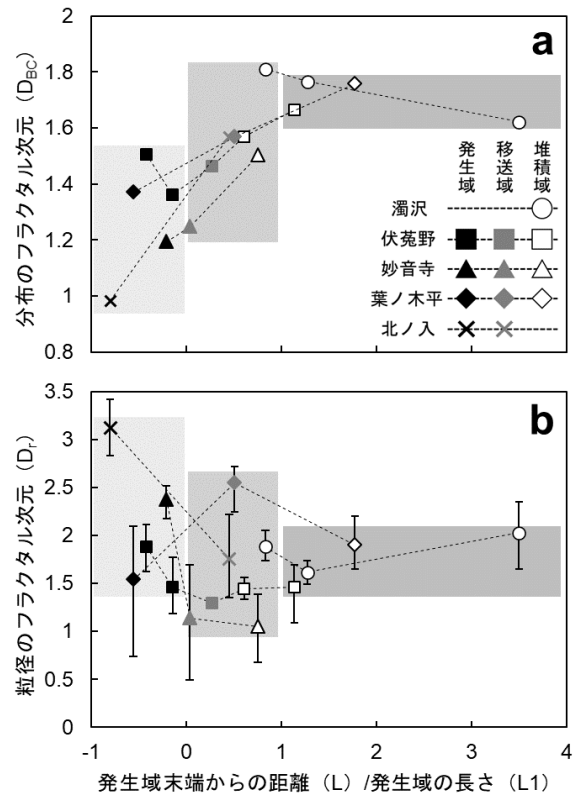


図-2. 移動に伴う土塊底面の堆積構造の変化

に類似しており、共通の堆積構造形成プロセスの可能性がある。

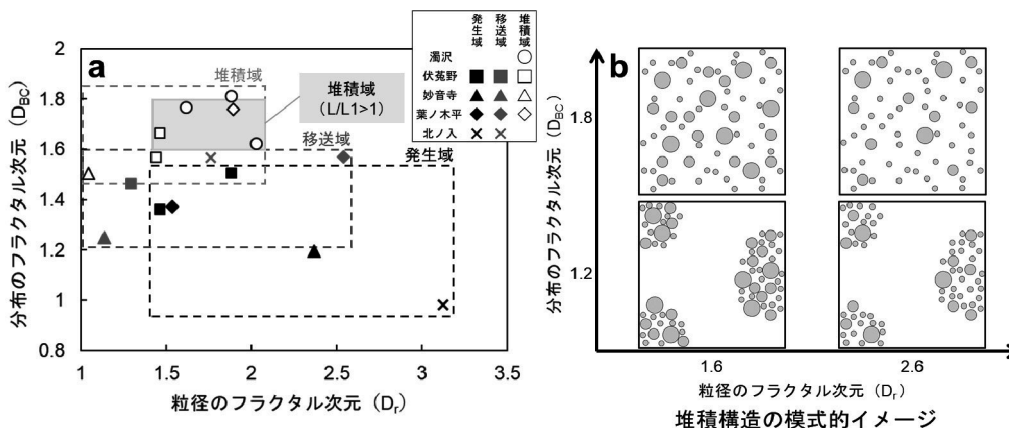


図-3. 堆積構造の定量的評価

5. 結論

異なる条件下で長距離移動した地すべり土塊底面における堆積構造の定量的な比較により以下の知見が得られた。

1. 発生域末端から試料採取位置までの距離 (L) と発生域の長さ (L1) の比 (L/L1) が 1 以下の場合、発生・移動の対する水の関与の程度によらず、L/L1 の増加に伴い礫の分散が進行する傾向がある。
2. L/L1>1 の場合、礫が均等に散在することから、長距離移動時には地すべり土塊底面付近 (すべり層) では礫がランダムに動く流動的な挙動をとっていた可能性が考えられる。
3. 水の関与が少ないと考えられる事例 (葉ノ木平) の L/L1>1 における堆積構造は、地すべり土塊が水の供給により流体的な移動形態に移行したと考えられる事例 (濁沢) のものと定量的に類似しており、共通の堆積構造形成プロセスの可能性がある。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、地すべりチームで過去に作成された数多くの樹脂固定標本を使用させていただいた。また、地すべりチームの皆様には多大なるご指導を賜った。ここに記して感謝の意を表す。

所属：日特建設株式会社

<参考文献>

- 1) 石川：「地震による土石流の発生に係わる地形、地質条件」、砂防学会誌, Vol. 51, No. 5, pp. 35-42, 1999.1.
- 2) 木村ほか：「長距離移動した融雪地すべりの発生域・移送堆積域の地形特性」, Vol. 53, No. 2, pp. 31-42, 2016.3.
- 3) Sassa et al.：“Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its implication to landslide dynamics”, Landslides, Vol.1, pp. 7-19, 2004.2.
- 4) 土木研究所：「流動化する地すべりの発生箇所・到達範囲の予測に関する研究(2)」, 土木研究所成果報告書, 2017.
- 5) 杉本ほか：「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」, H26 年度地すべり学会研究発表会予稿集, 2019.8.
- 6) 武士ほか：「樹脂固定標本によるすべり面標本の作製マニュアル (案)」, 土木研究所資料, 4227 号, 2012.
- 7) Mandelbrot：“The Fractal Geometry of Nature”, pp. 468, W.H.Freeman and Company, New York, 1982
- 8) 大野：「自然物の分布様式による環境評価の試み」, 土木学会論文集, No. 664, VII-17, pp. 119-126, 2000.11.

ダム流入量偏差を用いた地すべり警戒指標の適用性の検討

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 平井 雅俊

1. まえがき

地すべりは動き始めがゆっくりであることが多いため、従来は地すべりによって生じた変状の発見をトリガーとして避難や対策が行われている。しかし、突発的に発生する崩壊性地すべり、夜間や豪雨時に発生する地すべりの場合、変状の発見をトリガーとして避難することは難しい。そのため、地すべりに対する避難を確実にするには、災害発生の危険性が高まっている時期を特定するための警戒指標が必要と考えられる。土石流や集中的に発生する急傾斜地崩壊については避難に関する情報として土砂災害警戒情報があるが、地すべりについては技術的に予測が困難であるために対象外となっている。地すべりの発生については、融雪水の影響や降雨による地中への浸透のタイムラグ等を考慮する必要があり、降水量だけを指標とするのは難しく、実用レベルの警戒指標がないのが現状である。そのため、これらを考慮する手法として、ダム流入量等の水文指標を用いた評価が試みられている^{1,2,3)}。ダム流入量を用いた警戒指標は、降水量と比較して適用性が高いことが示されているが^{1,2)}、最適な警戒基準値が降雨・融雪といった誘因の違いや地域によって異なるということが実用化する上での課題となっている。

2. 研究目的

過去に発生した地すべり災害における避難の状況の調査を行い、避難のきっかけとなる実用的な地すべり警戒指標を提案することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 実態調査

2001年から2019年に発生した地すべり災害のうち、全壊家屋被害を生じた地すべりは63事例であった。そのうち、誘因が地震であった14事例、災害報告や既往文献から誘因が特定できない1事例を除いた48事例（降雨が45事例、融雪が3事例）を調査対象とした。調査項目は、人的被害（死者、行方不明者、負傷者）や避難行動の有無、土砂災害警戒情報の発表状況、土砂災害警戒区域などの土砂災害の恐れがある箇所該当状況を災害報告や既往文献、道府県の担当部局への聞き取りにより調査を行った。

3.2 地すべり警戒指標の検討

地すべり災害に対する警戒指標については、ダム流入量をもとに計算したアンサンブル流入量偏差（後述）と土砂災害警戒情報について指標としての適用を検討した。

3.2.1 アンサンブル流入量偏差

今回の調査では、表-1 に示す 6 地域（新潟県上越市、新潟県長岡地域、徳島県三好、徳島県那賀・勝浦、奈良県西部、愛媛県東予東部）を対象とし、地すべり災害の発生日とダム流入量の関係について分析を行った。地すべり災害データは、国土交通省の土砂災害データベースから、対象期間中に発生した地すべり災害のうち、発生時刻

表-1 対象地域及び使用データ

	対象地域・区分 ¹⁾	対象期間	対象災害 ²⁾	一連のイベント数	水文データ (ダム流入量)
1	新潟県上越地方（上越市）	2007年6月～2012年3月（5年間）	30件	22	柿崎川ダム
2	新潟県中越地方（長岡地域）	2008年1月～2013年11月（6年間）	26件	16	刈谷田川ダム
3	徳島県北部（三好）	2002年1月～2011年12月（10年間）	16件	11	名頃ダム
4	徳島県南部（那賀・勝浦）	2002年1月～2011年12月（10年間）	1件	1	長安ロダム
5	奈良県南部（南西部）	2002年1月～2011年12月（10年間）	2件	1	旭ダム
6	愛媛県東予部（東予東部）	2002年1月～2011年12月（10年間）	9件	3	別子ダム

1) 気象庁の気象警報・注意報の発表区域

2) 対象災害は発生日時、気象状況が明らかな地すべり災害のうち地すべり面積400m²以上のもの（誘因が地震のものを除く）

の記載のあるものを用いた。ただし、地震が誘因のものは除いた。ダム流入量は、表-1 に示したダム（ダム流入量：m³/h）の1時間毎の観測データを使用した。ダムは、各地域で1つずつダムを選定し、それらのダム流入量を指標として用いた。なお、過去の研究では、地域や誘因毎に積算時間の設定が異なることが課題であったことから、複数の積算時間の中から最大値を抽出して、「アンサンブル流入量偏差」として指標値を設定することとした。ダム流入量の分析は以下の手順で行った。

- 1) 中谷ほか（2008）の手法を用いて、毎時のダム流入量のn時間積算値 X_n （n=1、3、6、12、24、48、72、168、336、672）から（1）式で偏差 E_n を計算した。

$$E_n = (X_n - \mu_n) / \sigma_n \dots \dots \dots (1) \text{ 式}$$

ここで、 E_n は X_n の偏差、 X_n はダム流入量のn時間積算値、 μ_n は X_n の平均値、 σ_n は X_n の標準偏差である。

- 2) （1）式で計算した毎時の偏差から地すべり災害が発生した日における日最大のダム流入量偏差を選び出した（表-2）。

表-2 地すべり災害発生日における10種類の積算時間とダム流入量偏差

発生日	1時間積算 流入量偏差 (日最大)	3時間積算 流入量偏差 (日最大)	6時間積算 流入量偏差 (日最大)	12時間積算 流入量偏差 (日最大)	24時間積算 流入量偏差 (日最大)	48時間積算 流入量偏差 (日最大)	72時間積算 流入量偏差 (日最大)	168時間積算 流入量偏差 (日最大)	336時間積算 流入量偏差 (日最大)	672時間積算 流入量偏差 (日最大)	アンサンブル 流入量偏差 (日最大)
2009/3/25	0.71	0.69	0.79	0.92	1.11	2.69	2.45	2.38	1.54	0.74	2.69
2009/4/24	0.51	0.47	0.43	0.51	0.70	1.45	1.83	1.54	2.14	1.23	2.14
2010/3/21	8.14	7.93	7.20	5.97	4.51	2.86	2.05	1.99	0.95	0.89	8.14
2010/3/25	0.89	0.86	0.85	0.78	0.57	0.44	0.68	1.36	1.21	1.04	1.36
2010/4/5	1.18	1.16	1.15	0.94	0.74	0.64	1.13	0.56	0.43	0.76	1.18

※黒太枠：各地すべり災害において10種類の積算時間のうち、最大の偏差値を示す。

- 3) 10種類の積算時間から得られた日最大のダム流入量偏差のうち、最大値を「アンサンブル流入量偏差」として設定をした（表-2の黒太枠の値）。
- 4) 期間中に発生した地すべり災害数のα%を捕捉する偏差及び解析対象期間中に偏差を超過する時間数を算出し、指標の適用性について、超過日数を指標として比較した。

3.2.2 土砂災害警戒情報

今回の調査では、表-1 に示す6地域を対象とし、地すべり災害の発生日と土砂災害警戒情報の関係について分析を行った。

土砂災害警戒情報の分析は以下の手順で行った。

- 1) 土砂災害警戒情報は、導入時期が都道府県毎に異なるので、対象地域の導入時期について確認をした。
- 2) 国土交通省の土砂災害データベースから、各地域において土砂災害警戒情報導入後に発生した地すべり災害のうち、発生時刻の記載のあるものを使用した。ただし、地震が誘因のものは除いた。
- 3) 土砂災害警戒情報は発表履歴を各地方気象台より収集し、各地域での土砂災害警戒情報の発表～解除までの期間を整理した。
- 4) 各地域で、地すべり災害の誘因毎に土砂災害警戒情報による捕捉率を算出し、検証を行った。

4. 研究結果

4.1 実態調査

降雨・融雪を誘因として全壊家屋被害を生じた地すべり48事例のうち、人的被害を生じたのは10事例、人的被害が生じなかったのは38事例であった(図-1)。また、避難行動があったと確認されたのは26事例であった。避難行動があった26事例について、変状認識や呼びかけ等の有無と土砂災害警戒情報の発表の有無、土砂災害危険箇所等の該当状況を調査すると、避難行動があった26事例のうち20事例と大半が変状認識や呼びかけ等により避難していることになり、変状認識や呼びかけ等が住民に最も影響を与えていることが分かった(図-2)。このことから、地すべりに対する避難を確実にするためにも、変状の発生について注意を喚起する警戒指標が重要であると考えられる。

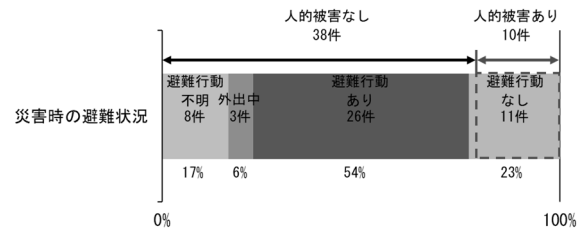


図-1 避難行動の調査結果

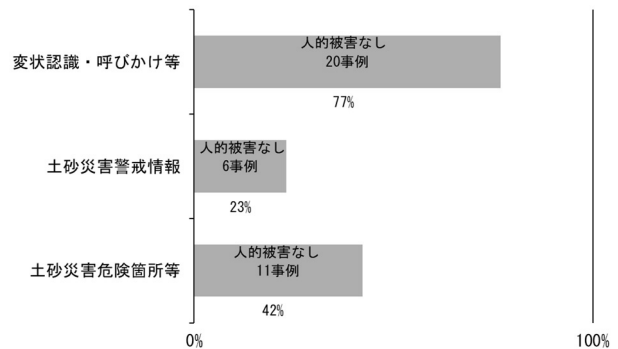


図-2 避難時の状況

4.2 地すべり警戒指標の検討

4.2.1 アンサンブル流入量偏差

アンサンブル流入量偏差を指標として、地すべり災害を捕捉する超過日数を表-3に示す。80%捕捉の超過日数を地域間で比較すると、イベント数が多い事例(新潟県上越市、新潟県長岡地域、徳島県三好)では超過日数が16.9～30.8日であり、大雨注意報と同等の発表日数で、融雪地すべりの捕捉もできるという結果になった。ただし、イベント数が少ない事例

表-3 地すべり災害発生捕捉率と超過日数の関係

(徳島県那賀・勝浦、奈良県南西部、愛媛県東予東部)では、超過日数が0.1～68.6日と大きくバラつく傾向がみられたため、注意して基準を設定する必要があると考えられる。

	超過日数(日/年)						＜参考＞2011年長岡市注警報発表日数	
	新潟県上越市	新潟県長岡地域	徳島県三好	徳島県那賀・勝浦	奈良県南西部	愛媛県東予東部	情報名	発表日数
70%捕捉	20.2日	6.6日	10.5日	68.6日	0.4日	0.1日	土砂災害警戒情報	2.6日
80%捕捉	30.8日	16.9日	21.4日	68.6日	0.4日	0.1日	大雨警報(土砂災害基準超過)	4.1日
90%捕捉	127.8日	83.3日	103.7日	68.6日	0.4日	4.7日	大雨注意報(土砂災害基準超過)	17.2日
100%捕捉	187.7日	95.7日	181.6日	68.6日	0.4日	4.7日	なだれ注意報	127.0日
一連のイベント数	22	16	11	1	1	3		

4.2.2 土砂災害警戒情報

対象とする6地域における誘因別の地すべり災害と土砂災害警戒情報の関係について調査を行った。誘因は降雨（日降水量20mm以上）、降雨（日降水量20mm未満）、融雪の3項目とし、それぞれの地すべり災害について、土砂災害警戒情報の捕捉率を算出した。表-4に、各地域における誘因別の地すべり災害の捕捉率を示す。融雪や小雨時（日降水量20mm未満）に発生する

表-4 地すべり災害と土砂災害警戒情報による捕捉率

	対象地域・区分	災害件数 (土砂災害警戒情報導入後)	捕捉率 (上段: 捕捉率 / 下段: 土砂警戒件数 / 災害件数)		
			降雨		融雪
			日降水量 20mm以上	日降水量 20mm未満	
1	新潟県上越地方（上越市）	30件	50% (3/6)	0% (0/6)	0% (0/18)
2	新潟県中越地方（長岡地域）	26件	100% (11/11)	0% (0/3)	0% (0/12)
3	徳島県北部（三好地域）	4件	100% (1/1)	0% (0/3)	—
4	徳島県南部（那賀・勝浦）	—	—	—	—
5	奈良県南部（南西部）	2件	100% (2/2)	—	—
6	愛媛県東予部（東予東部）	1件	—	0% (0/1)	—

地すべりを除けば、土砂災害警戒情報で概ね捕捉できていることが分かった。このことから、土砂災害警戒情報が発表されたときには、土砂災害警戒区域（地すべり）についても避難することが考えられる。

5. 結論

全壊家屋被害の実態調査では、変状認識や呼びかけ等が住民の避難行動に最も影響を与えていることが分かった。このことから地すべりについても、災害発生の危険性が高まっている時期を特定し、地すべりによる変状の発生等に注意を払い、地すべりに対する避難を確実にするための警戒指標が重要と考えられる。

地すべり警戒指標について6地域で分析を行った結果、ダム流入量と土砂災害警戒情報が指標となる可能性があることが分かった。

ダム流入量については、アンサンブル流入量偏差を使用し、大雨注警報と同程度の発表頻度で降雨・融雪地すべりの発生を捕捉できる警戒指標となる可能性が示された。

土砂災害警戒情報については、融雪や小雨時（日降水量20mm未満）の地すべりを除けば土砂災害警戒情報でも地すべり災害の発生が概ね捕捉できていることから、現状では地すべりは土砂災害警戒情報の対象外とされているが、土砂災害警戒情報発表時には地すべりの土砂災害警戒区域についても避難することが考えられる。

6. 謝辞

本研究の実施に当って、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へ感謝申し上げます。

所属：日本基礎技術株式会社

<参考文献>

- 1) 中谷洋明・丸井英明・向井啓司・片山弘憲：「北陸地方における地すべり発生に関する広域水文指標の検討」, 日本地すべり学会誌, vol. 44, No. 5, pp22-32, 2008
- 2) 北陸地方地すべり注意基準案検討委員会(2008)：北信越地方地すべり注意基準案検討報告書
- 3) 杉本宏之・石井靖雄・坂野弘太郎・武士俊也・中谷洋明・山影修司：「融雪地すべり発生と流量指標の関係について」, 平成26年度砂防学会研究発表会概要集, p. B-8-B-9, 2014

発災直後での地すべり災害対応 CIM モデルの作成手法に関する研究

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 和田 佳記

1. はじめに

地すべり災害の発災直後の対応としては、地すべりの変状範囲と移動方向の確認、移動土塊の挙動の予測、拡大の可能性の検討、影響範囲の推定等が行われ、警戒避難体制の整備や応急対策等が実施される。このような対応を行政機関が行う場合、既往の紙図面や現地状況写真を用いて、状況把握及び情報伝達、対応検討などを行うことが多い。既往の紙図面は、発災前の別の目的で作成された図面に目測・手書きで範囲等を書かれたものが多く、斜面勾配や保全対象との高低差が分かりづらい。特に宅地等の地物がある場合、等高線がないこともあり、非常に分かりづらい（図1）。また、発災直後の現地状況写真は、枚数が多いほど地すべりの全体像を正確に伝えることができるが、その分把握に時間がかかる（図1）。特に現地に行っていない者にとって情報伝達・状況把握の際に非常に労力がかかることがある。

発災直後の対応で重要なことは、斜面地形、変状、保全対象等の位置関係を3次元的に正確に把握した上で検討を行うことである。そこで、災害対応に3次元地形モデルを活用することで、地すべり全体の形状、変状、斜面勾配や保全対象との位置関係・高低差の把握が容易になる等のメリットが見込まれる。3次元地形モデルは、3次元形状と現地状況写真を一体的に表現でき、視覚的に理解しやすい（図2）。また、モデル上での視点変更や部分拡大等も行えることから、現地状況をモデル上で確認することができる。そのため、災害対応の初期段階から3次元地形モデルを活用することで、情報伝達や状況判断の迅速性や正確性等の災害対応の質の向上が期待される。

2. 研究目的

地すべり分野でのCIMの活用は、令和元年5月にCIM導入ガイドライン地すべり編が公表され、通常事業において進められている。しかし、災害対応では時間的制約等があるため、CIM活用は進んでいない。そのため、発災直後の時間的制約がある中で地すべり災害対応に活用できるCIMモデルの作成手法の提案を目的とした。

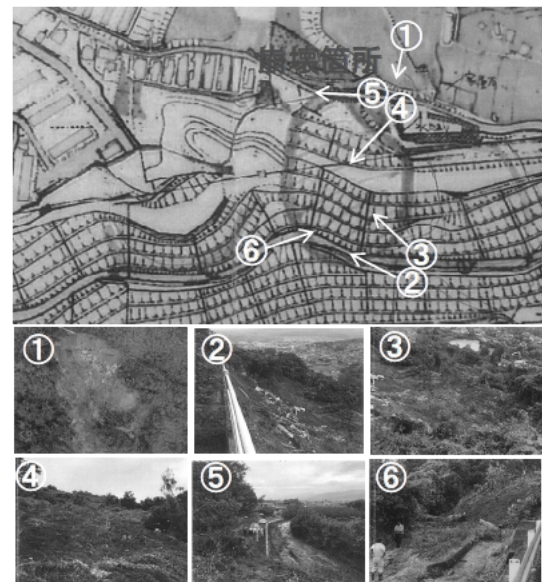


図1. 既往紙図面と現地状況写真の例

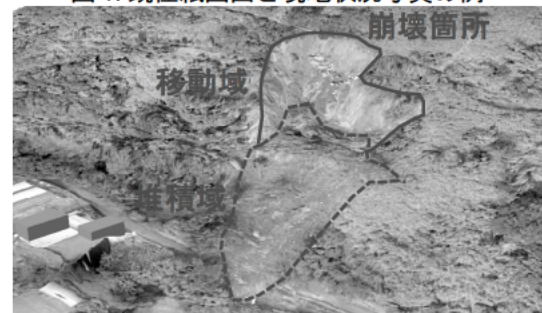


図2. 3次元地形モデルの例

3. 研究方法

3.1 地すべり災害対応での CIM モデルの作成方針の検討

災害対応全体での CIM モデル活用の流れを整理し、発災直後の 3 次元データ計測項目の検討を行った。その検討結果に基づき、地すべり災害対応 CIM モデルの作成方針をとりまとめた。

3.2 3次元データ計測・モデル作成手法の検討

災害対応の CIM モデル作成に必要な計測手法について、現地において実際の計測を行い、適用性の調査及びモデル作成手法の検討を行った。調査地は、近年地すべり災害が発生した徳島県三好市有瀬地区、佐賀県大町町ボタ山わんぱく公園及び群馬県富岡市内匠地区の 3 地区とした。

3.3 地すべり災害対応 CIM モデルの作成手法の提案

調査、検討結果を基に地すべり災害対応 CIM モデルの作成手法の取りまとめを行った。

4. 研究結果

4.1 地すべり災害対応での CIM モデルの作成方針の検討

4.1.1 災害対応における CIM モデル活用の流れ

地すべり災害対応全体での CIM モデル活用の流れを把握するために、対応の流れを時系列で整理した。ここでは、①発災直後である発災～2

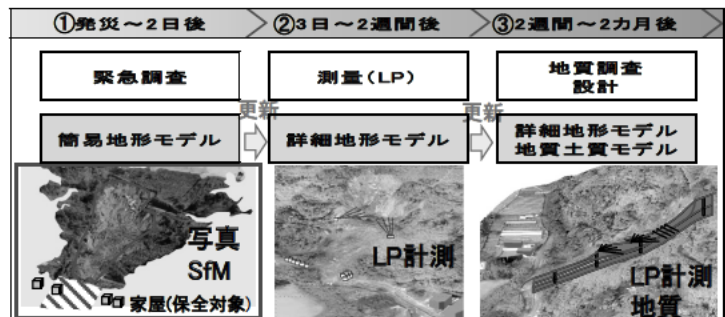


図 3. 地すべり災害対応における CIM 活用の流れ

日後、②3 日後～2 週間後、③2 週間後～2 カ月後に区分した。それぞれの段階では、①緊急調査、②測量、③地質調査～設計が行われ、順次データの追加がなされることが多い。そのため、災害対応での CIM モデルは、データが不足する①から簡易地形モデルの作成を行い、②③とデータの追加に伴い段階的に詳細地形モデル、地質土質モデルと更新することを考えた (図 3)。その中で②③は CIM 導入ガイドラインに沿った対応が可能と考えられるが、①については 0.5～1.0 日と短時間での対応が必要である上、手法が確立されていないことから、発災直後の①簡易地形モデル (地すべり災害対応 CIM モデル) について検討を行うこととした。

4.1.2 発災直後の 3 次元データ計測項目の検討

発災直後の対応は、変状範囲と移動方向の確認、拡大の可能性の検討及び影響範囲の推定等が行われる。そのため、災害対応を考慮して、地すべり全体や保全対象を含めた地形データと地すべり地や外縁部等の崩壊や亀裂等の変状を含めた部分的な地形を 3 次元計測項目とした。

4.1.3 地すべり災害対応 CIM モデルの作成方針

検討結果から地すべり災害対応 CIM モデルの作成方針を整理した (表 1)。目的は発災直後の地すべり概要把握及び警戒避難対策、応急対策への活用とした。構成は、3 次元地形モデルとし、地すべり全体の概略地形モデルと変状発生域の部分的な詳細地形モデルからなるカラー点群モデルとした。要件としては、短時間で作成する必要があるため、特殊な技術を使用せず、概要

表 1. 地すべり災害対応 CIM モデルの作成方針

目的	・発災直後の地すべり概要の把握 ・発災直後の警戒避難対策、応急対策
構成	・3次元地形モデル(カラー点群データ) ・地すべり全体の概略地形モデル + 変状発生域の部分的な詳細地形モデル
要件	・短時間で作成できること 外業+内業:1.0日程度が目標 ・特殊な技術を必要としないこと 既往技術の組み合わせで対応 ・精度は概要が把握できる程度で可 迅速性を優先し、ガイドラインの精度は求めない

把握程度の精度で迅速性を優先した。

4.2 3次元データ計測・モデル作成手法の検討

4.2.1 発災直後の計測手法の選定

既往の3次元データの取得技術としては、連続写真によるSfMとレーザー計測がある。その中で迅速性、簡易性及び普及性を考慮して計測手法を表2に示す4つに選定した。本調査での据置型レーザースカナは、踏査に携行することを考慮して小型ものを選定した。また、UAVによるレーザー計測は、現時点では機器が高価で普及に時間がかかると判断したため、選定から除外した。

4.2.2 現場での計測手法の適用性調査

選定した計測手法により、現場で地すべり全体を含む概略地形及び変状域の部分的な詳細地形の計測を行い、取得した点群データから3次元地形モデルの作成を行った。

地すべり全体の概略地形は4つの手法で調査を実施した。モデル作成の例として、UAV空中写真で作成した内匠地区の概略地形モデルを示す(図4)。2ブロックを含む5000㎡程度の範囲を対象に、現地での撮影10分、SfM処理20分の計30分程度で迅速に精度よくモデル化できた。また、写真(3Dテクスチャメッシュ)を重ねることで3次元的地形形状と現地状況写真を一体的に表現できた。変状発生域の部分的な詳細地形は、UAV空中

写真を除く、3つの手法で調査した。モデル作成の例として、据置型レーザースカナで作成した有瀬地区の詳細地形モデルを示す(図5)。道路沿いの構造物の地すべり性変状等を含む20m程度の区間を対象に、現地計測15分、その後の点群処理10分程度で擁壁の開口亀裂や変状が詳細にモデル化できた。

調査結果として、地すべり全体の概略地形モデルの作成においては、UAV空中写真によるSfMが全体地形を迅速に精度よくモデル化できる結果となった。地上写真によるSfMは、非常に迅速にモデル化できるが、緩斜面では影が多く、全体を点群化できなかった。据置型・手持ち型レーザー計測では、精度良くモデル化できるが、UAVと比較して3倍以上の時間を要する結果となった(表3)。部分的な詳細地形モデルの作成においては、迅速に簡易に把握できる地上写真によるSfMと詳細を把握できるレーザースカナという結果となった(表4)。

表2. 発災直後における現地での計測手法

計測器	連続写真によるSfM		レーザー計測	
	UAV空中写真	地上写真	据置型レーザー	手持ち型レーザー
計測器写真				
概要	・空中写真撮影 ・SfM処理	・地上写真撮影 ・SfM処理	・レーザー計測+撮影 ・点群処理、結合	・レーザー計測 ・点群処理、結合
取得データ	RGBカラー点群 3Dメッシュ	RGBカラー点群 3Dメッシュ	RGBカラー点群	点群

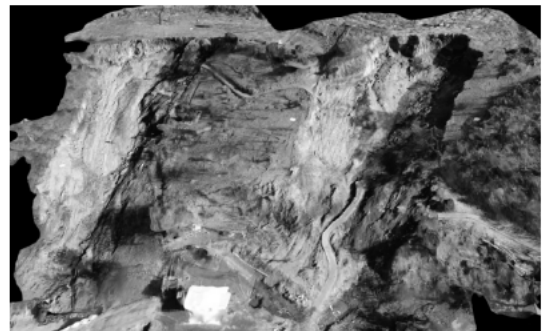


図4. 地すべり全体の概略地形モデルの例



図5. 変状域の部分的な詳細地形モデルの例

表3. 地すべり全体の概略地形モデルの検証結果

計測器	連続写真によるSfM		レーザー計測	
	UAV空中写真	地上写真	据置型レーザー	手持ち型レーザー
短時間	○	○	△	△
作業の簡易さ	○	○	△	△
範囲(全体)	○	×	×	×
精度	○	△	○	○
見やすさ	○	○	○	△
計測の普及	○	○	△	△
総合評価	○迅速、精度良い	○迅速 ×全体取得できない	○精度良い ×時間、手間かかる	○精度良い ×時間、手間かかる

表4. 部分的な詳細地形モデルの検証結果

計測器	連続写真によるSfM		レーザー計測	
	UAV空中写真	地上写真	据置型レーザー	手持ち型レーザー
短時間	○	○	△	○
作業の簡易さ	○	○	△	△
範囲(部分)	△	△	○	○
精度	△	△	○	○
見やすさ	○	○	○	△
計測の普及	○	○	△	△
総合評価	△迅速 △LSより精度悪い	○迅速	○精度良い △手間かかる	○精度良い △手間かかる

4.3 地すべり災害対応 CIM モデルの作成手法の提案

調査、検討結果から、発災直後の地すべり災害対応 CIM モデルの作成手法の取りまとめを行った。

地すべり災害対応 CIM モデルは、全体の概略地形モデルと部分的な詳細地形モデルを組合せることによって、点群密度の差によりモデル上で全体から詳細までの現地状況を確認できた。必要な部分の詳細地形モデルだけを作成することで、迅速性を確保しながら、変状の位置関係や方向等が把握しやすい CIM モデルとすることができた (図 6)。

CIM モデル作成手法としては、①UAV 空中写真による SfM により地すべり全体の概要地形、②レーザースキャナ計測による変状域の部分的な詳細地形の計測・モデル作成を行い、それぞれのモデルを組合せて地すべり災害対応 CIM モデルを作成する手法の実用性が高いと考えられる (図 7)。しかし、現時点ではレーザースキャナの準備が困難な場合も想定されるため、簡易的な手法として、部分的な詳細地形の計測を地上写真撮影による SfM で代用することも考えられる。

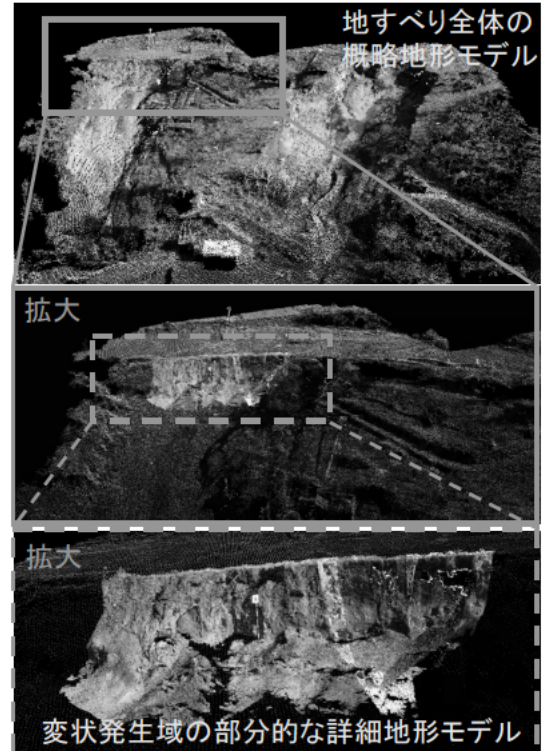


図 6. 地すべり災害対応 CIM モデルの組合せ例

5. まとめ

発災直後の地すべり災害対応 CIM モデルの作成手法として下記が実用的と考えられる。

- ・ 詳細版：UAV 空中写真による SfM+レーザースキャナ
- ・ 簡易版：UAV 空中写真による SfM+地上写真による SfM

今後の展望としては、実際の災害対応での現地検証と課題抽出や別条件での作成事例・活用事例の蓄積を行い、事前準備ができるように作成の事項・手順等の整理が必要と考えられる。

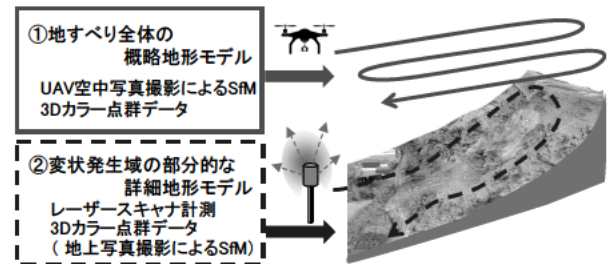


図 7. 地すべり災害対応 CIM モデル作成方法イメージ

6. 謝辞

本研究を行うにあたって指導を賜った土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様には感謝いたします。

所属：株式会社エイト日本技術開発

<参考文献>

- 1) 国土交通省砂防部・土木研究所：「地すべり防止技術指針及び同解説」、pp67-85、2008
- 2) 国土交通省：「CIM 導入ガイドライン (案) 第 9 編地すべり編」、2019、<http://www.mlit.go.jp/common/001289037.pdf>
- 3) 竹下航、杉本宏之、和田佳記：「地すべり CIM の活用による調査・対策の迅速化・効率化に向けた取組」、土木技術資料、61-12、pp20-23、2019
- 4) 杉本宏之：「地すべり対策における CIM の活用」、第 60 回砂防及び地すべり防止講義集、(一社)全国治水砂防協会、pp55-65、2020

航空レーザ測量を用いた積雪深と雪崩の計測

チーム名等 雪崩・地すべり研究センター
氏名 石川 泰裕

1) まえがき

昨年度は、積雪期に実施された航空レーザ測量成果の活用事例として積雪深の分布を推定したが、本年度は航空レーザ計測と同時に取得された空中写真を用いて雪崩の発生状況の判読を行い、雪崩の数値化を試みた。

2) 研究目的

航空レーザ測量は河川氾濫や土砂災害、火山噴火などの自然災害対策に活用されているが、積雪期に実施された航空レーザ測量の成果は積雪深の分布を把握する研究が行われているものの、雪崩の数値化に活用された事例は少ない。そこで、本研究では積雪期に実施された航空レーザ測量の活用例として、航空レーザ測量と空中写真を用いて雪崩の発生規模の推定を行った。

3) 研究方法

3.1 対象地域

研究対象地域は、東を苗場山、西を鳥甲山に挟まれた中津川中流部に位置する秋山郷と呼ばれる山間地域である。この地域は新潟県中魚沼郡津南町と長野県下水内郡栄村にまたがっていて、平成18年豪雪時に雪崩災害や孤立集落が生じた(図1)。対象地域の標高は400~1900m、斜面の傾斜角は平均30°で、左岸側の鳥甲山の麓の斜面は傾斜角が40°を超える箇所が多数存在していて急峻な地形となっている。

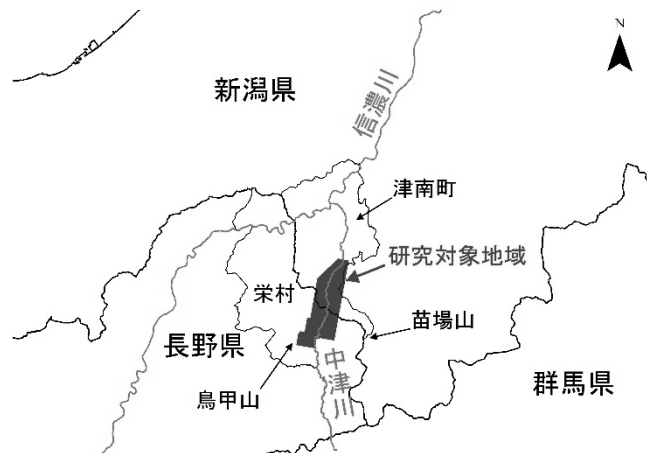


図1. 位置図

3.2 使用データ

本研究で使用した航空レーザ測量の仕様は表1のとおりで、積雪期と無積雪期それぞれの測地成果とメッシュサイズが異なるため、いずれも測地成果は2011、メッシュサイズは2mに統一した。ここで測地成果2011と

表1. 航空レーザ測量の仕様

	計測年月日	測地成果	メッシュサイズ
積雪期	2006/2/25	2000	2m
無積雪期	2012/9/16~10/10	2011	1m

は、平成 23 年（2011 年）に発生した東北地方太平洋沖地震で大きな地殻変動が観測されたため、測地成果 2000 を改定したものである。

3.3 雪崩の判読

雪崩の判読は、積雪期の航空レーザ計測と同時に取得された空中写真のオルソ画像を ArcGIS に取り込んで行った。雪崩の種類は表層雪崩と全層雪崩として、発生区から走路、堆積区までが明瞭に判断できる場合は明瞭な雪崩、走路と堆積区は明瞭であるものの発生区が不明瞭な場合は不明瞭な雪崩とした。

表 2. 空中写真による雪崩判読結果

	表層雪崩	全層雪崩	合計
明瞭	76(42)	111(87)	187(129)
不明瞭	188	34	222
合計	264	145	409

研究対象地域で発生した雪崩は表 2 のとおりで、合計で 409 個の雪崩が判読され、明瞭な雪崩は 187 個（約 46%）であった。明瞭な雪崩のうち、後に発生した雪崩で堆積区付近が覆われている場合は末端の位置が不明であることから除外して、表層雪崩 42、全層雪崩 87 の合計で 129 個の雪崩（表 2 の () 内）を数値化の対象とした。数値化を行う雪崩は判読結果から雪崩形状をポリゴンとラインで表現して、発生区や堆積区、走路の中心などの座標を GIS 上で取得した（図 2）。

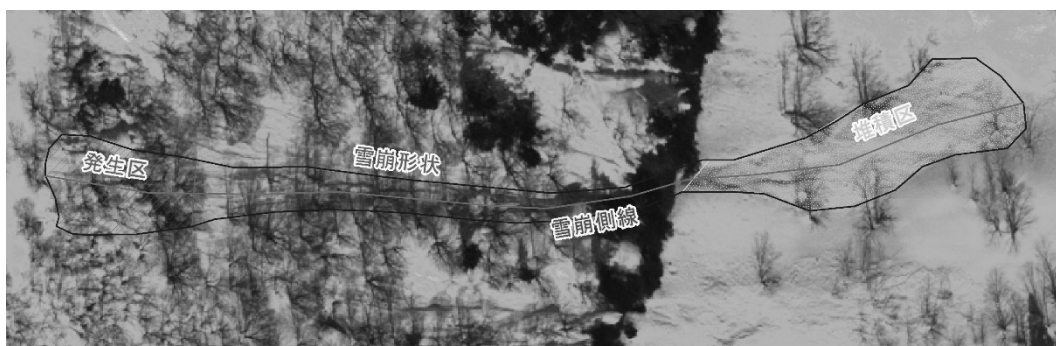


図 2. 雪崩の判読状況

3.4 雪崩の数値化

雪崩の数値の要素は図 3 に示すとおりで、GIS で各要素の数値を取得した。なお、航空レーザ測量を用いて雪崩の発生深さ（発生量）を求めた事例は極めて少ないことから、本研究では昨年度に得られた積雪深や斜面方位別の標高と平均積雪深の関係を用いて、雪崩の発生深さの推定を行った。

- > 雪崩の地形的要素（発生～移動～堆積）
発生区・堆積区の標高・勾配，到達距離，落差，見通し角
 - > 雪崩の規模（大きさ・量）
発生区面積，到達距離，発生深さ，発生量（質量）
- ※ 青文字は計算で得られる要素

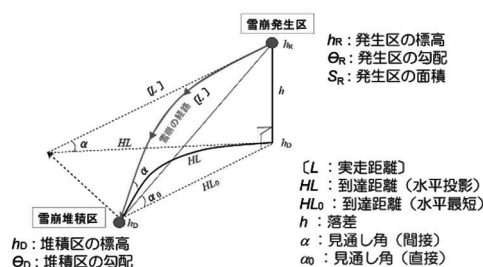


図 3. 数値化の要素

3.5 雪崩の発生深さの推定

雪崩の発生深さについて、表層雪崩については、①発生区のポリゴンの境界と交わる 2mメッシュを取得、②①で得たメッシュと線分を共有するメッシュを取得、③②で取得したメッシュを発生区内（内メッシ

ユ)と外(外メッシュ)に区分、④発生区上部の外メッシュ、内メッシュを選択し両者の積雪深の平均値を取得、⑤取得した平均積雪深の差を発生深さとする、の順で算定した。

全層雪崩の発生深さについても表層雪崩と同様の手法を試みたが、全層雪崩の発生区付近では斜面勾配や植生の影響で積雪深の値が負になる箇所が生じて深さを算定することが困難であった。全層雪崩は発生区の積雪全体が落下して地表面が露出し、発生区の積雪深は0となることから、発生区の積雪深と発生深さは等しいと考えて、発生区の標高・方位を求めて、昨年度の研究成果である斜面方位別の標高と平均積雪深の関係(左右岸別、図4・図5)に適用して積雪深を算定した。

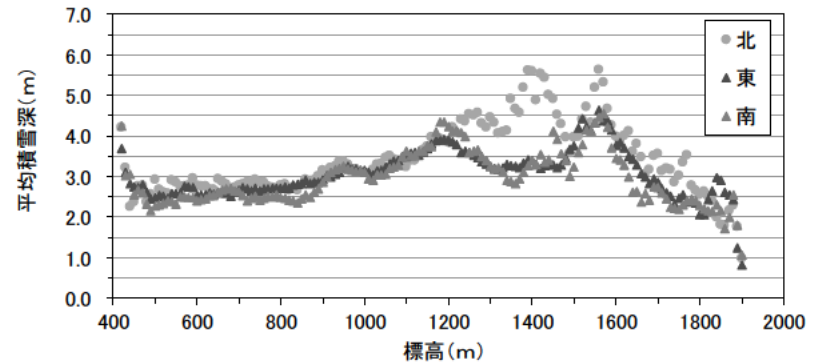


図4. 斜面方位別の標高と平均積雪深の関係(中津川左岸)

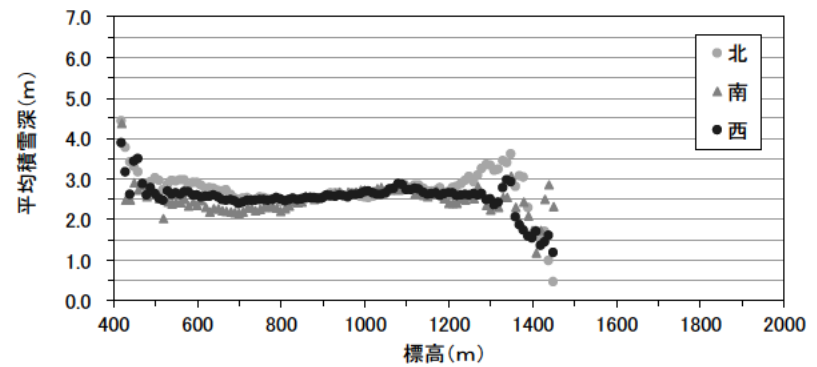


図5. 斜面方位別の標高と平均積雪深の関係(中津川右岸)

4) 結果

表層雪崩と全層雪崩の発生深さは表3のとおりで、対象地域の積雪深から判断するといずれの雪崩も妥当な値と判断された。雪崩の到達距離を表層雪崩と全層雪崩別に集計した結果は図6のとおりで、表層雪崩は全層雪崩よりも到達距離が長い頻度が高く、雪崩の規模は表層雪崩の方が大きい。

表3. 表層雪崩と全層雪崩の発生深さ

発生深さ	表層雪崩	全層雪崩
最大	1.5m	4.6m
最小	0.2m	2.0m
平均	0.7m	3.0m

雪崩の発生区勾配を同様に集計した結果は図7のとおりで、発生区勾配は表層雪崩の方が緩い角度の頻度が高く、全層雪崩は勾配が65°を超える場合がある。全層雪崩の発生区は地すべりの滑落崖である場合が多く勾配が大きくなっているが、滑落崖が発生区となっている雪崩については、発生区を滑落崖全体とするのか、滑落崖の下部とするのかを検討する必要がある。なお、雪崩の堆積区勾配を同様に集計した結果は図8のとおりで、発生区勾配と同様に表層雪崩の方が緩い角度の頻度が高く、全層雪崩が急勾配となっている。

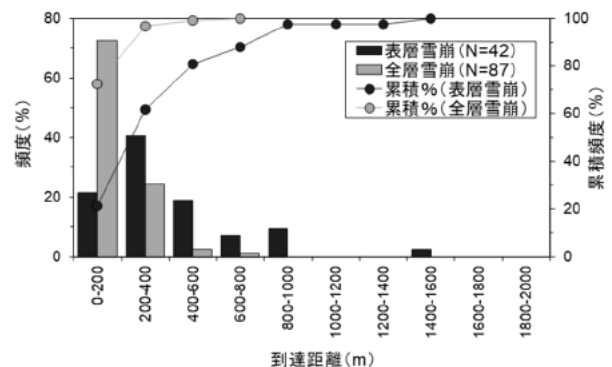


図6. 表層雪崩と全層雪崩の到達距離

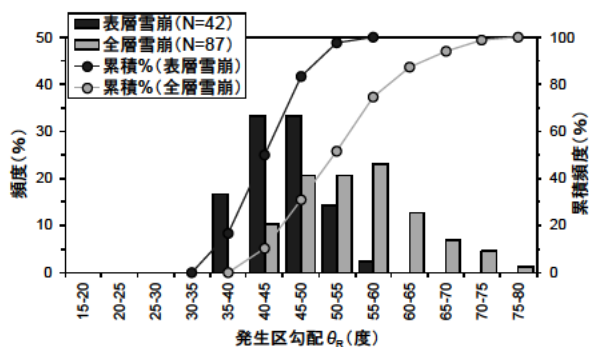


図7. 表層雪崩と全層雪崩の発生区勾配

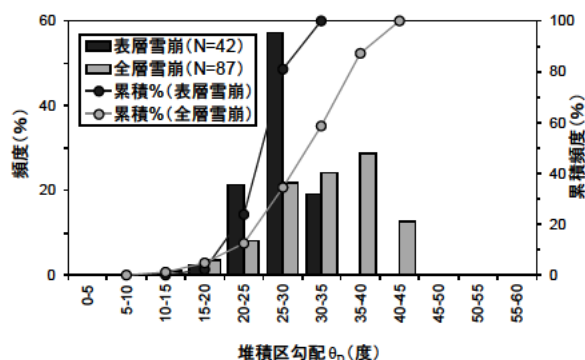


図8. 表層雪崩と全層雪崩の堆積区勾配

到達距離と発生区勾配の関係は図9のとおりで、到達距離の大きい雪崩は発生区勾配 $40^{\circ} \sim 50^{\circ}$ に多い傾向にあり、全体的に到達距離が長い雪崩は発生区の勾配は小さくなっている。到達距離と落差の関係は図10のとおりで、雪崩の到達距離と落差は全体的に比例関係があり、同じ落差で比較すると表層雪崩の方が到達距離は大きくなっている。

以上の結果から、表層雪崩は全層雪崩と比較すると緩い勾配の斜面で発生し、到達距離や落差が大きく雪崩の規模としては大きくなりやすいこと、全層雪崩は急斜面で発生し到達距離や落差は表層雪崩より小さくなりやすく、雪崩の規模としては表層雪崩より小さいことが確認できた。

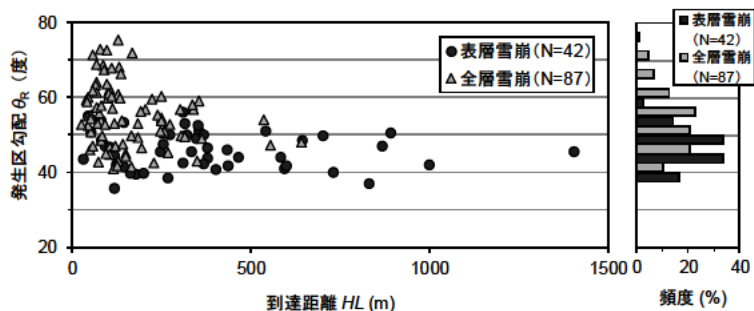


図9. 到達距離と発生区勾配の関係

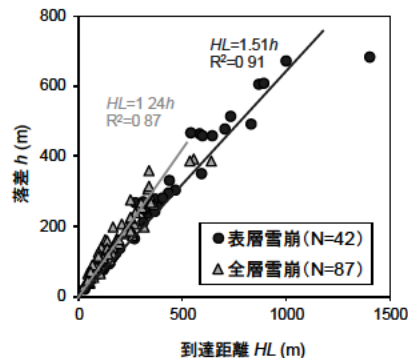


図10. 到達距離と落差の関係

5) 結論

積雪期の航空レーザ測量の成果を用いて、対象地域で発生した表層雪崩と全層雪崩の数値化を行うとともに、データが極めて少ない雪崩の発生深さ(発生量)を推定した。今後は航空レーザ測量の前後に実施された積雪断面観測の雪質(雪の乾・湿)も考慮した検討を進める予定である。

6) 謝辞

本研究を進めるに当たり、秋山上席からは多大な助言を賜りました。また、湯沢砂防事務所からは解析に必要な無雪期の航空レーザ測量成果を提供いただきました。厚く御礼を申し上げ、感謝する次第です。

7) 所属

株式会社 パスコ

供用 20 年経過したコンクリート舗装の追跡調査結果

チーム名等 舗装チーム
氏 名 内田 雅隆

1. まえがき

コンクリート舗装はアスファルト舗装に比べ耐久性が高く、舗装設計便覧での経験にもとづく設計方法では設計期間を 20 年として設計されている。しかし、供用によるコンクリート舗装の各性能への影響や損傷メカニズムに関しては不明確な点もあり、供用による各性能への影響を把握することは、維持管理を計画する上で重要である。

2. 研究目的

調査の対象とした平泉バイパスは、1999 年に建設され 2019 年で供用 20 年になり設計期間を迎え、今後疲労等による損傷が発生することも予想されることから、コンクリート舗装の供用に伴う各性能の経年変化を把握することを目的に追跡調査を行った。また、コンクリート舗装にはひび割れが開かない効果を期待し鉄網が設置されており、平泉バイパスでは、鉄網の効果を検討するため鉄網設置区間、未設置区間を設けていることから、鉄網の効果についても検討した。

3. 調査方法

3.1 調査対象

図-1 に調査箇所、表-1 に工区割を示す。調査は、岩手県西磐井郡平泉町の国道 4 号平泉バイパスの第 2、3、4 工区にて実施した。平泉バイパスは全長が約 5.8km で、そのうち約 2km が普通コンクリート舗装（全 4 工区）である。舗装構造は、経験に基づく設計法に基づき、交通量区分 N_7 のため路床、路盤の上に、4cm の中間層が敷設され、コンクリート版厚は 30cm の普通コンクリート舗装である。第 2 工区では試験的に鉄網設置区間と鉄網未設置区間を設けている。一部の区間は一閑遊水地堤防と併設する構造で、最大で高さ 14m の盛土区間も設けられている¹⁾。調査は、第 2 工区は 27 枚、第 3 工区は 66 枚、第 4 工区は 19 枚のコンクリート版を実施した。

3.2 調査項目

調査項目は FWD (Falling Weight Deflectometer) による版央のたわみ量と目地部の荷重伝達率、DF テスターによ

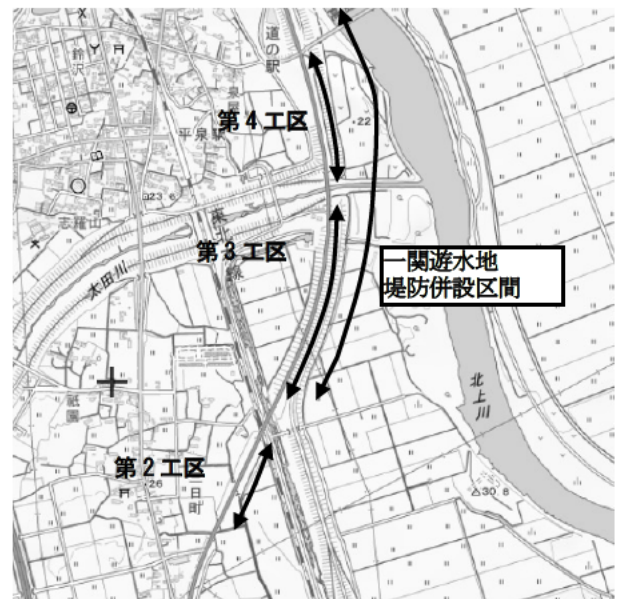


図-1 調査箇所
表-1 工区割

工区	2工区	3工区	4工区
施工規模	L=2,020m W=8.25m A=12,640m ²		
舗装構成	Con版30cm 中間層4cm 路盤15cm 路床のCBR12以上		
交通量区分	N_7		
目地	横収縮目地間隔10m 縦目地：突合せ目地		
施工延長	257m	655m	406m
鉄網有無	無(一部有)	無	有
盛土施工時期	昭和62～63年		平成10～11年
盛土高さ	路床まで完成済		H=6～14m

動的摩擦係数及び目視によりひび割れを測定した。調査は供用9年目、16年目、18年目、20年目に実施した。

FWDは荷重荷重98kNにてBWPを調査した。荷重伝達率(E_f)はFWDによる98kN荷重時の D_0 たわみ量および D_{300} たわみ量から式(1)により算出した。

$$E_f = 2 \times D_{300} / (D_0 + D_{300}) \times 100 (\%) \quad \dots \text{式 (1)}$$

ここに、 D_0 ：荷重点直下のたわみ量(μm)、 D_{300} ：荷重点から300mmの位置のたわみ量(μm)

動的摩擦係数の測定方法は、「舗装調査・試験法便覧(S021-3)回転式すべり測定器による動的摩擦係数の測定方法」に準拠し、DFテスターを用い実施した。DFテスターの測定位置はOWPとした。ひび割れの測定方法は、舗装調査・試験法便覧(S029)「舗装路面のひび割れ測定方法(1)スケッチによる方法」に準拠し、併せてひび割れ幅についても測定した。

4. 調査結果

4.1 FWDによるたわみ量調査結果

図-2～図-4に版央での D_0 たわみ量測定結果を示す。版央の D_0 たわみは、各版で多少異なるたわみ量を示したが、概ね80～150 μm 程度のたわみを示し、供用によっても大きな変化は見られないことから、供用20年においてもコンクリート版自体は健全と判断できる。

図-5～図-7に目地部での荷重伝達率算出結果を示す。目地部の荷重伝達率は、第3、4工区の一部の目地では、荷重伝達性能が不十分とされる65%未満を示していることから、目地部から劣化が進行している傾向にあった。一方、工区全体で評価すると、供用20年での荷重伝達率の平均は、第2工区で92.5%、第3工区で88.1%、第4工区で85.0%を示した。いずれの工区も荷重伝達性能が十分とされる80%以上を示したことから、工区全体で評

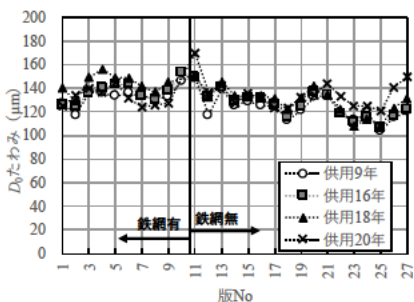


図-2 版央の D_0 たわみ測定結果 (第2工区)

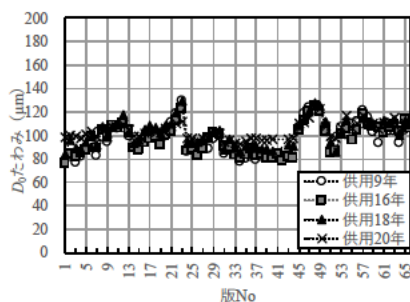


図-3 版央の D_0 たわみ測定結果 (第3工区)

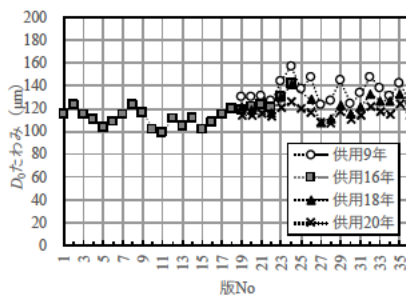


図-4 版央の D_0 たわみ測定結果 (第4工区)

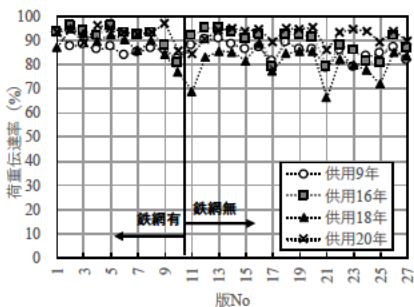


図-5 目地部の荷重伝達率算出結果 (第2工区)

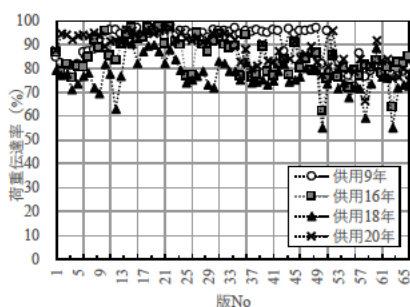


図-6 目地部の荷重伝達率算出結果 (第3工区)

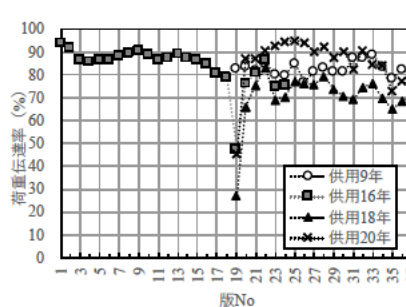


図-7 目地部の荷重伝達率算出結果 (第4工区)

価すると、十分な荷重伝達性能を示した。

以上の結果より、一部のコンクリート版の目地部では荷重伝達率の低下傾向が見られたものの、供用 20 年までにおいて版央、目地部の構造性能に顕著な性能の低下は確認されなかった。

4.2 動的摩擦係数測定結果

表-2 に DF テスターによる動的摩擦係数測定結果を示す。なお、測定結果は各工区複数の版での測定結果の平均で整理した。動的摩擦係数は、供用に伴い若干低下傾向にあるものの供用 20 年では、第 2 工区は 0.45、第 3 工区は 0.49 を示し、維持修繕要否判断の目標値²⁾である

0.25 を満たし、良好なすべり抵抗性を示した。

4.3 ひび割れ調査結果

表-3 にひび割れ度の経年変化を示す。コンクリート舗装の理論的設計法において対象とする構造的破損はコンクリート版によるひび割れであり、その損傷度合を示す指標としてひび割れ度を用いることが多い。舗装設計便覧では、疲労によるひび割れ度 10.0cm/m² を構造的な破壊と仮定している³⁾。平泉バイパスのひび割れ度は、供用により若干増加傾向にあるものの、供用 20 年では、第 2 工区は 6.8cm/m²、第 3 工区は 5.6cm/m²、第 4 工区は 7.1cm/m² であり、構造的な破壊と仮定されるひび割れ度 10.0cm/m² には至っていない。

4.4 鉄網有無による比較

鉄網は、コンクリート舗装にひび割れが発生した場合にひび割れが開かない効果が期待されている。一方で、鉄網を用いることによって二層施工とせざるを得ず、コールドジョイントなどの初期欠陥発生の可能性があること、さらにひび割れが発生したコンクリート版では、鉄網が降伏しており、鉄網の鉄筋量ではひび割れ幅の開きを抑えることは難しい⁴⁾との指摘もある。そこで、鉄網の効果を確認するため、鉄網設置工区、未設置工区にてひび割れの比較を行った。

表-4 に鉄網設置工区、未設置工区での平均ひび割れ幅の比較を示す。工区毎で差異はあるものの平均ひび割れ幅でみると、供用 18 年では鉄網設置工区で 0.39mm、鉄網未設置工区では 0.42mm を示し大きな差は確認できなかった。しかし、供用 20 年でみるとひび割れ幅は、鉄網

表-2 動的摩擦係数測定結果

測定工区	動的摩擦係数 μ_{60}			
	供用 9 年	供用 16 年	供用 18 年	供用 20 年
第 2 工区	0.51	0.47	0.46	0.45
第 3 工区	0.53	0.50	0.49	0.49

表-3 ひび割れ度の経年変化

測定工区	ひび割れ度 (cm/m ²)		
	供用 16 年	供用 18 年	供用 20 年
第 2 工区	4.2	6.8	6.8
第 3 工区	5.7	4.9	5.6
第 4 工区	-	6.0	7.1

表-4 鉄網有無による平均ひび割れ幅の比較

鉄網有無	測定工区	平均ひび割れ幅 ^{※1} (mm)	
		供用 18 年	供用 20 年
有	第 2 工区 (鉄網設置工区)	0.45 【10.0】	0.45 【10.0】
	第 4 工区	0.30 【26.3】	0.15 【52.6】
	平均	0.39 【18.2】	0.30 【31.3】
無	第 2 工区 (鉄網未設置工区)	—	—
	第 3 工区 (上り)	0.52 【36.4】	0.64 【39.4】
	第 3 工区 (下り)	0.33 【22.7】	0.33 【28.8】
	平均	0.42 【29.5】	0.49 【34.1】

※1：対象工区におけるひび割れ発生を確認した版のひび割れ幅を平均した。

※【】内は各工区内のひび割れ発生を確認した舗装版の割合(%)。

設置工区で 0.30mm、鉄網未設置工区では 0.49mm を示した。第 4 工区では、供用 18 年から 20 年にかけて平均ひび割れ幅が低下している結果であった。そこで、各工区に発生したひび割れ幅を比較するため、ひび割れ幅の相対度数を算出した。供用 18 年のひび割れ幅の相対度数を図-8、供用 20 年の相対度数を図-9 に示す。供用 18 年と 20 年を比較すると、第 2、3 工区では大きな変化は確認できないが、第 4 工区では幅 0.1～0.2mm のひび割れが増加していることから、相対的に平均ひび割れ幅が低下していた。また、供用 20 年における平均ひび割れ度は鉄網設置工区で 7.0cm/m²、鉄網未設置工区で 6.3cm/m² であり、鉄網の有無による明確な差は確認できなかった。

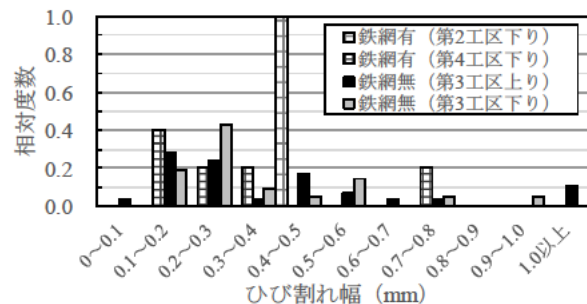


図-8 ひび割れ幅の相対度数分布 (供用 18 年)

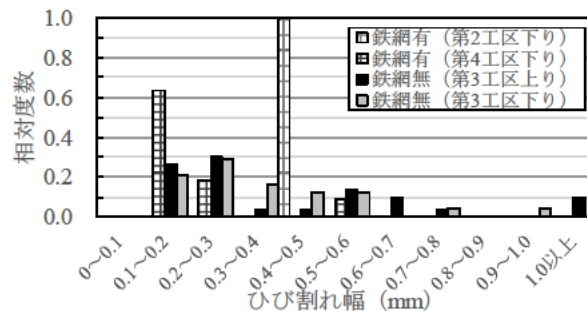


図-9 ひび割れ幅の相対度数分布 (供用 20 年)

5 まとめ

コンクリート舗装の供用による各性能の経年変化を把握することを目的に、供用 9、16、18、20 年において追跡調査を実施した。その結果、一部の目地部に荷重伝達性能の低下が確認されたものの、構造性能、すべり抵抗性、ひび割れなどに顕著な性能の低下は確認されず、供用 20 年を経てもコンクリート舗装の高耐久性が示唆された。また、コンクリート舗装は高い剛性があるため、沈下が発生する可能性のある盛土部へは適さないとの指摘も存在するが、平泉バイパスにおける最大高さ 14m の盛土区間においては、盛土に起因するような局所的沈下などの損傷は確認できなかった。一部のコンクリート版では劣化傾向が見られることから、さらに継続的な調査を行うことにより、供用による各性能の影響や損傷メカニズムの解明に繋がる有用なデータが得られるものと考えられる。

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、寺田総括主任研究員ならびに舗装チームの皆様へ深く感謝の意を表します。

所属：太平洋セメント株式会社

<参考文献>

- 1)小松 寿ほか：コンクリート舗装の合理化施工 国道 4 号・平泉バイパスのスリップフォーム工法，セメント・コンクリート，pp.14-21, No.638, 2000.4
- 2) (社) 日本道路協会：道路維持修繕要綱，1978.7
- 3) (社) 日本道路協会：舗装設計便覧，2006.2
- 4) (公社) 日本道路協会：コンクリート舗装ガイドブック 2016，p11, 2016.3

畳み込みニューラルネットワーク (CNN) を用いた路面性状による構造的健全性推定手法の検討

チーム名等 舗装チーム
氏 名 渡邊 真一

1. まえがき

平成 28 年に策定された「舗装点検要領」¹⁾では、舗装の路盤層以下の構造的健全性に着目した管理が重要とされている。なお、「舗装点検要領」で示されているアスファルト舗装（以下、As 舗装）の点検における管理基準は、路面の性状に関する指標のうち、ひび割れ率、わだち掘れ量、IRI の 3 指標が基本となっている。このうち、ひび割れ率、わだち掘れ量は舗装路面の損傷に関する定量的な指標であり、図-1 のとおり算出される²⁾。しかし、永塚ら(2020)がアスファルト舗装における損傷の種類と要因を網羅的にまとめ樹形図状に表した舗装損傷要因体系図(図-2)³⁾にもある通り、ひび割れ、わだち掘れの種類と要因は様々であり、ひび割れ率やわだち掘れ量といった数値それ自体からは、その損傷要因や舗装構造の健全性を推定することは難しいといえる。

一方、熟練した舗装技術者が舗装の目視点検を行う場合、交通条件や環境条件ならびに、路面のひび割れ、わだち掘れの形状（以下、横断形状）から表-1 に示すような種類や特徴を判断し、損傷の発生要因および、構造的健全性のある程度推定することができる。今後は、非熟練者による目視あるいは機械を用いた通常の点検においても、このような高度な判断が求められるものと考えられる。

2. 既往研究に基づく本研究の位置づけ

前川ら(1998)は、舗装点検における診断に関して AI の適用を検討している²⁾。前川らは、ニューラルネットワーク（以下、NN)を用いることで、ひび割れ率、わだち掘れ量、平坦性といった定量的路面性状値から熟練舗装技術者による主観的評価を推定できる可能性を示している。

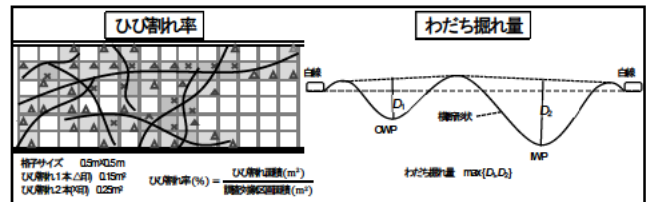


図-1 ひび割れ率・わだち掘れ量 算出方法²⁾

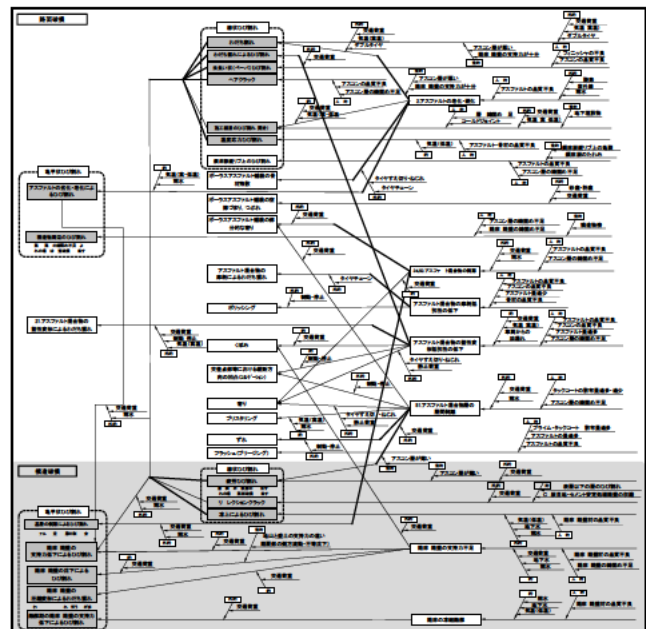


図-2 As 舗装損傷要因体系図(永塚ら一部抜粋)³⁾

表-1 アスファルト舗装の損傷の種類⁴⁾

損傷の種類	発生原因などによる細分類	発生位置・特徴など
線状のひび割れ	疲労ひび割れ	車輪走行部
	わだち割れ	車輪走行部
	凍上によるひび割れ	施工目地部やBWPなど様々
亀甲状のひび割れ	路床・路盤の支持力低下(不足)によるひび割れ	車輪走行部
	融解期の路床・路盤の支持力低下によるひび割れ	車輪走行部
	路床・路盤の沈下によるひび割れ	車輪走行部
	アスファルトの老化によるひび割れ	舗装面全域
	基層の剝離によるひび割れ	部分的(車輪走行部)
その他のひび割れ	リフレクションクラック	間隔が均等
	施工継目のひび割れ	部分的
	構造物周辺のひび割れ	間隔が均等
	温度応力ひび割れ	部分的
わだち掘れ	路床・路盤の圧縮変形によるわだち掘れ	わだち部にひび割れ
	アスファルト混合物の塑性変形によるわだち掘れ	外側への盛り上がり
	アスファルト混合物の摩耗によるわだち掘れ	外側への盛り上がりなし

近年、このような人間の判断を自動化する AI 技術の実用化・高度化がすすんでおり、なかでも急速に発展している分野として、画像認識技術が挙げられる。画像認識技術は、従来用いられてきた NN の発展形である畳み込みニューラルネットワーク (Convolutional Neural Network, 以下

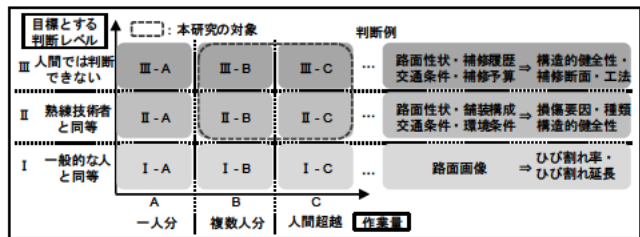


図-3 AI による作業量と判断能力の模式図

CNN) の開発、適用により急速に発展してきた。CNN は、定量的なデータだけでなく、画像や波形といった多くの情報をもったデータを入力値とし、その特徴量を抽出して判断を行う。

また、AI は、取得した膨大なデータを高速に処理する作業量が利点といえる一方で、その判断能力は一般的な人間程度のものから人間を超越する場合までありえる。AI の性能は、この作業量と判断能力の関係により表され、これを模式的に表すと図-3 のようになると考える。実務においては、用途と性能を勘案して AI を構築する必要がある。

3. 研究の目的

従来の NN は、定量的データから熟練技術者の主観的判断を推定できる可能性が示されていたが、さらに CNN を用いることで、舗装のひび割れ形状や横断形状といった多くの情報を持つ路面性状データや各種条件より、舗装の構造的健全性等を推定できる可能性がある。この構造的健全性推定手法を構築することによって、非熟練者による点検業務においても、構造的に影響のある路面損傷等の判断を支援することができると考える。本研究では、舗装の構造的健全性推定手法の構築を目的に、CNN の適用性について検証を行ったのでその結果を報告する。

4. 研究方法

本研究では、舗装の構造調査手法として広く普及している FWD 調査によって得られるたわみ量 D_0 を構造的健全性に関する指標とし、路面の点検等で得られる各種データにより D_0 を推定する回帰モデルの構築および検証を行った。検証を行った推定モデルは、CNN モデルの他、比較のための、重回帰モデルとした。各モデルとも、学習データにより必要なパラメータを同定し、検証データにて計算された D_0 推定値と D_0 実測値の誤差により、モデルの当てはまりの良し悪しを比較した。各モデルの詳細は下記に示すとおりである。

4.1 推定モデル

(1) 重回帰モデル：本モデルは、複数の説明変数から 1 つの目的変数を推定するのに用いられる一般的な手法である重回帰分析によるものとした。重回帰分析において目的変数と説明変数の関係は式(1)の通りあらわされる。

$$y = a_1x_1 + a_2x_2 + a_3x_3 + \dots + a_0 \quad (1)$$

ここに y ：目的変数 (たわみ量 D_0) x_i ：説明変数 (ひび割れ率, わだち掘れ量, ...) a_i ：偏回帰係数

(2) CNN モデル：本研究で構築した CNN モデルの概要を図-4 に示す。従来の NN は数値 (スカラー) データを入力データとし、それらを線形結合および活性化して出力する全結合層 (Affine Layer) から構成される。一方、CNN は、画像や波形といった多次元のテンソルデータを入力データとし、その特徴量を抽出するための畳み込み層 (Convolution Layer) と最大プーリング層 (Max Pooling Layer) を持つ。また、多数の処理層を持つ CNN では、過度に学習データに適合する過学習が生じるため、過学習を抑制するためのドロップアウト層 (Dropout Layer) が追加される。

本モデルでは、入力データのうち、テンソルデータ（ひび割れ画像、横断形状）については、畳み込み層および最大プーリング層をそれぞれ2層、さらにドロップアウト層を経たのち、全結合を繰り返してデータを縮約したところで、その他の数値入力データと連結（Concatenation）し、再び全結合を繰り返して D_0 推定値を出力する。その後、 D_0 推定値と D_0 実測値（正解値）との誤差が小さくなるようにパラメータの重み（フィルタ）・バイアスの更新（誤差逆伝播）を繰り返すフローとなっている。重み・バイアスの更新手法は勾配降下法を改良した Adam とした。なお、本モデルの実装には、Python 言語および Google 社製 TensorFlow ライブラリを使用した。

4.2 検証用調査データ

検証用のデータとして、同一市内の県道および市道を対象に行った各種調査データを用いた。本調査で実施した項目は表-2 に示すとおりである。調査は、延長 200m の工区を 12 工区選定して行った。FWD 測定は 1 工区あたり、10m おきに 21 点、つまり全工区 252 点について測定し、FWD 測定位置の 1m 四方のひび割れ図をスケッチにて作成した（図-5）。その他の路面性状は、路面性状測定車にて測定した。このうち、ひび割れ率は FWD 測定位置と合わせて評価延長 5m にて算出している。わだち掘れ量も FWD 測定位置の横断形状から算出しており、この横断形状を車道中央から左右に 1.75m ずつとり全幅 3.5m として勾配補正したものを CNN 入力用横断形状とした（図-5）。また、本調査ではボーリング調査により、各工区の舗装構成も調べている。

4.3 解析ケース

推定に用いる入力データは、ひび割れ、わだち掘れ、舗装構成に関するものとし、各モデルにおける解析ケースを表-3 に示すとおり、各4ケースとした。また、全測点 252 点分のデータをランダムに 6 等分し、210 点を学習データ、残りの 42 点を検証データとした。

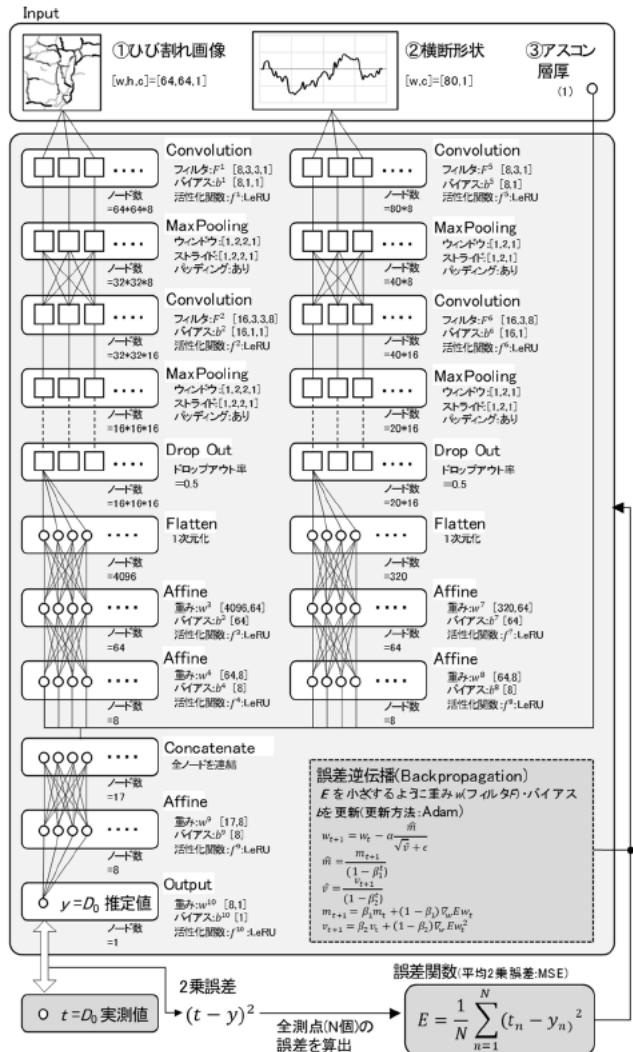


図-4 CNNモデル概要（フロー）

表-2 現地調査項目・数量

調査内容	項目	頻度		
		1工区あたり	全工区	
構造的健全性	FWD調査	たわみ量	21点	252点
		ひび割れ率	21点	252点
		横断形状	21点	252点
路面性状	路面性状調査 (路面性状測定車)	わだち掘れ量	21点	252点
		IRI	21点	252点
		目視調査(スケッチ)	ひび割れ図	21点
舗装構成	ボーリング調査	As層厚さ	3点	36点

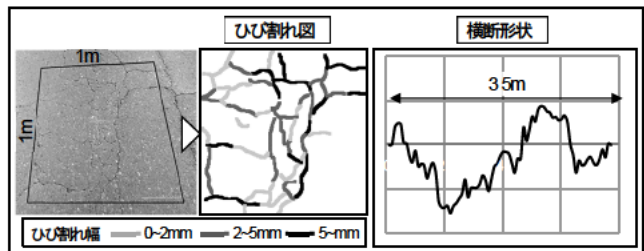


図-5 CNN入力用ひび割れ図・横断形状

5. 研究結果

各解析ケースにおける D_0 実測値と D_0 推定値との関係を図-6, D_0 実測値と D_0 推定値との2乗平均平方根誤差(以下, 誤差)を図-7に示す。

(1) 重回帰モデルの結果: 入力データがひび割れ率のみ(ケース①)とわだち掘れ量のみ(ケース②)の場合を比較すると, ひび割れ率のみのほうが誤差は少ない。さらに, ひび割れ率とわだち掘れ量を組み合わせても(ケース③) 誤差の減少が少なく, わだち掘れ量は構造的健全性への影響が小さいといえる。As 層厚を入力データに加えると(ケース④) 誤差は大きく減少しており, 影響の大きい変数であるといえる。

(2) CNN モデルの結果: いずれのケースも重回帰モデルより誤差が小さい。また, 入力データがひび割れ図のみ(ケース①), 横断形状のみ(ケース②)のいずれの場合も誤差は 0.11 mm 程度と精度が高く, これらの損傷形状から構造的健全性に関する特徴量を上手く抽出していることが伺える。さらに入力データを組み合わせることで誤差は減少していく傾向が見られる。

6. おわりに

本研究の結果, CNN を用いることで, ひび割れ図, 横断形状といった多次元路面性状データから精度よく舗装の構造的健全性を推定できる可能性が示された。今後は, さらに複数の舗装構成や交通・環境条件でのデータを用いて CNN モデルの検証を継続するとともに, 本モデルを用いて舗装の構造的健全性に影響与える損傷のパターンや各種要因を整理していく予定である。

7. 謝辞

本研究を実施するにあたり, 藪上席研究員, ならびに舗装チーム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: 株式会社 NIPPO

<参考文献> 1)国土交通省:舗装点検要領, 2016. 2)日本道路協会:舗装調査 試験法便覧, 2020. 3)永塚ら:アスファルト舗装の損傷要因体系図, 舗装, Vol155, No5, 2020(掲載予定). 4)日本道路協会:舗装点検必携, 2017. 5)前川ら:ニューラルネットワーク理論を用いた空港舗装の新しい路面評価方法に関する研究, 舗装工学論文集, Vol3, 1998.

表-3 解析ケース(入力データの組合せ)

入力データ	重回帰モデル				CNNモデル			
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
ひび割れ	○		○	○	○		○	○
ひび割れ率								
ひび割れ図					○			
わだち掘れ		○	○	○		○	○	○
わだち掘れ量								
横断形状						○	○	○
舗装構成				○				○
As層厚								○

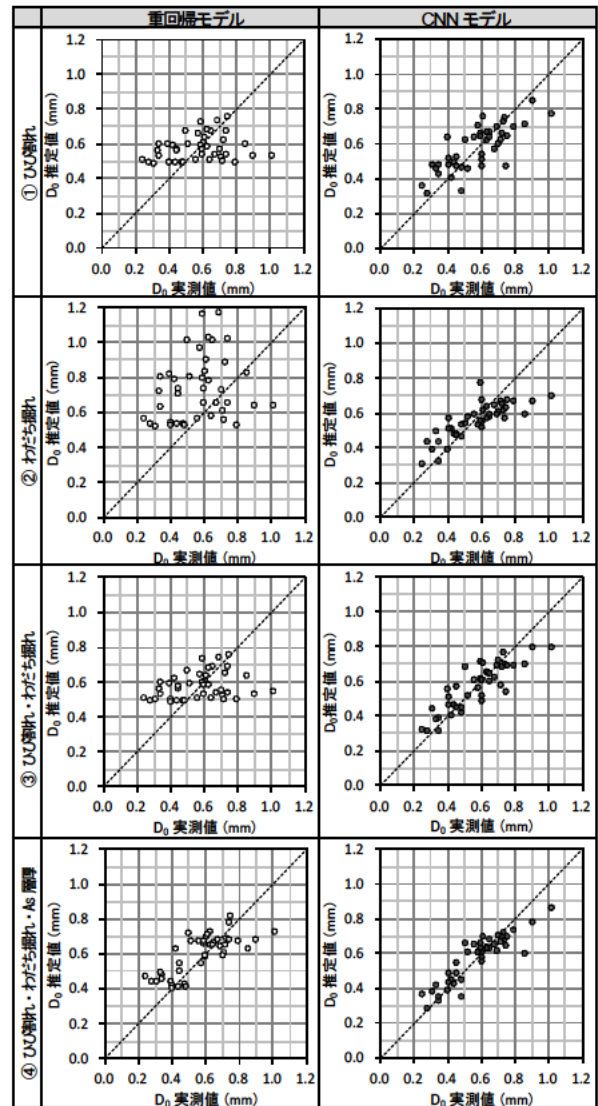


図-6 解析結果(D_0 実測値と計算値の比較)

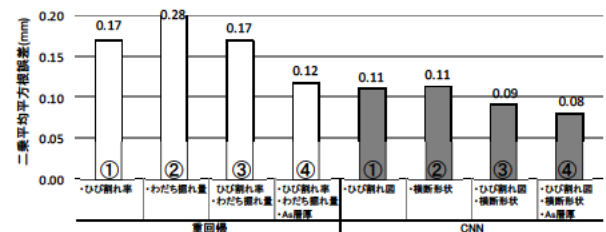


図-7 解析結果(各ケースにおける誤差)

網状シートを用いたはく落防止対策工の耐力評価に関する実験的考察

チーム名等 トンネルチーム
氏 名 前田 洸樹

1. まえがき

既設の道路トンネルに材質劣化を要因としたうき・はく離等の変状が発生した場合、変状の状態に応じて、当て板工等のはく落防止対策工が適用される。繊維シート系の当て板工は、従来から炭素繊維シートを2方向にクロスしたものが多く用いられているものの、近年では工費の縮減や工期の短縮といった観点から、新たな材料を用いた新工法の開発が進んでいる。

また、山岳トンネル工法（いわゆる NATM）により建設された道路トンネルに発生するうき・はく離の面積は、 0.2m^2 以下の小規模のものが多いことが報告¹⁾されている。はく落防止対策工の開発においては、対象とするはく落塊の規模を限定して適切に設定し、従来の変状対策工と比較して低強度の材料を用いることにより、経済性や施工性等の向上が期待される。一方、使用する材料の強度特性や繊維の構造等によっては、変形特性や耐荷特性、破壊形態等について従来工法とは異なる可能性が考えられる。

2. 研究目的

従来から適用実績が多い炭素繊維と比較して低強度の繊維を用いて、網状に形成したシート系当て板工の耐力評価に関する基礎資料を得ることを目的として、押抜き試験を実施した。本稿では、変形特性や耐荷特性、破壊形態等の分析、および、単位繊維荷重に着目したシート耐力の評価方法について分析した結果を報告する。

3. 試験方法

押抜き試験は、はく落塊を模した押抜き部を設けたコンクリート供試体（押抜き部は5mm厚の型枠を設けて打設しコンクリート供試体とは接していない）の上面に、はく落防止対策工を設置し、下側から油圧ジャッキを用いて変位制御により載荷した（図-1、写真-1）。試験条件は円形の押抜き部の直径（押抜き径： ϕ ）を2種類設定し、Case. 1は $\phi 500\text{mm}$ 、Case. 2は $\phi 100\text{mm}$ とした（図-2）。載荷速度は、変位量2mmまでは $0.2\text{mm}/\text{min}$ とし、変位量2mm以降は $1.0\text{mm}/\text{min}$ とした。本実験で用いたはく落防止対策工は、繊維が3方向4層に網状に積層（図-3）され、繊維をアクリル樹脂でラミネートした構造を有している（以下、「網状シート」と称す

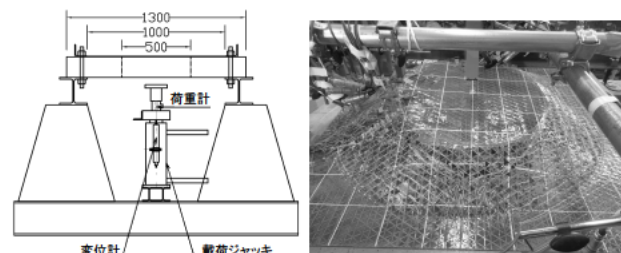


図-1 試験治具

写真-1 試験状況

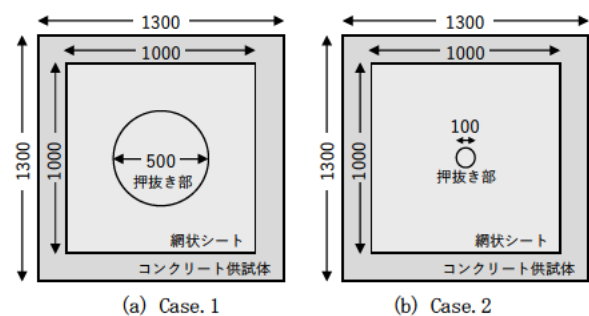


図-2 各ケースの供試体寸法（単位:mm）

る)。網状シートの特長を表-1に示す。施工工程はコンクリート供試体の下地処理後、接着剤を塗布し、網状シートを貼付する3工程で完了する(写真-2)。計測項目は押抜き部の荷重(押抜き荷重:P(kN))と押抜き部の変位(押抜き変位: δ (mm))とした。観察は網状シートのはく離状態等について変位量が2mm増加する毎に2分間で行い、その間は変位量を保持した。

4. 試験結果

4.1 荷重と変位関係と破壊形態

押抜き変位と荷重の関係を図-4 (Case.1), 図-5 (Case.2) にそれぞれ示す。これらの図には有効繊維本数と網状シートの挙動を4つの段階に区分してあわせて示す。有効繊維本数とは、押抜き部と供試体をつなぎ、耐力として有効に機能している繊維の本数であり、目視観察により破断を確認した場合はその本数を減じた。網状シートの挙動の段階とは、【段階1】は載荷開始から繊維と接着材のはく離を確認するまでの段階、【段階2】は繊維と接着剤が一体となってはく離している段階、【段階3】は繊維がはく離している段階、【段階4】は荷重が大きく低下し実験を終了するまでの段階とした(写真-3)。

Case.1における押抜き変位と荷重の関係(図-4)は、段階1で最大荷重値を示したがこの値は押抜き部と供試体の隙間に接着剤が流入したためと考えられることから考察からは除外する。段階2での荷重値は4.0kNから上昇し6.0kNで最大値となった。これは、接着剤が部分的に多く塗布されていたためと考えられる。段階3での荷重値は、押抜き変位の増加に伴い荷重は微増あるいは横ばいとなった。網状シートの挙動を確認すると、変位量が55mmで一部の繊維の破断が押抜き部の近傍や繊維の中間等で確認され、変位量が92mmで一部の繊維が端部まではく離し、変位量が110mmで多くの繊維が端部まではく離し試験を終了した。Case.2においても図-5に示すとおり、概ね同様の結果となった。

網状シートの特徴として、押抜き変位量の増加により繊維が独立して挙動する変形特性を示し、はく離が進展しても荷重の変化は限定的となる耐荷特性を示し

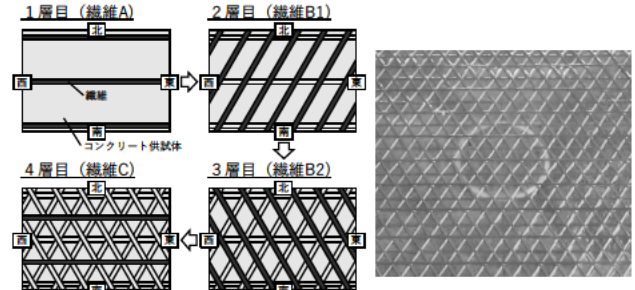


図-3 繊維の網状構造

写真-2 貼付状況 (Case.2の例)

表-1 網状シートの繊維特性

網状シート	繊維目付 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (N/mm ²)
規格値	150	0.35	34.7	452.6
含浸・接着樹脂	エポキシ樹脂	曲げ強さ (JIS K7171)	引張強さ (JIS K7161)	引張せん断強さ (JIS K6850)
		40.0N/mm ²	30.0N/mm ²	10.0N/mm ²

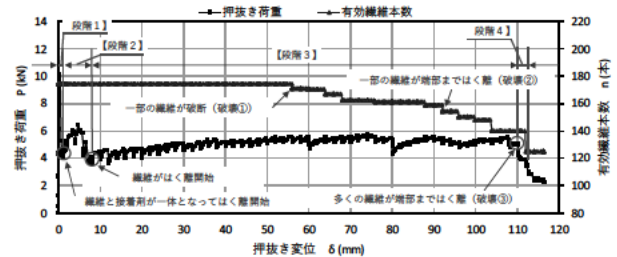


図-4 押抜き変位-荷重等の関係 (φ500mm)

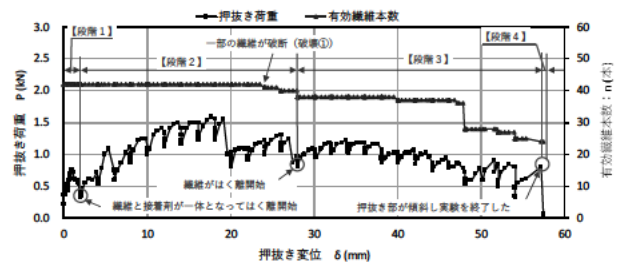


図-5 押抜き変位-荷重等の関係 (φ100mm)

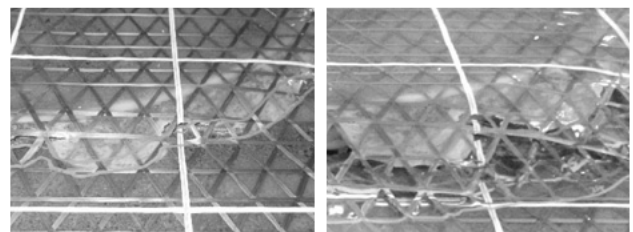


写真-3 はく離状況 (左:段階2, 右:段階3)

た。また、破壊形態は表-2に示すとおり、繊維の部分的な破断が確認され、その位置は押抜き部の近傍や繊維の中間等であった(破壊①)。また、一部の繊維は先行してはく離が進展(破壊②)する形態を示した。これらの挙動は、炭素繊維を用いた従来工法とは異なる結果となった。既往の研究²⁾では、変位量の増加に伴い、炭素繊維シートのはく離が概ね均等に進展し、荷重が増加していく挙動が確認されており、その耐力は単位はく離長さ(押抜き荷重/はく離周長)から算定できることが示されていることから、網状シートと破壊形態が従来工法と異なっているといえる。

4.2 単位はく離強さによる評価

図-6に単位はく離強さと変位の関係を示す。図-4、図-5より、押抜き径の大きさによって最大荷重が異なっており、また、図-6をみると、両ケースとも変位の増加とともに単位はく離強さが減少する傾向に加え、押抜き径の大きさによって単位はく離強さの値が異なる結果となった。これは、網状シートの破壊形態が従来工法と異なるためであると考えられ、従来工法と同様に単位はく離強さを用いてシート耐力を評価することが難しいことがわかった。さらに、網状シートの破壊形態は、繊維の編み込み構造によっても異なると想定されることから、従来工法と異なる新たなシート耐力の評価方法について検討するため、繊維の編み込み構造の違いによる破壊形態について分析した。

4.3 繊維の編み込み構造の違いによる破壊形態

図-3に示す繊維A~Cそれぞれの剥離を、図-7に示すはく離A~Cと定義し、それぞれのはく離長さ(押抜き圧子境界から繊維はく離先端位置までの距離)を算定することで、各繊維のはく離挙動を分析した。以下に図-7におけるはく離A~Cの設定について詳述する。

【はく離A】①層目(繊維A)の横断方向のはく離長さ(東方向、西方向)の平均はく離長さ

【はく離B】②、③層目(繊維B)の縦断方向のはく離長さ(南方向、北方向)の平均はく離長さ

【はく離C】④層目(繊維C)の横断方向のはく離長さ(東方向、西方向)の平均はく離長さ

図-8にはく離長さを示す。Case.1では、繊維Aの破断に伴いはく離Aの進行が止まり、その後、はく離C

表-2 破壊形態

破壊① 一部の繊維が破断	破壊② 一部の繊維が端部まではく離	破壊③ 多くの繊維が端部まではく離

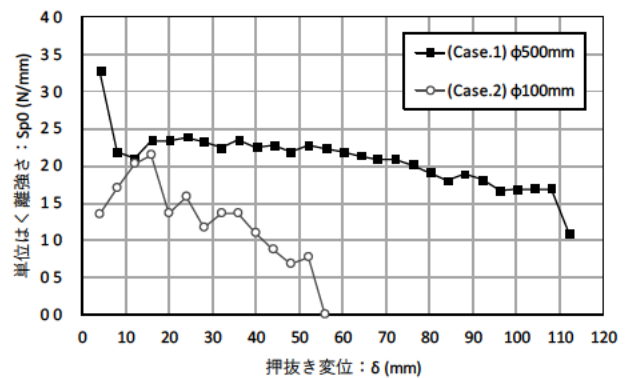


図-6 単位はく離強さと変位関係

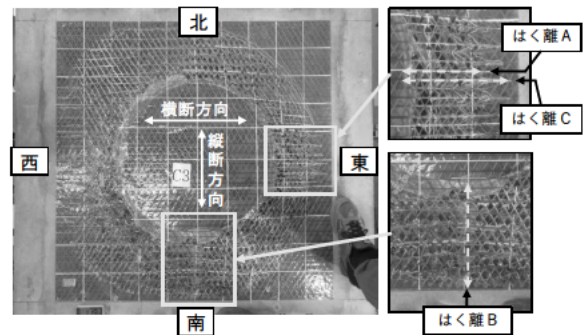
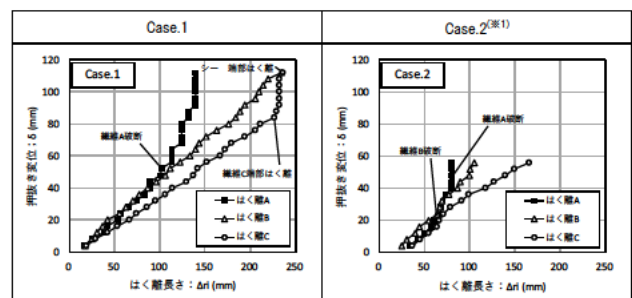


図-7 はく離の設定



※1: 押抜き圧子が傾き、供試体に接触した時点で試験を終了した

図-8 はく離長さ

が進行して繊維Cが端部はく離、やや遅れてはく離Bが進行した。Case.2では、繊維A,Bの破断が生じ、それぞれはく離A,Bの進行が止まるが、はく離Cは試験終了まで進行した。また、いずれのケースも、はく離C>はく離B>はく離Aの順ではく離長さおよびはく離の進行度合いが大きく、繊維Cは破断に至らなかった。

以上より、各繊維が独立した挙動を示し、編込み構造の違いによって破壊形態が異なることがわかった。

4.4 単位繊維荷重によるシート耐力評価

上記のような破壊形態より、各繊維が独立して挙動し荷重を受け持つことから、繊維強度×繊維本数でシート耐力を評価できると考え、単位繊維荷重（押抜き荷重P/有効繊維本数n）を算出して各ケースで比較を行った。ここで、有効繊維本数は前述したとおり、押抜き部と供試体をつなぐ繊維の本数であり、1本破断あるいは端部はく離するごとにマイナス1本となる。すなわち、耐荷力として有効に機能している繊維の本数である。

図-9に単位繊維荷重と変位関係を示す。繊維のみはく離進展する区間では、いずれのケースも概ね20~35 N/本で推移しており単位はく離強さの結果（図-6）とは異なりケース間で大きく差が生じていない結果となった。以上より、シートの仕様によっては単位繊維強度に着目することによりシート耐力を評価できる可能性が示唆された。

5. 結論

本報告では、従来工法と比較し低強度の繊維を用いたシート系当て板工の耐力を評価することを目的に押抜き実験を実施した。その結果、従来工法に比べ変形特性、耐荷特性、破壊形態等が異なることが明らかとなった。また、網状シートのような繊維の編込み構造を有するシートでは繊維それぞれの破壊形態が異なり、このような破壊形態を示すシートに対して、シートの仕様によっては単位繊維強度に着目することによりシート耐力を評価できる可能性が示唆された。材料特性の異なる様々な仕様のシートも含めケース数を増やし分析を行っていく必要がある。さらに、合理的な設計手法の確立とともに施工性・維持管理性の優れたはく離防止対策工の開発および評価について検討していく必要がある。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり直接ご指導いただいた日下上席研究員、森本主任研究員に深く感謝いたします。また、日頃の勉強会等を通じて、多くの知識や示唆をいただいたトンネルチームの皆様に感謝いたします。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 森本智, 日下敦, 吉岡和哉, 長谷川慶彦「NATMにより建設された道路トンネルにおける材質劣化に起因する変状の実態」, 土木技術資料, 第61-4巻, pp. 24-27, 2019. 4
- 2) 石村利明, 真下英人, 箱石安彦「既設トンネルのはく離防止対策工の耐力評価に関する一考察」, 土木学会トンネル工学報告集, 第14巻, pp. 325-330, 2004. 11

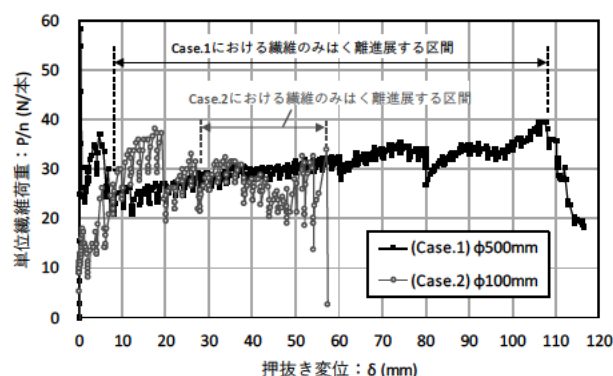


図-9 単位繊維荷重と変位関係

流域の初期水分量と河床変動を同時に逐次推定したデータ同化に関する研究

チーム名等 水災害研究グループ
氏 名 中村 要介

1. まえがき

中山間地河川では毎年のように洪水災害が頻発する中、近年では上流域の流木や生産土砂によって下流河川の通過断面を阻害するような土砂・洪水氾濫が相次いでいる。このような状況下において、住民の的確な避難行動のために、高精度なリアルタイムの河川水位予測の開発やその普及は急務である。

2. 研究目的

一般的な水位予測は、予測雨量を用いた降雨流出モデルと水理モデルを組み合わせるため、流出予測精度の向上と河道特性の理解が前提として求められる。最近では、計算機性能の向上とともにフィルタ理論を用いたデータ同化を河川水位予測に適用し、精度向上した研究成果¹⁾²⁾³⁾が多く報告されるようになった。これらの研究は、降雨流出モデルと水理モデルのどちらか一方に着目した研究が多いが、立川ら（2011）は淀川を対象に、河道の粗度係数や河道形状に関わるパラメータ、並びに流出モデルから求まる流入量係数を逐次推定している。しかしながら、流出予測については、降雨流出モデルから求まる結果に対して、その倍率を推定するに留まっているため、河道特性の変化に重点を置いた研究と評価できる。

そこで本研究では、先行研究と同様に粒子フィルタを適用し、降雨流出モデルの斜面水深と河床変動に伴う河道断面を同時に逐次推定することで、6時間先までの河川水位予測の精度向上を目的とする。

3. 研究方法

3.1 対象河川

本研究では図-1に示すように、淀川水系の一級河川芹川を対象とする。芹川は降雨流出の応答が早いいため降雨流出モデルや予測雨量の精度が直接的に水位予測の精度に影響する河川であり、流域面積 65.1km²、幹線流路延長約 17 km の中小河川である。予測地点は下流に位置する芹川旭橋水位観測所である。図-2より当該地点付近は、河道法線は湾曲を繰り返すだけでなく、上流側の狭窄部から川幅が急拡し、再び狭窄区間となる複雑な河道特性を有していることがわかる。



図-1 芹川流域概要図



図-2 芹川旭橋水位観測所周辺の平面図

また、対象降雨は、近年の出水のうち氾濫危険水位を超過した2013年9月台風第18号とした。

3.2 粒子フィルタ

3.2.1 アルゴリズム

粒子フィルタ⁴⁾は、追跡対象となる状態を N 個の独立した状態ベクトル $x_t^{(i)}$ とそれに対応する重み $w_t^{(i)}$ を持つ多数の粒子 $\{x_t^{(i)}, w_t^{(i)}\}$ ($i = 1, 2, \dots, N$) を用いて逐次的に推定する手法である。状態空間モデルは、状態ベクトル x_t と観測ベクトル y_t の関係を非線形関数 F_t, H_t 、システム方程式と観測方程式のパラメータベクトル $\theta_{s_t}, \theta_{o_t}$ 、そしてシステムノイズと観測ノイズ u_t, v_t を用いて、(1)式と(2)式のように表す。

$$[\text{システム方程式}] \quad x_t = F_t(x_{t-1}, \theta_{s_t}, u_t) \quad (1)$$

$$[\text{観測方程式}] \quad y_t = H_t(x_t, \theta_{o_t}, v_t) \quad (2)$$

粒子フィルタの1サイクルは、図-3に示すように、予測→尤度評価→リサンプリング→ノイズ→時間更新を繰り返す一般的なアルゴリズムと変わらない。

3.2.2 状態ベクトル

状態ベクトル x_t から求まる非線形関数 F_t は、降雨流出変換にRRIモデル、水位換算には等流計算を用いる。

まず降雨流出プロセスでは、RRIモデルにおける斜面の流出プロセスに着目し、メッシュ毎の斜面水深 hs に対する補正係数 $\bar{\alpha}_t$ をパラメータベクトルとして逐次推定する(図-4)。また、水位変換プロセスでは、等流

計算の与条件となる河道断面に着目し、これを河床変動量 \bar{d}_t の状態ベクトルとして修正する。このとき、河道断面の修正方法は、図-5に示すように堤防高を固定として鎖線の形で変更し、粒子毎独立した状態を保持する。

以上より、本研究で対象とする状態量は、補正係数 $\bar{\alpha}_t$ と河床変動量 \bar{d}_t であり、これらを同一状態ベクトルに格納し、観測水位に基づくベイズ理論によって同時かつ逐次的に推定する。なお、修正される状態ベクトルは、現時刻から遡った時刻の状態量であり、河床変動の予測モデルは導入していない。つまり、河床変動量は粒子フィルタの同化タイミングで逐次的に推定されるが、予測シミュレーションに河床変動は表現できないことに留意する必要がある、今後の課題である。

3.2.3 尤度評価とリサンプリング

粒子毎の尤度は、履歴誤差を考慮し(3)式から求める。

$$R(y_t | x_{t|t-1}^{(i)}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_{ye}} \exp\left(-\frac{(RMSE_t^{(i)})^2}{2\sigma_{ye}^2}\right) \quad \text{ただし、} \quad RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{t=1}^N (h_{t,calc} - h_{t,obs})^2} \quad (3)$$

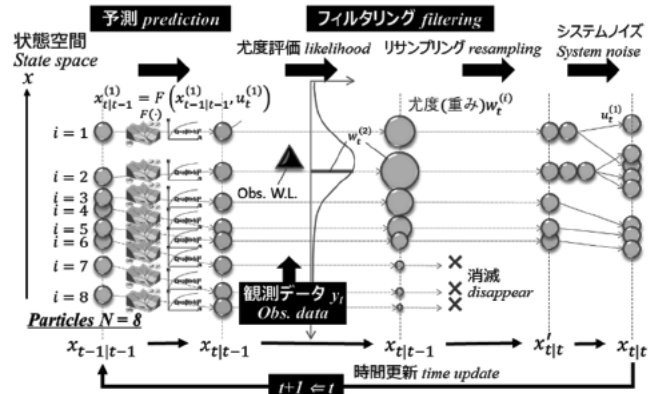


図-3 粒子フィルタ PF のアルゴリズム

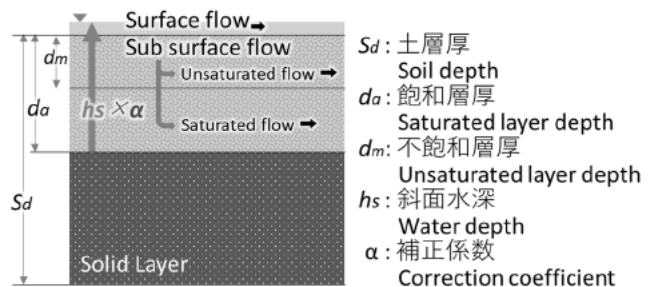


図-4 RRI モデルの単位メッシュ構造と状態ベクトル

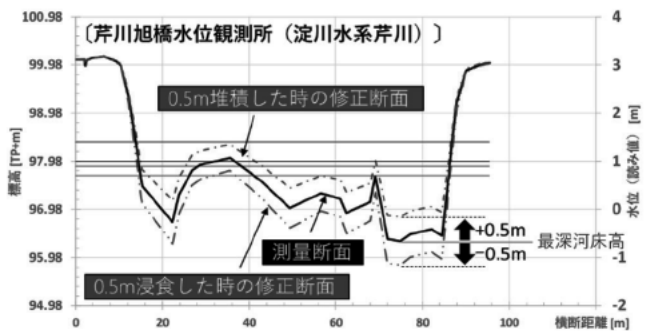


図-5 芹川旭橋における基準断面と河床変動後の断面イメージ

ここで、 $R(y_t | x_{t-1}^{(i)})$ は粒子 $x_{t-1}^{(i)}$ の尤度、 $h_{t,calc}^{(i)}$ は時刻 t の i 番目粒子の計算水位、 $h_{t,obs}$ は時刻 t の観測水位、 σ_{ye}^2 は観測水位の分散である。RMSEの分散 σ_{ye}^2 は 0.05^2 として設定している。また、 N は遡り時間内における観測水位のデータ個数であり、本研究では遡りの3時間を同化ウィンドウとする。

リサンプリングは、立川ら(2011)を参考にドント方式とする。ドント方式は尤度に応じてクローン粒子が複製されるため、全粒子に対してシステムノイズを与える。システムノイズは状態変数毎に独立したホワイトノイズであり、補正係数 $\bar{\alpha}_t$ と河床変動量 \bar{D}_t はリサンプリング後の事後分布に対して、それぞれ $\bar{\alpha}_t \sim N(\bar{\alpha}_{t-1}, \sigma_\alpha^2)$ 、 $\bar{D}_t \sim N(\bar{D}_{t-1}, \sigma_D^2)$ となるような摂動を与える。 σ_α, σ_D はそれぞれ10%、0.1mとする。

3.3 同化・予測実験の条件

本研究における同化・予測実験は、データ同化による河川水位予測の精度を議論するために行うものであるため、予測雨量による不確実性を排除してシミュレーションする。つまり、降雨データは気象庁解析雨量のみを用い、解析雨量を予測雨量に見立ててシミュレーションしている。それ以外の実験条件を以下に示す。

- ・粒子数：360個
- ・データ同化実験期間：2013/8/31 0:00 ~ 9/21 0:00
- ・シミュレーション時間：同化3時間、予測6時間
- ・同化タイミング：30分に1回
- ・等流計算条件：河道の粗度係数 $n=0.030$ 、
河床勾配 $I=1/200$

4. 同化・予測実験結果

提案するアルゴリズムと実験条件を適用し、同化・予測シミュレーションを行った。図-6にはハイエトグラフと状態ベクトルの時間変化を示し、図-7には洪水期間におけるデータ同化後の6時間先までの水位予測を示す。

4.1 同化実験全期間における河床変動の推移

図-6にはデータ同化実験の全期間について、上段に流域平均雨量、中段と下段は粒子フィルタによって逐次推定されたそれぞれの状態空間ベクトル(斜面水深 h_s に乗じる補正係数 $\bar{\alpha}_t$ と河床変動量 \bar{D}_t)の時系列変化を示す。河床変動量に着目すると、図-6下段のグラフより、実験開始の初期分布はガウス分布に従う乱数によって河床変動量 $\bar{D}_{t=0}$ が生成されるが、すぐに河床は低下傾向を示し、2013/9/4頃の降雨を経験した後、0.5m程度の河床上昇で安定する。その後、ほぼ横ばいの河床高を維持し、2013/9/16の台風第18号で再び0.5m河床上昇を推定していることがわかる。

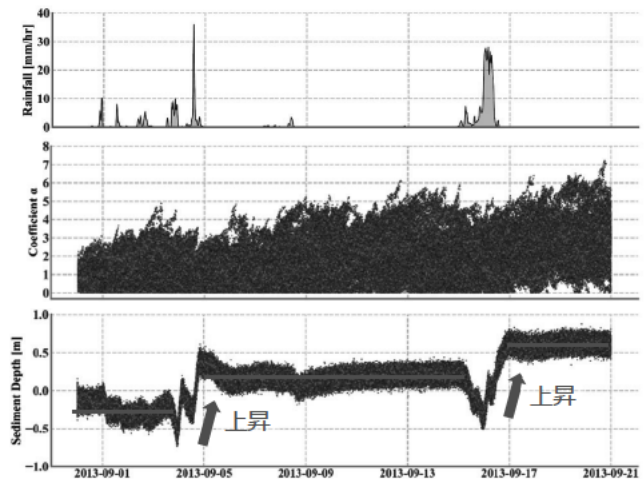


図-6 データ同化実験全期間の状態ベクトルの時間変化
上段：流域平均雨量、中段：斜面水深 h_s に乗じる補正係数 α 、下段：初期河道断面からの変動量 D

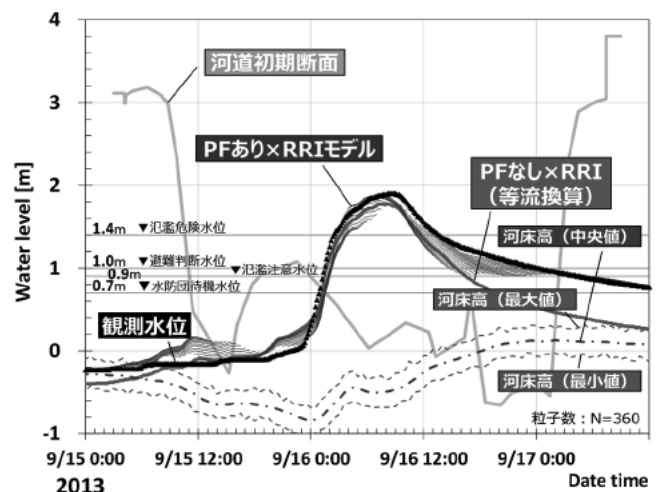


図-7 30分毎の6時間先の予測実験結果を示す。斜面水深 h_s に乗じる補正係数 $\bar{\alpha}_t$ と河床変動 \bar{D}_t を同時に逐次推定した実験結果である。

4.2 2013 年台風第 18 号における河床変動の推移

次にイベント単位での河床変動について議論する。図-7 には 2013/9/15 ~ 9/18 の予測実験結果を示し、河床変動の時間変化は全 360 粒子の中央値を 1 点鎖線、上下の点線は河床変動の推定幅の最大値と最小値を表している。

洪水初期 (9/15 0:00 ~ 9/16 0:00)、河床高は-0.2m 付近を推定しているが、9/16 0:00 まで低下傾向を示す。これは RRI モデルが初期降雨に対して敏感に反応するモデルの誤差を河床変動によって抑え込んでいる可能性が考えられ、低水部を含めたモデルのキャリブレーションについては課題が残る。

水位上昇部 (9/16 0:00 ~ 9:00) では、急激な水位上昇に対して、河床高も増加傾向を推定していることがわかる。その後、ピークに向かって推移上昇が若干緩やかになったタイミングで河床高はほぼ横ばいで推移する。河川水位予測で最も重要となるこのタイミングで、6 時間先までの予測水位はほぼ観測水位を追随しており、高精度で予測できていることがわかる。

ピーク後 (9/16 9:00 ~)、河床高は増加傾向を示し、徐々に緩やかな上昇に遷移し、観測水位に追随しようとしている。しかしながら、予測水位に着目すると、リードタイムが長くなるほど観測水位に対して過小評価となっている。これは、粒子フィルタが遡り時点の河床高を推定しているだけで、将来方向に河床変動を予測するモデルが組み込まれていないことが原因である。

5. 結論

本研究では河床変動が著しい芹川を対象に、RRI モデルにおける斜面水深 hs に乗じる補正係数 $\bar{\alpha}_t$ と河床変動量 \bar{D}_t を同時推定するアルゴリズムの粒子フィルタを適用した。対象洪水は氾濫危険水位を超過した 2013(平成 25) 年 9 月台風第 18 号とし、データ同化実験だけでなく 6 時間先予測シミュレーションを実施した。

同化・予測実験より、本研究で提案するデータ同化手法 (現時刻までに得られた観測水位に基づき複数の状態ベクトルを同時に推定する手法) は、観測水位に対して同化するだけでなく予測精度向上が図られており、本手法がリアルタイム河川水位予測として有効であることを示すことができた。今後は検証河川を増やすとともに、河床変動の予測モデルをシステム方程式に統合していく予定である。

6. 謝辞

本研究は、内閣府「官民研究開発投資拡大プログラム(PRISM)」の支援により実施された。

所属：室町技術株式会社

<参考文献>

- 1) 立川康人, 須藤純一, 椎葉充晴, 萬和明, キムスンミン: 「粒子フィルタを用いた河川水位の実時間予測手法の開発」, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 67, No. 4, I_511-I_516, 2011.
- 2) 佐山敬洋, 立川康人, 寶馨: 「バイアス補正カルマンフィルタによる広域分布型流出予測システムのデータ同化」, 土木学会論文集 B, Vol. 64 No. 4, pp. 226-239, 2008. 10.
- 3) 中村要介, 小池俊雄, 阿部紫織, 中村和幸, 佐山敬洋, 池内幸司: 「粒子フィルタを適用した RRI モデルによる河川水位予測技術の開発」, 土木学会論文集 B1(水工学) Vol. 74, No. 5, I_1381-I_1386, 2018.
- 4) 樋口知之: 予測にいかす統計モデリングの基本, 講談社, 2011.

巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態の評価手法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 宮田 秀太

1. まえがき

橋の設計基準である道路橋示方書¹⁾(以下、道示)では、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚)に対する塑性変形能の評価として、正負交番繰返し載荷実験に基づき限界状態を設定したうえで、軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した塑性ヒンジ長を推定し、鉄筋の引張ひずみを指標の一つとして算出する限界状態に相当する変位を推定する手法²⁾が用いられている。これらは、実験との重回帰分析により得られた回帰式を用いることで、より合理的な設計を可能とし、従来の方法と比較して推定手法の精度向上が図られている。この推定手法は、配筋条件及び構造細目、軸力等に対して、実験で確認された範囲を前提とした適用の範囲が設けられており、適用範囲を満たしたうえで設計が可能な新設RC橋脚を対象に用いられている。そのため、前提となる構造が異なる巻立て補強されたRC橋脚(以下、補強橋脚)では、新設RC橋脚と同様の推定手法をそのまま用いることはできない³⁾。

2. 研究目的

本研究では、補強橋脚に対する限界状態の評価手法の構築を目的に、軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した塑性ヒンジ長の推定手法⁴⁾を提案し、鉄筋コンクリート巻立て(以下、RC巻立て)に対する軸方向鉄筋の引張ひずみを用いた限界状態の評価⁵⁾を行ってきた。本稿は、過去に行われた補強橋脚の実験⁶⁾に対して、ファイバー要素を用いて実験の再現解析⁷⁾を試み、実験における限界状態と軸方向鉄筋ひずみの関係を整理した。その結果を用いて、補強橋脚における限界状態に相当する変位を算出し、推定精度に関する考察を行った結果を報告する。

3. 補強橋脚の限界状態

図-1に、新設RC橋脚¹⁾²⁾を参考に補強橋脚の水平力-水平変位関係と限界状態を整理したものを示す⁸⁾。限界状態1は、RC橋脚の挙動が可逆性を有する限界の状態である。限界状態2は、水平力の低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態であり、限界状態3は、水平耐力を保持できる限界の状態である¹⁾²⁾⁶⁾。

4. ファイバー要素を用いた実験の再現解析

実験で補強橋脚が限界状態に達した時には、軸方向鉄筋は塑性化し降伏以降の挙動となっており、ひずみ挙動を直接計測することは困難である。そこで、ファイバー要素を用いた実験の再現解析を行うことで、補強橋脚が限界状態に相当する変位に達した時の軸方向鉄筋ひずみを解析的に求めた。

表-1に対象供試体の諸元を示す。図-2にRC巻立てを代表に解析

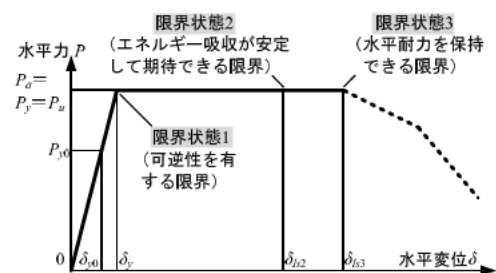


図-1 補強橋脚の水平力-水平変位関係と限界状態⁸⁾

モデルの概要を示す。補強橋脚の高さ方向に対する要素分割は、橋脚基部の塑性ヒンジ長 L_p により分割し、それより上部の柱部を断面高さ D の半分で分割した。載荷点付近は線形はり要素を用いた。道示りでは、軸方向鉄筋に対して帯鉄筋及びかぶりコンクリートがはらみ出しに抵抗するバネ (β_n) を用いて、塑性ヒンジ長を算定している。本研究では、鋼板及び炭素繊維による補強効果を考慮したバネ (β_{sc}) を式 (1) として提案した⁴⁾

$$\beta_{sc} = \frac{384E_c I_{sc}}{5nd^3 s} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 E_c はかぶりコンクリートのヤング係数 (N/mm^2)、 I_{sc} はかぶりコンクリートと補強材料の合成断面からなる断面2次モーメント (mm^4)、 s は帯鉄筋間隔 (mm)、 d は帯鉄筋の有効長 (mm)、 n は帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数 (本) である。

表-1 対象供試体の諸元⁹⁾

補強工法分類	供試体 No.	断面形状	断面寸法 (mm)	載荷高さ (mm)	軸方向鉄筋比 (%)	帯鉄筋体積比 (%)	軸方向鉄筋径 (mm)	降伏点 (N/mm^2)	補強鉄筋径 (mm)	降伏点 (N/mm^2)
鋼板巻立	1	円形	560	2550	1.44	0.20	D13	354	M12	336
	2	矩形	600×600	3010	1.59	0.13	D10	378	M12	336
	3	矩形	2400×2400	9600	1.20	0.17	D35	424	D32	383
	4	矩形	600×600	2400	1.20	0.23	D10	395	M12	388
RC巻立	5	矩形	2140×660	2270	0.65	0.63	D13	381	D13	381
	6	矩形	1950×750	2400	0.37	0.14	D10	399	D13	534
炭素繊維巻立	7	矩形	700×700	2100	1.95	0.17	D16	363	---	---
	8	円形	700	2100	1.19	0.17	D13	367	---	---

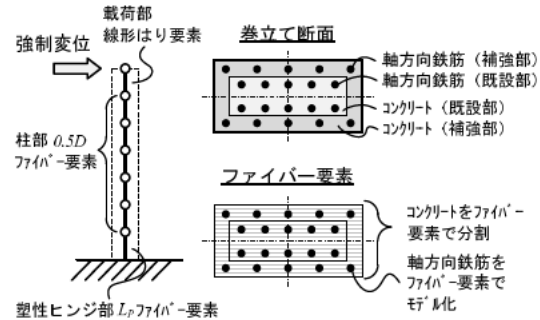


図-2 解析モデルの概要図

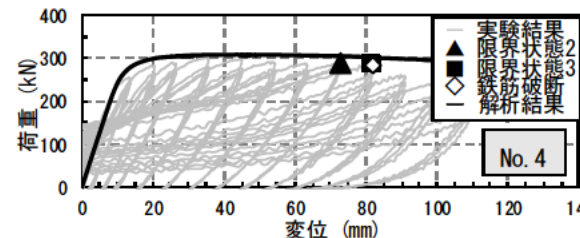
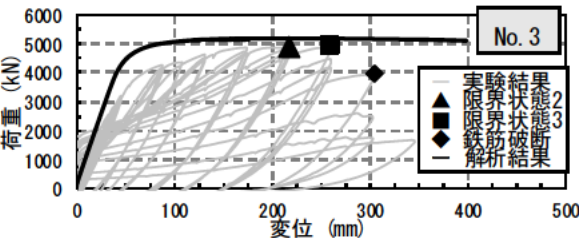
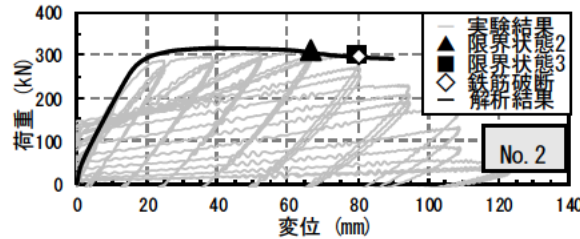
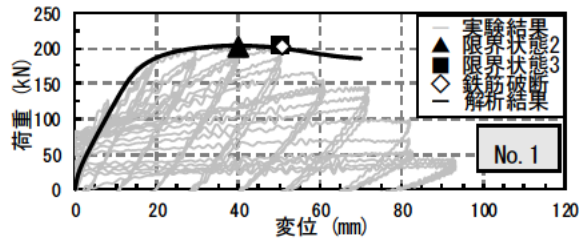


図-3 鋼板巻立における解析結果と実験結果との比較

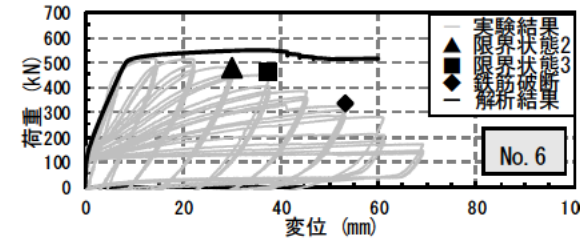
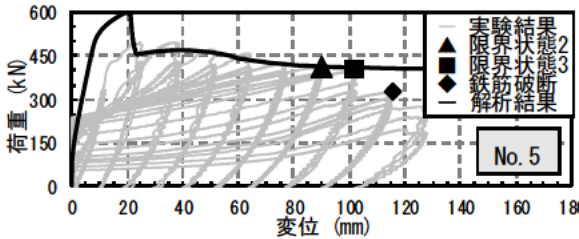


図-4 RC巻立における解析結果と実験結果との比較

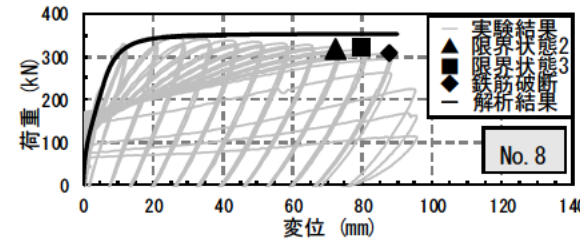
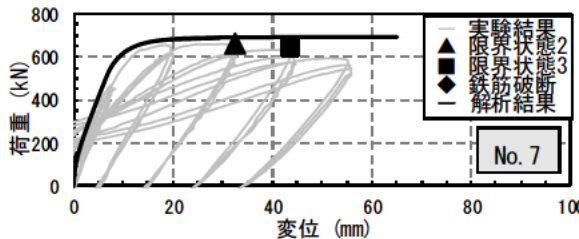


図-5 炭素繊維巻立における解析結果と実験結果との比較

図-3 から図-5 に解析で得られた、補強橋脚天端の水平変位と橋脚基部の水平反力を用いた荷重変位関係を示す。あわせて、実験における荷重変位関係の履歴と、限界状態及び鉄筋破断時の変位の整理結果⁹⁾を示す。限界状態の変形は、道示¹⁾に基づいて製作された新設の RC 橋脚の方法に準じて、荷重変位関係から整理したものである⁹⁾。解析結果は、限界状態2又は3の各変位において保有耐力を捉えており、モデル化は概ね妥当であると考えられる。本解析は、軸方向鉄筋のはらみ出し現象を踏まえた、鉄筋の引張ひずみを直接モデルに考慮していないため、実験の最大耐力が低下した点（限界状態3）以降は、乖離が大きくなっている。

5. 限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ

道示¹⁾では、RC 橋脚の限界状態に相当する水平変位の特性値 δ_{ls} を、式 (2) により算出することが規定されており、橋脚基部が限界状態に達するときの曲率 ϕ_{ls} は、最外縁の軸方向鉄筋位置において、コンクリートの限界圧縮ひずみ又は軸方向鉄筋が限界状態に応じた引張ひずみ ε_{st} （式 (3)）に達するときとされている。

$$\delta_{ls} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \dots \dots \dots (2) \quad , \quad \varepsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{co}^{0.22} \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 δ_{yE} 又は ϕ_y は限界状態1に相当する水平変位（降伏変位）の特性値（mm）又はそのときの曲率（1/mm）、 h は慣性力作用位置までの距離（mm）、 ϕ は軸方向鉄筋の直径（mm）、 β_s は帯鉄筋の拘束を表すばね定数（N/mm²）、 β_{co} はかぶりコンクリートの拘束を表すばね定数（N/mm²）、 C はRC 橋脚の再現解析により得られた鉄筋ひずみを重回帰分析した結果から得られている定数で、限界状態2の場合0.025、限界状態3の場合0.035、補正係数 k は、実験値が算定式を1.3倍程度上回ったことを考慮して設定されたものである⁹⁾。

軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st} は、鉄筋のはらみ出しに対して、鉄筋、帯鉄筋、かぶりコンクリートの3つの抵抗の要因を考慮した回帰式となっている。

図-6には、式 (3) にて算出したひずみと、再現解析により得られた実験のひずみを比較した結果を示す。あわせて、無補強の RC 橋脚の実験結果²⁾を示す。このとき、実験はフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに伴う回転変位を含んでいるため、それを考慮した。鋼板又は炭素繊維巻立ては、塑性ヒンジ長の算出と同様に、式 (3) の β_{co} の代わりに β_{sc} を用いて算出を行った。

図-6より、No.1 供試体を除いて、再現解析により得られた実験のひずみの方が式 (3) にて算出したひずみよりも若干大きくなっているものの、推定式と同様の分布を示している。これより、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみについては、RC 巻立ては RC 橋脚と同様とし、鋼板又は炭素繊維巻立ては、式 (3) に対して β_{sc} を用いて算出することが可能であると確認できた。

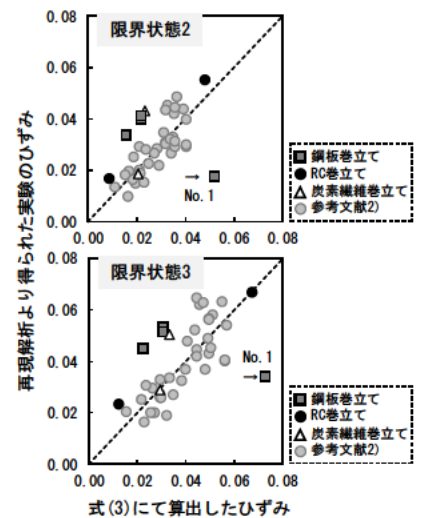


図-6 引張ひずみの算出値と実験値

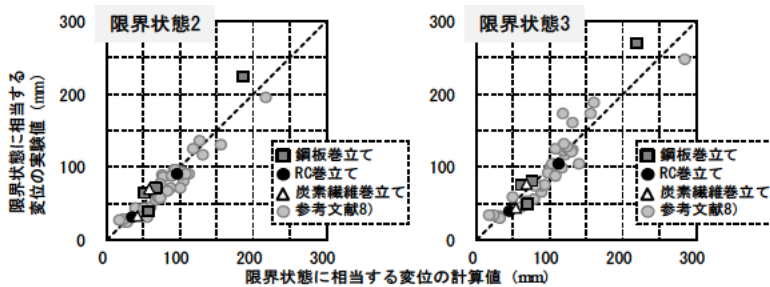


図-7 限界状態の変位の比較

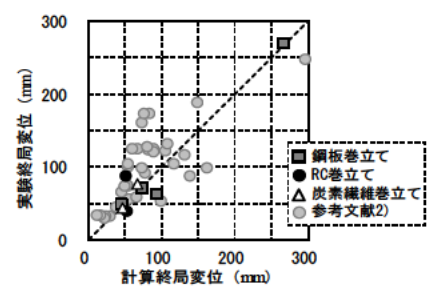


図-8 終局変位の比較

6. 軸方向鉄筋の引張ひずみを考慮した補強橋脚の限界状態評価

RC 橋脚の限界状態に相当する変位の特性値 δ_{ls} は、道示^リにおいて式 (2) により算出することが規定されている。図-7 には、式 (2) による計算値と実験値の比較を示す。あわせて、RC 橋脚の結果⁸⁾を示す。なお、計算値には、前述の補正係数 k を乗じている。また、実験における限界状態に相当する変位には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位が含まれるため、計算値には伸び出しによる変位を加算している。

実験値と式 (2) による計算値の比率は1:1となっており、新設RC橋脚と同様の傾向となっている。なお、ばらつきを示す指標である変動係数は20%程度に収まっている。No.1供試体は、前章において回帰式との精度の乖離が大きかったが、補強橋脚の変位での評価に着目すると、概ね一致する結果となった。これは、抵抗を表すばねが大きいため、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみが大きく算出される一方で、塑性ヒンジ長は短く算出されるため、結果としては式 (2) の中で相殺されているためと考えられる。図-8には、補強橋脚に対して、終局変位に着目した場合の既往の算出方法において、水平変位を算出した結果を示す。図-7の結果は、図-8と比較しても、実験値と計算値のばらつきは小さくなっており、本研究において推定精度の向上が確認できた。

7. まとめ

本研究では、巻立て補強した RC 橋脚を対象に、新設 RC 橋脚において適用が確認されている方法を踏襲して、橋脚基部の塑性ヒンジ長及び橋脚の限界状態の評価方法の構築に向けて検討を行った。その結果、鋼板や炭素繊維等の補強材料の拘束効果を考慮し、塑性ヒンジ長の算出や軸方向鉄筋の限界状態に応じた引張ひずみの推定方法を提案し、巻立て補強した RC 橋脚においても限界状態をより適切に評価できる可能性を示した。

8. 謝辞

本研究を遂行するにあたり、多大なるご指導を賜りました、大住首席研究員、澤田主任研究員、中尾専門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ご心より感謝申し上げます。

所属：株式会社 耐震解析研究所

<参考文献>

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 2) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料 No.4262，2013.
- 3) 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，国土技術政策総合研究所資料 No.700/土木研究所資料 No.4244，2012.
- 4) 宮田秀太，澤田守，中尾尚史，大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価，構造工学論文集，Vol.65A，pp.250-263，2019.
- 5) 大住道生，澤田守，宮田秀太：RC 巻立て補強された橋脚に対する限界状態の評価方法の提案，土木技術資料，第 61 巻，第 2 号，pp.24-27，2019.
- 6) 石崎覚史，宮田秀太，澤田守，大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する調査分析，第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.115-122，2019.
- 7) 宮田秀太，石崎覚史，澤田守，大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態評価に関わる解析的検討，第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.123-130，2019.
- 8) 大住道生，岡田太賀雄：V 耐震設計編の改定と関連する調査研究，土木技術資料，第 60 巻，第 2 号，pp.30-33，2018.

プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 山崎 旬也

1. まえがき

建設現場では人手不足を背景に現場の省力化や効率化を目的として、コンクリート構造物のプレキャスト化が行われている。カルバート等の地中構造物についても、場所打ちに替えて大型のプレキャスト部材を用いたカルバートの採用実績が増えている。そのような中、2011年の東北地方太平洋沖地震において、3ヒンジ式プレキャストアーチカルバート（以下、3ヒンジアーチ）にひび割れや接合部のコンクリート剥離等の損傷が高速道路で生じた¹⁾。この損傷については、3ヒンジアーチが地震時に個々に挙動し、縦断方向（函軸方向）に倒れこむように変形したことにより発生したと分析されている²⁾。

2. 研究目的

本研究の対象としたプレキャストアーチカルバートは高速道路内での使用実績が90%程度を占める³⁾2ヒンジ式プレキャストアーチと3ヒンジアーチとした。一般的に、地中構造物であるカルバートは、**図-1**に示すような、横断方向（函軸直角方向）の耐荷力によって上載荷重を支えており、縦断方向（函軸方向）に上載荷重の支持機能は無いとされている⁴⁾。しかしながら、縦断方向荷重による3ヒンジアーチの損傷は**写真-1**に示すように、頂部ヒンジ部のコンクリート剥落が生じている。この損傷は第三者被害の懸念があるため、許容できるものではなく、補強対策が必要となる。このため、本年度は補強対策設計に必要な縦断方向荷重の大きさを確認するため、現場計測と動的遠心模型実験の再現解析を実施した。

3. 研究方法

3.1 現場土圧計測

計測した3ヒンジアーチは内空幅10.7m、内空高5.9m、土かぶりは最大で約8.5mである。この3ヒンジアーチは岩手県大船渡市に施工されており、計測期間は2019年2月～12月末までの約11ヶ月間で、計測位置は坑口から2、8部材目の脚部および頂部とした。なお、計測位置の2部材目の土かぶりは約1.8m、8部材目は約5.6mとなる。

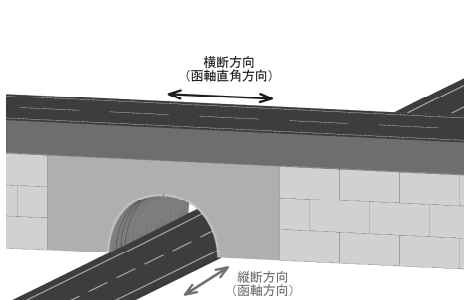


図-1 カルバート検討方向の定義



(a) 頂部ヒンジ部の損傷



(b) 落下したコンクリート片

写真-1 3ヒンジアーチの損傷

縦断方向荷重については図-2 に示すように、上部盛土の影響により発生しており、その作用がアーチ部材にせん断応力として作用していると考えられる⁵⁾。そのため、図-3 に示すように、脚部では現場打ち鉄筋コンクリート構造の脚部ビーム工に、頂部では同様の構造の頂部ビーム工に、あらかじめ切欠きを設け、周面摩擦計を設置した。使用した周面摩擦計は受圧面にコンクリートと同等の摩擦が得られるようモルタルによって加工が施されており、感度方向は縦断方向のみである。周面摩擦計と同じ高さの盛土内に鉛直土圧計を設置している。また、図-3 に示す位置において盛土施工中の3 ヒンジアーチの中空変位を計測した。計測断面は計測器設置位置と同様に2, 8 部材目の2 断面とし概ね盛土施工高さが1m 以上となった時点で1 回の計測を行っている。写真-2 に3 ヒンジアーチの状況を示す。

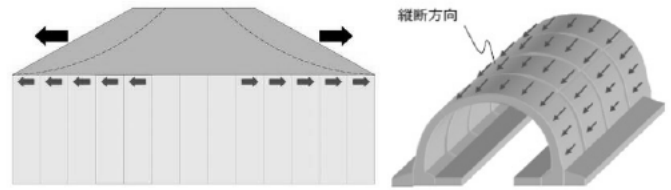


図-2 縦断方向荷重の作用イメージ図

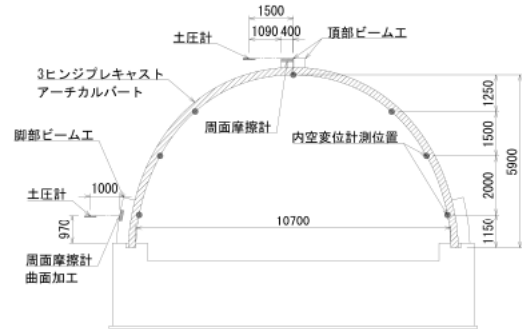


図-3 3 ヒンジアーチの計測位置 (断面図)

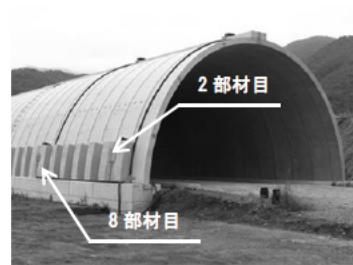


写真-2 3 ヒンジアーチの状況

3.2 動的遠心模型実験の再現解析

図-4 に示すように、土の単位体積重量、ひずみ依存特性等の地盤定数を整理した後に、2 次元 FEM 解析によって、基礎地盤および盛土の初期剛性を遠心模型実験の結果から調整し、等価剛性および減衰を設定した。その後、3 次元 FEM 解析を実施し3 ヒンジアーチに作用する周面せん断力(縦断方向荷重)を算出することとした。なお、3 ヒンジアーチの縦断方向剛性については、別途実施した要素実験の結果から設定している。

4. 研究結果

4.1 現場計測

図-5 に鉛直土圧、周面摩擦度(縦断方向荷重)、補正係数 α の計測結果を示す。補正係数 α は $\alpha = \text{縦断方向荷重} / \text{部材直応力}$ と定義した。また、脚部の補正係数 α の算出においては、鉛直土圧を部材の直応力に換算するため、静止土圧係数 $K_0=0.5$ を乗じた値を用いている。鉛直土圧については、盛土施工時の施工記録における盛土高さに土の単位体積重量 19.0kN/m^3 を乗じて算出した値を設計値とした。図-6 に盛土施工高さを示

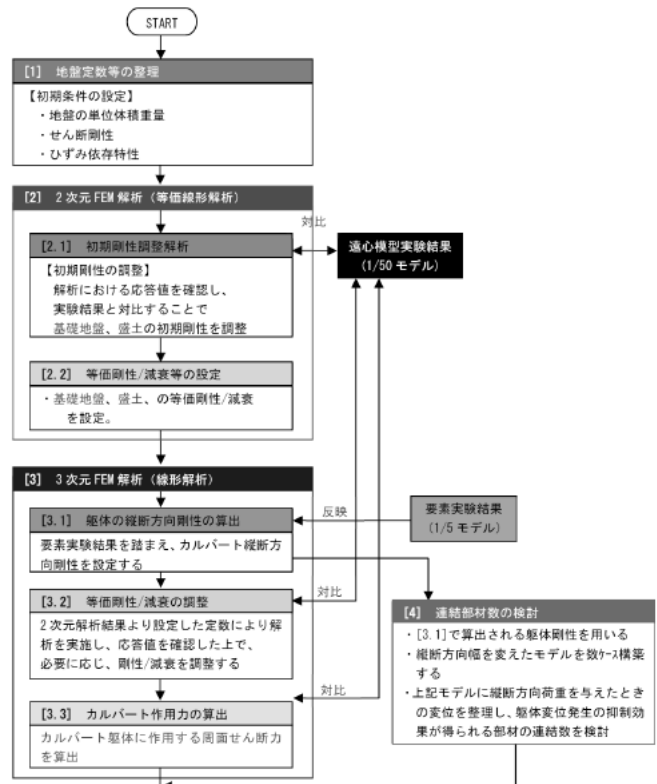


図-4 再現解析のフロー

す。設計値と計測値の値が2、8部材目ともに脚部においては多少の乖離が生じていたが、頂部についてはおおむね一致していた。周面摩擦度については、坑口に近い2部材目よりも8部材目の方がやや大きい結果が得られたが、補正係数 α については、8部材目よりも坑口に近い2部材目の方が大きく、坑口側で0.2~0.3程度の値となった。図-7に2部材目の内空変位計測結果を示す。盛土が3ヒンジアーチの頂部に達するまでは、躯体の断面形状が徐々に上に凸に変化し、盛土が3ヒンジアーチの頂部に達した後、鉛直土圧の影響により断面形状が水平方向に広がるように変化している状況が分かる。

4.2 動的遠心模型実験の再現解析

図-8に動的遠心模型実験と再現解析の縦断方向荷重の算定結果を示す。再現解析の結果では、全体に渡って75N

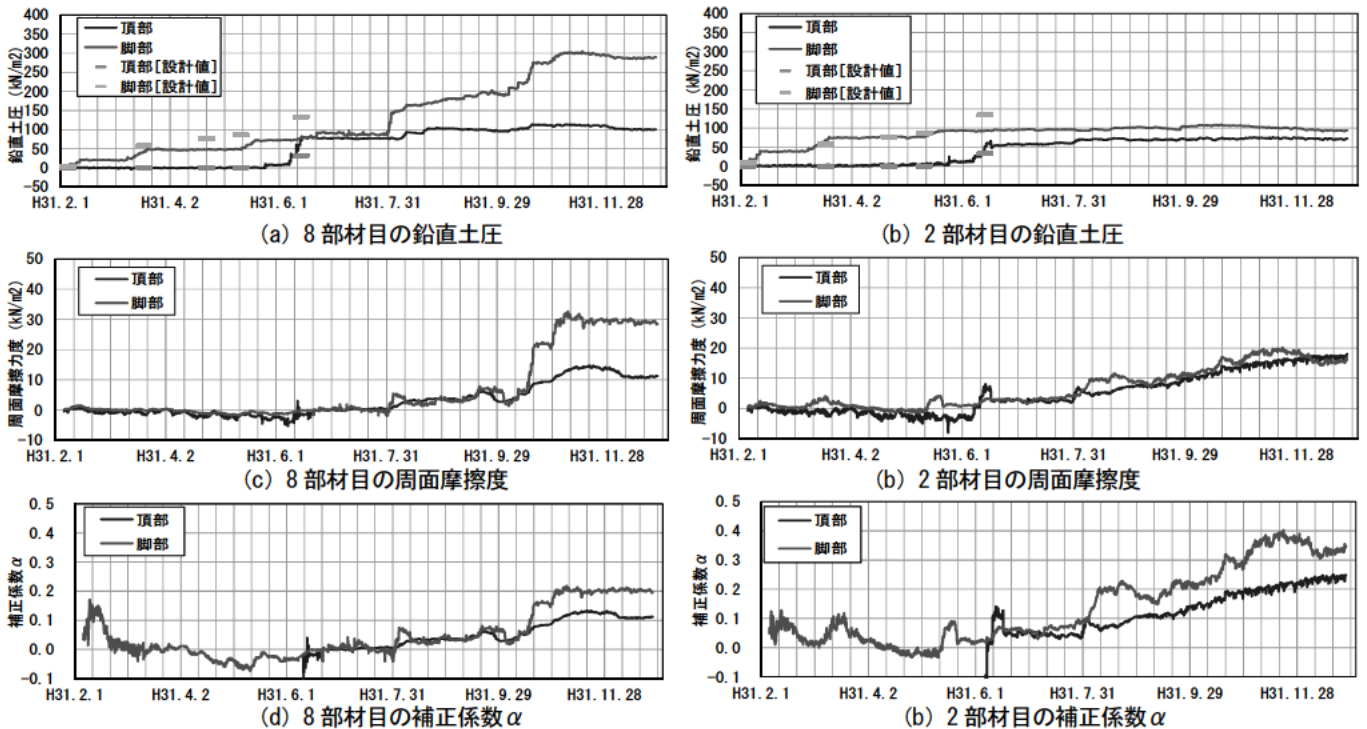


図-5 鉛直土圧および縦断方向荷重の計測結果

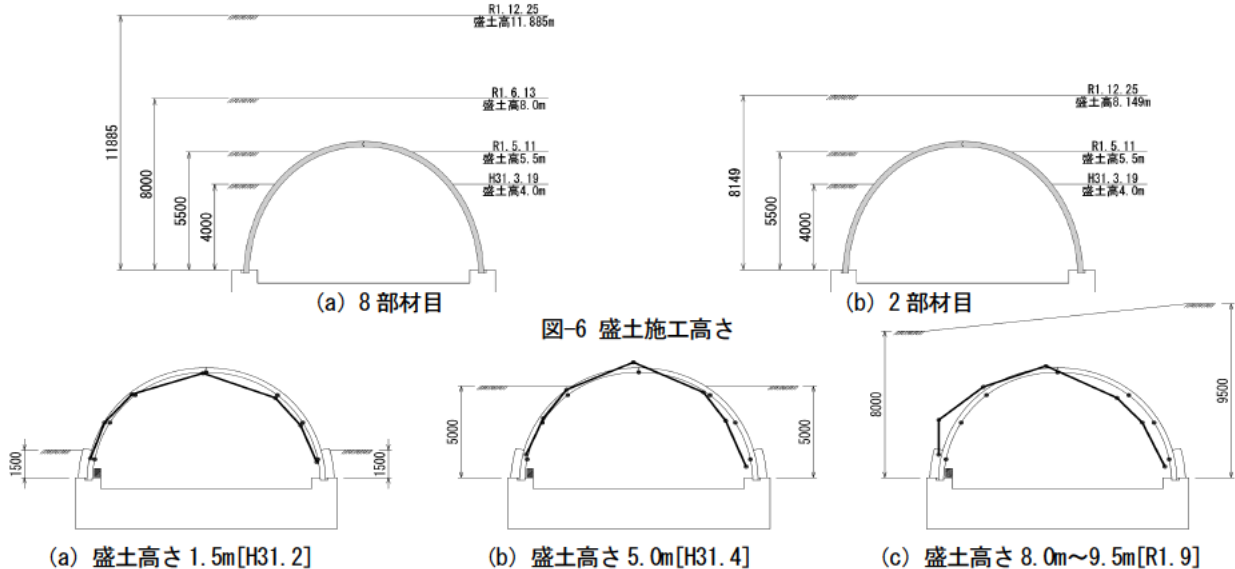


図-6 盛土施工高さ

図-7 内空変位計測結果 (2部材目)

程度となったが、実験結果では、局所的に大きな値を示しており、10N~130N 程度とばらついている。これは図-9 に示すように、短冊状のプレキャスト部材が縦断方向に連結されることにより、何体か連結された状態のものが一体として挙動し、局所的な引張が生じていると考えられる。そこで、一体化の範囲を確認するため縦断方向長さ（連結数）の異なる躯体モデルでの3次元 FEM 解析を実施し、幾何学的に縦断方向の変形量が抑えられるアーチ部材の縦断方向長さを算出した。

図-10 に示すように、縦断方向長さ B/躯体高さ H の値が 1.0 より小さくなると変形量が急激に大きくなることが分かった。

以上の結果から、図-8 に示すように一体化による累積荷重を考慮し補正係数は $\alpha_{eq}=0.3$ とすることで、安全側に設計を行うことが可能であると考えられる。また、図-11 に示すような、簡易式による縦断方向荷重の算出式を提案した。

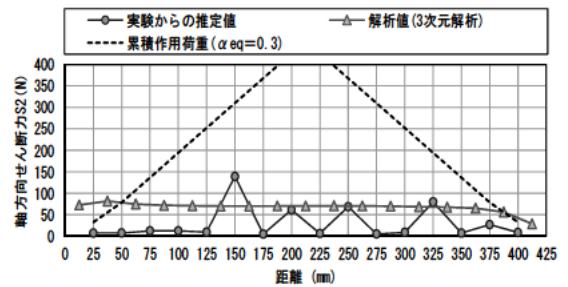


図-8 縦断方向荷重の算定結果

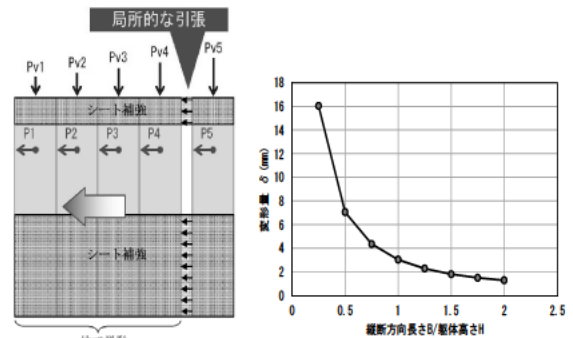


図-9 補強による一体化のイメージ

図-10 カルバートの形状効果と変形量の関係

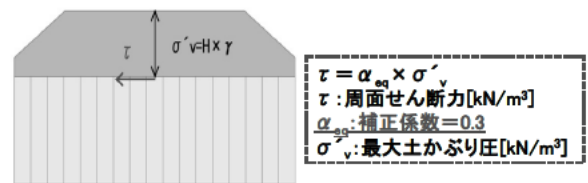


図-11 簡易式による縦断方向荷重の算出方法

5. 結論

3 ヒンジアーチに作用する縦断方向荷重を確認するため、現場計測と3次元 FEM 解析を用いた再現解析を行った。現場計測では補正係数 α は坑口側の方が大きく、0.2~0.3 程度となった。また、再現解析では補正係数 α は 0.3 の累積荷重を考慮する必要があることが分かった。なお、本研究は、土木研究所と京都大学、(株)高速道路総合技術研究所との共同研究である「プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する共同研究」の成果である。本研究の成果を共同研究報告書にまとめており、本報告書では、縦断方向荷重によるプレキャストアーチカルバートの損傷メカニズムの解明および耐震補強対策について整理しており、プレキャストアーチカルバート耐震補強対策マニュアル（案）も作成した。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、石田雅博上席研究員、野田翼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はご指導を頂きました。紙面を拝借いたしました。ここに感謝の意を表します。

所属：ジオスター株式会社

<参考文献>

- 1) (一財) 地域地盤環境研究所, モジュラーチ工法協会: Modularch 技術マニュアル, 参考資料-5, 2017.9
- 2) 藤原優, 藤岡一頼, 佐伯宗大: 3 ヒンジプレキャストアーチカルバートの土盛土の影響に関する分析, 土木学会第 71 回年次学術講演会, 2016.9
- 3) 安部哲生, 中村雅範: 高速道路における大型のプレキャスト部材を用いたカルバートの活用と適用上の留意点, 基礎工, Vol. 42, No. 4, 2014.4
- 4) 土木学会: 続・実務に役立つ耐震設計入門 (実践編), 2014.10
- 5) 佐伯ら: 既設プレキャストアーチカルバートの損傷を引き起こす縦断方向荷重の検討, 土木学会第 73 回年次学術講演会, 2018, 9

電磁波レーダ法を用いた RC 床版の定量的状態判別手法の検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 松本 直士

1. まえがき

我が国の道路橋における RC 床版は、コンクリートのモルタル分が抜け骨材のみが残されたような状態となることが確認されている。これを総称して砂利化や土砂化と呼んでいる。なお、本稿ではこの現象を砂利化と呼称する。この砂利化が発生すると、最終的には疲労耐久性が低下し床版コンクリートが抜け落ちるとされているが、砂利化が生じる原因となる損傷の発生やその進展のメカニズムは未だ解明されていない。

近年、このような背景の中、電磁波レーダ法を用いて砂利化の生じた位置やその範囲を推定する試みが行われている。電磁波レーダによる床版の砂利化を検出する方法については、小林ら¹⁾、永塚ら²⁾が電磁波レーダにより舗装を剥ぎ取ることなく床版上面の砂利化箇所を推定できると提案している。この技術を利用することで、舗装下で発生した砂利化の検知が可能となり、抜け落ちなどの重大リスクを低減することに成果を挙げている。しかし近年、これらの技術で検知した砂利化箇所を補修した場合に、当該箇所やその周囲のコンクリートが砂利化する再劣化現象も確認されており管理上の課題となっている。このため、今後はなるべく砂利化の顕在化する前の劣化初期段階で検知をし、予防保全となる対策を講じることが求められている。

2. 研究目的

本研究では上記の背景から、床版の劣化初期段階を、床版コンクリート上面が湿潤、もしくは水の滞水した状態であると仮定しこれらを検出する手法について検討したものである。また、従来の電磁波レーダの解析は技術者の熟練度により判断が分かれ結果にばらつきが生じる場合がある。このため本研究では実橋での調査結果における統計的な傾向や、理論上の比誘電率を踏まえた閾値の設定方法についても提案する。

3. 検証概要

本研究では、表-1 に示す橋梁の舗装を開削して目視により確認した床版上面の健全な箇所の電磁波レーダの波形と、滞水が確認された箇所の電磁波レーダの波形を比較する。

検証に用いるレーダ波形は、健全な箇所及び滞水が確認された箇所の、それぞれ橋軸方向に 7.5m の範囲（測線）とした。また、本研究で用いた電磁波レーダは、一つの測線上において 7.5cm 間隔でデータを取得している。この測線上の内、健全な箇所及び滞水が確認された箇所のデ

表-1 橋梁諸元

交差条件	河川
橋長	88m (3 径間)
上部構造	合成 H 型鋼橋
下部構造	逆 T 式橋台, RC 柱橋脚
架設年次	昭和 47 年 (昭和 39 年道示適用)
設計活荷重	TL-20
舗装構成	5cm (アスファルト 1 層)
防水対策	無し

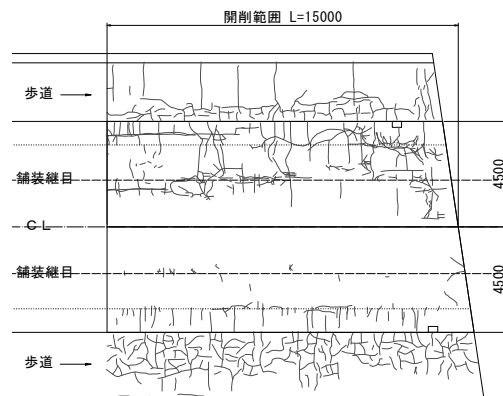
ータを分析用のサンプル波形としてそれぞれ 200 点抽出した。ここでは、それぞれの箇所を得られた 200 点の強度データを用いて、直達波の強度で正規化された反射強度を比較する。ただし、直達波のデータは健全部の一回の測定で得られた 100 点とした。また、実際の床版の含水状態はばらつきが大きいことから、得られた強度データの頻度分布を作成し、その傾向を比較することとした。

4. 検証結果

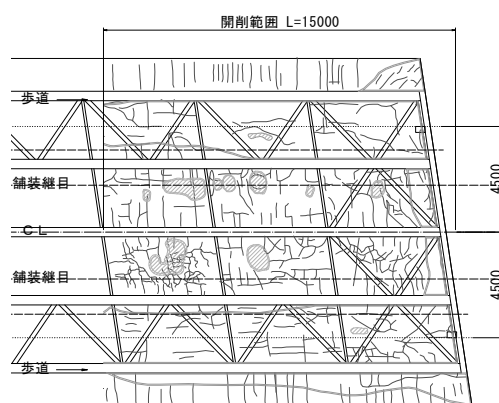
調査結果から得られた、舗装面の損傷状態、床版上面の損傷図とレーダ平面図を図-1に示す。なお、ここでの「滞水箇所」は、開削調査時に乾式の道路切削舗装機械を用いて切削したのちに目視で確実に変色して床版表面が濡れている状態を確認できた箇所とした。また、レーダ平面図は、深さ方向にアスファルトと床版上面の境界面付近の平面図を表しており、床版上面の損傷図に重ねている。この境界面付近では、アスファルトと水、アスファルトとコンクリート、及びコンクリートと水のいずれかの物質境界で反射が生じると考えられ、レーダ平面図には、そのいずれかの反射波の振幅を示しているものと考えられる。なお、当電磁波レーダは反射振幅が大きいほど白色に近づく仕様になっている。

図-1(a)及び図-1(b)より、対象床版では、歩道を含めた舗装上のひびわれや床版下面のひびわれ、漏水や遊離石灰、剥離、鉄筋露出が多く存在することがわかる。図-1(c)より、床版上面には、センターラインより図上下側にひび割れ（赤線）が多数存在し、また中央部にはうき（橙色）も確認できる。この変状箇所の多くは舗装の打ち継ぎ目付近で発生している。また、床版下面に存在する遊離石灰の析出箇所と、床版上面のひび割れ位置はおおむね一致している。

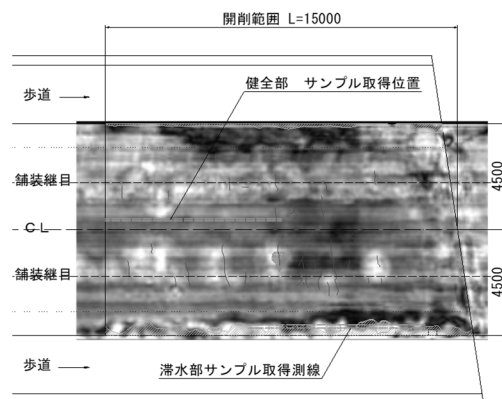
床版上面の損傷図とレーダ平面画像を比較すると、滞水が確認された箇所でレーダ画像のコンターも白色



(a) 舗装面の状態



(b) 床版下面の状態



(c) 床版上面の状態とレーダ画像

凡例

損傷の種類	表示	損傷の種類	表示
ひびわれ		ひびわれ	
剥離・鉄筋露出		滞水	
漏水・遊離石灰		うき	

(a), (b)

(c)

図-1 開削およびレーダ調査結果

になっており、明確に反射振幅が大きくなっていることが確認できる。また、滞水箇所が歩車道境界部に集中していることから、歩道側からも水が供給されていると推定される。

以上の考察から、本研究では、歩車道境界部においてレーダ測定日（雨天翌日）にも滞水していたと判断した。

一方、センターライン付近の床版上面は、開削結果からも欠損がほとんど見られず、舗装面のひび割れも少なく、さらに排水勾配もあることから、レーダ測定日にも滞水が生じていない箇所と判断した。

5. 電磁波強度の比較

電磁波強度を比較するサンプルとして、それぞれ健全部及び滞水部と判断された箇所で、橋軸方向へ7.5m分の波形データ（100サンプルずつ）を取得した。これらの最大振幅の頻度分布を図-2に示す。また、合わせて、直達波と考えられるデータ範囲における振幅の最大値についても示している。ここで、直達波は、電磁波が発信された時間を起点として、アスファルト表面から反射された電磁波が受信されるまでの時間に計測された波形とし、その区間で最も多く観測された反射強度を直達波の最大値とみなした。なお、送受信のアンテナから直接到達した電磁波強度が最も強いことから、この領域（図-2内の振幅7.7~9.5 (Volt/m) 区間）での最大値を直達波の最大振幅と考えてよい。まず、正規化のために直達波の評価を行う。直達波も計測線に沿ってばらつきがあるため、頻度分布の最頻値を直達波最大振幅の代表値とした。図より、直達波最大振幅の最頻値は8.70 (Volt/m) となった。よって、健全部及び滞水部からの反射強度を8.7で除することで、正規化を行う。この手法により直達波の強度8.7で正規化した健全部及び滞水部の最大振幅の頻度分布を図-3に示す。図より、健全部と滞水部では、分布のばらつきやその最頻値に明確な差が生じていることがわかる。健全部の最頻値は0.18、滞水部の最頻値は0.30、

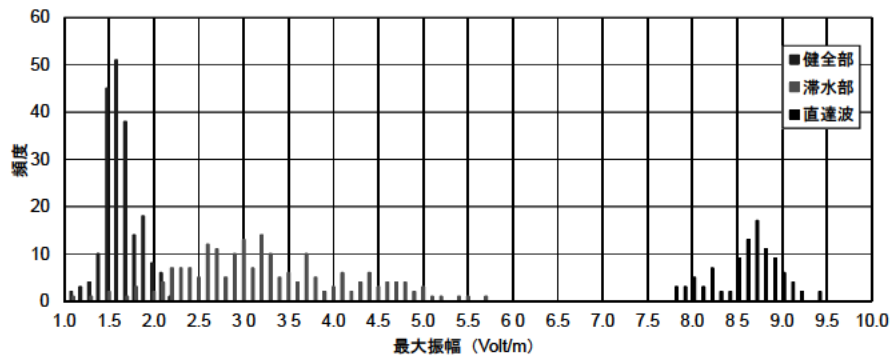


図-2 直達波および健全部と滞水部の最大振幅の比較

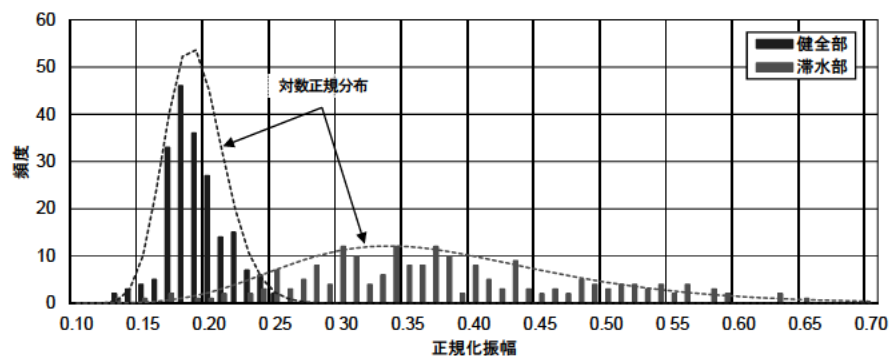


図-3 健全部と滞水部の正規化振幅の比較

0.34, 0.37 となり、滞水部は健全部に比べて 60%以上大きい最頻値となっている。

はじめに健全部に着目する。健全部では、強度分布のばらつきが小さいことがわかる。コンクリートが健全で、アスファルトとコンクリートの間に空隙などの欠損が存在しない場合には、健全部の反射強度は、アスファルトとコンクリートとの境界における反射波の強度となる。床版コンクリートでは、配合や打設時期、養生期間、材齢、供用後の環境がほとんど変わらないため、品質のばらつきが小さい。また、アスファルトの状態も大きく異ならなると考えられることから、ばらつきが小さくなったものと考えられる。

一方、滞水部では、分布のばらつきが大きい。これは、滞水の状態が測線上で異なっていることが示唆される。本研究では、滞水部をその湿潤の程度によらず同一のものとしているため、箇所ごとの反射強度に差が生じたものと考えられる。

次に、これらの分布を対数正規分布で近似する。図-3 には、パラメトリックによる方法で対数正規分布を近似した結果を合わせて表記している。近似の結果、健全部の平均値は 0.19 であり、滞水部は 0.38 となった。また、それぞれの偏差は、健全部で 0.02、滞水部で 0.11 となった。図-3 より、それぞれの平均値（最頻値）付近では、健全部と滞水部の分布が明確に分離されているが、反射強度が 0.2~0.26 の付近では、両者を明確に分離することはできない。ここで、健全部の信頼区間として、平均値から 3σ 上側までを想定した場合、その上限値は 0.257 となる。すなわち、反射強度が 0.257 を上回る場合には、健全部である確率が 0.3%となる。そのため、反射強度を 0.26 と設定し、その値を上回るものを滞水と判断すれば、きわめて高い割合で滞水部であると判断できる。一方、滞水部では、反射強度が 0.257 を下回るものも存在し、13%程度の確率で滞水部となる可能性がある。滞水部の反射強度のばらつきは、湿潤状態の違いによって生じている可能性が高く、滞水部と判断された箇所でも反射強度が低い箇所については、乾燥状態に近い状態であった可能性がある。

ここで、アスファルトと水、アスファルトとコンクリート、コンクリートと水の境界面で反射する反射強度の理論値を算出する。これらを算出した結果を図-4 に示す。アスファルトの比誘電率については、表-2 より、乾燥状態から湿潤状態まで 2~10 の範囲となる。この比誘電率の範囲において、アスファルトと水との境界面で生じる反射強度は、0.44~0.73 となる。この理論値は、滞水部での頻度分布の平均値よりも上側となる。

次に、コンクリートとアスファルトの反射波の理論値を算出する。ここでは、アスファルトの比誘電率として乾燥状態と湿潤状態の中間値である 5 を仮定した。また、コンクリートの比誘電率は、野田ら⁵⁾による実構造物における検証結果から、9~11 として算出した。この比誘電率の値は、乾燥状態にあるコンクリートでの比誘電率の標

表-2 比誘電率の標準値³⁾

媒質	比誘電率
空気	1
アスファルト	2~4 (乾燥状態) 6~12 (湿潤状態)
コンクリート	4~10 (乾燥状態) 10~20 (湿潤状態)
水	81
鉄筋	∞ (誘電体)

表-3 異媒体間を伝播する電磁反射波の特徴⁴⁾

媒質		反射強度
アスファルト	コンクリート	中
コンクリート	空気	弱
コンクリート	鋼材	強
コンクリート	水	強

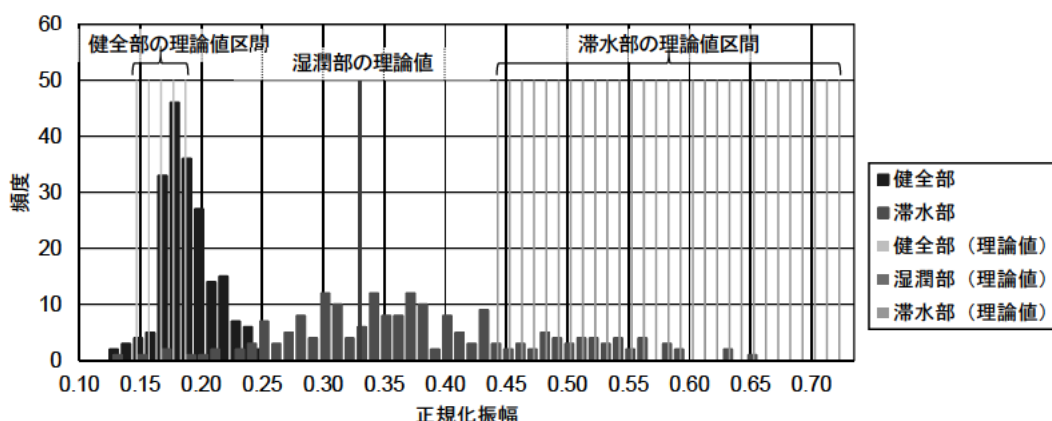


図-4 理論値と推定値の比較

準値の上限に相当する。その結果、コンクリートとアスファルトの境界面で反射する電磁波の反射強度は、0.15～0.19 となった。よって、コンクリートが健全で乾燥状態に近い場合にはアスファルトとコンクリートの境界面で生じる反射強度は、およそ0.15～0.19となる。この値は、健全部での反射強度の平均値に近い値となっている。

一方、コンクリートの状態が湿潤状態であると仮定し、コンクリートの比誘電率を20として、アスファルトとコンクリートとの境界面からの反射波の理論値を算出すると、反射強度が0.33となる。この値は、滞水部の分布における平均値に近い値となる。

実構造物における既往研究⁴⁾を考慮すると、材齢が長いコンクリートにおいて比誘電率が20となる場合は極めて含水しているものと推測できる。このため、コンクリートとアスファルト界面に明確な滞水層がない場合でも、コンクリートが高い含水状態にある場合には、理論上滞水部の平均値に近い値を示す可能性がある。この場合は、滞水層がないものの、「滞水状態にある」と考えてよい。さらに、水とコンクリートとの境界面で反射した場合には、理論上の反射強度は0.34～0.48となる。この値も、滞水部の平均値よりも大きな値である。

以上の考察から、計測で得られた健全部及び滞水部の分布は理論的にも妥当なものと考えられる。また、健全部の平均値は理論値に近い値であり、0.26を閾値としてそれを上回る反射強度がある場合に滞水部と判断することは妥当である。また、滞水部については、反射強度が滞水の程度(湿潤の状態)に依存すると考えられるが、明確な滞水がある場合や、コンクリート中の水分が飽和状態にある場合には、理論上0.26よりも大きな値が得られる。よって、今回の調査結果の範囲内では、0.26を閾値として「滞水状態」を判断する場合には、高い確率で「滞水」であるといえる。また、反射強度が0.26を下回る場合には、湿潤の程度がきわめて低い状態のコンクリートであるか、滞水がない健全な状態であると考えてよいと考えられる。

6. おわりに

本稿では、電磁波レーダを用いた床版内部の評価において、劣化因子となる水の検知手法について提案した。この分析手法は、開削調査から得られた床版上面の状態を基に頻度分析を行い床版上面の状態別の振幅の特徴を分析するものである。分析の結果、滞水部と健全部では分布傾向と振幅の大きさが異なることや滞水部においても介在する水分の量で振幅が大きく異なることを示した。検討の結果得られた知見を以下に示す。

(1) 滞水の可能性が高い箇所と健全部（滞水がない）箇所に対して、電磁波レーダで受信される最大振幅を評価した結果、健全部と滞水部の最大振幅の分布が大きく異なることが明らかとなった。

(2) 実測で得られた健全部及び滞水部の反射強度を、直達波の強度で除し正規化を行った。その結果、今回の結果の範囲内では、閾値として0.26を設定することで、反射強度が閾値未満である場合には、99.7%以上の確率で『健全部』と判断でき、反射強度が0.26を上回る場合は、87%程度の確率で『滞水部』の可能性はある。

表-4 反射強度で閾値を設定した場合の状態推定

状態／反射強度	0.26 未満	0.26 以上
健全部	99.7%	0.3%
滞水部	13%	87%

(3) 反射強度の理論値を求めた結果、実測で得られた強度分布は妥当であることがわかった。

なお、0.26 という閾値は、今回の調査結果に基づくものであり、標準値に照らして妥当なものと考えられるが、一般化のためにはさらなるデータを取得してその信頼性を上げる必要がある。その他の損傷について、水が介在する場合はひびわれやうき等の損傷も検出できる可能性があるが、適用に関しては同箇所の検出に必要な水分量などの条件が不明確であるため従来手法と併用して調査することが望ましい。

今後は、この分析結果の他橋梁への適用を実施し、橋梁毎に伝播特性が変化するか検証し手法の一般化を目指したい。また砂利化やその他の損傷についても取得される波形の分析を行い、同手法の適用範囲を広げたい。

7. 謝辞

本研究は、平成30年度より実施している「AIを活用した道路橋メンテナンスの効率化に関する共同研究」及び、「官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM）「革新的建設・インフラ維持管理技術／革新的防災・減災技術」」の成果の一部である。調査にご協力いただいた関係各位に謝意を表す。また、橋梁構造研究グループの石田上席研究員をはじめ、廣江研究員および野田研究員、大島主任研究員にご指導を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

所属：株式会社復建技術コンサルタント

<参考文献>

- 1) 小林大，永塚竜也，田代大樹，橋本竜也：電磁波レーダによるRC床版上面の状態評価に関する実験的検討および現場適用事例，第九回道路橋床版シンポジウム論文報告集，2016，11，p73-76
- 2) 永塚竜也，小林大，唐木正史：RC床版上面の状態グルーピングアルゴリズムの適用事例，土木学会年次学術講演会講演概要集，2016，Vol. 71-72
- 3) 物理探査学会：物理探査ハンドブック，手法編，第7章，1998，p403-404
- 4) Geophysical Survey Systems, inc. : GSSI Handbook for Radar Inspection of Concrete, Manual, 2006, p.72-367
- 5) 野田一弘，河野広隆，森濱和正，田中秀治：実構造物コンクリートの比誘電率の非破壊推定方法，土木学会年次学術講演会講演概要集，2003，Vol. 58，p. 841-842

「診断セット」を利用した診断AI プロトタイプシステムの構築に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 遠藤 正史

1. まえがき

近年社会インフラの老朽化が喫緊の課題となっているなか、橋梁でも5年に1度の定期点検が義務化された。一方で、老朽化橋梁の増加に伴う点検コストの増大や、橋梁についての専門知識を持った熟練技術者の減少などの問題が顕在化してきており、「点検」「診断」「措置」のメンテナンスサイクルには質の維持・向上を前提とした効率化が求められている。

2. 研究目的

メンテナンスサイクルにおける質の維持・向上とは、「点検」「診断」「措置」の各工程において担当者の経験・実力に関わらず、熟練技術者の知識・技術を利用しプロセスの信頼性を向上させることである。

本研究ではAI技術の利用（以降AI化と表記）によりメンテナンスサイクルの質の維持・向上が可能なのではないかと考え、対象・手法の検討から実証用のAIプロトタイプシステム構築までを実施した。

3. 研究内容・結果

3.1 AI化の対象と方法検討

はじめにAI化の対象を検討した。メンテナンスサイクルの各工程はそれぞれが独立したプロセスを持っており判断に使用する情報もそれぞれ違う為、それぞれに適したAI化を実施すべきである。また各工程を適切に実施するためには後工程からの入力要求に従ってそれぞれの結果を出力することが望ましい。「点検」「診断」「措置」の各工程を鑑みると、「措置」を適切に検討するためにはまず適切な「診断」の結果が無いと進まない、また「点検」でどのような情報が必要かを適切に検討するためにも「診断」からの要求が不可欠である。つまりメンテナンスサイクルの核となるのは「診断」であると言える。よって本研究では「診断」を選定し、「措置」の方針を出力するために必要な入力情報を「点検」に要求するといった、前後の工程との連携を考慮した検討を実施することが重要であり、また効率的であると判断した。

次に「診断」に対してどのようにAI化を実施することが効果的であるかを検討した。「診断」とは「点検」において発見された変状に対して、損傷種類・進展度・進行性・損傷原因等を、変状の種類（パターンまで）・程度・発生位置・橋梁の諸元情報・架橋位置の周辺環境条件等により総合的に検討し確定または推定し「措置」の方針を提示するものである。従って「診断」をAI化する場合、必須条件となるのは結果を出力するまでのプロセスが論理的にかつ明示的に示されることである。その為大量の診断結果から類似性を推定し健全度や対策区分判定のみを出力するような技術（ディープラーニングをはじめとする機械学習系の技術全般）では要求を満足できないと考えられる。定期点検には、客観的に状態を評価する「点検」と、対策の必要性について判断を行う「診断」が含まれる。直轄の定期点検では、業務発注の形態から「点検」が点検業者によって行われ、その結果を用いて診断者が「診断」を行う。本来診断者は「診断」の際にまず変状の詳細から損傷を想定し、そこに様々な情

報を積み重ねて原因、健全性、対策区分判定等を導いている。「点検」の結果がまとめられている調書では、変状の詳細は所見という形で自由記述となっており項目化されておらず、また積み重ねる情報に関しては単体では結果に対して直接の関係性を持たないことが多く、これも機械学習系の技術が不向きな理由の一つである。以上を踏まえた上で、本研究では「診断」に必要となる「点検」情報に基づくエキスパートシステムでの検討を進めていくこととする。

エキスパートシステムとは結果を導くシステム（推論エンジン）とそのために使用する知識群（知識ベース）により専門家の導き出す答えを出力するシステムである。このシステムの長所としては熟練技術者の知識と技術を知識ベースに入力しておけば、結果を導く際に処理ルールに従って出力することが可能な点である。「診断」に適用する際には「点検」でわかった入力条件からどのようにして「措置」の方針を導き出したかを明示的に出力できるのである。これは「診断」をAI化する際の必須条件を満たしていると言える。また、エキスパートシステムは知識ベースの部分と推論部分が独立しており、時代や状況の変化による「診断」の変容に対して、知識ベースの更新のみで柔軟に対応していくことが可能であることも利点と言える。

3.2 プロトタイプシステムの構築

3.2.1 「診断セット」の提案

エキスパートシステムを構築するためには事前に使用する知識ベースを全て機械に学習させておく必要がある。これに対して本研究では「診断セット」というものを提案し教師データとした。「診断」とは前章で説明したように与えられた変状と諸元・環境条件等から損傷、損傷原因、損傷進展（現状と将来性）を導き出し、適切な「措置」の方針を導き出すことである。「診断セット」とは「診断」に必要な情報一揃いを部材・損傷毎にまとめて整理したものである。個々の損傷に着目した場合「診断」に必要な情報とは以下の4つである。

メカニズム：損傷の入り口となる原因とどのように進展していくかの過程、そして終局どうなるのかを過程の要所でわかりやすくモデル化（リアルな概念図示）したもの。

点検：変状とメカニズムの関係として、どの段階ならばどのような方法で発見・確認できるのかといった対応付けと検知方法の整理

診断：損傷の絞り込み（可能であれば特定）と、「措置」の方針決定の根拠とメカニズムの関係として、どの段階ならばどのように損傷を特定でき、またどのような「措置」が適切なのかといった対応付けと損傷特定根拠と措置方針の整理

措置：措置方針と工法の関係として、どの段階ならばどのような工法が有効であるかといった対応付けと有効な工法の整理

熟練技術者の手によって「診断セット」を現状考える全ての部材・損傷毎に整理することで「診断」を適切に実施できるという保証になる。

3.2.2 「診断セット」の作成

「診断セット」の作成にあたりまずは事例や知見の多いRC床版から作成を開始した。作成手順としては、最初に共通のテンプレートを決め、担当者による作成（修正）を行い、複数名の熟練技術者との検討会議により検討不足や検討間違い等を指摘していくという一連の流れを繰り返していくスタイルをとった。作成（修正）時には

適宜熟練技術者への事例伺いや意見照会等を実施しながら進めた。RC床版に関しては3回の検討会を実施することにより一定の水準の「診断セット」が作成できた。図1、2に疲労のメカニズムを示す。

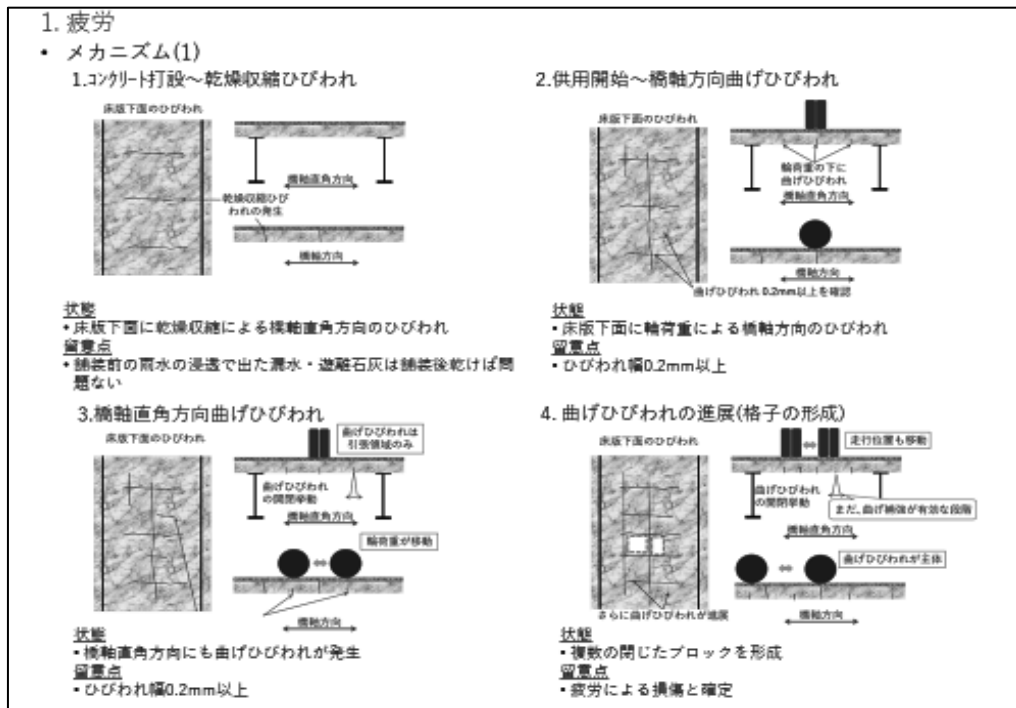


図1 診断セット例 RC床版_疲労のメカニズム①

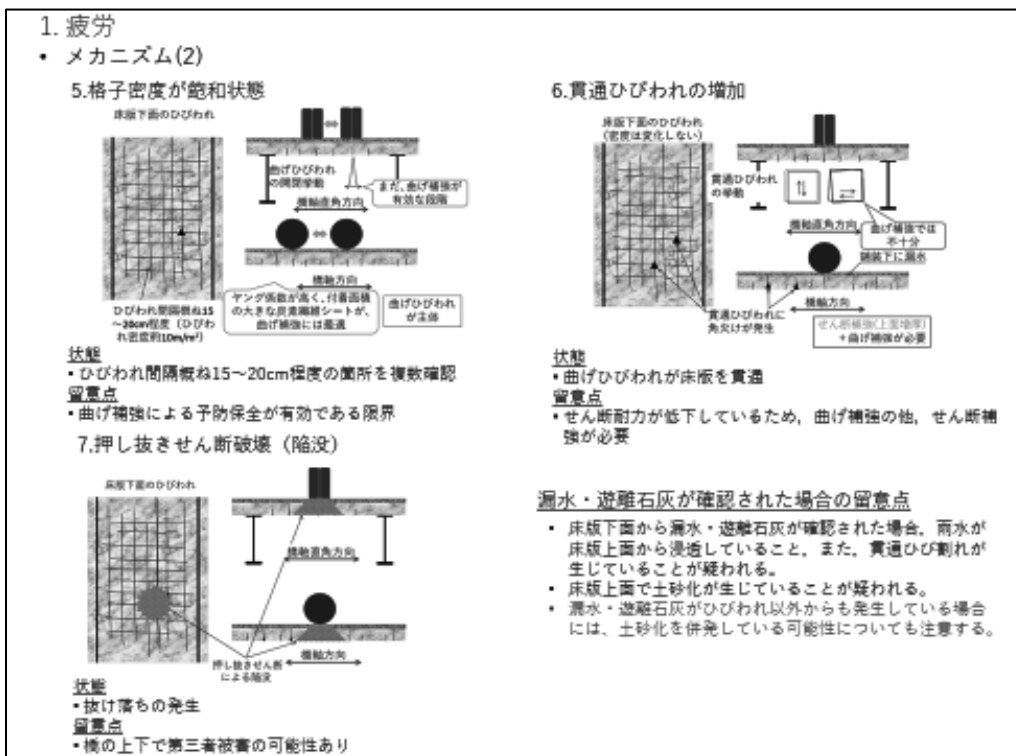


図2 診断セット例 RC床版_疲労のメカニズム②

3.2.3 「RC床版」のプロトタイプシステムへの実装

1) 「診断セット」の情報処理フロー化

「診断セット」は前節の形式のままでは機械に学習させることができないため適切な形式に変換する必要がある。従来のエキスパートシステムは知識ベースに「もし・・・ならば・・・」という形式のみが定義されていて推論エンジンは複数の知識ベースを順に参照し結果を導く。この作業により結果を導くための過程と根拠が提示されるのであるが、この形式の問題点は各規則間での矛盾を取りうるということ、そして専門家が無意識に使用している膨大な一般的知識も知識ベースに登録せねばならない点である。本研究ではそれらの問題に対して、「診断」の一連の流れを、システム化を意識して「点検調査書の取込」、「対象橋梁の選択」、「緊急対策の必要性判断」、「疑いのある損傷の抽出」、「詳細情報・調査の提示」、「損傷及び原因の特定」、「損傷の進行度（状態）の推定」、「損傷の進展の推定」、「診断結果（措置方針）」の9つの段階に分け、かつ各段階での使用する知識ベース・過程・根拠を固定することで代用した。図3に実際に作成するプロトタイプシステムのイメージを示す。

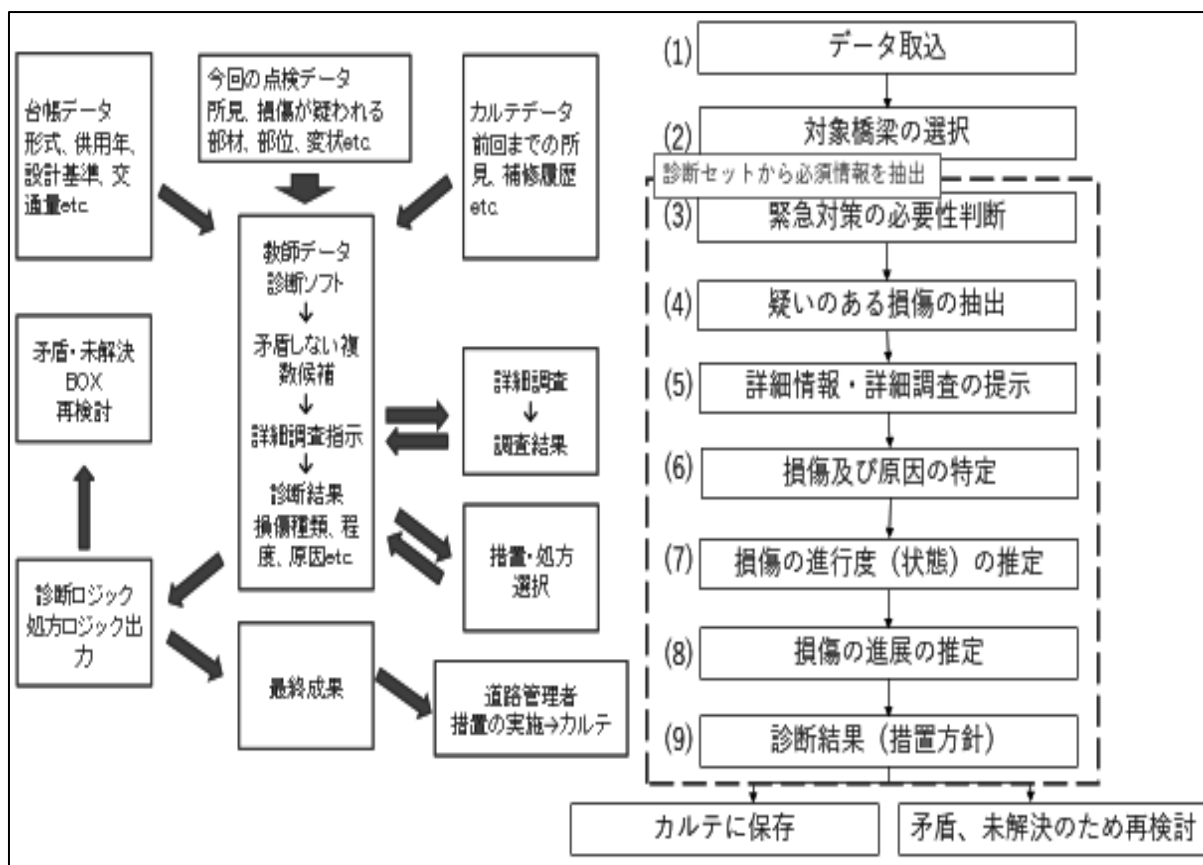


図3 プロトタイプシステムイメージ

これにより「診断」の一連の流れを上記9つの段階に分け、各段階での必要な情報と判断の分岐でイメージ化した情報処理フローとして表現することが可能となった。図4に構築した情報処理フロー内の「損傷及び原因の特定」段階における疲労部分を抜粋して示す。

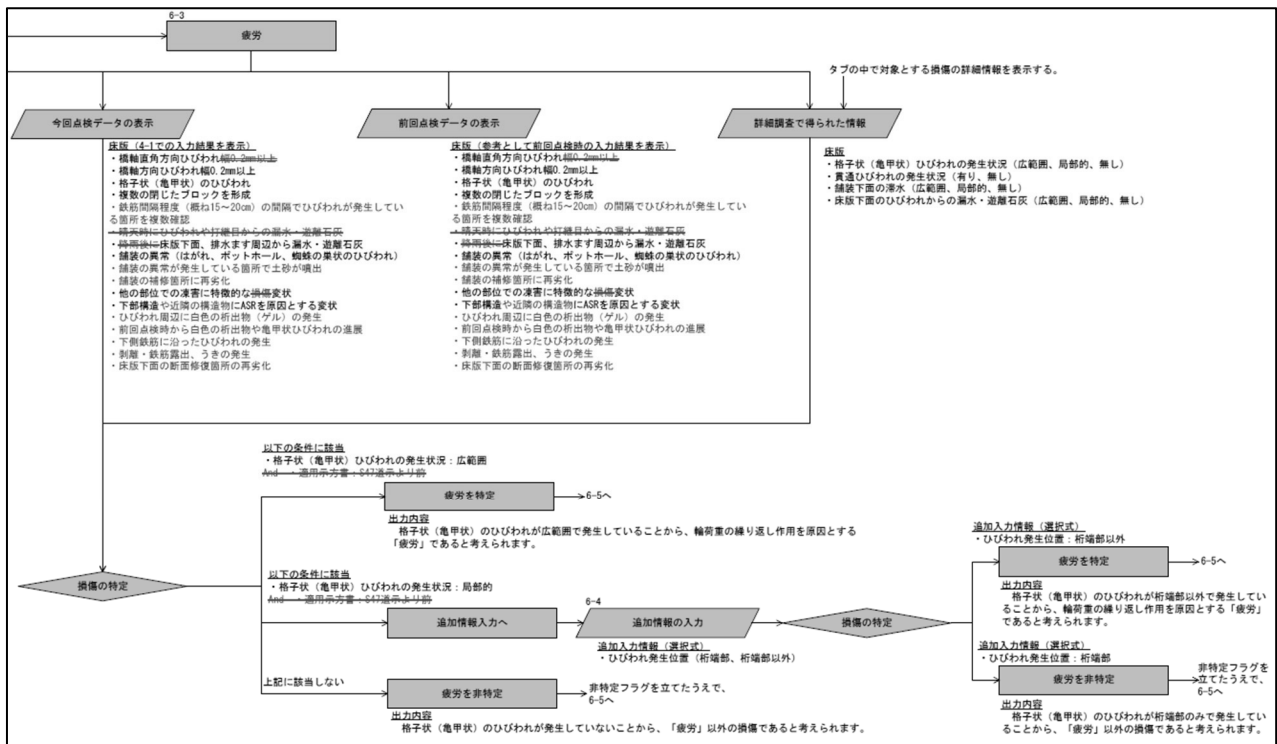


図4 「診断セット」の情報処理フロー抜粋（損傷及び原因の特定段階_疲労部分）

2) プロトタイプシステムの構築

プロトタイプシステムはユースケースとして直轄の橋梁を対象とし、現状の（可能であれば過去の分も）「点検」のデータが揃っており診断者が現場の状況を確認した後に室内に戻り部材毎の所見や総合検査結果等を記述する場合の補助として想定した。

プロトタイプシステムは前項の9つの段階を順に表示し、各段階にて必要な情報を入力し、都度システムが判断結果・過程・根拠を出力し、最終結果を保存して終了の流れとなる。情報が足りない場合は不明とし「診断」は進む事ができる。ある段階での結果の出力に矛盾が生じる、もしくは納得がいかない場合は前段階に戻り再入力が可能である。最終的に現状の情報だけでは納得のいく最終結果が出せなかった場合は矛盾・未解決BOXへ送り再診断の候補とする。図5にRC床版でのプロトタイプシステム画面を示す。

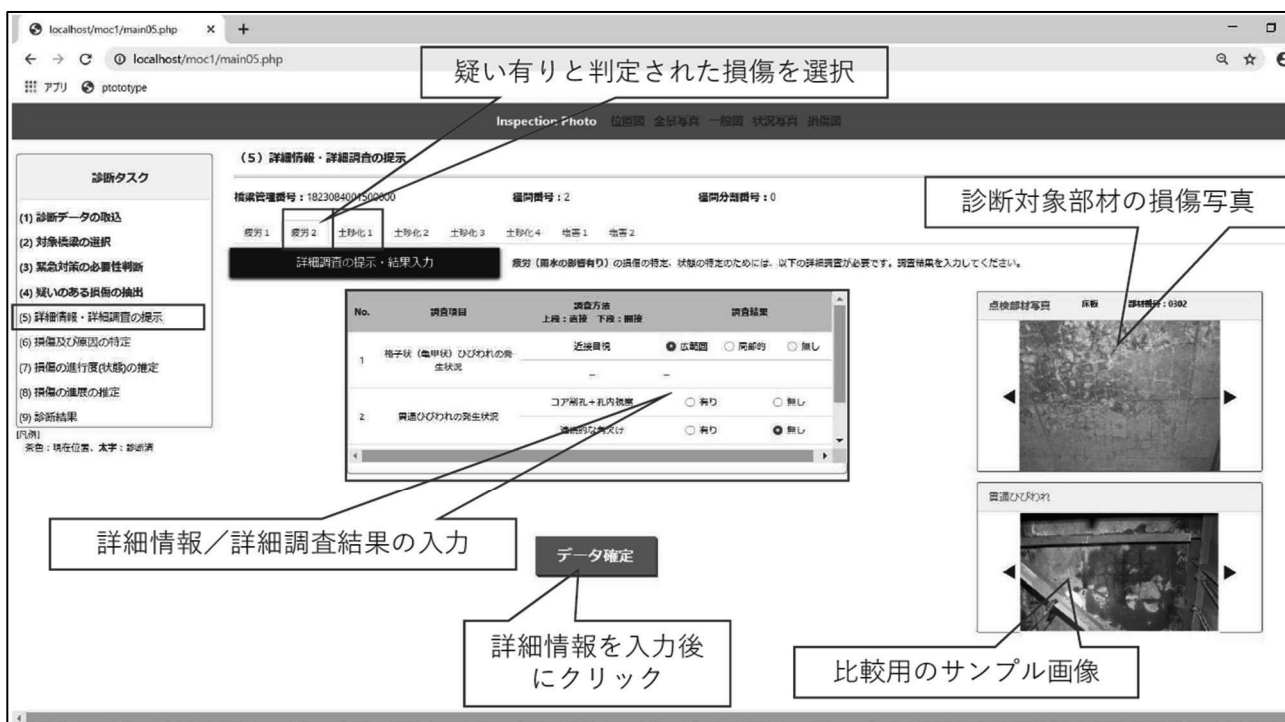


図 5 診断プロトタイプシステムの処理画面例

4. 今後の展開

本研究ではRC床版のみを対象とした限定的プロトタイプシステムの構築までを実施することができた。今後は実証試験を実施し、プロトタイプシステムの実橋梁への適合性の確認とその際の問題点を抽出する。また、「診断セット」に関してはRC床版の例に倣って他の部材における検討の継続、特にプロトタイプシステムへの実装を目標として進めていく予定である。

5. 謝辞

本研究は「AIを活用した道路橋メンテナンスの効率化に関する共同研究」内の成果の一部である。研究にご協力いただいた関係各位に謝辞を表す。また、橋梁構造研究グループの金澤グループ長をはじめ、石田上席研究員、大島主任研究員および廣江研究員にご指導を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

所属：前田建設工業株式会社

塩害環境下におけるコンクリート中の普通鉄筋と ステンレス鉄筋の異種金属接触腐食に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 末宗 利隆

1. まえがき

塩害地域の道路橋新設,あるいは補修において,鋼材腐食の観点から鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼(以下,ステンレス鉄筋)の活用が今後見込まれている。ステンレス鉄筋については,平成20年(2008年)にJIS規格が制定されるとともに,同年,土木学会から「ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針(案)」(以下,土木学会指針案)が刊行されたほか,これまで様々な検討¹⁾が行われてきている。

土木学会指針案には,腐食発生限界塩化物イオン濃度の推奨値²⁾が示されている。しかし,その推奨値は主に溶液中の強制的な腐食に基づいており,実際のコンクリート中における腐食の影響は必ずしも明確でない。また,ステンレス鉄筋の使用にあたっては,部位を限定し,普通鉄筋と併用することがLCC上効果的と考えられるが,この場合,異種金属接触腐食の有無,あるいは普通鉄筋との絶縁仕様に関する課題があるほか,部材降伏や最大耐荷,それらのばらつきなどは必ずしも明確でない。

2. 研究目的

平成29年制定道路橋示方書(以下,H29道示)では,耐久性確保の方法³⁾について,表-1に示す3つの方法のいずれかに区分し設計することが求められている。ステンレス鉄筋は,表-1における方法3に区分できる可能性があるものの,前述の課題から標準的方法として位置づけるまでには至っていない。

表-1 道路橋部材の耐久性確保の方法³⁾

方法	概要
方法1	設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし,これを定量的に評価した断面とすることで,その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法
方法2	設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし,当該部材等の断面には影響を及ぼさない対策の追加等の別途の手段を付加的に講じることで,その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法
方法3	設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に及ぼす経年の影響が現れる可能性がないか,無視できるほど小さいものとすることで,当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法

よって,本研究では,ステンレス鉄筋の道路橋への適用に関する課題のうち,塩害環境下におけるコンクリート中の普通鉄筋とステンレス鉄筋の異種金属接触腐食について検討を行った。

3. 試験概要

異種金属接触腐食は,金属の電位の違いにより生じるもので,普通鉄筋とステンレス鉄筋の接触では,普通鉄筋に腐食が生じる。篠田らの研究によれば,塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 以下の条件では,異種金属接触腐食は設計上問題とならないことが確認されている⁴⁾。また,土木学会指針案においても,塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 以下の範囲では,ステンレス鉄筋は普通鉄筋の腐食反応に対してほとんど関与しないと想定されると言及し,耐久性上大きな問題にはならないとされている²⁾。また,安藤らの研究によれば,塩化物イオン濃度が 9kg/m^3 以下の条件では,普通鉄筋とステンレス鉄筋の接触が普通鉄筋の腐食を促進させることはなかったとされる⁵⁾。

一方で、異種金属接触腐食では、接触する各々の金属の表面積の比により腐食の程度が変わることが知られており⁶⁾、異種金属が接触した場合の腐食速度と表面積には式(1)の関係があるとされる⁷⁾。これは、例えば、ステンレス製の大きな台に鉄製の小さな釘等を置いた場合に、鉄の腐食が促進される事象を説いたものである。

$$P = P_0 (1 + (A_c / A_a)) \quad (1)$$

ここで、 P : 腐食速度、 P_0 : 金属片単独時の腐食速度、 A_c : 貴な金属の表面積、 A_a : 卑な金属の表面積。

篠田らや安藤らの研究、あるいは土木学会指針案においては、この異種金属の表面積比に着目した実験や記述はなされていない。前述の通り、ステンレス鉄筋を使用する場合には、適用部位を限定し、普通鉄筋と併用することがLCC上効果的であることから、容易に補修・補強することが困難な場合の多い道路橋に適用するにあたって、異種金属の表面積比に着目した腐食促進実験を行った。

4. 試験方法

異種金属の表面積比をパラメータとして供試体を作製し、鉄筋の腐食促進試験を実施した。実験ケースを表-2に、各供試体の配筋を図-1に、使用したコンクリートの配合を表-3に示す。供試体寸法は、 $100\text{mm} \times 230\text{mm}$ とし、塩害環境下を模擬し、コンクリートの塩化物イオン濃度は 1.2kg/m^3 とした。コンクリート中に配する鉄筋の径はD10およびD19とし、ステンレス鉄筋にはSUS304を使用、普通鉄筋との接触形態は、直交するように接触するケースと平行にラップするように接触するケースの2パターンとした。また、コンクリート打設後の養生方法は、JIS A 6205「鉄筋コンクリート用防せい剤」附属書2(規定)「コンクリート中の鉄筋の促進腐食試験方法」を準用し、材齢3日で脱型、材齢7日まで乾燥しないようビニール袋に入れ養生、温度 180°C ・圧力 1.0MPa を5時間保持するオートクレーブを2回繰り返すことで、鉄筋腐食を促進した。

5. 試験結果

試験結果を表-4に、試験後に研り出した普通鉄筋の腐食状況を図-2に示す。なお、異種金属接触腐食はマ

表-2 実験ケース

CASE	ステンレス鉄筋と普通鉄筋の接触形態	ステンレス鉄筋の総表面積 A_{sus} (mm ²)	普通鉄筋の総表面積 A_n (mm ²)	表面積比 A_{sus}/A_n
CASE1	直交	7,500	7,500	1.0
CASE2	直交	18,600	1,800	10.3
CASE3	直交	37,200	1,800	20.7
CASE4	ラップ	37,200	1,800	20.7

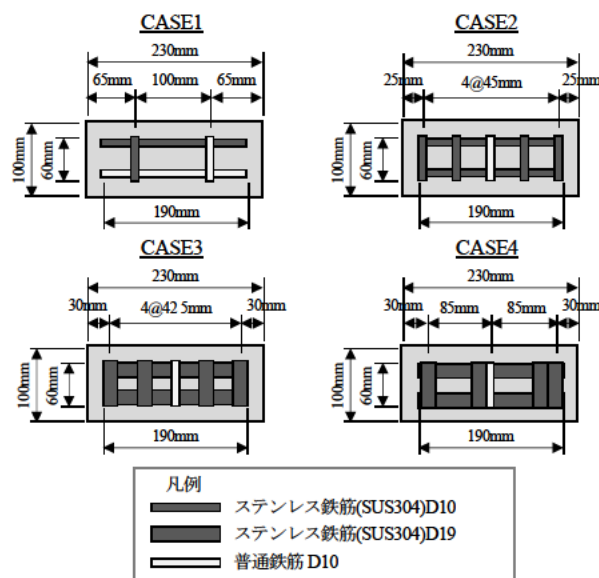


図-1 供試体配筋

表-3 ベースコンクリートの配合

水セメント比 (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)				
			水 ^{※1}	セメント ^{※2}	細骨材	粗骨材 ^{※3}	混和剤 ^{※4} (C×%)
50.0	4.5	47.2	165	330	828	968	1.0

※1 塩化物イオン濃度 1.2kg/m^3 となるよう塩化ナトリウムを溶解、※2 普通ポルトランドセメント、※3 最大寸法 20mm 、※4 AE減水剤標準形(I種)

表-4 試験結果

CASE	ステンレス鉄筋と普通鉄筋の接触形態	ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比	普通鉄筋の腐食面積率 (%)
CASE1	直交	1.0	9.4%
			5.1%
CASE2	直交	10.3	30.4%
CASE3	直交	20.7	15.9%
CASE4	ラップ	20.7	19.9%

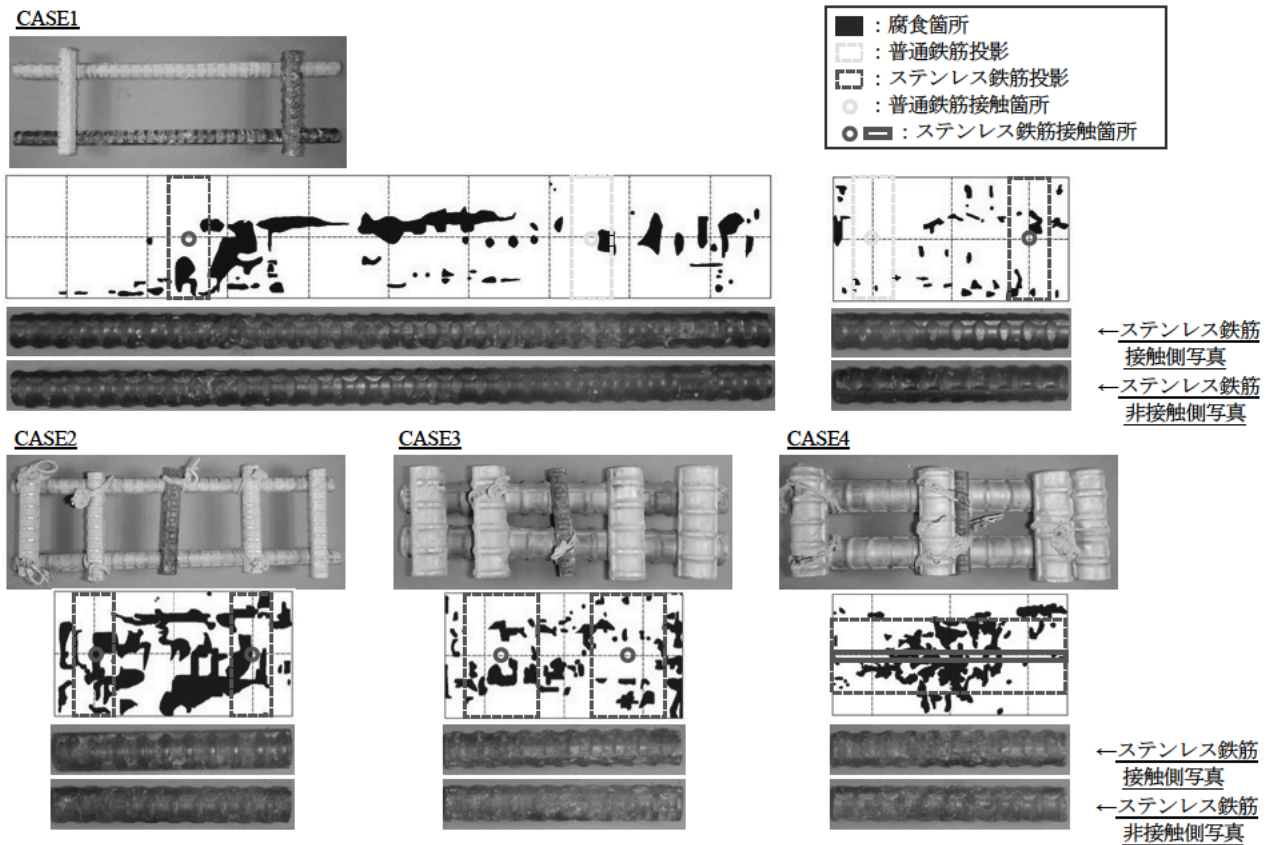


図-2 普通鉄筋の腐食状況

クロセル腐食であり、接触箇所に近いほど腐食しやすい特徴を有している。しかしながら、腐食生成物から、マクロセル腐食と各金属単体で生じているマイクロセル腐食とを区別することは困難である。そのため、本実験では、マイクロセルによる腐食量は各ケースほぼ一定であると仮定し、鉄筋に生じた全ての腐食面積を算定し、大小を比較することとした。

表-4 に示す通り、CASE2 の腐食面積率が最も大きく、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比が大きくなるほど、腐食面積率が大きくなる関係にはならなかった。しかしながら、表面積比 1.0 である CASE1 と比較して、ステンレス鉄筋の表面積の比率が高い CASE2~4 は腐食面積率が大きく、一定の傾向は認められる。これは、普通鉄筋と比してステンレス鉄筋の表面積が大きくなると、両者が接触した場合に普通鉄筋の腐食が促進される可能性を示すものである。

なお、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の接触形態の異なる CASE3 と CASE4 に着目すると、CASE3 の直交接触に比し CASE4 のラップ接触の方が大きい腐食面積率となった。図-2 から、CASE3 に比し、CASE4 の腐食箇所が広がったことが確認できる。

ここで、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比と腐食面積率の関係について、本研究にくわえて、篠田らや安藤らの研究、土木学会指針案に掲載されている異種金属接触腐食試験結果を反映した散布図を図-3 に示す。なお、篠田らや安藤らの研究、土木学会指針案では、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比に関する記載がないため、その試験方法から筆者らが推算した。また、抽出したデータは塩化物イオン濃度 1.2kg/m^3 の条件下で、SUS304 を使用したものである。

図-3によると、既往研究の成果と併せても、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比が1.0以上となった場合に、異種金属接触腐食が促進される可能性が認められる。実施工上、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比が1.0を超えることも十分想定されることから、現状では、容易に補修・補強することが困難な場合の多い道路橋にあって、異種金属接触腐食について対策を講じておくことが望ましいといえる。なお、エポキシ樹脂塗装鉄筋を介して、普通鉄筋とステンレス鉄筋を継ぐことで、絶縁効果が得られ、異種金属接触腐食の抑制効果を期待できる⁸⁾。

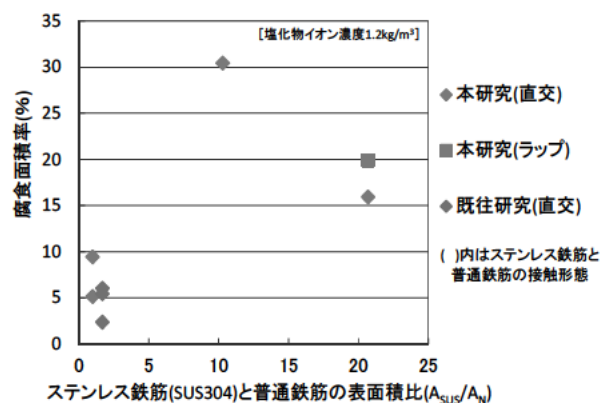


図-3 表面積比と腐食面積率の関係

ただし、図-2 に示す通り、本実験においては、普通鉄筋について、ステンレス鉄筋との接触箇所近傍の腐食が特に激しいといった事象は明確には確認できておらず、今後さらなる検討を要する。

6. まとめ

今回の試験において、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比が1.0以上のとき、異種金属接触腐食が促進される可能性があることが明らかとなった。従って、容易に補修・補強することが困難な場合の多い道路橋にあって、エポキシ樹脂塗装鉄筋を介して普通鉄筋とステンレス鉄筋を継ぐなど、異種金属接触腐食について対策を講じておくことが望ましい。

7. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました石田雅博上席研究員、大島義信主任研究員、野田翼研究員、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。また、ご協力を頂きました一般社団法人 日本鋼構造協会、関係各位に深く感謝致します。

所属：株式会社 大林組

<参考文献>

- 1) 日本鋼構造協会：ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究，pp. 15-55，2018
- 2) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針(案)，pp. 9-12，2008
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編（平成29年版），pp. 87-89，2017
- 4) 篠田佳男，山路徹，河野広隆，長瀬重義：コンクリート中のステンレス鉄筋の耐食性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 1，pp. 1335-1340，2007.
- 5) 安藤智史，河野広隆，服部篤史，石川敏之：塩化物イオン高含有コンクリート中のSUS鉄筋との接触が普通鉄筋の腐食に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36，No. 1，pp. 1246-1251，2014.
- 6) ステンレス協会：ステンレス鋼便覧 第3版，2007.
- 7) H. H. ユーリック，R. W. レヴィー：腐食反応とその制御（第3版），p. 105，1989.
- 8) 末宗利隆，野田翼，大島義信，石田雅博：塩害環境下におけるコンクリート中の普通鉄筋とステンレス鉄筋の異種金属接触腐食に関する実験的研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集 第19巻，pp. 83-88，2019.

粘性土地盤上の橋台模型遠心実験とその分析

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 有馬 俊

1. まえがき

橋台を地震時の挙動に即して合理的に評価することは、橋台単体の評価のみならず橋全体系モデルで評価する上でも重要な要素となる。橋台は橋梁下部構造と抗土圧構造の2つの性格を有し地震時挙動が複雑であることから、橋台のL2地震動に対する応答を合理的に評価するには、橋台が基礎周辺だけでなく背面盛土の影響も受ける構造であることを踏まえて、構造物と地盤の動的相互作用を適切に考慮する必要がある。そこで、橋台の地震時挙動を解明し、地盤の動的影響も適切に考慮した設計手法の確立を目指している。

2. 研究目的

地震時挙動を適切に評価した橋台の耐震設計法の確立に向けた基礎データの取得を目的として、模型遠心実験により一般的な条件下の橋台（逆T式、杭基礎、普通盛土、粘性土地盤）のL2地震時挙動の計測及び分析を行った。

3. 研究方法

H30年度に実施した橋台の模型遠心実験¹⁾と同様に縮尺1/50倍の橋台を含む1径間を基本に、地盤層を粘性土に変えた条件で計画した。なお、H30年度実施時の砂質土地盤に比べて今回の粘性土地盤は柔らかい条件となり、H30年度の実験で用いた模型と同じ諸元とすると杭が降伏すると考えられた。杭が降伏した後の杭の剛性を精度良く予測することは困難であるため、H30年度の実験で用いた模型に対して杭の厚さを1mm大きいものを用いて、杭は弾性応答となるように計画した。

本実験では、橋軸方向に対して①橋台10m高-背面盛土有り、②橋台10m高-背面盛土無し-背面盛土の条件を変更した2ケースの実験を実施した。図-1に実験概略図を示す。計測には、加速度計、変位計、ひずみ計、圧力計（ロードセル、小土圧計）を用いた。入力地震動は、H30年度に実施した橋台の遠心実験と同様に、国土技術政策総合研究所で作成された道示に規定されるL2地震動（タイプII）に相当する基盤波を土槽底面に与えた。

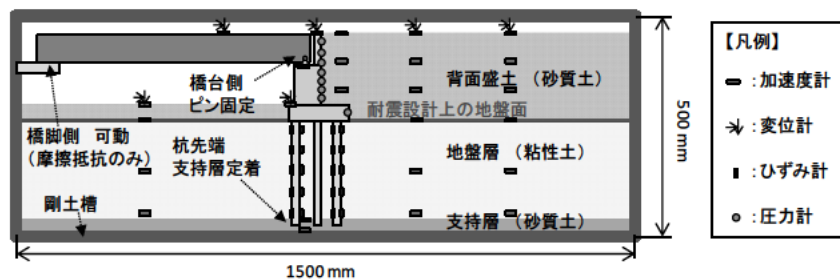


図-1 ①の実験概略図（②は背面盛土無し）

地盤は、土槽下面より支持層、地盤層、背面盛土の3層構成とした。砂質土地盤である支持層及び背面盛土は突

固め棒による締固め方法で作成した。支持地盤には6号珪砂 (Dr=90%) を用いて、層厚 20mm に作製した。背面盛土には江戸崎砂を用いて、25mm ピッチで締固め度 90% となるように層厚 200mm に作製した。粘性土地盤である地盤層にはスミクレー®を用いて、圧密度 90% 以上となるように層厚 240mm に作製した。地盤層と盛土層の境界は、耐震設計上の地盤面 (フーチング下面) とした。ここで、ケース②は背面盛土を設置しないケースである。

4. 研究結果

以降の図は①②両ケースとも遠心実験の計測値を実物大に換算して整理した結果を示す。なお、橋台前面側 (加速度-側) 慣性力作用時を主働時、橋台背面側 (加速度+側) 慣性力作用時を受働時と呼ぶ。

図-2 に、背面盛土の有る①の橋台天端、フーチング、耐震設計上の地盤面、及び背面地盤地表面の時刻歴加速度を示す。ここでは加速度波形のピークを含む区間の 1s 間を抽出している。橋台天端と背面地盤地表面の加速度波形を比較すると両者には位相差が確認される。最大値を比較すると、耐震設計上の地盤面及び背面地盤地表面と比べ、橋台天端の加速度が増幅する傾向がみられる。

また、背面盛土の有無による違いを確認するため、図-3 に図-2 と同じ区間の背面盛土の有る①及び背面盛土の無い②の橋台天端の時刻歴加速度を示す。各区分における最大値を比較すると、盛土の有る①が増加する場合と減少する場合の両者がみられ、増減に明確な傾向はみられなかった。

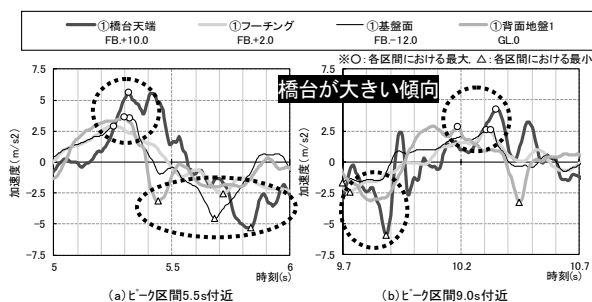


図-2 ①の加速度の時刻歴

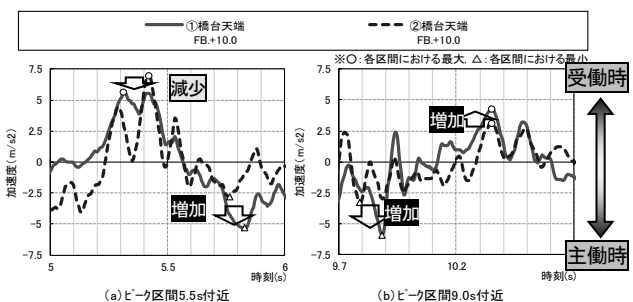


図-3 ①と②の加速度時刻歴

図-4 には、水平変位の増減が顕著にみられる区間の背面盛土の有る①及び背面盛土の無い②の橋台天端、フーチング、及び背面地盤地表面の時刻歴水平変位を示す。背面盛土の有る①では、橋台及び背面盛土の水平変位は、前面側に大きく変位が累積した。一方、背面

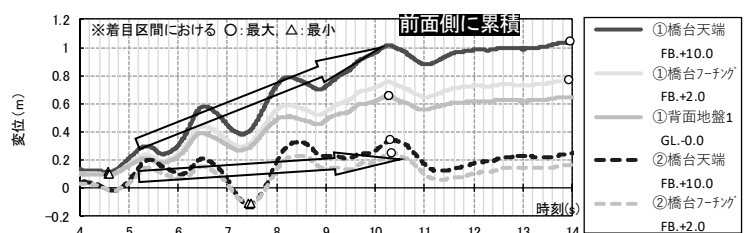


図-4 ①と②の水平変位の時刻歴 (+側が前面側)

盛土の無い②では、最終的には前面側に変位が累積しているものの背面盛土の有る①と比べると明らかにその程度は小さいことがわかる。また、橋台天端とフーチングの変位差を盛土の有無で比較すると、背面盛土の有る①の差が大きいことがわかる。これらより、背面盛土は前面側への変位累積挙動や回転挙動に影響を及ぼすことがわかる。

慣性力と土圧の位相差を確認するため、図-5 に、背面盛土の有る①において土圧が顕著にみられる区間の背面盛土地表面及び橋台天端の時刻歴加速度並びにロードセルで計測した土圧の合力の時刻歴を示す。土圧の合力は、背面盛土の主働時又は橋台の受働時のピーク時に、ピークを迎えていることがわかる。土圧の合力が最大となる時刻 (10.45s) に着目すると、背面盛土が主働時かつ橋台が受働時のピーク付近となることがわかる。なお、橋台の

慣性力が最大となる時刻 (9.88s) と杭の曲げモーメントが最大値となる時刻 (7.39s) は一致しておらず、両時刻の土圧は最大値に対して小さい値であった。ここで、杭の曲げモーメントの最大値とは、ひずみを計測した前列杭 5 組、後列杭 5 組の全 10 組の中で最大値となった前列杭の杭頭からの深さ 1.0m の計測結果を指している。

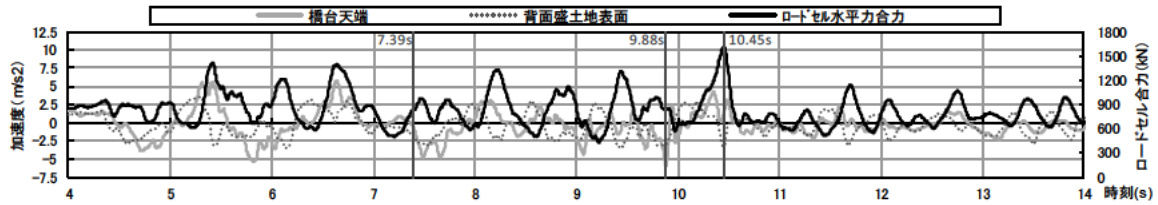


図-5 ①の加速度及び橋台背面土圧の時刻歴

続いて、杭の曲げモーメントが最大値となる時刻 (7.39s) に着目して、図-6 に、背面盛土の有る①の背面地盤、フーチング上載土、橋台、及び前面地盤の加速度、土圧強度、杭断面力の深度分布を示す。ここで、(d) 杭の曲げモーメントの深度分布では、杭先端位置 (杭頭からの深さ 13m) のひずみは計測していないもの杭先端は支持層に定着していることから曲げモーメントは 0 として線を結んでいる。図-6(a) より、橋台と背面盛土が主働時であることに加えて、地盤層も橋台前面側に慣性力が作用していることがわかる。図-6(b) より、土圧は初期 (0s) と同等であることがわかる。図-6(d) より、曲げモーメントは杭頭部で最大となり、計測箇所の中で 2 番目に深い位置 (杭頭からの深さ 8.5m) まで前面側引張となっており地盤抵抗が小さいことがわかる。

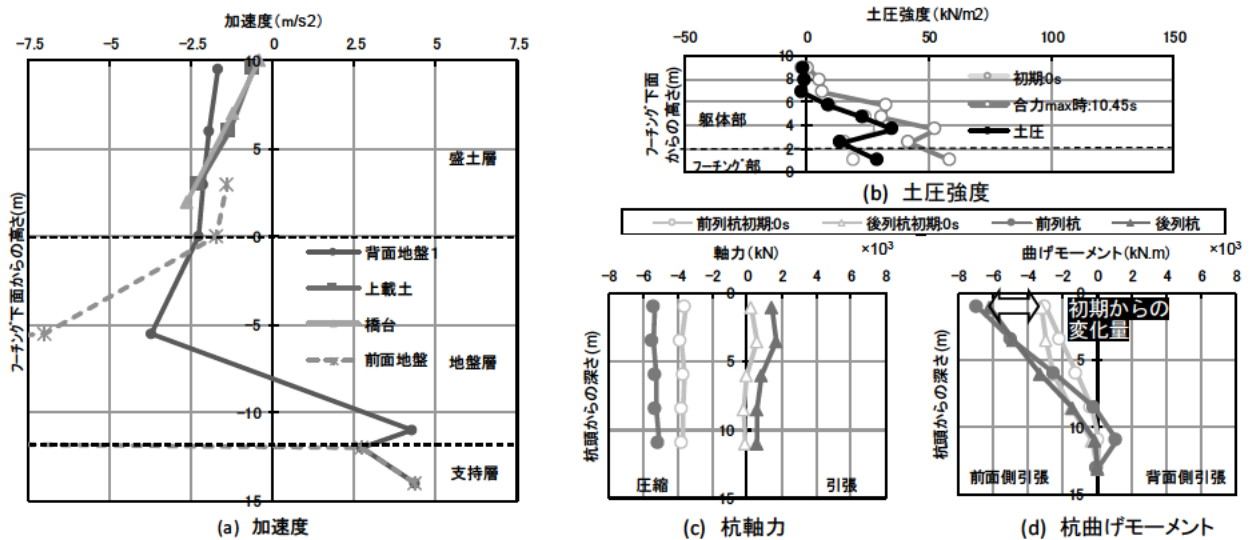


図-6 ①の杭の曲げ作用最大時 (7.39s) の深度分布

また、背面盛土の有無による違いを確認するため、図-7 に、背面盛土の無い②の杭の曲げモーメントが最大となる時刻 (7.83s) の深度分布を示す。ここで、杭の曲げモーメントの最大値とは、計測した全 10 組の中で最大値となった前列杭の杭頭からの深さ 8.5m の計測結果を指している。図-7(a) より、橋台が主働時であることに加えて、地盤層は橋台背面側に慣性力が作用していることがわかる。図-7(d) より、曲げモーメントは杭中部辺りが凸となる分布がみられ地盤抵抗が確認される。背面盛土の有る①と背面盛土の無い②の杭の曲げモーメントの深度分布の形状に違いがみられたとともに地盤層の慣性力の作用方向にも違いがみられた。そこで、地盤層の慣性力の作用方向が地盤抵抗に与える影響を確認するため、図-8 に、背面盛土の無い②において杭の曲げモーメントが比較的大きく橋台と地盤の慣性力の作用方向が同一となる時刻 (6.73s) の加速度と杭の曲げ作用の深度分布を示す。図-8(d)

では、背面盛土の有る①の図-6(d)と同様に、曲げモーメントの分布は杭頭部が大きく橋台慣性力の作用方向に対して背面側の引張抵抗が小さい傾向であることから、地盤層の慣性力の作用方向が地盤抵抗に与える影響は大きいと考えられる。また、背面盛土の有る①の図-6(d)と背面盛土の無い②の図-8(d)で杭の曲げモーメントの最大値を比較すると、背面盛土の有る①の方が2倍程度大きい。ただし、初期状態からの変化量で比べるとその差は小さいことから、背面盛土が杭の曲げモーメントに与える影響は、常時に大きく地震時には小さいことがわかる。

その他、杭の曲げモーメントの深度分布の図-6, 7, 8(d)より、背面盛土の有無に関わらず杭の曲げモーメントは橋台の挙動に対して前面側の杭の背面引張側抵抗が大きくなる傾向がみられる。これは群杭の影響により、橋台の挙動に対して後方となる杭は抵抗地盤側(前方)に杭があることで地盤抵抗が低減され、地盤抵抗が相対的に大きくなる前方にある杭に作用が寄ったためと考えられる。

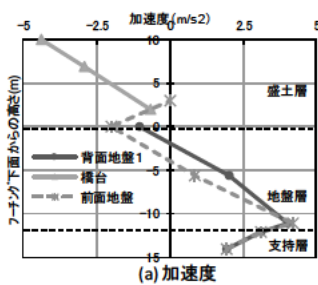


図-7 ②の杭の曲げ作用最大時(7.83s)の深度分布

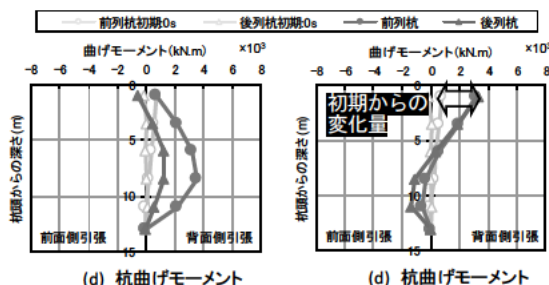


図-8 ②の6.73s時の深度分布

5. 結論

本条件下におけるL2地震時の粘性土地盤上の橋台では、背面盛土と橋台の位相差が大きく、背面盛土は橋台の背面側への挙動に対して大きく抵抗し、前面側への変位累積挙動や回転挙動に影響することが確認された。また、杭の曲げ作用は背面盛土の影響よりも橋台と地盤層の慣性力の作用方向が支配的であることが確認された。なお、橋台の慣性力、杭の曲げ作用、及び土圧が最大となる時刻は一致しておらず、構造物と地盤の動的相互作用を適切に考慮することで橋台のL2地震時の応答を合理的に評価できることが示唆された。橋台のL2地震時挙動を適切に評価するため、今後、H30年度に実施した橋台の模型遠心実験¹⁾と比較し、地盤条件が橋台挙動に与える影響を分析するとともに解析を行い、背面盛土の影響等について引き続き検討を進める予定である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました大住上席研究員、澤田主任研究員、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) 有馬俊, 澤田守, 大住道生, 「遠心実験による背面盛土の影響に着目した橋台の地震時挙動の分析」, 第22回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, p423, 2019.7.23

既設杭のせん断耐力の評価方法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 河口 大輔

1. まえがき

古い基準で設計された既設橋基礎では、レベル2地震動に対する耐震性能の照査を満足しないことが多く、耐震補強が必要と判断されることも多い。しかし、実際には被災した基礎の被害はあまり確認されておらず、耐震性能の評価精度を向上させる必要があると考えられ、既設橋基礎に対しては限界状態と耐荷機構に照らして限界状態を超えないことを照査する方法を構築することで、より適切かつ合理的に耐震性の評価が可能となると考えられる。

2. 研究目的

本研究では、PC杭を再現した模型杭を用いて、せん断に対する耐力、破壊形態を確認し、せん断耐力の評価精度向上を図ることを目的として載荷試験を行った。本稿では、せん断スパン比をパラメータとしたPC模型杭の載荷試験結果及び解析結果に基づいて既存のせん断耐力式の適用性についての検討結果を報告する。

3. 試験方法

3.1 試験ケース

試験状況及び試験装置の概要を図-1に示す。試験ケースは、表-1に示す4ケースであり、その内訳は下記のとおりである。本実験では、PC杭が製作されていた当時の規格に合わせて製作した杭径500mm、壁厚90mmの模型杭を用いて、せん断破壊に着目するために、せん断スパン比を1.0・1.5・2.0・2.5とする供試体を作成した。

3.2 載荷方法

載荷方法は、JIS A 5363において杭のせん断耐力試験方法と定められている単純ばり形式載荷とした。

載荷試験は、Case-2～Case-4の供試体は、土木研究所所有の大型構造物繰返し載荷装置を用いたが、Case-2での載荷試験において、最大荷重が載荷装置の上限に達したため、より大きな耐力を有すると判断されるCase-1においては、30MN大型構造物材万能試験機を用いて載荷を行った。

載荷パターンは単調増加方式による漸増載荷とし、終局に至るまでとした。載荷は荷重制御で行い、適宜、変位制御へと切り替えを行った。なお、計測は荷重制御時には、5kN～10kNごと、変位制御時は0.1mm～0.3mmごととした。

表-1 試験ケース

Case	せん断スパン比	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	配筋		コンクリート強度 (N/mm ²)
				PC鋼材 (有効プレストレス)	スパイラル鉄筋	
1	1.0	500	90	φ9×24本 (10N/mm ²)	φ6	50
2	1.5					
3	2.0					
4	2.5					

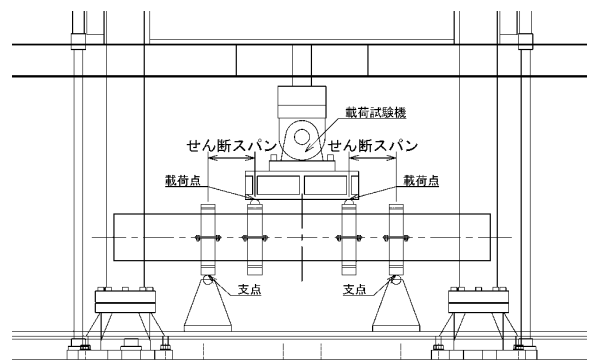


図-1 試験装置概要

表-2 試験体諸元

Case	杭径 (mm)	杭長 (mm)	せん断 スパン比	せん断スパン長 (mm)	想定破壊 形態
1	500	4000	1.0	500	せん断破壊
2		4000	1.5	750	
3		5000	2.0	1000	
4		5000	2.5	1250	

表-3 材料試験結果

Case	1	2	3	4	
杭径 (mm)					
500					
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	68.6	71.0	67.2	61.6
	弾性係数 (kN/mm ²)	39.8	39.1	37.6	37.3
軸方向鉄筋 (PC鋼材)	降伏応力度 (N/mm ²)	1371.0			
	引張強度 (N/mm ²)	1564.0			
	弾性係数 (kN/mm ²)	198.2			
スパイラル鉄筋	引張強度 (N/mm ²)	617.0			

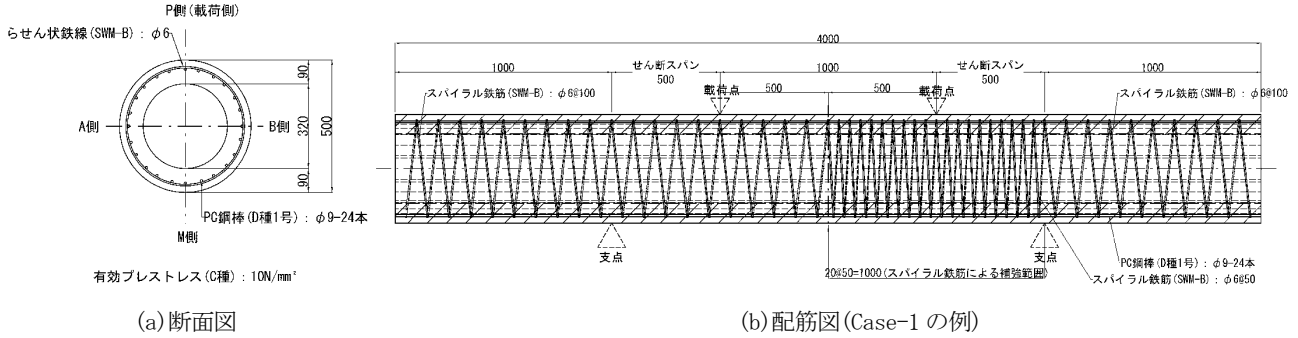


図-2 PC杭試験体

3.3 試験体

試験体の諸元を表-2に示す。使用する試験体は、PC杭が製作されていた当時の諸元を再現し、製作した模型杭であり、外径500mm、有効プレストレスは、10N/mm²とした。

試験体の断面状況と配筋状況を図-2に示す。製作したPC杭は、外径が500mm、内径が320mmで、コンクリート厚90mmの中空断面である。配筋状況は、軸方向にPC鋼材がφ9mm×24本、軸方向のPC鋼材を囲むように配置されたスパイラル鉄筋はφ6mmとし、間隔は100mmとしたが、片側は中心からの支点までの範囲において50mmとした。

杭長は、せん断スパン比に応じた長さとし、せん断スパン比の小さいCase-1及びCase-2では、杭長L=4.0m、せん断スパン比の大きいCase-3及びCase-4では、杭長L=5.0mとした。

表-3に材料試験結果を示す。各値は3試験体の平均値である。コンクリート圧縮強度は、杭体製造時に採取したコンクリートによる外径200mm、高さ300mm、コンクリート厚40mmの遠心供試体を用いて載荷試験当日に圧縮強度試験を行い、PC鋼材及びスパイラル鉄筋の引張試験は、杭体に用いた材料を使用して、製造時に試験を行った。

3.4 測定項目

杭の変位を測定するために、変位計を設置し、載荷試験中における杭体のひび割れや剥離等の変状が生じた時点での、荷重及び変位を測定した。また、主にせん断ひび割れが想定される範囲におけるPC鋼材及びスパイラル鉄筋にひずみゲージを設置した。

4. 試験結果

4.1 試験結果の概要

試験の結果として、各試験体での荷重と支間中央部

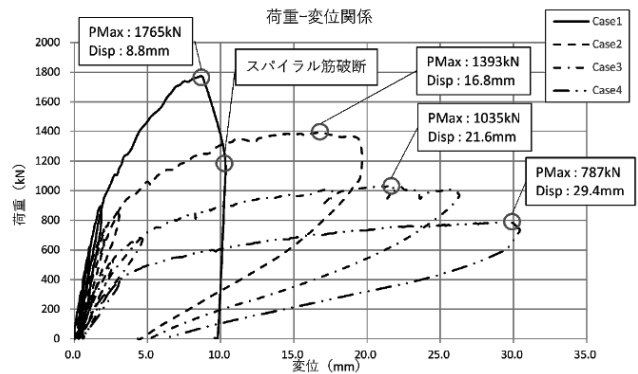


図-3 荷重-変位関係

での鉛直変位計により計測された変位の関係を図-3に示す。

Case-1の損傷状況は、900 kNで引張側となる載荷点間の下面側に曲げひび割れが、載荷点と支点を結ぶような斜め方向のひび割れが発生し、その後も荷重の増加に伴って多数の斜め方向のひび割れが生じ、1765kNで最大荷重を迎えた。最大荷重以降は、耐力低下とともに変位が増大し、変位が10mm程度となった際、鉄筋破断のような音がして、荷重が急激に下がり、せん断破壊となった。載荷終了後、杭体をはつり、鉄筋の状態を確認したところ、載荷点と支点の中間部においてスパイラル鉄筋の破断を確認した。2点載荷を行っているため、Case-1供試体のせん断耐力は、最大荷重の半分となる882.5kNであると考えられる。載荷終了後の試験体状況及び鉄筋状況を写真-1に示す。

Case-2では、735kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れが発生した。その後、870 kNで載荷点と支点を結ぶような斜めひび割れが発生した。その後は荷重の増加とともにひび割れが進展し、1393kNで最大荷重を迎えたが、急激な耐力低下は起きず、変位が20mm付近になったところで、載荷点周辺のコンクリートが圧壊し、曲げ破壊となった。

Case-3の損傷状況は、Case-2と同様の荷重-変位関係を示し、540kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れが生じ、750 kNで載荷点と支点を結ぶような斜めひび割れが発生した。その後、ひび割れの進展は確認できたが、1035kNで最大荷重を迎えたが、急激な耐力低下は発生しないまま、変位が26mm付近となったところで載荷点付近の圧壊により、曲げ破壊となり終局を迎えた。

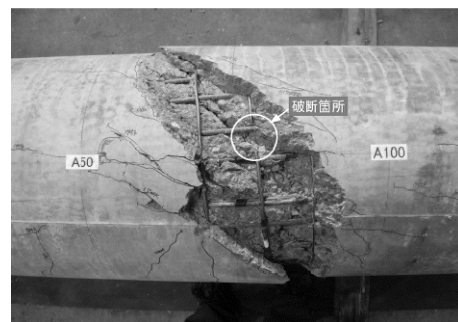
Case-4では、387kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れが生じ、600 kNで載荷点と支点を結ぶような斜めひび割れが発生した。その後、荷重及び変位の増加に伴い、ひび割れの進展が確認されたが、Case-2及びCase-3と同様に急激な耐力低下にいたることはなく、787kNで最大荷重を迎えた後、変位が30mm程度となったところで、載荷点間中央上面のコンクリートが圧壊し、曲げ破壊となった。

4.2 既製PC杭のせん断耐力

Case-1からCase-4までの各試験体における耐力を算出した結果及びその耐力から想定される破壊形態と載荷試験における実際の破壊形態を表-4に示す。

曲げ耐力については、平成29年道路橋示方書・同解説III編に準拠し、算出した。

PC杭のせん断耐力については、レベル2地震動に対する照査が規定された平成8年道路橋示方書・同解説IV¹⁾より記載が削除されており、せん断耐力算出式は定義されていない。また、平成29年道路橋示方書・同解説IV²⁾よりPHC杭のせん断耐力算定式(以下、H29道示PHC杭式と呼称)が新たに設定され、PC杭とPHC杭の構造上の大きな違いはコンクリート強度のみであることから、本実験におけるPC杭のせん断耐力は以下に示すH29道示PHC杭式で算出を行った。さらに、せん断耐力においては、スパイラル鉄筋もせん断力に抵抗するものと考え、文献3)を参考にスパイラル鉄筋の降伏強度を295N/mm²と仮定してせん断耐力を算出した。ただし、スパイラル鉄筋の間隔については、載荷位置それぞれで100mm及び50mmと設定したが、Case-1においてせん断破壊が起こったのは100mmピ



(a) 試験体状況



(b) 鉄筋破断箇所

写真-1 Case-1 試験体

表-4 算出した耐力と破壊形態

Case		1	2	3	4
杭径 (mm)		500			
せん断スパン比		1.0	1.5	2.0	2.5
曲げ 耐力	ひび割れ曲げモーメント M_c (kN·m)	154.1	154.3	155.3	154.8
	M_c 作用時荷重 (kN)	308.2	205.7	155.3	123.8
	初降伏曲げモーメント M_y (kN·m)	337.4	339.1	336.4	332.0
	M_y 作用時荷重 (kN)	674.9	452.1	336.4	265.6
	終局曲げモーメント M_u (kN·m)	386.0	390.0	383.5	372.3
	M_u 作用時荷重 (kN)	771.9	520.0	383.5	297.8
せん断耐力 (H29道示PHC式)		455.5	353.9	287.5	243.5
想定破壊形態		せん断			
実際の破壊形態		せん断	曲げ	曲げ	曲げ

表-5 各式におけるせん断耐力比較

せん断耐力推定式	H29道示PHC式	H29道示III編式	H24道示式	土木学会式+軸力
コンクリートが負担するせん断力 (kN)	347.3	108.0	261.0	116.0
コンクリート負担分の割合	0.76	0.33	0.78	0.33
鉄筋が負担するせん断力 (kN)	17.2	15.7	12.2	33.0
鉄筋負担分の割合	0.04	0.05	0.04	0.09
軸力によって増加するせん断力 (kN)	91.0	204.0	60.0	204.0
軸力増加分の割合	0.20	0.62	0.18	0.58
合計せん断耐力 S (kN)	455.5	327.6	333.2	353.0
実験結果 (kN)	882.5			
推定値 / 実験結果	0.52	0.37	0.38	0.40

※スパイラル鉄筋の降伏強度は295N/mm²と仮定

ッチとした箇所であったため、スパイラル鉄筋間隔を100mmピッチとして算出した。

耐力算出の結果、Case-1~Case-4の全ケースにおいて想定された破壊形態は、せん断破壊先行となった。しかし、載荷試験の結果、実際にせん断破壊に至ったのは、せん断スパン比を1.0としたCase-1のみであった。

次に、せん断破壊先行と想定され、載荷試験においてもせん断破壊となったCase-1に着目し、H29道示PHC杭式以外の式においてもせん断耐力を算出し、比較を行った。比較を行うせん断耐力式は、H29道示PHC杭式、平成29年道路橋示方書・同解説III⁴⁾に規定されているせん断耐力式（以下、H29道示III編式と呼称）、平成24年道路橋示方書・同解説IV⁵⁾において規定されていた既製コンクリート杭のせん断耐力式におけるコンクリートのせん断応力度 τ_c を文献6)を参考にPC杭に合わせ、0.65と設定するもの（以下、H24道示式と呼称）、コンクリート標準示方書⁷⁾に規定されているせん断耐力式に二羽らの式⁸⁾によるせん断スパンの影響及び軸力により増加するせん断耐力を加えたもの（以下、土木学会式+軸力増加分と呼称）とした。

各式を用いて、それぞれ算出したCase-1の推定せん断耐力と実験結果との比較を表-5に示す。Case-1の載荷試験では、最大荷重の直後にせん断破壊で終局を迎えており、供試体のせん断耐力は、882.5kNである。対して各式により推定されるせん断耐力及び実験結果における割合は、H29道示PHC杭式で455.5kN（52%）、H29道示III編式で327.6kN（37%）、H24道示式で333.2kN（38%）、土木学会式+軸力増加分で、353.0kN（40%）となった。なお、本研究では、実験結果との比較を行うためH29道示PHC杭式及びH29道示III編式における部分係数は全て1.0として、せん断耐力を算出した。推定せん断耐力において、大きな割合を占めるコンクリート負担分のせん断力は、H29道示PHC式が最も大きな値となっている。これは、H29道示PHC杭式は過去のPHC杭の実験結果⁹⁾から規定された式であり、これまでの杭のせん断耐力式は、H24道示式のようにはりのせん断耐力式に安全余裕を大きく見込むことで算出されていたため、推定値と実験結果の乖離が大きくなっていたが、H29道示PHC杭式においては、既製コンクリート杭の円環断面への適用性などが高いことから、推定値がより大きくなっていると考えられる。しかし、本研究における載荷試験結果と比較すると、乖離が大きい結果であり、解析により要因を検証した。

5. 有限要素解析

5.1 解析モデルの設定

PC杭では、コンクリートは全ひずみひび割れモデル(引張：JSCE引張軟化、圧縮：コンクリート標準示方書対応モデル)、軸方向に配置されたPC鋼材及びらせん鉄筋は非線形モデル(Von Mises塑性モデル)としてモデル化を行った。材料強度は載荷試験時に行った材料試験結果から実強度を用いた。なお、らせん鉄筋の降伏強度は、引張強度

の0.2%耐力とした。載荷試験において用いた治具は剛体とし、載荷試験時に治具と杭体の間詰に用いた石膏については、圧縮強度のみを規格値とし、コンクリートとしてモデル化した。解析ケースは、載荷試験における推定せん断耐力との乖離は治具による拘束効果の影響が大きいと見え、載荷試験を再現したCase-1と治具を半割としたCase-2の2ケースを解析した。それぞれの解析モデルを図-4に示す。

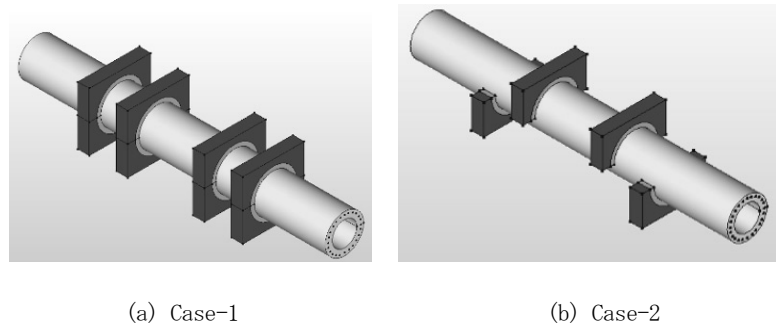
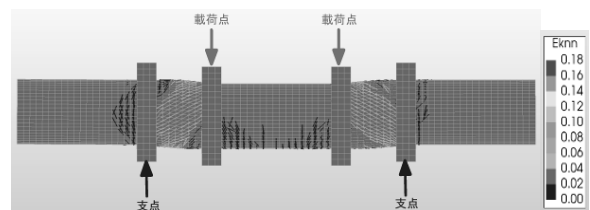


図-4 解析モデル

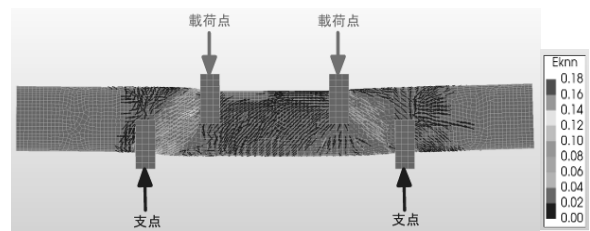
5.2 解析結果

図-4において示した解析モデルを用いて、解析を行った。各ケースのひび割れ応力及び荷重変位関係を図-5、図-6にそれぞれ示す。解析結果をみると、Case-1においては、載荷試験と同様に載荷点と支点を結ぶ斜めひび割れが支配的であり、Case-1の最大荷重は2073kNとなった。載荷試験最大荷重1766kNと比較すると、載荷試験結果を上回る最大荷重となるが、大きな乖離ではなく載荷試験の再現性は高いと考えられる。

また、Case-1とCase-2を比較すると、Case-1においては、斜めひび割れ以外に、載荷点間に多少の曲げひび割れが確認できるが、Case-2においては、杭全体に微小なひび割れが確認できる。これを解析ステップごとに確認すると、載荷点直下に曲げひび割れが発生し、載荷が進むにつれて杭全体に広がっていくことが確認できた。これは、治具を半割としたことで、治具による拘束効果がなくなったことによるものと考えられる。ただし、最終的に支配的となるひび割れはCase-1と同様の斜めひび割れであると考えられる。また、最大荷重においては、Case-1と比較してCase-2では、27%程度低減されており、Case-2において治具による拘束効果がなくなったことによる多数の微小なひび割れによるものと考えられる。



(a) Case-1



(b) Case-2

図-5 解析結果 (ひび割れ応力)

次に、表-6に示すように解析結果で得られた低減率を載荷試験結果に考慮した場合、推定荷重 911kN に対して、低減した載荷試験荷重は 1289kN となり、推定荷重の 1.41 倍となった。また、推定荷重におけるせん断スパン比は 1.0 として推定しているが、載荷試験におけるせん断スパンは治具の芯々で確保しており、治具による拘束の影響によりせん断スパンが治具の内々であったと仮定すると、せん断スパンは 350mm となり、せん断スパン比は 0.7 程度となる。これを踏まえた推定荷重は、1170kN となり、解析結果を踏

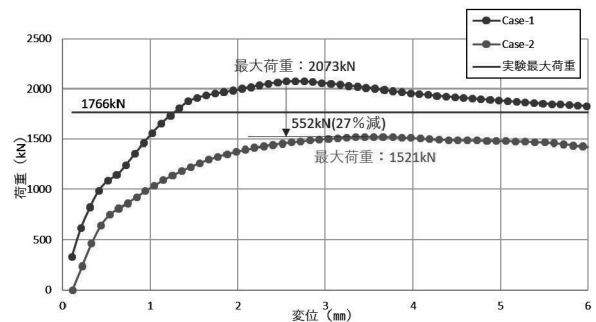


図-6 荷重変位関係

まえて低減した載荷荷重と比較すると、載荷荷重は推定荷重の1.1倍程度となった。以上より載荷実験時には、治具及び石膏による拘束効果の影響が強く、せん断スパン比も小さくなり、最大荷重が大きくなった可能性が考えられる。

6. 結論

PC杭の模型杭を用いて、破壊形態を確認し、せん断耐力の評価精度向上を図ることを目的として載荷試験及び解析を行った。本研究から得られた結果を以下に示す。

- ・せん断破壊に着目するために、せん断スパン比をパラメータとして載荷実験を行ったが、せん断破壊に至ったものは、せん断スパン比を1.0としたCase-1のみであった。
- ・実験Case-1を対象に有限要素解析を行い、載荷試験結果と推定せん断耐力の乖離の要因について検証するため、載荷試験結果と解析結果の比較を行った。解析でのCase-1とCase-2を比較すると、最大荷重は27%程度低減した。この低減率を載荷試験結果に見込み、H29道示PHC杭式による推定せん断耐力との比較を行った結果、載荷試験における設定の通りせん断スパン比1.0の場合で、最大荷重は推定値の1.4倍程度であり、治具により拘束された結果、せん断スパン比が小さくなったと仮定した場合は、最大荷重は推定値の1.1倍程度となり、H29道示PHC杭式においてPC杭のせん断耐力を推定した場合でも精度は高いと考えられる。しかし、PC杭のせん断載荷試験の事例は多くなく、今後も実験による知見を増やしていく必要がある。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂いた大住上席研究員、澤田主任研究員並びに耐震班の皆様、CAESARの皆様
に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) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説IV下部構造編、1996.12.
- 2) (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2017.11.
- 3) (社)コンクリートパイル建設技術協会:既製コンクリート杭・基礎構造設計マニュアル・土木編、2003.
- 4) (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編、2017.11.
- 5) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2012.3.
- 6) (社)コンクリートパイル建設技術協会:既製コンクリート杭・基礎構造設計マニュアル・土木編、1992.
- 7) (公社)土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書[設計編]、2018.3
- 8) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村甫：せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、vol 372、pp167-176、1986.8
- 9) 土木研究所、早稲田大学、コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書、共同研究報告書第494号、2017.7.

表-6 載荷試験結果と推定せん断耐力

PC杭実験結果		
載荷試験最大荷重	1766kN	
H29道示PHC杭式での推定荷重	911kN	
実験結果/推定耐力	1.94	
解析結果		
Case-1	2073kN	
Case-2	1521kN	
比率	0.73	
解析結果を見込んだ場合		
載荷試験最大荷重	1766kN	
解析の低減率(0.73)を見込んだ場合	1289kN	
せん断スパン比	治具芯々(500mm)	治具内々(350mm)
	1.0	0.7
H29道示PHC杭式での推定荷重	911kN	1170kN
比率	1.41	1.10

せん断力を受ける積層ゴム支承の限界状態を設定する方法の検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 余野 智哉

1. はじめに

平成 29 年の道路橋示方書¹⁾では、橋の性能のひとつに耐荷性能が位置づけられ、限界状態設計法、部分係数法が導入された。支承部においても限界状態を明らかにし、限界状態を超えないことを照査するための特性値や制限値を設定することが求められる。しかし、積層ゴム支承においては、鋼材やゴム材料などの材料ごとの限界状態では支承としての限界状態を代表させることはできず、材料を組み合わせた支承としての限界状態を把握する必要がある。道路橋示方書には、限界状態の設定にあたっては、支承に求められる荷重伝達、変位追随などの機能が失われる状態が明らかであり、その状態に至らないとみなせる安全性が確保できること、地震による繰返し作用に対して強度の低下が生じず安定して挙動すること等の力学的特性が実験により明らかである範囲を考慮して行わなければならないこと及び支承の荷重と変位の関係、減衰特性等の力学的特性を評価する方法が明らかである範囲を考慮して行わなければならないことが示されているが、積層ゴム支承に対しては、これらの要求事項を検証するための実験による力学的特性に基づく指標や閾値に関する研究データが十分でないのが現状であった。

2. 研究目的

ゴム支承の中でも特に、地震による水平方向の慣性力に対してゴムがせん断を受けて変形して追随する地震時水平力分散型ゴム支承や免震支承などのゴムの特性によって水平方向の機能を発揮する弾性支持型の積層ゴム支承は限界状態を検証するための試験方法や指標及び閾値は明確ではなかった。そこで、土木研究所と国内支承メーカー9社との共同研究において、せん断力を受ける積層ゴム支承の力学特性に関する実験を行い、せん断力を受ける積層ゴム支承の限界状態を超えないと見なせる点（以下「限界状態」という）を設定するための検討を行った。

3. 研究方法

3.1 試験方法

試験は、地震時に繰返しせん断力を受ける積層ゴム支承の力学特性および破断特性を把握するため、鉛直力が載荷された状態で繰返しせん断力を与えられるように二軸載荷試験機を用いて行った。載荷条件は、設計死荷重反力相当として圧縮応力度 6N/mm^2 を載荷した状態で、表-1 に示す載荷ステップで水平方向に正負交番繰返し変位を与え、最後に写真-1 に示すような破断に至るまで単調漸増変位を与えた。変位を与える際の速度には特に制限を設けず、各メーカーの試験機の性能による速度で、正負交番繰返し変位を与えた試験では $8\sim 10\text{mm/sec}$ 、単調漸増変位を与えた試験では $2\sim 8\text{mm/sec}$ となっている。載荷方法は、国

表-1 載荷ステップ

載荷ステップ	せん断ひずみ	繰返し回数(回)	
		地震時水平力分散型ゴム支承	鉛プラグ入り積層ゴム支承 高減衰積層ゴム支承
1	175%	3	11
2	250%	6	6
3	300%	2	2
4	破断ひずみ	単調載荷 (破断するまで)	単調載荷 (破断するまで)

内で実際に観測された 456 成分の強震記録による地震応答解析結果²⁾を参考にするとともに、現行設計におけるレベル 2 地震動に対する許容変位に相当するせん断ひずみ 250%を目安として、以下のとおり決定した。載荷ステップ 1 では、道路橋支承便覧³⁾に示されている製品検査における水平変位である有効ゴム厚の 175%に相当する変位を正負繰返し与えた。繰返し回数は、地震時水平力分散型ゴム支承は、3 回程度で履歴が安定する傾向を示す³⁾ため 3 回とした。免震支承は、繰返し載荷による履歴の変化が大きく、履歴が概ね一定値に落ち着く回数⁴⁾として 11 回とした。載荷ステップ 2 では、レベル 2 地震動に対する設計上の許容変位に相当するせん断ひずみ 250%を正負 6 回繰返し与えた。繰返し回数については、様々な固有周期の振動系を対象とした地震応答解析による検討結果から、レベル 2 地震動が作用した橋の応答では、最大振幅に対して 5 回程度の繰返し回数を考慮していれば安全側に評価できることが明らかになっている²⁾ことから 6 回とした。載荷ステップ 3 では、さらに大きい水平力が作用した際でも、安定して履歴を描く事を検証するために、300%に相当する変位を正負繰返しにより載荷した。繰返し回数は、履歴曲線が閉じる 2 回とした。載荷ステップ 4 では、積層ゴム支承の最大耐力を明らかにするために、単調載荷により破断又は座屈などの耐荷機能が失われる損傷が生じるまでせん断変位を単調載荷で与えた。但し、試験機能力の制約により、当該損傷が生じるまでの変位を与える事ができなかった供試体もあった。

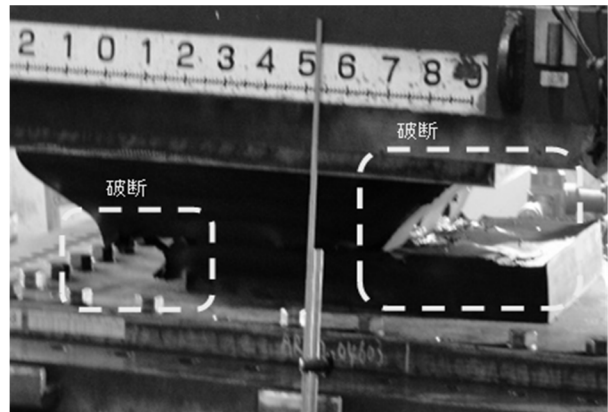


写真-1 実験状況 (ステップ 4)

表-2 供試体諸元

平面寸法 a × b (mm)	ゴム厚			鉛プラグ		一次 形状係数 ³⁾ S1 (-)	二次 形状係数 ³⁾ S2 (-)	供試 体数 (体)
	1層厚 te (mm)	層数 n (層)	総厚 Σte (mm)	本数 m (本)	直径 φ (mm)			
地震時水平力分散型ゴム支承								
240 × 240	7	5	35			8.57	6.86	8
	7	8	56			8.57	4.29	7
	7	10	70			8.57	3.43	7
	10	3	30			6.00	8.00	2
	10	4	40			6.00	6.00	3
	10	5	50			6.00	4.80	2
	10	6	60			6.00	4.00	3
	10	7	70			6.00	3.43	2
	10	8	80			6.00	3.00	3
	10	9	90			6.00	2.67	2
	10	10	100			6.00	2.40	3
	11	5	55			5.45	4.36	8
	12	5	60			8.33	6.67	1
	400 × 400	18	5	90			5.56	4.44
16		6	96			6.25	4.17	1
18		5	90			8.33	6.67	1
600 × 600	18	5	90			8.33	6.67	1
一次形状係数範囲 : 5.45~8.57						合計 =		54
二次形状係数範囲 : 2.40~8.00								
免震支承【鉛プラグ入り積層ゴム支承】								
240 × 240	7	5	35	4	φ 34.5	8.01	6.86	8
	7	5	35	1	φ 70	8.00	6.86	1
	7	8	56	4	φ 34.5	8.01	4.29	8
	7	10	70	4	φ 34.5	8.01	3.43	8
	11	5	55	4	φ 34.5	5.10	4.36	7
	11	5	55	1	φ 70	5.09	4.36	1
	9	10	90	1	φ 115	10.39	4.44	1
400 × 400	11	6	66	1	φ 115	8.50	6.06	1
	12	5	60	4	φ 57.5	7.79	6.67	1
	16	6	96	1	φ 115	5.84	4.17	1
	18	5	90	4	φ 57.5	5.19	4.44	1
600 × 600	14	10	140	4	φ 85	10.04	4.29	1
	17	5	85	4	φ 85	8.27	7.06	1
	22	6	132	4	φ 85	6.39	4.55	1
1000 × 1000	39	4	156	4	φ 144	5.99	6.41	1
一次形状係数範囲 : 5.09~10.39						合計 =		42
二次形状係数範囲 : 3.43~7.06								
免震支承【高減衰積層ゴム支承】								
240 × 240	7	5	35			8.57	6.86	5
	7	8	56			8.57	4.29	4
	7	10	70			8.57	3.43	4
	11	5	55			5.45	4.36	5
	16	3	48			6.25	8.33	2
400 × 400	16	4	64			6.25	6.25	2
	16	6	96			6.25	4.17	3
	16	8	128			6.25	3.13	2
800 × 800	32	6	192			6.25	4.17	2
1000 × 1000	29	7	203			8.62	4.93	1
一次形状係数範囲 : 5.45~8.62						合計 =		30
二次形状係数範囲 : 3.13~8.33								

3.2 供試体諸元

供試体は、国内支承メーカー9社の製品で、一般的な弾性支持型の積層ゴム支承 126 体 (表-2) とした。供試体の選定にあたっては、支承平面寸法、座屈荷重や水平剛性に影響する支承本体のゴムの総厚に対する支承の短辺の比である二次形状係数のばらつき等を考慮し、実際に使用される範囲をできるだけ網羅できる条件とした。供試体のせん断弾性係数(Ge)は、一般的な支承に用いられるゴム材料のうち、破断ひずみが平均的に最も小さい材料である 1.2N/mm²とした。これにより、破断に対する限界状態を考える際、安全側の値が得られることとなる。各支承メーカーの製造方法、品質管理方法等には特に条件を設けずに、従来製造している方法で製作した。

4. 研究結果

4.1 地震時水平力分散型ゴム支承の限界状態

試験の結果得られた荷重-変位曲線の一例を図-1 に示す。エネルギー吸収を大きく期待しない地震時水平力分散型ゴム支承は、線形履歴でモデル化することが一般的であり、図-2 に示す荷重 - 変位関係の正負の頂点同士を結び求めるせん断剛性が用いられる。繰返し水平力が作用すると、履歴が変化し、せん断剛性も同様に变化する。限界状態 1 を考慮するうえで重要となる、繰返し作用に対して安定的な履歴となる観点からは、せん断剛性が所定の変化の中に収まる必要があると考えられる。ステップ 2 の結果によるせん断剛性の変化を図-3 に示す。設計履歴モデルとして使用する 3 回目のせん断剛性に対して、4 回目以降の各回のせん断剛性は、二次形状係数が 4 以上の供試体においては±10%以下の変化に収まっており、繰返し作用に対して安定した履歴挙動に収まっていると考える。限界状態 3 に関して、図-4 にステップ 4 まで载荷し、破断または座屈が生じた時点のせん断ひずみと二次形状係数の関係を示す。二次形状係数が 4 以上の場合には座屈は見られなかった。また、二次形状係数が 4 以上のものは破断ひずみは概ね 300%を超えていた。地震時水平力分散型ゴム支承は、履歴減衰によるエネルギー吸収を考慮しない部材であるため、限界状態 2 に対する照査は求められない。

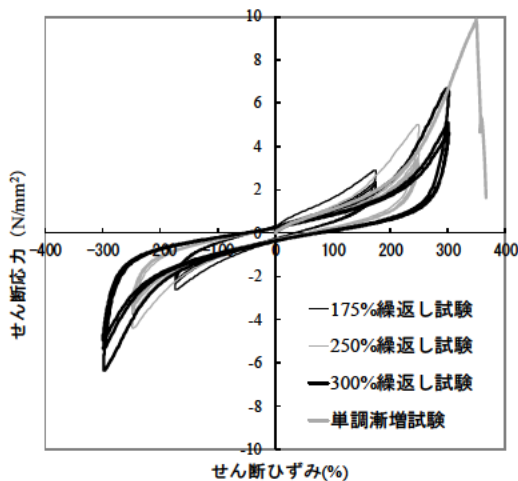


図-1 荷重-変位曲線の一例

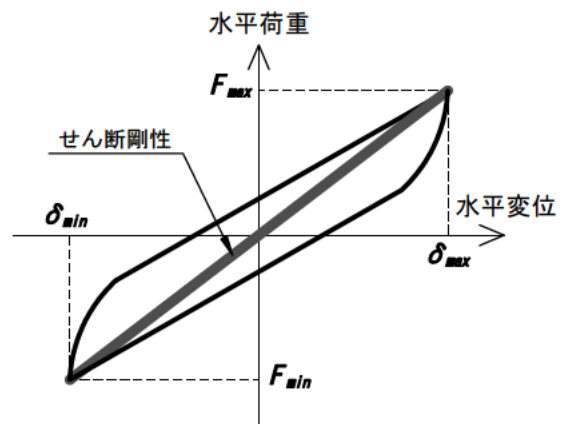


図-2 設計履歴モデル (分散支承)

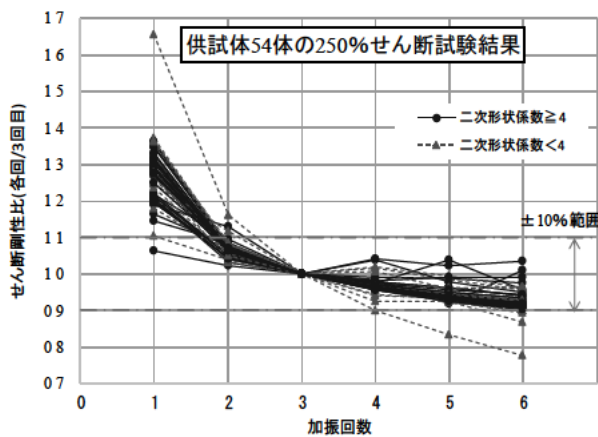


図-3 せん断剛性の変化 (ステップ 2)

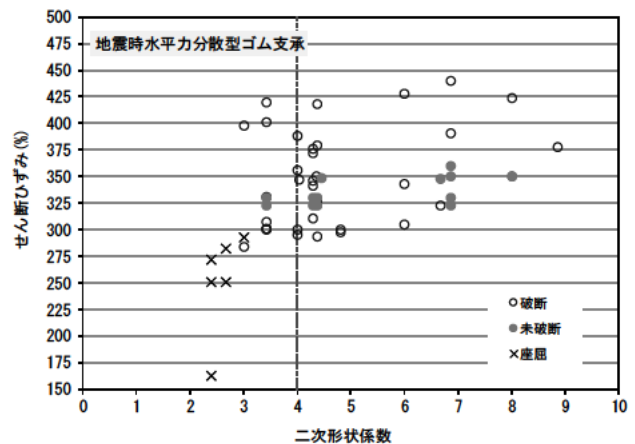


図-4 破断ひずみ分布

4.2 鉛プラグ入り積層ゴム支承の限界状態

免震支承は、弾性応答といえる範囲で荷重－変位関係に非線形性を有しており、履歴吸収エネルギーによる減衰性能を発揮する。そのため、橋の時刻歴応答解析において免震支承は図-5 に示すような非線形履歴モデルによりモデル化することが一般的である。従って応答の再現性を確保するためには、支承の繰返し作用に対する応答における二次剛性が安定していることが必要であると考えられる。ステップ1の結果による二次剛性の変化を図-6 に示す。設計における履歴モデルとして使用する5回目の二次剛性に対して、6回目以降の二次剛性は、全ての供試体が±10%以下の変化率となっている。繰返し作用に対して安定した履歴挙動であり、限界状態1を超えない状態であると考えられる。なお、崔ら⁹⁾によると、鉛プラグ入り積層ゴム支承に250%のせん断ひずみを100回繰返し载荷した場合には、途中で最大耐力が低下し、履歴が安定しなくなる結果が報告されている。ステップ1～3における等価減衰定数の分布を図-7 に示す。エネルギー吸収を期待する免震支承は、繰返し作用に対し、設計で想定するエネルギー吸収が確保される必要がある。このため、減衰性能の大小を表す目安として用いられている、図-5 の通り定義される等価減衰定数が設計値以上であることが求められる。せん断ひずみが大きくなるにしたがって、等価減衰定数は減少する傾向となっている。250%せん断ひずみにおいて、設計で用いる値(11%程度)以下となるデータが一部みられるものの概ね設計値以上となっている。この設計値以上となっているものについては、限界状態2を超えない範囲にあるといえる。限界状態3に関して、図-8 にステップ4まで载荷し、破断または座屈が生じた時点のせん断ひずみと二次形状係数の関係を示す。ステップ4までの結果から、座屈が確認された供試体はなかった。また、破断ひずみは、250%を下回るものはなかったが、300%未満の供試体もあった。

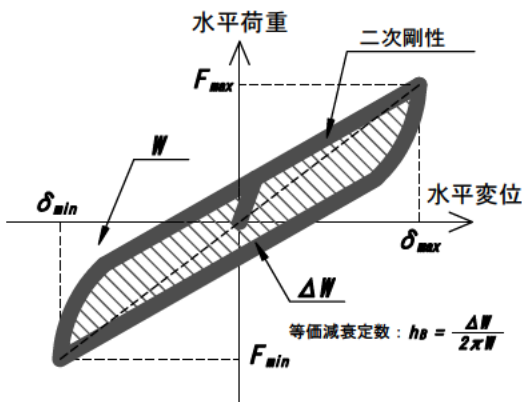


図-5 設計履歴モデル (免震支承)

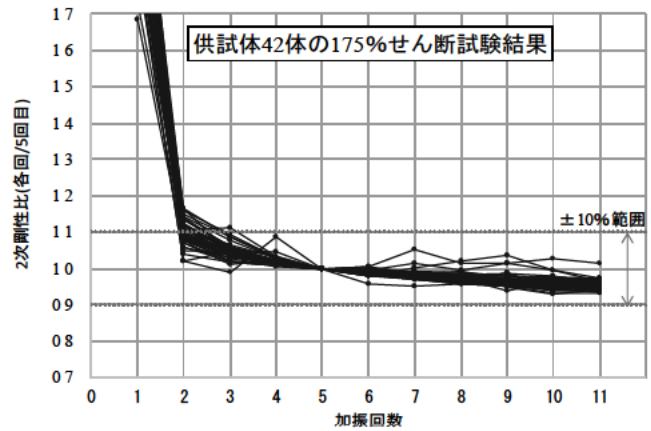


図-6 二次剛性の変化 (ステップ2)

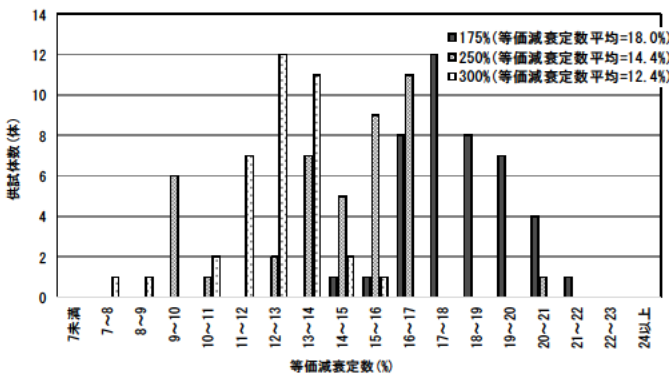


図-7 等価減衰定数分布

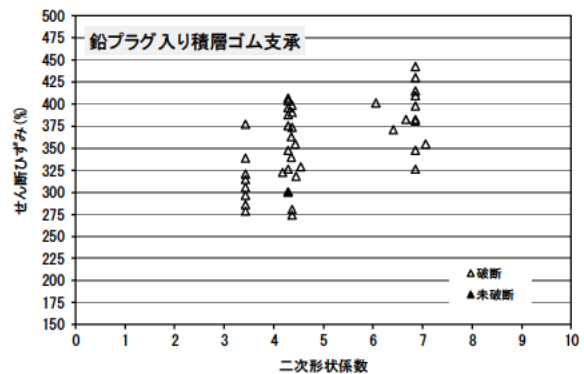


図-8 破断ひずみ分布

4.3 高減衰積層ゴム支承の限界状態

前述の通り、免震支承は応答の再現性を確保するためには、支承の繰返し作用に対する応答における二次剛性が安定していることが必要であると考えられる。ステップ1の結果による二次剛性の変化を図-9に示す。5回目の二次剛性に対して、6回目以降の二次剛性は、9割程度の供試体の変化率が±10%以下であり、この変化率に収まった供試体については、繰返し作用に対して安定した履歴挙動となっており、限界状態1を超えない状態であると考えられる。また、崔ら⁹⁾によると、高減衰積層ゴム支承に250%のせん断ひずみを100回繰返し载荷した場合には、途中で最大耐力が低下し、履歴が安定なくなる結果が報告されている。ステップ1~3における等価減衰定数の分布を図-10に示す。せん断ひずみが大きくなるにしたがって、等価減衰定数は減少するが、250%せん断ひずみにおいては、設計で用いる値(13%程度)以上となっており、エネルギー吸収能が想定する範囲内で確保できており、限界状態2を超えない範囲と考えることができる。限界状態3に関して、図-11にステップ4まで载荷し、破断または座屈が生じた時点のせん断ひずみと二次形状係数の関係を示す。ステップ4までの結果から、座屈が確認された供試体はなかった。また、破断ひずみは、250%を下回るものはなかったが、300%未満の供試体もあった。

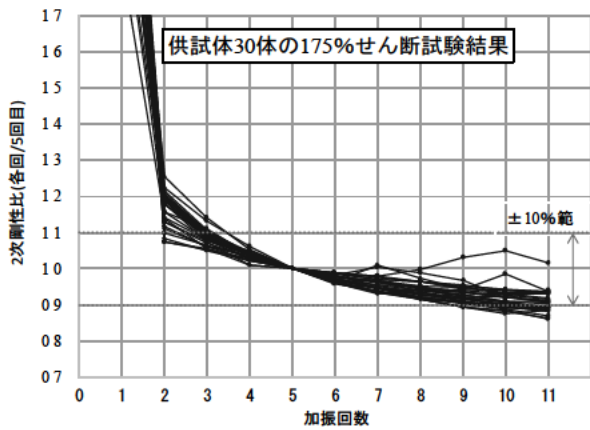


図-9 二次剛性の変化 (ステップ2)

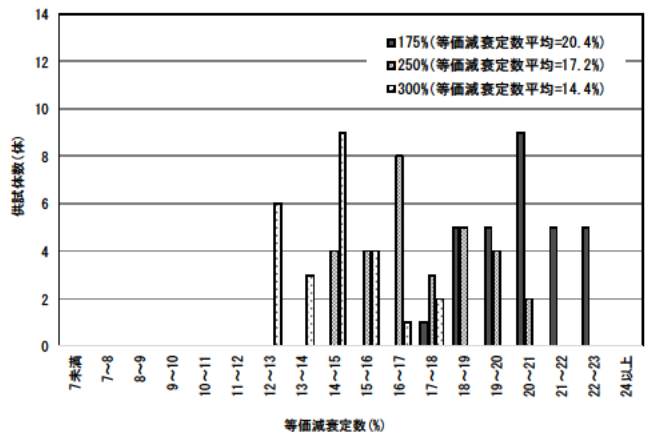


図-10 等価減衰定数分布

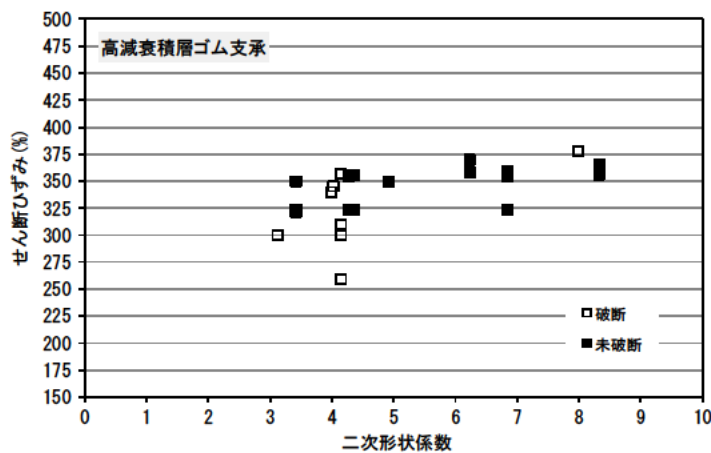


図-11 破断ひずみ分布

5. まとめ

繰返しせん断力を受ける積層ゴム支承について、様々な諸元の積層ゴム支承を用いて、限界状態を超えないとみなせる点を設定する方法を検討した。さらに、近年、一般的に製造されている積層ゴム支承が、提案した限界状態にどの程度の頻度で収まっていると考えられるかを確認した。その結果、繰返しせん断力を受ける積層ゴム支承については、繰返し载荷に対するせん断剛性または等価剛性の安定性により限界状態 1 を、繰返し载荷に対する等価減衰定数が設計値を下回らないことにより限界状態 2 を、繰返し载荷に対して座屈や破断に対して安全であることで限界状態 3 を設定できることを示した。さらに、提案した限界状態に対して近年一般的に製造されている積層ゴム支承は、次のせん断ひずみにおいては限界状態を超えない範囲であると考えられる。地震時水平力分散型ゴム支承について、250%のせん断ひずみの範囲においては履歴が安定した状態であり、可逆性を有しており、限界状態 1 を超えない範囲であると考えられる。免震支承について、175%のせん断ひずみの範囲においては履歴が安定した状態であり、かつ可逆性を有しており、限界状態 1 を超えない範囲であると考えられる。175%を超えるようなせん断ひずみが大きい範囲では、ハードニング現象が顕著となるものの、せん断ひずみ 250%の範囲において、設計で想定する以上のエネルギー吸収能が概ね確保でき、限界状態 2 を超えない範囲と考えられる。限界状態 3 について、二次形状係数が 4 以上のものでは全ての供試体で座屈は生じなかった。その内、破断ひずみが 300%を超えた物については、安全余裕を考慮し、また 250%を超える範囲において適切な設計モデルを構築するために必要となる知見がないことから、限界状態 3 に対する照査としてせん断ひずみ 250%を制限値とすることができると考える。300%未満で破断した供試体については、本試験では限界状態 3 は確認できない結果となった。本研究では、各支承メーカーの製造方法、品質管理方法等について条件を設けずに、従来製造している方法で製作された供試体により試験を行った。従って本研究により得られた限界状態を表すせん断ひずみの具体的な数値は普遍的なものではないが、近年、一般的に製造されてきた積層ゴム支承が限界状態を超えないと考えられる指標値を示すことができたと考えられる。

6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました大住道生上席研究員、江口康平研究員、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：株式会社ビー・ビー・エム

<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 I 共通編，2017.
- 2)公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料，2015.
- 3)社団法人日本道路協会：道路橋支承便覧，2004
- 4)財団法人土木研究センター：建設省 道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.
- 5)崔準祐，成炫禹，今井隆，植田健介，和氣知貴：大ひずみを複数回経験したゴム支承の残存耐震性評価確認実験，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.73，No.4（地震工学論文集第 36 巻），I_443～I_456，2017.

既設杭の合理的な補強工法提案に向けた解析的検討による感度分析及び課題点の整理

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 増田 隆宏

1. まえがき

平成8年道路橋示方書以前の古い基準で設計された道路橋下部構造の杭基礎は、現行の道路橋示方書¹⁾に基づき評価すると、せん断耐力等に対する照査を満足しない場合が多くある。その際の補強方法は図-1に示すように、一般的に既設・増設フーチングを剛結合した増し杭工法が用いられる。

しかしながら、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の接合部の挙動が明らかにされておらず、設計手法が確立できていない点や、地中に埋設された既設基礎に対して手を加えるといった、施工規模が大きくなりやすい煩雑な工事が必要となる点が課題である。

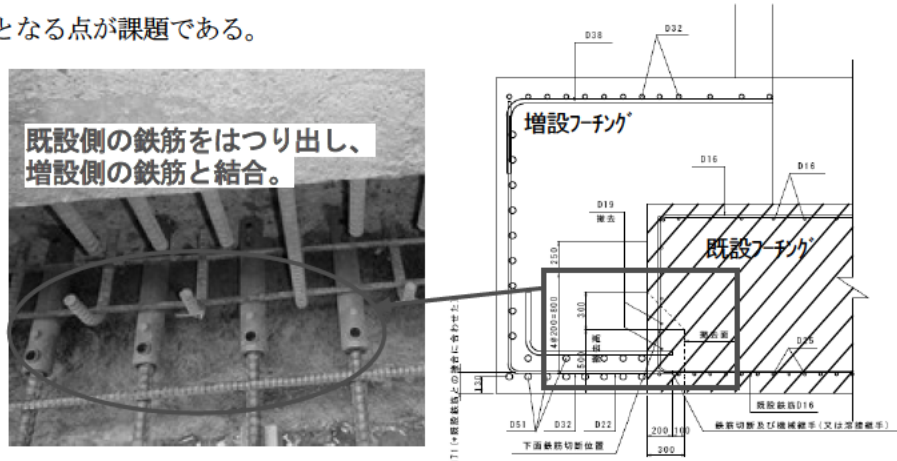
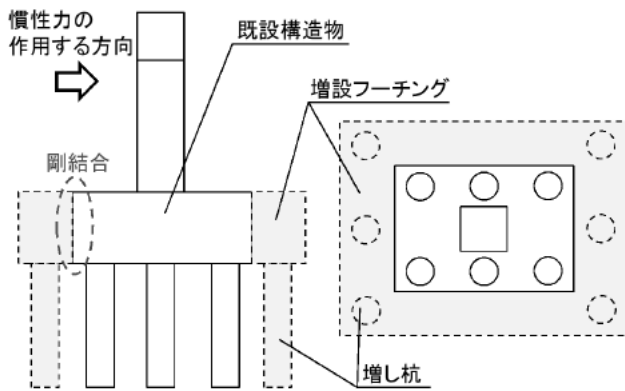
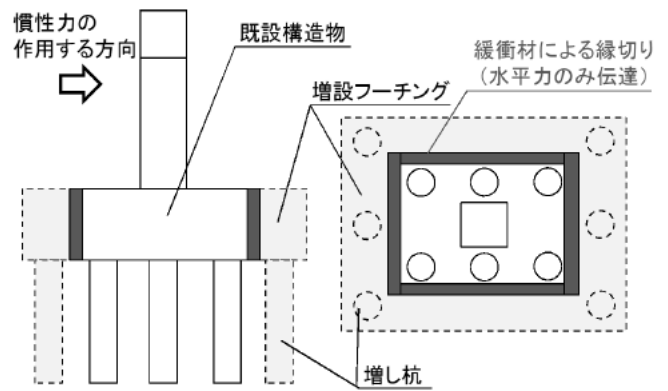


図-1 既設杭基礎の増し杭補強事例

過年度の研究成果²⁾として、既設杭に対する合理的な補強工法を提案するにあたり、一般的な工法である既設・増設部を剛結合とする補強方法（以降、結合方法 A）と、既設構造物に影響を与えない面接触構造による補強方法（以降、結合方法 B）に対する補強効果を検証し、基礎の降伏震度は同等でかつ、既設杭基礎のせん断力に対しては大きな低減効果が期待できるという成果が得られた。各補強方法を図-2、図-3に示す。



(a) 側面図 (b) 平面図
図-2 結合方法 A による既設杭基礎の補強方法



(a) 側面図 (b) 平面図
図-3 結合方法 B による既設杭基礎の補強方法

2. 研究目的・方法

2.1 本研究の目的

本研究では、先に示す結合方法 B による補強について、異なる地盤条件下においても有効な補強方法であるかを把握することに加え、過年度の成果²⁾の内容も踏まえた上で、実際の設計方法として提案するにあたり、現行の技術基準に対してさらなる検討・整備が必要な課題点の抽出を目的とし、杭基礎に対する作用モーメントが最大となる点をパラメータとし、感度分析を実施した。

設定した地盤条件を表-1、表-2 に示す。表-1 は、過年度の検討²⁾に用いた地盤条件であり、杭に対する作用モーメントは図4 (b) に示す杭頭で最大モーメントが生じる条件（正曲げケース）であった。本研究では表-2 の通り、杭頭部に位置する表層地盤（粘性土層）の水平地盤抵抗を高めることで、図4 (a) に示す地中部で最大曲げモーメントが生じる条件（負曲げケース）を設定した。

表-1 正曲げケース時に適用する地盤条件

地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	変形係数 αE_0 (kN/m ²)		粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
			地震の影響を含まない	地震の影響を含む		
粘性土	5.00	2	5600	11200	45	0
砂質土	8.50	20	56000	112000	0	37
砂質土	1.40	50	140000	280000	0	40

表-2 負曲げケース時に適用する地盤条件

地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	変形係数 αE_0 (kN/m ²)		粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
			地震の影響を含まない	地震の影響を含む		
粘性土	5.00	10	28000	56000	120	0
砂質土	8.50	25	70000	140000	0	37
砂質土	1.40	50	140000	280000	0	40

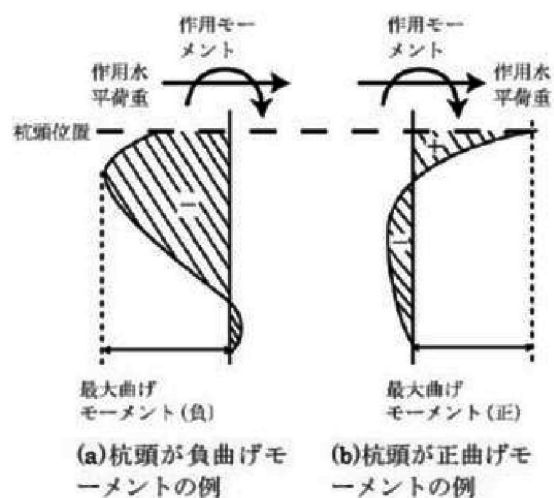


図-4 杭体に発生する最大モーメントの傾向例

2.2 解析モデル・解析手法

解析対象は、文献³⁾に示される平成 8 年以前の設計基準による構造物とした。解析モデルは、道路橋示方書¹⁾に示される、杭体を梁要素・地盤を分布バネとする骨組みモデルで、フーチングは剛体、杭体と地盤ばねには非線形特性を考慮した。なお、杭体曲げモーメント及び、材料の応力度-ひずみ関係も、道路橋示方書¹⁾に示されるモデルに準じた。その他、諸条件については過年度の研究²⁾と同様であるため、本報告内では詳述を省略する。

3. 研究結果

3.1 異なる地盤条件下の既設杭基礎に対する補強効果の検証

プッシュオーバー解析結果として、表-3 に基礎の降伏震度・既設杭のせん断破壊震度を、図-5、図-6 に水平震度-水平変位関係を示す。基礎の降伏震度は、正曲げケース・負曲げケースともに、結合方法 B において基礎補強前 (0.46, 0.86) と比較して、一定の補強効果（補強前と比較して、2.07 倍, 1.25 倍）が認められた。

負曲げケースは、補強前及び結合方法 A において、基礎の耐荷性能に関する決定は、既設杭のせん断破壊震度 (0.54, 0.93) となる。これは、比較的発生曲げモーメントが小さくなる影響で、全ての杭体が降伏に至る（全杭降伏）よりも先に、既設杭のせん断耐力を超過するためであると推察される。

一方で、接合方法 B では既設杭と増設杭が一体挙動を取ることが無く、杭体としての剛性が高い増設杭側で発生せん断力を多く負担する特性から、既設杭基礎がせん断破壊することなく、正曲げケース時と同様に、既設杭の引抜き上限による変位急増点で、基礎の降伏震度が定まったものと考えられる。

このため、負曲げケースで結合方法 A、結合方法 B の結果を比較した場合、結合方法 A では基礎の降伏震度は非常に高い値 (2.03) となるものの、実際には既設杭が先にせん断破壊震度 (0.93) に達しているため、負曲げケースにおいても、結合方法 B は十分な補強効果に期待できることが確認された。

表-3 降伏震度及びせん断破壊震度

	正曲げケース		負曲げケース	
	基礎の降伏震度	既設杭のせん断破壊震度	基礎の降伏震度	既設杭のせん断破壊震度
補強前	0.46	0.54	0.85	0.54
結合方法 A	1.04(2.26)	1.10(2.04)	2.03(2.39)	0.93(1.72)
結合方法 B	0.95(2.07)	至らない	1.06(1.25)	至らない

()内は、補強前との比率 □ は、基礎としての耐荷性能に関する決定ケース

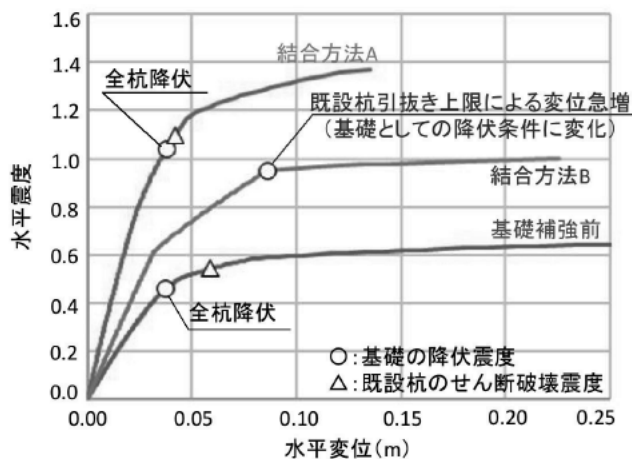


図-5 水平震度－水平変位関係 (正曲げケース)

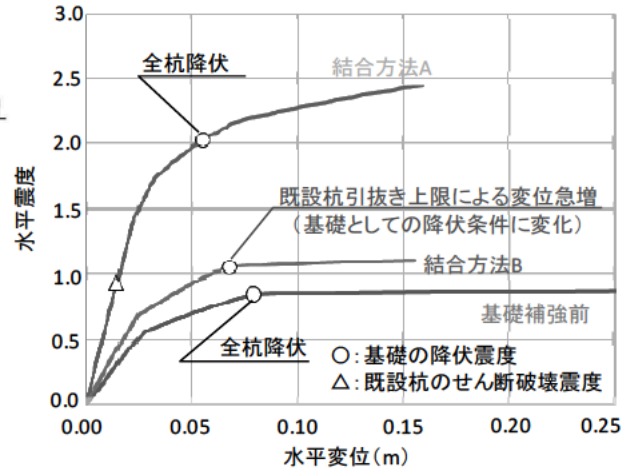


図-6 水平震度－水平変位関係 (負曲げケース)

3.2 補強方法提案 (設計手法の確立) に向けた課題点の整理

現行の道路橋示方書では、同種別同杭径の杭で、かつフーチングで剛結合され一体挙動となる杭基礎を標準として、基礎の耐荷性能照査方法や、限界状態の考え方が規定されている。

結合方法 B は、標準外の補強方法であり、今回確認された補強効果や基礎の挙動に関する特性を整理し、設計手法確立に向けた課題点を抽出した。下記に、主たる課題点を記載するとともに、表-4、表-5 に結合方法 B における杭基礎としての損傷イベントを示す。

(1) 基礎の降伏定義

杭基礎の降伏は、基礎の水平震度－水平変位関係の中で、変位急増点とその震度と規定されるが、表-5 の損傷イベント下では、それ以前に、既設杭基礎が全杭降伏に至る状況にある。分離構造である結合方法 B では、既設杭基礎で上部構造の荷重を支持する機構となる中、既設杭の全杭降伏時でも増設杭を含めた基礎全体系として弾性応答範囲に留まることを、実験等により確認し、基礎としての降伏定義を定めることが必要である。

(2) 杭のせん断耐力照査

結合方法 A, B 共通の課題として、現行の道路橋示方書^リにおけるせん断耐力照査は、杭体ごとに実施するものではなく、杭体のせん断耐力の合計値と、杭体に生じるせん断力の合計値とで比較照査することが挙げられる。

設計年度の異なる既設杭と増設杭では、レベル 2 地震動を考慮した設計が実施されていない既設杭の方が、コンクリート内部の鉄筋量や使用鋼材の板厚が薄いため杭の剛性が小さく、剛性の高い増設杭で発生せん断力を負担する傾向があるため、この効果を考慮可能となる照査の方法を定める必要がある。

表-4 結合方法 B (正曲げケース) における損傷イベントの整理

ステップ	水平変位 (m)	水平震度	イベント(●印)					備考
			増②	既③	既②	既①	増①	
124	0.0322	0.6150		引				
159	0.0580	0.7900					Y	杭頭
161	0.0596	0.8000	Y					杭頭(増し杭が全列降伏)
188	0.0834	0.9350					P	杭頭
191	0.0865	0.9500			引			既設杭3列中2列引抜き上限(変位急増点)
192	0.0920	0.9550	P					杭頭(増し杭が全列全塑性)
195	0.1200	0.9700		Y	Y			地中部
198	0.1617	0.9850					Y	地中部(全杭降伏)

※Y: 杭体降伏, U: 杭体終局, P: 杭体全塑性, 引: 引抜き抵抗力の上限

ステップ	水平変位(m)	水平震度	イベント(△印)	
-	-	-	既設杭全体のせん断力が耐力(Ps=2890kN)を超過	

※既設杭全体のせん断力は耐力を超過していない。

杭列ごとの杭頭せん断力(kN)

ステップ	増し杭②	既設杭③	既設杭②	既設杭①	増し杭①	既設杭計	増し杭計	合計ΣS
191	1944	595	595	603	2013	1794 (0.31)	3957 (0.69)	5750

※カッコ内は全せん断力ΣSに対する比率を示す。

表-5 結合方法 B (負曲げケース) における損傷イベントの整理

ステップ	水平変位 (m)	水平震度	イベント(●印)					備考
			増②	既③	既②	既①	増①	
125	0.0247	0.6882		引				
164	0.0477	0.9046		Y	Y			杭頭
171	0.0524	0.9435					Y	杭頭(既設杭が全列降伏)
182	0.0603	1.0046	Y				Y	杭頭(全杭降伏)
192	0.0676	1.0600			引			既設杭3列中2列引抜き上限(変位急増点)
199	0.1201	1.0989	P				P	杭頭(増し杭が全列全塑性)
201	0.1551	1.1100					U	杭頭

※Y: 杭体降伏, U: 杭体終局, P: 杭体全塑性, 引: 引抜き抵抗力の上限

ステップ	水平変位(m)	水平震度	イベント(△印)	
-	-	-	既設杭全体のせん断力が耐力(Ps=2890kN)を超過	

※既設杭全体のせん断力は耐力を超過していない。

杭列ごとの杭頭せん断力(kN)

ステップ	増し杭②	既設杭③	既設杭②	既設杭①	増し杭①	既設杭計	増し杭計	合計ΣS
192	2967	203	203	66	2967	471 (0.07)	5934 (0.93)	6405

※カッコ内は全せん断力ΣSに対する比率を示す。

基礎の降伏判断

基礎の降伏判断

4. まとめ

合理的な既設杭に対する補強工法として期待される、既設構造物に影響を与えない面接触構造による補強方法(結合方法 B) に対して、実用化に向けた補強効果の感度分析を実施した結果、基礎の杭体に対する最大モーメントが正曲げ、負曲げのいずれにおいても、一定の補強効果を有することが確認された。

また、実際の設計での適用を考えた際の、現行の技術基準に対して整理した課題点を対象とし、今後、実験的検証等を実施することで、設計手法の確立を目指した研究を進めていく予定である。

5. 謝辞

本研究を進めるに当たり、桐山耐震研究監、谷本主任研究員、堀内主任研究員、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) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV 下部構造編，2017.11
- 2) 吉田英二，増田隆宏，楊勇，桐山孝晴：既設杭基礎の合理的な補強工法に関する解析的検討，第 74 回年次学術講演会講演概要集、2020.8
- 3) (社) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，2000.12

補修後10年程度経過した既設PC橋を対象とした塗装工法の性能評価に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 塚崎 翔太

1. まえがき

高度成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中、さまざまな劣化要因による損傷事例が報告されており、その一環として既設PC橋の補修後における表面保護工法の性能評価が求められている。そのためには、表面保護工により補修され塩害により再劣化した橋梁において、表面保護工の一定年数経過後の遮塩性や、コンクリート内の塩化物イオン量の経年変化等、再劣化要因を時間経過に着眼して調査する必要がある。

2. 研究目的

本研究では、塩害対策として補修され10年程度経過したのちに撤去された既設PC橋を対象に、補修後の表面保護工法のうち塗装工法¹⁾の性能を確認するため、外観調査および塗装の遮塩性調査を実施した。また、コンクリート内の塩化物イオン量の経年変化を確認するため、過年度にコンクリート内の塩化物イオン量調査が実施された箇所近傍で、コンクリートコア採取を行い、塩化物イオン量調査を実施した。

3. 対象橋梁

対象橋梁（以下、本橋）は昭和50年に建設された鋼単純桁橋（第1径間:A1~P1）とポストテンション方式PC単純T桁橋（第2~32径間:P1~A2）から構成される橋梁である。橋梁諸元を表-1、橋梁上部工断面図を図-1、橋梁外観を写真-1に示す。本橋は日本海沿岸に位置し、波浪の影響を受ける状況にあるため、厳しい塩害環境下におかれている。本橋は平成29年3月に隣接して建設した新橋への交通切り替えが完了しており、平成29年度から開始された本橋撤去の際、塗装により補修された第4径間G5桁、第8径間G2桁1/2支間、G5桁1/2支間を管理者より受領した（以下、撤去桁）（写真-2）。なお、撤去桁は運搬の制約上、1支間を4分割されている。

表-1 橋梁諸元（第1径間を除く）

構造形式	単純PCポステント桁橋(6主桁)
架橋年	1975年(昭和50年)
橋長	991.6m
支間割	30.8m 他
全幅員	11.25m
架橋条件	海岸(日本海)[塩害対策区分:S]

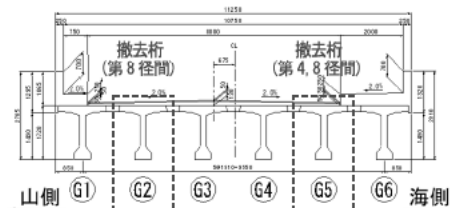


図-1 橋梁上部工断面図



写真-1 橋梁外観（写真は第6~8径間）



写真-2 撤去桁

4. 塗装の調査

4.1 調査目的

塩害対策として塗装により補修された撤去桁について、部分的に塗装の割れやコンクリートの浮き等の損傷が確認された。損傷が生じた要因の一つとして塗装の性能低下が想定される。よって、塗装の状態や性能を確認することを目的として、撤去桁を対象に外観調査や塗装の遮塩性調査を実施した。

なお、撤去桁に補修された塗装は、いずれも平成19年度に補修されたもので、補修後10年程度経過している。当時の補修記録等から確認した塗装仕様を表-2に示す。

4.2 調査項目および調査方法

はじめに、塗装の状態を確認するため、外観調査を行い、塗装の割れやコンクリートの浮き等の損傷（以下、損傷部）を確認した。次に、塗装の性能を確認するため、損傷部とその近傍の健全部、過年度にコンクリート内の塩化物イオン量調査が実施された箇所近傍（以下、過年度調査部近傍）に対して、塗装の遮塩性について塗装調査を実施した。

(1) 外観調査

外観調査は、すべての撤去桁を対象に、目視、触診および打音により損傷部を確認した。

(2) 塗装の遮塩性調査

塗装の遮塩性調査は、外観調査にて確認した損傷部とその近傍の健全部、過年度調査部近傍を対象とした。試験片はディスクサンダー等を用いて撤去桁からコンクリートと

ともに塗装を採取した（写真-3）。遮塩性試験の試料は、遮塩性を担う中塗りおよび上塗りの塗装を対象に、試験片から強制的に剥離させて採取し、ピンホール等の欠陥が無いことを確認したうえで、カッターナイフを用いて約φ60mmに成形して作製した（写真-4）。試料数は調査箇所1箇所につき3試料とした。

作製した試料を、鋼道路橋防食便覧の遮塩性試験方法²⁾により塩化物イオン透過量Qを算出し、遮塩性を調査した（図-2）。なお、塩化物イオン透過量の算出は、遮塩性試験方法により得られた塩化物イオンの測定結果をもとに、式(1)を用いて算出した。

$$Q = V \times m \times 10^{-3} / (A \times t)$$

式(1)

ここに、Q：塩化物イオン透過量(mg/[cm²・日])

m：塩化物イオンの測定結果(ppm)

t：試験時間(日)=30

V：蒸留水側の水量(g)=実測値200g程度

A：拡散セルの透過面積(cm²)=19.63(内径φ50mmを使用)

表-2 塗装仕様 (H19年度補修)

種類	使用量 (kg/m ³)	膜厚 (μm)
シリコーン樹脂系上塗り	0.12	25
柔軟形エポキシ樹脂系中塗り3層目	0.35	160
柔軟形エポキシ樹脂系中塗り2層目	0.35	160
柔軟形エポキシ樹脂系中塗り1層目	0.35	160
エポキシ樹脂系パテ	0.50	-
エポキシ樹脂系プライマー	0.10	-

※ 赤枠部は塗装調査対象を示す。

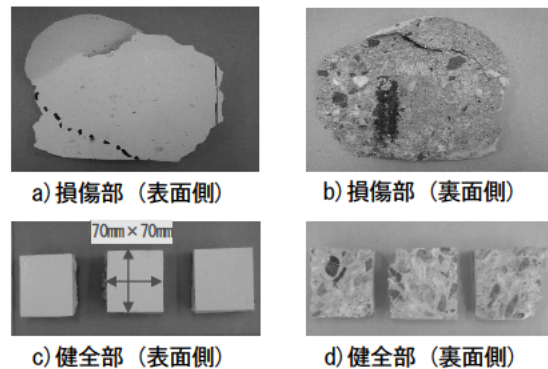


写真-3 試験片の一例

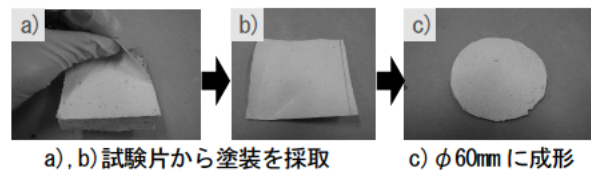


写真-4 試料（遮塩性試験）の作製方法

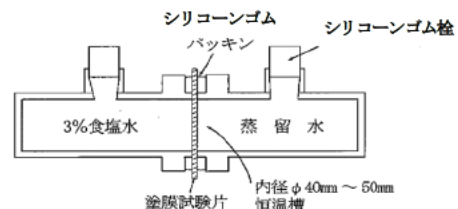
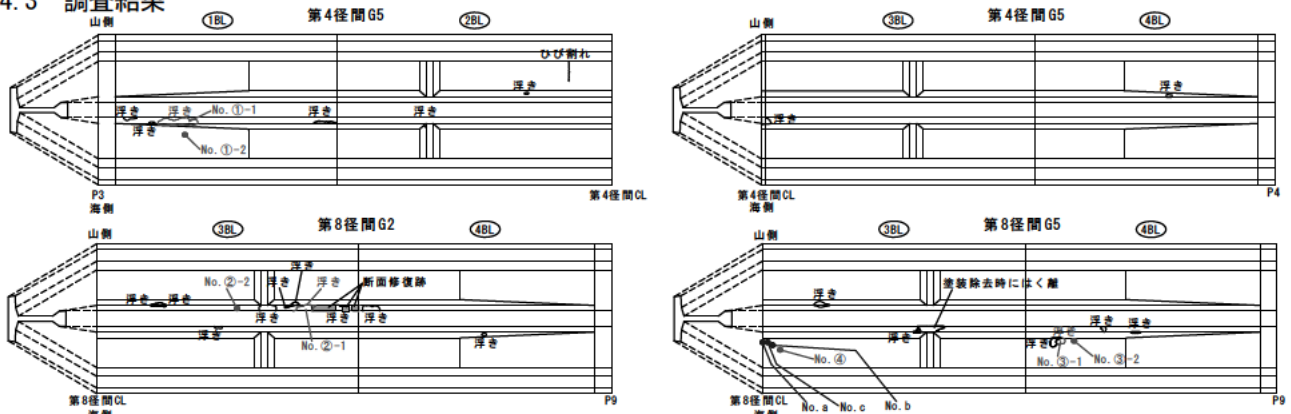


図-2 遮塩性試験方法²⁾

4.3 調査結果



赤字：塗装の遮塩性調査箇所、青字：コンクリート内の塩化物イオン量調査箇所

図-3 外観調査結果（展開図）

(1) 外観調査

外観調査結果の展開図を図-3に示す。外観調査の結果、目視や触診により塗装の段差や割れ、打音によりコンクリートの浮きを確認した。コンクリートの浮きは鉄筋の腐食に起因するものであり、コンクリートと塗装界面の浮きは確認されなかった。外観調査結果のうち、塗装の遮塩性調査を行う箇所として、試験片作製のため、ある程度大きい範囲の損傷部を選定した。選定箇所を表-3、選定箇所の損傷写真を写真-5に示す。

(2) 塗装の遮塩性調査

塗装の遮塩性調査結果を表-4に示す。外観調査にて確認した損傷部3箇所およびその近傍の健全部3箇所、過年度調査部近傍1箇所の計7箇所すべての試料で、塩化物イオン透過量は、厳しい環境下で用いられる道路橋の塩害対策指針(案)・同解説³⁾におけるC種(長期防錆型)での管理値 $1 \times 10^{-3} \text{mg}/[\text{cm}^2 \cdot \text{日}]$ 以下であり、遮塩性を有していることを確認した。

表-3 外観調査結果を踏まえた塗装の遮塩性調査箇所の選定

No.	外観調査結果		<参考>
	目視・触診	打音	前回定期点検結果(H25)
①-1	塗装の段差を確認	コンクリートの浮きを確認	損傷(コンクリートの浮き)を確認
②-1	塗装の段差を確認	コンクリートの浮きを確認	損傷は確認されず
③-1	塗装の割れを確認	コンクリートの浮きを確認	損傷(コンクリートの浮き)を確認

※ 表中の各No.の調査箇所は図-3に記載。

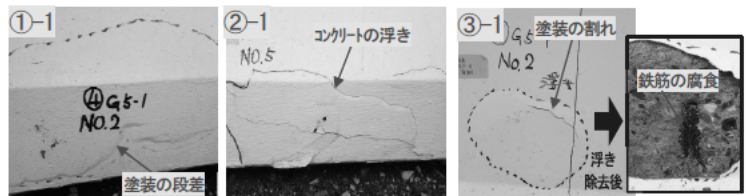


写真-5 外観調査で確認した損傷

表-4 塗装の遮塩性調査結果

No.	塗装の遮塩性調査結果			備考
	試料数	m^{*2} (ppm)	Q (mg/[$\text{cm}^2 \cdot \text{日}$])	
①-1	3	0.1以下	0.34×10^{-3} 以下	損傷部
①-2	3	0.1以下	0.34×10^{-3} 以下	①-1の健全部
②-1	3	0.1以下	0.34×10^{-3} 以下	損傷部
②-2	3	0.1以下	0.34×10^{-3} 以下	②-1の健全部
③-1	3	0.1以下	0.34×10^{-3} 以下	損傷部
③-2	3	0.1以下	0.34×10^{-3} 以下	③-1の健全部
④	3	0.1以下	0.34×10^{-3} 以下	過年度調査部近傍

※1 表中の各No.の調査箇所は図-3に記載。

※2 検出下限値が0.1ppmの測定機器を使用。

5. コンクリート内の塩化物イオン量調査

4章にて塗装が所定の遮塩性を有していることを確認したが、損傷部では鉄筋の腐食によりコンクリートの浮きが生じていた。そこで、塗装以外の損傷要因検証のため、損傷部ではないが、塗装の遮塩性を有している箇所(表-4のNo.④)で、コンクリートコアを採取し、電位差滴定法により塩化物イオン量を調査した(表-5のNo.c)。なお、No.④の近傍では過年度(平成19,24年度)にコンクリート内の塩化物イオン量調査が行われている(表-5のNo.aおよびNo.b)。今回実施した塩化物イオン量の調査結果と過年度調査結果をあわせてグラフに示したものを図-4に

示す。補修時には表面の塩化物イオン量が最も高く、内部ほど低い傾向であったが、今回調査時には表面より内部の方が高くなる傾向が確認された。とくに、鉄筋位置（鉄筋かぶり：ウェブ 30mm 程度）付近の塩化物イオン量は補修 5 年後で 3.18kg/m³、補修 12 年後の今回調査で 4.19kg/m³に達していることから、鉄筋の腐食は塗装後の塩化物イオンの拡散が要因の一つと推察される。

さらに、図-4 にて塩化物イオン量の経年変化を確認した箇所を対象に、同一コンクリートコアを用いて JIS A 1152 により中性化深さを測定した。測定結果を表-6 に示す。中性化は最大でも 12mm 程度であり、鉄筋かぶり程度には達していないことが確認された。このことは、損傷部ではない本調査箇所は、アルカリ性が確保されているため鉄筋が不動態被膜で保護され、鉄筋腐食が損傷発生レベルまでは顕在化していないことの一因であると推察される。なお、中性化が鉄筋腐食に及ぼす要因として、鉄筋表面の不動態被膜破壊があるが、コンクリート内の塩化物イオンも不動態被膜破壊の一因とされている。今後、鉄筋腐食に及ぼす要因特定のため、塗装により補修された再劣化箇所に着眼した、塩化物イオン量・中性化の調査および既存データの整理・分析等が必要とされる。

表-5 コンクリート内の塩化物イオン量 (kg/m³)

No.	表面からの深さ (mm)				備考
	0~20	20~40	40~60	60~80	
a	8.92	1.14	0.28	0.26	H19(補修時)
b	8.67	3.18	0.25	0.25	H24(補修後調査時)
c	3.99	4.19	0.90	0.22	H31(今回調査時)

※ 表中の各 No. の調査箇所は図-3 に記載。

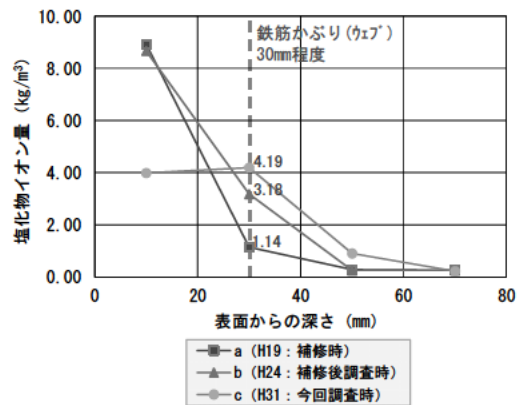


図-4 コンクリート中の塩化物イオン量分

表-6 コンクリート内の表面からの中性化深さ (mm)

No.	コンクリートコア側面における中性化深さ計測線 ^{※2}								平均	最大	備考
	1	2	3	4	5	6	7	8			
a	11.5	11.0	7.5	8.0	9.0	11.0	12.0	11.5	10.2	12.0	H19(補修時)
c	10.0	11.0	6.0	5.5	4.0	8.0	10.0	7.5	7.8	11.0	H31(今回調査時)

※1 表中の各 No. の調査箇所は図-3 に記載。

※2 コンクリートコア側面における中性化深さ計測線は図-5 参照。

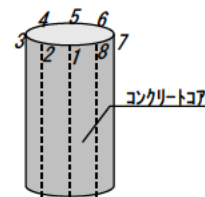


図-5 中性化深さ計測線

6. 結論

以上の調査結果より、補修後 10 年程度経過した塗装の性能について、所定の遮塩性を有していることを確認した。また、鉄筋の腐食は塗装後の塩化物イオンの拡散が要因の一つであると推察した。

7. 謝辞

本研究にあたり、多大なるご指導をいただきました、石田上席研究員、山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：株式会社ワイ・テック

<参考文献>

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー119 表面保護工法 設計施工指針 (案), 2005. 4
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋防食便覧, 2014. 3
- 3) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針 (案)・同解説, 1984. 2

コンクリート道路橋設計便覧の改訂に係る調査研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 池田 唯順

1. はじめに

平成 29 年 11 月改定の部分係数設計法及び限界状態設計法が導入された道路橋示方書（以下、道示）に対応するため、「コンクリート道路橋設計便覧（以下、設計便覧）」の改訂が予定されている。設計便覧では、基準の背景や根拠の提示、また、基準に合致すると考えられ幅広く受け入れられている標準的な方法を例示するものとして位置付けられ、技術的知見の蓄積を踏まえて改訂するとされている。本研究では、設計便覧の改訂にあたる基準の背景や根拠となる事項について調査を行った。本報告書では整理した根拠等のうち、双対の鉄筋をループ状に重ねた継手（以下、ループ継手）及びプレキャストセグメント接合部に関する事項について記載する。

2. ループ継手を用いた接合部の設計

道示では、ループ継手を用いて連結する場合の規定が追加され、接合部の耐荷機構を明確にするべきとされている。しかし、具体的な照査基準は示されていないため、採用にあたっては、材料としての性能、部材一般としての性能、及び桁や床版などの部材種別としての性能を確認し、それらが明らかである範囲で適用する必要がある。そこで、ループ継手の標準的な照査基準やプレキャスト床版の連結部へのループ継手の適用範囲と留意事項について検証した内容を示す。

2.1 ループ定着の基本式

ループ継手は、ループ状の定着（以下、ループ定着）が基本となる。ループ定着については、図-1 に示す必要なループ曲げ半径 d や定着長 L_{areq} を次の式(1)及び式(2)より定めることができるが¹⁾、鉄筋が図-2 のようにループ両端にほぼ同じ引張力が生じることが前提とされている。また、ループ直角方向には割裂力が発生することから、その割裂力を受け持つことができる鉄筋を横断方向に配置することも必要とされている。

$$d = \left(1.4 + 2.8 \frac{\phi}{e}\right) \phi \frac{\sigma_e}{\beta_w} \dots\dots\dots (1)$$

$$L_{areq} = k \cdot f \cdot \frac{\sigma_{sa} \phi}{4 \tau_{oa}} \cdot \frac{A_{se}}{A_{sv}} \geq 1.5d \geq 200 \dots\dots\dots (2)$$

上式中、 e はループ面中心間隔、 ϕ は鉄筋径、 σ_e は曲げ始点鉄筋応力度、 β_w は立方体試体によるコンクリート圧縮強度、 σ_{sa} は鉄筋引張応力度、 τ_{oa} はコンクリート付着応力度、 A_{se}/A_{sv} は必要鉄筋断面積／配置鉄筋断面積 $\geq 1/3$ となる。

2.2 プレキャスト床版への適用条件

前項の考え方によりループ径や定着長を定める場合には、横断方向に十分な鉄筋が配置され、ループ両端にほぼ同じ引張力が生じることが前提である。しかし、プレキャスト床版の継手に適用する場合など、曲げモーメントを受ける部材では、上下縁の鉄筋は両端引張ではなく片側引張となる。このような使い方をする場合には、その仕様

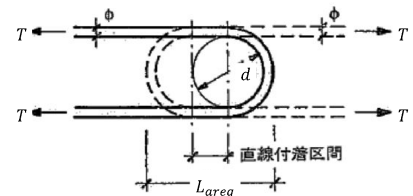


図-1 ループ状の重ね継手

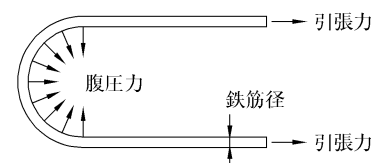


図-2 ループ定着

に対して床版として必要な性能が確保できることを実験的に確認する必要があると考えられる。床版として必要な性能は、整理すると次の通りとなる。

(1) 材料・継手としての性能

ループ継手は、重ね継手と同様にコンクリートを介して鉄筋の引張力を伝達する継手である。ループ継手としての性能は式 (1) 及び式 (2) によるループ径や定着長を確保することで満足できると考えられる。

(2) 部材一般としての性能

ループ継手による接合部の限界状態と一体化した部材の限界状態の関係を明確にする必要がある。例えば、下フランジ内に配置される2段鉄筋など、部材に配置される鉄筋がほぼ同等の引張力を受ける箇所に適用する場合は、これまでの実験等で継手部が先行して破壊しないことが確認され²⁾、部材一般としての性能を満足していると考えられる。

(3) 床版としての性能

前述の(1)及び(2)の性能を確保したループ継手を適用し、輪荷重走行試験等を実施し、疲労耐久性及び破壊安全性が確認されている場合には、その試験条件の範囲内において床版として用いることでできると考えられる。床版において上下縁の鉄筋が両端引張となる条件とならないことが多いが、両端引張よりも片側引張を受ける方が安全側と考えられるため、片側引張となるループ継手を用いた床版であっても、実験等で上記の内容が確認され、その範囲内であれば性能を満足していると考えられる。

2.3 適用例

プレキャスト床版にループ継手を適用する際に、プレキャストPC床版について輪荷重走行試験を実施し、疲労耐久性及び破壊安全性を確認した実績のあるループ継手構造の例を表-1に示す^{3)~6)}。なお、検証されている範囲が表-1の範囲に限定されているわけではないが、プレキャスト床版にループ継手を適用する際の標準的な方法として参考になると考えられる。

表-1 輪荷重走行試験により床版としての安全性の検証をしたループ継手構造の諸元

		実績①	実績②	実績③	実績④	道示Ⅲ		備考	
ループ継手構造		あごなし	あご付き	あご付き	あご付き	-	-	<あごなしループ継手>	
床版支間	m	2.5	2.5	2.5	6.0	-	-		
鉄筋径φ	mm	16	19	19	19	16	19		
鉄筋間隔e	mm	100	150	150	150	100	150		
鉄筋応力度σe	N/mm ²	140	140	140	140	200	200		
コンクリート圧縮応力度βw	N/mm ²	59	59	59	59	59	59		
ループ曲げ半径d	計算値	mm	70	79	79	101	113		
	最小値(≧5φ)	mm	80	95	95	80	95		
	採用値	mm	80	95	101	138	101		113
床版厚	採用値	mm	180	230	240	270	-		-
継手鉄筋に関する係数k	-	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2		
継手鉄筋に関する係数f	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5		
鉄筋応力度σsa	N/mm ²	160	160	160	160	200	200		
コンクリート付着応力度τoa	N/mm ²	3.0	2.8	3.0	3.0	2.0	2.0		
Ase/Asv	-	1.0	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0		
定着長Lareq	計算値	mm	235	234	279	279	440	523	
	採用値	mm	270	260	280	280	-	-	

※表中の実績①から④はそれぞれ参考文献3)から6)である。

表-1より、実績として鉄筋応力度はDIN 1045の規定を参考に、曲げ半径算出時は140N/mm²、継手長算出時は160N/mm²とし、コンクリートの付着応力度は2.8~3.0N/mm²としていることが多い。また、表-1には参考値として道示に規定されている重ね継手長算出時の鉄筋応力度及びコンクリートの設計基準強度から決まる付着応力度の値を用いて、ループ継手の半径及び定着長を算出した結果も示しているが、道示の規定値では実績のあるループ構造と比

較して、ループ径及び定着長が過大となる傾向がある。しかし、実績①から④では、ループ継手における鉄筋に生じる応力やコンクリートとの付着力に対して、実績で使用している諸元を有する床版に対し輪荷重走行試験が行われ、床版としての安全性が確認されていると考えられる。

なお、ループ継手を有する床版の床版厚は、式(1)により算出したループ曲げ半径から鉄筋径及びかぶりを考慮したうえで、床版支間長から求まる最小床版厚を確保している。

3. プレキャストセグメントの接合部の設計

3.1 セン断キーが負担できるせん断力

プレキャストセグメントの接合面では、接着剤による接着力、プレストレス力による摩擦力、及びせん断キーによる抵抗力が荷重分担してせん断力を負担する。しかし、道示¹⁾ではメカニズムが異なる2つ以上の抵抗機構を1つの接合面で協働させるように設計しようとしても、破壊に至るまでのそれらの抵抗機構の荷重分担率を制御することが困難であることから、摩擦と接合キーの協働を見込むことは原則として行わず、また、耐久性上から確実に強度が期待できる機構のみを考慮し、せん断キーだけでせん断力に抵抗するように設計することが原則とされている。せん断力を受ける接合部では、弾性挙動限界点が明確ではないため、鋼製接合キー又はコンクリート製多段接合キーを有する接合面の最大耐力に達する状態について整理する。

3.2 鋼製接合キー

鋼製接合キーのせん断強度は、粘着力や摩擦力が失われて接合面にずれが生じた後、接合キーにせん断力が作用したときの埋込部コンクリートの支圧耐力として道示に規定されている。最大耐力に関して、過去の実験結果⁷⁾から評価し、実験データは以下に従う。

①供試体は、鋼製接合キーの径、接着剤の状態、鋼製接合キーの設置位置、及びプレストレス量を考慮し、各要因の組合せで計15体製作

②最大耐力は継目部にひび割れが発生後の収束値または変位が4mm付近のせん断力とし、接合面積で除したせん断応力度を算出

これらの実験データから得られた接合面に生じるせん断応力度とプレストレスの関係を図-3に示す。図-3には接合面の接着状態が不完全な供試体（不完全接着供試体）と完全な供試体（完全接着供試体）に分けている。図-3では、導入するプレストレス量を大きくするとせん断応力度が大きくなることが確認でき、増加分が摩擦力の負担するせん断力であると考えられる。しかし、摩擦力が負担するせん断力は完全接着供試体では0.33程度の摩擦係数となるが、不完全接着供試体では0.18程度と小さく、また、ばらつきも大きいことが確認できる。そのため、接合面の粘着力による耐荷機構は耐久性上明らかではないため、不完全接着供試体の結果を踏まえると、摩擦力による抵抗を一様に定めることは困難と判断できる。

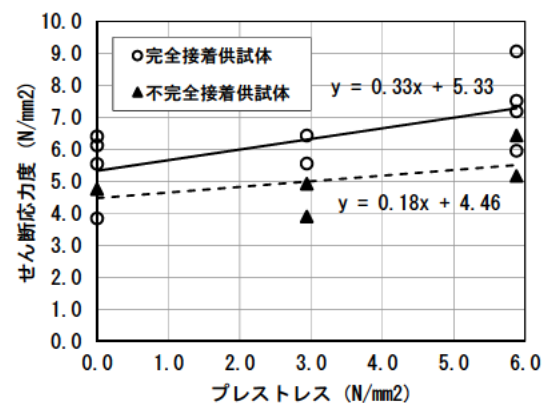


図-3 セン断応力度とプレストレスの関係(鋼製キー)

3.3 コンクリート製多段接合キー

コンクリート製多段接合キーのせん断強度は、粘着力や摩擦力が失われて接合面にずれが生じた後、接合キーにせん断力が作用したときのせん断キーの噛み合わせにより抵抗できるせん断力と考えられる。

最大耐力に関して、過去の実験結果⁸⁾から評価し、実験データは以下に従う。

①供試体は、接合キーの形状、接着剤の状態、及びプレストレス量を考慮し、各要因の組合せで計6体製作

②実験値は継目部に0.1mmのずれが発生した際のせん断力と破壊時のせん断力を抽出

ここで、接合面のずれ始め変位0.1mmは、接着面のないコンクリート部材がひび割れ直後でひび割れが大きく開口しない状態相当である。これらの実験データから得られた接合面に生じるせん断応力度とプレストレスの関係を図-4に示す。図-4より、0.1mmずれ発生時及び破壊時ともに導入するプレストレス量を大きくするとせん断応力度が大きくなることが確認できる。しかし、多段接合キーにおいては、プレストレスの導入に伴うせん断強度の増加量が大きく、これは摩擦力による分担ではなく、接合キーの強度がプレストレスにより増加する効果、即ち、プレストレスの押付け力により抵抗特性が変化する効果と考えられる。そのため、多段接合キーではプレストレスの効果を接合キーそのものの強度に見込むことができるため、3.1に示した原則に矛盾しないと考えられる。

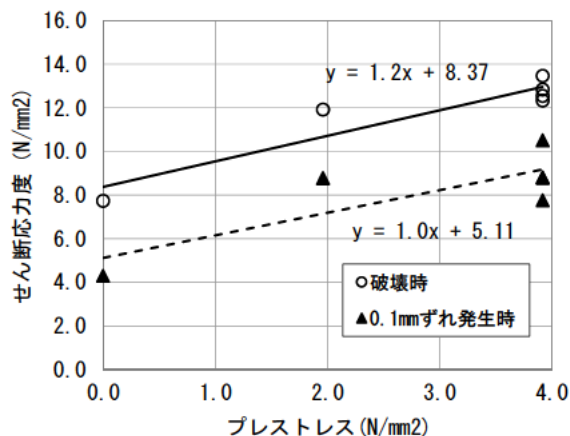


図-4 せん断応力度とプレストレスの関係(多段キー)

4. 結論

設計便覧の改訂にあたる根拠等のうち、ループ継手を用いたプレキャスト床版の接合部及びプレキャストセグメント接合部に関する設計の留意事項及びその根拠について示した。

5. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました石田雅博上席研究員、大島義信主任研究員、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) F. レオンハルト著、横道英雄監訳：レオンハルトのコンクリート講座 3 鉄筋コンクリートの配筋，pp. 42-46，pp. 68-70，鹿島出版会，1985.4
- 2) 今村晃久，毛利忠弘，天野明子，角田與史雄：スプライス PC 構造に関する実験的研究について，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.847-852，2000
- 3) 牛島祥貴，森山陽一，松井繁之，橘吉宏，大澤浩二：ループ状継手を有するプレキャスト接合部の疲労耐久試験，土木学会第50回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-A152，pp.304-305，1995.9
- 4) 建設省土木研究所，(社)日本橋梁建設協会：省力化に対応した鋼桁橋の設計施工に関する共同研究所（I）-RCループ継手を有するプレキャストPC床版の輪荷重走行試験-，共同研究報告書第240号，1999.12
- 5) (公社)プレストレスコンクリート工学会：プレキャストPC床版による道路橋更新設計施工要領，pp.73-77，2018.3
- 6) 松井繁之，角昌隆，向井盛夫，北山耕造：RCループ継手を有するプレキャストPC床版の移動載荷試験，第6回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.149-154，1996.10
- 7) 建設省土木研究所，(社)プレストレス・コンクリート建設業協会：プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書（I），共同研究報告書第69号，1992.3
- 8) 建設省土木研究所，(社)プレストレス・コンクリート建設業協会：プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書（II），共同研究報告書第82号，1993.3

軟弱地盤上の橋台杭基礎に作用する側方流動圧の算定式に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 中浦 慎之介

1. まえがき

軟弱地盤上に設置された道路橋下部構造の代表的な変状事例として、軟弱地盤上の橋台背面アプローチ部に施工された盛土の荷重に起因した側方流動圧が作用することにより、橋台に大変位を生じる「側方移動」による被害がある。道路橋の設計基準類では、既往の側方移動による被害が生じた橋梁下部構造を対象として変状事例の分析結果を踏まえ提案された側方移動の判定式（I 値¹⁾、F 値²⁾）や、側方流動圧（以下、流動圧と呼ぶ）の推定方法³⁾が示されている。

しかし、これらは半経験的に設定されたもので、側方移動量の定量的評価手法や、流動圧を考慮した設計手法は未確立であり、道路橋の設計においては、I 値の判定式を用いて、側方移動対策（背面盛土への軽量盛土の採用や、軟弱地盤の地盤改良）を実施する前提で設計が行われているのが実情である。

これまで土木研究所では、側方移動を模した遠心模型実験^{4), 5)}を実施しており、基礎に作用する流動圧の分布や影響因子との関係について研究を進めているところである。

2. 研究目的

本研究では、道路橋の橋台における側方流動圧を考慮した照査方法の構築を目的として、2次元FEMを用いた遠心模型実験⁵⁾の再現解析を行い、ここで構築したFEMモデルをベースにしたパラメトリック解析を実施して杭基礎に作用する流動圧と影響因子との関係性を把握した上で、実設計を想定した梁バネモデルを用いて、流動圧の算定式の検討を行った。

ここでは、パラメトリック解析及び梁～ばねモデルの検討結果について報告する。

3. パラメトリック解析

3.1 解析条件

軟弱層厚、橋台背面盛土高、軟弱層の材料特性（非排水せん断強度）、杭径を変化させて解析を行い、各検討ケースにおける流動圧分布及び杭の曲げモーメント分布を求めた。検討ケースは表-1に示す。ここで、「スミクレー[®]」は遠心模型実験⁵⁾で使用されている軟弱地盤材料であり、「大阪湾沖積、東京湾沖積の平均材料」は既往文献⁶⁾を参考に、東京湾沖積粘性土層と大阪湾沖積粘性土層の非排水せん断強度 S_u と有効上載圧 p' の比を平均した材料である。パラメトリック解析に用いた2次元FEMにおける解析モデルと使用要素は図-1に示す。

表-1 パラメトリック解析の検討ケース

解析条件	検討ケース
軟弱層厚	6m, 9m, 12m, 15m, 20m, 30m
橋台背面盛土高	6m, 9m, 12m
軟弱地盤の材料特性 S _u : 非排水せん断強度 p' : 有効上載圧	<ul style="list-style-type: none"> ・スミクレー (S_u/p' = 0.339) ・東京湾沖積, 大阪湾沖積の平均材料 (S_u/p' = 0.298)
杭径	1.0m, 1.5m (杭径 1.5m のケースについては, 追加検討として代表 6 ケースのみ実施)
杭配置	3×5 (1 ケース)
検討ケース数	42 ケース (6×3×2+6)

3.2 解析結果

図-2 に, 代表ケースとして軟弱層厚 20m, 12m, 6m, 軟弱地盤材料スミクレー®, 杭径 1.0m の場合の流動圧の算出結果を示す。図-2 より, 流動圧分布の形状は軟弱層厚の違いにより変化することがわかった。図-2 (a) の場合には, フーチング下端近くで最大値を示し, 深度方向に減少していく形状となる。一方, 図-2 (b) の場合には, (a) と同様にフーチング下端近くで最大値を示すが, 深度下方でもう一度ピークを示す形状となる。

パラメトリック解析結果を整理したものを図-3~5 に示す。図-3 に示す流動圧の最大値と軟弱層厚との関係から, 流動圧の最大値は軟弱層厚との相関はなく, 軟弱地盤

の材料特性によって概ね一定の値を取ることが確認された。図-4 に示す流動圧の最大値と盛土高の関係から, 盛土高は流動圧の最大値と高い相関関係があることが確認された。図-5 に示す流動圧の最大値の深度と軟弱層厚の関係から, 軟弱層厚にかかわらず概ね深度 3m で最大値をとる傾向がみられた。

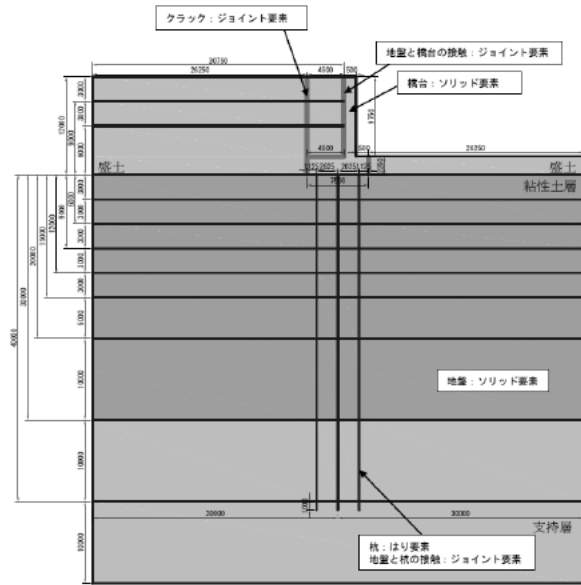
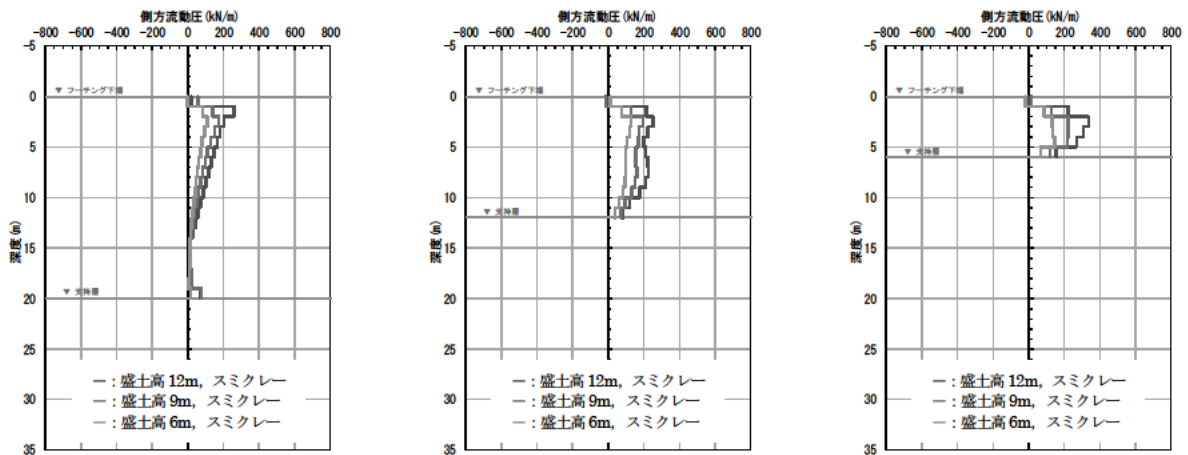


図-1 解析モデル・使用要素



(a) 軟弱層厚 20m

(b) 軟弱層厚 12m

(c) 軟弱層厚 6m

図-2 軟弱層厚 (20m, 12m, 6m), スミクレー®, 杭径 1.0m の場合の流動圧形状

4. 梁バネ解析

4.1 検討条件

梁バネモデルを用いた解析により、流動圧算定式を検討した。梁バネモデルに作用させる流動圧を、分布形状（台形分布、三角形分布）や大きさを変化させ、杭に発生する断面力を算出した。パラメトリック解析で求めた杭体断面力と梁バネ解析で求めた杭体断面力を比較し、流動圧算定式の検討を行った。

図-6 に梁バネ解析に用いる解析モデルを示す。杭先端は鉛直固定の水平ローラーに設定している。流動圧は後列杭のみに作用させ、前列杭に作用する前面抵抗圧は水平地盤バネでモデル化を行っている。

本検討で設定した流動圧の分布形状を表-2 に示す。ここで、設定した流動圧の最大値 P_{max} は、既往文献^{たとえ7)}より、(1)式で仮定した。

$$P_{max} = \alpha B \gamma H \quad \dots \dots (1)$$

ここで、 α : 地盤流動係数, B : 杭間隔 (m), γ : 背面盛土の単位体積重量 (kN/m^3), H : 背面盛土高 (m) である。地盤流動係数 α については、図-3 のパラメトリック解析結果から設定しており、盛土高 12m の場合、スミクレール[®] : 0.59, 東京湾沖積と大阪湾沖積の平均 : 1.03 としている。また、最大値をとる深度および流動圧が減少する折れ点は図-5 の結果から 3m に設定した。

4.2 検討結果

表-2 に梁バネモデルに作用させる流動圧の分布形状（台形分布、三角形分布）と後列杭の曲げモーメント結果を示す。FEM の流動圧と、梁バネ解析で後列杭に作用させた流動圧を総面積（深度毎の流動圧の合計）で比較すると、台形分布の方が三角形分布に比べて再現性が高いことがわかった。発生曲げモーメントの算出結果においても、若干ではあるが台形分布の方が FEM 結果に近い値をとることがわかった。ただし、どちらの分布形状においても、梁バネ解析の曲げモーメントの最大値は FEM の曲げモーメントの最大値の 2 倍以上となり、今回設定した梁バネ解析モデルでは FEM 解析結果を再現できているとは言えない結果となった。

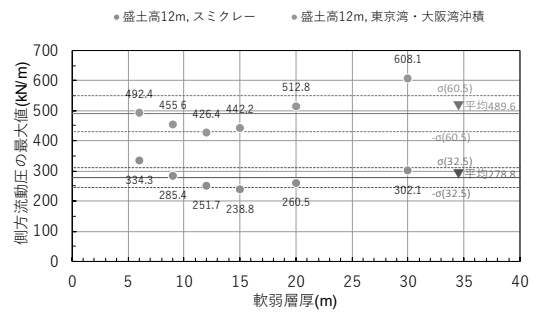


図-3 流動圧の最大値と軟弱層厚

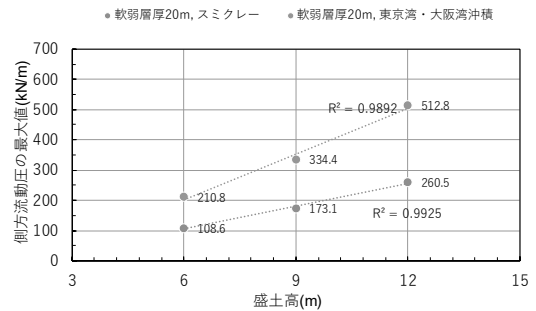


図-4 流動圧の最大値と盛土高

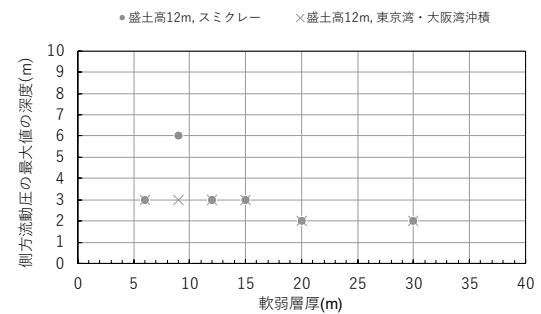


図-5 流動圧の最大値の深度と軟弱層厚

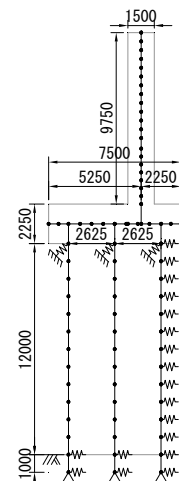


図-6 梁バネ解析モデル

5. まとめ

2次元FEMを用いたパラメトリック解析により流動圧を算出し、流動圧の最大値は盛土高および軟弱地盤の材料特性（非排水せん断強度）が影響因子であることがわかった。また、流動圧の分布形状は軟弱層厚により相違が見られることがわかった。梁バネ解析結果からは、流動圧の総面積に関しては、三角形分布より台形分布の方がFEM結果に近い値を再現できることがわかった。今後、側方流動圧を考慮した照査方法を提案するために、前列杭の前面抵抗地盤バネ、杭先端条件の改善及び、流動圧の分布形状ケース追加等を行うことによる梁バネ解析の精度の向上、複数の軟弱地盤材料ケース等の追加検討を行い、精度の高い流動圧算定式の構築をするとともに、実設計への適用性を検証する必要がある。

表-2 流動圧の分布形状と杭の発生曲げモーメント

分布形状	台形分布	三角形分布
FEMと梁バネ解析の流動圧の比	<p>—：梁バネ解析，軟弱層厚 12m，盛土高 12m - -：FEM解析，軟弱層厚 12m，盛土高 12m FEMと梁バネ解析の総面積の比率：1.01</p>	<p>—：梁バネ解析，軟弱層厚 12m，盛土高 12m - -：FEM解析，軟弱層厚 12m，盛土高 12m FEMと梁バネ解析の総面積の比率：1.26</p>
FEMと梁バネ解析の後列杭の曲げモーメントの比	<p>—：梁バネ解析，軟弱層厚 12m，盛土高 12m - -：FEM解析，軟弱層厚 12m，盛土高 12m FEMと梁バネ解析の曲げモーメント最大値の比率：2.36</p>	<p>—：梁バネ解析，軟弱層厚 12m，盛土高 12m - -：FEM解析，軟弱層厚 12m，盛土高 12m FEMと梁バネ解析の曲げモーメント最大値の比率：2.79</p>

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、堀内主任研究員、谷本主任研究員、飯島研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センター各位に深く感謝致します。

所属：日本インフラマネジメント株式会社

＜参考文献＞

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2017.11.，2) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領第二集（橋梁建設編），2016.8.，3) (公社)日本道路協会：杭基礎設計便覧，2015.3.，4) 国立研究開発法人土木研究所，地中連続壁協会：橋台に作用する側方流動力の評価および側方流動力に対する地中連続壁基礎の抵抗特性の評価に関する共同研究報告書，共同研究報告書第479号，2016.，5) 大城ら：軟弱地盤上の橋台基礎の健全度評価に関する実験および解析，土木技術資料，pp.44-49，2017.8.，6) (公社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，2019.11.，7) 建設省土木研究所：橋台の側方移動に関する研究，土木研究所資料，第1804号，1981.12.

道路橋の耐震補修補強における性能評価手法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 石崎 覚史

1. まえがき

道路橋示方書V耐震設計編¹⁾(以下、道示)では、文献²⁾に基づき、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚)の塑性変形能の評価法が規定されている。一方、文献³⁾に基づく巻立て補強したRC橋脚の限界状態評価法では、最大水平耐力付近で安定していた水平力が低下し始める点を設計上の終局変位とみなし、これに安全係数(限界状態2:1.5、限界状態3:1.2)を考慮することによって限界状態変位を算出しているが、この限界状態変位は、直接橋脚の変位や損傷状況、抵抗特性の関係を評価した点ではないといった課題がある。

2. 研究目的

巻立て補強したRC橋脚の評価手法を道示¹⁾と同等のメカニズムに基づく設計手法とすることを目的に、巻立て補強したRC橋脚の損傷状態に応じた限界状態の評価や不確実性を考慮した部分係数の設定に向けて、巻立て補強したRC橋脚の塑性ヒンジ長 L_p ⁴⁾や限界状態³⁾の評価を行っている。しかし、文献⁴⁾⁵⁾の検討において、対象としている供試体数は、鋼板によって巻立て補強したRC橋脚(以下、鋼板巻立て橋脚)に限れば4供試体と、検証数が少ないことが課題となっていた。そこで、既往の鋼板巻立て橋脚の正負交番載荷実験結果を収集し、提案した限界状態変位の評価式の推定精度の検証結果について報告する。

3. 補強橋脚の限界状態

図-1に、新設RC橋脚¹⁾²⁾を参考に補強橋脚の水平力-水平変位関係と限界状態を整理したものを示す⁶⁾。限界状態1は、RC橋脚の挙動が可逆性を有する限界の状態である。限界状態2は、水平力の低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態であり、限界状態3は、水平耐力を保持できる限界の状態である¹⁾²⁾⁶⁾。

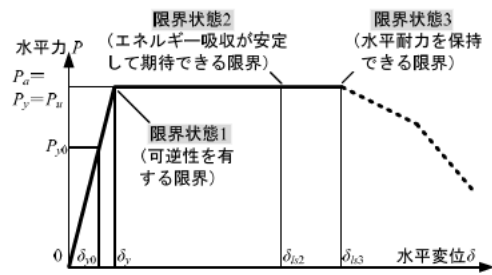


図-1 補強橋脚の水平力水平変位関係と限界状態

表-1 対象供試体の諸元⁷⁾

補強目的分類	供試体No.	断面形状	断面寸法(mm)	載荷高さ(mm)	軸方向鉄筋比(%)	帯鉄筋体積比(%)	軸方向鉄筋		アンカー筋	
							径	降伏点(N/mm ²)	径	降伏点(N/mm ²)
曲げ耐力補強	1	矩形	600 × 600	2950	1.59	0.13	D10	382	D13	345
	2	矩形	600 × 600	3010	1.59	0.13	D10	381	M12	298
	3	矩形	600 × 600	3010	1.59	0.13	D10	381	M12	298
じん性補強	4	矩形	500 × 500	2330	2.28	0.07	D10	362	-	-
	5	矩形	500 × 500	2330	2.28	0.07	D10	362	-	-
	6	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	345	-	-
	7	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	350	-	-
	8	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	350	-	-
	9	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	346	-	-
	10	矩形	800 × 800	3000	2.48	0.25	D32	346	-	-
	11	矩形	500 × 500	2000	3.45	0.24	D13	359	-	-
	12	矩形	500 × 500	2000	3.45	0.24	D13	359	-	-

4. 対象供試体

対象とした供試体の一覧を表-1に示す。対象とした供試体⁷⁾は、過去に行われた鋼板巻立て橋脚の実験のうち、正負交番繰返し載荷が行われており、同一変位での載荷繰返し回数が3回のものでした。対象供試体のうち、橋脚基部にアンカー定着を行う曲げ耐力補強が3基(図-2

(a)、アンカー定着を行わないじん性補強が9基(図-2(b))である。

5. 実験結果の分析

実験における限界状態変位の評価手法は、星隈らが提案した新設 RC 橋脚の評価手法²⁾と同様の観点で行った。具体的には、限界状態2は、3回繰り返し载荷のうち、1回目载荷の水平力の最大値と3回目载荷の水平力の最大値の比率が85%を上回り、かつ、2回目载荷のエネルギー吸収量と3回目载荷のエネルギー吸収量の比率が90%を上回る限界の状態とした。また、限界状態3は水平耐力を保持している限界の状態とした。上述の指標に基づき、各供試体の実験結果より算出した限界状態変位の一覧を表-2に示す。

6. 限界状態変位の推定

新設 RC 橋脚の計算による限界状態変位の評価式は、道示¹⁾では、式(1)により算出することが規定されている。式中の補正係数 k は、実験値が評価式を1.3倍程度上回ったことを考慮して設定されたものである³⁾。

$$\delta_{L_s} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_s - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{co}^{0.22} \quad (2)$$

$$\beta_{sc} = \frac{384 E_c I_{sc}}{5 n d^3 s} \quad (3)$$

鋼板巻立て橋脚の計算による限界状態変位の計算値は、提案手法⁴⁾に基づき、式(2)の軸方向鉄筋のはらみ出しに対するかぶりコンクリートの抵抗を表したばね定数(β_{co})を、式(3)に示す軸方向鉄筋のはらみ出しに対する補強鋼板の抵抗を表したばね定数(β_{sc})と置き換え算出した(単位はともに N/mm^2)。ここで、 δ_{L_s} は限界状態に相当する水平変位(mm)、 δ_{yE} は限界状態1に相当する水平変位(降伏変位)(mm)、 ϕ_y は限界状態1に相当する水平変位(降伏変位)の曲率(1/mm)、 h は慣性力作用位置までの距離(mm)、 ϕ は軸方向鉄筋の直径(mm)、 ε_{st} は各限界状態に相当する水平変位における軸方向鉄筋の引張ひずみ、 C は限界状態2の場合0.025、限界状態3の場合0.035、 β_s は軸方向鉄筋のはらみ出しに対して横拘束鉄筋の抵抗を表したばね定数(N/mm^2)、 E_c はかぶりコンクリートのヤング係数(N/mm^2)、 I_{sc} はかぶりコンクリートと補強材料の合成断面からなる断面2次モーメント(mm^4)、 s は帯鉄筋間隔(mm)、 d は帯鉄筋の有効長(mm)、 n は帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数(本)である。塑性ヒンジ長 L_p を算出する際は提案手法⁴⁾に基づき、 β_{co} を β_{sc} に置き換え算出ししている。このとき、実験はフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに伴う回転変位を含んでいるた

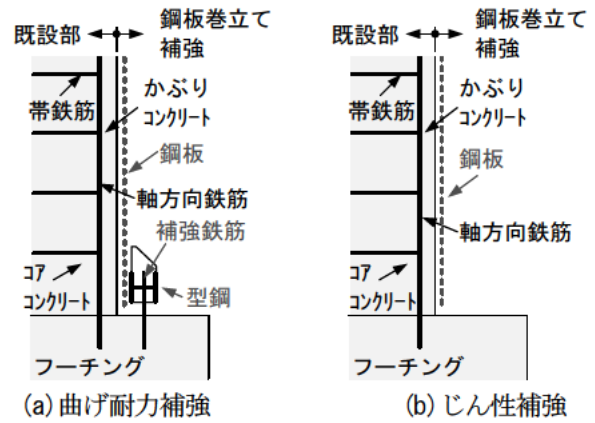


図-2 対象供試体の概念図
表-2 実験における限界状態時の変位

供試体 No.	限界状態2		限界状態3		供試体 No.	限界状態2		限界状態3	
	基準変位 (mm)	変位 (mm)	基準変位 (mm)	変位 (mm)		基準変位 (mm)	変位 (mm)	基準変位 (mm)	変位 (mm)
1	5δy	83	6δy	99	7	4δy	73	6δy	113
2	6δy	81	7δy	95	8	6δy	101	8δy	134
3	5δy	67	6δy	81	9	6δy	85	8δy	113
4	6δy	73	7δy	85	10	10δy	115	12δy	138
5	3δy	44	5δy	74	11	5δy	39	6δy	47
6	6δy	103	8δy	138	12	6δy	45	7δy	53

表-3 提案式で算出した限界状態時の変位

供試体 No.	限界状態2		限界状態3		供試体 No.	限界状態2		限界状態3	
	変位 (mm)	変位 (mm)	変位 (mm)	変位 (mm)		変位 (mm)	変位 (mm)	変位 (mm)	変位 (mm)
1	63.1	70.5	7	80.6	80.6				
2	43.0	50.5	8	79.4	79.4				
3	42.6	50.1	9	82.8	98.2				
4	55.9	61.5	10	103.6	126.2				
5	36.0	41.6	11	38.8	48.1				
6	92.5	96.7	12	38.3	47.4				

め、それを考慮した。上述の計算手法を用いて算出した、各供試体の限界状態変位の一覧を表-3に示す。

7. 研究結果

前章にて算出した限界状態変位の実験値と計算値の比率の図-3に頻度分布、表-4に統計値を示す。頻度分布及び統計値には、本稿で検証した12供試体に加え、既往文献⁵⁾にて検証済みの鋼板巻立て橋脚4供試体を加えた結果である。また、統計値には新設橋を対象とした構造諸元でのRC橋脚の検証結果⁹⁾も示し、鋼板巻立て橋脚と新設RC橋脚の推定精度を比較した。なお、計算値は、評価式による推定精度を確認する目的で、前述の補正係数 k を考慮していない。

実験値と計算値の比率の平均値は、限界状態2、3ともに、新設RC橋脚の補正係数である $k=1.3$ と概ね近い値になる。図-4に示す、限界状態の変位について実験値と計算値を比較したのもでも、 $k=1.3$ 付近で良好な分布となっている。ばらつきについても、限界状態2、3ともに、20%程度となり、現行の設計手法でのばらつきが40%程度⁹⁾であったことから、従来の方法と比較し、提案式による推定精度の改善が確認できた。

以上より、提案手法⁴⁾を用いた場合において、鋼板巻立て橋脚の限界状態変位算出時の補正係数 k は、新設RC橋脚と同様に1.3とすることで、新設RC橋脚の設計法と同様の信頼性を確保できることが確認できた。

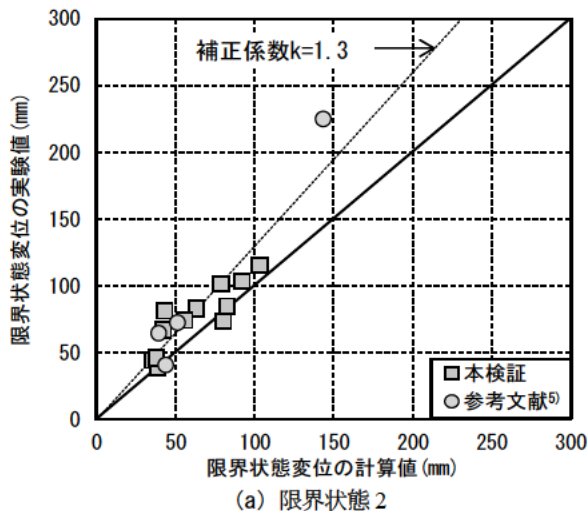


表-4 限界変位（実験値/計算値）の統計値

(a) 限界状態2

	本検証	新設RC ⁸⁾
データ数	16	34
平均値	1.27	1.22
標準偏差	0.28	0.24
変動係数	0.22	0.20

(b) 限界状態3

	本検証	新設RC ⁸⁾
データ数	16	34
平均値	1.40	1.32
標準偏差	0.29	0.31
変動係数	0.21	0.24

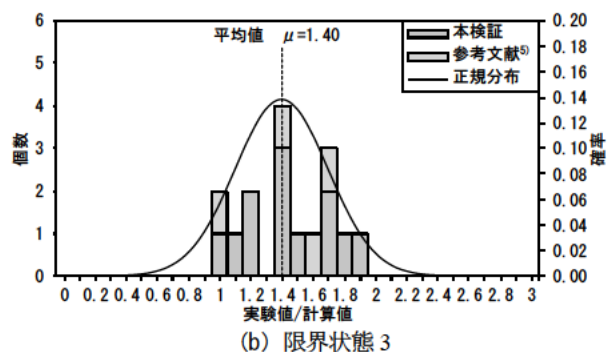
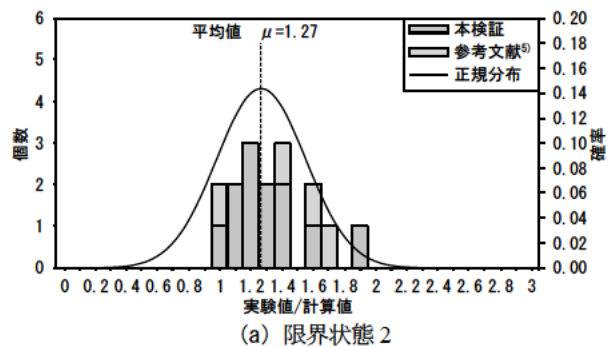


図-3 塑性変形能の頻度分布

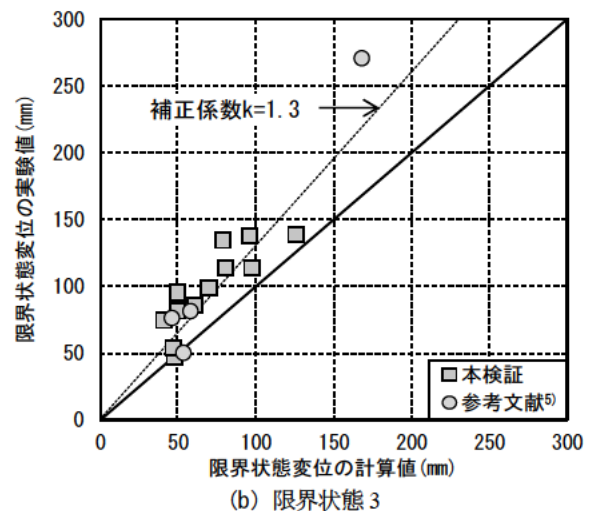


図-4 限界状態の変位の比較

8. まとめ

本研究では、鋼板巻立て橋脚について、限界状態の評価手法の構築に向け、提案している評価式のばらつきの検証を行った。その結果、鋼板巻立て橋脚の限界状態評価において、提案式を用いることにより、新設 RC 橋脚の設計法と同様の信頼性を確保できることが確認できた。今後の課題は、同様の限界状態変位の評価式が提案されている炭素繊維によって巻立て補強した RC 橋脚について、提案式の適用性を検証し、設計法としての所定の信頼性の確保について検討していく。

9. 謝辞

本研究を遂行するにあたり、多大なるご指導を賜りました、大住上席研究員、澤田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ご心より感謝申し上げます。

所属：株式会社地震工学研究開発センター

<参考文献>

- 1) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.
- 2) 星隈順一, 堺淳一, 小森暢行, 坂柳皓: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 土木研究所資料, No. 4262, 2013.
- 3) (社) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.
- 4) 宮田秀太, 澤田守, 中尾尚史, 大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価, 構造工学論文集, Vol. 65A, pp. 250-263, 2019.
- 5) 宮田秀太, 石崎覚史, 澤田守, 大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態評価に関わる解析的検討, 第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp. 123-130, 2019.
- 6) 石崎覚史, 宮田秀太, 澤田守, 大住道生: 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する調査分析, 第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp. 115-122, 2019.
- 7) 石崎覚史, 宮田秀太, 澤田守, 大住道生: 鋼板によって巻立て補強した鉄筋コンクリート橋脚の限界状態変位評価手法の検証, 土木学会第 75 回年次学術講演会, 2020 (発表予定)
- 8) 大住道生, 岡田太賀雄: V 耐震設計編の改定と関連する調査研究, 土木技術資料, 第 60 巻, 第 2 号, pp. 30-33, 2018.
- 9) 宮田秀太, 澤田守, 中尾尚史, 大住道生: 巻立て補強した鉄筋コンクリート橋脚の限界状態評価に関する一考察, 土木学会第 74 回年次学術講演会, I-68, 2019.

PE 被覆ケーブル内部の状態評価に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 峰 穂高

1. まえがき

吊構造形式の橋梁では、吊材に使われているケーブルが耐荷性能において重要な役割を担っている。そのため、ケーブルに対しては十分な防食機能を付与するのが一般的である。ケーブルの防食方法として、良好な施工品質や高い環境遮断性が得られるポリエチレンで被覆したケーブル（以下、「PE 被覆ケーブル」という）が斜張橋など多くの吊構造形式橋梁でこれまで使用されている。一方で、外的な要因などにより被覆が損傷した場合に内部のケーブルの状態の把握が容易でないため、過去には、エクストラドーズド橋の PE 被覆ケーブルで、素線の腐食が深刻化した結果、外観に変状が確認されることなく供用中に突然ケーブルが破断する事故も報告されている¹⁾。

本文では、被覆内部のケーブルの状態評価手法を構築することを目的として、実際に供用している斜張橋で交換のために撤去した PE 被覆ケーブルを対象に、ケーブルの腐食の進展に影響するケーブル内部の温湿度に着目したモニタリング結果、素線内外の腐食進展状況の確認を行うために実施した腐食促進試験結果について報告する。

2. 温湿度計測

2.1 概要

ポリエチレン被覆そのものは現場での架設中や供用中の飛来物との衝突や擦過、打撃等によって損傷する可能性があり、その場合には被覆の損傷部から雨水等が内部に浸入することで、被覆内部のケーブルの腐食が進行する可能性が考えられる。そこで、被覆内部での水の有無に着目した計測を実施した。

2.2 対象ケーブル

対象とする PE 被覆ケーブルは、**図-1**に示すように $\phi 7\text{mm}$ の亜鉛めっき鋼線 187 本により構成されており、その表面に高密度ポリエチレン被覆による防食加工を施したものである。また、ケーブルの計測位置を**写真-1**に示す。ケーブル試験体は全長が 7.4m であり、実橋を模擬してほぼ全長が 18 度～20 度の傾斜となるように架台に固定した。なお、ケーブル端部は切断面をキャッピングにより密閉した。

2.3 計測方法

温湿度の計測にはケーブル型のワイヤレス温湿度計を使用した。計測したデータは無線通信により携帯電話等の通信端末へ随時データを送信することが可能であるため、計測開始後から密閉状態を保ったまま連続してデータを取得することができる。計測期間中は 10 分毎に自動で温湿度の測定を行うよう設定し、試験開始から連続して計測を行った。

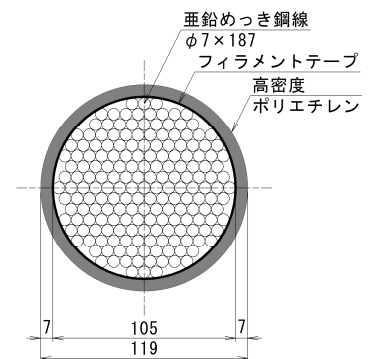


図-1 ケーブル断面図

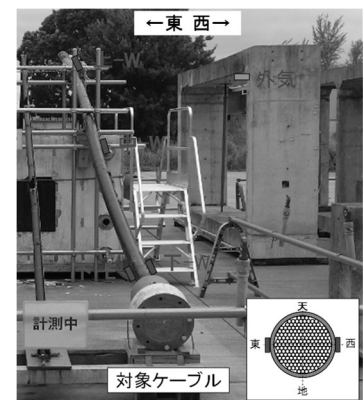


写真-1 計測位置

温湿度計の設置にあたっては、PE 被覆の側面に $\phi 10\text{mm}$ でケーブル素線を損傷させないように慎重にドリル削孔を行い、PE 被覆と素線の間には素線に巻き付けて施工されているフィラメントテープも孔部分だけカットして素線表面が外観

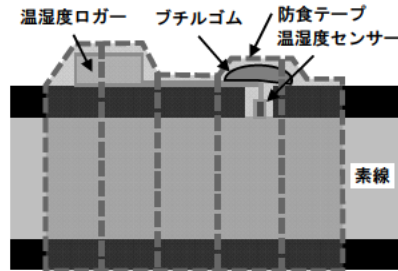


図-2 温湿度計設置概要図

できる状態とした。その後、温湿度計をセンサー部ができるだけ素線に近い空間に位置するように素線直近まで差し込むようにして設置し、削孔部は図-2 に示すように密閉と止水の処理を施した。また、被覆内部への水の注水は定着部付近の被覆が損傷し損傷部から水が浸入したことを想定し、図-3 に示す位置に被覆側面を $\phi 10\text{mm}$ で削孔し、その注水孔より少量の水を注水した後、密閉と止水処理を行った。

2.4 計測結果

2.4.1 概要

湿り空気（乾燥空気と水蒸気との和である大気中の空気）の温湿度の状態は、圧力が一定であるとの条件を置くことで、絶対湿度、乾球温度、相対湿度等の関係を示した湿り空気線図で表されることが知られており、計測結果は湿り空気線図にて整理を行った。なお、計測期間は 2019/5/3~7/5（注水日；6/4）であり、注水日より前後 1 ヶ月毎のデータにて整理を行い、注水前後での温湿度の挙動の把握を行った。

2.4.2 延長方向の温湿度状況

図-4 に湿り空気線図にプロットしたケーブル延長方向の温湿度計測結果を示す。被覆ケーブル内に注水することで注水孔付近の相対湿度が 60%Rh から 80%Rh 程度まで上昇していることが確認できる。一方で、注水孔付近以外においては延長方向で大きな相対湿度の変化は確認できなかった。

2.4.3 断面方向の温湿度状況

図-5 に湿り空気線図にプロットしたケーブル断面方向の温湿度計測結果を示す。注水孔付近の下-W に加え、注水孔と反対側の下-E においても相対湿度が 60%Rh~70%Rh 程度から 80%Rh~90%Rh 程度まで上昇していることが確認できる。下-E については、下-W での相対湿度に平衡となる傾向であった。

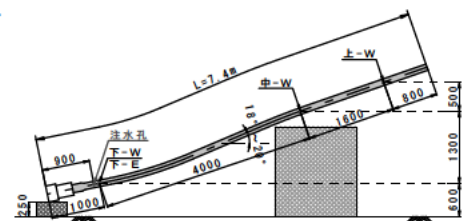
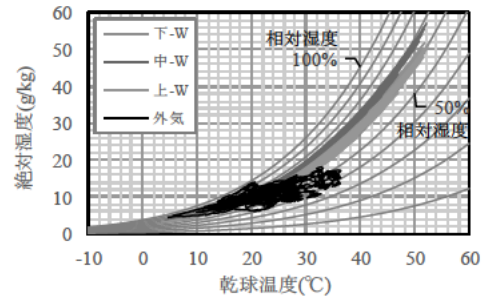
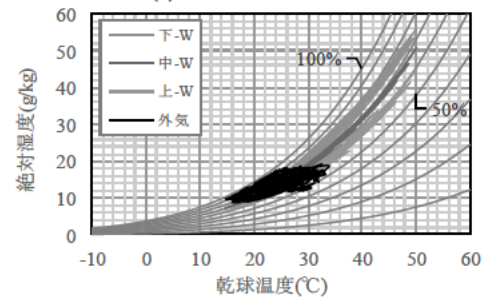


図-3 注水孔位置図

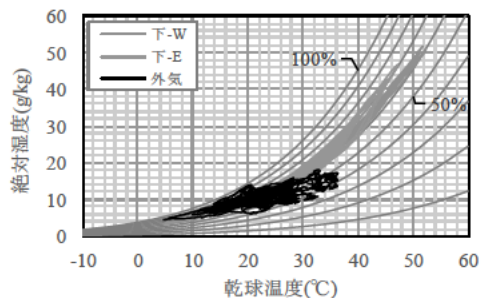


(a) 注水前 1 ヶ月

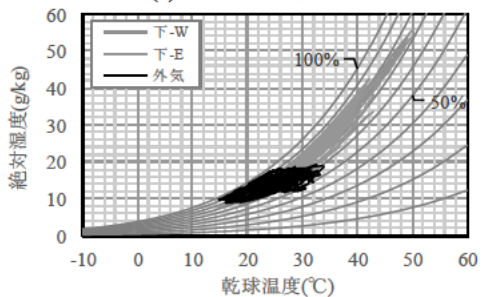


(b) 注水後 1 ヶ月

図-4 延長方向の計測結果



(a) 注水前 1 ヶ月



(b) 注水後 1 ヶ月

図-5 断面方向の計測結果

3. 腐食促進試験

3.1 概要

前述の温湿度計測結果から、被覆ケーブル内部の温湿度を計測することでケーブル内部の水の有無を検知できる可能性があることが分かった。一方、ケーブル内部に水が浸入した場合、温湿度計測のためのモニタリング孔より最外縁のケーブル素線の腐食状況は確認できるものの、断面内部の腐食状況については確認できない。そこで、ケーブル内部に水が浸入した場合の素線内外の腐食進展状況を把握するために、腐食促進試験を実施した。

3.2 試験方法

促進試験に際し、実際に供用している斜張橋で交換のために撤去した PE 被覆ケーブルより図-6 および写真-2 に示す供試体を作成した。作成した供試体は長さ 300mm とし、端部はエンドキャップや塩ビ管、シーリング材、防水テープ等を用いて完全にシールした。また、促進試験は表-1 に示す 6 ケースとし、恒温恒湿機内に設置し、乾湿の繰返しを行った。乾湿繰返し条件は、文献 2) を参考に、60°C・80%RH（相対湿度）を 12 時間（うち設定調整 1 時間）、40°C・95%RH（相対湿度）を 12 時間（うち設定調整 1 時間）の 2 条件を 1 サイクルとし、6 ヶ月間継続した。なお、このサイクルは昼夜の温湿度サイクルを想定したものである。また、各ケースにおいて試験体を 3 体ずつ作成し、30 日後、90 日後、180 日後にそれぞれ試験体を解体し、ケーブルの水濡れ状況を観察するとともに、ケーブルの腐食状況の評価を行った。なお、腐食状況の評価方法は、鋼道路橋防食便覧³⁾に記載されているめっき皮膜の劣化度評価を用いて 5 段階評価を行った。

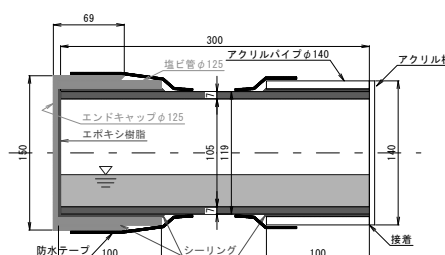


図-6 促進試験用供試体



写真-2 作成した供試体

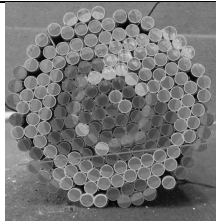
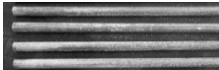

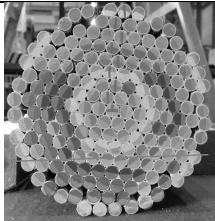


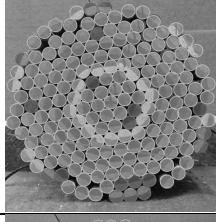
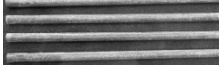
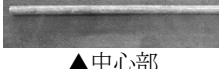
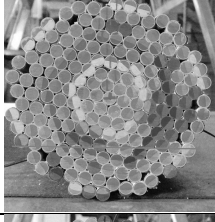


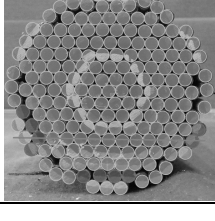
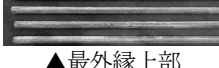
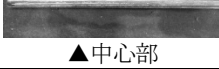
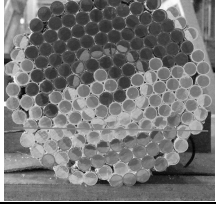
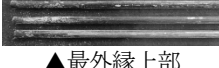
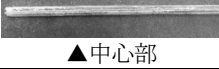
表-1 促進試験ケース

ケース名	内容	備考
CASE1	健全	損傷のないPE被覆ケーブルを想定したケース
CASE2	削孔のみ	損傷したPE被覆ケーブルを想定したケース
CASE3	削孔+注水	損傷したPE被覆ケーブルから水が被覆内部に浸入したことを想定したケース
CASE4	注水	製作時から水が被覆内部に浸入したことを想定したケース
CASE5	削孔+注水（塩水）	損傷したPE被覆ケーブルから凍結防止剤など塩分を含む水が被覆内部に浸入したことを想定したケース
CASE6	被覆無	PE被覆による効果を検証するため裸ケーブルとしたケース

3.3 試験結果

表-2 に促進試験結果の一例として、90 日後および 180 日後における CASE3(削孔+注水)、CASE4(注水)、CASE5(削孔+塩水注水)の発錆状況を整理した結果を示す。90 日後においてはいずれのケースも劣化度 I あるいは劣化度 II であり、各ケースにおける大きな違いは見られなかった。一方、180 日後においては、水のみケースと塩分を含むケースでは水中部において同様の腐食傾向であるものの、水位位置より離れた位置での界面合金層の劣化が顕著となっており、特に中心部より上側の広範囲で確認された。さらに、最外縁上部と中心部の素線の腐食状況を比較すると、いずれのケースにおいても両者の腐食状況に大きな違いは確認されないことも分かった。

表-2 腐食促進試験結果 (90 日後および 180 日後)

	90 日後		180 日後		
CASE3 (削孔+注水)		 ▲最外縁上部  ▲中心部		 ▲最外縁上部  ▲中心部	凡例 I ● II ● III ● IV ● V ●
CASE4 (注水)		 ▲最外縁上部  ▲中心部		 ▲最外縁上部  ▲中心部	
CASE5 (削孔+塩水注水)		 ▲最外縁上部  ▲中心部		 ▲最外縁上部  ▲中心部	

4. おわりに

撤去ケーブルの温湿度計測結果から、PE 被覆ケーブル内部の温湿度環境の推定を行うための信頼性の高い直接的な環境データを PE 被覆の一部を削孔して計測することで取得可能であることが明らかにできた。一方で、被覆内部に水が浸入した場合、ケーブル下部に滞水する可能性が高いことから、ケーブル下部の温湿度を計測することで、ケーブル内部の水の有無を検知できる可能性があることが分かった。なお、実橋のケーブルや鋼製の単管を用いた模擬閉鎖空間での温湿度計測も実施しており、その結果については文献 4) で報告を行っている。

また、腐食促進試験の結果、被覆内部に水が浸入した場合、外側と内側の腐食状況に大きな差異は見られなかったことから、温湿度計測のために削孔したモニタリング孔を用いて最外縁のケーブルを観察することでケーブルの腐食状況を代表して把握できる可能性があることが分かった。

5. 謝辞

本研究の実施にあたりご指導いただきました上仙上席研究員、坂本研究員並びに構造物メンテナンス研究センター各位に深く感謝します。

所属：株式会社シーティーアイ・グランドプランニング

<参考文献>

- 1) 神田隆仁, 船木孝仁, 高橋昌平, 高野優, 越前谷宏昭: 雪沢大橋ケーブル破断への対応と今後の維持管理について, 平成 26 年度東北地方整備局管内業務発表会, 2014.
- 2) 北川信, 古家和彦, 中村俊一, 鈴木恵太: 吊橋ケーブル送気乾燥システムの防食性能に関する研究, 土木学会論文集, No.672/IV-50, pp.145-154, 2001.
- 3) 鋼道路橋防食便覧, 公益社団法人日本道路協会, 平成 26 年 3 月
- 4) 坂本佳也, 玉越隆史, 上仙靖, 山本健太郎, 峰穂高: PE 被覆ケーブルの内部環境の把握に関する研究, 構造工学論文集, Vol.66A, pp.419-430, 2020.3

アスファルトの繰り返し再生に適した再生用添加剤の検討

チーム名等 材料資源研究グループ
氏 名 田湯 文将

1. 研究背景と目的

アスファルト舗装に用いられるアスファルト混合物（以下、混合物）は、99.5%が再資源化されており¹⁾、その多くが、再生アスファルト混合物（以下、再生混合物）へと再生利用されている。この再生利用技術は、1980年代には開発が始められ²⁾、近年は、使用される混合物の8割近くを再生混合物が占めるまでになっている³⁾。このような状況の中、今後は一度だけでなく繰り返し再生された混合物の利用が増加していくと予想される。これまでの再生利用技術では、1、2回程度の再生であれば可能であることが分かっているが、何度も繰り返し再生した場合の品質については十分に分かっていない。そのため、舗装の再生利用を持続的に維持するために繰り返し再生が可能な技術を開発することが求められている。

筆者は、これまでに再生時に用いる再生用添加剤（以下、添加剤）の種類を変えて繰り返し再生した場合のアスファルトの性状について調査を行い、添加剤の種類によって再生アスファルトとその混合物の性状が異なる傾向にあることを明らかにした⁴⁾。このことから添加剤の品質により、繰り返し再生に適したものと、そうでないものがあると考えられた。

そこで、本研究では繰り返し再生に適した添加剤がどのような種類のものであるかを明らかにし、それを簡便に評価する方法を提案する目的で、以下の検討を行った。

そこで、本研究では繰り返し再生に適した添加剤がどのような種類のものであるかを明らかにし、それを簡便に評価する方法を提案する目的で、以下の検討を行った。

検討①：室内試験においてアスファルトの促進劣化および複数種類の添加剤を用いた劣化アスファルトの再生（以下、繰り返し劣化・再生）5回繰り返し、再生アスファルトの性状変化を検討

検討②：針入度を促進劣化により極端に低下（以下、強劣化）させたアスファルトを再生し、その再生アスファルトを用いた再生混合物の骨材間付着力とひび割れ抵抗性を検討

検討③：骨材間付着力とひび割れ抵抗性の関係性の検討

2. 試験概要

2.1 新規アスファルトと再生用添加剤の性状

表-1 に新規のストレートアスファルト 60/80（以下、ORG）の性状、表-2 に添加剤の密度と四成分組成を示す。添加剤は、四成分組成に着目し成分の異なる添加剤 A から添加剤 E までの 5 種類を用いた。添加剤 A および添加剤 B は芳香族分の割合が約 90% となっており、芳香族分を多く含む添加剤となっている。添加剤 C および添

表-1 ストレートアスファルト 60/80(ORG)の性状

密度(g/cm ³)	1.039
針入度(1/10mm)	70
軟化点(°C)	46.5
伸び 15°C(cm)	100+

表-2 再生用添加剤の密度と四成分組成

	添加剤 A	添加剤 B	添加剤 C	添加剤 D	添加剤 E	
密度(g/cm ³)	0.975	1.013	0.909	0.948	0.863	
組成 (%)	アスファルト テン分	0.1	0.2	0.0	0.6	0.0
	レジジン分	6.1	3.7	2.5	2.1	0.0
	芳香族分	88.1	91.1	47.7	47.4	0.1
	飽和分	5.7	4.9	49.9	49.8	99.9
PCA 対応 ⁵⁾	適合	適合	適合	適合	—	

加剤 D は飽和分と芳香族分の割合が約 50%を占めるものとなっている。添加剤 E は通常添加剤として使用されているものではないが、飽和分の影響を見るために使用した。

2.2 アスファルトの劣化・再生方法

2.2.1 促進劣化方法

本試験におけるアスファルトの促進劣化は、舗装調査・試験法便覧⁵⁾A046 および A059 に示される薄膜加熱試験（以下、TFOT）および加圧劣化試験（以下、PAV）によって行った。TFOT は混合物の製造および施工時の劣化を想定したもの、PAV は長期供用後の劣化を想定したものである。

2.2.2 アスファルトの繰り返し劣化・再生方法

図-1 にアスファルトの劣化・再生試験手順を示す。検討①においては、ORG を繰り返し劣化・再生する試験（以下、繰り返し再生試験、図-1 における①）を実施した。繰り返し再生試験に関し

て以後、n 回繰り返し再生したものを再生 n、添加剤毎に再生したものを繰り返し A~E と表す。繰り返し再生試験は、PAV を 54 時間に設定することで針入度が 20 になるまで劣化させた。劣化アスファルトの再生は、添加剤を用いて針入度が 70 となるように調整した。なお、本試験は添加剤の影響を強調するために一般的な再生混合物とは異なり、新規アスファルトは使用せずに添加剤のみで再生して検討を行った。

2.2.3 アスファルトの強劣化と再生方法

検討②においては、強劣化アスファルトを作製し、一度の添加剤の添加のみで針入度が 70 となるように再生する試験（以下、低針入度再生試験、図-1 における②）を実施した。低針入度再生試験は、PAV を 288 時間に設定することで、針入度が 5 になるまで劣化させている。これは、繰り返し再生試験の省力化のために行ったものであり、本試験の劣化・再生 1 回が繰り返し再生試験における再生 3 に相当することを既往研究⁶⁾により確認している。

2.3 各種性状試験方法

2.3.1 アスファルトの材料性状試験

再生アスファルトに対して表-3 に示す各種アスファルト性状試験を実施し、繰り返し再生試験において各再生アスファルトの性状を確認した。

2.3.2 アスファルト混合物の性状試験

各混合物の骨材間の付着力の検証のため、これまでの研究²⁾でその評価をすることができた供試体温度を 60℃ にした高温域におけるカンタブロ試験（以下、高温カンタブロ試験）を実施した。表-4 に高温カンタブロ試験条件を示す。また、各混合物のひび割れ抵抗性を検証するために、低針入度再生試験により作製した再生アスファルトを用いてホイールトラッキング疲労試験（以下、WT 疲労試験）を実施した。表-5 に WT 疲労試験条件、図-2 に WT 疲労試験の模式図を示す。WT 疲労試験は、厚さ 5cm のシリコーンゴムの上に供試体を設置して、その上で車輪を走行させて車輪走行による繰り返し荷重を再現したものである。本試験方法は、舗装の破損形態の一つである表面縦ひび割れ（タイヤ通過部に沿って走行方向に表面から発生するひび割れ）を評価する方法として開発さ

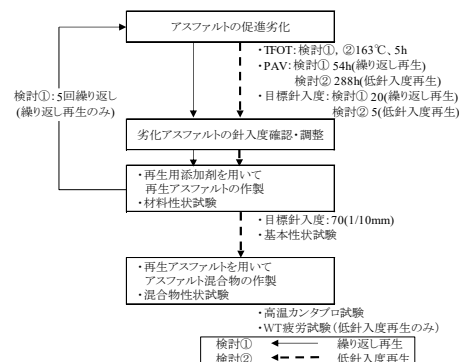


図-1 アスファルト劣化・再生試験手順

表-3 アスファルト性状試験

試験項目	関連・性能等	試験方法
針入度試験	アスファルトの硬さ	舗装調査・試験法便覧 A041 ⁵⁾
軟化点試験	軟化温度	舗装調査・試験法便覧 A042 ⁵⁾

表-4 高温カンタブロ試験条件

供試体温度(℃)	60
ロサンゼルス試験機内温度(℃)	30
ドラム回転数	毎分 30 回転で 300 回転

れたもので、500回走行毎にタイヤ走行部のひび割れ率を測定することで、混合物のひび割れ抵抗性を検証した。ひび割れ率は、試験後の供試体のタイヤ走行部を真上から写真撮影した画像を5mm四方のメッシュで切り、ひび割れが含まれるメッシュ数を全体メッシュ数で除して算出した。なお、両試験ともに混合物の種類は密粒度アスファルト(13)とし、同一の試料において3つの供試体からデータを取得して平均した値を試験結果として用いた。

3. 試験結果と考察

3.1 再生アスファルトの軟化点

図-3に各再生アスファルトの軟化点を示す。繰り返し再生試験においては、再生回数が増えると軟化点が上昇する傾向が見られた。特に、飽和分が多い添加剤C、D、Eの軟化点は、芳香族分の多い添加剤A、Bと比較して、劣化3以降に顕著に軟化点が増大した。一方で、芳香族分が多い添加剤A、Bの軟化点は、再生3までは規格値上限である52°C程度で推移しており、再生5の時点でも軟化点が55~65°C程度と緩やかな上昇となった。また、いずれの再生回数においても軟化点は、小さい順に添加剤B<A<D<C<Eとなっていた。低針入度再生試験においても、軟化点は同様の傾向を示した。これより、芳香族分の多い添加剤A、Bでは、飽和分が多く含まれる添加剤C、D、Eと比較して軟化点がORGに近い性状まで回復するが、飽和分が多く含まれる添加剤C、D、Eでは、軟化点の回復効果が小さいため軟化点が増したものと考えられた。

3.2 高温カンタプロ試験結果

図-4に各混合物における高温カンタプロ損失率(以下、損失率)を示す。繰り返し再生試験において、芳香族分の多い添加剤A、Bの損失率は、再生5であっても4%未満と小さい値となった。一方で、飽和分の多い添加剤C、D、Eの損失率は、再生3の時点で損失率が10~70%程度となっており、芳香族分が多い添加剤A、Bよりも供試体が損傷することが確認された。低針入度再生試験においても、損失率は同様の傾向を示した。

3.3 WT 疲労試験結果

図-5にWT 疲労試験結果を示す。ORGおよび芳香族分が多い添加剤A、Bで再生した混合物は、走行回数の増

表-5 WT 疲労試験条件

試験温度(°C)	40
走行速度(往復/min)	21
接地圧(MPa)	0.67
下層ゴム板硬度(JIS K6253 準拠)	15
供試体寸法(mm)	300×300×50
測定項目	車輪走行部のひび割れ率(%)
走行回数と測定条件	500回毎測定

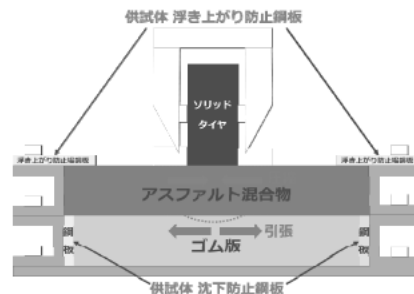


図-2 WT 疲労試験模式図

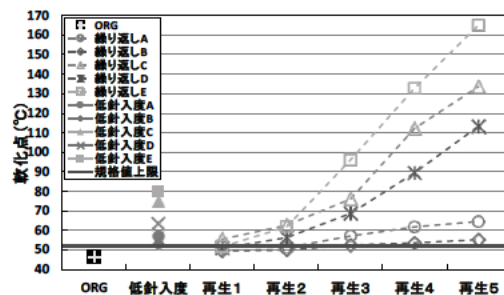


図-3 各再生アスファルトの軟化点

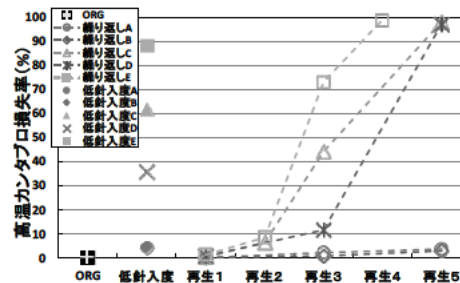


図-4 高温カンタプロ損失率

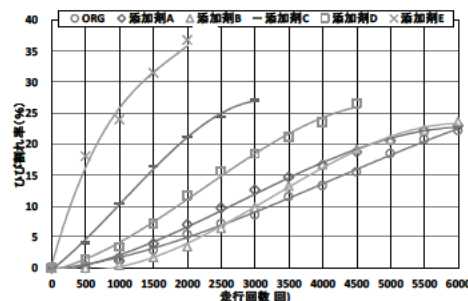


図-5 WT 疲労試験結果

加で緩やかにひび割れ率が増加した。これに対して、飽和分が多い添加剤 C, D, E で再生したものは早期にひび割れ率が増加した。特に添加剤 E では、ひび割れの進行が早くなった。ひび割れの入りやすさは添加剤 E>C>D>A>B>ORG となり、この傾向は高温カンタブロ試験結果と同様であった。

3.4 損失率と各ひび割れ率に至る走行回数との関係

図-6 に高温カンタブロ試験結果と WT 疲労試験結果の相関関係を示す。ここでは、損失率と各混合物のひび割れ率が 5, 10, 15, 20%に達するまでの走行回数（以下、走行回数）の関係を検証した。いずれのひび割れ率においても、走行回数と損失率との間の決定係数は 0.9 を超えており、強い相関性が認められた。以上より、高温カンタブロ試験は、ひび割れ抵抗性と相関性のある評価方法であることが分かった。

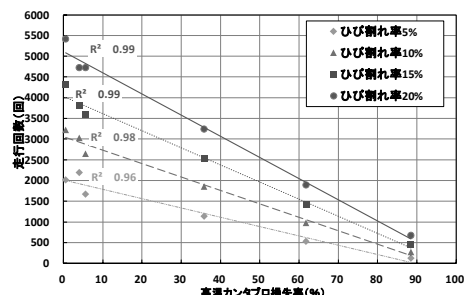


図-6 損失率とひび割れ率の相関関係

4. まとめ

本研究により得られた知見を以下に述べる。

- ・アスファルトを繰り返し再生した場合に、新規アスファルトに近い性状を示すのは芳香族分が多い再生用添加剤であることが分かった。
- ・アスファルト混合物性状試験結果から、骨材間付着力および、ひび割れ抵抗性が高いのも芳香族分が多い再生用添加剤を使用した再生アスファルト混合物であることが分かった。
- ・高温カンタブロ損失率と WT 疲労試験で所定のひび割れ率に達するまでの車輪走行回数との間に強い相関関係が確認された。
- ・高温カンタブロ試験によって再生アスファルト混合物のひび割れ抵抗性を評価できることから、繰り返し再生に適した再生用添加剤を簡便に評価ができる可能性が示唆された。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、先端材料資源研究グループ新田上席研究員、川島研究員、ならびに舗装チーム川上主任研究員には御意見と御指導を賜りました。この場をお借りして、感謝の意を表します。

所属：大成ロテック株式会社

<参考文献>

- 1) 国土交通省，平成24年度建設副産物実態調査結果参考資料，p.9，2014。
- 2) 河野宏，吉兼秀典：舗装廃材の再生利用の現状について，土木学会論文集，第390号，V-8，pp.23-34，1988。
- 3)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，2018。
- 4) 新田弘之，田湯文将，川上篤史，川島陽子：繰り返し再生したアスファルトの性状における再生用添加剤の組成の影響，土木学会論文集E1（舗装工学），第75巻1号，pp.59-67，2019。
- 5) 社団法人 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧，2007。
- 6) 田湯文将，新田弘之，川上篤史，川島陽子：アスファルトの繰り返し再生に適した再生用添加剤選定における省力化の検討，土木学会論文集 E1（舗装工学），第 75 巻 2 号，pp.I_209-I_213，2019。
- 7) 平戸利明，姫野賢治，村山雅人，高橋将人，高橋修：応力緩和に着目した縦表面ひび割れの発生メカニズムとその要因，土木学会論文集 E1（舗装工学），第 72 巻 3 号，pp.I_203-I_210，2016。

コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性の迅速評価手法の適用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 小田部 貴憲

1. まえがき

近年、混和材や高炉スラグ細骨材などの副産物をプレキャスト部材に活用することで、コンクリートの耐久性を向上させ、さらに構造物建設時の環境負荷低減を実現することが期待されている。しかし、現状では、副産物を活用したプレキャスト部材の耐久性向上効果を定量的には評価できておらず、材料選定時や製品受入れ時などの各製造プロセスで耐久性の向上効果を適切に評価できる方法も確立されていない。副産物を活用したプレキャスト部材の耐久性の向上効果とその評価試験方法の確立、および、プレキャスト部材の製造過程などがコンクリートの品質に与える影響を明らかにすることが望まれる。

2. 研究目的

土木研究所材料資源研究グループでは、塩化物イオン浸透抵抗性の迅速評価手法として、非定常・電気泳動試験による急速塩分浸透試験や電気抵抗率試験の適用を提案している。これまでの検討において、水結合材比が低いコンクリートを対象に、高炉スラグ微粉末やフライアッシュの使用による塩化物イオン浸透抵抗性の向上効果を評価でき、比較的短い期間で実施できることを示している¹⁾。しかし、過去の検討で使用した混和材や骨材等の種類はある程度限られており、様々な条件に適用できることを確認し、評価方法としての信頼性を高める必要があった。

そこで、本研究では、産地等の異なる混和材や品質の異なる細骨材を用いたコンクリートを対象に急速塩分浸透試験および電気抵抗率試験を行い、その結果を浸せき試験の結果と比較して、コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性の評価手法としての適用性を検証した。

3. 研究方法

3.1 試験体

試験に用いたコンクリートの配合を表-1に示す。基本とする配合は、プレキャスト PC 部材の製造工場で作成されるコンクリートを想定し、早強ポルトランドセメントを用いた水結合材比 36%のものとした(表-1, H36)。その他の配合は、結合材の種類、細骨材の種類および水結合材比を変化させ、合計 17 種類とした。

混和材には、比表面積 4000 または 6000 (cm²/g) の高炉スラグ微粉末 2 種類、等級 I 種または II 種で供給元の発電所が異なるフライアッシュ合計 8 種類(等級: FN は I 種, それ以外は II 種)を用いた。細骨材の品質の影響を確認するため、吸水率が異なる川砂を 2 種類(S: 吸水率 1.78%, TH: 吸水率 3.94%), 石灰砕砂(CR: 吸水率 1.45%)を 1 種類、合計 3 種類を用いた。水結合材比の影響を確認するため、普通ポルトランドセメントを用いた水結合材比が 50%の配合(N50)と 65%の配合(N65)、および高炉セメント B 種相当の結合材を使用した配合(B50)を用意した。全ての配合で単位水量を 165kg/m³, 単位粗骨材量を 968kg/m³とした。

表-1 コンクリートの配合と基礎物性

記号	水結合材比(%)	単体量(kg/m ³)				結合材の構成割合と種別				細骨材種別	スランブ(cm)	空気量(%)
		水	結合材	細骨材	粗骨材	セメント	高炉スラグ微粉末	フライアッシュ	膨張材			
早強または普通ポルトランドセメント単味の配合, 高炉セメントB種を想定した配合												
H36	36	165	458	721	968	100%(H)	—	—	—	S	13.5	5.5
H36TH				718			—	—	—	TH	9.5	5.4
H36CR				755			—	—	—	CR	12.5	3.8
N50	50	165	330	828	968	100%(N)	—	—	—	S	13.5	5.1
N65	65		254	889			—	—	—		10.5	5.6
B50	50		330	816			55%(N)	45%(SG4)	—		—	11.0
高炉スラグ微粉末6000を用いた配合												
B33	33	165	500	671	968	50%(H)	50%(SG6N)	—	—	S	12.0	4.0
B33TH				668				—	—	TH	6.0	3.8
B33CR				702				—	—	CR	16.5	3.0
フライアッシュを用いた配合												
F33FN	33	165	500	661	968	80%(H)	—	20%(FN)	—	S	16.0	4.8
F33NS				649			—	20%(NS)	—		15.5	4.4
F33HK				664			—	20%(HK)	—		12.5	4.0
F33CB				656			—	20%(CB)	—		9.5	3.8
F33KS				654			—	20%(KS)	—		15.0	4.8
F33MS				650			—	20%(MS)	—		17.0	4.0
F33AN				656			—	20%(AN)	—		10.0	4.1
F33OK				657			—	20%(OK)	—		16.5	4.1

※フライアッシュの等級は, FNがI種, それ以外はII種

3.2 浸せき試験

浸せき試験には, 材齢 28 日まで 20℃の水中養生とした円柱供試体(φ100×200 mm, 以下, 試験体)を使用した。試験体の中央を高さ 150 mm に切断し, コンクリート打込み側の円形面以外をエポキシ樹脂塗料でシールした後, 濃度 3%の塩化ナトリウム水溶液に浸せきした。浸せき期間は 180 日とし, その後, 試験体表面から厚さ 5mm ごとに切断して試料を採取し, 電位差滴定法によって塩化物イオン濃度を測定した。また, 塩化物イオン濃度分布を最小二乗法で Fick の拡散式にフィッティングし, 浸せき試験による拡散係数を算出した。この拡散係数が小さいほど, 塩化物イオン浸透抵抗性が高いことを意味する。

3.3 急速塩分浸透試験

材齢 91 日まで 20℃水中養生とした試験体の中央から厚さ 50mm の円盤型試験体を 2 個ずつ切断・採取し, 真空飽和処理を施したものを試験体とした。電気泳動セルに試験体を設置し, 通電時間を 6 時間および 24 時間として試験体の内部に塩化物イオンを電気泳動させた(図-1(A))。その後, 試験体の割裂面に 0.1mol/L 硝酸銀溶液を噴霧して塩化物イオン浸透深さを測定した(図-1(B))。

印加した電圧, 塩化物イオン浸透深さの進展速度などから, 急速塩分浸透試験による拡散係数を算定した¹⁾。

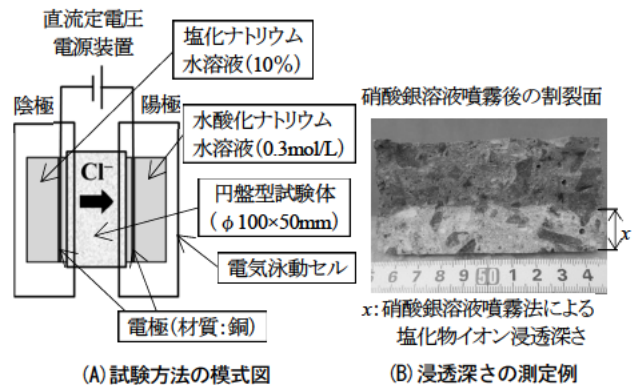


図-1 急速塩分浸透試験の概略

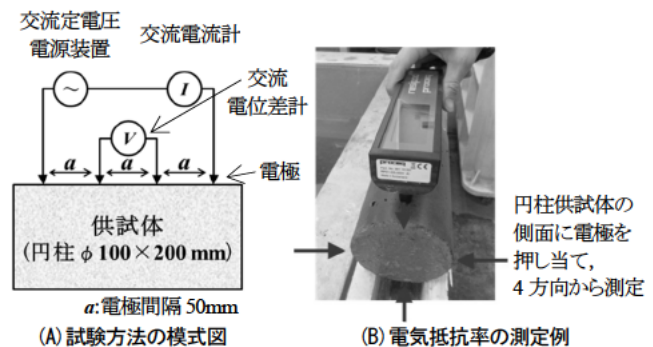


図-2 電気抵抗率試験の概略

3.4 電気抵抗率試験

電気抵抗率試験は、JSCE-G 581-2018 に準拠し、4プローブ法の測定装置(電極間隔 50mm, 周波数 40Hz, 測定範囲 10~10000Ωm)を用いて実施した(図-2(A))。20℃の水中養生とした円柱供試体の側面を4方向から測定し、それらの平均値を求めた(図-2(B))。電気抵抗率は、試験体の含水量と温度の影響を受けることが知られていることから、水中養生から取り出した後、速やかに表面水を拭き取り、その影響を極力受けない条件下で測定を行った。

4. 試験結果と考察

4.1 拡散係数の関係

浸せき試験による拡散係数と急速塩分浸透試験による拡散係数の関係を図-3に示す。両者は、配合によらず、相関関係があることを確認できる。ただし、浸せき試験は塩水の濃度勾配、急速塩分浸透試験は印加による電気泳動により塩化物イオンを試験体に移動させており、原理が異なるため、拡散係数の絶対値は異なる。

4.2 急速塩分浸透試験による拡散係数と電気抵抗率の関係

材齢 91 日時点の急速塩分浸透試験による拡散係数と電気抵抗率の関係を図-4に示す。同図には、参考値として、既往の研究²⁾で得られた結果も併せて示した。本検討では種々の使用材料や配合が異なるコンクリートを用いているが、得られた結果は既往の研究結果²⁾とほぼ同様の位置にプロットされた。また、急速塩分浸透試験による拡散係数と電気抵抗率は反比例の関係にあることを確認できた。

本検討で基本の配合とした H36 の電気抵抗率は 80Ωm 程度であるのに対し、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを用いた配合は 120~400Ωm 程度となり、混和材の使用による塩化物イオン浸透抵抗性の向上を確認できた。一方、水結合材比 50% (N50) と 65% (N65) の配合の電気抵抗率は、それぞれ、50Ωm 程度と 40Ωm 程度で近い値であるが、拡散係数には 2 倍程度の差があった。電気抵抗率が低いコンクリートの評価手法については、別途検討していく予定である。

4.3 細骨材の違いによる影響

異なる細骨材を使用した場合の材齢 91 日の電気抵抗率試験結果を図-5に示す。吸水率が 1.78% の S と 3.94% の TH の二種類の川砂は同程度であるが、石灰砕砂 CR (吸水率 1.45%) は他よりも電気抵抗率が高くなった。

細骨材の種類が異なる場合の塩化物イオン濃度分布の例を図-6に示す。CRの方が、塩化物イオンの浸透を抑制する傾向にあり、電気抵抗率の傾向と一致していた。石灰石砕石に関する既往の研究³⁾では、石灰石砕石中の微粒分による空隙充填効果や微粒分とセメントペーストとの化学反応による効果が示されており、これらの効果を電気抵抗率試験で捉えた可能性が考えられる。

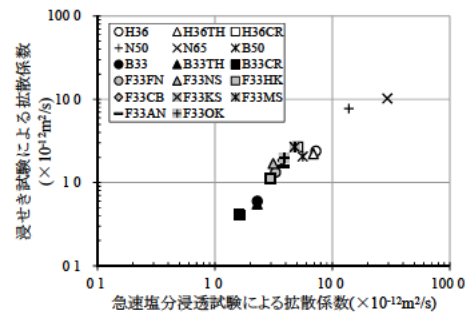


図-3 浸せき試験と急速塩分浸透試験による拡散係数の関係

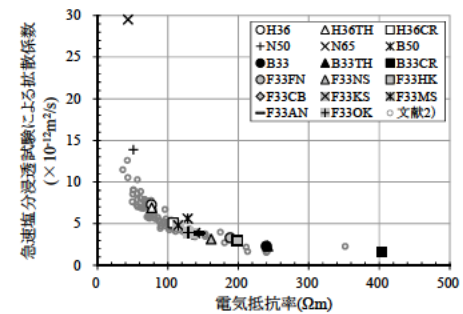


図-4 急速塩分浸透試験による拡散係数と電気抵抗率の関係

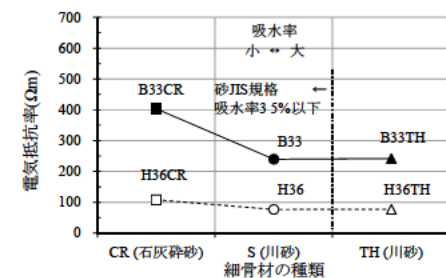


図-5 細骨材の種類と電気抵抗率の関係

4.4 フライアッシュの違いによる影響

異なるフライアッシュを用いた場合の材齢91日と365日の電気抵抗率試験結果を図-7に示す。フライアッシュの種類により電気抵抗率は異なり、反応性の違いが電気抵抗率に影響したと推察される。

フライアッシュの種類が異なる場合の塩化物イオン濃度分布の例を図-8に示す。参考値として、各々の回帰曲線が塩化物イオンの鋼材腐食発生限界濃度 1.2kg/m^3 となる際の浸透深さを示す。電気抵抗率(図-7)が高いHKの方がMSより塩分浸透を抑制する傾向にあり、電気抵抗率試験の傾向と一致した。フライアッシュの種類による塩化物イオン浸透抵抗性の違いを電気抵抗率試験で評価可能と考えられる。

5. まとめ

本稿では、高耐久が期待できるプレキャストプレストレストコンクリートを対象に、種々の使用材料や配合が異なる場合においても、急速塩分浸透試験と電気抵抗率試験で塩化物イオン浸透抵抗性の評価が可能かを検討した。以下に知見をまとめる。

- 1) 浸せき試験と急速塩分浸透試験による拡散係数の関係は、使用材料や配合によらず一致した。
- 2) 急速塩分浸透試験による拡散係数と電気抵抗率の関係は反比例となり、既往の研究の傾向と一致した。
- 3) 細骨材やフライアッシュの使用材料の違いが塩化物イオン浸透抵抗性に及ぼす影響を電気抵抗率試験で捉えられることを確認した。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、古賀上席研究員および材料資源研究グループの皆様には色々ご指導ご鞭撻を頂きました。ここに感謝の意を表します。

所属：株式会社安部日鋼工業

<参考文献>

- 1) 中村英佑, 皆川浩, 宮本慎太郎, 久田真, 古賀裕久, 渡辺博志「通電後の塩化物イオン浸透深さをを用いたコンクリートの遮塩性能の評価」土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), Vol. 72, No. 3, pp. 304-322, 2016
- 2) 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
- 3) 白根勇二, 橋本徹, 高橋春香, 鳥居和之「分級フライアッシュと石灰石骨材によるコンクリートの強度発現の改善効果」コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 1, pp. 190-195, 2014

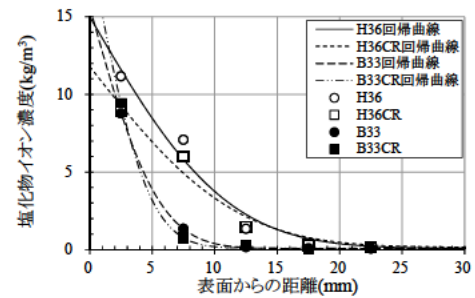


図-6 細骨材の種類が異なる場合の塩化物イオン濃度分布の例

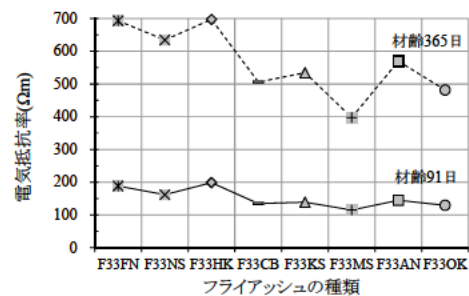


図-7 フライアッシュの種類と電気抵抗率の関係

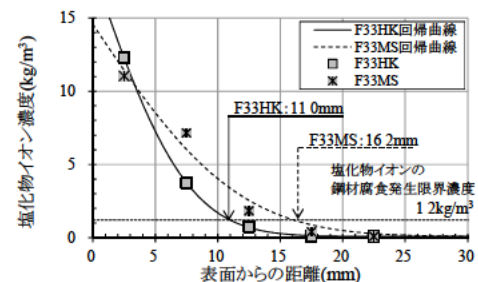


図-8 フライアッシュの種類が異なる場合の塩化物イオン濃度分布の例

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4399 December 2020

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