

## 6 メンテナンスサイクルの効率化・信頼性向上に関する研究

研究期間：平成 28 年度～令和 3 年度

プログラムリーダー：橋梁構造研究グループ長 金澤 文彦

研究担当グループ：CAESAR（橋梁構造研究グループ）、iMaRRC（材料資源研究グループ）、地質・地盤研究グループ（特命上席）、技術推進本部（先端技術チーム）、道路技術研究グループ（舗装チーム、トンネルチーム）、寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全チーム）、技術開発調整監（寒地機械技術チーム）

### 1. 研究の必要性

現在、社会資本の高齢化が急速に進展している。筐子トンネルの事故など、一部では劣化等に伴う重大な損傷が発生し、大きな社会問題となっている。こうした社会資本ストックの老朽化に対応するため、国土交通省では第 4 次社会資本整備重点計画（平成 27～令和 2）において「社会資本の戦略的な維持管理・更新」を重点目標に掲げ、関連施策を重点的に推進している。

例えば道路構造物に関しては、法改正に基づく点検の義務化が定められ、平成 26 年度より全ての道路管理者が点検等の維持管理を実施しているところである。ただし、点検・調査の効率化や高度化、健全性の合理的な評価や優先順位の付け方、不具合実態や現場条件に適合した補修補強方法など、現状では維持管理の実施に際して様々な技術的課題を抱えている。また、社会資本の多くは市町村が管理しているが、求められるサービス水準に対応した維持管理手法が明らかとなっておらず、点検等の維持管理実施に際しての課題となっている。

今中長期の後半からは、新たに AI（人工知能）等を駆使した戦略的予防保全型管理の構築に向けた技術開発に取り組み、インフラ分野の DX に資することが求められている。

### 2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、メンテナンスサイクルの各フェイズ（点検・調査、診断、措置（補修補強））における主要な技術的課題を解決する。また、市町村管理物のサービス水準への配慮など多様な管理レベルに対応した維持管理技術を開発する。

以上により、メンテナンスサイクルの技術面でのスパイラルアップを実現し、社会資本の健全性確保に貢献するために、以下の達成目標を設定した。

- (1) 多様な管理レベル（国、市町村等）に対応した維持管理手法の構築
- (2) 機器活用による調査・監視の効率化・高度化技術の開発・評価
- (3) 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築
- (4) 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、令和 2 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

#### (1) 多様な管理レベル（国、市町村等）に対応した維持管理手法の構築

##### <舗装関連>

令和 2 年度においては、ボトムアップひび割れが顕著な箇所における各種試験調査の結果から、舗装体の健全度および適用すべき修繕工法を検討した。その結果、積雪寒冷地の軽交通道路においては、上層路盤にアスファルト安定処理を、凍上抑制層に粒状材を使用していることから、FWD たわみ量が小さく計測される可能性があるため、FWD の D0 許容たわみ量から舗装の健全度を判定する際には留意が必要であることを確認した。

## (2) 機器活用による調査・監視の効率化・高度化技術の開発・評価

### <橋梁関連>

RC床版では、車両の輪荷重による疲労に加え、凍結融解や凍結防止剤散布による塩分浸透、骨材のアルカリ骨材反応等の複合作用によって、床版上面の土砂化が発生し、抜け落ちに至る場合がある。本研究では、非破壊検査技術の一つである電磁波レーダを使用した床版上面の滞水検出手法について検討を行い、劣化が生じる前に潜在的な劣化個所をスクリーニングすることで、効率的な道路橋の維持管理の実現に貢献するものである。令和2年度は、令和元年度に取得した床版上面の電磁波レーダ計測結果及び床版上面水分量の計測結果をもとに整備した教師データをAIに機械学習させ、電磁波レーダの波形データを入力することで、床版上面の滞水を簡易に推定・出力可能なアプリケーションを構築した。またその汎化性能向上のため、実橋において各種計測を実施しデータを整備した。

### <舗装関連>

令和2年度は、移動式たわみ測定装置(MWD)について、路面温度の影響を把握するため、夏(55℃)、秋(30℃)、冬(10℃)の3季に分けて、MWDとFWDの測定を実施し、路面温度(季節)問わず、MWDたわみ量とFWDたわみ量に高い相関関係であることを確認した。また、測定位置の影響を把握するため、わだち部を0cmとして、わだち部から30cm及び60cm離れた位置でMWDの測定を実施し、測定位置によるMWDたわみ量の影響を把握した。

## (3) 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

### <橋梁関連>

1)斜張橋やアーチ橋(ローゼ橋)などの吊構造形式橋梁に用いられるケーブルの腐食損傷は、橋全体系の安全性に極めて大きな影響を及ぼす可能性がある一方、ポリエチレン被覆や塗装などの防食被覆によって覆われていることでケーブル内部の状態を把握するのが容易でなく、ケーブル内部の状態を適切に調査・診断する技術が求められている。本研究では、過年度に実施したポリエチレン被覆ケーブル内部の温湿度計測結果の再現解析を実施し、計測した温湿度によるケーブル内部の腐食環境評価の可能性について検討した。その結果、ケーブル内部の水蒸気の相変化を考慮したモデルを用いた熱流体解析によってケーブル内の温湿度を再現できる可能性があることなどに関する知見が得られた。

2)PC橋関係では、損傷を有するPC橋について、荷重載荷される桁の耐力を実態に近いレベルで評価できる手法の検討を行った。令和29年度から令和元年度にかけ、実橋載荷試験等により、耐荷性能に与える要因はPC鋼材破断本数による他、載荷桁以外の荷重分配の影響が大きいことを確認した。令和2年度は損傷したPC橋の上部工全体系格子解析モデル(以下、損傷格子モデル)を用いて解析を行い、応答値の発生状況等について検討した。解析結果は、載荷桁G1において載荷試験時の残存耐力(破壊荷重時の耐力)を概ね再現可能な精度であり、損傷格子モデルが荷重分配を考慮した荷重載荷桁の耐力評価に用いることが可能であることが確認された。本研究結果は、損傷を有する既設PC橋の交通規制を判断する際のツールなどとして活用することが期待される。

3)道路橋は、5年に1回を基本とした定期点検が義務化されているものの、措置の実施率は低く、特に予防保全型の修繕は進んでいない。持続的に橋の機能を保持していくためには、適切な診断を行い、予防保全対策を行いながら円滑なメンテナンスサイクルを実現していく必要がある。令和2年度は、令和元年度に作成した「RC床版」を対象とした診断AIシステムプロトタイプについて、地方公共団体でも採用数の多い橋種である「床版橋」に対応するように改良するとともに、現場実証を行い、プロトタイプシステムの改良点を抽出した。

### <舗装関連>

令和2年度は、ひび割れとFWDたわみ量の関係について、解析に加えて実験により傾向を把握した。また、舗装の構造的損傷に対する診断と措置に関して、個々の技術を体系的に整理するとともに技術の選択の基本的な考え方を整理した。さらに、高周波型の地中レーダを用い、高精度で表基層層厚の連続分布を測定できることがわかった。

### <管理用施設(機械設備)関連>

土木施設に導入されている各種の土木機械設備は、非常に重要な役割を果たしているが、施設数の増大、老朽化の進行、限られた維持管理予算の相反する条件下で、より適切なライフサイクルマネジメントの導入が進めら



れている。本研究では、機能回復時間等を考慮した信頼性評価による機器・部品の重要度判断や、保全方法の最適化を検討し、それらの総合的なマネジメント手法を確立することを目的としている。令和2年度は、過年度まで検討を進めてきた、機械設備の故障時からの機能回復能力の定量化方法について、設備維持管理計画策定時の活用効果の検証と、評価手法マニュアルの現場実装に向けた検討を主体に実施した。

#### (4) 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

##### <橋梁関連>

1) 高度成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中、さまざまな再劣化要因による損傷事例が報告されている。PC 橋の補強関係では、既設 PC 橋における、損傷による曲げ耐力不足の程度や範囲を耐荷性能に評価するための手法を開発するため、平成 29 年度から令和元年度にかけ載荷試験および解体調査にて既設 PC 鋼材破断およびグラウト充填不足が曲げ耐力に与える影響が大きいことを確認し、それらの結果に基づき、令和 2 年度は損傷を考慮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、PCT 桁の梁モデルの解析結果と比較して検証した。損傷を考慮した PC 桁の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 鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていたグラウト充填不足を適切に評価することによって算出精度が向上することを確認した。また、算出した破壊抵抗曲げモーメントの妥当性は、過年度に実施した載荷試験結果と同定した梁モデル（ファイバーモデル）を用いて対比する手法で検証し、妥当であることを確認した。本研究での耐荷性能評価手法を用いることで、PC 鋼材一部破断による部分的な曲げ耐力低下を把握することができるため、たとえば、緊張させた炭素繊維プレートを曲げ耐力不足範囲に取り付けるなど、PC 鋼材が一部破断している既設 PC 橋への局所的な補強設計への活用が期待される。

2) PC 橋の補修関係では、表面被覆工法の品質・施工管理等の留意事項の提案を目的に、平成 29 年度から令和元年度にかけ既設 PC 桁の部位ごとに塩化物イオン量が異なること、また損傷等が生じていない表面被覆は一定年数経過後も高い遮塩性能を維持していることを確認した。令和 2 年度は、塩害対策として表面被覆工法で補修された既設 PC 桁を対象に、補修前後のコンクリート内部の塩化物イオン濃度分布等に着眼し整理・分析および詳細調査を実施した。詳細調査等により、表面被覆工法施工後に補修効果が発揮されない要因として、表面被覆工法施工後においても中性化（炭酸化）による塩化物イオンの内部拡散が発生することおよび、フランジテーパ部のような鋼材かぶり不足が発生し鋼材腐食するリスクがより大きな傾向である部位の存在が挙げられことを踏まえ、品質・施工管理上の留意事項と留意事項を踏まえた調査・補修例を整理した。実橋での調査を踏まえ整理した品質・施工管理上の留意事項を踏まえ調査・補修等の維持管理を行うことで、表面被覆工法による補修効果を確実に発揮させることができ、また補修効果を発揮させるための調査・補修技術の開発につながることを期待される。

3) 塗布材料や部位の違いによりコンクリート内部の含水状態が変化し、鉄筋腐食環境に影響を及ぼすことから、補修においては水分等のコンクリート内部の環境状態を制御することが重要になる。表面保護工法による補修設計を高度化し、効果や信頼性を向上させることを目的として、令和 2 年度は、表面保護工法の塗布部位に関する腐食抑制効果の長期耐久性評価として供試体暴露 7 年後までの鋼材腐食状況を調査し、表面保護材が異なる実大桁における水分状態の年間変動を観測した。また、表面保護材料の適切な選定のための性能評価試験法の検討を行った。その結果、表面被覆や含浸材の種類と塗布範囲による水分状態の相違によるとみられる腐食抑制効果への影響が把握できるなどの知見が得られた。

##### <舗装関連>

つくば市内の舗装を対象に現道採取材を用いた試験から、表面近傍 1cm 程度のアスファルト劣化が顕著であることがわかっており、軽交通道路では、遮水性確保による路盤保護ともに特に表面劣化やひび割れの処置が延命化に直結する。令和 2 年度は、元年度に引き続き、予防保全が可能となる表面処理工法の適用目安を示すため、損傷段階や交通/環境条件が異なる複数の現道における試験舗装による検証を行った。2.5 年目までの追跡調査からは、下層状態が比較的健全であれば交通量に応じた工法選定により路面機能の維持が可能であることが示唆された。また、ひび割れ等の路面損傷部からの浸透水の抑制効果を確認した。

##### <管理用施設（機械設備）関連>

土木施設に導入されている各種の土木機械設備は、非常に重要な役割を果たしているが、施設数の増大、老朽

化の進行、限られた維持管理予算の相反する条件下で、より適切なライフサイクルマネジメントの導入が進められている。そこで、機能回復時間等を考慮した信頼性評価による機器・部品の重要度判断や、保全方法の最適化を検討し、それらの総合的なマネジメント手法を確立することを目的として、令和2年度は、当チームがこれまで実施してきた河川ポンプ設備を中心とした土木機械設備のストックマネジメントに関する研究結果を基に、点検診断が容易な設備構造を検討するため設備構造及び点検技術の実態調査と、既往研究等により設備診断に有効と考えられる点検診断手法が現在の設備構造で適用可能か等の実証試験を前年度に引き続き実施するとともに、これまでの調査内容を資料としてとりまとめるべく、事例集の素案の作成を行った。

#### ＜管理用施設（接合部）関連＞

1) コンクリート内部におけるあと施工アンカーの長期的な挙動については、十分に解明されておらず、信頼性の高い耐久性評価手法などの知見が得られていないのが現状である。そこで、各種の環境条件があと施工アンカーの耐力や破壊モードに与える影響を解明し、その評価手法を構築することを目的として、令和2年度は過年度に引き続き、コンクリートのアルカリ成分によるアンカー接着剤への影響を把握するため、水酸化カリウム水溶液への浸せきによるアンカー接着剤の経時変化を評価した。また、湿潤なコンクリート内部でアンカーに持続荷重が作用する場合の挙動について検討した。その結果、各環境下でのアンカー接着剤の接着強度の変化に関する知見が得られた。

2) 道路トンネルのジェットファンの取付け等に使用される金属系あと施工アンカーを主な対象とし、設計、施工、維持管理の合理的な方法の確立を目的として、令和2年度は、ナット締付け後アンカーに作用する軸力が経時的に低下する要因や、再締付けの影響について検討し、アンカーに作用する持続的な軸力によるコンクリートのクリープ変形が主な要因として考えられること、固着部がすべり得る金属系アンカーでは固着部のすべりも要因として考えられること、定期的な再締付けにより軸力の経時変化が収束する傾向を示すことが分かった。また、へりあき（アンカーから母材コンクリート端部までの距離）の最小値について検討し、へりあきがアンカーの有効埋込み長さ等しい場合でも設計値より大きな耐力が得られたが、へりあきに余裕を確保することが望ましいことを明らかにした。

3) 道路トンネルのジェットファンの取付け等に使用される金属系あと施工アンカーを主な対象とし、設計、施工、維持管理の合理化を目的として、室内試験や現場計測を進めてきた。令和2年度は、ひび割れが発生した覆工コンクリートに対し、繊維シート接着工による対策が施された現場状況を模擬した室内試験を実施し、アンカーの引抜き耐力を評価した。施工状況によっては、繊維シートがひび割れを拘束することで引抜き耐力に一定程度の回復が期待できる場合もあったが、一方で引抜き耐力の低下が助長される結果も得られた。引抜き耐力の低下の要因の一つとして、アンカーの周辺部にプライマーが充填されたことでスリーブが拡張せず、十分に定着が取れなかったことが考えられた。これら実験結果の分析を通じて、維持管理上の留意点となり得る知見が得られた。

# STUDY ON EFFICIENCY AND IMPROVEMENT OF RELIABILITY OF THE MAINTENANCE CYCLE

**Research Period** : FY2016-2021

**Program Leader** : Director of Bridge and Structural Engineering Group  
KANAZAWA Fumihiko

**Research Group** : Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research  
(Bridge and Structural Engineering Group)  
Innovative Materials and Resource Research Center  
(Materials and Resources Engineering Group)  
Geological and feature ground Engineering Group  
(Chief Researcher for Road Slope Management)  
Construction Technology Research Department  
(Advanced Technology Research Team)  
Road Technology Research Group (Tunnel Team, Pavement Research Team)  
Cold Region Maintenance Technology Research Group  
(Road Maintenance Research Team)  
Technology Development Coordination (Machinery Technology Research Team)

**Abstract** : In this R & D program, major technical problems in each phase of the maintenance cycle (inspection, survey, diagnosis, measures (repair reinforcement)) have been solving. We will also develop maintenance management technologies that respond to diverse management levels, such as consideration of service levels of municipal managed items.

In conclusion, in order to achieve spiral up in the technical aspect of the maintenance cycle and to contribute to securing the soundness of infrastructure, the following objectives were set.

- (1) Development of the maintenance technology corresponding to a variety of management levels (Country, cities, towns and villages)
- (2) Development of the efficiency, advancement technology of an investigation, the monitoring by the apparatus utilization
- (3) Development of the priority decision technique of a part, a point needing measures
- (4) Development of the most suitable maintenance repair technique, structure and materials corresponding to past phenomenon, the spot condition

**Key words** : maintenance, structures, materials, tunnel, pavement, machinery

## 6.1 多様な管理レベル（国、市町村等）に対応した維持管理手法の構築

### 6.1.1 舗装マネジメントの効率化に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）、  
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）、  
地質・地盤研究グループ（特命）、材料資源研  
究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：藪雅行、木村孝司、齋藤清志、西  
崎到、稲崎富士、寺田剛、丸山記美雄、渡邊一  
弘、尾西恭亮、佐々木巖、星卓見、大浦正樹、  
若林由弥

#### 【要旨】

本研究は、多様な管理レベル下にある舗装を対象に、舗装マネジメントの事例分析や、舗装の構造破損及び路面破損の実態調査、既設舗装の路面性状把握技術の改善等を通じ、新たな路面評価手法を提案することを目的としている。平成 28 年度は、重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。その結果、重交通道路の修繕工法の選定にあたってはコア抜きより有益な情報が得られること、軽交通道路ではボトムアップ疲労ひび割れの発生比率が高いこと等を明らかにした。平成 29 年度は、重交通道路を想定し、アスコン層の内部損傷を模擬した供試体に対する赤外線調査手法を用いた内部損傷の評価手法の検討を実施し、アスファルト層の内部損傷が面的に広がっている個所では、路面温度の日最高温度や日最高温度からの低下傾向が健全部と異なることを把握した。軽交通舗装区間の路面性状を把握する低廉な手法として、車両に搭載した加速度計によって算定した国際ラフネス指数 IRI を活用する手法を検討した結果、計測やデータの表示が比較的容易であり、IRI 値と修繕要否判断との間に関連があることを確認した。平成 30 年度は、軽交通舗装区間の路面性状を把握する手法として自治体管理の幹線及び生活道路の IRI を計測した結果、面的把握に有効な手段であることと、舗装の損傷と IRI 値の間に関連があることを確認した。令和元年度は、路面平坦性を加速度ビッグデータから推定する手法について検討を行った。その結果、閾値を超過する加速度データの割合と IRI 値との間に相関関係があり、加速度ビッグデータから IRI 値が高い箇所の把握ができることを確認した。令和 2 年度は、ボトムアップひび割れが顕著な箇所における各種試験調査の結果から舗装体の健全度および適用すべき修繕工法を検討した。その結果、積雪寒冷地の軽交通道路においては、上層路盤にアスファルト安定処理を、凍上抑制層に粒状材を使用していることから、FWD たわみ量が小さく計測される可能性があるため、FWD の D0 許容たわみ量から舗装の健全度を判定する際には留意が必要であることを確認した。

キーワード：舗装、構造破損、路面破損、実態調査、コア抜き、疲労ひび割れ

#### 1. はじめに

多様な管理レベル下にある舗装については、その管理レベルに対応した路面評価手法が求められる。そのためには、様々な性格を有する道路の舗装を対象に、損傷の実態を把握することが必要である。

平成 28 年度は、重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。

平成 29 年度は、アスコン層の様々な内部損傷を模擬した供試体を作成し、それら供試体に対して赤外線調査手法

を用いた内部損傷の評価手法の検討を行った。

平成 30 年度は、路面平坦性指標 IRI の簡易な計測手法で自治体管理の幹線及び生活道路を計測し舗装の損傷と IRI 値との関連を検討した。

令和元年度は、路面平坦性を加速度ビッグデータから推定する手法について検討を行った。

令和 2 年度は、ボトムアップひび割れが顕著な箇所における各種試験調査の結果から舗装体の健全度および適用すべき修繕工法を検討した。

## 2. 重交通道路における舗装の損傷実態調査

### 2.1 背景

平成28年10月に策定された「舗装点検要領」（以下、「点検要領」という。）においては、損傷の進行が早い道路等に分類されたアスファルト舗装について、表層の供用年数に対する使用目標年数の設定を通じ、早期に劣化した区間に対しては詳細調査を実施した上で適切な措置を選定することが求められている<sup>1)</sup>。点検要領に基づくメンテナンスサイクルを運用していく上で、今後はより一層詳細調査の重要性が増してくると考えられる。詳細調査の手法としては、FWD たわみ量調査、コア抜き調査及び開削調査が点検要領の付録に例示されているが、開削調査は交通規制面等での制約が大きく、現場実務においてはFWD たわみ量調査やコア抜き調査が主体になるものと考えられる。しかしながら、それら詳細調査に基づく工法選定が、舗装の構造的健全度の回復度にどのような影響を与えるかはあまり明らかになっていない。

本研究では、コア抜き調査をもとに修繕工法を選定した修繕工事現場にて、FWD たわみ量調査を修繕工事の前後で実施し、舗装の構造的健全度の回復状況に関して実態調査を行った。

### 2.2 調査箇所

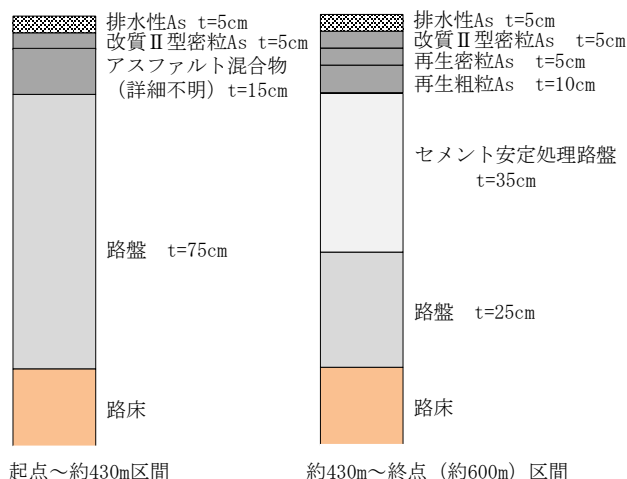


図-1 舗装構成

調査箇所は、コア抜き調査結果をもとに修繕工法を選定した修繕工事現場とした。場所は、関東地方整備局管内の直轄国道（往復2車線）であり、平成22年道路交通センサス<sup>2)</sup>では、大型車交通量は舗装計画交通量N6区分に該当する道路である。線形はほぼ直線であり、工事延長はL<sub>1</sub>約600m（上下線とも）である。

修繕工事前の舗装構成は、過去の修繕工事の設計図書の情報をもとにすると、起点側から約430mを境に変化



図-2 コア抜き調査結果



しているものとなっており、その舗装構成を図-1に示す。いずれもアスファルト混合物層（以下、「アスコン層」という。）厚は25cmであり、また図中の路盤は舗装構成より粒状路盤と考えられる。なお、前回修繕工事は今回修繕工事の16年前に実施しており、起点側から約430mまでは2層（t=10cm）の切削オーバーレイ、約430m以降は舗装打換え（図-1中のセメント安定処理路盤層より上の施工）である。

2.3 現場内のコア抜き本数

当該工事現場では、工事着手前に区間内のコア抜き調査が行われている。コア抜き調査は、道路管理者の指示の下、修繕工事受注業者が修繕前の路面の損傷状況を元に調査箇所を選定して実施し、その結果コア本数は下り車線が11本、上り車線が13本であった。

2.4 コア抜き調査結果を踏まえた修繕工法の選定

前節に示したコア抜き調査により、アスコン層内の損傷は一様でないことが明らかとなった。具体的には、表層の路面側を起点としたひび割れ（トップダウンひび割れ）が中間層までにとどまっているもの、ひび割れからの雨水の浸入に起因すると想定される層間剥離を引き起こしているもの、さらに進行して中間層、基層やアスファルト安定処理層部の混合物自体が剥離を引き起こしているもの、及びアスコン層（t=25cm）を貫通しているものと様々であった。当該修繕現場では、これらの状況を踏まえ、ひび割れ深さが15cm以上入っている区間をアスファルト混合物層の全層（t=25cm）打換え、それ以外の区間を2層

表-1 修繕工事前の路面性状調査結果

路面性状		下り車線	上り車線
ひび割れ率 (%)	区間平均	24	31
	最大値 (10m 単位)	69	72
わだち掘れ量 (mm)	区間平均	17	17
	最大値 (10m 単位)	32	46
平坦性 (mm)	区間平均	2.8	3.1

(t=10cm)の切削オーバーレイと修繕工法が選定された。このように、同一現場内でもアスファルト混合物層内部の損傷は様々となりうることを認識しておく必要がある。当該現場のコアの状況を図-2に示す。なお、図中のうち、「アスコン層内部の混合物自体の剥離が進行／ひび割れがアスコン層を貫通」の写真の一部は、コア側面のひび割れ部分のチョークによるトレースができていない。

2.5 修繕工事前の路面性状調査

当該修繕工事区間において、修繕前に路面性状調査を行った。その結果を表-1に示す。これより、上下車線共に損傷は進行しており、また、どちらかと言えばひび割れによる損傷が卓越した区間であることが分かる。実際の現場では、ひび割れの他車輪通過部にわだち部オーバーレイ工（レーンパッチング）の実施箇所が点在しており、日常的な維持管理に苦慮していた様子が観察される路面状況であった。修繕前の路面の代表写真を写真-1に示す。

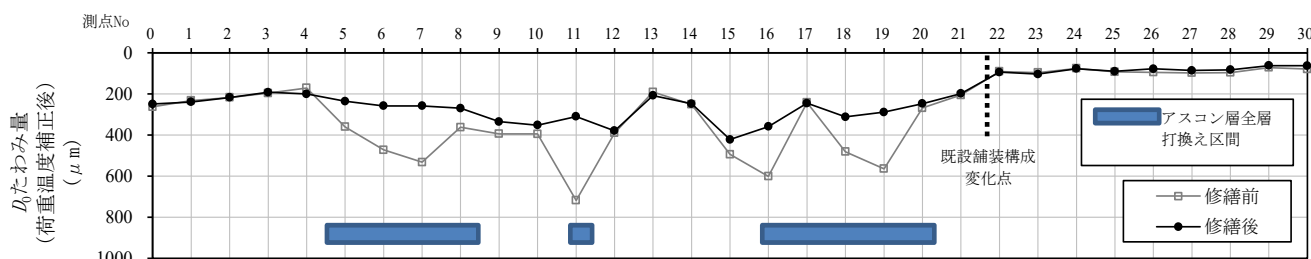


図-3 修繕工事施工前後のD0 たわみ量の比較（下り車線）

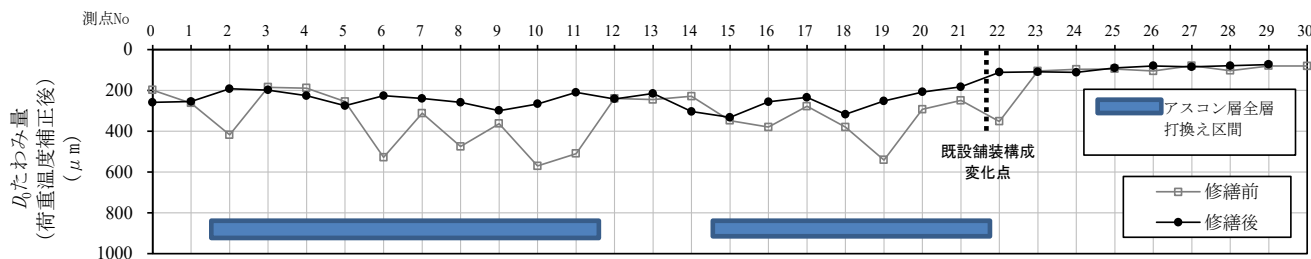


図-4 修繕工事施工前後のD0 たわみ量の比較（上り車線）



写真-1 修繕工事現場の路面状況

## 2. 6 修繕工事前後のFWDたわみ量調査

修繕工事前後において、OWP（Outer Wheel Path：外側車輪通過位置）上で起点から20m間隔でFWDたわみ量調査を実施した。上下車線とも、路線の起点側を測点No.0とし、順に20m間隔で測点を振り、終点側を測点No.30とした。また、FWDたわみ量については、「舗装性能評価法―必須および主要な性能指標編―」<sup>3)</sup>に従い20℃換算で補正している。

舗装の構造的健全度として、路床を含めた舗装全体の支持力を示す載荷点直下のD0たわみ量に着目し、それをグラフ化したものを図-3、図-4に示す。また、同図中には、アスコン層全層（ $t=25\text{cm}$ ）打換えの区間を表示している。この表示以外の区間は、 $t=10\text{cm}$ の切削オーバーレイの区間である。これより、当該現場では、2.4に示したコア抜き調査によるひび割れ深さに着目した修繕工法の選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に大きく寄与したことが分かる。渡邊らは、別の現場にて一律の一層切削オーバーレイを実施した場合の修繕前後の構造評価を行った結果、当該区間内の構造的健全度のバラツキは概ねそのままであったことを報告している<sup>4)</sup>。この報告と照らし合わせると、構造的健全度の回復を目的とする場合は、詳細調査を通じた適切な修繕工法の選定が効果的であることが分かる。この結果については、平成29年度の日本道路会議等の場を通じて発表し、路盤の健全性の保護を通じた舗装の長寿命化という舗装点検要領の考え方の普及をはかった。なお、実際の修繕工事は、構造面のみならず路面機能面など様々な理由を勘案し道路管理者が総合的な判断のもとその区間・内容を決定するものであり、本報はその是非を議論するものではないことを申し添える。

当該現場では、多数のコア抜きによるアスコン層内部の損傷確認を実施したが、現場制約条件等から全ての現場で同様の取組を実施することは困難と考えられる。今後は、非破壊で面的にアスコン層内部の損傷状況を把握する手法の検討が必要と考えられる。

## 3. アスコン層内部損傷の評価手法の検討

### 3.1 背景

前章より、アスコン層内部の損傷状況を把握することが構造的健全度の一律なレベルへの回復の観点から重要であることが明らかになった。コア抜き調査は直接的にアスコン層内部の損傷状況を確認できるが、破壊調査であり、現場制約の条件等から、非破壊で把握する手法が望ましい。

アスコン層内部に損傷が存在すると、アスコン層内に不連続面が存在することとなる。このような不連続面の有無により、太陽の日射によるアスコン層内部への熱伝導の過程が変化し、舗装路面の表面温度に差異が生じることが考えられる<sup>5)</sup>。

早野ら<sup>6)</sup>は、舗装の内部損傷を擬似的に再現した供試体を室内に設置し、ライトにより日照を再現し、その表面温度についてサーモグラフィを用いて観測している。その結果、舗装の内部損傷の有無により、表面温度に差異が生じることを報告しているが、気温、日射量等の気象を再現した環境試験装置内での観測であり、また空港舗装を対象としているため、4時、15時及び22時を想定した時刻での供試体の表面温度の観測となっている。また、前川ら<sup>7)</sup>は、内部損傷を模擬した供試体を屋外に設置して表面温度を観測しているが、これも空港舗装を対象としているため、14時、19時、23時前後での3点の測定となっている。道路舗装は常時一般交通に供しており、時間を定めた定期的な表面温度の観測は通常困難であり、もっとも計測に適した時間帯の検討にあたっては、屋外で直接日射に暴露した状況下にて、よりきめ細かに表面温度を測定し、内部損傷を効果的に把握する時間帯等について検討を行うことが有効と考えられる。

そこで、本研究では、舗装の様々な内部損傷を模擬した供試体を屋外に設置し、サーモグラフィを用いて、その表面温度の経時変化をきめ細かく観測し、内部損傷の存在が表面温度にどのような差異を生じさせるか実験を行うこととした。

### 3.2 供試体の作成

供試体の作成にあたっては、トップダウンクラックが多いとされる重交通道路を想定し、雨水の浸透によるアスコ

ン層の内部損傷を想定した。具体的には、5cmのアスコン層3層（表層・中間層・基層）からなる供試体とし、供試体・損傷の大きさは図-5、図-6に示すとおりとし、図-7に示す断面を有する8種類の供試体を作成した。供試体の設置場所は、土木研究所舗装走行実験場の構内であり、均一な日射が確保できるような場所を選定している。それぞれの供試体の離隔は50cmとした。

なお、施工基盤は供試体の下に厚さ10cmの粒状路盤を設け、表層用アスファルト混合物は最大粒径13mmの新規密粒度混合物、中間層・基層用のアスファルト混合物は最大粒径20mmの新規粗粒度アスファルト混合物とした。模擬ひび割れは、設置対象とする層の施工時に、厚さ1mmの金属板（写真-2）を供試体に差し込みながらアスファルト混合物を敷均し、転圧し、その後に当該金属板を引き抜いていくこととした。中間層の模擬剥離は、半径25cmの円形木枠を供試体中心部に設置（写真-3）し、円形木枠の周りにアスファルト混合物を敷均し、転圧し、その後円形木枠を取り外し、設置後に粗粒度アスファルト混合物の骨材配合からなる骨材を敷均し、転圧し、その後の表層を敷設することとした。層間剥離は、供試体中心部に半径25cm、厚さ5mm程度で砂を敷均し（写真-4）、その後に上部の層を敷設することによって作成することとした。なお、いずれの供試体においても、健全部の層間にはタックコートが塗布している。

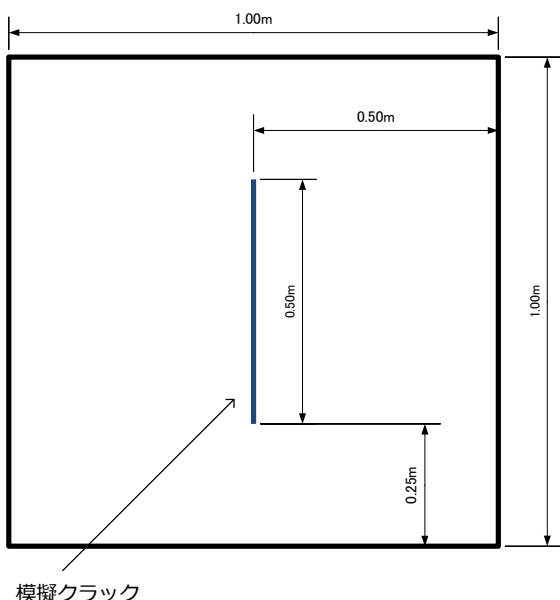
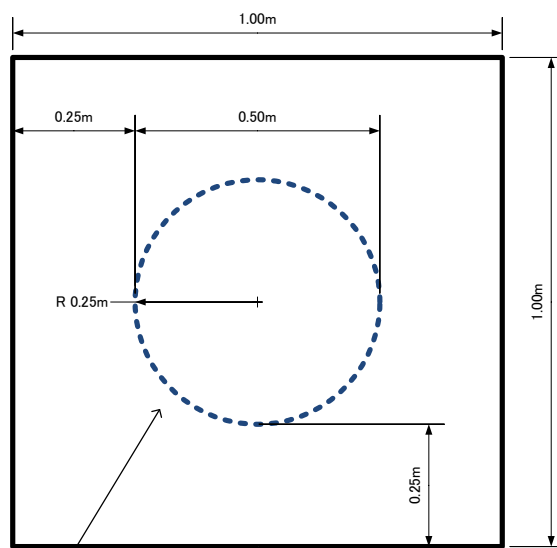


図-5 供試体と模擬ひび割れの大きさ



模擬剥離・模擬層間剥離

図-6 供試体と模擬剥離、層間剥離の大きさ

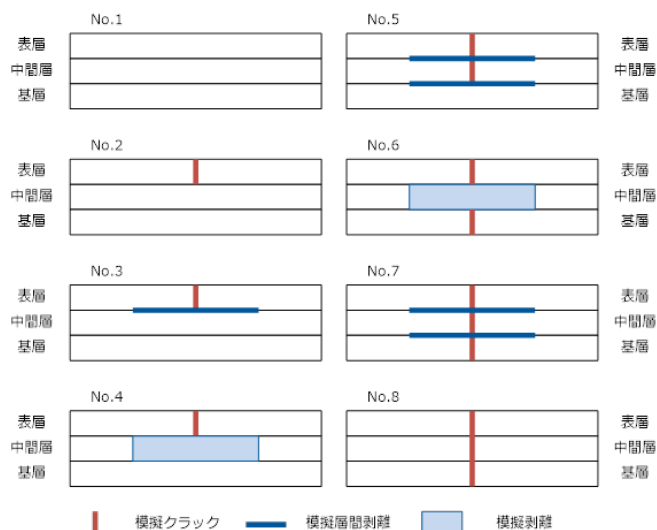


図-7 各供試体の断面



写真-2 模擬ひび割れ作成





写真-3 模擬剥離部の円形木枠の設置



写真-4 模擬層間剥離作成

### 3.3 サーモグラフィ評価試験

様々なアスコン層内部損傷を模擬した供試体に対して、サーモグラフィを用いて表面温度の経時変化を1h置きに実施した。

使用したサーモグラフィは、現場での適用性を考慮して、安価に入手可能で、かつ可搬性が高いスマートフォンに接続してデータを取得する機種とした。熱画像解像度は160×120 (155万画素)、計測温度範囲は-20～400℃、温度分解能は0.15℃、視野角は55×43°の諸元を有しているものである。

試験実施日は平成29年11月7日であり、近傍のアメダス観測地点(つくば(館野))の当日の気象データは表-2に示すとおりである。なお、供試体作製後に模擬ひび割れから人為的に水を挿入したところ、層間を使って供試体端部から水の浸みだしを確認し、供試体によってその浸みだし量はまちまちであった。これは、小さい供試体でありタンパ等の小型機械を中心とした締固めであったため、層間部での付着性にバラツキが生じたためと考えられる。そのため、内部の模擬損傷に雨水がたまっている状態という統一条件での試験の実施が困難であり、供試体が乾燥状態という条件下での比較試験とした。なお、上記アメダス観測地点において、試験前日及び前々日も晴天で降雨量は0mmであり、各供試体の内部は乾燥している状態を保持

している状態と考えられる。

表-2 試験当日 (H29.11.7) の気象データ

時刻	天気	日射量 (MJ)	気温 (℃)	降水量 (mm)	時刻	天気	日射量 (MJ)	気温 (℃)	降水量 (mm)
0	晴れ	0	5.8	0	12	晴れ	2.15	16.6	0
1	晴れ	0	5.6	0	13	晴れ	2.01	17.6	0
2	晴れ	0	5.0	0	14	晴れ	1.66	18.6	0
3	晴れ	0	4.8	0	15	晴れ	1.14	19.3	0
4	晴れ	0	4.5	0	16	晴れ	0.53	18.9	0
5	晴れ	0	3.9	0	17	晴れ	0.07	13.8	0
6	晴れ	0	3.8	0	18	晴れ	0	12.0	0
7	晴れ	0.14	5.4	0	19	晴れ	0	11.3	0
8	晴れ	0.7	7.6	0	20	晴れ	0	11.6	0
9	晴れ	1.31	10.8	0	21	晴れ	0	10.9	0
10	晴れ	1.8	13.6	0	22	晴れ	0	10.2	0
11	晴れ	2.1	15.5	0	23	晴れ	0	9.7	0

図-8 に用いたサーモグラフィで得られた温度画像のデータの例を示す。この温度データの評価にあたり、供試体端部は供試体と熱伝導率が異なる木製型枠が接触している影響を受けていることに留意が必要であることが分かる。その影響を避けるため、ひび割れに沿って幅20cm×60cm程度内の表面温度の平均値を基準値として、サーモグラフィの温度分解能である0.1℃刻みでグラデーション化した処理の例を図-9に示す。

各供試体の表面温度について、端部から10cmの範囲を除いた部分(供試体中央部)の平均温度の最高値及び経時変化を図-10、表-3に示す。健全な供試体であるNo.1供試体が最も低く、表層のひび割れ模擬、及び表層のひび割れと表層・中間層間の層間剥離にとどまるNo.2,3供試体が次いで低い。その次の低いのはNo.8供試体となるが、No.8供試体はクラックがアスコン層を貫通してい

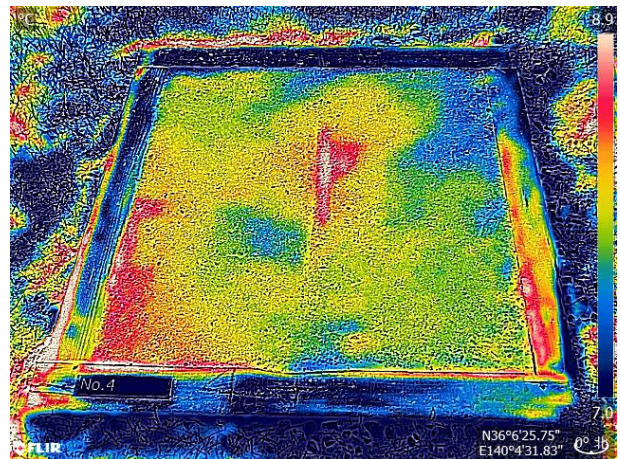


図-8 サーモグラフィによる撮影結果の例

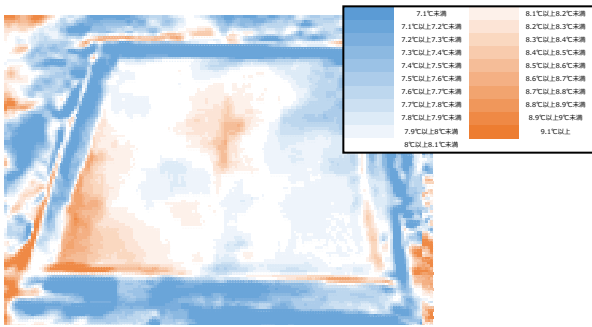


図-9 温度分布の処理例

るのみで、熱伝導の遮断が生じる層間剥離・内部剥離が存在していない影響が出ていると考えられる。それ以外の面的に損傷がひろがっている供試体 (No.4~7) との供試体中央部の最高温度の差は 1.5~2°C 近くにも及び、表面の最高温度の差に着目することにより、面的に広がっている損傷を検知する可能性があることがわかる。

次に、各供試体における供試体中央部の最高温度と 11 時及び 14 時時点の平均温度の差を図-11 に示す。この経時変化の傾向も前述と同様、内部損傷が面的に広がっている供試体については、熱伝導が遮断されて表面側に熱がたまりやすい傾向が最高温度を示す前後 2 時間程度で顕著に出ることが分かる。特に、ピークアウト後の表面温度の低下時点で顕著であり、面的に損傷の有無の違いにより、温度差は 2°C~3°C 前後にも及ぶ。

これらのことより、アスファルト層の内部損傷がある箇所においては、健全部との路面温度の違いが、表面温度の最高温度、最高温度からの低下過程で顕著に表れることがわかった。

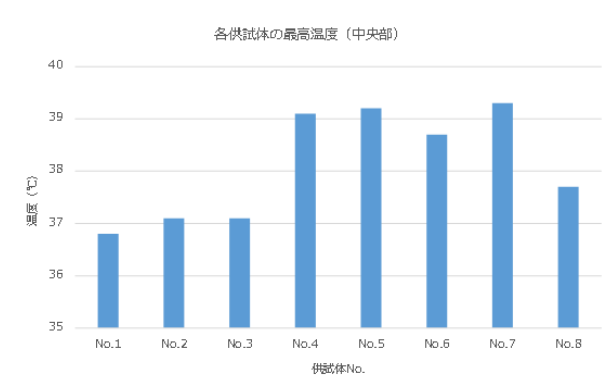


図-10 供試体中央部の平均温度の最高値

表-3 供試体中央部の平均温度の最高値と推移

時刻	表面温度 (°C)							
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
7	7.2	8.0	7.7	8.2	7.9	7.4	8.1	7.4
8	10.9	12.0	11.1	14.5	14.6	14.2	14.4	13.7
9	18.3	20.5	19.8	20.6	20.7	20.5	20.9	20.3
10	29.9	30.6	30.2	31.1	30.9	30.9	31.5	30.1
11	33.4	33.6	33.1	34.0	33.8	33.4	34.5	35.2
12	35.9	36.9	37.1	37.7	39.2	38.3	39.3	37.7
13	36.8	37.1	37.0	39.1	38.7	38.7	39.0	37.2
14	34.6	34.0	34.5	34.5	34.1	33.9	34.2	36.4
15	29.6	29.5	29.8	32.7	31.4	31.4	31.9	31.0
16	25.1	24.7	25.2	25.4	24.2	25.1	25.5	25.2
17	19.7	19.2	19.4	19.4	18.4	18.5	20.0	19.8
18	18.4	17.8	18.3	18.2	17.6	17.6	18.0	18.4

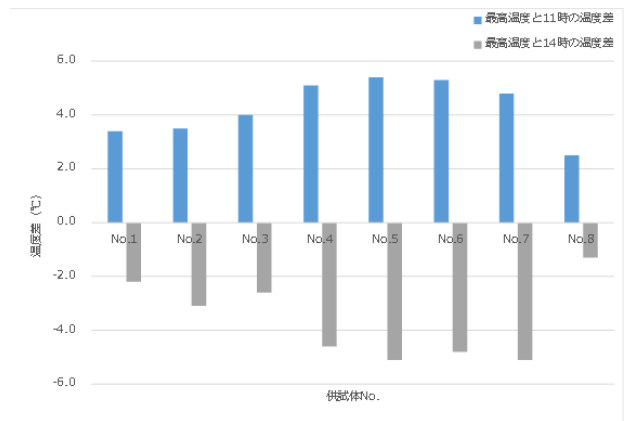


図-11 試体最高温度と 11 時及び 14 時時点の平均温度の差

#### 4. 軽交通道路における舗装の損傷実態調査

##### 4.1 背景

重交通道路と軽交通道路では、舗装の損傷形態に応じて点検診断時の着目点や維持管理手法が異なる可能性があるため、本研究では重交通道路と軽交通道路の損傷状況の特徴を把握する調査を行った。

##### 4.2 調査方法

北海道内の国道約 6,500km を対象にアスファルト舗装の損傷実態を把握した。具体的には、現道の目視調査を行って、舗装管理支援システムに記録されているデータの区間毎(約 100m 単位)のひび割れ種類を判別し、どのような種類のひび割れがどのような条件の路線に多いかを調べた。判別したひび割れの種類は以下の 4 種類である。通過車両の繰返し载荷によって発生し舗装下面から上層に向かって伸びるボトムアップ型疲労ひび割れ (以下、ボトムアップひび割れ)、舗装表面から下層に向かって伸びるトップダウン型疲労ひび割れ (以下、トップダウンひび割れ)、路床内の水分が凍結して形成されるアイスレンズ



が成長することで生じる凍上ひび割れ、気温の上昇・下降によるアスファルト混合物の温度応力によって生じる低温ひび割れである。一つの区間に複数種類のひび割れが発生している場合には、複数種類のひび割れが発生している区間として扱った。目視調査のデータを基に、ボトムアップひび割れ、トップダウンひび割れおよび凍上ひび割れに関しては、ひび割れ率が5.0%以上の区間数を10km毎にカウントして地図上に表示した。低温ひび割れに関しては、1km当たりの低温ひび割れ発生本数をカウントして地図上に表示した。さらに、各々のひび割れがN<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>、N<sub>6</sub>、N<sub>7</sub>交通断面のうちどのような区間に多いのかを整理した。ちなみに本研究では、N<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>交通を軽交通道路区間として扱っているので留意されたい。

なお、調査は自動車専用道路を除く下り車線を対象とし、構造物区間やコンクリート舗装区間など表-4に該当するデータの区間長を除外した上で集計した。これらのデータを除外した理由は、一般的なアスファルト舗装区間に比べて舗装構成や基盤条件が特殊であり、除外するのが妥当と考えたためである。

表-4 除外区間一覧 (単位 : m)

項目	延長(m)
舗装延長	6,584,198
除外区間	
① 構造物	177,348
② 最新ひび割れ率が空欄	109,396
③ 最新調査後に工事	1,331,079
④ 上り・及び自専道	152,190
⑤ 最新調査時からルート変更・通行止め	16,702
⑥ Co舗装区間	135,109
⑦ 累積大型車交通量が空欄、舗装厚不明	127,112
舗装延長一除外区間	4,535,262

### 4.3 調査結果

図-12 にボトムアップひび割れの発生分布図を、図-13 にトップダウンひび割れの発生分布図を、図-14 に凍上ひび割れの発生分布図を、図-15 に低温ひび割れの発生分布図を示す。図-12 より、ボトムアップひび割れは、道内の広い範囲に発生しており、主に郊外部において多く発生していることがわかる。図-13 より、トップダウンひび割れは札幌近郊と札幌函館間や札幌旭川間などの幹線道路での発生が多い。図-14 と図-15 より、凍上ひび割れと低温ひび割れは道北地域や道東地域の内陸部に多く発生していることが分かる。表-5 には各ひび割れの発生延長及び調査集計区間の延長に対する発生比率を示す。赤枠で囲んだ部分に着目すると、ボトムアップひび割れ、凍上ひび割れ、低温ひび割れはN<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>交通断面などの舗装厚の薄い軽交通路線に多く発生していることが分かる。一方、トップダウンひび割れはN<sub>6</sub>、N<sub>7</sub>交通断面などの混合物層厚が厚い重交通路線に発生している傾向が見られる。

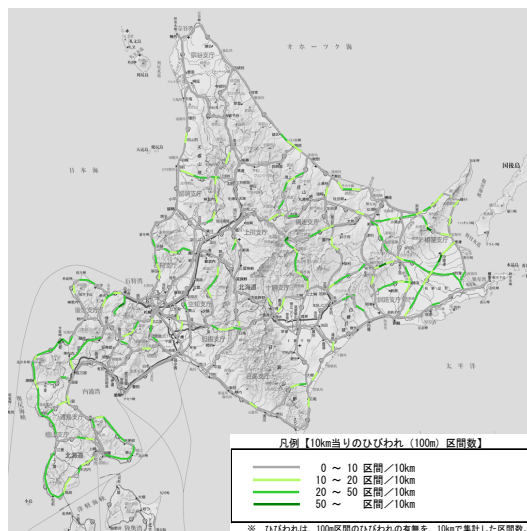


図-12 ボトムアップひび割れの発生分布図

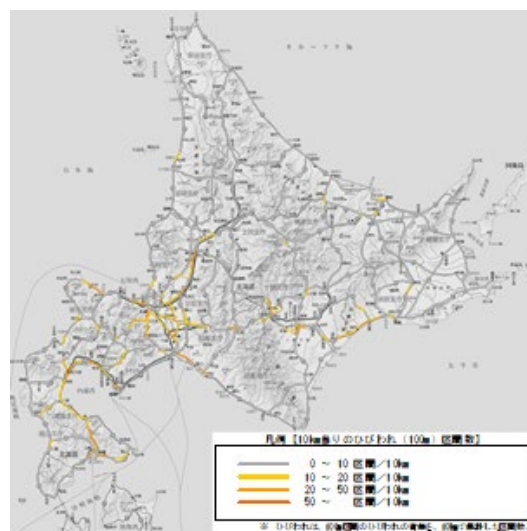


図-13 トップダウンひび割れの発生分布図

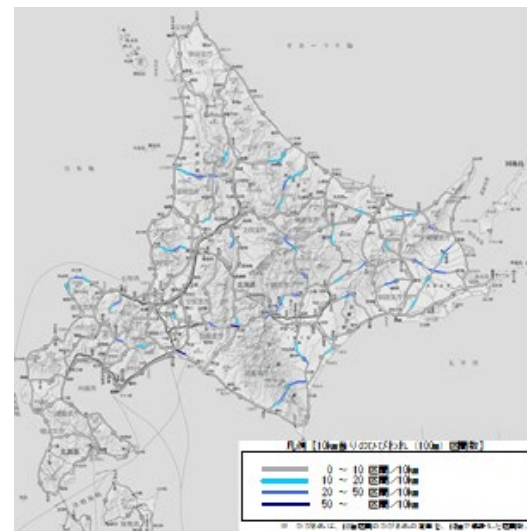


図-14 凍上ひび割れの発生分布図

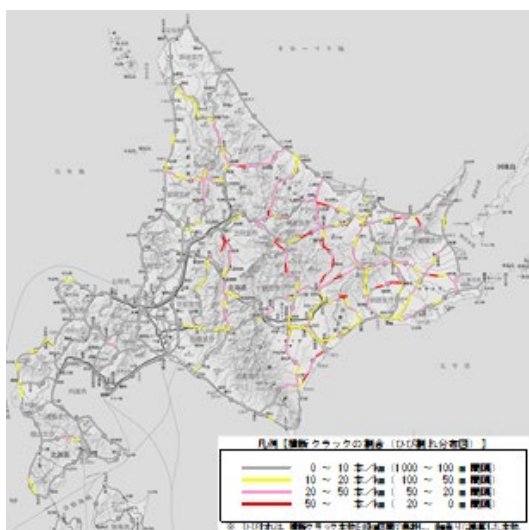


図-15 低温ひび割れの発生分布図

表-5 各ひび割れの発生延長及び調査集計区間の延長に対する比率

交通量区分	As混合物層厚 (cm)	14cm未満	14cm以上 20cm未満	20cm以上 30cm未満	30cm以上	合計
		A	B	C	D	
ひび割れ 種別	旧	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>	N <sub>7</sub>	
	調査集計区間の 延長(m)	2,557,530	1,353,654	508,295	115,783	4,535,262
ボトムアップ ひび割れ	ひび割れ発生区 間の延長(m)	336,044	150,288	10,135	932	497,399
	調査集計区間の 延長に対する発生 区間比率(%)	13.1%	11.1%	2.0%	0.8%	11.0%
トップダウン ひび割れ	ひび割れ発生区 間の延長(m)	131,273	62,707	46,451	7,845	248,276
	調査集計区間の 延長に対する発生 区間比率(%)	5.1%	4.6%	9.1%	6.8%	5.5%
凍上ひび割れ	ひび割れ発生区 間の延長(m)	112,752	59,233	11,036	113	183,134
	調査集計区間の 延長に対する発生 区間比率(%)	4.4%	4.4%	2.2%	0.1%	4.0%
低温ひび割れ	ひび割れ発生区 間の延長(m)	229,742	105,960	13,781	995	350,478
	調査集計区間の 延長に対する発生 区間比率(%)	9.0%	7.8%	2.7%	0.9%	7.7%

軽交通路線は混合物層厚が薄いため、作用する力に対する抵抗性が小さく、様々なひび割れが発生し易いと推察される。軽交通区間では、特にボトムアップひび割れの発生区間延長が最も長く、次いで低温ひび割れ、凍上ひび割れの順であることが着目される。つまり、軽交通区間ではボトムアップひび割れに対する対処が最も多くなると理解できる。

以上のように、交通断面によってひび割れ損傷の形態は異なっている。N<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>交通断面などの混合物層厚の薄い軽交通路線区間に着目すると、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。N<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>交通断面などの軽交通路線区間の舗装マネ

ジメントならびに舗装維持修繕計画を考える場合には、これらの損傷形態への対処方法を検討することが大切である。特に、ボトムアップひび割れは広い範囲で発生している実態にあり、今後舗装の老朽化が進行するにつれて増加する性質のひび割れであると考えられるため、要点であるといえる。

## 5. 目的や道路管理体制に応じた低廉な路面性状調査技術の開発

### 5.1 背景

軽交通舗装は供用延長が膨大であるため、その路面性状を把握するための手法は、経済的に安価で手間のかからない手法であることが望まれる。そこで、平坦性指標を活用した低廉な点検調査手法について検討を進めた。

### 5.2 調査方法

車両バネ上およびバネ下に設置した加速度計の加速度値から、リアルタイムで国際ラフネス指数(International Roughness Index、以下、IRI)を計測する装置(写真-5)を用い、地方自治体が管理する軽交通道路においてIRI計測を実施した。この計測装置は、2個の加速度計とGPSセンサ、アンプおよびデータ処理ソフトを内蔵したモバイルパソコンから構成され、任意の車両に取り付けることができ、走行しながらの計測が可能であることから、計測が非常に容易で短時間で広い範囲を計測できるため、経済的な負担も少ないことが特徴である。計測対象とした路線は、図-16に示す12の路線区間及び図-17に示す24の路線区間である。図-16の計測路線区間は、道路管理者が修繕を実施する予定の区間と、健全と判断した路線区間があり、IRI計測を行い、両者のIRI値にどのような差異が見られるかを解析した。図-17の計測路線区間は、自治体管理の幹線及び生活道路であり、面的なIRIの把握とあわせIRIと舗装損傷の関係について検討した。

また、大型自動車に積載された機器から自動的に蓄積される上下加速度のビックデータを用いて路面平坦性を推定する方法について、図-18に示す手順で検討を行った。この手法は、運行中の大型車両群から自動的に蓄積される加速度データを統計処理することによって任意の場所での路面平坦性を把握しようというものである。現場での計測作業を行う必要がなく、道路管理者の費用負担軽減や省力化が期待できる。





写真-5 IRI 計測装置搭載車両



図-16 IRI 計測路線区間(1)



図-17 IRI 計測路線区間(2)

いのかを視覚的に判別できる。また、図-16 に示した健全区間と修繕区間における IRI が 4 以上の割合を図-21 に示す。維持修繕が必要と判断された路線区間は、IRI4 以上のデータ割合が高い傾向にあることが確認された。

図-17 に示した区間における実際に舗装が損傷している箇所数と IRI の関係を図-22 に示す。IRI 値の高い箇所は何らかの損傷が生じている箇所である傾向にあることが確認された。

路面平坦性を加速度ビッグデータから推定する手法についての整理結果を図-23 及び図-24 に示す。図-23 から、閾値である 0.1G を超過する加速度データの割合(以下、加速度超過割合)と、IRI 値との間に相関関係が確認できた。また、図-24 からは、IRI 値が高いところでは加速度の超過割合も高くなっており、加速度の超過割合が高い箇所の延長方向の位置を把握することで、IRI 値が高い箇所の把握ができることが分かる。加速度ビッグデータを本手法の手順で統計処理することで、任意の場所や時間における路面平坦性を把握できることが確認された。



図-19 IRI 計測マップ表示の一例(1)

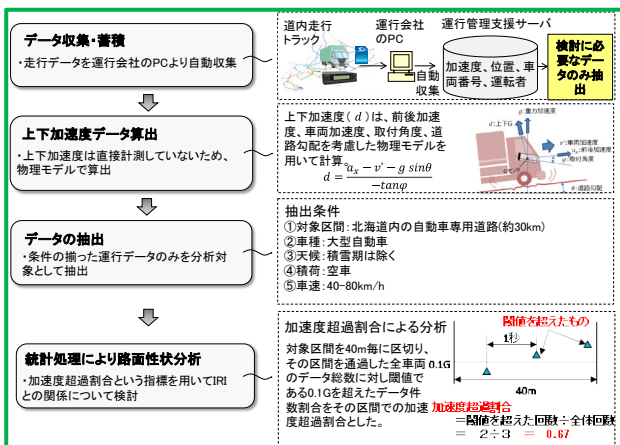


図-18 加速度ビックデータによる平坦性推定方法

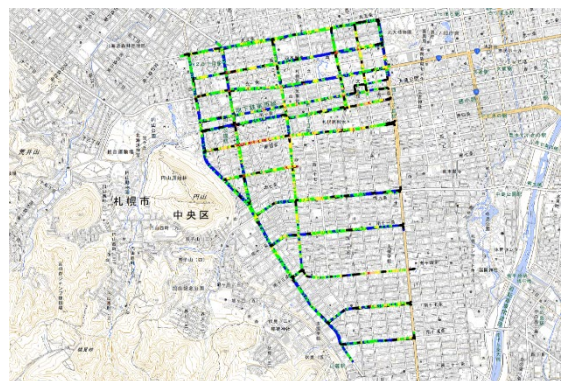


図-20 IRI 計測マップ表示の一例(2)

5. 3 調査結果

IRI を計測した結果は、図-19 及び図-20 に示すようにマップに表示することが可能であり、どの位置の IRI が悪

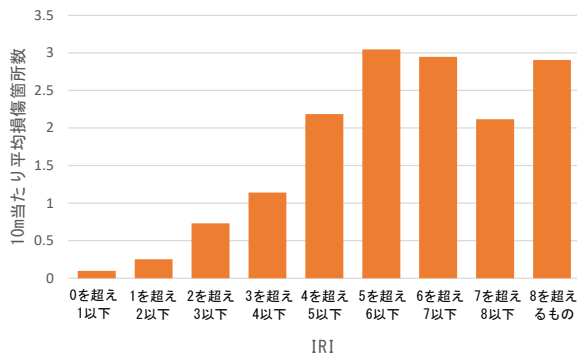


図-21 修繕判断と IRI の対応関係

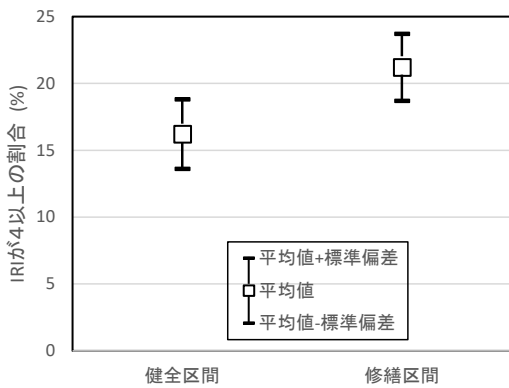


図-22 舗装損傷箇所数と IRI の関係

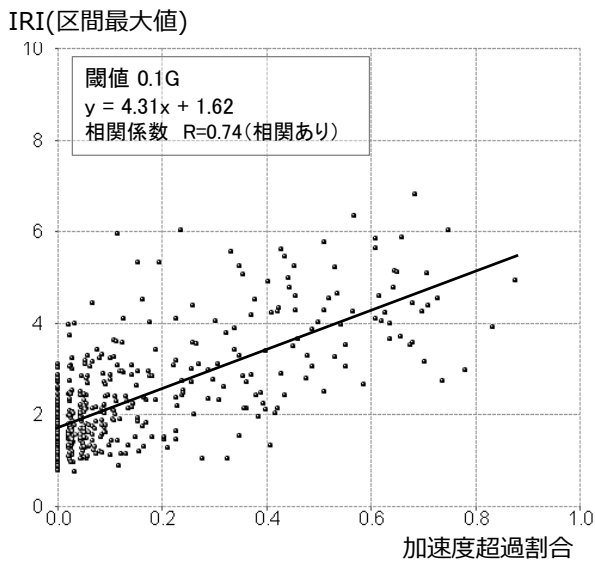


図-23 IRI 値と加速度超過割合の関係

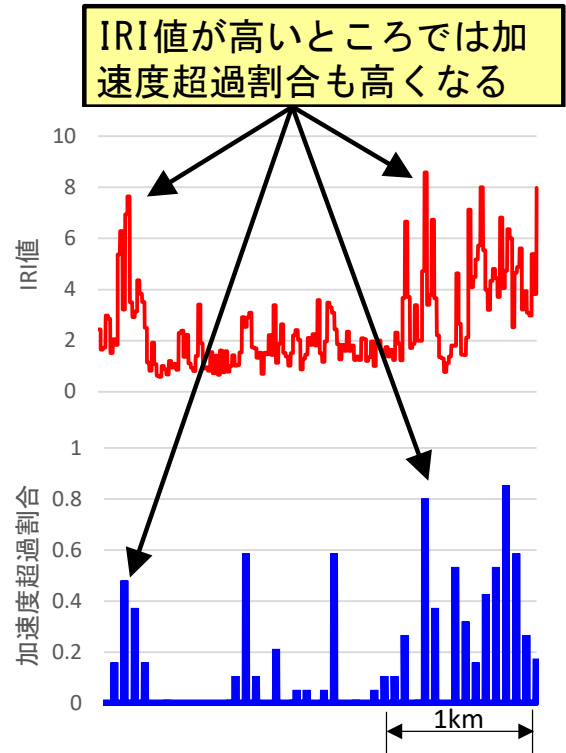


図-24 IRI 値と加速度超過割合の位置関係

## 6. 軽交通道路における舗装の損傷実態調査

### 6.1 背景

前述のとおり IRI 値による維持修繕が必要な区間の把握の可能性に加え、ボトムアップひび割れが発生している箇所における舗装体の健全性の把握および修繕工法の選定を効率的かつ適正に実施する必要がある。

このため、疲労ひび割れの発生している北海道内の一般国道で修繕工事を予定した箇所において、舗装体の健全性の確認および損傷に応じた修繕工法を選定することを目的とした現地調査を実施した。

### 6.2 調査方法

調査箇所は、国土交通省北海道開発局（以下、開発局）管内の一般国道（片側1車線）で、過去の資料による修繕工事前の舗装構成は、表層（細粒度ギャップアスコン）3cm、基層（粗粒度アスコン）4cm、上層路盤（アスファルト安定処理）5cm、下層路盤（切込砂利40mm級）35cm、凍上抑制層（砂）35cmで、交通量区分N4の舗装構成<sup>8)</sup>の路線である。調査内容は表-6のとおり、現地での計測調査、路盤材料の室内試験を実施した。



表-6 調査内容

項目	機器等	測定範囲	測定位置
開削調査	—	L=2m×W=3.25m	
たわみ量測定	FWD	L=120m	OWP、BWP、IWP
簡易支持力測定	キャスポル	3点 (1側線)	OWP、BWP、IWP
平板載荷試験	—	1点 (1側線)	BWP
現場密度試験	—	3点 (1側線)	OWP、BWP、IWP
ふるい分け試験	室内試験	1側線	
修正CBR試験	室内試験	1側線	



写真-6 調査時の路面状態

調査箇所の路面の状態は写真-6に示すとおり、OWPに網目状のひび割れが著しく、IWP（Inner Wheel Path：内側車輪通過位置）では網目状へ進行が予想されるひび割れが発生、BWP（Between Wheel Path：外側車輪通過位置と内側車輪通過位置の間）ではひび割れは殆ど発生していない状態であった。

開削調査および原位置試験の実施、ならびに室内試験用の試料を採取する地点は、現地の目視確認によってOWPのひび割れ発生が特に顕著な箇所とした。

### 6.3 調査結果

#### (1) 開削調査

アスファルト混合物層（以下、アスコン層）の厚さは平均厚3cmのオーバーレイを含む層厚15cmであった。

アスコン層をL=2.0m×W=3.25mの範囲で撤去し、ひび割れ等の損傷状況を確認した。その結果、OWPではアスコン層底面からひび割れが舗装表面まで貫通している箇所、アスコン層中間までひび割れが進行している箇所のほか、表層と基層の層間剥離が発生している箇所が確認された（写真-7）。また、開削調査箇所を含むL=40m区間

のひび割れ率は46%で、舗装点検要領に示されるひび割れ率による診断区分はⅢ（修繕段階）に相当する。



写真-7 ボトムアップひび割れ、層間剥離および下層路盤上面の状況 (OWP)

#### (2) 原位置試験

下層路盤層以下の性状を確認するために実施したキャスポルによる簡易支持力測定、平板載荷試験および現場密度試験の結果を表-7に示す。

なお、キャスポルによる簡易支持力測定では、測定から得られた衝撃加速度（Ia）からCBRおよび地盤反力係数（K30）を式1、式2により算出した<sup>9),10)</sup>。

$$CBR = -4.945 + 1.615 \times Ia \quad \dots \dots \dots \text{(式1)}$$

$$K30 = -37.58 + 8.554 \times Ia \quad \dots \dots \dots \text{(式2)}$$

表-7 原位置試験結果

位置	キャスポルによる 簡易支持力測定		平板載荷試験	現場密度 試験
	CBR (%)	地盤反力係数 K30 相当 (MPa/m)	地盤反力係数 K30 (MPa/m)	締め固め度 (%)
OWP	56	285	—	97
BWP	59	299	295	93
IWP	55	281	—	94

平板載荷試験によるBWPの地盤反力係数は295(MPa/m)で、キャスポルの測定値から算出した地盤反力係数は299(MPa/m)ほぼ同値であることから、キャスポルの測定値から算出した地盤反力係数は適正な値と考えられる。

キャスポルの測定値から算出した地盤反力係数は、OWP、BWPおよびIWPにおいて281～299(MPa/m)

で、同測定値から算出した CBR は 55～59 (%) と十分な耐荷力を有していた。

現場密度試験による締め固め度は、OWP、BWP および IWP において開発局の規格値である 93(%) 以上であった。これらの結果から下層路盤層以下は健全であると考えられた。

### (3) 室内試験

ふるい分け試験の結果(表-8)では、開発局が規定する下層路盤材料の粒度範囲内<sup>11)</sup>であることを確認した。また、修正 CBR は 79(%) で品質規格<sup>11)</sup>を満たしていることを確認した。

表-8 ふるい分け試験結果

ふるい目 (mm)	通過重量 百分率 (%)	規格値 (%)
53.0	100.0	100
37.5	94.3	70～100
31.5	92.4	—
26.5	89.1	—
19.0	80.9	—
13.2	70.4	45～80
9.5	61.9	—
4.75	47.2	—
2.36	35.7	20～45
1.18	27.8	—
0.600	20.1	10～30
0.300	12.3	—
0.150	8.1	—
0.075	5.9	—

### (4) FWD によるたわみ量

供用時の FWD による D<sub>0</sub> たわみ量と舗装計画交通量別のたわみ量の境界値<sup>12)</sup>(表-9)を比較することで路床を含む舗装全体の支持力を評価することができる。本調査区間の OWP の FWD による D<sub>0</sub> たわみ量を図-25 に示す。

FWD による D<sub>0</sub> たわみ量は、最も大きい地点で約 0.8 (mm) で、交通量区分 N<sub>4</sub> の D<sub>0</sub> 許容たわみ量である 0.9 (mm) 以下を満足するため、舗装全体の支持力は確保されていると判断されることから、舗装点検要領に示される修繕対象とは判定されない結果となる。

しかし、前述の開削調査等の結果では、路面のひび割れ率が 46 (%) で、上層路盤を含むアスファルト混合物層(以下、アスコン層)を貫通するボトムアップひび割れが多数確認されていること、および下層路盤層以下は十分な支持力を有しており材料性状にも問題が無いことから、本調査箇所において適用すべき修繕工法は上層路盤を含むアスコン層の打ち替えで、舗装点検要領に示される診断区

分はⅢ-2(路盤打換等)となり、FWD の D<sub>0</sub> 許容たわみ量による舗装体の診断結果と不整合が生じる結果となった。

このことから積雪寒冷地の軽交通道路においては、FWD たわみ量が小さく計測される可能性があり、FWD の D<sub>0</sub> 許容たわみ量から舗装の健全度を判定する際には留意が必要であることを確認した。なお、FWD たわみ量が小さく計測される可能性として、北海道では上層路盤にアスファルト安定処理を、凍上抑制層に粒状材を使用していることが考えられる。

表-9 供用時における D<sub>0</sub> の許容たわみ量

交通量 区分	舗装計画交通量 (台/日・方向)	D <sub>0</sub> 許容たわみ量 (mm)
N <sub>4</sub>	100以上 250未満	0.9mm以下
N <sub>5</sub>	250以上 1,000未満	0.6mm以下
N <sub>6</sub>	1,000以上 3,000未満	0.4mm以下
N <sub>7</sub>	3,000以上	0.3mm以下

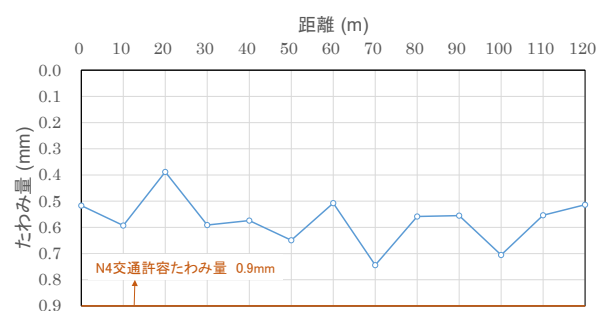


図-25 FWD による D<sub>0</sub> たわみ量 (OWP)

## 7. まとめ

平成 28 年度においては、重交通道路に該当する、関東地方整備局管内の直轄国道において、コア抜き調査結果をもとにした修繕工法の選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に寄与したことを明らかにした。点検要領に基づく舗装のメンテナンスサイクルにおいては、損傷の進行が早い道路等における早期劣化区間について、詳細調査の実施を通じた適切な措置が求められるが、本調査結果により詳細調査としてコア抜きによる舗装の内部損傷の把握の重要性を示唆するものとなった。

平成 29 年度においては、前年度で内部損傷の把握の重要性が明らかになったことより、アスコン層の内部損傷を模擬した様々な供試体を作成し、サーモグラフィを用いた評価試験を行った。その結果、アスファルト層の内部損傷が面的に広がっている箇所では、路面温度の日最高温度や



日最高温度からの低下傾向が健全部と異なることを把握した。

平成30年度においては、軽交通舗装区間の路面性状を把握する手法として、自治体管理の幹線及び生活道路のIRI計測を行い、面的把握の有効性の確認、舗装の損傷とIRIの関係性を把握した。

令和元年度においては、路面平坦性を加速度ビッグデータから推定する手法について検討を行った。その結果、閾値を超過する加速度データの割合とIRI値との間に相関関係があり、加速度ビッグデータからIRI値が高い箇所の把握ができることを確認した。

令和2年度においては、ボトムアップひび割れが顕著な箇所における各種試験調査の結果から、舗装体の健全度および適用すべき修繕工法を検討した。その結果、積雪寒冷地の軽交通道路においては、上層路盤にアスファルト安定処理を、凍上抑制層に粒状材を使用していることから、FWDたわみ量が小さく計測される可能性があるため、FWDのD0許容たわみ量から舗装の健全度を判定する際には留意が必要であることを確認した。

また、路面性状データの分析を通じ、舗装断面によってひび割れ損傷の形態は異なっており、アスコン層の薄い軽交通道路においては、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。舗装のメンテナンスサイクルにおける適切な措置の選定にあたっては、損傷原因を究明・推定することが重要であり、軽交通道路特有のこれらの損傷形態の整理、軽交通舗装区間における簡易な路面性状把握手法がメンテナンスサイクル上の適切な措置を選定する上で有効な情報となると考えている。今後、引き続き舗装の損傷の実態調査を継続すると共に、非破壊調査による舗装の内部損傷の検出手法の検討等を行う予定である。

なお、重交通道路の損傷実態調査は、(公社)日本道路協会舗装委員会舗装設計施工小委員会の活動の一環で実

施したものであり、また道路管理者及び修繕工事施工業者の多大なるご協力の下実施したものである。ここに記して関係各位に謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 武藤聡、久保和幸、藪雅行：「舗装点検要領」の策定について、舗装、Vol.52、No.1、pp.11-15、2017.1
- 2) 国土交通省道路局：平成22年度全国道路・街路交通情勢調査
- 3) (公社)日本道路協会：舗装性能評価法―必須および主要な性能指標編一、2013.4
- 4) 渡邊一弘、増戸洋幸、篠塚政則、上島壯：短い測定間隔による修繕前後の構造評価結果、土木学会論文集 E1 (舗装工学)、Vol.72、No.3、pp.177-185、2016.12
- 5) 坪川将丈：空港舗装の設計・維持管理手法の高度化に関する研究、国土技術政策総合研究所研究報告、No.41、2010.3
- 6) 早野公敏、水上純一、鈴木哲雄：層間剥離を有するアスファルト混合物層の表面温度分布特性に関する実験的検討、地盤工学ジャーナル、Vol.2、No.1、pp.1-11、2007.3
- 7) 前川亮太、蘇凱・水上純一、坪川将丈：空港アスファルト舗装剥離の非破壊探査方法の提案、港湾空港技術研究所報告、Vol.48、No.4、pp.71-87、2009.12
- 8) 国土交通省北海道開発局：道路設計要領第1集道路第5章舗装、2020.4
- 9) 国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所：測定器使用マニュアル作成委員会基準(案)「簡易支持力測定器による試験方法」(第1版)、1996.8
- 10) 国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所：簡易支持力測定器(キャスポル)利用手引き、2005.6
- 11) 国土交通省北海道開発局：道路・河川工事仕様書、2020.5
- 12) 特定非営利活動法人舗装診断研究会：FWDによる舗装診断、2014.1

## 6.2 機器活用による調査・監視の効率化・信頼性向上技術の開発・評価

### 6.2.1 既設橋の合理的な性能評価手法および補修・補強方法に関する研究

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博、藤木裕二、岩谷祐太

#### 【要旨】

近年、床版上面の土砂化により、床版の抜け落ちが発生する事例が見られる。床版の土砂化は、床版上面に水が浸入することにより促進され、床版下面からの点検では発見することが難しい。そこで、RC床版の劣化メカニズムを整理した上で、土砂化が発生する前に床版上面の水の浸入を検知し、排水や遮水等を行うことにより長寿命化を図ることを目的として本研究を実施している。令和2年度は、令和1年度に取得した電磁波レーダによる床版上面の計測結果及び床版上面水分量の計測結果を学習データとして、AIに機械学習させることで滞水を自動推定可能なアプリケーションを構築した。また、その汎化性能向上のための追加学習データを整備した。

キーワード：床版、土砂化、電磁波レーダ、床版上面水分量、AI、機械学習

#### 1. はじめに

道路橋定期点検要領では、橋長2.0m以上の道路橋において、5年に1回を基本とする近接目視点検が義務化されている。定期点検での既設床版の劣化・損傷状況の点検は、床版下面からの外観目視および舗装面のひび割れの点検によるもので実施されている<sup>1)</sup>。しかし、輪荷重による疲労、材料劣化等による土砂化の要因と定期点検における舗装のポットホールや床版下面のひび割れおよび漏水痕などの外観変状との相関が明確でなく、現状の目視点検では、床版の抜け落ちのリスクを見落とす可能性がある。

床版の設計基準では、建設省道路局長通達(S42)以降、最小床版厚および配力鉄筋量の見直しによる疲労損傷への対策が実施<sup>2)</sup>されているが、スパイクタイヤ規制(H5)以降、凍結防止剤の散布量が増加しており<sup>3)</sup>、塩分を含んだ水が床版へ浸入し、床版下面に変状が発生していなくても、床版上面が土砂化している事例が発生している。写真-1は、供用後10年経過後の舗装開削後の状況である。また、写真-2に5年前の定期点検時には損傷度判定が低く、対策不要と判定されていた箇所が、5年後に床版下面の抜け落ちが発生した事例を示す。このように床版の土砂化は、損傷の進行が速いことが特徴となっている。これらは、路面からの水が床版上面に浸入し、疲労を促進する<sup>4)、5)</sup>だけではなく、凍害、塩害等のコンクリートの劣化を誘発する<sup>6)</sup>ことが原因と推定される。床版上面の滞水は、舗装や床版の変状からその有無を推測することは可能だが、多くの場合には変状箇所の舗装を開削して初めて確認され、この時点で既に床版の性能が著しく低下していることがある。また、

変状箇所の舗装開削により局所的な滞水を確認することは可能であっても、滞水箇所を面的に把握することはできず、潜在的な劣化箇所を特定することは困難なのが現状である。

このような課題に対し、非破壊検査技術の一つである電磁波レーダを用いた床版上面の滞水検知手法について研究を進めている<sup>7)</sup>が、膨大な量の道路橋を効率的に点検するためには、人工知能（以下、AI）等を活用し可能な限り省力化・効率化を図る必要がある。本研究では、AIの一つである機械学習を行うことで、電磁波レーダの計測結果から床版上面の滞水を自動推定する手法について検討を行った。



写真-1 床版の土砂化が進行した事例



(a) 5年前の定期点検時

(b) 床版下面の抜け落ち時

写真-2 床版下面の抜け落ち事例

2. 橋梁床版における電磁波レーダの適用と課題

2.1 電磁波レーダ法

電磁波レーダ法は、電磁波が金属以外の媒質を透過し、透過した媒質と異なる比誘電率を持つ媒質の境界で反射する性質を利用し、物質内部を非破壊で探査する手法である<sup>8)</sup>。探査原理は、図-1に示すように電磁波を媒質中に送信器から放射し、反射した電磁波（以下、反射波）を受信アンテナで受信し、反射波が返ってくるまでの時間から深さ方向の位置を推定するものである。平面的な位置は、距離計を内蔵した装置を移動させることで、位置情報を得る。

電磁波が媒質の異なる境界面に達すると、その境界面で一部反射し残りは透過する。境界面に電磁波が垂直に入射する場合、この反射と透過の割合は境界面で接する二つの媒体の比誘電率によって決まり、式(1)により反射強度として表すことができる<sup>4)</sup>。電磁波レーダの計測結果を図化した場合、この反射強度の違いが白黒の濃淡となって表示される。

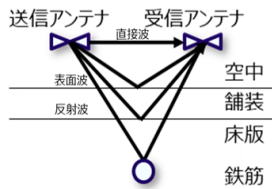


図-1 電磁波レーダ概要

$$R = \frac{\sqrt{\epsilon_{r1}} - \sqrt{\epsilon_{r2}}}{\sqrt{\epsilon_{r1}} + \sqrt{\epsilon_{r2}}} \quad (1)$$

ここで、R：反射強度  
 $\epsilon_{r1}$ ：上層の比誘電率  
 $\epsilon_{r2}$ ：下層の比誘電率

電磁波レーダには、ハンディ式、カート式、車載式といくつかの種類があるが、本研究では交通規制を伴わず一度に広範囲を計測可能な車載式電磁波レーダを主に用いている。外観および仕様について、写真-3及び表-1に示す。



写真-3 車載式電磁波レーダ外観

表-1 車載式電磁波レーダ仕様

項目	仕様	性能
測定速度	推奨 40km/h	80km/h
距離測定	車速信号取得	精度±0.3%以内
電磁波	マルチステップ周波数方式	200MHz～3GHz
	アンテナ幅 1.8m	有効測定幅員 1.5m
	チャンネル数 21	走行方向 7.5cm 間隔 走行直角方向 7.5cm 間隔 深さ方向 1.0cm 間隔

2.2 床版上面の滞水検知への適用と課題

車載式電磁波レーダを用いた RC 床版橋の計測例を図-2に示す。図の下側が舗装と床版上面の境界位置での平面コンター図、上側が平面コンター図の赤線位置における縦断スライス図である。平面コンター図は、反射強度に差異がない、即ち比誘電率の異なる物質が介在しない場合は濃淡の変化の少ない様な模様として表示されるが、図-2を見ると局部的に白いまだら模様が生じている。舗装とコンクリートの上に比誘電率の異なる媒質、即ち滞水が生じている場合、このように白黒の濃淡となって表れる。

このように、電磁波レーダを用いることで滞水の有無を視覚的に判断可能であるが、判断のためには平面コンター図及び縦断スライス図を人間の目で1つずつ確認する必要があり、多大な労力を要する。また、判断基準が定性的であり、判断する人間により結果にばらつきが生じる可能性がある。以上のような課題への対応策として、AIによる機械学習を用いて、電磁波レーダの計測結果から床版上面の滞水を自動推定する手法について検討した。

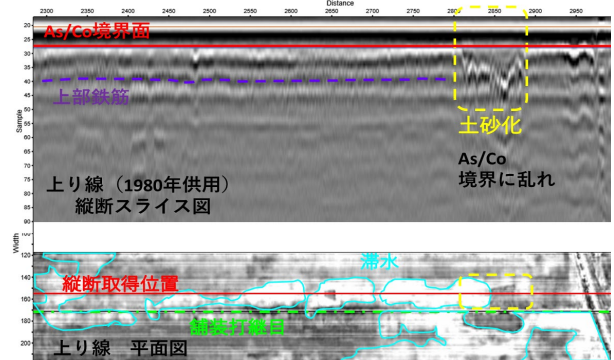


図-2 車載式電磁波レーダ計測結果

3. 機械学習による滞水自動推定手法の検討

3.1 機械学習の概要

機械学習とは、コンピュータにデータを学習させ、アル

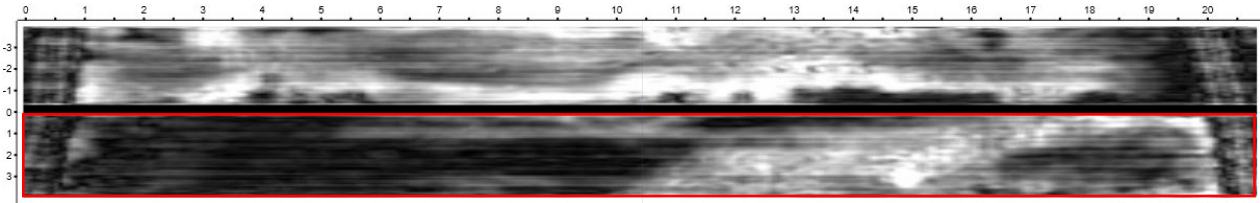


図-3 車載式電磁波レーダ計測結果

A1	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000	1050	1100	1150	1200	1250	1300	1350	1400	1450	1500	1550	1600	1650	1700	1750	1800	1850	1900	A2
0	170	160	833	282	265	213	212	360	140	484	536	521	251	462	520	555	521	298	276	532	578	600	579	887	841	598	723	521	535	708	628	877	688	860	298	820	317	571	530	
50	310	437	521	184	223	657	176	207	194	183	286	599	601	828	851	783	762	267	263	139	520	521	524	384	214	257	588	545	333	181	785	521	822	539	537	282	518	651	817	
100	325	325	192	184	220	235	430	131	156	297	333	242	308	398	875	186	107	198	164	244	269	150	122	264	213	900	475	206	536	218	639	838	868	302	101	238	141	155	157	
150	120	158	99	178	80	157	159	175	151	105	90	129	113	146	111	107	107	128	151	90	152	150	201	870	834	452	520	247	536	149	273	166	162	201	208	181	171	148	212	
200	167	196	124	45	138	135	104	123	125	123	139	108	108	62	84	152	104	158	105	88	136	180	189	176	726	596	532	698	904	183	187	178	170	156	185	166	129	145	198	
250	216	206	144	193	135	147	206	109	148	137	116	146	150	146	117	100	76	63	75	112	132	126	226	531	537	571	564	715	915	763	171	171	132	145	150	143	132	152	599	
300	226	184	133	162	208	222	234	135	198	193	194	177	135	223	250	197	141	158	187	231	74	205	171	438	915	753	301	665	600	202	110	163	231	72	145	132	240	210	169	
350	363	110	238	259	224	209	354	322	241	132	123	179	242	160	224	176	211	187	187	211	172	188	283	261	805	286	258	256	831	235	241	189	304	199	250	163	329	167	522	
400	147	245	256	217	247	219	184	240	174	247	135	180	192	123	189	207	201	209	103	158	165	132	140	175	278	266	202	142	160	143	181	231	165	225	67	138	229	113	149	
450	534	537	688	520	378	93	525	525	644	521	339	347	238	542	248	998	538	535	554	532	236	524	683	629	685	492	233	535	532	321	160	283	522	522	609	298	644	719	489	

図-4 床版上面水分量計測結果

ゴリズムに基づき分類や予測などのタスクを遂行する技術のことをいう。本検討では、特徴量として電磁波レーダの波形データ、正解データとして床版上面水分量データを用いた学習データを活用した教師あり学習を実施した。

3.2 学習データの整備

電磁波レーダによる計測データは、中部地方に位置する橋梁にて、写真-3 に示した車載式電磁波レーダを用いて計測することにより取得した。また、計測後に同橋の舗装開削を実施し、電気抵抗式水分計を用いて露出したコンクリート床版上面の水分量を計測した。電磁波レーダの計測結果及び床版上面水分量計測結果を図-3 及び図-4 に示す。なお、床版上面水分量を計測した範囲は図-3 の赤囲み部である。水分計測は橋軸・橋軸直角方向共に50cmピッチのメッシュ割毎に行い、最も水分量が高いとみられる箇所の計測結果を記載している。電気抵抗式水分計は、計測面の水分量をカウント値（電気抵抗換算値）として表示できるものであり、カウント値が大きければ水分量が多いことを意味する。水分計の外観・仕様を図-5 に、水分計のカウント値と水分状態との関係を図-6 に示す<sup>9)</sup>。

仕様	
(1) 測定方式	電気抵抗式
(2) 検量線	カウント（電気抵抗換算値）
(3) 測定範囲	10～990カウント



図-5 電気抵抗式水分計の外観・仕様

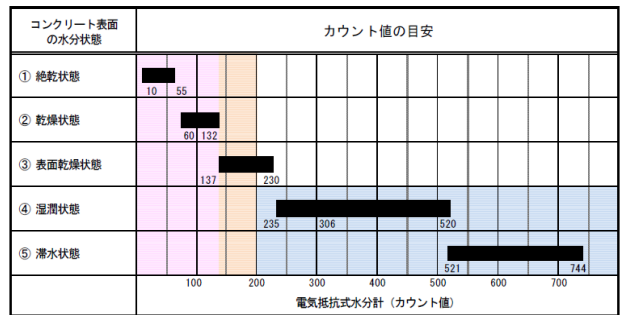


図-6 コンクリート水分状態とカウント値との関係

表-2 水分量による床版状態の分類基準

床版状態	分類基準
健全部	水分量 ≤ 230
湿潤部	230 < 水分量 ≤ 520
滞水部	520 < 水分量

3.3 分類モデル構築

電磁波レーダの波形データを特徴量、床版上面水分量データを正解データとして教師あり学習を行い、推定した水分量のカウント値により床版状態を健全部、湿潤部及び滞水部の3つのクラスに分類する分類モデルを構築する。水分量による床版状態の分類基準は、図-6 のコンクリート水分状態とカウント値との関係を参考に表-2 のとおりとした。表-2 の分類基準に従い分類した正解データの分布を図-7 に示す。白色が健全部、薄い水色が湿潤部、濃い青色が滞水部を示している。モデル構築に用いる電磁波

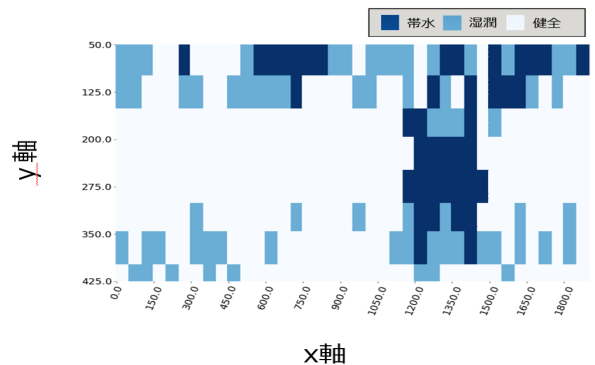


図-7 正解データの分布



レーダの波形データは、取得した深さ方向 71 サンプル全てを含むデータ（全波形データ）とし、以下に示す手順でモデル構築を実施した。

①アルゴリズム検討

分類精度、可読性、計算コスト等を考慮し複数のアルゴリズムを選択し、各アルゴリズムを用いたモデル構築を行う。機械学習前の前処理として、アルゴリズムに応じた特徴量の標準化又は正規化を実施する。検討アルゴリズム一覧を表-3に示す。

表-3 検討アルゴリズム一覧

手法	アルゴリズム	前処理手法
回帰	ロジスティック回帰	標準化
	SVM	標準化
木	決定木	正規化
	ランダムフォレスト	正規化
ニューラルネットワーク	ニューラルネットワーク	標準化

②モデル構築・交差検証

前処理を実施したデータを用いて機械学習を実施、分類モデルを構築する。また、構築モデルの汎化性能評価のため、K分割交差検証を用いた交差検証を実施する。これは、データをK個のグループに分割し、1つのグループを除いたデータを学習用データ、1グループのデータを評価用データとし精度検証を行う手法である<sup>10)</sup>。評価に使用するデータをK回入れ替えることで、K回精度検証を行うことが可能である。本検証では5分割の交差検証を実施した。交差検証イメージを図-8に示す。

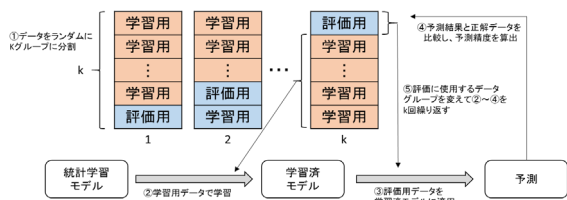


図-8 交差検証イメージ

③精度評価

構築した分類モデルによるクラス分類の精度評価を実施する。評価は、まずクラス（健全部・湿潤部・滞水部）毎に個別指標で評価し、その後全体指標で総合的に評価した。個別指標及び全体指標を表-4及び表-5に示す。適合率は間違いの少なさを、再現率は漏れの少なさを表す指標である。例えば適合率が高く再現率が低い場合は、正確に分類できているが分類できた数が少ないモデルであることを意味する。逆に再現率が高く適合率が低い場合は、漏れなく分類できているが誤判定が多いことを意味する。個別指標の概念図を図-9に示す。F値は1に近いほど精度が良いことを意味する。

表-4 個別指標

指標	特徴
適合率	Aと予測したデータの内、実際にAであるものの割合。
再現率	実際にAであるもののうち、Aであると予測されたものの割合。
F値	適合率と再現率の双方を用いた評価尺度。総合的に各クラスに対する予測精度を表す指標。 $F\text{-measure} = \frac{2(\text{適合率} * \text{再現率})}{\text{適合率} + \text{再現率}}$

表-5 全体指標

指標	特徴
正解率	予測した結果の内、予測が正解だったものの割合。予測に対して答えがどの程度当たっているかを示す指標。
マクロ平均F値	各クラスのF値の平均値。
平均F値	各クラスの分類精度を総合的に評価する指標。

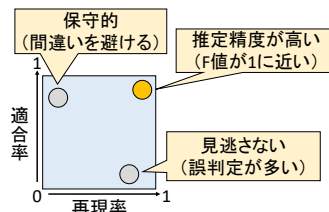


図-9 個別指標の概念図

3.4 精度評価結果

各アルゴリズムによる分類精度（全体指標）を表-6に示す。ランダムフォレストが最も精度が高く、次いでSVMが高い精度を示した。次にランダムフォレストの分類精度（個別指標）を図-10、ランダムフォレストにより分類したデータの分布を図-11に示す。健全部、湿潤部、滞水部とも高い分類精度を示し、データ分布も図-7の正解データの分布と類似した結果を示した。

表-6 各アルゴリズムによる分類精度（全体指標）

手法	アルゴリズム	分類精度	
		マクロ平均F値	正解率
回帰	ロジスティック回帰	0.70	0.70
	SVM	0.81	0.81
木	決定木	0.73	0.73
	ランダムフォレスト	0.88	0.88
ニューラルネットワーク	ニューラルネットワーク	0.66	0.67

	値		値		値
適合率	0.94	適合率	0.85	適合率	0.87
再現率	0.81	再現率	0.89	再現率	0.95
F値	0.87	F値	0.87	F値	0.91

健全部                      湿潤部                      滞水部

図-10 ランダムフォレストによる分類精度（個別指標）

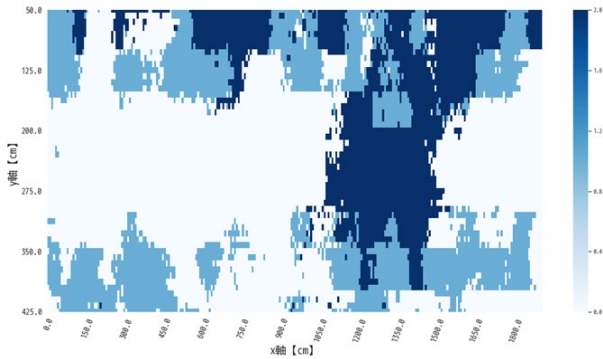


図-11 ランダムフォレストによる分類データ分布

## 4. 滞水推定アプリケーション

### 4.1 滞水推定アプリケーションの構築

以上の結果から、ランダムフォレストによる学習モデルを構築することで、高い精度で床版上面の滞水を推定可能であることを確認した。ここまで作成したのはUI（ユーザーインターフェース）がCUI（キャラクターユーザーインターフェース）のプログラムであり、今後実用化するためには、より視覚的に理解・操作しやすいものとする必要がある。そこで、本プログラムを用いたGUI（グラフィカルユーザーインターフェース）ベースのアプリケーションを構築した。アプリケーションの仕様を表-7に、構築したアプリケーションの動作イメージを図-12に示す。アプリケーションの動作手順は以下のとおりである。

#### ① 舗装厚の入力

床版上面の位置を設定するため、舗装厚を入力する。

#### ② 車載式電磁波レーダの計測データの入力

車載式電磁波レーダによる実橋の計測データを入力する。本アプリケーションでは、青線内にデータファイルをドラッグ&ドロップすることで簡易に入力できるようにした。

#### ③ 床版上面水分量推定結果出力

②の作業後、プログラムが推論を実行し、しばらく経過後図-11のとおり（3）水分量出力結果に推定結果が表示される。

### 4.2 他橋梁に対する汎化性能の検証

3.4で評価した学習モデルの精度は1橋のデータに対する結果であり、舗装厚や床版厚・床版かぶり厚さ等諸条件の異なる他橋梁に対して、同様の分類精度を確保できているかを検証する必要がある。そこで、過年度に電磁波レーダ計測を実施した橋梁のデータを用いて、汎化性能の検証を行った。

対象橋梁は、東北地方の積雪寒冷地に位置する橋梁であ

表-7 アプリケーションの仕様

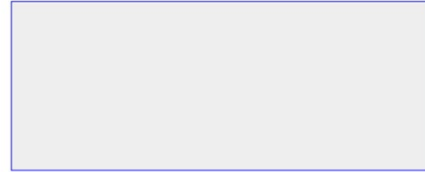
仕様	内容
アプリケーション種別	ウェブアプリケーション
想定最大同時アクセス数	10
想定ブラウザ及びバージョン	<ul style="list-style-type: none"> <li>Google Chrome</li> <li>Microsoft Edge</li> </ul>

### 床版点検AIアプリケーション

#### (1) 設定値を入力してください

・舗装厚

#### (2) 車載式データをドロップしてください



#### (3) 水分量出力結果

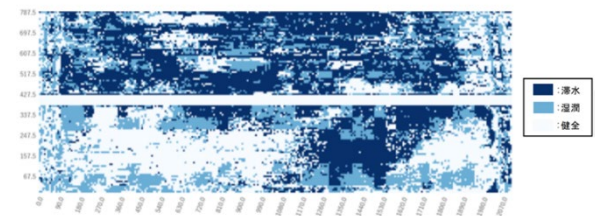


図-12 アプリケーションの動作イメージ

る。車載式電磁波レーダによる計測に加えて、舗装の部分開削を行い床版面状況の確認を実施している。この部分開削部の床版面の水分状況と、アプリケーションに電磁波レーダの計測データを入力し出力された滞水推定結果を比較することで、推定結果が合っているかを確認した。部分開削部の床版面状況及びアプリケーションによる滞水推定結果をそれぞれ写真-4及び図-13に示す。図-13の赤囲み部分は部分開削範囲、矢印は写真-4の撮影方向を表している。滞水推定結果は、そのみでは位置関係が分かりづらいため、路面画像と重ね合わせている。写真-4より、部分開削部がほぼ全面的に湿潤し、一部滞水していることが分かる。図-13を見ると、部分開削範囲内が部分的に湿潤状態であると推定されており、水分量の大小の精度や細かい位置等改善点はあるものの、少なくとも水の有無については正しく推定できていると考えられる。



写真-4 部分開削部の床版面状況



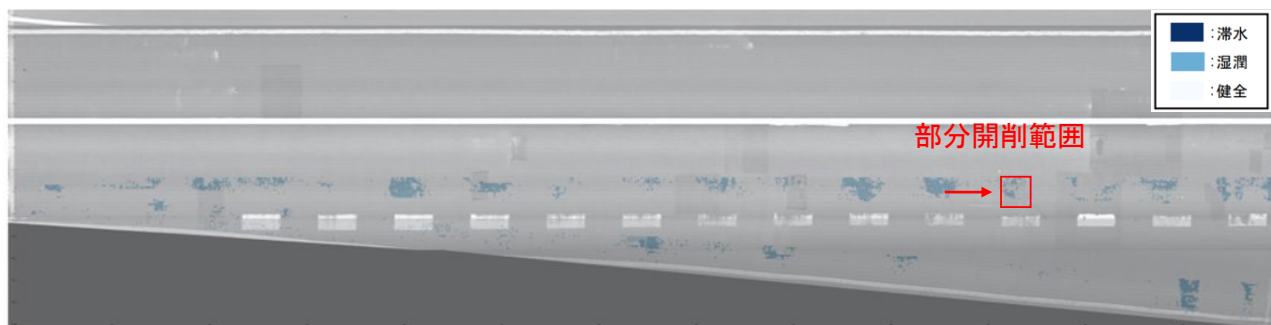


図-13 アプリケーションによる滞水推定結果

### 5. 汎化性能向上に向けたデータ整備

今後更に滞水推定アプリケーションの汎化性能を向上させるためには、諸条件の異なる橋梁における学習データを整備し、それを構築済の学習モデルに追加学習させることが有効であると考えられる。この学習データの整備のため、令和2年度は異なる地域に位置する2橋について電磁波レーダ計測及び水分量計測を行った。

1橋目は北陸地方の内陸部に位置する橋梁（A橋）、2橋目は東北地方の積雪寒冷地に位置する橋梁（B橋）である。それぞれの全景写真を写真-5及び写真-6に示す。両橋梁において、写真-7及び写真-8のとおり車載式電磁波レーダの計測及び部分開削による床版上面水分量計測を実施し学習データを整備した。



写真-5 A橋全景

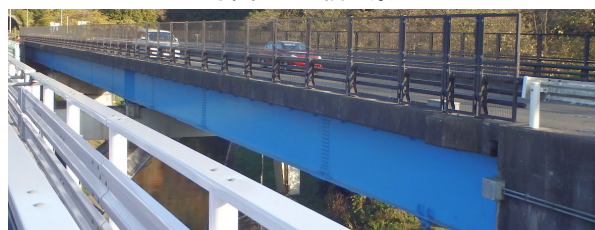


写真-6 B橋全景

### 6. まとめ

本研究では、電磁波レーダを用いた滞水検知手法をより省力化・効率化することを目的に、AIによる機械学習を用いて、電磁波レーダの計測結果から床版上面の滞水を自動推定する学習モデルの構築及びアプリケーションの構築を実施した。その結果、ランダムフォレストによる学習モデルを用いることで、高い精度で床版上面の滞水を推定可能であること、諸条件の異なる他橋梁に適用した場合、少なくとも滞水の有無は正しく推定できることを確認した。

今後は諸条件の異なる橋梁の学習データを用いて、構築済の学習モデルに追加学習を行い、アプリケーションの汎化性能の向上を進めていく予定である。

### 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。



写真-7 電磁波レーダ計測状況

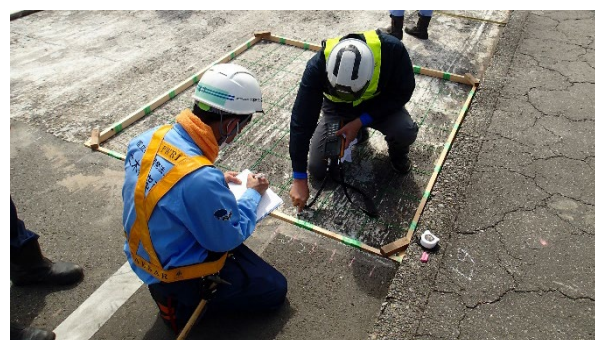


写真-8 床版上面水分量計測状況

**参考文献**

- 1) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領 平成 31 年 2 月、pp.106、2019
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究、国土技術政策総合研究所資料、第 472 号、pp.5-6、2008
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所：凍結防止剤散布と沿道環境、国土技術政策総合研究所資料、第 412 号、pp.6-32、2007
- 4) 松井繁之：移動荷重を受ける道路 RC 床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告書、Vol.9、No.2、pp.627-632、1987
- 5) 阪神高速道路公団 阪神高速道路技術センター：道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性、1991
- 6) 日本コンクリート工学協会：融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書・論文集、1999
- 7) 野田翼、松本直士、石田雅博：電磁波レーダによる RC 床版の滞水の検知、土木技術資料、Vol62、No.4、pp.18-21、2020
- 8) 小林一輔、魚本健人、加藤潔、広野進：コンクリート構造物の非破壊検査、森木出版株式会社、pp.78-104、1990
- 9) 谷倉泉、榎園正義、後藤昭彦：床版防水工における水分計の適用性に関する研究、構造工学論文集、Vol.59A、pp.1122、2012
- 10) 多田智史：あたらしい人工知能の教科書 プロダクト/サービス開発に必要な基礎知識床版防水工における水分計の適用性に関する研究、pp.184、2017



## 6.2 機器活用による調査・監視の効率化・信頼性向上技術の開発・評価

### 6.2.2 舗装マネジメントの効率化に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）、  
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）、  
地質・地盤研究グループ（特命）、材料資源研  
究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：藪雅行、木村孝司、齋藤清志、西  
崎到、稲崎富士、寺田剛、丸山記美雄、渡邊一  
弘、尾西恭亮、佐々木巖、星卓見、大浦正樹、  
綾部孝之

#### 【要旨】

本研究は、移動式たわみ測定装置や地中レーダを用いた調査手法の改善等を通じ、より効率的な既設舗装の構造的特性の把握技術を提案することを目的としている。平成28・29年度は、移動式たわみ測定装置や多チャンネル高速牽引型地中レーダ探査システムの実用化に向け、それぞれ測定値に含まれる誤差の軽減策や測定装置の仕様について検討を行った。平成30・令和元年度は、MWDにおける新たなドップラセンサを開発するとともに、電磁波における舗装の境界深度の推定手法を発展させた。令和2年度は、MWDについて路面温度や測定位置の違いによる測定結果の影響について把握した。

キーワード：舗装、移動式たわみ測定装置、地中レーダ、MWD、GPR

#### 1. はじめに

舗装の維持修繕工法の選定等に当たっては、既設舗装の構造的特性を把握することが求められる。現在、非破壊での構造調査としては重錘落下式たわみ測定装置（FWD：Falling Weight Deflectometer）を用いたものがあるが、各測点での測定であること、交通規制が必要であること等の課題がある。そこで、本研究では、より効率的な既設舗装の構造的特性の把握技術を提案することを目的としている。

平成28年度は、移動式たわみ測定装置（MWD）及び多チャンネル高速牽引型地中レーダ（GPR）探査システムの実用化に向け、それぞれ測定値に含まれる誤差の軽減策や測定装置の仕様について検討を行った。

平成29年度は、MWDのたわみ計測値の補正方法に関する検討として従来の板バネ車両からエアサスサスペンション車両に測定機器を移設し、車両のサスペンションの違いが取得データに与える影響の検証とドップラー振動計の角度変化による測定誤差を補正する方法を検討した。また、舗装用地中レーダ探査装置の探査性能の安定化改良のための仕様設計および性能特性評価を行った。

平成30年度は、MWDの実道での検証を行うとともに、測定値から舗装のたわみ量を算出するための解析プログ

ラムを作成した。また、地中レーダにより路盤の水分率分布の傾向を捉えた。

令和元年度は、MWDについて、現道の交通状況に応じた測定が可能となるよう新たなドップラセンサを開発した。また、土研構内での検証の結果、FWDにより許容たわみ量の目安を超過した箇所約80%をMWDでも抽出できることを確認した。また、電磁波伝播速度の推定に舗装道路の特性を活かした点散乱点を利用した手法の応用を図り、0.01m/nsより高精度の推定速度で境界深度の推定が行えることを示した。令和2年度は、路面温度の影響を把握するため、夏（55℃）、秋（30℃）、冬（10℃）の3季に分けて、MWDとFWDの測定を実施し、路面温度（季節）問わず、MWDたわみ量とFWDたわみ量に高い相関関係であることを確認した。また、測定位置の影響を把握するため、わだち部を0cmとして、わだち部から30cm及び60cm離れた位置でMWDの測定を実施し、測定位置によるMWDたわみ量の影響を把握した。また、舗装用地中レーダ探査装置についてアンテナ面を地上より離れた際に発生する多重反射ノイズの抑制手法を示した。

2. 移動式たわみ測定装置の実用化に向けた検討

2.1 サスペンションの異なる車両の検討

MWD に使用している車両は、サスペンションにリーフスプリング(板バネ)を使用しており、走行中の振動が非常に大きい。図-1 に示すように、路面の凹凸が大きい箇所では車両が振動した際、測定値がセンサの許容レンジを越えてしまうと、測定値が飛んでしまう。現在使用しているドップラー振動計は、測定値に対して低周波の成分を捉えるような処理が行われており、一度値が飛んでしまうと前の値をホールドしたまま数秒間復帰しない。

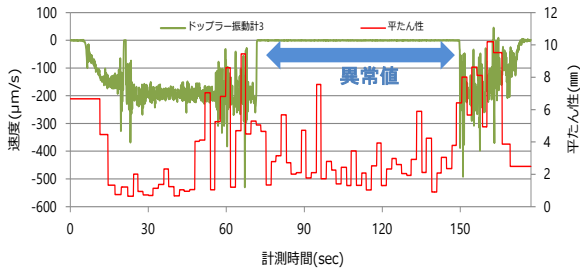


図-1 振動による測定値の飛び

この飛びを残した状態で解析を行うと、本来のたわみ量に対し誤差が大きい値が算出されてしまう。

センサの飛びを抑えるためには、センサ自体を改良するか、振動の少ない車両を使用する方法が効果的であると考えられる。そこで、現在のMWD とサスペンションの異なる車両を使用し研究所の外周路を走行し、上下方向加速度について比較を行った。

図-2 および図-3 に、時速 40km/h で走行し車両の上下方向の加速度およびそのスペクトル解析結果を比較した結果を示す。上下方向の振動については、エアースプリングを用いることで、リーフスプリングを使用時に生じていた高周波の大きな加速度が低減されることが分かる。続いてスペクトル解析結果を見ると、リーフスプリングでは 3.0Hz および 35.0Hz、エアースプリングでは

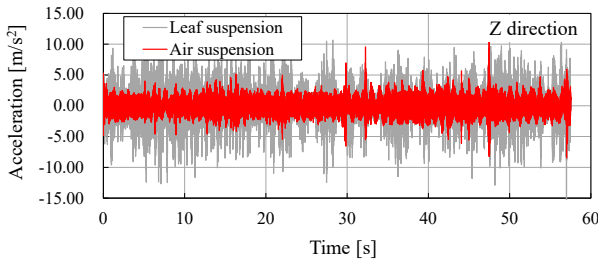


図-2 上下加速度の比較

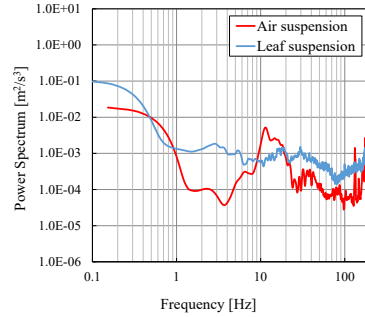


図-3 上下加速度のスペクトル解析結果の比較

1.1Hz および 17.5Hz 程度の振動が卓越しており、エアースプリングの方が固有振動数は低いものと考えられる。

振動の大きさ自体はエアースプリングを採用することで低減することができ、ドップラー振動計による測定時に測定値の飛びが発生する頻度は少なくすることが出来ると考えられる。

平成 29 年度は、MWD に使用している車両をエアースプリング車へと変更し、ドップラー振動計による測定値の飛びの発生が抑制できるか検証を実施した。

土研構内での計測の結果、エアースプリング車にすることで、車両の振動成分が小さくなり、ドップラー振動計の飛びが発生しないことを確認した。

2.2 レーザー変位計による車両姿勢の測定

ドップラー振動計の受信部は、厳密には真下を向いているわけではなく、垂直方向に対して 2~3°程度の角度をつけた状態で取り付けられている。従って、図-4 に示すように測定した値には車両の速度成分が含まれており、以下の式(1)に従い、車両の速度成分を取除く必要がある。

$$\frac{dw}{dt} \approx u - v \sin \theta \dots\dots\dots(1)$$

現在は走行中のセンサの角度は一定であるという仮定のもと、測定前に  $\theta$  を求め速度成分を除去しているが、車両は走行中に姿勢が変化するため、 $\theta$  は一定でない。そのため、特に姿勢の変化が大きくなる箇所については特に誤差が大きくなると考えられる。

ドップラー振動計の動的な角度変化を計測するためには、走行中の車両の姿勢を計測する必要がある。

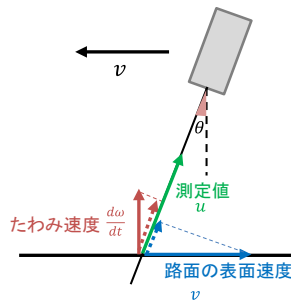


図-4 センサの角度とたわみ速度の関係

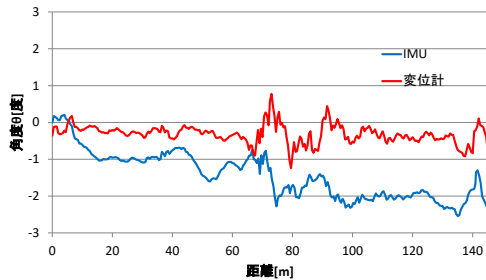


図-5 レーザー変位計とIMUの角度比較

計測手法としては、ジャイロセンサを使用する方法が一般的であるが、非常に高価であるため、将来的な実務での適用を考えると費用面での課題がある。そこで、たわみ測定用に設置しているレーザー変位計を用いて簡易に車両の姿勢を測定する方法について、検討を実施した。

検討においては、路面のプロファイルを取得するために3つのレーザー変位計を使用しており、更にIMUによる姿勢計測機能も有するタイプの路面性状測定車を使用した。

図-5に測定結果を示す。車両の傾きは0.5m間隔で算出した。単純に角度の値で比較するとレーザー変位計による角度とIMUによる角度に一致性は見られなかったが、大小関係の傾向については一定の類似性が見られた。

平成29年度は、MWD測定車の車体に設置したレーザー変位計にて得られる車両の傾きが正確に計測できるかを検証するため、土研構内にてMWD測定を実施した。

測定では、式(1)に示す $\theta$ の精度を確認する必要があるため、たわみが発生しない( $u=0$ )連続鉄筋コンクリート舗装を対象とした。式(1)で示す $u$ (たわみ速度)はゼロであるため、 $dw/dt=vsin\theta$ となれば、レーザー変位計で計測した車両の傾きが正確であることを確認できるため、連続鉄筋コンクリート舗装上での計測とした。

計測結果を図-6に示す。ドップラー振動計にて得られた計測値( $dw/dt$ )と、走行速度成分( $vsin\theta$ )がほぼ一致する結果となり、レーザー変位計にて車両の傾きをほぼ正確に計測できていることを確認した。

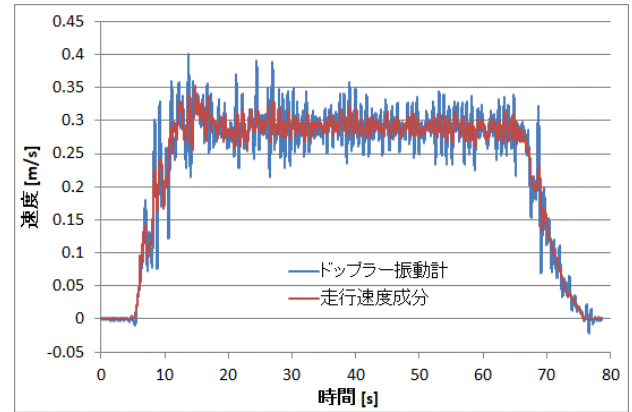


図-6 たわみ速度測定結果

### 2.3 実道での検証

平成30年度はこれまでの検討結果を踏まえ、土研外周路にてMWDによる測定を行い、FWDたわみ量との比較を行った。測定結果を図-7に示す。たわみ量の小さい箇所ではFWDたわみ量との差異が見られるが、たわみ量の大きい箇所ではFWDたわみ量との一致が確認できた。また、合計3回の測定を実施しているが、概ね再現性も良好であることが確認できた。

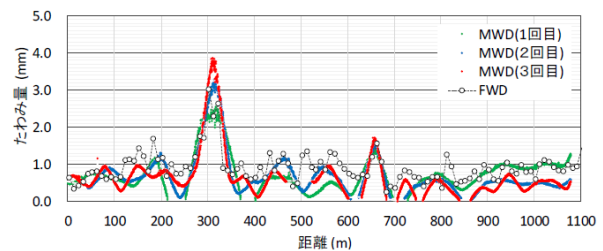


図-7 MWDたわみ量とFWDたわみ量の比較

### 2.4 解析プログラムの作成

平成30年度は、MWDで測定したたわみ速度からたわみ量を算出するための解析プログラムを作成した(図-8)。これまでたわみ量の算出にあたり、多くの処理が必要となるとともに高度な技術が必要であり膨大な時間を要していたが、プログラム化することにより高度な技術がなくても瞬時に解析することが可能となった。

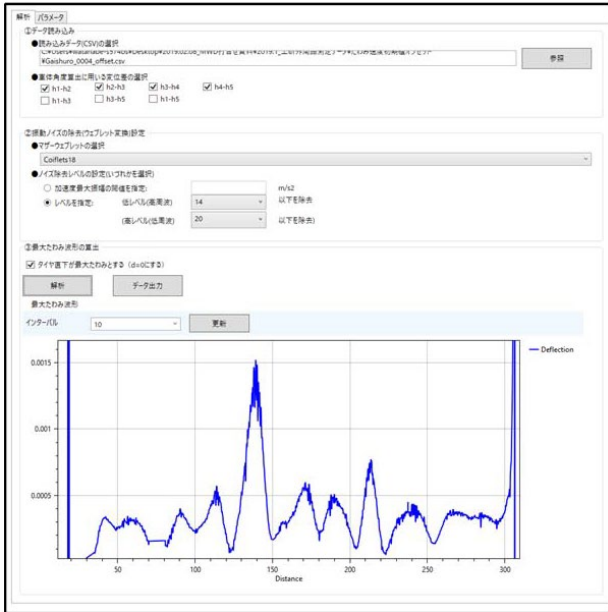


図-8 MWD たわみ量の解析プログラム

2. 5 MWD を用いた舗装の健全度評価手法の検討

MWD により得られた舗装のたわみ量を用いて、舗装の健全度評価手法の検討を行った。

令和元年度は、既存知見である許容たわみ量の許容値の目安（以下、「許容値」という。）を参考として、FWD 測定結果のうち許容値を超過した箇所において、MWD を用いて抽出可能か検討を実施した。なお、測定は土研外周路で実施し、外周路の舗装断面は N7 交通相当で許容値は 0.9mm である。図-9 に舗装の健全度評価の検討結果を示す。検討の結果、FWD において許容値たわみ量を超過した箇所において、約 80%を MWD においても抽出できていることを確認した。

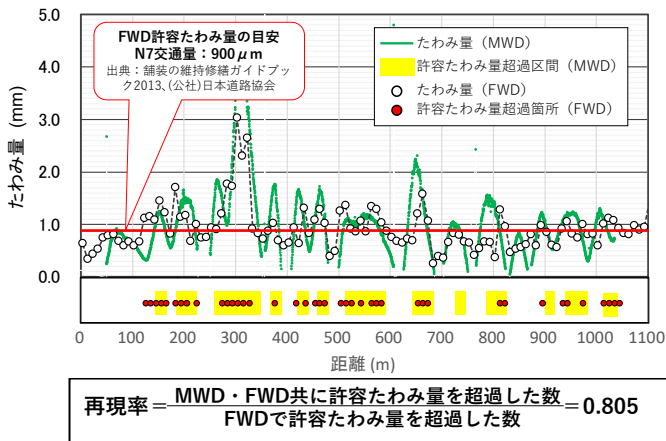


図-9 舗装の健全度評価の検討結果

2. 6 MWD 測定に適したドップラセンサの開発

既設ドップラセンサは、車両に取り付けて測定した場合、車速 30km/h 程度以上になると振動の影響でデータ取得が不可能となる等、安定した測定が困難であったため、現道において交通状況に応じた測定を可能となるよう、様々な走行速度での測定が可能となるドップラセンサの開発を進めている。

令和元年度は、ドップラセンサの試作機（以下、「開発センサ」という。）を制作し、様々な走行速度（20～100km/h）で良好にデータが取得できるか検証を行った。なお、測定は土研試験走路で実施した。図-10 に開発ドップラセンサの測定結果を示す。測定の結果、開発センサを用いることで、これまで測定が不可能であった 30km/h 以上の車速でも良好にデータを取得できることを確認した。

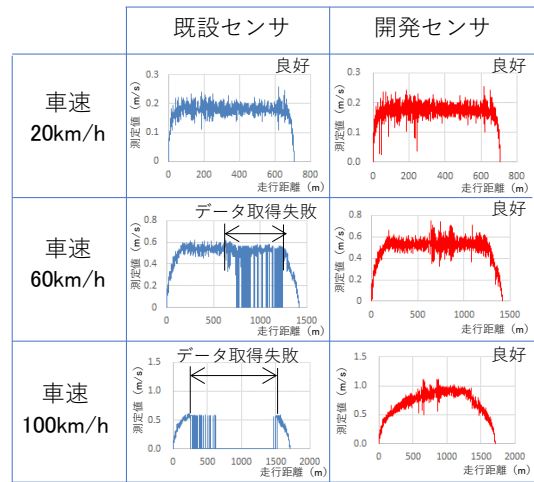


図-10 開発ドップラセンサの測定結果

2. 7 MWD の測定条件に関する検討

令和 2 年度は、MWD の実用化に向けて、想定される MWD の測定条件に対する取得データの補正方法等を検討するため、計測データに影響を及ぼす可能性の高い路面温度及び測定位置の条件について検討した。

路面温度の影響については、土研外周路にて夏（55℃）、秋（30℃）、冬（10℃）の 3 季に分けて、MWD と FWD の測定を実施した。測定結果を図-11 に示す。また、MWD と FWD の相関を図-12 に示す。路面温度が高くなるほど、たわみ量が大きくなっており、FWD たわみ量と同様の傾向が確認できる。また、路面温度によらず MWD と FWD の相関が高いことを確認した。これにより、通常 FWD で用いられる温度補正が MWD でも可能である可能性を見出した。



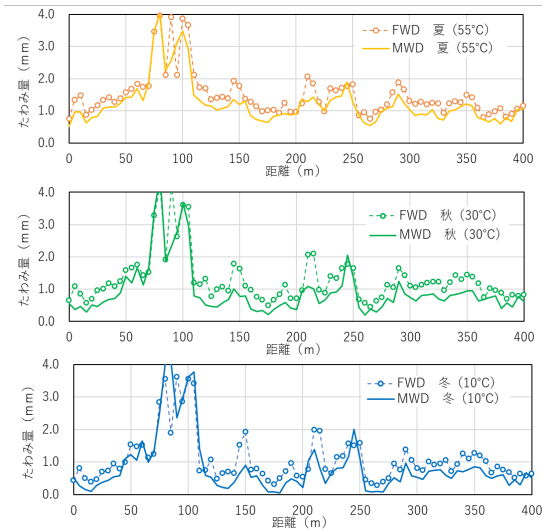


図-11 路面温度の影響

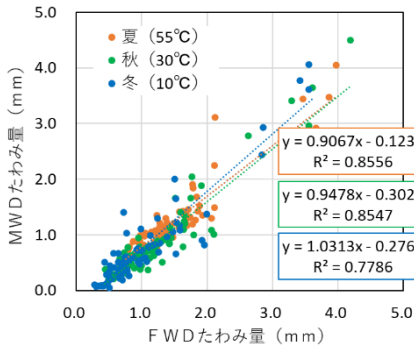


図-12 MWD と FWD の相関

測定位置の影響については、土研外周路にてわだち部を 0cm として、わだち部から 30cm 及び 60cm 離れた位置で MWD の測定を実施した。測定結果を図-13 に示す。たわみ量の大きい区間（健全度が著しく低い区間）で測定値が異なる結果となり、測定位置の影響が大きいことが確認できた。これにより、MWD の測定は複数回実施して最大値を採用する等の取扱いが必要であることが分かった。

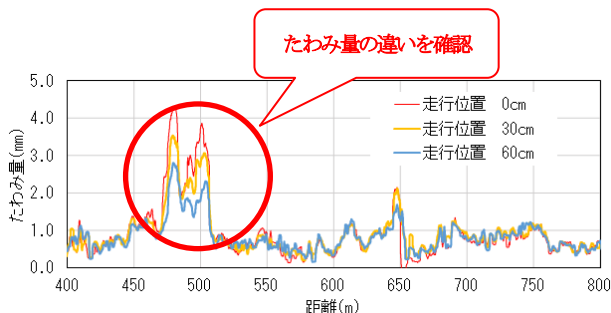


図-13 測定位置の影響

### 3. 多チャンネル高速牽引型 GPR 探査システムの実用化に向けた検討

#### 3.1 多チャンネル GPR 実証試験装置

多チャンネル地中レーダの普及が進んでいる。1 回の高速度走査で同時に複数の地点における記録を取得できるため、一般交通速度による 1~2 回の走行で車両道路の 1 車線分相当を調査可能となる仕様性能を有する。GPR 探査の高分解能および高再現性を活かして路盤変状の検出が可能となれば、舗装のメンテナンスに有用な測定手法となることを見込まれる。

一般的に、空洞調査用にはボウタイ型のアンテナが用いられており、舗装道路の表層層厚の測定にはホーン型のアンテナが用いられている。高速走査を実現するために、地中レーダのアンテナ面と道路表面との間にはある程度の距離が存在する。しかし、この隙間は強い多重反射を生じる。背景除去処理の適用により多重反射ノイズを抑制することが可能であるが、水平境界からの反射信号の振幅も低下させてしまう。

地表接合型のボウタイ型アンテナによる地中レーダ装置を高速度で走査させて道路の探査が行えれば、ホーン型アンテナよりも深い探査深度の多チャンネルの記録が取得でき、路床を含む舗装道路構造全体の状態の探査には適している。そこで、地表接合型で地上への漏洩電磁波が抑制された設計のボウタイ型アンテナを備えた地中レーダ装置による舗装道路探査の適用試験を行った。

ハンディ型 (図-14) と車両牽引型 (図-15) の 2 種類の性能評価を行った。どちらも送信器 4 ch、受振器 8 ch が配置された装置となっている。アンテナ面と路面との間の距離は、ハンディ型はほぼ接触した状態で、車両牽引型は 5~10mm に調整されている。

アンテナ配置を図-16 に示す。送受信の組み合わせは 32 組となり、これらから約 75mm 離れた異なる地点の送受信記録が計 14 点同時に取得できる。送受信間隔の異なる記録の取得も可能で、伝播速度の推定が可能である<sup>2)</sup>。電磁波は直交性を有するコード搬送信号の送信方式<sup>1)</sup>であり、一般的なパルスやステップ周波数方式と異なる。現時点では、他の既存方式と大きな性能差は認められないが、今後の開発で同時送信による大幅な探査速度の向上が見込まれる。

多チャンネル記録は、土木研究所内の舗装走行実験場で試験記録を取得した。歩行移動速度と車両移動速度の 2 種類の探査を行い、どちらもサンプリング間隔は 0.1 ns で記録を取得した。走査位置は RTK-GNSS により 0.05~0.1 秒間隔で測位した。



図-14 ハンディ型多チャンネル GPR



図-15 車両牽引型多チャンネル GPR

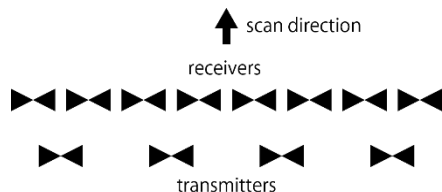


図-16 多チャンネル GPR のアンテナ配置

### 3. 2 高速走行試験

試験で用いた多チャンネル GPR の特徴は、アンテナ面と道路路面間の距離が、5~10mm の大変小さな隙間に調整されている点である。このため、アンテナと道路路面との電磁波の伝搬接合が良好となり、空中への損失や多重反射による雑音が抑制される。一方、高速走行により路面の起伏の影響を強く受け、データ品質が変化することが懸念される。

走査速度を変更させて同一地点を探索した記録を図-17 に示す。それぞれ、時速 20km と 60km で走行して取得した記録断面である。記録品質として大きな相違は認められず、高速走査においても十分な記録品質で記録が取得できている。

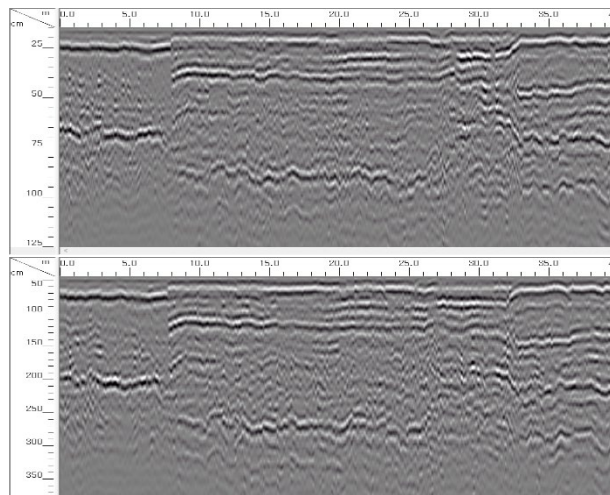


図-17 走行速度による記録の相違。上から 20km/h、60km/h で走行時に取得した記録。

### 3. 3 深度スライス断面による埋設物のイメージング

管状埋設物の検知性能を、深度スライス断面で評価する。多チャンネル GPR による記録を図-18 に示す。縦断方向のみ 7 回の走査で得られた 98 測線を用いている。探索時間は準備撤収を除いて 10 分程度である。管状埋設物を明瞭にイメージングできている。

多チャンネル GPR では、シングルチャンネル GPR に比べて少ない走査回数で高密度な測線記録が得られることから、縦断方向の記録のみで、横断方向だけでなく縦断方向の管状埋設物の検知に成功している。

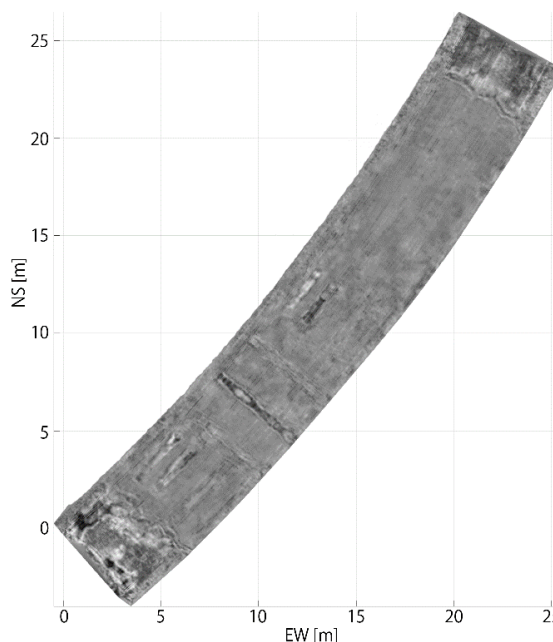


図-18 多チャンネル GPR 記録の深度スライス断面による管状埋設物のイメージング

### 3. 4 路盤路床構造の検出

地中レーダ記録にNMO補正を適用し、ゼロオフセットプロファイル(送受信点在同一点にある記録)を作成した。NMO補正には伝播速度分布が必要となる。多チャンネル地中レーダシステムには複数の送受信アンテナが配備されており、異なる送受信間隔の記録を解析することによりRMS(2乗平均)速度を推定することができる。図-19に試験地で推定した区間速度例を示す。

図-20は試験探査のゼロオフセットプロファイル例を示す。探査断面は舗装構造が変化する継ぎ目に相当し、明瞭にアスコン層と上部路盤層の浅部境界を捉えている。ゼロオフセット記録では空中を伝播する直接波の影響が抑制されている。浅部道路構造と比較的深部の路面下空洞を高速走査記録を用いても同時に捉えることができる可能性がある。

クラッシュャーランと路床、または、アスファルト安定化処理層の間の境界が明瞭に確認できる。一方、クラッシュャーランと粒度調整碎石層の境界は明瞭な境界を確認することができない。一方、アスコン層と粒度調整碎石層との間の境界は明瞭に確認できるが、アスコン層とアスファルト安定化処理路盤層の間の境界では明瞭な反射イベントを捉えられていない。

同じ道路区間で異なる場所を走査した複数の記録を取得し、地中レーダの3次元データセットを用意した。このデータから水平スライス断面が可能となる。図-21は表層からわずか12cmの浅部断面例であり、アスコン層下部の水平境界をイメージング可能であることを示している。図-20の右側は図-21の北部域(右側)に相当する。南部域の境界は明瞭であるが北部域の振幅は小さいことがわかる。

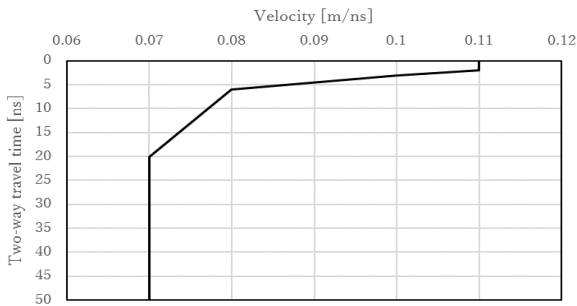


図-19 舗装道路のRMS速度分布例

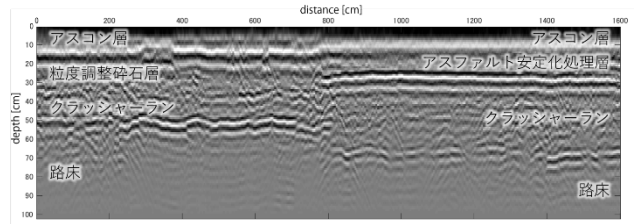


図-20 舗装道路の記録断面例

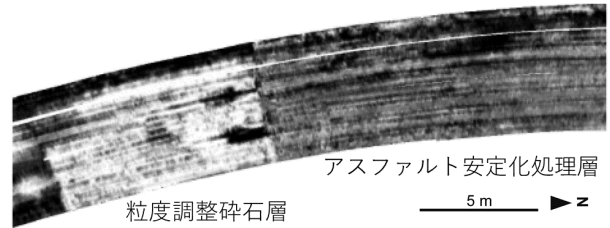


図-21 舗装道路の深度スライス断面例

### 3. 5 路盤の水分率分布の推定

舗装道路の損傷を促進させる要因に水分が関係していると考えられている。電磁波の伝播速度は水分率と高い相関を有するため、電磁波の伝播速度を求めれば、水分の分布を推定することができる。電磁波の伝播速度は、伝播経路の異なる応答記録の解析により行える。点散乱体の場合は、アンテナの位置を変えて測定した記録を用いることができるが、舗装道路の場合は明瞭な点散乱体が少ないため、送受信点の中心位置は同じであるがアンテナの間隔が異なる記録を用いる必要がある。多チャンネル地中レーダでは、送受信点位置の異なる記録を同時に得ることができ、これを解析に用いた。

図-20や図-21の記録と同じ場所の路盤の電磁波伝播速度の推定値を図-22に示す。電磁波の伝播速度が速いと一般的に水分率が低い傾向があるため、水分率の大小を平面分布として捉えることができる。ただし、電磁波速度と水分率は線形関係ではないため、水分率の値の推定は室内試験による検証などが必要となり、今後の課題となる。

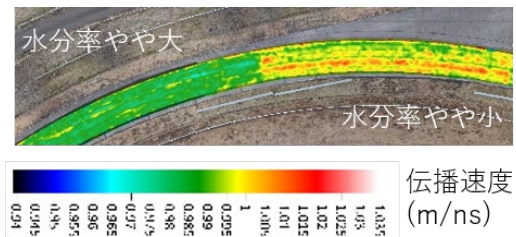


図-22 路盤の電磁波伝播速度の推定



### 3. 6 電磁波伝播速度の決定手法

舗装道路の構造深度の決定や水分率の推定には、正確な電磁波の伝播速度の決定が必要となる。速度決定手法として、舗装路盤に多数存在する回折波形の利用を提案する。図-23 に適切な電磁波伝播速度に基づく記録断面の補正結果を示す。回折波形はマイグレーション処理を適用することにより散乱点に復元できる。図-23 の下図では3m 付近の4 つの散乱点が明瞭に復元されている。回折波形を用いることにより 0.005~0.01m/ns の精度で伝播速度の決定が可能であることがわかり、深度決定精度の向上を図ることができる。ただし、適切な処理には専門技術が必要となるため、自動処理による速度決定手法の開発に取り組む。また、舗装構造は、アスコン層が 0.13~0.16m/ns、路盤が 0.10~0.11 m/ns、路床が 0.06~0.08 m/ns と、伝播速度に明瞭な相違が存在することがわかり、速度の推定により構成媒質の判別も可能となる。

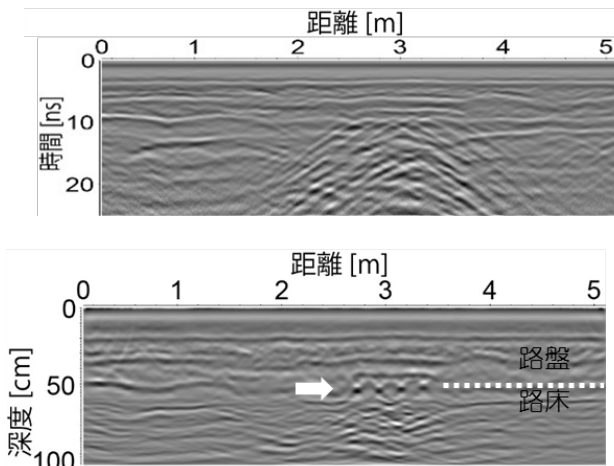


図-23 適切な電磁波伝播速度による記録断面の補正  
(上：補正前，下：補正後)

### 3. 7 多重反射ノイズの抑制

高速走行時にはアンテナ面を 9cm 以上路面より離す必要がある。この時、アンテナと路面間で多重反射が発生し、記録品質を低下させる。多重反射ノイズの抑制には背景除去処理が用いられる。しかし、水平構造の舗装構造は空洞と異なり、背景除去処理により信号品質が低下する。コード送信式の地中レーダを用いて、アンテナ面を地表より離して記録を取得し、品質低下を確認した。ただし、品質低下は限定的で、多重反射ノイズの抑制を図ったところ、十分な品質で路床と自然地盤の境界を含む舗装構造の調査が行えることを確認した (図-24)。

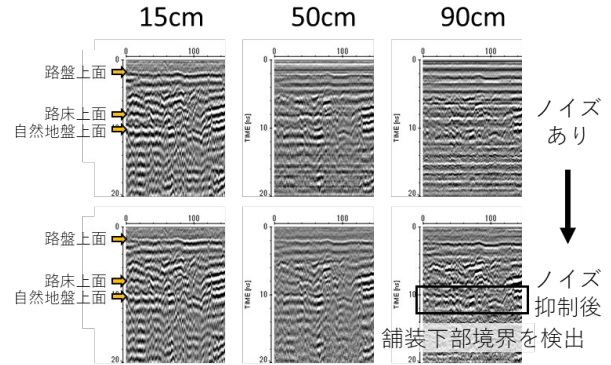


図-24 ノイズ抑制により路床下部境界を検出

## 4. まとめ

MWD の精度向上に向けた検討として、車両のサスペンションによる振動比較とレーザー変位計による車両角度測定の実用化に向け、測定データから車両振動等のノイズの除去しより精度の高い路面のたわみ量を計測する方法について検討を行った。その結果、車両を従来の板バネ車をエアサスペンション車両とすることにより車両振動等のノイズをより効率よく除去できること、また、車両の傾斜を測定する機器を車両に取り付けて、この車両の傾斜をたわみ量の算定に反映させることにより、より精度の高いデータを取得できることがわかった。平成 30 年度は、実道での検証の結果、FWD たわみ量と概ね一致していることを確認するとともに、解析プログラムを作成し、高度な専門知識がなくても短時間でたわみ量を算出することを可能にした。令和元年度は、MWD における新たなドップラセンサを開発し、令和 2 年度に MWD について路面温度や測定位置の違いによる測定結果の影響について把握した。

また、外部への漏洩電磁波が抑制された多チャンネル GPR の仕様設計および性能評価を行った。高速度走査においても低速度時と大きな差異のない良好な記録取得が行えることを確認した。地表接続型アンテナを備えた多チャンネル地中レーダは多重反射が抑制された地中記録を取得することができ、背景除去処理を適用せずに道路内部構造の水平境界を明瞭に捉えることができる。NMO 補正はアスコン層下部の浅部境界の特定に有用である。舗装道路を高速度走査で探査可能な、地表接続型のボウタイ型アンテナを備えた地中レーダは、道路内部状態の状態把握に有用である。また、既往の記録に追加解析を適用するだけで、水分率を推定できる可能性が示された。電磁波伝播速度の推定に舗装道路の特性を活かした点散乱点を利用



した手法の応用を図り、0.01m/ns より高精度の推定速度で境界深度の推定が行えることを示した。また、多重反射ノイズの抑制により路床調査も十分可能であることを確認した。今後は、現場への実装を目的とした技術改良に取り組む。

#### 参考文献

- 1) 尾西恭亮、木佐貫寛、Reeves Bryan : 地中レーダーの稠密探査記録における CMP 重合処理、第 135 回物理探査学会 学術講演会講演論文集、pp.80-83、2016.1
- 2) Reeves, B. : Noise modulated GPR: Second generation technology, 15th International Conference on Ground Penetrating Radar, 6p., 2014.6

## 6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

### 6.3.1 既設橋の合理的な性能評価手法および補修・補強方法に関する研究 (1)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：上仙靖、坂本佳也

#### 【要旨】

近年、国外では斜張橋やアーチ橋（ローゼ橋）などでのケーブル破断による落橋が発生している。斜張橋やアーチ橋（ローゼ橋）などの吊構造形式橋梁に用いられるケーブルの腐食損傷は、橋全体系の安全性に極めて大きな影響を及ぼす可能性がある一方、ポリエチレン被覆や塗装などの防食被覆によって覆われていることでケーブル内部の状態を把握するのが容易でなく、ケーブル内部の状態を適切に調査・診断する技術が求められている。本研究では、過年度に実施したポリエチレン被覆ケーブル内部の温湿度計測結果の再現解析を実施し、計測した温湿度によりケーブル内部の腐食環境評価の可能性について検討した。

キーワード：斜張橋、ポリエチレン被覆ケーブル、温湿度、解析

#### 1. はじめに

吊構造形式橋梁の耐荷性能において重要な役割を担うケーブルについては、供用中に耐荷性能が損なわれることがないよう腐食に対する耐久性能を確保するための措置が施されている。その中で、工場で全長をポリエチレンで被覆したケーブル（以下、「PE 被覆ケーブル」という。）は、降雨などの外的な影響を排除できる環境において施工されることで良好な施工品質を得られやすく、さらに用いられる PE 被覆そのものが高環境遮断性と化学的安定性を有することもあり、長期にわたる腐食に対する耐久性能の維持が期待されることから、斜張橋の斜ケーブルやニールセンローゼ橋の吊材など多数使用されている。

一方、PE 被覆そのものは架設中や供用中の飛来物との衝突や擦過、打撃等によって損傷する可能性があり、その場合には被覆の損傷部から雨水等が内部に浸入する可能性も否定できない。このような場合、ケーブル内部の素線の状態を確認する方法として、PE 被覆の一部を除去して直接目視する方法や被覆を除去することなくケーブル素線の腐食による断面減少量を推測する全磁束法による方法<sup>1) 2)</sup>がある。ただし、どちらの方法も既に発生している腐食の有無や進行程度を確認するものであり、予防保全の観点からは有効な方法とはいえない。さらに、ケーブルの腐食が広範囲に進行したとしても PE 被覆表面には異常が現れないため、PE 被覆の損傷の程度によっては調査の必要性を認識することも容

易でない。そのため、過去にはエクストラドーズド橋の PE 被覆ケーブルで、素線の腐食が顕著となった結果、外観に変状が確認されることなく供用中に突然ケーブルが破断する事故も報告されている<sup>3)</sup>。

このような背景を踏まえて、本研究は、道路橋に一般に使われている PE 被覆ケーブルを対象として、本来閉鎖空間であるはずの PE 被覆ケーブル内部が供用後に一貫して密閉性が保持され、雨水の浸入等によって内部の腐食環境に変化が生じていないことを、PE 被覆に設けた小径の孔に設置した温湿度計によるケーブル内部の温湿度環境から推定する手法の構築に向けて検討を行っている。

令和元年度までは、実際の斜張橋から撤去した斜ケーブル（以下、「撤去ケーブル」という。）と供用中の斜張橋の実際のケーブル（以下、「実ケーブル」という。）を対象に、ケーブル内部の温湿度の変化を継続的に追跡するとともに、その変化の特徴を明らかにすることを試みた。その結果、撤去ケーブル及び実ケーブルともに、ケーブル内部は密閉されているにも関わらず圧力一定の仮定における湿り空気線図<sup>4)</sup>上で、温度に応じて絶対湿度が変化するような挙動を示し、比較対象として実施した中空断面の単管内部での挙動と異なる傾向がみられた。また、実ケーブルのうち、内部の相対湿度が 100%RH となっているケーブルについては、他のケーブルでは見られない素線表面に軽微な白錆が発生していること、削孔部に結露水の付着を確認したことから、本方法によってケーブル内部が耐久性上問題とな

るような腐食環境となっている可能性が高いかどうかについて推定できる可能性があることを確認している。

令和元年度までの検討によって、提案する手法でケーブル内部の腐食環境を評価できる可能性が示唆された。一方で、数百本以上の素線を集束したうえで、PE 被覆されたケーブルにおいて、提案する手法により計測したケーブル内温湿度は、ケーブル表面付近の温湿度を計測していることとなり、それがケーブル断面を代表できるかどうかは明らかでない。

そこで、令和2年度は、数値シミュレーションにより令和元年度までに計測を行った撤去ケーブル内のケーブル表面付近の温湿度の再現解析を行うとともに、断面方向の温湿度の傾向の把握を試みた。

## 2. 解析条件

### 2.1 解析モデル

解析は、令和元年度までにケーブル内部の温湿度計測を行った図-1の撤去ケーブル（長さL=7.4m）を対象に行った。ここで、ケーブルの外気の影響によるケーブル内温湿度はケーブルの長さ方向でなく、断面方向の変化が支配的と考えられること、また、断面方向は、図-1に示すように、異なる材料の組合せであることから、日射による熱の影響や水蒸気の浸透など、ケーブルの外部からの影響は時間的な遅れが生じるものと考えられる。したがって、解析モデルはケーブル素線及び被覆表面での相変化（温度変化による水蒸気の結露及び蒸発）を考慮できる2次元軸対象モデルとした（図-2）。

解析モデルは、ケーブル素線である亜鉛めっき鋼線、PE被覆である高密度ポリエチレン及び空隙部（空気）を対象に、モデル化している。また、本解析では、ケーブル内部の水蒸気の凝縮及び蒸発を考慮するため、要素サイズは空隙部が0.2mm、それ以外は0.2~0.5mmとした。

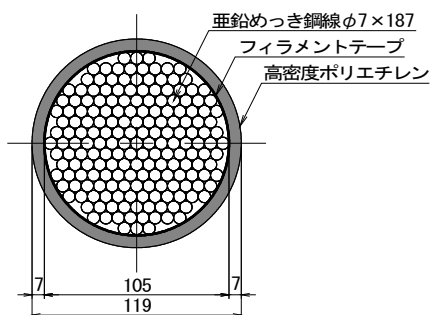


図-1 解析対象

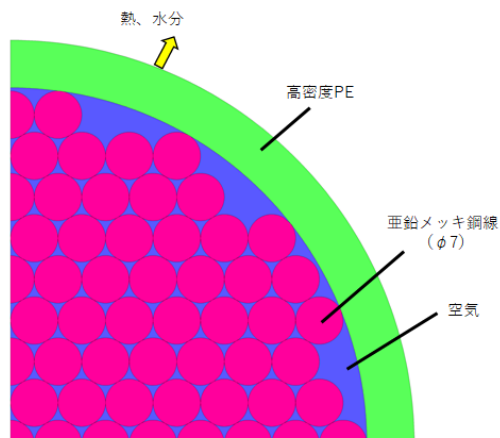


図-2 解析モデル

### 2.2 解析条件

解析には、汎用熱流体解析ソフトである ANSYS FLUENT2019 を使用した。解析に用いた物性値を表-1に示す。

表-1 物性値

項目	単位	値
(1)亜鉛めっき鋼線		
密度	kg/m <sup>3</sup>	7,830
比熱	J/kg/K	489.9
熱伝導率	W/m/K	45
(2)高密度ポリエチレン		
密度	kg/m <sup>3</sup>	950
比熱	J/kg/K	2,300
熱伝導率	W/m/K	0.48
(3)空気		
密度	kg/m <sup>3</sup>	式(1)
比熱	J/kg/K	1006.43
熱伝導率	W/m/K	0.0242
粘性係数	Pa・s	1.7894e <sup>-5</sup>
(4)水蒸気		
密度	kg/m <sup>3</sup>	式(1)
比熱	J/kg/K	式(2)
熱伝導率	W/m/K	0.0261
粘性係数	Pa・s	1.34e <sup>-5</sup>



表-1 中の式(1)は理想気体の状態方程式のことであり、以下により算出する。

$$\rho = \frac{p}{RT \sum \frac{C_i}{M_i}} \dots \dots \dots (1)$$

- $\rho$  : 表-1 中の空気と水蒸気の密度 (kg/m<sup>3</sup>)
- $p$  : 圧力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $R$  : モル気体定数 (N・m/(mol・K))
- $T$  : 温度 (K)
- $C_i$  : 水蒸気の質量分率 (kg/kg)
- $M_i$  : 空気の質量分率 (kg/kg)

また、水蒸気の比熱 $c$ は温度  $T$ の多項式として式(2)により算出する。

$$c = -1.156827e^{-9}T^4 + 3.216101e^{-6}T^3 - 0.002932784T^2 + 1.603755T + 1563.077 \dots \dots \dots (2)$$

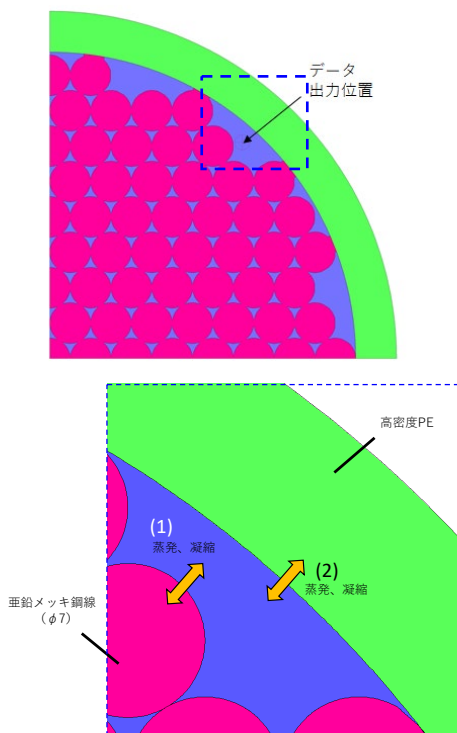


図-3 ケーブル内部の水蒸気の状態変化イメージ

解析条件は、初期データとしてある特定時間のケーブル内の温湿度を与え、入力データとして、計測地点付近の外気の温湿度を与え、ケーブル内部の温度分布と水蒸気濃度分布を熱拡散方程式と水蒸気の拡散方程式の非定常の連成解析により行った。ここで、外気温によるケーブル内部への温度の影響は、PE 被覆を

介して伝えられ、それはケーブル被覆表面への直射日光の影響に加えて、地面などに反射した日射の影響なども受けることになる。そこで、入力データとして与える外気温はそれらの影響を考慮し、PE 被覆表面で計測した表面温度とした。

### 3. 解析結果

#### 3. 1 水蒸気の状態変化

ケーブル内部の温湿度の変化には、日射の影響及びPE 被覆からの水蒸気の浸透の影響が考えられる。ここで、PE 被覆の透湿性については、文献(6)に示される一般的な高密度 PE のプラスチックフィルム (t=25 μm) のガス透過性の値が 5g/m<sup>2</sup>/day であり、対象とするケーブルに用いられる PE 被覆が t=5 mm であることから、PE 被覆からの浸透の可能性は低いと考えられる。したがって、ここではケーブル外部からの温度影響によるケーブル内部の水蒸気の状態変化に着目する。本検討では、ケーブル内部の水蒸気の状態変化として、図-3に示すように、(1)ケーブル内部の空隙と素線間での状態変化と(2)ケーブル内部の被覆表面と空隙間での状態変化を考慮し解析することとした。

(1)、(2)は、空隙中及びPE 被覆表面での状態変化による物質移動量 $m_1$ 及び $m_2$ として考慮するものとし、それぞれ式(3)、(4)により求める。

$$m_1 = \alpha \rho \left( \frac{C_{sat} - C}{C_{sat}} \right) \dots \dots \dots (3)$$

- ここで、 $\alpha$  : 相変化係数 (1/s)
- $\rho$  : 気相密度 (計算値) (kg/m<sup>3</sup>)
- $C_{sat}$  : 水蒸気質量分率 (飽和状態) (kg/kg)
- $C$  : 水蒸気質量分率 (計算値) (kg/kg)

$$m_2 = \beta \rho \left( \frac{T - T_{sat}}{T_{sat}} \right) \dots \dots \dots (4)$$

- ここで、 $\beta$  : 相変化係数 (1/s)
- $\rho$  : 気相密度 (計算値) (kg/m<sup>3</sup>)
- $T_{sat}$  : 飽和温度 (°C)
- $T$  : 気相温度 (計算値) (°C)

なお、式(3)中の $C_{sat}$ は、以下の式(5)~(7)により蒸気圧に関する実験式であるアントワン式により求めた飽和分圧から計算する。ここで、式(5)中のA、B、Cはアントワン式よりA=8.02754、B=1705.616、C=231.405である。

$$p_{sat} = 133.322 \times 10^A \frac{B}{T+C} \dots (5)$$

$$X_{sat} = p_{sat}/p \dots (6)$$

$$C_{sat} = \frac{X_{sat}M_{vap}}{X_{sat}M_{vap} + (1 - X_{sat})M_{air}} \dots (7)$$

ここで、 $p$  : 気相圧力 (計算値) (N/mm<sup>2</sup>)  
 $T$  : 気相温度 (計算値) (°C)  
 $M_{vap}$  : 水蒸気分子量 (kg/kmol)  
 $M_{air}$  : 空気分子量 (kg/kmol)

検討では、式(3)、(4)中の $\alpha$ 、 $\beta$ を調整パラメータに解析を行い、実測値としてH30.9.25を対象に行った。 $\alpha = 1.00 \times 10^{-7}$ 、 $\beta = 1.00 \times 10^{-6}$ とした場合の結果を図-4に示す。なお、図-4中のTH1が実測値、moniが解析値を示している。図-4より、ケーブル内温度は凡そ解析値と実測値の傾向が一致している一方、ケーブル内湿度については、解析値がケーブル内湿度の挙動に合わせて変化しており、常時ほぼ一定の湿度を示す実測値と乖離している。この原因として、ケーブル内部が単純な空洞ではなく密に素線があることにより、ケーブル内部の計測温度と素線間の空隙の温度に乖離が生じ、部分的に素線表面で結露が生じている可能性があると考えられる。

### 3.2 微小な相変化を考慮した水蒸気の状態変化

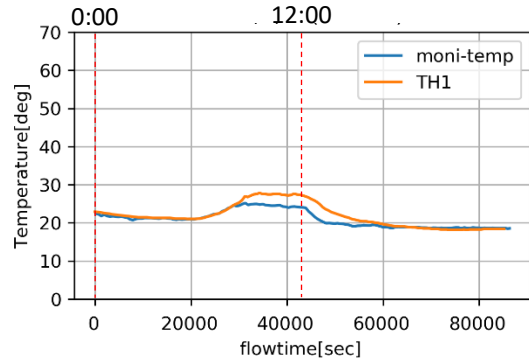
3.1 から、ケーブル内部の水蒸気の状態変化を考慮した結果、ケーブル内湿度の解析値は実測値と乖離している結果となった。

そこで、次に素線表面で部分的に結露が生じる可能性を考慮し、微小な相変化を考慮した解析を行うこととした。具体的には、式(3)に液膜表面係数 $\epsilon$ を考慮した式(8)により解析を行った。なお、 $\epsilon$ については参考となる知見がないため、ここでは便宜的に0.65で設定した。

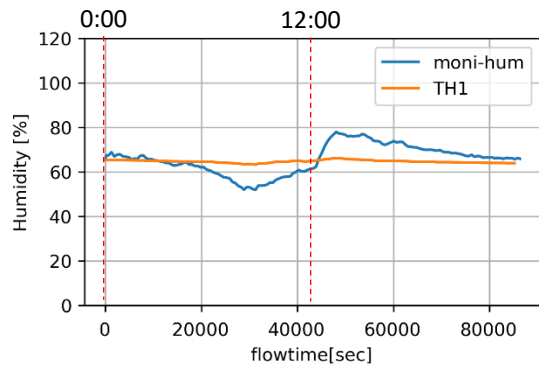
$$m = \alpha \rho \left( \frac{\epsilon C_{sat} - C}{C_{sat}} \right) \dots (8)$$

ここで、 $\alpha$  : 相変化係数 (=0.0137) (1/s)  
 $\epsilon$  : 液膜表面係数 (=0.65)  
 $\rho$  : 気相密度 (計算値) (kg/m<sup>3</sup>)  
 $C_{sat}$  : 水蒸気質量分率 (飽和状態) (kg/kg)  
 $C$  : 水蒸気質量分率 (計算値) (kg/kg)

また、実際の計測条件を忠実に模擬するため、モデルを図-5に示すように改良した。なお、図-5中のブチルゴムの物性値を表-2に示す。



(a) ケーブル内温度



(b) ケーブル内湿度

図-4 H30.9.25の温湿度の計測値と解析値の比較

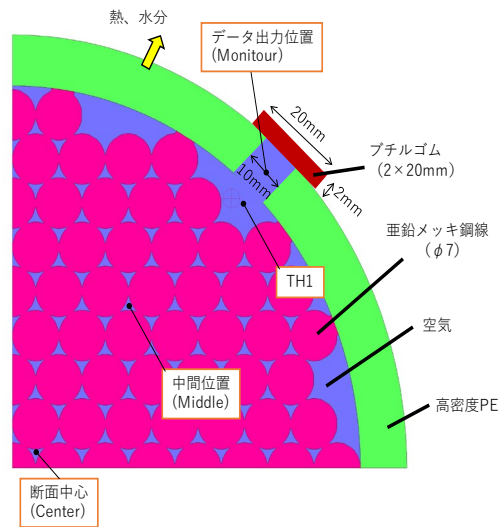


図-5 改良解析モデル

表-2 ブチルゴムの物性値

項目	単位	値
密度	kg/m <sup>3</sup>	910
比熱	J/kg/K	1,800
熱伝導率	W/m/K	0.13

図-6にH31.4.2のケーブル内温湿度の解析結果を示す。図-6より、液膜表面係数 $\epsilon$ を考慮した式(8)を用いて解析を行うことで、温度、湿度ともに実測値を再現できることが明らかとなった。

### 3.3 ケーブル断面方向の相対湿度の関係

次に、3.2で構築したモデルにより、異なる時期のケーブル内外の温湿度条件において、適用可能か検討するとともに、ケーブル断面方向の相対湿度の傾向を把握する。

解析は、春季(H30.4.2~4.8)、夏季(H30.7.26~8.1)及び秋季(H30.9.25~10.1)の計21日間を対象に行った。

ケーブル内温湿度の解析結果として、秋季(H30.9.28)を図-7に示す。合わせて、H30.9.28の各時間におけるケーブル内湿度のコンター図を図-8に示す。なお、図-7中の解析の出力点は図-5に示すとおりである。

図-7から、時期に関わらず実測値を再現できることが確認でき、3.2で構築したモデルの妥当性が確認できた。また、図-8から、ケーブルの外部からの熱影響により、計測孔付近を中心に相対湿度が変化していることが分かる。さらに、図-7と合わせてみると、ケーブル中心方向に向かっての湿度の変化はほとんど見られず、かつケーブル内部の表面付近の湿度が断面中で最も高いことから、過年度の方法で計測した温湿度でケーブル断面の温湿度を代表できる可能性が高いといえる。一方で、今回はある特定のケーブルを対象にしたものであり、実際のケーブルはケーブルの形状保持方法や定着具の種類などの組合せにより多様であることから、他のケーブルでも今回の方法が適用可能かどうか、検討する必要がある。

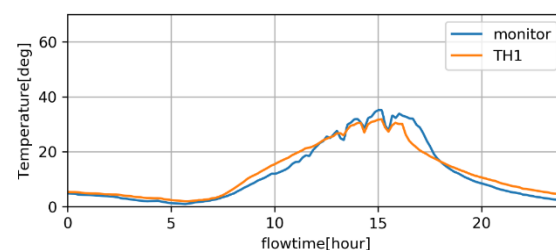
### 4. まとめ

過年度に計測したPE被覆ケーブル内部の温湿度の意味を明らかにするために、計測した撤去ケーブルでの温湿度の再現解析を実施した。本研究で得られた主な知見を以下に示す。

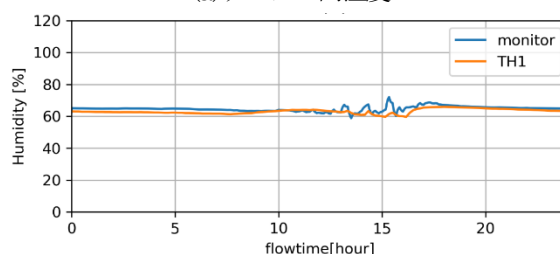
- (1) ケーブル内部の水蒸気の相変化を考慮したモデルを用いた熱流体解析によって、ケーブル内の温湿度を再現できる可能性がある。
- (2) 過年度に実施したPE被覆ケーブル内部の温湿度計測方法によって、ケーブル断面を代表できる温湿度を計測できる可能性がある。

ただし、今回の結果は特定のケーブルでの温湿度の

実測値に対して、係数によりフィッティングさせたものであり、他のケーブルにおいても適用可能かどうか、また十分な長さを有する実際のケーブルにおいて、計測位置としてケーブルの下部定着付近で代表できるか明らかにし、PE被覆ケーブル内部の腐食環境評価方法の提案に向けた検討を継続する予定である。

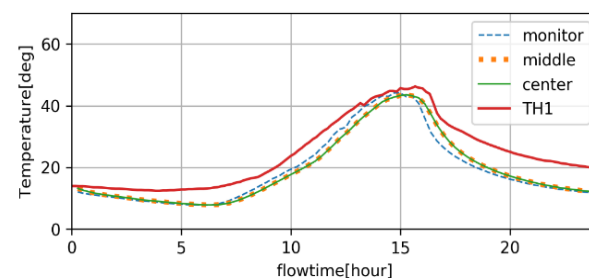


(a) ケーブル内温度

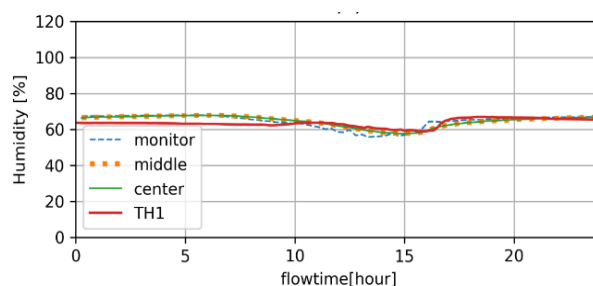


(b) ケーブル内湿度

図-6 H31.4.2の温湿度の計測値と解析値の比較



(a) ケーブル内温度



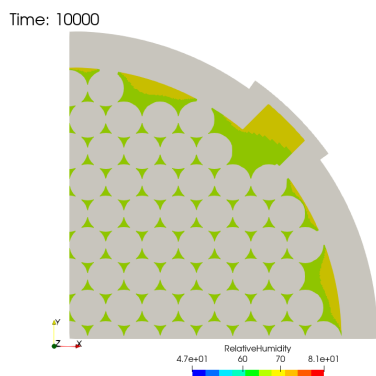
(b) ケーブル内湿度

図-7 H30.9.28の温湿度の計測値と解析値の比較

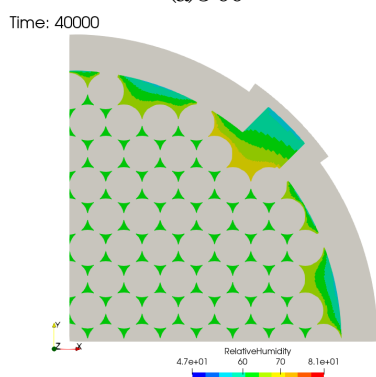


参考文献

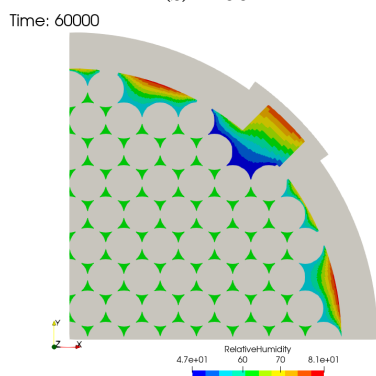
- 1) 小川和也、前田泰男、明石良男、守谷敏之：吊橋ハンガーロープの全磁束法による腐食度評価、土木学会第56回年次学術講演会、pp.186-187、2001
- 2) 小川和也、前田喜宏、明石良男、守谷敏之：吊橋ハンガーロープの非破壊検査、土木学会第57回年次学術講演会、2002
- 3) 神田隆仁、船木孝仁、高橋昌平、高野優、越前谷宏昭：雪沢大橋ケーブル破断への対応と今後の維持管理について、平成26年度東北地方整備局管内業務発表会、2014
- 4) 空気調和衛生工学会：空気調和・衛生工学便覧 第14版 1基礎編、p.46、2010
- 5) 坂本佳也、玉越隆史、上仙靖、山本健太郎、峰徳高：PE被覆ケーブルの内部環境の把握に関する研究、構造工学論文集、Vol.66A、pp.413-430、2020
- 6) 石谷孝佑：機能性食品包装材料、(株)シーエムシー出版、p.73、2005



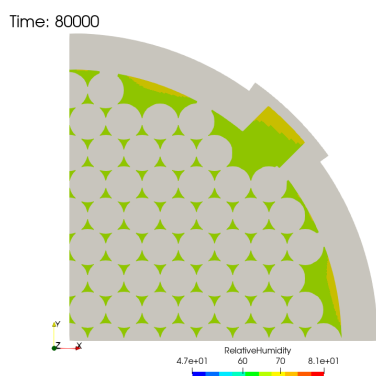
(a)3:00



(b)11:00



(c)17:00



(d)22:00

図-8 ケーブル内相対湿度のコンター図  
(H30.9.28)

## 6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

### 6.3.2 既設橋の合理的な性能評価手法および補修・補強方法に関する研究 (2)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博、山本将、藤木裕二、吉田英二

#### 【要旨】

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・破断などの劣化・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もある。本研究では、損傷を有する PC 橋について、荷重載荷される桁の耐力を実態に近いレベルで評価できる手法を開発するための検討を行った。平成 29 年度から令和元年度にかけて、実橋載荷試験等により、耐荷性能に与える要因は PC 鋼材破断本数による他、載荷桁以外の荷重分配の影響が大きいことを確認した。令和 2 年度は損傷した PC 橋の上部工全体系格子解析モデルを用いて解析を行い、応答値の発生状況等について検討した。  
キーワード：PC 橋、耐荷性能、荷重分配、上部工全体系、損傷、格子モデル

#### 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・破断などの劣化・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もある。一方、現状の耐荷性能評価方法では、損傷等の影響や、荷重が横桁を介して他の主桁に分配する荷重分配効果が適切に考慮されているとは言えないため、損傷を有する PC 橋の上部工全体に発生する断面力の変化の程度が明確ではない。本研究では、損傷を有する PC 橋について、荷重載荷される桁の耐力を実態に近いレベルで評価できる手法を開発するための検討を行った。平成 29 年度から令和元年度にかけて、実橋載荷試験やパラメータスタディのためのモデル構築・解析により、桁全体の残存耐力は推定耐力を十分に確保されており主桁単体の破壊後も荷重分配により落橋に至らないこ

と、耐荷性能に与える要因は PC 鋼材破断本数による他、荷重分配の影響が大きいことを確認した。令和 2 年度は損傷した PC 橋の上部工全体系格子解析モデルを用いて解析を行い、応答値の発生状況等について検討した。

#### 2. 対象橋梁

対象橋梁（以下、本橋）は 1960 年に竣工された 5 連の PC 単純ポステン T 桁橋である。本橋の架橋位置は河口に近い海岸線から約 150m の位置にあるため、現行の道示の考え方では対策区分 I に該当する。架設位置環境の影響により塩害劣化が生じたため、これまで補修・補強工事が実施されたが、供用後 43 年を経た 2013 年に架け替え工事が実施された。新設橋は 2016 年に供用されたため、本橋の上部工 A1～P1 の 1 径間全体を用いて 2017 年に載荷試験が実施され、前述した残存耐力や荷重分

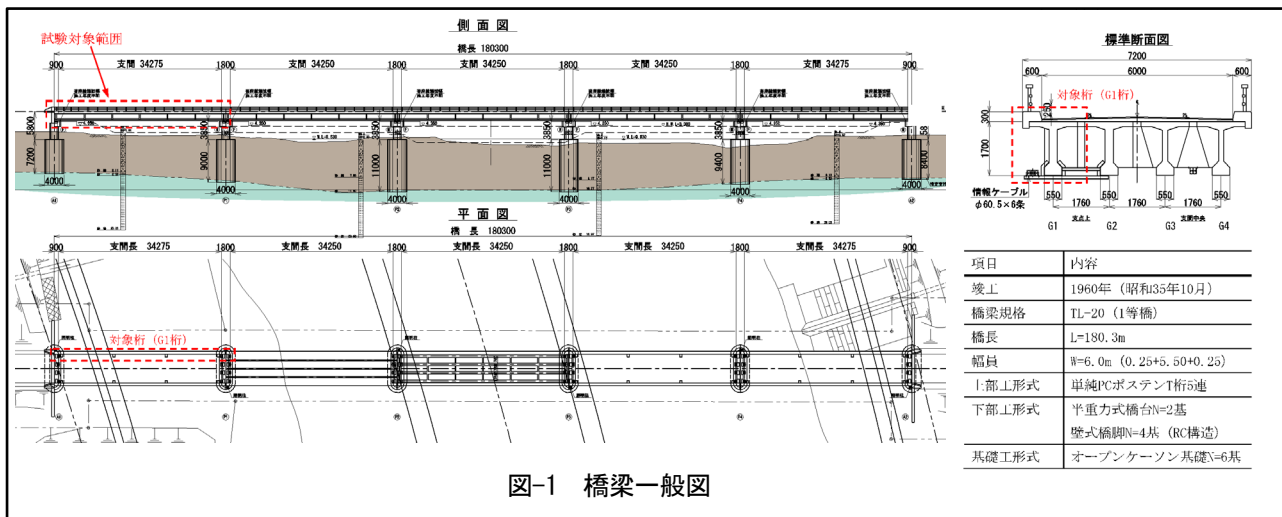


図-1 橋梁一般図

配等の効果を確認した<sup>1)</sup>。本橋の橋梁一般図を図-1、実橋載荷試験実施時の本橋全景を写真-1に示す。



写真-1 本橋全景 (実橋載荷試験実施時)

### 3. 格子モデルの構築

#### 3.1 部材のモデル化

本橋を対象に、竣工図・補修工事図、や竣工時設計基準、載荷試験結果等をもとに、梁要素を用いた簡易的な格子解析モデル(損傷格子モデル)を作成した。損傷格子モデルの要素・部材特性および概要図を表-1、概要図を図-2に示す。また、曲げ耐荷性能を簡易に評価するために、主桁、横桁は梁要素とした。

表-1 損傷格子モデルの要素・部材特性

部位	要素	部材特性	
		曲げ	せん断
主桁	梁要素	非線形 (M-φ)	線形
横桁	梁要素	線形	線形
支点	鉛直	バネ	線形
	水平(軸)	バネ	線形
	水平(直)	バネ	線形

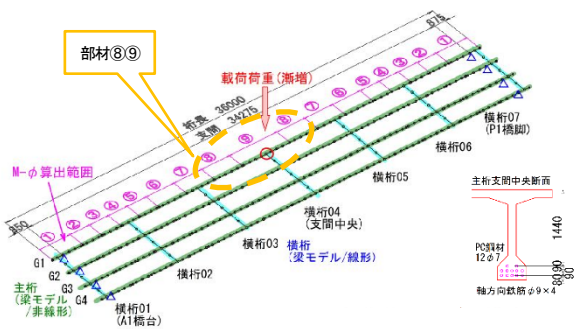


図-2 損傷格子モデル概要図

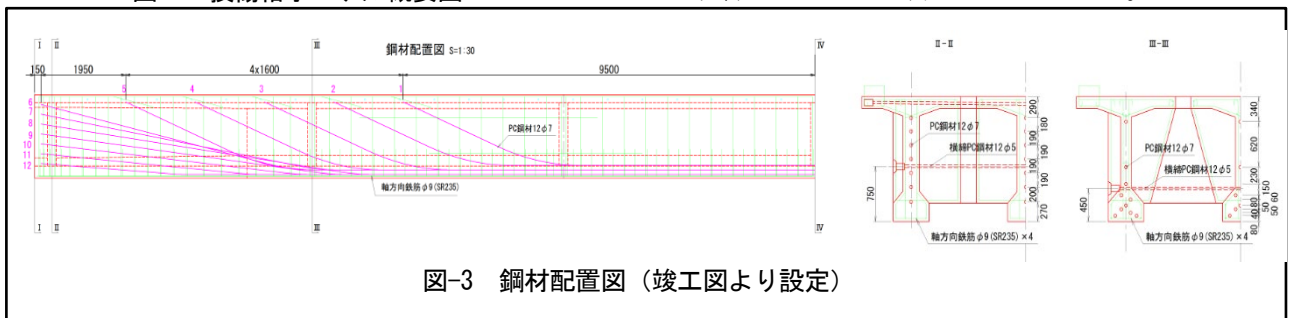


図-3 鋼材配置図 (竣工図より設定)

#### 3.2 材料のモデル化

材料特性について、物性値は表-2によるものとし、材料構成則等は道路橋示方書<sup>2)</sup>に基づき設定した。物性値の設定にあたり、鋼材配置を竣工図より設定した(図-3)。

表-2 各材料の物性値

コンクリート	主桁 (プレキャスト部)
	設計基準強度: 40N/mm <sup>2</sup>
主鉄筋	横桁 (場所打ち部)
	設計基準強度: 30N/mm <sup>2</sup>
PC鋼材	降伏点強度: 235N/mm <sup>2</sup>
	(SS41に相当するSR235を参照)
	主桁 (φ7)
主鉄筋	引張強度: 1510N/mm <sup>2</sup> (SWPR1相当)
	横桁 (φ5)
	引張強度: 1620N/mm <sup>2</sup> (SWPR1相当)

また、竣工時の必要プレストレス量については、竣工時の設計計算書等をもとに算出した(4200kN)。

#### 3.3 損傷のモデル化

損傷について、実橋載荷試験時において解体調査等の詳細情報が得られないことから、プレストレスの低減量を、コア応力解放法<sup>3)</sup>による残存プレストレス算出結果に基づき桁ごとに低減率を設定<sup>1)</sup>し(表-3)、PC鋼材断面積を低減率に応じ低減することでモデル化した。

表-3 PC鋼材断面積の低減(文献<sup>1)</sup>をもとに作成)

桁番号	残存プレストレス				PC鋼材1本あたり断面積 (mm <sup>2</sup> ) ※
	設計値 N/mm <sup>2</sup>	推定値 N/mm <sup>2</sup>	階差 N/mm <sup>2</sup>	低減率	
G1	22.0	19.1	-2.9	87%	401.766
G2	22.0	19.6	-2.5	89%	411.002
G3	22.0	19.2	-2.8	87%	401.766
G4	22.0	21.3	-0.8	96%	443.328

※: 低減無しの場合の12φ7断面積は461.760mm<sup>2</sup>

なお、断面積の低減は桁全域にわたってPC鋼材の断面積を一律に低減することで行った。これは、損傷格子モデルの試算時に、G1桁が終局を迎えたときにPC鋼材が降伏している部材は、支間中央の2部材(図-2の⑧⑨)のみであり、一律で断面積を低減しても解析結果に影響がないことを確認したためである。

表-4 損傷格子モデルと載荷試験結果の乖離に伴う見直し内容と妥当性検証結果

乖離内容	鉛直方向変位 (隣接桁への荷重分担)		荷重-変位曲線の初期勾配				各イベント*時の 載荷荷重
見直し内容	主桁のねじり剛性		弾性係数	曲げ剛性			ひび割れ発生条件
	横桁プレキャスト部を適用した ねじり剛性の設定		材料試験値 相当に見直し	地覆の剛性を 考慮	舗装の剛性を 考慮	実寸法の 有効幅	コンクリートの 引張応力を考慮
横桁接続部のみ	主桁全体						
検証の影響	小	大	小	大	中	小	大
損傷格子 モデルへの 反映	×	○	×	○	×	×	○
	実構造の横桁は、主桁と一体に なっているため、主桁全体のね じり剛性に考慮する。		試験は、限定 的な範囲である	主桁と鉄筋 で接合され 主桁剛性に 影響ある。	主桁と材料 が異なり、主 桁剛性に影 響は少ない。	変位量は弾性 係数の影響が ある。解析と の整合を考 慮。	載荷試験時の目視 確認によるひび割 れ発生の状態と同 じと判断できる。

\*：曲げモーメント-曲率関係の傾きが変更する点（コンクリートひび割れ時、鉄筋降伏時、PC鋼材弾性限界時、PC鋼材降伏時、コンクリート終局時）を指す。

### 3. 4 モデルの妥当性検証

3. 1から3. 3にて構築した損傷格子モデルに、載荷試験時の荷重載荷位置と同じ位置（G1 桁支間中央）に漸増荷重を作用させ、コンクリート終局時である上縁圧縮ひずみが終局ひずみ3500 $\mu$ に達した時点<sup>4)</sup>までの挙動を解析しモデルの妥当性を確認した。解析プログラムはDIANA10. 4を使用した。

解析結果と載荷試験結果の乖離の要因は大きく3点〔鉛直方向変位（隣接桁への荷重分担）、荷重-変位曲線の初期勾配、各イベント時の載荷荷重〕のに大別さ

れた（表-4）。それぞれの乖離の要因から想定される設計条件を見直し（表-5）、その妥当性を検証したうえで損傷格子モデルに反映したところ、乖離が改善する結果となった（解析結果は4章参照）。

### 4 再現性の確認

3章にて妥当性を検証した損傷格子モデルにて、3章と同様にコンクリート終局時である上縁圧縮ひずみが終局ひずみ3500 $\mu$ に達した時点までの挙動を解析した（図-4）。

表-5 妥当性検証結果を反映したモデルの設定

項目		主桁	横桁
材 料	コンクリート強度	設計値 (40N/mm <sup>2</sup> )	設計値 (30N/mm <sup>2</sup> )
	ヤング係数	設計値 (3.1 $\times$ 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	設計値 (2.8 $\times$ 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
剛 性	曲げ剛性	主桁+地覆から算出 場所打ち部はヤング 係数比考慮	横桁形状から算出
	ねじり剛性	横桁プレキャスト部 を含む主桁から算出	横桁形状から算出
損傷		PC鋼材断面積低減	—
モデル要素		梁モデル	梁モデル
支 点 条 件	鉛直方向	下向き：ばね定数 〔載荷試験データより計 算 (7.8 $\times$ 10 <sup>6</sup> N/m) 〕 上向き：極小ばね値	—
	水平方向	可動 (G1 桁は固定)	—
部 材 特 性	曲げ	非線形(M- $\phi$ )	線形
	せん断	線形	線形
	ねじり	線形	線形
	主桁下縁 合成応力	コンクリート引張強 度を考慮する	—

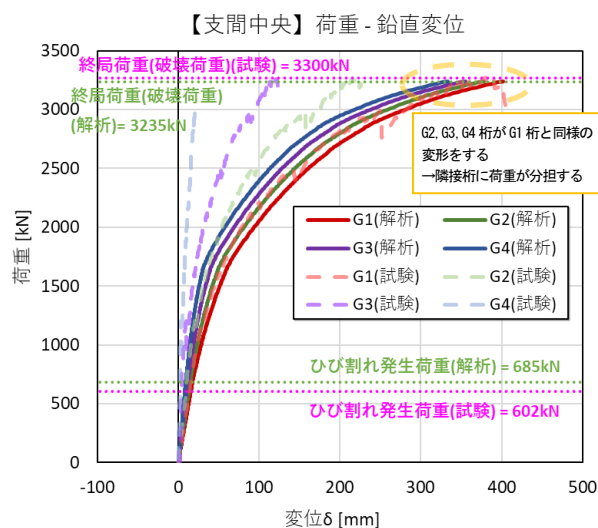


図-4 解析結果（荷重 - 鉛直変位）

損傷格子モデルの解析結果について、設計荷重程度（ひび割れ発生荷重：本研究では主桁下縁の圧縮応力が0となった時点と定義）の荷重レベルでは載荷試験結果に近い結果を得ることができた。しかし、設計荷重程度以上の荷重レベルにおいては、載荷試験では主桁や横桁の損傷に伴い載荷桁のみが荷重を分担し、隣接



桁に載荷荷重が分担されない傾向であったことに対し、解析結果は載荷荷重が隣接桁に分担されたことより、乖離が生じる結果となった。これは、ねじり剛性にひび割れ発生後に剛性低下するモデル化の設定手法が現在の知見では明確ではないことから、線形モデルのねじり剛性を適用し、剛性低下を考慮していないためである。

一方、載荷桁G1に着目した場合、解析結果は、載荷試験時の残存耐力（破壊荷重時の耐力）を概ね再現可能な精度（破壊荷重比98%程度）であり、荷重分配を考慮した荷重載荷桁の耐力評価に用いることが可能であることが確認された（図-5）。

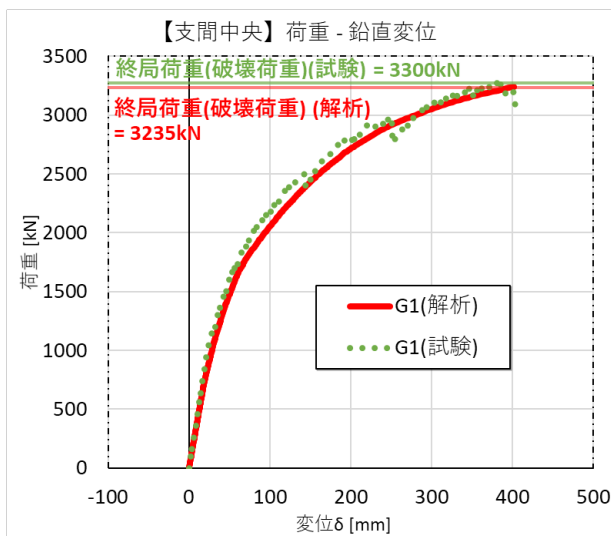


図-5 解析結果（荷重 - 鉛直変位）  
（図-4 に対し G1 のみ抜粋）

## 5. まとめ

解析結果と載荷試験結果の乖離は大きく3点〔鉛直方向変位（隣接桁への荷重分担）、荷重-変位曲線の初期勾配、各イベント時の載荷荷重〕に大別された。それぞれの乖離の要因から想定される設計条件を見直し、その妥当性を検証したうえで損傷格子モデルに反映したところ、乖離が改善する結果となった。

また、解析結果について載荷桁G1に着目した場合、載荷試験時の残存耐力（破壊荷重時の耐力）を概ね再現可能な精度（破壊荷重比98%程度）であり、損傷格子モデルを、荷重分配を考慮した荷重載荷桁の耐力評価に用いることが可能であることが確認された。

なお、設計荷重程度以上の荷重レベルにおいては、載荷試験では主桁や横桁の損傷に伴い載荷桁のみが荷重を分担し、隣接桁に載荷荷重が分担されない傾向であったことに対し、解析結果は載荷荷重が隣接桁に分

担されたことより、乖離が生じる結果となったため、設計荷重程度以上の荷重レベルでのモデル設定が課題となる。

従来の橋梁診断においては、大きな損傷が発生した場合に通行止め等の交通規制を行うケースが見受けられるが、損傷格子モデルを既設PC桁における荷重載荷桁の耐力評価に用いることで、損傷桁に荷重が載荷されても、荷重分配効果により十分な残存耐荷性能を有することを診断できるため、交通規制の判断に必要な、損傷を有する既設PC橋が有する耐荷性能診断を合理的に実施できることが期待される。

## 謝辞

本研究は、土木研究所とプレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として行われた。ご協力を頂いた関係各位に対し、ここに謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 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、pp. 74-87、2020. 12
- 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、pp. 149-157、2017. 11
- 3) 二井谷教治、渡瀬博、阪田憲次、綾野克紀：コンクリート部材の有効応力の推定手法に関する研究、コンクリート工学論文集、Vol. 20、No. 2、pp. 27-37、2009. 5
- 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、pp. 150-151、2017. 11

## 6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

### 6.3.3 既設橋の合理的な性能評価手法および補修・補強方法に関する研究 (3)

担当チーム：橋梁構造研究グループ  
研究担当者：石田雅博、澤田守、藤木裕二、  
江口康平

#### 【要旨】

道路橋は5年に1回を基本とした定期点検が義務化されているものの措置の実施率は低く、予防保全型の修繕は必ずしも進んではいない。持続的に橋の機能を保持していくためには、適切な診断を行い、予防保全対策を行いながら円滑なメンテナンスサイクルを実現していく必要がある。そこで、信頼性の高い診断や予防保全の推進を目的として、AIを活用した橋の診断に関する研究を実施している。令和2年度は、令和元年度に作成した「RC床版」を対象としたプロトタイプを改良するとともに、地方公共団体でも採用実績の多い「床版橋」に対応するようにシステムの対象部材を拡張した。また、現場実証を行い、プロトタイプの課題や改良方針を検討した。  
キーワード：道路橋、診断、AI、予防保全

#### 1. はじめに

近年、道路橋の老朽化が進みメンテナンスの重要性が高まるなか、平成26年より橋長2.0m以上の道路橋について5年に1回を基本とした近接目視点検が義務化され、令和元年度からは2巡目の点検が始まっている。橋の状態を把握するようになった一方で、措置については進んでいない状況にある。図-1に定期点検1順目における修繕実施状況を示す<sup>1)</sup>。措置の実施率は低く、特に予防保全型の修繕は必ずしも進んではいない。

この要因としては、予算の制約等以外にも、診断の信頼性の課題が考えられる。図-2にメンテナンスサイクルにおける技術的な課題を示す。信頼できる診断でなければ、措置が円滑に流れていかない。また、措置が円滑に流れなければ、重傷な橋が増加し維持管理コストが増大して持続的な道路橋の機能の確保が難しくなると考えられる。このため、適切な診断を行い、適切なタイミングで予防保全対策を行い、持続可能なメンテナンスサイクルを実現させることが重要である。

また、団塊の世代の退職等により専門知識を持った技術者の減少の問題も顕在化してきており、技術の継承も大きな課題となっている。特に、地方公共団体においては、点検や診断等の実務を担う技術者の不足が顕在化しており支援が急務となっている。

このような背景から、本研究では、道路橋の診断の信頼性向上に向けて課題を抽出した上で、必要となる

考え方及び情報を整理し、AIを活用した診断を支援するシステムのプロトタイプの開発を行った。令和2年度では、令和元年度に作成した「RC床版」を対象としたプロトタイプを改良するとともに、地方自治体でも採用実績の多い「床版橋」も適用対象となるように、プロトタイプの対象拡張を行うとともに、現場実証により、診断ロジックやシステムの課題点を抽出した。

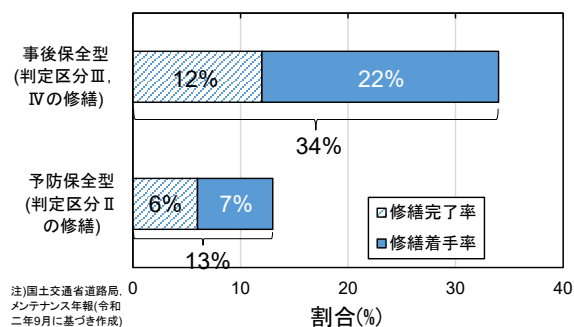


図-1 定期点検1順目における修繕実施状況<sup>1)</sup>

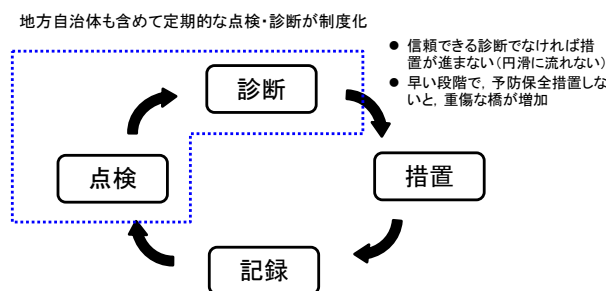


図-2 メンテナンスサイクルにおける技術的な課題

## 2. 診断システムのコアとなる診断セットの拡張

メンテナンスサイクルを確実にかつ円滑にまわしていくためには、橋に生じる損傷のメカニズムを明らかにし、そのメカニズムに応じて、点検で何をどのレベルで検知し、何を根拠に健全性等の診断を行い、どのような措置の方針とするべきかなど、一連で整理することが重要となる。この橋に生じる損傷のメカニズムと点検・診断・措置の一連のセット情報を「診断セット」と称して、この整理を行った。

令和2年度は、これまでに作成したRC床版に加え、床版橋（上部構造）、支承部、橋脚・橋台、基礎、伸縮装置・排水装置の追加を行った。表-1に床版橋（上部構造）の診断セットの項目を示す。ここでは、実態や実務への反映を考慮し、塩害、アルカリシリカ反応、凍害、土砂化で分類し、その他に構造条件に応じて特徴的な損傷を整理した。

表-1 床版橋（上部構造）の診断セットの項目

1. 塩害（ブレン床版）
1.1 塩害（飛来塩／ブレン床版）
1.2 塩害（凍結防止剤／ブレン床版）
1.3 塩害（内在塩／ブレン床版）
2. アルカリシリカ反応（ブレン中空床版）
3. 凍害（ブレン床版）
4. 土砂化（RC中空床版）
4.1 土砂化（輪荷重／RC中空床版）
4.2 土砂化（凍害／RC中空床版）
4.3 土砂化（凍結防止剤による塩害／RC中空床版）
4.4 土砂化（アルカリシリカ反応／RC中空床版）
5. その他
5.1 連結桁に特有な変状
5.2 ブレンホロー桁の滞水
5.3 中空床版橋の滞水
5.4 中空床版橋のボイド管浮き上がりによる陥没

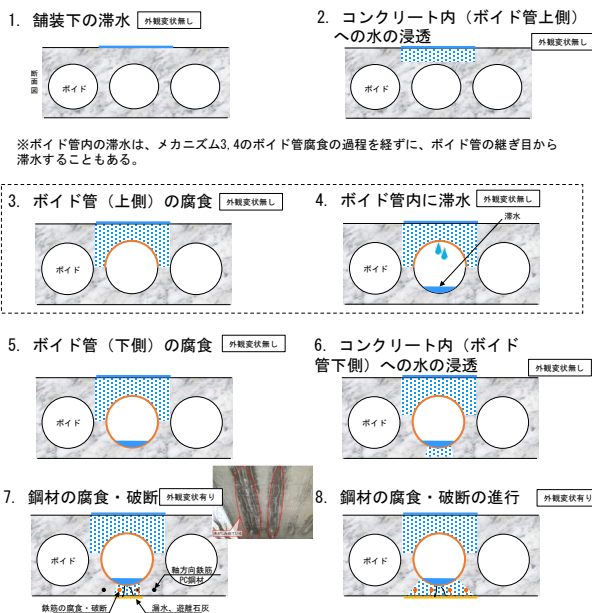


図-3 中空床版橋の滞水メカニズムの例

表-2 中空床版橋の滞水の診断の着目点と措置方針

メカニズム	点検における着目点（定期点検）	診断に必要な詳細調査	診断の決め手となる情報（措置方針の判断根拠）	措置の方針	工法例	
外観変状無し	1. 舗装下の滞水	—	・舗装下の滞水を確認 ・析出物（土砂化）の有無	長寿命化（選水）	橋面防水	
	2. コンクリート内（ボイド管上側）への水の浸透	—	・電磁波レーダー（実証的研究成果の利用） ・舗装開削	—	—	
	3. ボイド管（上側）の腐食	—	—	—	—	—
	4. ボイド管内に滞水	—	・ボイド管内視鏡やワイヤレスによるボイド管内調査	・ボイド管内の滞水を確認	延命（選水、損傷抑制）	橋面防水、ボイド管内の水抜き
外観変状有り	5. ボイド管（下側）の腐食	—	—	—	—	
	6. コンクリート内（ボイド管下側）への水の浸透	—	—	—	—	
	7. 鋼材の腐食・破断	・鋼材の腐食・破断 ・橋軸方向のひび割れ ・ひび割れから錆汁を伴う遊離石	・はつり調査	・鋼材の腐食・破断を確認 ・橋軸方向にRC 0.2mm PC:0.1mm以上のひび割れが発生 ・ひび割れから錆汁を伴う遊離石が発生	延命（選水、損傷抑制、補強）	橋面防水、ボイド管内の水抜き、炭素繊維シート貼付補強、フイタの導入
	8. 鋼材の腐食・破断の進行	・鋼材の破断 ・曲げひび割れ	・はつり調査	・複数本の鋼材の破断が発生 ・支間中央に曲げひび割れが発生	危機管理 緊急措置（損傷が複数の桁に発生等）	モルタル、ベント設置、交通規制、架替え 通行止め、ベント設置、架替え

表-3 措置の方針の用語説明

措置の方針	意味
長寿命化	損傷原因の除去、完全な処置により元の状態（健康体）に復帰させること。予防保全が可能な段階。
延命	完治は難しいが、損傷の進行をコントロールして橋をより長く使うこと。
危機管理	損傷の進行の確実な制御が困難な状態で、落橋や事故等が生じないように管理すること。
緊急措置	緊急的な措置を行うこと。

図-3に中空床版橋の滞水による損傷のメカニズムを、表-2にメカニズムに対応した診断の着目点と措置方針を例示する。説明性を確保する観点からも、損傷のメカニズムを分かりやすく図示し、その状態の段階的な経過を整理した。それぞれの状態に対して、予防保全が可能な段階など措置方針を区分し（表-3）、さらにその状態を特定するために必要となる情報を整理した。なお、作成にあたっては、実務に携わる熟練診断技術者を含むメンバーで検討会を行い、作成を行った。

## 3. 橋梁診断AIシステムの開発

### 3.1 橋梁診断AIシステムの概要

前述の診断セットをもとに、診断のフローを作成し、診断AIシステムのプロトタイプ（RC床版及び床版橋）を構築した。システム処理の流れを図-4に示す。台帳データ（橋梁形式、供用年、設計基準、交通量等）、今回の点検データ（所見、損傷が疑われる部材、部位、変状等）、カルテデータ（前回までの所見、補修履歴等）などの情報からデータを入力し、入力した情報から緊急対策の必要性を判断したのち、疑いのある損傷候補を複数抽出する。そして、システムが損傷を確定するための追加情報取得の必要性を提案し、必要に応じて管理者が詳細調査を実施する。ここまでで得られた情報をもとに損傷及び原因を特定するとともに、損傷の

進行度（状態）の推定及び損傷の進展の推定を行った後、措置方針を含めた診断結果を出力し、道路管理者の措置の実施内容をカルテに保存する。図-5に診断AIシステムの画面の例を示す。このシステムが提案する診断・措置方針は、診断セットに基づいているため、診断に至った過程の確認が可能である。そのため、経験の少ない作業者が点検・診断を行う場合にも根拠に基づいた信頼性の高い診断が可能となる。

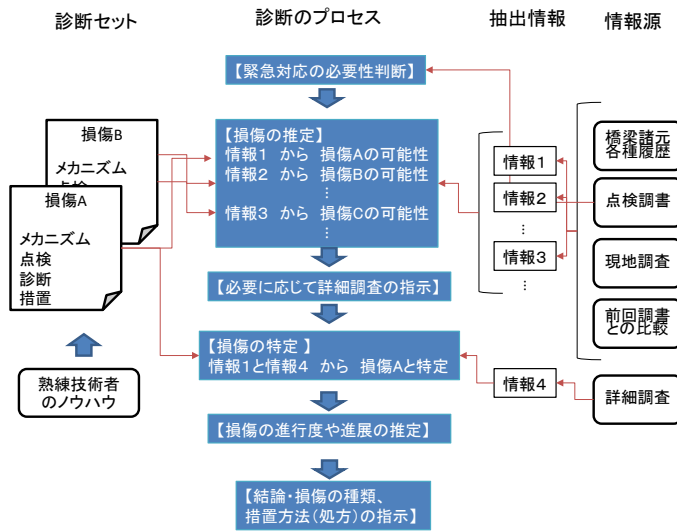


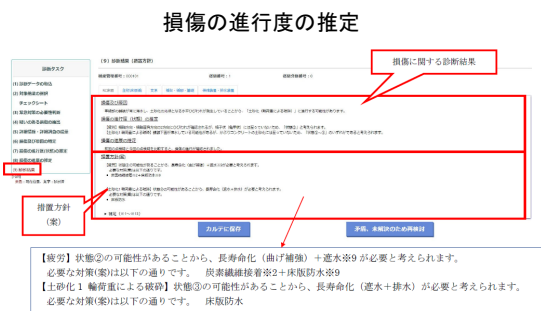
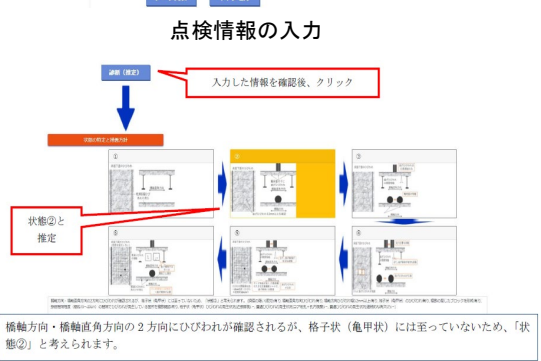
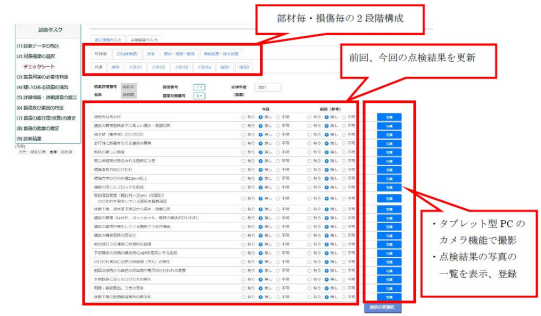
図-4 診断AIシステムの処理の流れ

- 事前に入力した情報に基づき、診断で必要となる入力項目がシステム上に表示
- タブレットに従い、現地で橋の状態を見ながら情報を入力



図-6 診断AIシステムの画面の例

令和元年度の診断AIプロトタイプシステムは、点検結果等から室内で診断に必要な情報を入力して診断結果を得ることユースケースとして想定していたが、令和2年度は、地方公共団体では点検業務と診断業務が同時に実施されること等を考慮して、図-6に示すようにタブレット型診断AIシステムを現場に持ち込み、現場でタブレットに表示される項目を確認しながら入力できるよう改良を行った。



診断結果および措置方針の提案

図-5 診断AIシステムの画面の例

### 3.2 現場実証

作成した診断AIプロトタイプシステムについて、その実用性を確認することを目的として、RC床版及び床版橋を対象に現場実証を行った。表-4に実施橋梁一覧を示す。現場実証対象橋梁の選出にあたっては、共同研究に参画している茨城県に加え、東北地方整備局が管理する橋のうち、検証の対象となる部材に損傷が生じている橋梁を選定し実施した。現場実証の状況を写真-1、写真-2に示す。

表-4 現場実証対象橋梁

橋梁情報	対象部材
機初橋(茨城県)	RC床版
鳴瀬大橋(宮城県)	RC床版
下宿橋(茨城県)	主桁(床版橋)、支承、伸縮、橋台、排水装置
大洗袖ヶ浦橋(茨城県)	主桁(床版橋)、支承、伸縮、橋台、排水装置





写真-1 RC床板の実証状況（鳴瀬大橋）

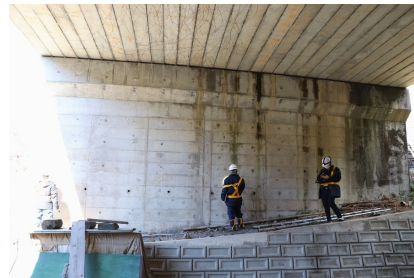


写真-2 床板橋の実証状況（下宿橋）

表-5 現場実証結果の概要

検証内容	検証結果の概要
(1)診断システムと熟練技術者の診断結果(熟練技術者)の比較	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 損傷原因 : 疲労、土砂化、乾燥収縮、凍結防止剤による塩害</li> <li>● 損傷の進行度: 状態①、状態②</li> <li>● 措置方針 : 経過観察+予防保全(床版防水)</li> </ul>
診断結果(システム)	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 損傷原因 : 土砂化(輪荷重)、土砂化(凍害)</li> <li>● 損傷の進行度: 状態①~③</li> <li>● 措置方針 : 予防保全(床版防水+排水)</li> </ul>
(2)診断結果の説明性 ＜問い＞ 明確な判断過程に基づき診断結果や措置方針を説明出来るかどうか？	<p>＜管理者からの主な回答＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 支援という意味では十分。</li> <li>● 診断結果、措置方針などが具体的に表示されるので第三者には説明しやすい。</li> </ul> <p>＜点検者からの主な回答＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 診断結果は管理者へ説明可能なものとなっている。</li> <li>● 部位ごとに、評価が異なる場合に対応できると良い。</li> </ul>
(2)診断システムの使用性(使い勝手) ＜問い＞ 現在の点検・診断業務の一連の流れの中で過度な負担なく利用することが可能か？	<p>＜管理者からの主な回答＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 変状位置も記録できるようにするとよい。</li> <li>● 過去の変状データを参照できるとよい。</li> </ul> <p>＜点検者からの主な回答＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 問題なく利用可能。ただし、変状の入力には経験がないと難しい。</li> <li>● 入力項目が多い。</li> </ul>

RC床板の現場実証では、管理者と点検診断実務に携わるコンサルタント等が参加し、熟練技術者の診断と診断AIシステムの診断結果の比較、診断結果の説明性、診断システムの使用性について意見を収集した。

表-5に主な意見の概要を示す。熟練技術者の診断と診断AIシステムの診断結果を比較したところ、概ね一致した。また、診断結果の説明性について、診断結果や措置方針などが具体的に表示されるので第三者に対して説明しやすい等の意見が多く、説明性の部分に

については、概ね良好な評価であった。一方、診断システムの使い勝手については、「変状位置の記録ができない」、「過去の変状データを参照できない」、「入力項目に対して選択や値を入れるのは経験がないと難しい」などの意見が出され、使用性の部分については、課題があることがわかった。

現場実証で明らかとなった課題として、入力項目の見直しや入力を補助する説明機能、変状の発生位置や程度等の記録並びに前回点検データ等を確認できる機能の追加等を認識できた。入力項目の表現は、点検要領と整合するとともに、入力者によってばらつきが生じないような表現への修正が課題である。定性的にならざるを得ない項目に関しては、有無の判定の参考となる代表的な写真や説明文章等を示すなどして、できるだけ使用者の技術レベルに左右されにくくなるようにする必要がある。また、点検データの適切な記録保存の観点から、入力項目の根拠として撮影した写真データと位置情報や変状程度を紐づけて記録できるようシステム改良する必要がある。さらに、点検時には前回点検データ、補修補強履歴データ等を確認しながら行うことから、これら情報が確認できるようシステム改良する必要がある。令和3年度に明らかになった課題に対して、今後検討を行い、実務への実装に向けて診断AIシステムに反映していく必要がある。

#### 4. まとめ

本研究では、橋の診断における信頼性向上や効率化を目的として、熟練診断技術者の診断ロジックや、適切な診断のために重要な損傷のメカニズムとメカニズムに基づく点検・診断・措置のセット情報(診断セット)に基づき、説明性が確保された診断AIシステムのプロトタイプを構築した。また、構築したシステムは実橋への現場実証を行うとともに、管理者および点検・診断実務者へのヒアリングを行い、現場への適用性や今後改良が必要な課題等を抽出した。

今後は、対象部材の拡張を行うとともに、実証検討を重ねて改良点を抽出しながらシステムの改良を行い、診断の信頼性向上および実務への適用性向上を図っていく予定である。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報、pp.44-45、2020.9

## 6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

### 6.3.4 舗装マネジメントの効率化に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）、  
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）、  
地質・地盤研究グループ（特命）、材料資源研  
究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：藪雅行、木村孝司、齋藤清志、西  
崎到、稲崎富士、寺田剛、丸山記美雄、前川亮  
太、尾西恭亮、佐々木巖、星卓見、大浦正樹

#### 【要旨】

本研究は、既設舗装を対象に維持修繕を行う際の優先度決定手法の構築に向け、新たな路面評価手法を提案すること及び非接触表面波探査手法を用いた舗装の局所的な構造評価を提案することを目的としている。平成 28～29 年度は、重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。また、非接触高周波表面波探査システムの開発に向け、S 派速度構造に基づく舗装の劣化度評価手法を提案した。平成 30 年～令和 2 年度は、舗装路面のひび割れが FWD たわみに及ぼす影響を分析するとともに、地中レーダに関する深度分布の特定手法の開発を進めた。また令和 2 年度に舗装の構造的損傷に対する診断と措置に関して、個々の技術を体系的に整理した。

キーワード：舗装、構造破損、路面破損、実態調査、表面波探査、S 波

#### 1. はじめに

舗装の維持修繕を行う際の優先度決定手法の構築に向け、路面特性及び構造特性の面から、既設舗装を適切に評価することが求められる。本研究では、措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築に向け、新たな路面評価手法及び局所的な構造評価手法を提案することを目的としている。

平成 28 年度は、重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。また、局所的な構造評価手法に関しては、非接触表面波探査手法を用いた、S 波速度構造に基づく舗装の劣化度評価手法を提案した。

平成 29 年度は、構造的健全度の回復を目的とする場合は、詳細調査を通じた適切な修繕工法の選定が効果的であることが分かったため、日本道路会議等の場を通じて発表し、路盤の健全性の保護を通じた舗装の長寿命化という舗装点検要領の考え方の普及をはかった。また、舗装路盤に適した表面波解析手法として、非接触高周波表面波探査の効率を向上させる改良技術を検討し、高周波の表面波を探査可能な装置を作製した。

平成 30 年度は路盤の健全性が損なわれた場合の詳細調査のあり方を検討するため、詳細調査のうち路盤の状況を直接的に把握できる開削調査について分析を行った。

また非接触高周波表面波探査装置の実用性を向上させた。

令和元年度はひび割れの程度や位置が、FWD たわみ量に及ぼす影響を解析に基づいて把握するとともに、舗装の構造的損傷をもたらす現場条件の因果関係を体系的に整理した。さらに、高周波表面波探査の問題点を解消するために、地中レーダにより事前に舗装構造の深度分布を特定する手法の開発を進めた。

令和 2 年度は、ひび割れと FWD たわみ量の関係について、解析に加えて実験により傾向を把握した。さらに舗装の構造的損傷に対する診断と措置に関して、個々の技術を体系的に整理するとともに技術の選択の基本的な考え方を整理した。また、表基層層厚の連続分布を高周波の地中レーダにより高精度で行う処理手法を示した。

## 2. 重交通道路における舗装の損傷実態調査

### 2.1 背景

平成 28 年 10 月に策定された「舗装点検要領」（以下、「点検要領」という。）においては、損傷の進行が早い道

路等に分類されたアスファルト舗装について、表層の供用年数に対する使用目標年数の設定を通じ、早期に劣化した区間に対しては詳細調査を実施した上で適切な措置を選定することが求められている。点検要領に基づくメンテナンスサイクルを運用していく上で、今後はより一層詳細調査の重要性が増してくると考えられる。詳細調査の手法としては、FWD たわみ量調査、コア抜き調査及び開削調査が点検要領の付録に例示されているが、開削調査は交通規制面等での制約が大きく、現場実務においては FWD たわみ量調査やコア抜き調査が主体になるものと考えられる。しかしながら、それら詳細調査に基づく工法選定が、舗装の構造的健全度の回復度にどのような影響を与えるかはあまり明らかになっていない。

本研究では、損傷の範囲が表層・基層である場合を対象に、コア抜き調査をもとに修繕工法を選定した修繕工事現場にて、FWD たわみ量調査を修繕工事の前後で実施し、舗装の構造的健全度の回復状況に関して実態調査を行った。

次に損傷範囲が路盤に至っている場合を対象に、開削調査に至る前の、路面性状調査や FWD たわみ量調査の結果から、どのような調査結果の場合に開削調査を実施するかが重要であるか、実大の走行実験を通じて分析した。

## 2.2 調査箇所

調査箇所は、コア抜き調査結果をもとに修繕工法を選定した修繕工事現場とした。場所は、関東地方整備局管内の直轄国道（往復2車線）であり、平成22年道路交通センサス<sup>2)</sup>では、大型車交通量は舗装計画交通量N6区分に該当する道路である。線形はほぼ直線であり、工事延長はL=約600m（上下線とも）である。

修繕工事前の舗装構成は、過去の修繕工事の設計図書の情報をもとにすると、起点側から約430mを境に変化しているものとなっており、その舗装構成を図2-1に示す。いずれもアスファルト混合物層（以下、「アスコン層」という。）厚は25cmであり、また図中の路盤は舗装構成より粒状路盤と考えられる。なお、前回修繕工事は今回修繕工事の16年前に実施しており、起点側から約430mまでは2層（t=10cm）の切削オーバーレイ、約430m以降は舗装打換え（図-1中のセメント安定処理路盤層より上の施工）である。

## 2.3 現場内のコア抜き本数

当該工事現場では、工事着手前に区間内のコア抜き調査が行われている。コア抜き調査は、道路管理者の指示の下、修繕工事受注業者が修繕前の路面の損傷状況を元に調査箇所を選定して実施し、その結果コア本数は下り車

線が11本、上り車線が13本であった。

## 2.4 コア抜き調査結果を踏まえた修繕工法の選定

前節に示したコア抜き調査により、アスコン層内の損傷は様でないことが明らかとなった。具体的には、表層の路面側を起点としたひび割れ（トップダウンひび割れ）が中間層までにとどまっているもの、ひび割れからの雨水の浸入に起因すると想定される層間剥離を引き起こしているもの、さらに進行して中間層、基層やアスファルト安定処理層部の混合物自体が剥離を引き起こしているもの、及びアスコン層（t=25cm）を貫通しているものと様々であった。当該修繕現場では、これらの状況を踏まえ、ひび割れ深さが15cm以上入っている区間をアスファルト混合物層の全層（t=25cm）打換え、それ以外の区間を2層（t=10cm）の切削オーバーレイと修繕工法が選定された。

このように、同一現場内でもアスファルト混合物層内部の損傷は様々となりうることを認識しておく必要がある。当該現場のコアの状況を図-2に示す。なお、図中のうち、「アスコン層内部の混合物自体の剥離が進行／ひび割れがアスコン層を貫通」の写真の一部は、コア側面のひび割れ部分のチョークによるトレースができていない。

## 2.5 修繕工事前の路面性状調査

当該修繕工事区間において、修繕前に路面性状調査を行った。その結果を表-1に示す。これより、上下車線共に損傷は進行しており、また、どちらかと言えばひび割れによる損傷が卓越した区間であることが分かる。実際の現場では、ひび割れの他車輪通過部にわだち部オーバーレイ工（レーンパッチング）の実施箇所が点在しており、日常的な維持管理に苦慮していた様子が観察される路面状況であった。修繕前の路面の代表写真を写真-1に示す。

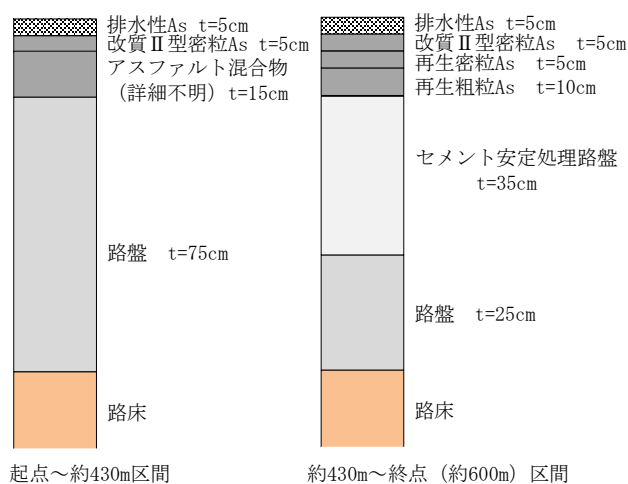


図-1 舗装構成



表-1 修繕工事前の路面性状調査結果

路面性状		下り車線	上り車線	
ひび割れ率 (%)	区間平均	24	31	
	最大値 (10m単位)	69	72	
わだち掘れ量 (mm)	区間平均	17	17	
	最大値 (10m単位)	32	46	
平坦性 (mm)	区間平均	2.8	3.1	



写真-1 修繕工事現場の路面状況



図-2 コア抜き調査結果



### 2. 6 修繕工事前後のFWD たわみ量調査

修繕工事前後において、OWP 上で起点から 20m 間隔で FWD たわみ量調査を実施した。上下車線とも、路線の起点側を測点 No.0 とし、順に 20m 間隔で測点を振り、終点側を測点 No.30 とした。また、FWD たわみ量については、「舗装性能評価法—必須および主要な性能指標編—」<sup>3)</sup>に従い 20°C 換算で補正している。

舗装の構造的健全度として、路床を含めた舗装全体の支持力を示す荷点直下の D0 たわみ量に着目し、それをグラフ化したものを図-3、4 に示す。また、同図中には、アスコン層全層 (t=25cm) 打換えの区間を表示している。この表示以外の区間は、t=10cm の切削オーバーレイの区間である。これより、当該現場では、2. 4 に示したコア抜き調査によるひび割れ深さに着目した修繕工法の選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に大きく寄与したことが分かる。渡邊らは、別の現場にて一律の一層切削オーバーレイを実施した場合の修繕前後の構造評価を行った結果、当該区間内の構造的健全度のバラツキは概ねそのままであったことを報告している<sup>4)</sup>。この報告と照らし合わせると、構造的健全度の回復を目的とする場合は、詳細調査を通じた適切な修繕工法の選定が効果的であることが分かる。この結果については、平成 29 年度の日本道路会議等の場を通じて発表し、路盤の健全性の保護を通じた舗装の長寿命化という舗装点検要領の考え方の普及をはかった。なお、実際の修繕工事は、構造面のみならず路面機能面など様々な理由を勘案し道路管理者が総合的な判断のもとその区間・内容を決定するものであり、本報はその是非を議論するものではないことを申し添える。

当該現場では、多数のコア抜きによるアスコン層内部の損傷確認を実施したが、現場制約条件等から全ての現場で同様の取組を実施することは困難と考えられる。今

後は、非破壊で面的にアスコン層内部の損傷状況を把握する手法の検討が必要と考えられる。

### 2. 7 路盤損傷時の開削調査に関する実験

舗装走行実験場において試験舗装を構築し、実大载荷

層	材料	厚さ (cm)	T <sub>A</sub> (各層) (計)
表層	密粒(13)改Ⅱ	5	5
路盤層	粒度調整砕石	40	14
路床	シルト質粘性土	-	-
			19

図-5 実大载荷実験の試験断面

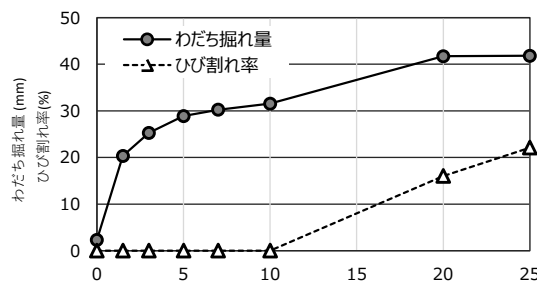


図-6 走行輪数に対するひび割れ率の推移

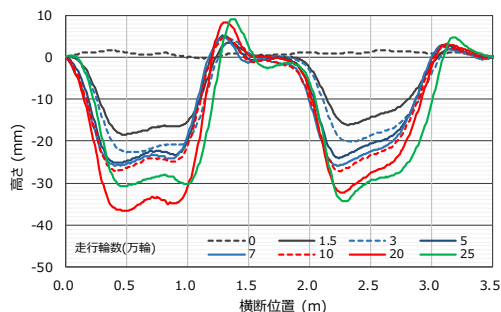


図-7 路面横断形状の変化

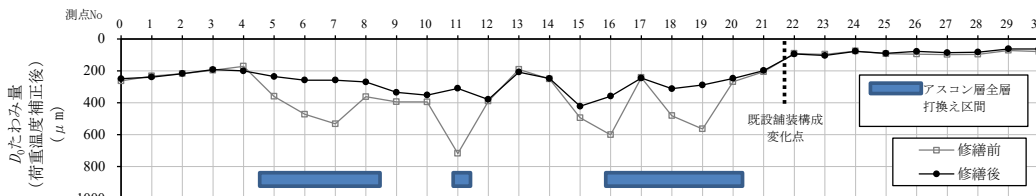


図-3 修繕工事施工前後の D0 たわみ量の比較 (下り車線)

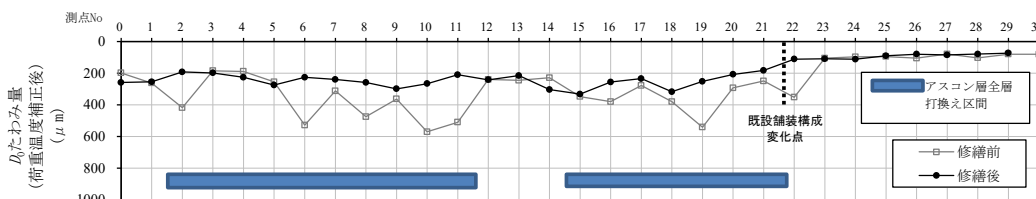


図-4 修繕工事施工前後の D0 たわみ量の比較 (上り車線)

実験を実施した。路盤における損傷を早期に発現させるために、疲労破壊輪数が10万輪程度になる構造の試験舗装を軟弱路床上に構築した。試験舗装の断面図を図-5、に示す。試験舗装はアスファルト混合物層および粒状路盤層からなる2層とした。既設路床のCBRは2.0であり、試験舗装の等価換算厚さTAが19cmであることから、算出される疲労破壊輪数は約8万輪となる。当該実験では25万輪まで促進载荷を実施し、所定の走行輪数ごとに調査を実施した。

開削調査に先立って、路面性状調査並びにFWD調査を実施した。路面性状測定結果として図-6に走行輪数に対するひび割れ率の推移を、図-7に路面横断形状の変化を示す。ひび割れについては10万輪走行までは発現せず、その後20万輪および25万輪走行の時点にかけて増加傾向となった。わだち掘れ深さについては、1.5万輪走行時に約20mmまで急増した後、10万輪で約30mm、40万輪で40mmと漸増した。20万輪時点以降はわだち掘れの進展がみられなかった。



写真-2 開削調査時の舗装状況

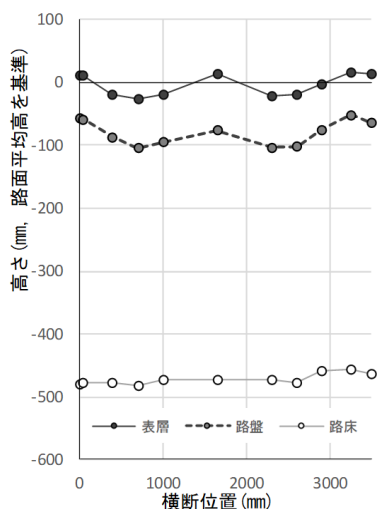


図-9 開削調査時の舗装の各層厚

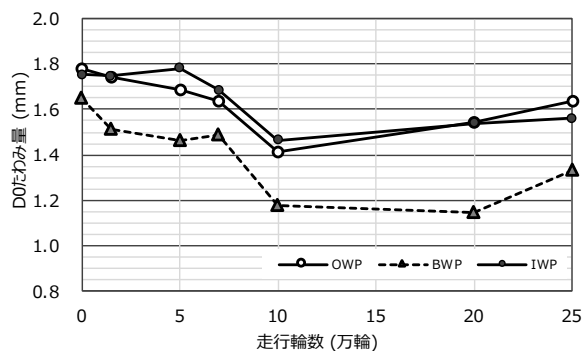


図-8 FWD たわみ量

次にFWDによる载荷部直下のたわみ量D0の測定結果を示す。図-8より、10万輪走行まではたわみ量が減少し支持力が増加する傾向がみられた。その後、ひび割れの生じた20万輪走行以降において、たわみ量の微増傾向がみられた。

25万回の载荷終了後に、開削調査を実施した。写真-2に舗装の状況を、図-9に各層上面位置を示す。表層の厚さはわだち掘れの箇所においても、载荷前後で変化が小さく、わだち掘れの深さは路盤層の変形に起因するところが大きいことが把握できた。

以上のとおり、わだち掘れの進展に対してひび割れの発生が遅れていた間に、FWDたわみ値が減少する傾向がみられた。このことから推察すると、アスコン層が薄いため路盤に塑性変形が発生するとともに、剛性が高まったものと考えられる。また20万輪走行時にひび割れが確認されて以降は、表層および路盤層においてFWDたわみ値の増加傾向がみられた。このことから、ひび割れの進展が舗装の構造的損傷に影響を与えていることが示唆される。

## 2.8 路面のひび割れがFWDたわみに及ぼす影響

一定以上の損傷が進行した舗装の構造状態を把握するために、路面に生じるひび割れがFWDたわみ量に及ぼす影響の把握が重要である。そこで、ひび割れの程度や、ひび割れとFWD载荷版との間隔によって、たわみ量がどのように変化するか、FEM解析を用いて分析した。解析モデルの一例を図-10に示す。

図-11のように、固定されたひび割れ位置に対してFWD载荷版の位置を変化させ、発生するFWDたわみ量を計算した。その結果、直径30cmの载荷版に関して、载荷版中心をひび割れから20cm程度離せば、ひび割れによるFWDたわみ量への影響は小さいと考えられる。

次に、ひび割れの程度がFWDたわみ量に及ぼす影響を把握するため、実験と解析を実施した。具体的には図-10と同様の構造の実大の試験体舗装を土木研究所の構内に構築し、実際のFWDたわみ量試験を行い、ひび割れの数

を1本、2本、4本と、図-12のように変化させて、実験と解析の結果を比較した。

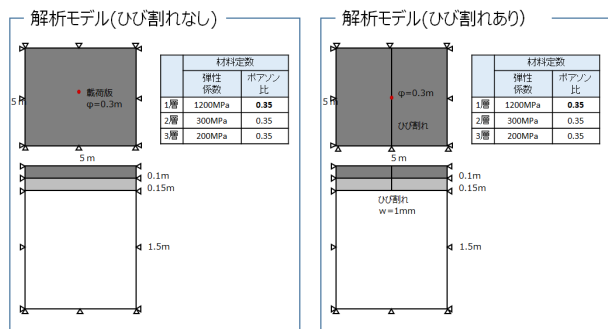


図-10 ひび割れとFWD たわみに関する解析モデル例

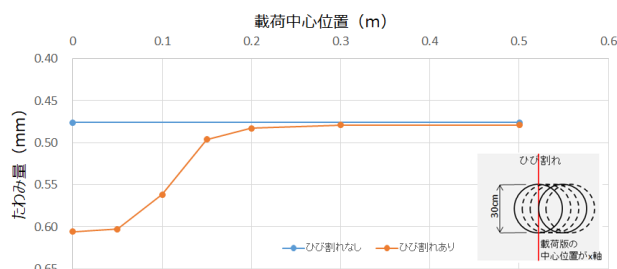


図-11 荷重版の位置とたわみ量に関する解析結果

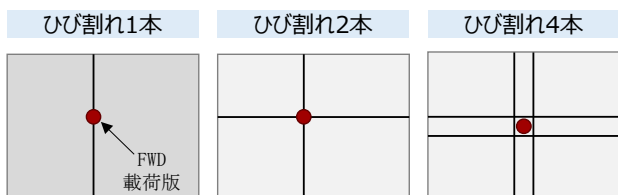


図-12 実験及び解析で設定したひび割れ本数と配置

その結果図-13のとおり、実験と解析それぞれについて、ひび割れの本数に応じた FWD たわみ量の違いを把握できた。実験と解析それぞれ、ひび無しに対してひび割れが1本、2本と増えるごとにたわみ量が大きくなる。しかし2本に対して4本の場合のたわみ量は、実験と解析ともに1%程度の増加にとどまった。ひび割れに対する FWD たわみ量の変化の傾向は実験値と解析値とで同様の傾向が得られたが、たわみ値についてはいずれのひび本数においても、実験値に対して解析値が小さくなった。この点の改善は今後の課題である。

## 2. 9 舗装の損傷の体系化に関する検討

舗装の損傷に関するこれまでの調査・実験を踏まえ、舗装の構造的損傷をもたらす現場条件の因果関係について、過去40年程度の主要文献や新たな開削調査での知見を統合し、体系的に整理した。その結果を図-14に示す。

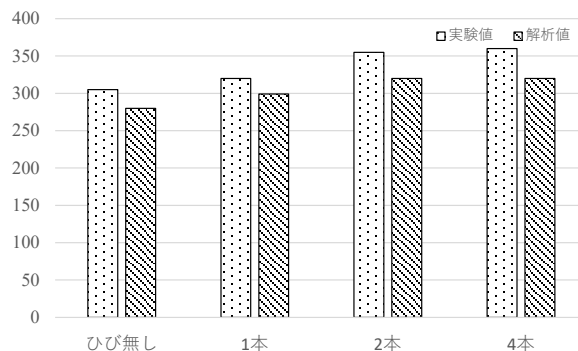


図-13 ひび割れ本数とFWD たわみの関係

アスファルト舗装の損傷パターンは舗装構成や地域特性によって多種多様であり、材料に関するひとつの劣化現象が複数の損傷の原因になることや、ある損傷が別の損傷の原因になる等の場合がある。しかし、既往の知見では、損傷同士の因果関係や経時的進展を体系的に俯瞰できるように示したものがなく、道路管理における点検・診断・措置を合理的に判断する際の課題のひとつとなっていた。

今回の成果によって、損傷同士の原因や進展の関係が整理された。今後は様々な現場条件に応じて、重視すべき診断と措置の要点を示すことが可能となる。

次に、図-14に基づいて、診断と措置の個々の手法の系化を図るとともに、手法選択の基本的考え方についての図示を試みた。ここで、前述の図-12の左側で示した終末段階の損傷が、路面の損傷と路盤以下の構造的損傷に大別できたことに着目し、診断手法と対象とする損傷を対応させた。

診断手法と措置手法の体系について図-15に示す。重要な点のひとつとして、FWD やコア抜きといった具体的な診断を実施する前に、目視調査によって構造的損傷の有無を推測し、それに応じた診断手法の選択を明示している点が挙げられる。このほか、路面目視のチェックポイントの該当項目に応じた、詳細調査手法 (FWD 調査、コア目視調査等) の選択の考え方を示すとともに、コアや開削での目視のチェックポイントを示している。さらには、選択した診断手法に応じて、措置としての修繕設計に用いることができる値を明示し、診断結果を修繕設計へ反映することが容易にできるよう配慮している。

この図-14の損傷体系図と図-15の診断・措置体系図により、舗装の構造的損傷に対して道路管理者による適切な対応を促すことができる。



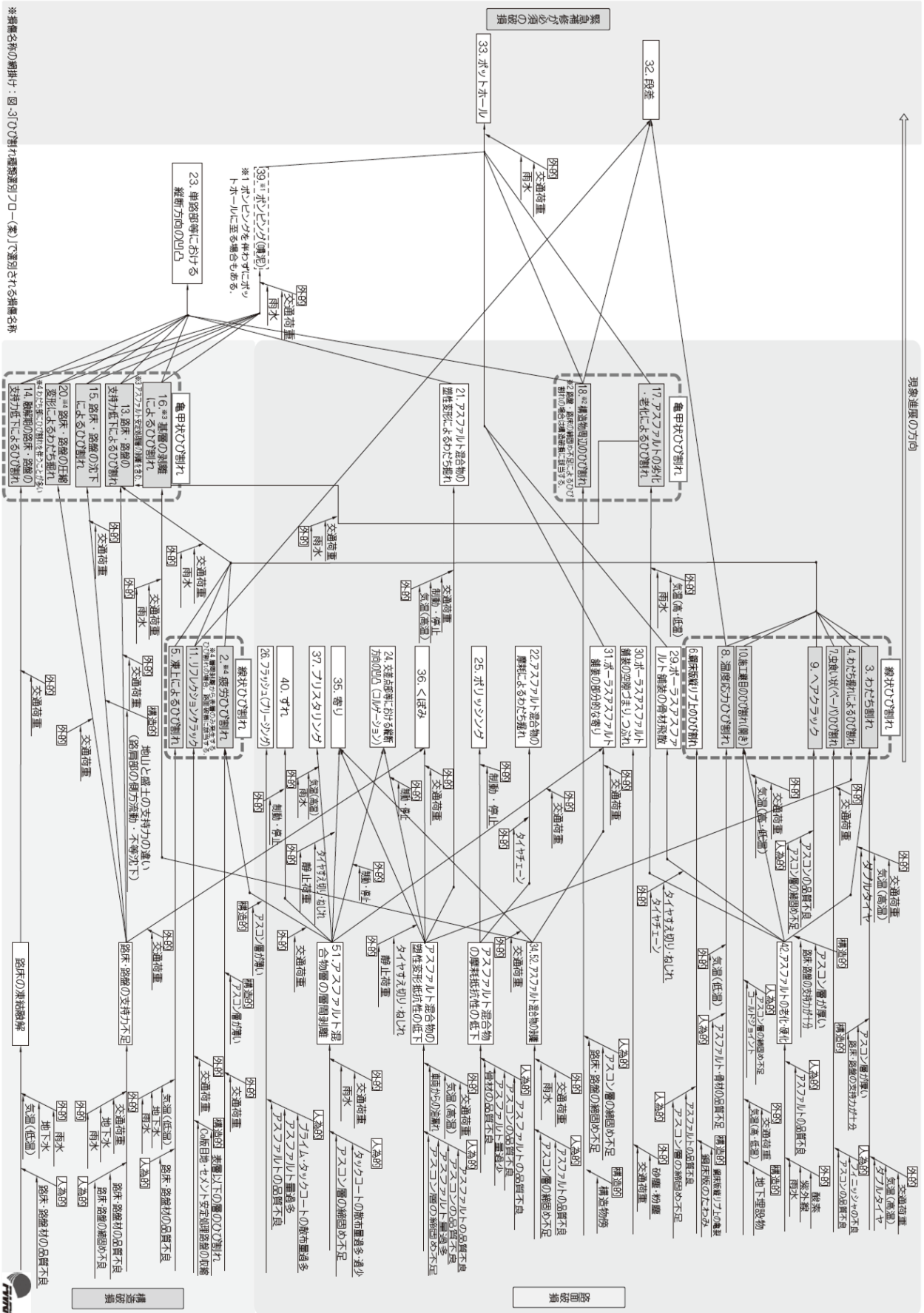


図-14 舗装の損傷の体系





### 3. 軽交通道路における舗装の損傷実態調査

#### 3.1 背景

重交通道路と軽交通道路では、舗装の損傷形態に応じて点検診断時の着目点や維持管理手法が異なる可能性があるため、本研究では重交通道路と軽交通道路の損傷状況の特徴を把握する調査を行った。

#### 3.2 調査方法

北海道内の国道約 6,500km を対象にアスファルト舗装の損傷実態を把握した。具体的には、現道の目視調査を行って、舗装管理支援システムに記録されているデータの区間毎(約 100m 単位)のひび割れ種類を判別し、どのような種類のひび割れがどのような条件の路線に多いかを調べた。判別したひび割れの種類は以下の4種類である。通過車両の繰返し载荷によって発生し舗装下面から上層に向かって伸びるボトムアップ型疲労ひび割れ(以下、ボトムアップひび割れ)、舗装表面から下層に向かって伸びるトップダウン型疲労ひび割れ(以下、トップダウンひび割れ)、路床内の水分が凍結して形成されるアイスレンズが成長することで生じる凍上ひび割れ、気温の上昇・下降によるアスファルト混合物の温度応力によって生じる低温ひび割れである。一つの区間に複数種類のひび割れが発生している場合には、複数種類のひび割れが発生している区間として扱った。目視調査のデータを基に、ボトムアップひび割れ、トップダウンひび割れおよび凍上ひび割れに関しては、ひび割れ率が5.0%以上の区間数を10km毎にカウントして地図上に表示した。低温ひび割れに関しては、1km 当たりの低温ひび割れ発生本数をカウントして地図上に表示した。さらに、各々のひび割れが N<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>、N<sub>6</sub>、N<sub>7</sub>交通断面のうちどのような区間に多いのかを整理した。ちなみに本研究では、N<sub>4</sub>、N<sub>5</sub> 交通を軽交通道路区間として扱っているので留意されたい。

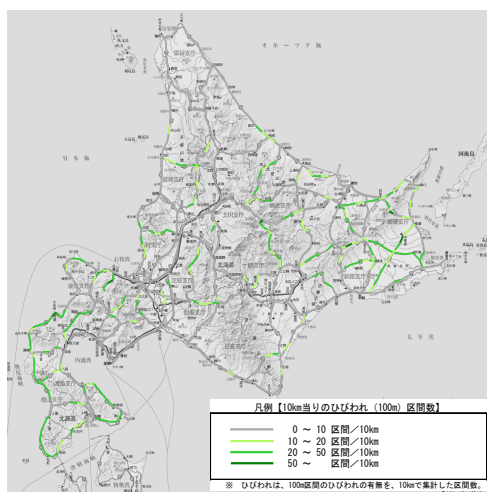


図-16 ボトムアップひび割れの発生分

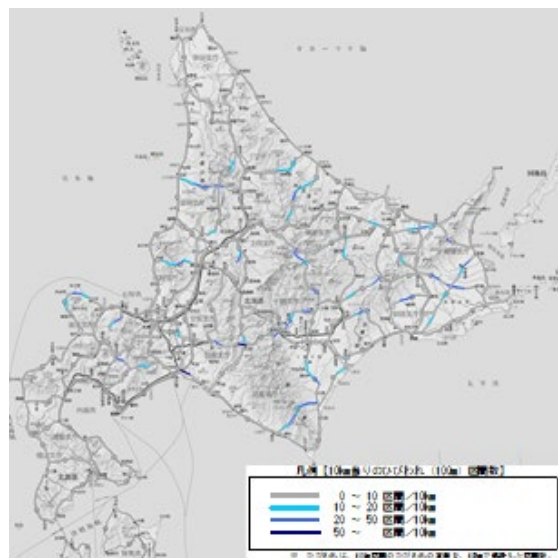


図-17 トップダウンひび割れの発生分布図

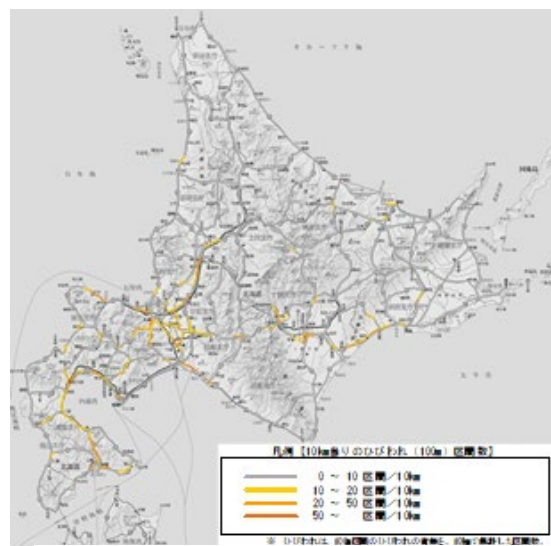


図-18 凍上ひび割れの発生分布図

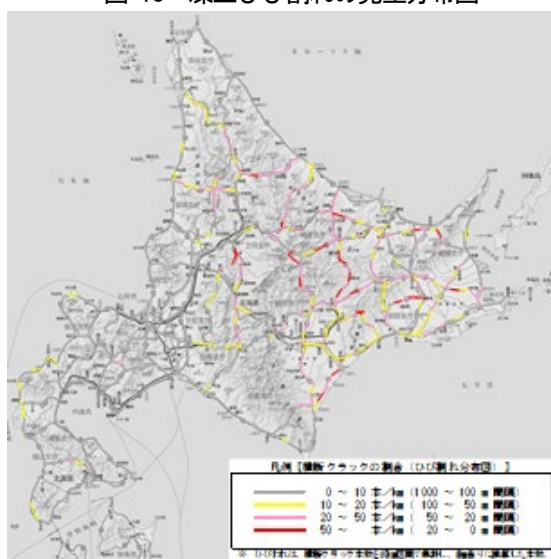


図-19 低温ひび割れの発生分布図

表-3 各ひび割れの発生延長及び調査集計区間の延長に対する比率

交通量区分	As混合物層厚 (cm)	14cm未満	14cm以上 20cm未満	20cm以上 30cm未満	30cm以上	合計
	旧	A	B	C	D	
ひび割れ種別	現	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>	N <sub>7</sub>	
	調査集計区間の延長(m)	2,557,530	1,353,654	508,295	115,783	4,535,262
ボトムアップひび割れ	ひび割れ発生区間の延長(m)	336,044	150,288	10,135	932	497,399
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率(%)	13.1%	11.1%	2.0%	0.8%	11.0%
トップダウンひび割れ	ひび割れ発生区間の延長(m)	131,273	62,707	46,451	7,845	248,276
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率(%)	5.1%	4.6%	9.1%	6.8%	5.5%
凍上ひび割れ	ひび割れ発生区間の延長(m)	112,752	59,233	11,036	113	183,134
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率(%)	4.4%	4.4%	2.2%	0.1%	4.0%
低温ひび割れ	ひび割れ発生区間の延長(m)	229,742	105,960	13,781	995	350,478
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率(%)	9.0%	7.8%	2.7%	0.9%	7.7%

なお、調査は自動車専用道路を除く下り車線を対象とし、構造物区間やコンクリート舗装区間など表-2に該当するデータの区間長を除外した上で集計した。これらのデータを除外した理由は、一般的なアスファルト舗装区間に比べて舗装構成や基盤条件が特殊であり、除外するのが妥当と考えたためである。

表-2 除外区間一覧 (単位 : m)

項 目	延長(m)
舗装延長	6,584,198
除外区間	
① 構造物	177,348
② 最新ひび割れ率が空欄	109,396
③ 最新調査後に工事	1,331,079
④ 上り・及び自専道	152,190
⑤ 最新調査時からルート変更・通行止め	16,702
⑥ Co舗装区間	135,109
⑦ 累積大型車交通量が空欄、舗装厚不明	127,112
舗装延長-除外区間	4,535,262

### 3. 3 調査結果

図-16 にボトムアップひび割れの発生分布図を、図-17 にトップダウンひび割れの発生分布図を、図-18 に凍上ひび割れの発生分布図を、図-19 に低温ひび割れの発生分布図を示す。図-16 より、ボトムアップひび割れは、道内の広い範囲に発生しており、主に郊外部において多く発生していることがわかる。図-17 より、トップダウンひび割れは札幌近郊と札幌函館間や札幌旭川間などの幹線道路での発生が多い。図-18 と図-19 より、凍上ひび割れと低温ひび割れは道北地域や道東地域の内陸部に多く発生していることが分かる。

表-3 には各ひび割れの発生延長及び調査集計区間の延長に対する発生比率を示す。赤枠で囲んだ部分に着目すると、ボトムアップひび割れ、凍上ひび割れ、低温ひび割

れはN<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>交通断面などの舗装厚の薄い軽交通路線に多く発生していることが分かる。一方、トップダウンひび割れはN<sub>6</sub>、N<sub>7</sub>交通断面などの混合物層厚が厚い重交通路線に発生している傾向が見られる。軽交通路線は混合物層厚が薄いため、作用する力に対する抵抗性が小さく、様々なひび割れが発生し易いと推察される。軽交通区間では、特にボトムアップひび割れの発生区間延長が最も長く、次いで低温ひび割れ、凍上ひび割れの順であることが着目される。つまり、軽交通区間ではボトムアップひび割れに対する対処が最も多くなると理解できる。以上のように、交通断面によってひび割れ損傷の形態は異なっている。N<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>交通断面などの混合物層厚の薄い軽交通路線区間に着目すると、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。N<sub>4</sub>、N<sub>5</sub>交通断面などの軽交通路線区間の舗装マネジメントならびに舗装維持修繕計画を考える場合には、これらの損傷形態への対処方法を検討することが大切である。特に、ボトムアップひび割れは広い範囲で発生している実態にあり、今後舗装の老朽化が進行するにつれて増加する性質のひび割れであると考えられるため、要点であるといえる。

## 4. S波速度構造に基づく舗装の劣化度評価手法

### 4. 1 高周波表面波探査による舗装S波速度構造把握

舗装の表面に打撃振動を与えると、舗装構成部材中を弾性波動が伝播する。伝播する弾性波動のうち、表層部を選択的に伝播する表面波を測定して舗装の物性構造を2次元断面として可視画像化する方法が表面波探査である。舗装構造調査に利用されてきているFWDも、同様に打撃時の弾性波振動を測定し、その測定データから静荷重負荷時のたわみ量を推定しているの、表面波探査法の一つであるという点では類似した手法である。ただしFWDが測定する振動の周波数帯域が数100Hz程度以下であるのに対し、開発対象とする手法は数10Hz~数千Hzの高周波数帯域の表面波を測定する。そこで本手法を高周波表面波探査と称している<sup>5)</sup>。舗装は最表層部にせん断剛性が最も大きいアスファルト混合物層(アスコン層)が存在し、通常は輪荷重を分散させるため下方ほどせん断剛性が小さくなるという特徴的な構造を有しているが、高周波表面波探査はこのような最表層の剛性の高い層が存在する一般的な舗装構造でも適用可能である。またアスコン層や上下層路盤を伝播する表面波は、数100Hz~数千Hzの周波数帯域が卓越する。逆にこの周波数帯域の表面波を測定することで舗装の物性構造を推



定する。

図-20に高周波表面波探査記録からの舗装構造解析手順を例示する<sup>5)</sup>。同図左上が測定記録である。2.4mのアレイ区間に10cm間隔で加速度センサを並べ、舗装表面を小型ハンマーで打撃したときの振動を計測する。このアレイ内を3ms程度で伝播する優勢な表面波が捉えられている。この時間-距離領域の記録を、周波数-位相速度領域に変換することで表面波分散曲線(同図左下)が求められる。この分散曲線には、100Hzから5kHz程度の周波数帯域において、表面波の位相速度が周波数によって変化する現象、すなわち表面波分散が鮮明に捉えられている。この分散特性に着目し、逆解析によって1次元S波速度構造を求める(同図右)。この逆解析を測線に沿って逐次繰り返すことによって2次元のS波速度構造断面を構築する。この図には、厚さ8cm程度のアスコン層に対応した高速度層が再現されていること、下位にはS波速度が800m/sから300m/s程度の上下部路盤層が分布する。路床・地盤部のS波速度は200m/s程度であり、N値に換算すると6-8程度の柔らかい盛土材料・地盤が分布していると推定することができる。

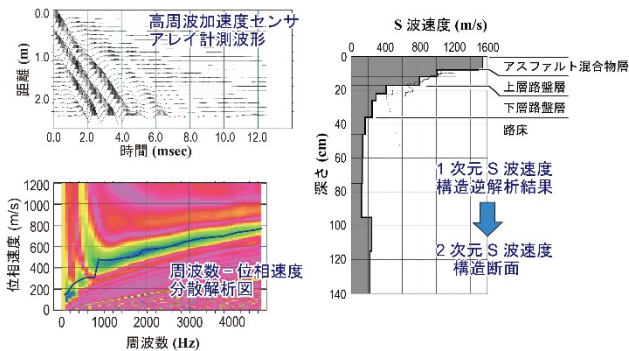


図-20 高周波表面波探査による舗装構造の解析手順  
(参考文献<sup>5)</sup>に加筆)

#### 4.2 非接触型高周波表面波計測システムの開発

高周波数帯域の振動を測定できる加速度センサアレイを路面に稠密に展開し、舗装を伝播する高周波表面波を観測することによって舗装の物性構造を推定できることがわかった。しかし加速度センサを用いる場合、舗装路面へセンサを固着することが必須条件となり、路上での作業区間の設定と安全性確保のために通行規制を必要とするという欠点があった。そこで、非接触で移動が容易な表面波測定システムを試作し<sup>6) 7)</sup>、その機能を検証する比較検証実験を実施した。

測定方法の概念図を図-21に示す<sup>7)</sup>。舗装路の表面をハンマー等で打撃すると、実体波とともに表面波が励起

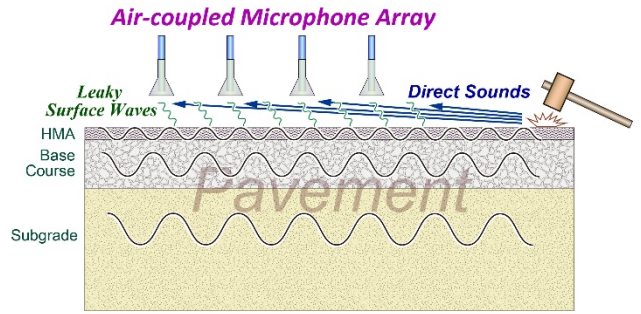


図-21 非接触型高周波表面波計測の概念図<sup>7)</sup>

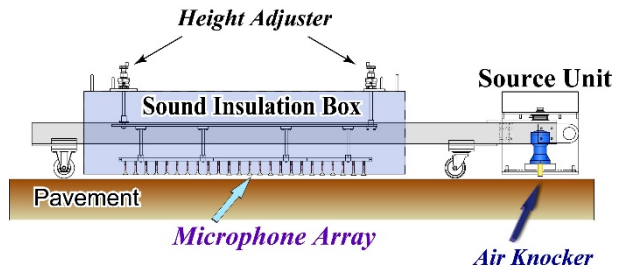


図-22 非接触舗装路物性計測システムの構成図<sup>6)</sup>

され、舗装表面を伝播する。この表面波によって舗装表面が振動すると、その一部が空気中に漏洩する。これは漏えい表面波と称される波動で、超音波工学分野では広く計測産業に利用されている。舗装伝播表面波は、舗装構造によって速度分散性を有しているため、漏洩表面波にもそれが反映される。そこでマイクロフォンを舗装表面と平行に多数並べるアレイ配置で漏洩表面波を計測するように工夫した。図-22に試作した非接触型高周波表面波測定装置試作システムの構成を示す<sup>6)</sup>。本システムはホイール付きのフレームに懸架されており、路上を容易に牽引し、移動計測が可能である。非接触型のマイクロフォンアレイは遮音函体に収納されており、振源から直接空中を伝播する打撃音を極力低減させるよう設計されている。なお、移動時には遮音函体を上昇させ、測定時には下降させて路面と密着させる昇降装置が取り付けられている。測定地点における作業時間は、遮音函体の昇降、振源の操作およびデータ取得を含め、検証実験段階では5秒程度であった。

#### 4.3 非接触型高周波表面波計測システムの改良

非接触型高周波表面波計測システムは、微弱な漏洩表面波を信号として扱うことから、環境音響雑音の抑制が技術開発上の重要点となる。このため、遮音函体と吸音材およびその寸法や形状の検討試験を進め、平成29~30年度に改良を図った。チャンネル数を増大し実用性を高めた。一般に、遮音材が高密度で厚みがあるほど雑音低減性が高まるが、高品質かつ高い効率で記録取得を可能とするには探査作業装置としての可搬性も重要となる。図-23



に良好と考えられる遮音函体とマイクロフォンの配置設計例を示す。試験遮音函体を用いて取得された記録例を図-24に示す。図-24の(b)は記録波形を位相速度と周波数の領域に変換し位相速度の分散曲線を示している。周波数4.5Hzまでの分散特性を取得できている。

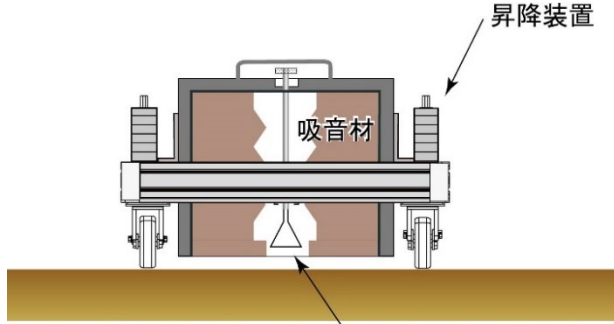


図-23 遮音函体とマイクロフォンの配置例<sup>8)</sup>

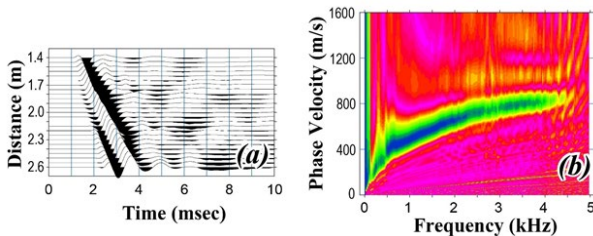


図-24 非接触型高周波表面波計測の(a)取得記録と(b)分散曲線<sup>8)</sup>

#### 4. 4 高周波表面波探査の実舗装路での適用検証

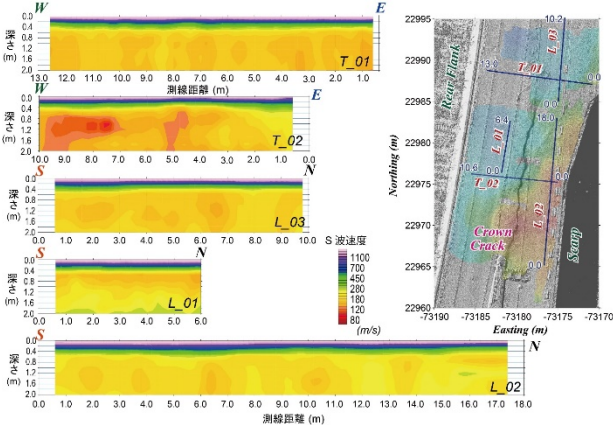


図-25 測線配置(右図)および各測線のS波速度構造断面(左図)

熊本地震で120gal程度の強震動を受け、その後の豪雨によって高盛土の一部が崩壊した自動車専用道路において、残存部の舗装の内部物性を把握することを目的として高周波表面波探査を実施した。路面には滑落崖と平行に長さ25m程度の東側落ちのクラックが発生していた。このクラックを挟むように5本の測線を設定し、2次元

のS波速度構造を再構成した。

測線配置および各測線のS波速度構造断面を図-25に示す。調査区間の舗装は、15cmのアスコン層と合計23cmの路盤層で構成され、その下位は客土材で盛り立てられていることがわかっていた。S波断面においても、表層にアスコン層および路盤層が高速度層として明瞭に捉えられている。層厚はほぼ一定であり、同時に実施した地中レーダ(GPR)探査の結果と整合的であった。またクラックを横断するT\_02測線断面には、交差部で路床部のS波速度が周囲より小さくなっており、クラックの下方進展を捉えていると推定できる。なお当該区間はこの路盤面での調査後に一部開削され、当該クラックがほぼ鉛直に1.3m下方まで進展していることが確認されている。また、盛土崩壊とは反対側の路線下の路床層が、相対的に低いS波速度を呈していた。盛土施工時の不均一性の影響が示唆される。

#### 4. 5 舗装路盤に適した表面波解析手法の検討

標準的な地盤のS波速度分布は、深部になるほど速くなる。一般的に行われている表面波の解析では、最下層に高速の工学的基盤層を仮定し、最下層を最高速度層として最下層速度よりも小さい範囲でノーマルモードの分散曲線を計算する。しかし、舗装道路のように、表層に高速度層が存在すると厚い低速度層が出現し、多数の高次モードが現れ、解析が複雑となる場合がある。最下層速度の設定により浅部の推定速度分布が大きく影響を受ける場合には、地表震源の振動が最下層に到達しているか注意が必要となる。地表起震による表面波のうち、震源位置から遠くない範囲の地震波動の高速度成分は、高速度層からのリーケージ(漏洩)モードとして解析し、最下層の速度条件に影響を受けない計算手法が適している。そこで、平成29年度に表層に高速度層が存在する条件におけるリーケージモードの解析を進めた(図-26)。リーケージモードは舗装等の高速度層が表層域に存在する際に、最下層の速度より高速の分散曲線として現れる。

最下層のS波速度は195m/sで、これより速い位相速度はリーケージモードである。リーケージモードでは表面波の水平方向への伝播とともに振幅が減衰しており、濃淡で減衰を表している。現在普及している表面波の解析手法では、最下層よりも高速な層の解析は難しく、舗装構造の解析を安定して行うために、今後は、リーケージモードを用いたS波速度分布の解析手法の開発が課題となる。

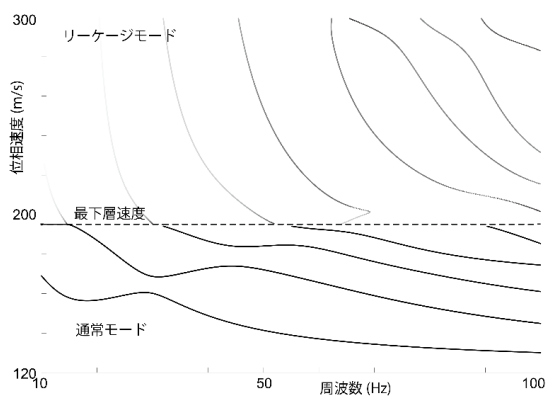


図-26 リークージモードの特性分析

#### 4. 6 表面波解析のための地盤構造特定手法

通常の表面波解析手法と異なり、表層が高速度の舗装道路においては、速度構造の深度の確定精度が低い点が問題となっている。そこで、地中レーダにより事前に深度構造を把握しておくことにより、解析精度の向上を図ることができる。図-27に地中レーダを用いた舗装分類例を示す。一部の舗装と路盤の境界、および、路盤と路床の境界の連続分布を明瞭に特定することができる。地中レーダ断面には路盤内や路床下の境界も検知されており、境界の特定は掘削による検証情報を参照して決定している。舗装構造境界の深度分布が特定できることにより、表面波探査の未知パラメータがS波速度だけとなり、推定精度の向上を図ることができる。掘削情報と地中レーダ断面により、数cmの精度で舗装構造境界の分布がわかり、FWDやMWDの解析入力パラメータの適正化を図ることができ、補修施工時の参照情報として用いることもできる。

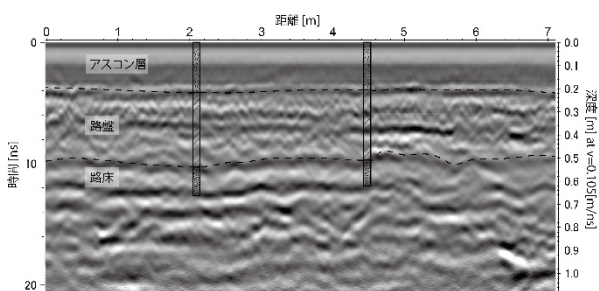


図-27 舗装構造の識別例

舗装の表面波探査の解析において、S波速度の高い表基層の層厚が最も影響する。最も普及している空洞調査用の地中レーダでは、周波数が適合せず、薄い表基層の下面反射を識別できない場合が多い。そこで、高周波の地中レーダを用いた表基層層厚の測定を行った。このとき、ア

ンテナ近傍の反射波を扱うため、送受信アンテナ間の距離が層厚測定に影響する。アンテナ間距離の影響を推定伝播速度で幾何補正する手順を含む解析手順を考案し、1cm以下の高精度で表基層層厚の連続分布がわかることを示した(図-28)。

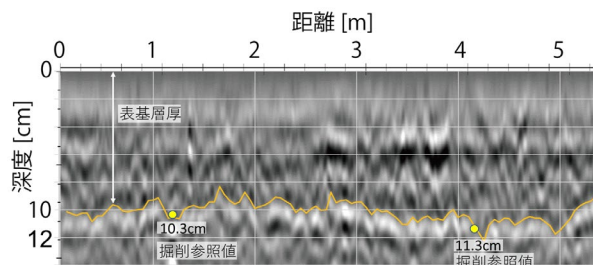


図-28 表基層厚の連続分布

#### 4. 7 S波速度を示標とした優先度の評価手順の検討

現位置で、舗装内部の物性構造を2次元あるいは3次元的に把握することが可能な原位置調査手法としては、地中レーダのほか、MWDを含めた振動計測手法が最も有効であり、かつ技術的ハードルも低い。一方、舗装を伝播する振動のうち、S波速度は地盤強度の調査にも広く用いられており、液状化等の危険がある地盤にも対応した速度を示すことが知られている<sup>3)</sup>。ただし現時点ではS波速度分布を利用した舗装の健全度示標は構築されていない。今後室内実験での比較データの取得、FWD、MWD等の他の原位置調査データとの関係性の検討を進め、S波速度を用いた舗装健全度示標の提案を行なう予定である。

#### 5. まとめ

平成28年度においては、重交通道路に該当する、関東地方整備局管内の直轄国道において、コア抜き調査結果をもとにした修繕工法の選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に寄与したことを明らかにした。点検要領に基づく舗装のメンテナンスサイクルにおいては、損傷の進行が早い道路等における早期劣化区間について、詳細調査の実施を通じた適切な措置が求められるが、本調査結果により詳細調査としてコア抜きによる舗装の内部損傷の把握の重要性を示唆するものとなった。

また、路面性状データの分析を通じ、舗装断面によってひび割れ損傷の形態は異なっており、アスコン層の薄い軽交通道路においては、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。舗装のメンテナンスサイクルにおける適切な措置の選定

にあたっては、損傷原因を究明・推定することが重要であり、軽交通道路特有のこれらの損傷形態の整理がメンテナンスサイクル上の適切な措置を選定する上で有効な情報となると考えている。

平成29年度においては、構造的健全度の回復を目的とする場合は、詳細調査を通じた適切な修繕工法の選定が効果的であることが分かったため、日本道路会議等の場を通じて発表し、路盤の健全性の保護を通じた舗装の長寿命化という舗装点検要領の考え方の普及をはかった。

平成30年度においては、舗装の損傷が路盤に至っている場合を想定し、詳細調査のうち開削調査をどのように実施すべきか検討した。実大走行実験の結果によると、路面にわだち掘れが進行しておりかつひび割れの進行が小さい場合は、路盤の圧縮に起因することがわかった。また、路面性状データの分析を通じ、舗装断面によってひび割れ損傷の形態は異なっており、アスコン層の薄い軽交通道路においては、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。舗装のメンテナンスサイクルにおける適切な措置の選定にあたっては、損傷原因を究明・推定することが重要であり、軽交通道路特有のこれらの損傷形態の整理、軽交通舗装区間における簡易な路面性状把握手法がメンテナンスサイクル上の適切な措置を選定する上で有効な情報となると考えている。

さらに、高周波数成分に着目した表面波探査によって、舗装内部の物性構造を詳細に把握できること、S波速度構造から舗装内部の不均質構造や変形範囲を推定することが可能であることを実証した。また、高周波の表面波を探査可能な実用性を有する装置を作製した。

令和元年度はひび割れの位置とFWDたわみ量の関係について解析にて分析した。これにより、ひび割れの程度や位置が、FWDたわみ量に及ぼす影響が把握できた。加えて、構造的損傷をもたらす現場条件の因果関係について、過去の主要な文献の記載事項を網羅するとともに、実道で新たに開削調査を実施した知見を統合し、体系的に整理した。さらに、高周波表面波探査の問題点を解消するために、地中レーダにより事前に舗装構造の深度分布を特定する手法の開発を進めた。

令和2年度は、ひび割れとFWDたわみ量の関係について、解析に加えて実験により傾向を把握した。さらに舗装の構造的損傷に対する診断と措置に関して、個々の技術を体系的に整理するとともに技術の選択の基本的な考え方を整理した。高周波型の地中レーダを用い、高精度で表基層層厚の連続分布を測定できることがわかっ

た。地中レーダにより路盤厚や路床深度および境界分布の把握が行えることにより、S波速度の特定精度を向上することができる。

## 参考文献

- 1) 武藤聡、久保和幸、藪雅行：「舗装点検要領」の策定について、舗装、Vol.52、No.1、pp.11-15、2017.1
- 2) 国土交通省道路局：平成22年度全国道路・街路交通情勢調査 茨城県、65p.、2010
- 3) (公社)日本道路協会：舗装性能評価法—必須および主要な性能指標編一、pp.15-22、2013.4
- 4) 渡邊一弘、増戸洋幸、篠塚政則、上島壯：短い測定間隔による修繕前後の構造評価結果、土木学会論文集 E1 (舗装工学)、Vol.72、No.3、pp.177-185、2016.12
- 5) 稲崎富士、青池邦夫、今村杉夫、林 宏一：高周波表面波分散特性を利用した舗装の物性構造調査、第50回地盤工学研究発表会講演概要集、pp.195-196、2015
- 6) Inazaki, T., Aoike, K., Kita, T., and Hayashi, K., (2014): High-frequency surface wave measurement for the pavement structural analysis, *Proceedings of the 27th Annual Symposium of the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP 2014)*, 7p., 2014
- 7) 稲崎富士：2011年東北地方太平洋沖地震による河川堤防・表層地盤のS波速度構造の変化、高周波表面波分散特性を利用した舗装の物性構造調査、日本地震学会2016年秋季大会予稿集、155p.、2016
- 8) 稲崎富士、木佐貫寛、今村杉夫、林 宏一：非接触舗装路物性計測システムの開発(その4)：函体の遮音性の改良と実用化、第138回学術講演会講演論文集、物理探査学会、pp.13-16、2018

## 6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

### 6.3.5 先端的維持管理技術による土木機械設備マネジメントに関する研究

担当チーム：技術推進本部（先端技術チーム）

研究担当者：森川博邦、上野仁士、黒田浩章、  
須山友貴

#### 【要旨】

土木施設に導入されている各種の土木機械設備は、河川・道路において非常に重要な役割を果たしているが、施設数の増大、老朽化の進行、限られた維持管理予算の相反する条件下で、より適切なライフサイクルマネジメントの導入が進められている。しかしながら近年、想定を超える天災による被災や、これまで重要とされていた部品や機器の故障により土木機械設備の機能喪失が見られることから、機能回復時間等を考慮した信頼性評価と機器や部品レベルでの重要度判断や保全方法の最適化を検討し、それらの総合的なマネジメント手法を確立する必要がある。本研究では、国民の生命、財産を守る上で不可欠な土木機械設備の確実な機能発揮を目指し、土木機械設備の効率的・効果的な維持管理に関する手法について提案するものである。令和2年度は、令和元年度まで検討を進めてきた、機械設備の故障時からの機能回復能力の定量化方法について、設備維持管理計画策定時の活用効果の検証と、評価手法マニュアルの現場実装に向けた検討を主体に実施した。

キーワード：土木機械設備、維持管理、ストックマネジメント、リスク回避

#### 1. はじめに

土木研究所においては、これまで土木機械設備の効率的・効果的な維持管理の実現を目的として、信頼性評価手法及び関連する複数の施設における社会的な影響度と設備の健全度の総合評価手法、また「非」常用設備への状態監視技術に係る研究を実施し、効果的な更新や整備の計画立案に寄与してきたところである。

土木機械設備の信頼性評価において、故障等のリスクや故障時の機能回復の遅速も有力な要素となるが、これまでこれらを盛り込んだ評価手法が確立されていない。そのため、機器・部品の重要度判断や保全方法の選定にあたり現実と乖離した結果となることがあることから、これらを含めた総合的な信頼性評価手法の確立とマネジメントについて検討する必要がある。

令和2年度は、令和元年度まで検討を進めてきた機械設備の故障時からの機能回復能力の定量化方法について、設備維持管理計画策定時の活用効果の検証と、評価手法マニュアルの現場実装に向けた検討を主体に実施した。

#### 2. 研究実施内容

本研究では、土木機械設備についてより効果的・効率的な土木機械設備の設計及び維持管理に関する手法の提案に資する、以下の研究に取り組んでいる。

- ・故障リスク等を考慮した設備ストックマネジメント手法の検討

#### 3. 研究の基本方針

これまで土木機械設備の信頼性評価に関する研究において、故障等のリスクや故障時の機能回復の遅速を盛り込んだ評価手法の確立は行われていない。このため、機器・部品の重要度判断や保全方法の選定において、管理実態と乖離することがある。

したがって、故障等のリスクや機能回復の遅速を考慮した信頼性評価とマネジメント手法の確立と、各設備に最適な保全方法の選定手法の検討を行い、基準化に向けての技術資料を策定し提案する必要がある。

これらを実現するにあたって、以下の項目に着目し研究を進める。

- (1) 機械設備の運用、機能回復期間、整備体制等によるリスク回避の定量化方法検討
  - ・故障等のリスク、機能回復の遅速に関するデータ収集及び機能回復難易度、機能補完性の検討
  - ・災害時に弱点となる設備構造の抽出及びFTA等の信頼性評価手法を活用した弱点克服の検討
  - ・設備構造における弱点を考慮した土木機械設備に最適な信頼性評価手法の提案に向けた課題整理
  - ・抽出された弱点となる機器部品の共有化の可能性、有効性検討及び技術的課題の抽出
  - ・信頼性評価手法を活用したリスク回避の定量化手法の検討



- (2) モデルケースによる定量的評価シミュレーションと設備管理実態の比較検討
  - ・信頼性評価手法を活用したリスク回避の定量化シミュレーション
  - ・設備管理実態比較による課題の抽出と対応策検討
  - ・河川 GIS モデルを用いた浸水被害比較でのリスク回避度合いの評価
- (3) 故障リスク等による機能損失を考慮したストックマネジメント手法の検討
  - ・整備・更新の優先度決定への取り込み検討
  - ・複数施設での適応性評価
  - ・手法としてとりまとめ

## 4. 研究内容

### 4.1 機能回復難易度評価の概要

本研究では、機械設備の故障からの機能回復の遅速を定量化して評価する手法について検討を進めてきた。評価の概要を以下に示す。

機能回復難易度評価については、FRDA (Function Recovery Difficulty Analysis) とも呼称する。

評価は、表-1 に示す各項目について、2~4 段階の評価を行い、算定式 (4√機能回復難易度×機能補完性×修繕費用ランク×故障検知難易度) により「機能回復指標」を算出して行く。

なお、表-1 の配点のうち、「〇ヶ月」等と数値を明示していない項目は、全国一律に同じ配点ではなく、設備管理者毎に設備管理実態に応じて決定することとしている。

### 4.2 機能回復難易度評価活用時の課題整理

機能回復難易度評価の活用は、機械設備維持管理計画への活用を主体に検討を進めている。

維持管理計画策定時において、構成機器の「致命/非致命」の仕分けが設備保全手法（予防保全か事後保全か）の決定に重要であり、その手法は現在、FMEA (Failure Mode and Effect Analysis) を基にした故障等級の算定と、故障等級をしきい値により致命/非致命度に仕分けすることが現在基本となっている。

そこに、機能喪失時からの機能回復難易度（回復までの遅速）を判断要素の一つとして盛り込むことが本研究の主眼であり、機能回復難易度の定量的評価としてFRDA をとりまとめたところである。

そして、維持管理計画策定の上でのFMEA とFRDA の棲み分け、組み合わせ評価についてこれまでも検討してきた。

組み合わせ評価について、これまではFEMA とFRDA は同等（横並び）の評価としてきた。そのため、算出した機能回復指標から、機能回復「困難/容易」と判断するしきい値についても、FMEA による故障等級に準拠して設定したが、表-2 に示すように、評価項目数の違いから双方のしきい値が異なる状態となっていること、FMEA による故障等級のしきい値自体に2通りの考え方があること、の2点から、その整合性について検討することが課題となっていた。

そこで維持管理計画への活用方法について、手法を改めて整理検討した。

表-1 機能回復難易度評価 評価項目

大項目	小項目	評価	4点	3点	2点	1点	合計点	機能回復指標算定のための点数配分の調整	
								元の合計点	機能回復指標算定点数
機能回復難易度	復旧までの所要時間	4段階	〇ヶ月以上	〇ヶ月~〇ヶ月	〇週間~〇ヶ月	〇週間未満	A:左記3項目の合計 3~8点	7~8点	4点
	設備復旧者の違い	2段階			メーカー	点検業者		6点	3点
	設備復旧場所	2段階			工場	現場		5点	2点
機能補完性	予備品・二重化によるもの	4段階	なし	対応可(重)	対応可(軽)	二重化可能	B:左記2項目の計 2~7点	6~7点	4点
	近隣他機場等による機能補完	3段階		不可能	能力不足だが可能	可能		4点	3点
								2~3点	1点
修繕費用ランク		4段階	〇〇万円超	〇〇万円以下	〇〇万円以下	〇〇万円以下	C:1~4点	4点	4点
								3点	3点
								2点	2点
								1点	1点
故障検知難易度	4段階		分解が必要			目視で特定可能	D:1~4点	4点	4点
			分解しても特定困難	メーカーが分解	点検業者で分解可能			3点	3点
								2点	2点
								1点	1点

機能回復指標を算定

機能回復指標は  $4\sqrt{A \times B \times C \times D}$  で算出

(注) 機能回復難易度Aは、「設備復旧者の違い」が操作員の場合は、他の点数に関わらず1点とする。

表-2 しきい値の考え方

評価手法	しきい値	しきい値の考え方
FMEA	2.0	評価項目3項目(各項目とも評点は1~4点)がすべて中間点(2点)だった場合の故障等級
	2.5	評価項目3項目(各項目とも評点は1~4点)のうち、どれか1項目が最大(4点)となった場合の故障等級
FRDA	3.0	評価項目7項目(各項目、評点が1~2点,1~3点,1~4点の場合あり)がすべて中間点の場合の機能回復指標

評価方法の整理を表-3に示す。また、表-3の「評価項目の観点」を、設計から故障発生、機能回復までのフローと対応する用に整理したものを図-1に示す。

表-3 評価方法の整理

	FMEA	FRDA
概要(考え方)	システムを構成する機器に故障が発生したとき、その故障が全体に与える影響を解析し、システムにとって致命度の高い機器を明確化する評価手法	システムを構成する機器に故障が発生し機能喪失が起きた場合に、機能を回復させる上での遅延や難易度を定量的に評価する手法
評価項目	システムへの影響度	機能回復難易度
	故障モード発見の容易性	機能補完性
	故障発生頻度	修繕費用ランク
	-	故障検知難易度
最終評価項目	故障等級(致命度)	機能回復難易度
	(評価対象の構成機器が故障した場合の設備稼働への影響が) 致命的/非致命的	(評価対象の構成機器の不稼働からの機能回復が) 困難/容易
評価項目の観点	・システムへの影響度、故障モード発見の容易性は、故障発生時(直後)の評価 ・故障発生頻度は、故障発生前の評価	・機能回復難易度、修繕費用ランクは、機能回復時の評価 ・機能補完性は、故障発生後機能喪失時の復旧時の方法の評価 ・故障検知難易度は、故障後の復旧箇所把握に関する評価
	故障発生前~故障発生直後の評価である	復旧および機能回復に関する評価であり、故障発生後機能喪失時の評価である
設備の維持管理における活用方法	・システムにとって、影響度の高い構成機器・部品の見極め ・上記より、維持管理上特に注意を払うべき機器の抽出 ・維持管理上のポイントを伝えるために有効	・効果的な維持管理計画の策定 ・新設更新時の機器選定への活用 ・予備品選定への活用
評価の差別化	ポンプ運用~故障発生までの評価であり、故障発生防止のための機器の致命度の評価	故障発生後~機能回復までの評価であり、機器の機能回復の難しさの評価

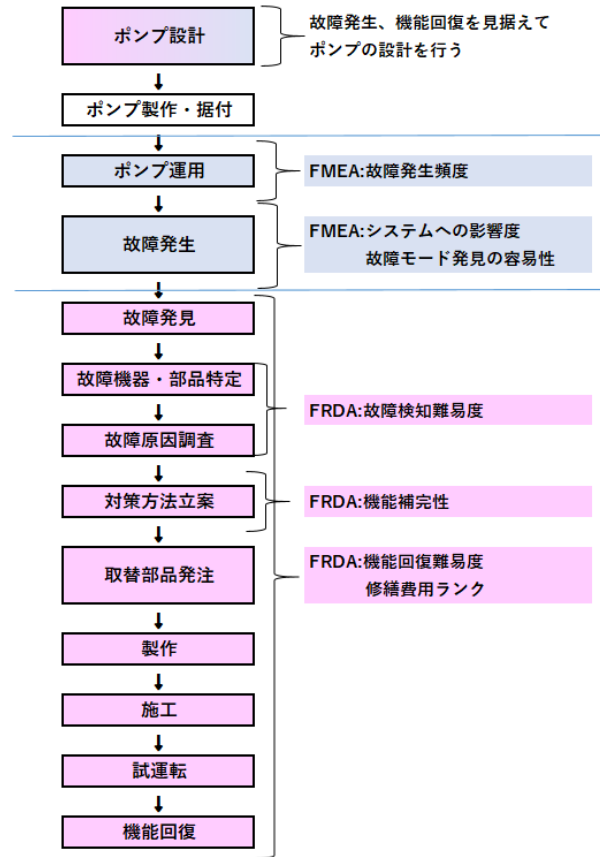


図-1 評価フロー

その結果、FMEA と FRDA は評価の観点が異なり、FMEA はポンプ運用中から故障発生までの評価であり故障発生の防止に活用されるもの、FRDA は故障発生後から機能回復までの評価であり機能回復におけるリスク低減に活用されるもの、と整理した。

以上により、評価を横並びとする必要はないことから、しきい値の整合については考慮不要と考える。

また、FRDA は FMEA と同等の評価ではなく、FMEA を実施して「致命/非致命」の仕分けをした後、さらなる仕分けのための追加評価のような関係とすべきと考える。

例えば、FMEA の故障等級のしきい値による致命/非致命の仕分けも、明らかにしきい値から大幅に外れている場合(しきい値 2.0 の場合、4.0 や 1.0 等の場合)は明確に仕分けしてもさしつかえないが、しきい値近傍の場合(しきい値が 2.0 の場合、2.1 や 1.9 等の場合)は本来グレーゾーンであり、FRDA による追加評価でグレーゾーンを明確に仕分けする、とすることが実用的である。

以上について、概念を図-2に示す。



図-2 グレイゾーン評価概念図

### 4.3 機能回復難易度評価を用いた管理計画シミュレーション

これまで述べてきたように、機能回復難易度評価は、維持管理計画立案の際、機能回復難易度（回復までの遅速）を判断要素の一つとして盛り込むことを主眼に検討を進めてきた。

したがって、この評価手法の確立だけではなく、その効果と実効性を確認し示すことが、実用上重要である。

そこで、在来の手法で立案する維持管理計画で必要とされる維持管理予算が、実際に示達される予算を超過しており計画立案に苦慮しているK排水機場をモデルに、機能回復難易度評価による維持管理計画のリバイスのシミュレーションを試みることにした。

K排水機場の主要諸元を表-4に示す。

K排水機場では、維持管理計画として3種類の長寿命

化計画を策定している。

表-4 K排水機場 主要諸元

計画場排水量		揚水40m <sup>3</sup> /s 排水80m <sup>3</sup> /s			
号機	用途	主ポンプ		原動機	
		形式	吐出量	形式	出力
1～5号	揚水	立軸渦巻	10m <sup>3</sup> /s	電動機	4000kW
	排水			ディーゼル	1692kW
6号	排水	立軸渦巻	30m <sup>3</sup> /s	ディーゼル	3236kW

①従来計画：点検・整備・更新マニュアルの標準年数により整備更新を行う計画

②基本計画：設備機器の健全度評価を反映して長寿命化を図るとともに、合理的な送水方法の検討結果等による機器の合理化、簡素化を図る計画

③平準化計画：基本計画を基に、年度毎の予算が平準化されるように整備更新時期を調整した計画

ここでは、実際の計画は③平準化計画となることから、これを基に、FRDAの導入によるライフサイクルコスト削減効果を確認することとした。

FRDAの評点設定は、昨年度評点設定のアンケート調査を行った回答のうち、管理者が所属する地方整備局のものとした。

設定した評点を表-5に示す。

また、FRDAによる機能回復難易度の「早い」「遅い」のしきい値は3.0とする。

なお、点検・整備・更新マニュアルでは、事後保全であっても予防保全と同年数を使用して維持管理計画を立てることとなっている。そのため、長寿命化計画上はFRDAにより非致命機器を増やしてもコスト削減効果が現れない。

そこで、長寿命化計画の費用の合計欄を見直し、現状

表-5 機能回復難易度評価 評価項目 (K排水機場)

大項目	小項目	評価	4点	3点	2点	1点	合計点	機能回復指標算定のための点数配分の調整	
								元の合計点	機能回復指標算定点数
機能回復難易度	復旧までの所要時間	4段階	1ヶ月以上	1週間～1ヶ月	1日～1週間	1日未満	A:左記3項目の合計 3～8点	7～8点	4点
	設備復旧者の違い	2段階			メーカー	点検業者		6点	3点
	設備復旧場所	2段階			工場	現場		5点	2点
機能補完性	予備品・二重化によるもの	4段階	なし	対応可(重)	対応可(軽)	二重化可能	B:左記2項目の計 2～7点	6～7点	4点
	近隣他機場等による機能補完	3段階		不可能	能力不足だが可能	可能		5点	3点
								4点	2点
修繕費用ランク	4段階	5000万円超	5000万円以下	1000万円以下	250万円以下	C:1～4点	2～3点	1点	
							4点	4点	
							3点	3点	
							2点	2点	
							1点	1点	
故障検知難易度	4段階	分解が必要	分解しても特定困難	メーカーが分解	点検業者で分解可能	D:1～4点	4点	4点	
							3点	3点	
							2点	2点	
							1点	1点	

機能回復指標は  $\sqrt[4]{A \times B \times C \times D}$  で算出

(注) 機能回復難易度Aは、「設備復旧者の違い」が操作員の場合は、他の点数に関わらず1点とする。

機能回復指標を算定

一括の合計累計を「致命的機器」「非致命的機器」毎の合計、累計に分け、致命的機器の割合の削減、つまり排水機場が最低限必要な施設運用に掛かる費用の削減として費用削減効果を確認することとした。

以上を元を実施した FRDA 結果(抜粋)を表-6 に、算定した機能回復指標(上位と下位をそれぞれ抜粋)を表-7、

表-6 K 排水機場 機能回復難易度評価

機器区分	部品名	機能回復難易度					機能補完性				修繕費用 ランク	故障検知 難易度	機能回復 指標
		復旧 までの 所要時間	設備 (復旧者の 違い)	設備 復旧 場所	機能回復 難易度 合計	機能補完性 のランク分 け	機能補完性	近隣に所在す る他の排水機 場ポンプ設備 等の稼働によ る機能補完	機能補完性 合計	機能補完性 のランク分 け			
主ポンプ設備	1号ポンプ 10m/s	7ヶ月→4	2	2	8	4	なし→4	2	6	4	4	3	3.7
主原動機	1号ディーゼル機関 2300PS	12ヶ月→4	2	1	7	4	なし→4	2	6	4	4	4	4.0
始動系統	始動空気系統 (ディーゼル機関用)	4ヶ月→4	2	2	8	4	なし→4	2	6	4	2	2	2.8
潤滑油系統	減速機、液体継手、 電動機、 ディーゼル機関	4ヶ月→4	2	2	8	4	なし→4	2	6	4	2	2	2.8
遠隔監視操作盛 制御設備	遠方監視制御盤	9ヶ月→4	2	1	7	4	なし→4	2	6	4	4	3	3.7
機側操作盤	主ポンプ(電動駆動用、 ディーゼル駆動用) 系統機器、自家発電機	5ヶ月→4	1	1	6	3	なし→4	2	6	4	2	2	2.6

表-7 K 排水機場 機能回復指標 (上位)

設備区分	機器区分	部品名	機能回復指標
主ポンプ駆動設備	主原動機	ディーゼル機関 2300PS	4.0
主ポンプ駆動設備	主原動機	電動機 4000kWかご形	4.0
電源設備	自家発電設備	1号発電機 1250kVA 6600V	4.0
監視操作制御設備	遠隔監視操作盛制御設備	遠方監視制御盤	3.7
監視操作制御設備	機場集中監視操作盤	操作卓	3.7
監視操作制御設備	補助機電源盤	PLC盤、リレー盤	3.7
監視操作制御設備	電動機制御盤	インバータ	3.7
監視操作制御設備	計装設備	監視制御用	3.7
主ポンプ	主ポンプ設備	主ポンプ 10m/s	3.7
主ポンプ駆動設備	動力伝達装置	減速機+流体継手	3.7

表-8 K 排水機場 機能回復指標 (下位)

設備区分	機器区分	部品名	機能回復指標
付属設備	駆動部	所内排水ポンプ	2.2
系統機器設備	燃料系統	燃料移送ポンプ、燃料小出し槽	2.4
監視操作制御設備	機側操作盤	主ポンプ(電動駆動用、ディーゼル駆動用)、系統機器、自家発電機	2.6
電源設備	無停電電源設備	無停電電源設備	2.6
系統機器設備	冷却水系統	取水ポンプ、冷却水ポンプ、ストレーナ	2.7
系統機器設備	始動系統	始動空気系統(ディーゼル機関用)	2.8
系統機器設備	潤滑油系統	減速機、液体継手、電動機、ディーゼル機関	2.8
系統機器設備	燃料系統	貯油槽	2.9

表-9 K 排水機場 シミュレーション結果による保全方式の変化

設備・装置・機器		機器名・諸元		現行の致命度と保全方式		FRDAによる仕分け	
				機器特性	保全方式	機器特性	保全方式
監視操作制御	機側操作盤	主ポンプ、自家発電機		致命	時間計画	非致命	事後保全
主ポンプ	主ポンプ設備	主配管・弁(補修弁)		非致命	事後保全	致命	状態監視
系統機器 設備	燃料系統	貯油槽		致命	時間計画	非致命	事後保全
	冷却水系統	冷却水ポンプ、冷却水オートストレーナ		致命	時間計画	非致命	事後保全
	潤滑油系統	減速機、流体継手、電動機、ディーゼル機関		致命	時間計画	非致命	事後保全
電源設備	無停電電源設備	無停電電源盤 No.1,2		致命	時間計画	非致命	事後保全
	所内排水ポンプ	所内排水ポンプ No.1,2		致命	時間計画	非致命	事後保全

注：保全方式の時間計画、状態監視の区分は、「予防保全」のうち傾向管理可能な機器を「状態監視」、その他を「時間計画」としている。



以上の結果を基に、長寿命化計画の見直しシミュレーションを実施し、50年間のライフサイクルコスト削減効果を確認した。

その結果を表-10に示す。

表-10 K 排水機場 ライフサイクルコスト削減効果

単位：百万円

	当初計画		評価シミュレーション		削減効果	
	金額	割合	金額	割合	金額	割合
全体額	32,415	100.0%	32,415	100.0%	-	-
致命的機器保全額	29,173	90.0%	27,145	83.7%	2,028	-7.0%
非致命的機器保全額	3,242	10.0%	5,270	16.3%	-	-

以上より、50年間で7%（約20億円）の削減効果が示された。

本検討では、コスト削減を目指しFRDAを活用してマニュアルで設定されている致命的機器からFRDAを活用し、固有機場の特性を考慮し非致命的機器にできる機器を検討している。今回FRDAにより非致命となったものは、系統機器設備及び付属設備であり他に比べ、修繕が容易と考えられる機器であり、選定された機器は、変わらず点検を行いながら運用を行えば非致命としても十分であると考えられる。

ただし、これらの機器を実際非致命とできるか否かは管理者の判断が必要であり、今後管理者に提案し意見交換をする予定である。

#### 4.4 機能回復指標算定マニュアル（素案）のリバイス

令和元年度作成した機能回復指標算定マニュアル（素案）（以降「素案」と表記）について、実用化に向けて、算定の趣旨や活用法、算定のしやすさを主眼に、各地方整備局本局を対象に、意見照会を行った。

また、それに先立ち、「素案」では実際の算定作業を重視し、それに特化した（それがあれば最低限の算定作業ができる）「かんたんマニュアル」を作成し、合わせて意見照会をした。

意見照会内容は下記の4点である。設問1～3は4段階評価としている。

設問1：内容の理解のしやすさ

設問2：機能回復指標算定作業のしやすさ

設問3：マニュアルの見やすさ

設問4：その他自由意見

（以上、素案、かんたんマニュアル双方とも同じ質問とした）

回答であるが、特に設問4の「その他自由意見」では、機能回復指標による評価について、前向きな意見がある

一方、これまでに無い評価手法なので、一部の地整から戸惑いや拒否反応が出るなど、現場実装に向けての課題が抽出された。

集約した意見のうち、特に多かったものは下記2点である。

- ・ 本マニュアルの目的やマニュアルの位置づけが不明であり、作成義務や事務所の負担増を心配する意見。
- ・ 復旧時間や修繕費用の評価指標を評価者に決定させる部分等の評価者によって評価が異なる部分について、評価設定の難易度が高い事や、評価がばらつくのではないかと（統一的な評価基準がほしい）という意見。

前者については、下記①～③を行うことで解消できると考える。

①活用方法について誤解されている面があるので再度説明する。

本件については、大多数が「本評価の義務化」に関する拒否感であるので、下記に示すように、「必要に応じて評価を行うものである」ことを周知することで解消するものと考ええる。

また、「マニュアル」という名称が、作成義務化を想起させ誤解を生んだと思われるので、「手引き」と名称を改めることとした。

②この評価を行うことによる導入効果を明確にする。

本件については、4.3で述べた、現在K排水機場をモデルに検討した管理計画策定シミュレーション結果を示すことを想定している。また、さらなる活用場面と効果を示すことも考えられる。

③業務化した際の規模感を示す。

本件については、業務量と、外注した際の概算費用を示すことになるが、長寿命化計画が既存でその見直しをする際にこの評価を実施する場合、大幅な費用増とはならないことが想定されるので、それを示すことを検討する。

後者については、評価の設定方法については、令和元年度に実施した評点のアンケート結果から4パターンを提示し、評価者がその4パターンから実情や考えに合うものを選択することを基本とし、実情や考えに合わない場合は自分で設定する、という流れに修正することとした。

設問1～3の回答結果を図-3～5に示す。「かんたんマニュアル」の効果については、これらの図に示されるように、マニュアル素案に比べ低評価が減り、高評価が増

えたことから、作成の効果はあったと考える。

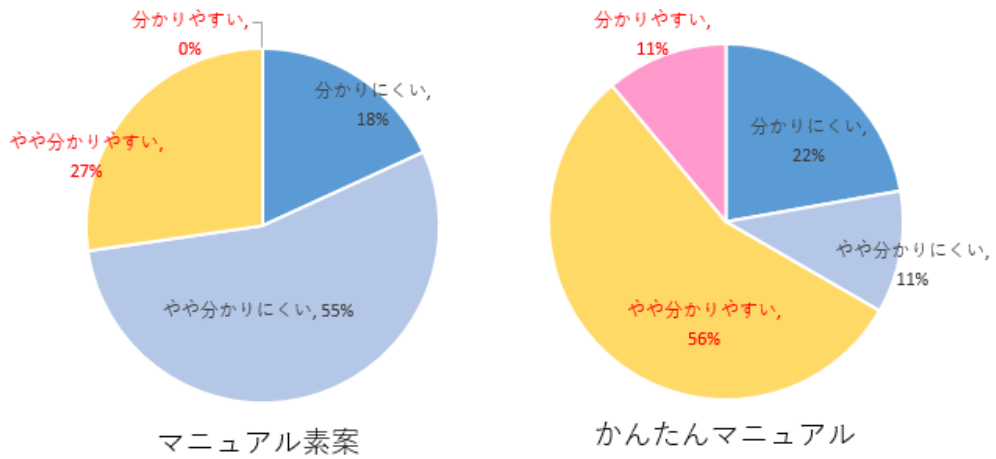


図-3 マニュアル素案とかんたんマニュアル 設問1「分かりやすさ」 結果比較

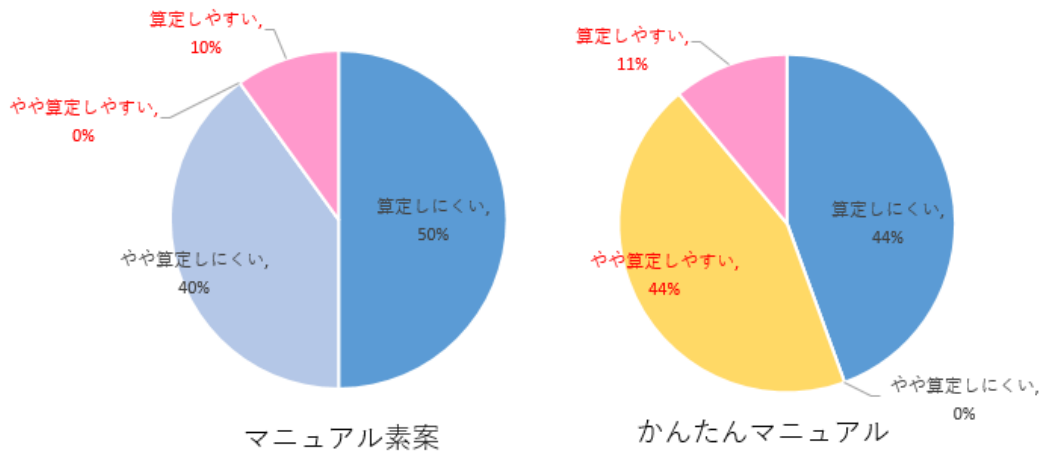


図-4 マニュアル素案とかんたんマニュアル 設問2「算定しやすさ」 結果比較

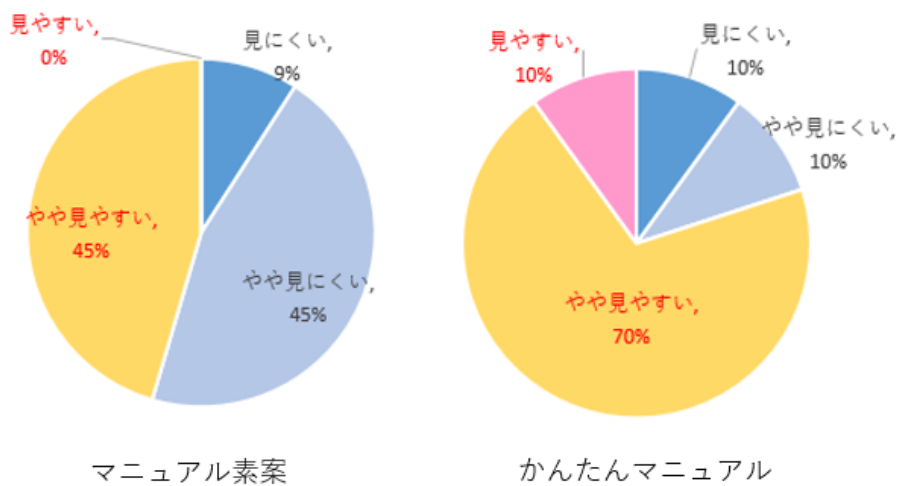


図-5 マニュアル素案とかんたんマニュアル 設問3「見やすさ」 結果比較

## 5. まとめ

機能回復難易度評価の維持管理計画への反映シミュレーションでは、一部の構成機器の保全方法の見直しにより計画上の維持管理予算の削減効果が確認された。

該当する構成機器が実際に保全方式を変更できるかについては管理者の判断が必要であり、今後はこの結果を基に管理者と意見交換を行い、この評価の適否を確認する予定である。

また、新設・更新時の機器選定への活用は、構成機器数が大幅に異なる機器同士の比較の仕方に課題が生じた。

「機能回復指標算定マニュアル（素案）」については、アンケート調査を基にしたリバイスを行った。

新しい取り組みであるため誤解を招いている点が多く確認されたので、主旨説明資料を別途用意するなどの必要性が生じた。

今後は、今回抽出された課題の解消と、さらなる維持管理計画シミュレーションによる活用効果を示すこと等で、現場実装を図りたい。

## 6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 6.4.1 既設橋の合理的な性能評価手法および補修・補強方法に関する研究 (1)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博、山本将、藤木裕二、吉田英二

#### 【要旨】

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・破断などの劣化・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もある。本研究では、既設 PC 橋における、損傷による曲げ耐力不足の程度や範囲を耐荷性能に評価するための手法を開発するための検討を行った。平成 29 年度から令和元年度にかけ、載荷試験および解体調査にて既設 PC 鋼材破断およびグラウト充填不足が曲げ耐力に与える影響が大きいことを確認した。それらの結果に基づき、令和 2 年度は損傷を考慮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、PCT 桁の梁モデルの解析結果と比較して検証した。

キーワード：既設 PCT 桁橋、破壊抵抗曲げモーメント、PC 鋼材破断、グラウト充填不足

#### 1. はじめに

PC 構造物では、厳しい塩害や想定外の水分浸透などによる PC 鋼材の腐食・破断といった損傷が生じると、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>が行われている。これらの評価方法を補強設計に活用することで、損傷箇所における補強の必要箇所を詳細に把握して局所的な補強を実施できるなど、合理的な補強設計につながる。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、既設 PC 橋における損傷による曲げ耐力不足の程度や範囲を耐荷性能に評価するための手法を開発すべく検討を行った。平成 29 年度から令和元年度にかけ載荷試験および解体調査にて既設 PC 鋼材破断およびグラウト充填不足が曲げ耐力に与える影響が大きいことを確認し、それらの結果に基づき、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



写真-1 対象橋梁全景

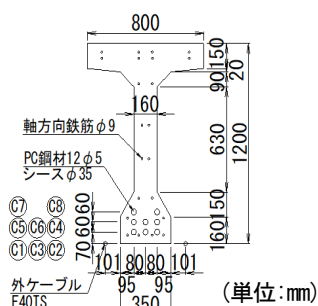


図-1 撤去桁の支間中央断面図

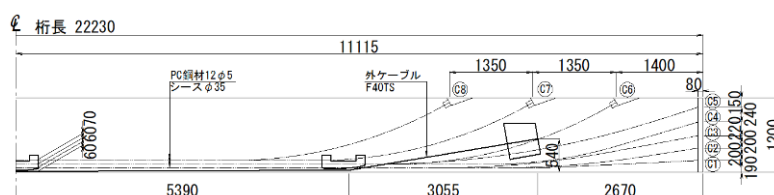


図-2 撤去桁の側面図 (単位:mm)



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載荷試験を行い、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。

### 3. 梁モデルの構築

#### 3. 1 梁モデルの設定

##### 3.1.1 部材のモデル化

本章では、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載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。

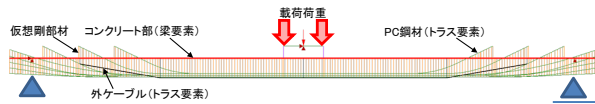


図-3 梁モデル  
(支持条件は図中の左側がピン、右側がローラー)

##### 3.1.2 材料のモデル化

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。

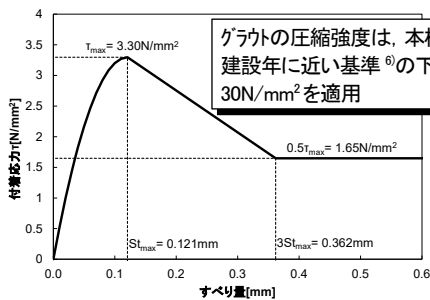


図-4 PC鋼材とグラウトとの付着特性

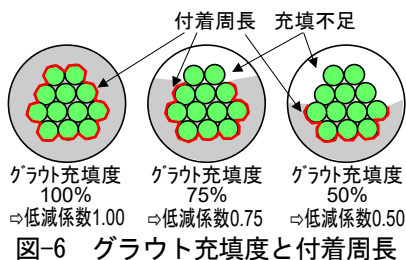


図-6 グラウト充填率と付着周長

表-1 各材料の物性値

コンクリート	設計基準強度: 40N/mm <sup>2</sup>
主鉄筋	降伏点強度: 295N/mm <sup>2</sup> (SR295)
PC鋼材	引張強度: 1620N/mm <sup>2</sup> (SWPR1相当)
外ケーブル	引張強度: 1850N/mm <sup>2</sup> (F40TS)

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836N/mm<sup>2</sup>、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>7)</sup>より973N/mm<sup>2</sup>とした。

##### 3.1.3 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）をグラウト充填率に応じ低減する付着周長低減係数の考え方を取り入れた（図-7）。付着周長低減係数は、素線残存本数とグラウト充填率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-1350mmの位置では、素線が12本中8本残存、グラウトは充填率が75%であったため、付着周長

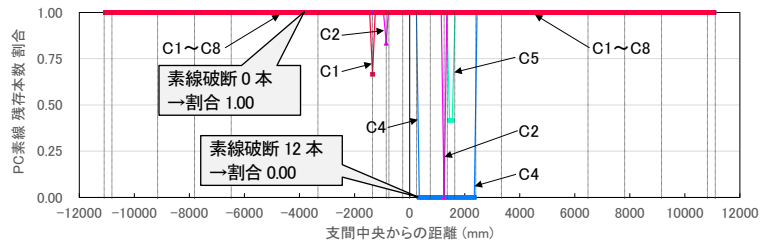
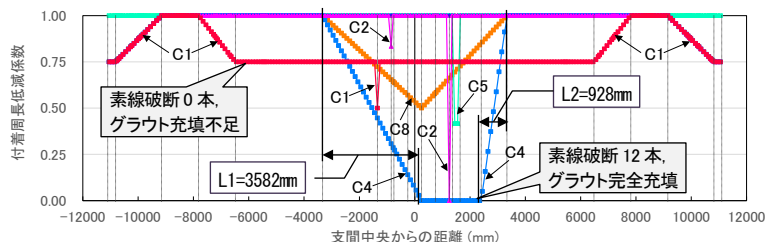


図-5 解体調査結果に基づくPC鋼材破断状況



※L1, L2: PC鋼材破断箇所から生じるC4ケーブルのグラウト充填不足区間  
図-7 グラウト充填率を考慮した付着周長低減係数

低減係数は $8/12 \times 0.75 = 0.50$ とした。

### 3. 2 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）で最大荷重まで荷重漸増させ解析を行った。解析プログラムはDIANA10.4を使用した。梁モデルの最大荷重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>8)</sup>とした。荷重漸増解析で得られた梁モデルの最大荷重と載荷試験結果の最大荷重の比較を図-8および表-2に示す。両者の比較の結果、最大荷重の比率が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。

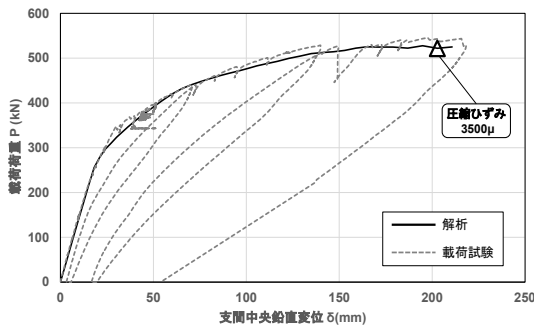


図-8 梁モデルの解析と載荷試験の結果

表-2 梁モデルと載荷試験の最大荷重

①梁モデルの最大荷重	②載荷試験結果の最大荷重	比率(①/②)
522.0kN	545.7kN	95.7%

## 4. 破壊抵抗曲げモーメント算出方法の検討

### 4. 1 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>9)</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

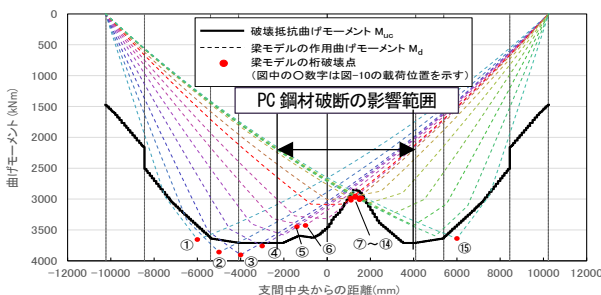


図-9 作用曲げモーメント  $M_d$  と破壊抵抗曲げモーメント  $M_{uc}$

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>10)</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>10)</sup>では二次放物線と与えられるが、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。

また、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  $\Delta\sigma_p = 429\text{N/mm}^2$ <sup>7)</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、荷重漸増解析により得られる桁破壊点の作用曲げモーメント（以下、 $M_d$ ）と $M_{uc}$ を比較することで算出方法を検証した。なお、桁破壊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>8)</sup>とした。

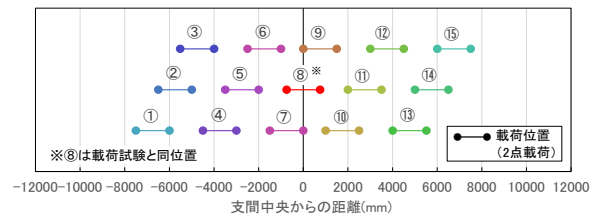


図-10 梁モデル解析時の載荷位置

図-9にて、梁モデルの載荷位置が図-10に示す⑦～⑮では、PC鋼材最多破断付近（図-9の支間中央からの距離 $0 \sim 2000\text{mm}$ ）にて桁破壊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、載荷位置にて桁破壊点が発生することを確認した。桁破壊点発生位置が異なる要因として、①～④、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鋼材破断箇所を含むその周辺でグラウト充填不足が生じていた（図-5、図-7）。 $M_d < M_{uc}$ となる要因として、 $M_{uc}$ 算出にPC鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていた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 グラウト充填不足を考慮した影響検討

4. 2で挙げられた課題に対し、PC鋼材破断に加えてPC鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていた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鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていたグラウト充填不足区間 $L$ の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)。

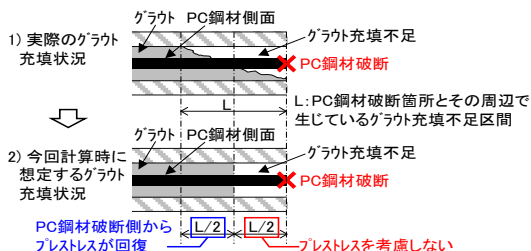


図-11 PC鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていたグラウト充填不足区間のプレストレス

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鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていた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鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていた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鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていたグラウト充填不足を考慮することによって算出精度が向上することを確認した。

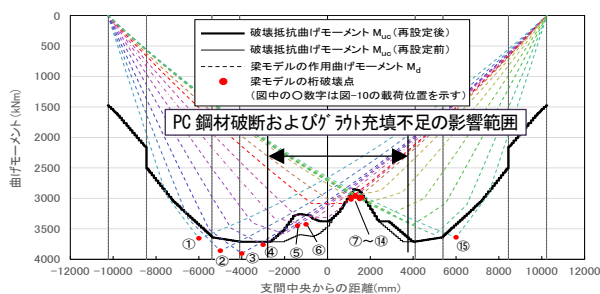


図-12 作用曲げモーメント $M_d$ と破壊抵抗曲げモーメント $M_{uc}$ (再設定)

### 5. まとめ

損傷を考慮したPC桁の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鋼材破断箇所を含むその周辺で生じていたグラウト充填不足を適切に評価することによって算出精度が向上することを確認した。算出した破壊抵抗曲げモーメントの妥当性は、過年度に実施した荷重試験結果と同等した梁モデル(ファイバーモデル)を用いて、複数の荷重位置に対して荷重漸増解析を行い得られた桁破壊点の作用曲げモーメントと対比する手法で検証し、妥当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。

従来の既設PC桁においては、PC鋼材が破断すると実質的に主桁全区間で緊張力損失と評価するため、主桁全区間を外ケーブル工法などで補強する方法が用いられている。本研究での耐荷性能評価手法を用いることで、PC鋼材一部破断による部分的な曲げ耐力低下を把握することができるため、たとえば、緊張させた炭素繊維プレートを曲げ耐力不足範囲に取り付けるなど、PC鋼材が一部破断している既設PC橋への局所的な補強設計への活用が期待される。

### 謝辞

本研究は、土木研究所とプレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として行われた。ご協力を頂いた関係各位に対し、ここに謝意を表する。

### 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、pp. 23-25、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〕、pp. 486-488、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、pp. 149-157、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、p. 90、1961. 8
- 7) 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、p. 43、2020. 12
- 8) 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、pp. 150-151、2017. 11
- 9) 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、pp. 152-154、2017. 11
- 10) 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、pp. 101-102、2017. 11



## 6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 6.4.2 既設橋の合理的な性能評価手法および補修・補強方法に関する研究 (2)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博、山本将、藤木裕二、吉田英二

#### 【要旨】

既設 PC 橋の塩害対策の一環として、予防保全等の観点でも塩分侵入抑制を目的に表面被覆工法（表面塗装）が採用されてきたが、期待される補修効果が発揮されず塩害劣化が発生していると考えられる事例が散見される。このような状況に対し表面被覆の品質・施工管理等の留意事項の提案を目的に、平成 29 年度から令和元年度にかけて既設 PC 桁の部位ごとに塩化物イオン量が異なること、また損傷等が生じていない表面被覆は一定年数経過後も高い遮塩性能を維持していることを確認した。令和 2 年度は、塩害対策として表面被覆工法で補修された既設 PC 桁を対象に、補修前後のコンクリート内部の塩化物イオン濃度分布等に着眼し整理・分析および詳細調査を実施した。

キーワード：既設 PC 橋、表面被覆工法、遮塩性、塩化物イオン、拡散

#### 1. はじめに

既設橋の塩害対策工法のひとつとして、予防保全等の観点でも表面被覆工法（表面塗装）による補修が行われてきたが、期待される補修効果が発揮されず塩害劣化が発生していると考えられる事例が見受けられる。そのような劣化の発生を抑制するには、塩害劣化が発生した橋梁において、表面被覆工法の一定年数経過後の遮塩性や、コンクリート内の塩化物イオン濃度分布の経年変化など、劣化要因を時間経過に着眼して調査する必要がある。

本研究では、表面被覆工法施工後に補修効果が発揮されない要因を実橋にて確認し、既設 PC 橋を対象に表面塗装の品質・施工管理等の留意事項を提案することを目的に、平成 29 年度から令和元年度にかけて既設 PC 橋を対象に調査を行い、桁の部位ごとに塩化物イオン量が異なること、また損傷等が生じていない表面被覆は一定年数（10 年程度）経過後も高い遮塩性能を維持していることを確認<sup>1)</sup>した。令和 2 年度は、塩害対策とし

て表面被覆工法で補修された既設 PC 桁を対象に、補修前後におけるコンクリート内部の塩化物イオン濃度分布等に着眼し整理・分析および詳細調査を実施した。

#### 2. 整理・分析対象橋梁の概要

対象橋梁について、塩害劣化の影響が大きい地域（日本海沿岸、塩害対策区分:S）の橋梁データをもとに、以下の条件にて抽出した（表-1）。

（抽出条件）

- ・ PC 橋。
- ・ 表面被覆工法が実施されている。
- ・ 過年度に塩分量に関する調査が行われている。
- ・ 塩化物イオン濃度の経年変化の比較が可能なデータが確認されている。

#### 3. 塩化物イオン濃度における経年変化の整理・分析

期待される補修効果が発揮されず塩害劣化が発生していると要因として、塩化物イオンの内部拡散<sup>1)</sup>が想定

表-1 整理・分析対象橋梁概要

橋梁名	完成年	上部工形式	架橋種別	海岸線からの距離	橋長（支間割）	最小鋼材径かぶり（設計図上）	調査・分析対象	表面被覆実施年
A 橋	1962 年	単純 PC 橋 <sup>ホ</sup> ステーション方式 T 桁×3 連	渡河橋	20m 程度	76.8m(24.8@3)	23.5mm	第 1 径間 G2 桁	1985 年
B 橋	1970 年	単純 PC 橋 <sup>ホ</sup> ステーション方式 T 桁×4 連	渡河橋	30m 程度	110.0m(26.75@4)	23.5mm	第 2 径間 G2 桁	1987 年
C 橋	1975 年	単純鋼合成鉄桁＋ 単純 PC 橋 <sup>ホ</sup> ステーション方式 T 桁×31 連	その他 (駐車場・海岸 保全施設)	5～50m 程度	991.6m(44.75+22.8+ 30.8@29+30.85)	ウェブ 27.0 mm 下フランジ 35.0 mm	第 4 径間 G5 桁	2007 年
							第 8 径間 G2 桁	2007 年
							第 8 径間 G5 桁	2007 年

される。本章では、2章にて抽出した3橋5箇所（A橋1箇所、B橋1箇所、C橋3箇所）を対象に、過年度の塩分量調査データを用いて、補修前後の塩化物イオン濃度の経年変化について整理・分析を行った（図-1）。なお、今回用いた塩分量調査データについては、実橋でのコア採取による構造物への影響を考慮しウェブから採取されている。

深さ方向の塩化物イオン濃度を確認した結果、表面被覆工の施工後に表面付近の塩化物イオン含有量は低下し、深部では増加する内部拡散の傾向が確認された。なお、鋼材腐食発生限界濃度について、コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>の式では水セメント比が50%の場合、普通ポルトランドセメントで1.9kg/m<sup>3</sup>、早強ポルトランドセメントで1.5kg/m<sup>3</sup>であり、調査5箇所の鋼材付近の塩化物イオン濃度はこれらの値を超過する結果となった。

このことより、表面被覆工法により外部からの塩化物イオン供給が抑制できたとしても、塩化物イオンの

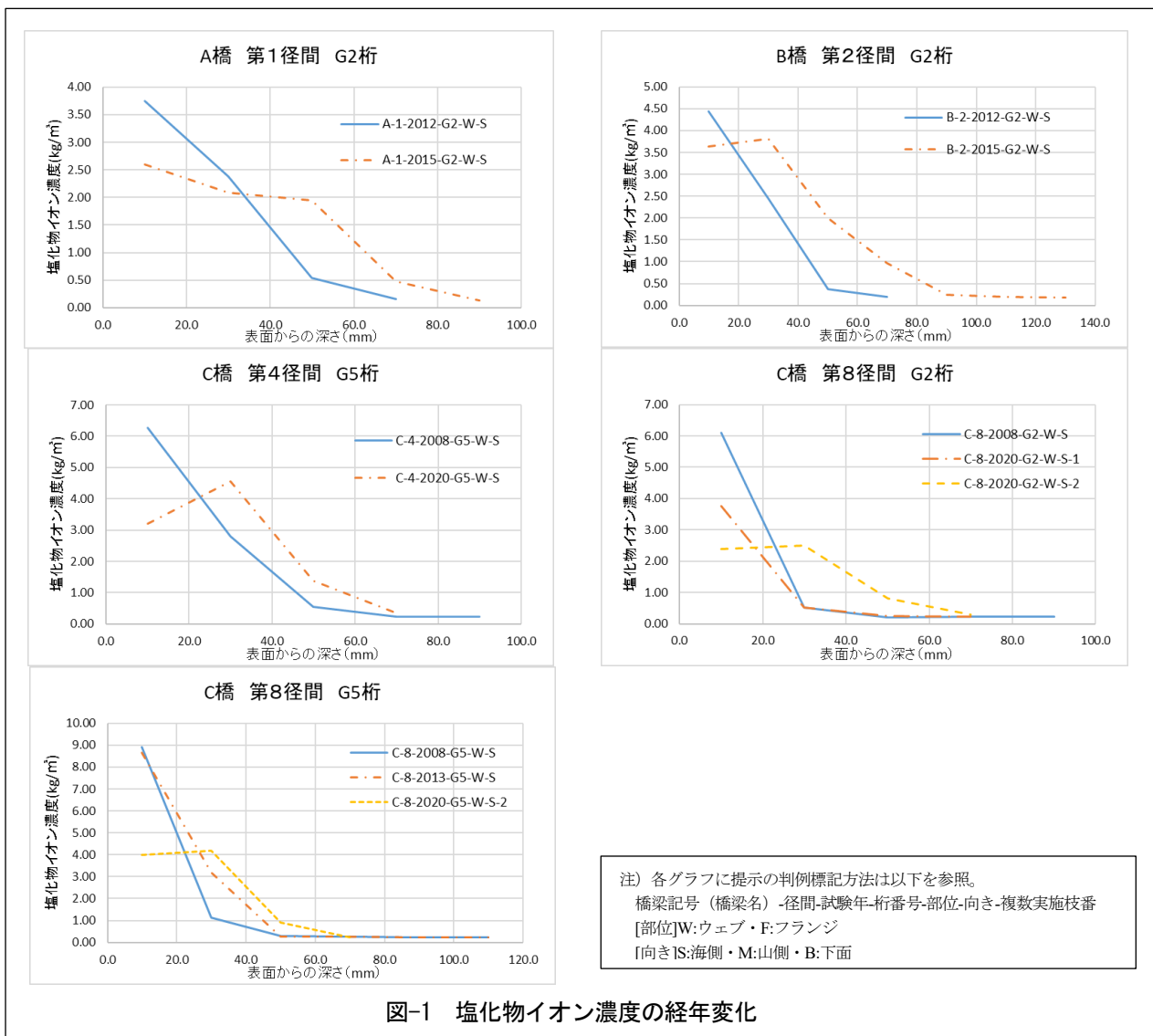
内部拡散が進行し、これにより表面付近の塩化物イオン濃度は低下するものの、深部では増加する現象が起りうる事が確認された。

#### 4. 詳細調査

##### 4.1 概要

3章にて、表面被覆工法施工後の橋梁において、鋼材付近の塩化物イオン濃度が内部拡散により上昇していることが確認された。本章では、表面被覆工法施工後に補修効果が発揮されない要因を詳細に把握するため、塩化物イオン濃度に加えて、内部拡散に影響を及ぼす中性化深さ、腐食リスクの程度に影響を及ぼす最小鉄筋かぶり、コンクリート内への塩分浸透度合い（水セメント比）に着眼し、詳細調査を実施し整理した。

上記の調査については、3章で整理・分析対象とした橋梁のうち、新橋への交通切り替えに伴い発生した



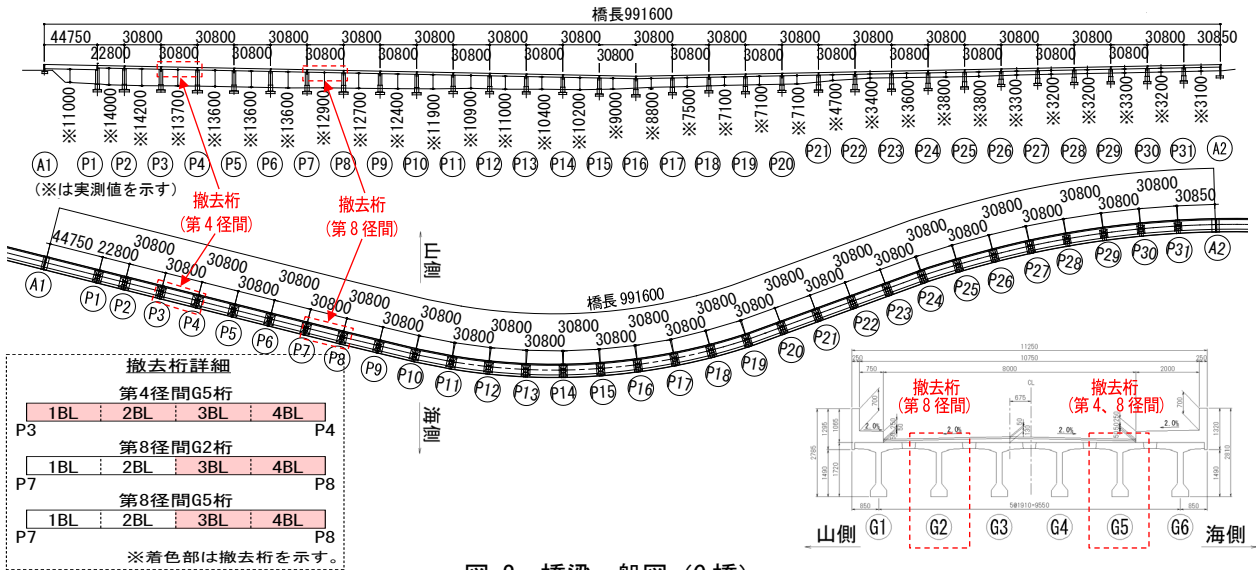


図-2 橋梁一般図 (C 橋)

撤去桁を受領できたC橋を対象とした (図-2)。なお、受領した撤去桁は第4径間G5桁、第8径間G2桁1/2支間、G5桁1/2支間であり、土木研究所まで運搬した後、調査を実施した (図-2、写真-1)。



写真-1 撤去桁 (土木研究所に運搬後の状況)

次に、主な詳細調査項目について、塩化物イオン濃度、中性化深さ、最小鉄筋かぶり、水セメント比 (配合推定調査) とし、それらの調査箇所 (調査部位) と箇所数について、表-2および図-3に示す。

表-2 詳細調査箇所 (調査部位) および箇所数

調査箇所 (調査部位)		調査箇所数
全調査箇所		24
内訳	フランジテーパ部	7
	フランジ鉛直部	12
	ウェブ	5

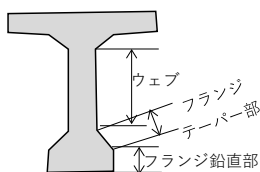


図-3 本研究における調査部位の定義

## 4. 2 調査結果

### 4.2.1 塩化物イオン濃度と中性化の関係

内部拡散に影響を及ぼす中性化と塩化物イオン濃度との関係を確認すべく、塩化物イオン濃度分布 (JIS A 1154に準じ実施)、全塩化物および可溶性塩化物イオン濃度との割合および、中性化深さ (JIS A 1152に準じ実施) と塩化物イオン濃度の関係を整理した。なお、可溶性塩化物イオン濃度について、中性化に伴う劣化事象のひとつである炭酸化によりフリーデル氏塩が  $\text{CaCl}_2$  を生成し、これが溶解して塩化物イオンを遊離<sup>3)</sup> することから、詳細調査の整理対象とした。

(1) 塩化物イオン濃度分布について、コンクリート表面からの深さ0~20mm (以下、0~20mm) より、コンクリート表面からの深さ20mm以深 (以下、20mm以深) における塩化物イオン濃度が大きい傾向が見受けられた (表-3)。また、0~20mmに比べて20mm以深における塩化物イオン濃度が大きい箇所が、調査箇所24箇所中13箇所確認された。このことより、少なくとも0~20mmより20mm以深における塩化物イオン濃度が大きい箇所では、塩化物イオンの内部拡散が発生している可能性が示唆される。

表-3 塩化物イオン濃度分布 (全塩化物イオン濃度、平均値)

調査箇所 (調査部位)	全塩化物イオン濃度 (kg/m <sup>3</sup> )				
	0~20 mm	20~40 mm	40~60 mm	60~80 mm	
全調査箇所	4.99	5.26	1.92	0.55	
内訳	フランジテーパ部	6.16	6.91	2.47	0.66
	フランジ鉛直部	4.37	4.93	2.06	0.62
	ウェブ	4.84	3.77	0.80	0.26

(2)全塩化物イオン濃度に対する可溶性塩化物イオン濃度の割合は、調査箇所24箇所において、0~20mmにおいて74%~96% (平均値84%) であり、深さごとで比較すると最も大きな値であった (表-4)。

表-4 全塩化物イオン濃度に対する可溶性塩化物イオン濃度の割合 (平均値)

調査箇所 (調査部位)	全塩化物イオン濃度に対する 可溶性塩化物イオン濃度の割合				
	0~ 20 mm	20~ 40 mm	40~ 60 mm	60~ 80 mm	
全調査箇所	84%	75%	60%	45%	
内訳	フランジテーパ部	87%	76%	69%	52%
	フランジ鉛直部	83%	73%	59%	46%
	ウェブ	83%	77%	50%	32%

前出の表-3および表-4より、表面付近にて物理的または科学的に固定された塩分が溶液中に塩化物イオンとして溶解することで可溶性塩化物イオン濃度の割合が高くなり、溶解した塩化物イオンが内部に拡散することで、0~20mmより20mm以深における塩化物イオン濃度が大きくなったと推察される。参考として、今回の調査箇所のうち、内部拡散が発生したと推察される一例を図-4に示す。

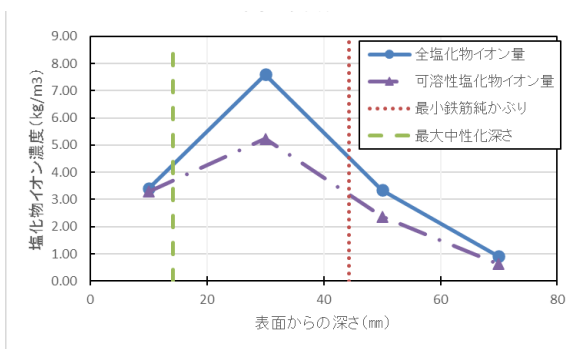


図-4 内部拡散が発生したと推察される一例

(3)中性化は1箇所を除き発生していることが確認された。調査箇所24箇所における最大中性化深さの平均は14.80mmであり、中性化深さは最小鉄筋かぶり位置に達していなかった (表-5)。

表-5 最大中性化深さと最小鉄筋純かぶり (平均値)

調査箇所 (調査部位)	最大中性化深さ (mm)	最小鉄筋純 かぶり※ (mm)	
全調査箇所	14.80	37.85	
内訳	フランジテーパ部	15.66	32.46
	フランジ鉛直部	13.47	39.70
	ウェブ	16.78	40.96

※：調査箇所ごとの純かぶりの最小値を指す。

このことから、今回の調査箇所では、中性化による不導帯被膜破壊に伴う鋼材腐食のリスクは内部拡散に比べ低いものの、中性化により炭酸化が生じ塩化物イオンの内部拡散が発生した可能性がある。

以上より、今回の調査箇所においては、中性化により炭酸化が生じ、塩化物イオンの内部拡散が発生した可能性があることから、表面被覆工法施工後においても中性化 (炭酸化) による塩化物イオンの内部拡散が発生し鋼材が腐食するリスクがあることが確認された。

#### 4.2.2 塩化物イオン濃度と鋼材かぶりの関係

4.2.1にて、表面被覆工法施工後においても中性化 (炭酸化) による内部拡散発生とそれに伴う鋼材腐食のリスクがあることを整理したが、鋼材のかぶりが小さい部位は塩化物イオンの内部拡散による腐食リスクが大きいことから、調査部位ごとの塩化物イオン濃度と最小鉄筋純かぶり深さとの関係を整理した。

整理の結果、フランジテーパ部においてはフランジ鉛直部やウェブに比べ相対的にかぶりが薄く、かつかぶり位置付近の塩化物イオン濃度が多い傾向が見受けられた。(表-6、図-5)

表-6 最小鉄筋純かぶり位置の全塩化物イオン濃度 (平均値)

調査箇所 (調査部位)	最小鉄筋純かぶり位置 の全塩化物イオン濃度 (kg/m³)	最小鉄筋純 かぶり※ (mm)	
全調査箇所	4.03	37.85	
内訳	フランジテーパ部	6.91	32.46
	フランジ鉛直部	2.99	39.70
	ウェブ	2.49	40.96

※：調査箇所ごとの純かぶりの最小値を指す。

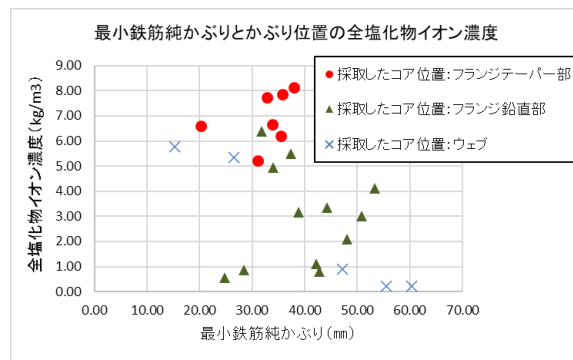


図-5 最小鉄筋かぶりとかぶり位置の全塩化物イオン濃度

以上より、今回の調査箇所においては、フランジテーパ部では鉄筋かぶりが相対的に薄く、そのために最小鉄筋かぶり位置の塩化物イオン濃度も高くなる傾向が見受けられたことより、フランジテーパ部のような鋼材かぶり不足が発生しやすい傾向がある部位で



は鋼材腐食のリスクがより大きいことが確認された。

#### 4.2.3 コンクリート内への塩分浸透度合い

コンクリート内への塩分浸透度合いが内部拡散を促進しているかを確認するため、配合推定試験<sup>4)</sup>にてコンクリートの水セメント比を推定し整理した。配合推定試験を実施するにあたり、骨材の材質を事前調査したが、粗骨材は流紋岩質溶結凝灰岩、砂岩、流紋岩、頁岩および安山岩などからなる砂利であり、また細骨材も粗骨材同様の岩石からなる砂と見られることから、粗骨材、細骨材ともに石灰岩は確認されなかった。

また、塩分浸透度合いを多方面から確認するため、表面吸水試験<sup>5)</sup>による表面吸水量（24時間後吸水量）を調査した。表面吸水試験による調査箇所については、試験用のコア径（φ100mm）が採取可能となるよう、配合推定試験の調査箇所のうちの一部（ウェブおよびフランジテーパー部）を調査箇所とした（表-7）。

表-7 表面吸水試験細調査箇所（調査部位）および箇所数

調査箇所（調査部位）		調査箇所数
全調査箇所		12
内訳	フランジテーパー部※	7
	ウェブ	5

※：配合推定試験と同一部位で比較できない箇所（1箇所）を除いた箇所数。

(1) 配合推定試験による調査箇所24箇所の水セメント比は35%～45%（平均値：39.2%）であり、調査部位による明確な違いは確認できなかった（表-8）。一方、ウェブ同士の比較では桁下からの距離が小さい調査箇所（下層部）では相対的に水セメント比が小さくなる結果となった（図-6）。なお、道路橋示方書<sup>6)</sup>では想定される水セメント比の目安として、工場で製作されるプレストレストコンクリート構造以外のプレストレストコンクリート構造では43%とされていることおよび、中間部および下層部では相対的に水セメント比が減少する傾向になるという既往研究<sup>7)</sup>とも同様の傾向が見受けられることから、配合推定試験結果は概ね妥当であると判断される。

表-8 水セメント比（平均値）

調査箇所（調査部位）	水セメント比	
全調査箇所	39.2%	
内訳	フランジテーパー部	39.9%
	フランジ鉛直部	38.7%
	ウェブ	39.6%

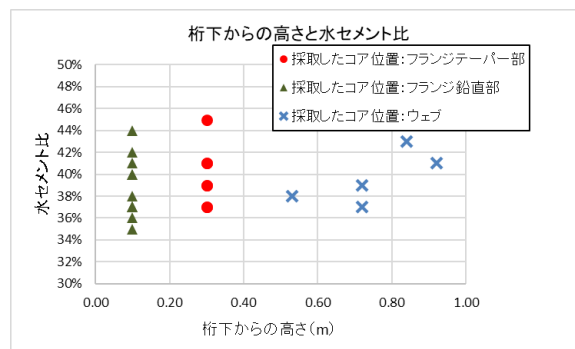


図-6 桁下からの高さ和水セメント比

(2) 調査箇所12箇所の表面吸水量は2.58g～16.68g（平均値：7.00g）であり、部位ごとの平均値ではウェブのほうが大きな値となった（表-9）。一方、ウェブ同士の比較では桁下からの距離が小さい調査箇所（下層部）では相対的に表面吸水量が小さくなる結果となった（図-7）。

表-9 表面吸水量（平均値）

調査箇所（調査部位）	表面吸水量（g）	
全調査箇所	7.00	
内訳	フランジテーパー部	5.52
	ウェブ	9.07

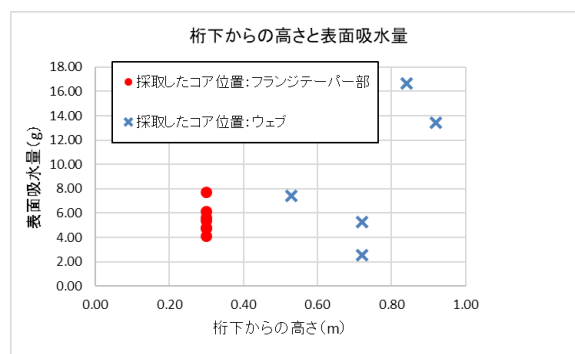


図-7 桁下からの高さと表面吸水量

(3) 配合推定試験による水セメント比と表面吸水量の関係について、水セメント比の大小は表面吸水量にある程度影響されていることが確認された（図-8）。このことより、配合推定試験結果は概ね妥当であると判断される。なお、採取したコア位置がウェブで、配合推定試験での水セメント比が40%未満の箇所は、桁下からの距離が構造図面上で50cmから70cm程度（フランジテーパー部を含む下フランジの高さは約40cm）であることから、フランジテーパー部と同様の傾向になったと推察される。

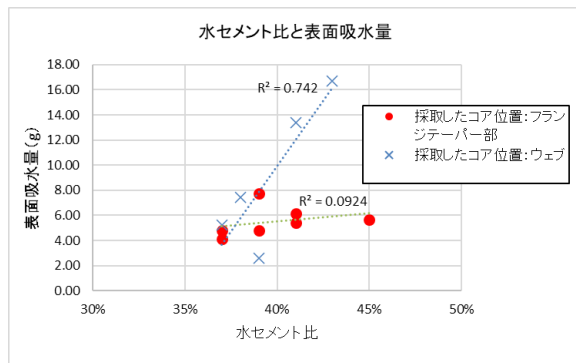


図-8 水セメント比と表面吸水量の関係

以上より、今回の調査箇所においては、配合推定試験による水セメント比は道路橋示方書で示されている範疇であり、またウェブ同士の比較では桁下からの距離が小さい調査箇所（下層部）では相対的に水セメント比および表面吸水量が小さくなる結果となったことから、コンクリートには特段の異常は認められず、よってコンクリート内への塩分浸透度合いが内部拡散を促進している可能性は低いことが確認された。

## 5. 品質・施工管理上の留意事項

本研究でのデータ整理・分析及び詳細調査の結果、予防保全等の観点で実施された表面被覆工法の施工後に補修効果が発揮されない要因として、施工後においても中性化（炭酸化）による塩化物イオンの内部拡散が発生することおよび、フランジテーパー部のような鉄筋等鋼材かぶり不足が発生し鋼材腐食するリスクがより大きい傾向である部位の存在が挙げられる。本研究における実橋での調査結果を踏まえ、品質・施工管理上の留意事項と留意事項を踏まえた調査・補修例を整理した（表-9）。

表-9 品質・施工管理上の留意事項

品質・施工管理上の留意事項	留意事項を踏まえた調査・補修例
内部拡散による塩化物イオン濃度上昇	(調査) 内在塩分量の事前調査 ・コア削孔、ドリル法など (補修) 内在塩分の事前除去 ・はつり取り、脱塩工法など
鋼材かぶり不足部位（フランジテーパー部など）	(調査) かぶり厚さの事前調査 ・電磁波レーダーなど (補修) 防錆機能の向上 ・防錆材の塗布、含浸など ・腐食反応の抑制 ・電気防食工法 など

品質・施工管理上の留意事項で挙げているリスクにより発生する塩害劣化を抑制できる調査・補修等を行うことで、補修効果を確実に発揮させることが期待される。

## 6. まとめ

本研究を通じ、確認および整理された事項を以下に示す。

- 表面被覆工法で補修された既設PC桁を対象に、過年度の塩分量調査データを用いて、補修前後の塩化物イオン濃度分布について整理・分析を行ったところ、表面被覆工法により外部からの塩化物イオン供給が抑制できたとしても、内部では塩化物イオンの拡散は進行し、これにより表面の塩化物イオン含有量は低下するものの、深部では増加する現象が起こりうるということが確認された。
- 詳細調査を実施したところ、今回の調査箇所において以下の事項が確認された。
  - ①中性化により炭酸化が生じ、塩化物イオンの内部拡散が発生した可能性があることから、表面被覆工法施工後においても中性化（炭酸化）による塩化物イオンの内部拡散が発生し鋼材が腐食するリスクがあることが確認された。
  - ②フランジテーパー部では鉄筋かぶりが相対的に薄く、そのために最小鉄筋かぶり位置の塩化物イオン濃度も高くなる傾向が見受けられたことより、フランジテーパー部のような鋼材かぶり不足が発生しやすい傾向がある部位では鋼材腐食のリスクがより大きいことが確認された。
  - ③配合推定試験による水セメント比は道路橋示方書で示されている範疇であり、またウェブ同士の比較では桁下からの距離が小さい調査箇所（下層部）では相対的に水セメント比および表面吸水量が小さくなる結果となったことから、コンクリートには特段の異常は認められず、よってコンクリート内への塩分浸透度合いが内部拡散を促進している可能性は低いことが確認された。
- 詳細調査による表面被覆工法施工後に補修効果が発揮されない要因として、表面被覆工法施工後においても中性化（炭酸化）による塩化物イオンの内部拡散が発生することおよび、フランジテーパー部のような鋼材かぶり不足が発生し鋼材腐食するリスクがより大きな傾向である部位の存在が挙げられことを踏まえ、品質・施工管理上の留意事項と留意事項を踏まえた調査・補修例を整理した。品質・施工管理上の留意事項で挙げているリスクにより発生する塩害劣化を抑制できる調査・補修等を行うことで、補修効果を確実に発揮させ

ることが期待される。

従来は、補修効果が発揮されない要因を意識しないで表面被覆工法を施工した結果、劣化損傷が発生したと考えられるケースが散見されるが、実橋での調査を踏まえ整理した品質・施工管理上の留意事項を踏まえ調査・補修等の維持管理を行うことで、表面被覆工法による補修効果を確実に発揮させることができ、また補修効果を発揮させるための調査・補修技術の開発につながることを期待される。

## 謝辞

本研究は、土木研究所とプレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として行われた。ご協力を頂いた関係各位に対し、ここに謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 塚崎翔太、山本将、杉江匡紀、石井智大：補修10年程度経過した既設PC橋の塗装工法に関する調査、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. 385-388、2020. 10
- 2) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕、p. 156、2018. 3
- 3) たとえば、小林一輔、牛島栄：コンクリート構造物の維持管理、森北出版（株）、p. 46、2006. 12
- 4) セメント協会：コンクリート専門委員会報告：F1-F18 合本版、pp. 353-411、1967. 12
- 5) 古賀裕久、渡辺博志、河野広隆、片平博：表面吸水試験を用いたコンクリート品質評価に関する基礎的検討、コンクリート工学年次論文集、Vol. 35、No. 1、pp. 739-744、2013. 7
- 6) 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、pp. 185-186、2017. 11
- 7) 神田衛、吉田八郎：コンクリート打込み後の部材断面における水セメント比の分布性状、セメント・コンクリート、No. 357、pp. 38-43、1976. 11

## 6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 6.4.3 既設橋の合理的な性能評価手法および補修・補強方法に関する研究 (3)

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：西崎到、新田弘之、佐々木巖、櫻庭浩樹

#### 【要旨】

本研究では、既設コンクリート橋の長寿命化に向けて、コンクリート橋の代表的な補修工法の一つである表面保護工法の設計方法を高度化し、補修の効果や信頼性を向上させることを目的としている。平成28年度の検討では、表面保護工法の塗布部位の違いによりコンクリート内部の含水状態が変化し、鉄筋腐食環境に影響を及ぼすことを明らかにした。補修においては水分をはじめとしたコンクリート内部の環境状態の制御が重要になることから、平成29年度から実大断面を有する桁供試体による水分分布とその経時変化を実際に把握するための検討を行った。平成30年度から令和2年度は、表面保護工法の塗布部位に関する腐食抑制効果の長期耐久性評価として、暴露7年後までの鋼材腐食状況、表面保護材が異なる実大桁における水分状態の年間変動を観測した。また、表面保護材料の適切な選定のための性能評価試験法の検討を行った。その結果、表面被覆や含浸材の種類と塗布範囲による水分状態の相違によるとみられる腐食抑制効果への影響が把握できるなどの知見が得られた。

キーワード：既設コンクリート橋、補修、表面保護工法、塗布部位、鉄筋腐食

#### 1. はじめに

表面保護工法は、表面被覆材や表面含浸材をコンクリート構造物の表面に塗布して遮蔽層を形成することにより、劣化因子の浸入を抑制する工法である。表面保護工法は、劣化因子が浸入する可能性がある全ての面に施工することが望ましいとされている<sup>1)</sup>。しかし、塩分を含んだ水の移流が避けられない部位や、ASRや凍害等の劣化機構により乾燥状態を維持したい部位等では、遮蔽型の表面保護工法の適用が好ましくない場合もあると推察される。既設構造物の場合、施工が困難な部位もある。さらには、塗布される保護材料には様々なものがあるが、環境条件に応じた使い分けの考え方は確立されていない。

本研究では、表面保護工法の塗布部位の選定方法および塗布材料の使い分けの考え方を確立し、表面保護工法の設計を高度化させることで、表面保護工法の補修効果や信頼性を向上させることを目的としている。調査の視点として、まず鉄筋の腐食環境をとりあげているが、ASRや凍害などの対策にも応用が期待できる。

平成30年度から令和2年度には、水分をはじめとしたコンクリート内部の環境状態を踏まえた補修設計を可能にするために、表面保護材を塗り分けた供試体の暴露7年後までの鋼材腐食状況調査、実大断面の桁供試体による観測、保護材料の評価試験法の検討を行った。

#### 2. 塗布部位の異なるコンクリート供試体による試験

##### 2.1 試験方法

##### 2.1.1 供試体

基材コンクリートの配合を表-1に示す。初期の塩化物イオン量の影響を検討するために、全塩化物イオン量が $0\text{kg/m}^3$ 、 $2.4\text{kg/m}^3$ 、 $6\text{kg/m}^3$ となるように、 $150\times 150\times 500\text{mm}$ でかぶり $30\text{mm}$ の供試体を作製した。図-1に供試体の概要図、表-2に塗布部位を示す。供試体の名称は、例えばE3のように、塗布材料と塗布部位の数で表した。塗布材料の記号は、基準無塗装をR、被覆材をE、含浸材(表-2の記号S、N、L)とし、材料記号の後に塗布部位の面数を表記した。なお、E3とE4の供試体は鉄筋軸方向の両側端面に表面被覆材を塗布し、その他の供試体は片側端面にのみ塗布した。表面被覆材料は表-3に示す市販エポキシ樹脂系の塗装を、含浸材も市販の標準的な材料を規定の塗布量で用いた。

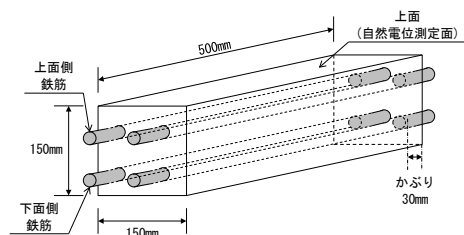


図-1 供試体の概要図



表-1 基材コンクリートの配合

W/C (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
55	160	299	858	968	4.19

初期塩化物イオン量 0kg/m<sup>3</sup>、2.4kg/m<sup>3</sup>、セメント 普通ポルトランドセメント、最大粗骨材寸法 20mm、スランブ 8cm、空気量 4.5%

表-2 供試体の種類








名称	鉄筋軸方向の面における塗布面		概要図
	表面被覆材	表面含浸材	
R	—	—	
E2	2面 両側面	—	
E3	3面 両側面 および底面	—	
E4	4面	—	
S1E2	2面 両側面	底面にシラン系	
E1H2	両側面 (底面から 50mm)	側面 (上端から 100mm) にシラン 系表面含浸材	
S3 or N3 or L3	—	両側面および底面 S: シラン系 N: 硝酸 Na 系 L: 硝酸 Li 系	

表-3 使用した表面被覆材料の仕様

構成材料の 名称	主成分	塗布量 (kg/m <sup>3</sup> )	目標膜厚 (μm)
プライマー	エポキシ樹脂	0.10	—
パテ	エポキシ樹脂	0.50	—
中塗り	エポキシ樹脂	0.20	110
上塗り	アクリルウレタン樹脂	0.12	30

### 2. 1. 2 促進劣化サイクル試験

促進劣化サイクル試験は、初期塩化物イオン量 0kg/m<sup>3</sup> の供試体を用いて実施した。試験には、環境温湿度の制御および塩水散布が可能な設備を用いた。試験条件は、3%NaCl 水溶液の散布を 0.5hr、40°C90%RH を 5.5hr、60°C 30%RH を 6hr と設定し、1 サイクルを 12hr とした。促進劣化サイクル試験は、鉄筋の腐食によるひび割れの発生状況を考慮し、440 サイクルで終了した。

測定項目は、全塩化物イオン量、鉄筋の自然電位および腐食減量とした。全塩化物イオン量の分析は JCI-SC4 (硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法) に準拠して行った。供試体の上面中央部から直径 26mm のコン

クリートコアを乾式方法にて採取し、供試体の上面から板厚 2~3cm のスライス片に切断して測定試料とした。

鉄筋の自然電位は、照合電極に銀塩化銀電極を用いて、上面側、下面側 1 本ずつの計 2 本 (以下、上部鉄筋と下部鉄筋) を対象とし、供試体の上面から測定した。測定箇所は、供試体上面の鉄筋軸方向 (L=500mm) を約 83mm 間隔で等分した 5 点とした。自然電位の測定値は、照合電極の温度依存性を考慮して飽和硫酸銅 (CSE) 基準に換算し、ASTM の基準に従って腐食状態を判定した。鉄筋の腐食減量は、上部鉄筋と下部鉄筋の計 2 本を対象とし、JCI-SC1 に準じて行った。

### 2. 1. 3 屋外暴露試験

#### (1) つくばにおける試験

供試体内部の含水状態を確認することを目的として、飛来塩分の影響を受けない茨城県つくば市の屋外で暴露試験を行った。試験対象の供試体は、初期塩分量 0kg/m<sup>3</sup> の R、E3、E4 とした。

含水状態を確認するため、供試体の上面側および下面側の左右鉄筋間のコンクリート電気抵抗を測定した。測定には、ポテンショ-ガルバナスタットと FRA (周波数特性分析器) を用いた。測定は、交流インピーダンス法により、電圧 30mV、周波数 100kHz から 500mHz の交流波を印加して行い、得られた液抵抗成分を鉄筋間の電気抵抗 (以下、電気抵抗と称す) とした。屋外暴露は、暴露期間 161 日まで計 8 回電気抵抗を測定した。なお、屋外暴露開始直前まで、供試体は常温の室内に静置した。

#### (2) 沖縄大宜味における試験

飛来塩分の影響を受ける環境での供試体の腐食挙動を検討するために、沖縄県大宜味村の海岸に位置する暴露試験場で暴露試験を実施した。

大宜味での屋外暴露は初期塩分 2.4 および 6kg/m<sup>3</sup> の供試体を対象とし、暴露供試体の調査は原則として夏と冬の年 2 回、定期的に行われてきた。調査項目は、供試体の自然電位、電気抵抗、分極抵抗である。

自然電位の測定は促進劣化サイクル試験と同様に実施した。電気抵抗は、コンクリート中の水分状態の把握として、LCR メータを用いて、鋼材表面の腐食分極状態に影響されないよう周波数を 1kHz としてコンクリートのインピーダンスを測定した。

分極抵抗は、つくばでの電気抵抗の測定と同じ機器を用い、照合電極を銀塩化銀電極、対極を測定対象鉄筋以外のもう一方の上面側鉄筋と下面側鉄筋を短絡させて実施した。測定は交流インピーダンス法により行い、電圧 10mV、周波数 100kHz から 0.1mHz の交流波を印加した。

測定された見かけの分極抵抗測定値から鉄筋の腐食電流密度を算出した。

## 2. 2 試験結果および考察

### 2. 2. 1 促進劣化サイクル試験

鉄筋の自然電位と腐食減量の測定結果を図-2 に示す。上面側鉄筋の自然電位に着目すると、一般的な腐食判定基準によれば、R は90%以上腐食ありの判定領域、E2 とE3 は不確定の判定領域であった。下面側鉄筋はR とE2 は90%以上腐食ありの判定領域、E3 は90%以上腐食なしの判定領域であった。また、腐食減量を測定した結果も同様の傾向が示され、上面側、下面側ともに腐食減量の小さいものからE3<E2<R という順列となった。

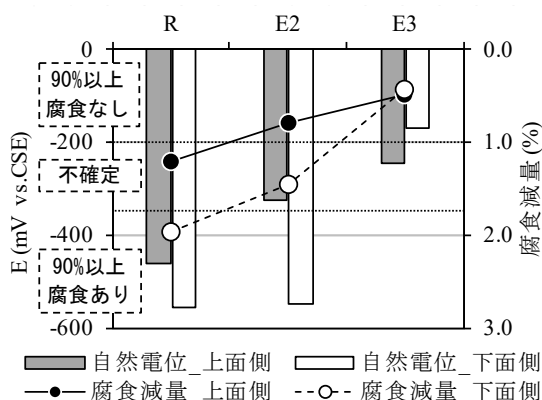


図-2 440 サイクル終了時の鉄筋自然電位

供試体の塩化物イオン量測定結果を図-3 に示す。図にはコンクリート標準示方書設計編 (2012 年) の普通ポルトランドセメントの腐食発生限界量算定式から求めた腐食発生限界量 (1.75kg/m<sup>3</sup>) も併せて示す。

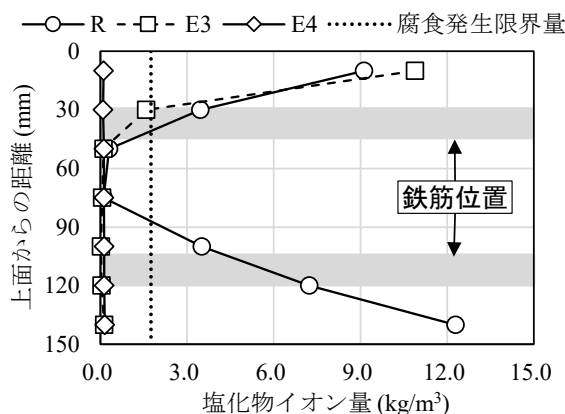


図-3 440 サイクル終了時の塩化物イオン量分布

E4 は6 面全面が被覆されているため、全ての範囲では

ば0kg/m<sup>3</sup>であった。一方、R は供試体上面から40mm までの範囲、および90mm から150mm (下面から60mm) までの範囲で腐食発生限界量を上回った。E3 は上面から20mm までの範囲は腐食発生限界量を上回ったが、20~40mm の範囲で1.6kg/m<sup>3</sup>となり、これ以外の範囲はほぼ0kg/m<sup>3</sup>であった。さらに、E3 はR に比べて、上面付近(0~20mm) の範囲では塩化物イオン量が多かったものの、上面側鉄筋位置に相当する20~40mmの範囲ではR よりも少なかった。これらの結果は、自然電位測定の結果と一致している。

以上の結果から、表面被覆材による塗布部位の違いが内部への塩分進入挙動に影響を与え、鉄筋位置に応じて腐食抑制効果に差異を生じることが確認された。

### 2. 2. 2 屋外暴露試験

#### (1) 飛来塩分の影響を受けない環境(つくば)での暴露

暴露に伴う鉄筋間の電気抵抗の変化を図-4 に示す。図中には平均湿度として測定日と測定日5 日前までの日平均湿度の平均値、および日降水量を合わせて示す。屋外暴露による供試体内部の水分分布の変化を確認するため、暴露前に供試体を相対湿度20~40%の室内で静置し、含水率が低い状態から暴露を開始した。

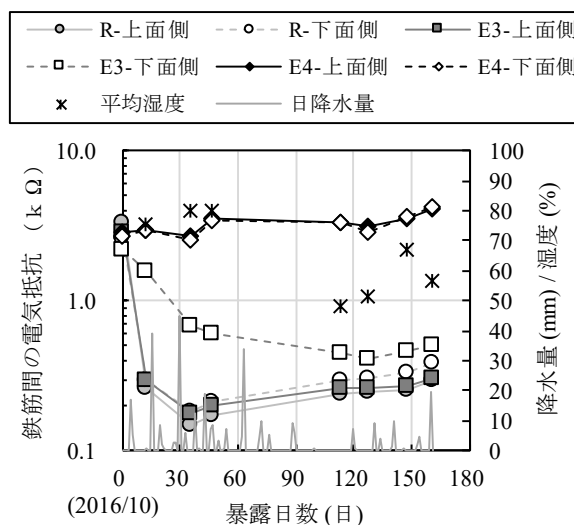


図-4 暴露に伴う鉄筋間の電気抵抗の変化

暴露開始直後から、R とE3 は、電気抵抗が低下した。一方、E4 はほぼ一定の値を示した。R とE3 の電気抵抗の低下は、暴露開始時の湿度や降水の影響によるものと推察される。E4 は露出部がないため水分の影響を受けにくく、他の供試体と比較して、電気抵抗は変化していない。R とE3 はコンクリートの露出部があるため、大気中の水分の影響を受けてコンクリート内部の含水量が増加して、

電気抵抗が小さくなっている。R の上面側、下面側、およびE3 の上面側は、およそ14日 で電気抵抗の急激な低下が収束したが、E3 の下面側はおよそ40日 まで収束せず、その後も緩やかに低下した。また、暴露からおおよそ150日 後の電気抵抗を比較すると、上面側についてはR とE3 はほぼ同じ値を示したが、下面側では若干異なり、E3 の方が抵抗は大きかった。

以上より、下面側の電気抵抗および暴露に伴う変化がR とE3 で異なる結果であったため、塗膜で周囲を覆われている E3 の下面側鉄筋付近の内部環境は異なることが示唆された。

## (2) 飛来塩分環境下（沖縄大宜味）での暴露

### 1) 自然電位

鋼材の腐食環境としての自然電位の測定結果を図-5～9 に示す。まず表面被覆材の塗布範囲に着目すると、塩化物イオンが $6\text{kg}/\text{m}^3$ 入っている供試体群では、図-5 に示すように上面側の鉄筋は暴露直後から腐食状態にある。これは、供試体上面が開放(素地)部であり、被覆状態の影響をあまり受けず無被覆 R (図中●) に近い環境であるためと考えられる。下面側の鉄筋では、図-6 において一部のシラン系供試体では3年後までは腐食不確定であったが、4年目以降はすべてが継続的に腐食状態にある。塩分が高濃度に浸透すると表面保護工では対策できないことが確認できる。

塩化物イオンが $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ については、上面側の鉄筋では $6\text{kg}/\text{m}^3$ に類似し無被覆 R と似た結果で、図-7 に示すように暴露後すぐに腐食不確定にあり、腐食ありの状態に近い値をとり暴露7年まで同様の傾向を示した。

表面被覆材の塗布範囲の影響を受ける下面側鉄筋をみると、図-8 に示すようにE3 (▲) 下面側鉄筋は90%以上腐食なし腐食不確定の判定領域で推移し、R およびE2 (■) では、数年間不確定ののち腐食ありに移行した。側面と底面が被覆されているE3 では、下面側鉄筋での含水状態が高く維持されるなど酸素が供給されにくい状況にあったと考えられ、ある程度腐食を抑制できる環境となるとみられる。それ以外の条件では、塩化物、水、酸素の供給が十分で、被覆による効果が得られなかったことがわかる。

含浸材の影響は、シラン系含浸材では図-8 の破線で示すように90%以上腐食なしが数年続いたのちに不確定の判定領域付近にやや低下したが、暴露7年まで同様な傾向を示し、適用条件によっては乾燥状態の維持等による腐食抑制に寄与しうることがわかる。

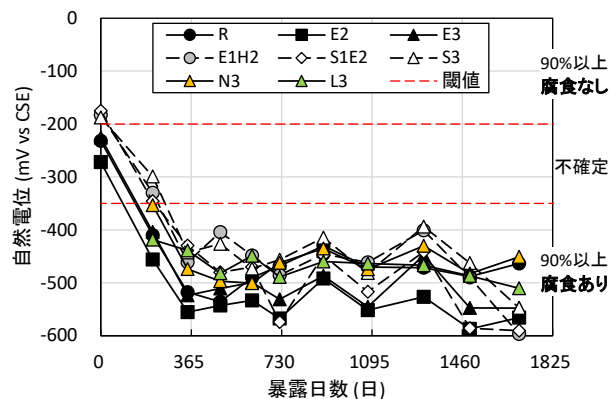


図-5 塩化物 $6\text{kg}/\text{m}^3$ 上側鉄筋の自然電位変化

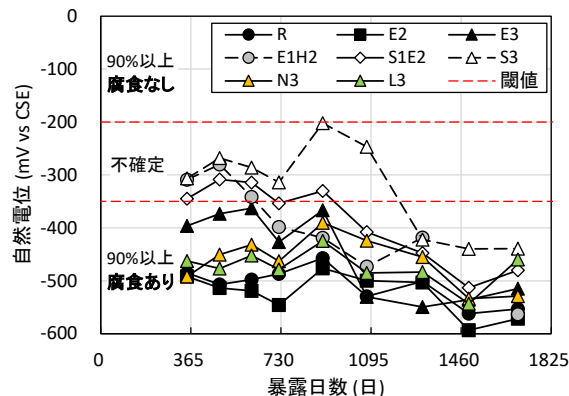


図-6 塩化物 $6\text{kg}/\text{m}^3$ 下側鉄筋の自然電位変化

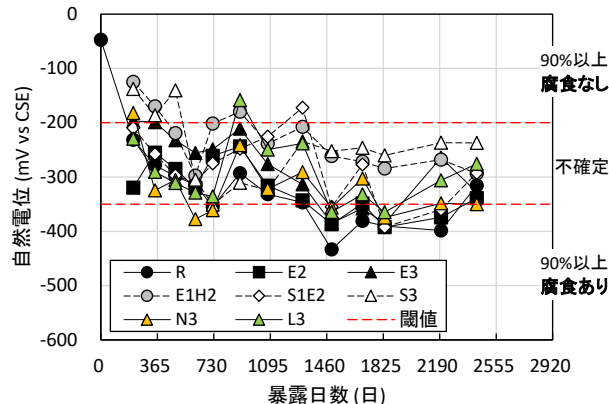


図-7 塩化物 $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ 上側鉄筋の自然電位変化

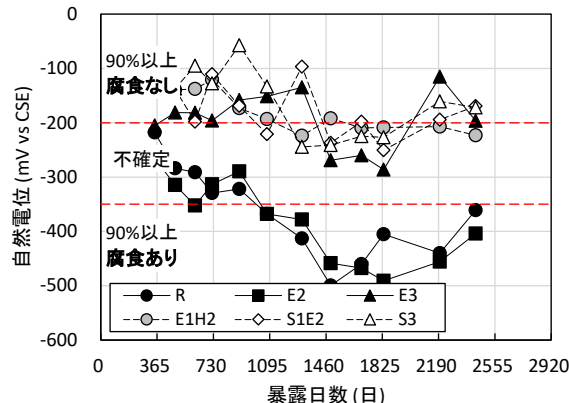


図-8 塩化物 $2.4\text{kg}/\text{m}^3$ 下側鉄筋の自然電位変化

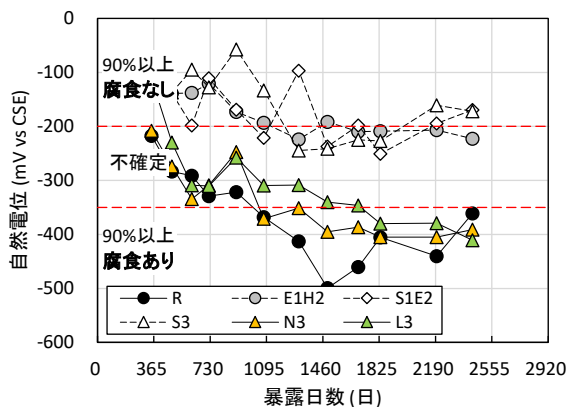


図-9 塩化物 2.4kg/m<sup>3</sup> 下側鉄筋の自然電位変化

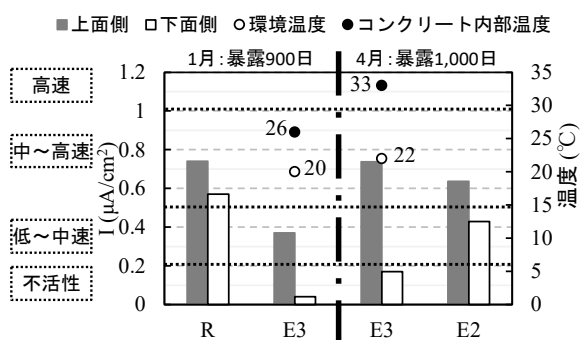


図-10 鉄筋の腐食電流密度の比較

けい酸塩系の表面含浸材は、図-9 に示すように暴露開始後1年で腐食不確定になり、数年後には腐食ありに移行していることから、塩分存在下での対策に用いるのは困難であることが示唆される。

## 2) 腐食電流密度

鉄筋の腐食速度として、分極抵抗測定より算出した腐食電流密度の結果を図-10 に示す。また、腐食電流密度から判定される一般的な腐食速度の基準を併せて示す。腐食電流密度の測定は、暴露 2.5~3 年時点での1月と4月に実施した。900 日後に測定した R と E3 の腐食電流密度を比較すると、上面側、下面側鉄筋ともに R の方が大きく、特に下面側で違いが顕著であった。次に 1000 日後に測定した E3 と E2 とを比較すると、上面側鉄筋はほぼ同じであったが、下面側鉄筋に違いが見られ、E2 の方が大きかった。また、両測定日に共通して測定した E3 の結果から、900 日後に比べて、1000 日後の方が腐食電流密度は大きいことが分かる。これは、図中に標記した環境温度とコンクリート内部温度 (R 供試体中央部の温度) から、測定時の温度が高いほど腐食速度は大きくなることも影響している。

これらを踏まえ被覆範囲の影響をみると、供試体の上

面が無処理であることもあり、下面側鉄筋にて腐食電流密度の差が顕著に表れており、腐食の小さいものから順に、 $E3 < R \approx E2$  と考えることができる。暴露数年後の腐食速度測定でみられたこの順列は、自然電位の測定結果とも一致しており、5 年暴露後の自然電位の状態はその腐食速度の相違の結果として生じていることが調査結果から確かめられた。

表面含浸材の効果については、シラン系含浸材は、塗布範囲を底面および側面とした被覆材 E3 と同等以上の腐食抑制効果がみられている。一方、けい酸塩系の含浸材は、塩害に対する有効な腐食抑制効果が得られるとはいえない結果となっている。

## 3) コンクリート中の水分量 (電気抵抗)

腐食抑制効果が異なる要因解明として、コンクリート中の水分量に着目し、暴露中の変化を調査した。含水率と関連性の高い鉄筋間の電気抵抗 (交流インピーダンス) の変化を図-11 に示す。コンクリート中の水分量は次章でも検討するが、本試験での挙動においては、温度、水分量、塩分量の変化を表すものと考えられる。ここで、塩分量は長期的に変化してゆくもの他因子に比べるとその変化割合は小さく、測定値の相対変化は主に温度と水分量の影響を受けていると考えられる。

まず初期塩分 6kg/m<sup>3</sup> 供試体をみると、測定時期や供試体の種類に関わらず測定結果に大きな変化はみられない。とくに上部鉄筋間では、塩分量が多く水分を保持しやすいえ表面が素地のままであるため、含水状態の変化が比較的少ないものと推測される。一方、底面がシラン系含浸された供試体 S1E2, S3 (破線) の下部鉄筋では、暴露初期は未測定ではあるものの数年後までは比較的抵抗値が大きく、すなわち乾燥した状態を保持でき、その後無処理や被覆供試体と同様な環境になったことがうかがえる。これは、図-6 の結果とも符合しており、高濃度塩分での腐食抑制挙動の要因を説明できる結果である。

初期塩分 2.4kg/m<sup>3</sup> では、シラン系含浸材の範囲近傍、E1H2, S1E2, S3 (破線) での鉄筋間電気抵抗が大きいことがわかる。温度未補正で夏季より冬季のほうが大きな抵抗値を示すが、シラン系含浸材では、暴露期間が長くなると徐々に乾燥側に变化してゆくことがわかった。2.4kg/m<sup>3</sup> であれば暴露 7 年後でも内部が比較的乾燥状態に維持でき、これが前述の結果で鉄筋腐食を抑制できている要因であるとみられる。上面以外を被覆した E3 の下部でも、無処理供試体 R (●) に比べると高抵抗を示している。一方、側面のみを被覆した E2 (■) とけい酸塩系含浸材 N3 (▲), L3 (△) は、いずれも R と大きく相



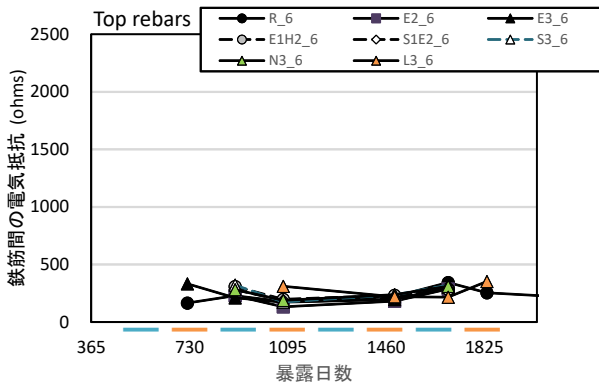
達しない変化を示した。自然電位等の結果において塩害に対する有効な腐食抑制効果が得られなかった要因をととして、水分状態が高い状態が続いているためであること示し、これ腐食環境の試験結果を裏付けるものである。

4) 塩化物イオン量分布、中性化深さ、鉄筋腐食面積率

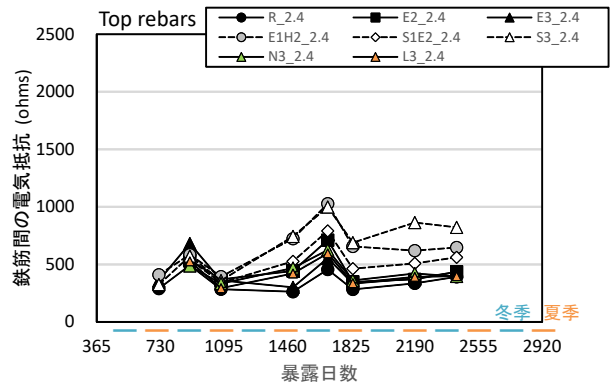
沖縄での屋外暴露5年後に解体調査を行い、供試体中央部での塩化物イオン量分布、中性化深さ、鉄筋腐食面

積率を測定した結果を図-12に示す。

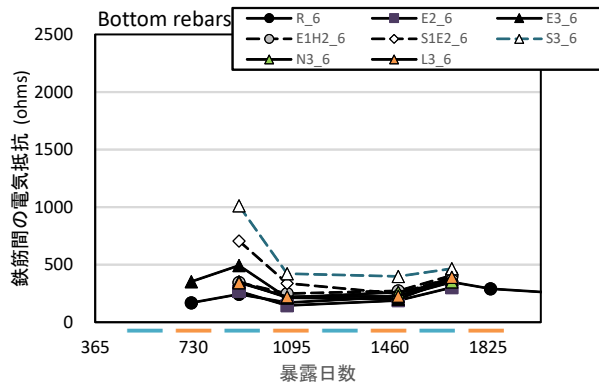
中性化深さは、上面は全て無処理素地面のため顕著な差はみられなかった。底面は、E3, E1H2 は被覆材が塗布されており0mmであるが、けい酸塩系含浸塗布面では無処理と同程度かやや大きく、シラン系含浸材では明らかに中性化が進行していた。これは、乾燥状態が維持され二酸化炭素の拡散が多かったためであると考えられる。



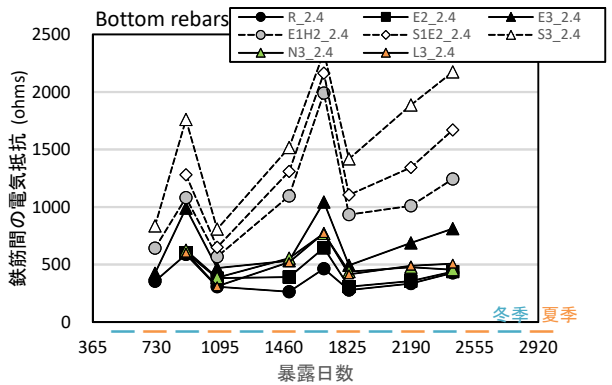
a) 上側鉄筋間:初期塩化物 6kg/m<sup>3</sup> 供試体)



c) 上側鉄筋間:初期塩化物 2.4kg/m<sup>3</sup> 供試体)



b) 下側鉄筋間:初期塩化物 6kg/m<sup>3</sup> 供試体)



d) 下側鉄筋間:初期塩化物 2.4kg/m<sup>3</sup> 供試体)

図-11 コンクリート中の水分量と関連付けられる鉄筋間の交流インピーダンスの変化 (暴露2~5年)

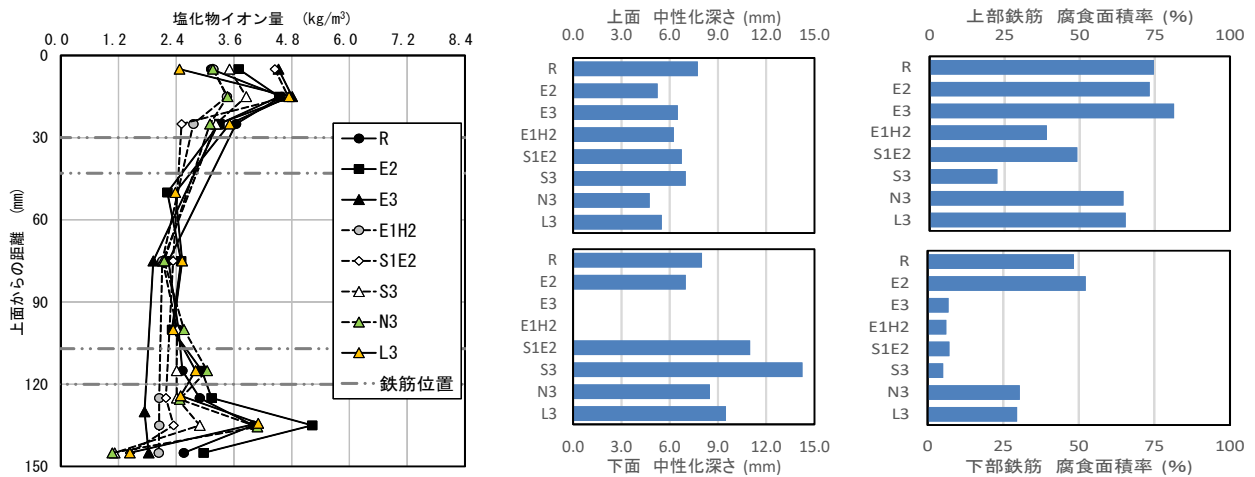


図-12 暴露5年後の初期塩化物 2.4kg/m<sup>3</sup> 供試体の塩化物イオン量分布、中性化深さ、鉄筋腐食面積率

塩化物イオン分布は、供試体中心部では初期混入量と概ね同程度の値を示し、E3, E1H2 の底面は被覆材が塗布されているため中性化しておらず、下側での塩化物イオン量分布は一定である。供試体上面と被覆部以外の下面では中性化フロントへの塩分濃縮がみられ最表面よりも次層がやや高いことがわかる。上面での塩化物分布は、側面の処理材等に起因する差が少しあるものの、顕著な相違とはいえない。一方、底面側には明確な差があり、これは前述の結果と符合するものであった。

鉄筋腐食面積率は、図-7, 8, 9 に示した自然電位の測定結果とよく対応しており、側面と底面を全て被覆した場合と、側面や底面にシラン系含浸材を用いた場合に腐食抑制効果が得られ、塩化物が内部にあるとけい酸塩系含浸材による補修効果は限定的であることがわかった。

### 3. 実大断面を有する供試体による内部環境の評価

鉄筋コンクリート供試体を用いた促進劣化サイクル試験および屋外暴露試験より、塗布部位によりコンクリート内部の環境が異なり、鉄筋の腐食抑制効果に影響を及ぼすことが確認された。この効果を実大規模で部材としての形状の中での挙動を検証するため、JIS A 5373 道路橋用橋げたを模擬した供試体 (T 形断面) を製作し、屋外暴露試験を開始した。供試体の概要と暴露後約1年間の測定結果を示す。

#### 3. 1 水分評価方法の検討

供試体の設置状況を図-13 に、コンクリートの配合を表-4 に示す。供試体は合計4体製作し、茨城県つくば市の屋外暴露場に平成29年2月に設置した。



図-13 実大断面を有する供試体の設置状況

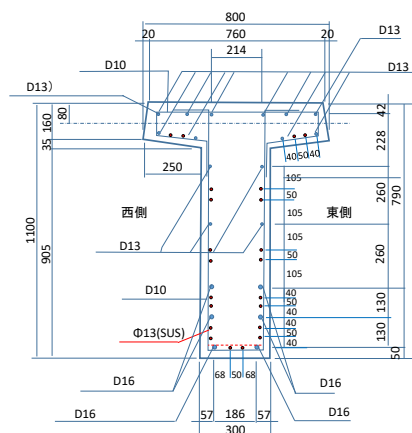
表-4 コンクリートの配合

W/C (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
40.5	181	447	668	991	4.02

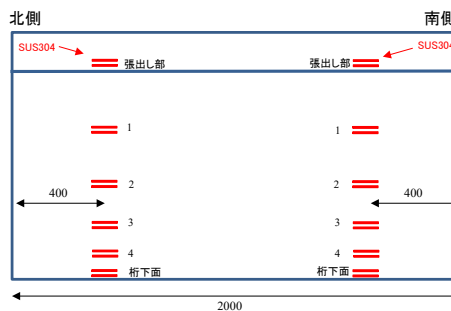
セメント：普通ポルトランドセメント、最大粗骨材寸法20mm、スランブ13cm、空気量3.7%

この桁供試体では、コンクリートの水分量により電気伝導性が変化することを利用して、電気抵抗を測定する

ことにより含水状態の分布を把握する。供試体の両端部から400mmの位置に、直径13mm、長さ100mmのステンレス鋼材 (SUS304) を、2本1組で鉄筋等と電気的に絶縁して11箇所 (22本) ずつ、図-14のように各供試体の北側と南側にコンクリート打設時に埋設した。交流インピーダンス (電気抵抗) は、周波数を1kHzに設定したLCRメータを用いて測定した。また、電気抵抗の測定結果との比較のため、コンクリート表層の水分量の測定に一般に使用されている、高周波容量式水分計による測定も行った。この水分計は、コンクリート表面に電極を押し当て、表層数cmの領域における高周波容量 (キャパシタンス) から水分量を推定するものである。



(a) 断面図



(b) 側面図

図-14 ステンレス鋼材埋設位置 (寸法: mm)

#### 3. 2 電気伝導性による水分量の評価

供試体の北側に配置したステンレス鋼材間の電気伝導率の測定結果の一例を図-15 に示す。図より、張出部の電気伝導率が大きい傾向にあることがわかる。コンクリート中の水分が多いほど電気伝導率は大きくなることから、張出部は比較的高い含水状態にあるものとみられる。また、測定日によって、電気伝導率の分布が異なることが確認される。

ステンレス鋼材間の電気伝導率の経時変化を、気象庁

つくば館野における降水量と併せて図-16に示す。図より、ある程度降水が続くと数日間は電気伝導率が高くなるのが密な計測頻度の期間でみられ、これは供試体内部の含水状態が高くなるためと推察される。電気伝導率の序列は、張出部>ウェブ>桁下面であり、測定期間内でその傾向は変わらないことが確認された。

次に、高周波容量式水分計による水分量の経時変化を図-17に示す。測定期間では徐々に水分量が低下していく傾向にある。水分量の序列は、電気伝導率の測定結果のように明確ではない。測定対象深さも異なるため、電気伝導率のみで含水状態の分布や経時変化の傾向を把握することは困難と考えられる。温度をはじめとした他の影響因子により電気伝導率を補正して水分量の評価を行う必要があることがわかった。

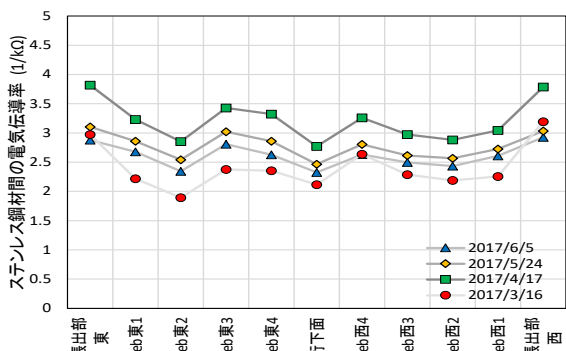


図-15 ステンレス鋼材間の電気伝導率の分布

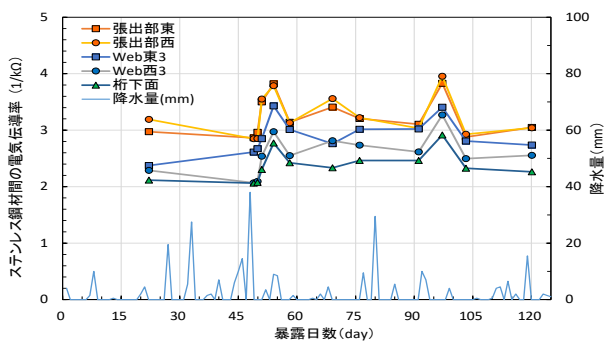


図-16 ステンレス鋼材間の電気伝導率と降水量

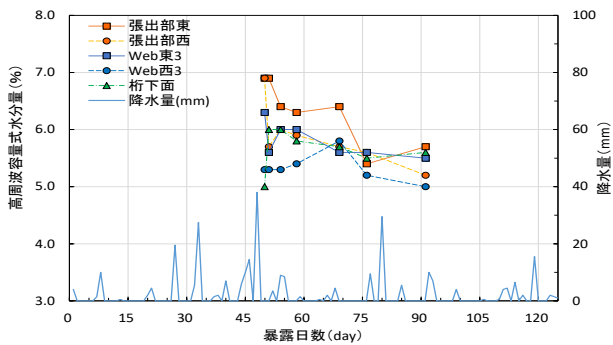


図-17 高周波容量式水分計による水分量と降水量

電気伝導率により水分量の動態観測を行うために、交流インピーダンスの測定値の自動観測に移行した。交流インピーダンスZ値は、細孔構造、塩分、温度、水分等の様々な要因により変化しており、測定される値は、 $Z = f(W, T, Cl^-, \text{etc.})$  のような関数で示される変化を示すと考えられる。このため、温度(内部分布)の測定を行って、その結果から温度影響を除去することを試みた。

実大桁のSUS電極センサ対の各位置を中心に熱電対を埋設して同時測定し、その結果からコンクリート桁内の温度分布を推定してZ値を補正することとした。図-18に約半年間の交流インピーダンスと温度の関係を示す。温度変化により電気抵抗率は大きく変化するものの一定の相関が見られ、電気抵抗率Z値は指数関数で近似される関係を呈し、乾燥時には高抵抗値の側に、湿潤飽水時に最低値をとって下側包絡線を形成すると考えられる。温度補正は、電解質がボルツマン分布に従うとした場合にアレニウス則により補正でき、絶対温度の逆数を指数関数で基準温度(今回は23℃)に換算した。個々の測定結果は近似線に沿って基準温度に補正され、これを電極位置とその経時変化として整理すれば、実大断面コンクリート桁内部の含水率分布とその経時変化を把握できることとなる。

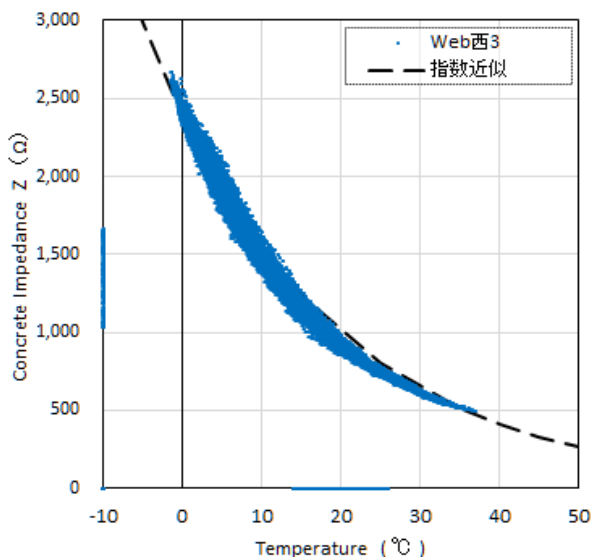


図-18 交流インピーダンスの温度依存性

### 3.3 水分量変化の観測結果

1kHzでの交流インピーダンスを多チャンネルで測定記録できるデータロガーを用いて、平成29年度後半から長期観測を開始した。平成30年3月に床版防水と橋面舗装を施工し、平成30年9月に表面保護材を塗布した。そ

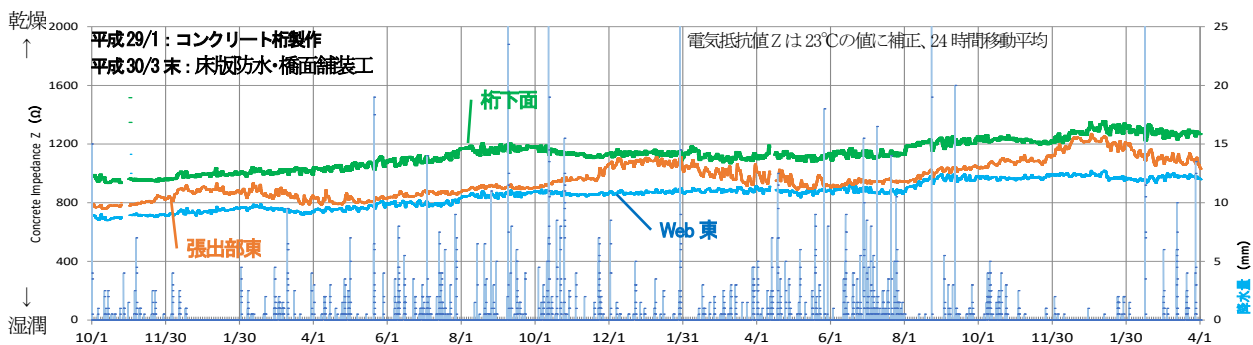


図-19 無処理(素地)桁の温度補正後電気抵抗率(含水状態)の観測結果 [平成30/10～令和3/3]

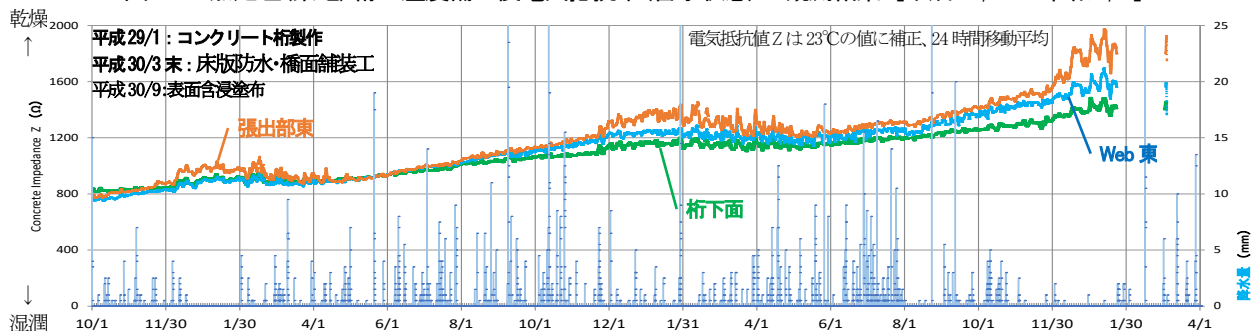


図-20 シラン含浸桁の温度補正後電気抵抗率(含水状態)の観測結果 [平成30/10～令和3/3]

の後、平成30年度前半までは天端に防水工を施したことによりコンクリートが乾燥側に变化し電気抵抗が増加傾向を示していた。基準温度を23℃として交流インピーダンス値を補正した変化として、表面保護塗布から2.5年間の観測結果の例を図-19に示す。温度補正後のZ値が水分量変化を示すとすると、含水状態は同一箇所でも時間とともに変化している。図中の期間では無処理桁の結果はわずかに増加傾向を示すもののほぼ水平で、内部の水分状況は比較的安定している。部位に着目すると、張出部では季節変動がみられるほか、降雨があるとその後一定時間は湿潤傾向を示し、少雨期(たとえば12～2月)は乾燥側に变化することがわかる。

表面保護工によるコンクリート内部の環境制御の検討として長期観測を続けた調査結果から、シラン含浸を施工した場合の例を図-20に示す。平成30年9月のシラン含浸材塗布以降も電気抵抗値の上昇、すなわち乾燥化が進んでいることがわかる。これは、図-6や図-11の結果とも符合しており、シラン含浸材の適用によりコンクリート内を乾燥傾向に調節できることを示す結果であり、漏水がいくらかある実大断面による試験桁でもこの効果を確認できた。測定箇所に着目すると、降雨が少なく乾燥が続くと同程度に収束するが、降雨が続くと桁部位による相違がやや拡大し、その序列は、張出部>Web>桁下面の順に含水状態が低い傾向を示すことがわかった。

#### 4. 表面保護材料の評価試験法

表面保護工は対策目的の劣化機構に応じて決まる要求性能をもとに設計されるもので、たとえば塩害対策であれば、現場の塩害環境外力および保護対象のコンクリート状態に応じて遮塩性能を設計、すなわち材料を選定する必要がある。もし基材品質によって遮塩効果が異なるのであれば、その補修対策の効果を発揮できないことにもなる。ところが現状の品質体系は、施工対象コンクリートの品質に基づいて決められておらず、これが工法選定を困難にする一つの要因といえる。そこで、試験条件や基材品質が表面保護材料の試験結果に与える影響について検討を行った。

##### 4.1 試験概要

補修対象となるコンクリート(基材)の品質の影響を含めて評価するために、PC部材、RC部材、施工不備や劣化の生じたコンクリートを模擬し水セメント比を65%、50%、35%の3段階設定した。このモルタルに、有機系表面被覆材、ポリマーセメント系表面被覆材、シラン系含浸材、けい酸塩系含浸材を施工し性能評価試験を行った。

##### 4.2 遮塩性評価試験方法の検討

試験条件や基材品質による遮塩性への影響を評価した試験結果の例として、土研資料4343号II編付属資料E(濃度差拡散セル法)を参考に、塩水濃度および浸漬温度を変えて、イオンクロマトグラフにより無処理のモルタルに対する透過量の経時変化を測定した結果を図-21に示



す。試験結果に与える影響は、温度の影響は小さく、塩分濃度（塩害環境）と基材品質（補修対象のコンクリート状態）により塩分浸透が大きく異なることがわかる。

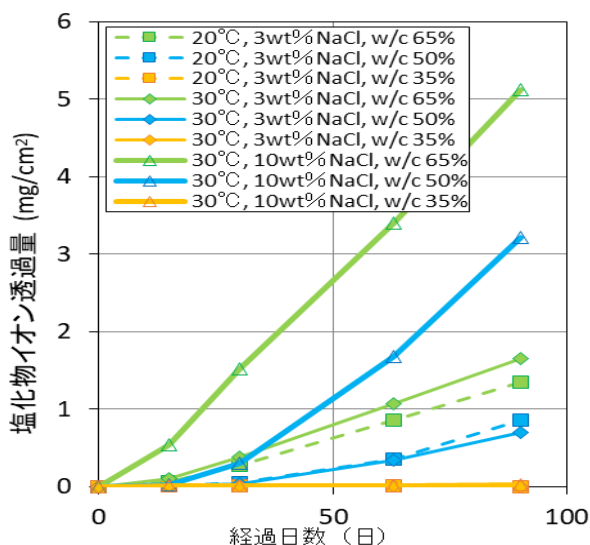


図-21 モルタル板を透過する塩分量への塩水濃度および温度の影響（拡散セル法）

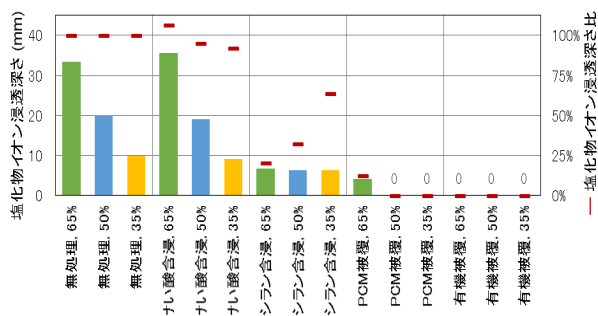


図-22 塩化物イオン浸透深さ（土研資料 4186 号）

各種の表面保護材料について塩分浸透深さを測定した結果を図-22に示す。試験体表面に成形膜を有する表面被覆では、内部への塩分浸透はほぼみられなかった。無処理の現状供試体の結果は、前述のように水セメント比すなわち基材品質の影響を強く受けており、けい酸含浸材でも同様の傾向がうかがえる。一方、シラン含浸では水セメント比の影響はほとんどみられず、浸透深さは同程度の値になっている。含浸改質層は薄いものの遮塩性を発揮していることがわかる。一方、品質の良い基材ほど含浸深さも小さく遮塩効果を得られないことになる。

表面含浸材の品質指標はW/C50%や55%基材に対する塩化物浸透深さ比として示されるが、その値が基材の品質

に影響される。よって、補修設計においてコンクリートの品質を考慮しないと適切に塩害対策をできない。補修設計では、供用後の鋼材位置での塩化物濃度を予測し、それに必要となる塩化物上限流束を求め、現状コンクリートの品質にあわせて保護材を選定する必要があることがわかった。

## 5. まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

(1) 鉄筋コンクリート供試体を用いた促進劣化サイクル試験および屋外暴露試験の結果から、表面保護工の塗布部位が異なることによって、コンクリート内部の環境が変化し、鉄筋の腐食環境に影響を及ぼすことを確認した。鉄筋の腐食抑制効果は、上面から水分や塩分が浸入する本試験では、下面側の鉄筋から表面保護による腐食抑制効果がわかり、被覆範囲や含浸材の種類による影響を把握できた。

(2) 塩害環境にある沖縄で7年間の暴露試験を行い、鉄筋電位、コンクリートの電気抵抗（水分量）、塩化物イオン分布を測定したところ、表面被覆や含浸材の種類と塗布範囲による水分状態の相違によるとみられる腐食抑制効果への影響を把握できた。

(3) 塗布部位および塗布材料の効果については、底面も封止する表面被覆を行った場合とシラン系含浸材を用いた場合において、腐食抑制効果が認められた。その他の塗布条件では水分状態が大きく変化しないため、塩分浸透状態での長期耐久性は期待できないことがわかった。

(4) 実大T形断面を有する桁供試体を用いた測定から、部位によって電気伝導性が異なり、張出部の含水状態が変化しやすい傾向が確認された。測定を自動化し年間を通して観測し温度補正した結果から、降雨の影響、部位の特徴とともに、表面保護材による内部水分環境の特徴がわかった。

(5) 塩化物イオンに関する評価試験法の検討から、表面含浸材は、遮塩性の要求性能と現状コンクリートの品質に応じて選定する必要があることがわかった。

## 参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー119 表面保護工法設計施工指針(案)、工種別マニュアル編、p.28,100,164、2005

## 6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 6.4.4 舗装マネジメントの効率化に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）、  
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）、地質・  
地盤研究グループ（特命）、材料資源研究グループ（先  
端材料・高度化）

研究担当者：藪雅行、木村孝司、齋藤清志、西崎到、  
新田弘之、稲崎富士、寺田剛、丸山記美雄、渡邊一弘、  
尾西恭亮、佐々木巖、大浦正樹、若林由弘

#### 【要旨】

本研究は、多様な交通条件、気象条件下で供用されている舗装を対象に、それら現場条件に応じた適切な維持修繕手法に関する検討を通じ、重交通道路及び軽交通道路の舗装の長寿命化・延命化手法を提案することを目的としている。平成 28 年度は、予防保全の観点から維持工法に着目し、維持工法が主たる工法である軽交通道路の破損特性と維持工法に用いられる材料の基礎物性について調査分析を行い、表面 1cm 程度の材料劣化が顕著で、表面からのひび割れに起因して破損が進展することを明らかにした。平成 29 年度は、軽交通道路に多い表面のアスファルト劣化から生じるトップダウン型ひび割れ、ボトムアップ型疲労ひび割れや低温ひび割れなどの損傷形態に対応した延命化補修工法として、表面処理工法ならびにじょく層併用薄層補修工法について現道調査による検討を行った。平成 30 年度は、予防保全が可能となる表面処理工法について試験舗装による検証を開始し、ひび割れ状態の変化などから適用条件の初期データを得た。じょく層併用薄層補修工法ではボトムアップ型疲労ひび割れや低温ひび割れなどのリフレクションクラック発生を抑制する効果が確認できた。令和元年および令和 2 年度は、表面処理工法の適用目安を示すための試験舗装による評価を行った。その結果、下層状態が比較的健全であれば交通量に応じた工法選定により路面機能維持として適用できることや浸透水の抑制効果がわかった。  
キーワード：舗装、表面機能、路面破損、構造破損、材料劣化、実態調査

#### 1. はじめに

本研究では、多様な交通条件、気象条件下で供用されている舗装を対象に、それら現場条件に応じた適切な維持修繕手法に関する検討を通じ、舗装の長寿命化・延命化手法を提案することを目的としている。多様な管理レベル下にあることが多い軽交通道路の舗装については、その管理レベルに対応した路面の維持工法と材料が求められる。そのためには、損傷の実態、特に損傷要因を把握し対策を選定することが必要である。

平成 28 年度は、予防保全の観点から維持工法に着目し、維持工法が主たる工法である軽交通道路の破損特性の整理、舗装表面の材料劣化状況の評価、維持工法に用いられる材料の用途や基礎物性について調査分析を行った。なお本研究では、N5 交通以下の道路を軽交通道路としている。

平成 29 年度は、舗装表面のアスファルト劣化から生じるトップダウン型ひび割れの抑制につながる表面処理

工法について、平成 30 年度は、予防保全が可能となる表面処理工法について試験舗装による検証を開始した。また、軽交通道路に多いボトムアップ型疲労ひび割れや低温ひび割れなどの損傷形態に対応した延命化補修工法の一つとして、じょく層併用薄層補修工法について追跡調査による検討を行った。

令和元年および令和 2 年度は、予防保全が可能となる表面処理工法の適用目安を示すため、損傷段階や交通/環境条件が異なる現道で試験舗装による評価を行った。

#### 2. 軽交通道路の管理と破損特性

##### 2.1 舗装の診断区分と措置

平成 28 年 10 月に策定された「舗装点検要領」（以下、「点検要領」という。）において、アスファルト舗装では表層の供用年数に対する使用目標年数を設定し、これを通じて表層の供用年数と損傷レベルに応じた適切な措置の実施により長寿命化をはかってゆくことになっている。

軽交通道路等の多くは、損傷の進行が緩やかな道路等に分類 (C,D) され、表層を使い続ける目標期間の設定は各道路管理者に求められていないが、道路特性を踏まえて管理基準を設定し、点検と診断を行って、適切な措置を講ずることとされている<sup>1)</sup>。

舗装の点検と診断においては、管理基準に照らした劣化の程度に応じた診断区分が、Ⅰ健全、Ⅱ表面機能保持段階、Ⅲ修繕段階に区分されている。これを受けて、舗装点検必携では使用目標年数と診断区分の対応を図-1のように整理している<sup>2)</sup>。

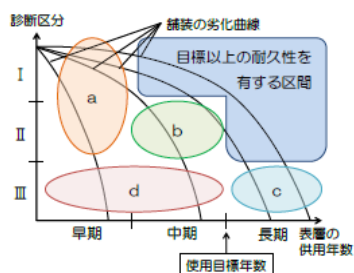


図-1 使用目標年数と診断区分のイメージ<sup>2)</sup>

舗装構造が比較的単純で舗装厚が薄い軽交通道路では、図中の措置の区分cとdでは表層を更新する機会が多く、必要に応じ路盤改良の要否を検討することとなる。このための確な点検と診断が必要となるものの、措置としての修繕工事には技術的な課題は多くない。

一方、区分aとbでは、表面処理やクラックシールといった維持工法が主体になる。しかしながら、維持材料工法の選定方法や判断基準が体系的に定まっているとは言えず、表層がどの程度延命されるのかもあまり明らかになっていない。点検要領に基づくメンテナンスサイクルを運用していく上で、今後はより一層、措置としての路面の維持工法の効果的な使用の重要性が増してくると考えられる。

## 2.2 表面の損傷形態と劣化要因

表層機能の保全による舗装の長寿命化・延命化は、表層の機能である快適な路面の保持と路盤の保護の持続によって達成される。これを阻む要因は、舗装表面の材料劣化と、ひび割れ等の不連続箇所からの水の浸透に大別される。ポットホールや段差などの即応せざるを得ない損傷や、放置しうる損傷もあるものの、破損進行が問題となる損傷として、ひび割れへの対応は重要である。

舗装のひび割れには、通過車両の繰返し载荷で舗装下面から発生し上に伸びるボトムアップ型疲労ひび割れ（以下、ボトムアップひび割れ）、舗装表面から下層に伸びるトップダウン型疲労ひび割れ（以下、トップダウン

ひび割れ）、凍上ひび割れ、温度応力ひび割れがある。

ボトムアップひび割れは、重ね梁としての舗装版の曲げ疲労破壊であり、舗装の構造設計の基本となる損傷形態である。路面に現れたひび割れは版を貫通しており、下層に水が浸透し剥離を生じるほか支持層である路盤の損傷を促進することとなる。

トップダウンひび割れは、表面の変形抵抗性が乏しい場合にタイヤ近傍の引張ひずみで生じるといわれており、特に劣化によるアスファルトの硬化が指摘されている。路面は日射を直接受けるため、紫外線や温度上昇で酸化劣化が進みやすい。表面の微細ひび割れや剥離による疲労性状の低下も過年度の研究課題で確認されている<sup>3)</sup>。

軽交通道路における損傷の進行要因として、水の浸入と表面付近の材料劣化が二つの大きな形態であり、その状況把握と抑制のための維持工法が重要となる。

## 3. 舗装表面の材料劣化の調査

表層機能保持において表面付近の材料劣化を正確に把握することが必要であるため、試験舗装工区の材料を用いて深さ方向のアスファルト劣化を調べた。

### 3.1 国道50号下館試験舗装

国道50号下館BPではカーボンブラックによるアスファルト舗装の耐久性評価を行っており<sup>4)</sup>、この採取表層材を用いて、舗装表面からの深さ方向に細かくスライスしてアスファルト劣化を調べた。当該舗装は平成26年3月に新設工事として施工され、令和2年度に供用3年後の試験を行った。使用材料は表-1に示すとおりである。なお、舗装厚などの面から試験未実施の箇所があるほか、歩道工区の1年後は20mmスライスで試験した。

表-1 試験舗装工区(下館)の表層材料

工区	混合物の種類	As量	空隙率	アスファルトの種類
車道	密粒度アスファルト混合物(13)[75]	5.4%	—	ポリマー改質Ⅱ型
歩道	開粒度アスファルト混合物(13)[50]	4.5%	12%以上	ストレートアスファルト60~80

図-2と図-3に試験結果を示す。車道部の改質密粒混合物では、表層深部では新設当初の針入度および軟化点を示しているのに対し、表面に近づくほど劣化度が大きくなり、表面1cmだけをみると針入度は20未満で軟化点もかなり高く、アスファルトの劣化が著しいことがわかる。歩道部は0年(練落とし材)のアスファルト試験が未実施であるが、使用アスファルト級から針入度50強程度であるとみられ、開粒度であり劣化は車道よりもさら

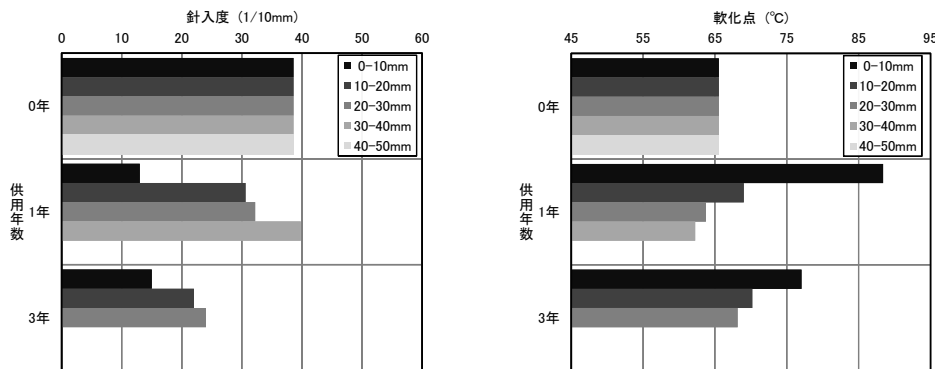


図-2 表面深さ方向の劣化状況(車道密粒)

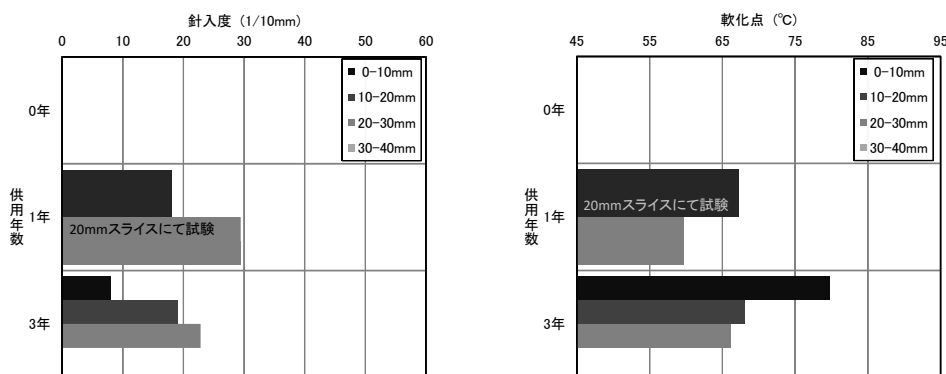


図-3 表面深さ方向の劣化状況(歩道開粒)

に早いとみられる。アスファルトの劣化は供用年数とともに進行するが、表面付近ではその進行は急激なことがこれらの結果からわかる。その理由としては、紫外線および酸化による劣化が挙げられる。表面部の締めめ状態にもよるが深部では酸素に触れる機会も相対的に少ないため、材料劣化の条件は表面付近で顕著に厳しい。

これまでの研究では表層 5cm を一体として材料評価することがほとんどであったが、今回、深さ方向に細かく分割して経年変化を調べたところ、表面付近の劣化条件が特に厳しいことがわかった。これは、耐候性に優れた表面処理材料等で路面を保護すれば、舗装の耐久性を大幅に向上でき得ることを示唆する。

表-2 試験舗装工区(青梅)の表層材料

工区	混合物の種類	再生骨材 (%)	新材 (%)	新アスファルトの種類	再生用添加剤量(%)
①	再生密粒度アスファルト混合物(13)[75]	60	40	ストレートアスファルト 40~60	旧アスファルトに対し 8.0
④	新規密粒度アスファルト混合物(13)[75]	-	100	ストレートアスファルト 40~60	-

### 3. 2 東京都道青梅試験舗装

土木研究所では、東京都土木技術支援・人材育成センターおよび(一社)日本アスファルト合材協会の三者で高針入度のアスファルトの舗装への適用性を検証するための共同研究として青梅市内の東京都道での試験舗装を平成 26 年 4 月に施工した<sup>5)</sup>。今回、供用 2.5 年後および暴露 1 年後の再取材のアスファルト劣化度評価試験を前項と同様に行った。ここでは使用材料のうち表-2 に示す、通常の再生アスファルト混合物および新規アスファルト混合物の試験結果を述べる。

図-4 と図-5 に試験結果を示す。劣化傾向は定性的には前項と同様であるが、再生混合物と新規混合物ではその進行速度が異なり、再生混合物の方が劣化は早いことがわかる。特に再生混合物の表面 1cm だけをみると針入度は 10 未満で軟化点も異常に高く、アスファルトの劣化が著しい。表面付近ではその進行が急激であることはこの結果からも裏付けられる。

当該試験舗装では、同じアスファルト混合物を用いた供試体を、東京都土木技術支援・人材育成センター(江東区)の屋上で暴露している。約 1 年間後に回収した供試体の結果を図中に示しているが深さ方向に材料を一括して試験しており、再生と新規ともに、0 年や 2.5 年供用後の深部と同程度の値を示した。表面近傍では劣化が





設定が必要となっている。

アスファルト系舗装の補修材料として、国内で使用されている材料製品の公表資料を市場調査により網羅的に整理し、表-3の例示のように集約した。今後、材料製品の技術資料等から、対策効果と謳い文句を整理し、比較評価のための性能表示や適用条件を示すための表示項目の標準化などを検討する予定としている。

### 5. 軽交通道路における舗装の長寿命化・延命化技術・手法の構築

#### 5.1 背景

損傷要因に応じた維持修繕工法の適用方法を明らかにすることで、軽交通道路の舗装の長寿命化と維持管理技術を向上させることを目指している。軽交通道路における維持修繕工法の延命効果データを取得し、その適用手法を提案する。

これまでの調査におけるひび割れ発生形態を含めた路面損傷調査から、トップダウン型ひび割れとボトムアップ型ひび割れの、二つの形態に分けられることがわかっている。前者は、舗装構造的には必要な断面を有している。表面の材料劣化が進行することによりトップダウン型ひび割れを生じ、それが進展することにより舗装全体の破壊に進行する。後者は、アスファルト混合物層厚が薄いことによる表層版の曲げ破壊や低温ひび割れが生じ、そのひび割れが表面まで貫通した時点で舗装全体の破壊に到る。そこで、その形態に着目し、表面処理工法およびじょく層併用薄層補修工法の延命効果データを調査している。

#### 5.2 表面処理工法の調査

舗装表面のアスファルト劣化が進行するとトップダウン型ひび割れを生じ、それが水の浸透を促して全層破壊に到る。軽交通道路では、重荷重が繰り返し作用する構造破壊や疲労損傷が卓越するよりは、材料劣化によるこの損傷が多く、表面機能の維持が求められる。表面処理工法は、表面のアスファルト劣化を抑制することによるひび割れ発生の防止効果とともに、表層の水密性向上による路盤をはじめとした下層の損傷抑制をはかることができる工法である。クラックシール等の事後保全型の対策工法と異なり、予防保全が可能となる表面処理工法についてその適用の目安を示すため、損傷段階や交通/環境条件ごとの有効性を把握するための試験舗装を進めている。



図-6 ひび割れ形態の異なる破損（つくば市内試験舗装区画）

#### (1) 試験施工のための調査

つくば市内の舗装を調査し、同程度の路面損傷状態が続く複数の区間を抽出した。これらの区間からコア抜きして調べたところ、図-6に示すように、交通量や表層の供用年数の相違により損傷形態が異なり、トップダウンおよびボトムアップなどの形態の異なるひび割れが生じている箇所を選定できた。表層のアスファルトの劣化度を、表面部分と内部に分けて抽出回収して調べたところ、図-7に示すように表面部分のアスファルトの劣化が顕著であることも確認できた。これらの区間について、さまざまな表面処理工法の試験舗装を施工して、損傷段階や交通/環境条件ごとの適用性を検証するための試験舗装を施工した。

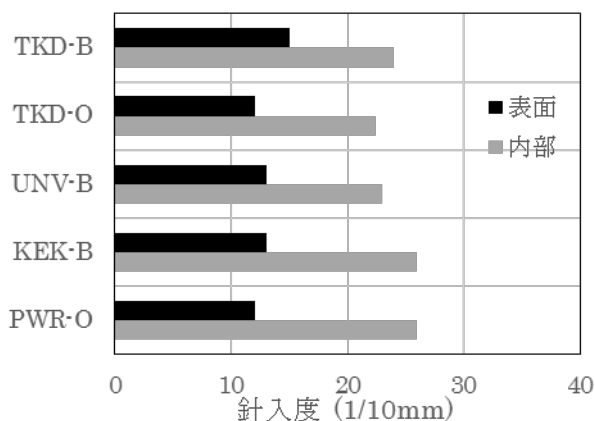


図-7 表面処理工法試験舗装区間の針入度

#### (2) 表面処理工法の試験施工

適用可能な交通条件の把握とともに、延命効果の検証を比較的短期間に行うために、生活道路から重交通路線

までを対象とした。既設舗装の損傷に関する適用範囲の調査として、ひび割れ状態や下層の健全性が異なる路線を含むよう試験箇所を選定を行った。試験箇所の概要を表-4に、表面処理工法とその使用材料を表-5に示す。

表面処理工法は構造的な保全措置にはならないためと条件として下層状態の把握は重要であり、その目安となるひび割れの進行方向を推定した。ひび割れの進行方向は採取コアの観察から、下層の損傷状態はFWD試験のD0たわみ量とその評価指標ならびに箇所ごとの補修履歴等から判断した。

各工法の延長を10mとし、薄層表面処理工法は全箇所（試験箇所①と②では、クラックシールとの併用工区も設定）で工区を設け、その他シール処理は交通量の多くない箇所で施工した。

表面処理の施工期間は、最高気温は40℃近くまで、路面温度は65℃程度まで達した日々が続いた。過酷な条件下ではあったが、各工法ともに施工性は問題なく、良好な仕上がりが得られたものの、一般にアスファルト乳剤は極寒や酷暑期の養生制約があることから、施工条件に関する耐久性等の検証も必要であることがわかった。

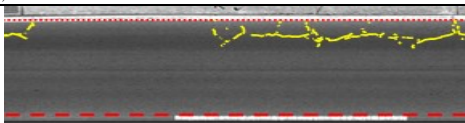
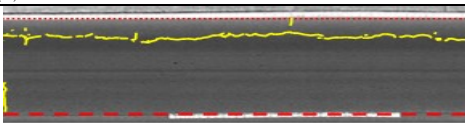
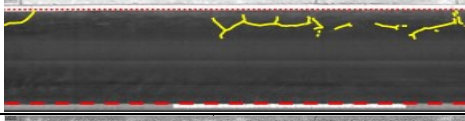
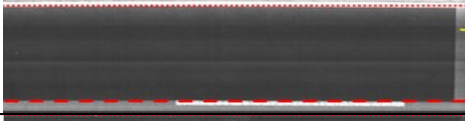
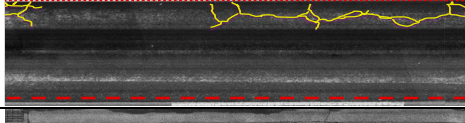
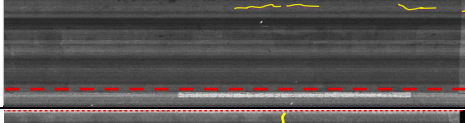
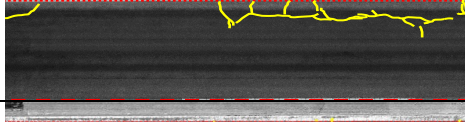
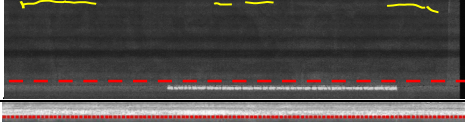
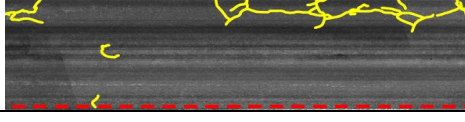
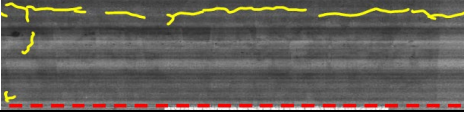
表-4 試験施工箇所と既設舗装の状態

箇所記号	交通量	下層状態(推定)	たわみD0(μm)	表層供用期間	ひび割れ率(箇所平均%)	路面テクスチャきめ深さ(mm)
①	重	損傷大	505	<5年	2.2% (ボトムアップ)	0.46 mm
②	重	損傷中	491		7.5% (ボトムアップ)	0.88 (粗い)
③	重	損傷中	395	15年<	14.2	0.54
④	中	損傷小 (セメント安定処理)	421	15年<	2.8 (トップダウン)	0.72 (粗い)
⑤	軽	健全	210	10-15年	0.1	0.58
⑥	軽	健全	542	<5年	0.2	0.35 (良い)

表-5 試験舗装に用いた表面処理工法

工法名	主な結合材料	骨材	塗布量 kg/m <sup>2</sup>
フォグシール	改質As乳剤(PKM-T)	—	0.6~1.0
フォグシール	ポリマー改質As乳剤	—	0.4~0.8
チップシール	改質As乳剤	砕石7号	7.4
チップシール	改質As乳剤	単粒砕石5-8mm	10.3~10.8
薄層表面処理A	改質アスファルト	細骨材	1.8~2.3
薄層表面処理B	弾力性As乳剤	珪砂	0.6~0.9
薄層表面処理C	As乳剤およびセメント	細骨材	1.9~2.6

表-6 表面処理工法施工前後と2.2年供用後までのひび割れ状況の変化の例

試験箇所③ (R408 土研前)	フォグシール(PKM-T)		薄層表面処理A	
	ひび割れ率(%)	ひび割れ線図	ひび割れ率(%)	ひび割れ線図
施工前	12.5		13.4	
施工5日後	10.5		0.0	
0.5年供用後	11.0		3.3	
1.3年供用後	13.3		5.9	
2.5年供用後	11.4		9.2	



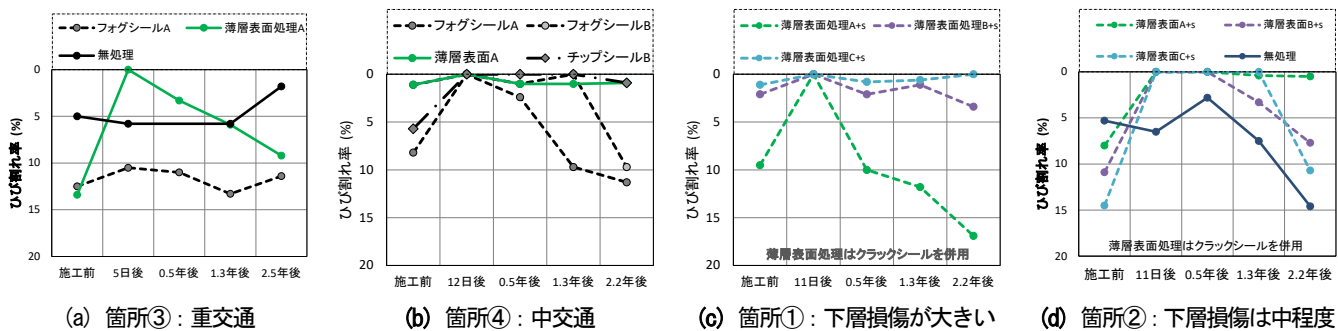


図-8 表面処理工法施工前後と1.3年供用後までのひび割れ状況の変化の例

(3) 試験施工のひび割れ状況調査結果

表層アスファルトの劣化防止の効果は長期供用後の評価を待つ必要がある。ここでは、水の浸入抑制としてのひび割れ状況の調査結果<sup>10)</sup>を示す。交通量が多く既設路面のひび割れが進んでいる試験箇所③での調査結果の例を表-6に示す。 Fogシールでは施工5日後には表層の既存ひび割れに沿った変状が生じ、薄層表面処理でもひび割れは顕在化しつつある。このひび割れ率を図示したのが図-8(a)である。 Fogシールではその損傷を修復することは困難であるが、薄層表面処理では数年間程度のひび割れ修復効果が得られるとみられる。

交通量が少ない試験箇所④、図-8(b)では重交通区間とはやや異なり、 Fogシールでは1年程度でひび割れが再発し、その後はさらにひび割れが拡大してゆく兆候がみられる。一方、チップシールと薄層表面処理では数年経過後でも1%以下に維持できている。下層状態が比較的健全で交通量が多くなければ適用性があることが示唆される。図-8(c), (d)は重交通区間でクラックシールと薄層表面処理を併用した場合の結果であるが、ひび割れが一年以内に再発するか否かが両箇所で大きく異なる。試験箇所①では、0.5年後には施工前のひび割れ率に戻り、さらに施工前よりも損傷が進行しつつある傾向がうかがえる。この箇所は下層損傷が大きい状態で表層のみを切削OLした区間であり、舗装表面の封止のみでは延命効果が得られなかったものとみられる。一方、試験箇所②では、比較工区のひび割れ率が増加傾向にあるが、薄層表面処理すると一定期間ひび割れの再発を抑制でき、数年経過した後でも施工前よりはひび割れ率の小さな状態を維持できている。表面処理の効果は舗装の構造的健全性に大きく影響を受けることが確認できる。

施工前と供用後のひび割れ率に着目すると、無処理の比較工区や Fogシールでわかるように、供用期間を経るとひび割れ率は上昇している。その中で、表面処理工法によりひび割れを一定期間抑制できることは舗装の延

命に有効であることが示唆される。ただし、損傷進行の抑制がどの程度であればライフサイクルを通じた適用効果が得られるのか、費用便益や二酸化炭素排出抑制効果等を検討し判断することが求められる。

本試験舗装では、施工前のひび割れ率が異なり工区ごとの単純比較は困難である。無処理の比較工区を初期ひび割れの程度ごとに再整理して、損傷程度に応じた表面処理工法の適用効果を整理してゆく必要がある。

なお、路面上にひび割れが見られていても、塗布材料がひび割れ内部に浸透することによる延命効果も期待できる。下層が損傷している場合でも遮水性を付与できれば延命効果が期待できる。損傷区間における実際の遮水性を面的に把握し、下層の保護効果を評価することが望まれる。また、ひび割れの進行状況と表面処理層のひび割れ追従性など検討すべき項目も多い。

(4) 表面処理工法による遮水性の評価

ひび割れや締固め不良箇所等があると、それが微細なものであっても雨水が下層に浸透し舗装全体の破損につながる。表面処理の遮水性の評価として、ひび割れ部からの水の浸透状況の評価を試みた。図-9の例に示す測点で透水試験を行い、水分浸透の有無を調べた。



図-9 舗装走行実験場内の試験工区



図中の薄層表面処理Aでは、供用2.5年後に塗膜の消耗やひび割れの再発があっても、水が浸透しなかった。その一方、隣接した無処理の比較工区では、ひび割れ箇所から数L/hr以上の水の浸透が観察された。今後、定量的な調査方法を定め、調査結果を重ねて遮水による延命効果を把握する必要がある。

#### (5) 表面処理工法による遮水性の評価

舗装表面の粗さ(テクスチャ)が変化すると、走行車両による振動や騒音、すべり抵抗等が変化する。損傷が進みつつある既設舗装の耐久性向上とともに、路面粗さをはじめとした表面機能の回復は、表面処理工法の主目的の一つである。

レーザセンサ(CTメータ)による路面粗さの調査結果を図-10に示す。表面処理の施工により路面のきめ深さは平滑化し適度なテクスチャとなる。既存路面が荒れきりが深くなっていた場合においては、薄層表面処理の改善効果が明確で、既存路面に $\sigma 1\text{mm}$ 程度の荒れがあっても $0.5\text{mm}$ 程度の平滑面に整生できる。そしてその状態は数年間の供用後も維持されている。これは、塗布した処理材が既存路面の谷部に残り機能を発揮しているためと考えられ、路面の状態が異なることは図-9からもわかる。一方、無処理の比較工区の供用前後の変化では、きめ深さが $0.5\text{mm}$ 以下の現状路面を継続使用した箇所の全てで面荒れが進行していることがわかる。

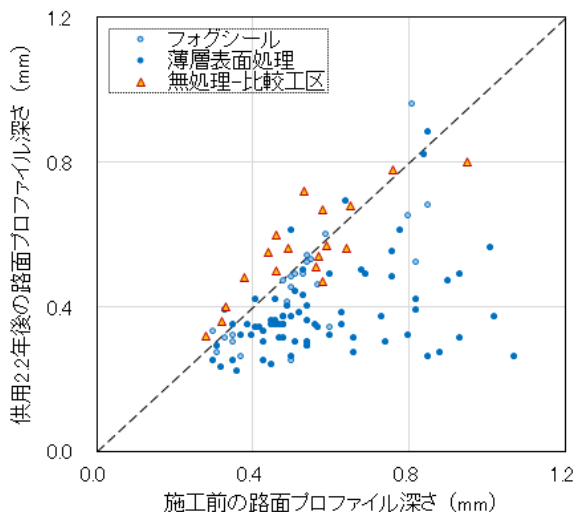


図-10 舗装表面処理による路面粗さの変化

### 5.3 じょく層併用薄層補修工法の調査

アスファルト混合物層厚の薄い軽交通路線区間には、ボトムアップ型疲労ひび割れや低温ひび割れが発生しやすいことがわかっている。そのため、軽交通路線区間ではこれらの損傷形態に対応した延命化補修工法を検討することが大切である。ボトムアップ型疲労ひび割れや低温ひび割れ箇所を補修する工法の一つとして、じょく層併用薄層補修工法について検討を行った。

じょく層併用薄層補修工法の供用後12年間の追跡調査結果を整理した。じょく層併用薄層補修工法とは、図-11に示すように、既設路面にじょく層(上のアスファルト混合物に応力を伝えないようにする層)を $1\text{cm}$ 程度の厚さで敷設し、さらにその上に変形追従性を高めるために、柔軟性の高い軟質改質アスファルトを使用した混合物層を $3\text{cm}$ 程度舗設するもので、リフレクションや低温クラックの抑制効果が期待できるものである。調査箇所では混合物層に空隙 $10\sim 15\%$ の開粒度アスコン( $3\text{cm}$ )を舗設している。

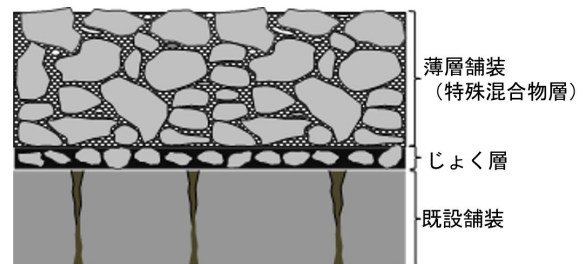


図-11 じょく層併用薄層補修工法断面図

じょく層併用薄層補修工法を施す前の既設舗装の状態としては、低温クラックが $10\text{m}$ に一本の割合で入っており、ひび割れ率は約 $12\%$ であった。比較工区として、標準的な補修工法である合成繊維シートとオーバーレイを併用した区間を設けて比較している。じょく層併用薄層補修工法と標準工法の区間の、既設舗装のひび割れ率はほぼ同程度であり、平等な条件で補修効果の比較ができると考えられる。なお、調査対象箇所は北海道の道北内陸部に位置しており、近傍のアメダス観測点における $1980\sim 2000$ 年の凍結指数の平均値は約 $900$ であり、全道の平均値( $585^\circ\text{C}\cdot\text{日}$ )よりもかなり高い数値を示す、非常に厳しい寒さに晒される箇所であると言える。

施工後12年間のひび割れ率追跡調査結果を図-12に示す。標準的な薄層舗装区間は、 $10\%$ を越えるひび割れ率となっているのに比べて、じょく層併用薄層補修工法のひび割れ率は $2\%$ 程度であり、リフレクションクラック発生を抑制する効果が確認できる。

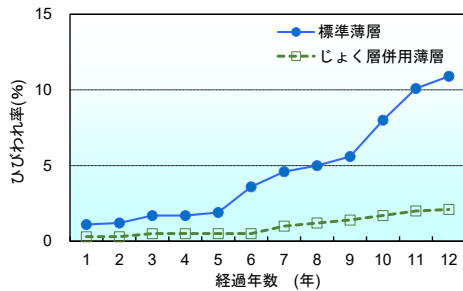


図-12 じょく層併用薄層補修工法区間のひび割れ状況

## 6. まとめ

アスファルト混合物層が薄い軽交通道路では、表層機能の保全を目的とした維持工法が主たる措置である。損傷レベルの大きい診断区分Ⅲの多くは舗装打換えや表層更新となるものの、管理方針によっては維持工事により延命をはからざるをえない場合もある。

研究の初年度である平成 28 年度は、アスファルト舗装の破損特性の整理、舗装表面の材料劣化状況の評価、維持工法に用いられる材料の用途や基礎物性について調査分析を行った。その結果、表面近傍の材料劣化が顕著であることがわかり、既往研究課題の水浸疲労の知見とあわせて、表面劣化やひび割れの処置が延命化に直結することを確認した。表面機能確保のための表面処理工法の適用の目安を示すための、試験舗装を含めた試験調査を進めてゆくことにした。

平成 29 年度は、予防保全としても可能な措置であり、その適用の目安を示す必要がある表面処理工法について、つくば市内の現道舗装での適用性評価のための試験舗装に着手した。また、軽交通道路に多いボトムアップ型疲労ひび割れや低温ひび割れ区間における延命化工法の一つとして、じょく層併用薄層補修工法について追跡調査による検討を行った結果、じょく層併用薄層補修工法はボトムアップ型疲労ひび割れや低温ひび割れなどのリフレクションクラック発生を抑制する効果が確認できた。

平成 30 年度は、予防保全あるいは劣化初期における延命化の観点から維持工法に着目し、破損のメカニズムを踏まえて、いどこに適用すべきであるか、試験舗装による検証を開始した。ひび割れ状態の変化などから適用性条件の初期データを得た。今後、材料の性能指標、延命のコスト効果など、維持修繕シナリオを想定しつつ調査を進めてゆく予定である。

令和元年および令和 2 年度は、予防保全が可能となる表面処理工法の適用目安を示すため、損傷段階や交通/環境条件が異なる複数の現道における試験舗装による検証を行った。2.5 年後までの追跡調査からは、下層状態が比較的健全であれば交通量に応じた工法選定により路面機能の維持が可能であることが示唆された。また、ひび割れ等の路面損傷部からの浸透水を抑制する効果を確認でき、遮水による下層損傷の抑制としての延命効果を期待できる。今後、これらの検証結果を総合しライフサイクルコスト等を検討することにより、表面処理工法の適用法を提案する予定である。

なお、現道における調査はそれぞれ道路管理者の協力を得て、また試験舗装には共同研究において実施しているものもある。道路管理者ほかの多大なるご協力のもと実施しているものであり、ここに記して関係各位に謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 武藤聡、久保和幸、藪雅行：「舗装点検要領」の策定について、舗装、Vol.52、No.1、pp.11-15、2017.1
- 2) 日本道路協会：舗装点検必携 平成 29 年版、p.50、2017.1
- 3) 渡邊一弘、藪雅行：舗装の表面処理工法による延命効果、土木技術資料、Vol.58、No.8、pp.16-17、2016.8
- 4) 佐々木巖、新田弘之、西崎到：歩道用開粒度アスファルト混合物へのカーボンブラックの適用性、土木学会第 70 回年次学術講演会、Vol.70、No.V-268、pp.535-536、2015.9
- 5) 峰岸順一、西岡佑介：再生アスファルト混合物への高針入度アスファルトの適用性検討、土木技術資料、Vol.59、No.3、pp.44-47、2017.2
- 6) 佐々木巖、永原篤：表面処理工法の適用性評価のための試験舗装と初期性状、日本道路会議論文集 DVD、2019.11
- 7) 佐々木巖、新田弘之、日本アスファルト乳剤協会：アスファルト乳剤を用いた表面処理工法による表層機能保持、アスファルト、Vol.236、2021.5

## 6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 6.4.5 先端的維持管理技術による土木機械設備マネジメントに関する研究

担当チーム：技術推進本部（先端技術チーム）

寒地技術推進室（寒地機械技術チーム）

研究担当者：森川博邦、上野仁士、黒田浩章、  
須山友貴

片野浩司、中島淳一、永長哲也、  
平地一典

#### 【要旨】

土木施設に導入されている各種の土木機械設備は、河川・道路において非常に重要な役割を果たしているが、施設数の増大、老朽化の進行、限られた維持管理予算の相反する条件下で、より適切なライフサイクルマネジメントの導入が進められている。しかしながら近年、想定を超える天災による被災や、これまで重要とされていた部品故障により土木機械設備の機能喪失が見られることから、施設の健全性評価や早期機能回復のために点検診断・維持管理の容易な設備構造も検討する必要がある。本研究では、国民の生命、財産を守る上で不可欠な土木機械設備の確実な機能発揮を目指し、土木機械設備の効率的・効果的な設計に関する手法について提案するものである。令和2年度は、当チームがこれまで実施してきた河川ポンプ設備を中心とした土木機械設備のストックマネジメントに関する研究結果を基に、点検診断が容易な設備構造を検討するため、設備構造及び点検技術の実態調査と、既往研究等により設備診断に有効と考えられる点検診断手法が現在の設備構造で適用可能か等の実証試験を令和元年度に引き続き実施するとともに、これまでの調査内容を資料としてとりまとめるべく、事例集の素案の作成を行った。

キーワード：土木機械設備、維持管理、ストックマネジメント

#### 1. はじめに

土木研究所においては、これまで土木機械設備の効率的・効果的な維持管理の実現を目的として、信頼性評価手法及び関連する複数の施設における社会的な影響度と設備の健全度の総合評価手法、また「非」常用設備への状態監視技術に係る研究を実施し、効果的な更新や整備の計画立案に寄与してきたところである。

土木機械設備の状態監視技術に関する研究成果は国土交通省の「河川用ポンプ設備状態監視ガイドライン（案）」にその知見が反映されているが、設備構造が障害となり十分に適用できない事例がある。このため設備構造と状態監視技術を含めた点検手法、整備方法との融和を図る必要がある。

令和2年度は、点検診断が容易な設備構造を検討するため設備構造及び点検技術の実態調査を実施した。

#### 2. 研究実施内容

本研究では、土木機械設備についてより効果的・効率的な土木機械設備の設計及び維持管理に関する手法の提案に資する、以下の研究に取り組んでいる。

- ・点検診断の容易な設備構造の設計・改良手法の構築

#### 3. 研究の基本方針

土木機械設備の状態監視技術については、これまで研究を進めており、国土交通省のガイドラインに知見が反映されるなど一定の成果を上げている。しかしながら、既存設備においては、設備構造が障害となり点検診断技術が十分に適用できない事例がある。

このため、設備構造と状態監視技術を含めた点検手法、整備方法との融和を図り、点検診断、維持管理の容易な設備構造を検討し、設計の考え方や既存設備の改良を盛り込んだ基準化へ向けての技術資料を策定し提案する必要がある。

これらを実現するにあたって、以下の項目に着目し研究を進める。

- (1) 設備構造等実態及び活用すべき点検技術の調査
  - ・設備構造及び点検技術の実態調査
  - ・点検診断技術と設備構造の適合性検討、評価
- (2) 点検・診断しやすい設備構造の検討
  - ・河川ポンプ設備における設備構造の具体化検討
  - ・既設ポンプ設備による検証
  - ・点検診断しやすい設備構造の評価・整理
- (3) 既存設備の改良手法に関する検討

- ・既存設備への改良手法検討

(4) 点検診断の容易な設備構造の設計・改良手法の構築

- ・手法としてとりまとめ

4. 研究内容

4. 1 点検診断に苦慮する設備構造の実態調査と対策の検討

本研究では研究開始当初から、維持管理に支障のある設備構造の調査と対策の検討を行った。令和2年度に調査した内容の一例を下記に示す。

① 排水機場における、点検整備時の作業員の動きを著しく妨げる事例とその対策案の検討

対象の排水機場のポンプ室内の平面図は図-1の通りだが、主ポンプの点検等を行う際は、図-1の黄色部分に回り込むことがあり、その際は赤矢印が経路となるが、下記4点のため回り込みにくい。

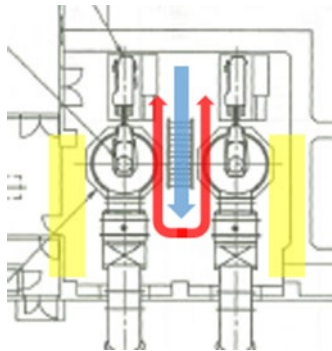


図-1 ポンプ室 平面図

- ・ポンプ室内の階段と主ポンプの間が狭い。
- ・その間に、空気抜き配管（白い管）がある。
- ・その上、1号機は冷却水配管が横に出ている。
- ・また、銘盤が階段側に出っ張る形で設置されている

以上について、写真-1に示す。



写真-1 室内移動の妨げとなる配管等

解決案として、施設内の点検時等の人の動きを考慮し、人が通る可能性のあるところにはなるべく障害となるよ

うな構造物を配置しないようにする、等が考えられる。

② 水門における、点検困難な部位で発生した不具合例とその対策案の検討

シーブボックス内のシーブやワイヤロープの状態の目視確認・点検が困難な事例がある。写真-2、3に示すように、シーブボックスにカバーがついていて、その内部状況が確認できない。また、点検時に開閉操作ができない（常時閉のため）ので、事実上目視不能である。

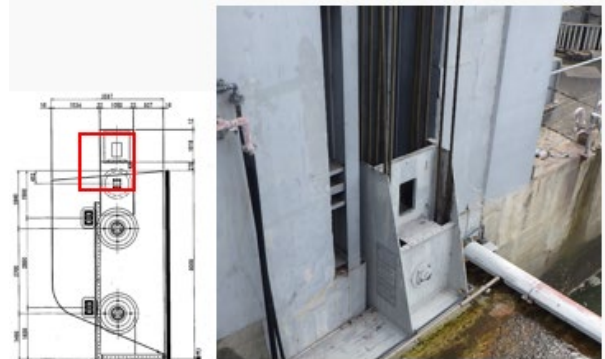


写真-2 シーブボックスの位置（左）とシーブボックス（右）



写真-3 シーブボックスのカバー部  
(カバーを外した写真に赤枠でカバー部を表示)

このため、ワイヤロープ異常の確認ができず、ワイヤロープのシーブ下面が腐食し損傷した。損傷状況を写真-4に示す。





写真-4 ワイヤロープ損傷状況

腐食の原因は、海に近いことから潮風がロープに当たり、その塩分が雨水等により下シーブまで下がったためと思われる。

対策としては、シーブボックスの水抜き穴がグリズ等で閉塞して雨水が抜けにくいことも一因と思われるので、水抜き穴を可能な範囲で大きくして閉塞しにくくする、ということが考えられる。

また、設備構造以外の対策ではあるが、下記が考えられる。

- ・ 今後の維持管理（ワイヤロープ交換時期）は、今回の事象をベースにて検討する（交換してから約20年なので、その数年前に交換する、等）
- ・ 可能であれば、点検時に30cmほどゲートの開操作を行い（あるいは開操作を行った際に）、閉状態でシーブ下面となる箇所を点検する。

#### 4. 2 渦電流変位計取り付け治具の検討について

現在、排水機場ポンプ設備の主軸の軸振動は、渦電流変位計を用いて計測している。排水機場も仕様は設置場所の現場条件により決定されるため、ポンプの形状も様々である。そのため軸振動は、写真-5に示すように、可搬型のマグネット式架台に渦電流変形のセンサを装着して計測している。ポンプのケーシングに直接、磁石で固定するため様々な形状に対応できる反面、排水機場の現場条件により、架台の設置に苦慮することもあり、不安定な場所への設置になるため、より強固に固定でき、計測精度向上に寄与できる横軸ポンプ専用の計測治具を製作した。計測治具を写真-6に、計測治具を用いた計測の様子を写真-7に示す。



写真-5 マグネット式架台による計測

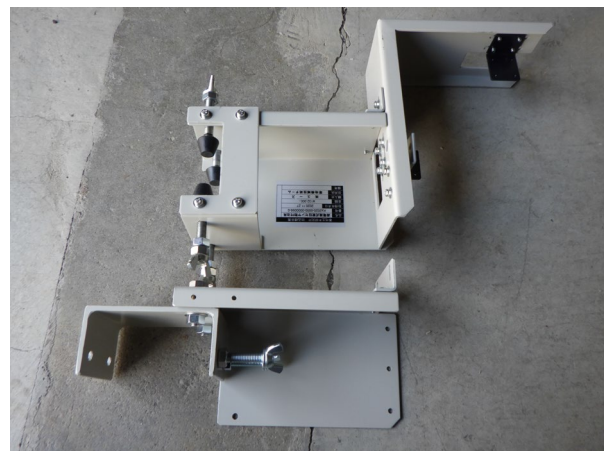


写真-6 横軸ポンプ用計測治具



写真-7 横軸ポンプ用計測治具による計測

#### 4. 3 加速度計の断熱対策について

排水機場の原動機の振動は、ディーゼルエンジンの場合、3方向加速度センサを原動機の据付部にマグネットで直接装着して計測している。しかし、一部の排水機場では原動機にガスタービンエンジンを採用しており、原

動機据付部が 300℃近い高温となるため、加速度センサの故障や計測精度に影響があるなど振動計測に苦慮している事例がある。そこで、写真-8、9 に示す、断熱加工を施した加速度センサ専用の断熱治具を製作した。

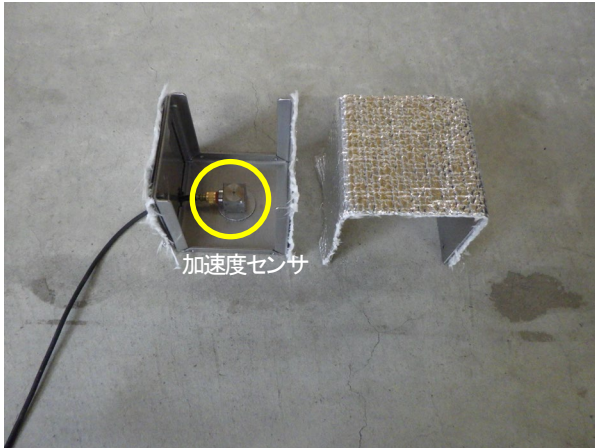


写真-8 加速度センサ用断熱加工治具①



写真-9 加速度センサ用断熱加工治具②

#### 4. 4 「点検診断しやすい設備構造」事例集素案の作成

過年度からこれまで調査してきた、点検診断・維持管理に苦慮している設備実態と対策の検討や、新たな点検診断技術に適した設備構造の検討内容を元に、点検診断しやすい設備構造の事例集（素案）をとりまとめた。

令和 2 年度は、これまで得られた各種情報を見やすいよう、各内容に共通の書式フォーマットを定めることを主眼に整理した。一部抜粋した内容を図-2 に示す。

今後は、引き続き調査を進め、内容の精査や充実を図る。

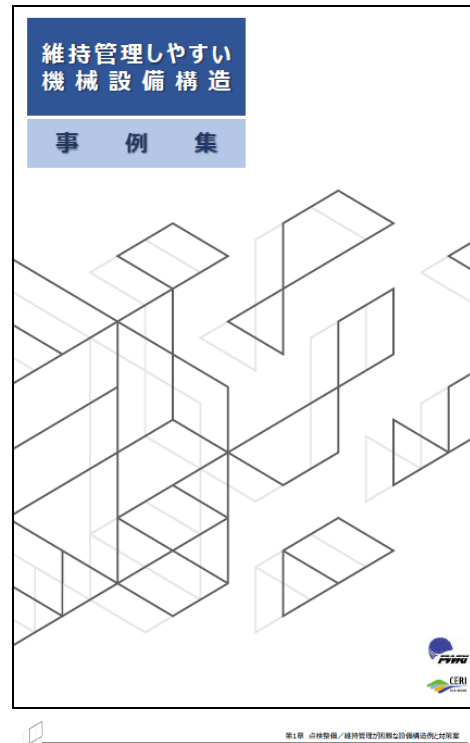


図-2 点検診断しやすい設備構造 事例集

#### 5. まとめ

各種機械設備の点検・診断しやすい設備構造について、今後も引き続き調査を行うとともに、可能なものについては模型や実機による効果検証などを行い、効果的な設計・改良手法の構築に向けた検討を進める。最終的には、4.4 に示した事例集など技術資料にとりまとめ、現場での活用や設計基準等への反映の提案を行う予定である。

## 6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 6.4.6 先端的維持管理技術による管理用施設（接合部）マネジメントに関する研究（1）

担当チーム：材料資源研究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：新田弘之、富山禎仁

#### 【要旨】

コンクリート内部におけるあと施工アンカーの長期的な挙動については、十分に解明されておらず、信頼性の高い耐久性評価手法などの知見が得られていないのが現状である。そこで本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に用いられるあと施工アンカーを主な対象として、各種の環境条件があと施工アンカーの耐力や破壊モードに与える影響を解明し、その評価手法を構築することを目的として検討している。令和2年度は過年度に引き続き、コンクリートのアルカリ成分によるアンカー接着剤への影響を把握するため、水酸化カリウム水溶液への浸せきによるアンカー接着剤の経時変化を評価した。また、湿潤なコンクリート内部でアンカーに持続荷重が作用する場合の挙動等について検討した。

キーワード：接着系あと施工アンカー、アルカリ、持続荷重、接着強さ、押抜試験、引抜試験、クリープ試験

#### 1. はじめに

あと施工アンカーは比較的容易に定着が可能なことから、土木構造物においても、橋梁の耐震補強や河川構造物等の既設構造物の補強、附属物の取り付けなどの用途で、既に数多く使われていると共に、今後も需要が見込まれる。しかし、コンクリート内部におけるこれらの長期的な挙動については、十分に解明されておらず、信頼性の高い耐久性評価手法などの知見が得られていないのが現状である。このため、土木用途におけるあと施工アンカーの適切な設計・施工・維持管理法は確立しておらず、基準類も存在していない状況にある。

そこで本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に用いられるあと施工アンカーを主な対象として、各種の環境条件が耐力や破壊モードに与える影響を解明し、その評価手法を構築することを目的としている。

平成28年度から令和元年度までは、接着系アンカーの品質規格の一つである ACI355.4-11 を参考に、アンカーを施工したコンクリート円柱をスライスして作製した供試体をアルカリ水溶液中に浸せきし、接着剤樹脂の劣化挙動に関しデータを取得した。一方、湿潤環境において持続荷重を受ける際の接着系アンカーの長期挙動を把握するため、水中でのクリープ試験を行うとともに、アンカー接着剤の高温時の挙動について検討した。

令和2年度は過年度に引き続き、接着系アンカーの耐アルカリ性を評価するために、より長期間の浸せき試験を行い、特性の変化について検討した。また、湿潤環境

下での接着系アンカーのクリープ挙動についてデータを充実させた。

接着系アンカーは現在ジェットファン固定には使用されていないが、構造用として多用される分野もあり、あと施工アンカー全体の信頼性向上のためには、その長期挙動の把握は重要である。

#### 2. アルカリの影響に関する実験

##### 2.1 概要

コンクリート内部の高アルカリ環境下における接着系あと施工アンカーの長期的な挙動については十分に解明されておらず、さらなるデータの充実が必要である。このため、接着系アンカーの試験方法の一つである ACI 355.4-11<sup>1)</sup>を参考に、アンカー接着剤のアルカリによる劣化機構や劣化の評価方法について検討している<sup>2)、3)</sup>。当該規格で規定されている接着系アンカーの耐アルカリ性評価方法では、アンカーを打設したコンクリート円柱を所定の厚さにスライスした試験片を用いる。水酸化カリウム (KOH) 水溶液浸せき前後の試験片の押抜試験を実施し、得られたアンカー接着剤とコンクリートとの接着強さを劣化の指標とするものである。

##### 2.2 実験方法

###### 2.2.1 実験材料

接着系アンカーは、製品の形態や施工方法、接着剤樹脂の種類等が異なるさまざまな製品が市販されている<sup>4)</sup>。これらの中から、ガラス製カプセルに接着剤（主剤、硬



化剤) と骨材とが封入された「カプセル方式」の製品を4種類、「注入方式(カートリッジ型)」の製品1種類を用いた。カプセル方式の製品は、カプセルをドリルで削孔した孔に挿入した後、回転・打撃を与えて施工する「回転・打撃型」3種類(不飽和ポリエステル樹脂、ビニルエステル樹脂、ビニルウレタン樹脂)と、ハンマー等でボルトを打込むことでガラスカプセルを破碎し施工する「打込み型」1種類(不飽和ポリエステル樹脂)である。実験に用いた接着系アンカーの製品規格を表-1に示す。試験片の母材となるコンクリート( $\phi 154 \times 150$  mm)は、硬質塩化ビニル管を型枠にして打設した。水セメント比は70%、材齢28日目の圧縮強度は約23 MPaである(表-2)。母材コンクリートへのアルカリ添加による劣化促進効果について検証するため、一部の実験ケースでは、pH 13.2~13.5程度に調製したKOH水溶液を練混ぜ水として用い母材コンクリートを作製した。

材齢約15週の母材コンクリート上面中央に、製造メーカーが指定する径、長さの孔をハンマードリルで設けてアンカーのカプセルを挿入し、製品A、B、Cについては先端を斜め45°にカットした全ねじボルト(M12)を挿入しながらカプセルに回転・打撃を与え、製品Dについては先端が平らな全ねじボルト(M12)にハンマーで打撃を与えながら挿入し、施工した。

### 2.2.2 実験方法

アンカー接着剤が完全に硬化した後、コンクリート円柱を水平方向に型枠ごとスライスし、これを試験片とした浸せき試験を行った。試験片はコンクリート円柱の上面近傍を避け、1体につき3枚ずつ採取した。試験片の

厚さについてACI 355.4-11では1 3/16±1/8インチ(27~33.3 mm)と規定しているが、本研究ではやや薄い25 mmで試験した。アンカー打設後のコンクリート断面と、試験片採取方法の概略を図-1に示す。

作製した試験片は、プラスチック製水槽に満たしたKOH水溶液中に浸せきした。浸せき開始時の母材コンクリートの材齢はおよそ20週である。KOH水溶液の濃度は約1 mol/LでpH 13.2~13.5程度となるように調製し、液温は恒温恒湿室内で20°Cあるいは40°C一定で保持した。試験片は、互いに30 mm程度の間隔を保つよう、水槽中に立てて静置した。浸せき試験時の試験片設置状況を図-2に示す。

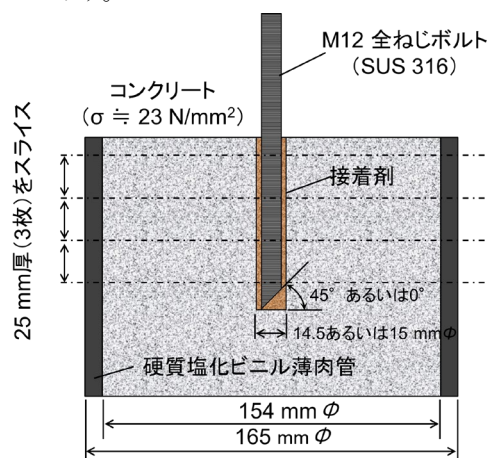


図-1 接着系アンカー打設後のコンクリート断面と試験片採取方法の概略

表-1 アルカリ浸せき試験に用いた接着系あと施工アンカーの寸法と強度(製造メーカーの技術資料より)

製品種別	アンカーのタイプ	接着剤樹脂 <sup>※1</sup>	外径(mm)	長さ(mm)	アンカー筋	ドリル径(mm)	削孔長(mm)	最大引張荷重(kN)	付着強さ <sup>※2</sup> (MPa)
A	カプセル方式 回転・打撃型	UP	13	100	M12 <sup>※3</sup>	14.5	100	57.4	17.3
B	カプセル方式 回転・打撃型	VE	12.7	100	M12 <sup>※3</sup>	14.5	100	73.1	22.0
C	カプセル方式 回転・打撃型	VU	13.1	127	M12 <sup>※3</sup>	14	110	54.2	14.7
D	カプセル方式 打込み型	UP	13	102	M12 <sup>※4</sup>	15	110	52.7	12.7

※1: UP/不飽和ポリエステル樹脂、VE/ビニルエステル樹脂、VU/ビニルウレタン樹脂

※2: 有効付着長(削孔長-カット部長)により算出

※3: SUS304 全ねじボルト 先端斜め45°カット

※4: SUS304 全ねじボルト 先端斜めカットなし

表-2 母材コンクリートの配合

水セメント比(%)	細骨材率(%)	単用量(kg/m <sup>3</sup> )				混和剤A	混和剤B
		水	セメント	細骨材	粗骨材		
70	47	163	23.3	87.4	1001	セメント×0.25%	セメント×0.003%





図-2 浸せき試験時の試験片設置状況

所定の時間が経過した時点で試験片を取り出し、軽く水洗した後、押抜試験を実施した。押抜試験は、試験片取り出し後から1時間以内に実施した。ACI 355.4-11の規定に準拠し、20℃、湿度60%RHの空气中に暴露した試験片についても同様に評価した。スライス試験片の数量は、一水準あたり10枚とした。浸せき試験を行ったケースを表-3に示す。

表-3 浸せき試験を行ったケース

製品 種別	KOH水溶液 (pH 13.2~13.5) 浸せき		20℃、60%RH 大気中
	40℃	20℃	
A	○/◎	○	○
B	○	—	—
C	○	—	—
D	○	—	—

○：母材コンクリートへのアルカリ添加なし／◎：母材コンクリートへのアルカリ添加あり

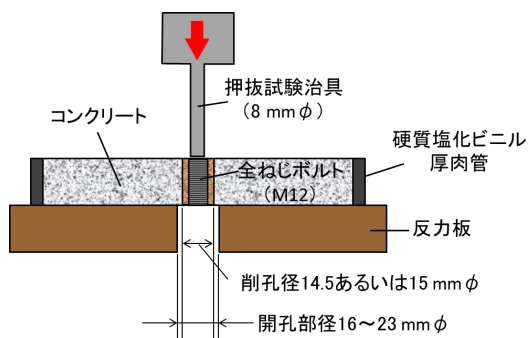


図-3 スライス試験片による押抜試験の概略図

押抜試験の概略図を図-3に示す。押抜試験は、厚さ25 mmの鋼製反力板で試験片の底面全面を支持し、直径8 mmの治具により、試験片上面よりボルト中心に荷重を加えることにより行った。反力板の開孔部の直径は16 mmとした。押抜試験には万能試験機を用い、試験速度は1 mm/min.で行った。破壊に至るまでの最大荷重から、式

(1)により接着強さを求めた。

$$\tau_{dur,i} = \frac{N_{u,i}}{\pi d_a h_{sl}} \quad (1)$$

ここに $\tau_{dur,i}$ :接着強さ (MPa)、 $N_{u,i}$ :最大荷重 (N)、 $d_a$ :アンカー径 (mm)、 $h_{sl}$ :試験片厚さ (mm)

### 2.2.3 赤外線分光分析

赤外線分光分析は、有機化合物の中の炭素同士や、炭素-酸素、炭素-水素などの化学結合の様々な振動による光の吸収が、赤外線域に現れることを利用した化学分析手法である。試料の赤外線 (波長800~4000 cm<sup>-1</sup>程度) 吸収スペクトルから、樹脂の種類や劣化の有無に関する情報が得られる<sup>5)</sup>。そこで、押抜試験後の接着剤の表面近傍 (接着剤表面から深さ数10 μm程度までの範囲) から採取した少量の微粉状のサンプルについて赤外線分光分析を行い、薬液浸せき前後における接着剤の化学構造の変化について調べた。

接着剤から得られる微粉状のサンプルには樹脂分と骨材分とが混合しているため、光学顕微鏡で観察しながら、樹脂分と思われる粒子のみを選別し、これをコンプレッションセルで加圧圧縮することで赤外顕微鏡を用いた透過スペクトルの測定を行った。

### 2.3 実験結果と考察

接着剤 (樹脂) の種類や施工方法の異なる4種の接着系あと施工アンカーについて、40℃のKOH水溶液に浸せきした時の、接着強さの経時変化を図-4に示す。これらの結果は、押抜試験によって得られたものである。

いずれの実験ケースにおいても、母材コンクリートには肉眼で確認できるひび割れは生じなかった。浸せきの有無にかかわらずデータのばらつきは大きく、変動係数は製品A、B、C、Dの順にそれぞれ23%、18%、37%、13%となった。いずれの製品においても、浸せきによる破壊モードの変化に明確な傾向は認められなかった。接着強さの平均値に着目すると、4000時間浸せき後には、製品Bを除きいずれもわずかながら低下が見られた。また、母材コンクリートにあらかじめアルカリを添加したケースでは、浸せきにより接着強さがわずかに増加した。

そこで、浸せき前と4000時間浸せき後の平均値について、有意水準5%でF検定およびt検定を行ったところ、製品A (アルカリ添加なし) は有意差あり、製品B、C、Dおよび製品A (アルカリ添加あり) については有意差が無いとの結果が得られた。

KOH水溶液浸せきによるアンカー接着剤の劣化の有無を調べるため、押抜試験後の接着剤破断面表面近傍の樹脂について、赤外顕微鏡による化学構造分析を行った。

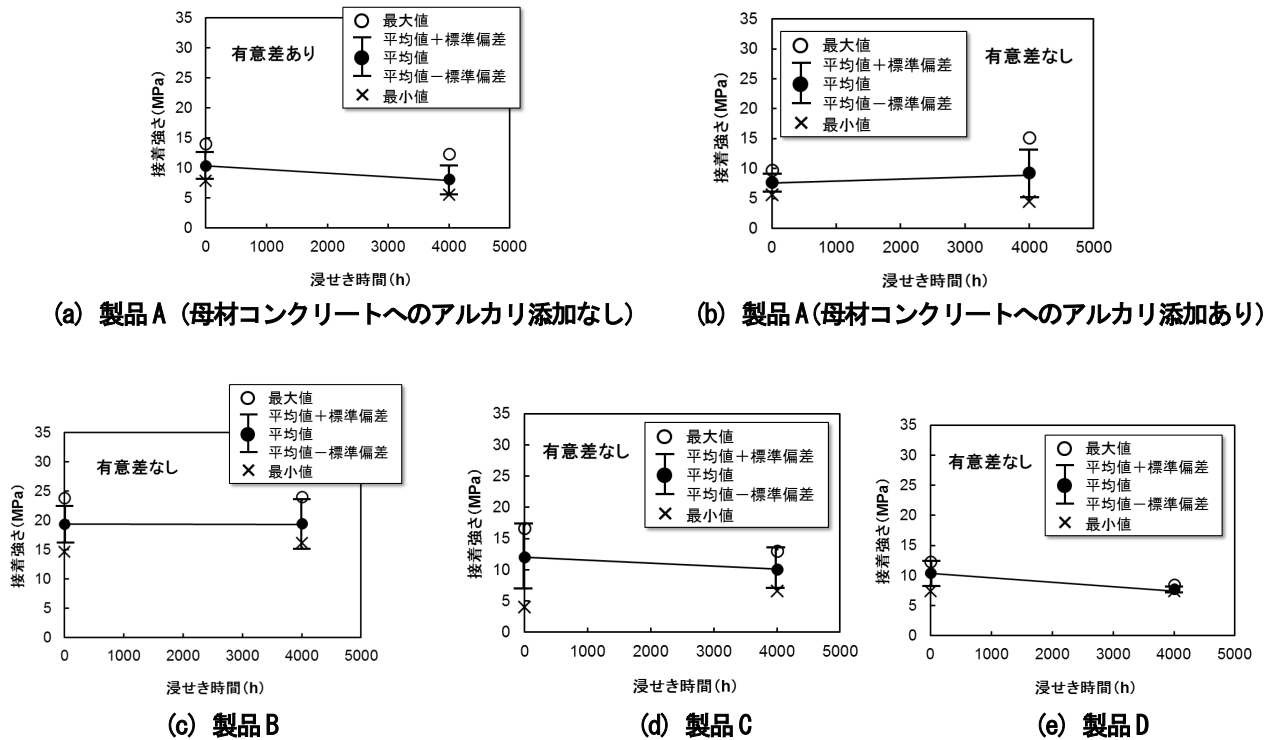


図-4 接着系あと施工アンカーの接着強さの経時変化 (40°C、pH13.2 水酸化カリウム水溶液浸せき)

その結果、製品 A (アルカリ添加なし) を除くいずれも、アルカリ浸せきの前後で明確な赤外吸収スペクトルの変化は認められなかった (図-5)。以上の結果を踏まえると、製品 B、C、D については、実験を行った範囲内ではアルカリによる劣化は生じていないものと推察される。

一方、製品 A (アルカリ添加なし) については KOH 水溶液浸せき前後において、化学構造の変化を示す赤外吸収スペクトルの変化が認められた。

図-6 は 20°C、60%RH の気中または 40°C の KOH 水溶液中で 2000 時間経過後の、接着剤表面の赤外吸収スペクトルを示している。いずれのスペクトルにおいても 1730 $\text{cm}^{-1}$  付近に、エステル結合の強い吸収ピークが認められる。これは、不飽和ポリエステル樹脂のスペクトルの特徴の一つである。40°C に浸せきした接着剤のスペクトルでは、1730  $\text{cm}^{-1}$  付近の吸収がやや弱まり、1580  $\text{cm}^{-1}$  付近に新たな吸収ピークの出現の兆候が認められた。既往の研究などから、不飽和ポリエステル樹脂に含まれるエステル結合がアルカリ存在下で加水分解しカルボン酸塩を生じた場合に、同様の赤外吸収スペクトルの変化を示すことが明らかとなっている<sup>6)、7)</sup>。すなわち、図-6 で示したスペクトルの変化から、40°C の KOH 水溶液に浸せきしたことにより、接着剤表面近傍の樹脂が加水分解が生じていることが示唆された。

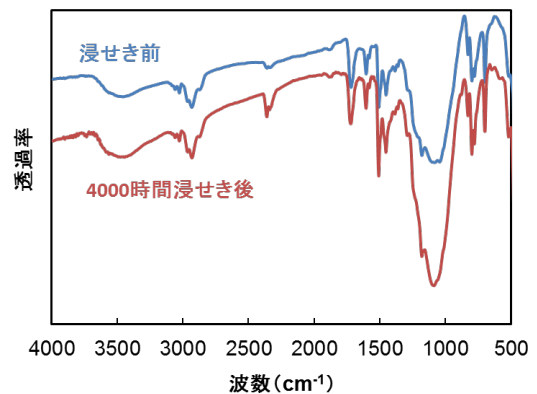


図-5 アルカリ浸せき前後におけるアンカー接着剤の赤外吸収スペクトルの一例 (製品 B)

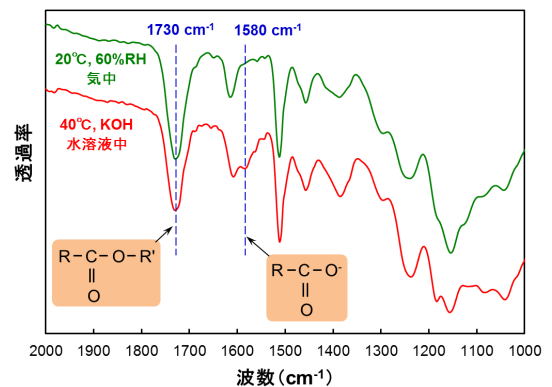
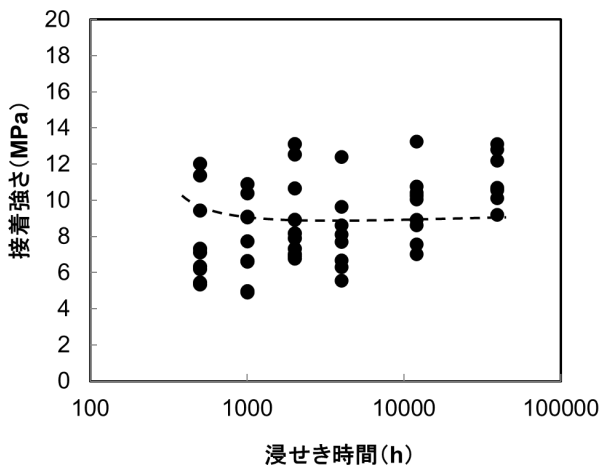


図-6 接着剤表面の典型的な赤外吸収スペクトル (2000 時間経過後)

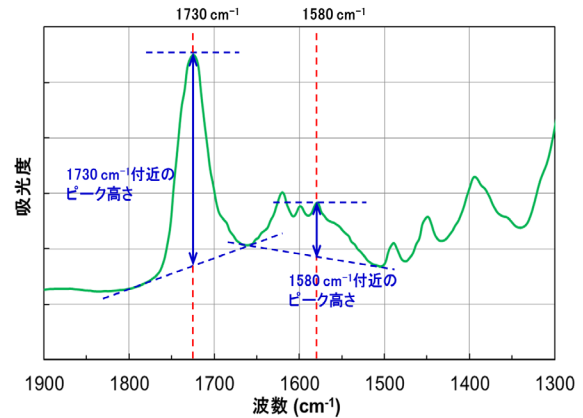
そこで、さらに長時間浸せきした場合の挙動を把握するために、製品Aについて浸せきを継続することとした。**図-7**はアルカリ浸せきを39000時間まで継続したときの、製品Aの接着強さの経時変化を示している。接着強さは浸せき初期にわずかな低下を示したものの、その後はほぼ横ばいに推移し、39000時間後においても初期と同等の水準を維持することがわかった。



**図-7** 製品Aにおける接着強さの経時変化 (40℃、pH13.2水酸化カリウム水溶液浸せき)

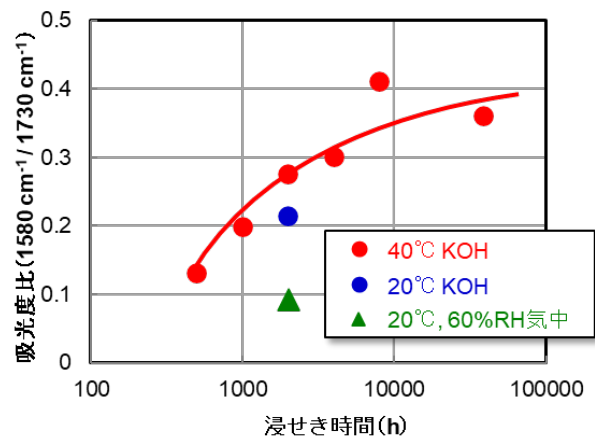
既往の見解<sup>6), 7)</sup>などから、不飽和ポリエステル樹脂の加水分解が進行するほど赤外吸収スペクトルにおける1580 cm<sup>-1</sup>付近のピークは強くなり、逆に1730 cm<sup>-1</sup>付近の吸収は弱まることが知られている。そこで、これらの2つの吸収ピークの比を指標として利用し、製品Aについて浸せきによる加水分解の程度を評価することにした。方法は以下のとおりである<sup>8)</sup>。

- スペクトルを吸光度に換算して解析する。
- 1580 cm<sup>-1</sup>付近および1730 cm<sup>-1</sup>付近の吸収ピークそれぞれについて、ベースラインからピークトップまでの高さを求める。ベースラインは各吸収ピークの高波数側/低波数側の2点のピーク立ち上がり部を結ぶ直線とする (**図-8**)。なお、1580 cm<sup>-1</sup>付近に明確な吸収ピークを持たない試料については、1580 cm<sup>-1</sup>における吸光度とベースラインとの差をピーク高さとする。
- 上記で求められる1580 cm<sup>-1</sup>付近/1730 cm<sup>-1</sup>付近の吸収ピーク高さの比が当該スペクトルの加水分解度合いの指標となる。(1580 cm<sup>-1</sup>/1730 cm<sup>-1</sup>比が大きいほど加水分解が進んでいることとなる。)



**図-8** 赤外吸収スペクトルにおけるピーク高さの求め方

赤外吸収スペクトルの解析結果を**図-9**に示す。それぞれのデータは、押抜試験後における接着剤表面の任意の3か所から試料を採取してスペクトル測定を行い、解析して得られた結果の平均値を示している。40℃のKOH水溶液に浸せきした場合の吸光度比(1580 cm<sup>-1</sup>付近 / 1730 cm<sup>-1</sup>)の経時変化に着目すると、浸せき時間の増加に伴い、吸光度比も増加していることがわかる。その一方で、20℃、60%RH気中に暴露した試験片については、2000時間後においても初期とほぼ同程度の吸光度であることから、40℃浸せきにおいて示された吸光度比の増加は、アルカリによる樹脂の加水分解に起因するものであると推察される。また、2000時間経過時点では、20℃浸せきよりも40℃浸せきの方が吸光度比が大きいことから、環境液の温度が高い方がより促進的に加水分解が進行するものと考えられる。ただし、これらの変化は浸せき時間の増加に伴って徐々に緩やかになること、**図-7**の結果から、接着強さへの影響は小さいことが示された。



**図-9** 赤外吸収スペクトルにおける吸光度比の経時変化 (1580 cm<sup>-1</sup>付近 / 1730 cm<sup>-1</sup>付近)

3. 湿潤環境下での持続荷重の影響に関する実験

3.1 概要

接着系あと施工アンカーに持続的な荷重が長時間作用する場合の耐力は、最大耐力に比べて明らかに低下することが知られている<sup>10)</sup>。しかし、これらのデータは十分に蓄積されておらず、適切な設計が行えないのが現状である。特に、母材であるコンクリートに発生したひび割れなどに起因し、コンクリート/アンカーの接着面に水が滞留するような場合、持続荷重と水分との複合的な作用により接着系アンカーの耐久性が低下することが懸念されるが、その挙動については明らかにされていない。

そこで、接着系あと施工アンカーを施工したコンクリート供試体を水中に浸せきし、この状態でアンカーに持続荷重を負荷するクリープ試験を行い、湿潤環境下における接着系アンカーのクリープ挙動について検討した

3.2 実験方法

3.2.1 実験材料

市販されている有機系および無機系のアンカーを選び、試験に供した(表-4)。有機系製品はガラス製のカプセルに接着剤(主剤、硬化剤)と骨材が封入されたタイプであり、これをドリル孔に挿入し回転・打撃を与えて施工する。また、無機系はカートリッジ内で攪拌したセメントモルタルをガンにて注入し施工するものである。母材となるコンクリートは、「2.2.1 実験材料」と同じも

のをを用いた。このコンクリート円柱に、上記のアンカーをメーカーの指定する方法で打設し、これを供試体とした(図-10)。

3.2.2 実験装置

クリープ試験機は、ロードセルによる荷重検出とサーボモータ駆動による張力ロッドの制御とを組み合わせたものである(図-11)。最大荷重は50 kN、ウォームジャッキのストロークは100 mmとなっている。この試験機には恒温水槽が備わっており、常温~70℃の範囲で、供試体を一定水温の水中に浸せきしつつ、引張クリープ試験を行うことができる(図-12)。

3.2.3 実験方法

予備試験において万能試験機を用い有機系アンカーの最大引張荷重を求めたところ、49.7 kNであった。そこでクリープ試験においては、最大引張荷重の80% (39.8 kN)、70% (34.8 kN)、60% (29.8 kN) の3水準の引張荷重を持続的にアンカーに負荷し、この時のアンカーの変位を測定した。一方、無機系アンカーについては、接着剤/コンクリート母材界面での付着破壊を生じさせるために、アンカーの埋込深さ(付着長)を標準よりも短い60 mmとした。この場合の最大引張荷重は53.3 kNであり、最大荷重の65~85%の引張荷重をアンカーに負荷し、クリープ挙動を調べた。

クリープ試験では、試験機の張力ロッドの変位をアン

表-4 クリープ試験に用いた接着系あと施工アンカーの寸法と強度(製造メーカーの技術資料より)

アンカーのタイプ	接着剤	外径(mm)	長さ(mm)	アンカー筋	ドリル径(mm)	削孔長(mm)	最大引張荷重(kN)	付着強さ*(MPa)	長期許容引張荷重(kN)
カプセル方式 回転・打撃型	不飽和 ポリエステル	13	100	M12	14.5	100	57.4	17.3	11.7
注入方式 カートリッジ型	セメント系モ ルタル	-	-	M12	16	84~	(有効付着長に依存)		

※ 有効付着長(削孔長-カット部長)により算出

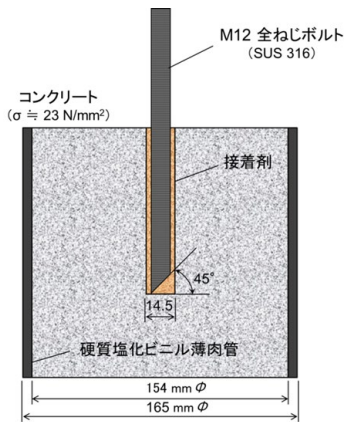


図-10 供試体の概略図(有機系アンカー)

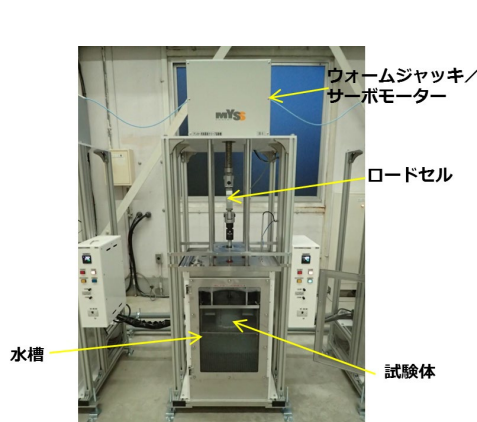


図-11 クリープ試験機の概観

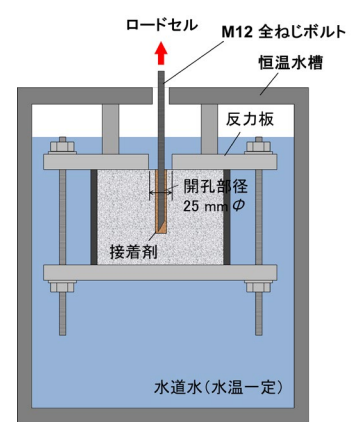


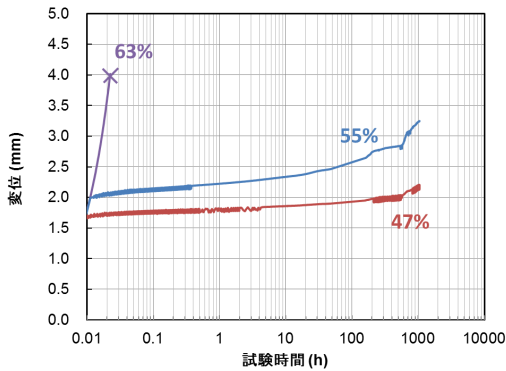
図-12 浸せきクリープ試験の模式図



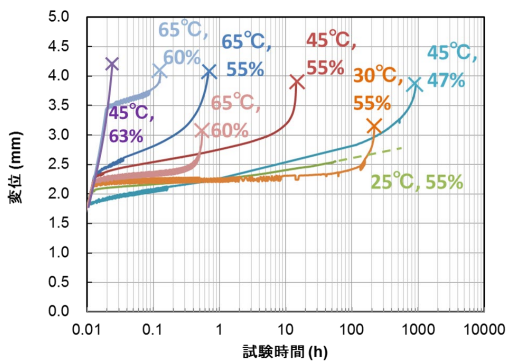
カーの変位とみなし、これを自動記録した。試験は、供試体を無負荷で所定の水温の水中に1週間浸せきした後開始した。クリープ試験開始時には、およそ60秒で目標の荷重に達するよう徐々に載荷し、供試体への衝撃を回避した。浸せき水は層内で十分に攪拌されており、水温は25℃～65℃の範囲で設定した値に保たれている。比較として、供試体を室温(20～35℃程度、温度制御なし)大気中に設置した状態でのクリープ試験も行った。

3.3 実験結果と考察

有機系アンカーのクリープ試験の途中経過として、アンカーの変位の経時変化を図-13に示す。負荷する荷重の増大に伴いアンカーのクリープ変形は速くなり、最大荷重の63%を負荷した試験水準では、試験開始から数分のうちに引抜破壊(付着切れ)に至り、試験が終了した。最大荷重の63%のケースでは、供試体により破壊までの時間に若干の差異があったものの、水中と大気中で明確な違いは認められなかった。



(a) 室温大気中



(b) 水中

図-13 持続荷重下での有機系アンカー変位の経時変化

水中に浸せきし、最大引張荷重の55%を負荷したケースと比較すると、水温の上昇に伴いクリープ変形が早くなり、65℃では試験開始から1時間程度、45℃では15時間程度、30℃では110時間程度で破壊に至った。一方

で、25℃のケースでは1000時間以降もクリープ変形の様子は緩やかであり、破断には至らなかった。

大気中で最大引張荷重の55%を負荷した結果と、同程度の温度(25℃)で水中で荷重を負荷した結果とを比較すると、載荷の初期に生じた変位は水中が大気中よりも大きく、また変位の経時変化は水中の方がやや早い結果となった。

AASHTO TP 84-11 (2017)では、接着系あと施工アンカーのクリープ破断寿命を予測する方法として、3段階の負荷荷重レベル(100%、80～70%、70～60%)と破断時間との関係から得られる近似直線を外挿することにより、より低い荷重を負荷したときの破断時間求める手順が示されている。この方法に基づき、これまでに得られた水中でのクリープ試験結果を整理したグラフを図-14に示す。

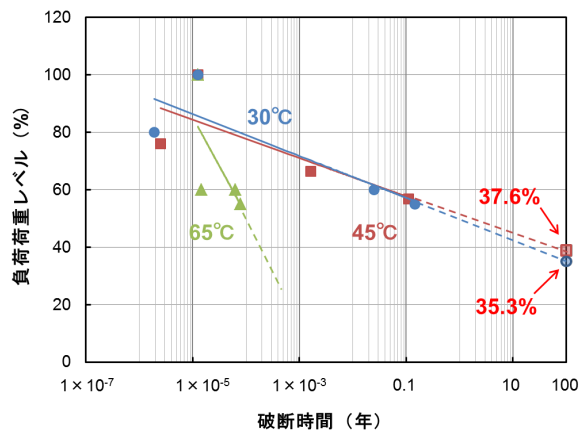


図-14 線形外挿による有機系アンカーのクリープ破断寿命の予測(水中)

30℃および45℃の近似直線には大きな差異は無く、破断時間100年を想定した時の許容負荷荷重レベルはそれぞれ35.3%、37.6%となった。メーカーの技術資料によると、試験に用いたアンカーの長期許容引張荷重は、接着系あと施工アンカーの算定式<sup>9),11)</sup>を用いて算定されており、最大引張荷重のおよそ20%(11.7kN)に設定されている。すなわち、一般的な温度条件であれば湿潤環境であっても、100年間でクリープ破断は生じない荷重レベルに設定されていることがわかった。一方、水温65℃の高温になると、低い負荷荷重でも寿命が極端に短くなることを示され、使用荷重だけでなく、使用温度の許容値についても適切に設定する必要があることを把握した。

無機系アンカーのクリープ線図の一例を図-15に示す。これまで得られた試験結果から、無機系アンカーのクリープ挙動は有機系とは異なり、水分や温度の影響を受

けにくいことが示唆されている。45℃水中で載荷したケースについて、ETAG 001: Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete で示される長期的なクリープ変形量の推定式(2)を適用し、クリープ破断に至るまでの時間を試算した。

$$S(t) = S_0 + a \cdot t^b \quad (2)$$

ここに、 $S_0$  : 初期変形量、 $t$  : 時間、 $a$ 、 $b$  : 定数  
その結果、アンカーに負荷される持続荷重が最大引張荷重の51.9%より低いレベルであれば、100年間の供用でもクリープ破断に至らないことがわかった (図-16)。

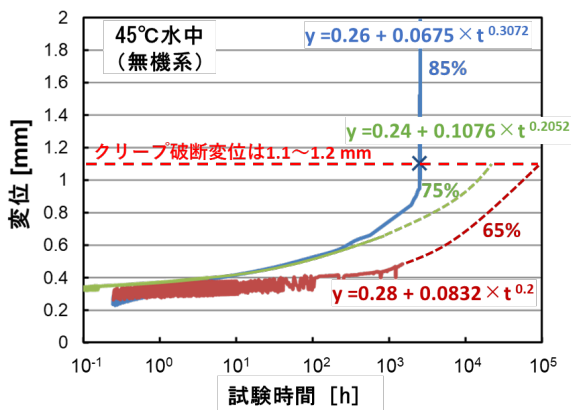


図-15 持続荷重下での無機系アンカー変位の経時変化

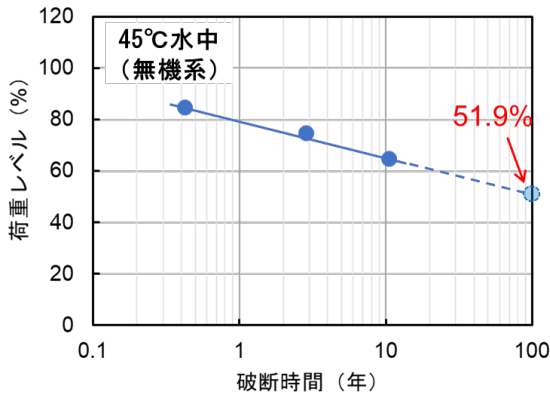


図-16 線形外挿による無機系アンカーのクリープ破断寿命の予測 (水中)

#### 4. 熱 (高温) の影響に関する実験

##### 4.1 概要

接着系あと施工アンカーの火災時および火災後の特性については、主に建築分野において、鉄筋コンクリート耐震補強や非構造部材、付属設備吊り下げ用途の定着を想定した付着性能の検証等の事例が報告されている<sup>12)</sup>。

一方で、あと施工アンカーを道路トンネルの附属物の定着へ適用する場合、想定される火災の規模や特性は一般的な建築物とは大きく異なることが予見されるが、このような火災を想定したあと施工アンカーの耐火性能に関する検討事例は少ない。そこで、これらの検討を行う際の試験条件を設定するための予備実験として、熱重量示差熱分析 (TG/DTA) によりアンカー接着剤の熱的変化を把握するとともに、高温履歴を受けたアンカー接着剤の力学特性について評価した。

#### 4.2 実験

##### 4.2.1 アンカー接着剤の熱による物性変化の把握

火災によりアンカー接着剤が高温に曝された時の物性変化に関する基礎的な情報を得るため、熱重量示差熱分析 (TG/DTA) を行った。TG/DTA は熱重量分析 (thermal gravimetric analysis, TG) と示差熱分析 (differential thermal analysis, DTA) とを同時に行うものである。TG は、試料の温度を一定のプログラムに従って変化させながら、その試料の質量を温度の関数として測定する方法である。また、DTA は試料と基準物質の温度を一定のプログラムに従って変化させながら、その試料と基準物質との温度差を温度の関数として測定する方法である。温度変化に伴って試料が転移や反応を起こした場合、基準物質との温度差が変化するため、これを検出する。TG および DTA を組み合わせることにより、温度変化によって生じる試料の様々な熱挙動 (表-5) を把握することができる。

表-5 試料の熱挙動と TG/DTA 曲線<sup>13)</sup>

熱挙動	TG	DTA	熱挙動	TG	DTA
熱分解			昇華・蒸発		
燃焼			転移・融解		
酸化			結晶化		
還元			ガラス転移		

接着系あと施工アンカー製品のうち、有機系として「現場調査方式」の製品2種類 (いずれもエポキシ樹脂)、無機系として「カートリッジ方式」の製品1種類 (セメント系) について分析した。有機系については接着剤樹脂を 170×170×2 mm の平板状に成形し、ここから試料を採取して分析に供した。一方、無機系についてはモルタル試験用の金型を用い、40×40×160 mm の供試体を作製し、ここから分析試料を採取した。

TG/DTA 分析の分析条件は JIS K 7120:1987「プラスチックの熱重量測定方法」および JIS K 7121: 1987「プラスチックの転移温度測定方法」を参考に、昇温速度 20°C/min、窒素ガス流量 40 mL/min. とした。

#### 4.2.2 高温履歴を受けたアンカー接着剤の力学試験

トンネル構造が火災による高熱を受けた場合の挙動については、RABT-ZTV 曲線などトンネル火災を想定した温度-時間曲線を用いて評価されることが多い。RABT-ZTV 曲線は「ドイツにおける道路トンネル設備と運用に関する指針」により定められており、発火から 5 分で 1200°C に達し、その状態が 30~60 分持続した後、鎮火していく状況を模擬したものである。一方で、コンクリート内部の温度は、火災に曝される表面から深さ方向に徐々に低下し、深さ 100 mm 程度では 200~300°C にとどまるとの報告<sup>12)</sup>もある。あと施工アンカーはコンクリートに埋設した状態で用いられることから、この実験においては常温~350°C の範囲における接着剤の挙動について評価することとした。

本実験における温度-時間曲線の例を図-17 に示す。供試体の加熱はマuffle 炉を用いて行った。炉内に供試体を静置した後、室温から設定した最高温度まで約 10 分で急速に昇温させ、そのまま 60 分間保持した。その後、約 120 分間かけて室温まで徐々に冷却し、供試体が完全に常温となってから力学試験に供した。有機系については、170×170×2 mm に成形した平板から 40×25×2 mm の試験片を切り出し、これを加熱・試験に供した。また、無機系については 40×40×160 mm の供試体を用いた。試験時における材齢は、試験片または供試体の作製から 10 日後とした。有機系については JIS K 7171:プラスチック曲げ特性の求め方に準拠した曲げ試験を行い、曲げ強さによって評価した。また、無機系については JIS R 5201:セメントの物理試験方法に基づき、曲げ強さ、圧縮強さによって評価した。

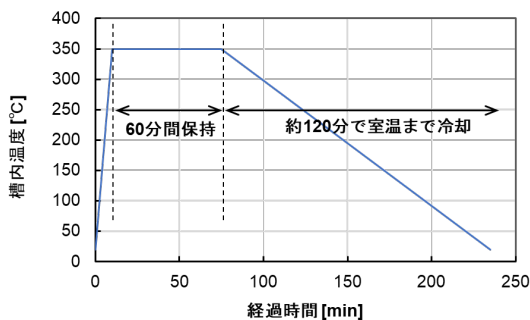
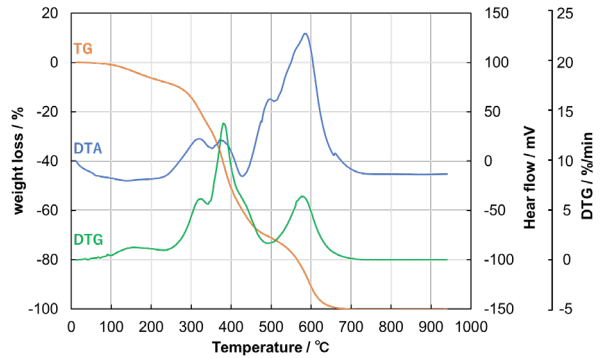


図-17 本実験における温度-時間曲線の例  
(設定最高温度 350°C)

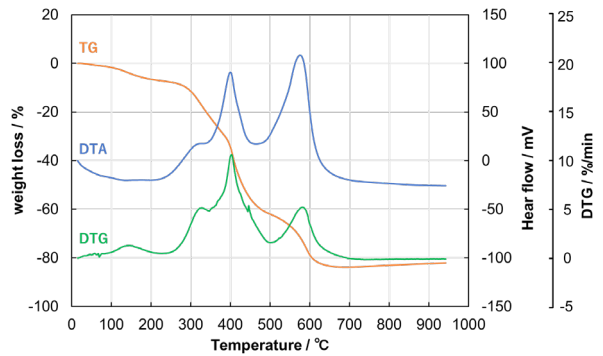
### 4.3 実験結果と考察

#### 4.3.1 アンカー接着剤の熱による物性変化

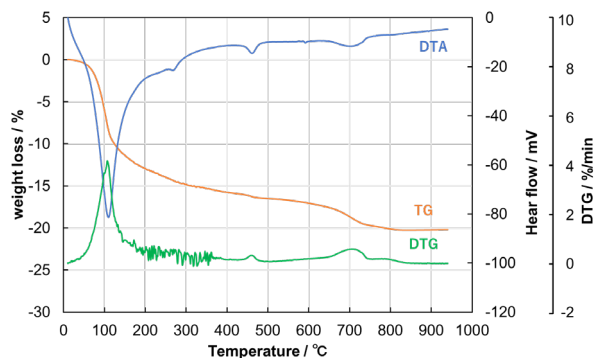
各種接着系アンカーの TG/DTA 分析の結果を図-18 に示す。有機系のアンカー接着剤では、いずれの製品とも 100°C 付近から水分の蒸発と見られる質量減少が始まり、250°C 付近で吸熱を伴う質量減少、250~500°C 付近、500~650°C 付近で大きな発熱を伴う質量減少が生じた。



(a) 有機系 (エポキシ樹脂 A)



(b) 有機系 (エポキシ樹脂 B)



(c) 無機系

図-18 アンカー接着剤の TG/DTA 曲線

エポキシ樹脂 A では 700°C までに全量が焼失した一方で、エポキシ樹脂 B では約 20% の残留が認められた (図-18 (a)(b))。250°C 付近より生じた質量減少は、有機成分

の熱分解および燃焼に起因する変化であると考えられる。エポキシ樹脂Bでは燃焼反応後も成分が残存したが、これは製品に含まれている顔料等の無機成分によるものと思われる。

#### 4.3.2 高温履歴を受けたアンカー接着剤の力学特性

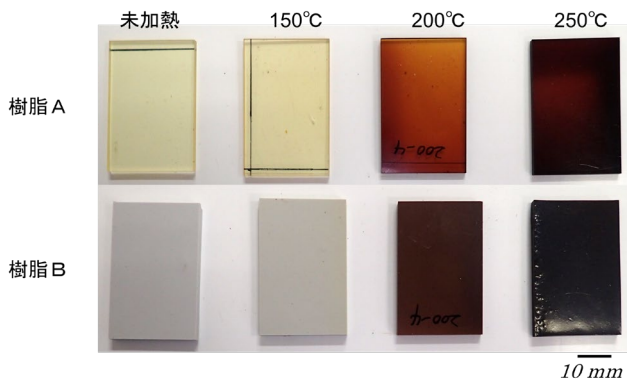
高温履歴後のアンカー接着剤の外観を図-19に示す。有機系アンカーではエポキシ樹脂A、エポキシ樹脂Bともに、最高温度が高くなるにつれ、黒く変色した。250°Cまで加熱した場合、いずれの樹脂も、試験片表面の一部が変形した(図-19(a))。なお、後ほど行った曲げ試験後の破面観察の結果、加熱による変色層は試験片の表面のみに形成されていることがわかった。無機系アンカーでは加熱後の供試体表面に無数のひび割れが生じた(図-19(b))。ひび割れは最高温度が高くなるにつれ、密になった。最高温度を1000°Cまで上昇させた際には、およそ600~700°Cで供試体が爆裂粉碎した。

一方、無機系アンカー接着剤は、100°C付近で水分の蒸発によるものと考えられる大きな吸熱反応と質量の減少が認められた(図-18(c))。その後、試料を升温させる

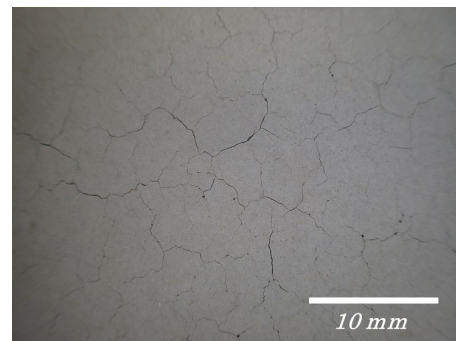
と300°C、500°C、700°C付近でCaCO<sub>3</sub>の脱炭酸やCa(OH)<sub>2</sub>の脱水などによるものと思われる小さな吸熱反応が生じたが、その際の質量減少は小さく、常温から1000°Cまでの昇温で減少したトータルの質量は、加熱初期に生じたおよそ20%程度のみであった。

高温履歴後の有機系アンカー接着剤の曲げ強さを図-20に示す。それぞれの水準で、5回の試験を行った。エポキシ樹脂Aにおいては、200°Cまでの加熱で強度低下は無く、250°Cで一部の試験片の曲げ強さが未加熱の場合の10%程度まで低下した。一方、エポキシ樹脂Bでは150°Cにおいても曲げ強さの低下が認められ、250°Cでは全ての試験片で未加熱の40%を下回った。エポキシ樹脂Aとエポキシ樹脂Bとでは常温~300°C程度までのTG/DTA曲線に大きな差異は無かった(図-18)一方で、高温履歴後の曲げ特性に差が生じたのは、接着剤に含まれる顔料等の無機系の副資材の影響によるものと推察されるが、詳細は不明である。

高温履歴後の無機系アンカー接着剤の曲げ強さおよび圧縮強さを図-21に示す。無機系接着剤は有機系とは挙

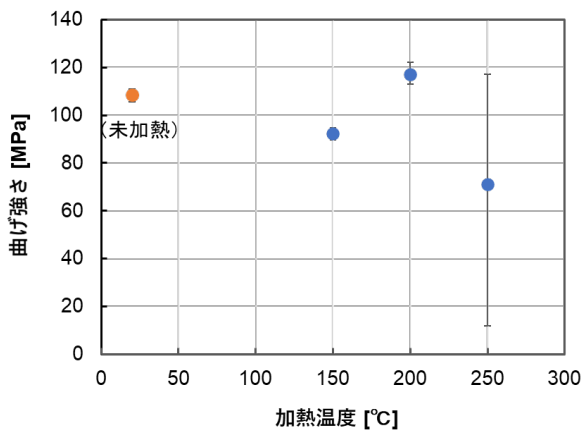


(a)有機系アンカー

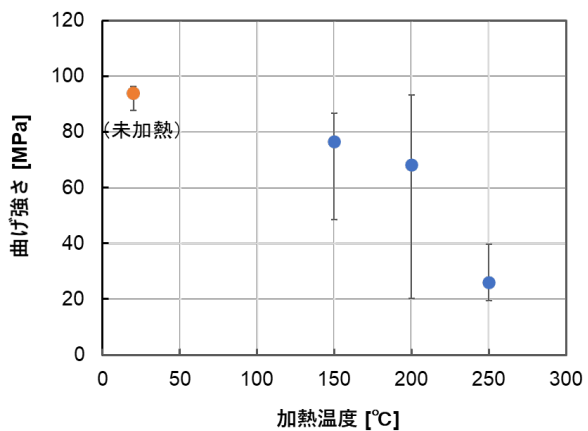


(b)無機系アンカー (250°C加熱後)

図-19 高温履歴後のアンカー接着剤の外観



(a) エポキシ樹脂A



(b) エポキシ樹脂B

図-20 高温履歴後の有機系アンカー接着剤の曲げ強さ



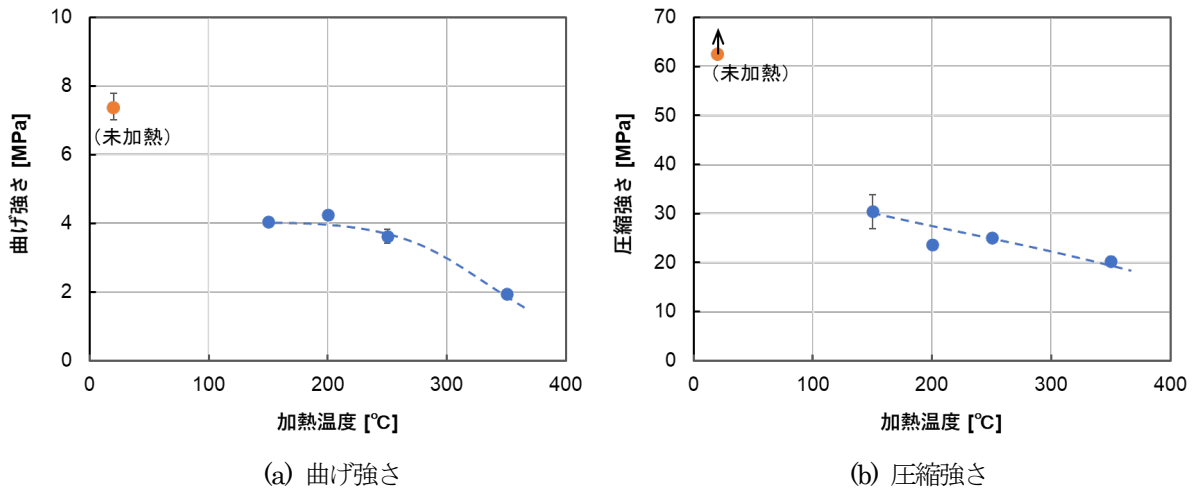


図21 高温履歴後の無機系アンカー接着剤の曲げ強さおよび圧縮強さ

動が異なり、150°C程度の加熱でも、未加熱の場合の50%程度まで強度が低下することがわかった。TG/DTAの結果や加熱後の供試体外観を踏まえると、初期の急速な加熱によって接着剤に含まれる水分が急激に蒸発し、その蒸気圧によって接着剤内部に無数のひび割れが生じ、これによって大幅強度低下をもたらされものと推察される。

一般に、有機系材料は無機系材料よりも耐熱性が劣るとされているが、今回の実験結果では、200°C程度までの温度条件では、無機系接着剤の方が劣る結果となった。今後はこれらの結果を踏まえて適切な試験条件を設定し、高温時および高温履歴を受けたときのアンカー着剤/コンクリートの接着強さについて評価する予定である。

## 5. まとめ

本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に用いられるあと施工アンカーを主な対象として、各種の環境条件があつた施工アンカーの耐力や破壊モードに与える影響を解明し、その評価手法を構築することを目的として検討している。令和2年度は過年度に引き続き、接着系アンカーの耐アルカリ性を評価するために、長期の浸せき試験を行いその挙動について検討した。また、湿潤環境下での接着系アンカーのクリープ挙動についてデータを充実させた。

水酸化カリウム水溶液中での浸せき試験では、実験に供した一部の製品で浸せき初期に強度低下が生じた。赤外吸収スペクトルの吸光度比にもとづき樹脂の加水分解程度を評価したところ、強度低下が生じた製品においては浸せき時間に伴い吸光度比が増加する傾向が見られた。しかしながら、これらの変化は浸せき時間が長期になるにつれて徐々に緩やかになること、接着強さへの影響は

小さいことが示された。

湿潤環境下でのクリープ試験では、より多くの荷重・水温条件下でのデータを蓄積しつつある。これまでに得られた結果から、高温、短時間の実験結果にもとづき低温、長時間の寿命予測ができる可能性が示された。この実験については、今後、アンカーの材種も変えてデータを充実させ、信頼性の高い寿命予測に繋げていきたいと考えている。

有機系アンカー接着剤のTG/DTA分析では、有機成分の熱分解および燃焼に起因すると思われる質量減少が、250°C付近から生じた。また、700°C付近までの加熱により、有機成分のすべてが消失することがわかった。一方、無機系アンカー接着剤は、100°C付近で水分の蒸発によるものと考えられる大きな吸熱反応と質量減少が生じた。常温から1000°Cまでの昇温で減少したトータルの質量は、加熱初期に生じたおよそ20%程度のみであった。

高温履歴を受けたアンカー接着剤の力学特性への影響を評価した結果、200°C程度までの加熱条件では、有機系接着剤の強度低下は認められなかった一方で、無機系接着剤の強度が加熱前の50%程度まで低下することがわかった。今後はこれらの結果を踏まえて適切な試験条件を設定し、高温時および高温履歴を受けたときのアンカー着剤/コンクリートの接着強さについて評価する予定である。

## 参考文献

- 1) ACI 355.4-11: Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary, 2011
- 2) 富山禎仁、西崎 到: 接着系あと施工アンカーの耐アルカリ性評価方法に関する検討、土木学会論文集

- A1、Vol. 72、No. 5、pp. 46-55、2016
- 3) 富山禎仁、西崎 到：接着系あと施工アンカーの耐アルカリ性評価方法に関する検討、複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集、第 11 回、pp. 296-303、2015
  - 4) 日本建築あと施工アンカー協会：あと施工アンカー技術資料 第 7 版、p. 66、2009
  - 5) 泉 美治、小川政彌、加藤俊二、塩川二郎、芝 哲夫：機器分析のてびき 第 2 版、pp. 1-23、化学同人、1996
  - 6) Chin, J. W., Aouadi, K., Haight, M. R., Hughes, W. L. and Nguyen, T.: Effects of water, salt solution and simulated concrete pore solution on the properties of composite matrix resins used in civil engineering applications, Polymer Composites, Vol. 22, Issue 2, pp. 282-298, 2001
  - 7) 富山禎仁、久保内昌敏、仙北谷英貴、津田 健：高分子系材料の腐食検知をめざした赤外線透過ファイバセンサの特性評価、強化プラスチック、Vol. 49、No. 6、pp. 258-264、2003
  - 8) トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会：トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会報告書、pp. 29-30、2013
  - 9) 日本建築学会編：各種合成構造設計指針・同解説、p. 343、2010
  - 10) 国尾 武、M. L. Williams：粘弾性体の力学的挙動、日本機械学会誌、Vol. 68、No. 552、pp. 83-92、1965
  - 11) 国土交通省：あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針、p. 62、2006
  - 12) 河村圭亮、福浦尚之、鈴木三馨、服部佳文：火災加熱を受けるコンクリートの変形挙動解析、大成建設技術センター報、No. 44、pp. 1-7、2011
  - 13) 津越 敬寿：分析機器の正しい使い方：熱分析、ぶんせき、No. 516、pp. 568-574、2017

## 6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 6.4.7 先端的維持管理技術による管理用施設（接合部）マネジメントに関する研究（2）

担当チーム：材料資源研究グループ（汎用材料）

研究担当者：古賀裕久、加藤祐哉

#### 【要旨】

本研究は、道路トンネルのジェットファンの取付け等に使用される金属系あと施工アンカーを主な対象とし、設計、施工、維持管理の合理的な方法の確立を目的に平成 28 年度より検討を行っている。これまでに、アンカーの引張耐力を適切に評価するための試験条件、近接した複数のアンカーを一体とした状態（群配置）の耐荷性能、形状や機構が異なるアンカーの耐荷性能、母材コンクリートのひび割れが耐荷性能に与える影響、ナット締付け時にアンカーに作用する軸力のばらつきや経時変化等について検討した。

令和 2 年度の検討では、ナット締付け後アンカーに作用する軸力が経時的に低下する要因や、再締付けの影響について検討し、アンカーに作用する持続的な軸力によるコンクリートのクリープ変形が主な要因として考えられること、固着部がすべり得る金属系アンカーでは固着部のすべりも要因として考えられること、定期的な再締付けにより軸力の経時変化が収束する傾向を示すことが分かった。また、へりあき（アンカーから母材コンクリート端部までの距離）の最小値について検討し、へりあきが有効埋込み長さと同しい場合でも設計値より大きな耐力が得られたが、へりあきに余裕を確保することが望ましいことを明らかにした。

キーワード：あと施工アンカー、ナット締付け、軸力、再締付け、へりあき

#### 1. はじめに

道路トンネルにおいてジェットファンを取り付ける際は、一般的にスリーブ打込み式の金属系あと施工アンカーが用いられる。安全に供用していくためには、設計時のあと施工アンカーの耐荷力の評価方法や適切な施工方法、信頼性の高い点検方法等を確立しておく必要がある。そこで本研究では、ジェットファン取り付けに用いるあと施工アンカーの設計、施工、維持管理の標準的な方法や留意点をとりまとめることを目的に検討を行っている。

平成 28 年度から令和元年度までは、あと施工アンカーの引張耐力を適切に評価するための試験条件の検討、実際のジェットファン取付け状況を想定し複数のあと施工アンカーを近接配置した状態（群配置）の耐荷性能と設計式の妥当性の確認、形状や機構が異なるあと施工アンカーの耐荷性能の違いの把握、過大な削孔径などの施工不良や母材コンクリートのひび割れが耐荷性能に及ぼす影響の検討、長期間の持続的な静荷重の作用があと施工アンカーの耐荷力に及ぼす影響の検討、トルク管理でナットを締付けた際にあと施工アンカーに作用する軸力の実態の検討などを行った。

令和 2 年度は、ナット締付けによってアンカーに作

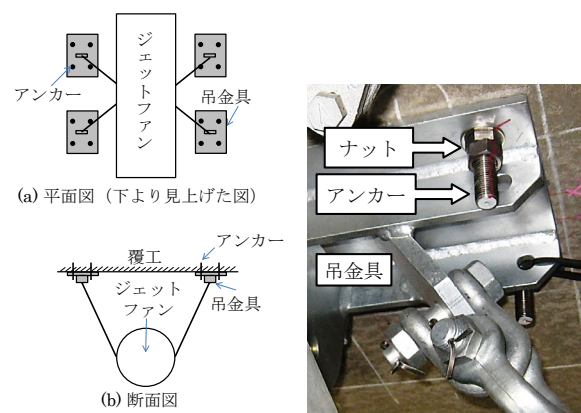


図-1 ジェットファン 取付け状況の例

写真-1 吊金具をアンカーに固定している状況

用する初期軸力の経時変化の要因や、軸力が低下した場合の再締付けにおける課題について検討を行った。また、アンカーの耐力に関する検討として、アンカーから母材コンクリート端部までの距離（へりあき・はしあき（以下、へりあきという））の考慮について、検討を行った。

#### 2. 軸力の経時変化に関する検討

##### 2.1 令和元年度の検討結果と令和 2 年度の検討目的

ジェットファン等の附属物を道路トンネルの覆工

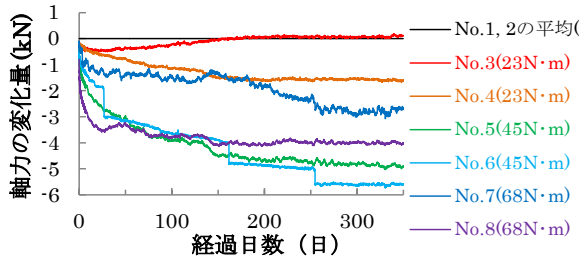


図-2 軸力の経時変化量 (R1 年度検討結果)  
(No.1, 2 の平均値を基準とした場合の変化量)



写真-2 ゲージ埋込みアンカー (M16)

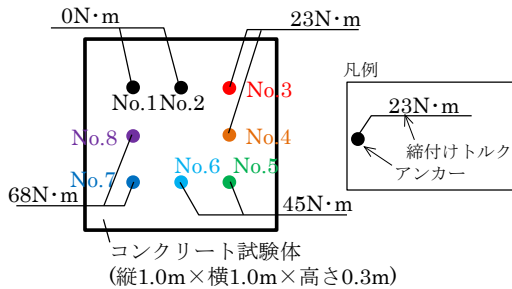


図-3 アンカー8本を固着した試験体 (平面図)  
(R1 年度検討状況)

コンクリートに設置する際は、図-1 および写真-1 に示すように、吊金具等を介してあと施工アンカーに吊り下げる。吊金具をナットでアンカーに締付ける際は、アンカー製造者の定めた所定のトルク値で行う (トルク管理)。締付けによってアンカーには初期軸力が導入されるが、令和元年度の検討により、初期軸力の大きさはトルク管理を行った同じ種類のアンカーでも設置箇所により大きくばらつくこと、図-2 に示すように経時的に低下することが明らかとなった。

図-2 は、写真-2 のゲージ埋込みアンカー (スリーブ打込み式あと施工アンカーのアンカーボルト内部に軸力測定用のひずみゲージを埋込み加工したもの) をコンクリート試験体 (図-3) に設置したのち、トルクの大きさを4水準 (0、23、45、68N・m) としてナット締付けを行ったアンカーの軸力の変化を測定したものである。ひずみゲージは、図-4 に示すように、アンカー先端の固着部からナットまでの伸縮範囲 (約 40mm) に位置するように埋め込んである。なお、室温が約 10

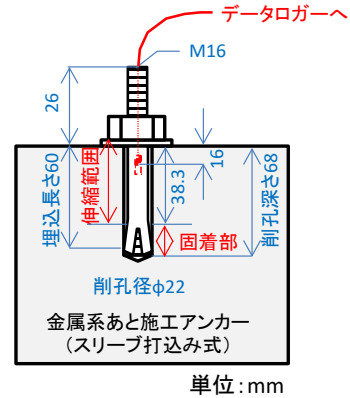


図-4 ゲージ埋込みアンカーのゲージ位置と  
固着部、伸縮範囲の位置関係

～35℃の範囲で変化する環境で測定しており、ひずみゲージによる測定結果は、温度の影響を受けていたため、ナット締付けをしておらず、軸力がゼロとみなせる No.1 と No.2 の出力値の平均を基準とした値を図-2 に示している。

軸力の低下は、ナットで吊金具を覆工コンクリートに取り付ける力の低下を意味し、これが失われると吊金具のがたつき、群配置されているアンカー間での荷重分担の偏りなどの不具合が懸念される。軸力の経時変化の要因として、日々の温度変化による変形の繰返しや固着部のすべりなどが影響したと考えたが、令和元年度の検討では、要因の確認までには至らなかった。

そこで、令和2年度は軸力の低下に影響を与える要因の確認を行った。また、再締め付けの影響について検討した。

## 2. 2 軸力低下の要因検討

### 2.2.1 温度一定環境における軸力の経時変化

#### (1) 検討目的

令和元年度の実験は、温度が制御されていない環境で実施していたことから、軸力低下の要因の1つとして、日々の温度変化によるアンカーやコンクリートの微小な寸法変化の繰返しが考えられた。この点を検証するために、温度変化のない環境で実験を行い、軸力の経時変化を測定した。

#### (2) 実験方法

写真-2 のゲージ埋込みアンカーを2本準備し (No.9、10)、室温 20℃、相対湿度 60%RH の恒温恒湿室に静置した後に、図-5 に示すコンクリート試験体中央部に固着させた。このコンクリート試験体は、図-3 の試験体と同じ「普通 24-8-20N」のレディーミクストコンクリートで同時に製作されたものである。軸力をデー



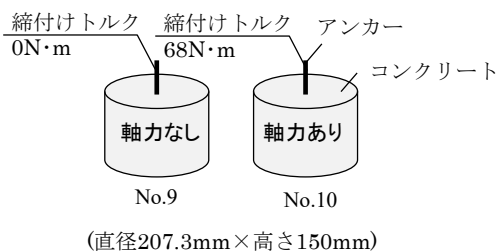


図-5 恒温恒湿室における検討に用いた試験体

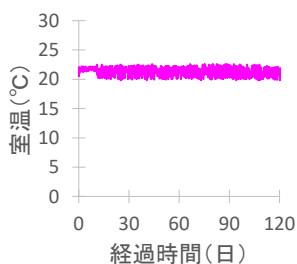


図-6 恒温恒湿室内の室温

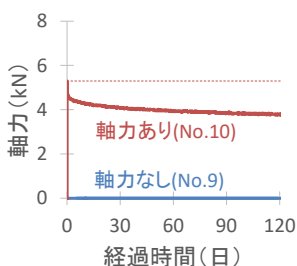
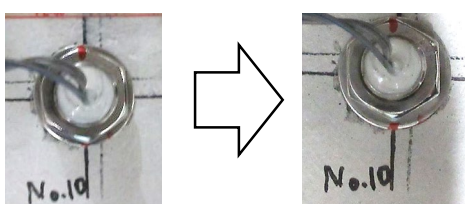


図-7 アンカーNo.10の軸力の経時変化  
(No.9を基準とした場合の変化量)



初期軸力導入時  
120日後  
写真-3 アンカーNo.10の初期軸力導入時と  
120日後のナットの状況

タロガーで測定しながら 68N・m のトルク (アンカー製造者の定めたトルク値) でナット締め付けを行って No.10 のアンカーに軸力を導入し、さらに導入後の軸力の変化を測定した。なお、ナット締め付けの際は、23、45、68N・m と段階的に締め付け、軸力やナット回転角度を記録した。No.9 のアンカーは軸力導入を行わなかった。実験期間中の恒温恒湿室の室温は図-6 に示す

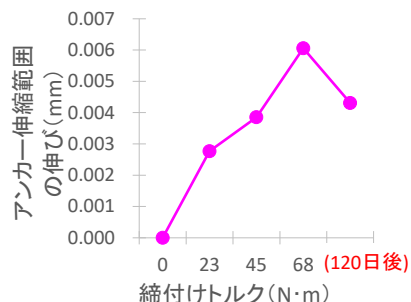


図-8 ひずみから求めたアンカー伸縮範囲の伸び

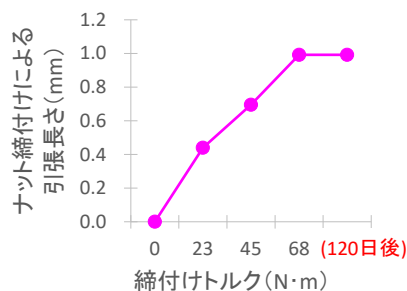


図-9 ナット締め付けによる引張長さ

とおりに安定していた。

### (3) 実験結果

アンカーNo.10の120日間の軸力の変化を図-7に示す。

恒温恒湿室内においても、軸力を導入したアンカーNo.10の軸力は、導入後まもなく低下した。この結果より、試験体の温度変化による微少な変形は、軸力の経時的な低下の主要因とは考えにくいことが分かった。

なお、写真-3にアンカーNo.10の初期軸力導入時と120日後のナットの状況を示すが、合いマーク(赤いマーカー)の位置に変化はなく、目視や触診ではナット弛みは確認されなかった。

なお、ここで測定している軸力はひずみから求めており、ナット締め付け後に経時的にアンカーの伸縮範囲が収縮したと言い換えられる。ひずみから求めたアンカーの伸縮範囲の伸びを図-8に示すが、68N・mのトルクでナットを締め付けた段階で0.006mm程度であった。

また、今回用いたアンカーのねじはM16並目ねじ(ピッチ2mm)であり、座金・母材コンクリート表面の変形量を無視した場合、ナット締め付け1回転で、アンカーボルトは2mm引き伸ばされる。ナット回転角から求めた引張長さを図-9に示すが、68N・mのトル

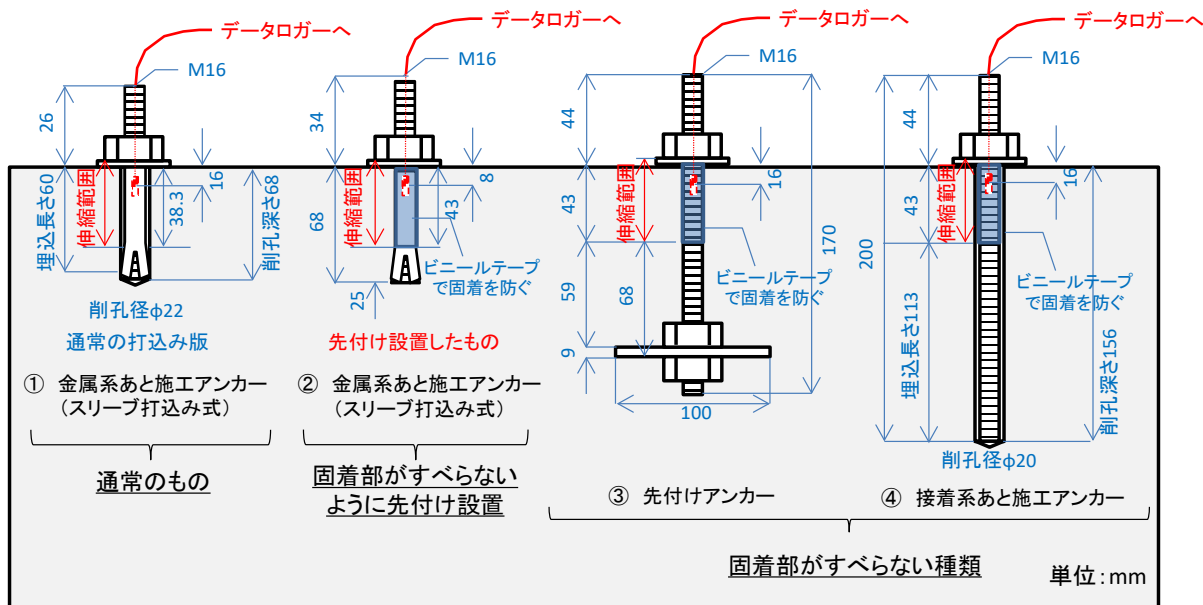


図-10 固着方法の異なる各種アンカー

クでナットを締め付けた段階で 1mm 程度であった。  
 図-8のアンカー伸縮範囲の伸び量と比べて2桁以上大きく、締付け時のアンカーボルト引張長さの大部分はアンカー伸縮範囲の伸び以外（例えば、固着部のすべりや座金・母材コンクリート表面の変形など）が占めると考えられる。

また、軸力の低下として測定されるアンカーの伸縮範囲の収縮量は、120 日後の時点で 0.002mm 程度と非常に小さい。ナットがほぼ弛んでいなかったことから、収縮の要因として、軸力の持続的作用によるアンカー固着部の微小なすべりや母材コンクリートの微小なクリープ変形などが推測される。

2.2.2 固着方法の異なるアンカーの軸力の経時変化

(1) 検討目的

前項の検討で、温度一定環境でも軸力の経時的な低下が確認され、固着部の微小なすべりや母材コンクリートの微小なクリープ変形などによるアンカー伸縮範囲の収縮が要因と推測したが、確からしいか確認を行うこととした。そこで、固着部のすべりが生じにくいと想定される種類のアンカーを用いて、軸力の経時的な低下が生じるか確認した。なお、金属系あと施工アンカーに附属物を取り付ける際には、弛み防止機能付きナット（以下、弛み防止ナット）の使用が製造者により推奨されているが、これまでの実験では通常のナットを使用していた。弛み防止ナットを用いた場合の挙動確認も行った。

(2) 実験方法

図-10 に示す固着方法の異なる 4 種類のアンカーを

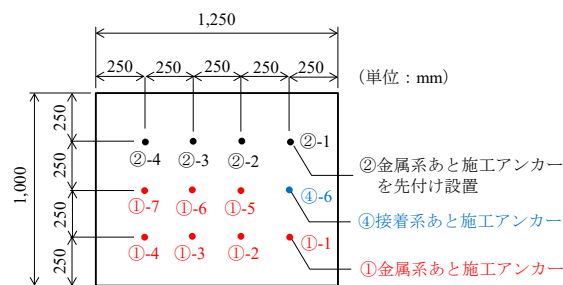


図-11 固着方法の異なるアンカー試験体その 1

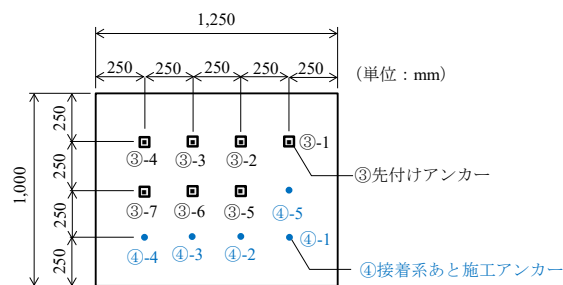


図-12 固着方法の異なるアンカー試験体その 2

用いて検討した。①過年度から用いている金属系あと施工アンカーを 7 本、②①の先端部をあらかじめ拡張させて先付け設置したアンカーを 4 本、③先付けアンカーを 7 本、④無機系接着剤を用いた注入式接着系あと施工アンカーを 6 本準備した。いずれも、軸力測定用のひずみゲージを埋込み加工している。

②、③、④のアンカーは固着部が母材コンクリートまたは無機系接着剤で直接で固着されており、固着部のすべりが生じにくいと考えられる。なお、③、④は通常母材コンクリート表面までの区間を固着させるが、

表-1 固着方法の異なるアンカー種類と検討ケース

アンカーの種類	No.	ナットの種類	締付けトルク (N・m)	接着剤量
①金属系あと施工アンカー	1	通常	0	
	2~4		68	
	5~7	弛み防止		
②金属系あと施工アンカーを先付け設置	1	通常	0	
	2~4		68	
③先付けアンカー	1	通常	0	
	2~4		68	
	5~7	弛み防止		
④接着系あと施工アンカー	1	通常	0	全量
	2~4		68	半分
	5~6			

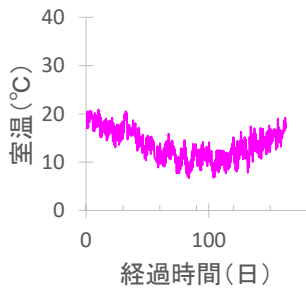


図-13 軸力導入後の室温の変化

本実験ではひずみゲージによる軸力の測定条件を他のアンカーと近づけるため、ゲージ位置をビニールテープで巻いて、①と同程度の区間、アンカーと母材・接着剤との固着を防いだ。

これらのアンカーを「普通 24・8・20N」のレディーミクストコンクリートを用いた試験体に図-11 および図-12 に示すように設置した。これらのアンカー種類と検討ケースを表-1 に示す。アンカーは 68N・m のトルクでナット締付けを行い、軸力を導入して経時変化を測定した。ただし、①-1、②-1、③-1、④-1 は、締付けを行わず、これらのアンカーを基準として、温度変化の影響を補正した。①-5~①-7、③-5~③-7 は弛み防止ナットを使用した。また、④-5 と④-6 については、接着系あと施工アンカーの施工不良（接着剤量不足）の場合の挙動確認のため、注入する接着剤の量を半分とした（伸縮可能範囲は約 101mm）。

なお、試験体は、温度がコントロールされていない室内に設置した。試験中の室内の温度変化は、図-13 のとおりであった。

**(3) 実験結果**

通常の方法で設置した金属系あと施工アンカー (①)

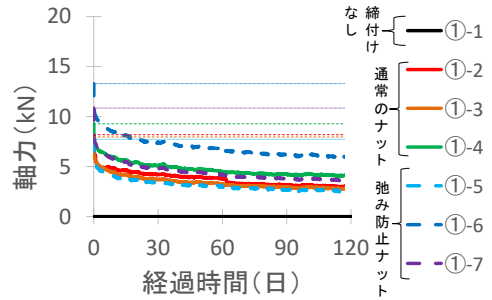


図-14 ①金属系あと施工アンカーの軸力の経時変化 (①-1 を基準とした場合の変化量)

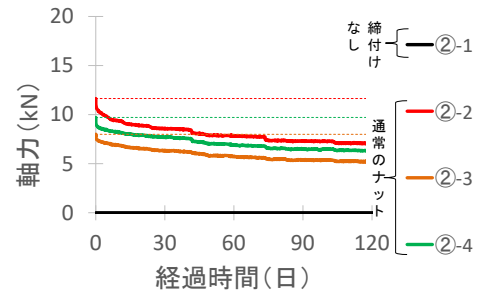


図-15 ②金属系あと施工アンカーを先付け設置したものの軸力の経時変化 (②-1 を基準とした場合の変化量)

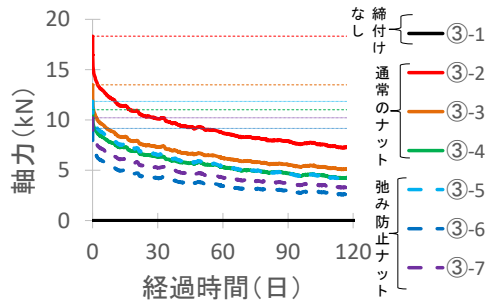


図-16 ③先付けアンカーの軸力の経時変化 (③-1 を基準とした場合の変化量)

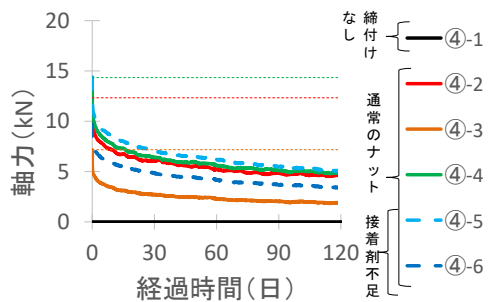


図-17 ④接着系あと施工アンカーの軸力の経時変化 (④-1 を基準とした場合の変化量)

の軸力の変化を図-14 に示す。過年度の検討と同様、アンカーの設置箇所ごとに初期軸力の値は大きく異なっており、その原因としては、ナットの摩擦などの状態が各アンカーの箇所で同一でないことなどが想定される。

測定の結果、通常ナットの①-2～①-4 (実線) のみならず、弛み防止ナットを用いた①-5～①-7 (破線) でも軸力が経時的に低下した。また、いずれのナットも目視・触診上弛みは確認されなかったが、軸力(ひずみ)が経時的に低下していた。

次に、金属系あと施工アンカーを先付け設置した場合(②)の軸力の変化量を図-15 に示す。②もアンカー設置箇所ごとに初期軸力はばらついた。また、固着部のすべりを生じにくくさせるために先付けし、母材コンクリートで固着させたが、軸力の経時的低下が確認された。②は通常のナットのみ用いたが、弛みは確認されなかった。

先付けアンカー(③)と接着系あと施工アンカー(④)の軸力の変化量を図-16、図-17 に示す。①、②と同様、アンカー設置箇所ごとに初期軸力にはばらつきが見られた。また、先付けアンカーは先端の固着部が②よりも大きく、接着系あと施工アンカーは金属系あと施工アンカーと比較して長い範囲で固着させているといった特徴があるが、軸力の経時的低下を確認した。なお、ナットの種類によらず弛みは確認されなかった。接着系あと施工アンカーについては、④-5、④-6 は接着剤量を半分としたが、軸力低下の挙動は接着剤規定量のものと同様と認められなかった。

軸力(ひずみ)の経時的低下は固着部のすべりが生じにくいと考えられる形式のアンカーでも生じ、その低下量も同程度であった。これらの結果から、固着部のすべりは、軸力低下の主たる要因としては考えにくいことが分かった。残る軸力の経時的低下の要因として、軸力が持続的に作用することによる母材コンクリートのクリープ変形等が影響していると考えられる。

ここで、①～④のアンカーについて、ひずみから求めたアンカー伸縮範囲の伸びを図-18～図-21 に示す。アンカーに導入される軸力は、設置箇所によってばらつくため、ナット締付け後の伸びは異なっているが、接着剤量を半分とした④-5、④-6 は伸縮範囲が他のアンカーよりも大きいため、締付け後の伸びおよび120日後の収縮は大きくなっている。

また、同じ種類の①および②のアンカーを比べると(図-18 と図-19)、①の通常設置した金属系あと施工

アンカーでは120日後に0.006～0.008mm収縮したのに対し、②の先付け設置した金属系あと施工アンカーでは120日後に0.004～0.006mm程度収縮したので、若干、②の収缩量の方が小さかった。図-14 と図-15、図-18 と図-19 を比べると、初期軸力は①では7.7～13.3kN(伸縮範囲の伸び0.009～0.015mm)、②では8.0～11.6kN(伸縮範囲の伸び0.010～0.015mm)と、軸力導入時の伸縮範囲の伸びはあまり変わらなかった。

次に、ナット回転角から求めた引張長さを図-22～図-25 に示す。図-22 と図-23 (①および②) を比べると、①は0.9～1.7mm、②は0.4～0.8mmとやや①の引張長さの方が大きかった。

まとめると、(1)軸力導入時のアンカー引張長さは通常設置の①の方が大きい、(2)初期軸力(軸力導入時の伸縮範囲の伸び)は両者とも同程度、(3)120日後の収縮範囲の収缩量は先付け設置の①の方が大きい、という結果が得られた。座金や母材コンクリートは同じものを用いていることから、軸力導入時の変形量や120日間のクリープ変形量はほぼ同量であると考えられる。このため、(1)(2)より軸力導入時は固着部のすべりがより生じやすい①の方が、固着部がすべったことで引張長さが大きかったことが考えられる。また、(3)より①の方が固着部のすべりによって収缩量が大きくなったと考えられる。したがって、固着部のすべりが生じ得る①のアンカーでは、経時的な軸力の低下の要因の1つとして固着部のすべりも考えられる。

## 2. 3 ナットの再締付けの影響把握

### 2.3.1 検討目的

ナット締付けによってアンカーに作用する軸力は経時的に低下しており、ナットの弛み防止のために、維持管理時に再締め付けを行うことが考えられる。しかし、再締め付けについての検討事例は十分ではなく、初回と同様なトルク管理で再締め付けを行った場合に、アンカーに作用する軸力は当初と同程度になるか、徐々に増加または低下して、アンカーの耐力に悪影響を与えたり、吊金具を固定する力が不足したりするなどの課題がないか、検討を行った。

### 2.3.2 実験方法

図-3 の試験体を再利用して用いた。アンカーのナットを一旦弛めて軸力が作用していない状態とし、図-26 に示すように改めて68N・mのトルクでナットを締め付けて軸力を導入した。ここで、No.7のみ比較用として軸力を導入しないこととした。その後、再び軸力の



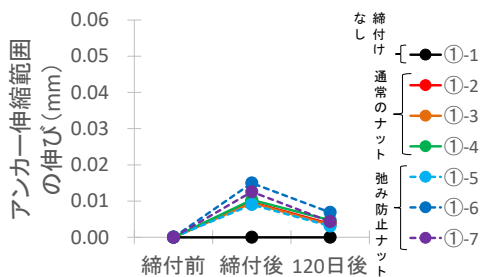


図-18 ひずみから求めたアンカー伸縮範囲の伸び (①金属系あと施工アンカー)

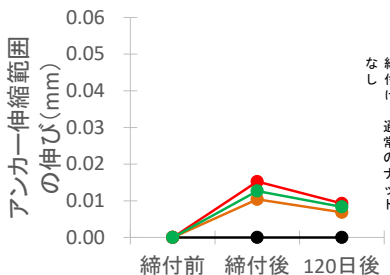


図-19 ひずみから求めたアンカー伸縮範囲の伸び (②金属系あと施工アンカーを先付け設置したもの)

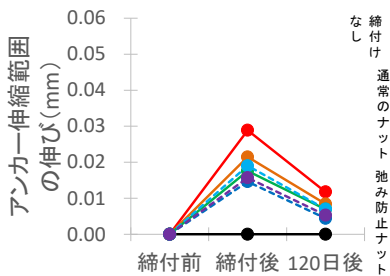


図-20 ひずみから求めたアンカー伸縮範囲の伸び (③先付けアンカー)

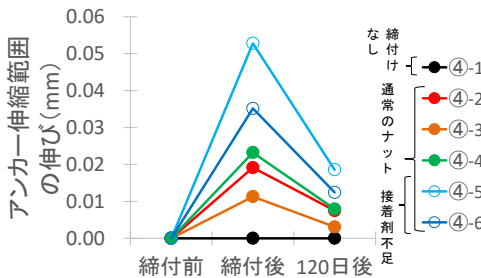


図-21 ひずみから求めたアンカー伸縮範囲の伸び (④接着系あと施工アンカー)

経時変化を測定し、約 120 日後に 68N・m のトルクでナットの再締め付けを行った。測定は約 320 日間行い、再締め付けは 2 回行った (約 120 日および 240 日後)。

合わせて、室温一定環境にある図-5 の試験体を引き続き使用し、軸力の経時変化を最初の軸力導入から約 350 日間測定し、途中の約 120 日および 240 日後の 2 回、No.10 のみ 68N・m のトルクで再締め付けを行った。

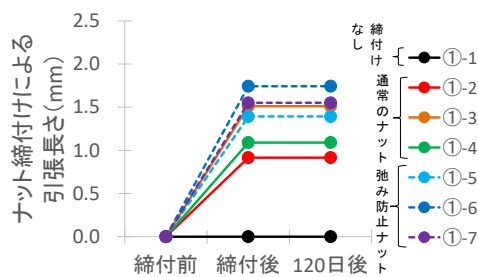


図-22 ナット締め付けによる引張長さ (①金属系あと施工アンカー)

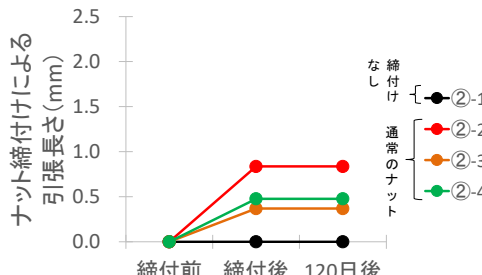


図-23 ナット締め付けによる引張長さ (②金属系あと施工アンカーを先付け設置したもの)

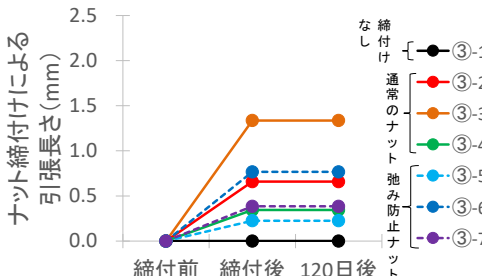


図-24 ナット締め付けによる引張長さ (③先付けアンカー)

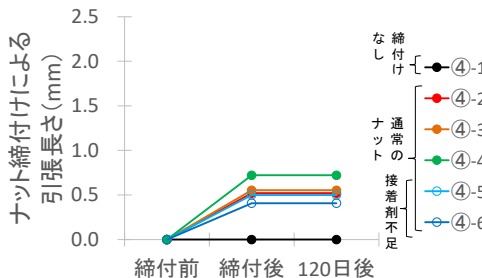


図-25 ナット締め付けによる引張長さ (④接着系あと施工アンカー)

### 2.3.3 実験結果

室温変化環境にある No.1~No.6、No.8 の軸力の経時変化と 120 日後、240 日後の再締め付け後の軸力を図-27 に示す。出力値は室温変化の影響を受けることから、軸力導入なしの No.7 の値を基準とした値を示している。また、室温一定環境の No.10 の軸力の経時変化と 120 日後、240 日後の再締め付け後の軸力を図-28

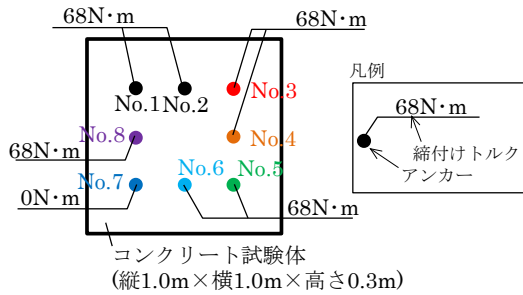


図-26 アンカー8本を固着した試験体 (平面図)  
(再締付け検討用)

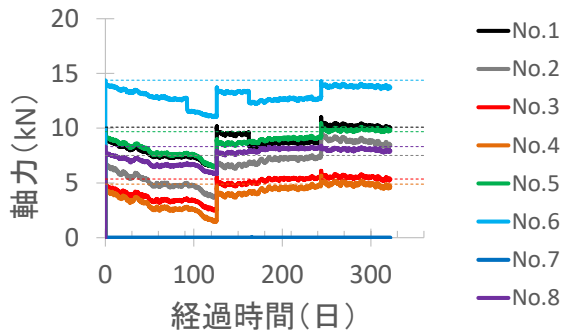


図-27 No.1~No.6、No.8の軸力の経時変化と再締付け後の軸力 (No.7を基準とした場合の値)

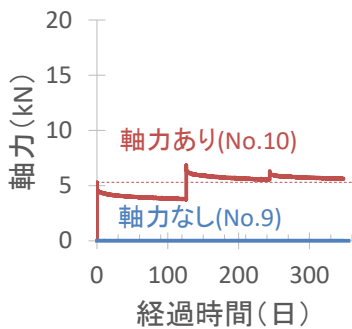


図-28 No.9、No.10の軸力の経時変化と再締付け後の軸力

に示す。

図-27より、これまでの検討と同様、 $68\text{N}\cdot\text{m}$ のトルクでナットを締め付けた後の初期軸力は、アンカーごとに異なっていた。また締付け後120日の間に軸力の低下が見られた。締付け後120日で1回目の再締付けを行うと、概ね初期軸力の値まで軸力が戻った。その後も軸力は低下したが、低下の量は小さい、またはやや軸力が増加するような傾向を示し、240日後の軸力の低下は、120日後の時と比べて小さかった。2回

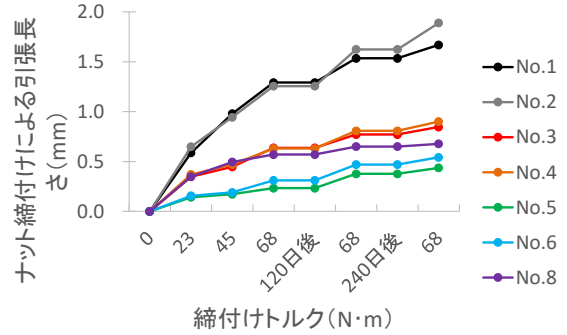


図-29 No.1~No.6、No.8のナット締付けによる引張長さの変化

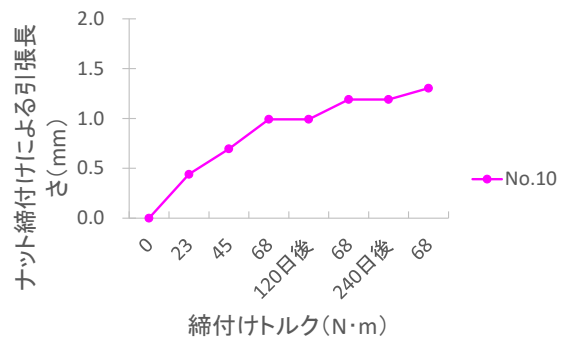


図-30 No.10のナット締付けによる引張長さの変化

目の再締付けでは、概ね初期軸力の値まで軸力が戻った。その後の軸力の経時変化は緩やかであった。

図-28より、室温一定環境にあるNo.10のアンカーについても、図-27に示した室温変化環境のデータと類似した結果が得られた。

次に、締付け時のナット回転角から求めた、ナット締付け時の引張長さについて、図-29と図-30に示す。

図-29および図-30より、120日後、240日後の再締付けで引張長さは徐々に増加するが、大部分のアンカーではその増加量は徐々に低下していく傾向を示した。今回の実験で用いたアンカー(M16)は、埋込み長さが $60\text{mm}$ のものであり、8ヶ月後の再締付けで最も変位が大きかったNo.2で $2\text{mm}$ 程度であることから、アンカーの引抜きまでにはかなり余裕がある。

これらの結果より、再締付けを行うことで軸力の経時変化が徐々に収束し、数回の再締付けで安定する可能性が高いと考えられる。また、再締付け時にアンカーの引張長さは増加するが、徐々に引張量が収束する傾向があることから、再締付けによりアンカーの固着部を損傷させ、引抜ける危険性は少ないと考えられる。

## 2. 4 2章のまとめ

本章の検討により、ナット締付けでアンカーに作用する軸力が経時的に低下する要因、再締付けを繰り返した場合の挙動について、次のことが分かった。

- 軸力の持続作用により、ナットが弛まなくても軸力が低下するが、その主要な要因として軸力の持続作用により母材コンクリートのクリープ変形が生じたことが考えられる。
- 固着部がすべり得る構造のアンカーでは、軸力の持続作用による固着部のすべりも軸力の低下要因の1つとして考えられる。
- 当初と同じトルク管理で再締付けを行った場合、軸力は概ね初期軸力の値に戻った。また、再締め付け後の軸力の経時的な低下は当初より少なくなる傾向があることが分かった。再締め付けでナットを回転させる量は徐々に収束する傾向を示したことから、締付け後、再締め付けを要する場合も、その回数には限りがあり、繰り返すことによる破壊や引抜きの危険性は大きくないと考えられる。

## 3. 最小へりあきに関する検討

### 3. 1 検討目的

アンカーの軸引張力に対する設計コーン状破壊耐力の算定式として、土木学会の「コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針(案)」では、金属系では式(1)、接着系では式(2)が示されている。

$$T_c = 0.31A_c \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

$$T_c = 0.23A_c \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

ここに、 $T_c$  : 設計コーン状破壊耐力 (ただし、安全係数類は省略) (N)

$A_c$  : 母材コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積(mm<sup>2</sup>) ( $= \pi l_e(l_e + D_a)$ )

$l_e$  : アンカー有効埋込み長さ(mm)

$D_a$  : アンカー本体直径(mm)

$f'_c$  : 母材コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

これらの計算式は、図-31 に示すように、アンカーに引張荷重を与えた際、母材コンクリートが 45° のコーン状に破壊することを想定したものである。

この想定から、へりあきがアンカー有効埋込み長さ以上の場合、へりあきについて配慮する必要はなく、へりあきがアンカー有効埋込み長さよりも小さく 45° のコーンの範囲が母材コンクリート内に収まらない場合は、図-32(b)に示すように、端部より突出した

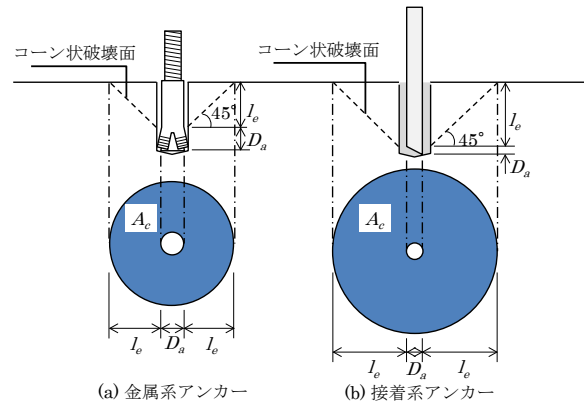


図-31 設計コーン状破壊耐力計算の考え方

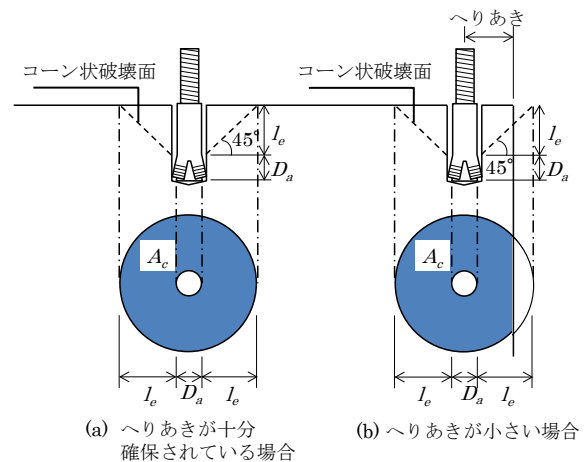


図-32 へりあきが小さい場合の設計コーン状破壊耐力計算の考え方

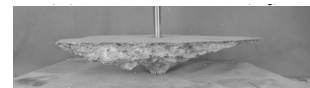


写真-4 実際のコーン状破壊の例

部分を除いた $A_c$ を用いて耐力を算出することになっている。しかし、実際にアンカーの引張試験を行うと、写真-4 に示すように設計で想定する 45° コーンよりも広い範囲で母材コンクリートが破壊することがほとんどである。また、あと施工アンカーには様々な製品があり、金属系アンカー先端の固着部の形状の違いによって、コーンの形状も異なるおそれがある。そこで、へりあきとしてアンカー有効埋込み長さ以上をとっていれば影響が生じないと評価することの適否について、実験により検討を行った。

### 3. 2 実験方法

本検討では、大型のコンクリート試験体に部材端部

表-2 実験に使用したアンカーの概要

アンカーの種別		アンカーの形状				孔の形状		施工トルク (N・m)
		アンカーボルトの呼び	外径 (mm)	埋込み長さ (mm)	有効埋込み長さ (mm)	直径 (mm)	深さ (mm)	
金属系	(1)スリーブ打込み式	M12	17.3	50	32.7	18.0	56	なし
	(2)芯棒打込み式		12.0			48		
	(3)縮付け式		17.5		60		12.0	
	(4)拡底式		12.0			18.0	68	
接着系	(5)無機系注入式				16.0	60	なし	

※孔の直径と施工トルクは、各アンカーのカタログ値に準拠した。

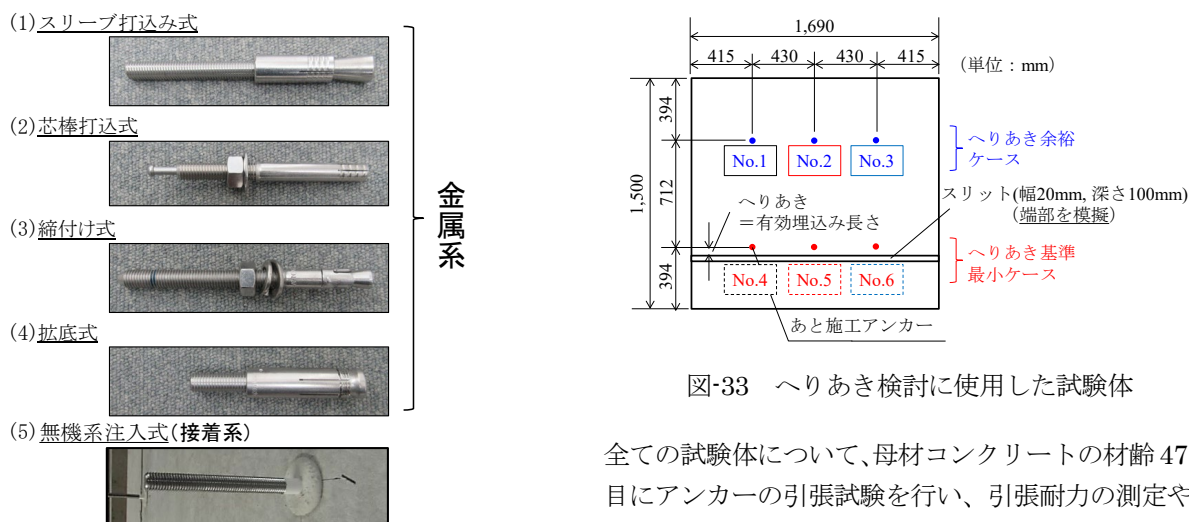


写真-5 実験に使用したアンカーの外観

を模擬するためのスリット(幅 20mm、深さ 100mm)を設け、そこまでのへりあきがアンカー有効埋込み長さと同じ条件(へりあき基準最小)と、スリットまでの距離が十分大きくへりあきの影響を無視できる条件(へりあき余裕)で設置したアンカーの引張試験を行い、これらを比較することでへりあきの影響を評価した。

また、写真-5に示す4種類の金属系アンカーおよび1種類の接着系アンカーの計5種類のアンカーを用いて行った。

実験に使用したアンカーの概要を表-2に示すが、アンカーボルト径をM12に統一し、固着部の形状、寸法、固着方法などの異なっている種々のアンカーを準備した。アンカー1種類につき、コンクリート試験体1体を用い、図-33に示すように、へりあき余裕ケース3本(No.1~No.3)、へりあき基準最小ケース3本(No.4~No.6)を用意した。なお、母材コンクリートは、従来と同じ「普通 24・8・20N」のレディーミクストコンクリートで製作した。

削孔、清掃、アンカーの設置は、母材コンクリートの材齢40日目に行った。接着系アンカーについては、無機系接着剤の材齢が7日以上となるまで静置した。

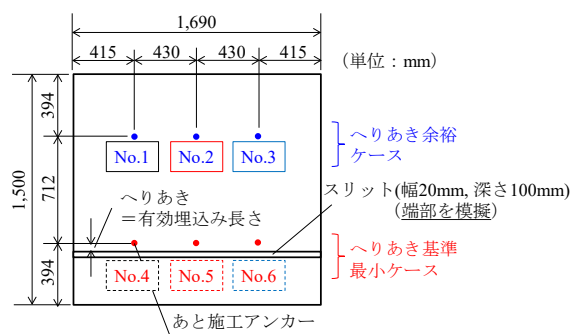


図-33 へりあき検討に使用した試験体

全ての試験体について、母材コンクリートの材齢47日目にアンカーの引張試験を行い、引張耐力の測定や破壊形態の観察を行った。引張試験は、荷重速度を約3kN/sとし<sup>2)</sup>、引張荷重をロードセルで、変位を4つの変位計の平均値として測定した。

### 3.3 実験結果

引張試験後の破壊形式を表-3に示す。また、破壊状況写真の例を表-4に示す。

へりあき余裕ケースでは、ほとんどがコーン状破壊となったが、(3)縮付け式のNo.1、2では引抜き破壊(アンカーが孔から引き抜ける)が見られた。


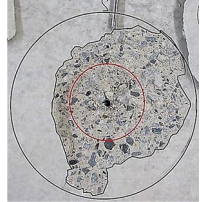
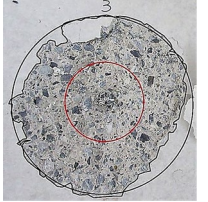
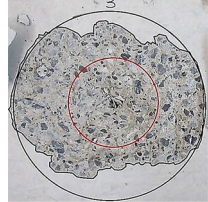
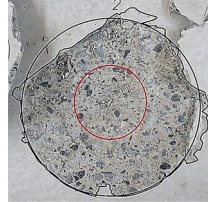
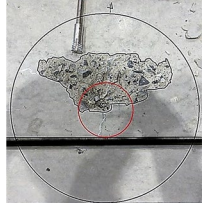
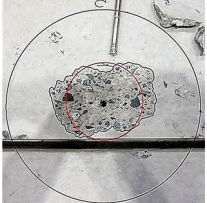
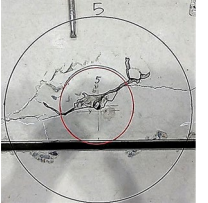
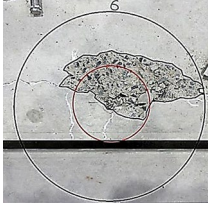
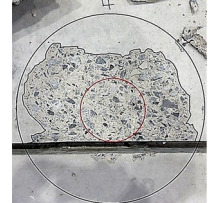
へりあき基準最小ケースでは、多くの場合、試験中に写真-6に示すような母材コンクリートにひび割れが生じ、これによる割裂破壊が観察された。薄肉部材やへりあきが小さい場合などで割裂破壊が生じやすいとされており<sup>3)</sup>、今回の実験でもこの傾向が示されたと考えられる。また、(2)芯棒打込み式と(5)無機系注入式(接着系アンカー)ではコーン状破壊が見られた。(2)芯棒打込み式では、コーンの大きさがあまり大きくならず、今回の実験ではコーンが端部からはみ出なかった。(5)無機系注入式ではコーンの一部がスリットにかかるような形状で、へりあき余裕ケースよりも破壊面の水平投影面積が低下した。このように、実際のアンカーでは設計で想定する45°コーンより大きなコーンで破壊するため、破壊面の水平投影面積がへりあきに余裕がある場合よりも小さくなる可能性があるこ



表-3 アンカー引張試験後の破壊形式

アンカーの種別		破壊形式					
		へりあき余裕ケース			へりあき基準最小ケース		
種類	固着方法	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
金属系	(1)スリーブ打込み式	コーン状	コーン状	コーン状	割裂	割裂	割裂
	(2)芯棒打込み式	コーン状	コーン状	コーン状	コーン状	コーン状	割裂
	(3)縮付け式	引抜き	引抜き	コーン状	割裂	割裂	割裂
	(4)拡底式	コーン状	コーン状	コーン状	割裂	割裂	割裂
接着系	(5)無機系注入式	コーン状	コーン状	コーン状	コーン状	コーン状	割裂

表-4 アンカー引張試験後の破壊状況写真の例

	金属系アンカー				接着系アンカー
	(1)スリーブ打込み式	(2)芯棒打込み式	(3)縮付け式	(4)拡底式	(5)無機系注入式
へりあき余裕	 No.1 コーン状破壊	 No.2: コーン状破壊	 No.3: コーン状破壊	 No.3: コーン状破壊	 No.2: コーン状破壊
へりあき基準最小	 No.4: 割裂破壊 (コンクリートひび割れ)	 No.5: コーン状破壊	 No.5: 割裂破壊 (コンクリートひび割れ)	 No.6: 割裂破壊 (コンクリートひび割れ)	 No.4: コーン状破壊 (コーンが分断)

※写真中の赤丸は45° コーンの円を示している。



写真-6 割裂破壊の例

とが確認された。

次に、引張試験の結果として、各アンカーの変位-荷重曲線を図-34 に示す。図-34 には、比較のため設計コーン状破壊耐力の計算値（以下、計算値という）も表示した。図-34(2)、(3)から、2種類のアンカーについては引抜き変位が他のアンカーと比べて大きいことが分かる。(3)縮付け式は引抜き破壊となったものもあったが、そのときの荷重はコーン状破壊耐力の計算値を上回っていた。また、破線はへりあき基準最小ケースの結果を示しているが、全てのアンカーの最大荷重(引張耐力)の実測値は計算値を上回っていた。

図-34 に、各アンカーの平均引張耐力と計算値との

比較をまとめたが、へりあき基準最小ケースでも、全て計算上の耐力は上回っていた。ただしへりあき余裕ケースよりも引張耐力が小さい傾向を示し、荷重-変位関係は大多数が変位の小さいところでピークに達していた。なお、図-34 および図-35 の計算値は式(1)および式(2)の値であるが、実際の設計においてはさらに安全係数が考慮されるため、より小さな荷重となる。これらを総合的に考慮すると、へりあきがアンカーの有効埋込み長さと同程度になるように配置しても耐力の面からただちに問題が生じにくいと想定される。ただし、へりあき基準最小ケースでも計算式で想定されているものと異なる破壊形式で破壊している場合が多かったことから、へりあきが有効埋込み長さよりも小さい場合についても、図-32 の仮定が成り立つかは検討の余地がある。へりあきは、少なくとも有効埋込み長さ以上は確保するのが望ましいと考えられる。

### 3.4 3章のまとめ

本章の検討により、へりあきがアンカーの有効埋込み長さと同程度の場合における安全性について、次のことが分かった。

a) アンカーの種類によっては、設計で想定する 45°

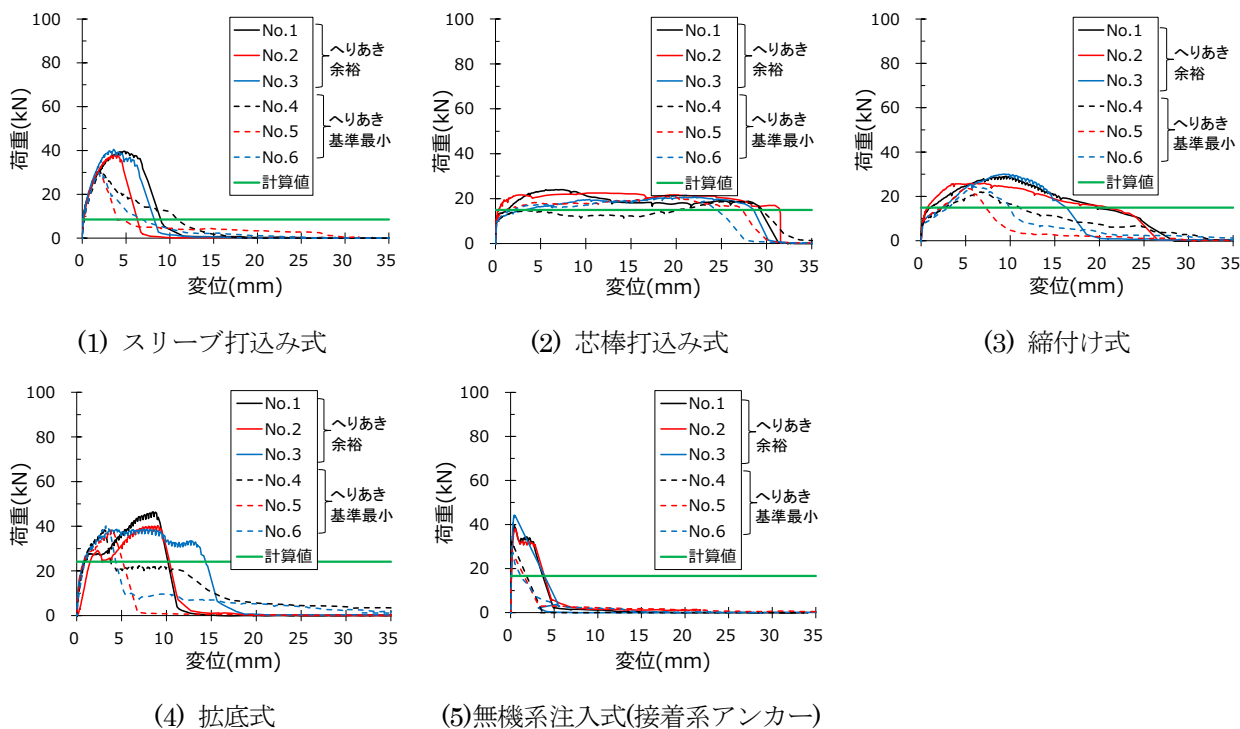


図-34 変位-荷重曲線

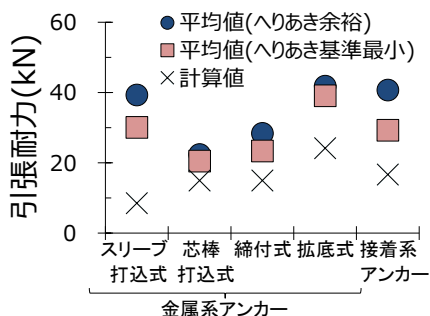


図-35 各アンカーの平均引張耐力と設計コーン状破壊耐力の計算値との比較

のコーンより大きなコーンで破壊する場合があります、へりあきが有効埋込み長さと同じ場合はコーンが端部から突出する場合があります。

- b) へりあきがアンカー有効埋込み長さと同じ条件で試験すると、コーン状破壊とならず、割裂破壊となる場合が多く見られた。
- c) コーンが端部から突出する場合またはコーン状破壊以外の破壊形式となった場合においても、極端に耐力が低下することはなく、コーン状破壊耐力の計算値を上回っていた。ただし、破壊形式が変わることと、最大耐力を示すときの変位量も低下する傾向があった。

今回の実験では、へりあきをアンカー有効埋込み長さより小さくした実験は行っていない。土木学会の「コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針

(案)」等では、へりあきがアンカー有効埋込み長さより小さい場合の耐力算出方法も示されているが、上記の知見から少なくともアンカー有効埋込み長さ以上のへりあきを確保するのが望ましいと考えられる。

#### 4. まとめ

本研究では、道路トンネルのジェットファンの取付け等に用いられる金属系あと施工アンカーを対象として、設計、施工、維持管理の標準的な方法や留意点をまとめることを目的に平成 28 年度より検討している。これまでの検討では、アンカーの引張耐力を適切に評価する手法、近接した複数のアンカーを一体とした状態（群配置）の耐荷性能、形状や機構が異なるアンカーの耐荷性能、母材コンクリートのひび割れが耐荷性能に与える影響、ナット締付け時にアンカーに作用する軸力の特性、最小へりあき等について検討した。これらの検討により得られた知見を以下にまとめる。

##### (1) アンカーの引張耐力を適切に評価する手法

1-1) アンカーの引張耐力とコーン状破壊におけるコーン形状は、引張試験時の支点間隔により変化し、引張耐力を正確に測定するためには支点間隔をアンカー埋込み長さの 4 倍以上にする必要がある。

##### (2) 群配置したアンカーの耐荷性能

2-1) 群配置の影響を考慮した既存のコーン状破壊耐

力算出方法は、安全側に算出される傾向にあったが、計算値と実測値の差はアンカー配置間隔によって異なる。

- 2-2) 群配置においてアンカー設置用の孔の一部で、削孔径が過大などの不適切な施工を行った場合、そのアンカーの引張耐力が小さくなることに加え、引張载荷時の変位の増加がアンカーごとに不均一となるなどの影響がある。
- (3) 母材コンクリートのひび割れが耐荷性能に与える影響
- 3-1) アンカー設置位置にひび割れがある場合、ひび割れ幅が大きいほど引張耐力は低下し、最大荷重時の変位も大きくなる。
- 3-2) アンカー設置位置周囲のコーン状破壊部にひび割れがある場合、コーンが損傷していることでコーン状破壊耐力が低下する。
- (4) へりあきについて
- 4-1) アンカーの形状や機構によっては、設計で想定する  $45^\circ$  のコーンより大きなコーンで破壊する場合があります、へりあきが有効埋込み長さと同じ場合はコーンが端部から突出する場合があります。
- 4-2) へりあきがアンカー有効埋込み長さと同じ場合、アンカー形状にもよるが、コーン状破壊とならず、割裂破壊となる場合が多く見られた。
- 4-3) コーンが端部から突出する場合またはコーン状破壊以外の破壊形式となった場合においても、設計コーン状破壊耐力を上回っていた。ただし、破壊形式が変わることと、最大耐力を示すときの変位量も低下する傾向があった。そのため、少なくともアンカー有効埋込み長さ以上のへりあきを確保するの

が望ましいと考えられる。

- (5) ナット締付け時にアンカーに作用する軸力の特性
- 5-1) ナット締付け時にアンカーに作用する初期軸力は、アンカー設置位置によってばらつく。その要因として、孔内の骨材分布等の状況や座面の摩擦が完全に同一ではないことが考えられる。
- 5-2) ナット締付けによる軸力は、経時的に低下する。その主な要因として、軸力の持続作用にコンクリートの微小なクリープ変形が考えられる。また、固着部がすべり得る金属系アンカー等は、固着部のすべりなどが要因として考えられる。
- 5-3) 当初と同じトルク管理で再締付けを行った場合、軸力は概ね初期軸力の値に戻ることに、また、再締め付け後の軸力の経時的な低下は当初より少なくなる傾向があることが分かった。再締付けでナットを回転させる量は徐々に収束する傾向を示したことから、締付け後、再締め付けを要する場合も、その回数には限りがあり、繰り返すことによる破壊や引抜きの危険性は大きくないと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 公益社団法人土木学会：コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）、pp.37～52、2014
- 2) 社団法人日本建築あと施工アンカー協会：あと施工アンカー標準試験法・同解説、pp.18～23、1987
- 3) 一般社団法人日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、pp.232～234、2012

## 6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

### 6.4.8 先端的維持管理技術による管理用施設（接合部）マネジメントに関する研究（3）

担当チーム：道路技術研究グループ（トンネル）

研究担当者：日下敦、巽義知、小泉悠

#### 【要旨】

道路トンネル内にはジェットファン等の附属物が設置されており、それらの多くはあと施工アンカー（以降、アンカー）等の取付金具により覆工コンクリートに固定されている。著者らはアンカーの打込み状態や母材コンクリートの状態が引抜き耐力に及ぼす影響について調査研究を進めてきた。維持管理段階にあるトンネルでは、覆工に生じたひび割れ等の変状に対して診断と措置が施されるが、多用される対策工の一つに繊維シート接着工がある。そこで、ひび割れを導入したコンクリート試験体に繊維シートを接着した上で、アンカーの引抜き試験を実施し、繊維シートがアンカーの引抜き耐力に及ぼす影響を評価したので、その結果について報告する。

キーワード：トンネル、あと施工アンカー、引抜き耐力、ひび割れ、繊維シート

#### 1. はじめに

道路トンネル内にはジェットファン等の附属物が設置されており、それらの多くは図-1に例示するように、金属系あと施工アンカー（以降、アンカーと称する）等の取付部材により覆工コンクリートに固定されている。道路トンネル定期点検要領<sup>1)</sup>では、覆工のみならず、これら取付部材にも着目して点検することが記載されている。ただし、アンカーの取付状態がその耐荷力に及ぼす影響は十分に解明されていない。そこで著者らは、道路トンネルで多用されるスリーブ打込み式アンカーを対象に、主に室内での引抜き試験により、アンカーの打込み状態や、アンカーを支持する母材コンクリートの強度、ひび割れ等がアンカーの引抜き耐力に及ぼす影響について調査研究を進めてきた。その結果、母材コンクリートのひび割れに関しては、ひび割れ幅が大きくなるにつれてアンカーの引抜き耐力が小さくなることや、ひび割れがアンカーから離れた位置に生じた場合でもアンカーの引抜き耐力は低下する等の知見<sup>2)</sup>を得てきた。

維持管理段階にあるトンネル現場では、覆工コンクリートのひび割れ等の変状に対し、外力性や材料劣化といった

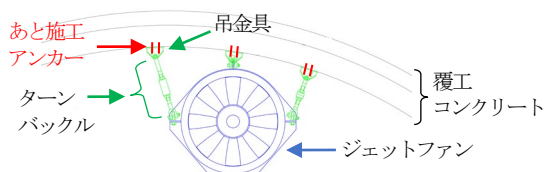


図-1 ジェットファンとその取付部材の例

発生要因を診断し、それに応じた措置が施されるが、多用される対策工の一つに繊維シート接着工がある。そこで、室内引抜き試験により、ひび割れに対して接着した繊維シートがアンカーの引抜き耐力に及ぼす影響を評価したので、その結果について報告する。

#### 2. 試験ケースおよび試験方法

##### 2.1 試験ケース

試験ケースを表-1に示す。ひび割れの無いコンクリートをアンカーの母材とするケース1（基準ケース）については、既往の研究<sup>3)</sup>等に示されるデータを参照し、アンカーの引抜き耐力とコンクリートの一軸圧縮強度の関係を図-2において整理した。ケース2では、ひび割れの無いコンクリートに繊維シートを接着し、引抜き試験を実施した。ケース3および4では、いずれも母材コンクリートにひび割れを導入し、アンカーを打設した。ケー

表-1 試験ケース

ケース	ひび割れ	繊維シート	試験数	備考) π型変位計の設置
1	無し	無し	—	—
2	無し	有り	3	—
3	3-1	有り	3	有り
	3-2	無し	3	無し
4	4-1	有り	3	有り
	4-2	有り	3	無し



ス4では、さらに繊維シートを接着した上で、引抜き試験を実施した。表-1中のケース3-1と3-2、またケース4-1と4-2では、試験の実施時期のみが異なり、試験体作製および引抜き試験の実施方法は同様とした。

2. 2 試験体の作製方法

ケース1~4の試験実施手順の概要を図-3に示す。コンクリート試験体の寸法は、縦1,000mm×横1,000mm×高さ300mmとし、コンクリートの配合は21-12-20Nとした。

アンカーは金属系のあと施工アンカー（スリーブ打込み式、ねじ径M16、スリーブ長60mm、ステンレス製）を用いた。一般的なジェットファン（自重20kN程度を想定）の取付けにおいては、アンカーの強度がジェットファンの静荷重の15倍以上<sup>4)</sup>となるよう、ねじ径M24程度、スリーブ長140mm程度のアンカーが使用される場合が多い。しかし、本研究では、実験設備の制約等から、ねじ径M16のものを使用した。

図-4に示すようにメーカーが推奨する削孔径22mm、削孔長68mmの孔を削孔し、先端部がテーパ状に加工されたアンカー軸部の上からスリーブを打ち込み、スリーブ先端を拡径して孔壁に定着させた。なお、本アンカーは、引抜き時、引抜き荷重の増加に伴ってスリーブの拡径が進行して孔壁との摩擦力が増加するため、アンカー自体の抜き出しが抑制される構造となっている。よって、アンカーの破壊形態としては、母材コンクリートが引張破壊するコーン状破壊<sup>5)</sup>（図-4(d)）が生じやすいと考えられる。

ひび割れの導入においては、セリ矢の打込みによって微細なひび割れを発生させた後、微細なひび割れ上に削孔してアンカーを打設した。その後、セリ矢を再度打込み、ひび割れ幅を1.5mmまで拡大させた。

繊維シートの接着に際しては、プライマーや接着剤がアンカーと孔壁の隙間や、ひび割れに浸透することを防止するため、事前にアンカー打設孔およびひび割れの表面部をシリコン樹脂系のシーリング材で間詰めた。その後、プライマーの塗布、パテの塗布、接着剤の塗布を行い、炭素繊維シート（繊維目付200g/m<sup>2</sup>、引張強度3,400N/mm<sup>2</sup>、引張弾性率2.45×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>）を接着した。

ケース3-1および4-1では、引抜き载荷中のひび割れの開口挙動を計測するため、ひび割れを跨ぐようにπ型変位計（標点距離100mm）を試験体の上面に8箇所、2側面に3箇所ずつ設置した。ケース4-1では、ひび割れ導入後にトレースしたひび割れ位置を繊維シート上にマーキングし、π型変位計は繊維シート上に設置した。

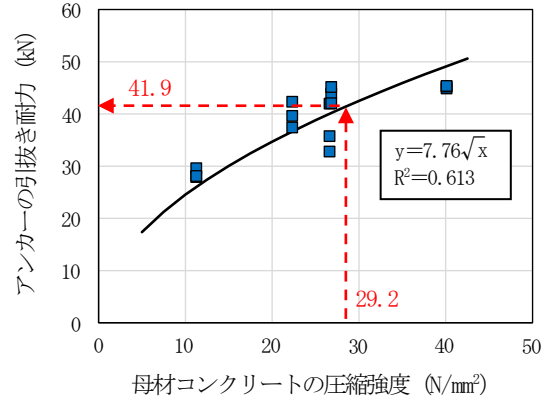


図-2 標準ケースにおけるアンカーの引抜き耐力と母材コンクリートの圧縮強度の関係

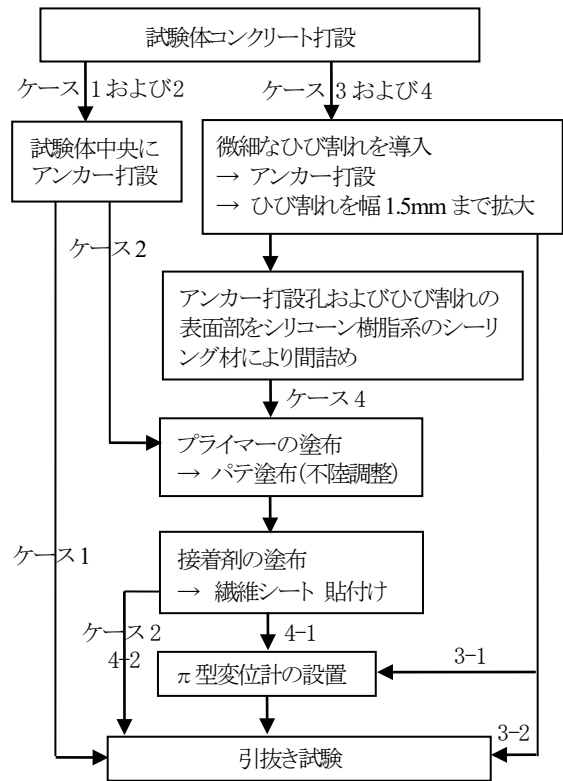


図-3 試験ケースごとの作業フローの概要

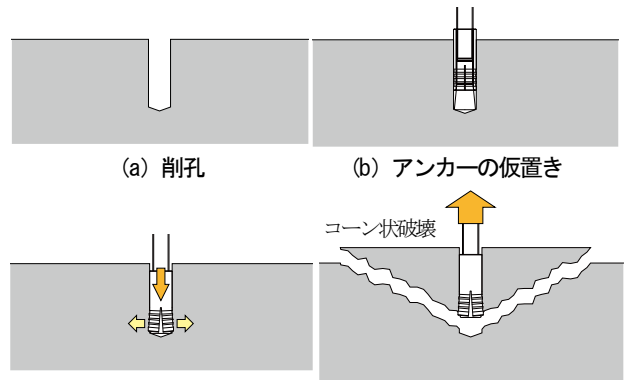


図-4 アンカーの打設および引抜き試験の概要

## 2.3 引抜き試験方法および試験時のコンクリート強度

引抜き試験装置の概要図を図-5に、また引抜き試験の実施状況を写真-1に示す。载荷には手動の油圧ジャッキを用い、変位速度がおおよそ0.5mm/minとなるように調整した。

変位測定用のダイヤルゲージをアンカーの左右2箇所を設置し、荷重測定用のロードセルと先述した $\pi$ 型変位計とともにマルチレコーダーにより0.1秒間隔で測定記録した。

また、引抜き試験実施時、強度管理用に別途作製した円柱型供試体(径100mm×高さ200mm、3供試体)の一軸圧縮試験を実施した。その結果、コンクリートの一軸圧縮強度は、ケース2および3-1、4-1の試験時は29.8N/mm<sup>2</sup>、ケース3-2および4-2の試験時は28.6N/mm<sup>2</sup>であった。本報告では、その平均値29.2N/mm<sup>2</sup>を図-2中の近似曲線に代入して得られる41.9kNをケース1の引抜き耐力とみなすこととする。

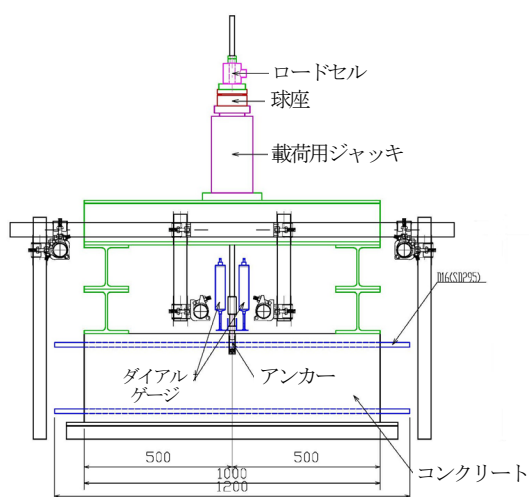


図-5 引抜き試験装置の概要図

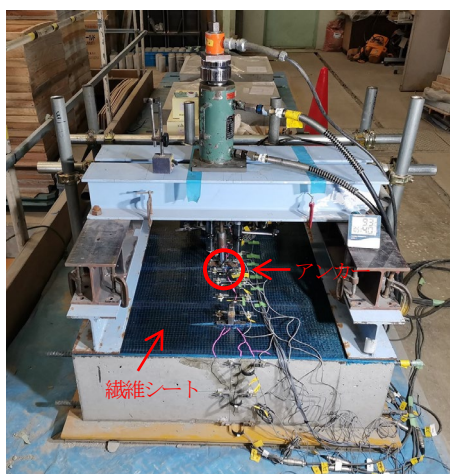


写真-1 引抜き試験の実施状況(ケース4)

## 3. 引抜き試験の結果およびその考察

### 3.1 引抜き耐力の評価

各ケースの引抜き耐力(最大荷重)を図-6に、試験を実施したケース2~4の荷重-変位曲線を図-7に示す。

図-6では、基準となるケース1の引抜き耐力(41.9kN)を100%としたときの各ケースの引抜き耐力(3試験の平均値)の比率を併記した。

ケース2の引抜き耐力は、ケース1の約1割増であった。本試験で生じ得る結果のバラつきを考慮すると、繊維シートの接着により引抜き耐力は大きく変化しないことが示されたと言える。ひび割れを導入したケース3(3-1および3-2)の引抜き耐力は、ケース1の3~4割減で、これは既往の試験結果<sup>2)</sup>とも整合した。ひび割れ導入後に繊維シートを接着したケース4-1の3試験の引抜き耐力は、ケース1の9割程度となった。一方で、ケース4-2は、ケース4-1と同様の作業手順で試験を実施したにも関わらず、引抜き耐力が最も小さかった。

### 3.2 母材コンクリートの破壊形状に関する考察

ケース2では、最大荷重に達した後、繊維シート下で、2.2で想定した母材コンクリートのコーン状破壊が生じた(写真-2(a))。その後は、そのコンクリート片の剥離を繊維シートが抑制するモードへと移行した。ケース1と2では、同様のコーン状破壊が生じており、これより両ケースで引抜き耐力もほぼ同等となったと考えられた。

ケース3および4の計12試験では、最大荷重に達した後、基本的にひび割れの左または右のいずれか片側のコンクリートが引張破壊により剥離した(写真-2(b)(c))。ただし、ケース4-1③でのみ、ひび割れの左右両側のコンクリートが剥離した(写真-2(d))。ケース3および4の引抜き耐力がケース1以下となった要因は、ひび割れが無ければコーン状破壊となるところ、ひび割れによって上述の通り“半コーン状破壊”となり、コンクリートの引張抵抗が発揮される面積が半分程度となったためと考えられた。

### 3.3 ひび割れの開口変位に関する考察

ケース3と4-1①②では、いずれも“半コーン状破壊”が示されたものの、引抜き耐力に顕著な差異が認められた。ケース4-1①②の引抜き耐力の平均値は38.7kNであり、ケース3の平均値28.9kNの1.34倍であった。そこで $\pi$ 型変位計によるひび割れの開口変位について、ケース3および4のそれぞれ代表的な計測結果を図-8に示す。開口変位は、各荷重段階でアンカー打設位置の近傍を最大として、ほぼ左右対称に分布し、繊維シートを接着したケースで開口変位が抑制される傾向が示された。

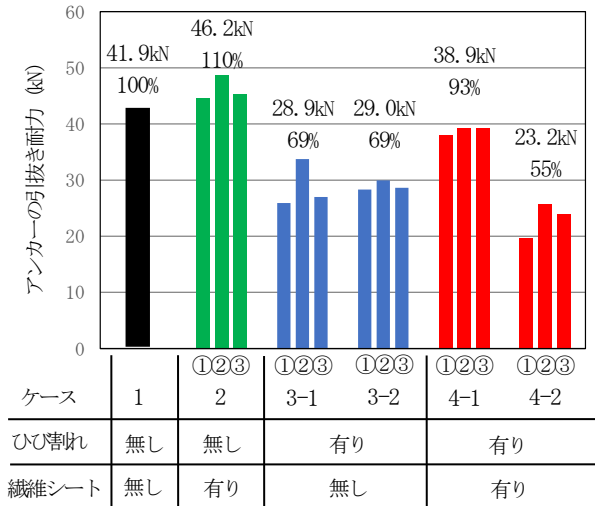
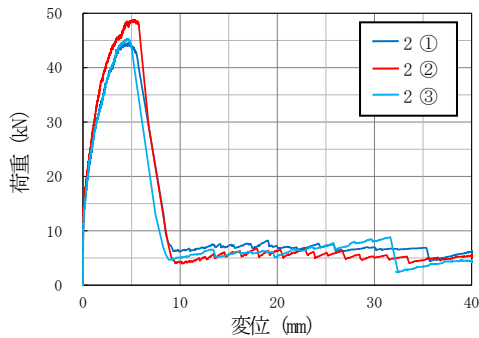
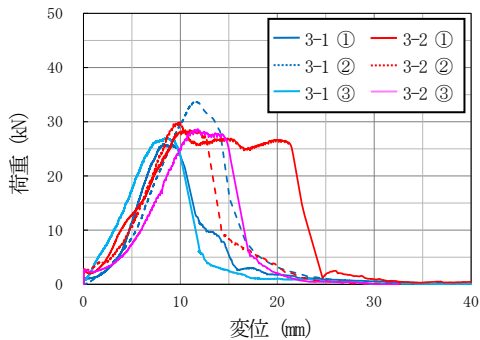


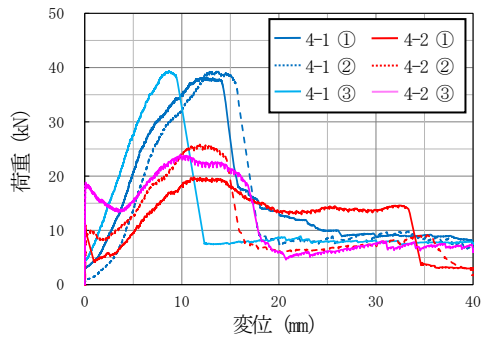
図-6 アンカーの引抜き耐力



(a) ケース 2

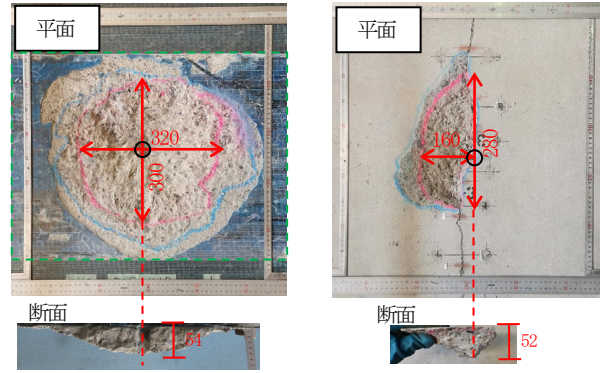


(b) ケース 3



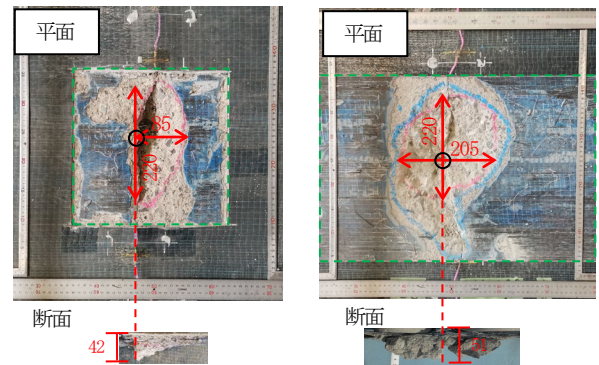
(c) ケース 4

図-7 荷重-変位曲線



(a) ケース 2 ③

(b) ケース 3-1 ③



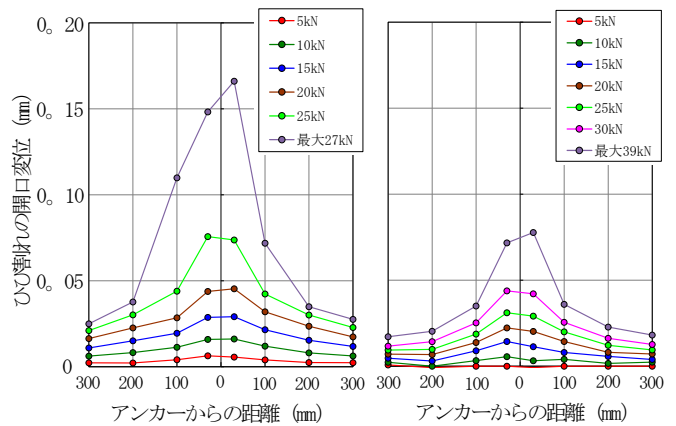
(c) ケース 4-1 ①

(d) ケース 4-1 ③

凡例 ○ : アンカー打設位置

□ : 試験後に繊維シートを切り取った範囲

写真-2 母材コンクリートの破壊状況  
(代表ケース抜粋、寸法単位 : mm)



(a) ケース 3-1 ③  
(繊維シート 無し)

(b) ケース 4-1 ②  
(繊維シート 有り)

図-8 ひび割れの開口変位の分布

計測を実施したケース 3-1 と 4-1 の全 6 ケースを対象に、アンカーの最近傍である左右 30mm の位置での開口変位の平均値を算出し、荷重との関係を図-9 に示す。同図より、ケース 4-1 では各荷重段階での開口変位がケース



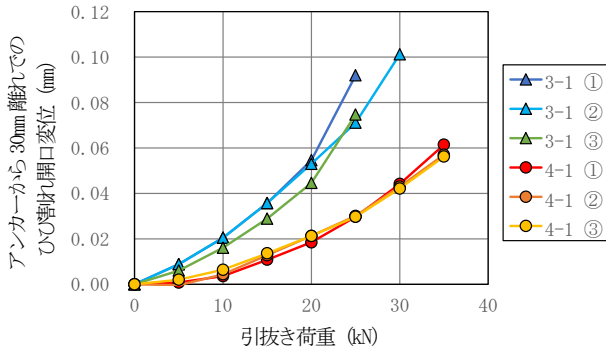


図-9 ひび割れの開口変位と荷重の関係

3-1 の40%程度に抑制されていたことが分かった。これより、ケース4-1では、ケース3に対してスリーブとコンクリート孔壁間の摩擦力がより高く保持され、その結果、引抜き耐力の顕著な低下が抑制されたと考えられた。

### 3. 4 繊維シート接着ケースでの引抜き耐力の差異に関する考察

ケース4-1と4-2は、同様の作業手順で試験を実施したにも関わらず、両者の荷重-変位曲線に顕著な差異が認められ、ケース4-2の引抜き耐力はケース3よりも小さかった。引抜き試験後のアンカーの状態を確認したところ、ケース4-1では軸部のコーンの先端がスリーブの内側まで潜り込んでスリーブが拡張されていた(写真-3(a))。これに対し、ケース4-2ではコーンの先端はスリーブの外側に留まっており、2.2で記した引抜き载荷に伴うスリーブの拡張の進行が認められなかった(写真-3(b))。それに加え、スリーブに付着物が認められ、これは固化したプライマーであった可能性が考えられた。また、図-7(c)の通り、ケース4-2の3試験では、荷重開始時、ほとんど変位が生じず、荷重が10~20kNとなった際、アンカーが急に抜け出す挙動が認められた。ここで、当初スリーブはプライマーを介してコンクリートの孔壁に付着した状態にあり、一定の荷重に達した際にその付着が切れたものと推定された。

以上より、繊維シートを接着する際、アンカー打設孔の表面部をシーリング材により間詰めしたが、ケース4-1に比較してケース4-2ではその処置が十分でなく、アンカーの内部(軸部とスリーブの隙間)および周辺部(スリーブと孔壁の隙間)がプライマーで充填された可能性が考えられた。その結果、スリーブとコンクリートの孔壁間では、はじめに付着切れが生じ、その後は所定の摩擦力が発揮されないまま、軸部とスリーブが一体となって引き抜かれ、引張抵抗を発揮するコンクリートの面積が比較的小さな状態で破壊に至ったことが、引抜き耐力の低下要因となった可能性が考えられた。

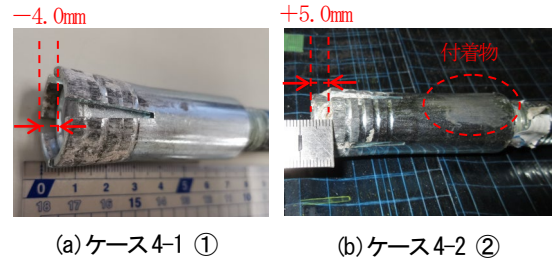


写真-3 アンカー軸部のコーン先端とスリーブとの位置関係

### 3. 5 最大荷重以降での繊維シートの挙動

アンカーの内部および周辺部がプライマーで充填されなかったと考えられるケース2およびケース4-1では、最大荷重以降、繊維シートはコーン状破壊したコンクリート片が剥離するのを抑制する挙動を示した。その間、図-7(a)の通り、繊維シートとコンクリートとの接着が切れて剥離したり、シートの繊維自体が破断するたびに荷重が急減した。しかし、その都度、繊維シートの押抜きせん断試験で観察される挙動と同様に、剥離周長が増加し、本試験では5~10kN程度の荷重が残存した。そして、引抜き変位が50mm程度となるとアンカーが抜け出し、荷重がほぼ0となった。

繊維シートが5~10kNという一定の荷重に抵抗したことから、維持管理段階にあるトンネルにおいて、万一、アンカーでコーン状破壊が生じた場合も、繊維シートにより覆工からの吊金具の脱落が一時的に阻止される可能性があると言える。しかし、トンネル安全対策工法研究会<sup>9)</sup>がコンクリート塊の剥落現象を対象に指摘したように、繊維シートに作用する荷重は、押抜きせん断試験で静的な変位制御型であるのに対し、実際の落下現象では動的な荷重制御型となる。このときシートの剥離が安定的に進展し、耐荷力が発揮されるかは未解明である。よって、この繊維シートによる残存荷重を、万一、アンカーでコーン状破壊が発生した際のバックアップとして考慮できるかについては、更なる検討が必要である。

## 4. まとめ

本研究では、トンネル内の附属物を覆工に固定するアンカーの基礎的なデータの取得と、接合部の設計・施工・維持管理に関わる各種ガイドラインへの反映を目的として、想定される様々なアンカーの打設状態について、主に室内での引抜き試験による検討を進めてきた。令和2年度は、母材コンクリートにひび割れを導入し、ひび割れを繊維シートで補修・補強した状況を模擬した試験体



を作製し、スリーブ打込み式アンカーの引抜き試験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・ひび割れの無いコンクリートに繊維シートを接着したケース（ケース 2）の引抜き耐力は、基準ケースの引抜き耐力とほぼ同等であった。母材コンクリートのコーン状破壊が生じた後、繊維シートではそのコンクリート片の剥離を抑制する挙動が示された。
- ・母材コンクリートのアンカー打設位置に幅 1.5mm のひび割れを導入したケース（ケース 3）の引抜き耐力は、既往の研究<sup>2)</sup>での結果と同様に、基準ケースの引抜き耐力から 3~4 割低減した。
- ・ひび割れを導入したコンクリートに対して繊維シートを接着したケース（ケース 4）の引抜き耐力は、ケース 4-1 では基準ケースの引抜き耐力に比較して 1 割程度の低減となったのに対し、ケース 4-2 では 4~5 割の低減となった。ケース 4-1 では、繊維シートによりひび割れの開口が抑制され、このことが基準ケースに近い引抜き耐力が確保された要因であったと考えられた。一方、同様の作業手順で試験を実施したケース 4-2 であったが、アンカーの内部および周辺部がプライマーで充填された可能性が考えられた。その結果、引抜き載荷時、軸部とスリーブは一体となり、スリーブが拡張されないまま引き抜かれて十分な定着が取れなかったことが、引抜き耐力の低下要因となった可能性が考えられた。

今後更なる検討を進め、これらアンカーに関連する設計・施工・維持管理上の留意点等を各種ガイドラインにまとめていく所存である。

## 参考文献

- 1) 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、pp. 14-18、2019
- 2) 中村英佑、日下敦、古賀裕久：あと施工アンカーの耐荷力の低下要因に関する基礎的考察、土木技術資料、Vol. 60、No. 8、pp. 24-27、2018
- 3) 日下敦、小出孝明、砂金伸治：トンネル内の金属系あと施工アンカーの引抜き耐力に関する基礎的実験、トンネル工学報告集、Vol. 27、I-46、pp. 1-5、2017
- 4) 日本道路協会 編：道路トンネル技術基準（換気編）・同解説 平成 20 年改訂版、pp. 136、2003
- 5) 土木学会 編：コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）、pp. 43、2014
- 6) トンネル安全対策工法研究会 編：FRP によるトンネル覆工剥落対策マニュアル、山海堂、pp. 45-55、2003