

# 令和2年度交流研究員報告書概要版

国立研究開発法人土木研究所

## 要 旨

本報告書は、令和2年度に受け入れた交流研究員43名の研究成果を概要版としてとりまとめたものである。

キーワード：交流研究員、受入れ、令和2年度

## まえがき

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

令和2年度は、年間を通じて、公益法人及び民間企業から44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「全国を対象とした現場調査や、災害時の現地確認等の対応を間近で体験できた」「技術基準における規定の背景や考え方などについてご指導いただいた」「本務地では経験できない大規模な実験や解析業務などに取り組むことができ、貴重な経験になった」「土木研究所だけでなく、行政や他業者等の方々との社会的つながりを肌で感じることができ、人脈が形成された」等の感想が寄せられております。他機関の研究者を受け入れることは、土木研究所としても現場や民間のニーズを直接把握することができ、より現場と密接した研究開発が行えると考えております。

本報告書は、令和2年度に受け入れた交流研究員43名<sup>\*</sup>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。

<sup>\*</sup>44名のうち1名は、受入れ期間が短期間だったため、掲載していません。

国立研究開発法人土木研究所  
理事長 西川 和廣

## 目 次

1.	UAVとSfMを活用した橋梁3次元モデル作成に関する研究	1
	先端技術チーム 下川 光治	
2.	自治体橋梁点検におけるロボット導入の検討に関する研究	5
	先端技術チーム 榎本 真美	
3.	新技術等を活用した橋梁点検成果の一元管理を目的としたデータ出力方法に関する検討	11
	先端技術チーム 二宮 建	
4.	電気探査を用いた盛土内比抵抗構造把握および地下水分布の推定	17
	地質・地盤研究グループ（特命事項物理探査担当）小林 貴幸	
5.	道路斜面災害事例の教訓分析に関する研究 ー崩壊土砂の到達範囲と堆積土砂層厚の関係に関する研究ー	21
	地質チーム 泉水 友裕	
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.	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	31
	土質・振動チーム 杉山 詠一	
8.	地下水面より上の地盤を対象とした簡易透水試験法に関する研究	35
	土質・振動チーム 田川 央	
9.	地震履歴を与えた砂地盤に対する振動式コーン室内実験	39
	土質・振動チーム 大重 綱平	
10.	補強土壁の壁面材どうしの接合部における盛土材漏出抑制機能の評価手法について	43
	施工技術チーム 青木 信哉	
11.	締固め試験方法が盛土材料の最大乾燥密度及び締固め度管理時の乾燥密度に与える影響	49
	施工技術チーム 青山 翔吾	
12.	河川事業への環境DNAの応用技術に関する研究	53
	河川生態チーム 北川 哲郎	
13.	下水二次処理水に残存するアンモニア性窒素の担体を用いた低減方法の提案	57
	水質チーム 厚朴 大祐	
14.	流況トレーサーとUAVを用いたウロコタイプ全断面魚道の機能評価	63
	自然共生研究センター 阿部 謙三	
15.	高水敷掘削後の裸地における樹林繁茂に関する研究	67
	自然共生研究センター 川尻 啓太	
16.	洪水吐きゲートの機能確保のための堆砂・流木・沈木対策手法に関する研究	71
	水理チーム 熊本 紗也華	
17.	オーストリアの砂防施設設計基準等との比較による日本の砂防施設設計基準・指針における検討課題	77
	火山・土石流チーム 小林 拓也	
18.	1934～2018年度に発生した砂防堰堤の破損等事例調査	81
	火山・土石流チーム 三浦 光太郎	

19.	三宅島2000年噴火及び御嶽山2014年噴火を事例とした既往噴火直後の降下火砕物堆積厚の 推定手法の適用性	85
	火山・土石流チーム 山本 望	
20.	2015年～2016年の航空レーザ測量データを用いた桜島有村川上流域における土砂生産域の 地形種とその侵食過程の推定	89
	火山・土石流チーム 佐野 泰志	
21.	地すべり対策工施工後におけるグラウンドアンカー荷重の増加予測	93
	地すべりチーム 木村 太一	
22.	崩壊性地すべりの発生面積率とテフラ年代に関する研究	97
	地すべりチーム 藤原 一啓	
23.	シミュレーションによる地すべり土塊到達範囲の予測に関する研究	101
	地すべりチーム 斎藤 翼	
24.	地すべり緊急対策計画に関する研究－緊急時の計画策定に資するガイドラインの構成検討	105
	地すべりチーム 平井 雅俊	
25.	地すべり機構解析のBIM/CIMモデルの活用に関する研究	109
	地すべりチーム 和田 佳記	
26.	FWDのたわみ量測定における路面ひび割れの影響に関する実験および解析的検討	113
	舗装チーム 渡邊 真一	
27.	再生混合物の高温時のひび割れ抵抗性の評価方法について －各地域のアスファルト混合所で採取した再生骨材による検討－	117
	舗装チーム 掛札 さくら	
28.	コンクリート舗装における版の温度が荷重伝達率に与える影響	123
	舗装チーム 枝廣 直樹	
29.	低強度材料を用いたはく落防止対策工の耐力評価に関する研究	127
	トンネルチーム 前田 洸樹	
30.	はく落対策工の変状状況整理とシート工の変状要因分析	131
	トンネルチーム 松山 彰宏	
31.	中小河川の水位予測モデル構築に関する研究	135
	水災害研究グループ 沼田 慎吾	
32.	既設フーチングの耐荷性能評価手法に関する研究	139
	橋梁構造研究グループ 増田 隆宏	
33.	地震力に対応した緩衝ゴムの限界状態の検討	143
	橋梁構造研究グループ 菅原 達也	
34.	既設橋杭基礎の合理的な増し杭補強に関する実験的研究	147
	橋梁構造研究グループ 行藤 晋也	
35.	PC模型杭の載荷実験及びFEM解析によるせん断耐力評価法の検討	151
	橋梁構造研究グループ 有馬 俊	
36.	ゴム支承の変状から機能損失に至るプロセスと変状の段階ごとの診断方法に関する研究	155
	橋梁構造研究グループ 余野 智哉	
37.	損傷を考慮した破壊抵抗曲げモーメント算出方法に関する研究	159
	橋梁構造研究グループ 塚崎 翔太	



38.	接合部のせん断摩擦による耐荷機構に関する研究	163
	橋梁構造研究グループ 池田 唯順	
39.	新たな地盤反力係数推定式を用いた杭基礎の試設計	167
	橋梁構造研究グループ 中浦 慎之介	
40.	道路橋の耐震補修補強における性能評価手法に関する研究	171
	橋梁構造研究グループ 石崎 寛史	
41.	電磁波レーダによる床版上面の水分検知手法の検討	175
	橋梁構造研究グループ 夏堀 格	
42.	製造初期のコンクリートの電気抵抗率を用いた遮塩性能推定方法に関する研究	179
	材料資源研究グループ 小田部 貴憲	
43.	全国における季節・規模別の消化ガスの発生・利用・処分に関する研究	185
	材料資源研究グループ 大本 拓	

# UAV と SfM を活用した橋梁 3 次元モデル作成に関する研究

チーム名等 先端技術チーム  
氏 名 下川 光治

## 1. まえがき

日本国内には、72 万橋の道路橋があり、その半数は高度成長期に建設され 40 年以上にわたり供用されている。橋梁点検では、点検技術者の接近が困難な部位への対応として特殊車両の利用や点検作業および報告書作成作業など人・時間・費用を多く必要としている。さらに、少子高齢化等による土木分野の技術者不足もあり、老朽化した橋梁を効率的に維持管理するため、橋梁点検の生産性向上が求められている。国土交通省では、橋梁定期点検要領<sup>1)</sup>にて、適切な維持管理に必要な情報を得ることを目的として、5 年に 1 回の定期点検を定めている。橋梁定期点検要領では、「状態の把握は、全ての部材等について近接目視により行うことを基本とする。」、「近接目視によるときと同等の診断ができると判断した場合には、その他の方法についても近接目視を基本とする範囲と考えてよい。」、「近接目視によらないときの状態把握の方法や部位の選定の考え方の妥当性については、後日遡って第三者が検証できるように記録に残すことが必要である。」と記されている。「その他の方法」となる点検ロボットなどの点検支援技術について、「新技術利用のガイドライン(案)」「点検支援技術性能カタログ(案)」に示されている。点検実施者は、橋梁の特徴に応じて、機材 (UAV (Unmanned Aerial Vehicle) 懸架型、ポール型等)、記録方法 (画像、動画、点群データ)、確認方法 (オルソモザイク画像 (複数写真を結合した画像)、3 次元モデル) を選択できるようになっており、様々な活用が進められている。

## 2. 研究目的

大規模な橋梁の点検に UAV を活用し橋梁全体を網羅的に撮影する場合、撮影枚数が多くなり、写真上の損傷位置の把握に手間と時間を要する (図-1)。そこで、著者らは、UAV で撮影した写真から 3 次元モデルを作成可能な SfM (Structure from Motion) ソフトウェアで処理すること (以後「SfM 処理」) で、点検写真から撮影位置、撮影方向の自動推定を行い、3 次元モデルから点検写真を選択表示し損傷の確認・記録をする、「橋梁 3 次元データを活用する橋梁点検手法」(以降、「3D 点検手法」) を提案している (図-2)。<sup>2) 3) 4)</sup> 本稿では、3D 点検手法をハイピア PC 橋である江島大橋の PW2 橋脚付近 (鳥取県境港市：高さ 30m、幅 11.3m) で実証したので、橋梁の 3 次元モデル作成する方法、プロトタイプシステムやオルソモザイク画像を用いた損傷の確認方法を紹介する。



図-1：大規模橋梁の例：江島大橋

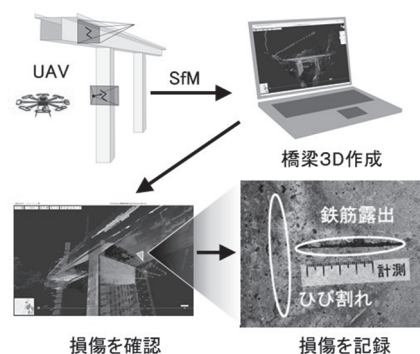


図-2：3D 点検手法

### 3. 橋梁 3 次元モデルの作成方法

#### (1) 作成手順の概要

本稿では、位置情報を有する橋梁全体 3 次元モデルを効率的に作成する方法として、「部材毎（橋脚や桁など）の 3 次元モデル」（以後「部材 3D」）を点検写真から作成し、遠方から撮影した写真及び標定点から位置情報を有する、「橋梁の骨格となる 3 次元モデル」（以後「骨格 3D」）を組み合わせる（図-3）。

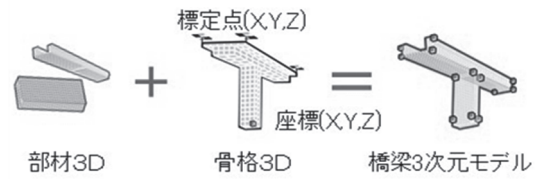


図-3：橋梁 3 次元モデルの作成方法

#### (2) 橋梁部材 3 次元モデル（部材 3D）の作成

著者らの提案する 3D 点検手法では、近接目視点検に相当する写真を得るための撮影を「近景撮影」とし、橋梁の側面・下面の各面に対して一定の距離から撮影する。

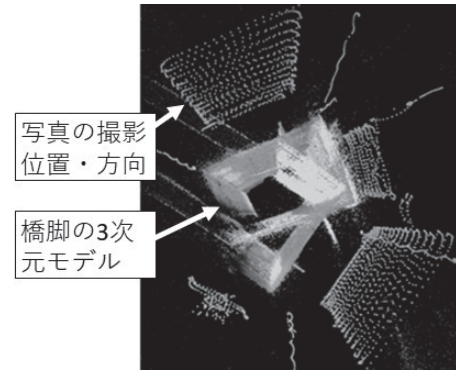


図-4：橋脚 SfM 処理の失敗例

この近景撮影の写真のみで、SfM 処理をした場合、写真間のラップ率の不足や露出変化及び類似部材の誤認識などの影響により、写真の撮影位置や撮影方向の推定等が行えず 3 次元モデルが正しい形状にならない不具合が発生する（図-4）。

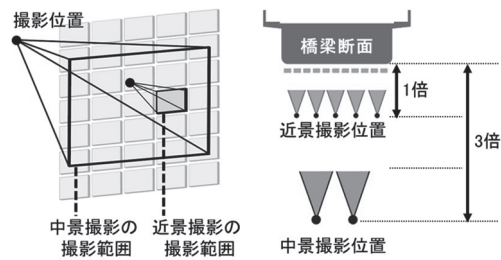


図-5：中景撮影のイメージ

そこで、SfM 処理の不具合解消を目的として、近景撮影よりも広範囲に撮影する「中景撮影」を導入し、撮影距離は、近景撮影の 3 倍とした（図-5）。これは、広い範囲の撮影した写真を加えることで位置推定を行いやすくするものであり、ジグソーパズルを行うときに、完成イラストを見ながらだと迷わなくなることに似ている。桁側面と桁下面のように撮影方向が異なる面を一度に SfM 処理するには、斜め方向から撮影した写真で補完する必要がある。そこで、桁側面中景撮影コースと、桁下面中景撮影コースの間に 2 コースを追加した。また、橋脚に対しても同様とした（図-6）。

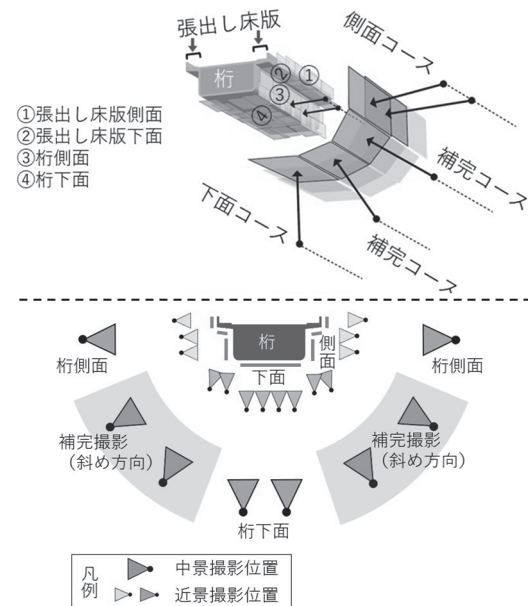


図-6：中景撮影の撮影方法

撮影では、中景撮影のパラメータ値を把握するため、撮影距離や撮影角度を複数パターン計画した。撮影機器は、非 GNSS 環境下において計

画通りのプログラム飛行が可能なデンソー製 UAV とした。検証した結果、中景撮影距離および補完コース角度のパラメータ値を得た (表-1)。

桁の部材 3D の SfM 処理は、「張出し床版側面」から「桁下面」「反対側の張出し床版側面」までの近景撮影の写真と中景撮影の写真を一度の処理で行った。本検証事例では、表-2 のハードウェアを用い、1,800 枚の写真の SfM 処理に 15 時間を要した。

### (3) 橋梁骨格 3次元モデル(骨格 3D)の作成

上記の部材 3D は、正しい座標値が設定されていないため、位置や大きさが未確定の状態である。しかし、部材 3D 毎に 4 点以上の標定点測量を現地で行う場合、人手がかかり効率的ではない。そこで、部材 3D へ効率的に座標値を付与するため、骨格 3D 作成方法を考案した。この方法では、少ない標定点から橋梁全体の座標値を算出することができる。

標定点設置場所は、アクセスしやすく GNSS 電波が入りやすい橋梁の路面上 (歩道側の手すり等) に設置し、今回の実証では 6 点設置した (図-7)。

標定点を設置後、橋梁全体を遠方から撮影する。この撮影を「遠景撮影」とする (図-8)。

撮影コースは、桁に沿って撮影する遠景桁コースと、橋脚を 1 脚ずつ撮影する遠景橋脚コースがある。遠景桁コースは、上段と下段の 2 側線の撮影を行い、上段側で撮影した写真には、全ての標定点が写るようにした。遠景撮影の撮影距離は、現地踏査により安全に飛行可能な 30m 程度 (5mm/pixel 程度) とした (図-9)。

表-1：使用機材と撮影諸元


UAV名称	デンソー社製 産業用可変ピッチUAV
外観	
寸法	幅:1,500mm 奥行:1,500mm 高さ:525mm
総重量	10.0kg
カメラ	SONY製 α 6400 6,000×4,000pixel
レンズ	単焦点レンズ 35mm (35mm換算 55mm)
近景撮影距離	4.5 m
近景撮影画像	撮影幅 3m × 高さ 2m ( 0.5mm/pixel )
中景撮影距離	13.5 m
中景撮影画像	撮影幅 9m × 高さ 6m ( 1.5mm/pixel )
補完コース角度	上向き30度程度、上向き60度程度

表-2：ハードウェアスペック

CPU: Intel(R) Core(TM) i7-8850H CPU @ 2.60GHz
RAM: 32GB
GPU: Intel(R) UHD Graphics 630, NVIDIA Quadro P4200

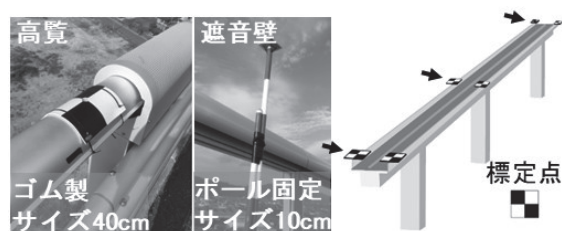


図-7：標定点の設置

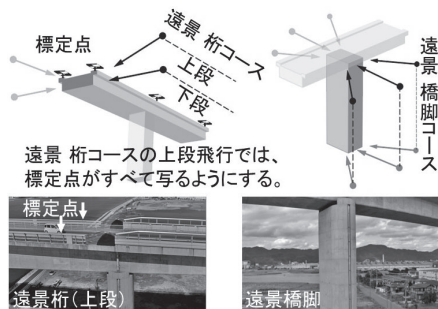


図-8：遠景撮影のコース図と撮影写真例

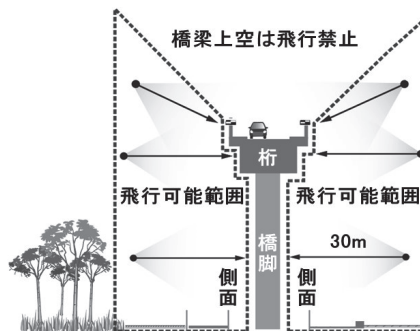


図-9：橋梁周辺の飛行可能範囲の例



SfM 処理は、上り線側と下り線側の写真の撮影方向が大きく異なるため分けて行った。それぞれの 3 次元モデルを標定点位置へ移動し統合することで、位置情報を有する骨格 3D が得られた (図-10)。

#### (4) 橋梁 3 次元モデルの作成

骨格 3D から部材 3D への座標値の付与は、骨格 3D と部材 3D を比較し、形状や色の特徴から同一であると判断できる箇所を部材 3D の二次標定点として選定した。二次標定点は 1 つの部材から 4 点以上を選定する必要がある。次に、骨格 3D から二次標定点の座標値を抽出し、部材 3D へ座標値を付与し、SfM ソフトウェアや 3 次元 CAD 等で正しい位置へ合わせることで、橋梁 3 次元モデルが完成した (図-11)。

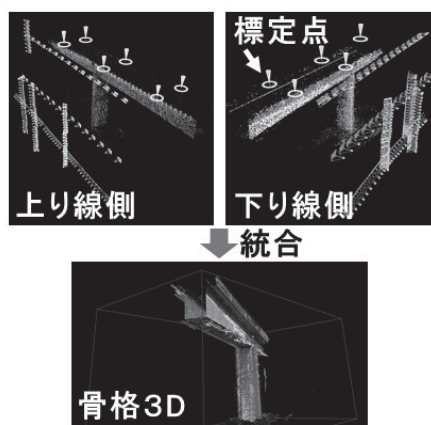


図-10 : 骨格 3D の作成

#### 4. 謝辞

橋梁 3 次元モデル作成や現場実証にあたっては、SIP インフラ地域実装支援鳥取大学チーム (2016 年 9 月～2019 年 3 月) 委員長の黒田保氏 (鳥取大学大学院工学研究科)、岡田順三氏 (境港管理組合)、若原敏裕氏 (株大崎総合研究所)、木本啓介氏 (株計測リサーチコンサルタント) および加藤直也氏 (株デンソー) の諸氏に多大なるご協力を頂いた。ここに深甚の謝意を表す。

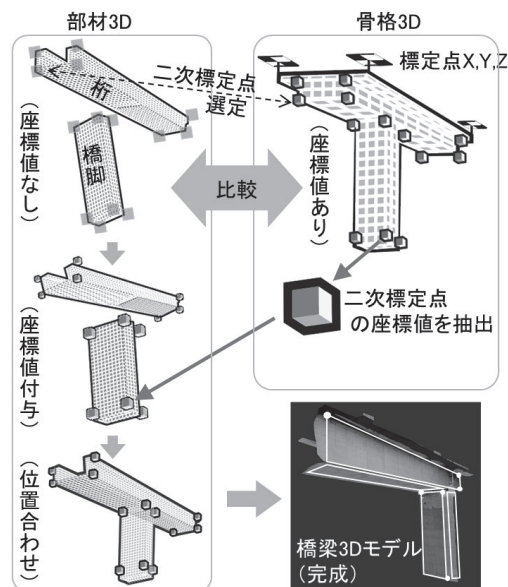


図-11 : 橋梁 3 次元モデルの作成

#### <参考文献>

- 1) 国土交通省、橋梁定期点検要領、2019. 3.
- 2) 下川光治、新田恭士、二宮建、田中洋一：橋梁点検画像の 3 次元管理に関する考察、令和元年建設施工と建設機械シンポジウム、pp. 177-180, 2019. 12.
- 3) 二宮建、榎本真美、下川光治、服部達也、新田恭士：橋梁 3 次元データを活用する橋梁点検手法の提案とプロトタイプを用いた効果検証の報告、第 38 回建設マネジメント問題に関する研究発表・討論会講演集、pp37-51, 2020. 12.
- 4) 下川光治、森川博邦、服部達也、榎本真美、二宮建：UAV を活用した橋梁点検の撮影方法に関する考察、令和 2 年建設施工と建設機械シンポジウム、pp. 161-166, 2019. 12.

# 自治体橋梁点検におけるロボット導入の検討に関する研究

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。

自治体が管理する橋梁に対しては「定期点検の技術的助言」（以降、技術的助言）として「道路橋定期点検要領」（以降、要領）がまとめられている。要領には、最小限の方法と記録項目が具体的に示されるとともに、道路管理者が遵守すべき事項や法令を運用するにあたり最低限配慮すべき事項が明記されている。また、付録と参考資料には、橋梁点検に関する技術的注意点や個別分野の資料がまとめられている。要領によって、法令を満足するために必要な部分と、各自治体の実情にあわせて自由度がある部分が明確化された。

自治体はそれぞれの実情にあわせてロボットを導入・活用し、メリハリを持った点検を行うことが可能である。しかしながら、その方法論は確立されておらず、導入のハードルとなっている。そこで、本稿では、国内の現状をふまえて、ロボット点検の計画策定に必要な検討項目や課題を整理する。

## 2. 自治体におけるロボット点検の現状

### (1) 定期点検要領改定とロボット活用推進

平成 26 年度に開始した 5 年に 1 回の定期点検が、平成 30 年度で一巡し、二巡目に向けて平成 31 年 2 月に定期点検要領が改訂された。見直しのポイントとして「①損傷や構造特性に応じた点検の着目箇所の絞り込み」「②新技術の活用による効率的な点検」がある<sup>1)</sup>。②については、近接目視点検を基本としつつ、点検技術者が近接目視と同等の健全性判断が行うことができると判断した場合に、新技術の活用が可能となった。また、新技術を利用する際の性能に関する根拠資料として、「新技術利用のガイドライン（案）」「点検支援技術性能カタログ（案）」（以降、性能カタログ）も公表された。このような要領改訂や関連資料の公開によって、自治体等は、個別の橋梁の特徴等を勘案して、状態把握方法を検討することができるが、個別橋梁の点検方法を検討するための方法論が確立していない。橋梁管理者や橋梁点検技術者が橋梁の点検手法としてロボット技術を容易に選択できない。

それに加えて、近接目視と同等の判断ができるか否かを客観的に評価することが難しい。その中で、「性能カタログ」は、ロボットの使い方や導入方法についても記載されており検討において有用である。ただし、示された性能は特定の環境下で確認された性能値であり、現場でその性能が必ずしも保障されるものではない。実際の運用は、「性能カタログ」は参考にしつつも、現場にあわせてロボットの選定や活用方法を検討する必要がある。ロボット

開発の過渡期である現在、ロボット点検にかかるコストが高く、点検業務全体としてコスト削減できる現場が少ないのが実状である。

また、汎用的なドローンやアクションカメラ、市販の一眼レフカメラを活用する場合、用途によっては比較的安価に活用できるが、一般的な技術やツールの組み合わせは、新技術カタログに掲載されないため受発注者間での合意形成が難しく、採用されにくいといった問題もある。

## (2) ロボット点検導入事例

実証実験や試行的な取り組みは、様々な自治体、企業、大学等が行っている。内閣府主導のSIP「戦略的イノベーション創造プログラム」では、2014年度よりインフラ維持管理に必要な新技術が研究開発され、地域の大学等を拠点とした12の地域実装支援チームが組織され、新技術の橋梁点検等への適用性の実証が行われた。例えば、岐阜大学を中心にしたチームでは、各務原大橋を用いた実証試験を行い、近接目視の範囲を絞り込むスクリーニングへの活用有効性や将来性を確認している<sup>2)</sup>。

実証実験や試行的な取り組みは全国で行われているものの、令和元年度にロボットを点検に活用した自治体は、3%未満とかなり限定的である<sup>3)</sup>。ほとんどの自治体はロボットの活用検討にすら至っていない。

点検にロボット活用を取り入れた自治体の例として、千葉県君津市のケースが挙げられる。君津市では、市が管理する227橋梁のうち、維持管理の観点で重要度の高い一部の橋梁について、君津市職員がUAVを活用した直営点検をしており、令和2年度から本格運用を行っている。君津市担当者は、導入効果として、①コスト縮減メリットの他、②損傷の見落としの回避と進行性の把握、③橋梁の特性や状態に合わせたメリハリのある点検、④点検・診断・評価・措置方針の一体的管理を挙げている。

## 3. ロボット点検導入時の検討要件

自治体において、ロボットを活用した点検を推進するために、点検業務フロー及びロボット導入時の検討要件を整理する。

### (1) ロボット点検業務フロー

ロボットを活用した点検を行うことで、管理橋梁のうち、従来の近接目視で点検を行った橋梁と、ロボット点検を行った橋梁が混在することになる。また、1つの橋梁でも、近接目視との併用、ロボットの単体利用あるいは組み合わせによるロボット点検が考えられる。橋梁点検を効率化・高度化するためには、橋梁の重要度や損傷状態に応じて、人とロボットのベストミックスで点検を行うことが重要である。

ロボットを活用した点検の業務フローを、図1に示す。まず、どの橋梁やどの部材・損傷に対し、どのようなロボットを導入することで、合理性を高めつつ、近接目視を行う技術者と同等の判断が

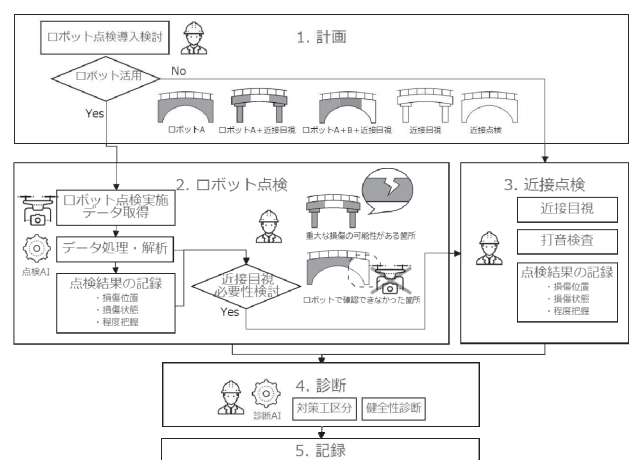


図-1 ロボットを活用した点検業務フロー



できるかを検討し、点検計画を策定する必要がある。点検計画を踏まえてロボット点検を実施し、データを取得、その後、取得したデータの処理・解析による状態把握を行う。その結果から、ロボット適用範囲における近接目視点検の必要性を検討する。重大な損傷の可能性がある箇所、ロボットで確認ができなかった箇所、打音検査が必要な箇所などは、必要に応じて追加で近接目視点検を行う。ロボット点検と近接目視点検の結果を合わせて、技術者が対策区分や健全性診断など総合的な判断を行う。

## (2) 検討項目

ロボット点検導入の主な検討項目として、a) 外部環境条件・制約条件、b) ロボット特性、c) 得られる情報と支援程度、d) 求める導入効果 の4点が挙げられる。それぞれの検討項目について以下に述べる。

### a) 外部環境条件・制約条件

点検を行う橋梁及びその周辺地形等の外部環境や制約条件をもとに、ロボット選定を行う必要がある。ロボットによって、対象橋梁の構造や部位・部材に対する適合性がある。支承部など重要な部位・部材については、人による近接目視や打音検査を実施するといった判断も必要である。

また、ロボットを用いる時期や時間、天候によっても、現場環境が大きく左右される。橋梁周辺に樹木が生い茂り、ロボットが近づけないこともあるので、事前の現地踏査を行い、周辺環境や制約を把握する必要がある。橋梁の下は、GNSS信号が遮断されることや、磁気の影響を受けやすいこと、突風が吹きやすいことにも注意すべきである。

その他、管理する橋梁の重要度や既往点検結果の損傷程度に応じて、ロボット導入方法を検討することも重要である。例えば、一部の橋梁についてはロボット点検を実施し、損傷の有無に関わらず状態をデータとして蓄積するなど、高度化した点検とモニタリングを実施することも考えられる。一方で、人がアクセスしやすい小規模橋梁であれば、往々にして人による近接目視が容易かつ低コストである。

### b) ロボット特性

ロボット特性としてロボット形状が挙げられる。現在性能カタログで代表されるロボット形状は、UAVと



図-2 ロボットの特性

それ以外（懸架型やポール型等）に大別できる。ロボット形状によって適用範囲は異なる。

UAVを例にすると、大型UAVは、大容量バッテリーや一眼レフカメラを搭載でき、風に対する抵抗力も大きい傾向がある。一方で、小型UAVは、小回りが効き桁内部に入り込んで細部を撮影することができるといったメリットがある。

部材状況の把握を行うセンサは、往々にして可視光カメラを搭載しており、一眼レフカメラ、ステレオカメラ、360度カメラなど様々なタイプがある。このカメラの種類や搭載するレンズの特性は、把握可能となる損傷種類や損傷内容に影響する。

#### c) 得られる情報と支援程度

現場にてデータ取得を行う外業と、オフィスでのデータ整理や解析を行う内業がある。外業のデータ取得時に、画像データの平均画素分解能やデータ形式が決定する。また、内業によって、3次元モデルやモザイク画像、オルソモザイク画像といったデータが生成される場合がある<sup>4)</sup>。これらは、橋梁管理者がより直観的に損傷位置や損傷内容の把握を行うための支援として有効である。また、損傷の自動検出や損傷図の作成支援など、診断技術者の支援を行う技術の開発も進んでいる。膨大な画像から損傷が撮影されている画像を選別する解析技術や、目視判断を支援する画像処理技術の開発、適用は効果的である。

一方で、これらの支援技術は使い方を間違えば誤った診断を導く要因になり得るため、技術を最大限活かす運用方法を理解する必要がある。ロボットを用いたデータ取得方法や解析方法に影響するため、ロボット導入検討時に予め最終成果物について協議しておく必要がある。点検技術者及び診断技術者が損傷の有無や程度を確認するタイミングやその判断材料となる情報の詳細度を予め確認し、技術者に必要な支援程度を決めておくことが必要である。

#### d) 求める導入効果

省力化・省人化では、外業だけでなく内業についても導入効果を評価する必要がある。ロボット点検で取得したデータは、その後の処理の自動化が見込め、大幅な効率化に寄与する。

特に橋梁点検の高度化を求める場合、取得データの質・量ともに向上するだけでなく、その後のデータ処理に計算コストや技術コストも増加する。その結果、1橋あたりの点検コストとしては、必ずしもコスト削減にならない場合がある。管理する橋梁全体の点検コストを下げる部分と高度化を求める部分を明確化する計画が必要である。また、維持管理は、定期点検だけでなく、日常点検から措置まで多くの業務があり、それらのデータ共有や活用の活性化による業務全体の見直しや維持管理コストの削減といった長期的観点も重要である。

### 4. 点検結果の利活用

ロボット点検の成果物は、ロボットで取得した画像や動画だけでなく、同時に計測したGNSSなどの位置情報や、データ解析で生成される点群モデルやCIMモデルといった3次元データなど、多種多様なデータが含まれる。データは、他のデータと組み合わせることにより更に価値を生み出すことができる。データ利活用できる環境を整備する事で、維持管理業務の全体の効率化や働き方改革にも寄与することが期待できる。

ロボット選定や点検計画後には、その点検結果をデータとしてどのように収集・管理するかを考慮する必

要がある。以下に、ロボット点検で取得したデータ管理と利活用の観点から、現状の課題を挙げ、対応策を提案する。

### (1) 現状と課題

現在、点検及び診断結果は、各自治体が定める様式に整理しExcelあるいはPDF形式の帳票を作成している。技術的助言の参考資料では「記録様式作成にあたっての参考資料（道路橋定期点検版）」が示され、記録様式の種類や構成が例示されている。自治体の橋梁管理者は、点検結果の利活用目的に応じて、必要な様式を取捨選択し組み合わせるなどしている。とりまとめたExcel帳票は、ファイルをサーバあるいは電子媒体に保管するか、紙に印刷して保管している。加えて、点検結果を国へ報告するため、別途定められた帳票様式を自治体の橋梁管理者はシステムに登録する。そのため、現在は、ロボット点検の結果も同様に、これらのExcel帳票に整理している。

点検事業者は、解析結果として、これらの膨大な情報を、その複雑な関連性や属性情報と共に持ち合わせて保存している。しかし、Excel帳票にて点検結果を整理するなかで、これらの情報は関連性を失い、データ処理や分析の観点から利活用が難しいデータ形式に変換されている。Excelに貼り付けられた画像は、データとして属性情報を持たず、損傷の要素番号や損傷図と紐付いていない。加えて、帳票に貼付された画像は、圧縮・低解像度化されている。橋梁管理者が、取得した情報を利活用できる方法で蓄積・管理ができないことが課題である。

### (2) 課題に対する対応策の提案

ロボット活用推進と同時に、そこで得られたデータの活用環境を整えることが急務と考える。まずは、橋梁点検で得られたデータを、橋梁管理者が安全かつ利用可能な状態で保管・管理することが必要である。発注者が、大容量かつ多様なデータを電子納品成果として、保管管理システムに登録できる環境や、時系列比較や管理橋梁全体を横断的に分析するなどの維持管理に情報を活用できる環境を構築することが求められる。

電子成果品の電子媒体による納品に替えて、受注者がブラウザを介してクラウド等に納品データを登録する「オンライン電子納品」を普及させるとともに、クラウドを利用した基盤整備や、データ標準化やAPI技術によるデータ流通を整備することが重要である。

## 5. おわりに

技術はさらに発展し、ロボットはより多くの人の作業の代替や意思決定支援を担うだろう。ただし、その技術の組み合わせや活用方法は、人が検討し意思決定をする部分である。今後ロボットを用いた点検の事例を積み重ねていくことが、ロボット点検の普及や効率的かつ合理的な点検に繋がる。

今後は、自治体がロボットを実業務に活用できるようにするため、ロボット活用を判断する考え方の整理を進めるとともに、橋梁管理者や点検事業者・その他関係機関が必要に応じてデータ流通ができるデータ基盤の整備を進めていく。

## 6. 謝辞

本研究は、官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM）を活用し、「AIを活用した道路橋メンテナンスの効率化

に関する共同研究：点検（画像診断）点検ワーキンググループ」の一環として実施されたものである。本研究にあたり、貴重なデータを提供頂いただいた共同研究関係者の皆様、ご指導ご鞭撻を頂いた関係者の皆様方に感謝申し上げます。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

#### <参考文献>

- 1) 国土交通省 道路局 国道・技術課：定期点検の技術的助言 道路橋定期点検要領，2019.
- 2) 公益社団法人土木学会 技術推進機構 SIP インフラ連携委員：SIP インフラ新技術地域実装活動報告書，2019.
- 3) 国土交通省 道路局：道路メンテナンス年報（令和元年度・二巡目），pp. 118，2020.
- 4) 横山 広，小林 大，福田 末廣，鈴木 裕一郎：近未来の橋梁の維持管理：3次元橋梁モデルの活用で技術者不足を解決，土木施工 61(1)，pp. 143-145，2020

# 新技術等を活用した橋梁点検成果の一元管理を目的としたデータ出力方法に関する検討

チーム名等 先端技術チーム  
氏 名 二宮 建

## 1. まえがき

高度経済成長期に建設された多くの橋梁は、老朽化が進行し、適切な維持管理が求められている。少子高齢化等による土木分野の技術者不足から、より効率的な橋梁点検の実現は、適切に橋梁を維持管理するための喫緊の課題である。

5年毎の橋梁定期点検は、現地での近接目視と、事務所での点検報告書の作成に多くの労力（人、時間、費用）を必要とする。国土交通省では、橋梁点検の効率化を目的として、「新技術利用のガイドライン（案）」を公開し、点検ロボットの活用を積極的に推進している。

以上のような背景から、橋梁点検の効率化を目的とした多種多様な新技術を活用する橋梁点検手法（以降、本報告書内では、ロボットAI点検手法という。）が開発・提案されている。しかし、ロボットAI点検手法にて取得した点検成果（膨大な画像、画像の撮影位置、AI等による損傷抽出等）は、手法毎に独自の形式にてデータ出力されている。そのため、異なるロボットAI点検手法の点検成果を一元管理するためには、現在では、点検事業者が橋梁定期点検要領に則した点検帳票様式（様式1～13）に整理したうえで、橋梁管理者が必要情報を抽出し再整理を行うことで対応している。

本報告書では、様々なロボットAI点検手法の点検成果を一元的に確認、管理可能なデータ出力方法に関して、現在までの検討状況を報告する。

## 2. 研究目的

本チームでは、様々なロボットAI点検手法の点検成果のデータ出力方法を検討するため、下記3つのプロセスに関して研究を行った。

- ① 橋梁点検成果のデータ出力方法の把握
- ② 橋梁点検成果のデータ出力方法に関する提案
- ③ 橋梁点検成果の一元管理プロトタイプシステム（HA4DB）の構築

## 3. 橋梁点検成果のデータ出力方法の把握

ロボットAI点検手法によらない一元的に管理可能な点検成果のデータ出力方法を提案するために、現状のロボットAI点検手法による点検成果のデータ出力方法について、実橋梁への点検対応を行い調査した。

### 3.1 対象橋梁

点検対象の橋梁として、土木研究所内の南ループ橋を対象とした。



### 3.2 ロボット AI 点検手法による橋梁点検の対応状況

土木研究所との共同研究「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」に参画している企業 21 社のうち 5 社に協力いただき、南ループ橋を対象に各社が開発しているロボット AI 点検手法による橋梁点検を実施した。表 1 に、各社のロボット AI 点検手法の特徴及び実施風景を整理した。

表 1 より、橋梁の全部材をロボット等の新技術にて点検を行うロボット AI 点検手法はなく、各社が想定する活用場面（高所部や桁内部の撮影、橋梁の外観把握等）での新技術の利用となっていた。

表 1 ロボット AI 点検手法の特徴及び実施風景

対応	ロボット AI 点検手法の特徴	実施風景	
A 社	<ul style="list-style-type: none"> <li>市販の小型 UAV の特性を活かしたメリハリのある損傷状況の把握と整理</li> </ul>		
B 社	<ul style="list-style-type: none"> <li>様々な点検方法で取得したデータの「加工・活用・保管」を支援する橋梁点検システムの開発</li> </ul>		
C 社	<ul style="list-style-type: none"> <li>懸架型ロボット及び LiDAR を用いた桁内部の 3 次元モデル化及び、損傷状況の把握</li> </ul>		
D 社	<ul style="list-style-type: none"> <li>大規模橋梁を対象として、正確な位置制御が可能な UAV による利用者ニーズに合わせた「データの品質確保」と「データの取得」の実現</li> </ul>		
E 社	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋梁点検技術者の検討・判断による、「UAV でのデータ取得」、「データ品質の確認」から「診断」までの一連の橋梁点検対応を実現</li> </ul>		

### 3.3 橋梁点検成果のデータ出力方法の現状

各社が行ったロボットAI点検手法より得られた点検成果について整理を行った。表2に、点検成果概要を整理した。表2より、使用するロボットAI点検手法が異なることで同一橋梁への点検対応の場合でも、橋梁点検成果のデータ出力方法（帳票形式、オルソモザイク画像、3次元モデル等）が異なっていた。

表2 ロボットAI点検手法の点検成果概要

対応	点検成果概要	点検成果（抜粋）
A社	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状通りのエクセル様式での整理を実施。点検成果のポイント（損傷箇所、損傷内容等）を押さえた一覧表を作成</li> <li>損傷状況を示す画像は、エクセルのハイパーリンク機能を活用することでオリジナル画像を確認</li> </ul>	
B社	<ul style="list-style-type: none"> <li>点検対象橋梁の3次元モデルに対して、損傷位置などを記録するとともに、損傷状況を示す画像を関連付けられ、オリジナル画像を確認</li> <li>損傷がない画像も3次元モデルに関連付けて管理</li> </ul>	
C社	<ul style="list-style-type: none"> <li>LiDARで取得した点検対象橋梁の3次元モデル（点群データ）に関連付けて、ロボットにて取得した画像を管理</li> <li>3次元モデルと画像を重ね合わせて表示</li> </ul>	
D社	<ul style="list-style-type: none"> <li>UAVで撮影した画像から点検対象部材のオルソモザイク画像を作成し、損傷状況を確認、記録</li> </ul>	
E社	<ul style="list-style-type: none"> <li>UAVで撮影した画像から点検対象部材のオルソモザイク画像を作成し、帳票形式に損傷状況を確認、記録</li> </ul>	



## 4. 橋梁点検成果のデータ出力方法に関する提案

### 4.1 橋梁点検成果のデータ出力方法の方向性

前節にて整理したように、ロボット AI 点検手法によって橋梁点検成果のデータ出力方法は異なるため、複数の橋梁を異なるロボット AI 点検手法にて対応した場合、橋梁点検成果の一元管理は困難となる。しかし、一元管理を目的とした橋梁点検成果のデータ出力方法の基準化は、各社が開発提案しているロボット AI 点検手法のサービス展開の妨げや対応コストなど様々な課題がある。

以上より、橋梁点検成果のデータ出力方法の方向性として、各社が開発したロボットやサービスにて出力されるデータを活かしつつ、異なるロボット AI 点検手法においても橋梁管理者が最低限の橋梁点検成果（対象橋梁、損傷内容、損傷位置、損傷状況）を一元的に管理・確認できることを目指し、橋梁点検成果のメタデータを提案する（図 1 参照）。

橋梁点検成果のメタデータを整備することで、対象橋梁、損傷内容（損傷の種類、メモ書き等）、損傷位置（径間番号、部材名など）をロボット AI 点検手法によらず一元的に表現できるとともに、損傷状況が確認できる画像ファイル名や動画ファイル名を記載することで、各社がロボット AI 点検にて取り扱う多種多様なデータも関連付けることが可能となる。

### 4.2 橋梁点検成果に関するメタデータの検討

本報告書では、橋梁点検成果に関するメタデータの検討において、現在の橋梁点検成果の内容を満たすことを目標に、橋梁定期点検要領に則した点検帳票様式（様式 1～13）の記載項目に関して整理した。3 章にて整理した各社のロボット AI 点検手法の出力データのうち、オルソ画像、3 次元モデル（点群データ）及び動画を橋梁点検成果として取り扱うことを想定した。

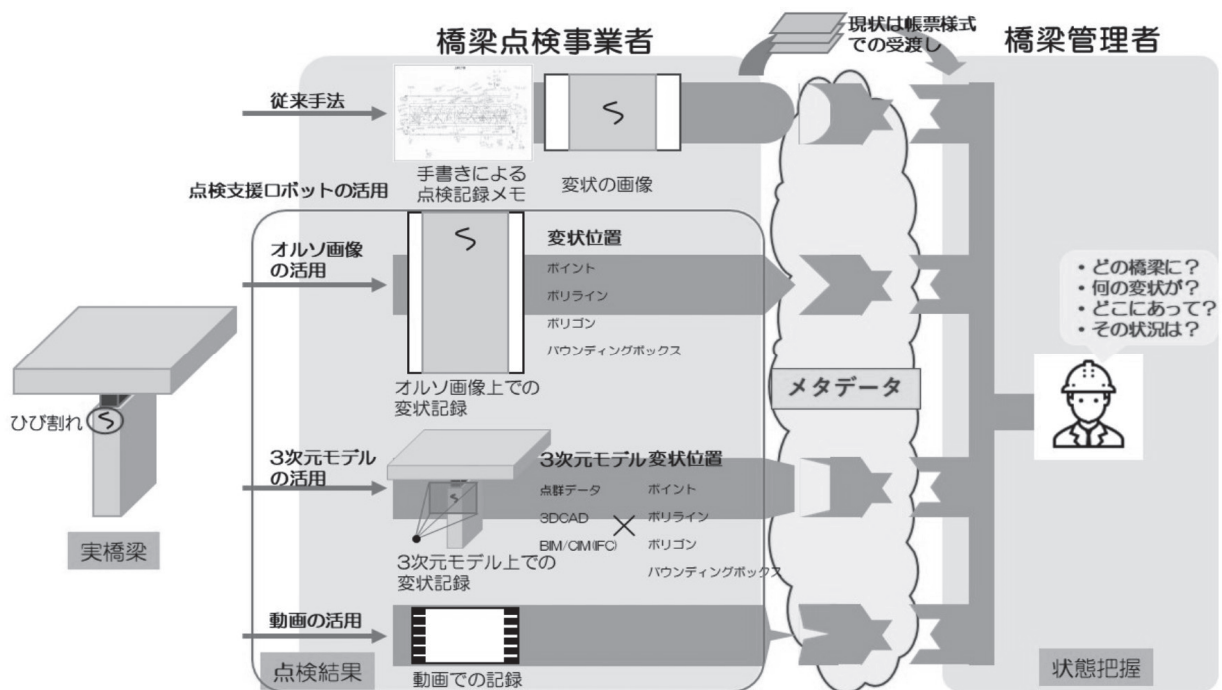


図 1 橋梁点検成果のメタデータの整備イメージ

表 3 点検帳票様式 (様式 1~13) の記載項目整理 (抜粋)

No	Data content	検査項目の整理												
		Form1	Form2	Form3	Form4	Form5	Form6	Form7	Form8	Form9	Form10	Form11	Form12	Form13
43	部材名													
44	部材番号													
45	位置													
46	部材形状													
47	損傷位置(部材番号)													
48	部材番号(記号)													
49	損傷の種類													
50	損傷の程度													
51	検査実施年度													
52	検査実施年度(備考)													
53	検査パターン													
54	検査内容: 定量的に取付した部													
55	検査内容: 単位													
56	部材番号の判定区分 (1~N)													
57	写真撮影													
58	損傷状況写真: メモ (必要に応じて)													
59	備考													
60	検査判定: 部材番号の判定区分													
61	検査判定: 検査判定: 部材番号の判定区分													
62	検査実施年度: 実施日													
63	検査実施年度: 備考													
64	検査判定: 部材番号の判定区分													
65	検査判定: 検査判定: 部材番号の判定区分													



図 2 損傷位置の旗揚げ線

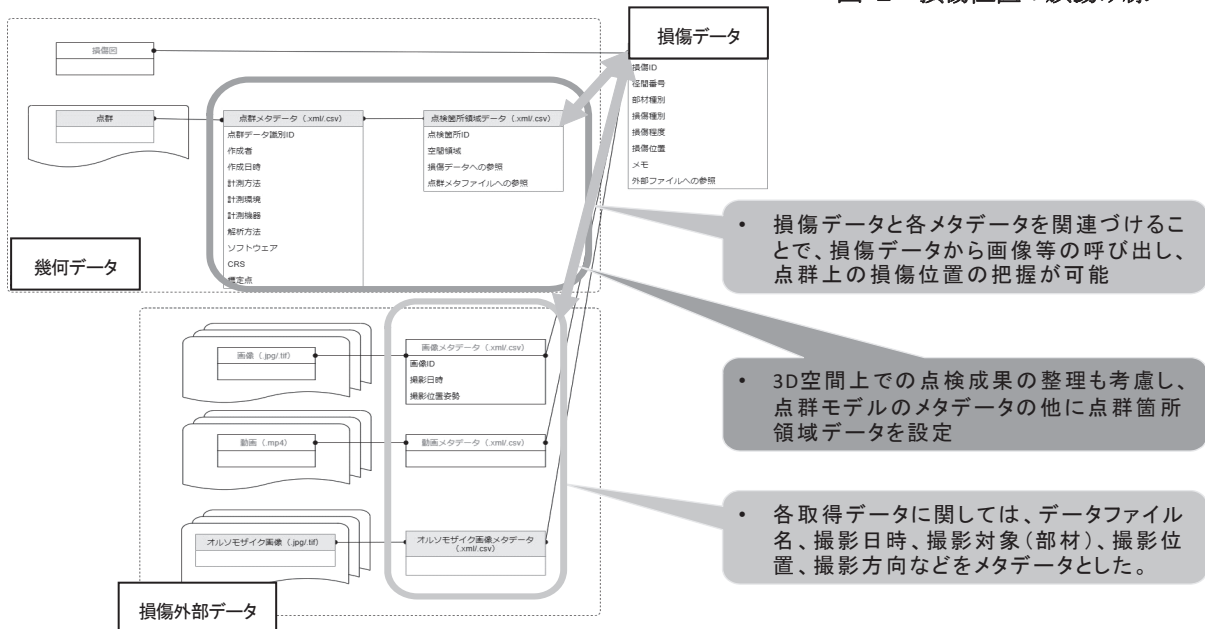


図 3 橋梁点検成果品のメタデータ構成

表 3 に点検帳票様式 (様式 1~13) の記載項目に関して整理結果 (抜粋) を示す。整理結果より、対象橋梁、損傷内容 (損傷の種類、メモ書き等)、損傷位置 (径間番号、部材名など) に関しては、テキスト化されているものの、損傷の詳細位置を示す部材に対する損傷位置の旗揚げ線については、データ化されておらず、「様式 9: 損傷図」の矢印のみの記載であった (図 2 参照)。この損傷の詳細位置の旗揚げ線に関しては、メタデータにて表現する必要がある。本研究では、損傷の詳細位置のデータ化として、画像に対しては、画像内の XY 座標、3次元モデルに対しては、XYZの空間座標、動画に関しては再生時間帯とした。

上記の整理結果より、図 3 のようなメタデータを検討した。メタデータは、大きく 3 種類に分類し、①損傷データ、②損傷外部データ、③幾何データとした。①損傷データは、損傷の把握を目的として、径間番号、部材種別、損傷内容、メモ、損傷状況を示す損傷外部データを記載する。②損傷外部データは、損傷状況のエビデンスのデータを管理する。③幾何データは、損傷の詳細位置を示す下図となるデータ (CAD、3次元モデル等) を管理する。

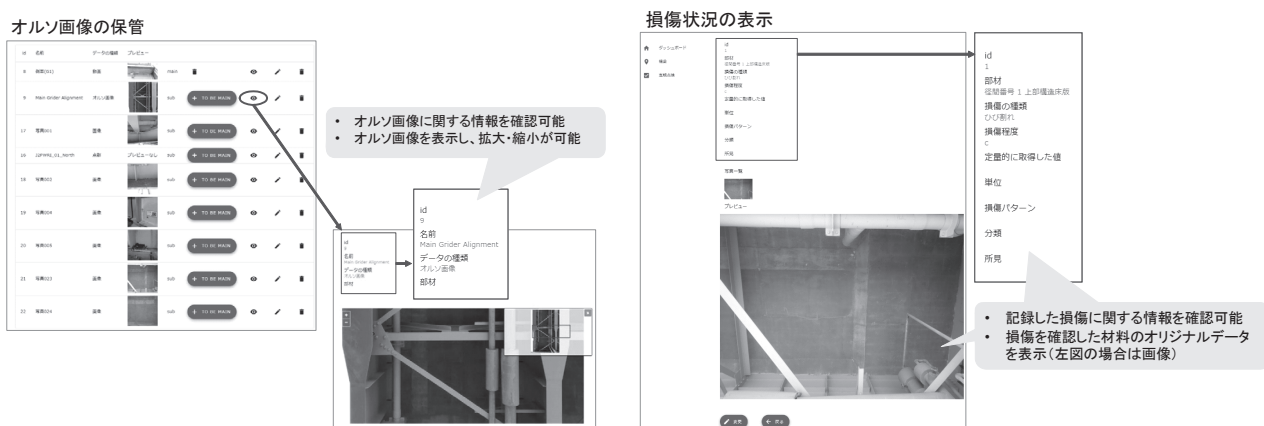


図 4 橋梁点検成果の一元管理プロトタイプシステム：HA4DB

## 5. 橋梁点検成果の一元管理プロトタイプシステム（HA4DB）の構築

4章にて検討した橋梁点検成果のメタデータを基に、橋梁管理者が使用することを想定した橋梁点検成果の一元管理プロトタイプシステム：HA4DB（以降、本報告書内では、HA4DB という。）を構築した。HA4DB は、様々なロボット AI 点検手法にて出力された橋梁点検成果のメタデータを読み込むことで、一元的なデータ管理を可能とする。

主な機能として、「画像の保管」、「オルソ画像の保管」、「動画の保管」、「点群モデルの保管」、「損傷状況の表示」を実装した。図 4 に HA4DB の機能及び表示例を示す。HA4DB がメタデータを読み込むことで、「オルソ画像の保管」では、どこの部材のオルソ画像なのか把握できる。「損傷状況の表示」では、損傷内容（損傷の種類、程度等）と損傷の画像が関連付けられている。このように橋梁点検成果のメタデータを読み込み、データ管理することで、「様式 9：損傷図」及び「様式 10：損傷写真」を用いる現在の損傷状況の把握方法と比較し効率化が期待できる。

## 6. まとめ

本報告書では、新技術等を活用した橋梁点検成果の一元管理を目的としたデータ出力方法に関する検討として、ロボット AI 点検における橋梁点検成果のデータ出力方法を整理したうえで、橋梁点検成果のデータ出力方法に関する提案としてメタデータによる橋梁点検成果のデータ管理を提案した。また、提案したメタデータを基に、橋梁点検成果のメタデータを読み込み、データ管理を行う一元管理プロトタイプシステム（HA4DB）の構築を行った。

今後の研究内容は、下記 2 項目を予定している。

- ① 橋梁定期点検要領に記載されている損傷毎の記録情報のメタデータ整理
- ② 共同研究「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」に参画している企業への意見照会及びメタデータ内容に関する合意形成

## 7. 謝辞

本研究では、ロボット AI 点検手法の対応に関して、土木研究所の共同研究「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」に参画している企業(21 社)に協力いただいた。ここに謝意と敬意を表する。

所属：日本工営株式会社

# 電気探査を用いた盛土内比抵抗構造把握および地下水分布の推定

チーム名等 地質・地盤研究グループ 物理探査担当  
氏名 小林 貴幸

## 1. まえがき

土木構造物において、地盤の構造や特性および地下水の情報をより詳細に把握することは、安全かつ効率的に新規施工や維持管理業務を実施する上で大変重要である。ボーリングは地下の情報を直接的に得ることができるが1地点の情報であり、2次元もしくは3次元的な物性分布を地表から非破壊で探知する物理探査手法は、ボーリングにより得られる地盤情報を補う手法として有効である。一方、現在広く適用されている地盤調査は、一般的に1~2次元の情報を得ることが多い。これに、空間分布や経時変化の情報を組み合わせた3~4次元の地盤や地下水の状態把握を行うことにより、安全性評価の信頼性を向上させることができる。物理探査は地盤調査情報の空間や時間方向への拡張に貢献できる有力な手法のひとつである。しかし、実際の建設・土木現場において、物理探査が3次元(空間分布、2次元+経時変化)もしくは4次元(空間分布+経時変化)情報の取得に適用されることは少ない。これは、探査の実施に要するコストや労力に見合う十分な有効性を認識できていないことが要因のひとつとなっている。このことから、調査対象地において地盤の3~4次元情報を簡便かつ迅速に測定できる物理探査技術の構築や活用対象に対する適用性評価が必要である。

電気探査は、浅部地盤の電気的特性を非破壊で簡便に推定する方法として、金属鉱床探査分野で発展し、土木分野などで広く利用されている。従来の電気探査(比抵抗法)は2次元が主で、3次元測定はコストと労力および時間がかかるため実現場への適用はほとんど行われていない。これは従来の探査機器は同時測定チャンネル数が少なく測定に時間がかかること、またコンピュータの性能不足により解析における逆解析計算に多大な時間を要するためであったが、近年の測定装置の進化やコンピュータの計算速度の大幅な向上によって解消されつつある。現在、従来に比べ3次元空間や繰り返しの測定が簡便に実施できるようになってきたが、そのような測定の実施例は少なく適用性を検証している例は多くない。

## 2. 研究目的

平成21年8月11日午前5時7分頃発生した地震により崩落した東名高速道路牧之原SA(サービスエリア)付近の盛土のり面では、集水地形と地下水が一因とされた。このように、盛土の耐震に対する安定性には地下水の分布が大きく関係しており、安全性評価のためには地下水位の把握および排水制御が重要となる。しかし、ボーリング調査で得られる情報は1地点の情報であり、3次元的に広がる高水位の範囲や地下水の経時的な分布変化の把握が適切に行えない場合がある。特に、土質分布が狭い範囲で変化している場合には見落としが生じる可能性が高く、効率よく広範囲を把握できる物理探査の適用が有効となる。

本研究では、電気探査による盛土内の水位状況把握における電気探査の適用性検証を目的として、試験盛土および実供用盛土斜面において、電気探査のデータ取得および解析を実施し、盛土内の比抵抗構造の推定



を行った。本稿では、盛土斜面において、2次元測線を複数回測定して取得した電気探査のデータを用いて、水分状態の時間変化の測定について検討した事例について報告する。

### 3. 調査方法

電気探査を用いた地盤の比抵抗構造および地下水分布の把握の検証には、土木研究所内に作製した試験盛土および実供用されている盛土斜面を利用して行った。

図1に土木研究所内に作製した試験盛土の構造および測線配置図を示す。試験盛土では、透水性のある砂で盛土全体を作製し、内部に石灰改良を施した透水性の低い層を板状に施工した。実験では、試験盛土表面に電気探査測線6測線を設置し、試験盛土上面から注水しながら繰り返し測定を行った。繰り返し測定は測線V2と測線V3のみで実施し、10日間で31回の測定を行った。測定サイクルを図2に示す。なお、その他の測線については、繰り返し測定開始時と終了時の2回において測定を実施した。

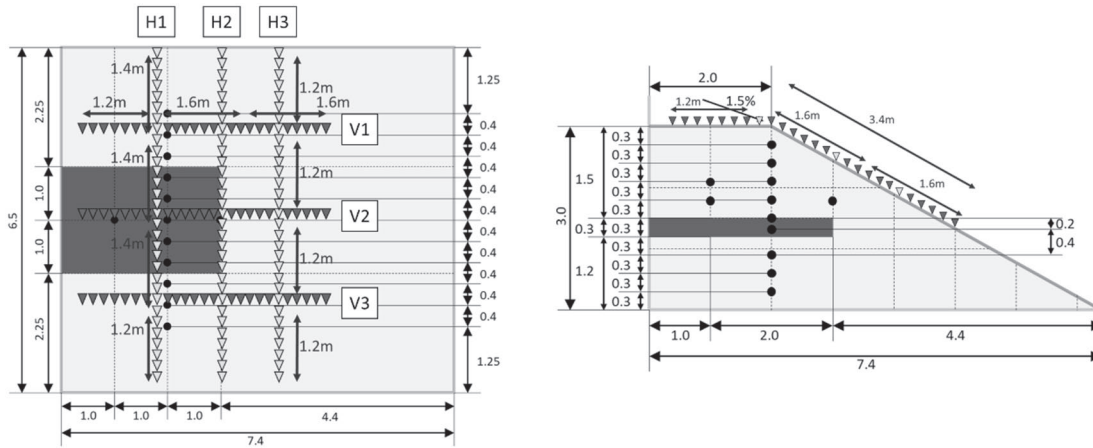


図1 試験盛土の構造および測線配置図

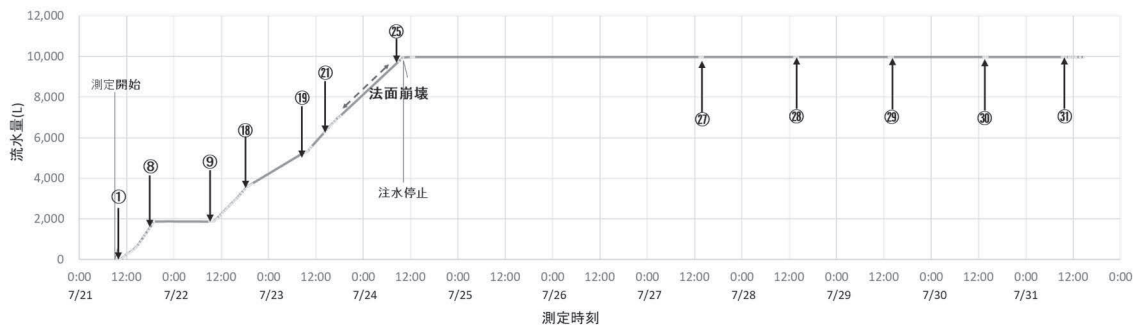


図2 試験盛土の給水量と繰り返し測定のサイクル図

実供用されている盛土斜面での測線配置図を図3に示す。この実供用盛土斜面は、谷地形であったところに盛土を行い道路敷設しており、東日本大震災により崩落したが、その後復旧作業を行い盛土斜面の一部をセメント改良土で処理している。試験では盛土斜面上に水平に電気探査測線を2本設置し、2020年12月および2021年3月の2回測定を実施した。2測線は平行で測線間は2mであり、両測線とも測線長は31m、電極間隔は1.0mである。測定は2極法（ポール・ポール法）で行った。また、実験箇所には常時水位観測を行

うための既存地下水位観測孔が5孔設置されている。表1に測定当日の観測水位を示す。この表から1回目の測定(2020年12月23日)に比べ2回目の測定(2021年3月23日)の方が全体的に水位が高いことがわかる。

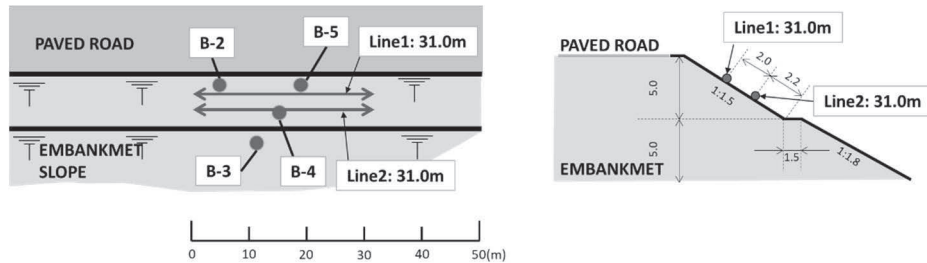


図3 実供用盛土斜面測線配置図

表1 測定時の観測水位(単位:m)

	観測井			
	B-2	B-3	B-4	B-5
2020/12/23	-5.1	-4.0	-1.2	-6.0
2021/3/23	-5.1	-2.2	-0.5	-4.3

#### 4. 調査結果

図4に試験盛土の解析結果図を示す。

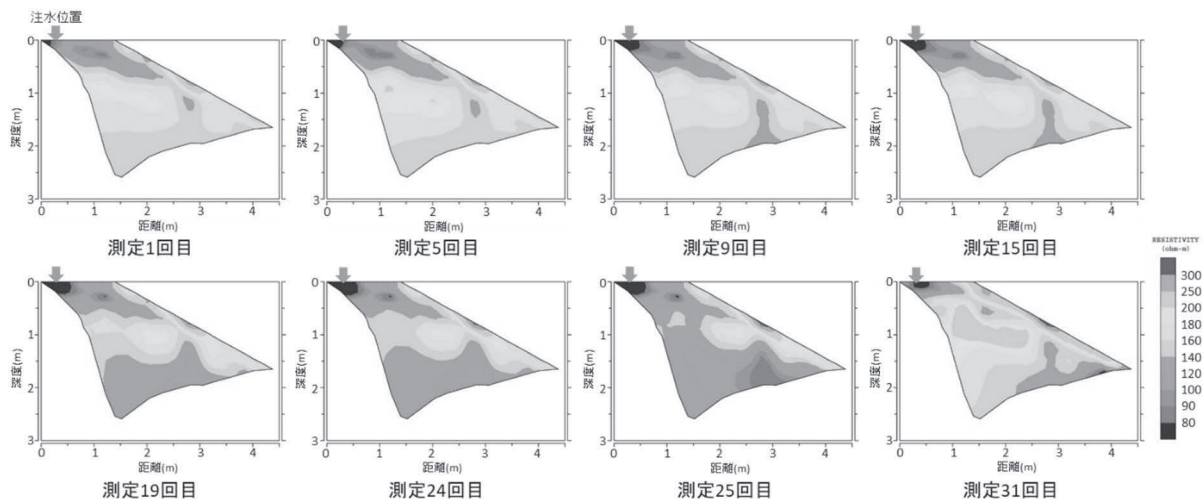


図4 試験盛土の測定回数ごとの比抵抗断面図

図4から測定回数ごとに盛土内の比抵抗が変化していることがわかる。測定15回目(上段)までは注水位置近辺の表面近くから斜め方向に低比抵抗エリアが拡大しており、盛土内に徐々に注入水が浸透している状態を捉えている。測定15回目以降では、測定25回目まで深度2m、距離2.5m~3.0m近辺で低比抵抗の広がりがみられる。これは盛土底面(下部)方向からの浸透と考えられ、盛土本体と背面コンクリートの間の隙間を流動した水が盛土底面に溜まり上方向に浸透したと推測される。なお、25回目以降は注水を停止してお

り、31 回目に向けて高比抵抗に変化しており盛土内から排水されていることがわかる。

また、盛土内に宙水の形成を目的として透水性の低い層を作製したが、宙水を明確に捉えることはできなかった。これは実験条件により測線長が短く解析範囲が狭かったことや、注入水がコンクリートと盛土の隙間を流れたことにより効率的に宙水を形成できなかったことが原因と推測される。

図 5 に実供用盛土における計測試験の解析結果を示す。

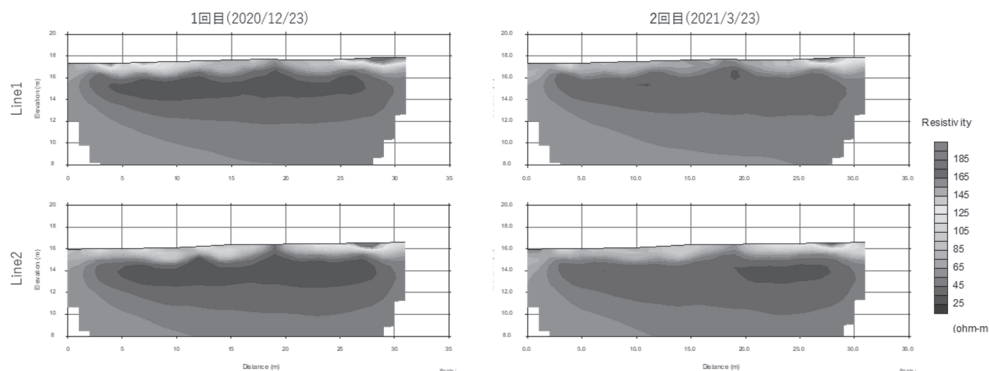


図 5 実供用盛土実験 比抵抗断面図

Line1、Line2 とも 1 回目に比べ 2 回目のほうが標高 14m から 16m の間で高比抵抗を示した。地下水位は 1 回目より 2 回目の方が上昇しているのに対し、低比抵抗は上昇傾向を示した。測定を繰り返し、追加の検証が必要である。

## 5. 結論

今回の実験により、電気探査（比抵抗法）を利用することで盛土斜面内の浅部地盤の地下水状況を推定できることが示された。また、測線を固定し繰り返し測定を実施することにより、地下構造に因らない地下水に起因する比抵抗の違いを抽出し、また地下水状態の経時変化を把握できる可能性が示された。今後の技術の発展により 4 次元測定が簡便に実施可能となり経時変化を 3 次元的なモデルで可視化することにより、斜面防災分野のリスクマネジメントに必要な地盤情報の精度と量の向上に貢献できると考えている。今後、非破壊で簡便に地下構造を推定できる物理探査の重要性は高まると考えられ、地盤構造の推定に広く適用されることが期待される。

所属：応用地質株式会社

### <参考文献>

中里 裕臣、竹内 睦雄、金 喜俊(1999)：電気探査法の技術動向とその適用性の評価、農業土木学会誌、67 巻 (1999) 11 号、1169-1176。

鈴木 浩一、田中 姿郎、窪田 健二、末永 弘、吉武 宏晃、三宮 明、東 健一(2016)：比抵抗法による地すべり斜面における集中豪雨時の浸透水のモニタリング、物理探査 69 巻 (2016) 2 号、103-116。

菅 浩一(2011)：東名高速道路牧之原地区地震災害の復旧とその後の対応、土木技術資料 第 53 巻 3 月号 (2011)、38-41。



# 道路斜面災害事例の教訓分析に関する研究 —崩壊土砂の到達範囲と堆積土砂層厚の関係に関する研究—

チーム名等 地質・地盤研究グループ  
氏 名 泉水 友裕

## 1. まえがき

近年、記録的豪雨が頻繁に発生し甚大な被害をもたらしている(たとえば平成30年7月豪雨、令和2年7月豪雨等)。これらの豪雨による災害傾向として、表層崩壊の発生が原因となる土砂災害事例が多いことが挙げられる。平成30年7月豪雨の際には、0次谷で発生した表層崩壊が土石流化を起こしたり、遷急線より下方の斜面で表層崩壊や落石が発生したりし、斜面下方の交通インフラが被災した事例が多くみられた<sup>1)</sup>。このような土砂災害を未然に防ぐために、崩壊した土砂の到達範囲予測に関する研究がこれまで様々な方法で行われてきた<sup>2) 3) 4)</sup>が、これらの研究は主に人的被害を抑えることに重点が置かれているため、崩壊土砂到達範囲内の土砂堆積層厚に着目した研究はあまり行われていない。一方道路災害という視点では、災害後早期の道路復旧が困難となるのは道路路上に土砂が厚く堆積した場合であり、道路路上に薄く土砂が堆積する程度であれば災害後に早期復旧できることが見込める。そこで、土砂到達範囲の中で「厚く土砂堆積する範囲」と「薄く堆積する範囲」を事前に区分して把握することができれば、今後の道路防災対策の一助になると考える。

本研究では、見通し仰角を用いて崩壊土砂の堆積層厚区分ごとに崩壊土砂移動範囲を整理する手法を検証した。見通し仰角とは、図-1に示すように崩壊点から崩壊土砂停止点までの比高(H)と水平移動距離(L)の関係から求められる角度のことである。また、H/Lで求められる値を等価摩擦係数と呼び、見通し仰角とともに崩壊土砂の到達範囲を定量的に示す指標として用いられている<sup>5)</sup>。

## 2. 研究目的

本研究の目的は、豪雨によって斜面崩壊が発生した時、早期復旧が困難となるような道路災害が発生する場所を事前に予測する手法を構築することである。本研究では、平成30年7月豪雨により土石流災害が多発した広島県呉市周辺地域を対象として、土砂移動末端部の堆積土砂層厚と土砂到達範囲の関係について見通し仰角を用いて整理した。

## 3. 研究方法

### 3.1 崩壊土砂到達範囲の判読と地形的特徴の整理

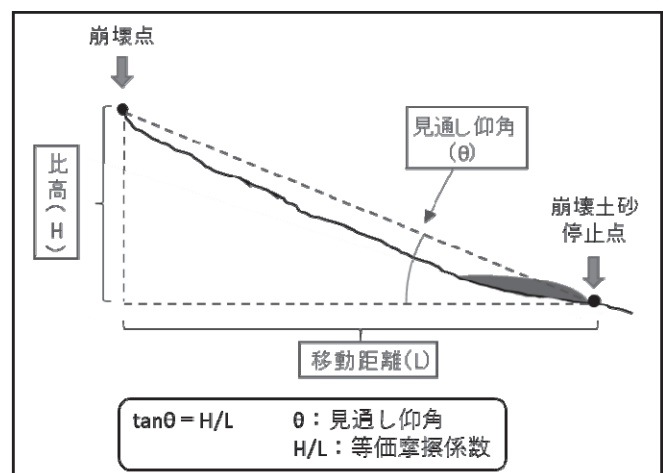


図-1 見通し仰角について

崩壊土砂到達範囲の特徴を整理するため、豪雨災害発生後の空中写真及びLPデータを用いて崩壊土砂到達範囲を抽出した。崩壊土砂到達範囲は図-2に示すように空中写真上で崩壊地から下流へと伸びる裸地が認識できる範囲の末端までを崩壊土砂到達範囲とし、以下の基準で分類した。

- ・複数地点で発生した崩壊土砂が合流して移動するものは、供給源が判別できないことから判読対象から除外する。
- ・空中写真上で溜池や海まで裸地が分布しているものは、裸地分布範囲まで土砂が到達したものとして整理する。

その上で、抽出した溪流について崩壊土砂到達範囲の傾向を見直し仰角を用いて整理した。

### 3.2 現地調査

崩壊土砂到達範囲の堆積状況を確認するため現地調査を実施した。現地調査は見直し仰角の値が低い溪流を中心として行い、現地の堆積状況から「厚く土砂が堆積している範囲」と「薄く土砂が堆積している範囲」を区分した。崩壊した土砂の堆積層厚の区分は、道路上に土砂が堆積した際に車が走行可能な厚さを目安とした。常田ほか(2007)では、車の段差走行実験の結果から、小型緊急車両(パトロール車、救急車等)の場合は走行速度が0~10km/h程度であれば、段差20cmまでは段差を乗り降りすることが可能であると評価している<sup>6)</sup>。よって層厚20cm以上土砂が堆積している範囲をA「厚く土砂が厚く堆積しているタイプ」とし、層厚20cm未満のものをB「薄く土砂が厚く堆積しているタイプ」として整理した。その上で、各タイプの末端と崩壊点との見直し仰角を整理した。

## 4. 研究結果

### 4.1 崩壊土砂到達範囲の判読と地形的特徴の整理

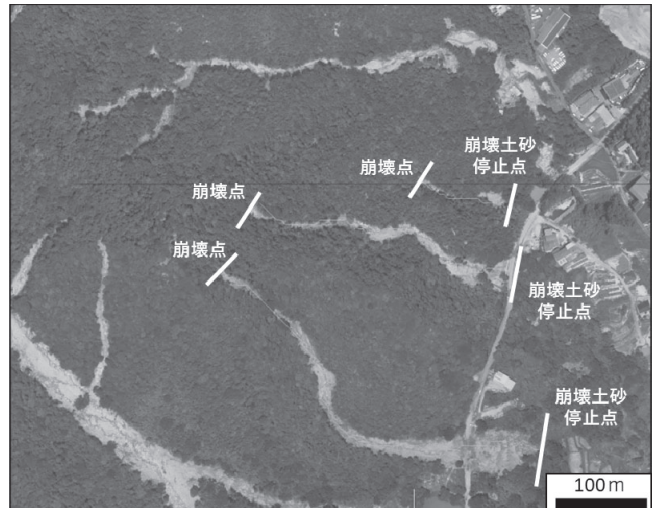


図-2 土砂到達範囲の抽出方法



図-3 堆積状況(上:Aタイプ, 下:Bタイプ)

災害発生後の空中写真及びLPデータをもとに土砂到達範囲の判読を行った。その結果、崩壊地を2,150箇所抽出し、その上で崩壊した土砂が単独で移動するものを439溪流抽出した。また、全溪流において見通し仰角を求めた結果、見通し仰角の平均値は24.3度、下限値は9.6度となることが分かった。

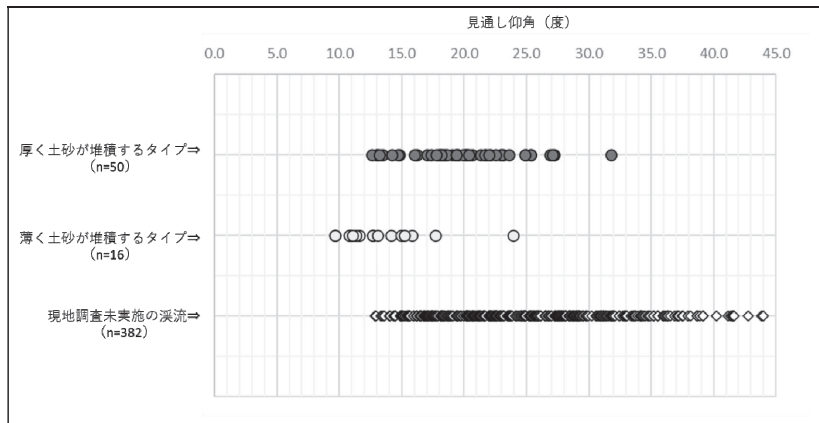


図 - 4 堆積層厚タイプごとに求めた見通し仰角の傾向

#### 4.2 現地調査

見通し仰角が小さいものを中心として53溪流について現地調査を行い、A「厚く土砂が堆積しているタイプ」の末端を50箇所、B「薄く土砂が堆積しているタイプ」の末端を16箇所抽出した。各タイプの堆積状況例を図-3に示す。また現地調査を行った結果、自然状態における堆積層厚が判断できないため以下の場合には検証対象から除外した。

- ・暗渠等によって流下幅が急激に狭まることで流れがせき止められ土砂が厚く堆積している場合。
- ・砂防堰堤等によって流れがせき止められ土砂が厚く堆積している場合。

#### 4.3 堆積層厚タイプごとに求めた見通し仰角の傾向

崩壊土砂の堆積層厚区分を実施した箇所について各堆積層厚タイプの末端と崩壊点の関係から見通し仰角を求めた結果を図-4に示す。Aタイプ (n=50) の見通し仰角の平均値は19.9度、下限値は12.6度、Bタイプ (n=16) の見通し仰角の平均値は13.4度、下限値は9.6度、現地調査未実施の溪流 (n=382) の見通し仰角の平均値は25.2度、下限値は12.9度となることが分かった。また図-5において各溪流の土砂到達範囲の水平移動距離と比高の関

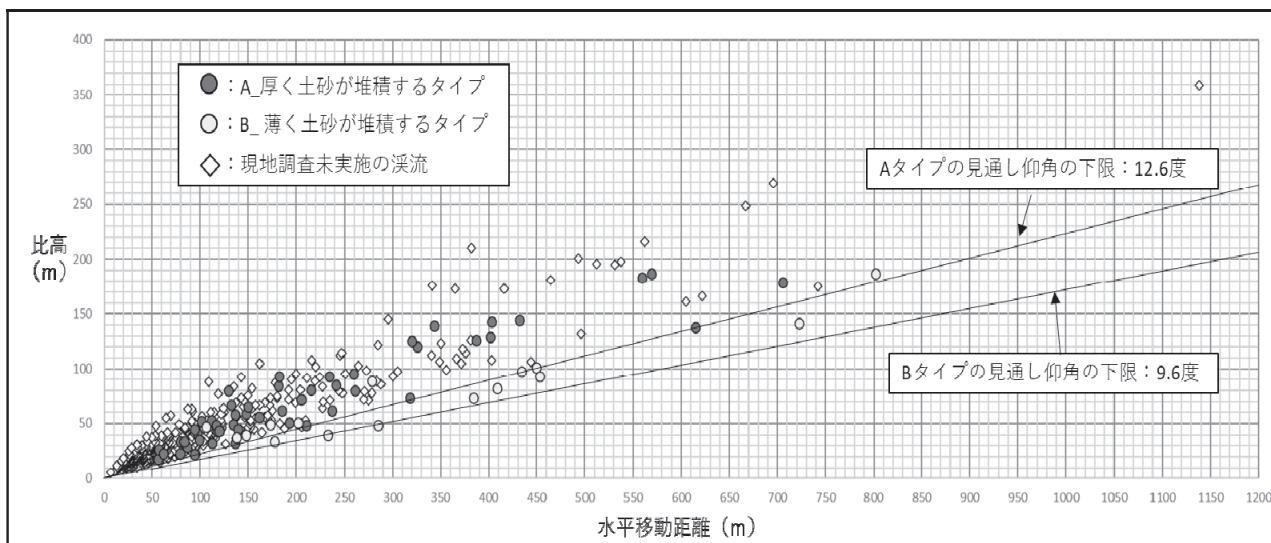


図 - 5 水平移動距離及び比高と見通し仰角の関係

係から、崩壊土砂の堆積層厚区分ごとに見通し仰角の分布傾向に差があることが分かった。

## 5. 結論

豪雨によって崩壊した土砂の土砂到達範囲内について、「厚く土砂が堆積する範囲」と「薄く土砂が堆積する範囲」を事前に把握するために、過去の豪雨災害事例をもとに現地において堆積層厚区分を行った。その上で土砂到達範囲の特徴を整理した。その結果、見通し仰角を用いることで「厚く土砂が堆積している範囲」と「薄く土砂が堆積している範囲」を区分できることが分かった。

今後は本調査対象地域で求められた堆積層厚ごとの見通し仰角の傾向が他地域に適応可能かどうかを、過去の豪雨による土砂災害事例をもとに検証していく。また今回検証対象外とした複数地点で発生した崩壊土砂が合流して移動するタイプについては供給源が判別出来ず見通し仰角を求めることが出来ないため、見通し仰角以外の指標を用いて堆積層厚区分ごとに土砂到達範囲を区分する方法を検証していく予定である。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、国土地理院及び林野庁から広島県呉市周辺地域の平成30年7月豪雨災害発生前後の空中写真及びLPデータを貸与して頂いた。ここに感謝申し上げます。また、多大なるご指導・ご協力を頂いた地質・地盤研究グループの浅井健一上席研究員、地質チームの梶山敦司主任研究員、植田律交流研究員ならびに地質チームの皆様には深く感謝の意を表します。

所属：株式会社ダイヤコンサルタント

## <参考文献>

- 1) 地盤工学会 平成30年度 会長特別委員会：平成30年7月豪雨を踏まえた豪雨地盤災害に対する地盤工学の課題 - 地盤工学からの提言 - , pp. 27-28, 地盤工学会, 2019
- 2) 森脇 寛：「崩土の到達距離予測」, 地すべり, Vol. 24, no. 2, pp. 10-16, 1987
- 3) 福田徹也・佐々木靖人・脇坂安彦：「表層崩壊による崩土到達範囲予測手法の確立」, 応用地質, Vol. 46, no. 5, pp. 265-279, 2005
- 4) 土田章仁・下條洋介・西村 強・河野勝宣：「斜面を流下する土砂の到達域に関する室内模型実験と質点モデルによる表現」, 地盤工学ジャーナル, Vol. 15, No. 1, pp. 159-169
- 5) 奥田節夫：「斜面崩壊にともなう物質の移動過程」, 地質学論集, No. 28, pp. 97-106
- 6) 常田賢一・小田和弘・中平明憲・林 健二・依藤光代：「段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用」, 土木学会地震工学論文集, Vol. 29, pp. 596-604, 2007



# 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

福岡市地下鉄七隈線延伸工事における道路陥没<sup>1)</sup>、横浜市マンションにおける基礎ぐい工事問題<sup>2)</sup>等、地質・地盤に関する事故やトラブルが、近年相次いで発生している。構造物やその基礎を地下に建設する上記のような事業では、直接地下の状況の全容を把握できない。そのため、事前に地質調査を実施している場合でも、地質・地盤の情報には少なからず不確実性を含んでいる。また、地質・地盤の情報を取扱う設計や施工の過程においても、様々な不確実性を伴う。「土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン」<sup>3)</sup>によると、「地質・地盤に関する不確実性」が事業に及ぼす影響は「地質・地盤リスク」と呼ばれている。

公共事業において地質・地盤リスクを適切に取扱い、対応するためには、地質・地盤の不確実性に起因するリスク要因にどのようなものがあり、どのリスク要因が最も顕著に影響を与えるかを把握しておく必要がある。本研究では、事業における地質・地盤リスクの要因と影響の分析を行った。

## 2. 研究目的

地質・地盤リスクに関する検討は、地質リスク学会が開催する事例研究発表会のような個別事例で行われることが多い<sup>例えは4)</sup>。しかし、地質・地盤リスクの要因を大局的に整理した例は、上記事例研究発表会の平成22年度から29年度までの個別事例を集計・分析した例<sup>5)</sup>に限られる。また、地質リスク学会の事例研究発表会の個別事例における分析の例では、分析に用いた事例が75件に限られるため、対象となる事業や構造物に偏りがあることが課題であった。そこで、より広範な視点から公共事業におけるリスクの要因及び影響の把握を行うことを目的として、「公共事業の再評価」の資料を収集し、リスク要因のうち地質・地盤に関する要因の種類と特徴を把握するために、要因の分類を行った。

## 3. 研究方法

整理には、公表資料として入手が容易であり、かつ資料数が多い「公共事業の再評価」の資料を利用した。これらの資料は、国土交通省の各地方整備局、北海道開発局及び内閣府沖縄総合事務局のホームページからダウンロードした。本研究では、平成26年度から令和元年度までの6年分の資料を収集した。

収集した資料から、事業種、影響（増額・期間延長）とその要因（地質・地盤に関するもの又はそれ以外のもの）等を整理した。なお、事業費の増額には、事業における様々な要因によるものが含まれていると推察できるが、あくまで資料から読み取れる要因のみを整理した。

事業費の増額は、要因を事前に想定していなかった、あるいは実際の地質・地盤の「分布」又は「性状」のいずれかが想定から乖離したことにより発生する。このことから、各要因を事前に「想定していなかった場合」、想定していたが地質・地盤の「分布が乖離した場合」又は「性状が乖離した場合」の3つに区分した。なお、「地質・地盤の分布」は支持地盤となる地層の深さや層厚等、「地質・地盤の性状」は強度や物性値等を示す。

#### 4. 研究結果

##### 4.1 事業への影響

##### 4.1.1 再評価が行われた事業種の比較

再評価の総数は1,585件であり、そのうち最も多い事業種は、表-1及び図-1(a)に示すように道路事業であり、半数近い735件(46.4%)に及ぶ。次いで、河川事業が410件(25.9%)、港湾整備事業が221件(13.9%)である。これら3事業種で全体の件数の85%以上を占める。これらの事業種は、公共事業全体の中で特に事業件数が多いものを示していると考えられる。

##### 4.1.2 事業種ごとの事業期間の延長

表-1に示すように、再評価が行われた1,585件のうち期間延長のあった事業は、全事業種合わせて286件である。このうち最も多い事業種は、図-1(b)に示すように港湾整備事業の124件であり、期間延長のあった事業件数の43.4%に及ぶ。その他の事業では、道路事業88件(30.8%)、河川事業46件(16.1%)と続く。再評価が行われた事業種の内訳(図-1(a))と比べると、港湾整備事業がかなり大きな割合を占めていることがわかる。

##### 4.1.3 事業種ごとの事業費の増額

###### (1) 事業種ごとの増額のあった件数の比較

表-1に示すように、再評価件数1,585件のうち増額のあった事業が全事業種で587件である。このうち、図-1(c)に示すように、道路事業が312件(53.2%)で最も多く、港湾整備事業が117件(19.9%)、河川事業が112件(19.1%)と続く。ただし、道路事業を個別に見ると再評価件数735件中312件と半数を割る。このことから、増額のあった事業全体の内訳のうち道路事業が約半数を占める理由は、事業件数自体が多いためであると考えられる。他の事業種では、港湾整備事業及び官庁営繕事業において、前者が221件中117件、後者が16件中9件と、増額を伴う事業件数が再評価の行われた件数の半数を超える(表-1参照)。

表-1 事業種ごとの再評価・期間延長・増額変更の件数、増額とその内訳

H26 ~R1	再評価の 行われた事業		期間延長あり		増額変更あり			
	件数	内訳(%)	件数	内訳(%)	件数とその内訳		増額とその内訳	
事業種別	件数	内訳(%)	件数	内訳(%)	件数	内訳(%)	増額(億円)	内訳(%)
道路	735	46.4	88	30.8	312	53.2	35028.6	69.9
河川	410	25.9	46	16.1	112	19.1	2062.9	4.1
ダム	61	3.8	11	3.8	13	2.2	2087.0	4.2
砂防	62	3.9	3	1.0	8	1.4	322.8	0.6
地すべり	19	1.2	3	1.0	4	0.7	248.0	0.5
海岸	37	2.3	6	2.1	6	1.0	190.0	0.4
港湾	221	13.9	124	43.4	117	19.9	9803.5	19.6
空港	2	0.1	0	0.0	0	0.0	0.0	0.0
公園	22	1.4	1	0.3	6	1.0	260.5	0.5
営繕	16	1.0	4	1.4	9	1.5	85.8	0.2
計	1585	100.0	286	100.0	587	100.0	50089.1	100.0

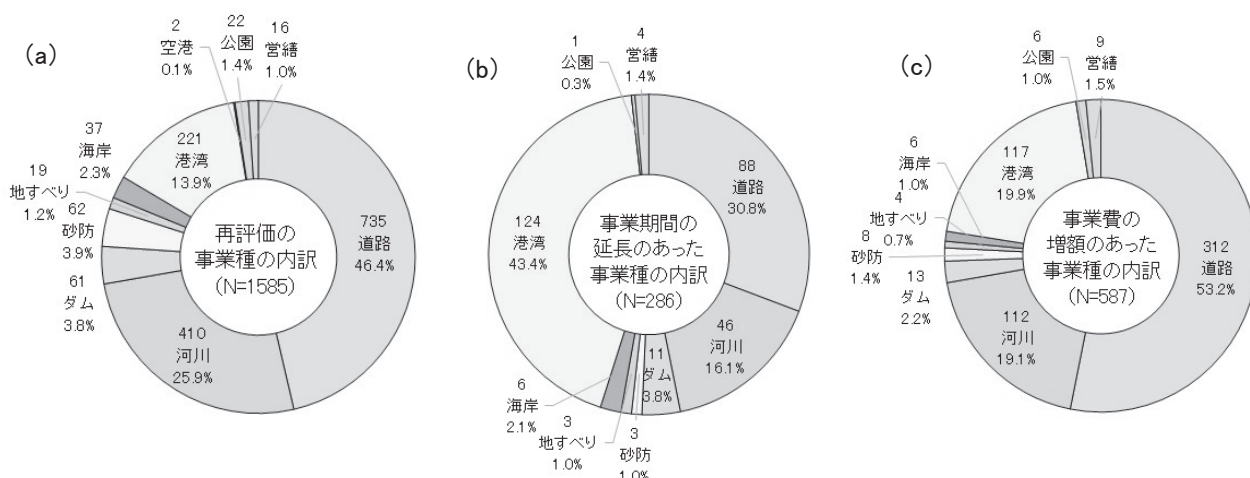


図-1 事業種ごとの件数の内訳

(a) 再評価の行われた事業, (b) 事業期間の延長のあった事業, (c) 事業費の増額のあった事業

## (2) 事業種ごとの増額の比較

表-1 に示すように、増額の6年間の合計は約5兆円であり、国土交通省の一般会計歳出における支出済歳出額<sup>6)</sup>(6年間の合計約40.5兆円)の約12%に相当する。図-2 に増額約5兆円の事業種ごとの内訳を示す。

図-2 に示すように、増額全体のうち、約7割の約3.5兆円が道路事業、2割近くの約9,800億円が港湾整備事業である。表-1 に示すように、河川事業は、件数としては港湾整備事業と同程度であるが、増額は約2,000億円と比較的少ない。一方、ダム事業では、件数としては13件と非常に少ないが、金額的には約2,000億円であり、河川事業にほぼ等しい。

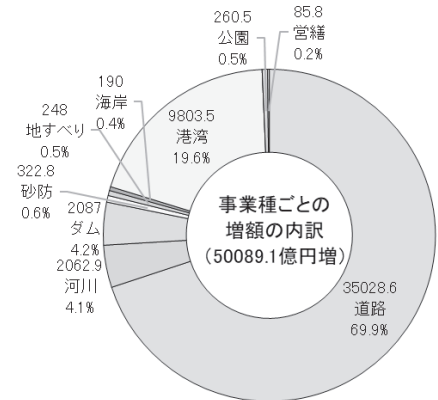


図-2 事業種ごとの増額の内訳

## (3) 事業種ごとの地質・地盤に関する要因による増額

事業費の増額のうち、地質・地盤に関する要因による金額を事業種ごとに集計し、全体に対する地質・地盤に関する増額の割合を算出した。事業種ごとの地質・地盤に関する要因による増額とその内訳を表-2 に示す。

表-2 に示すように、地質・地盤に関する要因による増額の6年間の合計は、約2兆円(全体の約4割)である。これは、国土交通省の一般会計歳出の支出済歳出額<sup>6)</sup>約40.5兆円に対して約5%を占める。この中で増額の大きい事業種は、道路、ダム、港湾整備、地すべり対策及び河川事業が挙げられるが、表-2 に示すように、金額的には道路事業が約9割(約1.8兆円)とその大半を占めている。

## 4.2 地質・地盤に関するリスク要因の種類

### 4.2.1 地質・地盤に関する要因の分類

事業費の増額を発生させた地質・地盤に関する要因の種類を詳細に分析するために、再評価資料から抽出された地質・地盤に関する要因を表-3 に示す9種(その他を含め10種)に分類した。表-3 の分類による各要因の増額の内訳を表-4 に、グラフを図-3 に示す。なお、同じ事業であっても、異なる要因による増額や、同じ要因による複数回の増額が発生する場合があるため、増額の発生合計数は事業件数とは異なる。この増額の合計数を「発生数」と呼び、事業件数と区別した。

図-3 に示すように、各要因の中では、トンネル掘削等に伴う「想定より悪い地質」による増額が最も大きく24.2%を占める。

表-2 事業種ごとの地質・地盤に関する要因による増額

H26 ~R1 事業種別	増額 億円	地質・地盤に関する要因		地質・地盤 以外の要因 増額(億円)	地質・地盤 要因の占める 割合(%)
		増額(億円)	内訳(%)		
道路	35028.6	17846.4	90.3	17182.2	50.9
河川	2062.9	180.0	0.9	1882.9	8.7
ダム	2087.0	777.0	3.9	1310.0	37.2
砂防	322.8	50.0	0.3	272.8	15.5
地すべり	248.0	219.0	1.1	29.0	88.3
海岸	190.0	26.0	0.1	164.0	13.7
港湾	9803.5	658.4	3.3	9145.1	6.7
空港	0.0	0.0	0.0	0.0	—
公園	260.5	8.2	0.0	252.3	3.1
営繕	85.8	0.0	0.0	85.8	0.0
計	50089.1	19765.0	100.0	30324.1	39.5

表-3 地質・地盤に関する要因の分類

要因	定義
想定より悪い地質	掘削した際に明らかになる想定よりも脆い又は軟質な地質状況。
盛土材の不良	盛土への流用のための条件(強度)を満たさない発生土。
軟弱地盤	沈下や液状化を引き起こした又は引き起こす可能性がある地盤。
斜面変動	斜面崩壊、地すべり、落石等の事象が発生した又は発生する可能性がある斜面・法面。
重金属	環境対策が必要となる自然由来重金属等。
想定より深い支持層	掘削した際に明らかになる想定よりも深くに分布する支持層。
想定より硬い地質	掘削した際に明らかになる想定よりも硬い地質状況。
地下水	湧水や盤ぶくれを引き起こした又は引き起こす可能性がある地下水。
玉石等の出現	地層中に含まれる巨大な玉石・転石・岩塊等。
その他	上記に含まれないもの。または地質・地盤に関する要因ではあるが、詳細が不明のものを含む。



表-4 地質・地盤に関する各要因の増額の内訳

H26 ～R1 事業種別	地質・地盤に関する要因の増額(億円)										
	想定より 悪い地質	盛土材 の不良	軟弱 地盤	斜面 変動	重金属	想定より 深い支持層	想定より 硬い地質	地下水	玉石等 の出現	その他	合計
道路	4379.5	3053.0	2648.2	2122.6	1720.5	1600.7	636.1	662.0	411.8	612.0	17846.4
河川	89.0	0.0	0.0	0.0	91.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	180.0
ダム	214.0	17.2	0.0	329.7	88.0	44.0	61.8	21.3	1.0	0.0	777.0
砂防	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.0	17.0	50.0
地すべり	95.0	0.0	0.0	124.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	219.0
海岸	0.0	0.0	26.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	26.0
港湾	2.0	4.0	155.8	22.6	215.0	103.6	54.0	0.0	35.0	66.4	658.4
空港	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
公園	0.0	0.0	8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.2
営繕	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
計	4779.5	3074.2	2853.2	2598.9	2114.5	1748.3	751.9	683.3	465.8	695.4	19765.0

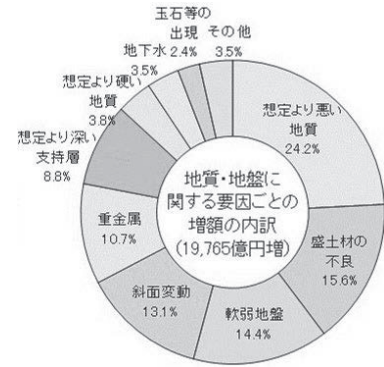


図-3 地質・地盤に関する各要因の増額の内訳

#### 4.2.2 地質・地盤に関する各要因と事業種の関係

表-3 の分類による各要因を事業種ごとに見ると、道路事業では、全国の高規格自動車国道や高規格道路事業のトンネル工事において、高い頻度で「想定より悪い地質」による増額が発生している。ただし、道路事業に限らず、ダム及び河川事業の放水路トンネル、地すべり対策事業の排水トンネル、港湾整備事業における臨港道路トンネル等、トンネル掘削を伴う事業種で増額が認められる。

「盛土材の不良」及び「重金属」は、増額の発生数に対して金額が大きくなっていった。これは、道路事業の大規模なシールドトンネル工事における発生土の対策において増額が大きくなったためである。このことから、シールドトンネルのような大規模な掘削を伴う事業では、発生土による増額に注意を要する。

「斜面変動」では、小規模な崩壊の発生が多く、増額は小さくなる傾向にあるものの、地すべりについては増額が大きい場合が多い。地すべりは、地すべり対策事業のほか、道路事業及びダム事業で認められ、これらの事業種における増額の要因となり得る。

「軟弱地盤」による増額は、港湾整備事業で大きな割合を占めるほか、管内に広大な平野部を持つ関東地方整備局及び近畿地方整備局の道路事業において多く発生している。よって、事業種だけでなく、平野部や海浜部等の事業箇所にも注意を要する。

以上より、発生しやすい事業、地域及び発生した場合の増額の大きさが各要因で異なっていることがわかった。

#### 4.3 地質・地盤に関するリスク要因の特徴

##### 4.3.1 各要因における発生段階と想定の有無・乖離の状況

表-3 の分類の各要因により増額が発生した事業段階と想定の有無を集計した。また、発生段階と想定の有無の組合せをグラフ化し、想定していなかった場合が多い要因、想定から地質・地盤の分布又は性状が乖離した場合が多い要因について、その発生段階との関係を分析した。グラフを図-4 に示す。

図-4 より、以下の4点が言える。

- ① 「重金属」、「地下水」、「斜面変動」及び「玉石等の出現」は事前に想定していなかった場合が多い。
- ② 「重金属」は設計段階での対応が多く、「斜面変動」及び「玉石等の出現」は施工段階での対応が多い。
- ③ 「軟弱地盤」及び「想定より深い支持層」は設計段階に地質・地盤の分布の乖離が発生する場合が多い。
- ④ 「想定より悪い地質」、「想定より硬い地質」及び「盛土材の不良」は施工段階に地質・地盤の性状の乖離が発生する場合が多い。

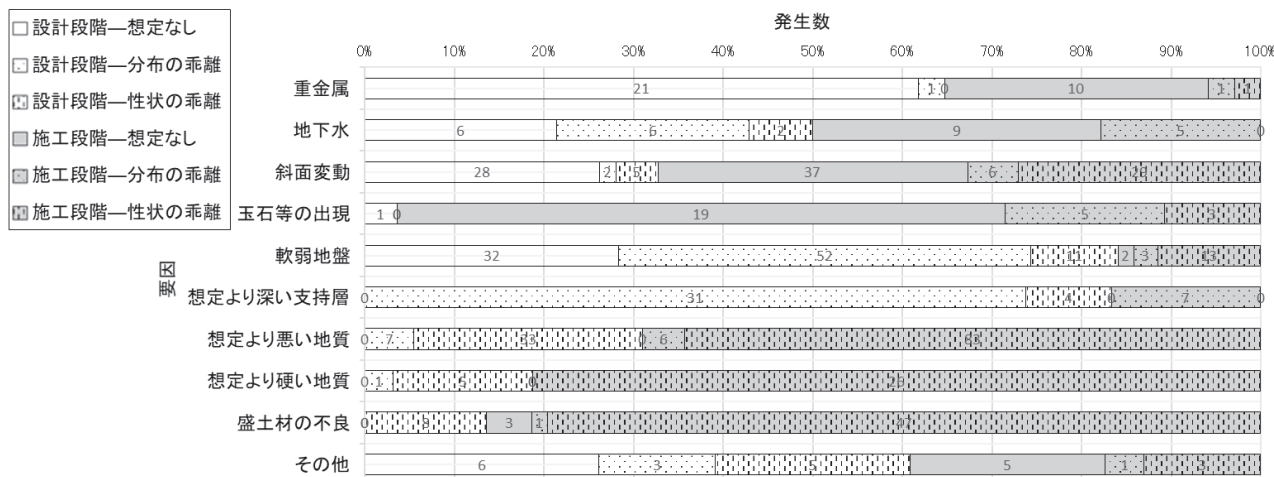


図-4 地質・地盤に関する要因における影響が現れる段階と想定の有無・乖離の関係

ただし、「軟弱地盤」では性状の乖離による想定より大きな沈下が施工時に発生した事例や、「想定より深い支持層」では強度不足により深い位置へ支持層を変更した事例も認められた。また、「想定より悪い地質」の一部には、蛇紋岩のようなある特定の「悪い地質」の分布が乖離した事例や、「斜面変動」では地すべり面の分布の乖離が判明した事例も認められた。

#### 4.3.2 地質・地盤に関するリスク要因の特徴

##### (1) 想定していなかった場合が多い各要因の特徴

上記①及び②について、「重金属」は、設計段階で調査・試験を実施することで明らかになる場合が多く、設計段階でもその存在が想定されず、試験等が行われないことがあるため、施工段階での影響の発生も確認されている。一方、「斜面変動」では掘削等の作業が引き金となること、また「玉石等の出現」はその存在を予測できないことから、施工段階での対応が多いと考えられる。「地下水」では詳細調査時に高い地下水位が判明する場合や、トンネルの突発湧水等が施工時に現れる場合があるため、設計・施工いずれの段階でも発生している。

上記の要因は、増額の発生数に対して金額の割合が大きくなる傾向がある。これは、事前に想定していない場合、要因が明らかになってから対策を新規工種として追加することになるためであると考えられる。なお、これらの要因の中には事前に想定のしようがなかったものも含まれるが、大半の場合が地形・地質条件から予測可能であるため、早期段階における資料調査等によって把握・対応しておくことが望ましい。

##### (2) 想定との乖離が発生する場合が多い各要因の特徴

上記③の理由は、設計時に盛土や橋梁等の計画地点においてボーリング等の地質調査を行うことにより、層厚や深さ等の支持地盤の分布が想定と異なることを把握できるためであると考えられる。ただし、地層境界の不陸や層厚の側方変化等、設計段階の調査では予測困難であり、施工段階に明らかになる場合もある。

「想定より悪い地質」及び「盛土材の不良」は地盤や材料の強度が想定より不足する場合であり、改良や補強等の対策が必要となる。「想定より硬い地質」は、想定より強度が大きいため掘削工法の変更等が必要となる場合である。これらの要因は、実際の強度等の値が箇所によってばらつき、設計段階の調査・試験で設定した値から乖離することで施工段階に影響が発生するため、上記④のような傾向が現れていると考えられる。

地質・地盤の分布は、設計段階の調査では予測困難なものも存在するが、これらは調査の密度や精度が増すこと

で地形学・地質学的な解釈が可能である。一方で、地質・地盤の性状は、調査や試験を密に実施していたとしても、個々の値がばらつくという特徴から、想定からの乖離は必ず発生する。以上より、地質・地盤の性状は、その分布よりも想定からの乖離の幅が大きくなりやすいと推察できる。すなわち、「性状の乖離」の発生が多い要因については、その特徴を認識し、乖離の幅を狭めるための調査の実施、又は乖離幅を考慮した対策の検討が必要である。

## 5. 結論

公共事業の地質・地盤リスクとその要因を検討するために、再評価資料の分析を行った。その結果、再評価資料からは以下のようなことが言える。

- ・再評価の対象となる事業種は、道路事業が最多であり、河川、港湾整備事業と続く。
- ・事業期間の延長は港湾整備事業が最も多い。
- ・事業費の増額が発生した事業種は、道路事業が最多であるが、多くの事業種で発生している。
- ・事業費の増額の約7割（地質・地盤に関する要因による増額では約9割）が道路事業。
- ・地質・地盤に関する各要因のうち増額が一番大きいものはトンネル掘削等による「想定より悪い地質」。
- ・「重金属」、「地下水」、「斜面変動」及び「玉石等の出現」は事前に想定していなかった場合が多い。
- ・「軟弱地盤」及び「想定より深い支持層」は設計段階に地質・地盤の分布の乖離が発生する場合が多い。
- ・「想定より悪い地質」、「想定より硬い地質」及び「盛土材の不良」は施工段階に地質・地盤の性状の乖離が発生する場合が多い。
- ・地質・地盤の性状の方が分布よりも乖離の幅が大きいと考えられる。

令和2年3月に公表された「土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン」<sup>3)</sup>に示されるように、適切な体制の構築とその連携によって、上記のような地質・地盤に関するリスク要因と不確実性を正しく認識し取扱うことが効率的な事業運営に寄与すると考える。

## 6. 謝辞

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

所属：応用地質株式会社

### <参考文献>

- 1) 国立研究開発法人土木研究所「福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会 報告書 第2部」, pp.1-73, 2017年5月, [https://subway.city.fukuoka.lg.jp/subway\\_webapp/files/uploads/houkokusyo2.pdf](https://subway.city.fukuoka.lg.jp/subway_webapp/files/uploads/houkokusyo2.pdf)
- 2) 基礎ぐい工事問題に関する対策委員会「基礎ぐい工事問題に関する対策委員会 中間とりまとめ報告書」, pp.1-38, 2015年12月, <https://www.mlit.go.jp/common/001114896.pdf>
- 3) 国土交通省大臣官房技術調査課・国立研究開発法人土木研究所・土木事業における地質・地盤リスクマネジメント検討委員会「土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン」, pp.1-69, 2020年3月, <https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001337772.pdf>
- 4) 地質リスク学会「第11回地質リスクマネジメント事例研究発表会講演論文集」, pp.1-87, 2020年10月, [http://www.georisk.jp/2020/georisk\\_paper\\_colr2020.pdf](http://www.georisk.jp/2020/georisk_paper_colr2020.pdf)
- 5) 国土交通省大臣官房技術調査課・国立研究開発法人土木研究所・土木事業における地質・地盤リスクマネジメント検討委員会「土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン—参考資料 資料2」, pp.1-17, 2020年3月, <https://www.pwri.go.jp/jpn/research/saisentan/tishitsu-jiban/pdf/georisk-reference-material2020.pdf>
- 6) 国土交通省：決算の概要（平成26年度から令和元年度まで）, 2020年, <https://www.mlit.go.jp/policy/file000004.html>

# 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

チーム名等 土質・振動チーム  
氏名 杉山 詠一

## 1. まえがき

盛土では河川水や雨水の浸透によって盛土内水位が上昇し、すべり破壊を生じることがある。この浸透によるすべり破壊には、法面の崩壊が時間経過とともに天端側に進行していくような破壊形態（以下、進行性破壊）があることが既往の研究により明らかとなっている<sup>1)</sup>。このような進行性破壊を抑制する方法としては、盛土内の水位上昇を抑制すること、法尻周辺の土のせん断強度を増加させることの2つが考えられる。筆者らは、後者の方法として礫混合土で法尻付近を置換し改良する工法（礫混合工法）を提案し、その対策効果について模型実験により検証を行っている。

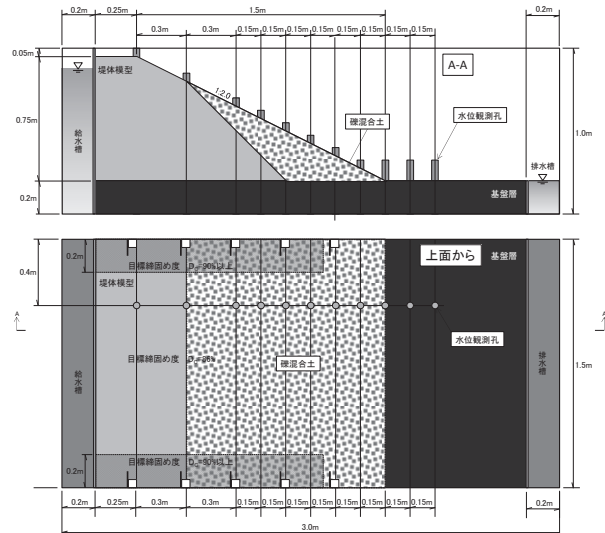


図1 実験模型概要図(小型模型)

## 2. 研究目的

本研究では、盛土の進行性破壊の対策工法として、「礫混合工法」について検証し、対策工法の確立を目的としている。

本報は小型模型(高さ0.75m、幅1.75m、奥行き1.5m)及び実大スケールの大型模型(高さ3m、幅7m、奥行き1.5m)を用いた浸透実験を実施し、その対策効果について検証した。

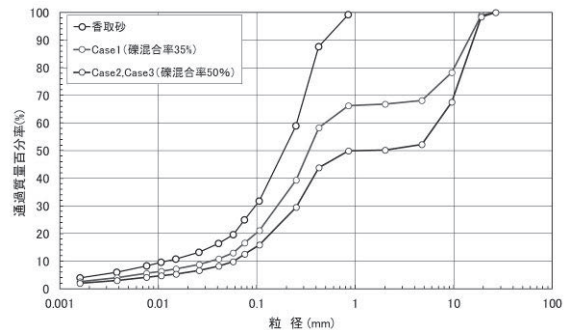


図-2 粒径加積曲線

表1 実験条件(小型模型)

	堤体部				対策工部				
	材料	設定 含水比 (%)	乾燥 密度 (g/cm3)	締固 め度 (%)	材料	配合条件 (乾燥質量比) 山砂:5号碎石:6号碎石	設定 含水比 (%)	乾燥 密度 (g/cm3)	締固 め度 (%)
case0						なし	-	-	-
case1	香取砂 (山砂)	17.2	1.432	86	礫混合土	13:3.5:3.5(礫混合率35%)	11.7	1.947	100
case2					礫混合土	2:1:1(礫混合率50%)	9.6	2.081	100
case3					礫混合土	2:1:1(礫混合率50%)	9.6	1.873	90

## 3. 研究方法

### 3.1 小型模型実験

#### 3.1.1 実験概要

小型模型実験の概要図を図1に、実験に用いた堤体材料(山砂)および礫混合土の粒度分布を図2に、実験条件を表1に示す。模型形状は盛土の半断面を模擬したものとし、高さ0.75m、幅1.75m(天端幅0.25m、法幅1.5m、2割勾配)、奥行き1.5mとした。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。無対策のCase1は、厚さ20cmのローム層の上に、山砂(香取砂)を、締固め



度 86% を目標に突き固めて作製した。礫混合土による改良を行った Case2~4 では、対策工以外の部分を作製した後、法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。礫混合土は山砂に 5 号、6 号単粒碎石（1:1 配合）を所定の混合率となるように加えることで作製し、改良範囲は法尻から幅 0.6m、高さ 0.6m とした（図 1）。また、実験中の盛土内の状況を把握するために、自記水位計等の計測機器を模型内に設置した。

### 3.1.2 実験方法

実験前に基盤層（ローム層）の高さまで給水槽の水位を上昇させ、2 週間程度放置し、基盤層を飽和させた。基盤層の飽和確認後、給水槽の水位を堤防高の 90%（0.675m）まで上昇させ、水位を保つことで盛土への浸透実験を実施した。変状が生じなかったケースについては実験開始から 72 時間経過した時点で、変状が生じたケースについては変状範囲がのり尻から水平距離で約 30cm に達した時点で実験を終了（給水槽の水位を低下）した。各実験ケースの終了後は、土層強度検査棒を貫入し、盛土のゆるみ範囲を確認した。

## 3.2 大型模型実験

### 3.2.1 実験概要

大型模型実験の概要図を図 3 に、実験に用いた盛土材料（山砂）および礫混合土の粒度分布を図 4 に、実験条件を表 2 に示す。模型は高さ 3m、幅 7m（天端幅 1m、法幅 6m、2 割勾配）、奥行き 6.5m とし、小型模型実験同様、模型背面には給水槽を設けた他、盛土内に自記水位計等の計測機器を模型内に設置した。盛土の締固め度や礫混合土に用いた碎石は小型模型実験と同様

とし、礫混合率は 33% とした。礫混合土による改良を行った Case2 では、Case1 の実験終了後、模型崩壊部を撤去し、山砂および礫混合土を所定の締固め度となるよう突き固めて作製した。礫混合土の改良範囲は法尻から幅 1m、高さ 1m とした（図 3）。

### 3.2.2 実験方法

基本的な実験方法は、小型模型実験と同様とし、給水槽の水位は堤防高の 70%（2.1m）とした。Case2 終了後模型を開削し、礫混合土およびその背後の山砂にて、簡易的な原位置透水試験（簡易透水試験）を実施した（図 5）。簡易透水試験は、小規模な変水位透水試験であり、アクリルパイプ内に注いだ水が地中に浸潤するまでの時間および水位変化を測定することによって透水係数を算出している。透水係数の算出には JGS1319-2017<sup>2)</sup> を準用しており、詳細は参考文献<sup>3)</sup> を参照されたい。

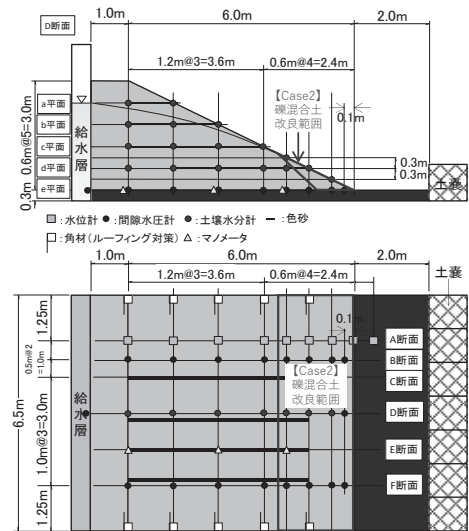


図 3 実験模型概要図(大型模型)

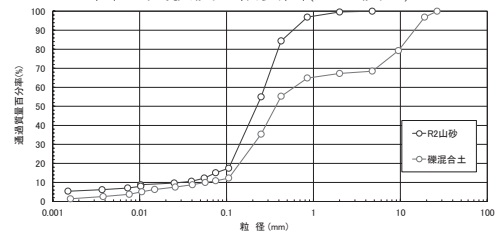


図 4 粒径加積曲線

表 2 実験条件(大型模型)

	堤体部				対策工部				
	材料	設定含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	締固め度 (%)	材料	配合条件 (乾燥質量比) 山砂:5号碎石:6号碎石	設定含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	締固め度 (%)
case1	香取砂	14	1.432	86		なし	-	-	-
case2	(山砂)				礫混合土	4:1:1(礫混合率33%)	11	1.711	90



図 5 簡易透水試験実施状況



## 4. 研究結果

### 4.1 小型模型実験結果

図6に実験終了時の模型状況を示す。比較のために既往の実験における無対策のケース(Case0)の実験結果を並べて示す。Case1およびCase3では、実験を開始してから約1時間後に法尻付近で泥濁化する様子が見られ、Case1では約4時間後、Case3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では72時間実験を継続しても変状は生じない結果となった。法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濁化は確認できなかった。

各ケースの変状発生時(変状が発生しなかったCase2については盛土内の水位が定常となった時点)における盛土内水位の状況を図7に、実験終了時の模型形状を図8に示す。図8に示すハッチング部分は土層強度検査棒を貫入して確認した、盛土のゆるみ範囲を示している。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、Case3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濁化しすべり破壊が発生しているのに対し、Case2では他のケースと同様に盛土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が最も変状範囲が小さい。しかし、Case1、3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。

### 4.2 大型模型実験結果

図9に各ケースの変状発生時および実験終了時(変状進行終了時)の模型状況を示す。Case1は、給水開始から約390分後に法尻が泥濁化する様子が確認され、時間の経過とともに法面の崩壊が天端方向へと進行していく状況が確認された。Case2は、給水開始から約470分後に高さ約0.8mの位置にクラックが確認され、その後クラックが徐々に広がり、法尻方向への水平変位が確認された。変位後は、クラックから水がしみ出し、礫混合土を侵食する状況が確認された。法尻付近は、湿潤しているものの、泥濁化には至らなかった。図10に各ケースの実験終了後

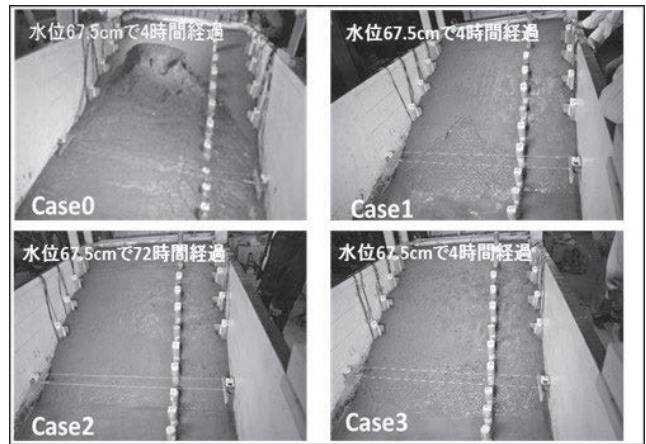


図6 模型変状状況(小型模型)

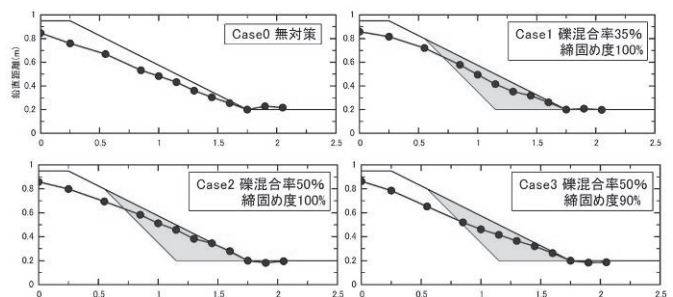


図7 盛土内水位状況(模型変状時)

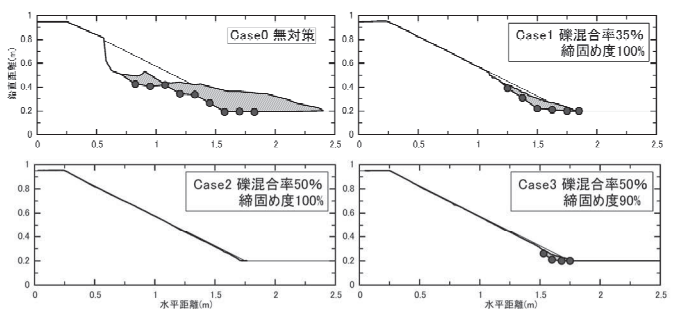


図8 模型変状(実験終了時)

の模型形状を示す。図中の赤枠で囲まれた範囲は盛土を含めた変状が発生しているのに対し、Case2は礫混合土部周辺の変位にとどまっており、変状状況、規模に顕著な差が見られた。これは、礫混合土の礫同士の噛み合わせによってせん断強度が増加したためであると考えられる。

各ケースの変状発生時の盛土内水位状況を図11に示す。Case2は、Case1と比較して法尻付近の水位が高くなっており、0.7m程度の高さまで水位が地表面に到達している。これは、クラックが発生した位置と概ね同程度であった。また、図12は簡易透水試験により算出した山砂および礫混合土の透水係数を示している。いずれの地点においても、礫混合土の透水係数は山砂よりも小さく、最大120倍以上の差が生じている。礫混合に伴う乾燥密度の増加および締固め度が山砂より高いことが透水係数の低下に影響していると考えられる。以上より、礫混合土の透水性が低いことにより、法尻付近の水位が上昇し、礫混合による改良部に水圧が大きく作用し、水平に変位したと考えられる。

## 5. 結論

礫混合土で法面を改良した小型模型実験により、十分に礫を混合し、締固めを行うことで、進行性破壊の抑制効果が確認されたものの、実大スケールの大型模型実験では、改良部の変形が生じる結果となった。しかしながら、無対策と比較して変状状況や規模に顕著な差があり、礫混合による一定の効果が確認された。今後は、礫混合土の改良範囲を拡げたケースやドレーン工と併用し礫混合土の透水性を改善したケースを実施し、更なる検証を行うことが望ましい。

## 6. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木上席研究員、加藤主任研究員、石原主任研究員、ならびに土質・振動チームの皆様にご指導・ご助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社 ダイヤコンサルタント

### <参考文献>

- 1) 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) 地盤工学会 地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法(JGS1319-2017)pp.9, 2018.5
- 3) 杉山ほか：地下水面より上の地盤を対象とした現場透水試験方法の違いによる結果の比較，第75回年次学術講演会，2020.9

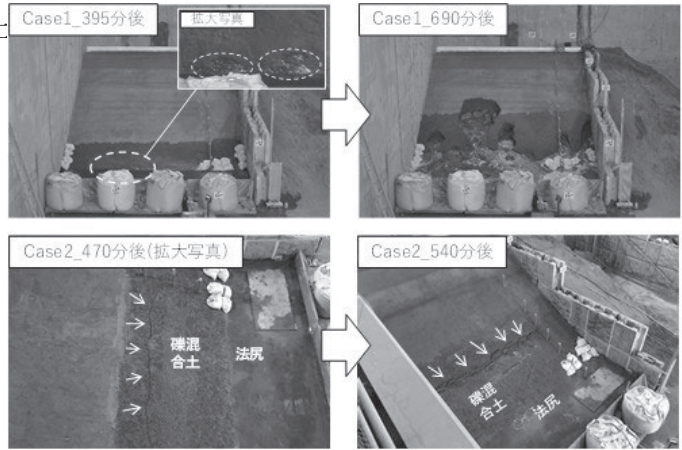


図9 模型変状状(大型模型)

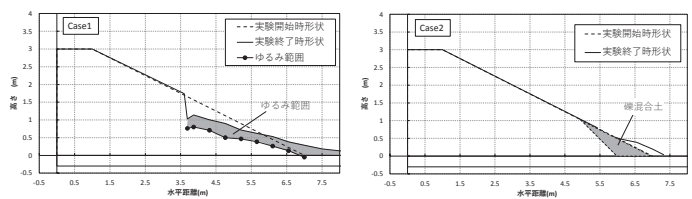


図10 模型形状(実験終了時)

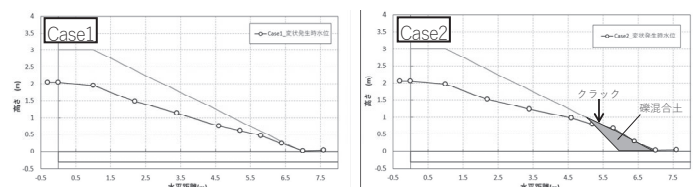


図11 盛土内水位状況(模型変状時)

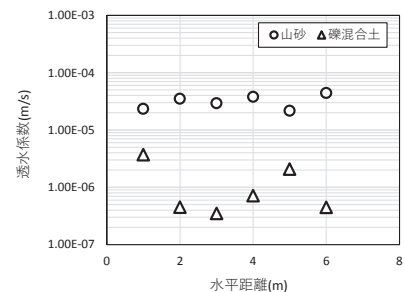


図12 簡易透水試験結果

# 地下水面より上の地盤を対象とした簡易透水試験法に関する研究

チーム名等 土質・振動チーム  
氏 名 田川 央

## 1. まえがき

河川堤防は不均質であるため、浸透特性に関しても、その不均質性を把握することが重要である。そのためには、より多くの原位置試験を実施することが望ましい。不飽和地盤を対象とした原位置透水試験法は、「地下水面より上の地盤を対象とした透水試験法<sup>1)</sup>、JGS 1319-2017」(以下、従来試験法)によって定常状態で求める試験法が規定されている。従来試験法では、透水性の高い礫地盤などでは、定水位を維持できない場合があることや、維持できたとしても水位を保持するためのタンク等の大きな装置・大量の水が必要であること、透水性の低い地盤では定常状態になるまで時間を要することから、試験可能な箇所数が制限される状況にある。そこで、本研究チームでは現地で容易な装置で、短時間に実施できる簡易透水試験法を開発中である。

## 2. 研究目的

土槽に詰められた各種材料(室内透水係数  $2 \times 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-3} \text{m/s}$ )を対象に、簡易透水試験法を含む各種透水試験を実施し、簡易透水試験法でも十分な精度で現場飽和透水係数を算出することができることが検証されている<sup>2)</sup>。しかし、試験中の地盤内の飽和度分布の変化や地下水位の影響について不明な点があることから、本研究では室内土槽実験を実施し、それらが透水係数に及ぼす影響について確認した。併せて、簡易透水試験の開発目的の1つである不均質性を現場にて把握した事例を報告する。

## 3. 試験方法

### 3.1 試験概要

#### 3.1.1 簡易透水試験装置

試験装置の概要を図-1に示す。試験装置は、長さ20cm、内径6.8cm(外径7.8cm)の亚克力管に、データロガー内蔵式の水圧計を設置したものである。亚克力管の下端は、地盤への根入れを確保するため刃構造となるように削ってある。注水時の地盤面の洗掘によって細粒分が舞い上がり、底面の透水性が変化しないように、亚克力管内部の底面には不織布を設置した。水圧計の位置が一定となるように、水圧計をビニール紐と止め金具で亚克力管に固定した。亚克力管の下端外側は、ベントナイトを設置し水密を図った。

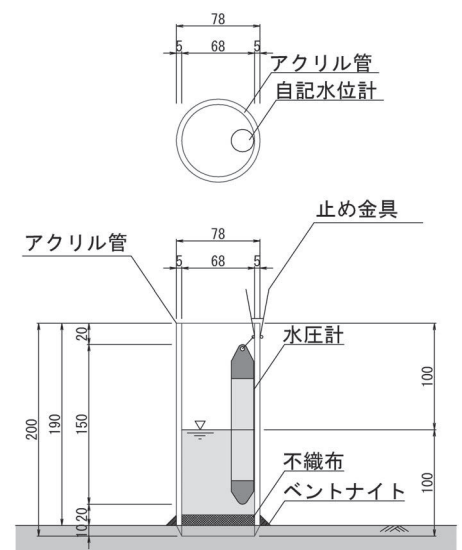


図-1 試験装置概要図(単位: mm)

#### 3.1.2 試験方法

亚克力管を地盤面に1cm挿入し、ベントナイトにより水密を確保し、初期水位として管内10cmの位置まで極



力衝撃を与えないように注水する。管内の水が無くなり次第再度注水する。これを3~5回繰返し、水圧計のデータを回収する。また、バロメータを現地付近に設置し、水圧計のデータの大気圧補正を行い、透水係数を算出する。

### 3.1.3 透水係数算出方法

透水係数は、従来試験法に示す「A.2 地表面で実施する場合の正圧で湿潤させる方法による現場飽和透水係数の算定」方法を準用して算出する。算出式を式(1)に示す。

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

ここに、 $Q_s$  は定常湿潤流量( $m^3/s$ )、 $h$  は浸潤水頭(m)、 $r_0$  は湿潤用円筒の半径(m)、 $\alpha$  は表-1 に示す土の種類に応じて設定される土壤パラメータ( $m^{-1}$ )であり、ここでは12を用いた。 $G$  は湿潤用円筒の半径 $r_0$ と貫入深さ $d$ (m)から算定される形状係数で $G=0.316(d/r_0)+0.184$ で求める。本試験法では変水位としているため、 $Q_s$  は水圧計の断面積を除いた管内断面積と、水位低下勾配を乗じて算出した。

## 3.2 試験方法

### 3.2.1 室内での検証

室内での検証は図-2 に示す小型土槽を用い、注水回数及び地下水による透水係数の変化、透水係数の異方性、及び他の試験方法との違いを確認した。側方に給排水タンクを有したB100cm×D70cm×H100cmの土槽に、山砂(Dc=86%)を投入し模擬地盤とした。土槽下面より40cmの高さまではDc=90%以上となるように山砂を投入し、40cm以上はDc=86%となるように投入し、10cmずつ締め固めて作製した。土槽内の底部には水位管理用の間隙水圧計を設け、地盤内には、深さ5cm毎に7列の土壤水分計を5段配置した。土壤水分計は感知領域を考慮して水平方向の離隔は3cmとし、上下段が90°交差するように配置した。給水は、穴あけ仕切り板を設けた給排水タンクより行った。簡易透水試験は、

地下水位を土槽下面から0cm、40cm、50cm、60cm、70cm、80cm、90cm、99cmとした状態の土槽に対して実施した。試験は各ケース5回以上実施し、平均透水係数を算出するとともに、注水から土中内に浸透するまでの飽和度を時空間的に計測した。地下水はおよそ12時間かけて土槽下面より給水し、給排水タンク内の水位及び間隙水圧計により管理した。横方向の透水試験は、図-3 に示すように片側のタンクを90cmに固定し、反対側のタンクの水位を80cm、70cm、60cm、50cm、40cmにし、水位差をつけた場合の排水量および排水時間より透水係数を算出した。透水係数は、式(2)に示すDupitの仮定より算出した。

表-1 土壤パラメータ $\alpha$ <sup>1)</sup>

表 B.1 土の種類に応じて設定される土壤パラメータ $\alpha$ ( $m^{-1}$ )の推奨値

埋立て被覆材やライナーなどの締固められた構造のない粘性材料、湖成または海成堆積土	1
細粒組織(粘性)で非構造的な土	4
非構造的な材料と細砂を含む、粘土からロームまでのたいいてい土、および一般土の最初の選択値	12
粗砂と礫質砂、および大きな亀裂やマクロポアをもつ高度に構造化された土を含む	36

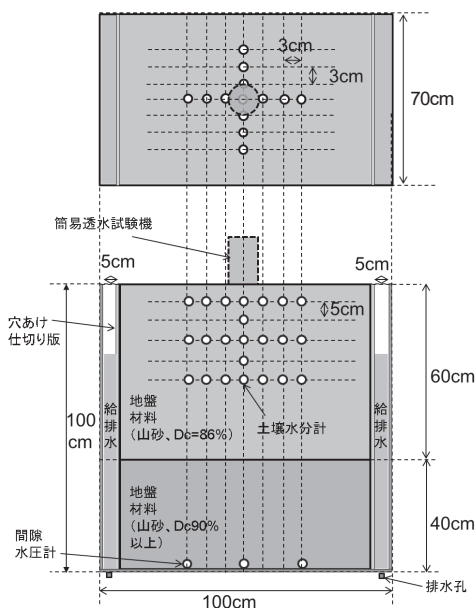


図-2 小型土槽概要

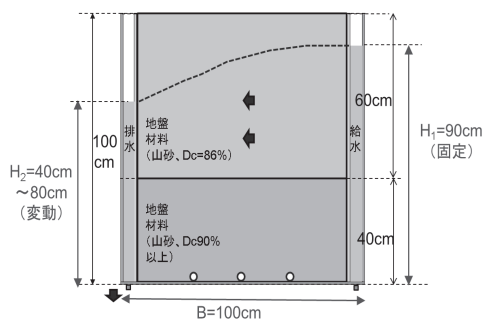


図-3 横方向透水試験概要

$$Q = \frac{k}{2B} (H_1^2 - H_2^2) \quad (2)$$

ここに、 $Q$ は定常流量（排水量）（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）、 $k$ は透水係数（ $\text{m/s}$ ）、 $B$ は土槽排水部の距離（ $\text{m}$ ）1.0m、 $H_1$ は給水側水位（ $\text{m}$ ）0.9m、 $H_2$ は排水側水位（ $\text{m}$ ）0.4～0.8mとする。

### 3.2.2 現地での検証

現地試験では図-4に示すように、アクリル管が傾斜せず、また注入した水によってパイピングが発生しないように、対象土質の地表面はねじり鎌等を用いて水平に均した。



図-4 現地での設置事例

## 4. 試験結果

### 4.1 室内での検証結果

図-5に地下水0cmにおける簡易透水試験実施時の注水の変化と地盤の飽和度の変化を示す。簡易透水試験機直下の土壌水分計を確認すると、注水前の地盤では飽和度が約45%であったのに対して、注水直後は約78%の飽和度となっている。その後、透水試験機内の水が無くなり次第、飽和度が下がっていることが確認出来た。また、試験機中心から外側に向かって、試験機直下から下側に向かって飽和度が遅れて上がる様子が確認出来た。地表面から5cmに位置する土壌水分計では、試験機内の水位に対して飽和度が敏感に影響するのに対して地表から15cmより深い箇所では、注水毎に対して飽和度はほとんど変化せず、一度70%程度まで上昇すると安定することが分かった。

図-6に注入毎の簡易透水試験から算出した透水係数の結果を示す。図-6より、地下水位が高くなるほど透水係数が小さくなる傾向にあることが分かった。これは、サクシジョンの大きさが透水係数として表れていると考えられる。また、地下水位が0cmの場合、注入回数を重ねるごとに透水係数が小さくなる傾向が見受けられた。

図-7に地下水位毎に実施した簡易透水試験（平均値）、横方向透水試験（平均値）、室内透水試験、Creagerの式より算出した各透水係数の比較を示す。室内透水試験は、模型地盤と同様の締固め度

（ $D_c=86\%$ ）により定水位で行ったもので $7.89 \times 10^{-5} \text{m/s}$ となり簡易透水試験の結果に対して高い結果となった。横方向の透水試験は、排水側の水位を変えてもほとんど差は無く、平均値は $1.42 \times 10^{-5} \text{m/s}$ となり、地下水位70cm以下の場合の簡易透水試験の結果と同程度の透水係数を得た。Creagerの式により求めた透水係数は、 $2.47 \times 10^{-5} \text{m/s}$ であり、簡易透水試験と概ね同等となった。簡易透水試験結果より、地下水位が70cm以下のケースを比較すると、透水係

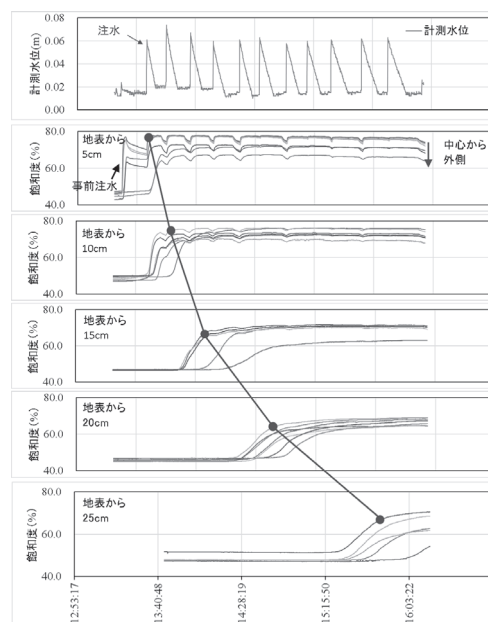


図-5 簡易透水試験と飽和度（地下水0cm）

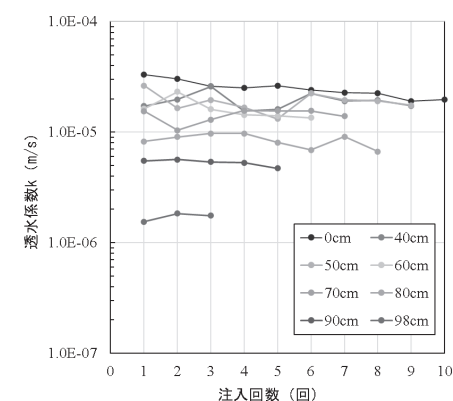


図-6 簡易透水試験概要



数は最大でも2倍程度の差となっているため土のバラツキなどでも生じる差程度であると考えられる。地下水位が80cmを超えた場合には、地下水が無い場合に対して10倍程度異なる結果を示しており、サクシジョンの影響が強くなり透水係数を正しく計測出来ていないと考えられる。

#### 4.2 現地での検証結果

現地での検証は、支川との合流点川裏において、本川堤防9箇所、支川堤防15箇所、堤内地盤（果樹園，畑）5箇所、開削調査の際に掘削したトレンチ内において2箇所、計31箇所の透水試験を実施した。本川及び支川堤防は礫分が主体で、特に支川堤防は多くの巨石を含んでいる。図-8に透水試験の結果を示す。支川堤防の透水係数は、 $9.77 \times 10^{-7} \text{m/s} \sim 3.54 \times 10^{-4} \text{m/s}$  となりバラツキが大きく、本川堤防及び堤内地盤はバラツキが小さい結果となり、透水特性を広範囲に把握することができた。

#### 5. 結論

本研究における結論を以下に示す。

- ・地下水位が0cmの場合、注入回数を重ねるごとに透水係数が小さくなる傾向が見受けられたが、その他の地下水位の場合は注入回数による変化は見られなかった。
- ・横方向の透水試験は、排水側の水位を変えてもほとんど差は無く、地下水位70cm以下の場合の簡易透水試験の結果と同程度の透水係数を得た。
- ・簡易透水試験結果より、地下水位が70cm以下の場合は透水係数が最大でも2倍程度の差となっているため、土のバラツキなどでも生じる差程度であると考えられる。一方、地下水位が80cmを超えた場合には、地下水が無い場合に対して10倍程度異なる結果を示しており、サクシジョンの影響が強くなり透水係数を正しく計測出来ていないと考えられる。
- ・現地での検証により、31箇所の透水試験を実施することにより広範囲に亘り透水試験を実施出来た。

#### 6. 謝辞

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

所属：株式会社CTIウイング

#### <参考文献>

- 1) 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法, JGS 1319-2017
- 2) 杉山ら:地下水面より上の地盤を対象とした現場透水試験方法の違いによる結果の比較, 土木学会第75回年次学術講演会, 2020.

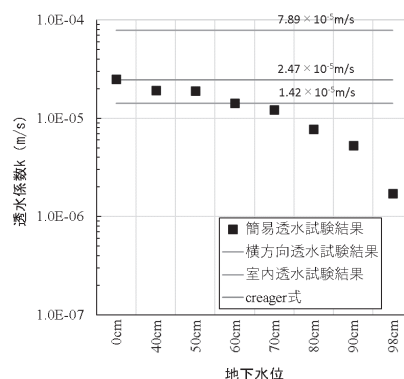


図-7 透水係数の比較

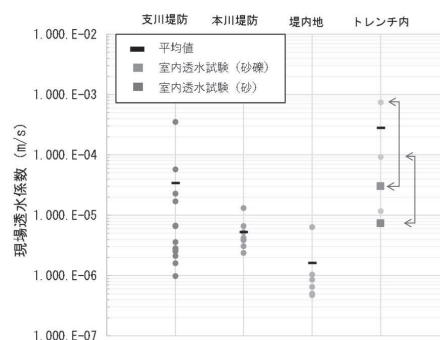


図-8 現場透水試験結果

# 地震履歴を与えた砂地盤に対する振動式コーン室内実験

チーム名 土質・振動チーム  
氏名 大重 綱平

## 1. まえがき

現在の液状化予測技術においては、室内液状化試験に供する試料の品質確保や、年代効果等を含めた液状化強度のサウンディング貫入抵抗による推定の難しさなど、地盤の原位置液状化強度を把握するための試験方法に多くの課題が残されている<sup>1)2)</sup>。こうした背景から、原位置液状化試験法の開発に向けた取り組みを進めており、その一つとして考えられる振動式コーンの試作・検証を行っているところである。振動式コーンは、原位置の地盤に対して直接振動を与えて液状化させることで、原位置液状化強度を直接的に評価することを目指すものである。

## 2. 研究目的

本研究ではこれまで原位置液状化試験法としての振動式コーン試験の適用性について検討を行っており、小型模型実験や現場実験を通じて、比較的緩い砂地盤に対する定点振動法の有効性を明らかにしてきた<sup>3)4)5)</sup>。これは、振動部を搭載したコーン先端プローブを地中に貫入し、一定の深度で振動強さを漸増させ、先端抵抗の低下によって液状化の発生を検出する方法である。この試験法において、本報では、振動台により地震履歴を与えた密な砂地盤模型を対象とした振動式コーン試験の適用性を検証した結果について報告する。

## 3. 振動式コーンの機器概要

著者らが製作した振動式コーンの先端プローブは、図-

1に示すように、CPTに類似した先端プローブに振動部を内蔵したものである。振動部は、図-2のように偏心ウェイトをプローブ軸周りに回転させることで水平方向の遠心力を生じさせるものである。偏心ウェイトは二重構造であり、一定の回転周波数の下では、ウェイト交差角を $0^\circ$ とした場合に遠心力が最大、 $180^\circ$ とした場合に遠心力が最小となる。振動中における周辺地盤への作用力を直接把握するのが理想的であるが、その計測は困難であるため、振動強さに関連した物理量として偏心ウェイトの遠心力とプローブの慣性力を把握できるように、回転パルス計と加速度計をプローブに内蔵している。

## 4. 実験概要

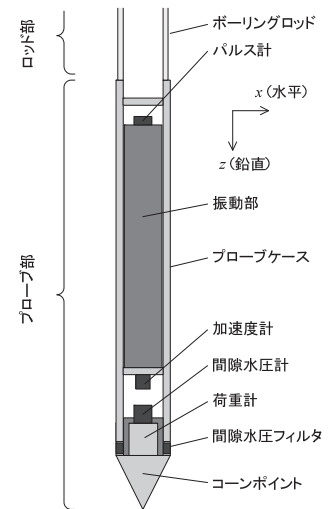


図-1 振動式コーンのプローブ概要図

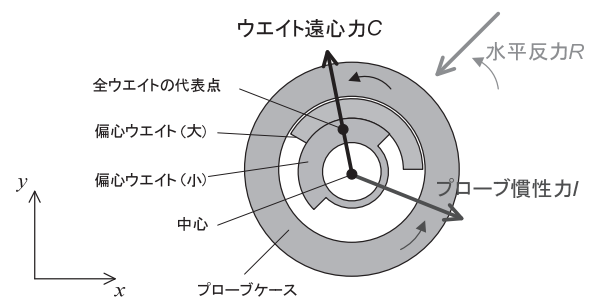


図-2 水平面内におけるプローブの力のつり合い

本実験では、幅 4.0m×奥行 1.0m×高さ 2.0m の剛土槽内に作製した層厚 1.6m の模型地盤（飽和状態）に対して、土木研究所所有の三次元大型振動台により加振を繰り返し行うことで年代効果を有する地盤を疑似的に作製し、振動式コーン等の試験を行った。図-3 に模型地盤の概要図を示す。地盤材料には宇部珪砂 6号（土粒子の密度  $\rho_s=2.632\text{g/cm}^3$ 、50%粒径  $D_{50}=0.29\text{mm}$ 、最大間隙比  $e_{max}=0.990$ 、最小間隙比  $e_{min}=0.554$ ）を使用し、層厚 1.6m の砂地盤模型を水中落下法により作製した。センサー配置および振動式コーンの貫入位置は図-3 のとおりである。

本実験全体の試験項目を時刻歴として図-4 に示す。図-4 に示すとおり、①振動式コーン試験（全 15 孔にて実施、図-

4 中 VC と表記）②S 波速度  $V_s$  を測定するための微小インパルス加振（図-4 中 インパルス加振と表記）③地震履歴を与えるための振動台による正弦波加振（5Hz×30 サイクルで全 63 回実施、図-4 中 各加振加速度を棒グラフで表示）の 3 つの試験項目を繰り返し実施した。グラフ中の相対密度は地表面に設置した変位計計測値から算出した模型地盤全体の平均的な相対密度である。実験開始時は  $Dr=26.8\%$ 、全加振を終えた際には  $Dr=92.5\%$  となった。 $Dr=60\%$  程度に達して以降は、500gal~700gal の大きな加振によって、より密な地盤へと変化した。

図-3 に示すように、本実験では全 15 孔（A 孔～O 孔）について振動式コーン試験を行ったが、本報ではそれ

VC : 振動式コーン試験

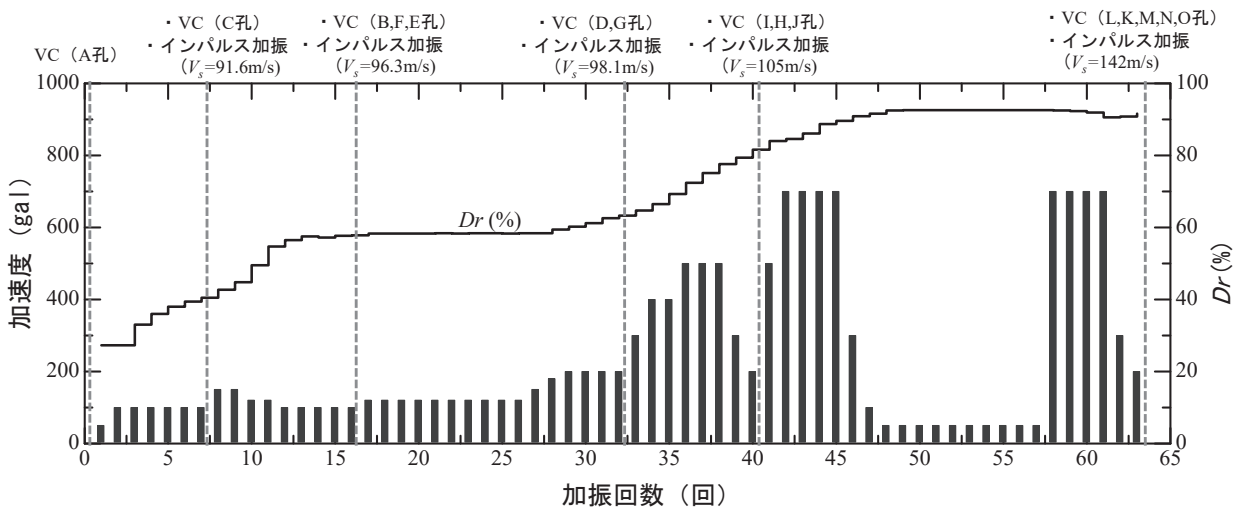


図-4 正弦波加振による地盤状況の変化

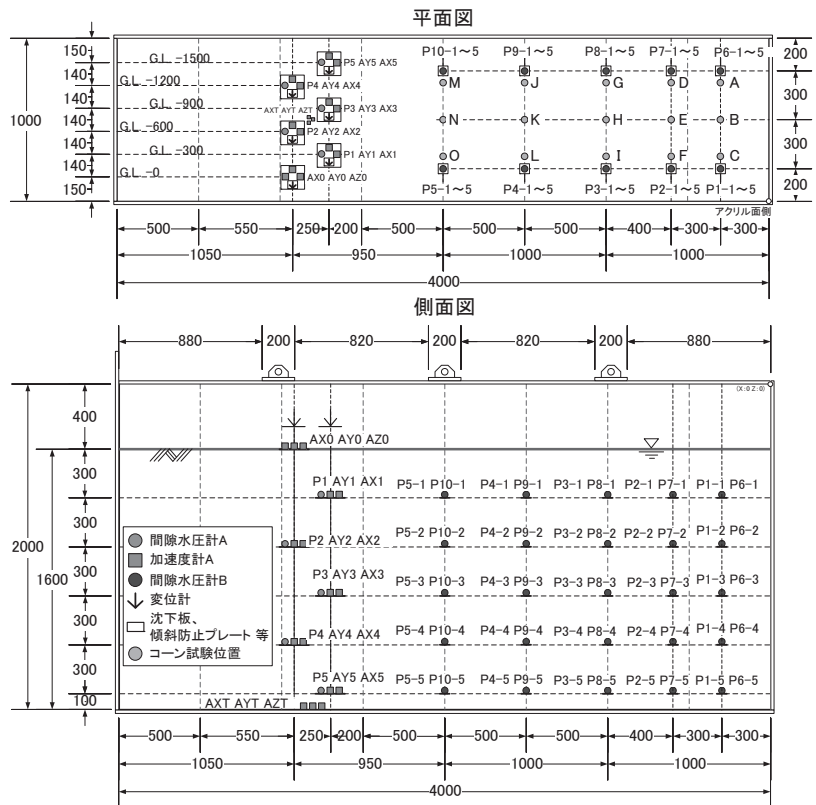


図-3 模型地盤概要図（単位：mm）

らの中から、振動台加振データに基づく液状化強度比の逆算値<sup>6)</sup>が精度よく得られていると考えられ、密な地盤でもある、40回目(相対密度  $D_r=81.6\%$ )の加振後に実施した振動式コーン試験の結果を示す。

振動式コーン試験における代表的な基本ケースとしてI孔の試験条件を表-1に示す。具体には、偏心ウェイトの交差角を $0^\circ$ とした状態で2秒ごとに回転周波数を10Hz程度ずつ漸増させる試験を、深さ方向に0.3m間隔で行っている。定点振動法による各試験深度の間では、静的貫入による先端抵抗と間隙水圧の測定を行い、後述する先端抵抗  $q_c$  の補正のため静止引抜により各深度ごとにおいて先端抵抗  $q_c$  の定点静止データを計測した。各試験孔の貫入長は振動式コーンを初期セットした位置から1.5mである。

表-1 代表的な基本ケース (I孔の試験条件・定点振動法)

試験孔	模型地盤の相対密度 $D_r$ (%)	貫入長 (m)	試験数	試験間隔 (m)	荷重方法	回転周波数 (Hz)	錘交差角 ( $^\circ$ )
I孔	81.6	1.5	5	0.3	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
					(静的貫入・静止引抜)	—	—

貫入・引上速度1cm/s

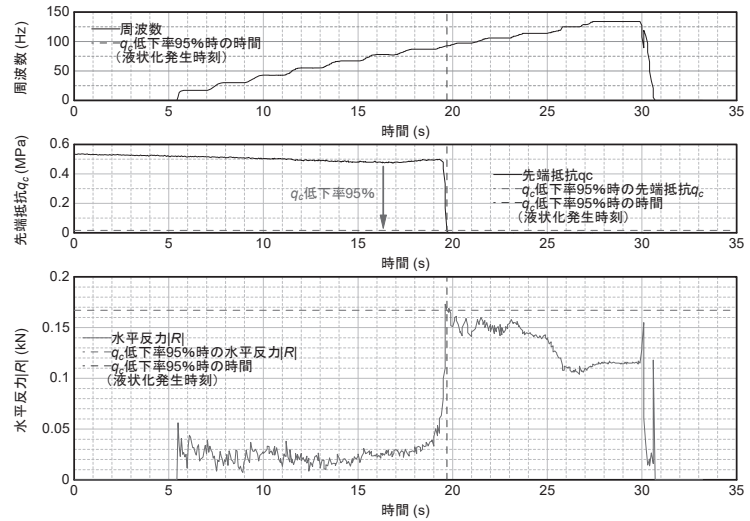


図-5 振動式コーンの計測結果例 [ I孔 (先端深度 0.9m) ]

### 5. 原位置液状化強度の推定方法に関する検討

振動式コーン試験・定点振動法によるI孔の計測データの例を図-5に示す。同図に示す $|R|$ は、偏心ウェイトおよびプローブの回転運動によって生じる水平反力の振幅であり、図-2に示す $C$ 、 $I$ 、 $R$ の動的つり合い<sup>4)</sup>より算出している。回転周波数を漸増させていく中で水平反力は増加し、これに伴って先端抵抗  $q_c$  は急激に低下しており、また、振動式コーン振動中には噴砂が発生し、模型地盤に液状化が発生したことも確認されたため、このタイミングを液状化発生時として捉えることとした。なお、このような概況はこれまでの小型模型実験<sup>3)</sup>や現場実験<sup>5)</sup>の多くの試験データにおいても確認されている。

ここでは、定点振動法による原位置液状化強度の推定方法について具体的に定量化し、振動台実験による液状化強度比の推定値<sup>6)</sup>との対比により検討する。まず、先端抵抗  $q_c$  が計測開始時点の値から5%まで低下した時点 ( $q_c$ 低下率95%)を液状化の発生とみなした(図-5参照)。なお、先端抵抗  $q_c$  については回転終了後に  $q_c$  の残留値が残るため、静止引抜の際に計測した定点静止データの数値を用いて、その残留値分を  $q_c$  から差し引くことにより残留値が残らないように補正した。閾値とした5%はこれまでの多くのデータにおいて液状化の発生タイミングを安定的に検出することができる値として設定した。次に、液状化発生時の振動強さについては、振動式コーン振動中の計測データより推定した水平反力<sup>4)</sup>  $|R|$  で代表させた。また、 $|R|$  については、受圧面積  $A$  (=プローブ径×プローブ長さ)で除すことで水平方向地盤反力度に換算し(上部接続ロッドからの反力の影響は小さいものと仮定)、さらにこれを有効上載圧  $\sigma'_v$  で正規化した水平反力度<sup>5)</sup>  $|R|/\sigma'_v A$  を振動台実験による液状化強度比の推定値<sup>6)</sup>と対比した。なお、G.L.-0.1m以浅ではコーンポイントが地盤に僅かに接触する程度の試験である

ため考察対象から除外した。

## 6. 振動式コーン試験による実験結果

図-6に代表的な基本ケースであるI孔の正規化水平反力度と、振動台実験により推定された液状化強度比 $R_L$ の深さ方向分布を示している。これより、I孔のような密な地盤状況下で、基本となる試験条件（ウエイト交差角 $0^\circ$ 、回転周波数の漸増速度 $10\text{Hz}/2\text{s}$ 、試験間隔 $0.3\text{m}$ ）を用いて算出された正規化水平反力度は、振動台実験による液状化強度比の推定値 $R_L$ と近い値であることが確認された。

## 7. まとめ

本報では、振動式コーン試験・定点振動法による原位置液状化強度の推定に関する検討を行った。結果として、年代効果を模擬した砂地盤において、密な地盤を対象としても基本となる条件（ウエイト交差角 $0^\circ$ 、回転周波数の漸増速度 $10\text{Hz}/2\text{s}$ 、試験間隔 $0.3\text{m}$ ）を設定し、検討した一連の原位置液状化強度の推定方法を用いることで、振動式コーン試験・定点振動法により原位置液状化強度に近い正規化水平反力度を算出することが可能であることがわかった。

## 8. 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、京田研究員、ならびに土質・振動チームの皆様にご指導を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：八千代エンジニアリング株式会社

## <参考文献>

- 1) 谷本俊輔、佐々木哲也、石原雅規：「液状化判定法の課題—年代効果の問題を中心に—」、地盤工学会誌、Vol.64、No.8、pp.18-21、2016.8
- 2) 佐々木哲也、石原雅規、林宏親、江川拓也、谷本俊輔、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：「室内土槽実験による振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価指標に関する検討」、第54回地盤工学研究発表会、pp.169-170、2019.7
- 4) 谷本俊輔、大重綱平、佐々木哲也：「振動式コーン・定点振動法における計測データと水平反力の関係」、第55回地盤工学研究発表会、pp.22-6-3-01、2020.7
- 5) 大重綱平、谷本俊輔、佐々木哲也：「振動式コーンを用いた原位置液状化強度の推定に関する現場実験」、第55回地盤工学研究発表会、pp.22-6-3-02、2020.7
- 6) 京田達郎、大重綱平、谷本俊輔、佐々木哲也：「地震履歴を与えた砂地盤に対する振動式コーン室内実験（その1）」、第56回地盤工学研究発表会、2021.7（投稿中）

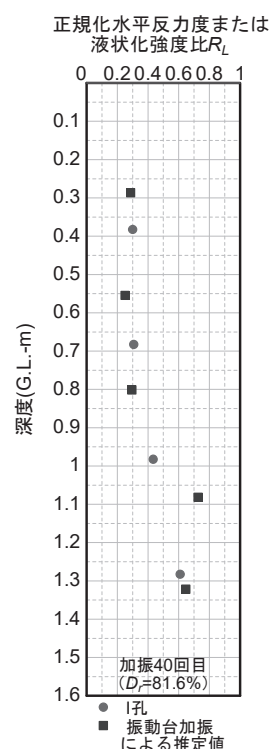


図-6 正規化水平反力度の深さ方向分布の一例（I孔）



# 補強土壁の壁面材どうしの接合部における盛土材漏出抑制機能の評価手法について

チーム名等 施工技術チーム  
氏 名 青木 信哉

## 1. まえがき

平成 31 年 4 月より交流研究員として「道路土工構造物のメンテナンスに関する研究」をテーマとして研究を進めた。道路土工構造物のひとつである補強土壁は、盛土材、補強材及び壁面材が相互に拘束され一体となって安定するものである。したがって、盛土材の漏出はその量によっては補強土壁のメカニズムを損ない、安定性に大きく影響を与える。土木研究所では平成 26 年から平成 27 年にかけて共同研究を実施し、補強土壁の盛土材のこぼれ出し（漏出）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。補強土壁のメカニズムを維持するためには、通常想定される補強土壁の変位及び変形に対して盛土材の漏出が生じない構造とする必要がある。既往の事例調査（図 1）によると、盛土材の漏出は事例の数は限定的であるものの(a)壁面材と連続する構造物等との接続部及び(b)隣接する壁面材どうしの接合部（以下「壁面材どうしの接合部」という）で確認されている。盛土材の漏出を抑制するための構造としては、壁面材の背面に不織布を設置することが多いが、(a)及び(b)にずれ及び開きが生じた際の不織布の挙動は必ずしも明らかにはなっていない。

令和元年度は、(a)に着目して、不織布の配置及び寸法をパラメータとした壁高 2.0m の模型を用いた実験を実施し、盛土材の漏出を抑制するためには幅の大きな不織布が効果的であることを報告した<sup>2)</sup>。本年度は、(b)に着目して、盛土材の漏出抑制として設置する不織布の機能を、(b)における壁面材の開きを模擬し、壁高 5.6m 相当の土被り圧を再現できる模型を用いて、土被り圧、不織布の幅及び剛性、粗度をパラメータとし、壁面材の開きに対する不織布の挙動を確認し、盛土材漏出抑制機能が限界となる状態を調べた。

## 2. 実験目的

(b)においても、(a)と同様に盛土材の漏出を抑制するために不織布が多く用いられている。ここでは、盛土材漏出抑制機能が限界となる状態を評価することを目的に、(b)における壁面材の開きを模擬することができる模型を用いて実験を行った。

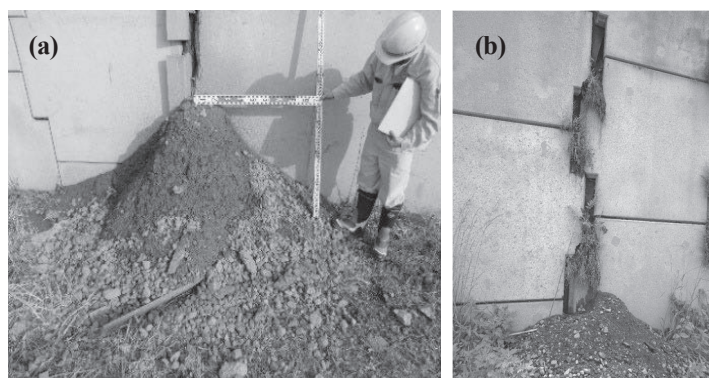


図 1 (a) 壁面材と連続する構造物等との接続部からの漏出  
(b) 壁面材相互の接合部からの漏出

## 3. 実験方法

### 3.1 実験装置

壁面材どうしの接合部における壁面材の開きを模擬することができる実験装置を作製した。図 2 に実験装置の概要図を示す。実験装置は、底の開いた幅 2.30m×奥行 0.75m×高さ 1.60m の土槽、その底面部に設置した壁面材

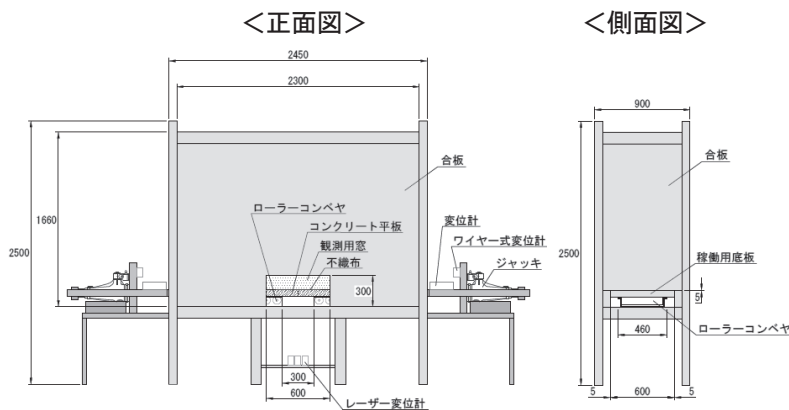


図2 実験装置の概要図 (単位: mm)

表1 盛土材の特性

項目	内容
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.687
最大間隙比 $e_{max}$ (-)	0.93
最小間隙比 $e_{min}$ (-)	0.56
内部摩擦角 $\phi_d$ (°)	39.9
粘着力 $c_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	4.5
平均粒径 $D_{50}$ (mm)	0.35
細粒分含有率 $F_c$ (%)	5.5

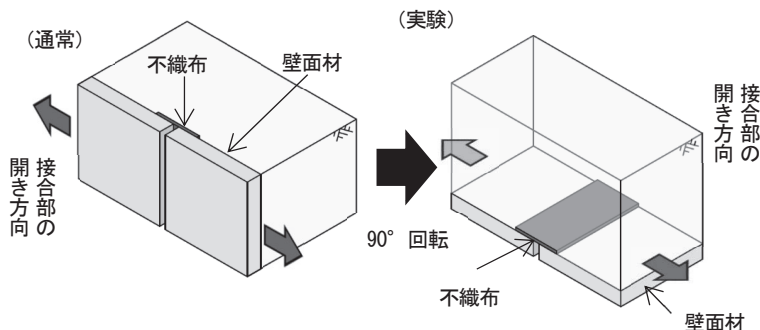


図3 実験における壁面材の向き

表2 不織布の特性

項目	規格値
材料・製造方法	ポリエステル 連続長繊維不織布
重量	400 g/m <sup>2</sup>
厚さ	4 mm
引張強度	タテ 588 N/5cm, ヨコ 441 N/5cm
引張伸度	タテ 60%, ヨコ 60%

を模擬した2枚のコンクリート平板とそれを移動させるためのジャッキからなる。この2枚のコンクリート平板により補強土壁の壁面材どうしの接合部を再現した。以下、このコンクリート平板を「壁面材」と称する。後述のとおり、この実験装置には壁面材を水平方向に移動させる機構を備えており、これにより任意の量の壁面材の接合部の開きを導入することができる。

通常、壁面は鉛直又は鉛直に近い勾配であるが、図3に示すようにこの実験では水平、すなわち壁面材の前面を鉛直下向きになる状態とした。これは、実験において極力大きな土被り圧を作用させることを目的に、壁面材の背面に作用する土圧に、通常の水平方向又は水平に近い方向に代わって鉛直方向の土圧を用いるためである。すなわち、この実験装置において壁面材背面に作用する土圧は、実験装置で土被り1.5mとした場合、壁面が鉛直な場合の深さ5.6mの位置の壁面材背面に作用するランキンの主動土圧に相当する(盛土材のせん断抵抗角を表1に示した値とした場合)。なお、本実験では壁面材の移動に起因した不織布の挙動に着目していることから、補強土壁の補強材は設置していない。

### 3.2 使用材料

#### (1) 盛土材料

盛土材料には、川砂を使用した。盛土材の特性を表1に示す。盛土材の漏出が発生しやすいようにその含水の程度を気乾状態とした。また、ホッパーを用いて空中落下法により盛土を構築する際に、極力大きな間隙比が得られるように落下高さを設定した。その結果、盛土の相対密度  $D_r$  は65%程度を得た。

表3 実験ケースの概要

ケース	主不織布幅(mm)	土被り圧(kN/m <sup>2</sup> )	不織布表面の状態 [摩擦係数]	不織布の枚数	概要
1	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	実験装置の検証のため、補助不織布を100mm、検証区間を400mm
2	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	基本ケース
3	300	22.1	上面:盛土材 下面:不織布[0.23]	1	主不織布と壁面材の間の摩擦抵抗を小さくした
4	500	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	主不織布幅を大きくした
5	300	9.6	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	土被り圧を小さくした
6	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	2	不織布を2枚重ねし、剛性を高めた
7	300	22.1	上面:不織布[0.23] 下面:不織布[0.23]	1	主不織布の両面に不織布を設置するとともに、主不織布が引き抜けやすくなるよう主不織布上面の不織布を中央で分割した

(2) 不織布

実験に使用した不織布については、実際に補強土壁の盛土材漏出抑制に使用されている複数の不織布の実態を調査し、その強度が中間的なものを選定した。実験に用いた不織布の特性を表2に示す。

3.3 計測方法

壁面材どうしの接合部の開きに対する不織布の挙動を調べるために、盛土材の漏出が確認されるまで壁面材を片側10mm/minの載荷速さで両側同時に移動させ、図4に示すように、①接合部の開き  $W$ 、②不織布中央のたわみ  $d_{cr}$ 、③不織布の引き抜け量  $d_{po}$  の計測を行った。

3.4 実験ケース

土被り圧、不織布の幅及び剛性、粗度をパラメータとして、7ケースの実験を行った。表3に実験ケースの概要を、図5に不織布の配置の概要図を示す。なお、実験装置の構造上の制約から、壁面材を所定方向に移動させるためにガイドを設けたが、このガイドによって不織布の盛土材の漏出抑制機能に影響を与えることはこの実験では意図していない。そのため、挙動を評価する範囲の不織布に対するガイドの影響を回避するために、影響の緩和区間として補助不織布を設置した。この補助不織布に対して、評価のために用いる不織布を主不織布と呼ぶこととする。また、主不織布と補助不織布がラップする幅はすべてのケースで75mmに固定した。

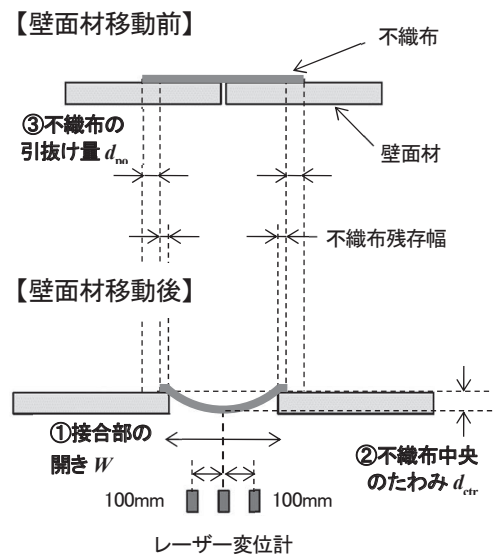


図4 計測方法の概要図

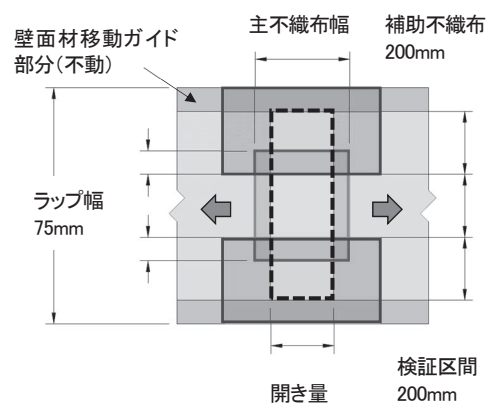


図5 不織布の配置の概要図

実験模型の構造上の制約からやむを得ず設置している補助不織布が、盛土材漏出抑制に影響を与えていないとみなせる幅を把握するために、ケース1では補助不織布幅：100mm、検証区間400mmとし、ケース2では補助不織布幅：200mm、検証区間200mmとして比較を行った。比較の結果、ケース2の補助不織布幅、検証区間を基本ケースとして設定した。

ケース3では壁面材背面が仕上げ方法や経年等によりその粗度が変わることから、壁面材の粗度を意図的に下げることを条件とした。具体的には、壁面材の摩擦抵抗力を極力下げるために、壁面材の表面に主不織布とは別の不織布を接着材で貼り付けることで摩擦抵抗の軽減を図った。なお、本ケースの実施に先立ち、「不織布-コンクリート（コテ仕上げ）」と「不織布-不織布」の摩擦特性の確認を行った。表3に摩擦係数を示す。ケース3における主不織布に働く摩擦抵抗力は他ケースの半分程度である。

ケース4では、不織布幅が盛土材漏出抑制に与える影響を確認するために、主不織布幅を500mmとした。

ケース5では、土被り圧を変えた場合の不織布の盛土材漏出抑制機能への影響を確認した。具体的には、他ケースの土被り圧が22.1 kN/m<sup>2</sup>のところ、約4割の9.6 kN/m<sup>2</sup>とした。

ケース6では、不織布の剛性の違いによる影響を確認するために、主不織布を2枚重ねとした。

ケース7では、不織布の粗度を軽減した影響を確認するため、主不織布の両面に不織布を設置した。さらに、主不織布が引き抜けやすくなるよう、主不織布の上面に設置した不織布を中央で分割した。

#### 4. 実験結果

図6に計測した接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{cr}$  の関係を示す。ここで、盛土材が漏出する直前を盛土材漏出限界点” $u$ ”と定義する。したがって、盛土材漏出限界点に相当するときの接合部の開きを  $W_u$ 、不織布中央のたわみを  $d_{u-cr}$  で表す。

##### (1) 土被り圧、不織布の剛性及び粗度の影響

土被り圧、不織布の剛性及び粗度の影響の確認を行ったが、不織布の盛土材漏出抑制機能に有意な差異は確認されなかった。本実験の条件の範囲では、これらの影響は無視して扱うことができると考えられる。

##### (2) 盛土材漏出機能が限界となる状態

実験では、接合部の開きが小さいときは不織布のたわみの増加は軽微であり、不織布が安定して挙動していたが、接合部の開きが大きくなると不織布のたわみが急増し、一旦片側から盛土材が漏出すると一気に不織布が抜け落ちた。ここで、接合部の開き量  $W$  の増加に対する不織布中央のたわみ量  $d_{cr}$  の増加が大きく変化している点をたわみ量急増点” $0$ ”と定義し、この点までは不織布の挙動は安定していると考えることができる。このため、この点を工学的に定義する手段として、ワイブル曲線式<sup>3)</sup>によるフィッティングを試みた。以下にワイブル分布曲線式を示す。

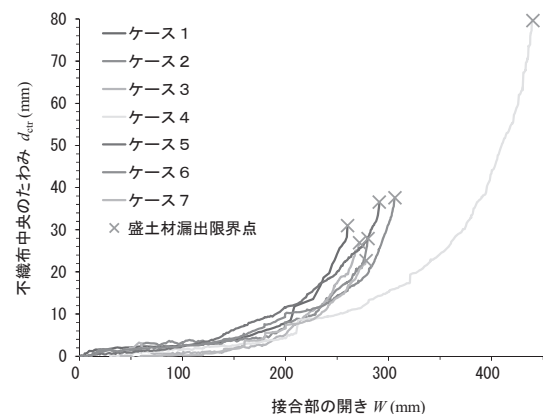


図6 接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{cr}$  の関係



$$\frac{W}{W_{u-cal}} = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{d_{ctr}}{d_{0-cal}} \right)^m \right] \quad (1)$$

ここに、 $W_{u-cal}$ ：ワイブル分布曲線式により推定した盛土材漏出限界点の接合部の開き量、 $d_{0-cal}$ ：ワイブル分布曲線式により推定したたわみ量急増点のたわみ量、 $m$ ：曲線の曲がり具合を示す変位指数である。

図7にケース2を例に、接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係について、実験値とワイブル分布曲線式による計算値を比較した結果を示す。

図8にワイブル分布曲線式より求めた  $W_{u-cal}$  で正規化した接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係を示す。

$W_u / W_{u-cal}$  が 0.99～1.14 の範囲にあることから、 $W_{u-cal}$  は実験値に対して概ね安全側の結果を与える。ここで、 $W / W_{u-cal} = 0.63$  に対応する値は、ワイブル分布曲線の曲がり具合を示す指数  $m$  を 1 としたときに一義的に決まる値である。いずれのケースも、 $W / W_{u-cal}$  が 0.63 付近までは接合部の開きに対して不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  は線形で安定して挙動しているが、これを超えると  $d_{ctr}$  が急増し始めていると捉えることができる。このことから、盛土材漏出限界点“ $u$ ”に対応する開き  $W_{u-cal}$  の 0.63 倍をたわみ量急増点“ $0$ ”に対応する開き  $W_{0-cal}$  としても支障はないと考えられる。

図9に有効不織布幅と盛土材漏出限界点とたわみ量急増点に対応する開きの関係を示す。さらに、変状事例との比較のため、接合部の開きにより盛土材が漏出した事例（図1(b)）の計測結果もプロットした。なお、変状事例の補強土壁では壁面材どうしの接合部と不織布の位置関係が一様でないため、この影響を考慮するために不織布の端部と接合部までの距離の最小値を片側あたりの有効不織布幅と定義し、図9ではこれを2倍することで両側あたりの有効不織布幅として整理した（図10）。この定義に従うと、本実験での有効不織布幅は主不織布幅に一致する。図8より盛土材漏出限界点“ $u$ ”における接合部の開き  $W_{u-cal}$  及びたわみ量急増点“ $0$ ”の接合部の開き  $W_{0-cal}$  を有効不織布幅  $B_c$  の1次関数で表すと、以下のとおりとなる。

$$W_{u-cal} = 0.86 B_c \quad (2)$$

$$W_{0-cal} = 0.54 B_c \quad (3)$$

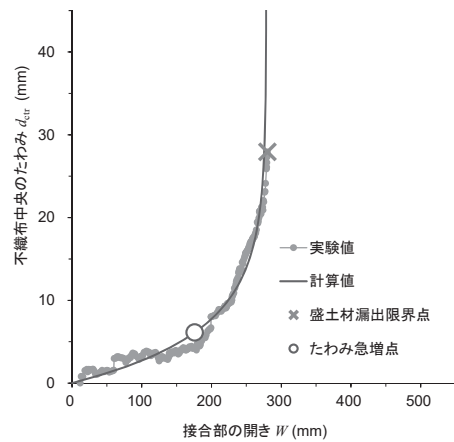


図7 接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係（ケース2における実験値とワイブル分布曲線式による計算値の比較）

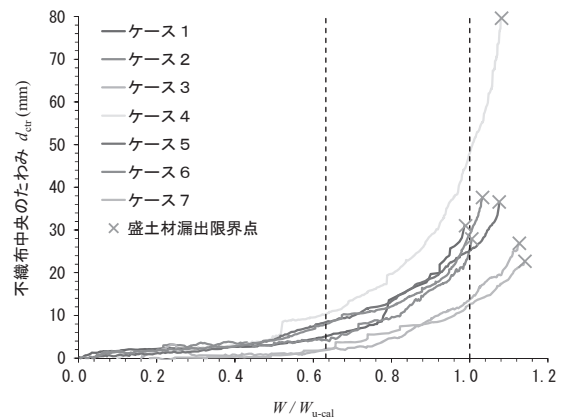


図8 盛土材漏出限界点の開き  $W_{u-cal}$  で正規化した開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の管径

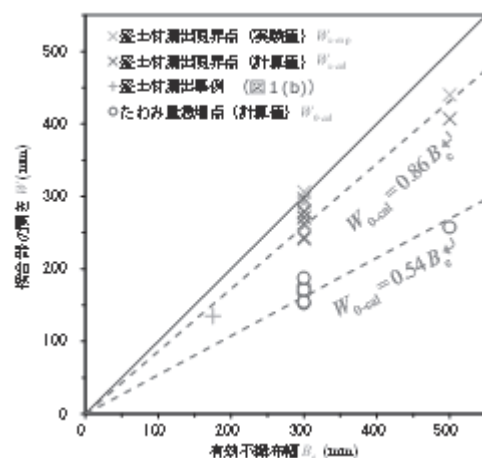


図9 有効不織布幅  $B_c$  と接合部の開き  $W$  の関係



式(2)及び(3)を用いれば、任意の有効不織布幅  $B_e$  に対して盛土材漏出限界点及びたわみ量急増点の接合部の開きを得ることができる。そのため、設計において想定する壁面材どうしの接合部の開き  $W$  が与えられれば、必要となる不織布幅を設定することができるほか、補強土壁の点検において接合部等の盛土材漏出機能に基づいた壁面材どうしの接合部の健全性の評価にも活用できるものと考えられる。

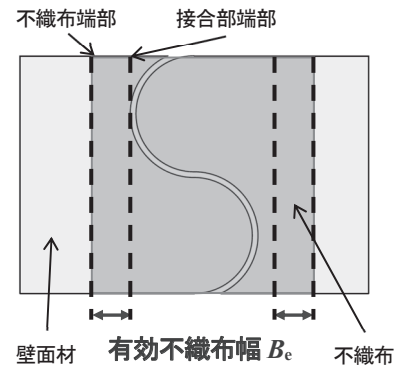


図10 有効不織布幅の考え方

## 5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・土被り圧、不織布の剛性及び粗度の影響の確認を行ったが、本実験の条件の範囲では不織布の盛土材漏出抑制機能に有意な差異は確認されなかった。本実験の条件の範囲では、これらの影響は無視して扱うことができると考えられる。
- ・接合部の開きが小さいときは不織布のたわみの増加は軽微であり、不織布が安定して挙動していたが、接合部の開きが大きくなると不織布のたわみが急増し、一旦片側から盛土材が漏出すると一気に不織布が抜け落ちた。接合部の開きと不織布のたわみの関係において認められた不織布のたわみが急増する点をたわみ量急増点、盛土材が漏出する直前を盛土材漏出限界点として定義した。
- ・ワイブル分布曲線式から求める盛土材漏出限界点の開き  $W_{u-cal}$  は、実験値に対して安全側の結果を与える。
- ・ $W/W_{u-cal}$  が 0.63 付近までは接合部の開きに対して不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  は線形で安定して挙動しているが、これを超えると  $d_{ctr}$  が急増し始めていた。このことから、盛土材漏出限界点の接合部の開き  $W_{u-cal}$  の 0.63 倍をたわみ量急増点の接合部の開き  $W_{0-cal}$  としても支障はないと考えられる。
- ・式(2)及び(3)を用いれば、任意の有効不織布幅  $B_e$  に対して盛土材漏出限界点及びたわみ量急増点の接合部の開きを得ることができる。

なお、通常想定すべき接合部の開きの量については、盛土材が漏出した変状事例などをもとに設定する必要があるが、これは今後の課題である。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、宮武上席研究員、近藤総括主任研究員、澤松主任研究員、宮下主任研究員及び小出研究員には研究の指導を通じて多くの知識や示唆を頂きました。施工技術チームの交流研究員、非常勤職員の皆様には研究の補助など色々とお世話になりました。また、株式会社 東洋計測リサーチ各位のご協力を得て実験を実施することができました。研究にご協力くださった皆様に心より感謝申し上げます。

所属：JFE 商事テールワン株式会社

### <参考文献>

- 1) (国研)土木研究所ほか：「補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究 共同研究報告書 第486号」、2016.3、2) 令和元年度 交流研究員報告書：道路土工構造物のメンテナンスに関する研究、2020.、3) 中谷昌一・白戸真大・井落久貴・松井謙二 (2008)：水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究、土木学会論文集C (地圏工学), Vol.64, No.3, pp612-628

# 締固め試験方法が盛土材料の最大乾燥密度及び締固め度管理時の乾燥密度に与える影響

チーム名等 施工技術チーム  
氏 名 青山 翔吾

## 1. はじめに

突固めによる土の締固め試験(JIS A 1210)は、道路盛土等の締固めの管理基準値を決定するために実施される。試験方法は締固めエネルギーとモールドの大きさの組み合わせでA～Eの5つの呼び

表 1 盛土の締固め試験方法及び管理基準値の例<sup>1)</sup>

盛土の目的と部位	締固め試験の種類	締固め度*
重要度の高い路床及び構造物の接続部	C、D、E法	90%
一般的な路床	A、B法	95%
路体	A、B法	90%

\* 日常管理の例として示されている基準値

名に大別され、盛土の目的と部位、建設機械の締固めの能力、盛土材料の特殊性、許容最大粒径等を考慮して選定される。道路土工—盛土工指針<sup>1)</sup>では、従来の管理基準値と現状の盛土の健全性に基づいた目安として、表1に示す締固め試験法と管理基準値(締固め度で管理する場合)の組み合わせが例示されている。

ここで、乾燥密度(以下、 $\rho_d$ という)が高いほど盛土が高品質になると仮定すると、重要度の高い盛土ほど厳しい管理基準に基づいて施工が行われることが望ましい。表1では、一段目に示した条件が最も高い $\rho_d$ に到達し得る組み合わせであることが期待されるものの、このことを定量的に説明している資料は少ないのが現状である。

また、路体及び一般的な路床の管理基準値については、A又はB法による締固め試験結果に基づくことが例示されている(表1)。A、B法は締固めエネルギーは同一であるがモールドの直径が異なる(表2)。礫質土を除く盛土材料の場合にはA、B法いずれの試験方法を選択することもできることから、技術者により異なる試験方法が採用されることで同じ材料であっても最大乾燥密度(以下、 $\rho_{dmax}$ という)に差異が生じ、結果として施工時の管理基準値 $\rho_d$ が異なる可能性がある。

表 2 試験法による締固め条件の概要

試験方法	締固めエネルギー	モールド	
		直径	体積
A法	1.0 Ec	10 cm	1000 cm <sup>3</sup>
B法	1.0 Ec	15 cm	2209 cm <sup>3</sup>
E法	4.5 Ec	15 cm	2209 cm <sup>2</sup>

## 2. 研究目的

本研究は、砂質土を中心とした数種類の盛土材料のA法、B法及びE法による締固め試験を実施し、①締固めエネルギーの違い(A又はB vs. E)による $\rho_{dmax}$ の差異、及び表1に示した締固め度で到達し得る $\rho_d$ の差異、②締固め試験に用いるモールドサイズの違い(A vs. B)による $\rho_{dmax}$ の差異についてそれぞれ検討する。

## 3. 試験方法

締固め試験を行った盛土材料の物理特性及び締固め特性を表3に示す。試料名の頭文字は、地盤材料の工学的分類方法(JGS 0051)に従い砂質土は「S」、粘性土は「Cs」とした。後述の参考文献から引用した試料についても頭文字は同分類方法に従った。表中には $\rho_{dmax}$ 及び最適含水比(以下、 $w_{opt}$ という)での飽和度を最適飽和度<sup>2)</sup>(以下、 $S_{r,opt}$ という)として示した。各盛土材料の粒度分布は図1に示すとおりである。7試料が砂質土、1試料が粘性土(シルト)であり、細粒分含有率(以下、 $F_c$ という)は11.3～55.1%であった。土粒子の密度試験(JIS A 1202)、土の粒度試験(JIS A 1204)及び突固めによる土の締固め試験(JIS A 1210)はいずれも旧規格(2009)にて実施した。標

準プロクター（以下、1Ec という）による締固め試験は基本的に A、B 法の両方を実施したが、S(美浦 H29)及び S(北見火山灰)は A 法のみ、Cs(茨城)は B 法のみを実施した。修正プロクター（以下、4.5Ec という）による締固め試験は、道路盛土の材料で一般に実施される E 法とした。試料の準備方法は、試料乾燥過程の影響が小さい S(行方)のみ b 法、他はすべて c 法とした。いずれの試料も試験前には各試料の最大粒径に一致する目開きのふるいに通して十分ときほぐした。締固め試験（含水比試験を含む）には最小読取値 0.1 g のはかりを用い、含水比はモールドから取り出した試料全量で計測した。

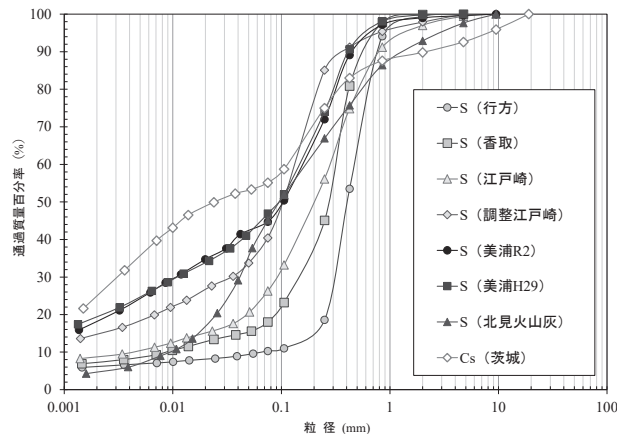


図 1 盛土材料の粒度分布

表 3 試験法による締固め条件の概要

試料名		S(行方)	S(香取)	S(江戸崎)	S(調整江戸崎)	S(美浦R2)	S(美浦H29)	S(北見火山灰)	Cs(茨城)	
土粒子の密度 $\rho_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )		2.667	2.738	2.685	2.702	2.710	2.728	2.481	2.584	
粒度分布	細粒分含有率 $F_c$ (%)	11.3	18.0	26.3	40.4	44.7	46.9	45.1	55.1	
	最大粒径 (mm)	4.75	4.75	9.5	9.5	9.5	4.75	9.5	19	
	50%粒径 $D_{50}$ (mm)	0.403	0.278	0.020	0.103	0.103	0.093	0.096	0.024	
	均等係数 $U_c$	7.2	37.9	67.5	—	—	—	18.1	—	
分類	分類記号	S-F	SF	SF	SF	SF	SF	SV-G	MH	
	分類名	細粒分まじり砂	細粒分質砂	細粒分質砂	細粒分質砂	細粒分質砂	細粒分質砂	礫まじり火山灰質砂	シルト(高液性)	
突き固めによる土の締固め試験	A 法	試験方法	A-b	A-c	A-c	A-c	A-c	A-c	A-c	—
		最適含水比 $w_{opt}$ (%)	13.3	18.5	17.9	16.2	21.0	19.5	41.9	—
		最大乾燥密度 $(\rho_d)_{max}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.825	1.726	1.733	1.727	1.650	1.649	1.032	—
		最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ (%)	76.9	86.4	87.5	77.5	88.6	81.3	74.0	—
	B 法	試験方法	B-b	B-c	B-c	B-c	B-c	—	—	B-c
		最適含水比 $w_{opt}$ (%)	11.7	18.3	18.1	15.7	20.7	—	—	29.4
		最大乾燥密度 $(\rho_d)_{max}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.836	1.728	1.727	1.757	1.651	—	—	1.350
		最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ (%)	68.9	85.7	87.6	78.9	87.5	—	—	83.1
	E 法	試験方法	E-b	E-c	E-c	E-c	E-c	E-c	E-c	E-c
		最適含水比 $w_{opt}$ (%)	9.2	15.0	14.6	13.0	15.8	16.9	33.9	27.5
		最大乾燥密度 $(\rho_d)_{max}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.850	1.836	1.851	1.897	1.793	1.769	1.147	1.425
		最適飽和度 $(S_r)_{opt}$ (%)	55.6	83.6	87.0	82.8	83.7	85.0	72.3	87.4

## 4. 試験結果

### 4.1 締固めエネルギーの影響 (A 又は B 法 vs. E 法)

表 3 に示した 8 試料の 1Ec による締固め曲線を図 2 に、代表 4 試料の 1Ec と 4.5Ec による締固め曲線の比較を図 3 にそれぞれ示す。1Ec については Cs(茨城)のみ B 法、他は全て A 法による締固め曲線である。飽和度一定曲線は 8 試料の土粒子の密度の平均値 ( $\rho_s = 2.662 \text{ g/cm}^3$ ) により示した。S(北見火山灰)を除き、概ね  $F_c$  が高い試料ほど  $\rho_{d,max}$  は小さく締固め曲線はなだらかな形状を示した。しかし、S(行方)は  $F_c$  が全 8 試料中最も低く締固め曲線は左上に位置するものの、その形状はより細粒な S(香取)などと比較してなだらかであった (図 2)。また、S(行方)では 1Ec での  $\rho_{d,max}$  に対する 4.5Ec での  $\rho_{d,max}$  の増分が他の試料と比べて小さかった (図 3)。ただし、S(行方)はモールド毎の締固め試験結果のばらつきが大きく、今後検討を要する。図 4 には 1Ec と 4.5Ec における  $S_{r,opt}$  の関係を示す。S(行方)の 4.5Ec を除き、 $S_{r,opt}$  は概ね 75~90% であり、龍岡らの報告<sup>2)</sup>と同様であった。また、1Ec と 4.5Ec の  $S_{r,opt}$  の差は、S(行方)を除き 5%以内であった。

1Ec に対する 4.5Ec の  $\rho_{d \max}$  の比 (以下、 $\rho_{d \max}$  比という) と、各試料の 1Ec における  $w_{\text{opt}}$  の関係を図 5 に示

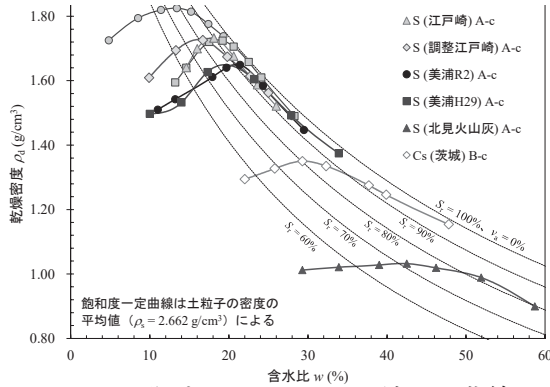


図 2 標準プロクターによる締固め曲線

す。図には、1Ec の締固め度  $D_c = 95\%$  における  $\rho_d$  と 4.5Ec の  $D_c = 90\%$  における  $\rho_d$  が一致する場合の  $\rho_{d \max}$  比 ( $\approx 1.056$  以下、閾値という) を破線で示す。また、龍岡ら<sup>2)</sup>による 2 種類の礫質土 (G<龍岡ら>、 $F_c = 8 \sim 9\%$ ) 及び 5 種類の砂質土 (S<龍岡ら>、 $F_c = 15 \sim 19\%$ )、鈴木ら<sup>3)</sup>による稲城砂 (S (稲城<鈴木ら>)、 $F_c = 10\%$ )、並びに中村ら<sup>4)</sup>による計 613 種類の礫質土、砂質土及び比較的良質な粘性土の  $\rho_{d \max}$  比もあわせて示す。ここで、龍岡ら<sup>2)</sup>の土の  $\rho_{d \max}$  比は、1Ec での  $\rho_{d \max}$  値と、式 1<sup>2)</sup>及び係数 C<sup>2)</sup>から算出した 4.5Ec での  $\rho_{d \max}$  の比として求めた。

$$\rho_{d \max} = (\rho_{d \max})_{1Ec} \cdot [1 + C \cdot \log(\text{CEL})] \quad \dots \text{(式 1)}$$

$(\rho_{d \max})_{1Ec}$ : 1Ec における  $\rho_{d \max}$ , C: 乾燥密度の増加率,

CEL: 締固めエネルギーレベル

S (稲城<鈴木ら>) の  $\rho_{d \max}$  比は、15 cm モールド、4.5 kg ランマ、落下高さ 45 cm の条件において、締固めエネルギー (対数軸) と  $\rho_{d \max}$  の関係が直線近似として示されており<sup>3)</sup>、この関係から推測した締固めエネルギーレベル 4.5Ec における  $\rho_{d \max}$  値と、1Ec (A 法) での  $\rho_{d \max}$  値の比として求めた。中村ら<sup>4)</sup>の  $\rho_{d \max}$  比は、材料毎の 1Ec (B 法) と 4.5Ec (E 法) それぞれの試験結果  $\rho_{d \max}$  値から  $\rho_{d \max}$  比を求め、これらの  $\rho_{d \max}$  比を土の種類によらず、ある  $w_{\text{opt}}$  の幅で平均した値とその時の  $\pm 1\sigma$  の範囲<sup>4)</sup>を示したものである。本研究の S (行方) を除いた 7 試料

及び S<龍岡ら>の  $\rho_{d \max}$  比は、概ね 1.05~1.15 に分布し、閾値よりも大きい値となった。また、中村ら<sup>4)</sup>の平均値のうち、1Ec の  $w_{\text{opt}}$  が約 15% 以上についても、 $\rho_{d \max}$  比は同様の範囲に分布した。これらの結果は、表 1 の一段目の条件が最も高い  $\rho_d$  に到達し得ることを示す。一方、1Ec の  $w_{\text{opt}}$  が約 15% より小さい試料では  $\rho_{d \max}$  比が閾値と同程度であり、表 1 の一段目と二段目の条件で到達し得る  $\rho_d$  に差が無い場合もあることが示された。

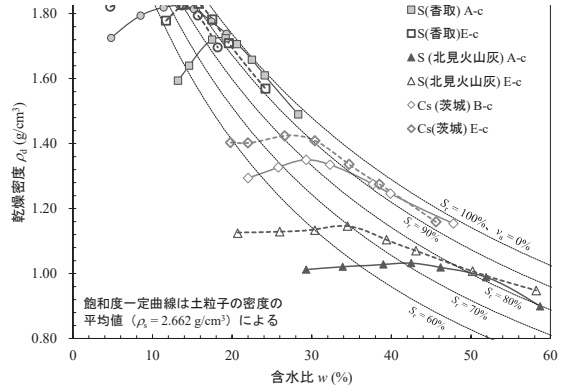


図 3 試験方法による締固め曲線の比較

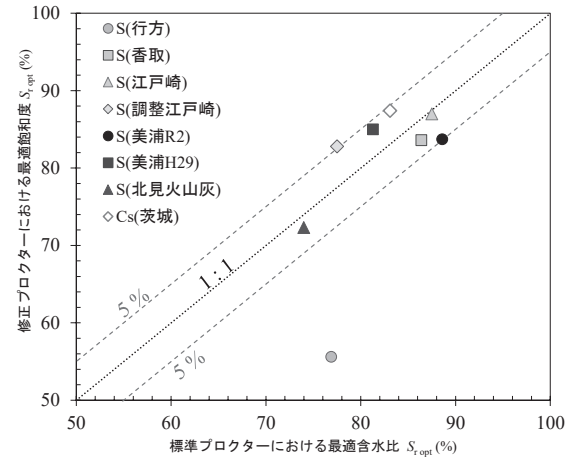


図 4 試験方法による最適飽和度の関係

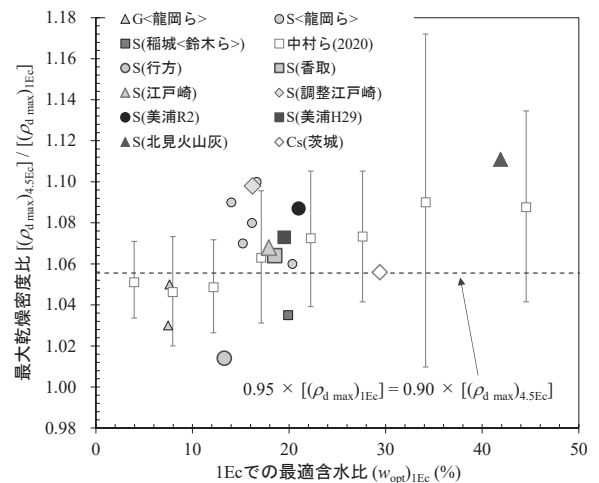


図 5 最適含水比と最大乾燥密度比の関係

## 4.2 締固め試験のモールドサイズの影響 (A 法 vs. B 法)

A 法及び B 法による締固め試験では、それぞれの突固め回数が Proctor により定義された締固め仕事量 (エネルギー) に一致するように定められており、どちらの方法を用いても理論上は同じ締固め曲線が得られるはずである。しかし、表 3 に示した  $\rho_{d\max}$  及び  $w_{\text{opt}}$  から分るとおり、A 法及び B 法による試験結果は異なる場合と概ね一致する場合があった。A、B の両方で試験を実施した 5 試料について、A 法による  $\rho_{d\max}$  又は  $w_{\text{opt}}$  と、B 法による  $\rho_{d\max}$  又は  $w_{\text{opt}}$  の関係を図 6 又は図 7 にそれぞれ示す。最大乾燥密度及び最適含水比は締固め曲線のピークに相当するが、

本研究で対象とした盛土材料の範囲では、これらの値に A 法と B 法で大きな違いはなかった。ただし、図 6 では中央の斜線より左上、図 7 では中央の斜線より右下にデータが偏っており、B 法で  $\rho_{d\max}$  が大きく、 $w_{\text{opt}}$  が小さくなる傾向が確認された。引き続き様々な盛土材料で試験結果を確認する必要がある。

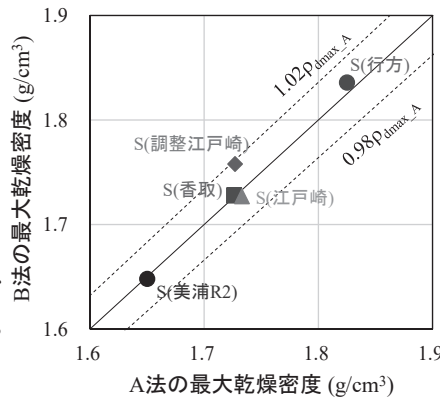


図 6 最大乾燥密度の比較

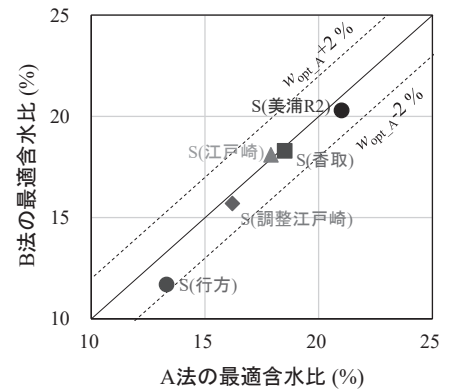


図 7 最適含水比の比較

## 5. まとめ

本研究及び既往研究で対象とした盛土材量の締固め試験結果から、1Ec の  $w_{\text{opt}}$  が約 15 % 以上の場合には、表 1 の一段目が最も高い  $\rho_d$  に到達しうる条件であることが示唆された。また、本研究で対象とした盛土材料の範囲では、突固めによる土の締固め試験の A、B の方法で得られる  $w_{\text{opt}}$  及び  $\rho_{d\max}$  に大きな違いは確認されなかった。ただし、B 法で  $\rho_{d\max}$  が大きく、 $w_{\text{opt}}$  が小さくなる傾向が確認された。

各材料における締固め試験結果のばらつきが大きいこと、試験を実施した試料数が限られることから、今後も様々な盛土材料のデータを加えて引き続き検討を進める予定である。

## 6. 謝辞

本報の作成にあたり、施工技術チームの皆様方、特に宮武地質地盤研究グループ長 (前 施工技術チーム 上席研究員)、宮下主任研究員には大変貴重なご意見や、多大なるご協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

所属：基礎地盤コンサルタンツ株式会社

## <参考文献>

- 1) (社) 日本道路協会、道路土工—盛土工指針 (平成 22 年度版)、平成 22 年 4 月
- 2) 龍岡ら、「地盤工学・技術ノート 第 4~6 回 盛土の締固め④~⑥」、基礎工、Vol. 41 No. 10~12、2013.10~12
- 3) 鈴木ら、「砂質土 (稲城砂) の室内突固め試験に関する実験的研究」、鹿島技術研究所年報、Vol.21、pp. 199~210、1973.
- 4) 中村&日下、「突固め試験の統計分析による土質材料ごとの締固め特性」、第 55 回地盤工学研究発表会、2020.7



# 河川事業への環境 DNA の応用技術に関する研究

チーム名等 河川生態チーム  
氏 名 北川 哲郎

## 1. まえがき

魚類をはじめとした水生動物の調査においては、様々な採捕器具を用いた直接採捕法が主流であるが、近年、水中や土壌中に存在する組織片などに含まれる遺伝情報を読み取り生物種の生息を推定する、環境 DNA (environmental DNA ; 以下、eDNA) 分析という手法が注目を集めている<sup>1)</sup>。とりわけ魚類を対象とした eDNA 分析の技術については、複数の魚類の生息を一度に検出するメタバーコーディング解析 (以下、MB 解析) における解析系として優れた検出力を有する MiFish パイプラインが普及し<sup>2)</sup>、調査・実験に関する手引きやマニュアル類が公表されるなど、魚類調査の手法として一般化しつつある<sup>3)</sup>。魚類の MB 解析に関しては、直接採捕との比較に関する研究が数多く試行され、直接採捕に劣らない、あるいは直接採捕よりも多くの taxon (種・属・科など分類学的に優位な集まりであることを示す単位 [複数: taxa]) の検出が期待できる一方で、両手法の結果が完全に一致する例はきわめて少ないことが示されている<sup>4)</sup>。また、現行技術では下位分類群までの検出が困難な taxon が存在するなど<sup>5)</sup>、精度高い魚類相の把握には数多くの課題が残されている。

他方で、属・科といった上位分類群までの特定に止まる taxon を含むリストであっても、検出魚類の生態的特性などから類推される調査地点の環境特性が実態に即するものであれば、調査地の環境評価等を目的とした河川調査における、効率的な調査手法としての活用が期待できる。そこで報告者らは、令和元年度に函館湾周辺へ注ぐ 12 の中小河川群の下流域において環境評価 MB 解析の利用性に関する検証実験を行い、とりわけ回遊性魚類の検出傾向などから、周辺の水域環境を反映した魚類リストが得られることを示唆する結果を得た<sup>5)</sup>。しかし、既往成果はきわめて限られた水域からの情報に基づくもので、調査技術・知見としての一般化に向けては、より広範な地域から得られた多数の検証結果を用いた検討を展開していく必要がある。

## 2. 研究目的

本研究では、環境 DNA を活用した河川調査に関する知見集積を目的とし、北海道南部および東北・北陸地方に流れる河川において MB 解析を実施し、回遊性魚類とりわけ通年で河川下流域に出現する両側性回遊型カジカ類の検出傾向と河川下流域の環境特性とを照合することで、本技術の環境評価手法としての有効性を検討した。

## 3. 研究方法

### 3.1. サンプリング

本研究では、北海道函館湾周辺および本州の青森湾周辺から富山湾周辺までに存在する河川のうち、人為的な環境利用による影響の検出が期待できる、港湾施設が発達した都市部周辺を流れる 33 河川を調査地として選定した (表-1)。なお、調査地のうち、函館湾周辺へ注ぐ 12 河川については北川ほか (2020b) の値を参照した<sup>5)</sup>。

表-1 調査対象とした河川の一覧

地 区 (採水年月日)	河川名 (河川 No.)
北海道 函館湾周辺 (2019年4月23,24日)	大釜谷川(H1), 当別川(H2), 茂辺地川(H3), 下町沢川(H4), 宗山川(H5), 戸切地川(H6), 大野川(H7), 久根別川(H8), 石川(H9), 小田島川(H10), 亀田川(H11), 松倉川(H12)
青森県 青森湾周辺 (2019年10月8日)	野内川(A1), 赤川(A2), 堤川(A3), 沖館川(A4), 新城川(A5), 貴船川(A6), 根井川(A7), 天田内川(A8)
新潟県 新潟平野周辺 (2020年11月10日)	福島潟放水路(N1), 阿賀野川(N2), 信濃川(N3), 新発田川(N4), 加治川(N5), 落堀川(N6)
富山県 富山湾周辺 (2020年11月9日)	白岩川(T1), 上市川(T2), 常願寺川(T3), 下条川(T4), 庄川(T5), 新堀川(T6), 神通川(T7)

採水地点の選定ならびに採水・移送方法は北川ほか (2020b) に従い<sup>5)</sup>, 各河川の下流域1地点から1Lの表層水を採水して検体とした。採水時には、河口域周辺に見られる環境特性として、河口砂州の発達(無 / 片岸 / 両岸)、河岸の自然度(自然河岸 / 部分的な人工護岸 / 人工護岸)を目視確認により記録した。さらに、各河川の周辺地域の土地利用および開発状況に関する資料を参照し<sup>5),6),7)</sup>, 河川規模の指標としての河口部の流路幅(m)ならびに、人口集中地区の通過の有無(無 / 下流側 / 上流側)、河口部の人工地形化の有無(埋立地・盛土地等, 無 / 片岸 / 両岸)、最下流域での潮止堰の有無(無 / 有)に関する情報を収集し、解析に用いる付帯情報とした。

### 3.2. MB解析およびデータの分析

各河川で採水した検体をメンブレンフィルター(ADVANTEC社, 孔径: 0.45 μm)で全量濾過し, DNeasy Blood Tissue Kit (Qiagen社)を用いて抽出されたDNA溶液を試料としてMB解析を実施し, 魚類リストを構築した。DNAの抽出, MB解析および検出魚類のリスト化に関する諸条件の設定は, 北川ほか (2020b) に従った<sup>5)</sup>。

MB解析に基づく魚類リストとの照合を実施するため, 各河川の環境情報を変数として, 非計量多次元尺度構成法(Non-metric MultiDimensional Scaling; 以下, NMDS)による序列化を行なった。序列化に際する類似度の算出においては, 各河川から得られた標本サイズが等しく, 異なる分布様式に基づく変数が含まれることからBray-Curtis指数を採用した<sup>8)</sup>。得られたNMDSは, データ収束によるストレス値が適当な範囲(Stress < 0.2)<sup>8)</sup>であることを確認したうえで2次元平面上に展開し, ウォード法によってクラスタリングした後にシルエット係数に基づいて類型化した。さらに, 序列化された各河川に対する各変数の適合度をRandom permutation test(反復: 10,000)によって検証し, 有意水準  $p < 0.05$  を示した変数が有する増加方向と各河川の座標との相関とをベクトルとしてNMDS平面上へ射影した。類似度ならびにNMDSに関する計算には統計解析ソフトR(ver. 3.6.1., Windows)およびveganパッケージを用いた。

## 4. 研究結果

### 4.1. 検出魚類

本研究で実施したMB解析においては, 26/33河川で得られたサンプルから64,608 ± 41,488リード(平均 ± 標準偏差)の配列情報が読み取られ, 計137 taxaの魚類が検出された(図-1; 淡水: 38 taxa, 回遊: 18 taxa, 汽水/海水: 63 taxa)。そのうち, 両側性回遊型のカジカ類は, ウツセミカジカ(3河川), カンキョウカジカ(16河川), エゾハナカジカ(9河川)の3 taxaが含まれた。

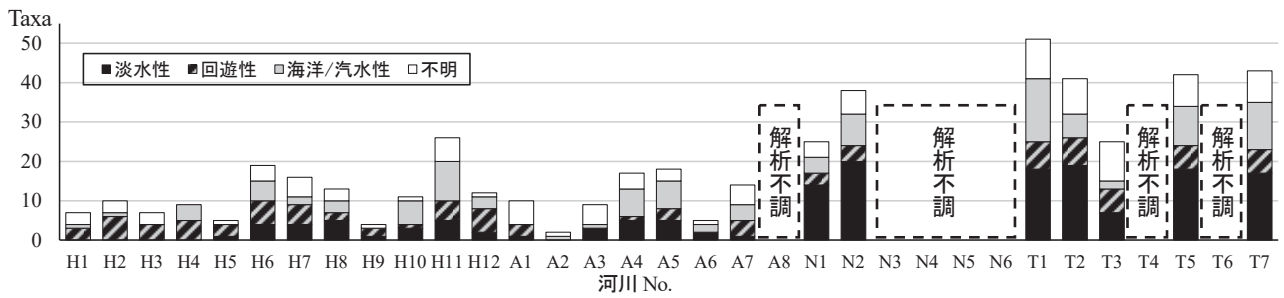


図-1 MB解析における魚類の検出状況（河川No：表-1）.

表-2 調査河川の環境情報一覧

河川No.	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10	H11	H12	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	N1	N2	N3	N4	N5	N6	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
流路幅	18	9	37	7	6	41	53	34	18	9	31	41	80	19	90	26	48	10	8	18	107	845	430	75	194	59	84	42	161	35	260	38	218
人工地形に開口*	0.5	1	0.5	1	0	0.5	0.5	0	0	1	1	0.5	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0.5	0	1	0.5	0	1	1	
湖止堰*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
河口砂州*	0.5	0	1	0	1	1	0	0.5	0.5	0	0	1	1	1	1	1	1	0.5	0	0	1	0.5	0.5	0.5	1	1	0.5	0.5	0	0.5	0	0	
自然河岸*	0.5	0	0.5	0	1	1	0	0.5	0.5	0	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	0.5	0	0	0	1	0.5	0.5	0.5	1	0.5	0.5	0.5	0	0.5	0	0
人口集中(下)**	1	0	1	0	0	0	1	0	0	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	1	0	1	1	1	0	1	0	0	1	1	1	1
人口集中(上)**	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	0	1	1	1	0	0	0	1	0	1	0	1	1	1	0	0	0	1	1	0	1	1

\*0: なし, 0.5: 片岸のみ該当/存在, 1: 両岸とも該当/存在  
 \*\*人口集中地区への該当. (下): 採水地点の下流域が該当, (上): 採水地点の上流域が該当

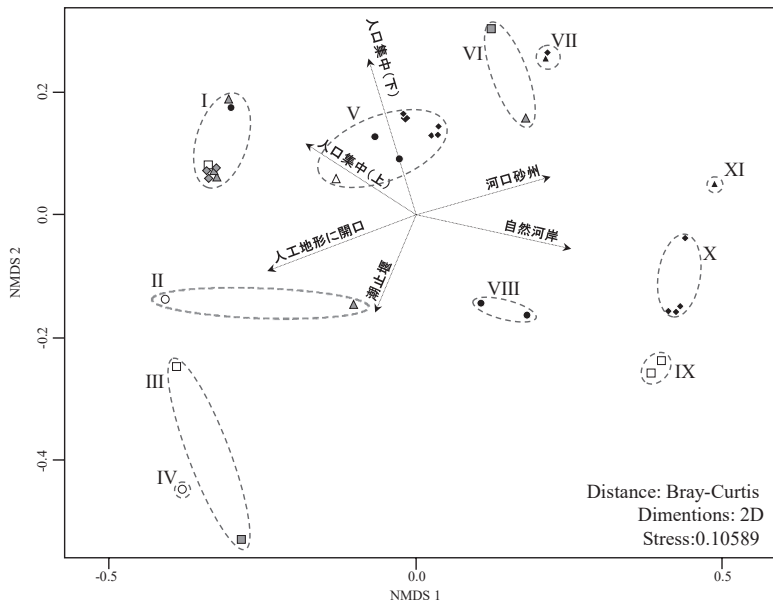


図-2 環境情報に基づくNMDSによる調査河川の配置図. I-XI: シルエット係数によって判別されたグループ. ◇/◆/◇: H1-12, △/▲/▲: A1-8, □/■/■: N1-6, ○/●/●: T1-7. 黒色記号: 両側性回遊型カジカ属の検出河川, 灰色: 未検出河川, 白色: 解析不調. 矢印: NMDSに対して有意な適合性を示した変数のベクトル ( $p < 0.05$ )

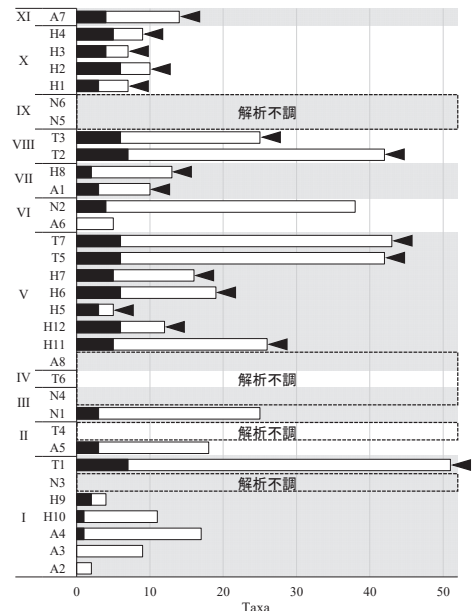


図-3 クラスタ別に見た回遊性魚類の検出傾向. ■: 回遊性魚類, □: 総検出魚類. ◀: 両側性回遊型カジカ属の検出河川.

#### 4.2 環境情報の類型化および回遊性魚類の検出傾向との照合

各河川の環境特性として収集された情報の一覧を表-2に, NMDSに基づく序列化および類型化の結果を図-2に, それぞれ示す. 今回の解析では, 「流路幅」を除く6項目が, NMDSに対して有意な適合性を示す変数として選択された ( $p < 0.05$ ; 表-2). 序列化によって得られた2軸について, 「河口砂州」と「自然河岸」が正の方向を, 「人

「地形への開口」が負の方向を指した NMDS1 においては、「下流域における自然性の高さ」と解釈できるベクトル分布が得られた。また、NMDS2 においては、採水地点の上流・下流における「人口集中地区の通過」を示す 2 変数のいずれもが正の方向を、「潮止堰の存在」が負方向を、それぞれ示し、ベクトル分布の傾向として解釈できる特定の傾向ならびに魚類の検出傾向に対する関連性は読み取られなかった。NMDS 上に配置された 33 河川はシレット分析に基づき 11 のクラスタに区分された (図-2, I~XI)。各クラスタは、最多の 8 河川を含むクラスタ V, 6 河川を含むクラスタ I, 4 河川を含むクラスタ X, の 3 つの大型クラスタと、それぞれ 1 ないし 2 河川のみを含む 8 つの小型クラスタで構成された。このうち、NMDS1 に対して異なる分布傾向を呈した 3 つの大型クラスタについて、負方向に配置されたクラスタ I では検出 taxa に対する回遊性魚類の占有率が低く、正方向に配置されたクラスタ X および中立的な位置に配置されたクラスタ V では占有率が高くなる傾向が見られた (図-3,  $I < V: p \cong 0.07$ ;  $I < X: p < 0.05$ ;  $V < X: p \cong 0.17$ , Steel-Dwass test)。さらに、NMDS1 に対して負方向に配置されたクラスタに含まれる河川では、正方向に配置された河川と比較して、両側性回遊型カジカ類の検出頻度が著しく低下することが確かめられた (図-3, クラスタ I~III [-]: 1/8 河川, クラスタ V [±]: 7/7 河川, クラスタ VI~XI [+]: 9/11 河川)。

## 5. 結 論

本研究により、下流域における自然性の高さと回遊性魚類の多寡との関連性を示すいくつかの傾向が確認され、報告者らの既往研究を支持する結果が得られた<sup>9)</sup>。北海道および東北・北陸地方にわたる 6 つの一級水系 (赤川, 阿賀野川, 信濃川, 常願寺川, 庄川, 神通川) を含む 33 河川を対象とした検討においても同様の傾向が示されたことから、MB 解析は、中小河川のみならず大規模水域においても活用し得る環境評価手法であると示唆される。

## 6. 謝 辞

本研究の遂行にあたり、河川生態チームの中村上席研究員、村岡総括主任研究員からの指導・助言をいただいた。また、河川生態チームおよび自然共生研究センターのメンバー諸氏からは、現地調査やサンプル解析に際して技術的な協力をいただいた。ここに記して謝意を表する。

所属：株式会社建設環境研究所

### <参考文献>

- 1) Ruppert, K., M., R. J. Kline and M.S. Rahman: Past, present, and future perspectives of environmental DNA (eDNA) metabarcoding: A systematic review in methods, monitoring, and applications of global eDNA, *Global Ecol. Conserv.* 17, e00547, 2019.
- 2) Bylemans, J., D.M. Gleeson, C.M. Hardy and E. Furlan: Toward an ecoregion scale evaluation of eDNA metabarcoding primers: A case study for the freshwater fish biodiversity of the Murray-Darling Basin (Australia). *Ecol. & Evol.* 8, 8697-8712, 2018.
- 3) 宮 正樹「環境 DNA 学会の今 (第 1 回) MiFish プライマーを用いた魚類環境 DNA 研究の最新動向-1: 海外の研究グループによって明らかにされた MiFish プライマーの高い種検出能力」環境 DNA 学会ニュースレター, No. 2, 17-22, 2020.
- 4) 北川哲郎・村岡敬子・山田拓也・中村圭吾「河川水辺の国勢調査 (魚類) における環境 DNA メタバーコーディングの試行事例分析」河川技術論文集 26, 319-324, 2020.
- 5) 北川哲郎・村岡敬子・中村圭吾「環境 DNA メタバーコーディングによって検出された函館湾周辺の中小河川における魚類の出現傾向」日本生物地理学会会報 75, 9-17, 2020.
- 6) 統計局, 地図で見る統計, URL: <https://jstatmap.e-stat.go.jp/jstatmap/main/base.html?1605073637114>.
- 7) 国土地理院, 地理院地図, URL: <https://maps.gsi.go.jp/help/intro/>.
- 8) 土居秀幸・岡村 寛「生物群集解析のための類似度とその応用: R を使った類似度の算出, グラフ化, 検定」日本生態学会誌 61, 3-20, 2011.

# 下水二次処理水に残存するアンモニア性窒素の担体を用いた低減方法の提案

チーム名等 水質チーム  
氏 名 厚朴 大祐

## 1. はじめに

アンモニアの水生物影響が報告されており<sup>1) 2)</sup>、下水処理水のアンモニア性窒素（以下、 $\text{NH}_4\text{-N}$ とする）濃度の低減について今後議論される可能性がある。この背景から、全国 54 箇所の小規模下水処理場の下水二次処理水中  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度を測定したところ<sup>3)</sup>、全体の 44%の処理場で下水二次処理水の  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度が 2 mg-N/L 以上であり、濃度の目標値が低く設定された場合は、多くの下水処理場で低減対策が必要となる可能性がある。下水二次処理水に残存する  $\text{NH}_4\text{-N}$  の低減対策として、活性汚泥法の好気槽への微生物保持担体投入を試みる報告や実用化された報告は数多くあるが<sup>4) 5) 6) 7) 8) 9)</sup>、生物反応槽後段に  $\text{NH}_4\text{-N}$  を低減するための担体処理を追加する報告は数少ない<sup>10)</sup>。更に、後段に追加した担体処理装置に対して、下水二次処理水中  $\text{NH}_4\text{-N}$  の負荷変動に応じた曝気量制御のために、 $\text{NH}_4\text{-N}$  センサーを設置し、 $\text{NH}_4\text{-N}$  センサーを用いた曝気量のフィードバック制御を行った例はない。本研究では、小規模下水処理場に適した簡易追加処理法として、下水二次処理水中  $\text{NH}_4\text{-N}$  の硝化について微生物保持担体と  $\text{NH}_4\text{-N}$  センサーを用いて、異なる担体流動性保持方法における省エネ効果と水質改善効果を検討した。

## 2. 実験方法

### 2.1 実験装置の概要

本研究で用いた微生物保持担体処理実験装置の概要を図-1 に示す。容量 60 L の反応槽を 2 つ連結し、各反応槽には微生物保持担体を投入した。本研究で使用した担体は、事前検討により<sup>11)</sup>、 $\text{NH}_4\text{-N}$  除去性が高く、担体流動性保持が容易なポリプロピレン製中空円筒状（4 mm<sup>OD</sup> × 3 mm<sup>ID</sup> × 5 mm<sup>L</sup>）である。担体充填率は、事前検討により<sup>11)</sup>、嵩比率 35%に設定した。反応槽有効容積は 92%となった。HRT（= 反応槽有効容積 / 流入水量）は、事前検討により<sup>11)</sup>、180 分に設定した。微生物保持担体処理のための原水は、実流入下水を活性汚泥処理実験装置で硝化抑制運転し、下水二次処理水中に  $\text{NH}_4\text{-N}$  を残留させたものを用いた。 $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度のリアルタイムモニタリングと流入負荷変動に応じた曝気量制御のために、 $\text{NH}_4\text{-N}$  センサーを下水二次処理水貯留槽および各担体処理槽に設置し、DO センサーを第 2 担体処理槽に設置した。本研究では、担体流動性保持を曝気攪拌および機械攪拌で行い、担体付着微生物量と菌叢の差異および  $\text{NH}_4\text{-N}$  処理性能を比較した。

### 2.2 $\text{NH}_4\text{-N}$ センサーを用いた曝気量制御方法

#### 2.2.1 担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験

本実験における  $\text{NH}_4\text{-N}$  センサーを用いた曝気量制御方法を表-1 に示す。曝気量制御は、担体流動性保持用に常時稼働の曝気装置とは別に、各担体処理槽に制御用曝気装置を 2 台設置し、第 2 担体処理槽の  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度に応じて、曝気装置を台数制御した。第 2 担体処理槽の  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度に応じた各担体処理槽の曝気装置の ON/OFF 制御値は、第 2 担体処理槽の  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度を 1-2 mg-N/L で推移させることを目標として、曝気装置の性能・台数および第 2 担体処理槽の  $\text{NH}_4\text{-N}$  センサーの測定精度を考慮し、設定した。本実験期間は 2020 年 7 月 7 日から 2020 年 9 月 15 日である。

#### 2.2.2 担体流動性保持を機械攪拌で行った実験

本実験における  $\text{NH}_4\text{-N}$  センサーを用いた曝気量制御方法を表-2 に示す。担体流動性保持のための攪拌は、1 槽当たり回転数 80 rpm で行った。曝気量制御は、各担体処理槽に制御用曝気装置を 3 台設置し、第 2 担体処理槽の  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度に応じて、曝気装置を台数制御した。担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験における曝気量制御では、第 1 担体処理槽の余剰 DO を有効に利用できていないことが示唆されたため、本実験における曝気量制御は、第 2 担体処理槽の  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度に応じて、第 1 担体処理槽の曝気装置を段階的に全て稼働させた後に、第 2 担体処理槽の曝気装置を稼働する制御とした。本実験における各担体処理槽の曝気装置の ON/OFF 制御値は、担体流動性保持に曝気装置を用いた実験と同様の方法で設定した。本実験期間は 2020 年 10 月 14 日から 2021 年 1 月 13 日である。



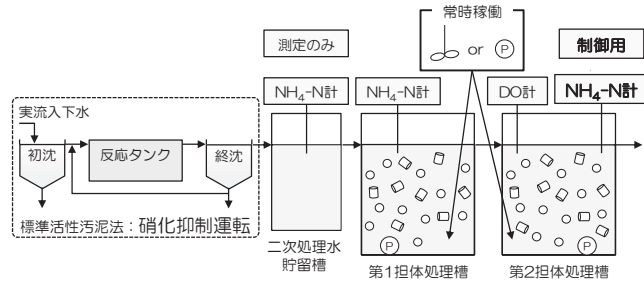


図-1 NH<sub>4</sub>-Nセンサーを用いた微生物保持担体処理実験のフロー

表-1 担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験における曝気量制御方法

第2担体処理槽NH <sub>4</sub> -N濃度	1槽目曝気量 (L/min)	2槽目曝気量 (L/min)
0.9 mg-N/L 未満	2.75	2.75
0.9 mg-N/L 以上	4.15	2.75
1.1 mg-N/L 以上	4.15	4.15
1.4 mg-N/L 以上	5.55	4.15
1.7 mg-N/L 以上	5.55	5.55

表-2 担体流動性保持を機械攪拌で行った実験における曝気量制御方法

第2担体処理槽NH <sub>4</sub> -N濃度	1槽目曝気量 (L/min)	2槽目曝気量 (L/min)
0.8 mg-N/L 未満	0	0
0.8 mg-N/L 以上	1.85	0
1.0 mg-N/L 以上	3.70	0
1.2 mg-N/L 以上	5.55	0
1.3 mg-N/L 以上	5.55	1.85
1.5 mg-N/L 以上	5.55	3.70
1.7 mg-N/L 以上	5.55	5.55

### 2.3 水質測定

下水二次処理水および各担体処理水に対して、水質測定のための採水を、実験期間中に週に1回程度行った。測定項目は、pH、TOC濃度、SS濃度およびアルカリ度であり、測定方法は下水試験方法<sup>12)</sup>に従った。

### 2.4 担体付着微生物量の測定

各担体処理槽の担体付着微生物量の測定を、実験期間中に週に1回程度行った。測定方法は次の通りである<sup>13)</sup>。各担体処理槽から担体50mLをビーカーに採取し、純水を100mL加えた後、担体と純水の入ったビーカーを超音波発生器（出力200W）に10分間接触させ、純水中に担体付着微生物を抽出した。その懸濁液を試料として、下水試験方法<sup>12)</sup>に従い浮遊物質濃度を測定し、その測定結果を担体1L当たりの担体付着微生物量とした。

### 2.5 担体付着微生物の菌叢解析

各担体処理槽の担体付着微生物と活性汚泥処理実験装置反応槽末端の活性汚泥（対照系）について、16S rRNA遺伝子配列に基づく菌叢解析を行った。各実験終了日である2020年9月15日と2021年1月13日に試料の採取を行った。測定方法は次の通りである<sup>14)</sup>。各担体処理槽から採取した担体は液体窒素で凍結させ、粉砕したものからDNAを抽出した。活性汚泥については、10倍濃縮したものからDNAを抽出した。DNA抽出には、Extrap Soil DNA Kit Plus ver.2（日鉄住金環境）を用い、抽出したDNAを鋳型として真正細菌の16S rRNA遺伝子V3-V4領域を標的としたプライマーを用い、PCR増幅を行った。DNAシーケンシングにはMiseq reagent Kit v3（600サイクル、Illumina）を用いて解析した。解析で得た各リードの細菌・古細菌種の同定および統計解析はQIIME2を用いた。各塩基配列の同定にはSilva 132をリファレンスデータベースとした。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 異なる担体流動性保持方法における担体付着微生物量の比較

担体流動性保持を曝気攪拌および機械攪拌で行った実験における、担体1L当たりの担体付着微生物量の測定結果を表-3に示す。担体流動性保持方法の違いによる担体付着微生物量に大きな差異はないことを確認した。このことから、馴致期間および運転期間を考慮すると、担体付着微生物量が飽和に達している可能性が示唆された。

### 3.2 異なる担体流動性保持方法における担体付着微生物の菌叢比較

担体流動性保持を曝気攪拌および機械攪拌で行った実験における、それぞれの門レベルおよび属レベルの微生物菌叢解析結果を図-2に示す。塩基配列解析の結果、各サンプルから約6-11万本の塩基配列を取得し、約1,600種類に分類することができた。図-2には系内に0.1%以上存在する属を示す。活性汚泥処理実験装置反応槽末端の活性汚泥の菌叢を構成する主な門は、Proteobacteria, Bacteroidetes, Patescibacteriaであった。各担体処理槽の担体付着微生物の菌叢を構成する主な門はProteobacteria, Bacteroidetes, Acidobacteria, Nitrospirae, Chloroflexiであった。属レベルの分類では、亜硝酸酸化細菌である*Nitrospira* sp.とアンモニア酸化細菌である*Nitrosomonas* sp.が、それぞれ活性汚泥中からはほとんど検出されなかった。一方で、担体処理槽からは*Nitrospira* sp.（最小 - 最大、本論文の - 表記において以下同様）は10 -

表-3 異なる担体流動性保持方法における担体1 L当たりの担体付着微生物量の比較 (平均±標準偏差)

担体採取箇所 担体1 L当たりの 担体付着微生物量 (mg/L)	曝気攪拌		機械攪拌	
	第1担体処理槽	第2担体処理槽	第1担体処理槽	第2担体処理槽
	673 ± 272 (N = 9)	679 ± 207 (N = 9)	717 ± 152 (N = 8)	803 ± 208 (N = 8)

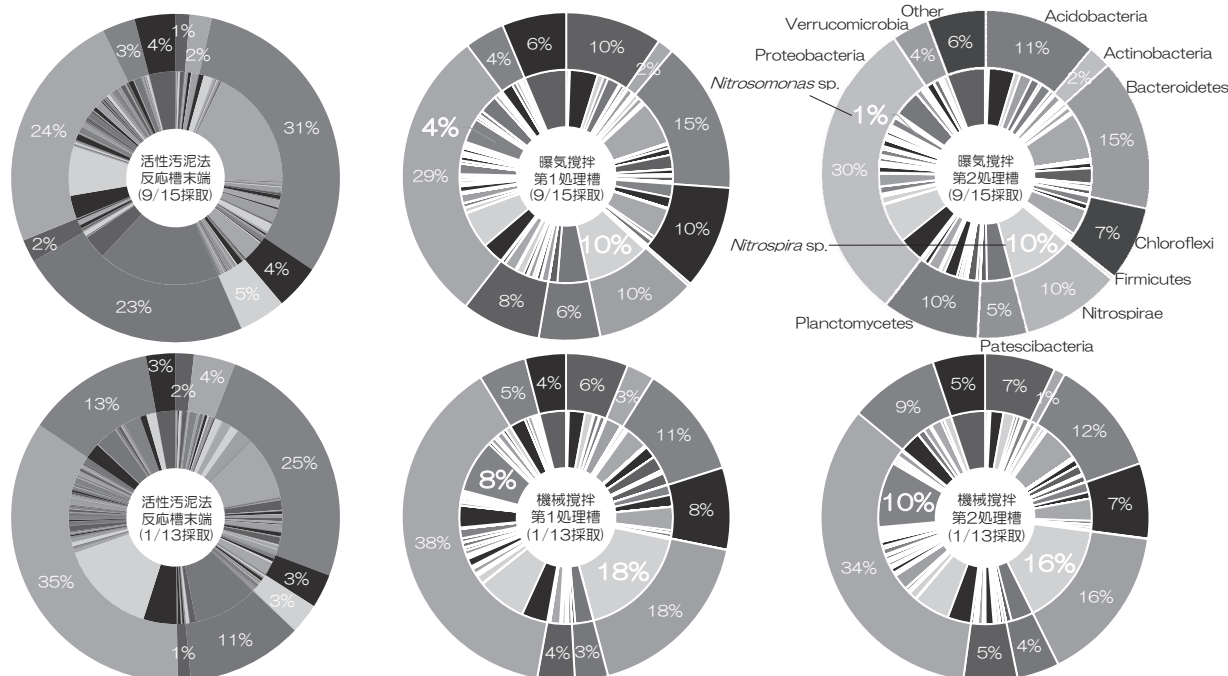


図-2 異なる担体流動性保持方法における担体付着微生物の菌叢比較 (外側：門レベル, 内側：属レベル)

18%程度, *Nitrosomonas* sp. は 1-10%程度の割合で検出されたことから, 本実験で使用した担体には硝化細菌が保持されていたことを確認した. *Nitrospira* sp. と *Nitrosomonas* sp. の検出割合は, 担体流動性保持を機械攪拌で行った実験の担体の方が高くなった. 担体流動性保持を機械攪拌で行った実験で使用した担体は, 担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験で使用した担体を流用したため, より長期間, 低有機物濃度高  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度条件下で馴養されたことで, 硝化細菌の検出割合がより高くなったと考えられる. 硝化促進型標準活性汚泥法の活性汚泥から, *Nitrospira* sp. は 10%程度, *Nitrosomonas* sp. は 2%程度の割合で検出された<sup>15)</sup>. 水道水に  $\text{NH}_4\text{-N}$  と  $\text{PO}_4\text{-P}$  を添加した人工二次処理水を実験原水として用いた, 担体処理実験報告において, 担体付着細菌から, *Nitrospira* sp. は 20%程度, *Nitrosomonas* sp. は 3 - 6%程度の割合で検出された<sup>10)</sup>. この報告では, 使用原水の組成が水道水,  $\text{NH}_4\text{-N}$  および  $\text{PO}_4\text{-P}$  のみであったことや, DO 濃度が 7.5 - 8.0 mg/L に維持されていたことにより, 硝化細菌が優占しやすい環境下での実験であった. 本実験で得られた硝化細菌の検出割合とこれらの報告における硝化細菌の検出割合を比較した結果を表-4 に示す. 本実験で用いた担体には, 硝化細菌が硝化促進型標準活性汚泥法の活性汚泥と同程度以上の割合で存在することが示唆された.

### 3.3 異なる担体流動性保持方法における $\text{NH}_4\text{-N}$ 処理性能の比較

#### 3.3.1 担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験

本実験における  $\text{NH}_4\text{-N}$  センサーと DO センサーの測定値の経時変化を図-3 に示す. 2020 年 8 月 16 日および 2020 年 9 月 8 日から 2020 年 9 月 10 日までは実験施設停電により, センサー測定を行うことができなかった. 本実験における水質測定結果を表-5 に示す. 下水二次処理水および第 2 担体処理水の  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度はそれぞれ 5.2 - 25.8 (平均 13.8) mg-N/L, 0.1 - 2.5 (平均 0.7) mg-N/L であった. 本実験における平均  $\text{NH}_4\text{-N}$  除去率は 95%となった. 第 2 担体処理水における DO 濃度 (平均 ± 標準偏差, 本論文の ± 表記において以下同様) は 2.5 ± 1.6 mg/L となった. 反応槽容積当たりの硝化速度は 1.5 - 7.5 (平均 4.0) mg-N/ (L · h) となった. 雨天時など流入  $\text{NH}_4\text{-N}$  低負荷期間 (2020 年 7 月 10 日, 2020 年 8 月 1 日, 2020 年 8 月 27 日) においては, 第 2 担体処理槽の  $\text{NH}_4\text{-N}$  濃度が測定下限値である 0.1 mg-N/L となった. この期間には担体流動性保持のための曝気のみが行われており,  $\text{NH}_4\text{-N}$  処理の観点からは過剰なエネルギーが投入されていることを確認した.

表-4 運転方式の違いによる硝化細菌検出割合の比較

運転方式	<i>Nitrospira</i> sp. (%)	<i>Nitrosomonas</i> sp. (%)	出典
標準活性汚泥法 硝化抑制運転	-	-	-
標準活性汚泥法 硝化促進運転	10	2	山崎ら <sup>15)</sup> (2013)
二次処理水 + 担体処理 (曝気攪拌)	10	1 - 4	-
二次処理水 + 担体処理 (機械攪拌)	16 - 18	8 - 10	-
人工下水 + 担体処理	20	3 - 6	Svobodová et al. <sup>10)</sup> (2021)

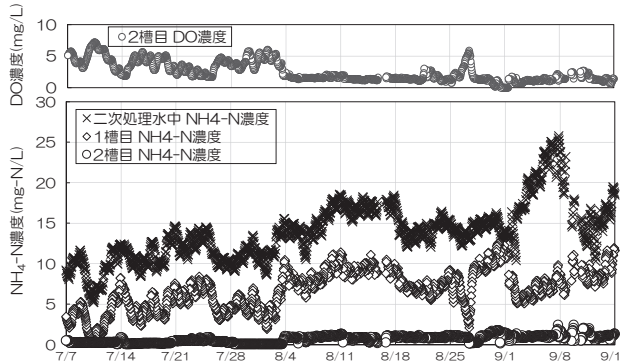


図-3 担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験におけるNH<sub>4</sub>-N濃度とDO濃度の経時変化

表-5 担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験における水質測定結果

水質項目	下水二次処理水	第1担体処理水	第2担体処理水
水温 (°C)	23 - 31	23 - 32	23 - 32
pH (-)	7.15 ± 0.02	6.95 ± 0.06	6.67 ± 0.08
TOC濃度 (mg/L)	2.1 - 7.3	2.2 - 5.7	2.9 - 5.7
SS濃度 (mg/L)	1.3 - 7.5	未測定	1.3 - 6.4
アルカリ度 (mg-CaCO <sub>3</sub> /L)	147 ± 18	84 ± 15	31 ± 5

※ pHおよびアルカリ度以外は、最小 - 最大表記

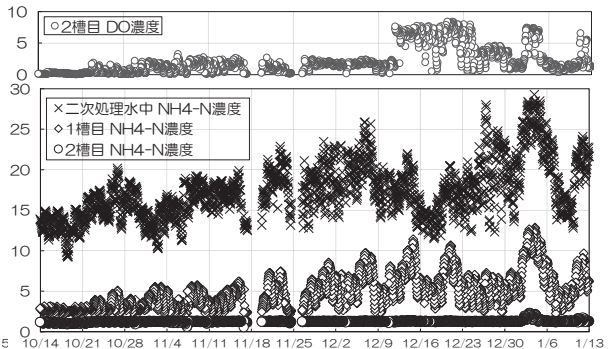


図-4 担体流動性保持を機械攪拌で行った実験におけるNH<sub>4</sub>-N濃度とDO濃度の経時変化

表-6 担体流動性保持を機械攪拌で行った実験における水質測定結果

水質項目	下水二次処理水	第1担体処理水	第2担体処理水
水温 (°C)	13 - 24	11 - 24	10 - 24
pH (-)	7.03 ± 0.09	6.63 ± 0.11	6.52 ± 0.16
TOC濃度 (mg/L)	3.1 - 4.1	3.8 - 4.4	4.0 - 4.3
SS濃度 (mg/L)	1.3 - 8.8	未測定	未測定
アルカリ度 (mg-CaCO <sub>3</sub> /L)	152 ± 7.8	54 ± 5.3	39 ± 4.7

※ pHおよびアルカリ度以外は、最小 - 最大表記

### 3.3.2 担体流動性保持を機械攪拌で行った実験

本実験におけるNH<sub>4</sub>-NセンサーとDOセンサーの測定値の経時変化を図-4に示す。2020年11月17日から2020年11月19日および2020年11月24日から2020年11月26日までは実験施設停電により、センサー測定を行うことができなかった。本実験における水質測定結果を表-6に示す。下水二次処理水および第2担体処理水のNH<sub>4</sub>-N濃度はそれぞれ9.2 - 29.3 (平均17.4) mg-N/L, 0.6 - 2.3 (平均1.3) mg-N/Lであった。本実験における平均NH<sub>4</sub>-N除去率は93%となり、担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験と同程度のNH<sub>4</sub>-N除去率となった。第2担体処理槽におけるDO濃度は2.2 ± 2.1 mg/Lとなり、担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験に比べて、平均DO濃度は12%程度低くなったことから、雨天時など流入NH<sub>4</sub>-N低負荷期間における、担体流動性保持のための過剰なエネルギー投入を抑制できたことが示唆された。反応槽容積当たりの硝化速度は2.5 - 8.3 (平均4.9) mg-N/ (L・h) となり、担体流動性保持を曝気攪拌で行った実験に比べて、1.2倍程度の平均硝化速度となった。嫌気無酸素好気法の好気槽に担体を投入した際の反応槽容積当たりの硝化速度は3.1 - 5.2 mg-N/ (L・h) 程度 (平均流入NH<sub>4</sub>-N濃度19.7 mg-N/L, 水温17 - 20°C, DO濃度2 mg/L) であり<sup>4)</sup>、循環式硝化脱窒法の好気槽に担体を投入した際の反応槽容積当たりの硝化速度は6 - 13 mg-N/ (L・h) 程度 (水温15 - 25°C) との報告から<sup>9)</sup>、本実験で得られた反応槽容積当たりの最大硝化速度8.3 mg-N/ (L・h) は、嫌気無酸素好気法もしくは循環式硝化脱窒法の好気槽に担体を投入した際の硝化速度の0.6 - 1.6倍程度であった。本実験期間における下水二次処理水中NH<sub>4</sub>-N濃度と反応槽容積当たりの硝化速度の関係を硝化細菌の活性が顕著に低下するとされる水温16°C<sup>9)</sup>を境目として整理した結果を図-5に示す。本研究における下水二次処理水中NH<sub>4</sub>-N濃度範囲においては、水温変動に関わらず、下水二次処理水中NH<sub>4</sub>-N濃度増加に応じて反応槽容積当たりの硝化速度も大きくなることを確認した。このことから本実験における下水二次処理水中NH<sub>4</sub>-N濃度範囲に対して、本実験装置の硝化能力に余力があることが示唆された。また、水温低下の硝化影響が顕著でない理由として、担体に十分な量の硝化細菌が保持できているため、硝化速度の低下の影響が顕在化しないことが考えられた。また、担体保持により、必要なA-SRTを確保できているため、硝化細菌のwash-outは起こらず、硝化阻害が発生しないためであると考えられた。



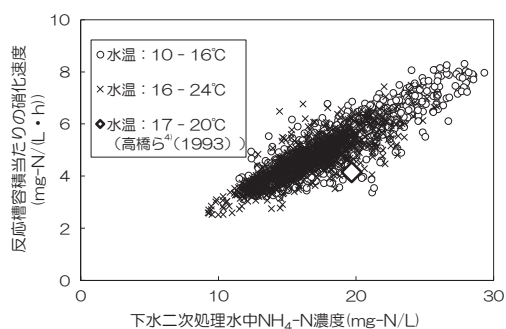


図-5 下水二次処理水中NH<sub>4</sub>-N濃度と反応槽容積当たりの硝化速度の関係(水温16°Cを境目とする)

表-7 異なる担体流動性保持方法における硝化窒素量当たりの平均曝気量の比較

	曝気攪拌		機械攪拌	
	1槽目	2槽目	1槽目	2槽目
常時曝気量 (m <sup>3</sup> /d)	3.96	3.96	0	0
制御曝気量 (m <sup>3</sup> /d)	0.94	0.35	7.54	0.99
曝気量 (m <sup>3</sup> /d)	9.21		8.53	
処理流量 (m <sup>3</sup> /d)	0.88			
送気倍率 (-)	10.5		9.7	
硝化量 (g-N/d)	11.5		14.2	
硝化窒素量当たりの曝気量 (m <sup>3</sup> /g-N)	0.80		0.60	

### 3.4 異なる担体流動性保持方法における硝化窒素量当たりの曝気量の比較

担体流動性保持を曝気攪拌および機械攪拌で行った実験における、硝化窒素量当たりの平均曝気量の比較結果を表-7に示す。担体流動性保持を曝気攪拌で行った場合に比べて、機械攪拌で行った方が硝化窒素量当たりの曝気量を25%程度削減できることを確認した。機械攪拌による担体流動性保持に係るエネルギーは、曝気攪拌による担体流動性保持に掛るエネルギーに比べて微々たるものであることを考慮すると<sup>16)</sup>、本実験における下水二次処理水中NH<sub>4</sub>-N濃度範囲においては、担体流動性保持は機械攪拌で行った方が、より効率的にNH<sub>4</sub>-Nを除去できることが示唆された。循環式硝化脱窒法の好気槽(本実験装置容積比2,500倍)に担体を投入した際の送気倍率は6倍程度であるが<sup>9)</sup>、スケールメリットを考慮すると、本実験における送気倍率は、スケールアップにより減少する可能性があることが示唆された。

### 3.5 本処理方法の実施設への導入可能性の検討

本処理方法の導入先は、特に小規模下水処理場において、下水二次処理水に残存するNH<sub>4</sub>-Nを既存の運転方式の変更や機械設備の更新等では低減することが困難な場合が予想される小規模下水処理場を想定している。一例として嫌気好気ろ床法を採用している小規模下水処理場を想定した場合、嫌気槽と好気槽の滞留時間はそれぞれ、22時間(標準設計値)<sup>17)</sup>および3時間程度(実施例)であるため、本実験装置の必要設置スペースは嫌気好気ろ床法の反応槽容積の12%程度と試算された。このため、本処理方法は設置スペースの大幅な増加を必要とすることなく導入可能と考えられた。また、硝化に影響する有機物やSS濃度の観点からは、嫌気好気ろ床法を採用している下水処理場45箇所における、処理水中BOD濃度およびSS濃度の年間平均値はそれぞれ、1.4-13(平均5.2)mg/L、0-17(平均5.3)mg/Lであった<sup>18)</sup>。本実験では有機物濃度としてBODではなくTOCを測定しているため単純比較はできないものの、本実験で処理対象とした二次処理水は、これらの実施設での処理水と水質面で大きく異なっていないと考えられた。このため、本処理方法をこれらの実施設に導入した場合、本実験で得られた硝化性能と同程度に処理可能となると期待できた。以上より、設置スペースおよび処理対象水質の観点で、本処理方法の実施設への導入可能性が示唆された。

## 4. 結論

本研究では、小規模下水処理場に適した簡易追加処理法として、下水二次処理水中NH<sub>4</sub>-Nについて微生物保持担体とNH<sub>4</sub>-Nセンサーを用いて、異なる担体流動性保持方法における省エネ効果と水質改善効果を検討した。本研究で使用した担体には、硝化細菌が高い割合で存在していることを確認した。反応槽容積当たりの硝化速度は、担体流動性保持を機械攪拌で行った実験において、嫌気無酸素好気法もしくは循環式硝化脱窒法の好気槽に担体を投入した際の最大硝化速度の0.6-1.6倍程度であった。担体流動性保持を曝気攪拌および機械攪拌で行った実験における、硝化窒素量当たりの曝気量はそれぞれ、0.80 m<sup>3</sup>/g-N、0.60 m<sup>3</sup>/g-Nとなった。本研究における下水二次処理水中NH<sub>4</sub>-N濃度範囲においては、担体流動性保持は機械攪拌で行った方が、より効率的にNH<sub>4</sub>-Nを除去できることが示唆された。嫌気好気ろ床法を採用している、小規模下水処理場における、嫌気槽と好気槽の計画滞留時間の合計から、本実験装置の必要設置スペースは嫌気好気ろ床法の反応槽容積の12%程度となることを確認したため、スペースの大幅な増加を必要とすることなく本処理装置を設置可能であることが示唆された。

## 5. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導いただいた国立研究開発法人土木研究所水環境研究グループ水質チームの

山下洋正上席研究員，北村友一主任研究員，對馬育夫主任研究員ならびにお世話になった水質チームの皆さまに深く感謝いたします。

所属：株式会社明電舎

#### 〈参考文献〉

- 1) U.S. EPA: Aquatic life ambient water quality criteria for ammonia - Freshwater 2013
- 2) U.S. EPA: Ambient water quality criteria for ammonia (Saltwater)-1989
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局下水道部：下水処理工程における化学物質等の除去特性及び生物影響に係る検討業務報告書，pp.22-30（平成30年3月）
- 4) 高橋正宏，鈴木穰：「固定化微生物を用いた高度処理プロセスの実用化に関する調査」，平成6年度下水道関係調査研究年次報告書集，pp.169-178（1993）
- 5) 社団法人日本下水道協会：高度処理施設設計マニュアル（案）（1994）
- 6) M. Christensson and T. Welander: “Treatment of municipal wastewater in a hybrid process using a new suspended carrier with large surface area”，Water Science and Technology, Vol.49, pp.207-214（2004）
- 7) Water Environment Federation: Biofilm Reactors, McGraw-Hill（2010）
- 8) Metcalf and Eddy: Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery, fifth edition, McGraw-Hill Education（2003）
- 9) 日本下水道事業団：包括固定化担体を用いた硝化促進型循環変法「ベガス」の評価に関する報告書（平成5年4月）
- 10) L. Svobodová, K. Havlíček, M. Nechanická, R. Špánek, B.K. Sirková, I. Lenfeldová, O. Louda, E. Moučková, T. Lederer: “Microfiber structure for enhanced immobilization of nitrifying bacteria in a post-nitrification reactor”，Environmental Technology & Innovation Vol.21, Article 101373（2021）
- 11) 厚朴大祐，北村友一，山下洋正：下水二次処理水に残存するアンモニア性窒素の担体とセンサーを用いた低減法の提案，第57回下水道研究発表会講演集，pp.832-834（2020）
- 12) 公益社団法人日本下水道協会：下水試験方法 平成24年度版（2012）
- 13) S.J. Khan, S. Ilyas, S. Javid, C. Visvanathan, V. Jegatheesan: “Performance of suspended and attached growth MBR systems in treating high strength synthetic wastewater”，Bioresource Technology Vol.102, pp.5331-5336（2011）
- 14) S. Takahashi, J. Tomita, K. Nishioka, T. Hisada, M. Nishijima: “Development of a prokaryotic universal primer for simultaneous analysis of Bacteria and Archaea using next-generation sequencing”，PLOS ONE, 9（8）：e105592（2014）
- 15) 山崎廉予，出口浩：日本水処理生物学会誌 第49巻 第4号，pp.123-132（2013）
- 16) S. Longo, B.M. d’ Antoni, M. Bongards, A. Chaparro, A. Cronrath, F. Fatone, J.M. Lema, M.M. Iglesias, A. Soares, A. Hospido: “Monitoring and diagnosis of energy consumption in wastewater treatment plants. A state of the art and proposals for improvement”，Applied Energy Vol.179, pp.1251-1268（2016）
- 17) 社団法人日本下水道協会：小規模下水道計画・設計・維持管理指針と解説（2004）
- 18) 公益社団法人日本下水道協会：平成29年度版 下水道統計



# 流況トレーサーとUAVを用いたウロコタイプ全断面魚道の機能評価

チーム名等 自然共生研究センター  
氏 名 阿部 謙三

## 1. まえがき

魚道の形式は、河川横断幅の一部を使って魚類の遡上を促す「水路型」が中心だった<sup>1)</sup>が、近年では河川横断幅全体の勾配を緩くした「全断面型」の事例数が増加している<sup>2)</sup>。全断面魚道は、堆砂や流木などで魚道の一部が閉塞しても機能を失わない、魚道入り口が広い、などのメリットを有する。特に中小河川では川幅が狭いため全断面魚道の設置に適しており、魚道形式の検討の1案となる。全断面魚道について、一様なプールが一定の落差で連続する階段タイプや、斜面に粗石を配置した粗石付き斜路タイプなどは施工や研究<sup>3)</sup>がなされているが、近年では、小割したランダムな形状のプールに落差をつけたウロコタイプ全断面魚道（以下、ウロコタイプとする）が景観性に優れ、流況も多様であることから注目を集めている。しかし、ウロコタイプ全断面魚道は比較的新しい工法<sup>4)</sup>であり、水路型の魚道と比べて評価方法が確立されていない。また、設計・施工も経験的な技術に依存するところが大きく、魚道機能が十分に発揮できているかどうかは不明なままとなっている。

## 2. 研究目的

ウロコタイプの魚道機能の事例的な検討を、設計が簡易な棚田タイプ魚道（以下、棚田タイプとする）との比較を通じて行い、対象としたウロコタイプの物理環境面からの簡易機能評価を行う。また、この結果に基づき、ウロコタイプの設計法に関する留意点を整理することを目的としている。

## 3. 研究方法

魚道全体の流況を簡易に測定するために UAV によりウロコタイプ、棚田タイプの魚道を上空から撮影しながら、魚道上流よりトレーサーを流下させた。トレーサーは球状のゴムボール（以下、フロートとする。10個の平均値：重量 14.21 g、直径 30.66 mm、比重 0.942 g/cm<sup>3</sup>）を使用した。比重が 1.00 に近いいため水馴染みがよく、落下流や反転流をとらえることが出来、視認性に優れるため採用した。調査は魚道を流下するフロートの横断方向の分散と流下時間を計測した。フロートの横断方向への分散は水脈が魚道内で分岐する程度を反映し、分散が大きければ遡上経路が多くある

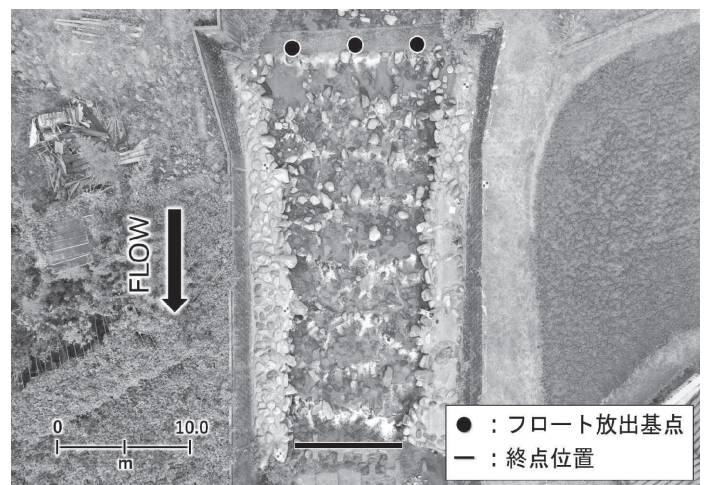


図-1 ウロコタイプ全断面魚道

ことを示すと考えた。流下時間の長短は、プール内でのフロートの滞留時間の長さ依存することから、魚道内での流速の減勢状況を反映すると考えた。

調査対象は、ウロコタイプ（図-1）が岐阜県中央部の T 川、棚田タイプが岐阜県南部の S 川に設置された全断面魚道とした。ウロコタイプは直線延長 29.9 m、落差高 2.87 m であり、全 21 個のプールで構成されている（図-1）。棚田タイプは直線延長 8.0 m、落差高 1.16 m であった（図-2）。8 プールが階段状に連続し、両岸には隔壁で隔てられた水路があり、魚道全体に上流左岸から下流

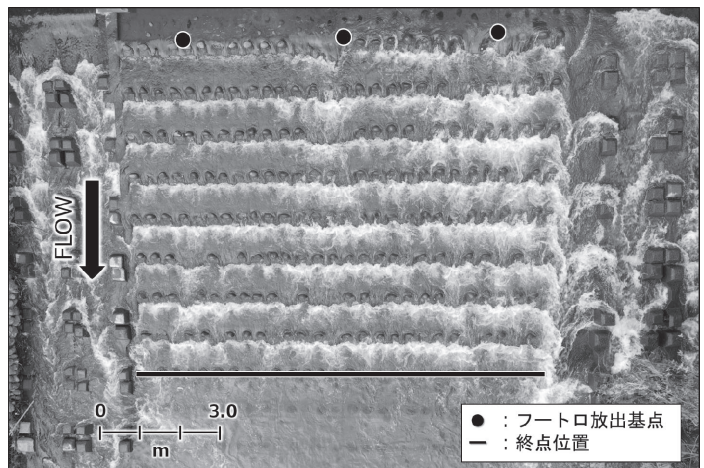


図-2 棚田タイプ全断面魚道

右岸に向けて斜めの流れが形成されていた。各魚道の撮影は、ドローン（DJI 社製 Mavic2 Pro）を使用した。ドローン空撮、流況調査は、ウロコタイプが令和 2 年 11 月 6 日、棚田タイプは同年 10 月 6 日に実施した。

フロートの移動は上空から放出点と終点が収まる高さにて撮影した。フロートの放出点は各魚道における流心位置の影響を考慮して、中央、左岸、右岸（それぞれ河岸より川幅の 1/6 の位置）の 3 箇所とした（図-1、2 黒点）。終点は魚道最下段にて流れが落ち着いた地点、または最下段の落差部を設定した（図-1、2 黒線）。フロートは各起点より 200 個ずつ放出し、終점에先着した 100 個の到達位置と流下時間を計測した。計測終了後にフロートは回収した。

流下時間はフロートが始点から終点到るまでの時間より評価した。分散値は、終点においてフロートの横断方向の移動の大小で評価した。終点の川幅を 10 等分し、右岸側より 1~10 の番号を与え、フロートの到達点に応じた点数を与えた。点数は分散度合の確認として数値は左岸方向の移動をプラス、右岸方向をマイナスとした。フロートを放出する起点を基準として、中央の場合は放出起点の直下である 5 番、6 番を 0 点とし、1 番に-4 点、10 番に 4 点を与えた。また、左岸を起点とする場合は直下である 9 番を 0 点とし、10 番を 1 点、1 番を-8 点とし、右岸起点の際は 2 番を 0 点、1 番に-1 点、10 番に 8 点を与えた。

フロート放出点（中央、左岸、右岸）で流速を計測し、平均値を魚道の代表流速とした。何も障害がない場合のフロートの流下時間を把握するため、魚道延長を代表流速で除したものを流下基準時間として設定した。

#### 4. 研究結果

図-3 にウロコタイプ、図-4 に棚田タイプの分散値と流下時間を示す。グラフの縦軸は分散値、横軸は流下時間を示す。分散値について、ウロコタイプ中央から放流したフロートは±4 点間に分布し、右左岸に均等に分散していた。左岸からは+1 点から-8 点に分布していた。右岸からは、1 番プールの右岸側付近で滞留してしまったため計測不可であった。棚田タイプの中央から放流したフロートは 0 点から-4 点間に分布していた。左岸からは 0 点から-8 点間、右岸からは大部分が 0 点と-1 点に分布していた。各起点からのフロートは、全体的に右岸方向へと移動する傾向を示していた。一方、全体を通じて左岸方向への移動を記録したフロートは 1 個だけだった。

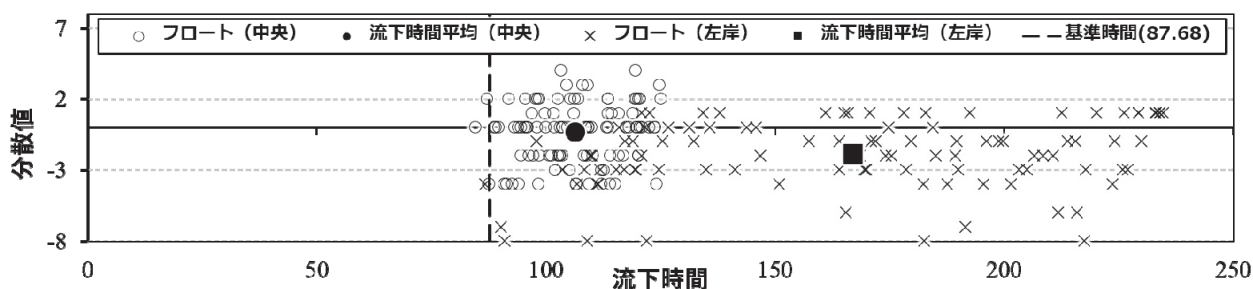


図-3 ウロコタイプ魚道におけるフロートの流下時間（単位：秒）と分散値

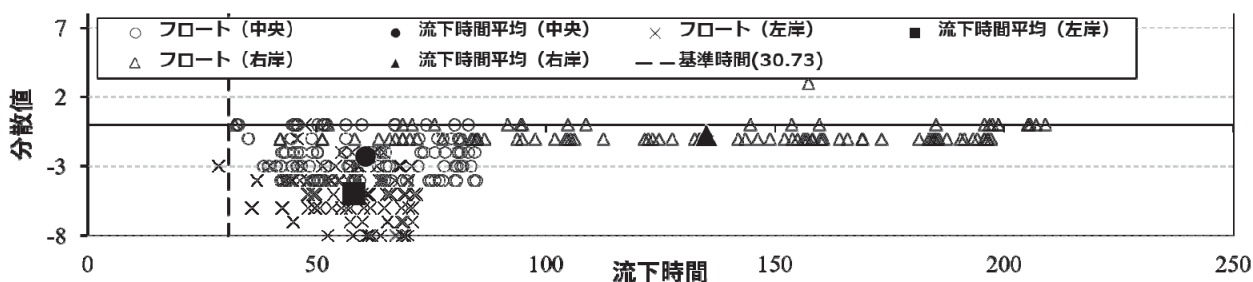


図-4 棚田タイプ魚道におけるフロートの流下時間（単位：秒）と分散値

流下時間について、ウロコタイプの流下基準時間は約 88 秒であった。ウロコタイプ中央から放流したフロートは、基準時間付近から約 124 秒間までで計測フロートが終点に流下した。左岸からは基準時間付近から約 235 秒間までで終点に流下した。右岸は分散値と同様に計測不可であった。中央からのフロートの平均流下時間は 106 秒、左岸からの平均流下時間は 167 秒であり 1.6 倍程度大きくなっていた。棚田タイプの流下基準時間は、約 31 秒であった。棚田タイプ中央から放流したフロートは、基準時間付近から 85 秒間までで計測フロートが終点に流下した。左岸からは、基準時間付近から 72 秒間まで、右岸からは 234 秒間までで終点に流下した。短時間で流下した中央からのフロートの平均流下時間は 61 秒、左岸の平均流下時間は 58 秒で大きな差はなかった。一方、右岸の平均流下時間は 135 秒で中央からに比べ 2.2 倍大きかった。

## 5. 考察

フロート分散の結果から、両魚道の移動経路の多様性の評価を試みる。ウロコタイプは中央起点のフロートが左右均等に分散した。左岸起点のフロートは右岸方向への移動が多いが、左岸方向の移動も散見されることから、分散は中程度と判断できた。右岸起点のフロートが計測できていれば両岸の起点から最大幅の移動が確保されていた可能性がある。一方、棚田タイプは、魚道全体で左岸から右岸に向かう流れの影響を受け、フロートの多くは右岸方向へ分散する結果となった。左岸方向への分散がないことからウロコタイプに比べて分散性は低いと考えられた。

ウロコタイプは小分けされたプールが上下流だけでなく、横断方向にも連続する構造であり、あるプールから退出するプール数は複数である場合が多い。このため、魚道内の流れは各プールで分岐し、結果として横断方向の分散が大きくなったものと考えられた。ただし、これは後述するように、プールの大小に強く影響を受けることから、ウロコタイプ魚道を設計する上での重要な視点の一つになるものと考えられた。棚田タイプの場合は、横断方向に



長いプールが上下方向には連続する構造である。このため、魚道全体が上流から下流への落下流とプール内での右岸方向のゆっくりとした流れが合成され、偏りのある分散となった。つまり、柵田タイプの分散はプール内での横方向のフロートの移動に支配されており、ウロコタイプと比較すると多様な遡上経路を有しているとは認められなかった。

次に流下基準時間と下流到達時間を比較、つまり、流下時間の遅延により減勢効果の評価を試みる。流下時間の遅延は、1) プール内での減勢により滞留時間が長くなる、2) フロートが横断方向に移動することで流下距離が長くなる、に起因すると考えられる。

ウロコタイプでは中央起点と左岸起点のフロートの流下時間の分布に大きな違いがあった。これは、フロートが流下する経路延長の大小、及び、経路上の個々のプールの減勢効果が異なったことに起因すると考えられた。一方、柵田タイプは比較的短い時間で流下し、加えて中央と右岸のフロート流下時間の差がほぼなかったことから、経路延長が一定であること、及び、魚道内全体の流速が平均化される傾向にあることが考えられる。これはプール形状や落差高が一定であることや、プールの形状が隔壁のない様な面積の大きなプールであったためだと考えられる。

以上より、ウロコタイプは柵田タイプと比較して、魚道内に様々な流速の遡上経路が存在し、流況の多様性に優れていると考えられる。なお、ウロコタイプ右岸起点のフロートは殆どが滞留し、柵田タイプ右岸起点のフロートも流下に長い時間を要した。これは、魚道内に止水域や低流速区間が存在することが原因であると考えられ、魚類が遡上する際の休憩の場として活用できる可能性がある。

## 6. 結論

本研究は設定した 2 つの項目にてウロコタイプ魚道の設置事例を柵田タイプ魚道との比較を行うと共に評価した。この結果、今回対象としたウロコタイプ魚道はプールでの減勢効果も高く、かつ、移動経路も多様であった。ウロコタイプ魚道を設計する際には、魚道内に配置するプールは減勢効果を低下させないこと等を配慮しつつ面積を大きくしないことが重要であることが示唆された。これらの点を配慮することにより、移動経路が多様となり、経路延長が大きい移動経路においては勾配も緩やかになることで、プール間落差も小さくすることが可能となる。

## 7. 謝辞

本研究を遂行するにあたり、萱場グループ長、林田主任研究員、坂本専門研究員、川尻交流研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様には多大なご指導、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：共和コンクリート工業株式会社

## <参考文献>

- 1) ダム水源地環境整備センター：最新魚道の設計，信山社サイテエック，1998.
- 2) できることからはじめよう水辺の小さな自然再生事例集，日本河川・流域再生ネットワーク，2015. 3.
- 3) 桜井力ら「コンクリートブロックを用いた粗石式魚道の水理および遡上特性」，水工学論文集，第 44 巻，pp. 1197-1202，2000.
- 4) 山口県河川課：水辺の小わざ 改訂増補第二版，FROM・ワン，2017.



# 高水敷掘削後の裸地における樹林繁茂に関する研究

チーム名等 自然共生研究センター  
氏 名 川尻 啓太

## 1. まえがき

治水と環境の両面の機能を求められる河川管理において、河道内の植生管理は重要な管理項目のひとつである。近年では河道内にヤナギ類などの樹木が広く繁茂する現象（樹林化）が各地で報告されており、河道の流下能力が低下するといった治水面での問題が顕著である。環境面では、河道内の樹林が森林性の生物種の生息場として機能しているという報告がある一方で、過剰な樹林化は平野部の河川にかつて多く見られた礫河原を消失させ、植物が粗に生育する環境を好む生物種を減少させている<sup>例えは 2)</sup>。したがって、河道内の植生管理においては、過剰な樹林化を抑制することに加え、繁茂した樹林の効率的な維持管理が喫緊の課題となっている。

樹林化を抑制する手法については、多くの研究者が検討を進めている。田屋ら<sup>3)</sup>ではヤナギ類の樹木について、伐採後に生じる萌芽を樹皮の環状剥皮によって抑制できることを報告している。しかし、日本の湿潤な気候のもとでは時間とともに樹木が定着し、生長・拡大する遷移過程は基本的に避けられないものであり、その生長・拡大速度をどれだけ低減できるかに注目する必要がある。また近年、ヤナギ類による樹林化の抑制手法が実施される事例は増えてきているものの、生長・拡大速度の低減効果を定量的に計るまでには至っていないのが現状である。

河積の拡大を主目的とした高水敷掘削後の裸地においては、比高や水際からの距離に応じて、繁茂しやすい樹種が整理されている<sup>4)5)</sup>。しかし、高水敷掘削後の樹林の拡大速度は明らかになっておらず、樹林の拡大を抑制するための掘削手法の効果を評価する基準（例えば、対策をしないときに比べて何 m<sup>2</sup>の樹林拡大を抑えることができたか）が明確でないのが現状である。さらに、治水・環境面で問題とならない程度の樹林を維持するためにはいつ再掘削または伐採をするとよいか、といった樹林の拡大に関する知見が不足している。

## 2. 研究目的

以上の背景から、高水敷掘削後の裸地における樹林の拡大速度を明らかにすることを本研究の目的とした。

## 3. 研究方法

### 3.1 高水敷掘削後の裸地の樹林面積の計算

調査対象は2003～2012年に中部地方整備局管内の8河川22箇所で開催された高水敷掘削後の裸地とした(図-1)。これらの裸地は河川セグメント 2-1 (14 箇所) または 2-2 (8 箇所) に位置する。まず、インターネット上で公開されている衛星写真または航空写真を用いて、高水敷掘削から1～4年おきに、各裸地に形成された樹林を抽出した。衛星写真は2008～2019年に撮影されたものを、航空写真は2006～2008年に撮影されたものを、それぞれGoogleEarth<sup>6)</sup>と地図・空中写真閲覧サービス<sup>7)</sup>から入手した。すべての写真は、樹木が展葉している4月から11月

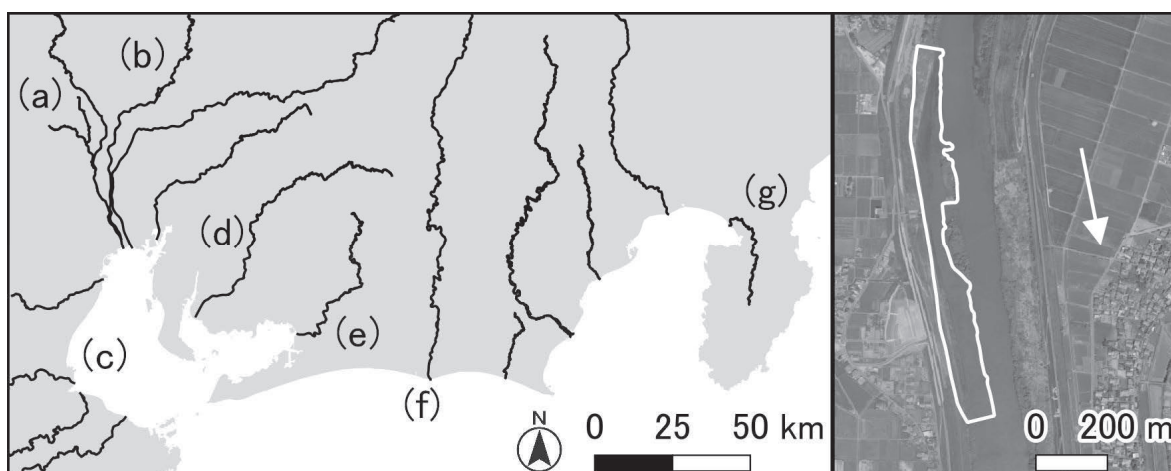


図-1 調査対象とした8河川の位置図(左図)と調査対象としたある高水敷掘削箇所の拡大図(右図)。左図については、(a)：揖斐川、(b)：長良川、(c)：雲出川、(d)：矢作川、(e)：豊川、(f)：天竜川、(g)：狩野川をそれぞれ指す。

に撮影されたものを用いた。本研究において抽出する樹林は、林冠を形成していると写真で判断できる状態に限られ、稚樹などについては判別ができないため含まない。また、河川水辺の国勢調査の結果より、抽出した樹林の構成樹種は主にヤナギ類（ジャヤナギーアカメヤナギ群集）であった。高水敷掘削において、数本程度の樹木を残存させることもあるが、面積としてはごくわずかであるため、本研究では掘削を実施した年（経過年数：0年）には、樹林の面積がゼロになったものとした。次に、抽出した樹林の面積をGIS上で計測し、掘削後の裸地の面積で除して、樹林面積割合を算出した。本研究では、樹林面積割合の時間変化を高水敷掘削後の裸地における樹林の拡大速度の指標として扱った。

### 3.2 統計解析

樹林面積割合と高水敷掘削からの経過年数との関係について、セグメントごとに明らかにするために一般化線形混合モデル（GLMM）を用いた解析を行った。目的変数を樹林面積割合、ランダム要因を掘削を行った各地区、誤差構造を二項分布とするモデルで推定した。説明変数を高水敷掘削からの経過年数（平均値が0、分散が1になるように標準化した）、セグメント（2-1または2-2）およびこれらの交互作用とし、考えられるすべての組み合わせの説明変数を持つ複数のモデルを作成した。これらのモデルのうち、Akaike information criterion（AIC）が最も低いモデルをベストモデルとした。ベストモデルの各説明変数の係数については95%信頼区間を推定し、信頼区間が0をまたがないときに各説明変数が有意な影響力を持つと判定した。

## 4. 研究結果

高水敷掘削が行われた地区において、3～7枚ずつの衛星写真および航空写真を用いて、2006～2019年までの経過を追うことができた。樹林を抽出した結果、高水敷掘削から翌年以降の樹林面積は最小で0m<sup>2</sup>、最大で44,272m<sup>2</sup>であり、樹林面積割合は最小で0%、最大で76.7%であった。GLMMによる推定の結果、高水敷掘削からの経過年数、セグメントおよびこれらの交互作用の3つの説明変数を含むモデルにおいてAICが最も低くなった。これら3つの変数の係数は、95%信頼区間から有意な影響があるものであると判定された（表-1、図-2）。

## 5. 考察

セグメント 2-1 と 2-2 両者において、高水敷掘削の直後は樹林の拡大速度が小さいものの、5 年が経過する頃に拡大速度が増加した。そして、10 年以上経過すると拡大速度は徐々に低下しながら樹林面積割合が上昇する。このように、拡大速度（図-2 の曲線の傾き）が経年的に変化する推定結果となった。高水敷で生育するヤナギ類の樹高を記録した過去のデータによると、樹高や樹径（幹の太さ）は約 10 年生までは加齢とともに単調増加する<sup>8)</sup>。しかし、掘削直後の裸地においては、樹木に比べて初期の生長速度が早い草本類が優占することで樹木を被陰し、樹木の生長が抑えられたため、高水敷掘削の直後で樹林面積の拡大速度が低減されたものと考えられた。高水敷掘削から約 5 年が経過すると、樹高が草本類よりも上回り、急速に樹冠を広げ、樹林面積が拡大したと考えられた。その後は、樹齢を重ねるごとに樹木の生長速度が低下し<sup>8,9)</sup>、樹林面積の拡大速度も低下する。さらに、立木密度が高くなると光資源の競争が働くために自己間引きが生じ、樹林面積は頭打ちになる<sup>10)</sup>。

GLMM の結果より、高水敷掘削からの年数に応じた樹林面積を推定することが可能となり、河道内に成立する樹林の管理手法についてより高度な検討や効率化が期待できる。まずは、樹林の拡大を抑制する手法の有効性を評価することが可能だろう。ある年数が経ったときの樹林面積の推定値と抑制手法を実施した後の実際の樹林面積の値を比較することで、抑制手法の効果を客観的に評価することが可能となる。次に、治水・環境面で許容できる樹林面積を維持するための管理計画を策定しやすくなるだろう。過剰な繁茂は流下能力の低下を招くことから、問題となりやすい。治水上の問題が生じる樹林面積の値（閾値）を設定することで、掘削から閾値に達するまでの年数を把握することができ、管理者は計画的な維持管理を実施できる（図-3）。同様に、環境面における機能（生物の生息場など）を十分に発揮できる樹林面積の許容範囲を管理目標として設定することで、河川環境に配慮した維持管理にも役立つだろう。しかし、どの程度樹林面積が増加すると流下能力がどの程度低下するか、および環境面における機能にどのような変化が生じるかについては不明な点が多く、今後詳細な検証が必要である。

表-1 ベストモデルの係数と 95 %信頼区間の推定値

説明変数	係数	95 %信頼区間	
高水敷掘削からの経過年数	2.01	2.00	～ 2.01
セグメント	1.31	0.02	～ 2.60
交互作用	-0.37	-0.38	～ -0.36
切片	-3.12	-3.90	～ -2.34

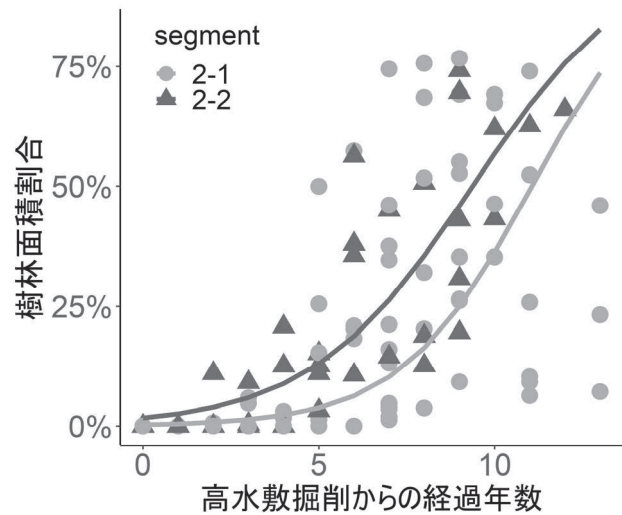


図-2 高水敷掘削からの経過年数と樹林面積割合の関係。GLMM による推定結果を実線で、観測値を点で示した。

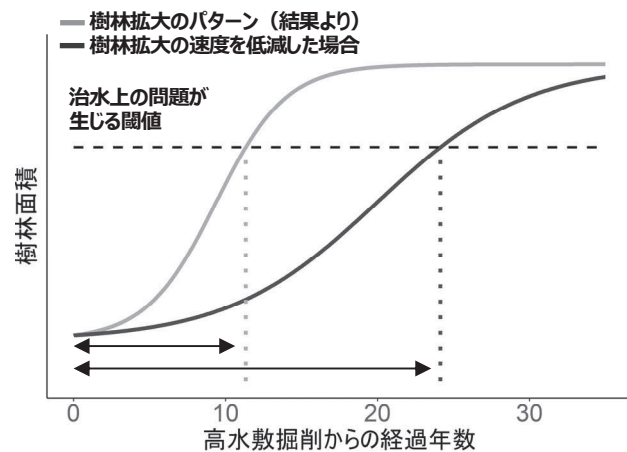


図-3 高水敷掘削後の樹林面積の拡大パターンをもとに作成した、治水上の問題が生じるまでの期間のイメージ。樹林拡大の速度を低減する（図中の濃い灰色）ことで、閾値に達するまでの期間が長くなり、維持管理コストの削減につながる可能性がある。

## 6. 結論

本研究は、高水敷掘削後の樹林化の抑制や維持管理手法の検討に資する知見として、高水敷掘削後の裸地における樹林面積の拡大速度を明らかにした。解析の結果、掘削から約 10 年後には裸地のうち約 50 %の面積が樹林で覆われると予測された。これらの結果は、高水敷掘削後の樹林拡大の抑制における目標設定や維持管理手法の検討において有用な基礎情報となるだろう。

## 7. 謝辞

本研究をまとめるにあたって中部地方整備局の各河川事務所より、高水敷掘削の詳細な位置情報や掘削年等の情報をご提供いただいた。また、中村圭吾上席研究員、森照貴主任研究員をはじめとする自然共生研究センターの皆様には、研究を進めるにあたって多大なご協力をいただいた。ここに感謝の意を表します。

所属：株式会社 CTI アウラ（現 株式会社 CTI リード）

## <参考文献>

- 1) Yabuhara, Y., Yamaura, Y., Akasaka, T. and Nakamura, F.: "Predicting long-term changes in riparian bird communities in floodplain landscapes." *River Research and Applications*, 31(1), pp.109-119, 2015.
- 2) Washitani, I.: "Plant conservation ecology for management and restoration of riparian habitats of lowland Japan." *Population Ecology*, Vol.43(3), pp.189-195, 2001.
- 3) 田屋祐樹, 槇島みどり, 赤松史一, 中西哲, 三輪準二, 萱場祐一:「河道内樹林の効率的な管理に向けた伐採後の萌芽再生抑制方法の検証」. 河川技術論文集, 第 19 巻, pp.459-464, 2013.
- 4) 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, 第 22 巻, pp.469-474, 2018.
- 5) 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殖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.
- 6) Google: "Google Earth", <http://www.google.co.jp/intl/ja/earth/> (2020.11.2 閲覧)
- 7) 国土地理院: 地図・空中写真閲覧サービス, <https://mapps.gsi.go.jp/> (2020.11.2 閲覧)
- 8) 建設省河川局治水課, 建設省土木研究所:「河道特性に関する研究」. 第 44 回建設省技術研究会報告 (平成 2 年度), 1991.
- 9) 佐貫方城, 大石哲也, 三輪準二:「全国一級河川における河道内樹林化と樹木管理の現状に関する考察」. 河川技術論文集, 第 16 巻, pp.241-246, 2010.
- 10) Yoda, K., Kira, T., Ogawa, H. and Hozumi, K.: "Self-thinning in overcrowded pure stands under cultivated and natural conditions (Intraspecific competition among higher plants. XI)." *J. Biol. Osaka City Univ.*, 14, pp.107-129, 1963.



# 洪水吐きゲートの機能確保のための堆砂・流木・沈木対策手法に関する研究

チーム名 水理チーム

氏 名 熊本 紗也華

## 1. まえがき

近年、地球温暖化による気候変動の進行により、短時間強雨の発生頻度が増え、豪雨を起因とする水害や土砂・流木災害が各地で発生している。ダムは洪水調節により下流河川の水害を回避・低減する治水機能を有するだけでなく、貯水池において土砂や流木が捕捉されることにより下流河川の土砂災害や流木災害の被害の軽減に貢献している。一方、ダム貯水池に大量に流入する土砂や流木は放流設備の機能低下や損傷の要因となる。2017年8月長野県裾花ダムでは、洪水調節中の常用洪水吐きゲートに土砂・沈木(流木が沈降し堆積したもの)が噛み込み、開操作が不能になった<sup>1)</sup>。2019年10月長野県小渋ダムでは、土砂バイパストンネル運用時にトンネル呑口ゲートに土砂が噛み込み、ゲート操作が不能になった<sup>2)</sup>。このようにダムに流入する土砂・流木・沈木が増えることで、ゲート操作に支障をきたす事例が確認されるようになってきている。そこで、土木研究所ではダムのゲート近傍における堆砂と沈木がゲートの機能発揮に対するリスク要因であると捉え、その対策手法の提案を目的とした研究に着手している。

## 2. 研究目的

前述のようにダムのゲート操作への支障事例は、ゲートの呑口近傍の堆砂と流木・沈木によるものである。他ダムにおいても今後生じる可能性のあるダム管理の堆砂に関する新たな課題として位置付けられると考えられる。しかし、ダム貯水池における沈木の発生・移動過程、量、分布、物性等に関する知見はほとんどない。また、ダムのゲートの開閉荷重の設計外力としても一般的に土砂・沈木は考慮されていないのが現状である。

そこで、本研究では、リスク要因であるダム貯水池における沈木動態を解明するため、流木、立木および樹種毎の沈木発生過程に関する実験的検討を行い、沈木に至る重要な要因について考察する。また、ダムのゲート操作に対する堆砂・沈木による外力の影響を評価するため、ゲートの開閉荷重の設計外力における堆砂の影響の確認ならびにゲート種別等のリスク要因について整理を行い、ダムのゲートにおける土砂・流木・沈木による機能低下要因の検討を行う。

## 3. 沈木発生過程に関する沈降実験

### 3.1 想定される沈木の発生過程

洪水時にダム貯水池に流入した流木は、網場で捕捉され浮遊し続けるもの、時間の経過とともに沈降し湖底に堆積するもの、直接湖底へ運搬され堆積するものがあると考えられる。このうち網場で捕捉された流木の沈木化に着目し、小渋ダム貯水池において回収された流木を収集し沈降実験をすることで沈木の発生過程に関する基礎的な検討を行った。なお、流木はダム貯水池に流入するまでに停止・再移動を繰り返した腐敗を伴うものを想定している。

### 3.2 実験対象

2020年7月に小渋ダムへ流入し、網場で捕捉された流木を用いて実験を実施した。回収した流木は、長さ0.5~2.0m、幹径0.1~0.3mの103本であり、流木の樹皮は朽ちて一部または全体が剥がれている(図-1)。なお、流木は、小渋ダムに流入後約4ヶ月経過した11月に回収したものである。また、いずれのサンプルについても回収後数週間の気乾条件下に保管したのち次項に示す実験を行った。顕微鏡による樹種同定結果は表-1のとおりである。

### 3.3 実験方法

各サンプルを水槽に浮かべ、時間経過毎の密度変化を計測し、沈降過程を観察した(図-2)。サンプル密度は、質量を体積で除して算出した。計測方法は図-2に示すとおり、質量は1g単位で、体積は充水したアクリル筒にサンプルを投入した際の水位変化により計測した。計測の総期間は102日とし、質量計測は0、3、6、10、16日目、その後1~2週間に一回のペースでの計測とし、体積計測は0、21、88日目とした(表-2)。ここで、3回の体積計測において各サンプルとも1.0~1.1倍程度の体積膨張が見られたため、体積計測日以外の密度計算には、質量増分に応じた重みをつけて内挿した体積値を用いた。

表-2 計測スケジュール

計測日(日後)	0	3	6	10	16	21	30	34	41	47	53	60	74	88	102
質量計測	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
体積計測	○					○								○	

### 3.4 実験結果および考察

図-3に流木の密度変化状況を示す。いずれのサンプルにおいても初期密度から3日目にかけて、気乾状態から湿潤状態となる間で密度増加率が大きく、中央値で0.64 g/cm<sup>3</sup>から0.74 g/cm<sup>3</sup>と1.16倍となっている。その後、密度は数%ずつ増加しながら1.0 g/cm<sup>3</sup>に漸近し、102日目の中央値は0.88 g/cm<sup>3</sup>となった。密度が1.0 g/cm<sup>3</sup>を上回っているサンプルについては、実験水槽内での沈降を確認しており、3ヶ月でマツ科、エゴノキ科の各1本が斜め状態となって沈降し、カバノキ科の1本が完全に沈降した。いずれのサンプルも1.01 g/cm<sup>3</sup>を超えたものであった。次に、樹種(科)別の密度変化を図-4に示す。フサザクラ科が最も密度が大きく、102日後時点の中央値では密度が1.0 g/cm<sup>3</sup>に近づいた。エゴノキ科では53日後に、カバノキ科やヤナギ科では102日後に中央値で密度が0.90 g/cm<sup>3</sup>に近づいている。いずれのサンプルにおいても密度増加率は低減しているものの密度増加を続けており、

表-1 小渋ダム流木の樹種(科、属)一覧

科名	属内訳	サンプル数
マツ	ツガ、カラマツ、マツ、モミ	38
カバノキ	ハンノキ、カバノキ	12
ヤナギ	ヤナギ	12
エゴノキ	エゴノキ	7
フサザクラ	フサザクラ	6
カツラ	カツラ	5
クルミ	クルミ	4
ヒノキ	スギ、アスナロ	4
ブナ	ブナ、コナラ、クリ	4
マメ	フジキ、イヌエンジュ	2
ムクロジ	カエデ	2
アオイ	シナノキ	1
ウゴキ	ウゴキ	1
ウルシ	ヌルデ	1
バラ	サクラ	1
マタタビ	マタタビ	1
ミカン	キハダ	1
モクセイ	トネリコ	1
18科	26属	103



図-1 小渋ダムで回収した流木

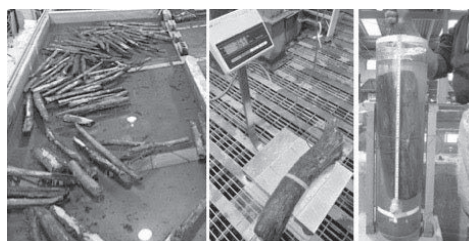


図-2 実験および計測状況

(中央：質量、右：体積)

さらに数ヶ月後にはより多くのサンプルで密度が  $1.0 \text{ g/cm}^3$  に達することが想定される。

以上より、本実験からは貯水池における沈木発生過程について、流入した流木の樹種が沈木に至る重要な要因となると考えられる。そのため、ダム貯水池毎に流入する流木の樹種の内訳が、そのまま流木が沈降する割合に直結すると考えられる。また、本実験で使用した全てのサンプルは、小渋ダムに流入後、約4ヶ月貯水池で浮遊していた流木である。長期間沈降せずに耐えきった選りすぐりの流木であり、密度が  $1.0 \text{ g/cm}^3$  を上回るサンプルが少なかったと考えられる。なお、本実験については、サンプルの数、表面積のばらつき、樹齢、個体毎の特性などの密度変動要因に関する検討余地に留意する必要がある。

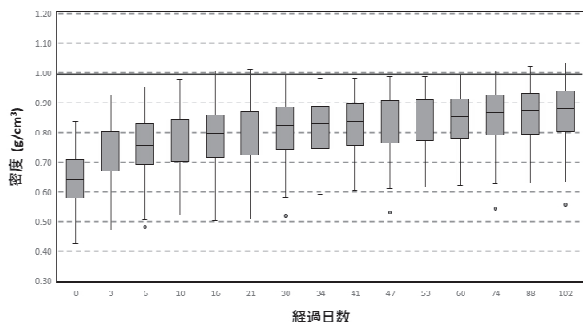


図-3 流木の密度変化(全サンプル)

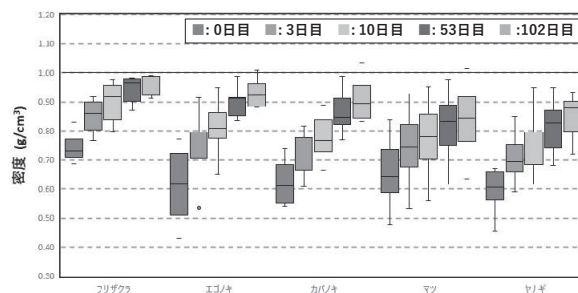


図-4 流木樹種(科)別の密度変化

#### 4. ダムのゲートにおける土砂・流木・沈木による機能低下要因の検討

##### 4.1 ダムのゲート機能低下事例

土砂や流木、沈木によりゲート操作が不能になった事例を以下に述べる。

2017年8月裾花ダムでは、洪水調節中の2門の常用洪水吐きゲートのうち1門の操作が不能となり、約4ヶ月間1門の常用洪水吐きゲートのみで洪水調節が行われる事態となった。原因は堆砂が常用洪水吐き敷高まで進行し、ゲート開操作時に流出した土砂・沈木がゲート開口部に噛み込んだことによると考えられている。この不具合に対し、ゲート直上流部の堆砂を掘削し予備ゲートを閉じることで、主ゲート閉塞の原因となった堆砂・沈木を除去するに至った<sup>1)</sup>。

2019年10月小渋ダムでは、土砂バイパストンネル運用開始直後にトンネル呑口ゲートの開閉操作が不能となった。原因は堆積した土砂がゲートの戸溝部へ侵入し噛み込んだことによると考えられている。この不具合に対し、ゲート構造部の隙間への砂礫の侵入防止構造対策としてカバーや水密ゴムの追加が行われている<sup>2)</sup>。

##### 4.2 裾花ダムの洪水吐きゲートにおける開閉装置能力の確認

###### 4.2.1 既設開閉装置能力の確認計算方法

放流管内にまで堆積した土砂により、操作荷重が扉体の開閉動作に及ぼした影響について確認する。堆砂が開閉荷重に与える影響としては、泥圧の増加により支承部ローラの回転摩擦力やスキムプレートと堆泥間のすべり摩擦力が増大することが考えられる。竣工当時の開閉荷重とシリンダ推力については、内訳は不明なものの、常用洪水吐きゲートの竣工図書に残されている。そこで、堆砂圧と摩擦抵抗を見込んだ状態での開閉荷重とシリンダ推力を比較し、図-5に示すような放流管に土砂が堆積した際のゲートの開閉装置能力について確認する。

全水圧方向に作用する泥圧荷重  $P$  (単位: N) は式(1)に、スキンプレートと堆泥との摩擦力  $F_1$  (単位: N) は式(2)に、支承部ローラの回転摩擦力  $F_2$  (単位: N) は式(3)に示される。

$$P = P_e \cdot A / \cos \theta = C_e \cdot W_1 \cdot d \cdot A / \cos \theta = C_e \cdot \{W - (1 - \nu) \cdot W_0\} \cdot 1000 \cdot d \cdot A / \cos \theta \quad (1)$$

ここに、 $P_e$ : 扉体との接触面の任意の点における水平方向泥圧(N/m<sup>2</sup>)、 $A$ : 泥圧が作用する吐口部の面積(m<sup>2</sup>)、 $\theta$ : 水平と主軸方向とのなす角度(deg)、 $C_e$ : 泥圧係数 0.4~0.6、 $W_1$ : 堆泥の水中における単位体積重量 (N/m<sup>3</sup>)、 $d$ : 堆泥面から接触面上の任意の点までの深さ(m)、 $W$ : 堆泥の見かけの単位体積重量 15~18 (kN/m<sup>3</sup>)、 $\nu$ : 堆泥の空隙率 0.30~0.45、 $W_0$ : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)を表す。

$$F_1 = \mu_1 \cdot P \quad (2)$$

$$F_2 = (\mu_2 + \mu_3 \cdot r) \cdot P / R \quad (3)$$

ここに、 $\mu_1$ : 金属と堆泥間のすべり摩擦係数、 $\mu_2$ : ローラのころがり摩擦係数、 $\mu_3$ : 支承部ころがり軸受のころがり摩擦係数、 $r$ : ころがり軸受平均半径(m)、 $R$ : ローラの半径(m)を表す。

放流管内土砂堆積時の開閉荷重を  $F_s$ 、現状の開閉荷重を  $F_u$ 、泥圧荷重による開閉荷重の増分を  $\Delta F$  とすると、現状の油圧シリンダ推力  $W_u$  が式(4)を満たせば、堆砂のみによる影響で開操作が不能になることはないといえる。

$$F_s = F_u + \Delta F = F_u + F_1 + F_2 < W_u \quad (4)$$

#### 4.2.2 ゲート操作不能時の開閉荷重の確認

堆砂を考慮しない現状の開閉荷重  $F_u = 33.5$  tf (329 kN) に対し、現状の油圧シリンダ推力  $W_u = 47.1$  tf (462 kN) を比較すると、開閉荷重は 13.6 tf (133 kN、28.8%) の余裕が存在する。ここで、泥圧を考慮した開閉荷重を求めるにあたり、式(1)で用いる泥圧係数  $C_e$ 、堆泥の見かけの単位体積重量  $W$ 、堆泥の空隙率  $\nu$  の各々の値は、係数範囲の中央値を採用して、 $C_e = 0.5$ 、 $W = 16.5$  kN/m<sup>3</sup>、 $\nu = 0.375$  とする。また、放流管呑口中心まで堆砂が進行したケース(放流管内の堆砂が半分となる時のケース)を対象とすると、式(1)~式(4)で用いる値は表-3 で表される。なお、水平と主軸方向とのなす角度  $\theta$  は全水圧角度と同じと仮定し、 $\theta = 0$  とした。放流管呑口中心まで堆砂が進行したケースにおいて、泥圧荷重による開閉荷重の増分  $\Delta F = 13.3$  tf (131 kN) を考慮すると、堆砂を考慮しない場合の余裕分 13.6 tf (133 kN) をわずかに下回り、放流管内堆砂時の開閉荷重  $F_s = 46.8$  tf (460 kN) と式(4)を満たし、 $F_s < W_u$  となり、堆砂のみの影響で開操作が不能になることはないといえる。したがって、ゲート操作不能の原因は土砂のみでなく、流木・沈木の噛み込みによる抵抗力の増大が影響していると考えられる。

表-3 開閉荷重確認時の数値

$C_e$	$W$	$\nu$	$W_0$	$\theta$	$\mu_1$	$\mu_2$	$\mu_3$	$R$	$r$
0.5	16.5	0.375	9.81	0	0.4	0.1	0.01	0.35	0.105

#### 4.2.3 感度分析による開閉荷重とシリンダ推力の比較

前項で使用した泥圧係数  $C_e$  の値は、従来の実績値の中央値である。ダムに堆砂した土砂の泥圧係数は不明であるため、本稿では泥圧係数の値を 0.40 から 0.05 単位で 0.60 まで変化させ、感度分析を行う。また、放流管内の堆

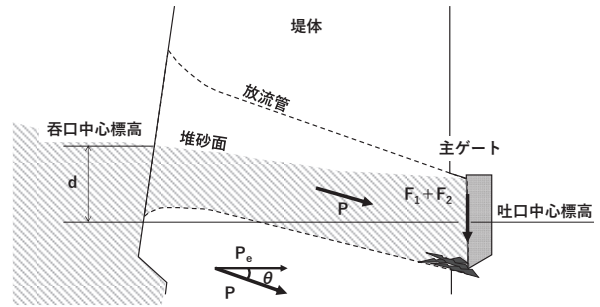


図-5 ゲート操作不能時のイメージ



砂が半分となるケース 1 に加え、放流管呑口上端まで堆砂が進行した放流管満砂時のケース 2 でも確認をする。

ケース 1、2 にて感度分析を行った結果を図-6 に示す。前項で示した通り、堆砂を考慮しない現状の開閉荷重  $F_u$  は現状の油圧シリンダ推力  $W_u$  に対して余裕がある。しかし、堆砂を考慮すると、ケース 1 では泥圧係数が 0.40、0.45、0.50 の場合を除き、ケース 2 では泥圧係数にどの値を使用しても、開閉荷重が油圧シリンダ推力を上回っている。このように、当初設計のように堆砂荷重を見込まない場合は開閉荷重に余力が残っていても、堆砂荷重を見込んだ場合に開閉荷重が不足する結果となる。また、堆砂に加えて、流木・沈木の影響も無視できない。

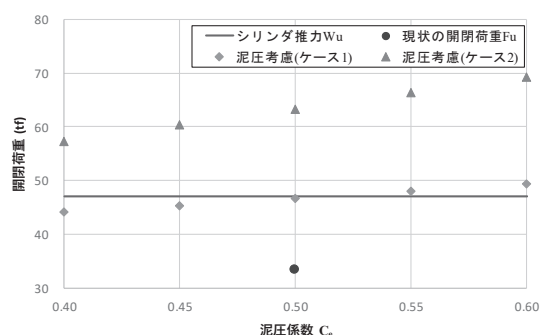


図-6 開閉荷重とシリンダ推力の比較

なお、以上で検討した放流管内の土砂堆積については、ゲート開度を大きくし放流断面を確保することでフラッシュされるため、運用によっては対策が可能と考えられる。

#### 4.3 土砂・流木・沈木によるダムのゲート機能低下リスク要因整理

ダム用ゲートとして用いられるゲートの代表的な形式は、ラジアルゲート、ローラゲート、スライドゲートである。この3種類のゲートについて、土砂・流木・沈木によるゲート機能低下リスク要因の整理し、表-4 に示す。裾花ダムで開操作不能となった常用洪水吐き主ゲートは、戸当り圧着式の前面水密方式、開閉装置は油圧シリンダ式の高圧ローラゲートである。当該ゲートの戸溝位置は水流の拡散角度よりも大きいため、土砂・沈木が戸溝に流入し、ローラに噛み込むとは考えにくい。したがって、ゲート操作の不能は、水密部の圧着解除の際に土砂・沈木が扉体との隙間に噛み込んだ可能性が高いと考えられる。小渋ダムで開操作不能となったトンネル呑口副ゲートは摺動式の前面四方水密方式、開閉装置はワイヤロープウインチ式のローラゲートである。当該ゲートは排砂用ゲートであり、水密部と戸溝上流端からの距離が不足することで、放流水の拡散により土砂・流木が戸溝に流入、ローラに噛み込んだ可能性が高いと考えられる。また、副ゲートの下流側に主ゲートが位置するため、土砂・流木・沈木が掃流力等で吹き上がり下流側主桁・補助桁に流入・堆積した可能性がある。

このように表-4 を用いることで、ゲート毎の特徴によるゲート機能低下リスク要因分析が可能となる。

## 5. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 貯水池における沈木発生過程について、流入した流木の樹種が沈木に至る重要な要因となる。
- 2) ゲートの開閉荷重の設計外力として、堆砂進行下ではその影響は無視できないものである。
- 3) 土砂・流木・沈木によるゲート機能低下リスク要因は、ゲート種別に加え主桁構造、戸当り構造、水密方式、開閉方式により整理できる。

今後の課題として、リスク整理に基づき、スクリーンの設置やゲート改良等の各種堆砂・沈木対策メニューを整理し、効果が期待される対策工法については実験的な検討を行うことが必要であると考えられる。

表-4 土砂・流木・沈木によるゲート機能低下リスク要因の整理

型式	ローラゲート		ラジアルゲート		スライドゲート	
長所	<ul style="list-style-type: none"> <li>ラジアルゲートに比べ扉体構造がシンプルで製作が容易。</li> <li>扉体内にゲートハウスが不要。アーチダムや全管路型放流管の主ゲートとして適している。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>ローラゲートに比べ扉体引き上げ高の関係から開閉操作室をコンパクトに可能。</li> <li>剛性が高く、高圧下で中間開度で使用する場合でも振動が起きにくい。よほどの高圧で無ければ摺動式が採用でき、操作がシンプル。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>扉体構造がシンプルで製作が容易。</li> <li>ゲート操作性に優れてボンネット形式のため、施工性が良い。</li> <li>扉体下端近くまで支圧板による支持点があるため中間開度放流時の振動が起きにくい。</li> </ul>	
短所	<ul style="list-style-type: none"> <li>主ローラおよび戸当り踏み面の機械加工が必要。</li> <li>中間開度放流時の振動防止のために圧着機構が必要になるケースが多い。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>スキンのR精度の確保が難しいため、機械加工、R型等が必要となり、ローラゲートに比べ製作性の難易度が高い。</li> <li>ダム扉体内にゲートハウスを設置するのが難しいアーチダムや全管路型放流管には向かない。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>水密機構が金属水密のため開閉荷重が大きくなり、大容量設備には不向き。</li> </ul>	
土砂および流木・沈木の到達に伴うリスク要因						
主桁構造	前面水密	後面水密	前面水密	後面水密		
	<ul style="list-style-type: none"> <li>上流側が水密面（スキンプレート面）のため、主桁・補助桁等への土砂・流木等の流入・堆積はない。</li> <li>排砂設備等のゲート配置（副ゲートの下流側に主ゲート）の場合、土砂・流木等の吹き上がりにより、下流側主桁・補助桁等に流入・堆積の可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>下流側が水密面（スキンプレート面）のため、主桁・補助桁等への土砂・流木等の流入・堆積による開閉荷重不足の可能性はある。</li> <li>振動防止の観点から、高圧下での流量調節には基本的には使用されない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上流側が水密面（スキンプレート面）のため、主桁・補助桁等への土砂・流木等の流入・堆積はない。</li> </ul>	桁構造	厚板構造	
				<ul style="list-style-type: none"> <li>スキンプレートの配置が上流側の場合は、主桁・補助桁等への土砂・流木等の流入・堆積はない。</li> <li>スキンプレートの配置が下流側の場合は、主桁・補助桁等への土砂・流木等の流入・堆積による開閉荷重不足の可能性はある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>厚板構造のため、土砂・流木等の流入・堆積はない。</li> </ul>	
戸当り	前面水密	後面水密	前面水密	後面水密		
	<ul style="list-style-type: none"> <li>以下の場合、放流水の拡散により土砂・流木等が戸溝に流入し、主ローラ・サイドローラの噛み込み発生可能性がある。</li> <li>管路途中に設置されたゲートで、水密位置と戸溝上流端からの距離が不足している場合</li> <li>放流管下流端に設置されたゲートで、戸溝の位置が水脈の拡散角度以内の場合</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>戸溝は水密面より上流側のため、土砂・流木等が戸溝に流入し、主ローラ・サイドローラの噛み込み発生可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ラジアルゲートは戸溝がないため、土砂・流木等が戸溝への流入はない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>戸溝は水密面より上流側のため、土砂・流木等が戸溝およびボンネット内に流入し、摺動部の噛み込み発生可能性がある。</li> </ul>		
水密方式	圧着式	摺動式	圧着式	摺動式	金属水密	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>扉体と水密ゴムを圧着機構により圧着して水密性を確保するため、開閉時に圧着を解除すると、水圧荷重により扉体と水密ゴムに隙間が生じて、土砂・流木等が流入し、噛み込み発生可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>扉体側の押付力により水密されているため、開閉時に隙間が生じることはなく、土砂・流木等の流入はないが、水密ゴムが土砂・流木等により損傷する可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>扉体と水密ゴムを圧着機構により圧着して水密性を確保するため、開閉時に圧着を解除すると、水圧荷重により扉体と水密ゴムに隙間が生じて、土砂・流木等が流入し、噛み込み発生可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>扉体側の押付力により水密されているため、開閉時に隙間が生じることはなく、土砂・流木等の流入はないが、水密ゴムが土砂・流木等により損傷する可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水密部はゲート支圧部を兼ねており、土砂・流木等により摺動部が損傷し、漏水の原因や扉体の開閉に支障が生じる可能性がある。</li> </ul>	
開閉方式	油圧シリンダ式	ワイヤロープウインチ式	油圧シリンダ式	ワイヤロープウインチ式	油圧シリンダ式	スピンドル式
	<ul style="list-style-type: none"> <li>油圧シリンダは流水に晒される個所には設置されていない。扉体が異物を噛み込んだ場合、リリース弁・開圧異常を検知して圧力上昇を防ぐ。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>シーブとワイヤロープの間に流木等が挟まれ、ゲート上昇時にワイヤロープがシーブから押し出され、外れる可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>油圧シリンダは流水に晒される個所には設置されていない。扉体が異物を噛み込んだ場合、リリース弁・開圧異常を検知して圧力上昇を防ぐ。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>シーブとワイヤロープの間に流木等が挟まれ、ゲート上昇時にワイヤロープがシーブから押し出され、外れる可能性がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>油圧シリンダは流水に晒される個所には設置されていない。扉体が異物を噛み込んだ場合、リリース弁・開圧異常を検知して圧力上昇を防ぐ。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>開閉装置本体を構成するバルブコントロールには、開方向および閉方向のトルクスイッチが装備され、扉体が異物を噛み込んだ場合、信号により停止する。</li> </ul>

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました水理チームの石神上席研究員、宮川主任研究員、高田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頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

所属：日立造船株式会社

＜参考文献＞

- 1) 高田翔也、角哲也：「既存ダム水理構造物の信頼性向上のためのリスク評価手法に関する研究」、水工学論文集 B1(水工学) Vol. 74, No.5, I\_1339-I\_1344, 2018
- 2) 岡本明、北原久人、福嶋勇希：小渋ダム土砂バイパストンネルゲートの不具合とその対応～土砂に埋まったゲートを救え～  
<https://www.cbr.mlit.go.jp/kikaku/2020kannai/pdf/te11.pdf>

# オーストリアの砂防施設設計基準等との比較による 日本の砂防施設設計基準・指針における検討課題

チーム名等 火山・土石流チーム  
氏 名 小林 拓也

## 1. 背景と目的

近年、土木構造物の構造設計法は、国際規格である IS02394 (1997 年)、及び EU の地域規格である Eurocode (1990～1999 年) により、信頼性設計法に基づく限界状態設計の概念を取り入れた国際標準化が進められている。また、ISO の国際規格については、WTO の政府調達協定や TBT 協定により、加盟国の政府機関についてはその遵守が定められている。国土交通省関係では港湾分野の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」が平成 19 年、道路分野の「道路橋示方書」が平成 13 年と 29 年に、IS02394 への準拠を考慮した技術基準の改訂を行った<sup>1) 2)</sup>。一方、現在砂防分野では「河川砂防技術基準（設計編）」や「土石流・流木対策設計指針」に基づいて施設の設計が行われているが、いずれも許容応力度法による仕様規定の設計手法となっており国際規格に準拠していない。このため今後砂防分野においても、信頼性設計法の導入等、国際規格に準拠した設計法を検討する必要性が生じると考えられる。

そこで本研究は、信頼性設計法等による砂防施設の設計手法を日本に導入する際に検討が必要となる技術的課題ならびに留意点等を把握することを目的とした。

## 2. 研究方法

本研究は、オーストリア共和国（以下「オーストリア」）における砂防関係施設の設計標準である ONR24800 シリーズ（以下「ONR」）と日本の設計基準を比較することにより行った。

### 2.1. ONR24800 シリーズの概要

日本と同様に、古くから土砂災害対策に取り組んでいるオーストリアでは、Eurocode に準拠し、信頼性設計法と限界状態設計法を取り入れた砂防施設の設計標準（「ONR」）を 2008 年～2013 年にかけて作成した。ONR は 8 編から構成され、溪流制御（砂防）に関しては、作用、設計、維持管理について記載されている（表 1）。

### 2.2. ONR と日本の砂防及び港湾・道路橋の設計基準の比較

ONR と日本の施設設計に関する技術基準・指針を対比することで、日本の砂防施設設計の国際規格への準拠に必要な事項、およびその検討に際して留意すべき事項を把握することを試みた。ONR の記載言語はドイツ語であることから、日本語に翻訳した上で、まず、ONR と日本の砂防の設計基準である「河川砂防技術基準（設計編）」（令和元年 7 月）と「土石流・流木対策設計指針」（平成 28 年 4 月）とを比較することにより、砂防施設設計における ONR と日本の検討項目やその手順の差異、施設設計時に想定する作用と作用モデルの差異について比較を行った。

表 1 ONR24800 シリーズの構成

No.	タイトル	No.	タイトル
24800	溪流制御のための保護対策 -用語とその定義と分類	24805	雪崩に対する恒久的な技術的保護 -用語と定義、静のおよび動的効果
24801	溪流制御のための保護対策 -静的および動的的作用	24806	雪崩に対する恒久的な技術的保護 -設計と建設
24802	溪流制御のための保護対策 -構造物の設計	24807	雪崩に対する恒久的な技術的保護 -監視と保守
24803	溪流制御のための保護対策 -操作、監視、保守、および改修	24810	落石に対する技術的保護 -用語と定義、作用の効果、設計、監視と保守

次に、具体の施設設計手法については、日本の砂防の設計基準等には信頼性設計法等の概念が取り入れられておらずONRと日本の砂防の設計基準等を比較できないことから、既にIS02394に準拠している施設設計手法である「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（平成30年5月）、「道路橋示方書・同解説」（平成29年11月）とONRとを対比した。このことにより、港湾分野や道路分野とは異なる砂防分野における設計の考え方の特性を把握し、信頼性設計法等による設計手法を日本の砂防分野に導入する際の留意事項を把握した。なお、我が国の港湾・道路橋は性能規定型の設計基準であるが、ONRはEurocode、すなわち信頼性設計法に基づく限界状態設計に基づいた設計基準であり、性能設計の概念は含まないことに留意する。

### 3. 結果

#### 3.1 ONRと日本の砂防施設設計の技術基準・指針における、検討項目と手順及び作用と作用モデルの比較

検討項目と手順を対比すると、手順に若干の差異があるものの日本の設計に係る検討項目はONRでは概ね網羅されていた。一方、限界状態設計、信頼性設計、及びそれらの設定条件のひとつである設計状況と構造物の重要度に関する項目が日本の砂防施設の設計基準にはなく、今後検討が必要であると考えられた（図1）。

また、作用について、設計対象規模については、対象降雨という点ではいずれも100年超過確率規模であるが、オーストリアでは計画流量と土砂・流木量については別途規定されており、保全対象の種別に応じて30～150年超過確率規模を設定するとされている点が異なっていた。しかし、具体的な設定方法については記載がなく、対象降雨と計画諸量の関係性までは把握できなかった。その他の設計条件については、オーストリアでは土砂濃度に応じて土砂輸送形態を4区分し、その区分に応じて設計流量、流体密度等の値の取り得る範囲のみ規定しており、それぞれ計算式による算定を基本とする日本とは考え方が異なる。

作用モデルについては、想定する作用及びその高さの違いはあるが、堤体に直交する断面において、土石流等の流下に伴う作用を外力図としてモデル化し、それを基に作用の特性値を算定する点は両国で共通していた（図2）。オーストリアの作用モデルの特徴は、堤体において土石流の流体力の及ぶ範囲を、堰堤直上流の河道における流下断面と等面積とし、水通しの下部2～4m（流下痕跡等がない場合は一律に4m）の範囲として規定されている点にある。設計条件と同様に、土石流の流動深を計算式により算出する日本とは考え方が異なる。また、土石流の作用は、動的土石流圧力と静的土石流圧力とされており、前者が日本における土石流流体力、後者が静水圧と堆砂圧（土圧）に相当する。これらの作用範囲に着目すると、土石流の流動深さの範囲において、オーストリアは動的土石流圧力と静的土石流圧力の両方を見込むのに対し、日本では土石流流体力のみとして、静水圧と堆砂圧を見込まない点に差異がみられた。

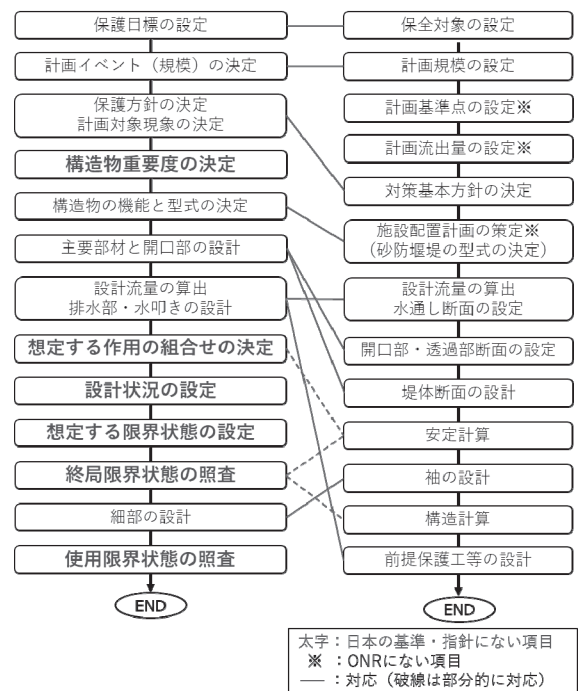


図1 設計の項目と手順  
(左: オーストリア、右: 日本)



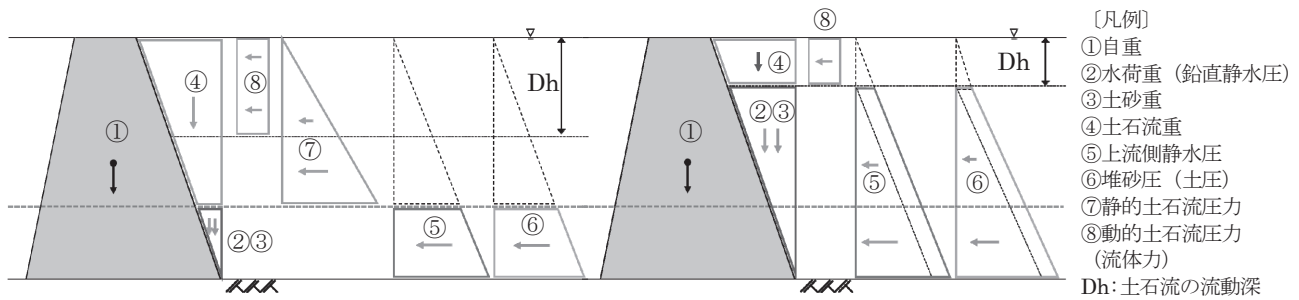


図2 日本の堰堤（台形）に適用した場合の作用モデルの差異（左：オーストリア、右：日本）

以上のように、設計条件、土石流時等に想定する作用と作用モデルには差異がみられるものの、堤体に及ぶ作用を外力図により想定して作用の特性値を導出する手法としては、オーストリアと日本で違いはなかった。

### 3.2 ONR と日本の港湾・道路橋の設計基準における施設設計手法の比較

#### 3.2.1 限界状態設計の比較

ONR においては、限界状態として終局限界状態と使用限界状態を定義し、それぞれ構造物の状態と対応する破壊形態を規定している。また、限界状態の分類、定義及び終局限界状態における破壊形態の分類は、いずれも Eurocode に準拠している。ONR では終局限界状態と使用限界状態のみ定義しており、港湾・道路橋の設計基準のような終局限界状態と使用限界状態の中間状態、つまり安全性は維持しているが、一部機能が喪失、あるいは低下した構造物の状態は考慮していないという点で、ONR と港湾・道路橋の設計基準に差異がみられた。

#### 3.2.2 信頼性設計の比較

ONR 及び港湾・道路橋の設計基準は、いずれも信頼性設計法のうち部分係数法を例示している。ONR の照査式は、Eurocode を基本としつつ組合せ係数を 1.0 とし、作用及び抵抗（耐力）モデルの不確実性に対する係数は記載されていない。また、例えば港湾の設計基準に見られる構造物の重要度を考慮する係数のような、分野の固有の係数も設定されておらず、ONR の照査式は実質的に作用及び抵抗（耐力）の部分係数のみとされている。

ONR の部分係数の値は、作用側は限界状態の種類、構造物の重要度、作用の分類、作用の向き（安定化/不安定化）、設計状況に応じて、抵抗（耐力）側は限界状態の種類、抵抗・材料の種類、設計状況に応じて個別に設定されている（表2）。Eurocode における部分係数の例示と ONR とを比べると、構造物の重要度と設計状況の要素が追加され、作用の主従が除外されている。港湾・道路橋の設計基準では、構造物の重要度等を要求性能として考慮していることもあるが、構造物の種別、設計状況、作用の組合せにより部分係数の値が規定されており、これに対して ONR では構造物の重要度等により部分係数が細分化されていることが特徴的である。

表2 ONR に記載されている部分係数

限界状態の種類	構造物の重要度	作用の分類	作用の向き	設計状況			限界状態の種類	抵抗	設計状況		
				永続	一時	例外			永続	一時	例外
GEO (地盤破壊)	重要	一定	不安定化	1.35	1.20	1.00	GEO (地盤破壊)	地表破壊	1.40	1.30	1.20
			安定化	1.00	1.00	1.00		滑動	1.10	1.10	1.10
		変動	不安定化	1.50	1.30	1.00		抵抗土圧	1.40	1.30	1.20
			安定化	0	0	0		有効摩擦角	1.00	1.00	1.00
	標準	一定	不安定化	1.20	1.10	1.00		有効粘着力	1.00	1.00	1.00
			安定化	1.00	1.00	1.00		非排水せん断強度	1.00	1.00	1.00
		変動	不安定化	1.30	1.20	1.00		一軸圧縮強度	1.00	1.00	1.00
			安定化	0	0	0		密度	1.00	1.00	1.00

### 3.2.3 設計状況の比較

ONR では、設計状況として、永続的設計状況、一時的設計状況（建設中または修復中）、例外的設計状況を設定している。Eurocode には、永続的、一時的、偶発的、地震時の設計状況があるが、ONR では偶発的と地震時を合わせて例外的設計状況として定義している。また、作用モデルで扱われる作用は永続作用、変動作用、偶発作用に分類されている。作用の組合せは、設計対象現象の土砂輸送形態（土石流または河川形態とされる）、想定する堆砂状況、下流水の有無等を考慮して規定されており、構造物の機能と設計状況により採用する作用の組合せを選択する。一方、港湾・道路橋では、永続作用、変動作用、偶発作用のそれぞれが支配的となる状況として設計状況を定義しており、港湾の設計基準では構造物種により、道路橋の設計基準では設計状況により作用の組合せが規定されている。設計状況の規定方法として、構造物の状態による分類と、支配的な作用による分類の2通りが確認できた。

## 4. 結論

日本の砂防の設計基準・指針の国際標準への準拠に際し、作用の特性値の導出手法はオーストリアと日本で共通しているため、作用モデル等については現在の設計基準・指針の考え方を踏襲できると考えられた。

一方、限界状態設計に関しては、限界状態の定義及びそれに応じた構造物の状態（破壊形態）の規定が必要である。日本においては鋼製透過型堰堤や柔構造物など様々な工種が存在し、それぞれ破壊の形態が異なると考えられるため、施設破損事例の収集整理や水理模型実験等により、個々に限界状態を規定する必要があると考えられた。

また、信頼性設計法に関しては、照査式の係数、部分係数の決定要素、部分係数の値の設定が必要である。ONR では組合せ係数を 1.0 とし、一方で部分係数が細分化されている。これは砂防の特性として、①土石流（洪水）時の作用が支配的であること、②作用の種類は限定的でかつ同時発生が前提とされていること、③外力の規模は計画規模として一律であること、などが挙げられ、作用の組合せやその生起確率による定量化の余地が少ないためと考えられる。これらの条件は、日本の砂防でも同様であり、部分係数の設定に際して留意が必要である。

設計状況に関しては、各設計状況の定義、想定される作用の分類を行ったうえで、設計状況に基づく作用の組合せを規定する必要がある。砂防分野においては、前述のように土石流等による外力が支配的であることから、支配的な作用の種類による設計状況の区分は意義に乏しい。一方で、ONR のように工事中の状況等を考慮する場合や、現在の基準・指針のような平常時、洪水時、土石流時などの現象による区分も考えられる。設計状況は部分係数の値の設定に用いることも考えられるため、設計状況の区分に際してはその生起確率にも留意が必要と考えられる。

所属：（一財）砂防・地すべり技術センター

### <参考文献>

- 1) 港湾構造物の性能設計, 長尾毅, 地盤工学会誌, 56-5, 2008
- 2) 道路橋示方書（鋼橋編）の改訂概要, 中谷昌一, 第5回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集（2002年8月）
- 3) 構造設計の国際標準化と性能設計法（その1 国際標準化の動き）, 香月智, 砂防学会誌, Vol. 52, No. 4, p. 60-63, 1999
- 4) 構造設計の国際標準化と性能設計法（その2 性能設計法の概要）, 香月智, 砂防学会誌, Vol. 52, No. 5, p. 57-64, 2000
- 5) 防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計, 土木学会, 構造工学シリーズ22, 2013

# 1934～2018 年度に発生した砂防堰堤の破損等事例調査

チーム名等 火山・土石流チーム  
氏 名 三浦 光太郎

## 1. まえがき

全国で毎年多くの砂防堰堤が建設されているが、一方で、土石流・土砂流等による砂防堰堤の破損等の事例が報告されている。このような破損等を防止するためには、破損等の実態から砂防堰堤の設計、施工、維持管理における課題を明らかにし、設計方法や維持管理手法の見直し等に繋げていく必要がある。

## 2. 研究目的

水山 (1979)<sup>1)</sup>、建設省土木研究所 (1979)<sup>2)</sup> 及び建設省土木研究所 (1987)<sup>3)</sup> は、砂防堰堤の破損等の実態から設計、施工、計画上、今後検討すべき課題を明らかにすることを目的として、収集した事例から主要な破損等の形態を明らかにした。しかし、この研究以降、事例の収集及び整理は行われていない。そこで、本研究は 1934～2018 年度の事例を収集し、破損等の実態を整理することを目的とした。

## 3. 研究方法

### 3.1 破損等の事例の収集

本研究では、建設省土木研究所が調査した 562 基<sup>2)、3)</sup>、2019 年度に国土交通省が調査した 107 基、学術誌や施設管理者の調査結果 122 基及び国立研究開発法人土木研究所が調査した 9 基の事例、合計 800 基を収集した。

### 3.2 破損等の事例の整理

収集した事例について、砂防堰堤の完成時期、推定される破損等の原因、堤体材料及び部位の事例数を整理した。なお、整理にあたり、推定される破損等の原因を「土石流・土砂流」、「地震動」、「地すべり・崩壊」、「雪崩」、「その他」に、砂防堰堤の堤体材料を「コンクリート」、「粗石コンクリート」、「石積」、「鋼製」、「その他」に、破損等が生じた部位を「本堤部」、「袖部」、「前庭保護工」、「基礎地盤 (本堤部)」、「基礎地盤 (前庭保護工)」に分類した。部位の名称及び対象範囲を図 1 に示す。

また、写真等で砂防堰堤の状況を確認できるもののうち、土石流・土砂流によって破損等を受けたと推定されるコンクリート堰堤 106 基については、前庭保護工を「副堰堤・垂直壁」、「側壁護岸」、「水叩き」、「護床工」に細分した。さらに、破損等の形態においても、部位表面が削られた状態や表面に亀裂が見られる状態を「摩耗等」、部位の一部あるいは全体が失われた状態を「破損」に細分し、整理した。

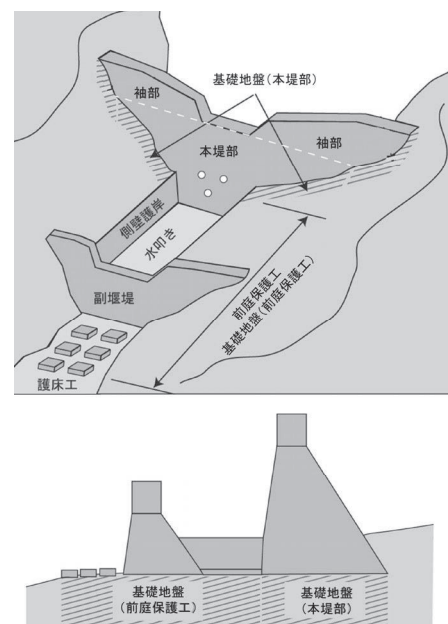


図 1 各部位の名称及び対象範囲

## 4. 研究結果

### 4.1 砂防堰堤の完成時期

破損等を受けた砂防堰堤の完成時期を確認できる2010年度までの事例691基の完成年代別事例数及び各年代での全建設数に対する割合を図2に示す。破損等を受けた砂防堰堤の完成年代は1950年代が230基（33%）と最も多く、1960年代以降は徐々に減少する。また、年代別の全建設数に対する破損等事例数の割合は、1910年代で29.7%と最も大きいですが、徐々に減少し1990年代以降は0.2%を示す。なお、破損等の割合が減少する期間において、1958年に河川砂防技術基準、1989年に土石流対策技術指針が策定されている。

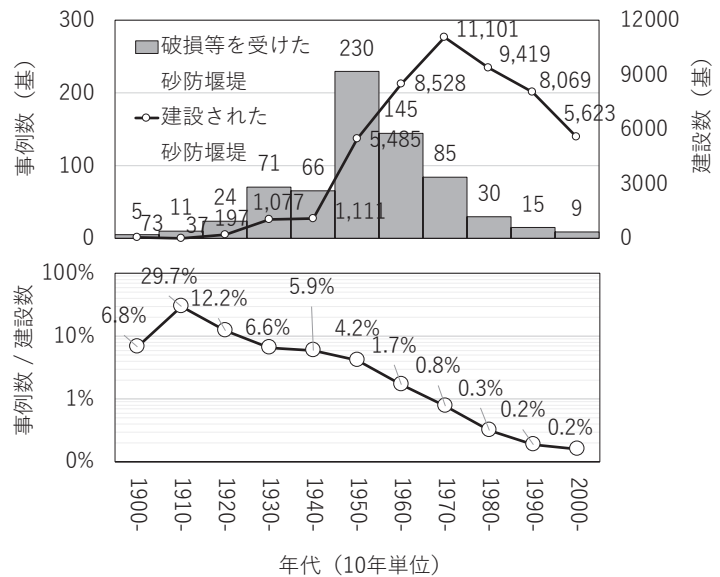


図2 完成年代別事例数、年代別建設数及び建設数に対する破損等の割合

(建設数は2012年全国調査：国土交通省より提供)

### 4.2 推定される破損等の原因別事例数及び堤体材料別事例数

推定される破損等の原因別事例数及び全事例数に占める割合を図3に、堤体材料別事例数及び全事例数に占める割合を図4に示す。全800基中、推定される破損等の原因は土石流・洪水流が722基（90%）、堤体材料はコンクリートが403基（50%）と最も多い。

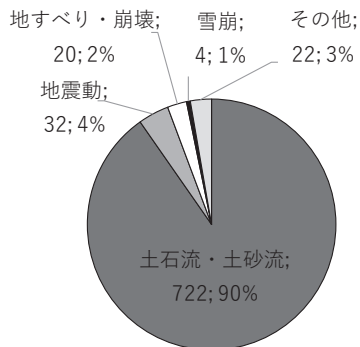


図3 推定される破損等の原因別事例数  
グラフには基数と全体に占める割合を示す

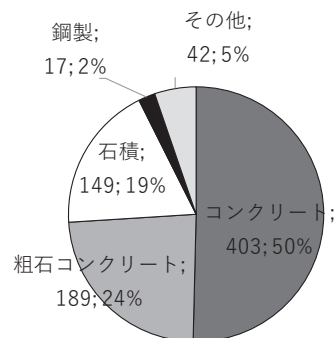


図4 堤体材料別事例数  
グラフには基数と全体に占める割合を示す

### 4.3 部位別事例数

部位別事例数および全事例に占める割合を図5に、部位別堤体材料別事例数の割合を図6に示す。1基で複数の部位が破損等を受けていることがあるため、全800基の破損等の事例数は1216事例となるが、構造物で破損等を受けた部位は、本堤部が311事例（26%）と最も多い。基礎地盤についても本堤部が198事例（16%）であり、前庭保護工の188事例（15%）より10事例多い。各部位で破損等が発生した堤体材料の割合は、いずれの部位もコン



クリートが40%以上を占める。また、コンクリート及び粗石コンクリートの割合は、本堤部で少なく基礎地盤で多いのに対し、石積の割合は、本堤部で多く基礎地盤で少ない傾向を示す。

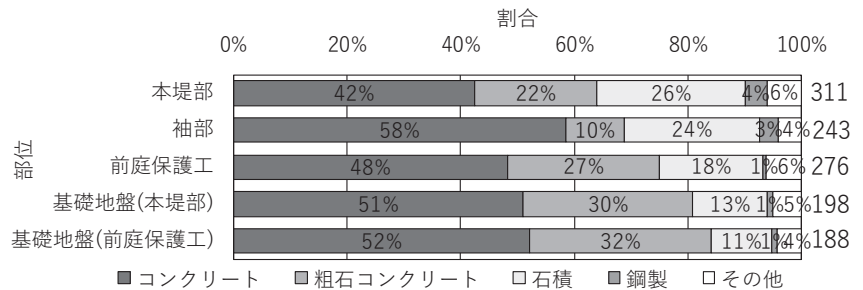
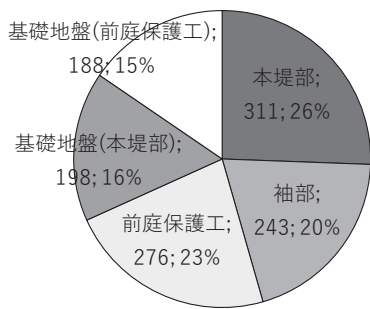


図 5 全 800 基 1216 事例の部位別事例数

図 6 部位別堤体材料別事例数の割合

グラフには事例数と全体に占める割合を示す

グラフ脇の値は事例数を示す

#### 4.4 土石流・土砂流によって破損等を受けたと推定されるコンクリート堰堤 106 基の整理

破損等の形態別部位別事例数を表 1 に示す。堰堤摩耗等は本堤部が 38 事例、堰堤破損は袖部が 56 事例、基礎地盤流失では副堰堤・垂直壁が 25 事例と最も多い。

表 1 破損等の形態別部位別事例数

部位	堰堤摩耗等	堰堤破損	基礎地盤流失	計	
本堤部	38	18	15	71	
袖部	8	56	-	64	
前庭保護工	副堰堤・垂直壁	6	12	25	43
	側壁護岸	5	13	2	20
	水叩き	3	9	8	20
	護床工	-	8	6	14
計	60	116	56	232	

##### 4.4.1 本堤部の破損の特徴

土石流・土砂流の流下により本堤部の一部あるいは全体が失われ、今後土石流・土砂流が流下する可能性が高いと考えられる本堤部破損 18 基の破損状況別事例数を図 7 に示す。本堤部の破損は、上部側が破損した事例が 13 基と最も多い。この破損は、13 基中 11 基で堰堤の破断面が平坦面を形成しており、主に打継目を境に破損したと想定される。この破損の他、堤体全体が破損した事例や堤体の一部が分離し、下流側に転倒した事例、基礎地盤が流失したことによって本堤部が不安定化し、破損に至った事例も見られる。

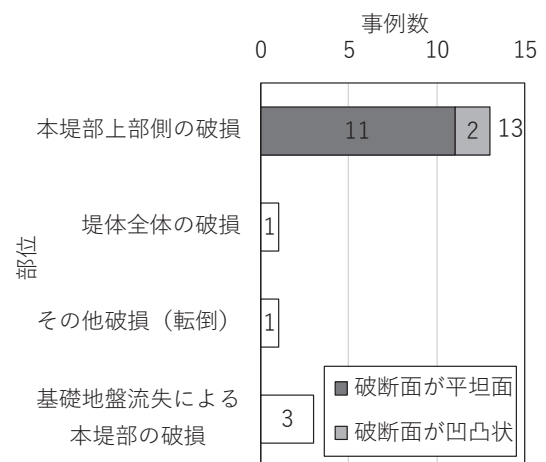


図 7 本堤部破損の形態別事例数

#### 4.4.2 本堤部破損における堤高の低下量

事例数の多い本堤部上部側の破損 13 基において、写真や図面等で天端から破損底面までの低下量を計測した。低下量の計測結果を図 8 に示す。低下量は、0.5～4.2m、堤高に占める低下量の割合は5～42%である。なお、グラフの黒丸で示したデータは、既往の物理探査<sup>4)</sup>で堤高20mに対して天端から約6.8mの深さに破断面が推定された事例である。

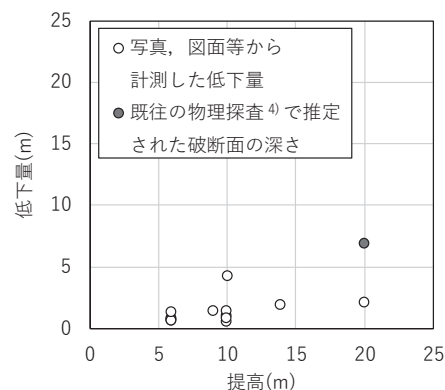


図 8 堤高の低下量の計測結果

### 5. 結論

1934～2018 年度に破損等が発生した砂防堰堤 800 基を収集し、以下の実態を把握した。

#### (1) 全 800 基

- ・収集した事例の完成年代は、1950 年代が多く、1960 年代以降は徐々に減少する。
- ・推定される破損等の原因は、土石流・土砂流が 90%、堤体材料はコンクリートが 50%を占める。
- ・破損等が発生した部位は、本堤部が最も多い。各部位の破損等の発生状況を堤体材料別で見ると、コンクリート及び粗石コンクリート構造の砂防堰堤は、本堤部の破損等が少なく基礎地盤の破損等が多い。一方、石積の砂防堰堤は、本堤部の破損等が多く、基礎地盤の破損等が少ない。

#### (2) 土石流・土砂流によって破損等を受けたと推定されるコンクリート堰堤 106 基

- ・摩耗等は本堤部、破損は袖部、基礎地盤流失は副堰堤・垂直壁で事例数が多い。
- ・本堤部の破損は、上部側が破損している事例が多く、主に打継目を境に破損したと想定される。

今後は、把握した実態を基に設計、施工、維持管理における課題を明らかにし、設計方法や維持管理手法の見直し等について検討していきたいと考えている。

### 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、火山・土石流チームの皆様にご指導、ご助力を賜りました。また、本研究の破損等事例につきましては、国土交通省砂防部、各地方整備局等ならびに直轄砂防事務所、及び都道府県の砂防関係部局よりご提供いただきました。ご協力いただきました皆様方に深く感謝の意を表します。

所属：国土防災技術株式会社

#### <参考文献>

- 1) 水山高久、「砂防ダムの破損等実態調査」、砂防学会誌、31 巻、4 号、pp. 26-30、1979。
- 2) 建設省土木研究所、「砂防ダムの破損等実態調査」、土木研究所資料第 1514 号、87pp.、1979。
- 3) 建設省土木研究所、「砂防ダムの破損等実態調査 (2)」、土木研究所資料第 2451 号、50pp.、1987。
- 4) 清水武志、青池邦夫、泉山寛明、藤村直樹、稲崎富士、瀬戸秀治、「地中レーダ探査を用いた砂防堰堤内部亀裂分布調査」、砂防学会誌、vol. 70、No. 3、pp. 25-32、2017。

# 三宅島 2000 年噴火及び御嶽山 2014 年噴火を事例とした 既往噴火直後の降下火砕物堆積厚の推定手法の適用性

チーム名等 火山・土石流チーム  
氏 名 山本 望

## 1. はじめに

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、降下火砕物の堆積厚分布の迅速な把握が重要となる。しかし、噴火直後に取得可能な情報は限られる。そのような状況下で降下火砕物の堆積厚を把握するための手法は複数ある。例えば、Windy Tephra<sup>1)</sup>、Tephra<sup>2)</sup>、ジェットモデル<sup>3)</sup>、Gonzalez and Cruz モデル<sup>4)</sup>、楢円近似法<sup>5)</sup>、相似法<sup>6)</sup>、気象庁降灰予報<sup>7)</sup>である。しかしながら、それぞれの手法は利用可能な条件が異なる。そこで、各モデルの入力情報と火山噴火時に時系列で得られる情報を整理し、降下火砕物堆積厚の推定に活用可能なモデルを整理した。さらに、活用可能なモデルを 2 噴火の事例に適用し、降下火砕物堆積厚推定手法の適用性を評価した。なお、本原稿は 2021 年度砂防学会研究発表会<sup>8)</sup>における発表内容を基に作成した。

## 2. 研究目的

火山噴火直後に利用可能な降下火砕物の堆積厚推定モデルを整理し、適用性を評価することを目的とする。

## 3. 研究手法と対象噴火

### 3.1 噴火直後に利用可能なモデルの選択

本研究では、火山ハザードマップ等の作成に利用される手法を中心に①Windy Tephra2、②Tephra2、③ジェットモデル、④Gonzalez and Cruz モデル、⑤楢円近似法、⑥相似法の 6 つの降下火砕物堆積厚推定モデルを検討対象とした。気象庁降灰予報についてはスーパーコンピュータを利用する手法であること、予報値として公表される堆積厚が 2mm であり、後述する土石流発生実績のある堆積厚よりも薄いことから本研究の検討対象からは除外した。まず、各モデルの利用可能な場面及び入力パラメータを整理した。次に、この整理に基づき、噴火前～噴火後かけて様々な機関から公表される情報を、各推定手法で利用可能な整理した。さらに、これらの整理結果に基づき、噴火直後（噴火から数時間以内とする）に利用可能な推定モデルを選択した。

表 1 推定モデルとパラメータ一覧

推定モデル	入力パラメータ
①Windy Tephra2	大気条件 (高度別), 計算点地形 (標高あり), 噴火条件 (噴火規模, 噴煙初速, マグマ物性, 噴出物物性), 計算条件 (拡散係数, 渦拡散係数, 噴煙先端距離)
②Tephra2	大気条件 (高度別), 計算点地形 (標高あり), 噴火条件 (噴火規模, 噴出物物性), 計算条件 (拡散係数, 渦拡散係数)
③ジェットモデル	大気条件 (一様), 計算点地形 (標高なし), 噴火条件 (噴火規模, 噴煙初速, 噴出物物性), 計算条件 (連行係数, 火砕物堆積濃度)
④Gonzalez and Cruz モデル	大気条件 (一様), 計算点地形 (標高なし), 噴火条件 (噴火規模, 噴出物物性)
⑤楢円近似法	実測堆積量
⑥相似法	実測堆積量

### 3.2 推定モデルの適用性の評価

3.1 で選択された推定モデルについて、それらのモデルが既往噴火直後に適用可能か評価した。噴火後に詳細な降下火砕物堆積厚とその分布に関する調査結果が公表された御嶽山2014年噴火と三宅島2000年噴火を対象とした。これらの噴火に対して、各推定モデルによる降下火砕物堆積厚分布を計算し、等層厚線図を作成した。その等層厚線の範囲（計算分布範囲）と、実績の堆積厚に基づく等層厚線の範囲（実績分布範囲）を比較した。ここで、既往火山噴火後の土石流発生実績が堆積厚数 cm であったこと<sup>9)</sup>を踏まえ、実績の等層厚線のうち三宅島2000年噴火は堆積厚 3.2cm 以上の範囲、御嶽山2014年噴火は堆積厚 1cm 以上の範囲を対象として評価した。計算分布範囲と実績分布範囲を適合率・再現率・F 値を用いて定量的に評価した。ここで、適合率とはモデルの計算精度を示す指標で、計算分布範囲と実績分布範囲の重複部分の面積を計算分布範囲の面積で除した値である。再現率とは、モデルのカバー率（見逃しの少なさ）を示す指標で、計算分布範囲と実績分布範囲の重複部分の面積を実績分布範囲の面積で除した値である。F 値とは、適合率と再現率を合わせて性能を図る指標であり、それらの調和平均値である。

## 4. 結果と考察

### 4.1 噴火直後に利用可能なモデルの選択

検討対象とした推定モデルとその入力パラメータを表1に示す。表1に示したパラメータのうち、観測可能なパラメータが観測等によって取得される時期について整理した結果を表2に示す。地形データは、噴火前から国土地理院の基盤地図情報などを取得できる。また、噴火時の大気情報は、毎日3時間おきに配信されるGPVデータなどから取得できる。噴火開始後は気象庁発表の噴火に関する火山観測報から、噴煙高度などが取得できる。噴火後は、カメラ映像や地震計データなどから噴火継続時間を取得できる。実測堆積量は、自動計測・データ転送する仕組みがあれば取得可能である。しかし、実測堆積量や噴出物物性が取得されるのは通常であれば噴火から1日以上経過後と想定される。

以上の結果から、実測堆積量のデータ取得が必要な⑤、

表2 噴火前から噴火後にかけて取得可能な情報

	噴火前 ～噴火中	噴火中 ～噴火直後	噴火直後 ～数日
地形	○	○	○
大気	○	○	○
噴煙高度	○	○	○
噴火継続時間	×	○	○
実測堆積厚	×	△	○
噴出物物性	×	×	○

○：取得可，△：限られた条件下で取得可，×：取得不可

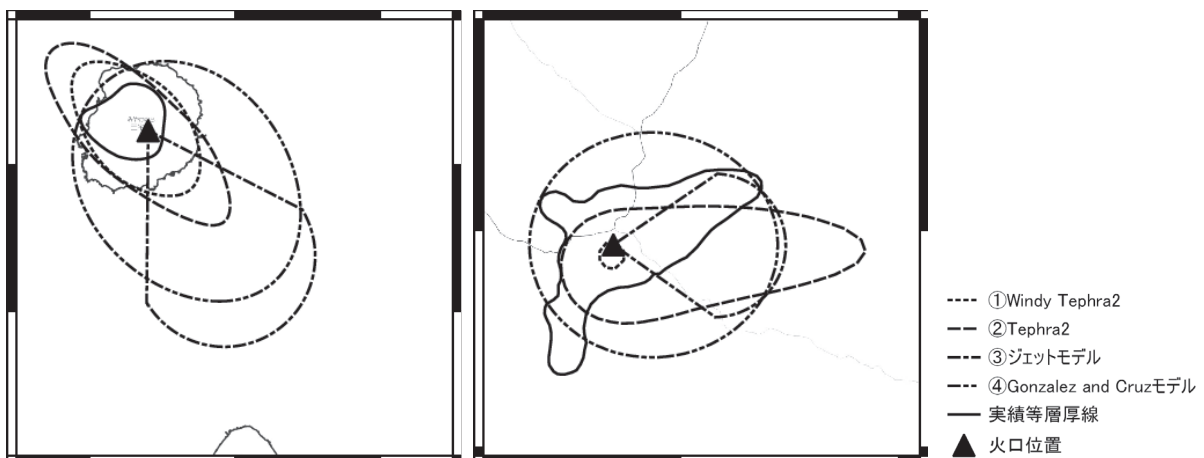


図1 三宅島2000年噴火(左)／御嶽山2014年(右)の計算分布範囲と実績分布範囲



⑥のモデルは、噴火直後の利用が難しいため、以後の検討から除外する。噴火直後までに取得可能な情報で利用可能なモデルは、①～④であった。

## 4.2 各推定モデルの適用性の評価

### 4.2.1 計算条件

計算点は①と②の手法には標高値を含めた地形データを与えた。③と④の手法には仕様上標高値は与えられない。大気データは、火口に最も近い位置で与える。御嶽山 2014 年噴火では GPV データの初期値を、三宅島 2000 年噴火では高層風観測点の観測値を与えた。①と②には高度別の風を与えた。③と④には一様な風を与えるため、高度別の風向・風速から平均値を求めて与えた。

噴火条件は、噴煙高度及び噴火継続時間に観測値を与えた。また噴出量は、噴煙高度と噴火継続時間から推定した値を与えた<sup>10)</sup>。噴出物の粒径や密度は、既往噴火事例を参考に、取りうると考えられる範囲の中央値を与えた。

計算条件は、拡散係数などであり、本検討では既往噴火事例に適用実績のある値を与えた。

### 4.2.2 推定結果とその評価

三宅島 2000 年噴火の計算分布範囲の形状を比較すると (図 1 左)、①と②の手法の分布軸は火口から北西及び南東方向に伸びる。これは、風速は小さいものの、高度によって風向が変化しているため 2 つの方向に伸びたと考えられる。一方、③と④の手法は一様な風を与えるため、南東方向への分布軸が顕著である。特に③の手法は風下方向の分布しか推定できないため、扇形状の分布を示した。

御嶽山 2014 年噴火の計算分布範囲の形状を比較すると (図 1 右)、①の範囲がほかのモデルよりも小さくなった。②の範囲は分布軸のずれのため範囲が全体的に南寄りになったが、実績分布範囲と似た形状を示した。③の範囲形状は扇形であるが、分布軸方向の到達距離は実績分布範囲と計算分布範囲でおおむね一致した。④の分布はおおよそ楕円形状を示し、分布軸方向の到達距離は実績分布範囲と計算分布範囲でおおむね一致した。また、④の計算分布範囲は実績分布範囲をほとんど網羅する結果となった。しかし、分布軸から離れた方向では実績分布範囲よりも④の計算分布範囲が広がった。

### 4.2.3 推定評価

適合率、再現率、F 値の 3 つの指標を用いて実績分布範囲と計算分布範囲を評価した。

三宅島 2000 年噴火の事例では、適合率は①が最も高く、次いで②が高くなった (表 3)。一方、再現率は①、②、④で 1.000 となり、見逃しが無い結果となった。その結果、F 値は①が最も高く、次いで②が高くなった。③は、比較した 4 つのモデルの中で適合率・再現率・F 値のいずれも最も小さい値であった。

この事例から次の 2 点が示唆された。①と②の手法は、高度別の風を入力できるため、高度によって風向が変化する噴火や、風速が小さく分布範囲が火口を中心とした同心円に近い形状となる噴火に適用できる。一方、③と④

表 3 実測とモデルによる推定結果

推定モデル	三宅島 2000 年 8 月 18 日噴火				御嶽山 2014 年 9 月 27 日噴火			
	①Windy Tephra2	②Tephra2	③ジェットモデル	④Gonzalez and Cruz モデル	①Windy Tephra2	②Tephra2	③ジェットモデル	④Gonzalez and Cruz モデル
適合率	0.380	0.262	0.010	0.110	1.000	0.392	0.132	0.348
再現率	1.000	1.000	0.059	1.000	0.026	0.537	0.192	0.896
F 値	0.551	0.415	0.017	0.198	0.050	0.453	0.156	0.501

の手法はそのような噴火には適用が難しい。

御嶽山 2014 年噴火の事例では、適合率は①が最も高く、次いで②、④の順に高くなった (表 3)。一方、再現率は④が最も高く、次いで②が高くなった。①の再現率は最も小さく、見逃しが大きい結果となった。その結果、F 値は④が最も高く、次いで②が高くなった。①は、比較した 4 つのモデルの中で F 値が最も小さい値であった。

①の計算分布範囲が大きく異なった理由として、御嶽山の噴出量が、三宅島の噴出量より 1 桁程度小さかったことが考えられる。このことから、噴火規模が小さい場合に①が適用できない可能性が示唆された。

## 5. 結論

本稿では、モデルの入力情報を整理した。噴火直後に利用可能な情報は、噴煙高度、噴火継続時間、大気、地形であった。このことから、溪流抽出に役立つ降下火砕物の堆積量分布を推定でき、かつ、噴火直後に利用可能なモデルは Windy Tephra2、Tephra2、ジェットモデル、Gonzalez and Cruz モデルであった。三宅島 2000 年噴火、御嶽山 2014 年噴火に適用したところ、噴火規模が大きく、高度によって風向が変化する噴火や風速が小さく分布範囲が火口を中心とした同心円に近い形状となる噴火の場合は Windy Tephra2 と Tephra2 が有効であった。一方、ジェットモデルと Gonzalez and Cruz モデルはそのような噴火には適用が困難であった。噴火規模が小さい場合は Tephra2 と Gonzalez and Cruz モデルが有効である一方、Windy Tephra2 が適用できない可能性が示唆された。

## 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) K. Mannen, T. Hasenaka, A. Higuchi, K. Kiyosugi, and Y. Miyabuchi. “Simulations of Tephra Fall Deposits From a Bending Eruption Plume and the Optimum Model for Particle Release”, JGR Solid Earth, Vol. 125, Issue 6, e2019JB018902, 1-29, 2020
- 2) C. Bonadonna, C. B. Connor, B. F. Houghton, L. Connor, M. Byrne, A. Laing, T. K. Hincks. “Probabilistic modeling of tephra dispersal: Hazard assessment of a multiphase rhyolitic eruption at Tarawera, New Zealand”, JGR, 110, B03203, 1-21, 2005
- 3) 前海真司・宮本邦明・矢澤照夫・桑野修二. 「桜島野尻川における土石流発生条件の考察」, 砂防学会研究発表会概要集, 6-9, 1990
- 4) A. O. González-Mellado and S. De la Cruz-Reyna. “A simple semi-empirical approach to model thickness of ash-deposits for different eruption scenarios”, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 10, 2241-2257, 2010
- 5) Y. Tajima, K. Tamura, T. Yamakoshi, A. Tsune, S. Tsurumoto. “Ellipse-approximated Isopach Maps for Estimating Ashfall Volume at Sakurajima Volcano”, 58, 1, 291-306, 2013
- 6) 木佐洋志・山越隆雄・石塚忠範・田島靖久. 「簡易な降灰分布推定手法による 2011 年 1 月霧島山 (新燃岳) 噴火に伴う降灰範囲の推定」, 砂防学会研究発表会概要集, 172-173, 2011
- 7) 新堀敏基・甲斐玲子・林洋介・林勇太・菅井明・長谷川嘉彦・橋本明弘・高木朗充・山本哲也・福井敬一. 「領域移流拡散モデルによる降下火砕物予測 -2011 年霧島山 (新燃岳) 噴火の事例-」, 気象研究所研究報告, 65, 75-107, 2014
- 8) 山本望・清水武志・石井靖雄. 「三宅島 2000 年噴火及び御嶽山 2014 年噴火を事例とした既往噴火直後の降下火砕物堆積量の推定手法の適用性」, 砂防学会研究発表会概要集, 311-312, 2021
- 9) 田村圭司・山越隆雄・松岡暁・安養寺信夫. 「火山噴火後に土石流が発生した事例」, 土木技術資料 52-3, 34-39, 2010
- 10) 鈴木建夫. 「火山噴火時における降下火砕物災害の予測」, 職業訓練大学紀要, 19A, 1-17, 1990

# 2015年～2016年の航空レーザ測量データを用いた桜島有村川上流域における土砂生産域の地形種とその侵食過程の推定

チーム名等 火山・土石流チーム  
氏名 佐野 泰志

## 1. まえがき

土石流解析には一般に境界条件として土砂供給量が必要であるが、境界条件によって数値計算結果が異なる<sup>1)</sup>。土砂供給量を適切に設定するためには、土石流発生源の実態を明らかにする必要がある。例えば、高細密・高精度の地形データを丁寧に分析することで、土石流流動に寄与する土砂移動に関する実態の一端が明らかにできると考えられる。

噴火継続中の火山地域は、火口周辺が立入禁止となり現地調査可能範囲も限られる。そのため、従来の流域内の土砂生産域の検討事例は、空中写真判読や現地調査から定性的に推定した事例<sup>2)</sup>や、ガリーや河道など対象範囲を絞り定量的に推定した事例<sup>3)</sup>が多く、流域全体を対象に定量的に推定した事例は少ない。近年では、技術の進歩により、航空レーザ測量による広範囲かつ高密度の数値地形データ(以降、LPデータ)が取得可能となった。このLPデータを用いることで、流域全体の地形変動量を定量的に推定可能である。

また、非活火山地域では、土石流発生前後のLPデータの差分解析をもとに流域の地形を斜面と河道に分類し、流域内の地形変動量の分布を分析した既往事例<sup>4)</sup>がある。しかし、活火山地域の流域では、噴火後の時間経過に伴い、流域内の侵食過程が変化し土砂生産域も変化する<sup>5)</sup>。よって、活火山地域の流域ではLPデータを用いて、流域内の侵食範囲の位置及びそこでの侵食過程も把握し、土砂生産域を推定する必要がある。

## 2. 研究目的

本研究では、活火山地域の流域内の地形を成因と形態の特徴に基づいた地形種<sup>6)</sup>により分類し、その地形種における2015年11月～2016年10月の約1年間の地形変化に伴う侵食過程を調べた。そして、流域内の土砂生産が生じやすい地形種と侵食過程を明らかにし、土砂生産域を推定することを目的とした。

## 3. 研究方法

### 3.1 研究対象

研究対象流域は、桜島有村川3号堰堤より上流域を、GISを用いて8つの小流域に区分したうち、図1に示す3つの小流域(以降、小流域1、小流域2、小流域6)とした。各小流域は南岳南東斜面に位置し、流域面積は小流域1が0.24 km<sup>2</sup>、小流域2が0.14 km<sup>2</sup>、小流域

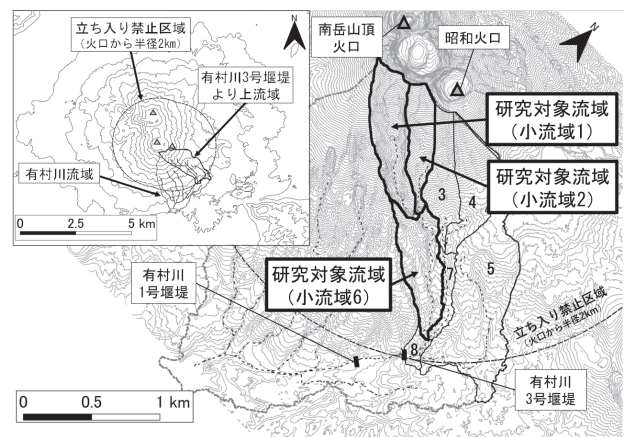


図1 研究対象流域の位置図

6が0.21 km<sup>2</sup>である。小流域1は放射谷が発達し、流域斜面の平均傾斜が44.8°の急斜面を有する流域であった。小流域2は流域上流部に火砕堆積物が堆積していると推定される傾斜30°～35°の斜面が広がり、放射谷も小流域1に比べ未発達の流域で、主に流域右岸側斜面にガリーが分布していた。小流域6は小流域1、2の下流に位置し、小流域1から連続する放射谷が小流域6末端部まで縦断している。その平均河床勾配は9°であった。

### 3.2 使用したLPデータ

本研究では、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所が2015年11月5日と2016年10月20日に取得したLPデータおよびその点群データから作成された数値標高モデル(DEMデータ)の提供を受け、使用した。計測精度は水平誤差±0.30 m以内、垂直誤差±0.15 m以内、メッシュサイズは1.0 m×1.0 mである。

### 3.3 データ解析方法

2015年のDEMデータから作成した等高線図(縮尺:1/25,000)、傾斜量図を用いて、小流域ごとに傾斜変換線である遷急線・遷緩線を判読した。そして、各流域の遷急線・遷緩線の配置及びオルソ画像のガリー・谷などの地表面の状態を判読し、地形種に分類した。

次に、GISによる2時期のLPデータの差分処理の結果、各小流域内で標高が低下した範囲を侵食範囲とした。そのうち、侵食深1.0 m以上かつ面積10 m<sup>2</sup>以上の侵食範囲とそれに地形的に連続する侵食深1.0 m未満の侵食範囲を定め、次に示す解析の対象とした。侵食範囲に縦横断測線を設定し、縦横断図より各侵食範囲の地形変化を確認して、侵食過程(標高の低下を伴う地形過程)を推定した。以上より、侵食範囲における2015年時の地形種とその侵食範囲における侵食過程を組み合わせた(以降、侵食形態という)。そして、侵食形態別の侵食土砂量、および各小流域内の解析対象外の侵食範囲(縦断測線で分析しない、侵食深1.0 m未満の侵食箇所が点在する範囲)を含めた総侵食土砂量(以降、総侵食土砂量)に占めるその侵食土砂量割合を算出し、各小流域で土砂生産に寄与する侵食土砂割合の大きな侵食形態を調べた。さらに、隣接した小流域1、2の侵食土砂量が多かった侵食形態の違いを2015年の流域斜面の傾斜分布に着目し考察した。

以上のLPデータ等の解析には「QGIS Desktop 3.10.11 with GRASS 7.8.4」を用いた。また、2つの独立したLPデータから算出したLP差解析値は、LPデータの垂直誤差から誤差伝搬を踏まえて算出した-0.20 m～+0.20 mの値を誤差とみなし、無視した。

## 4. 結果

### 4.1 本研究における地形種の分類結果

判読の結果、各小流域を「頂部斜面」、「上部谷壁斜面」、「下部谷壁斜面」、「急崖」、「ガリー」、「崖錐」、「段丘」、「放射谷」の8つの地形種に分類した。

### 4.2 侵食範囲で推定された侵食過程

侵食範囲で縦横断図により推定した侵食過程は「斜面崩壊」、「谷頭侵食」、「側方・

表1 地形種と侵食過程に基づく侵食形態区分

地形種	侵食過程	記号
頂部斜面 (Crest slope)	斜面崩壊 (Slope failure)	Cs-sf
上部谷壁斜面 (Upper sideslope)	谷頭侵食 (Valley head erosion)	Us-vhe
	斜面崩壊 (Slope failure)	Us-sf
下部谷壁斜面 (Lower sideslope)	谷頭侵食 (Valley head erosion)	Ls-vhe
	斜面崩壊 (Slope failure)	Ls-sf
急崖 (Cliff)	斜面崩壊 (Slope failure)	C-sf
(深さ20m以上のガリーに沿う) 谷壁斜面 (Valley-side slope along a gully more than 20m deep)	斜面崩壊 (Slope failure)	Vsg20-sf
ガリー (Gully)	側方・下方侵食 (lateral erosion and downward erosion)	G-lde
段丘 (Terrace)	側方・下方侵食 (lateral erosion and downward erosion)	T-lde
放射谷 (Radial Valley)	側方・下方侵食 (lateral erosion and downward erosion)	RV-lde
放射谷 (支ガリーとの合流点) (Confluence of the Radial Valley and tributary Gully)		RVc-lde



下方侵食」であった。なお、「斜面崩壊」は急崖の後退や谷壁斜面の侵食を指す。「谷頭侵食」は2015年時点のガリー谷頭部に位置する谷壁斜面において、2016年にかけてガリーの上部への発達により生じた侵食を指す。「側方・下方侵食」はガリーや放射谷の谷幅の拡幅や谷底の低下を指す。各侵食範囲の地形種とそこで推定された侵食過程から、侵食形態は11タイプに整理した(表1)。

### 4.3 各小流域の主な土砂生産域の特徴

侵食範囲は、小流域1では流域全域に分布していたが、小流域2では主に流域右岸側斜面に、小流域6では主に放射谷に集中していた(図2)。

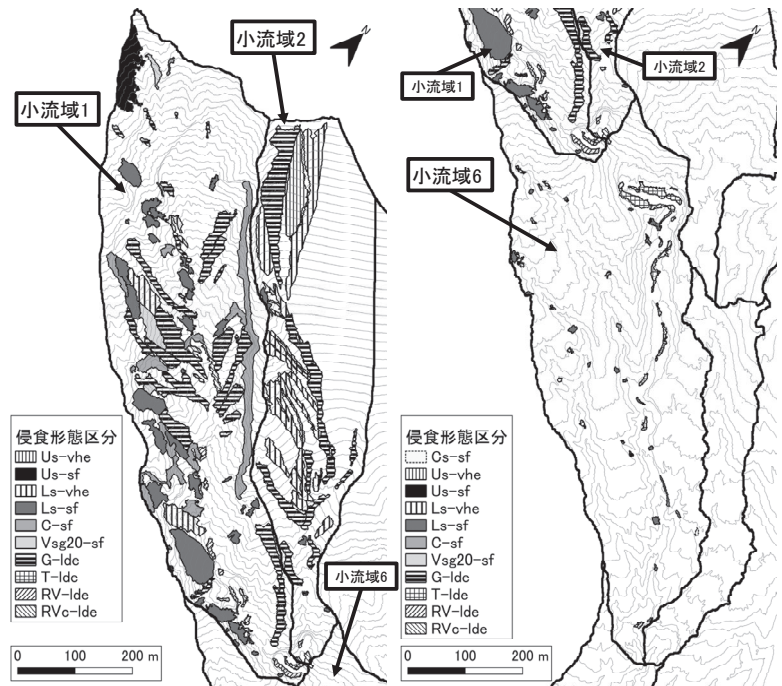


図2 抽出した侵食範囲の分布 (左図:小流域1,2, 右図:小流域6)

LP 差分期間中の各小流域の侵食範囲の

侵食形態別の侵食土砂量を図3に示す。小流域1では、ガリーの側方・下方侵食(G-lde)、急崖または下部谷壁斜面の斜面崩壊(C-sf, Ls-sf)の侵食土砂量が多く、それぞれ12,098 m<sup>3</sup>、10,154 m<sup>3</sup>、10,020 m<sup>3</sup>であった(図3(a))。これらの侵食形態での侵食土砂量の合計は、小流域1全域の総侵食土砂量の54.7%を占めた。一方、小流域2では、ガリーの側方・下方侵食(G-lde)と下部谷壁斜面の谷頭侵食(Ls-vhe)の侵食土砂量が多く、それぞれ20,832 m<sup>3</sup>、16,398 m<sup>3</sup>であった(図3(b))。これらの侵食形態での侵食土砂量の合計は、小流域2全域の総侵食土砂量の80.6%を占めた。小流域6では、段丘または放射谷の側方・下方侵食(T-lde, RV-lde)の侵食土砂量が多く、それぞれ3,317 m<sup>3</sup>、1,695 m<sup>3</sup>であった(図3(c))。これらの侵食形態での侵食土砂量の合計は、小流域6全域の総侵食土砂量の29.9%を占めたが、解析対象外となる侵食範囲の侵食土砂量の割合が52.6%を占め、3つの小流域の中では侵食深1.0 m以上かつ面積10 m<sup>2</sup>以上の侵食範囲が最も少ない流域であった。

隣接する小流域1,2の流域斜面の傾斜分布を図4に示す。流域1は流域斜面の傾斜の最頻値は35°~40°であり、流域斜面の約85%が傾斜35°以上であった。一方、小流域2は流域斜面の傾斜の最頻値は30°~35°

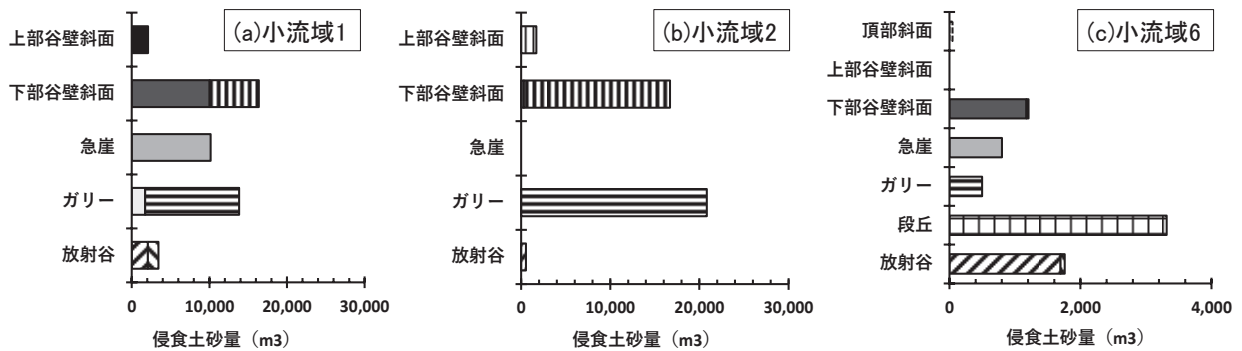


図3 研究対象流域における侵食範囲の侵食形態別の侵食土砂量 (左から小流域1, 小流域2, 小流域6)

であり、流域斜面の約60%が傾斜35°未満であった。

## 5. 結論

本研究では、有村川上流の3つの小流域における侵食範囲の地形種とそこでの侵食過程に着目し、侵食形態別の土砂量に基づき土砂生産域を推定した。2015年11月-2016年10月では、小流域1の主な土砂生産域は下部谷壁斜面、急崖、ガリーであり、そこでの主な侵食過程は斜面崩壊、側方・下方侵食と推定された。図4に示す通り、小流域1は傾斜35°以上の急斜面が卓越していたため、急崖や下部谷壁斜面の斜面崩壊による侵食土砂量も卓越したと考えられる。一方、小流域2の主な土砂生産域は下部谷壁斜面、ガリーであり、そこでの主な侵食過程は谷頭侵食、側方・下方侵食と推定された。小流域2は、小流域1に比べ傾斜区分の小さい斜面が広がっていたため、過去の噴火により火砕物が堆積した結果であると解釈すれば、火砕物被覆斜面のガリーの側方・下方侵食や下部谷壁斜面の谷頭侵食による侵食土砂量が卓越したものと推定された。小流域6の主な土砂生産域は放射谷、段丘であり、そこでの主な侵食過程は側方・下方侵食と推定された。本研究は約1年単位で取得されたLPデータを用いて地形解析を行い、1時期のみの土砂生産域を推定したものである。今後は、土砂の侵食・堆積範囲の分布の関係性を整理するとともに、本研究対象期間以外の期間の土砂生産域も推定し、土砂生産域の時系列的変化等を把握する必要がある。

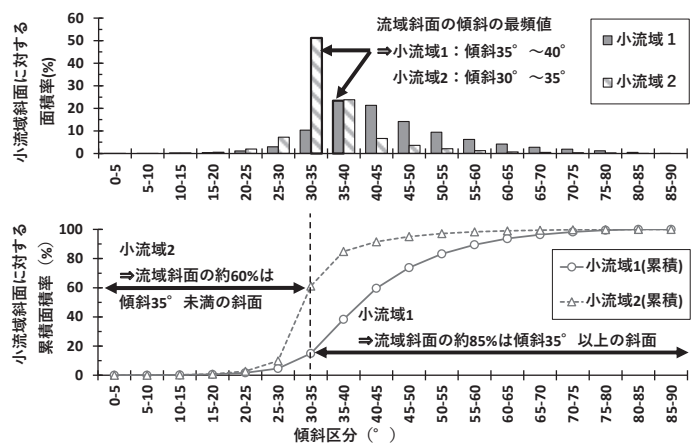


図4 2015年時点の各小流域の流域斜面の傾斜分布 (上段：傾斜区分ごとの面積率，下段：累積面積率)

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土砂管理研究グループの皆様には多大なるご助力をいただきました。また、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所からは、LP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) 山崎祐介・水山高久・柿原圭貴、「土石流の発生条件と谷出口のハイドログラフの特徴」, 砂防学会誌, Vol. 67, No. 4, p13-17, 2014年
- 2) 山岸宏光・守屋以智雄・松井公平、「有珠山の地形変動と侵食・土砂移動」, 地球科学, 36巻, 6号, p1-14, 1982年
- 3) 山越隆雄・仲野公章・渡正昭・水山高久・千葉達朗、「2000年三宅島噴火後の雄山山腹斜面におけるガリー形成特性」, 砂防学会誌, Vol. 55, No. 5, p. 40-48, 2003年
- 4) 白石貴司・筒井健・中川英朗・江崎哲郎、「高分解能衛星画像を用いた台湾小雪流域における土石流に伴う土砂移動分析」, 応用地質, 第49巻, 第1号, 22-33頁, 2008年
- 5) 安養時信夫、「活火山における侵食地形解析による土砂流出予測に関する研究」, 北海道大学演習林研究報告, 第61巻 第1号, P11-71, 2004年8月
- 6) 鈴木隆介, 建設技術者のための地形図読図入門 第1巻 読図の基礎, 古今書院, ISBN4-7722-5006-9 C3351, 1997年11月

# 地すべり対策工施工後におけるグラウンドアンカー荷重の増加予測

チーム名等 地すべりチーム  
氏 名 木村 太一

## 1. まえがき

グラウンドアンカー（以下：アンカー）は、切土法面の安定化や地すべり対策の抑止工として広く用いられている。導入されたアンカーの荷重（以下：アンカー荷重）は施工後の地すべりの滑動などにより増加する場合がある。そのような場合、荷重増加の原因を明らかにした上で、押え盛土等の応急対策やアンカーの増設などの追加対策が行われる。しかし、追加対策後にアンカー荷重がどのように変化するかを予測する方法として定まったものはない。そのため、荷重増加への対策工が繰り返し行われ、対策が長期化する事例が多いことが報告されている（杉井ら：2017）。荷重増加の対策の長期化を防ぐためには、追加対策後の荷重を予測する手法が求められる。杉井ら（2018）は、2次元弾塑性 FEM（以下：FEM）によって、アンカー荷重の増加を再現する解析（以下：再現解析）によって地盤パラメータを逆算し、その後、アンカー荷重を予測する解析（以下：予測解析）を行うことで、アンカー荷重の概略予測が可能であることを示している。この予測解析で入力するパラメータは、極限平衡法の安定解析の逆算で求めた地盤パラメータの粘着力（以下：c 値）と内部摩擦角（以下： $\phi$  値）に低減係数を除し、同様の割合ですべり面の強度を低減させて求めているが、実務においては、FEM 解析のみで、より単純に求められることが望ましいと考えられる。

## 2. 研究目的

本研究の目的は、アンカーの荷重増加への追加対策が行われた地すべりの事例を対象として、FEM の再現解析によって地盤パラメータを逆算してアンカー荷重の予測を行う際の、実用的な地盤パラメータ逆算手法について検討を行うことである。

## 3. 研究方法

### 3. 1. FEM によるアンカー荷重の解析について

本解析は、再現解析による地盤パラメータの逆算、予測解析に分けて行った。再現解析による地盤パラメータの逆算では、実際にアンカー荷重が増加した時期を対象に解析モデルを構築し、アンカー荷重の増加の解析によって、地盤パラメータを逆算した。予測解析では、アンカーの増設等の対策工を追加したモデルを構築し、逆算で得られた地盤パラメータを入力してアンカー荷重を解析した。なお、本解析では弾塑性モデルを用いているため、解析対象となるのは静的状態のみであり、滑動や変形の過程は検討の対象としていない。

### 3. 2. 解析事例

解析は、秋田県由利本荘市の岩城地区地すべりを対象に行った。当該地すべりは、道路建設工事に伴う掘削が誘因となって発生し、地すべり対策工として、アンカー、集水井工が施工された。当地域の地質は、新第三紀船川層に属し、砂岩を伴う泥岩が主である。対策工は、2005年5月頃から2～4段目法面の掘削とアンカーが段ごとに施工され、1段目法面の掘削が完了した後、アンカーの荷重が増加し始めた。それを受けて、1段目法面に応急的に押え盛土が施工された。その後、1段目法面の掘削とアンカーの施工を再開したが、アンカーの荷重が再び増加したため、荷重が増加したアンカーの除荷が行われた。対策工の施工状況、アンカー荷重、水位計のデータを図-3に示す。

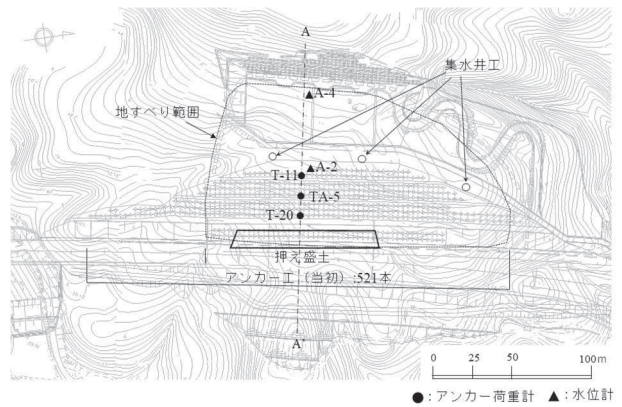


図-1 平面図

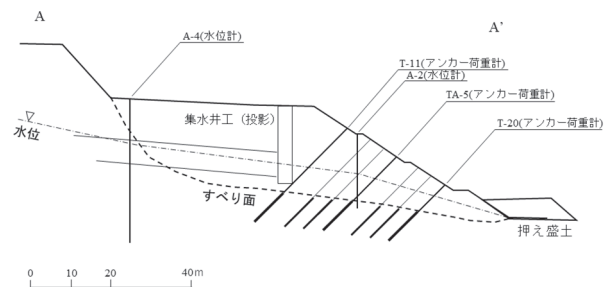


図-2 断面図 (A-A'断面)

### 3. 3. アンカー荷重の増加の再現解析による地盤パラメータの逆算

解析対象日は、アンカー荷重が掘削に伴って増加し、押え盛土によって収束した2005年10月4日とした。アンカー荷重の初期値は、2005年8月27日の荷重を入力した。データが取れていないアンカーは、各段のアンカーと同じ荷重を入力した。地下水は、2005年8月27日～2005年10月4日までにA-2水位計で最高水位が記録された2005年9月15日の水位を設定した。解析モデルは、地すべり土塊、すべり面、基盤、押え盛土、アンカー、地下水で構成した(図-4)。地盤要素のパラメータは、申(1989)を参考に、ボーリングコアの性状を確認し一般値を入力した(表-1)。アンカー部材のパラメータについては、部材の試験成績書を参考にを入力した。再現解析モデルを構成した後、すべり面のc値を10kN/m<sup>2</sup>間隔で0～50kN/m<sup>2</sup>、φ値を1°間隔で0～20°に変化させて解析を行い、解析値を計算した。また、φ値が0～20°(5°間隔)のときの荷重計が設置されているアンカーの荷重(以下:対象アンカー荷重)の誤差

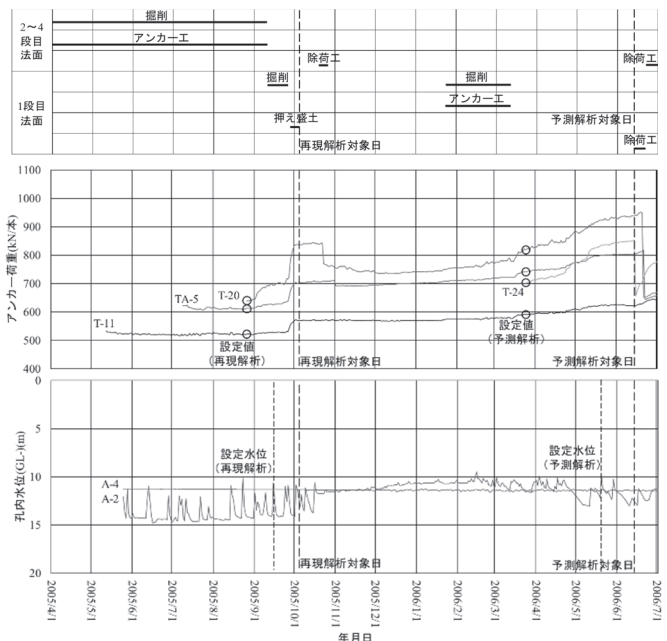


図-3 対策工の施工状況、アンカー荷重、地下水水位

表-1 地盤パラメータ

要素	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (°)	地質
地すべり土塊	18.5	1.0×10 <sup>4</sup>	0.30	-	-	軟岩(部分風化)
すべり面	18.5	1.0×10 <sup>3</sup>	0.46	20	10	粘性土(高塑性)
基盤	18.5	1.0×10 <sup>5</sup>	0.25	-	-	軟岩(新鮮)
押え盛土	18.5	1.5×10 <sup>4</sup>	0.36	-	-	砂質土(湿った)



率の平均（以下：誤差率平均）を以下の式で計算した。その後、対象アンカー荷重の誤差率平均が 0% となる  $\phi$  値を比例配分で計算し、その際の  $c$  値及び  $\phi$  値を散布図にプロットした（図-5）。

$$\text{誤差率平均 (\%)} = \frac{\text{対象アンカー荷重の誤差率の合計}}{\text{対象アンカーの数}}$$

$$\text{対象アンカー荷重の誤差率 (\%)} = \frac{\text{解析値} - \text{実測値}}{\text{実測値}} \times 100$$

### 3. 4. アンカー荷重の増加の予測解析

図-5（ $c$ - $\phi$  図）から、比較のために 5 ケースの  $c$  値、 $\phi$  値の組み合わせを設定した。解析対象日は、1 段目法面の掘削とアンカー工が完了後にアンカー荷重が増加し、その後に概ね収束した 2006 年 6 月 14 日に設定した。アンカー荷重の初期値は、2005 年 3 月 25 日の荷重を入力した。データが取れていないアンカーは、各段のアンカーと同じ荷重を入力した。地下水は、2006 年 6 月 14 日の直近で A-2 水位計で最高水位が記録された 2006 年 5 月 20 日の水位とした。予測解析モデルは、再現解析モデルから押え盛土を無くし、1 段目法面のアンカーを追加したモデルで構成した（図-6）。予測解析モデルを構成後、設定した  $c$  値、 $\phi$  値を用いて解析を行い、解析値と実測値の比較と誤差率平均の計算を行った。

## 4. 結果

### 4. 1. アンカー荷重の増加の再現解析による地盤パラメータの逆算

図-7 に、 $c$  値=20kN/m<sup>2</sup>、 $\phi$  値=5°、7°、8°、9°、10°、15°、20°としたときのアンカー荷重の解析値と実測値を示す。全体的に、 $\phi$  値が大きいほど、解析値は小さくなり、逆に  $\phi$  値が小さいほど、解析値は大きくなった。これは、 $\phi$  値が大きいほど、すべり面の変形に対する抵抗性が大きくなるため、アンカー荷重の解析値が小さくなるためと考えられる。また、実測値との比較を行ったところ、 $\phi$  値=7~8°のときに、概ね実測値と整合する結果となった。また、図-5 から対象アンカー荷重の誤差率平均が、 $c$  値と  $\phi$  値が線形的な関係となった。これは、アンカー荷重とすべり面の強度を支配する  $c$  値、 $\phi$  値の関係が常に一定であるためと考えられる。

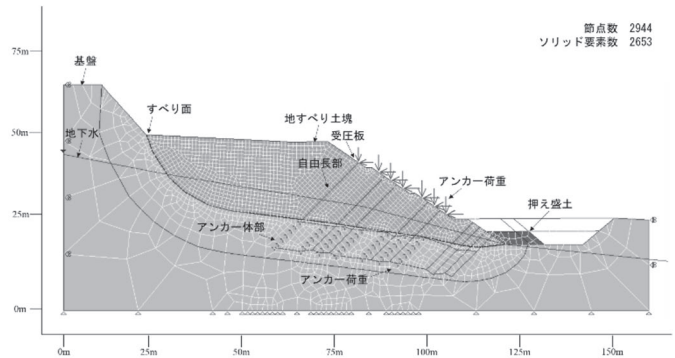


図-4 再現解析モデル

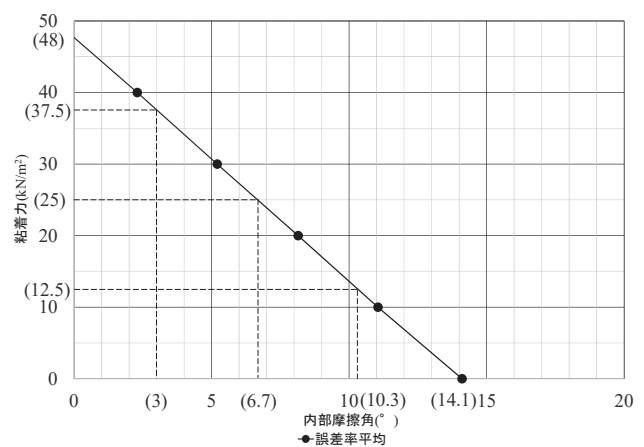


図-5  $c$ - $\phi$  図

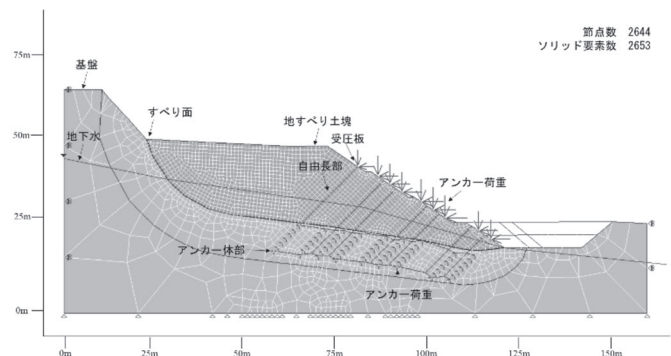


図-6 予測解析モデル

#### 4. 2. アンカー荷重の増加の予測解析

図-8にアンカー荷重の解析値と実測値、表-2にそれぞれのケースの誤差率平均を示す。結果から、ケース1は解析が発散したが、それ以外のケースでは誤差率平均が-2.6~0.0%となり、解析値のグラフ形状も実測値のグラフ形状に概ね整合した。

#### 5. 結論

アンカー工の荷重増加した切土斜面を対象に、地すべり対策工施工後におけるアンカー荷重の増加の予測について検討を行った結果、再現解析の逆算で得られたc値、 $\phi$ 値を入力して予測解析を行うことで、誤差率平均が-2.6~0.0%の範囲でアンカー荷重を予測ができることがわかった。今回実施した検討においては、解析が発散したケースを除けば、c値、 $\phi$ 値の組み合わせによらず、概ね同じ解析値となったことから、c値、 $\phi$ 値の組み合わせを変化させた場合の解析値の変化は小さい可能性がある。そのため、層厚からc値を決めて $\phi$ 値をFEMで逆算する方法や、地質・土質から一般値を参考に $\phi$ 値を決めてc値をFEMで逆算する方法などが考えられる。

今後は、解析事例の更なる蓄積を図り、実務での適用性についての確認を積み重ねていく必要がある。

#### 6. 謝辞

本研究の実施に当り指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様に感謝申し上げます。

#### 7. 所属

ライト工業株式会社

#### <参考文献>

- 1) 杉井良平・高木将行・石黒梓・石井靖雄・藤平大 (2017) : グラウンドアンカー工の荷重増加への対処方法の実態調査、第56回日本地すべり学会研究発表会講演集
- 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変動予測手法の検討—アンカー工が追加された地すべりにおける荷重予測—, 日本地すべり学会誌, Vol.55, No.5
- 3) 申潤植 (1989) : 地すべり工学—理論と実践—, 山海堂

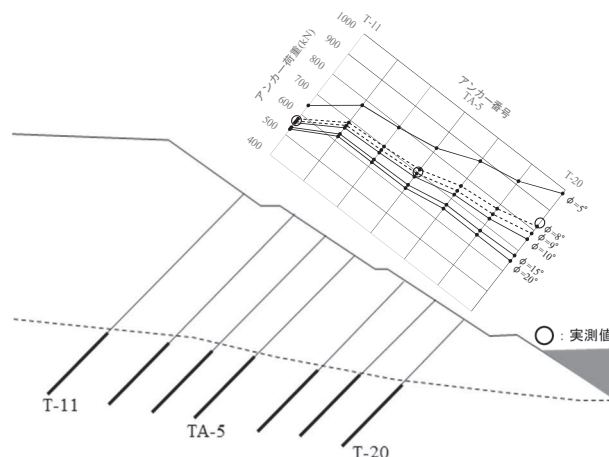


図-7 再現解析結果

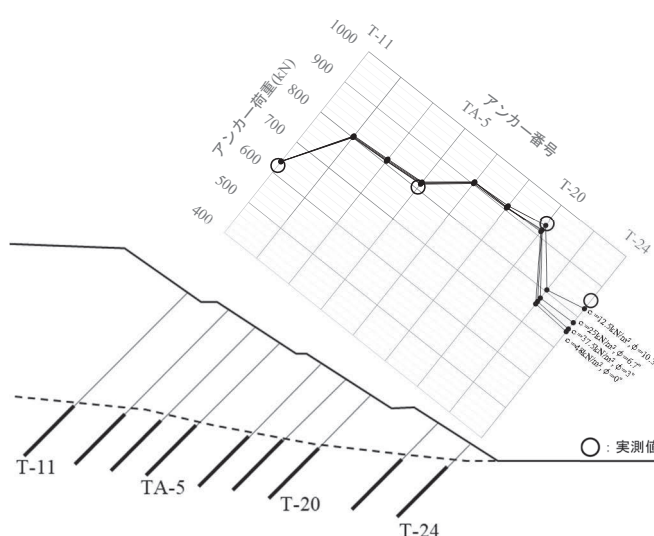


図-8 予測解析結果

表-2 予測解析結果

ケース	粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 ( $^\circ$ )	誤差率平均
1	0	14.1	解析発散
2	12.5	10.3	0.0%
3	25	6.7	-1.9%
4	37.5	3	-2.3%
5	48	0	-2.6%

# 崩壊性地すべりの発生面積率とテフラ年代に関する研究

チーム名等 地すべりチーム  
氏 名 藤原 一啓

## 1. まえがき

日本列島には多くの火山が存在し、そこから供給されたテフラに被覆された斜面が広く分布する。このような斜面において、地震により崩壊性地すべりが発生し、被害が生じる事例が多数報告されている。地震により発生する崩壊性地すべりの特徴としては、①傾斜 30 度未満の緩傾斜斜面で発生、②地すべり地形が認められない箇所が発生、③危険箇所として認識されていない斜面で発生、④移動土塊が長距離移動するなど<sup>1)2)3)</sup>などが挙げられ、このような特徴から、被害が甚大となる事例が見られる。また、地震により発生する崩壊性地すべりは、突発的な事象であることから、対応には事前対策が必須となり、そのためには、発生する可能性のある斜面を抽出する手法が必須となる。

地震により発生する崩壊性地すべりについて、2011 年東北地方太平洋沖地震以降、地形・地質的な特徴の整理<sup>1)4)</sup>や危険箇所の抽出手法<sup>2)3)</sup>に関しての研究が行われており、これらの知見によると、地形的な特徴に加えて、地質的な特徴が崩壊性地すべりの発生に関わっていることが分かってきている。すなわち、崩壊性地すべりが発生する箇所を抽出するためには、地形的特徴と地質的特徴の両方を把握することが必要となる。

近年、レーザープロファイラー等により、広域的に高精度な地形データを比較的容易に取得できるようになっている。また、GIS を用いた地形量の詳細な解析が簡単に行えるなど、地形的特徴については、比較的容易に把握することが可能となってきている。しかし、地質的特徴については、個々の斜面で調査を行う必要があり、これには非常に多くの時間と労力が必要となり、この点が崩壊性地すべりの発生する斜面の抽出における課題となるため、調査の優先度を評価し、事業を実施することが必要となる。調査の優先度は、斜面変動の発生しやすさや発生規模、大規模地震の発生確率、保全対象と斜面との位置関係や重要度などを総合的に考慮して評価する必要があると考える。このうち、斜面変動の発生規模に関して、2018 年北海道胆振東部地震では崩壊面積率が高かったが、2011 年東北地方太平洋沖地震などでは崩壊面積率がそれほど高くはないことが知られている。このように地震によって崩壊面積率が異なる要因の一つとして、斜面に堆積するテフラが異なることが考えられることから、この点に着目して調査地域の優先度を評価する手法を検討することとした。

## 2. 研究目的

本研究では、テフラ被覆斜面において地震時に崩壊性地すべりが発生しやすい地域を評価するため、発生面積率とテフラ年代との関係について検討を行う。

## 3. 研究方法

本研究では、崩壊性地すべりが発生した複数の地震について「崩壊面積率」「すべり面となったテフラの年代」「震度」の 3 項目について整理し、比較・分析を行った。

### 3.1 研究対象

研究対象は、地震により崩壊性地すべりが発生した6地震とした(表-1, 図-1)。

### 3.2 崩壊面積率の算出

#### 3.2.1 崩壊面積率の算出方法

崩壊面積率は、「崩壊面積÷算出対象面積」とする。算出対象面積は、その取り方に決まった方法がなく、崩壊発生箇所を含む流域全体の面積や、崩壊地形の判読範囲としている場合がある。しかし、崩壊性地すべりの発生が数箇所程度のような事象では、算出対象面積を流域面積や判読範囲とした場合、崩壊面積率の値が極めて小さくなり、数値自体の評価が難しく、各地震における比較ができない。

本研究では、各地震における崩壊面積率を比較するため、崩壊性地すべりの分布図から、発生頻度が高い位置を目視で設定し、その位置を中心とした一定面積(1, 4, 25km<sup>2</sup>)の正方形の範囲を算出対象面積として、崩壊面積率を算出した。



図-1 日本の主な火山とテフラの分布  
新編 火山灰アトラス[日本列島とその周辺](町田ほか, 2003)  
<sup>5)</sup>の火山灰等層厚線図を編集

表-1 研究対象地震と最大震度・テフラ年代・崩壊面積率一覧表

地震発生年・地震名称	最大震度	すべり面となったテフラの年代 <sup>5)</sup>	崩壊面積率		
			1km <sup>2</sup>	4km <sup>2</sup>	25km <sup>2</sup>
1968年 十勝沖地震	5	十和田八戸テフラ (To-HP) : 15ka	6.07%	1.86%	0.80%
1978年 伊豆大島近海地震	5	鉢ノ山火山噴出物 : 38ka	2.29%	0.66%	0.11%
1984年 長野県西部地震	6	御岳第一テフラ (On-Pm1) : 90ka	2.74%	0.68%	0.11%
2011年 東北地方太平洋沖地震	6	那須白河テフラ群 (Ns-SR9, 10) : 300ka 高久軽石層 (Tkp) : 330ka	1.72%	0.50%	0.08%
2016年 熊本地震	7	阿蘇草千里浜軽石 (Kpfa) : 31ka	4.38%	2.12%	0.94%
2018年 北海道 胆振東部 地震	7	樽前 d (Ta-d) : 9ka	54.25%	43.82%	22.79%
		恵庭 a (En-a) : 20ka	50.00%	43.68%	27.23%
		区域 1	33.75%	33.45%	24.13%
		平均	46.00%	40.32%	24.72%

#### 3.2.2 各地震における崩壊面積率の算出方法

1968年十勝沖地震、1978年伊豆大島近海地震<sup>6)</sup>、1984年長野県西部地震<sup>7)</sup>、2001年東北地方太平洋沖地震については、既往文献・土木研究所による調査結果より崩壊面積率を算出した。

2016年熊本地震については、国土地理院ウェブサイトにて公開された崩壊地分布図<sup>8)</sup>と、文献(小柳・五味 2017)<sup>9)</sup>による1箇所あたり平均崩壊面積を用いて崩壊面積率を算出した(図-2)。

2018年北海道胆振東部地震は、既往文献<sup>10)</sup>の流域ごとの崩壊面積率の値を参照して崩壊面積率を算出した。



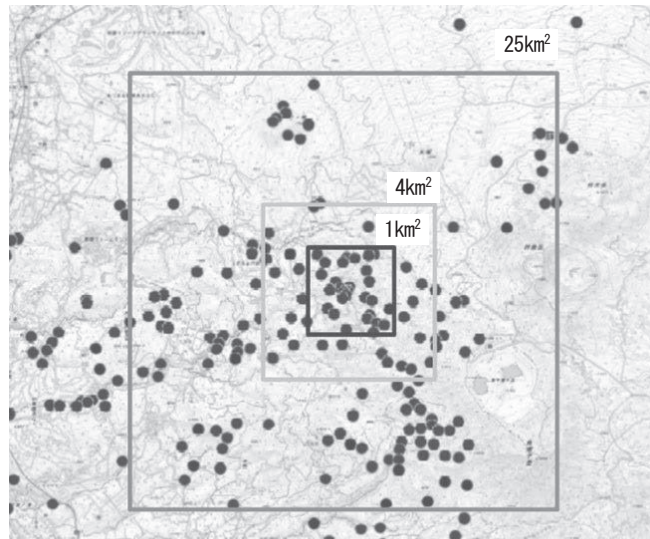


図-2 2016年熊本地震の崩壊面積率算出結果

国土地理院ウェブサイト (<https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H27-kumamoto-earthquake-index.html#cc>)  
土砂崩壊地分布図 (平成28年4月25日更新版)<sup>8)</sup>に加筆

#### 4. 研究結果

##### 4.1 対象とする区域面積毎の崩壊面積率

研究対象とした6地震において発生した崩壊性地すべりの崩壊面積率は、算出対象面積を1km<sup>2</sup>としたもので1.72～54.25%の範囲、4km<sup>2</sup>としたもので0.50～43.82%の範囲、25km<sup>2</sup>としたもので0.08～27.23%の範囲であった。

崩壊面積率は算出対象面積の違いによって数値が変化する。算出対象面積が小さいほど崩壊面積率が大きく、算出対象面積が大きいほど崩壊面積率が小さい傾向がみられる。これは、区域の面積が大きくなるほど、崩壊性地すべりの頻度が低い範囲を多く含むようになるためと考えられる。同じ算出対象面積で崩壊面積率を算出した結果による各地震の関係は、算出対象面積を変化させた場合でも、概ね同じであった。

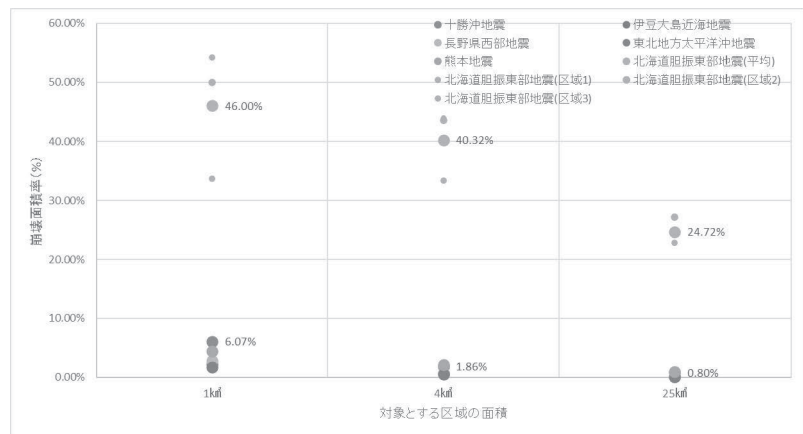


図-3 崩壊面積率と火山灰年代の関係

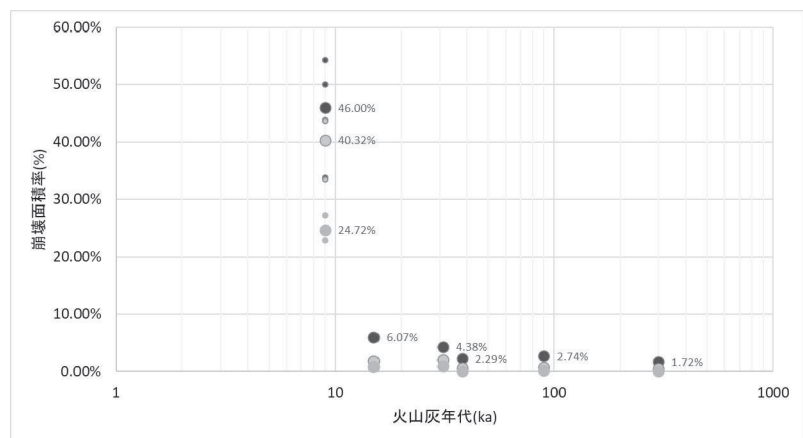


図-4 崩壊面積率とテフラ年代の関係

##### 4.2 崩壊面積率と火山灰年代との関係

概ね、テフラ年代が新しい時代のものほど崩壊面積率は大きく、古いものほど小さい傾向がみられる。このよう

な傾向を示す要因としては、年代の違いによるテフラ分布域の広さ・連続性や斜面での残存量の違いが考えられる。斜面に堆積したテフラは、地形発達等の影響による浸食の影響を被る。古い時代のテフラは、浸食によりテフラが失われたり、分布が限定的となることによって崩壊箇所が限定され、その結果崩壊面積率が小さくなる。一方、新しい年代のテフラは、古い時代のものに比べて浸食されず斜面に広く連続的に残存するため崩壊面積率が大きくなるものと推察される。

## 5. 結論

地震により発生する崩壊性地すべりについて、崩壊面積率とテフラ年代の関係を整理した。テフラ年代によって崩壊面積率が異なり、テフラ年代が新しいほど崩壊面積率が大きく、古いほど小さい傾向が見られる。算出対象面積を変化させて崩壊面積率を算出した場合、算出対象面積の違いによって崩壊面積率の値は変化するが、各地震の関係（崩壊面積率の大小の順番）は概ね変わらない。テフラ年代の新旧が崩壊性地すべりの発生しやすい地域を評価する際の目安となり、調査地域の優先度を判断するための指標となり得る。

## 6. 謝辞

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

所属：日本工営株式会社

## <参考文献>

- 1) 杉本宏之・宇都忠和・本間宏樹・武士俊也、「東北地方太平洋沖地震により白河丘陵で発生した地すべりの発生斜面の地形・地質的特徴」, 土木技術資料, Vol. 54, No. 10, pp. 18-22, 2012. 10
- 2) 杉本宏之, 「地震によって火山灰被覆丘陵で発生する崩壊性地すべりの危険斜面の抽出」, 平成 26 年度 (公社) 日本地すべり学会シンポジウム「大規模地震に備えた地すべり技術の展望」, pp.18-21, 2014.6
- 3) 檜垣大助・林一成・濱崎英作・(公社) 日本地すべり学会河川砂防技術研究開発チーム・蒲原潤一, 「日本地すべり学会による国土交通省河川砂防技術研究開発課題の実施—地震による斜面変動発生危険地域評価手法の開発—」, 日本地すべり学会誌, Vol. 52, No. 2, pp. 37-44, 2015. 3
- 4) 千木良雅弘, 「北海道胆振東部地震によって膨大な数の斜面崩壊が発生した理由」, 消防防災の科学, No. 138, pp. 10-16, 2019
- 5) 町田洋・新井房夫, 「新編 火山灰アトラス—日本列島とその周辺」, 東京大学出版会, pp. 58-179, 2011. 8
- 6) 土木研究所, 「1978 年 1 月伊豆大島近海の地震による見高入谷地区斜面崩壊に関する調査」, 土木研究所資料, 第 1432 号, p. 34. 1978. 12
- 7) 科学技術庁 国立防災科学技術センター, 「昭和 59 年(1984 年)長野県西部地震災害調査報告」, 国立防災科学技術センター 主要災害調査, 第 25 号, pp. 67-70, 1985. 3
- 8) 国土地理院, 「土砂崩壊地分布図」(平成 28 年 4 月 25 日更新版), (2019 年 5 月参照) , <https://www.gsi.go.jp/BOSAI/H27-kumamoto-earthquake-index.html#cc>
- 9) 小柳賢太・五味高志, 「平成 28 年熊本地震により森林と草地に生じた斜面崩壊の特徴」, 水利科学, Vol. 61, No. 6, pp. 34-51, 2018. 2
- 10) 林野庁, 「平成 30 年度流域山地災害等対策調査業務(地震による亀裂等監視・分析調査) 報告書 第 II 編 北海道胆振東部地震崩壊地調査」, [https://www.maff.go.jp/j/budget/yosan\\_kansi/sikkou/tokutei\\_keihi/seika\\_H30/ippan/attach/pdf/index-131.pdf](https://www.maff.go.jp/j/budget/yosan_kansi/sikkou/tokutei_keihi/seika_H30/ippan/attach/pdf/index-131.pdf) (2019 年 5 月参照) , 2019. 3

# シミュレーションによる地すべり土塊到達範囲の予測に関する研究

チーム名等 地すべりチーム  
氏 名 齋藤 翼

## 1. まえがき

豪雨や地震等によって地すべり土塊が流動化すると、土塊が長距離移動して被害が広範囲に及ぶ恐れがある。地すべり災害の緊急対応においては、土塊が長距離移動するか否か、長距離移動する場合は土塊がどこまで到達するのかを、迅速に判断することが重要な課題となる。地すべり土塊が長距離移動する条件としては、発生域下部の移送堆積域の地形が谷地形や河川であることなど、移動経路の地形条件や移動経路における水の関与に影響を受けることが明らかになってきている<sup>1),2)</sup>。地すべり土塊の到達範囲予測手法として期待される手法の一つにシミュレーションが挙げられる。地すべりのシミュレーションに関する研究はこれまで精力的に進められており、現在、様々なモデルが提唱されている<sup>3),4),5)</sup>。しかしながら、シミュレーションにはパラメータ等の多数の入力条件があり、迅速性が求められる緊急時の対応においては、それらの入力条件を決定するための試験等を行うのは困難である。地すべりシミュレーションを避難範囲設定における専門家判断のサポートツールとして活用するためには現地調査等の限られた情報からその入力条件を設定する方法を確立する必要がある。

## 2. 研究目的

本研究では、地すべりシミュレーションを緊急調査時の避難範囲設定における専門家判断のサポートツールとして活用するため、既往事例のシミュレーションによるパラメータの感度解析を行い、現地調査等の情報が限られた条件下における活用方法について検討した。

表-1 解析対象事例

## 3. 研究方法

### 3. 1. 解析対象事例

解析対象とした事例は降雨もしくは融雪を誘因として発生した6事例、および地震を誘因として発生した4事例の計10事例である(表-1)。このうち、降雨もしくは融雪を誘因に発生した事例を、移動経路の地形および移動経路における水の関与の程度を

名称	場所	発生年月	発生誘因	発生域規模	
				長さ(L1)	幅(W1)
澄川地すべり	秋田県鹿角市	1997.5	融雪	650m	350m
濁沢地すべり	山形県東田川郡	2011.5	融雪	250m	340m
牧の地地すべり	長崎県佐世保市	2020.7	7月豪雨	130m	70m
福知地すべり	兵庫県宍粟群	1976.9	台風17号	280m	300m
地附山地すべり	長野県長野市	1985.7	梅雨時期降雨	500m	330m
玉ノ木地すべり	新潟県西頸城郡	1985.2	融雪	80m	70m
葉ノ水平地すべり	福島県白河市	2011.3	東北地方太平洋沖地震	110m	70m
北ノ入地すべり				95m	30m
牛清水地すべり				145m	95m
堂ヶ作地すべり				55m	50m

考慮して3段階に分類した(表-2)。いずれの事例も累積数100mm以上相当の降雨また融雪を誘因等して発生した事例である。タイプ1の澄川地すべりおよび濁沢地すべりは移動経路が谷地形で融雪により増水した河川を伴う事例である。タイプ2の牧の地地すべりは移動経路が谷地形であり、降雨により移動経路で流水が見られた事例で

ある。タイプ3の地附山地すべり、玉ノ木地すべり、および福知地すべりは移動経路が平坦地ないし平滑斜面であり、降雨や融雪に伴う移動経路における水の関与は少ないと考えられる事例である。

### 3. 2. シミュレーション

#### 3. 2. 1. シミュレーション手法

シミュレーションには五大開発社製の LS-RAPID (ver.2) を使用した。LS-RAPID は地すべり運動モデル<sup>6)</sup>を利用した3次元シミュレーションモデルであり、長距離移動する地すべりの再現に有効とされている<sup>4)</sup>。

#### 3. 2. 2. 3次元モデルの作成

シミュレーションに使用する地表面3次元モデルは、災害発生前のLPデータが取得されている場合は、LPデータを基にGISにより作成した。発生前のLPデータがない場合は、災害発生前の地形図の等高線を基に想定して作成した。モデルの精度は地すべりの規模が小さい場合は5mメッシュ、規模が大きい場合は10mメッシュとした。

災害発生前後でLPデータが取得されている場合は、その差分からすべり面の3次元モデルを作成した。発生前後のLPデータがない場合は、既往文献等からすべり面の範囲や深度を参考に楕円体近似によって作成した。

#### 3. 2. 3. パラメータ設定

前述のように緊急調査における避難範囲設定にシミュレーションを導入する場合、各種パラメータを含む入力条件を容易に設定できるようにする必要がある。そこで本研究では、地すべり土塊の到達範囲に大きく影響を与えるパラメータのみを変動させ、

その他のパラメータには一般値を代入することとした(表-3)。土塊の到達距離に影響を与えるパラメータである「すべり面の運動時の摩擦係数( $\tan\phi_m$ )」、および土塊の到達幅に大きく影響を与えるパラメータである「水平土圧係数(k)」の2つを変動パラメータとし、 $\phi_m$ を5°刻みで、kを0.2刻みで変動させ、最も再現性の高い両パラメータの組み合わせを求める感度解析を行った。

#### 3. 2. 4. シミュレーション結果の評価手法

シミュレーションの再現性を評価するため、各変動パラメータの組み合わせを使用したシミュレーションから得られた土塊到達範囲と実現象の土塊到達範囲の比較を行った。ここでシミュレーションでは通算土塊移動量が検出されたメッシュを、実現象では既往研究や報告書、空中写真、LP差分を基に選定したメッシュを、それぞれの到達範囲とした。シミュレーションと実現象の比較は以下の式で得られる正解率に基づいて行い、その値が最大

表-2 水の関与と移動経路の地形に基づくタイプ分け

名称	水の関与	移動経路の地形	タイプ分け
濁沢	大量の融雪水(積雪深2m程度) 池沼の決壊(約3,000m <sup>3</sup> ) 河川(融雪により水量多)への流入	谷地形	<b>タイプ1</b> 移動経路が谷地形で河川融雪による河川の増水
澄川	40~70mm/日の融雪が1週間発生3日前に110mm/日の降雨 河川(融雪により水量多)への流入	谷地形	
牧の地	累計732mm/19日 直近累計約80mm/2日 降雨に伴う水路への流入	谷地形	<b>タイプ2</b> 移動経路が谷地形で降雨により流水発生
福知	累計550mm/5日	平坦地	<b>タイプ3</b> 移動経路は谷地形以外(平坦地 or 平滑斜面)
地附山	累計約520mm/50日 直近累計約70mm/8日	平滑斜面	
玉ノ木	530~610mm/15日相当の融雪 5,6日前に14~26mm/日の降雨	平坦地	

表-3 シミュレーションパラメータ一覧

パラメータ	記号	単位	変動/固定	一般値	設定値
水平土圧係数	k	-	変動	0.30 - 0.60	0.0 - 1.2
土塊内部の摩擦係数	$\tan\phi_i$	-	固定	0.36 - 0.58	0.36
すべり面の運動時の有効摩擦係数	$\tan\phi_m$	-	変動	0.46 - 0.70	0.09 - 1.19
定常状態におけるすべり面のせん断抵抗	$\tau_{ss}$	kPa	固定	5 - 50	5
過剰間隙水圧発生率	$B_{ss}$	-	固定	0.0 - 1.0	0.6
土塊の単位体積重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	固定	17 - 28	18
土塊内部の粘着力	$C_i$	kPa	固定	0.1 - 0.5	0.2
すべり面の運動時の粘着力	$C_m$	kPa	固定	0.1 - 0.5	0.2



となる変動パラメータの組み合わせを最も再現性の高い組み合わせとした。

$$\text{正解率} = \frac{TP + TN}{TP + FP + TN + FN} \times 100 (\%)$$

ここで TP：真陽性（実現象では堆積域内で、シミュレーションも堆積域内のメッシュの数）、TN：真陰性（実現象では堆積域外で、シミュレーションも堆積域外のメッシュの数）、FP：偽陽性（実現象では堆積域外だがシミュレーションでは堆積域内のメッシュの数）、FN：偽陰性（実現象では堆積域内だがシミュレーションでは堆積域外のメッシュの数）。ただし、TNは解析対象範囲の影響を受けるため、その値の大小から再現性を評価することはできず、事例ごとの値を比較することも不可能である。

#### 4. 研究結果

##### 4. 1. 地すべりシミュレーションによる感度解析

例として地附山地すべりにおける感度解析結果を表4に、感度解析により得られた最も再現性の高い変動パラメータを用いたシミュレーション結果を図-1に示す。感度解析の結果、いずれの事例も図-1のように最も再現性の高い変動パラメータの組み合わせを使用して概ね実現象の土塊到達範囲を再現することができた。図-2に各事例の感度解析により得られた最も再現性の高い変動パラメータの組み合わせを示す。降雨や融雪を誘因として発生した事例のうち、タイプ3の事例は一般値ないしそれに近い値で再現性が高いことが分かる。一方、タイプ1およびタイプ2の事例は一般値から外れた値で再現性が高い。さらに、タイプ3から2、1へと移動経路における水の関与の程度が大きくなるにつれて、すべり面の運動時の有効摩擦係数（ $\phi_m$ ）が低くなる傾向が見られた。地震を誘因として発生した事例は一般値を外れ、タイプ1、2と同等の値で再現性が高い。水平土圧係数については発生誘因や移動経路の地形、水の関与の程度による変動パラメータの差異は見出されなかった。

表-4 感度解析結果の例（地附山地すべり）

すべり面の摩擦	正解率		水平土圧係数			
	$\phi_m$	$\tan\phi_m$	0.4	0.6	0.8	1
20	0.36	0.36	70.6%	60.0%	57.3%	52.6%
25	0.47	0.47	80.7%	74.3%	67.3%	62.5%
30	0.58	0.58	95.6%	<b>96.9%</b>	93.7%	83.9%
35	0.70	0.70	91.3%	92.6%	93.7%	95.9%

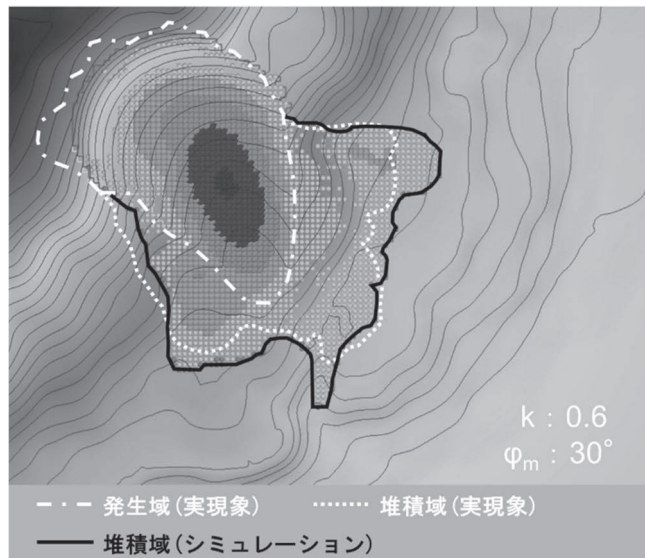


図-1 シミュレーション結果の例（地附山地すべり）

##### 4. 2. 緊急調査における避難範囲設定への適用方法検討

シミュレーションによる感度解析の結果、地すべり土塊の到達距離に影響を与えるパラメータであるすべり面の運動時の有効摩擦係数（ $\tan\phi_m$ ）の値が発生誘因や移動経路の条件によって異なる傾向があることが明らかになった。これは、発生誘因や移動経路の地形、移動経路における水の関与の程度を考慮することによって、パラメータをある程度設定できる可能性を示している。つまり、緊急的な調査における現地調査等で得られる限られた情報を基に、同等の既往事例を参考にしてパラメータ設定することによって、避難範囲設定における専門家判断のサポ

ートツールとしての活用が期待される。  
 しかしながら、土塊の側方への拡大幅に  
 影響を与えるパラメータである水平土圧  
 係数(k)は、事例により異なる値を示し、  
 一定の傾向は確認できなかった。また、  
 本研究では地すべり土塊の堆積深を考慮  
 できていない。避難範囲設定における専  
 門家判断のサポートツールとして地すべ  
 りシミュレーションを導入するためには、  
 これらの課題を解決し、信頼性の高い  
 シミュレーション結果を得るための適  
 用方法を検討することが必要である。

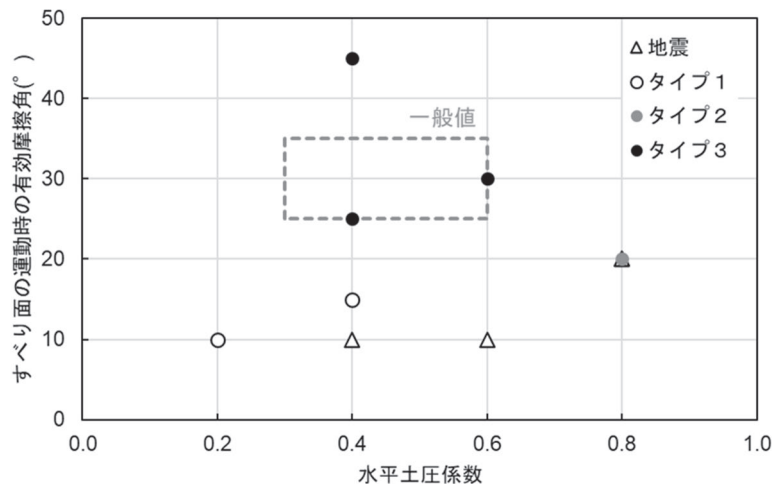


図-2 各事例において最も再現性の高い変動パラメータ組合せ

## 5. 結論

様々な条件下で流動化した地すべりのシミュレーションによる感度解析により以下の知見が得られた。

1. 降雨や融雪を誘因として発生した事例では、移送経路の地形や移動経路における水の関与の程度によつて再現性の高い有効摩擦係数に違いが見られた。
2. 地震を誘因として発生した事例は、降雨や融雪を誘因として発生し、移動経路が河川や降雨による流水を伴う谷地形である事例と同等のパラメータを設定すると再現性が高い結果が得られた。
3. 発生誘因や移動経路の条件を考慮して既往事例を参考にパラメータを設定して、感度解析的に複数条件のシミュレーションを行うことにより、避難範囲設定における専門家判断のサポートツールとして活用できる可能性がある。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、地すべりチームの皆様には多大なるご指導を賜った。ここに記して感謝の意を表す。

所属：日特建設株式会社

## ＜参考文献＞

- 1) 杉本ほか：「火山灰被覆丘陵における地震起因の斜面変動の土塊到達距離」, H26 年度地すべり学会研究発表会予稿集, 2014.8.
- 2) 木村ほか：「長距離移動した融雪地すべりの発生域・移送堆積域の地形特性」, 日本地すべり学会誌, Vol. 53, No. 2, pp. 31-42, 2016.3.
- 3) 吉松ほか：「地塊の破壊条件を考慮した安定化有限要素法による地すべりの到達範囲予測」, 日本地すべり学会誌, Vol.49, No. 6, pp. 313-321, 2012.5.
- 4) Sassa et al.: "An integrated model simulating the initiation and motion of earthquake and rain induced rapid landslides and its implication to the 2006 Leyte landslide", Landslides, Vol. 7, pp. 219-236, 2010.7.
- 5) 阿部ほか：「MPM を応用した高速長距離土砂流動の運動範囲予測のための数値解析手法」, 土木学会論文集 C, Vol. 63, No. 1, pp. 93-109, 2007.1.
- 6) Sassa : "Geotechnical model for the motion of landslide", Proc. of the international symposium on landslides, Vol. 1, pp. 37-56.

# 地すべり緊急対策計画に関する研究 —緊急時の計画策定に資するガイドラインの構成検討—

チーム名等 地すべりチーム  
氏 名 平井 雅俊

## 1. まえがき

近年、突発的な自然現象による大規模な土砂移動の発生頻度が高まっており、それらに対する危機管理が求められている。災害からの速やかな復旧にあたっては、地すべり災害発生後に、迅速に災害の全体像を把握し、関係機関との円滑な情報共有のもとに対策を検討・実施することが必要である。また、大規模な地すべりへの対策については、段階的に実施しているものの、対策が終了するまでに長い期間を要するため、地すべりの動きが活発化した場合の対策について、事前に計画を準備しておくことが望ましいと考えられる。

緊急時の対応のために、事前に計画を準備している例として、火山噴火を起因として発生する土砂災害に対する「火山噴火緊急減災対策砂防計画」がある。火山噴火に伴い発生する土砂災害は、いつ、どこで起きるか予測が困難である。そこで、このような予測困難な現象に対して、各現象、噴火活動の各場面、各場所に応じた効果的な対策を迅速に選定、実施し、被害をできる限り軽減（減災）するために、事前に計画を準備することとし、そのための「火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドライン」（平成19年）<sup>1)</sup>が作成されている。火山噴火緊急減災対策砂防計画は、「噴火シナリオ」と噴火シナリオに示された噴火のケースごとに緊急時の対応事項をまとめた「緊急対策ドリル」、緊急時に対策を円滑に行うための「平常時からの準備事項」からなっている。火山噴火時には、これらを基に実際の状況に合わせた対策が実施される。

このことから、地すべりにおいても同様に緊急時の対応のための計画を作成し、それに基づいて事前の準備を行い、地すべり災害発生後に極力被害を小さくするため迅速に対応することが必要であると考えられる。そのためには、地すべり災害の緊急時の対応のための計画を策定するためのガイドラインが必要と考えられる。

## 2. 研究目的

地すべり災害発生の緊急時に実施する対策の計画（以下、地すべり緊急対策計画とする）の策定に関する検討項目をまとめたガイドライン作成に向けて、地すべり災害発生の緊急時に実施される対策項目について整理し、緊急時に迅速かつ効果的な対策を実施するためにとりまとめる地すべり緊急対策計画の構成について検討を行った。

## 3. 研究方法

地すべり緊急対策計画の策定に関する検討項目をまとめたガイドラインを作成することを目指し、地すべり災害発生の緊急時に実施される対策項目の整理と地すべり緊急対策計画の構成の検討は、以下の手順で実施した。

- ① 地すべりチームが実施した地すべり現地指導に関する既往資料（以下、既往の災害資料）<sup>2)</sup>をもとに、地すべり災害発生時から恒久対策までの一連の対策実施項目を時系列で取りまとめ、必要とされる項目を整理した。

- ② 直轄地すべり（由比地区・有瀬地区）で事前に作成されている計画を参考に、緊急時の対策計画において必要と考えられる項目について検討した。
- ③ ①と②の整理結果をもとに、地すべり災害発生の緊急時に実施する対策の計画策定のガイドラインの作成を目指して、地すべり緊急対策計画の構成について検討した。

## 4. 研究結果

### 4.1 地すべり災害対応実施事例の整理

図-1に示すような既往の災害資料から、対策工が行われた19事例を対象とし、地すべり災害資料（諸元・災害経緯）や現地状況写真、図面等から、地すべり災害時の発生現象を調査し、災害発生時において実施された対応項目について、時系列で整理を行った。19事例のうち代表的な災害事例について、経時的な対応項目を左から右の順に示した（図-2）。

過去の地すべり災害時に実施されていた対応項目を整理したところ、動き始めたところで発見されるもの（ケース1）に対して対策が実施されたものと崩落したところで発見されてから対策が実施されたもの（ケース2）とに大別された（図-3）。

ケース1とケース2で実際に行われていた項目について、「緊急ソフト対策」と「緊急ハード対策」に分けて、19事例の時系列分析から、時系列に整理を行った（図-4,5）。

緊急ソフト対策では、緊急時の調査結果に基づいて、警戒避難体制の整備や監視体制の整備が実施されていた。緊急ハード対策では、緊急時の調査結果に基づいて、対策工の検討、実施がされている。実施された対策工は、横

ボーリングや押え盛土工のように地すべりの動きを抑制するためのものや、迂回路や防護柵のように被害の影響の最小化を図るためのものなど、目的に応じて工事が実施されていた。また、ケース1とケース2では、同じ対策項目が行われていても、実施する順序が異なっている場合が多い。例えば、警戒避難体制の整備においては、ケース2では、まず通行規制をした後に監視体制の整備を行った事例が多いが、ケース1では、まず監視体制の整備が実施されていた。これらのソフト対策、ハード対策の検討、実施にあたっては、関係機関との連携等の情報共有を

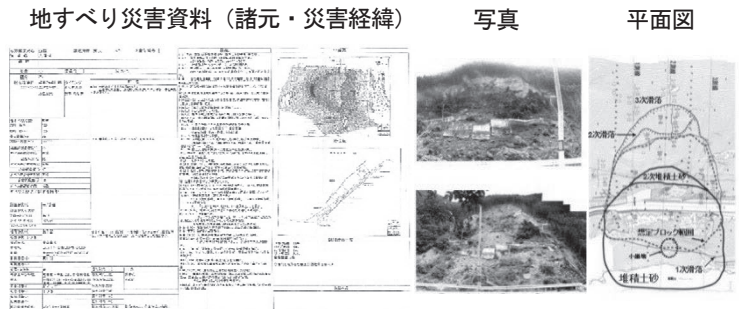


図-1 既往の災害資料の例

**経緯（災害発生から対策工までのフロー）**

事例	状況確認	法面崩壊	応急対策 (崩土撤去)	応急対策 (迂回路設置)	応急対策 (防護柵設置)	観測・監視体制	復旧工事
事例1	崩落発生	道路規制	崩落発生	現地調査 (土研)	通行止め	防災Dx調査 (防護柵)	片側通行 恒久対策 規制解除
事例2	地すべり発生	通行止め	関係機関調整	現地調査 (土研)	応急対策 (排土工)	応急対策 (仮設道路)	規制解除
事例3	地すべり発生	通行止め	関係機関調整	観測・監視体制	応急対策 (押え盛土)	規制解除	
事例4	状況確認	ボーリング調査	応急対策 (押え盛土)	応急対策 (迂回路設置)	関係機関調整	応急対策 (排土工)	地すべり発生 応急対策 (横ボーリング) 恒久対策
事例5	状況確認	現地調査	地すべり発生確認	災害報告	応急対策 (プッシュシート設置)	観測・監視体制	通行止め 現地調査 (土研) 応急対策 (押え盛土) 規制解除
事例6	法面崩壊	現地調査	観測・監視体制	地すべり変動調査	関係機関調整	ボーリング調査	対策工法の検討 応急対策 (横ボーリング) 応急対策 (押え盛土) 応急対策 (ディープアウエル)
事例7	土砂崩落	通行止め	観測・監視体制	現地調査 (土研)	応急対策 (排土工)	再滑動	応急対策 (横ボーリング) 規制解除
事例8	崩壊被災	通行止め	観測・監視体制	測量・地質調査	応急対策 (排土工)	応急対策 (横ボーリング)	崩落発生 (山崩) 応急対策 (土砂撤去) 規制解除

図-2 災害発生時から対策工までに実施された対応項目



図-3 地すべり発生時に想定される現象と対策の流れ



行いながら対策が実施されていた。

以上のとおり、過去の地すべり災害時に実施されていた対応項目を整理したところ、想定する事象に応じて対策工の内容や、実施する対策の順序について検討する必要があることが分かった。

#### 4.2 事前に計画が策定されている事例の整理

直轄地すべり対策事業を実施している由比地区と有瀬地区で、事前に緊急時の対策として計画策定されている対応項目を表-1 に示す。由比地区では想定する現象として、地すべりが緩慢に動く場合と崩落に至る場合を、有瀬地区では崩落により河道閉塞した場合について緊急計画が検討されている。計画されている項目は、「想定する現象の検討」、「緊急ソフト対策」、「緊急ハード対策」が主要な構成となっている。

また、他の直轄地すべり対策事業の実施においても事業評価資料を確認したところ、上記の3つの事象が想定する被害のシナリオとして挙げられている。

#### 4.3 地すべり緊急対策計画の構成検討

地すべり災害時に実施されていた対応項目と直轄地すべりで事前に計画策定されている対応項目の整理から、緊急時に備えて事前に準備する地すべり緊急対策計画の構成の素案を表-2 に示す。地すべり緊急対策計画の構成検討にあたっては、火山噴火緊急対策砂防計画策定ガイドラインを参考にし、「災害シナリオ」と災害シナリオごとに緊急時の対応事項をまとめた「緊急対策」、緊急時に対策を円滑に行うための「平常時からの準備事項」から構成されるものとした。

まず、地すべり緊急対策計画を検討する災害シナリオについては、既往の災害対応時の現象や、事前に計画されている内容をふまえ、「①緩慢に動く」、「②崩落」、「③崩落後、河道閉塞」の3種類を想定することとした。ただし、「③崩落後、河道閉塞」の災害シナリオへの対応にあたっては、大規模河道閉塞対策に関する既往のマニュアル等を参考に対応することとした。災害シナリオごとに緊急時の対応事項をまとめる緊急対策（緊急ハード対策、

変状確認・崩落

対策実施	対策完了
<ul style="list-style-type: none"> <li>◆対策工の検討               <ul style="list-style-type: none"> <li>・工種、工法の検討</li> <li>・仮設等の検討（資機材の調達・運搬、搬入路等の検討）</li> <li>・施工に要する時間の検討（時間当たりの作業量の算出）</li> </ul> </li> <li>◆対策工の実施               <ul style="list-style-type: none"> <li>・工事の実施（ブルーシート、仮設防護柵、大型土嚢による盛土設置）</li> <li>（掘土工、押え盛土工、横ボーリング、ディープウェル工）</li> <li>・迂回路等の施工（仮設歩道、仮設道路、迂回路設置）</li> </ul> </li> <li>◆工事の安全管理               <ul style="list-style-type: none"> <li>・監視観測体制の構築（地盤伸縮計）</li> <li>・管理基準値の設定（工事中止判断）</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆恒久対策の検討</li> </ul>
<b>緊急時の調査</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>◆変状範囲の確認               <ul style="list-style-type: none"> <li>・現地踏査</li> <li>◆移動量、変位量等の計測</li> <li>・移動量観測機器の設置（抜板、移動杭、地盤伸縮計、クラックゲージ）</li> <li>◆地すべり規模の調査</li> <li>・地質調査（調査ボーリング）</li> <li>・すべり面調査（パイプ歪計、孔内傾斜計）</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆対策の効果評価</li> <li>・対策の効果の確認</li> </ul>
<b>情報共有</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>地すべり専門家との連携、関係機関との調整（対策本部設置・検討会）、情報公開（説明会、記者会見）</li> </ul>	

図-4 緊急ソフト対策で実施された対応項目

変状確認・崩落

対策実施	対策完了
<ul style="list-style-type: none"> <li>◆監視体制の整備               <ul style="list-style-type: none"> <li>・監視機器の配置の検討</li> <li>・監視機器の設置・運用開始（回転灯、警報器、監視カメラ）</li> </ul> </li> <li>◆警戒避難体制の整備               <ul style="list-style-type: none"> <li>・避難勧告・指示の検討</li> <li>・避難所設置の検討</li> <li>・管理基準値の設定（地盤伸縮計観測）</li> <li>・通行規制の検討</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆監視体制の継続・見直し               <ul style="list-style-type: none"> <li>・監視機器の運用</li> <li>（回転灯、警報器、監視カメラ）</li> <li>・必要に応じて監視体制の強化（監視人配置、24時間監視、自動観測）</li> </ul> </li> <li>◆警戒避難体制の継続・見直し               <ul style="list-style-type: none"> <li>・避難勧告・指示の検討・見直し</li> <li>・避難所運営・見直し</li> <li>・通行規制の検討・見直し</li> <li>・必要に応じて管理基準の見直し</li> </ul> </li> </ul>
<b>緊急時の調査</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>◆変状範囲の確認               <ul style="list-style-type: none"> <li>・現地踏査</li> <li>◆移動量、変位量等の計測</li> <li>・移動量観測機器の設置・観測開始（抜板、移動杭、地盤伸縮計、クラックゲージ）</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>◆監視体制の継続・解除               <ul style="list-style-type: none"> <li>・監視機器の運用見直し（回転灯、警報器、監視カメラ）</li> </ul> </li> <li>◆警戒避難体制の継続・解除               <ul style="list-style-type: none"> <li>・監視観測体制の解除</li> <li>・避難指示の解除</li> <li>・通行規制の解除</li> </ul> </li> </ul>
<b>情報共有</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>地すべり専門家との連携、関係機関との調整（対策本部設置・検討会）、情報公開（説明会、記者会見）</li> </ul>	

図-5 緊急ハード対策で実施された対応項目

表-1 事前に計画されている対応項目

調査資料	計画事例		平成31年度地すべり対策検討業務（第4編、有瀬地区編）
	平成30年度由比地区地すべり機構検討業務	崩落	
想定現象	地すべりが緩慢に移動する	崩落	崩落、河道閉塞
検討項目	<b>検討ケース（緊急掘土工計画）</b> <b>被害範囲の想定</b> <b>地すべりの対策シナリオの作成</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>・地すべりの変動と警戒基準</li> <li>・掘土工と安全率の関係</li> <li>・滑降余裕時間</li> </ul> <b>ハードによる対策</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>・資機材の搬入方法</li> <li>・搬入可能な一般重機類</li> <li>・掘土工法の検討</li> <li>・緊急対策計画素案</li> </ul> <b>緊急対策実施上の課題</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>・資機材、施工ヤード</li> <li>・搬入路、施工、計画</li> </ul> <b>ソフトによる対策</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>・機器の配置</li> <li>・監視システム</li> </ul>	<b>検討ケース（崩落土砂除去計画）</b> <b>被害範囲の想定</b> <b>ハードによる緊急対策</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>・土砂除去の切土勾配</li> <li>・撤去土砂運搬計画</li> <li>・緊急対策の検討（土砂崩落範囲の設定）</li> <li>（復旧に必要な緊急工事）</li> </ul> <b>緊急対策実施における課題</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>・緊急掘土工の課題</li> <li>・緊急対策体制構築上の課題</li> </ul>	<b>緊急調査の判断</b> <b>対策工法の検討</b> <b>資機材の準備</b> <b>搬入路の検討</b> <b>観測・監視体制</b> <b>用地手続き</b> <b>工事、観測・監視</b> <b>関係機関調整</b> <b>記者発表</b> <b>その他</b>

緊急ソフト対策、地すべり発生時の緊急調査)においては、実際の災害時の対応項目をふまえると、災害シナリオに応じて、目的に応じた対策工や対策の順序の検討しておくことが必要である。

表-2 地すべり緊急対策計画の構成の素案

計画の構成	地すべり緊急対策計画(素案)	
	項目	内容
1.計画策定の基本事項の整理	現状の把握	地域の社会的条件、防災対策の整備状況などについて整理
	災害シナリオの作成	・当該地すべりにおいて発生が想定される現象(シナリオ)について整理 ・地すべりの災害シナリオは、以下の3種類から設定する ①緩慢に動く、②崩落、③崩落後、河道閉塞
	想定される影響範囲と被害の把握	災害シナリオごとに、影響範囲と保全対象に対する被害の概略を把握
2.対策方針の設定	対策を検討するシナリオの設定	・対策を検討する災害シナリオを設定 ・災害シナリオのうち、[③崩落後、河道閉塞]については、大規模河道閉塞対策をもとに対応する
	対策方針の前提条件の検討	①対策開始のタイミングの検討 ②対策可能期間の検討 ③対策可能な現象・規模の検討 ④対策場所の検討 ⑤対策実施体制の検討
	対策方針の設定	災害シナリオと前提条件をもとに、対策の方針についてまとめる
3.緊急時に実施する対策の検討	緊急対策の基本構成	対策方針に基づき、災害シナリオ毎に実施する具体的対策を時系列で整理
	緊急ハード対策の作成	対策方針に基づき、具体的な施設の配置、施工計画等について時系列に整理 1)実施する工種・工法の検討 →地すべりの動きを抑制するものと、被害の最小化を図るものに大別される 2)対策工の配置の検討 3)対策工の構造の検討 4)施工のための仮設などの検討 5)工事などの安全管理の検討 6)施工に要する時間の検討 7)施工優先度の検討 8)対策効果の確認 9)市町村等や関係機関との役割分担の検討
	緊急ソフト対策の作成	対策方針に基づき、具体的な機器の配置、運用方法について時系列に整理 1)避難対策支援のための情報提供 2)地すべり監視機器の緊急的な整備 3)情報通信網の整備 4)市町村等や関係機関との役割分担の検討
	地すべり発生時の緊急調査	地すべり災害発生時に緊急的に実施する調査の項目・内容について整理
4.平常時からの準備事項の検討	平常時からの準備が必要な事項	・緊急支援資機材の確保 ・情報通信網の整備 など

## 5. まとめ

地すべり緊急対策計画の構成の素案について提案した。地すべり緊急対策計画の策定にあたっては、3種類の災害シナリオから対象とするシナリオを設定し、対象災害シナリオと前提条件をもとに対策の方針をまとめ、対策方針に基づいて、目的に応じた対策工の検討や、事象に応じた対策の実施順序等の詳細事項を検討する構成とした。今後は、緊急対策計画で記載する内容を具体化させるため、ハード対策やソフト対策の具体的な手順整理や留意事項等、計画策定に必要な詳細事項について検討していくことが必要である。

## 6. 謝辞

本研究の実施にあたって、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にご感謝申し上げます。

所属：日本基礎技術株式会社

## <参考文献>

- 1) 国土交通省砂防部：「火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドライン」，平成19年4月
- 2) 藤澤和範・藤平大・石田孝司・徳永博：「地すべり応急緊急対策事例の分析」，第46回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp.31-34，2007

# 地すべり機構解析の BIM/CIM モデルの活用に関する研究

チーム名等 地すべりチーム  
氏 名 和田 佳記

## 1. まえがき

地すべり機構解析は、地すべり調査結果を対策計画に反映させるために、調査結果を総合的に解析して地すべり発生・運動機構について考察し、その成果として運動ブロック図と地すべり断面図、対策計画の基本方針を作成することとされている<sup>1)</sup>。しかし、複数項目・複数時期の多くのデータを頭の中で3次元的に組み立てた上でデータの時系列変化を把握するには高度な技術や経験が必要となる。そのため、地すべり機構解析の理解やその説明などは、経験の少ない技術者にとって難しいのが現状である。

このような課題の解決のため、機構解析の検討を補助する方法として、BIM/CIM の活用が考えられる。地すべり調査で用いられる BIM/CIM には、BIM/CIM 活用ガイドライン第3編砂防及び地すべり対策編（以下、ガイドライン）<sup>2)</sup>において定義された「地すべり機構解析の BIM/CIM モデル」があり、地形モデル、地質土質モデル及び各種地すべり調査結果を地すべりの素因・誘因や移動実態・移動メカニズムに関わる情報として、重ね合わせて可視化することとされている。

地すべり機構解析の BIM/CIM モデルについては、効果的な活用のためのモデルの作成方法や表現方法について、それぞれの現場で検討されている段階であり、効果的な活用のためのノウハウを定型化して共有できれば、経験の少ない技術者の理解向上やそれに伴う業務対応の質の向上が期待される。

## 2. 研究目的

本研究では、地すべり機構解析において BIM/CIM モデルをさらに活用していくため、地すべり機構解析の BIM/CIM モデルで表現すべき項目、使用する主なモデル、情報等について整理し、機構解析の段階で期待される BIM/CIM モデルの活用効果とそのために重要となる BIM/CIM モデルの表現方法について検討を行った。

## 3. 研究方法

### 3.1 地すべり機構解析の項目及び活用事例の整理

地すべり機構解析は、地すべり防止技術指針及び同解説（以下、指針）において、「地すべり発生の素因」、「誘因」、「地すべりブロックの範囲・規模」、「すべり面形状・位置」、「地下水状況」の5項目に大別されている。このうち、ガイドラインにおいて BIM/CIM モデルでの表現が困難とされている地すべり発生の誘因以外の4項目について、BIM/CIM モデルの活用事例を収集・整理した。指針の記述や収集した BIM/CIM モデルの活用事例を参考に、地すべり機構解析の BIM/CIM モデルで表現すべき項目、使用する主なモデル、情報等について整理を行った。

### 3.2 地すべり機構解析の BIM/CIM モデルの活用効果と表現方法の検討

活用事例をもとに、機構解析の段階で期待される BIM/CIM モデルの活用効果とそのために重要となる BIM/CIM

モデルの表現方法について検討した。

## 4. 研究結果

### 4.1 地すべり機構解析の項目の整理

地すべり機構解析の項目については、指針に合わせて「地すべり発生の素因」、「誘因」、「地すべりブロックの範囲・規模」、「すべり面形状・位置」、「地下水状況」の5つを確認項目として、地すべり機構解析のBIM/CIMモデルで表現すべき項目、使用する主なモデル、情報等について、表1のとおり整理を行った。表1における「確認項目」、「機構解析のポイント」の記述は指針に基づいている。「BIM/CIMモデルで表現すべき項目」は、指針や収集事例等を参考に整理した。「使用する主なモデル、情報の種類」については、ガイドラインを参考に今回検討したものである。「地すべり発生の誘因」についても、時間変動するデータの重ね合わせ（アニメーション）によって表現できると考えて記載している。「BIM/CIMモデルの活用効果」については4.3節で詳細に述べる。

表1. 機構解析におけるBIM/CIMモデル活用のポイント効果の整理表の素案

No	確認項目	機構解析のポイント	BIM/CIMモデルで表現すべき項目	BIM/CIMモデル作成のポイント	使用する主なモデル、情報の種類			BIM/CIMモデルの活用効果	
					地形モデル	地質・土質モデル	地すべり機構解析のBIM/CIMモデル		
1	地すべり発生の素因	・地形、地質（土質）、地質構造、地下水の状況等	標準	・地形 ・地質 ・地質構造 ・地下水分布	・地すべりが発生する素因を各種調査結果を用いてサーフェスモデルなどで表現する	・地表面（3次元点群データ） ・地表面（サーフェスモデル） ・地表面（オルソ画像）	・地質平面図（テラスチャモデル） ・ボーリング柱状図（ボーリングモデル） ・地質断面図（準3次元地質断面図） ・地質横断面（準3次元地質断面図）	・すべり面位置図（サーフェスモデル） ・地下水位置図（サーフェスモデル）※	・空間情報の3次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化・検討事項の見落とし防止 ・（※について多時期のデータがある場合）時間変動する空間情報の4次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化
			推奨	・地物	・建物等の周辺地物（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）	・地質平面図（テラスチャモデル） ・ボーリング柱状図（ボーリングモデル） ・地質断面図（準3次元地質断面図） ・地質横断面（準3次元地質断面図）	・すべり面位置図（サーフェスモデル） ・地下水位置図（サーフェスモデル）※	・空間情報の3次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化・検討事項の見落とし防止 ・（※について多時期のデータがある場合）時間変動する空間情報の4次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化	
2	地すべり発生の誘因	・降雨、融雪、地震、その他の自然環境変化（河川による末端洗掘、地すべり地内の地表・地下水の流路変化・閉塞等） ・地すべり痕跡における露土、未掘削における切土、斜面の水浸等 ・火山ガス等による温泉泉質作用	標準	・降水量等の自然環境変化 ・人為的な環境変化	・地すべりが発生する誘因を各種調査結果を用いて表現する	・地表面（3次元点群データ） ・地表面（サーフェスモデル） ・地表面（オルソ画像）	・地質平面図（テラスチャモデル） ・ボーリング柱状図（ボーリングモデル） ・地質断面図（準3次元地質断面図） ・地質横断面（準3次元地質断面図）	・すべり面位置図（サーフェスモデル） ・地下水位置図（サーフェスモデル）※	・空間情報の3次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化・検討事項の見落とし防止 ・（※について多時期のデータがある場合）時間変動する空間情報の4次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化
			推奨	・地物	・建物等の周辺地物（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）	・地質平面図（テラスチャモデル） ・ボーリング柱状図（ボーリングモデル） ・地質断面図（準3次元地質断面図） ・地質横断面（準3次元地質断面図）	・すべり面位置図（サーフェスモデル） ・クランクや変状等の位置（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）※ ・運動方向、移動状況ベクトル図（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）※ ・ブロック区分図（ポリゴン、サーフェス）	・空間情報の3次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化・検討事項の見落とし防止 ・（※について多時期のデータがある場合）時間変動する空間情報の4次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化	
3	地すべりブロックの範囲、規模	・地すべり範囲、ブロック区分、運動方向、移動状況、それらと降水量等との関連 ・各ブロックの面積、土量 ・各ブロックの今後の移動の可能性、その範囲	標準	・地形 ・現地踏査結果 ・運動方向、移動状況 ・降水量等との関連	・地表変動調査の結果を中心として、地すべり全体の範囲を表現する ・変動形態に応じたブロック区分結果を表現する	・地表面（3次元点群データ） ・地表面（サーフェスモデル） ・地表面（オルソ画像）	・地質平面図（テラスチャモデル） ・ボーリング柱状図（ボーリングモデル） ・地質断面図（準3次元地質断面図） ・地質横断面（準3次元地質断面図）	・すべり面位置図（サーフェスモデル） ・クランクや変状等の位置（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）※ ・運動方向、移動状況ベクトル図（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）※ ・ブロック区分図（ポリゴン、サーフェス）	・空間情報の3次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化・検討事項の見落とし防止 ・（※について多時期のデータがある場合）時間変動する空間情報の4次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化
			推奨	・地物	・建物等の周辺地物（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）	・地質平面図（テラスチャモデル） ・ボーリング柱状図（ボーリングモデル） ・地質断面図（準3次元地質断面図） ・地質横断面（準3次元地質断面図）	・すべり面位置図（サーフェスモデル） ・すべり面調査結果ベクトル図（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）※	・空間情報の3次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化・検討事項の見落とし防止	
4	すべり面形状、位置	・すべり面の形状とその位置（深さ）、地質・地質構造との関連性	標準	・地形 ・地質 ・地質構造 ・すべり面形状 ・すべり面深度 ・すべり面調査結果	・すべり面調査の結果を中心として、すべり面の形状とその三次元的な位置をサーフェスモデルなどで表現する	・地表面（サーフェスモデル）	・地質平面図（テラスチャモデル） ・ボーリング柱状図（ボーリングモデル） ・地質断面図（準3次元地質断面図） ・地質横断面（準3次元地質断面図）	・すべり面位置図（サーフェスモデル） ・すべり面調査結果ベクトル図（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）※	・空間情報の3次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化・検討事項の見落とし防止
			推奨			・物理探査結果（準3次元地質断面図）			
5	地下水状況	・地下水分布・地下水位の変化状況 ・地下水の流動方向・水質区分等と地すべり滑動との相関性	標準	・地形 ・地質 ・地質構造 ・地下水分布	・地下水の分布、地下水位の変化状況等を調査結果を用いてサーフェスモデルなどで表現する	・地表面（サーフェスモデル）	・地質平面図（テラスチャモデル） ・ボーリング柱状図（ボーリングモデル） ・地質断面図（準3次元地質断面図） ・地質横断面（準3次元地質断面図）	・すべり面位置図（サーフェスモデル） ・地下水位置図（サーフェスモデル）※	・空間情報の3次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化・検討事項の見落とし防止 ・（※について多時期のデータがある場合）時間変動する空間情報の4次元的重ね合わせによる理解促進・比較検討作業の効率化
			推奨	・地下水流動 ・水質区分	・地下水流動ベクトル図、水質調査結果図（ポイント、ポリゴン、サーフェス、ソリッド）※	・物理探査結果（準3次元地質断面図）			

### 4.2 地すべり機構解析の項目毎のBIM/CIMモデルの活用事例

#### 4.2.1 地すべり発生の素因

地すべり発生の素因は、空中写真や地形の判読、地質図等から考察する。長崎県牧の地地区でBIM/CIMモデルを活用した事例では、災害後の地形をカラー点群データで表現することで、地すべり状況や保全対象との位置関係を表現している。また、災害前の数値標高モデル(DEM)による地形解析結果の斜面勾配図等を用いた地すべり地形判読の手法<sup>3)</sup>をもとに、斜面勾配図や等高線図を3次元化して重ね合わせることで災害箇所と地すべ

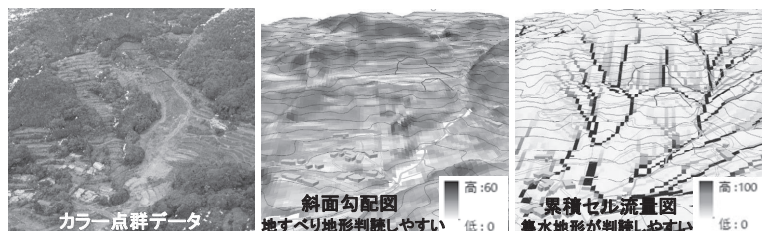


図1. 地すべり発生の素因のBIM/CIMモデルの例  
(長崎県提供の空中写真、オープンデータからモデル作成)

り地形判読の手法<sup>3)</sup>をもとに、斜面勾配図や等高線図を3次元化して重ね合わせることで災害箇所と地すべ



り地形の位置関係を表示している。さらに、災害前の数値標高モデル(DEM)から各セルの上流側の流域面積の広さを算出した累積セル流量図を3次元化して等高線図に重ね合わせることで、明瞭な谷地形を呈していない斜面へ地表水が集水しやすい状況であったことを視覚的に表現している。このように、異なる複数種類のデータをBIM/CIMモデルで3次元化して重ね合わせることで、各項目間の関係を比較しやすくなり、素因の考察がより容易になると考えられる。

#### 4.2.2 地すべりブロックの範囲、規模

地すべりブロックの範囲、規模は、主に地表変動調査の結果を中心として考察する。静岡県口坂本地区では、変動量が大きく、移動実態、ブロック範囲や区分の確認にLPデータによる地形解析結果(陰影図、標高差分図)も活用されている。当地区でBIM/CIMモデルを活用した例では、複数時期の陰影図を3次元モデル化し、時系列アニメーション表示することで地すべりの移動実態やブロック範囲を視覚的に表現している。時系列アニメーション表示した3次元モデル(4Dモデル)を多視点から確認することで、ブロック上部は地すべりに追従してH29には拡大崩壊に至る状況、ブロック中部～末端部はうすく動いて末端で抜けて河川に押し出して河川が閉塞に向かう状況などの移動実態が表現された。このように、複数の時間断面をもつデータをBIM/CIMモデル上で繋ぎ合わせることで、

時間による変化が比較しやすくなり、地すべりの移動範囲の把握や追従するブロックの発見がより容易になると考えられる。

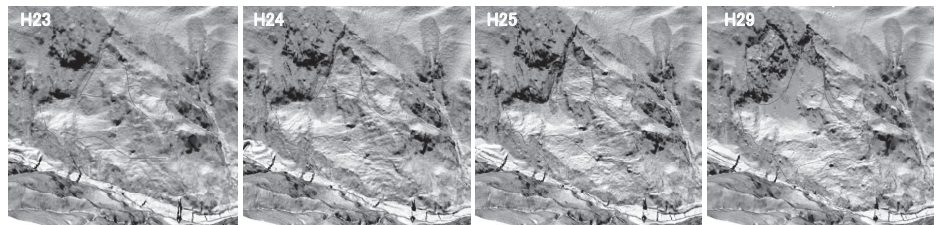


図2. 地すべりブロックの範囲、規模のCIMモデルの例  
(静岡河川事務所提供のLPデータからモデル作成)

#### 4.2.3 すべり面形状、位置

すべり面形状、位置は主にすべり面調査結果を中心として考察する。山形県月山地区はブロックが屈折しており、すべり面の三次元形状をイメージすることが難しい。当地区でBIM/CIMモデルを活用した例では、すべり面を3Dサーフェスで表示して多数の視点から確認することや、面表示及びスワイプすることですべり面底面の凹凸などの詳細な形状を表示している。また、地下水位データと組み合わせることで旧谷地形部のすべり面にかかる水位が高い状況を表示している。このように、すべり面と地下水面を3次元形状で重ね合わせることで、計画や設計段階においての検討漏れや考慮すべきポイントの見落とし防止にも繋がると考えられる。

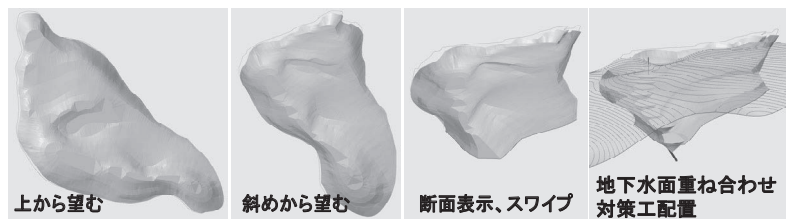


図3. すべり面形状、位置のCIMモデルの例  
(新庄河川事務所提供のCIMモデルを一部追加修正)

#### 4.2.4 地下水状況

地下水状況は地下水調査結果から推定され、主に測線上での水位状況(地下水分布、地下水変化等)が把握される。静岡県由比地区においてBIM/CIM

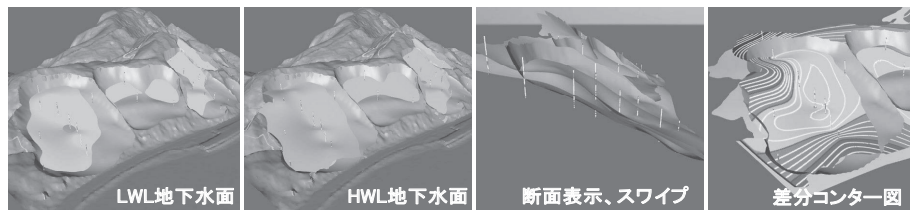


図4. 地下水のCIMモデルの例  
(富士砂防事務所提供のCIMモデルを一部追加修正)

モデルを活用した例では、地下水位面(HWL, LWL)を3Dサーフェスで表示することで面的な地下水分布を表示し、ま

た、断面表示・スワイプすることで地下水位面の変化が視覚的に表示される。平面的な地下水位面の変化は、HWLとLWLの差分コンター図によって表現することができる。このように、複数時期の地下水位面を3次元形状で重ね合わせることで、地下水位面の面的・局所的な変化を視覚的に把握できるため、計画や設計段階における検討漏れや考慮すべきポイントの見落とし防止にも繋がると考えられる。

### 4.3 地すべり機構解析のBIM/CIMモデルの活用効果と表現方法の検討

地すべり機構解析の項目毎の活用事例をふまえ、地すべり機構解析の段階で期待されるBIM/CIMモデルの活用効果について以下に記す。地形と斜面勾配図など異なる種類の調査データを3次元化して重ね合わせることや、時間断面の異なる調査データをアニメーションで連続表示することにより、BIM/CIMモデルの閲覧者は視線を動かすことなく、閲覧しているBIM/CIMモデル上でデータが切り替わり、3次元形状のまま複数の項目を確認することが可能になる。これにより、従来、複数項目・複数時期の多くのデータを頭の中で3次元的に組み立てていた作業を省略でき、機構解析の考察に集中することができるため、地すべりの状況がより理解しやすくなる効果があると考えられる。また、施設配置計画や設計段階では3次元視覚化により施設とすべり面や地下水位面の位置関係等を把握することが重要であるが、計画や設計段階の前段階である機構解析の段階から3次元で全体の状況を確認できるため、検討漏れや見落としが減り、後行程での手戻りを発生させないことに繋がると考えられる。

上記の効果を活かすためのBIM/CIMモデルの表現方法としては、機構解析の各項目において関連するデータをグループ化しておき、レイヤ切り替えによる表示やアニメーション表示、断面をスライドさせながら表示するなど、関連項目を連続的に表示させる方法が効果的であると考えられる。

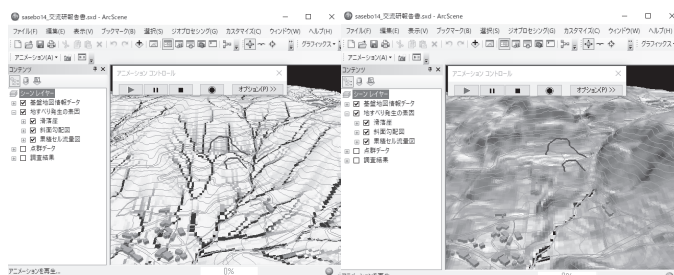


図5. 効果的なBIM/CIMモデルの表現方法の例  
(アニメーション表示)

## 5. まとめ

地すべり機構解析においてBIM/CIMモデルをさらに活用していくため、既往指針や活用事例をふまえ、地すべり機構解析のBIM/CIMモデルで表現すべき項目、使用する主なモデル、情報等について整理し、機構解析の段階で期待されるBIM/CIMモデルの活用効果とそのため重要となるBIM/CIMモデルの表現方法について検討を行った。今後もBIM/CIMモデルを活用した事例を蓄積し、効果的な表現方法について検討を積み重ねていく必要がある。

## 6. 謝辞

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

所属：株式会社エイト日本技術開発

### <参考文献>

- 1) 国土交通省・土木研究所：「地すべり防止技術指針及び同解説」、2008
- 2) 国土交通省：「BIM/CIM活用ガイドライン（案）第3編砂防及び地すべり対策編」、2021
- 3) 土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチーム：「航空レーザ測量データを用いた地すべり地形判読用地図の作成と判読に関する手引き（案）」、2016

# FWD のたわみ量測定における路面ひび割れの影響に関する実験および解析的検討

チーム名等 舗装チーム  
氏 名 渡邊 真一

## 1. まえがき

平成 28 年に策定された「舗装点検要領」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おり、構造的健全性の適切な点検診断が求められている。舗装構造の健全性評価には、FWD 調査によるたわみ量の測定が広く普及している。これは、重錘落下時のたわみ量から、センサー測定位置間のたわみ差や逆解析により、舗装全層または各層の健全性を評価するものである。これらの評価方法は、舗装各層を均質で連続な 1 枚の版としてモデル化する。しかし、一定期間の供用を経た実際の舗装では、ひび割れ等による不連続面を有するのが一般的である。

本研究では、これら舗装のひび割れが FWD 調査に及ぼす影響を検討した結果、限定的な条件ではあるが、いくつかの知見が得られたので報告する。

## 2. 研究方法

本研究では、上記ひび割れの影響について実験的検討および解析的検討を行った。検討のフローは、図-1 に示すとおりである。実験的検討では、実大試験舗装を構築後、カッター目地にて模擬ひび割れを再現し、FWD によるたわみ量の調査を行った。解析的検討では、先の実験的検討で構築した試験舗装を 3 次元有限要素法（以下、FEM）にてモデル化し、変形解析にてたわみ量を算出した。

### 2.1 実験的検討方法

(1) 実大試験舗装：検討用に構築した試験舗装の概略は、図-2 に示すとおりである。試験舗装は 4 層構成となっており、各層の材料は通常よりも剛性が高く弾性体に近いものを用いている。これは、後の FEM による弾性解析と条件の整合を図るためである。また、試験舗装は、深さ 1.7m のコンクリートピット内に構築している。路床底面がコンクリートであることから、ベドロック層を持つ構造となっている（写真-1）。さらに、試験舗装に深さ 100mm 幅 5mm のカッター目地を入れ、表基層貫通ひび割れを再現した模擬ひび割れとした。この模擬ひび割れの本数は、図-2 に示す①ひび割れなし、②ひび割れ 1 本、③ひび割れ 2 本、④ひび割れ 4

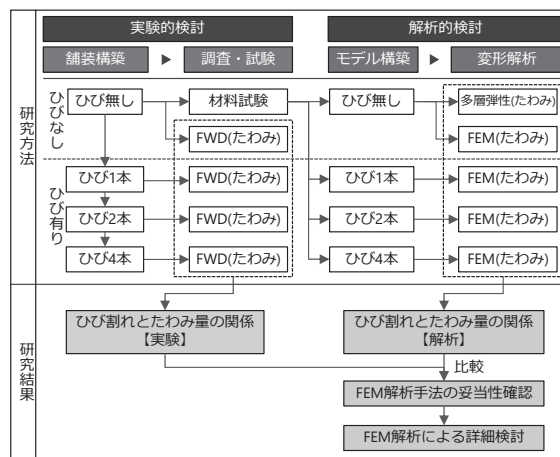


図-1 本研究の検討フロー

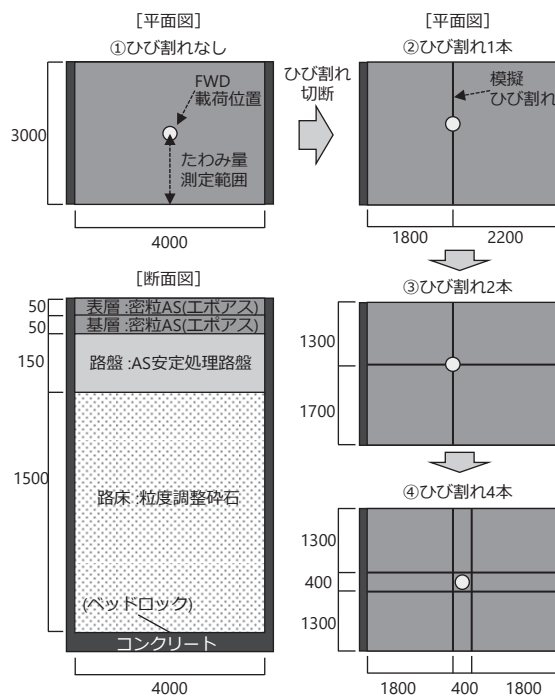


図-2 実大試験舗装概略図（単位：mm）



本の4ケースを作成し、それぞれのケースでFWDによるたわみ量を測定した。このときのFWD 載荷位置は図-2 に示すように、ひび割れ直上もしくはひび割れにより縁が切れている中心部とした。

(2) 材料試験：実大試験舗装各層における材料の性状を調べるため、表-1 に示す材料試験を行った。材料試験は現場で採取した試料による室内試験と、現位置での現場試験を行った。

## 2.2 解析的検討方法

ひび割れを有するアスファルト舗装の解析手法の検討を目的に、上記の試験舗装のFEM 解析モデルを構築した。構築したFEM 解析モデルの概略は図-3 に示すとおりである。FEM 解析は、汎用有限要素プログラム ANSYS を用いた静的3次元弾性解析とした。また、ひび割れなしのケースでは、多層弾性理論によるたわみ量の算出も行った。多層弾性理論による計算には解析プログラム GAMES を用いている。

解析に用いる各材料の弾性係数は材料試験の結果から求めている。アスファルト混合物層の弾性係数は、FWD 測定時の路面温度 30°Cにおける間接引張スティフネス試験の値を用いた。同様に、粒状路盤材料の弾性係数は、レジリエントモデュラス試験より得られた回帰式を使用し、繰り返し計算により算出した<sup>2)</sup>。

なお、ポアソン比は舗装設計便覧<sup>3)</sup>に示されている各材料の一般的な値を採用している。

## 3. 研究結果

実験および解析で得られたFWD の最大たわみ量とひび割れの本数の関係を図-4 に示す。図中に示されている百分率は、ひび割れなしのケースに対する各ケースの最大たわみ量の割合を、実験および解析それぞれについて示している。

### 3.1 実大試験によるひび割れとたわみ量の関係

実験による最大たわみ量とひび割れの本数の関係に着目すると、ひび割れ本数の増加に伴う最大たわみ量の増加が確認できる。

ひび割れ4本のケースにおける最大たわみ量が他のケースのものよりも大きく、ひび割れのないケースに対する増加の割合は16%程度となっている。以上の結果より、ひび割れの存在によりFWD の最大たわみ量は増加することが確

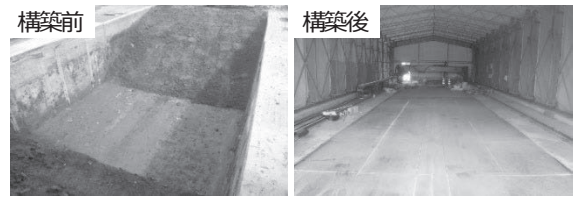


写真-1 実大試験舗装

表-1 材料試験結果一覧

層	材料	備考	性状	値
表基層	密粒度As 混合物(13)	エポキシ As	スティフネス(30°C) (MPa)	1285
			密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.365
			締固め度 (%)	100.2
路盤層	As安定処理 路盤	StAs 80/100	スティフネス(30°C) (MPa)	1140
			密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.382
			締固め度 (%)	100.1
路床	粒度調整 碎石	M-30	レジリエント モデュラス (MPa)	202 (104.70 <sup>0.135</sup> )
			密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.252
			締固め度 (%)	93.7
			K値 (MN/m <sup>3</sup> )	236.6
			修正CBR (%)	94.5

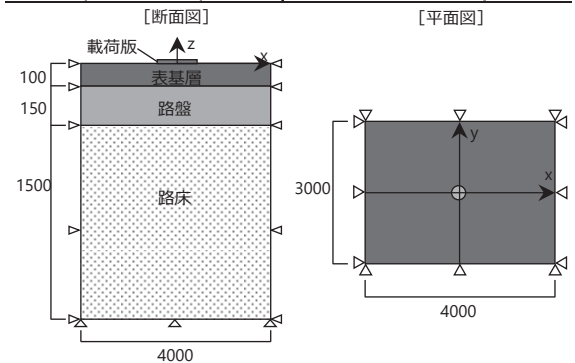


図-3 FEM 解析モデル概略 (単位: mm)

表-2 解析に用いた材料定数

層	材料	厚さ	弾性係数	ポアソン比
表・基層	密粒度As 混合物(13) As	100 mm	1285 MPa	0.35
路盤層	As安定処理 路盤	150 mm	1140 MPa	0.35
路床	粒度調整 碎石	1500 mm	202 MPa	0.35

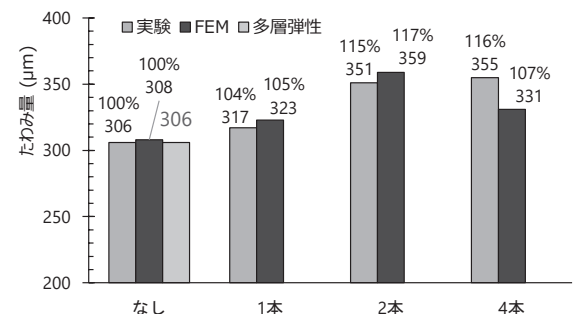


図-4 実験および解析で得られた最大たわみ量



認められた。

### 3.2 実験的検討と解析的検討結果の比較

次に、実験および解析により得られた最大たわみ量および、たわみ曲線について比較を行う。

(1) 最大たわみ量の比較：図4のひび割れのない場合の最大たわみ量に着目すると、実験、FEM、多層弾性いずれの最大たわみ量もほぼ同じ値が得られている。ひび割れがあるケースの最大たわみ量を比較すると、ひび割れが1本と2本のケースでは実験とFEMの値はほぼ一致しているが、ひび割れが4本のケースでは傾向が異なっている。

(2) たわみ曲線の比較：荷重中心からの各距離におけるたわみ量を表した、各ケースのたわみ曲線を図5に示す。この図によると、全てのケースにおいて、実験と解析のたわみ曲線は傾向が異なっている。いずれのケースにおいても荷重中心では実験値と解析値は同程度の最大たわみ量を示しているが、中心以遠では実験値が解析値よりも大きな値を示している。また、解析のたわみ曲線は、ひび割れ近傍で局所的な変形が見られるのに対し、今回の実験によるたわみ曲線ではそのような傾向は見られなかった。

荷重部から離れた地点のたわみは、深い層の変形に伴うものであることから、実験では表基層以深で解析よりも大きな変形が生じていたことが想定される。これは、施工時における路床締固めのばらつきや、路床のレジリエントモジュラスを過大に評価していたことが原因と考えられる。また、解析において、舗装端のコンクリート部や舗装底部のベッドロック層の境界条件が適切になされていなかったことも原因と考えられる。

### 3.3 FEM 解析モデルを用いた詳細検討結果

実験値とFEM解析の比較の結果、本解析モデルは本実験条件での最大たわみ量を適切に評価できることが確認できた。そこで、本解析モデルを用いてより詳細な検討を以下のとおり行った。

(1) 応力解析によるメカニズムの解明：ひび割れがあることで最大たわみ量が増加するメカニズムを明らかにするため、路盤層および路床に生じる応力に着目した。各ケースにおけるFWD荷重時の圧縮応力分を図6に示す。路盤層の応力分布をみると、ひび割れの増加に伴い、最大圧縮応力が増加していることが確認できる。路床についても各ケースの差は小さいものの路盤層と同様の傾向が見られる。

上記から、表基層部はひび割れにより連続的な弾性平板としての剛性を失い、その結果、舗装全層に局所的な応力、変形が生じているものと考えられる。このような局所的な応力、変形の発生は、舗装の理論設計で仮定される多層弾性理論に整合しない。つまり、たわみ差や逆解析を用いた評価にも影響をおよぼすものと考えられる。

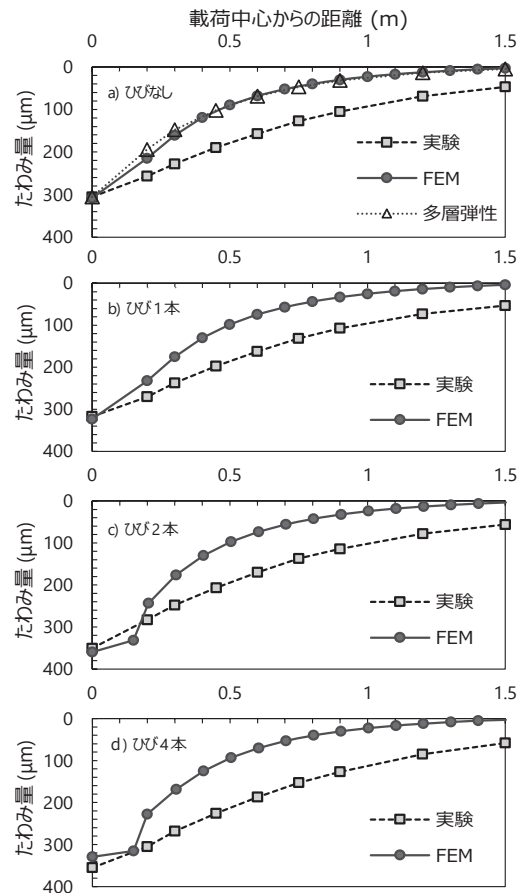


図5 各ケースにおけるたわみ曲線

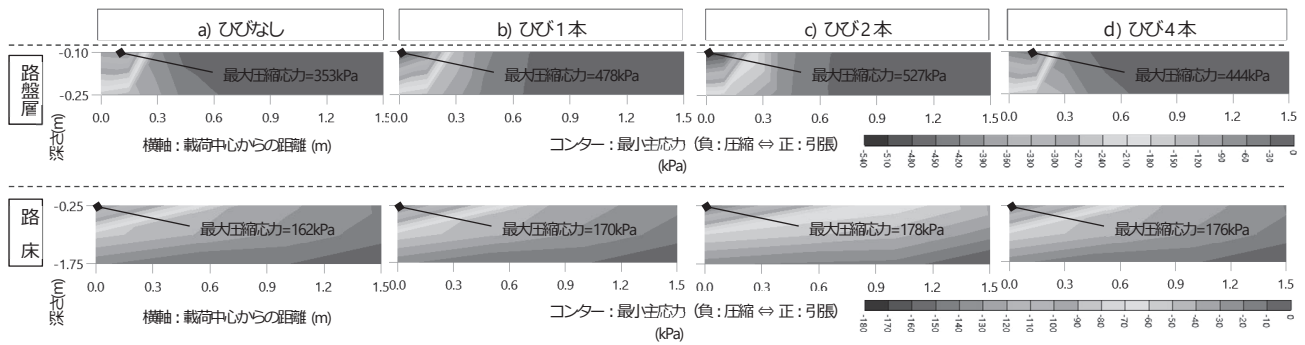


図-6 各ケースに路盤・路床の圧縮応力コンター図

(2) 弾性係数の違いによる検討：本研究で用いた舗装各層の材料は剛性の高いものを用いているが、ここでは、剛性の低い材料を用いた場合の断面を仮定し（以下、仮想断面）、ひび割れの影響をFEMにて解析した。仮想断面の層厚および材料定数は表-3に示すとおりである。仮想断面でのひび割れの本数と最大たわみ量の関係を図-7に示す。上述の傾向と同様にひび割れの増加に伴い最大たわみ量も増加しているが、高剛性の断面に比べ、最大たわみ量の増加の割合が大きくなっている。

各層が低剛性の場合、表基層の剛性の割合が相対的に高くなるため、ひび割れの影響が大きくなるものと考えられる。

#### 4. まとめ

検討の結果、舗装の表基層に生じるひび割れが増加することでFWDの最大たわみ量は増加することが確認された。この現象をFEM解析にて再現しメカニズムを調べた結果、局所的な変形・応力が生じることが明らかとなった。この局所的な変形・応力は、ひび割れが考慮されない多層弾性理論とは異なる挙動となる。よって、ひび割れがある場合、多層弾性理論に基づくFWDたわみによる構造評価を用いると、路床・路盤が同じ状態であっても評価に差異が生じる可能性が示された。

今後は、実験値と解析値の比較の際に生じた不一致の原因を究明し、より確からしい実験条件や解析モデルの構築を図っていく。これにより、ひび割れが逆解析に及ぼす影響や、適切なFWD荷重位置の把握といった実務的な課題を解決していく予定である。

#### 5. 謝辞

本研究を実施するにあたり、藪上席研究員、ならびに舗装チームの皆様には多大なるご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

所属：株式会社NIPPO

〈参考文献〉 1)国土交通省.舗装点検要領,2016. 2)竹内ら：室内実験結果を用いたアスファルト舗装の路床の弾性係数算出右方の検討,土木学会論文集E(舗装工学), Vol.68, No.2, pp45-53,2012. 3)日本道路協会：舗装設計便覧,2006.

表-3 仮想断面各層の層厚および材料定数

層	材料		厚さ	弾性係数	ポアソン比
表・基層	密粒度As混合物(13)	エポキシAs	100 mm	1285 MPa	0.35
路盤層	粒度調整砕石	M-30	150 mm	202 MPa	0.35
路床	路床土	CBR 4	1500 mm	40 MPa	0.40

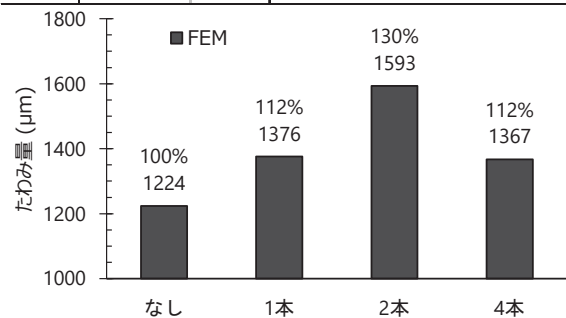


図-7 仮想断面各ケースにおける最大たわみ量

# 再生混合物の高温時のひび割れ抵抗性の評価方法について —各地域のアスファルト混合所で採取した再生骨材による検討—

チーム名等 舗装チーム  
氏 名 掛札 さくら

## 1. まえがき

再生アスファルト混合物（以下再生混合物）の需要は年々高まっており、持続可能な品質確保が望まれている。舗装チームでは、これまでにアスファルトを繰り返し劣化・再生試験を実施することで、再生用添加剤（以下添加剤）の成分差異や、再生骨材の配合率（以下R率）が再生混合物の品質に与える影響を明らかにしてきた<sup>1)</sup>。その結果、圧裂試験や高温カンタブロ試験によって、再生混合物のひび割れ抵抗性が、添加剤の成分組成やR率に影響されていること、これらの試験が、再生混合物の新たな評価指標として適応できる可能性があることを示してきた<sup>2)</sup>。ここで、これら既往研究に使用した再生骨材は、室内で繰り返し劣化・再生されたものである。

そこで、本研究では、得られた知見が実際の施工現場で使用されている再生骨材でも適用できるか確認することとした。具体的には、各地域のアスファルト混合所で実際に使用されている再生骨材を用いて、成分組成の異なる添加剤、R率0～80%で再生混合物を作製し、圧裂試験および高温カンタブロ試験を行い、高温時のひび割れ抵抗性の評価を行った。

## 2. 研究方法

### 2.1 実験手順

実験手順を図-1に示す。各地域のアスファルト混合所から採取した針入度20以上の再生骨材を用いて、再生混合物を作製した。R率は0、30、60、80%とし、添加剤は成分の異なる4種を用いた。作製した供試体で圧裂試験および高温カンタブロ試験を行った（図-1左側）。また、同じ再生骨材を熱循環乾燥炉（110℃）で針入度20未満にした後、同様の手順で供試体の作製、混合物試験を行った（図-1右側）。

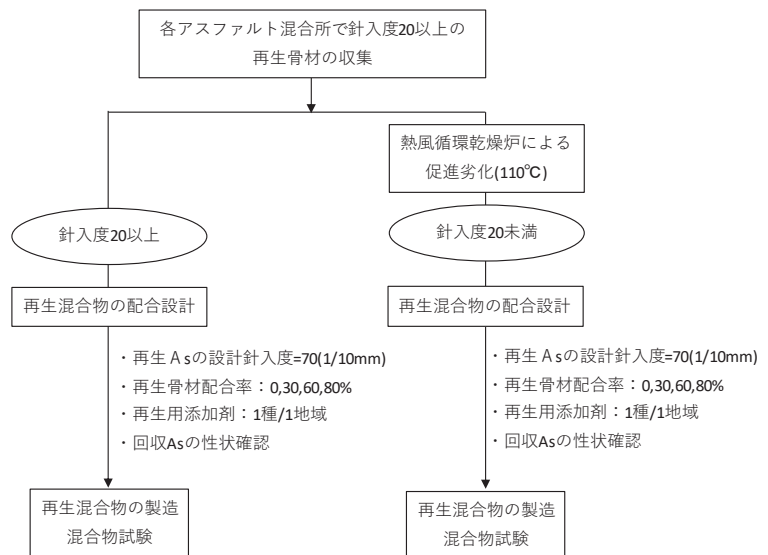


図-1 実験手順

### 2.2 使用材料

新アスファルトは、各アスファルト混合所で使用しているストレートアスファルト60～80を使用した。再生に

用いた4種の添加剤を表-1に示す。各添加剤で成分の割合が異なり、添加剤 a は芳香族分が主成分(86%)、添加剤 b、c は飽和分が約 55~59%含まれており、添加剤 d は飽和分が主成分(78%)である。

使用した各アスファルト混合所の再生骨材の旧アスファルトの針入度、それらをさらに室内劣化させた後の針入度および、再生に用いた添加剤を表-2に示す。混合物の配合は、密粒度アスファルト混合物(13)とした。

表-1 再生用添加剤の各成分の割合

		添加剤a	添加剤b	添加剤c	添加剤d
組成 (%)	飽和分	5.6	54.5	58.9	78.3
	芳香族分	86.4	39.8	38.7	19.8
	レジン分	8.0	5.7	2.3	1.9
	アスファルテン分	0.0	0.0	0.0	0.0

JPI-5S-77-2019

表-2 各アスファルト混合所の再生骨材の旧アスファルト針入度と使用した添加剤

地域	針入度(1/10mm)		再生に用いた添加剤
	20以上	20未満	
A	21	15	添加剤a (芳香族系)
B	23	11	
C	24	16	添加剤b
D	27	15	
E	20	15	添加剤c
F	22	15	
G	20	15	添加剤d (飽和分系)
H	25	14	

## 2.3 試験方法

作製した供試体の性状を把握するため、圧裂試験および高温カンタブロ試験を行った。

### 2.3.1 圧裂試験

混合物の耐流動性やひび割れ性状を把握するため、舗装調査・試験法便覧B006に従って圧裂試験を行った<sup>3)</sup>。試験温度は低温:0°C、常温:20°C、高温:60°Cとした。なお、供試体作製は舗装調査・試験法便覧B001に準拠し、試験温度0°Cおよび60°Cの供試体は突き固め回数50回、試験温度20°Cの供試体は突き固め回数75回で作製した。

### 2.3.2 高温時のカンタブロ試験

川上らのこれまでの研究結果<sup>2)</sup>より、繰り返し再生回数が多く、R率が高い再生混合物は、再生アスファルトの高温時の接着力が低下し、高温時のカンタブロ損失率が高くなる傾向にあることが分かっている。本研究においても、カンタブロ試験(舗装調査・試験法便覧B010)を供試体温度60°Cで行う「高温カンタブロ試験」を実施した。なお、試験時の室内温度は30°C、ドラム回転数は毎分30回転で300回である。

## 3. 試験結果

### 3.1 圧裂試験

#### 3.1.1 圧裂強度

得られた圧裂強度を図-2~4に示す。なお、本文中や凡例において、例えば、地域Aの針入度23の再生骨材を添加剤aで再生した再生混合物の場合は、「A23\_a」と表記している。

試験温度0、20、60°Cで、温度が高いほど、圧裂強度は低い値を示した。

0°Cでは、旧アスファルト針入度20以上の再生混合物では、R率に変化しても、添加剤の種類に関わらず圧裂強



度は横ばいとなった。一方、旧アスファルト 20 未満の再生混合物では、R 率 60%以上で圧裂強度の値が下がる再生混合物が確認された。

20°Cでは、圧裂強度はR 率や旧アスファルト針入度に関わらず、同等の値を示したが、一部の再生混合では、R 率の増加とともに、圧裂強度は低下した。

60°Cでは、圧裂強度はR 率や旧アスファルト針入度に関わらず、同等の値を示したが、一部の再生混合物では、R 率の増加とともに、圧裂強度も増加した。

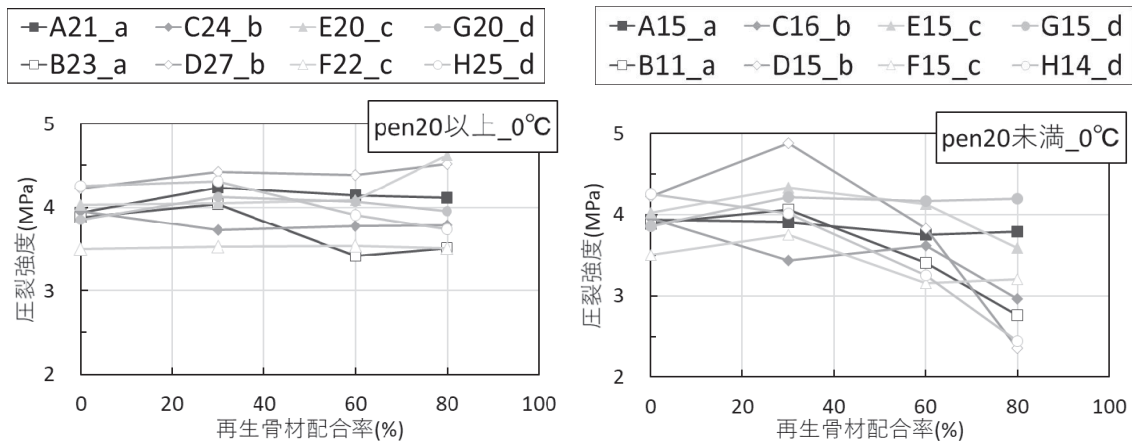


図-2 再生骨材配合率ごとの圧裂強度 (0°C)

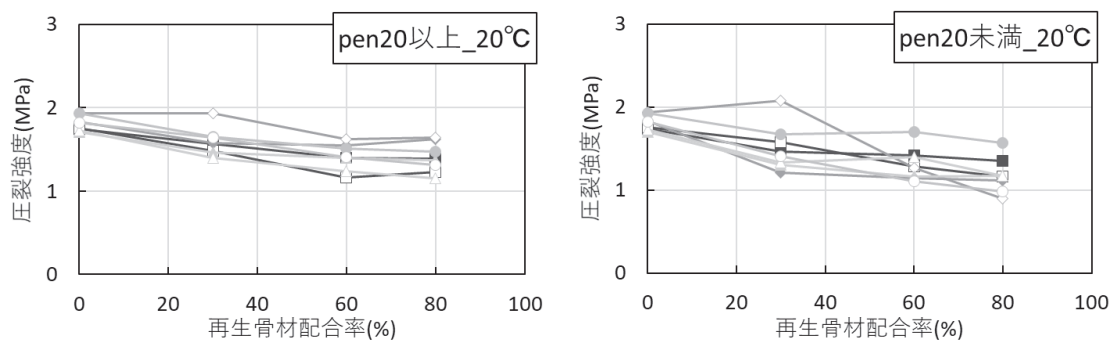


図-3 再生骨材配合率ごとの圧裂強度 (20°C)

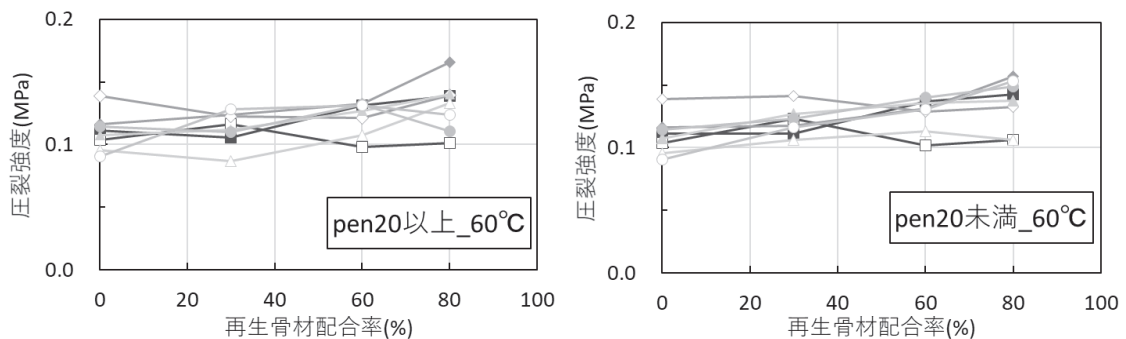


図-4 再生骨材配合率ごとの圧裂強度 (60°C)

### 3.1.2 圧裂強度比

0℃の圧裂強度を60℃の圧裂強度で除した圧裂強度比は、値が大きいとわだち掘れが発生しやすく、値が小さいとひび割れが発生しやすいとされている<sup>4)</sup>。過去の報告<sup>4,5)</sup>では、圧裂強度比が20程度まで低下すると多くの舗装でひび割れが発生しており、10以下になるとひび割れ抵抗性がさらに低下すると推察されている。また、川上らのこれまでの研究<sup>2)</sup>において、繰り返し再生の回数が増えると、圧裂強度比は減少し、その傾向はR率が高く、芳香族分系よりも飽和分系の添加剤で再生された再生混合物でより顕著であった。

本研究で得られた圧裂強度比を図-5に示す。過去の結果と同様に、R率が高くなるほど、圧裂強度比は減少する傾向となった。特に、旧アスファルト針入度20未満の再生骨材、添加剤b、dを用いた再生混合物でその傾向は顕著であり、これらは、R率80%で圧裂強度比20以下となった。

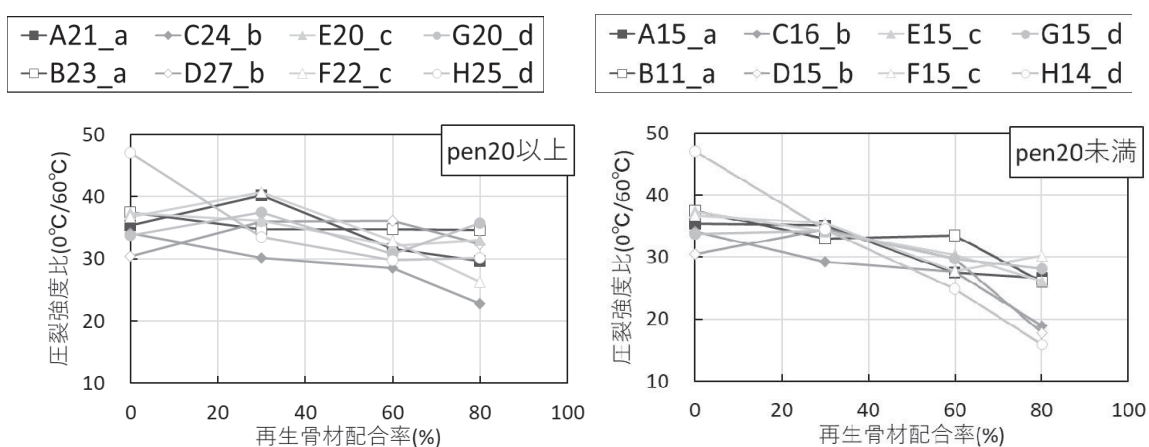


図-5 再生骨材配合率ごとの圧裂強度比

## 3.2 高温カンタプロ試験

### 3.2.1 高温カンタプロ損失率

得られた高温カンタプロ損失率を添加剤ごとに図-6~9に示す。添加剤によらず、旧アスファルト針入度が20未満の再生骨材は、損失率が高くなる傾向となった。劣化により高温時の接着力が低下したためであると考えられる。R率に着目すると、R率が高いほど、損失率が高くなる傾向にあり、その傾向は、芳香族分系の添加剤aよりも飽和分系の添加剤b~dでより顕著であった。特に、飽和分が最も多い添加剤dを用いたH14\_dでは、R率80%で損失率が最も高い値(6.9%)となった(図-9)。

### 3.2.2 高温時のひび割れ抵抗性

3.1.2節で述べたように、混合物の圧裂強度比の値が小さいとひび割れが生じやすいとされている。一方、高温カンタプロ試験は、WT疲労試験<sup>3)</sup>と高い相関が確認され、高温時のひび割れ抵抗性の評価に用いることができる可能性がある<sup>6)</sup>。筆者らは、これまでの研究において、圧裂強度比と高温カンタプロ損失率は高い相関があることを確認し、圧裂強度比20以下で高温カンタプロ損失率が大きくなることを確認している<sup>2)</sup>。

本研究で得られた高温カンタプロ損失率を目的変数、圧裂強度比を説明変数として累乗関数として近似式を算出

し、その二乗平均平方根誤差（RMSE：Root Mean Square Error）を求めた。算出されたRMSEは0.561%で、高温カンタブロ損失率と圧裂強度比の高い相関を示した。この傾向は、室内での繰り返し劣化・再生で得られた既往研究<sup>2)</sup>の結果と同様であった。

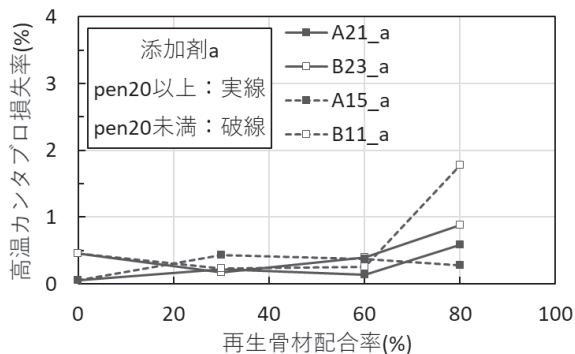


図-6 高温カンタブロ損失率（添加剤 a）

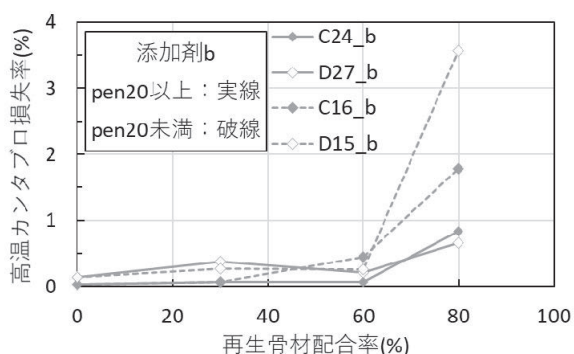


図-7 高温カンタブロ損失率（添加剤 b）

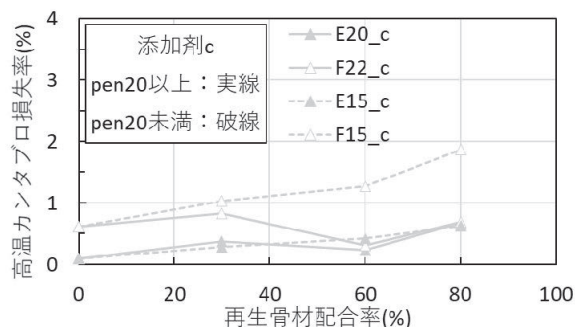


図-8 高温カンタブロ損失率（添加剤 c）

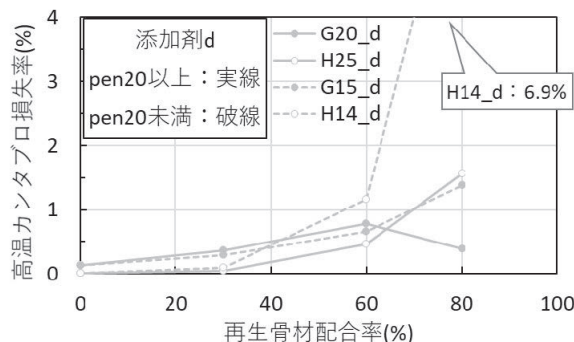


図-9 高温カンタブロ損失率（添加剤 d）

高温カンタブロ損失率、圧裂強度比のプロットおよび算出した近似式を図-10に示す。既往研究<sup>2)</sup>と同様に、圧裂強度比20以下で高温カンタブロ損失率は増加した。近似式から圧裂強度比20以下の高温カンタブロ損失率は2.40%以上となった、これらを本研究における高温時のひび割れが生じやすいしきい値（仮定）とした（図-10中破線）。また、室内で繰り返し再生された再生混合物で同様の評価を行った既往研究<sup>2)</sup>で得られた近似式から算出した圧裂強度比20以下の高温カンタブロ損失率のしきい値は1.04%（仮定）であった（図-10中点線）。

本研究と既往研究<sup>2)</sup>の結果から得られた高温時のひび割れが生じやすい高温カンタブロ損失率のしきい値が異なる原因として、本研究で用いた再生骨材は、実際のアスファルト混合所で採取したものであるため、改質アスファルトが含まれている可能性、骨材の破碎状態が異なっていることおよび、得られた圧裂強度比や高温カンタブロ損失率の値の範囲が異なるため、算出される近似式が異なったことなどが考えられる。

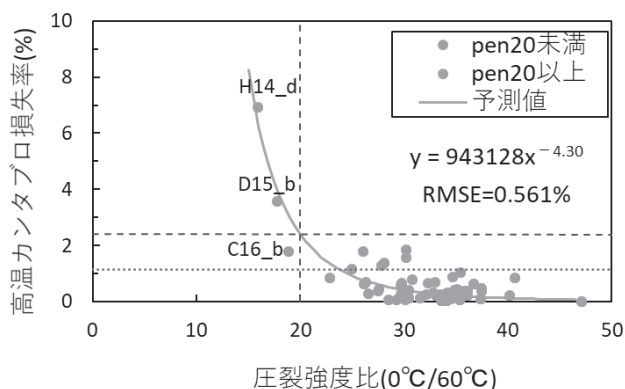


図-10 高温カンタブロ損失率と圧裂強度比の関係

これらの二つの高温カンタブロ損失率のしきい値（2.40%、1.04%）以上および、圧裂強度比 20 以下で「高温時にひび割れが生じやすい」とされた再生混合物は、いずれも旧アスファルト針入度 20 未満で R 率 80% の H14\_d、D15\_b および、C16\_b であった。このことから、旧アスファルト針入度 20 未満で R 率が高く、飽和分を多く含む添加剤を用いた再生混合物で高温時にひび割れが生じやすいと考えられる。

#### 4. まとめ

各地域のアスファルト混合所で実際に使用されている再生骨材および成分の異なる添加剤を用いて、R 率 0～80% で再生混合物を作製し、圧裂試験および高温カンタブロ試験を行った。また、同一の再生骨材を室内で熱劣化させ、針入度 20 未満とした再生骨材を作製し、同様に再生混合物の作製および混合物試験を行った。結果を以下に示す。

- ・圧裂強度比は、R 率が高くなるほど減少する傾向にあった。特に、旧アスファルト針入度 20 未満で、飽和分系の添加剤で再生された再生混合物でその傾向は顕著であり、圧裂強度比が 20 以下となった。
- ・旧アスファルト針入度 20 未満の再生混合物で、高温カンタブロ損失率が高くなった。その傾向は、R 率が高く、飽和分が多い添加剤で再生された再生混合物はより顕著であった。
- ・圧裂強度比と高温カンタブロ損失率は高い相関があり、圧裂強度比 20 以下で高温カンタブロ損失率は増加した。特に、旧アスファルト針入度 20 未満の R 率 80%、飽和分系の添加剤を用いた再生混合物で、圧裂強度比 20 以下かつ、高い損失率となった、これらはひび割れが生じやすいと考えられる。

これらの結果は、室内での繰り返し劣化・再生で得られた結果と同様であった。このことから、再生混合物の高温時のひび割れ抵抗性の評価として、圧裂強度比および高温カンタブロ損失率の適用性が確認された。

#### 5. 謝辞

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

所属：大林道路株式会社

#### <参考文献>

- 1) 新田弘之, 田湯文将, 川島陽子, 川上篤史, 「繰り返し再生したアスファルトの性状における再生用添加剤の組成の影響」, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), 2019 年 75 巻 1 号 p. 59-67, 2019.
- 2) 川上篤史, 新田弘之, 藪雅行, 掛札さくら, 川島陽子, 「繰り返し再生したアスファルト混合物への再生用添加剤と再生骨材配合率の影響」, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol. 76, No. 2, 舗装工学論文集第 25 巻, I\_251- I\_259, 2020.
- 3) 公益社団法人日本道路協会, 「舗装調査・試験法便覧」, 2019.
- 4) 建設省関東技術事務所, 「昭和 56 年度試験道路における試験調査報告書」, 建設省, 1982.
- 5) 平戸利明, 姫野賢治, 村山雅人, 高橋将人, 高橋修, 「応力緩和に着目した縦表面ひび割れの発生メカニズムとその要因」, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol. 72, 舗装工学論文集第 21 巻, I\_203- I\_210, 2016.
- 6) 田湯文将, 新田弘之, 川上篤史, 川島陽子, 「アスファルト混合物の疲労破壊抵抗性に関する評価方法の検討」, 第 33 回日本道路会議, 3055, 2019.



# コンクリート舗装における版の温度が荷重伝達率に与える影響

チーム名等 舗装チーム  
氏 名 枝廣 直樹

## 1. まえがき

1955年に「セメントコンクリート舗装要領（日本道路協会）」が発刊された際、日本国内におけるコンクリート舗装（以下、「Co舗装」という。）の比率は、道路延長の約30%を占めていた<sup>1)</sup>。しかし、1960年代自動車保有台数の急激な増加に対し、道路整備が急務となり初期コストが低く、早期交通解放が可能なアスファルト舗装（以下、「As舗装」という。）が多く採用された。Co舗装は養生期間が長い、初期コストが高いことから、当時の社会情勢に適しておらず、Co舗装比率は急激に減少し、現在では道路延長の約5%にまで減少した<sup>2)</sup>。

一方、Co舗装はAs舗装と比較し耐久性が非常に優れており、Co路面のまま30年以上供用された例も多く存在している。近年、舗装の長寿命化、ライフサイクルコスト（以下、「LCC」という。）の削減など効果的な修繕の実施が求められている中、高耐久性というCo舗装の長所を十分に活かすための適切な維持管理が重要である。

適切な維持管理を実施するには、Co舗装における目地部やひび割れ部の荷重伝達機能からCo舗装の健全性を判断する必要がある。Co舗装の健全性は、主に重錘落下式たわみ測定装置（図1<sup>3)</sup>）（以下、「FWD」という。）による載荷版直下のたわみ量  $D_0$  と荷重伝達率  $E_{ff}$  により評価されている。過去の知見より、Co版の温度や目地の形状・幅が  $E_{ff}$  に影響<sup>4,5)</sup>することは報告されている一方で、その関係は必ずしも明らかにされていない。

このような背景のもと本研究では、舗装走行実験場Co舗装工区において、これまでに実施したFWD調査結果を取りまとめ、収縮目地ならびに誘発ひびわれについてCo版の温度が  $E_{ff}$  に与える影響について検討した。

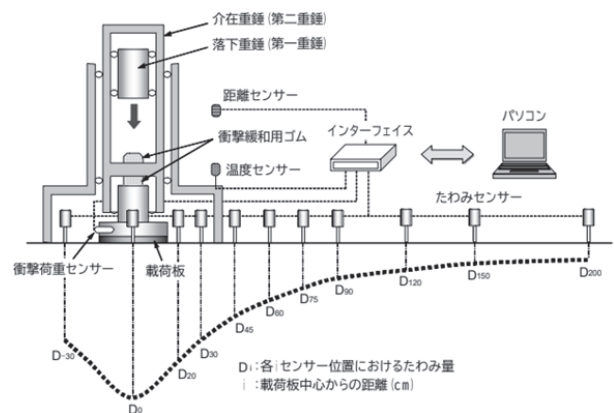


図1 FWD構成例<sup>3)</sup>

## 2. 検討概要

土木研究所では、2008年に図2に示す構造のCo舗装を舗装走行実験場の中ループに施工し、荷重車による促進載荷試験（写真1）（49kN換算輪数にて40万輪/年の走行）を行い、追跡調査として定期的にFWD測定を実施している。本検討では、Co版の温度と荷重伝達率との関係を把握するため、図3の収縮目地（FWD測定箇所:2,16）、誘発ひび割れ（FWD測定箇所:4,18）に着目し検討を行った。



写真1 荷重車による促進載荷試験

収縮目地 2 と 16、誘発ひび割れ 4 と 18 の違いは、それぞれ As 中間層の有無である。なお、誘発ひび割れ 4 と 18 はダウエルバーを設置しない構造となっている。

FWD 調査は各測定箇所において 98kN で載荷し、 $D_0$  および  $D_{300}$  を算出した。また、 $E_{ff}$  は式 (1) より算出し、Co 版の温度は Co 舗装表面から 2.5cm の位置に埋設した熱電対により測定した値を用いた。

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

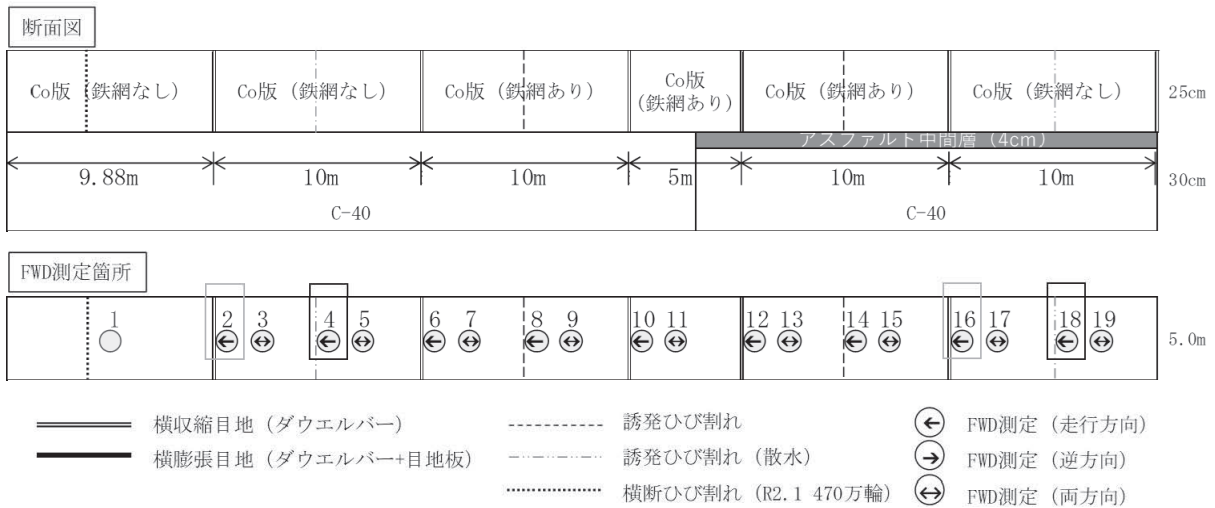


図 2 Co 舗装工区における FWD 測定箇所

### 3. 調査結果

490 万輪走行後 (2008 年 1 月～2020 年 8 月) までの FWD 調査結果について、図 3 に収縮目地 (FWD 測定箇所: 2, 16) における  $D_0$  と  $E_{ff}$  の経時変化、図 4 に Co 版温度との関係を示す。

FWD 測定箇所 2 と 16 における  $D_0$  と  $E_{ff}$  の経時変化 (図 3) では、輪数の増加に伴い  $E_{ff}$  の緩やかな低下が確認される。FWD 測定箇所 2 は、300 万輪以降に約 70% で推移している。FWD 測定箇所 16 は、260 万輪以降に荷重伝達が不十分とされる 65% 以下を示しており、ダウエルバーの損傷や路盤支持力低下、版下の空洞化といった目地部の健全性低下が懸念される結果が得られた。また、 $D_0$  と  $E_{ff}$  の Co 版温度 (図 4) では、Co 版温度によらず  $D_0$  と  $E_{ff}$  に大きな変化はなく、目地部の荷重伝達率の低下を示す箇所における Co 版温度の影響は確認できなかった。

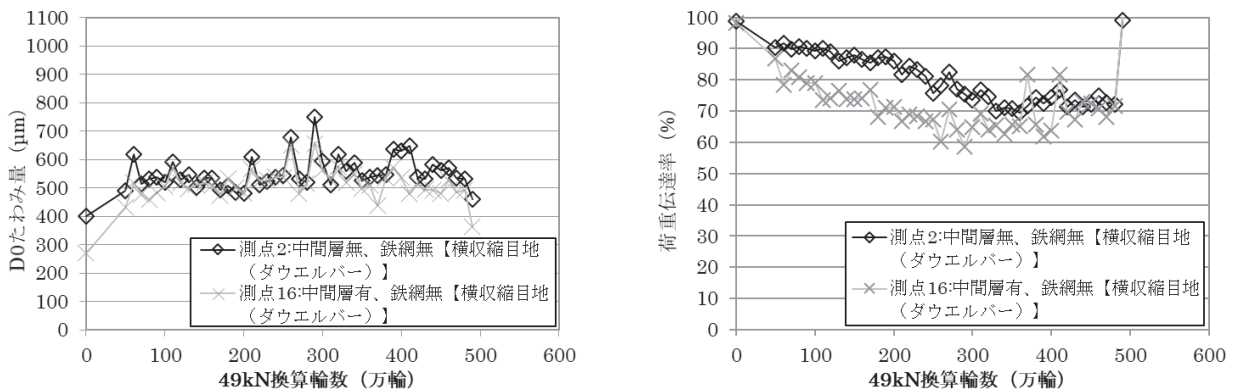


図 3 収縮目地部における  $D_0$  と  $E_{ff}$  の経時変化

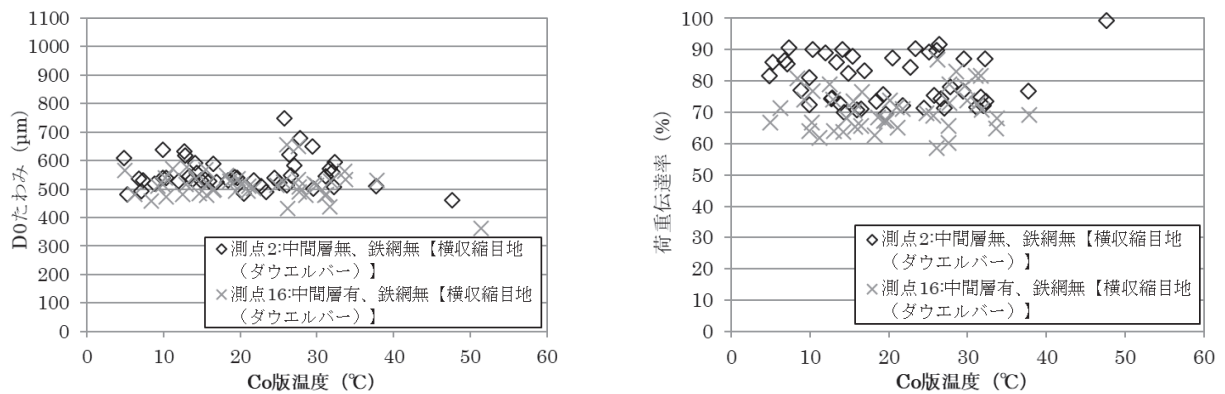


図4 収縮目地部における  $D_0$  と  $E_{ff}$  と  $Co$  版温度の関係

図5に誘発ひび割れ(FWD測定箇所:4,18)における  $D_0$  と  $E_{ff}$  の経時変化、図6に  $Co$  版温度との関係を示す。

FWD測定箇所4と18における  $D_0$  と  $E_{ff}$  の経時変化(図5)では、 $E_{ff}$ が30%程度と低い値で推移しているが、約300万輪以降は夏季の調査において65%以上を示す結果が得られた(図中①~⑤)。そこで、 $E_{ff}$ と  $Co$  版温度の関係(図6)について確認したところ、FWD測定時の  $Co$  版温度が高いと  $D_0$ は減少傾向、 $E_{ff}$ は増加傾向を示していた。この要因として、誘発目地は図7に示すように骨材のかみ合わせで荷重を伝達しており、 $Co$  版温度が高い場合は  $Co$  版が膨張し骨材同士が強かみ合うことで  $E_{ff}$ が増加したと考えられる。

以上の結果から、 $E_{ff}$ は  $Co$  版温度の影響を受ける可能性があり、 $Co$  舗装の健全性を評価する場合は、 $Co$  版温度の影響を考慮した評価や測定時期の設定が必要であることが示唆された。

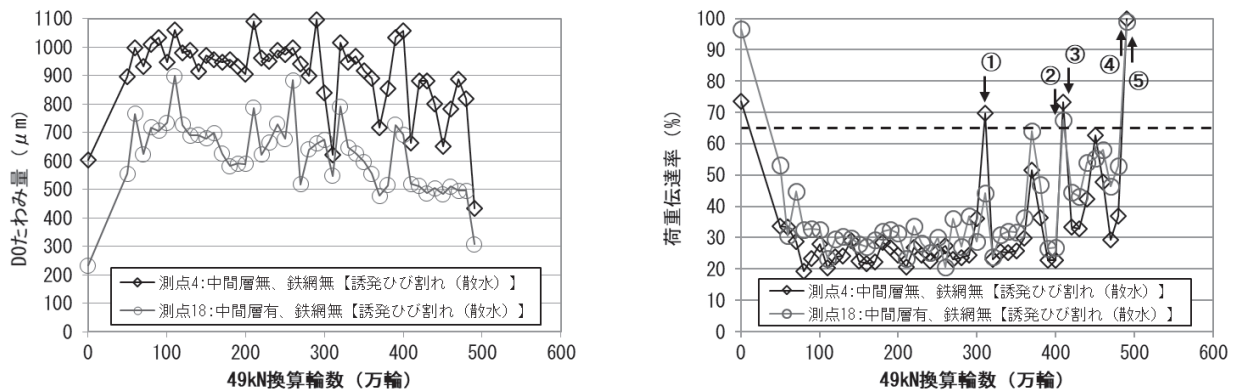


図5 誘発ひび割れにおける  $D_0$  と  $E_{ff}$  の経時変化

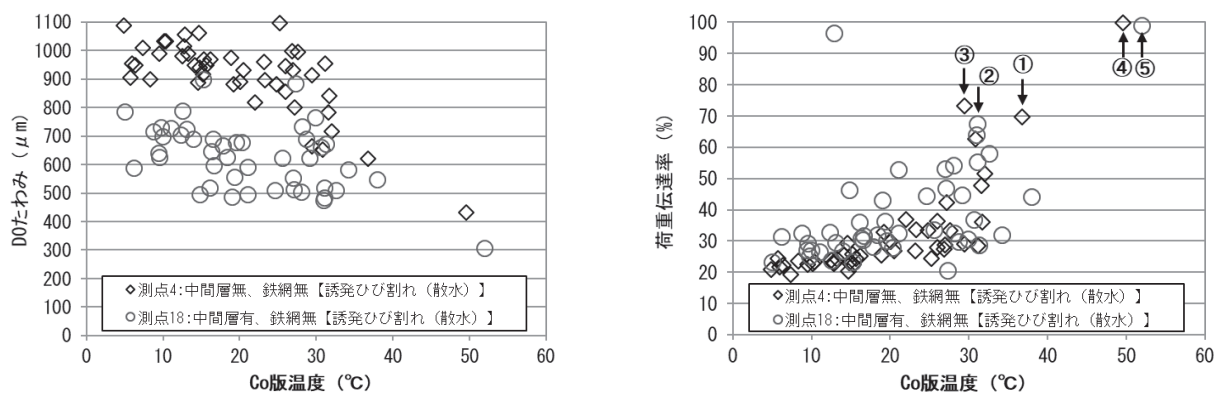


図6 誘発ひび割れにおける  $D_0$  と  $E_{ff}$  と  $Co$  版温度の関係

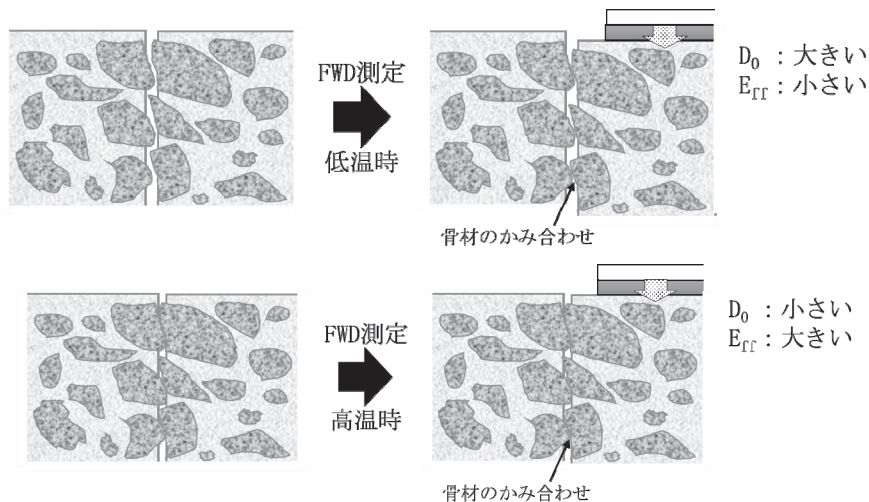


図7 Co版温度における骨材のかみ合わせイメージ

#### 4. まとめ

本研究の成果をまとめると以下のとおりである。

収縮目地においては、

- ・ Co版温度によらず  $D_0$  と  $E_{ff}$  に大きな変化はなく、目地部の荷重伝達率の低下を示す箇所における Co版温度の影響は確認できなかった。

誘発ひび割れにおいては、

- ・ FWD測定時の Co版温度が高いと  $D_0$  は減少傾向、 $E_{ff}$  は増加傾向を示していた。
- ・ この要因として、誘発目地は骨材のかみ合わせで荷重を伝達しており、Co版温度が高い場合はCo版が膨張し骨材同士が強くかみ合うことで  $E_{ff}$  が増加したと考えられる。
- ・ Co舗装の健全性を評価する場合は、Co版温度の影響を考慮した評価や測定時期の設定が必要であることが示唆された。

#### 5. 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：アオイ化学工業株式会社

#### <参考文献>

- 1) 岩間滋、「技術展望 コンクリート舗装の歴史」、土木学会論文集、No. 451、V-17、pp. 7-11、1992年8月
- 2) 国土交通省、道路統計年報2020 道路実延長内訳の総括表、  
<https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/2020/nenpo02.html>
- 3) 独立行政法人土木研究所、「FWD(重錘落下式たわみ測定装置)検定施設」、土木技術資料、48-7、2006年
- 4) 小梁川雅ほか、「コンクリート舗装のFWD試験結果に対する版内温度差の影響に関する研究」、土木学会舗装工学論文集、第3巻、pp. 79-84、1998年12月
- 5) 福手勤・八谷好高、「コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能」、土木学会論文報告集、第343号、pp. 239-246、1984年3月
- 6) 舗装委員会舗装設計施工小委員会、コンクリート舗装ガイドブック、p288、公益社団法人日本道路協会、2016年3月25日



# 低強度材料を用いたはく落防止対策工の耐力評価に関する研究

チーム名等 トンネルチーム  
氏 名 前田 洗樹

## 1. まえがき

国内の道路トンネルは約 1.1 万箇所あり、建設後 50 年を経過したトンネルの割合は、現在は約 22%であるのに対し、10 年後には約 36%に増加するとしている<sup>1)</sup>。このような状況のなか、道路トンネル定期点検要領<sup>2) 3)</sup>に基づいた点検が 1 巡目した結果の分析<sup>4)</sup>によれば、早急に補修・補強といった対策が必要なトンネル(健全性がⅢまたはⅣ相当)は全体の 3 割以上存在することが報告されている。

また、建設年代の古いトンネルの中には、断面が小さく建築限界に余裕がないトンネルや、歩道や路肩が狭隘なトンネルが存在するとともに、外力が作用した、あるいは、経年劣化が進行したトンネルでは外力によるひび割れやうき、はく離、はく落、さらに漏水等の変状が多数存在し、利用者被害の発生が課題となっている。このようなトンネルで用地の制約等により新規にトンネルを建設することができない場合は、防水化が可能となる覆工の打替、インバート設置等を含めた大規模な更新が必要となっている。

今後、このような対応を要するトンネルが増加する傾向にあると考えられるが、既設のトンネルに変状が発生した場合の対策工の選定は、個別の変状に対して過去の経験や実績等による場合が多く、未確立な面が残されている。さらに、変状発生要因別に適切な対策工法を選定するためには高度な知識と経験が必要であるとともに、補修・補強を実施するには長時間の交通規制を伴うため、社会的コストへの影響を最小限に抑えるために補修・補強工の耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。

このような背景のもと、本研究では、より効果の高い、施工性や維持管理性に優れた、新たな補修・補強工法の提案に対する要請に応えることを目的に、それらに優れたトンネルのはく落防止対策工の開発、耐荷力評価および設計手法の検討を行ってきた。

## 2. 研究目的

山岳トンネル工法 (NATM) により建設された道路トンネルに発生するうき・はく離の面積は、0.1m<sup>2</sup>未満が 92%以上、0.2m<sup>2</sup>未満が 95%以上を占めており小規模のことが多いことが報告<sup>4)</sup>されている。それらうき・はく離に対するはく落防止対策工の開発においては、対象とするはく落塊の規模を限定し、従来の対策工と比較して低強度の材料を用いることにより、経済性や施工性等の向上が期待される。一方、使用する材料の強度特性や繊維の構造等によっては、荷重-変位特性、破壊形態等について、従来の対策工とは異なる性能を示す可能性が考えられる。さらに、対策工の耐荷力特性の評価方法は、その破壊形態によって異なることが考えられ、従来の対策工と破壊形態が異なる場合、新たな耐荷力特性の評価方法の設定が必要と考えられる。

本研究では、従来から適用実績が多い炭素繊維を用いた従来工法と比較して、低強度の材料を用いた対策工を対象に、はく落抵抗性能を評価するための基礎資料を得ることを目的として押抜き試験を実施し、荷重-変位特性

や破壊形態、耐荷力特性の評価方法の分析等を行った。

### 3. 試験方法

押抜き試験は、はく落塊を模した押抜き部を設けたコンクリート供試体に対策工を設置し、ジャッキを用いて変位制御により載荷した(図-1)。押抜き部は、コンクリート供試体と5mm程度の隙間を設けて作成し、隙間には対策工が流入しないようコーキング材による処理を施した。対象とした対策工は、表-1に示すように、Case1はオリフィン素材とする対策工(以下、「網状シート」と称する)、Case2はウレタン素材とする対策工(以下、「塗布シート」と称する)、Case3は炭素繊維素材とする従来から適用実績が多い対策工(以下、「従来工法」と称する)の3種類とした。網状シート・塗布シートの引張強度・引張弾性係数は、従来工法と比較し十分に小さい特性を示す(表-1)。また、網状シート・塗布シートの特徴として、透過性を有する(写真-1のように施工後においてもコンクリート表面の状況を確認できる)こと、コンクリート供試体の下地処理(ケレン)後の施工性が良い(網状シートは接着剤を塗布し網状シートを貼付する2工程、塗布シートはプライマー塗布し樹脂材料をローラーにて塗布する2工程)こと等があげられる。

計測項目は、押抜き载荷による変位(変位(mm))、押抜き载荷に対する抵抗荷重(荷重(kN))とした。また、変位の増加に伴いはく離状態等を観察した。

### 4. 試験結果

#### 4.1 低強度材料を用いた対策工の荷重-変位特性

図-2に荷重と変位の関係を示す。Case1網状シートの荷重は、変位の増加に伴い増加し、変位18mmにて最大1.47kNとなった。その後、荷重は低下し変位20mmにて0.94kN程度となった。Case2の塗布シートの荷重は、変位の増加に伴い増加し、変位9.2mmにて最大0.70kNとなった。その後、荷重は低下し変位16mmにて0.40kNとなった。それ以降の荷重は、変位の増加に伴う変化は小さく、微増あるいは横ばいとなった。一方、Case3従来工法の荷重は、網状シート・塗布シートと比較して十分に大きく、変位の増加に伴い荷重が増加し、変位が20mmにて最大11.3kN

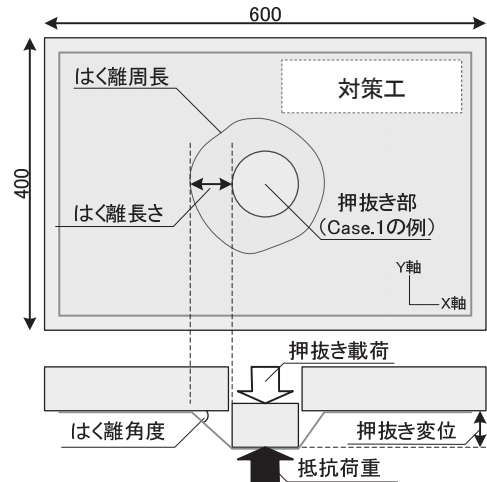
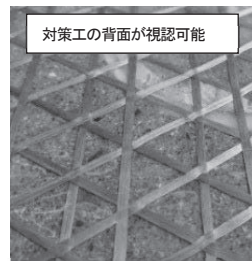


図-1 試験状況(単位:mm)

表-1 材料特性

Case番号	Case1	Case2	Case3
材料	網状シート	塗布シート	従来工法
素材	オリフィン	ウレタン	炭素繊維
引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	35	40	4,124
引張弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	409	14	262,000
シート厚(mm)	0.33	0.16	0.0556



(a)Case1 網状シート

(b)Case2 塗布シート

写真-1 荷重と変位

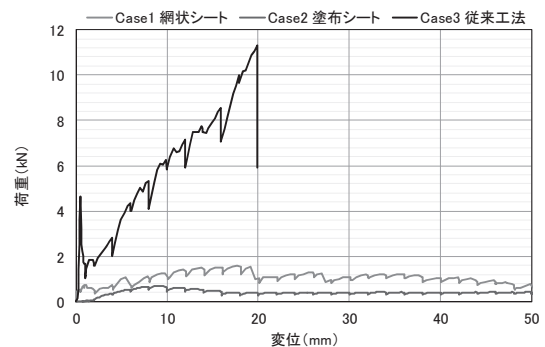


図-2 荷重と変位

となった。

## 4.2 低強度材料を用いた対策工の破壊形態

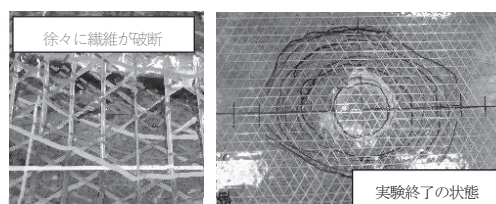
写真-2 に対策工の観察結果を示す。写真-2(a)に示した Case1 では変位の増加に伴いはく離が進行するものの、各層の繊維が独立した挙動を示し、徐々に繊維が破断した。

写真-2(b)に示した Case2 ではシートのはく離と比較して変形が進行し変位 32mm で寸法 2mm 程度の部分的な破断が確認され、変位 50mm 程度で破断が拡大し、はく離の進展は停止した。一方、写真-2(c)に示した Case3 では変位の増加に伴うはく離の進展が供試体端部に到達するまで繊維の破断は確認されなかった。

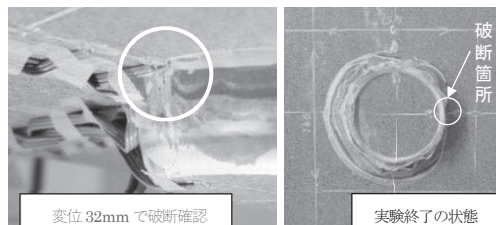
ここで、既往の研究<sup>5)</sup>では、炭素繊維を用いた従来工法の場合、変位の増加により繊維が破断することなくはく離が概ね均等に進展し、はく離周長に比例して荷重が増加する結果が得られており、その耐力は単位はく離強さ（荷重／はく離周長）をもとに評価できるとしている。本実験結果について、荷重とはく離周長の関係を図-3 に示す。Case3 の場合、既往の研究の結果と同様に、はく離の進展（=はく離周長の増加）に伴い荷重が一定の割合で増加していることがわかる。一方、Case1 の場合、はく離は進展するものの荷重の増加は限定的であり、Case2 の場合、はく離の進展が限定的で荷重の増加も限定的であった。この結果から、低強度の材料を用いた対策工では、荷重-変位特性や破壊形態が従来工法と異なるため、従来の単位はく離強さのみでは耐力特性の評価が難しいことがわかる。

## 4.3 単位繊維荷重による照査

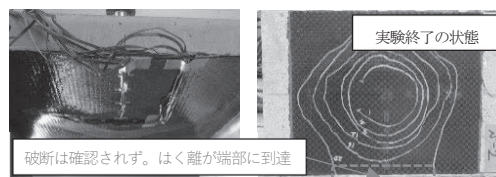
Case1 のように繊維が独立して挙動し荷重を受け持つ構造の場合、破壊形態を踏まえると、繊維強度×繊維本数でシート耐力を評価できると考え、単位繊維荷重（押抜き荷重／有効繊維本数  $n$ ）を算出して各ケースで比較を行った。ここで、有効繊維本数は、押抜き部と供試体をつなぐ繊維の本数であり、1 本破断あるいは端部はく離するごとにマイナス 1 本となる。すなわち、耐力力として有効に機能している繊維の本数である。図-4 に単位繊維荷重と変位関係を示す。単位繊維荷重は、変位の増加に伴い変動するもの



(a) Case1 網状シート



(b) Case2 塗布シート



(c) Case3 従来工法

写真-2 対策工の観察結果

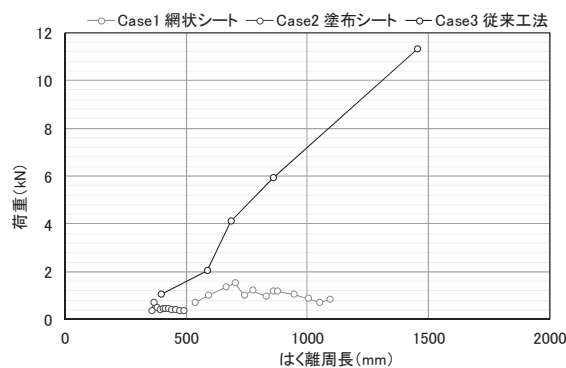


図-3 荷重とはく離周長

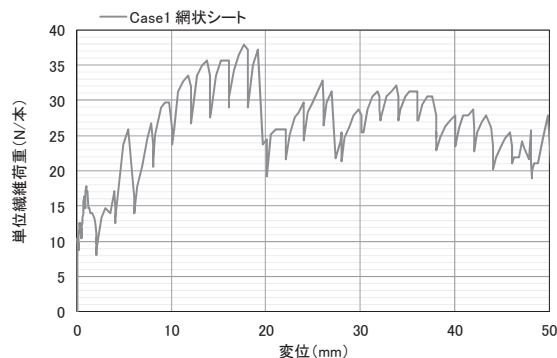


図-4 単位繊維荷重と変位

の、概ね 20~35 (N/本) で推移する結果となり、シートの仕様によっては単位繊維強度も考慮してシート耐力を評価する必要があると考えられる。

以上より、従来工法と比較して低強度の材料を用いた対策工のはく落抵抗性能に関して以下の知見が得られた。

- ◆網状シートのような繊維の編込み構造を有するシートでは、従来工法と異なり、各層の繊維が独立した挙動を示し、はく離が進展するものの荷重の増加は小さい。このような破壊形態に対しては、単位はく離強さに加えて、単位繊維強度も考慮してはく落抵抗性能を評価する必要があると考えられる。
- ◆塗布シートのような樹脂材料を塗布し塗膜を形成するシートでは、従来工法と異なり、シートのはく離と比較して材料の伸びが先行し、局所的な破断が発生し破断が進展する。はく離の進展は限定的で荷重の増加は小さい。

## 5. 結論

本研究では、従来から適用実績が多い炭素繊維と比較して、低強度の材料を用いた対策工についてはく落抵抗性能を評価するため押抜き試験を実施した。その結果、網状シートのような繊維の編込み構造を有するシートでは、従来工法と異なり、各層の繊維が独立した挙動を示し、はく離が進展するものの荷重の増加は小さく、このような破壊形態に対しては、単位繊維強度も考慮してはく落抵抗性能を評価する必要があると考えられる。さらに、塗布シートのような樹脂材料を塗布し塗膜を形成するシートでは、従来工法と異なり、シートのはく離と比較して材料の伸びが先行し、局所的な破断が発生し破断が進展した。また、塗布シートのはく離の進展は限定的で荷重の増加は小さい結果となった。

今後は、これらの結果を踏まえ、従来工法と比較し低強度の材料を用いる場合の荷重-変形特性や破壊形態等を考慮した性能評価手法の検討や、現場適用の際の留意事項の整理等が必要である。

## 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、森本主任研究員に深く感謝いたします。また、日頃の勉強会等を通じて、多くの知識や示唆をいただいたトンネルチームの皆様にも感謝いたします。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

## <参考文献>

- 1) 国土交通省 道路局：道路メンテナンス年報、令和2年9月
- 2) 国土交通省道路局：道路トンネル定期点検要領、平成31年2月
- 3) 国土交通省道路局国道・技術課：道路トンネル定期点検要領、平成31年3月
- 4) 森本智、日下敦、吉岡和哉、長谷川慶彦：NATMにより建設された道路トンネルにおける材質劣化に起因する変状の実態、土木技術資料、第61-4巻、pp.24-27、2019.4
- 5) 石村利明、真下英人、箱石安彦：既設トンネルのはく落防止対策工の耐力評価に関する一考察、土木学会トンネル工学報告集、第14巻、pp.325-330、2004.11



# はく落対策工の変状状況整理とシート工の変状要因分析

チーム名等 トンネルチーム  
氏 名 松山 彰宏

## 1. まえがき

現在供用中の道路トンネルの多くは矢板工法、NATM 工法によって建設されており、いずれも覆工コンクリートのうき・はく離が多く確認され、これらに対しては利用者の安全性を確保するための措置の一環として、はく落対策工が多く適用されている<sup>1)</sup>。しかしながら、定期点検においてははく落対策工自体の変状も確認されており、更にその変状状況や変状要因、耐久性に関しては不明な点が多い。

## 2. 研究目的

本研究では、はく落対策工の変状状況の把握を目的として、国管理の道路トンネルにおいて「道路トンネル定期点検要領」<sup>2)</sup>に基づいて実施された1巡目定期点検結果（平成26年度～平成30年度）を対象として、はく落対策工の変状状況を整理した。また、そのうち対策の緊急性が高い変状が多く確認されたシート工について変状要因の把握を目的とした分析を行った。

## 3. 1巡目定期点検結果を用いたはく落対策工の変状状況の整理

整理対象トンネルは、1巡目定期点検が行われた国管理の1,590トンネル、総延長1,024kmのうち、山岳工法の1,425トンネル、総延長785.4kmであり、はく落対策工の種類が確認できる変状事例を対象とした。

図-1 に点検結果総括表より変状が確認されたはく落対策工の種類と変状事例数を示す。シート工の変状が623事例確認され、最も多い結果となった。次いで、ネット工が275事例、鋼板接着工が257事例、鋼材補強工が161事例、金網工が16事例確認された。

図-2 に最も多くの変状が確認されたシート工を対象に変状現象毎の対策区分について整理した結果を示す。最も多く確認された変状現象は、シート工のうきの428事例で、そのうち矢板工法の割合が多い結果となった。また、対策の緊急性が高い変状として対策区分IIIと判定されたシート工のうきはNATMで7事例、矢板工法で26事例確認された。特に矢板工法に関しては、26事例のうち1トンネル（以下、Aトンネル）で25事例を占めていることが確認された。以後、Aトンネルについて詳述する。

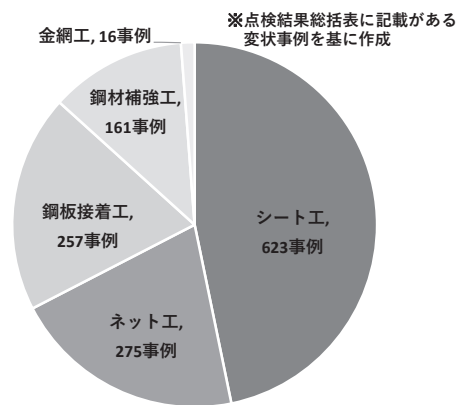


図-1 はく落対策工の変状事例数

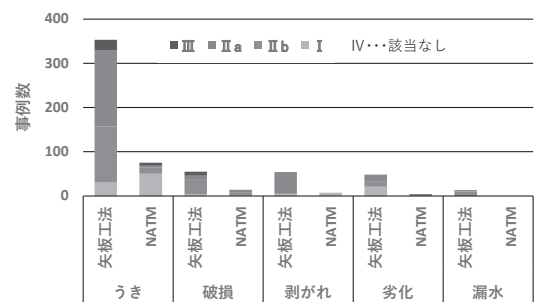


図-2 シート工の変状現象と対策区分

#### 4. 研究方法シート工の変状要因に関する分析

##### 4.1 分析対象及び分析方法について

上記の整理結果を踏まえて、A トンネルを対象としたシート工の変状要因に関する分析を行った。分析にあたってはトンネル管理者から協力を得て、過去の定期点検結果と対策工の設計資料を踏まえて実施した。なお、過去の定期点検結果に関しては、「道路トンネル定期点検要領(案)」<sup>3)</sup>に準じた2回の定期点検(平成22年12月、平成24年12月)と「道路トンネル定期点検要領」<sup>2)</sup>に準じた1回の定期点検(平成26年12月)の計3回を参考にした。

表-1にAトンネル及びシート工の主な諸元を示す。Aトンネルは昭和49年に矢板工法で建設された延長737m(89スパン)のトンネルである。シート工はトンネル内に101箇所設置され、シート素材はガラス繊維が使われていた。平成26年定期点検時点で対策後約14年が経過している状態であった。図-3に横断目地跨ぎ部におけるシート工の概要図を示す。シート工は導水処理としてU型断面(幅100mm、深さ80mm)を形成し、ゴムによる導水路を設け、表面をエポキシ樹脂材によって覆った上でガラス繊維シートを施工している。温度伸縮による目地部の動きに対応する自由長は確認できない。図-4に幅1.5mm以上のひび割れ及び漏水が確認されている箇所におけるシート工の概要図を示す。シート工は導水処理としてV型断面(幅100mm)を形成し、ホースによる導水路を設けて止水材を充填し、表面をエポキシ樹脂材によって覆った上でガラス繊維シートを施工している。

本分析では変状要因として横断目地伸縮と漏水に着目した。そのため、Aトンネルにおける全てのシート工を分析対象とし、変状写真及び変状展開図よりシート工の対策部位(一般部、横断目地跨ぎ部)、石灰分析出を含む漏水状況(シート工表面の漏水有無)を整理し、シート工の変状要因を分析した。

##### 4.2 分析結果

図-5に過去3回の定期点検結果より整理したAトンネ

表-1 Aトンネル及びシート工の諸元

項目	諸元
トンネル工法	矢板工法
トンネル完成年	昭和49年
トンネル延長	737m
スパン数	89スパン
シート施工年	平成13年3月
シート素材	ガラス繊維
導水処理	以下の条件では溝切工を適用した上でシート工を施工 「横断目地跨ぎ部」、「幅1.5mm以上のひび割れ」、「漏水箇所」
横断目地部への適用方法	自由長の適用はなし
その他対策工の適用	裏込め注入工(背面空洞対策)
分析対象点検調査	・第2回定期点検 平成22年12月(対策後約10年経過) ・第3回定期点検 平成24年12月(対策後約12年経過) ・第4回定期点検※ 平成26年12月(対策後約14年経過) ※1 巡回定期点検

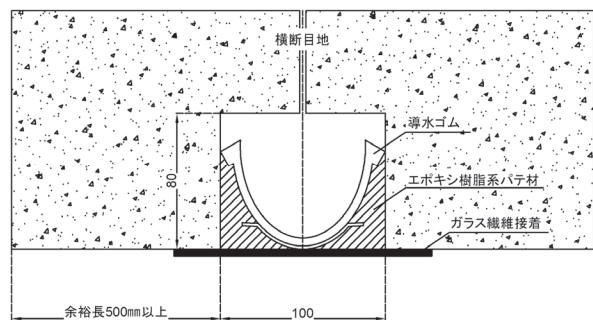


図-3 シート工概要図(横断目地跨ぎ部) (単位: mm)

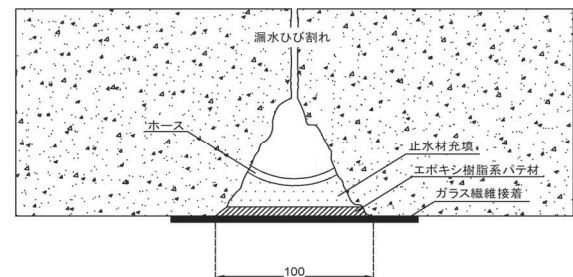


図-4 シート工概要図(1.5mm以上のひび割れ及び漏水部) (単位: mm)

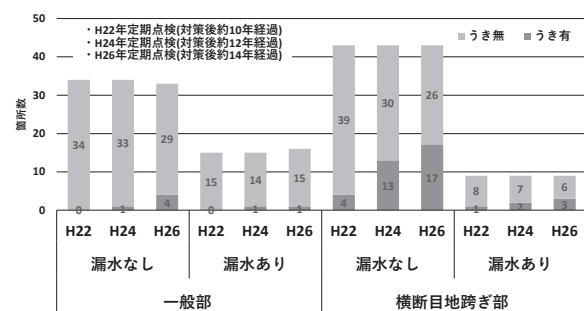


図-5 シート工のうきの発生状況

ルにおけるシート工のうきの発生状況を示す。まず、漏水がシート工に及ぼす影響の観点から、対策部位別に漏水の影響を検討した。最新の平成 26 年定期点検結果に着目すると、シート工のうきは「一般部 漏水なし」では 33 箇所のうち約 12%にあたる 4 箇所、「一般部 漏水あり」では 16 箇所のうち約 6%にあたる 1 箇所が発生している。同様に「横断目地跨ぎ部 漏水なし」では 43 箇所のうち約 40%にあたる 17 箇所、「横断目地跨ぎ部 漏水あり」では 9 箇所のうち約 33%にあたる 3 箇所が発生している。また、平成 22 年～平成 26 年の定期点検結果（対策後約 10 年以降の 5 年間）におけるシート工のうきの推移に着目すると、「一般部 漏水なし」では 0 箇所から 4 箇所、「一般部 漏水あり」では 0 箇所から 1 箇所に増加している。同様に「横断目地跨ぎ部 漏水なし」では 4 箇所から 17 箇所、「横断目地跨ぎ部 漏水あり」では 1 箇所から 3 箇所に増加している。これらの比較の結果、漏水によりシート工のうきの発生数が増加する傾向は確認できなかった。これは、導水処理として適用された溝切工がシート工における漏水を防ぐことで、漏水によるシート工の劣化リスクを軽減していることが要因の一つであると考えられる。一方で、図-6 に示す「一般部 漏水あり」において 1 箇所のみ確認されたシート工のうきのように、漏水によってシート工が劣化することで、うきが発生したと想定されるものも確認された。

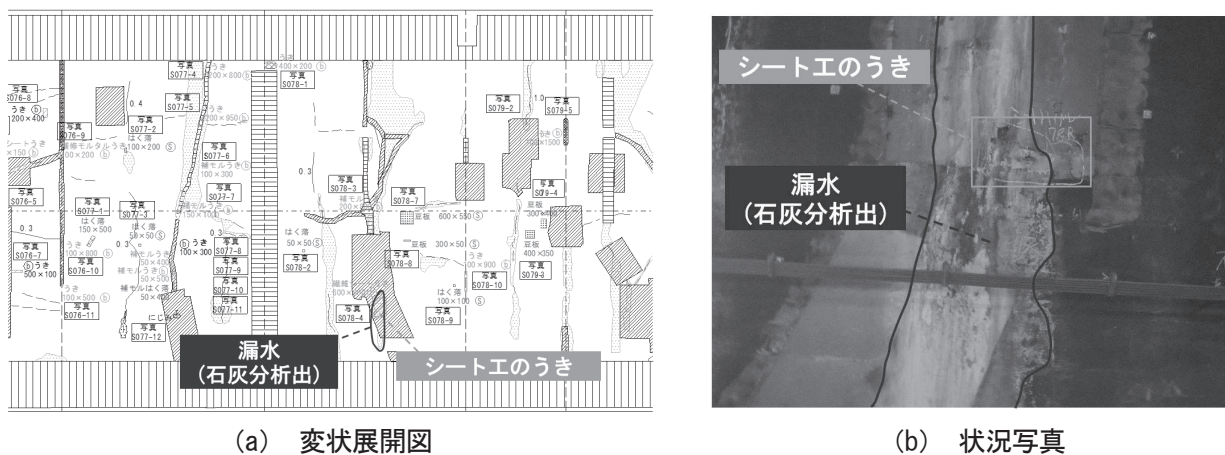
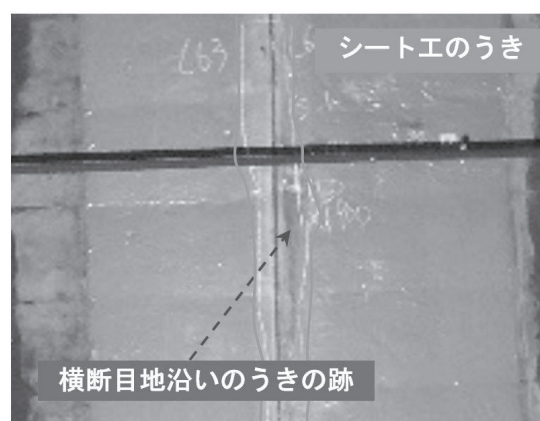
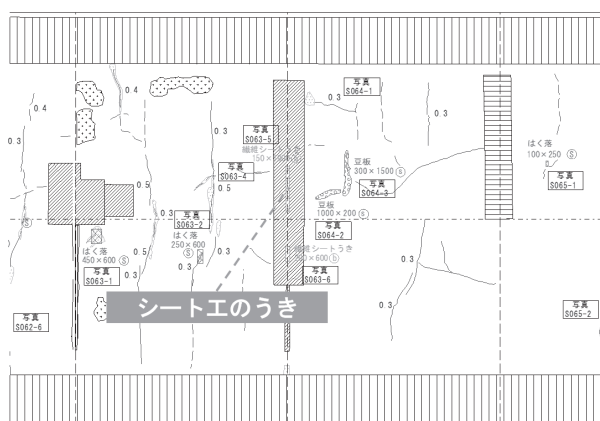


図-6 「一般部 漏水あり」におけるシート工のうきの状況

次に、横断目地伸縮がシート工に及ぼす影響の観点から、漏水状況別に対策部位の違いの影響を検討した。最新の平成 26 年定期点検結果に着目すると、シート工のうきは、「一般部 漏水なし」では 33 箇所のうち約 12%にあたる 4 箇所、「横断目地跨ぎ部 漏水なし」では 43 箇所のうち約 40%にあたる 17 箇所が発生している。同様に「一般部 漏水あり」では 16 箇所のうち約 6%にあたる 1 箇所、「横断目地跨ぎ部 漏水あり」では 9 箇所のうち約 33%にあたる 3 箇所が発生している。また、平成 22 年～平成 26 年の定期点検結果におけるシート工のうきの推移に着目すると、「一般部 漏水なし」では 0 箇所から 4 箇所、「横断目地跨ぎ部 漏水なし」では 4 箇所から 17 箇所に増加している。同様に「一般部 漏水あり」では 0 箇所から 1 箇所、「横断目地跨ぎ部 漏水あり」では 1 箇所から 3 箇所に増加している。これらの比較の結果、横断目地跨ぎ部においてシート工のうきの発生数が増加する傾向が確認され、この傾向は特に「横断目地跨ぎ部 漏水なし」で顕著であった。更に、横断目地跨ぎ部におけるシート工の変状メカニズムの観点から、図-7 に示す当該変状の状況写真に着目すると、横断目地に沿ってシート工がういている黒い跡が確認された。これは横断目地跨ぎ部にて自由長が無いいため、横断目地伸縮を緩和することができず、に局所的に大きなひずみが発生したことによって、当該箇所がシート工の弱部となりうきが発生したと想定される。



(a) 変状展開図 (b) 状況写真  
 図-7 「横断目地跨ぎ部 漏水なし」におけるシートのうきの状況

## 5. まとめ

1 巡目定期点検結果を対象とした既設のはく落対策工の変状状況整理により、対策の緊急性が高い変状としてはシート工のうきが最も多く、特に矢板工法の横断目地跨ぎ部にて多く確認された。これらの変状状況を分析した結果、本分析においては横断目地伸縮の影響を受けたと想定されるうきが多く確認されており、横断目地跨ぎ部へのシート工の適用に関しては、慎重に判断する必要があると考えられる。また、これらの変状に関しては自由長が適用されていないことによる影響が大きいと想定され、特に対策から約10年を経過した後に変状が進行している傾向が確認された。このことから、同様な箇所に対しては点検時において特に注視し、近接目視に加えて触診や打音検査を行い、慎重にシート工の状態を把握することが重要であると考えられる。

今後は分析対象トンネルを増やすとともに、横断目地跨ぎ部に自由長が考慮された場合等の異なる条件下で適用されたシート工の変状状況との比較を行い、シート工の変状要因や耐久性について客観的な分析を行っていく必要がある。

## 6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、日下上席研究員、森本主任研究員並びにトンネルチームの皆様には多大なるご指導を賜りました。また、国土技術政策総合研究所からは分析に必要な1巡目定期点検結果に関するデータを提供頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社エヌイーエス

## <参考文献>

- 1) 道路トンネル維持管理便覧【本体工編】令和2年度版、pp.9、pp.31-32、(公社)日本道路協会、2020.8
- 2) 道路トンネル定期点検要領、国土交通省 道路局国道・防災課、2014.6
- 3) 道路トンネル定期点検要領(案)、国土交通省 道路局国道課、2002.4



# 中小河川の水位予測モデル構築に関する研究

チーム名等 水災害研究グループ  
氏 名 沼田 慎吾

## 1. まえがき

近年、2016年岩手県小本川の氾濫や2017年九州北部豪雨災害、2019年東日本台風災害などの記録的な豪雨により中小河川が氾濫し、逃げ遅れにより多くの方が亡くなっている。地球温暖化に伴う気候変動により洪水の発生頻度は約2~4倍になると予想されており、今後、洪水による被害の増加が懸念される。一方で水位の予測は自治体などの災害対応や住民の避難を支援することが可能であるが、一般的に中小河川の水位予測は難しい。これは洪水到達時間が短く、河道断面も小さいことから水位が急激に上昇しやすいことに起因している。加えて、従来の水位予測では高い技術力と多額の費用が必要であるため、数が多い都道府県管理の中小河川では、全ての河川で水位予測が行われていないのが実状である。このような状況下において、住民の的確な避難行動のために、高精度かつ簡易なリアルタイムの河川水位予測システムを開発することは急務である。

## 2. 研究目的

水災害・リスクマネジメント国際センターでは、内閣府の官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM）の支援により、中小河川でも導入しやすい「短時間で計算可能な」、「安価」、「簡便」、「必要な精度を有する」水位予測システムの開発を行っている。このシステムにより、観測水位が氾濫危険水位等を超過する2時間以上前に水位超過を予測すること、すなわち2時間のリードタイム確保を目標としている。現時点までに約100河川の水位予測システムを構築しており、ここではそのうち1河川について、「SCE-UA法を用いたパラメータの最適化」、「粒子フィルタによる観測水位を用いたデータ同化」の成果を示す。

## 3. 研究方法

### 3.1 モデル構築

#### 3.1.1 対象河川・対象洪水

本研究では、都道府県管理の二級河川であるA川を対象とする（図-1）。A川は、流域面積約54km<sup>2</sup>、幹線流路延長約18kmの中小河川で、流域の土地利用は山地が約8割を占めている。本研究で水位予測の対象とする観測所は河口から約5.4km地点に位置している。対象洪水は近年洪水のうち、氾濫危険水位を超過した2016年9月洪水（台風16号、以下洪水1）、2017年9月洪水（前線、以下洪水2）、2017年10月洪水（台風22号、以下洪水3）とした。

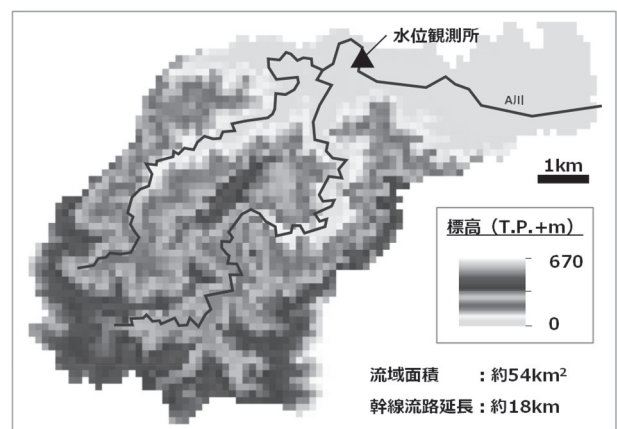


図-1 A川流域概要図

### 3.1.2 流出モデルの構築

流出モデルには、分布型流出モデルである RRI モデル<sup>1)</sup>を使用した。RRI モデルは、気象庁の解析雨量など降雨の時空間分布を与えることができ、表面流出・中間流出を考慮し、河道流量から洪水氾濫まで一体的に解析することができる。流域の地形データは、山崎ら<sup>2)</sup>が日本全域を対象に作成した日本域表面流向マップを使用した。土地利用データは、国土数値情報土地利用細分メッシュデータから設定し、水田、畑地、山地、都市、水域の5分類とした。これらのメッシュサイズは、実現象の再現とリアルタイムの計算コストを考慮して、5秒(約150m)とした。河道は矩形断面とし、幅と深さは流域面積の関数で表現されるレジューム則で設定した。計算水深は等流計算によって算定されたHQ式を用いて、RRIモデルで計算された河道流量から換算した。

### 3.2 パラメータの最適化

従来のパラメータの設定では、あるパラメータで計算、計算値と観測値の波形を比較、比較結果を考慮してパラメータを調整し再計算、という流れを繰り返して最適なパラメータを探索してきた。この方法では、モデル作成者に一定の知識や技術が求められる上に、多数の河川を対象としたパラメータの設定には時間や労力を要してしまう。よって、本研究では、KIMら<sup>3)</sup>が作成したSCE-UA法を用いて最適なパラメータを探索した。SCE-UA法とは、遺伝的アルゴリズムに類似した競争進化、集団混合の概念を組み合わせたパラメータ最適化手法であり、パラメータの候補をグループ分け、グループ内で最適なパラメータを探索、探索結果を踏まえて再びグループ分け、を繰り返すことで最適なパラメータを自動で探索できる。

本研究では、洪水1と3を対象にSCE-UA法によるパラメータの最適化を行い、洪水2で最適化されたパラメータの検証を行った。洪水1と3は、様々な洪水に対応できるパラメータが探索されるように、洪水規模が異なり、波形が2山で複雑な形の洪水という視点で選択した。雨量は解析雨量、評価関数はNash-Sutcliffe値とした。

### 3.3 観測水位を使用したデータ同化

適切にモデルを構築しても、オリジナルデータやモデル構築過程などにおいて、実現象とモデルに少なからず誤差が生じてしまい、それらは水位予測の精度に影響を与える。よって本研究では、予測精度の向上を目的に、観測水位を使用した粒子フィルタによるデータ同化を行った。粒子フィルタは、非線形性や非ガウス性を有する状態空間モデルを対象とし、数値シミュレーションモデルと観測データを逐次的に同化する手法である。詳細については中村ら<sup>4)</sup>の研究成果を参考にされたい。

SCE-UA法の検証洪水である洪水2に対して、粒子フィルタにより不透水層からの初期斜面水深を逐次修正するデータ同化を行った。粒子数は64個、尤度評価関数にはRMSE、リサンプリングはドント式を採用し、システムノイズは0.05とした。各計算期間は同化時刻を基準に過去3時間から将来6時間までとした。本研究では、予測雨量の精度を除外して検証するために、全計算期間に対して解析雨量を与えて計算した。

## 4. 研究結果

### 4.1 最適化結果

最適化されたパラメータでの計算水位と一般的なパラメータでの計算水位を比較した(図-2)。一般的なパラメータとは、RRIモデルマニュアルに記載されている一般値や柿沼ら<sup>5)</sup>の研究成果を参考に設定しており、国内の中

小河川における平均的な値である。洪水 1 では最適化後の計算水位は、ピーク付近から低減において観測水位を再現できているが、立ち上がりでは過大になっている。洪水 3 では最適化後の水位は、立ち上がりの再現性は高いが、1 つ目のピーク (28 日 20:00 頃) は過少に、2 つ目のピーク後の低減 (29 日 5:00 頃) は過大に計算されている。Nash-Sutcliffe 値を比較すると、洪水 1 では一般的なパラメータで 0.84 であったが、最適化後のパラメータで 0.95 となり、洪水 3 は 0.79 から 0.88 となり、いずれも向上している。次に最適化対象外の洪水 2 で最適化されたパラメータを検証する (図-3)。最適化後の水位は、ピーク付近から低減において再現性は良いが、立ち上がりでは過大になっている。また、17 日の中規模程度の洪水は全体として過大である。Nash-Sutcliffe 値はどちらも 0.91 であった。

洪水 3 について、29 日 2:00 頃と 29 日 5:00 頃の雨量は同程度あり、計算水位も雨量に反応して上昇しているが、観測水位は 29 日 5:00 頃の雨量に反応していない。このことから、雨量データなどを検証する必要がある。2017 年 9 月 17 日の洪水で再現性が低いのは、洪水規模が最適化対象の洪水より小さいためと考えられる。つまり、本研究では、氾濫危険水位を超えた洪水 1 と 3 を対象に最適化しており、これにより洪水 2 の氾濫危険水位の超過を再現できたが、避難判断水位程度の洪水の再現はできなかったと考えられる。洪水 1 と洪水 2 の立ち上がりなどに課題は残るものの、洪水 1 と 3 で Nash-Sutcliffe 値は向上し、洪水 2 の値は変化しなかったが、最初の氾濫危険水位の超過を予測でき、ピーク水位の再現性も向上していることから、SCE-UA 法により適切なパラメータを設定できたと考える。

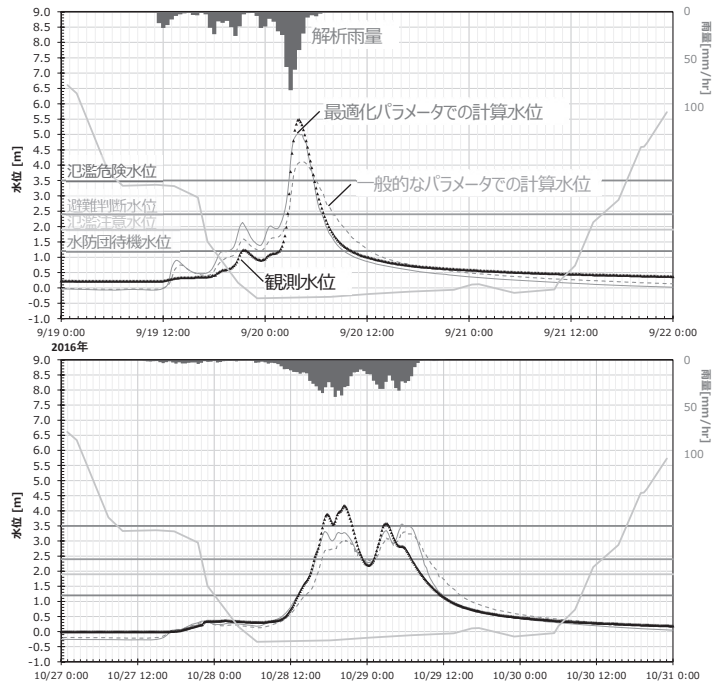


図-2 SCE-UA 法によるパラメータの最適化結果  
上：2016 年 9 月洪水 (洪水 1)  
下：2017 年 10 月洪水 (洪水 3)  
最適化期間はグラフ期間と同じ

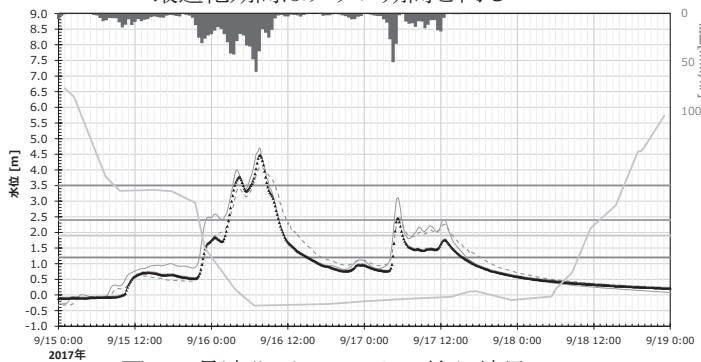


図-3 最適化パラメータの検証結果  
2017 年 9 月洪水 (洪水 2)

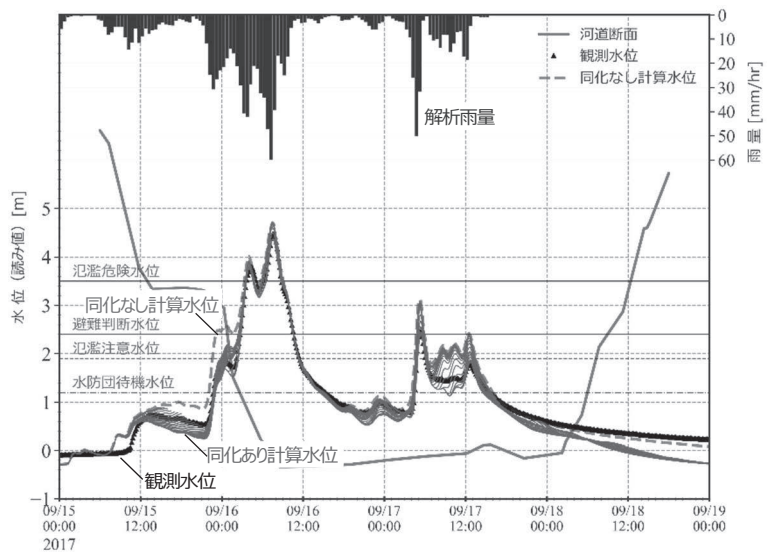


図-4 粒子フィルタによるデータ同化結果

## 4.2 データ同化結果

洪水 2 を対象にしたデータ同化結果を示す (図-4)。破線は、4.1 で示した最適化後のパラメータによるデータ同化なしの計算水位である。細い実線は各時刻での同化ありの計算水位である。水位の立ち上がり (9月15日15:00以降) において、同化ありの計算水位は同化なしよりも観測水位に近づいている。ここで、観測水位は氾濫危険水位を9月16日3:40に超過していた。同化ありの計算水位では9月15日21:30の同化で、9月16日3:30に氾濫危険水位を超過すると予測していることから、リードタイムは6時間10分となった。

パラメータの最適化で再現しきれなかった立ち上がりにおいて、データ同化を行うことで水位が観測水位に近づき予測精度が向上し、リードタイムは目標である2時間を確保できた。

## 5. 結論

SCE-UA 法を用いたパラメータの最適化により、最適なパラメータの探索を自動化することができ、最適化されたパラメータは一般的なパラメータよりも観測水位を精度良く再現することができた。最適化の検証対象とした洪水について、最適化されたパラメータでは水位の立ち上がり課題が残ったが、データ同化により計算水位は観測水位に近づき、予測精度を向上することができた。

今回 A 川を取り上げたが、その他の河川の中には、ある洪水で観測水位は氾濫危険水位を超過していたが、別の洪水では総雨量が同程度にも関わらず、ピーク水位は氾濫危険水位以下となり、水位の応答が必ずしも雨量によらない河川もあった。このような河川での最適化では、一方の洪水で最適化パラメータによる計算水位の再現性が低くなり、最適化が適切に行われなかったことがあった。本研究では、洪水に対する基岩の影響は小さいと判断し、基岩はモデル化していないが、特定の流域では基岩も洪水の流出に影響している可能性もあるため、今後はこういった事例の研究を進めていきたい。

## 6. 謝辞

研究を進めるにあたり、水災害・リスクマネジメント国際センターの皆様には多くのご指導をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。なお、本研究は、内閣府「官民研究開発投資拡大プログラム(PRISM)」の支援により実施された。

所属：室町技術株式会社

## <参考文献>

- 1) 佐山敬洋, 岩見洋一: 「降雨流出氾濫(RRI)モデルの開発と応用」, 土木技術資料, pp.56-6, 2014.
- 2) 山崎大, 富樫冨佳, 竹島滉, 佐山敬洋: 「日本全域高解像度の表面流向データ整備」, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.75 No.5, I\_163-I\_168, 2018.
- 3) Yeonsu KIM, Yasuto TACHIKAWA, Sunmin KIM, Michiharu SHIIBA, Kazuaki YOROZU, Seong Jin NOH: “Short term prediction of water level and discharge using a 2d dynamic wave model with particle filters”, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), Vol.68, No.4, I\_25-I\_30, 2012.
- 4) 中村要介, 小池俊雄, 阿部紫織, 中村和幸, 佐山敬洋, 池内幸司: 「粒子フィルタを適用した RRI モデルによる河川水位予測技術の開発」, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.74, No.5, I\_1381-I\_1386, 2018.
- 5) 柿沼太貴, 中村要介, 伊藤弘之, 池内幸司: 「複数洪水イベントの組み合わせによる洪水予測に適した RRI モデルパラメータの最適化手法に関する検討」, 河川技術論文集, 第26巻, pp.199-204, 2020.



# 既設フーチングの耐荷性能評価手法に関する研究

チーム名等 CAESAR 基礎班  
氏 名 増田 隆宏

## 1. まえがき

H8年道路橋示方書が適用される以前に設計されたフーチングは、レベル2地震動に対する設計が行われておらず、現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>に基づく照査を実施した際、繰り返し荷重を受けるフーチング上面引張主鉄筋に生じる曲げモーメントに対する照査等を満足しない状況が多く認められる。

上記のような時代に建設されたフーチングの実際の損傷については、1995年兵庫県南部地震では上部構造及び橋脚を支持する機能を失うような損傷は認められなかった。一方で、2016年熊本地震では、フーチングにせん断ひび割れが生じ、橋脚の支持機能を失いかけた事例等が認められた。

このように、現行の道路橋示方書に基づく照査において、許容値を満足していないフーチングであるにも関わらず、地震によって機能を失うような損傷が生じる場合、生じない場合が存在する状況にあり、この違いが生じる要因が明瞭になっていない点で、既設フーチングに対する耐震性を適切に評価することが出来ない状況にある。

## 2. 研究目的

フーチングに作用する荷重（曲げモーメント）に着目すると、その作用は図-1に示すように2タイプが存在する。道路橋示方書において、この上面引張曲げモーメントに抵抗する曲げ耐力と、下面引張曲げモーメントに抵抗する曲げ耐力の算定に際して、抵抗する範囲（有効幅 $b$ ）の取り方は異なり、算定される曲げ耐力としては、有効幅を広く取ることが出来る下面引張曲げモーメントに抵抗する曲げ耐力が大きくなる。

このため、既設フーチングに対する曲げ耐力の照査として、照査NGとなる決定要因は、主として上面引張曲げモーメントに抵抗する曲げ耐力であり、この耐力算定時に用いる有効幅 $b$ の取り方をより適切に評価する方法の提案を目的とした。

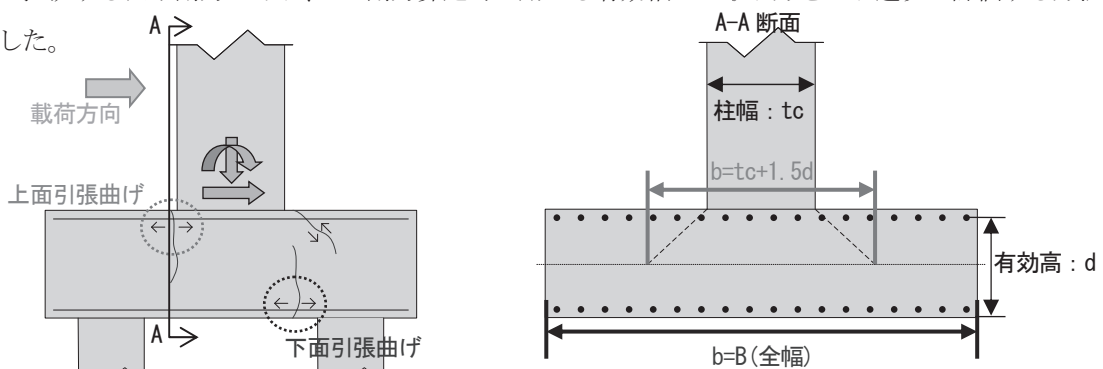


図-1 フーチング曲げ耐力算定に対する有効幅 $b$ の考え方

## 3. 研究方法

### 3.1 研究順序

本研究は、下記の順序で実施した。

- ①：既設フーチングの耐荷性能に着目した荷重試験に対する再現解析【既設フーチング供試体再現解析】

②：①の3次元FEM解析モデルを条件変更し、有効幅bの適切な評価手法を検証【有効幅の検証解析】

### 3.2 既設フーチング供試体再現解析

過去に土木研究所で実施された既設フーチングの耐荷性能に着目した載荷実験<sup>2)</sup>を参考に、3次元FEM解析による再現解析を実施した。対象とする基準供試験体の概要を図-2に示す。

当該供試体は、昭和40年代後半に設計された場所打ち杭基礎を有するフーチングを対象に供試体の構造寸法、配筋が定められている。この供試体に対する載荷試験結果としては、フーチング上面の引張主鉄筋が降伏することによる曲げ破壊型であることが確認されている。

また、当該供試体を対象とした3次元FEM解析に用いるモデル概要を図-3に示す。

**【基準供試体概要】**

①：破壊形態  
⇒・上面引張鉄筋が降伏することによる曲げ破壊型

②：寸法  
⇒・2,500×1,600×650 (mm)

③：配筋状況（フーチング）  
⇒・上面鉄筋 D13-8本（鉄筋量：0.107%）  
・下面鉄筋 D19-16本（鉄筋量：0.486%）  
・スターラップ D16-4本

④：使用材料  
⇒・鉄筋 SD345  
・コンクリート 21N/mm<sup>2</sup>

※試験に際して、上部構造重量を模擬した鉛直荷重（導入軸力）は、PC鋼棒を用いて600kN与える。

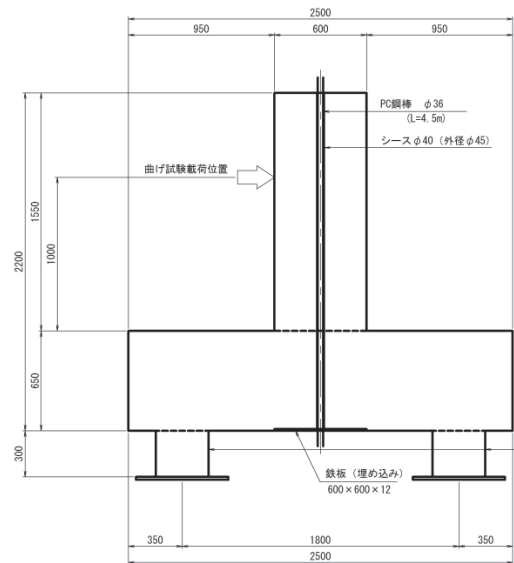


図-2 再現解析に用いる基準供試験体の概要<sup>2)</sup>

**【解析モデル概要】**

①：要素種類  
⇒・コンクリート：ソリッド要素  
・杭外側の鋼管：シェル要素  
・鉄筋：完全付着埋め込み鉄筋要素

②：境界条件  
⇒・鋼管下端の節点三方向の自由度（並進+回転）

③：材料モデル  
⇒・コンクリート構成則（圧縮側）：放物線モデル  
（引張側）：Hordijkモデル  
・ひび割れ面のせん断伝達：AI-Mahaidiモデル  
・ひび割れモデル：Total Strain Crack Model（回転モデル）  
・鉄筋：パイリニアモデル（ひずみ硬化にEs/100の微小値設定）

※導入軸力は、分布荷重によりPC鋼棒の作用力を再現。

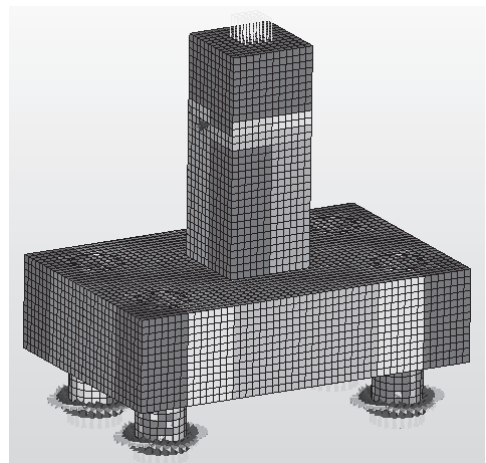


図-3 再現解析モデルの概要

### 3.3 有効幅の検証解析

再現解析を実施した3次元FEM解析モデルを条件変更し、有効幅bとして評価可能な範囲を検証した。解析に用いたモデルを図-4に示す。Case1は、再現解析に用いたモデルである。Case2は、Case1に対して、フーチングの直角方向幅（載荷方向と直交する側の幅）を1,600mmから2,600mmへと拡大したモデルである。

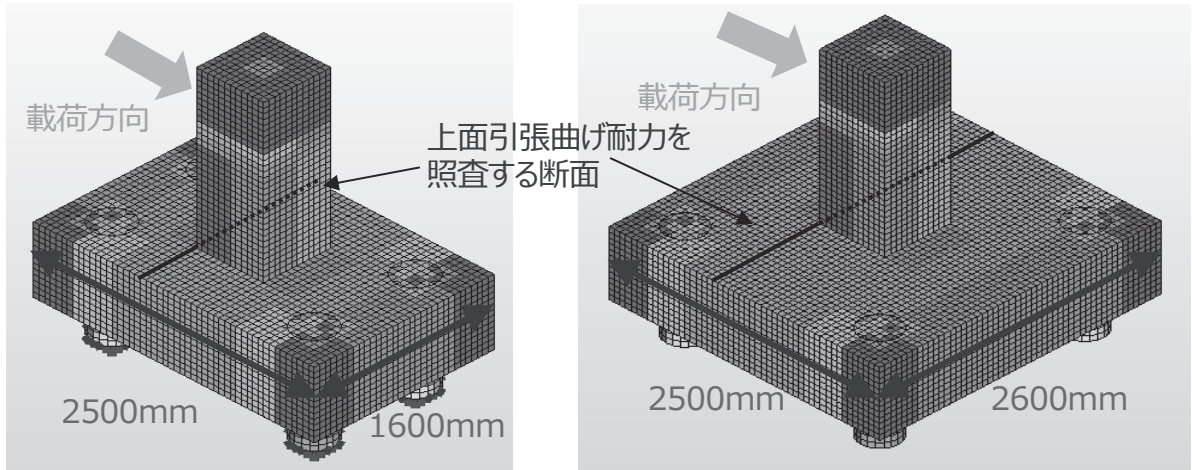


図-4 有効幅検証に用いる解析モデル（左：Case1（再現解析モデルと同形状） 右：Case2（直角幅 1.0m 増）

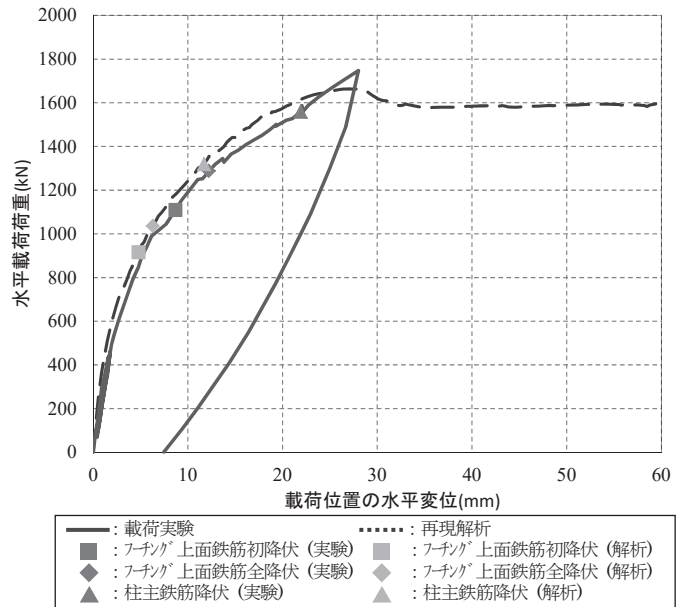
#### 4. 検討結果及び考察

##### 4.1 既設フーチング供試体再現解析結果

既設フーチング供試体の再現解析結果を図-5 に示す。図に示す解析結果は、載荷実験の結果と再現解析モデルによる解析結果を重ね合わせて記載した水平荷重-水平変位関係である。図中には、損傷イベント点として、フーチング上面鉄筋が降伏する点、柱基部の軸方向主鉄筋が降伏する点を示しており、フーチング上面鉄筋が降伏する点は、初降伏と全面降伏の2点とした。

水平載荷荷重の最大値や、最大値に到達する際の水平変位の状態は、載荷実験結果と概ね一致する傾向が認められた。また、損傷イベント点の発生順序は、「フーチング上面鉄筋降伏（初降伏）」、「フーチング上面鉄筋降伏（全降伏）」、「柱基部の軸方向主鉄筋降伏」と同様の傾向であり、それぞれの点における水平載荷荷重としても、解析値と実験値の比率が 0.80~0.85 と、一定の再現性が確認された。

本比較結果により、本再現解析モデルは実験結果を十分に再現できているものと判断し、以降の検討に用いた。



①：載荷実験		
フーチング 上面鉄筋(初降伏)	変位(mm)	荷重 (kN)
フーチング 上面鉄筋(全降伏)	8.69	1109.1
柱主鉄筋降伏	12.22	1287.6
	21.91	1559.3

②：再現解析			
フーチング 上面鉄筋(初降伏)	変位(mm)	荷重 (kN)	比率(荷重)①/②
フーチング 上面鉄筋(全降伏)	4.80	915.8	0.83
柱主鉄筋降伏	6.30	1036.1	0.80
	11.70	1318.3	0.85

図-5 再現解析結果（載荷実験と再現解析結果の比較）

##### 4.2 有効幅の検証解析

有効幅の考え方として、曲げ照査対象となる断面に配置された主鉄筋（本研究における着目箇所は、フーチング上面）で、有効幅内に配置された鉄筋全てが降伏に至るときを、フーチングの曲げ耐力として定めている。

他方、実際にはフーチング上面に配置した全ての鉄筋が曲げモーメントに対して抵抗するため、図-6 に示すように上面へ配置された鉄筋に発生する引張応力の総和を算出し、鉄筋 1 本当りの降伏応力度で除することで、有

有効幅として抵抗する範囲を定めた。なお、換算有効幅算定に当たって、上面引張主鉄筋の配置間隔は、平均値を採用している。

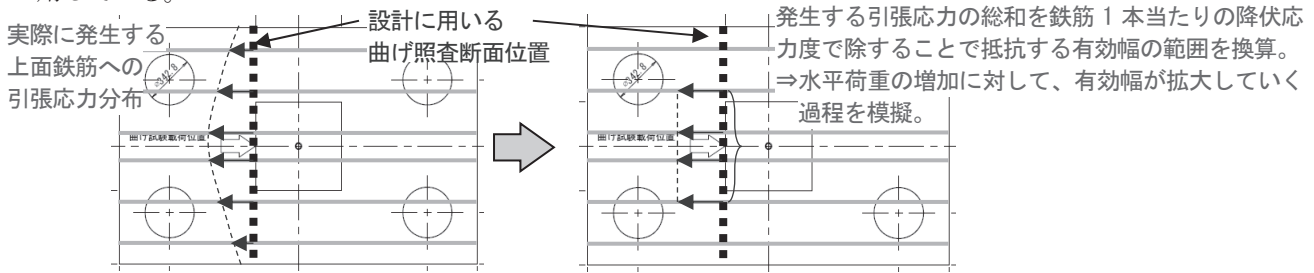
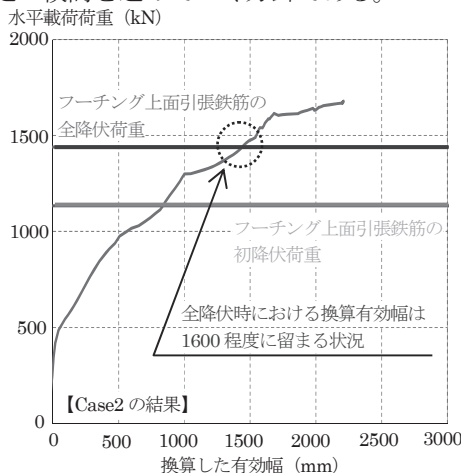
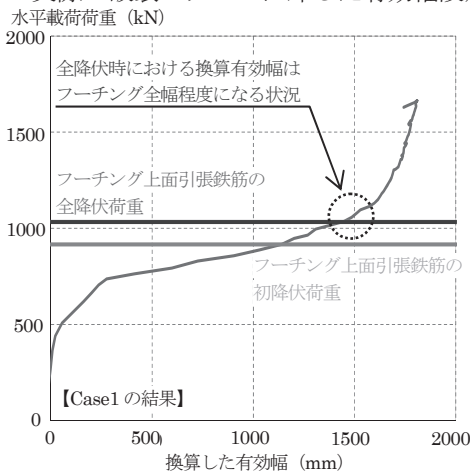


図-6 実際に発生する鉄筋への引張応力を有効幅として換算する方法

解析における水平載荷荷重の増加に伴い、抵抗する換算有効幅の増加傾向を図-7に示す。Case1の結果から、フーチング上面鉄筋が全降伏する荷重で、換算有効幅はフーチング全幅(1,600mm:  $t_c+1.6d$ 相当)と同等となり、現行道示式よりも広い有効幅設定が可能であると考えられる。なお、上面鉄筋が実際に降伏する位置は、曲げ照査断面位置に概ね一致する状況であった。

一方で、Case2はフーチング上面鉄筋が全降伏する荷重での換算有効幅がCase1と同等の1,600mm程度に留まる状況であった。これは、今回上面鉄筋に発生する引張応力を確認した断面と、実際に上面引張鉄筋が降伏した箇所との乖離が要因と考えられる。この結果から、道路橋示方書式( $t_c+1.5d$ )に対しては、実際のフーチング曲げ耐力が高い状況にあるため、『1.5』という係数を拡大することは可能であると考えられるものの、実際の破壊パターンに即した抵抗断面を設定する必要があるため、今後杭配置等もパラメータ設定した検証解析を増やすことで、実際の破壊パターンに即した有効幅設定の検討を進めていく方針である。



【Case2】において、フーチング上面引張鉄筋の全降伏時における、鉄筋の応力状態(赤が降伏箇所)



図-7 水平載荷荷重の増加に対する換算有効幅の傾向

## 5. 謝辞

本研究及び本報告書の作成に当たり、桐山耐震研究監、堀内主任研究員には、ご指導・ご助言を頂きましたことを、ここに感謝申し上げます。

所属：株式会社 CTI ウイング

## ＜参考文献＞

- 1) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，平成 29 年 11 月
- 2) 中谷昌一 他：アルカリシリカ反応による損傷を受けたフーチングに対する損傷度評価及び補修・補強方法に関する研究 土木研究所資料第 4304 号，2015



# 地震力に対応した緩衝ゴムの限界状態の検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 菅原 達也

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、落橋防止構造において衝撃的な力の作用が原因と推測される被害が多く見られた。そのため、平成8年に改定された道路橋示方書<sup>1)</sup>(以降、道示)では、衝撃的な地震力を緩和させることを目的として、落橋防止構造への緩衝材の設置が導入された。また、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)<sup>2)</sup>(以降、復旧仕様)に示された設計例では、緩衝材にゴム材が使用されていたことから、緩衝ゴムが一般に使用されている。緩衝ゴムは落橋防止構造を構成する部材の一つであることから、落橋防止構造の要求性能を満足するために、地震力に対応した緩衝ゴムの強度の特性値を、明らかにする必要がある。

## 2. 研究目的

本研究では、緩衝ゴムの緩衝機能および支圧応力度の制限値を確立するため、復旧仕様に準拠して製作された供試体に衝撃荷重を載荷させることで、一般的な緩衝ゴムの衝撃荷重に対応する限界状態の検討を行った。

## 3. 試験方法

### 3.1 試験ケース

復旧仕様に従い製作した実大供試体および、縮小供試体の諸元を表-1に示す。縮小供試体は厚さのみを変えて、3種類の形状率とした。形状率は、載荷面積を自由表面積で除して算定する(図-1)。試験状況および試験装置の概要を図-2に示す。試験ケースは表-2に示す69ケースとして、供試体ごとの載荷荷重の昇順に並べた。

表-1 供試体諸元

	材質	硬度 (°)	平面形状 (mm)	厚さ (mm)	形状率
実大供試体A	クロロ プレン	A55±5	□200	50	1.0
縮小供試体B				50	4.0
縮小供試体C			□50	25	2.0
縮小供試体D				12.5	1.0

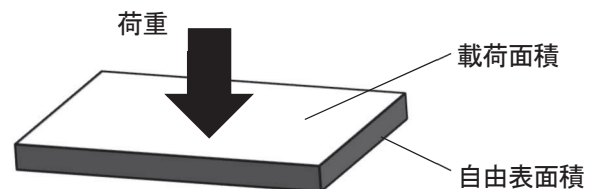


図-1 試験機の模式図

### 3.2 載荷方法

試験には、重量の異なる重錘を落下させるため、対応可能な2種類の衝撃荷重載荷試験機を使用し、鋼板間に設置した供試体に重錘を垂直に落下させ、供試体下面に生じる荷重をロードセルで計測した。また、重錘にマーカーを貼付け、高速度カメラ撮影を行い、正確な衝突時速度を算定した。試験機は、油圧式の着脱装置を用いた自由落下方式および、鋼製枠に設置されたリニアウェイレールを介した落下方式を用いた。それぞれの試験機は、着脱時等に摩擦によって落下速度が抑制されることから、あらかじめ設定衝突速度を得るための予備試験を行い、算定した校正曲線に即して実落下高さを決定した。落下高さの設定は、衝突

速度が 0.5m/s 間隔となる離隔を標準とした。最小の供試体Dでは荷重の影響が大きくなることを考慮し、0.25m/s 間隔の落下試験を部分的に行った。試験機Bは、試験機の上限となる落下高さから、衝突速度の最大値を 3.2m/s とした。重錘の重量は試験機Aで 20kN・30kN、試験機Bで 3kN を用いた。試験機Aの場合は、定格容量 490kN のロードセルを 4 基を用いて計測を行った。試験機Bの場合は、定格容量 90kN のロードセル 4 基または定格容量 490kN のロードセル 1 基を用いて計測を行った。荷重は 4 基のロードセルを用いる場合、各ロードセルで計測された衝突時の最大荷重を合計した。反力波形は 3 点の矩形移動平均法により、平滑化を行った。

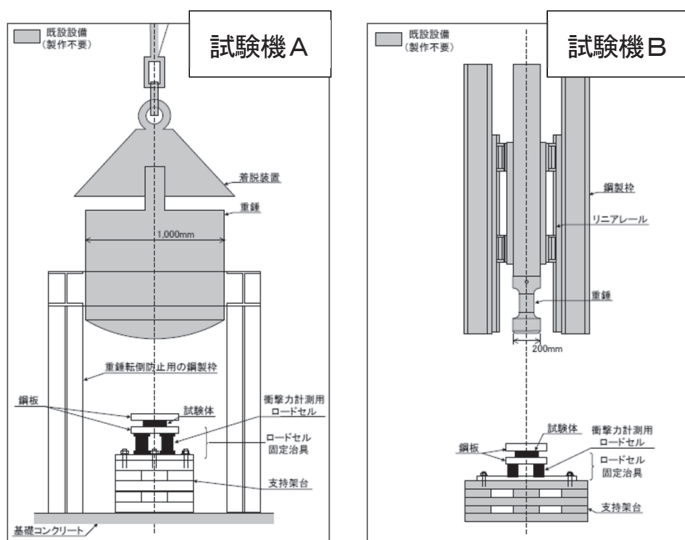


図-2 試験機の模式図

#### 4. 試験結果

##### 4.1 運動エネルギーと支点反力

図-3は緩衝ゴムに入力された運動エネルギー量と下面に生じた支点反力のグラフである。横軸は計測した実衝突速度および重錘重量から算定した運動エネルギー、縦軸はロードセルで計測された載荷荷重である。図に示すように、運動エネルギーと載荷荷重には、重錘重量や衝突速度によらず、高い相関が見られた。このため、運動エネルギー量から、支点反力の概算が算定できると判断される。

平面積の異なる供試体Aと供試体Bを比較すると、供試体Aの支点反力は、供試体Bより抑えられた。ゴム厚の異なる供試体Bと供試体Dを比較すると、供試体Bの支点反力は、供試体Dより抑えられた。これらから、入力されるエネルギーに対応した載荷荷重は、緩衝ゴムの外形寸法が大きいほど抑えられると判断される。

表-2 試験ケース

供試体 No.	重錘重量 (kN)	設定落下高 (mm)	実落下高 (mm)	設定衝突速度 (m/s)
A-1	20	51.0	76.0	1.00
A-2	30	51.0	87.0	1.00
A-3	20	114.7	148.0	1.50
A-4	30	114.7	150.2	1.50
A-5	20	204.0	238.2	2.00
A-6	30	204.0	240.7	2.00
A-7	20	318.6	344.0	2.50
A-8	20	458.7	465.2	3.00
A-9	30	318.6	359.0	2.50
A-10	20	624.6	632.0	3.50
A-11	20	815.8	821.0	4.00
A-12	30	458.7	505.1	3.00
A-13	30	624.6	679.0	3.50
A-14	30	815.8	881.0	4.00
B-1	3	51.0	72.0	1.00
B-2	3	51.0	72.0	1.00
B-3	3	114.7	143.0	1.50
B-4	3	114.7	143.0	1.50
B-5	3	204.0	240.0	2.00
B-6	3	204.0	237.0	2.00
B-7	3	204.0	240.0	2.00
B-8	3	204.0	240.0	2.00
B-9	3	318.7	360.0	2.50
B-10	3	521.9	586.0	3.20
B-11	20	51.0	76.0	1.00
B-12	30	51.0	87.0	1.00
B-13	20	114.7	148.0	1.50
B-14	30	114.7	150.2	1.50
C-1	3	51.0	72.0	1.00
C-2	3	51.0	72.0	1.00
C-3	3	114.7	143.0	1.50
C-4	3	114.7	143.0	1.50
C-5	3	204.0	237.0	2.00
C-6	3	204.0	237.0	2.00
C-7	3	204.0	237.0	2.00
C-8	3	204.0	240.0	2.00
C-9	3	318.7	365.0	2.50
C-10	20	51.0	76.0	1.00
C-11	30	12.7	52.0	0.50
C-12	3	521.9	586.0	3.20
C-13	30	51.0	87.0	1.00
C-14	20	114.7	148.0	1.50
C-15	30	114.7	150.2	1.50
D-1	3	3.2	5.0	0.25
D-2	3	12.7	15.0	0.50
D-3	3	28.7	30.0	0.75
D-4	20	12.7	26.0	0.50
D-5	3	51.0	72.0	1.00
D-6	3	51.0	72.0	1.00
D-7	3	51.0	72.0	1.00
D-8	3	114.7	143.0	1.50
D-9	3	114.7	147.0	1.50
D-10	3	114.7	145.0	1.50
D-11	3	114.7	143.0	1.50
D-12	3	204.0	237.0	2.00
D-13	3	204.0	237.0	2.00
D-14	30	12.7	52.0	0.50
D-15	3	204.0	237.0	2.00
D-16	3	204.0	237.0	2.00
D-17	3	204.0	237.0	2.00
D-18	20	51.0	76.0	1.00
D-19	20	51.0	76.0	1.00
D-20	3	318.7	365.0	2.50
D-21	20	51.0	76.0	1.00
D-22	30	51.0	87.0	1.00
D-23	20	114.7	148.0	1.50
D-24	30	114.7	150.2	1.50
D-25	20	204.0	238.2	2.00
D-26	30	204.0	241.0	2.00

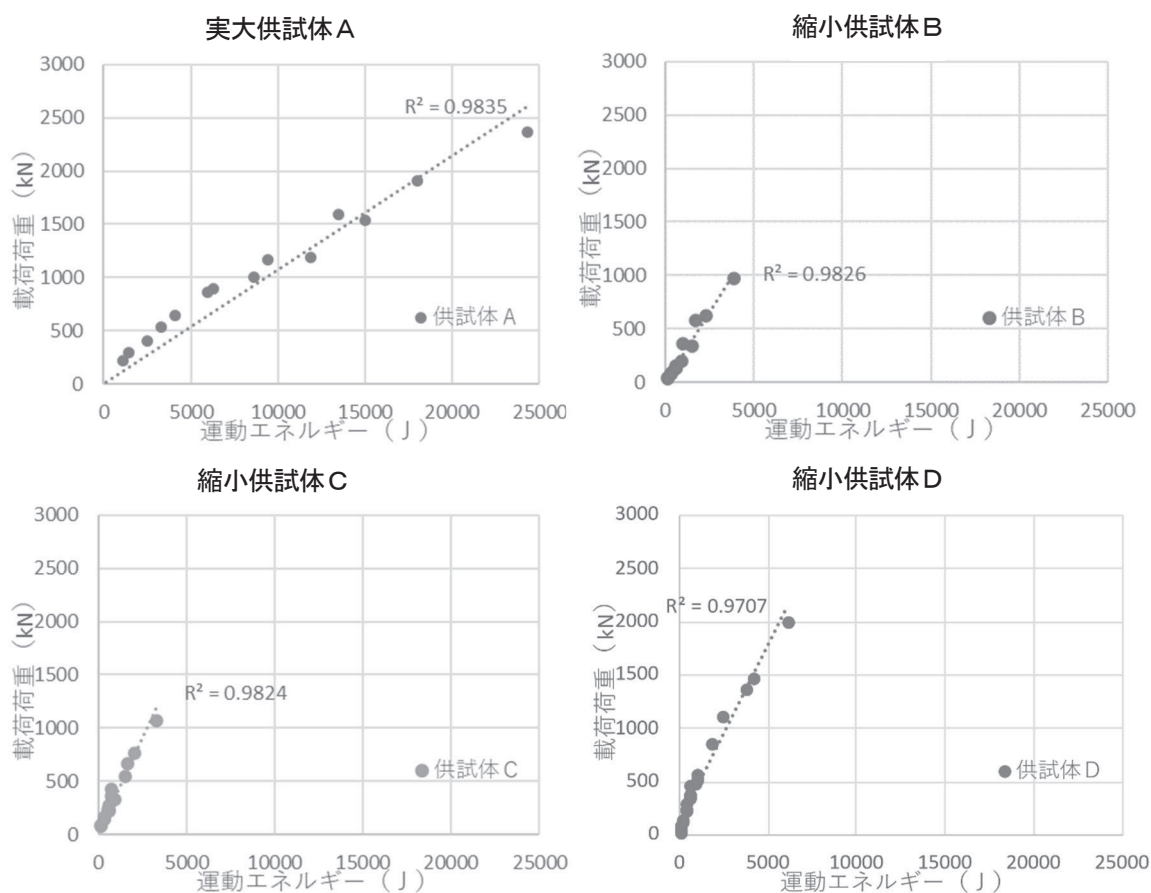


図-3 運動エネルギー—支点反力

#### 4.2 緩衝ゴム側面の視認可能な変状の有無

表-3 に、衝撃荷重載荷後の、緩衝ゴム側面の視認可能な変状の有無を示す。判別は、写真の例に従った。側面変状の例を、写真-1 に示す。跡が残りながらも変状が確認できなかった供試体は、「③視認による判別不可」に分類した。静的載荷試験では、同じ製造方法で製作した緩衝ゴムに支圧応力度  $100\text{N}/\text{mm}^2$  を載荷し、変状が生じないことを別途確認しているが、落下試験においては、支圧応力度  $100\text{N}/\text{mm}^2$  以下のケースにも変状が確認された。このため、衝撃による支圧応力度は緩衝ゴムの力学的機構に応じた特性値および制限値の設定が求められる。復旧仕様では緩衝ゴムの支圧応力度  $12\text{N}/\text{mm}^2$  であり、衝撃荷重による裂傷や変状が生じた状態を限界状態 1 として設定する場合、全ての供試体で支圧応力度  $12\text{N}/\text{mm}^2$  以上が載荷した際にも変状がないことを確認したことから、復旧仕様に準拠して製作された緩衝ゴムは、限界状態 1 以下の範囲に留まると判断される。縮小供試体の形状率ごとに変状①～③となった支圧応力度を比較すると、形状率 1.0 の供試体 D では支圧応力度  $37.4\text{N}/\text{mm}^2$  以上、形状率 2.0 の供試体 C では支圧応力度  $54.7\text{N}/\text{mm}^2$  以上、形状率 4.0 の供試体 B では支圧応力度  $58.6\text{N}/\text{mm}^2$  以上から変状の判別が不可能となった。したがって、形状率が大きいほど変状が生じるまでの支圧応力度も増加すると判断される。

また、変状①～③となった支圧応力度が  $20\text{N}/\text{mm}^2$  以上であることから、復旧仕様に準じて製作し、形状率が 1.0 以上であることを適用範囲として、道示で規定された落橋防止構造の割増し係数 1.5 を適用した支圧応力度  $18\text{N}/\text{mm}^2$  を制限値とした場合でも、緩衝ゴムの限界状態 1 を超えないと考えられる。

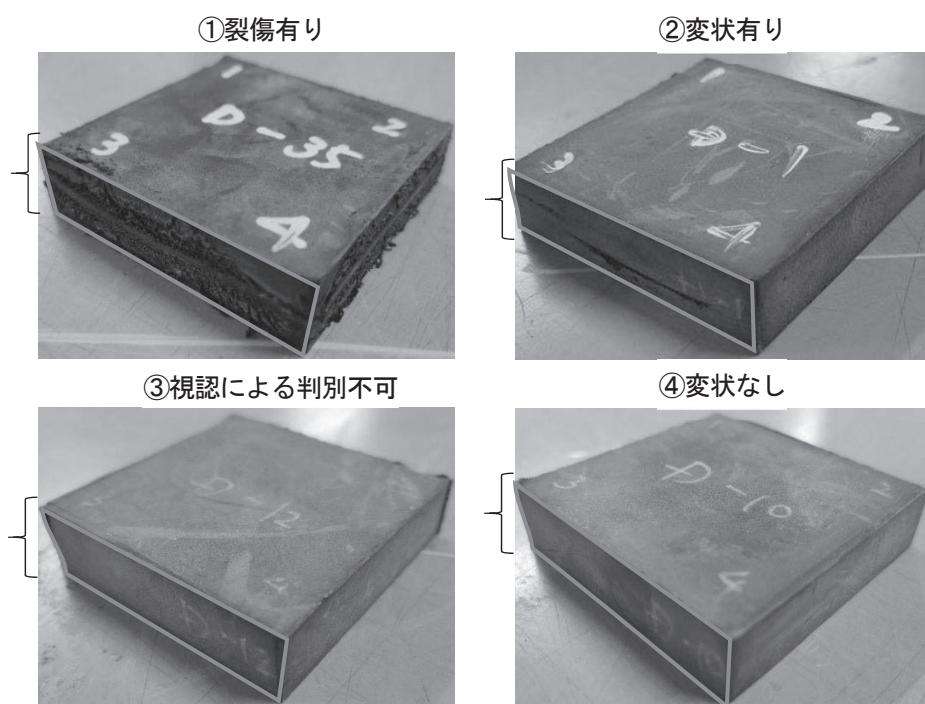


写真-1 供試体の裂傷の有無

表-3 変状の有無

供試体 No.	支圧応力 (N/mm <sup>2</sup> )	変状の有無
A-1	5.4	④
A-2	7.4	④
A-3	10.0	④
A-4	13.3	④
A-5	16.1	④
A-6	21.4	④
A-7	22.4	③
A-8	25.0	③
A-9	29.0	②
A-10	29.7	③
A-11	38.4	③
A-12	39.7	②
A-13	47.6	②
A-14	59.0	③
B-1	14.1	④
B-2	16.1	④
B-3	29.2	④
B-4	33.2	④
B-5	50.9	④
B-6	51.3	④
B-7	51.8	④
B-8	58.6	③
B-9	75.7	③
B-10	132.8	③
B-11	140.5	②
B-12	220.9	②
B-13	239.2	②
B-14	375.7	②
C-1	29.0	④
C-2	33.1	④
C-3	54.7	③
C-4	83.0	③
C-5	86.8	③
C-6	88.1	③
C-7	88.6	③
C-8	106.0	③
C-9	128.2	③
C-10	138.2	③
C-11	163.4	②
C-12	211.4	②
C-13	255.4	②
C-14	297.4	②
C-15	413.5	①
D-1	6.8	④
D-2	14.5	④
D-3	22.4	④
D-4	37.4	③
D-5	45.5	③
D-6	47.7	③
D-7	57.0	③
D-8	86.5	③
D-9	92.1	③
D-10	92.7	③
D-11	113.4	③
D-12	134.8	②
D-13	139.0	②
D-14	144.7	②
D-15	146.3	②
D-16	146.8	②
D-17	179.7	②
D-18	189.5	①
D-19	198.9	①
D-20	210.2	②
D-21	217.4	①
D-22	335.4	①
D-23	430.1	①
D-24	530.3	①
D-25	581.4	①
D-26	775.6	①

## 5. 結論

本研究では、緩衝ゴムに入力された運動エネルギー量から供試体の支圧応力度が算定できることを確認した。また、復旧仕様に準拠して製作された緩衝ゴムは、載荷荷重として支圧応力度 12N/mm<sup>2</sup> が載荷したとしても、限界状態 1 の範囲に留まることを確認した。さらに、割増し係数 1.5 を適用した支圧応力度 18N/mm<sup>2</sup> を制限値とした場合でも、限界状態 1 の範囲に留まると考えられる。

しかしながら、運動エネルギーは速度の依存性が高く、設定速度によって算定される載荷荷重にばらつきがあるため、緩衝ゴム単体の照査ではなく、落橋防止構造全体として、形状を適切に定める必要がある。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました大住道生上席研究員、江口康平研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様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) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996. 12.
- 2) (社) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995. 6.



# 既設橋杭基礎の合理的な増し杭補強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 行藤 晋也

## 1. はじめに

所要の性能が確保されていない既設橋杭基礎については、補強を行う必要があり、その補強工法は、一般的には既設側のフーチング鉄筋をはつり出し切断した後、溶接や機械式継ぎ手で増設側の鉄筋と結合させ、既設・増設フーチングを剛結合した増し杭補強が用いられる。

しかしながら、地中の既設基礎の補強は施工空間や用地等の制約条件が厳しい中、工事規模が大きく煩雑な工事となるため、現場条件や要求性能にあわせた合理的な補強工法の検討が求められている。

これまでに、既設・増設フーチングを剛結合せずに既設橋梁杭基礎の補強工事の施工性向上が期待できる新たな増し杭工法について、解析的検討を行ったところである<sup>1)</sup>。

## 2. 研究目的

新たな増し杭工法は、図-1に示すように、新旧フーチングの結合方法が鉄筋連結がない面接触のみとなっていることから、既設・増設フーチングを剛結合した増し杭工法と異なり、既設フーチングの鉄筋のはつり出しや鉄筋の連結などの作業を行わないため、特に施工空間や用地などの制約条件が厳しい場合において優れた施工性が期待できると考えられる。また、提案した新たな増し杭工法の補強効果については、増設した杭基礎で既設杭が負担する水平せん断力が低減できることが考えられ、新たな増し杭工法の適用により多くの既設杭基礎のせん断照査が満足できない現状が改善できることが考えられる。

本研究では、提案した新たな増し杭工法の補強効果を検証するため、静的遠心載荷実験により水平載荷試験を行い、実験的に補強効果を確認した。

## 3. 実験概要

### 3.1 実験ケース

本報の報告対象とした実験ケースを表-1に示す。実験パラメータは、増し杭の有無、新旧フーチング接触状態及び増設したフーチングどうしの連結状態とした。

そのうち、無補強 CaseA-0 における橋脚杭基礎及び周辺地盤の諸元は、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」<sup>2)</sup>の計算事例を参考に設定した。地盤層厚と支

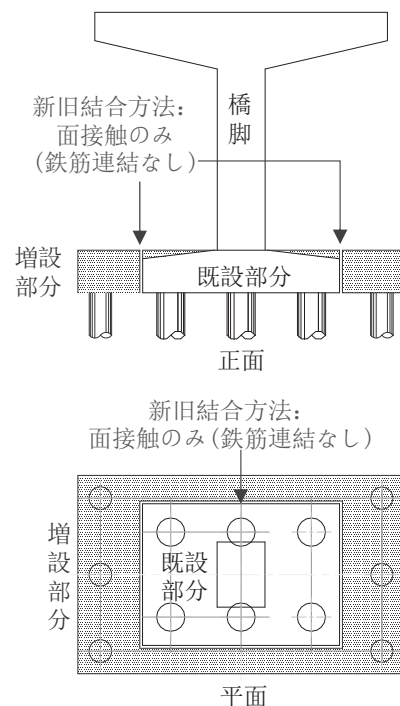


図-1 施工性向上が期待できる新たな増し杭工法



づき実物スケールに換算した値で示す。

杭頭の水平変位が小さい範囲では、CaseB-1 における杭基礎全体の水平剛性は無補強 CaseA-0 と比較して大きくなった。CaseB-2 及び B-3 における杭基礎全体の水平剛性は、無補強 CaseA-0 と比較してやや大きくなるが、CaseB-1 より小さいことがわかった。このように、増設した杭基礎どうしの連結状態や新旧フーチングの接触状態等によって剛性差が生じており、水平剛性はピン接合よりも剛接合の方が高く、また、線接触よりも面接触の方が高くなった。

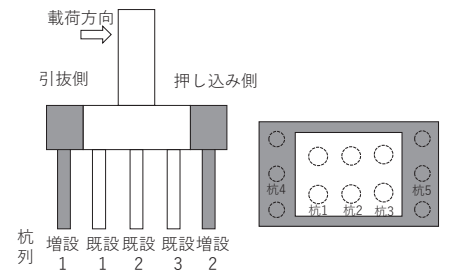
#### 4.2 せん断力の分担率

杭の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 1 回微分する方法により、杭頭のせん断力（フーチング底面位置）を算出する。杭頭相対変位が 2% の時での杭列のせん断力の比率を図-4 に示す。

既設杭列のせん断力は、いずれのケースにおいても押し込み側の杭列が最も大きいせん断力を負担することが分かる。

補強対策を有する CaseB-1 から B-3 においては、引抜側の増設杭列（増設 1）は、近くに配置された既設杭列（既設 1）より大きくせん断力を負担することが分かる。増設 1 のせん断力の分担率は、増設杭基礎どうしの連結状態や新旧フーチングの接触状態によらずほぼ 20% である。一方で、押し込み側の増設杭列（増設 2）のせん断力の分担率の範囲は、約 10%（CaseB-2）～40%（CaseB-1）となり、増設した杭基礎どうしの連結状態や新旧フーチングの接触状態等によって影響を受けることがわかる。

また、増設杭のせん断力（ $\Sigma$ 増設）の分担率では、面接触の CaseB-1（約 60%）は、線接触の CaseB-3（約 50%）よりも大きくなった。これは、新旧フーチングが面で接触することで、軸力だけでなく、曲げモーメントも増設杭に伝達しているためだと推察される。



#### 4.3 既設杭のせん断力の低減効果

求めた杭頭のせん断力（フーチング底面位置）に基づき、既設杭基礎のせん断力の低減率に着目して補強対策の効果を更に検討した。杭頭相対変位

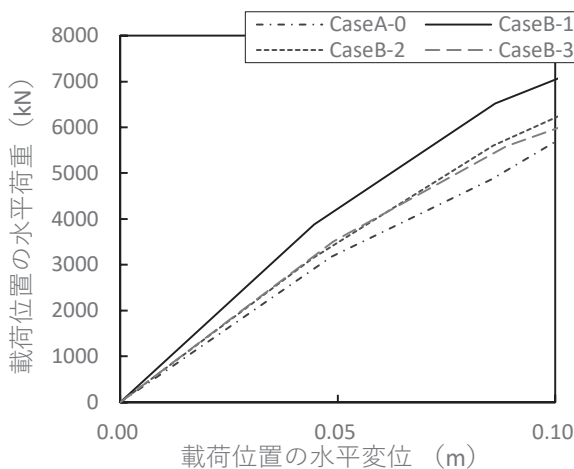


図-3 載荷位置の水平荷重 - 水平変位の関係

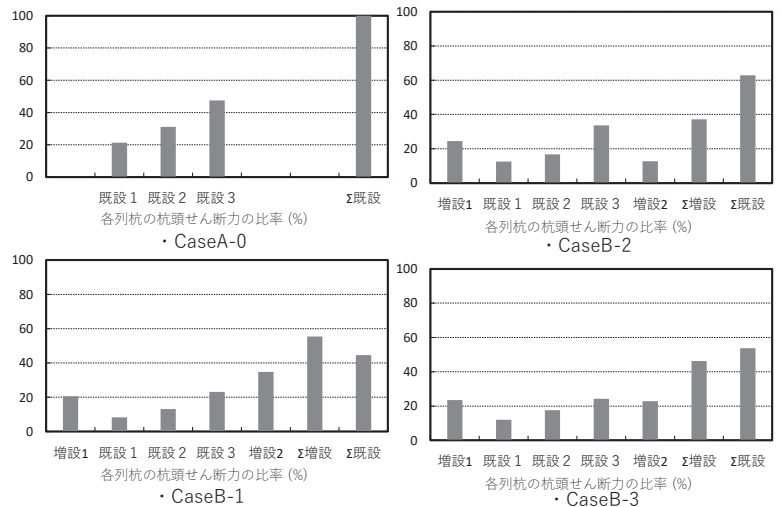


図-4 杭列のせん断力の比率の算定結果

2%時における無補強 CaseA-0 に対して補強対策を有する Case1~3 における既設の杭列（既設 1~3）及び既設杭全体（Σ既設）のせん断力の低減率を図-5 に示す。

補強対策を有する各ケースにおける各既設杭列のせん断力の低減率は、増設杭基礎どうしの連結状態や新旧フーチングの接触状態によらず、60%前後となりほぼ同程度である。また、既設全体のせん断力の低減率は、各杭列と同様に概ね 60%程度となった。

## 5. まとめ

過去に行った既設橋梁基礎の増し杭工法の合理化に関する解析的検討結果に基づき、既設・増設フーチングを剛結合せずに既設橋梁杭基礎の補強工事の施工性向上が期待できる新たな増し杭工法について、静的遠心載荷実験により水平載荷試験を実施し、特に杭頭変位が小さな範囲において新たな接触構造の増し杭工法の補強効果を実験的に検証した。得られた知見を以下に示す。

- ・接触構造の増し杭工法は、無補強の既設杭と比較して、水平剛性が高くなる効果を確認できた。また、増設した杭基礎どうしの連結状態や新旧フーチングの接触状態等によって剛性差がみられ、水平剛性はピン接合よりも剛接合の方が高く、また、線接触よりも面接触の方が高くなった。
- ・接触構造の増し杭工法において、増設杭がせん断力を大きく分担できることが確認できた。また、既設側の各杭列のせん断力の低減率は、概ね 60%程度とせん断力の低減効果を確認できた。

なお、本遠心実験においては、杭基礎部材が塑性化した場合や地盤構成が異なる場合において補強後の杭基礎の挙動が確認できていないことがあるため、新たな増し杭工法の補強効果について更なる検証をしていきたい。

## 6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました桐山耐震研究監、堀内主任研究員、楊専門研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ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) 行藤 晋也 他：既設杭の合理的な補強工法提案に向けた解析的検討、土木技術資料、vol.63-4、2021
- 2) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、2000

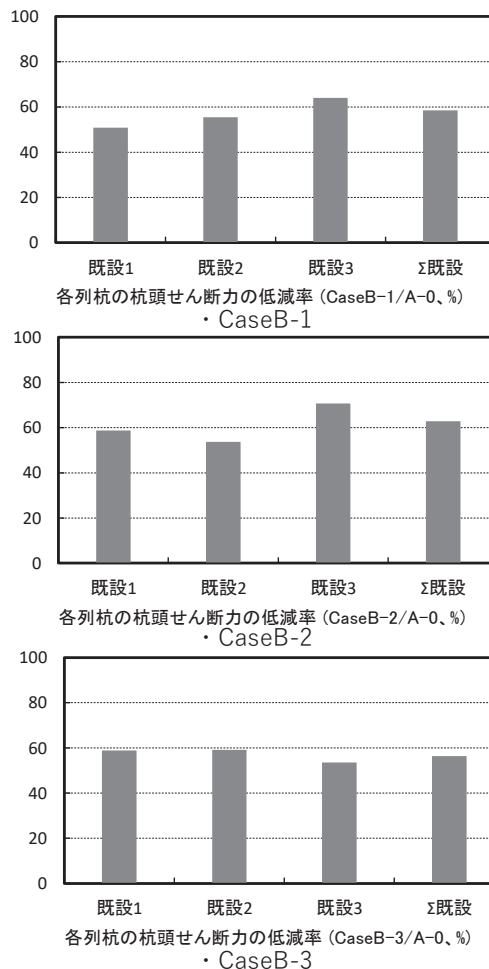


図-5 既設杭列のせん断力の低減率の算定結果



# PC 模型杭の載荷実験及び FEM 解析によるせん断耐力評価法の検討

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

既製 PC 杭基礎は、現行の H29 道路橋示方書<sup>1)</sup>（以降、道示）に具体的な照査法の規定のない部材であり、従前の規定では、せん断耐力の評価にはりのせん断耐力評価式が準用されていた。既製 PC 杭に対してこのように評価されたせん断耐力を用いて、当時の基準では考慮していなかったレベル 2 地震動に基づく外力から算出される応答を照査すると、補強が必要と判断される事例が多い。しかし、地震により道路橋の既製 PC 杭がせん断破壊した事例は知られていない。そこで、PC 杭のせん断耐力を合理的に評価する方法の確立を目指している。

## 2. 研究目的

PC 杭のせん断耐力評価に対する H29 道示に規定される PHC 杭のせん断耐力算定式（以降、PHC 杭式）の適用性を確認することを目的に、土木研究所で行われた模型 PC 杭を用いた載荷試験<sup>2)</sup>及び再現解析による考察<sup>3)</sup>の内容を精査するとともに、再現解析により妥当性が確認されたモデルを用いて、実験以外の諸元に対する検討を行った。そして、不確実性に対する各種の係数値（抵抗係数、部材・構造係数、調査・解析係数）の考え方を整理した。

## 3. 実験を踏まえた PHC 杭式の適用性の検証

文献 2) で報告された載荷試験概要を図-1 に示す。同文献では、杭径  $\phi 500$  (mm) の同一諸元の PC 杭に対してせん断スパン比の計画値を 1.0、1.5、2.0、2.5 とした 4 ケース（以降、Case-1~4）の実験を行うとともに、実験結果と複数の推定法によるせん断耐力を比較し、最も実験値に近い PHC 杭式に基づく推定値でも実験値の 1/2 倍程度に評価されることを報告している。この要因について、文献 3) では、せん断破壊となった Case-1 に対する再現解析により治具の拘束の影響を確認し、計画したせん断スパンは荷点と支点の各治具芯間であるのに対して、実験のせん断スパンは各治具内々間（図-1 参照）となった可能性を指摘している。

また、治具により杭体の回転が拘束されると、曲げモーメント分布が計画とは異なるとともに、せん断スパンが計画よりも短くなった可能性が考えられる。図-2 に、単純支持となる場合と支点部が拘束される場合における断面力の模式図を示す。なお、各ケースにおいて治具直下にもひび割れが確認された状況から、支点部は完全に拘束されているわけではないと考えられる。

以上の観点に基づき、改めて Case-1 を対象とした FEM 解析を行いせん断スパンを考察した。FEM 解析では、材料試験結果から決まらないパラメータは感度解析を行い文献 3) と比べて再現性を向上した解析モデルを用いた。具体的には、杭と治具の間の界面のせん断方向の剛性を変更するとともに、コンクリートの全ひずみひび割れモデルにおいて、引張軟化曲線に Hordijk モデル<sup>4)</sup>、圧縮曲線に放物線モデル<sup>5)</sup>、横方向ひび割れによる圧縮強度の低減に Vecchio and Colins モデル<sup>6)</sup>、せん断伝達に Al-Mahaidi モデル<sup>7)</sup>を用いた。

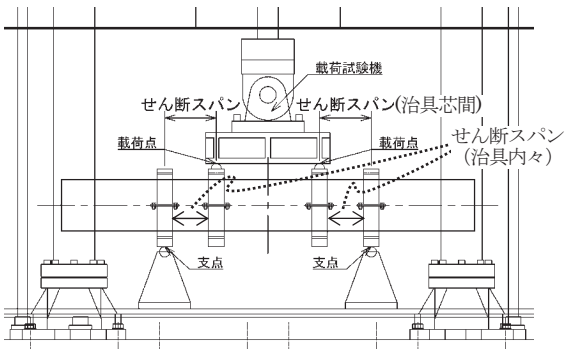


図-1 載荷試験概要

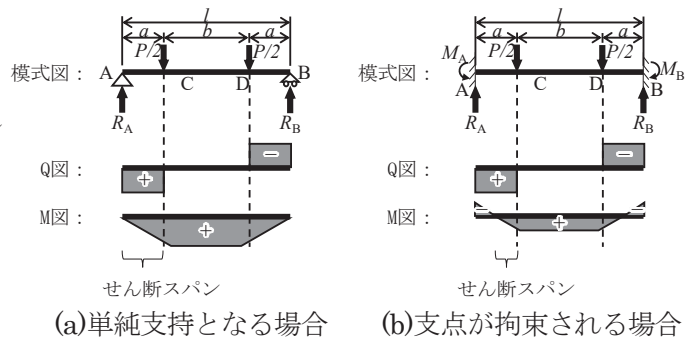


図-2 模式図と作用する力の概略図

図-3 に、実験値及び再現解析による解析値のせん断力換算の荷重-変位関係を示す。実験の履歴を概ね再現できており、最大荷重は、解析値/実験値 $\approx 1.02$  (902kN/883kN) で大差ない。図-4 に、解析の最大荷重時のコンクリートのひび割れ分布図と荷重急落直後のコンクリートのひび割れ幅分布図を示す。実験と同様に、最大荷重時には載荷点間の下面ひび割れと載荷点～支点間の斜めひび割れの発達が、荷重急落直後には載荷点付近のコンクリートが破壊するとともにせん断ひび割れの大きな進展が確認された。以上より、実験を概ね再現できていることが確認された。

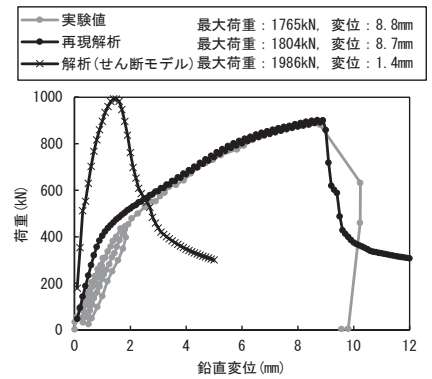


図-3 実験値と解析値の荷重-変位関係

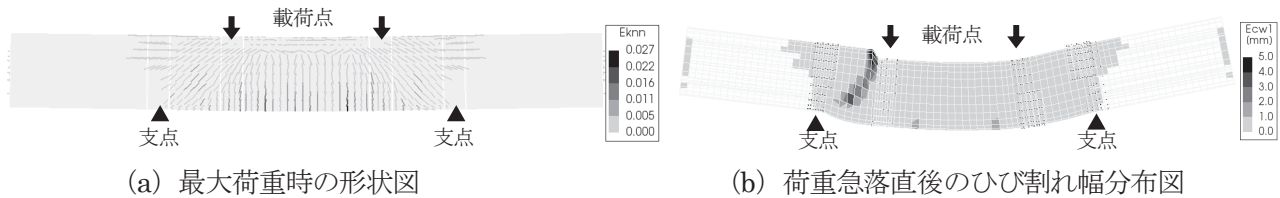


図-4 コンクリートのひび割れ分布図

続いて、実験における片側の支点と載荷点の各治具芯間のみを抽出したモデル（以降、せん断モデル）を用いてせん断スパンを明確にした条件で FEM 解析を行い実験のせん断スパンを考察した。せん断モデルでは、両端を固定条件に、片側を支点、反対側を載荷点とすることで、曲げモーメントは端部で最大、中央部で0、せん断スパンは実験における載荷点と支点の各治具芯間の1/2 倍になるように設定した。図-3 に、せん断モデルによる解析値を併記する。ここでは、せん断耐力に着目しているため最大荷重のみに着目する。最大荷重の比率は解析値（せん断モデル）/実験値 $\approx 1.13$  (993kN/883kN) となった。これより、実験のせん断スパンは、計画値の半分となる支点と載荷点の中央～治具芯相当よりも若干大きいと考えられる。

以上の検討を踏まえて、表-1 に、「実験結果」と「せん断スパンを支点と載荷点の中央～治具芯間としてPHC 杭式により算出したせん断耐力」の比較結果一覧を示す。なお、実験のせん断スパンはこれより大きいと考えるとPHC 杭式によるせん断耐力は表の値より小さくなる。また、Case-2、3 について文献2) では曲げ破壊と評価していたが、PC 鋼材のひずみや載荷点～支点間の斜めひび割れの発達によりその延長上のコンクリートが局部圧壊し

て終局している状況から、せん断耐力で評価することとした。推定比（実測に基づくせん断耐力/PHC 杭式によるせん断耐力）は、1.1 程度で安全側の評価であり、せん断耐力を PHC 杭式で評価することに一定の妥当性が確認された。

表-1 実験結果と推定耐力の結果一覧

		Case-1	Case-2	Case-3
杭径(mm)		φ 500		
せん断スパン比		0.55	0.82	1.10
せん断 耐力(kN)	実験	883	697	518
	PHC 杭式	775	603	486
推定比		1.14	1.16	1.06

#### 4. 実験以外の諸元に対する FEM 解析による PHC 杭式の適用性の検証

既設の PC 杭は、メーカーヒアリング結果より φ 300~1200(mm) が用いられていることから、この範囲における上下限と中間の代表諸元として φ 300、700、1200(mm) に対して、それぞれせん断スパン比を 0.5、1.5、2.5 とした場合のせん断モデルによる FEM 解析を行い、実験以外の諸元に対する PHC 杭式の適用性を検証した。図-5 に、代表ケースとして、杭径 φ 700 のせん断スパン比 2.5 のケースの解析の最大荷重時と荷重急落直後のコンクリートのひび割れ分布図を示す。最大荷重時には曲げひび割れの発達が確認されているものの、最大荷重の直ぐ後に荷重の急落が確認されたとともに、荷重の急落時直後には斜め方向のひび割れが卓越していることから、せん断破壊であると判断される。表-2 に、「解析結果」と「推定耐力」の結果一覧を示す。推定比（解析に基づくせん断耐力/PHC 杭式によるせん断耐力）は、いずれのケースも 1.1 以上で安全側の評価であることが確認された。

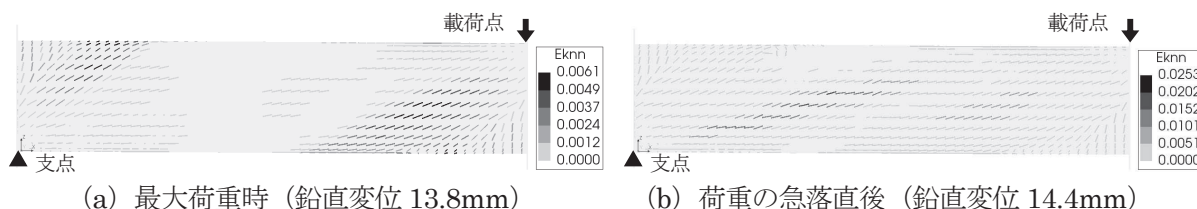


図-5 杭径 φ 700 せん断スパン比 2.5 のケースのコンクリートのひび割れ分布図

表-2 解析結果と推定耐力の結果一覧

杭径(mm)		φ 300			φ 700			φ 1200		
せん断スパン比		0.5	1.5	2.5	0.5	1.5	2.5	0.5	1.5	2.5
せん断 耐力(kN)	解析	339	161	157	1403	718	628	2916	1581	1276
	PHC 杭式	300	141	104	1079	547	422	2250	1205	959
推定比		1.13	1.14	1.51	1.30	1.31	1.49	1.30	1.31	1.33

#### 5. 部分係数の考え方

PHC 杭式でせん断耐力を評価する際の各係数値については、文献 8) において「抵抗係数  $\Phi_u$  の設定方法は III 編と同じであるが、式 (3) は従来式よりも推定精度が向上したことを踏まえ、III 編の抵抗係数よりも大きい 0.80 とされた。調査・解析係数  $\xi_1$  については、現時点では調査法等による推定精度の変化の程度が明らかでないため、条件によらず I 編に規定されている標準値の 0.90 とされた。部材・構造係数  $\xi_2$  については、荷重変位関係の形状に応じて定める係数であり、基本的にはせん断破壊という事象に対して一律に定まるものであるため、III 編での値

と同じ0.85とされた。」と記載されている。ここでいう式(3)とはPHC杭式のことを、条件とは杭径等の構造諸元とせん断スパン比を指している。

部材・構造係数 $\xi_1$ 及び調査・解析係数 $\xi_2$ は、これと同様の趣旨で同じ係数値が適用できると考えられる。

抵抗係数は、文献9)において、PHC杭を対象とした実験に対するPHC杭式の推定精度は、変動係数0.11と確認されており、推定比(実測に基づくせん断耐力/PHC杭式によるせん断耐力)が正規分布にばらついていると仮定したときの確率密度に基づき、生起確率95%となる推定比を求めると0.83となる。これに基づき、抵抗係数が0.80と設定されていると考えられる。また、同文献で整理されている全ケースについて推定比の大きさを確認すると、最大で20%程度の乖離が確認されている。ここで確認された最大の乖離に比べて、今回の検討で得られた結果の最大の乖離は大きいものの安全側の評価となっている。以上より、文献8)のPHC杭のせん断耐力の評価において考慮されている係数値と同じ係数値が適用できると考えられる。

## 6. 結論

実験<sup>2)</sup>により得られたせん断耐力は、両端を固定条件としたせん断モデルによる解析値よりも若干小さいことが確認されたことを踏まえて、実験のせん断スパンを支点と載荷点の中央～治具芯間としてPHC杭式によりせん断耐力を評価することの妥当性を確認した。さらに、杭径 $\phi$ 300、700、1200(mm)を対象に実験を妥当に評価できる方法で解析し、解析値に対してPHC杭式で評価するせん断耐力には1割以上の安全余裕があることを確認した。また、H29道示に適合した部分係数の設定については、PHC杭のせん断耐力を評価する際の考え方を参考に、同じ係数値が適用できると考えられることを整理した。

## 7. 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、廣江主任研究員、江口研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

所属：日本工営株式会社

## <参考文献>

- 1) (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) 河口大輔、澤田守、大住道生「せん断破壊に着目したPC杭の模型実験」第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集、pp.379-384、2019.7.
- 3) 河口大輔、澤田守、大住道生「PC模型杭載荷試験におけるせん断耐力の解析的検討」土木学会第75回年次学術講演会講演概要集、I-456、2020.8.
- 4) Hordijk, D. A. "Local Approach to Fatigue of Concrete." PhD Delft University of Technology, 1991
- 5) Feenstra, P. H. "Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete." PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 6) Vecchio, F. J., and Collins, M. P. "Compression response of cracked reinforced concrete." J. Str. Eng., ASCE 119, 12 (1993), 3590-3610.
- 7) Al Mahaidi, R. S. H. "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members", Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979.
- 8) 河野哲也、大城一徳、坂下学、今広人「杭基礎の設計」基礎工、vol46、No.4、pp.41、2018.4.
- 9) 土木研究所、早稲田大学、コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書、共同研究報告書第494号、2017.7.



# ゴム支承の変状から機能損失に至るプロセスと変状の段階ごとの診断方法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 余野 智哉

## 1. はじめに

ゴム支承の国内における歴史は、1958年に国鉄大阪環状線天王寺駅舎にてフランス製のパッド型ゴム支承が用いられたことを皮切りに、1961年国鉄東北本線鬼怒川橋梁にて初の国内製クロロプレン系積層ゴム支承が採用され、1972年建設省近畿地方建設局宿院高架橋では初めての地震時水平力分散型ゴム支承、1991年には静岡県の宮川橋で初めての免震支承が用いられてきた。その後1995年の兵庫県南部地震以後に耐震性能が高く評価され、広く普及した経緯を辿っている。この様に、ゴム支承は比較的歴史が浅く、供用中に発生した変状の事例は多く報告されている<sup>例え</sup>ばりもの、機能損失に至るプロセス及び段階ごとの診断方法などは明らかになっていない。

2017年に改定された道路橋示方書<sup>2)</sup>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。

支承部は、鉛直力や水平力の支持機能、上下部構造間の相対的な変位に追従する機能および地震による慣性力を減衰させる機能などを持つ重要な部材である。支承部に変状が発生した場合は、早期に発見して対処することにより、所要の性能を保持できることが多いが、放置すると変状がさらに進行し、所要の性能を喪失するばかりでなく、上下部構造にまで悪影響を及ぼすこともある。そのためには、点検により設計の想定とは異なる変状が確認された場合には、その変状がどのような段階であるのかを適切に判断し、その変状に応じた補修を行う必要がある。

## 2. 研究目的


本研究では、ゴム支承において特徴的な変状の代表的な事例を挙げ、変状発生から機能損失に至るまでのプロセスの解明と、変状の段階ごとに適切と考えられる補修方法とその補修方法を用いると考えるに至った根拠の提示を目的とした。

## 3. 研究方法

研究は、過去に実際に行われた橋梁の点検調書を収集し、また、点検診断に携わった技術者にヒアリングを行い、変状ごとに整理を行った。本稿で示す内容は研究から一例を抜粋したものである。

## 4. 研究内容

### 4.1 ゴム支承本体のオゾンによる劣化

ゴム支承本体は、に示すように、耐荷性能を期待する本体ゴム、内部鋼板及び両者の接着部の外側に被覆ゴムと呼ばれるゴムを設置することで環境作用による内部の劣化を防いでいる。この被覆ゴムは、添加される老化

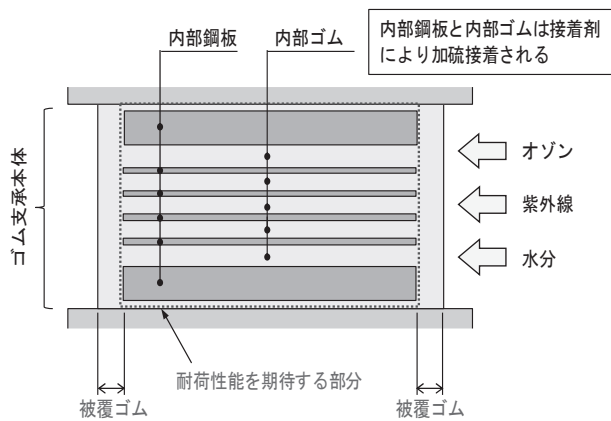


図-1 ゴム支承の耐久性能確保の考え方

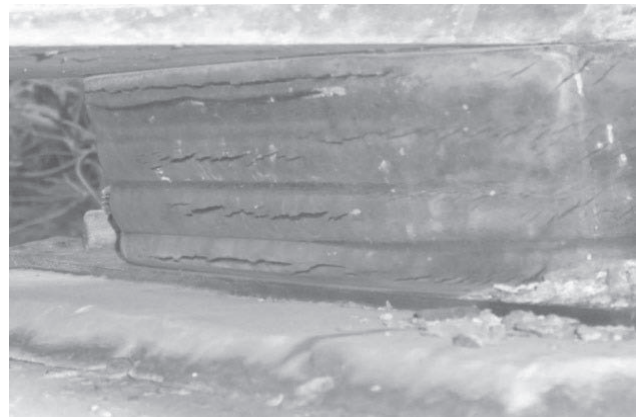


写真-1 オゾン劣化によるゴム支承の亀裂

	【1】 共用開始～亀裂発生まで	【2】 亀裂の進展～被覆ゴム貫通まで	【3】 水の浸入～内部鋼板の腐食まで
メカニズム			
備考	<ul style="list-style-type: none"> <li>初期は目視できる変状はない。</li> <li>引張力が集中する箇所にて亀裂が発生することが多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>亀裂数が増加、水平方向に亀裂が伸長する。</li> <li>亀裂深さが内部鋼板にまで達する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水の浸入により内部鋼板が腐食する。錆汁が確認される場合もある。</li> <li>腐食により鋼板とゴムの接着部が剥離する。</li> </ul>

図-2 オゾン劣化による変状と進行のメカニズム

などによって表面に耐候性被膜を保護層として形成し、環境作用による劣化因子の侵入を防いでいる。しかし、寒冷地においては冰雪が剥離する際などに保護層が損傷すること及び、低温化においては保護層の再生成が遅くなることや寒冷地以外においては、被覆ゴムへの何らかによる接触及び材料の不均一などによっても保護層が損傷することがある。そのような場合に大気中のオゾンがゴムに作用することにより、ゴムの分子鎖の二重結合を切断する。切断された箇所は脆弱となるため、引張力により写真-1 のような亀裂が発生するに至る。この現象は被覆ゴムの内、引張力が大きな箇所に発現することが顕著である。ゴムにオゾンが作用することによって発生する変状と進行のプロセスを図-2 に示す。亀裂が目視可能な段階で、亀裂深さが図-1 に示す被覆ゴムを貫通していない場合（図-2 【1】）は、耐荷性能を期待する部分には影響はなく、ゴム支承の上から保護剤によって被覆することやゴムシートなどを貼り付けることによって耐久性能の回復が見込める。そのためには、亀裂の深さを点検において確認することが重要であり、方法としては、針金等を亀裂に挿入して深さを計測する方法などがあるが、亀裂が被覆ゴムを貫通している場合（図-2 【2】）は、直ちに耐荷性能に影響がでるものではないが、浸入した水分により内部の鋼板が腐食、ゴムの接着層が剥離し耐荷性能に影響が出ていると考えられるため、ゴム支承本体の更新が望ましい。

#### 4.2 パッド型ゴム支承のずれ、逸脱

写真-2 に示すような、パッド型ゴム支承が沓座からずれている事例が確認されている。この状態を放置すると最終的には



写真-2 パッド型ゴム支承の沓座よりの逸脱

	【1】 共用開始～桁の伸縮	【2】 桁の伸縮～滑りの発生まで	【3】 滑りの進行～沓座からの逸脱まで
メカニズム			
備考	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部構造の温度変化などに伴いゴム支承にせん断変形が生じる。</li> <li>この状態は設計で想定された状態であり特に異常なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部構造からの交通振動がゴムに作用し、ゴム支承下面と沓座モルタル滑りが生じる。</li> <li>ゴム支承下面と沓座モルタルの間に水分があることで滑りが生じやすくなる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ずれが進行し、沓座より逸脱する。</li> </ul>

図-3 パッド型ゴム支承のずれ、逸脱の進行メカニズム

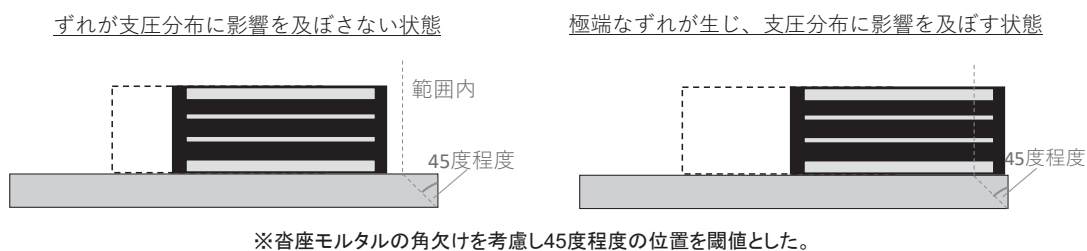


図-4 パッド型ゴム支承のずれが支圧分布に与える影響

支承が沓座より逸脱し、上部構造が沈下して路面に段差が生じるおそれや、支承部の鉛直力支持機能の喪失に至る損傷となるおそれがある。この状態に至るまでの進行のプロセスを図-3 に示す。ゴム支承は、温度変化、乾燥収縮及びクリープ等により生じた上部構造の伸縮に追従し、ゴムがせん断変形を受けた状態となっていることが一般的である(図-3【1】)。そのような状態で上部構造の活荷重が作用しても適切な振幅内に収まるように設計で想定はされているが、沓座周りに滞水などがある場合、パッド型ゴム支承の下面と沓座の間に浸水し、滑りやすくなる状態となり得る(図-3【2】)。特に曲線橋のカーブの内側及び斜橋の鋭角端などに配置される支承は、鉛直力が小さく、他の支点の支承と比べて面圧が小さく、ずれや逸脱が起こりやすいと考えられる。また、ずれが確認された場合においては、図-4 に示すようにずれ量が小さく、下部構造への支圧分布に影響を及ぼさない範囲では、パッド型ゴム支承の移動を制限する構造を設けることで以後の進行を防止できるが、その状態を超える移動となっていた場合は、上部構造をジャッキアップし、支承を所定の位置に再設置したうえで、移動を制限する構造を設置する等の処置が望ましい。

#### 4.3 下部構造の移動または傾斜によるゴム支承本体の亀裂、破断

ゴム支承が下部構造の移動や傾斜によって設計で想定される以上の移動量となった場合は、地震時の水平変位に対する追従機能の低下に繋がると考えられる。この状態に至るまでの進行のプロセスを図-5 に示す。架設時に直立状態で設置されたゴム支承は、温度変化による上部構造の伸縮の影響を受け、水平方向にゴム支承本体部がせん断変形した状態となっていることが一般的である(図-5【1】)。この状態は設計で想定されている状態であり特に問題とはならないが、下部構造に移動または傾斜が生じた場合、この移動量が増大する方向に作用し、設計で想定されている移動量を超えた状態とすることが考えられる(図-5【2】)。そして、設計で想定されている以上の変形が生じた状態で地震による振幅を受けた場合に、ゴム支承の耐荷性能を示す目安となるせん断ひずみの制限値

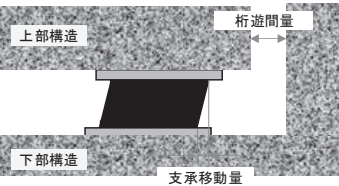
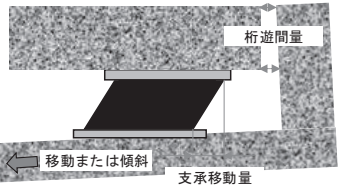
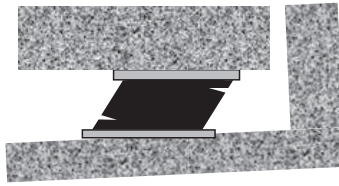
	【1】共用開始～桁伸縮まで	【2】下部構造の移動または傾斜	【3】亀裂または破断（地震時）
メカニズム			
備考	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計で想定されている移動量以下であれば変状はない。</li> <li>桁遊間量は上部構造の伸縮により増減するが設計で想定する量以下であれば変状はない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>支承移動量が増となる方向への下部構造の移動または傾斜の発生。</li> <li>支承移動量の設計図書との確認を行わないと変状は見つけにくい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震発生時には設計で想定していた移動量を超え、亀裂または破断が発生するおそれがある。</li> </ul>

図-5 下部構造の移動または傾斜によるゴム支承本体の亀裂、破断

250%を超えて、ゴム支承に亀裂や破断などの重大な変状が発生するおそれがある（図-5【3】）。ゴム支承はせん断変形している状態が一般的であるため、日常点検の際に移動量が設計で想定されている量を超えているのかどうかを目視のみで判断することは難しいため、設計図書において想定されている移動量の確認が必要となる。また、下部構造の移動または傾斜は下部構造測量によって判断されるものではあるが、支承部点検の際に見落とさないようにするためには、桁遊間量の確認も有効である。パラペットと上部構造が接触しているような場合には下部構造の移動が、桁遊間の上下で遊間量が異なるような場合には下部構造の傾斜が考えられる。この事例は、下部構造の移動または傾斜によって引き起こされた支承部の変状であるため、補修においては下部構造の移動対策が必須である。ゴム支承においては亀裂が発生する前であれば、ゴム支承本体はそのまま再設置が可能であるが、亀裂が発生した場合は新たな支承に交換するのが望ましいと考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、ゴム支承に特徴的な変状の事例を挙げ、変状の要因と、変状の発生から支承部としての機能を損失するまでのプロセスの整理を行った。そして、変状の段階ごとに必要な補修方法を提案した。どの事例においても変状発生から時間が経過するほど必要な補修は大掛かりな作業が必要となるため、なるべく早い段階での補修が必要である。そのためには、変状の原因および適切な補修方法を適切に判断することが、設計供用期間 100 年を実現するうえで重要であると考えられる。

## 6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました大住道生上席研究員、江口康平研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様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) 社団法人土木学会：鋼構造シリーズ 17 道路橋支承部の維持管理技術，2008.
- 2) 公益社団法人日本道路協会：道路橋橋示方書・同解説 I 共通編，2017.



# 損傷を考慮した破壊抵抗曲げモーメント算出方法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏名 塚崎 翔太

## 1. はじめに

PC 構造物では、厳しい塩害環境や想定外の水分浸入などによる PC 鋼材の腐食・破断などの損傷が生じると、耐荷性能が低下して重大な事象に至ることがある。一方、PC 鋼材の腐食・破断などの影響を精緻に考慮した耐荷性能評価方法についてはさまざまな研究<sup>1)</sup>が行われており、これらの評価方法を補強設計に活用し補強の必要箇所を詳細に把握することで、損傷箇所における局所的な補強を実施できるなど、合理的な耐荷性能評価につながる。本研究では、損傷した既設 PCT 桁橋の補強設計に活用することを目的に、PC 鋼材破断やグラウト充填不足の損傷事象を考慮した耐荷性能（破壊抵抗曲げモーメント）算出方法について検討した。あわせて、前述した破壊抵抗曲げモーメントの算出方法の妥当性について、梁モデル（ファイバーモデル）を用いた解析結果と比較し検証した。

## 2. 対象橋梁

対象橋梁は 1962 年に海岸から約 70m の河口上に建設された 3 連のポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋である（写真-1）。1976 年より塩害補修が着手され、そのうち、既設 PC 鋼材の破断が点検で確認されたため、1996 年に外ケーブル補強が行われた。2017 年には新橋建設に伴い撤去されることになり、外ケーブル補強された主桁を譲り受けた（以下、撤去桁）。過年度には外ケーブルの補強効果を確認するために载荷試験を行い、さらに解体調査により PC 鋼材破断やグラウト充填不足を確認した<sup>2)</sup>。撤去桁の支間中央部断面図を図-1、側面図を図-2 に示す。

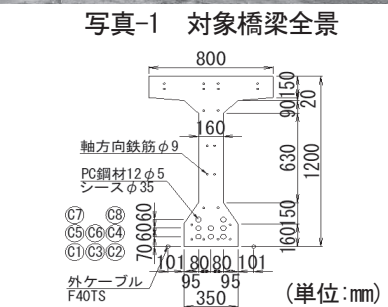


図-1 撤去桁の支間中央断面図

## 3. 梁モデルの構築

### 3.1 部材のモデル化

4 章で検討する破壊抵抗曲げモーメント算出方法の検証に用いる梁モデルを構築した。梁モデルは過年度に载荷試験および解体調査を実施した撤去桁を対象として、各部材の非線形性を考慮した 2 次元骨組みモデルとした（図-3）。コンクリート部は

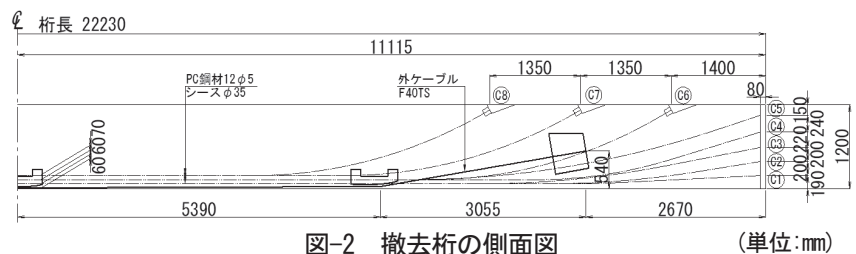


図-2 撤去桁の側面図

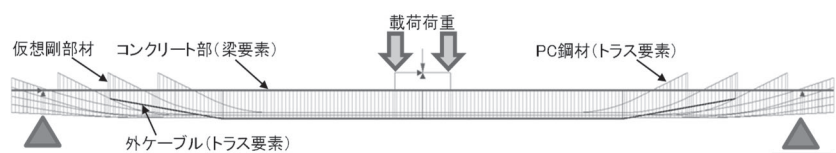


図-3 解析モデル（支持条件は図中の左側がピン、右側がローラー）

断面形状を定義できる梁要素（ファイバー要素）でモデル化し、各断面形状の領域内に埋め込み鉄筋要素を考慮した。PC 鋼材および外ケーブルはトラス要素を鋼材配置による偏向力と載荷時の応力増加を見込めるよう、仮想剛部材を用いて実配置でモデル化した。

### 3.2 材料特性

材料特性について、物性値は表-1 によるものとし、材料構成則等は以下の方法にて設定した。

コンクリート：コンクリート標準示方書<sup>3)</sup>に基づく軟化挙動を考慮したモデルを圧縮側、引張側に設定した。

主鉄筋、PC 鋼材、外ケーブル：道路橋示方書<sup>4)</sup>に基づき設定した。

PC 鋼材とグラウトとの付着特性は、是永ら<sup>5)</sup>の提案式に基づく付着応力-すべり量関係を設定した（図-4）。また、PC 鋼材の有効引張応力度は外ケーブル補強設計当時の計算書より  $836\text{N/mm}^2$ 、外ケーブルの有効引張応力度は過年度に実施した載荷試験時の計測結果<sup>2)</sup>より  $973\text{N/mm}^2$  とした。

### 3.3 損傷のモデル化

損傷について、解体調査にて得られた PC 鋼材破断およびグラウト充填不足を以下の方法にてモデル化した。

PC 鋼材破断：PC 鋼材破断の程度を PC 素線残存本数の割合でモデル化した。PC 鋼材の素線破断が 12 本中 0 本の場合、残存本数割合は 1.00、素線破断が 12 本の場合には 0 とした（図-5）。

グラウト充填不足：PC 鋼材とグラウトとの付着特性については、PC 鋼材の付着周長（図-6 の太線部）を考慮した。グラウト充填不足箇所に対しては、PC 鋼材の付着周長に図-7 に示す付着周長を低減する係数（以下、付着周長低減係数）を考慮した。付着周長低減係数は、素線残存本数とグラウト充填度のパラメータの影響を簡易的に表現し、両者の積と考えた。たとえば、PC 鋼材 C1 ケーブルの支間中央から  $-1500\text{mm}$  の位置では、素線が 12 本中 8 本残存、グラウトは充填度が 75%であったため、付着周長低減係数は  $8/12 \times 0.75 = 0.50$  とした。

### 3.4 再現性の確認

構築した梁モデルに、載荷試験時の荷重載荷位置と同じ位置（2 点載荷）で最大耐力まで荷重漸増させ解析を行った。解析プログラムは

表-1 各材料の物性値

コンクリート	設計基準強度: $40\text{N/mm}^2$
主鉄筋	降伏点強度: $295\text{N/mm}^2$ (SR295)
PC 鋼材	引張強度: $1620\text{N/mm}^2$ (SWPR1相当)
外ケーブル	引張強度: $1850\text{N/mm}^2$ (F40TS)

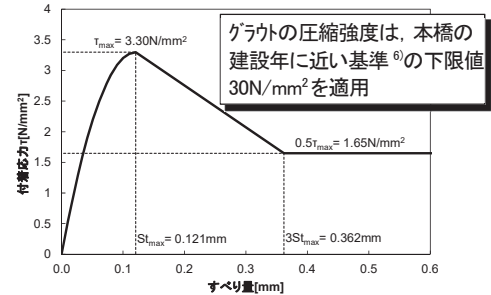


図-4 PC 鋼材とグラウトとの付着特性

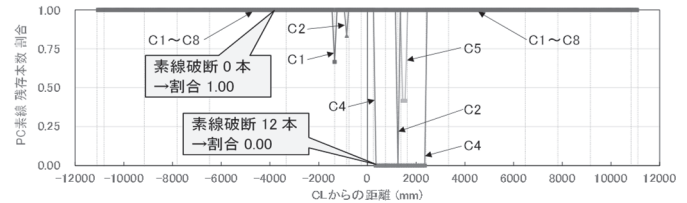


図-5 解体調査結果に基づく PC 鋼材破断状況

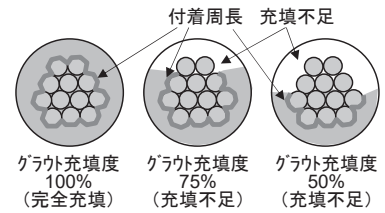


図-6 グラウト充填度と付着周長

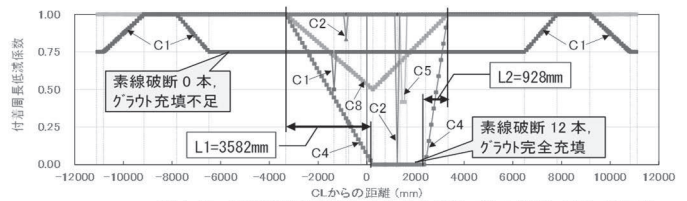


図-7 解体調査結果に基づくグラウト充填状況

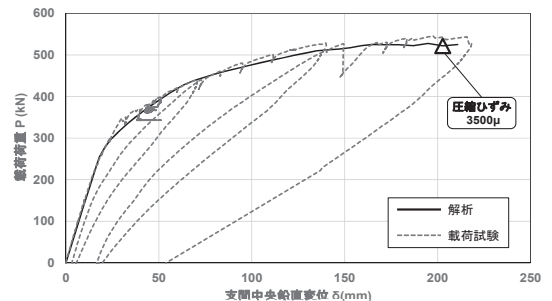


図-8 梁モデルの解析と載荷試験の結果

表-2 梁モデルと載荷試験の最大耐力

①梁モデルの最大耐力	②載荷試験結果の最大耐力	比率 (①/②)
522.0kN	545.7kN	95.7%

DIANA10.4を使用した。梁モデルの最大耐力はコンクリートの上縁圧縮ひずみが終局ひずみ $3500\mu$ に達した時点<sup>4)</sup>とした。荷重漸増解析で得られた梁モデルの最大耐力と載荷試験結果の最大耐力の比較を図-8および表-2に示す。両者の比較の結果、最大耐力の比率が95.7%であり、また解析結果は載荷試験結果と類似した変化を示していることから、梁モデルは載荷試験結果を概ね再現できていることを確認した。

#### 4. 破壊抵抗曲げモーメントの算出方法の検討

##### 4.1 損傷を考慮した破壊抵抗曲げモーメント算出

3章の梁モデルと同じ撤去桁を対象として、損傷を考慮した破壊抵抗曲げモーメント（以下、 $M_{uc}$ ）を道路橋示方書<sup>4)</sup>に準じた断面計算により算出した（図-9の太実線）。なお、段階的に検討を進めるため、まずは耐荷性能への影響が大きく考え方が明確であるPC鋼材破断<sup>2)</sup>を損傷の対象とした。損傷を考慮する方法については以下の考え方を取り入れた。

**PC鋼材破断：**破断した素線分の断面積を低減した。

**PC鋼材破断の影響：**プレテンション部材におけるPC鋼材の定着長の考え<sup>4)</sup>を準用し、PC鋼材破断箇所から $65\phi$ （ $\phi$ :PC鋼材の直径）でプレストレスが回復すると仮定した。なお、プレストレスの分布は道路橋示方書<sup>4)</sup>では二次放物線で与えられるが、本検討では簡易的かつ安全側になるよう線形分布で近似した。

外ケーブル補強の影響は、桁の変形に伴い生じる外ケーブルの張力増加量 $\Delta\sigma_p=429\text{N}/\text{mm}^2$ <sup>2)</sup>として考慮した。

##### 4.2 算出方法の妥当性検証

3章にて再現性を確認した梁モデルを用いて、図-10に示す①～⑮の15箇所荷重を載荷し、荷重漸増解析による桁破断点の作用曲げモーメント（以下、 $M_d$ ）と $M_{uc}$ と比較することで算出方法を検証した。なお、桁破断点はコンクリートの上縁圧縮ひずみが終局ひずみ $3500\mu$ に達した点<sup>4)</sup>とした。

図-9にて、梁モデルの載荷位置が図-10に示す⑦～⑭では、PC鋼材最多破断付近にて桁破断点が発生することを確認した。一方、梁モデルの載荷位置が図-10に示す①～④、⑮では、載荷位置にて桁破断点が発生することを確認した。桁破断点発生位置が異なる要因として、①～④および⑮ではPC鋼材破断による $M_{uc}$ 減少の影響が及ばないことが考えられる。また、 $M_d$ と $M_{uc}$ の比較の結果、両者の比（ $M_d/M_{uc}$ ）は約95～107%と概ね近い値になることが確認されたことから、4.1節での算出方法は概ね妥当であると考えられる。

ただし、図-10に示す載荷位置⑤、⑥では $M_d < M_{uc}$ となる箇所が確認された。 $M_d < M_{uc}$ になる場合、断面計算にて算出した桁の $M_{uc}$ が危険側（過大）となる可能性がある。なお、同区間のPC鋼材のうちC4ケーブルでは、PC鋼材破断箇所からグラウト充填不足が生じているが（図-5、図-7）、 $M_d < M_{uc}$ となる要因として、 $M_{uc}$ 算出にPC鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足が反映されていないことが考えられる。

##### 4.3 PC鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足を考慮した影響検討

4.2節で挙げられた課題に対し、PC鋼材破断に加えてPC鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足を考慮した $M_{uc}$ の算出方法について検討した。検討にあたっては、PC鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足区間Lの

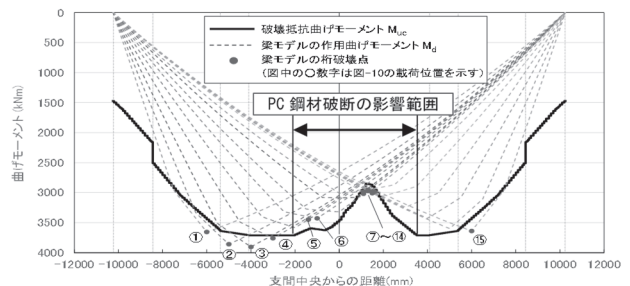


図-9 作用曲げモーメント $M_d$ と破壊抵抗曲げモーメント $M_{uc}$

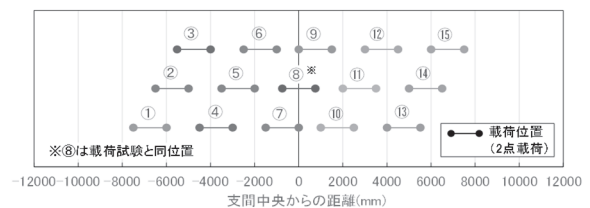


図-10 梁モデル解析時の載荷位置

1/2 までは PC 鋼材定着端部と同等とみなしプレストレスを考慮せず、残りの 1/2 では PC 鋼材破断側から  $65\phi$  ( $\phi$ :PC 鋼材の直径) でプレストレスが回復すると想定し設定した (図-11)。今回は PC 鋼材の素線破断およびグラウト充填不足が最大である C4 ケーブルを検討対象とした。PC 鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足区間は PC 鋼材破断箇所の両側でそれぞれ  $L_1=3582\text{mm}$ ,  $L_2=928\text{mm}$  である (図-7)。

上記で設定した方法を取り入れて  $M_{uc}$  を再度算出し (図-12 の太実線)、4. 2 節で解析から算出した  $M_d$  と比較した。図-10 に示す荷重位置⑤、⑥において、PC 鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足を考慮することにより  $M_{uc}$  が減少するため  $M_d > M_{uc}$  となり、 $M_{uc}$  を算出する上で安全側となることを確認した (図-12)。よって、 $M_{uc}$  の算出にあたっては、PC 鋼材破断に加えて PC 鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足を考慮することで、その算出精度を向上させることが可能であることを確認した。

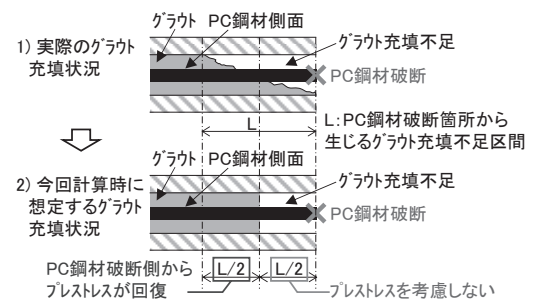


図-11 PC 鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足区間のプレストレス

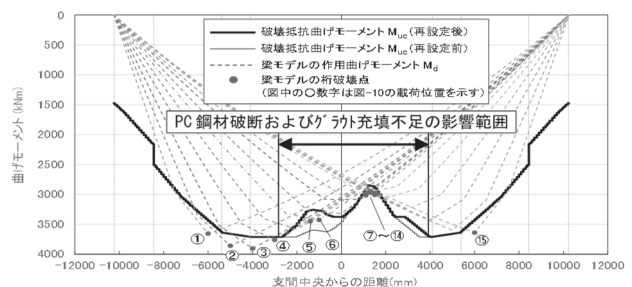


図-12 作用曲げモーメント  $M_d$  と破壊抵抗曲げモーメント  $M_{uc}$  (再設定)

## 5. 結論

損傷を考慮した破壊抵抗曲げモーメントの算出において、PC 鋼材破断に加えて PC 鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足を適切に評価することで、その精度を向上させることが可能であることを確認した。なお、PC 鋼材破断箇所から生じるグラウト充填不足の評価については実験等を踏まえたさらなる考え方の検証が課題となる。また、損傷を考慮した破壊抵抗曲げモーメントの算出結果の妥当性を検証するための手法として、梁モデル (ファイバーモデル) に荷重位置を変化させた荷重漸増解析により得られた桁破壊点の作用曲げモーメントと、算出した破壊抵抗曲げモーメントを対比する手法が有効であることを確認した。

## 6. 謝辞

本研究にあたり、多大なるご指導をいただきました、石田上席研究員、山本主任研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ深く感謝の意を表します。

所属：株式会社ワイ・テック

## <参考文献>

- 1) たとえば、横田敏広, Isuru WIJAYAWARDANE, 睦好宏史: 腐食した PC 鋼材を有する PC 梁の耐荷力特性と解析的性能評価手法の検討, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 74, No. 4, pp. 218-233, 2018
- 2) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター, プレストレスト・コンクリート建設業協会: 撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の補修補強技術の高度化に関する共同研究報告書—既設 PC 橋の性能評価法および外ケーブル補強技術に関する研究—, 共同研究報告書第 520 号, 2020. 12
- 3) 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], 2018. 3
- 4) 日本道路協会: 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, 2017. 11
- 5) 是永健好, 渡辺英義: PC 鋼より線とグラウト材の付着特性評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 1083-1084, 1999. 9
- 6) 土木学会: 昭和 36 年度改訂 土木学会 プレストレストコンクリート設計施工指針, 1961. 8



# 接合部のせん断摩擦による耐荷機構に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 池田 唯順

## 1. はじめに

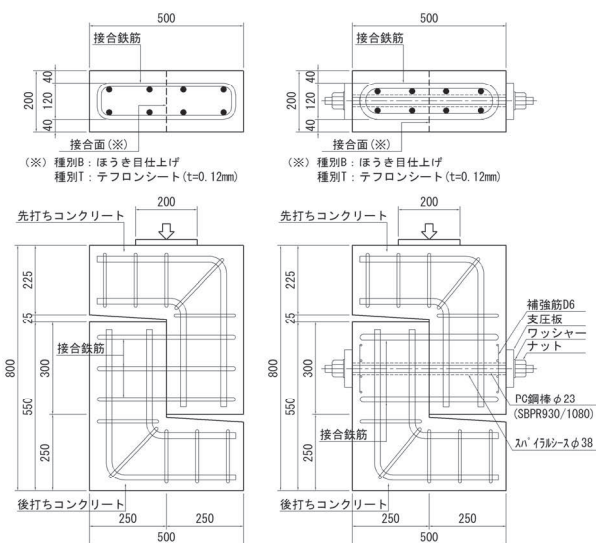
コンクリート間の接合部のせん断伝達機構に影響を及ぼす抵抗機構としてせん断摩擦がある。せん断摩擦とは、接合面の両側のコンクリートに十分に定着され、接合面を横切る鉄筋（以下、「接合鉄筋」という。）が配置される場合に、ずれ変形により接合鉄筋に引張力が生じ、その反力として圧縮力が接合面に作用することで生じる摩擦抵抗と考えられている。道路橋においては、PC 桁の外ケーブル定着構造の接合部などがせん断摩擦の影響を受ける箇所となり、せん断伝達耐力の算定式として、従来は土木学会コンクリート標準示方書の規定<sup>1)</sup>が用いられることが多かった。しかしながら、平成 29 年制定の道路橋示方書（以下、「道示」という。）では、接合部の要求性能や荷重分担の前提条件に関して規定化され、接合部の各抵抗機構は荷重分担が明確な場合のみ累加できるもので、1 種類の抵抗機構によって伝達することが基本であることが示された<sup>2)</sup>。そのため、せん断摩擦のみを考慮した抵抗機構について検証し、せん断伝達耐力を評価することが必要となっている。

## 2. 研究目的

本研究では、接合部のせん断摩擦によるせん断伝達耐力を把握するため、接合鉄筋比、プレストレス力、付着の有無などの条件を変化させた供試体を対象に一面せん断試験であるプッシュオフ試験を実施する。そして、せん断摩擦の耐荷メカニズムやそれに基づく限界状態を検証し、接合鉄筋比やプレストレスの効果の確認、その効果に伴い接合面に生じる拘束力の評価方法について検討する。さらに、プッシュオフ試験を実施した既往の実験結果を収集し、接合面に生じる拘束力の評価方法を再検証し、接合鉄筋比やプレストレスの効果を精度よく評価できるせん断摩擦によるせん断伝達耐力の評価法を提案する。

## 3. 試験概要

プッシュオフ試験における供試体の形状寸法及び一覧を図-1 及び表-1 にそれぞれ示す。供試体は表-1 に示すように、接合鉄筋比、プレストレス量、付着の有無、接合鉄筋の有無を変えた合計 16 体とする。プレストレスは、接合面に作用する外的な要因による拘束力の影響を考慮するために導入し、図-1 (b) の方法をとる。また、供試体には打継目を設け、その接合面の付着の影響を把握するため、付着ありの供試体はほうき目仕上げ処理を施し、付着なしの供試体は厚さ 0.12mm のテフロンシートを 2 枚貼り付ける。ほうき目仕上げは先打ちコ



(a) プレストレスなし (b) プレストレス導入  
図-1 供試体形状寸法

ンクリート打設から2時間後、既往の試験<sup>3)</sup>と同等に外観上の凹凸の高低差を示す表面粗さ 0.1~2.0mm 程度となるようにほうきで表面仕上げを行う。なお、コンクリートの表面粗度はレーザー変位計を用いて測定し、JIS B 0601-2013 に定められた表面粗度指標である最大高さ $R_z$ を算出すると、全供試体の最大高さ $R_z$ は 0.5~0.8mm の範囲であることを確認している。

表-1 供試体一覧

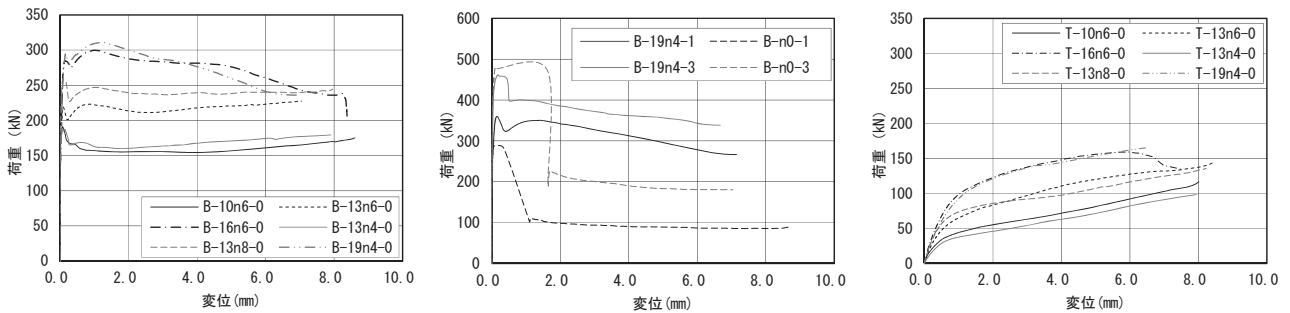
供試体名	接合鉄筋					コンクリート					
	径	本数	鉄筋比 p	降伏強度 $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$p \cdot f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )		付着有無	接合面表面処理方法	粗度指標 $R_z$ (mm)	拘束力 $\sigma_N$ (N/mm <sup>2</sup> )
						先打ち	後打ち				
B-10n6-0	D10	6	0.71%	365	2.60	32.2	36.1	有	ほうき目	0.68	-
T-10n6-0								無	テフロンシート	-	-
B-13n6-0	D13	6	1.27%	357	4.52	32.2	36.1	有	ほうき目	0.58	-
T-13n6-0								無	テフロンシート	-	-
B-16n6-0	D16	6	1.99%	370	7.35	32.2	36.1	有	ほうき目	0.63	-
T-16n6-0								無	テフロンシート	-	-
B-13n4-0	D13	4	0.84%	357	3.02	31.3	36.2	有	ほうき目	0.58	-
T-13n4-0								無	テフロンシート	-	-
B-13n8-0	D13	8	1.69%	357	6.03	31.3	36.2	有	ほうき目	0.72	-
T-13n8-0								無	テフロンシート	-	-
B-19n4-0	D19	4	1.95%	382	7.44	31.5	36.2	有	ほうき目	0.80	0.0
T-19n4-0								無	テフロンシート	-	0.0
B-19n4-1								有	ほうき目	0.65	1.0
B-19n4-3								有	ほうき目	0.63	3.0
B-n0-1	-	-	-	-	-	31.5	36.2	有	ほうき目	0.77	1.2
B-n0-3	-	-	-	-	-	-	-	有	ほうき目	0.77	3.4

載荷方法は2000kN 万能試験機を用いて静的一軸圧縮載荷を行い、ずれ変位を接合面の中央両側にカンチレバー型変位計を設置し計測する。接合鉄筋の挙動は先打ちコンクリート側は接合面から 2d (d:鉄筋径)、後打ちコンクリート側は接合面から 3mm 及び 4d の位置の上下縦リブ上にひずみゲージを貼り付けて計測する。

#### 4. 試験結果

##### 4.1 接合面のせん断伝達機構

荷重とずれ変位の関係並びに荷重を接合面積で除した平均せん断応力度の算出結果を図-2、表-2 にそれぞれ示す。付着ありでプレストレスを導入しない場合、荷重が120kNを超えた付近からずれ変位が生じ始め(ずれ発生)、ずれ変位が0.1mm前後で荷重が一旦低下し(完全ずれ発生)、その後さらに荷重が増加することが確認できる。完全ずれ発生荷重は接合鉄筋比に伴い増加しているため、この点の状態はコンクリートの付着力による抵抗ではなく、せん断摩擦により抵抗している状態と想定される。なお、接合鉄筋比が1.9%を超える供試体では完全ずれ発生後の荷重増加により最大耐力に達している(2次ピーク)。また、プレストレスを導入する場合、プレストレス量が大きいほど完全ずれ発生荷重が増大しており、接合鉄筋を配置しない場合は完全ずれ発生と同時に変位が急増し、脆性的な挙動となる。接合面にテフロンシートを使用し付着をなくした場合、接合面の付着力やせん断摩擦による抵抗が作用しないため、ダウエル作用のみによる耐荷機構を表していることになる。この付着なしの供試体の耐荷機構が付着ありの供試体のせん断伝達機構の内のダウエル作用による荷重負担分と考えると、ダウエル作用による効果は付着ありの場合の完全ずれ発生変位量の0.1mm前後ではほとんど生じておらず、2次ピークが生じるようなずれ変位量1.0mm程度の状態で発生荷重の3割程度を負担しているものと示唆される。



(a) 付着あり・プレストレスなし

(b) 付着あり・プレストレスあり

(c) 付着なし・プレストレスなし

図-2 荷重とずれ変位の関係

## 4.2 接合部の限界状態

前節の力学的特性に基づいて接合部の限界状態を想定すると、可逆的な挙動の限界はずれ発生までと考えることができる。ずれ発生後は接合面に微細なひび割れが生じることでコンクリートの付着力による抵抗が失われずれ変位が増大する。道示<sup>2)</sup>では合成桁構造の桁と床版の接合部の限界状態 1 は、このコンクリートによる付着力が最大耐力となる状態としている。また、作用に対して耐荷力を発揮できなくなる限界の状態は、完全ずれ発生までと考えることができる。これは、完全ずれ発生後はせん断摩擦だけではなくダウエル作用による荷重伝達が生じるが、その分担は明確ではなく状態の制御が困難なことや、完全ずれが発生する状態がせん断摩擦による最大耐力を有していると考えられるためである。

## 5. せん断伝達耐力評価式の検証

### 5.1 試験結果による検証

作用に対して耐荷力を発揮できなくなる限界の状態におけるせん断伝達耐力を推定するため、せん断摩擦による最大耐力の評価式について検証する。せん断摩擦の評価式は接合面に作用する拘束力と接合面の状態に応じた摩擦係数の関係式と考えられる。接合面の拘束力として、文献<sup>1)</sup>では $\alpha \cdot p \cdot f_{yd} - \sigma_{nd}$ （ここに、 $p$ ：接合鉄筋比、 $f_{yd}$ ：鉄筋の降伏強度、 $\sigma_{nd}$ ：接合面に垂直に作用する平均応力度、圧縮の場合は符号が負）が用いられ、接合面近傍の鉄筋曲率の影響による軸方向剛性の低減係数 $\alpha$ を考慮している。しかし、ダウエル作用の影響をほとんど受けない完全ずれまでの範囲では鉄筋曲率の影響が小さく軸方向剛性は低減されないため、想定している抵抗機構の前提条件が異なることになる。また、Mattock の提案式<sup>4)</sup>のように接合面の拘束力として、 $p \cdot f_y + \sigma_{NX}$ （ここに、 $f_y$ ：降伏強度、 $\sigma_{NX}$ ：接合面に垂直に作用する平均応力度、圧縮の場合は符号が正）を用いる場合は、せん断摩擦の最大耐力に達するときに接合鉄筋は降伏していることを考慮している。しかしながら、図-3 に示すように、完全ずれ発生時に接合鉄筋に生じている軸引張応力度 $f_s$ は、計測結果より降伏強度の 25~35%程度であり、接合鉄筋は降伏に達していないため、これも抵抗機構の前提条件が異なることになる。そのため、接合面の拘束力は、完全ずれ発生時に接合鉄筋に生じている軸引張応力度 $f_s$ を用いて、 $p \cdot f_s + \sigma_N (= p \cdot s \cdot f_y + \sigma_N)$ と想定する。ここに、図-3 より軸引張応力度 $f_s$ と降伏強度 $f_y$ の比率は $s (= f_s / f_y) = 0.2$ とする。完全ずれ発生時の平均せん断応力度と接合面の拘束力の関係を図-4 に示す。

### 5.2 既往文献調査による検証

国内外でプッシュオフ試験を実施した既往実験結果から、次の内容に該当するデータを抽出し、前節の接合面の拘束力の評価方法を踏まえた耐力評価式について検証する。①接合面に接着剤やせん断キーの効果が作用しないもの、②接合鉄筋や接合面に特別な処置を施していないもの、③接合面に対して接合鉄筋を垂直に配置しているもの、

表-2 試験結果

供試体名	ずれ発生		完全ずれ発生		2次ピーク		
	荷重 (kN)	荷重 (kN)	荷重 【=B-T】 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	荷重 【=B-T】 (kN)	変位 (mm)
B-10n6-0	174	191	181	0.07	156	95	2.71
T-10n6-0	-	10 ※	(0.05)	-	61 ※	(0.39)	-
B-13n6-0	155	219	205	0.10	223	162	0.86
T-13n6-0	-	14 ※	(0.06)	-	61 ※	(0.28)	-
B-16n6-0	164	285	258	0.14	300	200	1.03
T-16n6-0	-	26 ※	(0.09)	-	100 ※	(0.33)	-
B-13n4-0	173	187	176	0.14	169	136	0.64
T-13n4-0	-	11 ※	(0.06)	-	32 ※	(0.19)	-
B-13n8-0	172	259	244	0.09	247	172	1.05
T-13n8-0	-	14 ※	(0.06)	-	75 ※	(0.30)	-
B-19n4-0	129	295	269	0.16	311	208	1.24
T-19n4-0	-	26 ※	(0.09)	-	102 ※	(0.33)	-
B-19n4-1	154	360	-	0.15	350	-	1.42
B-19n4-3	211	462	-	0.18	401	-	0.83
B-n0-1	185	288	-	0.05	-	-	-
B-n0-3	246	480	-	0.10	-	-	-

※：付着あり供試体(B)と同じずれ変位での荷重  
( )内の値は付着あり供試体(B)に対する付着なし供試体(T)の荷重割合

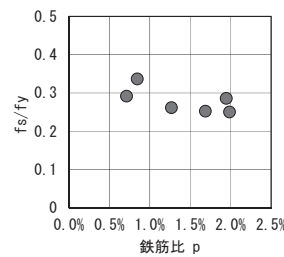


図-3 降伏強度に対する軸引張応力度の割合

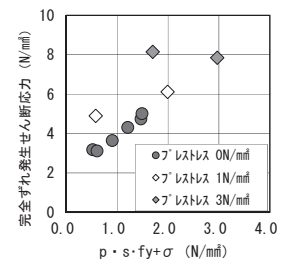


図-4 平均せん断応力度と接合面の拘束力の関係

④接合面の垂直方向に作用する外力が引張ではないもの、⑤接合面以外で破壊に至っていないもの、⑥完全ずれ発生時が最大耐力となるように接合鉄筋比2%以下のもの、⑦接合面の表面仕上げをほうき目仕上げか表面粗さ2mm以上の粗面仕上げのもの。

既往実験結果から得られた完全ずれ発生平均せん断応力度と接合面の拘束力の関係から、せん断摩擦による抵抗機構には接合面の表面の状態に応じた摩擦係数を考慮するだけでなく、コンクリートの設計基準強度も考慮することで高い相関が得られる(図-5)ため、せん断伝達耐力評価式は式(1)を想定する。

$$V_u = \tau_u \cdot A_c$$

$$= \mu \cdot \sqrt{(p \cdot s \cdot f_y + \sigma_N/2) \cdot f'_c} \cdot A_c \quad (1)$$

ここに、 $\tau_u$  : せん断摩擦によるせん断応力、 $A_c$  : 接合面積、 $\mu$  : 摩擦係数 (0.1~2mm程度の凹凸を設けた場合0.8, 2mm以上の凹凸を設けた場合1.0)、 $f'_c$  : コンクリート設計基準強度となる。式(1)による計算値と実験値の比較を図-6に示す。これより、計算値に対する実験値の比率は平均1.1、変動係数26.9%となり、せん断摩擦によるせん断伝達耐力を高い精度で評価できている。

## 6. まとめ

プッシュオフ試験結果より接合面のせん断伝達機構を確認し、ずれ変位が0.1mm前後の完全ずれ発生時点では、ダウエル作用による抵抗がほとんど生じずせん断摩擦により抵抗している状態と考えられ、せん断摩擦による最大耐力に達すると判断した。そして、完全ずれ発生時点を作用に対して耐荷力を発揮できなくなる限界の状態と想定し、この状態で接合鉄筋に生じる軸引張応力度 $f_s$ に関する評価方法を提案した。さらに、既往実験結果との相関から評価式を提案し、せん断摩擦によるせん断伝達耐力を高い精度で評価できることを確認した。

## 7. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました石田雅博上席研究員、岩谷祐太研究員、小林巧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。

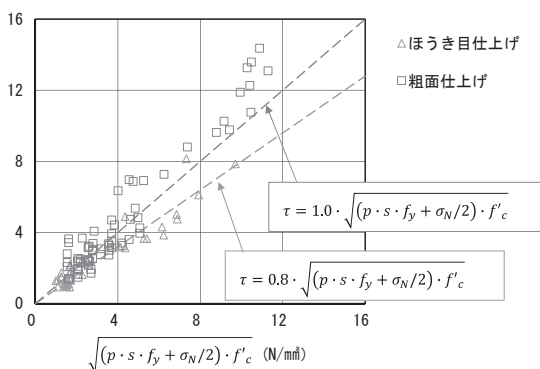


図-5 表面処理方法の違いによるせん断応力度

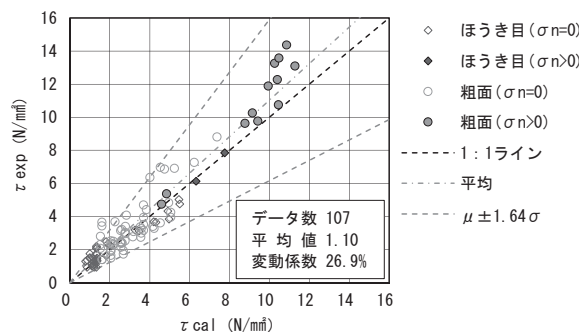


図-6 評価式による計算値と実験値の分布

## <参考文献>

- 1) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書【設計編：標準】，pp.202-205，2018
- 2) 日本道路協会：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，2017.11
- 3) 土木研究所，PC建設業協会：橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する共同研究報告書（I），共同研究報告書第362号，2007.2
- 4) Mattock, A.H. : Shear transfer in reinforced concrete - Recent research, PCI Journal, Vol.17 No.2, pp.55-75, 1972

所属：株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング



# 新たな地盤反力係数推定式を用いた杭基礎の試設計

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏名 中浦 慎之介

## 1. まえがき

構造物基礎の設計では地盤をバネ（地盤反力係数）でモデル化し、弾性床状の梁理論に基づく等価線形解析により基礎変位が計算される。この計算を汎用的かつ精度良く行うためには、着目する変位が基礎に生じる場合の地盤の非線形特性をそれと等価な線形モデルに置き換える必要がある。現行設計法におけるN値を用いた地盤反力係数の推定方法において、軟弱地盤上でのモデル化の推定精度が低いことが課題となっていたが、既往研究<sup>1)</sup>では、理論的な考察と载荷試験データに基づく考察により、着目する対象基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを関係づけた、新たな地盤反力係数の推定方法が提案されている（式(1)）。この新たな地盤反力係数推定式（以下、「提案式」と呼ぶ）は、現行設計法（H29 道示<sup>2)</sup>）に比べて推定精度が向上することが期待される一方、水平方向地盤反力係数 $k_H$ に関して、特にN値が小さい領域で現行設計法に比べて大きな値が算出されることが分かっている。

$$k = \alpha v E_1 B_0 e^{-1} (y_{eq}/y_1)^{-1/2} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $\alpha$ ：変形速度等の影響を考慮するための係数、 $v$ ：地盤の変形係数を地盤反力係数に換算するための係数、 $E_1$ ：基準変形係数(kN/m<sup>2</sup>)、 $B_0$ ：基礎の換算載荷幅(m)で鉛直方向は直径D、水平方向は0.8D、 $y_{eq}$ ：着目する変位量(m)、 $y_1$ ：基準変位量(m)で0.01Dである。

## 2. 研究目的

本研究では、今後提案式を標準的な設計手法として採用するにあたっての課題や合理性を把握することを目的として、現行設計法及び提案式を用いた杭基礎の試設計を行い、算出される応答値や杭基礎の諸元に及ぼす影響を確認した。

## 3. 研究方法

### 3.1 検討フロー

検討の流れを図-1に示す。H29 道示を用いた試設計に基づいた橋台及び橋脚の基礎の諸元を設定した後、同一諸元で提案式を用いた試設計を行い、安全余裕を比較する。次に、応答値に大きな変化があればそれに応じて基礎の諸元を見直し、最適化諸元を設定し、提案式を用いた場合の基礎諸元への影響を確認

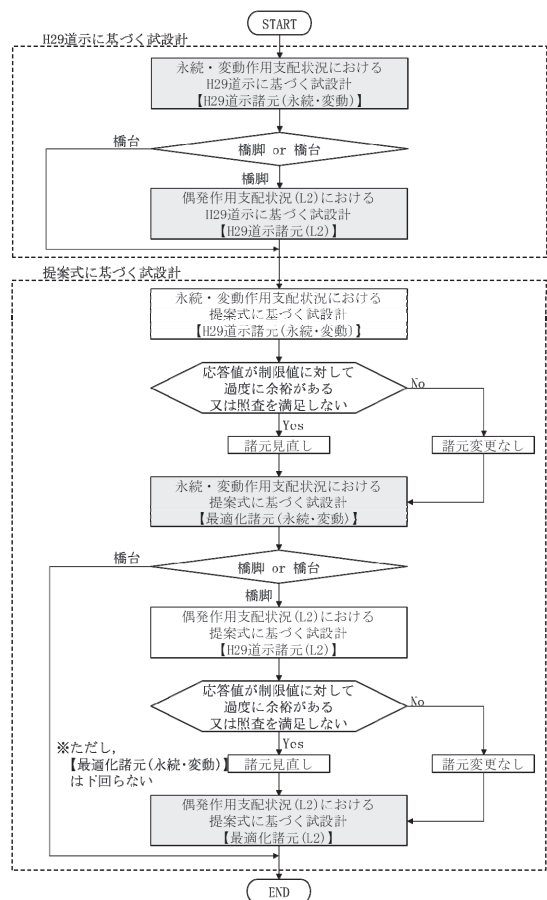


図-1 試設計の流れ

する。橋脚のケースに限り、レベル2地震動を考慮する設計状況に対しても照査を行う。ここで、提案式を用いた試設計とは、式(1)を用いて地盤反力係数を算出し、その他の設計条件はH29道示を適用することとした。

### 3.2 試設計の対象ケース

試設計対象は橋台・橋脚それぞれ22ケースとした。その内訳は、道示に規定されている杭種・杭工法の組合せ11ケースにおいて、杭の曲げモーメント分布が杭頭曲げ卓越・地中曲げ卓越の2パターンとなるよう地盤の硬軟で2通りの設定を行った(表-1)。

表-1 対象とする杭基礎の杭種と杭工法

杭工法	鋼管パイロメント杭工法	回転杭工法	打撃工法	中掘り杭工法	プレローリング杭工法	場所打ち杭工法	場所打ち杭	検討基数
鋼管パイロメント杭	2							2
鋼管杭		2	2	2				6
SC杭			2	2	2			6
PHC杭			2	2	2			6
場所打ち杭						2		2
計								22

## 4. 研究結果

### 4.1 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計 (H29道示諸元)

H29道示に基づき永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計で決定した橋台杭基礎22基及び橋脚杭基礎22基に対して、提案式に基づく試設計を行った。

提案式によって見直される杭の軸方向ばね定数 $K_V$ と水平方向地盤反力係数 $k_H$ について、①H29道示式による場合と②提案式

表-2  $K_V$ 及び $k_H$ の比率(提案式/H29道示式)

下部工	地盤	$K_V$	$k_H$
橋台	軟	1.22	3.03
	硬	1.19	1.30
橋脚	軟	1.19	3.85
	硬	1.17	1.43

による場合の比率(②/①)を、橋台橋脚、地盤の硬軟の組合せ4通りを11ケースの平均で整理すると、表-2のとおりとなる。橋台橋脚、地盤の硬軟にかかわらず、概ね全てのケースでH29道示式に比べて提案式で求めた場合の方が大きい値となることが確認できた。特に軟弱地盤のケースにおいて提案式を用いることによる $k_H$ の増加の傾向が著しい。これは、提案式を用いた場合の推定精度が向上したことと、H29道示式を用いた場合の推定精度が低く実測値に比べて小さい値が推定されていたことによると考えられる。

次に、主な照査項目における安全余裕(応答値/制限値)の比較結果を図-2に示す。提案式を用いた場合の安全余裕への影響は、軟弱地盤のケースの場合、押し込み力の照査及び負曲げの照査は若干余裕が生じるがH29道示の結果と概ね同等程度の傾向、正曲げの照査はH29道示の結果に比べて0.4~0.8程度余裕が生じる、変位の照査はH29道示の結果に比べて0.3~0.5程度と著しく余裕が生じる傾向となる。比較的堅固な地盤のケースの場合、押

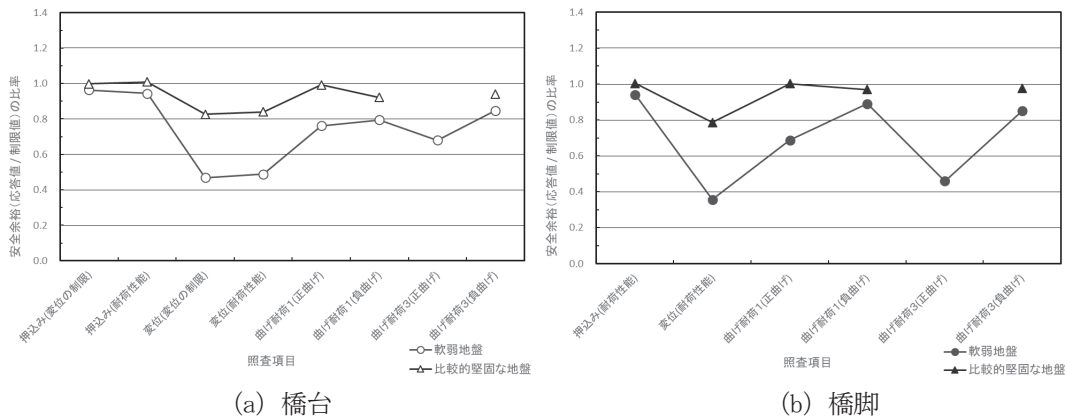


図-2 主な照査項目の安全余裕(応答値/制限値)の比率(提案式/H29道示) <平均>

込み力の照査及び正曲げ・負曲げの照査はH29 道示の結果と概ね同等程度であるが、安全余裕が 1.0 を超えて照査として厳しくなるケースもある。一方で、変位の照査は安全余裕が 0.8 程度となり照査に余裕が生じる傾向になる。

安全余裕の分析の結果から、最も結果に影響した照査項目は「変位の照査」であり、この要因としては軟弱地盤のケースで  $k_H$  が著しく増加した影響が直接的に現れたと推察される。次に「正曲げの照査」でやや余裕が生じているが、この要因についても軟弱地盤のケースで  $k_H$  が著しく増加したことにより正曲げが小さくなったからと推察される。

#### 4.2 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計（最適化諸元）

4.1 の提案式を用いた試設計の結果、応答値が制限値に対して過度に余裕がある又は照査を満足しないケースにおいて諸元の見直しを行い、提案式を用いた場合の基礎の諸元への影響を確認した。地盤の硬軟でそれぞれ 22 基（橋台+橋脚）について、提案式を用いた試設計において最適化した杭基礎諸元の H29 道示諸元からの変化を図-3 に示す。杭本数と杭体諸元（鋼管の板厚、PHC 杭の種別、軸方向鉄筋量等）のどちらにも変化があった場合は、経済性、施工性等への影響が大きい杭本数に加算している。また杭本数に着目した場合の H29 道示諸元からの影響を図-4 に示す。

軟弱地盤のケースの場合、22 基のうち 21 基で杭本数または杭体諸元が減少する結果となり、そのうち約 6 割で杭本数が減少している（図-3(a)）。図-4(a)に示すとおり本数減少の程度も顕著であり、最も本数が減少したケースは中掘り杭工法（鋼管杭）で、18 本→10 本（55%）である。

比較的堅固な地盤のケースの場合、約半数が変化なしで最も多く、諸元の低下は約 3 割である（図-3(b)）。22 基のうち 19 基で諸元の変化なし又は杭体諸元への影響であり、図-4(b)より杭本数への影響も最大で 130%未満であることから、軟弱地盤のケースに比べて杭基礎諸元への影響は小さい傾向であると考えられる。

#### 4.3 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における試設計

橋脚についてのみ、提案式を用いたレベル 2 地

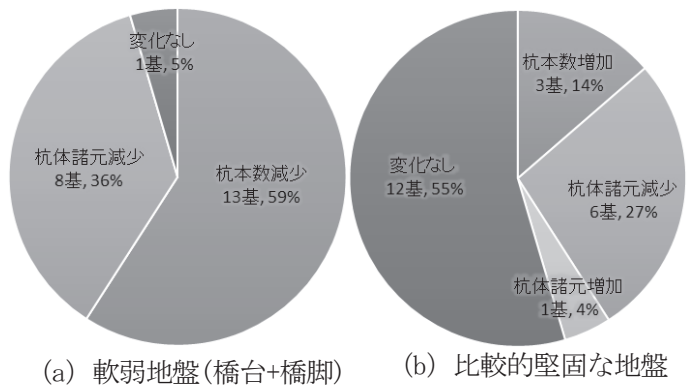


図-3 杭基礎諸元への影響(永続・変動)

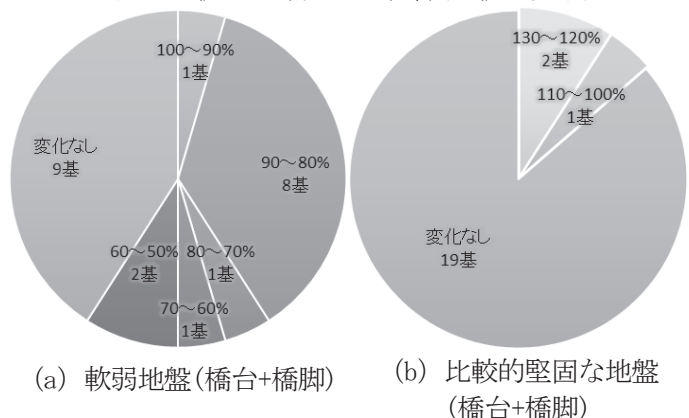


図-4 杭本数への影響(最適化諸元/H29 道示諸元) (永続・変動)

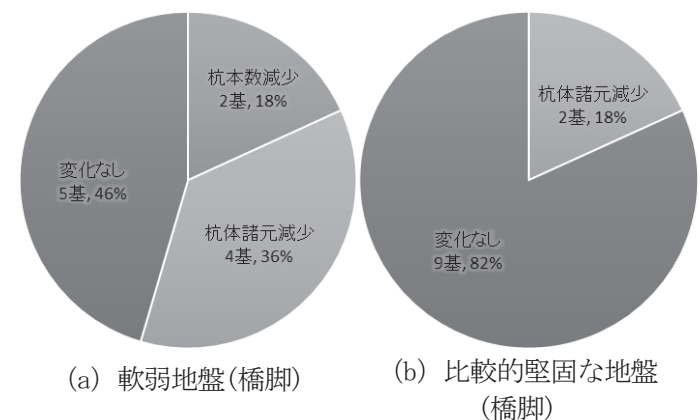


図-5 杭基礎諸元への影響(レベル 2 地震動)

震動を考慮する設計状況における試設計を行い、4.2と同様に応答値が制限値に対して過度に余裕がある又は照査を満足しない場合において諸元の見直しを行った。提案式を用いた試設計において最適化した杭基礎諸元のH29道示諸元からの変化を図-5に示す。軟弱地盤のケースにおいて、諸元が減少する傾向は永続作用支配状況及び変動作用支配状況における試設計の場合と同様であるが、最も本数が減少したケースでも場所打ち杭で9本→8本(89%)であり、その傾向はあまり顕著ではない。

これは、レベル2地震動を考慮する設計状況における試設計では、地盤抵抗の非線形性を考慮しており、杭頭部の水平地盤抵抗は地盤反力度の上限値で決まることから、 $k_H$ の差が顕著に現れなかったためと推察される。

## 5. まとめ

4に示す試設計による検討の結果、提案式を用いた設計を行う場合の概ねの傾向が確認できた。軟弱地盤の場合には、比較的堅固な地盤の場合に比べて杭基礎諸元への影響が顕著であり、概ね全てのケースで減少する傾向である。地盤バネの推定精度向上が期待される提案式を新たな標準的な設計手法として採用する場合、杭本数が減少する等の合理化が図られる傾向にあることが確認できた。

一方で、杭本数が8本減少するケースもあることから、リダンダンシーの低下が懸念される。提案式を用いる場合の課題としては、特に軟弱地盤のケースにおいて構造安全性の低下に大きく影響する杭本数の減少が顕著となるため、変位の制限値や部分係数の設定等の見直しの可否等の検討が今後必要になってくると考える。

特に橋台については、永続作用支配状況及び変動作用支配状況における設計で諸元が決定することが多いため、提案式の適用にはより注意が必要である。橋台に関して、特に懸念される現象として側方移動がある。これまで側方移動は半経験的に得られた判定式に基づき、側方移動対策の要否や対策規模の計画が行われてきている。これにより現状としては側方移動の被害は限定的であるが、提案式を採用することで諸元が減少する傾向にあることは、つまり側方移動に対する安全余裕が少なくなることになる。このことから、提案式の採用にあたっての課題の一つとして、側方移動に対する照査方法の構築が必要となる。今後の検討として、地盤バネの推定精度向上が期待される提案式の採用を目指すにあたって、実験や解析による側方移動及び側方移動対策効果の検証等を行い、側方移動に対する照査方法の検討を進めていく。

## 6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導頂きました桐山耐震研究監、堀内主任研究員、谷本主任研究員、飯島研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センター各位に深く感謝致します。

所属：日本インフラマネジメント株式会社

### <参考文献>

- 1) 国立研究開発法人土木研究所，国立大学法人岐阜大学，国立大学法人新潟大学：道路橋示方書の改訂を踏まえた性能設計概念に基づく設計照査手法についての研究開発，共同研究報告書，第499号，2019.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，丸善出版，2017.



# 道路橋の耐震補修補強における性能評価手法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 石崎 覚史

## 1. まえがき

道路橋示方書V耐震設計編<sup>1)</sup>(以下、道示)では、文献2)に基づき、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚)の塑性変形能の評価法が規定されている。一方、文献3)に基づく巻立て補強したRC橋脚の限界状態評価法では、最大水平耐力付近で安定していた水平力が低下し始める点を設計上の終局変位とみなし、これに安全係数(限界状態2:1.5、限界状態3:1.2)を考慮することによって限界状態とみなす変位を算出しているが、この変位は、直接橋脚の変位や損傷状況、抵抗特性の関係を評価した点ではないといった課題がある。

## 2. 研究目的

巻立て補強したRC橋脚の評価手法を道示<sup>1)</sup>と同等のメカニズムに基づく設計手法とすることを目的に、巻立て補強したRC橋脚の損傷状態に応じた限界状態の評価や不確実性を考慮した部分係数の設定に向けて、巻立て補強したRC橋脚の塑性ヒンジ長 $L_p$ <sup>4)</sup>や限界状態<sup>5)</sup>の評価を行っている。しかし、文献4),5)の検討において、対象としている供試体数は、炭素繊維シートによって巻立て補強したRC橋脚(以下、炭素繊維補強橋脚)に限れば2供試体と、検証数が少ないことが課題となっていた。そこで、過去に実施された炭素繊維補強橋脚の正負交番載荷実験の結果を収集し、提案した限界状態とみなす変位の評価式の推定精度を検証した結果について報告する。

## 3. 対象供試体

本研究で対象とした供試体の一覧を表-1に示す。対象とした12供試体<sup>6)</sup>は、過去に行われた炭素繊維補強橋脚の実験のうち、各載荷ステップにおける繰り返し回数が3回の正負交番載荷を行った実験を対象とした。対象供試体の断面形状は、円形断面及び矩形断面であり、形状による違いの検討を行えるようにした。

表-1 対象供試体の諸元<sup>6)</sup>

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 (%)	補強材料		
						層数 (層)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	体積比 (%)
1	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	0.5	3481	0.056
2	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	1	3481	0.111
3	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	1	3481	0.167
4	円形	φ 400	1200	1.02	0.240	1	3481	0.111
5	矩形	600 × 600	2000	1.99	0.075	2	4227	0.223
6	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	4	3834	0.445
7	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	8	3834	0.891
8	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	12	3834	3.336
9	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	3	4312	0.190
10	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	5	4312	0.317
11	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	8	4312	0.507
12	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	5	3814	0.317

## 4. 限界状態変位の推定

### 4.1 実験における限界状態に相当する変位の推定手法

実験における限界状態に相当する変位の評価手法は、文献2)と同様の観点で行った。具体的には、実験における限界状態2の指標は、繰り返し回数3回の載荷のうち3回目の載荷における水平耐力が1回目の載荷における水平耐力の85%程度を下回らず、かつ、3回目の載荷における吸収エネルギーが2回目の載荷における

吸収エネルギーの90%程度以上となる状態が指標とされている。また、実験における限界状態3の指標としては、水平耐力を保持している限界の状態とされている。なお、これらの指標より整理した結果、限界状態2に相当する変位と限界状態3に相当する変位が同じとなった場合には、限界状態2に相当する変位を一つ前の基準変位とした。これは、文献2)において、前述した指標での評価を行った際に限界状態2と限界状態3が同一変位になった場合には、供試体の損傷状況等から、限界状態2は、その一つ前の基準変位と整理されており、限界状態2と限界状態3は同一変位としていないことを踏襲したためである。また、載荷実験の際に、補強部材の損傷等により補強の前提となる条件が崩れた場合には、前述の指標を満たしていたとしても、その直前の時点の水平耐力を保持できる限界の状態とみなし評価を行った。これらの指標を用いて、対象供試体の限界状態2,3に相当する塑性率と水平変位を整理した結果を表-2に示す。

表-2 実験の限界状態変位と塑性率

供試体 No.	限界状態2		限界状態3	
	塑性率	変位 (mm)	塑性率	変位 (mm)
1	9 δ <sub>y</sub>	42	10 δ <sub>y</sub>	47
2	10 δ <sub>y</sub>	52	11 δ <sub>y</sub>	57
3	9 δ <sub>y</sub>	54	10 δ <sub>y</sub>	60
4	9 δ <sub>y</sub>	47	10 δ <sub>y</sub>	52
5	6 δ <sub>y</sub>	47	7 δ <sub>y</sub>	55
6	4 δ <sub>y</sub>	55	5 δ <sub>y</sub>	69
7	5 δ <sub>y</sub>	64	6 δ <sub>y</sub>	77
8	6 δ <sub>y</sub>	72	7 δ <sub>y</sub>	84
9	6 δ <sub>y</sub>	122	7 δ <sub>y</sub>	144
10	6 δ <sub>y</sub>	122	7 δ <sub>y</sub>	144
11	7 δ <sub>y</sub>	143	8 δ <sub>y</sub>	163
12	6 δ <sub>y</sub>	125	7 δ <sub>y</sub>	145

#### 4.2 計算における限界状態とみなす変位の推定手法

新設 RC 橋脚の計算による限界状態とみなす変位の評価式は、道示<sup>り</sup>では、式(1)により算出することが規定されている。補正係数  $k$  は、実験値が評価式を 1.3 倍程度上回ったことを考慮して設定されたものである<sup>7)</sup>。

$$\delta_{ls} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_s - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \quad (1)$$

ここで、 $\delta_{yE}$  は限界状態1に相当する水平変位（降伏変位）の特性値(mm)、 $\phi_y$  は限界状態1に相当する水平変位（降伏変位）の曲率(1/mm)、 $L_p$  は塑性ヒンジ長(mm)、 $h$  は慣性力作用位置までの距離(mm)、 $\phi_s$  は橋脚基部断面における限界状態2,3に達するとき生じる曲率(1/mm)で軸方向鉄筋ひずみが限界ひずみに達する際の曲率であり、軸方向鉄筋の限界ひずみ $\varepsilon_{st}$ は、式(2)より算出される。

$$\varepsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{co}^{0.22} \quad (2)$$

ここで、 $C$  は限界状態2の場合 0.025、限界状態3の場合 0.035、 $\phi$  は軸方向鉄筋の直径(mm)、 $\beta_s$  は横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数(N/mm<sup>2</sup>)、 $\beta_{co}$  はかぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数(N/mm<sup>2</sup>)で、炭素繊維補強橋脚の計算による限界状態とみなす変位は、提案手法<sup>4)</sup>に基づき、式(2)の $\beta_{co}$ を、式(3)に示す $\beta_{sc}$ と置き換え算出した。

$$\beta_{sc} = \frac{384 E_c I_{sc}}{5 n d^3 s} \quad (3)$$

ここで、 $E_c$  はコンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)、 $I_{sc}$  はかぶりコンクリートと補強材料の合成断面からなる断面2次モーメント(mm<sup>4</sup>)、 $n$  は帯鉄筋の有効長で囲まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数(本)、 $d$  は帯鉄筋の有効長(mm)、 $s$  は帯鉄筋間隔(mm)である。式(1)から(3)式を用いて、計算による限界状態2,3とみなす変位を算出した。

### 5. 限界状態とみなす変位の算出結果及びその精度検証

#### 5.1 限界状態とみなす変位の算出結果

図-1には、前述の提案手法による限界状態2,3とみなす変位の計算値と実験値における限界状態2,3に相当する変位の比較、表-3には、実験値と計算値の比率に対する統計値を整理した結果を示す。なお、提案手法の補正係

数  $k$  を検証する目的で、 $k=1.0$  として限界状態とみなす変位を算出した。なお、実験における限界状態に相当する変位には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位が含まれるため、文献2)に示される手法を用いて伸び出し量を算出し、計算値に伸び出しによる変位を加算している。統計値の整理では、本研究で対象とした12供試体に、文献5)にて検証済みの2供試体を加えて検証した。また、表-3には新設橋を対象とした構造諸元でのRC橋脚の検証結果<sup>7)</sup>も示し、炭素繊維補強橋脚とRC橋脚の推定精度を比較した。

表-3より比率の平均値及び変動係数は、新設RC橋脚と同様の傾向となった。実験値と式(1)による計算値の比率の平均値は1.3程度となっており、変動係数は20%以下に収まっている。よって、提案した手法を用いて、炭素繊維補強橋脚の限界状態とみなす変位を算出する際の補正係数  $k$  は、新設RC橋脚と同値である1.3とすることにより、今回検証をおこなった供試体と過年度検証済みである供試体をあわせた14供試体では、新設RC橋脚と同等の精度となることが確認できた。

## 5.2 従来手法との精度比較

図-2には、提案手法及び現在設計にて用いられている従来手法<sup>3)</sup>により求めた限界状態とみなす変位と実験における限界状態に相当する変位との比較、表-4には、実験値と計算値の比率に対する統計値を整理した結果を示す。

従来手法では、補強橋脚の終局変位を算出し、安全係数で除することで限界状態2,3とみなす変位を算出しているため、比較する変位は終局変位、提案手法による終局変位は式(1)により算出する限界状態3とみなす変位の特性値とした。なお、前節の検討を踏まえて、補正係数  $k$  は1.3とし算出した。

図及び表より、従来手法は実験での終局変位に対して、計算上の終局変位は小さく算出される傾向にあり、変動係数も20%を上回る。対して、提案手法では、平均値が1.01、変動係数が17%となる。よって、提案手法を用いることにより推定精度が向上することが確認できた。

## 6. まとめ

本研究では、過去に行われた炭素繊維補強橋脚の正負交番載荷実験について、新設RC橋脚と同様の指標を用い

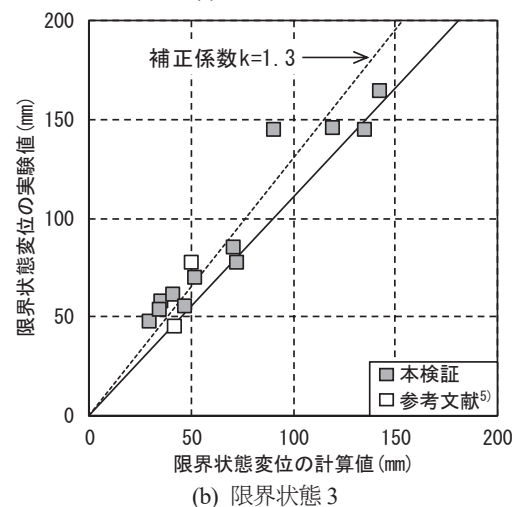
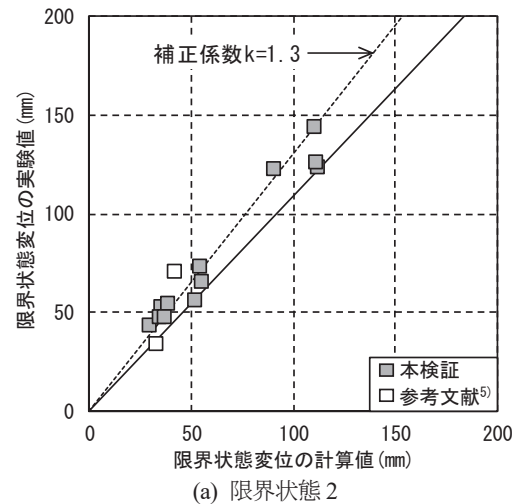


図-1 限界状態変位の比較

表-3 限界状態2,3の変位(実験値/計算値)の統計値

(a)限界状態2

	本検証	新設RC <sup>7)</sup>
データ数	14	34
平均値	1.27	1.22
標準偏差	0.18	0.24
変動係数	0.14	0.20

(b)限界状態3

	本検証	新設RC <sup>7)</sup>
データ数	14	34
平均値	1.31	1.32
標準偏差	0.22	0.31
変動係数	0.16	0.24

て、限界状態の整理を行った。また、筆者らが提案した炭素繊維補強橋脚の限界状態とみなす変位の評価手法について、実験における限界状態2,3に相当する変位と比較し、ばらつきの検証を行った。検証にて得られた結果を以下に示す。

- (1) 新設RC橋脚と同様の指標を用いて、炭素繊維補強橋脚の限界状態を整理した結果、RC橋脚と同様に限界状態2及び限界状態3を整理することができた。
- (2) 実験における限界状態に相当する変位と提案手法により算出した限界状態とみなす変位を比較した結果、新設RC橋脚と同等に、平均値は1.3程度、変動係数は20%程度となった。よって、炭素繊維補強橋脚の評価手法は、今回検証をおこなった供試体と過年度検証済みである供試体をあわせた14供試体では、補正係数 $k$ を1.3とすることにより、新設RC橋脚と同等の精度となることが確認できた。
- (3) 従来手法と提案手法の終局変位を比較した結果、従来手法は実験での終局変位に対して、計算上の終局変位は小さく算出される傾向にあり、ばらつきが大きい。対して、提案手法では、平均値が1に近く、ばらつきも小さい。よって、提案手法を用いることにより、従来手法と比較して推定精度が向上することが確認できた。

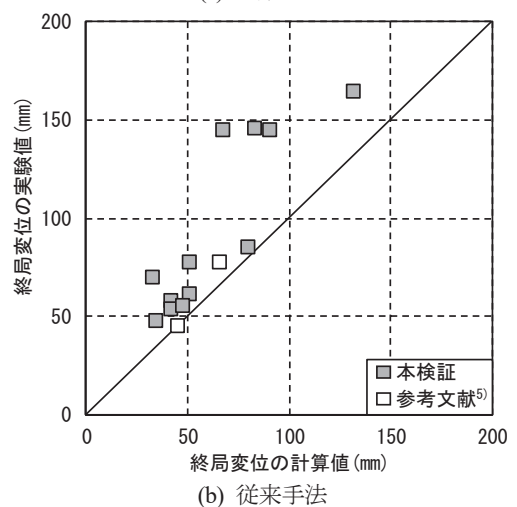
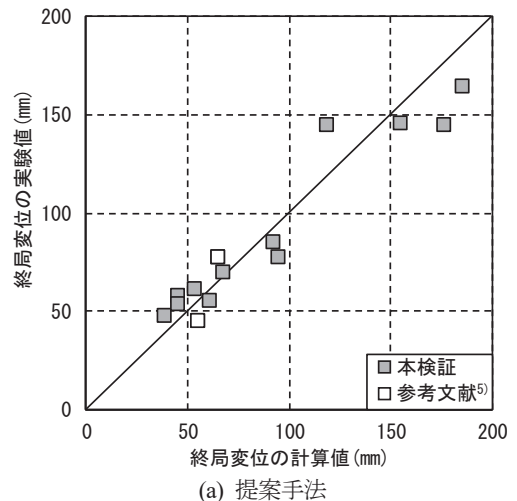


図-2 終局変位の比較

## 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、大住上席研究員、廣江主任研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に心より感謝申し上げます。

表-4 終局変位(実験値/計算値)の統計値の比較

	提案手法	従来手法
データ数	14	14
平均値	1.01	1.40
標準偏差	0.17	0.36
変動係数	0.17	0.26

所属：株式会社地震工学研究開発センター

## <参考文献>

- 1) (公社)日本道路協会：道路標示方書・同解説 V 耐震設計編、2017
- 2) 星隈順一、堺淳一、小森暢行、坂柳皓：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究、土木研究所資料、No.4262、2013
- 3) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、1997
- 4) 宮田秀太、澤田守、中尾尚史、大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価、構造工学論文集、Vol.65A、pp.250-263、2019
- 5) 宮田秀太、石崎寛史、澤田守、大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態評価に関わる解析的検討、第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集、pp.123-130、2019
- 6) 石崎寛史、広江亜紀子、大住道生：炭素繊維シートによって巻立て補強した鉄筋コンクリート橋脚の限界状態変位評価手法の検証、第23回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集、pp.299-306、2021
- 7) 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



# 電磁波レーダによる床版上面の水分検知手法の検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 夏堀 格

## 1. まえがき

近年鉄筋コンクリート床版（以下 RC 床版）では、車両走行の輪荷重による疲労や、凍結抑制剤の散布による床版への塩分浸透や凍害など、劣化因子が複合的に作用することにより発生する土砂化が多く確認されている<sup>1)</sup>。

橋梁の維持管理上、現在発生している土砂化を早期に発見し補修を実施することが望ましいが、土砂化が発生した部分を補修しても補修部の再劣化が起こる事例も報告されており、現状では土砂化に対する有効な補修方法は確立されていない<sup>2)</sup>。

また、土砂化が発生した RC 床版上面の補修や、陥没が発生した際の復旧には、交通規制が必須であり、工事費用の増加や渋滞の発生による社会的影響が懸念される。実際に土砂化が進行し、RC 床版が抜け落ちに至ったとされる例も報告されており、土砂化の発生を未然に防ぐことを目的として、進行が激しくなる前に RC 床版の変状を検知し、予防保全を実施することが望まれる。

## 2. 研究目的

現在の電磁波レーダ調査は、進行が顕著な土砂化の検知が主流となっており、土砂化の発生原因となる床版上面の滞水を検知することに利用された事例は多くない。

一方、松本ら<sup>3)</sup>、野田ら<sup>4)</sup>は、実橋梁において健全箇所と滞水箇所の電磁反射エネルギーの特性からそれらを分類する判別モデルを提案しているが、同手法の他橋梁への適用については課題があるとしている。このため、床版上面の滞水検知モデルを作成するためには、まず実橋梁を模した模型供試体等を利用して詳細に電磁波レーダの特性を検証する必要がある。

本研究では模型供試体を用いてアスファルト舗装と RC 床版上面の間に滞水した水を電磁波レーダによって検知することに着目し、電磁反射波を用いて床版上面の滞水状況を再現することが可能かを検証した。

## 3. 研究方法

### 3.1 模型供試体の製作

図-1 に模型供試体の概要、表-1 にはその材料諸元を示す。またその寸法は 2.0m×2.0m、主筋かぶりが 40mm で防水層にシート系防水を使用したものと、塗膜系防水を使用したものの 2 種類を製作した。

この模型供試体は、舗装と防水層の間 (As/Wp)、防水層と床版上面の間 (Wp/Co) の 2 パターンの滞水状況を再現できるように設計されており、各層に厚さ 1mm のゴム板で 50cm 四方の滞水スペースを作り、滞水スペース内に注水孔と排水孔を設けることで、模型供試体内部への水の出し入れを可能にした (写真-1)。

本検証では、防水層と床版上面の間の滞水パターンに着目して検証を実施した。

### 3.2 計測方法

本検証に用いる電磁波レーダの諸元を表-2に示す。この電磁波レーダは、内部アンテナの仕様上、計測の幅が1測線10cm幅となる。今回の模型供試体の計測は、機材のタイヤ両輪が載る範囲で計測を行うものとし、19測線のデータを取得した。計測の概要図を図-2に示す。

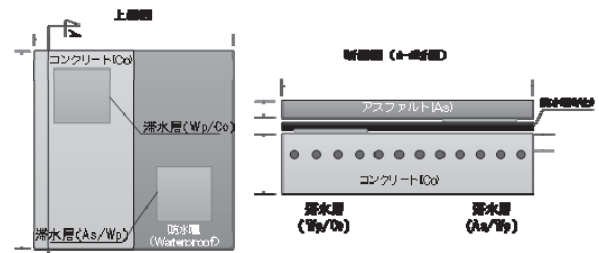


図-1 模型供試体概要図

### 3.3 検証方法

本研究では、レーダ計測により模型供試体が健全（乾燥状態）である箇所と、滞水（湿潤・滞水状態）している箇所を電磁波形の特性を利用して判別可能であるかを検証する。

計測により取得される電磁反射波は、物体の持つ比誘電率の違いによって最大振幅値が異なる。滞水箇所と健全箇所の比誘電率を比較すると、滞水部では比誘電率が高い水が存在するため反射波の最大振幅値が大きくなり、健全箇所では水より低い比誘電率を有するコンクリートからの反射波が返ってくるため、最大振幅値が滞水部に比べて小さくなる。本検証ではこのような比誘電率の違いによる反射波形の違いに着目した、滞水検知モデルの作成と検証を実施した。

表-1 模型供試体材料諸元

材料諸元	使用材料
舗装	改質II型As 2層 80mm (40mm+40mm)
防水層	塗膜防水, シート防水
コンクリート	JISA 5308 レディミクストコンクリート
コンクリート強度	24N/mm <sup>2</sup>
水セメント比	53%
空気量	4.2%
鋼材規格	SD295 D13

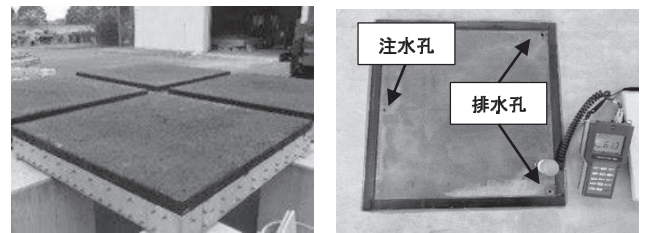


写真-1 模型床版外観と滞水スペース

表-2 電磁波レーダの諸元

	仕様
周波数	2.7GHz
中心周波数	2.7GHz
探査深度	～約60cm
計測幅	10cm

## 4. 研究結果

### 4.1 床版状態を推定するための最大振幅の閾値

図-3にシート系防水層を施工した模型供試体の反射波最大振幅の頻度分布を示す。健全部と滞水部ではそれぞれ最頻値に明確な差が出ている。健全部の最頻値（単位：volt/m、以下略）は0.28であり0.15～0.36の値域で出現頻度が多い。対照的に滞水部の最頻値は0.71であり0.68～0.81の値域で出現頻度が多くこの最頻値は健全部に比べて約54%大きい最頻値となっている。この比較結果は既往研究<sup>3)</sup>においても約60%程度大きくなるとされており同様の傾向であることが確認できる。

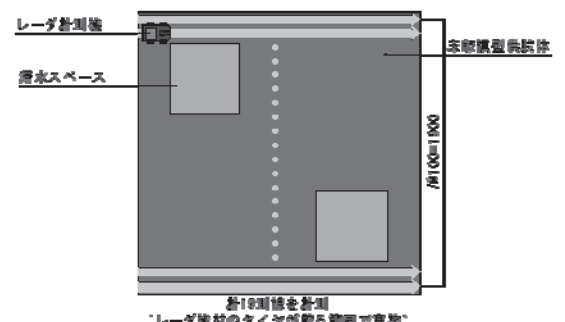


図-2 計測概要図

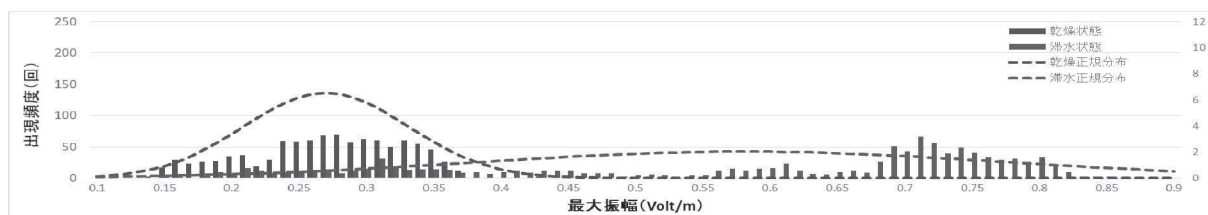


図-3 電磁反射波の最大振幅の頻度分布（シート系防水層）

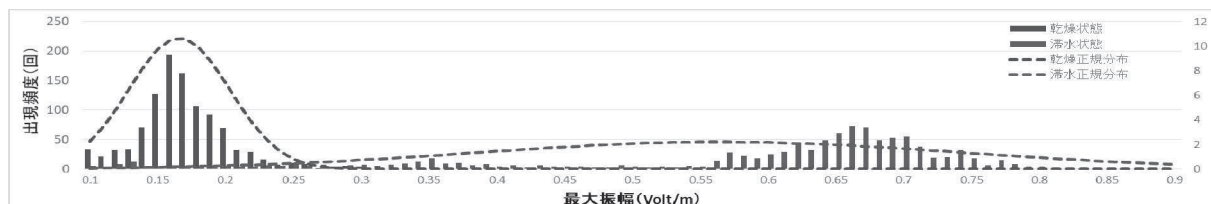


図-4 電磁反射波の最大振幅の頻度分布（塗膜系防水層）

次にこれらの分布を正規分布で近似する。図-3には正規分布で近似した結果を併せて示している。近似の結果、健全部の平均値は0.27であり、滞水部は0.58であった。また、それぞれの偏差は、健全部で0.06、滞水部で0.20であった。図-3よりそれぞれの平均値、最頻値付近では、健全部と滞水部で明確に振幅が異なるため分離することが可能であるが、それ以外の区間においては滞水部のばらつきが大きく両者を明確に分離することが難しい。ここで、健全部の信頼区間として、平均値から $3\sigma$ 以上を想定した場合に0.45となる。これは健全部の95%以上の信頼区間であり、この値を上回る場合は極めて高い確率で『健全ではない状態』となる。

また塗膜系防水層を施工した模型供試体でも、同様の滞水検知モデルを作成した結果を図-4に示す。塗膜系防水層を施工した模型供試体で作成した滞水検知モデルは、平均値から $3\sigma$ 以上を想定した場合に0.28となる。この0.28を滞水検知判定の閾値とした場合、健全と判定する値域が狭く、判定に偏りが生じることが懸念されるため、今回は滞水検知判定の閾値として、シート系防水層の模型供試体で作成した滞水検知モデルの閾値0.45を採用した。

## 4.2 滞水検知モデルの検証

滞水検知モデルを検証するため、塗膜系防水層を施した模型供試体で計測された振幅値を0.45 (Volt/m) で判定した結果を図-5、図-6に示す。なお、レーダ計測は上記で設定した閾値により、反射波の最大振幅を分類することで、水分検知の精度を確認することが目的であるため、模型供試体に注水した状態で計測を実施した。

今回、モデル検証で使用した模型供試体は、モデル作成した模型供試体と防水工の種類が異なる。このため、取得する反射振幅への影響が懸念されるが、水の比誘電率が非常に大きいことや、反射振幅0.45 (Volt/m) と比較的大きな振幅に着眼しているため、材料の違いについては影響が限定的とし検証においては考慮しないこととした。

まず図-5において、同図中に示された赤線部分は設計値上の滞水スペースの範囲を示しており、滞水スペースの箇所が一部を除いて青色に着色されていることが確認できる。

図-6は設計値通りに滞水ポケット内が均一に湿潤状態となった場合に計測される振幅のヒストグラムである。

これらを比較すると、滞水検知モデルの閾値0.45 (Volt/m) 以下に健全部がすべて収まる結果となった。一方で滞水部はばらつきが大きく、健全部の範囲にも含まれているが、それらは全滞水箇所の内の約23%であることから滞水検知モデルの精度は約77%と比較的高精度に滞水を検知可能であることが分かった。



図-5 滞水検知モデルの検証結果

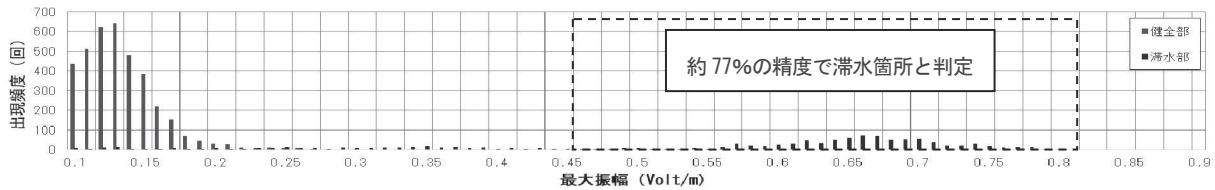


図-6 検証に使用した模型床版の頻度分布

## 5. まとめ

表層と基層からなる舗装と防水工が施工された模型供試体の、舗装と床版上面の間の滞水状況を電磁波レーダの反射波最大振幅値によって推定できることを示した。

今後は、土砂化等の損傷が内在した場合の取得データの違いや異なるレーダ機材で計測した場合の相関性の検証を行い、実橋計測で舗装と床版上面の間の状態をより明確に把握することを目標に研究を重ねていきたい。

## 6. 謝辞

本稿は、「官民研究開発投資拡大プログラム」及び、「AI を活用した道路橋メンテナンス効率化に関する共同研究」の成果の一部である。

研究及び論文作成において、石田上席研究員をはじめ、岩谷研究員及び野田前研究員、松本前交流研究員にご指導を頂きました。ここに謝意を記します。

所属：株式会社復建技術コンサルタント

## 〈参考文献〉

- 1) 田中良樹, 村越潤, 長屋優子, 吉田英二: 鉄筋コンクリート床版の疲労耐久性に関する最近の研究, 土木技術資料, 第 56 巻, 3 月号, pp.30-35, 2014.
- 2) 田中良樹, 村越潤: 道路橋鉄筋コンクリート床版の劣化形態の多様化と防水対策, 第八回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.281-284, 2014.
- 3) 松本直士, 大島義信, 野田翼, 尾西恭亮, 石田雅博: 電磁波レーダ法を用いた RC 床版の定量的状態判別手法, 構造工学論文 Vol.66A, 2020.3.
- 4) 野田翼, 松本直士, 遠藤正史, 石田雅博: 電磁波レーダを用いた床版上面の滞水検出による予防保全の検討, コンクリート工学年次論文集 Vol.42, 2020.



# 製造初期のコンクリートの電気抵抗率を用いた遮塩性能推定方法に関する研究

チーム名等 材料資源研究グループ  
氏 名 小田部 貴憲

## 1. まえがき

コンクリートの強度特性が同等であっても劣化に対する抵抗性には違いがあり、例えば、早強ポルトランドセメントの一部を建設副産物である高炉スラグ微粉末で置換すると、遮塩性能は飛躍的に向上する<sup>1)</sup>。この遮塩性能の向上は、飛来塩分環境での暴露試験や塩水浸せき試験で確認することが可能だが長時間を要するため、日常的な品質管理に使用することは不可能である。そこで、土木研究所材料資源研究グループは、遮塩性能が特に優れたコンクリートの品質を短時間で評価可能な試験方法として、非定常電気泳動試験および電気抵抗率測定に着目して検討してきた。その結果、プレストレストコンクリート構造物に用いられる水セメント比（以下、W/B）32～40%程度のコンクリートにおいて、結合材が早強セメント単味の場合と、一部を高炉スラグ微粉末やフライアッシュで置換した場合の遮塩性能の違いを分類できることを示している<sup>1)2)</sup>。しかし、既往研究では、材齢経過に伴う品質の変化がある程度安定した、材齢91日時点のデータを中心に検討しており、若材齢時の電気抵抗率に着目した整理はしていなかった。

## 2. 研究目的

コンクリートの遮塩性能を比較的若材齢のうちに評価できると、工場で製造するプレキャストプレストレストコンクリート部材（以下、PCaPC部材）の場合、出荷時に、定量的評価による判定が可能となり、PCaPC部材を用いた構造物の耐久性を精度良く確保できることが期待される。

そこで、本研究では、若材齢時の材齢経過に伴う電気抵抗率の変化から、ある程度材齢経過に伴う品質の変化が安定した時点の電気抵抗率を推定し、遮塩性能を評価する方法について検討した。

## 3. 検討の概要

### 3.1 検討の項目および目的

本検討では、検討項目(1)として、材齢経過に伴う電気抵抗率の変化を近似できる式を検討した。後述の4.1の方法で導出した近似式の精度を配合条件ごとに確認し、近似式を適用可能な条件を示した。次に、検討項目(2)として、製造から出荷までの限られた期間での電気抵抗率の変化を近似し、その結果から、ある程度材齢経過に伴う品質の変化が安定した時点の電気抵抗率を推定可能か検討した。

### 3.2 検討に用いたコンクリートの配合

本検討では、既報<sup>1) 2) 3)4)5)</sup>で、長期的な暴露試験や浸せき試験、非定常電気泳動試験、電気抵抗率試験を行った計240体の円柱供試体のデータに基づき実施した。表-1に、検討に用いたコンクリートの概要を示す。

表-1 検討に用いたコンクリートの概要

試験シリーズ	供試体の製作箇所/製作年		検計データ内訳			配合に関するパラメータ	主な検計内容	既報
	土木研究所	PCaPC工場	I 計240	II 計130	III 計98			
(1)	2016年	-	8	8	0	結合材の種類 (H, HSG430, HSG650, HFA220), W/B (36%), 蒸気養生(無), 細骨材(天然砂, 高炉スラグ細骨材)	PC部材に用いるコンクリートを用いて, 暴露試験, 塩水浸せき試験, 非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験を実施し, 建設副産物である高炉スラグ微粉末やフライアッシュを使用した場合の遮塩性能の違いなどを検討	1)2)
(2)	2017年	-	12	6	9	結合材の種類 (H, HSG430, HSG650, HFA220), W/B (33, 36%), 蒸気養生(有, 無), 細骨材(天然砂, 高炉スラグ細骨材)	PCaPC部材に用いるコンクリートを想定し, 蒸気養生を模擬した温度履歴を付与したコンクリートを用いて, 塩水浸せき試験, 非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験を実施し, 建設副産物である高炉スラグ微粉末やフライアッシュを使用した場合の遮塩性能の違いなどを検討	1)2)4)
(3)	2018年	-	22	20	0	結合材の種類 (N, H, HSG650, HFA120, HFA220), W/B (N:50, 65%, H:33, 36%), 蒸気養生(無), 細骨材およびフライアッシュ(品質の異なる材料を使用)	PCaPC部材に用いるコンクリートを用いて, 塩水浸せき試験, 非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験を実施し, 材料品質の異なる細骨材およびフライアッシュを用いた場合の遮塩性能の違いなどを検討	1)
(4)	-	2017, 2019, 2020年 (3工場)	48	24	20	結合材の種類 (H, HSG430, HSG650, HFA215), W/B (33~39.5%), 蒸気養生(有, 無), 水中養生(C, W), 配合に用いる材料(各工場で異なる)	PCaPC工場で製造するPCaPC部材と同様に製作したコンクリート(蒸気養生を行い, 屋外プールで養生を実施)を用いて, 塩水浸せき試験, 非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験を実施し, 実際の工場で製作した場合の遮塩性能の違いなどを検討	4)5)
(5)	-	2019-2020年 (12工場)	150	72	69	結合材の種類 (H, HSG430, HSG650, HFA215), W/B (32~39.5%), 蒸気養生(有, 無), 配合に用いる材料(各工場で異なる)	全国各地に点在する12の工場から採取した, PCaPC部材に用いられるコンクリートで製作した, 圧縮強度を同等とするコンクリートを用いて, 非定常電気泳動試験, 電気抵抗率試験を実施し, 製造条件が異なる場合の遮塩性能の違いなどを検討	4)

※供試体の製作は, 土木研究所の実験室(試験練りミキサー使用)あるいはPCaPC工場(実機練り)  
 ※配合の種類は, プレストレストコンクリートへの適用を想定し, 早強ポルトランドセメントと天然砂を用いた配合を基準として, 結合材の一部に高炉スラグ微粉末あるいはフライアッシュを用いた配合および細骨材の一部あるいは全部に高炉スラグ細骨材を用いた配合  
 ※供試体の表記は, 「H33SG650-SC」のように, ボルトランドセメントの種類(N:普通, H:早強), 水結合材比(N:50あるいは65%, H:32~40%), 混和材の種類(SG4:高炉スラグ微粉末4000, SG6:高炉スラグ微粉末6000, FA:フライアッシュI種およびII種, FA1, 2:フライアッシュI種, II種), 混和材の置換率(15, 20, 30, 50%), 蒸気養生の有無(有の場合:S)および脱型後の養生方法(C:20℃水中養生, W:水中養生)を組み合わせて表示  
 ※試験シリーズによって, 一つの配合・養生条件あたり1~3本の円柱供試体を用いた試験を行っている。  
 ※検計データ(I:非定常電気泳動試験かつ電気抵抗率試験を実施した供試体のデータ, II:材齢91日に非定常電気泳動試験かつ電気抵抗率試験を実施した供試体のデータ, III:フライアッシュを除く配合かつ材齢91日時点で75Ωmに達するデータの内の, 材齢1, 3, 7, 14, 28日に電気抵抗率試験を実施した供試体のデータ)

### 3.3 検討に用いたコンクリートの遮塩性能

PCaPC 部材への適用を想定した配合を結合材の種類で4つに分類 (H, HSG430, HSG650, HFA) し, 遮塩性能の違いを, 塩化物イオン濃度分布, 塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$  および電気抵抗率で示す。

#### 3.3.1 塩水浸せき試験の結果

図-1に, 濃度3%の塩化ナトリウム水溶液に730日間浸せきした後の塩化物イオン濃度の分布<sup>2)</sup>を示す。早強単味配合 (H36, H36-S) は表面から30mmを超える範囲まで塩分の浸透が進んだ。これに対し, 高炉スラグ微粉末4000を用いた配合 (H36SG430, H36SG430-S) およびフライアッシュを用いた配合 (H36FA220, H36FA220-S) は大幅に塩分の浸透が抑制されている。さらに, 高炉スラグ微粉末6000を用いた配合 (H36SG650, H36SG650-S) は, これらよりも遮塩性能が高いことがわかる。

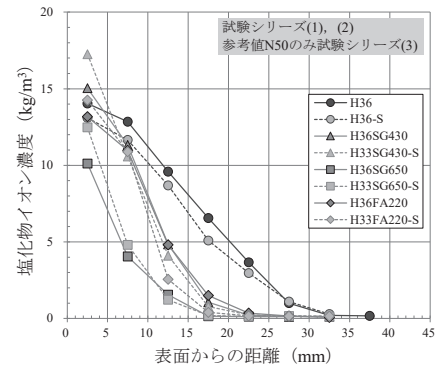


図-1 塩化物イオン濃度分布

#### 3.3.2 非定常電気泳動試験の結果

図-2に, 結合材の種類ごとに平均した非定常電気泳動試験の結果(計130データ)を示す。材齢91日の塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$  は, 早強単味配合 (H, H-S) に対して, 高炉スラグ微粉末を用いた配合 (HSG430, HSG430-S, HSG650, HSG650-S) で小さく, 遮塩性能の違いが明確に示されている。一方, フライアッシュを用いた配合 (HFA, HFA-S) では, ポズラン反応の反応性の違いもあり, 分布の範囲がやや広く, 数値のみでは早強単味配合との違いを区別するのは難しい。これらの結果を, 3.3.1の試験結果と対比すると, 塩水浸せき試験で塩分の浸透が大きい配合に関しては, 塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$  が大きい傾向にあることがわかる。

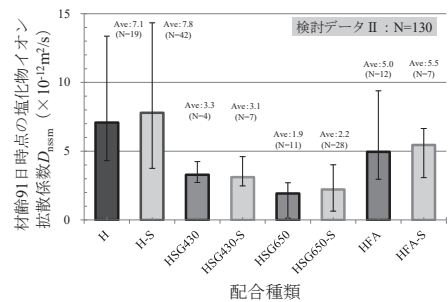


図-2 塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$

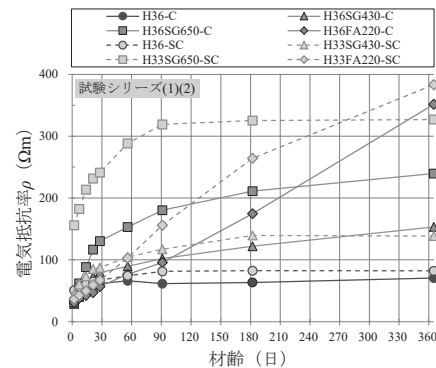


図-3 材齢経過に伴う電気抵抗率の変化

### 3.3.3 電気抵抗率試験の結果

図-3に、材齢2, 7, 14, 21, 28, 56, 91, 182, 365日の電気抵抗率<sup>2)</sup>の測定結果を示す。電気抵抗率試験の結果は、非正常電気泳動試験と同様に、結合材の種類による違いが明確であり、特に、フライアッシュを用いた配合(H36FA220-C, H33FA220-SC)は、ほかの配合とは性状が大きく異なっていた。また、蒸気養生を行った早強単味配合(H36-SC)および高炉スラグ微粉末を用いた配合(H33SG430-SC, H33SG650-SC)は、材齢91日以降はほぼ電気抵抗率の変化がないといった特徴が見られた。蒸気養生を行った場合、蒸気養生を行わなかった場合よりも初期の電気抵抗率が高くなり、この影響は持続する傾向にあった。

## 4. 材齢経過に伴う電気抵抗率の近似式の適用範囲の検討

### 4.1 材齢経過に伴う電気抵抗率の近似式の導出

既報<sup>3)</sup>で、材齢経過に伴う塩化物イオン拡散係数 $D_{nssm}$ の変化を回帰した式(1)を示す。

$$D_t = D_n \left(\frac{n}{t}\right)^m \quad (1)$$

ここで、 $D_t$ : 任意材齢の $D_{nssm}$  ( $m^2/s$ ),  $D_n$ : 基準となる材齢の $D_{nssm}$

( $m^2/s$ ),  $n$ : 基準となる材齢 (days, 本稿では、 $n$ を定数に置き直すため設定しない),  $t$ : 任意材齢 (days),  $m$ : 材齢経過に伴う遮塩性能の向上を示すパラメータである。

次に、塩化物イオン拡散係数 $D_{nssm}$ と電気抵抗率 $\rho$ の関係は、概ね反比例の関係にある<sup>4)</sup>ことから式(2)で表すことができる。

$$D_t = \frac{A}{\rho_t} \quad (2)$$

ここで、 $A$ : 試験結果から得られる定数 ( $\Omega m^3/s$ ),  $\rho_t$ : 任意材齢の電気抵抗率 ( $\Omega m$ ) である。

式(2)に式(1)を代入して $\rho_t$ について解き、定数の部分を新たに置き直すと、式(3)が得られる。

$$\rho_t = B t^m \quad (3)$$

ここで、 $B$ : 試験結果から得られる定数で、材齢初期段階における電気抵抗率を示すパラメータ ( $\Omega m/days^m$ ) である。なお、パラメータ $B$ が大きいほど材齢初期段階の電気抵抗率が大きいこと、パラメータ $m$ が大きいほど長期的な電気抵抗率の発現が大きいことを意味する。

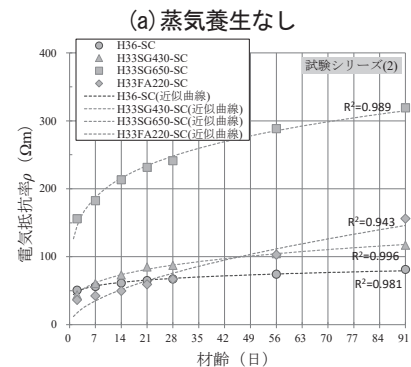
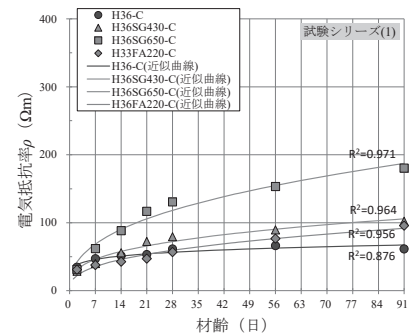


図-4 材齢に伴う電気抵抗率の変化とその近似曲線算出例

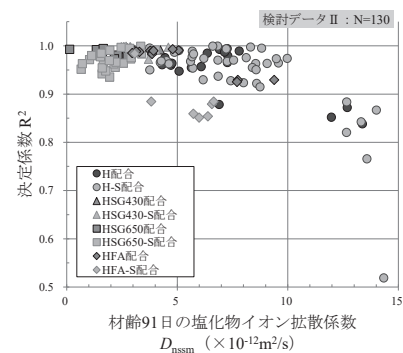


図-5  $R^2$ と材齢91日の $D_{nssm}$

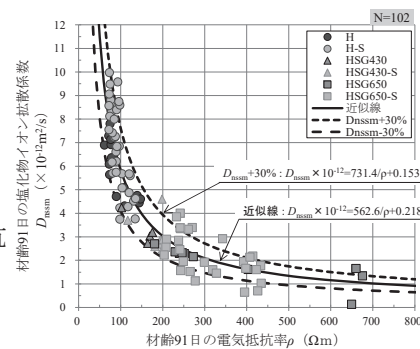


図-6 材齢91日の $D_{nssm}$ と $\rho$

## 4.2 近似式の精度の検証

3.3.3 で示したように、早強単味配合および高炉スラグ微粉末を用いた配合では、材齢 91 日以降は電気抵抗率がほとんど変化しないため、ここでは材齢 91 日までの電気抵抗率の変化を式(3)で近似できるか検証した。

図-4 に、材齢 2, 7, 14, 21, 28, 56, 91 日の電気抵抗率とこれらを式(3)で近似した近似曲線、決定係数  $R^2$  を示した。その結果、結合材の種類や蒸気養生の有無にかかわらず、概ね精度良く近似できることが確認された。

同様に、3.3.2 と同じ 130 供試体分の試験データを用いて回帰分析を行った。図-5 に、任意の材齢で測定した電気抵抗率の実測値を近似した近似曲線の決定係数  $R^2$  と塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  の関係を示す。検討に用いたデータのほとんどは、決定係数  $R^2=0.9$  以上にあり、精度良く近似されていた。一方で、材齢に伴う電気抵抗率の推移を近似することがやや困難であった場合として、H36 の 4 データ、H36-S の 6 データ、HFA-S の 6 データがあり、次の 2 つの要因が考えられた。

- ① . H36 および H36-S の 10 データの内の 9 データでは、材齢 91 日時点の塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  が  $10 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  以上と今回検討した中では比較的大きく、電気抵抗率は  $60 \Omega \text{m}$  未満と比較的小さかった。このため、測定時の電気抵抗率の誤差による影響が大きくなった推測される。
- ②. フライアッシュを用い、蒸気養生を行った HFA-S については、材齢 91 日までの間にポズラン反応が生じ始めるなど、期間中に電気抵抗率の推移の傾向が変化したと考えられる。

## 4.3 近似式の適用範囲

4.2 の検討結果を踏まえ、本検討では、材齢経過に伴う電気抵抗率の近似式の適用範囲を、材齢 91 日時点の塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  が  $10 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  未満とある程度の遮塩性能を有し、かつフライアッシュを用いない配合とした。この範囲に含まれる計 102 のデータについて、材齢 91 日の塩化物イオン拡散係数と電気抵抗率の関係を図-6 に示す。同図には、これらのデータが反比例の関係にあると仮定し回帰した近似線および  $D_{\text{nssm}} \pm 30\%$  の線を示した。高炉スラグ微粉末 6000 を用いた配合において一部  $D_{\text{nssm}} \pm 30\%$  の範囲を外れる場合が見受けられるが、既報<sup>9)</sup>と同様に、概ね反比例の関係を示す傾向にあることが確認された。なお、ここでは、供試体単体の試験結果を示しているが、複数の供試体の試験を行って平均を求めるとすることで  $D_{\text{nssm}}$  の予想の範囲を狭められると考えられる。なお、塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  が  $10 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  未満となる場合の電気抵抗率は、塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  の分布の範囲を考慮すると、図-6 の近似式 ( $D_{\text{nssm}} + 30\%$ ) の式より、材齢 91 日時点で  $75 \Omega \text{m}$  以上となる。つまり、本検討の範囲では、材齢 91 日時点の電気抵抗率が  $75 \Omega \text{m}$  以上となるようなコンクリートであれば、近似式を適用可能と考える。

## 5. 電気抵抗率の推定精度の検討

### 5.1 試験の頻度および精度

本章では、4.3 で示した適用可能範囲に該当する 98 データを対象に、近似式を用いて、若材齢の数点の電気抵抗率の測定結果から材齢 91 日の電気抵抗率を推定できるか検討した。測定材齢として、表-2 の 5 パターンを想定し回帰分析を行った。図-7 に、材齢 91 日時点の電気抵抗率の実測値および推定値の関係を示す。また、図-8 に、回帰分析の代表例として、早強単味配合および高炉スラグ微粉末 6000 を用いた配合の、電気抵抗率の実測値と 5 パターンの推定線を示す。両図には、ばらつきの目安として  $\pm 20\%$  の範囲を示した。



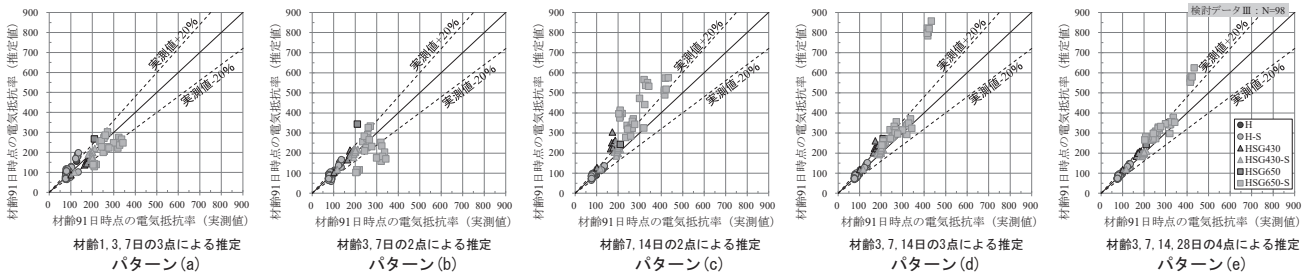
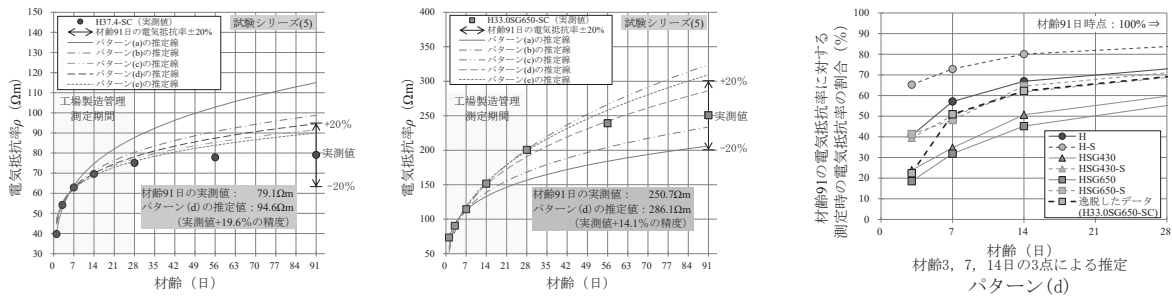


図-7 材齢 91 日時点の電気抵抗率の実測値と推定値の関係 (単位:  $\Omega\text{m}$ )



(a) 早単単配合の例 (b) 高炉スラグ微粉末 6000 配合の例

図-8 電気抵抗率の実測値と推定線の関係

図-9 測定時の電気抵抗率

図-7(a)~(e)の推定値についての考察を表-2に示す。検討の結果、材齢 3, 7, 14 日の 3 点を用いたパターン(d)による推定により、本検討に用いた配合のほとんどについて、材齢 91 日の実測値に対して  $\pm 20\%$  程度の範囲で推定できることを確認した。しかし、一部の配合では、実測値に対して推定値が過大になる場合もあった。そこで、推定に用いた材齢 3, 7, 14 日時点の電気抵抗率が、材齢 91 日時点の電気抵抗率に対してどの程度であったかを確認した。

表-2 電気抵抗率の推定精度に関する考察

検討パターン	電気抵抗率試験の測定材齢					測定数	推定精度	考察
	$\sigma 1$	$\sigma 3$	$\sigma 7$	$\sigma 14$	$\sigma 28$			
(a)	○	○	○	-	-	3回	×	実測値に対する推定値のばらつきが大きく、グラフ表示範囲外を示すものもあった。材齢 1 日の測定データが含まれており、供試体脱型直後から水中養生を実施したが、含水状態が不均一であった可能性があり、これにより誤差が大きくなったと推定される。
(b)	-	○	○	-	-	2回	×	H-S 配合の推定精度は向上したが、一方で、HSG650-S 配合の推定精度は低下した。
(c)	-	-	○	○	-	2回	△	パターン(b)よりはばらつきは狭くなったものの、推定値の精度は低い。
(d)	-	○	○	○	-	3回	○ 実測値 $\pm 20\%$	概ね実測値の $\pm 20\%$ に収束した。しかし、材齢 91 日で $400 \Omega\text{m}$ 程度に達した配合の推定値が過大に推定される場合があった。
(e)	-	○	○	○	○	4回	○ 実測値 $\pm 20\%$	測定回数を増やしても推定精度は、パターン(d)と同程度であった。

図-9に、各配合および  $\pm 20\%$  の範囲から大きく逸脱した配合 (試験シリーズ(5), H33.0SG650-SC 配合  $\times 6$  データ) の、材齢 91 日の電気抵抗率に対する測定時の電気抵抗率の割合 (平均値) を示す。この結果より、測定時の電気抵抗率の割合は各配合で異なるが、材齢 3~7 日の区間の勾配に対する材齢 7~14 日の区間の勾配に大きな差がないことを確認した。しかし、 $\pm 20\%$  の範囲を大きく逸脱した配合では、これらとは傾向が異なり、材齢 3~7 日の区間の勾配が急であることがわかった。この配合に関しては、電気抵抗率がほかの配合よりも高く、材齢 91 日時点の電気抵抗率が  $400 \Omega\text{m}$  を超えており (図-7(d))、このような配合の場合、材齢経過に伴う電気抵抗率の増進が緩やかになるまでの期間は長くなると考えられる。そこで、材齢 7 日以降の、7, 14, 28 日の 3 点を用いて材齢 91 日時点の電気抵抗率を推定したところ、実測値  $+16\%$  程度を示し、そのほかの配合と同等の推定精度を示すことを確認した。若材齢の電気抵抗率を用いて推定する際は、配合および製造条件ごとに適切な材齢を選択する必要があると考えられる。しかし、この推定方法は、工場から出荷する段階までに遮塩性能を示すことができないコンクリートへの適用を想定しており、材齢 7 日時点で  $200 \Omega\text{m}$  ( $400 \Omega\text{m}$  の  $50\%$ ) 程度を示すような高い遮塩性能を有するコンクリートの場合には実測値で示すことが望ましいと考える。

以上の結果より、脱型後十分に吸水させた状態（材齢 2～4 日）から測定を開始し、材齢 14 日程度の間の 3 点以上の測定結果を用いることで、材齢 91 日時点の電気抵抗率は、実測値の±20%の範囲で推定されるとした。

## 5.2 コンクリートの製造初期の電気抵抗率で遮塩性能を推定

図-8 (b) に示すパターン(d)では、材齢 91 日時点の電気抵抗率の推定値は、 $285 \Omega\text{m}$  である。推定値は、実測値に対して+20%程度を示す場合もあることから、実測値相当に換算すると、 $285/1.2=237 \Omega\text{m}$  である。ここで、図-6 に示す、電気抵抗率と塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  の関係を表す近似式を用いて、 $D_{\text{nssm}}$  に換算すると、 $2.6 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  である。これらの推定値を、例えば、図-2 の塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  の分布の範囲や図-1 の長期的な塩水浸せき試験の結果と照合することで、コンクリートの遮塩性能を製造初期（出荷前）の段階に確認することができると考える。これらの測定結果を活用した PCaPC 部材の評価指標（閾値）については、引き続き検討する予定である。

## 6. まとめ

コンクリートの製造初期に遮塩性能を推定する方法の確立を目的に、塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  と電気抵抗率の関係から導出した材齢経過に伴う電気抵抗率の近似式を用いて、製造初期のコンクリートの電気抵抗率からある程度材齢経過に伴う品質の変化が安定した時点（材齢 91 日）の遮塩性能を推定する方法について検討した。

本検討の範囲内で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 材齢 91 日までの材齢経過に伴う電気抵抗率の近似式を提案した。本検討の範囲では、塩化物イオン拡散係数  $D_{\text{nssm}}$  が  $10 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  未満とある程度遮塩性能を有し、かつフライアッシュを用いた配合を除くコンクリートで精度高く近似できた。
- (2) 近似式を用いて、脱型後十分に吸水させた状態（材齢 2～4 日）から材齢 14 日程度の間の 3 点以上の電気抵抗率を用いることで、材齢 91 日の電気抵抗率を実測値の±20%の範囲で推定できる。

## 7. 謝辞

本研究を進めるにあたり、古賀上席研究員および材料資源研究グループの皆様には色々ご指導ご鞭撻を頂きました。ここに感謝の意を表します。

所属：株式会社安部日鋼工業

### <参考文献>

- 1) 小田部貴憲，他：「種々の使用材料や配合が異なるコンクリートを用いた電気抵抗率試験の適用性評価」，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No.1，pp.65-70，2020
- 2) 櫻庭浩樹，他：「混和材を用いた高耐久なコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性評価」，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.29，pp.409-414，2020
- 3) 中村英佑，他：「高炉スラグやフライアッシュを用いたコンクリートの遮塩性能の迅速評価手法」，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.219-224，2018
- 4) 小田部貴憲，他：「各地工場の PCaPC を用いた塩化物イオン浸透抵抗性の迅速評価手法の検証」，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.29，pp.403-408，2020
- 5) 水戸健介，他：「混和材を用いたプレキャスト PC 部材の耐久性に関する検討」，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，Vol.27，pp.491-496，2018

# 全国における季節・規模別の消化ガスの発生・利用・処分にに関する研究

チーム名等 材料資源研究グループ  
氏 名 大本 拓

## 1. まえがき

下水汚泥の嫌気性消化の工程で発生する消化ガスは、カーボンニュートラルなエネルギー資源であり、利用促進により温室効果ガス排出削減が期待されている。我が国では、消化ガスは古くから消化槽の加温に使用されているが、昭和 50 年代から消化ガスを用いた発電システムの検討が本格化した<sup>1)</sup>。近年では、発電機の小型化・低廉化だけでなく、再生可能エネルギーの導入促進政策である固定価格買取制度が導入されたこと等により、消化ガス発電設備を有する処理場が増加している。

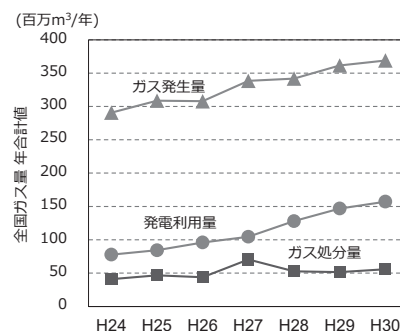


図-1 全国ガス量の変遷<sup>2)</sup>

平成 24 年以降の全国でのガス発生量は、概ね増加傾向にある<sup>2)</sup> (図-1)。

発電利用されているガス量は毎年順調に増加しており、平成 30 年度には平成 24 年度の約 2 倍に達している。しかし、熱エネルギー利用や発電として利用されず、単純に焼却処分されるガス処分量も増加しており、この有効利用が望まれる。

## 2. 研究目的

消化ガス発生量は季節により変動する<sup>3)</sup>とされ、これが有効利用されない要因の一つと考えられる。また、ガス発生規模にも影響を受けることが想定される。本研究では、消化ガスの発生・利用・処分状況について、季節およびガス発生規模等の影響を調査し、更なるガス有効利用促進のための基礎的知見を得ることを目的とした。

## 3. 研究方法

嫌気性消化に関する全国の現状を把握するため、令和元年度時点で消化を行っている全処理場を対象にアンケートを実施し、全 276 処理場から回答が得られた。調査項目は、令和元年度 (2019 年 4 月～2020 年 3 月) における月別投入汚泥量、月別投入 TS (固形物)・VS (有機物)、月別ガス発生量、コージェネレーションシステムの導入有無、月別ガス利用量 (ガス発電、消化槽加温、焼却炉補助燃料、焼却処分、その他)、月別ガス発電量、ガス発電機の発電容量などである。

## 4. 研究結果

### 4.1 月別の消化槽投入汚泥と消化ガスの発生・処分状況 (全国の総和)

全国における投入汚泥量・VS 量、ガス発生量・処分量・処分率 (ガス処分量÷ガス発生量×100) の季節変動を把握するため、各処理場における月別日平均値 (月合計値を各月の日数で除した値) の総和を算出した。図-2 に

投入汚泥量・VS量の月別日平均値の総和を示す。投入汚泥量は12ヶ月分のデータが全て揃っている処理場（203 処理場）、VS量は投入汚泥量で対象とした処理場（203 処理場）を対象とし、VSが未測定の方は、年度平均値を代用した。また、図-3 にガス発生量・処分量の月別日平均値の総和及びガス処分率を示す。ガス発生量・処分量・処分率は、12ヶ月分のデータが全て揃っている処理場（266 処理場）を対象とした。

投入汚泥量と投入VS量は、いずれも4月に最大値、9月に最小値となった。投入汚泥量は年度平均値に対し約+4~-6%の変動が、投入VS量は、年度平均値に対し+6~-12%の変動があった。ガス発生量は、4月に最大値約1100千Nm<sup>3</sup>/日、10月に最小値約900千Nm<sup>3</sup>/日、年度平均値約990千Nm<sup>3</sup>/日を示し、年度平均値に対し約+11~-9%の変動があった。ガス処分量は、7月に最大値約120千Nm<sup>3</sup>/日、12月に最小値約76千Nm<sup>3</sup>/日、年度平均値約101千Nm<sup>3</sup>/日を示し、+19~-25%の変動となった。ガス処分量はガス発生量の変動割合よりも大きく、12月から3月にかけて少なくなる傾向があり、ガス発生量とガス処分量の最大・最小月は異なる。ガス処分率は、7月に最大値11.9%、12月に最小値7.6%、年度平均値10.2%を示した。

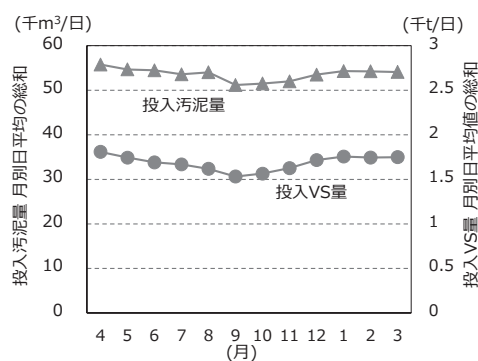


図-2 投入汚泥量・VS量

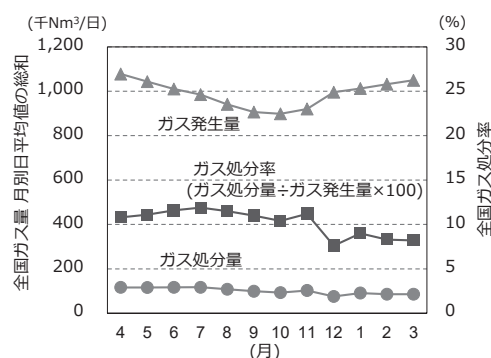


図-3 ガス発生量・処分量・処分率

#### 4.2 季節・規模別におけるガス発生・利用・処分状況

処理場の規模別の現状を把握するため、ガス発生規模により、処理場を3つの属性（0~100、100~1000及び1000千Nm<sup>3</sup>/年以上）に分類した。また、ガス発生量及び処分量の夏季と冬季における差異を把握するため以下の条件に従い夏季に発生または処分が多いもの（夏季）、冬季に多いもの（冬季）及び通年で変わらないものに分類した。

- ①「夏季」：夏季月平均値÷年度平均値≥1.05 かつ 冬季月平均値÷年度平均値≤1.00
- ②「冬季」：冬季月平均値÷年度平均値≥1.05 かつ 夏季月平均値÷年度平均値≤1.00
- ③「通年」：上記①②に該当しない場合

なお、処分量については、ガスが発生しているが処分していない処理場や、設備点検等に伴い臨時処分していると想定される処理場は、

- ④「処分無し・臨時処分」とした。また本研究では、発生量及び処分量について①~③に分類したグループ名の後に、「発生」及び「処分」をつけて表記する（「夏季発生」など）。また、全国の平均的な消化日数（約40日）の遅れも考慮し、夏季を7~10月、冬季を1~4月と設定した。夏季月平均値は7~10月の月平均値、冬季月平均値は1~4月の月平均値、年度平均値は令和元年度12ヶ月分の月平均値を示す。

ガス発生規模別のガス発生状況を図-4 に示す。全国合計では、約

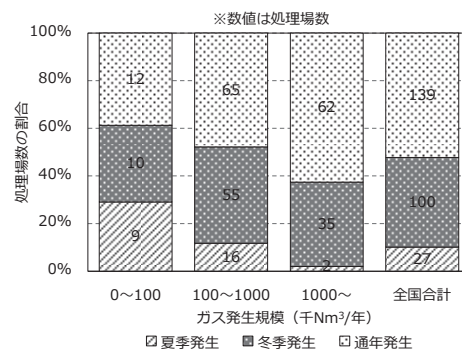


図-4 ガス発生状況



52%の処理場が「通年発生」に該当し、次いで、「冬季発生」が約38%、「夏季発生」が約10%となっている。規模によらず「夏季発生」に比べ「冬季発生」が多いが、規模が大きくなるに従い、「夏季発生」は減少し、「冬季発生」は概ね一定で、「通年発生」の割合が多くなる傾向がみられる。これは、処理場の規模が大きくなるほど、変動を受けにくく、ガス発生量が安定しやすいことが一因であると考えられる。

ガス発生規模別のガス処分状況を図-5 に示す。ガス発生規模が0～100 千Nm<sup>3</sup>/年では約70%の処理場、100～1000 及び1000 千Nm<sup>3</sup>/年以上では約50%の処理場が「処分無し・臨時処分」に該当している。処分を実施している処理場（「夏季処分」、「冬季処分」及び「通年処分」）は、ガス発生規模によらず「冬季処分」に比べ「夏季処分」が多かった。しかし、規模が大きくなるに従い「冬季処分」が増加している傾向が見られた。ガス発生は規模によらず「夏季発生」に比べ「冬季発生」が多く、ガス処分は「冬季処分」に比べ「夏季処分」が多いため、ガス発生とガス処分の季節変動は一致しなかった。

図-6 に処分を実施している処理場における用途別のガス利用状況を示す。0～100 千Nm<sup>3</sup>/年の処理場の有効利用用途は、加温のみであり、ガス発生量の約8割が処分されていた。ガス発生規模が大きくなるに従って有効利用の割合が増加し、処分される割合が減少している。これは小規模の処理場では、加温以外の有効利用に必要なガス量が得られないケースや、有効利用の費用対効果が得られないケースなどが考えられる。

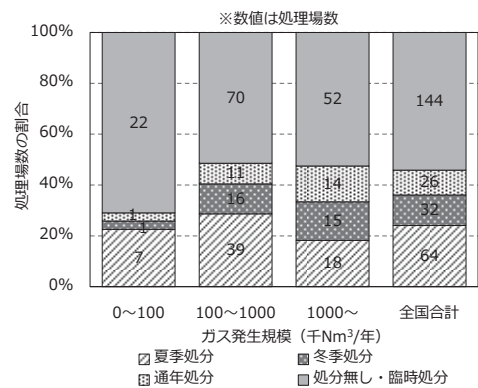


図-5 ガス処分状況

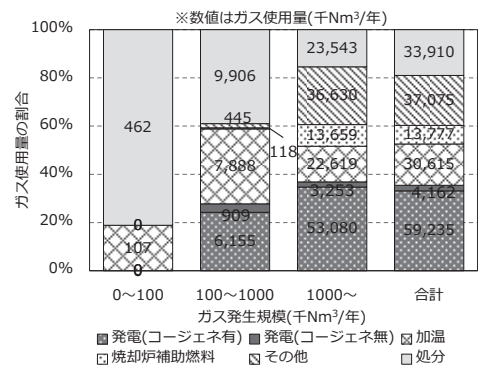


図-6 ガス利用状況  
(処分を実施している処理場)

### 4.3 ガス発電とガスの処分状況

ガスが有効利用されれば、処分量は減少すると想定される。そこで主な有効利用方法であるガス発電と処分量との関係を調査した。図-7 にガス発電の実施有無とガス処分率を示す。約半数の処理場は発電の実施有無に関わらず処分率が0%となり、発電無しでも、発電以外の有効利用が図られている。一方で、ガス処分を実施している場合で、発電している処理場は発電無しに比べて処分率が低く、発電機の導入により、処分されるガス量の削減とガス有効利用の促進が期待される。

図-8 にガス発電を実施している処理場における、季節別の発電機の設備利用率（{年度発電量(kWh) ÷ 366(日) ÷ 24(hr/日)} ÷ 発電容量(kW)）を示す。処分を実施している処理場（「夏季処分」、「冬季処分」及び「通年処分」）は、「処分無し・臨時処分」と比較し、設備利用率が高い傾向にあった。これは、発電機の利用率が高い

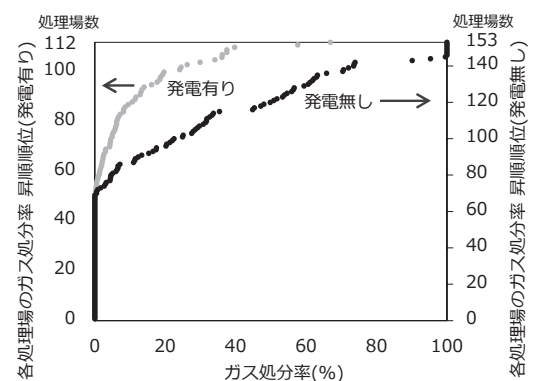


図-7 発電の実施有無とガス処分率

処理場は、ガス発生量に対し発電機の能力が不足することがあり、余剰となったガスが多く処分されていることが想定される。

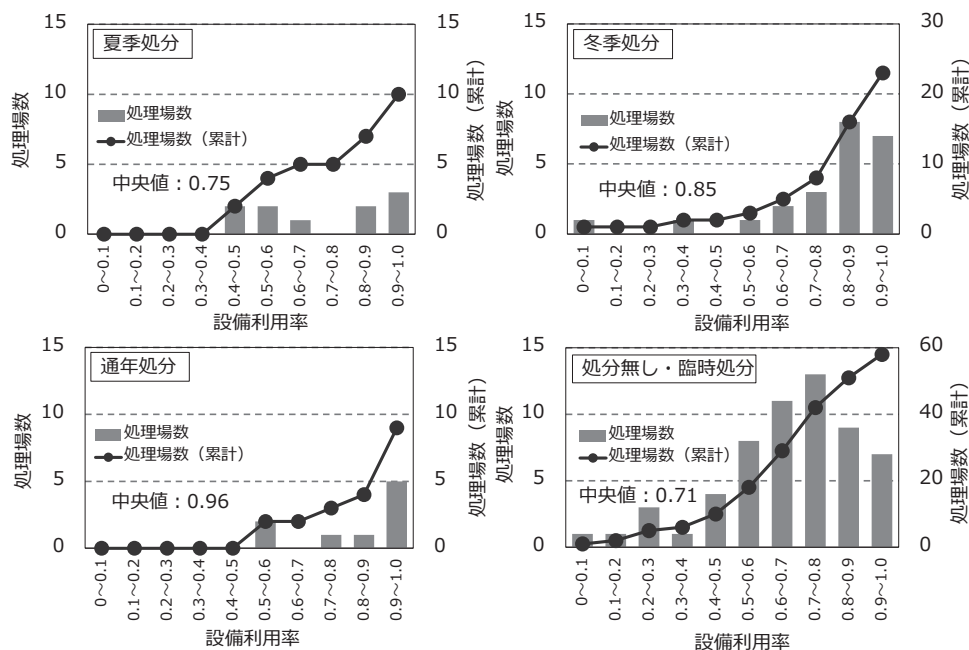


図-8 季節別 発電機の設備利用率の分布

## 5. 結論

全国のガス発生量やガス処分量は、ガス発生規模と季節変動による影響が確認されたが、ガス発生と処分の季節変動は一致していない。また、ガス発生規模が0~100千Nm<sup>3</sup>/年の小規模な処理場では、主に加温にのみ有効利用されており、ガス処分をしている割合が高い。100~1000及び1000千Nm<sup>3</sup>/年以上の処理場では、ガスは発電等に利用されている。小規模な処理場では、ガス発電等の有効利用を検討する必要がある。

また、更なるガス利用を促進するため、発電機の設備利用率が低い処理場は地域バイオマスの受け入れ等によりガス増産を行い、利用率向上を目指し、設備利用率が高い処理場はガス有効利用の観点からは、発電機の能力増強を行うなどにより、ガス発生量の季節変動に対応できる設計とすることが望ましいと考える。

## 6. 謝辞

本研究において、材料資源研究グループの皆様には貴重なご意見とご指導を頂きました。また、嫌気性消化に関する全国アンケート調査にご協力頂いた処理場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：株式会社日水コン

## <参考文献>

- 1) 佐藤和明、「下水汚泥の嫌気性消化と消化ガスの有効利用」、環境技術、Vol. 10、No. 3、pp. 254-258、1981
- 2) 公益社団法人日本下水道協会、下水道統計（平成24~平成30年度版）
- 3) 公益社団法人日本下水道協会、下水道施設計画・設計指針と解説（後編2019年版）、p. 505、2019