

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～33 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。笹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（H27～32）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、H26 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。

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技術の開発
- (2) 機器活用による調査・監視の効率化・高度化技術の開発
- (3) 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の開発
- (4) 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法、構造・材料の開発

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、平成 29 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技術の構築

<管理用施設（接合部）関連>

道路トンネルの附属物は金属系あと施工アンカーにより固定されているが、維持管理における詳細な点検手法が限られており、アンカーによる固定の健全性の確認に課題が存在する。一方で、ジェットファンは重量物であるため、万が一に備えて落下防止措置を講じる事例が散見される。このような状況を踏まえて、本研究では、まず、落下防止措置の実態を整理した。また、実際に使用される吊金具を模擬したアンカーの引抜き載荷実験と国道トンネルのジェットファンの取付金具の軸力を測定し、アンカーに作用する荷重の状態を確認した。

<舗装関連>

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できた。

(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

<橋梁関連>

高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中、さまざまな劣化要因による損傷事例が報告されている。定期点検等によりひび割れ等の異常が認められたコンクリート構造物の健全性診断の為には、内部の鋼材の腐食状況等を把握する必要がある。その手段として、X線などを用いた非破壊検査が行われているものの、正確な点検技術の確立には至っていないのが現状である。また、道路橋の点検では、近接目視を主体に行われているが、部位によっては目視点検が困難な場合等があり、このような部位の点検に適用できる信頼性の高い非破壊検査技術が求められている。本研究では、医療用や産業用の先端的な非破壊検査技術・微破壊検査技術を多様な環境下にあるインフラの現場へ導入できるよう、コンクリート構造物の撤去部材や現場での実証試験を実施した。また、鋼橋において塗膜を剥がさずに塗膜上から目視点検が困難な疲労亀裂の有無を調査する技術を対象とした性能評価法の適用性について基礎的検討を行った。

<舗装関連>

移動式たわみ測定装置の実用化に向け、測定データから車両振動等のノイズを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。また、多チャンネル高速牽引型地中レーダ探査システムに関しては、ボウタイ型の地表接合型アンテナの性能評価を行った。その結果、高速度走行でも高品質で記録の取得が行えること、多重反射が抑制され、背景除去処理等の信号処理が不要で、舗装内部の水平構造境界を明瞭に識別できることがわかった。表層近傍域のイメージングには、多チャンネル配置を活用した伝播速度の推定と NMO 補正処理の有効性が示された。

<管理用施設（機械設備）関連>

近年の気象の激化や著しい老朽化の影響も相まって、設備の重要性が高まる反面、更なる故障が懸念されている。排水機場のような重要設備の故障防止には予防保全が必要不可欠であるが、従来の振動解析や潤滑油分析による異常診断だけでは限界があることから、今年度は、予防保全の信頼性を高める多様な診断技術の適用可能性についての検討を実施した。（関連する研究成果に記載）

(3) 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の開発

<橋梁関連>

1) トラス橋およびアーチ橋における主構部材の腐食損傷については、橋全体系の安全性に影響を及ぼす可能性があり、構造物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、腹材より圧縮力を受ける鋼トラス橋格点部におけるガセットの耐荷力評価の一検討として、腹材下端のガセットの長さや板厚の関係、およびガセットの自由辺部の突出幅と耐荷力の関係について検討を行った。今年度は、腹材からの圧縮力に対するガセットの抵抗断面が自由辺部の突出幅によって変化する関係を明らかにした。

2) 高度経済成長期に集中的に整備された PC 橋が一斉に高齢化を迎える中、さまざまな劣化要因による損傷事例が報告されている。橋梁の合理的かつ適切な維持管理を行っていくために、損傷の生じた橋梁の残存性能を適切に評価する手法が求められている。本研究ではプレストレストコンクリート (PC) 道路橋を対象に、橋梁全体の耐荷力の把握、主桁間での荷重分担率の変化、および終局付近での挙動・破壊性状の確認を目的として実橋での載荷試験を行った。

<舗装関連>

平成 28 年度に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、平成 29 年度に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、舗装路盤の S 波速度分布の探査による劣化箇所の評価手法の開発に関しては、高周波表面波探査による S 波速度分布探査が活用できることを確かめ、実用化のために非接触型システムの開発を進めた。漏洩表面波を高品質で測定するために遮蔽性能と吸音性能に改良を加え、4.5kHz までの分散曲線を取得可能となる装置を開発した。また、表層に高速度の舗装が存在する場合でも安定して解析可能なように表面波伝播モードの分析を進めた。

<管理用施設（機械設備）関連>

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。

今年度は、研究を進めるうえで必要な機械設備故障データ（過去約 30 年分）の解析を行うとともに、信頼性評価手法を用い、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を検討するとともに、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を実施した。

(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) 既設道路橋の RC 床版の疲労に対する補強として、軽さや施工性で有利な繊維シート補強の適用事例が多く見られる。しかし、繊維シート補強された RC 床版の疲労損傷機構は必ずしも十分に解明されていないため、類似の RC 床版であってもシートの積層数が異なる場合が見られる。本研究では、繊維シート補強された RC 床版の疲労損傷機構をより明確にするとともに、繊維シートによる RC 床版の性能照査型補強設計法を提案するため、繊維シート補強された RC 床版供試体を用いた輪荷重走行試験及び繊維シートとコンクリートの付着に関する試験等を実施した。その結果、補強前のコンクリートのひび割れが著しい場合でも、ひび割れ樹脂注入を施した上でシート接着することで、版としての挙動を回復できること、また、補強設計として、繊維シートによる補強効果の照査及びシートの剥離に関する照査だけでなく、シートの破断に関する照査も必要であることがわかった。（関連する研究成果に記載）

2) 高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中、さまざまな劣化要因による損傷事例が報告されており、損傷した PC 橋の性能評価法および補修補強技術の確立が求められている。今回、外ケーブル補強後 21 年が経過した既設 PC 橋を対象に、補強外ケーブルの張力を振動測定により推定し、その結果について統計的な処理を行った。

3) 既設コンクリート橋の長寿命化に向けて、代表的な補修工法の一つである表面保護工法の補修設計方法を高度化し対策効果や信頼性を向上させることを目的としている。表面保護工の塗布部位を変えた供試体試験から、表面保護材の性能や塗布部位の違いが鉄筋の腐食抑制効果に影響を及ぼすことを明らかにした。表面保護材料の水分透過指標を検討するとともに、実大断面を有するコンクリート桁の長期観測から、ウェブ下面や張出部等の部材位置や橋面防水や舗装の範囲によるコンクリート内部の含水分布とその変動状態を把握した。

<舗装関連>

つくば市内の試験舗装箇所の現道採取材の試験から、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た。遮水性確保による路盤保護とともに、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。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、トップダウンおよびボトムアップひび割れが生じている箇所を交通量ごとに選定し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。その結果、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。

<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、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。

本研究では、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やポンプメーカー、業界団体に対するヒアリングを基に、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を実施した。また、「(2) 機器活用による調査・監視の効率化・高度化技術の開発」で研究を進めてきたポンプ駆動用ディーゼルエンジンの排気ガス組成による診断について、計測用センサを投入しやすい設備構造の検討ならびに実証試験を行った。

<管理用施設（接合部）関連>

道路トンネルのジェットファンの取付け状況を想定し、近接して配置された4本の金属系あと施工アンカーの耐荷性能を検討した。この結果、4本の金属系あと施工アンカーによって負担される引張耐力はアンカー間の間隔が広いほど大きくなること、既存の耐力算定式による引張耐力の推定精度はアンカー間の間隔によって異なること、アンカー設置用の孔の一部で穿孔作業が不適切に行われると引張耐力が低下するとともに変位の増加が不均一になること等を明らかにした。

また、構造用アンカーとして使われる分野もある接着系アンカーの、コンクリートのアルカリ成分による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。さらに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や、アンカー接着剤の熱的挙動について検討した。この結果、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、強度低下を伴うアンカー接着剤の化学的劣化が認められ、劣化の指標として、赤外吸収スペクトルの吸光度比を利用できる可能性が示された。一方、湿潤環境下でのクリープ試験の結果、実験に用いた接着系あと施工アンカーのクリープ現象は時間—温度換算則が適用できることが明らかとなり、高温、短時間の実験結果から低温、長時間の寿命予測ができる可能性が示された。

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 : Centar 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
(Rord 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) The most suitable maintenance repair technique corresponding to past phenomenon, the spot condition, development of structure, materials

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 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

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，小出孝明，原翔平

【要旨】

道路トンネル内の附属物の多くは、金属系あと施工アンカー（以降、アンカー）により固定されており、維持管理においてはアンカーによる固定の健全性を確認することが重要となるが、詳細な点検手法が限られるなど、健全性の評価方法の確立には多くの課題が存在する。一方で、実際に設置されているジェットファンは重量物であり、万が一落下すれば大きな被害が想定される。そのため、万が一の場合に備え、利用者の安全を担保するために落下防止措置を講ずる事例が散見される。このような状況を踏まえ、本研究では、まず、アンカーの維持管理に資する基礎的な情報を得ることを目的として、実際に用いられているジェットファン（以降、JF）の吊金具を模擬したアンカーの引抜き載荷実験を行い、吊金具を固定する複数のアンカーについて、荷重分担等の力学的な状態を確認した。また、国道のトンネルにおいて吊金具と JF を連結するターンバックルの軸力を計測し、供用中に吊金具に作用する荷重の変動等の実態を確認した。

キーワード：金属系あと施工アンカー，トンネル，ジェットファン

1. はじめに

道路トンネル内にはジェットファン（以下、JF）等の附属物が設置されるが、それらの多くは、写真-1に示すように、アンカーにより、取付金具（吊金具，方向安定金具，ターンバックルなどの総称）を覆工に固定している。そのため、今後のトンネルの維持管理においては、利用者の安全の確保のために、覆工だけでなく、アンカーを含めた附属物の取付金具類の点検も行うこととされている¹⁾。その一方で、重量物である JF の万が一の落下に備え、利用者の安全を担保するために落下防止措置（バックアップ構造）を設置する事例もある。道路管理者や附属物のメーカー等にヒアリングを行い、バックアップ構造に関する実態調査を行ったところ、様々な種類のバックアップ構造が確認された。これは、アンカーを含めた附属物の取付金具類の破壊メカニズム等が十分



写真-1 JFの設置状況

に解明されていないことも一因であると推定される。このような状況を踏まえ、本研究では、まず、JFを固定するアンカーに作用する荷重について確認することを目的として、実際に用いられている JF の吊金具を模擬したアンカーの引抜き載荷実験を行った。更に、国道トンネルに設置されている吊金具と JF を連結するターンバックルに発生する軸力を測定した。

2. JFの吊金具を用いたアンカーの引抜き載荷実験

2.1 実験の目的

JFを設置する場合は、吊金具を覆工に複数のアンカーで固定することが多い。そして、これらの取付金具の設計においては、一般に JF 本体の静荷重の 15 倍以上の強度が確保されていることが照査される場合が多い²⁾。この照査においては、複数のアンカーに均等な荷重が作用することが前提となっているが、複数のアンカーが 1 つの吊金具を介して斜め方向に引張荷重を受けた場合の荷重分担の考え方は明確にはなっていないのが現状である。本研究では、実大規模の JF 吊金具を 4 本のアンカーで固定し、吊金具に斜め方向の引張荷重を作用させた場合のアンカーの荷重分担について、載荷実験により確認を行った。

2.2 実験の概要

実験においては、写真-2 および図-1 に示すように、覆工を模擬した 1200mm×1000mm×400mm の直方体のコンクリート供試体に、JF の吊金具を模擬した 400mm×250mm の金具を、4 本のアンカー（スリーブ打込み式の金属系あと施工アンカー、ボルト径 M24、スリーブ長 140mm）を用いて固定した。

吊金具の固定には普通ナットとワッシャーを使用し、トルクレンチを用いて施工管理を行った。目標トルクは実際の施工での実績を参考に 195Nm と設定し、アンカーA、D、B、C の順で目標トルクの 120% のトルクで締め付けを行った後、各アンカーで目標トルクがかかることを再度確認した。

JF を吊り下げる場合は斜め方向にターンバックルが取り付けられることが多いため、載荷方向は図-2 に示すように載荷治具を組み立てて斜め方向 45° とした。

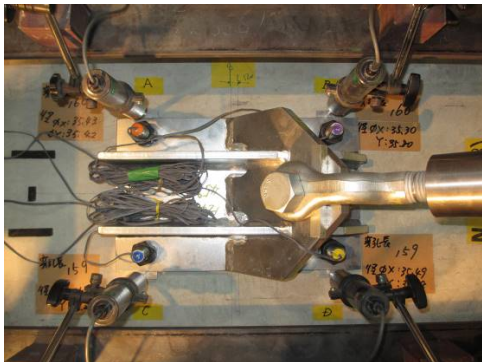


写真-2 実験供試体の状況（吊金具部分）

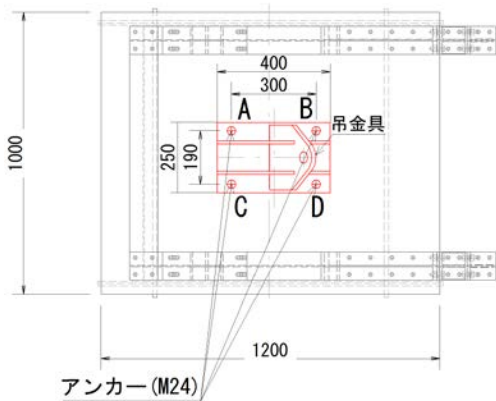


図-1 実験供試体の寸法

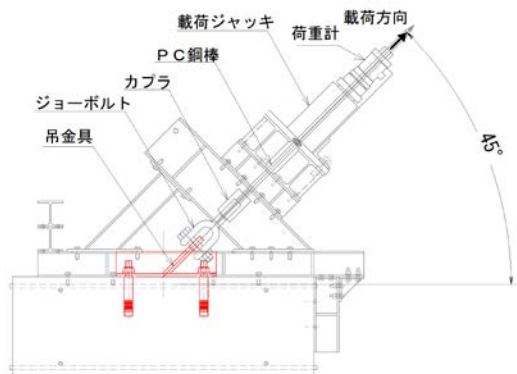


図-2 載荷方法の概要

計測項目としては、吊金具の引抜き荷重、各アンカーの内部に設置したひずみ計によるアンカー引抜き荷重、吊金具のアンカー近傍のアンカー引抜き方向変位について計測を行った。なお、測定間隔は0.1秒とした。荷重は引張が正、変位はアンカーが抜け出る方向を正とした。

2.3 実験結果および考察

図-3 および図-4 に、アンカー軸力および変位の時刻歴を示す。図中には、破線で吊金具に作用する荷重も併せて示す。

載荷前には、ナットの締め付けによる初期軸力が平均 21kN でほぼ均等に作用していることが分かる。

載荷は計測開始から約 60 秒後に開始され、147 秒経過した載荷荷重 40kN 程度まではアンカー軸力・変位とも若干の変動はあるものの大きな変化は見られなかった。道路トンネルの JF は大型のものでも重量が 23kN 程度であること、JF を 4 本の金具で支持する構造が一般的であることを考慮すると、鉛直ではなく斜め方向に吊り下げることによる軸力割増しを見越したとしても、本研究で実施した条件下では、4 本のアンカーの軸力の分担率は JF の自重による静的荷重程度であれば大きくは変わらないと考えられる。

一方、147 秒以降は、アンカーB、Dの軸力が低下し、アンカーA、Cの軸力が比較的大きくなる傾向となった。これは、斜め方向に載荷することにより、アンカーB、Dが押しえつけられる側、アンカーA、Cが引き抜かれ

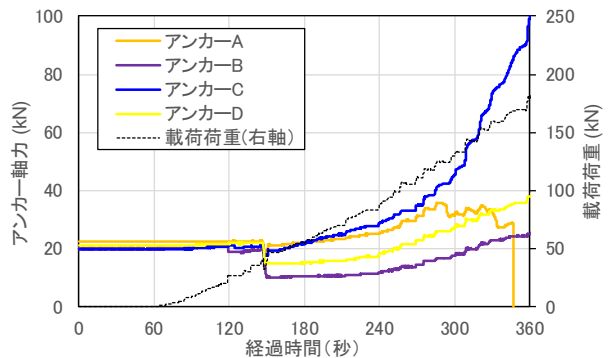


図-3 アンカー軸力の経時変化

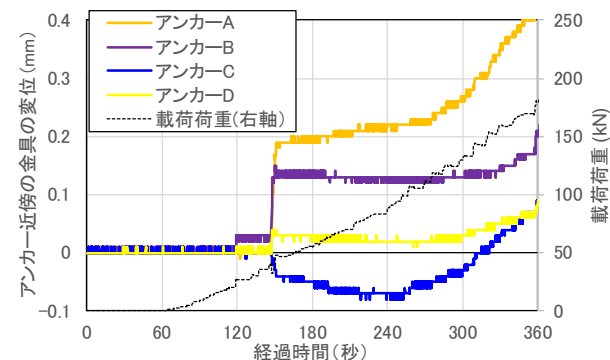


図-4 アンカー変位の経時変化

側になっているためと考えられる。ただし、変位を見ると、アンカーA、B が引き抜かれる変位モードとなっていることから、吊金具の変形モードとアンカーの軸力モードの関連性については今後の検討課題である。

ここで、アンカーに設置した軸力計は、ひずみゲージ埋め込み式であり、30kN までの引張荷重で算定した校正係数により軸力換算しているものである。すなわち、載荷荷重が大きくなり、軸力とひずみの線形性が失われた時点で軸力計としての信頼性を失うものである。本研究で使用したアンカーの材質はSUS304でありJISに示された機械的性質として降伏強度 205MPa 以上であること、M24 並目ねじのボルトの有効断面積が 353mm²であることを考慮すると、両者を乗算した 72kN 以上の軸力ではアンカーが降伏している可能性があり、アンカーCでそれ以上の軸力となった330秒以降は軸力分担率等の考察が困難であると考えられる。

なお、最終的には載荷荷重 325kN で覆工コンクリート供試体の側面にひび割れが入って載荷終了となったことから、本研究において実際の破壊モードを再現できているかは今後の検証が必要である。すなわち、347秒以降に見られたアンカーAの軸力の正負の逆転が実構造でも起こり得る現象なのかを含め、載荷荷重の大きい範囲でのデータの取り扱いについては今後の検討課題である。また、載荷終了後に吊金具等を撤去してアンカーの状態を目視観察すると、アンカーにせん断力が作用したと考えられる残留変形があったことや、コンクリート供試体のアンカー周辺部で支圧破壊が発生したようなひび割れがあったことから、アンカーの破壊モードについても今後の検討が必要であると考えられる。

2. 4 実験より得られた維持管理上の留意点

本研究で実施した、JFの吊金具を介した4本の引抜き実験から、限定的な条件下ではあるが、4本のアンカーの軸力分担率はJFの自重による静的荷重程度であれば大きくは変わらないことが確認された。ただし、荷重が大きくなると、変形モードと軸力モードが複雑になり、4本のアンカーの軸力分担率が変化する可能性があるため注意を要する。

3. 国道トンネルのJF取付金具に作用する荷重計測

3. 1 計測の目的

JFの設置方法には、吊り下げ式と固定式があり、吊り下げ式が標準的に採用されている。また、アンカーにより覆工に固定された4本の吊金具でJFを吊り下げる場

合が多い。そのため、これらの支持構造は不静定であり、各吊金具が分担する荷重は変動する可能性がある。そこで、JFが使用される過程で、起動や停止などの影響を受けた各吊金具がどのような荷重状態になるのかを確認する目的から、実構造物に計測器を設置して荷重計測を行った。

3. 2 計測の概要

計測を実施するトンネルは、国土交通省北海道開発局小樽開発建設部が管理する、山岳工法により建設された延長1,742mの国道トンネルである。JFは片側1台(1250型)で計2台が設置されており、今回はその内の1台で計測を実施した。

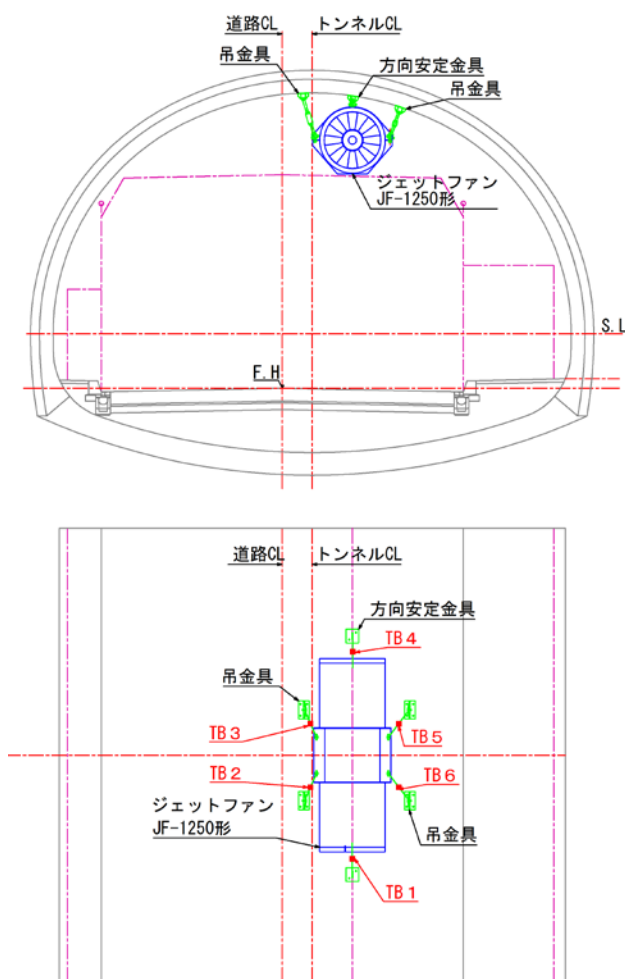


図-5 計測機器取付概要



写真-3 軸力計測状況

計測対象の JF は図-5 に示すとおり、4 本の吊金具により JF の重量 (約 20kN) が支持されていて、更に、前後に 1 本ずつ取り付けられた方向安定用金具により JF の方向が制御されている。吊金具と方向安定用金具は、それぞれがターンバックルにより JF と連結される形式であり、今回の計測では、6 本全てのターンバックルに作用する荷重を測定した。計測方法としては、写真-3 に示すとおり、ターンバックルにひずみゲージを貼付して、発生するひずみを測定し、ターンバックルに発生している軸力を算出した。供用中の長期間の計測を計画するため、坑内に設置したデータロガーと電気室に設置したパソコンを配線により接続し、本線に侵入することなくデータが回収できる方法とした。また、据付後に実施する試運転において、停止時、正転時および逆転時の荷重変動データを収集した。

3.3 計測の結果

試運転時の計測結果を表-1 に示す (ターンバックルの番号との整合については、図-5 を参照)。表中では、引張方向を正、圧縮方向を負で表している。

据付完了時点の方向安定金具に接続するターンバックル (TB1, 4) に作用する軸力の平均は 0.383kN、吊金具に接続するターンバックル (TB2, 3, 5, 6) に作用する軸力の平均は 7.627kN となっており、前者は後者と比較して非常に小さく、荷重の大部分を吊金具で支持している状況が把握された。図-6 に設計時に算出した軸力と計測値の比較を示す。設計時の計算条件では TB2 と TB3, TB5 と TB6 の間には違いが無く、両者の設計軸力はそれぞれ等しい。しかしながら、計測値では、TB3 の軸力は TB2 の軸力よりも 11%程度、TB5 の軸力は TB6 の軸力よりも 14%程度大きい結果となり、差が生じた。また、トンネル起点側から JF 本体を見た場合の左右の吊金具の軸力を比較してみると、図-7 に示すように L 側の TB2, 3 の軸力の計測値の平均が 5.149kN であるのに対して、R 側の TB5, 6 の軸力の計測値の平均が 10.105kN となり、L 側に対して R 側には 2 倍程度の軸力が発生している。これに対して、設計軸力では左右の差については 2 割程度を想定している。更に、最大軸力を比較すると、設計時が 7.037kN であるのに対して、計測値は 10.694kN で約 1.5 倍となる。また、軸力の合計値では設計時が 26kN であるのに対して、計測値は 31kN で約 1.2 倍となる。これらの差は、吊金具の設置位置やターンバックルの長さや角度が計算条件と異なるために生じていると考えられる。

表-1 据付時の軸力の計測結果

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

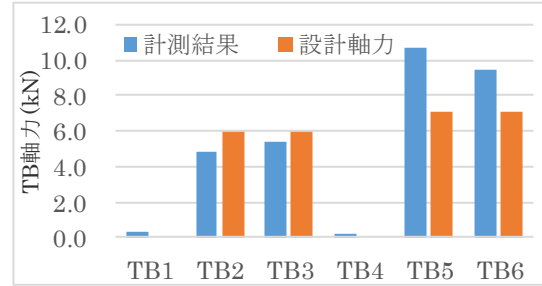


図-6 設計値と計測値との比較 (据付時)

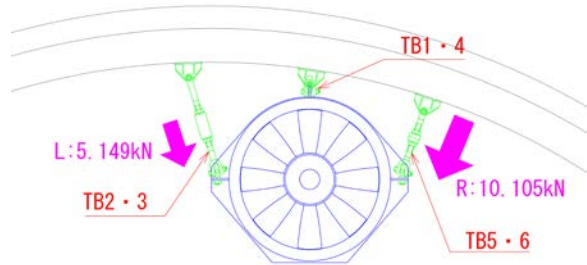


図-7 JF 左右の平均軸力分布状況

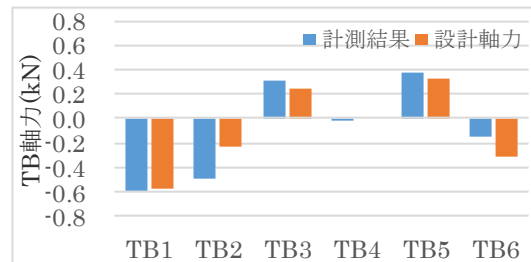


図-8 設計値と計測値との比較 (試運転：正転時)

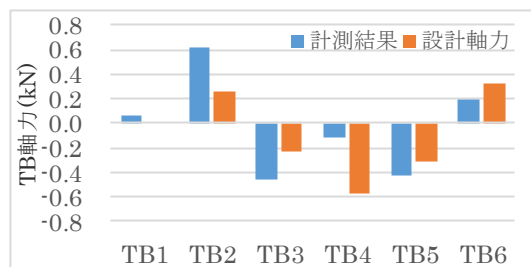


図-9 設計値と計測値との比較 (試運転：逆転時)

次に、JF 起動時の推力がターンバックルの軸力に及ぼす影響について、図-8 に正転時、図-9 に逆転時の軸力変動の大きさを示す。荷重変動の絶対値の最大は約 0.6kN であり、据付時に作用する軸力と比較して非常に小さい値であることが確認された。また、設計時の計算条件か

らは、JF 推力は推進方向と逆側の方向安定金具に集中する結果となっているが、正転時の計測値は概ね同様な分布傾向を示すものの、逆転時の計測値では影響は各ターンバックルに分散する傾向が確認された。これについても、吊金具の設置位置やターンバックルの長さや角度が計算条件と異なるために荷重分布に相違が生じていることが考えられる。

3. 4 計測より得られた維持管理上の留意点

今回計測した取付金具に作用する荷重では、設計値に対して最大で約 5 割程度の誤差が生じている。これは、不静定構造における僅かなバランスの影響によるものと考えられる。トンネル覆工はアーチ形状であることから、トンネル覆工自体の曲面形状の精度や、吊金具のトンネル横断方向の設置位置などの施工誤差が累積しやすく、発生する軸力に差が生じる場合があることが認識された。これについては、設計条件における安全率に収まるが、維持管理において、例えば、覆工コンクリートのひび割れなどの劣化の影響などに対する安定性・安全性を検討する段階になれば、必要な基礎的情報となる可能性がある。また一方で、JF の推力による影響の大きさは設計値とほぼ同等であり、現状の設計条件の妥当性が示唆された。このように、据付から試運転までの計測からは、取付金具には設計値よりも大きな荷重が作用する場合があること、また、今回のケースであれば安全率 15 に対しては比較的小さいことなどが確認できた。

4. まとめ

以上述べてきたように、本研究における実験と現時点までの計測値からは、吊金具が 4 本のアンカーで固定される場合に、覆工コンクリートが劣化などの影響を受けず、全てのアンカーが正常に機能する状態であれば、JF の自重や推力程度の荷重程度では、アンカーの軸力の分担率を考慮する必要性までは確認できなかった。今後の長期的な計測では、更に地震、交通振動および覆工や取付金具類の劣化の影響などを確認する予定である。これにより、JF の維持管理において支持構造の安定性、安全性を判断する上で考慮すべき、供用中の取付金具の荷重状態などを検討していきたい。

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 26 年 6 月。
- 2) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（換気編）・同解説，平成 20 年 10 月。

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

6.1.2 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、
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。

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。

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¹⁾。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

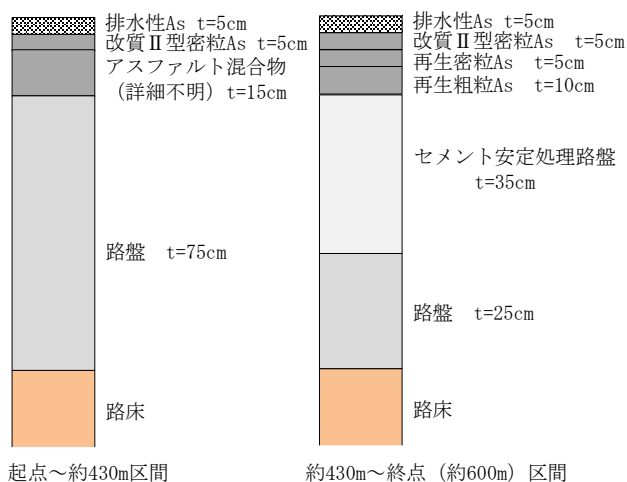


図 2-1 舗装構成

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²⁾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 2-1 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



図 2-2 コア抜き調査結果

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 2-2 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。



写真 2-1 修繕工事現場の路面状況

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 2-1 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 2-1 に示す。

表 2-1 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

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

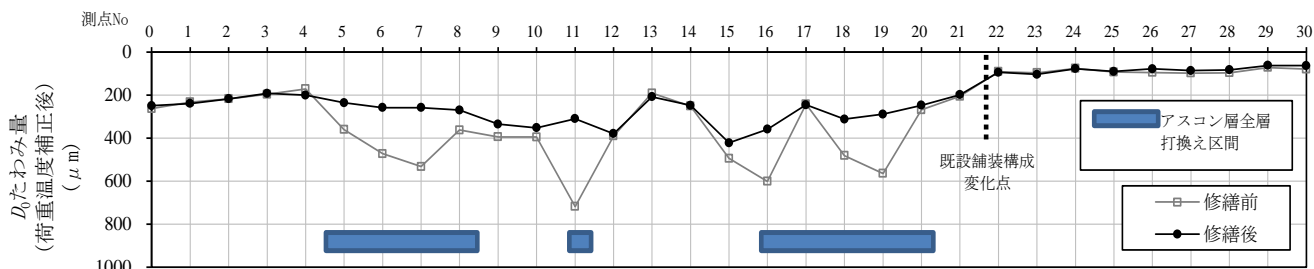


図 2-3 修繕工事施工前後の D0 たわみ量の比較 (下り車線)

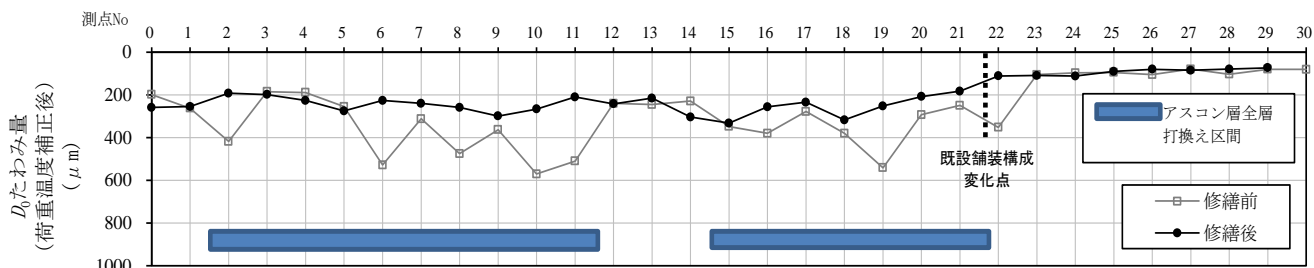


図 2-4 修繕工事施工前後の D0 たわみ量の比較 (上り車線)

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—」³⁾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 2-3、2-4 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⁴⁾。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⁵⁾。

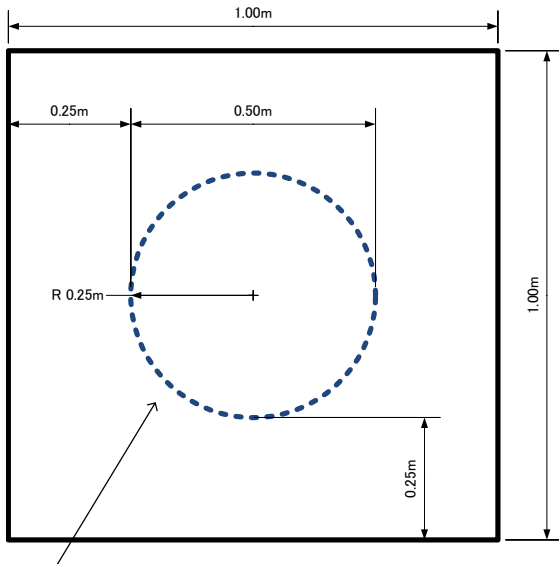
早野ら⁶⁾は、舗装の内部損傷を擬似的に再現した供試体を室内に設置し、ライトにより日照を再現し、その表面温度についてサーモグラフィを用いて観測している。その結果、舗装の内部損傷の有無により、表面温度に差異が生じることを報告しているが、気温、日射量等の気象を再現した環境試験装置内での観測であり、また空港舗装を対象としているため、4 時、15 時及び 22 時を想定した時刻での供試体の表面温度を観測となっている。また、前川ら⁷⁾は、内部損傷を模擬した供試体を屋外に設置して表面温度を観測しているが、これも空港舗装を対象としているため、14 時、19 時、23 時前後での 3 点の測定となっている。道路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 3-1, 2 に示すとおりとし、図 3-3 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 3-1) 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 3-2) 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



模擬剥離・模擬層間剥離

図3-2 供試体と模擬剥離、層間剥離の大きさ

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3-3)、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塗布している。



写真3-1 模擬ひび割れ作成

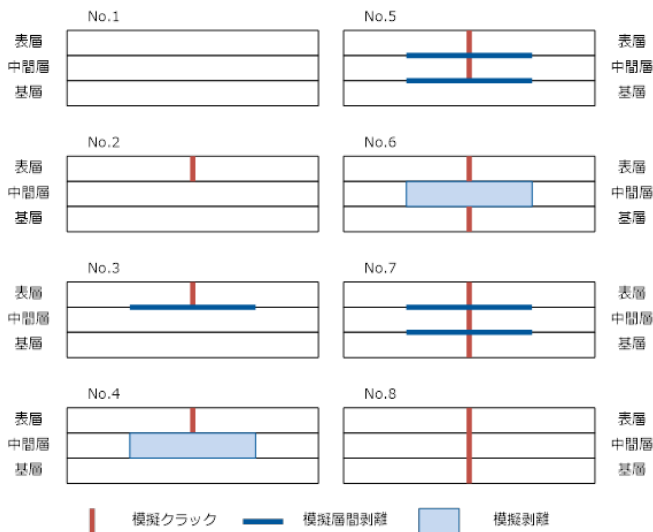


図3-3 各供試体の断面

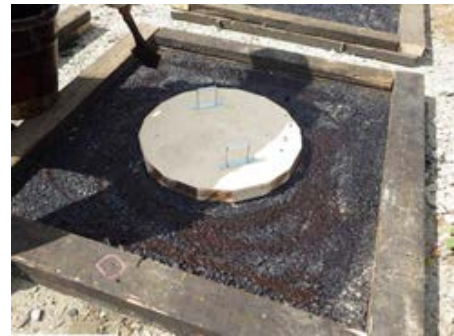


写真3-2 模擬剥離部の円形木枠の設置

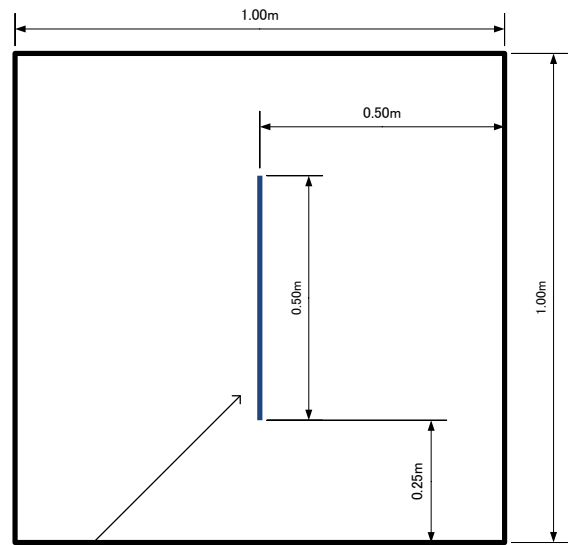


写真3-3 模擬層間剥離作成

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



模擬クラック

図3-1 供試体と模擬ひび割れの大きさ

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3-1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3-1 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3-4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3-5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3-6、表3-2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

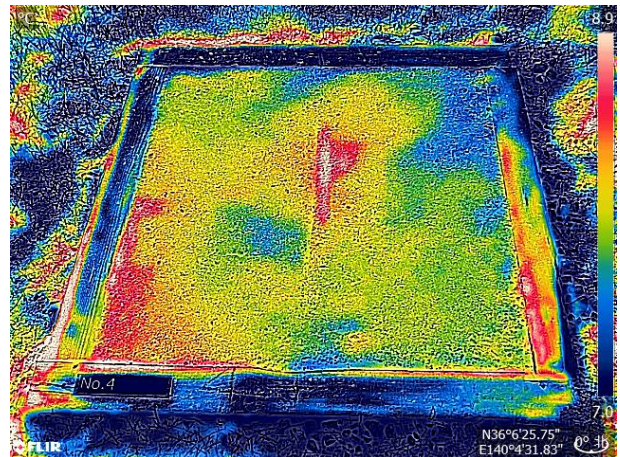


図3-4 サーモグラフィによる撮影結果の例

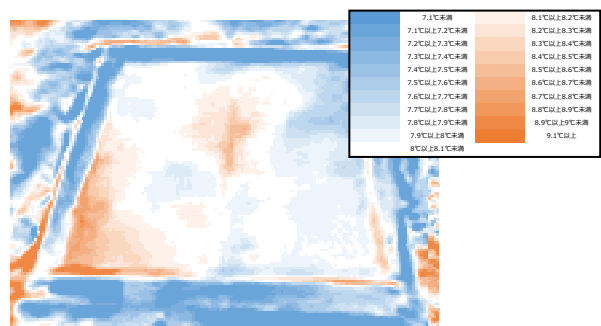


図3-5 温度分布の処理例

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℃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3-7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℃~3℃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。

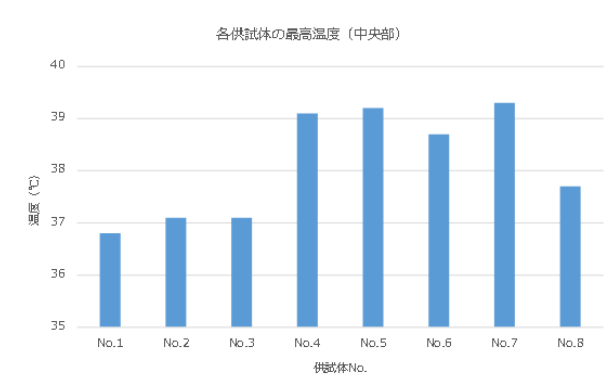


図 3-6 供試体中央部の平均温度の最高値

表 3-2 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

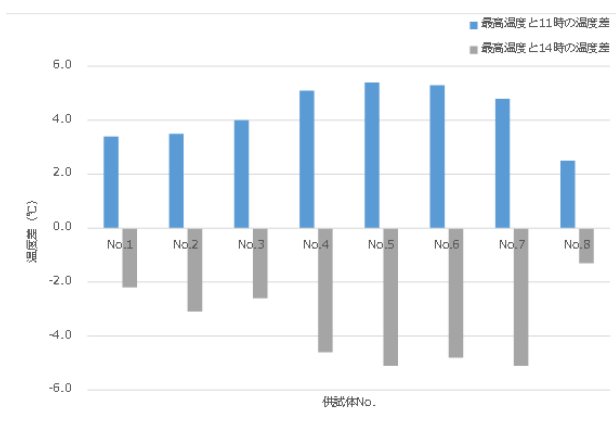


図 3-7 供試体最高温度と 11 時及び 14 時時点の平均温度の差

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。通過車両の繰返し載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_4 、 N_5 、 N_6 、 N_7 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_4 、 N_5 交通を軽交通道路区間として扱っているため留意されたい。

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 4-1 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 4-1 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

4.3 調査結果

図 4-1 にボトムアップひび割れの発生分布図を、図 4-2 にトップダウンひび割れの発生分布図を、図 4-3 に凍上ひび割れの発生分布図を、図 4-4 に低温ひび割れの発生分布図を示す。図 4-1 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

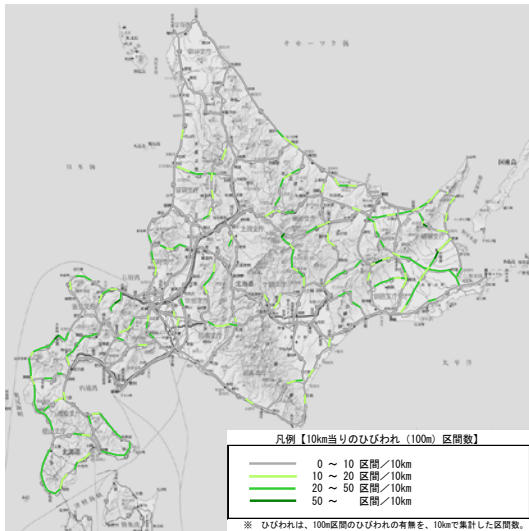


図 4-1 ボトムアップひび割れの発生分布図

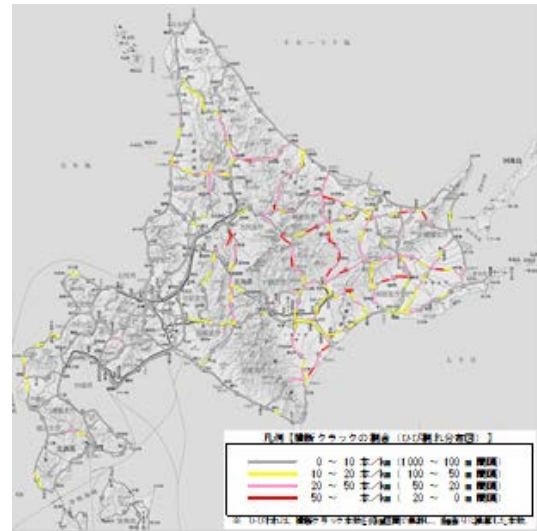


図 4-4 低温ひび割れの発生分布図

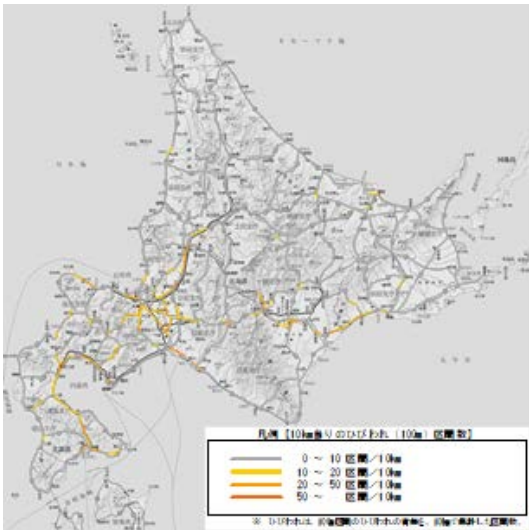


図 4-2 トップダウンひび割れの発生分布図

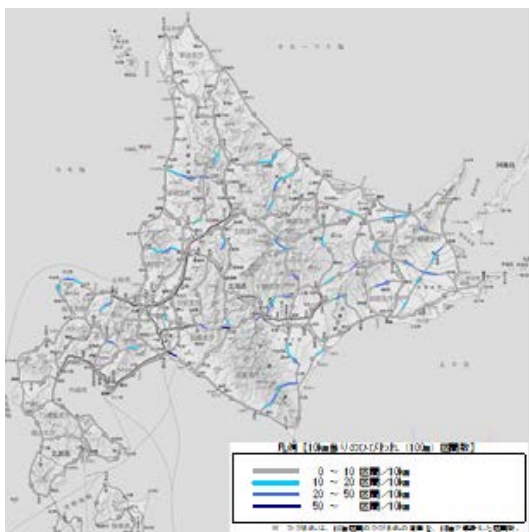


図 4-3 凍上ひび割れの発生分布図

幹線道路での発生が多い。図 4-3 と図 4-4 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 4-2 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_4 、 N_5 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_6 、 N_7 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_4 、 N_5 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_4 、 N_5 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。

く発生していることがわかる。図 4-2 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

表 4-2 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混合物厚層 (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 ₄	N ₅	N ₆	N ₇	4,535,262
	調査集計区間の延長(m)	2,557,530	1,353,654	508,295	115,783	
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%

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。



図5-1 IRI 計測装置搭載車両



図5-2 IRI 計測路線区間

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 (図5-1) 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5-2 に示す 12 の路線区間であり、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である。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。

5.3 調査結果

IRI を計測した結果は、図5-3 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 が悪いのかを視覚的に判別できる。また、健全区間と修繕区間における IRI が 4 以上の割合を図5-4 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5-3 IRI 計測マップ表示の一例

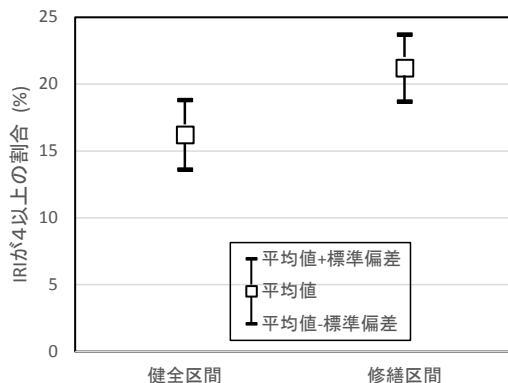


図5-4 修繕判断と IRI の対応関係

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。

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。

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

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：玉越隆史，石田雅博，高橋 実，
大島義信，廣江亜紀子，村井啓太

【要旨】

高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中、さまざまな劣化要因による損傷事例が報告されている。定期点検等によりひび割れ等の異常が認められたコンクリート構造物の健全性診断の為には、内部の鋼材の腐食状況等を把握する必要がある。その手段として、X線などを用いた非破壊検査が行われているものの、正確な点検技術の確立には至っていないのが現状である。また、道路橋の点検では、近接目視を主体に行われているが、部位によっては目視点検が困難な場合等があり、このような部位の点検に適用できる信頼性の高い非破壊検査技術が求められている。

本研究では、医療用や産業用の先端的な非破壊検査技術・微破壊検査技術を多様な環境下にあるインフラの現場へ導入できるよう、コンクリート構造物の撤去部材や現場での実証試験を実施した。また、鋼橋において塗膜を剥がさずに塗膜上から目視点検が困難な疲労亀裂の有無を調査する技術を対象とした性能評価法の適用性について基礎的検討を行った。

キーワード：鋼材腐食，X線，非破壊検査，健全性診断，鋼材の亀裂，超音波探傷技術

1. はじめに

定期点検等によりひび割れ等の異常が認められたコンクリート構造物の健全性診断の為には、内部の鋼材の腐食状況等を把握する必要がある。現在の橋梁点検は目視による調査、X線などを用いた非破壊検査が行われている。しかし、現在の技術では非破壊による正確な点検技術は確立されておらず、X線を例にすれば、撮影に時間がかかる、厚みのある部材の場合は鮮明な画像が得られにくい、などの問題がある。橋梁・コンクリート構造物等の維持管理の合理化を図るための非破壊検査技術と健全性を診断する技術の開発が急務である。

また、鋼橋の点検で検出される溶接継手止端部などの塗膜割れについては、塗膜のみの割れであるのか鋼部材の疲労亀裂の発生に伴って生じた割れなのかを目視で判断することは困難である。この判断ができない場合には、塗膜を剥がして亀裂の有無を確認する調査が行われる場合がある。しかし、この調査を行うための塗膜を剥がす作業と、亀裂の調査後に補修塗装する作業には手間が掛かる。このような特徴のある塗膜割れ下の亀裂の調査については、塗膜を剥がさずに塗膜上から亀裂を検出できる効率的

な調査技術が、今後、開発・改良されることが期待されるが、これらの調査技術が点検調査の要求性能を満足しているかを評価するための評価方法については、明らかになっていない。正しく性能を評価して公表する仕組みを示すことができれば亀裂の点検調査の効率化が期待できる。

本研究においては、コンクリート橋に関しては、医療用や産業用の先端的な非破壊検査技術・微破壊検査技術を多様な環境下にあるインフラの現場へ導入する方法を提示することを目指し、今年度は、可搬型高出力X線撮影装置について、PC桁全体のグラウト未充填区間、鋼材減肉量、破断有無の把握を目的として、撤去部材や現場での実証試験を実施した。また、鋼橋に関しては、塗膜を剥がさず塗膜上から鋼部材表面に発生する疲労亀裂を対象とした、統一的かつ普遍的な亀裂検出技術の性能評価方法(案)を提示することを目的とする。今年度は、超音波探傷試験(以下「UT」)について、基礎的な整理分析を行った。

なお、高出力X線源によるコンクリート橋検査技術に関しては、東京大学・理化学研究所と連携して開発を行った。

2. 可搬型高出力X線源によるコンクリート橋検査技術に関する検討

2.1 可搬型高出力X線撮影装置の概要

現在、橋梁調査で用いているX線源はその出力が300keVまでであり、適用限界厚さは30~40cm程度といわれていること、厚い部材の場合は撮像に時間がかかることなど、従来の非破壊検査技術には限界があった。一方で、X線の利用を規定している放射線障害防止法においては、屋外で使用する場合、橋梁検査に限って4MeVまでのX線源の使用が認められており、X線源の高出力化により、適用限界厚さ、撮像時間の改善が予想される。

また、橋梁調査への適用を鑑みた場合には、X線の発生装置は、人力で持ち運びができる程度の大きさ、重量であることが望ましい。

本研究では、X線源の出力をそれぞれ950keV、3.95MeVに向上した可搬型X線源装置を開発した。図-2.1に3.95MeV可搬型X線源装置を示す。

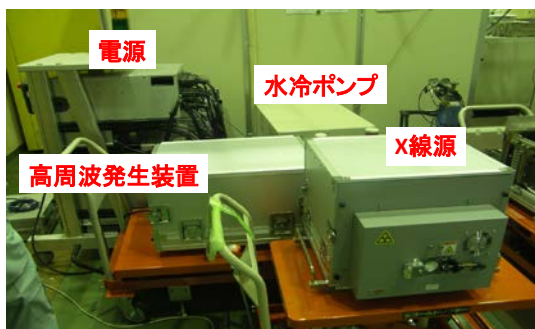


図-2.1 3.95MeV可搬型X線源装置

2.2 実橋梁での撮像試験

2.2.1 対象橋梁

旧築別橋は、1960年に北海道開発局留萌開発建設部管内に建設された単純PCポストテンション方式T桁橋である。日本海沿岸からの距離が約170mと飛来塩分の影響を受ける環境に位置しており、塩害補修がなされるも荷重径間において内部鋼材の腐食に起因する主桁のひび割れやコンクリートの剥離などの劣化が生じていた(図-2.2)。



図-2.2 主桁下フランジのひび割れ・剥離

荷重試験時には本橋に隣接して新橋が建設され本橋は通行止めの状況であった。なお、本橋は撮像後に荷重試験を行った後、撤去された。

2.2.2 撮像方法

950-keV機を用いた屋外撮像試験を行った。撮像体系を図-2.3に示す。

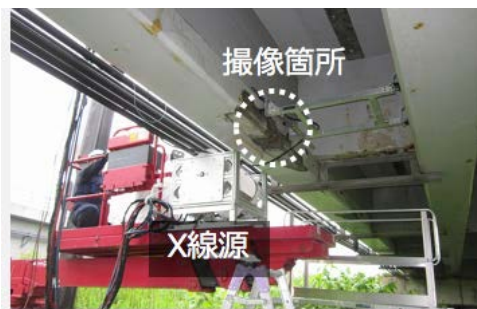


図-2.3 撮像体系

X線撮像を迅速に行うことができるよう、以下のような開発を行っている。

X線源は橋梁点検車に搭載されて撮像対象箇所に近接する。橋梁点検車の先端に設置されたX線源装置は首振り可能な治具に納められており(図-2.4)、撮像対象位置に合わせた自由な照射角度の変更が可能になった。この結果、橋梁点検車の場所移動と点検車アームの位置調整・伸縮によっておおまかな位置を調整し、また、首振りによって細かな照射方向を調整することによって、撮像したい箇所に迅速に照準を合わせることができるようになった。また、X線源の上下移動が可能な自動ステージもあるため、これも橋梁点検車上に搭載することによって、トモシンセシスなどの断層撮像のためのさらに細かい位置合わせも可能である。



図-2.4 X線源装置の設置状況

X線検出器は専用で作成した固定治具を用いて設置されている。これまでは、一箇所撮像したあとに検出器を取り外して別の位置に移動させるという作業が必要であったため、その作業による手間が大き

かった。今年度は検出器の位置合わせ機構として図-2.5のような治具を開発した。重量のあるフラットパネル検出器であっても、任意角度の傾きを付けながら保持することができる。また、T桁のフランジ斜面に接する部分にはキャスターが取り付けられているため、対象箇所に合わせてスライドさせて位置を再調整することが可能である。これによって、何度も検出器を取り外して再設置するという作業が省け、検査の大幅な時間短縮につながった。

また、各検査機器への電源供給と、無線通信によるX線源の制御ユニットが組み込まれた電源用車両を活用することで、より簡易かつ短時間で撮像を行うことができるようになった(図-2.6)。

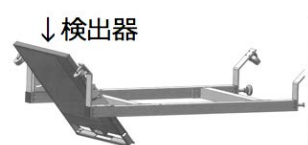


図-2.5 検出器及び設置治具



図-2.6 電源用車両を活用した撮像体系

2.2.3 撮像結果

図-2.7に現場で撮像した結果を示す。図-2.7は、フランジ部のうち、コンクリートの剥離などが生じて外観の損傷の最も激しい箇所を撮像したものである。図中に写っている鋼材は、フランジ部のうち最も外側を通るPC鋼材であり、これらは最も外側に位置しているため、塩分による腐食などを受けやすい部分である。したがって、この鋼材の健全性が確認できれば、内部の鋼材も高確率で健全であると判

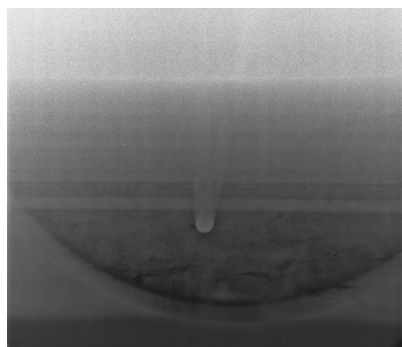


図-2.7 実橋梁での撮像結果

断できる。図-2.7より、外観の損傷の激しい箇所においてもPC鋼材の破断などは認められず、PC鋼材は健全性が高い状態に保たれていることが分かった。

2.2.4 撤去後の撮像試験

築別橋は、本撮像試験の後、載荷試験を行った後に撤去された。そこで、撤去部材のフランジを部分的に切り出し実験室に運び込んで、より詳細の撮像のために3.95-MeV機を用いて観察を行った。3.95-MeV機では透過力が高いため、フランジ内部で、より奥側にある鋼材も撮像が可能である。

図-2.8に示す切り出しサンプル1の、外観損傷の激しい部分の付近に位置するPC鋼材を撮像した結果を図-2.9に示す。図-2.8中のD3に写る鋼材は最外のものであるため、もっとも外部からの塩分進入による腐食を受ける可能性が高い。撮像した結果では、やはり現場での撮像結果と同じく、PC鋼材の破断などは確認されなかった。

図-2.10に示す切り出しサンプル2の、外観損傷の激しい部分の付近に位置するPC鋼材を撮像した結果を図-2.11に示す。これについても、最も外側に位置する鋼材であっても腐食による損傷をうけておらず、健全性が保たれていることが分かった。

以上より、飛来塩分による塩害のケースでは、外

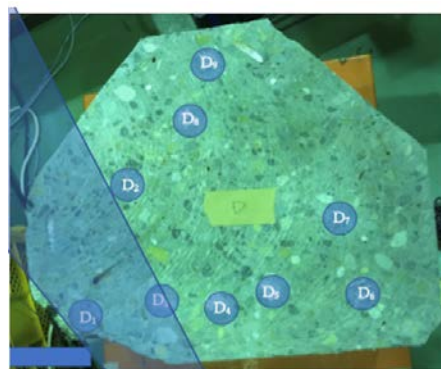


図-2.8 切り出しサンプル1の撮像箇所

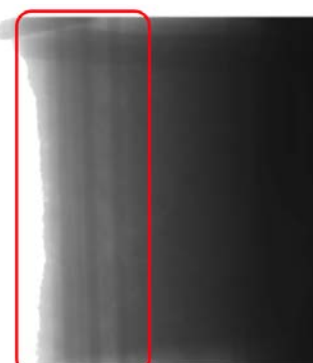


図-2.9 切り出しサンプル1の撮像結果

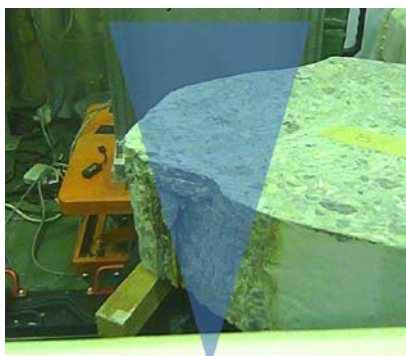


図-2.10 切り出しサンプル2の撮像箇所

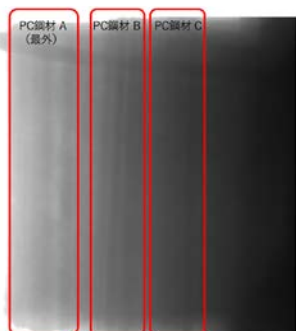


図-2.11 切り出しサンプル2の撮像結果

側のコンクリートの劣化が激しい部分であっても、内部のPC鋼材は腐食からよく保護されている可能性があることが示唆された。同様な橋梁に対しては、補修を行う前にX線検査を行って鋼材の健全性を診断し、PC鋼材の健全性が保たれていることが分かれば、橋梁の架替ではなくて、合理的で経済性の高い補修による延命が可能である可能性がある。

2.2.5 まとめ

今年度は、実橋梁での撮像試験を継続して行い、X線撮像技術の実橋梁に対しての適用性を確認した。撮像試験は実橋梁および切り出しサンプルに対して行い、外観劣化状況と内部腐食状況の関連性に関して調査を行った。

撮像迅速化の試みとして、まずX線源を橋梁点検車に搭載する仕組みを検討し、築別橋の現場でその体系を適用した。また、X線源のみではなく、X線検出器をT字桁橋梁に設置するための架台を開発し、撮像位置移動の迅速化を図った。また、電源車両を活用した現場での試験体系を確立し、試験迅速化に成功した。現場での試験を通じて民間企業（関東技研）と連携を行って検査を進めており、今後も技術移転を加速していく。

3. 塗膜上から疲労亀裂の有無を調査する技術に関する基礎的検討

3.1 検討の方針

ここでは、試験体を用いた性能評価方法を取り上げる。塗膜割れ下の疲労亀裂を模擬した試験体を用いる場合は、次に挙げる技術的課題がある。1)塗膜下の疲労亀裂の状態が塗膜を剥がさないと正確に把握できない、2)一端塗膜を剥がしてから再塗装すると、表面開口亀裂内部に塗料が侵入し、非破壊調査技術の検出性能に影響を及ぼす可能性がある、3)塗膜は経年変化により硬さや膜厚が変化するなど性質が変化するため、調査時点の性質について毎回把握する必要があり手間がかかる、4)スプレー、はけ、ローラー等の道具を手で持って塗布する塗り方のため、塗膜厚にばらつきがある。本検討の最終的な目標は、これらの技術的課題を解決する一つの方法として、塗膜の代わりにシートやフィルム（以下「シート」）を用いた性能評価法の構築とした。

3.2 対象としたシートの主な仕様

塗膜を模擬するシートの選定にあたり、それぞれの特徴を踏まえて次のとおり主な仕様について検討した。シートは、材質や厚さが塗膜に比べ均一であり、貼付けや除去が簡単にできる長所がある。一方、貼付け時に空気が気泡としてシートと鋼材との間に混入したり、シートと鋼材との間で密着せずに剥がれてしまうことがあるなどの短所がある。塗膜を模擬するためにシートを用いる場合、塗膜下亀裂の調査技術の性能に影響を及ぼす因子が塗膜による場合と同等である必要がある。

UTの性能に影響を及ぼすシートの因子として、前述した短所の他に、膜厚、音響インピーダンス、音響結合性などが考えられる。これらの影響因子のうち、気泡の混入及び密着性については施工時にシートを丁寧に貼付けるよう留意することで防止できるとした。膜厚以外の音響インピーダンスと音響結合性については、これらの因子と関連性が高いと考えられる材質と粘着力に着目した。

表-3.1に対象としたシートの主な仕様を示す。シートの種類は、7種類とし、PVC-1～PVC-3は単独で使い、S-2～S-4は直接鋼材に貼付けずにS-1を鋼材に貼付けてから、そのS-1の上に貼付けて組合せて用いた（メーカー仕様）。

シートと比較する塗膜の仕様については、シートの考え方と同様に、塗膜の材質を仕様を選定した。

表-3.1 対象シートの主な仕様

名称	組合せ	主な基材	厚さ(mm)	粘着力(N/25mm)
PVC-1	-	PVC(ポリ塩化ビニル)	0.08	0.8 注2)
PVC-2			0.13	0.4 注2)
PVC-3			0.13	2.5 注2)
S-1	-	特殊アクリル	0.06	13 注3)
S-2	-	PVC(ポリ塩化ビニル)	0.06+0.14	-
S-3	あり注1)	特殊アクリル	0.06+0.12	-
S-4	-	フッ素系フィルム	0.06+0.07	-

注1:S-1をベースにその上にシートを貼付け、2枚を組合せたシートとした(メーカ仕様)。注2:アルミニウム板に幅25mmのシートを貼付け、180度方向に引張剥がれるときの引張力。注3:注1でアルミニウム板の代わりにメラミン塗装板を用いた場合の値。いずれもメーカカタログ値。

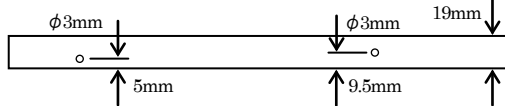


図-3.1 感度調整用試験片 RB-41 (JIS Z 3060)

表-3.2 に対象塗膜の主な仕様を示す。塗膜は、6種類とし、各種類の塗膜に対して、膜厚が基準値の約2~3倍までの範囲のものを用いた。

3.3 対象とした試験体と既往調査技術の仕様

表-3.1 に示すシートが疲労亀裂の検出に及ぼす影響を調べるために、JIS Z 3060 で規定される感度調整用試験片 RB-41 No.1 の人工きず(φ3mm 横穴(図-3.1 参照))を対象とし、RB-41 試験片の表面に各種のシートを貼付け、そのシート上から UT を行って人工きずのエコー高さの変化を調べた。また、表-3.2 に示す塗膜が疲労亀裂の検出に及ぼす影響を調べるために、RB-41 試験片と同様の人工きずを有する塗膜試験体を用いて、塗膜上から UT を行って人工きずのエコー高さの変化を調べた。

表-3.3 に本検討で対象とした UT の探傷装置の主な仕様を示し、表-3.4 に各 UT の基準感度の調整方法を示す。探触子の走査は手動とし、既往技術を対象とした。

3.4 シートと塗膜が超音波探傷に及ぼす影響

図-3.2 に各塗膜上から、また各シート上から UT を行った際の感度補正量を示す。感度補正量とは、塗膜のない状態で得られた人工きずからのエコー高さを基準とし、塗膜上からの探傷で得られた同人工きずからのエコー高さが同じ値になるように感度を補正した量を示す。感度補正量の範囲は、塗膜では約-3~+15dB、シートでは約-3~+40dB となった。従って、感度に及ぼす影響は、シートの方が塗膜に比べて大きい傾向となった。塗膜もシートも厚みが増すにつれて必ずしも補正量が増加する訳ではなく、塗膜やシート内での反射による伝搬経路差による波

表-3.2 対象塗膜の主な仕様

試験体	塗装系	膜厚の種類	膜厚(mm)注2)
No.1	B-1系	a,b,c注1)	0.173~0.56
No.2	C-1系		0.221~0.594
No.3	D系		0.238~0.725
No.4	E系		0.07~0.117
No.5	C-4系		0.28~0.672
No.6	D-4系		0.26~0.732

注1)鋼道路橋塗装便覧(No.1~4は1974年版、No.5~6は1990年版)における標準仕様をa、その2倍3倍の厚さを目指して塗布した膜厚をそれぞれb、cとする。注2)膜厚は、各面3箇所各3回電磁膜厚計で計測した平均値。

表-3.3 UT の探傷装置の主な仕様(値は公称値)

UTの装置の種類	UT-1	UT-2	UT-3	UT-4	UT-5
波の種類	SH波	SV波			
周波数	5MHz				
屈折角	90度	90度	55度注1)	70度	45度
振動子寸法	5×5	10×10	10×0.8	10×10	
素子数	-	-	16素子	-	-
接触媒質	グリセリンペースト				

注1:斜角探傷用ウェッジの使用時かつ各素子の励起の遅延なし時。

表-3.4 各 UT の基準感度の調整方法

UT-1	UT-2	UT-3	UT-4	UT-5
STB-A1の幅0.5m深さ2mmスリットから	RB-41のφ3mm横穴から			
のエコーを50%と	のエコーをH線とした。			

注) シートや塗膜なしの状態にて感度調整した。

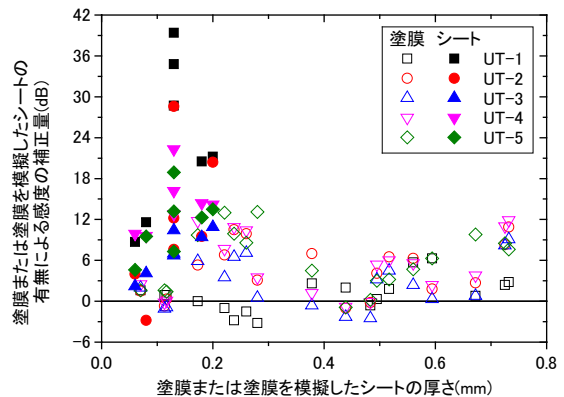


図-3.2 塗膜上またはシート上からの UT の感度変化

の干渉により補正量の増減が生じているものと考えられる。PVC-2のシートは、対象としたシートや塗膜の中で、厚さが0.13mmと比較的薄いが、超音波の減衰が大きく、感度に及ぼす影響が大きかった。

3.5 まとめ

塗膜を剥がさずに塗膜上から亀裂の有無を調査する技術を対象とし、シートを用いた場合の性能評価法の適用性について検討した。その結果、シートの材質や厚さなどを適切に選定するとともに、シートの貼付け方に留意するなど適切に施工すれば、実現可能性があることを示唆できた。

今後、他の種類の調査技術も対象とし、シートを用いた性能評価法の適用性について検討予定である。

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、
若林由弥

【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。

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あたっては、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。

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 2-1 に示すように、路面の凹凸が大きい箇所まで車両が振動した際、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。

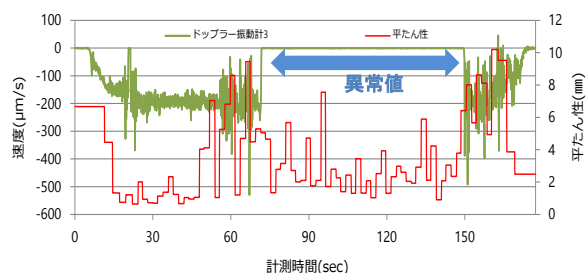


図 2-1 振動による測定値の飛び

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 2-2 および図 2-3 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

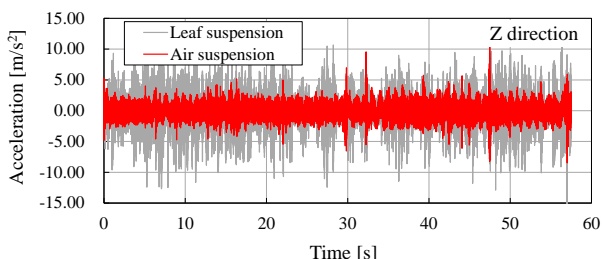


図 2-2 上下加速度の比較

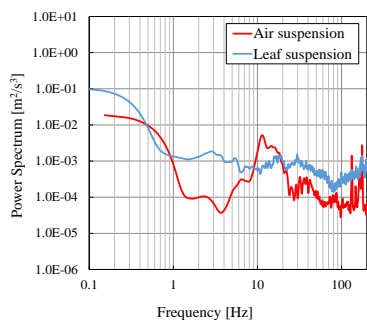


図 2-3 上下加速度のスペクトル解析結果の比較

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。

H29 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. 3 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 2-4 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り除く必要がある。

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

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 θ 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、 θ 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。計測

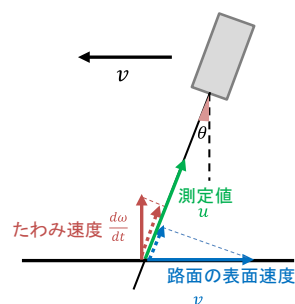


図 2-4 センサの角度とたわみ速度の関係

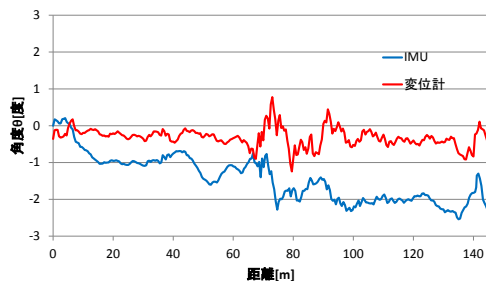


図 2-5 レーザー変位計と IMU の角度比較

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 2-5 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。

H29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 θ の精度を確認するため、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、 $dw/dt=v\sin\theta$ 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2-6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($v\sin\theta$)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。

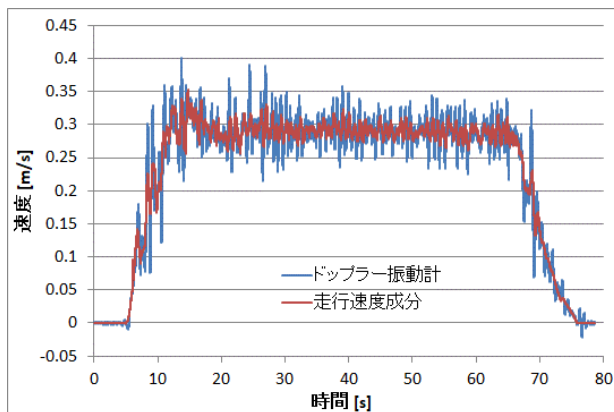


図2-6 たわみ速度測定結果

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が見込まれる。

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ことが多い。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3-1)と車両牽引型(図3-2)の2種類の性能評価を行った。どちらも送信器4ch、受振器8ch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3-3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²⁾。電磁波は直交性を有するコード搬送信号の送信方式¹⁾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



図3-1 ハンディ型多チャンネルGPR



図3-2 車両牽引型多チャンネルGPR

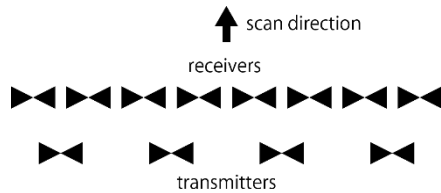


図 3-3 多チャンネル GPR のアンテナ配置

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。

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査した記録を図 3-4 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。

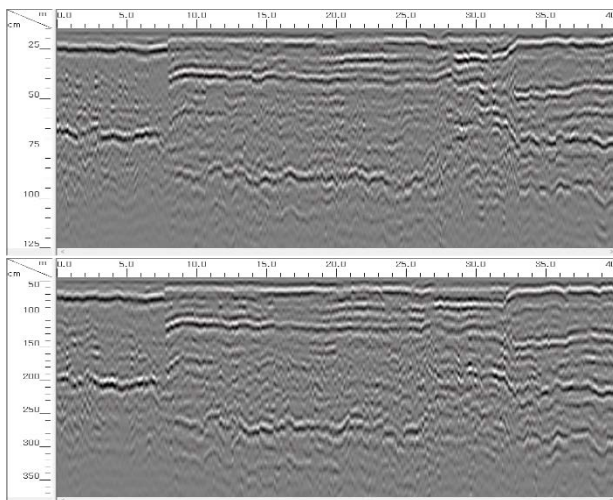


図 3-4 走行速度による記録の相違。上から 20km/h、60km/h で走行時に取得した記録。

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 3-5 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。探査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。

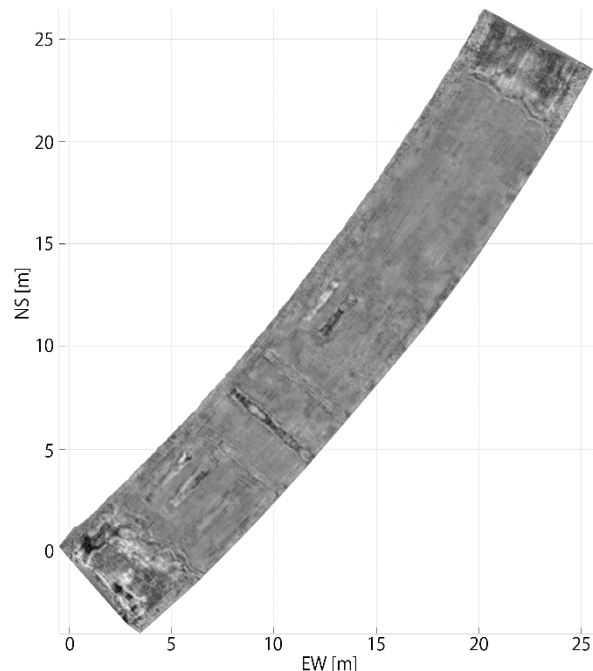


図 3-5 多チャンネル GPR 記録の深度スライス断面による管状埋設物のイメージング

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（送受信点が同一点にある記録）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 3-6 に試験地で推定した区間速度例を示す。

図 3-7 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、クラッシャーランと粒度調整砕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と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-8は表層からわずか12 cm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3-7の右側は図3-8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。

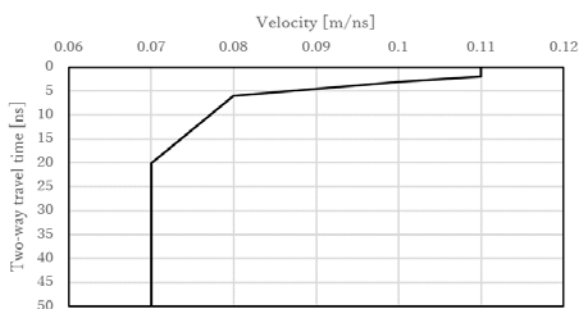


図3-6 舗装道路のRMS速度分布例

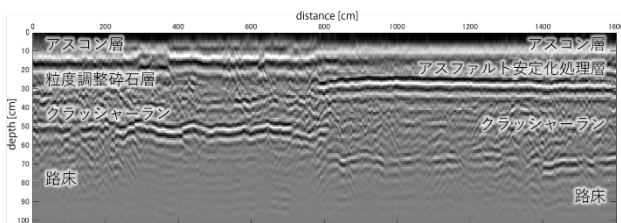


図3-7 舗装道路の記録断面例

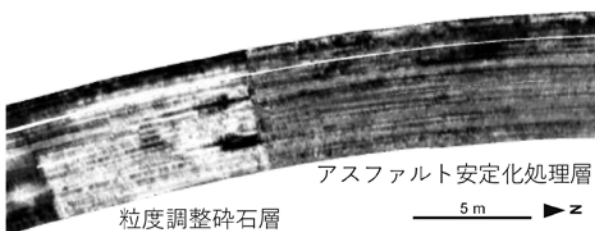


図3-8 舗装道路の深度スライス断面例

4. まとめ

平成28年度は、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変位計による車両角度測定の見直しを行った。H29

年度は移動式たわみ測定装置の実用化に向け、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。今後は、実道での計測を重ね更なる精度向上を目指す。

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。

参考文献

- 1) Reeves, B.: Noise modulated GPR: Second generation technology, 15th International Conference on Ground Penetrating Radar, 6 pages, 2014.6
- 2) 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

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：玉越隆史，高橋実，坂本佳也

【要旨】

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋ストックの高齢化が進む中で、近年、国内では鋼トラス橋斜材が腐食欠損により破断する重大な損傷が発生している。トラス橋およびアーチ橋における主構部材の腐食損傷については、橋全体系の安全性に影響を及ぼす可能性があり、構造物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、腹材より圧縮力を受ける鋼トラス橋格点部におけるガセットの耐荷力評価の一検討として、腹材下端のガセットの長さ L と板厚 t の関係、およびガセットの自由辺部の突出幅と耐荷力 P の関係について調べた。
キーワード：鋼トラス橋，格点部，局部座屈，耐荷性能，維持管理

1. はじめに

2007年に発生した米国の鋼トラス橋の崩落事故、そして同年、国内の鋼トラス橋での腐食による斜材破断事故を契機に、橋梁におけるリダンダンシーが注目されるようになり、主構部材およびトラス格点部の耐荷力評価に関わる研究^{1)~4)}が行われている。鋼トラス橋や鋼アーチ橋の骨組系構造では、主構部材の耐荷力喪失が橋全体の安全性に影響を及ぼす可能性が高く、構造特性に応じた適切な維持管理手法が求められている。

鋼トラス橋では、ガセットを介して弦材と腹材を連結するため、ピン結合と仮定した設計モデルと剛結に近い実橋の挙動とが乖離する。既設橋の状態を把握し、さらに格点部の塑性化まで考慮した補強方法を提案するためには、実際の挙動を考慮して構成部材の残存耐荷力を評価できる必要がある。しかしながら、鋼トラス橋格点部におけるガセットの現行設計法は、必要板厚等の構造細目によるものとなり、骨組解析による断面力からガセットの応力を算出し照査する方法が規定されていない。

本研究では、腹材より圧縮力を受ける鋼トラス橋格点部におけるガセットの耐荷力評価の一検討として、腹材下端のガセットの長さ L と板厚 t の関係、およびガセットの自由辺部の突出幅と耐荷力 P の関係について単純な解析モデルを用いて調べた。

2. 腹材下端のガセットの長さ L と板厚 t の関係

2.1 解析モデル

道路橋示方書(道示)におけるガセットの局部座屈に対する規定は、鋼種ごとに腹材下端のガセットの長さ L

とガセットの板厚 t との比 L/t で整理されている。この規定は、本四連絡橋における鋼トラス橋格点部の実験結果⁵⁾にもとづくものであるが、本四連絡橋における検討以降は特に見直しが行われていない。図-1に示す腹材とガセットからなる単純な解析モデルを用いて、 L/t と耐荷力 P の関係調べ、道示におけるガセットの局部座屈に対する規定の確認を行った。

表-1に解析パラメータを示す。ガセットの拡幅角度 $\theta=0^\circ$ 、 $\theta=15^\circ$ 、 $\theta=30^\circ$ 、および $\theta=45^\circ$ とした4つの解析モデルに対して、腹材直下のガセットの長さ L を80mmから380mmまで75mm間隔で変化させて解析を行った。また、ガセットの拡幅角度 $\theta=0^\circ$ および $\theta=30^\circ$ の解析モデルに対しては、SM400材とSM490材の2種類の鋼種について解析を行い鋼種の影響を確認した。

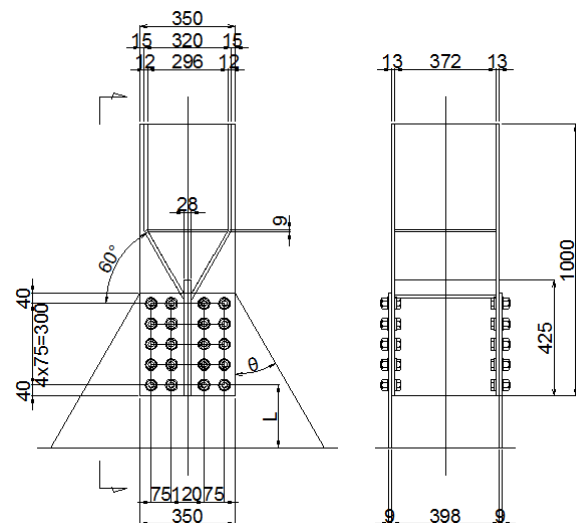


図-1 トラス格点部の解析モデル

モデル化にあたっては、腹材およびガセットの鋼板はシェル要素、高力ボルトは線形ばね要素を用いた。鋼板の特性値については、SM400材の降伏応力を 235N/mm^2 、SM490材の降伏応力を 315N/mm^2 とし、両鋼種とも二次勾配が $E/100$ のバイリニア型の構成則を適用した。荷重および境界条件については、腹材の上端を載荷点、ガセット下端を固定とし、載荷点の変位を腹材の軸方向に増加させる変位制御により解析を行った。

なお、解析モデルの腹材の断面構成、ガセットの板厚、および高力ボルトの本数は、2径間連続下路ワーレントラス橋の試設計をもとに決定している。

表-1 解析パラメータ

θ	($^{\circ}$)	0	15	30	45	0	30
降伏応力	(N/mm^2)	235 (SM400)				315 (SM490)	
t	(mm)	9					
L (L/t)	(mm)	80 (8.9)					
		155 (17.2)					
		230 (25.6)					
		305 (33.9)					
		380 (42.2)					

2.2 解析結果

ガセットの拡幅角度 $\theta=30^{\circ}$ で、鋼種にSM400材を用いた解析ケースの荷重と鉛直変位の関係を図-2に示す。鉛直変位は腹材上端の載荷点の値で、 L/t が荷重と鉛直変位の関係に与える影響として以下の事項が分かった。

- ① $L/t=8.9$ では、荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後も荷重は略一定の勾配で増加し、解析モデルに与えた強制変位の範囲では荷重の低下はみられない。
- ② $L/t=17.2$ では、荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後は緩やかに荷重が増加し、最大荷重に到達後は緩やかに荷重が低下する。
- ③ $L/t=25.6$ では、荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後に最大荷重に到達する。前述の $L/t=17.2$ の場合と比較して、最大荷重に到達後の荷重の低下が大きくなる。
- ④ $L/t=33.9$ では、荷重と鉛直変位の関係で明瞭な非線形性を示さずに最大荷重となり、その後は急激に荷重が低下する。
- ⑤ $L/t=42.2$ では、最大荷重到達と同時に急激に荷重が低下する。

この荷重と鉛直変位の関係から、SM400材の場合、基準耐荷力曲線において座屈応力 σ_{cr} と降伏応力 σ_y との比

σ_{cr}/σ_y が1.0となる座屈限界長さは $L/t=25.6$ 付近に存在すると考えられる。他の解析ケース $\theta=0^{\circ}$ 、 $\theta=15^{\circ}$ 、および $\theta=45^{\circ}$ においても同様の傾向であった。ガセットの局部座屈に対する道示の規定は、 $L/t \leq 26$ (SM400)であり、概ね解析結果と一致する。

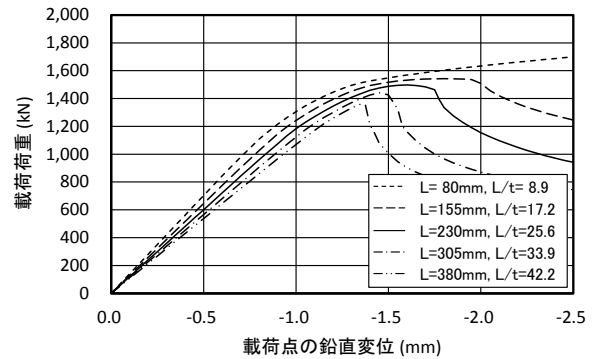


図-2 荷重と腹材上端の鉛直変位の関係
($\theta=30^{\circ}$, SM400材)

また、ガセットの拡幅角度 $\theta=30^{\circ}$ で、鋼種にSM490材を用いた解析ケースの荷重と鉛直変位の関係を図-3に示す。SM490材の場合、 L/t が荷重と鉛直変位の関係に与える影響は以下である。

- ① $L/t=8.9$ では、荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後も荷重は略一定の勾配で増加し、最大荷重に到達後に荷重は低下する。
- ② $L/t=17.2$ では、荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後は緩やかに荷重が増加する。最大荷重に到達後は変位のみが増加し、その後は急激に荷重が低下する。
- ③ $L/t=25.6$ では、荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後に最大荷重に到達し、その後は急激に荷重が低下する。
- ④ $L/t=33.9$ では、荷重と鉛直変位の関係で明瞭な非線形性を示さずに最大荷重となり、その後は急激に荷重が低下する。
- ⑤ $L/t=42.2$ では、荷重と鉛直変位の関係に非線形性を示さず最大荷重に到達し、その後は不安定となり計算が停止する。

この荷重と鉛直変位の関係から、SM490材の場合の座屈限界長さは、 $L/t=25.6$ よりやや小さい位置に存在すると考えられる。ガセットの局部座屈に対する道示の規定は、 $L/t \leq 22$ (SM490)であり、SM490材の場合においても概ね解析結果と一致する。

したがって、本研究の解析の範囲では、道示におけるガセットの局部座屈に対する規定が安全側に設定されて

いることが分かった。

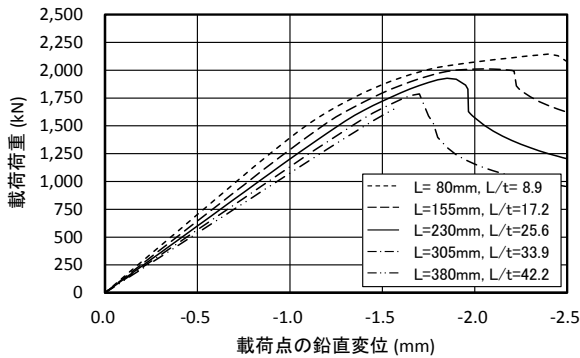


図-3 荷重と腹材上端の鉛直変位の関係
($\theta=30^\circ$, SM490 材)

3. ガセットの自由辺部の突出幅と耐荷力の関係

3. 1 解析モデル

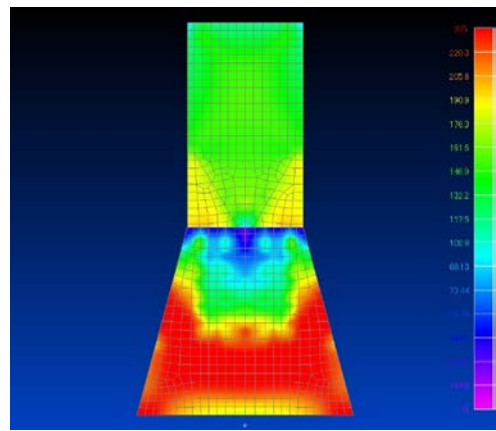
鋼トラス橋格点部の既往の研究⁶⁾⁷⁾では、腹材端部のガセットのほか、ガセットの自由辺部も抵抗断面として考慮し、ガセットの圧縮耐荷力評価式の検討が行われている。鋼トラス橋格点部におけるガセットの形状は、腹材と弦材の交差角度などによって異なるため、ガセットの自由辺部の突出幅と耐荷力の関係を図-1 に示す格点部の単純な解析モデルを用いて調べた。表-2 に解析パラメータを示す。ガセットの拡幅角度 θ を 10° から 45° まで 5° 刻みに変化させた8 ケースと、 $\theta=0^\circ$ の1 ケースを加えた計9 ケースで比較を行った。この比較においては、鋼種を SM400 材とし、腹材下端のガセットの長さ L とガセットの板厚 t との比 L/t を、道示におけるガセットの局部座屈に対する規定のほぼ制限値 $L/t \leq 26$ (SM400) となる $L/t=25.6$ とした。この制限値は、軸方向圧縮力を受ける柱部材の限界細長比に相当するものである。

3. 2 解析結果

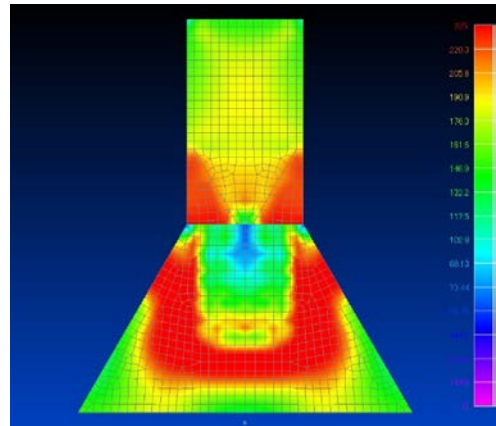
図-4 にガセットの拡幅角度 $\theta=15^\circ$ および $\theta=30^\circ$ の解析ケースにおけるミーゼス応力のコンターを示す。いずれのコンターも最大荷重作用時のものである。ガセットの拡幅角度 $\theta=15^\circ$ の解析ケースでは、腹材直下のガセットから降伏が始まり、荷重の増加とともに腹材下端のボ

ルトゲージ線方向に降伏域が広がる。最大荷重に到達するとガセットの全幅が降伏に至る。

一方、ガセットの拡幅角度 $\theta=30^\circ$ の解析ケースでは、 $\theta=15^\circ$ と同様に腹材直下のガセットから降伏が始まるが、荷重の増加とともに腹材下端のボルトのゲージ線方向とボルト群の側方に降伏域が広がる。最大荷重に到達すると、ガセットの全幅は降伏には至らないが、ボルト群の側方のほぼ全高が降伏に至っている。この状況から、腹材からの圧縮力をせん断抵抗によりガセットの自由辺部に伝達されていることが分かった。したがって、腹材からの圧縮力に対するガセットの抵抗断面は、自由辺部の突出幅によって変化するため、ガセットの耐荷力



(a) $\theta=15^\circ$



(b) $\theta=30^\circ$

図-4 ミーゼス応力コンター

表-2 解析パラメータ

θ	($^\circ$)	0	10	15	20	25	30	35	40	45
降伏 応力	(N/mm^2)	235 SM400								
t	(mm)	9								
L (L/t)	(mm)	230 (25.6)								

算定にあたっては、自由辺部の突出幅を考慮する必要があることが分かった。

3.3 ガゼットの耐荷力式の検討

図-4の最大荷重作用時の応力コンターより、ガゼットの抵抗断面を図-5(a), (b)に示す線 b_1-d-b_2 と考えた。図-5(a)は、ガゼットの拡幅角度 θ が 30° より小さい場合で、 $\alpha_1=\alpha_2=45^\circ$ として自由辺部の断面を抵抗断面に考慮したものである。一方、図-5(b)は、ガゼットの拡幅角度 θ が 30° より大きい場合で、文献7)の評価方法を適用してガゼットの自由辺部のせん断抵抗を考慮したものである。これらの抵抗断面に鋼材の降伏強度を乗じて各解析ケースの降伏荷重 P_y を算出し、最大荷重 P_u と降伏荷重 P_y の比 P_u/P_y と、ガゼットの拡幅角度 θ との関係を図-6に整理した。なお、最大荷重 P_u については解析値の最大を用いており、腹材下端のガゼットの長さ L とガゼットの板厚 t との比 L/t は 25.6 である。また、同図では、ガゼットの拡幅角度 $\theta=0^\circ$ の解析ケースの P_u/P_y の値 (=1.038) を破線で示し、結果の比較基準としている。 $\theta=0^\circ$ の解析ケースを基準とした理由として、ガゼットが腹材と同幅で自由辺部の影響がないため、一様な圧縮力を受ける板としてみなせることによる。

図-6 から本研究で提案した耐荷力の算定方法は、全て

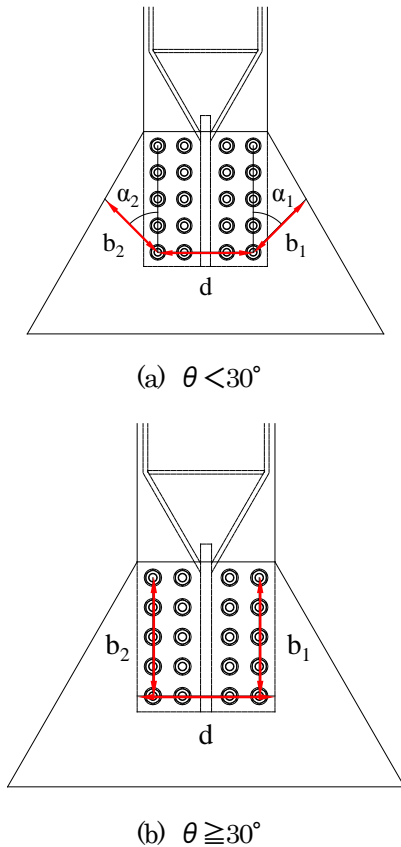


図-5 ガゼットの抵抗断面

の解析ケースにおいて比較基準線から $\pm 5\%$ の範囲内にあり、自由辺部の突出幅の影響を概ね捉えていると考えられる。同図には、文献6)の評価方法で算出した各解析ケースの P_u/P_y についても示した。こちらの結果についても、全ての解析ケースにおいて比較基準線の $\pm 5\%$ の範囲内にあるが、自由辺部の突出幅の影響を耐荷力の評価方法に考慮することが課題であることが分かった。

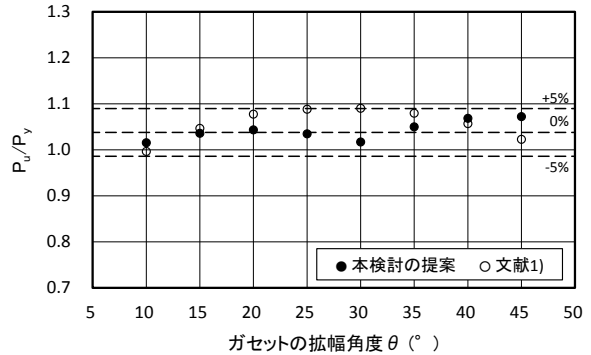


図-6 ガゼットの拡幅角度と耐荷力算定値の関係

4. まとめ

本研究では、圧縮力を受ける腹材を連結するガゼットを対象に、ガゼットの自由辺部の突出幅と耐荷力の関係について単純な解析モデルを用いて調べるとともに、示方書におけるガゼットの局部座屈に対する規定の妥当性について確認を行った。本研究の結果として、腹材からの圧縮力に対するガゼットの抵抗断面は、自由辺部の突出幅によって変化することが確認された。今後は、実構造に近い鋼トラス橋格点部の載荷試験および解析を実施し、鋼トラス橋格点部の耐荷力評価方法について提案する予定である。

参考文献

- 1) 笠野英行, 依田照彦: 米国ミネアポリス I35W 橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.312-323, 2010.6
- 2) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰弘, 平山博, 奥井義昭: 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp410-425, 2009.5
- 3) 村越潤, 遠山直樹, 澤田守, 有村健太郎, 郭路, 依田照彦, 笠野英行, 野上邦栄: 腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部の圧縮耐荷力に着目した載荷試験, 構造工学論文集 Vol.59A, 2013.3
- 4) 山口隆司, 吉田晋佑, 橋本国太郎, 杉浦邦征: 高力ボルト摩擦接合された 2 面添接形式鋼トラス橋格点部の力学的挙動

とその有効幅算定法に関する 2, 3 の考察, 鋼構造論文集 第 18 巻第 71 号, 2011.9

- 5) 本州四国連絡橋公団：トラス格点構造設計指針(案), 1976.3
- 6) (独)土木研究所, 首都大学東京, 早稲田大学：腐食劣化の生じた実橋梁部材を活用した鋼トラス橋の耐荷性能評価手法に関する研究, 国土交通省 建設技術研究開発費補助金 総合研究報告書, 2013.3
- 7) 川口ら：鋼トラス橋格点部におけるガセットプレートの圧縮耐荷力評価式の適用性の検討に関する解析的研究, 鋼構造論文集, 第 22 巻第 87 号, 2015.8
- 8) 山本一之：トラス格点部の力学的挙動に関する研究, 東京大学学位請求論文, 1975
- 9) Whitmore,R.E. : Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates, Bulletin No.16, Engineering Experiment Station, University of Tennessee, 1952.5

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 (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，大島義信，山口岳思

【要旨】

高度経済成長期に集中的に整備された PC 橋が一齐に高齢化を迎える中、さまざまな劣化要因による損傷事例が報告されている。橋梁の合理的かつ適切な維持管理を行っていくために、損傷の生じた橋梁の残存性能を適切に評価する手法が求められている。本研究ではプレストレストコンクリート (PC) 道路橋を対象に、橋梁全体の耐荷力の把握、主桁間での荷重分担率の変化、および終局付近での挙動・破壊性状の確認を目的として実橋での載荷試験を行った。

キーワード：プレストレストコンクリート (PC) 橋，塩害補修，載荷試験，耐荷力，荷重分配

1. はじめに

橋梁の合理的かつ適切な維持管理のために、損傷の生じた橋梁の残存性能を適切に評価する手法が求められている。しかし、既往の調査研究では、車両走行試験などによる弾性範囲内での評価が中心で PC 橋が破壊に至るまでの載荷試験による実耐力の検証は国内で実施された例がない。

以上の背景より、本研究では、撤去予定の PC ポステン橋を対象に、最大耐力まで載荷した際の橋梁全体の耐荷力の把握、主桁間での荷重分担率の変化、および終局付近での挙動・破壊性状の確認を目的として、実橋での載荷試験を行った。

2. 対象橋梁

旧築別橋は、1960年に北海道開発局留萌開発建設部管内に建設された単純PCポステン方式T桁橋である。日本海沿岸からの距離が約170mと飛来塩分の影響を受ける環境に位置しており、塩害補修がなされるも載荷径間において内部鋼材の腐食に起因する主桁のひび割れやコンクリートの剥離などの再劣化が生じていた。載荷試験時には本橋に隣接して新橋が建設され本橋は通行止めの状況であった。

表-1 橋梁諸元

架設年	1960年(昭和35年)
橋梁規格	TL-20(1等橋)
橋長	L=180.3 5径間 (載荷径間支間長 35.2m)
幅員	W=6.0m(0.25+5.50+0.25)
上部工形式	単純PCポステンT桁5連4主桁

3. 載荷試験方法

載荷試験は、グラウンドアンカーによる載荷装置、および計測機器を設置するため、河川敷のある第1径間で行った(写真-1)。載荷装置は、耐力2500kNのグラウンドアンカー2本を施工して載荷反力を取り、2台の3000kNセンターホールジャッキにより載荷を行う構造とした(図-1)。



写真-1 載荷径間全景

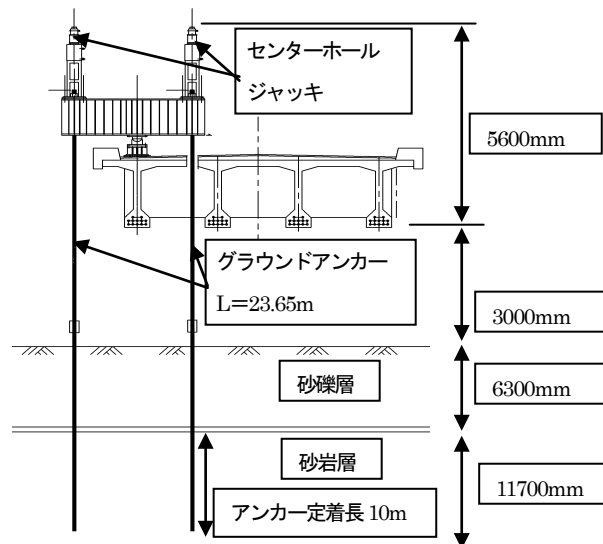


図-1 載荷装置全体図

載荷位置は G1 桁支間中央への 1 点集中載荷とした。これは、G1 桁が他主桁と比較して損傷していたこと、複数主桁間での荷重分配効果を把握するためである。また、載荷各段階での残存変位量の計測、変状確認等を行うため、曲げひび割れ発生時、鉄筋降伏時、推定耐力時、その他大きな損傷や挙動変化が生じるごとに除荷を行いながら載荷を行った。

載荷試験に先立ち、格子解析により各主桁の荷重分配率の推定を行った結果、G1 桁に生じる曲げモーメントと G2 桁～G4 桁に生じる曲げモーメントの合計の比がおよそ 1 : 1 の割合であったため、橋梁全体の耐荷力は G1 桁 1 本の計算上の耐荷力 921kN の 2 倍である 1842kN 程度と推定した。また、コンクリートおよび PC 鋼材の実強度が設計値に対し 30%高いことを想定し、推定耐力は上記のさらに 1.3 倍に当たる 2394kN とした。

4. 試験結果

載荷荷重は事前の推定耐力およそ 2500kN を上回り、3300kN に達した際に地覆に圧壊が生じ荷重増加が見られなくなったため終局に至ったと判断した。

本試験での特徴的な破壊性状として、支間中央の横桁～隣接する横桁間を中心に、ウェブにせん断によるものと思われるひび割れが生じた(写真-2および図-2)。載荷荷重 1800kN を超えたあたりで表面塗装上でもひび割れを確認し、その後、G1 桁ではひび割れ数、ひび割れ幅共に進展し、2000kN を超えたあたりで G2 桁においても同様のひび割れが生じた。また、各桁の端部付近にはねじりひび割れが発生しており(図-2)、終局時にはねじり剛性が解放されたものと考えられる。



写真-2 載荷点付近の破壊性状

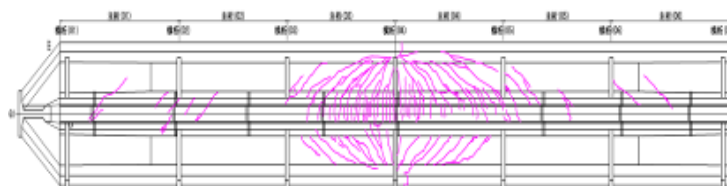


図-2 ひび割れ図 (G1 桁展開図)

図-3 に、G1 桁の載荷点直下に生じた鉛直変位の履歴を示す。G1 桁支間中央では、推定耐力である 2500kN 載荷時にはおよそ 150mm、終局荷重である 3300kN 載荷時にはおよそ 400mm の鉛直変位が生じた。2500kN 載荷後の除荷時においても G1 桁の残留変位は 20mm 程度であり、PC 構造特有の高い復元性を維持していることが分かった。

図-4 に、3300kN 載荷時に各桁に生じた変位分布を示す。G2～G4 の各桁にも変位が生じており、G1 桁が破壊に至った段階においても G1 桁に載荷された荷重が横桁を介して他の主桁に分配されていることが分かった。

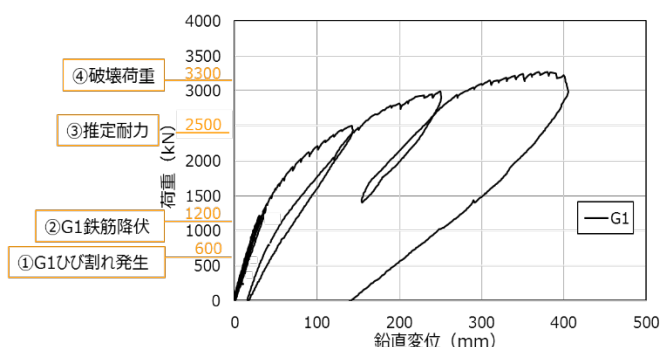


図-3 G1 桁支間中央の荷重-変位関係

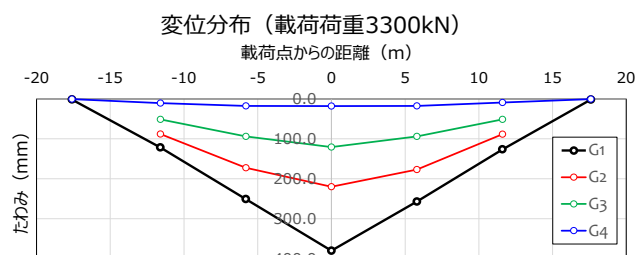


図-4 3300kN 載荷時 変位分布

5. まとめ

載荷試験の結果、載荷試験時点の最大耐力は、推定耐力を十分に上回ることが確認された。今回確認された破壊形態として、終局時には上縁地覆が圧壊に至った他、ウェブにせん断によるものと思われるひび割れを生じた。また、各桁端部付近にはねじりによるひび割れが生じた。橋全体としての耐荷力は、G1 桁単体の破壊後も横桁を介した荷重分配効果によって維持され直ちに落橋に至ることはなかった。なお、推定耐力を超えてから確認された挙動のうち、ねじりひび割れの発生から個々の桁のねじり剛性を解放しながら橋全体で荷重を支持する耐荷機構に移行したと考えられる点や G1 桁の変形が過大になるのに従い荷重分配が変化したと考えられる点などについてはさらに精査する必要がある。

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 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、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 波速度構造に基づく舗装の劣化度評価手法を提案した。

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。

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¹⁾。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

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²⁾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。

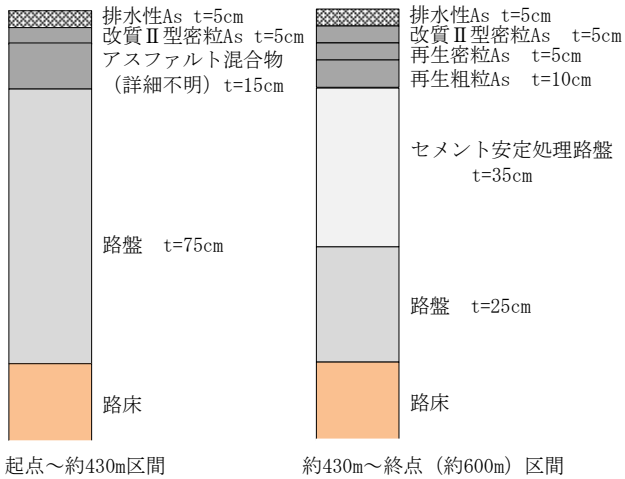


図2-1 舗装構成

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2-1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



図2-2 コア抜き調査結果

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（ $t=25\text{cm}$ ）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（ $t=25\text{cm}$ ）打換え、それ以外の区間を2層（ $t=10\text{cm}$ ）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2-2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2-1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2-1に示す。



写真2-1 修繕工事現場の路面状況

表2-1 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
平たん性 (mm)	区間平均	2.8	3.1

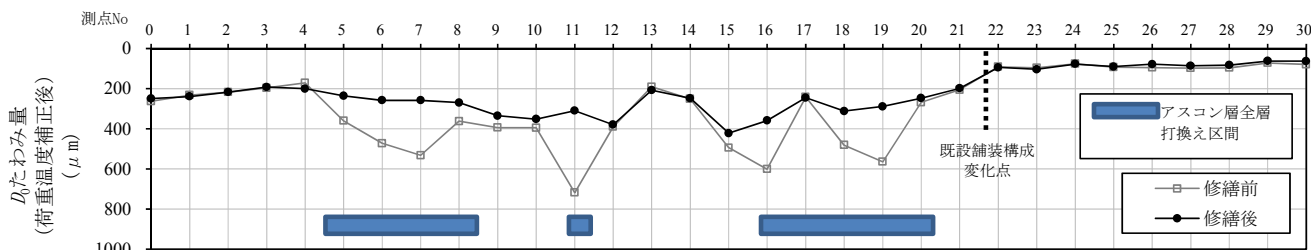


図2-3 修繕工事施工前後のD0 たわみ量の比較（下り車線）

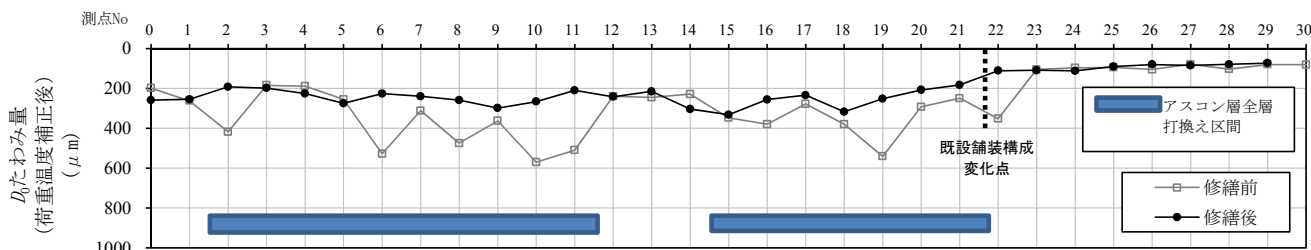


図2-4 修繕工事施工前後のD0 たわみ量の比較（上り車線）

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―」³⁾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2-3、2-4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⁴⁾。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. 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。通過車両の繰返し載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_4 、 N_5 、 N_6 、 N_7 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_4 、 N_5 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3-1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3-1 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3-1にボトムアップひび割れの発生分布図を、図3-2にトップダウンひび割れの発生分布図を、図3-3に凍上ひび割れの発生分布図を、図3-4に低温ひび割れの発生分布図を示す。図3-1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3-2より、トップダウ

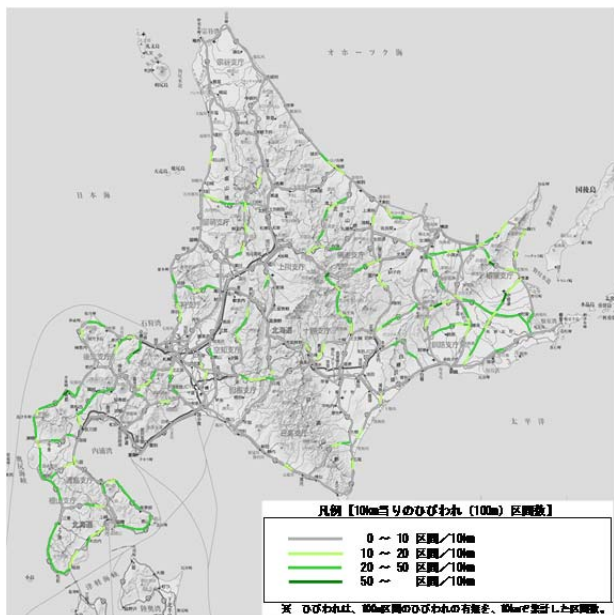


図 3-1 ボトムアップひび割れの発生分布図

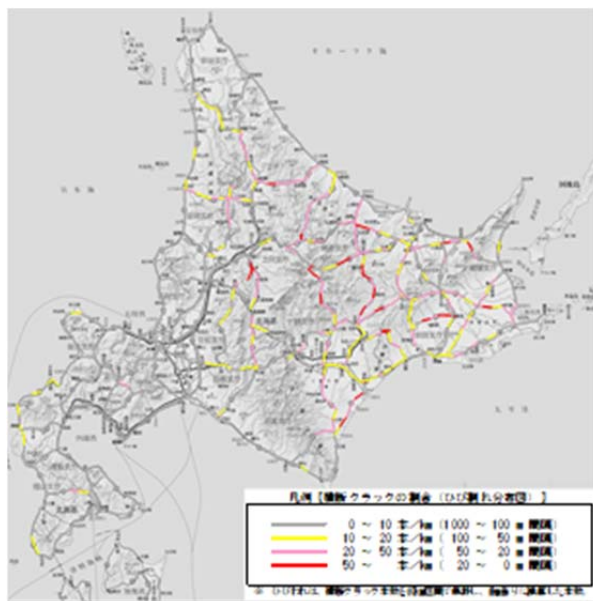


図 3-4 低温ひび割れの発生分布図

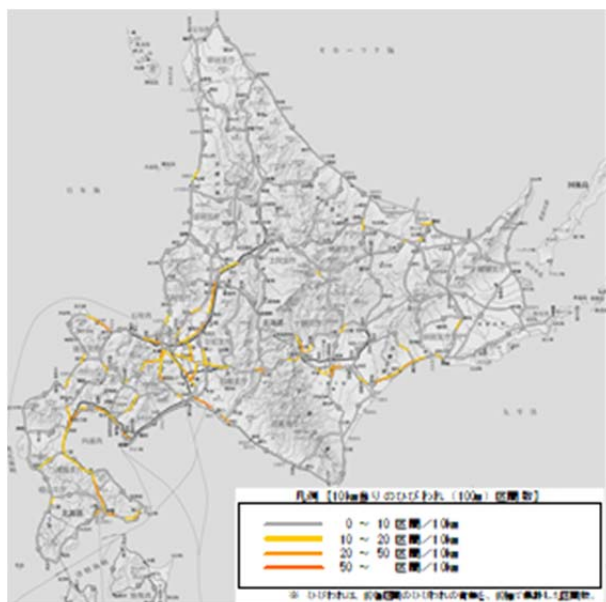


図 3-2 トップダウンひび割れの発生分布図

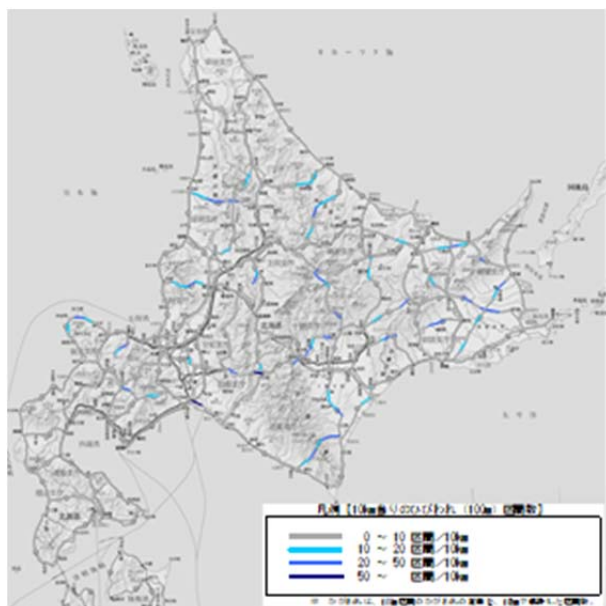


図 3-3 凍上ひび割れの発生分布図

表 3-2 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_4	N_5	N_6	N_7	
	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%

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 3-3 と図 3-4 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 3-2 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_4 、 N_5 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_6 、 N_7 交通断面などの混合物層厚が重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。N₄、N₅ 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たことが確認された。N₄、N₅ 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、舗装構成部材中に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ため、表面波探査法の一種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 kHz 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⁵⁾。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 kHz 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 4-1 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⁵⁾。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。

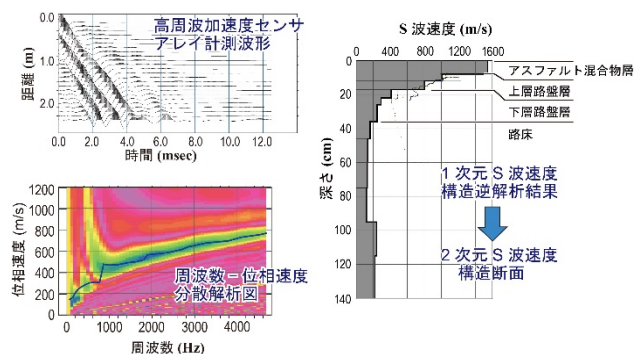


図 4-1 高周波表面波探査による舗装構造の解析手順 (文献 5)に加筆

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^{6,7)}、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 4-2 に示す⁷⁾。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4-3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⁶⁾。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。

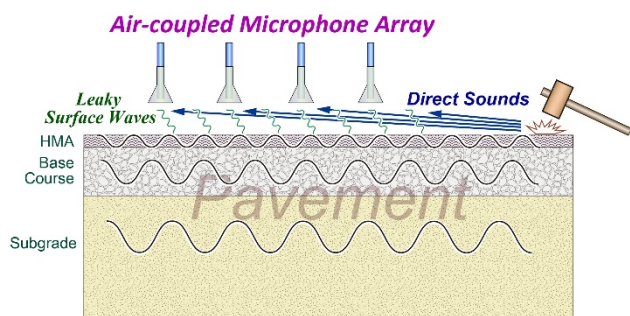


図4-2 非接触型高周波表面波計測の概念図²⁾

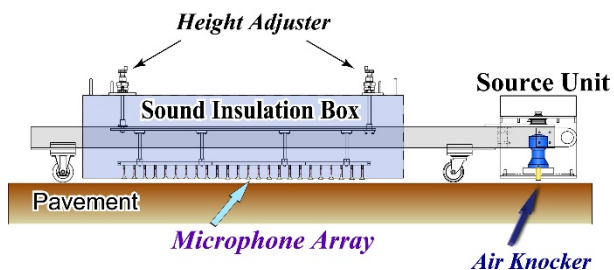


図4-3 非接触舗装路物性計測システムの構成図⁶⁾

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年度に改良を図った。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4-4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4-5に示す。図4-5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。

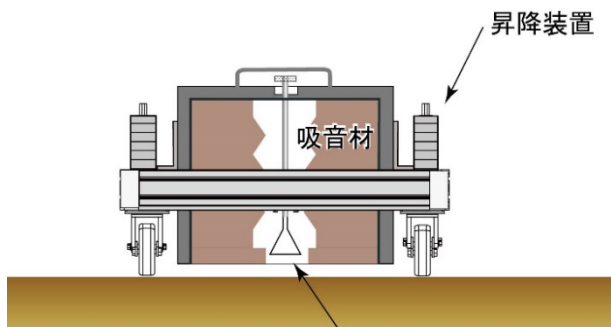


図4-4 遮音函体とマイクロフォンの配置例⁸⁾

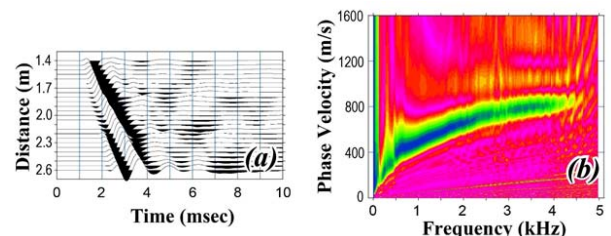


図4-5 非接触型高周波表面波計測の(a)取得記録と(b)分散曲線⁸⁾

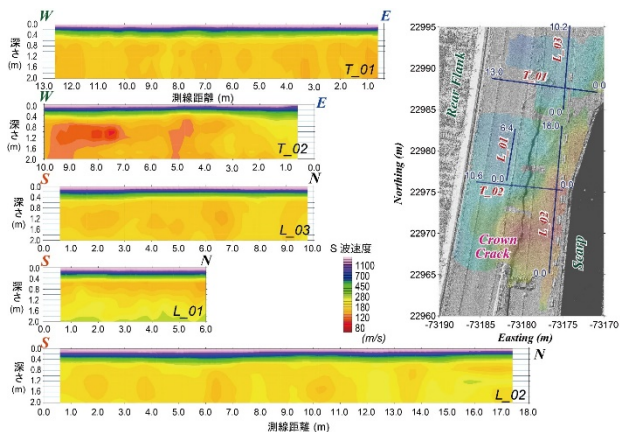


図4-6 測線配置(右図)および各測線のS波速度構造断面(左図)

4.4 高周波表面波探査の実舗装路での適用検証

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4-6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4-7）。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を進める。

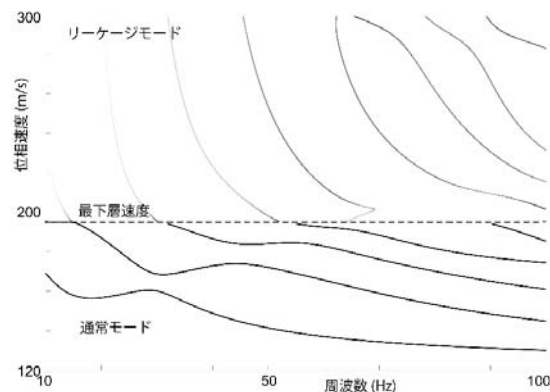


図4.7 リーケージモードの特性分析

4.6 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³⁾。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。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装置を作製した。今後は、実用装置と解析手法の整備を進め、計測効率の向上と高 SN 信号の取得を図ると共に、舗装構成部材の物性試験等による比較検証を実施する予定である。

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
- 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) 稲崎富士・青池邦夫・今村杉夫・林 宏一 (2015)：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、195-196.
- 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.
- 7) 稲崎富士 (2016)：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、155.
- 8) 稲崎富士・木佐貫寛・今村杉夫・林 宏一 (2018)：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、13-16.

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 先端的維持管理技術による管理用施設（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：藤野健一、梶田洋規、中島淳一、
上野仁士

【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、これまで重要と思われていなかった部品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。

平成 29 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、機械設備の機能回復期間の定量化方法の工場を主体に検討を実施した。

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。

今年度は、信頼性評価手法を用い、機械設備の機能回復期間の定量化方法の精度向上を主体に検討した。

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率的・効果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、機能補完方性の検討
 - ・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

1)故障データの解析

設備の信頼性評価を行う際には、基礎データとして故障実態のデータが必要である。

そこで土木研究所で過年度より実施してきた研究でデータ収集・分析を行ってきたが、後述する機能回復指標の再設定や、点検診断しやすい設備構造の検討への活用のため、改めてデータ分析を行った。今回の対象設備は排水機場ポンプ設備とした。標準的な構成機器列を図-1に示す。

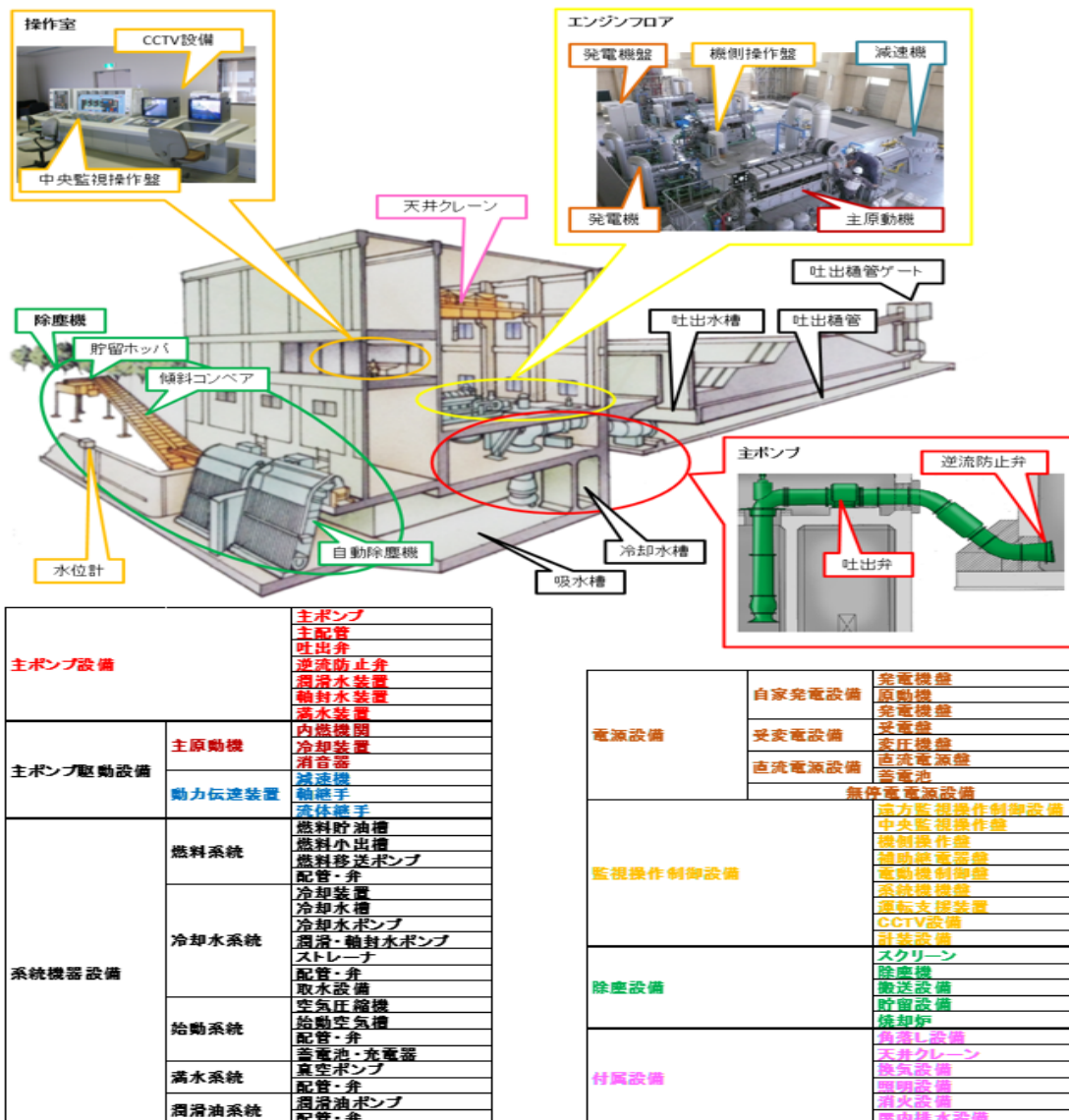


図-1 排水機場ポンプ設備の標準的な構成機器

分析データは、国土交通省でとりまとめた、昭和 57 年～平成 25 年までの排水ポンプ設備の故障事例 (285 件) であり、故障発生件数や復旧までの所要時間、費用

などを分析した。その結果を巻末に参考資料として添付する。また、分析結果からわかったことを以下に列挙する。

- ・ 装置別では、主原動機の故障が多い。
- ・ 電源設備と合わせると、原動機の故障が排水機場全体の故障件数の半数以上を占める。
- ・ ディーゼル原動機（以下「DE」と記載）とガスタービン原動機（以下「GT」と記載）との故障件数は、DEの方がやや多い。しかし、DEとGTの設置数比率はおおよそ7：3なので、故障頻度はGTが多いといえる。
- ・ 「発生時運転状況」は、運転時が半数を占める。その中でも、実排水時が大多数である。
- ・ 「点検調査時」あるいは「工事時」に故障がわかるのは、20%弱となっている。
- ・ 故障発生までの経過年数を見ると、ほとんどが0年から発生している。初期故障あるいは突発的な故障のためと考えられる。また、部品別に細分化した場合は多くが1部品1件の故障なので、経過年数を検証するにはデータが足りない。
- ・ 復旧費用についても、データが少ないため検証は難しい。
- ・ 故障要因は、経年劣化が多い(62件)が、人為ミス系を合計すると人為ミス系が多い(97件)。

2) FMEA解析手法を活用した機能回復指標

(1)機能回復指標の評価項目の再設定

過年度の研究で、「復旧までの所要時間」と「機能補完性」の2項目に着目して機能回復指標を算定し、設備の機能回復上の弱点となる構成機器（以下「弱点」と表記）の定量的評価を行った。その結果、概ね実態に近い評価とできることが確認されたが、弱点となった機器部品数が多いものとなり、弱点の絞り込みには新たな評価項目の追加や評価の細分化（4段階以上）が必要との課題が抽出された。そこで、設備故障時の機能回復の遅速に影響する項目を再整理し、評価項目、配点ならびに機能回復指標算定式を表-1のとおり設定した。

表-1 評価項目と配点

機能回復難易度						機能補完性				修繕費用		故障検知難易度 (故障箇所特定の難易度)	
復旧までの 所要時間		設備復旧者の違い		設備復旧場所		機能補完性 (予備品の有無)		機能補完性(近隣の 他機場による機能補完)					
評点基準	評点	評点基準	評点	評点基準	評点	評点基準	評点	評点基準	評点	評点基準	評点	評点基準	評点
7ヶ月以上	4					なし	4			次年度向け予算 要求が必要なレベル (目安:1,000万円 超)	4	故障時に分解して も即時に特定困難	4
4~7ヶ月	3	製造メーカーが 対応	3			予備品対応 (重故障)	3	不可能	3	地盤等の単位で の調整の後に当 該年度の維持管 理費で修理できる レベル(目安: 1,000万円以下)	3	故障時に分解した ら即時特定可能 (メーカーでなけ ば分解不可能)	3
3~4ヶ月	2	点検業者で対 応可能	2	工場修理	2	予備品対応 (軽故障)	2	不完全(能力不 足)だが可能	2	事務所等での当 該年度の維持管 理費で修理できる レベル(目安:100 万円以下)	2	故障時に分解した ら即時特定可能 (直営または地場 点検業者で分解 可能)	2
0~ 3ヶ月未満	1	職員・操作員で 可能	1	現場修理	1	二重化可能	1	完全に可能	1	経費削減または 点検の付帯作業 で修繕できるレ ベル(目安:30万 円以下)	1	故障時に目視また は発生現象から即 時特定可能	1
A:上記3項目の合計 3~9点						B:上記2項目の計 2~7点				C:1~4点		D:1~4点	

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

青字：前年度設定した評価項目 赤字：今回設定した評価項目

「機能回復難易度」の新規評価項目である「設備復旧者の違い」及び「設備復旧場所」を評価するにあたり、評価対象となる各機器、部品が、「どの様な故障か」「ど

の程度の故障か」を想定して評価を行う必要がある。本評価の目的は機能回復能力であることから、対象機器、部品の機能が満足しないレベルの故障を想定し評価を行

うこととした。

設備復旧場所については、下記の場合は現場修理が可能と扱うこととした。

- ・塗替塗装で対応可能
- ・予備品があり、予備品への交換で対応可能
- ・現場での調整で対応可能
- ・汎用品（買い物）で対応可能

また、下記については、工場修理による復旧と扱うこととした。

- ・受注生産品の取替の場合
- ・汎用品でも工場製作が必要となるような標準品の場合「機能補完性」の新規評価項目である「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」については、過年度実施した「土木機械設備を含む河川 GIS モデルシミュレーション(以降「河川 GIS」と表記)」より評価した。

このシミュレーションでは、A～D の4つの排水機場が設置されている領域内で、ある一定の雨量が一様に降った場合に、全ての排水機場が稼働した場合（ケース0）と、A～D 排水機場の1 機場が排水機能を失った場合の4 ケース（それぞれケース 1～4）を比較し、各排水機場の補完性を調査したものである。シミュレーション結果を図-2、表-2 に示す。

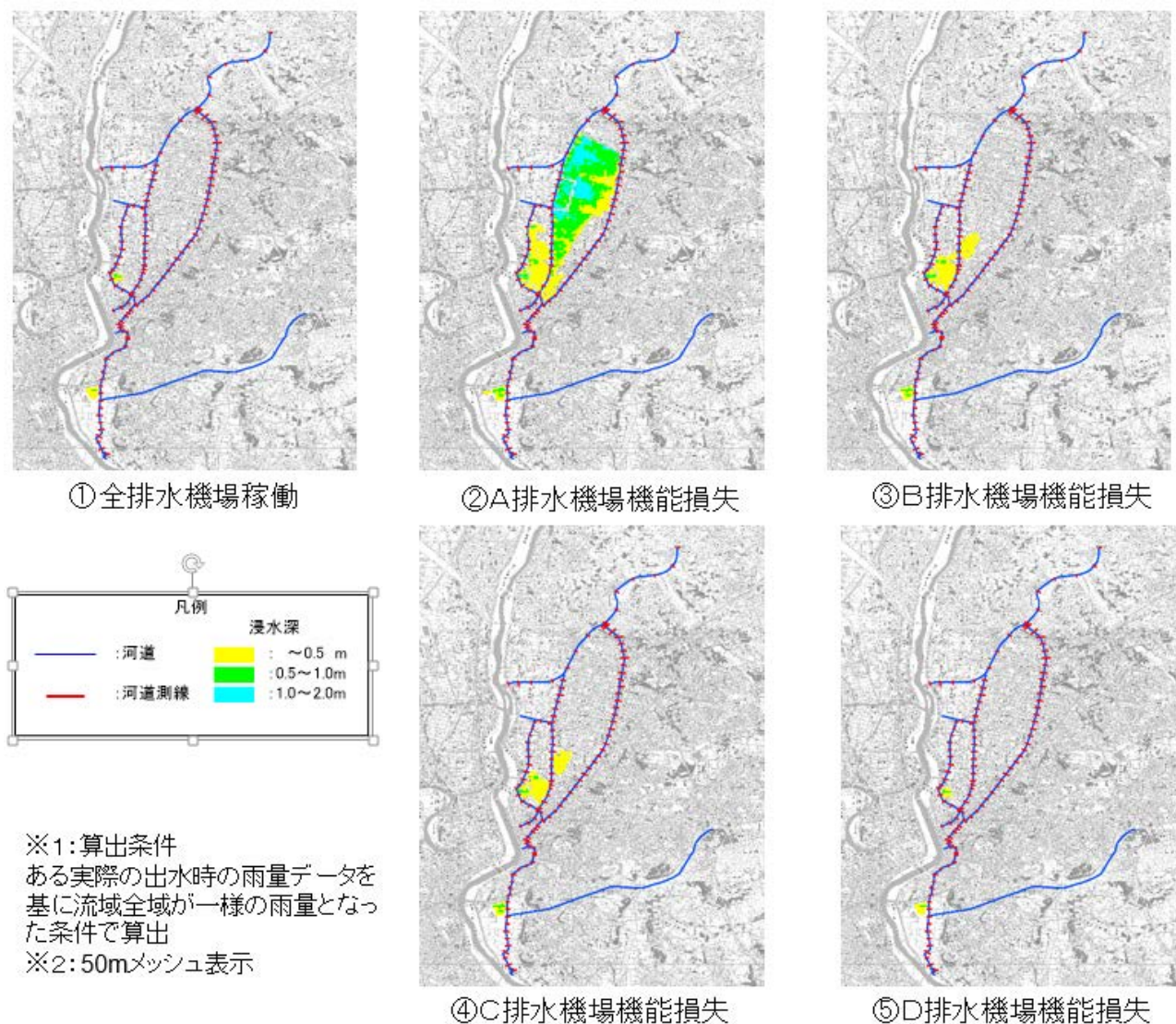


図-2 河川 GIS による機能補完性シミュレート結果

表-2 河川 GIS による機能補完性シミュレート結果

CaseNo.	ケース条件	排水量[百万m ³]				合計 [百万m ³]	ケース0の合計排水量 の比較		補完性の 評点	評点理由
		A 排水機場	B 排水機場	C 排水機場	D 排水機場		変化量 [百万m ³]	変化割合 [%]		
ケース0	全施設稼働	3.65	1.26	0.99	0.11	6.00	—	—	—	ベースとなるケースである。
ケース1	A排水機場(100m ³ /s) 停止	—	2.06	1.83	0.11	4.00	-2.01	-33%	3	ケース0に比べ30%以上の排水量低下となることから、補完性は無いと考えられる。よって、評点は3とする。
ケース2	B排水機場(15m ³ /s) 停止	3.75	—	1.76	0.11	5.62	-0.38	-6%	2	ケース0に比べ56%の排水量低下となる。補完性は多少あると考え、評点2とする。
ケース3	C排水機場(15m ³ /s) 停止	3.83	1.80	—	0.11	5.73	-0.27	-5%	2	ケース0に比べ5%の排水量低下となる。補完性は多少あると考え、評点2とする。
ケース4	D排水機場(26m ³ /s) 停止	3.59	1.32	1.06	—	5.97	-0.03	-1%	1	ケース0に比べ変化率は、ほぼないことから評点は1とする。

()内は各排水機場の吐出量

※端数により表記との誤差あり

「修繕費用ランク」は、構成機器個々の部品費と修繕に要する直接人件費等を元に算定し、下記の4段階評価することを条件とした。

「故障検知難易度」は、従来の FMEA の評価要素である「故障モード発見の容易性」とは別に、故障時に即時にその構成機器部品を特定できるか否かについて着目し、下記の4段階に評価することを条件とした。

(2)機能回復指標の算出

機能回復指標は、大規模排水機場と中規模排水機場の双方で算出した。

モデルとした排水機場の諸元を表-3に示す。

なお、これらの排水機場はそれぞれ、先述の河川 GIS シミュレーションでの B 排水機場、A 排水機場に該当する。

表-3 モデル排水機場諸元点

項目	中規模排水機場	大規模排水機場	
	立軸斜流	立軸渦巻斜流	立軸渦巻斜流
ポンプ台数	2	2	1
吐出量 (m ³ /s)	7.5	25	50
口径(mm)	1800	3300	4600
主原動機形式	ディーゼル機関	ディーゼル機関	ディーゼル機関
主原動機出力(kW)	530	1987	4122

算出した機能回復指標を表-4,5に示す。

表-4 中規模排水機場 機能回復指標 (10位まで抜粋)

No.	設備区分	機器区分	部品名	機能回復指標
1	主ポンプ	ベルマウス	吸込口(ベルマウス)	5.42
2	主ポンプ	本体	バンド(ケーシング)	5.42
3	主ポンプ	本体	据付部	5.26
4	主ポンプ	インペラ	羽根車	5.42
5	主ポンプ	インペラ	羽根車ナット	4.90
6	主ポンプ	インペラ	キー	5.26
7	主ポンプ	主軸及び軸受	上部主軸	5.42
8	主ポンプ	主軸及び軸受	下部主軸	5.42
9	主ポンプ	主軸及び軸受	軸継手	4.56
10	主ポンプ	主軸及び軸受	スリーブ	5.42

表-5 大規模排水機場 機能回復指標 (10位まで抜粋)

No.	設備区分	機器区分	部品名	機能回復指標
1	主ポンプ(1号・2号)	ベルマウス	吸込口(ベルマウス)	5.09
2	主ポンプ(1号・2号)	本体	バンド(ケーシング)/コンクリートケーシング	5.09
3	主ポンプ(1号・2号)	本体	据付部	4.60
4	主ポンプ(1号・2号)	インペラ	羽根車	5.24
5	主ポンプ(1号・2号)	インペラ	キー	5.47
6	主ポンプ(1号・2号)	主軸及び軸受	主軸	5.63
7	主ポンプ(1号・2号)	主軸及び軸受	スリーブ	5.24
8	主ポンプ(1号・2号)	主軸及び軸受	軸受(ラジアル軸受)	4.74
9	主ポンプ(3号)	ベルマウス	吸込口(ベルマウス)	5.09
10	主ポンプ(3号)	本体	バンド(ケーシング)/コンクリートケーシング	5.09

また、設備の機能回復が容易か困難かを判断するに当たり、機能回復指標があるしきい値以上であれば困難(=弱点となる構成機器)、と判断できるようにしたい。

そこで、しきい値の設定に関する検討を行った。

しきい値を設定する方法として3案を検討した。

その案と、その案の場合のしきい値を中規模排水機場の場合と大規模排水機場の場合で算出したので、表-6に示す。また、案3のしきい値算定の考え方を表-7に示す。

表-6 しきい値案

しきい値案	機能回復指標のしきい値	
	中規模排水機場	大規模排水機場
案1 機能回復指標の中間値(最大値+最小値)/2をしきい値とする案	3.6	3.6
案2 機能回復指標の平均値をしきい値とする案	3.69	4.14
案3 機能回復指標の各評価が中央値あるいはその直上にある場合(表-7の黄色部)の機能回復指標値をしきい値とする案	4.56	4.56

表-7 しきい値案3の評価項目と配点

評価項目	機能回復容易度		機能補完性		経路費用	故障種別加算係数(故障種別特記の欄参照)
	評価基準	評点	評価基準	評点		
7ヶ月以上	4	なし	4	4	4	4
4~7ヶ月	3	3	3	3	3	3
3~4ヶ月	2	2	2	2	2	2
0~3ヶ月未満	1	1	1	1	1	1
A:上記3項目の合計		B:上記2項目の計		C:1~4点		D:1~4点
3~9点		2~7点				

どの案を採用するかは、機能回復困難な構成機器とそうでない機器をしきい値により明確に分類できることと、施設間の弱点機器・部品について比較する際にしきい値が同じ値であり比較がしやすいため、本検討では案3で比較を実施することとした。

弱点の抽出方法によって、抽出される弱点の数や比較のしやすさが変動する。また弱点の抽出方法については、機能回復指標のどの値から弱点とすべきか（弱点抽出の

しきい値の決定）の明確な判断基準が確立されておらず、機能回復指標による弱点の抽出はさらに検討する必要があると考えられる。

装置毎の機能回復指標の平均を表-8,9に示す。なお、機能回復指標が閾値以上のものを黄色で着色している。

表-8 機能回復指標 平均値(中規模排水機場)

構成機器	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	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				
主ポンプ設備	主ポンプ	3.3	2.9	1.8	7.4	3.8	2.0	5.8	3.7	3.6	5.0
	吐出弁	2.5	2.8	1.5	6.8	3.7	2.0	5.7	2.7	2.7	4.0
	逆流防止弁	4.0	3.0	2.0	9.0	4.0	2.0	6.0	3.7	2.0	4.5
主ポンプ駆動設備	主原動機	3.4	2.8	1.3	7.5	3.5	2.0	5.5	2.9	2.7	4.2
	流体継手	2.9	2.6	1.6	7.1	4.0	2.0	6.0	2.8	2.6	4.2
	減速機	3.6	2.9	1.9	8.4	4.0	2.0	6.0	3.6	3.0	4.8
系統機器設備	2.0	2.4	1.3	5.4	1.8	2.0	3.8	2.3	2.5	3.3	
操作制御設備	2.0	2.4	1.3	5.6	3.2	2.0	5.2	1.4	2.2	3.0	
電源設備	自家発電設備	2.8	2.6	1.4	6.3	3.6	2.0	5.6	2.5	2.8	3.9
	受変電設備等	2.0	2.1	1.1	5.2	3.6	2.0	5.6	1.1	1.9	2.7
除塵設備	除塵機	3.2	3.0	1.8	8.0	4.0	2.0	6.0	2.6	2.8	4.3
	コンベヤ	2.8	2.8	1.8	7.5	4.0	2.0	6.0	2.8	2.8	4.3

表-9 機能回復指標 平均値(大規模排水機場)

構成機器	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	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				
主ポンプ設備	主ポンプ(1号・2号)	3.2	2.7	1.3	7.2	3.8	3.0	6.8	3.3	2.8	4.6
	主ポンプ(3号)	3.3	2.7	1.3	7.3	3.9	3.0	6.9	3.3	2.8	4.6
	吐出弁	3.8	3.0	1.5	8.3	4.0	3.0	7.0	4.0	3.0	5.1
	逆流防止弁	3.3	3.0	2.0	8.3	4.0	3.0	7.0	4.0	3.0	5.1
主ポンプ駆動設備	主原動機	2.7	2.8	1.2	6.7	3.7	3.0	6.7	3.2	2.9	4.5
	減速機	3.5	2.8	1.6	7.9	4.0	3.0	7.0	3.5	2.6	4.6
系統機器設備	2.5	2.3	1.0	5.8	1.9	3.0	4.9	2.4	2.3	3.5	
操作制御設備	1.8	2.8	1.3	5.9	3.2	3.0	6.2	1.9	2.5	3.5	
電源設備	自家発電設備	2.6	2.9	1.3	6.7	3.6	3.0	6.6	3.0	2.9	4.3
	受変電設備等	1.8	2.9	1.2	5.9	3.7	3.0	6.7	1.8	2.8	3.7
除塵設備	除塵機	3.6	3.0	1.8	8.5	4.0	3.0	7.0	2.6	2.8	4.5
	コンベヤ	3.5	2.8	1.8	8.2	3.7	3.0	6.7	2.8	2.8	4.6
	貯留設備	4.0	3.0	2.0	9.0	4.0	3.0	7.0	3.0	2.6	4.7

主ポンプ、減速機が機能回復指標が高い結果となったが、これはこれらの構成機器が排水機場施設では受注生産品が多く使われており、機能回復難易度（復旧までの所要時間、設備復旧者の違い、設備復旧場所）、修繕費用ランクが高く、そのため他の機器に比べ機能回復指標は全体的に高い値になっていると考えられる。

系統機器については、予備品や二重化がされている事が多く、小型ポンプや配管等の汎用品も多いため全体的に機能回復指標は低い結果である。又、操作制御設備や電源設備についても、内部部品は汎用品であるため復旧

までの所要時間や、修繕費用ランクは低い結果となっている。

(3) 設備規模による致命度評価の差異の検証

大規模排水機場ポンプ設備と中規模排水機場ポンプ設備の弱点を比較し、評価に違いがあるかどうか、違いがある場合は影響する評価要素を分析し、それが設備によらず不変（統一した評価でよい）なのか設備毎で変わる（設備毎に設定が必要）なのかを分析する。

中規模排水機場で抽出された弱点数は構成機器 292 個

中 86 個(≒29%)、大規模排水機場で抽出された弱点は 279 個中 128 個(≒46%)であり、大規模排水機場の方が弱点数・比率ともに高い。弱点の数は、中規模機場に比べ大規模機場の方が多く結果となった。

大規模機場と中規模機場の抽出した弱点を設備毎に比較すると、設備構成の差は少なからずあるが、特に大きな違いがある設備とその差異の考察を以下に示す。

○主原動機

大規模排水機場の方が弱点が多い。調速機、内部潤滑油ポンプ、燃料系統、分配弁・塞止弁・操縦弁、排気管が弱点として抽出された。

大規模排水機場の主原動機は中規模排水機場に比べ非常に大きく定格出力は3倍以上である。このことが、弱点数の差に出ていると考えられる。

○操作制御設備

大規模排水機場の方が弱点数が多く、PLC や変換器等の機器について弱点として抽出された。

ポンプ台数の違いや規模の違いから操作制御が複雑であり復旧時間や修繕費用ランクが異なる為と考えられる。

○受変電設備

中規模排水機場では、弱点は抽出されていない。大規模排水機場では、蓄電池、変圧器・リアクトルが弱点として抽出されている。

大規模施設では、中規模機場と電気設備の容量が大きく異なる為復旧所要時間、修繕費用ランク等に大きな差がある為と考えられる。

○自家発電設備

大規模排水機場では、中規模排水機場の弱点数の倍以上の弱点が抽出されており、自家発電機盤 AVR (自動電化調整装置)、発電機、エンジンのシリンダヘッド、ライナ、フライホイールや燃料系統、分配弁・塞止弁・操縦弁、消音器等が抽出されている。

大規模施設では、発電設備も大型のものが必要となり、発電機・エンジン伴に中規模機場より修繕費用や復旧までの所要時間は大きく異なる事が原因と考えられる。

コンベヤ

大規模排水機場の方が弱点が多く、駆動部の減速機や電動機、プーリ部が弱点として抽出されている。

コンベヤは、大規模機場では機長や容量等が大きく異

なる事が原因だと考えられる。

減速機

中規模排水機場の方が弱点数が多い・抽出されている弱点は大きく異なる。

減速機の伝達容量は大規模排水機場の方が大きい、流体継手が内蔵されている形式であり、この形式差が弱点の抽出の差となっていると考えられる。

以上について、数や抽出された弱点の違いがある事から、評価に違いがある事が考えられる。よって、影響する評価要素を分析し、それが設備によらず不変(統一した評価でよい)のか設備毎で変わる(設備毎に設定が必要)なのかを分析した。

弱点(致命的)と考えられた機器の各評価の差を分析するべく、抽出された弱点について各施設の設備毎に比較表(弱点数が多いので、ここでは代表例として主原動機分のみを抜粋)を表-10 に示す。なお、比較表ではそれぞれの施設で各一方にしか弱点として抽出されなかった機器がわかるよう、しきい値以上となったものには赤く着色している。

表-10 機能回復指標 設備規模別比較(主原動機分)

設備区分	機器区分	部品名	機能回復指標	
			大規模排水機場	中小規模排水機場
主原動機	機関本体関係	台版	5.09	5.05
主原動機	機関本体関係	シリンダヘッド	5.24	4.90
主原動機	機関本体関係	ライナ	4.92	4.68
主原動機	機関本体関係	フライホイール	5.09	5.05
主原動機	機関本体関係	クランク室	5.47	5.05
主原動機	機関本体関係	クランク軸	5.63	5.05
主原動機	機関本体関係	クランク歯車	5.09	4.90
主原動機	機関本体関係	過給器	4.88	4.90
主原動機	機関本体関係	ピストン	5.24	4.56
主原動機	機関本体関係	連接棒	5.09	4.56
主原動機	機関本体関係	クランクピンメタル	5.09	4.56
主原動機	機関本体関係	調速機	5.24	3.83
主原動機	潤滑油系統	内部潤滑油ポンプ	4.88	3.98
主原動機	潤滑油系統	オイルパン	4.92	4.90
主原動機	潤滑油系統	潤滑油冷却器	5.47	4.56
主原動機	燃料系統	燃料噴射ポンプ	4.74	4.36
主原動機	燃料系統	タペット	4.92	3.98
主原動機	消音器・排気管	消音器	5.09	5.05
主原動機	消音器・排気管	排気管	4.92	4.28
主原動機	冷却装置	インタークーラ	4.88	5.05

赤色セルは、しきい値以上であることを示す

異なる弱点が選定された機器について、影響する評価要素を分析するべく、下記に表-10 の元となった機能回復指標算定の各評価項目について、その平均値と差を表-11 に示す。最も平均差があったものが影響度が高かったといえる。

表-11 機能回復指標 設備規模別の各評価項目の平均と差

各評価の 弱点抽出への影響	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	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			
大規模排水機場	3.59	2.99	1.61	8.19	3.96	3	6.96	3.62	3.03	4.97
中小規模排水機場	3.43	2.96	1.77	8.16	3.96	2	5.96	3.33	3.19	4.73
平均差	0.16	0.03	-0.16	0.03	0.00	1	1.00	0.29	-0.16	0.25
影響度順位	3	4	6	-	5	1	-	2	6	-

以上より抽出された弱点機器・部品について、大規模機場と中規模機場で比較し、影響する評価要素を分析する。抽出した弱点の各評価の平均差をより影響度を調べた。

まず、影響度が高いと考えられるのは「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」である。施設全体で設定される評価である為、全機器・部品に機能補完性の1点は評価に大きく影響が出ていると考えられる。中規模と違い大規模機場である為、近隣の排水機場による補完が難しく、その分重要施設である為に致命度が高い機器・部品が多いという事が評価から考えられる。

「修繕費用ランク」についても、大規模機場と中規模機場で大きな評価差がある為、影響する評価要素である。中規模機場に比べ大規模機場の方が「修繕費用ランク」が高い。大規模機場の方が各設備機器の費用が高価であり、施工・工事費用についても高価となる事が、修繕費用ランクの評価の差異だと考えられる。

「復旧までの所要時間」についても、大規模機場の方が高く、影響する評価要素と考えられる。大規模機場では、中規模機場に比べ整備・製作期間が長く、工事・施工（搬入・搬出）にも時間要する為だと考えられる。

「設備復旧場所」は、中規模排水機場の方が高い結果となっている。大規模機場の方が受注生産が多く工場による修繕が多いと考えられたが、この比較では中規模機場の方が高い結果となっている。「故障検知難易度」と「設備復旧場所」の違いは、解答者の考え方の違いが大きいと考えられる。

「設備復旧者の違い」については、大規模機場の方が修繕は業者になる事が多いと考えられたが、ここでは差

はほぼ出なかった。

「機能補完性」については、各施設の系統機器の予備機、予備ルートや予備品によるが今回の比較では規模による差はほぼ無かった。

以上より、大規模設備と中規模設備で評価を比較した場合、大規模機場では製作期間、修繕整備期間や施工（搬入・搬出）期間は長い事は明らかである。本検討の比較では、異なる結果であったが大規模施設の方が製造メーカーでなければできない修繕は多く、汎用品も少ないと考えられる事から「機能回復難易度」は統一評価にすることは難しいことがわかった。よって機能回復難易度は設備毎に異なる評価設定が必要である。

また、まだサンプルは少ないが、「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」についても、大規模機場であればどれも補完が難しい事と考えられる。よって、設備毎に異なる評価設定が必要であると考えられる。

大規模設備は中規模設備に比べ、更新・整備・修繕の費用のみならず施工費用、仮設の費用も大きくなる事から、統一評価では「修繕費用ランク」は中規模に比べ大規模設備はほぼ高い評価となる。設備毎に異なる評価設定が必要であると考えられる。

しかし、費用については、排水機場を複数施設保有している事務所からすれば、大規模機場も中規模機場も同予算上からの出費となる事から、予算による優先順位を決定する必要がある。そのため統一評価とする方が自然であるとも考えられる。

施設の機器構成や予備品によるもの、故障検知の難しさや機能補完性は不変的と考えられる。

本検討では、大規模機場1施設と中規模機場1施設との比較であり、サンプルが少ない為、必ずではないが現状の評価項目では、大規模機場の機能回復指標は中規模排水機場に比べ全体的に高い結果になる事が推測される。

よって、「機能回復難易度」「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」「修繕費用ランク」設備毎に評価の設定必要があると考えられる。

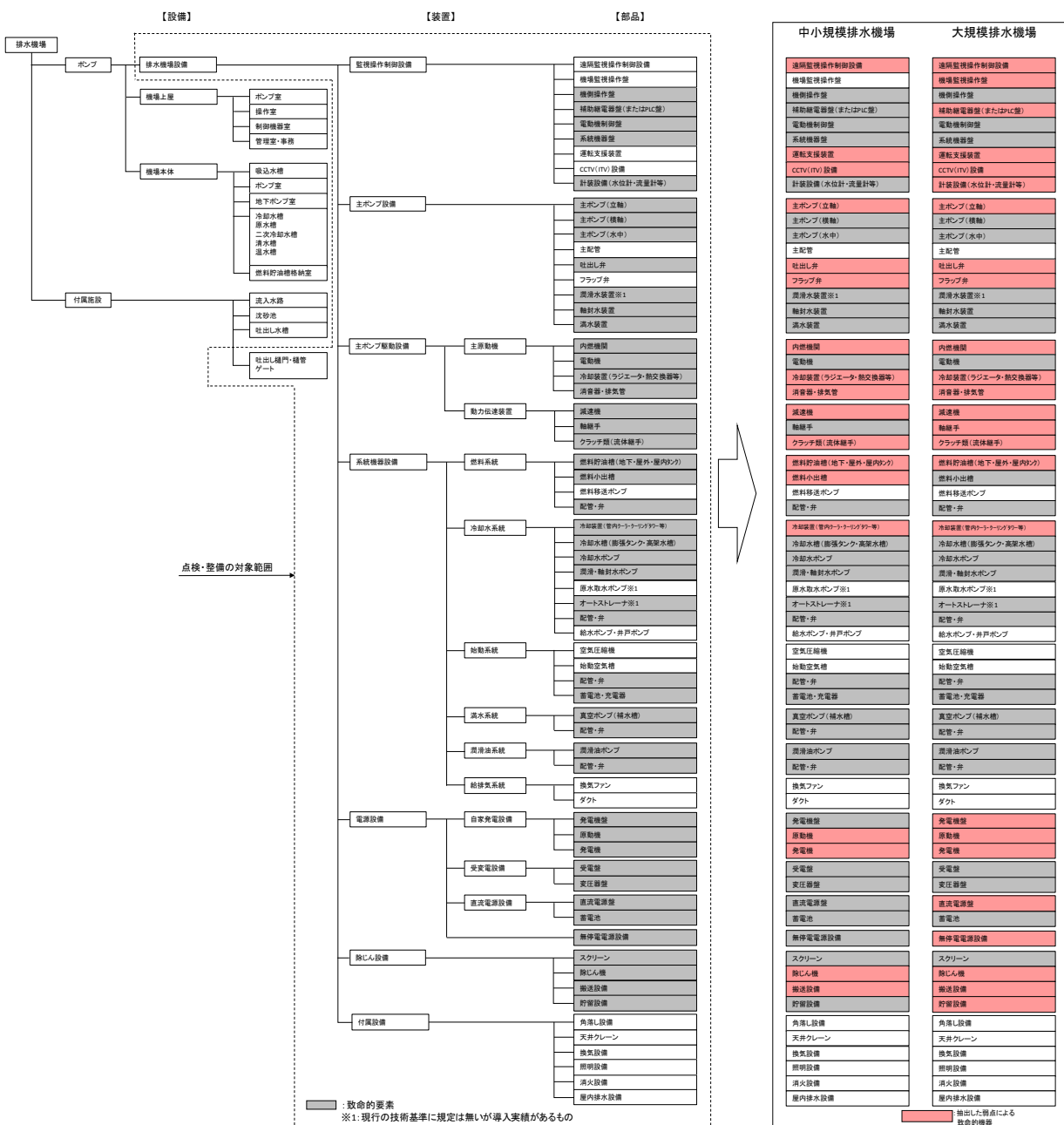
(4) 致命度の比較

(3)で抽出した弱点と、実際の維持管理計画での構成機器の致命・非致命を比較し、評価がどのように変化したか確認する。

本検討では、「河川ポンプ設備点検・整備・更新検討マニュアル(案)(以下「マニュアル」と記載)」¹⁾

に示される構成要素例の致命/非致命と、抽出した大規模排水機場の弱点と中規模機場の弱点を比較する。
マニュアルに示される構成要素例に対して、FMEAで抽出した弱点機器・部品が1つでもあれば致命とする。

中小規模排水機場及び大規模排水機場について、機能回復指標により抽出した弱点(致命度評価)をマニュアルの構成要素例と比較したものを図-3に示す。



以上から、マニュアルの設備構成要素例での非致命から致命となった機器は下記の通りであることがわかった。

○監視操作制御設備

- ・ 機場監視操作盤（大規模排水機場のみ）
- ・ 運転支援装置
- ・ CCTV 装置
- ・ フラップ弁

○主ポンプ

- ・ ベンド（ケーシング）
- ・ 据付部

○減速機

- ・ 据付部
- ・ 潤滑油濾過機（中小規模排水機場のみ）

○ディーゼル機関

- ・ 台板
- ・ 消音器

致命的機器は機能回復指標から抽出したこともあり、壊れた場合に修繕しにくい機器、修繕する場合に大きく費用が掛かる部分が新たに致命になったと考えられる。現状、非致命的な機器についても、故障の仕方によっては設備機能を低下させる恐れがある。機能回復指標による弱点の抽出は、非致命的機器でありながらも機能の低下をきたす故障が起きた場合に直ぐに復旧が可能であるか、故障後の対応の難しさから重要機器（機能回復の致命的機器）と判断される評価方法として有効と考えられる。

また、マニュアルの致命的/非致命的機器は、施設への影響度や故障率等から選定されており、今回の機能回復指標とは異なる評価方法である為、非致命的機器→致命的機器、致命的機器→非致命的機器への変更は再検討が必要であると考えられる。特に、致命的機器→非致命的機器への変更は慎重に実施する必要があり、弱点機器・部品ではない事が現マニュアルの非致命になるとは考えにくい。機能回復指標より、機能回復しやすい機器を抽出し慎重に非致命的機器の選定をする必要がある。

(5)課題

下記に課題を整理する。

本業務は、FMEA で機能回復指標を算出するにあたり、評価方法として主にメーカーへのヒアリングにより評価を実施している。評価を実施するにあたっては、どの評価も想定する事象が多いため評価に個人差が出てしまう問題がある。また、復旧時間や、復旧方法、復旧費用等は、故障個所や故障の程度に

より変化するものである。今回の評価では、各設備について「どの様な故障であるか」「どの程度の故障であるか」を具体的には設定していない為、故障・修繕方法は評価者の個人の想定である。評価者個人の想定の場合、様々な想定が考えられ、故障個所や故障程度等想定が発散してしまう為に評価が難しい。具体的な故障を想定し、示してあげる事で、修繕・整備・更新方法（機能回復方法）が限定され、各評価の個人差を減らせると考えられる。

機能回復指標の算出（復旧や修繕・整備・故障による取替・更新）を評価する場合は、具体的な故障を想定する必要があると考えられる。具体的な故障（故障個所や故障程度）を想定し示す事で、復旧方法を想定する事が可能であり、【機能回復難易度】

（復旧までの所要時間や設備復旧者の違い、設備復旧場所）【修繕費用ランク】（復旧コスト）、【故障検知難易度】（故障個所の特定）の評価する事が可能である。よって、具体的な故障（故障事例等から想定し）を示すことで機能回復指標の精度を向上させることができると考えられる。

ただし、具体的な故障を想定すると具体的すぎるがために、一般的な評価とならない可能性もある事を注意したい。時間も労力も多大であるが、多くの故障事例で評価を実施する事ができれば一般的な評価へ収束していくと考えられる。

具体的な故障事象を想定し FMEA を作成する場合の新たな評価項目として、危機管理行動計画に近いものであるが、応急処置の可否、応急処置によりどこまで機能の回復が可能であるか、が考えられる。

3) 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

設備構造の弱点抽出にあたっては、FTA (Fault Tree Analysis : 故障木解析) を用いる手法が有効である。

FTA による排水機場の信頼性評価では、頂上事象である「最も発生してはならない事象」の設定が重要であり、それは機能維持レベル（排水機能がわずかでも損なわれてはいけないうるか、ある程度損なわれても必要最小限残っていればよいか）が決め手となる。そして FTA による設備の弱点部品の把握には、ミニマルカットセット（頂上事象発生に最も影響が大きい構成機器とその故障率）の抽出が有効である。

そこで過年度の研究では、河川用ポンプ設備において

設備更新により大幅な仕様変更を行った場合など、従前のトップ事象を「排水機能低下」とした設備全体評価による信頼性評価では実際に運用する場合でのリスク評価を行った。

その際に、先述の中規模排水機場（ポンプ 2 台設置）を例に、「1 台でも機能停止は NG（わずかの排水機能喪失も許されない）」と「2 台同時に機能喪失は NG（100%の排水機能喪失に至らない＝1 台でも稼働可能なら許容範囲）」の 2 通りの機能維持レベルに対して、それぞれの場合でのミニマルカットセットを解析したところ、機能維持レベルによりそれぞれ異なることが判明した。表-12 にそれを示す。

表-12 ミニマルカットセット

設備停止台数	ミニマルカットセット (設備の弱点)	故障率 (1/h)
1台	エンジン始動塞止弁故障	6.33E-07
2台	燃料配管故障	4.48E-07

続いて機能維持レベルの判断であるが、この機場の例では 2 台同時運転の実績が大幅に少なければ、維持管理レベルを「2 台同時のとも機能喪失は NG（100%の排水機能喪失に至らない＝1 台でも稼働可能なら許容範囲）」としてもよいと思われる。その場合、管理している排水機場すべての整備計画を立案する際には「A 排水機場 1 号ポンプ→A 排水機場 2 号ポンプ→B 排水機場 1 号ポンプ→B 排水機場 2 号ポンプ」としていたものを「A 排水機場 1 号ポンプ→B 排水機場 1 号ポンプ→A 排水機場 2 号ポンプ→B 排水機場 2 号ポンプ」のようにするなど、流域全体の浸水リスクを軽減する判断要素の一つとなると考える。

そこで、過去 5 年間のポンプ稼働実績から、この機場の機能維持レベルをどちらとした方が適切かを検討した。

図-4 が稼働実績であるが、2 台同時運転は 5 年間全体では 30%程度だが、平成 28 年度のように著しく低い割合の年度もあれば、平成 25、27 年度のように 50%超の年度もあり大きくばらついている。

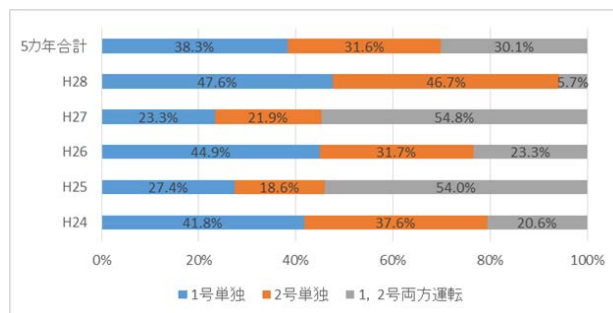


図-4 中規模排水機場 過去 5 年間稼働実績

また、判断要素にはこの他、浸水被害などの社会的影響度も考慮されることはいうまでもない。河川 GIS により運転台数別の被害想定をシミュレートしたので、その結果を表-13, 14 に示す。特に表-13 より、全台不稼働になった場合は 1 台機能確保できたときより被害総額が 6 割増しであることがわかった。

表-13 ポンプ稼働台数別被害想定（氾濫メッシュ）

		氾濫メッシュ数(1メッシュ50m×50m)		
		全台不稼働	1台稼働	全台/1台 比
氾濫なし		39739	39818	1.00
床下浸水		244	168	1.45
床上浸水	50cm以下	3	2	1.50
	50~100cm	14	12	1.17
	100~150cm	0	0	-
	150cm以上	0	0	-

表-14 ポンプ稼働台数別被害想定（被害総額）

		想定被害額表		
項目		全台不稼働	1台稼働	全台/1台 比
直接被害額	一般被害額計	1,101	688	1.60
	農作物被害額(水稲)	2	2	1.13
	農作物被害額(畑作)	1	1	1.00
	公共土木被害額	1,865	1,165	1.60
間接被害額	営業停止損失額	62	36	1.74
	清掃労働対価	50	31	1.59
	代替活動等の出費	95	60	1.60
	事務所代替活動	39	25	1.54
合計		3,215	2,008	1.60

(単位:百万円)

以上の結果を総合的に判断すると、過去の稼働実績では運転台数にばらつきがあることと、被害総額にも大きく差が生じることから、この場合は「1 台でも機能停止は NG（わずかの排水機能喪失も許されない）」として評価することが適切であり、台数毎の維持管理レベルの設定は困難との結果となった。

5. まとめ

1) リスク回避の定量化方法の検討

FMEA を活用した方法では、機能回復難易度・機能補完性による機能回復指標による個々の機器・部品のリスク評価を図り、弱点抽出を行った結果、概ね実態に近い評価ができたものとする。機能回復能力の定量化は、設備構成機器の致命・非致命機器の判定や保有すべき予備品の選定等に活用できるものとする。しかし現時点では研究途上であり、先述の評価の適切性の他、評価項目が多く評価自体が難しい、あるいはより実態に近づけるためには評価項目毎の重み付けをどうするか、等、課題も多い

今後は適用性について精査するとともに、排水機場以外の土木機械設備での検証を進めていきたい。

また FTA を活用した方法では、河川 GIS モデルを用いた浸水被害シミュレーションでの評価も加えて機能確保レベル毎での設備維持管理の設定可能か検討してみたが、今回の例では難しいとの判断となった。しかし、稼働実態や被害想定によっては設定可能となる事例もあると思われるので、引き続き検証を進めたい。

参考文献

- 1) 国土交通省：河川ポンプ設備点検・整備・更新マニュアル（案）、平成 27 年 3 月

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，大島義信，山口岳思

【要旨】

高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中、さまざまな劣化要因による損傷事例が報告されており、損傷した PC 橋の性能評価法および補修補強技術の確立が求められている。今回、外ケーブル補強後 21 年が経過した既設 PC 橋を対象に、補強外ケーブルの張力を振動測定により推定し、その結果について統計的な処理を行った。なお、本研究は、プレストレスト・コンクリート建設業協会、土木研究所による共同研究「撤去橋梁を用いた既設 PC 橋梁の補修補強技術の高度化に関する共同研究」の一環として行われたものである。

キーワード：PC 橋，塩害劣化，外ケーブル補強，ケーブル張力測定，

1. はじめに

橋梁の高齢化に伴い、さまざまな損傷事例が報告されているが、PC 橋に生じる損傷事例として、内部の PC 鋼材が腐食・破断した事例がある。

内部の PC 鋼材が破断した PC 橋に適用する補強工法の一つとして、外ケーブル工法がある。これは、桁外部に定着部、偏向部を設けて PC ケーブルを設置、緊張し、内ケーブル破断によって失われたプレストレスを再導入するものであり、補強工法としての施工実績も比較的多い。

しかしながら、施工後、年数が経過した場合の張力の経時的変化については未だ不明確なところも多い。そこで、今回、外ケーブル補強された実橋梁を対象に、補強外ケーブルの張力を振動測定により推定し、統計的に処理を行った。

2. 補強外ケーブルの張力測定

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 PC 単純 T 桁橋である。本橋は、1976 年より塩害補修が着手され、その後 PC 鋼材の破断が点検で確認され、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、撤去直前に補強外ケーブルの振動計測を実施した。振動計測は主桁の構造および形状が等しい第 1 径間 G4, G5 および第 3 径間 G4 に設置された補強外ケーブル 6 本を対象に (図-1)、ケーブル支持間隔の中央付近にサーボ型加速度計を設置し (図-2)、常時微動をサンプリング周波数 1kHz でデジタル変換後、FFT 解析を行った。解析より得られたケーブル支持間における 1 次振動数を式(1)に代入し、補強外ケーブルの張力を算出した。

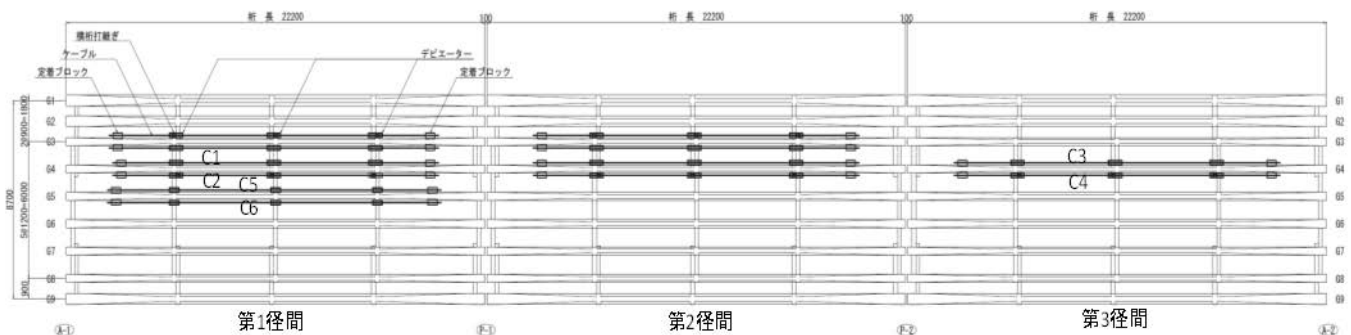


図-1 補強外ケーブル配置図

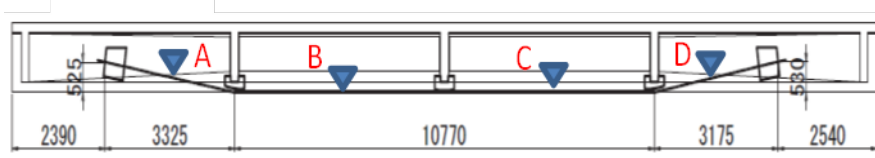


図-2 計測位置 (C6 ケーブルの例)



写真-1 偏向部の外観

$$T_{exp} = 4wl^2/g \cdot f_1^2 \quad \dots(1)$$

ここに、

T_{exp} : 実測張力

l : 弦長 (実測値)

w : 単位重量

(C1~4 : 1.85kg/m, C5~6 : 3.65kg/m)

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

f_1 : 1次振動数 (3回の測定平均)

3. 計測結果

振動計測結果の一例としてケーブル C3 での測定結果を表-1 に示す。定着部寄りの計測箇所 A と D の張力が相対的に高く、偏向部間である計測箇所 B と C の張力が相対的に低くなっており、C3 以外のケーブルにおいても概ね同様の傾向であった。前者より補強外ケーブルの緊張は両引きで実施されたと推定される。後者については、当時の計算書によると偏向部における PC 鋼材の角変化1ラジアン当りの摩擦係数 $\mu=0.30$ 、長さ 1m 当りの摩擦係数 $\lambda=0.200$ として計算され、定着部に対し偏向部の計算張力は 0.83~0.86 となっている (表-2)。外ケーブル補強に関する最初の技術資料 1) には摩擦低減に配慮した偏向部を念頭に $\mu=0.30$ および $\lambda=0.0$ とするの比べ、摩擦損失が数倍大きく見積もられている。これは、本橋の偏向部が半割鋼管に外ケーブルが直に接触する構造であることを想定したものと考えられる (写真-1)。なお、3回の測定値のバラツキ (変動係数) は振動計測を実施した全箇所の平均で 0.97% であった。

4. 統計処理の結果

計算張力 (表-2) に対する実測張力 (表-1) の割合を求め、ケーブル、計算張力、計測箇所の違いについて t 検定を行った。結果、ケーブルの違いや計算張力の違いに関しては有意水準 5% の確率 p が 0.1 よりも大きく有意差がないこと、計測箇所は $p=0.015$ と有意差があることが確認された (表-3)。前者より、ケーブル種類や導入プレストレスの違いは外ケーブル張力の経年変化に影響を与えないことが確認された。後者の原因としては偏向部構造が旧タイプであるほか、弦の曲げ剛性を無視した弦理論式(1)は弦長が短い場合に推定誤差を生むこと 2) が挙げられる。定着部と偏向部間の張力を場合分けした確率分布を図-3 に示す。図から明らかなように、

定着部および偏向部間の張力はそれぞれ正規分布に従う。定着部張力の平均値は計算張力の 123.3% であるのに対し、偏向部間の張力は 113.7% と小さく推定される。

表-1 振動計測結果

ケーブル番号	計測箇所	1次振動数 f_1 (Hz)	弦長 l (m)	実測張力 T_{exp} (kN)
C3	A	63.0	2.84	237
	B	32.2	4.68	168
	C	30.6	4.81	160
	D	61.0	2.82	219

表-2 外ケーブル張力の計算値

ケーブル番号	ケーブル種類	計算張力 T_{cal} (kN)	
		定着部 A	偏向部間 B
C1,C2	F30T	112	88
C3,C4	F30T	168	133
C5,C6	F70T	378	310

表-3 実測張力 T_{exp} /計算張力 T_{cal} の t 検定結果

検定項目	有意水準 5% の確率 p		結果
	定着部	偏向部間	
ケーブルの違い	0.516	0.815	有意差なし
計算張力の違い	0.765	0.415	有意差なし
計測箇所の違い	0.015		有意差あり

注) ケーブルは F30T (C1~4) と F70T (C5~6)、計算張力は F30T を用いた C1~2 と C3~4、計測箇所は定着部 (A、D) と偏向部間 (B、C) の違いとする。

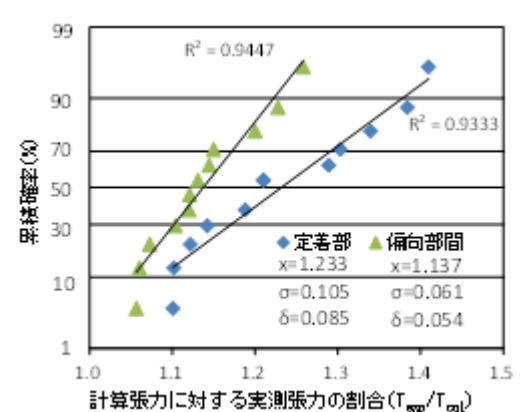


図-3 補強外ケーブルの実測張力分布

$$y_f = (1 - k\delta) \cdot T_{exp}/T_{cal} \dots (2)$$

ここに、

y_f : 安全係数、

k : T_{cal} を下回る (上回る) 確率を 5%以下とする場合 1.64 (-1.64)

δ : 変動係数

T_{exp} : 実測張力

T_{cal} : 計算張力

5. まとめ

外ケーブル補強に関する技術資料が最初に整備された 1998 年以前に当該補強された既設 PC 橋を対象に補強 21 年後に実測した補強外ケーブル張力を統計処理した結果、ケーブル種類や導入プレストレスの違いが外ケーブル張力の経年変化に影響を与えないこと、実測張力の統計的性質 (特性) から設計張力を求めるための安全係数はプレストレス不足側 1.02、プレストレス超過側 1.41 と算出されることが確認された。

謝辞

本研究は、プレストレス・コンクリート建設業協会、土木研究所による共同研究「撤去橋梁を用いた既設 PC 橋梁の補修補強技術の高度化に関する共同研究」の一環として行われたもので、関係各位に多大なご協力を頂きましたことに対しまして感謝の意を表します。

また、調査の実施にあたり、北海道開発局室蘭開発建設部浦河道路事務所並びに関係各位に多大なご協力を頂きましたことに対しまして感謝の意を表します。

参考文献

- 1) プレストレス・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル (案)、1998.6
- 2) 新家徹，広中邦汎，頭井洋，西村春久：震動法によるケーブル張力の实用算定式について、土木学会論文集、第 294 号、25 頁、1980.2

6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法、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 (2)

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：西崎到、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。初年度である平成 28 年の検討では、表面保護工法の塗布部位が、鉄筋の腐食抑制効果に及ぼす影響を検討した。その結果、塗布部位の違いによってコンクリート内部の含水状態が変化し、塗布部位が鉄筋の腐食抑制効果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の環境状態を制御することが重要になることから、平成 29 年度は、初年度に製作した実大断面を有する桁供試体を用いて、コンクリート内の水分分布とその経時変化を把握するための検討を行った。

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¹⁾。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。また、既設構造物の場合、土中やほかの部材との干渉などにより表面保護工法の適用が困難な場合もある。さらには、塗布材料には様々なものがあり、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 29 年度は、水分をはじめとしたコンクリート内の環境状態を踏まえた補修設計を行うために、実大断面の桁供試体によるコンクリート内の水分分布とその経時変化を把握するための検討を行った。

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 kg/m^3 、あるいは 2.4 kg/m^3 となるように、 $150 \times 150 \times 500 \text{ mm}$ でかぶり 30 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。塗布材料には、表-3 に示す標準的なエポキシ樹脂系の塗装を用いた。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、基準供試体を R、表面被覆材を E とした。塗布面は仕様の記号の後に数字表記し、供試体の鉄筋軸方向の面における塗布部位の数とした。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。

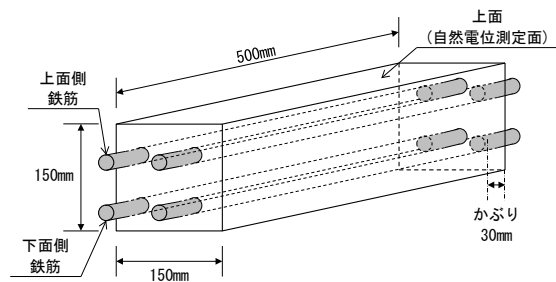


図-1 供試体の概要図

表-1 基材コンクリートの配合

W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				
	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/m³、2.4kg/m³、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

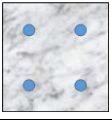



種別	鉄筋軸方向の断面における塗布部位(太線部)	
R	なし	
E2	両側面	
E3	上面を除く3面	
E4	上下面、両側面	

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 ³)	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/m³ 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°C30%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/m³ 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、ポテンショールガルバノスタットと 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) 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 2.4kg/m³ の供試体を対象とし、暴露供試体の調査は計 6 回実施した。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、電気抵抗はつくば屋外暴露での測定と同様に実施した。分極抵抗は、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。

自然電位について、上面側鉄筋に着目すると、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。

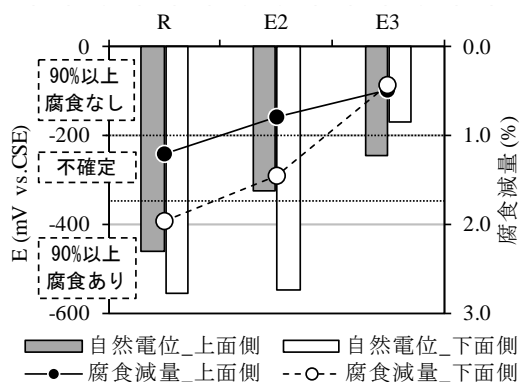


図-2 440 サイクル終了時の鉄筋自然電位

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/m³)も併せて示す。

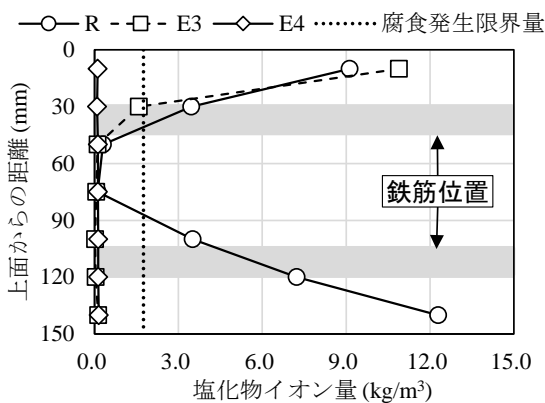


図-3 440 サイクル終了時の塩化物イオン量分布

E4は全面被覆されているため、全ての範囲でほぼ0kg/m³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/m³となり、これ以外の範囲はほぼ0kg/m³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、自然電位測定での腐食判定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。

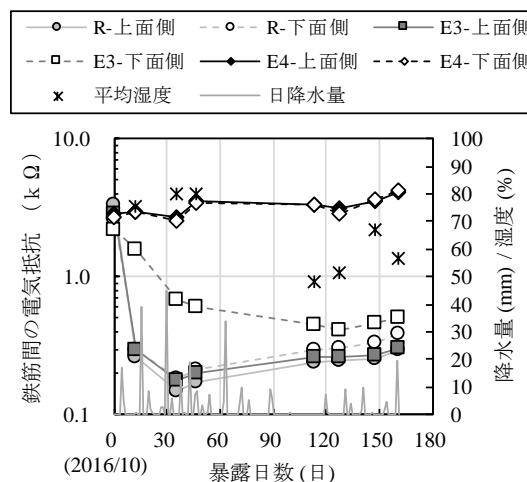


図-4 暴露に伴う鉄筋間の電気抵抗の変化

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いので、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(大宜味)での暴露

自然電位の測定結果を図-5に示す。E3下面側鉄筋は90%以上腐食なしの判定領域となり、その他は不確定の判定領域であった。また、自然電位が貴なものから、E3下面側>E3上面側≒E2上面側>E2下面側≒R上面側≒R下面側の順列となった。

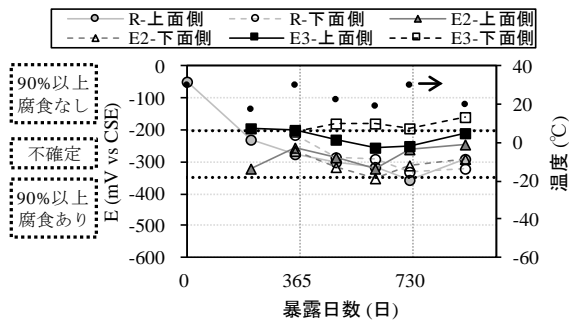


図-5 鉄筋の自然電位測定結果

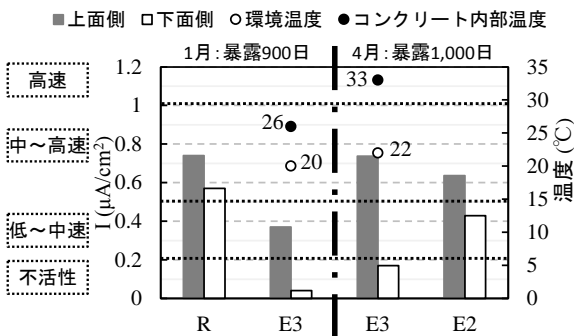


図-6 鉄筋の腐食電流密度の比較

鉄筋の分極抵抗測定より算出した腐食電流密度の結果を図-6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判定基準を併せて示す。腐食電流密度の測定は、暴露およそ900日後とおよそ1000日後に実施した。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。これらを踏まえると、下面側鉄筋では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≒E2と考えることができる。この順列は自然電位の測定結果と一致している。

これらの結果から、表面被覆材の塗布部位の違いにより鉄筋の腐食抑制効果に相違がみられ、E3>E2≒Rの順列に腐食抑制効果が高いことが確認された。

3. 実大断面を有する供試体による実環境評価

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、JISA 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。ここでは、供試体の概要と暴露初期の測定結果を示す。



図-7 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/m³)				
	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
40.5	181	447	668	991	4.02

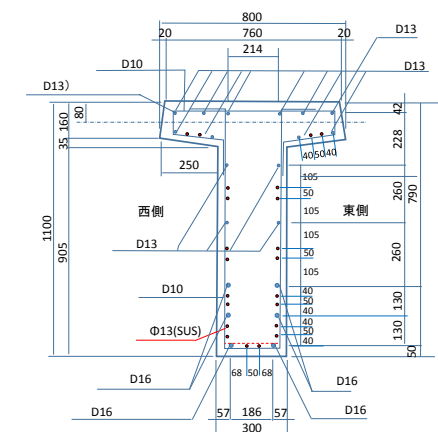
セメント：普通ポルトランドセメント、最大粗骨材寸法20mm、スランブ13cm、空気量3.7%

3.1 水分評価方法の検討

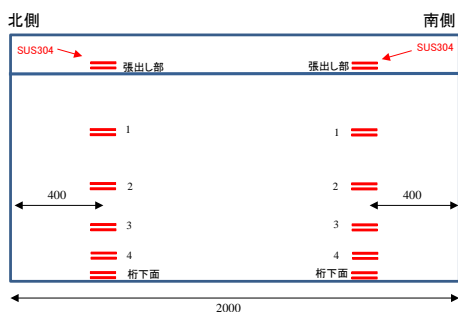
供試体の設置状況を図-7に、コンクリートの配合を表-4に示す。供試体は合計4体製作し、茨城県つくば市の屋外暴露場に2017年2月に設置した。

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-8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-8 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-9 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と考えられることから、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-10 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こと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-11 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。

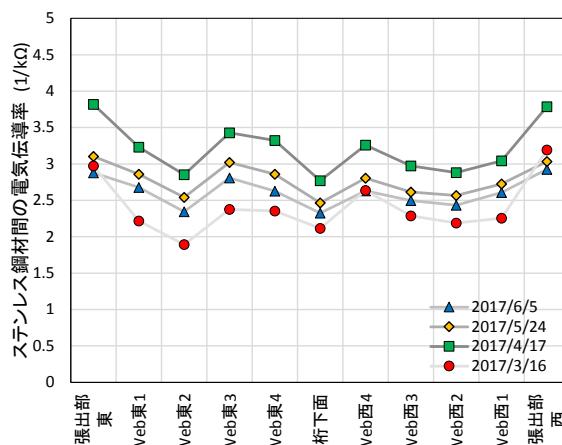


図-9 ステンレス鋼材間の電気伝導率の分布

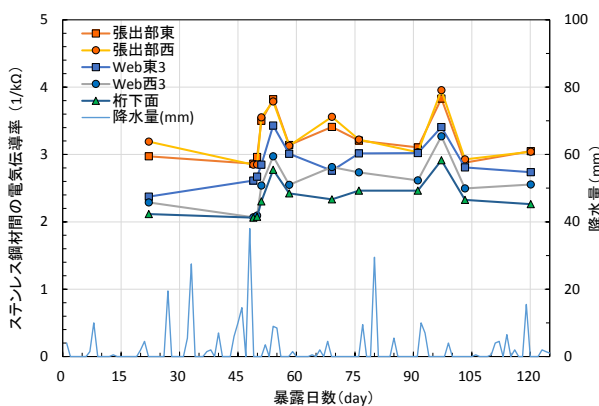


図-10 ステンレス鋼材間の電気伝導率と降水量

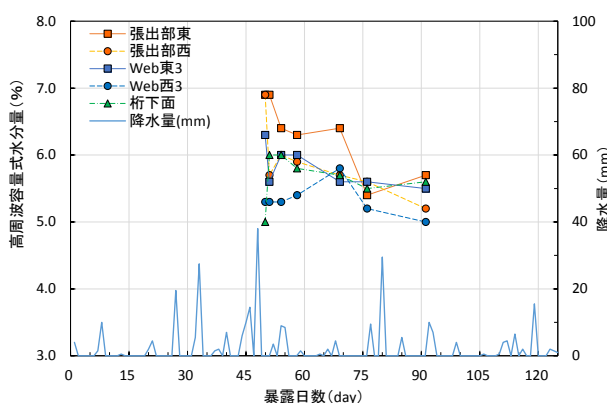


図-11 高周波容量式水分計による水分量と降水量

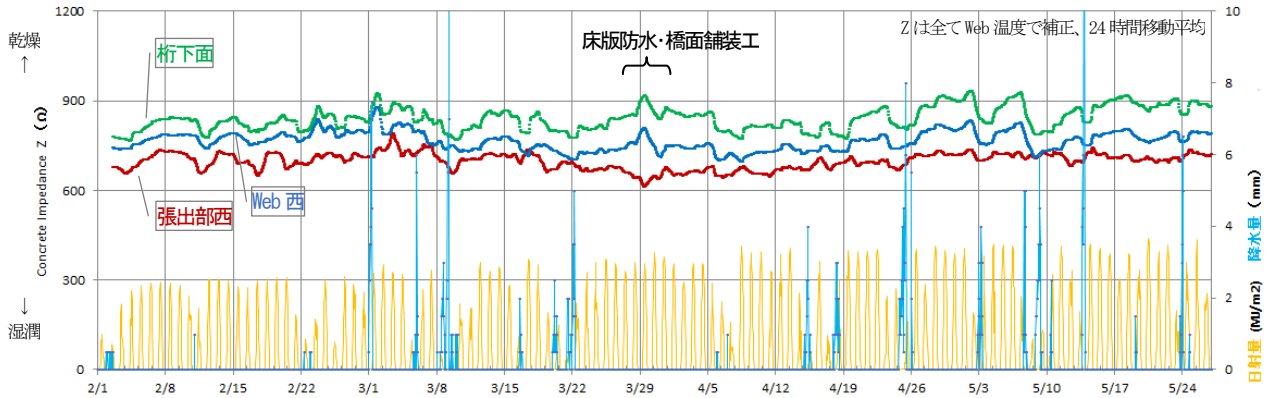


図-13 水分量と関連付けられる温度補正後の交流インピーダンスの変化

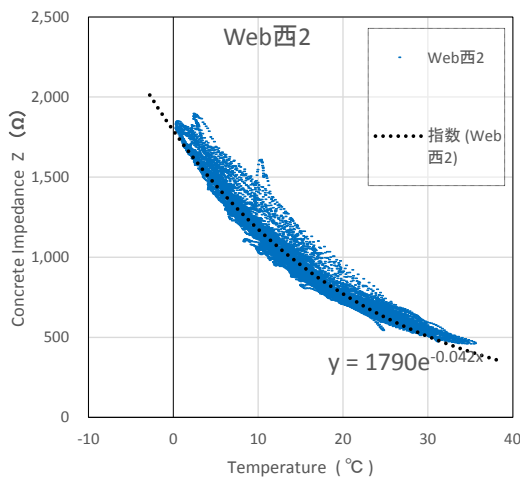


図-12 交流インピーダンスの温度依存性

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変換を検討した。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-12 に約半年間の交流インピーダンスと温度の関係を示す。 Z 値は指数関数で近似される関係を呈し、湿潤飽水時に最低値をとって下側包絡線を形成し、乾燥が進むほど高い抵抗値を示すものと考えられる。したがって、この指数近似線から基準温度への Z 値の変換を行うこととした。

3. 2 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 年度から長期観測を開始した。基準温度を 20°C として交流インピーダンス値を補正した、実大桁の測定結果を図-13 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が、降雨があるとそれから一定時間は湿潤傾向を示すことがわかる。桁の箇所間の相違をみると、その序列は前述の測定結果と同様に、張出部 > Web > 桁下面の順に含水状態が高いことがわかった。また、張出部では、床版防水と舗装の施工以後、その変動幅が小さくなっている。

4. 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、底面が被覆されているほうが腐食抑制効果は高いことが確認された。
- (2) 実大 T 形断面を有する供試体を用いた測定から、張出部の含水状態が高いなど部位によって電気伝導性が異なり、その序列は一定していることが確認された。自動化した連続測定から、降雨の影響を受けることもわかった。次年度以降、測定精度をさらに向上させ詳細な変化を把握するとともに、床版防水とその模擬破損、表面保護工の塗布部位を変えた場合の影響等について検討していきたい。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー119 表面保護工法設計施工指針(案)、2005。

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 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、大浦正樹、若林由弥

【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った。その結果、アスファルト舗装では表面から 1cm 以内の材料劣化が顕著であり、そこ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ほか、汎用的な維持工法の材料の用途や基礎物性（適用条件、仕様材料、材料特性等）を整理した。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。その結果、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。

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、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。

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¹⁾。

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4-1のように整理している²⁾。

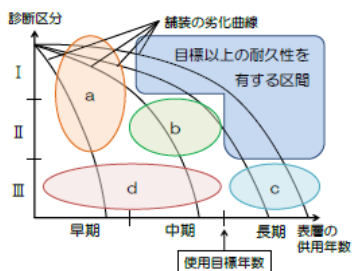


図4-1 使用目標年数と診断区分のイメージ²⁾

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場合が多く、必要に応じ路盤改良の要否を検討することとなる。このため適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）、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、紫外線や温度上昇に伴う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³⁾。

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号線下館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⁴⁾、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、本年度に供用3年後の試験を行った。使用材料は表4-1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4-1 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4-2と図4-3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

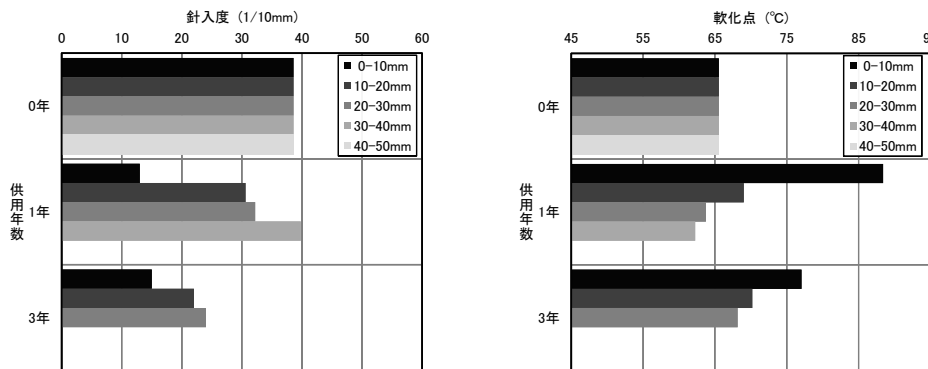


図 4-2 表面深さ方向の劣化状況(車道密粒)

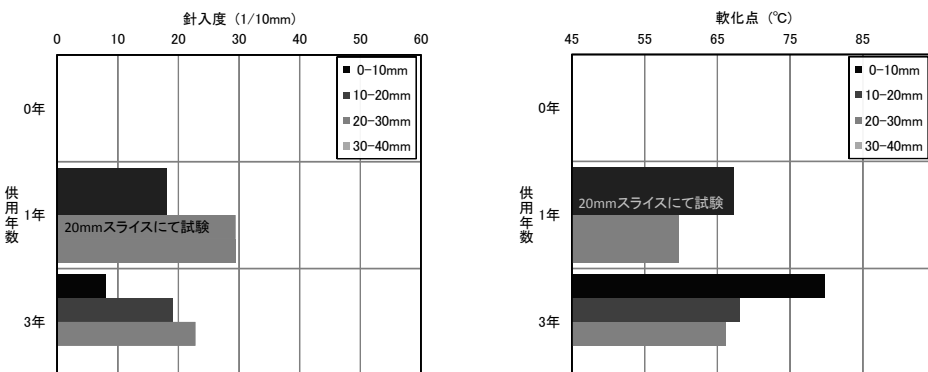


図 4-3 表面深さ方向の劣化状況(歩道開粒)

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。表面部の締固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。

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⁵⁾。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 4-2 に示す、通常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 4-4 と図 4-5 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進行していると推測されるが、表層全体を混合して試験してしまうと表面部分の劣化は評価しにくい。

トップダウンひび割れの主因はアスファルトの劣化硬化とみられることから、表層全体の平均品質でなく最表面の劣化に注目して、ひび割れ発生を抑制する予防保全や発生初期の処置が重要であるといえる。

表 4-2 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	—

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ても、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。

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5-1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5-1 ひび割れ形態の異なる破損（つくば市内試験舗装区）

る、図5-2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している。

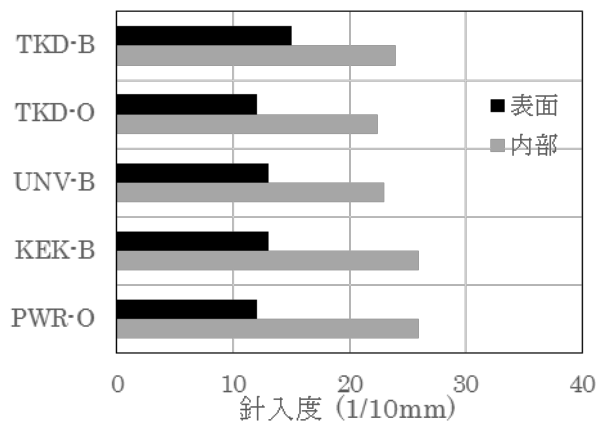


図5-2 表面処理工法試験舗装区間の針入度

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5-3に示すように、既設路面にじょく層（応力を上のアスファルト混合物に伝えないようにする層）を1cm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3cm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10～15%の開粒度アスコン(3cm)を舗設している。

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10m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1980～2000年の凍結指数の平均値は約900であり、全道の平均値(585°C・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。

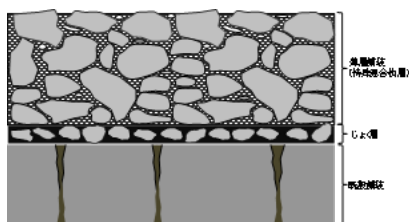


図5-3 じょく層併用薄層補修工法断面図

施工後12年間のひび割れ率追跡調査結果を図5-4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。

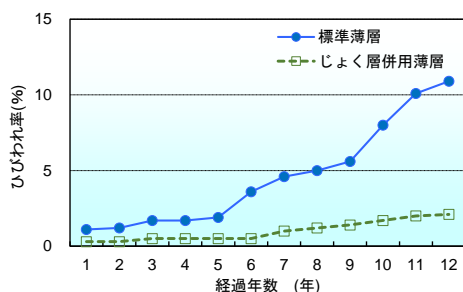


図5-4 じょく層併用薄層補修工法区間のひび割れ状況

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。

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、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。

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) 佐々木徹、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.

6.4 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 先端的維持管理技術による管理用施設（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：藤野健一、梶田洋規、中島淳一、
上野仁士

巖 博、牧野正敏、澤口重夫、
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、これまで重要とわれていなかった部品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、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。

平成 29 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、既往の研究の知見により設備診断に有効と考えられる計測パラメータを容易に計測できるよう既存の設備を改造しての実証試験を実施した。

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

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）」¹⁾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。

今年度は、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 点検診断の容易な設備構造の技術動向・実態調査等

「非」常用設備である土木機械設備の点検診断が容易な設備構造を検討するにあたっては、現状でのポンプメー

カでの技術開発動向の調査と、実際に点検で苦慮している事例の調査が必要であり、これらを行った。また、土木研究所での過年度からの土木機械設備の維持管理に関する実態調査や知見からも検討を行った。

その結果を以下に示す。なお、今年度は、排水機場ポンプ設備を主体に調査を行った。

1) ポンプメーカーの技術開発実態調査

各ポンプメーカーでは、点検診断の容易なポンプ構造の検討が進んでおり、多様な技術がすでに商品化されている。その調査結果を表-1に示す。

表-1 ポンプメーカーの技術開発事例

メーカー	商品名	概要
(株) 石垣	水中軸受診断システム	主ポンプの水中軸受部に設置した変位センサにより、水中軸受の摩耗量を自動的に測定し、ポンプの健全度を判定する。
(株) 荏原製作所	楽々点検ポンプ	主ポンプの水中軸受を羽根車下方のベルマウスに設けることで、ポンプを据え付けたまま水槽内からの点検・交換を可能とした。
クボタ機工(株)	GENSO	既設主ポンプの点検窓枠に設置する、内視鏡カメラ投入口
(株) 西島製作所	セラミックベアドクター	主ポンプのポンプ主軸と水中軸受(セラミック軸受)との隙間に圧縮空気を送り込み、差圧および空気流量から水中軸受の異常や摩耗量を判定する。
(株) 電業社機械製作所	羽根厚み&ギャップ計測システム	主ポンプのインペラケースに設置されたギャップセンサにより、ケーシングと羽根車のギャップならびに羽根車の厚さを計測する。

以上より、主ポンプについては、民間の技術開発が進んでいることがわかる。しかしほとんどがポンプ新設時のみ導入可能であり既存設備への適用が困難とされていることから、今後は既存設備への適用についての技術開発に期待したい。

また、土木研究所の今後の検討は、排水機場については主ポンプ以外について進めていきたい。

2) 点検で苦慮している事例の調査

実際の設備点検に当たっては、本来点検しなければならない箇所でも、設備構造上それが困難あるいは事実上不可能な事例も散見される。これらの解消に当たっては、まずその事例の調査が必要である。そこで、実際に点検業務に就いている点検技術者に、これらの事例についての事例調査を行った。その結果を表-2に示す。

これらについては、足場を設けるなど技術的難易度は低いものがほとんどであり、容易に対策が可能である。

そこで、上記に対しての対策を今後の基準に反映することを提案するとともに、他の事例については今後も事例調査を行うこととする。

3) その他過去の調査や知見による検討

土木研究所では、過年度から設備診断に関する研究を実施してきた。そこでは延べ200台以上のポンプ設備に対して、振動、音響など各種パラメータを計測してきた。

その中では、上記2)同様計測が困難であったり事実上不可能であった事例もあった。それらをまとめたものを表-3に示す。

表-2 点検技術者に対する聞き取り結果






分類	内容	写真
ガスタービン	<p>ガスタービンパッケージ上の吸気ファン(右写真)が高所にあり点検しにくい。 故障したら吸気できず運転不能となるので、対応が必要と感じる(はしご等が設置されていればよいと思う)。</p> <p>排気ファンも同様。目視で状態を見ることしかできない。 本格的に点検しようと思うと足場を組まなければならない非現実的。歩廊があれば点検できるのだが。</p>	
主ポンプ	<p>ポンプのベント管～吐出弁の間に、点検歩廊があれば良い(標準化してほしい)。 特に大型のポンプだと、真空破壊弁(右写真)の点検が高所かつ足下が丸くなっているのが危険。安全帯をかける場所を天井につけるなど必要(実際やっているところもある)</p>	
冷却水系統	<p>二次冷却水系統がゴミ等で詰まりやすい事例があったので、逆洗バルブを取り付けた。(その後改善された)</p>	NO PHOTO
〃	<p>冬季の二次冷却水の水抜きはドレンボルトを緩めて行うが、何度も行うとネジがやせてきてタップでねじ山を切り直すことがある。 頻繁に水抜きが必要なところはバルブにした方が良い。</p>	NO PHOTO

表-3 過去の知見のとりまとめ

分類	内容	写真
ディーゼルエンジン (潤滑油分析)	<p>操作盤の真裏に給油口があるため、潤滑油交換作業がしにくい。また、潤滑油分析用サンプルの採油がしにくい(右写真)。 機器配置に当たっては、点検作業を阻害しないようにする必要がある。</p>	
主原動機、減速機 (振動計測)	<p>振動計測は、マグネットによるセンサの確実な固定と塗膜による減衰の影響を受けないようにするため、地金のところで計測することが望ましい。また、傾向管理のためには、同一の箇所でも継続的に計測を行う必要がある。 そこで、右写真のように製造時点で振動計測点を明示しておく(ナンバリングもする)ことと、センサが付きやすいよう計測点を平滑にしておく(塗装もしない)ようにする。</p>	
減速機 (潤滑油分析)	<p>特に減速機は、潤滑油分析のためのサンプル採油が困難あるいは不可能な構造のものもあり、場合によっては設備の一部を外さざるを得ないこともある(右写真)。 今後潤滑油分析による設備診断を行うためには、容易に採油可能なバルブを設けるなどの工夫が必要である。</p>	
主ポンプ (振動計測)	<p>ポンプ主軸軸振動変位計測について、有効性については過年度の土研の研究で示しており、国土交通省「河川ポンプ設備点検・整備・更新マニュアル」でも計測推奨項目となっているが、主ポンプケーシングの形状によってはセンサ(右写真)の取り付けが困難な事例があったこと、傾向管理のためには同一箇所での継続的な計測が必要なことから、センサの常設か、コスト的に困難ならセンサの取り付けが容易な形状とすることが望ましい。</p>	
ディーゼルエンジン (排気ガス組成)	<p>有効性については現在研究中であるが、排気ガス組成分析では現在、排水機場屋上に設置されている排気管にセンサを投入して計測を行っている(右写真)。しかし、排気管の位置がセンサを投入するには遠かったり、排気管が集合管となっており他の原動機と共用されているなど、計測ができない現場も多く存在した。また、煤煙測定は現在も年1回の測定が必要なことから、室内の排気管にセンサ投入口をもうけることが望ましい。</p>	

これらについても、技術的難易度は低いものがほとんどであり、容易に対策が可能であることから、対策を今後の基準に反映することを提案するとともに、必要なものについては実証試験の実施を検討する。

4. 2点検しやすい構造の実証実験

先述の表-3 に示したもののうち、排気管へのセンサ投入口の設置については、実際の排水機場ポンプ設備を改造して実証実験を行った。表-4 に対象とした機器の諸元を、写真-1 に投入口設置状況を示す。

表-4 対象機器諸元

対象設備	K排水機場 1号ポンプ主原動機
形式	ディーゼル機関 V型12気筒
定格出力	736kW(1000PS)
定格回転数	900rpm

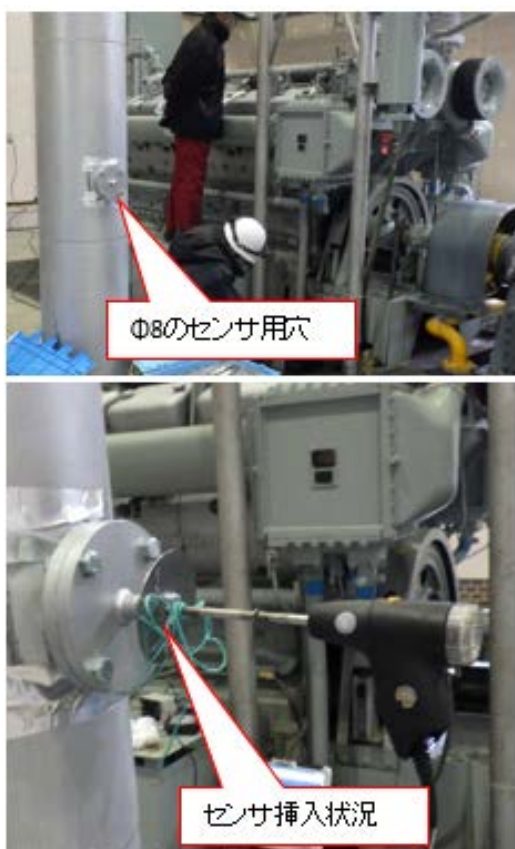
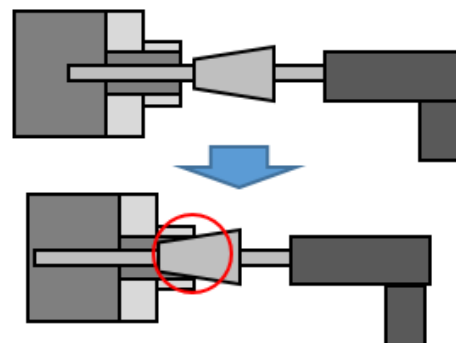


写真-1 排気管へのセンサ投入口設置状況

この投入口による排気ガス計測については、下記2点に着目して試験を行った。

- ① 計測時の安全性（計測時の排気ガス漏れはないか）
- ② 的確なデータが得られるか

このうち、①については、試験中に投入口を注視していたが、排気ガスの漏れ出しがなく問題なく計測を行うことができることを確認した。概要を図-1に示す。



センサ付属の円錐状金具によりセンサ用穴の隙間をふさぐ(赤丸)ことで、排気の漏れ出しを低減できることを確認

図-1 排気ガス計測概要

②についてであるが、図-2 に示す計測結果では、既往の他の原動機とおおむね似た傾向ではあるが、NOx 濃度が低い傾向となっている。



図-2 排気ガス計測結果

この原因として、不適切な計測であった可能性（センサ設置位置の不適合、計測装置自体の異常）を完全に否定はできないが、CO の傾向が類似していることから、設備の違いによるものであり、不適切な計測であった可能性は低いものと考えられる。

5. まとめ

- 1) 点検診断の容易な設備構造の技術動向・実態調査等
排水機場ポンプ設備の点検・診断しやすい設備構造は、主ポンプについてはメーカー等の技術開発が進んでいる状況であった。しかし、点検業者へのヒアリングや独自調査では、技術的難易度は低いが問題点がいくつか挙げられており、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。

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 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（汎用材料）

研究担当者：古賀裕久、中村英佑

【要旨】

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使用される金属系あと施工アンカーを主な対象として、設計、施工、維持管理の合理的な方法を確立することを目的としている。平成29年度の検討では、群配置された金属系あと施工アンカーの耐荷性能に関する知見を得るために、アンカーの配置間隔や設置用の孔の穿孔径が異なる4本のアンカーの引張試験を行った。この結果、群配置された4本のアンカーの引張耐力は配置間隔が広いほど大きくなること、引張耐力の実測値と群配置の影響を考慮した既存の引張耐力算定式による計算値の差は配置間隔によって異なること、設置用の孔の一部で穿孔作業が不適切に行われると引張耐力が小さくなるとともに変位の増加が不均一になることなどを明らかにした。

キーワード：金属系あと施工アンカー、引張耐力、群配置、コーン状破壊、穿孔作業

1. はじめに

あと施工アンカーは構造物の補修や補強、附属物の取付け等に幅広く使用されており、既設構造物を安全に供用していくためには、あと施工アンカーの耐荷力の評価方法や施工時の留意点、信頼性の高い点検方法等を確立しておく必要がある。このため、あと施工アンカーの設計、施工、維持管理に関する指針類の作成が国内外で進められているが、土木分野では十分な知見がなく、更なる実験データの蓄積や検討が必要とされている。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主な対象として、適切な選定方法と性能評価方法を確立するとともに、金属系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として検討を行っている。

平成29年度の検討では、近接して複数本の金属系あと施工アンカーを設置し、それらを一体として荷重に抵抗させる場合の耐荷性能、すなわち、群配置された金属系あと施工アンカーの耐荷性能について実験を行って検討した。

2. H29年度の検討の目的

一般に、道路トンネルでは、図-1に示すように、複数の金属系あと施工アンカーを近接して覆工コンクリートに設置してジェットファンの取付けを行う。しかし、群配置されたあと施工アンカーの耐荷性能につ



図-1 ジェットファンの取付け状況の例

いては、接着系あと施工アンカーを対象とした検討結果が報告されているが^{1), 2)}、金属系あと施工アンカーを対象とした検討は十分には行われていなかった。また、金属系あと施工アンカーでは、設置用の孔の穿孔作業が不適切に行われると耐荷性能が低下することが報告されているが^{3), 4)}、群配置された金属系あと施工アンカーの一部に耐荷性能の低いものが含まれる際の影響は明確にされていなかった。

これらのことを踏まえて、平成29年度の検討では、群配置された金属系あと施工アンカーの耐荷性能を把握するために、4本の金属系あと施工アンカーを異なる配置間隔で設置した試験体の引張試験を行った。また、群配置された金属系あと施工アンカーの一部に設置用の孔の穿孔径が過大なものが含まれる試験体の引張試験を行った。

3. 実験方法

3.1 使用材料

母材コンクリートに使用したコンクリートの配合、

表-1 コンクリートの配合、フレッシュ性状、圧縮強度

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単体量(kg/m ³)					スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度(N/mm ²)	
		水	普通ポルトランドセメント	細骨材	粗骨材	混和剤			材齢28日	引張試験時
52.5	43.3	159	303	792	1068	3.24	8.0	4.4	35.2	39.2

※圧縮強度は母材コンクリートと同一養生条件で製作した円柱(φ100×200 mm)を用いて測定した結果である。

表-2 実験パラメータと試験体の概要

実験パラメータ	試験体名	試験体寸法 (mm)			アンカー埋込み長さ l_e (mm)	アンカー数 (本)	アンカー配置間隔 (mm)	反力板孔直径 (mm)	アンカー設置用孔穿孔径 (mm)	引張試験数
		縦	横	高さ						
基準	A	830	1520	300	60	1	—	360	22	4
アンカー配置間隔	B1	1220	1220	300	60	4	735	22	60 (1.0 l_e)	2
	B2								90 (1.5 l_e)	2
	B3								120 (2.0 l_e)	3
	B4								180 (3.0 l_e)	3
アンカー設置用孔穿孔径	C1	1220	1220	300	60	4	735	22(3個), 24(1個)	3	
	C2							22(2個), 24(2個)	3	
	C3							24	3	

※試験体1体あたりのアンカーの設置位置数は、A試験体で2カ所、B1～B4試験体とC1～C3試験体で1カ所である。

フレッシュ性状、圧縮強度を表-1に示す。材齢7日まで母材コンクリートの湿潤養生を行った。その後、材齢28日以降で、実験棟内の床に静置した母材コンクリートに対して下向きにハンマードリルを使用して孔(穿孔深さ68 mm)を穿孔し、孔内の清掃後に金属系あと施工アンカー(以下、アンカーという)を設置した。アンカーには、スリーブ打込み式の金属系あと施工アンカー(ねじの呼びM16、埋込み長さ(スリーブ長さ、 l_e)60 mm、ステンレス製)を使用した。アンカー設置用の孔の標準的な穿孔径は22 mmであるが、不適切な穿孔作業を模擬するために一部の試験体では穿孔径を24 mmとした。

3.2 実験パラメータ

実験パラメータと試験体の概要を表-2に示す。実験パラメータは、1)アンカー配置間隔、2)アンカー設置用の孔の穿孔径、計2種類である。

アンカーの設置状況を図-2に示す。アンカー配置間隔の影響に着目したB1～B4試験体では、アンカー配置間隔が耐荷性能に与える影響を把握するために、4本のアンカーの配置間隔を60、90、120、180 mm(アンカー埋込み長さ(l_e)の1、1.5、2、3倍)とした。一方、アンカー設置用の孔の穿孔径の影響に着目したC1～C3試験体では、不適切な穿孔作業が耐荷性能に与える影響を把握するために、穿孔径24 mmの孔の数を1、2、4個とした。

なお、A試験体では、単独で設置されたアンカーの耐荷性能を把握するために、穿孔径を22 mmとして1

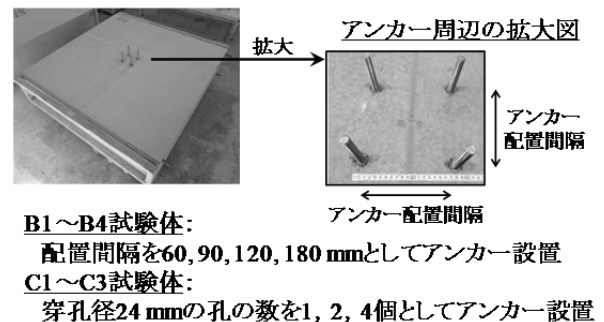


図-2 アンカーの設置状況

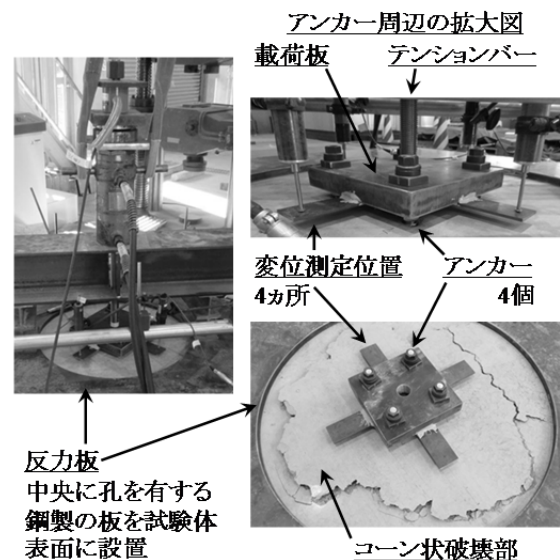


図-3 引張試験の実施状況

本のアンカーを設置した。

3.3 引張試験

引張試験の実施状況を図-3に示す。4本のアンカー

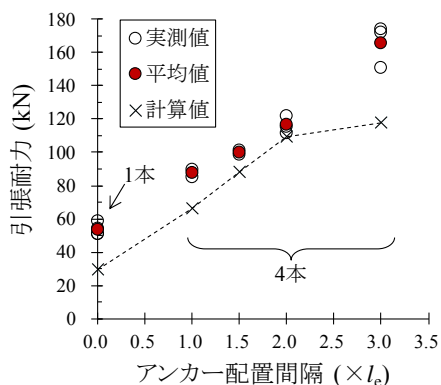


図-4 引張耐力とアンカー配置間隔

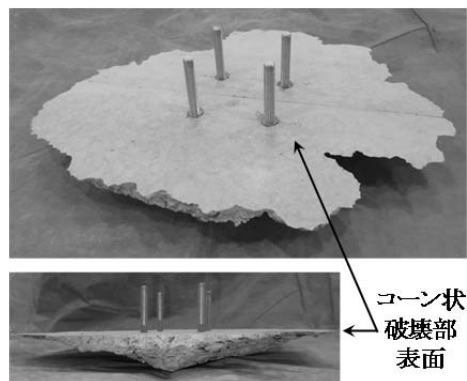
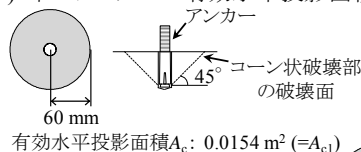


図-5 コーン状破壊の例

(A)1本のアンカーの有効水平投影面積

有効水平投影面積 A_{c1} : $0.0154 \text{ m}^2 (=A_{c1})$

(B)4本のアンカーの有効水平投影面積

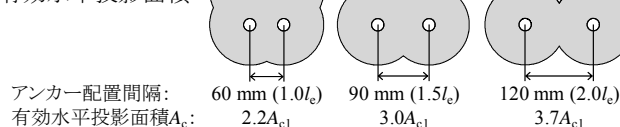


図-6 有効水平投影面積

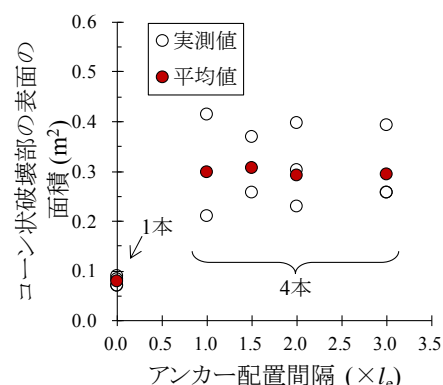


図-7 コーン状破壊部の表面の面積

に引張荷重を均等に作用させるために、載荷板(鋼製、厚さ 35 mm)に球面座付きフランジナットでアンカーを固定し、載荷板中央に設置したテンションバー(SNB7、M33)を介して引張荷重を作用させた。また、アンカーの引張耐力を適切に求めるためには十分な支点間隔を確保する必要があるため⁵⁾、A 試験体では直径 360 mm、B1~B4 試験体と C1~C3 試験体では直径 735 mm の孔を有する反力板(鋼製、厚さ 19 mm)を試験体表面に設置した。試験時には、引張荷重の載荷速度を約 3 kN/s⁹⁾とし、アンカーに作用する引張荷重をロードセル、アンカーの変位を変位計で測定した。変位の測定位置については、試験体表面から約 20 mm の高さで、互いに直角をなすように載荷板の 4 ヲ所に貼付した鋼板の表面とした。

4. 実験結果

4.1 アンカー配置間隔の影響

4.1.1 引張耐力

アンカー配置間隔を変化させた場合の引張耐力を図-4、コーン状破壊の例を図-5 に示す。図-4 には、引張耐力の実測値に加えて、アンカー配置間隔ごとに求めた平均値、式(1)^{7), 8)}により求めた群配置したアンカー全体としての引張耐力の計算値を示した。なお、参考

のため、A 試験体での 1 本のアンカーの引張耐力を図-4 の縦軸上に併記した。

$$T_c = 0.31A_{c1}\sqrt{f'_c} \quad (1)$$

ここで、 T_c : コーン状破壊の引張耐力(N)、 A_{c1} : コーン状破壊部の有効水平投影面積(mm^2 、図-6 参照、1 本の場合は $\pi l_c (l_c + D_a)$)、 l_c : アンカー有効埋込み長さ(= 60 mm)、 D_a : アンカー外径(= 21.7 mm)、 f'_c : コンクリート圧縮強度(N/mm^2 、表-1 参照)である。

図-4 の引張耐力の実測値と平均値によると、群配置された 4 本のアンカーの引張耐力は、単独で設置された 1 本のアンカーの引張耐力よりも大きく、アンカー配置間隔を広くするほど大きくなった。また、破壊時には、アンカー配置間隔にかかわらず、図-5 に例示したように 4 本のアンカーに囲まれた部分を中心とした一塊のコーン状破壊が生じることが多かった。

次に、目視観察結果から求めたコーン状破壊部の表面の面積を図-7 に示す。式(1)ではアンカー配置間隔を広くすると図-6 のようにコーン状破壊部の有効水平投影面積が大きくなると仮定しているが、図-7 に示したように実際には両者の関係の傾向は明確ではなかった。また、図-6 ではコーン状破壊部の破壊面の角度を 45 度とし、アンカー配置間隔を $2l_c$ あるいは $3l_c$ とすると各アンカー周囲が分離したコーン状破壊が発生する

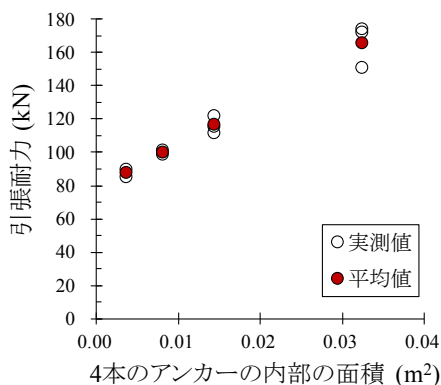


図-8 引張耐力とアンカー内部の面積

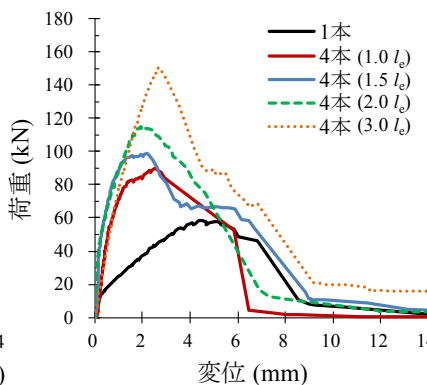


図-9 荷重-変位曲線の例

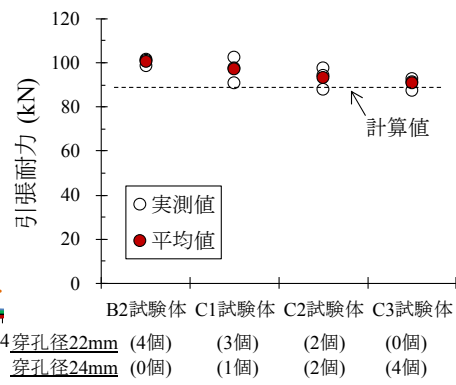


図-10 引張耐力と孔の穿孔径

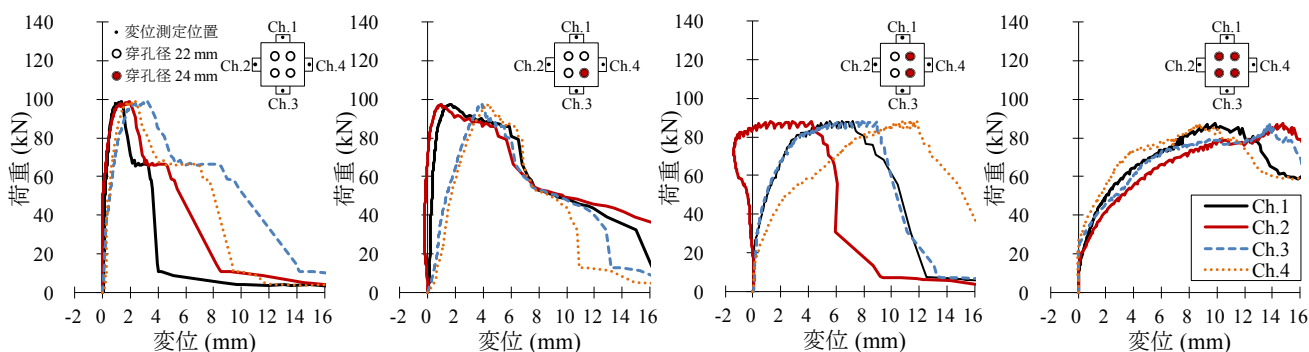


図-11 アンカー設置用の孔の穿孔作業が不適切に行われた場合の荷重-変位曲線の例

と仮定しているが、実際には図-5のように4本のアンカーに囲まれた部分を中心とした一塊のコーン状破壊が発生した。このように、図-6での仮定と実際のコーン状破壊の発生状況は一致しなかった。

また、図-4で引張耐力の実測値と計算値を比較すると、アンカー配置間隔にかかわらず、実測値は計算値よりも大きくなった。ただし、実測値と計算値の差はアンカー配置間隔によって異なった。ここで、引張耐力と4本のアンカーの内部の面積の関係を図-8に示す。この図での4本のアンカーの内部の面積は、4本のアンカーに囲まれた正方形の母材コンクリートの表面積である。4本のアンカーの内部の面積が大きいほど引張耐力は大きくなる傾向にあった。このため、前述した引張耐力の実測値と計算値の不一致の要因としては、4本のアンカーが群配置されると実際のコーン状破壊の発生状況や耐荷機構が図-6の仮定と異なり、コーン状破壊部の中でも特に4本のアンカーに囲まれた部分のコンクリートがアンカーに拘束されて引張耐力を多く負担したこと、この部分がアンカー配置間隔を広くするほど大きくなり負担可能な引張耐力が増加したことが考えられる。

4.1.2 荷重-変位曲線

荷重-変位曲線の例を図-9に示す。この図の変位は、

載荷板の4カ所で測定した変位の平均値である。4本のアンカーでは、1本のアンカーと比較して、荷重-変位曲線の傾きが大きく、最大荷重時の変位が小さくなった。4本のアンカーで分担して引張荷重を負担したためと考えられる。

4.2 不適切な穿孔作業の影響

4.2.1 引張耐力

アンカー設置用の孔の穿孔作業が不適切に行われた場合の引張耐力を図-10に示す。この図には、引張耐力の実測値と平均値、式(1)により求めた群配置したアンカー全体としての引張耐力の計算値を示した。引張耐力は、穿孔径が24mmと不適切な孔の数が増えるほど小さくなった。また、穿孔径24mmの孔の数を2個あるいは4個とすると、引張耐力の実測値が計算値よりも小さくなるがあった。群配置されたアンカーの引張耐力は、複数のアンカーによって分担して負担されるが、一部の孔での不適切な穿孔作業によって低下し、既存の引張耐力算定式の計算値よりも小さくなる場合があると考えられる。

4.2.2 荷重-変位曲線

アンカー設置用の孔の穿孔作業が不適切に行われた場合の荷重-変位曲線の例を図-11に示す。この図に

は、4ヵ所で測定した荷重-変位曲線を示し、各アンカーの孔の穿孔径と変位の測定位置を併記した。また、この図の荷重は、図-3 に示したテンションバーに作用させた引張荷重である。

全ての孔を穿孔径 22 mm とした B2 試験体と 24 mm とした C3 試験体では、他の試験体と比較して、最大荷重時まで 4ヵ所の荷重-変位曲線の差が小さくなった。しかし、C3 試験体では、B2 試験体と比較して、最大荷重時の変位が大きくなった。ここではスリーブ打込み式のアンカーを使用したため、孔の穿孔径を過大にするとアンカー先端のスリーブが母材コンクリートの孔壁に適切に定着されず、荷重作用時のアンカーの抜き出し量が大きくなったと考えられる。

一方、穿孔径 24 mm の孔の数を 1 個あるいは 2 個とした C1 試験体と C2 試験体では、穿孔径 24 mm の孔に近い位置の変位が大きくなった。すなわち、C2 試験体では Ch.3 と Ch.4、C3 試験体では Ch.4 の変位が大きくなった。群配置されたアンカーで一部の設置用の孔の穿孔作業が不適切に行われると、この孔の周辺で変位が大きくなり、引張荷重が偏心して各アンカーに作用する可能性があると考えられる。スリーブ打込み式のアンカーを使用する際には、設置用の孔の穿孔作業を適切に行うことが重要であると考えられる。

5. 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主な対象として、金属系あと施工アンカーの適切な選定方法と性能評価方法を確立するとともに、金属系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として検討を行っている。

平成 29 年度の検討では、群配置された金属系あと施工アンカーの耐荷性能を把握するために、4 本の金属系あと施工アンカーを異なる配置間隔で設置した試験体の引張試験を行った。また、不適切な穿孔作業が耐荷性能に与える影響を把握するために、設置用の孔の穿孔径を過大にした試験体の引張試験を行った。平成 29 年度の検討で得られた知見を以下にまとめる。

1) 群配置された 4 本の金属系あと施工アンカーの引張耐力は、アンカーの配置間隔を広くするほど大きくなることを明らかにした。また、この引張耐力の増加の一因として、アンカーの配置間隔を広くするほど 4 本のアンカーに囲まれた部分のコンクリートが大きくなり、この部分が負担する引張耐力が増

加したことが挙げられることを明らかにした。

2) 群配置の影響を考慮した既存の引張耐力算定式は引張耐力を安全側に評価する傾向にあったが、引張耐力の計算値と実測値の差はアンカーの配置間隔によって異なることを明らかにした。

3) 群配置された金属系あと施工アンカーにおいて、設置用の孔の一部で穿孔作業が不適切に行われると、引張耐力が小さくなること、引張荷重作用時の変位の増加が不均一になることを明らかにした。

今後は、得られた知見を活用して、金属系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予定である。また、これまでの検討ではスリーブ打込み式の金属系あと施工アンカーを対象として検討を行ってきたが、金属系あと施工アンカーの選定方法と性能評価方法を確立するために、複数の金属系あと施工アンカーの耐荷性能の特徴とその適切な評価手法について検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 三倉寛明、田所敏弥、岡本大、笠裕一郎：あと施工アンカーの引張耐力におよぼすへりあき寸法とアンカー間隔の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.39、No.2、pp.463-468、2017
- 2) 林信行、杉山智昭、中野克彦、松崎育弘：接着系あと施工アンカーの引張・せん断特性に関する実験的研究(その1 複数本定着されたアンカーボルトの引張特性)、日本建築学会学術講演概要集、pp.289-290、2008
- 3) 細川洋治：あと施工アンカー施工上の留意ポイント、建築技術、No.819、Vol.4、pp.116-119、2018
- 4) 日下敦、小出孝明、岸田展明、砂金伸治：トンネル内の金属系あと施工アンカーの施工状態とアンカー引抜き耐力の関係に関する基礎的実験、土木学会第 72 回年次学術講演会、pp.733-734、2017
- 5) 中村英佑、栗原勇樹、古賀裕久：金属系あと施工アンカーの引張耐力に関する基礎的研究、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol.17、pp.69-72、2017
- 6) 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
- 7) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、pp.207-292、2010
- 8) 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

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 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（先端材料・高度化）

研究担当者：西崎 到、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。平成 29 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や、アンカー接着剤の熱的挙動について検討した。

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、クリープ試験、熱的挙動

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 29 年度は過年度に引き続き、接着系アンカーのコンクリートのアルカリ成分による影響、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、火災時のアンカー接着剤の熱による影響を目標とした熱分析時の挙動について検討した。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 355.4-11¹⁾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^{2),3)}。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⁴⁾。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 種類用いた。これらは、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 2-1 に示す。

表 2-1 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 ^{※1}	外径 (mm)	長さ (mm)	アンカー筋	ドリル径 (mm)	削孔長 (mm)	最大張力 (kN)	付着強さ ^{※2} MPa
A	カプセル方式 回転・打撃型	UP	13	100	M12 ^{※3}	14.5	100	57.4	17.3
B	カプセル方式 回転・打撃型	VE	12.7	100	M12 ^{※3}	14.5	100	73.1	22.0
C	カプセル方式 回転・打撃型	VU	13.1	127	M12 ^{※3}	14	110	54.2	14.7
D	カプセル方式 打込み型	UP	13	102	M12 ^{※4}	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 2-2 母材コンクリートの配合

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				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%

試験片の母材となるコンクリート（φ154 ×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2-2）。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。アンカーの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。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。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を図2-1に示す。

2.2.2 実験方法

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℃あるいは40℃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2-2に示す。

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。実験を行ったケースを表2-3に示す。

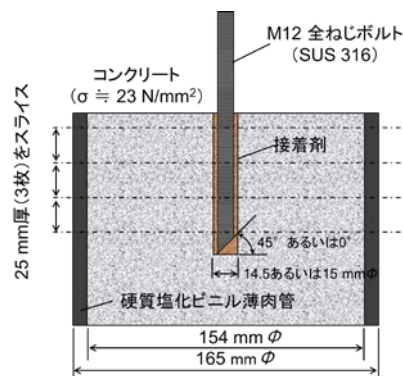


図 2-1 接着系アンカー打設後のコンクリート断面と試験片採取方法の概略



図 2-2 浸せき試験時の試験片設置状況

表 2-3 実験を行ったケース

製品 種別	KOH 水溶液 (pH 13.2~13.5) 浸せき		20°C、60%RH
	40°C	20°C	大気中
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

押抜試験の概略図を図 2-3 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)

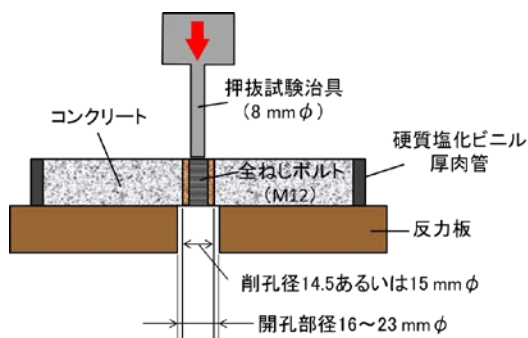


図 2-3 スライス試験片による押抜試験の概略図

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^{-1} 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⁵⁾。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°C の KOH 水溶液に浸せきした時の、接着強さの経時変化を図 2-5 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) については有意差は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。その結果、製品 A (アルカリ添加なし) を除きいずれも、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 2-4)。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。

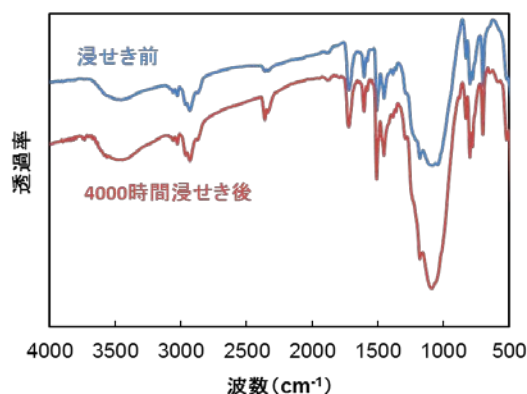
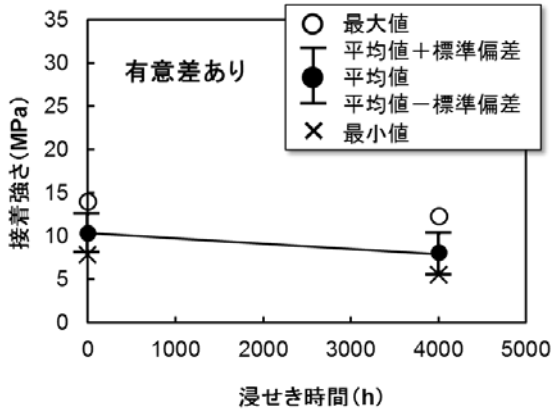
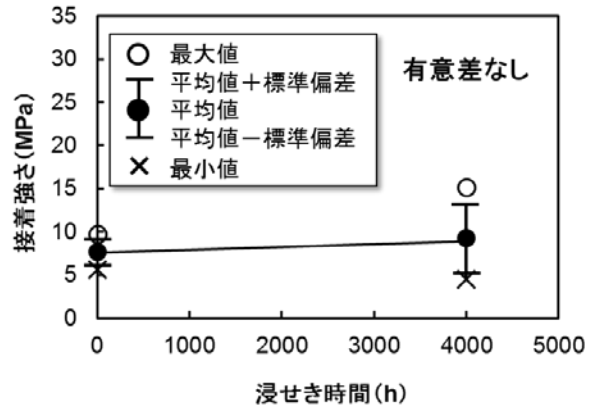


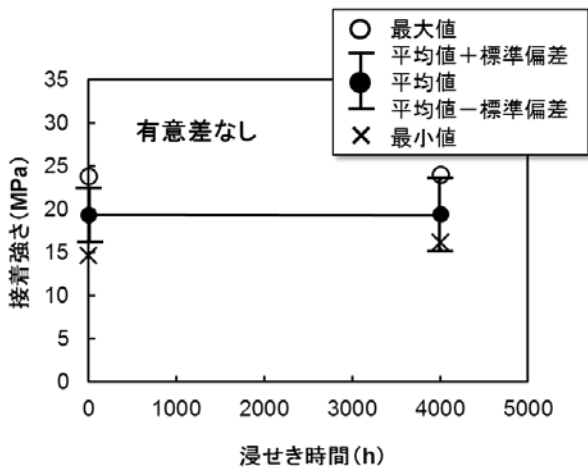
図 2-4 アルカリ浸せき前後におけるアンカー接着剤の赤外吸収スペクトルの一例 (製品 B)



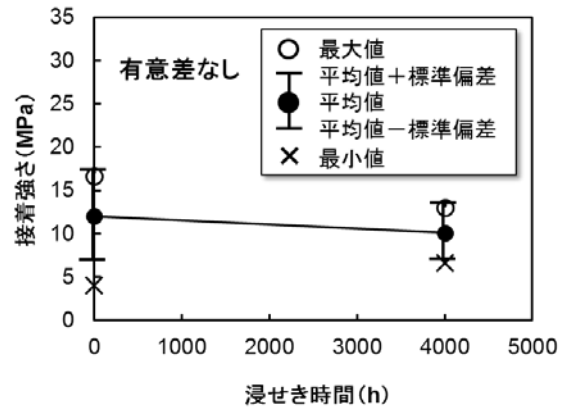
(a) 製品 A (母材コンクリートへのアルカリ添加なし)



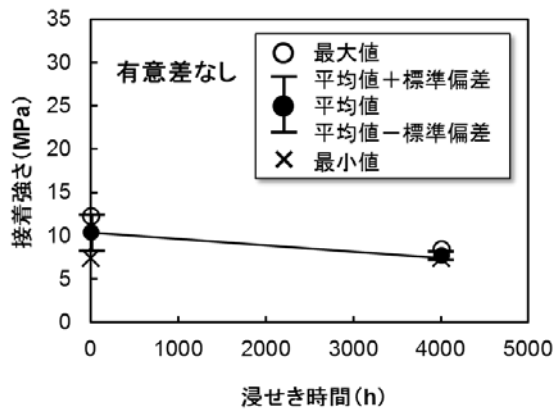
(b) 製品 A (母材コンクリートへのアルカリ添加あり)



(c) 製品 B



(d) 製品 C



(e) 製品 D

図 2-5 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)

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 2-6 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 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 cm^{-1} 付近の吸収がやや弱まり、1580 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⁶⁾⁷⁾。すなわち、図 2-6 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を生じていることが示唆された。

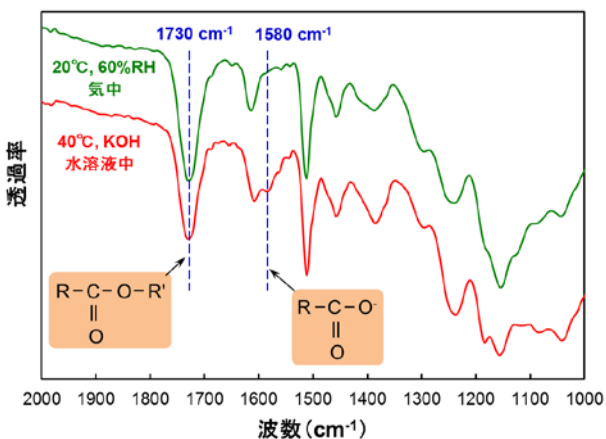


図 2-6 接着剤表面の典型的な赤外吸収スペクトル (2000 時間経過後)

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 2-7 はアルカリ浸せきを 8000 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。浸せき 8000 時間後においても、接着強さの低下は認められなかった。

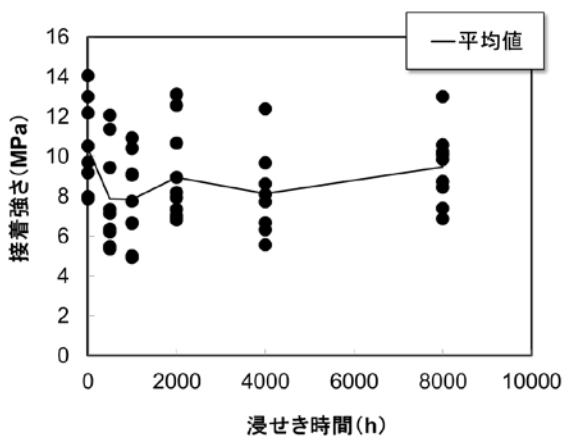


図 2-7 製品 A における接着強さの経時変化 (40°C、pH13.2 水酸化カリウム水溶液浸せき)

既往の知見⁶⁾⁷⁾などから、加水分解が進行するほど 1580 cm^{-1} 付近のピークは強くなり、逆に 1730 cm^{-1} 付近の吸収は弱まるものと考えられるため、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⁸⁾。

- スペクトルを吸光度に換算して解析する。
- 1580 cm^{-1} 付近および 1730 cm^{-1} 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 2-8)。なお、1580 cm^{-1} 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^{-1} 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^{-1} 付近/1730 cm^{-1} 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の指標となる。(1580 cm^{-1} /1730 cm^{-1} 比が大きいほど加水分解が進んでいることとなる。)

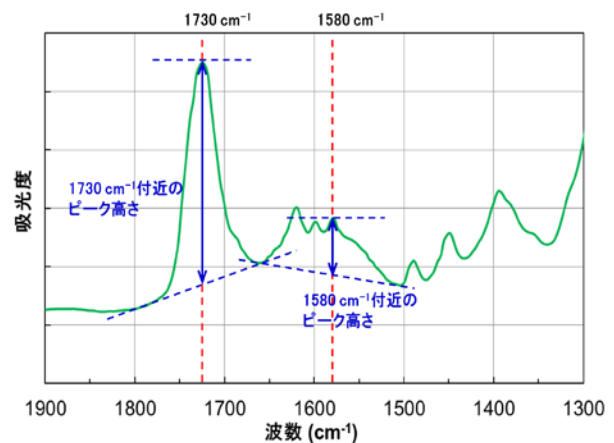
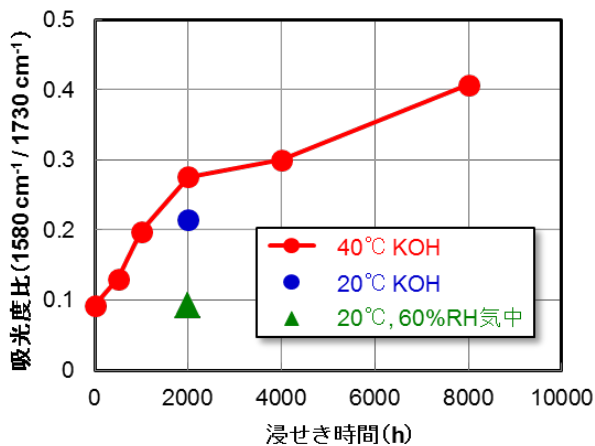


図 2-8 赤外吸収スペクトルにおけるピーク高さの求め方

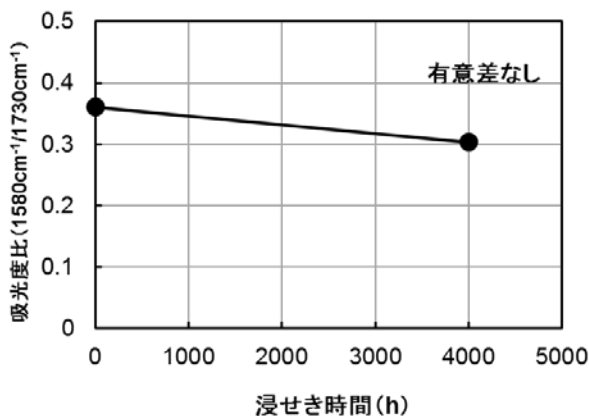
赤外吸収スペクトルの解析結果を図 2-9 に示す。それぞれのデータは、押抜試験後における接着剤表面の任意の 3 か所から試料を採取してスペクトル測定を行い、解析して得られた結果の平均値を示している。母材コンクリートへのアルカリ添加が無いケースにおいて、40°Cの KOH 水溶液に浸せきした場合の吸光度比 (1580 cm^{-1} 付近 / 1730 cm^{-1}) の経時変化に着目すると、浸せき時間の増加に伴い、吸光度比も増加していることがわかる (図 2-9 (a))。すなわち、浸せき時間の増加に伴って、樹脂の加水分解の程度が進行する傾向にあることが明らかとなった。また、2000 時間経過時点の吸光度比について比

較すると、20℃浸せきよりも40℃浸せきの方が大きいことから、環境液の温度が高い方がより促進的に加水分解が進行しているものと考えられる。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、加水分解は生じていないものと推察される。40℃の KOH 水溶液では 8000 時間後においても吸光度比は上昇傾向にあると考えられる。

一方で、母材コンクリートにアルカリを添加したケースでは、浸せき前の時点で 0.35 程度の吸光度比を示した(図 2-9 (b))。これは、アルカリ添加の無いケースで、40℃の KOH 水溶液に 4000 時間浸せきした時点の吸光度比と同程度である。しかし、浸せきにより吸光度比は増加することなく、4000 時間後においても初期とほぼ同じ値となった。



(a) 母材コンクリートへのアルカリ添加なし



(b) 母材コンクリートへのアルカリ添加あり

図 2-9 赤外吸収スペクトルにおける吸光度比の経時変化 (1580 cm⁻¹ 付近 / 1730 cm⁻¹ 付近)

4000 時間までの浸せき試験の結果から、母材コンクリートへのアルカリ添加は、浸せきによるアンカー接着剤の劣化を促進させる効果は確認できなかった。今後引き続き浸せきを継続し、さらに長期のデータを取得していきたいと考えている。

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⁹⁾。しかしながら、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

市販されている不飽和ポリエステル樹脂系のアンカー種類を選び、試験に供した(表 3-1)。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。試験片の母材となるコンクリートは、「2.2.1 実験材料」と同じものを用いた。このコンクリート円柱に、上記の接着系アンカーをメーカーの指定する方法(削孔径 14.5 mm、削孔長 100mm)で打設し、これを供試体とした(図 3-1)。

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 3-2)。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 3-3)。

表 3-1 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	接着剤樹脂	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)
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

※ 有効付着長（削孔長－カット部長）により算出

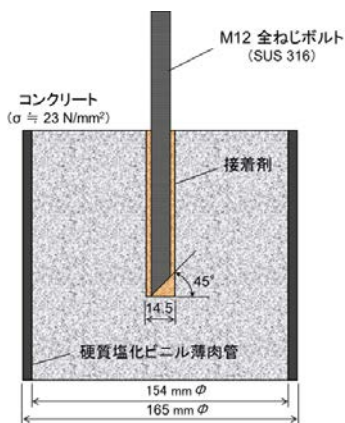


図 3-1 供試体の概略図

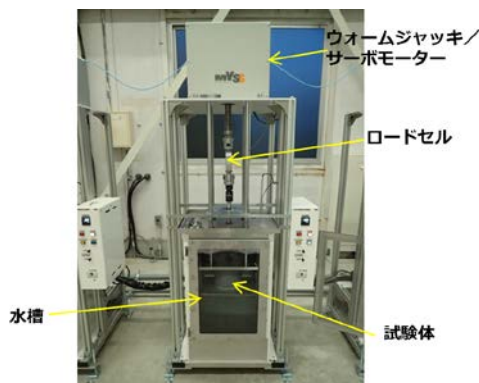


図 3-2 クリープ試験機の概観

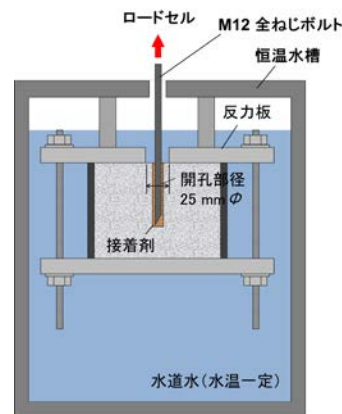


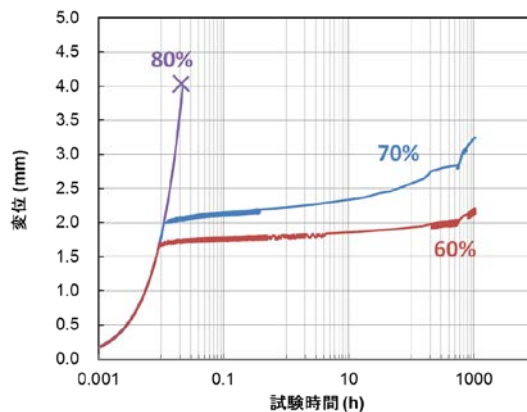
図 3-3 浸せきクリープ試験の模式図

3.2.3 実験方法

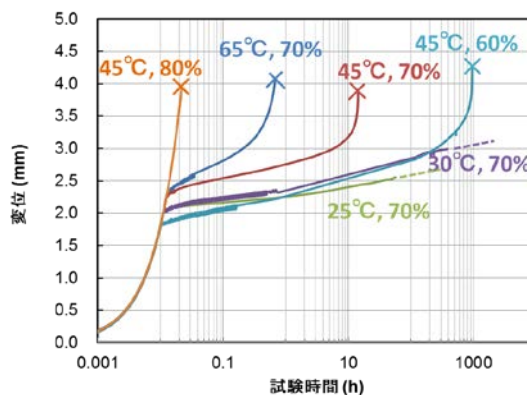
予備試験において万能試験機を用いアンカーの最大引張荷重を求めたところ、49.7 kN であった。そこでクリープ試験においては、最大引張荷重の 80% (39.8 kN)、70% (34.8 kN)、60% (29.8 kN) の 3 水準の引張荷重を持続的にアンカーに負荷し、この時のアンカーの変位を測定した。試験機の張力ロッドの変位をアンカーの変位とみなし、これを自動記録した。試験は、供試体を無負荷で所定の水温の水中に 1 週間浸せきした後に開始した。クリープ試験開始時には、およそ 60 秒で目標の荷重に達するよう徐々に荷重し、供試体への衝撃を回避した。浸せき水は層内で十分に攪拌されており、水温は 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

接着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 3-4 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 80% 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 80% 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、水中と大気中と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 3-4 持続荷重下での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70%を負荷したケースを比較すると、水温の上昇に伴いクリープ変形が早くなり、65°Cでは試験開始から5時間程度、45°Cでは15時間程度で破壊に至った。一方で、30°C、25°C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70%を負荷した結果と、同程度の温度(25°Cおよび30°C)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。

45°Cの水中で載荷した実験ケースでは、最大引張荷重の80%、70%、60%負荷のいずれの水準においても、破断に至った。そこで、負荷した荷重と破断に至るまでの時間の対数との関係をグラフに表すと、これらは直線で近似できることが明らかとなった(図3-5)。近似直線を外挿し破断時間100年の場合の荷重を求めたところ、23.9 MPaとなった。すなわち計算上では、最大荷重の48%以下の負荷であれば、持続荷重に対し100年間の耐久性が確保できることが示唆された。

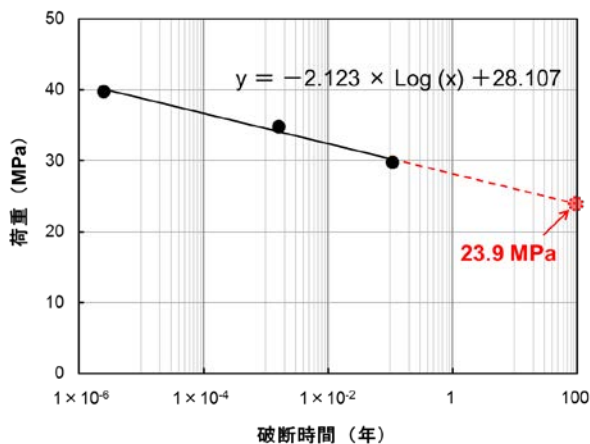


図3-5 45°C水中で載荷した場合の荷重と破断時間との関係

多くの高分子材料は粘弾性を有しているために、時間依存性と温度依存性との間に相関関係があり、高温、長時間領域の現象と低温、短時間領域の現象とが同じであることが実験的に把握されている。すなわち、種々の温度環境下で測定されたクリープ曲線を時間軸に沿って水平移動させると、非常に広い時間範囲にわたるクリープ曲線(マスターカーブ)が得られることが知られており、これを時間-温度換算則と称している¹⁰⁾。任意の測定温度 T において物理時間 t で観察された現象と同じ現象を基準温度 T_0 において、(1)式で表される換算時間 t' で

観察することができる。

$$\log a_{T_0}(t) = \log t - \log t' \quad (1)$$

ここで、 $\log a_{T_0}(t)$ は時間-温度移動因子(シフトファクター)であり、測定温度 T と基準温度 T_0 によって決まるものである。

図3-6は、最大引張荷重の70%を負荷した実験ケースについて、各温度条件下で得られた実験データから、基準温度を25°Cとして時間-温度換算則によってマスターカーブを作成した結果を示している。この結果から、25°Cの湿潤環境下において最大引張荷重の70%を負荷した場合、およそ10000時間(400日)程度で破断に達することが予測される。

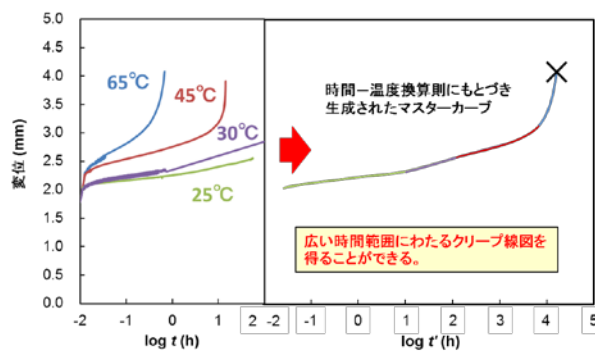


図3-6 クリープ変形曲線のマスターカーブ(最大引張荷重の70%の負荷、基準温度25°C)

マスターカーブを作成する際の、各温度条件下でのクリープ変形曲線のシフト量、すなわち $\log a_{T_0}(t)$ (シフトファクター) と、温度の逆数との関係を図3-7に示す。図中の直線はシフトファクターをアレニウス式((2)式)で近似したものである。

$$\log a_{T_0}(t) = \frac{\Delta H}{2.303R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \quad (2)$$

ここで、

ΔH : 活性化エネルギー (kJ/mol)

R : 一般ガス定数 8.314×10^{-3} (kJ/K · mol)

T : 測定温度 (K)

T_0 : 基準温度 (K)

以上の結果から、実験に用いた接着系あと施工アンカーの湿潤環境下でのクリープ現象は時間-温度換算則が適用できることが明らかとなり、活性化エネルギー ΔH はおよそ 192.7 kJ/mol であることが示された。

同様の手法を利用することにより、各種条件の持続荷

重が作用する場合の、接着系あと施工アンカーの寿命予測が可能になるものと考えられる。今後、水温や荷重レベルをさらに変えた実験を行うことでデータを充実させ、信頼性の高い寿命予測に繋げていきたい。

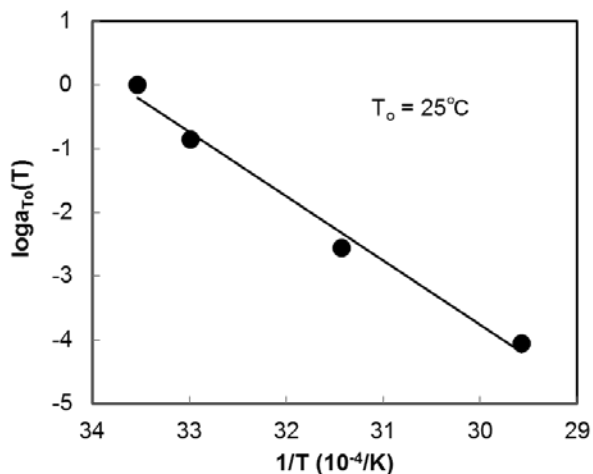


図 3-7 シフトファクターと温度との関係

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¹⁴⁾。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極めて少ない。そこで、これらの検討を行うための初歩的段階として、アンカー接着剤の熱的特性を熱重量示差熱分析装置 (TG/DTA) を用いて分析した。

4.2 実験

4.1.1 熱重量示差熱分析 (TG/DTA) の概要

熱重量示差熱分析装置 (TG/DTA) は熱重量分析 (thermal gravimetric analysis, TGA) と示差熱分析 (differential thermal analysis, DTA) とが同時に行える熱分析装置である。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 4-1) を把握することができる。

表 4-1 試料の熱挙動と TG/DTA 曲線¹²⁾

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		

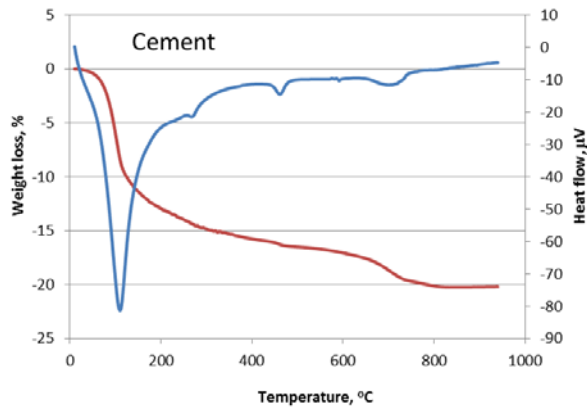
4.1.2 実験方法

「カプセル方式」の接着系あと施工アンカー製品のうち無機系 1 種類 (セメント系)、無機有機ハイブリッド系 1 種類、有機系を 2 種類 (不飽和ポリエステル樹脂、ビニルエステル樹脂)、「現場調査方式」の 1 種類 (エポキシ樹脂) を分析した。「2.2.1 実験材料」と同様の方法で各あと施工アンカーを母材コンクリートに施工し、接着剤が完全に硬化した後、ボルトを引き抜き、ボルトに付着しているアンカー接着剤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。

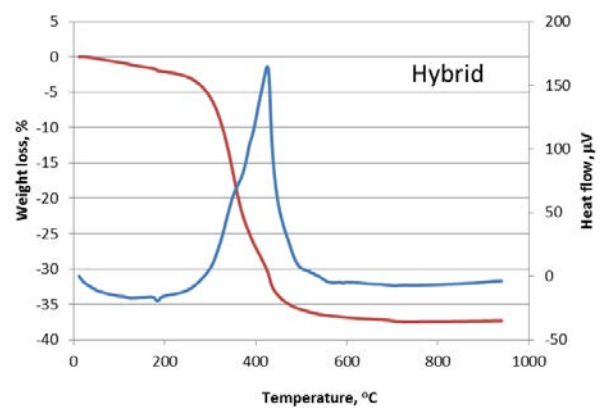
4.3 実験結果と考察

各種接着系アンカーの TG/DTA 分析の結果を図 4-1 に示す。図の赤線は TG 曲線を、青線は DTA 曲線をそれぞれ示している。

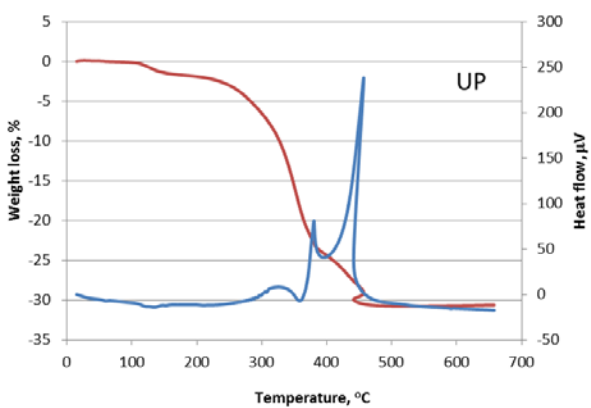
無機系のアンカー接着剤は 100°C 付近で大きな吸熱反応と質量の減少が認められた (図 4-1 (a))。これらの変化は、接着剤に含まれる水分の蒸発によるものと考えられる。その後、試料を昇温させると 300°C、500°C、700°C 付近で小さな吸熱反応が生じ、1000°C までの昇温でおよそ 20% 程度の質量減少が生じた。一方、有機系のアンカー接着剤では 300~500°C 付近で大きな発熱反応があり、70% 程度の質量減少が認められた (図 4-1 (b)(c))。これは有機成分の燃焼に起因する変化であると考えられる。燃焼反応後も 30% 程度の成分が残存しているが、これは製品に含まれている骨材やガラス片等の無機成分に



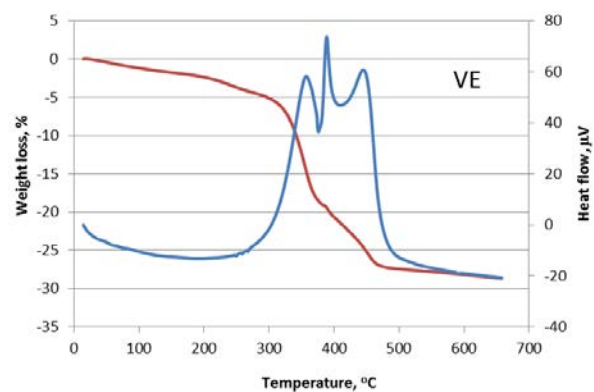
(a) 無機系 (セメント系)



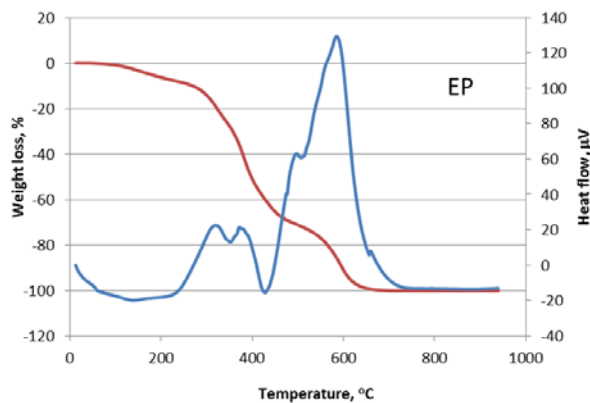
(b) 無機有機ハイブリッド系



(c) 有機系 (不飽和ポリエステル樹脂)



(d) 有機系 (ビニルエステル樹脂)



(e) 現場調合方式 (エポキシ樹脂)

図 4-1 各種接着系アンカーのTG/DTA分析結果

由来するものと考えられる。同じ有機系であっても現場調合方式のアンカー接着剤は、無機成分を含まないため、燃焼によって試料の100%が消失する結果となった(図4-1(e))。

無機有機ハイブリッド系のアンカー接着剤においては、

有機系と同様に300~500°C付近で大きな発熱反応があり、有機成分の燃焼に起因すると思われる35%程度の質量減少が認められた(図4-1(b))。無機有機ハイブリッド系の接着系アンカーは「無機系」として販売されている製品が大半であるが、含有成分の種類や組成によって

は、有機系に類似した熱挙動を示す場合があることが明らかとなった。今後は、各種接着系アンカーの熱挙動と、接着強さ等の力学的特性との関係について検討を進める予定である。

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。平成29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や、アンカー接着剤の熱的挙動について検討した。

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、強度低下を伴うアンカー接着剤の化学的劣化が認められた。また、劣化の指標として、赤外吸収スペクトルの吸光度比を利用できる可能性が示された。母材コンクリートへのアルカリ添加は、浸せきによるアンカー接着剤の劣化を促進させる効果は確認できなかった。この実験については、今後、さらに長期間のデータを取得し、接着系あと施工アンカーのアルカリによる劣化機構の解明と、その評価手法の構築に繋げていきたい。

一方、湿潤環境下でのクリープ試験の結果、実験に用いた接着系あと施工アンカーのクリープ現象は時間-温度換算則が適用できることが明らかとなり、高温、短時間の実験結果から低温、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、水温や荷重レベルをさらに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。

アンカー接着剤の熱的特性をTG/DTAにより評価した結果、有機系の接着系アンカーでは300~500°C程度で有機成分の燃焼に起因すると思われる大きな質量減少を生じることがわかった。今後は、各種接着系アンカーの熱挙動と、接着強さ等の力学的特性との関係について検討

を進める予定である。

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, 66 p., 2009.
- 5) 泉 美治, 小川政彌, 加藤俊二, 塩川二朗, 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) R. A. Cook, E. P. Douglas and T. M. Davis, "Adhesive Anchors in Concrete Under Sustained Loading Conditions", NCHRP Report 639, Transportation Research Board, 2009
- 10) 国尾 武, M. L. Williams, 日本機械学会誌, 68. p. 83, 1965
- 11) 大和 征良, 池田 憲一: エポキシ樹脂系注入方式接着系あと施工アンカーの火災時及び火災後の付着破壊強度に関する実験的研究, 本建築学会構造系論文, Vol. 81, No. 728, pp. 1753-1760, 2016
- 12) 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