

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

土木研究所資料 第4390号

土木研究所資料

平成30年度交流研究員報告書概要版

令和元年12月

国立研究開発法人土木研究所

Copyright © (2019) 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。

平成30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、平成30年度に受け入れた交流研究員52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、平成30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。

平成30年度は、年間を通じて、地方自治体、公益法人及び民間企業から53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「災害発生時に被災地の最前線での調査機会を得られ、最新の土木技術の研究現場・実験施設を体験・利用できた」「産官学の様々な業界や立場の方との横のつながりができ、ものの考え方や視野が広がった」、「技術基準には載っていない最先端の研究開発に携わり、その基礎資料となりうる研究成果を論文・会誌へ投稿することで、現場に役立つ情報を提供できていることにモチベーションが上がった」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、平成30年度に受け入れた交流研究員52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。

^{*}53名の内1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SfMによる撮影位置の評価に関する研究	1
	先端技術チーム 下川 光治	
2.	橋梁点検画像を用いた三次元モデル構築に関する研究	7
	先端技術チーム 榎本 真美	
3.	微動探査を用いた地盤の3次元S波速度モデル構築	13
	地質・地盤研究グループ（特命事項物理探査担当）小林 貴幸	
4.	弱層の強度評価手法に関する研究	17
	地質チーム 西塚 大	
5.	平成29年7月 九州北部豪雨における道路斜面災害の特徴に関する研究	21
	地質チーム 山本 定雄	
6.	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	25
	地質チーム 植田 律	
7.	細粒分を多く含む堤防の法すべり箇所におけるせん断強度の推定	29
	土質・振動チーム 富澤 彰仁	
8.	振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価方法に関する検討	33
	土質・振動チーム 石村 陽介	
9.	模型実験による進行性破壊に対する礫混合土の対策効果の検討	37
	土質・振動チーム 杉山 詠一	
10.	土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究	41
	施工技術チーム 佐藤 登	
11.	供試体作製方法が安定処理土のCBRに及ぼす影響	47
	施工技術チーム 大田 孝	
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 西田 洋介	
13.	補強土壁工法の維持管理手法の開発に関する研究	55
	施工技術チーム 新田 武彦	
14.	ヨシやオギなどの草本による河川の樹林化抑制に関する研究	59
	自然共生研究センター 兼頭 淳	
15.	コンクリート護岸ブロックの景観パターンに関する分類方法の提案	65
	自然共生研究センター 盛田 達朗	
16.	河川遡上津波を考慮した河川構造物の設計技術に関する研究	69
	水理チーム 横山 慎	
17.	鹿児島県境松崎川における流木堆積箇所の特徴	73
	火山・土石流チーム 染谷 哲久	
18.	桜島有村川流域小斜面における表面流出観測と浸透特性の分析	77
	火山・土石流チーム 手塚 咲子	
19.	火口からの距離を用いた降灰厚・分布の推定に関する研究	81
	火山・土石流チーム 山本 望	

20.	長野県茶臼山地すべり地下水排除工の機能低下	85
	地すべりチーム 石黒 梓	
21.	土砂災害警戒情報の発表と斜面災害の面積との時間的關係について -平成23年新潟・福島豪雨を例として-	89
	地すべりチーム 後根 裕樹	
22.	ベイズ統計を援用した地下水排除工の効果評価	93
	地すべりチーム 小田川隼祐	
23.	変状が生じた法面におけるFEM斜面安定逆解析	97
	地すべりチーム 木村 太一	
24.	ディープラーニングによるすべり面の画像認識	101
	地すべりチーム 藤原 一啓	
25.	平成18年豪雪における秋山郷地区の積雪分布と雪崩発生状況の詳細解析	105
	雪崩・地すべり研究センター 石川 泰裕	
26.	漏洩磁束法によるダウエルバー破断検知に関する基礎的検討	109
	舗装チーム 内田 雅隆	
27.	舗装の路面性状と構造的健全性に関する研究	113
	舗装チーム 渡邊 真一	
28.	鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工における長期耐久性に関する研究	117
	トンネルチーム 坂本 昇	
29.	山岳トンネルに設置した換気用ジェットファンの軸力計測に関する研究	121
	トンネルチーム 原 翔平	
30.	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に関する研究	127
	水災害研究グループ 中村 要介	
31.	岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式に関する研究	131
	橋梁構造研究グループ 今 広人	
32.	ステンレス鋼と炭素鋼部材の異材摩擦接合継手に関する実験的研究	135
	橋梁構造研究グループ 澁谷 敦	
33.	道路橋示方書の基準策定に係る調査研究	139
	橋梁構造研究グループ 高瀬 弘	
34.	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	143
	橋梁構造研究グループ 宮田 秀太	
35.	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	147
	橋梁構造研究グループ 山崎 旬也	
36.	実橋梁より撤去された PC 桁を用いた外ケーブル補強の効果に関する研究	151
	橋梁構造研究グループ 渡辺 遼	
37.	側方流動圧が作用する道路橋基礎の遠心模型実験	155
	橋梁構造研究グループ 藤村 彰	

38.	実橋RC床版下面に接着された連続繊維シートの挙動・・・・・・・・・・・・・・・・	159
	橋梁構造研究グループ 樋口 祐治	
39.	電磁波レーダを利用したRC床版上面の異常検知に関する研究・・・・・・・・	163
	橋梁構造研究グループ 松本 直士	
40.	ベイジアンネットワークを利用した定期点検データの分析手法に関する研究・・・・・・・・	167
	橋梁構造研究グループ 遠藤 正史	
41.	海洋環境下にある既設橋梁への飛来塩分量に関する研究・・・・・・・・	171
	橋梁構造研究グループ 末宗 利隆	
42.	地盤と構造物の相互作用を考慮した耐震設計法に向けた遠心実験とその分析・・・・・・・・	175
	橋梁構造研究グループ 有馬 俊	
43.	撤去杭を用いた既製RC杭のせん断破壊に着目した実験的検討・・・・・・・・	181
	橋梁構造研究グループ 河口 大輔	
44.	PE被覆ケーブルの内部環境の把握に関する研究・・・・・・・・	185
	橋梁構造研究グループ 山本 健太郎	
45.	ゴム支承のオゾン劣化による耐久性に関する研究・・・・・・・・	189
	橋梁構造研究グループ 余野 智哉	
46.	既設杭の合理的な補強工法に関する解析的検討・・・・・・・・	193
	橋梁構造研究グループ 増田 隆宏	
47.	大規模震動台実験に基づく液状化地盤における既設橋台基礎の耐震補強効果検証・・・・・・・・	197
	橋梁構造研究グループ 中田 光彦	
48.	経年劣化がゴム支承の鉛直剛性に与える影響に関する事例検討・・・・・・・・	201
	橋梁構造研究グループ 高野 真	
49.	塩害橋の再劣化を防止するための維持管理技術に関する研究・・・・・・・・	205
	橋梁構造研究グループ 松尾 健二	
50.	道路橋杭基礎の性能規定及び部分係数設計法に関する研究・・・・・・・・	209
	橋梁構造研究グループ 坂下 学	
51.	非破壊試験によるプレキャストPC部材の塩化物イオン浸透抵抗性の評価に関する検討・・	213
	材料資源研究グループ 水戸 健介	
52.	繰り返し再生したアスファルトにおける再生用添加剤成分の影響・・・・・・・・	217
	材料資源研究グループ 田湯 文将	

構造物点検のための SfM による撮影位置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

国内における橋梁の老朽化対策では、ロボットによるデータ収集や解析に関する様々な研究が行われている。社会実装に向けた官民研究開発投資拡大プログラム (PRISM) の土木研究所先端技術チームのメンバーとして、効率的なメンテナンスサイクル手法を確立するための取り組みに参加し、3次元モデル構築の検討を行った。

2. 研究目的

本研究の目的は、インフラ点検を効率化する手法の一つとして、UAV により撮影した画像から3次元モデルを構築し目視点検の補助に利用する。平成30年度においては、3次元モデル構築における精度の低下要因の分析、カメラの位置情報を SfM により算出し精度検証を行った。なお、SfM (Structure from Motion) とは撮影位置が未知の複数のカメラで撮影した画像からカメラ位置・姿勢と撮影物体の形状の両方を復元する手法である。

2.1. 概要

SfM ソフトにより算出した撮影位置とは位置情報 (X, Y, Z) と姿勢情報 (Omega, Phi, Kappa) である。その検証方法として、現地測量により撮影位置と撮影方向を計測し、SfM より算出した値と比較を行った (図-1)。この時、現地測量は公共測量作業規定の準則に準拠し品質を確保した。

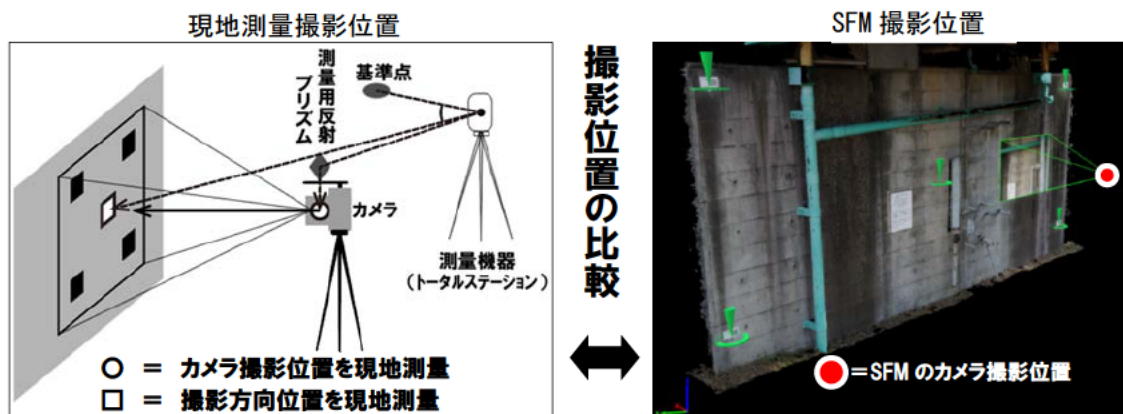


図-1 SfM と現地測量の比較イメージ

2.2. 測量用反射プリズムカメラの作成

撮影位置を現地測量するために、図2のとおりレンズ中心の上部に測量用反射プリズムを設置した後、測量用反射プリズムとレンズ中心の距離をノギスにより計測し（計測値=0.126 m）、測量用反射プリズム付きカメラを作成した。なお、反射プリズムとはトータルステーションや光波距離計で距離を測るために用いる多方向から正確に反射するミラーである。



図-2 測量用反射プリズム付きカメラ作成方法

2.3. 撮影計画

撮影箇所は土木研究所内南ループ橋の橋台側面、橋梁裏面、橋梁側面を対象とし（図-3）、撮影計画は図-4 のとおり実業務を想定した UAV 撮影範囲内の一部に検証用として測量用反射プリズム付きカメラ（三脚撮影）を加えた範囲とし計画を行った。また、撮影対象からの距離は、UAV が安全に飛行可能な 3m とし、撮影間隔は 3 次元モデル構築を考慮した写真重複率を 80% とした。



図3 検証対象

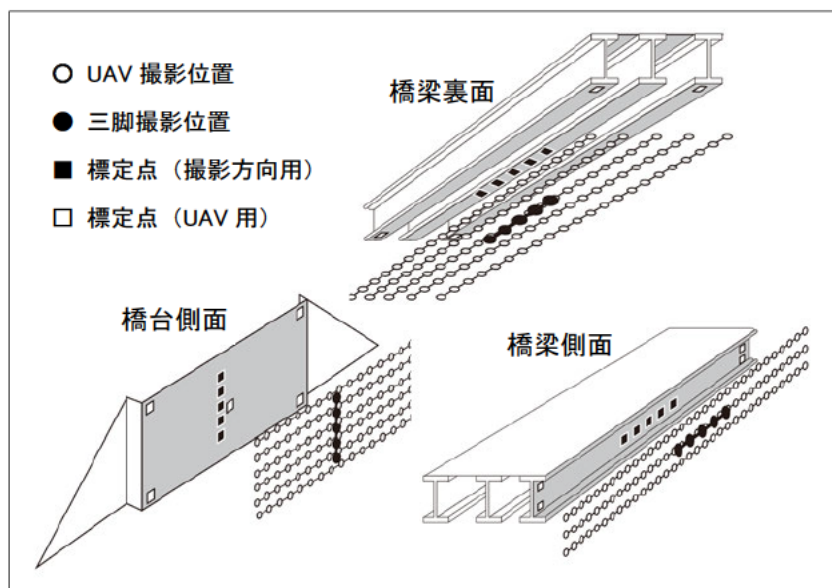


図4 撮影計画図

3. 研究結果

3.1. 撮影の実施

3.1.1. 三脚撮影

三脚を使用した撮影方法は、トータルステーションの誘導機能により計画した撮影位置に測量用反射プリズム付きカメラを設置した(図-5)。また、撮影方向の検証用標定点を同様の方法で設置した(図-6)。



図5 撮影位置の観測



図6 標定点(三脚用)

3.1.2. UAV撮影

UAVは、橋梁側面撮影用と橋梁裏面撮影用の2台を使用し、撮影計画に則ってマニュアル撮影した(図-7)。また、標定点はバランスを考慮し、撮影対象の四隅と中央に設置した(図-8)。



図-7 UAV撮影風景



図-8 標定点(UAV用)

3.2. SfMによる撮影位置の算出

撮影画像、標定点の座標、カメラ諸元(センサーサイズ、レンズ情報)を基にSfMソフト処理により撮影位置情報を算出した(表-1)。なお、撮影位置情報とは図-9のとおり位置情報(X, Y, Z)と姿勢情報(Omega, Phi, Kappa)のことをいう。

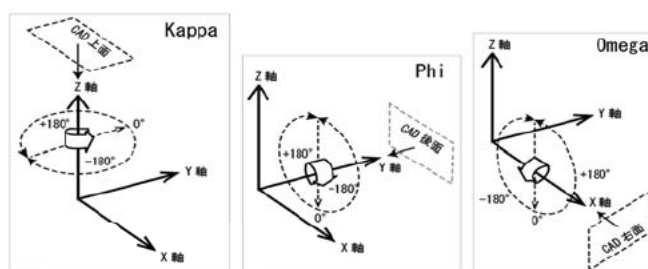


図-9 位置情報解説図

表-1 撮影位置情報

imageName	X [m]	Y [m]	Z [m]	Omega [deg]	Phi [deg]	Kappa [deg]
1	21689.590	12225.369	30.037	179.9205	-0.165196	150.30035
2	21690.111	12225.669	30.030	179.9909	-0.18339	150.48319
3	21690.635	12225.970	30.018	-179.984	-0.126213	150.10038
4	21691.153	12226.271	30.013	179.9996	-0.184938	149.90108
5	21691.678	12226.575	30.004	-179.992	-0.04491	149.62853

3.3. 撮影位置の比較

3.3.1. 撮影位置の比較

SfMソフトにより算出した撮影位置と現地測量により計測した撮影位置を比較した(表-2)。なお、立体構造物を対象とした測量の精度基準がないため、国土地理院が作成した「UAVを用いた公共測量マニュアル(案)第39条」を参考とした。この結果から、橋梁側面の水平位置および標高の誤差が最も大きく、標準偏差値の許容範囲0.060mを超える0.095mとなった。この原因として、標定点の誤差が影響していないか確認するために、SfMソフト計算結果の標定点誤差を確認した(表-3)。その結果、全て0.01m未満であり標定点の誤差が影響していないことが確認できた。他の原因として、ソフトウェアが自動的に設定するタイポイントを確認した結果、対象となる橋梁から離れた背景となる地物をタイポイントに選択している例が見られた(表-4, 図-10)。この結果から、対象物から離れたタイポイントは誤差が大きい傾向が見られたため、誤差が10cm前後のものを除外し再計算を行ったところ許容範囲内となった(図-11, 表-5)。以上より、タイポイントが撮影位置の誤差に影響していることが確認できた。なお、タイポイントとは、SfMソフト計算過程の一つで、写真の重複する部分を同一地点として明瞭に把握できる点をいう。

表2 撮影位置の比較表(現地測量-SfM)

	橋台		橋梁裏面		橋梁側面	
	水平位置 [m]	標高 [m]	水平位置 [m]	標高 [m]	水平位置 [m]	標高 [m]
最大値	0.010	0.012	0.005	0.010	0.098	0.098
標準偏差	0.007	0.010	0.004	0.009	0.095	0.095
水平位置と標高の制限値：標準偏差は0.060m、最大値0.120m 「UAVを用いた公共測量マニュアル(案)第39条より」						

表3 SMF計算による標定点残差表

	橋台		橋梁裏面		橋梁側面	
	水平位置 [m]	標高 [m]	水平位置 [m]	標高 [m]	水平位置 [m]	標高 [m]
最大値	0.009	0.002	0.007	0.005	0.011	0.006
標準偏差	0.005	0.003	0.004	0.005	0.008	0.007

表4 タイポイントの交会残差結果

交会 残差		橋台		橋梁裏面		橋梁側面	
		水平位置 [m]	標高 [m]	水平位置 [m]	標高 [m]	水平位置 [m]	標高 [m]
		標準偏差	0.001	0.002	0.003	0.003	0.086
	最大値	0.001	0.002	0.004	0.004	0.16	0.16
撮影位置からタイポイントまでの最長距離		4m付近		6m付近		350m付近	
抽出点数		4点		4点		4点	

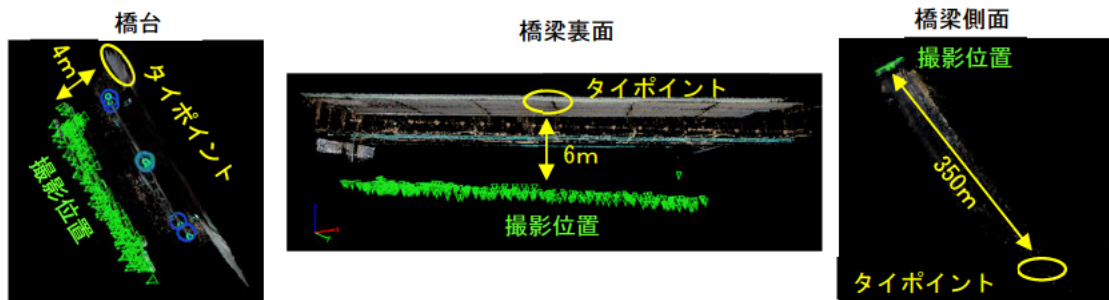


図-10 撮影位置からタイポイントまでの最長距離

表5 橋梁側面再計算結果
(タイポイントの交会残差)



図-11 計算から除外した最長距離付近のタイポイント

橋梁側面			
	水平位置 [m]	標高 [m]	制限値 [m]
標準偏差	0.030	0.002	0.060
最大値	0.034	0.003	0.120

3.4. 撮影方向の比較

SfMによる撮影方向の精度を確認するため、下記の方法による検証を行った。

① 現地測量による撮影方向の計測

現地測量により撮影方向位置を計測するために、写真中心を目視確認し(図-12)、オルソ化した撮影画像をCAD上に配置した(図-13)。次に、撮影方向に設置した標定点(現地測量済み)の中心座標から目視確認した写真中心位置の計測を行った。

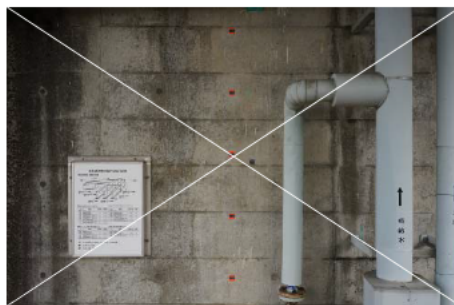


図-12 写真中心目視確認

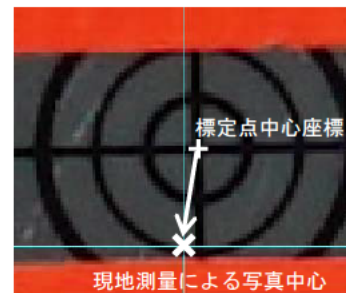


図-13 オルソ化した撮影方向用画像

② SfMによる撮影方向観測

SfMにより算出した撮影方向位置の計測は、SfMより算出した撮影位置と傾き(図-14)をCAD上に配置した標定点上に撮影方向を配置する(図-15-②)。次に、撮影方向に設置した標定点(現地測量済み)の中心座標(図-15-③)から、レンズディストーションの補正值(PPY・PPX)を調整し写真中心位置の計測を行った(図-15-④)。なお、PPY・PPXとはレンズとセンサーの中心位置の差をいう。

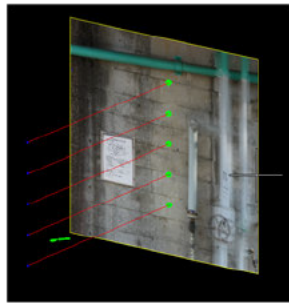


図-14 SfMより算出した撮影位置の展開図

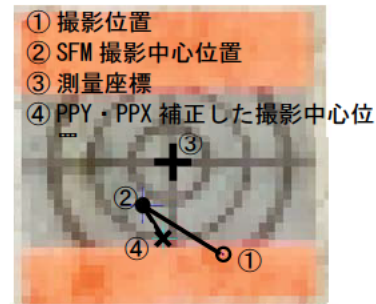


図-15 撮影位置を展開した拡大図

③ 撮影位置の検証結果

SfMより算出した撮影方向位置と現地測量により観測した撮影方向位置を比較した結果を表-6に示す。この結果からSfMより算出した姿勢情報は0.005m未満で高い精度であることが確認できた。

表 6 撮影方向の比較表

	水平位置 [m]	標高 [m]
最大値	0.004	0.005
標準偏差	0.003	0.005

4. 結論

本研究により、SfMソフト上で自動設定されるタイポイントにより精度が下がる場合があることが知見として得られた。また、SfMにより算出した撮影位置と姿勢情報は、正確であることを確認した。

5. 謝辞

本研究・開発は、平成30年度から取組み、現場データの収集からデータ処理が終わったばかりである。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)の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) 織田和夫：写真測量とリモートセンシング，講座：バンドル法 第八回 コンピュータビジョンとバンドル法，2013年，52巻，2号，PP.75-83、
- 2) 国土交通省国土地理院：作業規定の準則，国土交通省告示 第413号，平成二十年三月三十一日
<https://psgs2.gsi.go.jp/koukyou/jyunsoku/pdf/h28/H28_junsoku_honbun.pdf> (入手 2019.04.01)
(：サポートより)
- 3) 国土交通省国土地理院：UAVを用いた公共測量マニュアル(案)，平成二十八年三月三十日
<<https://psgs2.gsi.go.jp/koukyou/public/uav/000186712.pdf>> (入手 2019.04.01)

橋梁点検画像を用いた三次元モデル構築に関する研究

チーム名等 先端技術チーム
氏 名 榎本 真美

1. まえがき

社会インフラ老朽化の進行、地震及び風水害等の災害リスクの高まり、技術者の担い手不足から、インフラの維持管理および災害対応の効果・効率をより向上させるために、ロボット技術の開発・導入が進められている。土木研究所先端技術チームでは、官民研究開発投資拡大プログラム (PRISM :Public/Private R&D Investment Strategic Expansion Program) にて、インフラ点検における様々な計測技術から得られるデータについて効率的な収集・解析を実現するための研究・開発を実施している。

インフラ用点検ロボット（以下、「ロボット」という）を活用した橋梁点検の事例として、小型無人航空機（以下「UAV」）による三次元空間計測技術を用いた三次元データの取得が挙げられる。長大橋のコンクリート主塔を、UAV を用いて得られた画像にて三次元モデル化やオルソ画像作成を行う¹⁾など、ロボットの活用検討が進められ、従来手法より点検効率の改善、再現性のある点検記録の蓄積方法として注目されている。三次元モデル構築に使用する SfM (Structure form Motion) は、様々な視点で撮影された未整列画像群からカメラ位置と姿勢の推定をおこない、特徴点の三次元構造復元を行う技術である。

2. 研究目的

ロボットを点検に使用するには、設定した範囲を見落としなく損傷箇所以外の箇所も含めて記録する必要があり、ロボットに搭載されたカメラによって取得された膨大な写真を効率的に整理することが求められる。その際、撮影した画像の撮影位置と撮影範囲を明示することが必要である。

そこで、著者らは、撮影した点検画像を三次元モデル上で管理することを提案する。点検時に取得した画像をもとに SfM 技術による画像撮影位置の推定と三次元モデルの生成を行うことで、効率的なデータの蓄積と管理を目指している。画像撮影位置の推定や三次元モデルの構築は、深層学習を用いた損傷の自動検出や、VR 技術及び AR 技術を用いた点検支援など点検業務効率化・高度化の基礎となるものである。

本研究では、UAV により三次元モデル構築の可能性を確認するため、まず既設橋梁を用いて撮影した。次に、取得した画像で三次元モデル化のために特徴点が発見できるかの確認を行った。その上で、ソフトウェアでモデル構築を行い、さらに GCP を用いた場合の三次元モデル精度検証を行った。

3. 研究方法

3.1 対象

今回、UAV による点検画像から SfM を用いた三次元モデル構築することが可能か、精度の面から実橋で検証を行った。供用中の橋梁として、点検車両による目視が困難な江島大橋（鳥取県境港市）の橋脚 PE10 を対象とした。

点検範囲は、橋脚の橋軸方向平面（2平面）と側面（2面）とした。（図 1）

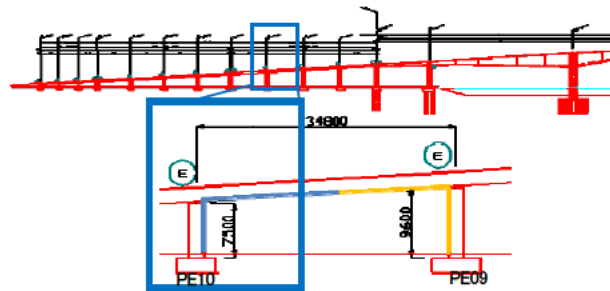


図 1 江島大橋

3.2 使用した UAV と点検画像撮影方法

点検画像は UAV を用いて取得したが、樹木繁茂により UAV の飛行が困難な箇所については、手持ちカメラを用いて撮影した。使用するカメラは SONY α7R とした。目標解像度は、0.1mm 幅のひび割れを画像から判読するために必要となる 0.3~0.4mm/pixel とし、対象面から 2~3m の離隔を保って飛行することとした。また、SfM による三次元モデル構築に所定のラップ率を設定し撮影した。撮影した画像総数は 392 枚となった。撮影時の諸元を表 1 に示す。

表 1 撮影の諸元

項目	内容
カメラ機種	SONY α7R II ILCE-7RM2
焦点距離	35mm
画素数	7952 × 5304
撮影離隔	3m 以内
画角	3.1m × 2.1m
解像度	0.4mm/pixel
オーバーラップ	90%以上
サイドラップ	60%以上

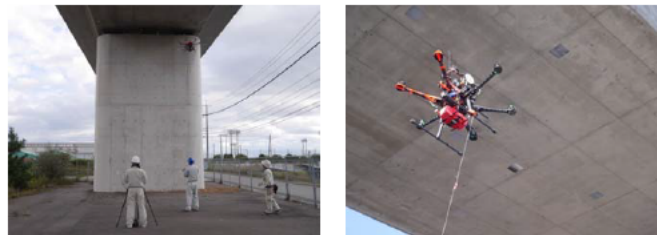
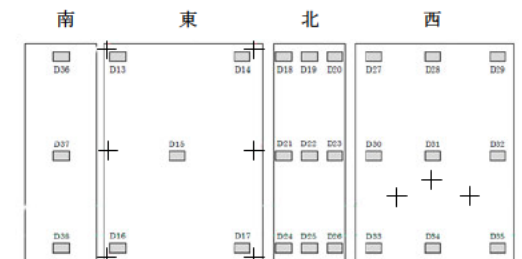


図 2 UAV 撮影の様子

3.3 橋梁マーカによる位置情報付与

橋梁には、位置情報を付与するための橋梁マーカを図 3 に示すとおり取り付け、測量基準点を用いてトータルステーションにより測量した。橋梁マーカとは、三次元モデルの位置補正を行うための基準点を示すものであり、測量座標を持つ基準点を GCP (Ground Control Point) とも呼ぶ。また、橋梁マーカとは別に、三次元モデルの精度を検証するための精度検証点 9 点を設置した。



■ マーカ設置箇所
+ 検証点設置箇所

部材	設置位置	設置数量	備考
橋脚	南側	3	D36, D37, D38
	東側	5	D13, D14, D15, D16, D17
	北側	9	D18, D19, D20, D21, D22, D23, D24, D25, D26
	西側	9	D27, D28, D29, D30, D31, D32, D33, D34, D35

図 3 橋梁マーカと検証用ポイント設置位置図



図 4 測量実施の様子

3.4 SfM 解析ソフトウェア

SfM 解析ソフトウェアには、土工管理や施工管理に用途を特化したものや、商用ソフトウェア他にオープンソースソフトウェアなどライセンス形態が異なるものがある。本研究では、汎用的な商用ソフトウェアとして、Pix4D 社の「Pix4Dmapper（以下、Pix4D）」、土木向け商用ソフトウェアとして Reconstruct 社の「Reconstruct」及び、オープンソースの「Meshroom」を使用した。「Reconstruct」は、SfM 技術をベースとした土木施工管理 Web アプリケーションで、クラウド上で三次元空間管理及び時系列管理が可能なツールとなっている。各ソフトウェアの機能比較を表 2 にまとめた。

表 2 SfM ソフトウェアの機能比較

	Pix4Dmapper	Reconstruct	Meshroom
用途	汎用的な商用ソフトウェア	土木向け商用 Web アプリケーション	オープンソースソフトウェア
開発	Pix4D 社	Reconstruct 社	AliceVision
価格	60 万円/1 年	— (契約内容による)	無料
環境	Windows, Mac	クラウドサーバ	Windows, Mac, Linux
インプット	画像、動画	画像	画像、リアルタイム動画
GCPs 設定	可	可 (一部)	不可
SfM アルゴリズム	自動	自動	選択可能 (SIFT, AKAZE 等)
テクスチャの貼り付け	可	可	可
オルソフォトの出力	可	不可	不可
三次元モデルへの元画像配置	不可	可	不可
時系列データ管理	不可	可	不可

4. 研究結果

4.1 点検画像の特徴点抽出

取得した画像から SfM を用いた点群生成及び高密度処理により実用的な橋梁の三次元モデルを生成することが可能か、検証を行った。SfM は複数枚の画像から同一の特徴点を抽出し撮影位置と特徴点との距離を推測する手法である。SfM ではその原理から、構造物の特徴となる目地や部材が複数の画像に映り込むよう対象構造物から一定の距離を保って撮影すると三次元復元しやすい。一方で、点検画像は 0.1mm オーダーでひび割れ認識が求められるため、対象となる構造物から 3 メートル程度とかなり近接して撮影したものとなる。点検画像間の僅かな位置のずれにより特徴点をマッチングできないことがよく起こりうる。そこで、隣り合う 2 枚の画像から特徴点を抽出し、同一する特徴点を線で結びマッチングした結果を可視化した(図 5)。目地や橋梁マーカ、施工跡などを特徴点として抽出され、その多くがマッチングされていることから、SfM による三次元モデル生成の可能性があることが示される。

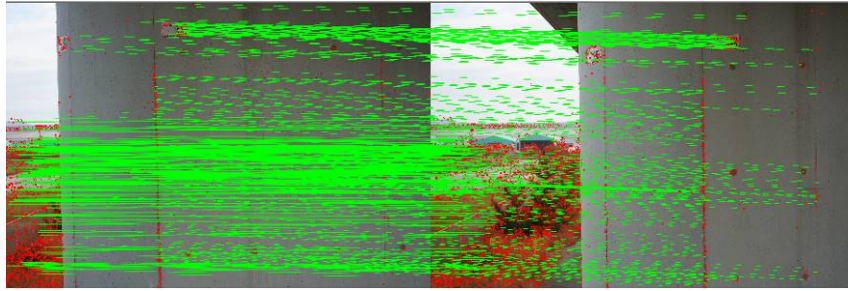


図 5 特徴点とマッチング結果

4.2 SfM ソフトウェアによる比較検証

SfM ソフトウェアによって、特徴点の抽出や撮影位置推定の結果が異なるため、前述した Pix4D、Reconstruct、Meshroom を使用して、それぞれの結果を比較した。各ソフトウェアで構築された三次元モデルの形状を比較した結果を表 3 に示す。

表 3 各ソフトウェアによる三次元モデル

		特徴点群	撮影位置推定結果	テクスチャモデル
Pix4D	GCP なし			(形状復元不可)
	GCP あり			
Reconstruct	GCP なし			
Meshroom	GCP なし			

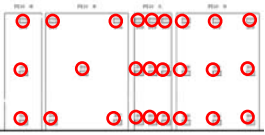
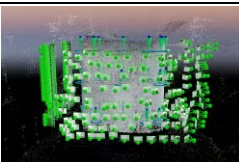
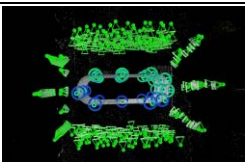
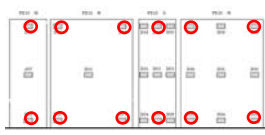
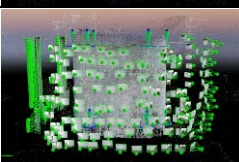
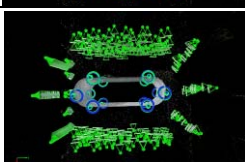

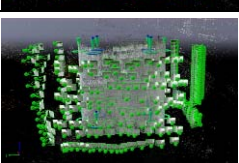
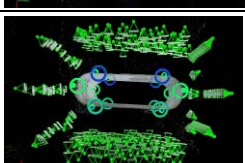
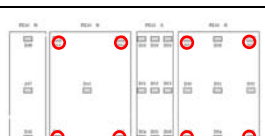
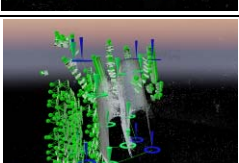
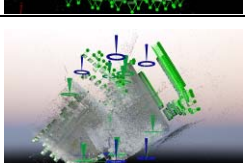

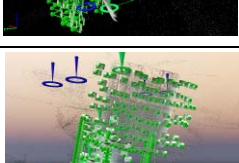
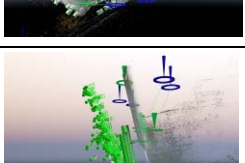
Pix4D では、GCP（位置情報）を付与しない場合、形状を構築することができなかった。そこで、橋梁マーカ 26 点を GCP として三次元の位置情報を付与したところ、形状を正しく構築することができた。Reconstruct では、GCP

を付与せずに撮影した画像の位置や方向を十分に把握できる精度で再現することができ、テクスチャモデルも再現性が高かった。一方で、オープンソースの Meshroom では、GCP による位置補正なしで撮影画像の位置・方向と形状を把握することができたものの、橋脚上部は下部に比べて SfM の三次元復元精度が低い結果となった。その原因として、画像のラップ率が低いことや日照による影の影響によって十分な特徴点を抽出できなかったことが考えられる。撮影位置と方向の推定位置精度については、別途検証を行っているのでここでは割愛する。ソフトウェアごとに傾向や機能が異なる為、取得した画像データの特性や必要なモデル精度を考慮したうえで、ソフトウェアの選択が必要である。

4.3 橋梁マーカを活用した位置座標精度の検証

構築した三次元モデルの位置座標精度を検証する。三次元構築を行う際に、橋梁マーカの測量座標値を用いて、点検画像に位置座標（GCP）を付与した特徴点を追加した。GCP を付与することで、三次元モデル上でのその特徴点の位置座標を定めることができる。GCP 付与数や箇所の違いによる三次元モデルの位置座標精度を比較検証することとした。ソフトウェアは、GCP を設定可能な Pix4D を使用することとした。

表 4 GCP 設定と三次元構築結果

	GCP	マニュアル タイポイント	GCP 位置図		
ケース1	26 点	なし			
ケース2	12 点	なし			
ケース3	8 点	4 点			
ケース4	8 点	なし			
ケース5	8 点	なし			

GCP 付与設定とその結果を表 4 に示す。設置した橋梁マーカ 26 点すべてを GCP に設定したケース 1 及び、橋脚平面各 4 点と南北の側面各 2 点の計 12 点を GCP としたケース 2 の場合、SfM による三次元形状を構築することができた。また、ケース 3 では、側面の各 2 点について、位置情報を付与せずに、複数の画像に写る同一の特徴点を

手動で設定するマニュアルタイポイント (MTP) を設定した。この場合、位置座標を付与したケース 2 同様に形状を構築することができた。一方で、ケース 4 及びケース 5 のように GCP を削減した場合、形状を構築できなかった。各橋脚面の構築は概ねできているが、位置補正するため十分な GCP がなく各面同士の整合がとれていないことが見てとれる。

三次元モデルを生成することができたケース 1～3 について、精度検証点 (CP) 9 点を使用して、三次元モデルの精度を比較した。結果は表 5 に示すとおりである。各モデルの平均二乗誤差は 0.002～0.004m と小さく、GCP 付与数によるモデル精度の差は見られなかった。Pix4D では、モデルを生成するのに十分な GCP が付与されている限り、それ以上 GCP を増やしても大きな精度の差がない。

表 5 誤差比較

	ケース			RMS Errors on CPs (m)			mean RMS error (m)
	# GCP	# MTP	# CP	X	Y	Z	
ケース1	26	0	9	0.003356	0.002197	0.004375	0.003582
ケース2	12	0	9	0.002243	0.002146	0.00325	0.002726
ケース3	8	4	9	0.002629	0.001853	0.003058	0.002306

5. 結論

本研究では、ロボットが撮影した点検画像を活用して、汎用ソフトウェア、土木向けソフトウェア、オープンソースのソフトウェアいずれを利用して三次元構築が可能であるとともに、撮影ベクトルから範囲の明示が可能であることが確認できた。また、橋梁マーカを利用することにより、平均二乗誤差 2～4mm と高精度な三次元モデルを構築可能であることが得られた。橋梁マーカを設置する作業コストが大きくなるデメリットはあるが、精度向上に寄与することが期待できる。橋梁マーカを十分に配置できず三次元モデル構築ができない場合は、マニュアルタイポイントを追加することで補完可能であることが得られた。

一方で、ソフトウェアによっては、ラップ率や影の影響により三次元モデルが構築できない場合がある。今後、SfM のための画像撮影方法、三次元モデルから損傷を抽出するための深層学習などの技術を組み合わせた画像処理方法について研究し、インフラ点検用ロボットの普及によるインフラ維持管理の効率化に繋げていく。

6. 謝辞

本研究にあたり、貴重なデータを提供頂いただいた SIP「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」のプログラムディレクター藤野陽三先生、サブプログラムディレクター若原敏裕氏、鳥取大学黒田保先生、(株)計測リサーチコンサルタントの木本氏に心より感謝いたします。また、ご指導ご鞭撻を頂いた関係者の皆様方に感謝申し上げます。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 木本啓介, 山口浩平, 奥松俊博, 河村太紀, 松田浩. 「光学的計測手法による仮設足場を必要としない橋梁点検手法の開発」. 長崎大学大学院工学研究科研究報告 47(89), pp59-66, 2017.

微動探査を用いた地盤の3次元S波速度モデル構築

チーム名等 地質・地盤グループ 物理探査担当
氏名 小林 貴幸

1) まえがき

建設や土木分野において、安全かつ効率的に施工・維持メンテナンスを行う上で、地盤構造を3次元で理解することは非常に重要である。3次元で地盤情報を得ることで、設計や施工の精度を向上することができしかし、現状、コストと手間の観点から、実際の建設・土木現場において3次元物理探査が適用されることは少ない。このことから、従来に比べ少ない手間で地盤の3次元構造を推定できる物理探査技術の構築が必要である。

常時微動を利用した微動アレイ探査は、浅部地盤のS波速度構造を簡便に推定する方法として、土木分野などをはじめとして広く利用されている。従来の微動アレイ探査は1次元探査への適用が主であったが、近年のチェーンアレイ配置(林ほか, 2010)、リニアアレイ配置(稲崎ほか, 2017)等の新たな探査手法の確立によって、2次元・3次元探査へ適用されるようになってきた。また、近年の独立型の地震探査装置の開発・普及に伴い、より多くの地震計を同時に用いて3次元S波速度構造を求める常時微動トモグラフィと呼ばれる手法も開発されてきた(林ほか, 2018)。これらの技術開発により3次元探査が従来に比べ簡便に実施できるようにはなったが、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

本研究では、3次元微動アレイ探査の適用性の検証を目的として、微動アレイ探査のデータ取得・解析を実施し、3次元S波速度構造モデルの作成を行った。本稿では、土木研究所構内において、多数の地震計を多重円周上に配置して取得した自然振動のデータを用いて、3次元S波速度構造を推定した例について報告する。また、同実験場所において取得した検証データによる結果について報告する。

3) 調査方法

3次元S波速度構造モデルの構築には、土木研究所構内南部舗装走行実験場ループ内で実施した3次元微動アレイ探査のデータを用いた。測点配置を図1に示す。舗装走行実験場ループ内に半径の異なる4つの円周上とその中心に測点を設け、固有周波数2Hzの地震計と独立型の地震探査装置を合計49台設置して測定を行った。各円周の半径は、外側から80m, 40m, 20m, 10mであり、設置した地震計の数はそれぞれ、24個, 12個, 6個, 6個である。測定時間長は約22時間で、データサンプリングタイムは4msである。なお、測定準備にかかった時間は4人工で2時間程度であり、従来の方法に比べ非常に省力化できている。

解析には、夜間1時間のデータを使用した。常時微動トモグラフィ(林ほか, 2018)の解析では、全ての地震計ペアに対しコヒーレンスを計算し、その実数部を、地震計ペアの中心(CMP)におけるSPAC係数とする。同じCMP位置で地震計ペアの距離が等しいSPAC係数は平均化され、地震計間隔の異なるSPAC係数列が作成される。

図3は円周道路内を10m四方のグリッドに分割し、各グリッド内にCMPがある地震計ペアを明示したものである。図中灰色の直線が全ての地震計ペアであり、暗色で表示された直線が、対象となるグリッド内にCMPがある地震計ペアの組み合わせを表している。円周上に地震計を配置しているため、円の中心付近のCMPでは多くの地震計ペアができるが、外円に近いほどその組み合わせが極端に少なくなる。したがって、今回の解析では3次元S波速度構造を求める範囲として、図2に示すように円の中心付近の90m四方のみとした。

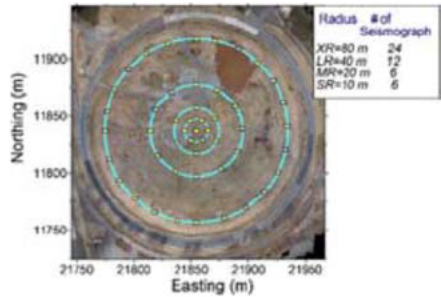


図1 3次元微動探査測点配置図

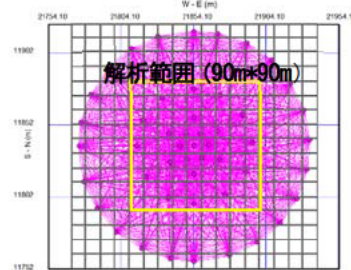


図2 解析グリッドと全地震計ペア

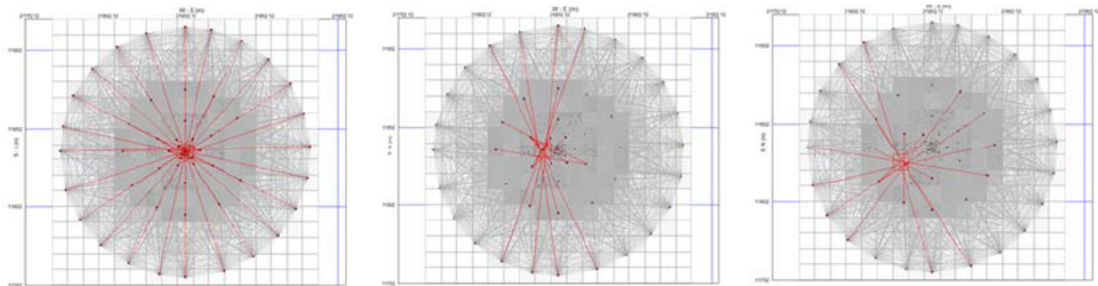


図3 解析グリッドに入る全地震計ペア例

また、上記の測定結果を検証するため同実験場内において、コーン貫入試験および2次元リニアアレイ微動探査(以下、2D-LAMS)を実施した。図4にコーン貫入試験および2D-LAMS 測線位置を示す。コーン貫入試験では、サイミックコーンを用いダウンホールPS 検層を実施した。測定深度間隔は1mで、起振方法は板叩き法にて実施した(写真1)。また、2D-LAMSでは、測線上に固有周波数2Hzの地震計と独立型の地震探査装置を設置して測定を行った。測定時間長は約27時間で、データサンプリングタイムは4msである。

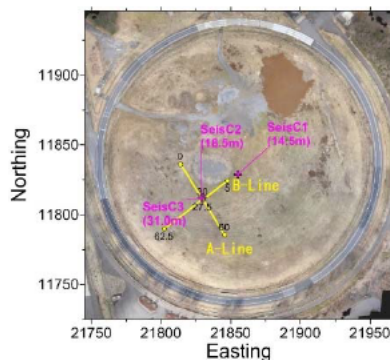


図4 コーン貫入試験および2D-LAMS 測線配置図



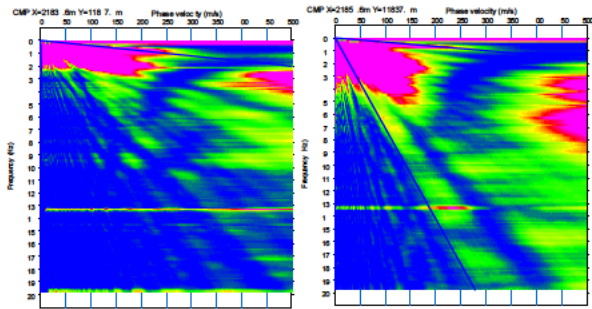
写真1 PS 検層 S 波起振状況

4) 調査結果

図5に3次元微動アレイ探査で得られた測定範囲中心付近の周波数-位相速度イメージ例、図6に同様の処理を

全ての CMP で実施して得られた分散曲線を示す。図 5 から周波数 1Hz~9Hz の間で位相速度が精度よく決定できていることがわかる。また、6Hz 程度から高次モードが現れ、調査位置の地盤には高 S 波速度を示す挟み層が存在すると推定できる。

解析では、これらの分散曲線から、通常の表面波探査と同様に、1/3 波長則に基づく初期モデルを作成し、非線形最小二乗法による逆解析を行い、各 CMP での 1 次元 S 波速度構造を求め、空間補間により 3 次元 S 波速度構造を求めた。これにより得られた S 波速度の 3 次元構造モデルが図 7 である。逆解析によって得られた 3 次元の S 波速度構造には深度 10m~20m および深度 40m 以深に高速度層がみられる。



CMP X=21834.6m Y=11847.4m CMP X=21854.6m Y=11837.4m

図 5 周波数-位相速度イメージ例

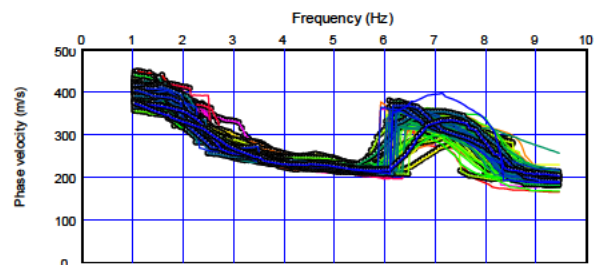


図 6 全分散曲線

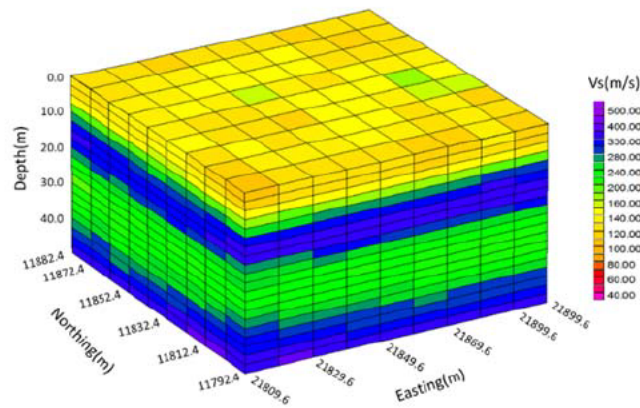


図 7 3次元微動アレイ探査による3次元S波速度構造モデル

図 8 に 2D-LAMS の結果を示す。これらの結果でも、深度 10m~20m で高速度層が見られ、3 次元微動アレイ探査の結果と整合的である。一方で、測線方向による高速度層厚に違いが見られ、A-Line に比べ B-Line の結果では層厚は薄くなっている。これは、到達する自然ノイズの伝播方向の偏りが原因とされており、今後ホワイトニングなどの波形処理を検討する必要がある。

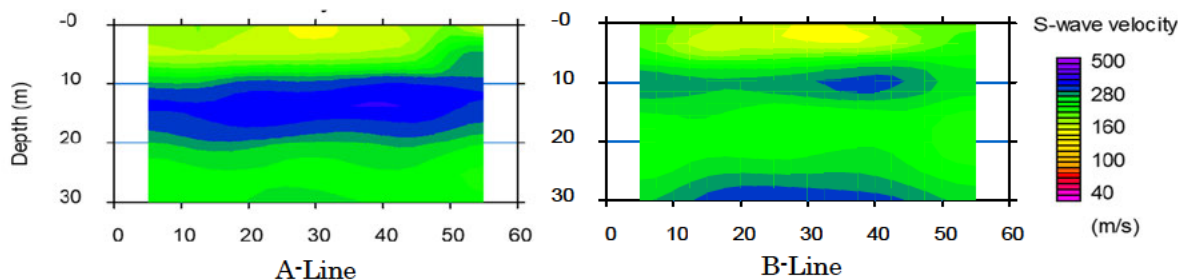


図 8 2D-LAM による S 波速度構造

図9にPS 検層結果, 2D-LAMS および3次元微動アレイ探査結果の比較を示す. 左図は3次元微動アレイ探査結果のPS 検層箇所 (SeiSC3 孔) を通る東西方向断面である. なお, 図中グラフはSeiSC3 箇所の1次元プロファイルである. 中央図はSeiSC3 箇所のA-Line, B-Line それぞれの1次元プロファイルであり, 右図はSeiSC3 でのPS 検層結果である. 3次元微動アレイ探査, 2D-LAMS およびPS 検層結果とも深度約10mから20mに300m/s程度の高速度層が見られる. また, その下部の速度は約200m/sの比較的低速度の層が見られる. 3つの手法とも, 整合的であり, このことから3次元微動アレイ探査は信頼性の高いデータを得ることができており, 地盤のS波速度構造を知るうえで十分な適用性を有していると考えられる.

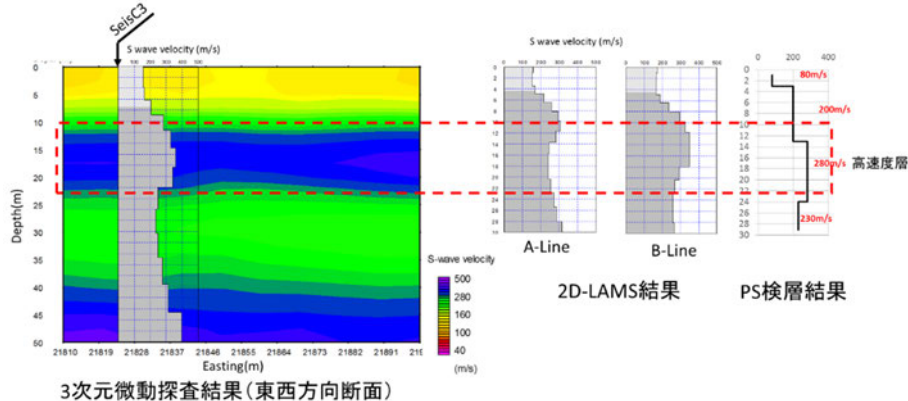


図9 3次元微動アレイ探査, 2D-LAMS およびPS 検層結果比較

5) 結 論

今回の実験により, 常時微動アレイ探査を利用することで浅部地盤の3次元構造を推定できることが分かった. また, ケーブルレスの地震計を使用することで, 従来に比べ少ない時間で測定できることがわかった. 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, より簡便に測定できる微動探査が3次元構造推定に広く適用されると期待される. 今回の実験では, 地震計を多重円周上に配置したが, さらに効率的な測定を実現するため, より効果的な配置方法を検討する必要がある.

6) 所属

応用地質株式会社

7) 参考文献

稲崎富士, 木佐貫 寛, 林 宏一, 北 高穂, 尾西恭亮 (2017) : 準静的表面波探査:極浅層 S 波速度構造探査の新たなアプローチ, 物理探査学会第 136 回学術講演会論文集, 109-112.

Hayashi, K., Craig, M., Kita, .T, and Inazaki, T., (2015) : CMP spatial autocorrelation analysis of multichannel passive surface-wave data, SEG Technical Program Expanded Abstracts 2015: pp. 2200-2204.

林 宏一, 小西千里, Falkenstein, Kent, Craig, Mitch, Wong, Leong Toh, 鈴木晴彦, 劉 瑛, 田原道崇, (2018) : 二次元および三次元常時微動トモグラフィの開発と適用例, : 物理探査学会第 138 回学術講演会論文集

林 久夫・松岡達郎・水落幸広・小野雅弘 (2010) : 微動アレイ探査法の拡張の試み-チェーンアレイ-探査法の適用について-, 地盤工学会誌, 58(8), 10-13

弱層の強度評価手法に関する研究

チーム名等 地質チーム
氏 名 西塚 大

1. まえがき

岩盤中には断層や節理のように力学的な不連続面が存在することがあり、周囲の岩盤と比較し強度が著しく低いことから総称して弱層と呼ばれる¹⁾。この弱層がダムや橋梁の基礎、トンネル切羽や天端、切土のり面に分布する場合、強度不足による滑動や過大変位などが問題となることが多い。これら弱層の強度評価によっては基礎岩盤の掘削量や構造物の規模・配置、対策工費用等が大きく変化するため、適切な調査・強度評価が求められる。しかし、弱層の力学的性状については体系的な強度評価手法が確立されておらず定性的評価に頼る部分もあり、設計において極めて安全側の評価を行っていることが現状である。

土木研究所ではこれまで挟在物を含まない、あるいは単一挟在物からなる弱層の強度評価手法を開発してきた^{1) 2) 3)}。しかし、実際の弱層には複数の挟在物からなる複雑な構造を有する場合が多いため、これらの弱層に対する適切な強度評価手法を確立する必要がある。

2. 研究目的

複数の挟在物を有し、かつ岩盤部のかみ合わせが考慮されるなどの複雑な構造を有する弱層の強度評価手法、および強度評価に必要な調査手法を開発することを最終目標とする。弱層の強度は岩盤部・岩盤のかみ合い部・挟在物の強度が関係する。このうち、岩盤部はダム等で設定される岩級強度が適用でき、岩盤のかみ合い部強度については既往研究で検討されている^{2) 3)}。そのため、複雑な構造を有する挟在物を対象に平成 29 年度は拘束圧によりせん断経路が変化することを確認した。平成 30 年度は、多くの現場で確認される礫と基質で構成される弱層を想定し、礫径や礫の分布割合（礫率）とせん断経路やせん断強度の関係について検討した。

3. 研究方法

礫径・礫率とせん断経路やせん断強度の関係を検討するために、礫と基質からなる弱層について単純化したモデル（模擬礫と模擬基質で構成される試料。以下、模擬弱層と呼ぶ）における予測せん断強度を算出し、一面せん断試験結果と比較することにより、せん断強度の算出方法および算出値の妥当性を検証した。

3.1 弱層モデルの作成

模擬弱層は 2 次元断面として計算可能とするため、図-1 に例を示すように同一径の円柱を供試体全体に均等配置した。模擬弱層の材料には再現性を考慮し強度の異なる 2 種類の石こうを用いた。供試体の大きさは

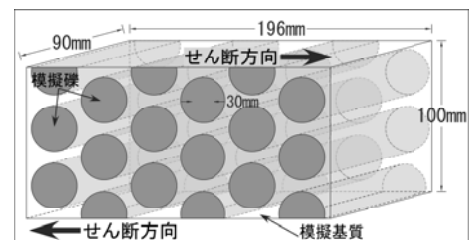


図-1 弱層モデルの例
(礫の直径 30mm、礫率 57%)

表-1 模擬弱層の礫径・礫率一覧

礫の直径	礫率	供試体数
20mm	57%	2
	35%	3
	26%	3
30mm	57%	2
	40%	3
	26%	3

90mm×196mm×100mm であり、模擬礫には基質より強度の大きい石こうを用いた。検討した模擬弱層の礫径・礫率の一覧を表-1に、材料に使用した石こうの強度を表-2に示す。

表-2 模擬弱層に使用した石こう強度

	一軸圧縮強度(MPa)	せん断強度(MPa)	
		一般式	τ ($\sigma=1\text{MPa}$)
礫の強度	29.1	$\tau=3.56\text{MPa} + \sigma \tan 64^\circ$	5.65
基質の強度	15.3	$\tau=2.66\text{MPa} + \sigma \tan 46^\circ$	3.68

3.2 せん断経路とせん断強度の算出予測

せん断強度はせん断される物質の強度とそのせん断経路(面積)によって決まる。模擬弱層における強度が最弱となるせん断経路(面積)には、図-2に示すように①距離が最短となる礫をせん断する経路、②礫を迂回し強度が低い基質を最短の距離で通る経路が想定されるが、建設事業において課題となる弱層では、含まれる礫と基質の強度差が大きい場合が多いことを考慮し、今回は経路②についてせん断経路とせん断強度の算出予測を行った。

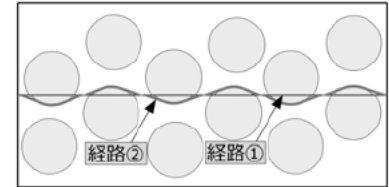


図-2 想定されるせん断経路①・②

経路②におけるせん断強度は、基質の強度と供試体長に対するせん断経路の迂回率から求まると想定され、以下の式(1)として表すことができる。

$$\tau_{\text{test}} = \tau_{\text{matrix}} \cdot L_{\text{shear}} / L_{\text{test}} \dots (1)$$

τ_{test} は供試体のせん断強度、 τ_{matrix} は基質のせん断強度、 L_{shear} はせん断経路長、 L_{test} は供試体長で、 $L_{\text{shear}} / L_{\text{test}}$ はせん断経路迂回率を表す。

せん断経路の迂回率の算出にあたっては、拘束圧をせん断経路②となるような値($\sigma=1\text{MPa}$)で固定し、礫径および礫率の変化に伴うせん断経路長の変化と供試体長による影響について計算した。

3.3 一面せん断試験による検証

モデルにより推定されたせん断経路およびせん断強度を検証するために、模擬弱層の一面せん断試験を実施した。試験条件として、拘束圧(垂直応力)はモデルと同様に1MPa、せん断変位速度は0.1mm/minに設定した。試験結果について、せん断面が形成される際の強度を得ることを目的とするため、乗り上げが生じない(明瞭な垂直変位を伴わない)段階におけるピークせん断強度を採用した。

4. 研究結果

4.1 せん断経路とせん断強度の算出予測

計算の結果、図-3に示すようにせん断経路長は礫径によらず礫率と一定の関係があることがわかった。また、供試体長によって変化する x^2 、 x の係数は、図-4に示すように供試体長の一次関数として表現できる。よって、

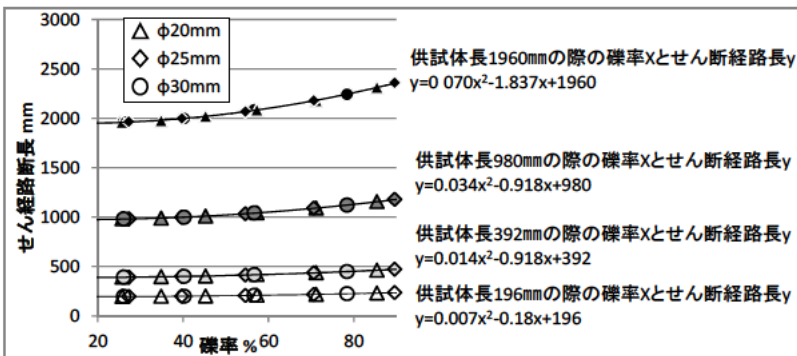


図-3 弱層モデルにおける礫率-礫迂回せん断長の関係

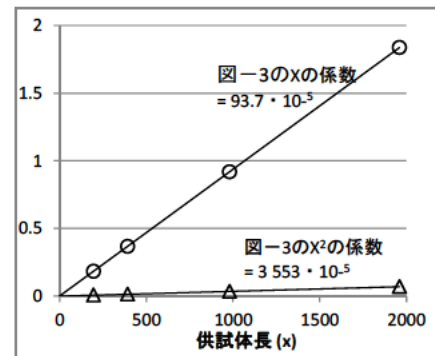


図-4 供試体長に応じた係数

模擬弱層におけるせん断経路長と礫率の関係は以下の式(2)で表される。

$$L_{\text{shear}} = 3.553 \cdot 10^{-5} \cdot L_{\text{test}} \cdot \text{礫率}\% ^2 - 93.7 \cdot 10^{-5} \cdot L_{\text{test}} \cdot \text{礫率}\% + L_{\text{test}} \cdot \dots (2)$$

L_{shear} はせん断経路長(mm)、 L_{test} は供試体長(mm)で、 $3.553 \cdot 10^{-5}$ 、 $93.7 \cdot 10^{-5}$ は図-4に示す供試体長の違いによるせん断経路長の変化を補正するための係数である。

以上より、せん断強度を検討する供試体長(L_{test})および礫率がわかれば式(2)によりせん断経路長(L_{shear})が求まり、基質のせん断強度(τ_{matrix})とともに式(1)に代入することで、供試体のせん断強度(τ_{test})が推定できる。

4.2 一面せん断試験による検証

推定したせん断モデルを検証するために、実施した一面せん断試験結果を図-5に示す。拘束圧 1MPa の条件下におけるせん断強度は、礫径 20mm の場合、礫率 57%で 3.5~3.7MPa、同 35%で 3.5~3.9MPa、同 26%で 2.7MPa、礫径 30mm の場合、礫率 57%で 3.6~4.5MPa、同 40%で 3.4~4.2MPa、同 26%で 2.9~3.7MPa という結果が得られた。若干のばらつきはあるが、全体として

は礫径 20mm・30mm とともに概ね同様の値を示し、かつ礫率の増加に応じてせん断強度が微増する関係を示す。

4.3 算出予測値と試験値の比較

図-5に示すように、算出予測値は試験結果と概ね同様の値を示すが、礫径 20mm の礫率 26%および 57%における試験値は予測値より若干低い値を示す傾向がある。

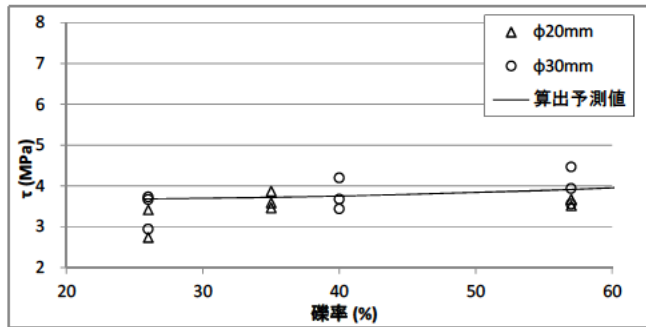


図-5 模擬弱層の一面せん断試験結果

5. 考察

算出した予測せん断強度は試験結果と概ね一致したが、試験後の試験面を観察した結果、想定したせん断経路と異なる点も見受けられた。そこで、観察結果に基づき模擬礫と模擬基質の境界における強度を検討し、予測の考え方および予測値を検証した。以下にその詳細について述べる。

5.1 試験面の観察

図-6に示すように、多くの供試体においてせん断破壊面(白破線)は当初想定よりも模擬礫と模擬基質の境界を長く通過していた。模擬礫と模擬基質の境界の強度は模擬基質と同様と想定していたが、境界部の強度がより低い可能性が考えられたため、模擬礫と模擬基質の境界を対象にしたせん断試験を実施した。試験方法は、模擬礫に使用した石こうで平滑面を作成し、その面上に模擬基質に使用した石こうを打設して、付着面がせん断面となるような供試体を作成し、それをを用いて一面せん断試験を実施した。その結果、境界部は模擬基質のせん断強度 (3.68MPa: $\sigma=1\text{MPa}$) より低いせん断強度 (2.04MPa: $\sigma=1\text{MPa}$) が得られた。

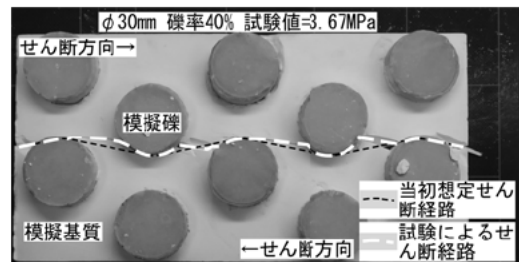
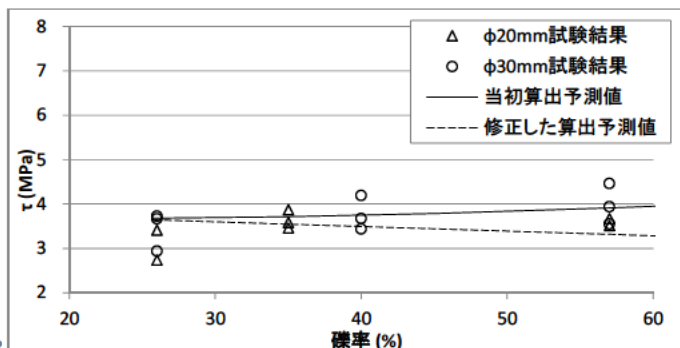


図-6 一面せん断試験後の模擬弱層例

5.2 算出予測値の検証

得られた礫と基質の境界のせん断強度から算出予測値を修正した。修正した予測せん断強度と一面せん断試験結果を図-7に示す。破線で示す修正予測せん断強度は当初の予測強度および試験値と異なる傾向を示し、礫率の増

加に従い強度が低くなる。これは礫率が増加するほどせん断面が強度の小さい境界部を通る割合が大きくなり、基質を通る割合が小さくなることと関係している。セメントや石こうを用いた礫岩の研究結果⁴⁾⁵⁾によると、本検討の修正予測値と同様に礫率の増加に応じて強度が低下する試験結果が得られているが、基質の強度と境界の強度が近い天然の礫岩⁴⁾⁵⁾では礫率の増加に関わらず強度はほぼ変わらない結果が得られている。そのため、礫率の増加とせん断強度との関係には境界の強度が大きく影響していると考えられる。本検討における供試体では、礫と基質の境界は曲面であるのに対し、境界の強度は平滑面を用いた試験で求めている。この形状の違いによる影響の検証が今後の課題である。



図一七 修正予測値と一面せん断試験値の関係

6. 結論

礫と基質からなる弱層について、供試体長、礫率、基質のせん断強度から弱層のせん断強度を推定する式を考案した。検証のために試験値との比較を行い、さらに試験後のせん断面を観察したところ、せん断面は当初の想定より礫と基質の境界を多く通ることを確認した。追加試験の結果、境界の強度が基質の強度より小さい場合は、修正予測値は礫率の増加に対して減少する傾向を示すことがわかった。これは、せん断強度が礫率とともに増大するという試験の傾向とは異なっている。この要因は、本検討における供試体中の礫と基質の境界形状（曲面）と、境界の強度試験時の形状（平滑）が異なることが、可能性の一つとして考えられる。この形状の違いによる影響の検証が今後の課題である。また、礫と基質の強度差や、礫径・礫配置の均質・不均質による影響についての検討を行い、より天然に近い条件での検討による天然の弱層への強度評価方法の適用が望まれる。

7. 謝辞

本研究を進めるにあたり、阿南上席研究員・矢島主任研究員・松尾研究員にはダム建設現場での弱層観察、模擬弱層の作成および一面せん断試験などについて終始ご指導頂き、貴重なご助言を頂いた。ここに記して感謝申し上げます。

所属：株式会社ドーコン

<参考文献>

- 1) 佐々木靖人、實谷 周、矢島良紀、「ダム基礎の弱層分類と強度評価手法—ダムの調査事例から—」、ダム技術、no256、pp35-48、2008
- 2) 佐々木靖人、倉橋稔幸、吉田直人、「ダム基礎等における弱層の強度評価手法の開発」、平成 21 年度土木研究所成果報告書、No. 13、<http://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report-seika/2009/pdf/2009-13.pdf>
- 3) 倉橋稔幸、吉田直人、佐々木靖人、矢島良紀、實谷 周、「弱層のせん断強度シミュレーションソフトウェアの開発」、第 40 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集、土木学会、pp155-160、2011
- 4) 岡田哲実、野崎隆司、伊藤 洋、中村敏明、「礫岩の物性評価に関する研究（その 2）—三軸試験による力学特性評価と強度評価式の検証—」、電力中央研究所報告、研究報告：U02053、2003
- 5) 片川秀基、橋本 徹、平野秀次、村上弘行、「人工の礫混じり岩石の力学的性質に及ぼす礫分の影響について」土木学会論文集、No. 659/Ⅲ-52、87-101、2000

平成 29 年 7 月 九州北部豪雨における道路斜面災害の特徴に関する研究

チーム名等 地質チーム
氏 名 山本 定雄

1. まえがき

地質・地盤研究グループ・地質チームでは、道路災害の軽減や、発災後の道路交通の早期復旧に貢献することを目的として、近年の豪雨や地震に伴う道路災害事例を分析して、得られた知見や教訓等を提言してきた。

本研究はその一環として“平成 29 年 7 月 九州北部豪雨”で発生した道路斜面災害について収集・分析を行い、得られた課題等について整理したものである。また、収集した被災事例の中で多くを占めた“表層崩壊”を対象に、地質チームで開発された“土層強度検査棒”（土検棒）¹⁾を用いた調査を行い、表層崩壊調査に適用する際の課題等を検証した。

2. 研究目的

“豪雨災害懸念箇所”を抽出する上での留意点を検証するため、短時間集中豪雨で発生した道路斜面災害（切土・自然斜面の崩壊、盛土の崩壊：図-1）の特徴を整理した。また、表層崩壊の危険度を評価する上で重要な要素となる、“崩壊深度の推定”に対する課題等を検証するため、表層崩壊発生箇所の代表地点にて土層強度検査棒による調査を行った。

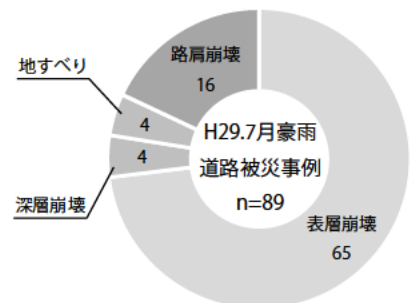


図-1 豪雨災害事例の内訳

3. 研究方法

3.1 道路災害分析

県管理道路 8 路線から 89 地点の道路斜面災害を抽出（図-1）して現地調査を行い、災害の発生形態や発生規模、付帯構造物の有無、斜面勾配、異常・変状の確認履歴等の情報を収集した。また、アメダス観測結果や、レーダー・アメダス解析雨量のデータを用いて、対象地域や災害発生箇所の降雨傾向等を分析した。

3.2 土層強度検査棒による表層崩壊箇所調査

表層崩壊発生箇所の中から、基盤地質や崩壊物の構成（礫の混入の程度等）の異なる代表的な調査地点を選定し、斜面調査マニュアル¹⁾記載の土層強度検査棒による調査（3つの試験方法：図-2）を実施した。

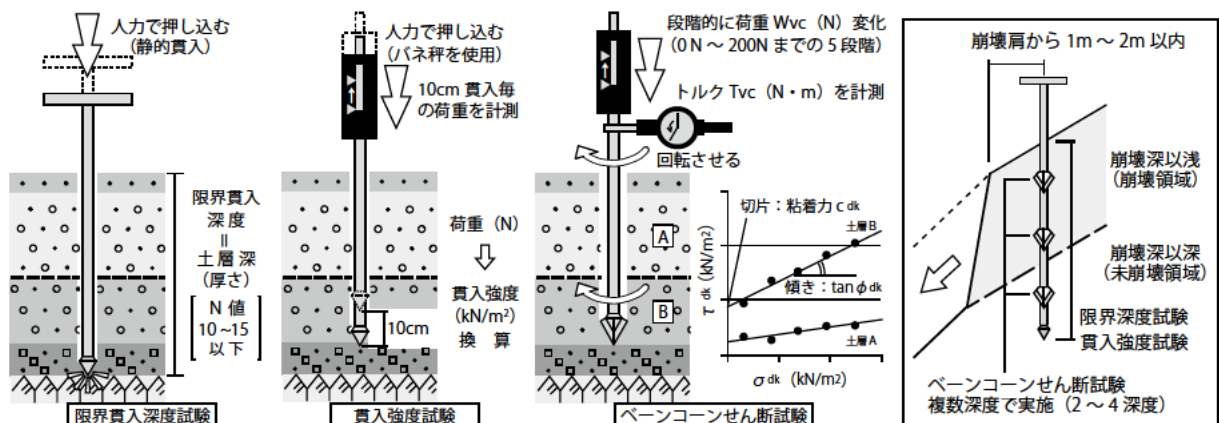


図-2 土層強度検査棒による3つの試験法（限界貫入強度試験・貫入強度試験・ペーンコーンせん断試験）¹⁾

4. 研究結果

4.1 道路災害分析

4.1.1 災害発生時の降雨の特徴

アメダス朝倉・日田では、既往最大の降雨が観測されている。とりわけアメダス朝倉では、1時間～24時間の全ての時間帯で、平成24年7月の九州北部豪雨（過去1位の記録）の1.5～2.5倍以上の降水量が記録されている。また、レーダー・アメダス解析雨量を被災地点別に整理した結果、ほとんどの被災地点で7/5 17:00～18:00の時間帯に、1時間最大（80mm～100mm）、3時間累積最大（200mm～250mm）、6時間累積最大（300mm～450mm）の降雨が集中して記録されていた。対象地域の土砂災害も同時間帯前後に集中していた（例えば東峰村（2017）²⁾）ため、対象とした道路斜面災害も、上記の短時間集中豪雨により発生したと推測される。

4.1.2 切土・自然斜面における道路災害

(1) 表層崩壊

無対策の切土・斜面が多くを占める。またGoogleストリートビュー（平成24年7月九州北部豪雨後を反映）で確認した結果、被災箇所のうち半数近くで、発災以前から異常・変状（崩壊の痕跡、肌落ち等）が生じていた（図-3左）。

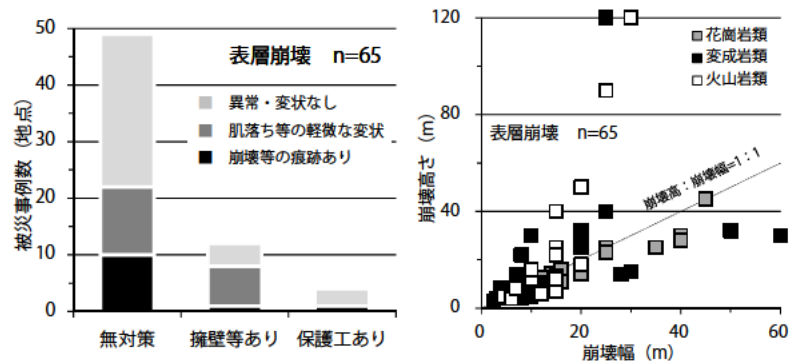


図-3 表層崩壊：災害前の異常・変状確認結果／崩壊幅-高さの相関

発生場所は勾配 1:1.0 以上の直線斜面が多い。また、崩壊深度は概ね 1～2m、崩壊面の傾斜は 40°～55° の間にあり、基盤地質による明瞭な違いは見いだせなかった。ただし、崩壊物に礫を多く含む傾向が強い、変成岩類・火山岩類の崩壊は、崩壊幅に比べ崩壊高が高くなる（細長い崩壊形状を示す）傾向にある（図-3右）。

(2) 地すべり・深層崩壊

対象とした事例は8地点と少ないが、抑止効果に乏しい吹付工や擁壁工を巻き込む被災事例が多く見られた。崩壊規模は 40m を超過する事例が多く、基盤地質によらず崩壊高と崩壊幅の比は概ね 1:1 の関係にある。また、表層崩壊と異なり、緩勾配の自然斜面（1:1.0 以下）で発生している割合が高い傾向にある。

4.1.3 盛土における道路災害

路面表流水の流れ込みによる浸食、ないしは道路下方を流れる河川水衝部の洗掘による“路肩崩壊”が主体をなす。

河川の曲流部（水衝部）を形成し、路面の表流水が集まりやすい（流末を形成しやすい）、谷型斜面での発生事例が多い傾向にある（図-4左）。また、路面表流水による崩壊は、事前に路面変状等の異常が確認された事例が比較的多いが、河川水衝部の崩壊は事前に異常・変状が確認された事例が少ない。河川水衝部の崩壊は、路面表流水で生じた崩壊と比べて被災延長が長く（図-4右）、路側擁壁（河川護岸）等の構造物を巻き込む、規模の大きい崩壊が生じやすい。

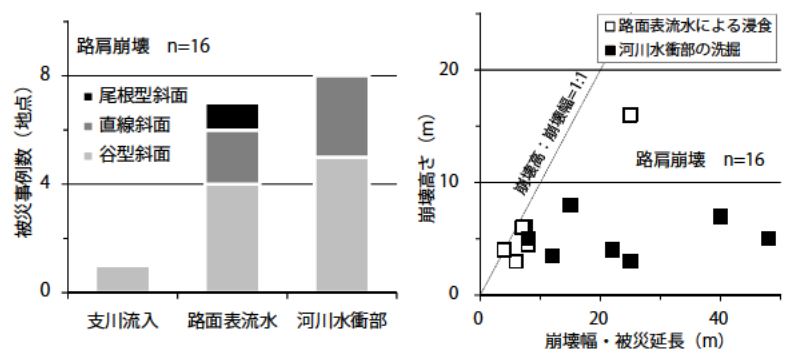


図-4 路肩崩壊：被災要因別の地形条件の内訳／崩壊幅-高さの相関

る崩壊は、事前に路面変状等の異常が確認された事例が比較的多いが、河川水衝部の崩壊は事前に異常・変状が確認された事例が少ない。河川水衝部の崩壊は、路面表流水で生じた崩壊と比べて被災延長が長く（図-4右）、路側擁壁（河川護岸）等の構造物を巻き込む、規模の大きい崩壊が生じやすい。

4.2 表層崩壊を対象とした土層強度検査棒調査

基盤地質による区分に加え、崩壊物の構成から表層崩壊を大きく3種類に分類(図-5)した上で、25地点を選定して土検棒による調査を行った。

また、土層の含水率が変化すると得られる計測値が異なる(強度等の比較ができない)恐れがあるため、短期間で集中的に(無降雨期間中の述べ3日間で)全地点の試験を終えるよう配慮した。

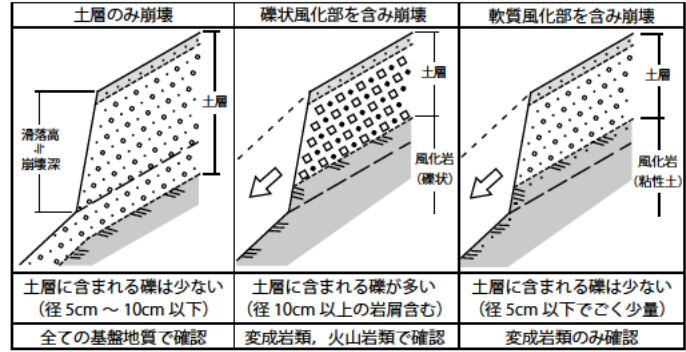


図-5 崩壊物の構成に基づく表層崩壊の分類

4.2.1 限界貫入深度試験

限界貫入深度(計測された土層厚)と崩壊深度(滑落崖の高さより推定)を対比させた結果、両深度が概ね一致した地点(±10cm以内)は25地点中8地点で、乖離が大きい地点では0.5m~1.4mの深度差が確認された。

崩壊物の構成で見ると、土層のみ崩壊・軟質風化部を含む崩壊は貫入深度≧崩壊深度の関係にあった。不安定化が懸念される土層厚を過大評価しているが“安全側”の評価とも言える。一方、礫状風化部を含む崩壊は、全ての地点で貫入深度<崩壊深度となり“危険側”の評価となっている(土層厚を薄く見積っている)。

4.2.2 貫入強度試験

上限値 300N の荷重計(貫入強度で1800kN/m²前後)で計測した結果、25地点中22地点で、崩壊深度到達以前に上限値に達し、崩壊深度を挟んだ有意な強度差を捉えるに至らなかった。

そこで土木研究所(2017)³⁾で示された手法(図-6左)を用いて、崩壊深度の

貫入強度を推定した結果、土層のみが崩壊した地点の多くで2000kN/m²前後の強度(調査マニュアル¹⁾で土層-基盤境界の貫入強度とされる)を示した(図-6右)。ただし、崩壊深度と上限値確認深度の乖離が大きい地点(特に礫状風化部を含む崩壊)では、4000kN/m²を超える過大な貫入強度が推定されている(図-6右)。

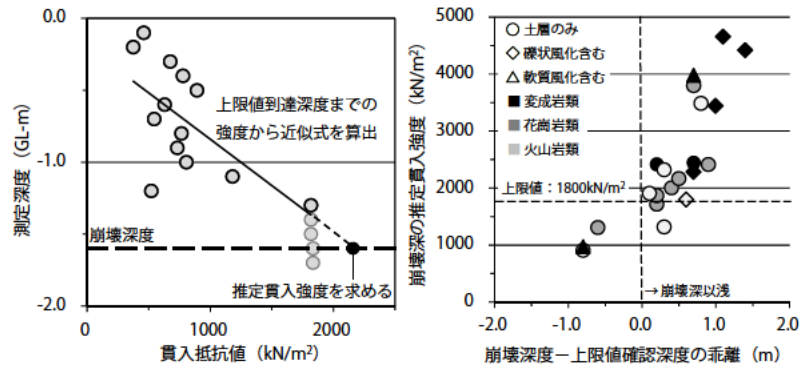


図-6 貫入強度の推定方法/推定貫入強度-乖離深度の相関

4.2.3 ベーンコーンせん断試験

経験式法¹⁾から求めた粘着力 c_{dk} 、内部摩擦角 $\tan \phi_{dk}$ を崩壊深度以浅(崩壊領域)と以深(未崩壊領域)で整理した。結果、せん断強度の深度方向への変化(図-7左)と、崩壊-未崩壊領域間の“強度差”(図-7右)が確認された。

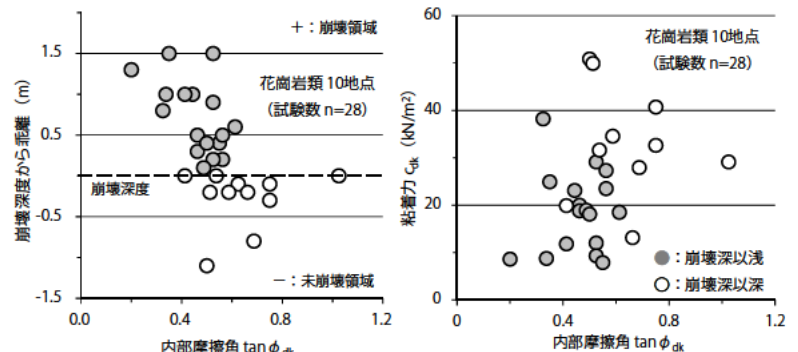


図-7 $\tan \phi_{dk}$ の増減と崩壊深度の関係/ $c_{dk}-\tan \phi_{dk}$ 相関図

基盤地質によって得られる強度に違

いがあるものの、いずれも崩壊-未崩壊領域間の強度差は捉えられていた。本試験により、せん断強度が低下した土層領域(風化・ゆるみが進行した崩壊しやすい土層深)を区分けできる可能性がある。

一方、せん断強度を求めた回帰式を、鉛直応力の大小で区分して(図-8左)比較した結果、多くの場合、大きい鉛直応力で得た回帰式の傾き($\tan \phi_{dk}$)が小さくなる傾向を示した(図-8右)。

土被りが小さい表層崩壊に対して、過度な鉛直応力(荷重計読み値で100N以上)で試験を行うと、内部摩擦角 ϕ_{dk} が過小に算出される可能性がある。

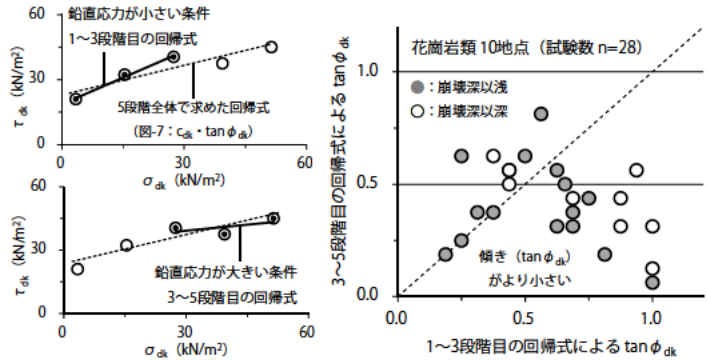


図-8 鉛直応力別の回帰式の求め方と $\tan \phi_{dk}$ の比較結果

5. まとめ

5.1 道路斜面災害の教訓(豪雨災害懸念箇所を抽出する上での留意点)

(1) 切土・自然斜面の崩壊: 急勾配の無対策部で生じやすい表層崩壊は、崩壊規模・形状が土層構成等に左右される傾向にある。一方、地すべり等は緩勾配で構造物が配された斜面で生じた事例が多く、被災地点から離れた周辺斜面で、過去の異常の履歴を確認した事例も見られた(写真-1)。

基盤地質や土層構成、地形条件等を考慮して調査範囲を設定する必要がある。また、航測図による地形解析等も併用して、見逃しやすい上方斜面・周辺斜面の異常(崩壊跡・滑落崖等)の把握に努める必要がある。



写真-1 近接斜面での異常確認事例

(2) 盛土の路肩崩壊: 河川水衝部の洗掘崩壊は被災延長が長く、道路交通に与える影響も大きい。しかし道路下で生じる洗掘を、路上点検だけで捉えることは困難である。また、ある程度の降雨が無ければ、路面表流水の影響(流末の行方)を認識できない恐れもある。災害懸念箇所を抽出する際は、河川や表流水の影響を受けやすい地形条件に注意を払うとともに、調査・点検の実施範囲や実施時期も工夫する必要がある。

5.2 土層強度検査棒を用いた表層崩壊調査(崩壊深度の推定)の留意点

限界貫入深度や、推定貫入強度(2000kN/m²目安)から崩壊深度を推定する場合、礫あたりの影響で危険側に評価される恐れがある。土層の形成場である斜面の特徴や土層構成を把握し、土検棒の適用性(誤差を含む可能性)をあらかじめ見極める必要がある。せん断強度の変化を捉えるベーンコーンせん断試験も、崩壊深度の推定に有効と考えるが、試験時に過度な押し込み荷重を与えないよう留意する必要がある。また、土層の含水率が異なると、得られる強度も異なるため、試験前~試験時の気象条件(降雨の有無等)にも注意を払う必要がある。

6. 謝辞

地質・地盤研究グループの浅井健一特命上席研究員、地質チームの阿南修司上席研究員、矢島主任研究員をはじめ、チームの方々から多くのご支援・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) 土木研究所資料第4176号(2010): 土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル(案)(平成22年7月), 独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ地質チーム,
- 2) 東峰村(2017): 広報東峰, vol.149, 平成29年8月号, p4, http://vill.toho-info.com/category_c?cate=2&cate2=13
- 3) 国立研究開発法人土木研究所(2017): 土層強度検査棒や簡易貫入試験機を用いた危険斜面の抽出について, 地質・地盤研究グループ地質チーム

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

土木事業において地質・地盤の不確実性に起因する事故は後を絶たず、近年ではしばしば社会的な問題となることがある。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・地盤の不確実性の影響が顕在化した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⁾。土木事業におけるこのような重大な事故やトラブルを防ぐにあたって、地質・地盤リスクに対する技術体系の確立は喫緊の課題となっている。

2. 研究目的

地質・地盤の情報は、土木事業の進捗に応じて増大していくという特徴があるが、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、施工および維持管理の各段階において少なからず不確実性が存在する。この「地質・地盤の不確実性」は、事業においてコストや工期、環境等、様々な方面に影響を及ぼす可能性（地質・地盤リスク）があるため、事業における各段階で適切な対応が必要となる。しかし、現状ではこのような不確実性やリスクを適切にマネジメントする基本体系は整備されていない。本研究では、土木事業における「地質・地盤リスクマネジメント」の体系の構築を目的として、それに資する基礎資料を得るための文献調査と分析を行った。

3. 研究方法

我が国の土木事業において、地質・地盤リスクマネジメントは体系的に行われていないものの、事業・構造物ごとの指針・基準類、各事業の設計要領等のマニュアルや関連するガイドラインには、リスクマネジメントに関する記載が認められる。しかし、土木事業を進めるにあたって地質・地盤リスクが顕在化する事例は多く存在する。これらのことから、上記のような文献に記載されている内容を抽出し、リスクが顕在化する原因の分析とリスクマネジメント体系構築にあたっての課題の整理を行った。

4. 研究結果

4.1 指針・基準類における地質・地盤リスクマネジメントに関する記載

各事業や構造物の指針・基準類およびそれに準ずる図書においては、「リスク」という表現ではなくとも、リスクマネジメント的手法に関する記載が多く存在している。従前から、これらの書籍の手法により、事業の中で経験的にリスクアセスメントやリスクマネジメントが行われてきた。その一例を以下に列挙するとともに表-1に示す。

4.1.1 リスク要因の抽出

道路事業およびダム事業の計画段階においては、問題となる地形や地山を避ける等の事業上のコントロールポイントへの配慮や、避けられない場合の検討・対策の必要性を、ほぼすべての指針・基準類で指摘している。これは、事業の早い段階でのリスク要因の抽出、および回避によるリスク対応を示すものである。

4.1.2 調査計画の策定

リスク対応の方策として、調査計画の策定を示している指針・基準類が存在する。調査計画は、リスクの特定や、その後の低減等の対応を決定するための情報を正確に得るために不可欠である。しかし、その重要性の指摘や策定方法についての記載はあまり認められない。

表-1 指針・基準類におけるリスクマネジメントに関する記載

構造物	リスク要因の抽出	調査計画の策定	リスク情報の共有・伝達
道路土工	・道路計画時のコントロールポイントへの配慮 ³⁾ ・設計・施工上問題となりやすい岩質 ³⁾	・各段階で適切な調査計画の立案 ³⁾	・調査・設計・施工・維持管理段階における情報の共有化が必要 ⁴⁾
トンネル	・路線選定上問題となるコントロールポイントを検討 ⁵⁾ ・不良地山：膨張性、湧水、未固結、地熱・温泉・ガス、山はね、偏土圧、地すべり ⁵⁾	・各段階に応じて順次、系統的に調査を実施 ⁵⁾	・情報伝達不足による事前調査と施工実績との地山評価の違い ⁶⁾
橋梁	・地盤変動の影響を避けられる架橋位置とする ⁷⁾ ・軟弱地盤、液状化、斜面崩壊等、断層について検討 ⁷⁾	・できるだけ早い段階から調査項目や実施時期を検討 ⁷⁾ ・設計の進捗に合わせて計画的に実施 ⁸⁾	・以降の調査、設計に適切に引き継ぐことが重要 ⁸⁾
ダム	・ダム計画にとって大きな課題となる事項はできるだけ予備調査段階で検討 ⁹⁾	・綿密な調査計画を策定し地形・地質情報を取得 ¹⁰⁾	・事業区域や各サイトの地質情報の水平展開 ¹⁰⁾ ・段階ごとの判断や課題の明確化 ¹⁰⁾

4.1.3 リスク情報の共有・伝達

地質・地盤の不確実性を認識していたにも関わらずリスクが顕在化する場合がある。これは、事業の次段階へのリスク情報の伝達不足が原因であることが多い(図-1)。すなわち、事業の円滑な遂行においては、リスクに関する情報共有が極めて重要となる。このことに関する記載も複数の指針・基準類において見受けられる。

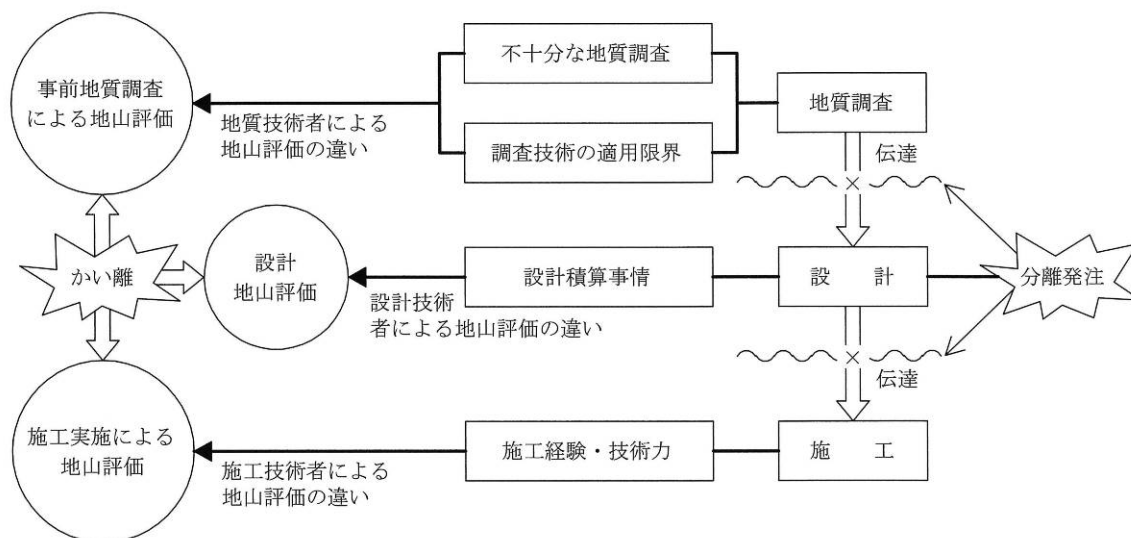


図-1 情報伝達不足による事前調査と施工実績との地山評価の違い⁶⁾

4.2 マニュアル類における地質・地盤リスクマネジメントに関する規定

4.2.1 設計要領

道路事業の設計要領には、事業の流れおよび必要な意思決定のタイミングが記載されており、事業の中で、いつ、どのような意思決定を行うかを規定している(例えば¹¹⁾)。意思決定により事業は次の段階へ進むが、リスクマネジメントの観点から考えると、この時に誰が何を根拠に意思決定を行うかを明確にすることが、責任の所在等の点で非常に重要となってくる。しかし、意思決定の根拠となる情報を取得する方法やその後の取り扱い、および誰が意思決定を行うかについての詳細な記載がないため、設計要領のみでは事業進捗に伴うリスク管理は困難である。

4.2.2 ガイドライン

道路事業では、構想段階のガイドライン¹²⁾により道路計画時に必要となる情報や留意点等をまとめている。この中で、計画時のチェック項目に「地形・地質条件を考慮したか」という記載がある。また、高度な技術的判断が必要となる場合は、外部の有識者等に助言を求めることを提言している。これらは、計画時の地質・地盤リスクの特定が事業の進捗において重要であることを示唆している。

4.2.3 その他マニュアル

近畿地整では、地質リスク低減のための調査・設計マニュアル(案)¹³⁾を作成しており、リスクアセスメントの具体的な手法とその取り扱いを示している。現在、近畿地整をはじめとした各地整・開発局において地質リスク調査検討業務が試行されており、道路事業の予備設計段階におけるリスクアセスメントが実施されつつある。ただし、試行段階であるため、その効果や課題については今後の検討を要する。

また、各学協会において、地質・地盤リスクに関する研究や分析が行われており、マニュアルや研究報告が示されている。地質リスク学会では、「地質リスクマネジメント体系化委員会」を設立し、地質リスクマネジメントの概念・仕組み、具体的なリスクアセスメント手法の検討等を報告書としてとりまとめている¹⁴⁾。全地連では杭基礎の調査法に関する報告書¹⁵⁾をまとめており、トラブル事例とその留意点について詳細に記載している。その中で、調査計画の立案やリスク情報の伝達の重要性を指摘している。

5. 結論

5.1 既存文献における課題

文献調査により、「地質・地盤リスクマネジメント」に関する記載の抽出および現状の手法等の整理を行った。現状は、各事業・各構造物の指針やマニュアル等により地質・地盤に関する留意点等を考慮した設計や施工が実施されている。また、地質リスク調査検討業務のようなリスクマネジメント的手法を取り入れた新たな取り組みが試行されている。しかし、土木事業においては未だに地質・地盤リスクが顕在化した事例が多く存在する。これら文献における課題から考えられるリスク顕在化の原因として以下のようなものが挙げられる。

①多種多様な地質・地盤リスク要因の存在

地質・地盤リスク要因は多種多様であり、地域特有の地質・地盤リスク要因も存在するが、地質・地盤リスク要因の抽出は、地質・地盤技術者の知識や経験(ノウハウ)に依るところが大きい。また、地表地質踏査は面的な地質情報を得るために有効な調査であり、その重要性も指針等に示されているが、一般的な地質調査業務(ボーリング調査)では、地表地質踏査が含まれない場合が少なくない。

②調査計画立案の妥当性の問題

指針・基準類には調査計画の重要性や調査項目については記載されているものの、調査計画の立案方法については詳細に記載されていない。調査計画の立案には、対象地毎の地質・地盤リスク要因と設計上の要求性能を把握することが前提となるが、上記①と同様に地質・地盤技術者の知識や経験(ノウハウ)に依るところが大きい。また、調査計画立案は業務においては解析等調査に含まれるが、事業の流れの中でどう組み込むかが明確でない。

③リスクの情報共有の仕組み

指針・基準類には、地質調査記録の保存、活用に関する記載は多く、切土工・斜面安定工指針⁴⁾のように、地盤の不均質性や不確実性に関する情報の共有化についても示されているが、具体的にどうやって関係者間で情報を共

有するかが示されていない。

④リスク対応の手法

上記①～③のように地質情報の質や量、情報の共有化などリスクの特定や評価の面だけではなく、悲観的な設計の採用等のリスク対応も実際には経験的に行われている可能性がある。しかし、このような手法は既存の指針・基準類には具体的なものは示されていない。

5.2 今後の方針

上記の課題から、地質・地盤リスクマネジメントの基本体系の構築に向けて今後は以下の項目の整備が必要とされる。ただし、これらの項目は、地質・地盤リスクマネジメントをスムーズに実施するための補足的なマニュアルや制度という位置付けとして考え、引き続き、現行のマニュアルや指針・基準類を利用すべきである。

- ・事業全体を通じたマネジメントの枠組み（基本的考え方をまとめた指針、リスクマネジメントマニュアル等）
- ・リスクマネジメント体制の構築、役割分担（リスク管理者、アドバイザー、その他事業関係者の責任分担）
- ・地質・地盤技術者のノウハウの形式化（リスク対応のデータベース化、技術者教育・啓発）
- ・リスク情報の共有の仕組み（四者会議の利用、リスク管理表等による確認・引き継ぎ）
- ・発注体系、制度の見直し（業務発注ができない計画時のリスク特定、リスク管理業務等の発注）

6. 謝辞

地質・地盤研究グループ地質チームの阿南修司首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) (社)日本道路協会「道路土工要綱」, p.13, 2009年6月.
- 4) (社)日本道路協会「道路土工 切土工・斜面安定工指針」, p.31, 2009年6月.
- 5) (社)日本道路協会「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説」, pp.10-72, 2003年11月.
- 6) (社)土木学会「トンネルライブラリー18号 より良い山岳トンネルの事前調査・事前設計に向けて」, p.24, 2007年5月.
- 7) (公社)日本道路協会「道路橋示方書・同解説 I 共通編」, pp.14-15, 2017年11月.
- 8) (公社)日本道路協会「杭基礎設計便覧」, pp.45-61, 2015年3月.
- 9) (財)ダム技術センター「多目的ダムの建設」, p.9, 2005年6月.
- 10) (一社)ダム工学会「総説 岩盤の地質調査と評価」, pp.12-285, 古今書院, 2012年12月.
- 11) 国土交通省近畿地方整備局「設計便覧（案） 第3編 道路編」, 2012年2月, https://www.kkr.mlit.go.jp/plan/jigyousya/technical_information/consultant/binran/etsuran/qgl8v1000005ecr-att/sekkei03.pdf
- 12) 国土交通省道路局「構想段階における道路計画策定プロセスガイドライン」, 2013年7月, http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-hyouka/pdf/ps_guideline.pdf
- 13) 国土交通省近畿地方整備局「地質リスク低減のための調査・設計マニュアル（案）」, 2018年2月, https://www.kkr.mlit.go.jp/plan/jigyousya/technical_information/consultant/chishitsu/ol9a8v000000jyvk-att/ol9a8v00000014em.pdf
- 14) 地質リスク学会「地質リスクマネジメント体系化委員会 報告書」, 2014年12月, http://www.georisk.jp/?page_id=571http://www.georisk.jp/?page_id=571
- 15) (一社)全国地質調査業協会連合会「「岩を支持層とする杭基礎の調査法」に関する検討委員会報告書（案）」, 2017年1月, <https://www.zenchiren.or.jp/geocenter/pdf/201701.pdf>

細粒分を多く含む堤防の法すべり箇所におけるせん断強度の推定

チーム名 土質・振動チーム
氏名 富澤 彰仁

1. まえがき

河川堤防のすべり破壊は、「河川堤防における構造検討の手引き」¹⁾に準じて、降雨及び河川水位を外力とした浸透流解析の水位を用いた円弧すべり計算によって、照査されている。しかし、この方法に基づく照査結果と実際の被災は必ずしも一致していないことが知られており、照査の精度向上のためには、被災事例を詳細に分析し、照査方法の課題抽出および改良を継続的に実施していくことが重要である。

2. 研究目的

本研究では、すべり破壊が生じた細粒分を多く含む河川堤防を対象に、種々の試験方法でせん断強度試験を実施するとともに、円弧すべり計算を用いて崩壊を再現可能なせん断強度を推定し、設定するせん断強度の妥当性について考察した。

3. 土の三軸試験

3.1 試験内容

写真1に示す法すべり箇所を開削し、すべり面の中央付近において打込み式サンプラーにより試料を採取した。採取試料の粒度分布は図1に示すとおりであり、細粒分含有率 F_c が80%以上の粘性土である。

この試料の土性を確認する目的で、CUB試験（三軸圧縮試験）および、小高らが提案している²⁾、軸差応力を一定に保ったまま、間隙水圧を上昇させる三軸試験（以下、小高らの方法）の2通りの試験を実施した。ここで、CUB試験における拘束圧は、法すべり範囲における最大深度が約2mであることを考慮し、3つの供試体に対してそれぞれ、25kN/m²、50kN/m²、100kN/m²とした。小高らの方法では、各供試体の初期拘束圧を25kN/m²とした上で、軸差応力をそれぞれ、3kN/m²、10kN/m²、30kN/m²で一定に保ったまま、間隙水圧を緩やかに上昇させた。



写真1 法すべり状況

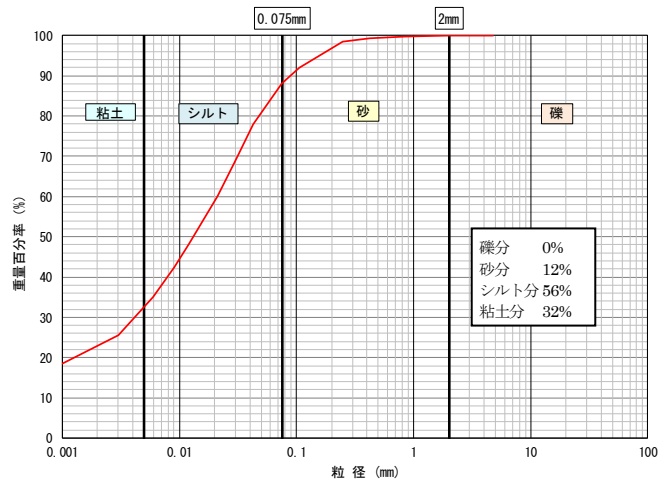


図1 対象土の粒径加積曲線

3.2 試験結果

CUB 試験および小高らの方法の有効応力経路を図 2 に、 σ - τ 関係を図 3 に示す。図 2 より、小高らの方法で、軸差応力を 3kN/m^2 、 10kN/m^2 とした場合に、土がせん断を受けて到達する最終的な状態である限界応力比 M は 3 に近づき、ある程度のせん断力を有しているが、軸差応力を 30kN/m^2 とした時には応力比が CUB 試験における限界応力比 ($M=1.49$) に近づくことから、応力レベルによって、せん断強度の発現特性が変化しているものと考えられる。

一方、図 3 より CUB 試験における有効応力表示のせん断強度は、有効応力経路における応力比の傾向と同様に軸差応力

が小さい 3kN/m^2 、 10kN/m^2 の場合は、軸差応力の大きい場合と比較して、内部摩擦角 ϕ' が大きい結果となる。なお、CUB 試験における全応力表示の粘着力 c は、有効応力表示の c' と比較して大きい。排水条件や応力レベルによって設定定数が大きく変わることから、三軸試験を実施する際は、これらに十分配慮する必要がある。

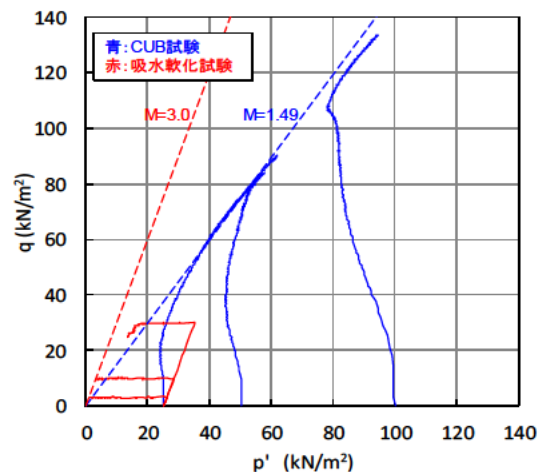


図 2 有効応力経路の比較

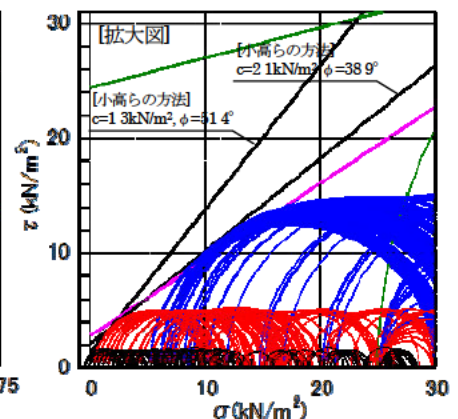
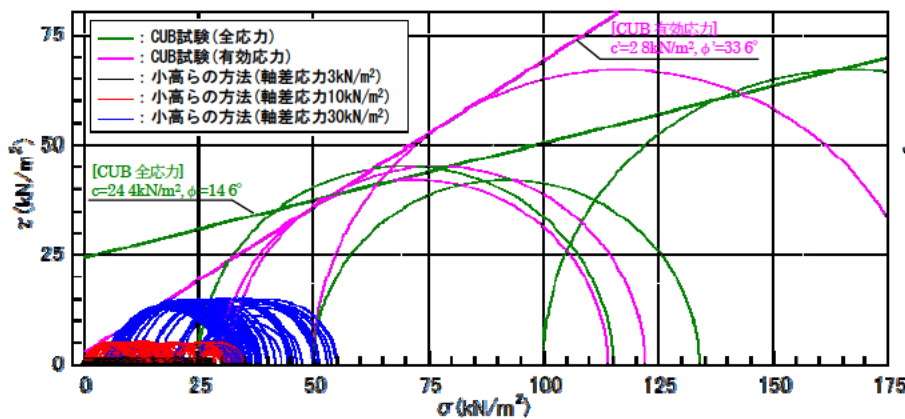


図 3 三軸試験の σ - τ 関係

4. 円弧すべり計算によるせん断強度の推定

4.1 堤体内水位の推定

三軸試験結果から得られた強度定数の妥当性を確認する目的で、円弧すべり計算による再現計算を試みる。被災時の堤体内水位は不明であるため、近傍で観測された水位および降雨を外力とした飽和-不飽和浸透流解析により堤体内の浸潤挙動を求めた。なお、図 4 に示す観測河川水位の経時変化を見ると、最高水位においても高水敷高に到達していないため、河川水位が堤体の浸潤挙動に影響したとは考えにくく、降雨のみの影響によって、堤体内水位が上昇すると想定される。

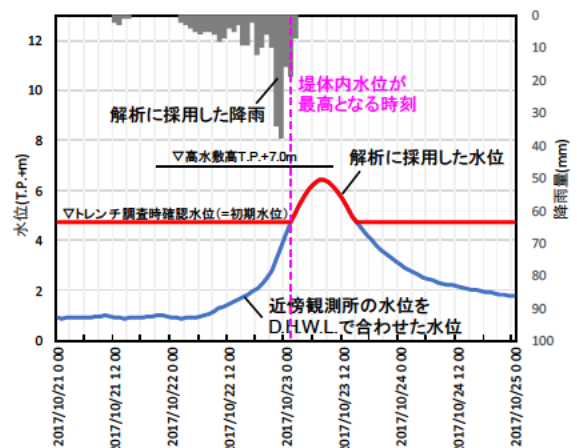


図 4. 観測水位及び降雨

地盤モデルおよび与えた透水係数を図5に示す。透水係数は不飽和土を対象とした現場透水試験方法³⁾に基づく透水試験結果を採用した。

ここで、不飽和特性は、一般的に用いられている、堤防関連手引き¹⁾の粘性土の特性を採用するものとした。今後、不飽和特性についても詳細な検討を実施予定である。

浸透流解析によって得られた浸潤面の経時変化を図6に示す。降雨の影響により、両法尻から浸潤域が徐々に拡大し、堤体内の最高水位は、赤の浸潤線で示すように、法面の中央付近まで到達する結果となる。

4.2 円弧すべり計算によるせん断強度の逆解析

被災断面の最終形状は、法肩付近から法尻部を通過する大きなすべり面であるが、別報⁴⁾にて報告しているとおり、簡易動的コーン貫入試験や開削断面を観察した結果、相対的に緩い範囲が表層付近に分布しており、法尻中央以下の比較的小さなすべり面を起点として、大きなすべり面へ発達した可能性も考えられる。そこで、堤体内水位が最高となる時点において、図6に示すような大規模すべりと小規模すべりの2通りを想定し、各すべり規模およびすべり安全率 $F_s=1.0$ を再現可能な、堤体土の内部摩擦角 ϕ と粘着力 c を推定した。なお、すべり計算において、すべり面は円弧形状を仮定し、算出される安全率は最小値である。図7に $\phi=30^\circ$ で大規模すべりを対象としたときの粘着力と円弧の大きさおよびすべり安全率の関係を示す。粘着力が小さい場合、

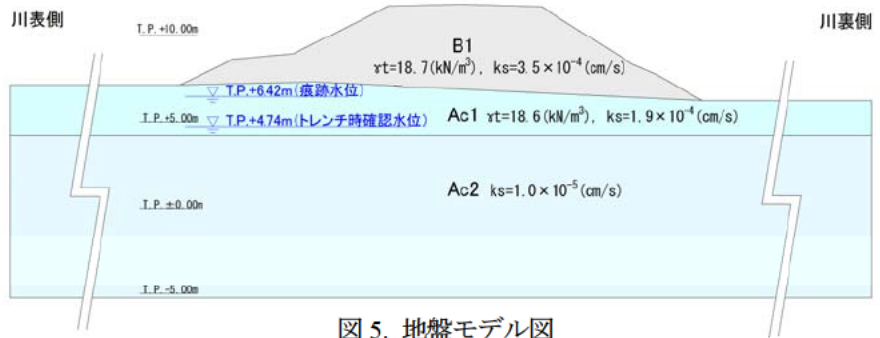


図5. 地盤モデル図

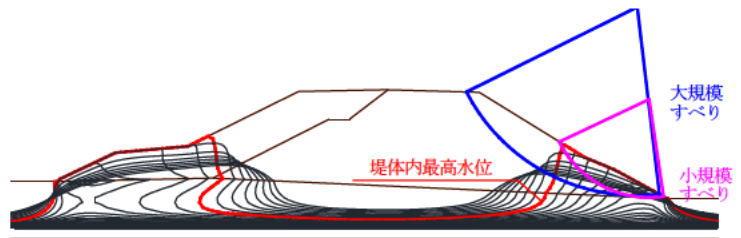


図6. 浸潤面の経時変化(1hr毎)

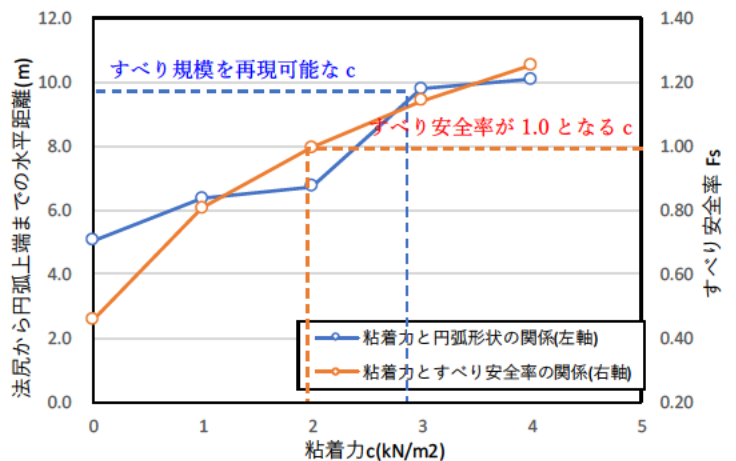


図7. 粘着力とすべり面の規模の関係

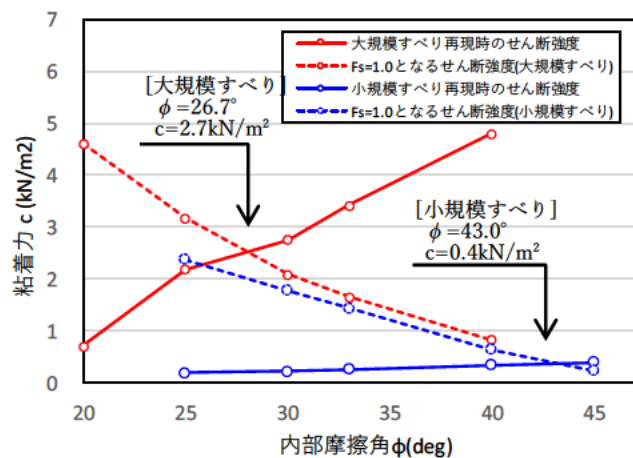


図8. せん断強度と円弧形状・すべり安全率の関係

表層を通過する小規模な円弧となるが、粘着力を増加させると、円弧は大きくなる。ここで、すべり面の規模とすべり安全率 1.0 を満足する粘着力がそれぞれ求まるが、設定したせん断強度が正しければ、両者は一致するものと考えられる。各せん断強度の組合せにおいて、すべり規模と、すべり安全率を再現可能なせん断強度を、すべりの規模ごとに整理した結果を図 8 に示す。すべり規模およびすべり安全率を再現可能なせん断強度の組合せは、大規模すべりで $\phi=26.7^\circ$, $c=2.7\text{kN/m}^2$, 小規模すべりで $\phi=43.0^\circ$, $c=0.4\text{kN/m}^2$ となる。CU 条件で得られたせん断強度 ($\phi=14.6^\circ$, $c=24.4\text{kN/m}^2$) は、すべり計算から逆算したせん断強度と整合しておらず、細粒分の含有率から三軸試験の排水条件を決定しようとした場合、本ケースにおいてはせん断強度を過大に評価する恐れがある。CUB 条件から得られたせん断強度 ($\phi=33.6^\circ$, $c=2.8\text{kN/m}^2$) は、大規模すべりを対象としたせん断強度の逆算結果 ($\phi=26.7^\circ$, $c=2.7\text{kN/m}^2$) と比較すると、せん断強度はやや高い結果となるものの、粘着力は概ね同程度と判断できる。小高らの方法による試験で得られたせん断強度は、応力レベルの比較的大きな範囲 ($\phi=38.9^\circ$, $c=2.1\text{kN/m}^2$) では、CUB 試験と概ね同様の値となる一方、応力レベルの小さい範囲 ($\phi=51.4^\circ$, $c=1.3\text{kN/m}^2$) では、小規模すべりを対象とした逆算結果 ($\phi=43.0^\circ$, $c=0.4\text{kN/m}^2$) に近い結果となる。

5. まとめ

本研究にて得られた知見を以下に示す。

- ・細粒分を多く含む土であっても、非排水条件とした三軸圧縮試験では、せん断強度を過大評価する可能性を示した。
- ・犀川堤防において、CUB 試験から得られた有効応力表示によるせん断強度は、大規模すべりの逆算結果と概ね整合する結果となる。一方で、小規模すべりを対象とする場合は、拘束圧の最小値を 25kN/m^2 とした CUB 試験から得られたせん断強度では再現できず、小高らの方法による試験において、応力レベルの低い範囲のせん断強度を採用すると再現性が向上する結果となった。

6. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木上席研究員、石原主任研究員、佐々木研究員より、多くのご指導・ご助言を頂きました。また、調査にあたっては、国土交通省中部地方整備局ならびに木曾川上流河川事務所の皆さまに多大なご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社 CTI ウイング

<参考文献>

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012. 2
- 2) 小高ほか：弾塑性論と吸水軟化試験による砂質土の強度定数に関する考察，第 70 回土木学会年次学術講演会 2016. 3
- 3) 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），2018. 5
- 4) 石原ほか：法すべりが生じた犀川堤防における崩壊範囲に係る調査，第 54 回地盤工学研究発表会，2019. 7（投稿中）

振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価方法に関する検討

チーム名等 土質・振動チーム
氏 名 石村 陽介

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

これまでに実施した室内土槽実験により、振動式コーンの有用性は示唆された²⁾が、振動式コーンを用いた試験法を確立するためには、計測データの解釈の方法、原位置液状化強度の評価方法を明確にすることが必要である。このうち、本研究では、室内土槽実験の結果に基づき、振動式コーンを用いた試験による液状化強度の評価方法について検討を行った。

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-11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。

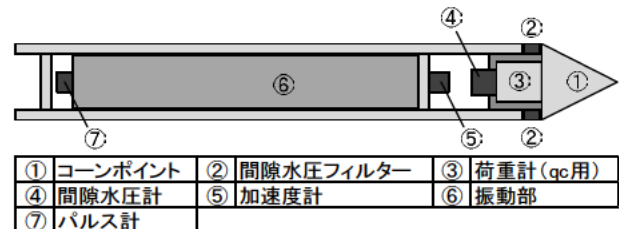


図-1 振動式コーンのプローブの全体概要

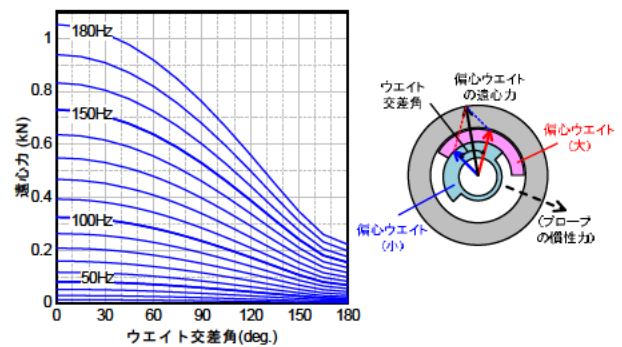


図-2 偏心ウェイトの交差角、回転周波数と遠心力の関係

4. 実験概要

図-1に模型地盤の平面図を示す。幅1.3m×奥行1.3m×高さ1.5mの剛土槽に層厚1.35mの模型地盤を作製し、一連の試験を行った。使用した地盤材料は宇部珪砂6号 ($\rho_s=2.647\text{g/cm}^3$ 、 $D_{50}=0.29\text{mm}$ 、 $e_{max}=1.014$ 、 $e_{min}=0.594$) であり、case3: 緩詰め ($D_r=37\%$)、case4: 密詰め ($D_r=77\%$)、の2種類の模型地盤を作製した。なお、宇部珪砂6号の室内試験による液状化強度比は、 $D_r=37\%$ で $R_{L20}=0.162$ 、 $D_r=77\%$ で $R_{L20}=0.261$ であった。

模型地盤内には、図-1に示すA1～6、P1～6の位置において、G.L.-0.35m、0.65m、0.95m、1.25mの深度に加速度計、間隙水圧計を設置し、試験中の地中の加速度と間隙水圧を計測した。

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。本報ではそれらのうち、定点振動法³⁾による実験結果について示す。これは、一定の深度で遠心力を漸増させながら振動させる载荷方法である。

定点振動法による実験ケース一覧を表-1に示す。表中のcase番号は、「模型地盤のcase-貫入孔番号」を示している。実験時のプローブ先端深度は、case4-18ではG.L.-1.3mのみ、その他のケースでは同一の貫入孔でG.L.-0.7m、1.0m、1.3mの3深度である。回転周波数の範囲は表-1に示すとおりであり、case3-2、3-8は5秒ごとに約20Hzずつ、それ以外のケースでは2秒ごとに約10Hzずつ上昇させた。

5. 計測データの処理

実験時のデータ収録は10kHzのサンプリング周波数で行い、プローブ内に設置した加速度計より得られた加速度波形を2回積分することで、変位を算出した。パルス計による計測値と加速度波形から算出される瞬間周波数を併用することで回転周波数を求め、ウェイト交差角と周波数の関係から偏心ウェイトの遠心力を算出した。

先端抵抗、間隙水圧、回転周波数、遠心力については0.1sごとの平均値、加速度及び変位については0.1sごとの最大・最小値を抽出してデータ整理を行った。また、地盤内の計測結果については、加速度は0.1sごとの絶対値の最大値、間隙水圧は0.1sごとの平均値を抽出してデータ整理を行った。

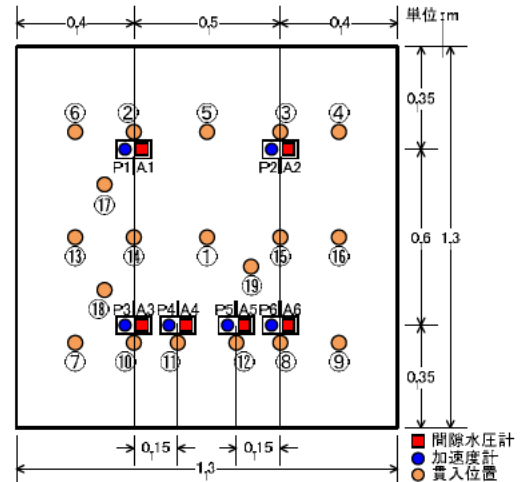


図-1 模型地盤平面図

表-1 実験ケース一覧 (上: case3、下: case4)

case番号	貫入位置	回転周波数 (Hz)	ウェイト交差角 (°)	遠心力 (kN)
3-2	②	20~150Hz	0	0.013~0.731kN
3-8	⑧	20~200Hz	180	0.003~0.274kN
3-10	⑩	20~150Hz	0	0.013~0.731kN
3-12	⑫	20~200Hz	180	0.003~0.274kN
4-2	②	20~200Hz	0	0.013~1.299kN
4-3	③	20~200Hz	180	0.003~0.274kN
4-8	⑧	20~200Hz	90	0.009~0.939kN
4-9	⑨	20~200Hz	45	0.012~1.205kN
4-10	⑩	20~200Hz	135	0.006~0.558kN
4-11	⑪	20~200Hz	0	0.013~1.299kN
4-12	⑫	20~200Hz	180	0.003~0.274kN
4-16	⑯	GL-0.7m; 20~110Hz GL-1.0m; 20~120Hz GL-1.3m; 20~160Hz	0	GL-0.7m; 0.013~0.393kN GL-1.0m; 0.013~0.468kN GL-1.3m; 0.013~0.831kN
4-17	⑰	GL-0.7m; 20~100Hz GL-1.0m; 20~120Hz GL-1.3m; 20~160Hz	180	GL-0.7m; 0.003~0.068kN GL-1.0m; 0.003~0.099kN GL-1.3m; 0.003~0.175kN
4-18	⑱	20~170Hz	0	0.013~0.938kN
4-19	⑲	20~200Hz	0	0.013~1.299kN

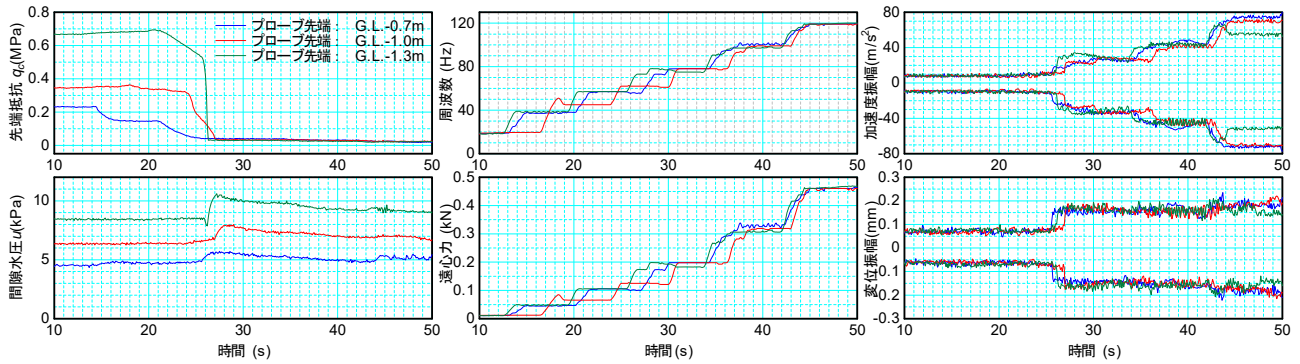


図-4 振動式コーンの計測結果例 (case3-2)

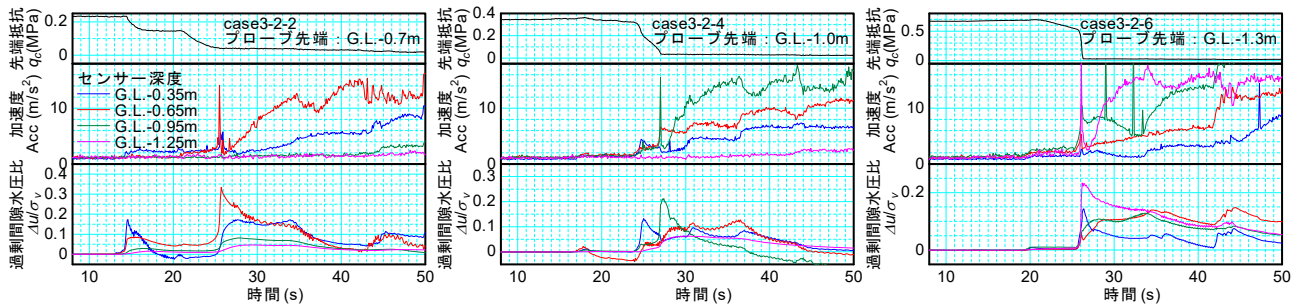


図-5 case3-2 での地盤内の加速度と過剰間隙水圧比

6. 実験結果

代表的なケースとして case3-2 (緩い砂) を対象に、振動式コーンによる計測データの例を図-4 に示す。いずれの深度においても、遠心力を漸増させていくと、あるタイミングで先端抵抗が低下しはじめ、最終的にはほぼ零となることが確認された。また、先端抵抗が零となるタイミングで、間隙水圧がわずかに反応し、加速度・変位振幅が急激に大きくなっていることが確認された。

case3-2 の貫入孔直近の地盤 (A1、P1) における加速度、過剰間隙水圧比を図-5 に示す。先端抵抗が低下し始めると、振動部付近の加速度がわずかに上昇し、過剰間隙水圧も反応していることが確認できる。

また、先端抵抗がほぼ零となったタイミングでは、プローブ先端付近において加速度、過剰間隙水圧比ともにピークを示している。

case3-2 では、過剰間隙水圧比は最大でも 0.3 程度と小さい値を示しているが、定点振動中に地表面に水が滲出してくる様子が確認されたこと、プローブ周辺地盤への振動の影響範囲がプローブのごく近傍に限定的であること⁴⁾を踏まえると、先端抵抗が零となるタイミングにおいて、プローブ先端近傍の地盤の間隙水圧上昇による剛性低下が生じたと考えられる。

7. 原位置液状化強度の評価方法に関する検討

定点振動法による室内土槽実験の結果から、先端抵抗が零となった時に地盤の剛性低下が生じたと考えられることから、その時点にプローブから周辺地盤に作用している力が液状化強度の評価指標になり得ると考えられる。なお、プローブから周辺地盤への作用外力については、プローブ慣性力 (加速度計の計測値にプローブ (図-2 の全体) の質量を乗じた値) に着目すべきことが分かっている⁴⁾。

先端抵抗が零となった時点のプロープ慣性力の深度方向分布を図-2に示す。凡例は、「模型地盤の case-偏心ウェイトの交差角度」を示している。先端抵抗が零となった時点のプロープ慣性力は、模型地盤の相対密度が大きいほど、深度が深くなるほど大きな値を示す傾向にある。また、先端抵抗が零となった時点のプロープ慣性力は、偏心ウェイトの交差角度にはあまり依存せず、地盤種類、相対密度ごとに同程度の値となっている。これらは、液状化強度（液状化発生に必要な繰返しせん断応力振幅）の拘束圧依存性を捉えたものと考えられる。

これらの結果から、振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価にあたっては、先端抵抗が零となった時点のプロープ慣性力に着目する方法が一案として考えられる。

8. 結論

振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価方法について検討した。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 定点振動法による実験において、先端抵抗が零となったタイミングでプロープ先端近傍の地盤の剛性低下が生じたと考えられる。
- (2) 先端抵抗が零となった時点のプロープ慣性力は、地盤の密度、プロープ先端位置の深度ごとに同程度の値となっている。
- (3) 振動式コーン用いた原位置液状化強度の評価にあたって、先端抵抗が零となった時点のプロープ慣性力に着目する方法が一案として考えられる。

今後は、実地盤を対象とした検証を行い、振動式コーンを用いた原位置液状化試験法の確立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頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

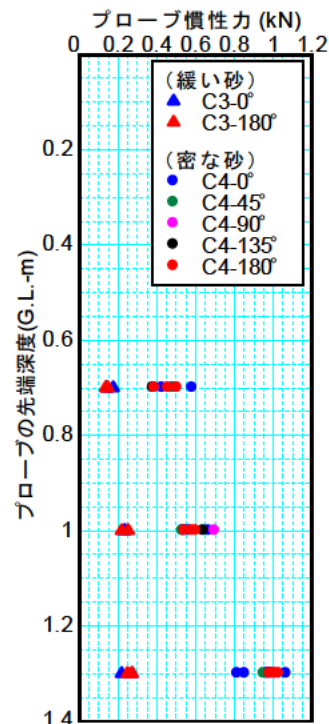


図-2 プロープ慣性力の深度方向分布

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一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、鷺見浩司、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：振動式コーンを用いた定点振動の適用性に関する室内土槽実験、第 61 回地盤工学シンポジウム、2018
- 4) 谷本俊輔、石村陽介、佐々木哲也：原位置液状化試験における地中振動体と周辺地盤の挙動に関する考察、第 54 回地盤工学研究発表会、2019. 7 (投稿中)

模型実験による進行性破壊に対する礫混合土の対策効果の検討

チーム名等 土質・振動チーム
氏名 杉山 詠一

1. まえがき

盛土では、浸透によりり尻から進行的に崩壊する現象(進行性破壊)¹⁾が生じるおそれがある。進行性崩壊のメカニズムは徐々に明らかにされつつあり、メカニズムに対応した対策工法の確立が求められている。これまでの検討結果²⁾³⁾⁴⁾から、進行性破壊には通常のりすべり対策と同様に、盛土のり尻付近の強度増加や盛土内水位の低下が有効であると考えられている。

2. 研究目的

本研究は、浸透による進行性破壊に対する対策工法の確立を目的としている。本報は、進行性破壊の対策工法の1つとして考えられる「礫混合工法」の効果について、浸透模型実験により検証するものである。

3. 研究方法

3.1 模型実験概要

図1に実験模型の概要図、図2に使用した盛土材料および礫混合土の粒径加積曲線を示す。模型は幅3m、高さ1m、奥行1.5mの土槽内に作製することとし、模型背面には水を供給するための給水槽を設け、任意の水位を継続して与えられる構造とした。模型形状は半断面とし、高さ0.75m、幅1.75m(天端幅0.25m、のり幅1.5m、2割勾配)、奥行き1.5mとした。盛土は厚さ0.2mの基盤層(ローム)の上に、香取砂(山砂)を用いて奥行き1.5m、幅1.75m(天端幅0.25m、のり面水平幅1.5m、半断面)、高さ0.75m、のり面勾配1:2となるように平均含水比15%、目標締固め度86%で作製した。礫混合土により堤体の一部を置換する場合は、対策工以外の部分を作製した後、のり面を拡幅する形で礫混合土を突き固めて所定の締固め度で作製した。礫混合土は、香取砂に礫混合率35%と50%の分量になる単粒碎石(3号・5号)を十分に攪拌したものである。実験中の盛土内の水位状況を把握するため、水位観測孔に自記水位計を設置し、堤体内の水位を30秒間隔で計測した。また、実験時の模型の経時的な変形をとらえるために複数台のカ

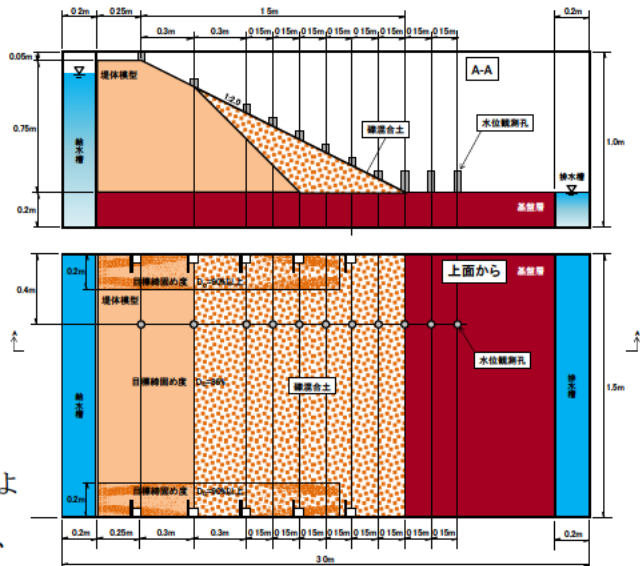


図1 実験模型図

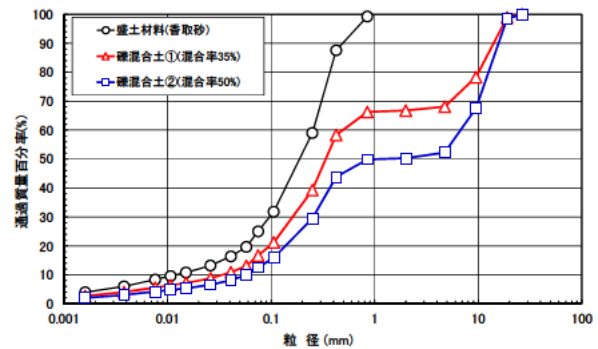


図2 粒径加積曲線

礫混合土により堤体の一部を置換する場合は、対策工以外の部分を作製した後、のり面を拡幅する形で礫混合土を突き固めて所定の締固め度で作製した。礫混合土は、香取砂に礫混合率35%と50%の分量になる単粒碎石(3号・5号)を十分に攪拌したものである。実験中の盛土内の水位状況を把握するため、水位観測孔に自記水位計を設置し、堤体内の水位を30秒間隔で計測した。また、実験時の模型の経時的な変形をとらえるために複数台のカ

メラを設置し、30秒間隔で撮影した。実験条件を表1に示す。礫混合率0%は無対策を意味する。対策工部(礫混合土)の締固め度は90%、100%の2パターンとした。堤体背後の水位を盛土高の90%の高さに保ちながら堤体の変状を観察した。実験開始から72時間経過、または堤体の変状範囲がのり尻から水平距離約30cmに達した時点で実験を終了(給水層の水位を低下)した。実験終了後、変状箇所を削り取り、のり面の勾配を急にして繰り返し実験を行った(のり面勾配1.6割まで実施)。

3.2 強度定数の推定方法

模型実験の結果を用いて、円弧すべり計算により

強度定数を推定した(定数を推定したケースは表1を参照)。模型実験により、変状が確認された条件を対象としており、Case2(礫混合率50%、設定Dc=100%)については、のり面勾配1:1.8のCase2-2を採用した。Case3では、円弧すべり計算による強度定数推定の再現性を確認するため、のり面勾配を変化させた3パターンの結果を用いて検討を行った。進行性破壊は時間経過とともに変状形態が変化していくため、強度定数の推定が比較的容易である、最初に確認された変状範囲(のり尻から円弧すべり範囲の水平距離)を計算の対象とした。水圧は変状発生時の堤体内水位から静水圧分布を仮定したものを用い、せん断に伴う水圧変化は考慮していない。水位観測孔は15~30cm間隔で設置されており、各観測孔で測定した値を直線で結んだものを水位線としている。変状発生時には水位がのり面地表付近まで上昇していると想定されることから、のり尻付近の水位については、のり尻から天端方向に水平距離15cmおよび30cmの位置で測定した水位線をのり尻方向に延長させ、のり面との交点まで水位が達していると想定した(図3拡大図参照)。強度を推定する際には、変状が発生した時点で、円弧すべり安全率の最小値が1であることを仮定した。また、安全率が最小となる円弧がのり面を切る範囲が、実験で確認された変状範囲と一致することも条件とした。様々な粘着力と内部摩擦角の組み合わせで円弧すべり計算を行い、最小安全率と円弧すべりの範囲が上記条件に整合する粘着力と内部摩擦角の組み合わせを逆算的に求めた。

4. 研究結果

4.1 模型実験結果

Case0、1-1、2-1、3-1の実験終了時の模型状況を図4に示す。実験を開始してから約1時間後にのり尻付近で泥濁化する様子が見られ、Case1-1では約4時間

表1 実験ケース一覧

ケース	礫混合率 (%)	のり面勾配	最大乾燥密度 ρ_{max} (g/cm ³)	最適含水比 W_{opt} (%)	締固め度 (対策工部) D_c (%)	単位体積重量 (堤体部) γ_s (kN/m ³)	単位体積重量 (対策工部) γ_c (kN/m ³)	模型実験で確認された変状範囲 (m)	強度定数の推定
case0	0	1:2.0	1.692	17.6	-	-	なし	0.05	○
case1-1	35	1:2.0	1.947	11.7	100	16.40	20.83	0.13	○
case1-2		1:1.8						0.13	○
case1-3		1:1.6						0.10	○
case2-1	50	1:2.0	2.081	9.6	90	-	21.88	なし	-
case2-2		1:1.8						0.13	○
case2-3		1:1.6						0.10	○
case3-1	-	1:2.0	-	-	-	-	20.32	0.25	○
case3-2		1:1.8						0.20	○
case3-3		1:1.6						0.15	○

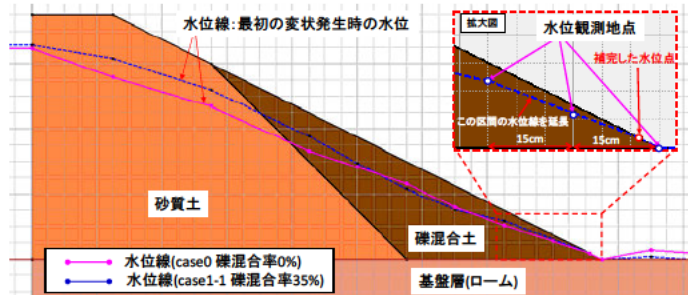


図3 地盤モデル図

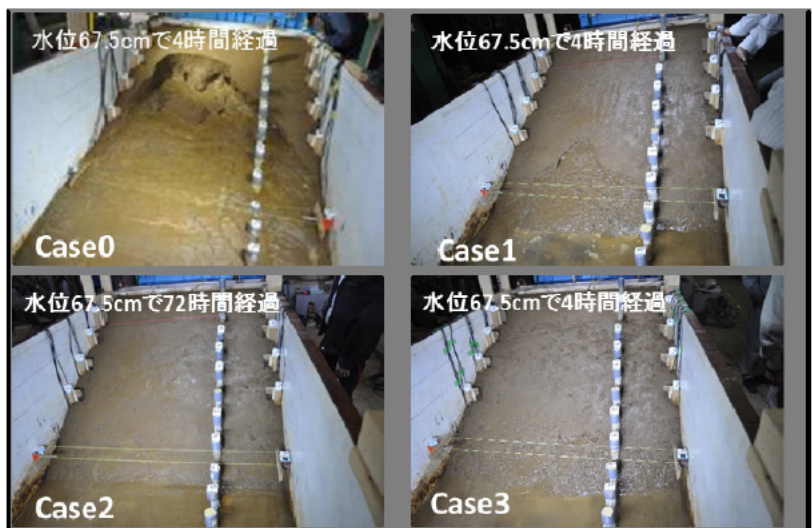


図4 実験終了時の模型状況

後、Case3-1 では約7時間後に変状がのり尻から30cmのところまで達したため実験を終了した。Case1 と Case3 では無対策のCase0 と比べて同じ4時間経過後の変状範囲は狭く、進行は遅くなっていることが確認された。Case2-1 では72時間実験を継続しても変状が生じなかった。のり面表面は浸潤している様子は確認できたが他のケースで見られたのり尻の泥濘化は確認されなかった。

4.2 変状発生時の堤体内水位および変状範囲

各ケースの変状発生時（変状が発生しなかったCase2-1 については堤体内の水位が定常となった時点）における堤体内水位の状況を図5に、実験終了時の模型形状を図6に示す。図6に示す赤枠で囲まれた範囲は土層強度検査棒（もしくはピンポール）を貫入し、盛土のゆるみ範囲を調べた結果である。

礫混合工法でのり尻を改良した3ケースについても盛土内水位は無対策のケースと同程度まで上昇しており、礫を混ぜることによる透水性の向上は確認できなかった。Case1-1、Case3-1 ではCase0 同様にのり尻付近の水位上昇に伴ってのり尻が泥濘化しすべり破壊が発生しているのに対し、Case2-1 では他のケースと同様に堤体内水位は上昇しているにもかかわらず変状が発生していないことが特徴である。実験

終了時の変状範囲（のり面の崩壊およびゆるみが確認された範囲）を比較すると無対策のケースは深く広範囲であるのに対し、礫混合土で改良した2ケースは変状範囲が小さく、礫混合率の高いCase3-1 が最も変状範囲が小さい。しかし、Case1-1、3-1 ともに崩壊面の直下までゆるみが確認されており、より長時間継続すると変状が拡大することも考えられる。

4.3 円弧すべり計算によるせん断強度定数の推定

図7にCase0、1-1、2-1、3-1、図8にCase3-1~3-3における円弧形状を再現した粘着力と内部摩擦角の関係(実線)、 $F_s=1$ となる粘着力と内部摩擦角の関係(破線)を示す。同形プロットの実線と破線の交点が推定される c 、 ϕ となり、表2に推定した各ケースの c 、 ϕ の一覧を示す。礫混合率の増加に伴い、若干粘着力が増加する傾向にある。礫混合率50%、締固め度97.7%であるCase2-2は、他ケースと比べて内部摩擦角が大きくなっている。Case3-1~3-3は粘着力にバラつきがあるものの、いずれもCase0(礫混合率0%)よりも高い粘着力を示していることから、礫

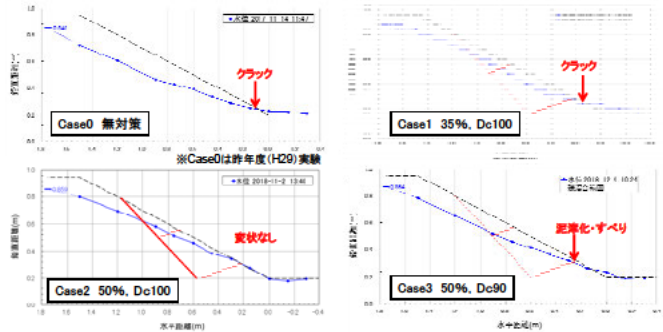


図5 変状発生時の堤体内水位

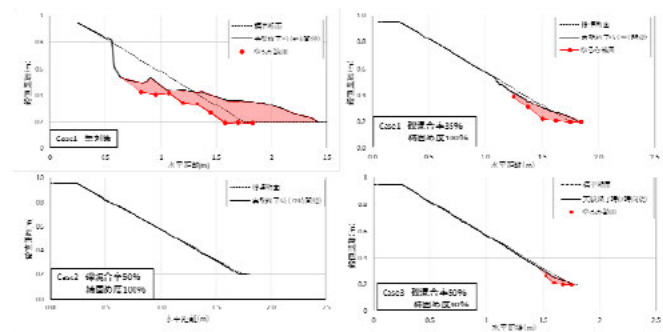


図6 実験終了時の変状範囲

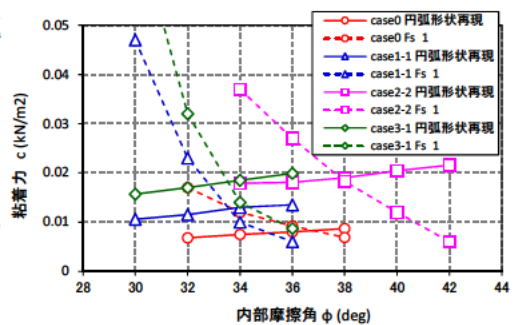


図7 せん断強度と円弧形状・すべり安全率の関係(Case0~3-1)

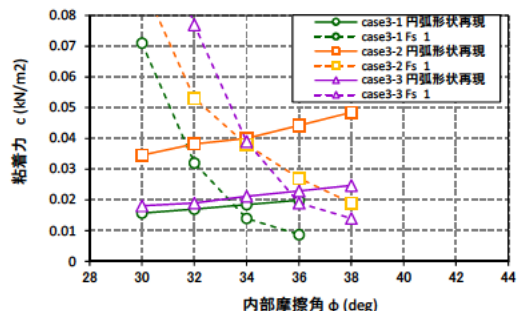


図8 せん断強度と円弧形状・すべり安全率の関係(Case3-1~3-3)

混合による粘着力の増加が見込まれる。ここで
 の粘着力は、粘土のような粘着力ではなく、礫
 同士の噛み合わせによって発揮される強度で
 あり、見かけの粘着力であると推測している。
 また、図9に各試料における締固め度と間隙比

表2 推定 c , ϕ 一覧

	礫混合率 (%)	のり面 勾配	堤体部 締固め度 D_c (%)	対策工部 締固め度(設定値) D_c (%)	対策工部 締固め度(測定値) D_c (%)	推定 c (kN/m^2)	推定 ϕ ($^\circ$)
case0	0	1:2.0	86	なし	なし	0.008	36.7
case1-1	35	1:2.0		100	98.4	0.013	33.5
case2-2	50	1:1.8		100	97.7	0.018	38.0
case3-1	50	1:2.0		90	90.4	0.018	33.6
case3-2	50	1:1.8		90	90.4	0.040	33.8
case3-3	50	1:1.6		90	90.4	0.023	35.6

の関係を示す。砂質土(0%)は、締固め度が低いこともあり、他の試
 料と比べて高い間隙比を示している。礫混合土(50%)は締固め度の
 増加に伴い、間隙比が小さくなっている。このことから、締固め度
 が大きくなるほど、間隙比が小さくなり、礫同士の噛み合わせが強
 く発揮されると考えられる。礫混合土(35%)は、締固め度が 98.4%
 と高いにも関わらず、礫混合土(50%)の締固め度 90.4%の時の間隙
 比と同程度を示している。Case2-2 と比べて十分な強度が発揮され
 なかった要因の1つとして、礫の混入量が不十分であったと考えられる。
 以上のことから、十分に礫を混合させ(本
 実験では混合率 50%)、締固める(本実験では $D_c=97.7\%$ 以上)ことにより、
 対策工部のせん断強度が増加し、進行性
 破壊の抑制につながったと考えられる。

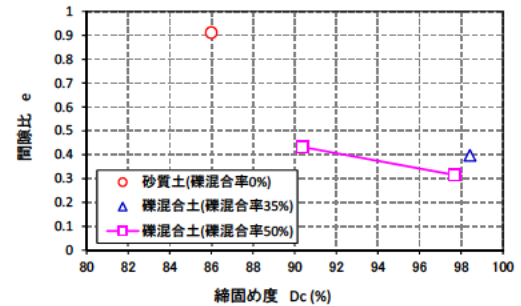


図9 締固め度と間隙比の関係

5. 結論

模型実験の結果から円弧すべり計算を実施した結果、十分に礫を混合し、締固めを行うことで、対策工部のせん断強度が増加し、進行性破壊の抑制につながったと考えられる。今後は、礫混合土による置換対策の確立に向けて、大型模型実験による効果検証や強度評価法に係る検討を継続して行う予定である。

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、佐々木研究員、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) 斎藤ほか：砂質土堤防の浸透による破壊形態と土質定数に関する大型模型実験，河川技術論文集，2011.7
- 2) 東ほか：河川堤防の浸透による進行性破壊に対するドレーン工法の対策効果に関する模型実験，第53回地盤工学会研究発表会，2018.7
- 3) 佐々木ほか：河川浸透による進行性破壊に対する礫混合土の対策効果に関する模型実験，第54回地盤工学会研究発表会，2019.7(投稿中)
- 4) 杉山ほか：円弧すべり計算を用いた強度定数の推定による礫混合土の対策効果の検討，第54回地盤工学会研究発表会，2019.7(投稿中)

土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究

チーム名等 施工技術チーム
氏 名 佐藤 登

1. まえがき

平成 28 年 4 月より交流研究員として「土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究」をテーマとして取り組んだ。土工構造物のうち人工構造物としての特性の強い構造物の維持管理においては、構造物の現在の状態を把握し、その状態と構造物の限界状態を比較することで健全性を評価することが理想と考えられる。それらを把握するために、実際に発生している変状事例の収集・分析が重要であるとする。平成 28 年度の研究では、補強土壁の下部壁面材の傾斜度から内部のすべり発生を推定する手法について検討を行った。平成 29 年度は、補強土壁の変状事例の分析を通して変形形態、変状要因及び許容しうる変形の程度を明らかにしていくことを目的として、ニューマーク法による残留変形解析を実施した。平成 30 年度は、大型ブロック積擁壁のうち、既往の事例調査にて変状の割合の多い空積構造(以下、空積)について、地震による変状事例を考慮した傾斜土槽模型実験及びその実験を FEM によりシミュレートした。また、実大規模の大型ブロック積擁壁に対して、背面地盤の特性及びブロック間の一体性の程度をパラメータとして動的非線形 FEM 解析によりブロックの地震応答を評価したので報告する。

2. 大型ブロック積擁壁の変状事例を考慮した傾斜土槽模型実験

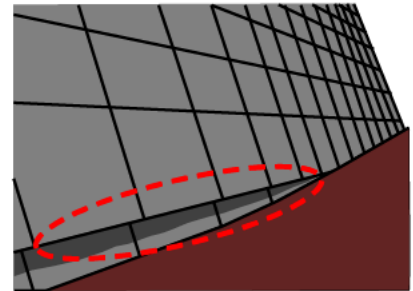
2.1 大型ブロック積擁壁の変状事例

既往の研究において、大型ブロック積擁壁の変状事例が調査・分析されている。文献によれば、大型ブロック積擁壁で変状が認められた事例はいずれも空積であり、変状形態に応じていくつか分類されている。図-1 に大型ブロック積擁壁の変状事例の概要を示す。主な

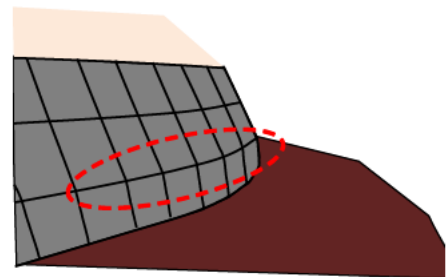
ものにコンクリートブロック間の面外方向へのずれ、コンクリートブロックの部材の損傷とそれに伴うはらみ出し、及びコンクリートブロックの回転がある。そのなかでもコンクリートブロック間のずれは、大型ブロック積擁壁の安定性に大きく影響を与えるものと考えられる。よって、この変状形態を検討の対象とした。

2.2 傾斜土槽模型実験の方法

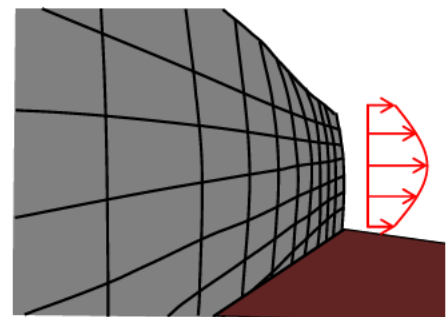
傾斜土槽模型実験は、大型ブロック積擁壁の変状事例のうち、安定性に大きく影響すると考えられる上下ブロック間のずれを想定し実施したものである。直高 7.0m、前面勾配 1 : 0.4 の空積の大型ブロック積擁壁を想定し 1/10 に寸法を縮小した模型を傾斜させることにより擬似的に水平力を載荷した。なお、模型の断面形状は地震により実



(a) 上下ブロック間の面外方向へのずれ

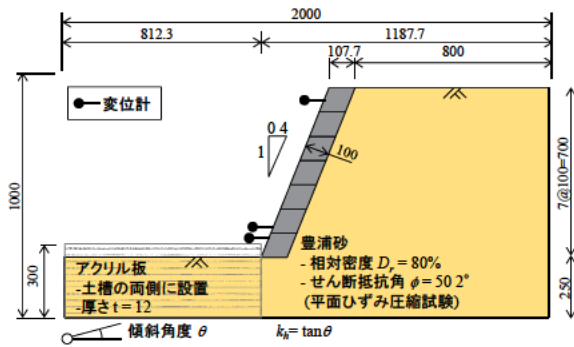


(b) ブロックの損傷

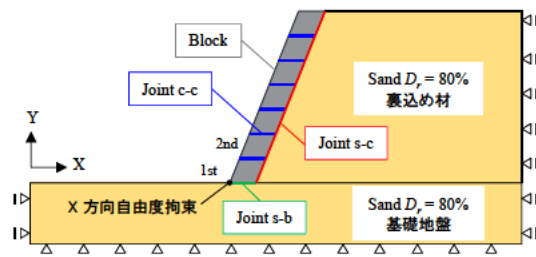


(c) 上下ブロック間の回転

図-1 大型ブロック積擁壁の変状事例の分類¹⁾



(a) 傾斜土槽模型実験



(b) FEMシミュレーションモデル

図-2 傾斜土槽模型、FEMシミュレーションのモデル概要
 際に被害を受けた擁壁の形状及び道路土工—擁壁工
 指針²⁾に基づいて設定した。模型の詳細については
 参考文献1)を参照されたい。実験模型で参考とした
 地震被害事例では、擁壁前面地盤の隆起や最下段
 ブロックの滑動などの変状は認められなかった。そのため、この状態を再現するために図-2 (a)に示すように擁壁最
 下段の土槽内側の両側面に厚さ 12mm のアクリル板を設置し、1 段目のブロックの水平方向の変位を拘束した。土
 槽の傾斜の速さは1 分間に 1° として 1° 傾斜させる毎に1 分間保持してクリープ変形を確認し、模型が崩壊する
 まで傾斜を漸増した。

2.3 傾斜土槽模型実験の結果

図-3 に高さ 650 mm での水平変位 d 、1 段目と 2 段目のブロック間のすべり変位 dx_s 、水平震度 k_h ($= \tan\theta$ 、 θ :
 傾斜角度) 及び 1 段目と 2 段目の間の設計計算に基づく滑動安全率 F_s を示している。擁壁の変状は、 $k_h=0.38$ に達
 するまで転倒モードが卓越していた。ブロック間のずれ dx_s は、ずれ変位 1mm に達するまでは直線的に増加し、
 次に 7mm に達するまで急激に増加、その後模型は崩壊に至った。なお、崩壊に至った際の設計計算のブロック間
 の滑動安全率は $F_s=0.84$ であり、1 を下回っている。図-4 は模型崩壊前の $k_h=0.36$ ($F_s=0.91$) におけるブロック 1
 段目と 2 段目のずれ状況を示している。これは、大型ブロック積擁壁において、ブロック間のすべりが発生すると
 擁壁の安定性が急激に損なわれることを意味している。すなわち、ブロック間の境界面での一体性を確保するた
 めに、突起またはかみ合わせを設ける必要があることを示している。

2.4 傾斜土槽模型実験のシミュレーションの方法

大型ブロック積擁壁の挙動をシミュレーション解析により適切に表現できるかを検証するため、傾斜土槽模型実
 験のシミュレーション解析を実施した。解析手法は有限要素法による二次元平面ひずみ状態の全応力静的解析とし

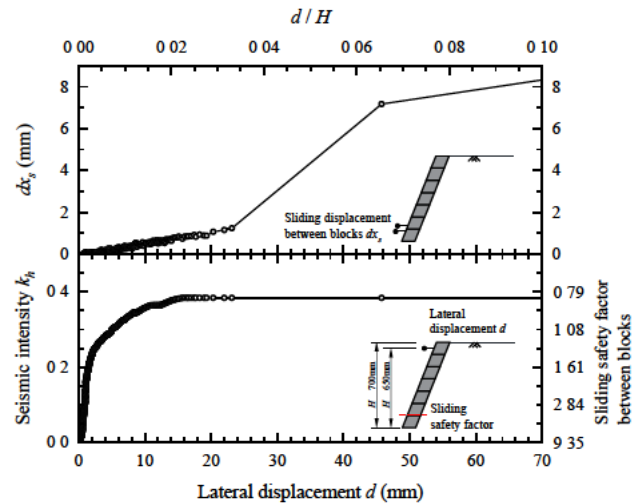


図-3 $H=650$ mm における水平変位 d 、1 段目と 2 段目のブロック
 の相対水平変位 dx_s 、水平変位 k_h 、1 段目と 2 段目のブロックの間
 の滑動安全率 F_s

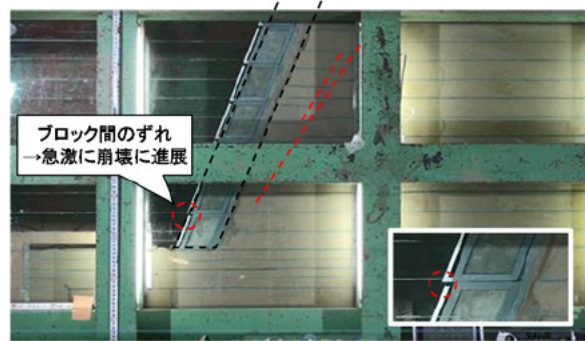


図-4 傾斜土槽模型実験におけるずれの発生状況 ($k_h=0.36$)

た。図-2 (b) 及び表-1 に、シミュレーションモデルおよびパラメータをそれぞれ示す。構成則は地盤は Mohr-Coulomb モデル、コンクリートブロックは線形弾性体とした。豊浦砂の力学パラメータは実験条件を考慮し、低拘束圧下での豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験⁴⁾から、せん断抵抗角 ϕ は 50.2° 、ヤング率 E は 12531 kN/m^2 とした。ブロック間およびブロックと地盤との間のずれおよび剥離を表現するために、非線形のジョイント要素を用いた。図-2(b)、表-1 の Joint s-c は砂とコンクリートブロック間、Joint s-b は砂とコンクリートブロック底面との間、Joint c-c はコンクリートブロック間のジョイント要素をそれぞれ示している。ジョイント要素のパラメータは、試験により決定した。試験では、ブロックを傾斜台上に固定し、別のブロックをその上に設置し、傾斜させた際にブロックが滑り始めた傾斜角度から摩擦係数を得た。傾斜土槽模型実験における傾斜は、重力の分力を傾斜度に応じて鉛直、水平力として入力した。実験におけるアクリル板による最下段ブロックの拘束は、最下段ブロックのつま先の水平方向の自由度を拘束することで再現した。

2.5 傾斜土槽模型実験のシミュレーションの結果

図-5 に $k_r=0.36$ のシミュレーションにおける変位と最大せん断ひずみ分布を示す。傾斜土槽模型実験において確認されたブロック間のずれ挙動は、シミュレーションにおいても同様に確認された。背面盛土のすべり線は、ずれの発生した2段目のブロックから発生し、実験で観察されたものと同様の傾向を示した。本シミュレーションにおいて、ジョイント要素を用いることで実験にて認められたブロック間の挙動が適切に再現できることが確認された。

3. 実スケールモデルによる大型ブロック積擁壁の地震時挙動シミュレーション

3.1 シミュレーションの概要

本章では、空積の大型ブロック積擁壁におけるコンクリートブロックの地震時応答を明らかにするために、実スケールを想定した二次元平面ひずみ状態の非線形全応力動的解析を実施した。シミュレーションモデルを図-6 に示す。シミュレーションモデルは地震による変状事例と道路土工擁壁工指針²⁾を参考とし、直高7m、控長0.75m、前面勾配は1:0.5とした。根入れは変状事例を想定し、0.5mの埋戻し土部を設けた。解析ケースの一覧を表-2 に示す。背面地盤の剛性、強度特性と大型ブロック積擁壁の挙動の関係を確認するため、粘性土、砂質土及び礫質土の三種の地盤を想定した。ブロックについては、突起のない空積、突起のある空積、練積の三種の大型ブロック積擁壁の構造を想定した。それらの条件を組み合わせ、5ケースのシミュレーションを実施した。ブロック間およびブロックと地盤との間の滑りおよび剥離については、傾斜土槽模型実験のシミュレーションと同様に非線形ジョイント要素により表現した。表-3 にシミュレーションパラメータを示す。背面地盤、基礎地盤、及び前面埋

表-1 傾斜土槽模型実験のシミュレーションパラメータ

		裏込め材	基礎地盤	ブロック
構成則		Mohr-Coulomb		線形弾性
単位体積重量	γ kN/m^3	15 66	15 66	18 58
粘着力	c kN/m^2	0	0	-
せん断抵抗角	ϕ deg	50 2	50 2	-
ポアソン比	ν	0 17	0 17	0 3
ヤング率	E kN/m^2	12531	12531	23500000
ジョイント要素		s - c	s - b	c - c
軸方向	kn kN/m^3	1.0×10^9	1.0×10^9	1.0×10^9
せん断方向	kt kN/m^3	1.0×10^1	1.0×10^5	1.0×10^5
摩擦係数	ϕ deg	33 5	31 0	32 3

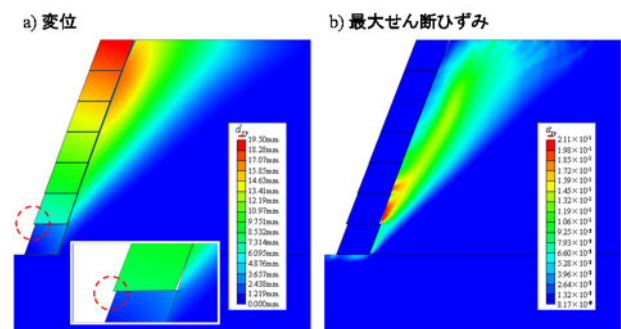


図-5 シミュレーションにおける変位と最大せん断ひずみの

表-2 ケース一覧

	構造形式	突起の有無	背面地盤
Case1	空積	なし	粘性土
Case2	空積	なし	砂質土
Case3	空積	なし	礫質土
Case4	空積	あり	粘性土
Case5	練積	—	粘性土

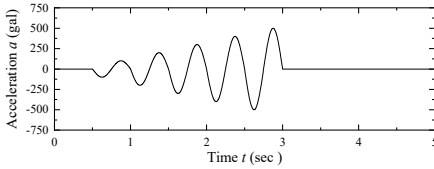


図-7 入力地震動

戻し土は、修正 Ramberg-Osgood モデル (R-O モデル) でモデル化した^{5),6)}。コンクリートブロックには線形弾性モデルを用いた。ジョイント要素のすべり及び剥離は、Coulomb の破壊基準に基づいた。突起のない空積はブロック間に非線形ジョイント要素を用いて表現した。突起のある空積は、突起のない空積の非線形ジョイントに加え、製品の実態調査を踏まえてブロック中央部に幅約170mm 四方の突起が奥行き1mあたり2つある場合を想定した線形ジョイント要素を追加し表現した。なお、ジョイント要素のせん断剛性はコンクリートブロックのせん断破壊試験¹¹⁾の値を参考に設定した。練積はブロック間の節点を結合させて表現した。図-7に入力加速度を示す。周波数2Hz、5波のSin波とし、1波毎に100 gal ずつ漸増し、最大加速度500 gal まで载荷した。

3.2 シミュレーションの結果

図-8に最大応答時の変位分布を示す。Case1~3は背面地盤の剛性、強度特性の違いが応答変位に影響しているのが分かる。特に、Case1の1段目と2段目のブロックの間のずれは、地震による実被害の変状事例の損傷状況(図-1(a))と同様の挙動となった。Case1の変位は、擁壁全体の一体性が低く、ずれとはらみ出しによりCase5と比較して最大応答変位が1.3倍大きい。また、Case4については、突起の影響により、一体性が高まったことがわかる。Case5の練積は、Case1~3とは異なり躯体の前傾が卓越した。なお、練積は、地震応答中に擁壁躯体に発生した最大引張応力は、コンクリートの許容曲げ引張応力度²⁾0.3N/mm²以下の値に納まっている。

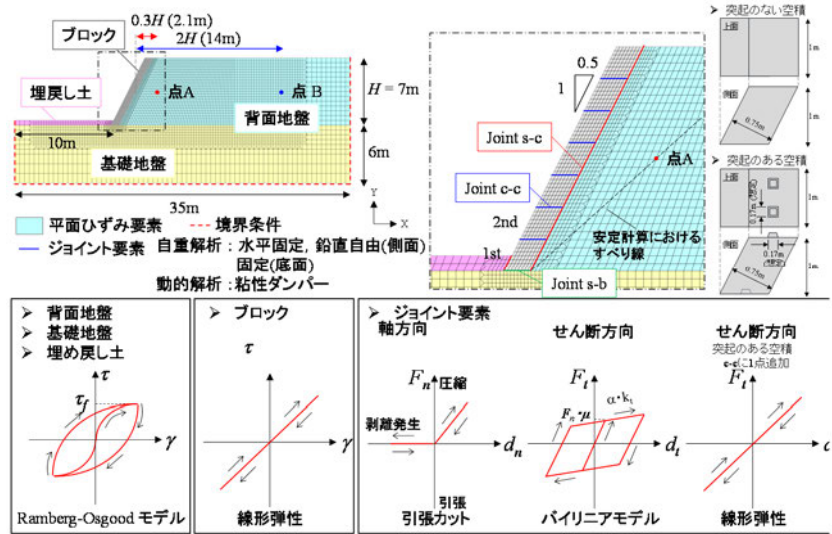
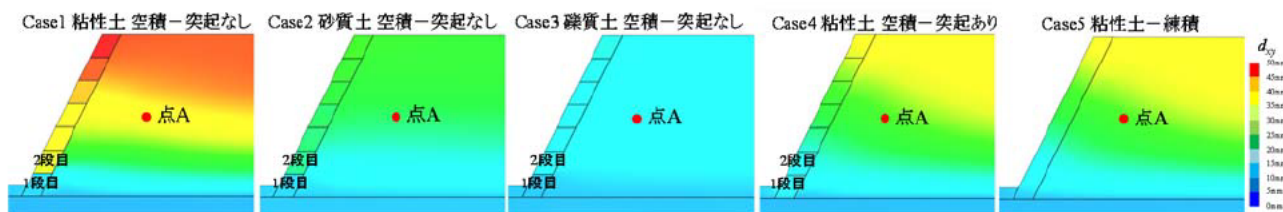


図-6 実スケールのシミュレーションモデル

表-3 実スケールモデルのシミュレーションパラメータ

	背面地盤			ブロック	基礎地盤	埋め戻し土	参考		
	粘性土	砂質土	礫質土						
想定したN値	N	5	10	30	—	30	10	2)	
構成則	R-O	R-O	R-O	線形弾性	R-O	R-O	—	5), 6)	
単位体積重量	γ_t	kN/m ³	18	19	20	19	25	20	2)
粘性土	c	kN/m ²	0	0	0	—	5000	0	2)
せん断抵抗角	ϕ	deg	25	30	35	—	35	35	2)
初期せん断弾性係数	G_0	kN/m ²	34429	77406	162437	9615385	2549291	81480	7)
ポアソン比	ν	—	0.37	0.33	0.3	0.3	0.3	0.3	Jakyの式
基準ひずみ	γ_r	—	0.000853	0.000496	0.000302	—	0.001961	0.000043	8)
最大減衰定数	h_{max}	—	0.2	0.2	0.2	—	0.2	0.2	8)
Joint s-c									
軸剛性	k_n	kN/m ²	1.89×10^6	4.12×10^6	8.45×10^6	—	1.33×10^8	4.24×10^6	9)
せん断剛性	k_t	kN/m ²	1.00×10^6	1.00×10^6	1.00×10^6	—	1.00×10^6	1.00×10^6	—
摩擦係数	μ	—	0.222	0.268	0.315	—	0.315	0.315	2)
低減係数	α	—	0.0001	0.0001	0.0001	—	0.0001	0.0001	—
Joint c-b									
軸剛性	k_n	kN/m ²	—	2.55×10^8	—	—	—	—	9)
せん断剛性	k_t	kN/m ²	—	1.00×10^6	—	—	—	—	—
低減係数	α	—	—	0.0001	—	—	—	—	—
Joint c-c									
軸剛性	k_n	kN/m ²	—	5.00×10^8	—	—	—	—	9)
せん断剛性	k_t	kN/m ²	—	2.02×10^8	—	—	—	—	2)
摩擦係数	μ	—	—	0.5	—	—	—	—	10)
低減係数	α	—	—	0.0001	—	—	—	—	—
Joint c-c (突起部)									
軸剛性	k_n	kN/m ²	—	5.00×10^8	—	—	—	—	—
せん断剛性	k_t	kN/m ²	—	1.29×10^8	—	—	—	—	11)



* 点Bは擁壁背面から2H(14m) 水平方向盛土側に離れた箇所 (図-6参照).

図-8 最大応答変位のコンター図

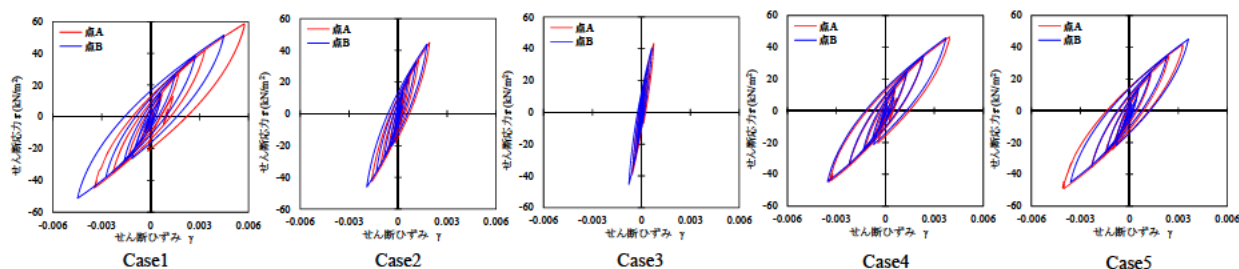


図-9 せん断応力と地盤のせん断ひずみの関係

図-9は図-6に示す点A及び点Bに発生したせん断応力と地盤のせん断ひずみの関係を示す。なお、せん断ひずみの符号は擁壁前面方向へ背面地盤が変形する方向を正としている。点Aは擁壁背面から水平方向に $0.3H(2.1m)$ 、高さ $0.5H$ に位置し、試行くさび法に基づくすべり線上に設定した。点Bは擁壁背面から水平方向に $2H(14m)$ 、高さ $0.5H$ に位置し、擁壁の応答による影響を受けない十分に擁壁から離れた位置とした。Case1~4では、点Bと比較して点Aでは擁壁前面方向にシフト(擁壁前面方向へ変位)しているのに対し、Case5のみ点Aが擁壁背面方向へシフト(擁壁背面方向へ変位)している。また、Case4では、せん断ひずみ $\gamma=3.9 \times 10^{-3}$ が発生したのに対し、Case5では、 $\gamma=3.3 \times 10^{-3}$ にとどまっている。すなわち突起のある空積では突起がブロック間のずれを抑制しているものの、擁壁としての土を留める機能は練積と比較して劣っていることを示している。

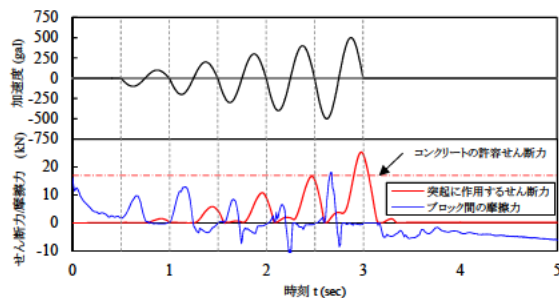


図-10 最下段の突起に作用するせん断力と摩擦

図-10にCase4における地震応答中の1段目と2段目の間の突起に作用するせん断力と、ブロック間の摩擦を示す。参考にコンクリートの許容せん断力 τ を示している。突起に作用するせん断力は、400gal以降で許容せん断応力度に相当するせん断力を上回っている。また、突起のせん断力と摩擦力のピークは同時には発生していない。すなわち、設計において両者の強度(最大値)を単純に足し合わせることは危険側になる。ブロック間の摩擦は接合面の仕上りの状態に依存し、突起よりもその不確かさが高いものと考えられる。したがって、設計では接合面に作用するせん断力は突起のみで負担させるとすることが妥当と考えられる。

図-11に1段目と2段目のブロック間の相対水平変位 dx_s と相対傾斜角 θ の関係を示す。Case1~3の突起のない空積ブロックの挙動は、最初は上段と下段のブロックの相対角度 θ が増加してブロック同士がかかと部のみで接触する状態となり、その後上段ブロックは前方にずれ(dx_s の増加)ながら相対角度 θ は減少している。Case4は、突起の効果により dx_s の増加はわずかであるが、 θ は正負の値を交互に示していることから、ロックしていることがわかる。空積はこのようにずれとロックの複雑な挙動が地震応答中繰り返された。 dx_s と θ の値の大き

さは地盤条件に依存しており、粘性土、砂質土、礫質土の順に小さい。 θ が正の値の場合、2段目のブロックは1段目のブロックのかかと部でのみで接触した状態である。

このような現象は、地震による過去の大型ブロック積擁壁の変状事例の図-1 (b) に対応した状態のものとする。ロッキングが想定される場合には、かかと立ちした際の荷重条件で部材の安全性の照査が必要と考える。すなわち、空積の大型ブロック積擁壁は背面地山が軟弱な箇所では適用を避けることが望ましいと考えられる。

4. まとめ

- 1) 過去の変状事例を傾斜土槽模型実験により再現した。また、水平力を増加させると大型ブロック積擁壁の1段目と2段目のブロック間の滑りが発生し、脆性的に崩壊に至った。
- 2) 傾斜台模型実験に対応する条件のFEMシミュレーションでは、ブロック間に非線形ジョイント要素を用いることで、実験で確認したブロックの挙動を適切に再現することができた。
- 3) 実大スケールを想定したシミュレーションでは、練積と比較して空積の条件は、地盤に発生するひずみが大きい。すなわち、擁壁としての土を留める機能が劣っていることを示しており、ブロック間の一体性が土留め機能に影響していることが分かった。
- 4) 空積条件では、地震応答中にブロック間のずれとロッキングの複雑な挙動を示した。この挙動は背面地盤の土の剛性や強度特性が低い条件ほど顕著であった。そのため、背面地山が軟弱な箇所では適用を避けることが望ましいと考えられる。
- 5) 空積の接合面に突起を設けてブロック間の一体性を高めることで、土留めとしての機能が向上する。ただし、地震応答中に突起のせん断力と摩擦力は同時に発生していないため、設計では接合面に作用するせん断力は突起のみで負担させることが妥当と考えられる。
- 6) 空積のロッキングによりブロックのかかと部でのみでの接触が発生し、部材破壊に至るおそれがある。これは過去の変状事例にも対応すると考えられる。ロッキングが想定される場合には、かかと立ちした荷重条件も考慮して部材の安全性の照査を行う必要がある。

今後の課題としては、大型ブロック積擁壁の動的挙動の評価の信頼性を向上するために、動的遠心模型実験などを実施する必要があると考える。

所属：ヒロセ補強土株式会社

謝辞：本研究の遂行に当たっては、施工技術チームの皆様には貴重なご意見とご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。また、この研究は土木研究所と全国土木コンクリートブロック協会の共同研究として実施されました。本研究の実施にあたり、全国土木コンクリートブロック協会のメンバーに多大なるご助力を賜りました。ここに感謝の意を表します。

<参考文献> 1) 澤松俊寿、佐藤登、新田武彦、宮武裕昭「プレキャスト擁壁の変状形態に関する一考察」土木学会第73回年次学術講演会、2018 2) 日本道路協会：「道路土工—擁壁工指針 平成24年版」2012 3) J. Izawa, J. Kuwano, "Evaluation of extent of damage to geogrid reinforced soil walls subjected to earthquakes", Soils & Foundations 51, 4) F. Tatsuoka, M. Sakamoto, T. Kawamura, S. Fukushima "Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures" Soils and Foundations, 26, 1986, 2011 5) W. Ramberg, W. T. Osgood, "National Advisory Committee for aeronautics Technical note" 902, 1943 6) 伊藤忠テクノソリューションズ; Soil plus 2017 Dynamic manual, 2017 7) T. Imai, K. Tonouchi, Proceedings of the 2nd ESPT, 1982 8) 鉄道技術総合研究所「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編」2012 9) 鶴飼恵三、蔡飛「新版地盤FEM解析入門」2013 10) 日本港湾協会「港湾の施設の技術上の基準・同解説」、2018 11) 香取慶一「コンクリート接合部のせん断力伝達機構に及ぼす表面形状の影響」東京工業大学報告番号乙第3356号、1999

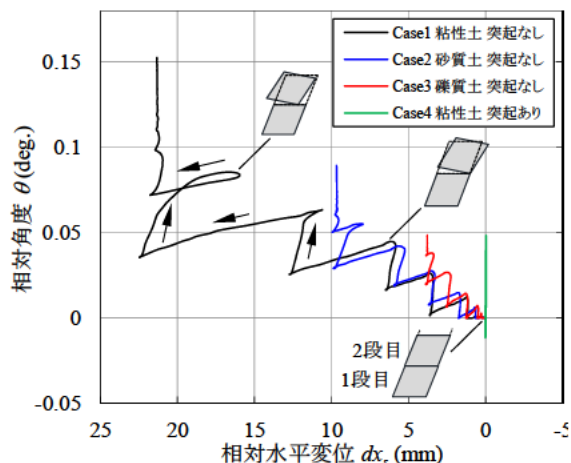


図-11 ブロックの相対水平変位と相対角度の関係

供試体作製方法が安定処理土の CBR 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

路床に対して実施される CBR 試験の供試体作製では、低品質な粘性土や建設発生土を安定処理した土で行う場合、写 1 に示すように試料が下方方向にうまく締まらず、側方に溢れ出るなど、突き固めが困難なことが多い。供試体作製がうまく出来ていないと値にばらつきが生じて、適正に評価できない可能性が考えられる。そのため、土質に応じて締固めエネルギーを変える供試体作製方法が提案出来ればと考えた。そこで、締固めエネルギーの違いによる CBR への影響を確認するため、実際の建設発生土を安定処理して色々な締固めエネルギーで供試体を作製し、CBR 試験に供した。ここではその実験結果として締固めエネルギー、密度および CBR の関係について報告する。



写 1 CBR 試験の供試体作製状況

2. CBR 試験方法の整理

表 1 に舗装調査・試験法便覧^{1), 2)} で規定されている路床の安定処理土の CBR 試験法一覧を示す。路床に対する CBR 試験方法は表に示す 4 つの方法が適用可能とされている。しかし、“修正 CBR 試験方法”は路床を良質な盛土材料等で置換する場合のみ、適用するとされる。また、“締固めをともなわない安定処理土の CBR 試験方法”は、対象土の条件が不明瞭であるため、ほとんど実施されていない。主に行われている CBR 試験は、“CBR 試験方法”と“安定処理土の CBR 試験方法”である。つまり、どんな土に対しても 15cm モールドに 4.5kg ランマーで各層 67 回突き固めて供試体を作製し CBR を求める試験となっている。ここで、プロクターの定義より標準プロクター $E_c \cong 550 \text{ kJ/m}^3$ として、各試験の締固めエネルギーを表 1 に併記した。

表 1 無処理土、安定処理土に適用される路床の代表的な CBR 試験法一覧^{1), 2)}

引用図書	対象土	試験名・番号	試験方法の適用条件	作製時の含水比	ランマー質量(kg)	突固め層数(層)	突固め回数(回)	締固めエネルギー(kJ/m ³)*1	結果
舗装調査・試験法便覧・ 安定処理土	無処理土	S041 CBR試験方法 (JIS A 1211準拠)	-	w_n	4.5	3	67	3.3E _c	CBR
		E001 修正CBR試験方法	・路盤材の試験方法 ・良質な盛土材や砕石等の粒状材料を置換する場合に適用可能	w_{opt}			17, 42, 92	0.8E _c (17回), 2.1E _c (42回), 4.5E _c (92回)	修正CBR D _c =95%(A, B法) D _c =90%(C, D, E法)
	安定処理土	F031 安定処理土の CBR試験方法 (JGS0811準拠)	-	w_n			67	3.3E _c	CBR
		F032 締固めをともなわない安定処理土の CBR試験方法 (JGS0821準拠)	安定処理土のうち、極めて軟弱な土	w_n			手やへら等でモールド一杯に押し込むように詰める、荷重11.76kNを1分間	-	CBR

*1 : プロクターの定義より標準プロクター $E_c \cong 550 \text{ kJ/m}^3$ として示す。

3. 実験方法

実験には茨城県内で採取した建設発生土（以後、粘性土と呼ぶ）を使用した。表2に基本物性を示す。粘性土は礫混じり砂質シルトに区分され、自然含水比 w_n は46%程度であった。建設発生土の土質区分³⁾においては“泥土”に分類される。図1に粘性土の締固め曲線を示す。締固め試験はJIS A 1210に準拠したB-c法およびE-c法で実施した。図1より、締固めエネルギーが大きくなると最大乾燥密度は大きくなり、最適含水比は小さくなった。使用した安定材は、生石灰、セメント系固化材および高炉セメントB種であり、混合率は試料の乾燥質量に対し11.3%、12.0%および11.6%とした（以降、それぞれ石灰安定処理土、セメント安定処理土（C系）および（BB）と呼ぶ）。表1に示すCBR試験および修正CBR試験を参考としてCBR試験に用いた供試体は5種類の異なる締固めエネルギーで作製した。突固め層数は3層とし、突固め回数は、2.5kgランマーで各層55回（1Ec相当）および4.5kgランマーで各層17回（0.8Ec相当）、42回（2.1Ec相当）、67回（3.3Ec相当）、92回（4.5Ec相当）とした。作製した供試体の養生は舗装調査・試験法便覧の安定処理土のCBR試験方法に準拠して、石灰安定処理土で10日養生（6日気中、4日水中）、セメント安定処理土で7日養生（3日気中、4日水中）とした。

表2 粘性土の基本物性一覧

土質区分		礫混じり砂質シルト <MHS-G>
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.584
礫分含有率 (%)		10.2
砂分含有率 (%)		34.7
細粒分含有率 F_c (%)		55.1
液性限界 W_L (%)		81.9
塑性限界 W_P (%)		39.1
試験方法	試験方法	B-c法 E-c法
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.350 1.425
	最適含水比 w_{opt} (%)	30.5 27.5
	コン指数 q_c (測定時含水 $w=42.2\%$) (kN/m ²)	217
	CBR (測定時含水 $w=43.2\%$) (%)	1.0

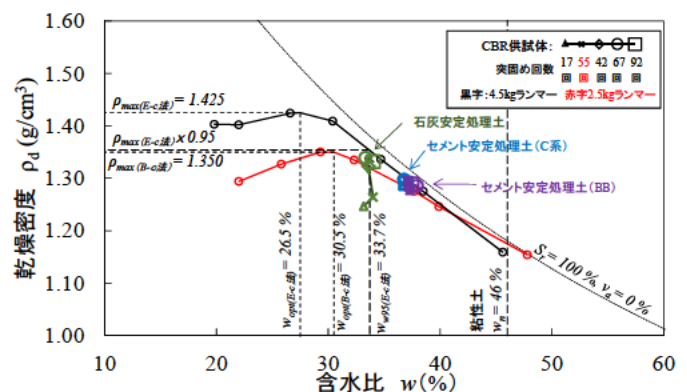


図1 粘性土の締固め曲線と安定処理土の CBR 供試体の乾燥密度と含水比の関係

4. 実験結果

図2に安定処理土供試体の乾燥密度と締固めエネルギーとの関係を示す。石灰安定処理土は2.1Ec相当の締固めエネルギーまで供試体の乾燥密度が大きく増加し、3.3Ec相当の締固めエネルギーで、乾燥密度の平均値が最も高くなった。セメント安定処理土は締固めエネルギーに関係なくほぼ同一の乾燥密度となった。図1には各安定処理土のそれぞれの締固めエネルギーで作製した供試体の乾燥密度および含水比を示してある。石灰安定処理土の含水比は32.7~34.8%であった。これは生石灰を混合したことによる消化吸水反応に伴い、セメント安定処理土の含水比と比較して含水比の低下が著しかったことから、締固めエネルギーに応じた乾燥密度が得られたものと推測される。セメント安定処理土の含水比は35.9~38.1%であり、この含水比の範囲では粘性土の締固め曲線が締固めエネルギーに依存しない範囲にあった。このことから、締固めエネルギーを大きくしても乾燥密度が変化しなかったものと推測される。

図3にCBRと締固めエネルギーとの関係を示す。石灰安定処理土の平均CBRは、1Ec相当の締固めエネルギーを境に若干の減少傾向が見られた。これは、こね返しの影響が考えられる。セメント安定処理土

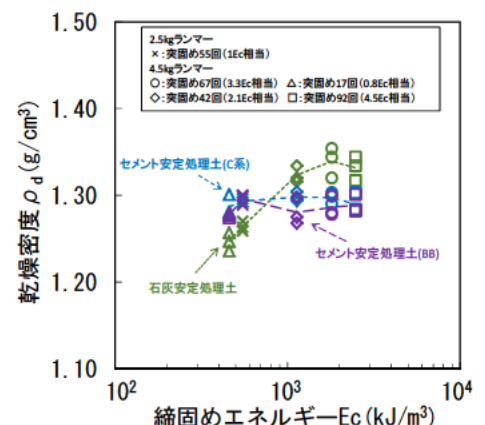


図2 安定処理土供試体の乾燥密度と締固めエネルギーとの関係

の CBR は、締固めエネルギーによらず、概ね同程度の値であると考えられる。図 4 に CBR と乾燥密度の関係を示す。一般的に、土の密度と強度や支持力には相関関係があるが、図より石灰安定処理土では密度増加が見られるものの、CBR の増加傾向は見られなかった。むしろ、前述したように平均 CBR は若干の減少傾向を示していた。これは、こね返しによる CBR の低下の影響が密度増加にともなう CBR 増加の影響を相殺または上回った可能性が推測される。セメント安定処理土では、締固めエネルギーによらず、密度の変化がなかったため、CBR も同程度の値を示す傾向であったと考えられる。

ここで、異なる締固めエネルギーで作製した供試体の CBR が一定になる傾向は山砂を安定処理した試料を用いた既往研究でも報告されている⁴⁾。図 5 に、消石灰と高炉セメント B 種で安定処理した山砂を異なる締固めエネルギーで締め固めた供試体の CBR と、安定処理前の山砂の含水比と w_{w95} (最大乾燥密度 (E 法) に対する締固め度が 95% になる乾燥密度の湿潤側含水比) の比の関係を示す。図 5 より CBR の発現傾向は山砂の含水比が w_{w95} よりも乾燥側か、湿潤側かで異なる傾向を示し、湿潤側ではいずれの締固めエネルギーでもほぼ一定の CBR を示すことがわかる。これは試料の含水比が w_{w95} を超えると小さな締固めエネルギーで土が飽和状態になり、土の締固め効果の発揮できない状態 (つまり、水の侵入に対し軟化することも少なく、膨張することも少ない安定した状態) になるためと言われる。これらを根拠に NEXCO の試験法では細分化された CBR 試験が規定されている⁴⁾。ここで、図 5 には安定処理した粘性土の含水比と w_{w95} の比も示している。図 5 より安定処理土の含水比は、 w_{w95} より高いことがわかる。また、参考に図 6 および図 7 には安定処理した粘性土の CBR と飽和度および空気間隙率の関係を示した。図 6 および 7 には、土構造物において最も安定した領域とされる飽和度 80~95% および空気間隙率 2~10%⁶⁾ の区間を点線で示している。図 6 および 7 から、一部を除いて、ほとんどの安定処理土は同程度の飽和度や空気間隙率を示し、飽和状態であったと言える。安定処理土は締固めエネルギーによらず、一定の CBR を示す含水比であったと考えられる。

図 4~7 に示す試験結果に基づき対象土が高含水比のような安定処理土の CBR 試験法において、供試体作製時の締固めエネルギーはある程度の締固めエネルギーを用いても十分に締固めできる可能性が示唆された。ただし、図 6 や 7 に示すように 0.8Ec 相当の石灰安定処理土は、安定領域の境界部に位置していたため、供試体の初期含水比条件によっては締固めが不十分となる場合が危惧される。少なくとも 1Ec 以上の締固めエネルギーで供試体作製を

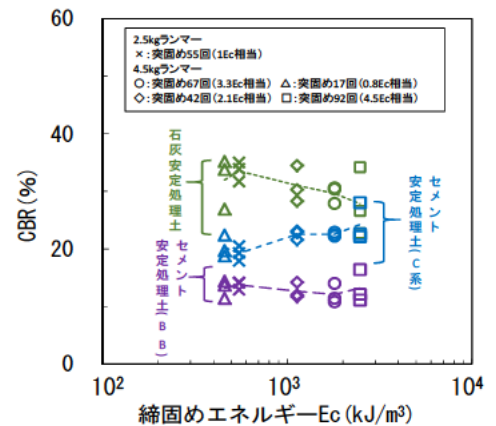


図 3 安定処理土供試体の CBR と締固めエネルギーとの関係

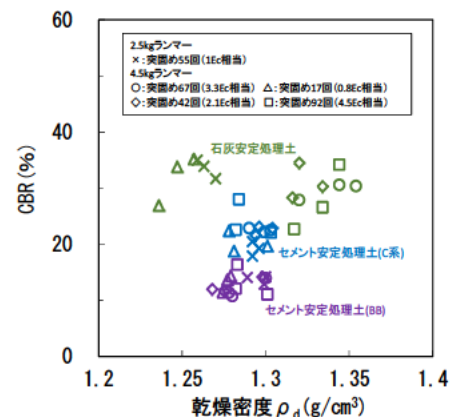


図 4 CBR と乾燥密度の関係

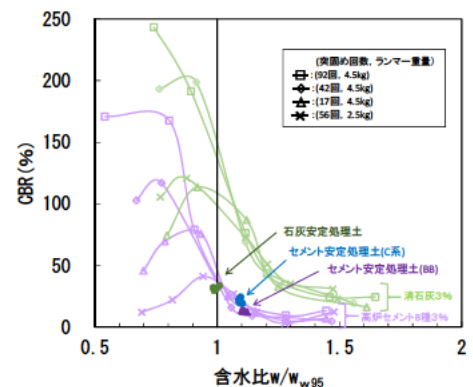


図 5 CBR と w_{w95} に対する含水比との関係⁴⁾

行うことが適当であると予想される。今回は1種類の建設発生土を用いて試験を行った。今後も様々な地盤材料でのデータを収集し、検討を継続したい。

5. まとめ

今回、生石灰、セメント系固化材および高炉セメントB種を用いて安定処理した実際の建設発生土を対象に異なる締固めエネルギーを与えて供試体を作製し、CBR試験を行った。

石灰安定処理土では、締固めエネルギーの増加とともに、密度増加を確認したが、CBRは若干の減少傾向を確認した。これは大きな締固めエネルギーを与えたことによるこね返しの影響と推測される。セメント安定処理土では、異なる締固めエネルギーを与えても、乾燥密度もCBRも概ね一定の値を示した。これは、粘性土の含水比が高く、ある程度の締固めエネルギーでほぼ飽和状態になる材料であったことから、大きな締固めエネルギーを与えても供試体の密度があまり増加しなかったと言える。

今後は、盛土施工における日常の管理基準との整合性を確認するとともに、今回は1種類の粘性土に対し実験を行ったがその他の様々な地盤材料でもデータを収集し検討を継続したい。また、土質に応じたCBR供試体の作製方法として、具体的な方法も提案したい。

6. 謝辞

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

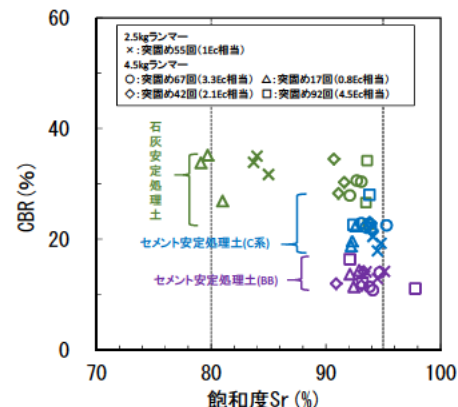


図6 CBRと飽和度との関係

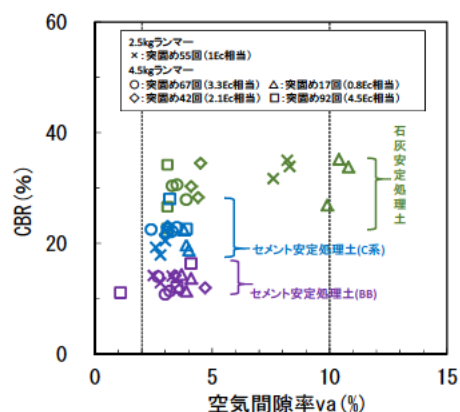


図7 CBRと空気間隙率との関係

所属：基礎地盤コンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 舗装調査・試験法便覧 [第1分冊]、(社)日本道路協会、pp. [1]-190~198、2007
- 2) 舗装調査・試験法便覧 [第4分冊]、(社)日本道路協会、pp. [4]-5~9、pp. [4]-155~161、2007
- 3) (独法)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
- 4) (株)高速道路総合技術研究所、道路土工の土質安定処理技術、(株)高速道路総合技術研究所、pp. 23~37、2017
- 5) 東・中・西日本高速道路(株)、NEXCO試験方法 第1編 土質関係試験方法、(株)高速道路総合技術研究所、pp. 76~80、2012
- 6) (株)久野悟郎、土の締固め、技報堂全書、pp. 199~200、1910

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 西田 洋介

1. まえがき

平成30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」のテーマのもと、主にグラウンドアンカー（以下、アンカーという）の維持管理手法について研究に取り組んだ。アンカーは頭部背面のアンカー頭部と引張り部との境界において防食構造が不連続となり腐食が生じやすく、止水材や防錆油などにより防食処理が施される。この防食機構が正常に機能していない場合、地山から地下水が浸入した際、定着具が腐食して機能不全に陥り、アンカーの緊張力が消失、最終的にはアンカー頭部材の落下による第三者被害や地山の不安定化につながるおそれがある。しかし、アンカーの日常点検は主に外観目視にて行われており、アンカー背面における腐食を検知するのは困難である。

土木研究所では、外観からは確認できないアンカー頭部背面に潜在する湧水（以下、背面湧水という）の検出技術について研究を行い、受圧構造物表面温度（以下、表面温度という）から背面湧水を検出する手法について検証を重ねてきた¹⁾。その過程で受圧構造物の背面地山の状態が表面温度に影響を及ぼす可能性が示された。一方で、実際に背面湧水の存在は確認できておらず、背面湧水と表面温度の関係について未だ十分に知見は得られていない。そこで本年度は、供用中のアンカーのり面において、アンカー頭部背面の湧水の有無を確認し、熱赤外線映像法にて求めた表面温度との関係について調査を実施した。本報告では、表面温度から背面湧水の判別が可能か検証した結果について報告する。

2. 表面温度計測による背面湧水の検出原理

物体は絶対零度以上の温度を持つとき赤外線を放射しており、温度の上昇に伴い赤外線の放射量は増加する。熱赤外線カメラはこの赤外線放射量を温度に換算して熱分布画像を撮影するカメラである。アンカーの受圧構造物は、日中、日射によって熱エネルギーを蓄積し温度が上昇する。一方、水はセメントやセメントモルタルに比べて熱容量が大きく、温度が変化しにくい性質を持つ。そのため、背面湧水が存在する場合、周囲の受圧構造物から背面湧水へ熱エネルギーが伝導し、アンカー孔周辺の表面温度は低い温度を呈すると考えられる。図-1に背面湧水による表面温度の変化のイメージを示す。

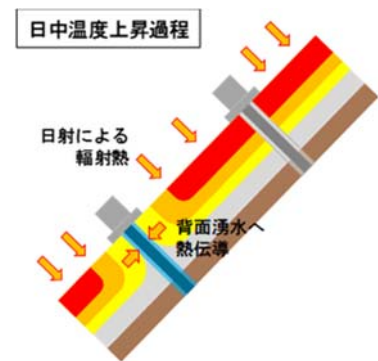


図-1 表面温度と背面湧水の関係



写真-1 のり面遠景(左)と崩落部から見える濡れた地山(右)



写真-2 アンカー定着具

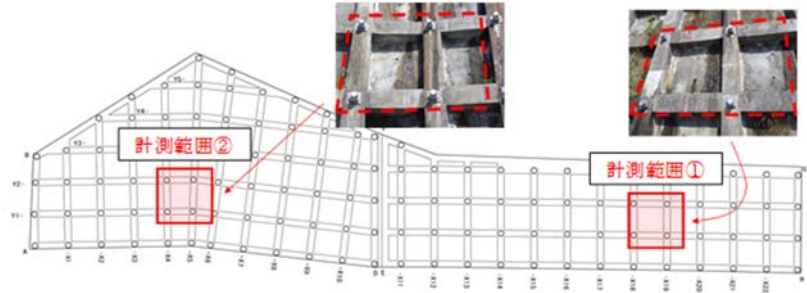


図-2 のり面全体図と温度計測範囲

3. 研究方法

3.1 調査対象のり面の概要

本研究では、北海道古宇郡神恵内村に位置するアンカーのり面を対象に検証を行った。のり面の遠景を写真-1に示す。当該アンカーのり面は、幅 500mm、高さ 500mm の現場打ちのり枠（以下、のり枠という）を受圧構造物として 120 本のアンカーが設置されており、のり面の周辺に日射を遮るものがない南西向きのり面である。当該のり面では、アンカーの支圧板とのり枠の僅かな隙間から水が湧出している箇所が複数確認された。さらにのり枠内に堆積した土砂に植物が繁茂していることや、一部のモルタル崩落部から見える地山の表面が濡れていることから、構造物背面の地山は多くの水を有していることが分かる。本調査では、図-2 に示すようにアンカー4本を1組として、2箇所合計8本のアンカーを調査対象として頭部詳細調査と表面温度の計測を行った。なお、調査対象とした8本のアンカーのうち、背面湧水の存在が確認されたアンカーは1本だけであったため、本報告では背面湧水を有するアンカーを含む「計測範囲①」において観測した結果について報告する。

3.2 アンカー頭部状況の確認

アンカー頭部を露出させ、外観から確認できない頭部キャップ内部の状態を確認した。本現場に設置されているアンカーの定着具は、写真-2 に示すように防食材注入のための貫通孔が設けられており、背面湧水が存在する場合、この貫通孔を通じて表面に水が流出する。頭部詳細調査では、流出する背面湧水の有無を目視で確認するとともに、貫通孔に温度計を挿入してアンカー頭部背面の温度を計測し、表面温度との関係を考察した。

3.3 受圧構造物の表面温度計測

熱赤外線カメラを用いて受圧構造物表面の温度分布を計測した。計測には、日本アピオニクス社の熱赤外線カメラ「InfReC R300SR」を用いた。既往の研究¹⁾において、アンカー支圧板周辺の表面温度と支圧板から離れた位置の表面温度を比較することが背面湧水の検出に有効であることが報告されている。そのため、背面湧水の影響を受けることが想定されるアンカー支圧板周辺を細かく計測することとした。計測点の模式図を図-3 に示す。表面温度の計測点は全てアンカー右側の横梁とし、横梁の中心かつアンカー支圧板から 1cm ごとに 10 点、さらに 20cm、30cm、40cm、50cm、梁の中心部(85cm)の合計 15 点の温度を、計測面に日射が当たる午前 9 時から日射量が低下し始める午後 4 時までの間で計測した。なお、アンカーの上下の梁は、のり面上部から流下する表流水によって広範囲にわたり濡れていたため計測の対象外とした。

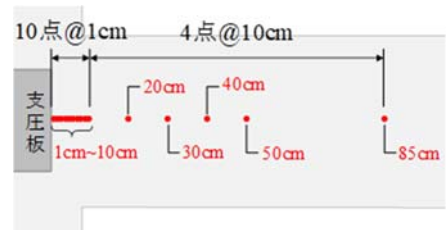


図-3 のり枠表面温度計測点

図-3 に示す。表面温度の計測点は全てアンカー右側の横梁とし、横梁の中心かつアンカー支圧板から 1cm ごとに 10 点、さらに 20cm、30cm、40cm、50cm、梁の中心部(85cm)の合計 15 点の温度を、計測面に日射が当たる午前 9 時から日射量が低下し始める午後 4 時までの間で計測した。なお、アンカーの上下の梁は、のり面上部から流下する表流水によって広範囲にわたり濡れていたため計測の対象外とした。

表-1 アンカー頭部の観測結果

アンカー番号	A	B	C	D
表流水	上部から 流下水有り	なし	上部から 流下水有り	上部から 流下水有り
背面湧水	有り	なし	なし	なし
孔内温度	26.1℃ 17.0℃(流出後)	32.9℃	30.3℃	31.9℃

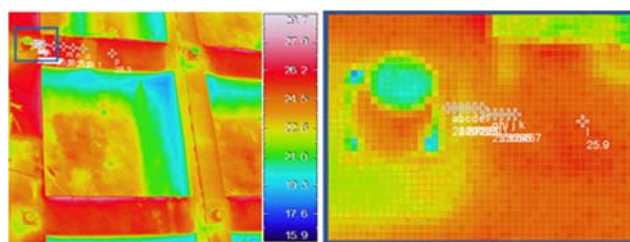


図-4 撮影した熱画像(左)と計測点の温度(右)

4. 調査結果

4.1 アンカー頭部の状態

背面湧水の有無の確認のため、アンカーの頭部キャップを開放して内部の状態を確認した。頭部詳細調査の結果を表-1に示す。調査対象としたアンカーはいずれも、アンカー背面からの湧水や受圧構造物表面の汚れなど、外観上異常が見られないアンカーである。防錆油を除去したところ、アンカーAにおいてのみ定着具の貫通孔から背面湧水が流出した。背面湧水の湧出量は1mL/secで、その後数時間流出させ続けても流量は衰えず、アンカーAの孔内には継続的に地下水が流入していると考えられる。貫通孔からアンカー頭部背面の孔内温度を測定したところ、アンカーB、C、Dは30℃を超える温度を示した。一方、アンカーAの孔内温度は26.1℃で、他に比べて4℃以上低い温度を示し、僅かではあるが背面湧水による冷却効果が作用しているものと考えられる。湧水を長時間流出させたのちに孔内温度を再度計測したところ、17.0℃まで低下した。このことから、背面湧水はアンカー背面にて長時間滞留している間に、周辺の構造物から熱エネルギーを受け取り、本来の水温よりも高い値を呈することが考えられる。

4.2 受圧構造物の表面温度計測

熱赤外線カメラによって撮影した熱画像を図-4に示す。熱画像はメッシュ状に細かく区分されており、各セル内の平均温度が最小分解能として抽出される。本調査における計測条件では、計測温度は受圧構造物の表面1.2cm²の平均温度を示す。図-5は計測時間ごとの各アンカーの温度分布を表したものである。計測を開

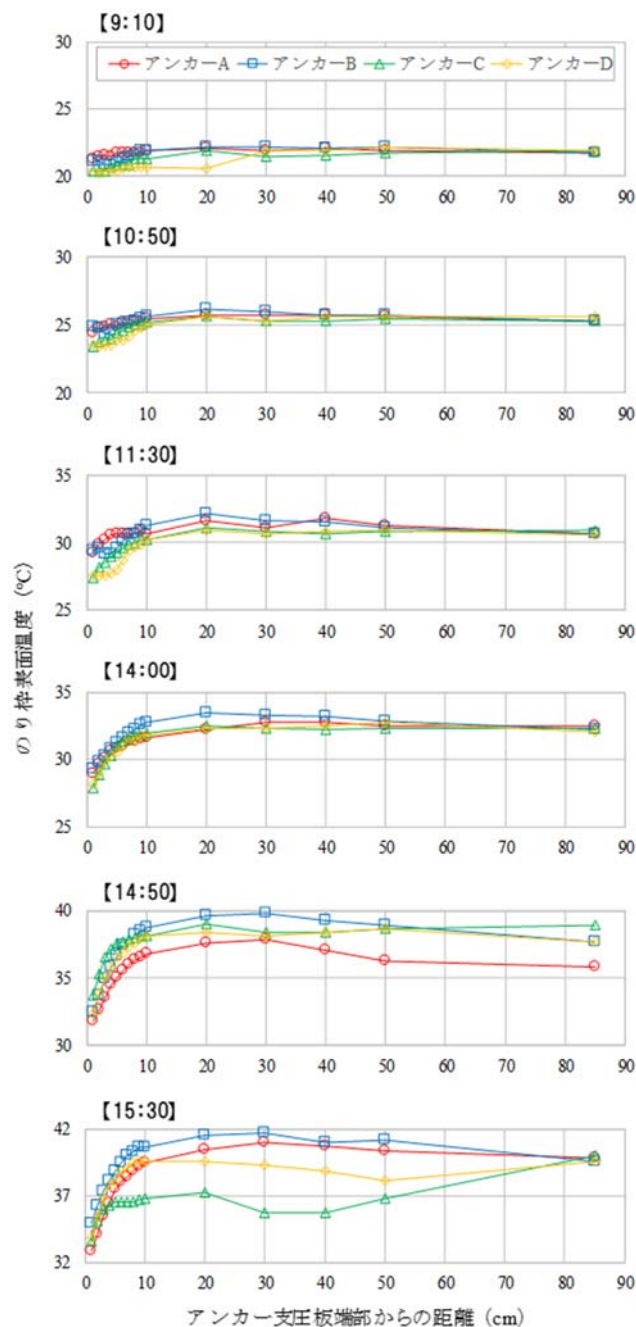


図-5 計測時間ごとの各アンカーの温度分布

始した9:10時点では計測面に日射が当たっていないため、アンカーや計測位置の違いによる明瞭な温度差は見られなかった。11:30以降、アンカー支圧板周辺と支圧板から離れた位置の温度差が徐々に大きくなり、15:30時点では全てのアンカーにおいて最大でおよそ10℃の温度差を計測した。この温度差は、アンカーAとその他のアンカーで明瞭な違いが見られないことから、湧水の影響で生じたものではなく、アンカー支圧板の外周に塗布された雨水の浸入防止のためのコーキングや、支圧板周辺に繁茂するコケなどが影響したものと考えられる。14:50から15:30にかけて、アンカーA、B及びDにおいて平均2.6℃の温度上昇が見られる一方で、アンカーCは支圧板からの距離5cmから50cmの区間で平均1.2℃の温度低下を示した。この時、当該計測範囲は影で覆われており、日射が遮られることで表面温度がおよそ4℃変化することを示した。図-6は14:00-14:50における各アンカーの支圧板周辺の温度上昇量を示したものである。図より、受圧面の温度上昇量はアンカーAが最も小さく、背面湧水による受圧構造物への冷却効果が作用していることが考えられる。しかし、その他アンカーの表面温度上昇量のバラつきが大きく、背面湧水による表面温度への影響が考えられるアンカーAの判別は困難であると考ええる。

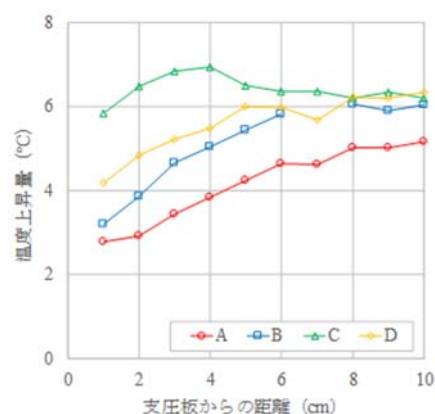


図-6 14:00-14:50における温度上昇量

5. まとめ

本研究では、アンカー背面状況を把握した上で、表面温度から背面湧水の検出が可能であるか検証した。その結果、受圧構造物の表面温度は背面湧水の影響により僅かに特徴的な温度分布を示したものの、計測面を覆う影等が存在する場合、より大きな温度変化を生じることが分かった。実際のアンカーのり面においては上記以外にも表流水や植生の存在等、計測温度に大きく影響を及ぼす要因を多分に含むことが想定され、熱画像を用いた背面湧水を要因とする表面温度変化の検出は困難であると考え。今後の課題として、上記のような要因による計測温度への影響の較正手法の確立が必要であると考え。

6. 謝辞

本研究において、近藤総括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。また三重大学大学院の酒井教授を中心とするアンカーアセットマネジメント協会の皆様には、調査の際に多大なご助力を賜りました。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) 横山一輝, 平成 29 年度土木研究所交流研究員報告書: 土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究, 2018.
- 2) 土木研究所・日本アンカー協会: グラウンドアンカー維持管理マニュアル, 2008.
- 3) 土木研究所: 熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断マニュアル, 1996.

補強土壁工法の維持管理手法の開発に関する研究

チーム名等 施工技術チーム
氏 名 新田 武彦

1. まえがき

近年は従来の経験工学に基づく設計範囲を越える大規模な道路土工造物等が増加し、災害時に長期間道路機能が失われることが懸念されている。これらの構造物については、マネジメントするうえで不可欠な崩壊のシナリオを早急に形成することが求められている。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（以下、「こぼれ出し」という）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⁾。一方で、こぼれ出しが生じた補強土壁を補修・補強するためには、こぼれ出しが生じた後の補強土壁の挙動を評価する必要があるが、こぼれ出し後の補強土壁の挙動については十分な知見が得られていない。



写真-1 補強土実大模型

そこで本研究では、重大な事象であるこぼれ出し後の補強土壁の挙動に着目し、平成 28 年度交流研究員報告書²⁾では、地震や豪雨などによるこぼれ出し事例の収集とこぼれ出しパターンを分析し類型化し、平成 29 年度交流研究員報告書³⁾では、壁高 800mm の補強土壁の模型に対して強制的にこぼれ出しを生じさせた状態で模型を傾斜させることにより擬似的な水平力を与えその挙動を分析し、さらに、こぼれ出しに伴う盛土の緩みや補強材の挙動を個別要素法解析によりシミュレーションし、模型実験と比較することでこぼれ出しによる補強土壁の耐力低下メカニズムを研究し報告した。平成 30 年度はこぼれ出しの誘因の一つである降雨作用に着目し、壁高 6.0m の実大の補強土壁に、これまでの研究でパターン化したこぼれ出しの原因となる隣接する構造物との取合い部における壁面変位等による目地の開きを模擬したうえで降雨作用を与え、降雨時の盛土内の水位形成、補強材のひずみ、壁面変位を計測し、降雨作用による盛土材のこぼれ出しの発生機構を検証したので報告する。

2. 実験概要

2.1 模型概要

実大模型は壁高 $H=6.0\text{m}$ 規模の補強土壁（写真-1）である。補強材は鋼製の帯状補強材を用いた。実大模型の盛土材は、盛土の不良（盛土材料の品質不良、または盛土の施工不良など）を想定して締固め管理値は補強土壁の盛土材の締固め管理基準よりも低い 85%とした。また、排水施設の不足・不良を想定して、壁背面排水層は未設置とした。なお、補強土壁に接するピットの側壁および底面からは雨水は排水されない。本実験の計測項目は図-1

に示す位置にて、壁面材に設置した変位計により壁面の変形挙動、各段の補強材に壁面より盛土側に 500mm 離れた位置を起点として 900mm ピッチで設置したひずみゲージにより補強材に発生するひずみをそれぞれ計測した。また盛土内への降雨における水の挙動を土壌水分計および間隙水圧計を設置し計測した。

2.2 盛土材のこぼれ出しの発生機構

平成 28 年度に報告した事例調査²⁾の結果、補強土壁における盛土材こぼれ出しの発生個所は、隣接した構造物との境界部で起こる事例が多い傾向にあることがわかっている。このことから本実験では図-1 に示すように、既設構造物を想定した縁切り部に幅 0.3m の壁面材開口部を設け、開口長は 0m～6.0m で設定し、こぼれ出しを発生個所とした。また、盛土天端から 3.0m の高さに降雨装置を設置し、補強土壁に降雨作用を与え、開口部からのこぼれ出しを誘発させた。

2.3 実験ケース

実験ケースの一覧を表-1 に、開口位置を図-1 及び写真-2 に示す。CASE1 は開口をせずに降雨作用を与えた基本ケースとし、CASE2～CASE4 は各々のケースで高さ方向に開口部を可変させ、開口位置によるこぼれ出し挙動の差異を観測した。CASE5 は前ケースにて発生したこぼれ出し箇所に碎石 (C-40) を充填し、開口部を閉塞させた状態で降雨作用を与えた。CASE6 では CASE5 で充填した碎石を撤去し、壁高と同じ開口長 6.0m を開放し降雨作用を与え、こぼれ出しを発生させた。各ケースでの降雨は 26.3mm～34.1mm の時間雨量で、最大 2500mm の総雨量を補強土壁に作用させた。実験ケースの進行としては各ケースの間は降雨を停止し、盛土内の水位が安定したのを確認し次ケースへと移行した。なお、本報告ではこぼれ出しの発生したケースについて報告する。

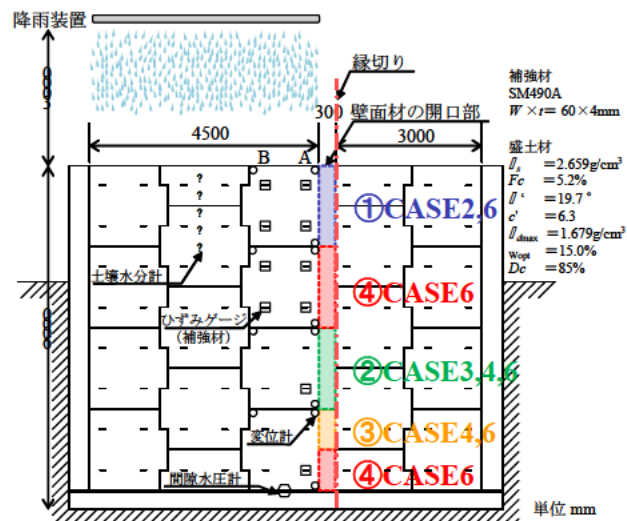


図-1 実大模型の概要

表-1 実験ケース

ケース名	時間雨量 (mm/hr)	総雨量 (mm)	開口長 (m)	開口位置 (図-1)
CASE1	26.3	約 1700	0	—
CASE2	27.6	約 1500	1.5	①
CASE3	27.6	約 2000	1.5	②
CASE4	29.7	約 2000	2.25	② ③
CASE5	34.1	約 2500	0(閉塞)	—
CASE6	33.2	約 1600	6.0	①～④

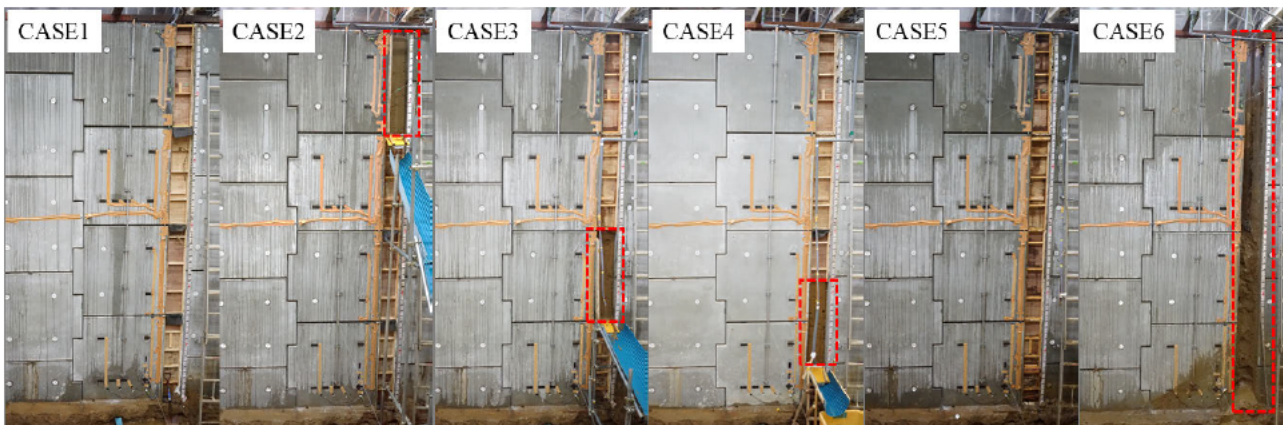


写真-2 各ケースにおける開口位置 (開口位置は赤破線部)

3. 実験結果と考察

3.1 盛土内の降雨作用の影響

図-2 に各ケースの最高水位および、CASE1 の降雨終了時の飽和度分布(深度 1.5m まで)を示す。飽和度は $S_r=51.0\% \sim 72.4\%$ で分布しており、降雨開始後 12 時間(累積雨量 約 315mm) までに深度 1.5m までに飽和度すべてが頭打ちとなった。ケース毎に 1500mm 以上、最大で 2500mm の累積雨量を与え形成された水位は、壁面から 3.5m 内部で最大 1.14m、壁面から 0.5m 内部において最大 0.85m で水位の上昇が頭打ちとなることが確認された。また、写真-3 に示す定点カメラによる観測において、補強土壁の壁面材目地より漏水している状況が確認されている。これらのことより、分割壁面材の壁面材目地からの排水によって、降雨作用による盛土内の水位の上昇は漸増しないことが考えられる。

3.2 盛土材のこぼれ出し状況

図-3 に CASE4, CASE6 終了時のこぼれ出し範囲、図-4 に CASE4 のこぼれ出し状況及び図-5 に CASE6 でのこぼれ出し状況を示す。H=4.5~6.0m を開口させた CASE2, H=1.5~3.0m を開口させた CASE3 では、累計雨量 1500mm 以上の降雨作用を与えたがこぼれ出しは発生しなかった。H=0.75~3.0m を開口させた CASE4 では、こぼれ出しは即座には発生せず、開始後の累積雨量約 800mm(約 26 時間後)から、水位の上昇が開口部位置まで達した時点より盛土材がこぼれ出し始め、飽和した盛土材は累積雨量約 1500mm(約 50.5 時間後)付近より流動化して急速に空洞が形成され、CASE4 では最終的に約 0.4m³(補強領域の体積比 0.3%) が漏出した。H=0~6m

を開口した CASE6 では、開始後の総雨量約 650mm(約 19 時間後)からこぼれ出し始め、累積雨量約 1735mm(約 52.3 時間後)付近より流動化し、累積雨量約 2125mm(約 64.0 時間後)にて盛土天端が陥没するまでの大規模なこぼれ出しに至った。最終的に約 2.6m³(補強領域の体積比 1.8%) が漏出し、残留した盛土部は急勾配で残留した。

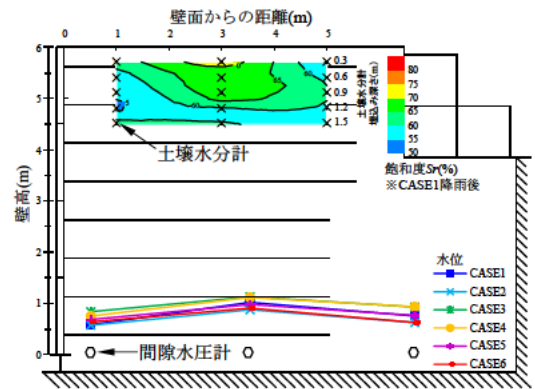


図-2 水位と飽和度 (CASE1) の状況



写真-3 目地部からの排水状況(最下段)

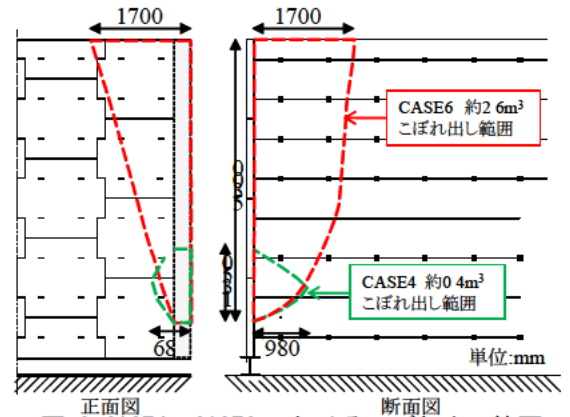


図-3 CASE4, CASE6 におけるこぼれ出し範囲



図-4 こぼれ出し状況 (CASE4)

図-5 こぼれ出し状況 (CASE6)

3.3 こぼれ出しによる補強材張力と壁面変位の挙動

図-6 に CASE1 の降雨前後およびこぼれ出しが発生した CASE4, CASE6 後の補強材の張力分布および各ケース降雨前後での壁面変位量を示す。補強材張力は CASE1 の降雨前後で最大 1.8kN 増加しており、壁面に作用する土圧増加の影響を受けていると考えられる。また、全ケースにおいて降雨作用時に水位以下に位置した 1 段目補強材の張力について、降雨作用前の水位のない状態と降雨作用により水位以下となった状態では顕著な張力の変化は確認されなかった。CASE6 後の張力は初期状態と比較して最大 7.4kN 程度低下し、こぼれ出しにより補強効果(抵抗力)が失われていると考えられる。その一方で、壁面に作用する土圧(作用力)も低下しており、補強材が引き抜ける、壁面材が脱落するなど補強土壁の脆弱的な崩壊には至らなかった。また、CASE6 後の壁面変位は、測線 A(開口部に近い測線)では盛土側に最大約 6mm 倒れ込む挙動となった。定点カメラによると、盛土材がこぼれ出す際に補強材が下方側へ引き込まれ、壁面材が盛土側に倒れ込む挙動が観測されている。また、CASE4 後の張力分布と壁面変位は CASE6 後と比べて CASE1 の降雨後の値からの有意な変化は見られなかった。図-7 に各ケースの補強材に作用した最大応力度を許容応力度で除した値を示す。降雨の繰り返し作用における張力の変化は小さく、また許容応力度に達するような大きな作用は発生しなかった。

4. まとめ

本実験で得られた知見を以下に示す。

- (1)降雨作用による盛土内の水位は分割された壁面材の目地より排水されるため、水位の上昇は漸増しない。
- (2)補強土壁壁面に開口部が生じた状態で降雨作用を与えても即座に盛土材がこぼれ出すことはない。
- (3)降雨作用による盛土材のこぼれ出しは水位が到達しやすい盛土下部から発生し、飽和し流動化した盛土材は急速にこぼれだすため、盛土が空洞化しやすい。
- (4)降雨作用でこぼれ出しは進行するが、補強効果(抵抗力)が失われる一方で土圧(作用力)も同時に失われるため、補強土壁自体は必ずしも脆弱的に崩壊するものではない。ただし、盛土空洞化の進行を放置すると、盛土天端の陥没を伴うこぼれ出しに至ることがある。

謝辞

本研究において、宮武首席研究員、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藤田研究員には貴重なご意見とご指導を頂きました。ここに感謝の意を表します。

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, 2017. 2) 平成 28 年度 交流研究員報告書：盛土材のこぼれ出しが補強土壁の性能に与える影響, 2017. 3) 平成 29 年度 交流研究員報告書：盛土材のこぼれ出しが補強土壁の性能に関する研究, 2018.

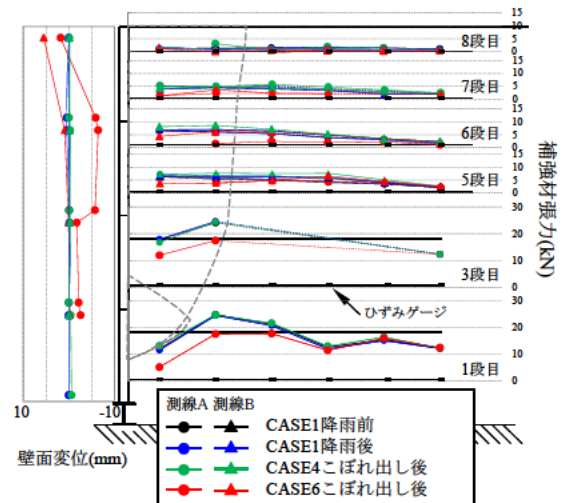


図-6 壁面変位及び補強材の張力分布

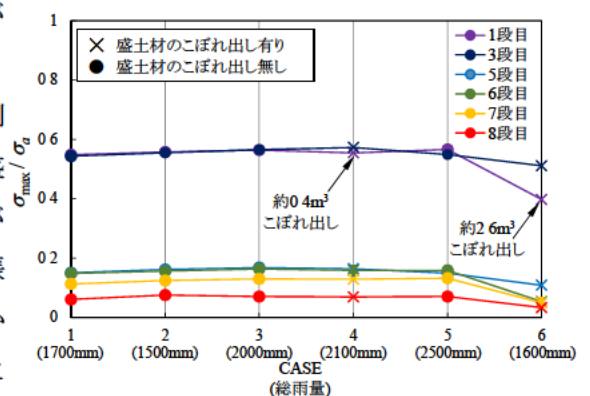


図-7 総雨量と補強材張力の変化

ヨシやオギなどの草本による河川の樹林化抑制に関する研究

チーム名等 自然共生研究センター
氏 名 兼頭 淳

1. まえがき

河畔に繁茂したヤナギは河積阻害を招くため、その抑制は治水安全度を高めるために必須である。高水敷の切下げは、河川整備の主なメニューの1つであるが、切下げ後の裸地面にヤナギ類を中心とした樹木が早期に侵入し、樹林化が進行するケースが散見される^{1,2,3)}。これに対し、ヨシやオギなどの草本によって、ヤナギ類の繁茂を抑制する手法（以下、草本による樹林化抑制）の有効性が確認され始めている⁴⁾。草本による樹林化抑制は、ヤナギ類の多くが明るく土壌水分の多い条件で旺盛な初期成長を見せる^{5,6)}特性を利用し、移植などによりヨシやオギなどの草本の定着を促進し、ヤナギ類の発芽や実生の成長に必要な光環境を制限することを狙いとしている。しかしながら、ヤナギ類の繁茂を抑制するために必要な植被率や光環境を分析した研究事例は見当たらない。また、本手法は草本の移植を基本としているため、ヤナギ類の繁茂を抑制するために必要な植被率や光環境を明らかにすることは、工事コストの削減や自生地への影響を軽減するうえでも重要な知見となる。

2. 研究目的

本研究では、高水敷切下げ後の樹林化抑制への一助とするため、草本によるヤナギ類の抑制実験ならびにヤナギ類の実生を対象とした遮光実験から、ヤナギ類の抑制に必要な植被率や光環境を検討することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 草本によるヤナギ類の抑制実験

3.1.1 実験デザイン

本実験は土木研究所自然共生研究センターにある3本の実験河川のうち、B河川の氾濫原ゾーン上流側の右岸（幅：約7m；延長：約36m）で行った。まず、ツルヨシやオギなどの自生していた種の影響を取り除くため、草刈りによる除草を行った後に表土を約0.2~0.3mの深さまで掘削し、川砂で埋め戻した。この時、地盤高と水面の比高が0.1mと0.4mとなるように整備し、低い方をヨシ移植区、高い方をオギ移植区とした。移植密度によるヤナギ類への影響を比較するため、処理区として3種類の移植密度（3本/m²、6本/m²、9本/m²）を設定し、対照区として移植をしない区（0本/m²）を設定した。それぞれ3区画ずつ合計12区画を設け、ランダムに配置した（図-1）。1区画の面積は9m²（3m×3m）とし、ヨシおよびオギの移植には約30cmに切断した地下茎を用いた。次に、実験河川内で採取したタチヤナギの種子を約100個/m²の密度で全区画に散布した。これらの作業については、地盤の整備を2018年2月、ヨシとオギの移植を2018年3月、ヤナギの種子散布を2018年4月に行った。また、実験河川内に土嚢で堰を設置することで水面勾配を一定にし、各地盤高における土壌水分条件を揃えた。実験開始当初（2018年4月）の含水率はヨシ移植区で26.8±3.2%、オギ移植区で7.4±1.1%であった。

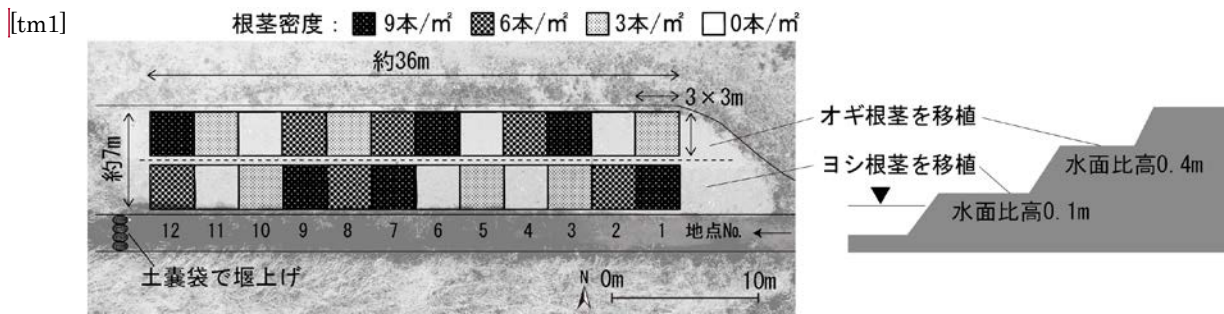


図-1 草本によるヤナギ類の抑制実験の概要

3.1.2 調査方法

調査は2018年4月から2018年12月までの月1回の頻度で行い、区画内のヨシの本数、ヤナギの本数、含水率、植被率、遮光率を計測した。含水率はハンディ土壤水分計（Scientific, Inc社；C-HydroSense）を用い、表層から0.1mまでの体積含水率を計測した。植被率は、画像処理ソフトのImageJを用い、ドローン（DJI社；PHANTOM 4）で撮影した垂直写真の画像を2値化し、植物体の占める割合を算出して求めた。遮光率は地盤面に達する光量子量の割合とし、ハンディ光量子計（Apogee社；Quantum Flux Meter）で計測した地盤面上2.0mと0.1mの光量子量から算出した。なお、含水率と遮光率はサイコロの5番目状に5点を計測し、その平均値を解析に用いた。

3.1.3 解析方法

ヤナギの定着に関する環境要因を抽出するため、ベイジアンネットワーク⁷⁾を用いた解析を行った。ベイジアンネットワークは、ある変数の状態を条件として与えたときに、他の変数で生じうる確率をベイズ推定する手法であり、複数の変数間にある因果関係を確率モデルとして求めることができる。本研究では、ヤナギの種子を散布した5月以降の奇数月におけるヨシの本数、植被率、含水率、遮光率、ならびに11月におけるヤナギの本数を変数として用い、事前に構築したネットワークを用い（図4）、因果関係を表すネットワーク構造の推定をベイズファクター（Bayes Factor）に基づいて行った。ベイジアンネットワークにより因果関係が推定された変数間を対象に、その重要度を評価するため標準化偏回帰係数を求めた。ベイジアンネットワークを用いた本研究の解析には、統計ソフトR3.4.0のパッケージ“deal”を用いた。

3.2 遮光実験

3.2.1 実験デザイン

本実験は土木研究所自然共生研究センターの研究棟屋上で行った。光条件の違いによるヤナギ類の実生の生育への影響を比較するため、明条件から暗条件まで段階的に比べられる実験装置（水平台）を3台製作した（図-2）。水平台には角樋（幅0.21m×高さ0.125m×長さ4.0m）を用い、なるべく水平にした上で下流端に排水孔を設け、常時通水することにより水位を一定に保った。光条件は、遮光率が異なる寒冷紗または土嚢袋をとりつけた遮光枠（幅0.3m×奥行0.3m×高さ

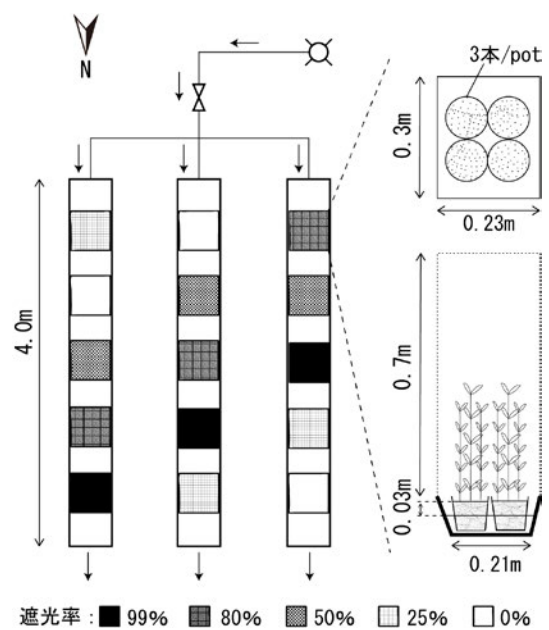


図-2 遮光実験の概要

0.7m) を用い、水平台 1 台あたり 4 段階の遮光率 (25%、50%、80%、99%) および対象区 (遮光無し) の 5 区画を設けた。遮光枠は水平台内でランダムに配置した。各区画には、木曾川から採取したヤナギ類の実生を 3 株ずつ植えつけたポット (φ0.12m) を 4 個ずつ設置した。この時、ポット内の土壌面から水面までは約 3cm に揃えた。なお、実験は 2018 年 7 月から開始し、開始時の実生の草丈は 7.2 ± 3.5 cm であった。

3.2.2 調査方法

調査は 1~2 ヶ月に 1 回程度の頻度で、実生の高さ (苗高) を計測した。ここで、苗高は土壌から主幹の先端までの高さとした。

3.2.3 解析方法

ヤナギ類の実生の成長に対する遮光の影響を検討するため、苗高を応答変数、実験開始後の経過日数と遮光率を説明変数とした一般化線形モデル (GLM) を用い、解析を行った。確率分布としてポアソン分布を仮定し、リンク関数には log を用いた。ヤナギ類の苗高は各遮光枠内で生育した 12 本の平均値を用いた。経過日数は対数変換し、遮光率については非線形に影響するものと考えられ、カテゴリ変数として解析に用いた。また、経過日数と遮光率の交互作用についても解析に含めた。モデル選択には、赤池情報量基準 (AIC) を用い、AIC が最小となるモデルをベストモデルとした。さらに、どの程度の遮光率から苗高に影響が及ぶかについて検証するため、遮光率が異なる 1 対の組合せを用い、ベストモデルに遮光率が含まれる場合には、その組み合わせに含まれる遮光率の間では光条件の影響があると判断した。解析には、統計ソフト R3.4.0 を用いた。

4. 結果と考察

4.1 草本によるヤナギの抑制実験

実験区では 7 月の調査からヤナギ類の実生が確認された (苗高: 18.5 ± 9.1 cm)。ヤナギ類は主にヨシ移植区で確認され、オギ移植区では 2 区画から合計 2 本が確認されたのみであった。ヨシ移植区では、主に上流側の 9 区画 (yosi_1~yosi_9) からヤナギ類が確認された (図-3)。下流側の 3 区画 (yosi_10~yosi_12) では、7~8 月調査の yosi_10 と yosi_12 からヤナギ類が 3 個体ずつ確認されたものの、9 月以降は確認されなかった。なお、実験河川の周辺のヤナギ類は主に 4~5 月にかけて種子散布しており、発芽期間は 2 週間と短いことを踏まえると、7 月の調査以前にもヤナギ類が生育した可能性があるものの、個体が小さく確認に至らなかったと考えられる。

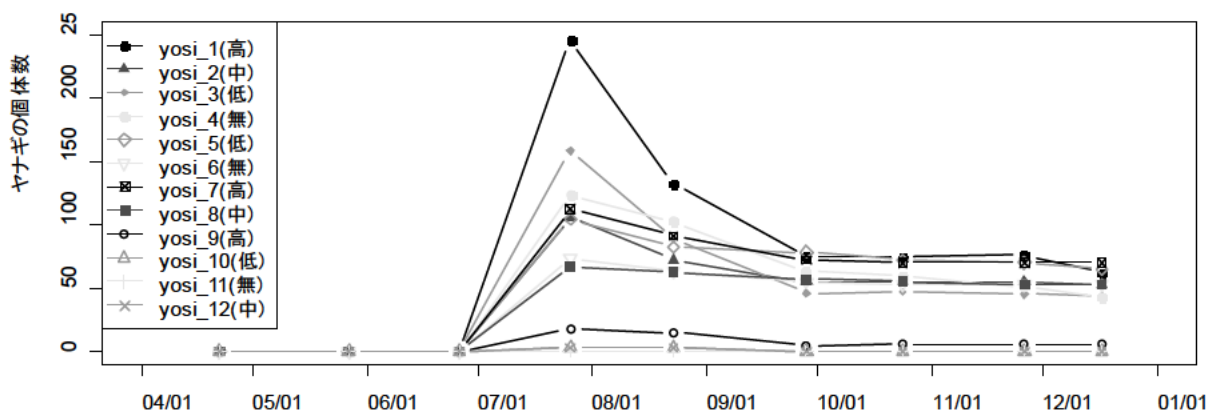


図-3 ヤナギ類の確認個体数の変化
凡例中の高・中・低・無は 4 段階に設定した根茎密度の区分を示す。

ヤナギ類の実生が多く確認されたヨシ移植区を対象に、ベイジアンネットワークによる解析を行ったところ、ヤナギ類の生育には5月、7月、9月の遮光率が負の影響を示し、遮光率が高いほどヤナギ類の個体数が少なくなる傾向が得られた(図-4)。この時期については、植被率が多いほど遮光率が高くなっており、草本類による被陰がヤナギ類の生育に影響したものと考えられる。一方、ヨシとヤナギ類の関係性をみると、植被率より相対重要度が低いものの、5月のヨシ個体数が多いことで遮光率が高まる傾向にあり、ヨシについてもヤナギ類の生育に影響を及ぼすことが明らかとなった。しかし、5月を除くと、ヨシとヤナギの生育との間に関係性は見られなかった。

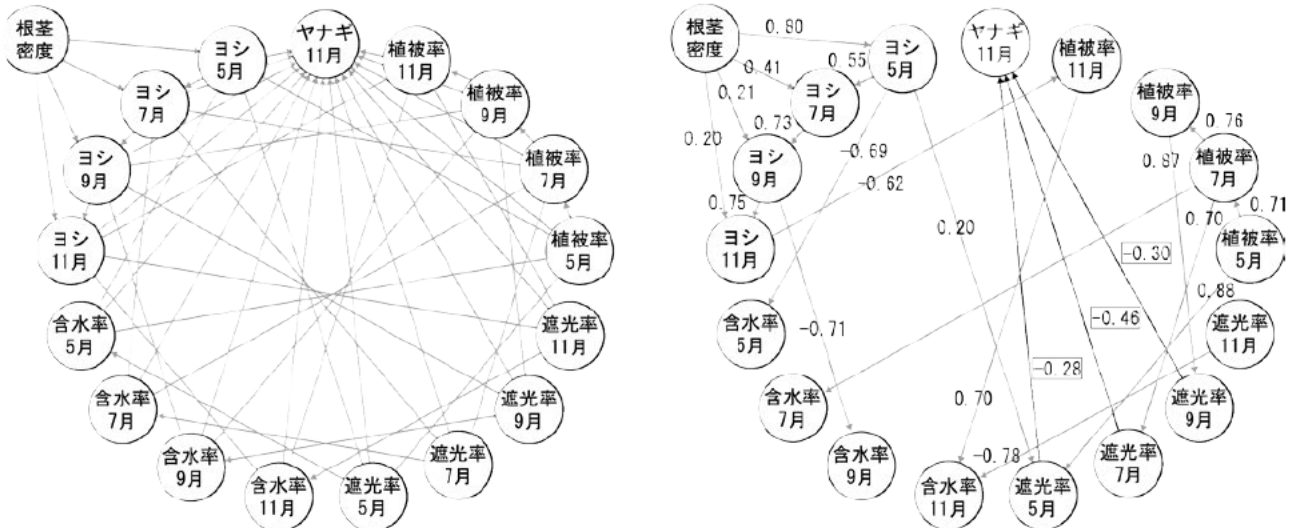


図-4 ベイジアンネットワークによる解析結果(左:事前ネットワーク、右:ベイズファクターに基づいた推定結果) 事前ネットワークにおいて、変数間で両方向に因果関係が存在しうる場合を線で示し、因果関係が明確な場合は矢印で示した(始点を要因とし、終点を結果とする)。推定結果において得られた因果関係については、矢印にて示す。各矢印に付随する数値は標準化偏回帰係数であり、相対重要度を表す。

次に、11月時点でヤナギ類が確認されなかった区画では、ヤナギ類が生残した区画よりも植物の定着が早く、5月から植被率と遮光率が増加していた(図-5)。ベイジアンネットワークでヤナギ類の生育と関連性がみられた5月、7月、9月の遮光率は、ヤナギ類が確認されなかった区画で41.5%、69.7%、95.6%、ヤナギ類が確認された区画で10.7%、19.1%、91.6%であった。

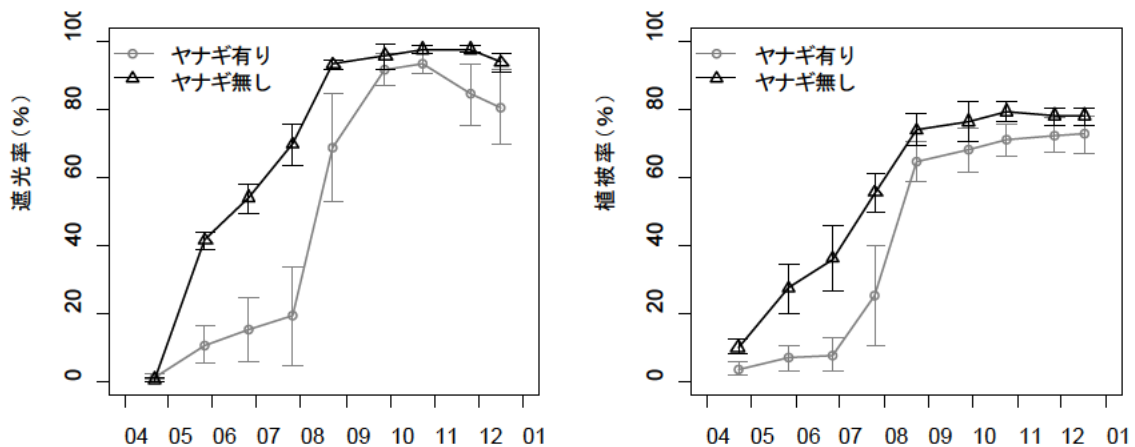


図-5 遮光率および植被率の月変化 ヤナギの有無については、11月時点での結果に基づいて区分した。

本実験より、オギ移植区ではヤナギ類の実生がほとんど確認されず、ヨシ移植区ではヤナギ類の生育に遮光率が強く寄与していることが示された。ヤナギ類の種子の発芽には土壤の湿潤度が大きく影響し、乾燥地ほど悪く、湿潤なところほど良いことが報告されている^{8,9)}。オギ移植区の含水率は約10%以下であり、ヨシ移植区に比べて土壤が乾燥していたためヤナギ類が少なかったものと考えられる。しかし、タチヤナギやアカメヤナギについて、発芽に必要な土壤水分条件を詳細に調べた例は少なく⁹⁾、今後、土壤水分を操作した発芽実験などを行う必要がある。ヨシ移植区において、11月の時点でヤナギ類の生残が確認されなかった区画では、7月の調査時点で実生がほとんど確認できなかったことから、7月までの被陰が特に重要な制限要因になったと考えられる。種子散布前の4月を除き、5~7月の遮光率は概ね40~70%であったことから、種子の発芽や実生の成長は、この程度の光条件により抑制されるものと思われる。ただし、土壤水分と同様に、発芽の制限因子については今後も検討を重ねる必要があるだろう。

今回の実験では、ヨシとヤナギ類の生育との関連性が低く、ヤナギ類の生育にはヨシ以外の植物が影響していた。ヨシの最大密度は11.3本/m²であり、既存研究で報告されている人為的な移植による密度0.2~86.6本/m²¹⁰⁾や琵琶湖の平均値31.1本/m²¹¹⁾と比べても少ないことが分かる。根茎密度を操作するため、あらかじめ約30cmに切断したものを実験に使用しており、高密度に至らなかった可能性もある。しかし、根茎密度が高いほどヨシの本数が多くなっており、ヨシが高茎草本であることを考慮すると、今後、成長したヨシが光環境を制御することでヤナギ類の生育に影響を及ぼす可能性がある。後述の遮光実験では、80%以上遮光した場合にヤナギ類の実生の成長が悪化していた。留萌川では、相対照度が10%を下回ると（遮光率90%を上回る）ヤナギ類の確認される確率が減少したことが報告されている¹²⁾。今回の実験で、ヤナギ類が生残した区画でも、9月以降の遮光率が80%を上回っているため、今後、ヨシがさらに伸長することで、ヤナギ類の生育を阻害する可能性も示唆される。

4.2 遮光実験

ヤナギ類の苗高に対するベストモデルには、経過日数、遮光率、そして交互作用項の全ての説明変数が含まれた。そして、遮光率間の違いに関しては、遮光率0%と、25%および50%では違いが検出されなかったが、80%と99%では違いが見られ、苗高の減少がみられた(図-6)。特に、遮光率99%ではヤナギ類は成長せず、衰退していく様子が観察された。つまり、ヤナギ類の実生は自然光を80%以上遮光した場合に成長が悪化し、99%遮光した場合に枯死することが示唆され

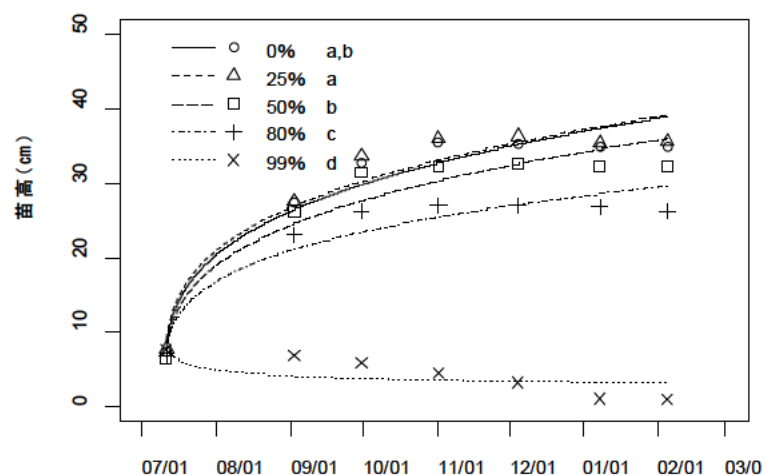


図-6 遮光率に応じたヤナギ類の成長過程

図中の線はGLMより推定した成長曲線を示す。凡例横のアルファベットの違いは、遮光率が異なる1対の組み合わせを用いた際、ベストモデルに遮光率が選択されたことを示す。

た。一方、前述の草本による抑制実験では、遮光率40%以上でヤナギ類の定着を抑制できていた。この要因としては、ヤナギ類の成長段階の違いが挙げられる。本実験では平均7.2cmまで成長したヤナギ類の実生を対象に遮光

の影響を検討したが、前述の草本による抑制実験では発芽や、発芽後まもない実生も遮光の影響を受けている。つまり、成長段階によって遮光率に対する応答が異なり、ヤナギ類の実生は一定の耐陰性を獲得していた可能性が示唆される。今後、種子や発芽後まもない実生（約5 cm以下）を対象に遮光実験を実施し、成長段階別に遮光の影響を解明する必要がある。

5. 結論と今後の展望

今回行った2つの実験から、種子の発芽や発芽直後の小さな実生の耐陰性が低く、ヤナギ類を抑制する対策として光制限の方法として有効であることが示された。具体的な管理基準（時期別の植被率や遮光率）については、継続実験等を通じて検討を進める予定である。今回の実験では、ヨシやオギによるヤナギ類の抑制効果は、他の草本類に比べて強くなかったが、密生した群落が形成されていくことでヤナギ類を制御できる可能性も示唆される。ヨシやオギの群落は継続的に存在することが多く、ヤナギ類の抑制効果に持続性が期待される。また、全国に広く分布することから、適用範囲も広いものと考えられる。しかし、生物多様性の面からは均質化を招く可能性もあり、適用条件については検討を重ねる必要がある。

6. 謝辞

本研究の実施に際し、大石哲也主任研究員、森研究員には多大なご指導、ご協力を頂きました。自然共生研究センターの皆様には、多大な労力を要した実験準備、実験時の観察等、諸々の作業に惜しみない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。

所属：株式会社建設技術研究所

<参考文献>

- 1) 大石哲也, 萱場祐一. 「河川敷切下げに伴う初期条件の違いが植生変化に及ぼす影響に関する一考察」. 環境システム研究論文発表会講演集, Vol. 60, pp. 1045-1050, 2016
- 2) 内藤太輔, 金縄健一, 福永和久, 今村史子, 萱場祐一. 「全国の河川を対象とした河道内植生の分布特性と成立要因および河道掘削後の変化」. 河川技術論文集, Vol. 22, pp. 469-474, 2016
- 3) 池田茂, 片桐浩司, 大石哲也, 對馬育夫, 萱場祐一. 「河道掘削箇所におけるヤナギ類の過剰な繁茂に関する要因分析と抑制方策について」. 土木学会論文集, Vol. 73, No. 2, pp. 38-49, 2017
- 4) 兼頭淳, 大石哲也, 萱場祐一. 「高水敷切下げ後の樹林化抑制に向けた草本植物の早期植生回復に関する研究」. 河川技術論文集, Vol. 24, pp. 179-184, 2018
- 5) 斉藤新一郎. 「ヤナギ類とは一形態・生態について」. ヤナギ類その見分け方と使い方, 北海道治山協会, 144p, 2001
- 6) 石川慎吾. 「河川植物の特性」. 河川環境と水辺植物—植生の保全と管理— (奥田重俊, 佐々木寧編), ソフトサイエンス社, 261p, 1996
- 7) 福中公輔. 「ベジアンネットワーク」. データマイニング入門-Rで学ぶ最新データ解析- (豊田秀樹編), 東京図書, 303p, 2008
- 8) 柳井清治, 菊沢喜八郎. 「播種実験によってみられたヤナギ属3種の発芽および生残特性」. 日本生態学会誌 41, pp. 145-148, 1991
- 9) 長坂有, 福地稔, 柳井清治, 佐藤弘和. 「河畔生ヤナギ類の発芽と稚樹の生残について」. 日本林学会北海道支部論文集 42, pp. 76-78, 1994
- 10) 田中修平, 藤井滋徳, 山田淳, 市喜敦之. 「水ヨシ生育に及ぼす植栽条件の影響に関する研究」. 環境工学研究論文集, Vol. 36, pp. 253-261, 1999
- 11) 原稔明, 加藤正典. 「琵琶湖におけるヨシ植栽地での生育調査とヨシ刈り効果」. 近畿地方建設局管内技術研究発表会論文集「環境・地域づくり部門」, pp. 2-1-2-8, 1995
- 12) 渡辺哲理, 松本洋光, 渡邊一靖. 「留萌川における河道内樹木維持管理方針の検討について」. 第60回北海道開発技術研究発表会論文, 2017

コンクリート護岸ブロックの景観パターンに関する分類方法の提案

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。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）（以下、美山河）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、具体的に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。しかしながら、景観パターンについて調査すると、KJ法によって分類化された景観ブロックのグループ分けで適用できない・分類できない護岸ブロックがあり、現場への適用に支障をきたしている。

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」の分類方法の開発を目的に、デジタルカメラの画像データを用いた分類方法を提案し、その適用性について検討した結果を述べる。

3. 研究方法

3.1 使用する写真

本研究で使用する写真は、公益社団法人全国土木コンクリートブロック協会に護岸ブロックの写真を約1,000枚のご提供していただいて分類の検討を行った。

3.2 分類方法の検討

美山河で景観パターンは、形状、サイズ、積み方などにより形成されると明記されている。これを今回の用意した護岸ブロックの写真で景観パターンを検討すると「護岸ブロックの大きさ」、「護岸ブロックの積み方」、「護岸ブロックの模様」の3項目で分類できることがわかった。

3.2.1 護岸ブロックの大きさ

護岸ブロックは、正面から見える大きさにより「小型ブロック」、「大型ブロック」の2種類に分類できる。

- 1) 小型ブロックは、ブロック単体の大きさで 0.25m^2 /個以下 (1m^2 当たり4個以上) を使用するものである。(図1)
- 2) 大型ブロックは、ブロック単体の大きさで 0.25m^2 /個を超える (1m^2 当たり4個未満) を使用するものである。(図2)



図1. 小型ブロック

3.2.2 護岸ブロックの積み方

護岸ブロックは、積み方により「布積み」、「谷積み」、「亀甲積み」、「多段積み(階段)」、「特殊積み」の5種類に分類できる。

- 1) 布積みは、四角形(正方形・長方形)のブロックを水平に積んだ積み方で、ブロックの半分に上下の目地が掛かる。
- 2) 谷積みは、四角形(正方形・長方形)のブロックを 45° に倒して一段ごとに左右双方より交互に積んだ積み方である。
- 3) 亀甲積みは、六角形のブロックを積んだ積み方である。
- 4) 多段積み(階段)は、四角形(正方形・長方形)のブロックを階段状に積んだ積み方である。
- 5) 特殊積みは、上記4種類に該当しない積み方である。



図2. 大型ブロック

3.2.3 護岸ブロックの模様

護岸ブロックは、模様目地がない「模様目地なし」、模様目地がある「布積み模様風」、「谷積み模様風」、「スリット模様風」、「額縁模様風」、「四角形組合せ模様風」、「円形・多角形組合せ模様風」に分類され、また、積み上げることによる「飛び出し・穴あき」、他に該当する項目がない「その他」の合計9種類に分類できる。(図3)

- 1) 模様目地なしは、模様目地がない護岸ブロックである。
- 2) 布積み模様風は、模様目地で布積みを模倣した護岸ブロックである。
- 3) 谷積み模様風は、模様目地で谷積みを模倣した護岸ブロックである。
- 4) スリット模様風は、縦方向または横方向の一方の模様目地が複数ある護岸ブロックである。

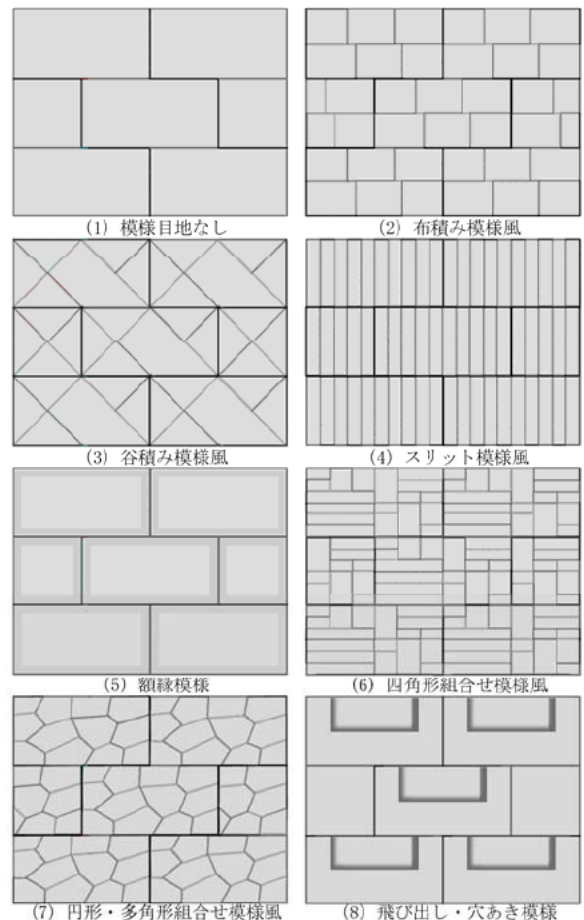


図3. 護岸ブロックの模様(例)

- 5) 額縁模様風は、製品の外枠が額縁のように見える護岸ブロックである。
- 6) 四角形模様組合せ風は、複数の四角形（正方形・長方形）を縦・横に組み合わせた模様の護岸ブロックである。
- 7) 円形・多角形模様組合せ風は、円形（円・楕円）と多角形を組み合わせた模様の護岸ブロックである。
- 8) 飛び出し・穴あき模様は、積み上げた時に護岸ブロックが飛び出している様に見えたり、あるいは、穴が開いている様に見えたりする護岸ブロックである。
- 9) その他は、上記8種類に該当しない護岸ブロックである。

3.3 景観パターン一覧表と護岸ブロックの分類確認

護岸ブロックの写真を125枚と模式図による景観パターン一覧表(図4)を用意した。被験者10名にて、景観パターン一覧表の分類が一致するか確認を行った。

模式図による景観パターン一覧表








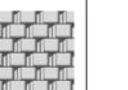


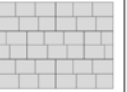
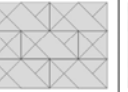
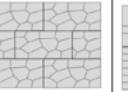
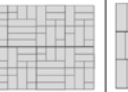
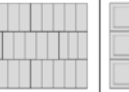

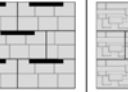






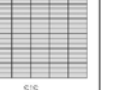
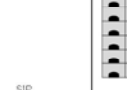
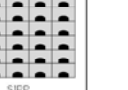


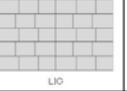


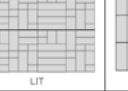
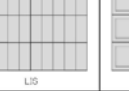









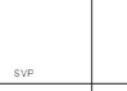





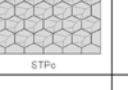




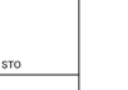
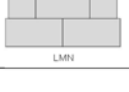
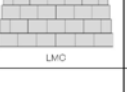

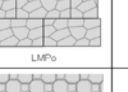

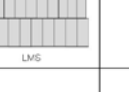
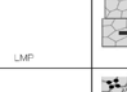
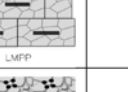


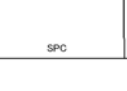


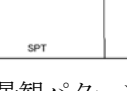
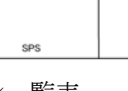

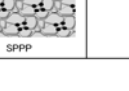

		N	C	V	P _o	T	S	P	PP	O
		模様目地なし	布積み模様風	谷積み模様風	円形・多角形模様組合せ風	四角形模様組合せ風	スリット模様風	額縁模様	飛び出し・穴あき	その他
S	小型布積み									
	大型布積み									
S	小型芋目地積み									
	大型芋目地積み									
S	小型谷積み									
	小型亀甲積み									
L	大型多段積み(階段)									
	特殊積み									

図4. 模式図による景観パターン一覧表

4. 結果

護岸ブロックの写真进行分类した結果、125 枚中 104 枚（正答率 83%）で同じ分类を選ぶことがわかった。

護岸ブロックの写真で判断が迷う分类を見ると 2 つ特徴があることがわかった。1 つ目の特徴は、穴が開いている様に見える護岸ブロックである（図 5）。これは、構造・模様目地の形状により穴が開いている様に見える。しかし、穴が開いている様に見えるより模様が目立つ護岸ブロックの場合、「模様ありの分类（円形・多角形模様組合せ風など）」と「飛び出し・穴あき」とする分类で判断が分かれた。2 つ目の特徴は、四角形模様を組合せた護岸ブロックである（図 6）。これは、四角形を構成する辺が直線・曲線・斜線により、四角形として捉えるかで、「四角形模様組合せ風」と「円形・多角形模様組合せ風」とする分类で判断が分かれた。

5. 結論

護岸ブロックの分类は、细分类することにより一致率が向上することがわかった。しかしながら、分类するのに判断が迷う護岸ブロックとして、「穴あき」と「四角形模様」があった。「穴あき」は、面板に「穴の数」・「穴の大きさ」・「穴の配置」・「穴の形状」により印象が変わり、「穴あきで無い模様」と判断する場合もある。また、「四角形模様」は、構成する模様目地を直線と斜め・曲線により印象が変わる（図 6, 7）。

今後、この景观パターン分类一覧表を分けるためのポイントを整理し、誰でも簡単に護岸ブロックの分类が出来るようにする。また、河川景观に配慮した護岸ブロックの選定に使用できる一覧表とし貢献する。

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の方々には、写真データのご協力をいただいた。ここに記して謝辞を申し上げます。



図 5. 判断に迷う護岸ブロック例(1)



図 6. 判断に迷う護岸ブロック例(2)



図 7. 四角形模様組合せ風例

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

河川遡上津波を考慮した河川構造物の設計技術に関する研究

チーム名等 水理チーム
氏 名 横山 慎

1. まえがき

東日本大震災では、河川を遡上した津波（以下、「河川遡上津波」という。）が、河川内外を問わず、甚大な被害をもたらした。被災した構造物の一つに、シェル構造ゲートがある。河川を横断する取水堰として採用されるシェル構造ゲートでは、通常運用時の水理特性を考慮し、ゲート下面板を下流側に切上げた形状としている場合が多い。東日本大震災では、下流から襲来した河川遡上津波により、ゲートが浮き上がり、操作に支障をきたした例が報告されており、津波襲来時も機能を維持することや、施設設計手法の確立が求められている¹⁾。

堰・水門設備の技術基準である、ダム・堰施設技術基準（案）（平成28年10月版）²⁾では、津波荷重に対する推定式が示されているが、ゲートの受圧面を鉛直壁面と想定した推定式であり、シェル構造ゲートに下流側から津波荷重が加わる状況を想定した式ではない。そこで、河川遡上津波によるシェル構造ゲートへの衝撃圧の作用特性を把握することを目的に、水理模型実験による研究が行われてきた³⁾。

2. 研究目的

水理模型実験により、河川遡上津波のシェル構造ゲートへの作用特性について明らかにされてきたが、実験で確認可能な条件や計測点・内容は限られ、より深い考察のためには、数値計算により実験を補完することも必要である。そこで本研究では、詳細な検討を行う前段として、シェル構造ゲートに作用する津波の数値計算を行い、水理模型実験の結果と比較することで、その妥当性および有効性を検討した。

3. 研究方法

3.1 水理模型実験概要

比較対象とした水理模型実験に用いた水路は、図-1に示すように、水路幅1.5m、水路長51mの2次元水路である。仕切りゲートをコンプレッサーにて引き上げることで、津波を発生させた。津波発生ゲートから5.0mまでは、レベルとし、5.0mから7.5mまでは勾配 $I=1/20$ 、それより上流側は $I=1/100$ である。

実験に使用したシェル構造ゲート模型の断面図を図-2に示す。模型には、ゲート各面での衝撃圧を計測できるように、ひずみゲージ式圧力センサーを12基設置した。仕切りゲートから水路軸方向に2.5、7.5、17.5、18.9mの位置には、容量式波高計を設置し、水位を計測した。

本水路において、水路水深 h_0 および貯水槽水深と水路水深との差 Δh を変え、表-1に示す3ケースの実験を行った。

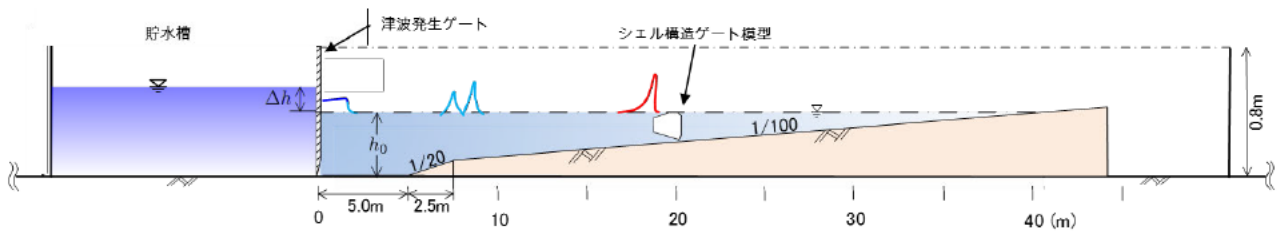


図-1 実験水路断面図

表 - 1 水理模型実験ケース

実験ケース名	h_0 (m)	Δh (m)	碎波縦断位置 (m)	第一波波速 (m/sec)
Case1	0.4	0.125	突入時碎波	0.92
Case2	0.4	0.15	18.8	1.77
Case3	0.4	0.175	18.0	2.00

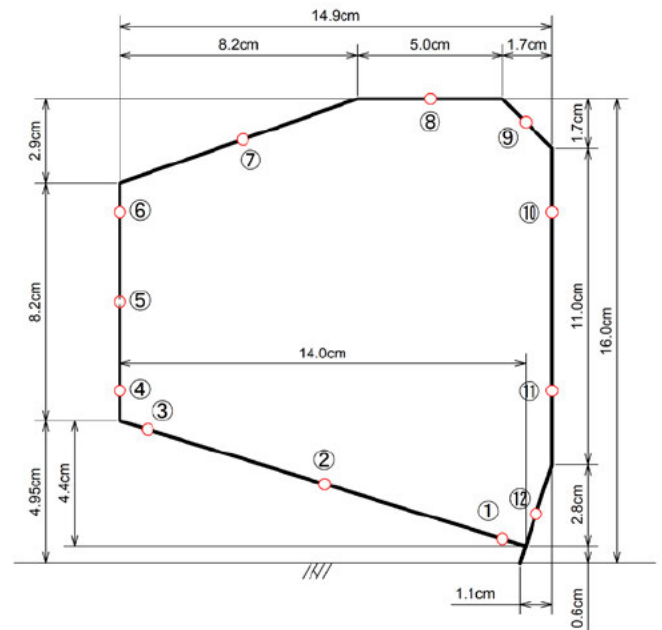


図-2 ゲート模型断面図

3.2 数値計算

3.2.1 OpenFOAM の概要

数値計算には、オープンソースの数値計算ライブラリである OpenFOAM を使用した。OpenFOAM は、有限体積法を中心とする偏微分方程式ソルバー開発用のクラスライブラリであり、ユーザーは、自身が対象とする問題に対応した、適当なソルバーを選択することができる⁴⁾。本研究の対象となる問題は、3次元（断面2次元）の自由表面問題であり、これに対応する標準ソルバー interFoam を適用した。

3.2.2 境界条件

数値計算の検証をするために、下流側の境界条件には、水理模型実験と同様の波形を与えた。具体的には、実験時の $x=2.5\text{m}$ 位置の水位にフーリエ変換（離散コサイン変換）を行い、線形波に分解し、そのスペクトルの上位 50 個の線形波を重ね合わせ、数値計算の入射波とした。ゲートや河床などの境界は non-slip 条件とした。計算領域は、 $x=2.5\text{m}$ から、上流端は計算領域の削減のため、 $x=22.5\text{m}$ で壁面と設定した。境界条件の設定は、OpenFOAM の拡張ユーティリティである waves2Foam⁵⁾ ライブラリを使用し行った。

3.2.3 計算メッシュ

計算領域のメッシュは、OpenFOAM のメッシュ作成ユーティリティである blockMesh および snappyHexMesh を使用した。基本のメッシュサイズは 25mm とし、計算領域を x 方向に 800、y 方向に 1、z 方向に 40 メッシュに分割した。ゲート周辺部は細部形状を表現するために、最大で基本メッシュより 3 段階（3.125mm）細かいメッシュとした。また、気液境界面の不安定性を抑えるために、部分的に、基本メッシュより 2 段階（6.25mm）細かくした。

3.2.4 計算条件

離散化スキームは、時間微分は 2 次精度の Crank-Nicolson 法、勾配項は cellLimited forth とした。発散項は、

流速ベクトルは limitedLinearV を、VOF 法の体積率 F については、制限関数付き 2 次精度 TVD とした。拡散項は 2 次精度の線形補間とした。圧力-速度場の連成手法は SIMPLE 法と PISO 法を組み合わせた PIMPLE 法を採用した。時刻幅は 0.01sec を基本とし、計算領域の最大クーラン数に応じて減少させた。乱流モデルは考慮していない。初期条件は、 $z=0.4\text{m}$ を静水面とし、速度は 0m/sec 、圧力は静水圧とした。

4. 結果

4.1 水位の時間変動

図-3 に 3 ケースの水位計測位置における水理模型実験と計算結果を示す。Case2 および Case3 についてはほぼ同様の結果となったため、ゲート直前の $x=18.9\text{m}$ の比較結果のみ示している。 $x=2.5\text{m}$ は境界条件として与えた水位であり、離散コサイン変換により分解した合成波が精度良く与えられている。 $x=17.5\text{m}$ および $x=18.9\text{m}$ では実験値に対して位相のズレが生じたが、段波第一波から第三波までの水位変化を良好に再現できている。

4.2 波圧の時間変動

図-4 に Case3 における実験と数値計算結果の圧力の比較を示す。ゲート下部および下流側ではよく再現されている。静水面に近い No. 6 やゲート上部の圧力は実験値と計算値で差異が生じたが、時間変動の状況は再現されている。 $t=13.5\text{s}$ 以降、計算値ではゲート周辺に圧力振動が発生した。ゲート周辺部はメッシュ形状が一部いびつな形状となっており、計算が不安定になった可能性があり、メッシュの作成方法を再検討する必要がある。

5. 結論

河川遡上津波がシェル構造ゲートに与える影響について、水理模型実験の再現計算を OpenFOAM を使用して行った。その結果、水位変動は実験値と計算値が良く一致し、ゲートに作用する圧力も、振動が発生するまでは、高い再現性を得た。圧力振動に対しては今後検討が必要だが、本計算手法により、ゲートに作用する津波波圧やゲート周囲の流れの詳細な検討を行うことが可能であることが示された。

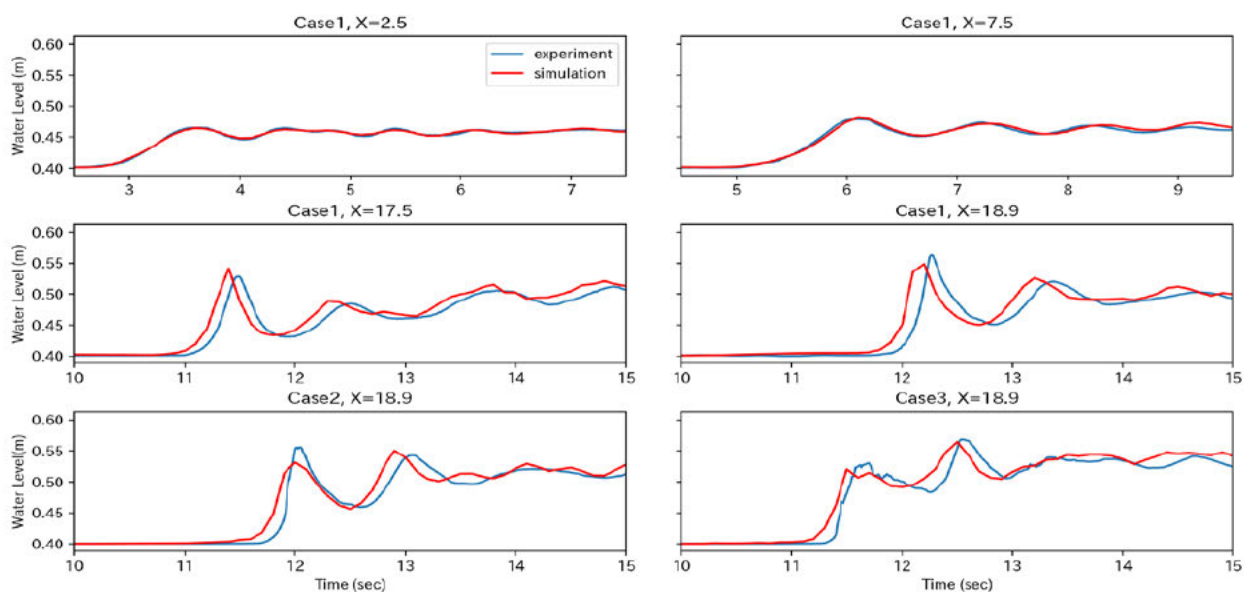


図-3 水位時系列の実験値と計算値の比較

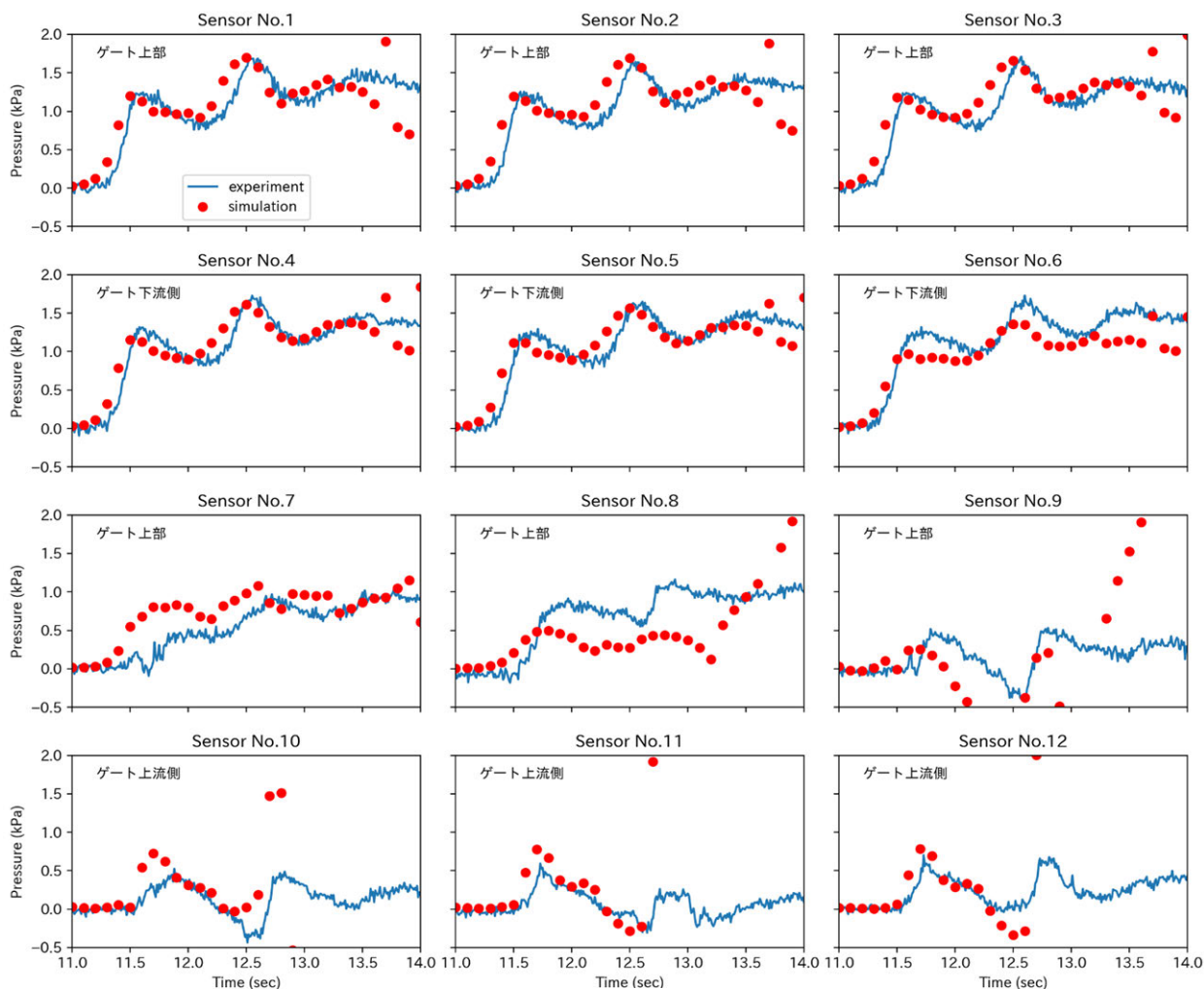


図-4 圧力時系列の実験値と計算値の比較

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力をいただきました水理チームの石神上席研究員、中西主任研究員ならびに同チームの皆様方には貴重かつ有意義なご意見をいただきました。ここに記して感謝申し上げます。

所属：株式会社 IHI インフラシステム

<参考文献>

- 1) 東北地方太平洋沖地震を踏まえた河口堰・水門等技術検討委員会：東日本大震災を踏まえた堰・水門等の設計，操作のあり方について 2011.9
- 2) ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）P69～72，2016
- 3) 本山健士，中西哲，石神孝之：「河川津波によるシェル構造ゲートの浮き上がりに関する実験的検討」，土木学会年次講演会，2018
- 4) 一般社団法人オープンCAE学会編：OpenFOAMによる熱移動と流れの数値解析，森北出版，2016.
- 5) Jacobsen, N. G., Fuhrman, D. R., & Fredsoe, “A wave generation toolbox for the open-source CFD library” : OpenFoam International Journal for Numerical Methods in Fluids, 70(9), pp.1073-1088, 2012.

鹿児島県境松崎川における流木堆積箇所の特徴

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 月九州北部豪雨や平成 30 年 7 月西日本豪雨などでは、土砂とともに流木が下流へと流出し、橋梁の閉塞などにより被害を拡大させた。今後、効果的な流木対策計画を策定していくためには、流木の発生と堆積の過程を踏まえて算出される流出流木量の予測が重要となる。

流出流木量の予測について、現在の砂防基本計画策定指針¹⁾では発生流木量に対する流出流木量の割合である流木流出率から算出する方法が示されており、流木流出率は 0.8~0.9 程度の値となっている。流出流木量の予測精度を向上させる上で、各流域における流木の発生や堆積の特徴を反映できる手法も、今後、必要になると考えられる。

ここで流木の発生と堆積の過程のうち、堆積流木について既往の研究事例では、水山ら²⁾は谷の合流点や谷幅の急に広がるところなどの流木が多く堆積している箇所を分析しており、黒岩ら³⁾は溪流の地形条件が流木の移動、停止に関連し、流木の流出に影響すると分析している。これらの研究事例から、流木の堆積箇所の特徴を把握することで、流出流木量の予測精度を向上させることができる可能性がある。

2. 研究目的

本研究では、土石流危険溪流を対象に、流木の発生および堆積の実態を把握し、堆積流木量の多い箇所の特徴を分析した。

3. 研究方法

3.1 本研究における用語の定義

本研究では、発生流木は発生原因別に崩壊による発生流木と溪岸溪床侵食による発生流木の 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水に運搬されなかったと考えられるものを「残存木（既往研究⁴⁾における倒木）」に、土砂や水に運搬されて枝葉や樹皮が少ないものを「溪床堆積流木」に区分した。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。

3.2 対象流域の概要

本研究の対象流域は、鹿児島県垂水市および霧島

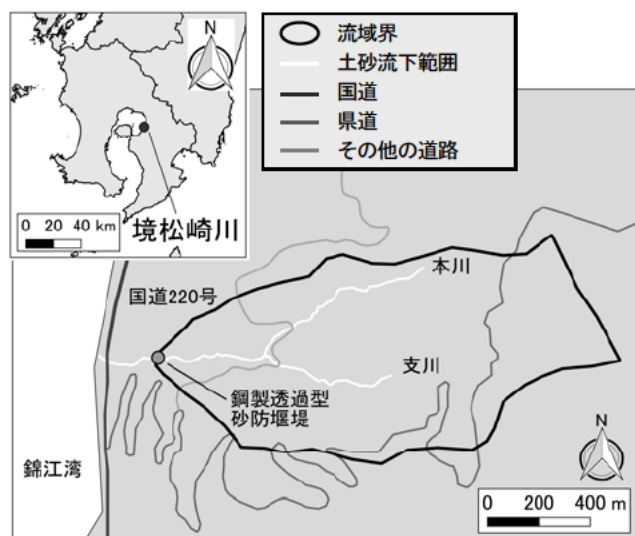


図-1 境松崎川の位置図

市の土石流危険渓流である境松崎川とした（図-1）。境松崎川では、2016年の台風16号により土石流が発生しており、谷出口の鋼製透過型砂防堰堤で土砂と流木を捕捉している。流域面積は1.03km²、流域の平均勾配は12.7°、主な地質は火成岩や付加体となっている⁵⁾。また対象地域の主な植生は針葉樹（スギ）で、一部、広葉樹が分布する。

3.3 流木の発生・堆積・流出実態の把握手法

流木の発生範囲は、土石流発生前後のオルソフォトから土砂移動範囲を崩壊と溪岸溪床侵食に分けて判読し、土砂移動範囲のうちオルソフォトやDHMの差分⁶⁾から流木の発生した範囲を判読した。また発生流木量は、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）¹⁾を行い算出した。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、現地調査により流木長や流木径等を計測することで詳細な堆積位置と堆積量を算出した。なお、対象範囲の下流端は鋼製透過型砂防堰堤の堆砂敷上流端までとした。

3.4 流木堆積箇所の特徴の分析方法

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、堆積箇所の地形量や土砂移動状況から流木の堆積過程を分析した。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、流出流木量を算出して縦断的な流木収支を算出した。また流木の堆積に関する地形量として、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、区間長を区間上下流端の直線距離で除した屈曲度を算出した。

4. 研究結果

4.1 流木の発生および堆積実態

ここでは発生流木量および堆積流木量について、それぞれ既往災害例と比較し、本事例の特徴を確認した。

流域面積と発生流木量との関係を既往災害例^{1), 3), 7)}と比較すると、境松崎川の発生流木量は平成23年那智川流域における同程度の流域面積の事例よりは少ないものの、既往災害例の中では最大規模の事例と同程度であった（図-2）。

堆積流木は、溪床堆積流木量よりも残存木量の方が多結果となった。また、堆積流木の堆積形態の割合を既往災害例^{4), 7)}と比較すると、昭和62年8月山形県温海町災害や平成29年7月九州北部豪雨の事例より、残存木の割合が多い傾向であった（図-3）。

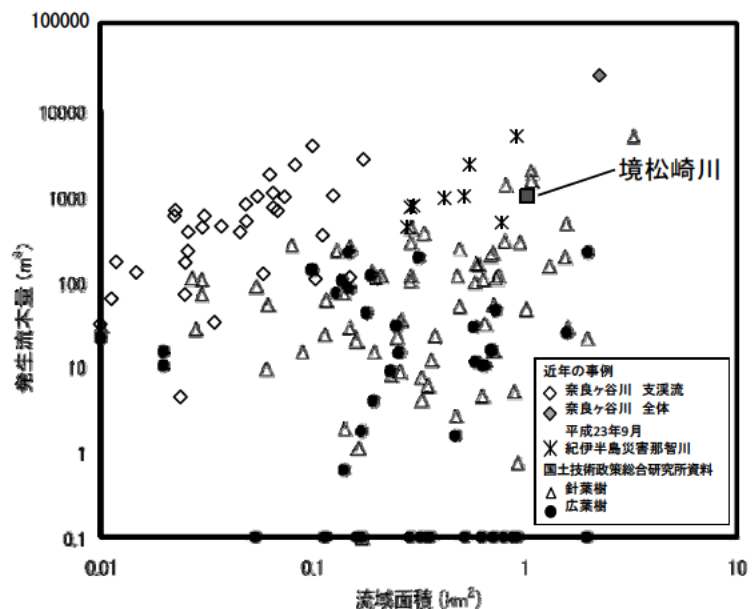


図-2 流域面積と発生流木量との関係
(染谷ら⁷⁾に加筆)

4.2 流木堆積箇所の特徴

発生流木量と残存木量とを比較すると、発生流木量のうち10%程度は残存木量として崩壊地内や崩壊地直下(図-4)、溪岸や溪床付近(図-5)に、土砂や流水に運搬されずに残った。なお、崩壊に起因する残存木については崩壊地の面積や斜面勾配、溪岸溪床侵食に起因する残存木については区間勾配などの条件と流木残存率(崩壊地ごともしくは溪床の区間ごとの発生流木量に対する残存木量の割合)との関係を確認したが、明瞭な関係は見られなかった。

溪床堆積流木の特徴について、境松崎川の縦断的な流木収支から、溪床堆積流木量の最も多い区間は、河道幅拡大区間かつ土石流堆積区間となる10°未満の緩勾配区間であった(図-6のa)。また溪床堆積流木量の最も多い区間では、溪床堆積流木は土砂とともに折損したものが集積して堆積しており(図-7)、河道幅の拡大による水深の低下および緩勾配により土砂が堆積し、土砂とともに流下してきた流木も堆積したと考えられる。

また、溪床堆積流木量が2番目に多い区間(図-6のb)は、15°程度の区間勾配であり、土石流流下区間においても溪床堆積流木が確認された。この区間は溪床付近が露岩しており、溪床堆積流木は露岩している溪床の窪地に詰まるように集積して堆積していた(図-8)。そのため、土石流流下区間となるような勾配では、流木は局所的な地形の影響で堆積する場合があると考えられる。

その他の溪床堆積流木量が比較的多い区間(図-6のc)は、河道幅縮小区間であり、区間平均河道幅より長い流木が多く堆積していた(図-9)。この区間に堆積していた流木は折損の影響が比較的小さく樹皮が多少残っているものもあり、また目立った土砂の堆積は確認されなかった。そのため堆積箇所近傍や土砂流出のピーク以外の時

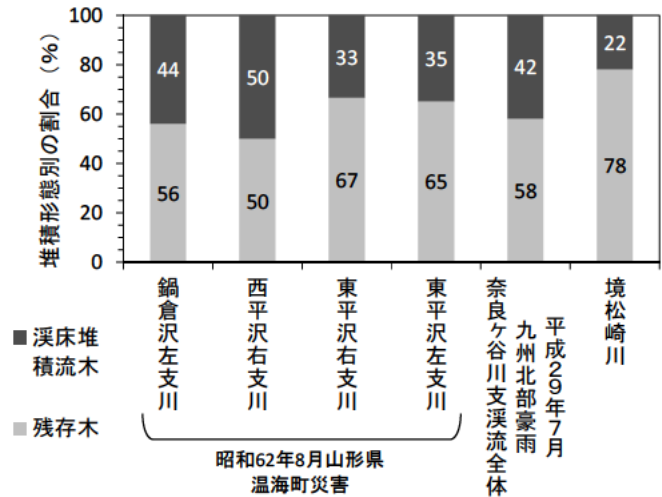


図-3 堆積形態割合の既往事例との比較

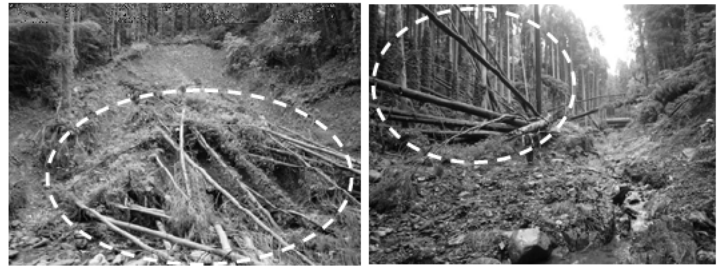


図-4 崩壊地内および崩壊地直下の残存木の状況例

図-5 溪岸溪床侵食に起因する残存木の状況例

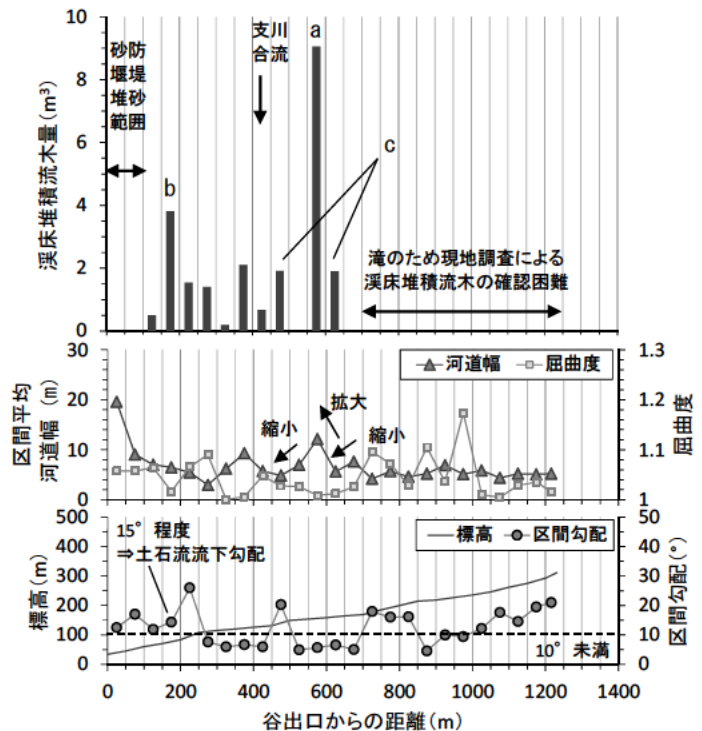


図-6 境松崎川本川の縦断図

に運搬され、流木長より狭い河道幅の区間に詰まるように堆積したと推定される。

なお、本事例においては屈曲度と溪床堆積流木量との間に明瞭な関係は見られなかった。

5. 結論

本研究における土石流危険溪流の事例では、堆積流木は溪床堆積流木よりも残存木の方が多く、発生流木量の10%程度は残存木として崩壊地内や崩壊地直下、溪岸や溪床に位置した。また溪床堆積流木は、土砂が堆積しやすい緩勾配の河道幅拡大区間に多く堆積する傾向が見られた。

今後、堆積の特徴を踏まえた流出流木量の予測手法の検討を行う。また、広域の流域における流木の発生、堆積および流出実態も明らかにしていく予定である。

6. 謝辞

本研究に際し、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所より土石流発生前の航空レーザ測量データを、鹿児島県より土石流発生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) 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
- 2) 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
- 3) 黒岩知恵・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
- 4) 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
- 5) 国立研究開発法人産業技術総合研究所地質調査総合センター: 20万分の1シームレス地質図v2, <https://gbank.gsj.jp/seamless/v2.html>
- 6) 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
- 7) 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

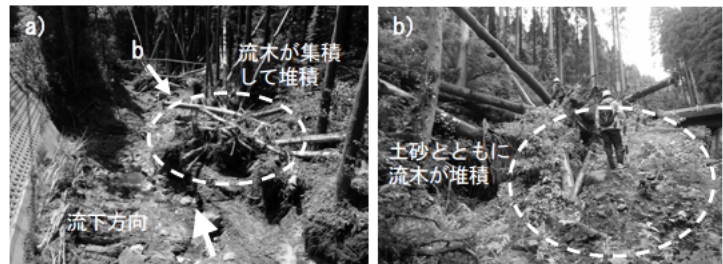


図-7 河道幅拡大・緩勾配区間の流木堆積状況例

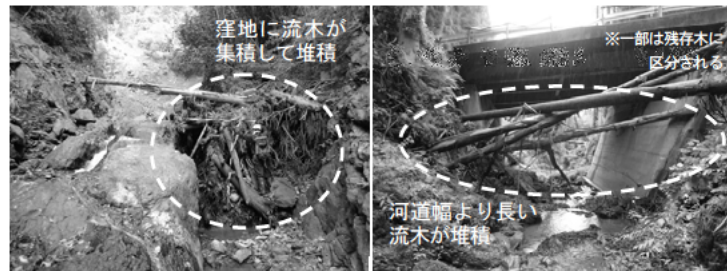


図-8 急勾配区間の流木堆積状況例

図-9 河道幅縮小区間の流木堆積状況例

桜島有村川流域小斜面における表面流出観測と浸透特性の分析

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、火山灰等の細粒な火砕物が堆積した流域では、斜面の浸透能が低下し表面流出量が増大することで、土石流が発生しやすくなるとされる¹⁾。したがって、火山噴火後の土石流の発生・規模の予測のためには、火砕物の堆積を考慮して、浸透能および表面流出量を適切に評価することが重要となる。

実際の降雨時の斜面の浸透能および表面流出量は、降灰特性のみならず、先行降雨に影響される土壤の水分状態や、降雨の強度など、降雨特性にも依存することが想定される。しかし、火砕物堆積直後の斜面を対象として降雨特性と浸透能の関係（降雨流出特性）について検討を行った事例は少なく、火砕物の堆積が斜面の降雨流出過程に及ぼす影響は未解明な点が多い。

2. 研究目的

降灰状況の異なる2時期（2012年・2018年）の降灰斜面を対象として現地観測結果に基づく降雨流出特性の比較・分析を行い、火山灰の堆積が斜面の浸透能および降雨流出過程に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする。

3. 研究方法

3.1 対象地と観測方法

対象地は、桜島・昭和火口のおよそ南～南東方向に位置する有村川流域内の、昭和溶岩上の火山灰堆積斜面であり、面積は約1.8 m²、勾配は12°である（図1）。2011年11月に設置された後、中断を挟ながら、2018年現在まで観測が続けられている²⁾。

観測システムの概要を図2に示す。遮水壁で囲った範囲の斜面から流出する水・土砂を、斜面下方に設置したドラム缶に集め、水・土砂の合計荷重と水位の関係から、土粒子密度を設定することで水・土砂を分離した量を求めている。観測斜面の1地点では、TDR式土壌水分計を用いて地表面下4深度（3・10・20・30 cm）の水分状態の計測を行っている。計測間隔は、表面流出量の計測（水・土砂）が10分毎、TDR土壌水分計の計測が5分毎である。雨量・降灰量は、対象地から約1 km下流に位置する、大隅河川国道事務所による観測データ（有村テレメータ雨量/10分値、およびドラム缶式降灰量計/月別値）を用いている。桜島の噴火状況は、気象庁ホームページより引用した。



図1 桜島・有村川観測斜面

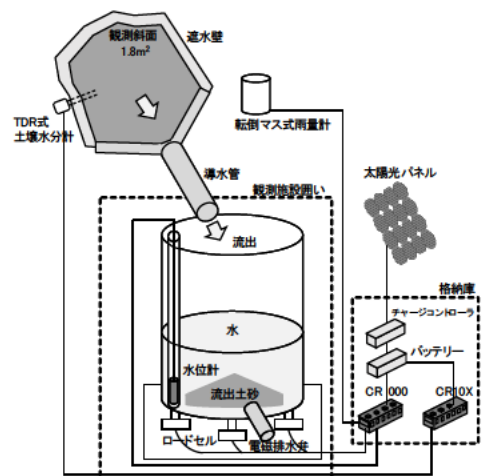


図2 観測システムの概要

3.2 観測結果の分析方法

3.2.1 表面流発生時・非発生時雨量の整理

表面流の発生状況を示すものとして、表面流発生時・非発生時の雨量を降雨イベント毎に整理する。1降雨イベントは、24時間無降雨に挟まれた一連の降雨と定義し、2mm/10min以上の降雨を含むイベントを検討対象としている。表面流発生時雨量は、イベント中最初に表面流出が記録された時刻の10分雨量とする。非発生時雨量は、表面流が発生しなかった降雨イベント中の最大の10分雨量とする。

3.2.2 降雨流出特性の分析

降雨流出特性は、表面流出量（土砂分離後の水みの流出）の観測結果に基づき浸透能を算定し、降雨強度および土層の飽和度との関係を分析する。ここで浸透能は、流出イベント毎に「損失降雨強度」として整理した。「損失降雨強度」は、10分毎に浸透可能な降雨強度であり、それを上回る雨量総量が観測された流出量総量と等しくなるよう、表面流出イベント（例：図3の流出①～③）毎に算定する。この際、表面流が発生していない降雨に対しては、降雨中最大の10分雨量を「非流出」時損失降雨強度として示すこととする。降雨特性は、降雨強度を表す指標として「流出中平均降雨強度」と、先行降雨を含めた土壌水分状態を表す指標として「有効飽和度(S_e)」を整理する。有効飽和度は、地表面下3cmのTDR式土壌水分計による、流出直前10分の観測値 $\theta(t)$ を用い、以下の式で算出する。

$$S_e = (\theta(t) - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)$$

ここで、 θ_r ：最小水分容量、 θ_s ：飽和体積含水率である。今回、対象土層の θ_s および θ_r が明らかでないので、それぞれTDR式土壌水分計による各期間中最大・最小の体積含水率を与えることとした。

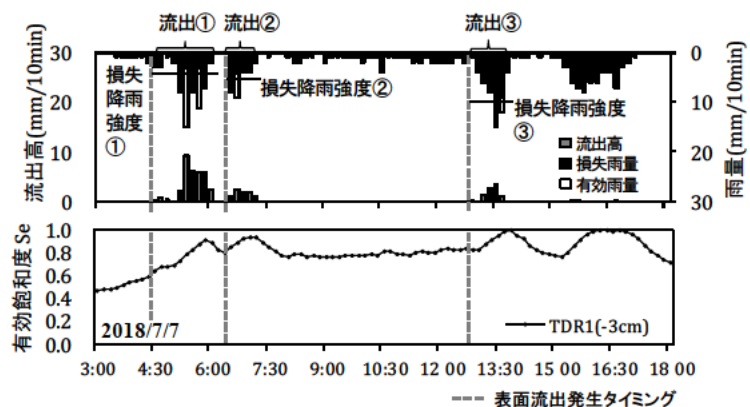


図3 観測結果および損失降雨強度の整理例

4. 対象期間の噴火・降灰状況

桜島では、2009年に昭和火口噴火が活発化して以降、2016年7月～2017年4月頃の噴火活動低下期以外は噴火活動が概ね継続してきたが、2017年11月以降は、噴火火口が南岳山頂火口に推移している³⁾。

ドラム缶式降灰量計によると、観測期間中の観測斜面近傍における月別降灰量は、2012年～2015年が平均3.7kg/m²、2017年～2018年が平均1.1kg/m²で、2017年以降が相対的に小さい（乾燥密度を1.5g/cm³とし²⁾降灰厚に換算すると、それぞれ2.5mm/月および0.7mm/月である）。図4に、当観測斜面近傍で捕捉・回収した降下火山灰の粒径加積曲線を示す。2012年と2018年で比較すると、2018年3～11月に降下した火山灰は、2011年11月～2012年6月に降下

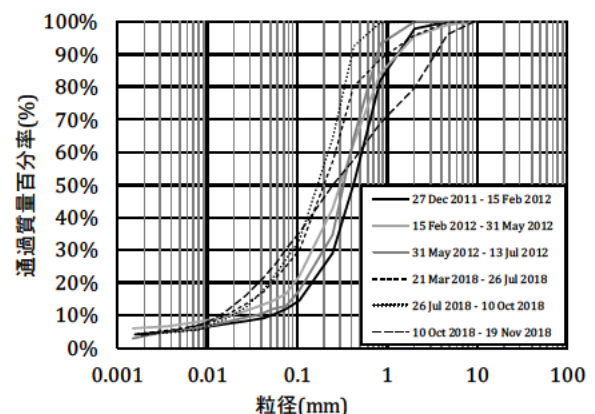


図4 降下火山灰の粒径加積曲線 (2012年²⁾・2018年) ※凡例は各試料の採取期間

した火山灰の粒度²⁾と比べて、細粒分(シルト・粘土分)の含有率が高く、およそ25~30%であった。

5. 結果

5.1 対象期間の表面流および土石流発生状況

2018年の降雨イベント毎の表面流発生時・非発生時雨量を図5に示す。併せて、有村川1号堰堤に設置されたワイヤーセンサによる土石流発生状況⁴⁾も示した。

図5によると、2018年は2 mm/10min以下と極端に小さい降雨でも表面流が発生している。2012年の表面流発生時雨量の下限値は4 mm/10minであり²⁾、2018年は2012年と比べて表面流が発生しやすく、その頻度も高い傾向にある。有村川1号堰堤における年間土石流発生回数は、2012年の9回に対し、2018年は17回と頻発傾向で、表面流の発生傾向と調和的である。

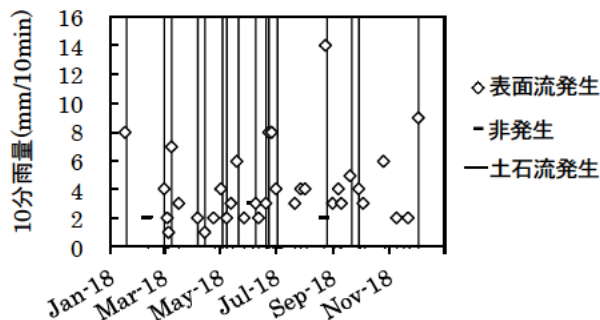


図5 表面流発生時・非発生時雨量(2018年)

5.2 降雨流出特性の分析

表面流出状況が異なる2012年と2018年を対象として、表面流出観測結果に基づき、浸透能として損失降雨強度を、降雨特性として降雨強度と土層の飽和度を指標とし、分析を行った。

5.2.1 損失降雨強度と平均降雨強度の関係

図6に、2012年および2018年の表面流出イベント毎の損失降雨強度と流出中平均降雨強度との関係を示す。2012年と2018年で、同程度の平均降雨強度に対する損失降雨強度の値を比べると、2018年は2012年に比べて小さい傾向にある。2012年は相対的に浸透しやすく2018年は浸透しにくいと言える。この傾向は、特に降雨強度の小さい降雨に対して顕著であり、極めて小規模な降雨でも表面流出が発生していることと整合的である。

5.2.2 損失降雨強度と有効飽和度の関係

図7に2012年および2018年の表面流出イベント毎の損失降雨強度と有効飽和度の関係を示す。浸透能は一般に、土層の飽和度が高いほど小さい値をとることが想定される。2012年の損失降雨強度は、ばらつきは大きいものの有効飽和度が大きいほど小さい値をとる傾向を示す。一方で、2018年はそのような傾向は見られない。

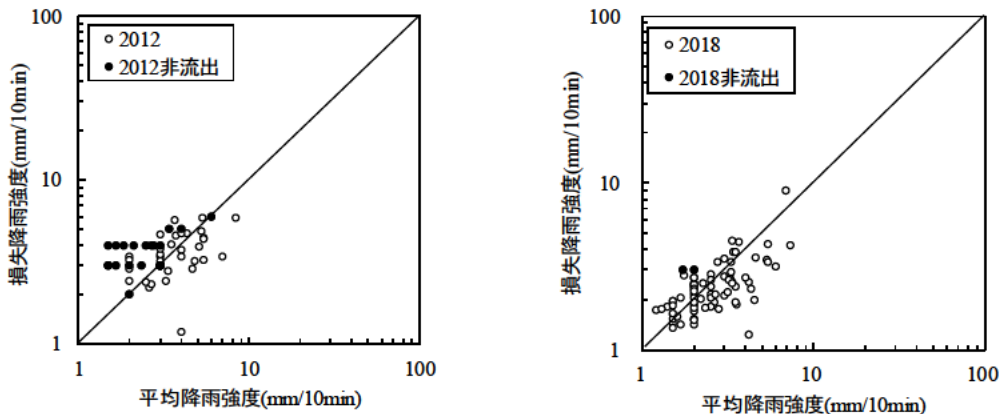


図6 損失降雨強度と平均降雨強度の関係(2012年・2018年)

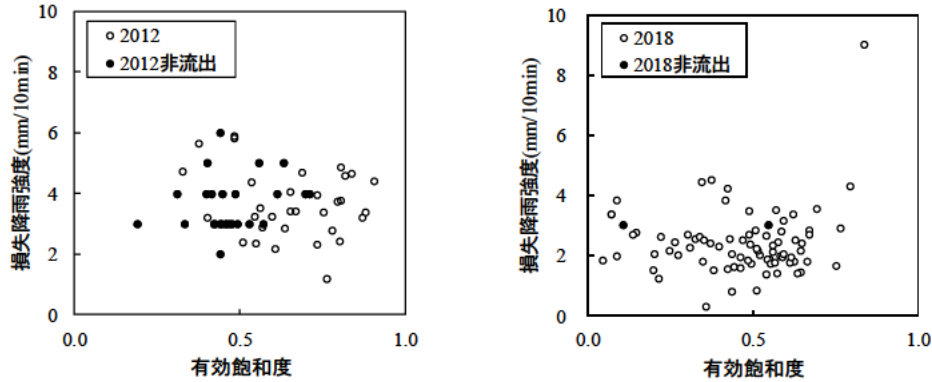


図7 損失降雨強度と有効飽和度の関係(2012年・2018年)

6. まとめと考察

2012年と2018年を比べると、2018年は①より小さな降雨でも表面流出が発生しやすく、②同程度の降雨強度に対する浸透能（損失降雨強度）が小さく、③土層の飽和度は浸透能に対して支配的でないことが分かった。

月平均の降水量は2018年に比べて2012年が多く、降水量の多寡と表面流の発生しやすさは一致しない。観測斜面の近傍で斜面表層の断面を観察すると、2018年9月には、表層1cmにクラスト状の茶褐色細粒層が確認された。一方で、2011年の観測斜面設置時の観察では、地表面下2～4cm程度までは目立った堆積構造は見られていない。

前述の通り、降下火山灰の粒径は2012年に比べて2018年が細粒であった。2018年は、それ以前と比べて相対的に細粒な火山灰の供給が地表面における目詰まりやクラスト形成のきっかけとなり、表層数cmの土層構造を変化させた可能性が考えられる。これらの結果から、同じ火山であっても、火山灰の粒径が変わりそれにより表層の土層構造が変化することで、浸透能や土石流の発生状況が変化することがあることが確かめられた。

今後は、人工降灰斜面に対する室内/野外実験等により、火山灰の粒径・厚さやそれに起因する斜面のごく表層の土層構造が降雨流出特性に与える影響を、より詳細に検討したいと考えている。

7. 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、大隅河川国道事務所からは、観測サイトや雨量・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) 地頭菌隆・永田治・寺本行芳・下川悦郎, 「火砕流堆積物および火山灰に覆われた雲仙普賢岳山腹斜面における表面流出」, 砂防学会誌, Vol. 49, No. 5, p. 42-48, 1997
- 2) H. Kisa, T. Yamakoshi, T. Ishizuka, “Impact of Short-term Temporal Changes in Volcanic Ash Fall on Rainfall Threshold for Debris Flow Occurrence in Sakurajima, Japan”, International Journal of Erosion Control Engineering Vol. 7, No. 3, 2014
- 3) 福岡管区気象台 地域火山監視・警報センター・鹿児島地方気象台, 「平成30年(2018年)の桜島の火山活動」, https://www.data.jma.go.jp/svd/vois/data/tokyo/STOCK/monthly_v-act_doc/fukuoka/2018y/506_18y.pdf
- 4) 九州地方整備局 大隅河川国道事務所, 「平成30年土石流調査情報(桜島地域)第1報～第24報」, http://www.qsr.mlit.go.jp/osumi/contents/bosai/sakurajima/debris_report.html

火口からの距離を用いた降灰厚・分布の推定に関する研究

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 山本 望

1. まえがき

火山噴火により多量の降灰が発生すると、その後の降雨で土石流が発生しやすくなるが、そのメカニズムは、「火山の噴火や火砕流の発生に伴って細粒の土砂が地面を覆うと雨水の浸透能が小さくなり、表面流が発生しやすくなる」ためと考えられている¹⁾。噴火後に土石流が頻発した事例として、例えば1977年8月7日に噴火が開始した有珠山では、土石流は噴火開始の10日後から発生し、1981年9月まで続いた事例がある^{2), 3)}。このようなことから、火山噴火後に土石流発生の危険性が高まった溪流を抽出するためには、降灰厚・分布の把握が重要となる。降灰厚は現地で直接計測することができれば、正確な値を得ることが可能である。しかし、火山噴火活動が継続している場合、火口周辺規制や入山規制がかけられ、この範囲内に降灰があった場合においては、直接計測では、降灰厚・分布を把握できない可能性がある。急迫する土石流の危険性を評価するためには迅速に降灰厚・分布を把握することが要求されるため、噴火活動の収束前でも降灰厚・分布を把握することが求められる。したがって本研究では、火山噴火直後に実測された遠方の降灰厚から火口近傍の降灰厚を推定した上で、その値を用いて降灰の等層厚線図を作成する手法について検討する。また、火口からの距離と降灰厚の関係は、指数関数やべき乗関数で近似されることから⁴⁾、本研究ではべき乗関数を用いて降灰厚を推定する手法の適用性を確認した。

2. 研究目的

火山噴火直後の火山周辺の降灰厚データが乏しい段階において、遠方で実測された降灰厚から火口近傍の降灰厚を推定する手法を検討することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 研究対象

図-1に示すように、火山噴火の様式はマグマが噴出しない水蒸気爆発（噴火）とマグマが噴出するマグマ噴火・マグマ水蒸気爆発（噴火）に分類され、マグマが噴出する噴火のうち、マグマが地下の浅いところで地下水や海水と接触し多量の高圧水蒸気が発生する噴火をマグマ水蒸気爆発という。マグマ噴火はハワイ式、ストロンボリ式、ブルカノ式、プリニー式に分類される⁵⁾。本研究では図-1に示す噴火の噴火様式のうち、噴火の際に細粒子（火山灰）が生成されやすいと考えられる噴火様式を分析対象とした。ブルカノ式噴火やマグマ水蒸気爆発は、爆発や冷却破碎のため同規模のほかのマグマ噴火に比べ細粒物質が大量に生産される傾向にある⁷⁾。また、水蒸気爆発は、降下テフラの構成粒子の粒径がマグマ噴火と異なりシルトサイズ以下の細粒火山灰に富む⁸⁾という特徴をもつ。さらに、プリニー式噴火は、1回の噴火の継続時間が長く、大量の火山灰や軽石が放出され⁹⁾、広範囲に降灰をもたらすという特徴がある。以上の理由から、対象とする噴火様式（水蒸気爆発、マグマ水蒸気爆発、ブルカノ式噴

火、プリニー式噴火)を設定した。なお、分析に用いた噴火事例は表-1に示す1975年以降の国内の火山噴火13事例である。

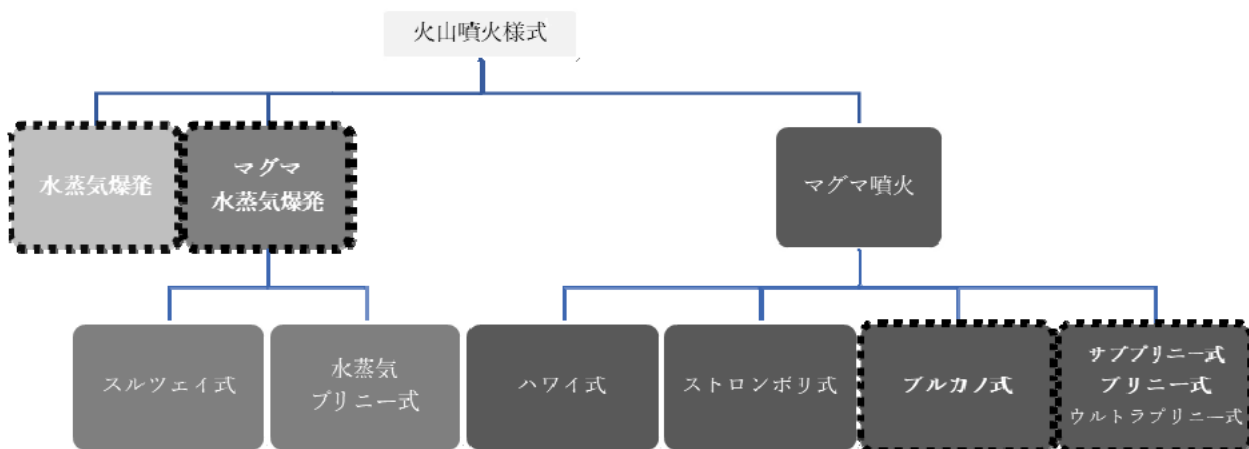


図-1 噴火様式の分類 (気象庁⁵⁾、廣井⁶⁾をもとに作成)

表-1 分析に用いた火山噴火事例

噴火様式	VEI	噴火時期	火山名
水蒸気爆発	2	2014年	御嶽山
	1	2000年	有珠山
		1998年	北海道駒ヶ岳
マグマ水蒸気爆発	3	1988-1991年	阿蘇山
		2000-2002年	三宅島
		2000-2002年	三宅島
	1	2000年	有珠山
	0	2004年	阿蘇山
ブルカノ式噴火	3	2011年	霧島山
	1	2004年	浅間山
プリニー式噴火	4	1977-1978年	有珠山
	3	1986年	伊豆大島
		2011年	霧島山

3.2 データ分析

各噴火事例について、収集文献に示されている等層厚線 (または等重量線) が火口から最も遠方に延びる方向を降灰分布軸として設定した。その軸に対し±5°の範囲で実測された降灰厚または単位面積あたりの堆積重量を抽出した。また、抽出した降灰厚/堆積重量データから、各噴火について火口からの距離と降灰厚の関係を分析し近似式を得た。その近似式から、火口からの距離と降灰厚の推定式を求め、火口近傍の降灰厚を推定した。その上で、推定降灰厚と遠方の実測降灰厚を統合し、等層厚線図を作成した。その結果の妥当性は文献に示された等重量線と比較することで検証を行った。

4. 結果

国内の噴火事例において、火口からの距離と降灰厚の関係を分析した結果、13の噴火事例のうち12事例でべき乗近似の決定係数 (R²値) が0.8以上となり、べき乗関数が良くあてはまる結果が得られた (図-2)。ここで火口からの距離 X (m)における降灰厚を T_(X) (cm)とすると、T₀を定数として次のように表せる。

$$T_{(X)} = T_0 \cdot X^{-b} \quad \dots \text{①}$$

式①から御嶽山 2014 年噴火の際の火口近傍の降灰厚を推定し、それを用いて等層厚線を作成し検討した結果を以下に示す。当該噴火の際には、大学や国の研究機関、民間のコンサルタント会社によって多数の地点において降灰厚もしくは単位面積あたりの堆積重量が計測され、詳細な等層厚線図（等重量線図）が作成された¹⁰⁾。式①のべき指数 B は、表-1 の水蒸気爆発 3 事例から得られた B の平均値 2.556 を用いた。火口から約 5.7 km 地点 (A) で実測された 1 m² あたりの堆積重量 695 g/m² から、この地点の堆積厚を 0.0695 cm に換算（密度 1.0 g/cm³ と仮定）して式①に代入し、 $T_0 = 2.75695 \times 10^8$ が得られた。この値を用いて式①より、例えば火口から 500 m 地点における降灰厚は約 35 cm と推定される（図-3）。なお、剣ヶ峰山荘の従業員からの聞き取りによって、噴火直後の山小屋等の屋根の上の降灰厚が 30~50 cm とされていることから¹¹⁾、推定した降灰厚は概ね良好な結果であるといえるであろう。本研究で推定した等層厚線は、噴火時に火口近傍の降灰厚の情報が取得できないことを想定し、火口から 4 km 以遠の実測降灰厚と、推定式から算出した火口近傍（火口から 500 m の範囲を「火口域」とする）の推定降灰厚を用いて作成した。火口域縁には風下以外の全方向にも風下側と同様の降灰厚があると仮定し、火口の東西南北の火口域縁 4 地点に推定降灰厚 35 cm を与えた。実測降灰厚と推定降灰厚のデータを統合して GIS 上で空間補間（自然近傍法）を行い、等層厚線図を作成した（図-4）。

御嶽山 2014 年噴火では降灰厚 1 cm の範囲の大部分は火口から 4 km の範囲内と推定され、この範囲内の実測データが得られない場合、1 cm の等層厚線を引くことが困難であった。しかし、図-2 のように火口近傍に推定値を与えることで、等層厚線の推定が可能となった。文献¹⁰⁾ に示された 15,000 g/m² (= 1.5 cm の降灰厚に相当) の等重量線と火口近傍の推定降灰厚を用いて作成した 1.5 cm の等層厚線を比較した結果、両者が重複する範囲の面積が約 80.3 %であった。つまり過小

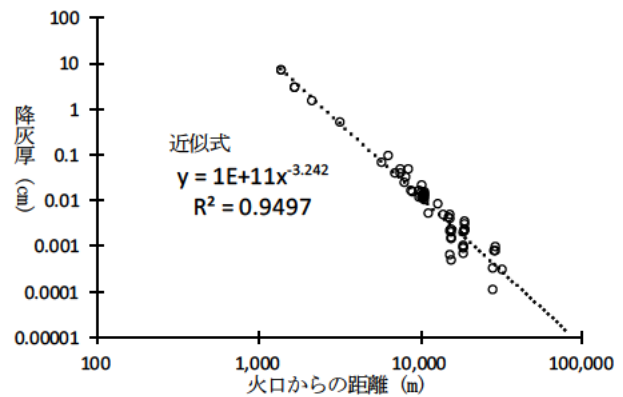


図-2 火口からの距離と降灰厚の関係

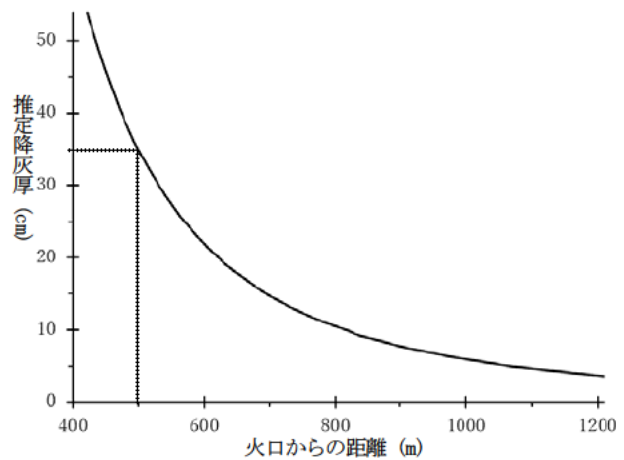


図-3 推定式を用いた推定降灰厚

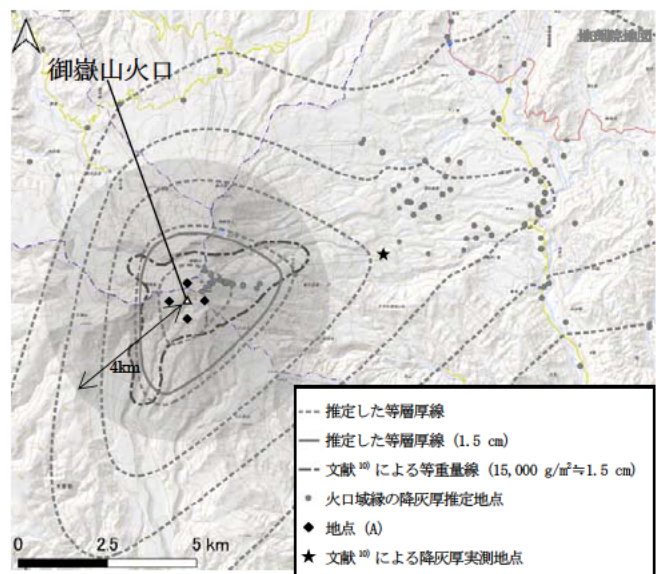


図-4 御嶽山 2014 年噴火の推定等層厚線図

な推定降灰厚を用いて作成した 1.5 cm の等層厚線を比較した結果、両者が重複する範囲の面積が約 80.3 %であった。つまり過小

評価となった範囲の面積は約 19.7%であり、多くの部分はカバーできていた。過大評価した範囲の面積は約 46.6%であり、精度に課題はあるが、火口近傍の降灰厚を計測できない状況においても、遠方の降灰厚データから推定することで等層厚線図を作成可能であり、今回検討した手法はおおよその降灰厚・分布の把握には活用可能と考えられる。

5. 結論

火口からの距離と降灰厚の関係はべき乗関数によって近似されたことから、べき乗関数を用いて火口近傍の降灰厚を推定した。また、推定降灰厚データと火口から離れた地点の実測降灰厚データを用いて、等層厚線図を作成できる可能性を示した。したがって、噴火直後の火口近傍の降灰厚の情報に乏しい段階においても、概略的な等層厚線図を作成できる可能性が見出せた。今後、推定式のパラメータについて検討を進め、パラメータの値の範囲を絞り込むことで推定式の精度の向上を図りたい。

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。

所属：応用地質株式会社

<参考文献>

- 1) 池谷浩・ヘンドロヤント・小杉賢一朗・水山高久. 「火山噴出物の被覆による浸透能の減少—雲仙における比較試験—」, 砂防学会誌, 48 (新砂防), 2, 22-26, 1995
- 2) 内閣府. 「有珠山噴火災害教訓情報分析・活用調査」, 2003
- 3) 藤田浩司, 厚井高志, 藤沢康弘, 安養寺信夫, 瀧口茂隆, 古長久典, 熊谷隆則, 松永邦彦. 「噴火様式の相違と噴火後に発生する土石流との関係」, 砂防学会研究発表会概要集, 210-211, 2012
- 4) González-Mellado, A. O., and Cruz-Reyna, S. “A simple semiempirical approach to model thickness of ash-deposits for different eruption scenarios”, Nat Hazard Earth Syst 10(11), 2241-2257, 2010
- 5) 気象庁. 「防災メモ」, https://www.data.jma.go.jp/svd/vois/data/tokyo/STOCK/monthly_v-act_doc/sapporo/04m02/100_04m02memo.pdf
- 6) 廣井良美. 「発泡破碎した珪長質マグマにおけるマグマ水蒸気噴火発生の支配要因の解明」, 博士論文, 2016
- 7) 嶋野岳人. 「火山噴出物の特徴と試料採取」, 火山性エアロゾルの短期的影響, 30, 3, 183-187, 2015
- 8) 及川輝樹・大場司・藤縄明彦・佐々木寿. 「水蒸気噴火の地質学的研究」, 地質学雑誌, 124, 4, 231-250, 2018
- 9) 吉田武義・西村太志・中村美千彦. 火山学, 133-134, 共立出版, 2017.5
- 10) Takarada, S., Oikawa, T., Furukawa, R., Hoshizumi, H., Itoh, J., Geshi, N. and Miyagi, I. “Estimation of total discharged mass from the phreatic eruption of Ontake Volcano, central Japan, on September 27, 2014”, Earth Planets Space, 68, doi: 10.1186/s40623-016-0511-4, 2016
- 11) 及川輝樹・山岡耕春・吉本充宏・中田節也・竹下欣宏・前野深・石塚吉浩・小森次郎・嶋野岳・中野俊. 「御嶽山 2014 年噴火」, 火山, 60, 411-415, 2015

長野県茶臼山地すべり地下水排除工の機能低下

チーム名等 地すべりチーム
氏名 石黒 梓

1. まえがき

地すべり対策工の一つである地下水排除工は、地すべりの誘因となる地下水を排除することで地すべりを安定化する工法である。しかしながら、近年老朽化した地下水排除工の機能低下が危惧されている。地下水排除工の維持管理は、その機能低下原因や効果については不明な点が多い現状があり、効率的かつ定量的な点検手法が求められている。

2. 研究目的

地下水排除工のなかでもボーリング工の管内に目詰まりが生じる事例が多く報告されている。目詰まり物質(スケール)の約6割が、流入する地下水に含まれる二価鉄イオンを三価イオンに酸化させ水酸化鉄などの沈殿物を生成する鉄細菌を含むものという報告がある¹⁾。目詰まりについては多くの地すべり地を対象とした実態調査が行われている。集水管に閉塞物の付着しやすい水質に関する研究は多く、特に溶存鉄量の多い水に閉塞物が付着しやすいことが指摘されている^{1,2)}。しかし実際の点検業務ではボーリングの目詰まりレベルで健全度を評価することが多いにもかかわらず、目詰まりと水量の直接の関係を研究した事例は少ない。今回の調査では、洗浄工前後の孔口の目詰まりと水量を定期的に調査し、目詰まりと集水量の直接の関係を明らかにすることを目的とした。

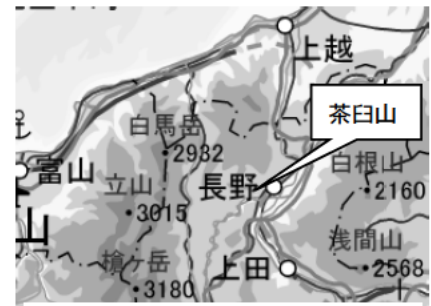


図-1 調査位置図(地理院地図)

3. 研究方法

3.1 対象地域

調査対象の地すべりは長野県長野市篠ノ井地区に位置する茶臼山地すべりである(図-1, 2)。本地域では地下水排除工に多数の赤褐色の閉塞物が付着しているため、2016年12月より翌年1月で集水管の洗浄工と排水管の再ボーリング

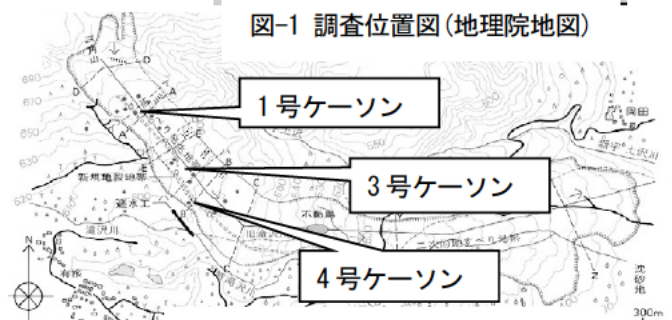


図-2 茶臼山地すべり平面図³⁾に加筆

工を行った。また、3号ケーソン、4号ケーソンは調査期間中に何度か湛水を繰り返した(表-1)。

表-1 調査、洗浄工の時期

年	2016		2017												2018												2019	
月	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2
1号ケーソン																												
3号ケーソン																												
4号ケーソン																												

□ 調査時期 ■ 洗浄工 ■ 湛水

3.2 調査方法

3.2.1 閉塞調査、流量調査

閉塞率の評価方法は、目詰まりと流量の詳細な関係を確認するため、目視で百分率により評価した(図-3)。流量は、各ボーリング孔で1分間あたりの流量をビーカーで測定し、閉塞率と比較した。

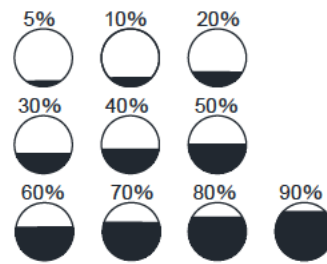


図-3 閉塞率の目安

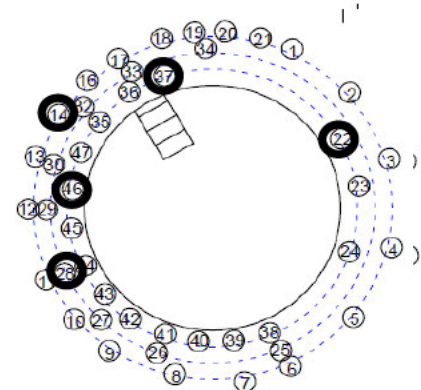


図-4 1号ケーソンイオン分析箇所

3.2.2 水質調査 (イオン分析、目づまり物質)

2018年12月と2019年1月において、1号ケーソンの代表的な集水管の排水と、3、4号ケーソンが湛水した際の静水槽の主要イオン8項目(Na⁺、K⁺、Ca²⁺、Mg²⁺、NO₃⁻、SO₄²⁻、Cl⁻、HCO₃⁻)の分析を行った。また、集水管の閉塞物と排水管上部に付着したスケールを光学顕微鏡で観察し、粉末X線回析(XRD回析)を行った(図-4、表-2)。

表-2 イオン分析、XRD回析調査箇所一覧

試料名	イオン分析		XRD回析		選定理由
	18/12/20	19/1/31	18/12/20	19/1/31	
1号14	○	○	-	-	閉塞の急増
1号22	○	×(流量なし)	-	-	閉塞物がない
1号28	○	○	○	○	閉塞の急増
1号37	○	○	○	○	閉塞の増減
1号46	○	○	○	○	流量が減少
3号排水	○(湛水)	○(湛水)	18/7採取		排水管
4号排水		○(湛水)		18/10採取	排水管

4. 調査結果

4.1 閉塞率、流量

図-5に、代表的な集水管の閉塞率と流量の関係を示す。冬に流量が増加する傾向はあるものの、全体的な傾向としては降水量に関わらず閉塞が進行しても流量の変化がなかったが、2018年の7月頃をピークに流量が減少する集水管が多く確認された。しかし、流量の減少は1号38のように閉塞が進行していない集水管や、流量の増減がみられる1号37でも流量が低下する集水管もあるため、孔口の閉塞率による相関は低いといえる。

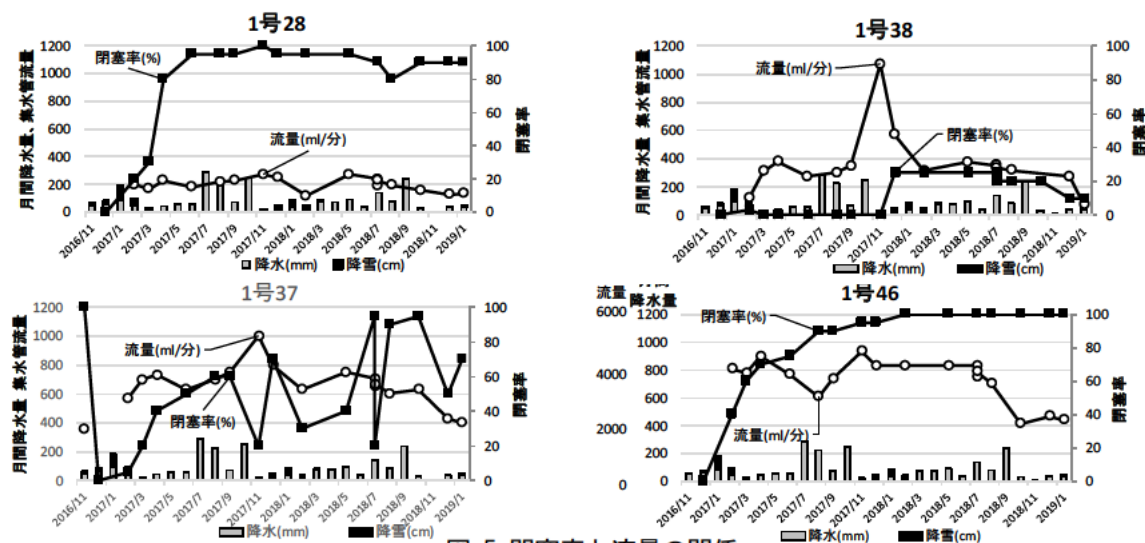


図-5 閉塞率と流量の関係

4.2 イオン分析

イオン分析の結果を図-6 に示す。閉塞が確認されなかった1号ケーソン22の集水管以外は、溶存イオン量が他の孔に比べて少なく、陰イオンでは SO_4^{2-} の濃度が非常に高く、陽イオンでは Ca^{2+} 濃度が高い結果となった。3、4号ケーソン内の静水槽に湛水した水は、1号ケーソンの集水管と比較してより SO_4^{2-} 濃度が高いが、集水管と同様の水質であった。12月と1月では、観測時期による違いはほとんどみられなかった。閉塞物が確認されない集水管1号22は、他の集水管の水質と比較して、 SO_4^{2-} 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 濃度が低く、水質の傾向が異なった。

4.3 光学顕微鏡

写真-1, 2に、集水管の閉塞物、排水管に付着したスケールの代表的な顕微鏡写真を示す。集水管孔口の閉塞物は、代表的な鉄細菌である *Gallionella ferruginea* が排出したとみられるらせん状物質が多くみられた。一方排水管に付着したスケールでは粒状の物質がほとんどを占め、らせん状物質は4号ケーソンに僅かに確認されたのみであった。

4.4 XRD 回析

XRD 回析を行った結果、全ての試料で明瞭なピークが確認できず、バックグラウンドが全体に高まるという、非晶質鉱物の性質を示した(図-7)。しかし、非晶質の物質により他の結晶物質のピークが隠されている可能性があるため、逐次抽出試験を行った(表-3)。今回の試験では step1 で非晶質の鉄鉱物を溶解し、step2 で結晶性鉄鉱物を溶解、更に step3 でその他酸溶解性の塩類、鉱物を溶解した。結果、集水管のスケールは、閉塞の増減がみられるもの、流量の減少がみられるものに関わらず、step1 でほとんど溶解した。一方排水管のスケールは step1 で 33.5% が残留物として残った(図-8)。この残留物を更に XRD 回析したところ、結晶質の鉄酸化水酸化鉱物であるゲーサイトのピークが確認された(図-9)。

5. 考察

約2年間の継続的な調査で、以下の点が確認された。

- ①洗浄工から約1年半後に集水管の流量低下がみられる

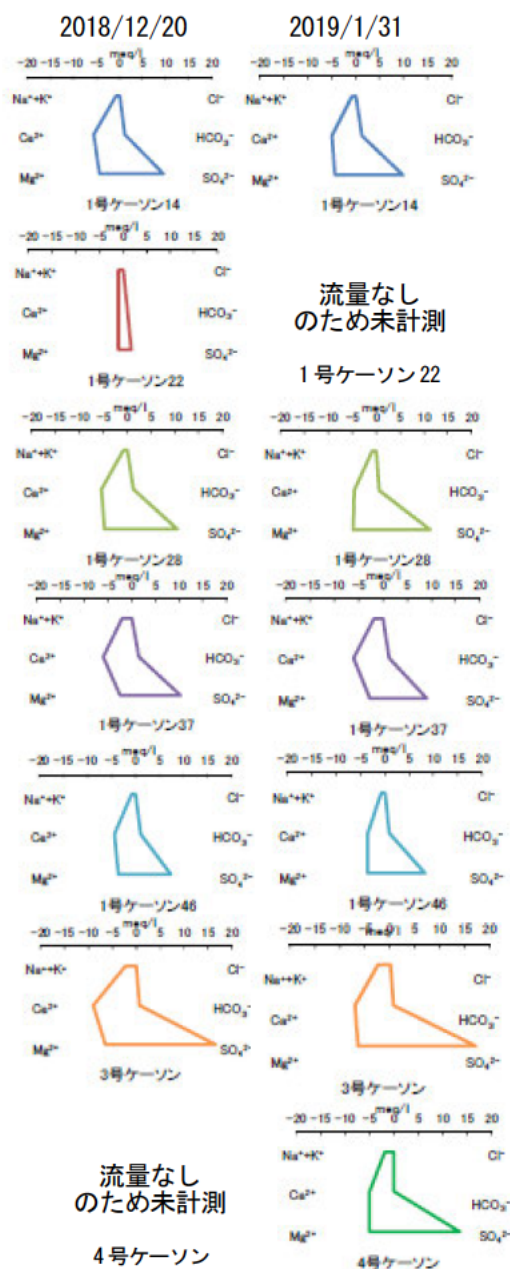


図-6 ヘキサダイアグラム

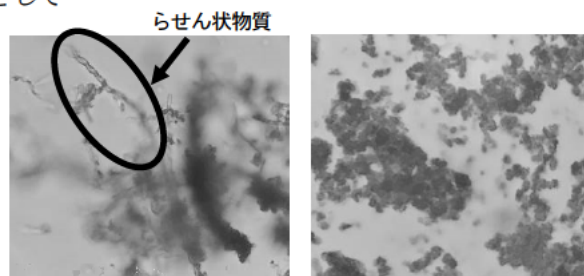


写真-1
1号ケーソン28集水管に
付着したスケール(600倍)

写真-2
3号ケーソン排水管に
付着したスケール(600倍)

集水管が確認された。

②閉塞の有無により、主要イオンの水質は異なる。

③集水管のスケールと排水管のスケールは閉塞物の性質が異なる。

①は、集水管がほぼ閉塞した直後から流量が低下するわけではなく、1年程度経過してから低下している。また、ほとんど閉塞していなくても流量低下する集水管もみられるため、閉塞率と機能低下の関係は不明瞭である。

②は、閉塞が発生しやすい水質は、溶存鉄量以外の特徴があることが示唆された。

③は、集水管のスケールが鉄細菌による生物学的酸化で生成するのに対し、排水管のスケールは非晶質の水酸化鉄がゲーサイトに相転移している可能性がある。石黒ほか⁴⁾では、集水管の閉塞は還元的な水質で発生し、排水管の閉塞は集水管の水質が酸化的な状態にシフトしたときに発生する傾向があると指摘している。今回の結果も、集水管と排水管では閉塞のメカニズムが異なる可能性が示唆された。一方、集水管のスケールは、流量が減少している1号46集水管でもほぼ非晶質の物質であったため、流量低下の原因が相転移によるものだけとは考えにくい。

6. おわりに

今後は別の季節ごとのイオン分析やXRD回折他、幅広い調査を検討し、茶臼山の機能低下メカニズムを解明することで、他の地すべりの地下水排除工にも展開することを目標とする。

7. 謝辞

本研究を進めるにあたり、長野県土尻川砂防事務所には茶臼山地すべりの調査を許可していただいたほか、過去の観測資料、工事記録を貸与していただいた。また、地すべりチームの皆様には、現地調査への協力など、多大なるご指導を賜った。ここに記して厚く感謝の意を表す。

所属：日特建設株式会社

<参考文献>

- 1) 野呂智之、丸山清輝、中村明、ハスパートル、「地すべり防止施設の維持管理に関する実態と施設点方法の検討-地表水地下水排除施設-」、土木研究所資料第4201号、p48、2001
- 2) 高橋直人、瀬川宏美、田崎和江、「地すべり地の水抜きボーリング孔におけるパイオマットの形成」、地下水学会誌第49巻第2号、115-137、2007
- 3) 望月巧一、「日本の代表的な地すべり 茶臼山」、アーバンクボタ、No. 20、p. 6-7、1982
- 4) 石黒梓、竹下航、藤平大、「茶臼山地すべり地下水排除工の閉塞と機能低下」、地すべり学会研究発表会講演要旨、2018

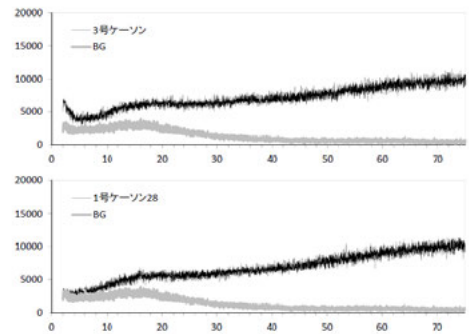


図-7 XRD 解析結果
(上段:3号排水管、下段:1号28集水管)

表-3 逐次抽出方法

段階	抽出溶媒	抽出される鉱物
STEP1	TAO 溶液	非晶質・低結晶性鉄鉱物
STEP2	CDB 溶液	結晶性鉄鉱物
STEP3	6N-HNO ₃ 溶液	その他酸溶解性の塩類、鉱物

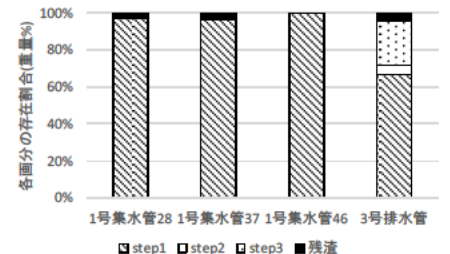


図-8 各画分及び残渣の試料全体に対する重量百分率

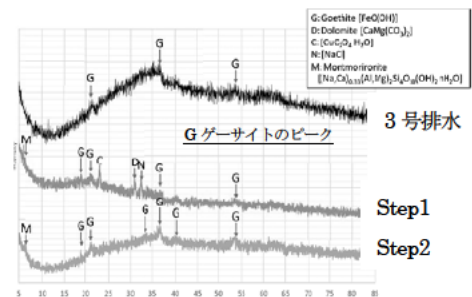


図-9 3号排水管のXRD 回折
(抽出試験前, step1, step2)

土砂災害警戒情報の発表と斜面災害の面積との時間的關係について

—平成 23 年新潟・福島豪雨を例として—

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 後根 裕樹

1. まえがき

豪雨に伴い発生する斜面災害（がけ崩れ、地すべり）は社会資本に多大な影響を及ぼす。特に大規模な斜面災害では、一度に甚大な被害を及ぼした事例が数多く報告されている（例えば¹⁾～²⁾）。このような斜面災害から人的被害を軽減するため、都道府県と気象庁は土砂災害発生の切迫した危険性が高まった際に土砂災害警戒情報³⁾を発表し、各市町村の避難勧告や避難指示、住民による避難の参考としている。しかし、過去に土砂災害警戒情報の発表後に発生した斜面災害の規模を経時的に整理し、土砂災害警戒情報発表から大規模な斜面災害発生に至るまでの時間的猶予を調査した事例は少ない。

2. 研究目的と研究内容

本研究は豪雨により発生する大規模な斜面災害に対して警戒避難を検討するため、斜面災害発生のタイミングと斜面災害の規模との関係を明らかにすることを目的とする。本稿では、その一環として、土砂災害警戒情報発表後に発生した斜面災害の面積と発表からの経過時間との関係性を調査した。

3. 研究方法

3.1. 調査範囲と対象期間

調査範囲は、比較的規模の大きな斜面災害の発生数が多い新潟県中越地方とした。対象期間は、新潟県で土砂災害警戒情報の運用が開始された 2007 年 6 月以降、特に多くの斜面災害が発生した平成 23 年福島・長岡豪雨（福島・長岡豪雨という）に着目し、その降雨期間と降雨がおさまった数日の間に、斜面災害の発生がみられた期間（2011 年 7 月 28 日～8 月 5 日）を対象とした。

3.2. 調査データ

図-1 に調査に用いた斜面災害の分布を示す。各斜面災害データは、土砂災害データベース⁴⁾から地すべりとがけ崩れの報告事例（地すべり 23 件、がけ崩れ 68 件）を対象とし、土石流の事例は対象外とした。各災害報告から、発生箇所・発生時刻・発生面積を使用

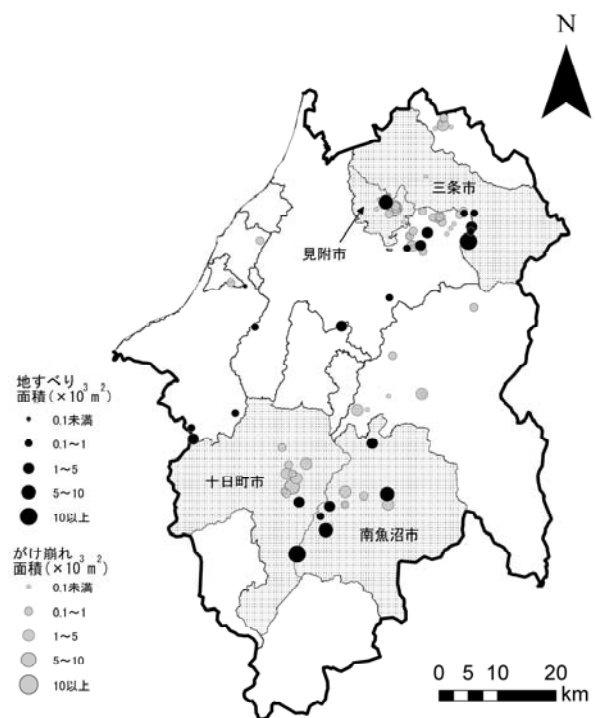


図-1 調査範囲

した。発生時刻が不明であった斜面災害は、発生日のみを整理した。地すべりの発生面積については、報告された幅と長さの積から算出した。

図-2 に調査対象とした斜面災害の面積の分布を示す。斜面災害の面積は、地すべりは $42\sim 36,000\text{m}^2$ 、がけ崩れは $5\sim 10,000\text{m}^2$ の範囲にあり、がけ崩れより地すべりの面積のほうが全体に大きい傾向にあった。 $5,000\text{m}^2$ を超えた斜面災害は 7 件（地すべりで 5 件、がけ崩れで 2 件）であり、全体の発生件数に対して 8%程度と少なく、面積の大きな部類にあたる。そこで本稿では、大規模な斜面災害として $5,000\text{m}^2$ を超えた斜面災害に特に着目し、調査結果を述べる。

土砂災害警戒情報に関しては、対象期間中の発表文を新潟県気象台より収集し、市町村別に土砂災害警戒情報の発表～解除までの期間を整理した。

3.3. 解析手法

調査では、まず、中越地方で発生した斜面災害の面積と土砂災害警戒情報からの経過時間との関係をグラフに示し、 $5,000\text{m}^2$ を超えた斜面災害とそれ未満の面積をもった斜面災害の発生時間の特徴を比較した。次に、 $5,000\text{m}^2$ を超えた斜面災害が発生した 4 つの市（図-1 グレーハッチの地域）について、市ごとにグラフを作成し、斜面災害の発生時間について地域的な特徴を比較した。

4. 結果

図-3 に、対象期間中に発生した土砂災害警戒情報発表の経過時間と斜面災害の面積との関係を示す。グラフは、中越地方全体を対象としたものであるため、土砂災害警戒情報が発表される基準や発表期間などは市町村毎に異なることに留意する必要があるが、斜面災害の発生は土砂災害警戒情報発表直後よりも発表から 10 時間～72 時間の間に多い傾向にある。また、発表からおよそ 10 時間以内に発生した面積はすべて $1,000\text{m}^2$ 未満であり、10 時間以上が経過して発生した斜面災害は、 $1,000\text{m}^2$ を超えるものが多い。 $5,000\text{m}^2$ を超えた斜面災害は、発表から約 17～79 時間の間に発生し、7 件中 4 件は発表から 48 時間以上経過してから発生していた。

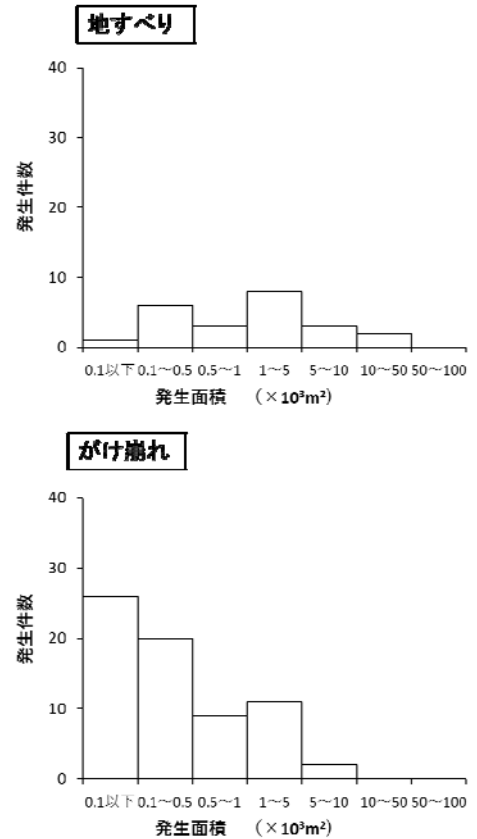


図-2 斜面災害の面積の分布

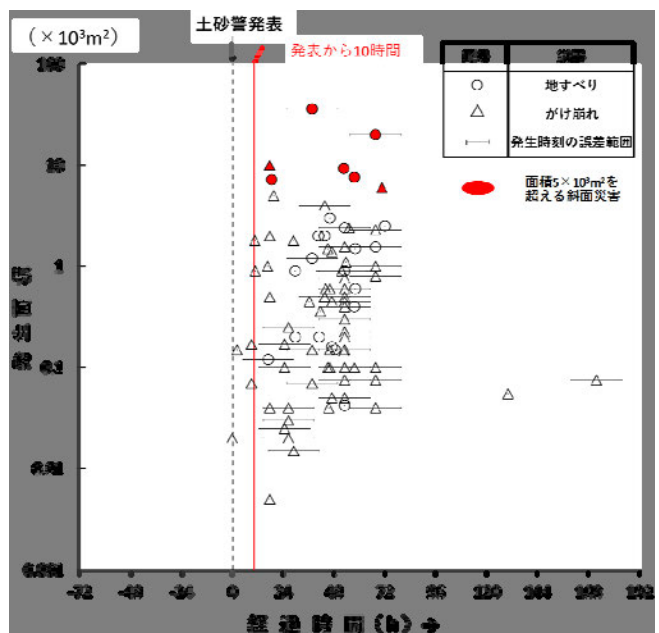


図-3 土砂警発表と斜面災害の面積との時間的關係
発生日しかなかった斜面災害は、誤差範囲を示した。

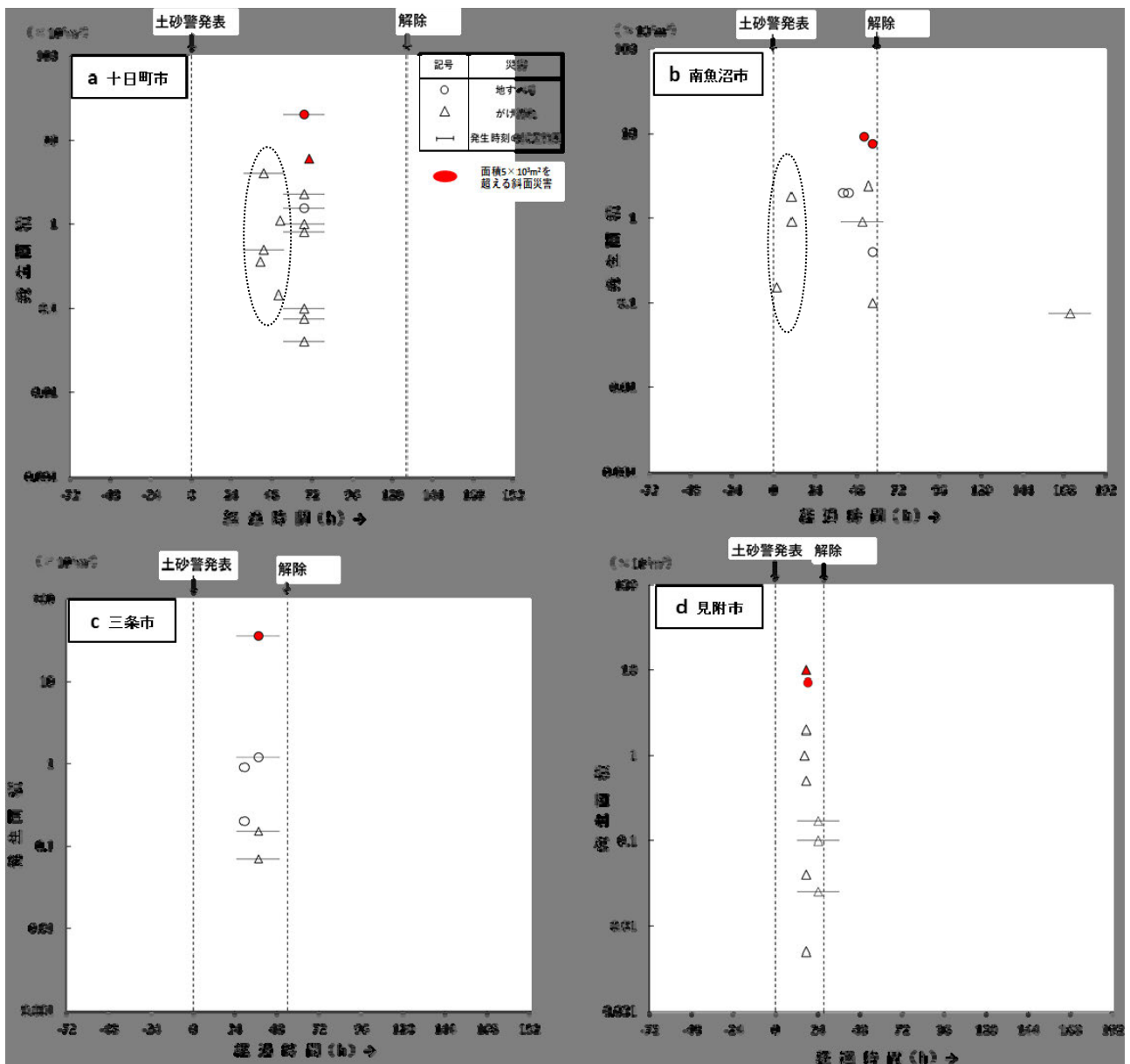


図-4 土砂警の発表と斜面災害の面積との時間的關係（十日町、南魚沼、三条市、見附市）

図中の点線は、土砂災害警戒情報の発表から解除のタイミングを示す。

図-4は、5,000m²を超えた斜面災害が発生した4つの市毎（十日町市、南魚沼市、三条市、見附市）に、図-3と同様のグラフを作成したものである。4つの市では、土砂災害警戒情報の発表期間中にほとんどの斜面災害が発生しているが、斜面災害の経時的な発生傾向にはやや違いが認められる。十日町市、南魚沼市では、5,000m²を超えた斜面災害の発生より前に5,000m²未満の面積をもった斜面災害が複数発生していた（図-4a～b 点線枠）。一方、三条市と見附市では、発表から約25～49時間と17～36時間間に斜面災害が多発し、十日町市、南魚沼市に比べると、面積の大きさによって発生した時間帯に大きな傾向の差はみられなかった（図-4c～d）。

5. 考察

福島・長岡豪雨の事例では、 $5,000\text{m}^2$ を超えた斜面災害は土砂災害警戒情報の発表直後よりも発表から17～79時間の間に発生が認められ、十日町市、南魚沼市では、 $5,000\text{m}^2$ を超えた斜面災害が発生するより前に、 $5,000\text{m}^2$ 未満の斜面災害が複数発生していた。このような特徴は、面積が小さい斜面災害よりも面積の大きな斜面災害のほうが崩壊深も厚く、降雨がすべり面に浸透し災害発生に至るまでに時間的遅れがあった可能性が考えられる。しかし、その一方で、三条市と見附市では、面積の大きさによって発生した時間帯に差がみられなかった。このことから、斜面災害の発生のタイミングと面積との関係は一概には説明できず、より詳細には各斜面災害の崩壊深に加え、地形・地質的な素因、雨の降り方など地域的な要因についても考慮し、検討する必要があると考えられる。

6. 結論

本調査では、平成23年福島・長岡豪雨時に発生した斜面災害と土砂災害警戒情報発表との時間的關係を中越地方全体、および4つの市に区分して調査した。主要な結果は以下の通りであった。

- (1) 中越地方全体では、発表直後より10時間程度が経過してから発生した斜面災害のほうが、面積が大きい傾向にあり $5,000\text{m}^2$ を超える斜面災害は、発表から約17～79時間の間に発生した。
- (2) 十日町市、南魚沼市では、 $5,000\text{m}^2$ を超える斜面災害が発生した時間帯より前に、 $5,000\text{m}^2$ 未満の面積をもつ斜面災害が複数発生していた。
- (3) 三条市と見附市では、発表から約25～49時間と17～36時間との間に斜面災害が多発し、面積の大きさによって発生した時間帯に明確な差はみられなかった。

7. 今後の課題

本稿では、土砂災害警戒情報の基準値や対象期間中の雨の降り方など、地域的に異なる様々な条件の違いについては考慮していない。今後は、これらの条件に基づいて地域を絞り、詳細な特徴を整理する必要がある。また、斜面災害の事例については、崩壊深のデータに加え、発生時刻に災害が発生してから認知されるまでタイムラグがあった可能性も考慮し、今後はさらに詳細な資料を収集し、より正確な情報を整理する必要がある。

謝辞

本研究の実施に当りまして、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にご感謝申し上げます。

所属：株式会社エイト日本技術開発

<参考文献>

- 1) 科学技術庁国立防災技術センター(1986)：1985年7月26日長野市地附山地すべりによる災害の調査報告，主要災害調査第26号，45p.
- 2) 桜井旦・徳永博・網野功輪・加藤暁之・鈴木聡樹(2013)：平成23年台風12号で発生した深層崩壊・河道閉塞の調査，公益社団法人日本地すべり学会・深層崩壊と河道閉塞論文集，pp29-52.
- 3) 気象庁：土砂災害警戒情報とは，気象庁ホームページ，(<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/bosai/doshakeikai.html>).
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所：土砂災害データベース，(<https://www.sabo.nilim.go.jp/saigaidb/auth/>).

バイズ統計を援用した地下水排除工の効果評価

チーム名 地すべりチーム
氏名 小田川隼祐

1. はじめに

地下水位変動特性が、地下水排除工の施工前後、あるいは施工後長期間にわたって、時系列的に、どのように変化したかを評価することで、地すべり対策工（地下水排除工）施工後の効果判定や、対策工の機能低下を評価することが可能となる。しかし、地下水位変動特性は、降雨や地すべり活動の進展、地下水排除工の影響・効果などの要因によって刻々変化する場合がある。

従来の地下水位変動特性の変化を評価する手法としては、観測された最低・最高水位で評価する手法^{たとえば1)}、解析期間の降雨および地下水位観測データから構築された地下水位再現モデルで評価する手法^{たとえば2)}などがあげられる。前者は極めて簡易であるが、解析期間、対象期間の降雨強度や降雨パターンの類似性及び直前の水位に評価の信頼性が左右される。後者は対策工の効果の有無のみならず、基底水位や最高水位の変化量も評価することが可能であるが、再現性の低い解析モデルではその信頼性が低下する。つまり、既往の地下水位変動特性の変化を評価する手法は限定的であり、かつ地下水位変動特性の変化が複雑であるほどその適用が困難になる。

そこで本研究では、再現モデルのパラメータを経時的に変化させることにより、実際の地下水位の挙動を精度良く表現できるモデルを作成し、パラメータの変化と機能から地下水排除工の効果进行评估する。

2. 分析対象とした地すべり対策事業

2.1 善徳地すべり防止区域

解析は徳島県三好市西祖谷山村善徳西・今久保の善徳地すべり防止区域で行った（図-1）。この地すべり防止区域は、最大斜面長 980m、幅 2000m である³⁾。当区域周辺の地質は、四国地方で最も地すべりが多い三波川変成岩類に属する。岩相は、砂質片岩、泥質片岩、珪質片岩、塩基性片岩により構成され、これらが互層をなしている。当区域は Z0～Z6 の 7 つのブロックに大別され、本研究はこの中の Z3 ブロックの末端付近に位置する Z3-4 ブロックを解析対象とする。

2.2 地下水位観測孔

このブロックでは、平成 22 年度に高密度ステップ孔内試験⁴⁾を実施しており、2 層の帯水層が存在することを確認している（図-2）。本研究では確認された 2 つの帯水層のうち、地すべり活動の主誘因とされる第 2 帯水層の地下水位を観測する BV14-4⁵⁾の観測値を用いる。そして、当該ブロックでは集水井が 2 基（Z3-21-1, Z3-21-2）施工されていることから、集水井施工の効果进行评估するため、解析期間は集水井施工期間とその前後 1 年間とする。

3. 計算条件

3.1 解析モデル



図-1 善徳地すべり³⁾に加筆修正

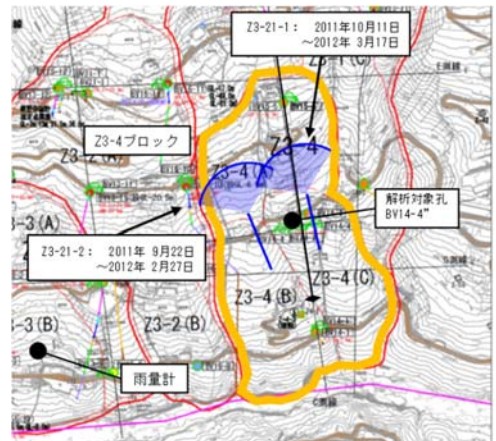


図-2 Z3-4 ブロック平面図

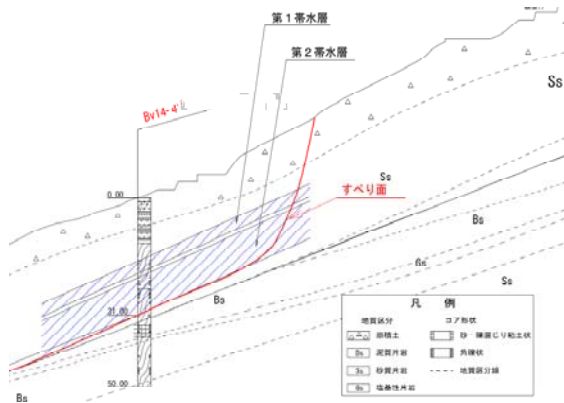


図-3 BV14-4”帯水層⁴⁾に加筆修正

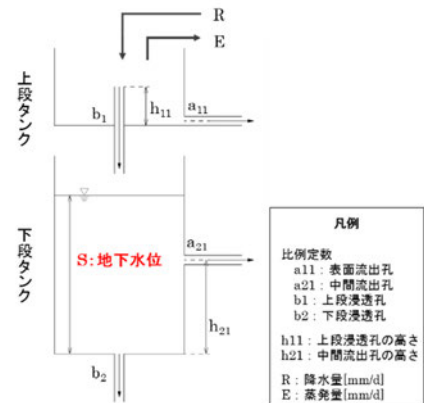


図-4 第2帯水層を対象としたタンクモデルの構造

既往の研究では、地下水位変動を再現するモデルとして、タンクモデル⁵⁾、実効雨量法⁶⁾、 Ψ 関数法⁷⁾などが用いられてきた。このうち、タンクモデルは他手法と比較して地下水位の変動を精度よく再現できるとされていることからタンクモデルを採用する。

地下水位のデータは、部分ストレナーナで観測された BV14-4”を利用し、タンクモデルの構造は2段構造とした(図-4)。上段タンクは不飽和で貯留される水分を表現するものであり、下段タンクは地下水を表現するものとし、この下段タンクの水位が地下水位を表すこととする。この構造は、望月ら⁸⁾によるタンクモデルを用いた地下水位変動の再現に関する研究を参考にした。変動させるパラメータは下段タンクの a_{21} 、 b_2 とした。

3.2 最適化手法

前節で述べたように、タンクモデルのパラメータは多く、パラメータの同定は困難な場合がある。既往の研究にはタンクモデルのパラメータ推定手法に、Powellの共役方向法⁹⁾、遺伝的アルゴリズム¹⁰⁾等を用いたものがある。両手法共にパラメータの自動探索が可能であるが、前者はパラメータが多い複雑なモデルの場合は局所解に陥りやすいという難点がある。後者は世代を構成する個体数、交叉率、突然変異の発生確率、世代更新の繰返し計算を終了させる予定世代数等のパラメータを予め設定しなければならない。そしてこれらのパラメータは試行錯誤により決定されるため、同手法は非効率な側面を持つ。

そこで、本研究ではベイズ統計¹¹⁾とランダムサンプリング手法であるマルコフ連鎖モンテカルロ法を組み合わせ

せたベイズ最適化によりタンクモデルのパラメータ推定を行う。本研究で用いるベイズ最適化は、パラメータ推定における最適化手法の設計が不要で広域的なパラメータ推定の高効率化が可能となる。

4. 解析結果

図-5 に解析結果を示す。再現地下水位と観測地下水位はほぼ重なっており、タンクモデルの各パラメータに変化を許容することにより、観測した地下水位の変動を精度よく再現できた。この解析により得られたパラメータの変化を図-5 下に示す。下段タンクの側方流出の比例定数 a_{21} が安定した部分を比較すると、施工後にかけて0.42 から0.52 に上昇している。このことは地下水位を表現する下段タンクの水位を流出孔の高さ h_{21} まで低下させる速度（地下水位低下速度）の上昇を意味する。

つまり、変化したパラメータの機能と変化が生じた期間から、この解析結果は「帯水層の排水機能は集水井を設置したことにより上昇した」と判断することができる。

5. 結論

本研究では、地下水位変動特性の対策工施工による変化を把握することを目的として、解析対象地の帯水層をモデル化し、モデルのパラメータを時変としてベイズ最適化により推定し、パラメータの変動および機能から評価する手法を試みた。この手法により観測された地下水位の変動を精度よく再現できた。また、パラメータの変化から解析対象とした帯水層の無降雨時の下降速度が集水井施工前後に変化したと評価することができた。

今後は、今回の解析結果を参考にさらに事例を蓄積し、本手法の適用性について検討していくことが必要と考えられる。

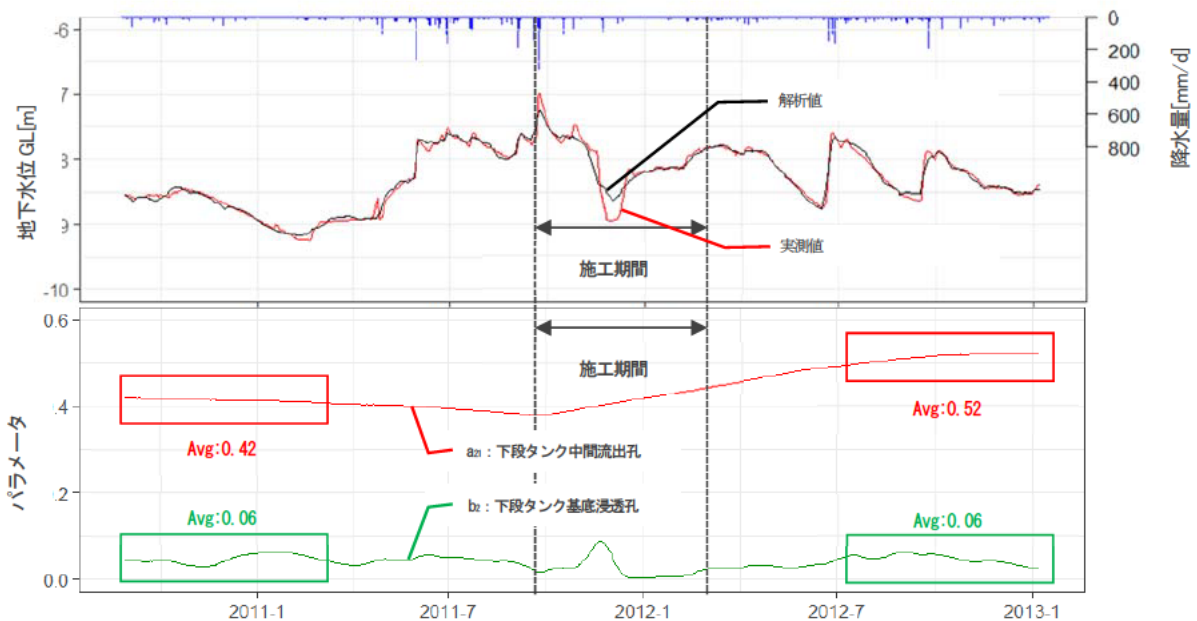


図-5 変動パラメータとした場合の解析結果

なお、本研究では部分ストレーナの水位観測孔による地下水位観測結果を使用しているが、全国的にはオールストレーナで施工されている水位観測孔が大多数を占める。このことから、今後は様々な現場で対応可能なモデル構造構築手法の確立、もしくは様々な場合において適用可能な汎用性の高いモデル構造を考案することが必要である。

6. 謝辞

本研究の実施に当って、研究の考察等に多大なるご指導を賜りました土砂管理グループ地すべりチームの皆様
に感謝申し上げます。

所属：日本基礎技術株式会社

〈参考文献〉

- 1) 竹内篤雄「宮神地すべり地における 1m 深地温測定調査結果に基づく排水工事とその効果について」地すべり, 15 巻 1 号, pp. 17-22, 1987.
- 2) 末峯章「川崎地すべり地における地温探査と排水対策とその評価」第 26 回地すべり学会研究発表講演集, pp. 158-161, 1987.
- 3) 四国地方整備局「第 2 回 四国地方整備局 事業評価監視委員会資料 善徳地区直轄地すべり対策事業」, https://www.skr.mlit.go.jp/kokai/project_evaluation/h26/2nd/pdf/06.pdf, (参照日 2019 年 3 月 25 日), 2014.
- 4) 石田孝司「善徳地すべりにおける高密度ステップ孔内試験結果と地下水観測結果との比較について」日本地すべり学会誌, Vol. 49, No. 6, pp. 341-347, 2012.
- 5) 菅原正巳「流出解析法」共立出版, pp. 25-140, 1972.
- 6) 増山孝行「実効雨量に基づいた地すべり内の地下水位解析」日本地すべり学会誌, Vol. 45, No. 5, pp. 33-41, 2009.
- 7) 榎田充哉「地すべり地における水位変動のモデル解析」地すべり, 29 巻 2 号, pp. 28-38, 1992.
- 8) 望月康秀「海岸砂地地域における地下水位解析へのタンクモデル法の適用」日本土壌肥科学雑誌, 68 巻 5 号, pp. 573-577, 1997.
- 9) 小林慎太郎「Powell の共役方向法によるタンクモデル定数の探索」農土論集, 65 巻, pp. 42-47, 1976.
- 10) 田中丸治哉「遺伝的アルゴリズムによるタンクモデル定数の同定」京都大学防災研究所年報, 36 号, B-2, pp. 231-239, 1993.
- 11) 渡部洋「ベイズ統計学入門」, 福村出版, 1999.

変状が生じた法面における FEM 斜面安定逆解析

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 木村 太一

1. まえがき

地山に明瞭な変状が表れていないのにも関わらず、グラウンドアンカー(以下:アンカー)が過緊張を起している様な斜面では、極限平衡法による初期安全率の設定法に定量的な手段が確立されていない。そのため、前述した様な斜面では、従来手法(極限平衡法)の適用が困難となる事がある。そうした中で、蔡・鶴飼¹⁾らは、モデル斜面を用いた2次元弾塑性 FEM 解析(以下:FEM 解析)により、地すべりの滑動等に伴うアンカーの荷重変化が評価可能である事を示している。また、杉井ら²⁾は、アンカーの荷重計測値を用いた FEM 逆解析により追加対策後の荷重の概略予測が可能である事を示している。FEM を用いたこれら既往の手法を応用する事によって、変状(アンカーの過緊張等)が生じた法面において、追加の検討や対策工の選定に寄与できる可能性がある。

2. 研究目的

本稿では、当初の法面変状を再現する地盤パラメータ(地盤定数)を入力した解析モデルを使って、アンカーによる追加対策後の変状(アンカーの過緊張等)を再現出来るか検証することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 対象現場の概要

解析対象とした現場は、施工途中において法面に変状が生じたため、動態観測や追加調査を実施し、アンカーで対策を講じた。しかし、対策後も変状は収まらず、施工したアンカーが破断する事態となった。

当地域の地質は、西八代層御殿山累層に相当する破碎質砂岩と砂岩優勢砂岩泥岩層で構成されている。法面延長は約 200m である。今回解析対象とする断面は主測線の No. 45+80 とした(図-1)。

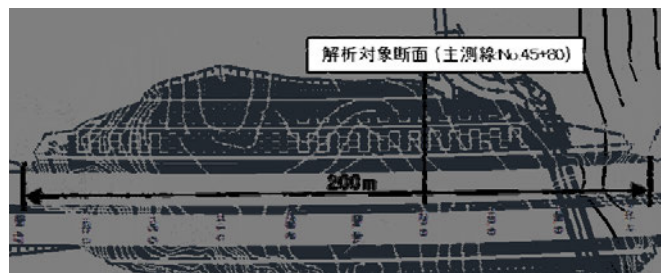


図-1 解析対象現場(平面図)

3.2 法面変状の経緯と FEM 解析モデルの考え方

3.2.1 法面変状の経緯

最初の変状として、平成 23 年に法肩部にて地山陥没(段差:約 25 cm、開き:5~10 cm)、法尻部にて地盤隆起(約 10 cm)が確認された。その後、平成 27~28 年のリフトオフ試験で 7~12 段目のアンカーが設計アンカー力以上(過緊張状態)である事が確認された。また、平成 29 年には 7 段目と 9 段目のアンカーの破断が確認され、その後に実施したアンカーの健全度調査では全てのアンカーが設計アンカー力以上(過緊張状態)であることが推定された。

3.2.2 FEM 解析モデルの考え方

上記で示した変状を再現する FEM 解析モデルを作成する。本解析モデルで使用する地盤パラメータは平成 23 年の変状を再現する逆解析で決定し、すべり面位置は平成 27~29 年の変状を再現する逆解析で決定する。なお、平成 23 年及び平成 27~29 年の変状は地すべりによるものと仮定する。

4. 解析方法

4.1 解析用地盤パラメータ(すべり面強度)の設定

平成 23 年の法面変状(法肩部の地山陥没、法尻部の地盤隆起)と地層の強破碎部境界(平成 23 年調査時に想定)を基に、当初の地すべりを再現する FEM 解析モデルを作成した。作成後、解析を繰り返し実行し、実際の変状を再現する地盤パラメータを試行錯誤で決定した。

4.2 FEM 解析モデル(当初変状の再現モデル)の作成

解析には、フォーラムエイト社の GeoFEAS2D を使用した。解析モデルの構成則及び変状を再現した地盤パラメータを表-1 に示す。移動土塊と基盤の構成則は線形弾性モデル、すべり面の構成則は MC-DP モデル(モールクーロン・ドラッカー・パッカーモデル: 弾・完全塑性構成則)⁵⁾とした。また、各々の単位体積重量、移動土塊及び基盤のヤング係数とポアソン比は既往文献³⁾を基に設定し、すべり面の粘着力と内部摩擦角は既往文献⁴⁾を基に設定した。すべり面のヤング係数とポアソン比は任意設定である。

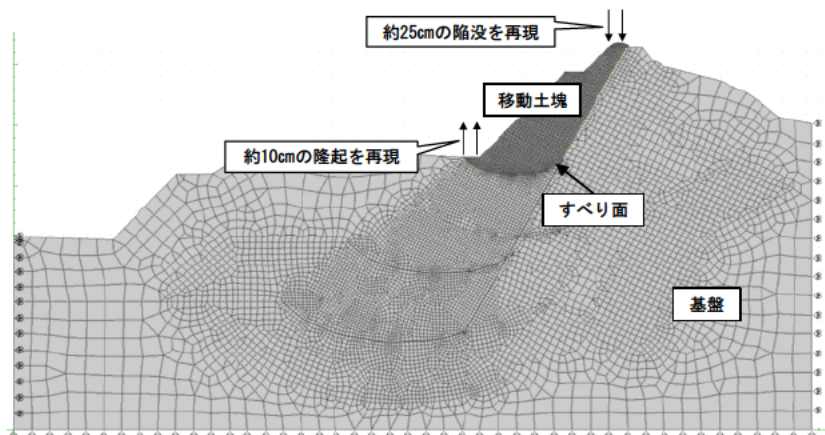


図-2 FEM 解析モデル(当初変状の再現モデル)

表-1 地盤パラメータ(1)

パラメータ	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 Φ (°)	ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	構成則	方式
移動土塊	21	-	-	3,850,000	0.35	弾性	線形弾性モデル
基盤	21	-	-	3,850,000	0.35	弾性	線形弾性モデル
すべり面	21	9.0	12.5	15	0.49	弾・完全塑性	MC-DPモデル

すべり面の粘着力と内部摩擦角は既往文献⁴⁾を基に設定した。すべり面のヤング係数とポアソン比は任意設定である。

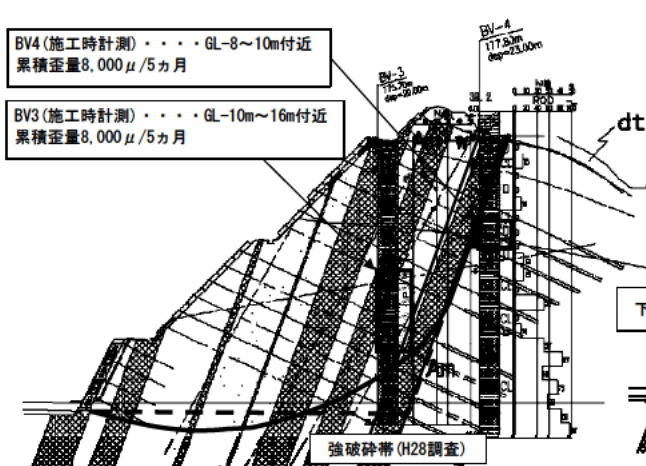


図-3 すべり面設定図(case1)

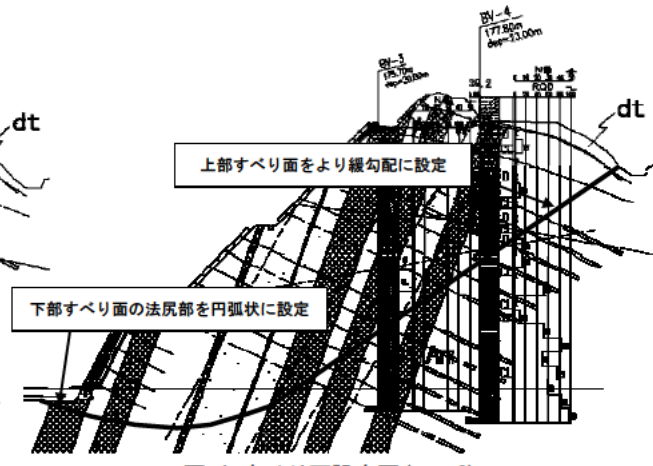


図-4 すべり面設定図(case3)

4.3 すべり面位置の設定

平成 27～29 年の変状を基に 3 ケースのすべり面を設定した。初めに case1 として、平成 28 年調査時に新たに想定された地層の強破碎部境界とパイプ歪み計から得られた観測記録を基に図-3 で示すすべり面を設定した(すべり面は円弧型(実線)と椅子型(破線)の各々を設定した)。次に case2 として、地中の歪み箇所(パイプ歪み計による観測)を基に上部すべり面を case1 より緩い勾配に設定した(図は省略)。最後に case3 として、case2 のすべり面を基に法尻部の下部すべり面を円弧状に拡幅した(図-4)。

4.4 FEM 解析モデル(平成 27～29 年の変状の再現モデル)の作成

前述 4.2 で示した FEM 解析モデルにアンカー部材の要素及びアンカー荷重を追加した(図-5)。解析モデルについては、前述 4.3 で示したすべり面位置のケース毎に作成している。部材パラメータについて、アンカー体と受圧板は軸方向力、せん断力、曲げモーメントを受ける梁要素として実際の寸法値とヤング係数を設定し(表-2)、テンドンについては、軸方向力のみを受ける棒要素として梁要素と同様に部材パラメータに設定した(表-3)。また、作用応力として、受圧板の中心部とアンカー体の各点に設計アンカー力の 180kN を設定した(アンカー体への作用応力については、設計アンカー力を各点の総数で除した値を入力している)。なお、作用応力は力のつり合い則に基づき、水平直角方向の分力を双方が向き合うように設定した。

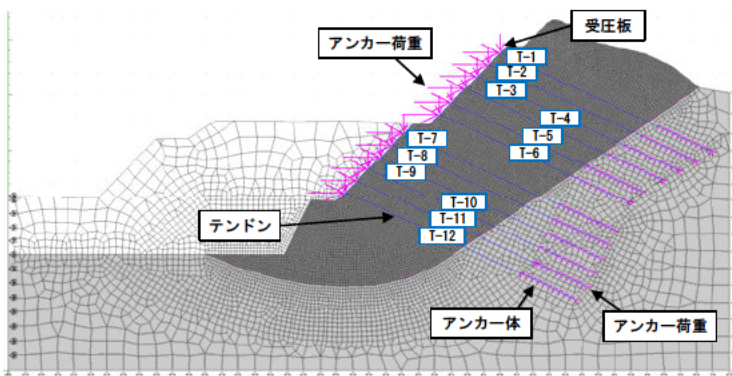


表-2 部材パラメータ(梁要素)

パラメータ	単位体積重量 γ (kN/m ³)	断面積 A (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	ヤング係数 E (kN/m ²)	構成則
アンカー体	77	6.947×10^{-5}	1.643×10^{-9}	1.90×10^8	線形弾性
受圧板	77	1.000×10^{-1}	8.333×10^{-3}	2.05×10^8	線形弾性

表-3 部材パラメータ(棒要素)

パラメータ	単位体積重量 γ (kN/m ³)	断面積 A (m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	構成則
テンドン	77	6.947×10^{-5}	1.90×10^8	線形弾性

図-5 FEM 解析モデル(平成 27～29 年の変状の再現モデル)

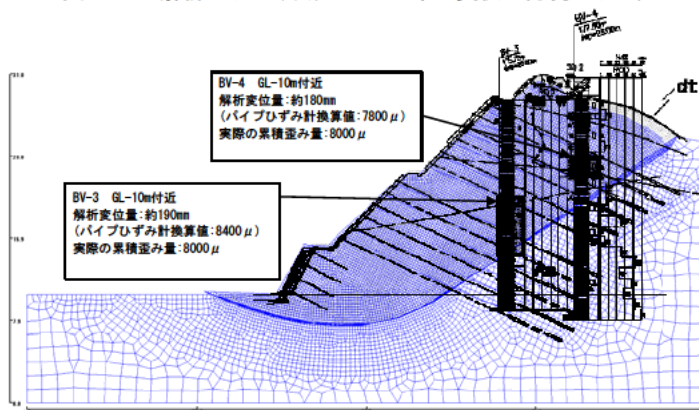


図-6 FEM 再現解析図(変形図:強調 5 倍)

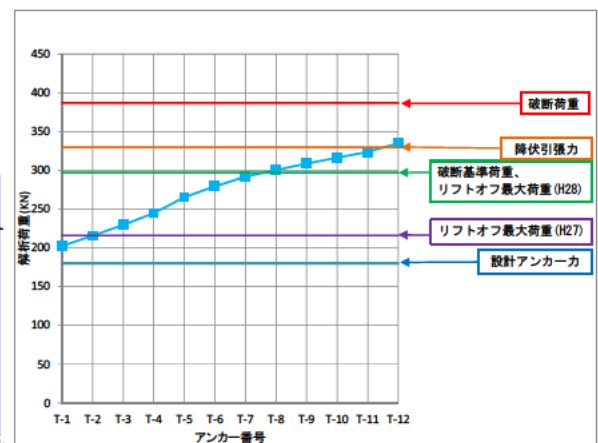


図-7 各アンカーの解析荷重(case3)

5. 解析結果

5.1 case3 の解析結果

図-6 に case3 の解析後の変形図(強調 5 倍)、図-7 に case3 における各アンカーの解析荷重を示す。図-6 から、

解析で算出された歪み量が、実際にパイプ歪み計で観測された累積歪み量とほぼ近い値が得られた。図-7 から、全てのアンカーの解析荷重値が設計アンカー力以上となった(実際の変状を再現出来ている)。また、破断が確認されたアンカー(T-7 と T-12)が解析において破断基準荷重以上(またはそれに近い荷重)となった。リフトオフ最大荷重以上が確認されているアンカー(平成 27 年では T-6 と T-12, 平成 28 年では T-7~T-12)については、その荷重以上の解析荷重となった。

5.2 解析結果の整理

各ケースの解析結果を基に、平成 27~29 年の変状(アンカーの過緊張や地中の歪み等)に対する各々の再現度の比較を表-4 に示す。比較項目を、設計アンカー力、破断基準荷重、リフトオフ最大荷重、解析変位量として、各々のケース毎に再現性を比較したところ、case3 のすべり面が比較的に定めた項目と適合する結果となった。

6. まとめ

以上の結果より、当初の変状を再現した地盤パラメータを用いて、追加対策後の変状(アンカーの過緊張等)を再現できる可能性が示された。また、法面の変状を再現する FEM 解析モデルで、地盤定数やすべり面位置を想定できる可能性を示す事が出来た。

今後は、他の変状事例(アンカーが過緊張を起している現場等)を対象として、解析事例を蓄積する事に加え、引き続き、斜面解析分野における FEM の適用性について研究する予定である。

表-4 再現度の比較表(各ケースの解析結果)

すべり面の想定ケース		case 1		case 2		case 3
		円弧型	椅子型	円弧型	椅子型	
比較項目	設計アンカー力に対する評価(全てのアンカーが設計アンカー力以上と想定される)	T-1~T-3が設計アンカー力以下となる。	T-1~T-3が設計アンカー力以下となる。	全てのアンカーが設計アンカー力以上となる。	全てのアンカーが設計アンカー力以上となる。	全てのアンカーが設計アンカー力以上となる。
		再現度 Δ	再現度 Δ	再現度 ○	再現度 ○	再現度 ○
	破断基準荷重に対する評価(T-7, T-9が破断基準荷重以上と想定される)	T-7の荷重が至っていない。	T-7, T-9の荷重が至っていない。	T-7, T-9荷重が至っていない。	T-7, T-9荷重が至っていない。	T-7の荷重が至っていない。
		再現度 Δ	再現度 ×	再現度 ×	再現度 ×	再現度 Δ
	リフトオフ最大荷重(H27)に対する評価(T-6, T-12がリフトオフ最大荷重(H27)以上と想定される)	想定されるアンカーが、リフトオフ最大荷重(H27)以上	想定されるアンカーが、リフトオフ最大荷重(H27)以上	想定されるアンカーが、リフトオフ最大荷重(H27)以上	想定されるアンカーが、リフトオフ最大荷重(H27)以上	想定されるアンカーが、リフトオフ最大荷重(H27)以上
		再現度 ○	再現度 ○	再現度 ○	再現度 ○	再現度 ○
	リフトオフ最大荷重(H28)に対する評価(T-7~T-12がリフトオフ最大荷重(H28)以上と想定される)	T-7, T-8荷重が至っていない。	T-7~T-12荷重が至っていない。	T-7~T-12荷重が至っていない。	T-7~T-12荷重が至っていない。	T-7, T-8荷重が至っていない。
		再現度 Δ	再現度 ×	再現度 ×	再現度 ×	再現度 Δ
	解析変位量と実際の累積歪み量(Bv-4)の比較	解析歪み量 6800 μ 実累積歪み量 8000 μ 両者の差:1200 μ	解析歪み量 5500 μ 実累積歪み量 8000 μ 両者の差:2500 μ	解析歪み量 6800 μ 実累積歪み量 8000 μ 両者の差:1200 μ	解析歪み量 6500 μ 実累積歪み量 8000 μ 両者の差:1500 μ	解析歪み量 7800 μ 実累積歪み量 8000 μ 両者の差:200 μ
		再現度 Δ	再現度 ×	再現度 Δ	再現度 Δ	再現度 ○

7. 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：ライト工業株式会社

<参考文献>

- 1) 蔡飛・鶴飼恵三(2003):アンカー工による斜面の補強効果-極限平衡法と弾塑性 FEM との比較, 日本地すべり学会誌, Vol. 40, No. 4, pp. 8-14.
- 2) 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
- 3) L.Hobst and J.Zajic (1983): Anchoring in rock and soil, Elsevier Scientific Pub. Co, p.45, p.49.
- 4) (社)日本道路協会(2009):道路土工一切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版), pp. 402
- 5) (社)地盤工学会(2003):地盤技術者のための FEM シリーズ②弾塑性有限要素法がわかる, pp. 100-112

ディープラーニングによるすべり面の画像認識

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 藤原 一啓

1. まえがき

地すべり対策を行う上で、すべり面を決定することは最重要項目の一つである。すべり面の判定は、ボーリング調査によるボーリングコア観察や動態観測結果に基づき、総合的に行うことが一般的である。しかし、観測期間が短い場合や変動が非常に微小な場合、動態観測ではすべり面の判定を行うことができない。このような場合、ボーリングコアによる地質状況等に基づいてすべり面を判定することが必要となる。

ボーリングコアによるすべり面の判定には、専門的な知識・経験が必要であり、判定者によって異なる判定を行う場合がある。また、判定作業には多くの労力を必要とする。

近年、ディープラーニング（深層学習）と呼ばれる、コンピューターを用いた画像認識や音声認識の技術の進歩が著しい。このうちの画像認識の技術をすべり面の判定に適用することで、自動的にすべり面を判定することができる可能性が考えられる。自動的にすべり面を判定することができれば、専門的な知識・経験が不要となり、人為的な誤差・間違いが減少するとともに、作業の省力化に繋がる。

2. 研究目的

本研究では、ボーリングコアの画像を用い、ディープラーニングによりすべり面を判定する手法を構築することを目的とし、その基礎的な研究として、ディープラーニングによってすべり面画像の画像認識が可能か否かについての適用性の検討を行う。

3. 研究方法

3.1 ディープラーニングプラットフォーム

本研究では、SONY が無償で提供している「Neural Network Console¹⁾」を使用した。本プラットフォームは、従来必要であった複雑なプログラミングが簡素化され、ソフトウェア化されたディープラーニングプラットフォームである。

3.2 画像認識の手法

本研究では、画像認識のうち、画像分類（二値分類）の手法を用いる。二値分類とは、2種類のラベル付き画像データを学習させ、新たに与えられた画像が2種類のうちのどちらであるかを判別（分類）するものである。

ここでは、「すべり面を含む画像」と「含まない画像」の2種類のラベル付き画像データを用い、画像分類を行うものとする。

3.3 使用するデータ

本研究では、地すべりチームの保有する「樹脂固定標本」画像を用いた。樹脂固定標本とは、エポキシ樹脂等を用いて樹脂固定したボーリングコアを鉛直方向に切断し、切断面を研磨したものである。切断面には、すべり面の微細な構造が表現されており、これまで、通常のボーリングコアの外周観察では困難であった詳細な構造を容易に視認することができる。ディープラーニングは、画像の有する特徴を認識する技術であり、すべり面の外見的特徴が容易に視認できる樹脂固定標本画像は、本研究の用途に適している。

使用するデータは、画像の中央付近にすべり面が来るように調整した縦横比 2 : 1 (320×160pixel) の長方形の画像を作成した。表-1 に本研究で用いる画像データ数を、図-1 に画像例を示す。

なお、「訓練データ」はディープラーニングのアルゴリズムに学習させるためのもの、「評価データ」は画像分類が実行できるかどうかを評価・検証するためのものである。

表-1 画像データ数

	すべり面を含む画像	すべり面を含まない画像	合計
訓練データ	4	51	55
評価データ	11	27	38
合計	15	78	93

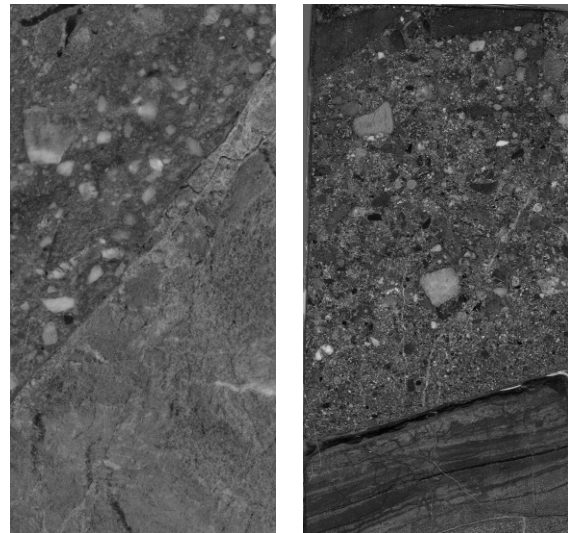


図-1 使用した画像

3.4 アルゴリズム (層設計)

本研究では、3層ニューラルネットワークと畳み込みニューラルネットワークの2種類のアルゴリズム (層設計) を用いた学習を実施する。

3層ニューラルネットワークは、ディープラーニングとしては最もシンプルなアルゴリズムであり、2層の中間層を有する簡便なものとした。

畳み込みニューラルネットワークは、画像を畳み込むこと (フィルタによって画像の特徴を際立たせたり、目立たなくさせたりすること) によって特徴量を抽出するもので、画像認識において有効な手法とされている。

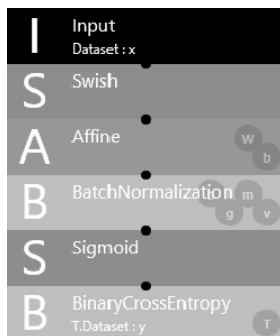


図-2 3層ニューラルネットワーク

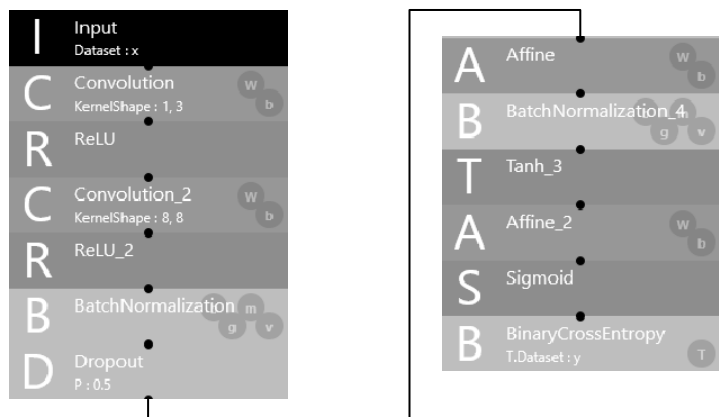


図-3 畳み込みニューラルネットワーク

3.5 検討方法

本研究では、以下の方法で検討を実施した。

- ① 「訓練データ」を用い、ディープラーニングによる学習を実施し、学習済みモデルを構築。
- ② 学習済みモデルに「評価データ」を与え、ディープラーニングによる画像分類を実施。
- ③ 判定結果の「再現率」「正解率」について評価を行う。

4. 結果

4.1 3層ニューラルネットワーク

すべり面を含む画像の再現率は0.2727と低い結果となったが、すべり面を含まない画像の再現率は1.000と高い結果となった。

正解率は0.7894と、8割弱で画像分類を行うことができた。

表-2 3層ニューラルネットワーク結果一覧

	すべり面と判定	すべり面ではないと判定	再現率 (Recall)	正解率 (Accuracy)
すべり面を含む画像	3	8	0.2727 (3/11)	0.7894 (30/38)
すべり面を含まない画像	0	27	1.0000 (27/27)	

4.2 畳み込みニューラルネットワーク

すべり面を含む画像の再現率は0.5454と、3層ニューラルネットワークに比べて高い。すべり面を含まない画像の再現率は0.9259と高い再現率となった。

正解率は0.8157と、8割程度で画像分類を行うことができた。

すべり面を含まない画像27の枚うち、2枚の画像がすべり面であると誤った判定結果となった。誤判定した画像(図-4)を見ると、両方とも層状の地質構造が見られ、これをディープラーニングではすべり面と判定したと推察される。

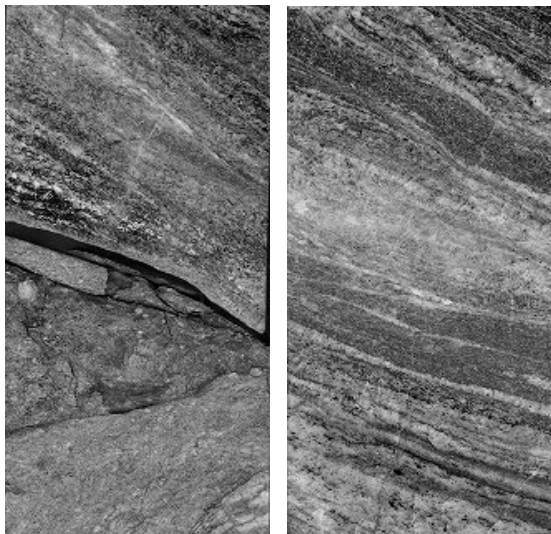


図-4 すべり面を含まない画像を誤判定した例

表-3 畳み込みニューラルネットワーク結果一覧

	すべり面と判定	すべり面ではないと判定	再現率 (Recall)	正解率 (Accuracy)
すべり面を含む画像	6	5	0.5454 (6/11)	0.8157 (31/38)
すべり面を含まない画像	2	25	0.9259 (25/27)	

4.3 考察

- ① 適用するアルゴリズム(層設計)によって再現率・正解率に違いが生じる。すべり面を含む画像の再現率は

畳み込みニューラルネットワークの方が高く、3層ニューラルネットワークよりも画像認識に適したアルゴリズムである可能性が示唆される。

- ② すべり面を含まない画像の再現率は、両方のアルゴリズムとも 1.000、0.9259 と高いが、すべり面を含む画像の再現率は、0.2727、0.5454 と低い。これは、すべり面を含まない画像の訓練データの数が多く、すべり面を含む画像の訓練データの数が少ないためと考えられる。
- ③ ディープラーニングは、画像の有する特徴を機械が自動的に学習し、画像を認識する手法であり、訓練データとして学習する画像が認識の精度に影響を与えると言える。今回の検討では、すべり面を含む画像の訓練データが少なく、また、画像のバリエーションが乏しかったため、判定精度が低い結果となった可能性が考えられる。

5. まとめ

樹脂固定標本画像を用い、2種類のアプローチですべり面の画像認識を行うためのディープラーニングを実施した。結果は以下の通りである。

- ① 適用するアルゴリズム（層設計）により、再現率や正解率が異なる。精度の高い画像認識を行うためには適切なアルゴリズムの構築が必須となる。
- ② 訓練データ画像と評価データ画像の類似性（例えば色調や層状の構造を有するなど）が高い場合、判別精度が高くなる傾向がある。学習精度を向上させるためには、適切な質・量の訓練データが必要となる。

6. 今後の展望

今回は、樹脂固定標本画像を用いてディープラーニングによる画像認識を行ったが、今後は、ボーリングコア写真を用いて、すべり面推定に資するボーリングコア判定の技術支援システムを構築する。

ボーリングコア写真は、樹脂固定標本画像に比べて情報量が少ない。したがって、精度良くディープラーニングを行うためには多くの種類、多くの数の訓練データを用いた学習を行うとともに、適切なアルゴリズムを構築することが必須となる。

7. 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感謝いたします。

所属：日本工営株式会社

<参考文献>

- 1) SONY 「Neural Network Console」, (<https://dl.sony.com/ja/>)
- 2) 斎藤康毅「ゼロから作る Deep Learning」, オライリー・ジャパン, 2016
- 3) 巢籠悠輔「詳解ディープラーニング」, マイナビ出版, 2017
- 4) 足立悠「ソニー開発の Neural Network Console 入門」, リックテレコム, 2018

平成 18 年豪雪における秋山郷地区の積雪分布と雪崩発生状況の詳細解析

雪崩・地すべり研究センター

石川 泰裕

1) まえがき

平成 18 年豪雪では新潟県中越地方が大雪となり、孤立集落が生じて社会的に問題となった。この豪雪の特徴としては強い冬型の気圧配置が続くことで雪雲が季節風により山地まで運ばれるため山間部や内陸部に大雪をもたらす山雪型の特徴が顕著に現れ、新潟県の山間部にある津南町では 4m を超える最深積雪を記録した。

このため、各機関によって災害調査が行われ、空中写真や航空レーザ測量による詳細調査も行われたが、当時は基盤となる地表面データが 10m メッシュレベルであったことから、得られた結果の精度は低かった。

その後、湯沢砂防事務所では航空レーザ測量が平成 24 年度実施され高精度な地表面データが整備されたので測量成果を借用し、平成 18 年豪雪における積雪深の分布と地形との関係および発生雪崩の数値化などの詳細解析をおこなっているところである。

2) 研究目的

平成 18 年豪雪時の解析結果では、斜面方位により積雪深がプラスまたはマイナスの領域に偏っていることが分かっている。これは水平方向にずれが生じているためと思われる。そこで、高精度な地表面データを用いて積雪深と地形との関係について解析を行うこととした。

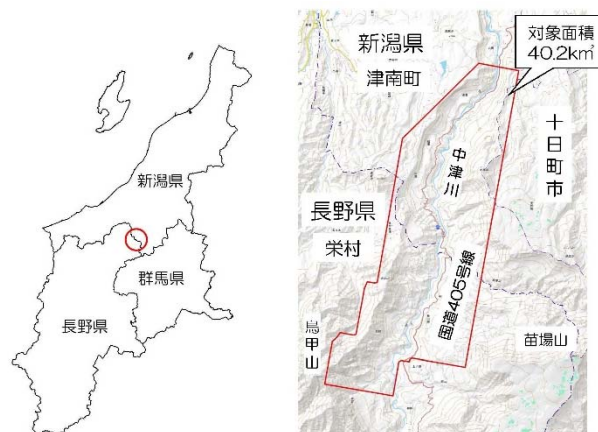


図 1. 位置図

3) 研究方法

3.1 対象地域

対象地域は、平成 18 年豪雪で孤立集落や雪崩災害が発生した新潟県中魚沼郡津南町と長野県下水内郡栄村とにまたがる中津川沿いの地域（総称：秋山郷）である（図 1）。

3.2 使用データ

積雪期、無積雪期の航空レーザ測量の仕様は（表 1）のとおりであるが、測地成果・メッシュサイズが異なるため、それぞれ測地成果 2011、メッシュサイズ 2m に統一した。（測地成果 2011 とは、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震により、大きな地殻変動が観測された為測地成果 2000 を改定したものである。）

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 (H18 年豪雪)	2006/2/25	2000	2m
無積雪期	2012/9/16~10/10	2011	1m

3.3 精度検証

積雪深分布を算出するにあたり、積雪期と無積雪期の航空レーザ測量の成果（以下、LP データ）から取得した差分値について、以下の2とおりの方法で精度検証を行い問題がないことを確認した。

- ① 積雪の無い箇所の標高差が±30cm 以内であること
（航空レーザ測量における標高（鉛直方向の）精度は±15cm であるため）
- ② 積雪深の実測値と差分値を比較して誤差が小さいこと

① 積雪の無い箇所の標高差が±30cm 以内であること

国道 405 号線の路面を対象として 100m 間隔で 140 点のポイントを配置し、各地点の標高の差が±30cm 以内であることを確認した。

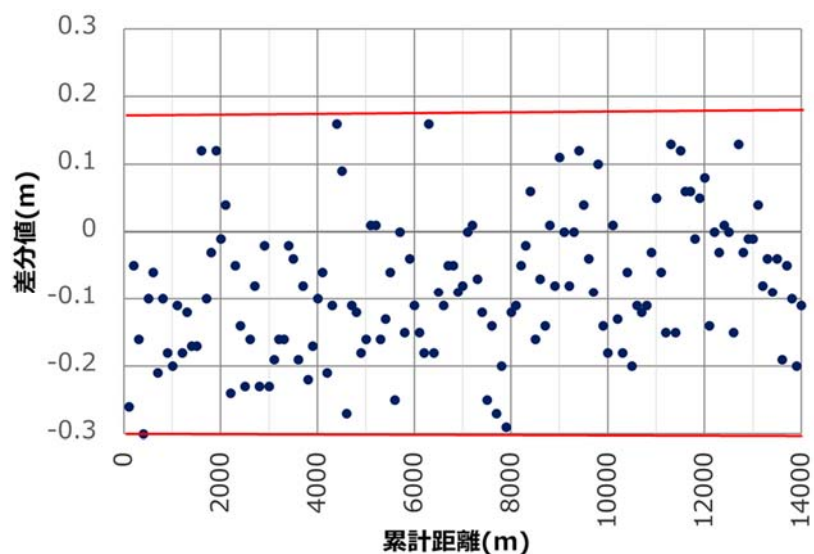


図 2. 国道 405 線に配置した 140 点の標高の差

同一地点における積雪期と無雪期の LP データの差は、±30cm の範囲であった（表 2）。

表 2. 積雪の無い箇所の標高の差の検証結果

データの個数	平均値 (m)	最大値 (m)	最小値 (m)	標準偏差
140	-0.08	0.16	-0.30	0.10

② 積雪深の実測値と差分値を比較して誤差が小さいこと

表3の位置で積雪深の実測が行われていたことから、同じ地点でのLPデータの差分値と比較を行った。

表3. 積雪深の実測位置（実測は航空レーザ測量の翌日に実施）

No	位 置		
	緯度	経度	高度(m)
4	36度56分12.54秒	138度39分34.68秒	460
5	36度55分59.34秒	138度39分5.58秒	550
6	36度55分28.86秒	138度38分43.2秒	472
7	36度55分7.2秒	138度38分12.3秒	580
8	36度54分39.72秒	138度38分3.36秒	655
9	36度53分58.44秒	138度37分48.18秒	724
10	36度53分16.44秒	138度38分8.34秒	739
11	36度52分52.08秒	138度38分19.74秒	711
12	36度52分34.5秒	138度38分18.36秒	721
13	36度51分53.94秒	138度38分6.24秒	784
14	36度51分15秒	138度37分11.94秒	758

2005-06 冬期豪雪による雪害対策に関する緊急調査研究報告書より

検証結果を表4に示す。No11、14の2地点については経年変化が確認されたので検証の対象外とした。

2点を除いて1.4~26.0cmの範囲であり概ね良好な結果が得られた（表4）。

表4. 積雪深の実測値とLPデータの差分値の比較

No	①積雪深の 実測値（平均）cm	②LPデータの 差分値（cm）	実測値との差（cm） ①-②
4	311.0	285.4	25.6
5	301.0	275.0	26.0
6	287.3	284.1	3.2
7	326.0	324.6	1.4
8	307.7	304.1	3.6
9	326.3	324.7	1.6
10	328.8	323.1	5.7
11	387.3	365.1	22.2
12	294.0	275.1	18.9
13	265.0	256.4	8.6
14	290.3	17.4	272.9

4) 研究結果

一般的に、標高と積雪深は関係があるとされていることから、標高を 100m 間隔で区分して各間隔の差分値の平均値を積雪深とした。標高と積雪深の関係を調べるために斜面方位別に解析を行った結果を図 3、図 4 に示す。

積雪深は斜面方位が北～東向きに多い傾向にあり、南～西向きに少ない傾向にあった。これは卓越する南西向き風の影響と考えられる。標高 600～1200m では、標高が 100m 上昇するごとに積雪深は 10～20cm 増加していた。標高 1500m 以上では、標高が 100m 上昇するごとに積雪深は 40cm 程度減少していた。また、標高 1200～1500m では方位別の積雪深にばらつきがあり、標高以外の要素に依存していると考えられる。

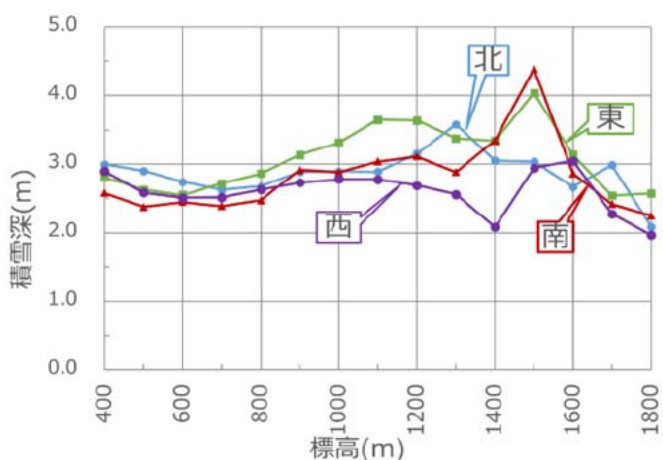


図 3. 斜面方位別の標高と積雪深の関係（四方点）

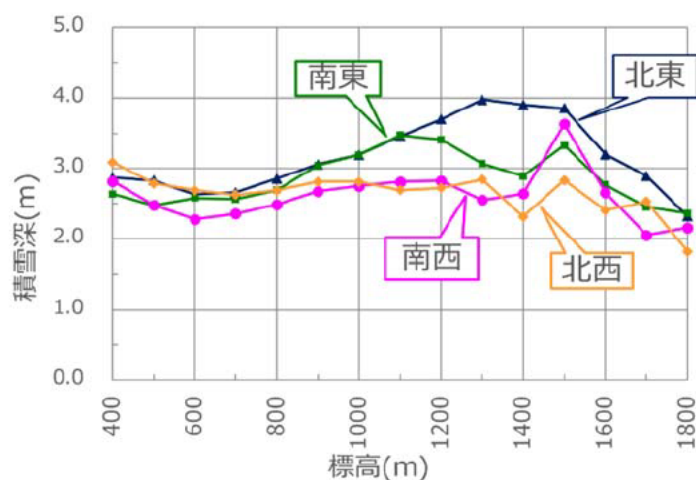


図 4. 斜面方位別の標高と積雪深の関係（四隅点）

5) 結論

斜面方位による積雪深の偏りもなく、平成 18 年豪雪時に得られた積雪深と比較してより正確な値が得られたと考えている。また、本報告書は研究の途中段階をまとめたものであり、標高と積雪深の関係を斜面方位別の結果から読み取れる一般的な積雪深の特徴をまとめたものである。現在 GIS を用いて、傾斜角、曲率、地上開度、地下開度等の条件による積雪深の特徴について解析を進めているところである。

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。厚く感謝を申し上げます。また、湯沢砂防事務所からは解析に必要な航空レーザ測量の成果の提供がありました。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

漏洩磁束法によるダウエルバー破断検知に関する基礎的検討

チーム名等 舗装チーム
氏 名 内田 雅隆

1. まえがき

コンクリート舗装の目地部は目地金物の破断などにより荷重伝達性能が低下するなど、構造上の弱点になると考えられており、「舗装点検要領」¹⁾においてもコンクリート舗装の点検においては、目地部を中心に点検することとしている。現状のコンクリート舗装の目地部における評価手法は、FWDにより測定したたわみ量から荷重伝達率を算出し判断する。しかし、本手法による判定値は現場における少ないケースのデータを基に経験的に定められたものであり²⁾、理論的な検証は十分ではなく、現場によっては、FWDによる判定とダウエルバー状況が合致していないケースがみられる。また、若林ら³⁾の検討では、路盤や路床の支持力が低下している場合、ダウエルバーが破断している場合でも荷重伝達率を高く見積もり、従来のFWDを用いた荷重伝達率のみの評価では誤った判断をしてしまう危険性を指摘している。

2. 研究目的

普通コンクリート舗装は収縮により発生するひび割れをコントロールするために、図-1に示すような目地を設けひび割れを誘導している。その際にコンクリート版ごとが不連続にならず、コンクリート舗装として一体性を確保するために目地部にダウエルバーを設置し、コンクリート舗装としての一体性を確保している。そのため、ダウエルバーの健全性が損なわれ、特にダウエルバーが破断した場合は荷重伝達性能が低下し、目地部の損傷が進行しやすい傾向にある。

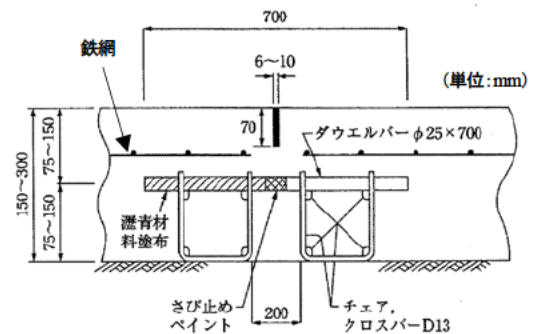


図-1 目地部の構造例⁴⁾

そこで、本研究では、荷重伝達性能に最も影響を与えるダウエルバーの破断を非破壊で検知することを目標に、PC 構造物の破断検知に活用されている漏洩磁束法に着目し、基礎的検討を実施した。

3. 研究方法

3.1 漏洩磁束法の測定原理

漏洩磁束法は、鋼材が強磁性体であることを利用し、コンクリート表面から専用の磁石ユニット（写真-1）により内部の鋼材を磁化（着磁）させ、磁気測定装置（写真-2）により測定した磁束密度波形から鋼材破断の有無とその位置を判断する技術である。図-2に漏洩磁束法の



写真-1 磁石ユニット 写真-2 磁気測定装置

測定原理と測定例を示す。破断のない健全な場合は鋼材の両端がS、N極になるが、破断している場合は破断箇所にN、S極が現れ、磁束密度を測定することで破断の検知が可能となる。

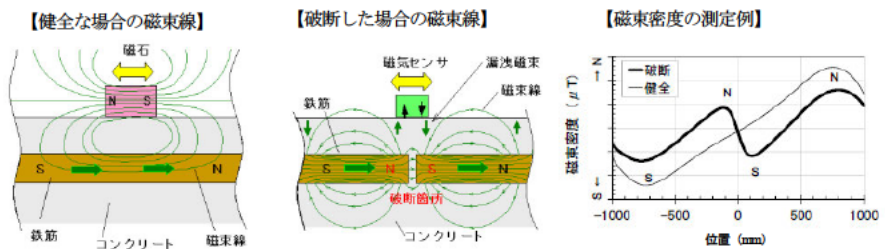


図-2 漏洩磁束法の測定原理と測定例⁵⁾

3.2 検討方法

本検討では、ダウエルバーの破断を模擬した供試体を用いて漏洩磁束法によるダウエルバー破断検知の可能性を検討した。供試体は写真-3に示すように、チェア、ダウエルバーを配置し、ダウエルバーの中央に破断を模擬した隙間を設けた。また、鉄網の影響を確認

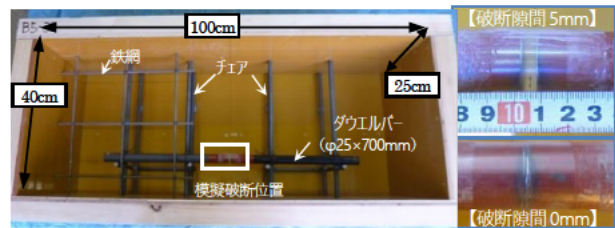


写真-3 模擬供試体の状況（コンクリート打設前）

するため、供試体の片側に鉄網を設置した。供試体の厚さは25cmとし、ダウエルバーはその中央（かぶり12.5cm）に設置し、コンクリートは、JIS A 5308「舗装-4.5-6.5-20N」（標準養生28日での曲げ強度：5.76N/mm²）を用いた。なお、供試体は、ダウエルバーが健全な供試体、ダウエルバーの破断を模擬し破断隙間0、5、10mmを設けた供試体の4種類を用い、本検討では、以下の3項目について検討した。

3.2.1 着磁方法の違いが測定結果に与える影響

測定は、図-3に示すように、所定の位置で磁石ユニットにより供試体の鉄網無側からダウエルバーを着磁させ、測定装置によりダウエルバーの磁極がSからNの向きへ測定することを基本とした。鉄網の有無が測定結果に与える影響を確認するため、破断のない健全な供試体を用いて着磁方向を逆（鉄網有側から）にした場合でも測定を実施した。

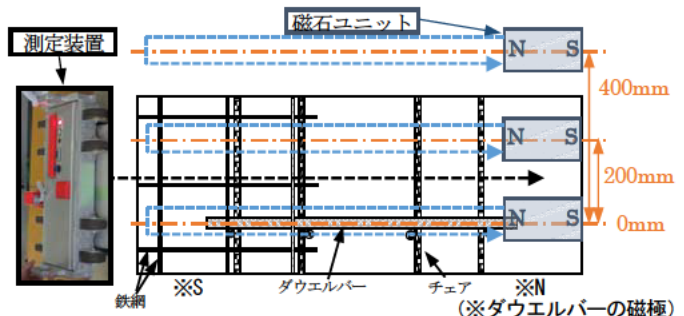


図-3 着磁および測定方法

3.2.2 破断隙間の違いが測定結果に与える影響

破断隙間が0、5、10mmでの供試体を用い、各破断隙間における破断検知可否について検討した。

3.2.3 測定対象以外のダウエルバーが測定結果に与える影響

コンクリート舗装の目地部におけるダウエルバーは、一般的には40cm間隔で配置されている。そこで、測定対象以外のダウエルバーが測定結果に与える影響を確認するため、図-4に示すように供試体を3体を並列に隙間なく並べた状態（以下、並列）で測定し、供試体が単体と並列での測定結果を比較した。なお、対象供試体は、健全な供試体と破断隙間0mmの供試体で実施した。

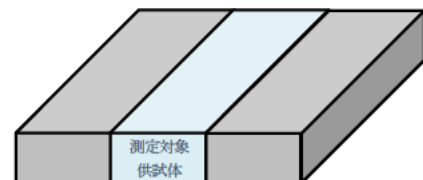


図-4 並列状態のイメージ図

4. 研究結果

4.1 着磁方法の違いが測定結果に与える影響

図-5 に健全な供試体での着磁方向の違いによる測定結果を示す。鉄網無側から着磁した場合は右上がりの波形を示したのに対し、鉄網有側から着磁を実施した場合は、鉄網設置区間である 350mm 付近で山型の波形を示したことから、鉄網の影響を大きく受けていると考えられる。そこで、鉄網の影響を確認するため、図-6 に示す供試体内の磁束密度分布を確認したところ、ダウエルバー位置である供試体短辺 300mm より、350mm 位置の方が鉄網の影響を受けていることがわかる。

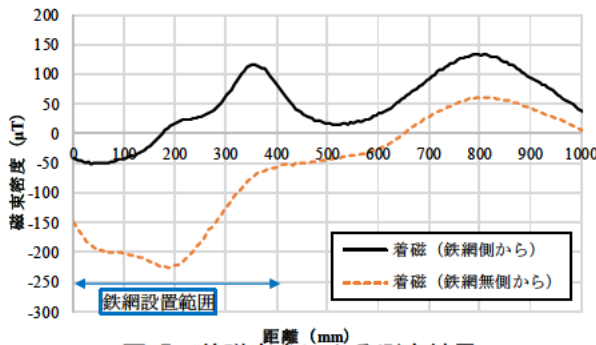


図-5 着磁方向による測定結果

そこで鉄網の影響を低減させるために、供試体短辺 350mm 位置の磁束密度を利用し、式-1) により鉄網の影響を緩和させる補正を試みた。

$$X_{300}' = X_{300} - 2(X_{350} - X_{300}) \quad \dots \text{式-1)}$$

X_{300}' : 補正後の位置 300mm における磁束密度 (μT)

X_{300} : 位置 300mm における磁束密度 (μT)

X_{350} : 位置 350mm における磁束密度 (μT)

式-1) を用いた補正後の結果を図-7 に示す。模擬破断部付近の 400~600mm 付近に着目すると、着磁方向に抛らず同様な傾向の測定波形を示した。このことから、以降の検討においては式-1) の補正方法を用いて検討することとした。

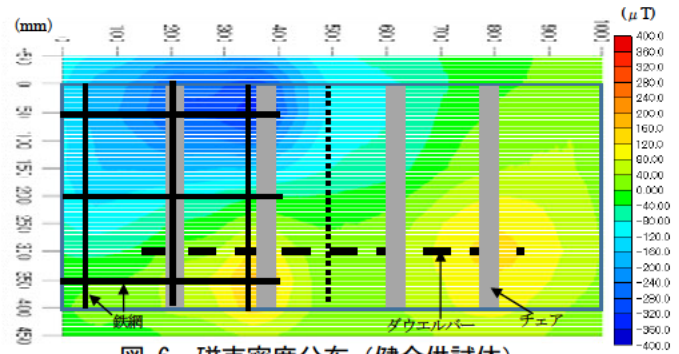


図-6 磁束密度分布 (健全供試体)

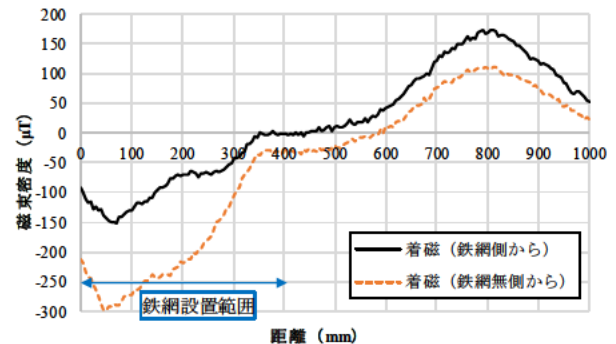


図-7 着磁方向による測定結果 (補正後)

4.2 破断隙間の違いが測定結果に与える影響

図-8 に模擬破断隙間の違いによる測定結果を示す。破断位置 500mm を中心とした 400~600mm 付近に着目すると、健全では緩やかな右上がりの波形を示し、破断していない場合の波形を示した。破断隙間 0mm では、わずかながら右下がりの波形を示し、破断を示唆するような波形を示した。破断隙間 5mm、10mm では、400mm 付近に山型、600mm 付近に谷型の波形を示し、破断している場合の波形を示した。よって、本検討の範囲 (かぶり厚 12.5cm) では、隙間が 5mm 以上であれば破断検知が可能と考えられる。但し、隙間 0mm の場合でも、健全な供試体とは異なる波形を示していることから、健全と破断を示す閾値の検討、補正式の精度向上及び適用範囲の設定により、ダウエルバーの破断検知手法として適用できる可能

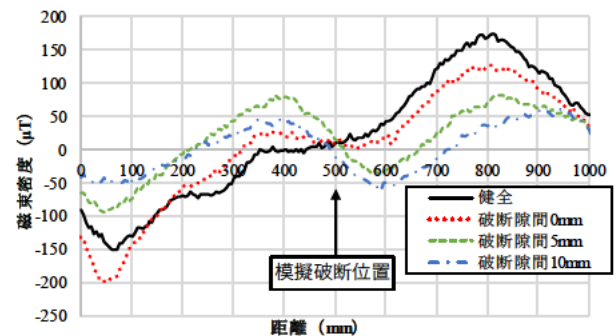


図-8 磁束密度測定結果

性がある。

4.3 測定対象以外のダウエルバーが測定結果に与える影響

図-9 に健全な供試体での単体と並列での測定結果、図-10 に破断隙間 0mm の供試体での単体と並列での測定結果を示す。単体と並列での測定結果を比較すると、健全な供試体、破断隙間 0mm の供試体共に、同様な傾向の測定波形を示したことから、測定対象以外のダウエルバーが測定結果に与える影響は少ないと判断でき、同一目地で複数のダウエルバーの破断検知に活用できることがわかった。

5. 結論

ダウエルバー破断を模擬した供試体を用いて、漏洩磁束法によりダウエルバーの破断検知を検討した結果、以下のことが分かった。

- (1) 測定方法によって、鉄網の影響を大きく受けた。鉄網の影響を緩和する手法として、事前に測定した磁束密度分布を用いた補正方法を検討した結果、鉄網の影響を緩和できる可能性を見出した。
- (2) 本検討の範囲では、破断隙間が 5mm 以上であれば高い確度で破断検知が可能と考えられる。但し、隙間 0mm の場合でも、健全な供試体とは異なる波形を示していることから、ダウエルバーの破断検知手法として適用できる可能性がある。また本検討では、限られた供試体のみでの基礎的な検討結果であるため、実用化に向けては汎用的に活用可能な鉄網の影響を緩和させる補正方法の提案、破断と健全を判断する閾値の検討などが必要と考えている。
- (3) 供試体が単体及び並列での測定結果より、同様な傾向の測定波形を示したことから、測定対象以外のダウエルバーが測定結果に与える影響は少なく、同一目地で複数のダウエルバーの破断検知に活用できることがわかった。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導を頂きました舗装チームの藪上席研究員、寺田総括主任研究員、岩永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) 国土交通省 道路局：舗装点検要領，平成 28 年 10 月
- 2) (社) 土木学会：舗装工学ライブラリー2 FWD および小型 FWD 運用の手引き，pp.56-61，2002
- 3) 若林ら：有限要素法を用いたコンクリート舗装の目地部評価に関する検討，土木学会第 72 回年次学術講演集，2017
- 4) 公益社団法人日本道路協会：コンクリート舗装ガイドブック 2016，平成 28 年 3 月
- 5) 廣瀬ら：漏洩磁束法によるポストテンション実橋における PC 鋼材破断調査，プレストレストコンクリート工学会第 23 回シンポジウム論文集，pp.467-470，2014.10

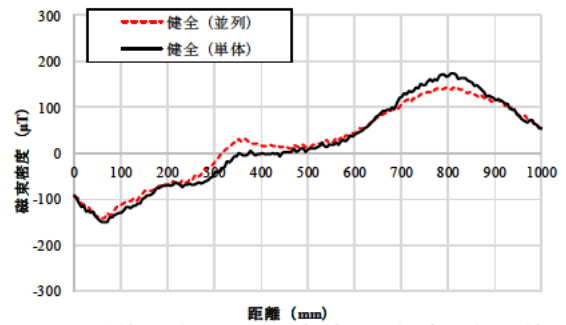


図-9 単体と並列での測定結果（健全な供試体）

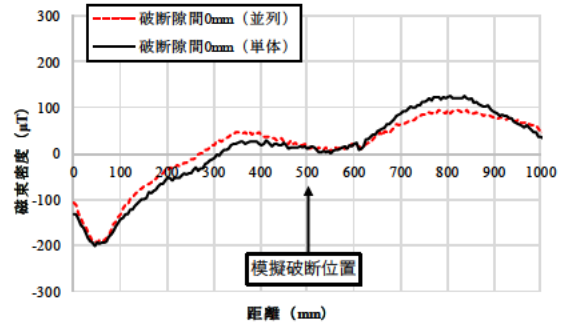


図-10 単体と並列での測定結果（破断隙間 0mm）

舗装の路面性状と構造的健全性に関する研究

チーム名等 舗装チーム
氏名 渡邊 真一

1. まえがき

舗装ストックの増大および老朽化に伴う効率的な舗装の維持管理が求められるなか、平成 28 年 10 月に策定された「舗装点検要領」¹⁾においては、路盤層以下の保護などの舗装構造に着目した管理の重要性が示されている。そのためには、点検時に得られた路面性状から構造的健全性を適切に評価する必要があり、これらの関係について明らかにする必要がある。

2. 研究目的

本研究では、舗装の路面性状と構造的健全性の関係を明らかにすることを目的に、構造的健全性の調査手法の検討、実物大試験舗装における路面性状と構造的健全性の調査を行った。

研究に先立ち、全国の路面性状調査データを基に、現状の

国内における舗装の損傷状態を調べた。調査の対象としたデータは全国の直轄国道約 2.8 万 km における路面性状調査データ（平成 27 年度版）とした。本調査データは、全国の直轄国道を対象に、評価区間 100m ごとにひび割れ率、わだち掘れ量、IRI 等を点検、記録したものである。舗装点検要領では、点検で得られたひび割れ率やわだち掘れ量を I（健全）、II（表層機能保持段階）、III（修繕段階）の 3 区分で診断することが定められており、直轄国道での診断の目安は表-1 に示すとおりである。表-1 は、各調査区間の、ひび割れ率とわだち掘れ量をそれぞれ診断区分 I～III に分け、区分された全区間の累計延長を総延長(2.8 万 km) で除した割合を示したものである。本結果では、ひび割れ率が診断区分 II を下回るものが約 8.8%、わだち掘れが診断区分 II を下回るものが約 4.5%と、わだち掘れに比べひび割れによる損傷の割合が高いことが分かった。そこで、本研究では、特に路面性状のひび割れ率に着目し、構造的健全性との関係を調べることにした。

表 1 路面性状調査結果

路面性状	診断区分	わだち掘れ量			合計
		I : 2.0mm 未満	II : 2.0mm 以上	III : 4.0mm 以上	
ひび割れ率	I : 2.0%未満	87.29	3.85	0.04	91.17
	II : 2.0%以上	6.59	0.46	0.00	7.05
	III : 4.0%以上	1.63	0.15	0.00	1.78
合計		95.50	4.47	0.04	100.0

3. 研究方法

3.1 構造的健全性の調査手法に関する検討

舗装の構造的健全性を調査する方法としては、重錘落下によるたわみ量を測定する FWD (Falling Weight Deflectometer) 試験が広く利用されている。ひび割れが発生している路面上で FWD 測定を行う場合、ひび割れの影響により、載荷位置によって測定されるたわみ量に差異が生じる事が懸念されるが、このひび割れの影響を定量的に評価する手法は確立されていない。そこで、本検討では、図-1 に示すよ

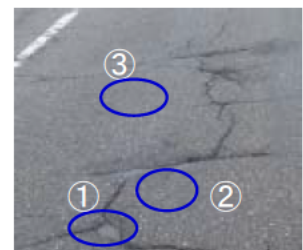


図-1 ひび割れ周辺の FWD 載荷位置

うな、ひび割れ周辺部の①ひび割れの直上、②ひび割れの近傍（端部、隣接部）、③ひび割れのない箇所、にてたわみ量の測定をおこない、測定されたたわみ量の比較を行った。なお、今回は、供用中の実道において、ひび割れを有する4つの地点を選定し①～③の箇所にてたわみ量を測定し、値の差異について検討を行った。

3.2 実物大の試験舗装による調査

路面性状と構造的健全性の関係を調べるため、延長 6.0m、幅員 3.5mの実物大の試験舗装を構築し、荷重車を走行所定輪数ごとに表-2に示す路面性状および構造調査を行った。

表-2 調査項目

道路調査項目		調査方法	頻度
路面性状	ひび割れ率	目視	走行輪数
	わたち割れ量	MRP	0, 1.5, 3, 5, 7, 10, 20万輪
構造調査	たわみ量	FWD	走行輪数
	弾性係数(各層)		



写真-1 舗装走行実験場

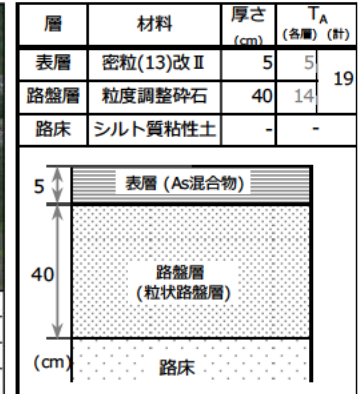


図-2 試験舗装走断面図

試験舗装は、写真-1に示す土木研究所所有の舗装走行実験場内にて構築した。図-2に試験舗装の断面図、図-3に路面性状および構造調査箇所を示す。試験舗装は、疲労破壊輪数が10万輪程度となるような舗装構成とし、試験舗装構築後、荷重車で輪荷重 49kN 換算輪数で20万輪まで载荷を行った。

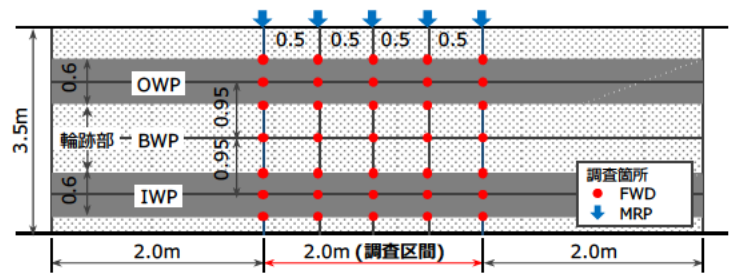


図-3 試験舗装平面図

4. 研究結果

4.1 構造的健全性の調査手法に関する検討

図-4に、FWD測定を行った4地点でのひび割れの形状と、FWD 载荷位置および、たわみ量を示す。図-5に、各地点ごとに、①ひび割れ直上 ②ひび割れ近傍③ひび割れのない箇所、それぞれで測定されたたわみ量の平均値および、③ひび割れのない箇所におけるたわみ量に対する①ひび割れ直上、②ひび割れ近傍

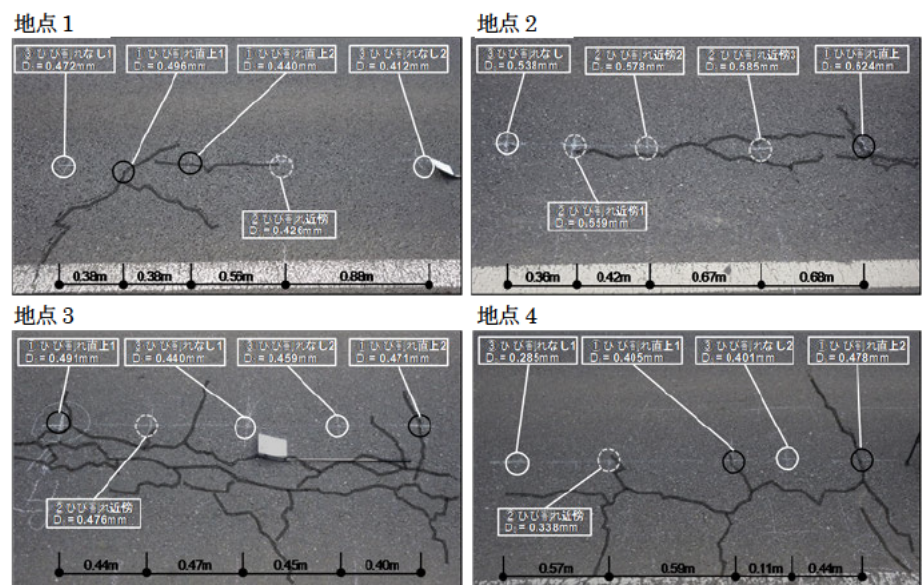


図-4 ひび割れ周辺での FWD 試験結果

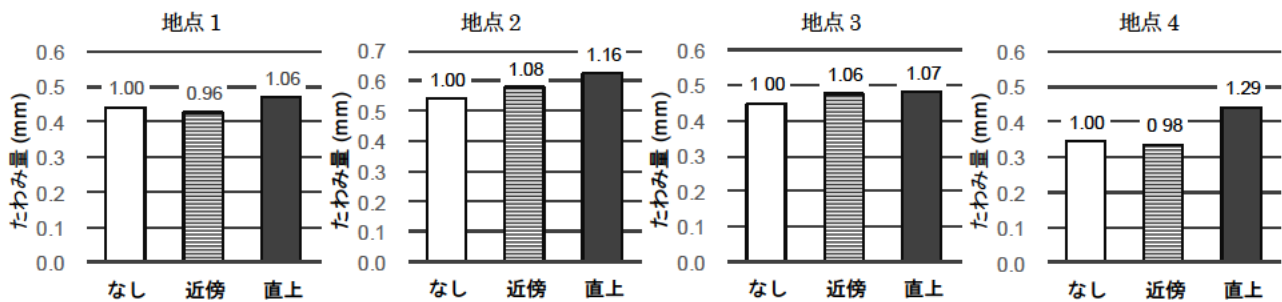


図5 ひび割れ周辺での FWD 試験結果

のたわみ量の割合をグラフ上に併せて示す。図-5 より、各測点とも、①ひび割れ直上のたわみ量が、③ひび割れの無い箇所のたわみ量に比べ6~29%程大きい値となった。また、②ひび割れ近傍のたわみ量は、③ひび割れの無い箇所のたわみ量に比べ差が小さい結果となっている。

ひび割れとたわみ量の関係は、舗装構成やひび割れの形状等も影響すると考えられるため、今後、様々なケースのデータを蓄積し、載荷位置とたわみ量の間関係を明らかにしていくとともに、ひび割れ上での FWD 測定時における留意点を整理していく予定である。

4.2 実物大の試験舗装による調査結果

実物大の試験舗装における促進載荷に伴う、路面性状および舗装構造の追跡調査結果を以下に示す。

図-6 に走行輪数と路面性状の関係を示す。図-6 より、ひび割れは走行 10 万輪までは発生せず、10 万輪以降からひび割れが進行し、20 万輪走行時にひび割れ率 16% となった。わだち掘れは走行直後から発生し、5 万輪までに約 30 mm、その後 10 万輪まではわずかに漸増し、10 万輪から 20 万輪にかけて再度 10 mm 程度の増加がみられた。

図-7 に走行輪数と FWD たわみ量の関係を示す。図-7 より、たわみ量は 10 万輪までは減少傾向となり、10 万輪から 20 万輪では、輪跡部 (OWP、IWP) にてわずかに増加の傾向がみられる。

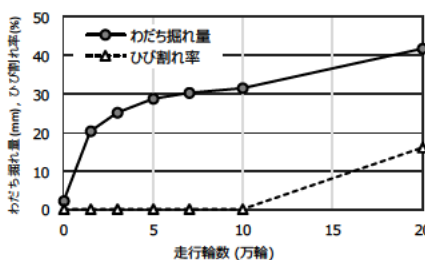


図-6 走行輪数と路面性状の関係

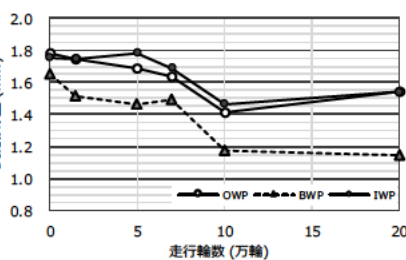


図-7 走行輪数と FWD たわみ量の関係

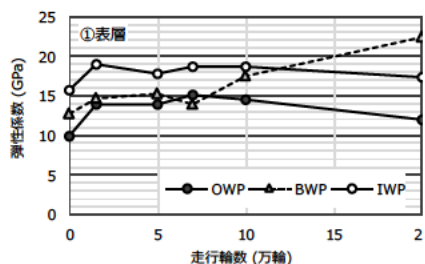


図-8 走行輪数と弾性係数の関係 (表層)

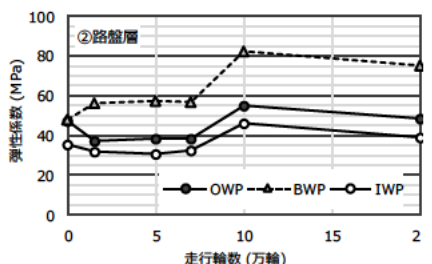


図-9 走行輪数と弾性係数の関係 (路盤層)

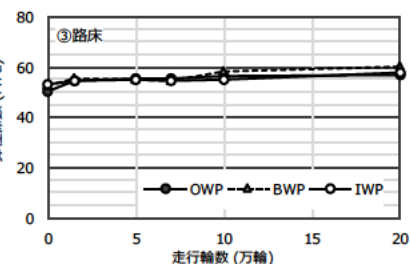


図-10 走行輪数と弾性係数の関係 (路床)

図-8、図-9、図-10 にたわみ量から逆解析にて得られた、舗装各層の弾性係数と走行輪数の関係を示す。図-8、図-9 より、表層と路盤層の弾性係数については、輪跡部の IWP および OWP に着目すると、10 万輪走行時点では走行開始時点よりもわずかに増加しているが、10 万輪から 20 万輪では減少傾向となっている。一方、図-10 より、路床の弾性係数については、場所によらずほぼ一定の値となっている。

以上の結果より、走行 10 万輪まではわだち掘れ量の増加はみられるものの構造的な健全性は失われず、ひび割れが発生し始めた 10 万輪以降では、特に輪跡部において、FWD によるたわみ量の増加や、表層および路盤層の弾性係数の低下がみられ、構造的健全性の低下が生じていると考えられる。本結果は、ひび割れの進展が、舗装の構造的健全性に影響を与えていることを実験的に確認したものと言える。

今後は、促進載荷および追跡調査を継続するとともに、新たな断面での試験舗装の構築、促進載荷試験および、追跡調査を行う予定である。

5. 結論

本研究により得られた知見等を以下に示す。

- ・ FWD 試験により、ひび割れ周辺のたわみ量を測定する場合、ひび割れの直上とひび割れない場所では 6~29%程度の違いが生じる。ひび割れ上にて FWD による適切な診断を行うためにはこれらの留意点を整理する必要がある。
- ・ 実物大の試験舗装への促進載試験の追跡調査により、ひび割れの発生と、舗装の健全度の低下の関係を実験により確認した。

6. 謝辞

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

所属：株式会社 NIPPO

<参考文献>

- 1) 国土交通省道路局：舗装点検要領、2016.10

鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工における長期耐久性に関する研究

チーム名等 トンネルチーム
氏 名 坂本 昇

1. まえがき

構造物のライフサイクルコストの低減や、昨今のコンクリート構造物の落下事故等への対応が求められており、トンネルに関しても、覆工コンクリートの安全性の向上や耐久性の向上を図ることが求められている。

NATM での覆工コンクリートで利用者被害につながる可能性もあるはく離、はく落の対策として、コンクリートの使用材料や配合等、コンクリート打設時の締固め方法、養生方法等の工夫が取られている。覆工コンクリートのはく離・はく落の対策の一つとして繊維補強コンクリートがあり、その中でも近年、鋼繊維補強コンクリート(Steel Fiber Reinforced Concrete, 以下、SFRC と称す)を採用した事例もある。また、SFRC は、無筋コンクリートに比べ曲げ強度、引張強度等の部材の強度が高くなるため、将来的には覆工コンクリートの部材厚さを薄くできる可能性があり、トンネル拡幅のような大規模更新工法への活用をすることも考えられる。

実際のトンネルにおいて、はく離、はく落に発展しやすいひび割れの進行等に対する SFRC の効果について検証するため、覆工コンクリートに SFRC を用いた試験施工区間において、コンクリート打設後から 10 年以上にわたり覆工コンクリートに発生した変状や坑内環境の長期計測を実施している¹⁾。

本研究では、SFRC を用いた覆工コンクリートに発生したひび割れについて、ひび割れの分散や進行の抑制の効果の検証について長期計測結果を用いて分析を行った。

2. 研究目的

本研究は、SFRC を用いた覆工コンクリートについて発生したひび割れについて、実際のトンネルにおいて長期計測を行い、その結果のうち、ひび割れの発生位置、方向等に着目し、ひび割れの分散や進行の抑制の効果を検証することが目的である。

3. 研究方法

3.1 対象としたトンネル

対象トンネルは、覆工コンクリートに試験施工として SFRC を用いたスパンがある A, B トンネルの 2 トンネルで、ともに寒冷地に位置したトンネルである。

図-1 に A トンネルの計測区間の位置を示す。A トンネルは、2001 年に完成した NATM で施工された 2 車線の道路トンネルである。覆工コンクリートの打設は 2001 年 2 月に行われ、コンクリート打設後 18 年経過した。対象区間は、覆工に SFRC を用いた区間が 2 スパン(スパン A-1, A-2)、プレーンコンクリート(以下、プレーン C と称す)を用いた区間が 1 スパン(スパン A-3)の 3 スパンである。

図-2 に B トンネルの計測区間の位置を示す。B トンネルは、2004 年に完成した NATM で施工された 2 車線の道路

トンネルである。覆工コンクリートの打設は2004年11月に行われ、コンクリート打設後14年経過した。対象区間は、覆工にプレーンCを用いた区間が2スパン(スパンB-1, B-2)、SFRCを用いた区間が1スパン(スパンB-3)の3スパンである。なお、両トンネルのSFRC区間で用いた鋼繊維は、長さ60mm、混入率0.5%であった。

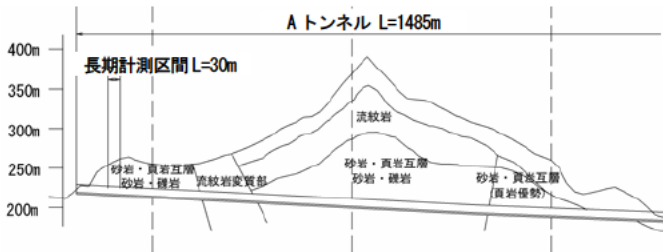


図-1 Aトンネル計測位置図

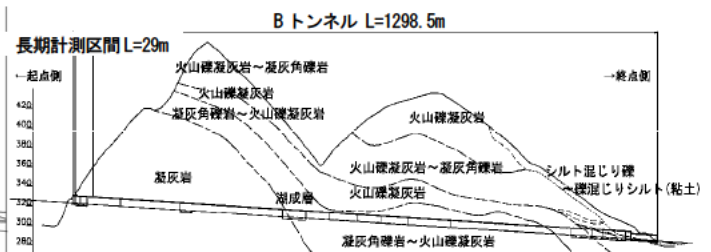


図-2 Bトンネル計測位置図

3.2 計測方法

A, Bの各トンネルにおいて、覆工コンクリート施工完了後から近接目視をおおむね年2回程度実施し、覆工コンクリートに発生した変状やその進行の有無を確認し、幅0.05mm以上のひび割れを対象に変状展開図を作成した。SFRCとプレーンCの代表的なひび割れにおいて、ひび割れ幅をパイ型変位計により自動計測を実施し、経年的変化を確認した。なお、ひび割れ幅の自動計測をひび割れ発生後に開始したため、ひび割れ幅の計測値はひび割れ幅の伸縮量を相対的に表したものである。また、覆工コンクリート内に温度計をコンクリート打設時に設置し、覆工コンクリート内部の温度を自動計測した。

4. 研究結果

4.1 計測結果

図-3にAトンネルの2017年2月時点の変状展開図を示す。SFRCのスパンA-1, A-2, プレーンCのスパンA-3ともに、アーチ天端部に縦断方向ひび割れがコンクリート打設の1年4ヶ月後に確認された¹⁾。スパンA-1では5年8ヶ月後に確認された縦断方向のひび割れもあった。プレーンCのスパンA-3では、そのひび割れ確認5年後と15年後にひび割れ沿いのうきが確認された。また、側壁部の横断方向ひび割れが、コンクリート打設から約8年後に確認された。図-4にAトンネルのひび割れ幅の変位量の計測結果を示す。ひび割れ幅の変位量は、3スパンとも季節変動に合わせ、毎年0~2mmで伸縮を繰り返す、コンクリート打設後4年後以降は毎年の変位量は一定である。ひび割れ幅の変化量

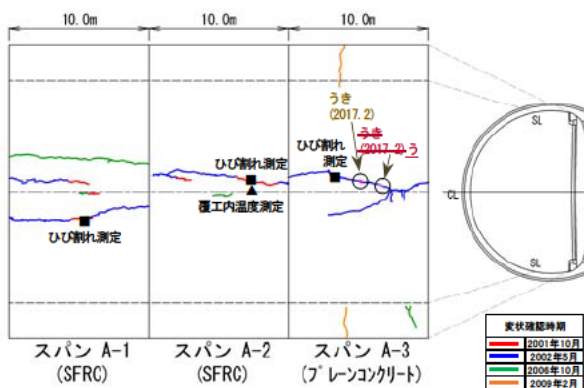


図-3 Aトンネル変状展開図

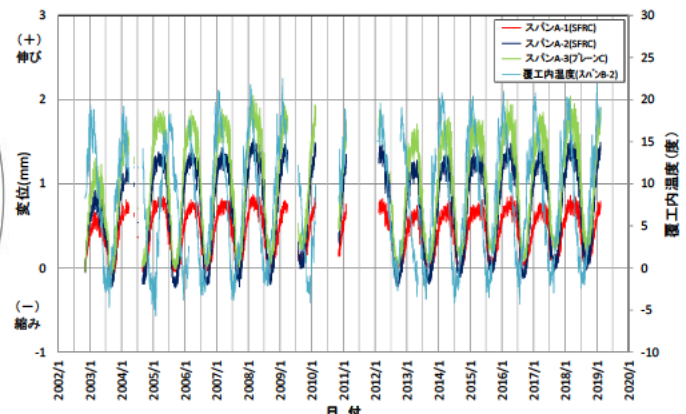


図-4 Aトンネルひび割れ幅 計測結果

は、SFRCがプレーンCに対し、小さくなる傾向が見られた。

図-5にBトンネルの2017年2月時点の変状展開図を示す。3スパンともアーチ天端部に縦断方向ひび割れがコンクリート打設の1年3ヶ月後に確認された¹⁾。プレーンCのスパンB-1, B-2では、側壁部に横断方向ひび割れがコンクリート打設の約2年後に確認され、その後の進行も確認された。SFRCのスパンB-3では、側壁部の横断方向ひび割れがコンクリート打設の6年後に確認された。3スパンともアーチ天端部のひび割れ沿いにうきがひび割れ確認後9年後に確認された。図-6にBトンネルのひび割れ幅の変位量の計測結果（覆工打設後11年目に計測開始）を示す。ひび割れ幅の変化量は、スパンB-2, B-3とも季節変動に合わせ、-1~1mmの範囲で伸縮を繰り返す、毎年の変位量がほぼ一定である。ひび割れ幅の変化量は、Aトンネルと同様にSFRCがプレーンCに対し、小さくなる傾向にあった。

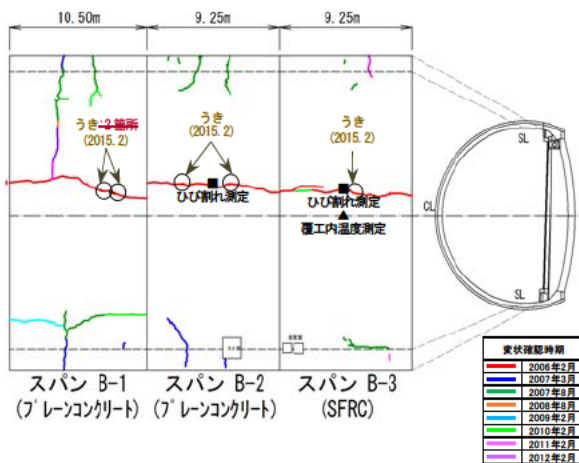


図-5 Bトンネル変状展開図

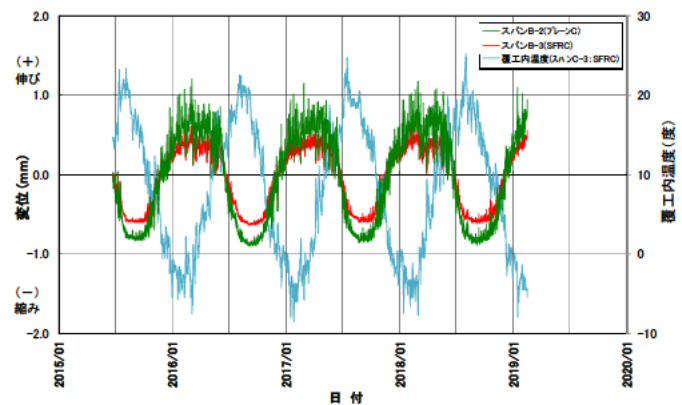


図-6 Bトンネルひび割れ幅 計測結果

4.2 長期計測の考察

Aトンネルのひび割れ幅は、図-4に示すように季節変動を繰り返す、コンクリート打設4年後までその幅が広がる傾向にあった。それ以降はほぼ一定の範囲で推移した。これは、外力作用ではなく、材質劣化に起因するひび割れであるためと考えられる。ひび割れ幅が増加した要因としては、コンクリート打設後4年間は乾燥収縮の影響が大きいと、ひび割れ幅が増加し、それ以降は季節変動による温度収縮の影響が大きいと考えられる。図-7にAトンネルでのひび割れ密度の経過を示す。ここで、ひび割れ密度とは、調査対象とした覆工スパン内の視認できる範囲にある幅0.3mm以上のひび割れの総延長を、その覆工スパン内の視認できる範囲の表面積で除した値である。ひび割れ密度は、覆工打設後5年以降で一定あるいは増加する場合でもわずかである傾向が見られた。また、スパンA(SFRC), C(プレーン), B(SFRC)の順に大きい結果となったが、その最大の差は2006年の時点で0.07m/m²であり、最新の計測までその差はほぼ変わっていない。

Bトンネルのひび割れは、図-6に示すようにコンクリート打設後11年経過しているが、ひび割れ幅がほぼ一定で推移していることから、Aトンネルと同様の傾向であると考えられる。ひび割れの発生は、SFRC、プレーンCともにアーチ天端部の縦断方向ひび割れではコンクリート打設後1~2年程度で確認され、側壁部の横断方向ひび割れはプレーンCでは2年以上経過して確認したが、SFRCでは発生がない場合や8年経過後に確認した場合もあった。図-8にBトンネルでのひび割れ密度の経過を示す。覆工打設後6年以降のひび割れ密度は一定あるいは増加する場合でもわずかである傾向が見られた。ひび割れ密度はスパンA(プレーン), B(プレーン), C(SFRC)の順に大きい結果となった。

ひび割れの進行は、2トンネルで多少の差はあるが、プレーンCに比べ、SFRCでひび割れの進行が少なく、その速度も遅い傾向であった。ひび割れ幅の変動は、コンクリート打設後10年以上経過後も確認され、その変動量はプレーンCに比べ、SFRCが少ない傾向であった。これは、SFRCによるひび割れ幅の進行の抑制に効果があったと考えられる。ただし、ひび割れ幅の変動は、部材長と温度変化量が関係しており、Aトンネルではアーチ天端付近で縦断方向のひび割れの数が多いことから、ひび割れ幅の変動量が小さくなったことも想定される。なお、ひび割れ沿いの局所的なうきの発生自体を防止する効果までは期待できないと考えられる。

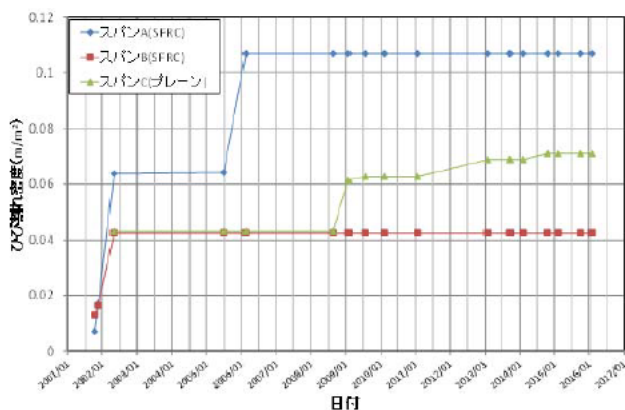


図-7 Aトンネル ひび割れ密度

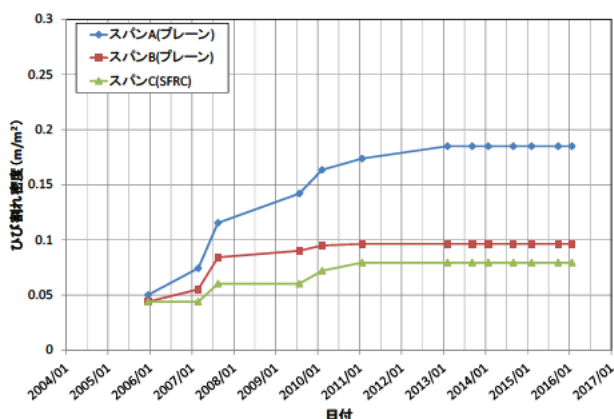


図-8 Bトンネル ひび割れ密度

5. 結論

本研究で示した限られた本数のトンネルでの長期計測結果からSFRCによりトンネル覆工のひび割れの進行が抑制される傾向が確認でき、長期のトンネル覆工の耐久性の向上に寄与する可能性があることが確認できた。しかし、限られた本数のトンネルでの長期計測結果ではあるが、実際の試験施工を通じて、その効果にはばらつきがあることも分かった。

今後は、コンクリートの配合、繊維の性状、環境条件等による影響を踏まえ、トンネル覆工コンクリートの長期の耐久性に及ぼす影響に対する検討が必要と考えている。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、ご指導を頂いた日下上席研究員、森本主任研究員、石村専門研究員に深甚なる感謝の意を表します。また、日常の議論を通じて多くの知識や示唆を頂いたトンネルチームの皆様に深甚なる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) 真下英人, 砂金伸治, 木谷努, 遠藤拓雄: 繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工のひび割れに関する研究報告書, 土木研究所資料, 第4000号, 2006.3

山岳トンネルに設置した換気用ジェットファンの軸力計測に関する研究

チーム名等 トンネルチーム
氏名 原 翔平

1. まえがき

平成 24 年に発生した中央自動車道笹子トンネル内の天井版落下事故を受け、トンネル内の道路附属物等（トンネルジェットファン等の重量構造物）に関わる一斉点検が実施された。その結果、安全上大きな問題はなかったと報告されているものの、附属物を定着するアンカーボルト等の不具合が確認され、その中にはジェットファン（以降 JF）の吊金具定着部のコンクリートのひび割れも含まれていた。

設計に当たっては JF 本体の自重に対して所定の安全率を確保する場合が多い¹⁾。JF の自重は 4 本の取付金具で分担している場合が多いが、設置した JF は不静定構造であるため、何らかの不均衡要因が働いた場合には取付金具の軸力分担率が大きく変動する可能性がある。しかし、実際に計測を行っている事例はほとんど無く、変動の程度等も明確になっていないというのが現状である。

2. 研究目的

本研究は JF の取付金具に実際に作用する軸力を計測することで、合理的な取付金具の設計および維持管理に資する基礎資料を作成することを目的として検討する。長期的な計測を実施することで、覆工コンクリートや取付金具本体の劣化による影響を考察し、トンネル維持管理に有用な分析を行う。本稿ではその計測概要と据付時、試運転時、トンネル供用後の軸力変動および地震による影響について報告する。

3. 研究方法

JF の設置方法として、吊り下げ式と固定式の二つの方法があり、一般的には吊り下げ式が用いられることが多い。この方法では JF 本体はトンネル覆工に設置された吊金具とターンバックルにより接続しているため、ターンバックルの軸力を計測することで吊金具に作用する荷重を計測することとした。



図-1 トンネル位置図

表-1 トンネル諸元

道路種別・等級	車線数	交通方向	設計速度	トンネル延長
第3種2級	2車線	対面交通	60km/h	1,742m



図-2 ジェットファン位置図

表-2 ジェットファン諸元

型名	口径 (mm)	全長 (mm)	噴流速度 (m/s)	風量 (m ³ /s)	概算重量 (kg)
1,250型	1,250	4,250	30	37	2,000

計測対象としたトンネルは、山岳工法により建設された国土交通省北海道開発局小樽開発建設部が管理する国道トンネルであり、図-1に位置図を、表-1にトンネル諸元を示す。トンネル延長は1,742mで、起点側坑口から168mの位置にあるJF(1250型)を計測対象としている(図-2参照)。

吊り下げ式で設置する場合には、JFは本体前後の2つの方向安定金具と中心部の4つの吊金具にターンバックルを接続することにより覆工に固定されている。各ターンバックルの役割として、方向安定金具に接続する2本はJF本体の向きを調整するために使用することが主目的となっているため、吊金具に接続する4本のターンバックルにてJFの重量(約2000kg)を支持するように設計している。本研究では各金具に接続する6本のターンバックル全てを対象として軸力を計測する。計測方法としては、ひずみゲージを用いてターンバックルの抵抗値の変化を計測し軸力を算出する。ひずみゲージに関して、長期的な計測を計画していることから焼き付け加工によりターンバックルへの接着を実施し、表面には防水処理を施している。JFの設置状況および計測器の取付概要を図-3および写真-1に示す。計測したデータは坑内に設置したデータロガーを通して電気室まで送り、室内にて回収作業等を行う。

JF本体の据付後に各ターンバックルに作用する軸力負担とJF試運転を実施した際の起動・停止による軸力変動を計測して、設計における計測結果(設計軸力)と整合が取れているのかを確認し、トンネル供用後の繰返しのJF運転と平成30年9月に北海道内で発生した地震による影響を分析した。

4. 研究結果

表-3にJF据付時の各ターンバックルにおける軸力変動の計測結果を示す(ターンバックル番号との整合は図-3参照)。引張方向を正、圧縮方向を負としている。これより、JF本体の据付時に方向安定金具に接続したターン

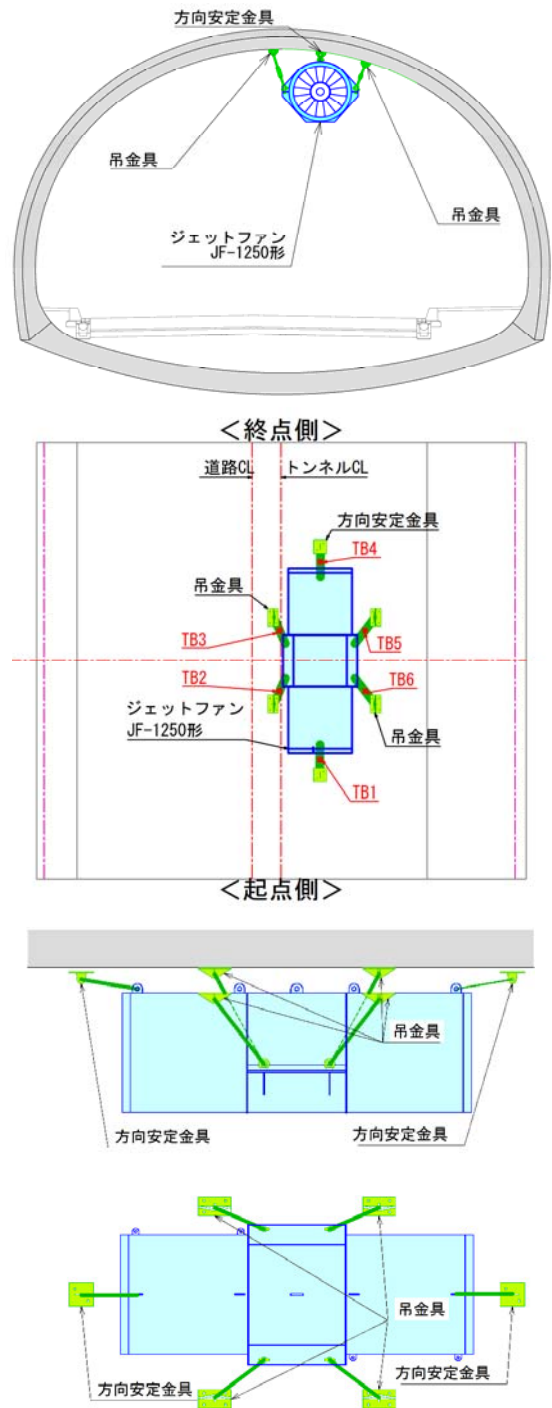


図-3 計測機器取付概要



写真-1 軸力計測状況

バックルに対して作用した軸力 (TB1・4) は平均で 0.288kN, 吊金具に接続したターンバックルに作用している軸力 (TB2・3・5・6) は平均で 7.615kN となっており, 前者は後者と比較して非常に小さく, 吊金具に接続した 4 本のターンバックルに荷重の大部分が作用していることが分かった. 図-4 に設計時の強度計算結果との比較を示す. 設計段階では JF 本体の荷重は 4 つの吊金具に作用するように計画されているため, 据付時の計測結果は設計方針と整合が取れている. 本来は TB2=TB3, TB5=TB6 となると考えられるが, TB3 は TB2 よりも 11%程度, TB5 は TB6 よりも 14%程度大きな軸力が作用している. 図-5 に示すようにトンネル起点側から JF 本体を見た際の L 側のターンバックル (TB2・3) にかかる軸力の平均が 5.149kN に対して, R 側 (TB5・6) では 10.082kN となっており 2 倍程度の差が生じている. L 側と R 側でターンバックルの軸力に差はあるものの, 設計時のターンバックルおよび吊金具の強度計算結果と同様の傾向となっている. これは, ターンバックル本体の覆工への接続角度が異なっているため荷重に差が生じている. 単独のターンバックルに作用する軸力は TB5 で計測した 10.742kN が最大値となっている. 設計時の強度計算結果より, 実際の計測結果においても十分な強度を有しており, 所定の安全率を満足していることを確認できた.

JF 試運転は正転 (終点側方向への推力が作用) と逆転 (起点側方向への推力が作用) の検討を行っている. 推力が作用した方向と各ターンバックルに作用する軸力の向きと大きさの概要を図-6 に示す. これより各運転時において推力が働いている側 (空気の排出側) の吊金具に接続されたターンバックルでは引張方向に荷重が作用し, 逆側では圧縮方向に荷重が作用していることを確認した. 方向安定金具でも正転時の TB4 を除いて同様の傾向が認められている. また正転時には方向安定金具 (TB1) に最も大きな変動が出ているのに対して, 逆転時には吊金具 (TB2) に最も大きな変動が出

表-3 据付時軸力計測結果

計測時期	TB1	TB2	TB3	TB4	TB5	TB6
据付前(kN)	0.048	0.051	-0.051	0.144	-0.048	0.093
据付後(kN)	0.382	4.929	5.368	0.385	10.694	9.515
軸力変動(kN)	0.335	4.878	5.419	0.240	10.742	9.421

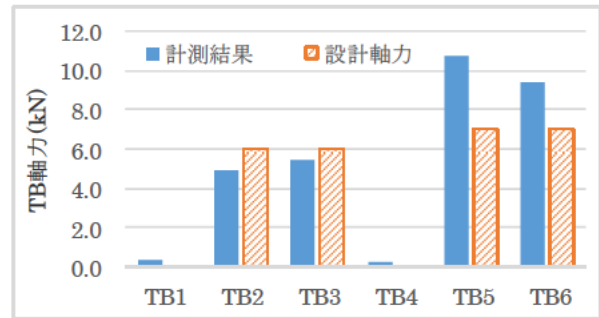


図-4 設計軸力との比較(据付時)

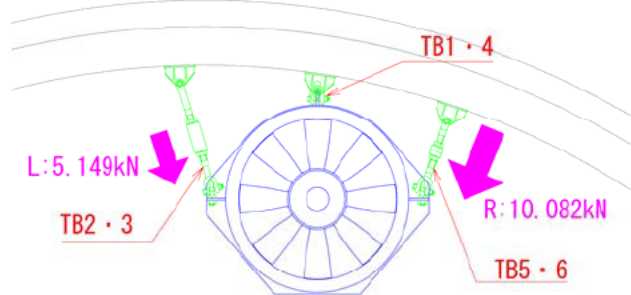
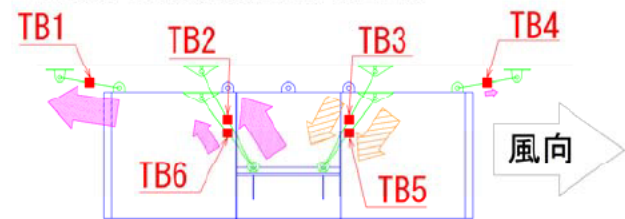


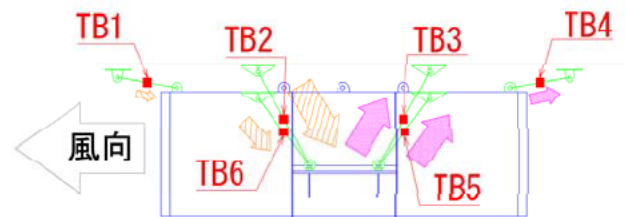
図-5 軸力変動概要図

➡ : 圧縮方向 ⇨ : 引張方向

※各矢印の面積は軸力の大きさに比例



(a) 試運転時: 正転



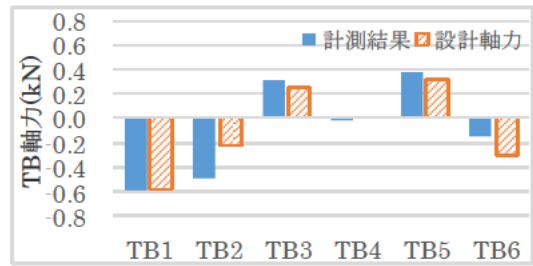
(b) 試運転時: 逆転

図-6 JF 推力方向および荷重方向

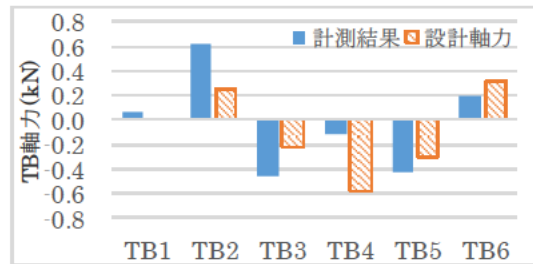
ている。各運転時における軸力変動について各ターンバックルでばらつきがあり、今回の計測結果からは軸力変動に傾向は認められなかった。

起動時の JF 推力の影響によるターンバックルの軸力変動と強度計算結果との比較を図-7 に示す。方向安定金具類には JF 推力による引張力を考慮した強度計算を行っている。軸力変動は設計時の計算結果と類似した傾向となっており、変動量は JF 据付時に作用する軸力と比較して 10 分の 1 程度であり、非常に小さいという結果を得た。以上の結果より、JF 稼働による推力を考慮した場合でも十分な強度を確保できていることが分かった。

トンネル供用後に JF 稼働状況を確認し、一定の期間内での繰返しの JF 運転による軸力変化を分析した。ここでは 1 日当たりの運転回数が最も多い日を対象としており、運転回数は 6 回で運転時間は累計で 2 時間程度であった。期間内の 1 回目運転時と 6 回目運転時の軸力変動の結果を図-8 に示す。軸力変動が顕著に認められた TB1 の計測結果を示している。

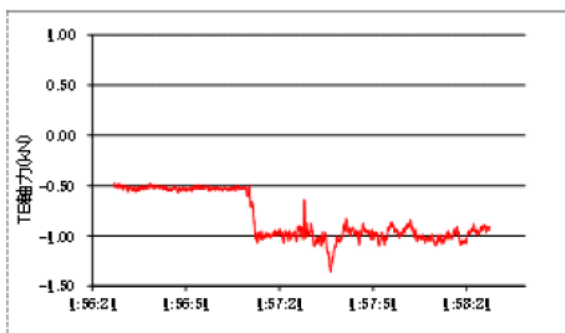


(a) 試運転時：正転

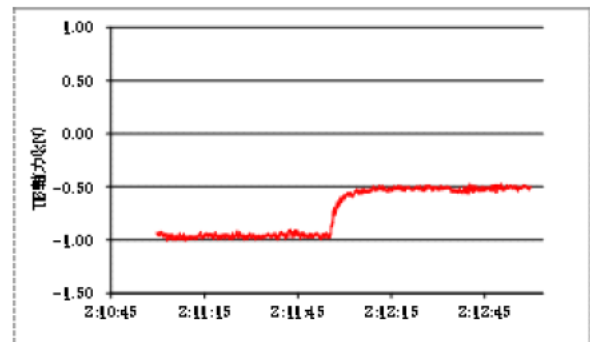


(b) 試運転時：逆転

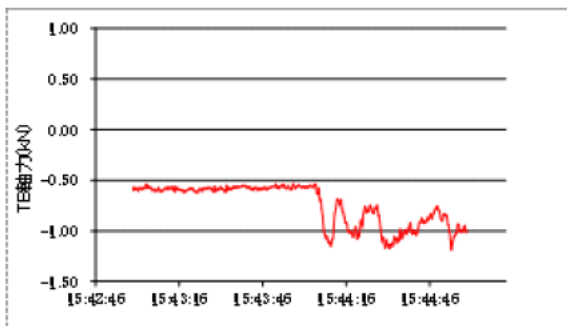
図-7 設計軸力との比較(試運転時)



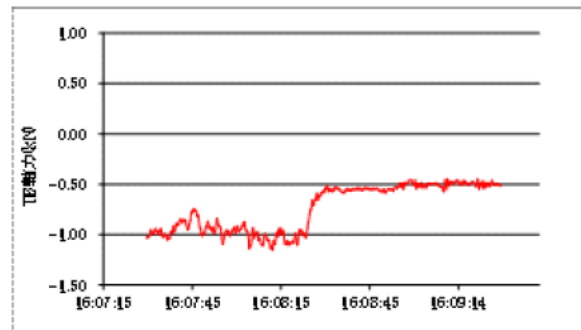
(a) 運転起動時の軸力変動：1 回目



(b) 運転停止時の軸力変動：1 回目



(c) 運転起動時の軸力変動：6 回目



(d) 運転停止時の軸力変動：6 回目

図-8 繰返しの JF 運転による軸力変動(TB1)

1 回目運転起動時には 0.5kN 程度の圧縮方向の軸力が働き、運転停止時には当初の荷重状態に戻っている。その後には繰り返し運転し、6 回目運転時の軸力も 1 回目と同様に 0.5kN 程度の圧縮方向の軸力が働き、運転停止時にも同様に稼働前に近い軸力に戻っていることが分かった。この結果より繰り返しの JF 運転自体による軸力変動は発生するが、運転が停止すれば荷重状態は運転前と同等程度に戻ることを確認した。

平成 30 年 9 月 6 日に北海道内で最大で震度 7 の地震が発生し、その後も震度 3 以上の地震が頻発した。表-4 に最大震度と計測対象トンネル付近(小樽市)で観測された最大震度および加速度を示す。トンネル付近では最大で震度 4 が観測され、それ以降も震度 3 以下の地震が複数回発生している

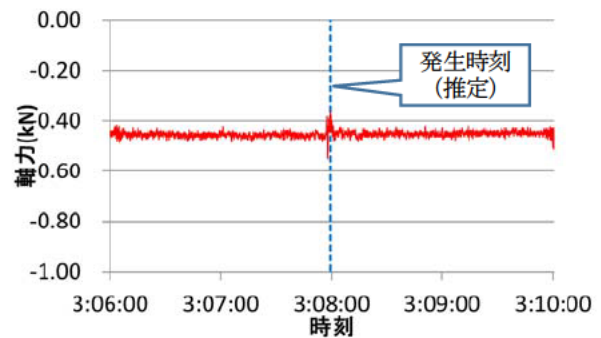
トンネル付近の観測所で計測した地震の中で最も震度が大きい No. 1 の地震と 2 番目に大きい No. 7 の地震発生時の軸力変動について検証した。トンネル内に設置した計測機器と観測所では計測時刻に差異が生じているため、軸力変動を正確に捉えることは難しい。ここでは観測所からトンネルまでの距離による時刻差を計測器自体の時刻差に考慮した上で対象の軸力変動箇所を推定した。

No. 1 の地震発生時(最大震度 4)の軸力変動を図-9 に示す。(a)は 6 本のターンバックルの中で顕著に変動が現れた TB1 の計測結果で、軸力変動は 0.1kN 程度となっている。TB4 でも同程度の変動が認められている。(b)は吊金具の一つである TB5 の計測結果であり軸力変動がほとんど認められず、計測中に発生しているノイズと判別できない程度であった。他の 3 本の吊金具でも同様の計測結果であった。TB 1 および 4 の方向安定金具は吊金具と比較して JF 本体か

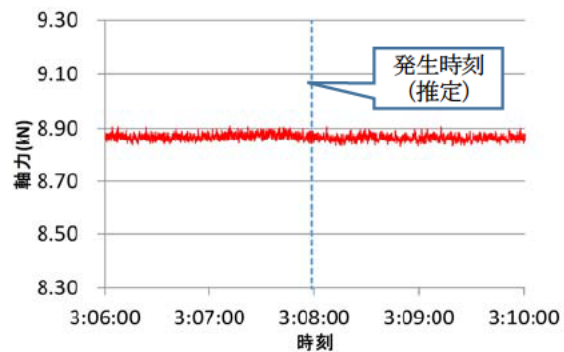
表-4 地震概要

No.	発生時間	M	最大震度	最大震度 (小樽市)	最大加速度(gal)			
					N-S	E-W	U-D	合成値
1	3:07:59	M6.7	7	4	61	56	29	64
2	3:17:09	M4.7	4	2	2	4	1	5
3	3:20:10	M5.5	4	2	6	7	3	8
4	3:23:49	M4.8	4	2	3	2	1	3
5	3:32:52	M4.6	4	1	2	2	1	3
6	4:10:48	M4.7	4	1	2	2	1	3
7	6:11:30	M5.4	5弱	3	14	12	5	16
8	6:32:33	M3.9	3	1	1	2	1	2

震度: 気象庁の各種・資料・データを参照
 加速度: 防災科学研究所の強震観測網を参照



(a)TB1



(b) TB5

図-9 No.1 地震発生時の軸力変動

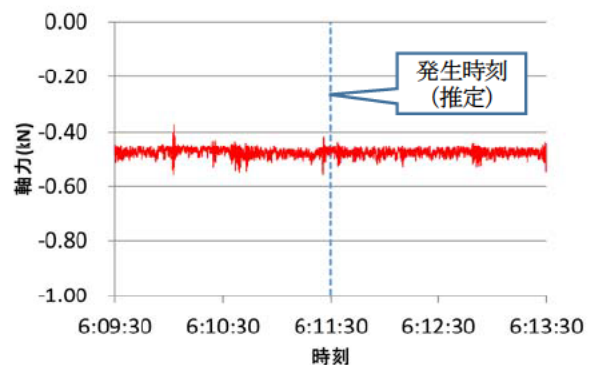


図-10 No. 7 地震発生時の軸力変動

ら作用する荷重が非常に小さいため、地震動の影響を受けやすい可能性がある。次に、No.7の地震発生時(最大震度3)の軸力変動(TB1)を図-10に示す。これより、本地震発生時には軸力がほとんど変動していないことを確認した。この他のTBにおいても同様に軸力変動は認められなかった。ここで、表-4に示した各地震の加速度よりNo.1はNo.10の4倍の加速度となっており、この差が変動にも影響したと考えられる。

先述の計測結果より、JF据付時には1本あたりに最大で10kN程度の荷重がターンバックルに作用し、JFを稼働させた際の変動は最大で0.6kN程度であったことが確認されている。これらの計測結果と比較して、今回発生した地震による影響は非常に小さいことが分かった。

5. 結論

道路トンネルに設置したJFの取付金具に作用する軸力計測を行い、据付時の計測結果について確認し、吊金具に作用する軸力と比較して方向安定金具に作用する軸力は非常に小さいという結果が得られた。この結果は設計時の計算結果と整合が取れている。また、供用前のJF試運転時の計測結果より起動および停止による軸力変動は比較的小さく、JF運転単独での影響は小さいことを確認した。トンネル供用後の繰返しのJF運転時の軸力変動はJF単独運転時と同様の傾向となっており、運転停止後の軸力は運転前と同程度になることを確認した。平成30年9月6日に発生した地震(計測値付近で最大震度4を観測)において最大で0.1kN程度の軸力変動が発生した。これはJFの自重による軸力やJF起動等による軸力変動と比較して小さく、この範囲の大きさの地震であれば軸力への影響は非常に小さいとことを確認した。ただし、これらの結果は限定的な条件の1JFにおける計測結果であり、全てのトンネルに対する普遍的な傾向であるとは言えない可能性もある。覆工や取付金具等の材料劣化の進行によって作用する荷重は変動すると考えられるため、長期的に計測を継続して諸要因による影響を分析していくことが重要である。

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、小出主任研究員に深く感謝いたします。また、日ごろの勉強会等を通じて、多くの知識や示唆をいただいたチームメンバーにも感謝いたします。本計測は北海道開発局の全面的な協力により実施したものであり、関係各位に深甚なる謝意を表します。

所属：株式会社ダイヤコンサルタント

<参考文献>

- 1) 道路トンネル技術基準(換気偏)・同解説, 日本道路協会, 平成20年改訂版

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

毎年のように全国各地で浸水被害が発生している。2015 年には関東・東北豪雨によって鬼怒川の水位が上昇し、堤防決壊によって堤内に水が氾濫した。2016 年には岩手県東部において台風第 10 号の影響により二級水系小本川で大規模な氾濫が発生し、グループホームの入所者の方々が被害に遭われた。2017 年にも九州北部豪雨によって朝倉市周辺で未曾有の豪雨となり、筑後川水系花月川では観測史上最高水位を記録した。このような状況下において、地域住民は適切な避難行動に資するためには、数時間先の洪水予測が有効な防災情報となり得る。

2. 研究目的

既往研究¹⁾では筑後川水系花月川において平成 29 年 7 月九州北部豪雨を対象とし、RRI モデル²⁾と気象庁からリアルタイム配信される解析雨量・降水短時間予報を用いて水位予測誤差の現状について把握した。この結果、現時刻であっても予測誤差の幅が大きいことが明らかとなり、水防活動への初動として大きな課題があることを改めて認識した。

中山間地河川における短期洪水予測の実情は種々の不確実性を含んでおり、例えば、気象・水文観測、予測雨量、流出モデル、データ同化などが挙げられる。リアルタイムでの水位予測はこれらの相互作用によって決定され、それぞれの不確実性を極力小さくするために各分野で研究が進んでいる。最近では水理・水文モデルの精度向上を目的として現時刻の状態量をリアルタイムに補正するデータ同化技術の研究が盛んに報告されている。

本研究では、既往研究における現状の課題を踏まえ、中山間地河川における河川水位の予測精度向上を目的し、データ同化技術の一種である粒子フィルタを適用した RRI モデルによる水位予測技術に関する研究である。

3. 研究方法

3.1 対象河川と近年の豪雨災害

本研究では図-1 に示すように、大分県日田市に位置する筑後川水系花月川を対象とした。流域面積は 136.1km²、流路延長 16.6km、流域の 81%が森林に覆われる典型的な中山間地河川である。

花月川では近年度重なる豪雨によって水災害が頻発しており、平成 24 年 7 月には堤防決壊による大規模な外水氾濫や溢水氾濫が発生し、河川激甚災害対策特別緊急事業に指定された。平成 29 年 7

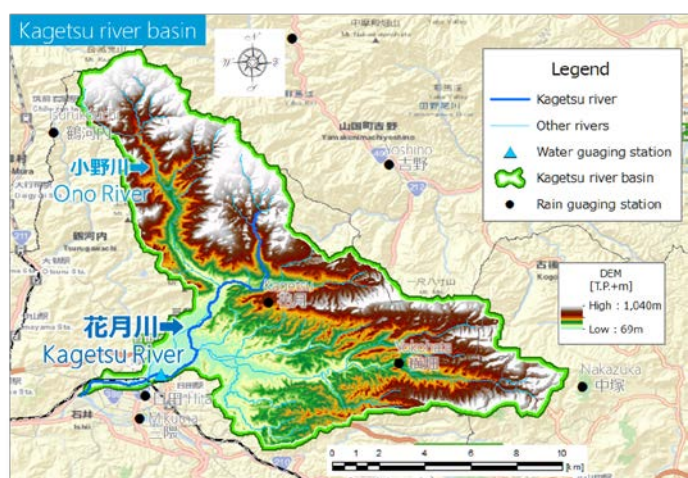


図-1 筑後川水系花月川位置図

月には当該事業の河道改修効果もあり、大規模な外水氾濫こそなかったものの急激な水位上昇を伴い観測史上最高水位を更新した。本研究では外水氾濫の影響が少なく、近年稀にみる豪雨災害であった平成 29 年 7 月九州北部豪雨を対象とした。

3.2 RRI モデル

RRI モデル²⁾は、降雨を入力として河道流量から洪水氾濫までを流域スケールで一体的に解析できるモデルであり、国立研究開発法人土木研究所 ICHARM が開発した水文モデルである。概念図を図-2 に示す。斜面や河道の追跡は Diffusive wave 法で近似し、適応時間ステップルンゲクッタ法や OpenMP のスキームを導入することでリアルタイムシミュレーションを実現できる水文モデルとなっている。

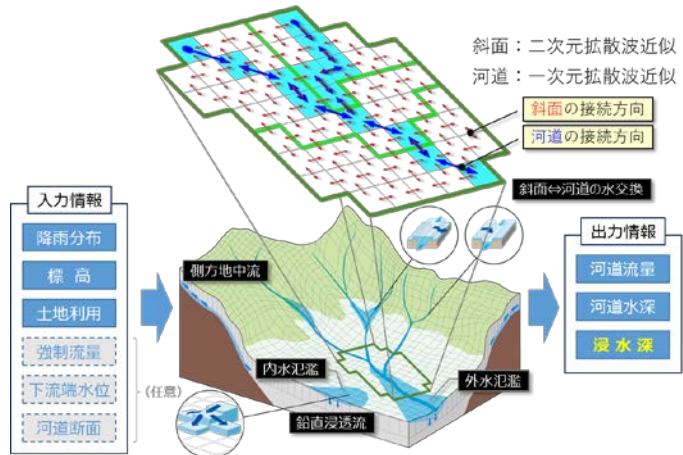


図-2 RRI モデルの概念図

RRI モデルにおけるモデルパラメータのキャリブレーションには定量的な信頼度の高い気象庁解析雨量を用い、一般値の範囲内で最適なパラメータ同定を行った。

洪水の再現性をピーク誤差と Nash-Sutcliffe (NS) 係数で評価し、ピーク誤差+0.2m、NS 係数 0.97 と高い再現性が確認された。

3.3 粒子フィルタ

3.3.1 逐次推定アルゴリズム

粒子フィルタ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。一般に状態空間モデルは、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を $\theta_{s_t}, \theta_{o_t}$ 、そしてシステムノイズと観測ノイズを u_t, v_t を用いて(1)式と(2)式のように表す。

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

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

システムノイズ u_t と観測ノイズ v_t はそれぞれ非ガウスの確率密度関数 $q(u), r(v)$ に従う。本研究ではこれをホワイトガウスノイズとして扱い、観測ベクトル y_t が得られた後、フィルタリングされた状態ベクトル x_t の確率分布はベイズの定理により(3)式で推定する。

$$p(x_t | y_{1:t}) = \frac{p(y_t | x_t) p(x_t | y_{1:t-1})}{p(y_t | y_{1:t-1})} \quad (3)$$

本研究では状態空間を逐次修正していくための処理として、図-3 に示すようなサイクルを繰り返す。まず、Step1 では現時刻を $t-1$ とし、 i 番目の粒子 ($i = 1, 2, \dots, N$) についてフィルタリング後の状態量 $x_{t-1}^{(i)}$ が得られているとする。ただし、計算開始時点の初期の状態空間ベクトルは $u_t \sim N(1, 0.4^2)$ に従うガウス分布として生成する。

予測では 1 次元の乱数 $u_t^{(i)} \sim q(u)$ を生成し、(1)式のシステムモデルを用いて i 番目の粒子 ($i = 1, 2, \dots, N$) の予測

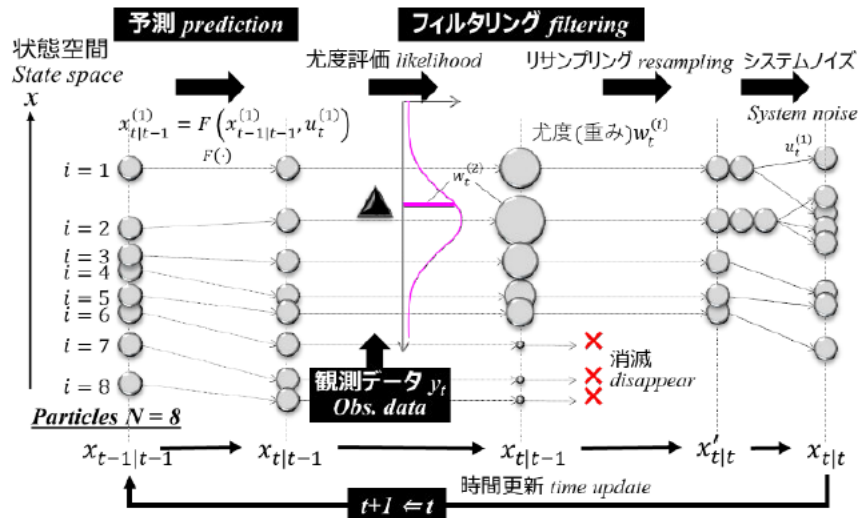


図-3 粒子フィルタにおけるアルゴリズムの概念図

値 $x_{t|t-1}^{(i)}$ を計算する。これにより事前分布が(3)式によって求まる。この時点で観測ベクトル y_t が入手できるため、(3)式の $p(y_t|x_t)$ は状態ベクトル x_t のときに観測ベクトル y_t を得る確率（尤度）であり、(2)式の観測方程式から求まる $R_t(y_t|x_{t|t-1}^{(i)})$ の条件付き確率分布によって評価できる。リサンプリングでは先の正規化した尤度（重み） $w_t^{(i)}$ に比例する割合で $x_{t|t-1}^{(i)}$ を復元抽出し、抽出した粒子を $x_{t|t}^{(i)}$ とする。本研究ではドント方式で粒子を復元抽出し、パターンの固定化による衰退を防ぐため抽出後の状態ベクトル $x_{t|t}^{(i)}$ に対し固定粒子を除く全粒子に $u_t \sim N(0, 0.4^2)$ に従う摂動を与えた。

3.3.2 逐次推定状態量

先行研究では立ち上がりでの予測精度に課題があり、これは洪水初期において水文モデルに起因する流域内の土壌水分条件の推定誤差が一因と考えられる。本研究では、図-4に示すようにRRIモデルの斜面の水文過程に着目し、メッシュ毎の斜面水深 hs に対する係数 α を状態空間として更新する。また、時間更新後 t におけるRRIモデルの初期状態量は、尤度（重み） $w_{t-1}^{(i)}$ が最大となる粒子が保有する斜面水深 $hs_{t-1}^{(i)}$ を引き継ぎ、システムノイズ $u_t^{(i)}$ を摂動として与えられた $x_{t-1|t-1}^{(i)}$ からなる。

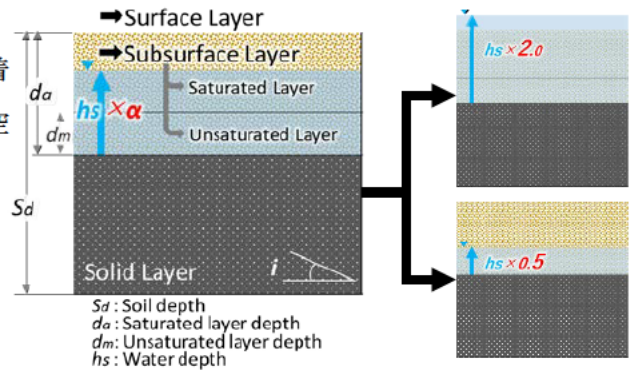


図-4 RRIモデルにおける単一メッシュのモデル構造と粒子化する状態量のイメージ。例えば、右上は時間発展後斜面水深 hs を2.0倍に状態修正したことを表す。

4. 研究結果

4.1 降雨完全予測による実証実験

ここでは前述した粒子フィルタのアルゴリズムによって適切なRRIモデルの状態空間を推定できているかを議論するため、予測降雨的中率を100%とした降雨完全予測の条件下で実証実験した。図-5には、粒子フィルタを適用した6時間先までの予測水位ハイドログラフと図-7(青色)には予測誤差分布を示す。この結果、RRIモデルと解析雨量によって連続計算された計算水位（図-5 青色実線）に比べ、予測水位（黒点線）は観測水位（黒三角）に対して良く追従していることがわかる。特に7/5 14:00~17:00の水位上昇部では予測水位の精度が向上してい

ることがわかり、前述した粒子フィルタのアルゴリズムによって河川水位の予測精度が向上していることを証明している。

4.2 実降雨予測による検証

気象庁からリアルタイム配信されている降水短時間予報を用いて6時間先までの予測シミュレーションを実施した。図-6には粒子フィルタを適用した場合の予測水位 (PF: 赤点線) と粒子フィルタなしの予測結果 (NonPF: 灰色点線) を重ねた。その結果、現時刻では NonPF に比べて観測水位にデータ同化できていることがわかる。一方、リードタイムが長くなるほどPFとNonPFの差がほとんどなくなっていることも確認できる。これは、水位観測所地点において、粒子フィルタで修正されるRRIモデルの空間状態量の同化効果が小さくなり、予測降雨の影響の方が大きくなるためである。つまり、小河川である花月川では2時間先以降の河川水位は流域状態量より予測雨量が支配的になるためと考えられる。

5. 結論

本研究では、中山間地河川における河川水位の予測精度向上を目的とし、RRIモデルの斜面水深を状態量とする粒子フィルタを適用してその有効性を検証した。降雨完全予測で実証実験した結果、特に水位上昇部で精度良く観測水位に同化され、本研究で提案する粒子フィルタのアルゴリズムの有効性が証明できた。また、実降雨予測であっても花月川では2時間のリードタイムが確保できることが確認でき、水防活動や避難行動の初動を確保する上で、有効的な同化技術であると考えている。

<参考文献>

- 1) 中村要介, 池内幸司, 阿部紫織, 小池俊雄, 江頭進治: 中山間地河川における洪水予測と予測水位誤差—平成29年7月九州北部豪雨を例として—, 土木学会論文集B1(水工学) Vol. 74, No. 4, I_1177-I_1182, 2018.
- 2) Sayama, T.: "Rainfall-Runoff-Inundation(RRI) Model Technical Manual", Technical Note of PWRI, No. 4277, 2014.

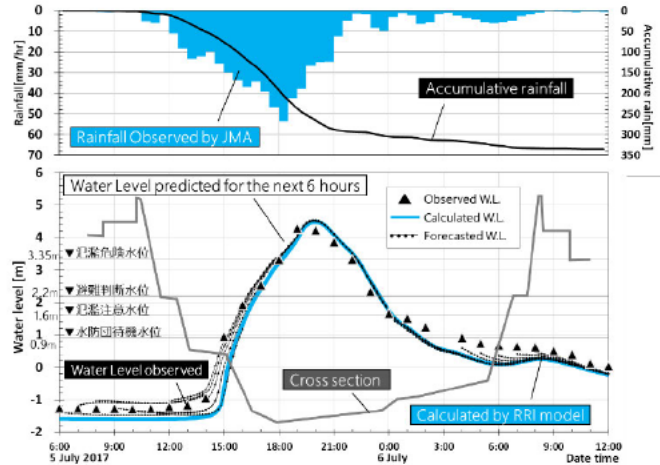


図-5 降雨完全予測による粒子フィルタを適用したRRIモデルの6時間先の予測水位

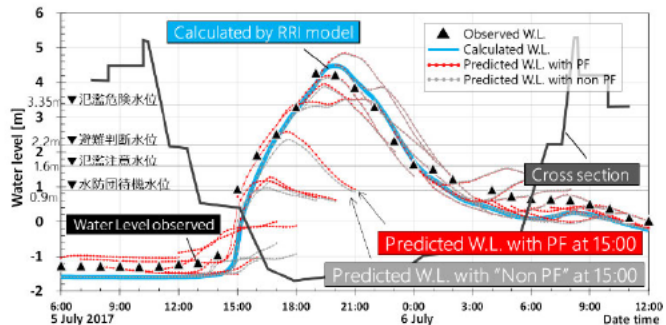


図-6 RRIモデルと気象庁の降水短時間予報を用いた6時間先までの実予測結果。図中赤線: 粒子フィルタによるデータ同化あり、図中グレー線: データ同化なしを表す。

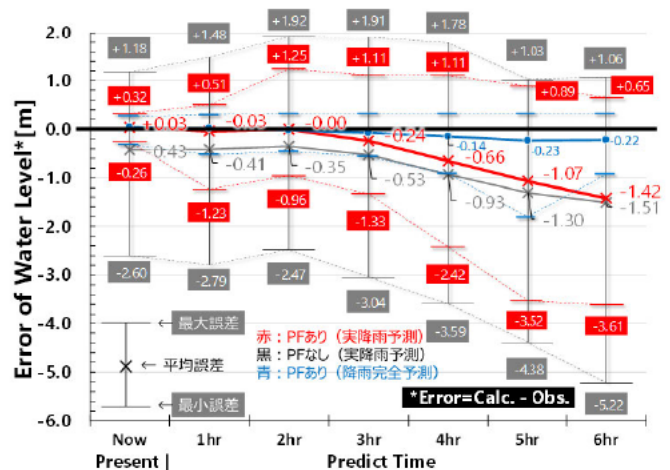


図-7 粒子フィルタあり・なしにおける予測誤差分布図。

所属: 室町技術株式会社

岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 今 広 人

1. まえがき

岩盤を杭基礎の支持層とする場合には、一般に強固で良好な支持層とみなされ、高い鉛直支持力が期待でき、杭の沈下等の不具合が生じることはないと考えられてきたが、亀裂や風化等の影響で物性値や支持力が大きく異なることや施工時に杭先端地盤を乱すことなどにより、沈下等の不具合を起こす事例が散見されている。また道示IV¹⁾において、岩盤を支持層とした場合の杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式が示されておらず、実務では設計者の判断による杭先端の極限支持力度の推定等（例えば、良質な砂れき層と同等の値の推定式の適用等）、杭工法の選択が限定的になっているのが現状である。

2. 研究目的

本研究では、これまで収集した岩盤を支持層とした鉛直載荷試験データの分析結果に基づき、杭先端の極限支持力度の推定式を検討して、提案する。検討にあたっては、道示IV¹⁾で信頼性に基づく部分係数設計法が導入され、部分係数を乗じる前の段階ではできるだけ平均的な特性を評価するという方針を前提として、岩盤条件や支持力推定に用いる地盤調査法や杭工法の違いなどについて考慮することとした。

3. 研究方法

3.1 鉛直載荷試験結果の分析及び試験値の整理方法

岩盤を支持層とする既往の鉛直載荷試験データのうち、杭先端の極限支持力度の推定式の分析に用いるデータとしては杭諸元、岩盤条件、載荷試験データ等が不明な条件に該当するものは除外することを基本とした。

除外条件に該当する載荷試験データを除いた鉛直載荷試験データは37例である。杭工法別に支持力推定式を提案するには一定数の載荷試験データが必要であることから、杭先端の支持力機構や施工法が同様とみなせる杭工法についてはグルーピングを実施して、統計量の分析に必要な載荷試験件数を合算して先端支持力の推定式を提案することとした。検討対象とする杭工法は場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）、中掘り杭工法（コンクリート打設方式）となる。岩盤分類および杭工法別の載荷試験データ数の内訳を表-1に示す。支持層とした杭先端の岩盤は、硬岩での載荷試験データは5例で、軟岩での載荷試験データは32例である。

表-1 岩盤分類別の載荷試験データ数の内訳

岩盤分類		杭工法	分析に用いる試験データ数
硬岩	新鮮岩または亀裂の少ない岩	場所打ち杭工法（オールケーシング工法）	1
		場所打ち杭工法（オールケーシング工法）	2
	亀裂が多い岩	中掘り杭工法（コンクリート打設方式）	2
軟岩	風化軟岩（圧縮性の高い風化軟岩を含む）	場所打ち杭工法（オールケーシング工法）	12
		プレボーリング杭工法	2
		鋼管ソイルセメント杭工法	1
	堆積軟岩	中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	1
		場所打ち杭工法（オールケーシング工法）	3
		プレボーリング杭工法	6
		鋼管ソイルセメント杭工法	1
	中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）	6	
合計			37

道示IVでは、杭の鉛直載荷試験で得られた杭頭部の荷重と変位の関係が変位軸に平行になったときの荷重を極限支持力とし、杭頭部の変位が杭径の10%を超えても荷重と変位の関係が変位軸に平行とみなせない場合には、杭頭部の変位が杭径の10%に達したときの荷重を極限支持力とすると定めている。杭頭部の荷重と変位の関係に関連づけて規定されている理由は、基礎の沈下量が上部構造に与える影響を考慮するためである。このことから、杭先端の極限支持力度の評価においても杭先端荷重と杭頭変位の関係で整理することとする。

個々の載荷試験は試験方法や載荷荷重レベルが異なるため、杭先端極限支持力度の推定方法も異なってくる。こうした載荷試験の種類や載荷荷重レベルに応じたデータの整理方法を図-1に示す。ここで、極限支持力に相当する杭頭変位量まで載荷している試験であっても、通常、杭頭変位量10%での実測値はないため、こうしたケースも含め、全ての載荷試験データをWeibull分布曲線式で近似・連続化した上で極限支持力を評価している。既往の研究²⁾では杭先端荷重がWeibull分布曲線で求められる降伏荷重の1.2倍を満たさない場合(図-1整理方法③、⑥)には、極限支持力の推定精度が悪くなることが懸念されることから、参考値として扱われた。ただし、岩盤の場合には一般に発揮される先端支持力が非常に大きく、結果として条件を満たさない場合も少なくない。また、支持力推定式を提案する上では載荷試験データ数が多いほど信頼性が高くなり、できるだけ多くの岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験データに対して検証が行えるように配慮する観点から、整理方法③、⑥の場合でも統計量の分析に必要となる載荷試験データとする考え方もできる。ここでは整理方法③、⑥に分類される載荷試験データの扱いに関しては、推定された極限支持力が不自然に大きな値になっていないかを確認しつつ、後者の考え方にに基づき整理することとした。

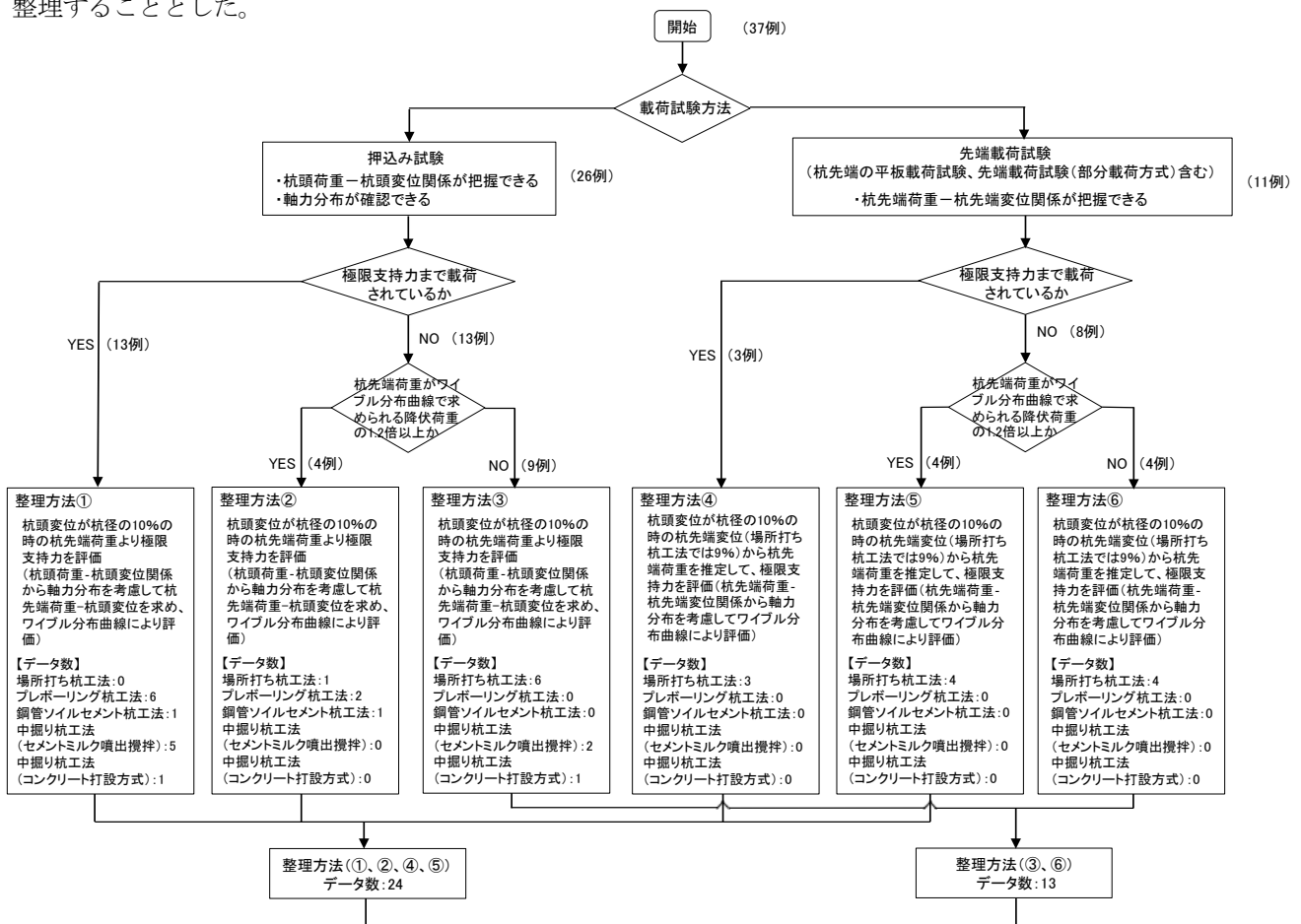


図-1 載荷試験データ整理方法のフロー

3.2 杭先端の極限支持力度の特性値の推定式の検討

杭先端の極限支持力度の特性値の推定式は、載荷試験データを用いて、岩盤区分・杭工法区分に応じて、地盤調査方法から得られた一軸圧縮強度 q_u または N 値との関係式として求めた。これは、岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の特性値を推定する地盤定数としては、岩盤特有の亀裂や風化などを考慮することが重要であり、岩盤全体の亀裂や風化の状態を考慮することができる指標を用いるためである。

推定式を提案する上で軟岩については、生成年代の違いを実務設計で明確に判別することが困難であることから、風化軟岩と堆積軟岩で同じ推定式にすることとした。また、圧縮性の高い風化軟岩についてもこれらと同じ推定式にすることとした。硬岩については、実務で施工が可能と考えられる場所打ち杭工法（オールケーシング工法）での載荷試験データが限られていることから、軟岩の推定式との関係を検討することとした。中掘り杭工法（コンクリート打設方式）は、工法全体としての2例しか載荷試験データがないことから場所打ち杭工法（オールケーシング工法）の推定式との関係を確認することとした。

岩盤における杭先端の極限支持力度の特性値の推定式は、道示IVに準じてバイリニア型の支持力推定線を前提として、文献3) に示す標準化された支持力推定式の算定方法を用いた。なお、推定式を算定する際の杭先端面積 A の設定については、道示IVに準じることとし、グルーピングして検討するプレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法では杭径を有効径として杭先端の極限支持力度の特性値を推定する場合とソイルセメント柱径を有効径として杭先端の極限支持力度の特性値を推定する場合の2つについて検討した。

4. 研究結果（推定式の提案）

軟岩における載荷試験データに基づく算定結果を基に、以下に示す得られた算定式の妥当性や載荷試験データの多寡を考慮した結果を反映させた軟岩における杭先端の極限支持力度の特性値の推定に関する提案式を表-2に示す。各杭工法で N 値より求める場合の q_d の平均勾配と q_u 値より求める場合の q_d の平均勾配の比を比較する。場所打ち杭工法（オールケーシング工法）においては、 $60/5=12$ となり、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）においては、 $20\sim 25$ と場所打ち杭工法（オールケーシング工法）に比べて大きな値となった。これは、杭先端での施工方法の違いなどによる影響が考えられる。

表-2 軟岩における杭先端の極限支持力度の特性値の推定に関する提案式

杭工法	支持力推定時の杭の有効径	杭先端の極限支持力度の特性値 q_d (kN/m ²)		
		N 値より求める場合	q_u 値より求める場合	参考値： 道示IV砂れき式
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	杭径	$60N (\leq 12000)$	$5q_u (\leq 12000)$	$160N (\leq 8000)$
プレボーリング杭工法	杭径	$140N (\leq 17000)$	$7q_u (\leq 17000)$	$300N (\leq 15000)$
鋼管ソイルセメント杭工法	ソイルセメント柱径	$100N (\leq 15000)$	$5q_u (\leq 15000)$	$240N (\leq 12000)$
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	杭径	$125N (\leq 15000)$	$5q_u (\leq 15000)$	$250N (\leq 12500)$

硬岩を支持層とした載荷試験データが場所打ち杭工法（オールケーシング工法）で3例、中掘り杭工法（コンクリート打設方式）で2例と、分析に必要なデータ数が十分ではないことから、表-2に示す軟岩における一軸圧縮

強度を用いた支持力推定式の適用性を確認した。図-2 に比較結果を示すが、硬岩における試験値は軟岩における一軸圧縮強度より求めた推定値を上回ることが確認できた。一部、大きく上回る試験結果もあるものの、データ数が少ないこと、ばらつきが大きいことを考慮すると、軟岩における推定式を準用することは妥当と考えられる。よって、場所打ち杭工法（オールケーシング工法）、中掘り杭工法（コンクリート打設方式）での硬岩における支持力推定式に関しては安全側に評価する軟岩における場所打ち杭工法（オールケーシング工法）での一軸圧縮強度より求めた推定式を準用する。

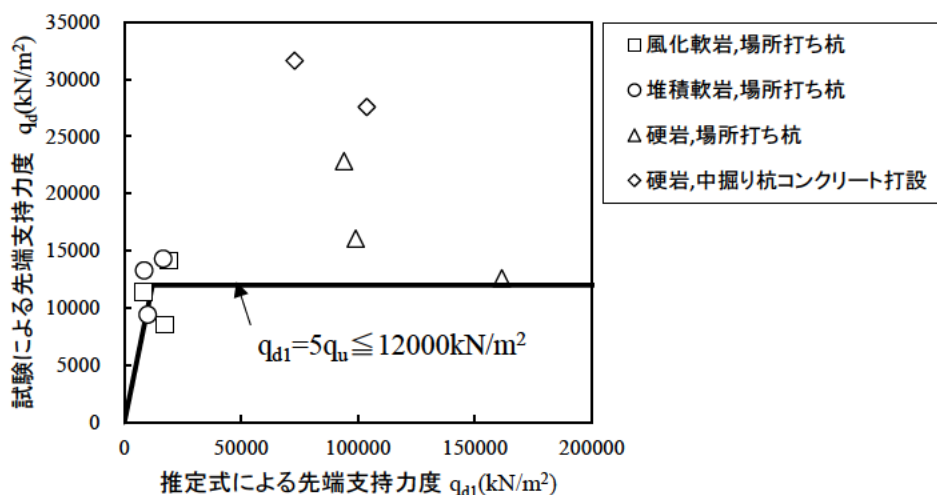


図-2 硬岩における杭先端の極限支持力度の試験値と推定値との関係

5. まとめ

これまで収集した岩盤を支持層とした鉛直載荷試験の分析結果に基づき、軟岩における標準化した方法により求めた杭先端の極限支持力度の算定式について、その妥当性やデータの多寡を考慮して、支持力推定に用いる地盤調査方法や杭工法の違いなどを考慮した杭先端の極限支持力度の推定式を提案した。今後の課題としては、載荷試験数が少ない杭工法や圧縮性が高い風化軟岩（風化花崗岩等）を支持層とした場合など試験数が少ない条件でのさらなる載荷試験データの蓄積が必要である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました桐山耐震研究監及び吉田研究員並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いたします。

所属：（一社）コンクリートパイル建設技術協会

<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) 七澤利明, 河野哲也, 田辺晶規：岩盤を支持層とする杭の先端極限支持力度の評価, 土木研究所資料 第4303号, 2015.2.
- 3) 七澤利明, 河野哲也, 宮原清, 大城一徳：杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究, 土木研究所資料 第4374号, 2018.3.

ステンレス鋼と炭素鋼部材の異材摩擦接合継手に関する実験的研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 澁谷 敦

1. まえがき

2017年の道路橋示方書の改定において、道路橋の設計供用期間について100年を標準とすることが規定され、設計供用期間中における部材の耐久性能の確保は、橋の耐荷性能の前提条件となる。鋼道路橋において腐食による損傷は、橋の耐荷性能を著しく低下させる要因である。鋼道路橋の防食方法で一般的に用いられている塗装は、一般的な環境での耐久性は十分あるものの、海岸付近や冬期に凍結防止剤を散布するなどの厳しい環境では塗膜の劣化が早い。また、維持管理費の低減を目的に用いられている耐候性鋼板も、厳しい腐食環境では、さびの進展の抑制が期待できる保護性さびの生成が十分ではなく、鋼部材の断面欠損を伴う腐食が生じている事例が多く報告¹⁾されている。

このようなことから、無塗装でも高い防食性能を発揮し塗替え塗装にかかる維持管理費の削減が期待でき、かつ、使用地域を限定しない高い耐食性能を有する高機能鋼材のニーズが高まっている。

2. 研究目的

高い耐食性能を有する高機能鋼材としてステンレス鋼に着目した。ステンレス鋼は、鋼道路橋で一般的に使用されているSM材等の炭素鋼と比べて製造コストが高いため、ライフサイクルコストで適用効果が高い部材に限定して使用されることが有効と考えられる。ステンレス鋼を適材適所に用いて、橋の耐久性能を向上させる考え方である。一方、ステンレス鋼とSM材等の炭素鋼を組合せて使用する場合、高力ボルトや溶接による両鋼材の接合箇所において水濡れの状態が維持されると、それらの電位差による異種金属接触腐食の発生が懸念される。この異種金属接触腐食を防ぐためには、適切な方法で電気的な絶縁を行う必要がある。

本研究では、ステンレス鋼と炭素鋼との異材摩擦接合継手において、異種金属接触腐食に配慮した摩擦接合面の処理方法について実験的研究を行った。

3. 研究方法

電気的絶縁を考慮した異材摩擦接合継手におけるすべり係数の評価、およびリラクゼーションの計測に用いた試験体の形状を図-1に示す。荷重の作用方向に2本のボルトを有する2面摩擦接合継手の引張試験体である。本研究では、腐食による損傷が再発する可能性がある部位、点検や塗替え塗装等の維持管理が困難な部位の部材を、ステンレス鋼部材へ交換することを想

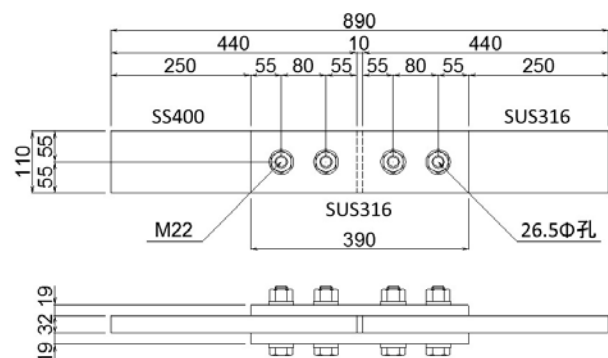


図-1 試験体形状

定している。このため、試験体の一方の母材をSS400、他方の母材をSUS316、これらを連結する連結板をSUS316とした。試験体の摩擦接合面の処理方法については、表-1に示すW-1～W-4の4種類を選定した。試験ケースW-1とW-2における摩擦接合面の処理方法を塗装型、試験ケースW-3とW-4をフィラープレート

表-1 試験ケースと摩擦接合面の処理

ケース	母材SS400	母材SUS316	連結板SUS316	Fill PL
W-0	無機ジンクリッチペイント 目標膜厚75 μ m	プラスト処理 Sa2.5	無機ステンレス粉末入塗料 目標膜厚75 μ m	なし
W-1	動力工具処理 St3	プラスト処理 Sa2.5	アルミナ溶射 目標膜厚300 μ m	なし
W-2	動力工具処理 St3	プラスト処理 Sa2.5	ガラスフレーク入塗料 目標膜厚175 μ m	なし
W-3	動力工具処理 St3	プラスト処理 Sa2.5	プラスト処理 Sa2.5	GFRP板 厚さ6mm
W-4	動力工具処理 St3	プラスト処理 Sa2.5	プラスト処理 Sa2.5	エポキシ樹脂板 厚さ1mm

ト型と分類している。W-1は、耐摩耗部品や電気絶縁部品などに用いられている表面処理方法のアルミナ溶射を連結板の接合面に行った。W-2は、エポキシ樹脂塗料にガラスフレークを含有させた塗装により、絶縁とすべり係数が確保できることを期待して選定した。W-3では厚さ6mmのGFRP板を、W-4では厚さ1mmのエポキシ樹脂板を、絶縁フィラープレートとして母材と連結板の間に配置したものである。W-1～W-4の母材の摩擦接合面は、既設部材を想定したSS400の母材ではグラインダーによる動力工具処理とし、新設部材となるSUS316の母材はプラスト処理とした。なお、W-4で選定したエポキシ樹脂板は、文献²⁾で検討された材料と同じである。今回、炭素鋼とステンレス鋼との異材摩擦接合継手に対する性能について確認した。また、試験ケースW-0は、文献³⁾に示されている炭素鋼とステンレス鋼との接合における摩擦接合面の処理方法で、試験ケースW-1～W-4と比較することを目的に実施した。

試験体に用いた高力ボルトは、日本鋼構造協会規格SSBS301に示される構造用ステンレス鋼高力ボルト10T-SUS(径M22, SUS630)である。高力ボルトの締付けはトルク法により、設計ボルト軸力205kNの10%増の226kNを目標にボルトの締付けを行った。

4. 研究結果

4.1 使用鋼材の機械的性質

表-2に試験体の母材および連結版に使用した鋼材のミルシートから、材料の引張試験の結果を示す。SUS316とSS400の降伏強度は同程度であるが、引張強さは大きく異なる。SUS316の引張強さはSM570材に相当し、伸びはSS400の約2倍の値を示している。なお、明瞭な降伏棚を示さないステンレス鋼のSUS316の降伏応力は0.2%耐力の値である。

図-2に板厚32mmと19mmのSUS316の引張試験において記録された荷重と変位の関係を示す。鋼材の引張試験片は、板厚32mmについてはJIS Z 2201 1A号、板厚19mmは5号試験片である。引張試験は、2000kN万能試験機(島津製作所UH-F200A)を用いて行った。図-2の荷重と変位の関係から、降伏強度に相当する曲線の勾配が変化する位置を過ぎると、荷重は徐々に増加するが試験片の軸方向の変形は大きくなる。最大荷重

表-2 使用鋼材の機械的性質

区分	鋼種	板厚 サイズ (mm)	引張試験			
			降伏点 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比	伸び (%)
PL	SUS316	32	256	580	0.44	63
PL	SUS316	19	249	585	0.43	61
PL	SS400	32	246	409	0.60	36

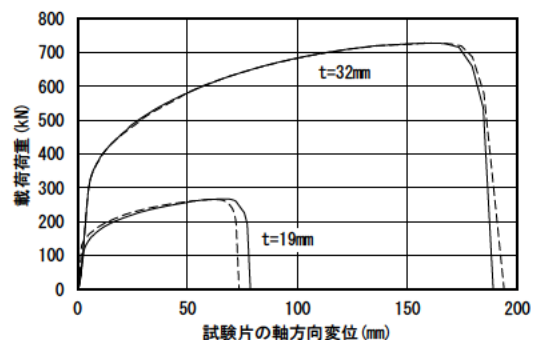


図-2 荷重と母材間の変位の関係

に到達後、急激に強度が低下し、試験片は破断に至っている。ステンレス鋼は、降伏以降の伸び性能が十分に期待できる材料と考えられる。

4.2 リラクゼーション計測結果

試験体は各試験ケースについて3体制作し、このうち各1体の試験体でリラクゼーションの計測を行った。高力ボルトの締付け直後から71日後におけるボルト軸力の減少量を図-3に示す。今回の計測結果では、連結板の接合面にアルミナ溶射を行ったW-1のボルト軸力の減少量が、今回検討した試験ケースの中で最も小さい。次が、厚さ1mmのエポキシ樹脂板を接合面に配置した試験ケースW-4で、ボルト軸力の減少量は10.4

～13.5%であった。最もボルト軸力の減少量が多いのは、厚さ6mmのGFRP板を接合面に配置した試験ケースW-3で、ボルト軸力の減少量は18%近くあり、接合面に挟んだ樹脂の厚さが影響しているものと考えられる。

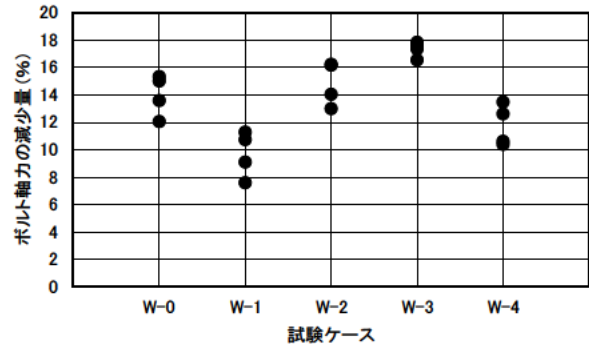


図-3 ボルト軸力の減少量

4.3 すべり耐力試験結果

すべり耐力試験は、2000kN 万能試験機を使用して引張荷重を単調に荷重した。図-4に各試験ケースから1体の試験体を抽出し、荷重と母材間の変位の関係を示した。W-0 および W-1 は、最大荷重に達した後、荷重の低下とともに母材間の変位が増加する。W-0 と比較して W-1 の荷重の低下は急激である。一方、フィラープレート型の W-3 および W-4 は、W-0 や W-1 と比較してすべり発生荷重は低い、すべり発生後に荷重の低下はなく、母材間の変位の増加とともに荷重も緩やかに増加する傾向が

みられた。なお、連結板の接合面にガラスフレーク塗装を行った W-2 は、全ての試験体において荷重の荷重直後からすべりが生じる結果となった。表-3 に W-2 を除く各試験ケースの試験体のすべり荷重およびすべり係数を示す。ここで、すべりの定義については、荷重と母材間の変位の関係において、母材間の変位が 0.2mm に達したときの荷重、0.2mm までに最大荷重が生じた場合はその荷重、および母材間の変位が急激に大きくなったときの荷重のうち、最小の値としている。また、すべり係数は、設計ボルト軸力 205kN を用いて算出している。W-1 のすべり係数は、3 体の平均で 0.528、最小で 0.495 であった。フィラープレート型の W-3 および W-4 のすべり係数は、3 体の平均で 0.346 および 0.335 であった。

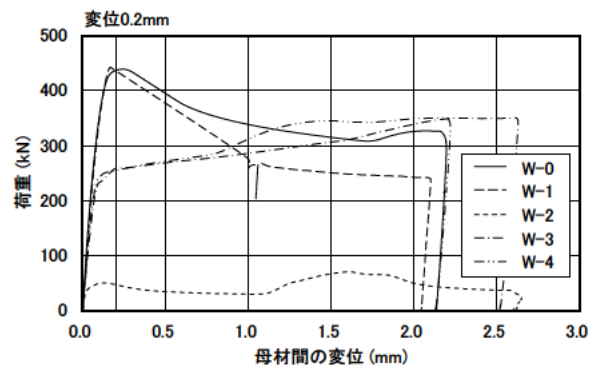


図-4 荷重と母材間の変位の関係

表-3 すべり荷重とすべり係数

ケース	No.	すべり荷重(kN)	すべり係数	平均
W-0	-1	419.8	0.512	0.503
	-2	436.4	0.532	
	-3	381.1	0.465	
W-1	-1	442.0	0.539	0.528
	-2	405.7	0.495	
	-3	451.3	0.550	
W-3	-1	342.7	0.418	0.346
	-2	258.3	0.315	
	-3	250.4	0.305	
W-4	-1	278.5	0.340	0.335
	-2	292.1	0.356	
	-3	252.6	0.308	

5. 結論

本研究では、ステンレス鋼と炭素鋼との異材摩擦接合継手において、異種金属接触腐食に配慮した摩擦接合面の処理方法について実験的研究を行った。今回の実験結果の範囲では、接合面にアルミナ溶射を施した試験ケースでは、0.45を超えるすべり係数を有することが確認された。また、GFRP板およびエポキシ樹脂板を絶縁フィラープレートとして用いた試験ケースでは、すべり係数は0.4に満たないが、荷重と母材間の変位の関係において、すべり発生後に急激な荷重低下が生じないことが確認された。

高い耐食性能を有する高機能鋼材を適材適所に用いて、橋の耐久性能を向上させるために、図-5に示すフローで研究を進めており、今後、暴露試験等により耐久性能、実験による圧縮部材の耐荷性能、および実橋部材へステンレス鋼を適用した場合についてステンレス鋼の特性を考慮した解析的検討を行う必要がある。

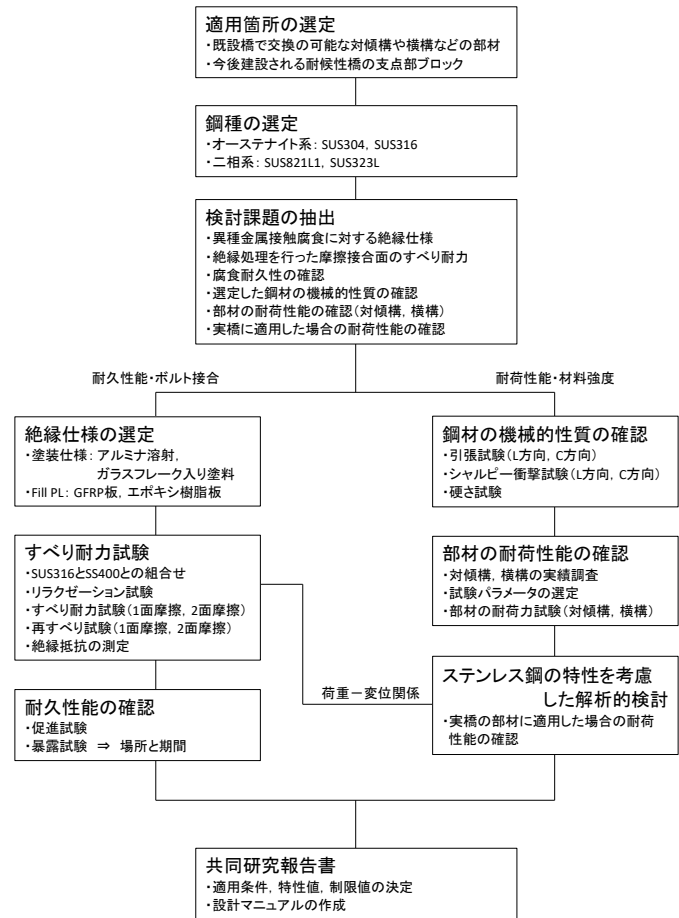


図-5 研究の全体フロー

6. 謝辞

本研究は、土木研究所、日本鋼構造協会、日本橋梁建設協会、長岡技術科学大学、長岡工業高等専門学校、早稲田大学、本州四国連絡高速道路との共同研究「耐久性向上のための高機能鋼材の道路橋への適用に関する共同研究」の一環として実施されたものである。ここで、ご指導いただいた共同研究者へ謝意を表します。

所属：宮地エンジニアリング株式会社

<参考文献>

- 1) 玉越隆史, 横井芳輝, 岡田紗也加, 水口知樹, 強瀬義輝: 耐候性鋼橋の外観性状によるさび状態の評価法に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, 第828号, 2015.2.
- 2) 市川篤司, 長嶋文雄, 山田稔, 羽田政浩: 絶縁性能を付与した摩擦接合継手の静的強度および疲労強度試験, 土木学会論文集, No.546/I-37, 1996.10
- 3) 日本鋼構造協会: ステンレス鋼土木構造物の設計・施工指針(案), 2015.11

道路橋示方書の基準策定に係る調査研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 高瀬 弘

1. はじめに

平成 29 年 11 月に道路橋示方書（以下、H29 道示）が改定された。H29 道示では、それまでの許容応力度法による設計から、部分係数設計法及び限界状態設計法による設計へと移行し、部材単位の耐荷性能や耐久性の確保が設計の基本とされている。本研究では、H29 道示の改定にあたり、H29 道示の考え方に合わせてこれまでの設計で考慮されてきた事項を再整理するとともに、H29 道示の規定策定における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、施工時応力度制限値及びアンカーボルトに関する事項について記載する。

2. 施工時応力度制限値

平成 24 年道路橋示方書(以降 H24 道示)では、施工時荷重を考慮した場合の許容引張応力度はコンクリートの設計基準強度に応じて定められており、コンクリートの設計基準強度が 30N/mm²で 2.2N/mm²、40N/mm²で 2.5N/mm²、50N/mm²で 2.8N/mm²、60N/mm²で 3.0N/mm²となっている。これは、設計基準強度に相当するコンクリートの引張応力度とほぼ同じ値であるため施工時許容引張応力度は、材齢 28 日に対して定められたものである。張出し架設など施工初期段階の若材齢時において、コンクリート引張強度がまだ低い段階でも施工時荷重などの影響でコンクリートに引張応力が発生する可能性があり、施工時にひび割れを発生させるリスクとなっている。

そこで平成 29 年道路橋示方書では、施工途中の各段階における材料強度や構造などが変化することを考慮して限界状態を設定することになっている。ここでは、H29 道示における施工時の限界状態として施工時応力度制限値の設定について検討を行った内容を示す。

2.1 施工時応力度制限値算定に用いる圧縮強度及び引張強度

コンクリートの強度が材齢に応じて変化することを想定したコンクリート圧縮強度は、材齢、温度依存性、セメントの種類、水セメント比の影響を考慮できる日本コンクリート工学会（以降 JCI）の式(1)¹⁾とし、引張強度は JCI の圧縮強度式を基に、H29 道示の式(3)²⁾により算定を行う。

1) 圧縮強度予測式¹⁾

設計時に施工工程計画・架設設計に用いるために参考とする標準的なコンクリート配合を以下のように想定した結果、圧縮強度予測式は式(1)及び式(2)のとおりとなる。

$$f'_c(t_e) = \frac{t_e - S_f}{a + b(t_e - S_f)} f'_c(t_n) \dots \dots \dots (1)$$

- 早強ポルトランドセメント，プレストレストコンクリート W/C=43% (H29 道示Ⅲ, p186 表-解 6.2.1)
- 管理材齢 28 日： $f'_c(28)$ は JCI¹⁾より 57(N/mm²)
- コンクリート養生温度（外気温一定）標準温度相当 20℃

表-1 JCI の圧縮強度予測式の各記号説明

t_e	: 有効材齢 (日)
t_n	: 20℃水中で養生したコンクリートの管理材齢 (日)
$f'_c(t_e)$: 有効材齢 t_e における圧縮強度 (N/mm ²)
a, b	: セメントの種類及び管理材齢に応じた圧縮強度を示す係数
S_f	: セメントの種類に応じた硬化原点に対応する有効材齢 (日)
$f'_c(t_n)$: 管理材齢 t_n における圧縮強度 (N/mm ²)
σ_c	: コンクリートの圧縮強度 (= $f'_c(t_e)$)

$$f'_c(t_e) = \frac{t_e^{-0.30}}{1.623+0.941(t_e^{-0.30})} f'_c(28) \dots \dots \dots (2)$$

2) 引張強度予測式²⁾

コンクリートの引張強度は、H29 道示の式(3)²⁾を用い、その式中の σ_c は式(2)の $f'_c(t_e)$ を用いる。 σ_c に用いる圧縮強度は、コンクリート道路橋施工便覧の配合強度の考え方³⁾より、品質の不均一を排除するため変動係数による割り増し係数を考慮し、式(4)とする。ここでは、変動係数を V=10%と想定する。 $k = 0.85 / (1 - 3V / 100) = 0.85 / (1 - 3 \times 10 / 100) = 1.21$ コンクリートの配合強度は、設計基準強度に対し 5%フラクタイル値を確保するために、その品質を確保するため配合設計で割増しされるため式(4)で示される。

$$\sigma_{ct} = 0.23\sigma_c^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots (3)$$

$$\sigma_{ct5\%} = \sigma_{ct} / 1.21 = 0.23\sigma_c^{\frac{2}{3}} / 1.21 \dots \dots \dots (4)$$

2.2 H24 道示の許容応力度で確保していた安全率

施工時応力度制限値は、H24 道示と同程度の安全余裕を確保するため、プレストレストコンクリートの許容応力度(表-2)で確保していた安全率(表-3)と同程度を確保する。なお、施工中に持続性のある荷重として温度時割増しを考慮した。

表-2 H24 道示の許容応力度 (温度時割増しあり)

H24道示温度時の許容応力度(割増係数×1.15)		単位	$\sigma_{ck}=30$	$\sigma_{ck}=40$	$\sigma_{ck}=50$	$\sigma_{ck}=60$
曲げ圧縮	表3.2.2 その他長方形 ×1.15	N/mm ²	13.8	17.3	19.6	21.9
軸圧縮	表3.2.2 その他軸圧縮 ×1.15	N/mm ²	9.8	12.7	15.5	17.3
曲げ引張	表3.2.4 主荷重+温度変化の影響	N/mm ²	1.7	2.0	2.3	2.5
斜引張	表3.2.5 主荷重 せん断、ねじりともに考慮	N/mm ²	1.1	1.3	1.5	1.6
プレ直後曲げ圧縮	表3.2.2 プレ直 長方形	N/mm ²	15.0	19.0	21.0	23.0
プレ直後軸圧縮	表3.2.2 プレ直 長方形	N/mm ²	11.0	14.5	16.0	17.0
プレ直後曲げ引張	表3.2.3 プレ直後	N/mm ²	1.2	1.5	1.8	2.0
施工時曲げ引張	表3.2.4 施工時荷重	N/mm ²	2.2	2.5	2.8	3.0

表-3 H24 道示で確保していた安全率

H24道示安全率(設計基準強度÷温度時許容応力度)		$\sigma_{ck}=30$	$\sigma_{ck}=40$	$\sigma_{ck}=50$	$\sigma_{ck}=60$
曲げ圧縮	設計基準強度÷曲げ圧縮応力度	2.2	2.3	2.6	2.7
軸圧縮	設計基準強度÷軸圧縮応力度	3.1	3.2	3.2	3.5
曲げ引張	設計基準 σ_t ÷曲げ引張応力度	1.3	1.3	1.3	1.4
斜引張	設計基準 σ_t ÷斜引張応力度	2.0	2.0	2.0	2.2
プレ直後曲げ圧縮	H24道示Ⅲ20.8(2)4)	1.7	1.7	1.7	1.7
プレ直後軸圧縮	プレ曲げ圧縮安全率1.7÷0.85	2.0	2.0	2.0	2.0
プレ直後曲げ引張	設計基準 σ_t ÷曲げ引張応力度	1.3	1.3	1.3	1.4
プレ直後斜引張	設計基準 σ_t ÷斜引張応力度	2.0	2.0	2.0	2.2

2.3 H29 道示の施工時応力度制限値で確保すべき

安全率

標準的に用いられるポストテンション方式の場所打ち桁として、表-3 の設計基準強度の標準値 40N/mm²を代表として H29 道示で施工時に確保すべき安全率を表-4 にまとめた。

表-4 H29 道示施工時応力度制限値の安全率

H29道示施工時制限値の安全率	安全率
曲げ圧縮応力度	2.3
軸圧縮応力度	3.2
曲げ引張応力度	1.3
斜引張応力度	2.0
プレストレス直後曲げ圧縮応力度	1.7
プレストレス直後軸圧縮応力度	2.0
プレストレス直後曲げ引張応力度	1.3
プレストレス直後斜引張応力度	2.0

2.4 H29 道示の施工時応力度制限値の試算結果

2.1 で示した条件による施工時応力度制限値(図-1)は、JCI¹⁾の発現強度に対して 5%フラクタイル(変動係数による係数³⁾ ÷1.21)とした圧縮強度の特性値に対して、安全率(表-4)を確保する設定を行った。JCI 式は、設計基

準強度(40N/mm²)を超過した圧縮応力度(最大 58N/mm²程度)まで考慮しているが、道路橋示方書の設計の前提として設計基準強度以上は考慮しないため、コンクリートの圧縮強度は、設計基準強度まで考慮できるとし、それに対して5%フラクタイル及び安全率を考慮した施工時応力度制限値とした。

なお、張出し架設時における主桁の上縁のコンクリート曲げ引張応力度は、導入時のプレストレスを用いて算出する場合は、1N/mm²以下⁶⁾とすることが標準とされている。これは活荷重により疲労の影響を受けやすい上床版に対するひび割れ抑制の配慮である。張出し架設時のPC鋼材は、一般に打設後3日程度で緊張しており、図-1の材齢3日における施工時曲げ引張応力度及び斜引張応力度は1N/mm²以上の制限値となっている。

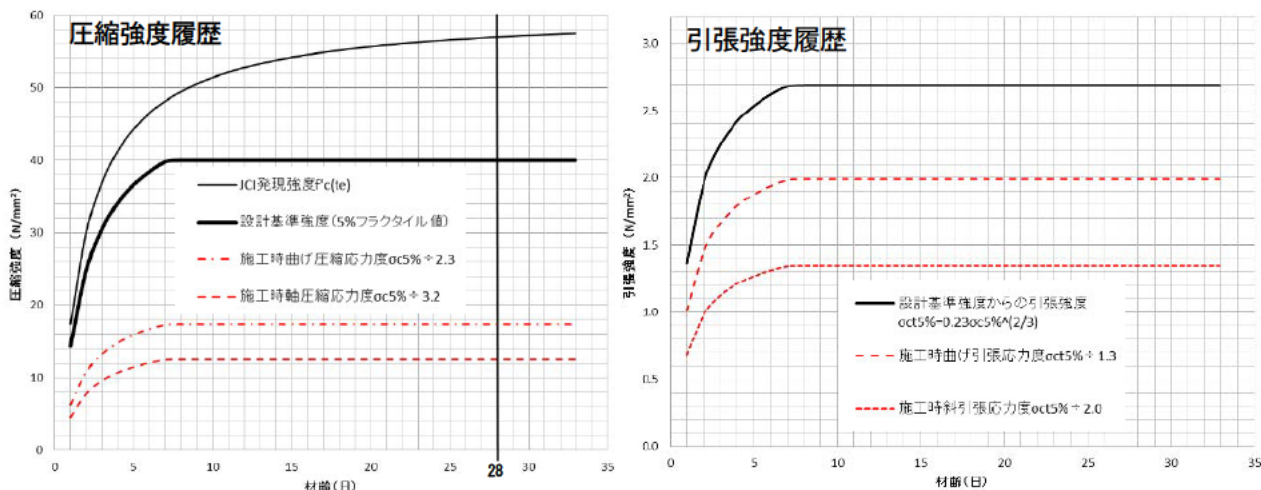


図-1 H29 道示施工時応力度制限値の一例

3. アンカーボルトによる連結

アンカーボルトによる連結は、先付けアンカーボルトとして規定されているもので H29 道示に新規に規定されたものである。コンクリートに埋め込まれたアンカーボルトを連結した接合部は、アンカーボルトにせん断力及び軸方向力を受ける場合の耐荷機構となる。アンカーボルトによる連結の破壊は、コンクリートに対してコーン破壊、支圧破壊、付着破壊、アンカーボルト本体の降伏による破壊が考えられ、限界状態により表-5 のとおり区分される。各破壊形態における根拠となる設計の考え方を示す。

表-5 アンカーボルトの限界状態による区分

破壊形態	コンクリート			アンカーボルト
	コーン破壊	支圧破壊	付着破壊	
限界状態 1	○	○	○	○
限界状態 3			○	○

3.1 コーン破壊に対する軸方向引張力の有効破壊面積

コーン破壊は、アンカーボルトに引張力が生じた時、コンクリートが円錐状に破壊される破壊形態を示す。コーン破壊面積は、アンカーボルト径の2倍に相当する深さから45°の角度で破壊面を抵抗面積(図-2)とすることであり、コンクリートに埋め込まれたアンカーボルトの頭部に水平力を受けた場合の水平ズレ変形の実験結果⁴⁾からコンクリート上面からアンカーボルト径Dの2倍の深さから引張・圧縮ひずみが大きくなり、それ以深のアンカーボルトはコンクリートに付着されていることに基づいている。

3.2 支圧破壊に対するせん断耐力の特性値

アンカーボルトが水平力を受けるとアンカーボルト周辺のコンク

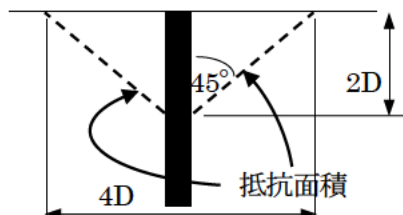


図-2 コーン破壊概要図

リートが支圧破壊を起こすことが知られており、せん断耐力の特性値 S_{bc} (式(6))は、ダウエル作用による鉄筋1本あたりのせん断耐力が接合面から l 区間における支圧強度がせん断力と釣り合うと仮定した式(5)⁵⁾から定まる(図-3)。H29道示の支圧破壊は、限界状態1相当で考えるため、弾性限界として鉄筋降伏時1/3相当とし、支圧強度 σ_B をコンクリート設計基準強度 σ_{ck} 相当にするため1.5倍して、限界状態1の支圧強度の特性値(式(6))を求めている。

$$Q_u = 1.30D^2\sqrt{\sigma_B\sigma_{sy}} \dots\dots\dots (5)$$

式(5)に以下を代入して、道示式である式(6)が求まる。

$$\frac{1.30}{3} = 0.43 \rightarrow 0.45 \quad 0.45 \times 1.5 = 0.675 \rightarrow 0.68 \quad \sigma_B \rightarrow \sigma_{ck}$$

$$S_{bc} = 0.68D^2\sqrt{\sigma_{ck}\sigma_{sy}} \dots\dots\dots (6)$$

3.3 付着破壊に対する付着強度の特性値

付着破壊は、アンカーボルト周辺のコンクリートの付着強度を超えた場合に生じる破壊である。付着強度は、Orangunの提案式(7)⁷⁾をもとにしている。

$$f_0 = \left(1.2 + \frac{3c}{\phi} + \frac{50\phi}{l} + \frac{A_t f_{ly}}{35s\phi}\right) \sqrt{0.07fc'} \div 10 \dots\dots\dots (7)$$

$c = \phi$: かぶり厚=鉄筋径

$l = 20\phi$: 定着長=20 ϕ (重ね継手長の最小値)

$A_t = 0$: 横方向鉄筋の断面積を0 (横方向鉄筋補強の効果を考慮しない)

Orangunの提案式に上記 c , l , A_t を代入することで表-6のとおりH29道示の付着強度及び付着応力度が得られる。

4. 結論

H29道示の根拠として、コンクリート橋における施工時応力度制限値の算定方法及び試算結果、アンカーボルトによる連結の各破壊形態の特性値の根拠を示した。

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) マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016, pp43, 公益社団法人日本コンクリート工学会, 平成28年11月
- 2) 道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編, p23, 公益社団法人日本道路協会, 平成29年11月
- 3) コンクリート道路橋施工便覧, pp196, 社団法人日本道路協会, 平成10年1月
- 4) 安藤祐太郎, 中野克彦, 松崎育弘, 杉山智昭, 接着系あと施工アンカーのせん断耐力に及ぼすへりあき効果の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol. 31 No. 2, pp679-684, 2009年
- 5) 津田和明, 接合鉄筋およびスタッドによるせん断伝達挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol130 No. 3, pp583-588, 2008年
- 6) 設計要領第二集 橋梁建設編, pp8-58, 東日本道路株式会社 中日本道路株式会社 西日本道路株式会社, 平成28年8月
- 7) 池田尚治, 小柳治, 角田與史雄, 新体系土木工学 32 鉄筋コンクリート力学 土木学会編, pp149-150, 技報堂出版, 1982年

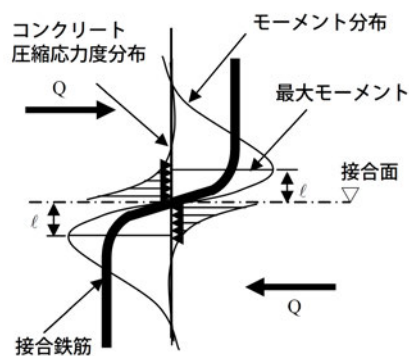


図-3 ダウエル作用の概要図

表-6 コンクリートの付着強度及び付着応力度

コンクリートの設計基準強度 fc'	240	300	400	kgf/cm ²
付着強度の特性値	2.75	3.07	3.55	N/mm ²
付着応力度の基本値 (付着強度÷1.7)	1.60	1.80	2.00	N/mm ²

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

平成 29 年に橋の設計基準である道路橋示方書¹⁾ (以下、道示) が改定された。道示では、橋に求められる耐荷性能を、橋が置かれる状況に対して橋が必要な状態に留まることが所要の信頼性で実現されることとされ、その照査の方法として限界状態設計法及び部分係数設計法が導入された。従来の許容応力度設計法では、安全余裕が 1 つの係数で与えられていたが、不確実性の要因ごとに部分係数が設定されることで、安全余裕が考慮できる形となり、信頼性を確保しつつ合理的な設計が可能となった。

一方、国内では多くの橋梁ストックを抱えており、それら橋梁の安全性を確保し、合理的に維持管理していくことが重要な課題となっている。既設橋の耐震性の向上を図るため、これまで耐震補強が行われてきているが、耐震補強においても、限界状態の評価、不確実性を反映した部分係数等を提示し、橋の状態を適切かつ精度よく評価する方法を示すことで、安全で適切な橋梁の維持管理に資するものと考えられる。

2. 研究目的

鉄筋コンクリート橋脚 (以下、RC 橋脚) は、既往の地震被害の分析及び橋脚模型実験の結果等を踏まえ、損傷の状態と水平変位を評価する方法が提案²⁾されている。一方、巻立て補強された RC 橋脚は、水平耐力が低下し始める点を終局限界とみなし、そこから安全係数で割り戻した点を限界状態に相当する変位とした評価方法³⁾が用いられており、限界状態における、RC 橋脚を構成する鉄筋コンクリートの状態を表す工学的指標と RC 橋脚の損傷状態の関係が明確でなく、適切な状態評価が行えないといった課題がある。

本研究は、鉄筋コンクリート巻立て (以下、RC 巻立て)、鋼板巻立て、炭素繊維巻立ての代表的な巻立て補強を対象として、損傷状態に応じた限界状態の評価方法の構築を目的に、損傷の形成メカニズムを考慮した橋脚基部の塑性ヒンジ長⁴⁾及び限界状態に相当する変位の推定方法⁵⁾について検討を行った。さらに、算出した限界状態に相当する変位については、実験結果とのばらつきを確認することで、評価方法の信頼性に関する推定精度⁶⁾を確認した。

3. 対象供試体

表-1 に対象供試体⁷⁾⁻¹¹⁾の諸元を示す。供試体は、断面形状を円形及び矩形 (正方形、壁式) として、せん断スパン比が 3 から 5 程度の曲げ破壊型のものを対象とした。鋼板巻立て及び RC 巻立ては、曲げ耐力補強を目的とした補強鉄筋を、フーチングに定着したものを対象とした (図-1)。表-2 に実験における降伏変位 δ_y を基

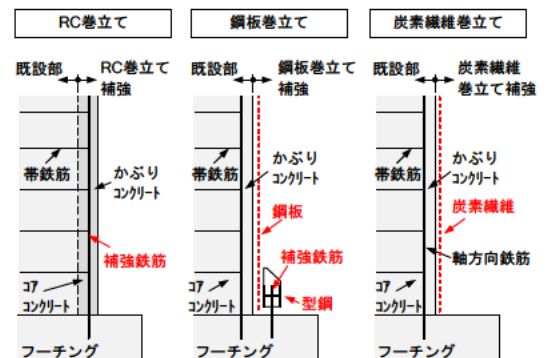


図-1 対象供試体の概念図

表-1 対象供試体の諸元

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			横拘束鉄筋				補強鉄筋			参考文献
							径	かぶり (mm)	降伏点 (N/mm ²)	径	間隔 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	有効長 (mm)	径	かぶり (mm)	降伏点 (N/mm ²)	
鋼板巻立	1	円形	560	2550	1.44	0.20	D13	50	354.0	D6	141	361.5	460	M12	---	335.9	7)
	2	矩形	600×600	3010	1.59	0.13	D10	40	377.6	D6	200	361.5	480	M12	---	335.9	7)
	3	矩形	2400×2400	9600	1.20	0.17	D35	102	424.0	D19	300	344.0	2196	D32	---	383.0	8)
	4	矩形	600×600	2400	1.20	0.23	D10	30	395.0	D6	100	389.0	540	M12	---	388.0	8)
RC巻立	5	矩形	2140×660	2270	0.65	1.27	D13	40	380.5	D13	100	380.5	400	D13	80	380.5	9)
	6	矩形	1950×750	2400	0.37	0.14	D10	40	398.6	D6	50	439.9	1870	D13	40	533.9	10)
炭素繊維巻立	7	矩形	700×700	2100	1.95	0.17	D16	40	362.9	D6	120	331.4	620	---	---	---	11)
	8	円形	700	2100	1.19	0.17	D13	40	367.4	D6	120	331.4	620	---	---	---	11)

準として、その整数倍で整理した限界状態の変位を示す。限界状態2は水平耐力の低下がほとんどなく載荷繰返しが安定している状態(エネルギー吸収が安定)、限界状態3は水平耐力が保持できなくなった状態として整理をした²⁾。

表-2 実験における限界状態の変位

供試体No.	1	2	3	4	5	6	7	8
限界状態2	4 δ_y	4 δ_y	5 δ_y	7 δ_y	7 δ_y	4 δ_y	3 δ_y	10 δ_y
変位 (mm)	40	51	225	63	75	32	33	70
限界状態3	5 δ_y	5 δ_y	6 δ_y	8 δ_y	8 δ_y	5 δ_y	4 δ_y	11 δ_y
変位 (mm)	50	64	270	72	88	40	44	77

4. 巻立て補強されたRC橋脚の塑性ヒンジ長

道示¹⁾では、RC橋脚基部の塑性ヒンジ長を軸方向鉄筋等のはらみ出し現象に着目して、配筋条件等が塑性ヒンジの形成メカニズムに与える影響を考慮した式(1)により算出することが規定されている。

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\phi' \quad (\text{ただし、} L_p \leq 0.15h) \dots\dots (1)$$

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} \dots\dots (2)$$

ここで、 σ_{sy} は軸方向鉄筋の降伏点(N/mm²)、 β_s 又は β_{co} は帯鉄筋又はかぶりコンクリートの軸方向鉄筋のはらみ出しに対する拘束を表すばね定数(N/mm²)、 ϕ' は軸方向鉄筋の直径(mm)である。

式(1)は、主に新設橋を対象としたRC橋脚に適用が確認されたものであり、巻立て補強に対しては適用されていない。そのため、巻立て補強に対して式(1)の適用性を確認するために、RC巻立て又は図-2に示す鋼板及び炭素繊維巻立ての抵抗特性を仮定して、表-1の供試体を対象に塑性座屈解析を行って実験結果と比較した。その結果、鋼板及び炭素繊維巻立ては、式(3)により抵抗特性をモデル化することで、橋脚基部のはらみ出しが再現できることを確認した。

$$\beta_{sc} = \frac{384E_c I_{sc}}{5nd^3s} \dots\dots (3) \quad , \quad \beta_n = \beta_s + \beta_{sc} \dots\dots (4)$$

ここで、 E_c はかぶりコンクリートのヤング係数(N/mm²)、 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(mm⁴)、 s は帯鉄筋の間隔(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である。

図-3に提案式により塑性ヒンジ長を計算した結果と実験結果を比較した結果を示す。鋼板及び炭素繊維巻立ては、式(2)の代わりに式(4)により補強効果を付与することで、塑性ヒンジ長の算出を行った。なお、RC巻立ては、帯鉄筋とかぶりコンクリートの抵抗を仮定した式(2)を用いた。巻立て補強では、抵抗特性を適切に考慮

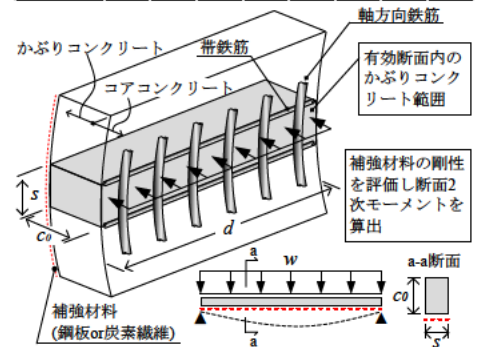


図-2 鋼板・炭素繊維巻立ての抵抗特性

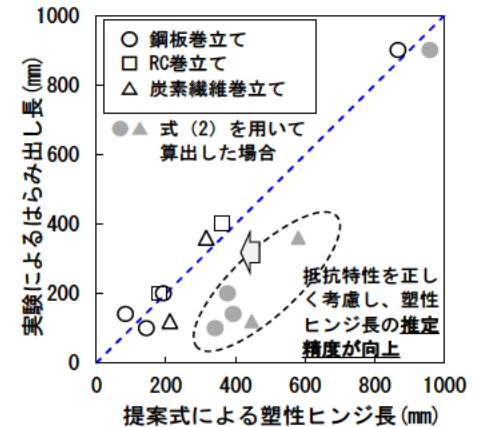


図-3 提案式と実験結果の比較

することで、式 (1) を基本とした算出式においても実験結果と良好な一致が確認でき、その適用性が認められた。

5. 限界状態の変位の算定及びその精度

道示りでは、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 (5) により算出することが規定されている。このとき、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りひずみ ε_{st} (式 (6)) に達するときとされている。

$$\delta_{ls} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \dots \dots \dots (5) \quad , \quad \varepsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{co}^{0.22} \dots \dots \dots (6)$$

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)、 C は限界状態 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⁾。

式 (6) の β_{co} は、かぶりコンクリートが剥落しながら損傷する抵抗特性を想定したモデルである。そのため、鋼板及び炭素繊維巻立ては、 β_{co} の代わりに、前章に示すかぶりコンクリートが補強材料 (鋼板、炭素繊維) と一体となって抵抗するばね定数 β_{sc} である式 (3) を用いた。

検討対象とした供試体は 8 体と少ないものの、実験値と計算値における推定精度のばらつきを確認する目的で、表-3 に統計値を、図-4 に頻度分布を示す。あわせて新設橋を対象とした構造諸元での RC 橋脚の検討結果⁹⁾も示し、巻立て補強と RC 橋脚の精度を比較した。なお、計算値は、算定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。表-3 より、巻立て補強単体 (B) の分析結果は、RC 橋脚単体 (A) と概ね同等の値となっている。そのため、集計した統計値 (A+B) も同等の値となっている。巻立て補強単体 (B) でのばらつきを示す指標である変動係数に着目すると、20%程度に収まっており RC 橋脚と同等の水準となっている。図-4 より、実験値と計算値の比は、概ね 1.3 倍程度に分布している。

図-5 に限界状態の変位について、実験値と計算値を比較したものを示す。図中の平均値は、表-3 に示す集計した統計値 (A+B) の値を用いた。あわせて新設橋を対象とした RC 橋脚の検討結果⁹⁾も示す。限界状態 2 及び限界状態 3 ともに実験値と計算値では、平均値に対して変動が少ない分布となっていることが確認できる。図-6 には、既往の設計法³⁾により終局変位を算出した結果を示す。あわせて新設橋を対象とした RC 橋脚の検討結果⁹⁾も示す。

表-3 限界状態の変位 (実験値/計算値) の統計値 (左: 限界状態 2、右: 限界状態 3)

	文献6) (A)	本研究 (B)	集計 (A+B)
データ数	34	8	42
平均値	1.22	1.26	1.23
標準偏差	0.24	0.25	0.24
変動係数	0.20	0.20	0.19

	文献6) (A)	本研究 (B)	集計 (A+B)
データ数	34	8	42
平均値	1.32	1.31	1.31
標準偏差	0.31	0.30	0.30
変動係数	0.24	0.23	0.23

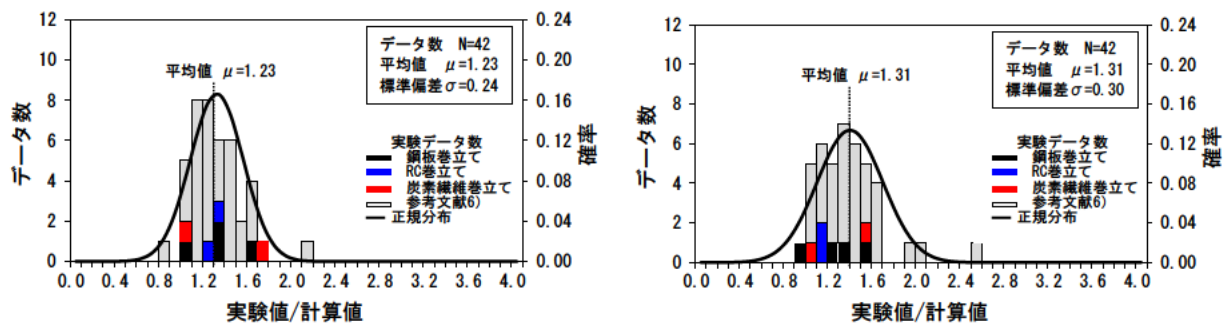


図-4 塑性変形能の頻度分布 (左: 限界状態 2、右: 限界状態 3)

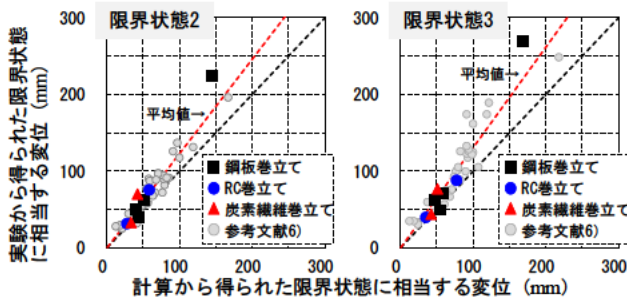


図-5 限界状態の変位の比較

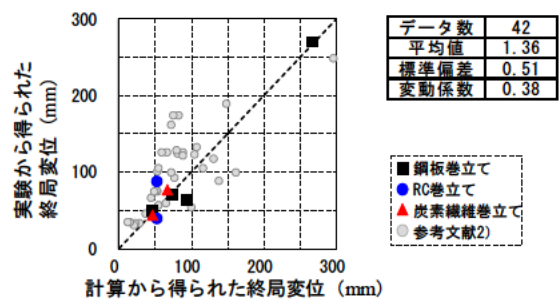


図-6 終局変位の比較

変動係数は40%程度であり、本研究にて算出した結果において、精度の向上が確認できる。

6. まとめ

本研究では、巻立て補強したRC橋脚を対象に、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を構築する試みについて検討した。その結果、鋼板や炭素繊維等の補強材料の抵抗特性を考慮することで、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りずみの推定法を適応することが可能となり、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。今後の課題は、検討供試体を増やしていくことであり、それらの分析を進め、部分係数の設定等の検討を行っていく予定である。

7. 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) 星限順一，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，星限順一，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) 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。
- 7) 川島一彦，大塚久哲，中野正則，星限順一，長屋和宏：曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強，土木研究所資料 No.3444，1996。
- 8) 建設省土木研究所，日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書，共同研究報告書 No.234，1999。
- 9) 長屋和宏，大塚久哲，星限順一：壁式橋脚の鉄筋コンクリート巻立て補強とその効果，土木学会第51回年次学術講演会，pp.552-553，1996。
- 10) 鬼木浩二，井上崇雅，中尾尚史，篠原聖二，岡田太賀雄，星限順一：橋脚のRC巻立て補強における高強度鉄筋の適用がアンカー定着特性と補強効果に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.63A，pp.289-300，2017。
- 11) 佐々木協一，袴田文雄，前川順道，星限順一：炭素繊維シートを用いたRC橋脚補強の実験的検討，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.777-780，1997。

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、プレキャストアーチカルバートは常時・地震時において、様々な損傷事例が報告されている¹⁾。これらの損傷の要因は、基礎地盤および周辺地盤の沈下、過少な平面交差角等による偏土圧、縦断方向荷重の作用に大別することができる。その中で、縦断方向荷重に関しては、上載盛土の影響によるものであると藤原ら²⁾は分析している。

2. 研究目的

本研究の対象としたプレキャスト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（以下、2ヒンジアーチ）と3ヒンジ式プレキャストアーチとした。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2ヒンジアーチの損傷は**写真-1(a)**に示すような側壁基部に発生しており、横断方向の耐荷力に影響が大きいと考えられる。このため、本年度は横断方向の耐荷力や変形性能の低下が生じるか確認することを目的に、縦断方向荷重による損傷を受けた2ヒンジアーチの正負交番載荷実験を実施した。

3. 研究方法

3.1. 模型供試体のモデル化

模型供試体は**図-2**に示すように、内空幅11.633m、内空高9.283m、部材厚0.750m、縦断方向長さ0.995mの2ヒンジアーチをモデルとした。これは実現場と同様の構造であり、この現場では**写真-1**のような縦方向荷重による側壁基部にひび割れや頂版部材の目地部のコンクリートの剥落が生じている。本実験では耐震性能に影響が大きいと考えられる側壁部材のみを取り出し、正負交番載荷実験による耐震性能評価を行うこととした。模型供試体は、実験時に頂版部材との接合部において軸方向力を作用させるが、アーチ形状をし

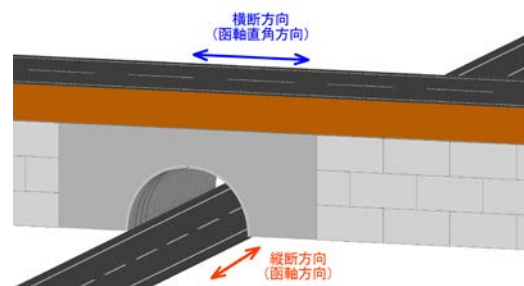
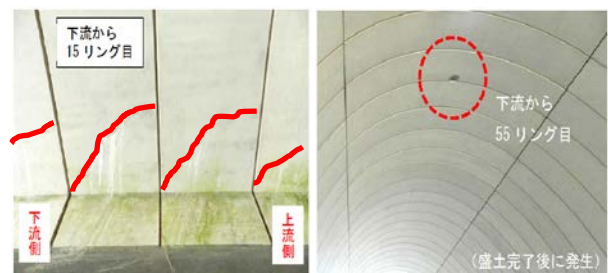


図-1 カルバート検討方向の定義



(a) 側壁基部のひび割れ (b) コンクリートの剥落

写真-1 2ヒンジアーチの損傷事例¹⁾

ていると軸方向力荷重装置が複雑化するため、**図-3(a)**に示すように、アーチ部を直線とした逆T型擁壁形状とし、実物大に対して1/3のサイズとした。模型供試体の配筋は、実物大に対して、相似則に配慮して鉄筋比ができる限り近くなるように設定した。**図-3(b)**に模型供試体の断面配筋図を示す。

3.2. 模型供試体の製作

模型供試体の材料は、JIS A 5308 に適合したレディミクストコンクリートを用いることとし、呼び強度 40N/mm²、スランプ 12cm、粗骨材の最大寸法 20mm のものを使用した。配筋には、D4, D6, D13 の JIS 規格品を用いた。また、模型供試体の製作に先立ち、JIS Z 2241 の規定に基づいて使用する鉄筋の引張強度試験を実施した。なお、本実験での塑性化の判定には、この試験から得られた降伏ひずみ 2007 μ を用いることとした。正負交番実験において、ひずみを計測したのは主鉄筋として使用した D13 のみである。**表-1** に鉄筋の引張強度試験結果を示す。

3.3. 実験ケースおよび荷重方法

実験ケースは縦断方向荷重による損傷の影響を確認するため、縦断方向荷重の荷重の有無の 2 ケースとした。荷重方法は軸方向力、正負交番荷重および縦断方向荷重の 3 方向荷重とし、油圧ジャッキ 3 基を用いて荷重した。実験ケースは縦断方向荷重の有無をパラメーターとした 2 ケースで、縦断方向荷重を荷重していないものを CASE-1、縦断方向荷重を荷重したものを CASE-2 とした。荷重イメージ図を**図-4**に示す。

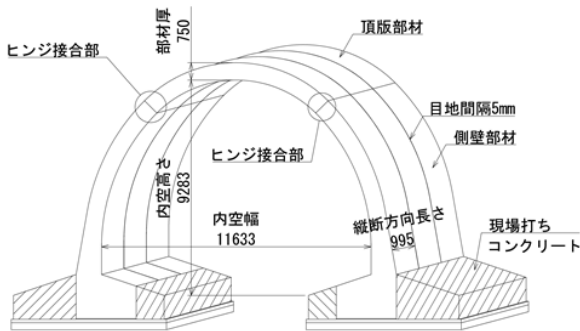
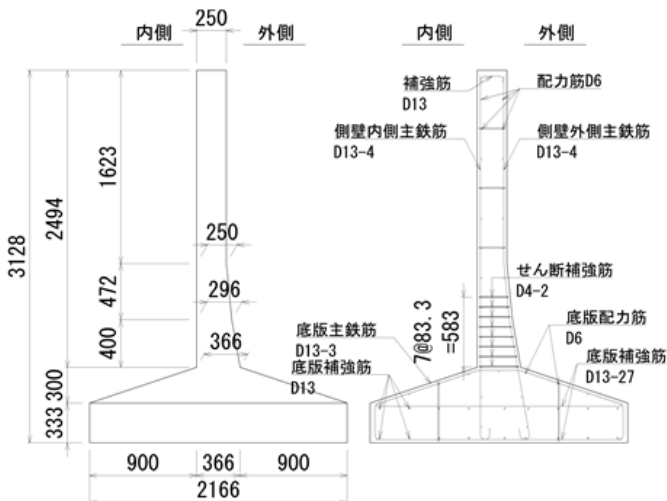


図-2 2 ヒンジアーチ構造図



(a) 構造図

(b) 配筋図

図-3 模型供試体の断面図

表-1 鉄筋の引張強度試験結果

種別	主鉄筋	配力筋	せん断補強筋
呼び名	D13	D6	D4
規格	SD345	SD345	SD295A
公称断面積 (mm ²)	126.7	31.7	14.1
降伏強度 (N/mm ²)	375.4	402.4	393.6
引張強度 (N/mm ²)	551.2	565.2	528.7
弾性係数 (kN/mm ²)	187.1	195.1	189.2
降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	2007	2062	2080
伸び (%)	25.4	25.1	22.6



図-4 荷重イメージ図

4. 研究結果

4.1 縦断方向荷重を載荷しないケース (CASE-1)

CASE-1 の水平荷重-層間変形角の履歴曲線を図-5(a)に示す。また、本実験における層間変形角の定義を図-6に示す。CASE-1 の正側載荷では、水平荷重 22.8kN で側壁基部の最外縁鉄筋の初降伏を確認した。この時の水平変位は 18.3mm であった。負側載荷では、水平荷重 32.8kN に側壁基部で初降伏を確認している。この時の水平変位 δ は 18.3mm であった。以上の結果から、正負ともに基準変位 $\delta y=18.3\text{mm}$ とし、2 サイクル目以降の繰り返し載荷を行った。水平荷重は、正負ともに $2\delta y$ にて最大荷重を計測しており、それぞれ P_{\max} (正側) =35.4kN, P_{\max} (負側) =37.8kN であった。その後、徐々に水平荷重が低下し、正負ともに $8\delta y$ にて主鉄筋の座屈およびかぶりコンクリートの剥落により終局に至っている。この時の層間変形角は 5.36%で、カルバートの設計基準の中でも大きな閾値である 2.0%⁵⁾ を大きく上回っている。主鉄筋の座屈が発生した位置は部材厚が変化する断面変化点である。終局時においても軸方向力 100kN は保持したままであり、トンネルの内空が確保できなくなるような破壊には至らないと考えられる。

4.2 縦断方向を載荷したケース (CASE-2)

CASE-2 の水平荷重-層間変形角の履歴曲線を図-5(b)に示す。CASE-2 は縦断方向荷重 19.4kN 時に初期ひび割れが基部に発生した。その後、縦断方向荷重 28.4kN で側壁基部に初降伏ひずみを確認しており、その時の最大ひび割れ幅は 0.55mm で、縦断方向への変位量は 19.0mm であった。正負交番載荷では CASE-1 と同じ基準変位 δy を載荷しており、正側載荷では、 $3\delta y$ 時に最大荷重 P_{\max} (正側) =32.3kN を計測し、負側載荷では、 $4\delta y$ 時に最大荷重 P_{\max} (負側) =36.0kN を計測した。その後、徐々に水平荷重が低下し、正側、負側ともに $7\delta y$ にて、最大水平荷重の 80%以下に低下するとともに、主鉄筋の座屈により終局に至っている。この時の層間変形角は 4.7%で、耐震性能の閾値とした 2.0%を上回っている。主鉄筋の座屈が発生した位置は、CASE-1 よりも基部に近い位置である。CASE-1 と同様に、終局時においても軸方向力 100kN は保持したままであり、トンネルの内空が確保できなくなるような破壊には至らないと考えられる。

4.3 CASE-1, 2 の比較

CASE-1, 2 の包絡線の比較を図-7に示す。CASE-2 では CASE-1 に比べ、最大水平荷重が正負ともに小さくなっていることから、縦断方向荷重による損傷の影響を受けていることが伺えるが、大きな差異は見られない。この要因として考えられるのが、主鉄筋が座屈している箇所のせん断補強筋の有無である。CASE-1, 2 のせん断補強筋の配置区間と損傷位置の比較を図-8に示す。CASE-1 では終局時に断面変化部で主鉄筋の座屈によりコンクリートの剥落が生じているが、CASE-2 では縦断方向荷重により主鉄筋の座屈位置が基部へと移行している。CASE-2 は縦断方向荷重により基部への初期ひび割れが発生したため、そこに損傷が集中することで、主鉄筋の座屈位置が CASE-1 よりも基部に移行したと考えられる。しかしながら、対象とした 2 ヒンジアーチは、側壁基部にせん断補強筋が配置されており、これが主鉄筋の座屈を抑制することで、変形能に大きな違いが見られなかったと考えられる。また、CASE-2 では終局時の水平荷重の低下が CASE-1 に比べ抑えられている。これは CASE-1 がせん断補強筋配置区間よりも上部で主鉄筋の座屈が生じているため、座屈範囲が大きくかぶりコンクリートの剥落の範囲も大きいためと考えられる。これらのことから、主鉄筋が座屈している箇所のせん断補強筋の有無が 2 ヒンジアーチの耐震性能に大きく影響していることが伺える。

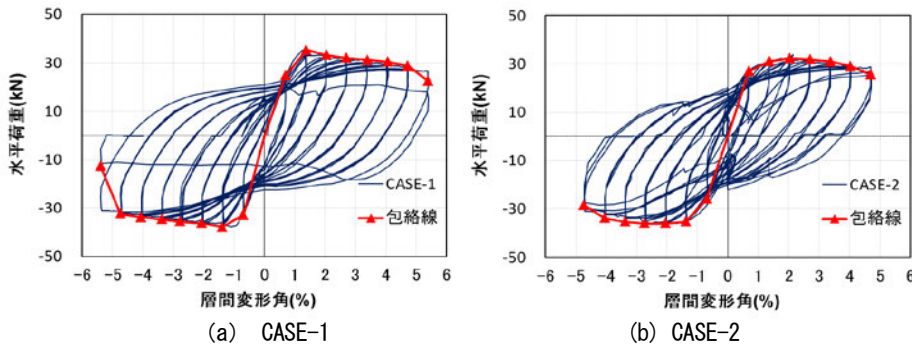


図-5 水平荷重-層間変形角の履歴曲線

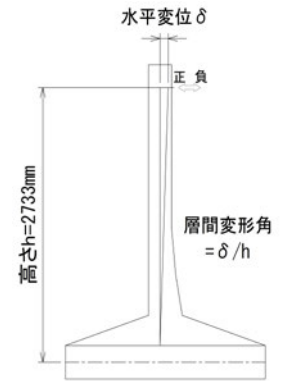


図-6 層間変形角の定義

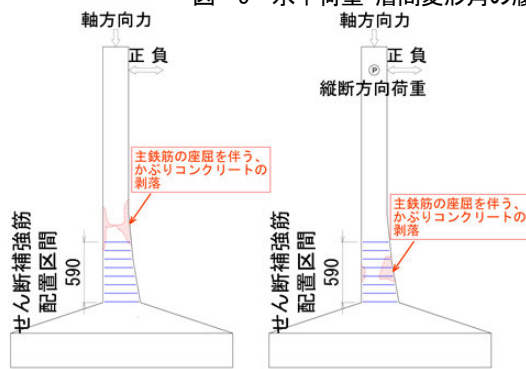


図-8 せん断補強筋配置区間と損傷位置の比較

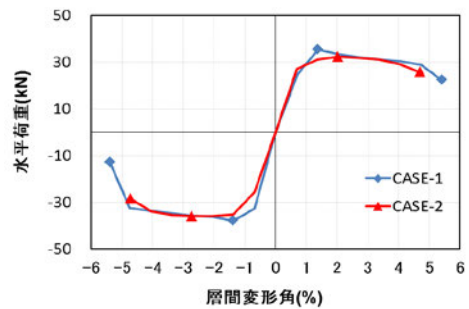


図-7 包絡線の比較

5. 結論

本研究では、縦断方向荷重による損傷を受けた2ヒンジアーチの横断方向の耐震性能評価を確立することを目的に、2ヒンジアーチの側壁部材の正負交番荷重実験を実施した。以下に、実験により得られた知見を示す。

- (1). 本実験の条件内において、縦断方向荷重による損傷を受けた2ヒンジアーチでも耐震性能の基準として用いられている層間変形角2%を大きく上回っており、耐震性能を有すると判断できる。
- (2). 縦断方向荷重による損傷の有無にかかわらず、2ヒンジアーチは主鉄筋の座屈により終局に至るため、座屈を抑制するような、せん断補強筋や帯鉄筋を配置する必要があると考えられる。

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」の成果の一部である。

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: Moduarch 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上載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) 阪神高速道路 (株): 開削トンネル耐震設計指針-横断方向の耐震設計-, 2008.10

実橋梁より撤去されたPC桁を用いた外ケーブル補強の効果に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 渡辺 遼

1. まえがき

道路橋の高齢化が進む中、様々な要因による損傷事例が報告されている。橋梁の合理的かつ適切な維持管理を行っていくために、損傷の生じた橋梁の残存性能を適切に評価し、橋梁の性能を確実に回復する信頼性の高い工法により、橋梁を補修・補強することが求められている。

外ケーブル工法は、耐荷性能が低下したPC橋の性能改善を目的とした補強工法として採用例の多いものの一つであるが、PC鋼材の腐食が進行した状況での研究事例では、PC鋼材が腐食したPC桁の外ケーブルによる補強効果は健全な桁に適用した場合に比べて低下するという報告と、同等であるという報告がそれぞれにあり、知見が分かれる。知見が分かれる理由は、PC鋼材の腐食程度が補強効果にどの程度影響を及ぼすのかが未だ明確にされていないためであると考えられる。

2. 研究目的

本研究の目的は、外ケーブル工法の補強効果を低下させる要因を把握し、それらの要因を考慮して外ケーブル工法の補強効果を評価する方法を検討することである。

3. 試験方法

3.1 概要

本年度は、架け替えとなった実橋梁から入手した、PC鋼材腐食等の損傷を有する外ケーブル工法により補強された撤去桁を用いて載荷試験を実施し、補強効果の確認を行った。

3.2 試験に用いた撤去桁

試験に用いた撤去桁は、北海道内にある、河口から上流側50m程度に位置する3径間単純PCポストテンションT桁橋より入手した。架橋から34年を経過した平成8年度には、塩害によるPC鋼材腐食等に対して表面塗装と外ケーブル補強が施されたが、再劣化が進行したため、平成29年度に架け替えが行われた。今回、外ケーブル補強が実施されている第3径間のG4桁を入手した。本橋の全景を写真-1に、諸元を表-1に示す。また、現地での外ケーブル設置状況を写真-2に示す。



写真-1 橋梁全景



写真-2 外ケーブル設置状況

表-1 橋梁諸元

構造形式	単純PCポストテンT桁橋
架設年	1962年(昭和37年)
橋長	67.0m
支間割	3@21.5m
全幅員	10.4m
架橋条件	河川(二雁別川)

表-2 材料諸元

材料	物性値	定数	単位
コンクリート	圧縮強度	40.000	N/mm ²
	引張強度	2.690	N/mm ²
	ヤング係数	31,000	N/mm ²
PC鋼材	規格	12φ5	-
	断面積	235.7	mm ²
	ヤング係数	200,000	N/mm ²
	降伏点強度	1,470	N/mm ²
	引張強度	1,715	N/mm ²
外ケーブル	規格	F40T	-
	断面積	191.8	mm ²
	ヤング係数	190,000	N/mm ²
	降伏点強度	1,568	N/mm ²
	引張強度	1,862	N/mm ²

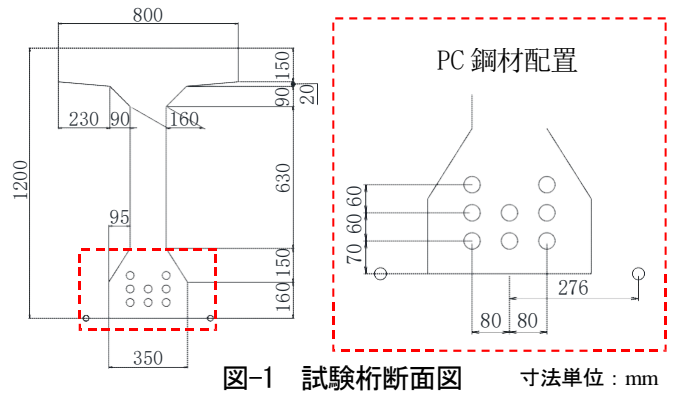


図-1 試験桁断面図 寸法単位：mm

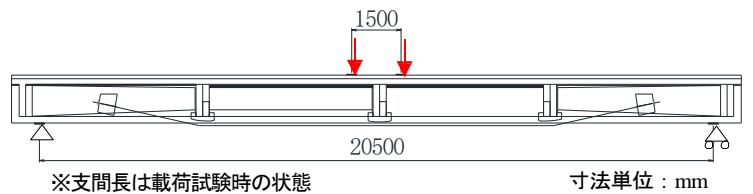


図-2 試験体側面図

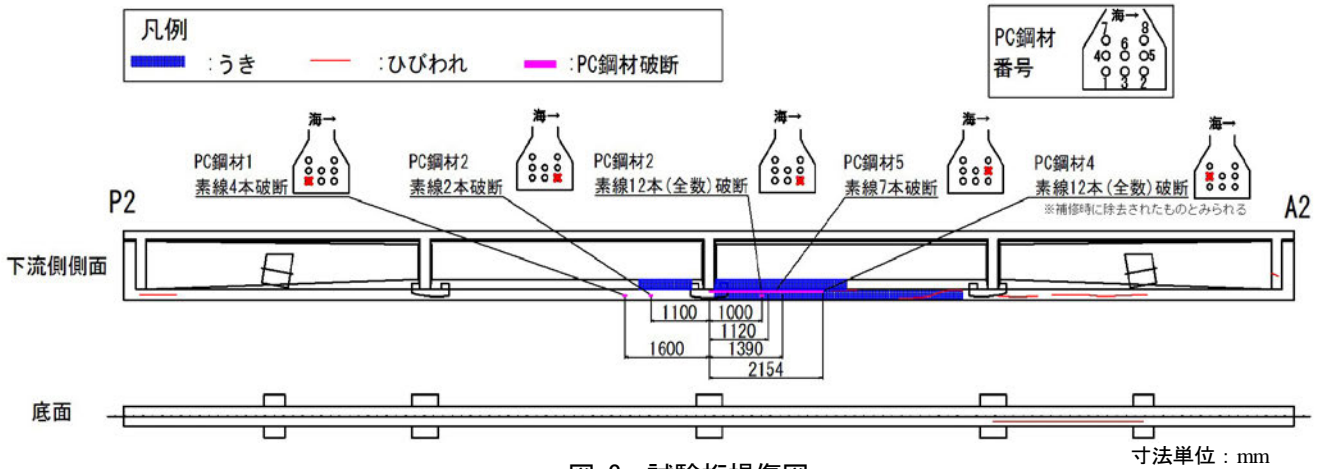


図-3 試験桁損傷図 寸法単位：mm

試験に用いた撤去桁の材料諸元を表-2に、試験体断面図を図-1に、試験体側面図を図-2に示す。なお、本橋は設計図書がなく、断面図は、桁形状を実測した結果に基づくもの、材料諸元は、外ケーブル補強時の設計計算書等に記載されたものである。

外観目視および載荷試験後の解体調査により確認した桁の損傷図を図-3に示す。なお、河川上流側の側面は目立った損傷が確認されなかったため割愛する。受領した第3径間G4桁は、補強時点では、PC鋼材2本(PC鋼材5と8)の全素線が破断したと想定し外ケーブル補強がなされた。実際には、計4本のPC鋼材で素線が全数、または一部破断しており、補強時の想定より複雑な破断状況にあることが分かった。

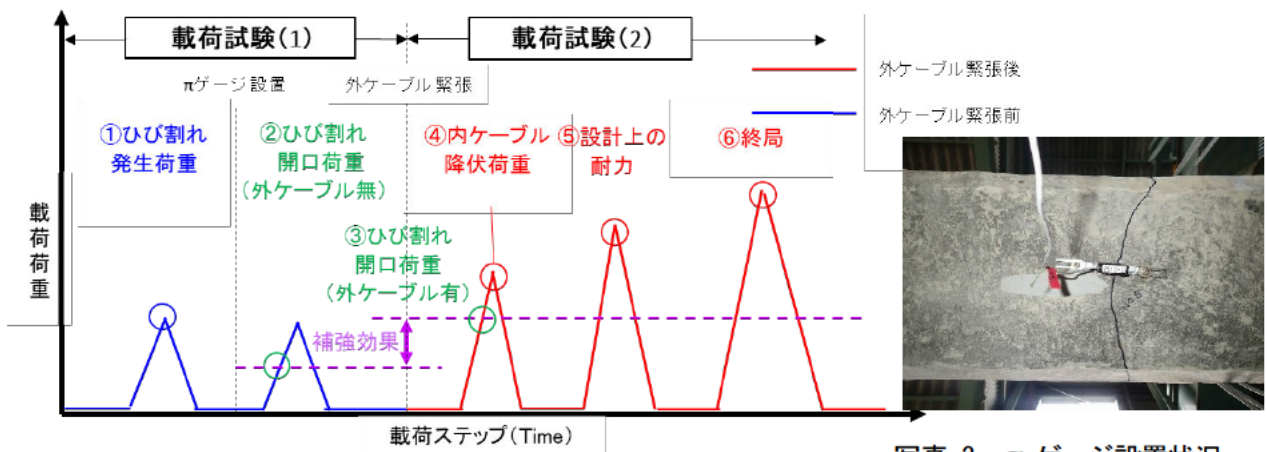


図-4 荷重パターン

写真-3 π ゲージ設置状況

3.3 荷重試験の方法

外ケーブル工法によるPC桁の補強効果を確認するため、図-4に示すような荷重パターンで荷重試験を行った。

荷重試験(1)では、外ケーブルを緊張しない状態でひび割れ発生まで荷重した(荷重①)後、一度除荷し、ひび割れ発生個所にπゲージを取り付けた。πゲージ設置状況を写真-3に示す。その後、ひび割れが再度開口するまで荷重を行い、コンクリートの引張強度分を除外した無補強でのひび割れ開口荷重を得た(荷重②)。

荷重試験(2)では、外ケーブルを緊張した状態で、ひび割れが再度開口するまで荷重した(荷重③)。荷重③と荷重②の差が、ひび割れ開口に対する外ケーブル工法によるPC桁の補強効果となる。

その後、内ケーブル降伏(荷重④)、設計上の終局荷重(荷重⑤)に達した際にそれぞれ除荷を挟みつつ、終局荷重(荷重⑥)に至るまで荷重した。

なお、試験時に外ケーブルを再緊張した際には、目標の導入緊張力を203kNとして、油圧ジャッキによる両引きで導入し、山側ケーブルに201kN、海側ケーブルに204kNが導入された。

4. 試験結果

荷重試験(1)および(2)における、πゲージの荷重-ひび割れ開口変位関係を図-5に示す。

図-5より、荷重試験(1)においては、概ね荷重荷重120kN程度、荷重試験(2)においては概ね荷重荷重200kN程度で変位が急増しており、ひび割れが開口したものと考えられる。設置した5つのπゲージのデータから判断したひび割れ開口荷重の平均を取ると、外ケーブルを緊張しない状態でのひび割れ開口荷重は121kN、外ケーブルを緊張した状態でのひび割れ開口荷重は203kNとなり、外ケーブル補強によりひび割れ開口荷重は82kN増加している。

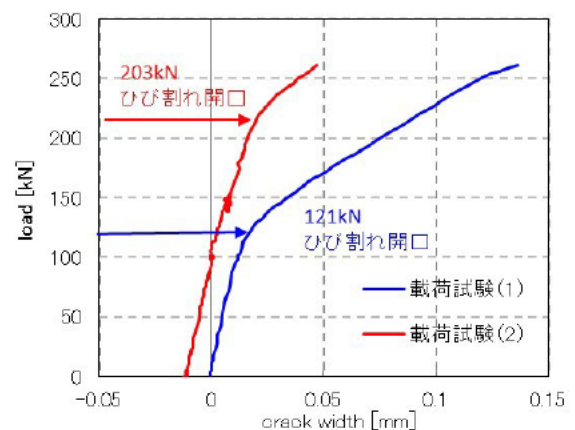


図-5 荷重試験 荷重-ひび割れ開口変位関係

荷重試験における支間中央での荷重-変位関係を図-6に示す。また、図-6の低荷重域を拡大した図を図-7に示す。なお、荷重試験(1)は点線が荷重①の荷重と除荷、実線が荷重②の荷重と除荷における荷重-変位関係である。

図-7より、荷重①の荷重では、荷重荷重240kN付近で傾きが緩くなっているが、ひび割れ発生により桁剛性が低下したことが要因と考えられる。また、 π ゲージによるひび割れ開口変位から判断したひび割れ開口荷重時にも桁剛性が低下していることが確認できる。

終局荷重に至るまでの荷重-変位関係は、荷重荷重350kN(図-6中(a)付近で傾きが緩くなり、荷重荷重545kN(同図(b)付近で、荷重が増加しなくなった。その後、変位210mm程度に達したとき(同図(c))に荷重が下がり始めたため、終局に至ったと判断した。ここで、PC鋼材の破断が無く健全な状態での本試験体の終局曲げ耐力(上縁コンクリート圧壊時)は520kNであり、試験での最大荷重545kNはこれを上回る。

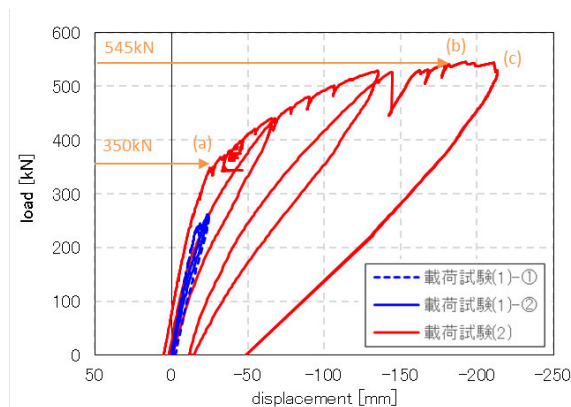


図-6 荷重試験 荷重-変位関係

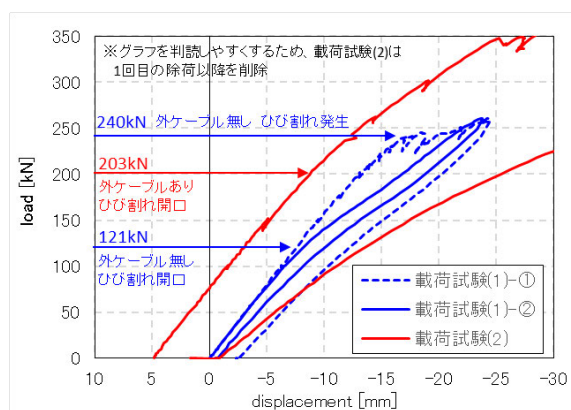


図-7 荷重試験 荷重-変位関係 (低荷重域)

5. まとめ

今回の試験において得られた知見を以下に示す。

- (1) 荷重試験時の最大荷重は、健全な状態における計算上の耐荷力を上回ることが確認された。
- (2) 荷重試験時のひび割れ開口荷重は、外ケーブル補強により増加した。
- (3) 以上より、内部の鋼材が腐食した状態においても、外ケーブル工法は一定の補強効果を有すると言える。一方、試験後に行った解体調査の結果、内部のPC鋼材破断状況は補強時に想定したような単純な1断面内での2本破断ではなく、より複雑なものであった。複雑な破断状況を加味し、耐荷性能を適切に評価する方法について、今後、更なる検討を要する。

6. 謝辞

本研究にあたり、多大なるご指導を頂きました。石田上席研究員、山本主任研究員、山口元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：株式会社ワイ・テック

<参考文献>

- 1) 土木研究所「塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究(IV)—旧芦川橋の荷重試験—」, 土木研究所資料, 第3816号, 2001年3月

側方流動圧が作用する道路橋基礎の遠心模型実験

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 藤村 彰

1. 背景と目的

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 値の判定式である (1) 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。そこで、側方流動が道路橋基礎に与える影響の把握、流動圧推定式及び基礎の設計手法の構築を目的として、側方移動を模した遠心模型実験結果から、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考察を行った。

$$I = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma h}{c} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

- I : 側方移動判定値
- μ_1 : 軟弱層厚に関する補正係数で、 $\mu_1 = D/L$
- μ_2 : 基礎の抵抗幅に関する補正係数で、 $\mu_2 = b/B$
- μ_3 : 橋台の長さに関する補正係数で、 $\mu_3 = D/A (\leq 3.0)$
- γ : 盛土材料の単位体積重量 (kN/m³)
- h : 図-1 に示す地盤高の高低差 (m)
- c : 軟弱層の粘着力の平均値 (kN/m²)
- D : 軟弱層の厚さ (m)
- A : 橋台長 (m)
- B : 橋台幅 (m)
- b : 基礎幅の総和 (m)
- L : 基礎根入れ長 (m)

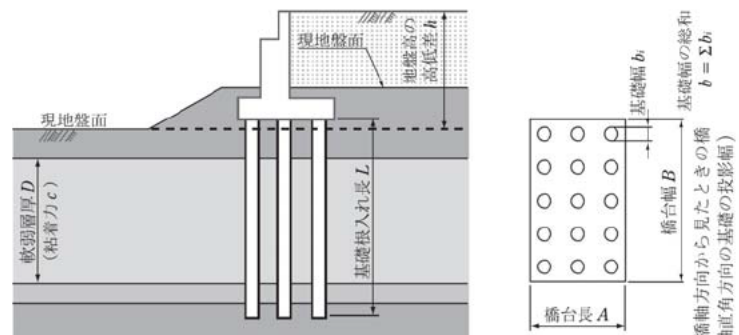


図-1 側方移動の判定

「基礎根入れ長 (全長) に占める軟弱層厚の割合」,
「基礎幅 (の総和)」, 「軟弱層厚 / 橋台長の比」
が大きいほど、側方移動が生じやすいとされる

2. 実験概要

考察対象は、図-2 に示す 2 種類 (壁基礎⁴⁾, 杭基礎⁵⁾) の遠心模型実験である。実験 1 は、軟弱地盤上に設置した壁基礎に側方移動を発生させ、土圧計により流動圧を測定した遠心模型実験 (遠心加速度 80G) であり、基礎数, 基礎間隔, 軟弱粘土層厚をパラメータとした 4 ケースの実験を行っている。実験 2 は、杭基礎の遠心力模型実験 (遠心加速度 75G) であり、杭に設置したひずみゲージによりひずみを計測した。盛土層厚, 強度増加率をパラメータとした 3 ケースの実験を行っている。

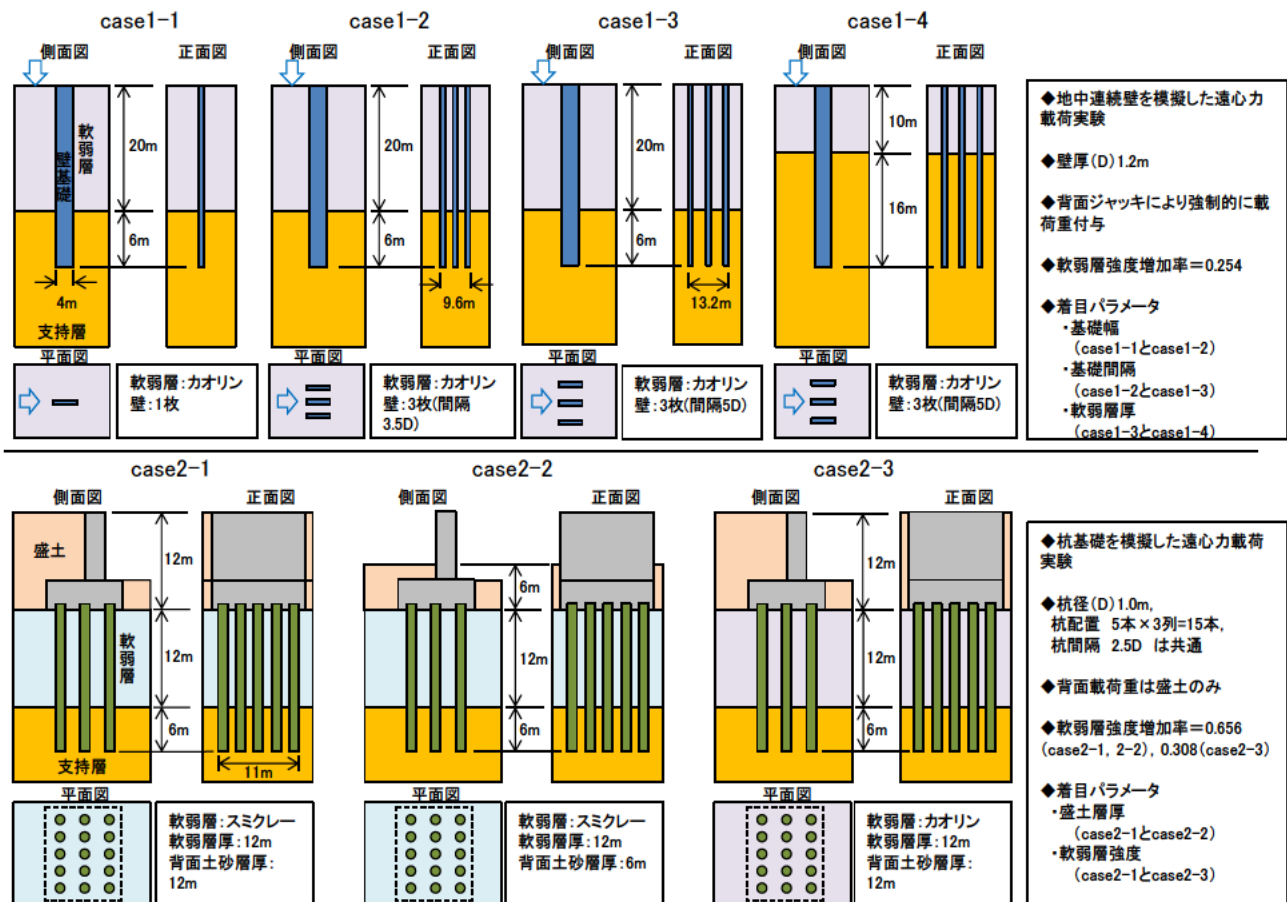


図-2 実験概要 (実験1: case1-1~1-4, 実験2: case2-1~2-3)

3. 基礎に作用する流動圧分布

実験1は、壁基礎に設置した土圧計による計測値、実験2は、ひずみゲージで計測した杭体ひずみの値を用いた格子計算により、基礎に作用する流動圧を算出した。実験1の流動圧分布を図-3に、地盤変位の分布を図-4に示す。

作用する流動圧は、軟弱層の中間（地表からの距離が-10m）よりやや上方（地表からの距離が-5m~-10m付近）で最大値を示し、最大値から下方（杭先端）に向かうにつれ減少する傾向にあることがわかる。既往の知見⁶⁾では、流動圧は地盤の変位と直接的な相関があるとされており、地盤変位の深度方向分布をみると、地表面近くにおける地盤変位が最大となっており、流動圧分布が軟弱層中間より上寄りに分布する傾向と関係していると考えられる。

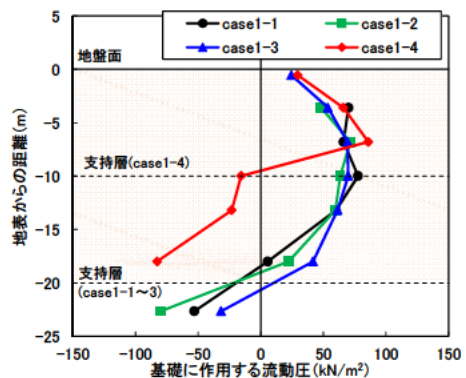


図-3 流動圧分布 (実験1)

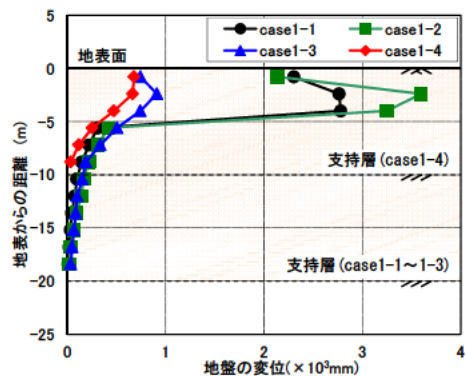


図-4 地盤変位分布 (実験1)

4. 流動圧と各パラメータの相関

図-5 に流動圧と各パラメータの関係を示す。図-5 に示す通り、載荷荷重である盛土層厚の増加に伴い流動圧は増加する。基礎幅の影響について（図-6）、軟弱層厚の条件が異なる case1-4 を除くと、基礎幅の総和が増加するにつれ、流動圧は若干減少傾向にあることがわかる。既往の知見⁶⁾によれば、基礎杭の列数（基礎幅の総和）が大きいと、流動圧の受圧面積が増加するため、側方移動が生じやすいという考えの下、実構造物の側方移動発生状況の分析結果に基づく側方移動の簡易判定式（式（1））における補正係数のひとつ（ μ_2 ）とされた。ただし、流動圧との相関関係は、定量的に評価されたものではない。また、図-3 に示す case1-1~1-3 の流動圧の最大値や分布形状に有意な差はみられないことから、基礎幅が流動圧に与える影響は小さいと考えられる。この点については、基礎間の地盤のすり抜けが影響していると考えられ、今後、基礎幅や列数を変数として解析的検討等を行い、定量的評価手法について検討する必要がある。

基礎根入長に占める軟弱層厚の影響について（図-7）、case1-3 と case1-4 を比較すると、基礎全長に占める軟弱層厚が小さい方が大きな流動圧が作用している。既往の知見⁶⁾では、基礎全長に占める軟弱層厚が大きい場合、軟弱層以外の土層による抵抗能力は小さく、流動圧の影響が高まり側方移動が生じやすい。逆に、軟弱層厚が小さいと、軟弱層以外の土層による抵抗能力が高まり、流動圧は大きくなるものの側方移動量は小さくなるとされており、本実験の結果と一致する。

5. 今後の課題

5-1. 実験結果の再現解析

数値解析の手法を用いて再現解析を行う。設定する解析条件（パラメータ）について検討し、実験結果から判明した傾向（基礎幅や軟弱層厚／基礎根入長と流動圧の関係）が再現できるのか、実験で詳細に確認できていない、地盤の強度による影響等により傾向がどのように変化するか確認

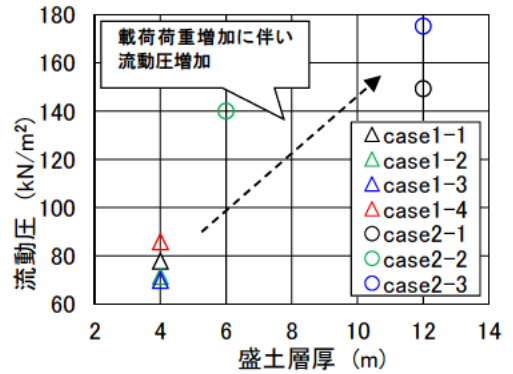


図-5 盛土層厚との関係

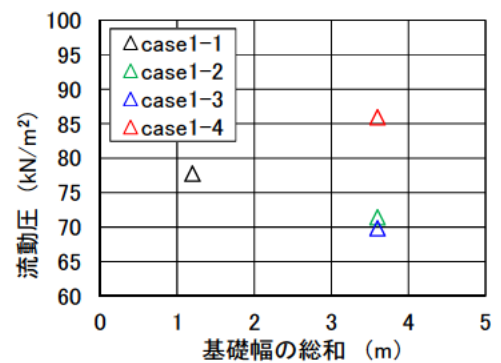


図-6 基礎幅の総和との関係

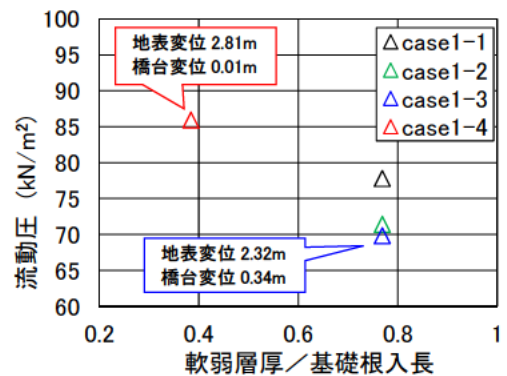


図-7 軟弱層厚／基礎根入長との関係

する。また、解析結果を基に基礎に作用する断面力算出方法の一般化を行う。

5-2. 側方流動圧算定式の構築、試設計

5-1. の結果を踏まえ、側方移動を考慮した基礎の設計手法について検討する。設計手法として、現行の杭基礎便覧に示されている流動圧の算出方法（設計式）を更新又は新たに構築するのか、I値を改良するなどした補正係数等により考慮するのか等、基礎の設計体系への反映方法を検討する必要がある。

また、反映方法の検討にあたっては、側方移動を考慮した既往の設計事例等を収集したうえで、試設計を行うなどの検証作業も必要となる。

6. まとめ

側方流動が道路橋基礎に与える影響の把握、流動圧推定式及び基礎の設計手法の構築を目的として、側方移動を模した遠心模型実験結果から、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考察を行った。流動圧は、地表面から軟弱層中間付近の間で極大傾向を示す地盤変位の影響を受け、軟弱層中間のやや上方で最大値を示すこと、基礎根入長に占める軟弱層厚による影響が大きいことが明らかとなった。今回の結果を踏まえ、流動圧の推定式を構築するとともに、側方移動を考慮した設計手法を提案する予定である。

謝辞

ご指導頂きました、桐山耐震研究監、谷本主任研究員及び構造物メンテナンス研究センター各位に深く感謝いたします。

所属：日本インフラマネジメント（株）

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) 高速道路会社：設計要領第二集（橋梁建設編），2016.
- 3) (公社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，2015.
- 4) (国研) 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) 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.

実橋 RC 床版下面に接着された連続繊維シートの挙動

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 樋口 祐治

1. まえがき

RC 床版の耐荷性および耐久性の向上を図る方法として、連続繊維シートを RC 床版下面に接着する工法がある。同工法は、使用する補強材料が軽量で施工性に優れ、腐食しないという特長から、これまでに多数の補強実績を有している。一方で、それらの補強に関する複数の設計法が混在し、仕様が類似する RC 床版であっても補強量が異なるという事例が見られており、補強設計法の確立が課題となっている。

2. 研究目的

現在、土木研究所では連続繊維シートを用いた RC 床版の補強設計法の確立を目的とした共同研究を行っている。その共同研究の一環として、実橋 RC 床版の下面に接着された連続繊維シートの挙動の把握を目的とした荷重車による走行載荷試験を実施し、床版たわみとシートひずみの計測を行った。

3. 試験方法

対象橋梁は、1970 年に架設された支間長 32.1m、橋長 229.7m の鋼 7 径間単純合成鉄桁橋である。本橋は、2014 年から 2018 年にかけて、B 活荷重対応を目的とした連続繊維シートによる床版補強が行われている。補強の仕様は、目付け量 $600\text{g}/\text{m}^2$ の高強度炭素繊維シートを主鉄筋方向 2 層、配力鉄筋方向 1 層接着した格子貼り (写-1) である。



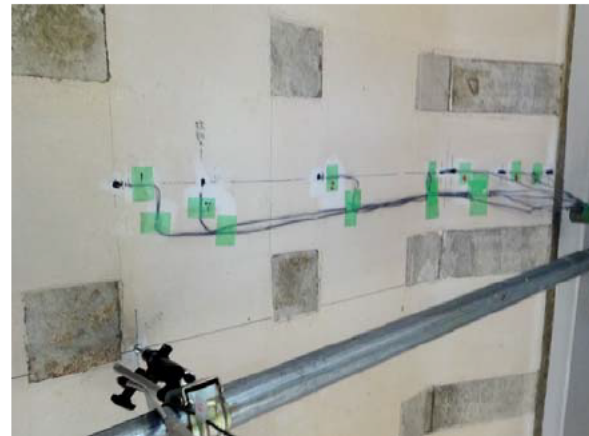
写-1 対象橋梁床版下面補強状況 (格子貼り)



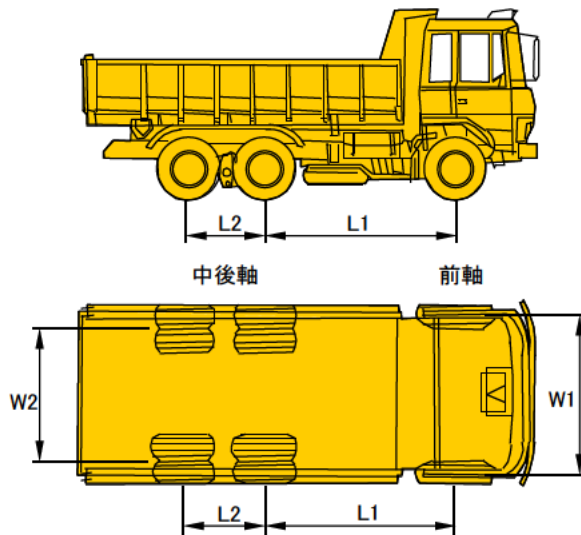
写-2 走行載荷試験状況

走行載荷試験は、2018 年 12 月に実施した。走行載荷試験の状況を写-2 に示す。走行載荷試験で用いる荷重車には、総重量約 20t の大型ダンプ (後タンDEM) を使用し、それらが一定速度で走行した際に生じる床版たわみおよび主鉄筋方向のシートひずみの計測を行った。図-1 に荷重車の寸法一覧を、表-1 に荷重車の軸重一覧を示す。なお、シート補強前のデータは 2012 年 12 月に実施した走行載荷試験¹⁾の結果を用いることとした。

走行載荷回数は10回とした。図-2に、床版たわみおよびシートひずみの計測位置を示す。計測位置は、第2径間のP2橋脚支承線から支間の1/4の位置のG3-G4間とした。荷重車の左側の輪走行位置は概ね床版支間中央であった。床版たわみは、床版支間の中央部に変位計を1点、シートひずみは、床版支間中央の位置に加えて、ハンチ部の挙動把握を目的としてひずみゲージを6点とした(図-2、写-3)。ひずみゲージのゲージ長は5mmとした。



写-3 測定位置

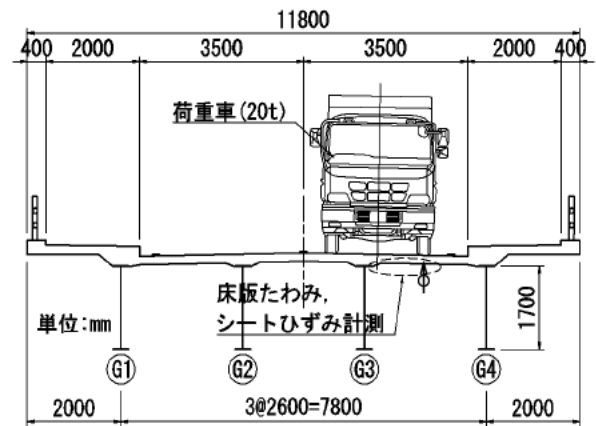


寸法 (mm)				
L1	L2	W1	W2	タイヤ
3,230	1,320	2,050	1,850	11R22.5

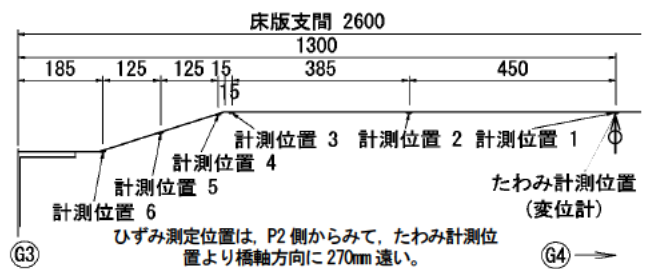
図-1 荷重車寸法一覧

表-1 荷重車軸重一覧

	前軸のみ (t)	中後軸のみ 合計 (t)	全重量 (t)
補強前	6.30	13.36	20.00
補強後	5.15	13.85	19.85



(a) 橋梁断面図と荷重車走行位置(支間1/4点)



(b) 計測位置拡大詳細図(床版下面)

図-2 走行載荷試験計測位置

4. 試験結果

4.1 床版たわみ計測結果

図-3に、走行載荷試験時における床版たわみを示す。補強前後で1ケースずつ示す。計測値は、高速フーリエ変換 (FFT) 後に逆変換を行い、高周波成分を除いている。また、表-2に荷重車の通過によって生じる中後軸通過時の最大たわみを平均した補強前後の床版たわみを示す。補強後の中後軸の軸重が補強前よりやや大きかったことから、軸重の違いを補正した値も示した。表-2より、補強後の床版たわみは、補強前に比べて1割程度減少していた。表-3に、対象床版のシート補強による断面二次モーメントの増加率（計算値）を示す。対象のRC床版は目立ったひび割れが見られなかったことから、全断面有効に近いと考えられたが、実測たわみは、断面二次モーメントの増加率から推測される値 (0.111mm / 1.06) よりもやや小さい値であった。このことから、RC床版は全断面有効に近い状態であるが、目視では分かりにくい程度の軽微なひび割れが生じていた可能性があるかと推察される。

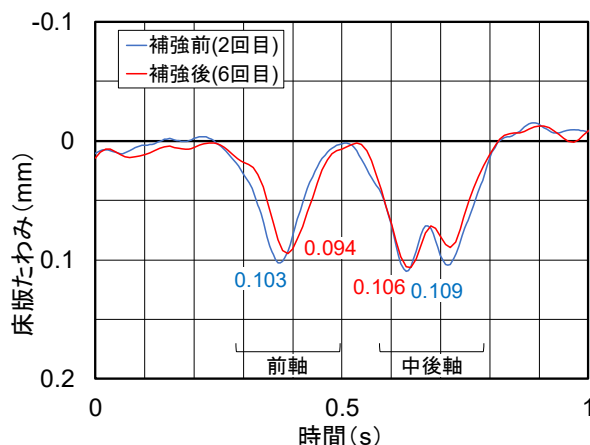


図-3 走行載荷試験時床版たわみ

表-2 補強前後床版たわみ

	試験値 (mm)	荷重車 軸重補正 (mm)
補強前	0.111	0.111
補強後	0.102	0.098
比率 (補強後/補強前)	0.92	0.89

表-3 補強による床版の断面二次モーメント増加率

	全断面有効	引張無視
主鉄筋方向	1.06	1.48
配力鉄筋方向	1.03	1.37

※ 増加率は 補強後/補強前 で算出した

4.2 シートひずみ計測結果

図-4に、床版支間中央の計測位置1とハンチ入隅部付近の計測位置3、4の走行試験時におけるシートひずみの例を、床版たわみと対比して示す。また図-5に、前軸通過時の正曲げ最大時と、中後軸通過時の正・負曲げ最大時における床版支間方向のシートひずみ分布を示す。計測位置1のシートひずみは床版たわみと同様な正曲げの挙動であった。

ハンチに位置する主鉄筋方向シートの端部である計測位置6に近付くにつれて、ひずみが小さくなる傾向が見られた。載荷位置は、必ずしもシート端部に不利な位置ではなかったが、この載荷条件の範囲では、シート端部の付着が有効に機能していたと考えられる。ハンチ入隅部の計測位置3、4では、負曲げの挙動が生じていた。連続版として見た場合に、計測位置3と同4のひずみの差が大きい傾向が見られた。

測定位置のシートの浮きは認められなかったことから、その理由には、ハンチ特有の版の挙動とハンチ特有のシートの挙動の両者が想定されるが、現時点では不明であり、今後の課題である。計測位置1のシートひずみは前軸と中後軸で最大値に差が見られなかったが、計測位置4では、中後軸通過時の負曲げひずみの最大値が、前軸に比べて大きい傾向であった。これは、中後軸がダブルタイヤで、計測位置4により近い位置を走行しており、前軸と比べて計測位置4の挙動への影響が大きかったためと推察される。

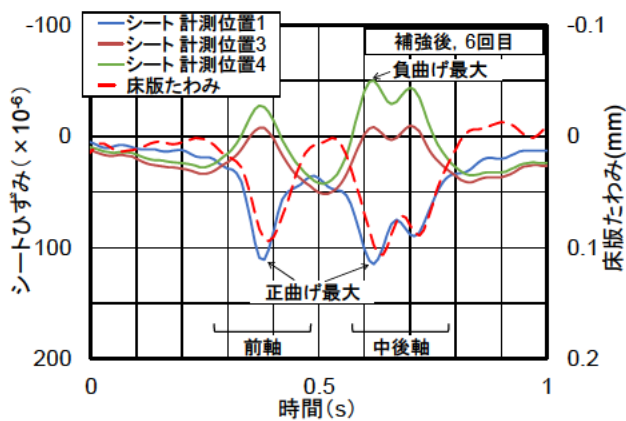


図-4 シートひずみおよび床版たわみ

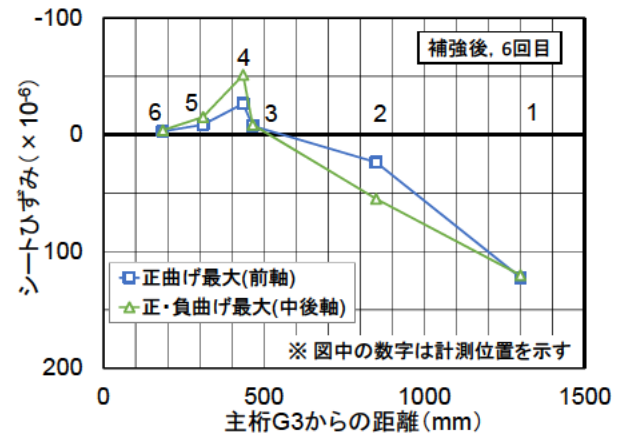


図-5 床版支間方向のシートひずみ分布

5 結論

ひび割れがほとんど見られないRC床版へのシート補強であったことから、床版たわみの変化やシートひずみの値が比較的軽微であった。実橋におけるRC床版下面のシートひずみ、特にシートの定着部に近接するハンチ付近のシート挙動の実測例が少なく、補強設計法を検討する上での有効なデータが本調査において得られた。ハンチ入隅部のシートのひずみは、値としては小さかったが、ひずみの急変が見られた。その理由については、今後の課題である。

6. 謝辞

本試験は、(国研) 土木研究所、(一社) 繊維補修補強協会および積水化学工業(株)の3者による共同研究の一環として実施しました。橋梁の管理者である秋田県をはじめ、本試験にご協力頂いた関係各位に併せて深く感謝致します。また、本研究を行うにあたり、ご指導頂いた玉越 前上席研究員、上仙 上席研究員、田中 主任研究員並びに CAESAR の皆様に感謝の意を表します。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 田中良樹, 村越潤, 飯塚拓英「鋼道路橋桁端部の腐食断面欠損に対する当て板補強」, 土木技術資料, 56-4, pp. 40-45, 2014

電磁波レーダを利用した RC 床版上面の異常検知に関する研究

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

近年、鋼橋が有する RC 床版には、アスファルト舗装下の床版上面コンクリートが著しく劣化する砂利化と呼ばれる損傷が発生している。この砂利化の発生メカニズムは、現在十分な研究がなされておらず不明確な部分が多いが、床版上面に水分が供給され、様々な要因によりで進行すると考えられている。一方で、砂利化の生じた RC 床版は、断面補修などの部分補修や、広範囲に損傷が及ぶ場合は床版ごと打ち換えるなどの対策を講じてきた。しかし、この補修や打ち換えは、橋面上で作業する必要があることから交通規制や通行止め、道路種別によっては仮設ルートを用意して実施するなど大掛かりな補修計画、多額の工費が必要となる。

2. 研究目的

本研究では、今後、予防保全的に RC 床版を管理していくことを想定し、砂利化に至る前段階での損傷検知手法を確立するとともに、今後砂利化を引き起こす箇所を予防保全的に対策する手法を立案することを目的としている。平成 30 年度は、砂利化の進行に寄与すると考えられるアスファルト舗装と床版との境界面に存在する水分を電磁波レーダにて検知可能であるかを検証した。

3. 検証概要

本検証では、供用中の RC 床版を有する鋼橋に対し、電磁波レーダの計測、データからアスファルト舗装（以下 As）と床版の境界面の水分と思われる信号有無を 3 次元的に分析、当該箇所の開削結果と実際の性状との整合の確認を実施することとした。検証対象とする橋梁の諸元を表 1 に示す。また開削時に表面的な劣化が目視困難である可能性も考慮し、コア試料による室内試験と開削面で小径微破壊試験を実施した。本検証で実施した調査項目を表 2、電磁波レーダの仕様を表 3 に示す。電磁波レーダは、表 3 に示すような汎用的なマルチステップ周波数タイプを使用した。なお、検証対象とした Y 橋は、積雪寒冷地の市道に位置する橋梁である。調査当時、Y 橋は床版下面に「漏水・遊離石灰」、 「舗装のひびわれ」を確認している。

表 1 検証対象橋梁諸元

橋梁諸元			
橋梁名	Y 橋		
交差物件	河川		
橋長	88.0m	径間数	3
上部工形式	合成 H 型鋼橋		
下部工形式	逆 T 式橋台、RC 柱橋脚		
架設年次	昭和 47 年	適用示方書	昭和 39 年
設計活荷重	TL-20	交通量	不明
防水対策	無し又は機能不全	凍結防止剤	散布あり

表 2 調査項目

調査・試験項目		
開削前	電磁波レーダ	—
開削後	コア削孔	小径微破壊試験
室内試験	内在塩分量測定	圧縮強度試験

4. 検証結果

一般に、電磁波レーダは、取得する反射波が強い場合は水分、減衰している場合は空洞を検知していることが多いとされている。また、レーダデータから砂利化を判読する場合は、床版の上部鉄筋の反射波形が検知されているかが重要視されている¹⁾。しかし、本検証は水の検知を軸としており、また、橋梁の場合は、As/コンクリート境界面でAsにうきがある場合や、コンクリート自体にうきがある場合も考えられることから、従来のレーダ判読に依らず、全体傾向から健全部の反射波形と比べて異常がある箇所を抽出することとした。本検証に用いたレーダ画像と開削後の床版上下面の損傷図を図1に示す。測線①、②の縦断面および平面図の赤枠が異常信号と疑われる箇所である。代表波形の反射強度に着目すると、青色線が示すAs/コンクリート境界面において、健全部の反射強度に比べ、測線①が顕著に高い。この測線上では、他にも数箇所と同様の傾向が見られた。また、歩車道境界部である測線②においても、反射強度が顕著に高い箇所と、減衰して小さくなっている箇所が連続して見られた。

これら異常箇所を含む範囲の舗装を開削した結果、滞水やうきが確認された。レーダ画像と床版上下面の損傷図を比較したところ、うきが確認された箇所とレーダ画像、下面の漏水位置が一致した。また、開削時にうきの近傍でコア試料を採取し、材料試験を行ったところ、

当該箇所のコンクリートは強度、静弾性係数ともに一般値に収まる結果となった(表4)。加えて、同箇所でも上部鉄筋まで削孔し、鉄筋の腐食状態を確認したところ、断面減少を伴う腐食が見られた。また、この鉄筋腐食箇所近傍で追加のコア削孔を行ったところ、内部に水平ひびわれが複数本確認され、その位置は床版上面から30mmと50mmの位置に確認された。鉄筋の腐食状態と近傍コアの内部ひびわれの状態を確認した結果を表5に、近傍コアの塩化物イオン量計測結果を表6に示す。また、開削前と開削後に小径微破壊試験を実施した

表3 電磁波レーダシステム概要

電磁波レーダ仕様			
会社名	3D-RADAR	変調方式	ステップ周波数
レーダ方式	変調連続波方式レーダシステム	送信波形	
変調方式	ステップ周波数	計測方法	
動作原理	離散的に変化する多周波数において、各周波数毎の送信波に対する反射波の振幅・位相を計測する	探査深さ	最大1500mm

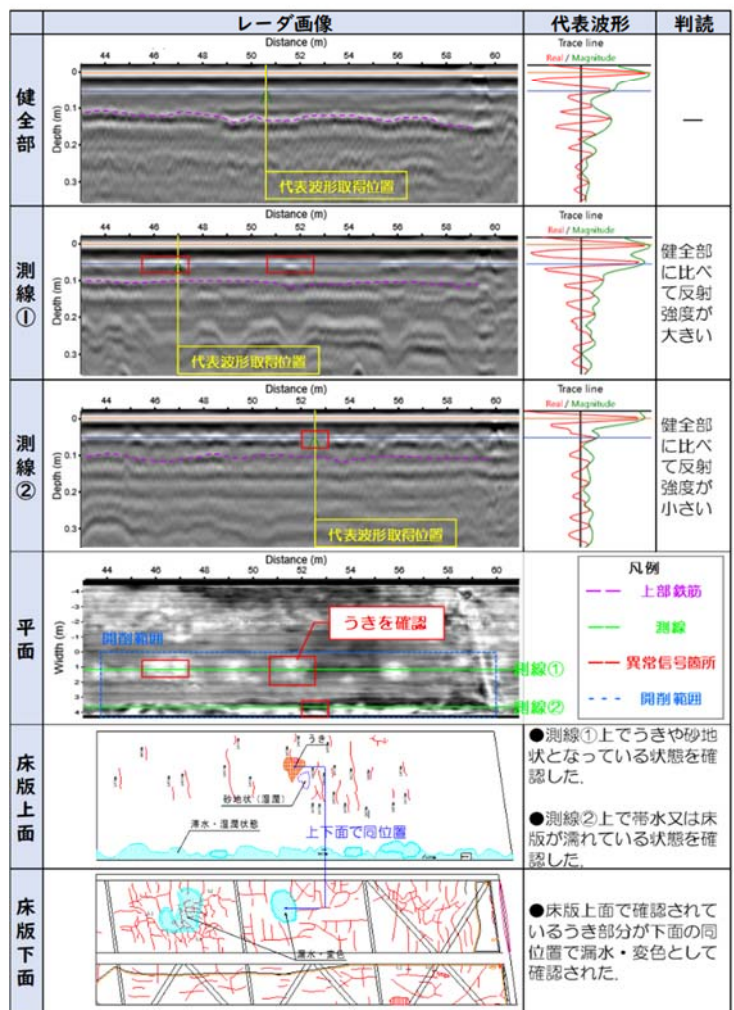


図1 電磁波レーダ画像と開削後の床版上下面の損傷図

位置とその結果を図 2 に示す。当試験は、舗装もしくは橋面上から内径 9mm の削孔を行い、その内部に内視鏡カメラを挿入して内部を観察するものである。試験は測線①付近で実施し、内部の水平ひびわれの有無を確認した。試験の結果、図 2 内の削孔 No. 2 と No. 4 で水平ひびわれが確認された。その他の削孔箇所では水平ひびわれが確認されなかった。

5. 考察

電磁波レーダから判読した異常信号を基に開削調査を実施したところ、一部において滞水や、うき、鉄筋腐食が確認された。このうきは、床版上面のひびわれから塩化物イオンを含んだ水が浸透し、鉄筋が発錆、腐食膨張したものと考えられる。この鉄筋腐食は、同箇所の削孔結果から、水平ひびわれの位置が腐食した鉄筋位置とその径の合計値とおおむね一致することから、コア内の水平ひびわれは塩化物イオンによる鉄筋腐食によって生じたものと推定できる。

小径微破壊試験によって見られた水平ひびわれについて、鉄筋腐食位置の近傍で実施したにもかかわらず、表 5 と同位置で水平ひびわれが確認できなかった。これは、水平ひびわれの範囲が図示するうきの範囲内に収まっているためと考えられる。しかし、この鉄筋腐食が塩害と仮定した場合、同深さにある床版の上部鉄筋は同様の状態になっていると考えられるが、今回検証では、うきとして顕在化しているのは 1 箇所のみであった。これは、床版コンクリート打設後の乾燥収縮ひびわれなどが同箇所の上面に生じたため、全体よりも早くうきとして塩害が顕在化したと考えられる。このため、このうきが見られる測線①上にはその他にも複数のひびわれが床版上面に見られることから、時間の経過とともに同様のプロセスで損傷が進行するおそれがある。これらの損傷は残置しておくことで床版内部のひびわれ発生や水分供給により、今後、砂利化へ進展する可能性があることが報告されており

表 4 圧縮強度試験結果

	採取コア
圧縮強度	31.4 N/mm ²
静弾性係数	17.9 N/mm ²

※) 当該強度下での静弾性係数の標準値は、16.2~25.8 N/mm²

表 5 鉄筋腐食状況

鉄筋腐食状況調査		写真-1
かぶり	35mm	
腐食状況	断面減少を伴う腐食	
鉄筋径	D16	
写真-1: 鉄筋腐食の状況 写真-2: 近傍削孔で見られた水平ひびわれ (深さ: 上側30mm, 下側50mm)		写真-2

表 6 塩化物イオン量測定結果

採取深度 (mm)	0-20	20-40	40-60	60-80	80-100
塩化物イオン量 (kg/m ³)	1.32	1.07	0.87	0.62	0.51

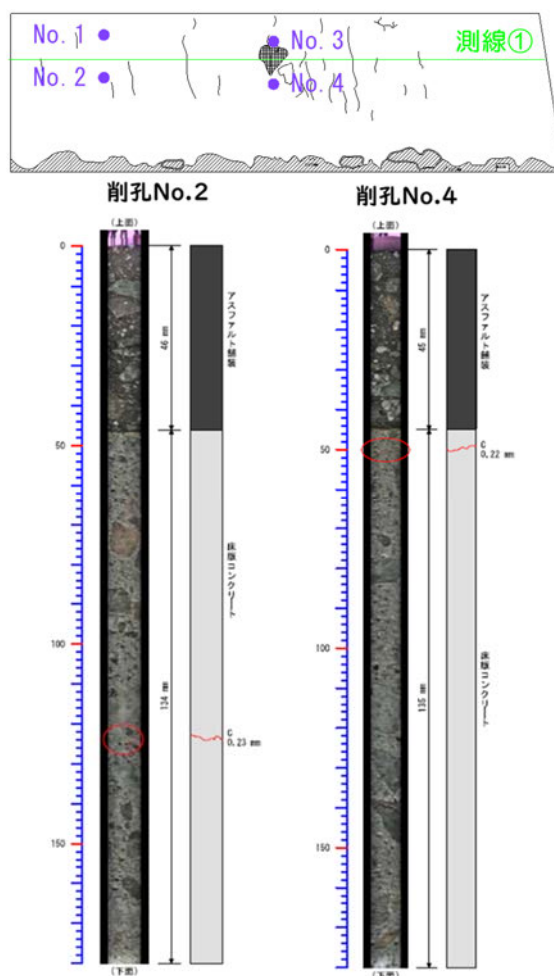


図 2 小径微破壊試験の実施位置と試験結果

2), 本検証で実施した電磁波レーダによる床版上面の異常・予兆検知は, RC 床版の予防保全的管理手法として一定の有効性があると考ええる.

6. おわりに

今回の検証により, 電磁波レーダを予防保全的に用いることで, 何らかの異常を検知できうることが示された. 今後は, 変状に応じた検知の可否についても確認する必要がある.

また, 既往研究³⁾では, 砂利化に至る前の中間層の存在や, 中間層における材料特性の違いなどについても示唆されており, 今後, 変状に応じた検知性能を検証する過程で, 材料特性についても併せて確認し, 砂利化の進行段階や状態別の進行速度などについて整理していく必要がある.

7. 謝辞

本研究は, 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, 廣江研究員および森本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) 永塚竜也, 小林大, 橋本竜也, 田代大樹：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, pp. 73-76, 2016. 7
- 2) 道路橋コンクリート床版の「土砂化」に関する調査報告, J-BEC レポート, 2014, Vol. 10
- 3) 田中良樹, 玉越隆史, 村井啓太, 藤本圭太郎：道路橋コンクリート床版の土砂化部周辺の変状に関する調査, コンクリート工学論文集, 40-2, pp. 1315-1320, 2018. 7

ベイジアンネットワークを利用した定期点検データの分析手法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 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、橋梁では5年に1回行う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、より効率的な維持管理が求められている。

そこで、加速度的に発展するAI技術に着目して、メンテナンスサイクルにおける点検・診断・措置の信頼性向上を目指し、ロボットなどの支援により診断に役立つデータを取得する技術や、点検の見落とし防止や効率的な調書の作成など点検を補助する技術および、劣化要因の判断や的確な措置の判断など支援する技術、並びに点検・診断に関するデータの取得・保存・分析・活用を円滑に行うデータ基盤の開発を行うことが望まれている。

2. 研究目的

本研究では、特に診断において効率化に資するAI技術としてベイジアンネットワークに着目し、点検データと橋梁基礎データ、環境データ、観測データ等から、変状・損傷との法則性、因果関係について仮説検証を行った。

3. 検証内容・結果

3.1 仮説設定

点検データの損傷程度や対策区分の結果は橋梁基礎データ、環境データ等の諸元データによって説明が可能なものがあるのではないかとことを出発点にし、維持管理系のマニュアルには大抵記載されている「RC床版は車両走行の繰返し輪荷重をうけ疲労し劣化する」という記述から、「交通量が多く経過年が長い場合は損傷の原因は疲労であり、対策が必要である」という仮説を立てた。

3.2 ベイジアンネットワークによる仮説検証

3.2.1 ベイジアンネットワークの概要¹⁾

ベイジアンネットワークは不確実性を含む事象の予測や合理的な意志決定、観測結果から原因を探る障害診断などに利用することのできる確率モデル(グラフィカルモデル)の一種である。

最近、このモデル上での確率推論アルゴリズムの進歩や、不確実性を含む様々な問題への応用事例、ソフトウェアの普及などにより、知的情報処理システムへの利用が現実的になってきている。

ベイジアンネットワークは条件付確率分布群によって対象をモデル化する一般的な枠組みであると言える。条件付確率分布として表現できる対象は非常に多く、また条件付確率分布を表によって表すために自由度が高く、従来の他のモデルで扱われている問題の多くもベイジアンネットワークの枠組みによっても表現できる。さらにこうしたベイジ

アンネットによってモデル化を行うことにより可能となる有効な情報処理がある。一つは観測した変数群から未観測の対象の確率分布を計算する確率推論であり、もう一つはそのためのモデルを統計データから構築する統計的学習である。

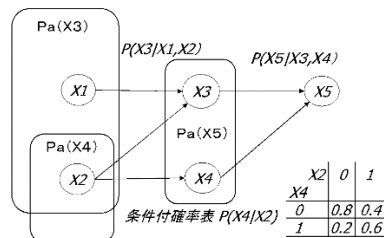


図 1 ベイジアンネットワークのイメージ

3.2.2 ベイジアンネットワークの試行

1) サンプルデータ

- ・対象部材：鋼橋 コンクリート床版
- ・対象変状：床版ひびわれ
- ・データ数：1886 部材
- ・データ項目：下表参照

目的とする項目（以降目的変数とする）には点検調書より原因統合、損傷程度、対策区分、健全性といったものを採用し、それらに関連があると想定される項目（以降説明変数とする）には諸元より設計活荷重、桁形式区分、平面形状、床版厚、防水有無、経過年、交通量といったものを採用した。

※各データ項目におけるカテゴリ数は数個程度が理想的

※数値データ（大型車交通量等）は離散化（○以上、○未満等）してカテゴリ変数化

表 1 データ項目とカテゴリ変数

データ項目	カテゴリ変数				
	B活荷重以前	B活荷重			
設計活荷重	B活荷重以前	B活荷重			
桁形式区分	単純桁	連続桁	ゲルバー桁	連結桁	
平面形状	斜橋	直橋	曲線橋	その他	
床版厚	20cm未満	20cm以上			
防水有無	有り	無し	不明		
原因統合	乾燥収縮	疲労	その他		
経過年	30年未満	30年以上			
交通量	1万台未満	1万台以上			
損傷程度	a	b	c	d	e
対策区分	A	B	C1	C2	...
健全性	I	II	III	IV	

2) ベイジアンネットワークの構築

ベイジアンネットワーク構築支援ソフトウェア (BayoLink NTT データ数理システム 試用版!) を用いたベイジアンネットワークの構築イメージを以下に示す。ネットワークの可視化状態として各項目をノードとし、ノード間の親子関係を矢印で表示する。各ノード付近に確率分布表を添付し、初期状態では事前確率(独立確率)を表示す

る。ネットワークは各項目の相関関係の閾値で自動的に構築もできるが、手動でそれぞれのノードの関係性を構築することも可能である。今回は自動構築後手動で任意の親子関係を修正しモデルの構築を行った。

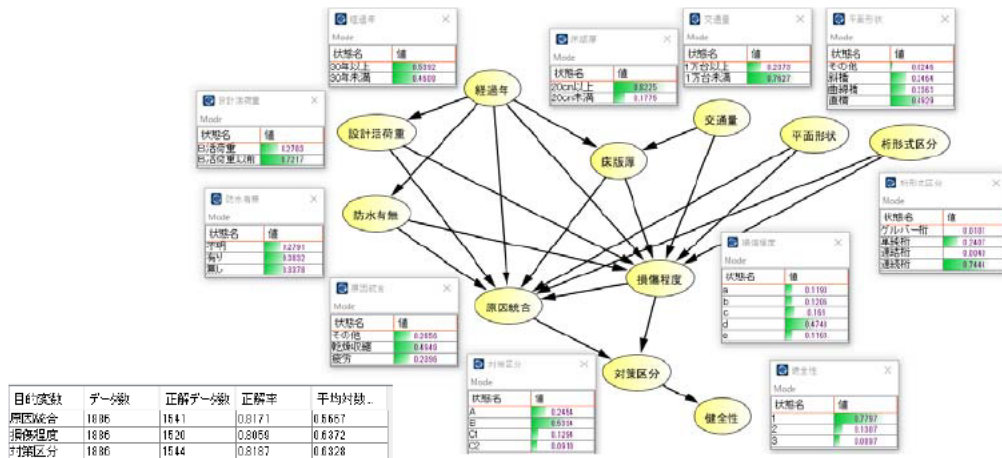


図 2 ベイジアンネットワーク構築イメージ(初期状態)

3) ベイジアンネットワークに基づく予測イメージによる仮説検証 (実線外枠：既知のデータイメージ、点線外枠：予測結果イメージ)

説明変数の経過年、交通量、平面形状、目的変数の損傷程度を決定したときの予測状態を以下に示す。いわゆる条件を付加した状態である。決定した項目に対して親子関係が生じている項目全ての確率分布が条件付確率に従い再計算されている。今回付加した条件は「経過年 30 年以上で、交通量 1 万台以上、平面形状が直橋の橋梁で損傷程度が e である点検結果」というものである。目的変数に注目すると、損傷原因においては乾燥収縮が約 37% とトップであるが他と大きな差があるとまでは言えない、対策区分においては A 判定の確率はほぼないと言ってよく、C1 以上の確率が合計で 73%を占めている、健全性についてはⅢ、Ⅱ、Ⅰの順で徐々に下がっている。つまり、上記条件の様な橋梁を診断する時には、「損傷原因については特に限定できないが、対策区分判定として C 判定以上、全体としての健全性についてはⅡ以上を付けたほうが良いのでは」と提案することができる。これは仮説における「対策は必要」という点では概ね合致するが「損傷原因が疲労である」という点で説明不足である。

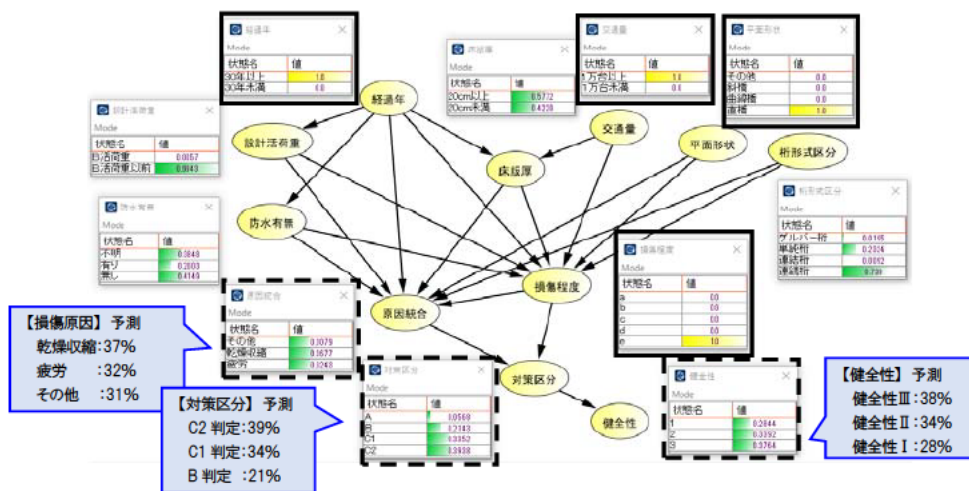


図 3 ベイジアンネットワーク構築イメージ (予測状態)

4. 考察

ベイジアンネットワークにてモデルを構築し可視化した、仮説の検証については想定を十分に満足するような結果は得られなかった。

これについては、仮説の設定自体が非常に曖昧な条件であったため、注目した項目においては同じ条件でも違う項目の条件により別の結果を出すケースが多数存在していたと推定できる。検証によって仮説を正しく明文化し、モデル化する際に必要な目的・説明両変数が過不足なく揃っているか、また両変数の離散化は妥当だと言えるかといったことを精査することが重要であることが解った。それと同時に、理屈的に正しいと考える結果と違う事例については別の視点から分析を行い、説明変数の見直しを行う必要があると感じた。

しかしながら、目的変数と説明変数の相関が直感的に理解出来ること。また、条件付確率として全カテゴリ変数を表示することで断定とせずにあくまで診断の補助となるような提案ができるため、一定の利用価値を見出すことができた。

また、上記以外にも以下に挙げるような課題が想定されたため、今後はそれらも解決しながら分析を進めていきたいと考えている。

- ・一つのネットワークに要素を付加しすぎるとネットワークを可視化しても複雑で扱う側の理解が難しくなる。

可視化してネットワークの関係性を直感的に理解できることが利点の一つなので、目的に応じて個々のネットワークを構築してそれらを整理していくことが大切となってくると考えられる。

- ・使用データの目的変数の事前確率が既に偏っている。

全体としてのデータ数は揃えられるが、目的変数の各項目値を均等に揃えられるかどうかについては難しい。多数の事例についてはランダムに抽出し少数の事例に合わせる、もしくは少数の事例について適宜データの補完を行うといった対応が必要となる可能性がある。

5. 謝辞

本研究は「橋梁維持管理への AI 技術の活用可能性にかかる検討業務」内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辞を表す。また、橋梁構造研究グループの石田上席研究員をはじめ、大島主幹研究員および森本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

<参考文献>

- 1) 本村陽一：ベイジアンネットワーク：入門からヒューマンモデリングへの応用まで、日本行動計量学会第 7 回春のセミナー, 2004

海洋環境下にある既設橋梁への飛来塩分量に関する研究

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

海洋環境下にあるコンクリート橋梁における、塩害による内部鋼材腐食に起因する損傷については、既往の研究により劣化予測手法が提案されている。しかしながら、現在の予測手法では表面塩化物イオン濃度は一定と仮定されているものの、既往研究では表面塩化物イオン濃度が経時的に変化することが指摘されている¹⁾。また、構造物高さ方向の表面塩化物イオン濃度の違いが考慮されていないほか、構造物の壁面の向いている方角や風向が考慮されておらず、その影響度合いも不明確である。

2. 研究目的

コンクリート内の塩化物イオン濃度予測式における主要なパラメータとしてコンクリート表面塩化物イオン濃度 C_0 、塩化物イオン拡散係数の特性値 D_k が挙げられる²⁾。塩害という劣化現象における作用側が C_0 、抵抗側が D_k といえる。既往の研究により、長期的な塩化物イオン濃度の予測においては、 C_0 の影響度が大きいことが分かっている³⁾。

そこで、本研究では、構造物の高さ方向や方角に着目して、作用側であるコンクリート表面に付着する飛散塩分量を把握することを主目的とし、くわえて、抵抗側のコンクリート内塩分浸透量等も調査した。



図-1 伊良部大橋位置図

3. 調査方法

3.1 概要

土木研究所は平成 21 年度より、沖縄県の塩害環境下の橋梁を 100 年以上にわたって供用するための維持管理手法を確立することを目的に、沖縄県が保有する離島架橋を中心に調査研究を行っている。このうち、伊良部大橋では建設当初より継続的な調査が行われており、過去の調査データが豊富なことから、本研究では同橋を対象に構造物の高さ方向や方角に着目して塩分量調査を実施することとした。伊良部大橋の位置図を図-1 に、橋梁全景写真を図-2 に、縦断面図を図-3 に示す。



図-2 伊良部大橋全景写真

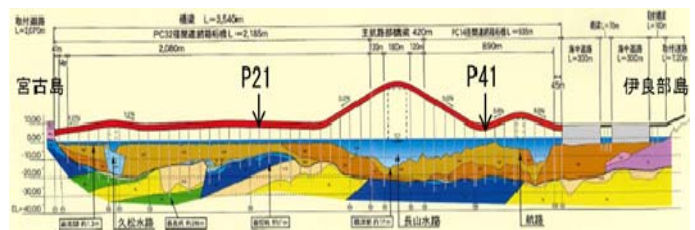


図-3 伊良部大橋縦断面図

3.2 調査対象詳細

伊良部大橋の橋梁諸元を表-1に、橋脚に使用されたコンクリートの配合を表-2に示す。本橋のP21橋脚およびP41橋脚では、経年的な材料物性値の変化をモニタリングすることを目的として、懸案なく将来コア採取ができるよう、構造上必要なかぶり厚に対してさらに120mm増して設計、施工されていることから、本研究においてはP21橋脚を調査の対象とした。なお、表-2に示す通り、本橋に使用されたコンクリートにはフライアッシュが用いられている。これは、塩害に対する耐久性向上、およびASRの抑制を目的としたものである。

表-1 伊良部大橋諸元

橋梁名	伊良部大橋
橋長	本橋部 3540m
上部工形式	PC連続箱桁橋(本線部一般部) 鋼床版箱桁橋(主航路部)
下部工形式	RC壁式橋脚、逆T式橋台
竣工年	平成27(2015)年
下部工竣工年	P21橋脚：平成22(2010)年5月 P41橋脚：平成23(2011)年11月

表-2 伊良部大橋橋脚コンクリート配合表

W /(C+F1)	(s+F2) /a	単用量(kg/m ³)								AE 減水剤 (高機能) (C+F1)%	AE 補助剤 (C+F1)%
		水	セメント	フライアッシュ		細骨材		粗骨材			
				内割	外割	海砂	砕砂	4020	2005		
W	C	F1	F2	S1	S2	G1	G2	(C+F1)%	(C+F1)%		
49.5	38.6	156	250	65	25	399	273	458	687	0.5	0.003

3.3 調査項目・調査箇所

今年度に実施した調査項目を表-3に、調査箇所および薄板小型モルタル試験体設置状況写真を図-4に示す。調査項目は、飛来塩分量、コンクリート内の塩分量、中性化深さ、透気係数である。

表-3 調査項目

調査項目	調査方法・調査部位
飛来塩分量	薄板小型モルタル試験体の対象構造物への貼付・回収、JIS A 1154「硬化コンクリートに含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠し分析
コンクリート内の塩分量	ドリル法、JIS A 1154「硬化コンクリートに含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠し分析
中性化深さ	コア採取、フェノールフタレイン法およびEPMA分析
透気係数	トレント法

- : 飛来塩分量
- ▲ : コンクリート内の塩分量
- ★ : 中性化深さ
- ◆ : 透気係数

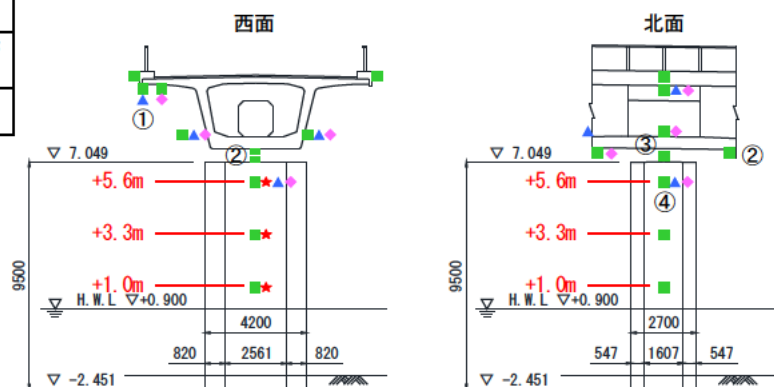
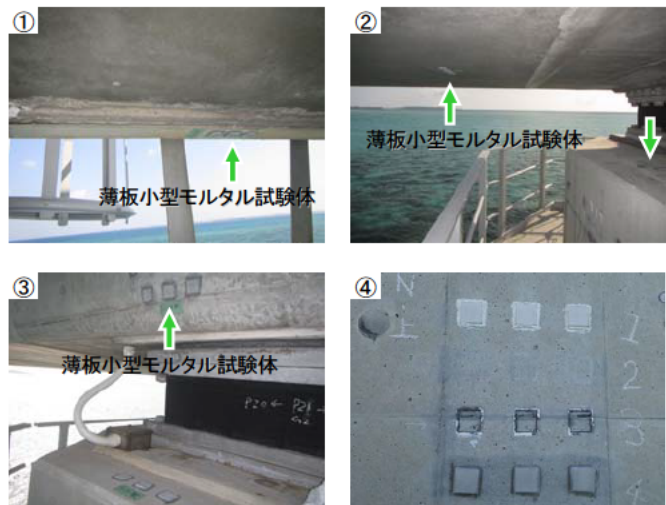


図-4 調査箇所位置図・薄板小型モルタル試験体設置状況写真

4. 調査結果

4.1 作用側調査結果(飛来塩分量)

薄板小型モルタル試験体による橋脚における飛来塩分量調査結果を図-5 に示す。同調査は、風向および海面からの高さの違いによる飛来塩分量を把握することを目的として、約3か月ごとに試験体の回収・設置を行ったものである。なお、一部の試験体において、悪天候の影響により回収作業を実施できず、約半年間にわたり飛来塩分量を記録した箇所も参考までに掲載する。図-5 に示す通り、全体的に大きな飛来塩分量が観測されており、最も大きい飛来塩分量を記録した箇所は、第3 四半期の南面 HWL+1.0m で 28.9kg/m^3 であり、次いで第3 四半期の西面 HWL+1.0m で 24.9kg/m^3 であった。HWL+1.0m より高い調査箇所に限定すると、第2 四半期の北面 HWL+3.3m で 10.9kg/m^3 であり、次いで第2 四半期の東面 HWL+5.6m で 7.4kg/m^3 であった。

ここで、宮古島における風向別積算風量を図-6 に示す。同図は、気象庁観測の平均風速・風向 10 分値を基にし、10 分間の平均風速(m/s)に 600(s)を乗じた値を風向別に積算したものである。図-6 によると、第3 四半期の最多積算

風量は北東であり、当該期間に大きい飛来塩分量を記録した南面や西面と合致しない。これは、当該箇所が HWL+1.0m と海面に近く、直接波飛沫を受けた可能性がある。

一方、第2 四半期の最多積算風量は北東であり、HWL+1.0m より高い調査箇所に限定した場合に、当該期間に大きい飛来塩分量を記録した南面や西面と合致する。しかしながら、第3 四半期では、最多積算風量は北東であるものの、北面や東面の飛来塩分量が相対的に大きいということはない。現状では、風向と飛来塩分量に明確な相関関係はないといえるが、第4 四半期の調査を待つ必要がある。

薄板小型モルタル試験体による上部工における第3 四半期の飛来塩分量調査結果を図-7 に示す。また、当該期間の最多風量は、前述の通り北東であり、地覆北面で 1.7kg/m^3 と上部工のうちでは比較的大きな塩分量を記録したほか、桁下面においても 1.8kg/m^3 以上の塩分量を記録している。これは、桁下面では風向に関係なく風を受け続けるためであると考えられる。

海面からの高さごとの飛来塩分量を図-8 に示す。なお、同図は側面を対象とし、上部工の結果として、桁側面・地覆側面の調査結果を用いている。図-8 に示す通り、海面から離れるほど飛来塩分量は小さくなっており、飛来塩分量と海面からの高さには相関が認められる。

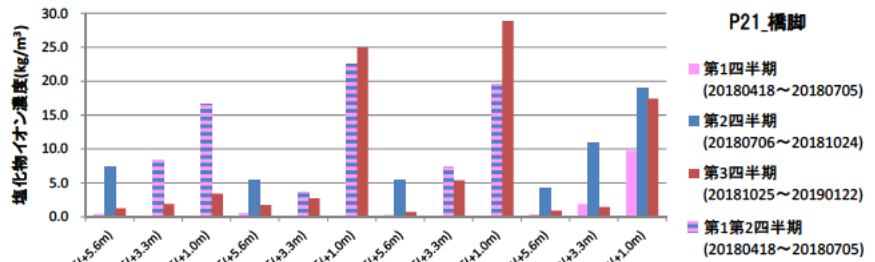


図-5 飛来塩分量調査結果(橋脚)

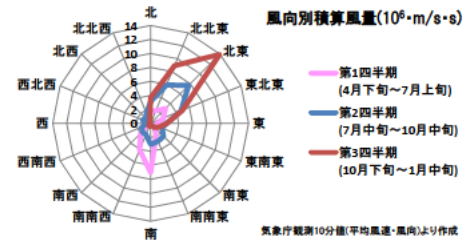


図-6 風向別積算風量

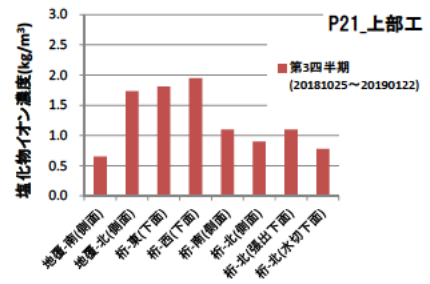


図-7 飛来塩分量調査結果(上部工)

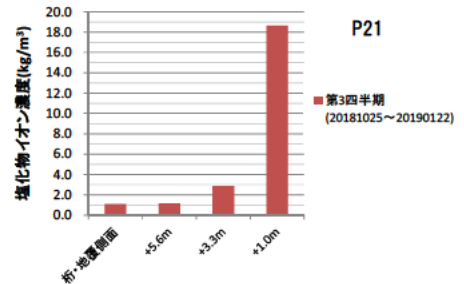


図-8 高さ別飛来塩分量

4.2 抵抗側調査結果(コンクリート内塩分量等)

抵抗側の試験結果として、ドリル法によるコンクリート内の塩分量調査結果を図-9に、フェノールフタレイン法による中性化深さ試験結果を図-10に、トレント法による透気試験結果を図-11に示す。図-9によると東面が最も塩分が浸透しており、これは、気象庁による過去の最多風向と一致する。しかしながら、表面付近(0~20mm)において、東面の次に塩分量が多い面は西面であり、気象庁によると西風の頻度は少なく、塩分浸透量と風向に明確な相関は認められない。なお、図-9によると中性化深さは10mm以下であり、深さ20mmごとに試料を採取した本試験結果では中性化による濃縮現象は確認なかった。また、図-10によるとコンクリートの透気係数は $0.06 \times 10^{-16} \text{m}^2$ で「良」の判定でありW/B約50%のコンクリートとしては、問題のない表層品質であると言える。

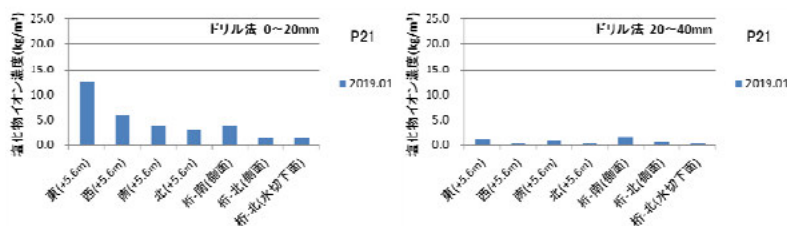


図-9 コンクリート内の塩分量調査結果

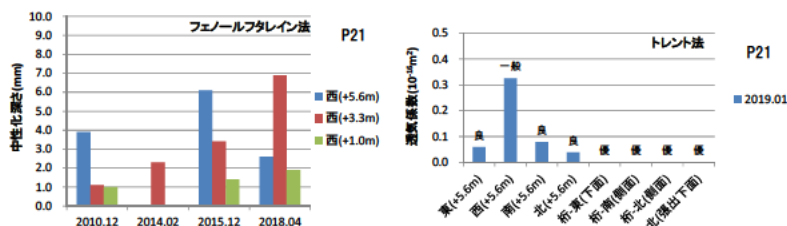


図-10 中性化深さ試験結果

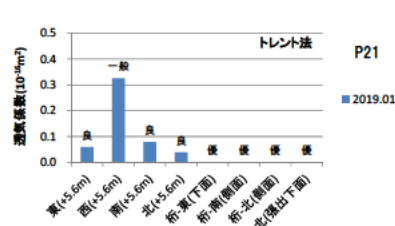


図-11 透気試験結果

図-9によると中性化深さは10mm以下であり、深さ20mmごとに試料を採取した本試験結果では中性化による濃縮現象は確認なかった。また、図-10によるとコンクリートの透気係数は $0.06 \times 10^{-16} \text{m}^2$ で「良」の判定でありW/B約50%のコンクリートとしては、問題のない表層品質であると言える。

5. まとめ

今回の試験において得られた知見を以下に示す。

- (1) 第3四半期までの調査によると、調査構造物に付着する飛来塩分量と風向別積算風量には明確な相関は認められなかった。また、コンクリート内への塩分の浸透量についても、風向との明確な相関は認められなかった。
- (2) 構造物に付着する飛来塩分量と海面からの高さには相関が認められる。

本調査は第4四半期の調査が残っており調査を継続する。また、塩害における耐久性設計の確立に向けて、今後、更なる検討を要する。

6. 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に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社 大林組

<参考文献>

- 1) 井口重信, 松田芳範, フライアッシュを混和材に用いたコンクリートの塩分浸透予測式に関する実験的検討, セメント・コンクリート論文集, Vol. 70, pp. 428-434, 2016
- 2) 土木学会「2017年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕」, 2017
- 3) 渡辺遼, 大島義信, 山口岳思, 石田雅博「実橋調査との比較による塩分浸透予測の前提条件に関する一考察」, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, pp. 773-pp. 778, 2018

地盤と構造物の相互作用を考慮した耐震設計法に向けた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

橋台の耐震性能を実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。一方、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り、これらの影響を適切に考慮した耐震性能評価手法は確立されてない。例えば、道路橋示方書¹⁾(以降、道示)における橋台の耐震設計では、静的照査時の設計法には偏土圧の作用効果が考慮されているが、地盤抵抗や構造物と地盤の動的相互作用に対する知見は十分ではなく、これらの影響を踏まえた設計法は確立していない。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、砂質土地盤）のL2地震時挙動の計測と分析を行った。

3. 研究方法

3.1 実験概要

橋台を含む一径間の模型加振実験を基本に計画した。実験手法は、土の挙動が自重応力に影響されることを踏まえ、自重に起因する応力状態を実物大と模型で同一にできる遠心実験を採用した。実験装置は、土木研究所が保有する大型動的遠心力载荷装置を用いた。模型を設置する直方体剛体土槽の内寸法は、幅1.5m×奥行き0.5m×高さ0.5mである。模型縮尺は、実験装置の制約条件より縮尺1/50倍とした。表-1に遠心模型実験の相似則²⁾を示す。

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、③橋台6.85m高-背面盛土有り、橋軸直角方向に対して④橋台10m高-背面盛土有り、⑤橋台10m高-背面盛土無し、の背面盛土及び橋台高の条件を変更した5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、圧力計を用いた。入力地震動は、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(図-2)を土槽底面に与えた。

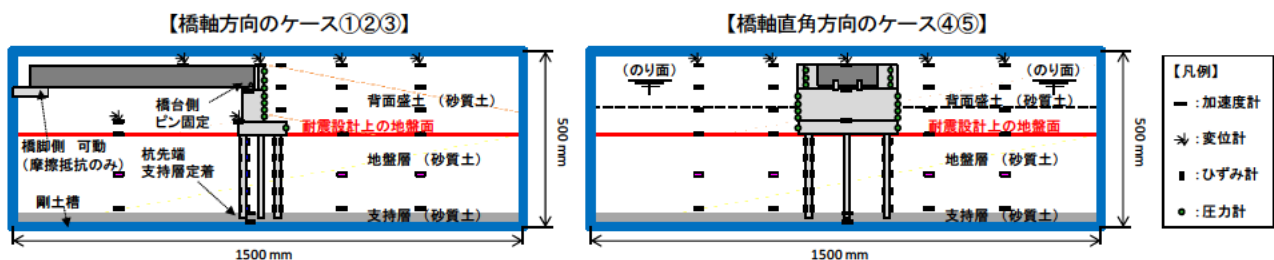


図-1 実験概略図

表-1 遠心模型実験の相似則

項目	密度	長さ	遠心 加速度	加振 加速度	質量	力	応力	ひずみ	動的現象 時間
実物	1	1	1	1	1	1	1	1	1
模型	1	1/N	N	N	1/N ³	1/N ²	1	1	1/N

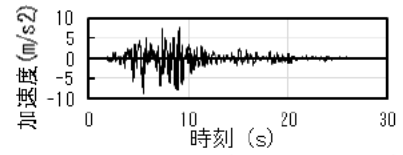


図-2 入力地震動(L2タイプⅡ相当)

3.2 模型概要

構造模型は、杭基礎に支持された橋台模型、土槽に剛結した橋脚模型、及び上部構造模型を用いた。図-3に模型写真を示す。構造模型はコンクリートと単位体積重量が近く作業性の良いアルミニウムにより作製した。橋台模型は実物大寸法で10.0m又は6.85mの逆T式橋台を想定した。実験時に土に面する模型側面には、コンクリート面の摩擦抵抗を模擬するため、サンドペーパーを貼り付けた。また、橋台に設置した荷重計は、設置位置に応じて2種類(ロードセル、小型土圧計)を設置した。橋軸方向のケース①②③では、堅壁及びフーチング背面にロードセルを埋め込み、胸壁背面に小型土圧計を設置した。橋軸直角方向のケース④⑤では、ウイング内側、堅壁側面、及びフーチング側面に小型土圧計を設置した。各種計測器より土圧を整理するにあたり、ロードセルは自重慣性力を補正し、小土圧計は各深度で感度が良いもの又は平均値を用いた。

橋台基礎は実物大寸法でφ1000mm-9本、L=13mの場所打ち杭を想定した。杭の地震時挙動は、水平方向の変形による曲げ成分が支配的になると考えられることから、杭模型は想定した杭と曲げ剛性が等価となるよう作製した。また、杭の変形挙動を確認するため、ひずみゲージ付きの杭模型を対角2か所に設置した。ひずみゲージを杭模型の外側に貼ると、ゲージのリード線が膨大になり地盤を乱すことで実験に影響を与える恐れがあるため、ひずみゲージはパイプの内面に貼り付けた。橋台と杭の接合は、フーチング模型に杭模型設置孔をあけた上で切断し、杭模型を挟み込みボルトで締め上げることで固定した。杭先端は、支持層に杭径分根入れして定着させた。

上部構造は径間長35mの単純鋼桁を想定し、橋台の分担重量が等価となるよう作製した。支点条件は、橋台側は、上部構造模型に空けた孔に長ボルトで連結したピン結合とした。橋脚側は、摩擦低減のテフロン板を設置して可動条件とした。ここで、一般的に直角方向は全支点固定条件であるが、本実験モデルは、橋脚模型を土槽に剛結合しているため、橋脚側を固定条件としても実挙動を反映することができない。そこで、直角方向のケースは、橋台挙動に与える影響が大きいと考えられる水平力分担重量が等価となるようにした。すなわち、想定した実物よりも上部構造の重量を1/2倍としており、鉛直重量は実物と相似則を考慮した模型で整合していない。

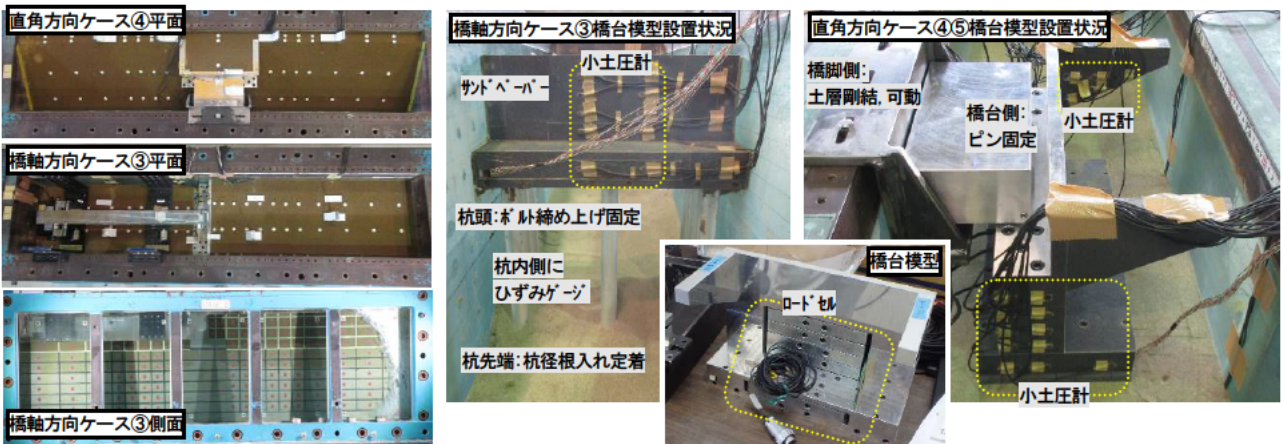


図-3 模型写真

3.3 地盤概要

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、地下水位はないものとした。各層は、突固め棒による締固め方法で作製した。支持地盤は6号珪砂 ($D_r=90\%$) を用いて、層厚 20mm で作製した。基礎地盤には気乾状態の6号珪砂 ($D_r=85\%$) の地盤層を、1層当たり 20mm ピッチで 240mm の厚さで作製した。背面盛土の作製は江戸崎砂を、25mm ピッチで締固め度 90%となるように締固めた。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、⑤は、背面盛土を設置しないケースである。

4. 研究結果

4.1 橋軸方向の実験結果

図-4~7に橋軸方向のケース①橋台 10m 高-背面盛土有り、②橋台 10m 高-背面盛土無し、③橋台 6.85m 高-背面盛土有りの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-4には、加速度のピーク近辺の時刻歴加速度を示す。①③について耐震設計上の地盤面、背面盛土天端、橋台天端の加速度の最大値を比較すると、耐震設計上の地盤面及び背面盛土天端と比べ、橋台天端の加速度が大きく増幅する傾向がみられる。また、背面盛土の有無①②で比較すると、盛土が有る場合の加速度は、主働時に増加し、受働時に減少する傾向がみられる。背面盛土が橋台の天端の挙動に影響を及ぼすことが確認された。

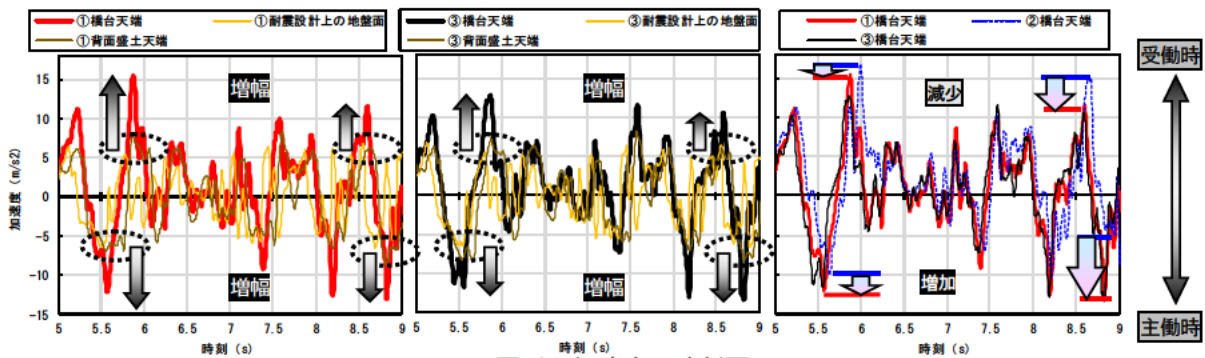


図-4 加速度の時刻歴

図-5には、水平変位の増減がみられる時刻間の時刻歴水平変位を示す。盛土の有無①②で比較すると、6.3s時ピーク変位は同程度であるが、以降の履歴が異なる。橋台天端の変位は、盛土が有る場合に残留する変位が大きい。一方、フーチング天端の変位は、両者の履歴が大差ない。これらの結果、橋台天端とフーチング天端の残留変位差は、盛土有りの場合は大きく、盛土の有無が橋台の回転挙動に影響を及ぼすことが確認された。また、橋台高①③で比較すると、橋台高が高い方がこの傾向が顕著であることが確認される。

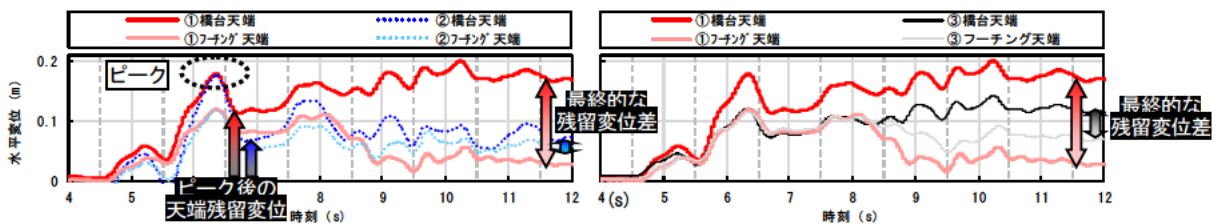


図-5 水平変位の時刻歴 (+側が前面側)

図-6には、橋台背面で計測した土圧強度のピークがみられる時刻(主働時：5.6s, 受働時：5.9s)の土圧強度の深度分布並びに同時刻の加速度の深度分布を示す。深度が深いほど土圧強度は高い傾向が確認される。主働時の土圧強度は、背面盛土の加速度(-7.5m/s²)による水平震度を用いて道示に準じて求めた地震時主働土圧強度と同程度の値であり、道示式の妥当性が確認される。受働時の土圧強度は、躯体部は初期土圧強度(常時の主働土圧強度)と同程度であり、フーチング部は増加がみられる。これらは、橋台高①③に関わらず同じ傾向である。

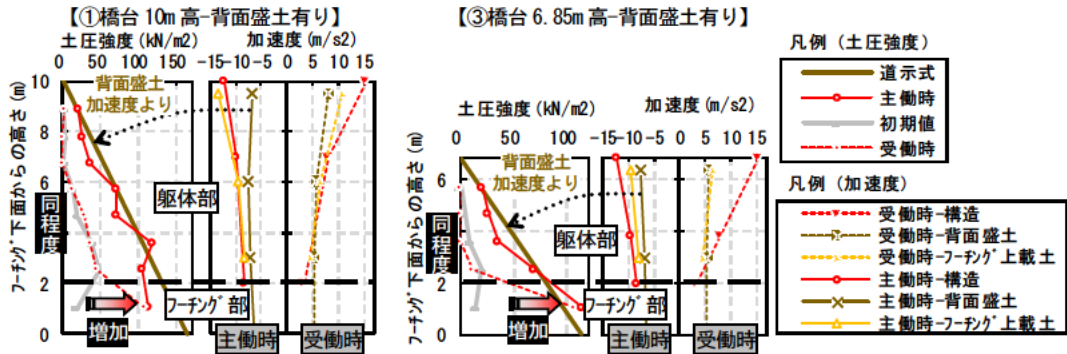


図-6 橋台背面土圧強度及び加速度のピーク時深度分布

図-7には、杭に作用する初期曲げモーメントと曲げモーメントのピークがみられる時刻(主働時：5.6s)の断面力の深度分布を示す。なお、①後列杭には一部データ欠損がある。盛土の有無①②で比較すると、初期状態では、盛土がある場合は、杭上部において前列杭は正の曲げモーメント(背面側引張)、後列杭は負の曲げモーメント(前面側引張)が作用している。これは背面盛土による偏土圧の影響で、前列杭は躯体部主働土圧に対する地盤抵抗、後列杭は前背面側の土圧差の影響が大きいためと考えられる。ピーク時刻では、軸力より前列杭は押し込み作用、後列杭は引抜き作用が生じている。また、前後列杭の曲げモーメントの最大値を比較すると、盛土の有無に関わらず、後列杭よりも前列杭が大きい傾向がみられる。これは群杭の影響により、後列杭は抵抗地盤側(前面側)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列杭に作用が寄ったためと考えられる。曲げモーメントの深度分布を背面盛土の有無で比較すると、前列杭は両者とも-3.5m付近がピークで同程度の値であり、両者に大差はみられない。後列杭は、両者とも明確なピークがみられない傾向は同じであるが、盛土無しの場合よりも盛土有りの場合の杭上部の曲げモーメントが小さい。後列杭上部の曲げモーメントについて、初期状態からの増加量を比べると差は小さかった。橋台高①③で前列杭の曲げモーメントを比較すると、橋台高が高い方が正の曲げモーメント側に推移する傾向がみられる。

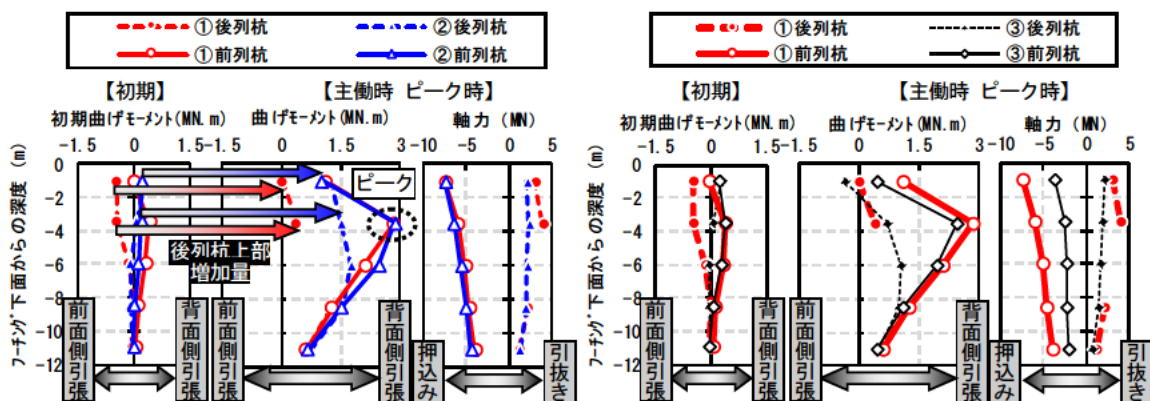


図-7 杭断面力の初期及びピーク時深度分布

4.2 橋軸直角方向の実験結果

図-8～11に橋軸直角方向のケース④橋台10m高-背面盛土有り、⑤橋台10m高-背面盛土無し、の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、橋台左面側(加速度-側)慣性力作用時を左働時、橋台右面側(加速度+側)慣性力作用時を右働時と呼ぶ。

図-8には、加速度のピーク近辺の時刻歴加速度を示す。背面盛土天端の加速度は、橋台背面側面盛土の加速度を用いた。④の耐震設計上の地盤面、背面盛土天端、橋台天端の加速度の最大値を比較すると、増幅、減少、同程度がそれぞれみられ、一様な傾向はみられない。また、背面盛土の有無④⑤で比較すると、盛土が有る場合の加速度は減少する傾向がみられる。

図-9には、水平変位の増減がみられる時刻間の時刻歴水平変位を示す。盛土の有無④⑤で変位量の幅が大きい時刻を比較すると、盛土が有る場合に変位量の幅が小さくなる傾向がみられたが、残留変位は同程度であった。

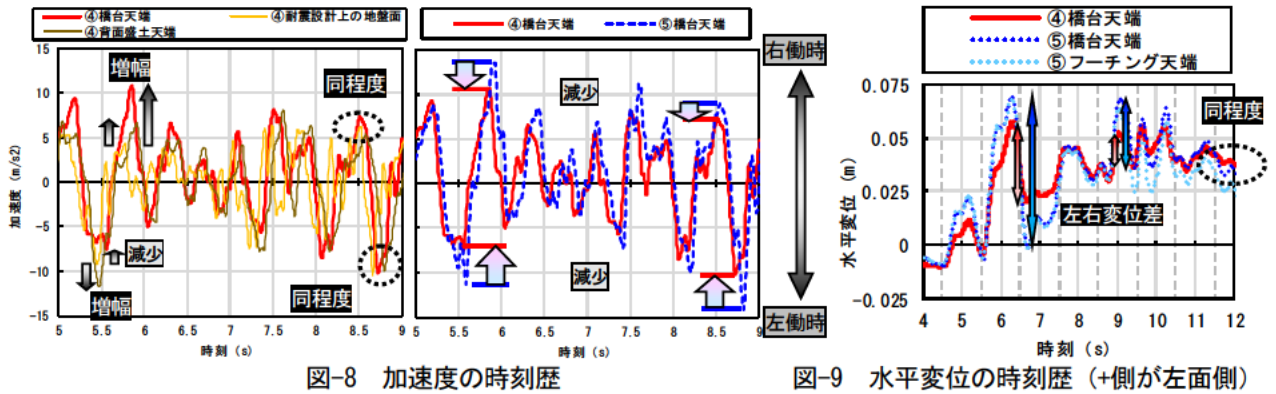


図-8 加速度の時刻歴

図-9 水平変位の時刻歴 (+側が左面側)

図-10には、橋台背面で計測した土圧強度のピークがみられる時刻(左働時:5.6s, 右働時:5.9s)の土圧強度の深度分布並びに同時刻の加速度の深度分布及び土圧計の位置図を示す。主動側の土圧強度は、背面盛土の加速度(左働時: -7.5m/s^2 , 右働時: 7.5m/s^2)による水平震度を用いて道示に準じて求めた地震時主動土圧強度前後の値であるがばらつきが大きい。受働時の土圧強度は、躯体部とフーチング部の両者とも初期土圧強度(常時の主動土圧強度)より増加し、フーチング部の増加率が大きい傾向がみられるが、橋軸方向のケース①③(図-6)と比べると躯体部の傾向が異なる。今回の整理でこの要因を断定するには至らなかったが、橋軸方向と橋軸直角方向で回転挙動に差がある可能性、橋軸直角方向の躯体部はフーチング上載土と接しているのに対して、橋軸直角方向の躯体部は背面盛土に直に接していることが影響した可能性が考えられる。

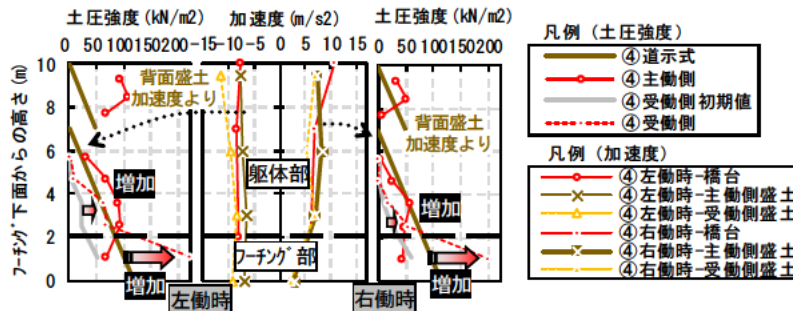


図-10 橋台背面土圧強度及び加速度のピーク時深度分布

図-11には、杭に作用する初期曲げモーメントと曲げモーメントのピークがみられる時刻(左働時：5.6s, 右働時：5.9s)の断面力の深度分布を示す。軸力より、左働時は左列杭に押し込み作用、右働時は右列杭に押し込み作用が生じている。また、左右列杭中間部の曲げモーメントの最大値を比較すると、盛土の有無に関わらず、左働時は左列杭が大きく、右働時は右列杭が大きき傾向がみられる。これは、橋軸方向のケースと同様に群杭の影響と考えられる。曲げモーメントの深度分布を背面盛土の有無④⑤で比較すると、盛土が有る方が絶対値が小さい傾向がみられる。これは、盛土が有る場合はない場合に比べて加速度が減少していること(図-8)を踏まえると、盛土が有る場合は慣性力が減少したことで、杭の曲げモーメントも減少したと考えられる。

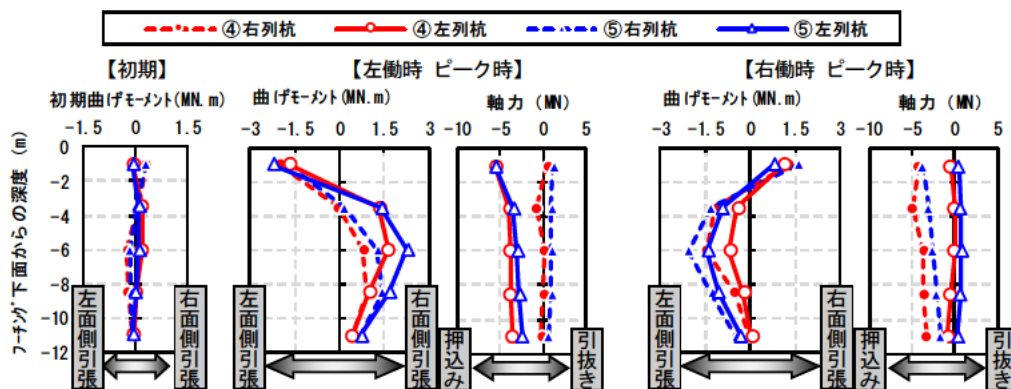


図-11 杭断面力の初期及びピーク時深度分布

5. 結論

背面盛土はL2地震時の橋台挙動に対し、偏土圧による作用効果及び水平地盤抵抗に影響があり、橋台天端の加速度や変位、杭の曲げモーメントに影響することが確認された。橋台のL2地震時挙動を適切に評価するため、今後、実験によるデータを蓄積していく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へ深く感謝いたします。

所属：日本工営株式会社

<参考文献>

- 1) (公社)日本道路協会, 「道路橋示方書・同解説I~V」, 平成29年11月
- 2) 川島一彦, 真下英人, 苗村正三, 小川伸吉, 梅本健児, 木村嘉富, 二宮嘉朗, 東拓生, 仙頭紀明, 松尾修, 小関潤一, 堤達也: 遠心力載荷装置を用いた実験の現状と将来, 土木研究所資料第3339号, 1995.

撤去杭を用いた既製RC杭のせん断破壊に着目した実験的検討

チーム名等 CAESAR
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

本実験では、既設橋梁より撤去された既製RC杭を用いて、せん断に対する耐力、破壊形態を確認し、地震時における限界状態を評価することを目的として载荷試験を行った。本稿では、杭径及びせん断スパン比をパラメータとした既製RC杭の载荷試験結果について報告する。

3. 試験方法

3.1 試験ケース

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、杭径外径300mm及び外径450mmの撤去されたRC杭におけるせん断破壊に着目するために、それぞれの杭径において、せん断スパン比を1.0及び1.5となる供試体を作成した。

3.2 载荷方法

载荷方法は、片持ちばり形式による1点载荷であり、杭の片端をコンクリートブロックにて固定し、耐力床にPC鋼棒により固定した試験体に载荷し、载荷パターンは単調増加方式による漸増载荷とし、破壊（終局）に至るまでとした。

3.3 試験体

試験体の諸元を表-2に示す。使用する撤去杭は、Case-1及びCase-2で使用する杭は50年程度、Case-3及びCase-4で使用する杭は60年程度供用された実橋に用いられた外径300mm及び外径450mmの既設RC杭である。これらの杭は、撤去時には既にひび割れ（以下、既存ひび割れと呼称）が生じており、载荷試験を行うにあたり、既存ひび割れの少ない箇所を選定して、試験体として用いるものとした。

表-1 試験ケース

Case	杭径	せん断スパン比	軸方向鉄筋	スパイラル筋
1	300	1.0	丸鋼φ9mm 7本	φ4mm
2	300	1.5		
3	450	1.0	丸鋼φ19mm 16本	φ6mm
4	450	1.5		

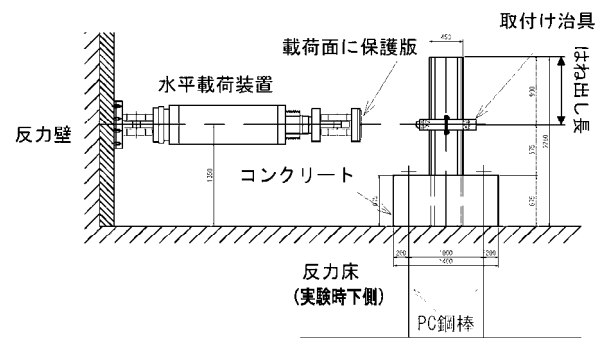


図-1 試験装置概要 (Case-4の例)

表-2 試験体諸元

Case	杭径	切り出し長	せん断	せん断スパン長	荷役はね出し長	埋込み長さ
	(mm)	(mm)	スパン比	(mm)	(mm)	(mm)
1	300	1050	1.0	300	300 (1D)	450
2	300	1200	1.5	450	300 (1D)	450
3	450	1800	1.0	450	450 (1D)	900
4	450	2250	1.5	675	900 (2D)	675

※試験体No. 3は、はね出し長を2D採取できないので1D+端部エンドプレート補強とした

Case-1及びCase-2において使用する杭は、外径が300mm、内径が180mmで、コンクリート厚60mmの中空断面である。

配筋状況は、軸方向鉄筋がφ9mm×7本、軸方向鉄筋を取

り囲むように配置されたらせん鉄筋はφ4mmで間隔は100mm程度である。Case-3及びCase-4において使用する杭は、外径が450mm、内径が290mmで、コンクリート厚は80mmの中空断面である。配筋状況は軸方向鉄筋がφ19mm×16本、軸方向鉄筋を取り囲むように配置されたらせん鉄筋はφ6mmで間隔は100mm程度である。

切り出す杭長は、せん断スパン比、コンクリートブロックへの埋め込み長及び荷役位置からのはね出し長に応じた長さとし、せん断破壊先行となるように、曲げが卓越する範囲において既存ひび割れの影響が最小限となるよう決定した。試験体を埋め込むコンクリートブロックは設計基準強度40N/mm²とし、各試験体の埋め込み長を確保し、荷役装置の高さを変えずにそれぞれの試験体の荷役位置となるように厚さを設定した。

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り、試験体を切り取った杭体からコア、主鉄筋及びびらせん筋をそれぞれ3本採取した。

3.4 測定項目

荷役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。ただし、本実験では、撤去杭を用いているため、鉄筋のひずみについては計測していない。

4. 試験結果

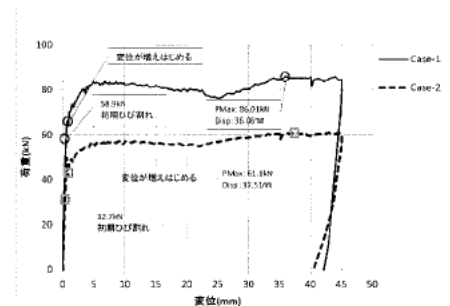
4.1 試験結果の概要

試験の結果として、各試験体での荷重と変位の関係を図-2に、また、せん断破壊となったCase-3における損傷状況の写真を写真-1に示す。

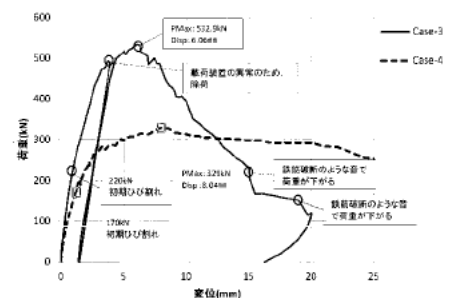
Case-3以外の3ケースでは、曲げ破壊であったが、Case-3では、221.1kNで引張側となる荷役位置と圧縮側のコンクリートブロック接合部を結ぶような斜め方向のひび割れが発生し、その後も荷重の増加に伴って多数の斜め方向のひび割れが生じ、532.9kNで最大荷重を迎えた。最大荷重以降は、耐力低下とともに、変位が増大し、最終的に鉄筋破断のような音とともに荷重が急激に下がった。荷役終了後、鉄筋の状態を確認したところ、コンクリートブロックとの接合部から、160mm及び265mmの高さでらせん鉄筋の破断を確認した。

表-3 材料試験結果

Case	杭径 (mm)	300		450	
		1	2	3	4
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	67.8	71.2	71.9	53.5
	弾性係数 (kN/mm ²)	45.3	48.0	51.9	43.7
軸方向鉄筋	降伏応力度 (N/mm ²)	351.0	372.5	273.1	249.1
	降伏ひずみ (μ)	1792	1884	1536	1262
	弾性係数 (kN/mm ²)	207.4	208.2	207.8	212.1
スパイラル鉄筋	引張強度 (N/mm ²)	788.5	796.2	615.5	670.1
	弾性係数 (kN/mm ²)	201.4	204.5	197.9	194.7
	0.2%永久伸びに対する応力 (N/mm ²)	696.8	703.6	574.5	619.6



(a) Case-1及びCase-2



(b) Case-3及びCase-4

図-2 荷重-変位関係

4.2 既製RC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想定された破壊形態を表-4に示す。算出結果及び実験結果ともに曲げ破壊となったCase-1及びCase-2では、実験における最大荷重と算出した曲げ耐力との比率は、1.6程度であり、照査において安全側に評価されていることがわかる。本報では算出結果及び実験結果においてせん断破壊となったCase-3に着目し、せん断耐力について実験結果との比較により、その要因について考察する。



写真-1 Case3における損傷状況

Case-3は、想定された破壊形態と同様にせん断破壊となったが、載荷試験結果では最大荷重が532.9kNであったのに対して、算出されたせん断耐力は437.7kNであり、算出した耐力を大きく上回ることが確認できる。既製RC杭のせん断についての記述がある平成14年道路橋示方書・同解説IV下部構造編¹⁾(以下、道示IV)における既製RC杭のせん断耐力の算出においては、らせん鉄筋の負担するせん断耐力は考慮せず、下式のようなコンクリートが負担するせん断耐力のみを考慮するが、本研究では、らせん鉄筋もせん断力に抵抗するものと考え、せん断スパン比の補正係数を踏まえた鉄筋の負担するせん断耐力を算出した。

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d = c_N \cdot \tau_a \cdot b \cdot d$$

ここで、

c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

c_e : 有効高 d に関する補正係数

c_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数

c_N : 軸方向圧縮力による補正係数

τ_c : 許容せん断応力度

b : 部材断面幅で $t \cdot \pi^{0.5}$ 、ここで t は杭の肉厚

d : 部材有効高で $h/2 + 2\sqrt{(2r_s)/\pi}$

h : 等積箱形断面の腹部の合計幅 $1/2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot D$

r_s : 円中心から主鉄筋重心までの距離

τ_a : 道路橋示方書IV下部構造編(H14.3)に基づき、

$$c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = 1.5\tau_c$$

表-4 算出した耐力と破壊形態

Case		1	2	3	4
杭径(mm)		300		450	
せん断スパン		1.0	1.5	1.0	1.5
曲げ耐力	初降伏曲げモーメントMy (kN・m)	12.9	12.9	155.5	155.5
	My作用時荷重 (kN)	43.1	28.8	345.6	230.4
	終局曲げモーメントMu (kN・m)	16.3	16.3	213.9	213.9
	Mu作用時荷重 (kN)	54.4	36.3	475.3	316.8
せん断耐力	コンクリートが負担するせん断耐力Sc (kN)	148.7	93.9	413.2	224.2
	鉄筋が負担するせん断耐力Ss (kN)	7.3	10.9	24.5	36.8
	合計せん断耐力S (kN)	156.0	104.8	437.7	261.0
実験値	最大荷重(kN)	86.0	61.1	532.9	329.0
	曲げ耐力比率 (最大荷重/算定値)	1.58	1.68	-	1.04
	せん断耐力比率 (最大荷重/算定値)	-	-	1.22	1.26
想定破壊形態		曲げ	曲げ	せん断	せん断
実際の破壊形態		曲げ	曲げ	せん断	曲げ

既製RC杭の許容せん断応力度については道示IV¹⁾に規定されており、設計基準強度が40N/mm²の場合、 $\tau_a = 0.54$ N/mm² (=1.5×0.36) である。ただし、本実験におけるCase-3では材料試験結果よりコンクリートの圧縮強度が71.9N/mm²であることから、既製RC杭の許容せん断応力度の元となっている道路橋示方書IIIコンクリート橋編²⁾の規定に基づき、設計基準強度が50~60N/mm²の許容せん断応力度を外挿して求めた $\tau_a = 0.76$ N/mm²を用いて評価することとした。軸方向圧縮力による補正係数 c_N は、軸力が零であるため、下限値である $c_N = 1.0$ と設定した。

本研究では、せん断スパン比の影響も考慮するものとし、Case-3では、せん断スパン a が有効高 d の2.5倍以下となるため、道示IV¹⁾の規定に基づき、せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力に割増し係数 c_e を乗じて評価した。

次に、図-3に示すように寸法効果の及ぼす影響を検討した文献4)を参考にコンクリートが負担するせん断耐力について評価を行い、Case-3の実験結果より妥当性の確認を行う。Case-3の試験体の有効高 d は384mmであることから、文献4)に基づきコンクリートが負担することができるせん断応力度を算出すると、 $\tau_c = 0.99$ N/mm²である。これを用いて算出した結果を表-5に示す。

文献4)における寸法効果を考慮したせん断耐力を算出した結果、せん断耐力は562.7kNとなり、実験結果とほぼ等しくなり、道示IV³⁾に基づいて算出したせん断耐力の評価値が過小となる要因の妥当性が確認された。

また、Case-4では、想定されたせん断破壊に至らず、軸方向鉄筋の付着切れ・伸び出しが支配的となった。曲げ破壊となった3ケースの損傷の進展状況を確認すると、初降伏時の直後からコンクリートブロックとの接合部における損傷が支配的となっており、Case-4においては、初降伏時の荷重とせん断耐力が均衡していたため、付着切れ・伸び出しが先行したと考えられる。

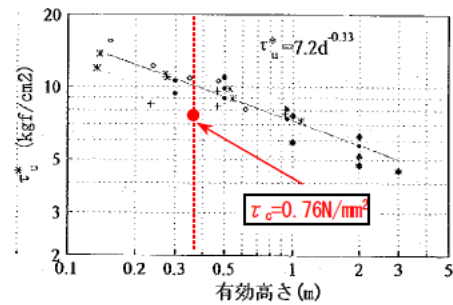


図-3 鉄筋コンクリート部材のせん断載荷試験に基づく寸法効果の影響 (文献4)に加筆)

5. 結論

既設橋梁から撤去された既製RC杭を用いて、せん断に対する耐力、破壊形態を確認し、地震時における限界状態を評価することを目的として載荷試験を行った。本実験における確認事項を以下に示す。

- ・せん断破壊に至った試験体において、実験結果に対して道示IV³⁾に基づいて算出したせん断耐力の評価値が過小となる要因について、文献4)における寸法効果を考慮したせん断耐力を算出した結果、実験値とほぼ等しくなった。
- ・せん断破壊に着目するために、せん断スパン比を小さく設定した試験体において載荷実験を行ったが、軸方向鉄筋が丸鋼であったことにより、最終的に鉄筋の付着切れ・伸び出しと考えられる破壊が支配的となったものが3ケースあった。ただし、本実験では撤去杭を用いているため、鉄筋のひずみは計測できておらず、これらについては今後検討を行う必要があると考える。

6. 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 CAESAR の皆様に感謝の意を表します。また、撤去部材の入手にあたって、島根県及び京都府をはじめ、多くの方々に御協力いただきました。あわせて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、2002.3.
- 2) (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、2002.3.
- 3) 福井次郎、白戸真大、梅原剛、「ディーブームやフーチングのせん断耐力に関する研究」、土木研究所資料第3841号、2001.11
- 4) 河野広隆、渡辺博志、菊森佳幹、「大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集」、土木研究所資料、第3426号、1996.1

PE 被覆ケーブルの内部環境の把握に関する研究

チーム名等 CAESAR
氏 名 山本 健太郎

1. まえがき

多くの吊構造形式橋梁で用いられているポリエチレン被覆した被覆平行線ケーブル（以下、PE 被覆ケーブルとよぶ）は工場製品であるため、安定した防食機能を確保しやすい一方で、何らかの要因で被覆材の損傷等が生じ、雨水等の劣化因子が侵入して腐食した場合に、内部のケーブルの腐食状態を外観から確認することは困難である。内部のケーブルの腐食状態を確認する方法としては、被覆の除去による開放調査や全磁束法による断面欠損量の調査などが挙げられるが、いずれの方法も調査時点でのケーブルの腐食状態評価を行うものであり、ケーブルの置かれている環境を評価することはできない。PE 被覆ケーブル内部の素線の腐食メカニズムには不明瞭なところが多く、また内部環境を把握する手段についても確立されていない。本研究は、PE 被覆ケーブルの腐食に影響を及ぼす内部環境として温湿度に着目し、実橋ケーブルおよび実橋より撤去した撤去ケーブルにおいて、「健全な状態および劣化因子である水が浸入した状態のケーブル内部での温湿度挙動」および「ケーブル内での湿度分布」の把握を目的とした実験を行った。

2. 実験概要

2.1 使用ケーブル

本実験の対象とするケーブルは、供用後 20 年が経過した鋼 2 径間の斜張橋のケーブルおよび同じ橋梁より撤去したケーブルである。本実験では、存置したケーブルを実橋ケーブル、撤去したケーブルを撤去ケーブルと呼ぶこととし、それぞれでケーブル内部の温湿度計測を行った。本ケーブルは、 $\phi 7\text{mm}$ 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。PE 被覆前の直径は 105mm であり、PE 被覆後の直径は 119mm である。ケーブルの断面を図 1 に示す。なお、撤去ケーブルは、切断面をキャッピングにより密閉した。

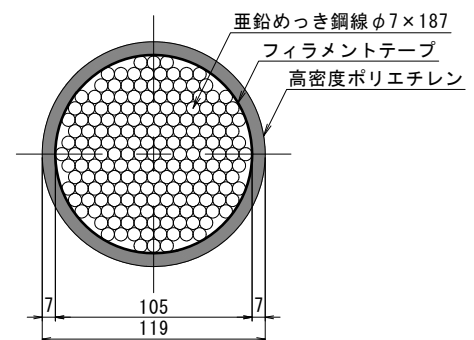


図 1 PE 被覆ケーブル断面

2.2 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ロガーを使用した。計測器は Bluetooth 通信によるデータ送信が可能であるため、密閉状態を保ったまま連続してデータ採取を行った。設置の際は、PE 被覆の側面に $\phi 10\text{mm}$ でドリル削孔を行い、内部のフィラメントテープの除去およびケーブル素線の確認を行い、温湿度センサーを素線に接触させた。削孔箇所には、外部からの水等の侵入を防止するため、ブチルテープ等を用いて密閉した。

2.3 計測箇所

実橋ケーブルの計測箇所を写真1に示す。実橋ケーブルでは、水の浸入が確認されたCA4-G1および水の浸入が確認されていないCA8-G1を計測の対象とした。なお、計測機器の設置箇所は橋面からアクセス可能な斜ケーブルの下部とした。

撤去ケーブルの計測箇所を写真2に示す。撤去ケーブルは2本設置し、西側に設置したケーブルを撤去ケーブル①、東側に設置したケーブルを撤去ケーブル②とした。温湿度センサーは、ケーブル①は西側の側面に設置することを基本とし、ケーブル②は東側に設置した。



写真1 実橋ケーブル計測状況 (CA8-G1)

3. 実験結果と考察

3.1 PE 被覆ケーブル内部での温湿度変化

図2に、各ケーブルの湿り空気線図を示す。湿り空気線図とは、線図上に乾球や湿球・露点温度、絶対・相対湿度、エンタルピーなどを記入し、そのうち2つの値を求めることにより、湿り空気の状態が分かるようにした線図のことである。本実験では、横軸を温度、縦軸を計測で得た温湿度より算出した絶対湿度として線図上にプロットした。なお、絶対湿度算出の際の空気圧は1気圧である1013.25hPaとして算出した。

実橋ケーブルCA4-G1は前述したとおり水の浸入が確認されており、他のケーブルについては水の浸入はない。CA4-G1は水の浸入が疑われた時点で換気等の対策をとったため、無対策時のデータを示している。その他のケーブルは、実橋ケーブルと同程度の温度変化を示した期間とした。

グラフより、ケーブル内に水が無い3ケースについては、相対湿度一定で推移することが分かる。ただし、その値にはばらつきがあり、撤去ケーブル①は60%RH程度、撤去ケーブル②は75%RH程度、実橋ケーブルCA8-G1は70~90%RHとなっており、ケーブルごとに相対湿度に差が生じる。ケーブル内に水が有る場合は、温度変化の影響を受けず常に

100%RHで推移する。密閉されたケーブル内に水が存在する場合、温度上昇時には水が蒸発し空間内に水蒸気として供給され、温度下降時には空気中に含まれる水蒸気が結露し水となるといった現象がケーブル内で繰り返され、相対湿度100%RHで一定となっていると考えられる。なお、CA4-G1では削孔した状態でケーブル内の素線の状況を目視で確認しているが、湿度が100%に保たれた状態であっても、素線に生じている腐食は白錆程度であった。

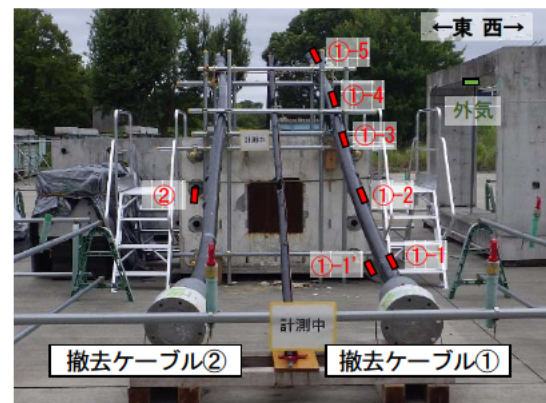


写真2 撤去ケーブル計測状況

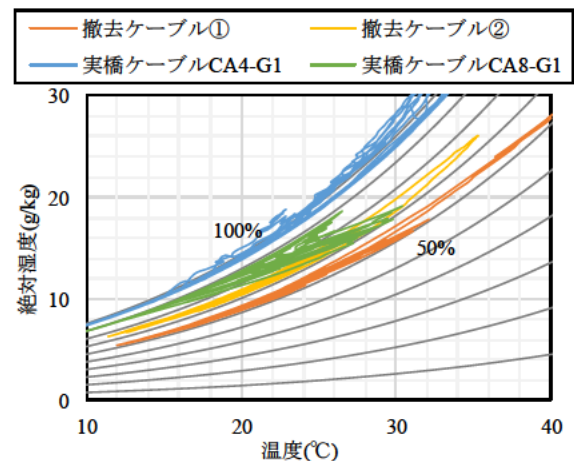


図2 各ケーブルの湿り空気線図

各ケーブル内部の水分量を試算した結果を表1に示す。ケーブル内では、相対湿度が温度変化によらず一定となるため、試算は飽和水蒸気量が多くなる高温時の温度40°Cの場合において行った。表より、撤去ケーブル①および②の相対湿度の差は11%RHであるが、水分量は0.06gの差となっている。また、実橋ケーブルCA4-G1はほぼ100%RHであるが、延長31.1mのケーブル内に含まれる水分量は全長で2.3gである。以上のことから、ケーブル内の限られた空隙量においてはわずかな水分量で相対湿度が大きく変動することが分かる。

表1 各ケーブル内の水分量の試算

ケーブル	計測期間	延長 L (m)	断面 空隙量 V/L (mm ²)	空隙量 V (m ³)	温度 T (°C)	飽和 水蒸気量 a(T) (g/m ³)	平均 相対湿度 RH (%)	水分量 V×a(T)×RH (g)
撤去ケーブル①	2018.10.10~19	7.300	1462	0.01067	40	51.1	64	0.349
撤去ケーブル②	2018.10.10~19	7.300	1462	0.01067	40	51.1	75	0.409
実橋ケーブル CA4-G1	2018.4.26~5.5	31.100	1462	0.04547	40	51.1	99	2.300
実橋ケーブル CA8-G1	2018.10.10~19	25.500	1462	0.03728	40	51.1	87	1.657

3.2 PE 被覆ケーブル内での湿度分布

PE 被覆ケーブル内での湿度分布を確認するために、高さ方向および断面方向に着目する。

図3は、撤去ケーブル①の全計測箇所の温湿度の経時変化を示したグラフである。温度は、計測箇所での日射の影響を受けるため、西側と東側とで温度が上昇し始める時刻および最大温度に違いが確認できるが、西側のみのデータでは計測期間に渡ってはほぼ同値である。相対湿度は、外気の湿度変化の影響を受けず、計測箇所ごとにほぼ一定で推移している。外気は降雨時に相対湿度が高くなる傾向があるが、ケーブル内部ではその影響が確認されず一定の値をとっている。高さ方向では、相対湿度は、下部が一番低く、中下部が二番目に低くなっている。中部と中上部、上部は同程度で推移しており、下部の計測点の方が相対湿度は低くなる傾向があるが、差は10%程度であり、高さごとの差はほぼないと考えられる。断面方向では、西側と東側で温度が上昇し始める時刻に差がある

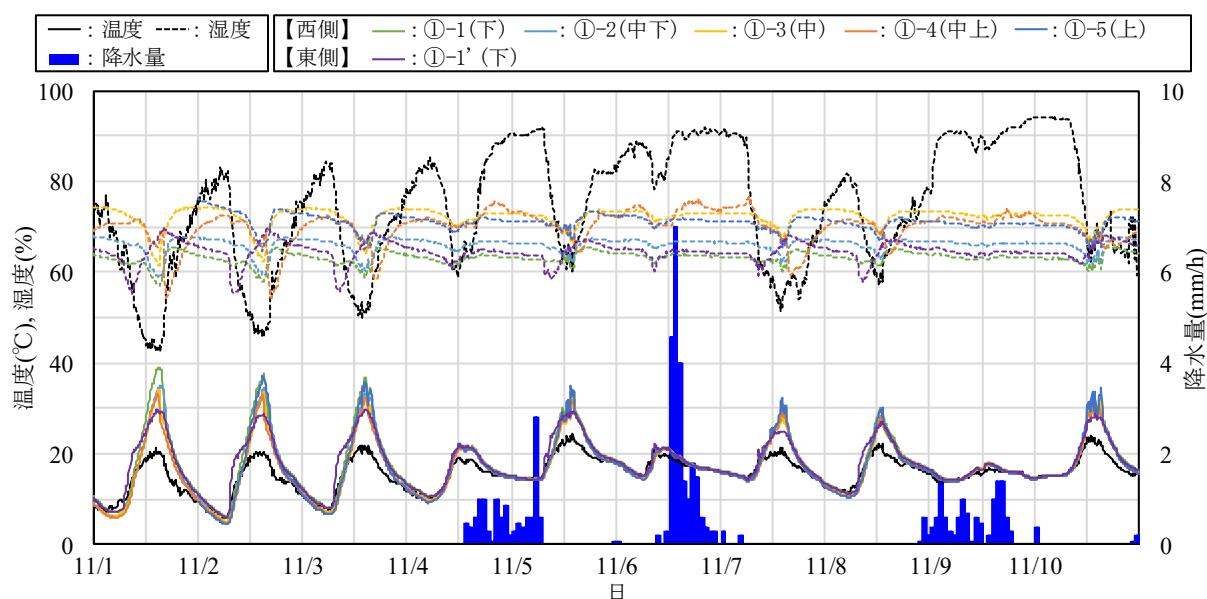


図3 撤去ケーブルにおける温湿度経時変化

ため、1日の中での相対湿度の下限値が計測される時刻に差があることが分かる。特にケーブル内の温度が高温となっていた11月1日～3日にかけてはその傾向が顕著である。

図4は撤去ケーブル①の高さごとの計測箇所における湿り空気線図である。図より、絶対湿度は温度変化により増減するが高さによる差はなく、ほぼ同値で推移していることが分かる。撤去ケーブル内においては、計測期間にわたって延長方向ごとに絶対湿度（水蒸気量）に差はなくほぼ同値で推移することが分かる。図5は、撤去ケーブル①の西側および東側の計測箇所における湿り空気線図である。前述のとおり西側と東側で最高温度には温度差が生じるが、絶対湿度は同じ挙動を示し、各計測箇所温度差は生じていても絶対湿度に差が生じていないことが分かる。撤去ケーブル内においては、計測期間にわたって断面方向西側と東側で絶対湿度（水蒸気量）に差はなくほぼ同値で推移することが分かる。以上のことから、日射の影響により温度差が生じるため、相対湿度に差が生じることはあるが、高さ方向および断面方向で絶対湿度に差はなく、PE被覆ケーブル内の水蒸気量は均一になっていると考えられる。

4. おわりに

実ケーブルでの温湿度計測を実施し、PE被覆ケーブル内部の温湿度状況について、以下を確認した。

- ・PE被覆ケーブル内部では、温度変化によらず相対湿度が一定となる。水が浸入した場合は、相対湿度100%で一定となる。また、わずかな水分量で各ケーブルの相対湿度には差が生じることが分かった。
- ・PE被覆ケーブル内部での湿度分布については、延長方向および断面方向で絶対湿度に差はなく水蒸気量は均一になっていると考えられる。

今後は、PE被覆ケーブルの状態評価法の確立に向けて、PE被覆損傷時の内部環境や素線内外の腐食状態の相関の把握等、更なる検討を要する。

5. 謝辞

本研究の実施にあたりご指導いただきました玉越前上席研究員、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。

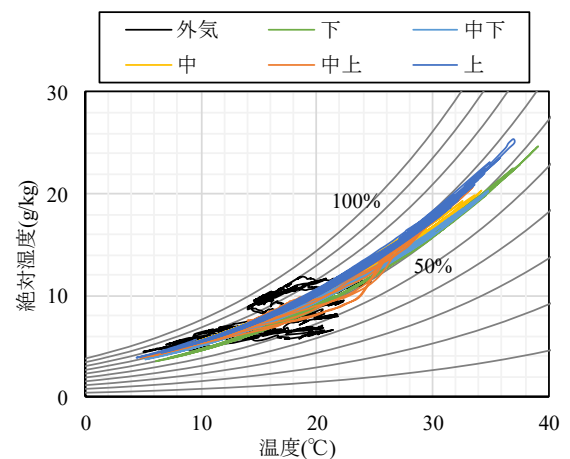


図4 高さごとの計測点の湿り空気線図

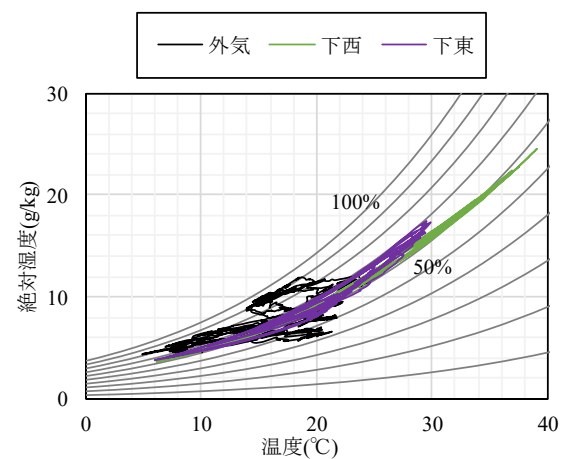


図5 西側および東側の計測点の湿り空気線図

所属：株式会社シーティーアイ・グランドプランニング

ゴム支承のオゾン劣化による耐久性に関する研究

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 11 月に改定された道路橋示方書では、橋が性能を発揮することを期待する期間として設計供用期間を 100 年とすることが標準とされた。これを実現するためには、部材等の設計耐久期間を設定し、維持管理行為による補修や部材等の更新などを行う必要がある。

ゴム支承においては、図-1 に示すようにオゾンや紫外線などの環境作用による劣化に対して、内部ゴム、内部鋼板及び接着剤等の耐荷性能を期待する部分を被覆ゴムによって外的環境から遮断し、水分の浸入を防止することで内部の耐荷機構の劣化を抑止しているため、ゴム支承の耐久性確保のためには被覆ゴムの劣化予測が重要となるが、被覆ゴムの耐久期間を定量的に明らかにする方法は確立されていない。

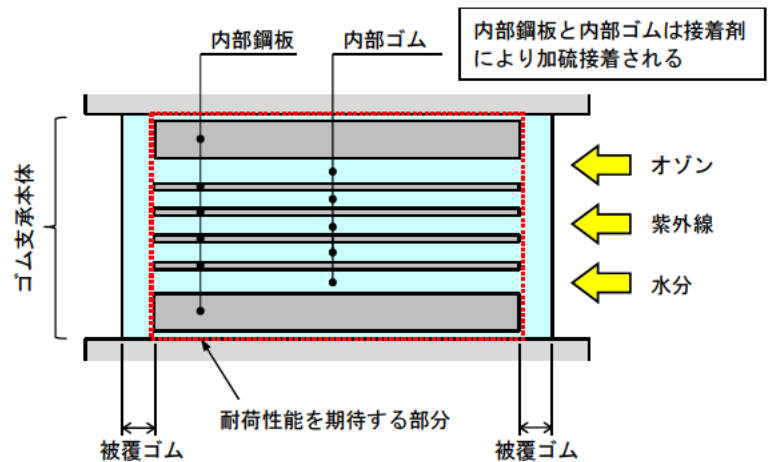


図-1 ゴム支承の耐久性能確保の考え方

2. 研究目的

劣化現象の要因となるものは複数考えられるが、中でも写真-1 に示すような、大気中のオゾンにより発生すると推定されている、ゴム支承表面に亀裂が発生する劣化現象が近年多く確認されている。そこで、本研究ではゴム支承の環境作用による劣化の内、オゾンによる劣化に着目し、ゴム支承の耐久期間を推定する手法を開発することを目的とした研究を行った。



写真-1 ゴム支承のオゾン劣化によると考えられる亀裂の例

3. 研究方法

3.1 概要

JIS K 6259-1 「加硫ゴム及び熱可塑性ゴム - 耐オゾン性の求め方 - 第1部：静的オゾン劣化試験及び動的オゾン劣化試験」に規定される静的オゾン劣化に基づき、「オゾン濃度」「試験片に付与する引張ひずみ量」「表面ワックスの拭き取り有無」をパラメータとした試験を行った。

3.2 試験片の作成方法

試験片は、一般的なゴム支承に使用されるゴム材料である、静的せん断弾性係数 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 、厚さ 2mm の天然ゴム製ゴムシートより、JIS K 6251「加硫ゴム及び熱可塑性ゴム - 引張特性の求め方」に規定されるダンベル状3号形(図-2)の試験片をダンベルカッター(写真-2)による打ち抜き加工(写真-3)で作成した。ゴムシートには、老化防止剤としてアミン系老化防止剤(2phr)及びワックス(1phr)を加えている。アミン系老化防止剤は、ゴムの自動酸化反応を抑える機能を有し、ワックスは、ゴム表面において耐候性保護膜を形成してオゾンとゴムの接触を物理的に遮断する機能を有する。老化防止剤の量については、今回の試験条件で破断又は亀裂発生が確認できると考えられる量とし、かつ一般的なゴム支承に用いられると考えられる、道路橋支承便覧¹⁾に示されていた耐オゾン性試験に合格する量とした。

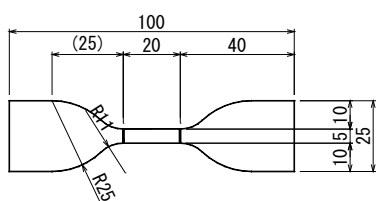


図-2 ダンベル状3号試験片形状



写真-2 ダンベルカッター



写真-3 試験片打ち抜き加工状況

3.3 試験方法

試験片は、伸長ジグに取り付け、表-1 に示す引張ひずみを与えた後に、オゾンガスのない暗所に入れ、恒温槽にて $23\pm 2^\circ\text{C}$ の状態で $48\sim 72$ 時間の状態調節を行ってから試験に用いた。

試験は、表-1 に示す「オゾン濃度」、「試験片に与える引張ひずみ量」、及び「表面老化防止剤の拭き取り有無」の異なる A から H の試験条件毎にそれぞれ3体の試験片を用いて行った。表面老化防止剤の拭き取りについては、状態調節終了後、ダンベル状試験片のくびれ部分の表面をアセトンを用いて拭き取りを行った。オゾン暴露時間は192時間を上限とし、この間、24時間毎の表面状態観察と、伸長を与えている試験片についてはジグにロードセルを設置(写真-4)し、オゾン暴露中の荷重の変化を計測した。オゾン暴露終了後、破断に至っていない試験片については、引張試験を行い、破断伸びと破断強さを計測した。

表-1 オゾン暴露試験条件

試験名	試験片数	オゾン濃度 (pphm)	引張ひずみ [伸長率] (%)	ワックス拭き取り
A	3	100	50	なし
B	3	100	50	あり
C	3	100	5	なし
D	3	100	20	なし
E	3	100	80	なし
F	3	10	50	なし
G	3	50	50	なし
H	3	10	50	あり

※温度は全ての試験で 40°C とした。

※オゾン暴露試験は192時間を最大とした。



写真-4 試験片のジグへの取付状況とオゾン試験機への取付状況

4. 研究結果

試験の結果一覧を表-2 に、オゾン暴露後の表面状態の例を図-3 に示す。

100pphm, 5%伸長(試験 C)の場合は、亀裂は確認されず、引張試験においても道路橋支承便覧²⁾で求められる規格(破断伸び 550%以上, 引張強さ 15MPa 以上)を満足する結果であった。

オゾン暴露中の時間 - 荷重関係のグラフを、伸長率の違いによるものを図-4 に、オゾン濃度の違いによるものを図-5 に示す。時間は12時間毎のプロットとし、荷重は、暴露試験開始時点の荷重を100とし、そこからの低下率を示す。各試験のデータは試験片3体の平均値でプロットしている。伸長率及びオゾン濃度が高いほど荷重低下速度は速く、破断に至る時間も速くなっており、伸長率及びオゾン濃度に起因する線形傾向を示すことが分かる。

表面老化防止剤としてのワックス拭き取り有無による違いは、100pphm, 50%伸長時(試験 A, B)では、表面状態及び破断までの時間に明確な差は見られなかった。10pphm, 50%伸長時(試験 F, H)においても同様であり、引張試験の結果も明確な差は見られなかった。しかし、試験 F, H については、引張試験時に伸長なしの状態と伸長率80%の状態での顕微鏡による表面観察(図-6)を行ったところ、伸長なしの状態では明確な差異は見受けられなかったものの、伸長を与えた状態では、拭き取り無しのもは小さい亀裂が無数に発生しているのに対し、拭き取り有りのものは個々の亀裂が大きい状態となっていることが確認された。

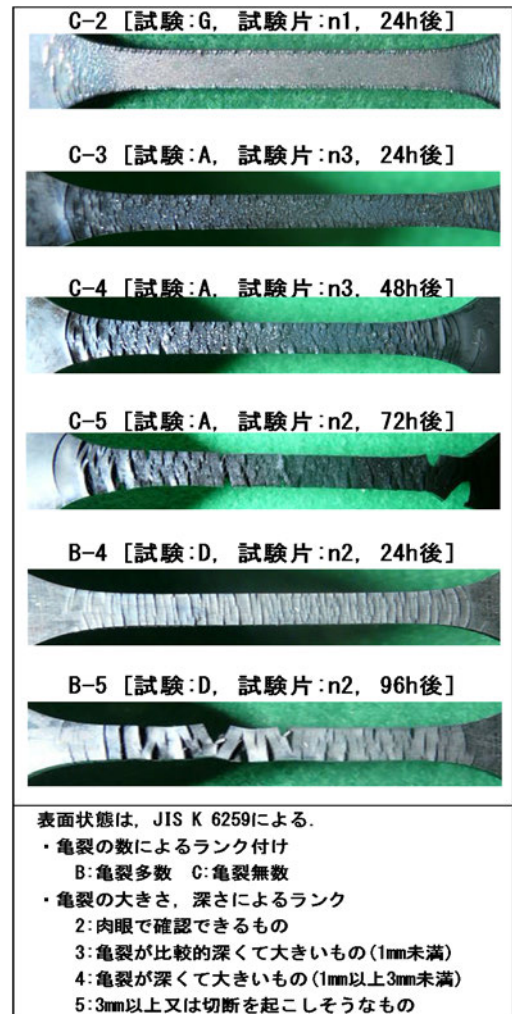


図-3 オゾン暴露試験後の表面状態の例

表-2 試験結果一覧

試験条件	オゾン濃度 (pphm)	試験片	オゾン暴露試験 表面状態								引張試験		
			24h後	48h後	72h後	96h後	120h後	144h後	168h後	192h後	引張強さ (MPa)	破断伸び (%)	
A : 50%伸長 ワックス拭き取り無し	100	n1	C-3	C-4	破断	-	-	-	-	-	破断のため 引張試験なし		
		n2	C-3	C-4	C-5	破断	-	-	-	-			
		n3	C-3	C-4	破断	-	-	-	-	-			
B : 50%伸長 ワックス拭き取り有り	100	n1	C-4	C-4	破断	-	-	-	-	-	破断のため 引張試験なし		
		n2	C-4	C-4	C-5	破断	-	-	-	-			
		n3	C-3	C-3	C-5	破断	-	-	-	-			
C : 5%伸長 ワックス拭き取り無し	100	n1	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	26.4	630	
		n2	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	25.9	630	
		n3	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	亀裂なし	26.2	630	
D : 20%伸長 ワックス拭き取り無し	100	n1	B-4	B-5	B-5	B-5	破断	-	-	-	破断のため 引張試験なし		
		n2	B-4	B-5	B-5	B-5	破断	-	-	-			
		n3	B-4	B-5	B-5	B-5	破断	-	-	-			
E : 80%伸長 ワックス拭き取り無し	100	n1	C-3	C-5	破断	-	-	-	-	-	破断のため 引張試験なし		
		n2	C-3	C-5	破断	-	-	-	-	-			
		n3	C-3	C-5	破断	-	-	-	-	-			
F : 50%伸長 ワックス拭き取り無し	10	n1	亀裂なし	C-2	C-2	C-3	C-3	C-3	C-3	C-4	C-4	7.16	380
		n2	亀裂なし	C-2	C-2	C-3	C-3	C-3	C-3	C-4	C-4	8.14	400
		n3	亀裂なし	C-2	C-2	C-3	C-3	C-3	C-3	C-4	C-4	9.13	390
G : 50%伸長 ワックス拭き取り無し	50	n1	C-2	C-3	C-4	C-4	C-5	C-5	破断	-	破断のため 引張試験なし		
		n2	C-2	C-3	C-4	C-4	C-5	C-5	破断	-			
		n3	C-2	C-3	C-4	C-4	C-5	C-5	破断	-			
H : 50%伸長 ワックス拭き取り有り	10	n1	C-2	C-2	C-2	C-2	C-3	C-3	C-3	C-3	C-3	6.31	370
		n2	C-2	C-2	C-2	C-2	C-3	C-3	C-3	C-3	C-3	6.62	340
		n3	C-2	C-2	C-2	C-2	C-3	C-3	C-3	C-3	C-3	7.40	370

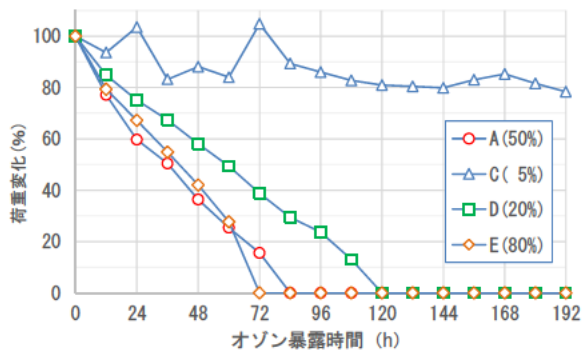


図-4 オゾン暴露時間における荷重変化 (伸長率別)

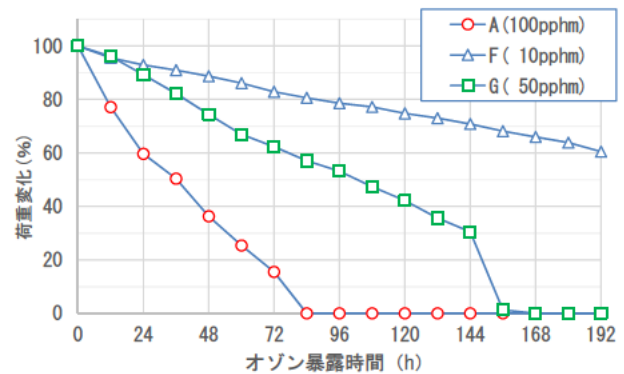


図-5 オゾン暴露時間における荷重変化 (オゾン濃度別)



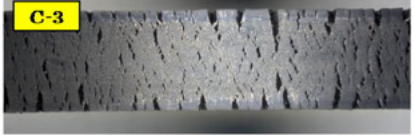

		オゾン暴露試験(オゾン濃度:10ppm, 伸長率50%) 終了後	
		伸長なし	80%伸長
試験F	拭き取り無し		
試験H	拭き取り有り		

図-6 表面ワックス拭き取り有無による表面状態の差

5. まとめ

本研究では、ゴム支承のオゾン劣化に対する耐久性能を明らかにすることを目的に、劣化は経時に対してある法則で進行するのではという仮説を立て、荷重支持能力の低下に着目し、様々な条件に対してオゾン暴露試験を行った。結果、オゾン濃度、伸びに起因する線形傾向を示しており、荷重変化から亀裂の進行速度が予測できると考える。

今後は、温度の影響による差、実環境と促進環境の比較を行い、実際のゴム支承の耐オゾン性能を定量化する方法を検討していく。

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、横山朋弘元研究員、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：株式会社ビー・ビー・エム

<参考文献>

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 2) 公益社団法人日本道路協会：道路橋支承便覧，2018.

既設杭の合理的な補強工法に関する解析的検討

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、現行の基準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。所要の性能が確保されていない基礎杭については、補強を行う必要があるが、その補強方法は図-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。そのため、補強効果を適切に評価した上で、実務で適用出来る補強方法やその設計法を提案していく必要がある。

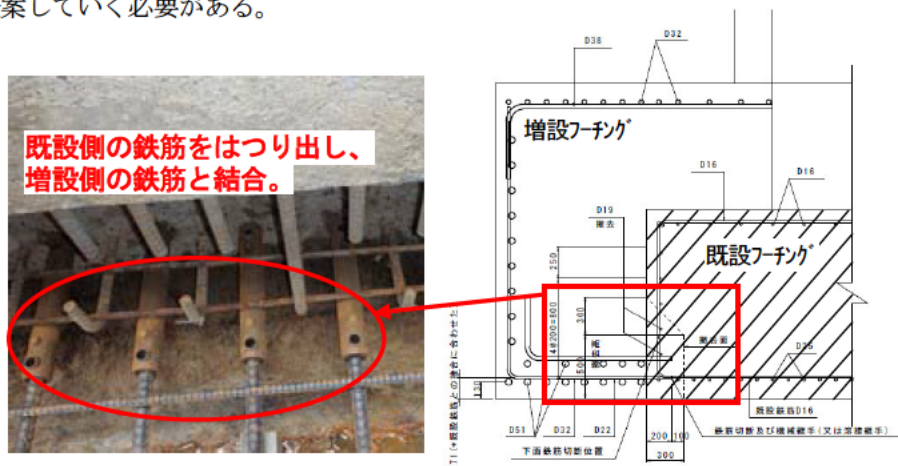


図-1 既設杭基礎の増し杭補強事例

2. 研究目的・方法

2.1 検討の流れ

本研究では、既設杭基礎を有する道路橋下部構造の合理的な補強方法として、優れた施工性が期待できる、面接触構造による補強方法を提案するとともに、既設杭・増設杭の荷重分担状況や補強効果に対する評価を目的とした解析的検討を、以下の順序で実施した。

- ①：平成8年道路橋示方書以前の設計基準より設計された既設橋を対象に、平成24年道路橋示方書による照査を実施。
- ②：照査結果に基づき、橋脚に対する補強設計を行い、コンクリート巻立て補強を実施。
- ③：橋脚に対する補強後の状態を対象に、既設杭基礎の照査を実施した結果に基づき、結合方法の異なる補強方法による補強効果を検証。

図-2及び図-3に、結合方法の異なる補強方法のイメージを示す。図-2は、既設・増設部のフーチングを剛結合とする一般的な増し杭補強方法（以降、結合方法A）である。これに対して図-3は、既設・増設部のフーチング境界面を縁切り、面接触とする補強方法（以降、結合方法B）である。

増し杭補強に際して、施工時に既設フーチングに影響を与えないことで施工性を向上させ、緩衝材による縁切りによって水平力のみを伝達することで、既設杭基礎におけるせん断力負担軽減に着眼し、より合理的な補強効果を期待したものである。

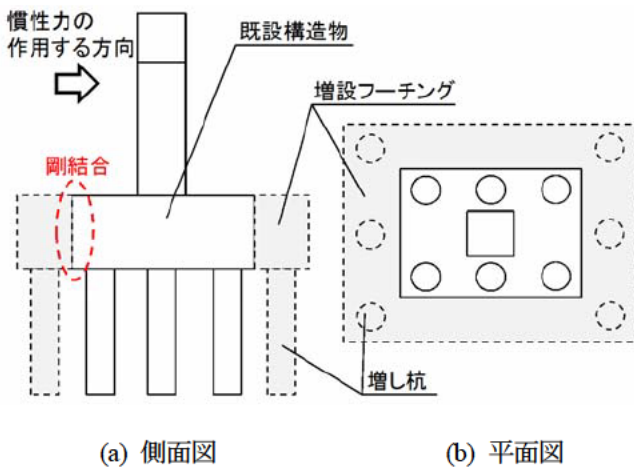


図-2 結合方法Aによる既設杭基礎の補強方法

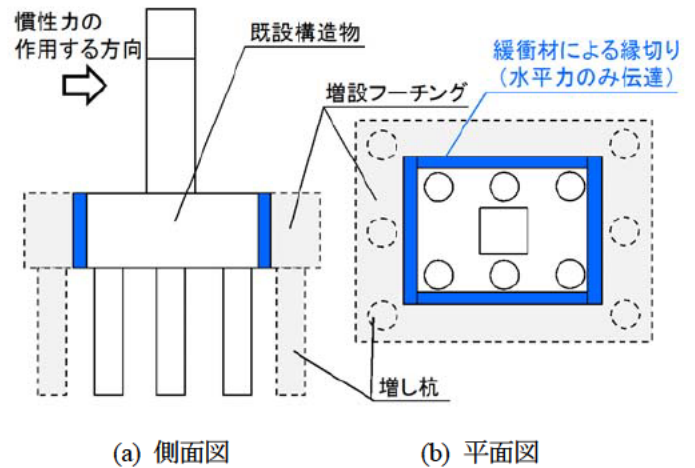


図-3 結合方法Bによる既設杭基礎の補強方法

2.2 対象構造物の諸元

解析対象は、文献¹⁾に示される平成8年以前の設計基準による構造物とし、上部構造諸元、下部構造諸元を設定した。対象構造物の主たる諸元を表-1および図-4に示す。

表-1 対象構造物の主な諸元¹⁾

項目	概要
上部構造	単純鋼I桁 ($W_u=3,300\text{kN}, K_n=0.20$)
下部構造	梁出し式橋脚 (RC)
基礎構造	場所打ち杭 ($\Phi 1000\text{mm} \times 6$ 本)
地盤種別	II種地盤
補強時増し杭諸元	鋼管杭 ($\Phi 800\text{mm} \times 6$ 本)

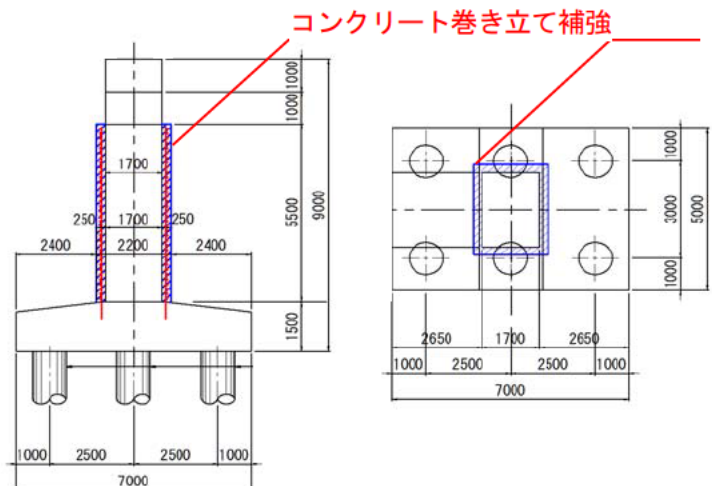


図-4 対象橋脚の構造図¹⁾

2.3 解析モデル・解析手法

解析モデルは、道路橋示方書²⁾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とした。フーチングは剛体として扱い、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-ひずみ関係についても、道路橋示方書に示されるモデルに準じた。

モデル形状を図-5に示す。図は結合方法Bであり、既設・増設フーチングの界面は面接触構造として、圧縮側には剛、引張側には抵抗しないバネを設けた。これにより、水平力は既設・増設部が一体で抵抗するが、鉛直力・モーメントは既設のみで抵抗する。

本モデルを対象に、鉛直方向に死荷重を载荷した状態で上部構造、柱、杭基礎等の部材の質点位置に地震時慣性力を水平方向に漸増载荷する解析（プッシュオーバー解析）を実施した。

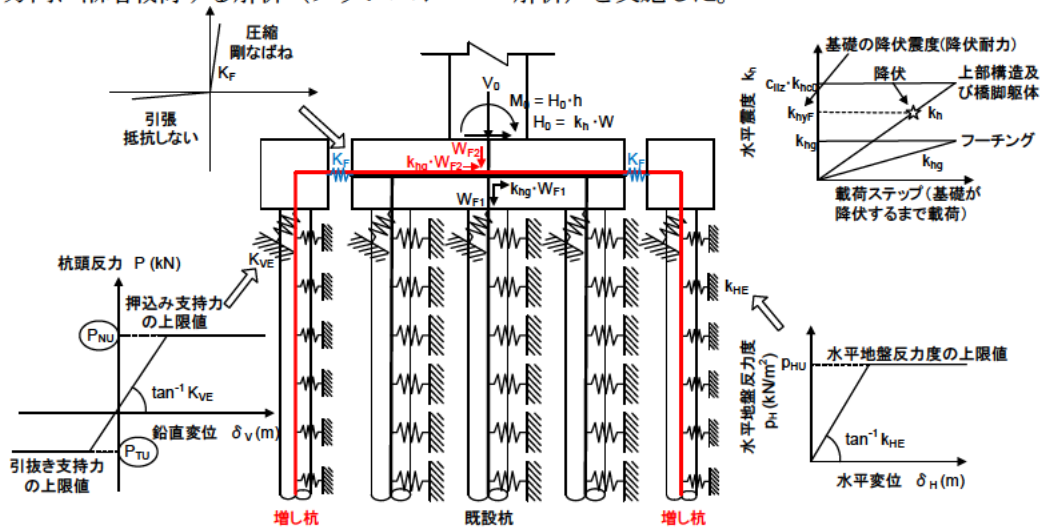


図-5 解析モデル（結合方法B）

3. 研究結果（結合方法の異なる補強工法による補強効果検証結果）

3.1 基礎の水平震度－水平変位関係

プッシュオーバー解析結果として、表-2に基礎の降伏震度・既設杭のせん断破壊震度、図-6に水平震度－水平変位関係を示す。基礎の降伏震度は、基礎補強前の0.46に対して、結合方法Aでは1.04（基礎補強前と比較して2.26倍）、結合方法Bでは0.95（基礎補強前と比較して2.07倍）と補強効果が認められ、結合方法Bでは結合方法Aと同等の補強効果が確認された。

結合方法Bは水平力のみ既設・増設部が一体で抵抗することで、基礎補強前と比べて、既設杭基礎では曲げモーメント・せん断力の比率が変化して、回転成分が卓越する挙動となる。この結果、既設杭基礎では引き抜き上限が基礎降伏の支配的な要因に変わり、降伏震度が上昇する結果に繋がったと推察される。

表-2 降伏震度及びせん断破壊震度

	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
結合方法A	1.04(2.26)	1.10(2.04)
結合方法B	0.95(2.07)	至らない

()内は、補強前との比率

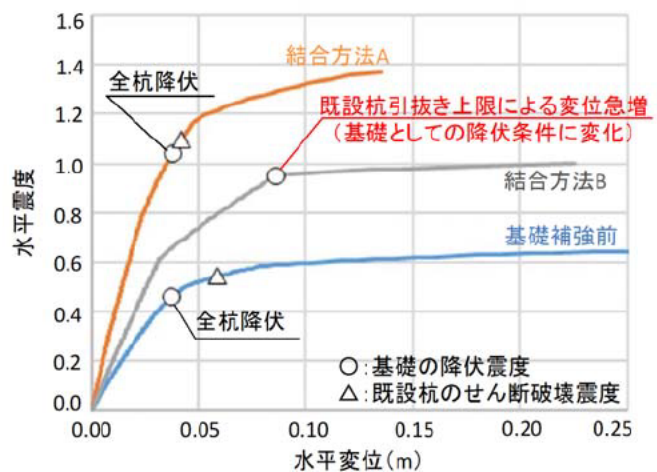


図-6 水平震度－水平変位関係

3.2 既設杭・増設杭のせん断力負担割合

既設杭のせん断破壊に着目すると、結合方法 B ではせん断破壊に至らず、高い補強効果が確認された。この点に対する考察を行う上で、表-3 に各解析でのせん断力負担割合を示す。

既設杭と増し杭の負担割合では、結合方法 A で既設杭 0.45, 増し杭 0.55, 結合方法 B で既設杭 0.30, 増し杭 0.70 と、結合方法 B で、増し杭の負担するせん断力が大きい。これは、既設杭と増し杭が分離構造になることで、剛性の高い増し杭側で負担するせん断力が大きくなったことが要因の一つと推察される。

表-3 各解析におけるせん断力負担割合

項目	種別	基礎降伏時のせん断力の合計 () 内は、負担割合
結合方法 A	既設杭 (場所打ち杭)	2,826kN (0.45)
	増し杭 (鋼管杭)	3,476kN (0.55)
結合方法 B	既設杭 (場所打ち杭)	1,794kN (0.30)
	増し杭 (鋼管杭)	3,957kN (0.70)

4. まとめ

既設杭に対する合理的な補強工法を提案する上で、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) に対する補強効果を検証した結果、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 (結合方法 A) と比較して、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ことが確認された。

今後、実験的検証等により設計法としての確立を目指した検討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、吉田研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様深く感謝の意を表します。

所属：株式会社 CTI ウイング

<参考文献>

- 1) (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
- 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

大規模震動台実験に基づく液状化地盤における既設橋台基礎の耐震補強効果検証

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 中田 光彦

1. まえがき

これまで、道路橋の液状化被害事例の中でも、通行機能に支障を生じるような被災事例が比較的多く、かつ、既往の研究事例が少ない液状化地盤上の既成 RC 杭に支持される橋台を対象として、縮尺率 1/10 の模型を用いた大型振動台実験¹⁾²⁾を実施し、液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の基準³⁾に基づいて設計された既設橋台基礎の地震時挙動の検討、補強工法の効果検証を行ってきた。

2. 研究目的

本研究は、防災科学技術研究所所有の実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）において実施された縮尺率 1/4.5 の模型振動台実験の結果⁴⁾を用いて、基礎の塑性化を考慮できる条件の下で、旧基準により設計された橋台基礎およびこれに対する耐震補強を行った基礎の地震時挙動、耐震補強の効果を検証することを目的とする。振動台実験の概要、地盤の応答の詳細については文献⁴⁾に示す。

表-1 既設橋台の対策工に対する実験ケース

Case	橋台の諸元	基礎の諸元	補強工法	備考
無補強	逆T式橋台 h=8m	既製RC杭 φ450mm 8×3列	補強無し	桁とバウ ベットの 遊間 50mm
補強			鋼管矢板壁 (側面一体型) φ600×8本(片側4本)	

3. 実験方法

3.1 実験対象とした橋台および補強工法

実験対象とした橋台は、既製 RC 杭に支持される可動支承側の橋台である。対象橋台の諸元を表-1 に示す。

本実験で採用した補強工法は、図-1 に示す既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管矢板壁を増設し、地震時に液状化地盤から受ける流動力に対し、既設杭と鋼管矢板壁全体で抵抗するものである。この工法は、仮に既設杭が損傷した場合でも、補強鋼管により地震後の橋台の鉛直支持力が確保でき、補強工事は通行機能を確保しつつ側面から施工できる利点もある。

3.2 実験模型および実験条件

模型概要を図-2 に示す。幅 16m×奥行き 4m×高さ 4.5m の直方体剛体土槽の両側に、半断面モデルの補強供試体、無補強供試体が設置されている。既設杭模型は、外径

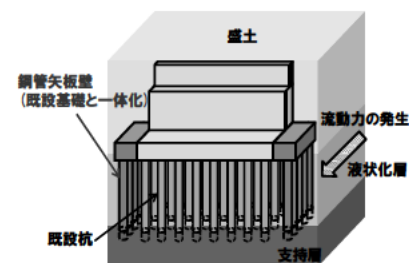


図-1 補強概要図

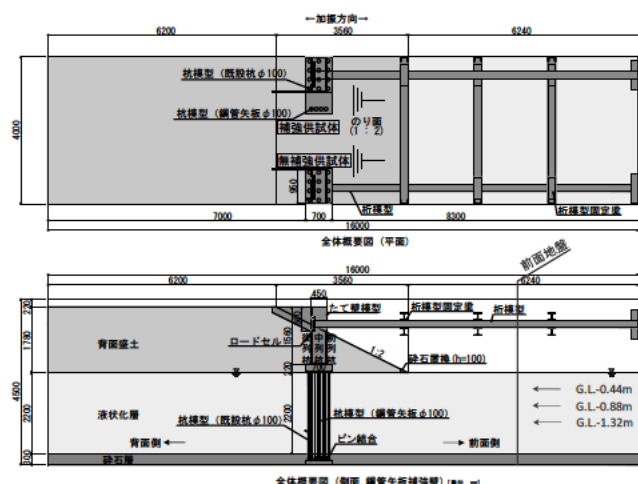


図-2 模型概要図

101.6mm、軸方向鉄筋φ3mm×6本(降伏ひずみ2500με)のRC杭、鋼管矢板壁模型は外径100mm、板厚3mmのアルミニウム管(材質A6063-t5、降伏ひずみ2554με)で構成される。フーチング模型は杭径より大きな内径を有する鋼管を組み合わせた構造であり、杭頭の結合条件は剛結を想定しており、杭とフーチング模型の鋼管の隙間に無収縮モルタルを注入することにより杭頭を結合されている。杭の先端は土槽底面にピン結合されている。

模型地盤には背面盛土、液状化層ともにDr=50%の宇部珪砂6号であり、地下水位は橋台前面側である。

本加振は計2回実施された。入力地震動は道路橋示方書⁵⁾におけるレベル2地震動のうち2-I-I-3の時間スケールを(1/4.5)^{0.5}倍に縮尺したものである。入力地震動の加速度振幅の指令値は、加振1回目で原波形と同一(100%)、2回目で原波形の150%である。

4. 振動台実験により得られた地震時挙動

4.1 地盤の応答

補強供試体位置の前面地盤における過剰間隙水圧の経時変化を図-3に示す。100%加振では、GL.-0.44m、GL.-0.88mにおける過剰間隙水圧は初期有効上載圧

σ_{v0}' の0.7~0.8倍程度に達し、液状化が生じたと判断される。一方、GL.-1.32mでは過剰間隙水圧が最大でも σ_{v0}' の0.5倍程度であり、液状化は生じていない。

150%加振では、GL.-0.44m~1.32mにおいて、水圧は初期有効上載圧 σ_{v0}' の0.7~0.8倍程度に達している。

4.2 杭の応答

既設杭の軸方向鉄筋および補強鋼管の最大引張ひずみ分布を図-4、図-5に示す。100%加振では、無補強供試体既設杭の一部で軸方向鉄筋が降伏ひずみを超過した箇所があるものの、それ以外は既設杭、補強鋼管ともに弾性範囲内にとどまった。これは100%加振により液状化が発生した範囲がのり戻り～前面地盤の表層のみであり、地盤の流動化による土圧作用範囲が限定的であったためと考えられる。150%加振では既設杭軸方向鉄筋のうち、後列杭背面側鉄筋の杭頭および前列杭前面側鉄筋の広い範囲で降伏ひずみを超過した。両供試体で降伏ひずみを超過する範囲に差は見られなかったが、無補強供試体の方が一部で大きなひずみが生じた。一方、補強鋼管のひずみは弾性範囲内にとどまった。

150%加振後に地盤を掘り起こし、既設杭の損傷状況を記録した。既設杭の後列杭、前列杭の損傷状況展開図を図-6に示す。なお、既設杭のコンクリートの剥落、補強鋼管の損傷は見られなかった。

無補強供試体、補強供試体ともに、前列杭の前面側で水平方向のひび割れが発生した。ひび割れ範囲は杭の深部

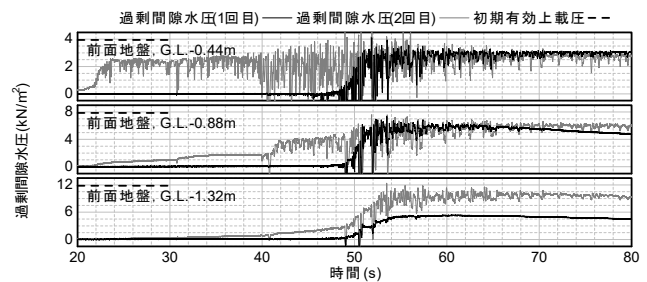


図-3 過剰間隙水圧の経時変化

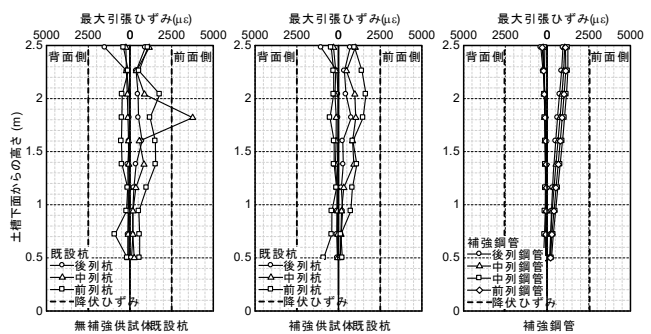


図-4 100%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

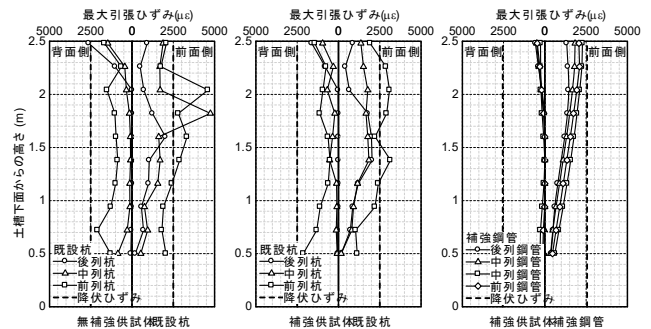


図-5 150%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

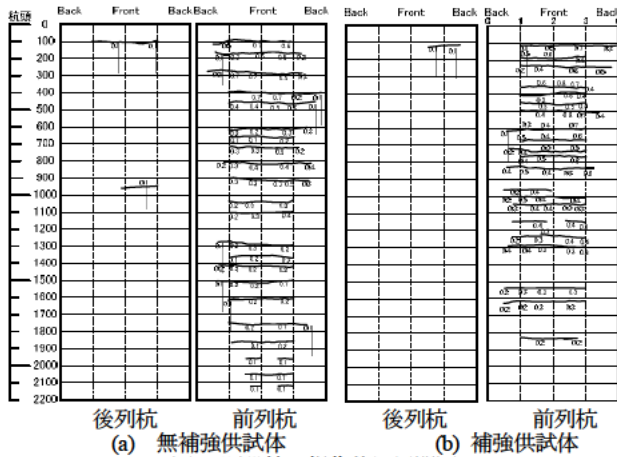


図-6 既設杭の損傷状況展開図

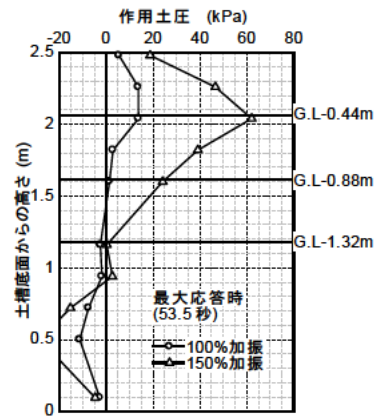


図-7 最大応答時(53.50s)における最後列の補強鋼管に作用する土圧

にまで及び、150%加振の最大引張ひずみ分布と整合している。後列杭は、前列杭と比較してひび割れの発生は軽微であった。

4.3 液状化層からの作用土圧

100%加振、150%加振の最大応答時（53.50s）における最後列の補強鋼管の作用土圧を図-7 に示す。ここで、作用土圧は曲げひずみの計測値から求めた曲げモーメント分布の補間関数を2回微分する方法⁹⁾により算出したものである。100%加振、150%加振ともに補強鋼管に作用する背面地盤からの土圧は、前面地盤の過剰間隙水圧の上昇が最も早いG.L.-0.44m付近において最大となり、そこから基部に向けて低減するような分布形状となった。また、150%加振では100%加振と比較して背面地盤からの作用土圧が増加するとともに、土圧の作用範囲が前面地盤の液状化範囲に応じてより深部にまで拡大していることから、前面地盤の液状化の程度が基礎に作用する流動力に影響していることがわかる。

4.4 既設杭の損傷メカニズムと耐震補強効果

150%加振における液状化発生前（39.93s）および最大応答時（53.50s）の既設杭の曲げひずみ分布をそれぞれ図-8、図-9 に示す。液状化発生前における曲げひずみの値は全深度で小さく、前列杭では杭頭付近で最大となる分布形状となった。一方、液状化発生後の最大応答時では、液状化発生前と比較して、杭中間部の曲げひずみが著しく増加しており、背面地盤より土圧を受けていたことがわかる。

最大応答時における既設杭の軸ひずみ分布を図-10 に示す。既設杭のうち前列杭は、全深度で一様に引張（正）の軸ひずみが生じており、引抜き力を受けていたことが分かる。また、図-5、図-6 に示したとおり、既設杭前面側の軸方向鉄筋のひずみは前列杭で最大となり、ひび割れは深部にまで及んでいた。

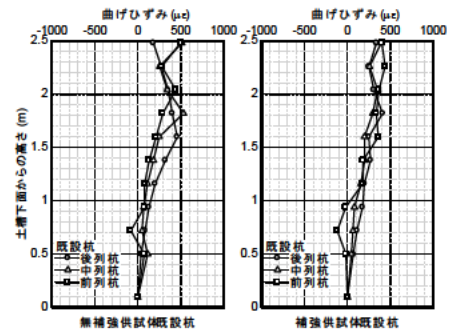


図-8 150%加振の39.93sにおける既設杭の曲げひずみ分布

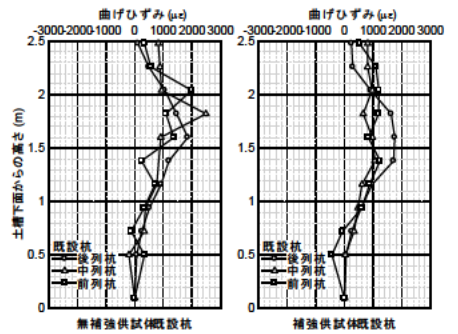


図-9 150%加振の最大応答時(53.50s)における曲げひずみ分布

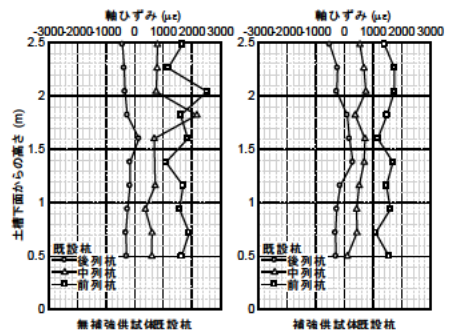


図-10 150%加振の最大応答時(53.50s)における既設杭の軸ひずみ分布

以上の実験結果から得られた、液状化地盤における既設橋台および基礎の地震時挙動の概念図を図-11に示す。

たて壁は頭部を桁に拘束された状態で背面土圧を受けることにより、後転方向の回転が生じる。既設杭のうち前列杭は、たて壁の後転による引抜き力を受けた状態で背面地盤からの土圧を受けたことにより、他の杭と比較して軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみを超過する範囲が広く、損傷が深部にまで及んだものと考えられる。

補強供試体は、無補強供試体と同様にたて壁の回転および既設杭の損傷は生じたが、補強鋼管に損傷は見られなかった。補強鋼管はフーチングにより既設杭と一体化されていることから、橋台の荷重を補強鋼管によって支持でき、補強供試体は基礎全体として耐震性能が確保されると評価できる。

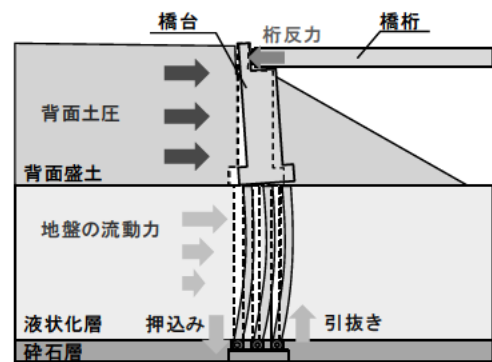


図-11 液状化地盤における橋台の地震時挙動

5. 結論

Eーディフェンスによる大規模振動台実験の結果に基づき、液状化地盤における既設橋台基礎の損傷メカニズムの検討および鋼管矢板壁補強の効果検証を行った。液状化地盤における既設橋台基礎の前列杭は、たて壁の後転による引抜き力を受けた状態で背面地盤からの土圧が作用することにより、深部にわたって損傷が広がることが確認された。また補強供試体は、既設杭は損傷するものの補強鋼管に損傷は見られず、基礎全体として耐震性能が確保される結果であった。

6. 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、谷本主任研究員並びに CAESAR の皆様に感謝の意を表します。また、本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション総合プログラム (SIP)「レジリエントな防災・減災機能の強化」(管理法人: JST) の一環として実施しました。また、東京工業大学大学院高橋章浩教授、ならびに、(一社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究として実施しました。あわせて感謝の意を表します。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) M.Nakata, S.Tanimoto, S.Ishida, M.Ohsumi, J.Hoshikuma "A study on seismic behavior of pile foundations of bridge abutment on liquefiable ground through shaking table tests", AIP Conference Proceedings 1892, 120005 (2017)
- 2) 中田光彦、谷本俊輔、石田修一、大住道生「液状化地盤における既設橋台基礎の耐震対策工に関する実験的検討」、第20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、2017.7
- 3) (社) 日本道路協会「道路橋下部構造設計指針(基礎の設計篇)」、1964年3月
- 4) 谷本俊輔、中田光彦、高橋宏和、大住道生、七澤利明、河又洋介「Eーディフェンスを用いた液状化地盤における橋台の大規模振動台実験(その1 実験概要および地盤の応答)」、土木学会第73回年次学術講演会、2018.8.
- 5) (公社) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説V 耐震設計編」、2017年11月
- 6) 菊池喜昭「軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究」、港湾空港技術研究所資料 No.1039、2003.3

経年劣化がゴム支承の鉛直剛性に与える影響に関する事例検討

チーム名等 橋梁構造物研究グループ
氏 名 高野 真

1. まえがき

平成7年兵庫県南部地震以降、支承構造としてゴム支承が広く普及しており、ゴム支承のストックが増加している。そのため、ゴム支承の維持管理を適切に実施していく観点から、近年、長期間供用下にあったゴム支承の経年劣化に関する研究¹⁻³⁾や、地震により損傷したゴム支承の研究がなされている⁴⁻⁵⁾。しかしながら、ゴム支承の歴史は浅く、十分な知見を有しているとは言えない。このため橋梁の架け替え工事や、地震による損傷等により更新される撤去支承については研究対象として知見を蓄積していくことが必要である。

2. 研究目的

ゴム支承の経年劣化の影響については、ゴム支承を橋梁に用いる上で把握しておく必要があるが、その影響の度合いを評価する方法は確立されていない。そこで本研究では、ゴム支承の力学的な性能評価手法の構築とゴム支承の耐久性に関する知見を集約することを目的として、約26年間供用されていたゴム支承を用いて、載荷試験によりその性能を検討する。

3. 研究方法

本研究では、一般国道362号静岡県浜松市春野町に架橋されている宮川橋に使用されている支承を用いて検討を行った(写真-1)。本橋梁の構造一般図を図-1に示す。平成3年3月に供用開始したわが国で最初の免震橋であり、橋長105m、全幅10.5mの山間部の渡河橋である。平成27年における交通量は1319台/日となっている。架設計画当時、国土交通省(旧建設省)において、わが国の地震、地質等の状況に適合した設計手法の開発、橋梁の耐震性の向上を目指して、免震設計法の現場への適用性が検討されており、宮川橋はそのパイロット事業として全国から選定された8橋のうちの1橋である⁶⁾。本橋に使用されている支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承であり、1支承線上に5基設置されている。本研究では、A1橋台に設置さ



(a) 全景 (b) 支承部

写真-1 宮川橋

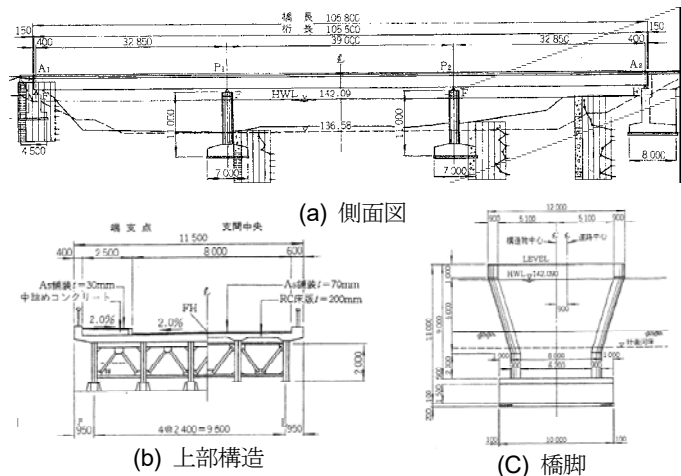


図-1 宮川橋構造一般図

れていた支承を回収し、載荷試験により性能確認を行い、当時の試験結果と比較検討を行う。

本橋については、これまでに洪水による顕著な劣化を受けた事例は発生していないが、支承の取外しの際に用いたバーナーによる熱の影響は不明である。

3.1 撤去支承の概況

3.1.1 支承諸元

表-1 に供試体支承の諸元、図-2 に供試体の概形寸法を示す。ゴムの種類は天然ゴム (NR) であり、せん断弾性係数は G8、平面寸法は $\square 350\text{mm}$ であり、側面の被覆ゴムは 10mm である。ゴム層は 9mm の 14 層であり、各ゴム層の間には内部鋼板として 3.2mm の SPCC 鋼板が使用されている。ゴム支承の中心部には $\phi 75$ の鉛プラグが 1 本内挿されている。ゴムの平面に対する鉛プラグの比率は 4.23% である。一次形状係数は 8.79、二次形状係数が 2.62 である。桁の温度伸縮による移動量は 16mm、せん断ひずみとしては 12.7% で、一般にオゾン劣化が生じるといわれるひずみレベルより小さく、オゾン劣化は生じていなかったと考えられる。最大設計変位量は 133mm であり、積層ゴムに対するせん断ひずみは 106% 程度となっている。設計計算上の常時の最大圧縮応力度は、許容値 $8\text{N}/\text{mm}^2$ に対して $5.2\text{N}/\text{mm}^2$ である。

本検討では A1 橋台の 5 支承のうち G1、G4、G5 主桁を支持する支承 (以下供試体 A、B、C とする) を対象とした。これは G2 及び G3 の支承に現地での撤去作業時の取付プレート等の溶断によると思われる表面被覆のただれ痕が見られたためである。

3.1.2 供試体の外観状況

載荷試験を実施するに際し、外観検査を行った。供試体 A の残留変位状況を写真-2 示す。各供試体の残留変位量を表-2 に示す。供試体に対し 7mm から 11mm の残留変位が橋軸方向に主桁が伸びる方向に残留変形が生じていたが亀裂等の損傷は生じていなかった。

表-1 支承諸元

ゴム種	天然ゴム(NR)
せん断弾性係数	G8
平面寸法	$350\text{mm} \times 350\text{mm}$
鉛プラグ	$\phi 75$
ゴム層	9mm \times 14層=126mm
一次形状係数	8.79
二次形状係数	2.62
鉛直鉛比率	4.23%

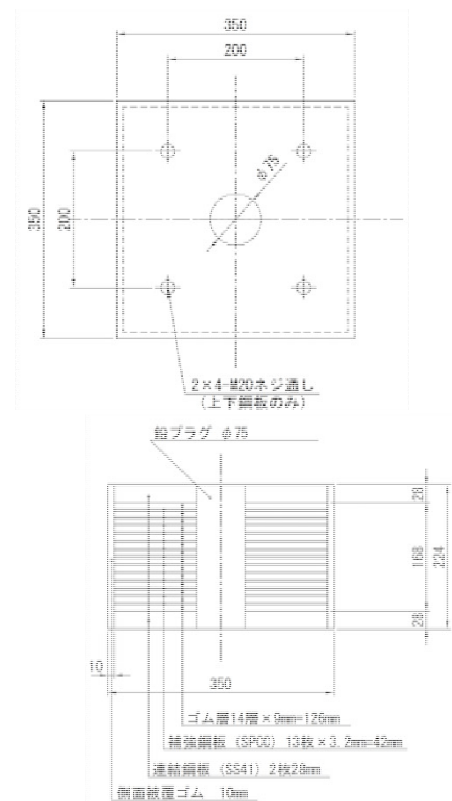


図-2 供試体寸法

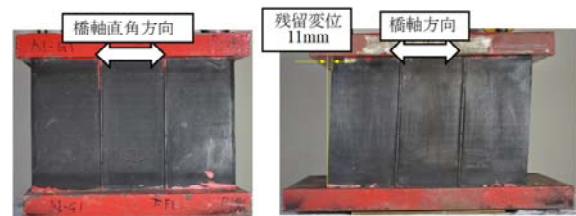


写真-2 供試体 A の残留変位状況

表-2 供試体 A の残留変位状況

供試体	A	B	C
残留変位(mm)	11	7	8

寸法検査の結果、ゴム支承の下端部では平面寸法は当初の設計値である 350mm で変わりがなかった。鉛直寸法については図-3 に示す①から⑧の位置について t 寸法について計測を行った。寸法測定の結果を表-3 に示す。出荷当時の寸法検査記録が残っていないため明確な比較ができないが、設計上の鉛直方向寸法 240mm に対し平均と比較すると、供試体 A で 1.1mm、供試体 B で 0.7mm、供試体 C で 1.2mm 鉛直方向に積層ゴムが低くなっていることが確認された。

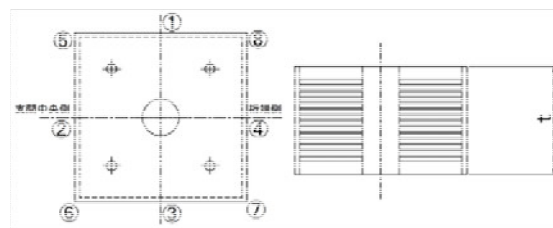


図-3 鉛直寸法測定位置

表-3 鉛直寸法測定結果(単位:mm)

測定位置	設計値	測定値		
		A	B	C
①	224.0	223.5	223.1	223.4
②		222.4	223.9	223.5
③		223.1	223.6	222.4
④		223.2	223.2	222.2
⑤		222.4	222.8	223.8
⑥		222.4	223.1	222.8
⑦		223.2	223.7	221.8
⑧		223.0	223.0	222.6
平均		222.9	223.3	222.8

3.2 力学試験の概要

本研究では、当時の試験結果と比較するため、平成 2 年に行われた試験方法と同じ条件にて、水平復元力特性試験、鉛直変形特性試験を行った。得られた結果から、水平荷重-水平変位の関係や等価剛性、等価減衰定数、鉛直剛性につき検討を行った。水平荷重-水平変位の関係、等価剛性、等価減衰定数についての検討は、別途報告しているため⁷⁾、ここでの内容は鉛直剛性について報告する。試験機は、2 軸試験機(試験機能力：水平荷重 3MN、鉛直荷重 20MN)を用いて行った(図-4)。鉛直変形特性試験の状況を写真-3 に示す。また、試験実施時の雰囲気温度は 31℃~32℃、支承表面温度は 28℃~30.5℃であった。平成 2 年当時の試験時温度は不明であるが、周辺都市の気象記録から、同等の雰囲気温度であったと考えられる。

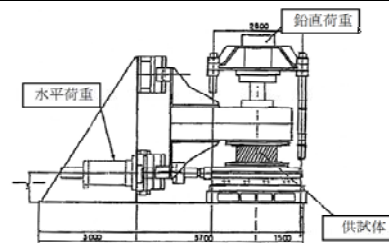


図-4 試験機のセットアップ図



写真-3 鉛直変形特性試験の状況

3.2.1 鉛直変形特性試験の方法

鉛直圧縮方向に、0kN から支承最大反力 (V_{max}) を載荷後、死荷重に相当する荷重 (V_{min}) まで除荷し、その後、支承最大反力へ載荷を行う荷重振幅 ($V_{max}-V_{min}$) の繰り返し載荷を 5 回行う。加振振動数は 0.04Hz、加振波形は正弦波として荷重を与えた。なお当時の加振振動数、加振波形は不明である。

3.2.2 鉛直変形特性試験の評価の方法

本試験は現行の圧縮試験⁸⁾の方法と異なるため、鉛直剛性の算定方法は、当時と同じ方法にて算定し、当時の鉛直剛性と比較することとした。鉛直剛性は、静的鉛直剛性 (K_v) と動的鉛直剛性 (K_{ve}) の 2 種類を算定する。静的鉛直剛性 (K_v) は、繰り返し 5 回の載荷のうち、2 波目の載荷荷重の最大値 V_{max} を 2 波目の最大変位 δ_{max} にて除し

表-4 鉛直変形特性試験の結果

供試体名	鉛直荷重(KN) V		変位量(mm) δ		静的鉛直 剛性 Kv	当時との 静的剛性の変化率 (%)	動的鉛直 剛性 Kve	当時との 動的剛性の変化率 (%)
	max	min	max	min	(kN/mm)		(kN/mm)	
供試体A	613	436	2.24	1.99	273.7	-42.49	708.0	-28.15
供試体B	612	436	2.00	1.77	306.0	-35.69	765.2	-22.35
供試体C	612	438	1.95	1.71	313.8	-34.04	725.0	-26.43
当時の試験結果	570	499	1.20	1.13	475.8	-	985.4	-

た値である。また動的鉛直剛性(Kve)は2波目の最大荷重 Vmax から最小荷重 Vmin を引いた値を2波目の最大変位 δ max から最小変位 δ min を引いた値で除した値である。

4. 試験結果

試験の結果及び静的鉛直剛性、動的鉛直剛性の算出結果を表-4に示す。静的剛性変化率は、34.0%から42.5%の剛性の低下、動的剛性の変化率は、22.4%から28.1%の剛性の低下を示した。

5. まとめ

本研究では、経年劣化がゴム支承に与える影響を検討するために、設置から26年間経過した鉛プラグ入りゴム支承の性能について検討した。本研究の範囲内ではあるが、得られた知見は以下のとおりである。1)回収した支承の外観検査を行ったところ、ゴム支承に残留変形は生じていたが、亀裂等の損傷は生じていなかった。2) ゴム支承の鉛直寸法は無載荷状態で0.7mmから1.2mm程度低くなっている可能性がある。3) ゴム支承の鉛直剛性が低下していた。なお、ここでは詳述していないものの、同時期に行った同供試体の水平載荷試験の結果では、等価剛性が大きくなり、等価減衰定数が小さくなっていることを確認している⁷⁾。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、供試体を提供頂いた浜松市、並びに、御指導を頂いた大住上席研究員、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へ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) 井上崇雅、青木康素、星隈順一：長期間供用されたパッド型ゴム支承の特性評価、第19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、pp.413~418、2016
- 2) 林訓裕、足立幸郎、五十嵐晃、党紀、濱野真彰、東出知大：積層ゴム支承の経年劣化損傷が残存性能に与える影響検討、第17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、pp.197~202、2014。
- 3) 大門大、鈴木信勝、山下章、長谷川秀也：既設ゴムダンパー(HDR-S)の劣化原因究明を目的とした材料試験、第19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、pp.427~432、2016
- 4) 篠原聖二、星隈順一：地震により損傷した鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性評価に関する実験的研究、土木学会論文集 A1(構造・地震工学)、Vol.71、No.4(地震工学論文集第34巻)、pp.I.587~I.599、2016
- 5) 高野真、岡田太賀雄、大住道生：地震により残留変位が生じたゴム支承の残留性能に関する検討、第20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、pp.171~176、2017
- 6) (財)土木研究センター：わが国の免震橋事例集、2011
- 7) 大住道生、中尾尚史、高野真：経年劣化がゴム支承に与える影響に関する事例検討、第73回年次学術講演会講演概要集、73巻、pp.615~pp.616
- 8) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧、2004。

塩害橋の再劣化を防止するための維持管理技術に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 松尾 健二

1. まえがき

電気防食工法^{1) 2)}は、コンクリート構造物の塩害対策工法として広く適用されてきているが、近年、電気防食適用中の橋梁で、鋼材腐食に起因するひび割れやはく離などの再劣化が生じている事例も報告されている。

本研究は、電気防食後の再劣化のメカニズムを明らかにし、電気防食の簡便かつ効率的な維持管理手法の確立を目的とする。平成29年度は、平成27年度に詳細調査を行った3橋梁のうち1橋に対して追加調査を行った。

2. 研究目的

電気防食の簡便かつ効率的な維持管理手法の確立を目的として、橋梁を対象に調査を行って電気防食工法の維持管理における課題や留意点を抽出していく。平成29年度は、平成27年度に詳細調査を行った3橋梁のうち1橋に対して追加調査を行った。

3. 研究方法

(1) 調査橋梁の選定

平成27年度は、6橋について現地で概略調査を行い、構造物の変状や電気防食システムにおける不具合状況などを考慮して表1に示す3橋を選定し、詳細調査を行った。本年度はこの3橋のうちB橋で確認された不具合に関して追加調査を実施した。

表1 調査対象橋梁の概要

項 目		A 橋	B 橋	C 橋
橋梁諸元	所在地	東北地方 日本海沿岸	北陸地方 日本海沿岸	九州地方 太平洋沿岸
	竣工年月	1976(昭和51)年10月	1974(昭和49)年4月	1963(昭和38)年4月
	構造形式	2径間単純PCT桁橋 (6主桁:海側G1→陸側G6)	17径間単純PCT桁橋 (11主桁:海側G1→陸側G11)	2径間単純RCT桁橋 (5主桁:海側G1→陸側G5)
	橋長L・全幅員W	L=39.2m・W=10.8m	L=340.02m・W=11.35m	L=30.0m・W=9.2m
	桁下状況	河川(約4.2m下)	砂浜(約5.2m下)	河川および砂浜(約2.8m)
	海岸からの距離	約800m	約20~40m	約20m
電気防食	適用年度	1999(平成11)年	1996(平成8)年	2006(平成18)年
	適用時の劣化過程*	加速期前期	加速期前期	加速期前期
	適用箇所	主桁下フランジ	主桁下フランジ(第8径間)	主桁, 床版, 橋脚
	電防方式	チタンロッド(点状)方式	a: チタンメッシュ(面状)方式 b: チタングリッド(線状)方式 c: 亜鉛シート(面状流電)方式	チタンリボンメッシュ (縦置き線状)方式

* 劣化過程=電気防食適用時の推定劣化進行過程(コンクリート標準示方書【維持管理編】準拠)

(2) 追加調査の内容

対象とした B 橋は同一橋梁で 3 種の電気防食工法を採用していることが特徴であり、それぞれの電気防食工法において追加調査の実施項目を表 2 に示す。

①通電・復極量調査

各電気防食工法において、電圧・電流の調査と埋設照合電極による復極量計測を行った。

②不具合調査

過年度実施した調査において、各電気防食工法で確認された不具合に関して以下に示す調査を行った。

(a) 鉛照合電極不具合調査

チタンメッシュが採用されている 4 つの桁のうち G3 桁に埋設されていた照合電極の不良が確認され、照合電極までの結線状況の調査、照合電極自体の不良であれば取り出して照合電極不良の原因調査を行う。

(b) 被覆モルタル浮き部調査

桁下面部の打音検査により、チタングリッド施工部に浮きが確認されている。この浮き部をはつり調査を行う。

(c) 亜鉛シート残量調査

過年度の調査により防食効果は持続されていることは確認されているが、亜鉛シートは耐用年数 15 年の製品に対して、追加調査時は約 21 年経過している状況であった。そこで、現状の確認のため、亜鉛シートの消耗量調査を行った。

表 2 追加調査項目

調査橋梁	B橋		
	(a)	(b)	(c)
電気防食方式	チタンメッシュ(面状)方式	チタングリッド(線状)方式	亜鉛シート(面状流電)方式
電源方式	外部電源方式(定電流)	外部電源方式(定電圧)	流電方式(定電圧)
(1) 通電状況・復極量調査	①電圧・電流の計測(電源装置表示値の確認, テスター等による直接計測) ②埋設照合電極による復極量計測(通電停止後24時間経過後) ③過年度調査結果との比較		
(2) 不具合調査	鉛照合電極不具合調査	被覆モルタル浮き部調査	亜鉛シート残量調査
調査範囲	第8径間 G3桁	第8径間 G5桁	第8径間 G9桁

4. 研究結果

①通電・復極量調査

測定結果を表 3 に示す。方式全ての照合電極において復極量は防食基準である 100mV 以上の電位変化量を得られていることが確認された。また、インスタントオフ電位は水素脆化の懸念される -1000mV より貴であり、適正な範囲での通電が行われていることを確認した。

②不具合調査

表 3 復極量試験計測結果

(単位：mV)

a				b				c			
チタンメッシュ(面状)方式				チタングリッド(線状)方式				亜鉛シート(面状流電)方式			
照合電極	Ins. OFF	OFF 電位	復極量	照合電極	Ins. OFF	OFF 電位	復極量	照合電極	Ins. OFF	OFF 電位	復極量
R1	-605	-264	341	R1-1	-677	-290	387	R1	-549	-215	334
R2	-619	-158	461	R1-2	-684	-326	358	R2	-478	-207	271
R3	-590	-145	445	R2-1	-725	-497	228	R3	-648	-256	392
R4	-708	-234	474	R2-2	-770	-451	319	R4	-505	-254	251

(a) 鉛照合電極不具合調査

プルボックスと直流電源装置間のリード線に問題があると判断し、リード線端部と測定端子間の導通調査を行った結果、電位値が不安定であった。ハーモニカ端子部を調査したところ、図 1 に示す照合電極リード線を固定しているビスに緩みがあることが確認された。

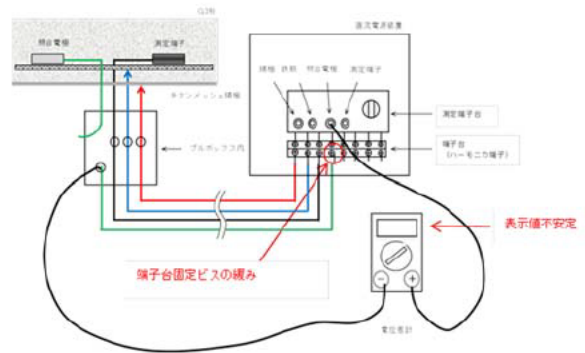


図 1 不具合発見位置

表面電位測定を表 4 に示す。当初の①で復極量 147mV であり、ビス止めを行った②の時点で分極量 225mV となり、モルタル埋戻し後 28 日養生後の③で復極量 175mV となった。

(b) 被覆モルタル浮き部調査

図 2 に示す、モルタル浮き部に対して図 3 に示すようにはつり調査を行った。チタングリッドが 2 重に重なっていることが浮きの原因であることが分かった。調査後、チタングリッドをビス止めし、モルタルで埋め戻した。



図 2 モルタル浮き部

表 4 表面電位測定結果

測定番号	測定日時	陽極状態	測定項目(状態)	電位変化量(平均)
①	2/14 10:15	モルタルが浮いている状態 (既設モルタル除去前)	① オフ 1 時間後のオフ電位	復極量 147mV
②	2/14 13:57	モルタルの剥落の状態 (新規陽極ピン固定) (モルタル充填前)	② 通電 1 時間後のインスタントオフ電位	分極量 225mV
③	3/17 15:20	モルタルが安定した状態 (モルタル材齢 28 日以降)	③ 通電 1 時間後のオン電位	復極量 175mV



図 3 はつり調査状況

(c) 亜鉛シート残量調査

図 4 のように現地に設置されている亜鉛シートを採取し、

図5に示すように消耗量の調査を行った。陽極消耗量率は（桁底面部：95.2%，側面部山側：50.4%，側面部海側：61.0%）であり，底面防食板の消耗率が大きいことが確認された。



図4 亜鉛シート設置状況



図5 消耗量調査状況

5. まとめ

本研究で得られた知見を、以下にまとめる。

・照合電極不具合調査

照合電極の計測不良に対して、配線調査を行った。結果としては、直流電源装置側のビスの緩みによる接触不良が原因であることが分かった。

・被覆モルタル浮き調査

チタングリッド方式の施工部の浮きに対して、復極量に関しては十分であったが、はつり調査を実施した。浮きの原因として、チタングリッドのリボンが2重になり、モルタルの施工において、隙間が発生したことが考えられた。

・亜鉛シート残量調査

十分な復極量を発揮していた亜鉛シートではあったが、供用年数の15年を5年以上過ぎていた。亜鉛シートは底面のシートが95%消費していたため、15年の供用期間を厳守することが望ましいことが確認された。

得られた知見は電気防食工法を適用した道路橋の維持管理マニュアル(案)としてとりまとめH30.7に公開した。

6. 謝辞

本研究は、東北大学、日本エルガード協会、CP工法研究会、土木研究所による共同研究の一環で行われたもので、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、山口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

<参考文献>

- 1) ASTM : ASTM C876-91 Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Reinforcing Steel in Concrete, 1999
- 2) NACE International Standard Practice : Control of External Corrosion on Underground or Submerged Metallic Piping Systems (SP0169), 2007

図-1に、従来の道路橋示方書により設計された杭基礎の降伏支持力に関する β の計算結果を示す。なお、ここでは設計上クリティカルとなる Level 1 地震時の結果を示している。図に示すように、Case による違い、すなわち地盤調査法や地盤の種類に応じた違いは比較的小さい一方、杭工法による違いが大きい。杭工法の中では、打込み杭工法、場所打ち杭工法および中掘り杭工法（以下、「従来工法」）の値が小さく、近年示方書に規定されたプレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法および回転杭工法（以下、「新工法」）の値が大きい傾向にある。近年開発された新工法は施工管理方法が高度化されており、精度の高い施工ができることが要因として考えられる。このように従来の示方書で設計された杭基礎の β がばらつく中で、どの程度の信頼性を確保するかが問題となるが、本検討条件では目標とする杭基礎の抵抗に関する信頼性指標 $\beta_{RT}=0.50$ とした。これは、道路橋示方書が初めて制定された際に規定されていたのが3つの従来工法であり、支持力の照査に用いる安全率も当時定められたものであることから、従来工法における β の値を基本とし、標準的な地盤調査法である Case-2 での値や条件によるばらつきなどを考慮して定めたものである。また、従来の設計法に基づき構築された杭基礎について、過去に特段の不具合が確認されていないことも考慮している。なお、前述のように、荷重を確定値として扱っているため、ここに示す β_{RT} についても、性能評価全体に関するものではなく、抵抗側の不確実性のみに関係するものである。

表-1 鉛直支持力の不確実性（実測値／計算値）の統計量、 K_v の不確実性（実測値／計算値）の統計量

杭工法	鉛直支持力		K_v	
	平均	変動係数	平均	変動係数
打込み杭工法	1.00	0.45	1.00	0.40
場所打ち杭工法	1.00	0.40	1.00	0.50
中掘り杭工法	1.00	0.35	1.00	0.45
プレボーリング杭工法	1.00	0.25	1.00	0.35
鋼管ソイルセメント杭工法	1.00	0.15	1.00	0.30
回転杭工法	1.00	0.20	1.00	0.40

表-2 検討 Case と k_H の不確実性（実測値／計算値）の統計量

Case	k_H の算出に用いる E_0 の推定方法	平均	変動係数
1	杭の水平載荷試験により求める場合		0.25
2	標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.45
3	標準貫入 N値が5以上の砂質土	1.00	0.60
4	試験のみ N値が5以上の粘性土		0.70
5	から求め N値が5未満する場合		1.00

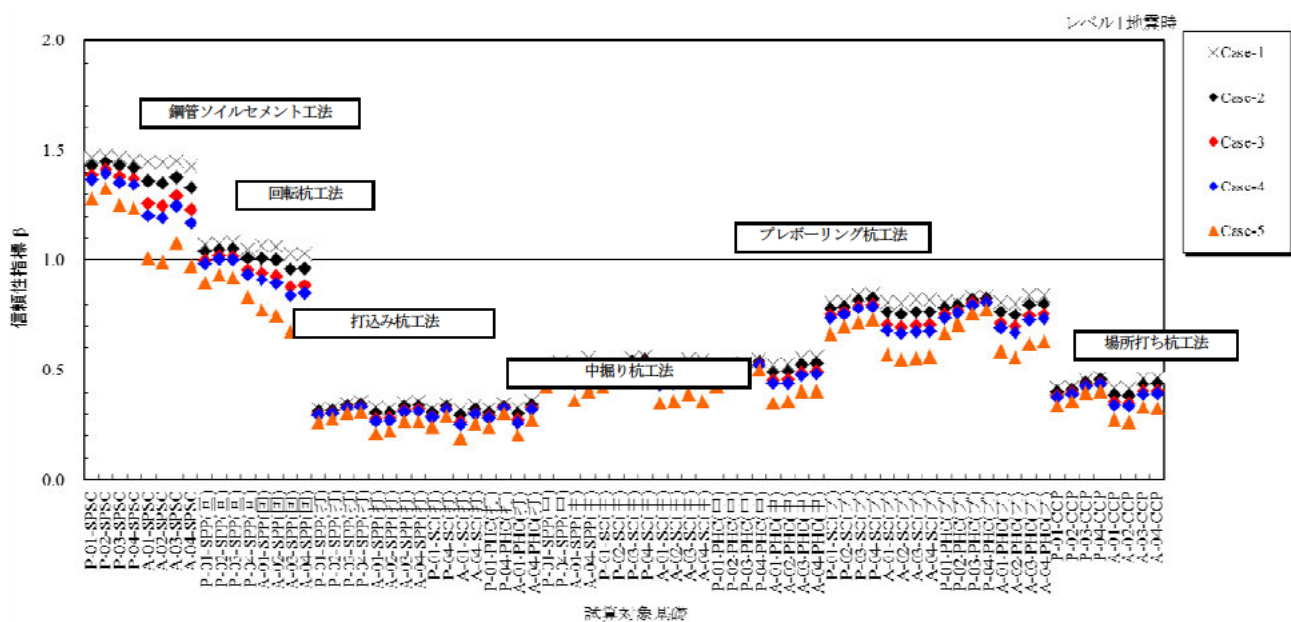


図-1 従来の基準で設計された杭基礎の降伏支持力に関する信頼性

2.2 部分係数の計算

$\beta_{R_T}=0.50$ に対応する部分係数 ϕ (以下、 ϕ) を計算する。ここで、2.1 に示したように、地盤調査法や地盤の種類に応じた違いは小さいことから (図-1)、地盤調査法等の条件に応じた差別化はしない一方、杭工法については工法毎に ϕ を計算した。試算対象基礎に対して ϕ の平均値を計算した結果を表-3 に示す。また、設計基準に用いる部分係数は様々なキャリブレーションを行ったうえで設定されること踏まえて、杭工法の違いを評価するための相対的な値も表-3 に併せて示す。具体的には、従来工法の部分係数を標準とみなしたうえで、従来工法の平均値に対する比として示す。このように条件に応じて異なる ϕ を用いることにより、推定精度の違いによらず同等の信頼性を確保する設計が可能となる。

表-3 杭の支持力照査に関する部分係数 ϕ と比

	杭工法	部分係数 ϕ	平均値	比
従来工法	打込み杭工法	0.71	0.74	0.96
	場所打ち杭工法	0.74		1.00
	中掘り杭工法	0.77		1.04
新工法	プレボーリング杭工法	0.82	—	1.11
	鋼管ソイルセメント杭工法	0.88		1.19
	回転杭工法	0.85		1.15

次に、感度係数 α を計算した（図-2）。なお、感度係数とは、部分係数の算出において、抵抗値の不確実性と応答値の不確実性のどちらが支配的となったかを確認する指標となる値である。すると、抵抗力である R の不確実性が支配的であることが確認された。この場合、抵抗力に関する部分係数については、感度係数 α が高いことや杭工法別の支持力推定精度の影響を受けることから、杭工法に応じて異なる値とすることが考えられる。この際、設計実務の利便性を考慮して、従来工法、新工法それぞれで部分係数をまとめることも有効である。一方、応答に関する部分係数については、地盤調査法等の条件に応じた差別化はせず、一定の値とすることが考えられる。ただし、杭の鉛直載荷試験を行う場合には、不確実性がきわめて小さくなるため、高い部分係数を別途設定することが適切と考えられる。

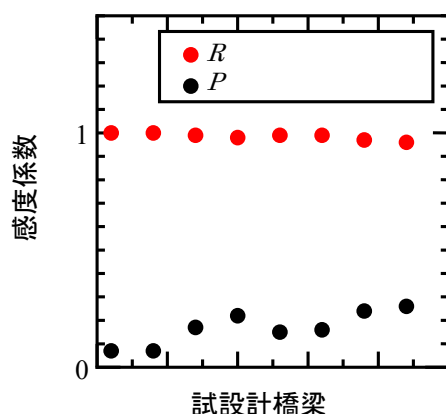


図-2 R と P の感度係数 α （場所打ち杭工法の場合）

3. まとめ

本文では、杭の支持力照査に関する部分係数の検討について示した。新たに考案された支持力推定式を用い、信頼性評価を行ったうえで、杭基礎の降伏支持力に関する部分係数を提案した。従来の示方書では基本的に安全率が一律となっていたことに対して、今回、杭工法に応じて異なる部分係数としたことにより、推定精度の違いによらず同等の信頼性を確保する設計が可能となる。また、精度の高い杭工法を適用した場合に合理的な設計を行うことが可能となる。なお、別途、杭体の部材照査に関する部分係数の検討を行っている。そこでは、地盤調査法や地盤条件等の違いによる影響が大きいことが明らかとなり、地盤調査法等に応じて差別化された部分係数を提案している。

4. 謝辞

本研究を進めるに当たり、七澤上席研究員、吉田英二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て、ここに感謝の意を表します。

所属：株式会社 CTI アウラ

<参考文献>

- 1) 七澤利明, 河野哲也, 坂下学: 道路橋基礎の性能規定及び部分係数設計法に関する研究, 土木研究所資料第 4382 号, 2018.12

非破壊試験によるプレキャスト PC 部材の塩化物イオン浸透抵抗性の評価に関する検討

チーム名等 材料資源研究グループ
氏名 水戸 健介

1. まえがき

近年、硬化コンクリートの遮塩性能を評価する手法として、表面吸水試験、表層透気試験、電気抵抗率試験などの非破壊試験が注目されている。これらの非破壊試験を用いて、プレキャスト工場での繰り返し製造時に遮塩性能を評価することができれば、品質を安定させやすいプレキャスト製品の長所を活かし、高耐久性を担保したプレキャスト PC 部材の供給が可能となる。しかし、プレキャスト PC 部材の塩化物イオン浸透抵抗性と非破壊試験結果との関係は十分に把握されていない。また、塩化物イオン浸透抵抗性には、結合材の種類や養生条件の違いが影響を与えることが知られているが、それらが非破壊試験で評価できるかは十分に明確となっていない。

本研究では、結合材の種類や養生条件の異なる壁状の試験体と円柱供試体を製作し、表面吸水試験 (SWAT 法)、表層透気試験 (Torrent 法)、電気抵抗率試験 (4 プローブ法) を行い、結合材の種類や養生条件の違いが表面吸水速度、透気係数、電気抵抗率に与える影響について検討した。また、試験体からコアを採取して塩水浸せき試験、電気泳動試験 (非定常法) を行い、塩化物イオン浸透抵抗性と非破壊試験の関係について検討した。

2. 実験方法

コンクリートの配合と基礎物性を表-1 に示す。結合材に早強ポルトランドセメントのみを用いた H、早強ポルトランドセメントの 50%を高炉スラグ微粉末 6000 で置換した SG650 の 2 種類である。プレキャスト PC 部材への適用を想定して、水結合材比を H で 36%、SG650 で 33%とした。

非破壊試験の概要を表-2 に示す。非破壊試験は表面吸水試験 (SWAT 法)、表層透気試験 (Torrent 法)、電気抵抗率試験 (4 プローブ法) の 3 種類である。SWAT 法では 10 分時点での表面吸水速度、Torrent 法では表層透気係数、4 プローブ法では電気抵抗率を測定した。SWAT 法と Torrent 法では部材を測定対象とし、電気抵抗率試験 (4 プローブ法) では飽水状態の円柱を測定対象とした。

試験体の概要を図-1 に示す。同図には、SWAT 法と Torrent 法の測定位置、塩水浸せき試験と電気泳動試験 (非定常法) のコア採取位置と切断位置を併記した。壁状試験体の両側面(700×850 mm)で材齢 36 日に SWAT 法と Torrent 法を行った。養生方法の違いが非破壊試験の結果に与える影響を検討するために、表-3 に示す 4 種類の養

表-1 コンクリート配合と基礎物性




配合	W/B (%)	単体量 (kg/m ³)					スランブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 材齢 28 日 (N/mm ²)
		W	B = HPC + SG6		S	G			
			HPC	SG6					
H	36	152	422(100%)	—	753	1024	13.0	3.4	74.8
SG650	33	150	227(50%)	227(50%)	766	972	11.0	4.0	75.1

※W: 上水道水(岐阜県本巣市), HPC: 早強ポルトランドセメント(密度=3.14 g/cm³, 比表面積=4560 cm²/g), SG6: 高炉スラグ微粉末 6000(密度=2.87 g/cm³, 比表面積=6060 cm²/g, せっこう添加(SO₃換算 3%)), S: 細骨材(岐阜県揖斐川産砕砂: 密度=2.67 g/cm³, 吸水率=0.70%), G: 粗骨材(岐阜県揖斐川産川砂利: 密度=2.64 g/cm³, 吸水率=1.29%), 化学混和剤: スランブ 12±2.5 cm, 空気量 4.5±1.5%となるよう高性能 AE 減水剤と空気連行剤の使用量を調整

※単体量の()内の%値は全結合材に占める各結合材の割合を表示

※圧縮強度は材齢 28 日まで標準養生を行った円柱供試体(φ100×200 mm)の測定値

表-2 非破壊試験の概要

試験名	表面吸水試験 (SWAT 法)	表層透気試験 (Torrent 法)	電気抵抗率試験 (4プローブ法)
性能指標	表面吸水速度	透気係数	電気抵抗率
対象	部材		円柱(飽水状態)
測定状況			

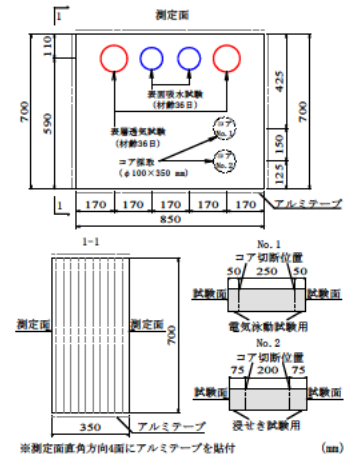


図-1 試験体の概要

表-3 養生方法	
記号	養生方法
S	蒸気養生後、材齢1日に脱型し、気中養生を実施
SW3	蒸気養生後、材齢1日に脱型し、材齢3日まで水中養生を行った後、気中養生を実施
SW7	蒸気養生後、材齢1日に脱型し、材齢7日まで水中養生を行った後、気中養生を実施
SW14	蒸気養生後、材齢1日に脱型し、材齢14日まで水中養生を行った後、気中養生を実施

※蒸気養生: 約4時間の前養生を行い、45℃まで2時間で昇温した後、45℃を5時間保持し、自然冷却

生方法とした。コンクリート打込み後に蒸気養生を行い、材齢1日で脱枠した。その後、養生方法「S」では、気中養生を行い、養生方法「SW3, SW7, SW14」では、材齢3, 7, 14日まで追加的に水中養生を行った後に気中養生を行った。水中養生は

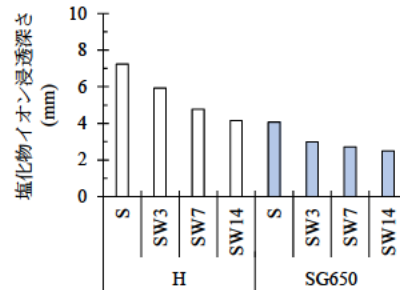


図-2 塩化物イオン浸透深さ

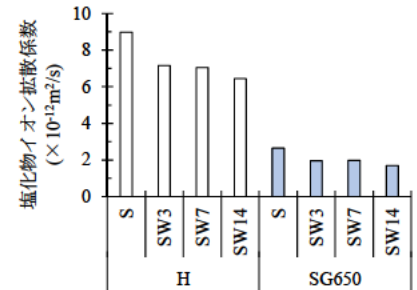


図-3 塩化物イオン拡散係数

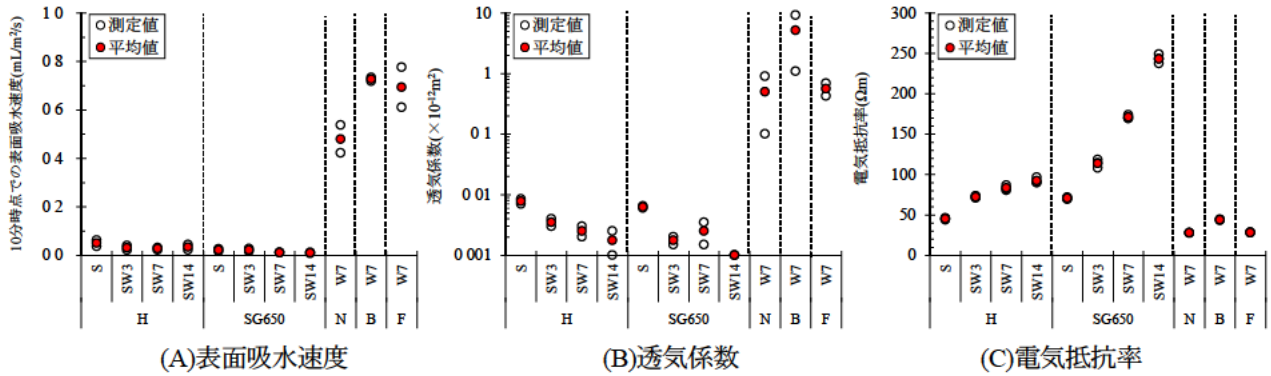
プレキャスト工場に併設されている屋外の養生水槽に試験体を静置し、気中養生は室内に試験体を静置した。また、電気抵抗率を測定するため、同様の方法で養生した円柱(φ100×200 mm)を製作した。電気抵抗率試験は、気中養生を行う直前で円柱が飽水状態の時にやり、既報¹⁾の方法と同様に電気抵抗率を測定した。

材齢38日にφ100 mmのコアを採取し、型枠面側を試験面として塩水浸せき試験と電気泳動試験(非定常法)を行った。塩水浸せき試験では、コアの両端を長さ75 mmに切断して試験面以外をシールし、濃度10%の塩化ナトリウム水溶液に6週間浸せきさせた後、硝酸銀溶液噴霧法によって塩化物イオン浸透深さを測定した。電気泳動試験では、既報¹⁾の方法と同様に行った。コア両端を長さ50 mmに切断して真空処理を行った後、電気泳動セルに供試体を設置し、通電(30Vで6, 24時間)を行って供試体に塩化物イオンを電気泳動させた。その後、供試体の割裂面に硝酸銀溶液を噴霧し塩化物イオン浸透深さを測定して、塩化物イオン拡散係数を算出した。

3. 実験結果

3.1 塩化物イオン浸透深さと塩化物イオン拡散係数

塩水浸せき試験の結果を図-2、電気泳動試験(非定常法)より得られた塩化物イオン拡散係数を図-3に示す。まず、蒸気養生後に気中養生を行った「S」に着目すると、高炉スラグ微粉末を用いたSG650では、Hと比較して、塩化物イオン浸透深さと塩化物イオン拡散係数が小さくなった。次に、蒸気養生後に追加的に水中養生を行った「SW3, SW7, SW14」に着目すると、HとSG650で塩化物イオン浸透深さと塩化物イオン拡散係数が蒸気養生後に気中養生を行った「S」よりも小さくなる傾向であった。ただし、SG650では水中養生の期間を3日間よりも長



※既報²⁾の水結合材比を50%に統一した配合(N,B,F)の非破壊試験の結果を併記
 ※N: 普通ポルトランドセメントのみを用いた配合, B: 高炉スラグ微粉未置換率50%の配合, F: フライアッシュ置換率20%の配合
 ※W7: 材齢7日まで養生マットで湿潤養生した後に空中養生

図-4 非破壊試験の結果 (SWAT 法, Torrent 法, 4 プローブ法)

くすることによって得られる塩化物イオン浸透抵抗性の向上効果は明確ではなかった。

3.2 非破壊試験の結果

非破壊試験(SWAT 法, Torrent 法, 4 プローブ法)の測定結果を図-4(A, B, C)に示す。同図には、既報²⁾で検討した、結合材の種類を変化させて水結合材比を50%に統一した3配合(N, B, F)の測定結果も併記した。

表面吸水速度と透気係数では、測定値が小さいほど緻密なコンクリートとして評価されるが、H と SG650 で既報の水結合材比が50%のコンクリートよりも小さくなった。プレキャストPC 部材用コンクリートは水結合材比が小さいためと考えられる。表面吸水速度では、測定値が極めて小さくなり、結合材の種類や養生方法の違いを検知することが困難であった。透気係数では、結合材の種類の違いを検知することが困難であり、養生方法の違いでは、追加的に水中養生を行い、水中養生の期間を長くしたもので測定値が小さくなる傾向であったが、測定値のばらつきが大きく、養生方法の違いによる差が不明確となることがあった。

電気抵抗率では、測定値が大きいほど緻密なコンクリートとして評価されるが、H と SG650 で既報のコンクリートよりも測定値が大きくなった。前述した通り、水結合材比が小さいためと考えられる。結合材の違いでの比較では、H よりも SG650 で大きくなり、養生方法の違いでの比較では、追加的に水中養生を行い、水中養生の期間を長くしたもので大きくなった。電気抵抗率では結合材の種類や養生条件の違いによる差を検知することができた。

3.3 塩化物イオン浸透抵抗性と非破壊試験の関係

塩化物イオン浸透深さと非破壊試験結果の関係を図-5(A, B, C)に示す。表面吸水速度では、プレキャストPC 部材コンクリートに限ると結合材の種類や養生方法の違いによらず表面吸水速度が極めて小さくなったため、塩化物イオン浸透深さとの相関は見られなかった。透気係数では、塩化物イオン浸透深さが小さくなると透気係数が小さくなる傾向が見られたが、結合材の種類の違いによる塩化物イオン浸透抵抗性の向上効果を検知することが困難であった。電気抵抗率では、塩化物イオン浸透深さが小さくなると電気抵抗率が大きくなる傾向が見られ、結合材の種類の違いによる塩化物イオン浸透抵抗性の向上効果を検知することができたため、プレキャストPC 部材の塩化物イオン浸透抵抗性の評価に有効であった。

電気抵抗率と電気泳動法(非定常法)より得られたコアの塩化物イオン拡散係数の関係を図-6に示す。既報¹⁾では、電気抵抗率は電気泳動試験(非定常法)から得られる塩化物イオン拡散係数と概ね反比例の関係になることが示されている。H では既報データベースによく合致していたが、SG650 では既報データベースの電気抵抗率に

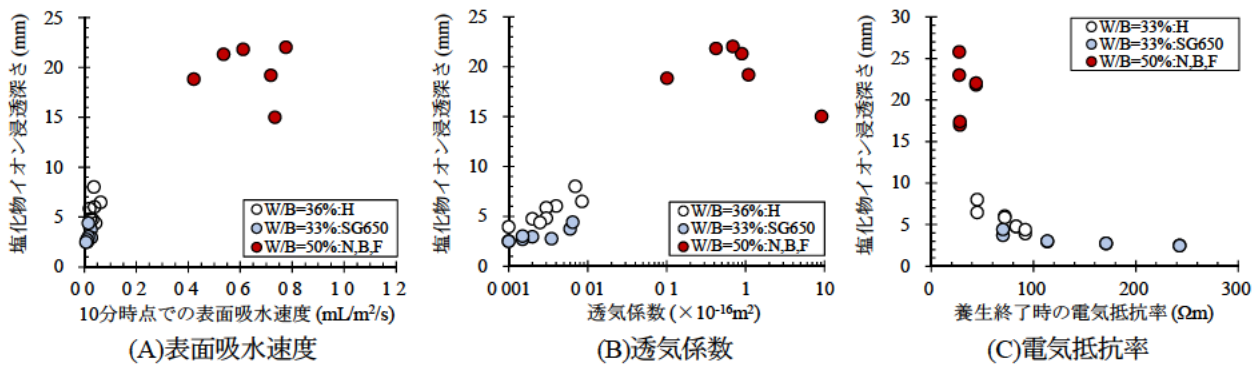


図-5 塩化物イオン浸透深さと非破壊試験の関係

対して塩化物イオン拡散係数が小さくなった。これは、電気抵抗率を測定した時期が材齢1~14日であり、電気泳動試験を行ったのがコアを採取した材齢38日以降と材齢に差があったため、塩化物イオンの拡散係数が、比較的弱材齢の電気抵抗率から予想されるよりも小さくなったものと考えられる。電気泳動法により得られた塩化物イオン拡散係数においても、4プローブ法より得られた電気抵抗率と相関が確認された。

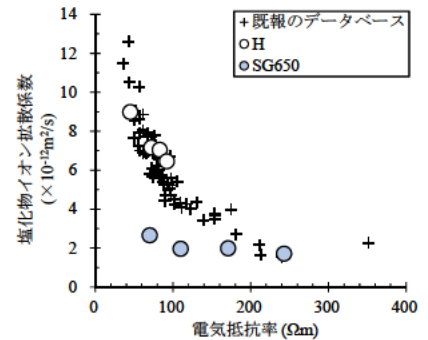


図-6 塩化物イオン拡散係数と電気抵抗率の関係

4. まとめ

本研究の範囲内で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) プレキャストPC部材用コンクリートを対象として非破壊試験を行った結果、SWAT法では、表面吸水速度が極めて小さくなったため、結合材の種類や養生方法の違いを明確に検知することが困難であった。Torrent法では、透気係数によって結合材の種類の違いを検知することが困難であり、養生方法の違いによる差が不明確となることがあった。4プローブ法では、電気抵抗率によって結合材の種類や養生条件の違いを検知することができた。
- (2) 4プローブ法で測定した電気抵抗率は、塩化物イオン浸透抵抗性と相関がみられ、プレキャストPC部材用コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性の評価に有効であった。

5. 謝辞

本研究を進めるに当たり、古賀上席研究員及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：川田建設株式会社

<参考文献>

- 1) 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.1, pp.219-224, 2018
- 2) 中村英佑, 水戸健介, 古賀裕久: 表面吸水試験と表面透気試験による混和材を用いたコンクリートの耐久性評価に関する検討, 土木学会第73回年次学術講演会, V-231, pp.461-462, 2018

繰り返し再生したアスファルトにおける再生用添加剤成分の影響

チーム名等 材料資源研究グループ
氏名 田湯 文将

1. まえがき

近年のアスファルト混合物の出荷量に占める再生アスファルト混合物（以下、再生混合物）の出荷割合は 75% 前後で推移しており、再生骨材配合率も全国平均で 50%となっている¹⁾。今後、繰り返し再生された骨材を含む混合物の利用が増えていくことが予想されるため、再生混合物の品質確保がアスファルト舗装の長期供用性能を維持するために重要となっている。一方で、再生混合物製造の際に使用される再生用添加剤は、その成分により再生混合物性状に影響を及ぼす可能性が示唆されている²⁾。混合物の再生利用を恒久的に続けていくには、再生用添加剤の成分差異が再生アスファルトおよび再生混合物性状におよぼす影響を把握する必要がある。

このため、昨年度までに室内試験によりアスファルトの劣化と再生用添加剤を用いたアスファルトの再生を繰り返し行うことで、繰り返し劣化・再生に伴うアスファルトおよび、その混合物の性状変化を分析した³⁾。また、成分組成の異なる 2 種類の再生用添加剤を用いて同試験を行うことで、再生用添加剤の違いが再生アスファルトとその混合物の性状に与える影響について検討を行った⁴⁾。これらの研究によりアスファルトの繰り返し再生による劣化の進行度合いや旧アスファルトに対する再生用添加剤の再生効果に差異があることを明らかにした。しかし、国内で使用されている再生用添加剤の種類は多く、再生効果の差異についてさらなる検討が必要と考えられる。

2. 研究目的

本研究では、昨年度までの研究をさらに進め、成分の異なった 5 種類の再生用添加剤を用いてアスファルトを繰り返し劣化・再生し、再生アスファルトおよび、それを使用した再生混合物における再生用添加剤の成分差異の影響について検討を行った。

3. 研究方法

(1) 再生用添加剤および新規アスファルトの性状

表-1 に再生用添加剤（以下、添加剤）の性状、表-2 に新規のストレートアスファルト 60/80（以下、ORG）の性状を示す。添加剤は、製造メーカーや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 4 成分組成において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（以下、芳香族系）となっている。添加剤 C および添加剤 D は四成分組成において飽和分と芳香族分の割合が約 50%を占

表-1 再生用添加剤の性状

	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 (%)	アスファルテン分	0.1	0.2	0.0	0.6	0.0
	レジン分	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⁾	準拠	準拠	準拠	準拠	—	

表-2 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
伸度 15°C(cm)	100+

めるものとなっている。添加剤 E は添加剤として使用されているものではないが、ほぼ飽和分のみで構成されたものであり、成分の異なるものとして今回使用した。なお、各添加剤は、多環芳香族 (PCA) 規制の基準⁹⁾に準拠するものとなっている。

(2) 試料作製方法

図-1 にアスファルトの劣化・再生試験手順を示す。本試験では、室内試験により ORG を繰り返し劣化・再生 (以下、n 回繰り返し劣化・再生したものを劣化 n、再生 n と示す) させた。なお、本試験では、添加剤の影響を強調するために、実際の再生混合物とは異なり再生時には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。アスファルトの劣化は、薄膜加熱試験 (以下、TFOT) および加圧劣化試験 (以下、PAV) によって劣化後に ORG の針入度が 20 となるように、各試験の条件を設定して実施した劣化アスファルトの再生は、舗装再生便覧⁹⁾に記載されている添加剤を用いた設計針入度の調整により、再生後のアスファルトの針入度が 70 となるように調整を行った。

混合物作製は、再生したアスファルトを用いて新規アスファルト混合物を作製するときと同じ要領で行った。混合物種類は密粒度アスファルト混合物 (13) とした。

(3) 各種性状試験方法

各種性状試験方法を表-3 に示す。針入度、軟化点、伸度および組成分析は標準的な方法で行った。

再生混合物は、繰り返し再生により再生アスファルトの接着力が低下することが予想されたため、混合物性状をカンタブロ試験により評価した。カンタブロ試験ではこれまでの研究⁹⁾により供試体温度を上げていくと特に新規混合物と再生混合物の差が大きくなる傾向が見られたので、今回の実験でも供試体温度を 60℃にして行うカンタブロ試験 (以下、高温カンタブロ試験と呼ぶ) を実施した。表-4 に高温カンタブロ試験条件を示す。

4. 研究結果

(1) 劣化・再生アスファルトの針入度

図-2 に劣化・再生アスファルトの針入度を示す。再生アスファルトの目標針入度は 70 としているので、再生後の針入度は添加剤 C の再生 5 を除き 70 となった。添加剤 C に関しては、劣化 5 の時点で針入度が 50 程度となり、促進劣化させても針入度が下がらなくなった。また、添加剤 C の再生 5 では、加熱しても流動性が得にくく、添加剤を加えても均一に混ぜることが困難であったため、針入度調整を正確に実施することができなかった。

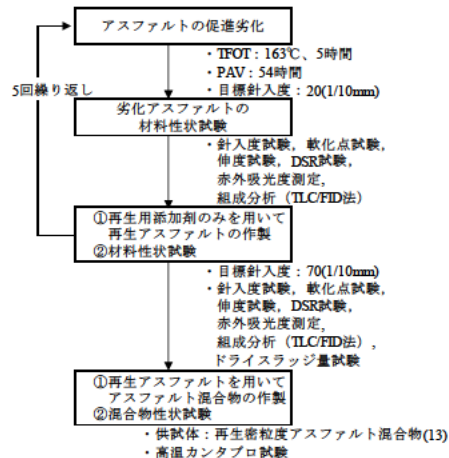


図-1 アスファルト劣化・再生試験手順

表-3 各種性状試験と方法

アスファルト 性状試験	針入度試験	舗装調査・試験法便覧 A041 ⁹⁾
	軟化点試験	舗装調査・試験法便覧 A042 ⁹⁾
	伸度試験	舗装調査・試験法便覧 A043 ⁹⁾
	組成分析試験	JPL-SS-70-10 ⁹⁾
混合物性状試験	高温カンタブロ試験	舗装調査・試験法便覧 B010 ⁹⁾

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

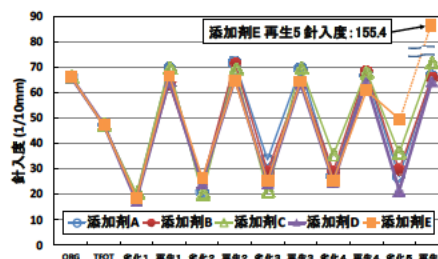


図-2 各アスファルトの針入度

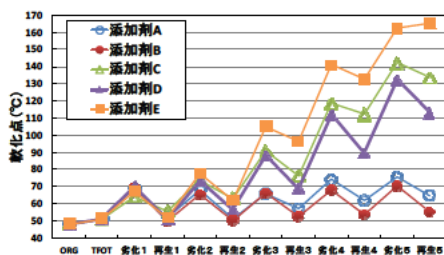


図-3 各アスファルトの軟化点

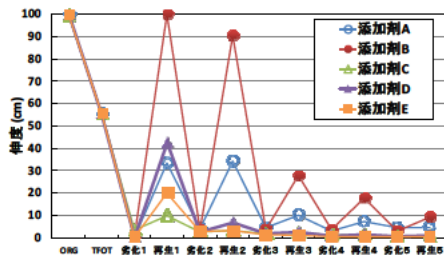


図-4 各アスファルトの伸度

(2) 劣化・再生アスファルトの軟化点

図-3 に劣化・再生アスファルトの軟化点を示す。各添加剤において、アスファルトの劣化・再生回数が増えると軟化点が増加する傾向が見られた。特に、飽和分が多い添加剤で再生したものは芳香族系のものと比較して、劣化3以降に顕著に軟化点が増大しており、飽和分が多い添加剤 C, D, E は、軟化点が増しやすかった。芳香族系の添加剤 A, B では再生5であっても、軟化点が55~65°C程度とORGに比較的近い値となっていることから、芳香族系はアスファルトの繰り返し再生利用に対して、軟化点の回復効果が高いことが示された。

(3) 劣化・再生アスファルトの伸度

図-4 に劣化・再生アスファルトの伸度を示す。添加剤毎の傾向を述べると、再生1では伸度に差はあるものの、全ての添加剤で伸度が回復する傾向が見られたが、飽和分の多い添加剤については、再生2以降はほぼ伸度の回復が見られなかった。一方で、芳香族系は最低でも再生2までは伸度が回復する傾向が見られ、特に添加剤Bは伸度の回復が顕著であった。本試験条件は、実際の再生時の状況と異なるものの、芳香族系は飽和分の多い添加剤と比較して伸度の回復効果が高いことが分かった。しかし、添加剤Bの再生1を除いて舗装再生便覧⁹⁾に示されている伸度100cmまでは回復していなかった。これは再生用添加剤の影響を最大限に示すために今回は再生時に新規アスファルトを添加しておらず、厳しい条件であったことによると考えられた。

(4) 再生アスファルトの4成分組成

図-5 に劣化・再生アスファルトの4成分組成を示す。芳香族系では、劣化により減少した芳香族分が添加剤により補われることで再生5でも40%以上の芳香族分が残存している状態にあり、ORGに近い組成であった。一方で飽和分の多い添加剤は、再生時に足される芳香族分量が少ないため、劣化・再生が繰り返されるうちに芳香族分が減少し、飽和分が増加した。特に添加剤Eは、再生時に飽和分しか足されることがないため、再生5では芳香族分がほとんどなくなり、飽和分が45%を占める組成となった。

以上より、芳香族系の再生用添加剤では、再生アスファルトの成分変化が比較的小さいのに対し、飽和分が多い再生用添加剤では再生の進行により飽和分の増加が著しく、新規アスファルトと成分組成は大きく異なっていくことが分かった。

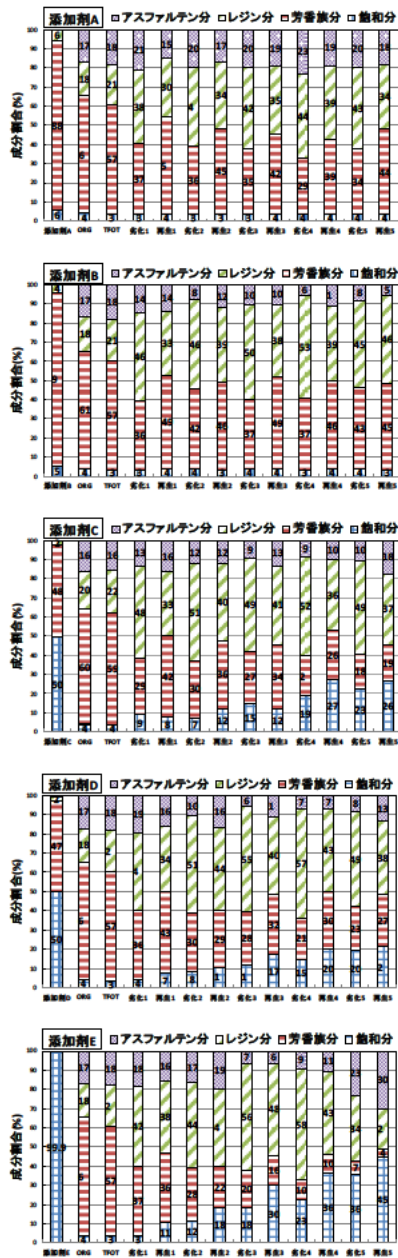


図-5 各アスファルトの4成分組成

(5) 高温カンタブロ試験結果

図-6 に各再生混合物における高温カンタブロ試験損失率（以下、損失率）を示す。試験は、基本的に新規、再生1、再生2、再生3、再生5について行ったが、添加剤 E だけは再生5の混合物が作製できなかったため、再生4の試験結果を示している。再生1では、いずれの添加剤においても損失率は、0%かほぼ0%で再生1回目では、添加剤の影響を把握できなかった。再生2以降で添加剤による差が見られるようになり、

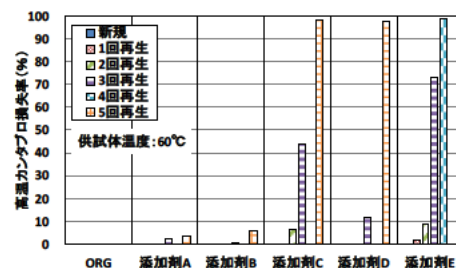


図-6 各再生混合物の高温カンタブロ損失率

飽和分の多い添加剤 C, D, E の損失量は非常に大きくなった。飽和分の多い添加剤 C, D は、再生3の段階で損失率が10%~40%程度となっており、再生5においては損失率が約99%とほぼ破壊した。ほとんどが飽和分である添加剤 E では、再生3で損失率70%、再生4で完全に破壊した。一方で芳香族系の添加剤 A, B の損失率は、再生とともに増加したものの再生5でも損失率は最大で約6%であった。これより、飽和分の多い添加剤を用いた場合、再生回数が進み過ぎると高温でのアスファルトの接着力が弱くなることが分かった。

5. 結論

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 芳香族分の多い再生用添加剤により繰り返し再生した場合、再生アスファルトの性状は、新規アスファルトに比較的近く、旧アスファルトの性状回復効果が高いことが分かった。
- (2) 飽和分の多い再生用添加剤により繰り返し再生した場合、再生アスファルトの軟化点の上昇が著しく、その他の性状も新規アスファルトと大きく異なった。したがって、再生用添加剤の添加により針入度は同程度であっても新規アスファルトとは異なる性状になることが分かった。
- (3) 高温カンタブロ試験により、再生したアスファルトを用いた混合物の性状を評価した結果、芳香族分の多い再生用添加剤では、接着力の低下はあまり見られないが、飽和分の多い再生用添加剤を用いると、繰り返し再生が進むにつれて接着力の著しい低下が見られた。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、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) 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，p.3, p.19, 2015
- 2) 加納孝志，秋葉正一，加納陽輔，湯川誠二郎，田湯文将：再生用添加剤の組成の違いが繰り返し再生された混合物とアスファルトの性状に与える影響，舗装工学論文集，第20巻，pp.I_73-I_78, 2015.
- 3) 川上篤史，川島陽子，新田弘之，寺田剛，藪雅行：繰り返し劣化・再生されたアスファルトおよびアスファルト混合物の性状変化に関する一検討，舗装工学論文集，第22巻，pp.I_155-I_161, 2017.
- 4) 田湯文将，新田弘之，川上篤史，川島陽子：再生用添加剤の成分差異が再生アスファルトおよびその再生混合物の性状に与える影響，土木学会 第73回年次学術講演会講演概要集，V-631, 2018.
- 5) イー・アール・エム日本株式会社：化学物質安全対策「諸外国における多環芳香族炭化水素規制に関する動向調査」報告書，2015.
- 6) 社団法人 日本道路協会：舗装再生便覧（平成22年度版），2010.
- 7) 社団法人 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧，2007.
- 8) 石油学会：TLC/FID法によるアスファルト組成分析試験方法，公益社団法人 石油学会，JPI-5S-70-10, 2010.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No. December 2019

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