

## 8 凍害・複合劣化を受けるインフラの維持管理・更新に関する研究

研究期間：平成 28 年度～令和 3 年度

プログラムリーダー：寒地保全技術研究グループ長 桑島正樹

研究担当グループ：寒地基礎技術研究グループ（寒地構造チーム、寒地地盤チーム）、寒地保全技術研究グループ（耐寒材料チーム、寒地道路保全チーム）、寒地水圏研究グループ（寒地河川チーム、寒冷沿岸域チーム）、材料資源研究グループ

### 1. 研究の必要性

社会資本の老朽化の進行に対しては、戦略的な維持管理・更新に資する技術研究開発、具体的には、施設に対する荷重や環境条件等の様々な影響を踏まえた劣化状況の把握、施設の重要度に応じた管理水準に基づく計画的な維持管理・更新、一連の技術体系の構築等が早急に必要である。

特に、積雪寒冷地の社会インフラの長寿命化を図るためには、過酷な気象条件等、設置環境や利用状況に応じた技術研究開発が必要であり、凍害・塩害等の複合劣化・損傷に対する点検・診断技術の効率化、補修補強技術の高信頼化や更新・新設時の高耐久化に関する技術開発が必要である。

しかし、積雪寒冷環境下におけるインフラの健全性の著しい低下原因である低温、積雪、結氷、凍上、凍結融解、融雪水、塩分などによる凍害・複合劣化等への対策は未整備で喫緊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、凍害やその複合劣化・損傷メカニズムの特性に応じた点検・診断・評価手法、補修補強、更新・新設時の高耐久化などの横断的（道路・河川・港湾漁港分野）技術開発を行い、体系化することを研究の範囲とし、以下の達成目標を設定した。

- (1) 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築
- (2) 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立
- (3) 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立
- (4) 凍害・複合劣化等を受けるインフラに関する点検・診断・評価、補修補強、更新・新設の体系化

このうち、令和元年度は(1)、(2)、(3)について実施している。

### 3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、令和元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) 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

各凍害複合劣化予測式の開発：寒冷地におけるコンクリート構造物の凍害の進行は、凍結防止剤の散布量や散布方法と関係があると考えられるが、因果関係は不明な点が多い。このため、北海道の道路橋の下で、コンクリートの凍害の進行と凍結防止剤の散布形態や気温変動など環境因子との関係を明らかにするための暴露実験を行っている。暴露 2 冬までに得た結果を整理した結果、凍結防止剤散布車の出勤回数と日最低気温はスケーリングの進行を評価する上で重要な指標である等の知見を得た。一方、相対動弾性係数に及ぼす影響は小さく、スケーリングは多くてもフレッシュコンクリートの空気量が 4～5%程度確保されているのであれば、凍害による内部ひび割れの進展は抑えられる結果を得た。

橋梁床版の劣化損傷に応じた性能評価技術の開発：強度試験等の調査で RC 床版より採取するコンクリートコアを共有することで効率的な調査を可能にする方法として、非破壊手法である超音波法を適用することで層状ひび割れの発生および発生深さを調査する方法を検討した。ひび割れ性状に合わせて超音波の伝播経路を設定するこ

とで、層状ひび割れの有無および発生深さを高精度に評価できる可能性があることを示した。また、寒冷地で顕在化している凍害や ASR に起因する層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価することを目的に、北海道の山間部において 49 年間供用された実橋床版を用いた各種載荷試験を実施し、面内・面外方向のコンクリートの力学特性や鉄筋付着性能に関する基礎データを得た。

各種河川構造物の劣化の最適な点検・診断技術、評価手法の構築：河川構造物の凍害との複合劣化等に対する劣化機構等を解明して最適な評価方法等を構築する必要がある。未だ劣化機構等が解明されていない河水等の摩耗と凍害との複合劣化に対して、氷塊が接触する直立護岸において新たな現地測定手法により河水の氷厚や接触状況等の把握を試みた。また河水衝突が中長期的に護岸の劣化進行に及ぼす影響把握を目指し、冬期間を通した河水挙動と衝突特性を整理した。その結果、漂流する氷塊の大きさや壁面に接触した回数等、氷塊の摩耗による劣化機構を解明するための基礎データを得た。

沿岸構造物の老朽化特性の評価手法の提案：積雪寒冷地における沿岸域コンクリート構造物の一般的な劣化要因やその発生環境を整理した。さらに、低温環境や海水の作用によるコンクリートの劣化損傷機構に着目した文献等を調査し、海氷海域における劣化は海水による摩耗と凍結融解との複合劣化であること、等を明らかにした。これらを踏まえ、全国の港湾等における塩害・中性化の調査データを収集・整理し、海域毎に特徴があることを統計的に確認するとともに、海氷海域における複合劣化の評価を目的に複合劣化試験法を開発し、凍害の進行に伴う耐摩耗性の低下を定量的に把握できることを確認した。

融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発：電気抵抗を計測することで路盤材および路床材の凍結融解状態を判定可能であることを、室内試験及び実道を想定した自然環境下における計測において確認した。また、融雪水および凍結融解作用が舗装混合物に与える影響について、凍結融解作用を与えた後の供試体にカンタブロ試験等の性能試験を実施することで、凍結融解作用による各種性能の低下状況を定量的に評価できることを明らかにした。さらに、車載カメラ画像から融雪期に発生するポットホールを機械的に検出する技術に関して検討を実施し、深層学習を用いた処理モデルが、一定程度のポットホール検出能力を有することを確認した。

切り土のり面における凍上被害の診断・評価技術の開発：凍上等を考慮した切り土のり面（のり面保護工含む）の効率的な点検・診断手法の構築を目的として、凍上による地盤の劣化とその影響深さを把握する手法の検討を行った。今年度は、地盤サウンディング手法として簡易かつ実績の多いポータブルコーン貫入試験に着目し、一連の調査・試験を実施した。その結果、同一の試験地盤において、未凍上時と凍上後（融解時）でコーン貫入抵抗が異なり 25%程度低下することを確認した。また室内でのコーン貫入試験により、凍上を繰り返し受けることでその貫入抵抗は低下していく傾向を明らかにした。以上は、一種の地盤材料での結果であるため、今後適用性の検討を続ける予定である。

## **(2) 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立**

寒冷環境下における耐寒促進剤の補修への適用技術の開発：耐寒促進剤を用いたコンクリートの断熱温度上昇試験により温度解析を可能とし、比較的薄い部材でもコンクリート温度を推定することが可能となった。実現場で厚さ 10mm 以下の間詰コンクリートの温度推定を行い、初期凍害防止および早期の強度発現を可能とする養生方法を提案し、その有効性を確認した。これにより、現場での工期短縮やコスト縮減に貢献することができた。

複合劣化を受けたコンクリート構造物等に関する補修補強技術の確立：断面修復後の再劣化を防止することを目的として、断面修復前のコンクリートはつり面に残存する劣化部に対して数種の含浸系塗布材による改善を試みた。改善前後と凍結融解後の透水係数、および改善部の内部を SEM で観察し、改善部の耐凍害性について検討を行った。その結果、含浸系塗布材によって残存劣化部の内部のひび割れが改善され、断面修復部の耐凍害性向上に寄与できることを確認した。

橋梁床版の劣化損傷に応じた補修補強技術の開発：既設床版（舗装切削面）に適用する床版防水技術の検討の一環として、防水材の塗布量を変えた場合の性能確認試験を行った。改良型の防水材を使用することにより、切削面に対してもせん断強度の基準値を満足することや増量塗布した場合にも平滑面に従来型防水材を使用した場合と同等のせん断剛性を確保できることを確認した。また、土砂化等が発生している床版上面と舗装の劣化状態の関係性を確認するための調査・分析を実施し、平面線形の違いや防水工の有無と土砂化の発生割合との関連性

や、橋軸方向や橋軸直角方向において土砂化が発生しやすい位置を示した。

河川樋門等の最適な補修と部分的構造改良技術の開発：河氷等の摩耗・衝突と凍害との複合劣化が原因と考えられる積雪寒冷地の河川構造物特有の損傷に対して、最適な補修方法を確立することは喫緊の課題である。そこで、河氷の接触による外力と凍害の複合劣化に対する補修対策工法や部分改良等を検討するための準備として、最も多く発生している損傷について、室内での再現試験を試みた。この結果、建設当時のコンクリート配合を模して凍結融解作用を与えることで、河氷等の衝突前の劣化状況を再現できることを確認した。

沿岸構造物の補修工法の提案：凍害や流水の作用を受ける沿岸構造物の有効な補修補強工法について、既往の研究成果を調査し、可能性のある幾つかの工法を見出すと共に、その工法について現地暴露試験を継続し、海氷による外力を中心とする物理的な劣化損傷要因・過程等を調べた。また、海氷の衝突による鋼矢板本体や補修補強対策工法の耐久性確認のための中規模衝突実験や数値計算等を実施した。さらに、海氷によるコンクリートの摩耗および衝突力軽減対策として間隙材を含む鋼板被覆の有効性を調べるため、人工海氷を用いた中規模の衝突実験を実施し、間隙材により衝突荷重が軽減する等、低コストでもある鋼板被覆+間隙材の有効性を実証した。

舗装補修時において融雪水を速やかに排除する排水システムの開発：路床・路盤における排水技術の開発として、排水機能を有するジオシンセティクス排水材を用いた室内試験と試験施工を実施し、効果の検証を進めた。

低温環境下で耐久性のあるシール材等の補修補強技術の開発：ひび割れ抑制シートによる舗装補修の効果について追跡調査に基づく評価を実施し、ガラス繊維を基材に使用したシートの有効性を確認し、その適用方針を北海道開発局道路設計要領に反映した。加えて、ポットホールに対する予防的維持工法としてフォグシールに関する試験施工を実施し、フォグシールの効果について施工後の経過を観察中である。

### (3) 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

積雪寒冷環境下における表面含浸材の施工法の提案：寒冷地では施工時期の制約や工期短縮の関係でコンクリートの凍・塩害の抑制が期待されるシラン系表面含浸材の塗布をやむを得ず、冬期に行うことがある。このことに鑑み、厳冬期の施工仕様の整備に向け、実験を行った。無溶剤系の含浸材は温度の影響より含水率の影響が大きいこと、加温による乾燥は含浸深さの確保に有効である等の知見を得た。また、外気の最低気温が氷点下の環境で含浸深さに及ぼす加温温度・時間の影響、表面の含水状態を適切に管理する方法を検討し、水分状態の管理方法として電気抵抗式水分計の適用が望ましい等の知見を得た。

凍塩害複合劣化環境下におけるコンクリートの要求性能・標準仕様の提案：凍塩害複合環境下のコンクリートの要求性能と試験方法の関係を解明し、その評価方法を提案する。JIS A 1148 A 法（塩水使用）によるスケーリング評価の可能性について各種試験を実施した結果、JIS A 1148 A 法による質量減少率は、海外の既存スケーリング試験法によるスケーリング量と比較的高い相関があり、相対動弾性係数が 80%以上であれば質量減少率から実際のスケーリング剥離量を把握できること、また、試験前の供試体の養生条件がスケーリング量に影響を与えること等を確認した。この試験前の養生条件に関して検討した結果、試験体内部が飽水状態で塩水が浸入しにくい条件よりも、供試体内に塩水が浸入する条件においてスケーリングが小さくなる傾向が得られ、その劣化メカニズムは層間凍結説で説明できる可能性を示した。

融雪水を速やかに排除する排水システムの開発：路面における遮水性の向上と速やかな排水を図るために、表層用 SMA 系アスファルト混合物の高耐久化のための骨材配合と転圧方法について室内試験および試験施工による検討を実施し、新しい配合の表層用アスファルト混合物と水平振動ローラを用いた施工の有効性を確認した。

切土のり面構造物の耐凍害性向上技術に関する研究：北海道のような寒冷地においては、凍上・凍結融解現象により、切土のり面（のり面保護工含む）やのり面小段に施工されるU型排水溝が損傷し、その機能が低下していることが問題となっている。そこで、切土のり面等の耐凍上技術を検討すべく、グラウンドアンカーおよび小段排水溝の凍上対策に関する試験施工を行った。グラウンドアンカーに関しては、受圧板に断熱対策を施すことで凍結深を抑制し、その結果、グラウンドアンカー受圧板に作用する凍上力を低減させることができた。また、一般的な鋼製受圧板よりも、防食タイプの強化プラスチック発泡体受圧板は断熱性が高く、耐凍上効果が高いことを確認した。小段排水溝に関しては、切土のり面の山側に設置位置をシフトすることで、排水溝直下の凍結を抑制させることを確認した。

# RESEARCH ON THE MAINTENANCE AND RECONSTRUCTION OF THE INFRASTRUCTURE SUBJECT TO FROST DAMAGE AND COMBINED EFFECT OF DETERIORATION

**Research Period** : FY2016-2021

**Program Leader** : Director of Cold-Region Maintenance Engineering Research Group  
KUWAJIMA Masaki

**Research Group** : Cold-Region Construction Engineering Research Group  
(Structures, Geotechnical)  
Cold-Region Maintenance Engineering Research Group  
(Materials, Road Maintenance)  
Cold-Region Hydraulic and Aquatic Environment Engineering Research Group  
(River Engineering, Port and Coast)  
Materials and Resources Research Group

**Abstract** : Extending the lifespan of infrastructure in cold, snowy regions requires research and development of technologies that address frost damage and combined deterioration caused by harsh weather conditions, such as low temperatures, snow cover, freeze-thaw, snowmelt water, and salt.

This research and development program aims at cross-sectoral technological development for various structures and the systematization of inspection, diagnosis and evaluation methods, repair and reinforcement, and renewal and new construction with higher durability, based on the characteristics of the mechanism of frost damage and combined deterioration and damage.

In fiscal year 2019, we carried out laboratory tests and experimental construction to assess the techniques for inspecting, diagnosing and evaluating various civil engineering structures, including wheel load tests of bridge slabs with horizontal cracks. We also carried out laboratory test and field experiments to test techniques for repairing and reinforcing various civil engineering structures, including experimental construction to develop techniques for applying antifreeze admixtures under cold conditions. Finally, we carried out laboratory tests and experimental construction to develop techniques for renovating and building various civil engineering structures, including field experiments to assess effect of frost heaving force on ground anchors.

**Key words** : frost damage, combined deterioration, concrete structure, road pavement, cut slope

## 8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

### 8.1.1 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（凍害劣化予測式）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：安中新太郎、菊田悦二、遠藤裕丈

#### 【要旨】

寒冷地におけるコンクリート製の道路構造物の凍害の進行は、凍結防止剤の散布量や散布方法と関係があると考えられるが、具体的な因果関係は不明な点が多い。凍害・複合劣化等の予測式の開発、効率的な劣化点検・診断方法、劣化に及ぼす各種環境の評価手法の構築に向け、0～3%濃度の塩水を使用した実験に加えて、現在、北海道の道路橋の下で、コンクリートの凍害の進行と凍結防止剤の散布形態や気温変動など環境因子との関係を明らかにするための暴露実験も行っている。暴露2冬までに得た結果を整理した結果、凍結防止剤散布車の出動回数と日最低気温はスケーリングの進行を評価する上で重要な指標である等の知見を得た。

キーワード：凍結融解、日最低温度、凍結防止剤、スケーリング、相対動弾性係数

#### 1. はじめに

寒冷地には凍害劣化や、凍・塩害による複合劣化が進行したコンクリート構造物の事例が多い。昨今の厳しい財政事情下で今後、コンクリート構造物の合理的な維持管理の進め方を検討するためには、こうした劣化を予測する技術の開発が求められている。

なお、ひとことに寒冷地と言っても、冬期における寒冷環境の厳しさは地域によって異なる。もちろんコンクリートの配合も一様ではなく、様々なコンクリートが多様な寒冷環境下に曝されている。合理的な劣化予測技術を開発するには、これら種々の条件が劣化の進行に及ぼす影響を詳細に整理する必要がある。例えば、凍結防止剤が散布される道路橋のコンクリート部材における凍害の進行は、凍結防止剤の散布量や散布方法と関係があると考えられるが、具体的な因果関係は未だ不明な点が多く、散布量との定量的な関連づけにより劣化予測を行うことは現時点では困難<sup>1)</sup>とされている。

そこで、凍害・複合劣化等の予測式の開発、効率的な劣化点検・診断方法、劣化に及ぼす各種環境の評価手法の構築に向けて研究を行った。

#### 2. 凍結防止剤散布頻度の影響

凍結防止剤が散布される寒冷環境下でのコンクリートの凍害進行予測技術の開発に向け、凍害の進行に及ぼす凍結防止剤の散布頻度の影響などを調べるための基礎実験を行った。

#### 2. 1 実験概要

##### 2.1.1 コンクリート配合・材料

供試体のコンクリート配合を表-2.1に示す。セメントは寒冷地で広く使用される普通ポルトランドセメントと高炉セメントB種の2種類とした。水セメント比は内陸部における最大値である55%<sup>2)</sup>とした。細骨材は苫小牧市錦岡産海砂(表乾密度2.67g/cm<sup>3</sup>、絶乾密度2.65g/cm<sup>3</sup>、吸水率0.87%、粗粒率2.80、除塩処理済み)、粗骨材は小樽市見晴産砕石(表乾密度2.67g/cm<sup>3</sup>、絶乾密度2.64g/cm<sup>3</sup>、吸水率1.66%、粗粒率7.04)を使用した。粗骨材の最大寸法は25mmとした。

土木学会コンクリート標準示方書によると、寒冷地でAEコンクリートの使用が原則となったのは昭和42年<sup>3)</sup>からで、それ以前の示方書では「AEコンクリートを用いるのが望ましい」とのみ記載され、原則とはなっていない<sup>4)</sup>。そのため、供用年数が長いコンクリート部材の一部はAEコンクリートではない可能性があるため、AE剤を使用しないケースも設けた。AE剤を使用する場合の空気量は内陸部で一般的な4.5±1.5%<sup>2)</sup>とした。

##### 2.1.2 供試体

図-2.1に供試体を示す。供試体は100mm×100mm×400mmとした。打設後、材齢7日まで湿布養生を行った後、材齢28日まで恒温恒湿室(温度20℃、湿度60%)に静置した。静置期間中に発泡スチロールを使用して高さ10mm、幅5mmの枠を作製し、材齢21日にエポキシ樹脂とシリコーンを用いて枠を打設面(100mm×400mm、以下、試験面と記す)に据え付けた。

表-2.1 コンクリート配合と圧縮強度および凍結融解試験における温度・時間

記号※	コンクリートの配合条件						材齢 28 日 圧縮強度 (MPa)	凍結融解試験に おける温度・時間	
	使用 セメント	水セメント 比(%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						AE 剤※※
			水	セメント	細骨材	粗骨材			
N-n-18	普通 ポルト ランド セメント	55	158	287	872	1058	不使用	47.0	凍結：-18℃で16時間 融解：23℃で8時間 (1日1サイクル)
N-a-18			150	273	864	1057	使用	38.0	
N-n-40			158	287	872	1058	不使用	47.0	凍結：-40℃で16時間 融解：23℃で8時間 (1日1サイクル)
N-a-40			150	273	864	1057	使用	38.0	
B-n-18	高炉 セメント B種	55	155	282	875	1058	不使用	35.7	凍結：-18℃で16時間 融解：23℃で8時間 (1日1サイクル)
B-a-18			147	267	865	1058	使用	33.0	
B-n-40			155	282	875	1058	不使用	35.7	凍結：-40℃で16時間 融解：23℃で8時間 (1日1サイクル)
B-a-40			147	267	865	1058	使用	33.0	

※) コンクリート配合の記号は、セメントの種類 (N、B)、AE 剤の使用有無 (n、a)、凍結融解試験における凍結温度の絶対値 (18、40) の組み合わせで構成。

※※) 使用した AE 剤の種類、使用量は以下の通り

- AE 減水剤：成分はリグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体  
 $使用量(ml/m^3) = セメント量(kg/m^3) \times 2.5ml/kg$
- AE 助剤：成分は変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤で、1% 希釈溶液として使用  
 $使用量(1\%希釈溶液)(g/m^3) = セメント量(kg/m^3) \times 2.5(g/kg/A) \times 1.7 \sim 2.3(A)$   
 上記の式における単位「A」は、目標空気量によって定まる値 (配合試験により決定)

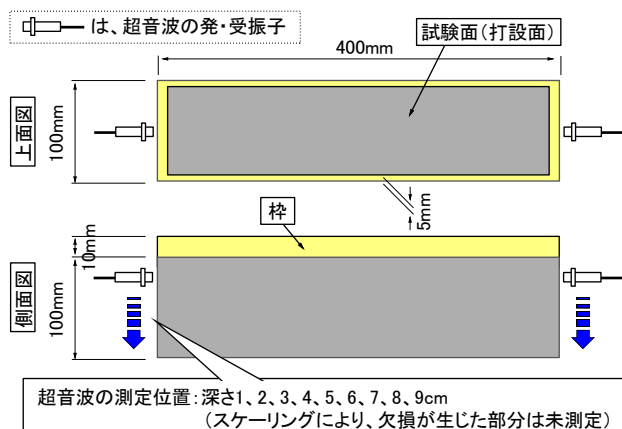
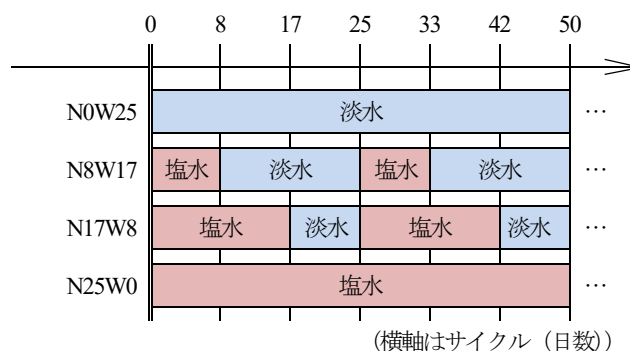


図-2.1 供試体



記号：25 サイクル周期で試験水の張り方を決めていることをふまえて、25 サイクルあたりの塩水 (N) を張る日数と淡水 (W) を張る日数の組み合わせで構成。

図-2.2 試験水の張り方

### 2.1.3 凍結融解試験

凍結融解試験は材齢 28 日から開始した。劣化因子が部材の一面から供給される実際の状態を模擬し、ここでは ASTM C 672 を参考に、試験面に試験水を深さ 6mm 張って 1 日 1 サイクルの凍結融解作用を与えた。ASTM C 672 では -18℃で 16 時間、23℃で 8 時間の 1 日 1 サイクルの凍結融解作用を与えることになっているが、冬期における環境の厳しさが地域により異なることに着目し、ここでは北海道で最も厳しい最低気温に相当する -40℃<sup>9)</sup> で 16 時間、23℃で 8 時間の凍結融解作用を与えるケー

スを設けた (表-2.1)。

試験水は淡水と凍結防止剤に見立てた濃度 3% の塩化ナトリウム水溶液 (以下、塩水と記す) の 2 種類を準備した。試験水の張り方は図-2.2 に示すように、散布の機会が全くない路線を想定した常時淡水を使用するケース、散布がほぼ毎日行われる路線を想定した常時塩水を使用するケース、散布の頻度に幅がある路線を想定し、塩水 8 日間→淡水 17 日間→…を繰り返すケース、塩水 17 日間→淡水 8 日間→…を繰り返すケースの 4 ケースとした。

### 2.1.4 測定内容

凍結融解試験は 300 サイクルまで行うこととし、25 サイクルおきにスケーリング量と相対動弾性係数の測定を行った。スケーリング量と相対動弾性係数ともに測定値は供試体 3 個の平均とした。また、3 個のうち 1 個でも劣化が著しく進行し、測定が困難となった時点で試験を終了することとした。

スケーリング量は試験面から剥離片を採取し、110°C で乾燥させた後、剥離片の質量を測定して求めた。

相対動弾性係数は超音波測定器を使用して求めた。図-2.1 に示す要領で供試体の両側面 (100×100mm) に超音波の発・受振子をあてて深さ 10、20、…、90mm 位置の超音波伝播速度を測定し、式(2.1)<sup>6)</sup>、(2.2)からそれぞれの測定深さに対する相対動弾性係数を求めた。

$$E_{dn} = 4.0387V_n^2 - 14.438V_n + 20.708 \quad (2.1)$$

$$RE_d = \frac{E_{dn}}{E_{d0}} \times 100 \quad (2.2)$$

ここに、 $E_{dn}$  は  $n$  サイクル後の動弾性係数(GPa)、 $V_n$  は  $n$  サイクル後の超音波伝播速度(km/s)、 $RE_d$  は  $n$  サイクル後の相対動弾性係数(%)、 $E_{d0}$  は凍結融解を受けていないコンクリートの動弾性係数(GPa)である。一般に  $E_{d0}$  は 0 サイクル、すなわち凍結融解試験前の供試体の測定値が使用されるが、ここでは水和反応の過程が動弾性係数に及ぼす影響を極力排除する理由から、別途製作した供試体を、試験水の張り方のみ図-2.2 にならい、凍結融解試験期間と同じ期間中、温度 20°C、湿度 60%の一定下に存置した後、測定した動弾性係数を  $E_{d0}$  として用いた。

## 2. 2 実験結果・考察

### 2.2.1 凍害の進行状況

図-2.3 に普通ポルトランドセメントを使用した供試体のスケーリングと相対動弾性係数の推移を示す。相対動弾性係数は代表して供試体中心の深さ 5cm の値を示した。淡水のみの N0W25 と塩水を使用した N8W17・N17W8・N25W0 を比較すると、スケーリングは N-n-18、N-a-18、N-n-40、N-a-40 のいずれも淡水のみの N0W25 が明らかに小さい結果となった。一方、相対動弾性係数は N-n-40 以外は 85%以上の値で推移した。N-n-40 は塩水の使用有無を問わず、相対動弾性係数が 150 サイクル以降、経時的に大きく低下し、塩水を使用した供試体は 225～250 サイクルにおいて試験面に張った試験水が供

試体の側面に発生した亀裂から漏れ出す程の顕著な劣化に至ったため、試験を途中で終了させた。

図-2.4 は高炉セメント B 種を使用した供試体の結果である。図-2.3 と同様に、スケーリングは N0W25 が最も小さかった。相対動弾性係数は B-a-18、B-a-40 が 85%以上の値で推移したのに対し、B-n-18、B-n-40 はいずれの供試体においても値の低下が確認され、塩水を用いた供試体は B-n-18 の N8W17 以外は試験途中で終了に至った。

図-2.5 は 150 サイクル目における供試体内部の相対動弾性係数の分布を示している。最終の 300 サイクル目ではなく、途中の 150 サイクル目のデータを用いた理由は、試験が最も早く終了に至ったのが B-n-40 の N17W8 で、その終了時期が 150 サイクル目であり、150 サイクル目までは全ての供試体で測定が行われ、同一サイクルでの比較が可能なデータが揃っているためである。

AE 剤不使用の供試体に着目すると、普通ポルトランドセメントを使用した場合、最低温度を-18°Cに設定したものは相対動弾性係数がさほど低下しなかったものの、-40°Cに設定したものは表面に近い測定位置ほど相対動弾性係数の低下が大きいことが確認された。高炉セメント B 種を使用した場合、-18°Cに設定したのも表面に近い測定位置ほど大きな相対動弾性係数の低下がみられ、-40°Cに設定したものは全体的に低下が確認された。最低温度が低くなるほど凍結水量が増大し、膨張圧が高まること、特に AE 剤を使用しない場合はこの影響が顕著に表れることは広く知られている。相対動弾性係数に及ぼす最低温度の影響は、この知見と良く対応している。また、最低温度が同じ場合は高炉セメント B 種を用いた方が相対動弾性係数の低下は大きかった。一般に高炉スラグ微粉末が混入された高炉セメントは透水しにくく、水密性も高まることから、凍害によって発生したひび割れを介して内部に侵入・蓄積された凍結余剰水は、普通ポルトランドセメントを用いた場合に比べるとコンクリート組織を流動しづらく、流動の際に大きな水圧が発生し、相対動弾性係数の大きな低下に至ったと考えられる。高炉セメント B 種を用いた供試体をみると、相対動弾性係数の低下は塩水を用いたケースで顕著に表れていた。これは塩水が内部に供給されたことで、凍結の際に大きな膨張圧を引き起こす浸透圧<sup>9)</sup>が発生した可能性を示唆する。

一方、AE 剤を使用した供試体は塩水の使用有無にかかわらず相対動弾性係数の低下は小さかった。スケーリングについても図-2.3、2.4 で示したように、N-n-18、

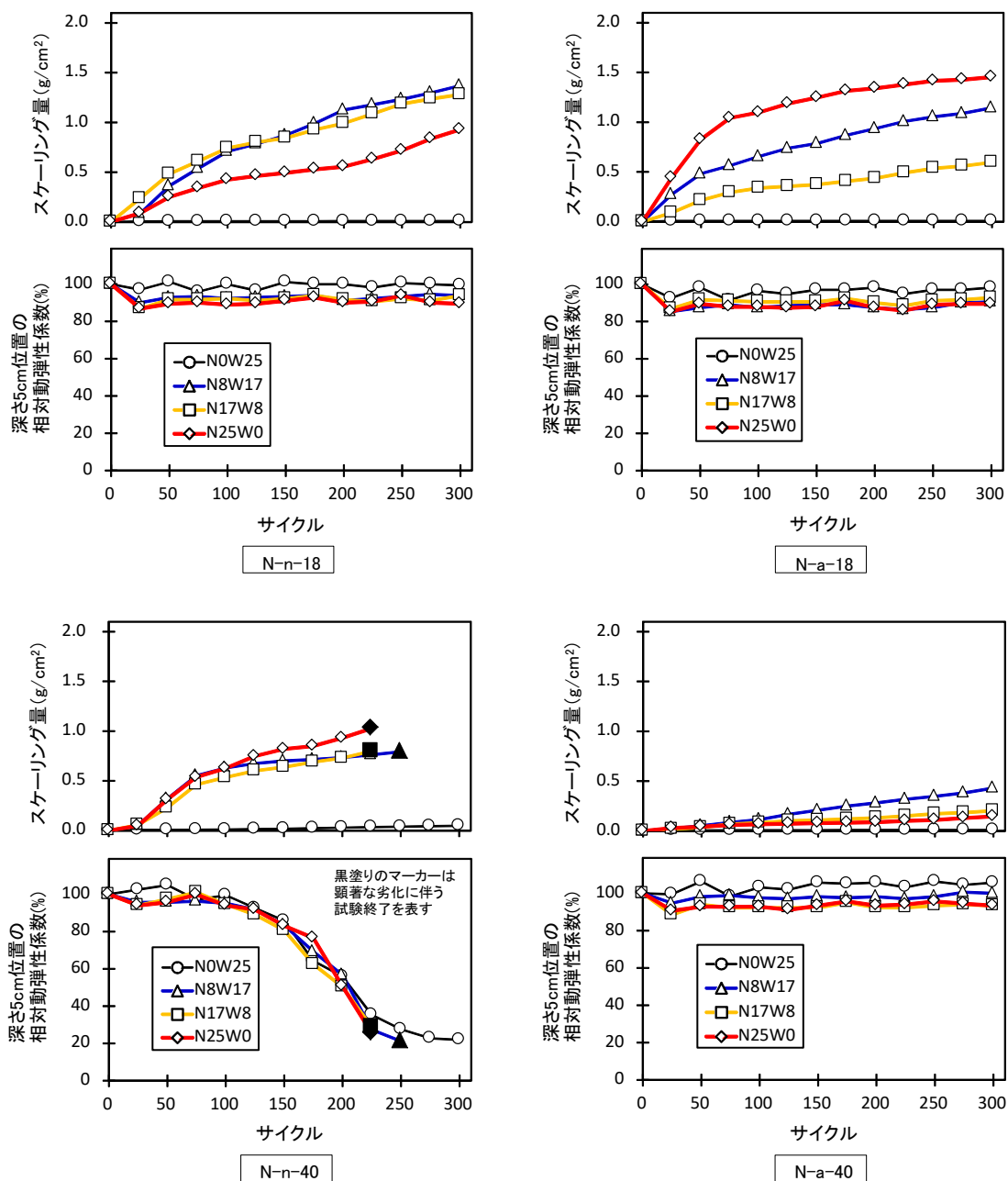


図-2.3 スケーリングおよび相対動弾性係数の推移（普通ポルトランドセメント使用）

N-a-18のN25W0でのみAE剤の効果が表れなかったが、それ以外のすべての供試体ではAE剤を使用した方がスケーリング量が少なかった。散布環境下での凍害予測に際し、AE剤の使用有無は重要な指標と言える。

### 2.2.2 散布頻度がスケーリングに及ぼす影響

図-2.6 は散布頻度がスケーリングに及ぼす影響を示している。図-2.5 同様、スケーリング量は150サイクル目のデータを使用した。N0W25とN8W17を比較すると、スケーリング量はN8W17の方が明らかに大きいことがわかる。一方、N8W17、N17W8、N25W0をみる

と、セメント種別、AE剤有無、最低温度のそれぞれのケースではばらつきはあるものの、試験水の張り方毎にみると、スケーリング量がほぼ同程度と言える。N8W17が塩水の供給を受ける期間はN25W0の3割程度であるが、今回の実験では濃度3%の塩水が繰り返し供給される場合、塩水と接する期間が全期間の3割程度でもスケーリングは大きく進行することが確認された。スケーリングの促進に繋がる表層の亀裂は短期間で急速に形成されることが伺える。

今回の実験では試験面に張る塩水の濃度を常時3%と



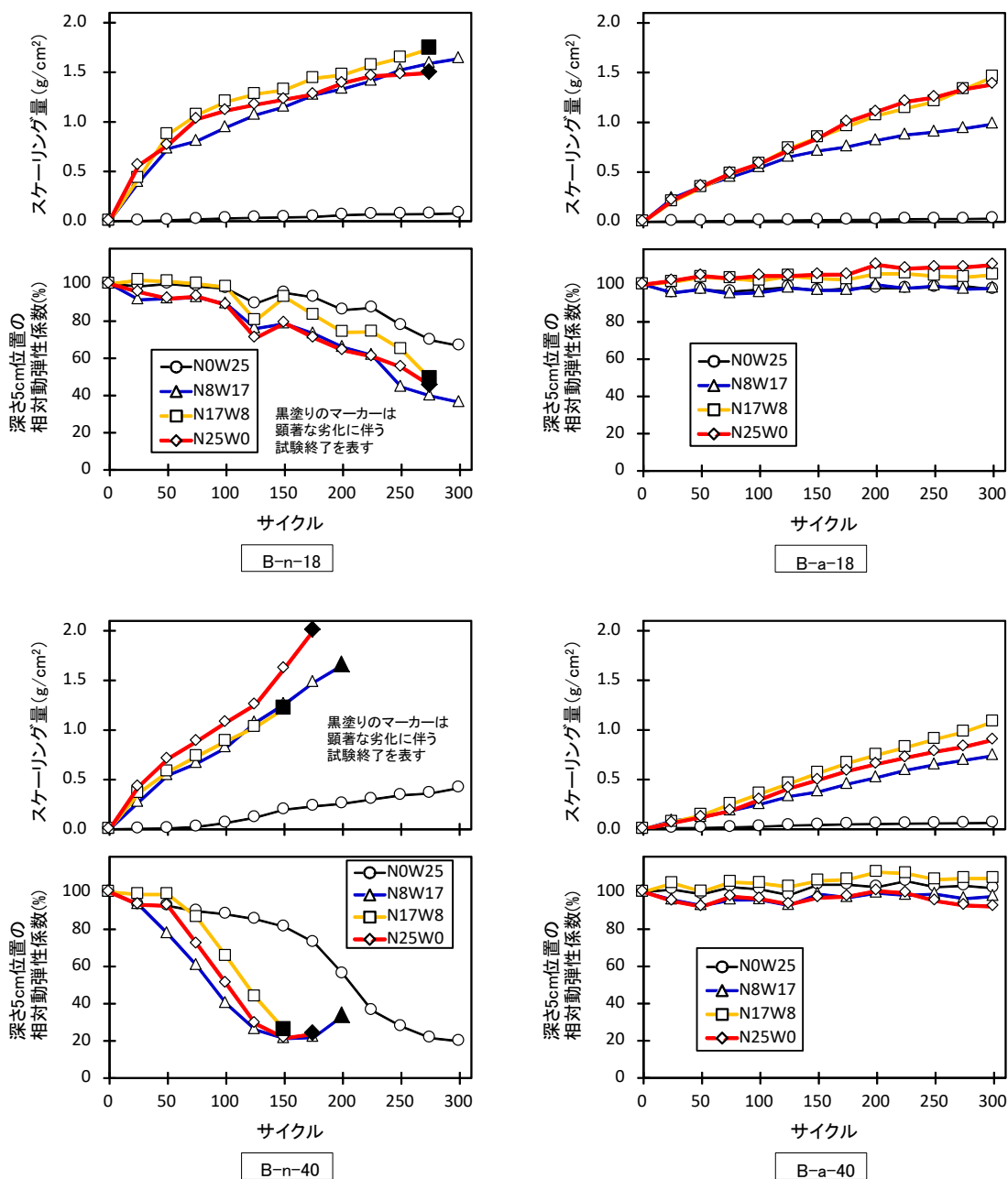


図-2.4 スケーリングおよび相対動弾性係数の推移（高炉セメントB種使用）

しているが、実際の路面は凍結防止剤を含む融雪水の塩分濃度が急速に変化しやすく<sup>10)</sup>、必ずしも常時一定とは限らない。スケーリングが最も促進されやすい塩水の濃度は約3%<sup>11)</sup>とされ、散布回数が多いほど融雪水の塩分濃度が高い状態は長く続きやすく、スケーリングの進行にも影響すると思われるが、今回の実験のようにコンクリートに作用する塩水の濃度が常に3%の環境下では、繰り返される散布の回数がわずかでも大きなスケーリングに至ることが示された。このように、スケーリングに及ぼす凍結防止剤散布の影響は、単に散布回数だけでは

説明できず、散布回数の増減に伴うコンクリートへ供給される融雪水の塩分濃度の変化もあわせて考慮した上で予測を行う必要があると言える。

### 2.2.3 散布頻度が相対動弾性係数に及ぼす影響

図-2.7、2.8は散布頻度が相対動弾性係数に及ぼす影響を、それぞれ測定深さ1cm、5cmについて示したものである。前節と同様に、ここでも150サイクル目のデータを使用した（スケーリングによって深さ1cmのコンクリート組織が欠損に至った一部の供試体における深さ1cmの相対動弾性係数は0%と表示している（図-2.7））。

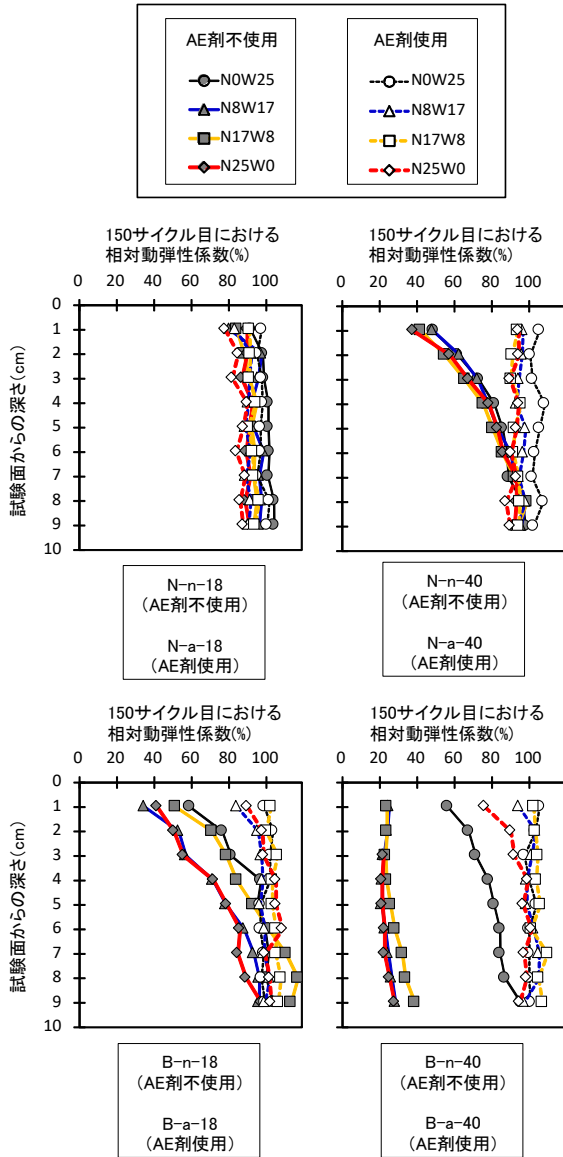


図-2.5 相対動弾性係数の分布 (150 サイクル目)

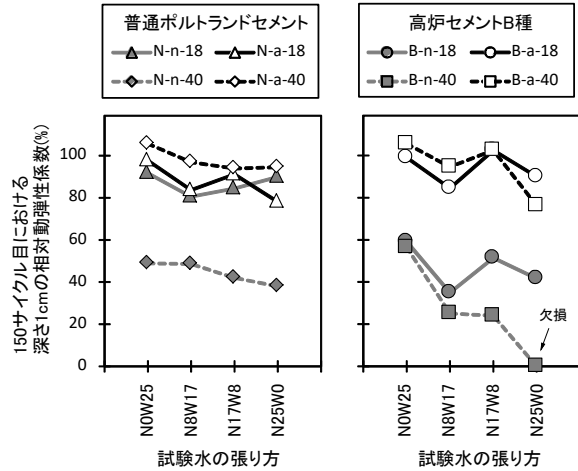


図-2.7 散布頻度が深さ1cmの相対動弾性係数に及ぼす影響 (150 サイクル目)

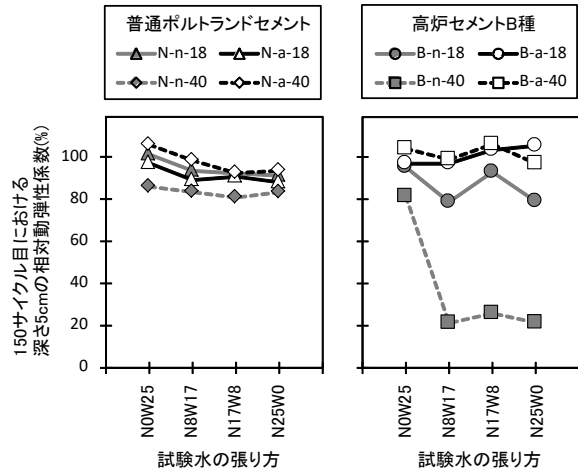


図-2.8 散布頻度が深さ5cmの相対動弾性係数に及ぼす影響 (150 サイクル目)

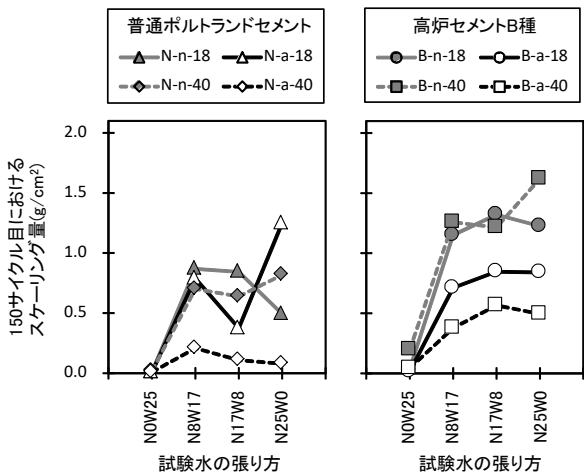


図-2.6 散布頻度がスケーリングに及ぼす影響 (150 サイクル目)

AE 剤を用いた供試体に着目すると、深さ 1cm は塩水を張った方がばらつきはあるが値は低下しているように見受けられる。一方、深さ 5cm をみると、塩水の使用有無を問わず、値が 90~100% 前後であった。なお、N8W17、N17W8、N25W0 の 3 者をみると前節同様、散布回数との関係は明確ではなかった。このことから、凍害に及ぼす塩分の影響は表層付近に集中的に及んでいることがわかる。

これに対し、AE 剤を用いていない場合は、散布回数との関係は明確でないものの、高炉セメント B 種を用いた供試体で塩分による相対動弾性係数の低下への影響が表れている。さらに、普通ポルトランドセメントを用いた供試体では 150 サイクル目の段階では明確でないが、図-2.3 で示したように試験が途中で終了する等、塩分の

影響を受けている。以上のことから、AE 剤が使用されていない可能性のある供用年数が長い部材については特に散布の影響を受ける可能性が高く、適切な劣化予測に基づく対応が求められる。

### 2. 3 まとめ

凍害の進行に及ぼす凍結防止剤の散布頻度の影響を調べる基礎実験で得た成果を以下に示す。

- (1) スケーリングに及ぼす散布の影響は、単に散布回数だけでは説明できず、散布回数の増減に伴う融雪水の塩分濃度の変化を考慮して予測を行う必要がある。
- (2) 相対動弾性係数は、AE 剤が使用されていない可能性のある供用年数が長い部材では散布の影響を強く受ける可能性が高く、適切な劣化予測に基づく対応が求められる。

### 3. 凍結防止剤を含む融雪水の塩分濃度の影響

3章では、塩水の濃度に着目した。

凍害形態の一つであるスケーリングに及ぼす水の塩分濃度の影響は、3%のときに最も大きくなることは広く知られている<sup>11)</sup>。しかし、実際の路面では融雪水の塩分濃度は経時的に変化しやすく<sup>10)</sup>、常時一定とは限らない。凍結防止剤が散布される北海道内の路面上の雪氷の塩分濃度は、地域によって異なるが、0~3%の範囲にある<sup>12)</sup>。

そこで、塩分濃度 0~3%の範囲で、水の塩分濃度と凍害の進行の関係を調べる基礎実験を行った。

#### 3. 1 実験概要

##### 3.1.1 コンクリート配合・材料

実験を行う供試体のコンクリート配合を表-3.1 に示す。水セメント比は北海道の内陸部の鉄筋コンクリート構造物の最大値とされる 55%<sup>2)</sup>とした。使用するセメントは、汎用性の高い普通ポルトランドセメントと高炉セメント B 種の 2 種類とした。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂(表乾密度 2.72g/cm<sup>3</sup>、絶乾密度 2.69g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.28%、粗粒率 2.81、除塩処理済)、粗骨材は小樽市見晴産の碎石(表乾密度 2.68g/cm<sup>3</sup>、絶乾密度 2.64g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.52%、粗粒率 7.04)を使用した。粗骨材の最大寸法は 25mm とした。目標スランプは 8±2.5cm、目標

表-3.1 コンクリート配合

水セメント比 (%)	使用セメントの種類	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
55	普通	145	264	879	1067
	高炉 B	145	264	875	1062

普通：普通ポルトランドセメント、高炉 B：高炉セメント B 種

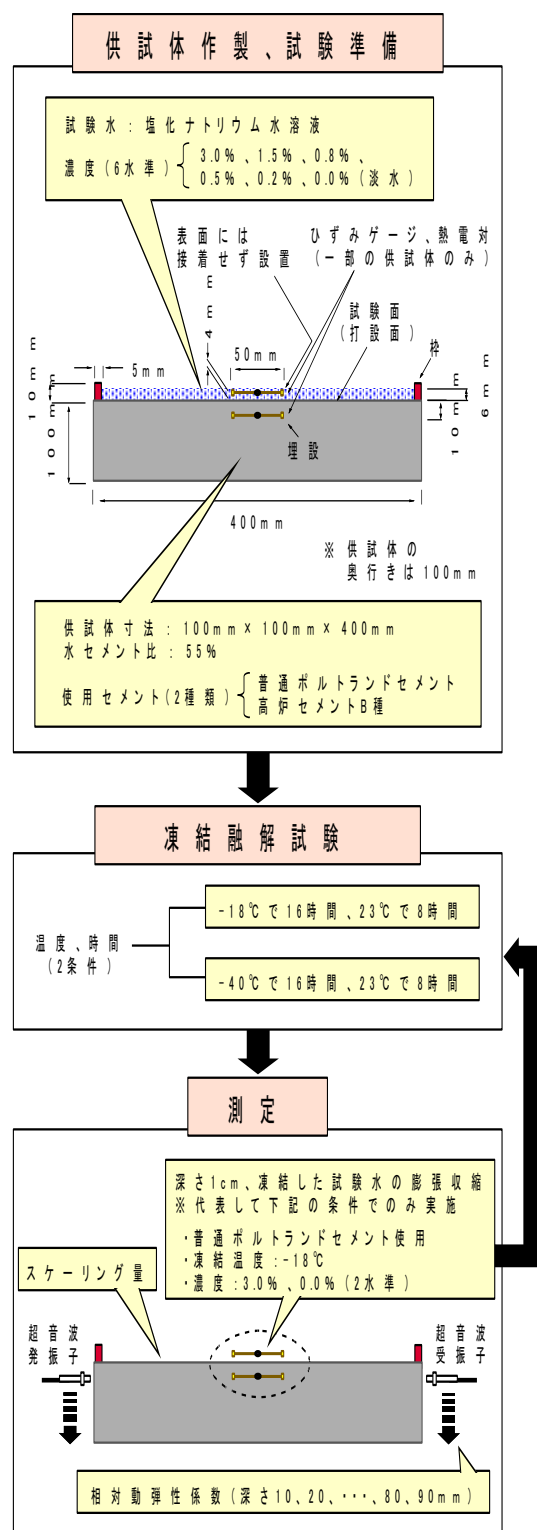


図-3.1 実験の流れ

空気量は 4.5±1.5%とした。混和剤は AE 減水剤(リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体)と AE 助剤(変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤)を使用した。

##### 3.1.2 供試体

供試体は 100mm×100mm×400mm とした(図-3.1)。

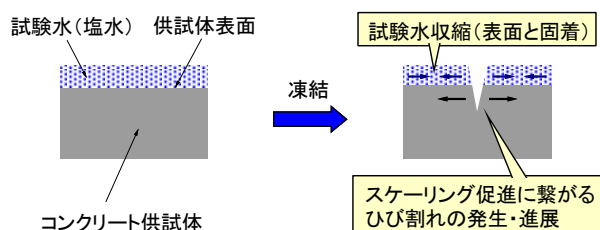


図-3.2 Valenza らが提唱する塩水によるスケーリング促進メカニズムの概念<sup>13)</sup>



写真-3.1 凍結融解試験の様子

打設後、材齢 7 日まで湿布養生を行った後、材齢 28 日まで温度 20℃、湿度 60%の恒温恒湿室に静置した。この静置期間に発泡スチロールを使用して高さ 10mm、幅 5mm の枠を作製し、材齢 21 日にエポキシ樹脂接着剤とシリコン充填材で枠を打設面（100mm×400mm、以下、試験面と記す）に据え付けた。

塩水によるスケーリングの促進に関して、Valenza らは図-3.2 に示すように、コンクリート表面に形成される塩分を含む氷層が大きく収縮することにより、コンクリート表面近傍に引張応力が作用し、これにより極表層に発生した亀裂が発達し、大きなスケーリングに至るといったメカニズムを提唱している<sup>13)</sup>。そこで、このメカニズムに基づく塩水とコンクリートとの境界面近傍の挙動把握の試みとして、一部の供試体において、表面と深さ 10mm にひずみゲージと熱電対を設置した。

### 3.1.3 凍結融解試験

材齢 28 日から凍結融解試験を開始した。図-3.1 に示すように、ここでは実構造物で想定されるコンクリート部材の一面に融雪水が供給される状態を模擬し、ASTM C 672 に準じて試験面に試験水を深さ 6mm 張って凍結融解作用を与えることとした。試験水は凍結防止剤が含まれる融雪水に見立てた塩化ナトリウム水溶液とし、濃度は 3.0%、1.5%、0.8%、0.5%、0.2%、0.0%

(淡水) の 6 水準とした。

写真-3.1 は凍結融解試験の様子である。試験は、所定の温度、時間をセットすることで、凍結と融解の繰り返しが空調運転により自動で行われる実験室で行った。凍結融解サイクルは、ASTM C 672 に準じ、凍結工程 16 時間、融解工程 8 時間の 1 日 1 サイクルとした。凍結温度は、ASTM C 672 では -18℃とされているが、前述したように、ここでは -18℃に加えて、-40℃の 2 条件で試験を行うこととした。融解温度は ASTM C 672 に準じて 23℃に統一した。

### 3.1.4 測定

凍結融解試験を 300 サイクルまで行い、25 サイクルごとにスケーリング量と相対動弾性係数を測定した。測定値は供試体 3 個の平均とした。表面近傍の挙動把握については、普通ポルトランドセメントを使用し、凍結温度を -18℃に設定した供試体のうち、代表して試験水の濃度が 3.0%と 0.0%のケースにおいて行った。

スケーリング量は試験面から剥離片を採取し、110℃で乾燥させた後、剥離片の質量を測定して求めた。

相対動弾性係数は周波数が 28kHz の超音波測定器を使用して求めた。供試体の両側面に超音波の発・受振子をあて、深さ 10、20、...、80、90mm 位置の超音波伝播速度を測定し、2 章で示した式(2.1)<sup>6)</sup>、(2.2)により各深さの相対動弾性係数を求めた。

なお、3 章においても、動弾性係数の増進に及ぼす試験期間の水和反応の影響を極力排除するため、同じ濃度の試験水を張り、同じ期間 ( $n$  日)、温度 20℃、湿度 60% の環境に存置した供試体の動弾性係数を  $E_{a0}$  とした。

## 3.2 実験結果・考察

### 3.2.1 スケーリング量の推移

図-3.3 にスケーリング量の推移を示す。普通ポルトランドセメントを使用した場合、スケーリング量が最も少なかったのは濃度 0.0%であったが、最も多かったのは濃度 3.0%ではなく 0.8%であった。濃度 0.2~3.0%の範囲ではスケーリング量と濃度の関係が明確ではなかった。一方、高炉セメント B 種を使用した場合はスケーリング量と濃度の序列が概ね対応し、300 サイクル終了時のスケーリング量が最も多かったのは濃度 3.0%であった。

セメントの違いに着目すると、高炉セメント B 種のほうがスケーリング量は多く、既報<sup>14)</sup>の傾向と一致した。

### 3.2.2 スケーリングの発生挙動についての考察

代表して最低温度 -18℃の環境下で、スケーリングの発生挙動について考察する。図-3.4 はコンクリート供

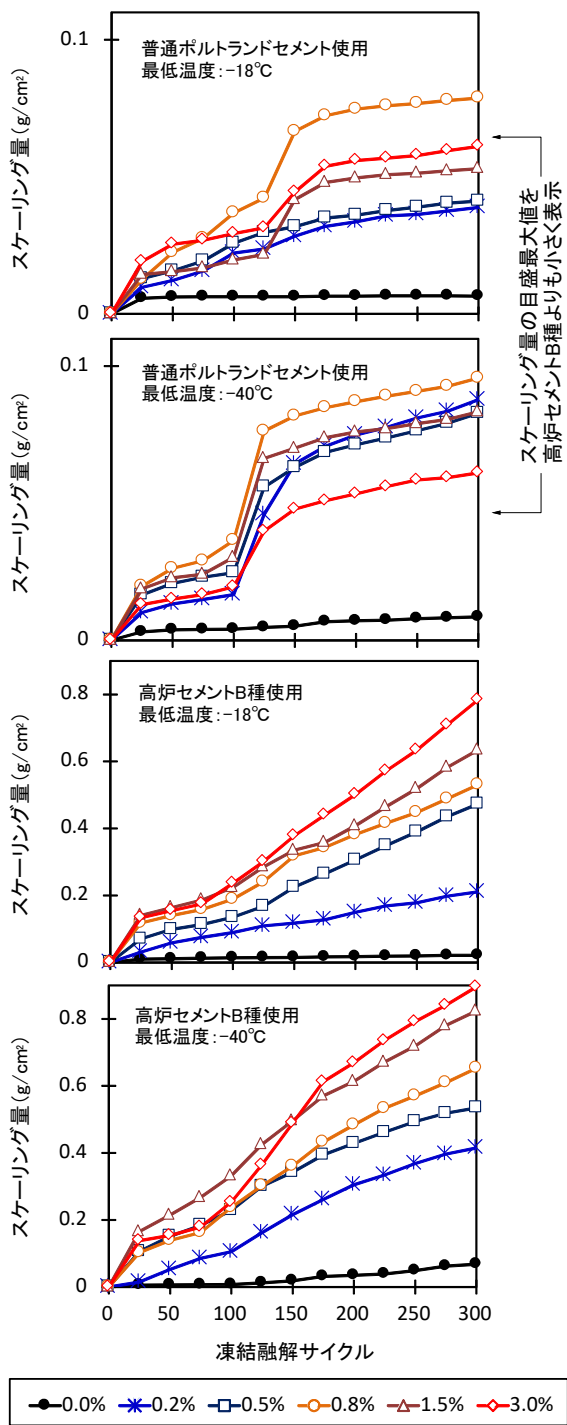


図-3.3 スケーリング量の推移

試体の表面から深さ 10mm における温度ひずみ曲線で、ここでは凍結融解 1 サイクル目のデータを代表して示している。

濃度 3.0% と 0.0% のいずれも、コンクリート表層は 0°C から -18°C にかけて約 100 $\mu\text{m}/\text{m}$  収縮し、0 $\sim$ -18°C における供試体軸方向の線膨張率は約  $5.6 \times 10^{-6}/\text{C}$  であった。

次に、凍結した試験水の膨張収縮挙動の測定結果につ

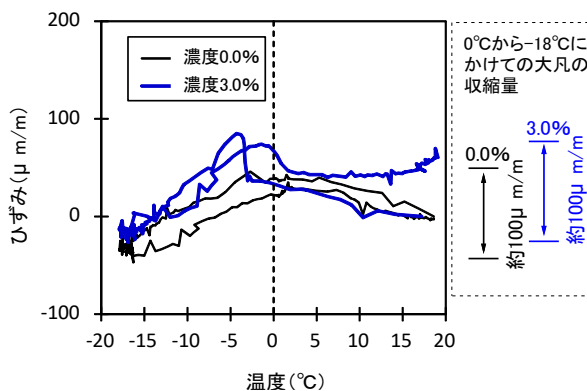


図-3.4 深さ 10mm の温度ひずみ曲線 (普通ポルトランドセメント使用、最低温度-18°C、1 サイクル目)

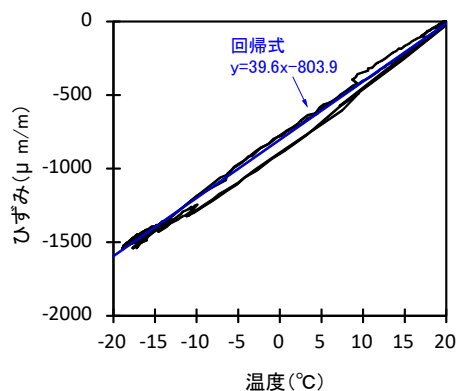


図-3.5 ひずみゲージ単独の挙動 (凍結融解試験と同じ温度下の気中にひずみゲージのみ曝した状態)

いて述べる。はじめに、ひずみゲージと試験水を接触させず、ひずみゲージにのみ凍結融解試験と同じ温度変化を 2 サイクル与え、ひずみゲージ単独の挙動を調べた (図-3.5)。ひずみゲージの線膨張率は約  $40 \times 10^{-6}/\text{C}$  であった。次に、このひずみゲージをコンクリート供試体の表面に接着せずに置き、濃度 3.0%、0.0% の試験水を張った状態で凍結融解を与え、ひずみデータを取得した。凍結した試験水に膨張収縮が生じると、図-3.6 に示す赤線、緑線、青線のようなイメージのグラフが得られる。

図-3.7 は濃度 3.0% の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面に置いたひずみゲージの挙動である。ここでは凍結融解試験開始から 42 サイクルまでのデータを示した。宮本ら<sup>10)</sup>は濃度 3.0% の場合、本実験に近い -20°C の環境では 3 時間後に溶液が完全凍結する実験結果を示している。これに鑑みると、凍結工程に切り替わって 3 時間後に試験水が完全に凍結し、ひずみゲージは凍結した試験水を傷めることなく試験水と一

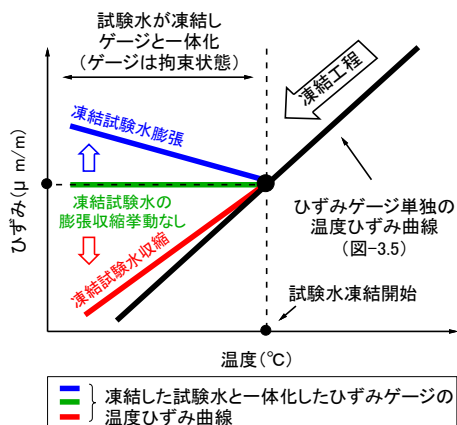


図-3.6 試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動イメージ

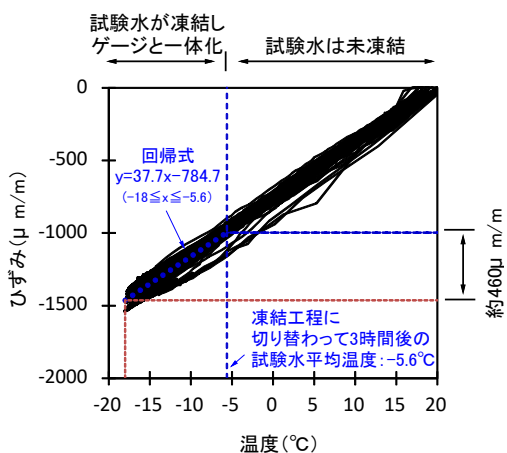


図-3.7 濃度 3.0%の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動

体化して挙動したと考えられる。図より凍結した試験水は-5.6℃ (凍結工程に切り替わって3時間後の平均温度) から-18℃にかけて460μm/m 収縮することとなり、コンクリート収縮量との差は図-3.8より約390.6μm/mとなる。

図-3.9は濃度0.0%の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面に置いたひずみゲージの挙動である。このケースでは淡水を使用しているため、0℃以下ではひずみゲージと凍結した試験水が一体化している。凍結工程の0℃付近で膨張ひずみが確認された。これは、淡水凍結時の特徴の一つである9%の体積膨張<sup>16)</sup>を示している。その後は緩やかな収縮を呈し、図をみると多くのデータは-18℃で-1000μm/m前後の値を記録した後、融解工程へ移行している。図-3.5よりひずみゲージは0℃で約800μm/mの値を示していることから、凍結した試験水は0℃から-18℃にかけて約200μm/mを中

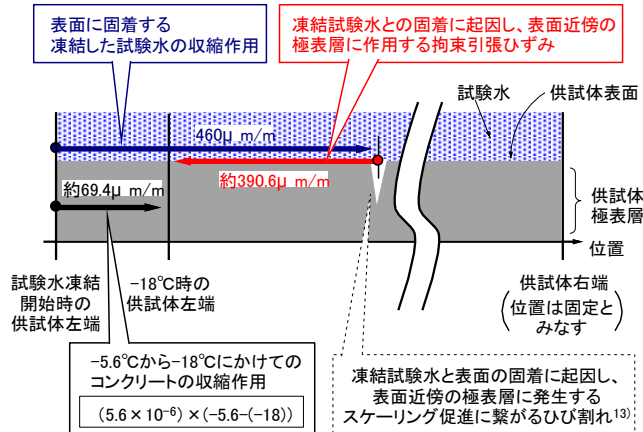


図-3.8 濃度 3.0%における表面近傍の挙動のイメージ

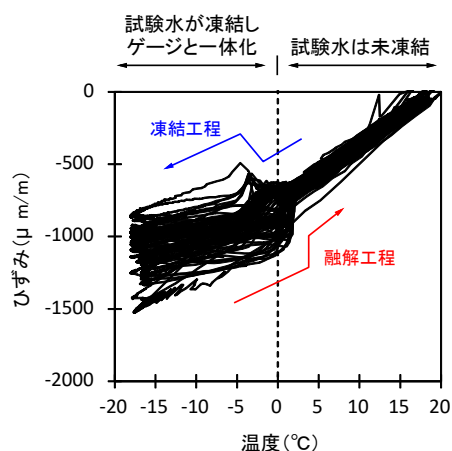


図-3.9 濃度 0.0%の試験水を張った状態で凍結融解を与えたときの供試体表面のひずみゲージの挙動

心に幅を持った収縮となっている。前述の濃度3.0%のケースと同様に考察すると、凍結した試験水の収縮ひずみとコンクリート自体の収縮ひずみ(100μm/m (図-3.4))の差は100μm/m前後となった。

今回の実験では、凍結した試験水の収縮に起因し、試験水と固着する表面近傍の極表層に作用する拘束引張ひずみは濃度0.0%に比べて濃度3.0%の方が約3.9倍大きい結果となった。これは、濃度3.0%の方が表面の極表層にひび割れが発生する確率が高いことを示唆し、図-3.3の実験結果とも対応する。

### 3.2.3 試験水の濃度とスケール量との関係

図-3.10は試験水の濃度と300サイクル目のスケール量の関係を示している。区間により2つの直線で回帰したところ、普通ポルトランドセメントを使用した場合のスケール量は、濃度0.0~0.2%間では濃度に比例して増加しているが、0.2~3.0%間では濃度との対応は明確ではない。高炉セメントB種を使用した場合のス

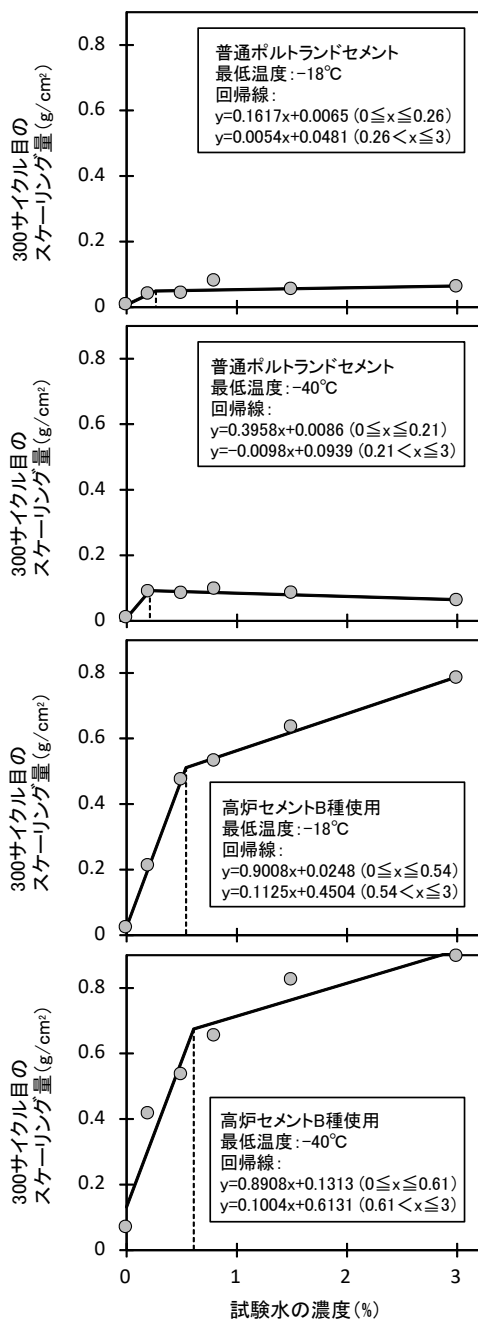


図-3.10 試験水の濃度と300サイクル目のスケーリング量の関係

ケーリング量は、濃度 0.0~0.5%間では濃度に比例して大きく増加した。0.5~3.0%間でも比例関係は続いているが、増加の割合は前者の方が大きかった。

スケーリングに影響を及ぼす、コンクリート表面に作用してひび割れの要因となる凍結した試験水による拘束ひずみは、濃度 0.0~3.0%の範囲では濃度が高い方が大きいことを前述したが、図-3.10の結果は、この特徴が最も顕著に表れる濃度の範囲は 0.0~0.5%であることを示している。このことは、0.5%以下の濃度が小さい範

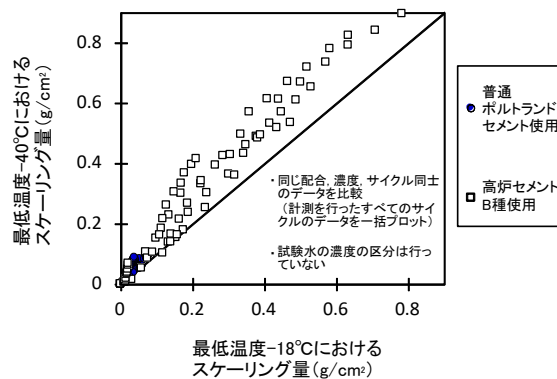


図-3.11 スケーリングに及ぼす最低温度の影響

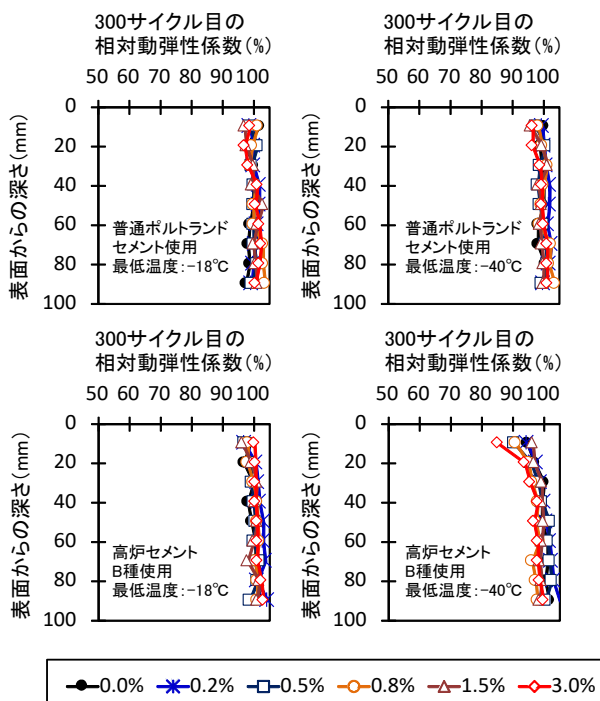


図-3.12 300サイクル目の各深さの相対動弾性係数

囲では、濃度の増加量が小さくてもスケーリングは大きく促進される場合があることを意味しており、凍結防止剤散布路線では原則、散布量を問わず、スケーリング抑制対策工を施すことが望ましいものと考えられる。図-3.11は最低温度が-18°Cと-40°Cの同じ配合、濃度、サイクル同士のスケーリング量を比較したものである。この図から、最低温度が低い地域ほど対策工の検討が必要と言える。

### 3.2.4 相対動弾性係数

図-3.12は試験水との境界のコンクリート面からの深さ別の相対動弾性係数で、ここでは300サイクル目の結果を代表して示す。高炉セメントB種を使用した最低温度-40°Cの環境下では深さ 10mm 位置の相対動弾性係数

の低下がやや大きい。そのほか、についてはAEコンクリートを使用していることもあり、相対動弾性係数の低下は小さかった。

### 3.3 まとめ

最低温度-18℃、-40℃の2つの環境下で、塩分濃度0～3%の範囲で、水の塩分濃度と凍害の進行の関係を調べる基礎実験で得た成果を以下に示す。

- (1) 濃度0.0%に比べて、濃度3.0%の方が凍結した試験水の収縮に起因し、試験水と固着する表面近傍の極表層に作用する拘束引張りひずみは約3.9倍大きく、表面の極表層にひび割れが発生する確率が高い。
- (2) スケーリング量は全体的に塩分濃度が高いほど大きい傾向にあるが、0.5%でも3.0%に近い値となっている。このことから、凍結防止剤の散布が少なくてもスケーリングが大きく促進されるおそれがあり、最低温度が-18℃以下となるような凍結防止剤散布路線では原則、散布量を問わずスケーリング抑制対策工を施すことが望ましい。

## 4. 濃度および温度の影響

4章では、凍・塩害の進行と地域特性の関係の整理に向け、冬期の最低温度の平均が-10℃以下の地域が多い北海道の実態をふまえ、最低温度を-10～-40℃の範囲に設定し、水の塩分濃度と最低温度が凍・塩害の進行に及ぼす影響について室内実験により調べた。

### 4.1 実験概要

#### 4.1.1 コンクリート配合・材料

表-4.1にコンクリートの配合を示す。セメントは普通ポルトランドセメントと高炉セメントB種、水セメント比は45、55、65%とした。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂（表乾密度2.69g/cm<sup>3</sup>、吸水率1.19%、除塩処理済）、粗骨材は小樽市見晴産の碎石（表乾密度2.67g/cm<sup>3</sup>、吸水率1.80%）を使用した。粗骨材の最大寸法は25mmとした。スランブは8±2.5cm、空気量は4.5±1.5%とし、AE減水剤（リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体）とAE助剤（変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤）で調整した。供試体の寸法は100mm×100mm×400mmとした。

供試体は材齢7日まで常温下で湿布養生した後、材齢28日まで温度20℃、湿度60%の恒温恒湿室に静置した。途中、材齢21日に、エポキシ樹脂接着剤とシリコン充填材を使用し、発泡スチロール板で作製した、試験水を張るための高さ10mm、幅5mmの枠を打設面に据え付けた（写真-4.1）。

表-4.1 コンクリートの配合

使用セメント	水セメント比 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
普通ポルト	45	150	333	810	1066
	55	145	264	879	1067
	65	150	231	925	1037
高炉B種	45	148	329	809	1065
	55	145	264	875	1062
	65	147	226	928	1040



写真-4.1 供試体の打設面への枠の据え付け状況

表-4.2 最低温度および試験水の塩分濃度の条件

使用セメント	水セメント比 (%)	最低温度 (°C)	試験水の塩分濃度 (%)
普通ポルト	45	-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
		-10	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
	55	-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
		-40	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
高炉B種	65	-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
		-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
	55	-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
		-40	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
65	-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0	

#### 4.1.2 凍結融解試験

材齢28日からASTM C 672に準じた一面凍結融解試験を行った。打設面に試験水を6mm張り、凍結16時間、融解8時間の1日1サイクルの凍結融解試験を300サイクル行った。試験水は淡水または塩水とした。表-4.2に最低温度と試験水の塩分濃度を示す。地域によって異なる最低温度は-10℃、-18℃、-40℃、また、凍結防止剤の散布回数によって異なる融雪水の塩分濃度<sup>12)</sup>は、試験水の塩分濃度を0.0%（淡水）、0.2%、0.5%、0.8%、1.5%、3.0%に設定して模した。融解時の最高温度は23℃に統一した。

#### 4.1.3 測定内容

測定項目はスケーリング量、相対動弾性係数、塩化





写真-4.2 スケーリング片の採取状況



写真-4.3 超音波伝播速度の測定状況

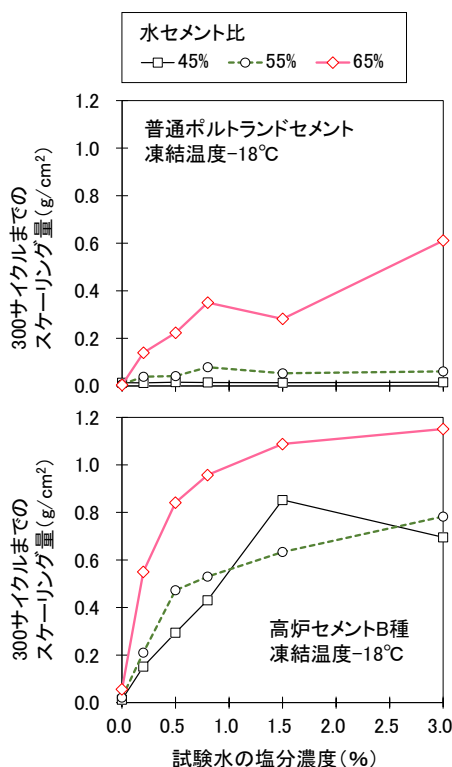


図-4.1 試験水の塩分濃度とスケーリング量の関係に及ぼす配合の影響 (最低温度-18°C)

物イオン量とした。スケーリング量は、写真-4.2 に示すように剥離片を採取し、110°Cで乾燥させた後の質量から求めた。相対動弾性係数は周波数 28kHz の超音波測定器を使用して求めた。写真-4.3 に示すように打設面から深さ 20、50mm の超音波伝播速度を測定し、2章で示した式(2.1)⑥、(2.2)により深さ 20、50mm の相対動弾性係数を求めた。

塩化物イオン量は JIS A 1154 に準じて測定した。

## 4.2 実験結果・考察

### 4.2.1 スケーリングに及ぼす濃度・温度の影響

図-4.1、4.2 に試験水の塩分濃度とスケーリング量の

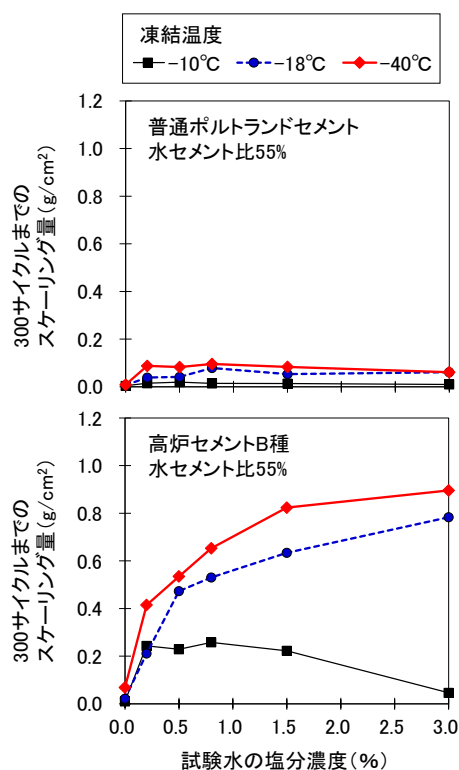


図-4.2 試験水の塩分濃度とスケーリング量の関係に及ぼす最低温度の影響 (W/C=55%)

関係を示す。最低温度を-18°Cに設定した図-4.1 をみると、普通ポルトランドセメントを使用した水セメント比65%の供試体と高炉セメントB種を使用した供試体において、全体としては濃度が高くなるほどスケーリングが大きくなったが、濃度 0.2~0.5%程度でも比較的大きな値が確認された。次に、図-4.2 の最低温度-10°Cをみると、濃度 1.5%から 3.0%にかけてスケーリング量が減少していることがわかる。一般に液体の氷点は濃度が高いほど低い。凍結工程時に試験水を観察したところ-10°Cの濃度 3.0%のみシャーベット状態で、それ以外は固い氷であった。スケーリング量が減少した理由は表面に十分な氷が固着せず、表面に大きな応力が作用しなかったためと言える。一方、最低温度の影響に着目すると、いずれの濃度でも最低気温が低いほどスケーリング量が多い傾向が示された。その傾向は濃度 0.0~3.0%では 0°Cから-18°Cにかけて顕著であった。よってスケーリングに及ぼす環境の評価項目は、凍結防止剤の散布回数と関連するコンクリートに供給される水の単純な塩分濃度の高さよりも、0.5%以上の濃度の持続性と最低気温の低さが特に重要と言える。

### 4.2.2 相対動弾性係数に及ぼす濃度・温度の影響

図-4.3 に 300 サイクル時のスケーリング量と相対動

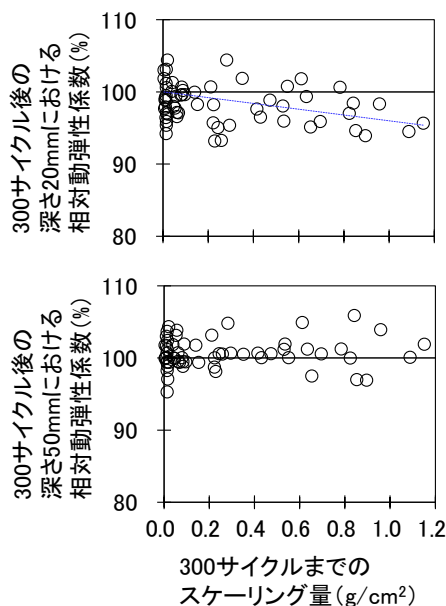
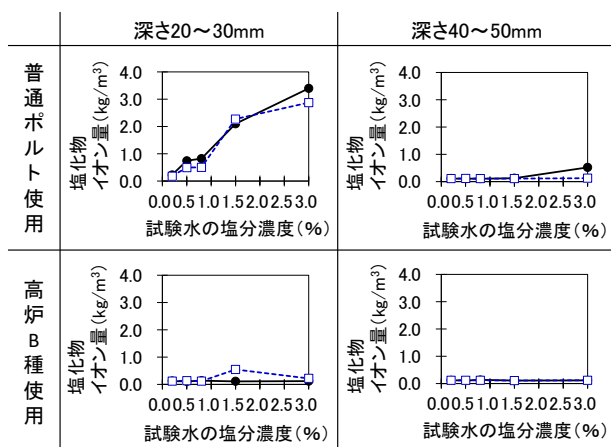


図-4.3 スケーリング量と相対動弾性係数の関係 (300 サイクル、全ての供試体)



●最低気温を-18℃とした凍結融解試験(1日1サイクル)300サイクル後の値  
 □-常温下で300日間、塩水浸漬させた後の値(凍結融解は与えていない)

図-4.4 試験水の塩分濃度と塩化物イオン浸透量の関係

弾性係数の関係を示す。深さ 20mm の相対動弾性係数はスケーリングに伴って減少する傾向は呈したものの、概ね 90%以上の状態が保持された。深さ 50mm の相対動弾性係数はほぼ 100%であった。このことから、空気量を 4.5%程度に設定することで、最低温度や水の塩分濃度が相対動弾性係数に及ぼす影響を大きく抑えることができると言える。

#### 4.2.3 塩化物イオン浸透量

図-4.4 は試験水の塩分濃度と凍結融解 300 サイクル後の塩化物イオン浸透量の関係である。ここでは水セメント比 55%、最低温度-18℃の結果について示した。ま

た、比較のため同じ期間すなわち 300 日間、常温下で塩水浸漬を行ったときの値も載せた。普通ポルトランドセメントを使用した供試体は、高炉セメント B 種を使用した場合に比べるとスケーリングは小さいが(図-4.1)塩化物イオン量は多く、試験水の塩分濃度と対応した。よって、塩害については、スケーリングとは対照的にコンクリートに供給される水の塩分濃度の高さが重要な評価項目と言える。特に、凍結防止剤を含む融雪水の飛沫を受けやすい道路橋地覆は最小かぶり高が 30~35mm<sup>17)</sup>とされており、図-4.4 から凍結防止剤散布回数が多い、厳しい凍結融解作用を受ける環境では塩化物イオン浸透抑制対策が必須と言える。

#### 4.3 まとめ

凍・塩害の進行と地域特性の関係の整理に向け、冬の最低温度の平均が-10℃以下の地域が多い北海道の実態をふまえ、最低温度を-10~40℃の範囲に設定し、水の塩分濃度と最低温度が凍・塩害の進行に及ぼす影響について室内実験により調べた。得られた成果を以下に示す。

- (1) スケーリングに及ぼす環境の評価項目は、凍結防止剤の散布回数と関連するコンクリートに供給される水の単純な塩分濃度の高さよりも、0.5%以上の濃度の持続性と最低気温の低さが特に重要となる。
- (2) 空気量を 4.5%程度に設定することで、最低温度や水の塩分濃度が相対動弾性係数に及ぼす影響を大きく抑えることができる。
- (3) 塩害については、スケーリングとは対照的にコンクリートに供給される水の塩分濃度の高さが重要な評価項目と言える。凍結防止剤散布回数が多い、厳しい凍結融解作用を受ける環境では塩化物イオン浸透抑制対策が必須と言える。

#### 5. 実環境での凍結防止剤および気温の影響

凍結防止剤散布下で凍結融解作用を受けるコンクリートの耐凍害性は、ASTM C 672<sup>18)</sup>など実験室内での促進試験によって評価されるのが一般的である。しかし、現場環境による影響と実験室の環境による影響の関係が明確でなければ、耐凍害性を適切に評価することはできない。

そこで、コンクリートの凍害の進行と凍結防止剤の散布形態や気温変動などの環境因子の関係を明らかにするため、冬期に凍結防止剤の散布が行われている北海道の道路橋の下でコンクリートの暴露実験を行うこととした。5章では、暴露2冬までに得た結果を述べる。

表-5.1 供試体の配合

記号	水セメント比 (%)	使用セメントの種類	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				スランプ (cm)	空気量 (%)
			水	セメント	細骨材	粗骨材		
NP45	45	普通ポルトランドセメント	150	333	810	1066	9.7	5.0
NP55	55		145	264	879	1067	9.2	4.6
NP65	65		150	231	925	1037	10.1	4.1
BB45	45	高炉セメント B 種	148	329	809	1065	9.0	4.8
BB55	55		145	264	875	1062	9.5	4.6
BB65	65		147	226	928	1040	9.7	4.3

スランプと空気量は実測値

図-5.1 暴露箇所 (A 橋、B 橋、…、T 橋の 20 橋)<sup>19)</sup>

## 5. 1 実験概要

### 5.1.1 コンクリート配合・材料・供試体

供試体の配合を表-5.1 に示す。水セメント比は 45、55、65%、使用するセメントは普通ポルトランドセメントと高炉セメント B 種とした。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂(表乾密度 2.72g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.28%、粗粒率 2.81、除塩処理済)、粗骨材は小樽市見晴産の砕石(表乾密度 2.68g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.52%、粗粒率 7.04)を使用した。粗骨材の最大寸法は 25mm とした。スランプと空気量の目標値は各々 8±2.5cm、4.5±1.5% とし、AE 減水剤(リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体)と AE 助剤(変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤)で調整した。各配合には、使用するセメントの種類と水セメント比を組み合わせた記号を付した。供試体寸法は 100mm×100mm×400mm とした。打設後、常温下で湿布養生を 7 日間行い、その後は暴露開始まで温度 20℃、湿度 60%の恒温恒湿室に静置した。なお、打設日から 1 冬目の暴露を開始する日までの間隔は 28 日以上空けている。

### 5.1.2 暴露箇所

暴露箇所を図-5.1、各箇所の環境を表-5.2 に示す。ここでは道央、道南、道北地方の国道の道路橋の中から環境に偏りのないよう、また、現場での作業性も勘案し、表中の 20 橋を暴露箇所に選定した。各橋における凍結防止剤散布車の出動回数は、往復散布 1 回(往路と復路で 1 回ずつ散布)を出動 1 回とすると 8~481 回/年であ

表-5.2 暴露箇所の環境

橋	凍結防止剤散布車出動回数(回/年)	年間の凍結融解日数(日/年)	11月~4月の日最低気温の平均(°C)	橋	凍結防止剤散布車出動回数(回/年)	年間の凍結融解日数(日/年)	11月~4月の日最低気温の平均(°C)
A	8	80	-9.1	K	91	88	-5.7
B	9	71	-9.7	L	184	85	-6.3
C	34	117	-4.3	M	176	80	-6.9
D	25	73	-7.8	N	157	88	-6.3
E	25	71	-9.0	O	395	117	-9.4
F	18	78	-3.7	P	158	120	-5.3
G	59	90	-10.3	Q	148	97	-3.5
H	72	89	-5.1	R	170	103	-5.0
I	57	90	-9.4	S	481	90	-9.0
J	107	73	-7.8	T	447	61	-8.4

※表の数値は、暴露1冬目(2016.11.1~2017.4.30)と暴露2冬目(2017.11.1~2018.4.30)を集計した値の平均

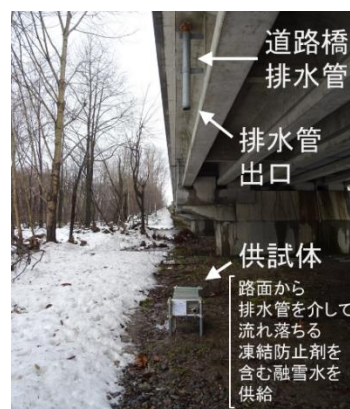


写真-5.1 暴露の様子

る。凍結防止剤の種類は、塩化ナトリウムもしくは塩化カルシウムである。凍結融解日数は、最高気温 0℃以上で最低温度 0℃未満の日を凍結融解 1 日と計上すると 61~120 日/年であった。11 月~4 月の日最低気温の平均は-3.5~-10.3℃であった。

### 5.1.3 暴露方法

写真-5.1 に暴露の様子を示す。路面への供試体の設置は走行車両の障害となるため、暴露は道路橋の排水管の真下で行った。はじめに、排水管の真下の敷地に単管パイプで組み立てた架台を設置した。そして、架台に供試体を載せ、排水管の出口から流れ落ちる凍結防止剤を含む路面の融雪水を供試体に与えた。排水管出口から供試体までの距離については、距離が短いと供試体表面に雪が積もったときに排水管出口が雪で塞がれ、路面の排水性に影響を及ぼす恐れがあり、路面管理上の理由から、ある程度の距離を持たせた。融雪水を与える面は打設面とし、打設面以外の 5 面はエポキシ樹脂でコーティングした。ここでは写真-5.2 に示すように養生テープを使用して打設面に高さ約 10mm の枠を設け、流れ落ちる融

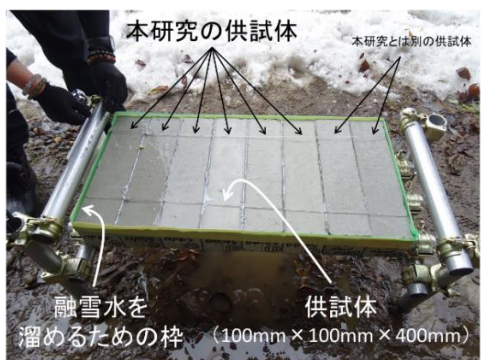


写真-5.2 供試体の設置状況



写真-5.4 超音波による相対動弾性係数の測定状況

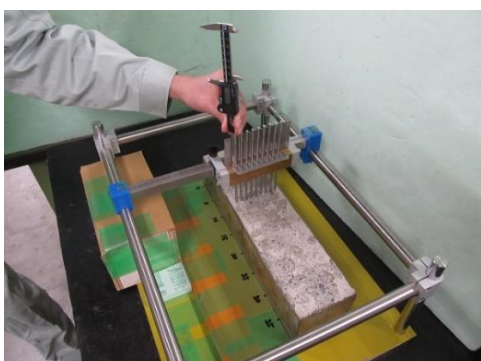


写真-5.3 スケーリング深さの測定状況

雪水を供試体の打設面全体に行き渡らせ、特定の供試体だけが集中的に損傷することのないように配慮した。

#### 5.1.4 測定

暴露開始から1冬および2冬経過後にスケールリング深さと超音波による相対動弾性係数の測定を行った。

##### (1) スケールリング深さ

写真-5.3 にスケールリング深さの測定装置と測定状況を示す。測定は装置に備わっている先端の尖ったφ4mmのステンレスの棒を供試体の表面にあて、棒の先端がスケールリングで凹んだ部分に入り込んだときの下方への棒の移動量からスケールリング深さを求めるものである。装置にはφ4mmのステンレスの棒が6mm間隔で9本配置されており、測定はこれらを用いて供試体端部から50、100、...、350mm位置の7箇所で行い、計63点の測定値の平均（以下、平均スケールリング深さと記す）を求めた。

##### (2) 超音波による相対動弾性係数

写真-5.4 に測定状況を示す。相対動弾性係数は周波数28kHzの超音波測定器を使用して求めた。ここでは、供試体の側面に超音波の発・受振子をあてて超音波伝播速度を測定し、2章で示した式(2.1)<sup>6)</sup>、(2.2)により深さ10、50、80mmにおける相対動弾性係数を求めた。

なお、ここでは、暴露期間中のコンクリートの水和反

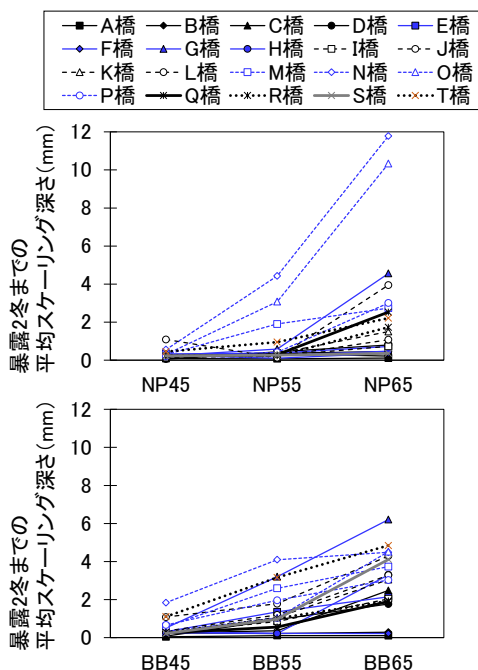


図-5.2 水セメント比と平均スケールリング深さの関係

応の進行による動弾性係数の増進が相対動弾性係数の評価に及ぼす影響を極力排除するため、健全な状態と考えられる供試体の最深位置である深さ90mmのn冬経過後の動弾性係数を $E_{90}$ とした。

## 5.2 実験結果・考察

### 5.2.1 平均スケールリング深さに及ぼす水セメント比および使用したセメントの種類の影響

図-5.2に水セメント比と暴露2冬までの平均スケールリング深さの関係を示す。橋ごとにみると、水セメント比が大きいくほど平均スケールリング深さは大きくなる傾向がみられる。その一方で水セメント比が65%でも平均スケールリング深さが少ない供試体も一部で確認され、スケールリングの程度は暴露環境によって異なることがわかった。

図-5.3はセメントの種類の違いが暴露2冬までの平均スケールリング深さに及ぼす影響を示している。全

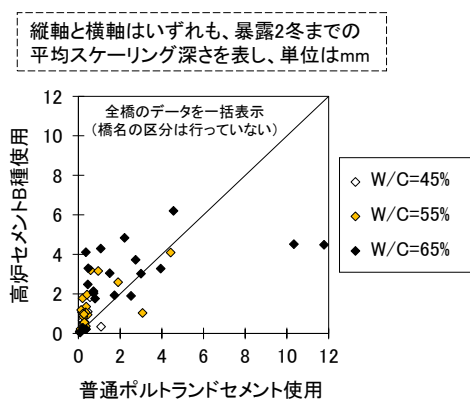


図-5.3 セメントの種類の違いが平均スケーリング深さに及ぼす影響

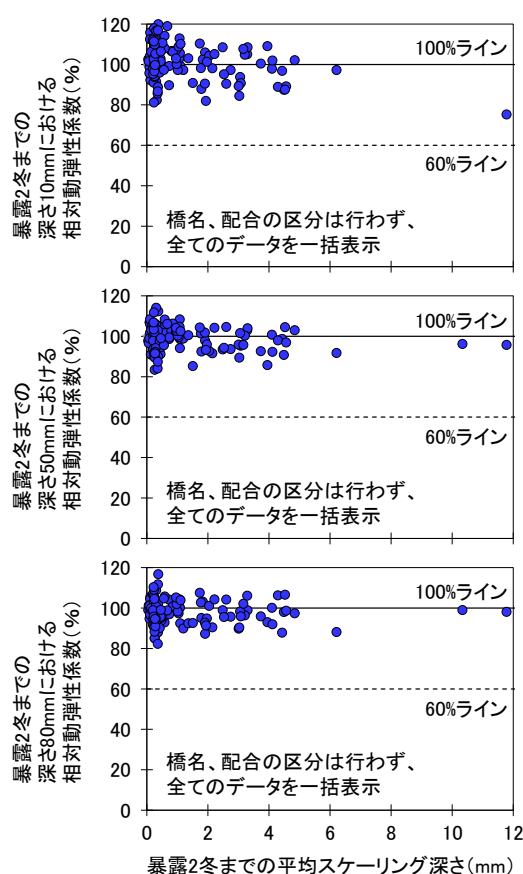


図-5.4 平均スケーリング深さと深さ 10mm、50mm および 80mm の相対動弾性係数の関係

体的に、高炉セメント B 種を使用した方が平均スケーリング深さは大きい傾向にあった。しかし一方で、普通ポルトランドセメントを使用した供試体では高炉セメント B 種を使用した供試体にみられない平均スケーリング深さが 10mm を越えるケースも 2 箇所で見られ、それらはいずれも水セメント比 65%で、高炉セメント B

種を使用した場合に対し約 3 倍の平均スケーリング深さとなっていた。

### 5.2.2 平均スケーリング深さと相対動弾性係数の関係

図-5.4は暴露2冬までの平均スケーリング深さと深さ 10、50、80mm の相対動弾性係数の関係を示している。なお、スケーリングによって表面が 10mm 以上欠損した供試体では深さ 10mm の相対動弾性係数は測定していない。スケーリングの進行につれて相対動弾性係数が低下する傾向は確認されず、相対動弾性係数はいずれの供試体も 80%以上であった。5.2.1 でスケーリングは水セメント比と対応することを述べたが、図-5.4は、スケーリングは多くてもフレッシュコンクリートの空気量が 4.1~5.0% (表-5.1) 確保されているのであれば、凍害による内部ひび割れの進展は抑えられることを説明している。

### 5.2.3 暴露1冬目と2冬目のスケーリングの進行の違い (1) スケーリングの進行状況

図-5.5は暴露1冬目、2冬目のスケーリングの進行の違いを示している。高炉セメント B 種を使用した供試体は1冬目の方がスケーリングは多く発生していた。一方、普通ポルトランドセメントを使用した場合は、1冬目、2冬目ともにスケーリングが少ない供試体が多かったが、水セメント比が 55、65%の一部の供試体において2冬目にスケーリングが多く発生する結果が得られた。

写真-5.5は、普通ポルトランドセメントを使用した水セメント比 65%における暴露2冬までの平均スケーリング深さが最も大きかった N 橋の下に暴露した供試体の1冬、2冬経過時の外観を示している。表面は概ね全面的にスケーリングしており、一部だけが集中的に激しく損傷している様子はみられなかった。高炉セメント B 種を使用した供試体は、1冬が経過した時点でほぼ全面がスケーリングしている。なお、粗骨材の顕著な露出はみられない。一方、普通ポルトランドセメントを使用した水セメント比 55、65%の供試体をみると、1冬経過時はスケーリングが発生していない健全な面も残っているが、大きなスケーリングも部分的に発生している。この部分では2冬目もさらにスケーリングが進行している。加えて、水セメント比が 65%の供試体については粗骨材が全面に露出し、端部には角欠けもみられる。しかし、水セメント比が同じ 65%でも、高炉セメント B 種を使用した2冬経過時の供試体については、打設面のスケーリングは進行しているものの、端部の角欠けの程度は普通ポルトランドセメントを使用した供試体に比べると小さい。

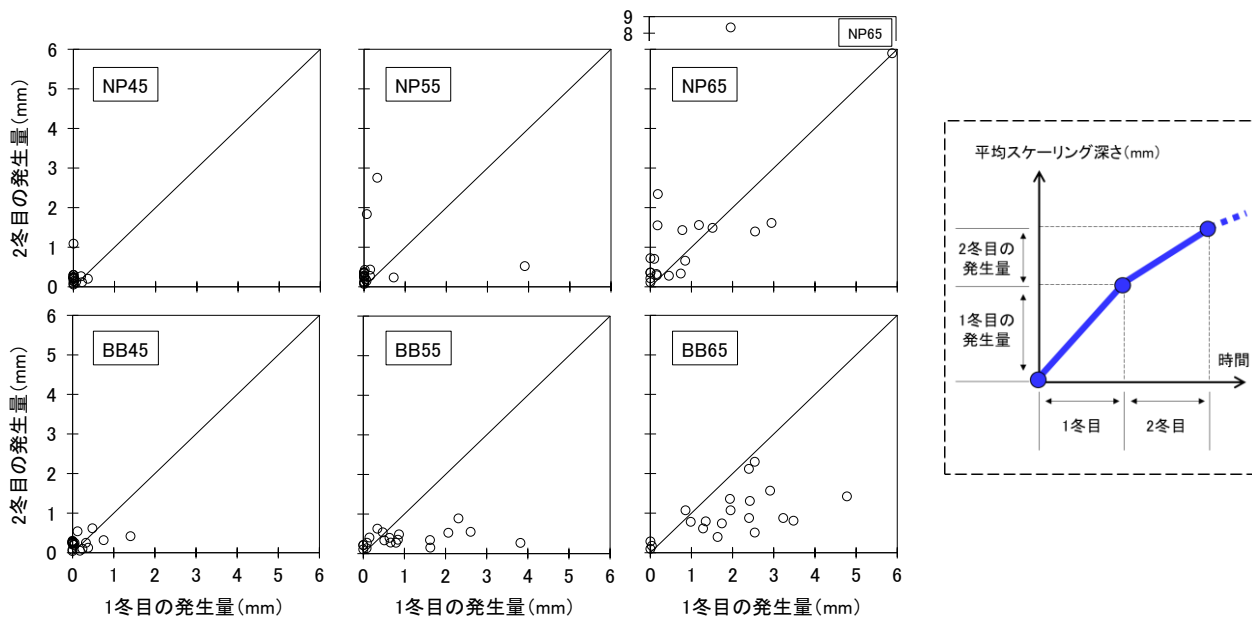


図-5.5 1冬目と2冬目のスケーリングの進行の違い

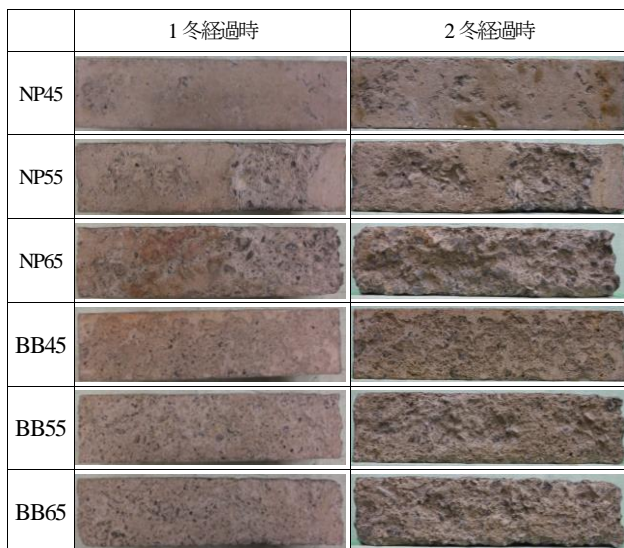


写真-5.5 N橋の下に暴露した供試体の外観

(2) スケーリングの進行に関する考察

打設面は、供試体の中で最も脆弱な面である。著者らは既往の室内実験で、高炉セメント B 種を使用するとコンクリート内部の透水性が低くなり、打設面の表層に供給された塩水は深部へ流動しにくくなることから、表層に未凍結水が集中して水圧が高まるためスケーリングが促進されやすいという結果を得ている<sup>14)</sup>。このことから、高炉セメント B 種を使用した供試体は1冬目に脆弱な表層が早期にスケーリングしたために、1冬目の方がスケーリングが多いという結果になったと考えられる。

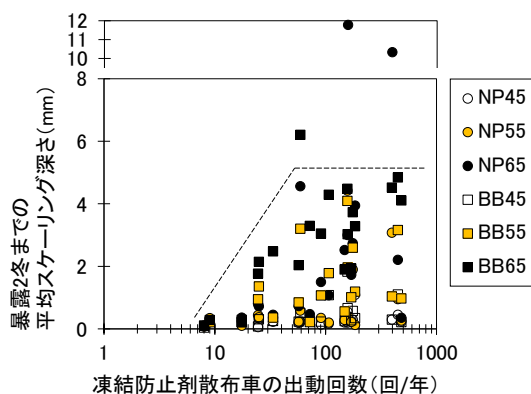


図-5.6 凍結防止剤散布車の出動回数と平均スケーリング深さの関係

また、著者らは既往の室内実験で、普通ポルトランドセメントを使用した場合、コンクリート内部の透水性は比較的高いため、塩水が深部へ流動しやすい状態になりスケーリングは促進されにくいですが、その場合でもコンクリート内部で水分が飽和状態のときは深部への塩水の流動性が滞り、一転して表層に未凍結水が集中し、コンクリート組織全体に水が多く含まれていることも相まってスケーリングが増大するという実験結果も得ている<sup>14)</sup>。このことから、普通ポルトランドセメントを使用した水セメント比55、65%の供試体は、1冬目に部分的に大きくスケーリングした範囲のコンクリート組織が劣化によって飽和しやすい品質状態に変化し、2冬目に大きなスケーリングに至ったと考えられる。

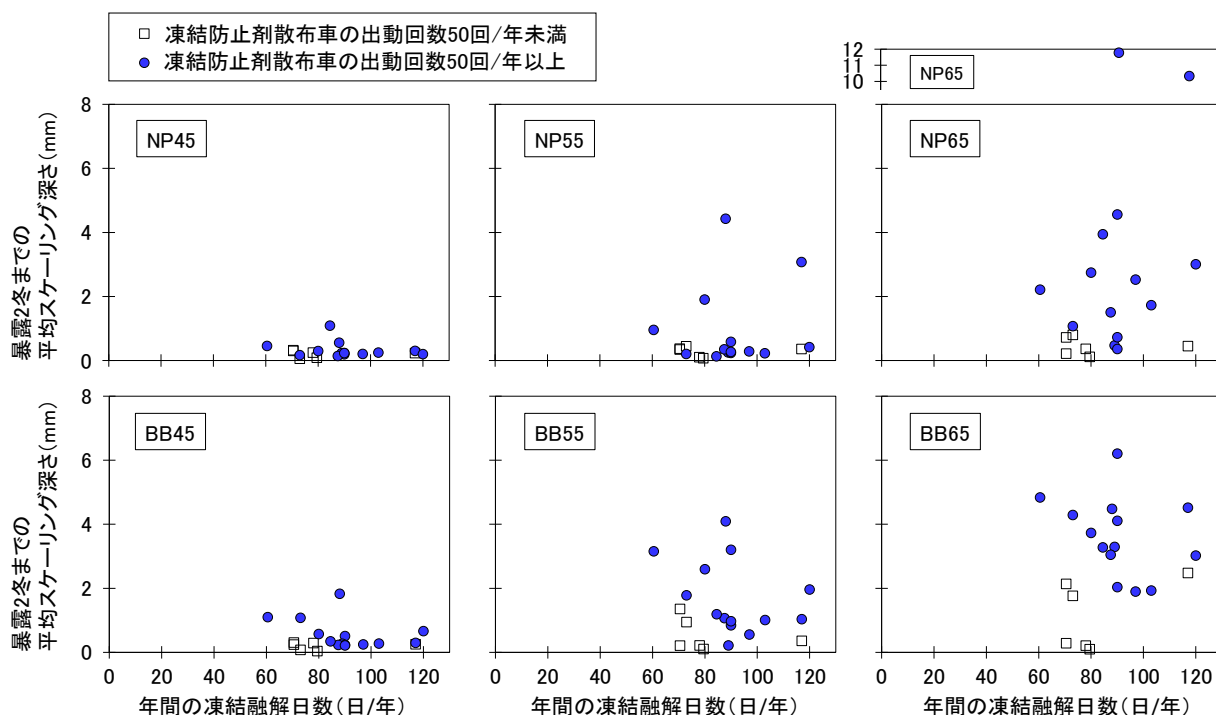


図-5.7 年間あたりの凍結融解日数と平均スケーリング深さの関係

なお、この劣化形態は、普通ポルトランドセメントを使用したすべての供試体で確認されたわけではない。しかし、環境が異なるために遅れて顕在化する可能性もあることから、今後もスケーリングの進行を注視したい。

#### 5.2.4 凍結防止剤散布車の出動回数と平均スケーリング深さの関係

図-5.6に凍結防止剤散布車の出動回数と暴露2冬までの平均スケーリング深さの関係を示す。出動回数が概ね50回/年未満の環境では、出動回数が多いほど平均スケーリング深さは増加する傾向にある。しかし、出動回数が50回/年以上の環境では明確な比例関係はみられない。

最低気温にもよるが、一般にスケーリングが進行しやすい塩水の濃度は3%前後<sup>10)</sup>とされている。また、凍結防止剤の散布を終えた路面の融雪水の塩分濃度は急速に低下しやすい<sup>10)</sup>ことも知られている。このことから、凍結防止剤散布車の出動回数が50回/年以上の現場における路面の融雪水は、スケーリングが進行しやすい塩分濃度が持続しやすいと言える。

#### 5.2.5 凍結融解日数と平均スケーリング深さの関係

図-5.7に年間あたりの凍結融解日数と暴露2冬までの平均スケーリング深さの関係を示す。5.2.4に鑑み、凍結防止剤散布車の出動回数を50回/年未満・以上に分けて整理した。凍結融解日数が同じでも平均ス

ケーリング深さが乖離しているものが多く、ばらつきが大きい。このことから、年間あたりの凍結融解日数のみではスケーリングに及ぼす環境の影響は適切に評価できないと言える。

#### 5.2.6 冬期の日最低気温の平均と平均スケーリング深さの関係

図-5.8は11月～4月における日最低気温の平均と暴露2冬までの平均スケーリング深さの関係を示している。出動回数が50回/年以上のプロットに着目すると、スケーリングが進行しやすい高炉セメントB種を使用した供試体では、日最低気温の平均が低い地域ほど平均スケーリング深さが大きい右肩下がりの傾向が得られた。普通ポルトランドセメントを使用した場合も、ばらつきはみられるものの、日最低気温が低い地域において大きな平均スケーリング深さを示した供試体が確認された。

このことから、年間あたりの凍結融解日数が61～120日/年の地域では、日最低気温が低いほど、コンクリートに供給された凍結防止剤を含んでいる融雪水が発する凍結水圧は大きく、スケーリングは促進しやすいと考えられる。スケーリングの進行に及ぼす環境因子として、凍結防止剤散布車の出動回数と日最低気温は重要な指標であることがわかった。この知見は、地域ごとに異なる冬期環境、散布形態にあわせた弾力的な配合設計の実現および対策要否の判定に資すると考えている。しかしな

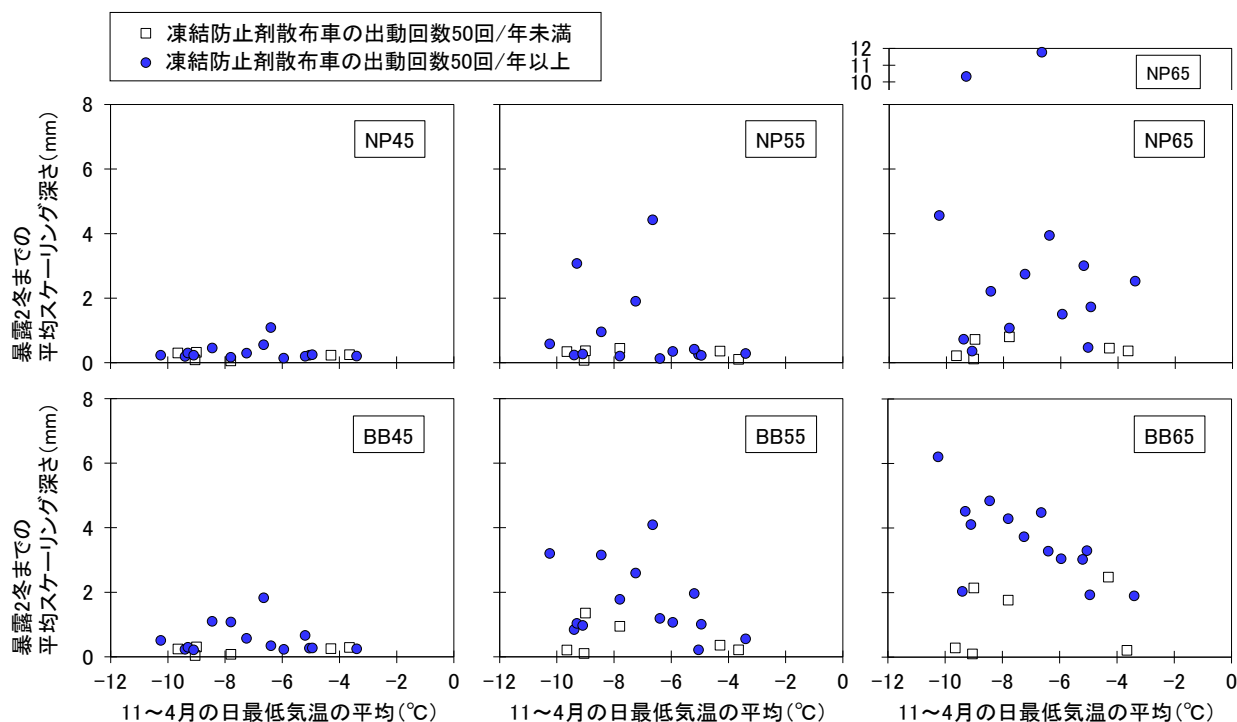


図-5.8 11月～4月における日最低気温の平均と平均スケーリング深さの関係

から、まだ2冬目の評価であり、今後も追跡調査を続けてデータを積み重ねる必要がある。

### 5.3 まとめ

冬期に凍結防止剤の散布が行われている北海道内の道路橋の下での暴露実験2冬目までに得た知見をまとめると以下ようになる。

- (1) スケーリングの程度は、水セメント比や凍結防止剤散布回数、最低気温によって差が出ていた。一方、相対動弾性係数の低下は極めて軽微であった。
- (2) 凍結防止剤散布車の出動回数と日最低気温は、スケーリングの進行を評価する上で重要な指標である。

### 参考文献

- 1) 北海道開発局道路設計要領, 第3集橋梁, 第2編コンクリート, p.3-コ7-5, 2016.4
- 2) 文献1), p.3-コ2-4
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書解説【昭和42年版】, p.32, 1967.7
- 4) 土木学会: 昭和31年土木学会制定コンクリート標準示方書解説, p.26, 1958.12
- 5) 気象庁アメダス
- 6) 緒方英彦, 服部九二雄, 高田龍一, 野中資博: 超音波法によるコンクリートの耐凍結融解特性の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1563-1568, 2002.6
- 7) 山下英俊: コンクリート構造物の凍害の劣化評価と予測に関する研究, 北海道大学学位論文, pp.116-121, 1999.3
- 8) 依田彰彦: 技術フォーラム「資源の有効利用とコンクリート」(第5回) 高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート, コンクリート工学, Vol.34, No.4, pp.72-82, 1996.4
- 9) Pigeon, M. and Pleau, R.: Durability of Concrete in Cold Climates, E&FN SPON, pp.16-17, 1995.
- 10) 佐野弘: 定置式凍結防止剤自動散布装置の研究開発, 福井県雪対策・建設技術研究所年報「地域技術」第14号, 第1編調査研究報告, pp.20-27, 2001.7
- 11) Verbeck, G. J. and Klieger, P.: Studies of Salt Scaling of Concrete, Highway Research Board, Bulletin, No.150, pp.1-13, 1957.
- 12) 高木典彦, 遠藤裕丈, 成田徳昌: 凍結防止剤散布路線でのコンクリート暴露実験1冬目の評価(1)一表面塩化物イオン量の設定方法に関する検討一, 第61回(平成29年度)北海道開発技術研究発表会発表概要集, 2018.2
- 13) Valenza II, J. J. and Scherer, G. W.: Mechanism for Salt Scaling, J. Am. Ceram. Soc., Vol.89, No.4, pp.1161-1179, 2006.
- 14) 遠藤裕丈: 凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法に関する研究, 北海道大学博士学学位論文, 2011.3
- 15) 宮本修司, 佐藤圭洋, 徳永ロベルト: 凍結防止剤の室内



凍結試験について—凍結防止剤の種類、濃度及び温度と氷の凍結状態との関係—, 第 52 回 (平成 20 年度) 北海道開発技術研究発表会, 2009.2

- 16) 長谷川寿夫, 藤原忠司: コンクリート構造物の耐久性シリーズ「凍害」, 技報堂出版, p.23, 1988.2
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋・コンクリート部材編, p.71, 2017.11

18) American Society for Testing and Materials: Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals, 1998

19) 国土地理院: 地理院地図

## 8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

### 8.1.2 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（橋梁）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地構造）、  
寒地保全技術研究グループ（耐寒材料、寒地道路保全）  
研究担当者：葛西聡、今野久志、秋本光男、佐藤京、中村拓郎、  
安中新太郎、菊田悦二、林田宏、丸山記美雄、池田浩康

#### 【要旨】

寒冷地の構造物には、厳しい環境作用等によって健全性が著しく低下している事例が多いが、この要因として考えられる凍害・複合劣化（作用）への対策は未整備のため、構造物の安全性確保、性能保持および長寿命化に向けた対策が喫緊の課題である。本研究は、凍害等により複合劣化した橋梁床版の劣化損傷特性を踏まえた性能評価手法を構築することを目的とする。

平成 28 年度までに、北海道において 45 年間供用され、凍害を含む複合劣化の進行が疑われた RC 床版及び床版供試体を対象に、劣化状況を把握するための各種調査、試験を実施した。また、水平ひび割れ等による耐荷性・耐久性への影響を明らかにするため、静的破砕剤を用いて水平ひび割れ等を模擬的に導入した RC はり部材の載荷試験等を行ってきた。

平成 29 年度には、疲労を受けた既設 RC 床版の耐荷性能評価に向けた基礎検討として、RC はり部材を対象に繰返し載荷試験を実施した。また、凍害を含む複合劣化が進行した RC 床版のたわみ性状を評価するため、凍害および ASR の影響を受けた実橋 RC 床版を対象に、静的載荷試験を実施するとともに、併せて衝撃荷重載荷試験を実施し、実橋における簡易たわみ評価手法としての適用性について検討した。橋面舗装から RC 床版に水が浸入する経路や原因を整理し、長期的に水の浸入を防ぐための目地材料の性能評価方法について検討した。

平成 30 年度には、RC 床版から採取したコアに非破壊手法である超音波法を適用することで層状ひび割れの発生および発生深さを調査する方法について検討した。また、層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価することを目的に 49 年間供用された実橋床版を用いた各種載荷試験を実施した。さらには、複合劣化と RC 床版の耐力との関係を検討するために凍害を受けた RC 床版を製作し静的載荷試験を実施した。橋面舗装に設置されている目地材の損傷に関しては、現状を把握するため実橋における現地調査を行った。

令和元年度には、塩害等による水平ひび割れや凍害等による層状ひび割れを模擬した RC 床版を製作して耐久性や耐荷力の検証をおこなうとともに、層状ひび割れが土砂化に進展する期間の試算を試みた。また、凍害劣化の進行に伴う RC スラブの体力低下を実験的に確認した。

キーワード：疲労，複合劣化，RC 床版，RC 部材，ひび割れ，たわみ評価

#### 1. はじめに

寒冷地の構造物には、厳しい環境作用等によって健全性が著しく低下している事例が多いが、この要因として考えられる凍害・複合劣化（作用）への対策は未整備のため、構造物の安全性確保、性能保持および長寿命化に向けた対策が喫緊の課題である。本研究は、凍害等により複合劣化した橋梁床版の劣化損傷特性を踏まえた性能評価手法を構築することを目的とする。

平成 30 年度までに、北海道において 45 年間供用されて凍害を含む複合劣化の進行が疑われた RC 床版の劣化状況に関する各種調査・試験、水平ひび割れ等を模擬的に導入した RC はり部材の載荷試験、RC はり部材の繰

返し載荷試験、実橋における簡易たわみ評価手法の適用性検討、橋面舗装からの水の浸入経路を整理、目地材料の性能評価方法の検討、超音波法による層状ひび割れの発生および発生深さの調査方法の検討、凍害を受けた RC 床版の静的載荷試験、橋面舗装に設置されている目地材の損傷状況を把握するための現地調査等を行ってきた。

令和元年度は、塩害等による水平ひび割れや凍害等による層状ひび割れを模擬した RC 床版を製作して耐久性や耐荷力の検証をおこなうとともに、層状ひび割れが土砂化に進展する期間の試算を試みた。また、凍害劣化の進行に伴う RC スラブの体力低下を実験的に確認した。

## 2. 実橋梁床版の劣化度調査（寒地構造）

### 2.1 調査概要

北海道において凍害およびアルカリシリカ反応（以下、ASR）による複合劣化を受けたRC床版について、劣化状況を把握するための各種調査を実施した。

### 2.2 対象橋梁

調査対象橋梁は、RC床版を有する橋長34mの2径間単純合成鋼桁橋の曲線道路橋であり、調査時点で供用後45年が経過している。写真-2.1は対象橋梁の床版下面の状況であるが、部分的なコンクリートの濡れ色および白色析出物が見られた。過去に床版を対象とした補修は実施されていないが、地覆前面から道路センター方向に200mm程度までの範囲ではシート系防水層の設置が確認できた。

### 2.3 調査項目

ここでは、実施した各種調査のうち、撤去床版を対象とした切断面の外観調査、蛍光エポキシ樹脂含浸法によるコンクリートの微細ひび割れ調査、コンクリートコアによる圧縮・静弾性係数試験、ゲルフルオレッセンス法によるASR反応性診断の結果について記載する。

### 2.4 調査結果

写真-2.2に、床版切断面およびコンクリートの微細ひび割れの状況を示す。本床版においては床版上面から最大60mm程度の範囲でコンクリートの土砂化が確認されたほか、下側鉄筋までの範囲には粗骨材の界面に沿って進展する水平方向のひび割れが多数見られた。

図-2.1に、現地から採取したコアの静弾性係数と圧縮強度の関係を示す。コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>での関係と比較すると、一部のコアを除き静弾性係数の低下が顕著であり、凍害やASRなどによる内部欠陥の影響を受けていることがわかる。

写真-2.3は、ゲルフルオレッセンス法によるASRの反応性診断における発光状況であり、若干ではあるが粗骨材周辺に発光が見られ、ASRによる反応性有と判定できる。なお、別途実施した走査型電子顕微鏡観察においても、アルカリシリカゲルの発生が確認されている。

### 2.5 調査結果のまとめ

道路橋床版の劣化度調査の結果において、床版が凍害とASRによる複合劣化を受けていると判断されたが劣化の支配的要因を特定するには至らなかった。

#### 参考文献

1) 参納千夏男、丸山達也、山戸博晃、鳥居和之：ゲルフルオレッセンス法によるASR簡易診断手法の開発、コンクリート工学年次論文集、Vol.35、No.1、pp.973-978、2013。



写真-2.1 対象橋梁の床版下面の状況



(a) 切断面 (b) 微細ひび割れ  
写真-2.2 コンクリートの劣化状況

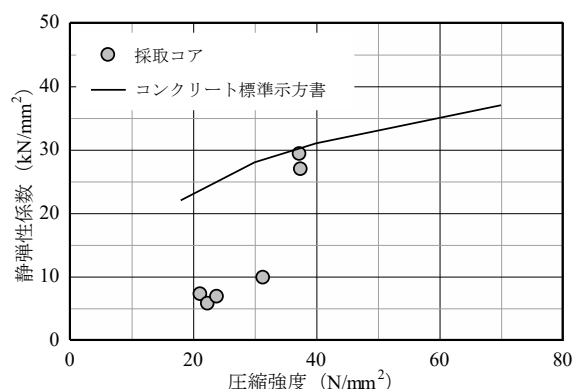
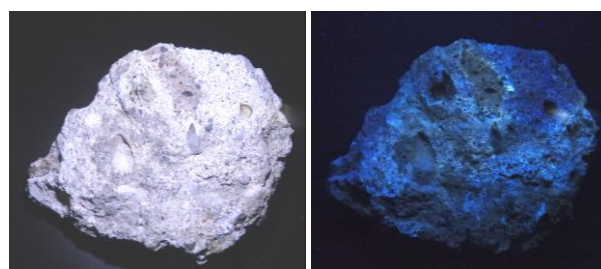


図-2.1 コンクリートの圧縮強度・静弾性係数



(a) 白色灯下 (b) 紫外線灯下  
写真-2.3 ASR反応性の診断結果

2) 土木学会：2013年制定コンクリート標準示方書、2013。

### 3. 輪荷重走行試験による水平ひび割れ等の再現（耐寒材料）

#### 3. 1 試験概要

実橋で確認された道路橋 RC 床版の水平ひび割れ等を実験室内で再現するため、床版供試体を用いた輪荷重走行試験を行った。

#### 3. 2 床版供試体

床版供試体は、平面寸法が 3000×2000mm、厚さが 160mm であり、昭和 39 年の道路橋示方書に準拠して設計されている。

#### 3. 3 輪荷重走行試験

載荷荷重は 110kN で一定とした。輪荷重走行試験は引張側コンクリートを無視したたわみ設計値に達した時点で終了した。そのため、床版供試体は破壊には至っていない。試験終了時のひび割れ状況を図-3.1 に示す。

#### 3. 4 ひび割れ調査

図-3.1 に示す位置から φ100mm のコアを採取し、蛍光エポキシ樹脂を含浸させた後、顕微鏡を用いて微細ひび割れのレベルまで観察を行った。

#### 3. 5 実験結果

図-3.2 に示すように、E2、E3、E4、E5 に水平ひび割れ等が生じている。なお、これらのコアは図-3.1 に示すように走行範囲内のコアであり、走行範囲外の E1 には水平ひび割れ等は生じていない。

ひび割れ本数については、E2 と E5 は概ね 1 本の水平ひび割れしか生じていない。一方、E3 と E4 は複数本の水平ひび割れ等が生じており、縦方向のひび割れとつながっている水平ひび割れ等もある。ひび割れ発生位置については、E2 と E5 の水平ひび割れは上側主鉄筋から上方に離れた位置にある。一方、E3 と E4 については、複数の水平ひび割れ等のうち上側の水平ひび割れは、概ね

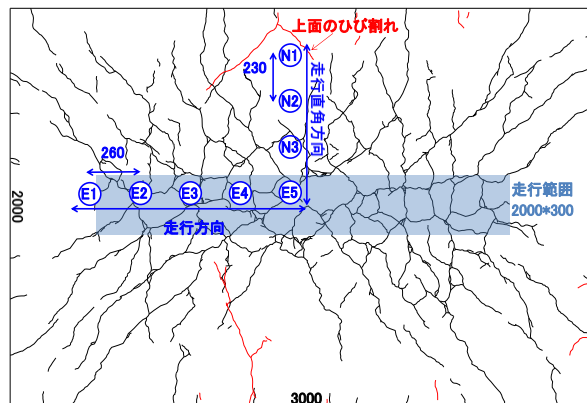


図-3.1 輪荷重走行試験終了時のひび割れ状況

E2 や E5 と同様の位置にあり、下側の水平ひび割れは、概ね主鉄筋の上縁位置付近にある。

#### 3. 6 試験結果のまとめ

実橋で確認された道路橋 RC 床版の水平ひび割れ等を、輪荷重載荷試験により実験室内で再現することができた。また床版供試体の位置により、水平ひび割れ等の発生深さが異なることが観察され、その発生深さが応力状態により変化する可能性を示唆する結果となった。

### 4. 水平ひび割れ等による RC 部材の性能低下に関する試験（寒地構造）

#### 4. 1 試験概要

凍害あるいは ASR に起因する床版の層状ひび割れに関しては、耐荷性・耐久性への影響が明らかになっていない。本項目では、水平ひび割れ等による RC 部材の性能低下を把握するために、性状が異なる水平ひび割れ等をあらかじめ導入した RC はり 7 体の載荷試験を実施した（表-4.1）。

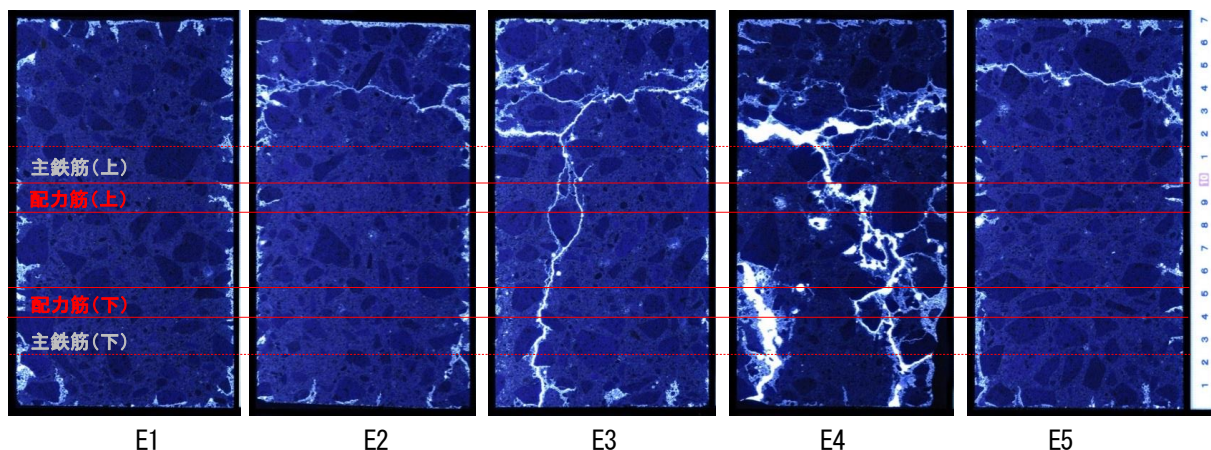


図-3.2 走行方向のコア断面

表-4.1 試験体一覧

試験体	ひび割れ性状		
	形態	上面からの位置 (mm)	イメージ図
N (基準)	なし	—	—
L/50	局所的	50	
L/150		150	
L/50+150		50, 150	
D/50	分散	0~50	
D/100		0~100	
D/200		0~200	

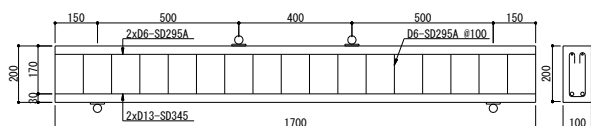


図-4.1 試験体

表-4.2 超音波伝播速度 (m/sec)

N	L/50	L/150	L/50+150	D/50	D/100	D/200
3,520	3,177	3,217	2,735	2,182	2,429	1,903

※ひび割れ導入部での平均値を記載

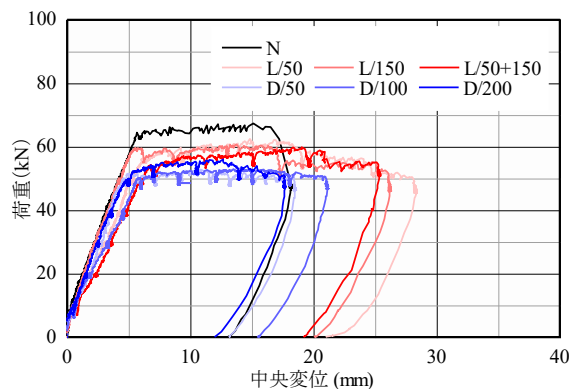


図-4.2 荷重と試験体中央変位の関係

#### 4.2 試験方法

試験には図-4.1 に示す曲げ破壊型のはり試験体を使用した。劣化試験体では、静的破砕剤をコンクリートに散布あるいは添加することで水平ひび割れ等を導入した。試験体表面のひび割れ幅は0.2~0.5mm に分布する傾向であった。また、この時点での透過法によるコンクリートの超音波伝播速度の測定結果を表-4.2 に示す。本測定では水平方向ひび割れの影響を考慮するため、はりの高さ方向を透過方向にした。

#### 4.3 試験結果

図-4.2 に、各試験体の荷重と試験体中央の鉛直変位の関係を示す。いずれの試験体も鉄筋降伏後に等曲げ区間で上縁コンクリートの圧壊が生じて荷重低下に至った。

表-4.3 は、各試験体の降伏荷重、最大荷重、降伏時剛性を基準試験体との比により整理した結果であり、劣化試験体において降伏荷重が 78~93%まで、曲げ剛性が 64~90%まで低下した。これは、水平ひび割れ等による応力伝達機構の低下や劣化部コンクリートの静弾性係数の低下による中立軸位置の上昇に起因するものである。

図-4.3 に、試験終了時におけるひび割れ状況の一例を示す。L/50+150 においては、基準試験体と比較して曲げひび割れの発生範囲が小さく、上方への進展等が曲げ区間に限られる。

また、せん断区間では水平ひび割れ等の位置において曲げせん断ひび割れが不連続に進展する性状が見られた。

D/100 においては、L/50+150 と同様に下縁におけるひび割れ範囲の減少および曲げひび割れ進展の局所化が見られ、さらに、劣化部では先行して導入したひび割れを起点としてひび割れが進展する傾向があった。

表-4.3 劣化試験体の耐荷性能

試験体	荷重比		降伏時剛性比
	降伏荷重比	最大荷重比	
L/50	0.88	0.93	0.73
L/150	0.93	0.90	0.90
L/50+150	0.84	0.89	0.64
D/50	0.80	0.78	0.85
D/100	0.78	0.79	0.68
D/200	0.81	0.83	0.76

※数値はいずれも基準供試体との比

— あらかじめ導入した水平ひび割れ等  
— 載荷により生じたひび割れ

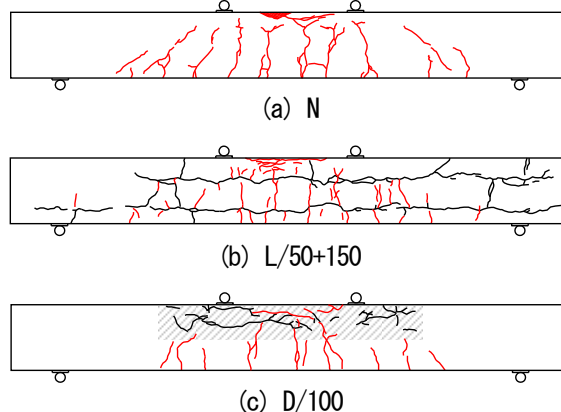


図-4.3 ひび割れ状況の例

#### 4.4 試験結果のまとめ

水平ひび割れ等による RC 部材の性能低下に関する試験結果から、水平ひび割れ等により RC 部材の曲げ耐荷性能が低下することを確認した。

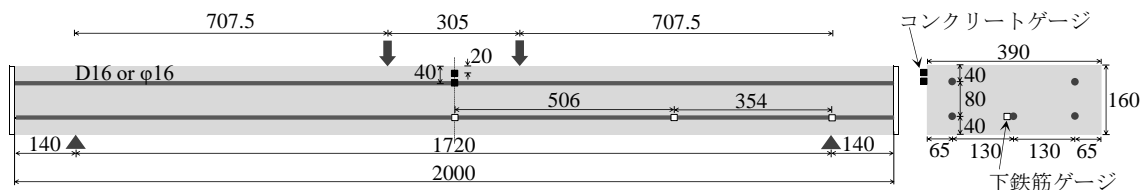


図-5.1 RCはり供試体の形状寸法, 配筋状況, ひずみゲージ設置位置

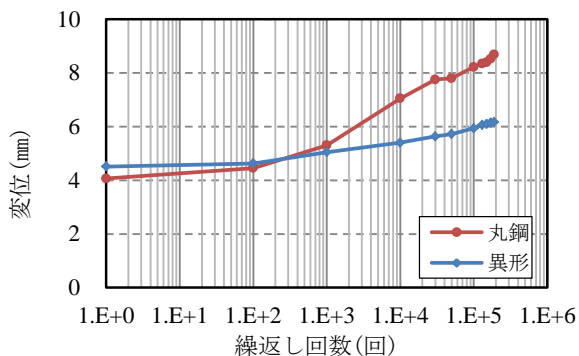


図-5.2 変位—繰返し回数関係

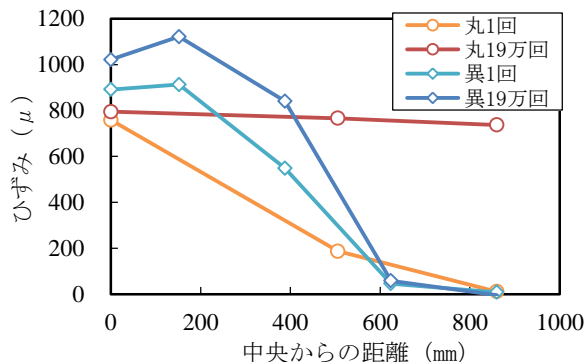


図-5.4 下鉄筋のひずみ分布

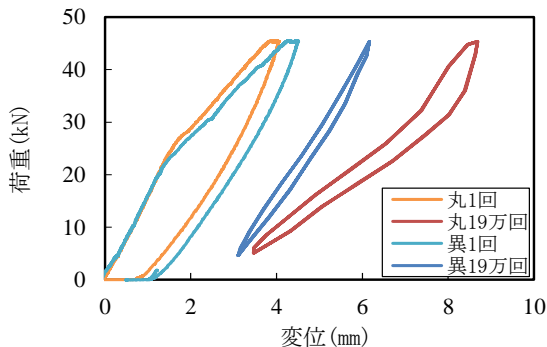


図-5.3 荷重—変位関係

#### 5. 4 試験結果

図-5.2に繰返し回数と変位の関係を示す。100回以降から丸鋼の変位の増加が加速し、異形鉄筋の変位よりも大きくなった。また、図-5.3に荷重—変位関係を示す。上記の変位の増加に起因し、赤線で示す丸鋼の19万回の剛性は、青線で示す異形鉄筋の19万回の剛性よりも小さくなった。図-5.4に下鉄筋のひずみ分布を示す。丸鋼のRCはりにおいて、橙線で示す荷重1回のひずみ分布は支間中央のひずみがピークとなる山形の分布であるが、赤線で示す荷重19万回のひずみ分布は支間方向に均等な分布へと変化しており、丸鋼とコンクリートの付着がRCはりの全域にわたり、著しく低下したことが分かる。このことから、丸鋼のRCはりの剛性が低下したのは、繰返し荷重に伴う付着の低下が影響していると考えられる。

### 5. 疲労によるRC部材の性能低下に関する試験(耐寒材料)

#### 5. 1 概要

既設RC床版の耐荷性能評価に向けた基礎検討として、丸鋼と異形鉄筋を用いたRCはり部材を対象に繰返し荷重試験時の挙動の違いに関して検討を行った。

#### 5. 2 RCはり供試体

RCはり供試体の形状寸法および配筋状況を図-5.1に示す。この供試体は昭和39年の道路橋示方書で設計された床版を参考に、はり状化後のはり幅を想定したものである。

#### 5. 3 繰返し荷重試験

繰返し荷重試験時の上限荷重は、異形鉄筋の降伏強度の70%、下限荷重は鉄筋応力が上限荷重時の10%となるように設定した。繰返し荷重回数は、コンクリート標準示方書の疲労強度式を用いて疲労寿命を計算し、異形鉄筋の疲労寿命である19万回とした。

### 6. 複合劣化が進行した実橋床版のたわみ評価(寒地構造)

#### 6. 1 概要

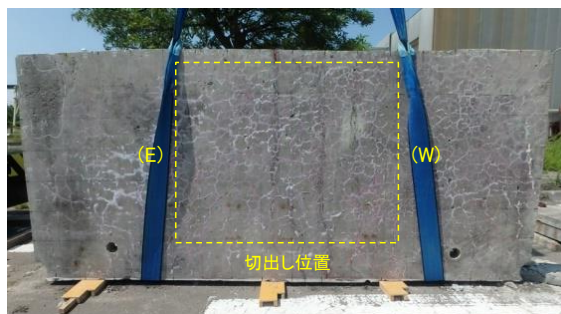
本研究は、橋梁床版の劣化損傷に応じた性能評価手法を構築することを目的としている。平成29年度は、凍害およびASRの影響を受けた実橋床版を対象に、たわみ評価を目的とした静的荷重試験、および、実橋における簡易たわみ評価手法の確立を目的とした衝撃荷重荷重試験を実施した。

#### 6. 2 試験体

試験には、昭和40年に建設された実橋床版から橋軸



(a) No. 1



(b) No. 2

写真-6.1 切出し位置の状況

方向 2.3m×橋軸直角方向 1.6m を切出して整形した床版試験体 2 体 (No.1、No.2) を使用した。対象橋梁の適用示方書は昭和 39 年鋼道路橋設計示方書であり、平成 28 年度の調査により、凍害と ASR の影響により床版上面 15~55mm の土砂化および床版全厚にわたる層状ひび割れが発生している箇所があることを確認している。

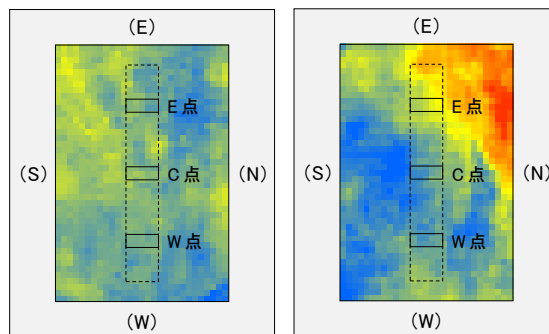
写真-6.1 は切出し位置における床版下面の状況であり、切出し位置の一部 (No.1) または全面 (No.2) に漏水を伴う網目状のひび割れが発生していた。図-6.1 には 3 次元レーザースキャナ (GLS-2000、TOPCON 製) により整形後の床版厚を計測した結果を示す。下面の変状が相対的に軽微な No.1 では床版厚のばらつきが相対的に小さく、設計床版厚 170mm との差は±10mm 程度であった。一方、No.2 では位置による床版厚のばらつきが大きく、上面の土砂化が著しい E-N 側では床版厚が 130mm まで減少している部分もあった。

### 6.3 試験方法

たわみの計測は、輪荷重走行試験機による静的載荷、および、小型 FWD 試験機 (FWD-Light、東京測器研究所製) による衝撃荷重載荷により実施した (写真-6.2)。試験体の支持方法は、橋軸直角方向端部は丸鋼による単純支持、橋軸方向端部は H 形鋼を使用した弾性支持とし、四隅には浮き上がり防止材を設置した。

静的載荷試験は、試験体中央 (C 点) および中央から

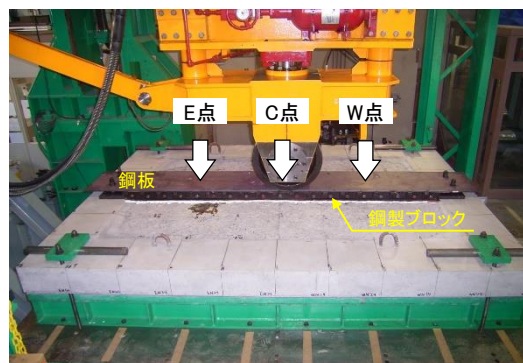
※ □ は載荷点、灰色部は整形部を表す。  
130 140 150 160 170 180  
(単位: mm)



(a) No. 1

(b) No. 2

図-6.1 床版厚の計測値



(a) 静的載荷試験



(b) 衝撃荷重載荷試験

写真-6.2 試験状況

橋軸方向に 625mm (E および W 点) の 3 箇所を実施し、橋軸直角方向幅 300mm×橋軸方向幅 120mm の鋼製ブロックおよび鋼板を介して荷重 100kN を作用させた。また、衝撃荷重載荷試験は C および W 点で実施し、鋼製ブロックおよび鋼板上に質量 25kg の重錘を高さ 500mm から落下させた。

たわみは、静的載荷試験では試験体下面に設置したレーザー変位計により計測し、衝撃荷重載荷試験では試

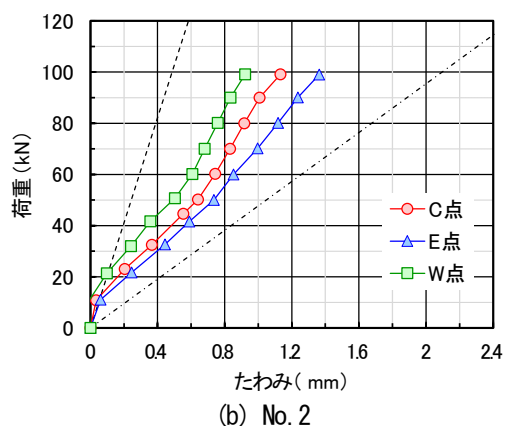
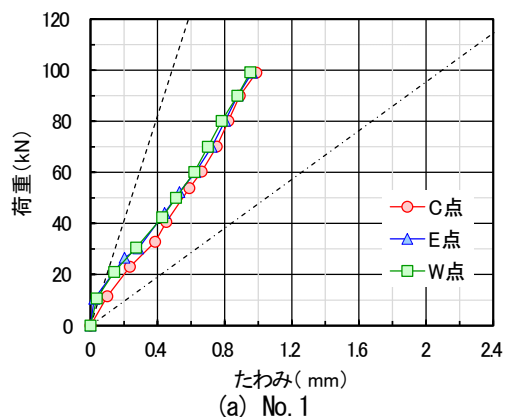


図-6.2 荷重-たわみ関係  
(衝撃荷重載荷試験)

験体上面に設置したセンサから取得した加速度データを積分処理して求めた。

### 6.4 試験結果 (1) 静的載荷試験

図-6.2に、静的載荷試験により得られた荷重-たわみ関係を示す。図中には、床版厚を設計値である170mm、コンクリートの静弾性係数を健全部での実測値である30.1kN/mm<sup>2</sup>として異方性版理論により求めた荷重-たわみ関係も図示しており、破線はコンクリートを全断面有効とした場合、一点鎖線は引張力負担を無視した場合の結果である。

No.1では、各点での荷重-たわみ関係に差異はなく、100kN時のたわみは1.0mm程度であった。また、実測値は両計算結果の間に位置し、たわみ劣化度 $\alpha$ は0.30程度であった。劣化度に基づく対策区分 $\beta$ などを参考にすると、No.1に関しては竣工後約50年経過時において対策を必要としない健全状態であったといえる。No.2では、載荷点によりたわみが異なり、W、C、E点の順に0.94mm、1.15mm、1.39mmであった。図-6.2(b)に示すようにE側では土砂化による床版厚の減少が顕著であ

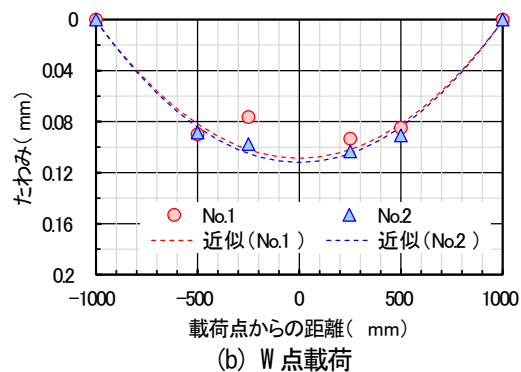
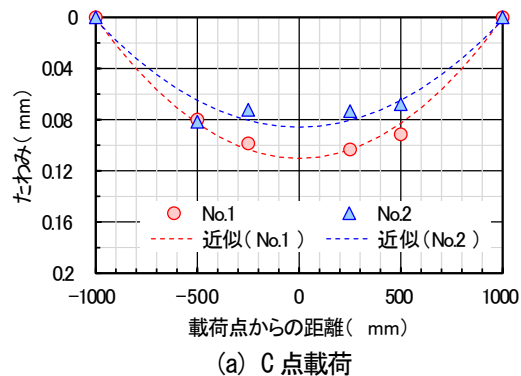


図-6.3 橋軸直角方向のたわみ分布  
(衝撃荷重載荷試験)

表-6.1 載荷点直下のたわみ推定値

試験体	載荷点	
	C点	W点
No.1	0.110	0.109
No.2	0.086	0.112

(単位: mm)

り、これが剛性低下に大きく影響している。また、W点においては、床版上面から下側鉄筋までの範囲に層状ひび割れが発生していることを確認しているが、No.1と同程度のたわみであったことから、設計荷重相当100kNによる静的載荷では、層状ひび割れが床版剛性に影響を与えていなかったと考えられる。なお、凍害の影響を受けたRC構造物では鉄筋とコンクリートの付着性能の低下が構造性能に影響を与える<sup>4)</sup>が、端部(整形部)で計測した鉄筋ひずみからは付着切れが示唆されるようなひずみが発生していないことを確認しており、付着性能の低下に関しても剛性低下の要因にはなっていなかった。

### (2) 衝撃荷重載荷試験

図-6.3は、CおよびW点において実施した衝撃荷重載荷試験から得られた橋軸直角方向のたわみ分布であり、たわみの値には各載荷点で3~5回の試験を実施したときの平均値を採用した。なお、両端のたわみ0mmは支



点条件から仮定した値である。得られたたわみ分布の形状には、No.1 の C 点载荷や No.2 の W 点载荷のように载荷点から±500mm の範囲で概ね放物線形状になったものと、No.1 の W 点や No.2 の C 点のように上記範囲でたわみが一樣になったものの 2 種類があった。表-6.1 には、単純支持位置でのたわみ 0mm を考慮したうえでたわみ分布を放物線近似したときの载荷点直下でのたわみ推定値を示す。No.1 の C および W 点ならびに No.2 の W 点においてはたわみ推定値が同程度となり、その傾向は静的载荷試験に一致する。このことから、衝撃荷重载荷試験では、载荷点付近および遠方でのたわみを用いることで床版のたわみ性状を概ね評価できるものと考えられる。なお、No.2 の C 点においては、静的载荷試験に反して他点よりもたわみが小さくなる結果であった。この原因として、試験体上面に剥離が進行していたために構造体としての加速度を適切に評価できていなかったこと、試験治具の設置状況の影響を受けていた等の可能性が挙げられるが、詳細は別途検討を要する。

## 6.5 試験結果のまとめ

平成 29 年度は、凍害および ASR を含む複合劣化の影響を受けた実橋床版を対象に静的および衝撃荷重载荷試験を実施し、以下の結果を得た。

- 1) 設計荷重程度による静的载荷では、たわみ性状に影響を及ぼす要因として土砂化による床版厚の減少が支配的であり、床版内に発生した層状ひび割れはたわみ性状に大きな影響を及ぼしていない。
- 2) 衝撃荷重载荷試験では、载荷点付近および遠方のたわみを用いることで、実橋において簡易に床版のたわみ性状を評価できる可能性がある。

### 参考文献

- 1) 角間恒、佐藤孝司、西弘明：北海道において複合劣化を受けた鋼橋 RC 床版の調査事例、寒地土木研究所月報、No.770、pp.13-18、2017。
- 2) 松井繁之、前田幸雄：道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案、土木学会論文集、Vol.374、I-6、pp.419-426、1986。
- 3) 北海道土木技術会鋼道路橋研究委員会：北海道における鋼道路橋の設計および施工指針、2012。
- 4) 北海道土木技術会コンクリート研究委員会：凍害により材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能評価に向けて、2014

## 7. 超音波法を用いた床版の劣化調査（寒地構造）

### 7.1 概要

RC 床版における層状ひび割れの発生や発生深さの調

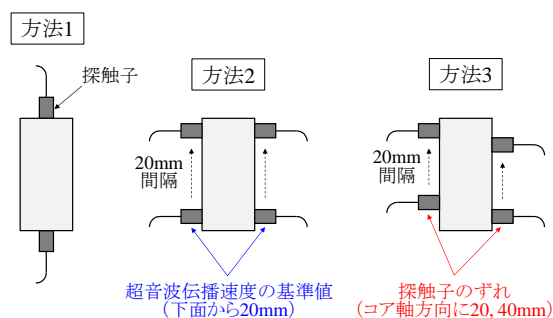


図-7.1 超音波伝播速度の測定方法

査では、コンクリートコア（以下、コア）を採取し、試験室において蛍光染料を添加したエポキシ樹脂等をひび割れに含浸させて観察する方法<sup>1)</sup>が採用されることが多い。この方法には専用のコアが必要となることから、現地で採取できるコア本数が限られる場合には、調査の実施に至らないこともある。

本研究では、強度試験等の他の調査とコアを共有することで効率的な調査を可能にする方法として、RC 床版から採取したコアに非破壊手法である超音波法を適用することで層状ひび割れの発生および発生深さを調査する方法について検討した。

### 7.2 調査方法

昭和 40 年に建設された実橋床版から採取したコアを供試体として、層状ひび割れ発生状況の調査を行った。対象橋梁の適用示方書は昭和 39 年鋼道路橋設計示方書であり、過去の調査<sup>2)</sup>において凍害と ASR の影響を受けて部分的に床版上面の土砂化および層状ひび割れが発生していることが確認されている。採取するコアの直径は 75mm とし、湿式のコアボーリングマシンを使用して RC 床版の上下を逆にした状態で鉛直下向きに 9 本のコアを採取した。コアは、床版下面の変状が比較的軽微な部材から 1 本、白色析出物を伴う網目状のひび割れが発生している部材から 8 本採取した。

超音波伝播速度の測定にはプロセック社製パンジット PL-200 を使用し、コアを室温で乾燥させた後、図-7.1 に示す 3 つの方法により実施した。また、超音波法を用いた層状ひび割れ発生深さ評価の精度を検証するために、超音波伝播速度測定後に蛍光塗料を添加したエポキシ樹脂を含浸させることでコア内部のひび割れ発生状況の調査も行った。

### 7.3 調査結果

図-7.2 に、蛍光エポキシ樹脂含浸前に可視光下で撮影したコア外観（左図）および同含浸後に紫外線照射下で撮影したコア切断面の写真（右図）の一例を示す。紫

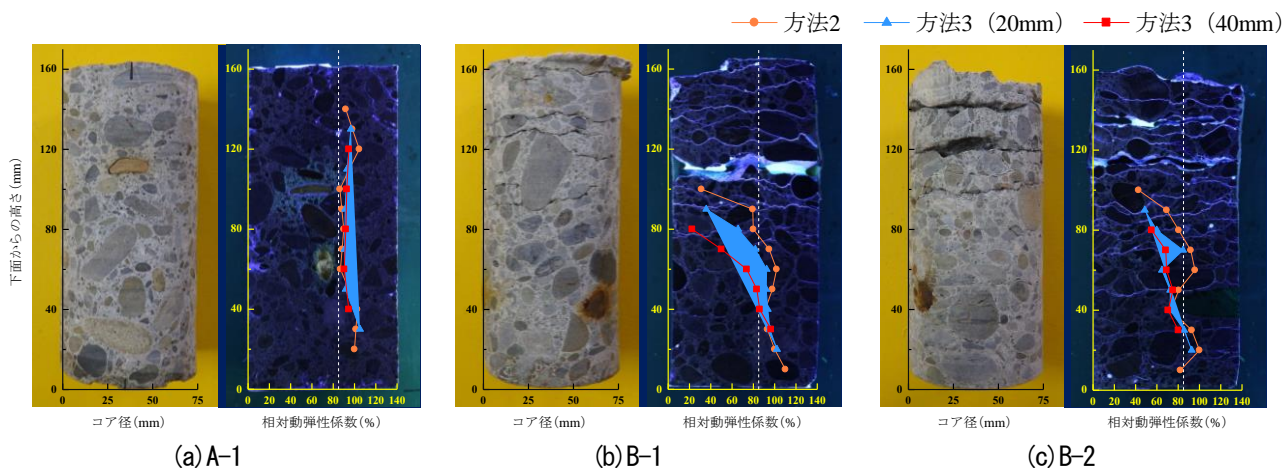


図-7.2 超音波伝播速度の測定方法

表-7.1 方法1による測定結果

コア番号	$V_n^{*1}$ (m/sec)	$E_d^{*2}$ (%)	層状ひび割れの有無	
			外観 <sup>2</sup>	切断面 <sup>3</sup>
A-1	4216.9	86.4	なし	なし
B-1	(欠損)	(欠損)	あり	あり
B-2	(欠損)	(欠損)	あり	あり
C-1	4162.4	84.0	あり	なし
C-2	2666.9	32.0	あり	あり
C-3	2320.6	22.6	なし	あり
C-4	999.3	4.1	なし	あり
C-5	2029.9	20.1	あり	あり
C-6	4242.2	80.5	なし	なし

\*1  $V_n$ : 超音波伝播速度,  $E_d$ : 相対動弾性係数

\*2 可視光下でのコア外観の観察

\*3 紫外線照射下でのコア切断面の観察

外線照射下で撮影したコア切断面の写真上には、方法2および3により測定した相対動弾性係数の深さ方向への分布を重ねて示しており、方法3では二つの探触子の平均高さを下面からの高さとしている。また、図中には層状ひび割れ判定の目安として  $E_d=85\%$  を破線により示した。

可視光下で行ったコアの目視観察によると、9本のうち4本でコアの分離を含む水平方向へのひび割れが確認され、このうち3本ではひび割れが複数発生し、2本ではひび割れが1本のみ発生している状態であった。蛍光エポキシ樹脂含浸による調査では、層状ひび割れの発生が確認されたコアは6本あり、目視観察ではひび割れの発生が確認されなかった2本が含まれているほか、コアの目視観察で確認されるよりも多くのひび割れが発生しており、目視観察では確認できていないひび割れがより深い位置で発生していた。

表-7.1に、方法1により測定したコア軸方向への超音波伝播速度を示す。一部のコアにおいてデータ欠損があるのは、コアの分離面である探触子の設置面に著しい

不陸があり、適切に測定が行えなかったためである。また、表中には相対動弾性係数ならびに外観および切断面における層状ひび割れの有無も併せて示している。C-1については、測定対象としたコアの分離位置より下側にひび割れが確認されなかったことから、層状ひび割れなし(切断面)に分類した。なお、超音波伝播速度の基準値は、方法2により測定した下面から20mmの位置での値を採用している。層状ひび割れが確認されなかったコア(A-1、C-1、C-6)では、 $V_n$ が4,200m/sec以上、 $E_d$ が80%以上であったのに対し、層状ひび割れが確認されたコアでは、 $V_n$ が2,700m/sec以下、 $E_d$ が35%以下にまで低下していた。

探触子をコア軸方向の同じ高さに当てる従来の方法と同様の方法2においては、層状ひび割れの発生が確認されなかったコア(A-1、C-1、C-6)では、全ての測定高さで  $E_d=85\%$  を上回った。これに対し、層状ひび割れの発生が確認されたコアにおいては、B-1およびB-2のように層状ひび割れの発生している範囲で  $E_d$  が著しく低下するコアがある一方で、85%をわずかに下回るコア(C-3、C-4)や85%を上回るコア(C-2、C-5)があり、 $E_d=85\%$  を劣化判定の閾値とする場合には層状ひび割れの見落としが発生した。これには、ひび割れの発生している方向と超音波の伝播経路の関係が影響しており、ひび割れに対して平行に超音波が伝播する本方法では、探触子間を横切るひび割れがあったとしても超音波の迂回距離が短く  $V_d$  の低下が生じにくいいため、層状ひび割れに対する感度が低くなったと考えられる。

コア周面の異なる高さに探触子を当てる方法3の場合、層状ひび割れの発生が確認されていないコアでは、方法2と同様にコア軸方向の位置によらず  $E_d=85\%$  以上を満たし、探触子のずれ量の違いにより深さ方向への  $E_d$  の分布が著しく変化することもなかった。これは、探触子

表-7.2 層状ひび割れ評価に対する超音波法の適用性

方法	結果	適用性の評価	
		検知	深さ
方法1	方法1~3の中で層状ひび割れによる超音波伝播速度の低下が最も顕著に表れる。	○	×
	層状ひび割れの有無を判定することはできるが、深さの評価には適用できない。		
方法2	ひび割れの発生方向と超音波伝播方向との関係性から、超音波伝播速度が低下しにくい場合がある。	△	△
	層状ひび割れを過剰に検知することはないが、見落としが発生する可能性が高い。		
方法3	探触子のずれ量を大きくすることで、層状ひび割れの有無および深さの両方を捉えることができる。	○	○

適用性の評価 ○：適用できる，×：適用できない  
△：適用できるが精度が劣る

間を横切るひび割れが発生しておらず、探触子間を直線的に超音波が伝播したことを表している。また、方法2において層状ひび割れの見落としがあったC-2およびC-5では、探触子のずれ量を20mmとした場合には $E_d$ の分布にさほど変化はなかったが、ずれ量を40mmにすることで層状ひび割れ部（下面からの高さ約120mm）において $E_d$ が60%以下にまで低下した。同様の傾向はB-1、B-2、C-3でも見られており、方法1と比較して $E_d$ の低下は小さいものの、探触子のずれ量を40mmとした場合に層状ひび割れによる $E_d$ の低下を捉えやすい結果となっている。これは、探触子のずれ量を大きくすることでひび割れが探触子間を横切りやすく、かつ、超音波の迂回距離が長くなり $V_d$ の低下が顕著になったためである。さらに、本研究の範囲においては、探触子のずれ量を40mm、 $E_d$ の閾値を85%としたとき、蛍光エポキシ樹脂含浸によるひび割れ調査と同等の精度で層状ひび割れ発生深さを評価できていることがわかる。

#### 7.4 層状ひび割れ発生深さ評価への超音波法の適用性

床版における層状ひび割れ検知および発生深さ評価に対する超音波法の適用性を表-7.2に整理した。方法1では、層状ひび割れが発生している場合の超音波伝播速度低下が三つの方法の中で最も顕著であり、ひび割れ検知を目的とする場合には有効である。ただし、劣化に関する情報が深さ方向に平均化されるため、ひび割れ発生深さの評価に適用することは難しい。方法2では、既往の研究を参考に $E_d=85\%$ をひび割れ判定の閾値としたとき、コア外観の目視により判別可能なひび割れでさえも

見落とされることがあった。このことから、方法2では層状ひび割れ検知および深さ評価において十分な精度が確保できない可能性が懸念される。方法3は、層状ひび割れに対する感度の点で方法1に劣るが、ひび割れ発生深さ評価への適用可能性が高く、健全度評価を行ううえでは、3つの方法の中で最も有効な方法になると考えられる。

#### 7.5 まとめ

- 1) 探触子をコア軸方向の同じ高さに当てる従来の劣化深さの評価方法では層状ひび割れの見落としが懸念されることが明らかになった。
- 2) ひび割れ性状に合わせて超音波の伝播経路（探触子の配置）を設定することで、層状ひび割れの有無および発生深さを高精度に評価できる可能性があることを示した。

#### 参考文献

- 1) 例えば、岩城圭介、加藤享司、平間昭信、塩谷智基：微視的断面観察による酸劣化したコンクリートの微細構造の評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、No.1、pp.999-1005、2004。
- 2) 角間恒、佐藤孝司、西弘明：北海道において複合劣化を受けた鋼橋RC床版の調査事例、寒地土木研究所月報、No.770、pp.13-18、2017。

### 8. 劣化床版における材料性能の変化（寒地構造）

#### 8.1 概要

層状ひび割れが発生したコンクリートでは力学特性の異方性が生じ、コアの採取方向によっては、得られる力学特性を構造性能の評価に適用できないことが指摘されている<sup>2)</sup>。寒冷地で顕在化している凍害やASRに起因する層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価することを目的に、北海道内の山間部において49年間供用された実橋床版<sup>2)</sup>を用いた各種載荷試験を実施した。今年度は、床版から採取した円柱あるいは立方体試験体を使用した静弾性係数試験と、床版から切出したはり試験体を用いた付着性能試験を実施した。

#### 8.2 静弾性係数試験

部材O1およびO2から直径50mmのコアおよび辺長80mmの立方体試験体（以下、キューブ）を採取し、コンクリートの静弾性係数試験を実施した。コアに加えてキューブを使用したのは、コアと比較して採取時に試験体の破損が生じにくく、試験体を効率的に採取できるためである。試験は、図-8.1に示すように床版に対する載荷方向、試験体形状、対象部材が異なる8ケースについ

て実施した。ケース名の頭文字は床版に対する荷重方向 (V: 面外、H: 面内)、下付き文字は試験体形状 (CY: コア、CU: キューブ) を表し、末尾に対象部材 (\_O1: 部材 O1、\_O2: 部材 O2) を記している。

図-8.2 に、面外方向および面内方向に荷重したケースにおける静弾性係数と圧縮強度の関係を示す。図中の実線は原点と健全部の平均値を通る直線を、図中の破線は土木学会コンクリート標準示方書<sup>3)</sup>に示される計算式による算定値を付記している。また、既往研究における調査結果<sup>4)</sup>も S、T として図示した。

部材 O1 においては、面外方向 (VCY\_O1、VCU\_O1) と面内方向 (HCY\_O1、HCU\_O1) とで  $E_c f'_c$  関係に大きな差異がなく、一部の試験体で力学的性能の低下が見られたのを除き、試験結果は概ね標準的な  $E_c f'_c$  関係の近傍にプロットされた。このことから、部材 O1 から採取した試験体はひび割れ等の影響を受けていない等方的な挙動を呈する状態であったと考えられる。

部材 O2 のうち面外方向 (VCY\_O2、VCU\_O2) では、圧縮強度の低下に対して静弾性係数の低下が顕著であり、多くの試験体で静弾性係数は  $5\text{kN/mm}^2$  以下となった。一方、面内方向 (HCY\_O2、HCU\_O2) では、面外方向より圧縮強度は小さく、静弾性係数は大きくなった。これは既往研究の結果<sup>4)</sup>にも見られる傾向であり、層状ひび割れに平行方向の圧縮挙動に共通する特性と考えられる。さらに、原点を通る直線上に各ケースの平均  $E_c f'_c$  関係が概ねプロットされた。このことから、層状ひび割れが発生した床版における面内方向のコンクリートの力学的性能に関しては、健全時に対する静弾性係数と圧縮強度の低下度が同程度になると示唆される。

図-8.3 に、部材 O1 (VCY\_O1、VCU\_O1、HCY\_O1、HCU\_O1)、部材 O2 の面外方向 (VCY\_O2、VCU\_O2)、部材 O2 の面内方向 (HCY\_O2、HCU\_O2) のそれぞれについて、静弾性係数が中央値を示した試験体に関する応力とひずみの関係 (以下、 $\sigma\varepsilon$  関係) を示す。部材 O1 では、全ての試験体が図中の例と同様、上に凸の放物線型の  $\sigma\varepsilon$  関係を呈し、最大圧縮応力時ひずみは  $1000\sim 4000\mu$  (平均  $2400\mu$ ) であった。これはコンクリート標準示方書における  $\sigma\varepsilon$  関係に概ね一致し、部材 O1 から採取した試験体が健全な状態であったことを表す。部材 O2 の面外方向では、荷重初期に  $\sigma\varepsilon$  関係の勾配が小さく、応力の増加とともに勾配がわずかに回復する S 字型の  $\sigma\varepsilon$  関係が見られた。これは一軸圧縮応力下で層状ひび割れが再接触する過程を表し、図中の例では、ひずみが  $3000\mu$  程度のときに再接触したと考えられる。同様

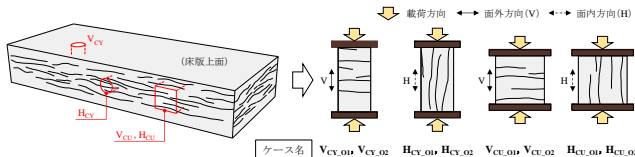


図-8.1 試験概要

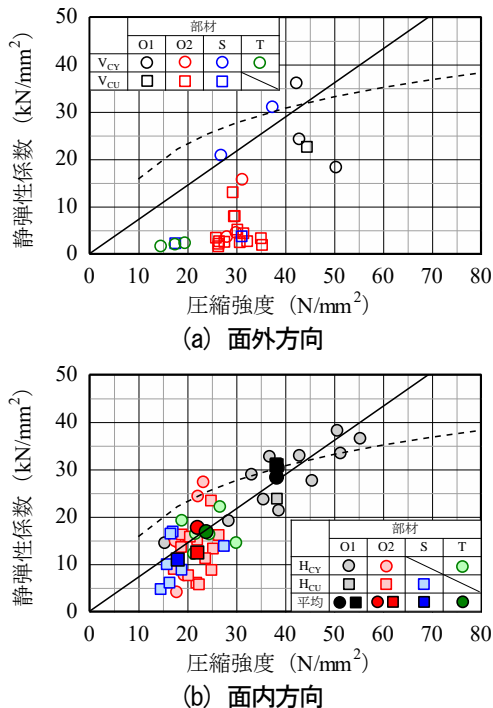


図-8.2 静弾性係数と圧縮強度の関係

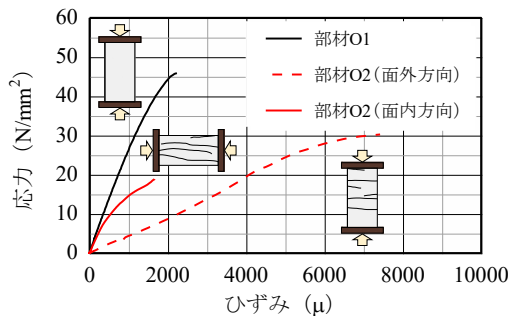


図-8.3 応力とひずみの関係

の S 字型の  $\sigma\varepsilon$  関係は、VCY\_O2 および VCU\_O2 の合計 17 体のうち 10 体で見られ、 $\sigma\varepsilon$  関係の勾配が回復するひずみは  $2100\sim 8100\mu$  (平均  $5100\mu$ ) であった。なお、試験体採取によりひび割れが完全に解放していない可能性があることから、床版厚さ方向に導入されていた膨張ひずみとしては、ひび割れが再接触するときのひずみよりもやや大きいことが推察される。一方、部材 O2 の面内方向では部材 O1 と同様の上凸の  $\sigma\varepsilon$  関係を呈するものも多く、面外方向に見られた初期の勾配低下は見られなかった。また、最大圧縮応力時ひずみ  $1200\sim$

5800 $\mu$  (平均 2500 $\mu$ ) も部材 O1 と同程度であった。

以上より、O 橋床版の層状ひび割れ部では、面外方向と面内方向でコンクリートの特性が明らかに異なった。本試験結果は、試験体採取に伴い構造物中で受ける拘束効果が消失した状態での挙動を表し、必ずしも構造物中にあるときの特性を表すものではないが、層状ひび割れが発生している床版では、通常の調査で取得する面外方向のコンクリートの力学特性を、活荷重作用に対する構造性能評価に適用できない可能性が示唆される。

### 8.3 鉄筋付着性能試験

凍害・ASR に起因する層状ひび割れが発生した RC 部材の耐荷性能には、鉄筋付着破壊が大きく影響する可能性がある。そこで、O 橋床版から切出したはり試験体を用いて、鉄筋付着破壊に対する抵抗性（以下、鉄筋付着性能）の低下を検証するための載荷試験を実施した。

図-8.4 は試験概要であり、実構造物中における応力状態に近い状態での鉄筋付着性能を把握するため、曲げ載荷による方法とした。試験には、長さ 1200mm の梁試験体 4 体 (BSLO1、BSLO2-1、BSLO2-2、BSLO2-3) を使用し、断面内に下側主鉄筋 (BSLO2-3 では上側主鉄筋) が 1 本配置されるように幅 78~127mm で切出した後、鉄筋端部をはっきり出して試験に供した。このとき BSLO2-3 では、劣化が著しいと想定される床版上側に位置する鉄筋を対象とするために試験体を上下に反転した。なお、試験体表面を目視観察したところ、BSLO1 に層状ひび割れの発生は確認されず、その他には上縁から下側鉄筋位置までの深さに層状ひび割れが発生していた。

表-8.1 に、次式を用いて自由端で鉄筋の相対変位が発生したときの曲げ付着応力度（以下、付着応力度）を求めた結果を示す。

$$\tau = S/u(d-x/3)$$

ここに、 $\tau$ ：付着応力度、 $S$ ：せん断力、 $u$ ：鉄筋の周長、 $d$ ：試験体の有効高さ、 $x$ ：圧縮縁から中立軸までの距離であり、 $x$  は引張側コンクリートを無視した断面により求めた。鉄筋付着試験から得た付着応力度は、層状ひび割れの発生が顕著な部材 O2 において部材 O1 (BSLO1) の 13~30%まで低下し、その中でも上側鉄筋を対象とした BSLO2-3 で付着応力度の低下が顕著であった。

以上より、丸鋼鉄筋を使用した部材における鉄筋付着性能は異形鉄筋を使用した部材より劣るが、鉄筋位置のコンクリートに層状ひび割れが発生している場合にはさらに低下するといえる。設計荷重以下の載荷においても鉄筋付着破壊が進行して耐荷機構が変化する可能性があ

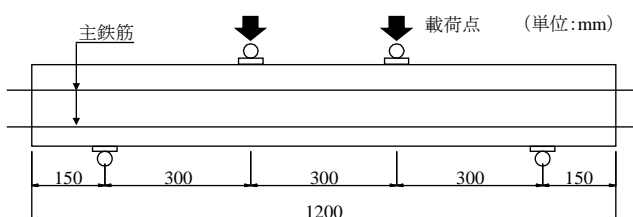


図-8.4 試験概要

表-8.1 鉄筋付着性能試験の結果

試験	部材	試験体	付着応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	比*1
鉄筋付着試験	O1	BSLO1	4.87	1.00
		BSLO2-1	0.69	0.14
	O2	BSLO2-2	1.44	0.30
		BSLO2-3*2	0.65	0.13

\*1 鉄筋付着試験はBSLO1に対する比

\*2 上下反転

る。

### 8.4 まとめ

- 1) 層状ひび割れが発生している床版では、通常の調査で取得する面外方向と面内方向のコンクリートの力学特性が異なる可能性を示した。
- 2) 鉄筋位置のコンクリートに層状ひび割れが発生している場合にはさらに鉄筋付着性能は著しく低下する恐れがあり、設計荷重以下の載荷においても鉄筋付着破壊が進行して耐荷機構も変化する可能性がある。

### 参考文献

- 1) 廣井幸夫、山本貴士、戸田圭彦、高木祐介：ASR 劣化した PC 梁構造におけるひび割れ密度、採取コアの力学特性を用いた曲げ耐荷性能評価に関する研究、土木学会論文集 E2、Vol.73、No.2、pp.191-206、2017。
- 2) 角間恒、佐藤孝司、西弘明：北海道において複合劣化を受けた鋼橋 RC 床版の調査事例、寒地土木研究所月報、No.770、pp.13-18、2017。
- 3) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書、2017。
- 4) 澤松俊寿、岡田慎哉、西弘明、三田村浩、松井繁之：46年間供用した寒冷地における道路橋 RC 床版の劣化損傷状況、土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集、I-414、2013。
- 5) 田附伸一、津吉毅、石橋忠良、松田芳範、今井勉：ASR により損傷した RC 部材の耐荷力に関する実験的研究、土木学会論文集 E、Vol.63、No.1、pp.166-177、2007。

## 9. 凍害を受けた床版の耐力に関する実験的検討 (耐寒材料)

### 9. 1 はじめに

複合劣化と RC 床版の耐力との関係を検討するための基礎資料を得ることを目的として、凍害を受けた RC 床版を製作し、静的載荷試験による実験的検討を行った。

### 9. 2 供試体概要

床版供試体の形状寸法、配筋を図-9.1 に示す。配筋および床版厚 ( $t=160\text{mm}$ ) は昭和 39 年の道路橋示方書で設計された床版供試体に準じている。

使用したコンクリートに関しては、早期に凍害劣化を顕在化させるために、コンクリートに AE 剤を使用せず、水セメント比を 76% と大きめに設定した。

実験変数は凍結融解の有無である。表-9.1 に供試体名と凍結融解回数を示す。

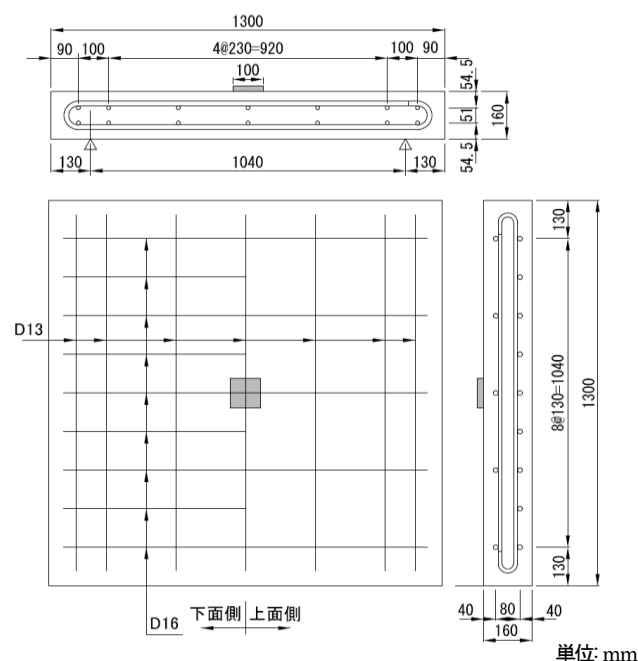


図-9.1 床版供試体の形状寸法、配筋

### 9. 3 凍結融解試験

凍結融解条件については、気中凍結水中融解とし、最低温度を $-18^{\circ}\text{C}$ 、最高温度を $5^{\circ}\text{C}$ として、1 サイクル約 14 時間の凍結融解作用を 390 回与えた。上記の凍結融解回数は、超音波速度が  $2000\text{m/s}$  以下になるまで要した回数である。

### 9. 4 静的載荷試験

支持条件は 2 辺単純支持で、支間は  $1040\text{mm}$  とした。載荷版には  $100\times 100\text{mm}$  の鋼板を使用し、供試体中央を一点集中載荷した。

表-9.1 供試体名と実験変数

供試体名	凍結融解回数
N	無 (健全)
F	390回

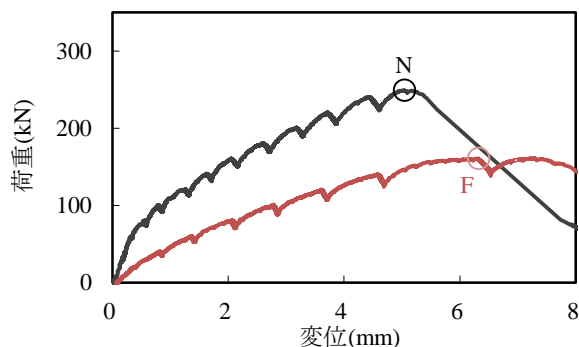


図-9.2 供試体 N と供試体 F の荷重変位曲線の比較

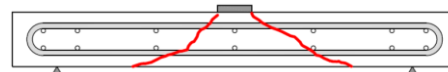


図-9.3 供試体切断面の載荷ひび割れ状況 (供試体 N)

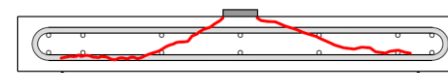


図-9.4 供試体切断面の載荷ひび割れ状況 (供試体 F)

## 9. 5 静的載荷試験結果

### (1) 供試体 N

供試体 N に関しては、図-9.2 の黒線で示すとおり、変位  $5.0\text{mm}$  で最大荷重  $249\text{kN}$  に達した。最大荷重に達した直後、破壊に伴って、変位が急増するとともに、荷重が急落した。図-9.3 に示すように、切断面では、押し抜きせん断コーンのひび割れが発生していた。

### (2) 供試体 F

供試体 F に関しては、図-9.2 の赤線で示すとおり、供試体 N と比較すると、最大荷重は  $161\text{kN}$  と大きく低下し (35%低下)、最大荷重時の変位は  $6.3\text{mm}$  と大きくなった。また、図-9.4 に示すように、切断面では、載荷ひび割れは供試体下面に抜けることなく、鉄筋に沿った付着割裂を伴う形となっていた。

## 10. 橋梁床版の劣化損傷に応じた性能評価技術の開発 (寒地道路保全)

### 10. 1 水の浸入と拡散経路の分析

橋梁床版の劣化は、水が存在する環境下で促進されることが知られていることから、橋梁床版に水を浸入させ

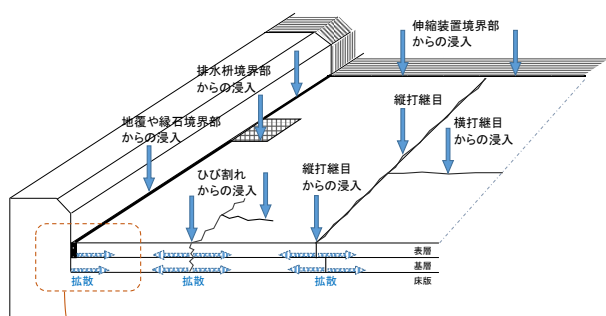


図-10.1 水の浸入と拡散経路概要図



写真-10.1 供用後に発生した目地部の隙間

間や空隙が発生拡大し、水が浸入する状態に変化してしまうのが実態である。一例として、供用後に隙間が拡大して水が浸入しやすくなった目地部の状況を写真-10.1に示す。供用後に境界部に隙間や空隙を生じさせ水が浸入する原因となるものについて、以下に整理した。

#### 1) 低温や温度変化の影響

北海道地域のような低温環境下では、橋面舗装に使用されるアスファルト系の材料は硬く脆くなる(脆化)性質を示す。そのため低温時の変形に対して追従できずに隙間などが発生する可能性がある。また、温度の低下に伴って材料は体積収縮するため隙間が出来やすく、収縮が拘束されている場合には応力が発生して割れや剥がれが生じる。このように低温時に隙間などが発生拡大し、そこから水が内部に浸入していくものと考えられる。

また、アスファルトとコンクリートの異なる材料の間では、線膨張係数の差違や熱伝導率の差違などに起因して、温度差や温度変化に伴って材料境界に挙動の差が生じる可能性が考えられる。それが繰り返し作用すると隙間が発生し拡大していくと推測される。

#### 2) 荷重の影響

車両の荷重によって、橋面舗装や床版は微小な変形やせん断を繰り返す。その微小な変形を繰り返し受けると、境界面の付着悪化やひび割れを生じると考えられる。

#### 3) 経年劣化の影響

アスファルト系の材料は紫外線や酸素によって劣化し、硬く脆くなっていく傾向を示す。それに伴って、ひび割れが発生しやすくなることや、付着力が低下していくことが考えられる。

#### 4) 凍結融解の影響

凍結融解作用が繰り返し作用すると、混合物の空隙を増大させ、境界部分の材料間の付着力を低下させると考えられる。

### 10.3 目地材料の性能評価手法

寒冷地域の橋面舗装端部などに施工される目地材に求められる変形性能や接着性能を整理し、それらの性能を

ないための技術が求められる。一般的に橋梁床版上には、交通荷重や雨水等の気象作用などから床版を保護し、車両の走行性を確保する役割を担うために、混合物層と防水層で構成される橋面舗装が設けられる。混合物層と防水層の部分で水の浸入を防ぐことが望ましいが、交通荷重などの力学的作用や、日照や降雨降雪、温度変化などの気象作用を複合的に受ける橋面舗装においては、隙間やひび割れの発生が避けられず、水の浸入を完全に防ぐことが出来ていないのが実態といえる。橋梁床版への水の浸入経路は複数あると考えられ、その浸入経路を把握し、対策をとることが肝要である。

そこで、床版への水の浸入経路を図-10.1に示すとおり整理した。橋面舗装には多くの浸入経路があることが分かる。いずれの経路に対しても水の浸入を防ぐ対策を行うことが望まれるが、特に、以下に示す浸入口は延長が長いことから、対策の優先順位が高いと考えられる。

- 1) 地覆や縁石との境界からの浸入
- 2) 混合物の縦打継目部からの浸入
- 3) 端部の密度不足部分や空隙からの浸入

上述した水の浸入口には、水分の浸入を軽減する対策と、混合物の空隙を塞ぐ対策を併用することが重要と考えられる。また、端部付近は混合物舗設時の転圧が難しく空隙ができやすいが、表面から瀝青乳剤や樹脂を散布して浸透させることで空隙を閉塞し、空隙から水が浸透していくことを防ぐ手法も有効であると考えられる。

### 10.2 水が浸入する原因の分析

橋面上に施工される防水層や混合物層は、施工直後は境界部や打継目に隙間がなく水が浸入しない状態であっても、供用に伴って様々な作用を受けることによって隙

評価できる試験方法について検討を行った。

まず、低温や凍結融解が作用する北海道地域で使用する目地材料には、以下に示すような性能が要求されると考えられた。

- 1)低温時における変形性能
- 2)荷重による繰り返し変形に対する変形性能
- 3)目地材と母材の境界における付着性能
- 4)凍結融解作用に対する抵抗性能

次に、これらの性能を評価できる手法について調査検討を行った。その結果、以下に示す試験方法を中心に評価を進めることが妥当と考えられた。

- 1)低温環境下での引張接着性試験(JISA1439 を参考)
- 2)4点曲げ試験機による繰り返し曲げ試験(舗装調査・試験法便覧 B018T を参考)
- 3)CDF 試験、CIF 試験(RILEM TC 117 および RILEM TC 176 を参考)

今後はこれらの評価試験を中心に、評価の目安となる値などを検討していく予定である。

#### 10. 4 橋面舗装目地材部の現況調査

橋面舗装に設置されている目地材の損傷の現状を把握するため、現橋における現地調査を行った。

##### (1) 調査対象

国土交通省北海道開発局における橋面舗装の止水設計は、平成20年度までは必須ではなかったが、平成21年度からは必須となった。そこで、過去10年の間に橋面舗装の補修を行った札幌開発建設部管内の国道橋22橋について目視による調査を行った。

##### (2) 調査項目

目地材の損傷状況は、表面の剥がれ、付着部の剥離、飛散等を項目とし、さらに、仕上がり具合として図-10. 2を調査項目とした。

また、調査結果は、平面図(ポンチ絵)による目地材の損傷の位置把握及び写真-10. 2に示す目地材の状況把握(損傷、仕上がり形状)を行った。

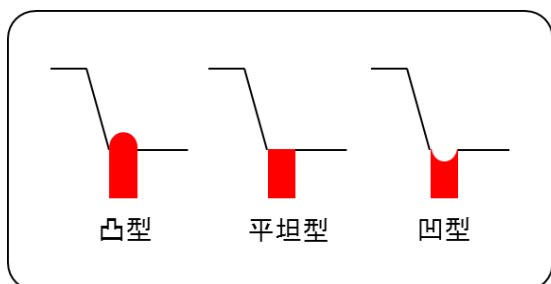


図-10. 2 目地材の仕上がり形状

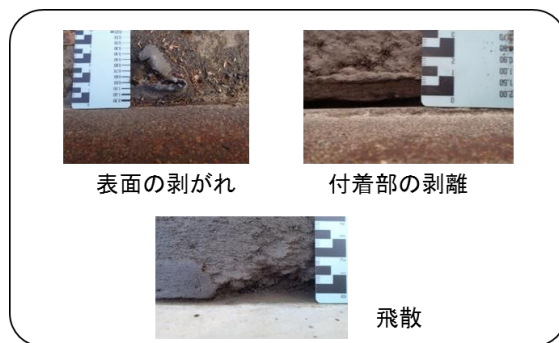


写真-10. 2 目地材の損傷の様子

単位：橋

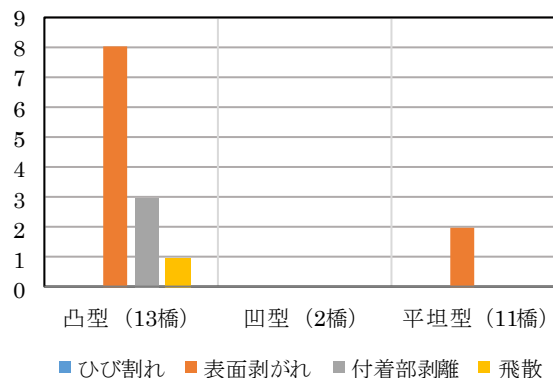


図-10. 3 目地材の形状と損傷の関係

単位：橋

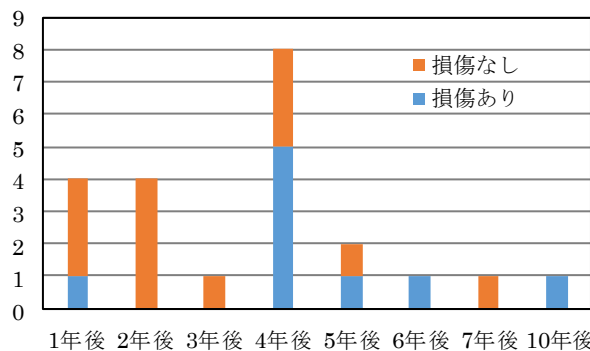


図-10. 4 目地材の設置経過年数と損傷発生の関係

##### (3) 調査結果

図-10. 3に目地材の仕上がり形状と損傷の関係を示す。形状が凸型の場合、目地材表面の剥がれが多く、損傷の発生が顕著であった。

次に、図-10. 4に目地材設置経過年数と損傷発生の関係を示す。設置後4年以上した橋に損傷が起こっている傾向にある。個別に見ていくと1年で破損したものがある一方、7年後も健全なものもあり損傷が発生するまでの時間に差が見られた。



## 10.5 まとめ

本検討をまとめると以下のとおりである。

既設目地材の現地調査の結果、目地の仕上がり形状が凸型の場合、損傷が多い傾向にあることから、平坦型又は凹型に近い形状で仕上げるのが良いと考える。しかし、現設計幅が1cmで人力施工となることと、アスファルト系加熱注入目地は温度に対してワーカビリティが敏感に変化するため、仕上がり形状にばらつきが生じるのが現状である。平坦型又は凹型に近い形状で仕上げがしやすいような材料選定の検討が必要である。

## 11. 塩害等による水平ひび割れを模擬した RC 床版の耐力・耐久性 (寒地構造)

### 11.1 概要

床版における塩害の特徴の一つに、上側鉄筋の腐食膨張に伴う床版内部での水平ひび割れの発生があるが、その後、上面の土砂化や押抜きせん断破壊に至るメカニズムや残存寿命は明確になっていない。そこで、塩害により上側鉄筋位置に水平ひび割れが発生した状態を模擬した床版の輪荷重による破壊挙動の把握を試みた。

### 11.2 試験方法

#### (1) 試験体諸元

試験体は、昭和39年鋼道路橋設計示方書に準じて設計した床版を1/2スケールに縮小した小型床版試験体2体とした。表-11.1に試験体の基本諸元を示す。2体のうち1体(No.1)は健全な状態を、もう1体(No.2)は塩害によって上側鉄筋位置に水平ひび割れが発生した状態を模擬している。No.2の水平ひび割れは、ひび割れ導入位置をコンクリートの打ち重ね箇所とし、打ち重ね面に膨張材を散布することで導入した。コンクリートの配合は21-8-15-Hであり、試験体のスケールを考慮して粗骨材最大寸法を15mmとした。表-11.2に試験開始直前に実施したテストピースによる静弾性係数試験結果を示す。

#### (2) 支持・荷重方法

試験には、小型輪荷重走行試験機を使用した。試験体の支持方法は、走行直角方向端部を単純支持(支持間隔960mm)、走行方向端部を弾性支持(同1,320mm)とした。輪荷重の荷重には鉄輪を使用し、走行直角方向中央に走行直角方向幅150mm×走行方向幅60mmの荷重ブロックを敷き並べた上を、走行方向中央から前後500mmずつ(全長1m)の範囲で連続走行させた。走行プログラムについては、No.1では、25kNで1,000回の予備走行を行った後に荷重を32kNに増加させる二段階荷重とし、No.2では、25kNによる一定荷重とした。

表-11.1 試験体の基本諸元

項目	単位	諸量	
寸法	走行方向	mm	1,370
	走行直角方向	mm	1,200
	厚さ	mm	85
主鉄筋(φ9)*	有効高	mm	20(20)
	間隔	mm	65(130)
配力鉄筋(φ6)*	有効高	mm	57(57)
	間隔	mm	90(90)

\* 括弧内は上側鉄筋の諸量

表-11.2 コンクリートの静弾性係数試験結果

試験体	材齢(日)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数(kN/mm <sup>2</sup> )
No.1	48	36.5	27.6
No.2	42	32.0	23.4

### (3) 計測方法

計測項目は、試験体下面のたわみおよび上面コンクリートのひずみとし、所定の走行回数において輪荷重走行を停止した状態での静的荷重によりデータを取得した。静的荷重は、試験体中央(C点)、C点から走行方向に前後250mm(E点、W点)の合計3箇所で行った。

### (4) 超音波伝播速度

試験開始前には、試験体を室温23°C、湿度30%の試験室に3日間以上静置した後、超音波測定器を使用して、試験体厚さ方向にコンクリートの超音波伝播速度を計測した。計測は、輪荷重走行部に沿った長さ1,000mmの範囲において200~250mm間隔で実施しており、超音波伝播速度は、No.1における4,500m/sec(6点平均)に対して、No.2では2,700m/sec(10点平均)と小さな値を示した。

## 11.3 試験結果

### (1) 損傷性状

写真-11.1は試験終了後に撮影した試験体上面の状況であり、両試験体ともに、荷重ブロック端部に沿って押抜きせん断破壊に伴うコンクリートの圧壊が発生していた。これに加えてNo.2では、走行直角方向に進展したひび割れ部の圧壊や荷重ブロック近傍でのコンクリートのブロック化、走行部における走行直角方向ひび割れおよび土砂化の兆候と推察される角欠けの発生が見られるなど、上面の損傷性状がNo.1と大きく異なっていた。なお、下面におけるひび割れ密度やコンクリートの剥離範囲は、No.1とNo.2で同程度であった。

(2) 活荷重たわみの変化

図-11.1 に、載荷点直下の活荷重たわみ (以下、たわみ) と走行回数との関係を示す。No.1 については荷重 25kN に換算した結果を示しており、たわみは荷重比 (0.78 = 25kN/32kN) を用いて線形換算し、走行回数はマイナー則に基づき換算した。なお、マイナー則に適用する S-N 関係式は式 (11.1) 2)とした。

$$\log P/P_{sv} = -0.09121 \log N + \log 1.52 \quad (11.1)$$

ここで、 $P$  : 輪荷重 (kN)、 $P_{sv}$  : 梁状化した床版の押抜きせん断耐力 (kN) 3)、 $N$  : 破壊までの走行回数 (回) である。

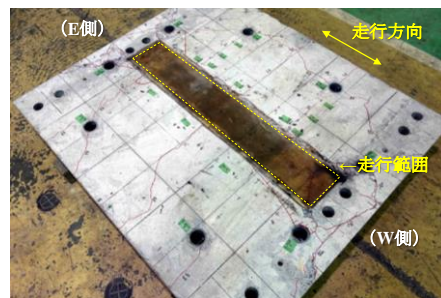
たわみは、輪荷重走行開始前の初期載荷の時点で、No.1 の 0.49~0.62mm に対して No.2 で 0.94~1.20mm であり、水平ひび割れの存在によって剛性が約 1/2 に低下している。また、No.2 では、走行開始直後からのたわみ増加が顕著であり、破壊に至る走行回数 (3.26×10<sup>4</sup>回) は、No.1 (7.63×10<sup>6</sup>回) の約 1/170 であり、先に示した損傷、劣化に至る耐久性が No.1 に比して低下していた。

(3) 上表面のコンクリートひずみ

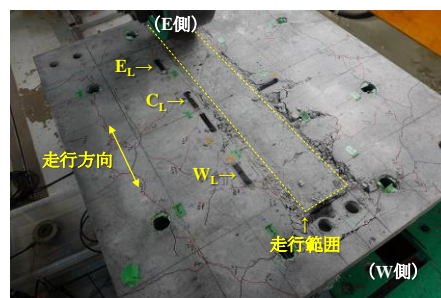
図-11.2 に、試験体上面の走行方向に貼り付けたひずみゲージ (ゲージ長 60mm) から取得したコンクリートの活荷重ひずみ (以下、ひずみ) と走行回数との関係を示す。計測は No.2 についてのみ行い、上面の損傷が顕著であった W 点付近 (写真-11.1 の W<sub>L</sub>) での結果を図示した。走行開始前の初期載荷において、W<sub>L</sub>には、近傍 (W 点) での載荷時に圧縮ひずみが発生し、遠方 (E および C 点) での載荷時にはひずみが発生していなかったが、走行回数の増加にともなって近傍載荷時の圧縮ひずみが増加し、さらに遠方載荷時には上面に引張りひずみが発生した。また、他の計測位置 (写真-11.1 の C<sub>L</sub> および E<sub>L</sub>) においても同様のひずみ性状となっていた。こうしたひずみ性状から、No.2 においては、輪荷重走行下での水平ひび割れの開きやずれの繰返しによってひび割れ面での一体性が失われた結果、ひび割れの上下が独立して挙動することでかぶり部分が波打つような変形モードになっていた可能性がある。このような変形モード、すなわち、上面での走行方向への引張り-圧縮応力の交番作用が、No.2 の上面におけるコンクリートのブロック化や走行直角方向ひび割れの角欠け等の原因になっていたと推察される。

11.4 まとめ

塩害が進行した状態を模擬した床版試験体の輪荷重走行試験を実施した結果、上側鉄筋位置での水平ひび割れの



(a) No. 1



(b) No. 2

写真-11.1 コンクリート表面ひずみと走行回数との関係

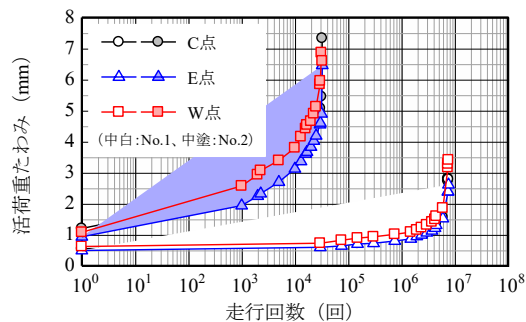


図-11.1 活荷重たわみと走行回数との関係

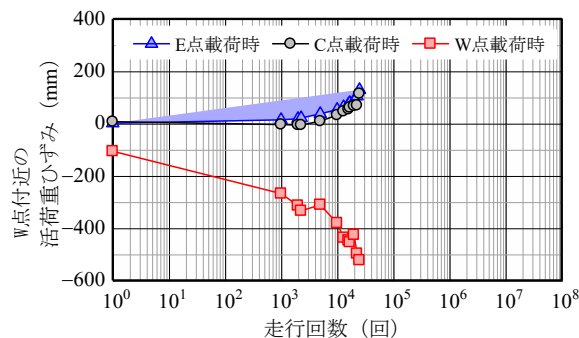


図-11.2 コンクリート表面ひずみと走行回数との関係

発生により、健全状態と比較して押抜きせん断破壊や上面コンクリートの劣化損傷に対する耐久性が著しく低下する可能性があることを示した。本試験は、床版全面で塩害が進行した状態を想定したものであるが、実橋においては劣化箇所が散在することが多い。また、床版上面が湿潤環境に曝されていることも少なくない。このため、劣化範囲を変えた場合や湿潤環境とした場合など、実態に即した条

件での試験を実施することで、床版の維持管理における適用性を高めることが求められる。

**参考文献**

- 1) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル 2016、2016.
- 2) 赤代恵司ほか：丸鋼鉄筋を用いた RC 床版の疲労特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.57A、pp.1297-1304、2011.
- 3) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について、第9回コンクリート工学年次論文報告集、pp.627-632、1987.

**12. 凍害等による層状ひび割れを模擬した RC 床版の耐力・耐久性と土砂化への進展（寒地構造）**

**12.1 概要**

寒冷地を中心に、道路橋 RC 床版（以下、床版）の内部に複数の水平ひび割れ（以下、層状ひび割れ）が発生する事例が報告されている<sup>1)2)</sup>。これは凍害や ASR によって発生するとされ、供用期間の増加により、やがて土砂化に進展すると考えられる<sup>3)</sup>。床版に発生した層状ひび割れが輪荷重走行下で土砂化に進展するメカニズムや期間を考察することを目的に、層状ひび割れの発生を模擬した RC 梁試験体を製作し、輪荷重走行試験を行った。

**12.2 試験方法**

**(1) 試験体**

試験は、表-12.1 に示すコンクリートの状態（健全、層状ひび割れ）および試験環境（乾燥、上面湿潤）が異なる 4 ケースとした。図-12.1 に試験概要を示す。試験体は幅 600mm、高さ 180mm、長さ 1,500mm の扁平梁形状とした。コンクリートの配合は 21-8-20H とし、D-D および D-W の上半分（厚さ 90mm）に打込むコンクリートには膨張材を過剰添加して層状ひび割れを模擬した。試験開始時におけるコンクリートの圧縮強度は 39.9N/mm<sup>2</sup>、静弾性係数は 23.6kN/mm<sup>2</sup> であった。

**(2) 荷重方法**

試験には、クランク式の輪荷重走行試験機を使用し、図-12.1 に示すように、輪荷重の走行方向に並べた試験体 2 体を同時に試験に供した。このときの 2 体の組合せはコンクリートの劣化状態が同じ試験体（S-D と S-W、D-D と D-W）とし、一方（S-W、D-W）では、試験体中央付近上面の 200mm×200mm の範囲（以下、給水口）から水を連続的に供給することで、試験中は部分的に試験体上面を湿潤状態に保った。

輪荷重の荷重には鉄輪を使用し、走行直角方向 500mm×走行方向 200mm の鋼製ブロックを敷き並べた上の全長 2m の範囲を往復走行させた。作用させる輪荷重は試

表-12.1 試験ケース

試験体	状態	試験環境
S-D	健全	乾燥
S-W		上面湿潤
D-D	層状ひび割れ (模擬)	乾燥
D-W		上面湿潤

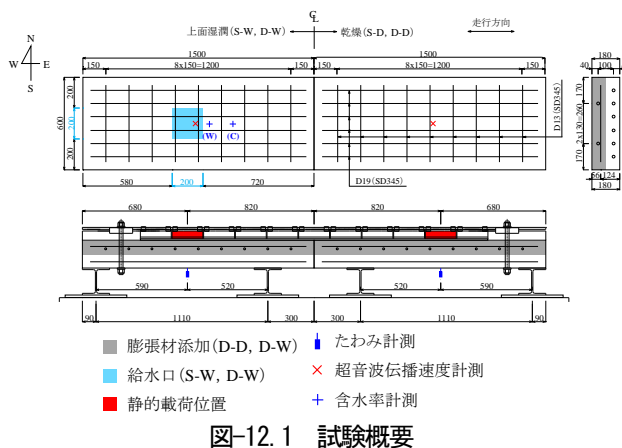


図-12.1 試験概要



写真-12.1 切断面のひび割れ性状（D-D、試験終了後）

験機の最小荷重である 100kN とした。

**(3) 計測方法**

試験における基本的な計測項目は試験体下面のたわみとし、輪荷重走行および水の供給を停止した状態で試験体中央付近での静的荷重を実施し、その直下のたわみを取得した。また、試験の途中には、試験体高さ方向への超音波伝播速度および上側鉄筋位置でのコンクリート含水率（以下、含水率）の計測を実施した。含水率は、図-12.1 に示す位置で電気抵抗式水分計を用いて計測した。

**(4) 試験体の劣化状況**

写真-12.1 は試験終了後に試験体 D-D を輪荷重走行方向に切断したときの切断面の状況である。輪荷重載荷前の供試体切断面は確認できなかったが、後述するように D-D 供試体は、輪荷重による土砂化等の劣化進展の影響が殆ど見られなかった。そのためこの試験終了後の D-D 供試体の切断面の状況も輪荷重載荷前から大きく変化していないであろう。ここでは、上縁から軸直角方向鉄筋までの 60mm 程度の間に、水平方向のひび割れが層状に

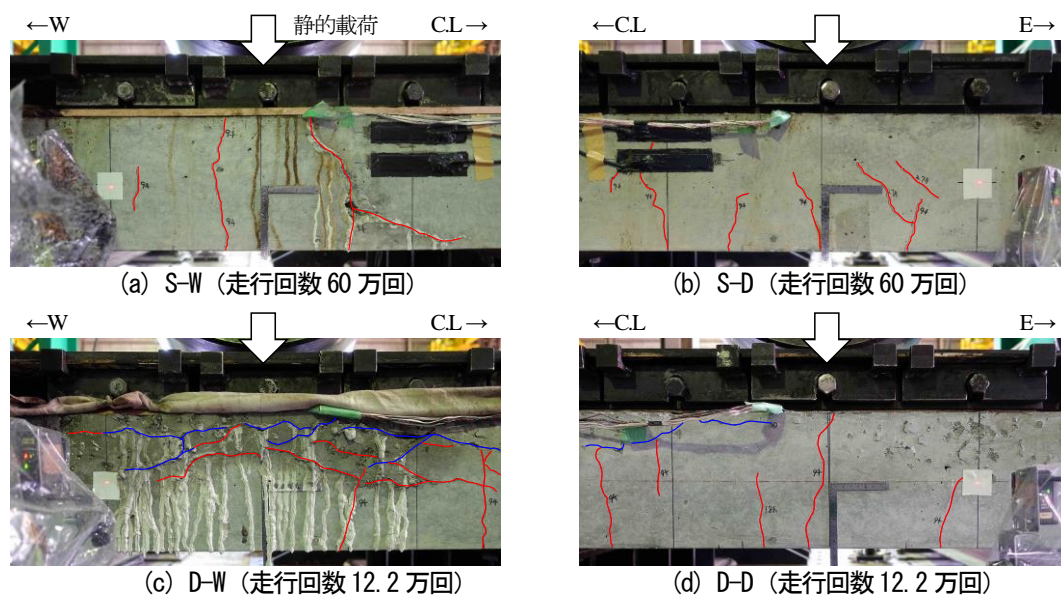


写真-12.2 試験体側面の状況

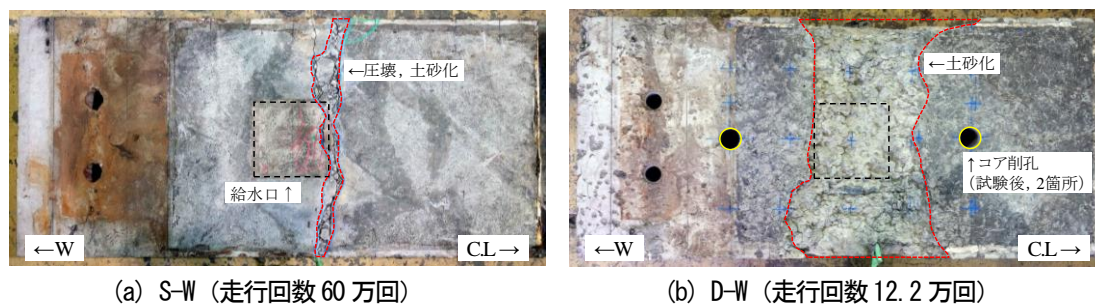


写真-12.3 試験体上面の状況

2~4 本程度発生していた。本試験体による実橋における劣化状況の再現性については別途詳細な検証が必要であるが、既往の調査事例<sup>9)</sup>では、層状ひび割れが粗骨材寸法程度の間隔で発生することが報告されており、ひび割れ間隔の観点では、本試験体は実橋における層状ひび割れによる劣化状況を十分再現していると考えられる。

### 12.3 試験結果

#### (1) 損傷状況

写真-12.2 に、試験終了時に撮影した試験体側面の状況を示す。S-D および D-D では、走行初期に発生した曲げひび割れが早い段階で試験体を上下に貫通するひび割れや斜めひび割れに進展したが、その後、試験終了までに損傷が著しく進行することはなかった。S-W では、走行初期に曲げひび割れが発生し、支間中央付近では試験体上下に貫通した。その後、走行 6.3 万回までは側面の状況に目立った変化はなかったが、10 万回では貫通ひび割れに沿った漏水および遊離石灰の滲出が見られ、55~60 万回にかけて軸方向鉄筋に沿ったかぶりコンクリートの剥離が生じてたわみが急増したため、せん断破壊に至ったと判断した。

写真-12.3 には、試験終了時の試験体上面の状況を示しており、試験体幅方向に線状にコンクリートの圧壊領域が形成され、給水口付近では部分的に骨材が分離の様子が見られた。S-W では、既往の水張り環境下での床版の輪荷重走行試験<sup>9)</sup>において報告されている損傷・破壊過程と同様、上面から貫通ひび割れに水が浸入してひび割れ面がすり磨かれることによる剛性の低下、および、土砂化による圧縮縁でのコンクリートの応力伝達機構の低下が、早期のせん断破壊をもたらしたと推察される。D-W では、他の試験体と同様に走行初期に曲げひび割れの発生が見られたが、上下に貫通することはなかった。その後、6.3 万回までに側面の状況に大きな変化はなかったが、10 万回では試験体上半分の膨張材の過剰添加部において走行前に発生していた水平ひび割れの開口とその下方での新たな水平ひび割れの発生が見られた。これらのひび割れからは遊離石灰が滲出し、さらに試験体上半分のコンクリートが濡れ色になっていたことから、この写真の時点で上面側の広い範囲でコンクリートが湿潤状態になっていたことがわかる。また、

写真-12.4 は、試験終了後の試験体を走行方向に切断したときの切断面の状況であり、土砂化による著しい断面欠損が生じた箇所の外側には、内部で土砂化が進行する兆候や水平ひび割れの部分的な開口・進行が見られた。これらのことから、D-W では、層状ひび割れへの水の浸透に、走行による層状ひび割れの開口やポンピング作用が相まって、水の浸透範囲については土砂化範囲が給水口より広範囲に拡大していったと考えられる。

## (2) たわみ変化

図-12.2(a)に、静的荷重により取得したたわみと走行回数との関係を示す。図中には本試験体を集中荷重が作用する単純梁と見なして計算した理論たわみも図示している。S-D および D-D では、走行回数の増加とともに徐々にたわみが大きくなる傾向があるが、試験終了までにたわみの急増は見られず、理論たわみの範囲内であった。2体のたわみを比較すると、D-D においてたわみが大きいことから、層状ひび割れによって疲労耐久性が低下することが示唆される。S-W では、34 万回まではたわみが S-D と同程度であったが、55 万回以降ではかぶりコンクリートの剥離および上縁コンクリートの圧壊の発生によりたわみが急増した。D-W では、3.9 万回まではたわみが D-D と同程度であるが、その後たわみが急増した。ただし、この時点で曲げひび割れの著しい開口や斜めひび割れの発生は見られていないことから、このたわみの急増は、構造上の限界状態（破壊）に達したのではなく、土砂化の進行に伴って試験体有効高さが減少したことによる曲げ剛性の低下に起因するものと推察される。

## (3) 超音波伝播速度の変化

図-12.2(b)に、超音波伝播速度と走行回数との関係を示す。S-D では、試験前後での超音波伝播速度の低下が数%程度であり、本試験の範囲では、試験体内部にひび割れ等が発生していなかったと考えられる。S-W の超音波伝播速度は、28 万回までは S-D と同程度であったが、55 万回で急激に低下した。D-D および D-W では、前述のように走行開始前の時点で超音波伝播速度が健全状態 (S-D、S-W) の 50~60%であったが、9 千回ときにはさらに低下して健全状態の 40~50%になった。その後、D-D では試験終了までに超音波伝播速度の急激な低下は生じていないが、D-W では 6.3 万回で急激に低下した。試験体側面に損傷の進行や漏水、遊離石灰の滲出が見られたのは 6.3~10 万回の間であったが、超音波伝播速度の低下からは、6.3 万回の時点では試験体内部にこれらの要因となる劣化が先行して発生していたことが推察される。

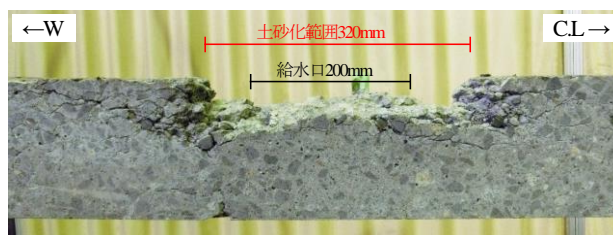


写真-12.4 試験体切断面の状況 (D-W, 試験終了後)

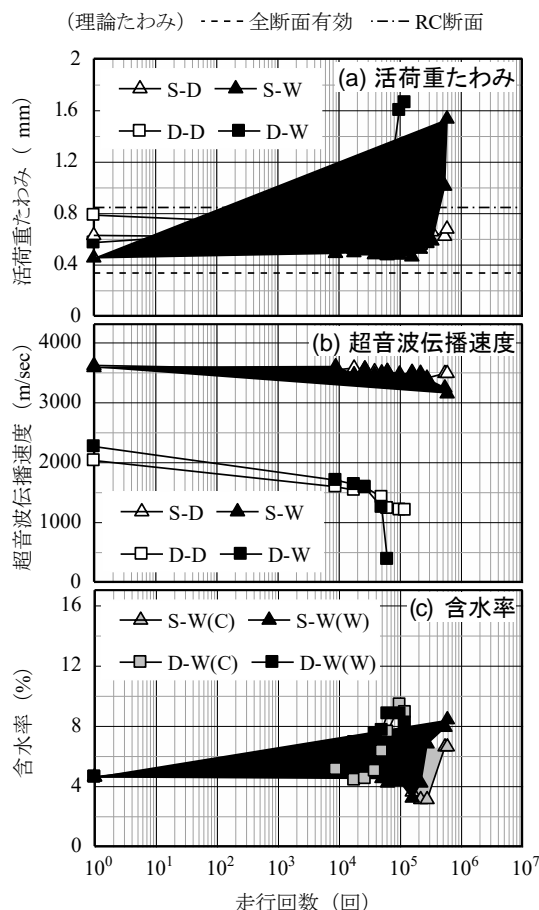


図-12.2 試験結果 (経時変化)

## (4) 含水率の変化

図-12.2(c)に、S-W および D-W に関する上側鉄筋位置での含水率と走行回数との関係を示す。S-W では、走行開始からしばらくは上側鉄筋位置での含水率に顕著な変化がなく乾燥状態が保たれていたが、28 万回以降に含水率が増加しているが、負曲げモーメントやせん断力の作用によるひび割れの発生やエポキシ樹脂の剥離による止水の不具合等によって給水口以外にも水が浸入した可能性がある。一方、D-W においては、給水口付近の D-W(W) では 9 千回、中央寄りの D-W(C) では 5.1 万回で乾燥状態に対する含水率の増加が見られ、その後も走行回数の増加とともに徐々に増加した。走行に伴う層状ひび割れの開口やポンピング作用によって、水の浸透範囲が徐々に

表-12.2 層状ひび割れから土砂化に至る期間 (試算)

項目	試算条件		
	A	B	C
大型車交通量 (台/車線/日) *1	100	400	600
劣化が進行する期間 (日/年) *2	146		
土砂化までの累計走行回数 (回) *3	122,000		
土砂化までの期間 (年)	8.4	2.1	1.4

仮定

\*1 実橋での大型車交通量から仮定

\*2 アメダスデータ (年間の降雨日数) を基に、1年のうち146日で床版が湿潤状態にあり、この間に層状ひび割れが土砂化に進展すると仮定

\*3 輪荷重走行試験結果 (D-W) から仮定

拡大したと考えられる。

#### 12.4 層状ひび割れが土砂化に進展する期間の試算

維持管理の実務においては、各種性能低下が生じるまで期間を勘案して早急に対策を講じる必要があるか否かを判断することが求められる。そこで、前述の試験結果を基に、層状ひび割れが土砂化に進展するまでの大よその期間を把握するための試算を行った。

表-12.2 に、試算条件および試算結果を示す。各条件の違いは1車線当たりの大型車交通量 (以下、交通量) であり、試算 A および B では、既往の調査<sup>1), 2)</sup>により層状ひび割れの発生が確認されている橋梁における交通量を基に交通量を 100 台/日および 400 台/日とし、試算 C では、過去に著者らが土砂化発生状況の分析<sup>3)</sup>を実施した際の対象橋梁における平均的な値を基に交通量を 600 台/日とした。また、北海道内の主要なアメダス観測所における年間の降水日数を参考に、年間 146 日 (1年のうち40%の期間) を輪荷重走行と水の影響により劣化が進行する期間とし、その間の材料劣化の進行等による影響は考慮していない。土砂化に至るまでの累計走行回数は、D-W における走行回数 12.2 万回をそのまま採用した。

層状ひび割れが土砂化に進展する期間は、表-12.2 に示すように、試算 A で 8.4 年、試算 B で 2.1 年、試算 C で 1.4 年になった。本試算結果は多くの仮定を含むものであり、必ずしも実橋での土砂化発生を正確に予測するものではないが、定期点検要領<sup>4)</sup>で規定される 5 年に 1 回の点検頻度や対策までの期間 (対策区分 C1、C2 の場合には 5 年程度以内) を一つの目安にしたとき、床版上面への水の供給状況や大型車交通量によっては、層状ひび割れは発生してから 5 年以内で土砂化に進展する可能性がある<sup>5)</sup>と示唆される。

#### 12.5 まとめ

1) 層状ひび割れが発生した床版が湿潤環境下で輪荷重走行の影響を受ける場合、層状ひび割れへの水の浸透に、輪荷重走行による層状ひび割れの開口の促進

とポンピング作用の組合せによって、土砂化が急激かつ広範囲に進行する可能性がある。

2) 水の供給状況や大型車交通量によっては、層状ひび割れは数年以内で土砂化に進展する可能性があることを示唆した。

なお、上記は、限られた条件下で層状ひび割れが土砂化にまで進展する過程を模擬したものであり、実橋においては、層状ひび割れが発生している深さ、範囲、部位 (桁や輪荷重走行位置との位置関係) や水の供給状況 (舗装や防水層の状態等) によってその過程は異なる<sup>6)</sup>と考えられる。

#### 参考文献

- 1) 澤松俊寿、岡田慎哉、西弘明、三田村浩、松井繁之：46 年間供用した寒冷地における道路橋 RC 床版の劣化損傷状況、土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集、I-414、2013
- 2) 伊戸康清、島田守、五島孝行、柴田辰正、大田孝二：アルカリシリカ反応で損傷した道路橋床版—橋梁インフラの維持補修事例の紹介—、土木技術資料、Vol.55、No.8、pp.56-59、2013
- 3) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル 2016、2016
- 4) 国土交通省：橋梁定期点検要領、2014
- 5) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について、第 9 回コンクリート工学年次論文報告集、pp.627-632、1987
- 6) 角間恒、佐藤孝司、西弘明：北海道において複合劣化を受けた鋼橋 RC 床版の調査事例、寒地土木研究所月報、No.770、pp.13-18、2017
- 7) 角間恒、白戸義孝、西弘明、松田有加、松本高志：北海道における道路橋 RC 床版の土砂化発生傾向の整理、平成 29 年度土木学会北海道支部論文報告集、第 74 号、A-38、2018

### 13. 凍害劣化の進行に伴う RC スラブの耐力低下 (耐寒材料)

#### 13.1 はじめに

凍害を受ける床版に関して、劣化の進行と耐力低下との関係を明らかにするため、劣化深さをパラメータとしたスラブ供試体を製作し、静的載荷試験を行った。

#### 13.2 供試体および実験概要

##### (1) 供試体概要

スラブ供試体の形状寸法、配筋を図-13.1 に示す。配筋および床版厚 (t=160mm) は昭和 39 年の道路橋示方書で設計された床版供試体に準じている。

使用したコンクリートに関しては、早期に凍害劣化を顕在化させるために、コンクリートに AE 剤を使用せず、水セメント比を 65% と大きめに設定した。

実験変数は、スラブ供試体上面からの「劣化深さ」である (表-13.1)。

##### (2) 凍結融解試験

凍結融解試験に当たっては、以下の 2 つの方法により劣化深さを制御した。1) 上面以外の面には断熱材を設置し、供試体の冷却・加熱は供試体上面からのみ行った。2) 設定した劣化深さの位置の温度が  $-18\sim 0^{\circ}\text{C}$  になるように温度を制御した。このような温度条件で、空中凍結水中融解による凍結融解作用を供試体 F-H/4 は 100 回、供試体 F-H/2 は 300 回与えた。

##### (3) 静的載荷試験

支持条件は 2 辺単純支持で、支間は 1040mm とした。載荷版には  $100\times 100\text{mm}$  の鋼板を使用し、供試体中央を一点集中載荷した。

#### 13.3 静的載荷試験結果

図-13.2 に各供試体の荷重-変位曲線を示す。劣化深さがスラブ厚の 1/2 である供試体 F-H/2 では、供試体 N に比べて耐力が大きく低下した。一方、劣化深さがスラブ厚の 1/4 である供試体 F-H/4 の耐力は供試体 N とほとんど変わらなかった。

#### 13.4 耐力変化のメカニズムに関する考察

供試体 F-H/2 の耐力が供試体 N に比べて大きく低下したのは、図-13.3 に示すように、1) 梁のウェブに相当する部分が劣化したことにより引張強度が低下し、斜め引張ひび割れが発生したこと、2) 載荷前に発生していた凍結融解作用による水平ひび割れの影響を受けたことにより、破壊形式が変化したことが要因として考えられた。

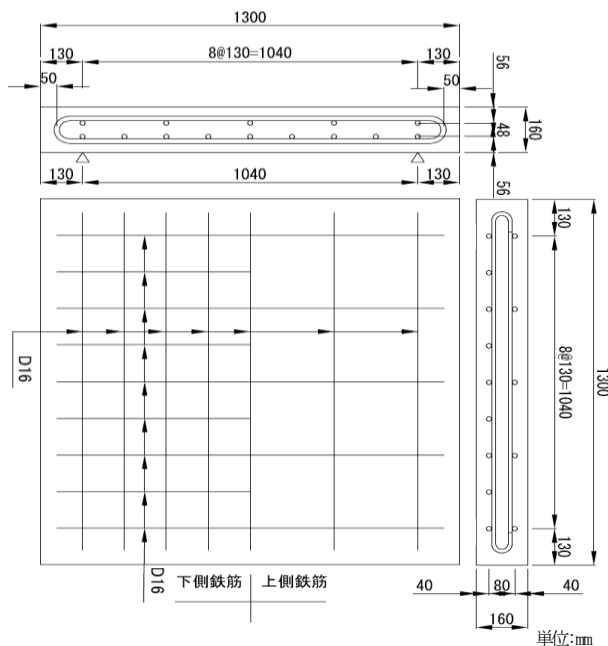


図-13.1 スラブ供試体の形状寸法、配筋試験概要

表-13.1 供試体名と実験変数

供試体名	劣化深さ
N	-
F-H/4	40mm
F-H/2	80mm

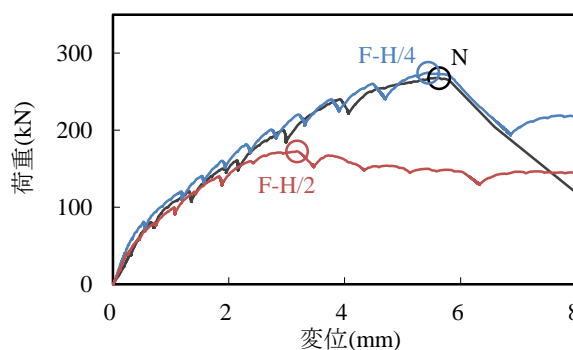


図-13.2 荷重-変位曲線

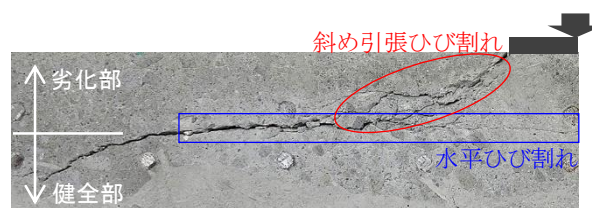


図-13.3 斜め引張ひび割れと水平ひび割れ (F-H/2)

## 8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

### 8.1.3 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（河川構造物）

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒地河川）

寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

担当研究者：矢部浩規、前田俊一、横山 洋、伊波友生、山田 嵩  
安中新太郎、菊田悦二、内藤 勲、野々村佳哲

#### 【要旨】

各種河川構造物の劣化の最適な点検・診断技術、評価手法の構築について、近年、河川構造物の点検要領が新たに整備されたが、凍害との複合劣化等に対する評価方法は未だ確立されていない。特に河水等の衝突や摩擦が作用する部位では凍害との複合劣化が生じているが、このような複合劣化の詳細なメカニズム等は未だ解明されていないことから、これらの劣化機構等を解明して最適な点検・評価方法等を構築する必要がある。

平成 28 年度より、未だ劣化機構等が解明されていない河水等の摩耗と凍害との複合劣化に対して、氷塊が接触する直立護岸において新たな現地測定手法により河水の氷厚や接触状況等の把握を試みた。また河水衝突が中長期的に矢板の劣化進行に及ぼす影響把握を目指し、冬期間を通した河水挙動と衝突特性を整理した。その結果、漂流する氷塊の氷厚や大きさ、面壁への接触形態、および氷塊の摩耗による劣化機構を解明するための基礎データを得た。

キーワード：凍害・複合劣化、直立護岸、河水の衝突・摩耗、点検・診断・評価、劣化機構

#### 1. はじめに

近年、河川構造物の老朽化対策・長寿命化施策が推進され、国土交通省において、平成 24 年度に「樋門等構造物周辺堤防詳細点検要領<sup>1)</sup>」の改定、平成 27 年度に「堤防等河川管理施設及び河道の点検要領<sup>2)</sup>」の改定、さらに平成 28 年度には「堤防等河川管理施設の点検結果評価要領<sup>3)</sup>」の策定が行われるなど、河川構造物の点検・診断・評価に関する点検要領は整理されてきている。しかしながら、主に凍害による劣化・損傷を受ける積雪寒冷地の河川構造物では、樋門、水門、コンクリート製の特殊堤等の各種構造物のそれぞれの部位によって劣化形態は異なり、特に河水等の衝突や摩擦が作用する部位では凍害との複合劣化が生じているが、このような複合劣化の詳細なメカニズム等は未だ解明されていないことから、このような複合劣化に対する詳細な点検・診断技術や評価手法の確立が喫緊の課題となっている。

平成 28 年度から、河水の衝突や摩擦が作用する部位における凍害との複合劣化に関する点検・診断技術、評価手法および最適な補修方法等を検討するため、河水や流水が流れるオホーツク地域にある特殊堤（護岸の機能も備えたコンクリート矢板構造の堤防）において、河水等が衝突する状態を把握する現地調査を実施し、さらに、コンクリート矢板の劣化状態や補修後の再劣化状態を把握するため

の現地調査を行った。なお、後者の劣化状態を把握するための現地調査の詳細については、8.2.3 に後述する。

特殊堤における鋼矢板の劣化については、一般的な腐食に加え、氷による摩耗作用の可能性が指摘されている<sup>4)</sup>。また、河水の衝突による衝撃力は、構造物への河水接近速度、河水の平面積、河水厚が支配的なパラメータであるとされる<sup>5)</sup>。そこで、河川を漂流する河水等の氷塊が特殊堤に衝突する実態を観測する現地調査では、特殊堤の矢板壁面に圧力測定シートとひずみゲージを貼り付けて氷塊の衝突範囲、衝突圧力、衝突回数等の測定を行うとともに、ADCP（超音波ドップラー式流速計）による氷塊の厚さ測定とその精度検証、およびビデオ撮影による河水の漂流状況や矢板への衝突状況の確認を行った。

#### 2. 特殊堤における氷塊の衝突実態調査

##### 2.1 氷塊の接触圧力測定

河水の衝突圧力測定では、圧力測定シート（富士フィルム社製 プレスケール）を矢板凸部の正面部および側面部に貼り付け、氷塊の接触圧力・範囲を測定した。シートは1～2週間ごとに交換しており、シート設置期間中の圧力最大値および作用箇所が着色状況から判定できる。また、ひずみゲージによる衝突回数の測定を試みた。設置概況ならびにシートによる圧力測定結果例を図-



2.1、図-2.2に、圧力測定結果を図-2.3に示す。

図-2.2に示すように、矢板凸部の角部に集中した擦り痕がシートに表示され、最大衝突圧力は382.5MPaを記録した。図-2.3に示すとおり、最大圧力は、厳寒期である1~2月は100MPa以上、解氷期となる3月以降は概ね70~100MPa、4月は概ね20MPa以下と、解氷が進むとともに次第に小さくなる傾向がみられる。また平均圧力も1月は100MPa以上、2~3月は概ね40~50MPa、4月は10MPa以下と、最大圧力と同様に次第に小さくなる傾向がみられる。

## 2.2 ADCPによる氷塊の厚さ測定

次に、ADCPを用いた河氷厚推定精度検証実験の手法を述べる。河氷の平面積、移動速度はカメラ画像等の可視情報から算定可能だが、河氷厚は不可視であり、直接かつ連続的な計測は困難である。結氷河川での間接的な氷厚連続計測として、音響測深器<sup>6)</sup>、ADCP<sup>7)</sup>、SWIP<sup>8)</sup>が用いられているが、これらの事例は完全結氷下での氷板厚推定であり、完全結氷していない河川で流下する河氷の厚さの推定にどの程度適用可能かは不明である。吉川らは完全結氷した河川で、河床から上向きにADCPを設置し、ボトムトラッキング機能を利用して河氷底面の位置を把握して氷厚を推定し、実測値と比較して良好な結果を得ているが<sup>7)</sup>、当研究でも同様の方法を用い河氷の通過把握及び厚さ推定を試みた。

ADCPは圧力測定を行う矢板から1m離れた河床に、鉛直上向きに設置した(図-2.1参照)。ADCP近傍に別途設置した水位計及びボトムトラッキングによるADCP上面から河氷下面までの距離計測結果から、河氷の水面下厚さを推定している。また、ビデオ撮影画像をもとに、ADCP上の河氷通過時刻を判別した。

ADCPによる河氷厚推定実験では、事前に厚みを調整・計測した氷板を河道内に搬入し、船上から作業員がポール等でADCPまで誘導して移動、通過させた。実験は第1回(2018年3月6日)、第2回(2019年2月24日)の計2回行い、河氷平面サイズは2種類(大:1m×0.6m,小:0.5m×0.5m)設定した。氷厚は通水前に0.1~0.4mの間で調整し、通水中にも適時実測して確認している。河氷のADCP上での通過速度による再現精度の差を確認するため、極力氷をADCP上で滞留させるケース(静止観測)とADCP上をある程度の速度で通過させるケース(移動観測)を実施した。

図-2.4はADCP計測で得られた水面下氷厚の推定値(以下「推定氷厚」と記す)と、実験で流下させた氷板の水面下氷厚の実測値(以下「実測氷厚」と記す)の比較の

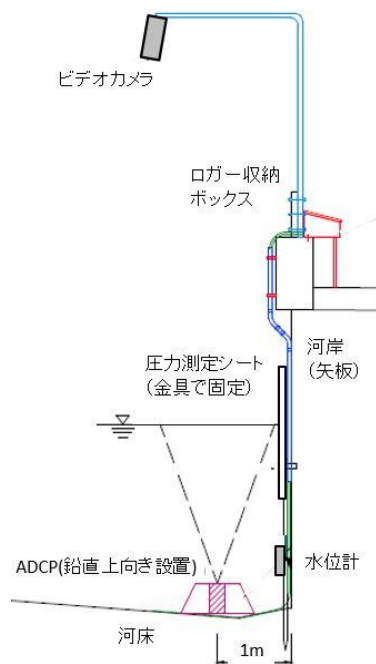


図-2.1 観測機器の設置概要

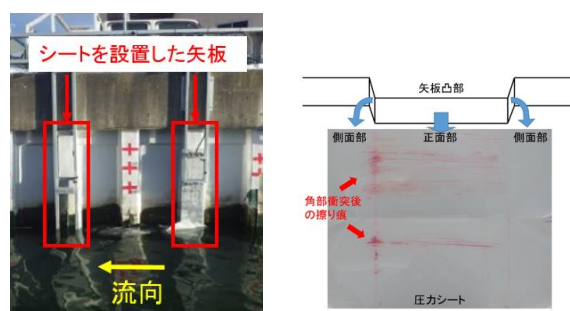


図-2.2 圧力測定シートの設置概況と測定例

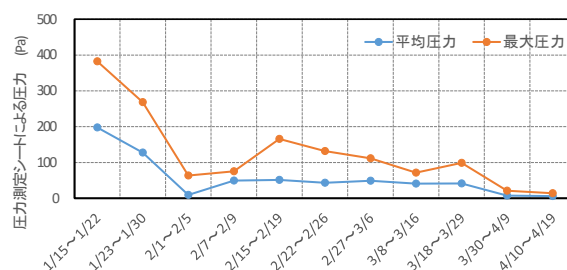


図-2.3 圧力測定シートの測定結果 (2018年)

一例である。推定氷厚値はADCPから発射される4本のビームごとに時間的に連続したものが得られる。そこでビームごとに推定氷厚と実測氷厚(黒の点線:このケースでは水面下氷厚0.24m)と比較した。グラフ中の赤矢印で示した範囲は、ビデオ画像から読み取ったADCP上を氷

板が通過した時間帯を示している。

図-2.4より、4本のビームいずれの推定氷厚も、大半の時間において実測氷厚以下で時間変動しているが、氷厚が急に増加する時間帯がそれぞれ数10秒程度、複数回出現している。この時間帯はグラフ中の赤矢印の範囲とほぼ重なっており、現地での氷板通過時間帯と概ね一致する。なお推定氷厚は、実測氷厚に比べて常に0.1m程度大きい傾向にあった。

図-2.5に、今回の実験全ケースの実測氷厚と推定氷厚を比較した結果を示す。推定氷厚は実測氷厚に対し概ね0.1~0.2m程度大きくなっており、実測氷板の変化に対しても傾向に違いがみられなかった。この原因については、今後より詳細に検討を進める予定である。

### 2.3 画像解析による河水移動状況の把握

河氷の平面積および矢板への接近速度は、可視画像から判別可能である。しかし実際には多数の河氷が不定期的に移動するため、河氷の衝突状況を実用レベルで把握・評価するには氷の移動軌跡を自動的に判別する手法開発が必要となる。平成30年度から、矢板に衝突・接触する流下河氷について、画像解析による氷の輪郭抽出試験を行い、河水挙動把握の効率化に向けた基礎的試験を行った。

図-2.6は撮影画像から各撮影コマでの河氷輪郭抽出を行ったものである。正検知は実際の河氷と画像解析上で氷として抽出した部分と一致する場合である。誤検知のうち、実際に河氷がない状況を画像解析上で氷と認識する状況は、矢板の水面映り込みなどで発生を確認した。また実際に河氷がある場合を画像解析上では認識できない誤検知については、氷板が薄いなど氷の透明度が大きい場合に確認した。その他、日照条件や夜間など、誤検知の事例は観測中複数確認している。今後とも、矢板への河氷衝突の現地画像データ解析および接近河氷の軌跡の判別を継続する予定である。

### 2.4 河水挙動の冬期連続観測

#### 2.4.1 観測概要

ここまで個別の河水挙動を対象としてきた。しかし河氷衝突による矢板の劣化進行の判定には、個々の衝突事象の評価に加え、河氷が衝突を繰り返す現象が中長期的に矢板の劣化進行に及ぼす影響の評価手法が必要となる。そこで、冬期の河道内の連続撮影結果をもとに、結氷期から解氷期にかけての河氷の移動、形状、矢板への衝突の特性を整理し、河氷衝突力を時間的に連続評価するための基礎データを収集した。

河氷の挙動整理は、2019年1月26日から同年3月31日までの約2か月間（うち終日欠測13日）にビデオカメ

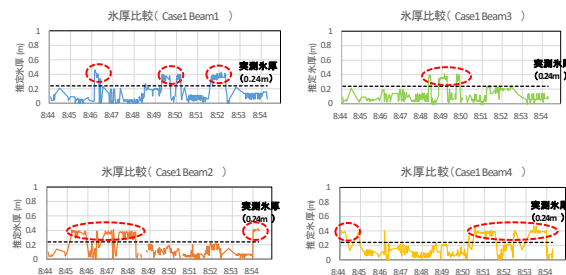


図-2.4 ADCPによる氷厚推定の一例（時系列変化）

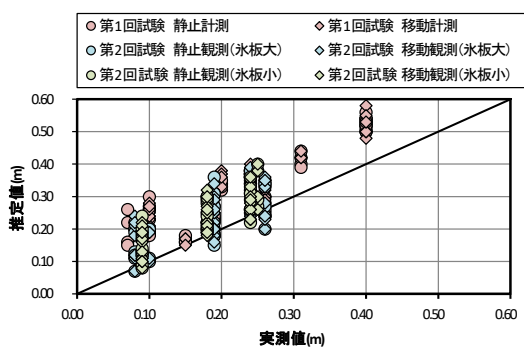


図-2.5 ADCPによる河氷厚推定値と実測値の比較

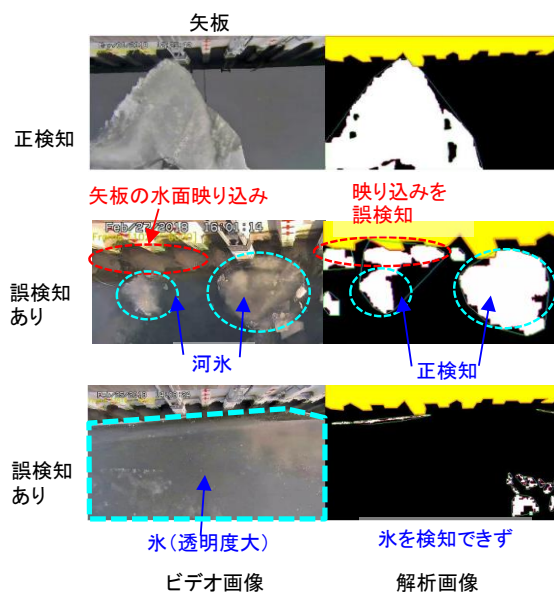


図-2.6 移動河氷の輪郭抽出事例

ラで撮影された連続画像から、以下の項目を判読した。

a) 河氷移動方向

順流（網走湖から河口方向）および逆流（河口から網走湖方向）で分類した。

b) 結氷・河水流下日

矢板周辺の結氷、河水流下はそれぞれ日単位で整理した。

画像内で結氷・河水流下が1日の中で1回でも確認できた日数を集計している。

c) 河氷サイズ

流下河氷は形、大きさともに様々であることから、河氷サイズは相対的な大小のみで判定した。本調査では、日中に流下する河氷に対して、画像内で長辺が概ね2m四方程度を超える場合をサイズ大、それ以下はサイズ小の2種類に判別した。なお夜間に流下する河氷に対しては、撮影画像では河氷の輪郭が不明瞭で全体の大きさが判読困難となる状況が多いため、河氷の大きさの判断は行わず、移動方向のみ確認した。

2.4.2 観測結果の整理

対象地点は感潮区間であり、河川の流れおよび河氷の移動は周期的な潮位変動およびそれがもたらす流向の変動に大きく影響を受ける。また、河道内を移動する河氷の一部は水面の結氷で形成されていると推定されるため、気温との関係も深いと推測される。そこで潮位、気温、結氷・河道内の河氷移動の関係を中心に整理した。

a) 結氷・河氷移動の確認日数

図-2.7 にコンクリート矢板周辺の水面結氷の確認日、撮影範囲内の河氷通過の確認日を示す。結氷の有無は1日の間で撮影画像に矢板周辺の結氷がいずれかの時間で確認できれば、結氷ありとした。また河氷移動の有無も、1日の間に撮影画像で河氷通過が1回以上確認できれば、移動ありとしている。河氷移動は順流・逆流方向で区別する。なお結氷の変化に対する検証項目として、気象庁アメダスによる網走の日平均気温、最高気温、最低気温を並べた。

河氷移動は観測を開始した1月26日から3月18日まで毎日連続して確認された。うち順流方向の移動が確認できたのは40日、逆流方向の移動が確認できたのは14日であり、網走川の河氷移動は順流方向が卓越している。

河氷の移動が順流・逆流いずれも終日確認されなかったのは3月19日以降の5日である。日平均気温・最高気温は3月19日以降上昇しており、河川水温上昇など河氷が長時間存在しにくくなったことが影響した可能性がある。

結氷が確認されたのは16日であり、2月前半に集中している。この時期は気温が他の時期に比べて低い日が1週間程度連続しており、河道内で結氷が進行する一因となったと考えられる。

b) 河氷の挙動と潮位との関係

通過した河氷それぞれに対する移動方向・河氷の大きさと潮位の関係を図-2.8に整理する。図-2.8の横軸は網走の実測潮位を、縦軸はその時に流下している河氷の大きさと移動方向を示す。縦軸の氷の大きさと移動方向は-3~+3

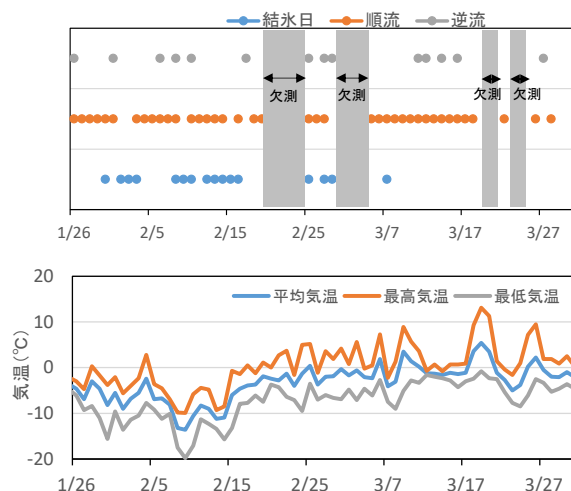


図-2.7 河氷結氷・通過状況と網走アメダス気温

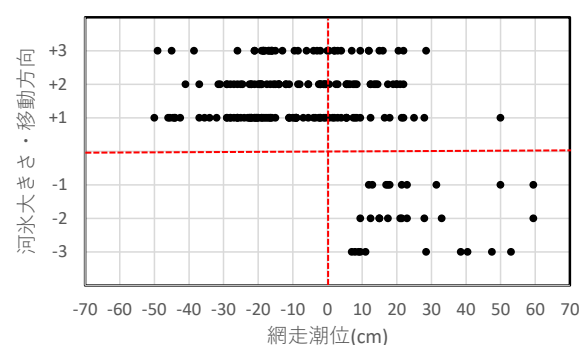


図-2.8 網走潮位と河氷大きさ・移動方向の関係

表-2.1 河氷の大きさ・移動方向のデータ数

河氷大きさ・移動方向	-3	-2	-1	+1	+2	+3
データ数	10	11	10	81	63	40

で整理した。河氷のサイズは、前章で示した区分に基づいて判別した。日中に移動を確認した氷のうち大きさ「小」と判別したものを±1、大きさ「大」と判別したものを±2としている。±3は夜間に移動を確認した氷である。夜間は河氷の輪郭が不明瞭で全体の大きさが判読困難となる状況が多いため、河氷サイズの大小は判別していない。正值は「順流方向の移動」、負値は「逆流方向の移動」の河氷であることを表す。例えば、+1にプロットされたデータは、順流方向に移動する大きさ「小」の河氷である。横軸の潮位の基準面は東京湾平均海面 (TP) 0.0m であり、正值は基準面より高い潮位、負値は基準面より低い潮位であることを示す。図-2.8 でプロットされた各河氷の移動状況のデータ数は、表-2.2 に示すとおりである。

表-2.2 より、縦軸が正值のものが負値のものに比べて約4~8倍あり、順流方向に移動する河氷が卓越する。ま

た図-2.8 より、網走潮位が高くなるほど河水移動は逆流方向が増加し、潮位が低くなるほど河水移動は順流方向が増加している。特に潮位が基準面以下の時は縦軸がマイナスのデータはなく、基準面以下の潮位では河水は全て順流方向に移動し、逆流方向に移動しないことがわかる。

なお河水移動方向が順流方向に卓越し、潮位が低くなるほど河水移動が順流方向に増加する河水挙動の特性については、河水の移動時間帯（昼間・夜間）、河水サイズの大小による傾向の違いはともに見られない。

#### c) 結氷と気温・潮位の関係

矢板付近の河川水面が結氷する時期における潮位・気温との関係を整理する。図-2.9 は、結氷が確認された時の潮位を横軸に、気温を縦軸に示したものである。結氷の発生は、気温がマイナスであることだけではなく、網走潮位が基準面よりも高く、満潮時に近い時期である。以上から水面結氷は気温が低いことに加え、潮位が高いことも大きな影響因子である。

#### 2.4.3 河水流下メカニズムの推定

ここまでの整理内容から、河水流下時のメカニズムを推定する。まず図-2.9 のとおり、河水の形成は気温がマイナスでかつ水面変動が比較的小さい満潮時に進むとみられる。また図-2.8 のとおり、河水が流れる向きは順流方向が多く、潮位が基準面以下では逆流方向への河水移動は発生していない。また潮位が低いほど、河水移動は順流方向が卓越する傾向にある。これは、河道内で形成された河水が、下げ潮時に破壊されて順流方向に流下したと推定でき、このように形成された河水が護岸に衝突するものと推察できる。

今後、他の因子による影響についても考察を進め、冬期間の河水流下・河水衝突に関する整理とモデル化を進める。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省 水管理・国土保全局 治水課：樋門等構造物周辺堤防詳細点検要領、2012.5
- 2) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課：堤防等河川管理施設及び河道の点検要領、2016.3
- 3) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課：堤防等河川管理施設点検結果評価要領、2017.3
- 4) 河合孝治, 牧田佳巳, 木岡信治, 寺島貴志, 竹内貴弘：鋼矢板護岸に作用する流氷の接触圧力に関する現地計測, 海洋開発論文集, 第26巻, 2010
- 5) 阿部孝章, 吉川泰弘, 平井康幸：結氷時河川津波による漂流氷板の衝突力評価に関する研究, 河川技術論文集, 2012
- 6) 吉川泰弘, 渡邊康玄, 白井博彰：天塩川における雪面高と氷底

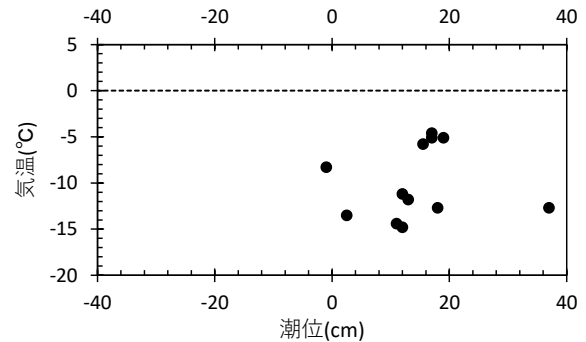


図-2.9 結氷確認時の潮位・気温との関係

面高の連続測定, 第24回寒地技術シンポジウム論文集, pp.210-215, 2008

- 7) 吉川泰弘, 渡邊康玄, 早川博, 清治真人：氷板下における晶氷厚の連続測定, 水工学論文集, 第53巻, pp.1027-1032, 2009
- 8) 橋場雅弘, 吉川泰弘, 渡邊康玄：結氷河川におけるSWIPを用いた河水の晶氷厚の測定, 河川技術論文集第12巻, pp.265-270, 2010
- 9) 横山洋, 伊波友生, 内藤勲, 前田俊一, 矢部浩規, 吉川泰弘：複合劣化が生じた河川コンクリート構造物に対する河水衝突外力の計測, 河川技術論文集第25巻, 2019

## 8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

### 8.1.4 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（沿岸構造物）

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒冷沿岸域）

研究担当者：中嶋雄一、佐々木淳、木岡信治、

長谷一矢

#### 【要旨】

沿岸構造物の劣化特性の評価手法を提案するため、積雪寒冷地における沿岸域コンクリート構造物の一般的な劣化要因やその発生環境を整理した。さらに、低温環境や海水の作用によるコンクリートの劣化損傷機構に着目した文献等を調査し、海水海域における劣化は海水による摩耗と凍結融解との複合劣化であること、等を明らかにした。これらを踏まえ、全国の港湾等における塩害・中性化の調査データを収集・整理し、海域毎に特徴があることを統計的に確認するとともに、海水海域における複合劣化の評価を目的に複合劣化試験法を開発し、凍害の進行に伴う耐摩耗性の低下を定量的に把握できることを確認した。

キーワード：海水、摩耗、凍結融解、中性化、塩害、複合劣化試験

#### 1. はじめに

沿岸構造物は、気象作用、化学的・物理的作用によって複合的な劣化損傷を受ける。特に寒冷地の沿岸構造物は、凍害、海水等の衝突や摩擦作用が加わり、過酷な環境に曝されるが、その複合的な劣化メカニズムは、未だに解明されていない。

平成 28 年度の研究成果では、文献等から劣化損傷特性を整理しつつ、現地調査データを収集整理すると共に、今後の課題等を明らかにした。平成 29 年度の研究成果では、積雪寒冷地特有の環境因子が作用した港湾・漁港構造物を対象に行った塩害及び中性化に関する調査データの収集・整理を行い、北海道沿岸域で海水の影響が無い海域と海水の影響が大きい海域に分類し、海域毎に差異や特徴があるか、また、統計解析の視点から有意な差があるかを評価した。そして、それら有意差発生の有無により海域毎の環境因子の影響について評価し、今後の検討課題等を明らかにした。平成 30 年度の研究成果では、本州の港湾における調査データを追加収集したうえで、津軽海峡以南の温暖な海域の 3 つの海域に分類し、海域毎に差異や特徴があるか統計解析を用い評価、塩害・中性化の劣化に関する環境因子や劣化要因等の関与を推察し、今後の検討課題等を明らかにした。令和元年度は、凍害と海水摩耗の複合劣化を再現する室内試験により、基礎的な試験データの取得を進めた。

#### 2. 積雪寒冷海域における劣化特性の机上調査・検討

#### 2. 1 国内外文献等のレビューによる劣化損傷特性と今後の研究課題の整理

まず、資料や文献等により、積雪寒冷地における沿岸域コンクリート構造物の一般的な劣化要因やその発生環境・位置条件等を整理した（表-2.1）。さらに、氷海域特有の外的環境、とりわけ低温環境や海水の作用によるコンクリートの劣化損傷機構に着目した最新の研究成果を含む国外文献<sup>1)~3)</sup>や ISO 等を調査および精査し、研究の現状、複合劣化要因・メカニズム、劣化進行（摩耗量）の推定方法などを整理した。殆どの文献が海水はコンクリートを摩耗すると結論付けているほか、海水と凍結融解との複合劣化が重要であると推察する文献も複数見られたが、具体的な試験研究は実施されていないことが判明し、今後精力的に実施すべき研究課題として、海水による摩耗と凍結融解との複合劣化を抽出した。

加えて、北海道の港湾・漁港構造物を対象に行った劣化状況に関する調査データの収集整理を行い、氷海域特有の劣化機構の解明に向けた手がかりを得た。

#### 2. 2 全国の港湾等における塩害・中性化に関する調査データの評価・検討

国土交通省北海道開発局が過去に 22 港湾・漁港で行った調査データに加えて、国土交通省が過去に行った 32 港の調査データ<sup>4)</sup>を追加収集し、図-2.1 に示す合計 54 港で経過年数が 5~84 年の 125 施設において試験体を採取して得た中性化深さまたは深さ別の塩化物イオン含有量等を測定したデータを用いて評価・検討

表-2.1 積雪寒冷地における沿岸構造物の劣化現象の要因と劣化に影響を与える位置条件

劣化現象名	劣化要因	劣化原因（形態）	劣化が起きる位置・環境条件		
			海域	鉛直方向	その他
凍害	凍結融解を伴う気象	水の氷結による膨張に伴う水圧または浸透圧による膨張・収縮	全海域	海上大気中～干満帯	—
	コンクリート中の水分及び塩化物	塩化物は凍害を早く進行させる触媒的な役割			
塩害 中性化	塩化物イオン、酸素、水（鉄筋の腐食）と二酸化炭素（中性化）	鉄筋の腐食による膨張とひび割れ	全海域	飛沫帯～海水中	—
摩 耗	波浪	砂、波浪	—	—	砂浜海岸の汀線付近
	水流	砂、水流	—	—	河川域内
	海氷	海氷、海氷中の砂	水流・波浪・潮汐による摩擦・衝突	氷海域	干満帯～海水中

を行った。積雪寒冷地特有の塩害・中性化に関する劣化特性を見出すため、図の北海道沿岸域において野寒布岬から襟裳岬を直線で結び、その西側を海氷の影響が無い海域（以下、「寒冷海域」と言う。）、その東側を海水の影響が大きい海域（以下、「海氷海域」と言う。）、並びに、津軽海峡以南の温暖な海域（以下、「温暖海域」と言う。）に分類して以下の分析を行った。中性化深さ測定試験は、JIS A 1152「コンクリートの中性化深さの測定方法」に準拠し測定している。塩化物イオン含有量試験は、JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠し測定している。

一般的に、中性化の進行は経過年数の平方根に比例するとされており、平均中性化深さと経過年数の平方根によって中性化の進行速度、いわゆる中性化速度係数を算定することができる<sup>5)</sup>。また、表面塩化物イオン濃度、塩化物イオンの見かけの拡散係数、初期含有塩化物イオン濃度（以下、「塩分拡散予測パラメータ」と言う。）は、上述の深さ別の塩化物イオン含有量をもとに、式(2.1)に示すFickの拡散方程式を用いた回帰分析によって算定した<sup>5)6)</sup>。なお、塩分拡散予測パラメータを算定する過程・結果において明らかに異常値と思われるものは排除した<sup>9)</sup>。以降の塩害・中性化に関する調査データの分析は、主に、上記により算定した中性化速度係数と塩分拡散予測パラメータを3つの海域に分類し、海域毎に差異や特徴があるかについて調べた。

$$C(x,t) = \gamma_{cl} \times [C_0(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \times t}})] + C_i \dots (2.1)$$

$C(x,t)$ : 深さ  $x$ (cm)、建設時からの時刻  $t$ (年)における塩化物イオン含有量( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$C_0$ : 表面における塩化物イオン含有量( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

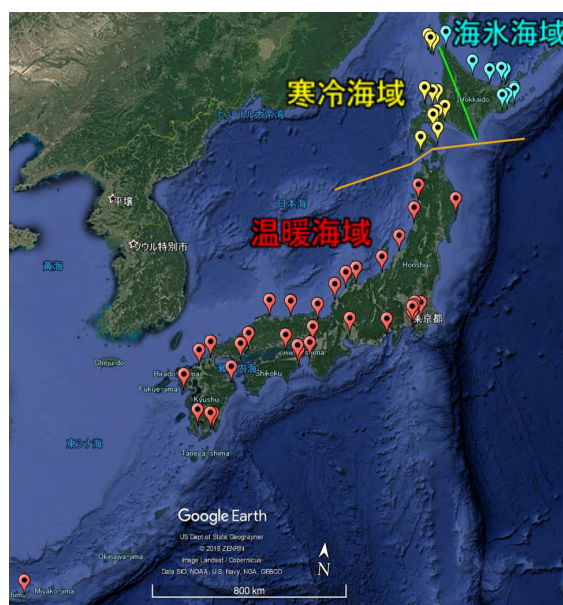


図-2.1 港湾等構造物の塩害・中性化に関する調査位置図

$D_{ap}$ : 塩化物イオンの見かけの拡散係数( $\text{cm}^2/\text{年}$ )

$C_i$ : 初期含有塩化物イオン含有量( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$\operatorname{erf}$ : 誤差関数 (式(2.2))

$$\operatorname{erf}(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta \dots (2.2)$$

$\gamma_{cl}$ : 予測の精度に関する安全係数（一般的な値である1.0を採用）

図-2.2(a)は、各港で採取された供試体における試験値より算定された中性化速度係数を海域毎に取り纏め、縦軸に示した各階級における相対頻度分布を横軸にとり、グラフ化したものである。図-2.2 (b)、(c)、(d)は、各港で採取された供試体における試験値から回

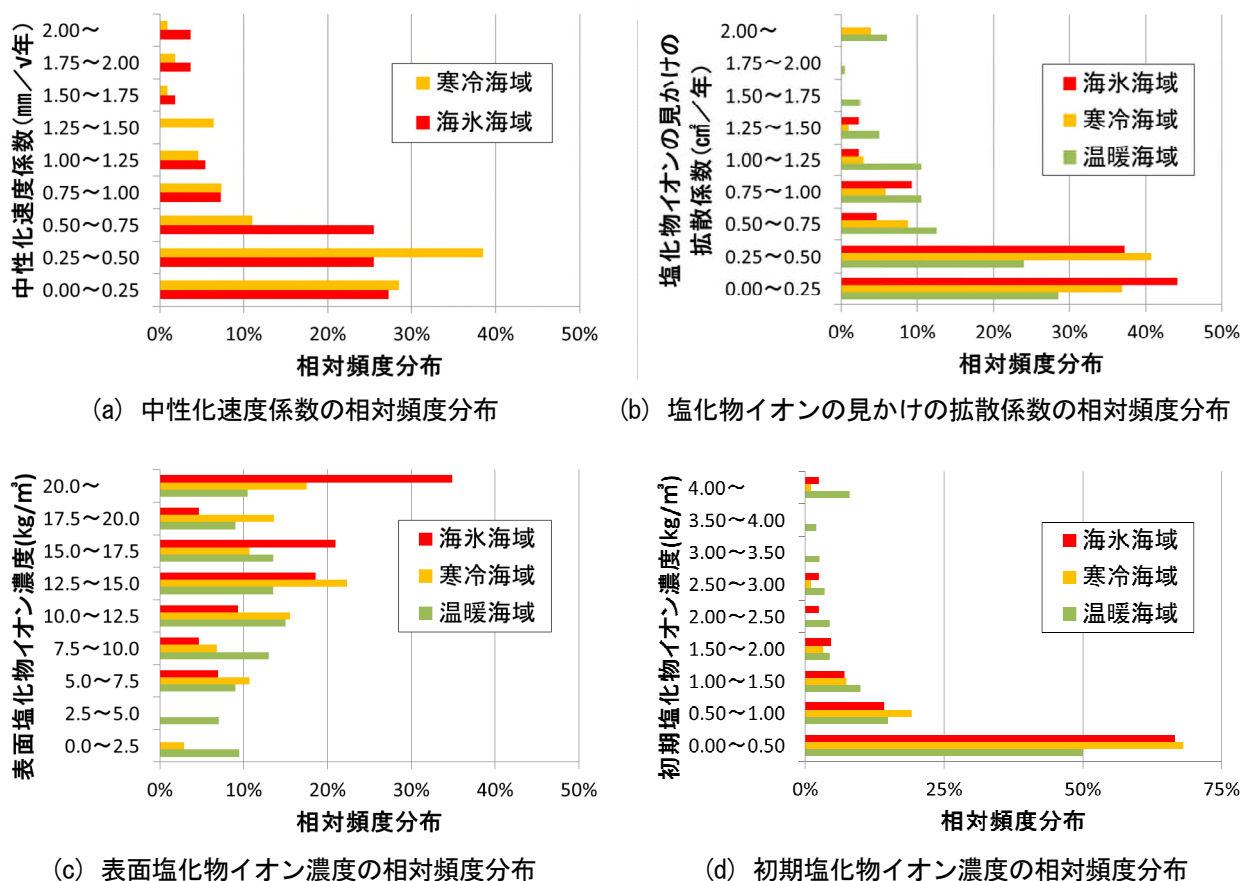


図-2.2 海域毎の中性化速度係数と塩分拡散予測パラメータの相対頻度分布

帰分析により算定された塩分拡散予測パラメータを海域毎に取り纏め、縦軸に示した各階級における相対頻度分布を横軸にとり、グラフ化したものである。また、表-2.2は、海域毎の中性化速度係数と塩分拡散予測パラメータのそれぞれの平均値と中央値を整理したものである。以下に分析結果を述べる<sup>7)</sup>。

#### a) 中性化速度係数

中性化速度係数は、温暖海域において調査データが無いが、図-2.2(a)から、海水・寒冷両海域における相対頻度分布に大きな差異や特徴は無い傾向にある。また、表-2.2から、中央値・平均値とも海域毎に大きな差は見出せず、かつ、統計的に有意な差は認められなかった。これは、寒冷海域または海水海域における環境条件等が中性化の進行に関して大きく影響していない事を示唆している。

#### b) 塩化物イオンの見かけの拡散係数

塩化物イオンの見かけの拡散係数は、図-2.2(b)から、海水・寒冷両海域並びに温暖海域において相対頻度分布に大きな差異や特徴は無い傾向にある。また、表-2.2から、寒冷海域と海水海域においては中央値・

平均値とも大きな差は見出せず、かつ、統計的に有意な差は認められなかった。北海道全体と温暖海域においては中央値・平均値とも比較的大きな差が見られ、かつ、有意水準1%で統計的に有意な差が認められた。これは、寒冷海域または海水海域における環境条件等が塩化物イオンの浸透・拡散の度合いに関して大きく影響していないが、北海道全体と温暖海域においては何らかの要因で塩化物イオンの浸透・拡散の度合いに差異が生じた事を示唆している。

#### c) 表面塩化物イオン濃度

表面塩化物イオン濃度は、図-2.2(c)から、海水・寒冷両海域並びに温暖海域において相対頻度分布に比較的差异がある傾向にある。また、表-2.2から、寒冷海域と海水海域並びに北海道全体と温暖海域において中央値・平均値とも差が見られ、かつ、有意水準1%で統計的に有意な差が認められた。

#### d) 初期含有塩化物イオン濃度

初期含有塩化物イオン濃度は、図-2.2(d)から、海水・寒冷両海域における相対頻度分布に大きな差異は見出せないが、温暖海域との比較では比較的差异があ

表-2.2 海域毎の中性化速度係数と塩分拡散予測パラメータの比較

項目		北海道海域			温暖 海域
		寒冷 海域	海氷 海域	全体	
中性化速度係数 (mm/√年)	平均値	0.52	0.61	0.55	-
	中央値	0.37	0.48	0.40	-
塩化物イオンの見かけ の拡散係数 (cm <sup>2</sup> /年)	平均値	0.44	0.37	0.42	0.68
	中央値	0.32	0.30	0.31	0.48
表面塩化物 イオン濃度 (kg/m <sup>3</sup> )	平均値	14.33	17.09	15.14	12.11
	中央値	13.94	16.80	14.52	11.70
初期含有塩化物 イオン濃度 (kg/m <sup>3</sup> )	平均値	0.69	0.61	0.66	1.24
	中央値	0.32	0.27	0.30	0.51

る傾向にある。また、表-2.2 から、寒冷海域と海氷海域においては大きな差は見出せず、かつ、統計的に有意な差は認められなかったが、北海道全体と温暖海域においては中央値・平均値とも差が見られ、かつ、有意水準 5% で統計的に有意な差が認められた。

鉄筋コンクリート構造物における塩化物イオン含有量を予測するうえで、上述の各パラメータ値は極めて重要であることから、海域別に差異が生じる要因について、今後更に調査・研究を進める予定である。

### 3. 複合劣化の評価手法の開発

#### 3.1 複合劣化試験（コンクリート構造物）

積雪寒冷地の沿岸構造物は、凍害や塩害を主な劣化要因とするが、海氷海域においては、これらに加えて海氷による摩耗や海氷の衝突による損傷が劣化要因に加わると考えられる。この中から、本研究では凍害と海氷摩耗の複合劣化に着目し、その評価を目的とした複合試験法の開発に取り組んだ。この複合試験法は、海氷とコンクリートの摩耗試験、コンクリートの凍結融解試験を組み合わせた試験であり、その詳細を以降に述べる。

##### 3.1.1 海氷とコンクリートの摩耗試験

海氷がコンクリート構造物に擦れる状況を再現し、コンクリートの摩耗量を測定する試験が摩耗試験である。既往研究で幾つかの摩耗試験法が提案されているが、本研究では往復運動による面接触滑動式を採用することとした。既往研究では摩耗試験を気中で行っているが、本研究で実施した限りにおいては、コンクリート供試体の摩擦面に氷膜が形成され、コンクリートの摩耗を阻害し、長く摩耗試験を継続できない課題があった。そこで、この課題を解決すべく、水中摩耗試

験法の開発に取り組んだ。以降、水中摩耗試験法の概要を示す。

写真-3.1 は水中摩耗試験機の全景である。写真中央のアクリル水槽内に氷と供試体（コンクリート等）の摩擦面を設け、水槽内を液体で満たすことにより水中環境を再現した。なお、本研究では、気中における摩耗試験に対比して、液体中での摩耗試験を水中摩耗試験と称している。水中摩耗試験は、氷点下の低温室内で実施するため、この試験温度でも凍結しない液体で水槽内を満たす必要がある。本研究では、不凍液（フロリナート FC-43 : 3M 社）と濃度 10% の塩水（凝固点約 -7.0 °C）を使用した。不凍液として使用したフロリナート (FC-43) は比重 1.9 の完全フッ素化液体であり、熱的・化学的に安定性が高く、高温低温を問わずほとんどの物質に溶解しない。不凍液と塩水は比重の違いから二層に分離する。下層の不凍液中に氷柱を完全に没することで、摩擦による損耗以外の要因で氷柱が痩せることはない。上層の塩水（写真では緑に着色）は、水層の往復運動の切り返し時にコンクリート供試体表面に巻き込まれ、僅かに供給された塩水により氷膜の形成を抑制している。



写真-3.1 水中摩耗試験機の全景



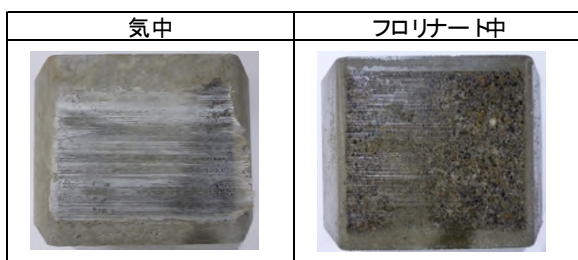


写真-3.2 コンクリート供試体表面の水膜形成状況

写真-3.2は、摩耗試験後の供試体表面の水膜形成状況である。写真左の気中における摩耗試験では供試体表面に氷膜が形成されているが、写真右の水中では氷膜の形成が抑制されている。この試験法により水中環境を模擬した長期間の摩耗試験が可能となった。

### 3.1.2 コンクリートの凍結融解試験

コンクリートの凍結融解試験方法は、世界各国で規格化されている。内部劣化を対象とした試験として JIS1148 (日本)、RILEM CIF (欧州)、ASTM C 666 (米国)、スケーリングを対象とした試験として RILEM CDF (欧州)、ASTM C 672 (米国) などがある。本研究では凍害と海水摩耗の二つの劣化機構を複合した試験法を必要とすることから、前述の水中摩耗試験法との組み合わせを想定した凍結融解試験法の検討を進めた。検討にあたっては、現地条件に即した方法であること、水中摩耗試験機に供試体を固定するための取付部を劣化させないことに留意した。

写真-3.3は使用した空冷式の凍結融解試験機とその内部の供試体及び容器を示している。空冷式の凍結融解試験機を使用することから、試験の温度管理については JIS1148 コンクリートの凍結融解試験方法 (B法) を参考とした。そして、劣化させる供試体の部位は、供試体の一面 (摩耗試験における摩擦面) のみとした。これは、一面凍結融解試験が現地条件に近いことが最も大きな理由であるが、水中摩耗試験における供試体の取付部を劣化させない方法であることも、理



写真-3.3 凍結融解試験機の全景とその内部

由の一つである。試験方法であるが、写真の銅製容器に水を張り、そこに供試体の一面を浸漬し、二日間吸水させた後に空冷式の凍結融解試験機にて凍結融解 (1 サイクル 6 時間、 $-18^{\circ}\text{C}\sim+5^{\circ}\text{C}$ ) を行う手順とした。また、供試体の劣化状況は、銅製容器内に剥落したコンクリート質量の計測と、コンクリート表面の超音波伝播速度測定により把握した。

### 3.1.3 複合劣化試験結果

前述の水中摩耗試験と凍結融解試験を組み合わせた複合劣化試験を、まずモルタル供試体を用いて行った。これは、コンクリート供試体の場合、供試体寸法 (LBH: 100~150mm×100mm×50mm) に対して粗骨材の (直径 20~40 mm) の影響が大きくなり、供試体の個体差が試験結果に表れる可能性が考えられたためであり、基礎的なデータ取得を目的に粗骨材を含まないモルタル供試体を選定した。使用したモルタル供試体の配合は、セメント:砂=1:3、水セメント比 47.4%、空気量 5.5%、AE 剤 2.0% である。摩耗試験と凍結融解試験は同時に実施できないため、試験順序を検討する必要がある。ここでは、凍害劣化の程度と摩耗速度の関係を調べることを目的とし、最初に凍結融解 34 サイクル、100 サイクル、150 サイクルを実施した後、同一条件で水中摩耗試験を実施した。なお、凍結融解させていないプレーン供試体を、以降の図中では凍結融解 0 サイクルとして表記している。

図-3.1は、凍結融解試験後に測定した供試体の超音波伝播速度を示す。横軸が供試体表面からの距離、縦軸が超音波伝播速度を示している。コンクリートが劣化すると、微細なクラックの発生により空気層が増え、超音波の伝播時間が長くなる。図の測定結果で説明すると、超音波伝播速度が遅いほど、コンクリートの劣化が進行していることを示す。超音波伝播速度の測定は供試体表面から深さ 25 mm までを 2.5mm~5.0mm 間

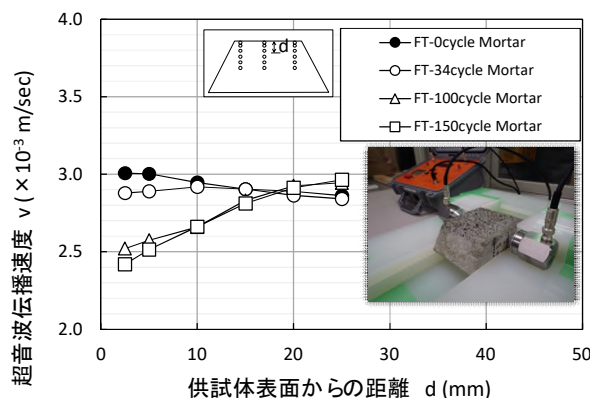


図-3.1 モルタル供試体の超音波伝播速度

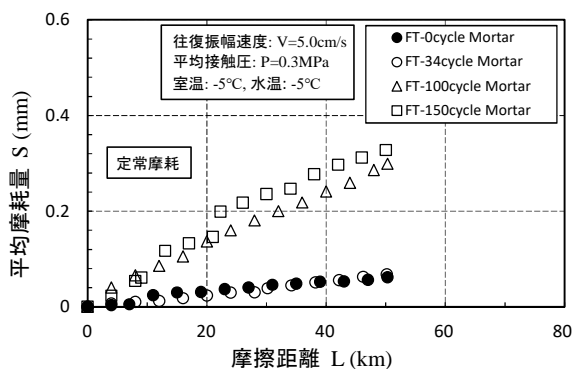


図-3.2 モルタル供試体の複合試験結果

隔で6点実施している。●で示す凍結融解させていないプレーン供試体の結果を見ると、おおむね横這いの一定速度を示しているが、□で示す凍結融解150サイクルの結果は、供試体表面の超音波伝播速度が相対的に低下しており、凍害劣化が進行したことを示している。○の凍結融解34サイクルや△の100サイクルは●と□の間に位置していることから、サイクル数を変えることにより、凍害劣化の程度を相対的に変化させることができている。

図-3.2は、凍結融解試験後に水中摩耗試験を実施した結果を示している。横軸は摩耗試験における摩擦距離、縦軸は平均摩耗量を示している。氷の摩擦によるコンクリートの摩耗は、コンクリート表面のセメントペースト部が剥離する初期摩耗と、その後骨材が露出し始め摩耗率が一定(摩耗率=平均摩耗量/摩擦距離)となる定常摩耗に分類される。初期摩耗における摩耗率には供試体によるばらつきがあることや、海氷摩耗の場合、定常摩耗状態が長く続くと考えられることから、構造物の耐摩耗性の評価は定常摩耗状態の摩耗率で評価することが実用的であると考えられる。このことから、図-3.2では、定常摩耗状態における摩擦距離50kmのデータをプロットした。なお、摩耗試験の試験条件は図中に示すとおりである。

図に示すように、定常摩耗状態においては、摩擦距離と平均摩耗量の間におおむね直線的な関係がみられる。この直線の傾きが摩耗率を示すが、●のプレーン供試体に比べて□の凍結融解150サイクルの傾きは非常に大きく、凍結融解により劣化が進行すると、摩耗率が増加することがわかる。また、●と○がおおむね同じ傾向、△と□もおおむね同じ傾向を示しているが、これは図-3.1に示した劣化の程度と一致しているようであり、劣化の程度と摩耗率には良好な関係性があるものと予想される。

### 3.1.4 複合劣化評価の展望

本節3.1では、コンクリート構造物の複合劣化試験について述べてきた。凍害などによるコンクリートの劣化状況を超音波伝播速度で評価し、その耐海氷摩耗性を水中摩耗試験で評価するという方法である。この成果を実構造物に適用するため、今後、①現地調査で測定された超音波伝播速度と室内試験で測定したコンクリート供試体の超音波電波速度の関連付け、②室内試験に基づく劣化予測式の考案を進める予定である。現地調査と室内試験の関連付けができれば、室内試験に基づく劣化予測式により、実構造物の劣化予測が可能となり、コンクリート構造物の最適な補修計画の立案に資するものと考えている。

### 参考文献

- 1) S. Houvinen et al. : The abrasion of concrete in arctic offshore structures, Proc. of the 7th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAЕ), Vol.3, pp.233-240, 1988.
- 2) J.E. Janson : Long term resistance of concrete offshore structures in ice environment, Proc. of the 7th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAЕ), Vol.3, pp.225-231, 1988.
- 3) Y. Itoh et al. : Estimation method for abrasion of concrete structures due to sea ice movement, Proc. of 4th International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol.2, pp.545-552, 1994.
- 4) 山路 徹・中野 松二・濱田 秀則 : 港湾コンクリート構造物における塩害環境の定量的評価手法に関する検討、港湾空港技術研究所報告 Vol.44, No3, pp.59-75、2005.
- 5) 土木学会 : 2018年制定 コンクリート標準示方書 [維持管理編]、pp.120-122, pp.140-144、2018.
- 6) (国研) 土木研究所ホームページ : コンクリート中の塩化物イオン濃度分析、<https://www.pwri.go.jp/team/structure/download/download.htm>
- 7) 増田 亨・中嶋 雄一・長谷 一矢 : 積雪寒冷地沿岸コンクリート構造物調査データでの海域別の塩分拡散予測パラメータの比較検討、土木学会論文集 B3(海洋開発)、Vol.75, No2, pp.863-868、2019.

## 8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

### 8.1.5 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究(舗装)

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）

研究担当者：丸山記美雄、上野千草、田中俊輔

#### 【要旨】

本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の効率的点検・診断・評価技術を開発・導入することを目的としている。平成30年度までに、融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発を行った。その結果、舗装体内部の電気抵抗を計測する原理を有する凍結融解深度計を用いことにより、舗装下の路盤材等の凍結融解状況を把握できる可能性が示唆された。また、蛍光エポキシ樹脂含浸法によって、融雪水および凍結融解作用がアスファルト混合物の空隙等の増加などの影響を及ぼすことを視覚化できることを確認した。凍結融解作用を与えた後の供試体に対して各種の性能試験を実施することで、凍結融解作用による各種性能の低下状況を定量的に評価できると考えられた。令和元年度は、車載カメラ画像からポットホールを機械的に検出する技術として、深層学習を用いた検討を実施し、一定程度のポットホール検出能力を有する処理モデルを作成した。

キーワード：融雪水、凍結融解、電気抵抗、含水、蛍光エポキシ樹脂含浸、ポットホール、深層学習

#### 1. はじめに

積雪寒冷環境下においては、凍上・凍結融解等の要因に加え、交通繰返し荷重による疲労や摩耗が複合的に作用した舗装損傷の被害が顕在化している。そこで、本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の効率的点検・診断・評価技術を開発・導入することを目的としている。平成30年度までに、融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発を行った。

#### 2. 融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発

##### 2.1 路盤や路床の凍結融解状態や含水状態を把握する手法の検討

##### 2.1.1 計測の原理と特徴

凍結した土は、凍結していない土に比べて電気抵抗等が大きく変化することが知られている<sup>1)3)</sup>。この原理を利用して、舗装体内部に埋設した電極間の電気抵抗を計測し、路床土および路盤材の凍結・融解状況を把握しようというものである。図-2.1に示すように、電極を5cm等間隔で多点的に配置した棒状のセンサ(以下、凍結融解深度計)を試作した。電極に導電性銅箔テープを用い、硬質ポリ塩化ビニル管(以下、VP管)に等間隔で巻き付け、VP管の側面に孔を開け、管の内側からリード線を接続している。隣り合う電極間に繋がるリード線の先端に、LCRメータを接続し、周波数100Hzの交流のときの

インピーダンス(以下、電気抵抗値)を計測する。電気抵抗値の計測には本検討ではハンディタイプのLCRメータ(GW Instek製LCR-916)を使用した。ちなみに、交流での計測が可能な自記記録装置を接続すれば、任意の深さの凍結融解状態をリアルタイムで、任意の時間間隔で計測できる。土中に埋設する際は、凍結融解深度計を鉛直方向に立てて、深さ方向に電極が並ぶ形となり、5cm程度の等間隔で舗装体内部深さごとの凍結および融解状態を判別できるよう意図している。従来の凍結融解判定手法であるメチレンブルー凍結深度計、地中温度測定、開削、水分計による方法などと比べて、非破壊、深度方向の連続した計測可能、計測の自動化、といった利点があると考えられる。

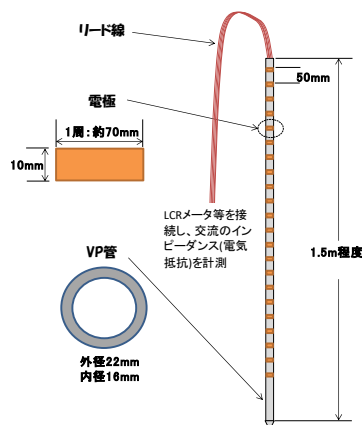


図-2.1 凍結融解深度計の概要

### 2.1.2 室内における評価

作製した凍結融解深度計によって凍結融解状態の把握が可能かを確認するため、凍結融解確認試験、含水比測定試験の2種類の評価試験を実施した。

試験試料は、当研究所所有の苫小牧寒地試験道路より採取した路盤材(切込碎石40mm級)および路床土(レキ質土)の計2種類を用いた。試験試料は図-2.2に示すように木箱に納め、この中に凍結融解深度計を埋設した。

凍結融解確認試験は、事前に試験試料の含水比を、路盤材は約5%、路床土は約5%および約20%となるよう調整してある。試験試料を凍結させるため、凍結融解深度計を埋設した木箱を-20℃の低温室にて養生して凍結させ、電気抵抗を計測した。その後、木箱を常温の部屋に移し6時間養生して融解させ電気抵抗を計測した。なお、試料の乾燥を防ぎ、かつ試料の凍結状態を目視で観察できるように、試料上面を透明のアクリル板で覆った。

含水比測定試験は、前述の試験で用いた路床土と路盤材を用い、試料をバットに薄く敷均し、100℃の高温乾燥炉にて12時間養生して絶乾状態とし、常温に冷却する。その後、所定の含水比となるようメスシリンダーを用いて計測した適量の水を十分に試料と混合し、試料の中に凍結融解深度計を埋設し、電気抵抗を計測した。以上の手順を含水比条件分繰り返した。

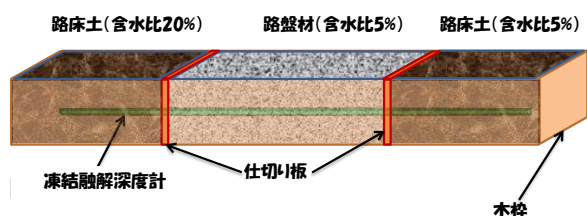


図-2.2 試験試料および凍結融解深度計の埋設状況

### 2.1.3 試験結果

#### (1) 凍結融解確認試験結果

凍結前(常温)、凍結後(-20℃)および常温養生6時間後に、LCRメータを用いて隣り合う電極間の電気抵抗を計測した結果を表-2.1に示す。

路盤材含水比約5%および路床土含水比約20%の条件では、凍結前と比較して凍結後は電気抵抗値が一桁上昇し、その差が顕著であり、凍結の判断が可能な状況であった。これは、凍結前に存在した水が、凍結後には氷となり、電気抵抗が上昇したためと考えられる。一方、路床土含水比約5%の条件では、電気抵抗の差はほとんど見られず、凍結を判定することは困難な状況であった。こ

の要因として、凍結前の段階で水がほぼ土粒子内に吸着されており、土粒子の表面が乾燥状態に近く、凍結前から電気抵抗が高い状態であったことから、凍結前後に差が現れなかったと推察される。

また、凍結後に常温で6時間養生し融解させた後の電気抵抗値を表-2.1右列に示す。路盤材では、電気抵抗値が一桁低下し、ほぼ凍結前の電気抵抗に戻っていることが確認できる。これは、凍結していた路盤材が融解したためと考えられる。一方、路床土では、電気抵抗値に大きな変化が見られなかった。この要因として、路床土含水比約20%の条件では、路床土融解が内部まで進んでおらず凍結状態のままであったためと推測され、路床土含水比約5%の条件では、常温養生6時間後も土粒子の表面が乾燥状態に近かったためと推測している。

以上より、今回作製した凍結融解深度計では、ある程度の含水比を有し湿潤状態にある材料であれば、凍結融解を判別できる可能性が示された。ただし、材料の含水比が低く乾燥に近い場合には凍結融解状態の判別が困難であるなど、材料の種類・含水比が、凍結、融解の判定に大きく影響することも分かった。実際の舗装内に埋設する際には、事前に材料を採取してキャリブレーションを行い、凍結融解を判定するための基礎データをあらかじめ取得しておく必要があると考えられる。

表-2.1 計測結果

試料名	含水比	電気抵抗値(kΩ)		
		凍結前(常温)	凍結後(-20℃)	常温養生6h後
路盤材	5%	$1.46 \times 10^2$	$1.06 \times 10^3$	$1.55 \times 10^2$
路床土	5%	$5.85 \times 10^2$	$5.42 \times 10^2$	$8.98 \times 10^2$
	20%	$7.60 \times 10^1$	$6.01 \times 10^2$	$6.07 \times 10^2$

#### (2) 含水比測定結果

試験結果を図-2.3、4に示す。なお、路盤材については含水比が10%を超えると試料と水が分離してしまったため、含水比を10%までとし、測定間隔は2%刻みとした。路床土においては、含水比を5%刻みで45%まで計測を行った。

凍結融解深度計で計測した電気抵抗値は、路盤材、路床材ともに含水比に指数比例する結果となった。決定係数も各々0.89と0.95であり指数関数で精度よく近似できている。凍結融解深度計を用いることで、含水比もある程度計測可能であり、含水率の傾向を把握することができる可能性を見いだした。

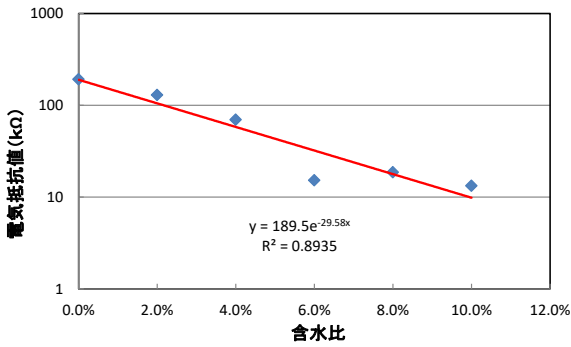


図-2.3 凍結融解深度計による電気抵抗値と含水比(路盤材)

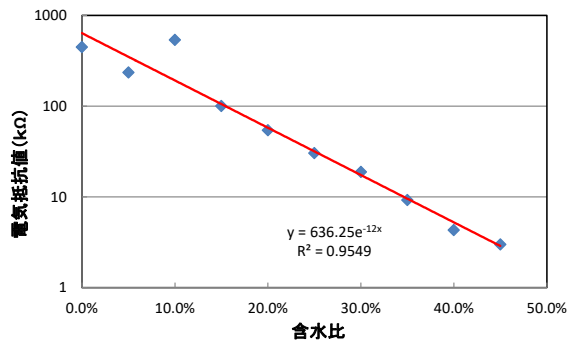


図-2.4 凍結融解深度計による電気抵抗値と含水比(路床土)

### 2.1.4 屋外施設における評価

室内における評価より、試作した凍結融解深度計を用いて、凍結および融解の判定を良好に行えることが確認されたため、実用化に向け屋外における評価を行った。

#### (1) 評価に用いた施設の概要

屋外での評価にあたっては、当研究所の所有する苫小牧寒地試験道路に設けた土槽を用いた。地表面から30cmまでの深さを路盤材、30cm以深を路床材にて敷設した。計測機器は写真-2.1に示す4種類を埋設し比較した。

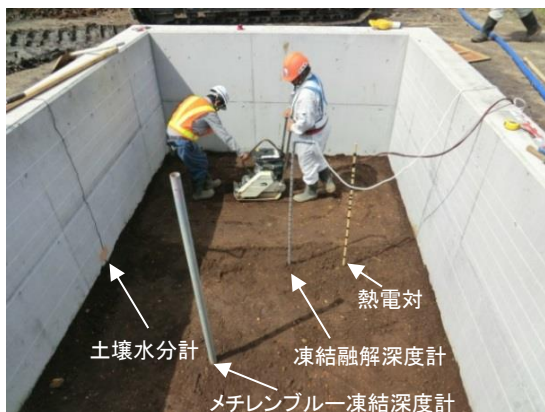


写真-2.1 計測機器埋設状況

### (2) 計測結果

凍結融解深度計の凍結および融解の判定にあたっては、室内試験で見られた電気抵抗値の顕著な変化を基準とし、 $1.0 \times 10^1$  オーダーを未凍結、 $1.0 \times 10^2$  オーダーを凍結として評価した。

電気抵抗値の顕著な変化を凍結融解の判定基準とすることで、凍結深さの計測を試みた結果、図-2.5に示すように、既存の計測方法である熱電対温度計や、メチレンブルー凍結深度計等を用いた結果と概ね同等の深さとなり、凍結融解深度計により凍結深さの計測が可能であることが示唆された。

また、外気温、および地表面温度の低下に伴い、メチレンブルー凍結深度計、熱電対温度計、水分計、凍結融解深度計ともに、凍結が深さ方向に進行する状況が観測された。さらに、融解の進行状況についても、各計測機器ともに、ほぼ同様の傾向が確認された。

以上の結果から、凍結融解深度計を用いて、電気抵抗値を計測することで、既存計測機器であるメチレンブルー凍結深度計、熱電対温度計、水分計のように最大凍結深さや凍結融解の進行状況が計測できる可能性が示唆された。

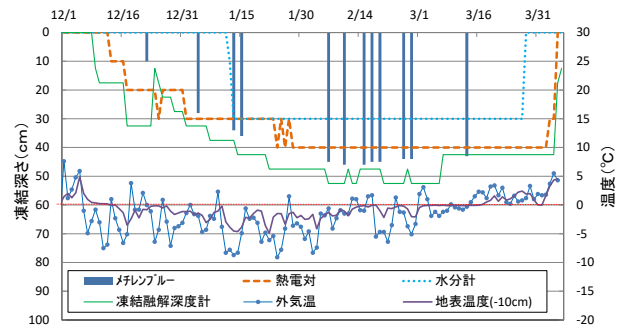


図-2.5 計測結果

### 2.1.5 アスファルト舗装箇所における評価

土槽における評価より、凍結深さの判定を良好に行えることが確認されたため、実際の道路での活用に向け苫小牧寒地試験道路のアスファルト舗装箇所に埋設した場合の評価を行った。

#### (1) 試験概要

当研究所所有する苫小牧寒地試験道路本線の既設アスファルト舗装を4.5m×1.0mで切断・撤去し、路盤・路床をバックホウおよび人力にて掘削後、凍結融解深度計を埋設し、舗装を復旧した。

舗装断面および計測機器の埋設状況を図-2.6に、計測機器の埋設深さを表-2.2に示す。なお、凍結融解深度計

以外の熱電対温度計、土壌水分計、およびメチレンブルー凍結深度計については、既設舗装構築時に埋設したものをを用いた。

路盤材および凍上抑制層材料の性状を表-2.3 に示す。路盤材に用いた切込砕石 40mm 級は前章で用いた材料と同一のものである。また、凍上抑制層に用いている切込砕石 80mm 級については、最大粒径が異なるが概ね路盤材と同様の性状を示している。

(2) 気象条件

計測期間は、2017 年 11 月から 2018 年 3 月であり、この期間の凍結指数は、調査箇所近傍の AMeDAS 観測地点である苫小牧の平均気温より算出すると 275°C・days と過去 10 年(2007~2016 年)の平均値の 276°C・days とほぼ同じであり、平年並みの寒さであった。なお、修正 Berggren 式 (B 曲線：凍上を起こしにくい粗粒材料の場合) により推定した調査期間における最大凍結深さは 71cm となった。

(3) 計測結果

a) 凍結および融解の判定

凍結融解深度計によって計測された電気抵抗値と熱電対温度計によって計測された温度データを図-2.7 に示す。電気抵抗値は縦向き凍結融解深度計の下層路盤中間の 30cm と 35cm の電極より得られた値、温度データは同一深さにあたる熱電対温度計 32cm の値である。

舗装体温度は 12 月 7 日に初めて 0.0°C を下回り、最後に 0.0°C 未滿が確認されたのは 3 月 7 日であった。一方、電気抵抗値においては、事前の検討で凍結判定に妥当と判断した  $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$  程度以上の値が最初に確認されたのは 12 月 7 日であり、最後に  $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$  程度以上の値が確認されたのは 2 月 23 日であった。電気抵抗値が最後に  $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$  程度以上の値を観測した 2 月 23 日以降、熱電対温度計では -0.3~0.0°C の値で推移しているが、電気抵抗値は  $1.0 \times 10^2 \text{ k}\Omega$  程度以下の値を示していることから、実際は完全な凍結状態ではなく、融解が進行している状態にあったものと推察される。また上記のような状況は図-2.8 に示す凍上抑制層上面の結果でも確認された。

以上の結果から、実際のアスファルト舗装下に凍結融解深度計を埋設した場合においても、凍結および融解の判定が良好に行える可能性が示唆された。

b) 凍結深さ

凍結融解深度計によって、凍結判定が良好に行える可能性が示唆されたことから、凍結深さの検討を行った。

各計測機器の測定結果より整理した本計測期間にお

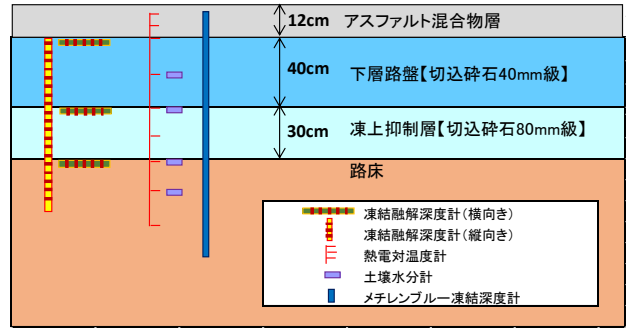


図-2.6 舗装断面および計測機器設置概要

表-2.2 計測機器設置深さ

測定機器	センサ設置深さ(cm)										
熱電対温度計	3,	7,	12,	32,	52,	67,	82,	100,	125,	150	
水分計	32,	52,	82,	100							
メチレンブルー凍結深度計	9~159										
凍結融解深度計(縦向き)	15,	20,	25,	30,	35,	40,	45,	50,	55,	60,	65,
凍結融解深度計(横向き)	70,	75,	80,	85,	90,	95,	100,	105,	110,	115,	
凍結融解深度計(横向き)	15,	55,	85								

表-2.3 路盤材・凍上抑制層材料の性状

		路盤材 切込砕石40mm級	路盤材 切込砕石80mm級
ふるい分析	通過質量百分率		
	75.0 mm	100	100
	63.0 mm	100	94
	53.0 mm	100	88
	37.5 mm	100	74
	19.0 mm	68	56
	13.2 mm	52	46
	4.75 mm	31	33
	2.36 mm	23	25
	0.60 mm	11	12
	0.30 mm	6	7
0.15 mm	3	4	
0.075 mm	1	2	
表乾密度	g/m <sup>3</sup>	2.67	2.65
絶乾密度	g/m <sup>3</sup>	2.62	2.60
吸水率	%	1.84	1.95
最大乾燥密度	g/m <sup>3</sup>	2.21	2.21
最適含水比	%	5.4	5.9

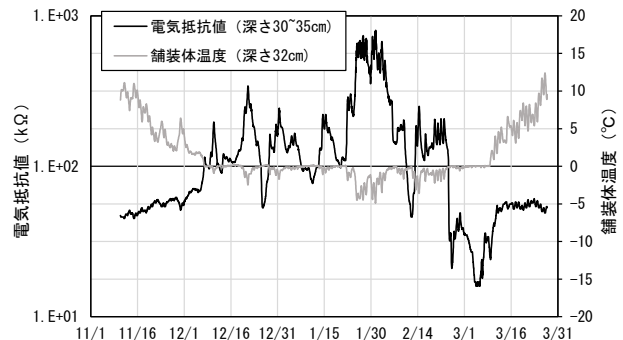


図-2.7 電気抵抗値の推移(下層路盤中間)

る最大凍結深さを表-2.4に示す。なお、各計測機器の凍結および融解の判定にあたっては、以下の考え方によって整理した。熱電対温度計の温度データについては、測定値が0.0℃を下回った場合を凍結とした。土壌水分計の凍結の判定にあたっては、測定値である体積含水率が大幅に低下した場合とした。メチレンブルー凍結深度計については、無色と青色の境目の深さを凍結深さとした。

本検討では、4種類の計測機器を用いて最大凍結深さの計測を試みた結果、表-2.4に示すとおり計測機器によって深さの幅があるものの全ての計測機器で同等の深さとなり、観測時期も概ね一致した。

凍結融解深度計は5cm間隔で電極が配置された構造であり、細かい間隔で計測できることから、メチレンブルー凍結深度計に近い精度で、凍結深さを測定できる可能性が確認された。また、メチレンブルー凍結深度計はより正確な凍結深さの測定が可能な構造であるものの目視確認が必要なため計測頻度に課題があるが、凍結融解深度計は自記記録装置を用いることにより、データが得られるため、この点を改善できていると考える。

c) 凍結融解状況の把握

横向きに埋設した凍結融解深度計の測定結果を用いて、特定の深さにおける凍結融解状況の把握を試みた。横向きに凍結融解深度計を埋設することで、測定に用いる隣り合う2つの電極の埋設深さが同一となり、特定の深さの電気抵抗値を得ることができる。

凍結の確認された下層路盤上面(深さ15cm)および凍上抑制層上面(深さ55cm)における融解期の計測結果を温度データと併せて図-2.9、10に示す。

図-2.9に示す下層路盤上面においては、2月上旬以降舗装体温度が0℃付近で推移する状況が複数回確認されているが、このときに凍結状態にあるのか、融解状態にあるかの判定は温度データのみでは難しい。一方、電気抵抗値の推移を見ると、2月6~11日および2月25~28日では $1.0 \times 10^4 \text{k}\Omega$ を挟んで値が大きく変化していることから凍結融解を繰り返していると考えられる。また、2月12~21日では $1.0 \times 10^2 \text{k}\Omega$ のオーダーで推移していることから凍結状態であったと判断される。一方、3月1~6日では $1.0 \times 10^4 \text{k}\Omega$ のオーダーで推移しており、凍結と不凍結が混在している状況であると判断できる。

図-2.10に示す凍上抑制層上面においては、2月7日頃から3月3日頃にかけて舗装体温度が0℃付近で推移する日が確認されるが、温度データのみでは凍結・融解状態の判定が難しい。一方、電気抵抗値の推移を見ると、2月7~24日にかけては、凍結と不凍結が混在した状態に

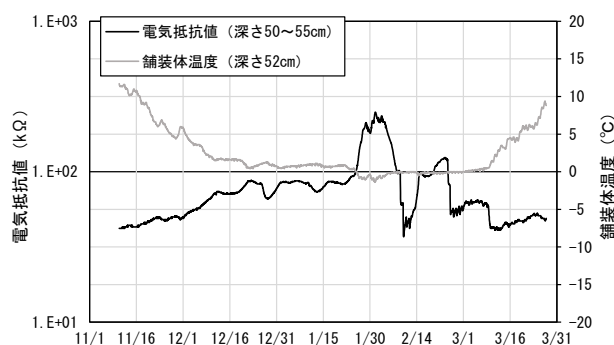


図-2.8 電気抵抗値の推移(凍上抑制層上面)

表-2.4 最大凍結深さ

測定機器	最大凍結深さ(cm)	観測時期
熱電対温度計	52~67	1/29~2/1
水分計	52~82	1/27~2/23
メチレンブルー凍結深度計	67	2/6
凍結融解深度計	65~70	1/25~2/7
凍結指数より求めた凍結深さ	71	-

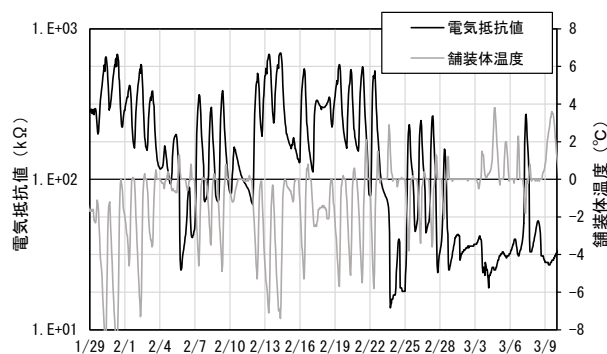


図-2.9 融解期の測定結果(下層路盤上面)

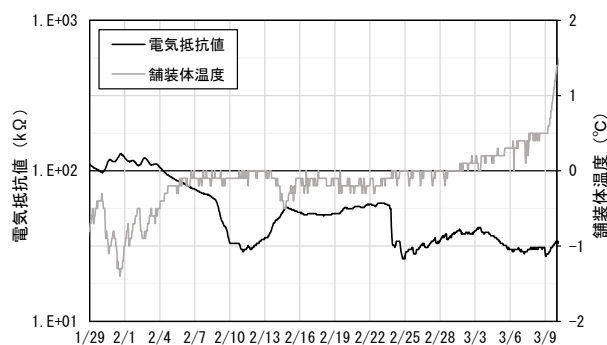


図-2.10 融解期の測定結果(凍上抑制層上面)

あり、電気抵抗値が凍結前の11月の値と同程度で推移する2月24日以降は完全な融解状態になったと判断できる。

上記の測定結果から、舗装体温度のみでは凍結しているか融解しているかの判定が困難な条件でも、電気抵抗

値を計測することにより、凍結および融解判定の一助となると考える。

以上より、電気抵抗値を計測することによって、路盤等における凍結融解状況の把握に寄与できる可能性が示唆された。

### 2.1.6 まとめ

(1) 舗装体内部の電気抵抗を計測する原理を有する凍結融解深度計を用いことにより、舗装下の路盤材等の凍結融解状況の把握できる可能性が示唆された。

(2) ただし、電気抵抗値は材料の種類や含水状態に影響され、含水比が一定程度ある場合には凍結融解状態を判別することが可能である一方、材料の含水比が低く乾燥状態である場合には凍結融解の判別が難しい面があることも分かった。

(3) 凍結融解深度計を用いて計測した電気抵抗値は含水比に指数比例する傾向を示すことから、含水状態をある程度把握することが可能であると考えられる。

## 2.2 融雪水が舗装混合物に与える影響の評価手法

積雪寒冷地においては、舗装混合物は融雪水および凍結融作用によって、空隙率が大きくなる、チェーン等の打撃による摩耗抵抗性が低くなる、など物理性状面での変化が起こることが知られている<sup>4)</sup>。しかし、混合物内部に実際にどのような空隙が発生しているのか、また、どの様に拡大進行していくのかなどの微視的な現象面での理解が十分に得られているとは言えない。そこで、コンクリートの微細ひび割れを観察する手法として用いられている蛍光エポキシ樹脂含浸法をアスファルト混合物に適用し、凍結融解に伴う混合物内部の変化を評価する新たな手法について検討を行った。

さらに、凍結融解を作用させた後の供試体に対して各種性能試験を実施し、混合物が水や凍結融解作用によって受ける影響を定量的に把握する手法について検討を行った。

### 2.2.1 検討の方法

#### (1) 蛍光エポキシ樹脂含浸法

検討を行った蛍光エポキシ樹脂含浸法とは、手順を図-2.11に示すとおり、超低粘度の蛍光エポキシ樹脂中に供試体を浸漬し、減圧脱泡装置にかけて減圧環境下で空隙や微細ひび割れ内部の気体を脱泡除去しながら蛍光樹脂を浸透・硬化させ、その後コンクリートカッターで供試体を切断して観察断面を露出させ、その観察断面に紫外線を照射することで内部のひび割れ等の発生状況等をカメラ撮影、記録、観察する手法である。コンクリートに対して開発された手法であり、コンクリート内部の微細

なひび割れ、多孔質化、凍害による変化の詳細が観察できることが報告されている<sup>5),6),7)</sup>。本検討では、アスファルト混合物が凍結融解作用を受けた結果、内部にどのような変状が発生しているのかを観察するために蛍光エポキシ樹脂含浸法の適用を試みた。アスファルト混合物への先行適用事例はなく、エポキシ樹脂の硬化反応に伴って発生する熱によってひび割れや空隙の閉塞や自癒等が引き起こされることが懸念されたため、減圧脱泡装置内に0°C程度の氷水を張り減圧脱泡を行い、脱泡後は氷水を張った断熱容器内で2~3日低温養生して発熱を抑制し、樹脂の硬化時間を長くとりよう配慮した。減圧時の気圧は260mmHg(0.34気圧)とした。

#### (2) 試験用供試体および凍結融解作用の付与

試験に用いた混合物の配合は、密粒度アスファルト混合物13Fで、針入度が80-100のストアスを使用、設計アス量5.4%、空隙率3.7%、F/A=1.7である。φ10cm、高さ6.35cmの円柱状供試体を6個作成し、そのうち3個に凍結融解作用を500サイクル与え(所要時間約3ヶ月)、残り3個を凍結融解サイクル500回に要する期間と同等の約3ヶ月間水浸状態に置いた。凍結融解を与える際は、円柱状供試体を写真-2.2に示すように一個ずつ個別容器に入れて容器内部を水で満たし、凍結融解装置のブライン(不凍液)に浸けて凍結融解作用を与えた。凍結行程は+4.5°C→-18°Cで約2時間、融解行程が-18°C→+4.5°Cで約1時間の計約3~4時間を1サイクルとして500サイクル繰返した。500サイクルに達した後の凍結融解後供試体2個および水浸供試体2個を、ひび割れや空隙内の水分を除去するために20°C程度の常温で2

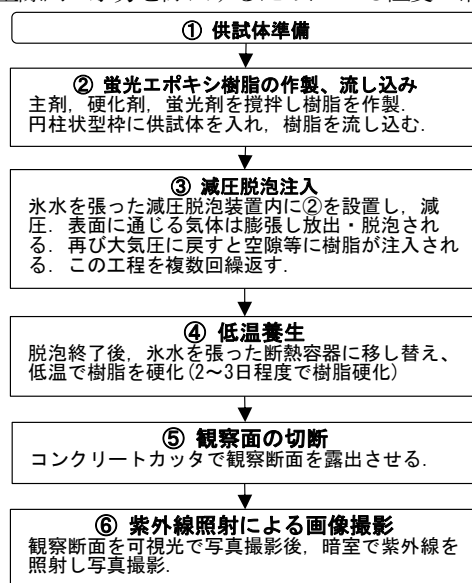


図-2.11 蛍光エポキシ樹脂含浸法の手順





写真-2.2 円柱状供試体の凍結融解状況

週間以上乾燥させ、図-2.11 に示す手順の蛍光エポキシ樹脂含浸法に供した。

(3) 各種の性能の変化に関する試験方法

融雪水の存在と凍結融解作用が混合物に及ぼす影響は、空隙率、骨材飛散抵抗性、圧裂強度、曲げ特性など複数の異なる性状と性能に及ぶ可能性があるため、表-2.5 に示す種類の性能試験を行った。試験手順を図-2.12 に示す。最初に円柱状供試体を15個作成し、初期の密度、空隙率を測定した。15個の供試体は3個1セットの5セットに分割し、凍結融解作用を各セットに対して各々0、100、300、500回与えた後、+5°Cでカンタブロ試験、圧裂試験、曲げ試験を行った。試験温度を+5°Cとしたのは、雪が融ける時期の低温の水を想定し、0°Cに近い5°C刻みの温度設定としたものである。また、凍結融解作用を500回与えているのと同じ時間(約3ヶ月間)を+5°Cの水に浸漬した後の供試体1セットに対しても、+5°Cでカンタブロ試験、圧裂試験、曲げ試験を行った。

なお、一連の試験を行うに際して、すべての供試体に凍結融解作用が均等に作用するように、個別の容器に円柱状供試体を一個づつ入れて凍結融解作用を与える形に、凍結融解試験方法を改善している。その妥当性も併せて検証した。

2.2.2 検討結果

(1) 空隙率の増加結果

水浸環境においた供試体と凍結融解環境においた供試体の空隙率測定結果を表-2.6に示す。水浸環境においた供試体の空隙率が3.9%であるのに比べて、凍結融解作用を500サイクル受けた後では、空隙率が9.0%に増加していることが分かる。

(2) 蛍光エポキシ樹脂含浸法の結果

水浸後と凍結融解サイクル500回後の供試体に蛍光エポキシ樹脂含浸法を施した切断面の撮影結果の一例を写真-2.3、写真-2.4に示す。青白い部分が蛍光エポキシ樹脂が表面から浸入した部分である。黒く見える部分のう

表-2.5 実施した性能試験一覧表

試験目的	試験名称	試験方法
空隙率の変化	密度測定試験	舗装試験法便覧B008準拠
骨材飛散抵抗性の変化	カンタブロ試験(+5°C)	舗装試験法便覧B010準拠
圧裂強度の変化	圧裂試験(+5°C)	舗装試験法便覧B006準拠
曲げ特性の変化	3点曲げ試験(+5°C)	舗装試験法便覧B005準拠

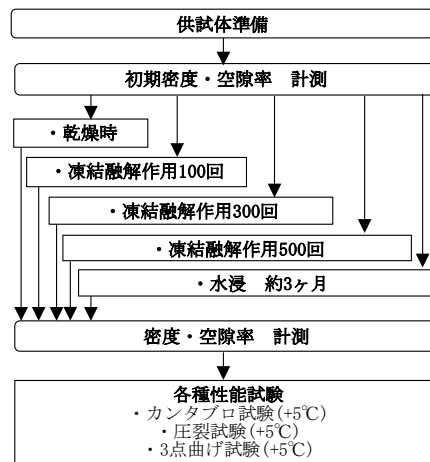


図-2.12 各種性能試験の手順

表-2.6 空隙率測定結果

水浸約3ヶ月後	500サイクル後 (約3ヶ月)
3.9%	9.0%

ち暗色が濃い部分が粗骨材、暗色が少し薄い部分がアスファルトモルタルである。写真-2.3に示す水浸後の供試体は、表面から1cm程度以内の空隙にまばらに蛍光エポキシ樹脂が浸入している程度である。一方、写真-2.4に示す凍結融解作用を500サイクル受けた供試体は、樹脂が浸入して蛍光を発している範囲が広くなっており、表面から3cm程度の深さまで樹脂が浸入していることが分かる。拡大部分に着目すると、粗骨材の周囲に蛍光エポキシ樹脂が回っており、粗骨材とアスファルトモルタルの境界面にすき間が発生していたことが鮮明に確認できる。凍結融解作用によって、空隙が増加することは既知事項であるが、その空隙は、アスファルトモルタル内部だけでなく、粗骨材とアスファルトモルタルの境界面に沿っても形成されている点が特徴的である。これは、「骨材とアスファルトモルタルの付着が損なわれる、いわゆる”はく離”が凍結融解作用によって引き起こされていることを示唆するものと推定されるが今後検証していく必要がある。

(3) 各種の性能の変化に関する試験結果

凍結融解作用を与えた後の個別の円柱状供試体の空隙率の変動係数を表-2.7に示す。乾燥供試体と水浸後の空隙率は変動係数が約5%で、それに比べて500サイクル後の変動係数は約16%であり、凍結融解回数が増えるほど

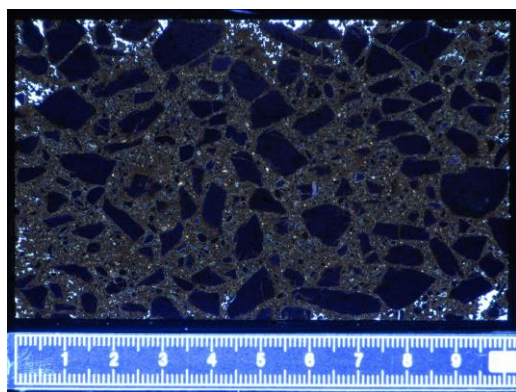
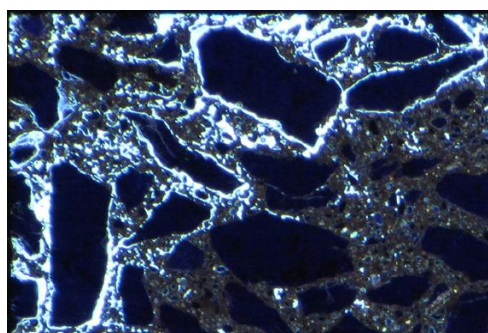


写真-2.3 水浸後のアスファルト混合物に対する  
蛍光エポキシ樹脂含浸試験結果例



部分拡大

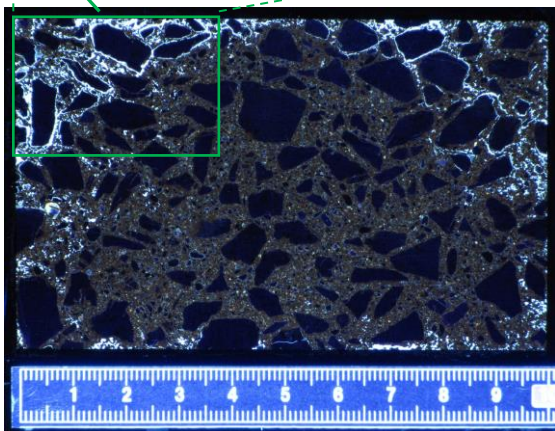


写真-2.4 凍結融解作用を受けたアスファルト混合物に対する  
蛍光エポキシ樹脂含浸試験結果例

変動係数は大きくなる傾向があるものの、20%以内に抑えられていることが分かる。各供試体には凍結融解作用が概ね均等に与えられており、試験の再現性が一定程度確保できていると評価できる。本研究で改善した試験方法が妥当なものであると判断される。

次に、凍結融解作用を与えた後の供試体に対して、各種性能試験を実施した結果のうち、カンタブロ損失率試験の結果を図-2.13に、圧裂試験結果を図-2.14に示す。水浸も凍結融解作用も受けていない0サイクル時の+5℃カンタブロ損失率が14.5%であるのに比べて、水浸後の

供試体の5℃カンタブロ損失率は14.8%と若干悪化している。一方で、凍結融解を100サイクル受けた場合には19.8%、300サイクル後には22.9%、500サイクル後には31.6%と、凍結融解作用を繰り返すほど、カンタブロ損失率が大きくなり、骨材飛散を生じやすくなるといえる。図-2.13中にはカンタブロ試験に供した供試体の空隙率も折れ線で示した。空隙率が大きいほどカンタブロ損失率が大きいという対応関係になっており、凍結融解作用に伴う空隙率の増加が、カンタブロ損失率の増加に繋がっていると考えられる。

図-2.14より、水浸も凍結融解作用も受けていない供試体の圧裂強度が2.3MPaであるのに比べて、水浸後の圧裂強度は2.1MPaと若干低下する。凍結融解を100サイクル受けた後には2.1MPa、300サイクル後には1.9MPa、500サイクル時には1.7MPaと、凍結融解作用を多く受けるほど、圧裂強度が小さくなっていくことも分かる。

カンタブロ損失率は骨材飛散抵抗性、圧裂強度はひび割れ抵抗性やはく離抵抗性を評価する試験と位置づけられるが、いずれの性能も、凍結融解作用を受けることで低下することが確認された。言い換えれば、凍結融解作用を与えた後で、各種の性能試験を実施することで、凍結融解作用による混合物の骨材飛散抵抗性やひび割れ抵抗性の低下状況を定量的に把握することが可能であるとされる。

### 2.2.3 まとめ

蛍光エポキシ樹脂含浸法はアスファルト混合物に対しても適用が可能であり、凍結融解作用に伴う空隙の増大など内部状況の変化を視覚的に評価確認できる有用な評価手法と考えられる。なお、本手法は凍結融解に伴う変

表-2.7 凍結融解作用後の空隙率変化と変動係数

	0サイクル : 乾燥	100サイクル後	300サイクル後	500サイクル後 (約3ヶ月)	約3ヶ月 水浸後
空隙率平均	3.71	4.21	6.14	8.2	3.9
標準偏差	0.18	0.28	0.42	1.28	0.19
変動係数(%)	4.9	6.7	6.8	15.6	4.9

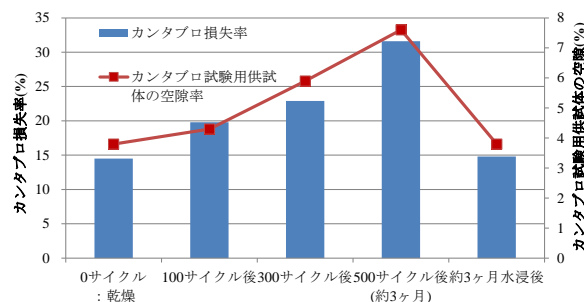


図-2.13 カンタブロ損失率試験結果

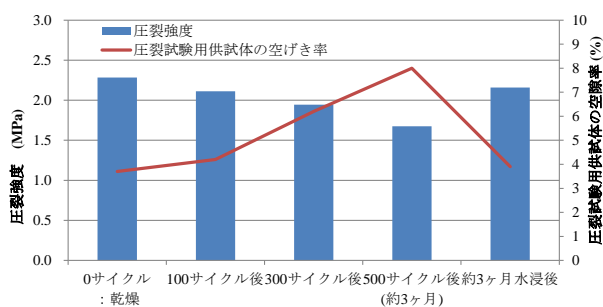


図-2.14 圧裂試験結果

化の観察に留まらず、微細なひび割れやはく離、層間付着の悪化を確認する場合にも適用可能と推測される。

凍結融解作用を与えた後で、各種の性能試験を実施することで、凍結融解作用による、混合物の骨材飛散抵抗性やひび割れ抵抗性は低下状況を定量的に把握することが可能であると考えられる。

### 2.3 凍結融解による舗装損傷を定量的に点検評価する手法の検討

北海道地域においては、ポットホールが融雪期や春先に多く発生するため、ポットホールの発生状況を把握し、適切に対処することは重要な課題と考えられる。また、舗装の状態はひび割れ、わだち掘れ、平坦性の3指標で機能的な損傷程度が評価されることが一般的であるが、老朽化が進み舗装内部の構造的破損が進むとポットホールが発生しやすくなると考えられることから、ポットホールの発生個数などの数値が、舗装内部の状態評価を行うための有用な指標になりうると考えられ、ポットホールを簡便に定量的に把握する点検手法の開発が臨まれるところである。

そこで、画像認識技術として近年注目が高まっている深層学習(ディープラーニング)の手法を用いて、車載カメラ等の画像からポットホールを機械的に検出する技術の開発を目指して、基礎的な検討を実施した。

#### 2.3.1 深層学習の概要と路面評価への応用

ポットホールは人間が見れば比較的容易に識別可能なものである。道路管理者など専門技術者に限らず、一般の道路利用者も識別できる性質の舗装損傷といえる。このような人間が見てわかる種類の損傷の発見は、カメラ画像で機械が自動検出する技術に置き換えるのに向いていると考えられる。カメラで撮影した可視画像でも人の目には区別がつけやすいため、その違いを機械が検出・区別できるならば、ポットホールの自動検出が可能といえる。

しかし、従前の画像処理技術は、質の揃った定型の画

像データに対して、検出領域や特徴量や閾値を技術者がプログラミングする手法が主流であり、様々な形状寸法、位置、明度など見え方の違いがあるような不定形な対象に対しては、人間の目には明らかな違いがあっても、機械には検出が難しいものとされていた。

しかし 2012 年の大規模画像認識競技会(通称: ILSVRC)において、多くの参加者の誤認識率が 26%前後のところ、誤認識率が 17%程度と格段にエラーの少ない手法が現れ、注目を浴びた<sup>8)</sup>。その手法が、深層学習(ディープラーニング)であり、代表例が図-2.15に模式図を示すような畳み込みニューラルネットワーク(Convolutional Neural Network、CNN)を用いた機械学習である。

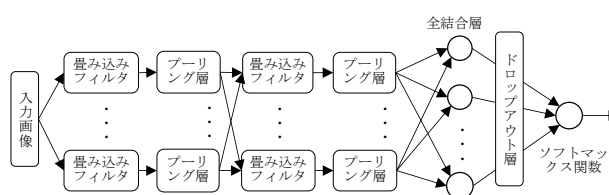


図-2.15 深層学習のCNN模式図

深層学習の手法を用いることで、従来の画像処理方法では認識・検出が困難であったものも認識・検出できるようになると期待されており、現在は様々な分野で適用に向けた研究が進められている。実際に、舗装路面の評価分野においても、ひび割れやわだち掘れの評価判別技術の開発に深層学習を用いる研究が進められている<sup>9),10),11)</sup>。特に、平成28年10月に国土交通省道路局によって舗装点検要領が策定され、ひび割れやわだち掘れなどを点検する際に目視または機器を用いた手法によることが示されたこともあり、点検を効率的に行うために深層学習の手法を使ってひび割れやわだち掘れを評価しようとする技術の開発が期待されている。

一方、ポットホールの検出技術については、カメラ画像に対して輝度など画素値の閾値によってポットホールを検出するアルゴリズムを構築した研究報告<sup>12)</sup>や、ステレオカメラを用いてポットホールを検出しようとする研究報告<sup>13)</sup>があるが、完成された技術として一般化されたものがない。そのためポットホールの検出は人間の力に頼っているのが実際である。そこで、カメラ画像に対して深層学習の手法を用いることで、ポットホールを機械的に検出する技術を開発するべく検討を開始した。

#### 2.3.2 検討手法

深層学習による学習のノウハウや検証の方法を習得し、ポットホール検出の可能性を見極めることを目的とした

基礎的な検討を行うこととし、そのための検討手順の概要を図-2.16 に示す。まず、学習用と検証用のデータを用意する。学習に用いるデータと、検証に用いるデータは重複しない別のものとする。そして、学習データに対して深層学習の手法による機械学習を行う。機械学習をさせて構築した処理モデルによって、検証データを機械に解析処理させる。機械が解析処理した結果と、検証データを人間が判定した結果を照合して整合度を検証するという流れである。

学習および検証に使用した画像は、市販のデジタルビデオカメラを乗用車の助手席頭部付近に設置して前方を解像度 1920×1080pixel(Full HD)で撮影した動画から、静止画として切り出したものである。撮影画像の一例を写真-2.5 に示す。路面評価に特化した撮影を行っているものではなく、自然な視野で撮影した画像といえる。カメラ位置を高くするなどして路面をより広く鮮明に撮影した画像を用いれば、ポットホールの検出がしやすくなると見込まれる。

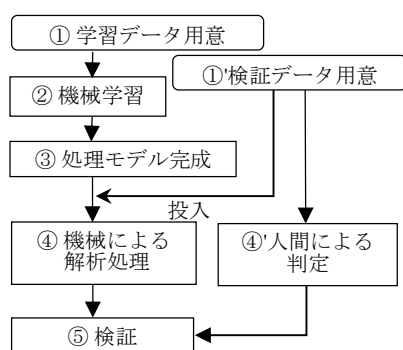


図-2.16 検討の手順



写真-2.5 使用した画像の一例

### 2.3.3 学習の実施

#### (1) 学習の方法と学習用教師データ

学習の方法は、大別すると教師なし学習と教師あり学習の2種類に分けられる。さらに教師あり学習の中でも複数の学習のさせ方が考えられるが、基本的には教師(人間)が目視画像を見てポットホールを指定して教師デー

タとし、それを機械に学習させる。ポットホールの長径が概ね 20cm 程度以上の明らかなポットホールを主に学習させ、小さなポットホールは学習させないこととした。これは、検出させたいポットホールサイズをその程度と設定したためである。学習に用いた計算機の GPU は Quadro P6000、CPU: Xeon である。

学習用データの元となる動画は、道央圏の国道の A、B、C3 つの区間合計約 21km において、ポットホールが発生しやすい融雪期の 2 月初旬から 3 月中旬にかけて週約 2 回の頻度で合計 13 回走行して撮影して得た動画である。その動画の中から、本報で用いた学習データとしては、A 区間で曇りの日に路面がほぼ乾燥した状態で撮影されたポットホール画像 101 枚、ポットホールなし画像 179 枚を切り出して学習に用いた。ポットホールなし画像には、ひび割れがあるがポットホールはない画像、水濡れがあるがポットホールはない画像などが含まれている。

通常、深層学習には 1,000 枚オーダーの学習データセットを用意するのが一般的とされるが、ここでは様々な試行錯誤と学習技術の習得に重点を置くため、学習データの数量は少なく抑えて実行した。今後、より多くのデータを用いることや、晴天時の路面、湿潤路面、半乾燥状態の路面など、さまざまなデータで学習させることで汎用性が向上すると考えられるので、そのような学習も進める予定である。

#### (2) 教師なし学習の検討状況

教師なし学習は、正解や不正解の指示を教師側が与えずに入力だけを行い、入力されたデータの特徴を機械学習によって見出させる方法である。本検討ではポットホールがない路面画像を入力して、正常な状態として機械学習させることで、正常な状態とは異なるものとしてポットホールを検出させることを狙った。その結果は、ポットホールを適正に検出できるケースが少なく誤検出が目立ち、満足いくものではなかった。路面画像中には水濡れ、雪、ひび割れ、白線などさまざまなものが混合して写りこんでおり、ポットホールのない正常な画像の特徴が一定していないためだと考えられた。ポットホール以外にもひび割れなどの損傷があり、水濡れなどの明暗のむらも多い路面画像の中からポットホールを的確に検出しようとする目的に対しては、教師なし学習は適しておらず、ポットホール部分を指定して特徴を学習させる、教師あり学習が適していると判断した。

#### (3) 教師あり学習の検討状況

教師あり学習は、画像中に含まれる検出対象部分を教

師(人間)が示し、それを機械学習させることで、特定の検出対象部分や、検出対象を含む画像を検出させる際に用いられる手法である。一旦学習させて得た処理モデルによって仮処理を実行し、その出力結果に対して再度正解不正解を人間が教え、再学習させることで学習効果を高めていくこともできる。別の学習データを逐次追加して、追加学習をさせて学習効果を高めることもできる。

教師あり学習の具体実施方法に関して以下に述べる。画像内にあるポットホール部分を教師として目視で指定して、機械学習させた。教師(人間)が指定したポットホール部分の特徴を機械が学習し、それと同様の傾向をもつ部分を検出できるようになる。学習状況の一例を図-2.17に示す。図-2.17の上図のように撮影画像中の手前側路面部分に関心領域(Region of interest, ROI)に指定し、ROI領域内のポットホール部分を赤囲い斜線部分のように指定し、検出すべき異常画像を意味する赤ラベルをつける。この作業をポットホール画像101枚に対して行った。ポットホールなし画像179枚には異常がない画像を意味する緑ラベルをつけた。その後、深層学習を実行すると、図-2.17の下図のように機械がポットホール指定部分の検出方法を学習し、処理モデルが構築される。

機械学習とはいえ、与えるデータは人間が決め、人間側が決めるべきいくつかのパラメータ項目や複数の検出対象指定方法があるため、ノウハウが必要である。そのため、試行錯誤を繰り返し、どのような操作が結果にプラスに作用するかを判断しながら機械学習を進め、ポットホールの検出能力が高い処理モデルを探索した。ただし、この試行錯誤の過程は経験的な性質が強い。人間側が決めるべきいくつかのパラメータの最適な組み合わせや、最適な検出対象指定方法を確定的に発見することは難しいと考えられる。そのため、本報告で決定した処理モデルよりもポットホール検出能力の高い処理モデルは別にも存在すると考えておくのが妥当である。良い処理モデルを構築するための学習ノウハウを蓄積していくことが现阶段の重要事項と認識しながら検討を進めた。

#### (4) 学習により得られた処理モデル

様々な試行錯誤した結果、ポットホールの検出能力が高いと思われる処理モデルを構築した。その処理モデルを学習データに適用してポットホール部分を検出させた結果と、人間が判定した結果の対応表を表-2.8に示す。学習データ内のポットホールは100%検出できており、ポットホールがない画像のうち1%をポットホールありと誤検出しているが、指定したポットホール範囲との合致度が高い処理モデルであると判断される。

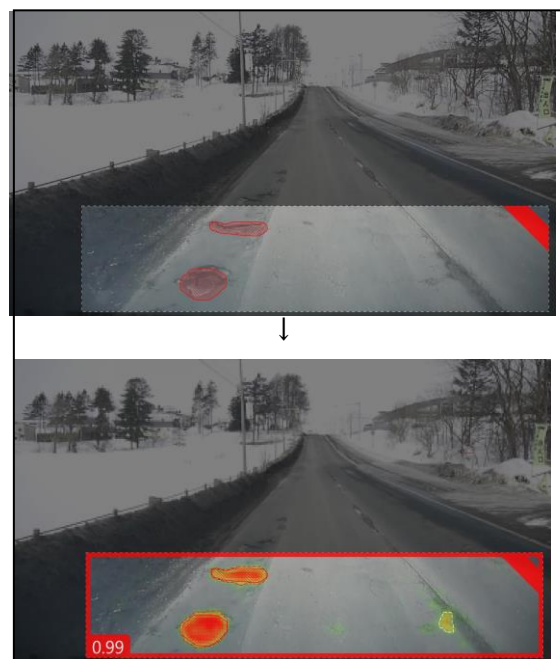


図-2.17 ポットホール部分を指定(上)した後で学習(下)させている状況

なおここで、矛盾するようではあるが、学習データに対する検出割合の高さを過度に意識することはさほど意味がなく、むしろ間違った処理モデルを構築してしまう危険性があることを認識しておく必要もある。つまり、学習データセット特有の特徴に対して、過剰な最適化が行われた場合、学習データセットに対する検出割合は非常に高いにもかかわらず、未知のデータセットに対する検出精度はさほど良くないという結果を生むことがある。これが過学習もしくは過剰適合(オーバーフィッティング)と呼ばれるものである。機械学習において重要なのは、未知のデータに対する検出精度の高さの方であり、過学習や過剰適合を生じないように学習データを選び、適切に学習させることが要点となる。

したがって、表-2.8の検出割合が高くても、その処理モデルが未知の新規画像に対しても有効であるかはこの時点では判断がつかない。そのため、学習データとは別の、未知のデータである検証データに対する検出程度を評価検証する必要がある。次項に検証の詳細について述べる。

表-2.8 学習データに対するポットホール検出割合

人間の判定 \ 機械の判定	機械の判定		合計
	ポットホールなし	ポットホールあり	
ポットホールなし	177件 (99%)	2件 (1%)	179件
ポットホールあり	0件 (0%)	101件 (100%)	101件

### 2.3.4 検証と考察

#### (1) 検証の方法と検証用データ

一般的には学習用データのすべてを学習に用いず、例えば70%のデータで学習し、残り30%のデータで正解率を見ていくというクロスバリデーションと呼ばれる方法が行われることが多い。しかし、ここでは、様々な路線や様々な撮影環境下で行われる実際の道路でのポットホール検出技術を目指していることから、学習を行った画像の撮影路線とは別の路線区間で別の日に撮影したデータに対して解析処理させて検証を行うこととした。検証に用いたデータは、学習データに用いたA区間とは別のB区間において約12km走行して得た路面画像から抽出した静止画像計193枚である。内訳として、ポットホール画像105枚、ポットホールなし画像88枚である。ポットホールなし画像には、ひび割れがあるがポットホールはない画像、水濡れや路面の濡れムラがあるがポットホールはない画像が多く含まれている。

学習によって構築した処理モデルで検証データを解析処理し、そのポットホール検出結果と、人間の目視でポットホール検出を行った結果をつき合わせることで、処理モデルの検出能力を検証することとした。整合度は、以下の手法によって検証する。結果を表-2.9に示すようなマトリクス表で整理して評価するもので、対角上のセルが機械と人間の判定がマッチしたケースで、正しい検出が行われたと判断する。特に、人間がポットホール有り判定し、機械もポットホールと判断した場合は、正検出(真陽性)となり、最も着目すべき部分である。機械と人間の判定がマッチしていないのは、ポットホールがあるのに検出できていない(検出漏れ、偽陰性)、ポットホールがないのにあると判定している(誤検出、偽陽性)の2ケースである。

表-2.9 機械による解析と人間の目視の判定結果の整合

		機械の判定	
		ポットホールなし	ポットホールあり
人間の判定	ポットホールなし	正検出、真陰性	誤検出、偽陽性
	ポットホールあり	検出漏れ、偽陰性	正検出、真陽性

#### (2) 解析処理の結果

検証データを解析処理にかけて得られた結果の画像例を図-2.18、図-2.19、図-2.20に示す(空など無関係部分をトリミング処理して表示)。図-2.18では、赤色で強く反応している部分がポットホール部分であり、正しく検出できていることが分かる。図-2.19では、水濡れ部を

ポットホールと誤検出している。誤検出は、路面に水濡れや雪氷がある部分やひび割れの程度がひどい部分に反応していることが大半であった。水濡れやひび割れがひどいケースでは、人間が見誤るものがあり、誤検出とはいえないものも多かった。図-2.20は、ポットホールを見落とししている検出漏れの例である。見落としは好ましくないが、ポットホール部分に緑色の弱い反応を示しており、まったくの外れではないこともわかり、改善できる可能性がある。



図-2.18 正検出の例(真陽性、ポットホールが検出できている)

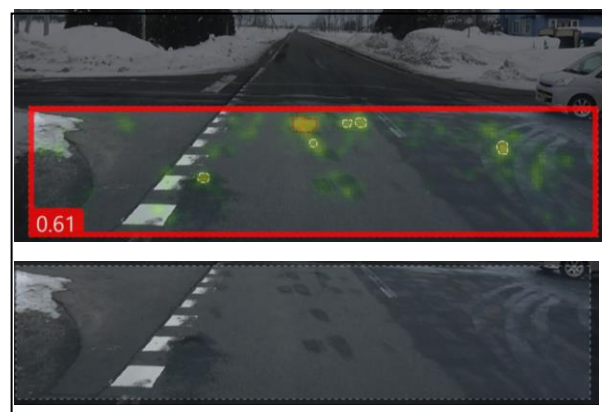


図-2.19 誤検出の例(偽陽性、水濡れをポットホールと誤認)



図-2.20 検出漏れの例(偽陰性、ポットホールを見落とし)

図-2.18、図-2.19、図-2.20の解析画面の枠囲いの左下に数値が表示されているが、この数値は、画面中に検出対象が存在する程度の強弱を表現したスコアであり、0~1.0の値をとり数値が高いほど検出対象である確度

が高いと機械が判定していることを意味する。スコアがある値以上である場合に、ポットホール画像であると判定するなど、判断の閾値として使用できる。

解析処理によって機械が各画像につけたスコアと、人間の判定結果との対応関係を図-2.21 に示す。スコアが高いほどポットホール画像である割合が高くなっており、処理モデルのポットホール検出機能が正しい方向に働いていることが確認できる。0.5以上のスコアの階級では、ポットホール画像である割合が70%以上となっているが、スコアが0.5よりも小さい階級では、ポットホール画像が含まれる割合が50%以下となる。あるスコア以上の階級にしかポットホール画像が現れず、そのスコアを閾値として明確に判断できるのが理想であるが、本件ではスコアが低くてもポットホールあり画像が含まれており、明確に区別できているとはいえない状態である。

図-2.22 には、機械がポットホール画像だと判断する際のスコアの閾値設定(以下、上位閾値という)と、ポットホール画像検出率(以下、検出率という)および人間による判定との整合率(以下、整合率という)の関係を示す。検出率と整合率は以下の式(1)、式(2)により算出している。

$$\text{検出率} = \frac{\left( \begin{array}{l} \text{ポットホール画像のうち、} \\ \text{スコアが上位閾値以上の画像数} \end{array} \right)}{\text{ポットホール画像全数(=105枚)}} \quad (1)$$

$$\text{整合率} = \frac{\left( \begin{array}{l} \text{機械がポットホールと判定した画像のうち、} \\ \text{教師もポットホールと判定した画像数} \end{array} \right)}{\text{機械がポットホールと判定した画像数}} \quad (2)$$

上位閾値を0.5とした場合、ポットホール画像検出率は約50%、人間による判定との整合率は約80%となる。これは、全てのポットホール画像のうち半数を検出することができるものの、機械がポットホールと判定した画像のうち約20%程度が誤検出である状態を意味する。仮に上位閾値を0.7とした場合には、ポットホール検出率は約20%、人間による判定との整合率は約85%となり、整合率は若干上がるが、見逃すポットホールの割合が多くなってしまふ。上位閾値としては0.5が適当と判断して以下の検討を進めることとした。

ちなみに、学習の段階で人間側の試行錯誤と機械学習自体に多くの時間を要した一方、構築されたモデルを用いて解析処理する時間は非常に短い。計算機のGPUがQuadro P6000、CPU: Xeonの場合で一枚の画像に対して0.05秒程度であった。

### (3) 検証の結果

機械がポットホール画像と判断する上位閾値を0.5とした場合の検証結果を表-2.10に示す。ポットホールがあり検出できている(正検出、真陽性)割合は49%であり、

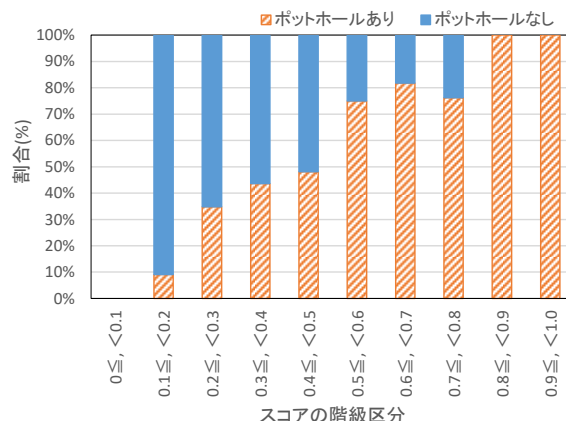


図-2.21 機械によるスコアと人間による判定の対応関係

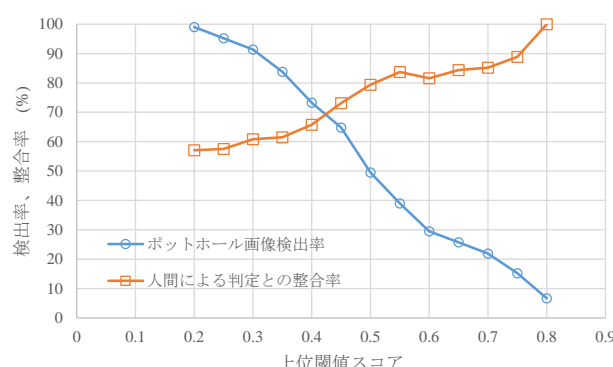


図-2.22 上位スコア閾値ごとのポットホール画像検出率、整合率

ポットホールを一定程度検出できていると考える。ただし換言すれば、ポットホールがあるのに検出できていない(検出漏れ、偽陰性)の割合は51%で、検出できていないものも多い。

ポットホールがないものを正しく判定(正検出、真陰性)している割合は85%であり、真陰性の判断は良くできていると評価される。

表-2.10 解析と目視の判定結果整合 マトリクス表

人間の判定 \ 機械の判定	機械の判定		合計
	ポットホールなし (スコア0.5未満)	ポットホールあり (スコア0.5以上)	
ポットホールなし	75件 (85%)	13件 (15%)	88件
ポットホールあり	53件 (51%)	52件 (49%)	105件

### (4) 考察

上述した検証の結果から、深層学習の手法によってポットホールを検出することは一定程度可能と判断している。現時点においては検出漏れや誤検出も多いが、機械学習の方法や画像の質も結果に影響すると考えられるので、検出能力は向上させることができると考えている。

深層学習は新しい手法であり、この手法を舗装路面の評価に用いた研究も発展途上である。今後の可能性に目を向けて検討を継続していく必要があると考えている。

### 2.3.5 本技術の活用方法の検討

車載カメラ画像からポットホールを検出する技術の活用イメージとしては以下のものを想定している。実用化までには解決すべき技術的なハードルが幾つもあるが、新たな路面評価手法の創造や労力の軽減などに寄与する技術だと考えている。GPS 緯度経度情報、地理情報システム(GIS, Geographic Information System)、サーバ機器、赤外線カメラなど他のセンサ機器などと連動させれば活用の幅が広がると考えられる。

#### (1) 路面評価指標としてのポットホール発生個数把握

ポットホールの発生個数や発生状況のデータは、路面の状態や舗装内部の状態を表す重要な指標になりうる。舗装内部の健全度を表現するための指標として、ポットホールを自動検出して発生状況データとして蓄積できれば有用と考えられる。

#### (2) ポットホールの形状寸法や深刻度判別

ポットホールにも直径の大きなものから小さなもの、深いものから浅いもの、円形のものから細長いものなどの形状寸法は様々である。発生位置もわだち部や非わだち部、打継ぎ目部や伸縮装置周りなど様々である。検出したポットホールの形状寸法や深刻度のクラス分けを行い、特に早急な対応が必要なポットホールを分類できれば、適切で迅速な対応に寄与できると考えられる。

#### (3) 道路巡回時のポットホール目視労力の低減

道路巡回時のポットホールの発見を、車載カメラと自動検出技術に補助させることで、道路巡回員は別の目視項目に労力を振り向けることができるようになると考えられ、労力の低減と効率化に寄与できる可能性がある。

#### (4) 道路巡回の際の報告書作成の自動化

道路巡回の際、発見したポットホール情報は報告書への記載項目の一つと考えられるが、車載カメラと自動検出技術で検出したポットホールの画像や形状寸法、GPS 緯度経度情報などを、報告様式やポットホールリスト等に自動記載するようであれば、報告帳票作成労力の低減に寄与できる可能性がある。

#### (5) ポットホールの補修対応の自動化

ポットホールを発見した場合、穴埋めなどの補修対応を行うことが想定されるが、車載カメラおよび自動検出技術によってポットホールを検出し次第、ポットホール画像およびポットホール形状、画像撮影箇所の GPS 緯度経度情報などの情報を集計もしくはサーバ等に送信し、

道路維持管理関係者に伝達・共有できるようになれば、効率的である。

### 2.3.6 まとめ

車載カメラ画像から、深層学習(ディープラーニング)によってポットホールを検出する技術の基礎的な検討を行った。その結果、学習手法のノウハウを把握し、学習データに対して高い検出能力を示す処理モデルを作成し、その処理モデルは、一定程度のポットホール検出能力があると確認された。ただし、機械学習によるポットホール検出技術は発展途上の段階にあり、今後もノウハウを蓄積し、検出技術の向上を図っていく予定である。

### 参考文献

- 1) 公益社団法人 土木学会：舗装工学ライブラリー15「積雪寒冷地の舗装に関する諸問題と対策」、pp.32-33、2016。
- 2) 地盤工学会北海道支部地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学、pp. 21-28、2009。
- 3) 原田敏一郎、福田正己、石崎武志：北海道大学低温科学研究所業績第 3512 号、凍土の電気比抵抗値の測定、pp.57-67、1992。
- 4) 丸山記美雄・高橋守人・早坂保則：表層用アスファルト混合物の凍結融解作用に対する抵抗性、土木学会第 55 回年次学術講演会、V-69、2002。
- 5) 岩城圭介・加藤享司・平間昭信・塩谷智基：微視的断面観察による酸劣化したコンクリートの微細構造の評価、コンクリート工学年次論文集 Vol26、No.1、pp.999-1004、2004。
- 6) 手塚喜勝・朝倉啓仁・中村眞一・佐々木元茂：蛍光エポキシ樹脂含浸法によるコンクリートコアサンプルの微細ひび割れの可視化手法、土木学会北海道支部平成 16 年度論文報告集(第 61 号)、V-10、2008。
- 7) 近藤悦郎・関下裕太・朝倉啓仁・手塚喜勝：蛍光エポキシ樹脂含浸法による微細ひび割れ観察の適用事例、土木学会第 65 回年次学術講演会、V-367、2014。
- 8) Olga Russakovsky, Jia Deng, Hao Su, Jonathan Krause, Sanjeev Satheesh, Sean Ma, Zhiheng Huang, Andrej Karpathy, Aditya Khosla, Michael Bernstein, Alexander C. Berg and Li Fei-Fei: ImageNet Large Scale Visual Recognition Challenge, International Journal of Computer Vision, Vol. 115, No. 3, pp. 211-252, 2015.
- 9) 全、井後、南免羅、黒木、大窪：車載カメラにより撮影された舗装画像からのディープラーニングによるひび割れ率評価、土木学会論文集 E1(舗装工学)、Vol. 73、No. 3、2017 年 12 月
- 10) 清水、田口、藤田：人工知能のディープラーニング技術を



活用した車上目視点検の省力化技術、第32回日本道路会議  
論文集、2017年10月

- 11) 中野、篠原、瀧：AIを活用した舗装のひび割れ抽出に関する研究、第32回日本道路会議論文集、2017年10月
- 12) 佐竹、大廣：画像処理技術によるポットホール検出システムの試行開発について、第31回日本道路会議論文集、2015年10月

- 13) 井波、松島、寺尾：車載ステレオカメラを用いたポットホール検出、電子情報通信学会技術研究報告、Vol.113、2014年2月

## 8.1 凍害・複合劣化等の効率的点検・診断・評価手法の構築

### 8.1.6 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（切土のり面）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）  
研究担当者：畠山乃、林宏親、山木正彦、佐藤厚子

#### 【要旨】

寒冷地域における切土のり面は、凍上もしくは融解作用を繰り返すことにより、のり面の変状事例が多く報告されており、効率的な点検・診断・評価技術の確立が急務である。

過年度は、現地調査や文献調査等により、実際の切土のり面の状態や凍上が生じる条件を分析するとともに、実物大のグラウンドアンカーに関する試験施工を行い、凍上によりグラウンドアンカー等に荷重が発生し変状が生じること、その変状は断熱により低減可能であることや、のり面の向きや勾配により凍上のしやすさが異なることなどを示した。

令和元年度は、簡易に地盤の原位置状態を把握できる簡易コーン貫入試験に着目して、凍上に関する現地点検手法としての可能性について検討を行った。

キーワード：切土のり面、凍上、のり砕工、グラウンドアンカー工、地山補強土工

#### 1. はじめに

寒冷地域における切土のり面は、冬期に生じる地盤の凍上もしくは凍結融解作用が原因と考えられる変状事例が多く報告されているものの、その発生条件や損傷程度といった実態は未だ不明確な状況にある。

そこで過年度は、主に実際に施工されたグラウンドアンカー工や軽量のり砕工といったのり面保護工に対し、防災カルテ点検表による文献調査や、現地調査、さらに試験施工により、冬期における各種のり面保護工の挙動等の実態把握を試みた。

基本的にグラウンドアンカー工やのり砕工といったのり面保護工を含む切土のり面（土構造物）は永久構造物として認識されることが多いが、調査の結果、北海道のような寒冷地でかつ凍上性が顕著な土質の切土のり面においては、低温下（マイナス温度）でのり面保護工に荷重（凍上力）が作用すること、そしてその荷重により変状が生じることが確認された。これらの結果は、凍上が生じる条件においては、のり面保護工を含む切土のり面は経年的に劣化しうることを示唆している。しかし現状では、切土のり面についてその状態を判断する定量的な手法は構築されておらず、技術者の知識や経験に頼るところが大きい目視点検が主な手法である。

本研究においては、凍上を考慮した切土のり面の点検・診断手法を提案し、さらにはその評価手法の構築を目指すものである。令和元年度は、簡易な原位置試験であるポータブルコーン貫入試験に着目し、凍上による地盤の貫入抵抗の変化を調査したので、その結果を紹介する。

#### 2. これまでの研究成果

##### 2.1 平成 28 年度および平成 29 年度

切土のり面安定鋼構造物の凍上による状況を確認するため、試験施工箇所として、「せたな町」および「斜里町」のグラウンドアンカー施工箇所を選定した。せたな町ではグラウンドアンカー施工にあわせ計測機器を設置、斜里町では施工済みのグラウンドアンカーに計測機器を設置して、凍上に伴う実物大アンカーの荷重変化、切土のり面内の温度を計測した。

さらに、凍上および融解作用を受けるのり面の変状メカニズムについて、凍上現象の挙動を検証するため、苫小牧施工試験フィールド内で模型アンカーを試験施工し荷重、変位、地中温度を計測した。

その結果、次のことが明らかになった。

##### ① 実物大アンカー

荷重計設置後時間が経過するとグラウンドアン

カーに作用する荷重は設置時の緊張力を下回る傾向にあった。また、2箇所とも気温はマイナスを記録したが、平成29年度は記録的な積雪と、また堆雪しやすい環境にあったことから、雪の断熱効果により地表面の温度はマイナスとなることはなく、地山が凍結することはない。

## ② 模型アンカー

模型アンカーについて、凍上により地盤が変位しアンカー頭部のナットが緩んでしまうことを確認した。さらに、砂礫地山（非凍上性地盤）以外の施工箇所の受圧板についても変形していることを確認した。なお、断熱材を受圧板の下に敷設した場合は、断熱材を設置しなかった場合よりも、荷重、受圧板の変位は小さく断熱材の効果があつた。

## 2.2 平成30年度

切土のり面における凍上被害の診断・評価技術を開発するために、北海道開発局管理の国道のり面工のうち、凍上により変状した58箇所を調査しとりまとめた。また、北海道各地において、グラウンドアンカー工や地山補強土工に対して実際に作用する荷重および変位を測定した。

その結果、次のことが明らかになった。

### ① 軽量のり面工の変状調査

凍上が原因と思われる変状箇所近傍のアメダスで、積雪量が249.8cmを記録しているケースがあり、積雪量のみでは局所的な凍上の有無を判断することができなかったことがわかった。また、植物の生育が良好なり面でも凍上が発生し、のり面構造物に変状をおよぼすことも考えられた。さらに、切土のり面1:1.2程度の標準のりこう配では積雪深が限定的で、雪による断熱は期待できないが、緩勾配化することで積雪深が増し、断熱効果が発揮されることがわかった。加えてのり面の向きも凍上発生に影響を与える可能性があり、現検討段階では北西、南東向きのり面の場合に凍上する可能性が高い。

### ② グラウンドアンカーおよび地山補強土工に作用する変位、凍上力調査

比較的凍結指数が大きい地域においても、積雪や植生土のうなどにより地山の凍上を抑制でき、グラウンドアンカー工に作用する凍上による荷重を抑制できる。また、凍上によりグラウンドアンカーに作用する荷重は、複数年繰り返す。

地山が凍結するとき地山補強土工には凍上による荷重が作用し、凍結がなくなる頃には荷重はほぼ0に

なる。この現象は複数年繰り返し発生する。地山補強土工の受圧板の変位は冬期には上方に変位し、地山が融解し始めると下方に変位するが、元の位置に戻ることはなく累積して変位量が増加する。

## 3. 凍上による地盤のコーン貫入抵抗の変化

### 3.1 目的

過年度の調査により、切土のり面等地盤の凍上がグラウンドアンカーや軽量のり面等構造物に変状を及ぼすことは明らかで、さらにはこれら構造物に非可逆的な損傷を及ぼすことも考えられる。地盤の凍上性を判定する手法として、古くは日本道路協会による道路土工-排水工指針による「土の凍上試験方法」<sup>1)</sup>があり、近年では地盤工学会による「凍上性判定のための土の凍上試験」<sup>2)</sup>、東・中・西日本高速道路(NEXCO)による「 $\phi 150$ 法による土の凍上試験方法」<sup>3)</sup>が広く用いられている。これらは、あくまで土そのものの凍上性を把握するものである。凍上性を有する切土のり面において、現在の切土のり面の状態、さらには今後の状態を予測することは、のり面保護工を含め、切土のり面の安定性を評価する上で必要であると考えられる。

### 3.2 ポータブルコーン貫入試験

ここでは、現地地盤のサウンディング手法として広く実績があり、かつ簡易な手法として認知されているポータブルコーン貫入試験<sup>4)</sup>に着目した（以降、コーン貫入試験）。その概要を図-3.1に示す。その構造は単純で、先端にコーンを装着し、人力で地中に貫入させ、その抵抗を荷重計で読み取るものである。なお本調査においては、後述するが、 $\phi 150\text{mm}$ のモー

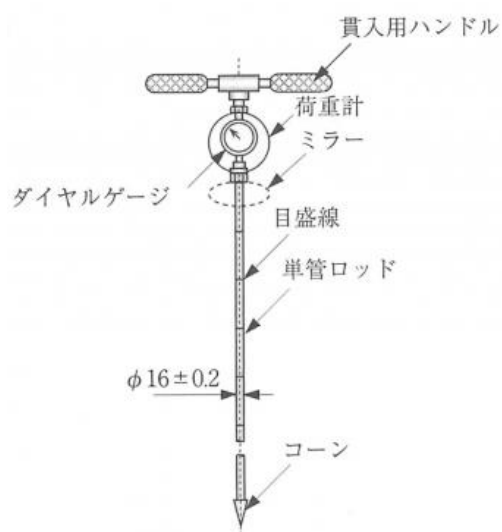


図-3.1 ポータブルコーン貫入試験機の概要<sup>3)</sup>

ルド内供試体に対しコーン貫入も行うため、先端コーンは室内試験用の先端角 30°、底面積 324mm<sup>2</sup>のコーン<sup>9)</sup>を使用している。

この試験機は名前の通り、携帯性に優れる一方で、人力で貫入させるため、やや硬い粘性土や砂層では貫入が困難、ロッドの周面摩擦の影響を考慮し適用深度は最大 5m 程度、という特徴を有す。試験の際、貫入速度は 10mm/s を標準とし、所定の深度における荷重計の読み値からコーン貫入抵抗としてコーン指数  $q_c$  (kN/m<sup>2</sup>) を算出する

### 3. 3 調査手法

#### 3.3.1 試験地盤における調査

凍上による地盤（切土のり面）の変化を把握するために、凍上前後の地盤に対しコーン貫入試験を行った。寒地土木研究所が所有する苫小牧施工試験フィールドにおいて、顕著な凍上性を示す砂礫質火山灰質粘性土を用いて、自然含水条件下 ( $w_n=47\%$ ) で転圧し、締固め度  $D_c=90\%$  の地盤（以降、試験地盤）を造成した（深さ 90cm）。この試験地盤において、凍上前（未凍上地盤）のコーン貫入抵抗を測定し、その後冬期を経て春期（融解後）に凍上後（凍上 1 回地盤）のコーン貫入抵抗を測定することで、凍上による地盤のコーン貫入抵抗の変化を把握するものである。測定は地表面から深さ 10cm 毎に行った。

しかし、この手法は、年間に 1 回の凍上履歴を受けることしかできないため（厳密には地表面付近は複数回凍結融解を繰り返していると考えられるが、メチレンブルー凍結深度計<sup>9)</sup>により冬期において地中は完全に融解していないことが確認されていることから、単純化し、本検討においては年間 1 回の凍上履歴とする）、別途供試体を用いたコーン貫入試験を併せて実施することとした。

#### 3.3.2 供試体を用いた調査

試験地盤と同一の材料を用いて、自然含水条件下で締固め度 90% の供試体を作製し、この供試体に対し、凍上前後でコーン貫入試験を行うこととした。

先に記した通り、凍上試験法は主に地盤工学会の手法 (JGS 規準) と東・中・西日本高速道路の手法 (NEXCO 規準) があり、両方法の違いの一つに供試体のサイズがある。JGS 規準は  $\phi 100\text{mm}$  を標準とし、高さは 10mm 以上である。対して NEXCO 規準は、凍上性判定と併せて凍結融解後の CBR 測定も想定しているため、 $\phi 150\text{mm}$  の高さ 125mm が標準である。また、結果の整理方法も異なり、JGS 規準では凍上速度  $U_h$  (mm/h) を

判定指標とし、NEXCO 規準では凍結膨張率  $\zeta$  (%) を判定指標とする。今回は、コーンを貫入することを前提としているため、供試体サイズの大きい NEXCO 規準を採用することとした。凍上試験方法の詳細は文献 2) に譲るが、供試体下面は吸排水を自由とした条件の下、上面を  $-6^\circ\text{C}$ 、下面を  $+3^\circ\text{C}$  に保ち、供試体の凍結膨張率から凍上性を判定するものである。

ここでは、同一条件でモールド内に作製した供試体を 3 つ準備し、1 つは凍結させない非凍上条件（非凍上供試体）でコーン貫入試験を行い、1 つは凍上→融解後の供試体（凍上 1 回供試体）に対しコーン貫入試験を行い、1 つは凍上→融解→凍上→融解後の供試体（凍上 2 回供試体）に対しコーン貫入試験を行った。いずれの供試体もモールドにより周面を拘束された状態でコーン貫入を行っている。測定は供試体の上端から深さ 5cm と 7.5cm で行った。なお凍上試験中（凍上・融解時）は、供試体上面に重さ 5kg の銅性の円板 ( $\phi 150\text{mm}$ ) が載せられている。

写真-3.1 は、先述の手法で作製した供試体を用いた実際の凍上試験前後の供試体の外観である。凍上による供試体の顕著な膨張が確認される。凍上試験を行った 3 つの供試体の平均凍結膨張率  $\zeta=118.0\%$ 、観察による凍結様式はいずれも 5 (霜柱状凍結) となり、NEXCO 規準による判定では不合格の材料である。また、参考までに JGS 規準で言うところの凍上速度  $U_h$  を算出したところ、平均 1.06mm/h となり「凍上性が高い」とされる指標  $U_h \geq 0.3$  に分類される。



写真-3.1 凍上試験前後の供試体外観

### 3. 4 調査結果

図-3.2 に試験地盤において実施したコーン貫入試験の結果を示す。凍上前の試験地盤（未凍上地盤）に対して行った結果と、凍上後の試験地盤（凍上 1 回地盤）に対して行った結果を併記している。なお凍上 1

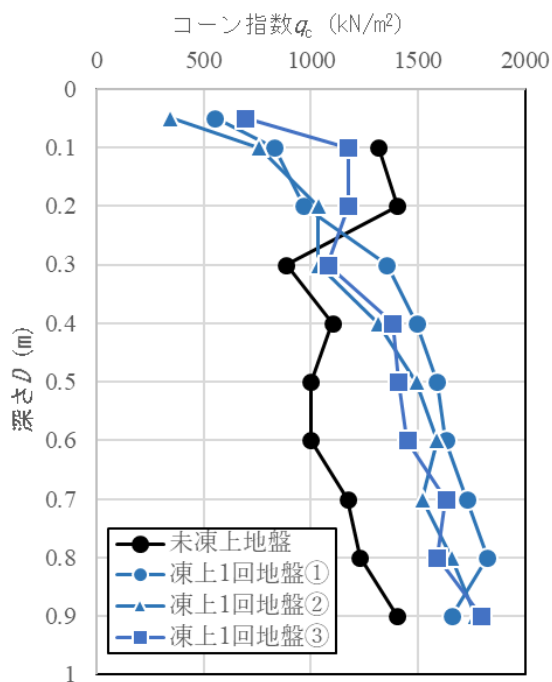


図-3.2 試験地盤における凍上によるコーン指数

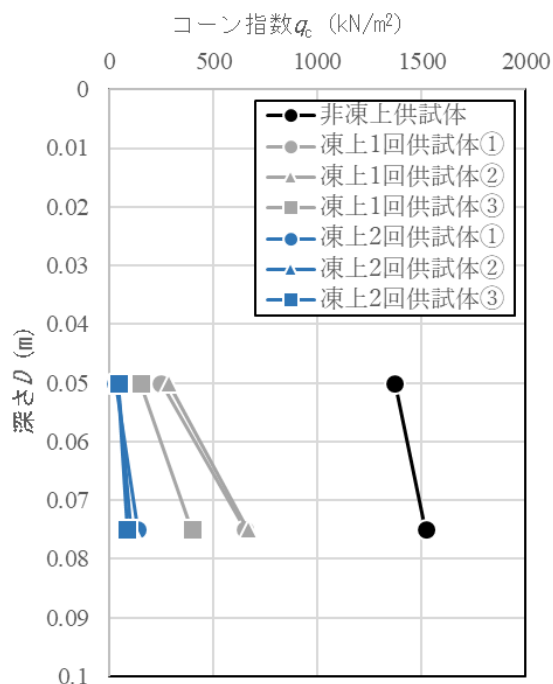


図-3.3 供試体における凍上によるコーン指数の変化

回地盤への貫入は3回行ったため、便宜上①、②、③と付している。

図より、凍上1回地盤の比較的浅い位置でコーン指数が低下していることが確認できる。一方で、それ以深では全体的にコーン指数が未凍上地盤より高く推移しているが、これは、試験地盤造成後の時間経過により、試験地盤自体が自重圧密等により密実化したことが原因として考えられる。

コーン指数の低下は地盤深さ 20~30cm 程度までで見られることから、本調査における凍上の影響深さは 20~30cm であると言える。なおこの結果は、別途設置したメチレンブルー凍結深度計から得た本調査期間における最大凍結深が 30cm 程度であったことと矛盾しない。

次いで図-3.3 に凍上試験により得られた供試体を実施したコーン貫入試験の結果を示す。図内の凡例は 3.3.2 を参照されたい。凍上1回供試体と凍上2回供試体はそれぞれ3つずつ供試体を作製しているため、便宜上①、②、③と付している。

図より、試験地盤の結果と同様、凍上により供試体のコーン指数は低下することがわかる。またその凍上回数が多いほどコーン指数は低下するようである。

試験地盤の結果と供試体の結果を再整理し、併記したものを図-3.4 に示す。この図において、試験地盤の結果は深さ 30cm までの結果の平均値、供試体の結果

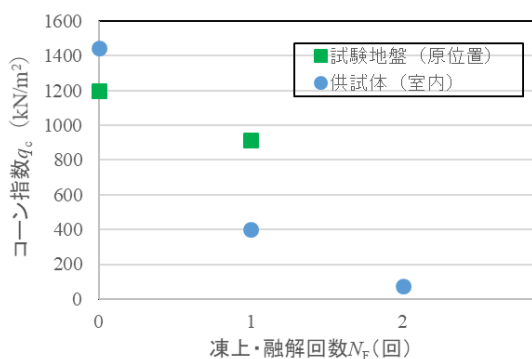


図-3.4 凍上によるコーン指数の変化

は各凍上回数における平均値(深さの違いを含む①、②、③の平均値)としている。

図より、試験地盤の結果と供試体の結果に乖離は見られるものの、凍上を受けることでコーン指数が低下することが確認される。試験地盤においては1回目の凍上履歴で、25%程度コーン指数が低下し、供試体においては、1回目の凍上で70%程度低下、2回目の凍上によりさらに低下することが確認された。一般に、コーン貫入抵抗と強度には良い相関が認められる<sup>7)</sup>ことから、凍上を繰り返し受けることで地盤の強度は低下していくことが示唆された。このことは、切土工により新たなり面が形成された場合で、かつそのり面が凍上性を有する場合は、一度冬期を経験するだけでのり面表層が著しく劣化し、さらに経年的に進行

する可能性を示している。

その他、本調査においては一種の土質のみを対象にしているため、断定的なことはいえないが、一連の調査により、凍上の有無をコーン指数の差として表すことができた。引き続き、コーン貫入試験に着目し切土のり面の凍上に関する点検・診断手法としての適用性を検討していく。

#### 4. まとめ

令和元年度は凍上を受けた切土のり面の点検・診断手法として、ポータブルコーン貫入試験に着目して一連の調査を行った。得られた主たる知見は以下の通りである。

- ・コーン貫入試験により、未凍上地盤と凍上履歴を受けた地盤の貫入抵抗に差が確認された。
- ・凍上を繰り返し受けることで、その地盤のコーン貫入抵抗（強度）は低下していく傾向にある。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工-排水工指針「土の凍上試験方法」、pp.238-243、1987.
- 2) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説「凍上性判定のための土の凍上試験」、JGS0172-2009、2009.
- 3) 東・中・西日本高速道路：試験方法 第1編 土質関係試験方法「 $\phi 150$  法による土の凍上試験方法」、JHS-112-2006、pp.29-39、2007.
- 4) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説「ポータブルコーン貫入試験方法」、JGS1431-2012、2012. -
- 5) 日本工業規格：締固めた土のコーン指数試験方法、JIS A 1228:2020.
- 6) 地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学、pp.21-23、2009.
- 7) 室町忠彦：粘性土におけるコーンの貫入抵抗と一軸圧縮強度との関係、土木学会誌、Vol.42、No.10、pp.7-12、1957.

## 8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

### 8.2.1 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（耐寒促進剤）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：安中新太郎、菊田悦二、嶋田久俊、吉田行、野々村佳哲、長谷川諒

#### 【要旨】

耐寒促進剤は、寒冷地など日平均気温が 4℃以下となる地域のコンクリート施工において、雪寒仮囲いおよび給熱養生を行わずに簡易なシート養生とすることを可能とする混和剤であり、冬期施工の効率化のためにさらなる利用拡大が求められる。そうした中、本研究では、寒冷環境下における耐寒促進剤の補修への適用技術について種々の検討を行っている。平成 28 年度には養生時に気温が氷点下となる場合の強度増進特性について検討し、養生温度が氷点下となる場合でもコンクリート強度の推定が可能であることを確認した。平成 29 年、30 年度には、凍結融解試験中の強度増進を考慮した補正式を用いて圧縮強度と耐久性指数の関係を整理し、養生終了時に必要とされる圧縮強度を 20 N/mm<sup>2</sup> から 15 N/mm<sup>2</sup> に低減できることを確認した。令和元年度は、断熱温度上昇試験により温度解析を可能とし、実現場で厚さ 10mm 以下の間詰コンクリートの温度推定を行い、初期凍害防止および早期の強度発現を可能とする養生方法を提案し、その有効性を確認した。

キーワード：耐寒促進剤、積算温度、強度推定、圧縮強度、耐久性指数

#### 1. はじめに

日平均気温が 4℃以下となることが予想される期間にコンクリートを施工する場合、コンクリートの強度発現の遅延や凍結による初期凍害の発生を避ける目的で、雪寒仮囲いおよびヒーター等による給熱養生を行うことが一般的であり、通常のコンクリートの養生に比べ、温度管理などに特別な配慮が必要となる。一方、コンクリート用混和剤の一種である耐寒促進剤を用いた場合、仮囲いや給熱養生を省略し、簡易なシート養生にて施工することが可能になる。

耐寒促進剤はコンクリート中の自由水の凍結温度を下げる効果に加え、硬化促進作用により低温環境下においても圧縮強度の増進が可能となる混和剤である。そのため、冬期施工の効率化に向けて利用拡大が期待されている。

#### 2. 氷点下におけるコンクリートの強度増進特性

##### 2.1 概要

耐寒促進剤を使用したコンクリートの強度管理の方法として、現場養生した供試体による管理と積算温度による推定の 2 種類の方法が耐寒剤施工指針<sup>1)</sup>に規定されている。しかし、規定策定当時の実験結果において、標準養生と現場養生との間で積算温度と圧縮強度の関係が一致しなかったため、積算温度によって強度管理を行う場合には、事前検討試験の実施が求められており、積算温度を用いて強度推定する場合の負担が非常に大きくなっている。これは、当時の積算温度式では氷点下の温度域の補正をしていなかったためである。

そこで本研究では、耐寒促進剤を使用したコンクリートを対象として室内試験を行い、氷点下温度を考慮した積算温度式の適用性について確認した。その後、指針策定当時の現場施工実験結果を再評価し、積算温度によって耐寒促進剤を使用したコンクリー

表-2.1 コンクリートの配合

記号	セメント種類	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				混和剤 (C×%)		耐寒促進剤 (C×リットル)		スランプ (cm)	Air (%)
				W	C	S	G	AE減水剤	AE剤	A	B		
B45-A	高炉	45	42	150	333	781	1072	0.13	0.057	0.04	0	7.1	5.0
B45-B								0.13	0.055	0	0.04		

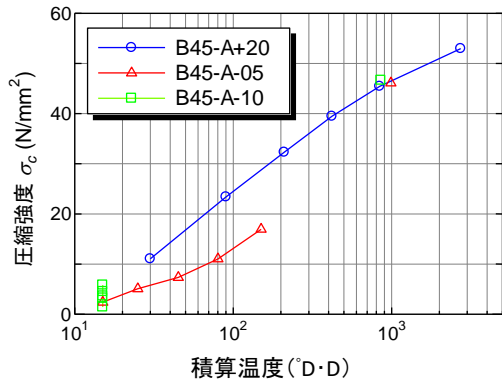


図-2.1 積算温度—圧縮強度関係（従来式）

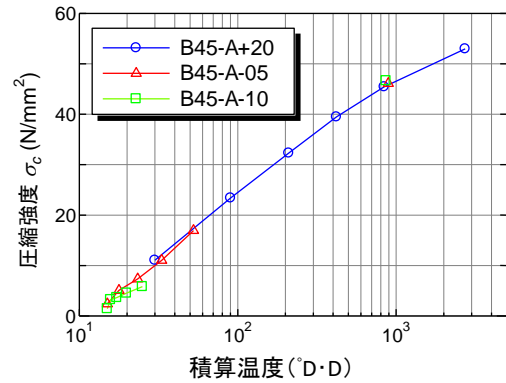
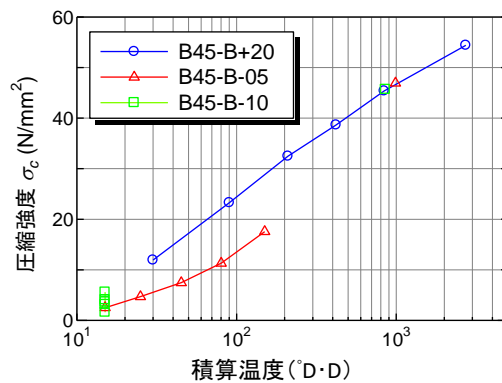
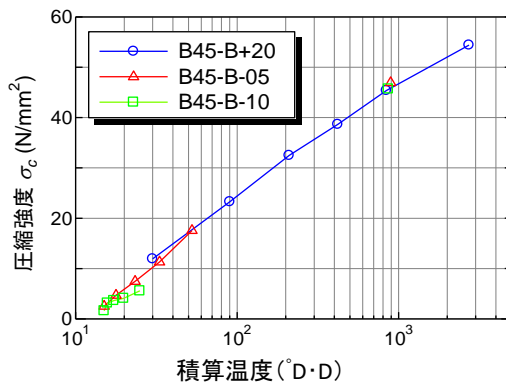


図-2.2 積算温度—圧縮強度関係（日本建築学会式）



トの強度を推定できることを確認した。

## 2.2 試験計画

コンクリートの配合を表-2.1に示す。耐寒促進剤は日平均気温-10℃まで施工できるという、現在流通している中で最も低い外気温に対応している2製品を使用した。

養生は、+5、-5、-10℃の3種類の温度で材齢28日まで封かん養生した。なお、氷点下で養生を行う供試体は、国内指針に定める期間に準じて、打設後から24時間経過するまで+5℃の部屋に静置する形で、前養生を行っている。

試験材齢に到達後、JISA 1108に準拠して圧縮強度試験を実施した。

## 2.3 試験結果

積算温度による圧縮強度の推定は、一般に、次式によって計算される<sup>2)</sup>。

$$M = \sum (\theta + 10) \Delta t \quad \text{式-2.1}$$

ここで、 $M$ : 積算温度 (°D·D)、 $\theta$ :  $\Delta t$  時間中のコンクリート温度 (°C)、 $\Delta t$ : 時間 (日) である。

このとき、式-2.1は養生温度0℃以上の実験で得られた式であり、養生温度が0℃以下の場合には適用

できない<sup>3)</sup>。そのため、日本建築学会では、養生時に氷点下となる場合にも適用できる積算温度式として、次式を提案している<sup>4)</sup>。

$$\Delta t \geq 0$$

$$M = \sum (\theta + 10) \Delta t$$

$$\Delta t < 0$$

$$M = \sum 10 \times \exp(-0.60 \times (-\theta)^{0.74}) \Delta t \quad \text{式-2.2}$$

ここで、 $M$ : 積算温度 (°D·D)、 $\theta$ :  $\Delta t$  のコンクリート温度 (°C)、 $\Delta t$ : 温度測定間隔 (日) である。

式-2.1による積算温度-圧縮強度関係を図-2.1に、式-2.2による積算温度-圧縮強度関係を図-2.2に示す。図-2.2を見ると、図-2.1に比べて精度よく強度推定できている。そのため、耐寒促進剤を用いたコンクリートであっても、式-2.2を用いて積算温度を評価することにより、氷点下の積算温度を適切に評価し、圧縮強度の推定ができると考えられる。

## 2.4 既往試験の再評価

土木の分野で利用されている耐寒剤施工指針<sup>1)</sup>では、耐寒促進剤を使用した場合の積算温度による強



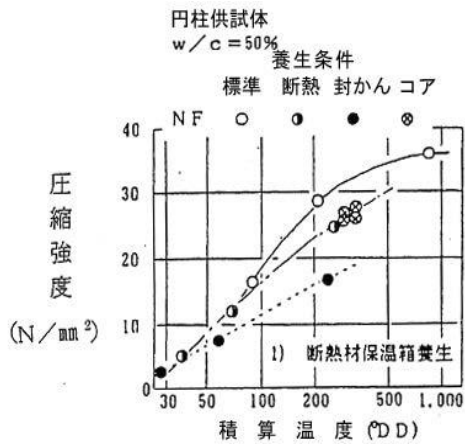


図-2.3 積算温度と圧縮強度の関係<sup>1)</sup>

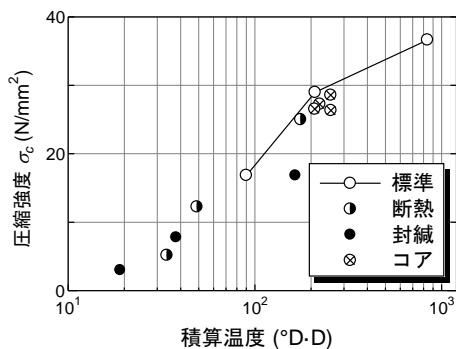


図-2.4 圧縮強度の再評価結果

度推定の例として、図-2.3 が示されている。図-2.3 は、平成2年に当研究所で実施した現場施工実験に基づいている。当時は式-2.2 に示す氷点下の積算温度式が提案される前であったため、積算温度は式-2.1 によって算定されており、積算温度による強度推定でバラツキが生じている。この結果を受けて、積算温度による強度管理を行う場合には、予想される環境条件を考慮した事前検討試験を行うことが指針に規定されることになった。

そこで当時の施工報告書のデータを用い、氷点下での積算温度算定式(式-2.2) によって図-2.3 を再評価した結果を図-2.4 に示す。一部の封かん養生の積算温度がやや大きくなっているものの、各種養生の試験結果は、ほぼ同一線上となっている。したがって、氷点下を含む積算温度算定式(式-2.2)を用いることで低温養生の影響を考慮できるため、耐寒剤施工指針で指摘されている「予想される環境条件を考慮した実験」を省略することができると考えられる。

## 2.5 まとめ

寒中コンクリートにおける強度管理方法の1つである積算温度について、耐寒促進剤を使用したコン

クリートを対象に、室内試験および現場施工実験の結果を用いて検証した結果、以下の知見が得られた。

1. 日本建築学会で提案されている積算温度式を用いることにより、耐寒促進剤を使用したコンクリートについても、養生温度が氷点下となる場合のコンクリート強度を推定することができる。
2. 日本建築学会の積算温度式を用いることにより、耐寒剤施工指針で指摘されている事前確認試験を省略できる可能性がある。

## 3. 耐寒促進剤を用いたコンクリートの圧縮強度と耐久性指数

### 3.1 概要

積雪寒冷地では凍害を受ける危険性が高く<sup>5)</sup>、養生終了時には凍結融解作用に抵抗できる圧縮強度を十分に確保する必要がある。

コンクリート標準示方書では、寒中コンクリートの養生終了時に必要な圧縮強度を 15 N/mm<sup>2</sup> と定めている<sup>6)</sup> が、耐寒剤施工指針<sup>7)</sup> におけるこの値は 20 N/mm<sup>2</sup> であり、耐寒促進剤を用いないコンクリートに比べて必要な圧縮強度が 5 N/mm<sup>2</sup> 大きくなる。

耐寒剤施工指針における 20 N/mm<sup>2</sup> の値は、図-3.1 に示す、圧縮強度と耐久性指数との関係から定められている。一般に、耐久性指数 60 以上であれば耐凍害性を有しているとされており、図-3.1 では、圧縮強度 20 N/mm<sup>2</sup> 付近であれば耐久性指数 60 以上を確保できている。しかし、圧縮強度 20 N/mm<sup>2</sup> 以下の範囲におけるデータ数が少なく、安全側の評価になっていることから、試験結果を追加すること

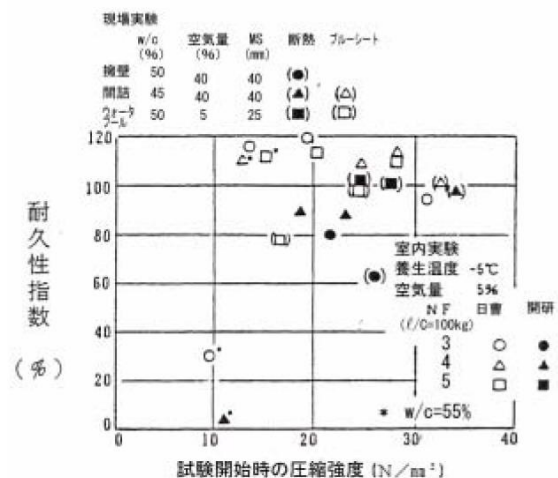


図-3.1 圧縮強度と耐久性指数の関係(耐寒剤施工指針)

で、養生終了時に必要な圧縮強度を 20 N/mm<sup>2</sup>から 15 N/mm<sup>2</sup>へと低減できる可能性がある。

そこで、本研究では、共同研究を行っている企業と協力し、耐寒促進剤を添加したコンクリート供試体の圧縮強度を変化させ凍結融解試験を実施して、凍結融解作用を受けたコンクリートの、養生終了時に必要な圧縮強度について検討を行った。

### 3. 2 試験計画

表-3.1 に試験に用いたコンクリートの配合を示す。実験では普通ポルトランドセメントを用いた。水セメント比（以下、W/C と記す）は 45、50、55% の 3 水準とし、耐寒促進剤の添加量はセメント 100 kg に対して 3、4、5L とした。養生方法は表-3.2 の養生 A～G の養生を行い、養生終了後直ちに凍結融解試験および圧縮強度試験を行った。耐寒促進剤 a～e は無塩・無アルカリ型の耐寒促進剤を用いている。

凍結融解試験（JIS A 1148 A 法）では 10×10×40 cm の角柱供試体を用いて +5°C～-18°C/cyc の凍結融解を 300 サイクルまで行い、一次共鳴振動数を測定し相対動弾性係数を算出した。耐久性指数は式-3.1 により算出した。

$$DF = \frac{P \times N}{N_c} \quad \text{式-3.1}$$

ここに、DF：耐久性指数、P：N サイクルのときの相対動弾性係数（%）、N：相対動弾性係数が 60% になるサイクル数、または 300 サイクルのいずれか小さいもの、N<sub>c</sub>：300 サイクルである。

圧縮強度試験は φ10×20 cm の円柱供試体で JIS A 1108 に準拠し行った。

### 3. 3 試験結果と補正

図-3.2 に耐久性指数 100 を超える例として凍結融解試験における相対動弾性係数の推移の一部を示す。凡例の標記は「W/C・耐寒促進剤添加量・養生方

表-3.2 養生方法

養生	方法
養生A	5°C一定で3.5～5N/mm <sup>2</sup> 程度まで封かん養生
養生B	養生A + 2～-18°C/日の凍結融解サイクルを10回
養生C	養生B + 105° D・Dまで5°C封かん養生
養生D	打設後、5°C封かん養生7日間
養生E	5°C一定で48時間封かん養生
養生F	5°C一定で72時間封かん養生
養生G	5°C封かん24h→-10°C封かん27日→5°C水中6h

表-3.1 耐寒促進剤を添加したコンクリートの配合

W/C	s/a	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				種類	Slump (cm)	Air (%)	養生
		W	C	S	G				
(%)	(%)					(L/C=100kg)			
45.0	45.0	160	356	792	995	3	8.5	4.2	B,C
45.0	45.0	160	356	792	995	3	8.5	5.1	A,D
50.0	45.9	160	320	822	995	3	9.5	5.1	B,C
50.0	45.9	160	320	822	995	3	9.5	4.8	A,D
55.0	46.6	160	291	845	995	3	8.0	4.9	B,C
55.0	46.6	160	291	845	995	3	8.0	4.6	A,D
45.0	45.0	150	333	812	1020	5	9.0	5.1	B
45.0	45.0	150	333	812	1020	5	9.0	5.3	A
50.0	45.8	150	300	839	1020	5	9.5	5.2	B
50.0	45.8	150	300	839	1020	5	9.0	5.3	A
55.0	46.6	154	280	856	1012	5	9.0	5.4	B
55.0	46.6	154	280	856	1012	5	9.0	5.1	A
45.0	48.0	165	367	833	924	3	6.8	4.7	F
45.0	48.0	165	367	833	924	5	6.4	5.9	F
50.0	46.0	165	330	809	977	3	6.3	4.5	E,F
50.0	46.0	165	330	809	977	5	6.7	4.7	E,F
55.0	48.0	165	300	855	953	3	7.5	4.7	E,F
55.0	48.0	165	300	855	953	5	6.5	4.3	E,F
45.0	42.0	150	333	78	1077	4	6.2	8.6	G
45.0	42.0	150	333	78	1077	4	5.7	7.2	G

法]である。通常の JIS 試験では材齢 28 日の試験体を用いるため、試験中に強度増進はほとんど起こらず、相対動弾性係数は 100%を超えることは無い。しかし、今回の実験では材齢初期に試験を開始したことで試験中に強度増進がおこり、試験のサイクルが進むに伴い相対動弾性係数が増加している。実際に、材齢初期で試験を行った養生 A、B では途中で測定不可能となった 55-3-A をのぞき相対動弾性係数が 140~220%程度となっているのに対して、材齢 7 日程度まで養生を行った C、D では養生 A、B の供試体より強度発現が進んでいるため、凍結融解試験中の強度増進も小さく、試験終了時の相対動弾性係数は 110%程度となっている。

従って、これらのデータからコンクリートの耐凍害性を正しく判断するためには、凍結融解試験中の強度増進の影響を考慮する必要がある。そこで長合ら<sup>9)</sup>が提案した、強度増進に伴う動弾性係数の増加を表す式-3.2 を用いて相対動弾性係数の補正を試みた。

$$E_d = \frac{M - M_0}{\frac{1}{a} + \frac{M - M_0}{b}} \quad \text{式-3.2}$$

ここに、 $E_d$ : たわみ動弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>)、 $M_0$ :  $E_d \sim M$  曲線が  $M$  軸と交わる点の値 (°D・D)、 $M$ : 積算温度(°D・D)、 $a$ : 両者の関係の初期接線勾配、 $b$ :  $E_d$  の収束値 (最大値) である。

式-3.2 に含まれる未知定数  $a$  および  $b$  を求めるに当たり、長合らは凍結融解を受けていない供試体の積算温度と動弾性係数の結果を用いて推定式としているが、今回のデータ整理対象の試験では計測していないため、打設から動弾性係数がピークに至るまでの動弾性係数と積算温度を用いて、非線形最小二乗法により求めている。

また、積算温度の計算には日本建築学会発刊の「寒中コンクリート施工指針・同解説」<sup>4)</sup>で提案している養生時に氷点下となる場合の積算温度式(式-2.2)を用いて試験槽内の温度履歴を用いて算出した。

相対動弾性係数の再計算を行った結果を図-3.3 に示す。図-3.2 において、試験開始から終了まで相対動弾性係数が増加していった多くの供試体では、再計算を行った図-3.3 において推定相対動弾性係数はほぼ一定の 100%前後となった。また、補正を行うことで、補正前は相対動弾性係数が 100%以上

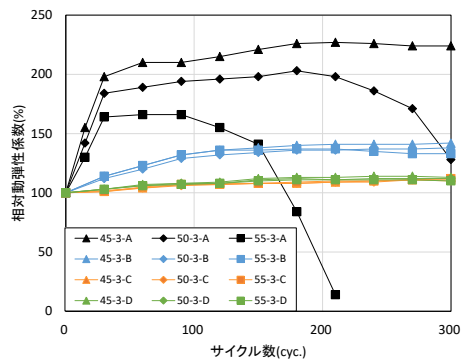


図-3.2 凍結融解試験結果

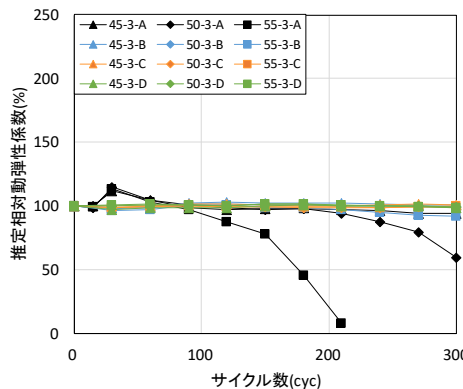
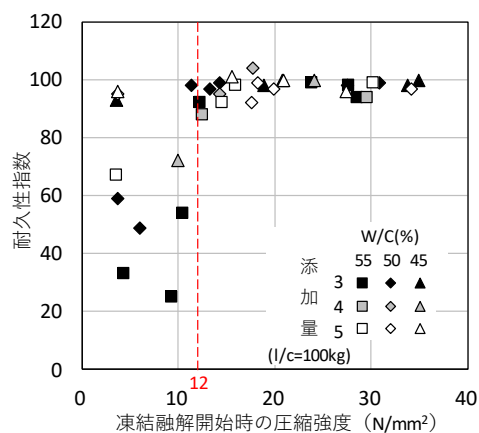


図-3.3 凍結融解試験中の水和を考慮した相対動弾性係数



※耐久性指数は式-3.2により補正をしたもの

図-3.4 凍結融解開始時の圧縮強度と耐久性指数の関係

であった結果の中に、耐凍害性を有していない相対動弾性係数 60%以下となる結果が存在することがわかった。

### 3.4 データの再評価

共同研究で行った耐寒促進剤を用いたコンクリートの凍結融解試験の結果と、既往研究において同様に試験を行っている浜辺ら<sup>9)</sup>の結果について、相対動弾性係数の再計算を行い、凍結融解開始時の圧縮強度と耐久性指数の関係についてデータを整理し再

評価を行った。圧縮強度試験の結果では計画した 5～20 N/mm<sup>2</sup> の範囲をほぼ網羅し、特に 10～20 N/mm<sup>2</sup> の範囲においては図-3.1 (耐寒剤施工指針) を補う相当数のデータが得られた。

図-3.4 に対象とした供試体の凍結融解開始時の圧縮強度と耐久性指数の関係を示す。なお、耐久性指数は前節の手順で試験結果を補正している。

その結果、圧縮強度が 12 N/mm<sup>2</sup> 以上であれば、耐寒促進剤を添加したコンクリートは、その添加量や水セメント比によらず凍結融解抵抗性を有していることを確認した。全ての条件において耐久性指数 60 を超える圧縮強度は 12 N/mm<sup>2</sup> 程度であるが、10 N/mm<sup>2</sup> から急激に立ち上がっているため、示方書の最大値である 15 N/mm<sup>2</sup> を養生を終了してよい圧縮強度とすれば十分に安全側になると考えられる。

以上のことから、養生終了時の圧縮強度を従来の 20 N/mm<sup>2</sup> から 15 N/mm<sup>2</sup> に低減できる。また、現場施工時の養生日数が短縮でき、冬期施工の効率性を高めることが可能と考える。

### 3.5 まとめ

本研究では次の各項の通り、データの不足していた 20 N/mm<sup>2</sup> 以下の圧縮強度と耐久性指数の結果を十分に得ることができ、養生期間に係わる条件緩和の可能性を示す知見を得ることができた。

- 1) 材齢初期のコンクリートを用いた凍結融解試験では、試験中にセメントの水和により強度が増加するため、相対動弾性係数の測定結果をそのまま用いることは凍害劣化を正しく判断できない可能性がある。そのため、試験中の強度増進を考慮した評価が必要である。
- 2) 耐寒促進剤を用いたコンクリートの凍結融解開始時の圧縮強度と耐久性指数の関係から養生を終了してよい圧縮強度を従来の 20 N/mm<sup>2</sup> から 15 N/mm<sup>2</sup> へ低減できる。

## 4. 耐寒促進剤コンクリートの発熱特性を用いた現場養生への適応

### 4.1 概要

コンクリート構造物の施工管理にはコンクリートの強度発現を把握することが重要である。特に寒中コンクリートの場合には、仮囲いを設け給熱養生を行なうため仮囲いの中の温度は外気温にほとんど影響されず一定である。一方で、耐寒促進剤を使用するコンクリートでは、シート養生を標準としているた

表-4.1 使用材料

材料	記号	内容
水	W	上水道水
セメント	C	普通ポルトランドセメント、密度：3.16g/cm <sup>3</sup>
細骨材	S	陸砂、表乾密度：2.58g/cm <sup>3</sup>
粗骨材	G	青梅産碎石、表乾密度：2.66g/cm <sup>3</sup> 、実績率：62.0%
耐寒促進剤	F	無機系窒素化合物複合体

め養生温度が通常の寒中コンクリートよりも低くなることが予想される。そのため、耐寒促進剤を用いたコンクリートの低温環境下での強度発現を把握することが必要となる。

そこで、本研究では現在市販されている耐寒促進剤の低温環境下における強度発現を明らかにし、積算温度と圧縮強度の関係から耐寒促進剤コンクリートの強度推定式を提案するための検討を行った。

## 4.2 試験計画および方法

### (1) 試験計画

本試験では、単位セメント量 280、330 kg/m<sup>3</sup> としたコンクリートについて、耐寒促進剤を 4 L/C=100kg 添加して断熱温度上昇試験を行った。

### (2) 使用材料およびコンクリート配合

コンクリートの使用材料およびコンクリートの配合を表-4.1 および表-4.2 に示す。セメントには普通ポルトランドセメントを用いた。混和剤の耐寒促進剤には F (主成分：無機系窒素化合物複合体) を使用した。また、空気量の調整には AE 剤 (主成分：変性アルキルカルボン酸化合物系陰イオン界面活性剤) を使用した。目標空気量は 4.5±1.0% とした。

### (3) 断熱温度上昇試験方法

断熱温度上昇試験は、空気循環式試験機を用いてコンクリートを円筒形のステンレス製容器 (容積約 55 L) に打ち込み、試料コンクリート内部で温度勾配が生じないようにヒーターで制御することにより、コンクリートを擬似的な断熱状態に保ち、コンクリート中心部の上昇温度が定常状態になるまで測定を行った。測定結果の回帰式は、現在提案されている断熱温度上昇式のうち、一般的な式-4.1 について最小二乗法により求めた。

$$Q_0 = Q_\infty [1 - \exp(-\gamma t^s)] \quad \text{式-4.1}$$

ここに、 $Q(t)$ : 材齢  $t$  までの断熱温度上昇量(°C)、 $Q_\infty$ : 終局断熱温度上昇量(°C)、 $r, s$ : 温度上昇速度定数、 $t$ : 材齢(日)とする。

## 4.3 断熱温度試験結果

断熱温度上昇および断熱温度上昇試験で得られた特性値を図-4.1 および表-4.3 に示す。断熱温度上昇量とはセメントの水和熱によって変化した温度を意味している。打設温度によらず単位セメント量の多い方が温度上昇量は大きい。また、同じ単位セメント量の場合、打設温度が低い方が温度上昇量は大きい結果となった。

これにより、耐寒促進剤コンクリートの養生中の温度解析が可能となった。

#### 4.4 温度解析による養生方法の提案

##### (1) 概要

図-4.2 および図-4.3 に A 橋平面図と間詰コンクリートの施工箇所を示す。検討を行った箇所は北海道三笠市にある桁長約 22 m のホロー桁の A 橋の間詰め部（幅 10cm 以下）であり、寒中コンクリートの適用時期に施工を予定していたが、桁全面に仮設足場を組んで囲うとコストが高くなるため、簡易な養生とすることが出来る耐寒促進剤による施工を試みた現場である。また、横締めが行える 25 N/mm<sup>2</sup> へ 7 日で到達することも目的としていた。

特に今回の検討では、間詰コンクリートの厚さが薄いため、打ち込み後 24 時間はコンクリートの最も冷えるところでもコンクリート温度を凍結温度以上 10 に保てるか確認を行う必要があった。

そこで、4.3 節で行った断熱温度上昇試験の結果から日本コンクリート工学会が提供する温度解析ソフト「JC MAC3」を用いて温度解析を行い、目的を達成するための養生方法の提案を行った。

##### (2) 解析条件

表-4.2 コンクリート配合

No.	打設温度 (°C)	s/a (%)	耐寒促進剤 添加量 (L/C=100kg)	単体量 (kg/m <sup>3</sup> )				目標値 空気量 (%)
				W	C	S	G	
1	5	46	4	151	280	849	1027	4.5±1.0
2				151	330	831	1005	
3	20		4	151	280	849	1027	
4				151	330	831	1005	

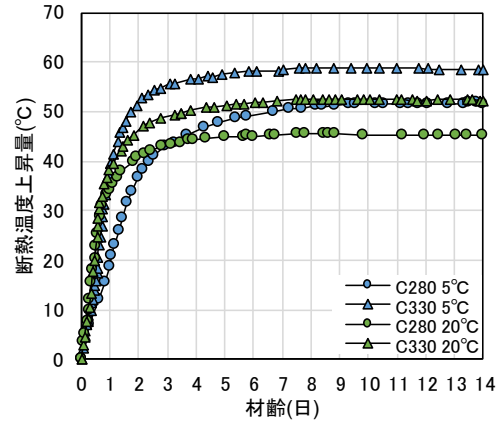


図-4.1 断熱温度上昇試験結果

表-4.3 断熱温度上昇特性値

No.	$Q(t) = Q_{\infty}[1 - \exp(-\gamma t^s)]$		
	$Q_{\infty}$	$\gamma$	s
1	50.8	0.531	1.106
2	58.1	1.001	1.269
3	44.6	1.309	0.972
4	51.9	1.264	0.898

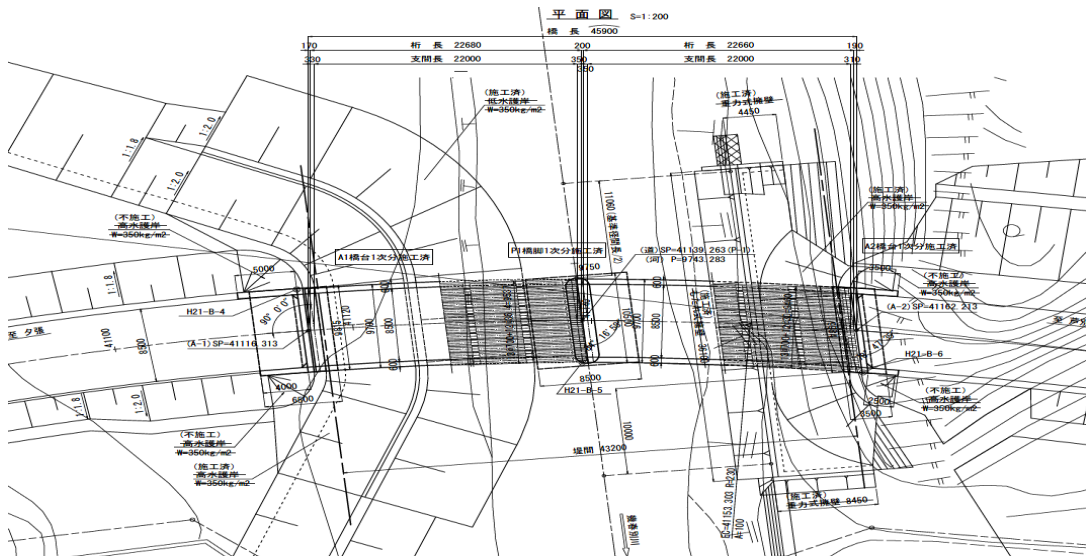


図-4.2 A 橋平面図

図-4.4にホロー桁の解析モデルを示す。解析位置は桁の中央を想定し、奥行きは2 mの範囲とした。青色はホロー桁のコンクリートで、赤色はホロー桁中空部分の発泡スチロールであり、黄緑色は間詰コンクリートを示している。温度履歴は図に示す上部、中央、下部の3ヶ所で確認を行った。

温度解析に用いる間詰コンクリートの断熱温度上昇量に必要な断熱温度上昇特性値は表-4.4に示す値を用いた。

表-4.5に解析に使用した各材料の温度特性値を示す。温度特性値はひび割れ指針⑭を参考とした。桁上面側は解析の期間中ブルーシートで覆う状態と仮定し、下面側は開放状態としてそれぞれの面の熱伝達率を設定した。

計算ケースは2014年から2018年の5年間で各年の11月11日から20日の10日間の内いずれかの日に打設したと仮定し、合計50ケースで解析を行った。なお、それぞれの解析対象期間は間詰コンクリート打設11日前から打設後14日目までの25日間である。

表-4.6にコンクリート周辺の環境温度条件を示す。温度解析の開始は間詰コンクリート打設11日前からとし、打設2日前から桁の上面側を15℃で暖め、打設後14日間は外気温の条件を与えた。なお、桁下面側は開放状態と仮定しているため解析の全期間で外気温の条件を与えた。

### (3) 温度解析と配合試験による確認

図-4.5に打設後24時間の最低気温と打設後のコンクリート最低温度を示す。この結果から打設後24時間の最低気温が-5℃を下回ると間詰コンクリートの最も冷える位置は氷点下となることが明らかとなった。これは間詰コンクリートの下面側がプラスチックの型枠のみで熱が逃げやすい状態にあることに加え、ホロー桁の体積が間詰コンクリートの約7倍と大きく、外気温の低下によりホロー桁の温度が低下するのに伴い間詰コンクリートが水和熱を奪われるためと考えられる。そのため、間詰めコンクリートの温度低下の抑制対策として、プラスチックの型枠の内側に断熱材のポリエチレンシート(6 mm)を配置するとともに、間詰コンクリートの打設後は上面からホロー桁を暖めることとした。

図-4.6に配合試験における積算温度と圧縮強度の関係を示す。積算温度の計算には式-2.1を用いた。配合試験の結果から、目標の25 N/mm<sup>2</sup>を確保するためには85° D・D必要となることが明らかとなった

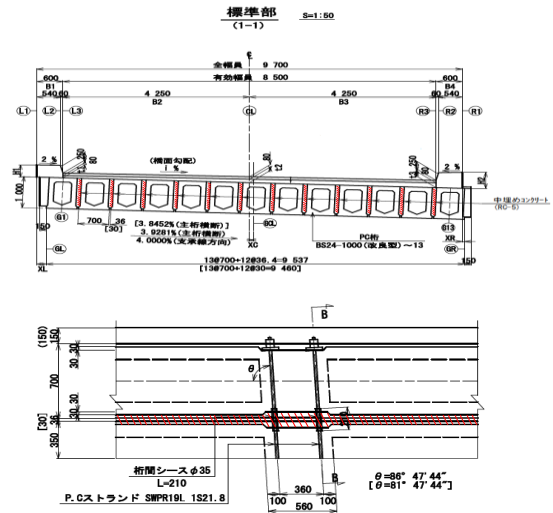


図-4.3 間詰めコンクリートの施工箇所図

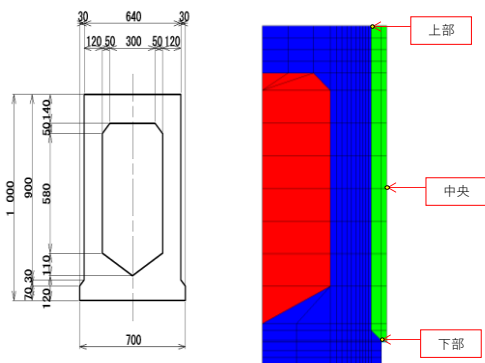


図-4.4 桁断面の寸法と解析モデル

表-4.4 間詰コンクリートの断熱温度上昇特性値

単位	打設セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	打設温度 (°C)	終局断熱温度上昇量 (°C)	温度上昇速度定数 γ (-)	発熱開始材齢 (-)	温度上昇速度定数 s (-)
	290	14	49.273	0.722	0	1.073

表-4.5 解析モデルにおける温度特性値

部位	桁コンクリート	桁内部	間詰コンクリート	間詰型枠	桁上面ブルーシート	桁下面
熱伝達率 W/m <sup>2</sup> ・°C	2.7	0.037	2.7	0.3	-	-
比熱 kJ/kg・°C	1.15	1.42	1.15	1.2	-	-
密度 kg/m <sup>3</sup>	2300	25	2300	1400	-	-
熱伝達率 W/m <sup>2</sup> ・°C	-	-	-	-	8	14

表-4.6 コンクリート周辺の環境温度条件

条件	桁	
	上面	下面
打設11日前	外気温	外気温
打設2日前	15℃一定	
打設~14日後	外気温	

た。そのため、7日で85° D・D確保するためには、1日あたりの間詰コンクリートの積算温度が12.1° D・D以上(コンクリート温度に換算して2.1°C以上)必要となる。なお、このときの配合は後述する配合(表-4.7)と同じである。

以上の結果から、間詰めコンクリート工(60 m<sup>3</sup>)のコストを概算した結果、従来工法(桁下面に吊り足場を設け桁全体に仮囲いを設ける工法)よりも耐寒剤工法(ポリエチレンシートを型枠の内側に設置し、桁上面を暖め、かつ耐寒剤を用いる条件)が経済的となる見通しとなったことから、耐寒剤入りコンクリートによる施工を採用された。

#### (4) 施工管理

図-4.7に間詰め部の温度計測位置を示す。温度計は桁のほぼ中間の位置に上部、中央、下部の3箇所に温度計を設置した。加えて、温度計を設置した付近の外気温と上面側の簡易養生囲内温度の測定を行った。

表-4.7にコンクリートの配合を示す。コンクリートはRC-5をベースとし、耐寒剤は標準使用量のセメント100 kgあたり4 Lとした。セメント種類は普通ポルトランドセメント(N)、水セメント比(W/C)は38.6%である。現着時におけるフレッシュ性状はスランプは15.5 cm、空気量(Air)は4.9%、コンクリート温度は11°Cであった。

養生は前養生として前日の夕方から写真-4.1に示す様に桁上面にスタンドを置き、その上からブルーシートで覆い、桁上面内部空間をジェットヒーターを用いて暖めた。前養生の間の桁上面の空間温度は約10°Cであった。打設後は同様の方法で養生を5日間行った。

間詰コンクリートの打設には、前養生に用いたブルーシートを一時取り外してから、高さ90 cmの間詰め部を高さ方向に2回に分けて行った。施工当日の最高気温は2.8°C、最低気温は-5.8°C、日平均気温は2.4°Cであった。

図-4.8に間詰めコンクリートの温度計測結果を示す。打設後24時間の外気の最高気温は2.8°C、最低気温は-2.7°C、平均気温は0.2°Cであった。赤縦線(打設リフト1)の時刻に温度計下部までコンクリートが到達し、紫縦線(打設リフト2)の時刻に桁上部までコンクリートが到達した。

間詰コンクリート中央よりも上部でコンクリート温度が高い状態がしばしば確認できるが、これは打設後にホロー桁の上面からジェットヒーターで給熱

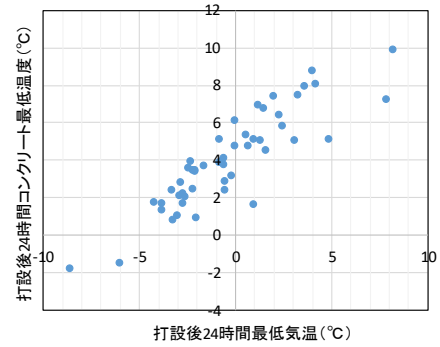


図-4.5 打設後24時間の最低気温と打設後のコンクリート最低温度

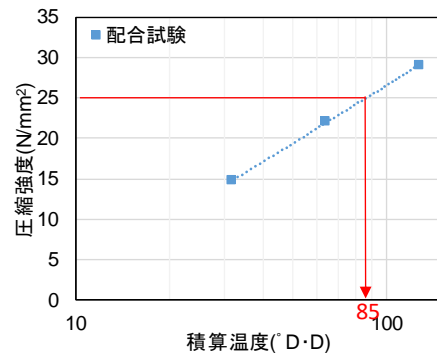


図-4.6 積算温度と圧縮強度の関係

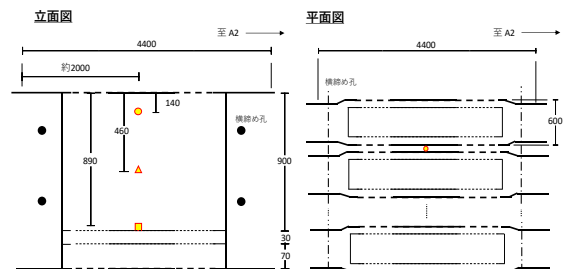


図-4.7 温度計設置位置

表-4.7 コンクリート配合

W/C (%)	s/a (%)	Air (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
			W	C	S	G	混和剤
38.6	40.8	4.5	164	425	689	1019	23.8



写真-4.1 養生状況

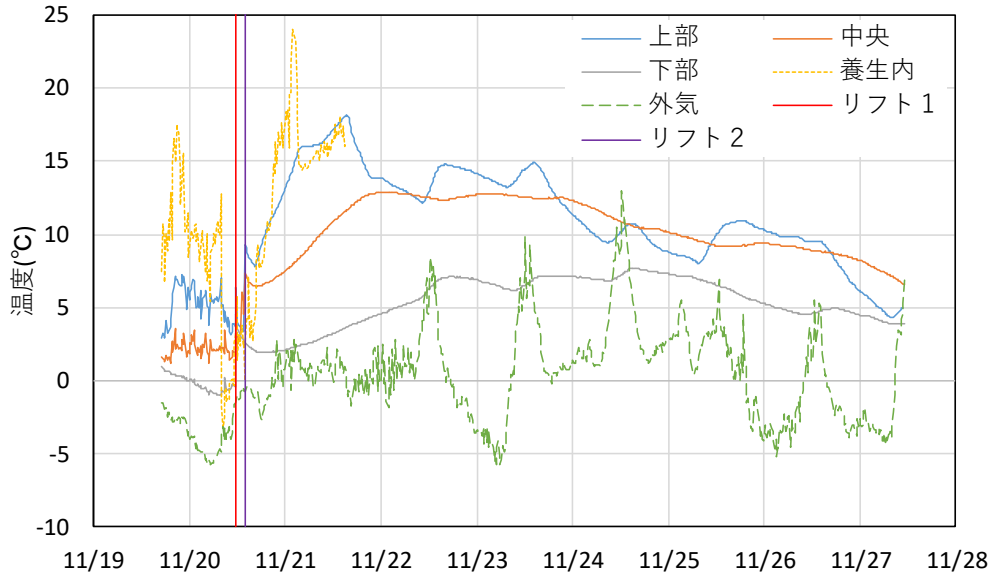


図-4.8 間詰コンクリートの温度計測結果

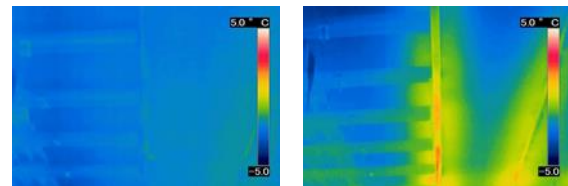
を行ったためである。また、上部温度が中央よりも低くなっている時間帯が見受けられるが、これはジェットヒーターが振動などの影響で一時的に停止していたことが原因であると考えられる。

間詰コンクリート内部のうち最も温度が低い下部の温度は、打設直後は温度が一時的に低下しているが、セメントの水和反応による熱や上面からの給熱により0°Cを下回ることなく推移していた。

写真-4.2に桁下面側からのサーモ画像を示す。間詰コンクリート打設後の熱がホロー桁に奪われていることが確認された。

図-4.9に間詰コンクリートの積算温度を示す。コンクリート温度を確認した11月25日10時の時点で上部、中央、下部の積算温度はそれぞれ109° D・D、102° D・D、76° D・Dであった。図-4.8の温度データに示すとおり間詰コンクリート下部温度は25日の10時の時点で7°C以上であり、たとえ確認時以降のコンクリート温度が0°Cになったとしても、翌日には目標の85° D・Dに到達することが確実であった。実際に間詰コンクリート下部で85° D・Dを越えたのは26日の0時頃であり、9時開始の横締め作業時には各部の積算温度は上部で129° D・D、中央で121° D・D、下部で92° D・Dであったため、必要強度に到達していると判断できる。

図-4.10に現場環境下に置いたテストピースの圧縮強度試験結果を示す。材齢5日目には目標の25 N/mm<sup>2</sup>を越える29 N/mm<sup>2</sup>に到達していた。これは、耐寒剤の強度増進効果に加え、W/Cが38.6%



打設前

打設後

写真-4.2 桁下面側からのサーモ画像

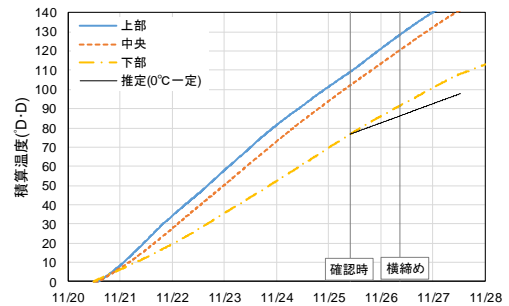


図-4.9 間詰コンクリートの積算温度

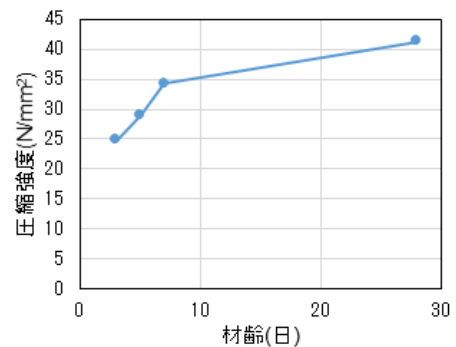


図-4.10 テストピースの圧縮強度



と低いため早期に強度が発現したためと考えられる。

以上の結果から、耐寒促進剤を用いたコンクリートの温度解析を行うことで、部材厚 10cm 以下の薄いコンクリートでも適切な養生方法を提案することが可能である。

#### 4. 5 まとめ

耐寒促進剤の断熱温度上昇試験の結果から温度解析が行えるようになり、比較的薄い部材でもコンクリート温度を推定することが可能となった。これにより、現場での工期短縮やコスト縮減に貢献することができた。

#### 参考文献

- 1) 通年施工推進協議会：耐寒剤を用いる寒中コンクリート施工指針, p.17, 1999.
- 2) (公社)土木学会：コンクリート標準示方書 [施工編], p.158, 2013.
- 3) (社)日本建築学会：寒中コンクリート施工指針, p.169, 2010.
- 4) (社)日本建築学会：寒中コンクリート施工指針, p.171, 2010.
- 5) 長谷川寿夫：コンクリートの凍害危険度算出と水セメント比限界値の提案, セメント技術年報, XXIX, pp.248-253, 1975
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 [施工編], p.162, 2012
- 7) 通年施工推進協議会：耐寒剤を用いる寒中コンクリートの施工指針, 1999
- 8) 浜辺謙吉, 植田実, 河合延明, 山宮浩信：7.耐寒用特殊混和剤ノンフリーズの特性について, エヌエムビー研究所報, No.9, 1992
- 9) 長合友造, 山本泰彦：若材齢コンクリートの耐凍害性の評価法に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.433/V-15, pp.71-80, 1991.8
- 10) 通年施工推進協議会：耐寒剤を用いる寒中コンクリート施工指針, 1999
- 11) 日本コンクリート工学会：マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016, 2016.11

## 8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

### 8.2.2 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（断面修復）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：安中新太郎、菊田悦二、内藤勲、村中智幸、  
長谷川諒

#### 【要旨】

本研究は、断面修復後の再劣化を防止することを目的として、断面修復前のコンクリートはつり面に残存する劣化部に対して数種の含浸系塗布材による改善を試みた。改善前後と凍結融解後の透水係数、および改善部の内部を SEM で観察し、改善部の耐凍害性について検討を行った。その結果、含浸系塗布材によって残存劣化部の内部のひび割れが改善され、断面修復部の耐凍害性向上に寄与できることを確認した。

キーワード：断面修復、再劣化、含浸系塗布材、残存劣化部、耐凍害性

#### 1. はじめに

補修対策の一つである断面修復工法において、積雪寒冷地における断面修復では、施工後に断面修復材の剥離や浮き等が生じる事例が散見される<sup>1)</sup>。このような不具合は、はつり不足による劣化部の残存や、はつり作業によって生じた微細ひび割れが弱点となって凍害劣化が内側から進行し、コンクリートと断面修復材との一体化を阻害したことに起因すると考えられる<sup>3)</sup>。しかし、劣化の範囲や深さは一様ではなく、これらを厳密に特定する技術は未だ確立されていないことから、実際のはつり作業において、はつり表面の劣化部を排除しきれない場合があると考えられる。このような背景から、本研究では、断面修復を施すコンクリート面に残存する劣化部を改善する手法の有効性を実験的に検討し、残存劣化部の改善によるコンクリート界面の一体性評価を行っている<sup>4)</sup>。令和元年度は、凍結融解試験により残存劣化部を模擬した供試体に含浸系塗布材を施工して再度凍結融解試験を実施し、改善された部分の凍結融解試験前後における改善効果について検討したものである。

#### 2. 実験概要

##### 2.1 残存劣化部の改善方法

本研究で検討を行っている残存劣化部の改善方法は、図-2.1 のイメージ図のように、断面修復を施すコンクリート面に含浸系塗布材を塗布し、残存する微細ひび割れや空隙を埋めることで元の健全に近い状態に戻す方法である。

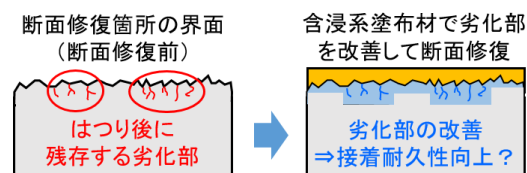


図-2.1 残存劣化部の改善方法のイメージ



図-2.2 含浸系塗布材の塗布状況

実験では、残存する劣化部を模擬するため、RILEM の CDF 試験<sup>5)</sup>に準じた凍結融解試験（以下、CDF 試験）を実施して、供試体の一面（型枠底面）を劣化させた供試体を作製した。試験水に塩化物イオン濃度 3% の塩水を用いて、供試体の劣化させる面（以下、劣化面）を塩水中に深さ 5mm まで浸漬し、1 週間吸水させた後、同様に劣化面を CDF 試験容器の塩水中に深さ 5mm 浸漬させて凍結融解試験を 14 サイクル実施して劣化した供試体を作製した。一面から劣化させる深さを 20mm とし、それ以外の面はすべてエポキシ系接着剤で保護コーティングした状態で凍結融解試験を行った。なお、コンクリートの配合は水セメント比 55% として、凍害劣化が生じやすいように AE 剤を使用していない。こ

の一面を劣化させた供試体に、図-2.2 に示すように、実構造物の側面を断面修復するケースを想定して種々の含浸系塗布材（以下、塗布材）を側面塗布した供試体（以下、改善供試体）を作製した。また、比較のために無塗布の供試体「N」も作製した。

表-2.1 に使用した含浸系塗布材の主な諸元を示す。塗布材 A は主成分がけい酸リチウムの固化型含浸材、塗布材 B は主成分がけい酸ナトリウムの反応型含浸材である。塗布材 C と D は主成分がエポキシ樹脂系の含浸系塗布材である。塗布材 C は一液の湿気硬化型、塗布材 D は二液の反応硬化型であり、攪拌直後の粘度と硬化後の強度等の性能がそれぞれ異なる材料である。なお、供試体への塗布は、CDF 試験で劣化させた試験面を超音波洗浄し、20°Cの恒温室で7日間自然乾燥させた後に行った。塗布量は、それぞれの標準塗布量に準

表-2.1 含浸系塗布材の主な諸元

塗布材	A	B	C		D
主成分	けい酸 リチウム	けい酸 ナトリウム	エポキシ樹脂		
硬化システム	固化型	反応型	一液 湿気硬化型	二液 反応硬化型	
粘度 (mPa/s)	10以下	—	150±200 (23°C)	300±200 (20°C)	
標準塗布量 (g/m <sup>2</sup> )	400	400	300	300	

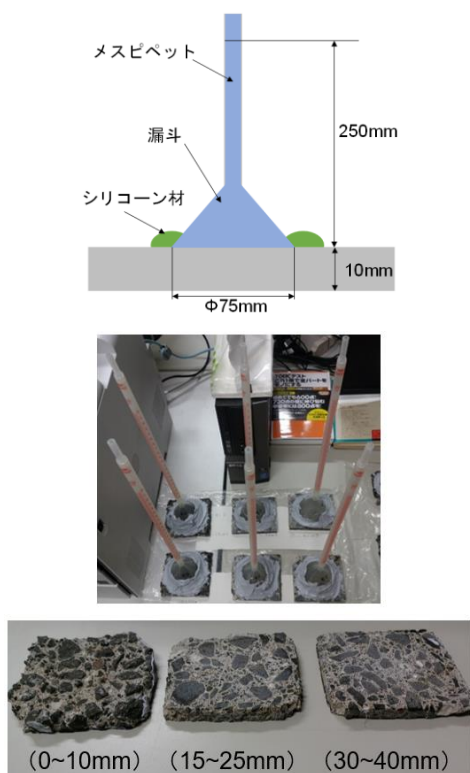


図-2.3 透水量試験方法と試験状況

じた量とし、塗布後、塗布面を側面としたままで供試体をビニールで覆い、20°Cの恒温室で14日間養生した。

## 2.2 凍結融解試験

作製した各ケースの改善供試体に CDF 試験による凍結融解作用を与えて残存劣化部の改善による耐凍害性の変化についての評価を行った。残存劣化部を作製した CDF 試験方法と同様に凍結融解試験を14サイクル実施して改善供試体に再劣化を生じさせ、凍結融解試験前後のスケーリング量を測定した。

## 2.3 透水量試験

凍結融解前後における改善部の緻密性を評価するため、図-2.3 に示すように JIS A 6909 透水試験 B 法に準じて初期と24時間後の水頭高さとの差から透水係数を算出した。なお、透水係数の測定に当たっては、断面が80mm×100mm、厚さが10mmとなるよう、試験面より深さ0~10mm、15~25mm、30~40mmのそれぞれの深さにおける透水係数を測定した。

## 2.4 走査型電子顕微鏡による内部観察

残存劣化部を作製するための CDF 試験により生じた劣化部の微細ひび割れを対象に、各種含浸系塗布材の浸透・改善状況を確認するため、走査型電子顕微鏡（以下、SEM）を用いて試験面から5、15、25、35mmの深さにおける供試体内部の観察を行った。なお、試験片は供試体試験面の中央付近で採取した。

## 3. 試験結果

### 3.1 スケーリング量の変化

図-3.1 に各供試体の改善前の劣化部を作製する CDF 試験（以下、先 CDF 試験）で測定したスケーリング量と改善後の CDF 試験（以下、再 CDF 試験）で測定したスケーリング量を示す。

無塗布 N においては、再 CDF 試験におけるスケーリング量は先 CDF 試験よりも大きく増加したことから、劣化が進行したことがわかる。塗布材 A では、先 CDF 試験と再 CDF 試験のスケーリング量がほぼ同じとなった。残存劣化部の改善により、無塗布 N よりはスケーリングの発生が抑制されたと思われる。塗布材 B では、スケーリング量が半減したことから、塗布材 B による残存劣化部の改善効果により、スケーリングが抑制されたと考えられる。さらに、塗布材 C と D では、再 CDF 試験のスケーリング量が80%以上減少している。このことから、塗布材 C および D の改善効果によって凍害劣化の進行を大幅に抑制できたと言える。

### 3. 2 透水係数の変化

図-3.2 に各供試体のそれぞれの深さにおける透水係数を示す。透水係数が小さいほど空隙が少なく緻密化されていることを表す。

無塗布 N においては、先 CDF 試験後の透水係数は深いほど小さく、試験面に近いほど大きい。つまり、劣化が試験面から内部にかけて進行していることがわかる。再 CDF 試験後には透水係数が大きく増加していることから、微細ひび割れや空隙等が広がって劣化の程度が大きくなったと推測される。

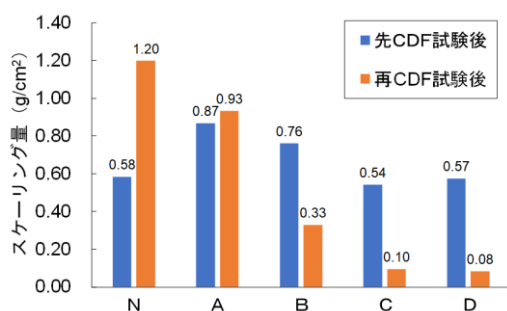


図-3.1 スケールリング量の変化

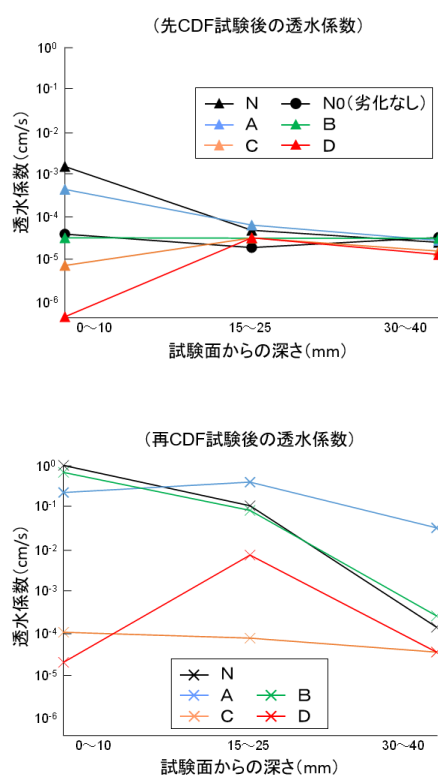


図-3.2 透水係数の変化

塗布材 A では、無塗布 N と同様に試験面に近いほど透水係数が大きい傾向が見られ、値も無塗布 N とさほど変わらないが、再 CDF 試験後では無塗布 N よりも透水係数が大きくなっている。これは、塗布材 A によって改善された層と改善されていない層との境界での凍結水量の変化が大きいため<sup>6)</sup>と考えられ、改善層との境界で劣化が進行したと考えられる。塗布材 B では、改善後の透水係数が劣化していない N0 と同程度であることから、劣化部の改善効果によって透水が抑制されていることが伺える。しかし、再 CDF 試験後では、無塗布 N の再 CDF 試験後とほぼ同じ透水係数になった。これらの試験結果において、今回の試験条件では表面含浸材である塗布材 A および B による改善では劣化が進行する結果となった。また、塗布材 A の方が塗布材 B よりも若干劣る結果となり、再反応が起きる反応型の塗布材 B は固化型の塗布材 A よりも耐凍害性が向上する可能性があると考えられる。

一方、塗布材 C では、無塗布 N よりも試験面付近で透水係数が下回っている。塗布材 C によって試験面付近の劣化部が大きく改善されたことで再 CDF 試験でも内部の緻密性を確保できたと考えられる。ゆえに、塗布材 C により残存劣化部を改善することにより、耐凍害性は大きく向上すると言える。

さらに塗布材 D においては、試験面付近の透水係数が本実験における最小の値であり、遮水効果が一番大きい結果となった。再 CDF 試験後も深さ 0~10mm における透水係数は無塗布 N を下回っていることから、改善効果が持続している。しかし、深さ 15~25mm の透水係数は大きく増加しており、塗布材 C の再 CDF 試験後の傾向とは異なっている。これは深さ 0~15mm 程度までは劣化部を強固に改善できているが、深さ 15mm 以深には硬化速度が速いためにさほど浸透しなかったと考えられ、改善が不十分となった残存劣化部から劣化が進行したと推測される。しかし、塗布材 D は劣化部を強固に改善することができるため下地強化としての効果は大きく、劣化部への浸透が確実にできれば耐凍害性を大きく向上することが期待できると考える。

### 3. 3 SEM 観察による内部の改善状態

表-3.1 に、試験面から 5、15、25、35mm の深さにおいて、微細ひび割れ内に固化した塗布材の有無を観察した結果を示す。また、固化した塗布材の存在を確認できた最深における写真を図-3.3 に示す。塗布材 A、B および C を塗布した供試体は試験面から深さ 25mm

表-3.1 微細ひび割れ内に固化した塗布材の有無

深さ 塗布材	5mm	15mm	25mm	35mm
N	×	×	×	×
A	○	○	○	×
B	○	○	○	×
C	○	○	○	×
D	○	○	×	×

※ ○: 固化物有、×: 固化物無

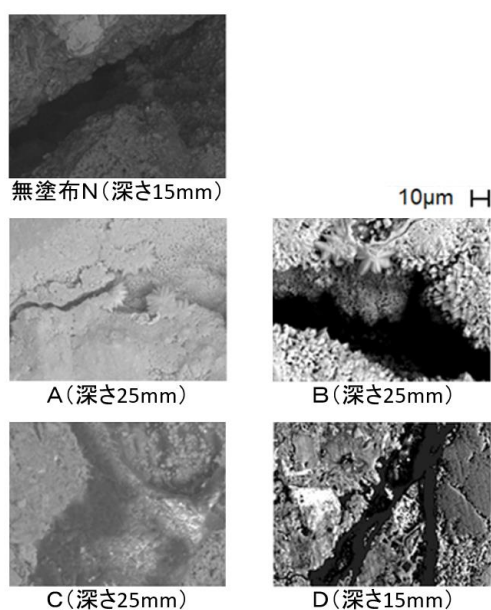


図-3.3 固化した塗布材が確認できた最深における微細ひび割れ内の状況

付近、塗布材 D を塗布した供試体は試験面から深さ 15mm 付近の写真である。なお、無塗布の供試体は試験面から深さ 15mm 付近の写真である。

図-3.3 に示す各深さの微細ひび割れ内の状況において、無塗布の供試体では、幅が約 21 $\mu\text{m}$  の微細ひび割れが確認できる。塗布材 A では、幅が約 33 $\mu\text{m}$  の微細ひび割れ内に結晶化した塗布材 A が確認でき、幅が約 22 $\mu\text{m}$  まで減少している。塗布材 B では幅が約 33 $\mu\text{m}$  の微細ひび割れの壁面に結晶化した塗布材 B が確認できるが、幅は約 28 $\mu\text{m}$  程度までしか減少していない。これら表面含浸材の効果により微細ひび割れが改善されているが、完全には充填されていない結果となった。今回の内部観察において、深さ 15mm 付近まではほぼ充填されていたが、深さ 25mm 付近のひび割れは十分

に充填されていないことが確認された。この理由として、塗布量が足りない、もしくは側面塗布により塗布材が流下して十分に浸透されなかったことが考えられる。したがって、塗布材 A および B の標準塗布量の側面塗布による残存劣化部の改善深さは概ね 15mm 程度であると言える。

一方、塗布材 C では、試験面から深さ 25mm 付近においても微細ひび割れに塗布材 C が浸透して固化していることが確認できた。しかし、深さ 35mm 付近では塗布材 C の存在は確認できなかった。また、塗布材 D では、試験面から深さ 15mm 付近まで浸透して微細ひび割れ内に固化していることを確認した。しかし、深さ 25mm 付近では塗布材 D は確認できなかった。したがって、標準塗布量の側面塗布により、塗布材 C の改善深さは 25mm 程度まで、塗布材 D の改善深さは 15mm 程度までであると言える。また、塗布材 C および D は残存劣化部の試験面付近の微細ひび割れをほぼ閉塞して改善することで凍害劣化の進行を大きく抑制できると考えられる。

#### 4. まとめ

断面修復におけるコンクリートの下地面の改善対策において、改善部の凍結融解作用前後におけるスケリング量、透水係数および SEM による内部観察結果から、過去の実験で確認した断面修復部の改善部の凍害環境下における耐久性の向上結果<sup>7)</sup>に対して、より詳細に改善部の考察を行った。その結果、含浸系塗布材によって残存劣化部を改善することで、コンクリートの耐凍害性を向上させることが可能であることを確認した。一方、塗布量や改善状態によって断面補修部の耐久性に影響を受けることも確認できた。以下にその知見を示す。

- 1) けい酸塩系の表面含浸材では、残存劣化部の改善が可能であり、側面塗布での改善効果が期待できる深さは 15mm 程度である。また、固化型と反応型の違いによって改善後の凍結融解作用に対する耐久性は異なり、反応型は固化型よりも耐凍害性の向上が期待できる。
- 2) エポキシ系の含浸系塗布材では、残存劣化部の改善が可能であり、改善後の遮水効果も大きく耐凍害性の向上が期待できる。側面塗布での浸透深さおよび改善効果が期待できる深さは 15~25mm 程度であり、塗布材の粘性によって浸透深さに違いが出る。

残存劣化部を含浸系塗布材によって改善することで劣化したコンクリートの耐久性向上が確認できたことを受け、今後、塗布量と浸透深さの関係から劣化程度に応じた最適な改善方法を検討するとともに、実環境に近い暴露試験や実構造物での試験施工等を通じて補修後の長期的な耐久性およびライフサイクルコストの観点から評価を行う予定である。

#### 参考文献

- 1) コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル(案):土木研究所資料、第 4343 号、V 不具合事例集、2016.8
- 2) 凍害が疑われる構造物の調査・対策手引書(案):寒地土木研究所、参考資料 8、樋門の凍害劣化事例集、2016.1
- 3) 内藤勲、島多昭典、渡邊尚宏:積雪寒冷地の樋門コンクリートの凍害劣化補修に関する研究、第 57 回北海道開発技術研究発表会、2013
- 4) 宇野剛志、内藤勲、横田弘、上松瀬慈:断面修復工法における母材コンクリート脆弱部の性能改善に関する検討、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、第 17 巻、pp.35-40、2017
- 5) Setzer. M. J, Fagerlund. G and Janssen. D. J : CDF Test – Test method for the freeze-thaw resistance of concrete – tests with sodium chloride solution, Materials and Structures, Vol. 29, pp.523-528, Nov. 1996
- 6) 谷本文、岸本嘉彦、新大軌、濱幸雄:表面改質材を塗布したコンクリートの凍結融解作用による剥離促進メカニズムに関する考察、コンクリート工学年次論文集、vol.32、No.1、pp.1853-1858、2010
- 7) 宇野剛志、内藤勲、横田弘:コンクリート界面の脆弱部を改善した断面修復部の耐久性に関する実験的研究、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第 18 巻、pp.415-420、2018

## 8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

### 8.2.3 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（橋梁）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地構造）、  
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）  
研究担当者：葛西聡、今野久志、秋本光雄、佐藤京、中村拓郎、  
木村孝司、丸山記美雄、池田浩康

#### 【要旨】

寒冷地の構造物には、厳しい環境作用等によって健全性が著しく低下している事例が多いが、この要因として考えられる凍害・複合劣化（作用）への対策は未整備のため、構造物の安全性確保、性能保持および長寿命化に向けた対策が喫緊の課題である。橋梁床版に関しては、既設橋梁の長寿命化に向けて、劣化損傷特性を踏まえた、評価手法を構築し、対策（補修・補強・舗装等）技術を開発することを目的としている。

平成 30 年度までに、床版に関しては、床版内部に層状に発生・進行したひび割れを補修する方法としてひび割れ注入工法に着目し、複合劣化した床版の補修方法としての適用性を検討するための施工試験を実施した。また、既設床版（舗装切削面）に適用する床版防水技術検討の一環として、防水材の塗布量を変えた場合の性能確認試験を行った。舗装技術については、複数の目地材料に対して寒冷環境下での性能評価試験を実施し、目地材料の性能に関する検討を行った。

令和元年度には、床版に関して、土砂化が発生した床版に低弾性係数の修復材を適用した場合の断面修復効果を検証するために輪荷重走行試験を実施した。また、舗装技術については、目地材料の付着力回復技術を開発するための室内実験を行った。

キーワード：RC 床版、上面補修、ひび割れ、目地、止水

#### 1. はじめに

寒冷地の構造物には、厳しい環境作用等によって健全性が著しく低下している事例が多いが、この要因として考えられる凍害・複合劣化（作用）への対策は未整備のため、構造物の安全性確保、性能保持および長寿命化に向けた対策が喫緊の課題である。橋梁床版に関しては、既設橋梁の長寿命化に向けて、劣化損傷特性を踏まえた、評価手法を構築し、対策（補修・補強・舗装等）技術を開発することを目的としている。

床版に関しては、平成 30 年度までに、床版内部に層状に発生・進行したひび割れを補修する方法としてひび割れ注入工法の適用性に関する検討、床版上面補修の事例調査による現状の上面補修工事における施工上の課題の整理、既設床版（舗装切削面）に適用する床版防水技術検討の一環として塗布量を変えた場合の防水材の性能確認、土砂化等が発生している床版上面と舗装との劣化状態の関係を確認するための調査・分析等を実施した。令和元年度には、土砂化が発生した床版に低弾性係数の修復材を適用した場合の断面修復効果を検証するために輪荷重走行試験を

実施した。

舗装技術に関しては、平成 30 年度までに、降雨や融雪水等の水分が床版へ浸入する経路となる舗装端部の止水技術に着目した実態の把握と課題の抽出、複数の目地材料に対して寒冷環境下での性能評価試験による目地材料の有する性能に関する検討、目地材料の凍結融解作用に対する性能評価のための室内試験を実施した。令和元年度には、目地材料の付着力回復技術を開発するための室内実験を行った。

#### 2. 複合劣化した RC 床版に対するひび割れ注入工法の適用性検討（寒地構造）

##### 2.1 概要

RC 床版の劣化形態は多岐にわたるが、材料劣化に起因するものの多くは劣化が床版内部で発生・進行し、特に凍害や ASR に関して言えば、水平ひび割れが層状に発生・進行する特徴がある。本検討では、床版において層状に発生・進行したひび割れを補修する方法としてひび割れ注入工法に着目し、複合劣化した床版の補修方法としての適用性を検討するための施工試

験を実施した。

### 2.2 試験体

施工試験には図-2.1 に示す、幅 100mm、高さ 200mm、長さ 1700mm の RC 梁試験体を使用した。試験体中央の 800mm の範囲には凍害あるいは ASR を想定した複数の水平ひび割れを導入する劣化部を設け、劣化深さを上面から 50、100、200mm とした。この水平ひび割れは、劣化部分に打設するコンクリートの練り混ぜ時に静的破砕剤を添加し、練り混ぜ水との反応による膨張圧を利用して導入したものである。試験直前に測定した表面のひび割れは、幅 0.2~0.5mm に分布する傾向であった。

### 2.3 ひび割れ注入の方法

上記方法により水平ひび割れを導入した試験体に対してひび割れ注入を行い、注入材の充填状況の確認を行った。本試験における注入材には、JIS A6024 および国土交通省土木補修用エポキシ樹脂注入材 1 種に適合する低粘度形エポキシ樹脂を使用し、試験体上面から樹脂注入孔を削孔し、孔内の清掃を行った後、スプリングバネ式の注入器具を使用して低圧低速で試験体内に注入した。注入孔の設置間隔は 200mm、孔深さは 170mm とし、試験体上面から垂直に削孔した。なお、試験体側面には注入材の漏れ出しを防ぐためにアクリル板を設置したが、上面および下面にシール材塗布等の処理は行っていない。注入開始後には試験体を屋内で 1 週間養生し、注入器具を撤去した。

### 2.4 超音波伝播速度の測定

注入材の充填性は、ひび割れ注入の前後で測定した超音波伝播速度により評価する。超音波伝播速度の測定は透過法により実施し、梁高さ方向に透過させる場合と梁幅方向に透過させる場合について実施した。前者は水平ひび割れに対する充填性を、後者は深さ方向

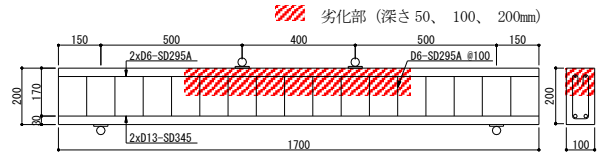
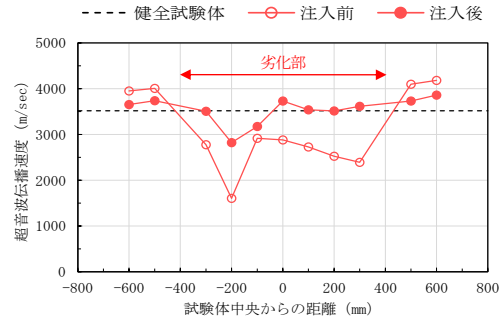
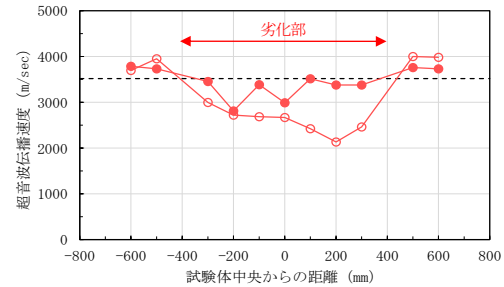


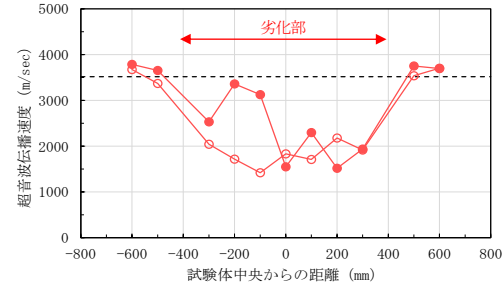
図-2.1 試験体 (単位: mm)



(a) 劣化深さ 50mm

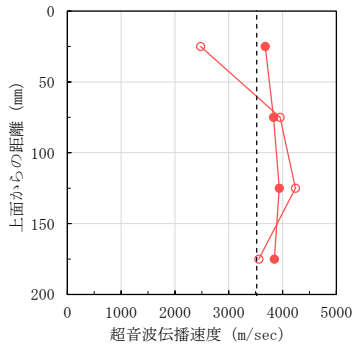


(b) 劣化深さ 100mm

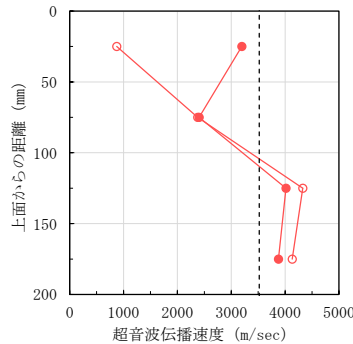


(c) 劣化深さ 200mm

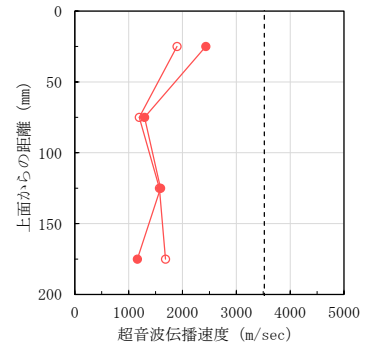
図-2.2 超音波伝播速度 (梁高さ方向に透過)



(a) 劣化深さ 50mm



(b) 劣化深さ 100mm



(c) 劣化深さ 200mm

図-2.3 超音波伝播速度 (梁幅方向に透過)



への充填性を調査する目的がある。

図-2.2には、梁高さ方向に透過した場合の測定結果を示す。図中の破線は劣化部を有さない健全試験体で測定した超音波伝播速度の平均値であり、劣化深さ50および100mmにおいては試験体全体で概ね健全試験体と同等まで超音波伝播速度が改善されている。一方で、劣化深さ200mmにおいては試験体内で注入材の充填性にばらつきが見られ、試験体中央から+300mmの範囲では超音波伝播速度の改善がほとんど見られていない。これには試験体毎のひび割れ性状のばらつきが影響していると考えられ、ひび割れ幅が小さいまたは閉塞していること、ひび割れが内部で不連続となっていることなどの複数の要因によって充填性が低下したと推察される。

図-2.3に梁幅方向に透過した場合の測定結果の例として、試験体中央における測定結果を示す。いずれの試験体も注入前には劣化部の超音波伝播速度が1600~2200m/sec程度であったが、劣化深さ50mmにおいては、劣化部において超音波伝播速度が3700m/secまで増加しており、注入材が十分に充填されたことがわかる。一方、劣化深さ100および200mmにおいては、試験体上面のみで部分的に超音波伝播速度が改善する傾向であるが、健全部と同等までは改善されていない。本試験では、水平ひび割れの補修を想定して試験体上面から垂直方向に注入孔を設置して注入を行ったが、2試験体においては梁を割裂する鉛直方向のひび割れが多数発生しており、これらに注入材が充填されなかったことが、超音波伝播速度が改善されなかったことに影響していると考えられる。

## 2.5 RC床版に関する試験結果のまとめ

劣化深さが浅い試験体については注入材が十分に充填され、超音波伝播速度が健全時と同等まで改善されたが、試験体によってはひび割れ性状に起因すると

考えられる注入材の充填不足が確認された。

## 3. 床版上面補修事例の調査（寒地構造）

### 3.1 概要

橋梁上面の既補修箇所には、補修後に不具合が発生する事例がある。それらの原因を明らかにするため、床版上面に対する補修（断面修復）履歴のある橋梁を対象にした現地調査あるいは既存資料調査を実施し、現状の上面補修工事に共通する課題を整理した。

### 3.2 補修事例の調査

#### (1) A橋

A橋は、床版全面での上面補修（増厚）およびアスファルト舗装によるオーバーレイが行われたが、その後の不具合が発生していた事例である。写真-3.1には、現地調査時に撮影した舗装面、床版面、床版断面の状況を示す。

舗装面には、中央レーンマーク付近の舗装の打継ぎ部にはセメント分が噴出している箇所が見られ、打継ぎ部を通過して床版面に水が供給されていた様子が伺える。また、床版面の状況から補修部に設置された目地部で劣化が生じていること、補修部で剥離が進行していることがわかる。撤去床版の調査からは、補修部より下の既設部で土砂化が発生している箇所があることも確認している。なお、補修部の目地（橋軸方向）は舗装の打継ぎ部の直下に位置していた。

#### (2) B橋

B橋は、床版上面の部分補修が行われたが、その後の不具合が発生していた事例である。写真-3.2は床版撤去後に撮影した断面の状況であり、補修端部では補修部と既設床版との間で剥離が発生していた。また、補修端部位置を境に舗装厚が異なっていることから、舗装切削範囲が床版の補修範囲と一致していたと推察される。



(a) 舗装面

(b) 床版面

(c) 床版断面

写真-3.1 A橋の状況

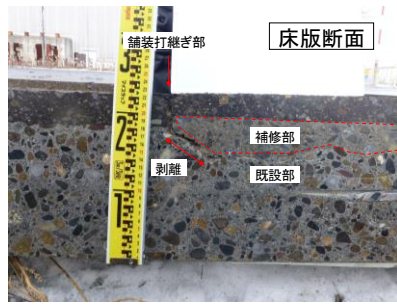


写真-3.2 B橋

### 3.3 上面補修工事における施工上の課題

上記の2橋より、半断面施工による全面補修あるいは舗装を部分的に切削した後の部分補修が実施された事例においては、図-3.1に示すように、舗装の打継ぎ部および補修部-既設部間の打継ぎ部が同位置で施工されている（上下に連続している）という共通点があることがわかった。床版の劣化抑制のためには各種劣化の主要因となる水の浸入を防ぐことが必要であるが、舗装やコンクリートにおける打継ぎ部では施工方法などによっては早期に一体性が失われやすく、舗装およびコンクリートの打継ぎ部が連続している場合には床版のより深部にも水が供給されることになる。補修時には、床版防水層の設置や舗装打継ぎ部への止水材の施工等により一定の止水機能は付与されるが、これらの耐久性には不確定な部分が多い。したがって、これらの機能が失われたときに即座に床版の耐久性低下に至ることがないように、補修部には多重の止水機能を持たせておくことが望ましく、既往事例の調査からは、補修時の打継ぎ方法（打継ぎ部の設置位置）に関して改良すべき点が存在すると考えられる。

### 3.4 まとめ

現地調査および既存資料調査を基に、床版の上面補修工事における課題を整理し、以下の結果を得た。

- 1) 床版の上面補修においては、補修部-既設部間打継ぎ部と舗装目地とが上下に連続する施工が行われている場合がある。
- 2) 補修部に多重の止水機能を持たせるため、補修時の打継ぎ方法に関する施工細目を整備する必要があると考えられる。

## 4. 舗装切削面に適用する防水技術（寒地構造）

### 4.1 概要

床版で発生する劣化の多くは路面から浸入する水に起因して発生・進行する。床版の耐久性を確保するためには、遮水性に優れた舗装の採用や防水層の設置によって床版への水の浸入を防ぐことが重要となる。

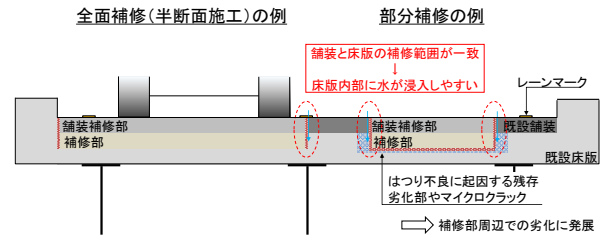


図-3.1 上面補修工事における施工上の課題

本研究では、既設床版（舗装切削面）に適用する床版防水技術の検討の一環として、防水材の塗布量を変えた場合の性能確認試験を行った。なお、一連の検討は、国土交通省北海道開発局が管理する国道橋において標準的に使用されているアスファルト加熱型塗膜系防水材料を対象として実施している。

### 4.2 試験概要

試験体概要を図-4.1に示す。試験体は、防水層、舗装を施工した縦300mm×横300mm×厚さ60mmのコンクリート平板とした。コンクリート平板はJIS A 5371に基づく平板を、舗装は細密粒度ギャップアスファルト混合物13F55（ポリマー改良アスファルトII型）を、防水層はアスファルト加熱型塗膜防水材料を使用した。コンクリート平板表面の状況（平滑面、切削面）、防水材の接着特性および塗布量を変化させた表-4.1に示す5ケースについて、道路橋床版防水便覧（以下、防水便覧）<sup>1)</sup>に準拠して引張接着試験およびせん断試験を実施した。

試験ケース1は、新設床版および研掃した既設床版を想定して平滑なコンクリート板にプライマーと従来型の防水材および硅砂を標準量で施工し、舗装を行った。試験ケース2から5は、切削床版を想定しており、ケース2は切削試験体に従来型の防水材を標準量で塗布した。試験ケース3は、切削試験体に接着特性を改善した改良型の防水材を標準量で塗布した。試験ケース4は、切削試験体に従来型の防水材を増量して塗布した。試験ケース5は、切削試験体に接着特性を改善した改良型の防水材を増量して塗布している。各材料の標準量は、プライマー0.3kg/m<sup>2</sup>、防水材1.2kg/m<sup>2</sup>、硅砂0.70kg/m<sup>2</sup>とし、いずれのケースもプライマー、硅砂は標準量を、アスファルト混合物は厚さ40mmを基準に施工を行った。

切削試験体は、切削溝形状を幅12mm程度、表面粗さ（きめ深さ）を2mm程度となるように定置式切削装置を用いて製作した。写真-4.1には、平板試験体の表面状況（平滑面・切削面）を示している。なお、切削試験体のきめ深さはサンドパッチング法<sup>2)</sup>で測定し

ており、平均値は 2.3mm となった。

試験に使用したプライマーの種類、塗布量は全てのケースで同じにした。試験に使用したアスファルト加熱型塗膜防水材は、一般的に使用されている防水材（従来型）および防水層のせん断接着強度を従来型の3倍となる様に配合した防水材(改良型)を使用した。また、試験ケース 4 および 5 における防水材の塗布量は、予備試験を行い切削面が覆われ防水材が平滑となる塗布量として標準量の約 3 倍を塗布した。

防水材を標準量塗布する場合には、写真-4.2 に示すように刷毛を使用し塗布を行った。防水材の塗布量を増やした場合には、写真-4.3 に示す量に、刷毛を使用して防水材を標準量塗布した後、金属製のレールと棒を用いて増量分の防水材が全体に均一になる様に施工を行った。

アスファルト混合物の舗設は、ローラーコンパクタを用いて締固め度がマーシャル安定度試験における締固め度の 100±1%になるまで実施し、転圧方向は切削方向に平行とした。

4.3 引張接着試験結果

図-4.2 に、引張接着強度と破断断面の位置を示す。なお、図中の記号と破壊状況の関係については表-4.2 を参照されたい。治具の接着部で破壊が生じた試験体（試験ケース 1、3 の各一体）については図中から除外した。引張接着強度は平板表面が平滑なケースが最も大きくなっているが、いずれのケースも基準値 0.60N/mm<sup>2</sup> 以上を満足した。引張接着試験の破断断面位置は、平滑面と切削面と異なっており、試験ケース 1 の平滑面では舗装材破壊、床版防水層の破壊となり、試験ケース 2、3 の切削面上に防水材を標準量塗布した試験体では床版防水層とコンクリートの界面破壊となった。また、切削面上に改良型の防水材を増量塗布した試験体（試験ケース 5）では、いずれもコンクリートの破壊となった。

4.4 せん断試験結果

図-4.3 にせん断強度を、図-4.4 に最大荷重時の変位量の結果を示す。なお、図中の記号と破壊状況の関係については表-4.2 を参照されたい。せん断強度は、従来型の防水材を使用した場合には、平滑面に標準量塗布したケース 1 では基準値 0.15N/mm<sup>2</sup> を満足した。切削面に標準量塗布した試験ケース 2 では、平均値は基準値の 0.15N/mm<sup>2</sup> 以上となっているが、個々の試験体においては満足していない場合があった。また、防水材を増量し塗布した試験ケース 4 では、いずれも基準値を満足しなかった。切削面に改良型防水材を使

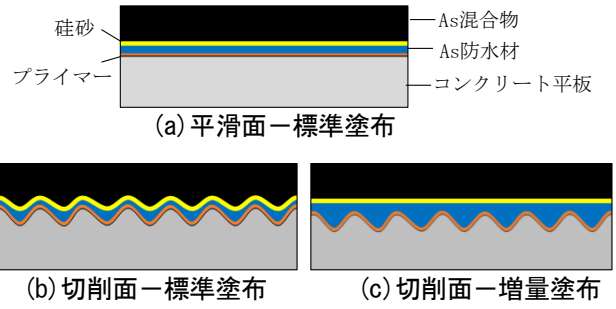


図-4.1 試験体概要

表-4.1 試験ケース

ケース	平板表面	防水材	塗布量	試験 (23℃)
1	平滑	従来型	標準	引張接着試験 ・ せん断試験
2	切削	改良型		
3		従来型		
4		改良型		
5		改良型	増量	



写真-4.1 試験体の表面状況



写真-4.2 防水材の塗布状況（標準）



写真-4.3 防水材の塗布状況（増量）

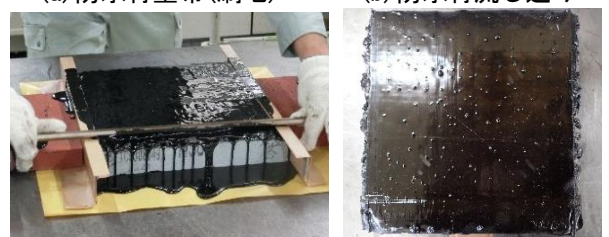


写真-4.3 防水材の塗布状況（増量）

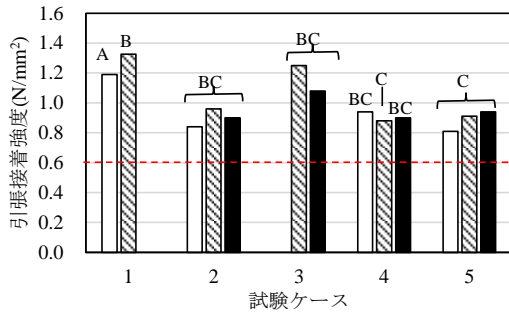


図-4.2 引張接着試験結果

表-4.2 破断位置と破壊状況の関係

記号	破断状況
A	舗装材破壊
AB	舗装と床版防水層の界面破壊
B	床版防水層の破壊
BC	床版防水層とコンクリートの界面破壊
C	コンクリートの破壊

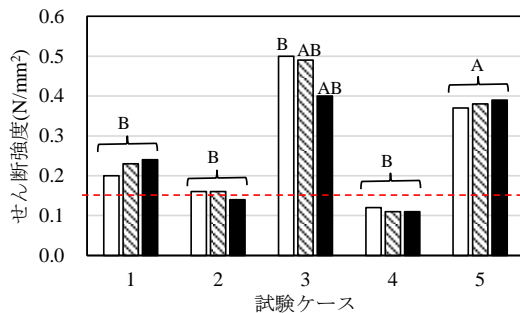


図-4.3 せん断試験結果 (せん断強度)

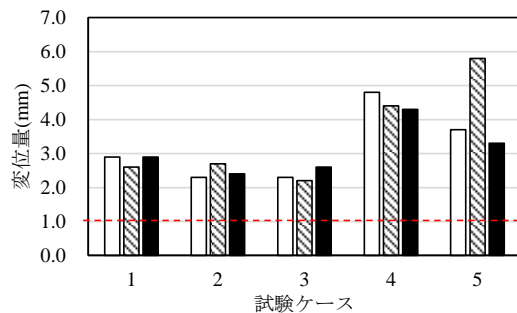


図-4.4 せん断試験結果 (最大荷重時の変位)

用した試験ケース 3、5 では、いずれもせん断強度は基準値以上となった。切削面においても改良型の防水材料を使用することにより、せん断強度は平滑面に従来型の防水材料を標準量塗布した場合より約2倍と大きい値を示しており、せん断強度に関しては切削面では改良型防水材料が有効であると考えられる。また、最大荷重時の変位量は、いずれのケースにおいても基準値の1.0mm以上となった。せん断試験の破断断面位置は、使用した防水材料の種類により異なっており、従来型の防水材料を使用したケースでは床版防水層の破壊となった。改良型の防水材料を使用したケースでは塗布量

を増量した場合には舗装材の破壊、標準量を塗布した場合は床版防水層の破壊および舗装と床版防水層の界面破壊となった。

#### 4.5 まとめ

- 1) 切削面に対し従来型防水材料を使用する場合、塗布量によらずせん断強度の基準値を満足できない場合がある。
- 2) 改良型の防水材料を使用することにより、切削面に対してもせん断強度の基準値を満足した。また、増量塗布した場合にも、平滑面に従来型防水材料を使用した場合と同等のせん断強度を確保できた。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋床版防水便覧、2007。
- 2) 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧（第1分冊）、2007.6

### 5. 舗装と床版上面の損傷形態の関連性 (寒地構造)

#### 5.1 概要

北海道において土砂化等が発生している床版上面と舗装の劣化状態の関係性を確認するために、北海道開発局が管理する鋼鈎桁橋を上部構造とするRC床版形式の道路橋を対象に、橋梁諸元、供用環境、舗装切削削位置等に着目して土砂化の発生傾向の分析を行うとともに、舗装の状態との関連付けを試みた。

#### 5.2 北海道の土砂化の発生傾向

平成 25～29 年度の橋梁診断業務および平成 21～29 年度の補修設計業務の報告書から舗装切削調査が行われた橋梁を抽出し、そのうち 121 橋における 182 箇所 (図-5.1) の舗装切削調査箇所を整理、分析の対象とした。なお、補修設計業務で行われた舗装切削調査については、本研究の範囲で収集できた報告書を対象としており、全数ではない。橋梁諸元および供用環

開発建設部	調査箇所数
札幌	45
函館	27
小樽	14
旭川	19
室蘭	28
釧路	14
帯広	21
網走	10
留萌	4

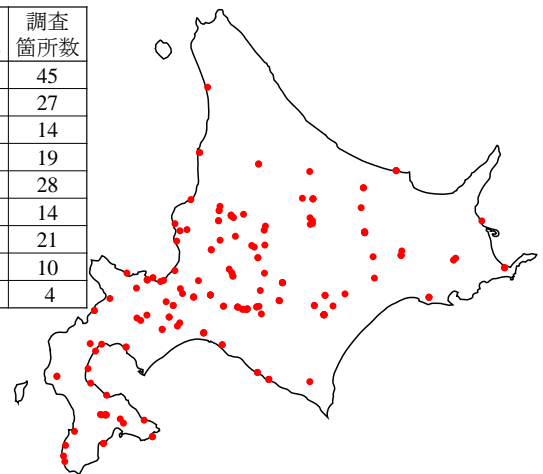


図-5.1 調査対象の橋梁位置と調査箇所数

表-5.1 各整理項目と土砂化の発生傾向

整理項目	土砂化の発生傾向	
供用年数	建設後 50 年以上で半数以上	
供用環境	凍害危険度	関連性なし
	凍結防止剤	関連性なし
	反応性骨材	関連性なし
舗装切削位置	平面線形	斜角を有する場合に割合が大
	縦断方向	端支点・中間支点でも発生
	桁配置	主桁近傍で割合が大
	横断勾配	下側で割合が大
防水工	未施工の場合に割合が大	

境は、収集した資料の記載事項から各項目を抽出し、資料に未記載の場合は不明として整理した。調査方法の詳細については、参考文献 1) を参照されたい。

本研究で得られた土砂化の発生傾向を表-5.1 に示す。供用年数の増加とともに舗装切削箇所は増加する傾向にあり、切削箇所での土砂化の発生割合も大きくなることを確認した。特に、建設後 50 年以上が経過した橋梁では、切削箇所での半数以上で床版上面に土砂化が発生していた。一方、凍害危険度、凍結防止剤散布量、反応性骨材に関する岩体分布と土砂化の発生状況に関連性は認められなかった。

図-5.2 に示すように、斜角を有する橋梁では、土砂化の発生割合が大きくなる傾向を示した。一方、曲線半径と土砂化の発生状況には明確な関連性は認められなかった。橋軸方向（縦断方向）では、端支点および中間支点部においても一般部と同程度の割合で土砂化が生じていた。橋軸直角方向（横断方向）では、外側線と中央線付近、主桁近傍にて土砂化の発生割合が大きくなった。横断勾配の下側において土砂化が発生しやすくなっている。図-5.3 に示すように、防水工が施工済みの床版の方が土砂化の発生割合は小さくなった。

本調査の結果は、舗装の部分切削部での目視調査結果を基にした限られた事例数に対する整理結果ではあるものの、舗装や防水層によって上面が覆われている床版で発生する土砂化を点検・調査する場合には、材料劣化の要因となる水の浸入経路の発生やすさと関連する諸元に着目することが重要になることを示した。

5.3 舗装と床版上面の損傷形態の関連性の整理

舗装および床版上面の損傷形態を写真-5.1 に示すようにグループ分けを行い、床版上面の損傷形態別に変状数を集計して関連性を整理した。なお、各損傷形態の変状数は、一箇所に複数の変状がある場合は全て

の変状を計上し集計している。

まず、前述の 182 箇所のデータに基づいて集計した結果、図-5.4 に示すように舗装に損傷のない箇所においても床版の土砂化やスケーリング・剥離が生じている箇所が多数確認された。これらの箇所では、舗装に補修痕が認められる場合もあることから、舗装の損傷形態に補修痕を追加し再集計を行った。なお、再集計は、舗装の補修痕の有無が判別できた 110 箇所のデータを対象にしている。補修痕を考慮した集計結果を図-5.5 に示す。舗装切削調査を行った箇所のうち、床版

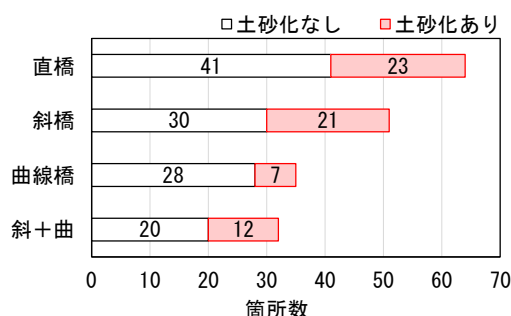


図-5.2 平面線形別の土砂化の発生数

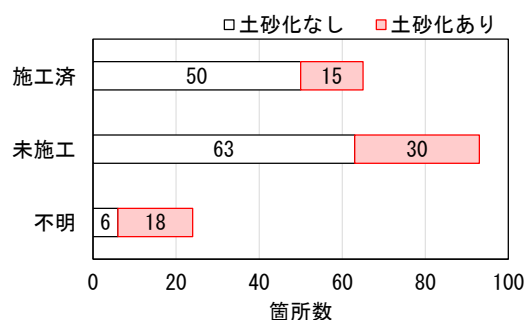


図-5.3 防水工の有無と土砂化の発生数

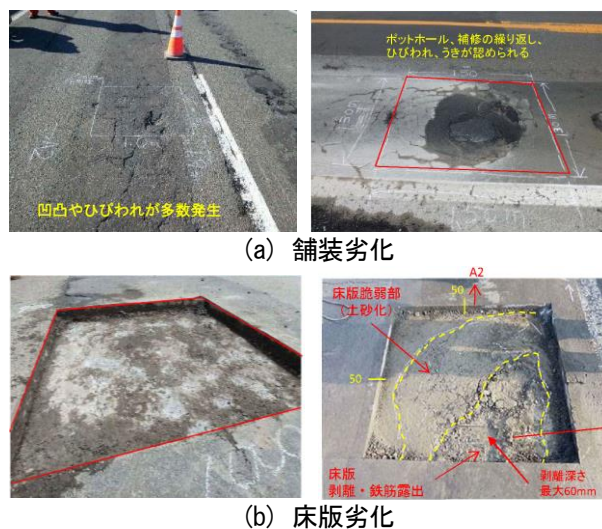


写真-5.1 損傷形態の一例

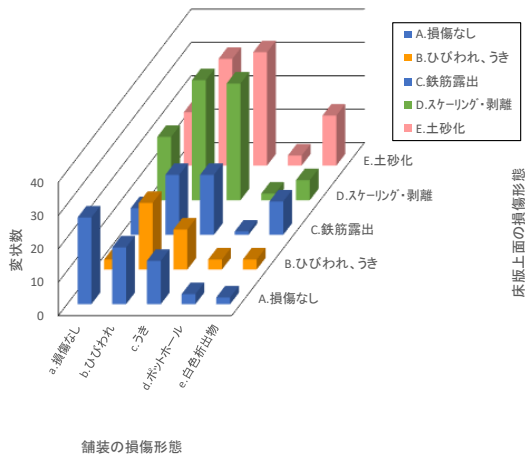


図-5.4 床版上面と舗装の劣化損傷形態の組合せ (補修痕を未考慮)

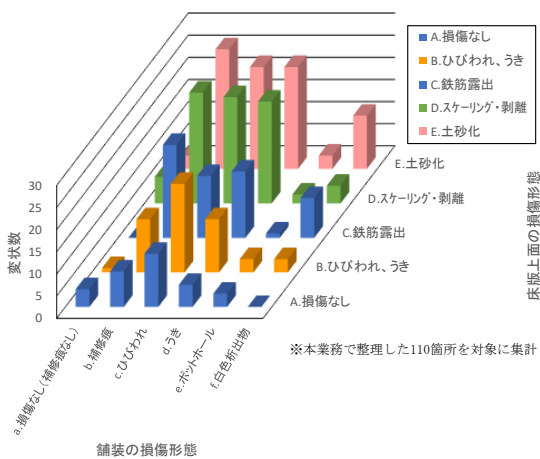


図-5.5 床版上面と舗装の劣化損傷形態の組合せ (補修痕を考慮)

上面の最も多い損傷形態は「土砂化」で29%、次いで「スケーリング・剥離」の26%、「鉄筋露出」の19%であった。また、床版上面に「土砂化」及び「スケーリング・剥離」のある箇所は、舗装に「補修痕」のある箇所が最も多く、次いで舗装に「ひびわれ」「うき」のある箇所であった。また、舗装に「補修痕」や「ひびわれ」「うき」のある箇所では、床版上面に「土砂化」または「スケーリング・剥離」を生じている箇所が半数以上を占める結果となった。舗装に「白色析出物」のある箇所では、床版上面に「土砂化」を生じている箇所が43%を占め、その他の箇所も何らかの損傷が生じていることが明らかになった。

#### 5.4 まとめ

- 1) 建設後50年以上が経過した橋梁では、舗装切削調査箇所の半数以上で土砂化が発生していることを明らかにした。また、平面線形の違いや防水工の有無と土砂化の発生割合との関連性や、橋軸方向や

橋軸直角方向において土砂化が発生しやすい位置を示した。

- 2) 床版上面に「土砂化」および「スケーリング・剥離」のある箇所は、舗装に「補修痕」のある箇所が最も多いことが明らかになった。

#### 参考文献

- 1) 中村拓郎、角間 恒、西 弘明：北海道における道路橋RC床版の土砂化に関する傾向分析、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、No.2、pp.1327-1332、2019。

### 6. 橋面舗装端部の止水対策技術に関する検討 (寒地道路保全)

#### 6.1 実態把握と課題の抽出

降雨や融雪水等の水分が床版へ浸入する経路となる舗装端部の止水技術に着目し、実態の把握と課題の抽出を行った。

文献<sup>1)</sup>に平成16年度からの橋梁定期点検により蓄積されたデータから損傷原因と損傷種類の傾向の分析を行った結果が示されている。橋梁定期点検要領(平成16年3月国土交通省道路局国道・防災課)に基づき実施した1巡目と2巡目の定期点検結果を取りまとめたものである。

平成16年から平成20年にかけて行った1巡目の診断結果で対策区分が「損傷が認められないか、損傷が軽微で補修を行う必要がない」「状況に応じて補修を行う必要がある」と受けた橋梁の部位・部材に対し、平成21年から平成25年にかけて行った2巡目の診断結果で1巡目の同一部位・部材に対し、対策区分が「速やかに補修を行う必要がある」「詳細調査の必要がある」と損傷が進展した原因を図-6.1に引用して示す。なお、主要部材とは損傷を放置しておく橋の架け替えが必要になると想定される部材を指し、主桁、横桁、床版、橋脚、橋台、基礎等が該当する。

主要部材の損傷原因として、コンクリート部材の凍害が最も多く、次いで防水・施工不良、塩害という結果がみられている。ここで、「防水・排水工不良」とは、床版防水層の未設置や施工不良が床版への損傷原因となっていること、および伸縮装置、排水管からの漏水が影響し、主要部材への損傷原因となっていることを表す。

凍害、塩害およびアルカリシリカ反応は、コンクリート部材に対して水が媒介して引き起こされる劣化現象であることから、防水・排水工不良を含めると損傷原因全体の約6割以上が水の供給を起因として、主要部材の損傷が進行しているとされている。

また、現地の損傷実態を確認すると、降雨や融雪水等の水分が、アスファルト混合物の空隙やひび割れ部のほかに、地覆・縁石とアスファルト混合物が接する目地部から浸入し、床版が損傷した橋梁も見受けられる(写真-6.1)。

RC 床版上の舗装は、床版の不陸等に対するレベリングを兼ねた基層と表層で構成され、交通荷重、雨水・融雪水等の気象作用などから床版を保護し、車両の走行性を確保する役割を担うものであるが、水の浸入は、RC 床版および舗装の双方にとって損傷を引き起こす大きな要因となる。

これらの実態より、目地材料の水密性、目地材料の地覆や縁石とアスファルト混合物との接着性に着目し、舗装端部に施工される目地部の止水性を改善し、水分の浸入を軽減する対策が重要と考えられる。

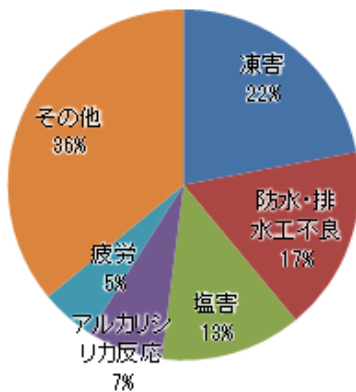


図-6.1 橋梁主要部材の損傷原因<sup>1)</sup>



写真-6.1 舗装端部からの水分の浸入によるRC床版の損傷例

## 6.2 寒冷地に適した目地材料の性能評価基礎検討

寒冷地で橋面舗装端部の止水のために使用される目地材料には、供用後に境界部に隙間やはがれを生じないように、以下に示す性能が要求されると考えられる。

- 1) 低温時における変形性能
- 2) 荷重による繰返し変形に対する変形性能
- 3) 目地材と母材の境界における付着性能
- 4) 凍結融解作用に対する抵抗性能

寒冷環境下でも上述したような変形性能や付着性能が良好な目地材料を選定できることが望ましい。そこで、いくつかの目地材料に対して性能評価試験を実施して、目地材料の有する性能に関する基礎的な検討を行った。

### 6.2.1 試験方法

寒冷地の舗装目地材料として標準的に使用されている加熱注入型高弾性目地材(以下、加熱型高弾性)を中心に、常温注入型高弾性目地材(以下、常温型高弾性)と加熱注入型特殊目地材(以下、特殊目地材)に対して引張接着試験、繰返し曲げ試験の性能試験を実施した。

引張接着性試験は、JIS A1439 を参考にして、5cm×5cm×2cm のアスファルト混合物の平板の間に幅 2cm 長さ 5cm 厚さ 1cm の目地材を注入成形した H 型供試体を作成し、試験温度-20℃、-10℃、0℃、+23℃で引張速度 5mm/min にて試験を行った。試験状況の例を写真-6.2 および写真-6.3 に示す。引張試験時の目地材の伸び変形状況やアスファルト混合物境界面でののはがれや付着状況が観察できる。



写真-6.2 引張接着力試験状況(特殊目地材、-20℃)



写真-6.3 境界面でののはがれ(加熱型高弾性、-20℃)

繰返し曲げ試験は、舗装調査・試験法便覧 B018T を参考にして、4cm×4cm×45cm のアスファルト混合物の角柱状供試体の中央支間部にカットにより幅 1cm×深さ 3cm の目地を設け、目地材を注入した供試体を作成して、試験温度-10℃、+20℃でひずみ 400μ、載荷周波数 4Hz にて試験を実施した。

### 6.2.2 試験結果

図-6.2 および図-6.3 に、各種の目地材料の引張接着力と破断時の伸びの試験結果を示す。特殊目地材は、-20℃の低温時でも接着力が高く、伸び性能も高いことが分かる。特殊目地材は、加熱型高弾性や常温型高弾性に比べて低温環境下においても良好な変形性能と接着性を示すといえる。

図-6.4 には、各種の目地材料の繰返し曲げ試験の結果を示す。特殊目地材は、100 万回の繰返し変形を受けても界面付着が良好であることが確認でき、30 万回の繰返し変形で境界面にはがれが生じた加熱型高弾性や常温型高弾性に比べて、繰返し変形に対する付着悪化が生じにくいことも確認された。

以上のように、従来標準的に使用している加熱型高弾性目地材よりも低温環境下で良好な変形性能と接着性を示す、高性能な目地材料を選定することで、長期的な止水性を高められる可能性が示唆された。今後は試験施工などによって検証を進めていく予定である。

## 6.3 寒冷地に適した目地材料の性能評価基礎検討 (その2)

目地材に使用しうる数種類の材料において凍結融解作用に対する耐久性を評価するため、室内試験により凍結融解後の舗装材との付着性、変形追従性を比較検討した。

目地材料は、高弾性タイプ、高弾性タイプよりもさらに弾性の高い試行タイプ(1)と試行タイプ(2)、シリコンの計4材料を選定した。試行タイプ(1)は、橋梁ジョイントに使用されている特殊アスファルトであり、試行タイプ(2)は、国外で使用されている寒冷地用シール材である。なお、シリコンは、コンクリート系部材の目地として普及しているものであり、アスファルト舗装への適否を確認するものとなる。

目地材の性能を評価するために、表-6.1に示す「加熱型注入目地材の品質標準」に基づいた試験を実施した。なお、引張試験のみ寒冷地を念頭に低温下(-20℃)の試験を試みた。また、引張試験前に凍結融解試験を実施した。以下に、引張試験について詳述する。

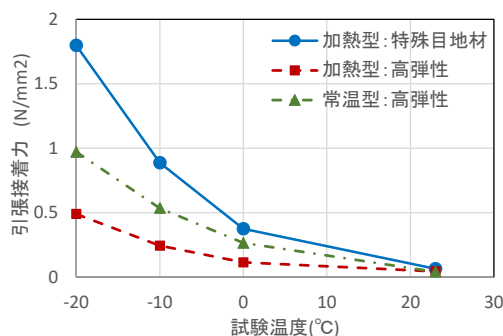


図-6.2 引張接着性試験結果(引張接着力)

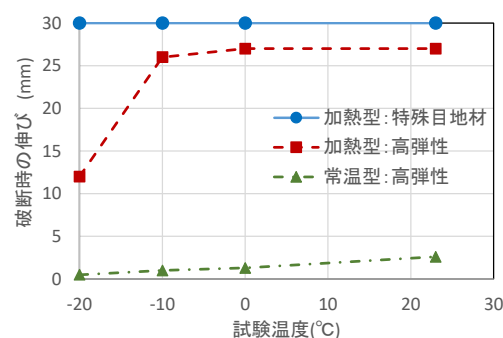


図-6.3 引張接着性試験結果(破断時の伸び)

目地材種類	繰返し曲げ後状況写真	接着状況
加熱型:特殊目地材		100万回載荷後にも、目地材の接着は良好。
加熱型:高弾性		30万回載荷時点で、目地材底部の境界面にはがれが発生。
常温型:高弾性		30万回載荷時点で、目地材側面と目地材底面にはがれが発生。

図-6.4 繰返し曲げ試験による接着状況観察結果

表-6.1 加熱型注入目地材の品質標準

試験項目	高弾性タイプ
針入度(円すい針) mm	9以下
弾性(球針)	初期貫入量0.5~1.5mm 復元率60%以上
流動 mm	3以下
引張量 mm	10以上



### 6.3.1 試験体作成

試験体の形状寸法を図-6.5に示す。目地材料は前述の4材料を用意し、被着体は、As板、Co板を作成した。これらは通常の橋面舗装に用いられるものである。As板は、細密粒度G13F55(Ⅱ型)、Co板はC-10とし、目地材を上下から被着体を挟んで接着させて各材料毎に3個用意した。被着体の上下組み合わせは、地覆とアスファルト舗装間に設置することを想定したAs+Co、アスファルト舗装の継ぎ目及びひび割れに設置することを想定したAs+Asの形式とした。また、目地材にシリコンを使用した試験体を作製する段階においてAs板との付着及び材料の固化が不十分なため、シリコンについては、コンクリート舗装に設置することを想定したCo+Coの形式とした。

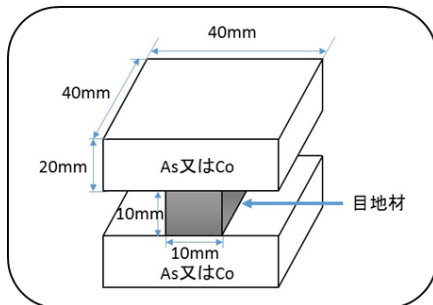


図-6.5 試験体

### 6.3.2 凍結融解試験

RILEM-CDFの試験<sup>2)</sup>に準拠し、室内凍結融解試験を実施した。RILEM-CDFは、コンクリートのスケールリング抵抗性を調べる試験だが、寒冷地の環境における目地材の性能を確認するため目地材の凍結融解作用を付与することに用いた。試験装置は温度制御が可能で、図-6.6に示すとおり試験槽内に試験容器を6個設置する。その試験容器一つには、作製した試験体を12個並べる。試験槽内の状態は、図-6.7に示すように、試験槽内に冷却水を入れ、試験容器は目地材の半分の深さまで、3%塩水を満たしている。

また、凍結融解は、RILEM-CDFの手法に基づき図-6.8に示す温度制御での1サイクル12hを28サイクル行った。

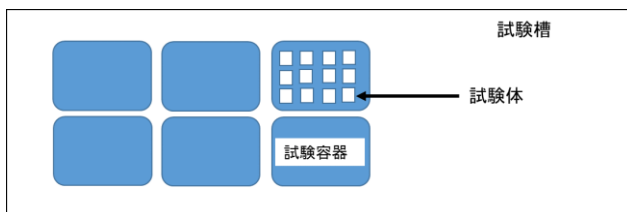


図-6.6 試験槽内配置

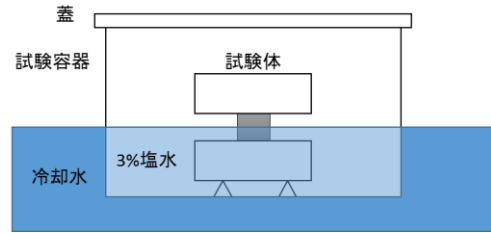


図-6.7 試験槽内の試験体の設置状況

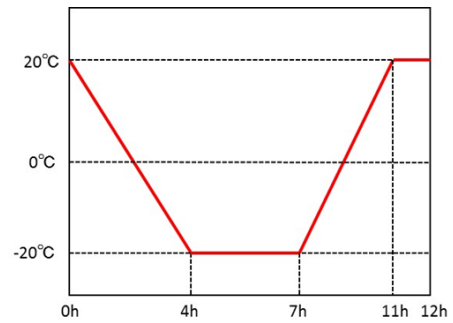


図-6.8 凍結融解の温度サイクル

### 6.3.3 引張試験

試験機は写真-6.4に示す上下方向に引張るタイプのものを用いた。上下の被着体に金属製の載荷台座を接着させ治具を介して引張試験を行った。

試験条件は、試験回数1材料3試験体を各1回、試験温度0°C、-10°C、-20°C、載荷速度10mm/分の変位制御、測定値はシール材の引張量、引張荷重の2項目とした。



写真-6.4 引張試験機

### 6.3.4 試験結果

以下に各試験体の試験結果を示す。

#### a) 針入度 (円すい針)

高弾性タイプ5.6mm、試行タイプ(1)6.6mm、試行タイプ(2)6.3mm、シリコン3.2mmとなり、すべての目地材料において高弾性タイプの品質標準9mm以下を満足した。

#### b) 弾性 (球針)

初期貫入量は、高弾性タイプ1.2mm、試行タイプ(1)0.6mm、試行タイプ(2)0.9mm、シリコン0.3mmとなり、シリコン以外は高弾性タイプの品質標準0.5～1.5mmを満足した。

復元率は、高弾性タイプ94%、試行タイプ(1)68.2%、試行タイプ(2)61.5%、シリコン85%となり、高弾性タイプの品質標準60%以上を満足した。

c) 流動

高弾性タイプ0mm、試行タイプ(1)0.6mm、試行タイプ(2)1.0mmシリコン0mmとなり、すべての目地材料において高弾性タイプの品質標準3mm以下を満足した。

d) 引張量

各種材料の破断時引張量を被着体の種類毎にグラフ化して、温度変化の関係も整理した。図-6.9に示すように本試験の条件である-10℃では、すべてにおいて高弾性タイプの品質標準10mm以上を満足していた。また、-20℃では、試行タイプ(1)の被着体As+Asにおいて10mmを下回る結果となった。

また、各目地材における最大引張荷重と温度の関係を図-6.10に示す。最大荷重は試験3回の平均値とし、高弾性タイプ、試行タイプ(1)、試行タイプ(2)は被着体形式As+Asで、シリコンは被着体形式Co+Coである。高弾性タイプ、試行タイプ(1)、試行タイプ(2)は、温度低下とともに最大荷重が上昇している。シリコンに関しては、温度変化に対して最大荷重がほぼ一定であった。

さらに、破断形態に着目すると写真-6.5のように、目地材の下面(又は上面)で剥がれる形態と写真-6.6のような途中で破断する形態がある。引張試験の破断形態の傾向を図-6.11に示す。中間破断は、試行タイプ(1)で28%、シリコンで100%であった。高弾性タイプと試行タイプ(2)は、すべて上下面破断であった。

6.3.5 考察

引張試験において破断形態の結果から目地材下面で破断が目地材上面で破断より多いことから凍結融解時に塩水の介在が影響していると思われる。このことは、付着性を左右し引張量に違いがでると推測される。

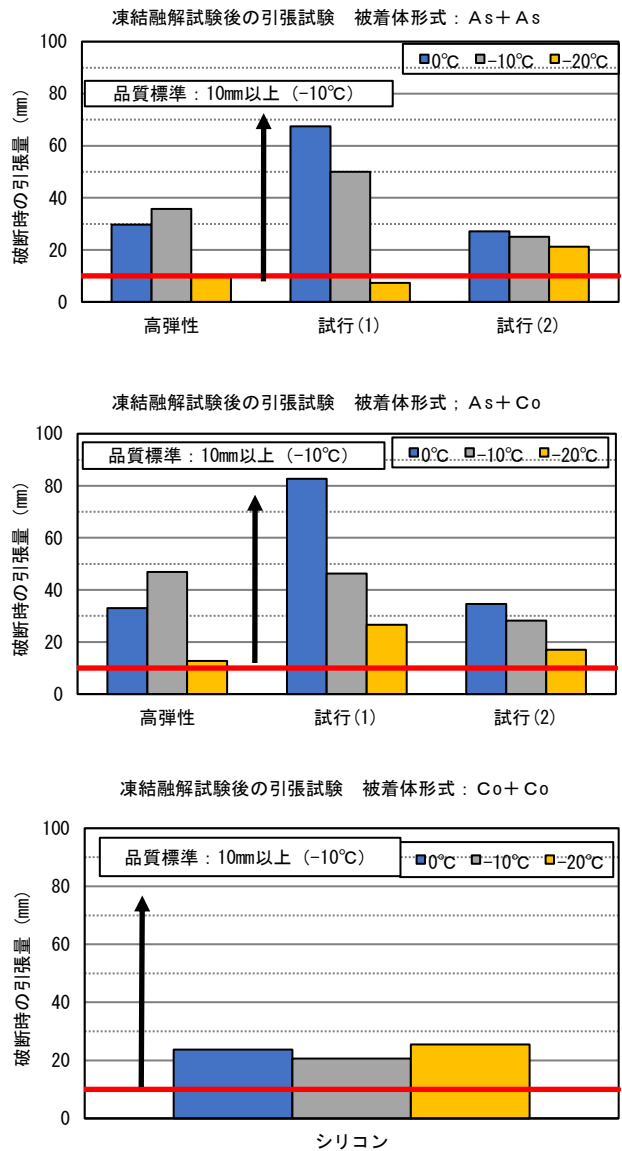


図-6.9 引張量と温度及び被着体の関係

単位：最大引張荷重 (N)

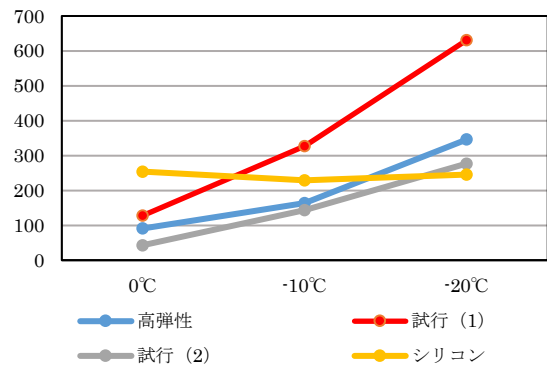


図-6.10 最大引張荷重と温度の関係



写真-6.5 引張試験の破断形態（下面で破断）



写真-6.6 引張試験の破断形態中間（中間破断）

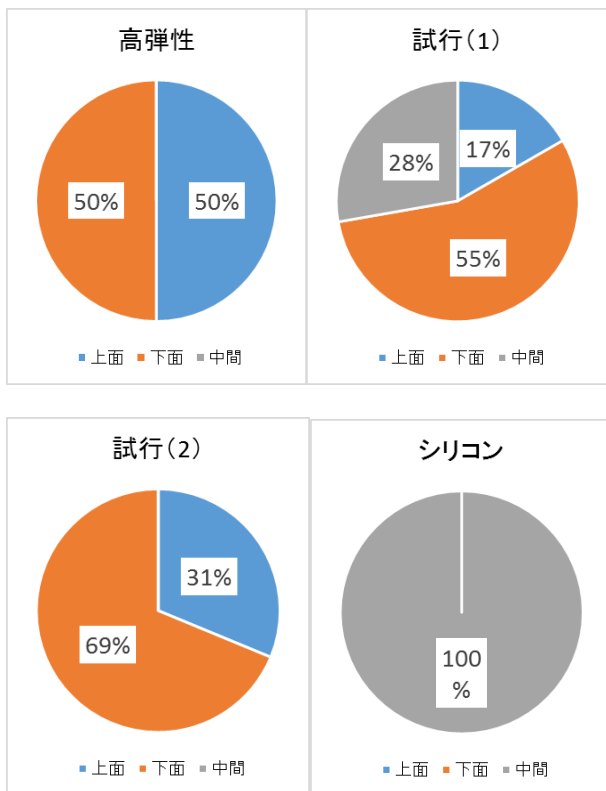


図-6.11 引張試験における破断の形態

### 6.4 瀝青系目地材料の付着回復に関する基礎実験

橋面舗装に用いられる瀝青系目地材は、供用年数が経過するに伴って地覆やアスファルト混合物との付着が損なわれ、隙間が発生して水分の浸入経路となる傾向があるため、供用後のそのような隙間を補修し付着力を回復させる技術の開発を目指している。

具体的には、現地に施工する瀝青系目地材にあらかじめ鉄ナノ粒子を混入しておき、電磁誘導加熱 (Induction Heating, 以下、IH加熱) 及びマイクロ波加熱によって深部まで加熱溶融可能とすることで、隙間および付着力を修復させる技術を想定しており、そのための基礎実験を実施した。なお、本技術は、目地材の施工時温度管理性能向上や、橋面塗膜防水材料に応用することで、As 混合物除去時の Co 床版の損傷を軽減する技術としての活用も将来的に展望している。

#### 6.4.1 実験方法

実験に使用した鉄ナノ粒子の外観および物性を図-6.12 に示す。平均粒子径が  $3\mu\text{m}$  と細かく、瀝青目地材に混合する際には、塊化や分離を生じることはなく、均一に混合可能であった。鉄ナノ粒子には複数の種類があるが、本実験では、Mn-Zn 系のソフトフェライトを用いた。ここで、ソフトフェライトとは、外部磁場作用時には磁性を発現し、外部磁場がない場合は磁性を示さなくなる、酸化鉄  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  を主成分とした磁性酸化物のことである。図-6.13 には、鉄ナノ粒子混入目地材のマイクロ波による加熱のイメージを示す。鉄ナノ粒子にマイクロ波が作用することで、鉄ナノ粒子中の分子が振動し、熱を発生すると考えられる。

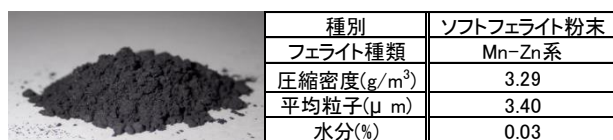


図-6.12 鉄ナノ粒子の外観と物性

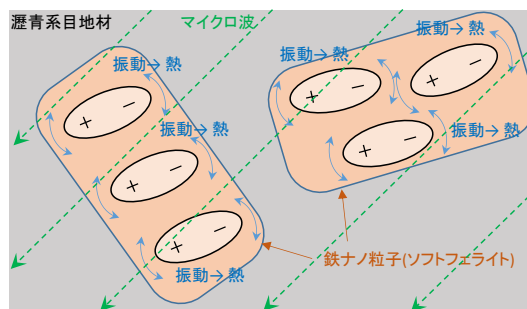


図-6.13 鉄ナノ粒子混入目地材のマイクロ波加熱概要図

IH加熱試験は、上述した鉄ナノ粒子を高弾性型瀝青目地材に重量比 5%, 10%, 15%混入した試料を作成し、**写真-6.7** に示すような混合物平板の上面に塗布して 20°Cで養生した後、**写真-6.8** に示すように IH 加熱器を用いて周波数 50kHz 及び 100kHz で 10 分間加熱した。マイクロ波加熱試験は、鉄ナノ粒子を高弾性型瀝青目地材に重量比 0%, 5%, 10%混入した試料を**写真-6.9** に示すような平皿に 30g 流し込み、20°Cで養生した後、**写真-6.10** に示すマイクロ波加熱器(業務用電子レンジ)を用いて出力 500W, 750W, 1000W, 1200W, 1500W の 5 水準、加熱時間 1 分、3 分、5 分、10 分の加熱実験を実施した。温度計測は、所定時間経過時にサーモグラフィで表面温度を計測した。



写真-6.7 IH加熱試験用供試体



写真-6.8 IH加熱実験状況



写真-6.9 マイクロ波加熱試験用供試体



写真-6.10 マイクロ波加熱実験状況

#### 6.4.2 実験結果

IH 加熱による試験結果を図-6.14 に、IH 加熱後のサーモグラフィ画像の一例を**写真-6.11** に示す。加熱時間 10 分あたり約 30~60°C程度の温度上昇傾向を示すことと、温度上昇が局部的なものであることが確認できる。周波数が大きいほど、鉄ナノ粒子混入量が多いほど、加熱しやすい傾向にあることもわかる。ただし、10 分間の温度上昇が最大でも約 60°C程度であり、温度上昇範囲も局部的であるため、IH による加熱は加熱効率が良いとは言えないと判断している。

一方、マイクロ波加熱による試験結果を図-6.15 に、マイクロ波加熱後のサーモグラフィ画像の一例を**写真-6.12** に示す。加熱時間 10 分あたり約 90~260°C程度の温度上昇傾向を示し、鉄ナノ粒子混入量が多いほど、加熱しやすい傾向にあることがわかる。サーモグラフィからは概ね均一に加熱されていることが確認できる。鉄ナノ粒子混入量が 5%および 10%で 1000W の場合、加熱時間 5 分程度で 200°C程度まで加熱できており、鉄ナノ粒子を混入した瀝青目地材に対しては、マイクロ波加熱の方が IH 加熱よりも効率的であると判断している。

目地材に鉄ナノ粒子を混入することで、IH 加熱やマイクロ波加熱しやすくなる効果が確認できた。加熱により付着力も回復すると考えられるので、今後は追加実験を実施し特性を詳細に把握し、現場適用方法の検討を進めていく予定である。

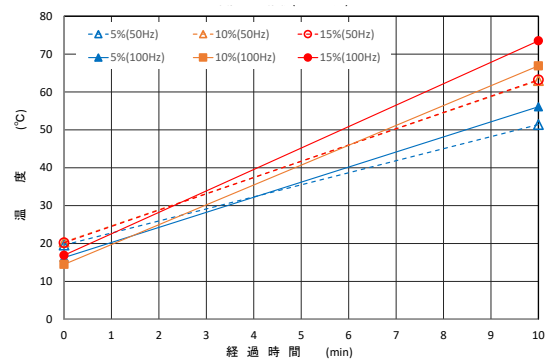


図-6.14 IHの加熱時間と温度の関係

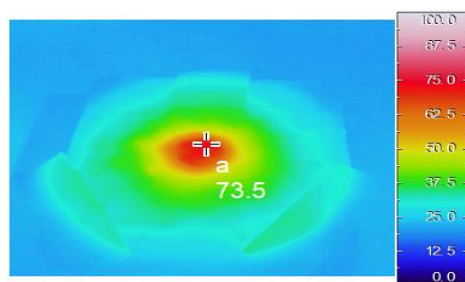


写真-6.11 IH加熱後のサーモグラフィ例  
(混入率15%、100kHz、10分加熱)

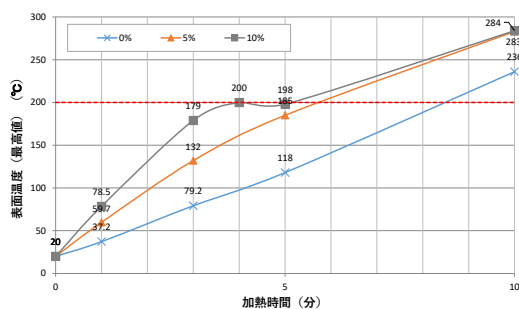
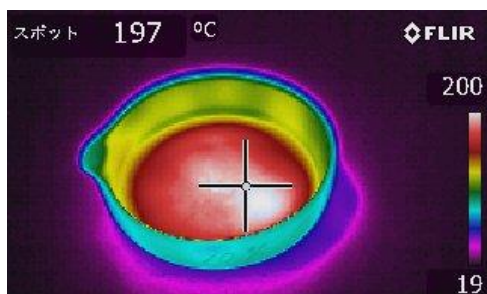


図-6.15 マイクロ波の加熱時間と温度の関係(1000W)

写真-6.12 マイクロ波加熱後のサーモグラフィ例  
(混入率10%、1000W、10分加熱)

## 参考文献

- 1) 北海道開発局道路計画課、道路建設課、道路維持課、国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所 寒地基盤技術研究グループ 寒地構造チーム、寒地保全技術研究グループ 寒地道路保全チーム：北海道開発局における道路施設の老朽化に関する取り組み報告(第2報)《指定課題》、第59回(平成27年度)国土交通省北海道開発技術研究発表会、平成28年2月
- 2) 国際材料構造試験研究機関連合(RILEM)－塩化ナトリウムによるコンクリートの凍結融解耐久性に関する試験方法(CDF)

## 6.5 まとめ

令和元年度までに、以下の結果を得た。

- 1) 降雨や融雪水等の水分が床版へ浸入する経路について実態の把握と課題の抽出を行った。その結果、降雨や融雪水等の水分が、地覆・縁石とアスファルト混合物が接する目地部から浸入し、床版が損傷したケースが見られた。舗装端部に施工される目地材料の水密性や接着性などの止水性を改善し、水分の浸入を軽減する対策が重要と考えられた。
- 2) 寒冷地で橋面舗装端部の止水のために使用される目地材料には、供用後に境界部に隙間やはがれを生じないように、低温環境下での変形性能や付着性能が求められる。いくつかの目地材料に対して性能評価試験を実施した結果、従来標準的に使用している目地材料よりも低温環境下で良好な変形性能や接着性を示す目地材料を選定することで、長期的な止水性を高められる可能性が示唆された。
- 3) 目地材を評価していく上では、凍結融解試験における塩水の存在が引張試験に影響を与えたと考えられた。
- 4) 目地材に鉄ナノ粒子を混入することで、IH加熱やマイクロ波加熱しやすくなる効果が確認された。加熱により付着力も回復すると考えられるので、今後は追加実験を実施し特性を詳細に把握し、現場適用方法の検討を進めていく予定である。

## 7. 土砂化が発生した RC 床版の断面修復効果（寒地構造）

### 7. 1 概要

土砂化が発生している床版では、床版内部にひび割れ等の損傷が発生している場合も多い。土砂化が生じた床版では、部分打ち替えや断面修復等による対応が行われているが、既設コンクリート部と修復部の剛性の違い等に起因すると考えられる縁切れなどの再損傷が発生する事例も確認されている。そこで、土砂化した床版を断面修復する際の材料条件を検討することを目的に、土砂化を発生させた実物大床版供試体に低弾性係数の補修材を用いて断面修復を行い、輪荷重走行試験によって、その補修効果等の検証を行った。

なお本実験においては、土砂化を促進させるために反応性骨材（細骨材）を導入している。

### 7. 2 供試体と試験方法

試験の流れは、供試体に土砂化を発生させるための輪荷重走行試験（以下、土砂化試験）を実施し、土砂化の発生を確認した後に供試体に断面修復を行い、再度、輪荷重走行試験を実施することとした。

供試体は、図-7.1 に示す、鉄筋量と床版厚さを変えた S39 供試体と S47 供試体とした。供試体に使用したコンクリートの細骨材には反応性の骨材を用いている。修復材には低弾性係数のポリマーセメントモルタル（以下、PCM）を用いた。コンクリートと PCM の物性を表-7.1 に示す。コンクリートの圧縮強度に対して弾性係数が低くなっているのは、ASR による微細ひび割れの影響と考えられる。なお、断面修復後の PCM の養生期間は 28 日以上を確保している。

土砂化試験は、図-7.2 に示す輪荷重走行試験機を用いて供試体上面に水張り環境を設けた状態で S39 供試体では 160kN、S47 供試体では 200kN の荷重による輪荷重を作用させた。試験終了時には図-7.3 に示すように両供試体で上面に土砂化が確認されている。一方、いずれの供試体においても、試験終了時点で供試体下面における漏水は認められていない。また、土砂化試験における走行回数は S39 供試体では 45,202 回、S47 供試体では 269,420 回であった。

土砂化試験後の断面修復は図-7.1 の朱書きで示した範囲で行った。最上段の鉄筋が露出するまでコンクリートを電動ピックにより除去し、はつり面を高圧洗浄後に乾燥させ、浸透型エポキシ樹脂とエポキシ樹脂打継用接着剤を塗布して PCM を打込んだ。図中の補修範囲内の数値は修復厚さを示しており、平均修復厚さは S39 供試体が 59.8mm、S47 供試体が 60.2mm

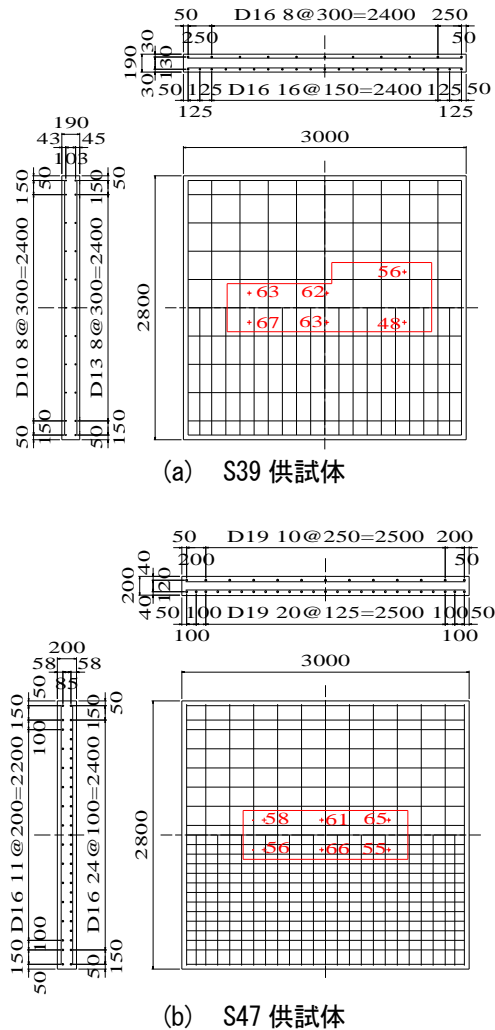


図-7.1 供試体概要（単位：mm）

表-7.1 使用材料の物性値

材料	供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	S39	26.8	10.2
	S47	39.5	12.7
ポリマーセメントモルタル		32.6	14.5



図-7.2 輪荷重走行試験機

であった。

断面修復後の輪荷重走行試験の荷重は土砂化試験と同様に S39 供試体では 160kN、S47 供試体では 200kN とした。供試体上面の条件は、走行開始直後は乾燥状態として S39 供試体で 10,000 回、S47 供試体で 2,000 回走行させた。その結果、供試体に変状等が認められなかったことから、供試体上面を水張り環境を設けた湿潤状態に変更して走行を再開した。

### 7.3 試験結果

走行試験のたわみの経時変化を図-7.4 に示す。たわみは土砂化試験の結果に断面修復後のたわみの増加量を加算し、走行回数は土砂化試験開始時を起点とし、試験全体が終了するまでを連続したデータとしている。S39 供試体では、水張り環境にして走行開始後 380,394 回で押抜きせん断破壊が生じて試験を終了した。S47 供試体では明確な押抜きせん断破壊は確認できなかったが、272,300 回で大きくたわみが増加している。また、土砂化試験を含めた累計の走行回数は S39 供試体が 435,596 回、S47 供試体が 543,720 回である。土砂化試験と断面修復後の試験終了時までの走行回数の比率（断面修復後走行回数／土砂化試験の走行回数）は S39 供試体で 8.64、S47 供試体で 1.02 であり、断面補修後の供試体は土砂化発生までと同程度以上の耐久性を有していることが確認できた。これは、使用した PCM の静弾性係数が小さいため、ASR と荷重作用によるひび割れによってたわみ変形が大きくなっている状態でも、既設部分との一体性に効果があったからであると考えられる。なお、断面修復後の走行回数が土砂化試験時よりも多くなった理由については、断面修復に使用した浸透性エポキシ樹脂による既設部分との一体化や、エポキシ樹脂打継用接着剤と PCM のそれぞれの防水効果によるものと推察している。

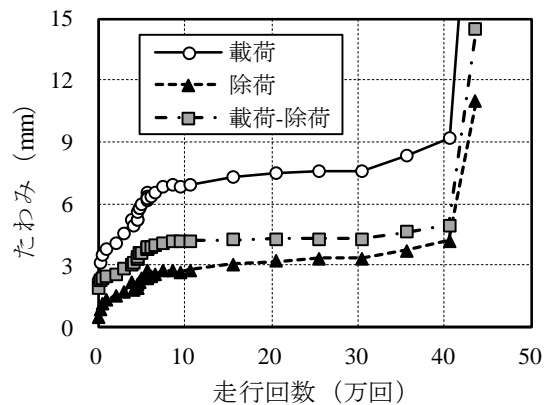
### 7.4 まとめ

- 1) 土砂化試験と断面修復後の輪荷重走行回数の比率（断面修復後走行回数／土砂化試験での走行回数）は S39 供試体で 8.64、S47 供試体で 1.02 であり、低弾性係数の PMC による補修効果を確認できた。
- 2) PCM の静弾性係数が小さいことによる既設部分との一体性の向上や浸透性エポキシ、エポキシ樹脂打継用接着剤、PCM の防水効果の影響が断面修復後の耐久性の向上に寄与したと推察される。

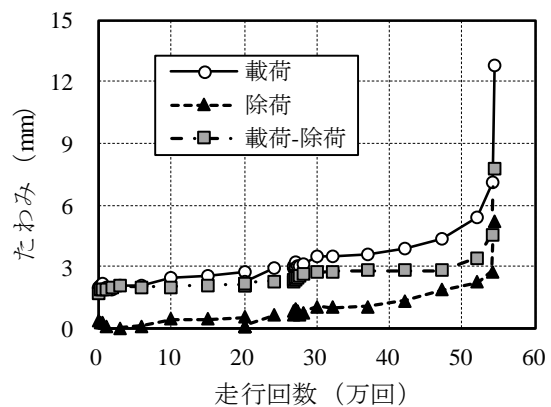
**謝辞** 本研究では北陸・道路メンテナンス会議に設置された「道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびに AI 技術の活用に関する検討 WG」にご



図-7.3 土砂化の状況 (S47 供試体, 26.5 万回時)



(a) S39 供試体



(b) S47 供試体

図-7.4 たわみの経時変化 (土砂化+補修)

協力いただいた。ここに謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 横山広, 榎谷浩, 久保善司, 角間恒: ASR劣化が道路橋床版の土砂化に及ぼす影響に関する試験報告, 第 33 回日本道路会議, 集中討議セッション, 2019.

## 8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

### 8.2.4 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（河川構造物）

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒地河川）、  
寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）  
担当研究者：矢部浩規、前田俊一、横山洋、伊波友生、安中新太郎、  
菊田悦二、内藤勲、野々村佳哲

#### 【要旨】

積雪寒冷地の河川構造物における補修対策は、断面修復工法や表面被覆工法等の一般的な補修工法が適用されているが、過酷な環境下においては再劣化が生じている事例も多く散見される。こうした再劣化対策として、河水等による衝突・摩耗と凍害との複合劣化に対する最適な補修方策や、樋門の劣化後の耐震性能の回復を含めた構造的な改良や補修補強方策等の確立は、積雪寒冷地の河川構造物の劣化対策における喫緊の課題である。本研究では、オホーツク地域の結氷する河川の直立護岸において、既存の補修対策箇所や損傷状態の把握や、損傷が多いコンクリートの角部への氷塊の接触状況等を把握する現地調査を行い、劣化要因を検討した。また、河水の接触による外力と凍害の複合劣化に対する補修対策工法や部分改良等を検討するため、室内での再現試験を開始した。

キーワード：再劣化、直立護岸、河水、摩耗、凍害、複合劣化

#### 1. はじめに

積雪寒冷地の河川構造物における補修対策は、断面修復工法や表面被覆工法等の一般的な補修工法が適用されているが、過酷な環境下においては再劣化が生じている事例も多く散見される。過年度の研究成果において、適切な補修実施を目的とした「コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）<sup>1)</sup>」を策定しており、さらに樋門については、その独特の形状に対応した補修後の再劣化抑制対策の提案<sup>2)</sup>を行っている。

しかし、河水の接触による外力と凍害との複合劣化といった未解明の過酷な環境に対する最適な補修方策や、凍害等による劣化後の樋門の耐震性能の回復を含めた構造的な改良や補修補強方策は未だ確立されておらず、積雪寒冷地の河川構造物の劣化対策における喫緊の課題となっている。

平成 29,30 年度は、8.1.3 で述べたように、河水の衝突や摩擦の作用と凍害との複合劣化箇所における最適な補修方法等を検討するため、直立護岸における劣化状態と劣化補修後の再劣化状態を把握する現地調査を実施した。

令和元年度は、これらの変状の発生要因が凍害であると推定し、建設当時の配合および配筋を模して凍結融解試験を行った。

#### 2. 直立護岸の劣化状況調査

河水等による摩耗と凍害による複合劣化が生じているオホーツク地域の結氷する河川の直立護岸（コンクリート矢板構造の堤防）において、劣化・損傷等に関する現地調査を行った。直立護岸の一部は補修済みであり、炭素繊維シートや高耐久型枠による表面保護工や、電気防食工法などが行われている。

##### 2.1. 未補修区間の劣化状況

直立護岸の未補修区間では、施工後 20 年程度で劣化損傷が顕在化し、特にコンクリート矢板の凸部の水面近くにおいて数多く損傷が生じている。損傷の症状としては、ひび割れやコンクリートの剥離、鉄筋露出などが確認されている。また、これらの損傷は経年で水面より上方向に進展



写真-2.1 未補修区間のコンクリート剥離状況



していく傾向が確認されている。

損傷種類のうち最も多い症状は矢板凸部のコンクリートの剥離であり、写真-2.1 に示すように、概ね一様な高さで生じていた。調査対象のコンクリート矢板が設置されている河川区間は、潮位変動の影響を受ける感潮区間であり、1日に1~2回、最大で1.5m程度の水位変動がある。写真-2.1 は干潮時に撮影したものであり、コンクリートの剥離が集中している箇所は、干満帯の下部付近であった。

写真-2.2 にコンクリートの剥離が干満帯の下部から上方向に進展して鉄筋が露出した事例を示す。鉄筋露出部では、異径鉄筋の節（鉄筋表面の凹凸）が残っているケースが多いことから、塩害腐食によってかぶりコンクリートが剥離した可能性は低い。また、鉄筋露出箇所では、鉄筋より奥側のコンクリートまで剥離しているケースも多く見られた。そのため、氷塊や流木などの衝突等の影響よりも、凍害によるコンクリートの材料劣化による影響が卓越していると考えられる。

一般に、凍害劣化の発生には、コンクリートへの水分の供給と、凍結・融解の繰り返し作用が必須である。調査対象の河川では潮汐の影響による水位変動があることから、外気による凍結行程と、河川水による融解行程および水分供給行程が繰り返されることにより、凍害劣化が進行したと考えられる。そのため、水分の供給時間の長い干満帯の下部から先に劣化し、徐々に上方向に進展していった可能性がある。

また、コンクリート矢板の凹部では1面のみから水分供給を受けるのに対し、凸部では矢板間の隙間を含めて計3面から水分供給を受けることになる。同様に、凸部では計3面から外気による凍結作用と、河川水による融解作用を受ける。そのため、凸部は凹部に比べて水分供給が多く、凍結融解作用を受けやすいことから、劣化損傷が激しくなったものと考えられる。

写真-2.3 に鉄筋露出部の上端付近におけるコンクリートの近接写真を示す。写真より、矢板凸部に上下方向のひび割れが複数生じていることがわかる。ひび割れ発生箇所は、干満帯の範囲内にあり凍結融解を受けやすいこと、また、コンクリート自体が空気量の少ない Non-AE コンクリートであることから、凍害による内部劣化ひび割れであると考えられる。

写真-2.3 のようなひび割れ発生箇所をプラスチックハンマーで叩くと、軽微な力でも繰り返し叩くことにより容易に剥落していった。また、冬期間には、写真-2.4 に示すような大きな河氷が矢板凸部に何度も衝突を繰り返していた。そのため、凍害による内部劣化ひび割れの他に、ひ



写真-2.2 未補修区間の鉄筋露出状況



写真-2.3 鉄筋露出部上端のコンクリートひび割れ

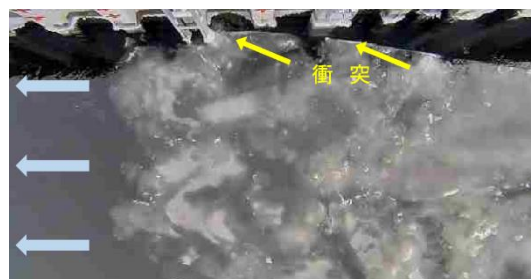


写真-2.4 大きな氷塊が矢板に衝突している状況



写真-2.5 塩害腐食によるひび割れ

ひ割れ発生箇所への氷塊等の衝突も、凸部に損傷が生じた一因であると考えられる。

また、多くのコンクリート矢板では写真-2.1～2.3に示す凍害を主因とする劣化が多かった一方で、一部では、写真-2.5に示すような塩害腐食によるひび割れも発生していた。そのため、調査対象の直立護岸では、凍害による内部劣化ひび割れが主であるものの、それ以外にも衝突や塩害など複数の要因が複合して劣化損傷が進行していると考えられる。

## 2.2. 炭素繊維シート区間の劣化状況

直立護岸に生じていたコンクリートの剥離と鉄筋腐食への対策として、塩分吸着型の断面修復材と炭素繊維シートによる表面保護が行われた。炭素繊維シート工法は遮水による凍害抑制、および遮塩による塩害抑制を目的としている。炭素繊維シートの表面には、流下物による衝突損傷および紫外線による材料劣化への対策として、10 mm 厚の保護モルタル層が施工されている。

炭素繊維シート工法による補修区間では、施工3年経過後に、写真-2.6に示すような、保護モルタルの剥落による炭素繊維シート部の露出が数多く確認されている。剥落範囲よりも広い範囲で保護モルタルの浮き（炭素繊維と保護モルタルの接着不良）が確認されていることから、最初に浮きが生じていた箇所に河氷などが衝突することにより、炭素繊維が露出したと考えられる。

施工4～5年経過後に、保護モルタルの剥落数を調査した結果、写真-2.6の右側の凸部のように、保護モルタルの凸部中央に目地材が設置されている箇所においては、4箇所に1箇所程度の高頻度で繊維露出が生じていた。その一方で、目地材を設けていない箇所における繊維露出は20～30箇所に1箇所程度であった。

一般に、保護モルタルには短繊維が混入されており、ひび割れが生じても保護モルタル同士が短繊維で連結されるため、浮き箇所の剥落が抑制される。しかし、目地を設けた箇所では、目地部との境界で縦ひび割れが生じており、短繊維による剥落抑制機能は失われている。その状態で浮き箇所に氷塊などの流下物が衝突することで、保護モルタルが容易に剥落し、繊維露出が数多く生じたものと考えられる。一方、目地を設けていない区間でも保護モルタルの浮きは生じていたものの、縦ひび割れが生じておらず一体化しているため、目地を設けた区間に比べて繊維露出数が少なくなったと考えられる。

なお、露出した炭素繊維シートの打音調査をした結果、炭素繊維シートに浮きは生じていなかった。また、接着用エポキシ樹脂の消失等も生じていなかった。そのため、繊



写真-2.6 保護モルタルの剥落状況



写真-2.7 高耐久型枠の取付区間の状況

維露出した箇所については、今後の紫外線劣化等は懸念されるが、現時点では、当初期待した凍害・塩害の抑制機能は保持していると考えられる。したがって、適用する表面保護工の種類を、炭素繊維シートとの付着が良好、かつ、河氷の衝突や磨耗などに対して抵抗性の高い材料等に変更することで、耐用年数を長くできる可能性があると考えられる。

## 2.3. 高耐久型枠区間の劣化状況

炭素繊維シート工法による補修区間では、氷塊等の衝突の影響と思われる損傷が目立ったことから、その後、凍害・塩害に加えて河氷の衝突・磨耗に強い工法として、超高強度繊維補強コンクリート製の高耐久型枠工法が採用されている。

高耐久型枠工法による補修区間を4年経過後に外観目視にて確認したところ、写真-2.7に示すように目立った損傷は生じておらず、良好な状態であった。

## 2.4. 劣化状況調査のまとめ

以上の調査結果から、凍塩害による劣化の他、河氷の衝突等によってコンクリート矢板の劣化や再劣化が生じている実態を確認できた。

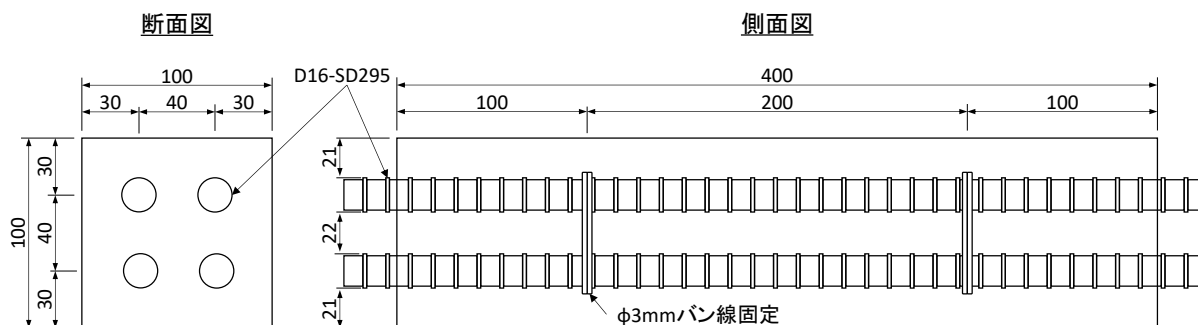


図-3.1 供試体配筋図

表-3.1 コンクリートの配合およびフレッシュ性状など

	管理値		G <sub>max</sub> (mm)	W/C (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				結果		
	スランプ	空気量			W	C	S	G	スランプ	空気量	圧縮強度
建設当時	3.5	1.5	20	36	151	420	735	1110	-	-	600 kgf/cm <sup>2</sup> *1
本実験	±1.5cm	±1.0%	13	36	164	456	806	994	2.8cm	0.5%	71.1 N/mm <sup>2</sup> *2

\*1:設計基準強度、\*2:標準養生28日強度

### 3. 劣化の室内再現試験

現地調査の結果、未補修区間における損傷は、凍害によるコンクリートの内部劣化ひび割れが生じた後に、ひび割れ発生箇所への氷塊等が衝突することで拡大していったものと推定された。このような損傷に対する抑制方を検討し、最適な補修対策を提案するため、氷塊の衝突による検証実験を実施する。

令和元年度は、検証のための下準備として、凍害によるコンクリートの内部劣化ひび割れの再現について検討した。

#### 3.1. 内部劣化ひび割れの再現実験

損傷の生じていたコンクリート矢板は、コンクリート自体が空気量の少ないNon-AEコンクリートであった。Non-AEコンクリートが凍結融解作用を受けると、水の凍結膨張作用により、コンクリートも膨張していくことが知られている。この膨張作用を鉄筋が拘束することにより、写真-2.3に示した様な上下方向（主鉄筋方向）のひび割れになったと考えられる。

そこで、上下方向（主鉄筋方向）のひび割れを再現することを目的に、鉄筋入りのコンクリート供試体を用いて水中凍結融解試験を行った。

##### 3.1.1. 実験方法

実験では矢板凸部（幅15cm×奥行14cm）と同程度の大きさである□10×40cm供試体を用い、JIS A 1148による水中凍結融解試験を行った。

調査対象のコンクリート矢板が設置されている河川区間は、潮位変動の影響を受ける感潮区間であるため、通常

の「水道水」による凍結融解試験の他に、河川の塩分濃度の実測値に近い「1%塩水」による凍結融解試験も実施した。

また、実験は一般的な「無筋供試体」と、矢板凸部の主鉄筋D19×4本を模して図-3.1に示すような長手方向にD16鉄筋4本を配置した「D16供試体」の2水準で実施した。なお、鉄筋はスペーサーを使わずに型枠の端部で保持した状態で打設し、凍結融解試験の直前に供試体端部で切り揃えた。

そのため、実験水準は水道水・塩水の2水準と、無筋・有筋の2水準を組み合わせた計4水準となっている。

測定項目としては、JIS A 1148で規定されている相対動弾性係数と質量減少率の他に、供試体の長手方向端部にピンを埋め込み、ノギスにて試験中の長さ変化も測定した。

表-3.1に配合を示す。供試体のかぶりが20mmであるため粗骨材の最大寸法を13mmとし、所定のスランプが得られるよう単位水量および細骨材率で調整した。なお、セメントは普通ポルトランドセメントとし、AE剤や減水剤は使用していない。各供試体は打設2日後に脱型した後、材齢28日まで水中養生を行った。

##### 3.1.2. 実験結果

凍結融解試験結果を図-3.2に示す。なお、D16供試体は鉄筋の影響で一次共鳴振動数の測定が困難なため、相対動弾性係数の算定は行っていない。

無筋供試体の相対動弾性係数を見ると、水道水・塩水ともに、100cyc前後で60%を下回っており、凍結融解抵抗性は低い結果となった。そのため、低水セメント比の場合

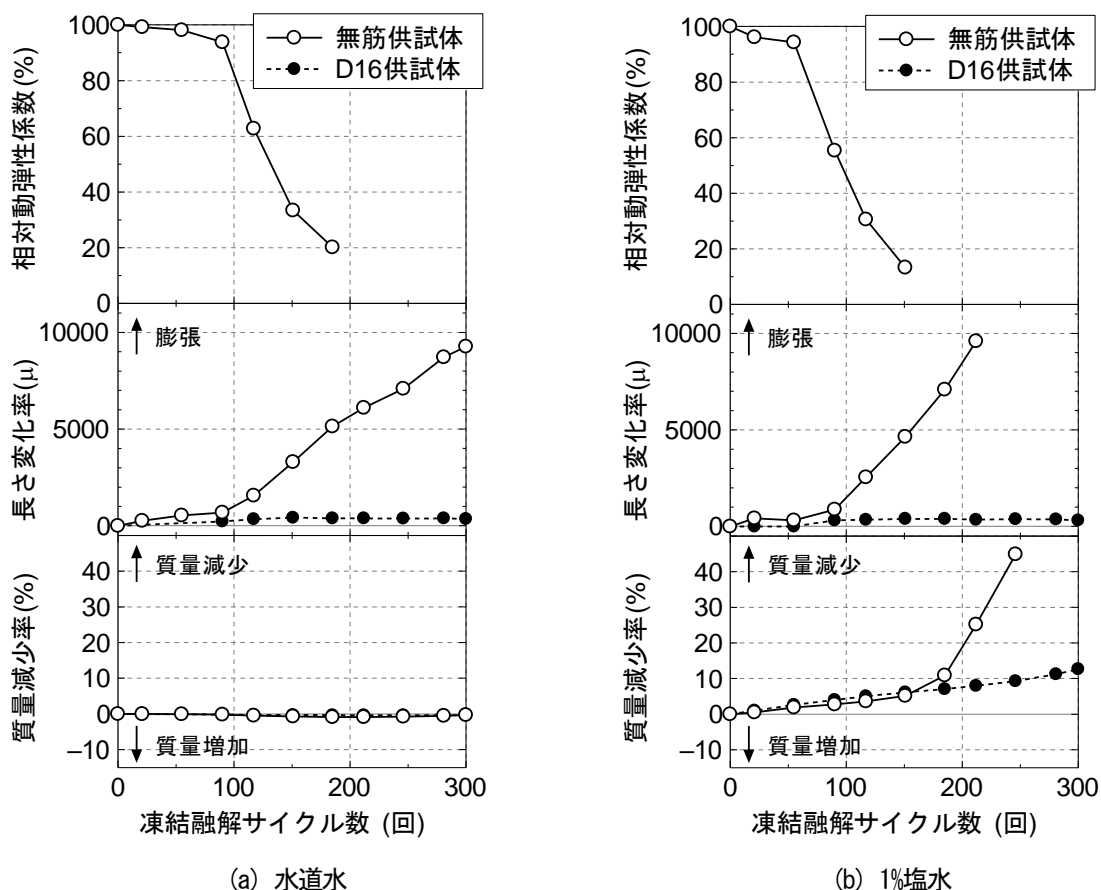


図-3.2 凍結融解試験結果

であっても、耐凍害性を得るためにはAE 剤による空気連行が必須であると考えられる。なお、無筋供試体の 150cyc 以降では一次共鳴振動数の測定が困難となったが、供試体の形状は保たれていたことから、可能な範囲で質量変化および長さ変化の測定を継続した。

次に、無筋供試体の長軸方向の長さ変化率を見ると、水道水・塩水ともに、約 10000  $\mu$  の非常に大きな膨張量となった。これはコンクリート内部の水分凍結による膨張の影響で、コンクリートの組織がゆるんだためと考えられる。一方、D16 供試体では鉄筋による内部拘束があるため、膨張量は約 400  $\mu$  と小さかった。そのため、写真-3.1 に示すように、無筋供試体では亀甲状にひび割れが生じた一方で、D16 供試体では現地の河川護岸 (写真-2.3) と同様に、鉄筋と平行な方向のみにひび割れが生じたと考えられる。これにより、現地のコンクリート矢板の未補修区間における損傷は、凍害による劣化が端緒であることが、室内試験の面からも確認することができた。

図-3.2 のうち、質量減少率を見ると、水道水によって凍結融解を与えた供試体では、ほとんど変化が無かった。その一方で、塩水によって凍結融解を与えた供試体では、10%を超える非常に大きな質量減少率となった。塩水に

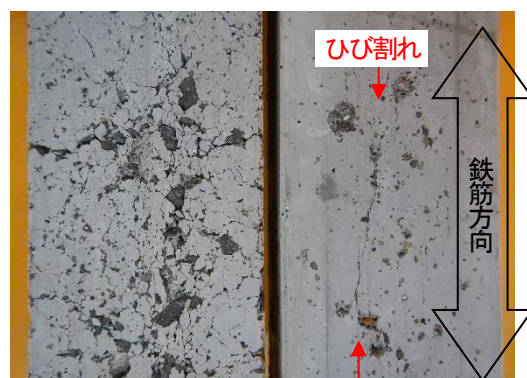


写真-3.1 凍結融解試験後の外観性状 (水道水)

よって凍結融解試験を行った供試体の外観性状を写真-3.2 に示す。鉄筋入りの D16 供試体で鉄筋方向のひび割れが再現できているものの、凍塩害の複合によるスケリングの影響で粗骨材が供試体の全面で露出しており、現地構造物における損傷の外観性状 (写真-2.1~2.3) とは異なっている。また、粗骨材による突起部が多くなっており、今後に予定している氷塊の衝突による検証実験には不向きな表面性状である。そのため、今後、検証実験用の供試体としては、水道水によって劣化促進させた供試体を中心に

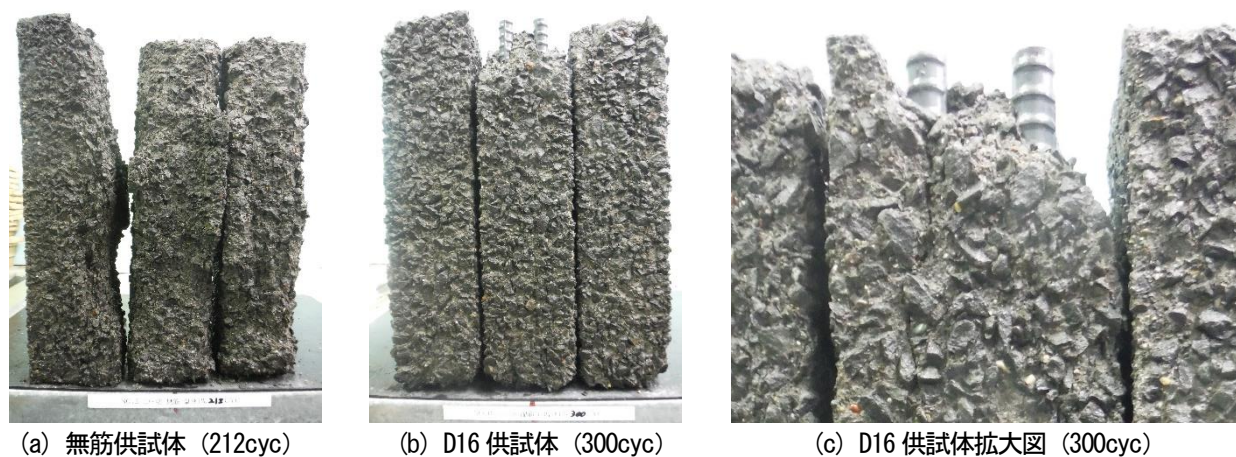


写真-3.2 凍結融解試験後の外観性状 (塩水)

検討を進めていきたい。

### 3.2. 室内再現試験のまとめ

室内試験の結果、Non-AE コンクリートでは凍結融解作用を受けると内部劣化によってコンクリートが膨張し、主鉄筋と平行な方向にひび割れが生じることを確認した。

今後、劣化再現試験体に対して氷塊衝突実験などを行い、再劣化に強い補修補強技術を検討したい。また、現地構造物に比べ、劣化再現試験体におけるひび割れが小さいため、今後、劣化再現試験体を現地構造物により近づけるための劣化促進方法についても検討したい。

### 参考文献

- 1) 土木研究所：コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル (案)、土木研究所資料、第 4343 号、2016.8
- 2) 土木研究所 寒地土木研究所：凍害が疑われる構造物の調査・対策手引書 (案)、第 4 回改訂、pp.参 8-25 - 参 8-27、2017.5

## 8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

### 8.2.5 構造物固有の凍害・複合劣化のメンテナンス技術に関する研究（沿岸構造物）

担当チーム：寒地水圏研究グループ（寒冷沿岸域）

研究担当者：中嶋雄一、佐々木淳、木岡信治、  
長谷一矢

#### 【要旨】

沿岸構造物の補修工法の提案：凍害や流氷の作用を受ける沿岸構造物の有効な補修補強工法について、既往の研究成果を調査し、可能性のある幾つかの工法を見出すと共に、その工法について現地暴露試験を継続し、海氷による外力を中心とする物理的な劣化損傷要因・過程等を調べた。また、海氷の衝突による鋼矢板本体や補修補強対策工法の耐久性確認のための中規模衝突実験や数値計算等を実施した。さらに、海氷によるコンクリートの摩耗および衝突力軽減対策として間隙材を含む鋼板被覆の有効性を調べるため、人工海氷を用いた中規模の衝突実験を実施し、間隙材により衝突荷重が軽減する等、低コストでもある鋼板被覆+間隙材の有効性を実証した。

キーワード：海氷、摩耗、凍結融解、暴露試験、衝突実験、数値計算

#### 1. はじめに

寒冷地にある沿岸構造物の劣化は、主に凍害、塩害そして海氷摩耗の複合劣化であると考えられる。しかし、その複合劣化メカニズムの詳細については、未だ解明されていない。そして、その複合劣化に対する補修補強技術も確立されていない。しかしながら、最新の研究成果を含む国内外文献等<sup>1)4)</sup>には、コンクリート構造物の氷による摩耗対策として金属被覆が経験的に有効であるという知見や、よく知られる凍害抑制や強度向上の試みが氷による摩耗対策にも有効であるという知見も記されている。

本研究では、沿岸構造物を対象に、海氷を外力とする物理的な劣化損傷要因、劣化損傷過程等を現地調査あるいは現地暴露試験等により調べるとともに、室内試験および理論あるいは数値シミュレーション等も含めた、多角的な手法により、科学的根拠に基づく信頼性の高い補修補強技術の確立を目指すものである。

#### 2. 氷海域環境に関する現地調査

##### 2.1 海氷の固形分含有量調査

海氷には砂等の固形分が含まれる場合があり、実験や観測により幾つかの含有プロセスや、固形分を含む海氷による金属材料の機械摩耗（アブレイブ摩耗）特性が実験により明らかにされている。過年度より、オホーツク沿岸部において、海氷表面および内部の固形分含有量調査を実施しており（写真-2.1、図-2.1 参照）、



写真-2.1 調査の様子（固形分の付着が理解できる）

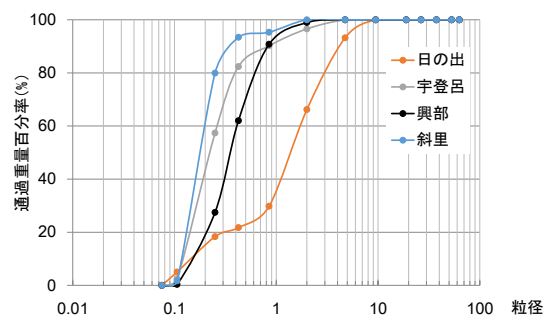


図-2.1 海氷に付着した固形分（砂）の粒度試験結果の例

現場の不確定性を考慮した損傷プロセスモデル等、統計的推測に必要なデータの蓄積を進めている。

##### 2.2 海氷の接触荷重とシミュレーション

###### 2.2.1 海氷の接触荷重の現地計測データの傾向

昨年に続き、オホーツク海に面した北海道斜里漁港防砂堤の矢板部に荷重計を取り付け、海氷の接触荷重を計測した。これまでのデータでは、荷重形態が準静的な荷重（10 kPa オーダー）から短い接触時間での衝突的な荷重（1 MPa オーダー）まで多岐に及ぶこと、

振動的な荷重が大半であること、さらに、金属材料にとっては、疲労損傷や腐食疲労の影響も明らかにすべき技術的課題であること、等を確認している。

今年度においては、図-2.2に示すように、接触頻度はかなり少ないが、これまで得られた中で最も大きい10 MPa オーダーの荷重を記録した。この荷重値は、衝突的な荷重、準静的荷重（クラッシング）の中でも、筆者らの知る限りではかなり大きい部類に入る。このように、海水の接触を受ける計測個所の場所的な相違もあるが、荷重値やその頻度が広範囲にばらつくため、統計確率論に立脚したデータ処理やこれに基づく設計法が必要と考えらえる。次項ではこの点を踏まえた解析方法の一つを概説する。

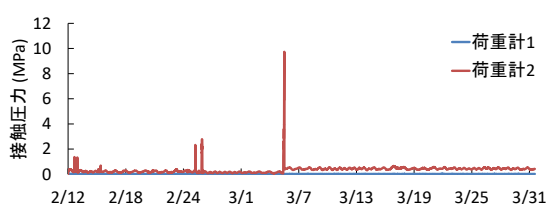


図-2.2 海水荷重の現地計測データの例  
(2020年2月～3月)

## 2.2.2 荷重値と接触頻度のシミュレーション

前項の海水荷重データについて、おもに衝突荷重（ピーク値）、発生時間間隔、作用時間などの統計的性質や確率分布モデル等を検討した。さらに、確率過程としての海水衝突荷重の時刻歴のシミュレーション法（今回はピーク荷重値と発生時間間隔のみ）を考案した。図-2.3には、比較的、海水の接触頻度が多かった2015年2月のデータを例に、シミュレーションした例を示す。このように再現性は良好であり、疲労解析を含む沿岸構造物の設計の高度化に寄与する。今後は荷

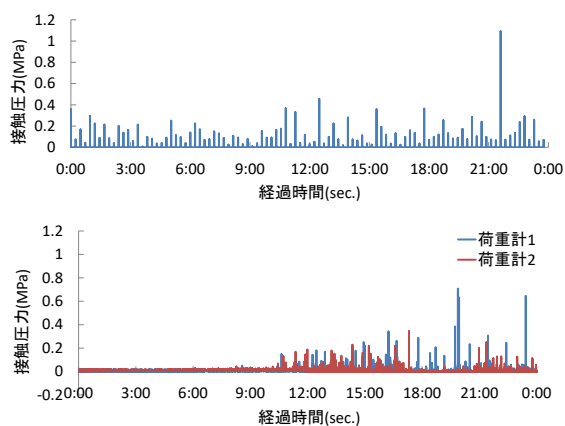


図-2.3 確率過程としての海水衝突荷重履歴のシミュレーション例（上図）とそのシミュレーションに供した海水荷重の現地計測データの例  
(2020年2月～3月)

重の作用時間を含めたシミュレーション手法の構築とともに、前述のように、広範囲にばらつくデータを科学的に検証するには、できるだけ多くのサンプル数を取得する必要があるため、引き続き現地での調査を継続していく。

## 3. 補修補強工法の評価

### 3.1 現地暴露試験

オホーツク海に面した斜里漁港防砂堤の矢板部において、補修補強工法等の暴露試験を実施している。試験対象は、①重防食被覆（ウレタンエラストマー被覆）、②鋼材の集中腐食部やコンクリートの被覆に供する犠牲鋼板（SS400、溶接の被覆材として水中硬化エポキシ樹脂）、③形状や取り付け方法、配置等を改良した流電陽極、④海水荷重によるボルト破断（疲労損傷含む）観察用のモデル試験板、などである。試験体の例を図-3.1に示す。これらは、現状の鋼構造物の防食法や、鋼構造物やコンクリート表面の補修補強工法として想定しているものであり、その耐氷性や劣化損傷過程等に注目して調査を継続している。

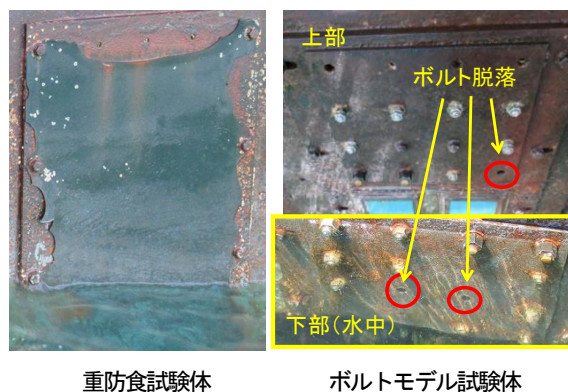


図-3.1 現地暴露試験体の例

### 3.2 中規模衝突実験による施設（対策工含む）への海水荷重の評価・検討

#### 3.2.1 主に突起物を有する施設（対策工含む）への海水荷重の評価および数値計算に基づく検討

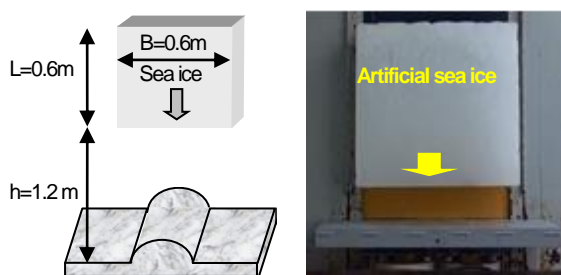
##### (1) 目的

海水による、鋼矢板本体、補修/対策工、防食工（電気防食等など突起物）等の施設に及ぼす衝突力やその耐久性を評価するため、自由落下方式による人工海水を用いた中規模程度の衝突実験を実施するとともに、その数値計算法の妥当性を検証した。

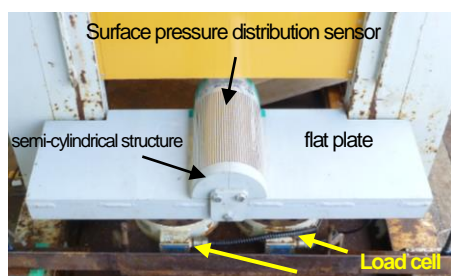
##### (2) 中規模衝突実験の方法と条件

衝突実験では、既報<sup>5)</sup>と同様、自由落下方式により、人工海水を高さ  $h=1.2$  m (衝突速度  $V_0=4.85$  m/s) から構

造物模型に衝突させた(図-3.2)。人工海水は、幅( $B$ )が0.6 m、厚さ( $h$ )が0.16 m、長さ( $L$ )が0.6 m(質量は約50 kg)の直方体に仕上げた。人工海水は水温-7~-11°C、密度0.9-0.92 kg/m<sup>3</sup>、ブライン(塩分量)5-8%、結晶粒径が5-20 mmの柱状構造であり、概ね実際の海水構造を再現できている。衝突を受ける構造物模型はSS400製の平板および平板に取り付けた半円筒形(直径φ10~266 mm)であり、同図に示すようにこれをひずみ式ロードセルを介して2点で支持した。支分部や基盤を含めた構造物の固有振動数は、2.1~5.0 kHz、減衰定数は1~5%であった。



衝突方法と平板構造物の例



平板構造物の上に半円筒構造物が設置された場合

図-3.2 衝突実験の方法

### (3) 数値計算法

海水の数値モデルには、筆者のひとりが開発し、人工海水を用いた衝突実験結果よりその妥当性が示された3次元個別要素法<sup>9)</sup>を応用した手法を適用している。要素はすべて同じ半径をもつ剛球とし、要素間の接触には、Voigt modelを適用した。要素間の破壊の条件も既報と同様であり、接線方向にはMohr-Coulumbの基準を適用し、法線方向では、要素間歪が限界歪みを超えた場合に破断するものとしている。

### (4) 実験結果および数値計算結果との比較

平板に半円筒が付属している場合、まず海水が円筒に衝突してスプリット破壊が生じた後、真っ二つに割れたそれぞれの氷が平板に衝突する。この場合、半円筒への衝突力は、平板に比べて半分以下と大幅に軽減され、2度目の衝突となる平板への衝突力もさらに軽減する。半円筒への衝突力軽減機構としては、構造物への接触面積と、個々の粒子が発揮する弾性衝突力の

みに依存する状態に近いと推察される<sup>9)</sup>。さらに、半円筒に衝突して分離破壊することは、形と衝突方向を変えることであり、これにより、大きな衝突力をもたらす面接触を免れ、さらに減速を伴うために、二度目の衝突である平板への衝突力も大きく減じることになる。結局、曲率を持つ小さな構造物の存在により、破壊が誘発されて接触時間が長くなり、施設全体に作用する海水の衝突荷重がかなり軽減する。ただ、半円筒の直径が小さくなると、破壊や減速、面接触の軽減効果が期待できず、直径が十分小さくなれば平板と変わらないようになる。図-3.4に半円筒の直径が及ぼす最大衝突力への影響を示す。なお横軸は、直径φと氷の幅bの比( $b/\phi$ )で表示した。 $b/\phi=0$ 時は、 $\phi=\infty$ なので平板の場合であり、逆に $b/\phi=\infty$ の場合は、 $\phi=0$ となるからやはり平板の場合となる。ある $b/\phi$ で衝突力が最小値となることが推察され、この実験結果では、3~4の間と最小となり、平板に作用する衝突力の2割まで激減することを意味する。また、図-3.3および図-3.4には個別要素法(DEM)による数値計算結果を示した

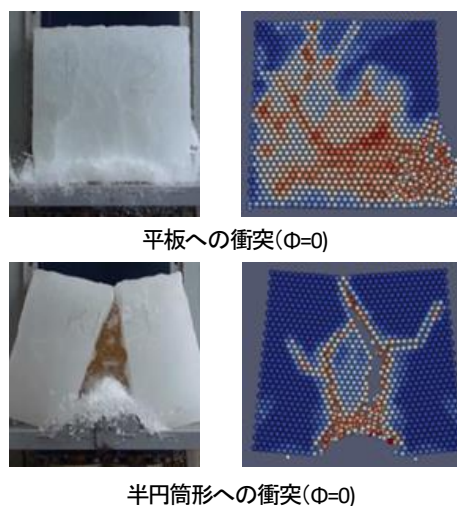


図-3.3 氷の破壊状況(左)と計算結果(右、クラック分布)の例

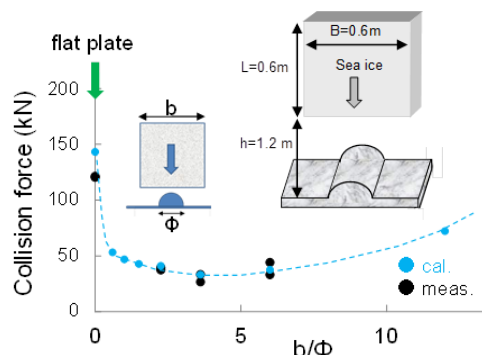


図-3.4 中規模衝突実験による構造物形状が及ぼす海水の最大衝突力への影響と数値計算結果(DEM)との比較



が、こうした実験傾向や破壊状況をよく再現しているのがわかる。

以上から、本研究結果や数値計算手法は、鋼矢板本体、海水荷重を減じる補修・対策工、さらには防食工（電気防食等など突起物）等の検討や耐久性評価の高度化に貢献すると考えられる。今後は、半円筒のみならず、三角柱等様々な形状の構造物について衝突実験を実施する予定である。加えて、数値実験として、妥当性が明らかになった本数値シミュレーションも援用しながら、こうした耐久性評価に資する検討を行う予定である。

### 3.2.2 海水に対するコンクリートの対策工の検討

#### (1) 目的

海水によるコンクリートの摩耗および衝突力軽減対策として間隙材を含む鋼板被覆の有効性を調べるため、人工海水を用いた中規模の衝突実験を実施した。

#### (2) 実験方法の概要

実験は基本的には前項と同様な方法による。ただし、海水と平らな面をもつ試験体表面との面接触の際に生じる可能性のある片当たりを防止するために、海水の衝突面にテーパを設け、極力衝突箇所を試験体中央に集中させた。実験の概要を図-3.5に示す。図のように、自由落下方式により、長さ0.6m×幅0.6m（衝突面は0.2m）×厚さ0.18mの人工海水（-10°C、柱状結晶）を落下高1.3m（衝突速度は約5m/s）から、炭素鋼板（12mm厚）および間隙材（厚さ0-30mmに変可）を被覆したコンクリート供試体へ衝突させた。比較のため、鋼板被覆しない状態の試験も実施した。間隙材はケーソン等の港湾構造物にも使用されている

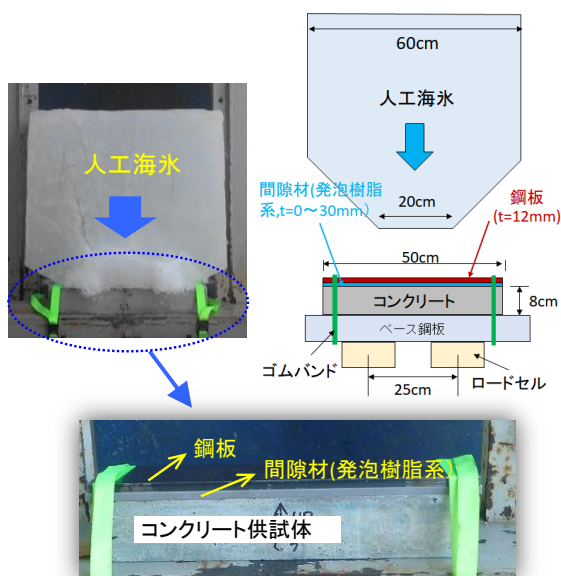


図-3.5 コンクリート+鋼板被覆への衝突実験の方法

樹脂発泡目地板（材質：ポリエチレン樹脂）を用いた。コンクリート供試体は8cm×8cmの正方形断面をもつ長さ50cmの角柱とし、凍結融解により劣化促進（100cycle）させたものとさせないものを用いた。これをロードセルを取り付けた平板状の計測架台（ベース鋼板）に載せて試験に供した。

#### (3) 主な実験結果

まず、凍結融解により劣化させたコンクリート供試体でも、海水の衝突によって鋼板自体が本体に悪影響を及ぼすことはないことを確認した。また、図-3.6(a)および(b)に示すように、間隙材の存在により、衝突の作用時間は伸びる一方で、衝突荷重は軽減することを確認した。未だ基本的な実験段階であるが、衝突等の海水作用をうけるコンクリートの保護対策の一つとして、低コストでもある鋼板被覆と港湾構造物にも使用されている間隙材の有効性を実証したといえる。

今後は、試験体側（間隙材、コンクリート）の材質や形状、海水側の衝突条件（繰り返し衝突など）など様々な条件下で実施することにより、本対策工法の有用性とその維持管理手法に繋がる使用条件の留意事項等についてさらなる検証を進めていく予定である。

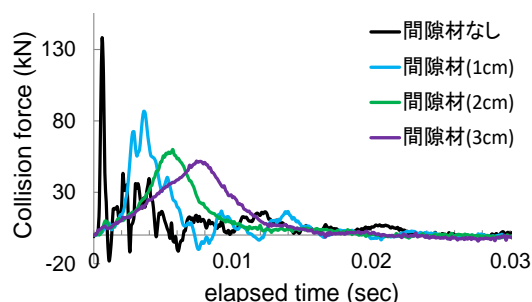


図-3.6(a) 間隙材厚に応じた衝突力波形

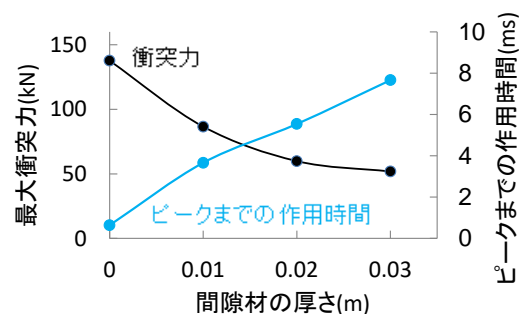


図-3.6(b) 間隙材厚と最大衝突力及びそのピークまでの作用時間との関係

#### 参考文献

- 1) S. Houvinen et al., The abrasion of concrete in arctic offshore structures, Proc. of the 7th International

- Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Vol.3, pp.233-240, 1988.
- 2) J.E. Janson, Long term resistance of concrete offshore structures in ice environment, Proc. of the 7th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Vol.3, pp.225-231, 1988.
  - 3) Y. Itoh et al., Estimation method for abrasion of concrete structures due to sea ice movement, Proc. of the 4th International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol.2, pp.545-552, 1994.
  - 4) 木岡信治・竹内貴弘・遠藤強・成田恭一：固形分を含んだ海水の摩擦による鋼構造物の損耗機構に関する研究、土木学会論文集 B3(海洋開発)、Vol.70、No2、I\_780-I\_785、2014.
  - 5) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁：海氷塊の杭構造物への衝突に関する中規模実験とその数値計算法の基礎的検討、土木学会論文集 A2 (応用力学)、Vol.15、pp.I\_423-I\_432、2012.
  - 6) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁：海氷の杭構造物への衝突破壊特性に関する実験的及び数値的検討、土木学会論文集 A2 (応用力学)、Vol.16、pp.I\_333-I\_340、2013.

## 8.2 凍害・複合劣化等に対する信頼性の高い補修補強技術の確立

### 8.2.6 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（舗装）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）

研究担当者：丸山記美雄、池田浩康、上野千草、  
田中俊輔

#### 【要旨】

本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の要対策箇所に対する信頼性や耐久性の高い補修補強技術を開発し、導入に向けた提案を行うことを目的としている。令和元年度までに、ひび割れ抑制シートによる舗装補修の効果について、現場調査に基づく評価を実施し有効性を確認し、ひび割れ抑制シートの現場への導入を進めた。また、ポットホールに対する予防的維持工法としてフォグシールに関する試験を行った。

キーワード：融雪水、凍結融解、ひび割れ抑制シート、低温ひび割れ

#### 1. はじめに

積雪寒冷環境下においては、凍上・凍結融解等の要因に加え、交通繰返し荷重による疲労や摩耗が複合的に作用した舗装損傷の被害が顕在化している。そこで、本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の要対策箇所に対する信頼性や耐久性の高い補修補強技術を開発し、導入に向けた提案を行うことを目的としている。令和元年度までに、ひび割れ抑制シートによる舗装補修の効果について、現場調査に基づく評価を実施し有効性を確認し、現場への導入を進めた。また、予防的維持工法としてフォグシールに関する試験を行った。さらに、路床・路盤における排水システムの開発として、排水機能を有するジオシンセティクス排水材であるウィッキングファブリック排水材を用いた試験施工を実施した。

#### 2. 低温環境下で耐久性のあるシール材等の舗装補修技術の開発

低温・凍上・凍結融解等の影響を受ける積雪寒冷地において、既存の舗装を活かし、有効に活用するための一手法として、舗装補修時にシール材やひび割れ抑制シートを使用する方法が存在する。

ひび割れ抑制シートはこれまでも現場において活用されてきている。特に、不織布を基材としたタイプのひび割れ抑制シートを用いることが従来は多かったが、その効果に関する定量的な追跡調査データは少なく、費用対効果が明らかとはいえない点が課題といえる。さらに近年では、ガラス繊維などの強度の高い基材を用いたシートの出荷実績が多くなっており、これらのタイプのシー

トのひび割れ抑制効果についても明らかにしていく必要があると思われる。

そこで、積雪寒冷地の道路で良く見ることができると低温ひび割れと疲労ひび割れの補修を対象に、ひび割れ抑制シートのひび割れ抑制および発生遅延効果について、現場調査に基づく評価を実施し有効性を検証した。

#### 2.1 ひび割れ抑制シート

##### 2.1.1 ひび割れ抑制シートとは

ひび割れ抑制シートは、概ね図-2.1に示すような断面構造をしており、布状やシート（薄い板）状やメッシュ（網目）状の基材の表面に、特殊アスファルトや特殊ゴムアスファルトを含浸または被膜させて1mm～3mm程度のシート状にしたものである。ひび割れ抑制シートを既設舗装のひび割れ直上に貼り付けることで、既設舗装のひび割れが上層に舗設する層に伝播しないようにしてひび割れの再発（以下、リフレクションクラックと称す）を抑制する。

ひび割れ抑制シートの性質は、基材のタイプ、被膜する特殊アスファルトの性質、材料の厚さと幅、貼付け方法（接着方式、流し貼り方式、鉋止め方式など）などによって影響されるため、単純に分類できない面があるが、本報文では基材の材質に応じて大まかに以下の4種類のタイプに分類している。

- a. 合成繊維不織布を基材とするタイプ
- b. ガラス繊維メッシュまたはシートを基材とするタイプ
- c. ビニロン繊維メッシュを基材とするタイプ
- d. ステンレス繊維メッシュを基材とするタイプ

現在市場に出回っている製品を上記の4種類のタイプに分けて、各々のタイプの長手方向と幅方向の引張強度のカタログ値を整理した結果を図-2.2に示す。図-2.2からは、合成繊維不織布を基材とするタイプよりも、ガラス繊維を基材とするタイプの引張強度が高い傾向にあるなど、基材の材質によってひび割れ抑制シートの強度が異なることが分かる。各々のタイプの特徴を表-2.1に示すが、一般的な傾向として不織布を基材とするタイプは引張強度は小さいが伸び率が高く、各種の繊維メッシュやシートを基材とするタイプは不織布を基材とするタイプに比べて引張強度が高く伸び率が小さいのが特徴である。

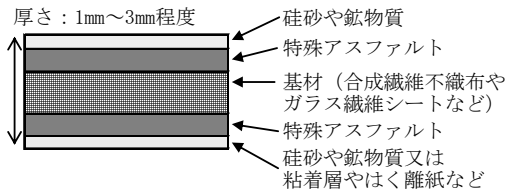


図-2.1 ひび割れ抑制シートの断面概要図

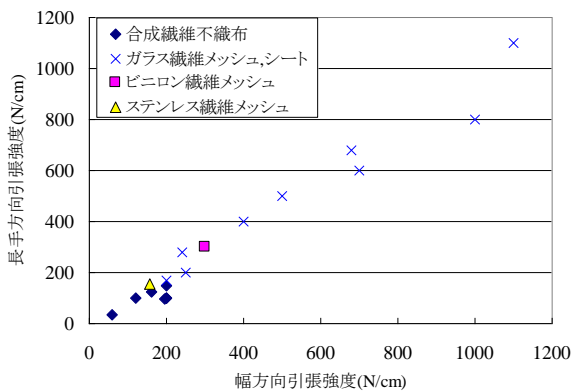


図-2.2 ひび割れ抑制シートの引張強度(基材の材質別)

表-2.1 ひび割れ抑制シートの特徴(基材の材質別)

基材の種類	特徴
合成繊維不織布	引張強度は比較的小さい傾向(50~200N/cm程度) 伸び率が高く(30%以上)、変形や伸びに追随する
ガラス繊維メッシュ	直交する繊維方向の引張強度が高く(200~1000N/cm程度) 直交する繊維に対して斜め方向の引張強度は小さい傾向にある 伸び率は小さい(数%程度) 柔軟性があり、切削面などの凹凸に追随しやすい
ガラス繊維シート	直交する繊維方向の引張強度が高く(200~1100N/cm程度) 直交する繊維に対して斜め方向の引張強度も比較的良好 伸び率は小さい(数%程度) ハリがあり、切削面などの凹凸に追随しにくく空隙が残ることがある
ピニロン繊維メッシュ	直交する繊維方向の引張強度が高く(300N/cm程度) 直交する繊維に対して斜め方向の引張強度は小さい傾向にある 伸び率は小さい(数%程度)
ステンレス繊維メッシュ	直交する繊維方向の引張強度が高く(150N/cm程度) 直交する繊維に対して斜め方向の引張強度は小さい傾向にある 伸び率は小さい(数%程度)

2.1.2 ひび割れ抑制シートの室内試験による評価

ひび割れ抑制シートの効果について、室内試験によって検証した結果を筆者らの既報<sup>1)</sup>から抜粋し、図-2.3に

示す。室内試験によってリフレクションクラックが貫通するまでの時間を調べたものであるが、試験方法の詳細は既報<sup>1)</sup>に記載してあるので省略する。表層混合物が同じもの同士を比較すると、ひび割れ抑制シートが無い場合に比べて、ひび割れ抑制シートがあるものはリフレクションクラックが貫通するまでの時間が遅い。さらに、シートの基材が不織布の場合に比べて、シートの基材がガラス繊維の場合のほうが、リフレクションクラックが発生するまでの時間が遅い。このように、ひび割れ抑制シートはリフレクションクラックの発生を遅延させる効果があり、シートの基材にガラス繊維を使用したものの方が効果が高いことを室内試験では確認している。ちなみに、表層混合物にストアス混合物に変えてポリマー改質II型、またはIII型混合物を用いることによって、舗装体のひび割れ抑制効果が高まることも見て取れる。

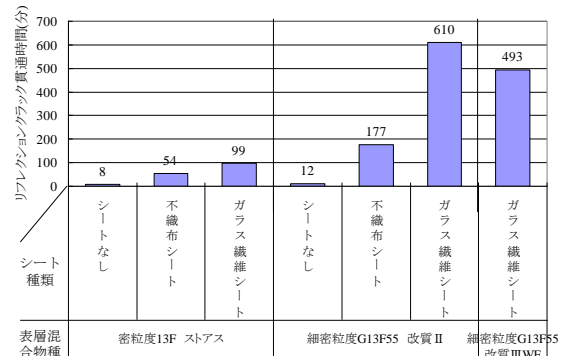


図-2.3 リフレクションクラック貫通時間

2.2 低温ひび割れ補修箇所での長期追跡調査

北海道の道路における積雪寒冷地特有の舗装損傷現象のひとつに写真-2.1に示すような低温ひび割れがある。このひび割れは、急激な温度低下に伴う舗装体の収縮に起因し、北海道の中でも冬の寒さが厳しい地域に多く発生する特徴がある<sup>2)</sup>。低温ひび割れはそのまま放置すると、ひび割れ開口部から雨水等が浸入し、路盤、路床の破壊にまで至り平坦性が悪化することがあるため<sup>3)</sup>、適切に補修する必要がある。低温ひび割れの補修工法としては、ひび割れ開口部へのシール材注入後、ひび割れ抑制シートを敷設し、その上にオーバーレイする工法が標準的に行われている。しかし、低温ひび割れ発生地域の中でも特に寒さの厳しい地域では、上述のような標準的補修工法の施工後1冬を経過した時点で再びクラックが発生してしまうことがある。

本報では、寒さが厳しい地域における低温クラック発生箇所において、標準的補修工法を含む2種類の補修工法を用いて試験的に補修を行い、1冬経過後、4冬経過後、

10 冬経過後の現地調査からひび割れ再発抑制効果の持続性を検証した。



写真-2.1 低温ひび割れ

2.2.1 低温ひび割れ補修箇所の概要

調査対象箇所は、国道 275 号幌加内町 KP=162~163、交通量区分 N4 (100 以上 250 台未満、旧 A 交通) の区間であり、**図-2.4** に試験施工の区間割りを示す。同一車線上に隣接して、合成繊維不織布を基材としたシートを用いた補修区間(以下、合成繊維不織布シート区間)と、ガラス繊維シートを基材としたシートを用いた補修区間(以下、ガラス繊維シート区間)の 2 種類の区間を設けて、補修後のひび割れ再発状況を比較している。

ちなみに、合成繊維不織布シート区間は、**図-2.5** 右図に示すように、既設舗装にシール材注入+ひび割れ抑制シート A (合成繊維不織布を基材、幅 W=330mm) 敷設+レベリング層 (粗粒度アスコン平均厚 32mm) +表層 (密粒度アスコン t=30mm) で補修している。本補修工法は、低温ひび割れの補修として最も標準的に用いられており、実績も多い工法である。一方、ガラス繊維シート区間は、**図-2.5** 左図に示すように、シール材注入+ひび割れ抑制シート B (ガラス繊維シートを基材 幅 W=500mm) 敷設+レベリング層 (粗粒度アスコン平均厚 32mm) +表層 (密

粒度アスコン t=30mm) で補修している。本シートは、ガラス繊維を一方方向に引きそろえた薄肉シートを積層し、両面に改質アスファルトを塗布したものである。

試験施工位置近傍の 1980 年(昭和 55 年)~2000 年(平成 12 年)の凍結指数の平均値は 943℃・日と、北海道内の観測地点の平均値 585℃・日よりも高く厳しい寒さに晒される箇所といえる。

**表-2.2** に、各区間の補修前の既設舗装における低温ひび割れ本数を示す。補修前の低温ひび割れ発生状況はどちらの区間も 100m 当り 11.5 本とほぼ同程度であったことが分かり、補修後のひび割れ再発を追跡比較するのに好都合である。

2.2.2 低温ひび割れ補修箇所調査結果

施工後 1 冬を経過した後の各区間のひび割れ再発状況を**図-2.6** に、ひび割れ再発本数と再発率を**表-2.3** に示す。**図-2.6** および**表-2.2**、**表-2.3** から、合成繊維不織布シート区間では補修前のひび割れ本数 23 本に対して 8 本が再発し、再発率が 35%であることが分かる。本調査箇所のような非常に厳しい低温環境下では低温ひび割れ補修手法として実績のある合成繊維不織布シートでは低温ひび割れ抑制効果に限界があるものと考えられる。一方で、ガラス繊維シート補修区間の方がひび割れ再発率は 13%と低い。ひび割れ幅についても、合成繊維不織布シート区間では最大 3mm程度、ガラス繊維シート区間では最大 1mm程度と差があった。ひび割れ部の角欠けや損傷の広がりを防止するために、合成繊維不織布シート区間に発生した 3mm程度のひび割れにはシール材の注入処理の手間を要している。

次に、施工後 4 冬経過後の各区間のひび割れ再発状況を**図-2.7** に、ひび割れ再発本数を**表-2.4** に示す。両工

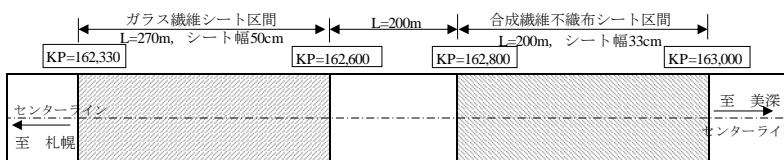


図-2.4 低温ひび割れ補修箇所の平面図

表-2.2 補修前の低温ひび割れ本数

	ガラス繊維シート区間(L=270m)	合成繊維不織布シート区間(L=200m)
補修前 全ひび割れ 本数(本)	31	23
補修前 単位本数 (本/100m)	11.5	11.5

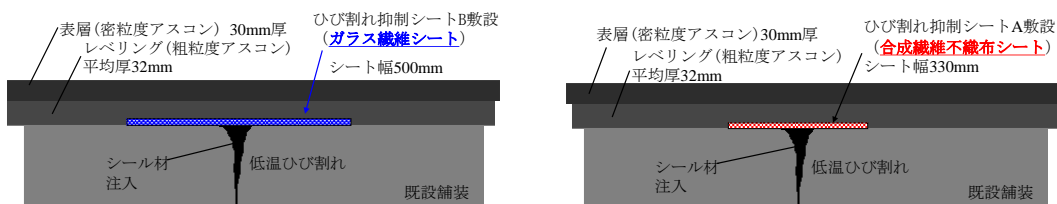


図-2.5 低温ひび割れ補修 各区間の概略図(左：ガラス繊維シート区間 右：合成繊維不織布シート区間)

区とも、1 冬経過時点よりもひび割れ再発本数が増加しているが、ガラス繊維シート区間の方がひび割れの再発本数が少なく、再発率が低い傾向に変わりはない。

10 冬経過時点のひび割れ再発状況を図-2.8に、ひび割れ再発本数を表-2.5に示す。合成繊維不織布シート区間の再発率が61%であるのに比べ、ガラス繊維シート区間の再発率は52%と低いが、両工区の差は10%以下に縮まってきている。ここで、再発したそれぞれのひび割れに維持的な対応が行われた状況に違いがある事を述べておく。合成繊維不織布シート区間のひび割れは開口幅が大きい傾向にあり、1 冬経過時点でシール材注入の処置がなされたが、4 冬経過時点までにシール材は剥離飛散し、その後ひび割れ部分が角欠けしてポットホールが生じるなどして混合物による補修が行われたひび割れが5本あるのに比べて、ガラス繊維シート区間のひび割れはひび割れ開口幅が小さく、現在まで維持的な対応を要していない。

これらのことから、ひび割れ抑制シートの種類によって効果に若干の違いが認められ、ガラス繊維シートは合

成繊維不織布シートよりも良好な経過を示していると言える。ただし、いずれのシートもひび割れの再発を抑制・遅延させる効果があり、若干の程度の差があるだけと評価することもできる。また、いずれのシートもひび割れ開口部からの雨水の浸入を抑制し、路盤や路床の破壊を抑制している点は評価できる。本試験施工箇所の場合、経済性の面では、ガラス繊維シート補修は、合成繊維不織布シートより5%程度工事費が高くなるが、その後の維持補修費を含めたライフサイクルコスト(LCC)が有利となっているかどうかは、まだ断定することはできない。

2.3 疲労ひび割れ補修箇所での長期追跡調査

2.3.1 疲労ひび割れ補修箇所の概要

ひび割れ抑制シートの疲労ひび割れ補修効果を検証する目的で、平成19年度に試験施工を行っている。試験施工箇所は国道36号苫小牧市美々、交通量区分はN7(3,000台以上、旧D交通)の路線箇所である。この試験施工区間においては、平成2年に交通量区分N5(250以上1,000台未満、旧B交通)対応の国土交通省北海道開発局舗装標準断面(表層4cm、基層5cm、上層路盤6cm)を試験的に

表-2.3 1冬経過後のひび割れ再発本数と再発率

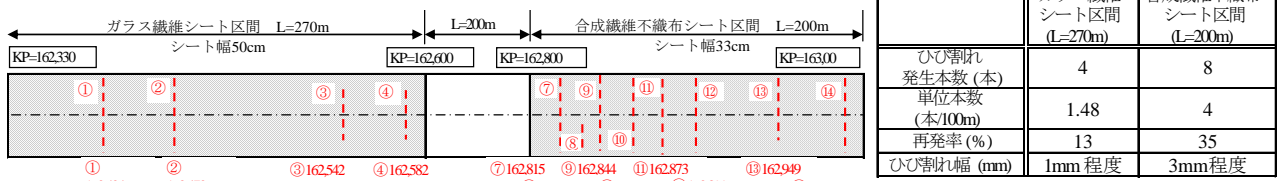


図-2.6 1冬経過後のひび割れ状況図

表-2.4 4冬経過後のひび割れ再発本数と再発率

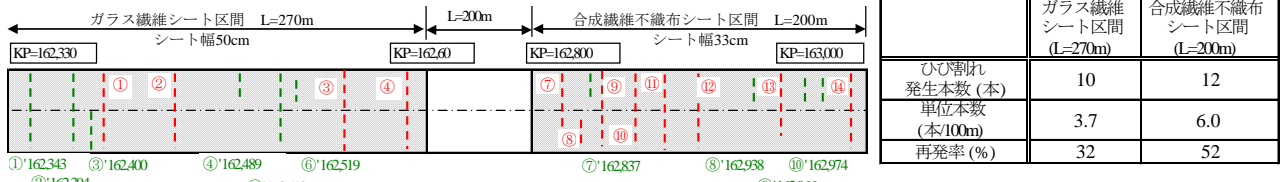


図-2.7 4冬経過後のひび割れ状況図

表-2.5 10冬経過後のひび割れ再発本数と再発率

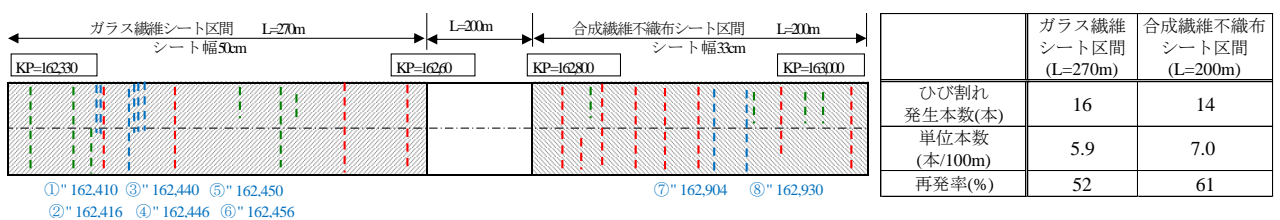


図-2.8 10冬経過後のひび割れ状況図

延長60m 設けていたが、平成13年3月に疲労ひび割れの発生が観測され、その後、平成14年3月に切削4cm+オーバーレイ4cmが施工された。さらにその後、平成19年度の時点で図-2.9に示すような亀甲状の疲労ひび割れが全区間に亘って発生し、ひび割れ率が26%、わだち掘れ量が16.5mmと補修が必要な状況となったことから、補修に際して前述した目的の試験施工を行ったものである。補修工事は平成19年10月末に実施され、補修後に一般交通に供用されて約9年2ヶ月経過している(平成28年12月末時点)。

補修方法の概要を図-2.10に示す。既設舗装の表層を4cm 切削後、ガラス繊維シートを基材に用いたひび割れ抑制シートを既設舗装の基層表面タイヤ通過位置に1m幅で縦断方向に連続して流し貼りし、表層に細密粒度ギャップアスコン13F55(改質II型)を4cm 舗設している。したがって、疲労ひび割れが発生した既設舗装は、シートの下にそのまま残存した状態である。ひび割れ抑制シート貼り付け後の状況を写真-2.2に示す。追跡調査項目は表-2.6に示すとおりであるが、試験目的がひび割れ抑制シートの疲労ひび割れ補修効果を検証することで

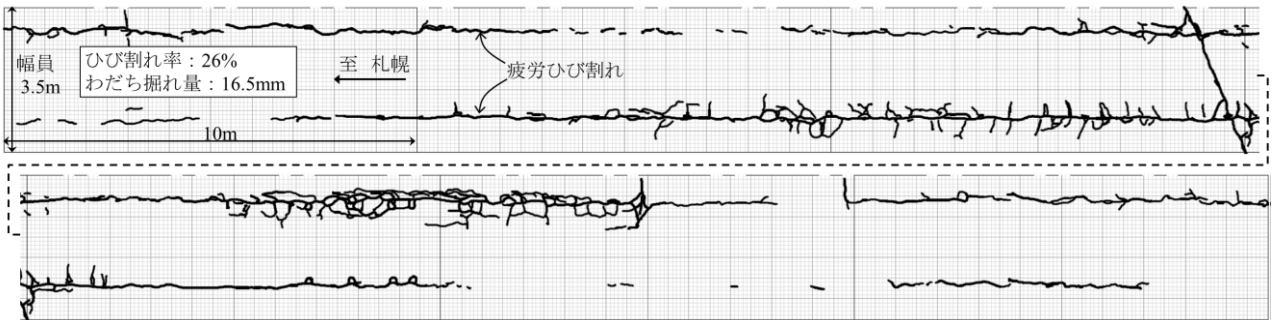


図-2.9 補修前の路面の疲労ひび割れ状況(幅員3.5m、延長60m区間)

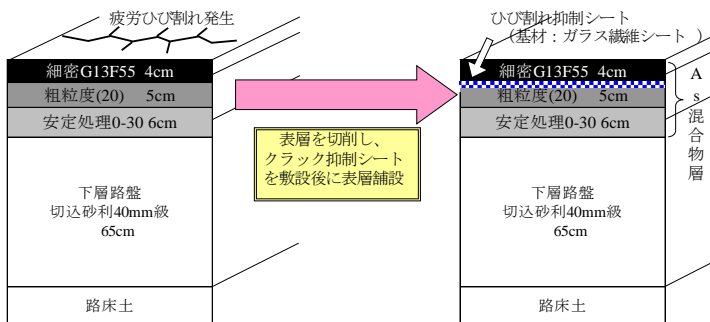


図-2.10 疲労ひび割れ補修方法概要図



写真-2.2 ひび割れ抑制シート貼り付け後の状況

表-2.6 追跡調査項目

わだち掘れ量
平坦性
ひび割れ率
交通量及び輪荷重
FWDによるたわみ量

表-2.7 路面性状追跡調査結果

測定年月	H19.11	H20.10	H21.10	H22.10	H23.0	H24.10	H25.10	H26.10	H27.10	H28.10
測定項目										
わだち掘れ量(mm)	0.8	2.9	3.7	4.5	5.3	6.2	6.6	7.9	9.5	11.2
平坦性(mm)	1.1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5
ひび割れ率(%)	0	0	1.4	1.4	1.4	2.7	3.7	4.5	-	6.6

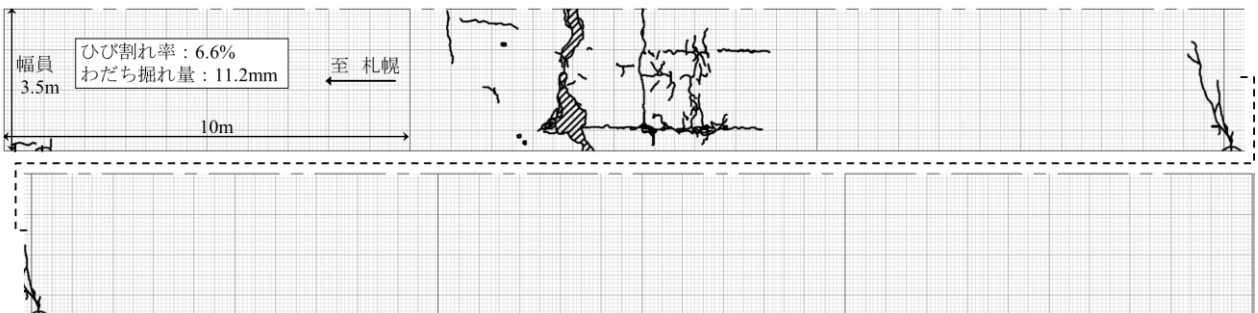


図-2.11 補修後9年経過時点のひび割れ再発状況(幅員3.5m、延長60m区間)

あるから、本報では特にひび割れの再発状況に重点を置いて述べる。

2.3.2 疲労ひび割れ補修箇所調査結果

供用後約9年間のわだち掘れ量、平坦性、ひび割れ率などの路面性状追跡調査結果を表-2.7に示す。特にひび割れ率に着目すると、約9年経過時点でもひび割れ率は6.6%に留まっている。供用後9年経過時点の路面のひび割れ再発状況を図-2.11に示す。図-2.9に示した補修前の既設舗装のひび割れ状況と比較すると、ガラス繊維シートを基材にしたひび割れ抑制シートによって、ひび割れの再発が抑制されていることが分かる。若干ひび割れの再発がみられ、ポットホールが発生した部分もあるが、今後の供用にはまだ十分に耐える状態であると判断される。

図-2.12には、平成14年に施工した切削オーバーレイ後のひび割れ率追跡調査結果と、平成19年にひび割れ抑制シートを施工した後のひび割れ率追跡調査結果を対比して示した。切削オーバーレイでは施工後約2年でひび割れの再発が目立つようになり、約6年後には30%近くにまで進展して補修が必要となったのに比べて、ひび割れ抑制シート工法のひび割れ進行速度は緩やかであり、ひび割れの再発を抑制・遅延する効果が認められる。

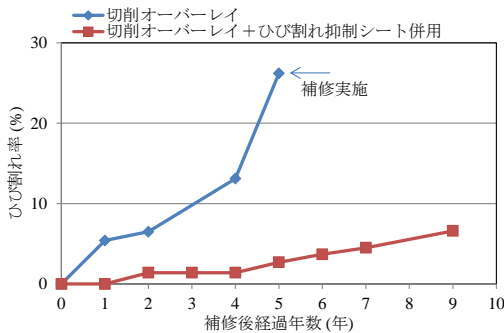


図-2.12 工法別のひび割れ率の推移比較

参考として、当該箇所の交通量および車両重量調査結果を表-2.8に示す。日当りの大型車交通量は約1,700台/車線、輪荷重の49kN換算輪数は日当たりで約1,300輪/車線である。したがって、補修工事実施後、約9年2ヶ月経過までの間の累計49kN換算輪数は520万輪(平成28年12月現在値)に達している。交通量区分N5(250以上

表-2.8 交通量および車両重量調査結果

測定年	交通量調査結果(台/日)		輪荷重測定結果(輪/日)
	全交通量	大型車	日49kN換算輪数
2007年(H19)	5,678	1,652	1,480
2008年(H20)	5,635	1,634	1,518
2009年(H21)	5,788	1,507	1,126
2010年(H22)	5,722	2,167	1,245
平均	5,706	1,740	1,342

1,000台未満、旧B交通)の疲労破壊輪数は100万輪/10年である<sup>4)</sup>のに対して、約9年2ヶ月経過までの間に既に疲労破壊輪数の5倍を上回る49kN換算輪数が通過していることになる。

ガラス繊維シートを基材にしたひび割れ抑制シートを用いることで、疲労ひび割れが進行した既設の舗装体を、疲労破壊輪数が5倍以上超える期間、供用可能とした効果は高く評価できる。また、1,700台/日の大型車交通量に対して約9年供用に耐える状態を保っていることから、交通量区分N5(250以上1,000台未満、旧B交通)の大型車交通量上限1,000台/日の場合には単純計算で9×1.7=15.3年までのひび割れ抑制効果が確認できたことになり、交通量の面からも十分な耐久性を示したと評価できる。

2.4 適用方法の検討

2.4.1 低温ひび割れに対するの適用方法検討

低温ひび割れの動きは温度差が大きい場合には一日2mm程度開口幅が変化すると言われている<sup>3)</sup>。このような挙動を示す低温ひび割れをシートとオーバーレイで完全に抑制することは困難であり、ひび割れ再発はある程度受容することが前提となる。ひび割れの再発を受容した上で、再発率を少なくすること、再発を遅らせること、再発したひび割れの開口幅を小さくすること、再発したひび割れ周辺の損傷を進展しにくくすること、再発ひび割れ開口部から路盤や路床に水が浸入しにくいようにすること、といった視点を持つことが、既存の舗装資産の延命化と有効活用につながると考えられる。

上述した視点に立脚すると、ひび割れ抑制シートの敷設により、ひび割れ開口部から浸入する水が遮断され、路盤や路床に及ぶ悪影響が軽減されると考えられるので、シートの敷設は有益である。そして、シートの種類については、10冬経過時点でのひび割れ再発率が不織布シートで61%、ガラス繊維シートで52%と大きな差があるとは言えないが、再発したひび割れの開口幅が少なく、ひび割れの発生が遅く、ひび割れ部分に発生する角欠け損傷が少ないという点も含めて評価すると、ガラス繊維シートなどの引張強度が高く伸び率が小さいシートを適用することは有効であると考えられる。

経済性については、ガラス繊維シートを使用した場合、施工時の費用(材工共)は約5%程度の増加と試算される。再発したひび割れ部分のシール注入や角欠け損傷への対応などの維持費も含めたライフサイクルコストを考慮すれば、5%の施工費用の増加は回収可能とも考えられるが、明らかな経済的優位性を確認するには至っていない。



### 2.4.2 疲労ひび割れに対する適用方法検討

疲労ひび割れに対しては、ガラス繊維シートを基材としたひび割れ抑制シートの敷設によるひび割れ抑制効果は高いと評価できる。シートを用いずに切削オーバーレイを施した場合は5年で再補修が必要な状態になったのに比べて、ひび割れ抑制シートを敷設した場合は9年経過した現時点においても供用に問題がない状況である。

経済性については、タイヤ走行位置に1m幅のガラス繊維シートを張り付ける場合、シートを用いない切削オーバーレイと比較すると施工時の費用(材工共)は約70%程度の増加と試算される。しかし、供用後の年数は9年/5年=1.8倍で、少なくとも約80%延命できたと考えると、施工費の70%の増加は既に回収できているといえる。

以上のことから、疲労ひび割れが発生している箇所においては、単純に切削オーバーレイするのではなく、シートを併用すること、更にシートにはガラス繊維シートを基材としたひび割れ抑制シートを適用することが有益である。

ただし、疲労ひび割れ発生箇所シート工法を適用するのは、経済的な制約等があり、既設の舗装体を有効に活用する方法をとらざるを得ない場合である。疲労ひび割れが発生している状態は、舗装体が疲労破壊しており所定の支持力を有していない状態と判断されるため、本来ならば、破損部分を撤去してアスファルト混合物層全層を打ち換えるのが望ましい。しかし、舗装維持修繕費に限られる中で、現在ある舗装資産の延命化を図り有効に活用するという観点では、ガラス繊維シートなどの引張強度が高く伸び率が小さいシートを活用することが有効であるという事である。

### 2.5 現場への適用

上述した調査成果に基づいて、低温ひび割れや疲労ひび割れ箇所の維持修繕工事の際に用いるシートの種類を、ガラス繊維系のひび割れ抑制シートとすることを道路管理者向けに提案を行った。そして、その方針を踏まえた形の適用方法が、図-2.13に示すように北海道開発局道路設計要領に記載された。これにより、ひび割れ補修箇所のリフレクションクラック(ひび割れの再発)を少なくでき、耐久性が高まると期待される。

### 3. 低温環境下で耐久性のあるシーラ材等の舗装補修技術の開発(その2)

道路整備が進み、ストックとして蓄積された舗装も蓄積量が膨大となっており、新設から維持修繕の時代とされている。一方、舗装修繕予算は減少傾向にあり、効果的で

(1) オーバーレイに伴うクラック処理については以下による。

クラックの種類	クラックの程度	一般的な処理方法	備考
ヘアクラック 線状ひびわれ	基層下まで及んでいない幅は5mm未満	タックコート	
線状ひびわれ	基層下まで及んでいない幅は5mm~10mm程度	填充材注入(ただし、10mm~15mmの縦断クラックの場合、状況によりシートでの対応を検討。)	アスファルト系目地材
横断クラック	温度応力等による横断クラック基層下まで及んでいる	填充材注入+シート	ガラス繊維等を基材とした引張強度が高く伸び率が小さいひび割れ抑制シートを使用する
亀甲状クラック	舗装の不適・不良 路盤・路床の不適・不良	欠損部補修 部分打ち換え 路盤打ち換え	既設のアスファルト混合物層を有効活用する場合には、ガラス繊維等を基材とした引張強度が高く伸び率が小さいひび割れ抑制シートを使用する

図-2.13 ガラス繊維基材シートの適用記載状況

安価な既設舗装の延命化手法が求められている。そういった社会的要求に応える方法として、維持工法の中に表面処理工法があり、予防的維持工法として用いる場合、舗装の破損が軽微なうちに処置することで延命効果が期待できるとされている。

表面処理工法は、既設舗装の上に3cm未満の薄い封かん層を設ける工法である。使用材料、施工方法によっていくつかの方法がある。表面処理工法は、路面の老朽化やひび割れ、摩耗などが生じた場合や予防保全の観点から行い、舗装表面を再生することで遮水性やすべり抵抗の向上など舗装の機能を回復・向上させる効果が期待できる。使用材料としては、乳剤系、アスファルト混合物系、樹脂系があり、路面の状況や交通量を勘案して選定することになる。

### 3.1 フォグシール

表面処理工法の一つであるフォグシールは、アスファルト舗装に適用され、乳剤系の材料を既設のアスファルト舗装の表面に塗布・浸透させる(図-3.1)ことで、表面付近の微細なひび割れや空隙を充填し、アスファルトの劣化を防ぐ工法である。

北海道をはじめとした寒冷地においては、ひび割れに水分が浸入すると凍結・融解を繰り返すことで舗装へのダメージが付加され、ポットホールが発生などに進行していく。そこで、ひび割れが微細なうちにふさぐことが有効であり、微細な部分に浸透しやすいアスファルト乳剤を用いるフォグシール工法が適していると考えられる。特徴としては、材料を常温で扱えることと機械施工が可能で短時間で施工ができ、比較的安価なことである。一方、材料の使用量によっては、施工直後は、湿潤状態の路面のすべり抵抗が低下することがあり、留意が必要である。



図-3.1 フォグシールのイメージ

### 3.2 フォグシールの構内試験

フォグシールを施工するにあたり微細なひび割れや空隙を適切に充填できるよう、寒地土木研究所構内にて散布量の検討、すべり抵抗及び不透水性の確認を行った(写真-3.1)。



写真-3.1 寒地道路保全チームによる試験状況

散布量は、目安となる最小と最大である  $0.3\text{L}/\text{m}^2$ 、 $0.8\text{L}/\text{m}^2$  の2 ケースを施工した。結果、微細なひび割れが空隙を充填できる量として  $0.8\text{L}/\text{m}^2$  とした。

すべり抵抗は、DF テスター(写真-3.2)による測定を行った。フォグシールを散布した場合のすべり抵抗は、 $0.18\mu$  ( $60\text{km}/\text{h}$ ) となり目標値  $0.25\mu$  以上に対して下回っていた。フォグシール散布後に砂の散布(写真-3.3)を行った場合のすべり抵抗は、表-3.1 に示すように  $0.25\mu$  以上となった。フォグシール散布後に砂を散布することがすべり抵抗の確保につながると考えられる。



写真-3.2 DF テスターによるすべり抵抗測定

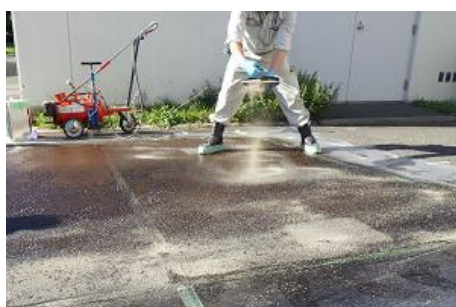


写真-3.3 砂散布状況

表-3.1 砂散布を行った場合のすべり抵抗試験 (DF テスター) 結果

時速 km/h	すべり抵抗値( $\mu$ )		
	1	2	3
60	0.43	0.48	0.48
40	0.51	0.52	0.49

不透水性は、ひび割れ部においてフォグシールありとなしの箇所にて現場透水試験(写真-3.4)を行ったところ、フォグシールありは不透水性を示し、フォグシールなしは透水を示した。



写真-3.4 現場透水試験による測定

### 3.3 フォグシールの試験施工

前項を踏まえ平成30年度、全道の国道8箇所にて延べ2,200m(1車線換算)で試験施工が行われた。各箇所において、全長250mの区間を設け、標準材料乳剤を使用した区間100m、特殊乳剤を使用した区間100m、施工をしない区間50mとした。

試験調査として、施工前のひび割れ調査、施工後のすべり抵抗測定、施工前後に透気試験を実施した。経年的な変化を把握するため、今後も毎年、追跡・調査を継続する予定である。

## 4. 路床・路盤における排水技術の開発

舗装内への水の浸入を抑制する方法として、まずひび割れの入りづらいう耐久性の高いアスファルト混合物層を用いることが挙げられる。次に路面での排水・遮水を促すため、細かなひび割れに対するフォグシールや、路肩からの融雪水の浸入を抑制する路肩排水技術が挙げられる。さらにひび割れ等の損傷部からの水の浸入を防ぐためのひび割れシール工法が挙げられる。そして、路床・路盤内に入り込んだ水分を速やかに排水する排水システムが挙げられる。ここでは、路床・路盤における排水技術について検討を行う。

#### 4. 1 路床・路盤への浸水の影響

路床・路盤へ雨水や融雪水が浸入した場合、それらの飽和度が上昇し、支持力が低下する。積雪寒冷地においては、これに凍結および融解の作用が加わり、骨材の細粒化に伴う更なる支持力低下や、凍上の発生による路面の不陸の発生や、新たなひび割れの発生要因となる。このため、路床・路盤への浸水を防ぐことは舗装体にとって極めて重要となる。

舗装体への水の浸入を防ぐ方法として、前述した3項目が挙げられるが、長期間の供用に伴い、路面側からの水の浸入は避けられないものとなり、路床・路盤内における排水は重要と考えられる。

#### 4. 2 ジオシンセティクス排水材とは

ジオシンセティクス排水材とは、ジオテキスタイルと排水材が一体となったシート上の材料である。本研究の対象としたウィッキングファブリック排水材を写真-4.1 に示す。黒色の縦横に織り込まれた繊維がジオテキスタイルの素材であり、白色の繊維が排水機能を有している。図-4.1 に排水材の断面を示す。高い比表面積を有する構造となっており、高い浸透性を有している。この白い繊維は、一方方向にのみ織り込まれており、道路横断方向に配置し、路盤・路床内の間隙水を舗装体外へ排水する役割を果たす。



写真-4.1 ウィッキングファブリック排水材

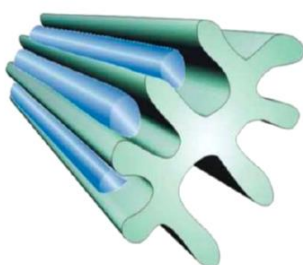


図-4.1 排水繊維の断面

#### 4. 3 ウィッキングファブリック排水材の効果

ウィッキングファブリック排水材 (以下、排水材) はそ

の高い透水性から埋設深さより上側側から浸入した水分を遮断するとともに、排水材より上側にある既存の間隙水を誘引し排水する。これにより、降雨後の飽和度の上昇および、凍上量の抑制に寄与することが報告されている<sup>5),6)</sup>。

#### 4. 4 排水材を用いた試験施工

当研究所所有の苫小牧寒地試験道路において、令和元年度に排水材を用いた試験施工を実施した。施工状況を写真-4.2 に、施工断面および埋設機器を図-4.2 に、調査項目を表-4.1 に示す。

排水材は路床面から 20 cm 下に 2 %の横断勾配を持たせて敷設し、道路盛土の外側に 30 cm 程度露出させた。この露出部より繊維内の水分が大気中へ放出される。



写真-4.2 試験施工状況

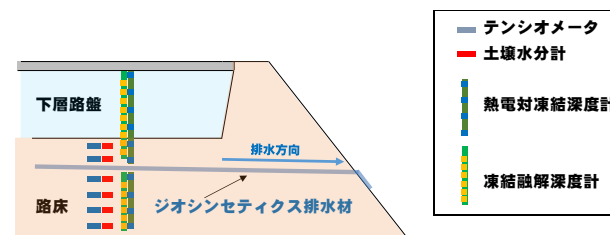


図-4.2 試験施工断面

表-4.1 調査項目および調査目的

調査目的	調査項目	調査頻度・回数
舗装体内の水分の動き	テンシオメータによるサクシオン計測	1回/1hr(自動計測)
舗装体内の水分量	土壌水分計による体積含水率計測	1回/1hr(自動計測)
凍結深さ	熱電対温度計による舗装体温度	1回/1hr(自動計測)
凍結深さ	凍結融解深度計による電気抵抗の計測	1回/1hr(自動計測)
凍上量	レベル測量による路面高さ計測	6回
舗装体支持力	FWDによる路面たわみ量の計測	24回

調査項目は、①路床・路盤内の水分の把握を行うもの、②凍結深さを確認するもの、③凍上量を確認するもの、そして④舗装体の支持力を確認するものの4項目とした。

今後、融解期のデータを採取し調査結果をとりまとめ、排水材の効果の検証を行う。

#### 5. まとめ

(1) 低温ひび割れ補修箇所における追跡調査結果から、ひ

ひび割れ抑制シートによって、低温ひび割れの再発がある程度抑制できている状況が確認できた。ガラス繊維を基材に使用したシートの方が不織布を基材にしたシートよりも経過は良好であり、再発したひび割れの開口幅も狭い状況が確認できた。低温ひび割れの補修にひび割れ抑制シートを用いることは有益であり、ガラス繊維シートなどの引張強度が高く伸び率が小さいひび割れ抑制シートを適用することは有効と考えられる。

(2) 疲労ひび割れ補修箇所における追跡調査結果から、ガラス繊維シートを基材に用いたひび割れ抑制シートによって、疲労ひび割れ部のリフレクションクラックの発生を抑制する効果が見られた。疲労ひび割れが発生している箇所においてひび割れ抑制シートを用いる場合には、ガラス繊維シート等を基材としたひび割れ抑制シートを適用することが有効と考えられる。

(3) ガラス繊維シート等を基材としたひび割れ抑制シートを、低温ひび割れや疲労ひび割れの処理に用いることが、道路管理者の要領に記載された。

(4) ポットホールに対する予防的な工法としてフォグシールについて検討し、遮水性やすべり抵抗性を確保できる提案により試験施工することができた。加えて、施工後の経過について把握して行くことが必要である。

(5) 路床・路盤内の水分を排水するウィッキングファブリック排水材を用いた試験施工を実施した。今後、融解

期のデータを採取し調査結果をとりまとめ、排水材の効果の検証を行う。

#### 参考文献

- 1) 丸山、金子、熊谷：舗装補修に使用するひび割れ抑制シートの効果、第54回(平成22年度)北海道開発技術研究発表会、コ-7、2011年2月
- 2) 菅原、久保、森吉：寒冷地舗装に発生する横断ひび割れ、道路、pp.37-40、1978年8月
- 3) 阿部、小笠原、野竹：アスファルト舗装の低温クラックの評価と補修工法について、第21回日本道路会議論文集、pp.706-707、1995年
- 4) 日本道路協会：舗装設計便覧、p.30、2006年2月
- 5) Jun Guo, Jin Han, Xhong Zhang and Zexia Li : Evaluation of moisture reduction in aggregate base by wicking geotextile using soil column tests , Geotextiles and Geomembranes 47 306-314, pp.306-314, 2019.
- 6) Jeff Currey : H<sub>2</sub>Ri Wicking Fabric Experimental Feature Final Report, ALASKA Department of Transportation and Public Facilities, pp.1-14, 2016

## 8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

### 8.3.1 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（表面含浸材）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：島多昭典、安中新太郎、菊田悦二、  
遠藤裕丈

#### 【要旨】

寒冷地では施工時期の制約や工期短縮の関係でコンクリートの凍・塩害の抑制が期待されるシラン系表面含浸材の塗布をやむを得ず、冬期に行うことがある。このことに鑑み、厳冬期の施工仕様の整備に向け、実験を行った。無溶剤系の含浸材は温度の影響より含水率の影響が大きいこと、加温による乾燥は含浸深さの確保に有効である等の知見を得た。また、外気の最低気温が $-4^{\circ}\text{C}$ の下で含浸深さに及ぼす加温温度・時間の影響、表面の含水状態を適切に管理する方法を検討したところ、コンクリート内部が凍結した状態から加温する際は目安として表面温度平均 $25^{\circ}\text{C}$ 以上を24時間、水分状態の管理方法として電気抵抗式水分計の適用が望ましい知見を得た。

キーワード：コンクリート、シラン系表面含浸材、低温、含浸深さ

#### 1. はじめに

シラン系表面含浸材（以下、シランと記す）は、水や塩化物イオンの侵入抑制機能をコンクリート表層へ付与する浸透性の保護材である。施工性や経済性に優れ、寒冷地ではコンクリートの凍・塩害抑制対策として使用されている<sup>1)</sup>。シランは気温 $5^{\circ}\text{C}$ 以下の環境では適用対象外<sup>2)</sup>とされ、多くの製品も常温施工を原則としている。一方、寒冷地では作業工程の関係でやむを得ず厳冬期に塗布することがある（写真-1.1）。作業を合理的に行うには防寒仮囲いの温度や撤去時期等を適切に定める必要がある。しかし、低温下での含浸性に関する情報が少なく、厳冬期の施工仕様は十分確立されておらず、手探りで行われることもある。このため、低温下での最適な塗布工程の策定に必要な施工要領の整備が急がれる。本研究ではシランの冬期施工要領の策定に向けて、種々の検討を行った。



写真-1.1 厳冬期における防寒仮囲い内でのシラン塗布状況例（手前の黒板は画像処理を行っている）

#### 2. 低温下でのシランの含浸性に関する基礎的検討

2章では低温下でのシランの含浸性を調べる基礎実験を行った。

##### 2.1 実験概要

表-2.1に配合を示す。セメントは普通ポルトランドセメントもしくは早強ポルトランドセメントを使用した。水セメント比は55%とし、細骨材は除塩処理済の海砂（密度 $2.69\text{g}/\text{cm}^3$ 、吸水率1.19%）、粗骨材は砕石（密度 $2.67\text{g}/\text{cm}^3$ 、吸水率1.80%、最大粒径25mm）を用いた。供試体の寸法は $100\text{mm}\times 100\text{mm}\times 200\text{mm}$ とした。供

表-2.1 コンクリートの配合・圧縮強度

使用セメント	水セメント比	単位量 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )				圧縮強度 (MPa)
		水	セメント	細骨材	粗骨材	
普通	55%	145	264	879	1067	25.4(11日)
早強						22.9(7日)

普通…普通ポルトランドセメント、早強…早強ポルトランドセメント、圧縮強度は図-2.1の養生終了時に調べた値（カッコは材齢）

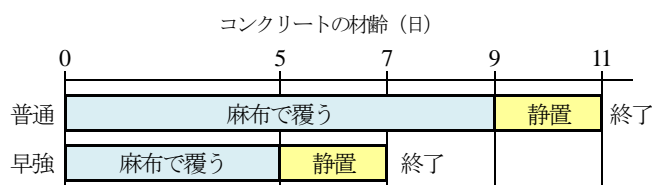


図-2.1 コンクリートの養生工程（養生温度は開始から終了まで $5^{\circ}\text{C}$ ）

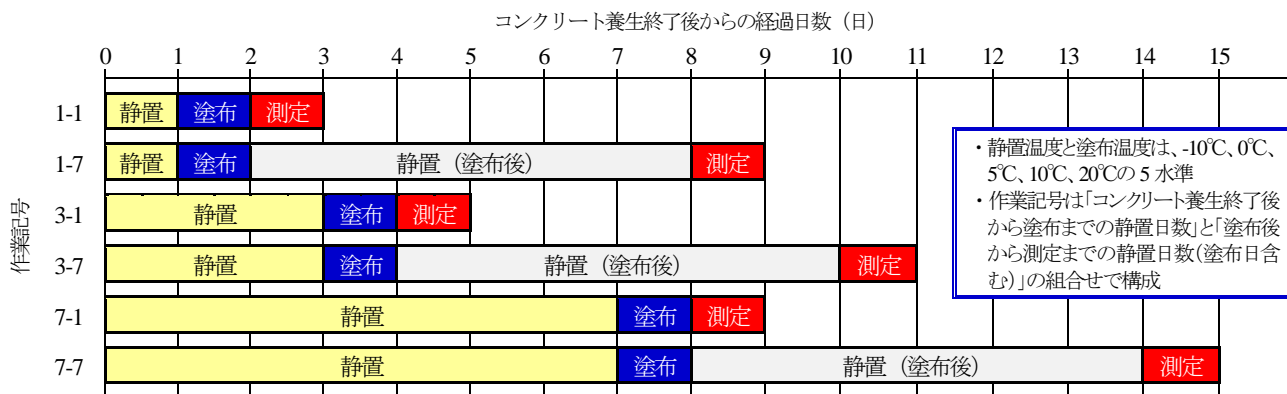


図-2.2 塗布作業および測定作業の工程

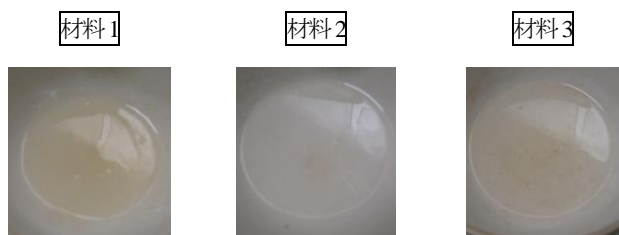


写真-2.1 -20°Cの環境に1日静置したシランの外観

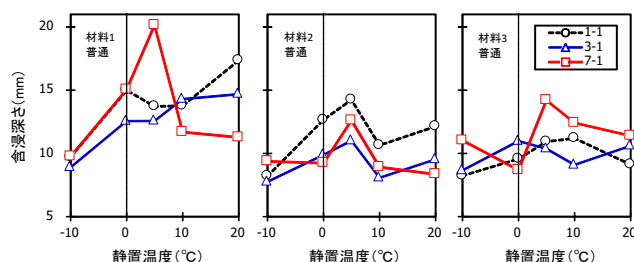


図-2.4 含浸深さの測定結果（普通ポルトランドセメント、塗布翌日に測定）

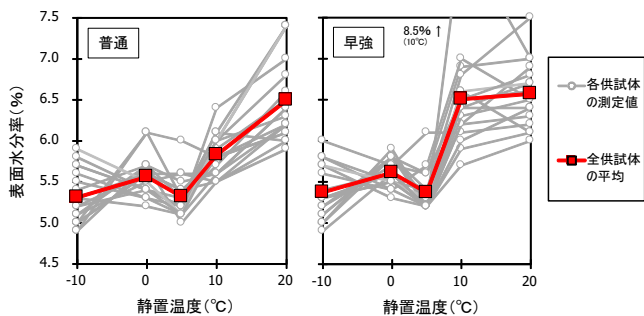


図-2.3 シラン塗布時におけるコンクリート表面水分率

試体は冬期施工を想定して寒中コンクリートとして作製することとし、養生工程を図-2.1<sup>3)</sup>のように設定した。養生温度は5°Cとした。養生終了後、図-2.2に示す工程でシランの塗布、含浸深さの測定を行った。静置・塗布温度は-10°C、0°C、5°C、10°C、20°Cの5水準とした。シランは、0°C以下で塗布を行うため水系を検討対象から除外し、北海道開発局道路設計要領の基準<sup>1)</sup>を満たす無溶剤系3製品（材料1、材料2、材料3と記す）を選定した。これら3製品は-20°Cでも凍結しないことを予備実験で確認している（写真-2.1）。塗布量は統一せず、各製品メーカー指定の標準量とした。塗布面は打設面（100mm×200mm）とした。含浸深さは供試体を割裂し、割裂面に水を噴霧して撥水を呈した範囲をシランの含浸域と判断し、ノギスを用いて測定した。

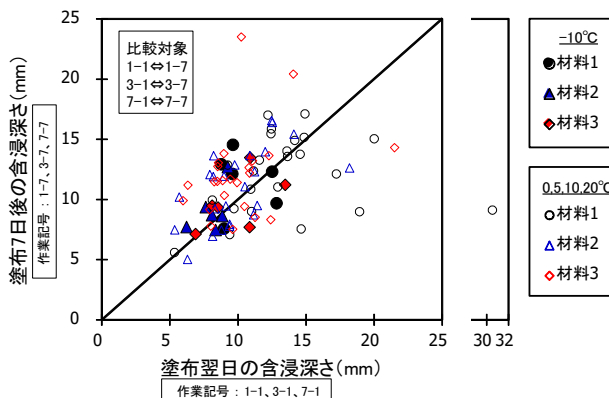


図-2.5 含浸に及ぼす塗布後の経過日数の影響（普通と早強の両セメントの結果を一括表示）

## 2.2 実験結果・考察

図-2.3は高周波式水分計で調べたシラン塗布時のコンクリート表面水分率である。常温下は約6.5%、低温下は約5.5%で常温下の方が大きかった。実験室では人工的に低温の空気をつくり出すとき、強制的に除湿が行われるため、低温下では表面近傍の水分が外気に奪われたことが考えられる。

図-2.4は普通ポルトランドセメントを用いた供試体

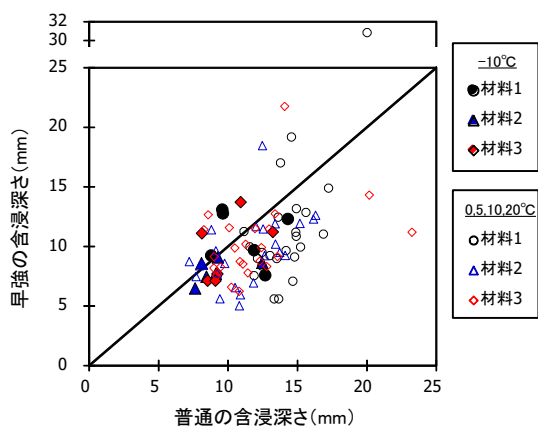


図-2.6 含浸に及ぼす使用セメントの影響  
(全ての作業記号のデータを一括表示)

の作業記号 1-1、3-1、7-1 (塗布翌日に測定) における含浸深さの測定結果である。今回選定したいずれの材料においても、表面水分率が 5.5~6.5%程度で、静置温度が-10~20°Cの範囲では、含浸深さに及ぼす温度および塗布前の静置期間の影響はみられなかった。

図-2.5 は含浸に及ぼす経過日数の影響を示している。全ての温度・材料水準の 6 割は塗布 7 日後の方が平均 2.5mm 大きい傾向を示したが、塗布翌日の段階でも 10mm 近く含浸している。施工条件によるが、本実験の範囲では-10°Cでも塗布後静置 1 日で十分な厚さの吸水防止層が形成される結果となった。

図-2.6 に含浸に及ぼす使用セメントの影響を示す。全体的に早強ポルトランドセメントを使用した方が含浸深さは小さい結果となった。養生後の静置において早強ポルトランドセメントを使用した供試体の強度が増進<sup>4)</sup>し、含浸経路に相当する空隙が減少した可能性がある。なお、縦軸に着目すると、早強ポルトランドセメントを使用した場合も-10°Cで平均約 9mm 含浸しており、低温の影響は小さいと言える。

## 2.3 まとめ

寒中コンクリートとして作製した供試体 (100mm×100mm×200mm) に北海道開発局道路設計要領の基準<sup>1)</sup>を満たす無溶剤系 3 製品を塗布し、低温下でのシランの含浸性を調べる基礎実験を行った結果、下記の知見を得た。

- (1) 表面水分率 5.5~6.5%程度、静置温度-10~20°Cでは含浸に及ぼす温度の影響は小さい。
- (2) 普通ポルトランドセメントを使用した場合に比べ、早強ポルトランドセメントを使用すると、含浸深さは小さくなる場合がある。

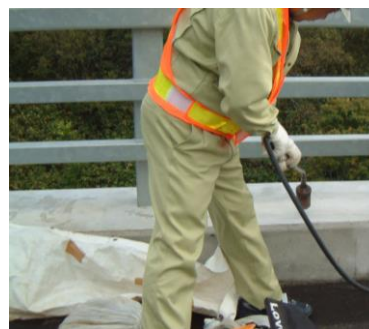


写真-3.1 ガスバーナーによる塗布前の表面加温状況

表-3.1 コンクリート配合

水セメント比(%)	使用セメント	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
55	普通	145	264	879	1068

## 3. 低温下でのシラン塗布に際してのガスバーナーの適用性に関する基礎的検討

冬期はコンクリート表層に含まれる水分が凍結している可能性もあるため、シランの塗布に先立ち、ガスバーナーでコンクリート表面を加温し、表層の水分を蒸発させる作業が行われることもある(写真-3.1)。しかし、ガスバーナーのあて方や加熱時間など、低温下でのシランの塗布に際してのガスバーナーの適用性は十分明らかになっていない。

そこで、ガスバーナーの適用性を検討するため、吸水を受け、低温下に存置されたコンクリートの表面をガスバーナーで加温し、シランを塗布したときの含浸深さを調べた。また、コンクリートの耐久性と密接な関係にあるコンクリート表面の細孔分布に及ぼすガスバーナーの加温の影響も検討した。

### 3.1 実験概要

#### 3.1.1 供試体

コンクリート配合を表-3.1に示す。水セメント比は北海道内陸部の鉄筋コンクリート構造物の最大値とされる 55%<sup>5)</sup>とし、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。細骨材は苫小牧市錦岡産海砂(表乾密度 2.72g/cm<sup>3</sup>、絶乾密度 2.69g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.28%、粗粒率 2.81、除塩処理済)、粗骨材は小樽市見晴産砕石(表乾密度 2.68g/cm<sup>3</sup>、絶乾密度 2.63g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.81%、粗粒率 6.89)を使用した。粗骨材の最大寸法は 20mm とした。スランプと空気量は 8±2.5cm、4.5±1.5%とし、AE 減水剤(リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体)と AE 助剤(変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤)で調整した。寸法は 100mm×200mm×100mm とした。

### 3.1.2 実験の流れ

実験の流れを図-3.1に示す。打設後、供試体を7日間養生し、養生後は温度 20℃、湿度 60%の恒温恒湿室に21日間静置した。次に、供試体を7日間水中に浸漬して、吸水させた。吸水後はシランを塗布する面(100mm×200mm)以外からの水の蒸散を防ぐため、これ以外の5面をエポキシ樹脂でコーティングした。その後、-20℃の冷凍機に1日間存置して、冬期のコンクリート部材を模した状態にした。

そして、打設面をガスバーナーで加温し、打設面にシランを塗布した。本研究では表-3.2に示すように、施工で定める管理項目の中から、加温時間と加温後、塗布を行うまでの時間の2つに着目し、検討を進めることとした。

図-3.2に加温作業の概念を示す。コンクリート表面温度は、加熱による強度低下を抑えるため、300℃<sup>9)</sup>を上限とした。ガスバーナーの炎の先端とコンクリート表面の距離は、表面温度が 200~300℃となるよう、予備実験をもとに 15cm に設定した。加温時は、表面温度が 200~300℃の範囲にあることを確認するため、非接触型の赤外線温度計で常にチェックした。ガスバーナーは表面全体に満遍なくあて、余すところなく加温させた。加温時間は0秒(加温なし)、10秒、30秒、60秒、180秒の5水準とした。

加温後にシランを塗布した。加温後、塗布作業に入るまでの時間は0分(加温後、すぐ塗布)、10分、30分の3水準とした。シランは、供試体を-20℃の環境下に存置する理由から水系を対象から除外し、北海道開発局道路設計要領の基準<sup>1)</sup>を満たす無溶剤系の3製品(以下、材料1、材料2、材料3と記す)を選定した。表-3.3に使用したシランを示す。3製品が-20℃で凍結しないことは予備実験で確認している。塗布量はメーカー指定の標準量とした。

塗布後は再び、-20℃の冷凍機に1日間存置した。

### 3.1.3 含水率

ガスバーナー加温による含水率の変化を調べた。はじめに養生・静置を終え、7日間吸水させ、-20℃の冷凍機に1日間存置した供試体を100℃の乾燥機に1日間置き(含水率測定用に別途作製)、乾燥前後の質量変化から加温前の含水率を求めた。次にガスバーナーで10秒、30秒、60秒、180秒加温する各供試体の絶乾質量を前述の含水率から算出した上で、加温前後の質量変化から含水率の経時変化を調べた。

ここでは供試体全体に加え、深さ0~20mmの表層で

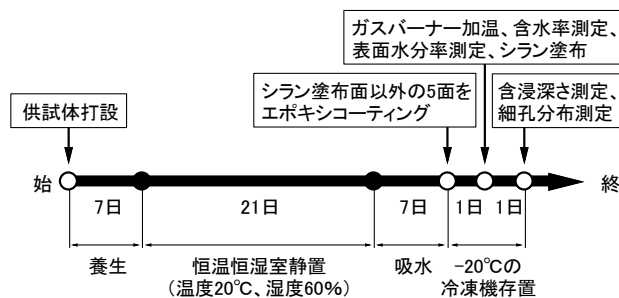


図-3.1 実験の流れ

表-3.2 本研究で着目した管理項目

項目	加温時間 (秒)	加温後、塗布までの時間 (分)
水準	0, 10, 30, 60, 180	0, 10, 30

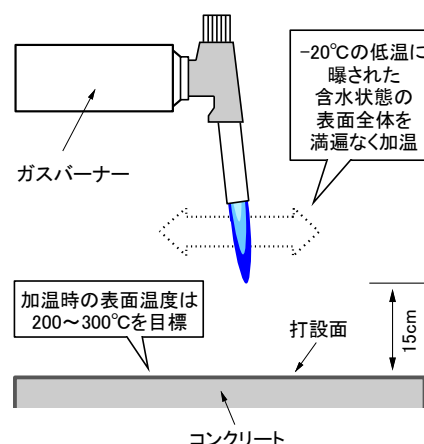


図-3.2 シラン塗布前の加温作業の概念

表-3.3 実験で使用したシラン

製品名※	成分	外観	有効成分	塗布量
材料1	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.35kg/m <sup>2</sup>
材料2	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.20kg/m <sup>2</sup>
材料3	アルコキシシラン	液状	90%以上	0.28kg/m <sup>2</sup>

※) 3つの製品はいずれも無溶剤系

も含水率の経時変化を調べた。後者は、この範囲を模した100mm×200mm×20mmのコンクリートを作製し、同様の方法により調べた。

### 3.1.4 高周波水分計による表面含水率

現場ではコンクリート表面の含水率を、写真-3.2に示す高周波容量式(20MHz)の水分計で管理することが多い。水分計には長さ50mm、幅5mmの電極が35mm間隔で2枚配置され、電極を表面に押し当て、電極間の誘電率から含水率を推定する仕組みになっている。低温下でガスバーナーを使用する条件下での含水率の管理手法としての適用性を評価するため、水分計による測定も





写真-3.2 高周波水分計

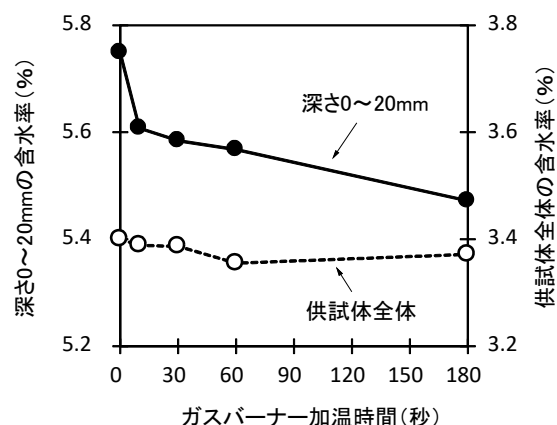


図-3.3 ガスバーナー加温による含水率の変化

行い、3.1.3 との比較を行った。

### 3.1.5 シランの含浸深さ

含浸している面を2分割する形で供試体を割裂し、割裂面に水を噴霧して撥水を呈した範囲を含浸域と捉え、シランの含浸深さをノギスで調べた。含浸深さは5点測定し、その平均で評価した。

### 3.1.6 細孔分布

表面直下のコンクリート組織の細孔に及ぼすガスバーナーによる加温の影響を調べるため、細孔分布を調べた。コンクリートカッターを使用して加温後の表面から深さ0~10mmの位置より試料を採取し、試料を5mm以下の寸法に細断し、アセトン溶液に入れて20分攪拌・洗浄し、3日間真空乾燥させた後、水銀圧入法により測定した。

## 3.2 実験結果・考察

### 3.2.1 ガスバーナー加温による含水率の変化

図-3.3 にガスバーナー加温による含水率の変化を示す。それぞれの含水率は供試体10個の平均である。加温前の含水率は、供試体全体で3.4%であるのに対し、深さ0~20mmに限ると1.7倍の5.8%であった。

深さ0~20mmの含水率は、加温開始直後から10秒間、急速に低下した。10秒から60秒の間は小幅な低下で推移したが、その後は180秒にかけて再び低下率がやや大きくなった。一方、供試体全体でみると含水率の低下は緩慢であった。

水分蒸発をねらいとしたガスバーナーによる加温作用が及ぶ範囲は主に表層と言える。

### 3.2.2 高周波水分計による表面含水率との比較

図-3.4に深さ0~20mmの含水率と高周波水分計による表面含水率の比較を示す。高周波水分計の測定値はガスバーナー加温10秒で5.5%から4.8%まで低下し、その後は加温時間を180秒まで延ばしても含水率はほぼ

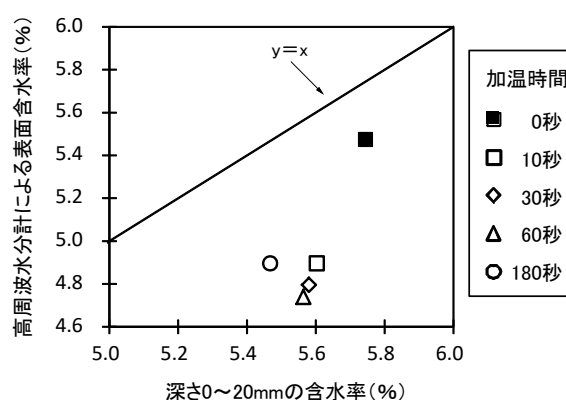


図-3.4 高周波水分計による表面含水率との比較

4.8%のままで、殆ど低下しなかった。加温時間10~60秒の結果をみると、深さ0~20mmの含水率と高周波水分計の結果は乖離している。加温時の水分蒸発は、ガスバーナーの熱を最も強く受ける表面近傍ほど顕著であると考えられる。加温時の管理においては、高周波水分計の値は深さ0~20mmではなく、深さ数mm以内の極表層の含水率を表すと捉えるのが適当と言える。

### 3.2.3 加温後にシランを塗布したときの含浸深さ

図-3.5にガスバーナー加温時間とシラン含浸深さの関係を示す。シランは所定の時間加温した後、すぐに塗布している。

ガスバーナーで加温を行わずにシランを塗布した場合、いずれの材料も含浸深さはゼロであった。一方、加温を10秒行ってシランを塗布したところ、いずれの材料でも含浸が確認された。含浸深さは材料によって異なり、4~10mmであった。

加温を30秒、60秒、180秒行った場合もシランの含浸は確認されたが、今回の実験では加温時間と含浸深さの間に比例関係はみられなかった。図-3.4で示したよう

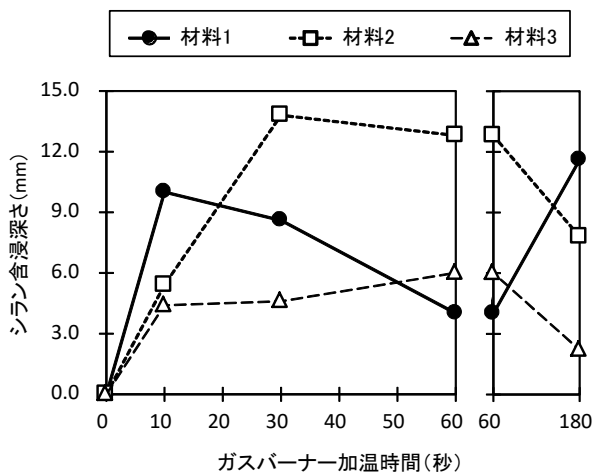


図-3.5 ガスバーナー加熱時間とシラン含浸深さの関係 (加熱後、すぐ塗布)

に、高周波水分計による表面含水率は加熱開始から 10 秒で大きく低下している。これらの結果は、深さ数 mm 以内の極表層に滞留する、シランの含浸を阻害する水分の多くは、加熱から 10 秒以内に蒸発することを示している。

3.2.4 加熱後から塗布までの時間の影響

図-3.6 は、シランの含浸に及ぼす加熱後から塗布までの時間の影響を調べたものである。図には加熱 10 秒、30 秒、60 秒、180 秒のデータを一括してプロットしている。図-3.4 は加熱された極表層の直下に未蒸発の水分が存在することを示唆しており、時間経過に伴い、これら水分が極表層へ毛管移動すると、シランの含浸を再度阻害する可能性もある。しかし、今回の実験の範囲では、加熱後から 10 分および 30 分経過後に塗布しても含浸深さが小さくなる明確な傾向は全体的に見受けられず、シランの含浸に及ぼす加熱後から塗布までの時間の影響は、30 分以内であれば小さいと言える。

3.2.5 コンクリート表面組織に及ぼす加熱の影響

図-3.7 に、深さ 0~10mm の細孔分布に及ぼす加熱の影響を示す。加熱時間が 30 秒までは細孔分布に大きな変化はみられないが、60 秒、180 秒ではゲル空隙や毛細管空隙に相当する 1~100nm の細孔の増加が確認された。加熱時の熱により、セメント硬化体の自由水や水和物の結合水が脱水したことで微細ひび割れが生じたと考えられる。

よって、加熱時間は含水率の変化だけではなく、細孔の変化も考慮し、適切に定める必要があると言える。

3. 3 まとめ

冬季の低温下でのシランの塗布に先立ち、コンクリー

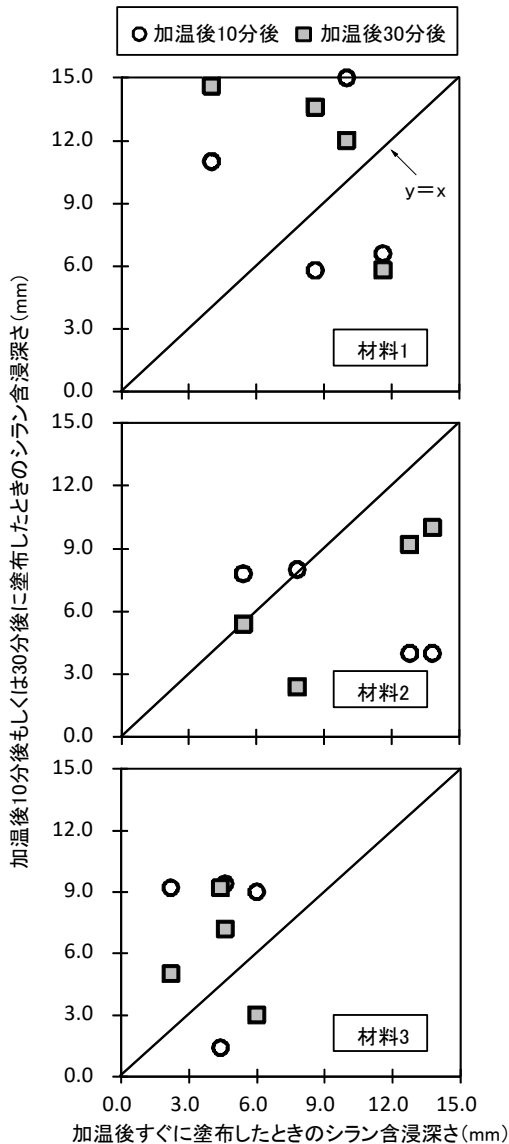


図-3.6 加熱後から塗布するまでの時間の影響

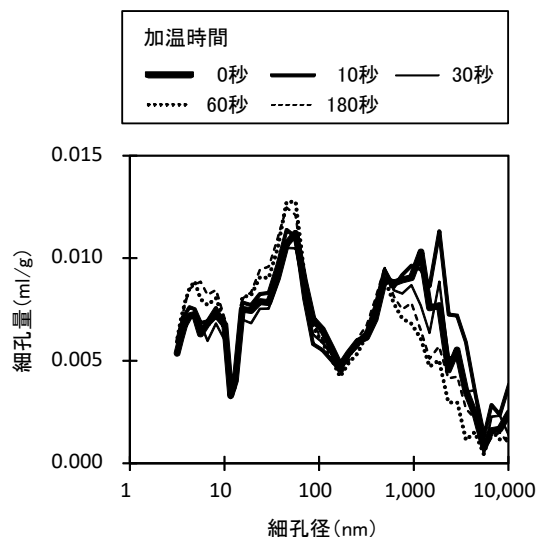


図-3.7 深さ 0~10mm の細孔分布に及ぼす加熱の影響

ト表面の加温をねらいとしたガスバーナーの適用性について検討を行った。また、コンクリートの耐久性と密接な関係にあるコンクリート表面の細孔分布に及ぼすガスバーナーの加温の影響も調べた。実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) ガスバーナーによる加温は、シランの含浸に有効である。
- (2) 加温時間は含水率の変化だけではなく、細孔の変化も考慮し、適切に定める必要がある。

#### 4. 低温下でのシラン塗布に際しての適切な温風加温に関する基礎的検討

これまでの研究で、シランの含浸深さは温度よりも水分が大きく影響することを明らかにした。4章では、加温方法として温風に着目し、低温下でのシランの塗布にあたり、表層の水分を減少させるための適切な温風のあて方に関する基礎的な検討を行った。また、表面近傍の水分を適切に管理する方法についてもあわせて検討した。

##### 4.1 実験概要

###### 4.1.1 供試体

コンクリートの配合を表-4.1に示す。水セメント比は55%とした。セメントは高炉セメントB種、細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂(表乾密度 $2.67\text{g/cm}^3$ 、吸水率1.24%、除塩処理済)、粗骨材は小樽市見晴産の碎石(表乾密度 $2.68\text{g/cm}^3$ 、吸水率1.69%)を使用した。粗骨材の最大寸法は20mmとした。スランブと空気量の目標値はそれぞれ $12\pm 2.5\text{cm}$ 、 $4.5\pm 1.5\%$ とし、AE減水剤(リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体)とAE助剤(変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤)で調整した。供試体の寸法は $100\text{mm}\times 100\text{mm}\times 200\text{mm}$ (打ち込み面は $100\text{mm}\times 200\text{mm}$ )とした。

###### 4.1.2 実験の流れ

実験の流れを図-4.1、4.2に示す。供試体は冬期の打設を想定し、脱型後、湿った麻布で包んだ状態で $5^\circ\text{C}$ の気中に12日間静置し、その後は2日間、常温の水中に浸漬させた<sup>8)</sup>。この2日間の水中浸漬は、供試体の養生に加え、実験の趣旨に鑑み、供試体の表層の含水率を高めることも目的としている。なお、材齢12日の圧縮強度は $15.4\text{N/mm}^2$ で、 $5^\circ\text{C}$ 養生を終了するのに必要な圧縮強度の標準<sup>9)</sup>を満足している。次に、養生を終えた部材を外気に曝す状態を模擬し、供試体を材齢21日まで $-20^\circ\text{C}$ の気中に存置した。

材齢21日に打設面を加温してシランを塗布した。また、これに加えてシラン塗布前に防寒仮囲いを設置する

表-4.1 コンクリート配合

水セメント比 (%)	使用セメントの種類	単位量( $\text{kg/m}^3$ )				実測スランブ (cm)	実測空気量 (%)
		水	セメント	細骨材	粗骨材		
55	高炉B	155	282	849	1040	13.0	5.1

※表に示すスランブと空気量は、供試体作製のために5回行った練混ぜの実測値の平均

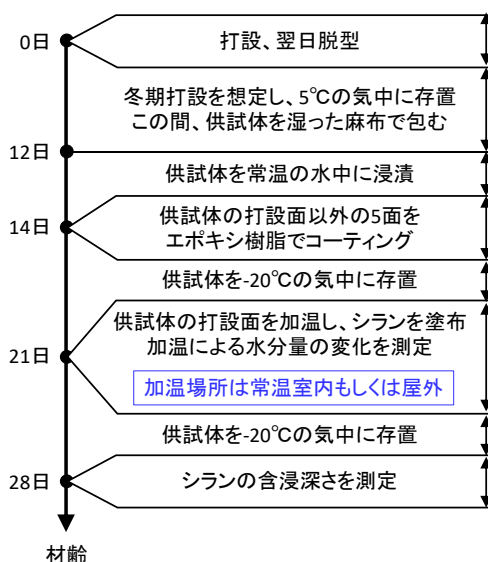


図-4.1 実験の流れ(1)

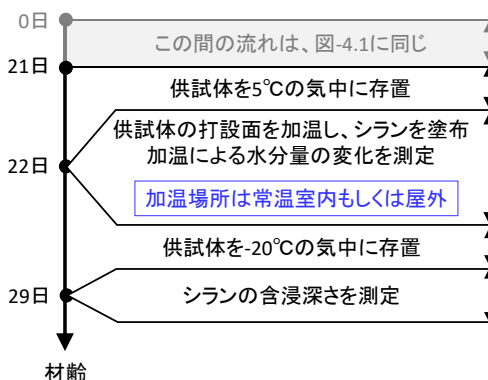


図-4.2 実験の流れ(2)

現場を想定し、図-4.2に示すように、材齢21日に達した供試体を施工条件の下限とされる $5^\circ\text{C}$ <sup>2)</sup>の気中に1日間存置した後に加温してシランを塗布するケースも設けた。加温と塗布は $20^\circ\text{C}$ の常温に保たれた室内もしくは冬期の $-9^\circ\text{C}$ の屋外(札幌市の寒地土木研究所構内)で行った。なお、打設面以外の5面には、水の蒸発を防ぐためのエポキシ樹脂コーティングを施している。

写真-4.1に加温の様子を示す。加温は、送風機から排出される約 $65^\circ\text{C}$ の温風で行った。ここでは、温風が気中

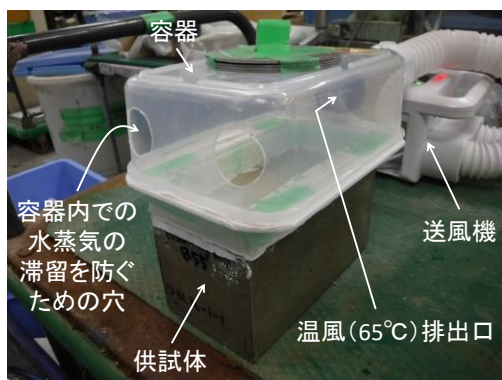


写真-4.1 加温状況 (20°Cの常温に保たれた室内にて)

表-4.2 実験で使したシラン

製品名	成分	外観	有効成分	塗布量
材料1	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.35kg/m <sup>2</sup>
材料2	シラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.20kg/m <sup>2</sup>
材料3	アルコキシシラン	液状	90%以上	0.28kg/m <sup>2</sup>

製品はいずれも無溶剤系

に拡散して加温の効果が薄れることを防ぐため、写真に示すように打設面に容器を被せ、容器にあけた直径50mmの穴に送風機の排出ホースを差し込み、容器へ温風を送り込む形で加温した。容器には、コンクリート表層内の水分の蒸発に起因する水蒸気の滞留を防ぐための直径30mmの穴を2箇所設けた。加温時間は10秒～4時間の範囲で設定した。加温終了後にシランを塗布した。シランは、北海道開発局道路設計要領の基準<sup>9)</sup>を満たす無溶剤系の3製品(以下、材料1、材料2、材料3と記す)とした。表-4.2に使用したシランを示す。塗布量は製品メーカー指定の標準量とした。

塗布後は7日間、-20°Cの気中に再び存置した。

#### 4.1.3 測定内容

##### (1) シランの含浸深さ

塗布から7日後にシランの含浸深さを測定した。供試体を、打設面と垂直する方向に割裂して、割裂面に水を噴霧し、撥水を呈した範囲をシランの含浸域と判断してシランの含浸深さを測定した。測定はノギスを使用して行った。測定点数は1つの供試体につき3点とし、その平均で評価した。

##### (2) 加温による供試体の水分量の変化

コンクリート部材の含水状態を非破壊で評価する計測器として、3章で述べた写真-4.2に示す高周波容量式的水分計<sup>10)</sup>や、写真-4.3に示す電気抵抗式的水分計<sup>11)</sup>などが市販されている。ここでは、低温下でのシランの施工



写真-4.2 高周波容量式的水分計による測定状況



写真-4.3 電気抵抗式的水分計による測定状況

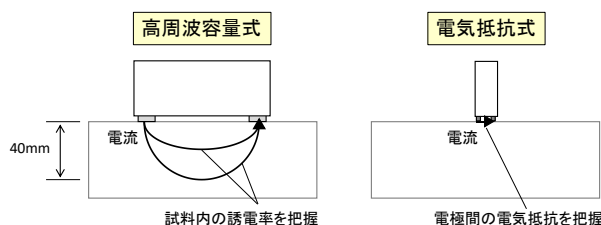


図-4.3 測定の仕組み

可否を判定する手法としての適用性評価も兼ねて、これらの水分計を使用して水分量の変化を調べた。

また、実際の含水率の変化もあわせて調べた。

##### a) 高周波容量式的水分計による評価

この水分計には、長さ50mm、幅5mmの金属製の電極が35mm間隔で2本配置されている。コンクリート表面に電極を押し当てて高周波(20MHz)の電流を流し、水分が多いほど誘電率が大きい原理を利用して、誘電率の変化から深さ0～40mmのコンクリートの平均含水率を0～12%の範囲で推定する仕組みになっている(図-4.3)。測定は、供試体の表面中央位置の1箇所でのみ行った。

##### b) 電気抵抗式的水分計による評価

水分計とコードで繋がる上面直径40mm、下面直径28mm、長さ120mmの円筒状センサの下面には、長さ20mm、幅5mmの導電ゴム製の電極が10mm間隔で2本配置されている。電極をコンクリート表面に押し当てて電流を流し、電極間の電気抵抗が水分によって変化する原理を利用して、コンクリートの表面付近の含水状態を評価する仕組みになっている(図-4.3)。測定箇所につ

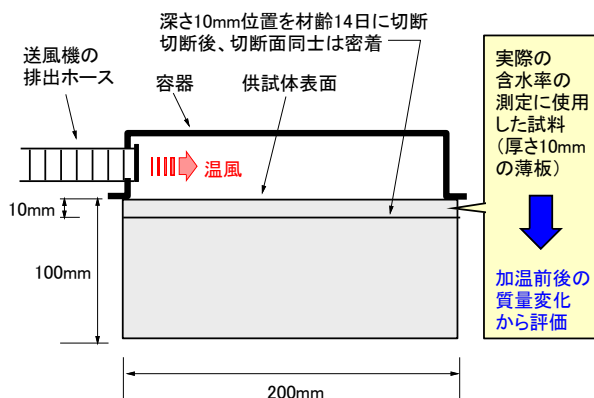


図-4.4 深さ0~10mmの実際の含水率の測定概念

いては任意に3箇所を選び、3点のデータの平均を測定値とした。

なお、この水分計で計測できる含水率の範囲は0~6%と狭く、湿潤状態の評価を適切に行えないことが懸念された。そのため、表面付近が乾燥状態の場合に最小40、湿潤状態の場合に最大990の電気抵抗換算値(以降、カウント値と記す。乾燥しているほど値は小さい)で表示されるカウントモードで測定し、表面付近の含水状態をカウント値で評価した。

### c) 実際の含水率の評価

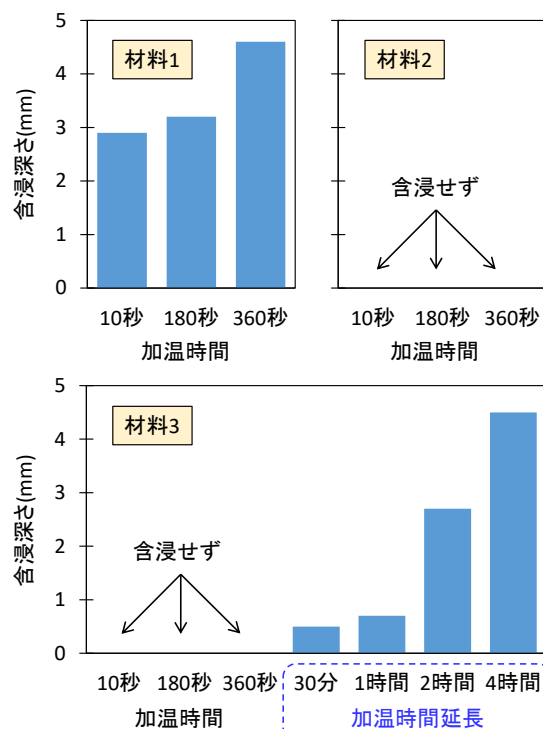
シランの含浸深さは概ね数mm程度<sup>12)</sup>と言われている。ここでは、シランの含浸域にあたる深さ0~10mmのコンクリートの質量から、加温による含水率の経時変化を調べた。

図-4.4に測定概念を示す。この測定を行う供試体に限り、水中浸漬を終えた材齢14日(図-4.1)に、打設面から深さ10mm位置をコンクリートカッターで切断した。その後、切り分けた2つのコンクリート(10mm×100mm×200mmと90mm×100mm×200mm)の切断面同士を重ね合わせた状態で-20℃の気中に存置し、材齢21日の加温において10mm×100mm×200mmの質量を測定した。そして、式(4.1)、式(4.2)より、加温による含水率の経時変化を調べた。

$$U = \frac{M_m - M_d}{M_d} \quad (4.1)$$

$$U_t = \frac{M_{mt}(1+U) - M_m}{M_m} \quad (4.2)$$

ここに、 $U$ は加温前の含水率、 $M_m$ は加温前の質量(g)、

図-4.5 シランの含浸深さの測定結果  
(図-4.1の常室内での加温)

$M_d$ は絶乾質量(g)、 $U_t$ は加温時間 $t$ 後の含水率、 $M_{mt}$ は加温時間 $t$ 後の質量(g)である。

## 4.2 実験結果・考察

### 4.2.1 加温温度に着目した評価

はじめに、-20℃の気中存置を終えた直後に常温の室内で加温してシランを塗布した図-4.1のケースをもとに、加温時間に着目した評価を行った。

#### (1) シランの含浸深さ

図-4.5にシランの含浸深さの測定結果を示す。加温時間は当初、10秒、180秒、360秒の3水準を設定していた。材料1ではシランの含浸が確認され、加温時間を長くとるほど含浸深さは大きくなる傾向が示された。しかし、材料2、材料3では加温を360秒まで行ってもシランの含浸が確認されず、材料の種類によって含浸挙動が異なる結果となった。そこで追加実験として、代表して材料3に関して加温時間を30分、1時間、2時間、4時間まで延長して塗布したところ、シランの含浸を確認することができた。

#### (2) 加温による供試体の水分量変化

図-4.6に加温による供試体の水分量変化を示す。表面温度は写真-4.4に示す非接触型の赤外線温度計で測定した。加温前の表面温度が-20℃ではなく-10℃を示しているが、これは、供試体を-20℃の冷凍機から取り出した

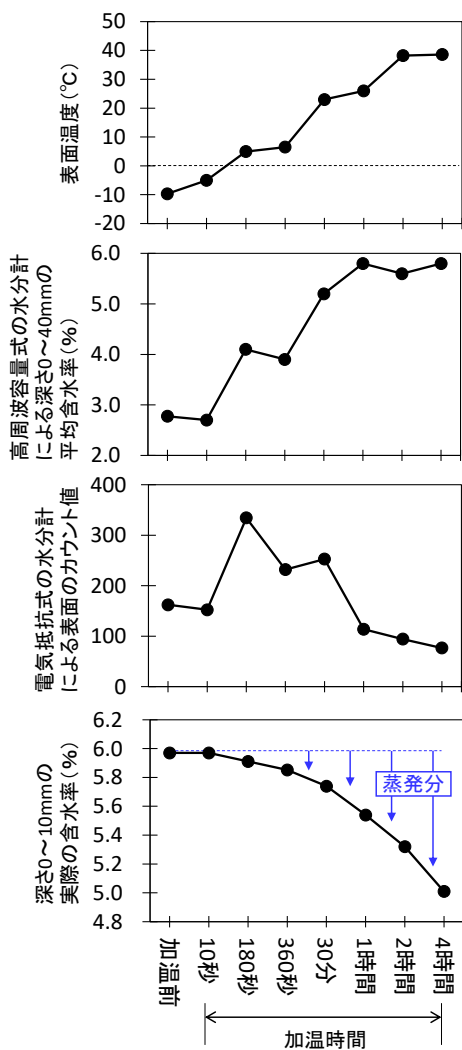


図-4.6 加温による供試体の水分量変化 (図-4.1の常温室内での加温)

ときに、供試体の表面に常温の室内の空気が触れ、若干暖められたことによる。表面温度は、加温開始から180秒後に0°Cを上回り、2時間後に40°Cまで上昇した。温風の温度は65°Cであるが、加温2時間以降は40°Cで停滞し、温度上昇は確認されなかった。これは、容器にあげた直径30mmの2箇所穴(写真-4.1)から熱が逃げたためと考えられる。

高周波容量式の水分計で測定したところ、測定値は加温時間の増加に伴って継続的に上昇し、加温開始から4時間を経過しても値は減少しなかった。これに対して、電気抵抗式の水分計で測定したところ、カウント値は加温開始から加温180秒にかけて上昇したものの、それ以降は減少に転じた。深さ0~10mmの実際の含水率を調べたところ、加温時間の増加に伴って経時的に減少し、加温4時間後には約1%の水分が打設面から蒸発した。



写真-4.4 表面温度の測定状況

今回の実験では深さ0~10mmの実際の含水率と、高周波容量式の水分計で測定した深さ0~40mmの平均含水率の変化は正反対の傾向を示した。これは、水の比誘電率が80(5°C)であるのに対し、氷の比誘電率は3.2(-12°C)と水よりも小さい<sup>13)</sup>ことから、表面付近のコンクリート組織の空隙の氷は加温によって水に変化して蒸発したものの、内部のコンクリート組織の空隙の氷は融解に留まり、空隙に残存する水の影響でコンクリート内部の誘電率が上昇したことや、深さ40mmより深い位置の空隙の氷が融け、その水が深さ10~40mm付近へ移動したことで、高周波容量式の水分計が高い値を示したと考えられる。

加温時間が360秒で、深さ0~10mmから水分が僅か0.1%(図-4.6)しか蒸発していないコンクリートでは、材料1のみが含浸した(図-4.5)。これは、材料1が材料2、3に比べると加水分解<sup>14)</sup>が遅く、水が残存する空隙へも含浸しやすい特徴を有していた可能性が考えられる。なお、適切な加温時間は粘性など材料の物理的性質も大きく影響すると思われ、これについては今後明らかにしていく必要があるが、本研究の範囲で加温時間を安全側に評価すると、図-4.5より、-20°Cの低温に曝された含水率が高いコンクリートにシランを塗布するため、65°Cの温風で加温する場合、4時間以上が望ましいと言える。

また、今回の実験では加温時間が短いコンクリートに高周波容量式の水分計をあてたところ最も小さい値が表示されたが、これは含水率が小さいためではなく、コンクリートの空隙が誘電率の小さい氷で充填されているためと言える。一方、コンクリート表面付近の含水状態を評価する電気抵抗式の水分計は、加温直後は融解によって氷から変化した水の存在により一時的にカウント値が上昇したが、加温を続けると水の蒸発でカウント値は減少に転じ、実際の含水率やシランの含浸状況とも良く対



写真-4.5 加温の様子 (冬期の-9°Cの屋外にて)

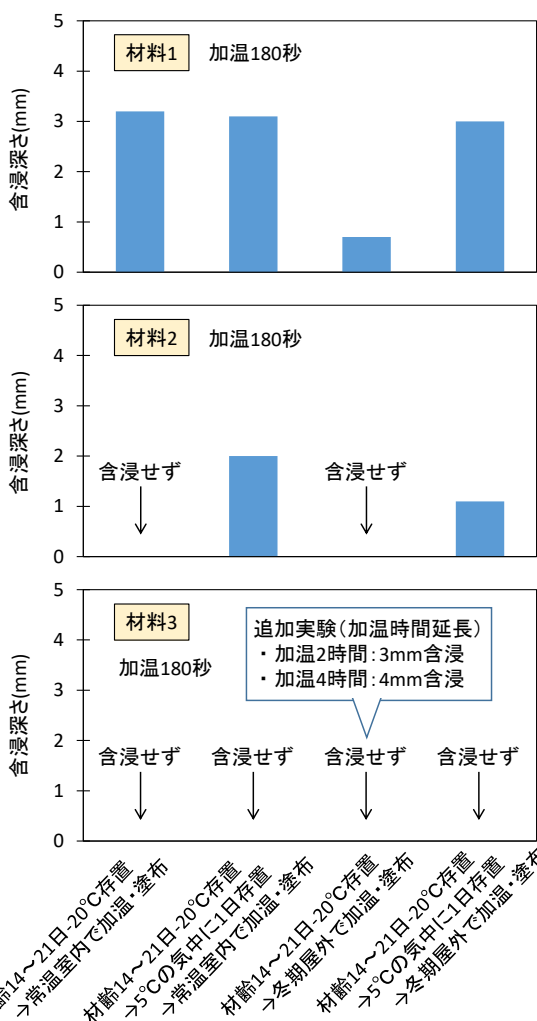


図-4.7 加温前の環境および加温場所とシランの含浸深さの関係

応じた。

以上より、低温下では加温時間と電気抵抗式的水分計を組み合わせた施工管理が有効と言える。また、カウント値と深さ0~10mmの含水率が概ね対応しており、少なくともシランの含浸域にあたる深さ0~10mmは電気

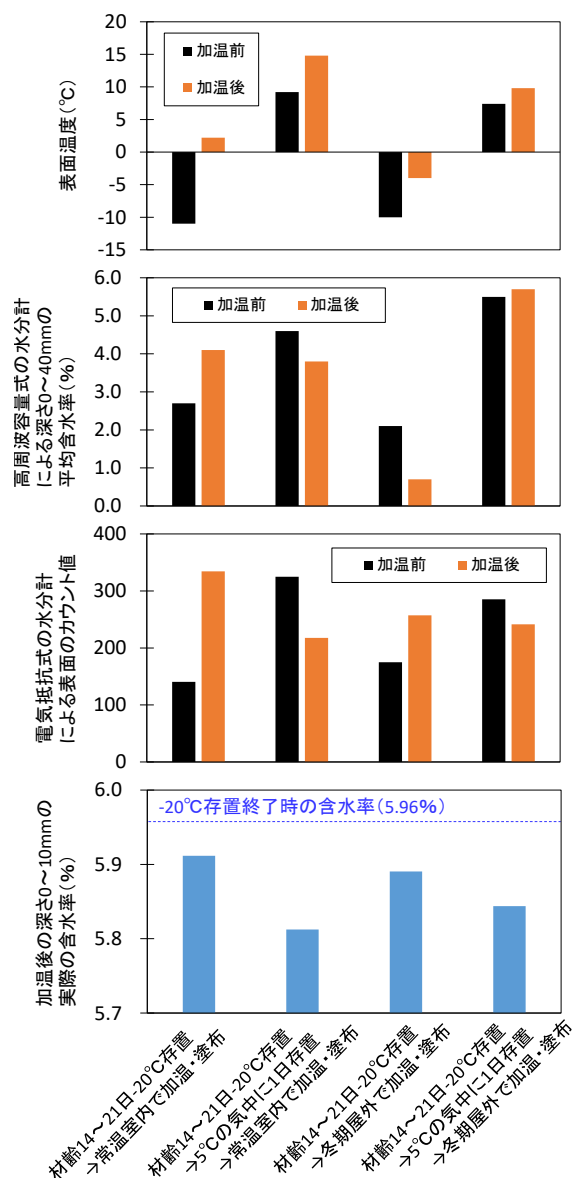


図-4.8 加温による水分量の変化 (加温 180 秒)

抵抗式的水分計による深さ方向の評価対象範囲に入ると思われる。

#### 4.2.2 加温前の環境および加温場所に着目した評価

次に、-20°Cの気中に存置した後、5°Cの気中に1日静置する、または、塗布場所を冬期の屋外とする等、加温前の環境、加温場所に着目した評価を行った。写真-4.5は冬期の屋外での加温の様子を示している。加温時の気温は前述した通り、-9°Cである。

図-4.7にシランの含浸深さの測定結果を示す。加温時間は180秒に設定した。材料2は、-20°Cの気中に存置後すぐに180秒間加温して塗布を行った場合は含浸が確認されなかったが、5°Cの気中に1日置いた後に加温した場合は常温の室内、冬期の屋外のいずれも含浸が確認

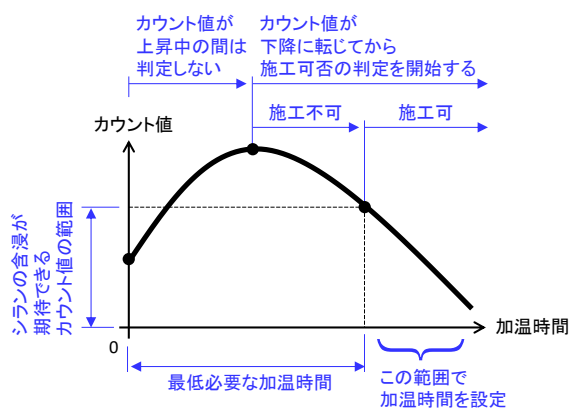


図-4.9 電気抵抗式的水分計による低温下でのシラン施工可否の判定の概念



写真-4.6 増毛暴露実験場での暴露状況

された。材料3は、180秒間の加温ではいずれのケースも含浸が確認されなかった。そこで追加実験として、 $-20^{\circ}\text{C}$ の気中に存置後すぐに冬期の屋外で加温するケースで加温時間を2時間、4時間まで延長して塗布を行ったところ、深さ3mm、4mmのシランの含浸を確認することができた。

図-4.8に加温による水分量の変化を示す。電気抵抗式的水分計の結果をみると、 $-20^{\circ}\text{C}$ の気中に存置後すぐ加温したときのカウント値は加温後が大きいが、 $-20^{\circ}\text{C}$ の気中に存置後、 $5^{\circ}\text{C}$ の気中に1日置いて加温したときのカウント値は加温後の方が小さく、実際の含水率も前者のケースより小さい。このことは、 $5^{\circ}\text{C}$ の環境に1日置いたことで表面付近のコンクリート組織の空隙の氷の一部が先行的に融解して水に変化したために加温による水の蒸発が多く生じたことを説明するもので、材料2で含浸が確認された結果とも対応する。一方、高周波水分計の測定値からは、この挙動を明確に把握することはできなかった。

#### 4.2.3 低温下でのシランの施工管理に関する考察

低温下でのシランの施工において、電気抵抗式的水分計によるカウント値は有用な管理指標と言える。本研究で得た知見をもとに、電気抵抗式的水分計によるシラン施工可否の判定の概念をまとめると図-4.9のようになる。今後は、図-4.9の概念の実用性について、さらに詳しく検討していきたい。

#### 4.3 増毛暴露実験場での耐久性(遮塩性)検証

図-4.1のシリーズにおいて360秒加温した供試体を使用して、耐久性のうち、遮塩性について検討した。塗布後、写真-4.6に示すように、日本海に面する北海道増毛町の増毛暴露実験場に1年間暴露した。暴露後、コンクリートカッターを使用して暴露面に垂直する方向へ供

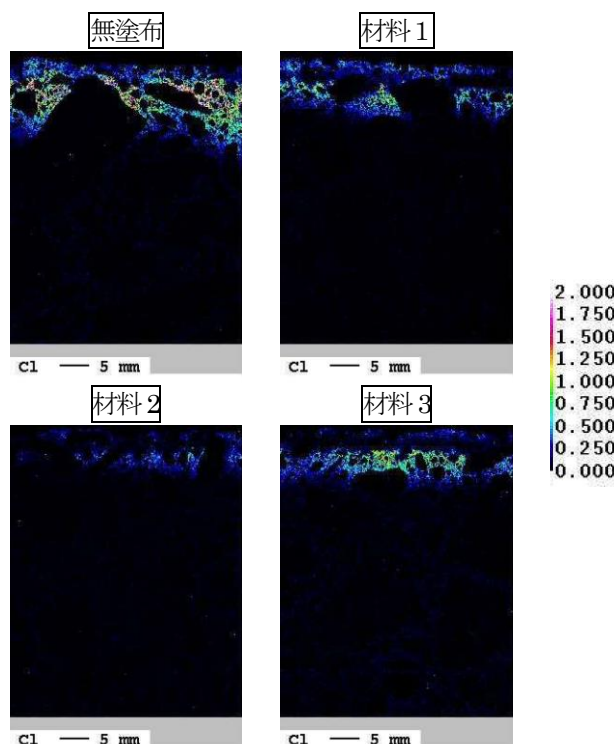


写真-4.7 EPMA分析による塩化物イオンの浸透状況(増毛暴露1年後、凡例の単位は%)

試体を切断し、断面においてEPMA分析を行い、塩化物イオンの浸透状況を調べた。

写真-4.7に増毛暴露1年後のEPMA画像を示す。材料2、材料3は、図-4.5で述べたように吸水防止層が確認されなかったものの、無塗布に比べると塩化物イオンの浸透は抑制されているように見える。このことは、含浸深さが0.0mmであっても、表面に存在するシラン系表面含浸材の疎水基の効果がしばらくの間、持続することを示している。一方、材料1はシラン系表面含浸材が4mm程度含浸しているものの、塩化物イオンの浸透を完全に抑えることはできておらず、さらに、含浸深さが



0.0mm の材料 2 塗布供試体よりも塩化物イオンが浸透している様子がわかる。このことから、高含水状態のコンクリートを低温下で短時間、加温した程度では、シラン系表面含浸材を表層に含浸させたとしても、吸水防止層の遮塩機能が不十分であり、塗布前に適切な加温を行うことが重要であることが示された。

#### 4.4 まとめ

低温下でのシランの施工に際し、適切な加温・管理方法について基礎的な検討を行った。-20℃のコンクリートを65℃の温風で加温してシランを塗布した結果、以下の知見を得ることができた。

- (1) 温風は加温方法として有用である。
- (2) 高周波容量式の水分計の測定値と実際の深さ 0～10mm の含水率是对応しなかった。
- (3) 低温下でのシランの施工管理において、電気抵抗式の水分計によるカウント値は有用な管理指標と言える。
- (4) 高含水状態のコンクリートを低温下で短時間、加温した程度では、シラン系表面含浸材を表層に含浸させたとしても、吸水防止層の遮塩機能が不十分で、塗布前は適切な加温が重要である。

### 5. 冬期の施工環境の影響に関する基礎的検討

コンクリートの打設、シランの塗布を同一の冬期に行う状況を想定し、シランの施工性に及ぼす冬期の施工環境の影響を実環境で調べるため、11～2月の冬期に加温・塗布実験を行い、シランの含浸深さに及ぼす表面加温の温度・時間の影響、ならびに表面の含水状態を適切に管理する方法について検討した。

#### 5.1 実験概要

##### 5.1.1 コンクリート配合・材料

コンクリートの配合を表-5.1に示す。水セメント比は55%とした。セメントは冬期施工を想定し、早強ポルトランドセメントを使用した。細骨材は苫小牧市錦岡産の海砂(表乾密度2.65g/cm<sup>3</sup>、吸水率1.41%、除塩処理済)、粗骨材は小樽市見晴産の碎石(表乾密度2.68g/cm<sup>3</sup>、吸水率1.76%)を使用した。粗骨材の最大寸法は20mmとした。スランブと空気量はそれぞれ12±2.5cm、4.5±1.5%を目標とした。

##### 5.1.2 養生・加温作業

表-5.2に実験の流れを示す。実験は2019年11月と12月、2020年1月と2月の計4回行った。供試体の寸法は20cm×20cm×20cmとし、温度20℃の室内で打設・養生を行った。ここでは4日間の養生(10℃の場合)、2

表-5.1 コンクリート配合

水セメント比 (%)	使用したセメントの種類	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
55	早強	155	282	847	1044

練混ぜ4回の実測スランブ: 10.2～13.4cm (平均11.6cm)

練混ぜ4回の実測空気量: 4.7～5.1% (平均4.9%)

表-5.2 実験の流れ

材齢	シリーズ「加温8時間」	シリーズ「加温24時間」
0	打設し、20cm×20cm×20cmの供試体を作製	
1～6	供試体を常温の室内で湿潤養生	
7	供試体を屋外に静置	
8～	供試体を8時間加温	供試体を24時間加温
	加温を所定時間、行った後は、	
	・ヒートガンの電源を落とし、カバー撤去。	
	・シランを塗布(塗布後は気中に曝す)。	
	・塗布2日後に吸水防止層の厚さを測定。	

実験は2019年11月と12月、2020年1月と2月に実施

日間の0℃以上保持を標準とする寒中コンクリート<sup>15)</sup>にならない、湿潤養生日数を6日間に設定した。その後、屋外に1日間曝し、供試体を外気温になじませてから加温作業を行った。

図-5.1に加温作業の概要を示す。加温作業は寒地土木研究所内の倉庫において、作業前日から倉庫のシャッターを全開にし、倉庫内の温度を外気温にあわせた状態で行った。加温面は打設面とした。加温は100V、1200Wのヒートガンを使用し、防寒仮囲いに見立てたカバーで打設面を覆い、ヒートガンから吹き出る排気温度65℃、風量400L/分の温風を打設面にあてる形で行った。打設面以外の5面はカバーで覆わず、外気に曝した。カバーには水蒸気の滞留を防ぐため、φ5cmの穴を数カ所設けた。ここでは加温の程度に強弱をつけるため、供試体はヒートガンからの距離が0cm、150cm、300cm位置にそれぞれ設置した。また、温度履歴を記録するため、供試体の表面、深さ1cm、5cm、10cm、19cm位置に熱電対を設置した。加温時間は8時間と24時間の2シリーズとした。

図-5.2は加温作業を行ったときの外気温を示している。寒地土木研究所がある札幌は11～2月の日最低気温の年平均値が-7～1℃<sup>16)</sup>で、当初はこのような寒冷下での実験を予定していたが、2019年度は暖冬で、12月実験は最低気温が氷点下に届かず、1月実験は-4℃付近まで低

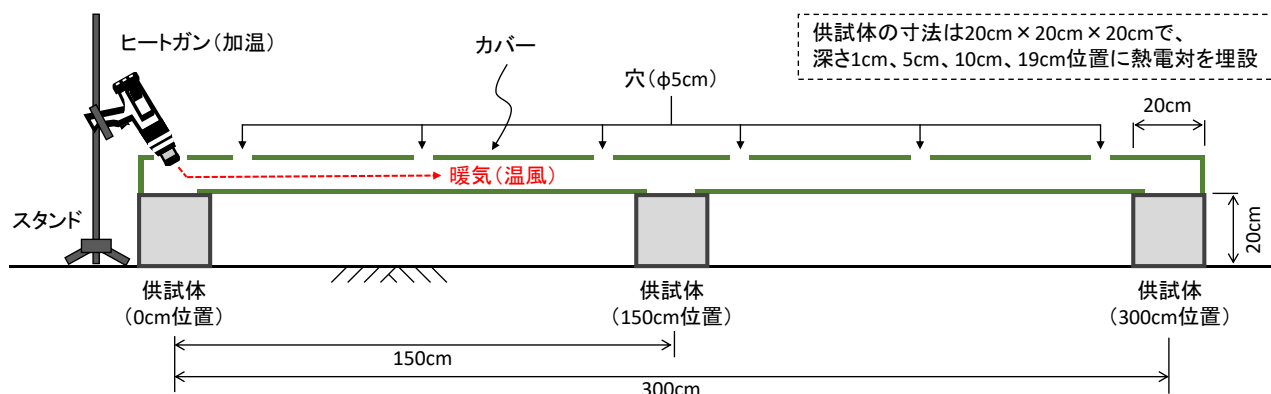


図-5.1 加温作業の概要

下したものの、11月実験と2月実験では $-2\sim-1^{\circ}\text{C}$ までの低下にとどまった。

図-5.3に一例として、最低気温が最も低かった1月実験における加温時間24時間のシリーズの供試体の温度履歴を示す。ヒートガンからの距離が0cmの供試体表面は加温開始後、急速に $35^{\circ}\text{C}$ まで上昇した。内部の温度も緩やかに上昇し、加温開始から8時間後の温度は、深さ1cmが表面より約 $8^{\circ}\text{C}$ 低い $27^{\circ}\text{C}$ 、深さ5cmは $21^{\circ}\text{C}$ 、深さ10cmは $16^{\circ}\text{C}$ 、深さ19cmは $9^{\circ}\text{C}$ で、供給した温風の熱は供試体内部へ広く伝播していた。なお、8時間以降は温度の推移に大きな変動はなかった。これに対して、ヒートガンからの距離が150cm位置の供試体の表面温度は $8^{\circ}\text{C}$ 、300cm位置では $5^{\circ}\text{C}$ の上昇にとどまり、深さ1cmの温度は表面よりも数 $^{\circ}\text{C}$ ほど低い値で推移していた。また、夜間、300cm位置の供試体の温度は $0^{\circ}\text{C}$ を下回った。

### 5.1.3 表面の含水状態の評価

加温による供試体表面の含水状態の経時変化は、4章の結果をふまえて、電気抵抗式の水分計<sup>17)</sup>で評価した。図-5.4に測定状況を示す。この水分計は、長さ2cm、幅0.5cmの導電ゴム製の電極が1cm間隔で2本配置されており、表面に電極を押し当てて電流を流し、電極間の電気抵抗が水分によって変化する原理を利用して、表面から深さ0～約1cm範囲<sup>17)</sup>の含水状態を評価する仕組みとなっている。ここでは、乾燥状態のときに最小40、湿潤状態のときに最大990で表示される電気抵抗換算値(以降、カウント値と記す。乾燥しているほど値は小さい)で評価した。

### 5.1.4 シランの塗布・吸水防止層の厚さの測定

加温開始から8時間後もしくは24時間後にヒートガンの電源を落としてカバーを撤去し、シランを塗布した。また、比較のため、6日間の湿潤養生後、屋外に1日間

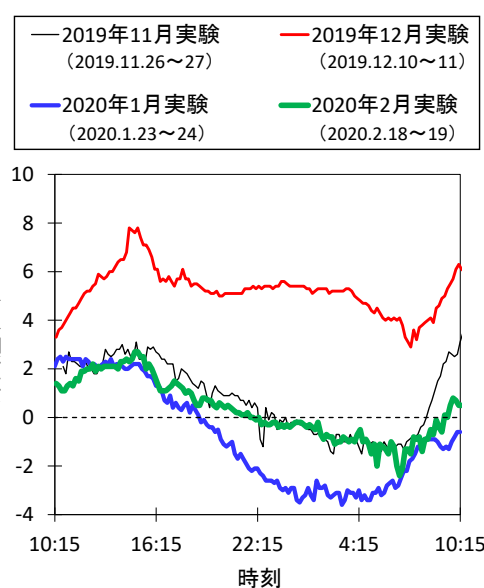


図-5.2 加温作業を行ったときの外気温

曝した供試体へ加温せずに塗布するケースも設けた。表-5.3に実験で使用したシランを示す。シランは、北海道開発局道路設計要領の基準<sup>1)</sup>を満たす無溶剤系のA、Bの2製品を使用した。塗布量は製品メーカーが指定する標準量とした。図-5.5は加温開始から8時間経過したときの様子である。写真に示すように、塗布終了後は表面を気中に曝した。

そして、塗布から2日後に表層に形成された吸水防止層の厚さを測定した。塗布面に対して垂直方向に供試体を割裂して割裂面に水を噴霧し、撥水を呈した範囲を吸水防止層(シランが浸透して疎水化した領域)と判断し、吸水防止層の厚さを測定した。

## 5.2 実験結果・考察

### 5.2.1 加温による表面の含水状態の変化

図-5.6に電気抵抗式水分計のカウント値の経時変化

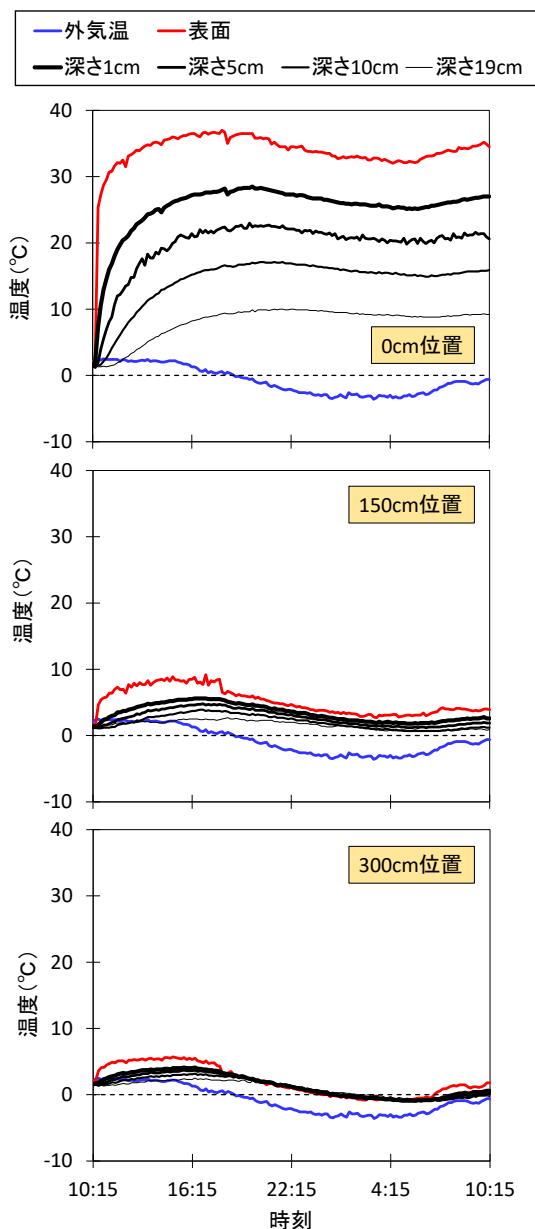


図-5.3 2020年1月実験の24時間加温の温度履歴

を示す。グラフ右端にはカウント値と表面の含水状態の関係の目安①を併記した。ヒートガンからの距離が0cm位置では、加温前は湿潤もしくは滞水状態にあった表面が、加温開始から4時間後にはほぼ乾燥状態に達した。一方、150cm位置は24時間の加温で表面乾燥状態、300cm位置はおおむね表面乾燥状態と湿潤状態の中間程度までの変化にとどまった。なお、12月、2月実験における300cm位置のカウント値は比較的高い値で推移した。表-5.4は実験日の10:00~14:00の札幌の湿度・水蒸気量である<sup>10)</sup>。12月、2月は水蒸気量が高く、ヒーターの温風が行き届きにくい300cmでは外部環境の影響が卓越したと考えられる。カウント値が最も大きい12



図-5.4 電気抵抗式水分計による測定状況

表-5.3 実験で使ったシリラン

名称	成分	外観	有効成分	塗布量
A	シリラン・シロキサン	ジェル状	90%以上	0.35kg/m <sup>2</sup>
B	アルコキシシリラン	液状	90%以上	0.28kg/m <sup>2</sup>

製品はいずれも無溶剤系

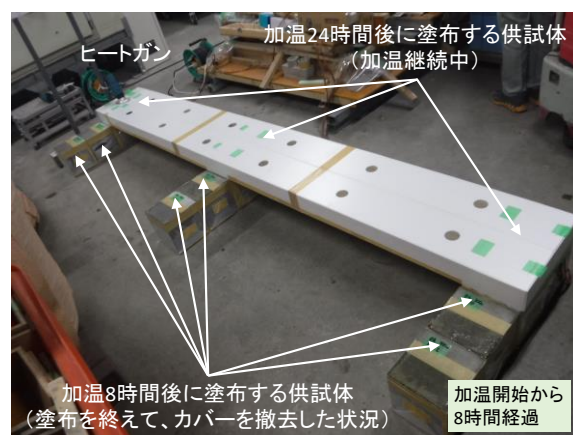


図-5.5 実験状況 (加温開始から8時間経過)

月実験の湿度は65%程度であったが、気温が高いこと(図-5.2)が気中の水蒸気量の増加に繋がったように思われる。

### 5.2.2 吸水防止層の厚さに及ぼす加温の影響

図-5.7に吸水防止層の厚さの測定結果を示す。製品A、Bともに、いずれのシリーズでも、無加温に比べると、温風で加温した方が吸水防止層の厚さは全体的に大きく、加温の効果が表れた。吸水防止層の厚さは、ヒートガンからの距離が0cm位置で最も大きく、ヒートガンからの距離が長くなるにつれて減少する傾向を示した。

図-5.8は、加温8時後に塗布したときと、24時間後に塗布したときの吸水防止層の厚さを比較したものである。なお、製品および実施時期は区分せずにプロットしている。本研究の範囲では、加温時間を8時間から24時間に延ばして塗布した方が、吸水防止層の厚さは1.4

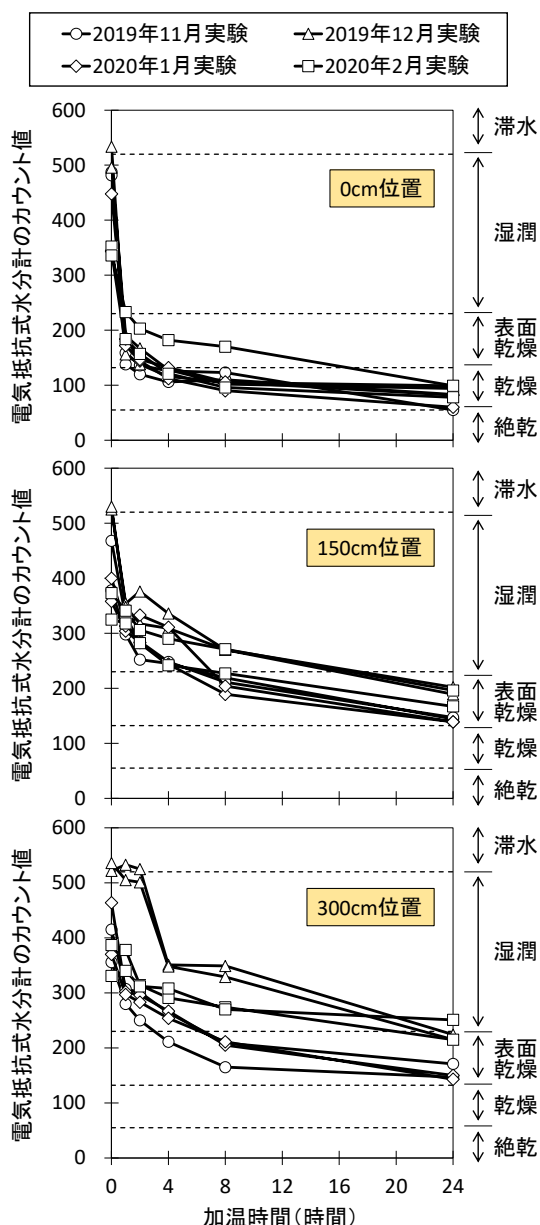


図-5.6 電気抵抗式水分計のカウント値の変化  
 ・測定は製品A, B塗布供試体で各々実施  
 ・右に示す滞水～絶乾に対応するカウント値は文献11)による

表-5.4 札幌の湿度・水蒸気量<sup>16)</sup> (日中の平均)

日時	湿度(%)	水蒸気量(g/m <sup>3</sup> )
2019.11.26, 10:00~14:00	50.4	2.78
2019.12.10, 10:00~14:00	65.0	5.48
2020.1.23, 10:00~14:00	59.6	3.39
2020.2.18, 10:00~14:00	85.8	4.37

倍大きくなる傾向が示された。

図-5.9は、加温作業中の平均表面温度と吸水防止層の厚さの関係を示している。ここでは、製品およびヒートガンからの距離は区分せずにプロットしている。なお、

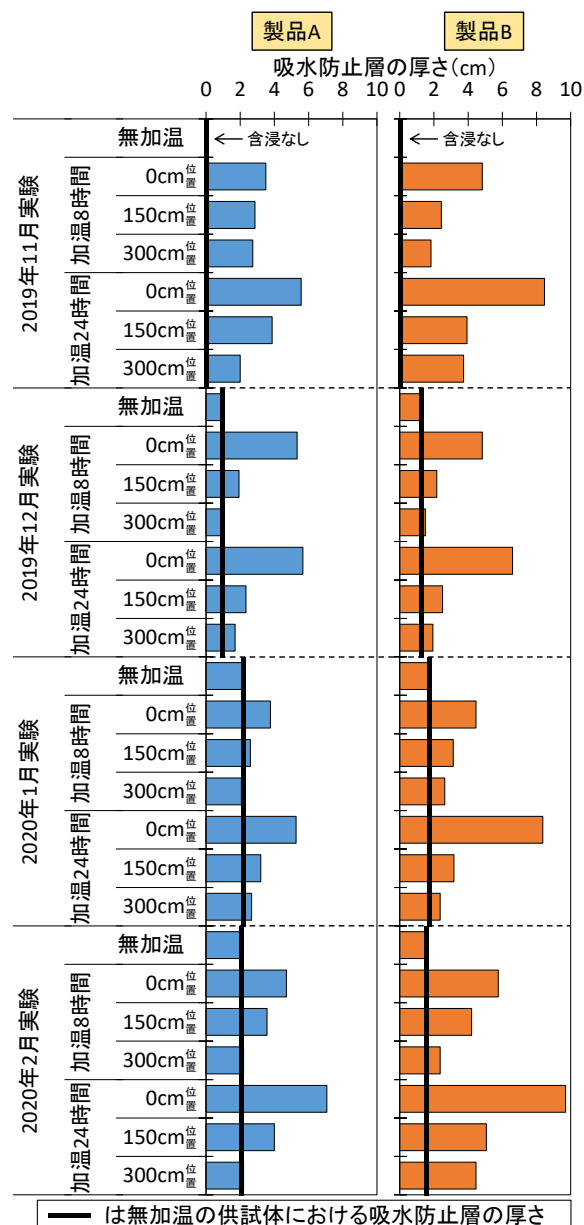


図-5.7 吸水防止層の厚さの測定結果

無加温については、塗布を行ったときの表面温度で結果を整理している。吸水防止層の厚さに及ぼす加温時間の効果は表面温度によって異なり、温度が25℃以上の環境では加温時間を8時間から24時間へ延ばしてから塗布した方が吸水防止層の厚さは明らかに増加するのに対し、温度が5~10℃程度の環境では加温時間を8時間から24時間まで延ばしても、吸水防止層の厚さは微増にとどまった。

これは、飽和水蒸気圧は温度が高いほど大きい<sup>18)</sup>ため、低い温度では長時間加温しても、表面に存在する一部の水分は水蒸気に変化せずに水分のまま滞留し、シランの含浸の改善に繋がらないことを示している。このことから、シランの塗布に先立ち、表面を乾燥状態に調整する

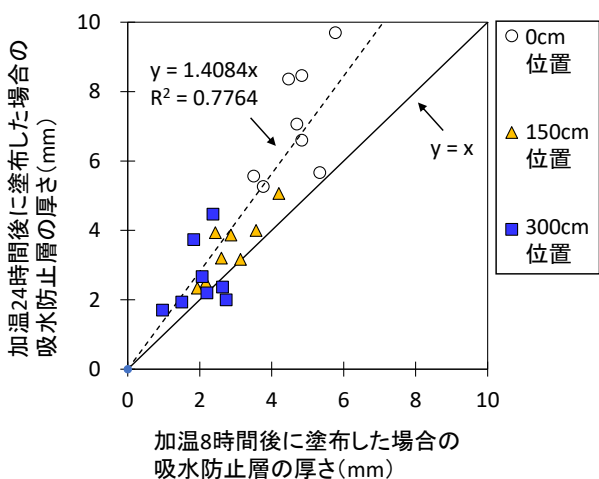


図-5.8 吸水防止層の厚さに及ぼす加温時間の影響

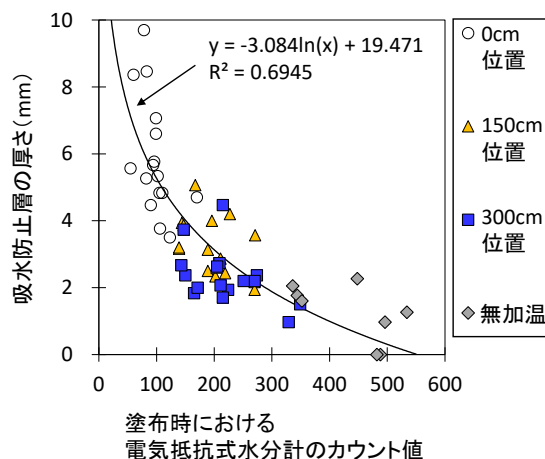


図-5.10 塗布時における電気抵抗式水分計のカウント値と吸水防止層の厚さの関係

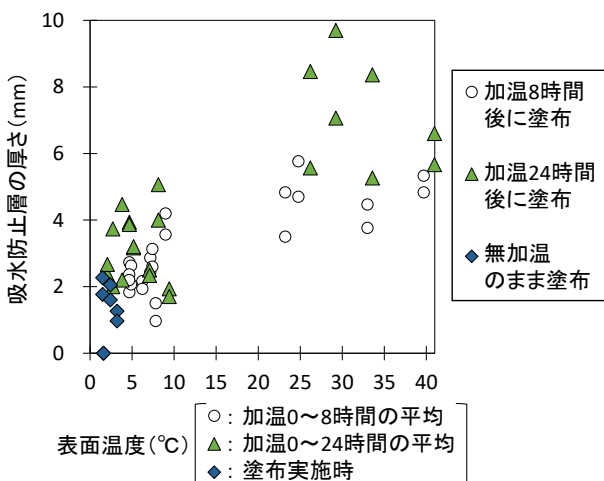


図-5.9 加温時の表面温度と吸水防止層の厚さの関係

際は加温時間とともに、加温による表面温度も重視することが大切と言える。

### 5.2.3 吸水防止層の厚さに及ぼす表面の含水状態の評価の影響

図-5.10 に、塗布時における電気抵抗式水分計のカウント値と吸水防止層の厚さの関係を示す。この図では、製品および実施時期については区分せずにプロットしている。カウント値が小さい表面に塗布すると、吸水防止層の厚さは大きくなる傾向が明確に示されていることがわかる。

今回使用した電気抵抗式水分計（図-5.4）は、もとは道路橋床版コンクリートへ床版防水層を施工するため、床版表面の含水状態を計測することを目的に開発されたものである<sup>11)</sup>。評価の対象範囲は表面近傍で、適用部材は床版とされている。



図-5.11 高周波容量式水分計による測定状況

現在、シランを施工する際の表面の含水状態は、3章や4章で述べたように、図-5.11に示す高周波容量式水分計<sup>10)</sup>で管理されることが多い。この水分計は、長さ5cm、幅0.5cmの金属製の電極が3.5cm間隔で2本配置されており、コンクリート表面に電極を押し当て、コンクリート表面から深さ0~4cmの範囲に20MHzの高周波電流を流し、水分が多いほど誘電率が大きくなる原理を利用して、誘電率の変化から深さ0~4cmにおける平均含水率を0~12%の範囲で評価する仕組みになっている。

ここで、電気抵抗式水分計に加えて、高周波容量式水分計による評価も行い、吸水防止層の厚さとの関係を調べた。

図-5.12に高周波容量式水分計で計測された塗布時の含水率と吸水防止層の厚さの関係を示す。製品および実施時期については区分せずにプロットしている。全体的にみると、高周波容量式水分計による計測値は、ヒートガンからの距離や加温の有無を問わず、5~6%前後の範囲に集中し、吸水防止層の厚さとは良好に対応しなかった。この原因として、高周波容量式水分計で計測される

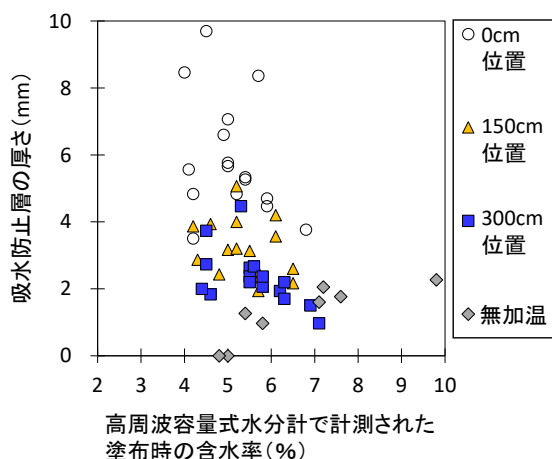


図-5.12 高周波容量式水分計で計測された塗布時の含水率と吸水防止層の厚さの関係

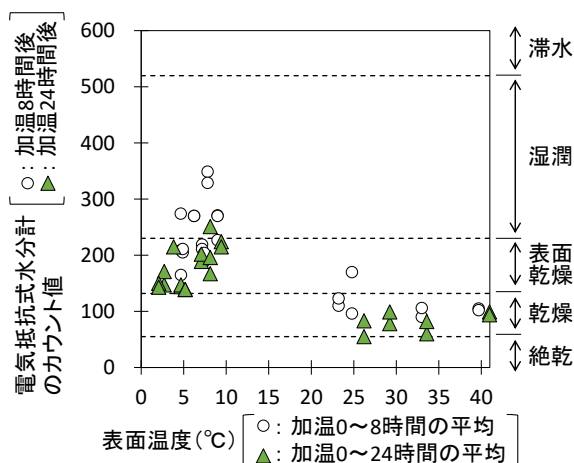


図-5.13 加温時の表面温度の平均と加温終了後の電気抵抗式水分計のカウント値の関係

含水率は深さ 0~4cm の範囲の平均値であるため、表面と内部で含水状態が異なる場合、表面のみの含水状態を把握することが難しいことが一因と考えられる。

このことから、シランを塗布するために表面を加温したときの含水状態を精度良く管理する方法として、評価範囲を表面近傍に限定している電気抵抗式水分計の適用が有用と考えられる。

図-5.13 は加温時の表面温度の平均と、加温終了後の電気抵抗式水分計のカウント値の関係を示している。加温前は 300~600 (図-5.6) であったカウント値は、25°C 以上の加温を 24 時間続けることで乾燥状態の 100 前後まで低下した。外気の最低気温が -4°C 程度といった本研究の条件で新たに打設したコンクリートにシランを塗布するために表面を 24 時間加温する場合、表面温度の平均が 25°C 以上に保たれるように加温することが目安と

なる可能性がある。

### 5.3 まとめ

4 章では、コンクリートの含水率が高まりやすい冬期にシランを塗布するにあたり、表面を乾燥状態に調整するための適切な管理方法を検討するため、11~2 月の冬期に外気温が最低 -4°C の環境の下で加温・塗布実験を行った。本研究の範囲で得られた知見を整理すると、以下ようになる。

- 1) 加温時間が長いほど厚い吸水防止層が形成されやすいが、加温時間とともに、加温による表面温度も重視することが大切である。
- 2) 表面の含水状態の管理方法として、評価範囲が表面近傍限定の電気抵抗式水分計が有用である。
- 3) 24 時間加温の場合、表面温度は平均 25°C 以上が目安となる可能性がある。

### 参考文献

- 1) 北海道開発局道路設計要領, 第 3 集橋梁, 第 2 編コンクリート, 参考資料 B 「道路橋での表面含浸材の適用にあたっての留意事項」
- 2) 土木学会: 表面保護工法設計施工指針(案) [工種別マニュアル編], コンクリートライブラリー119, p.162, 2005.4
- 3) 土木学会: 2012 年制定コンクリート標準示方書 [施工編], p.162
- 4) 日本コンクリート工学協会: コンクリート技術の要点'99, p.9, 1999
- 5) 北海道開発局道路設計要領, 第 3 集橋梁, 第 2 編コンクリート, 第 2 章コンクリートの品質
- 6) コンクリート診断技術02 [基礎編], 社団法人日本コンクリート工学協会, p.64, 2002.1
- 7) 土木学会: けい酸塩系表面含浸工法の設計施工指針(案), コンクリートライブラリー137, p.2, 2012.7
- 8) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書 [施工編], p.167, 2018.3
- 9) 文献 8), p.165
- 10) 湯浅昇: 旧 JASS8 における防水施工の目安「Kett の水分計を用いて 8%」物語 2014, 防水ジャーナル, No.507, pp.70-75, 2014.2
- 11) 谷倉泉, 榎園正義, 後藤昭彦: 床版防水工における水分計の適用性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.1112-1123, 2013.3
- 12) 文献 2), p.147
- 13) 酒井昇: 食品の誘電物性とマイクロ波加熱, 日本食品工学会誌, Vol.11, No.1, pp.19-30, 2010.3

- 14) 文献2), p.149
- 15) 文献3), pp.165-168
- 16) 気象庁：アメダスデータ
- 17) 遠藤裕丈, 安中新太郎：低温環境下でのシラン系表面含浸材の施工管理に関する基礎的研究, 第19回コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, pp.355-360, 2019.10
- 18) 芝亀吉：湿度と水分, 計量管理技術双書(17), 計量管理技術協会編, pp.5-7, コロナ社, 1975.4

### 8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

#### 8.3.2 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究（要求性能）1

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）

研究担当者：安中新太郎、菊田悦二、嶋田久俊、林田宏、  
内藤勲、吉田行、遠藤裕丈、野々村佳哲

##### 【要旨】

積雪寒冷環境下における複合劣化に対する耐久性の高い更新・新設技術の確立と対策の体系化を目標として、凍塩害複合環境下のコンクリートの要求性能と評価試験方法の関係を解明し、その対策と評価試験方法を提案する。令和元年度までに、水セメント比や空気量がスケーリングに与える影響と、スケーリング抵抗性を評価する試験方法について各種試験を実施した。その結果、水セメント比の低減や微細で良質な空気量を十分確保することにより、塩分供給下での凍結融解作用によるスケーリング劣化を抑制できることを確認した。また、JIS A 1148 A 法による質量減少率は、既存スケーリング試験によるスケーリング量と比較的高い相関があり、相対動弾性係数が80%以上であれば質量減少率から実際のスケーリング剥離量を把握できること、およびスケーリング試験における試験前の供試体の養生条件はスケーリング量に影響を与え、JIS 法の試験前養生で乾燥過程を設けることにより、高炉セメントと普通セメントとのスケーリング抵抗性の違いが既存スケーリング試験法と同様の傾向で明確に表れることを確認した。以上から、JIS 法を用いることで既存の試験装置を活用して短期間にスケーリング抵抗性を評価できる可能性を確認した。

キーワード：凍害、複合劣化、スケーリング抵抗性、空気量、スケーリング評価試験法

##### 1. はじめに

積雪寒冷地の社会インフラには、凍害や各種複合劣化（凍害と塩害、ASR、疲労、摩耗）により、健全性が著しく低下している事例が多い。このため、各種コンクリート構造物（橋梁、河川構造物、沿岸構造物、農業水利施設等）に共通する耐久性向上技術を開発し、効果的に適用していくことが必要である。本研究では、複合劣化に対する耐久性の高い更新・新設技術の確立と対策の体系化に向けて、凍塩害複合環境下におけるスケーリングの抑制対策と評価試験法の提案を目的として、各種検討を行った。

##### 2. 凍塩害複合劣化抑制対策に関する検討

近年、積雪寒冷地では、塩化物系凍結防止剤等により凍害が促進されて生じるスケーリング劣化が顕在化している。スケーリングは、鉄筋までのかぶりコンクリートを減少させるとともに、コンクリート表層に微細なひび割れが生じれば、塩化物イオンの浸透を速めることにもつながるため対策が必要である。また、現状においては、スケーリング抵抗性を評価する標準的な試験法が JIS で規定されておらず課題となっている。

ここでは、スケーリング抑制対策としての水セメント比の低減や空気量増加の効果を、日本での研究実績が多い ASTM C 672 と RILEM CDF に準じたスケーリング試験により評価した。

##### 2.1 使用材料および配合

セメントは、普通ポルトランドセメント（密度  $3.16\text{g/cm}^3$ 、比表面積  $3,420\text{cm}^2/\text{g}$ 、以下、普通セメント（記号 N））と、遮塩性は高いが、塩分が作用する環境下での凍結融解作用によるスケーリング劣化が大きいとされる高炉セメント B 種（密度  $3.05\text{g/cm}^3$ 、比表面積  $3,750\text{cm}^2/\text{g}$ 、以下、記号 B）を用いた。細骨材は、苫小牧樽前産の海砂（H28、29 年度：密度  $2.70\text{g/cm}^3$ 、吸水率  $0.90\%$ 、粗粒率  $2.82$ 、H30 年度：密度  $2.67\text{g/cm}^3$ 、吸水率  $1.17\%$ 、粗粒率  $3.94$ 、R1 年度：密度  $2.65\text{g/cm}^3$ 、吸水率  $1.41\%$ 、粗粒率）を、粗骨材は、小樽市見晴産碎石（H28～H30 年度：密度  $2.68\text{g/cm}^3$ 、吸水率  $1.72\%$ 、粗骨材最大寸法  $25\text{mm}$ 、R1 年度：密度  $2.68\text{g/cm}^3$ 、吸水率  $1.77\%$ 、粗骨材最大寸法  $20\text{mm}$ （R1 より変更））を用いた。また、スランブと空気量を調整するために、AE 減水剤（リグニンスルホン酸塩系）と AE 助剤（樹脂酸塩系）を適宜用いた。コンクリートの配合を表-2.1 に示す。水セメント比は  $55\%$



表-2.1 配合

試験年度	記号	セメントの種類	水セメント比 (%)	目標空気量 (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				AE 減水剤 (ml/Ckg)	AE 助剤 (%-Ckg)	実測スランプ (cm)	実測空気量 (%)	
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G					
R1	B45A45	B	45	4.5	43	155	344	783	1048	2.6	0.004	11.5	4.4	
	B55A30		3.0	45	862		1064	3.4	-	13.7	2.9			
	B55A45		4.5		282		844	1042	2.2	0.005	11.9	4.7		
	B55A60		6.0		826		1020	1.2	0.00925	13.0	6.2			
	B65A45		65		4.5		47	238	899	1024	3.1	0.0035	13.2	4.8
	N55A45	N	55	4.5	45		155	282	848	1046	2.4	0.0025	11.0	4.8
H30	B45A45	B	45	4.5	43	155	344	789	1049	1.0	0.0075	10.0	4.8	
	B55A30		3.0	45	863		1057	0.7	0.00375	8.4	3.3			
	B55A45		4.5		282		851	1042	0.7	0.0065	11.2	4.8		
	B55A60		6.0		833		1021	0.7	0.01	14.5	6.2			
	B65A45		65		4.5		47	238	906	1025	-	0.0075	10.2	4.5
	N45A45	N	45	4.5	45		155	344	793	1055	0.5	0.00625	10.4	4.5
	N55A45		55	4.5	55		282	854	1047	-	0.005	11.0	4.6	
	N65A45		65	4.5	57		238	910	1029	-	0.005	9.1	4.7	
H29	N45A45	N	45	4.5	43	155	344	802	1056	0.5	0.0075	8.7	4.5	
	N55A30		3.0	45	882		1070	0.8	0.0020	8.3	2.8			
	N55A45		4.5		282		864	1048	-	0.0075	9.6	4.6		
	N55A60		6.0		846		1026	-	0.0125	9.8	6.8			
	N65A45		65		4.5		47	238	920	1030	-	0.0075	9.0	4.9
	B55A45	B	55	4.5	45		155	282	860	1044	0.7	0.0100	10.5	5.2
H28	B45A30	B	45	3.0	43	155	344	815	1073	2.0	0.0100	8.7	2.9	
	B45A45			4.5				798	1050	2.0	0.0200	10	4.1	
	B55A30		55	3.0	45		282	879	1066	1.0	0.0150	9.1	2.7	
	B55A45			4.5				860	1045	0.5	0.0400	9.1	4.6	
	B55A60			6.0				842	1022	-	0.0650	9.5	6.0	
	B55A75			7.5				824	1001	-	0.1000	10.7	7.6	
	B65A45			65				4.5	47	238	916	1026	-	0.0400
	B65A60		6.0		897		1005	-			0.0650	11.9	6.5	

を中心に、一部 45%と 65%でも試験を実施した。目標空気量は 4.5%を中心に、3.0%を下限として 1.5%刻みで 7.5%まで最大 4 水準、目標スランプは 8.0±2.5cm に設定したが、単位水量を全配合で統一したため、目標空気量が多いケースではスランプの実測値が一部目標管理範囲より大きかった。なお、2017 年 7 月より国土交通省における土木の標準スランプが 12cm に変更となったことから、令和元年度の検討から目標スランプを 12cm とした。スランプと空気量の実測値は表-2.1 に併記した。

## 2.2 試験方法と供試体

凍結融解作用によるスケーリング抵抗性の評価は、日本での研究実績が多い ASTM C672 (以下、ASTM 法と記述) と RILEM CDF 法 (以下、CDF 法と記述) の二つの試験法により行った。なお、2 章で示す試験結果は、表-2.1 に示した H28 と H29 配合で作製した供試体について実施したものである。

ASTM 法では、-18°C を 16 時間、23°C を 8 時間の 1 日 1 サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は、220×220×100mm の角柱供試体を用い、1 配合当たり 3 供試体で評価した。供試体の試験前養生については、ASTM C672

の標準的な養生は、材齢 14 日まで湿潤養生 (23±2°C) 後、材齢 28 日まで 14 日間気中養生 (23±2°C、相対湿度 44~55%) である。一方、2012 年制定コンクリート標準示方書 [施工編：施工標準] に示されている混合セメント B 種の湿潤養生期間の標準日数は 15°C 以上の場合 7 日となっている。また後述する CDF 法の試験前養生の湿潤養生期間は 7 日である。本研究ではこれらを考慮し、20°C 水中養生を材齢 7 日まで行った後、温度 20°C、相対湿度 60% の恒温恒湿室内で材齢 28 日まで 21 日間気中養生することを標準とした。試験面は打込み面 (220×220mm) とし、試験面には土手を設けて 3% NaCl 水溶液を湛水した。

CDF 試験では、+20°C から -20°C まで 10K/h の定速で 4 時間冷却し、-20°C を 3 時間保持後、同じ定速で 20°C まで 4 時間加熱した後、+20°C を 1 時間保持する、12 時間 1 サイクルで凍結融解作用を与えた。供試体は、100×100×400mm の角柱供試体を中央で切断したものをを用い、1 配合当たり 2 供試体で評価した。供試体の養生は、20°C 水中養生を材齢 7 日まで行った後、温度 20°C、相対湿度 60% の恒温恒湿室内で材齢 28 日まで 21 日間気中養生し

た。なお、CDF 試験では試験規格に準じて、気中養生後に試験面（打込み面）を下向きにして 3%NaCl 溶液を 7 日間吸水（毛管浸透）させてから試験を開始した。試験面は ASTM 法と同様に打込み面とし、スケーリング量は、凍結融解 6、14、28、56 サイクルで測定した。

併せて、硬化コンクリートの気泡組織を把握するため、リアトラバース法による気泡分布測定を行った。

## 2. 3 試験結果および考察

### 2.3.1 各試験法によるスケーリング量と凍結融解サイクルの関係

図-2.1 に ASTM 法によるスケーリング量と凍結融解サイクルの関係を示す。凡例の記号は表-2.1 と対応している。

凍結融解サイクルの進行に伴いスケーリング量は増加したが、セメントの種類によらず同一水セメント比では空気量が多いほどスケーリング量は減少し、特に空気量が 3%程度と少ない場合、スケーリング量の増加が大きかった。また、同一空気量では、水セメント比が低いほどスケーリング量は少なかった。

一方、セメントの種類で比較すると、普通セメントでは、水セメント 65%や空気量 3.0%程度の場合にスケーリング量が多く、それ以外の配合条件では著しく少なかった

たが、高炉セメントでは、どの配合条件においても普通セメントに比べスケーリング量は多かった。

図-2.2 に CDF 法によるスケーリング量と凍結融解サイクルの関係を示す。高炉セメントの水セメント比 65%では空気量による差がないものの、全体として空気量が多いほどスケーリング量は少ない傾向が確認できる。また、普通セメントに比べ高炉セメントの方がスケーリング量は多く、ASTM法と同様の傾向を確認した。しかし、高炉セメントの水セメント比の違いをみると、本試験においては、同一空気量の条件では水セメント比 45% のスケーリング量が最大となり、水セメント比の低下による抑制効果が必ずしも確認できなかった。

図-2.3 はここまで示した各試験方法におけるスケーリング量を各パラメータで比較できるように示したものである。なお、ASTM 法は凍結融解 50 サイクル後、CDF 法は凍結融解 56 サイクル後のスケーリング量である。CDF 法における高炉セメントの水セメント比 45%のスケーリング絶対量が多い点を除くと、セメントの種類、水セメント比、空気量の違いによるスケーリング抵抗性について、いずれのスケーリング試験法においても概ねここまで示したのと同様の傾向が評価可能なことをこの結果から確認した。

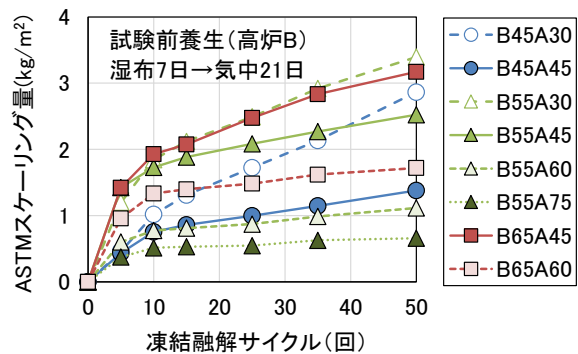
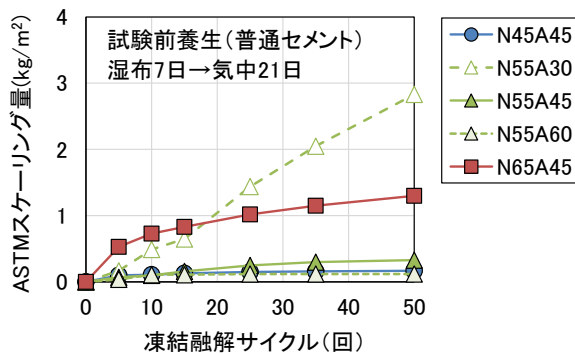


図-2.1 ASTM 法によるスケーリング試験結果（凍結融解 50 サイクルまで）

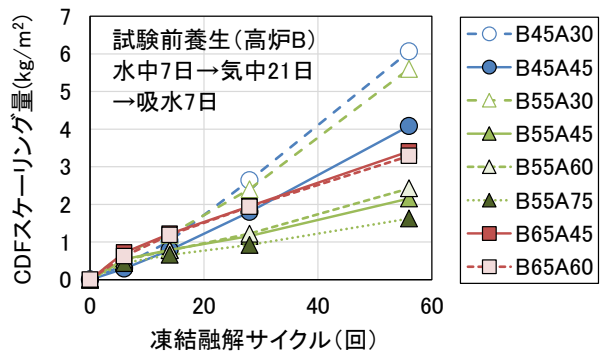
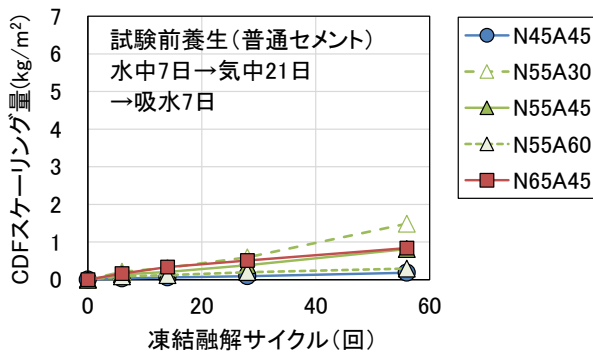


図-2.2 CDF 法によるスケーリング試験結果（凍結融解 56 サイクルまで）

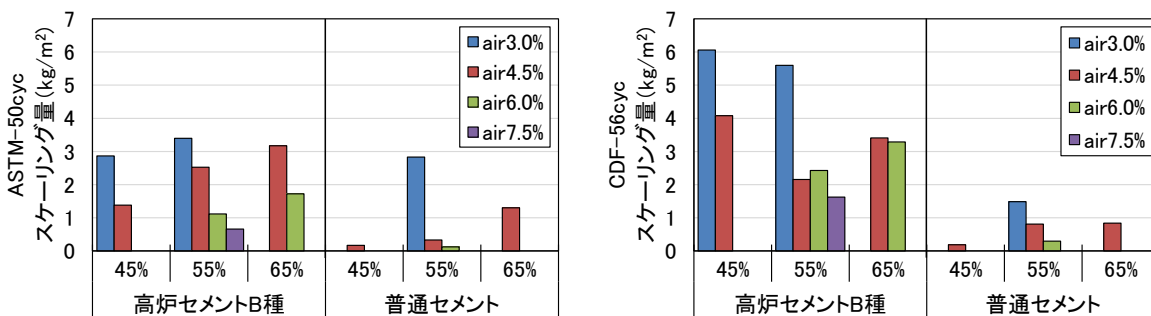


図-2.3 各試験法におけるパラメータ毎のスケーリング量

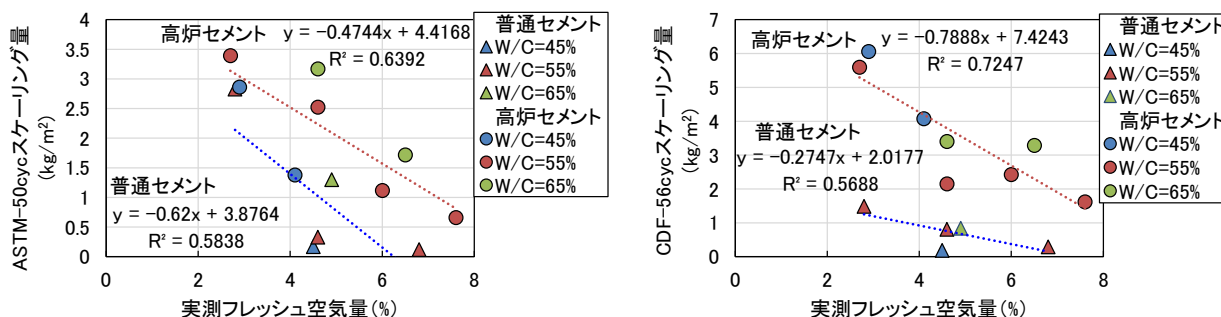


図-2.4 各試験法におけるスケーリング量とフレッシュコンクリートの実測空気量の関係

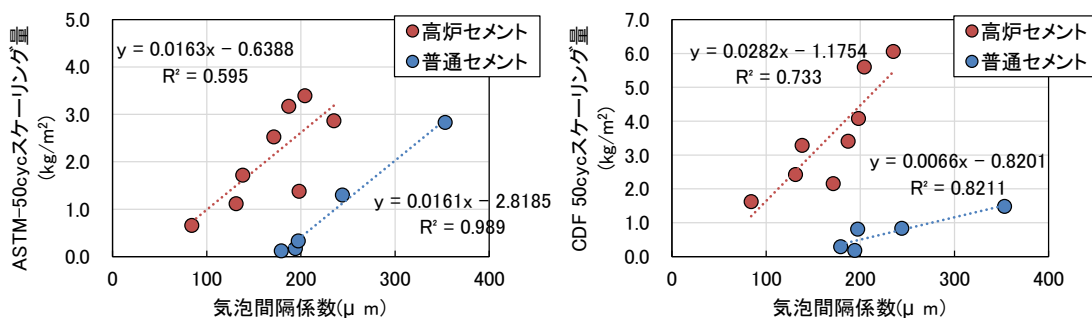


図-2.5 各試験法におけるスケーリング量と気泡間隔係数の関係

### 2.3.2 スケーリング量と空気量の関係

図-2.4 に各試験法におけるスケーリング量とフレッシュコンクリートの実測空気量の関係を示す。なお、ASTM 法は凍結融解 50 サイクル後、CDF 法は凍結融解 56 サイクル後のスケーリング量である。セメントの種類により傾きは異なるものの、いずれの試験方法によってもフレッシュコンクリートの空気量が多いほどスケーリング量が減少する傾向が確認できる。

図-2.5 に各試験法におけるスケーリング量と硬化コンクリートで測定した気泡間隔係数の関係を示す。いずれの試験法においてもスケーリング量と気泡間隔係数には良い相関があり、気泡間隔係数が小さいほどスケーリング量は減少した。このことから、微細で良質な空気量の確保がスケーリングの抑制に効果があることがわかる。

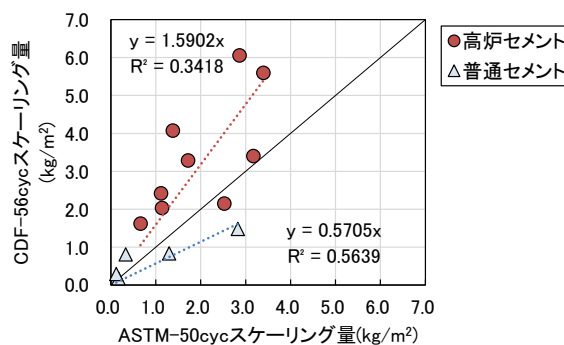


図-2.6 ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量の関係

一方、セメントの種類により近似直線の傾きや切片は異なること、気泡間隔係数が同じ場合、高炉セメントの方がスケーリング量は多くなることを確認した。

### 2.3.3 ASTM法とCDF法の相互関係

図-2.6にASTM法50サイクルとCDF法56サイクルにおけるスケーリング量の関係を示す。なお、試験前養生は、各試験法における標準的な養生である。両試験にはそれぞれ直線的な相関があるが、セメントの種類により傾きが異なり、高炉セメントではASTM法がCDF法よりもスケーリング量は多いが、普通セメントでは逆の傾向を示した。セメントにより傾向が異なる点については別途検討が必要だが、各試験法は、試験水の供給方法や試験時の温度履歴に加え試験前の養生方法が異なる。このため、スケーリング評価試験法の確立に向けては、試験前の養生条件がスケーリングに及ぼす影響について確認する必要がある。

### 3. 凍害複合劣化を模擬した促進試験法の検討

冒頭で述べたように、現状においては、スケーリング抵抗性を評価する標準的な試験法がJISで規定されておらず課題となっている。スケーリング抵抗性の評価試験法として日本での研究実績が多いASTM法とCDF法は、前章で述べたように、凍結融解時の温度履歴や試験水の供給方法が異なっているだけでなく、供試体の試験前養生条件や試験対象面も異なる。

ASTM法とCDF法によるスケーリング量を比較検討している研究<sup>3) 4) 5)</sup>も行われおり、各試験方法によるスケーリング量には直線的な関係があるものの、養生を含めた試験前の供試体の条件を揃えた場合でもスケーリング量には差異が生じ、給水方法の違いや凍結融解の温度条件の違いによるとする報告がある。しかし、どちらの試験方法でスケーリング絶対量が多くなるかについては結果が異なっており、必ずしも統一的な評価がなされていない状況にある。一方、JISA1148A法と上記スケーリング試験結果を比較検討する報告<sup>3) 4) 6)</sup>もあり、質量減少率とは一定の関係性が見られるとする報告もある。

ここでは、スケーリング抵抗性を評価する標準的な試験法の確立に向けて、前章で実施したASTM法とCDF法によるスケーリング量の関係を整理するとともに、試験装置の普及の程度や試験の効率性の観点からJISA

1148A法（以下、JIS法と記述）によるスケーリング抵抗性の評価手法としての可能性について検討を行った。

### 3.1 スケーリングに及ぼす試験前養生の影響

#### 3.1.1 試験前の養生パターン

各試験開始前の養生の影響を確認するため、試験前養生を以下の3パターンに設定した。

〔試験前養生①〕

材齢28日まで水中養生→試験開始（JISA1148A法の標準養生）

〔試験前養生②〕

材齢7日まで水中養生→材齢28日まで気中養生（21日間）→試験開始（本研究におけるASTM法の標準養生：CDF法の試験前吸水がない養生）

〔試験前養生③〕

材齢7日まで水中養生→材齢28日まで気中養生（21日間）→試験面に7日間吸水→試験開始（CDF法の標準養生）

表-3.1に各試験と養生パターンの組合せを示す。表中の①、②、③は上記試験前養生のパターンを示している。

試験は、普通セメントの水セメント比55%、目標空気量4.5%を中心として、水セメント比45%と65%、空気量3.0%と6.0%についても一部検討した。また、比較のため、高炉セメントを用いた水セメント55%、空気量4.5%についても検討した。配合は、表-2.1のH29年度実施分に示しているものである。なお、CDF法およびASTM法は、試験前の養生方法を除き、2.2節に示した方法で実施した。

#### 3.1.2 試験前養生が異なる場合のASTM法によるスケーリング量の変化

図-3.1にASTM法によるスケーリング量について、試験前の養生条件を変えて得た結果を示す。

左端図の養生①材齢28日まで水中養生を行った場合、スケーリングの絶対量が多くなったが、水セメント比が低いほどスケーリング量は少なく、水セメント比45%ではスケーリングはほとんど生じなかった。また、セメントの種類の違いでは、凍結融解25サイクルまでは差がなかったものの、それ以降は普通セメントより高炉セメン

表-3.1 各試験と試験前養生パターンの組合せ

試験項目	普通セメント					高炉B
	W/C=45%	W/C=55%			W/C=65%	W/C=55%
	air=4.5%	3.0%	4.5%	6.0%	4.5%	4.5%
CDF法	①②③	③	①②③	③	①②③	①②③
ASTM法	①②③	②	①②③	②	①②③	①②③
JIS法	①	①	①	①	①	①

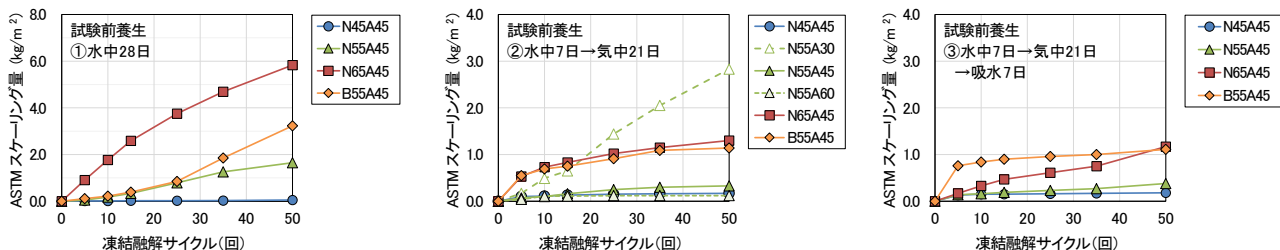


図-3.1 試験前の養生条件が異なる場合の ASTM 法によるスケーリング量

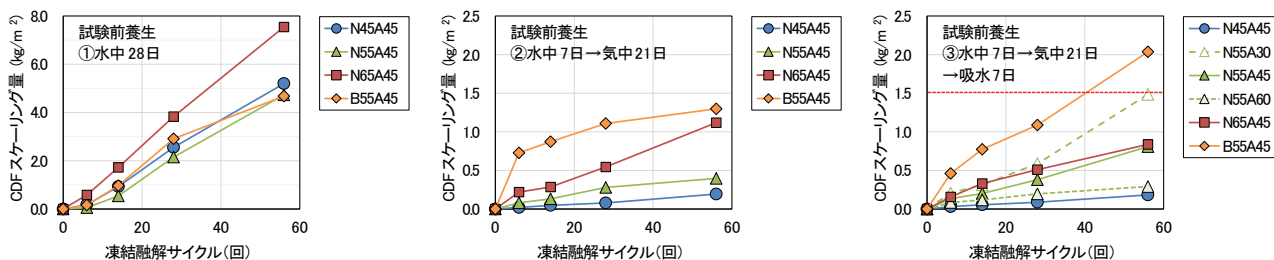


図-3.2 試験前の養生条件が異なる場合の CDF 法によるスケーリング量

トの方がスケーリング量は増加する傾向があった。

中央図の養生②材齢7日まで水中養生後材齢28日まで気中養生を行った場合、養生①)に比べてスケーリング絶対量が少なかった。普通セメントは、水セメント比55%以下で、空気量が4.5%以上でスケーリング量が大きく減少した。一方、高炉セメントは普通セメントよりもスケーリング量が多く、高炉セメントの水セメント比55%と普通セメントの水セメント比65%はほぼ同程度で推移した。また、空気量3.0%のN55A30は凍結融解サイクルの進行と共にスケーリング量は漸増したが、B55A45やN65A45の場合は、凍結融解初期に増加したもののその後の増加の程度は小さかった。

右端図の養生③は養生②)の後に7日間吸水過程を加えたものであるが、概ね中央図の養生②)と同様の傾向を示した。

### 3.1.3 試験前養生が異なる場合の CDF 法によるスケーリング量の変化

図-3.2にCDF法によるスケーリング量について、試験前の養生条件を変えて得た結果を示す。

左端図の養生①)材齢28日まで水中養生を行った場合、ASTM法と同様にスケーリングの絶対量が多く、水セメント比65%で特に多い。また、水セメント比45%と55%では差が無く、普通セメントと高炉セメントの違いによる差も無かった。

中央図の養生②)材齢7日まで水中養生後材齢28日まで気中養生を行った場合、ASTM法と同様に養生①)に比べ

てスケーリングの絶対量が大きく減少した。また、水セメント比の低減によりスケーリング量は減少した。一方、養生①)では差が無かった普通セメントと高炉セメントでスケーリング量に差が生じ、高炉セメントは普通セメントよりもスケーリング量が多かった。

右端図の養生③)は養生②)の後に7日間吸水過程を加えたものであるが、凍結融解28サイクルまでは養生②)と大差ないものの、凍結融解56サイクルで高炉セメントのスケーリング量が増大した。また、水セメント比に関して、水セメント比が低いほどスケーリング量は抑制される傾向があるが、水セメント比55%と65%の差は養生②)に比べて小さかった。空気量の違いでは、空気量が多いほどスケーリングは抑制された。

養生③)はCDF試験規格に準じた前養生方法であり、参考として図中1.5kg/m<sup>2</sup>に示したラインはCDF法による凍結融解28サイクルにおけるスケーリング限界量であるが、いずれの条件においてもこの限界量を下回った。

### 3.1.4 各前養生条件におけるスケーリング量の関係

図-3.3に試験前養生条件を同一とした場合におけるASTM法とCDF法のスケーリング量を図-3.1と図-3.2から抽出して比較したものを示す。

左端図の養生①)材齢28日まで水中養生を行った場合、N65A45以外は両試験法におけるスケーリング量の乖離が大きく、CDF法の方がASTM法よりもスケーリング量は多い傾向が確認できる。これに対して、試験前養生で気中養生期間を設けた養生②) (中央図) と養生③) (右

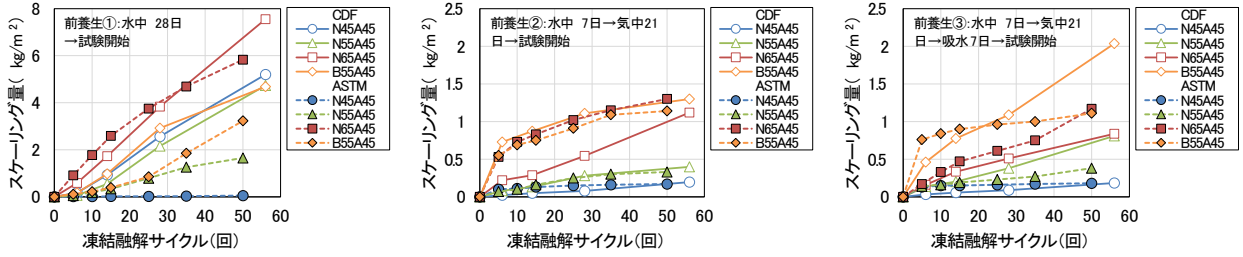


図-3.3 各試験前養生条件における ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量の比較

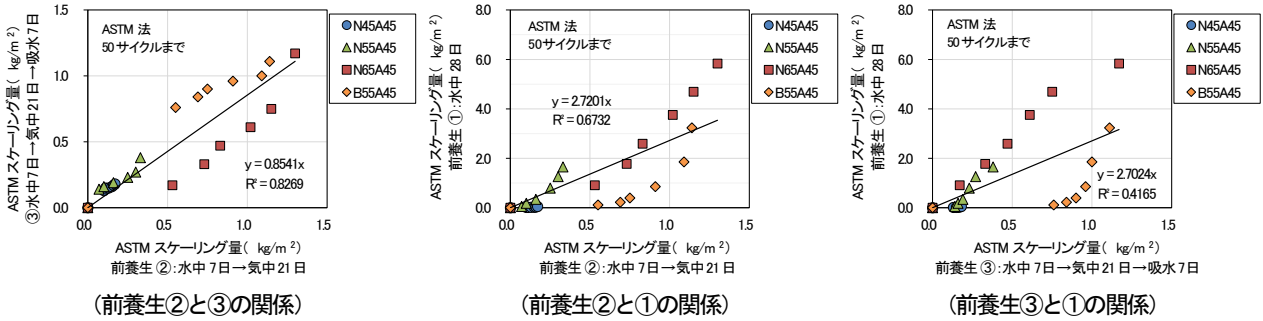


図-3.4 ASTM 法による各前養生条件におけるスケーリング量の関係

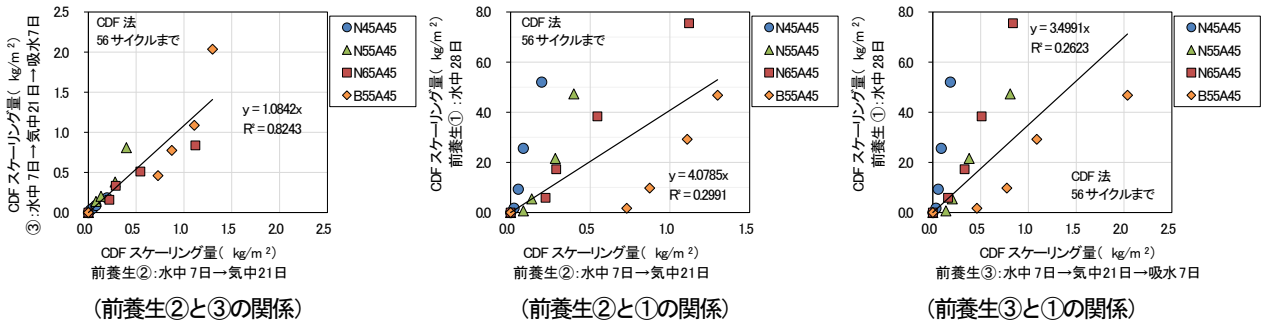


図-3.5 CDF 法における試験前養生条件の関係

端図)では、一部差が生じているケースがあるものの、概ね両試験によるスケーリング量は同程度であり、試験前の養生において気中養生期間を設け同一の養生方法によりスケーリング試験を実施した場合、ASTM 法と CDF 法で概ね同様の試験結果が得られることを確認した。

図-3.4 に ASTM 法によるスケーリング量を各前養生条件で比較したものを示す。図中の直線は、全データを直線回帰したものである。

左端図の前養生②と③のスケーリング量は概ね相関があり、全体としては試験前の吸水の有無による影響は確認できず、N65A45 を除くと概ね傾き 1 の直線関係だった。中央図の前養生②と①の関係については、乾燥期間を設けない①のスケーリング量が極めて多く、凍結融解サイクルが進むほどプロットした点が上方にシフトしていることから、コンクリートの飽水度が高い場合には劣

化が促進されることがわかる。また、右端図の前養生③と①の関係についても、概ね同様の関係がみられた。

図-3.5 に CDF 法によるスケーリング量を各前養生条件で比較したものを示す。図中の直線は図-3.4 と同様に全データを直線回帰したものである。

左端図の前養生②と③の関係については、ASTM 法と同様に比較的良い相関があり、試験前の吸水の影響は明確ではなかった。一方、中央図と右端図から、養生①より劣化が促進される傾向は確認できるが、CDF 法においては、各配合で直線的な関係はみられるものの、一つの回帰直線では評価できないことを確認した。

以上、試験前養生条件がスケーリング試験結果に及ぼす影響について検討した結果、スケーリング評価試験において標準的な前養生条件である気中養生期間を設けない場合、スケーリング量は著しく増大し、異なる試験法

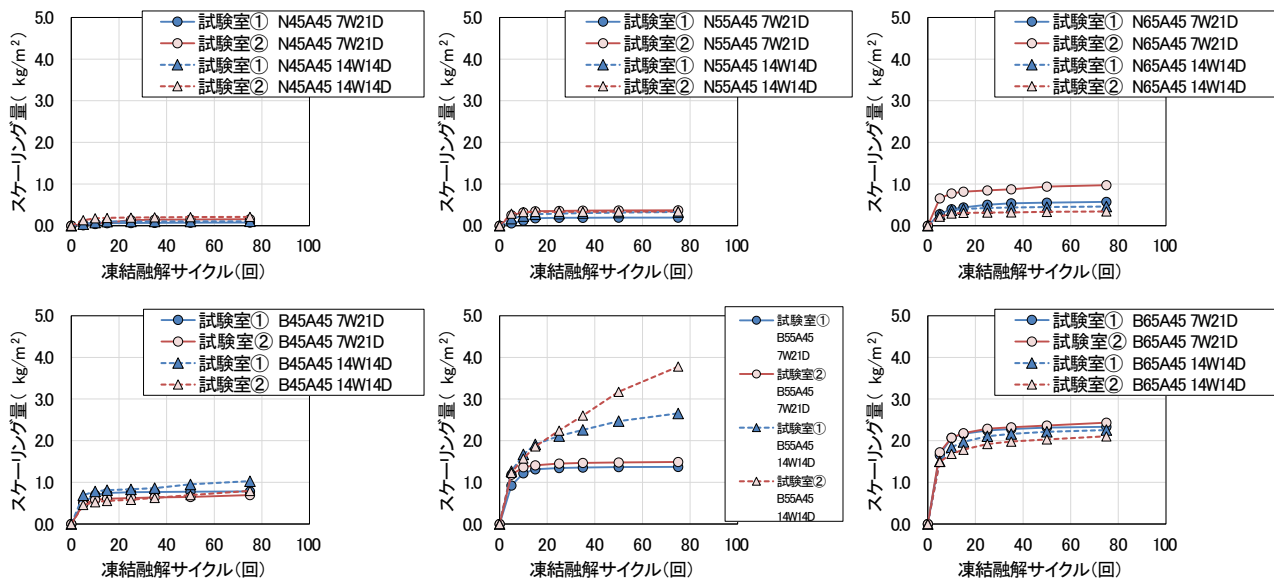


図-3.6 供試体前養生条件と試験室の違いによる影響比較(ASTM C672、空気量 4.5%)

間でスケーリング量を直接比較して配合等の違いを論じることが不適切となる場合があることを確認した。

### 3.1.5 ASTM 法に及ぼす各試験条件の影響

前節までに示してきたスケーリング試験では、実現場における湿潤養生期間と各試験法における試験前湿潤養生期間を統一して評価する観点から、ASTM 法の材齢初期の水中養生期間の標準を7日として検討してきた。一方、ASTM 法の試験規格に基づけば、試験前養生は2.2節でも述べたように、材齢14日まで湿潤養生(23±2°C)後、材齢28日まで14日間気中養生(23±2°C、相対湿度44~55%)となる。このため、これまで確認してきた材齢7日の水中養生と正規の養生方法の違いを比較するために、あらためてスケーリング試験を実施した。併せて、凍結融解の温度履歴を同様に設定した2つの試験室にてスケーリング試験を行い、ばらつきの影響を確認した。なお、供試体の配合は、表-2.1に示したH30の配合であり、空気量4.5%を中心に検討した。

図-3.6にASTM法による供試体前養生条件と試験室の違いによる影響を比較したものを示す。なお、凡例記号の7W21Dと14W14Dは試験前養生条件を示しており、前者は水中養生7日後気中養生21日、後者は水中養生14日後気中養生14日である。全体として、前養生条件および試験室の違いによる差は無かった。しかし、下段中央に示した高炉セメントの水セメント比55%のみ、スケーリング量は試験前の水中養生が14日の方が7日より多く、水セメント比65%より多かった。これについて、B55A45のみ供試体作製の練混ぜが2バッチで行われ、

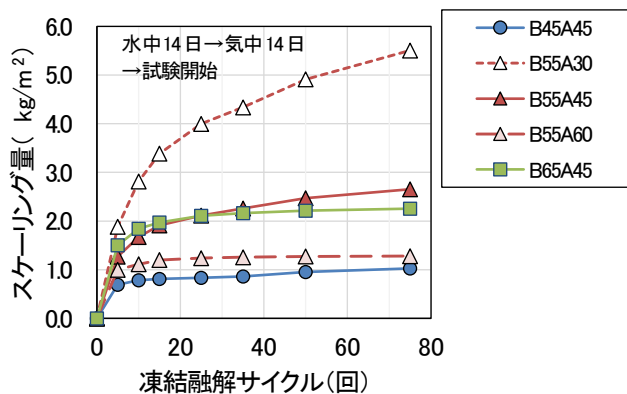


図-3.7 前養生14W14Dのスケーリング量(高炉セメント)

表-2.1に示したスランプの実測値は2バッチの平均値として示したが、各バッチのスランプは9.1cmと13.3cmと異なっていた。本研究ではスケーリング評価面を打込み面としており、表面仕上げの程度はスケーリングに影響すると考えられ、スランプの違いによるブリーディング等が影響して打込み面の品質に差が生じ、結果としてスケーリング量に差が生じた可能性がある。

図-3.7に水セメント比と空気量が異なる高炉セメントコンクリートの前養生14W14Dにおけるスケーリング試験結果(試験室①)を示す。空気量の違いについては、空気量が多いほどスケーリング量は減少する傾向が確認できるが、水セメント比の違いについては55%と65%がほぼ同程度であり、図-2.1で確認された水セメント比が低いほどスケーリング量が少ない傾向とはならなかった。これについては、前述のとおりB55A45の14W14Dのス

ケーリング量が多かったためである。

以上から、試験前養生 7W21D と 14W14D は実質差が無く、同様の傾向として評価可能なことを確認した。

### 3.1.6 ASTM 法によるスケーリング量のばらつき

本研究におけるスケーリング試験は、複数年にわたって実施しており、表面仕上げの程度が年度によりばらつきと、同じ配合であってもスケーリング量に差が生じることが考えられる。このため、これまでに行った同一配合のスケーリング試験結果を比較した。図-3.8、図-3.9 に ASTM 法によるスケーリング量を年度毎に比較したものを示す（試験前養生②水中 7 日→気中 21 日）。

普通セメントでは、スケーリング絶対量が少ないこともあり水セメント比 45% と 55% では年度の差が小さいが、水セメント比 65% は差が見られ、水セメント比が大きいためブリーディングによる打込み面の品質の差が影響している可能性がある。他方、普通セメントよりもスケーリングの絶対量が多い高炉セメントでは、いずれの水セメント比においても H28 のスケーリング量は凍結融解サイクルの増加に伴い漸増する傾向があるが、H29 以降は凍結融解 10~20 サイクル程度以降スケーリングの増加が小さい傾向がみられた。2.1 節で示したように、使用骨材の物性は年度により異なるが、B55A45 は同じ骨材を使用している H28 と H29 でも差があることから、骨材の物性値だけでは説明ができない。

一方、これまでの供試体作製時の締固め方法を顧みると、H28 年度と H29 年度の一部供試体では内部振動機に

より締固めを行い、それ以降は突き棒で行っている。内部振動機を使用したケースではスケーリング量が漸増傾向にあることから、小型供試体の締固めで内部振動機使用により気泡の消失や部分的に材料分離が生じ、スケーリングが多くなったことが考えられる。なお、スランブ値のスケーリングへの影響については、R1 年度から目標スランブを 12cm と高めたもののスケーリングは多くならないことから、材料分離がないように適切に配合を決定したコンクリートでは、スランブが異なる場合でもほとんど影響がないと考えられる。他方、図-3.6 で B55A45 の 14W14D のスケーリングが多くなった考察として、スランブの差による表面仕上げの影響について論じたが、同配合にもかかわらず練混ぜバッチの違いで標準の許容差  $\pm 2.5\text{cm}$  を超えてスランブが大きくなったケースであり、このような場合には材料分離が生じる可能性が高く、結果として表面仕上げに影響しスケーリング量が増大したことが推察される。

以上から、供試体作製時の締固め方法を突き棒で行えば、試験年度の違いによるばらつきは小さいことを確認したが、水セメント比が高いコンクリートやスランブが許容値を超えて大きいコンクリートの場合には、表面仕上げの程度に起因してスケーリングが増加する可能性がある。なお、実構造物のスケーリング抵抗性を評価する際には、打込み面と型枠面など評価すべき対象面を考慮して試験を行う必要がある。試験対象面がコンクリートのスケーリングに及ぼす影響については CDF 法でも同

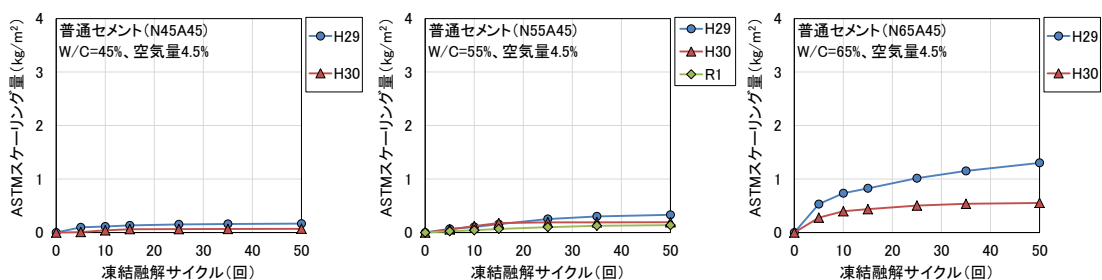


図-3.8 スケーリング量の年度別比較（普通セメント：試験前養生②水中 7 日→気中 21 日）

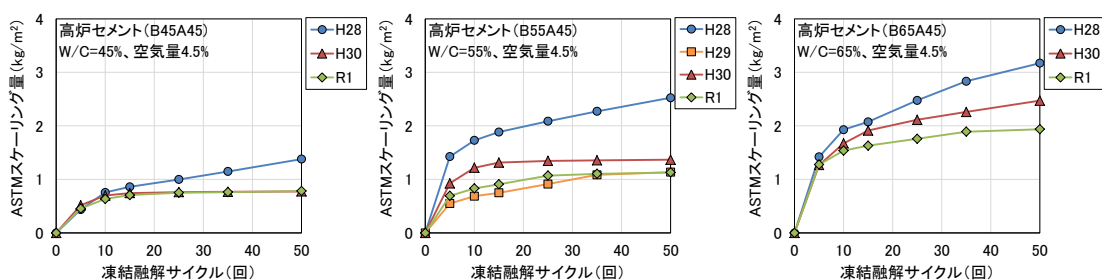


図-3.9 スケーリング量の年度別比較（高炉セメント：試験前養生②水中 7 日→気中 21 日）



様であり、検討が必要である。

### 3.2 スケーリングの標準的な試験方法に関する検討

#### 3.2.1 JIS 法によるスケーリング評価試験の概要

スケーリング抵抗性を評価する標準的な試験法の確立に向けて、試験装置の普及面と試験の効率性の観点を考慮し JIS A 1148 A 法によるスケーリング抵抗性の評価の可能性について検討した。

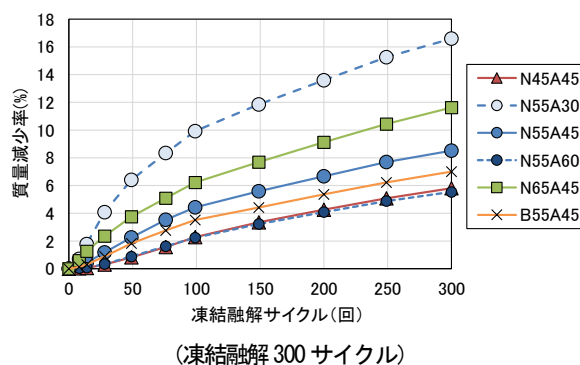
ここでは普通セメントを中心に検討を行い、JIS A 1148 A 法に準じて、凍結融解 1 サイクル 3 時間以上 4 時間以内で  $-18^{\circ}\text{C} \sim +5^{\circ}\text{C}$  を繰返した。なお、スケーリング抵抗性についての評価の可能性を検討する観点から、試験水は 3% NaCl 水溶液とした。供試体は  $100 \times 100 \times 400\text{mm}$  の角柱供試体を用い、試験前養生は①材齢 28 日まで水中養生のみとし、質量減少率と相対動弾性係数を測定した。測定は、凍結融解 7、14、28、50、75、100 サイクルで行い、以降 50 サイクル毎に 300 サイクルまで実施した。配合は、表-2.1 の H29 年度実施分に示しているものである。

#### 3.2.2 JIS 法の質量減少率によるスケーリング評価

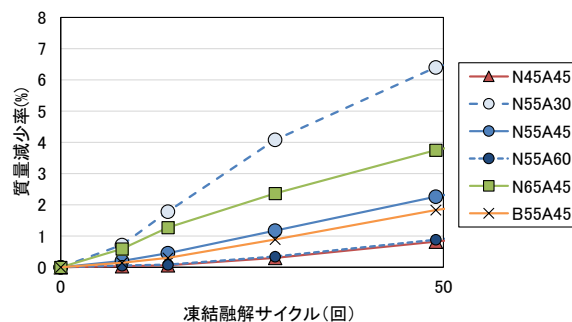
図-3.10 に塩水を使用した JIS 法による質量減少率を示す。上図は凍結融解 300 サイクルまでの試験結果を、下図はスケーリング試験とほぼ同じ凍結融解サイクル 49 サイクルまでを拡大したものである。なお、質量減少率の測定は凍結融解 50 サイクルで設定していたが、実際の凍結融解サイクルのタイミングから 49 サイクルでの測定となった。

普通セメントに着目すると、空気量が多く、水セメント比が小さいほど質量減少率は小さくなっており、ASTM 法や CDF 法と同様、スケーリング抑制対策の効果を評価することは可能と考えられる。しかし、セメントの種類に着目すると、水セメント比 55% のみではあるが、普通セメントと高炉セメントではほとんど差が無く普通セメントの方が質量減少率は大きくなっており、既存スケーリング試験でみられた高炉セメントのスケーリングが多くなる傾向は確認できなかった。これについては、図-3.1 や図-3.2 に示したように、試験前養生として材齢 28 日まで水中養生を行った場合（養生①）、ASTM 法や CDF 法においてもセメントの違いによる差が小さかったことと同様の傾向であり、いずれも試験開始時の飽水度が高いことが影響していることが考えられる。

図-3.11 に JIS 法による相対動弾性係数を示す。相対動弾性係数は凍結融解サイクルの進行とともに減少し、空気量が少ない場合や水セメント比が大きいものは、相対動弾性係数の低下が大きく、概ね質量減少率と対応している。しかし、相対動弾性係数は、凍結融解作用により



(凍結融解 300 サイクル)



(凍結融解 49 サイクルに拡大)

図-3.10 塩水を使用した JIS 法による質量減少率

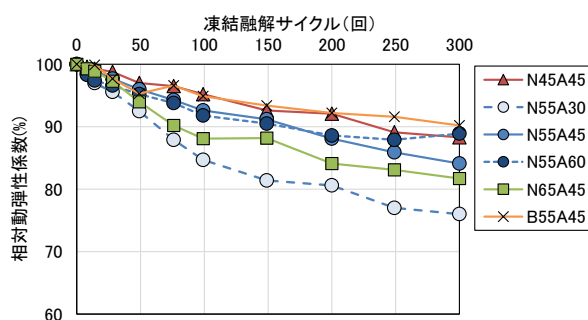


図-3.11 塩水を使用した JIS 法による相対動弾性係数

生じるひび割れ等の内部劣化を表したものであり、コンクリート表面のスケーリング劣化現象に着目しているものではない。また、JIS 法では、凍結融解作用によるコンクリート表面の剥離とともに、内部劣化が増加した場合、コンクリート内部のひび割れに入り込む水が質量増加に作用するため、質量減少率はスケーリング量と必ずしも一致しなくなる。このため、ASTM 法や CDF 法によるスケーリング量と関連づけて JIS 法による質量減少率でスケーリング抵抗性を評価するには、ひび割れに浸入する水による質量増加の影響を出来るだけ排除する必要がある。その観点からは内部劣化が小さく相対動弾性係数の低下が小さい状態で評価すべきである。図-3.10 下図に示した質量減少率は凍結融解サイクル 49 サイクルまでのものであるが、このサイクルでは相対動弾性係数

が90%以上と内部劣化が比較的小さく、スケーリング抵抗性を相対的に評価することが可能と考えられる。

### 3.2.3 JIS法による高炉セメントコンクリートのスケーリング評価

前項の検討から、JIS法の普通セメントコンクリートへの適用性について可能性を見出せたが、ここでは高炉セメントコンクリートへの適用性について同様の検討を行った。なお、供試体の形状や試験前養生条件、測定サイクルは3.2.1に示したとおりである。配合は、表-2.1のH30年度実施分に示しているものである。

図-3.12に塩水を使用したJIS法による高炉セメントコンクリートの質量減少率を示す。なお、凡例のB55A45-2は、図-3.10に併記したH29に実施したケースであり、年度のばらつきを示す一例として示している。

普通セメントと同様に、空気量が多く、水セメント比が小さいほど質量減少率は小さい傾向を示した。また、これらの傾向は既存スケーリング試験結果とも同様である。なお、1ケースのみであるが、年度の違いを比較すると、H30のB55A45はH29のB55A45-2よりも質量減少率は大きく、JIS法においても年度のばらつきが確認された。図-3.13はJIS法による高炉セメントコンクリートの相対動弾性係数を示しているが、基本的には水セメント比が小さく空気量が多いほど相対動弾性係数の低下は小さいことが確認できる。凍結融解50サイクルにおいて

は、いずれの配合においても相対動弾性係数は90%以上であり質量減少率に及ぼす内部劣化の影響は小さいと考えられ、普通セメントと同様に高炉セメントコンクリートのスケーリング量の相対的な評価は可能と思われる。

### 3.2.4 JIS法による質量減少率と剥離量の関係

これまでの検討において、相対動弾性係数が90%程度であれば質量減少率に及ぼす内部劣化の影響は小さいと考え、質量減少率によるスケーリングの評価の可能性について確認してきた。ここでは、新たに供試体を作製して質量減少率とともに供試体の実際の剥離量を測定し、それらの関係について確認した。

コンクリートの配合は、表-2.1のR1年度実施分に示しているものであり3.2.1に示す方法で試験を実施した。質量減少率と相対動弾性係数の測定は凍結融解7、14、28、50サイクルで行い、以降25サイクル毎に150サイクルまで実施した。供試体の剥離量は、凍結融解試験の供試体容器内に残存した剥離片と、供試体表面を軽くこすり水洗いした際の剥離片を合わせてビーカーに採取し、105℃24時間乾燥後の質量を供試体全表面積で除した値で表記した。

図-3.14に新たに作製した供試体を用いたJIS法による質量減少率を、図-3.15に相対動弾性係数を示す。質量減少率は、空気量が多く、水セメント比が低いほど小さくなっており、配合の違いによるスケーリング抵抗性

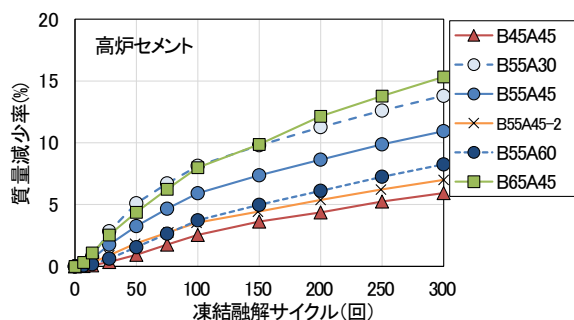


図-3.12 JIS法による質量減少率(高炉セメント)

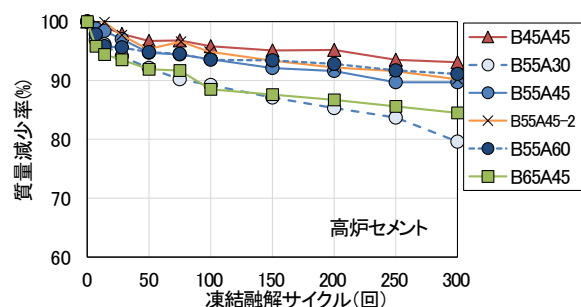


図-3.13 JIS法による相対動弾性係数(高炉セメント)

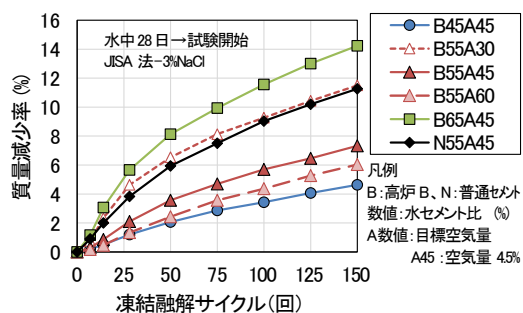


図-3.14 JIS法による質量減少率(R1年度)

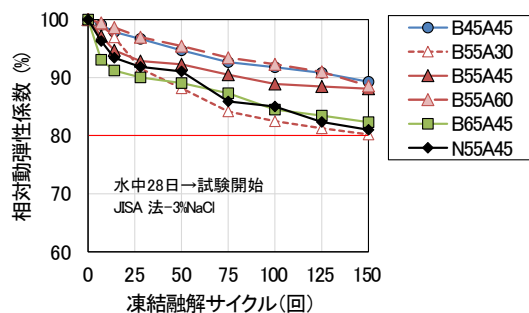


図-3.15 JIS法による相対動弾性係数(R1年度)

を ASTM 法や CDF 法によるスケーリング量と同様の傾向で相対的に評価することが可能なことをあらためて確認した。また、相対動弾性係数も同様の傾向であり、凍結融解 150 サイクル以下では相対動弾性係数が 80% 以上と内部劣化は比較的小さかった。なお、普通セメントの N55A45 と高炉セメントの B55A45 を比較すると、高炉セメントよりも普通セメントの方が質量減少率は大きかった。この傾向は図-3.10 で示した傾向と同様であり、JIS 法においても試験前の養生方法について検討する必要があることを再確認した。

図-3.16 に凍結融解 150 サイクルまでの質量減少率と実際の剥離量の関係を示す。両者には極めて高い相関がある。JIS 法では、供試体の内部劣化が進行すると、ひび割れに水が浸入して質量が増加する可能性があるため、質量減少率により剥離量を直接的に評価できないことが指摘されているが、相対動弾性係数 80% 以上で内部ひび割れが少ないと考えられる条件下では、本試験結果のように質量減少率によるスケーリング量の把握は可能と考えられる。

### 3.2.5 JIS 法による質量減少率のばらつき

これまでに行った JIS 法による質量減少率の年度のばらつきを確認するために、年度毎の質量減少率を比較した。図-3.17、図-3.18 に JIS 法による質量減少率の年度比較を示す。

主に高炉セメントの比較になるが、空気量の比較では、空気量が 3.0% と少なく質量減少率が大きい場合、年度毎の差が大きくなったが、それ以外のケースではほぼ同程度だった。また、水セメント比の比較では、水セメント比 65% や普通セメントなど、空気量の場合と同様に質量減少率が大きい配合で年度毎の差は大きくなる傾向がみられた。一方、いずれの配合においても R1 年度に試験を実施したものは質量減少率が大きくなっている。本研究においては、R1 年度より目標スランブを従来の 8cm から 12cm に変更しており、スランブ変更の影響している可能性があるが、3.1.6 で示した ASTM 法ではスランブ変更の影響は確認されていない。両試験法は、凍結融解試験条件のほか、凍結融解作用を受ける面が 1 面か全面かの違いなど大きく異なるため、質量減少率のばらつきについては引き続き確認する必要がある。

### 3.2.6 JIS 法による質量減少率と既存試験法によるスケーリング量の関係

JIS 法と各スケーリング試験の関係を確認するために、JIS 法による質量減少率と、各スケーリング試験方法によるスケーリング量の関係を調べた。なお、3.1 節で示し

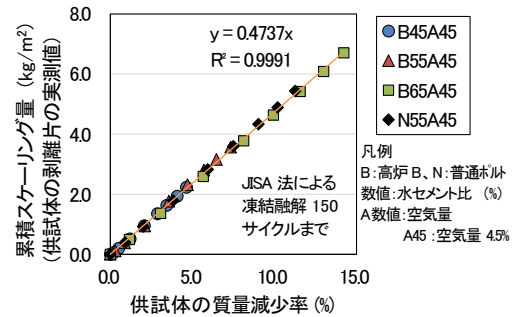


図-3.16 JIS 法による質量減少率と剥離量の関係

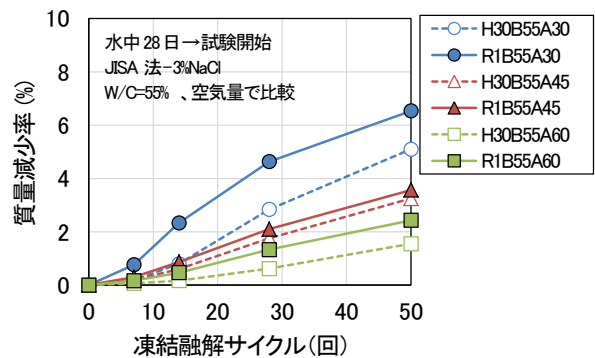


図-3.17 JIS 法による質量減少率の年度毎比較 (空気量で比較)

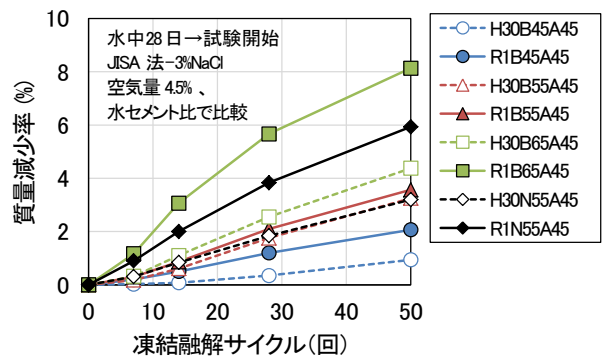


図-3.18 JIS 法による質量減少率の年度毎比較 (水セメント比で比較)

たように、スケーリング量は試験前養生の影響を受けるため、各前養生条件におけるスケーリング量と比較した。また、年度による供試体のばらつきを排除するため、同じ年度に実施した JIS 法と既存試験法の関係を確認した。

図-3.19 に H29 年度に実施した普通セメントの凍結融解 49 サイクルにおける JIS 法による質量減少率と 3.1.1 に示した試験前養生①の時のスケーリング量の関係を示す。全ての試験で試験前養生方法が養生①で統一されており、凍結融解回数はいずれも 50 サイクル程度だが、原点を通る直線近似で右肩上がりの傾向はあるものの、検

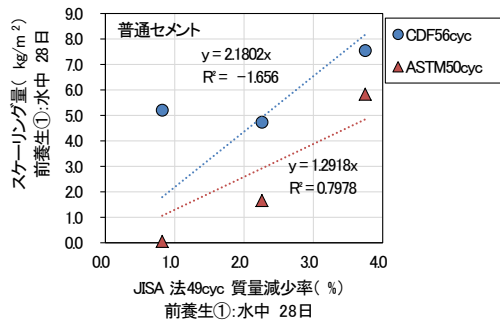


図-3.19 既存試験方法によるスケールリング量と質量減少率の関係 (試験前養生①)

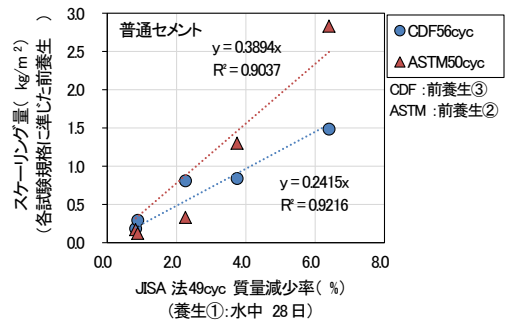


図-3.20 既存試験方法によるスケールリング量と質量減少率の関係 (各試験標準養生)

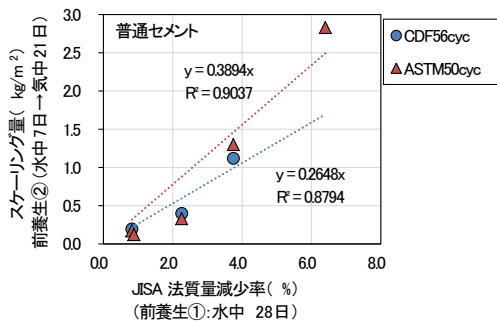


図-3.21 既存試験方法によるスケールリング量と質量減少率の関係 (試験前養生②)

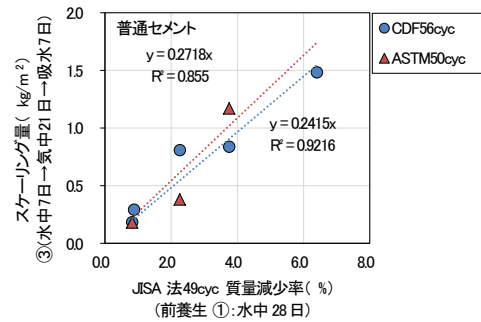


図-3.22 既存試験方法によるスケールリング量と質量減少率の関係 (試験前養生③)

討したケースも少なく、ばらつきがみられた。

図-3.20 に JIS 法による質量減少率と各スケールリング試験の規格に準じた前養生方法を行った時のスケールリング量との関係を示す。CDF 法、ASTM 法それぞれのスケールリング量と JIS 法による質量減少率には比較的高い相関がある。

図-3.21 に JIS 法による質量減少率と試験前養生②で統一した場合のスケールリング量との関係を示す。図-3.20 に示した関係と同様、CDF 法、ASTM 法それぞれのスケールリング量と JIS 法による質量減少率には比較的高い相関がある。

図-3.22 に JIS 法による質量減少率と試験前養生③で統一した場合のスケールリング量との関係を示す。前養生②と同様、いずれも相関は高く、前養生③の場合、直線近似により一つの直線で表すことが可能と思われる。

以上より、JIS 法による質量減少率は、スケールリング試験としての検討実績が多い CDF 法や ASTM 法によるスケールリング量と比較的高い相関があり、特に既存スケールリング試験における供試体の試験前養生条件を統一することにより、異なる試験方法を一つの曲線で表せる可能性が示唆された。これが可能となれば、図-3.22 から得られる関係性を利用することで、いずれの試験法でも評

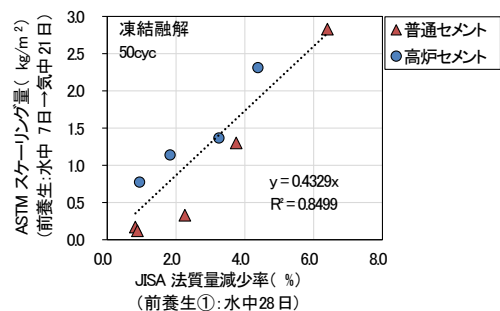


図-3.23 質量減少率とスケールリング量 (ASTM 法) の関係

価できる可能性があり、ASTM 法における目視レイティング評価や CDF 法におけるスケールリング限界量と関連づけて評価することも可能になると思われる。

図-3.23 に H30 年度に実施した高炉セメントの凍結融解50サイクルにおける JIS 法による質量減少率と ASTM 法によるスケールリング量との関係を、H29 年度の普通セメントの試験結果と併せて示す。図中の点線は全データを直線近似したものだが、両者には良い相関があることが確認できた。他方、図-3.10、図-3.12 および図-3.14 に示したように、普通セメントの質量減少率は高炉セメントと同程度かそれ以上になっており、ASTM 法や CDF 法による試験結果と逆の傾向を示すことが確認されてい

る。これについては、3.1.2でも述べたように、試験開始時の供試体の飽水度が高い場合には、JIS法だけでなくASTM法やCDF法においてもセメントの違いによる差は小さくなることを確認している。このため、JIS法においても試験開始時の飽水度の影響をしらべるために、試験前養生において乾燥過程を設けた場合のJIS法による質量減少率について検討した。

### 3.2.7 試験前養生で乾燥過程を設けた場合のJIS法による質量減少率

試験前養生において乾燥過程を設けた場合の影響については、表-2.1に示したH30の高炉セメント配合全ケースと、普通セメントは水セメント比55%のみのケースで試験を実施した。なお、試験前養生は、既存スケーリング試験に準じて、水中養生7日後21日間気中養生を行うこととしたが、乾燥状態から試験を開始すると凍結融解試験中に供試体が吸水して質量が増加し、質量減少率によるスケーリング評価に影響を及ぼすことから、CDF試験と同様に、試験開始前に7日間塩水を吸水させてから試験を開始する方法とした。

図-3.24に試験開始前に乾燥過程を加えた供試体のJIS法による質量減少率を示す。高炉セメントの空気量の違いでは、空気量が多いほど質量減少率は小さくなっており、ASTM法と同様の傾向が確認できる。しかし、水セメント比の違いでは、水セメント45%と65%の質量減少率がほぼ同程度で、水セメント比55%は最も大きくなり、ASTM法によるスケーリング量とは異なる傾向を示した。一方、普通セメントの質量減少率は、乾燥過程を加えたことにより質量減少率は著しく減少し、ASTM法と同様の傾向を示した。

図-3.25に凍結融解50サイクルにおける各前養生供試体のJIS法の質量減少率とASTM法によるスケーリング量の関係を示す。なお、凡例のJIS乾燥とは、試験開始前に乾燥過程を加えた供試体の試験結果を、JIS水中とは水中養生28日の供試体の試験結果である。また、ASTM法の試験結果は、JIS法と同一年度に供試体を作製し試験を行った図-3.7の試験結果を用いている。いずれの前養生条件においても、ASTM法によるスケーリング量と比較的良好な相関があり、乾燥過程を加えて試験開始時の供試体の飽水度を変えた場合でも質量減少率からスケーリング量を推定できる可能性が確認できた。

図-3.26はセメントの違いによる傾向を確認するために、前養生で乾燥過程を設けた場合とそうでない場合の質量減少率をセメントの種類で比較したものである。配合記号の後ろのWとDはそれぞれ前養生条件を示して

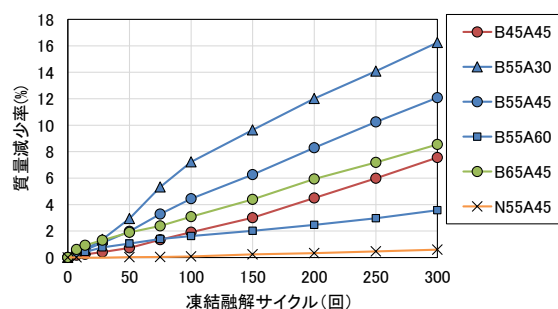


図-3.24 乾燥過程を加えた供試体の質量減少率 (JIS法)

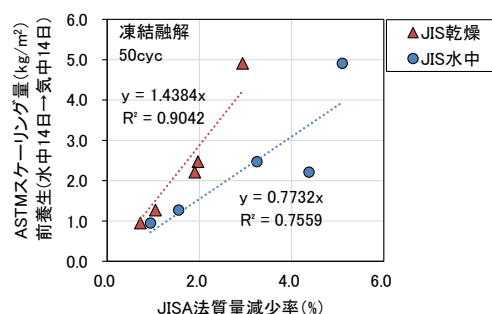


図-3.25 各試験前養生供試体のJIS法の質量減少率とASTM法によるスケーリング量の関係

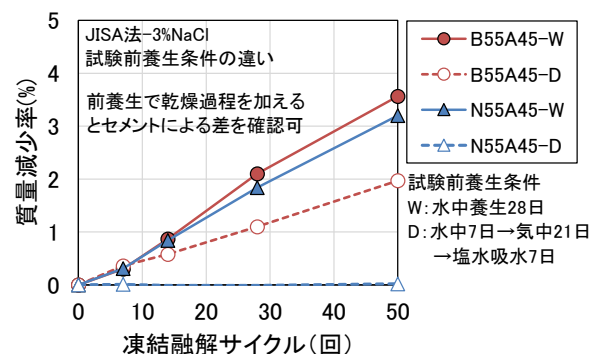


図-3.26 前養生における乾燥過程の有無による質量減少率

おり、Wは水中養生28日、Dは水中7日気中21日の養生後に7日間塩水吸水してから試験を開始したものである。前養生で乾燥過程を設けなかった場合(記号W)、普通セメントと高炉セメントの差は小さく同程度だったが、前養生で乾燥過程を加えた場合(記号D)、普通セメントの方が高炉セメントよりも質量減少率が小さくなり、高炉普通セメントと高炉セメントのスケーリング抵抗性の違いが、既存試験法と同様の傾向で明確に表れることを確認できた。なお、普通セメントにおいては、凍結融解初期において若干の吸水が確認されていることから、試験法の確立に向けては、試験前養生条件の検討をさらに行う必要がある。

以上から、JIS 法の利用により、スケーリング抵抗性を評価できる可能性が示された。JIS 法による凍結融解 50 サイクルでの評価は、試験期間が 7 日と試験の効率性も高く、試験機器の普及面の観点からも有用と思われる。今後試験法として確立するには、前養生条件等の試験条件の整理が必要であることに加え、試験結果のばらつきについても整理する必要がある。

#### 4. まとめ

- (1) 水セメント比の低減や微細で良質な空気量を十分確保することにより、塩分供給下での凍結融解作用によるスケーリング劣化を抑制できることを確認した。
- (2) 既存の海外スケーリング試験法による標準的な試験では、セメントの種類によりスケーリング劣化の程度は異なり、気泡間隔係数が同じ場合、高炉セメントの方がスケーリング量は多くなることを確認した。
- (3) スケーリング促進試験における試験前の養生条件がスケーリング量に影響を及ぼし、試験前の気中養生の有無によりスケーリング量は大きく異なることがわかった。
- (4) ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量に直線的な相関があるが、高炉セメントでは ASTM 法が CDF 法よりもスケーリング量は多く、普通セメントでは逆の傾向を示し、セメントの種類により異なった。
- (5) JIS 法による質量減少率は、CDF 法や ASTM 法によるスケーリング量と比較的高い相関があり、相対動弾性係数が 80% 以上であれば内部ひび割れに侵入する水の質量の影響は小さく、質量減少率から実際

のスケーリング剥離量を把握できることを確認した。

- (6) JIS 法において試験前養生で乾燥過程を設けることにより、高炉セメントと普通セメントとのスケーリング抵抗性の違いが、既存試験法と同様の傾向で明確に表れることを確認した。
- (7) JIS 法によりスケーリング抵抗性を適切に評価するには、前養生条件等の試験条件の整理が必要であることに加え、試験結果のばらつきについても整理する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書設計編、pp.157-160、2013.3
- 2) 遠藤裕丈、田口史雄、嶋田久俊：塩化物水溶液による長期凍結融解作用を受けたコンクリートのスケーリング特性、土木学会論文集、No.725/V-58、pp.227-244、2003.2
- 3) 権代由範、庄谷征美、月永洋一、子田康弘：塩化物環境下におけるスケーリング抵抗性の評価試験法に関する基礎的研究、コンクリート工学論文集、第 20 巻第 1 号、pp.59-70、2009.1
- 4) 山口裕貴、澤部智子、中村拓郎、堀口敬：凍結融解作用によるコンクリートのスケーリング試験方法に関する研究、土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集、V-436、pp.871-872、2010.9
- 5) 高橋幹雄、宮里心一：RILEM CDF と ASTM C 672 の温度条件がスケーリングに及ぼす影響、土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集、V-437、pp.873-874、2010.9
- 6) 服部健作、今井益隆、中村拓郎、堀口敬：実環境を考慮したコンクリートの凍結融解抵抗性の評価、コンクリート工学論文集、第 20 巻第 3 号、pp.11-20、2009.9

## 8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

### 8.3.3 コンクリートの凍害・複合劣化に共通する耐久性向上技術に関する研究

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：古賀裕久、片平博

#### 【要旨】

寒冷地の沿岸地域や凍結防止剤散布地域では、凍害によるコンクリート構造物のスケーリング劣化が問題となっている。平成28～30年度は、空気量、細骨材および粗骨材の品質がスケーリング劣化に与える影響について検討した。また、スケーリングの抑制に寄与するコンクリート中の微細な空気泡の量を簡易に測定する方法として、エアメータ容器内のフレッシュコンクリートに棒状バイブレータを挿入して、振動によって粗大な空気を追い出した後に空気量を測定する方法について検討した。令和元年度はこれまでの研究の継続に加え、養生条件の違いによってスケーリング量が大きく変化する原因を探るための実験を行った。

キーワード：凍結防止剤、スケーリング、空気量、細骨材の品質、粗骨材の品質、振動締固め、養生条件

#### 1. はじめに

コンクリートの凍結融解抵抗性に関しては、古くから様々な研究が行われている。その結果としてフレッシュコンクリート中に4.5%程度の空気量を混入することで高い耐久性が得られることが分かっており、これを目標に配合設計を行うのが一般的である。

しかし、近年、従来の方法で凍結融解抵抗性を確保したコンクリートでも、沿岸部や凍結防止剤散布地域の構造物では、塩化物イオンによって凍結融解によるコンクリートのスケーリング劣化が促進されてしまうことが分かってきて、大きな問題となっている。これに対し、寒冷地域では、スケーリング劣化の影響を受けるおそれが高い部材に対して、用いるコンクリートの空気量を増加させるなどの対策が提案されている。しかし、スケーリング抵抗性を向上させる確実な方法は、現状では、十分に確立されていない。

そこで平成28～30年度は、空気量、細骨材および粗骨材の品質がスケーリング劣化に与える影響について検討したり、また、スケーリングの抑制に寄与するコンクリート中の微細な空気泡の量を簡易に測定する方法として、エアメータ容器内のフレッシュコンクリートに棒状バイブレータを挿入して、振動によって粗大な空気を追い出した後に空気量を測定する方法について検討した<sup>2)</sup>。令和元年度は、これまでの研究を継続することに加え、養生条件の違いによってスケーリング量が大きく変化する原因を探るための実験を行った<sup>3)</sup>。

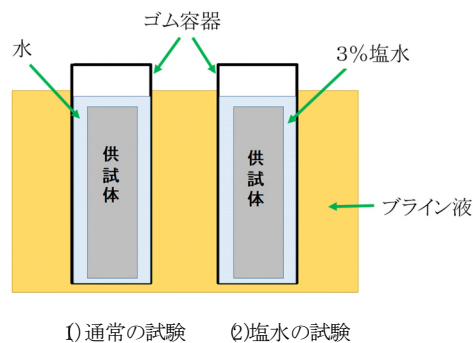


図-2.1 凍結融解試験の概要

#### 2. 材料・配合がスケーリングに与える影響の分析

##### 2.1 検討の概要

コンクリートはセメントペースト、細骨材、粗骨材で構成されている。空気量を増やすことによりセメントペーストの耐凍害性の改善につながられるが、細骨材や粗骨材の品質がスケーリングに与える影響については十分な知見がなく、それらの影響を実験により確認した。空気量および細骨材・粗骨材の品質を変えた合計11種類の供試体を作製し、要因ごとにスケーリング量を比較した。

スケーリングの促進は、JIS A 1148 「コンクリートの凍結融解試験方法」に示される装置を用いて行った。ただし、図-2.1に示すように、塩分の影響がある環境を想定してゴム容器内を3%の塩水で満たして試験を行った。凍結融解の温度条件としては、+4℃～-18℃を6時間で1サイクルとして、数～数十サイクルごとに供試体の質量を測定することで、表面から剥落するスケーリングの量（質量減少率）を求めた。

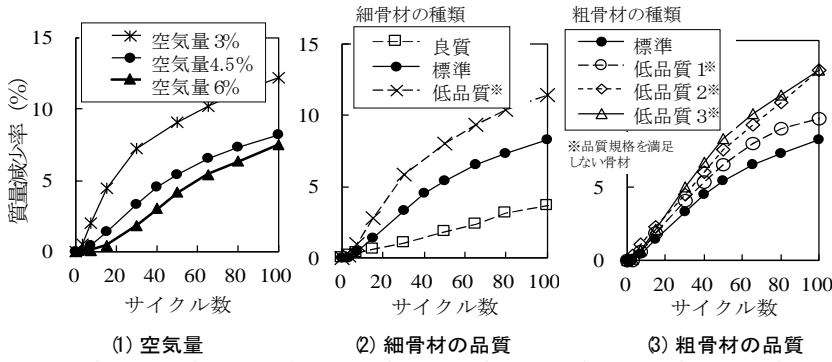


図-2.2 凍結融解試験結果 (各種要因の比較)

表-2.1 各種要因の影響

要因	スケーリング深さ		
	浅い ←		→ 深い
空気量の増加	●	△	△
細骨材の品質	●	●	●
粗骨材の品質	△	△	●

凡例 ● 影響を与える △ 影響は少ない

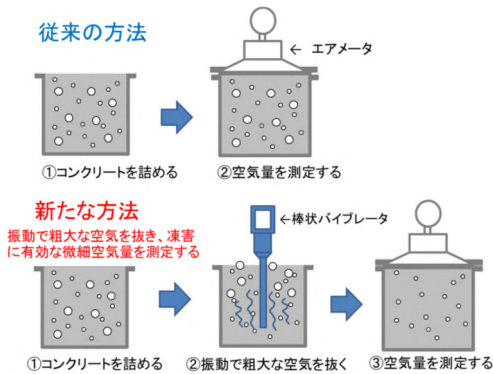


図-3.1 試験方法のイメージ

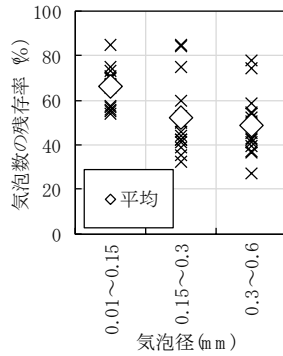


図-3.2 加振 10 秒後の気泡残存率

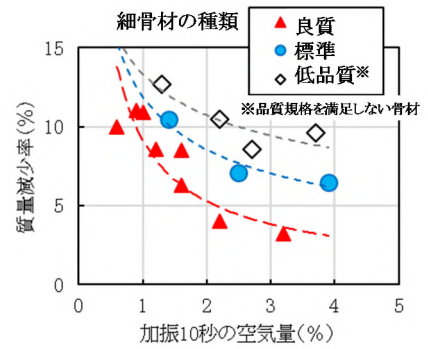


図-3.3 加振 10 秒後の空気量とスケーリング量の関係

2.2 検討結果

試験結果を図-2.2および表-2.1に示す。空気量の大小の影響は、凍結融解サイクルが少ない段階（スケーリングの深さがまだ浅い段階）で顕著に現れたが、スケーリングが進行してもその差はさほど広がらない傾向を示した。これに対して、細骨材の品質の違いの影響は試験期間全体を通じて、粗骨材の品質の違いの影響はスケーリング深さが深くなってから明瞭に現れた。

このように、対象とするスケーリング深さの程度によって、各影響因子（空気量、細骨材や粗骨材の品質）の影響度合いが異なってくるので、その点を考慮に入れた検討が必要になることが分かった。

3. 微細な空気量の測定手法の検討

3.1 検討の概要

スケーリングの抑制には、化学混和剤の働きにより導入される微細な空気泡（エントレインドエア）が有効に機能するが、コンクリート中にはこの他にも練混ぜや運搬の際に巻き込まれる粗大な空気泡があり、粗大な空気泡はスケーリングの抑制には寄与しないと考えられる。しかし、現状行われているフレッシュコンクリートの空気量試験（JIS A 1128）では、両者を区別

して測定することはできない。

そこで、図-3.1に示すように、エアメータで空気量を測定する前に、棒状バイブレータによる加振で粗大な空気泡を追い出し、スケーリングの抑制に寄与する微細な空気泡の量を評価できないか、検討を行った。

実験では、空気量、単位水量、細骨材の種類、化学混和剤の種類等を変えた15配合のコンクリートを製造し、棒状バイブレータによる振動を0秒または10秒与えた後にフレッシュコンクリートの空気量を測定した。また、それらの試料を用いて供試体を作製し、硬化後の気泡径分布の測定と、凍結融解試験（2.1と同じ方法）を実施した。

3.2 検討結果

図-3.2は硬化後のコンクリートの気泡径分布測定結果より、振動を与えなかった場合の気泡数を100として、10秒加振したコンクリートの気泡数の残存率を示したものである。加振によって、スケーリング抑制への効果が期待できない粗大な空気泡ほど減少しており、加振後の空気量を測定することで微細な空気泡の多少をより適切に評価できることが確認できた。

図-3.3は加振 10 秒後の空気量と、凍結融解試験 50 サイクル後のスケーリング量（質量減少率）の関係を



示したものである。細骨材の種類ごとに両者は良く対応しており、加振後の空気量が多いものほどスケーリング量が小さくなる傾向が確認できた。

#### 4. スケーリング試験の養生条件に関する検討

##### 4.1 概要

前章までに紹介したようにスケーリング抵抗性について種々の検討を行っているが、一方で、我が国では硬化コンクリートのスケーリング抵抗性を評価する手法が十分確立していないという課題がある。例えば、既往の研究<sup>4)</sup>から、(a)淡水中で養生した後、直ちに凍結融解試験を行うとスケーリングが多く、(b)凍結融解試験の前に試験体を気中乾燥させるとスケーリング量が少なくなることが分かっているが、その理由やスケーリングの促進方法としてどちらが現実的に即しているかは明確でない。そこで、この条件の違いがスケーリングに影響を与えるメカニズムに関して検討した。

(a)と(b)の前養生の違いによって次の2つの要素が影響を受けると考えられる。

- (1) 乾燥による水分逸散
- (2) 試験体内部への塩水の浸入

このうち、(1)については、乾燥によってコンクリートの毛細管空隙中の水分が逸散した後の空隙が凍結時の水の圧力を緩和しスケーリングに影響を与える可能性がある。(2)については、図-4.1に示すように、淡水中での養生後、直ちに塩水による凍結融解試験を行う場合には、内部の毛細管空隙内は飽水した状態であり、短時間で塩水が浸入する範囲は試験体のごく表層のみと考えられる。これに対して試験体を乾燥させた状態で試験を開始すると、試験開始直後に試験体の乾燥した部分に比較的短時間に塩水が浸入すると考えられる。この(1)と(2)の影響がスケーリングに与える影響を確認するための実験を行った。

また、実験条件が適切かどうかを確認するために、前養生中の試験体の質量変化、塩水の試験体内への浸入状況の確認、さらには、コンクリート中の凍結融解を想定し、飽和水酸化カルシウムに塩分を混入した溶液の凍結状況の確認試験も実施した。

#### 4.2 実験方法

##### 4.2.1 試験体の作製

試験体はモルタル配合とした。セメントは普通ポルトランドセメント（密度  $3.16\text{g/cm}^3$ ）と高炉セメント B 種（密度  $3.06\text{g/cm}^3$ ）の2種類、細骨材には川砂（絶対密度  $2.53\text{g/cm}^3$ 、吸水率 1.60%、粗粒率 2.67）を使用し、水セメント比  $W/C=55\%$ 、砂セメント比  $S/C=2.6$  とし

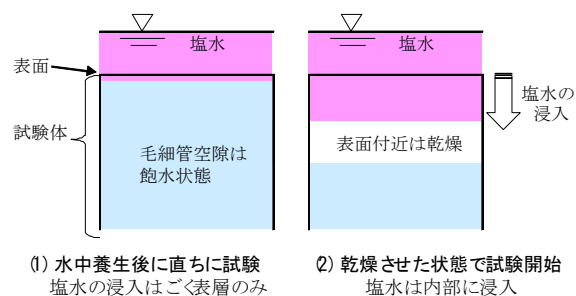


図-4.1 試験体内への塩水の浸入条件の違い

表-4.1 前養生の条件

記号	試験体作製からの経過材齢		
	作製～8週 (8週間)	8週～11週 (4週間)	11週～15週 (4週間)
W	20℃ 淡水	20℃ 淡水	/
D		20℃ 気中	
D-W		20℃ 気中	20℃ 淡水
D-SW			20℃ 塩水

た。空気量は8%（コンクリートにした場合4.5%に相当）を目標としてAE剤で調整した。

20リットルのホバート型ミキサを用いて材料を練り混ぜた。バッチ間の品質の変動を無くすため、普通ポルトランドセメントを用いた配合（以下、N配合という）、高炉セメントを用いた配合（以下、B配合という）、各1バッチの練り量で全ての試験体を作製した。

各種試験に用いる試験体は全て  $40 \times 40 \times 160\text{mm}$  の角柱とし、JIS R 5201に従って作製した。

##### 4.2.2 養生方法

凍結融解試験を行うまでの前養生条件は表-4.1に示す4とおりとした。全ての試験体に対して初期の8週を20℃の淡水中養生として水和を安定させた。次の3週間について、Wは20℃の淡水中で養生したケース、Dは20℃、60%RHの気中で養生したケースである。D-WはDの養生後にさらに20℃の淡水中で4週間養生したケース、D-SWはDの養生後に20℃の塩水（3% NaCl水溶液）中で4週間養生したケースである。

WとD-Wは試験直前まで淡水で養生されており、試験体内の毛細管空隙中があらかじめ飽水状態かそれに近い状態のため、塩水が浸入しにくい条件で凍結融解を開始することとなる。一方、Dは試験開始直後に、D-SWは試験開始前から塩水が毛細管空隙中に浸入した条件で凍結融解を開始することを想定している。試験体の記号は、セメントの種類（普通ポルトランドセメントはN、高炉セメントはB）と表-4.1に示す養生条件の記号をハイフンで繋いで示した。

なお、気中養生中とその後の淡水または塩水による養生中の試験体の質量変化を測定した。

#### 4.2.3 凍結融解試験方法

凍結融解試験に用いる試験体は 40×40×160mm の角柱をコンクリートカッターで 2 分割した 40×40×80mm の角柱試験体 2 体とした。この 2 体の試験体を φ133mm、高さ 60mm のポリプロピレン製の円筒容器に入れ、塩水 (3%NaCl 水溶液) で満たして蓋をした。この容器を、-20℃の冷凍庫内に 16 時間、20℃水中に 8 時間程度入れることで、1 日 1 サイクルの凍結融解作用を与えた。5 サイクルおよび 10 サイクル後に、試験体の表面からスケーリングによって剥落した試料を採取し、乾燥質量を測定し、これを試験体の表面積で除すことでスケーリング量 (g/cm<sup>2</sup>) を求めた。また、剥落した試料量を試験前の供試体質量で除すことでスケーリング率を求めた。

なお、高アルカリ状態と考えられるモルタルの細孔内でも同様の凍結融解が生じるかを確認するために検証実験を行った。実験は、水および水酸化カルシウムの飽和水溶液を用い、これに溶液の 3% 質量分の NaCl を溶かしたものを冷凍庫に入れ、凍結融解時の温度履歴を比較した。また、凍結および融解時の状態を観察した。

### 4.3 実験結果

#### 4.3.1 養生中の質量変化

水中養生直後の質量を 100 として、20℃気中養生中の試験体の質量変化を図-4.2 に示す。乾燥によって 3 週間で水中養生直後から約 3% 程度の質量減少が見られた。この試験とは別に 50℃で乾燥を行った場合には 7% 程度の質量減少が認められたことから、20℃、RH60% の環境に 3 週間おいた際に、モルタル中の自由水の約 4 割程度の水分が蒸発したと考えられる。なお、N-D より B-D のほうが水分蒸発量はやや少ない傾向にあった。

図-4.3 は、20℃で気中乾燥させた試験体を再び淡水または塩水に浸漬した際の質量変化である。この図の縦軸は図-4.2 と同様に最初に行った水中養生直後の質量を 100 として示している。これによれば、質量は浸漬から 3 時間で水中養生直後の質量の 98% を超えており、3 日で 99% に達した。このことから、気中で乾燥させた試験体は比較的短時間に再吸水すると考えられる。淡水に比較して塩水はやや質量が戻りにくい傾向が伺えた。なお、4 週間を経過しても、質量は完全には回復しておらず、乾燥により、毛細管空隙中に空隙 (気泡) が残存していることが伺える。

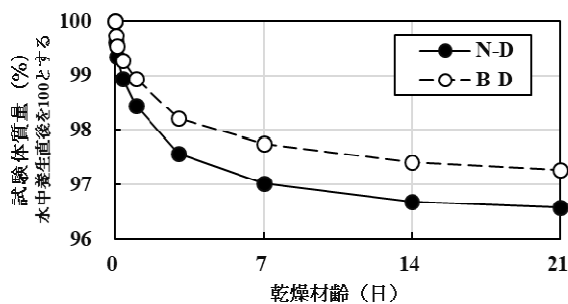


図-4.2 20℃気中養生時の質量変化

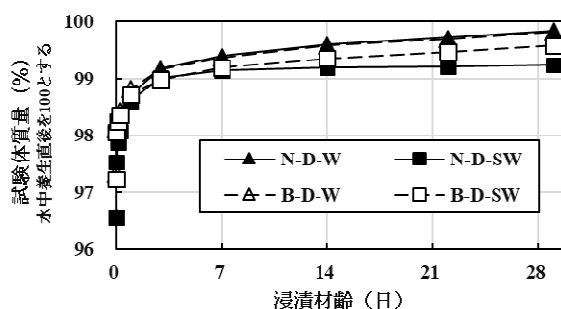


図-4.3 淡水中または塩水中の浸漬時の質量変化

表-4.2 浸漬 3 時間での塩水の浸入深さ

(4 カ月気中状態で保管した試験体を使用)

試験体の種類	N	B
濡れの深さ	10mm	6mm
硝酸銀による発色深さ	5mm	4mm

8 週間の淡水中養生終了後に、約 4 カ月間気中状態で保管していた N および B の試験体を塩水 (3%NaCl 水溶液) に浸漬し、3 時間後に取り出して割裂し、断面内の濡れの状態と、硝酸銀溶液噴霧による塩分浸透深さを測定した。この結果を表-4.2 に示すが、気中乾燥させた試験体を塩水に浸漬すると比較的短時間に表面から数 mm 程度の深さまで水及び塩化物イオンが侵入することを確認した。

#### 4.3.2 塩水の凍結状況

淡水および水酸化カルシウムの飽和水溶液 (Ca(OH)<sub>2</sub>) さらに、これらに 3%NaCl を加えた溶液の凍結融解時の温度測定結果を図-4.4 に示す。淡水と水酸化カルシウム水溶液の温度履歴は類似しており、これに 3% の NaCl を添加した条件でも同様の凝固点降下を示した。このことから、モルタル内の空隙中ではほぼ同様の凍結状況を示すと思われる。

凍結の途中段階において氷ができる状況を観察した。淡水の場合 (図-4.5) は、氷の表面が滑らかで、

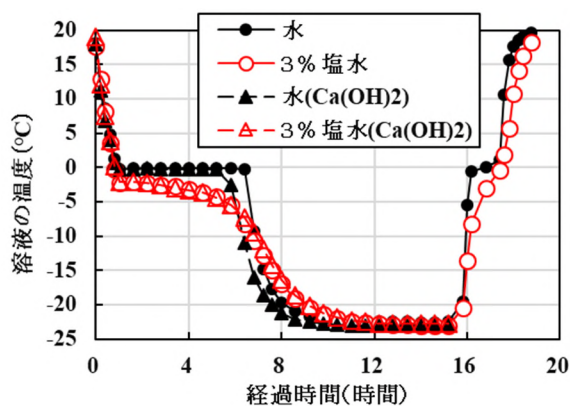


図-4.4 凍結融解時の温度履歴の比較

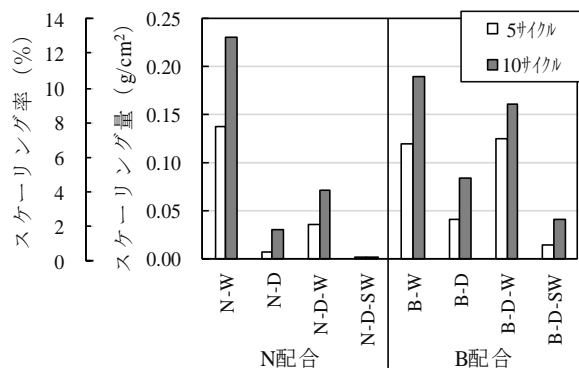


図-4.7 凍結融解試験で得られたスケーリング量

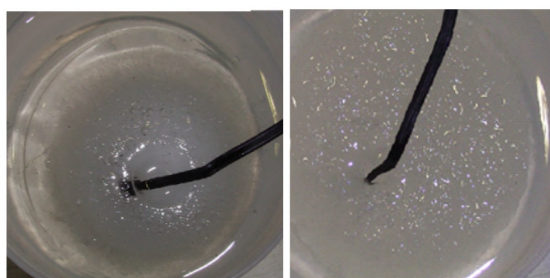


図-4.5 淡水の凍結状況 図-4.6 塩水の凍結状況

表-4.3 凍結または融解途中での塩分量の比較

状態	溶液量(g)	塩分量(g)	塩分率(%)
凍結途中	凍結部分	250	5.2
	溶液部分	119	6.1
融解途中	溶液部分	200	8.4
	凍結部分	170	2.7

ほぼ均質な氷を形成していくが、塩水の場合(図-4.6)はシャーベット状(氷塊が連続しない)の氷が形成されていく状況が確認できた。

さらに、塩水を凍結または融解させる途中段階において、凍結している部分と溶液の部分とを分離して塩分量を調べた。この結果を表-4.3に示すが、塩水が凍結する場合は、まず淡水の部分が先に凍結し、その分、凍結していない溶液中の塩分濃度が増加する傾向が確認できた。これによって、図-4.4に示すように、塩水の凝固点は凍結の最初の頃は-2℃程度であるが時間の経過とともに徐々に低下する傾向を示すと考えられる。また、同様の理由によって凍結の途中段階では凍結にムラが生じ、シャーベット状の氷が形成されるものと考えられる。なお、凍結温度がさらに低下すれば塩水も完全に凍結することを確認している。また、融解時は塩分濃度が高い部分から融解していく傾向が表-4.3から伺える。

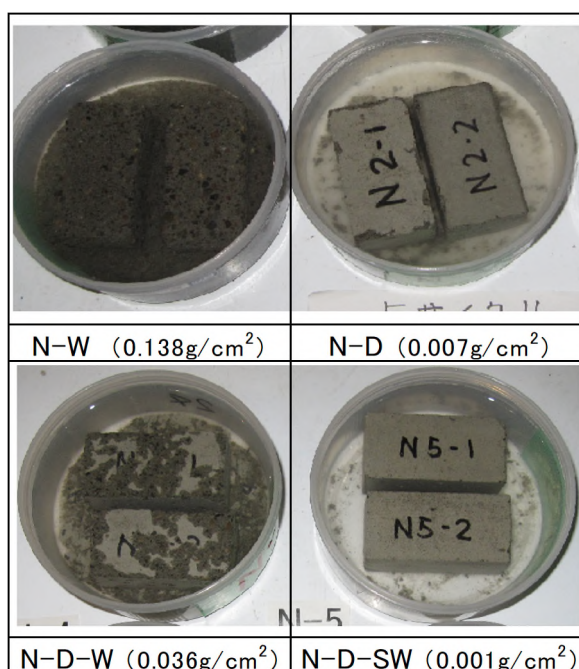


図-4.8 N配合の5サイクルでの状況  
( )内はスケーリング量

### 4.3.3 凍結融解試験結果

スケーリング量の測定結果を図-4.7に示す。まず、N配合についてみると、淡水養生後、直ちに試験を行ったN-Wはスケーリング量が多く、一方で、気中で乾燥させたN-Dではスケーリング量が少なくなった。また、乾燥後に再び淡水中で養生を行ったN-D-WではN-Dよりもスケーリング量が多くなり、乾燥後に塩水中で養生したN-D-SWではスケーリング量が極端に少なくなった。B配合の傾向もN配合と同様であるが、スケーリング量の差はN配合ほど顕著ではなかった。この理由としては、B配合のほうが組織が緻密であり、図-4.2に示すように気中養生中の水分の減少量がN

配合に比べて少なく、前養生の違いによる毛管空隙中の水分条件の差が、N 配合ほど顕著でなかった可能性が一因として考えられる。

図-4.8 は N 配合における 5 サイクル時点での試験体の表面状態の写真である。スケーリングが生じていない面は白く、スケーリングが発生した面は黒く写っている。この写真からも前養生条件の違いによりスケーリング量に大きな差があることが分かる。

#### 4.4 考察

以上の実験結果から、各試験体内の毛細管空隙内の飽水度と、塩水の浸入状態がスケーリング量に与える影響について考える。

まず、毛細管空隙内の飽水度は、W の条件が最も高く、他の条件は W よりも低い。凍害の最も基本的な理論である水圧説によれば、コンクリート内部に氷が形成されると、その体積膨張で未凍結水が毛細管空隙に押し出され、毛細管空隙内の圧力が高まることで劣化が生じる。気泡は未凍結水の逃げ場となる。W 以外の条件は毛細管空隙中に空隙が生じており、これが気泡と同様に圧力の逃げ場となって、スケーリング量が減少した可能性が考えられる。

次に、試験体への塩水の浸入状況について考える。養生条件が W の条件と D-W の条件では、試験体内の毛細管空隙は飽水かそれに近い状態と考えられることから、試験開始時に塩水が浸入する範囲は試験体のごく表層に限定される。D の条件では、ある程度乾燥した状態で試験を開始するため、図-4.3 や表-4.2 に示すように試験開始直後に表面から数 mm の深さまで塩水が浸入した条件と考えられる。また D-SW の条件でも、乾燥後 4 週間塩水に浸漬していることから、この期間に表面から数 mm 以深の深さまでの毛細管空隙中に塩水が浸入した条件と考えられる。

すなわち、塩水の浸入深さは W と D-W の条件では「浅い」、D と D-SW の条件では「深い」となる。これと図-4.7 のスケーリング量との関係を表-4.4 に示す。

スケーリング劣化のメカニズムに関しては諸説あり、それらの説によって表-4.4 の現象が説明できるかについて検討した。その結果、以下のように層間凍結説で説明できると考えられる。

塩分浸入が浅い条件での凍結の模式図を図-4.9 に示す。温度が低下し、<1>試験体の温度が 0°C を下回った段階で内部の水が凍結する（この段階では塩水はまだ凍結しない）、次に、<2>外側の塩水が凍結し、最後に、<3>表層部の薄い部分が凍結すると考えられる。<3>の凍結時には上下部分が既に凍結していて未凍結水の

表-4.4 塩水の浸入条件とスケーリングの関係

試験ケース	塩水の浸入深さ	スケーリング量
W、D-W	浅い（ごく表面のみ）	多
D、D-SW	深い（表層から数 mm 以深）	少

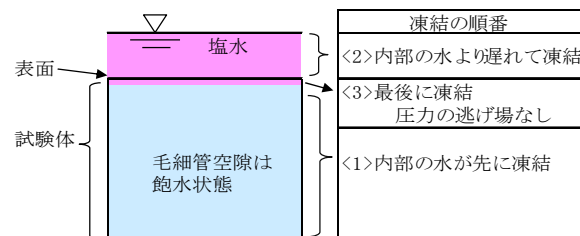


図-4.9 塩水の浸入が浅い条件での試験体の凍結

逃げ場が無くなり、スケーリングが発生する。一方、試験体の内部にも塩水が浸入した条件では、<1>が生じにくく、凍結は外部から内部に徐々に進行するので、余剰水の圧力は内部へと順次逃げていき、劣化は生じにくい。このように、層間凍結説で、今回の実験結果を説明することが可能と考える。

#### 5. まとめ

(1) 塩害環境下のコンクリートのスケーリング抵抗性に影響を与えるコンクリートの配合・材料上の要因（空気量や細骨材、粗骨材の品質）について検討した。この結果、スケーリング深さが浅い段階では空気量の影響が大きいこと、細骨材の品質の影響はスケーリング深さに関係なく比較的大きいこと、粗骨材の品質の影響はスケーリング深さが深くなってから顕著になることが分かった。

(2) コンクリートの空気量確保によるスケーリング抵抗性向上効果をより適切に評価するため、フレッシュコンクリートの空気量測定時に、棒状バイブレータによる振動を 10 秒程度与えた後に空気量を測定する方法を検討した。この方法で、コンクリートの凍結融解抵抗性（スケーリング抵抗性）を従来よりも精度よく推定できる可能性が示された。

(3) コンクリートのスケーリング劣化に関して、促進劣化試験を行う場合に、促進劣化試験前の養生条件の違いによってスケーリング量が大きく変化する原因を探るための実験を行った。この結果、試験体内部が飽水状態で塩水が浸入しにくい条件よりも、供試体内に塩水が浸入する条件においてスケーリングが小さくなる傾向を示し、その劣化メカニズムは層間凍結説で説明できる可能性を示した。

今後、さらに検討を進め、スケーリング劣化メカニズムの解明と、評価試験方法の確立、効率的なスケーリング劣化抑制対策を構築していく必要がある。

#### 参考文献

- 1) 片平博、古賀裕久：空気量や細骨材・粗骨材の品質が塩分環境下の凍結融解抵抗性に与える影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、pp.875-880、2019.7
- 2) 片平博、古賀裕久：振動締固めが凍結融解・スケーリング抵抗性に与える影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.38、pp.999-1004、2016.7
- 3) 片平博、古賀裕久：スケーリング劣化のメカニズム解明に向けた基礎的実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.42、2020
- 4) 遠藤裕丈、田口史雄、嶋田久俊：養生と乾燥日数が異なるコンクリートの凍害と塩害の複合劣化特性、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.1、2002

## 8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

### 8.3.4 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（舗装）

担当チーム：寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）

研究担当者：丸山記美雄、上野千草、田中俊輔

#### 【要旨】

本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装に対する耐久性の高い更新または新設時の技術を開発し、導入に向けた提案を行うことを目的としている。令和元年度は、舗装の凍上・凍結融解に対する表層混合物の高耐久化技術の開発として、高耐久型表層用 SMA 系アスファルト混合物の耐久性向上を目的とした骨材配合の検討と転圧方法の検討のため、室内試験および試験施工を実施した。

キーワード：融雪水、凍結融解、機能性 SMA、水平振動ローラ

#### 1. はじめに

積雪寒冷環境下においては、凍上・凍結融解等の要因に加え、交通繰返し荷重による疲労や摩耗が複合的に作用した舗装損傷の被害が顕在化している。そこで、本研究は、凍上・凍結融解等を受ける舗装の要対策箇所に対する耐久性の高い更新・新設技術を開発し、導入に向けた提案を行うことを目的としている。令和元年度には、舗装の凍上・凍結融解に対する高耐久化技術の開発として、高耐久型表層用アスファルト混合物と耐久性向上を目的とした施工方法を検討するための試験施工を実施した。

#### 2. 舗装の凍上・凍結融解に対する高耐久化技術の開発

積雪寒冷環境下の舗装、特に融雪水の凍結融解作用や交通繰返し荷重の影響を直接的に受ける表層には、十分な耐久性を有することが求められる。さらに、近年、融雪期に発生するポットホールなどの大きな損傷が問題となり、表層用アスファルト混合物の高耐久化・長寿命化が、社会的なニーズとなった。

そこで、表層用アスファルト混合物のさらなる長寿命化を実現するために、配合設計および施工方法の2つの観点から、新しい高耐久化技術の検討を実施した。

##### 2.1 高耐久型表層用アスファルト混合物の検討

積雪寒冷地において、冬期間も一定の管理水準で道路交通を確保することは、国民生活を守る観点から必要不可欠である。そこで、表層用アスファルト混合物には、耐久性だけでなく、十分な走行安全性の機能を発揮することが求められてきた。その中で近年普及が進んでいる舗装が機能

性 SMA である。機能性 SMA は、我が国の積雪寒冷地において、排水性舗装の代替として普及している。しかし、世界的に見ると、SMA 系混合物は高い耐久性を期待できる舗装として施工実績が増加しており、特に米国では、2011 年と比較して2015年の施工実績が約30倍と急速に普及している<sup>1)</sup>。

このように、SMA 系混合物には、さらなる高耐久化を実現できる可能性が考えられることから、我が国で普及している機能性 SMA の配合を基にして、新しい配合を検討した。

まず、室内試験において、機能性 SMA の基準となる配合から、骨材粒度とアスファルト量を変化させて、耐久性評価を実施した。図-2.1 に骨材粒度を変化させた時、図-2.2 にアスファルト量を変化させた時の耐久性試験（低温カンタブロ試験・チェーンラベリング試験）の結果を示す。

骨材粒度では、細骨材の配合割合が高い上限粒度が、最も高い耐久性が期待できる結果となった。アスファルト量に着目すると、アスファルト量が多くなるほど、耐久性に優れる結果となった。したがって、骨材粒度を細かくする、およびアスファルト量を多くすることが、高耐久化を目指す上で有効であることを確認した。

次に、室内試験の結果を参考に、屋外試験を実施した。施工可能な敷地内において、表-2.1 の配合の混合物を舗設し、供試体を採取した後、耐久性評価を目的とした室内試験（低温カンタブロ試験・チェーンラベリング試験）を実施した。

まず、舗設作業において、施工性に問題がないことを確認できた。その上で、採取した供試体を用いた耐久性評価試験の結果を図-2.3 および図-2.4 に示す。

低温カンタブロ試験およびチェーンラベリング試験の

結果ともに、現行の機能性SMAと比較して、新配合混合物の方が、耐久性に優れることを確認した。

今後、一般国道や高規格道路への適用を目指して、試験施工等による検討を実施したいと考えている。

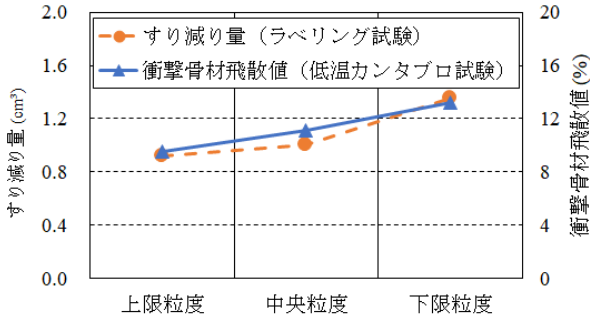


図-2.1 骨材粒度に着目した耐久性試験の結果

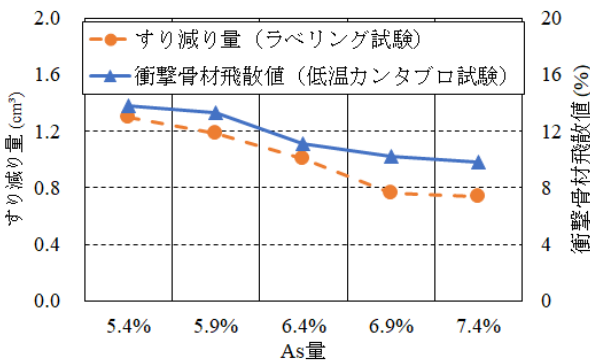


図-2.2 アスファルト量に着目した耐久性試験の結果

表-2.1 新表層用混合物の配合

	新配合	機能性SMA
アスファルト	7.1%	6.2%
6号砕石	59.1%	61.5%
7号砕石	10.4%	10.5%
粗目砂	7.4%	4.6%
細目砂	4.7%	5.1%
フィラー	11.3%	12.1%

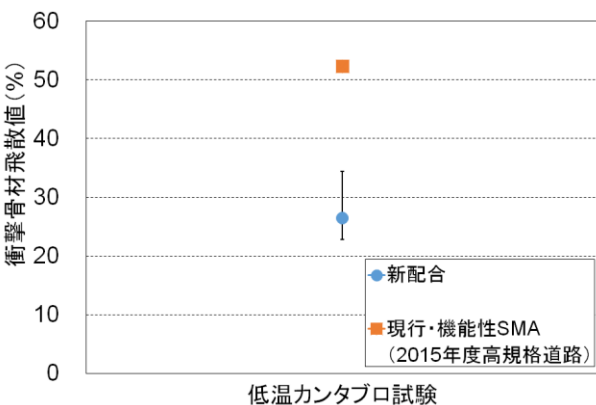


図-2.3 低温カンタプロ試験の結果

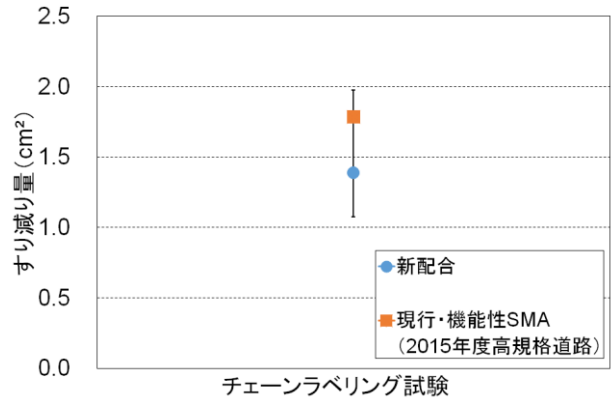


図-2.4 チェーンラベリング試験の結果

## 2.2 耐久性向上を目的とした施工方法の検討

我が国におけるアスファルト混合物の施工では、マカダムローラやタンデムローラ、タイヤローラを用いた施工例が非常に多い。世界的にみると、特に高耐久化を目的としたSMA系混合物の施工には、振動ローラを用いることがよく見られる。特に水平振動ローラ(写真-2.1)は、一般的な垂直振動ローラに比べて低騒音かつ骨材割れが少ないことから、近年、欧米を中心に普及している。しかし、我が国においては、路盤等の施工での実績は若干見られるものの、表層用アスファルト混合物に適用した事例はほとんど見られない。そこで、我が国に適した水平振動ローラの適用方法を検討した。

舗設可能な敷地内において、機能性SMAの施工に水平振動ローラを適用した試験施工を実施した。また比較として、従来方法であるマカダムローラ、タンデムローラ、タイヤローラを用いた施工も実施した。施工後は供試体採取し、締固め度の測定および低温カンタプロ試験による耐久性評価を実施した。

図-2.5に締固め度、図-2.6に低温カンタプロ試験の結果を示す。水平振動ローラを用いると、従来方法よりも高い締固め度となっていることから、高い締固め効果を有することを確認した。また、低温カンタプロ試験の結果においても骨材飛散抵抗が向上することが確認できた。

今後、新配合混合物と同様に、一般国道や高規格道路への適用を目指して、試験施工等による検討を実施したいと考えている。



写真-2.1 水平振動ローラ（7t 級）

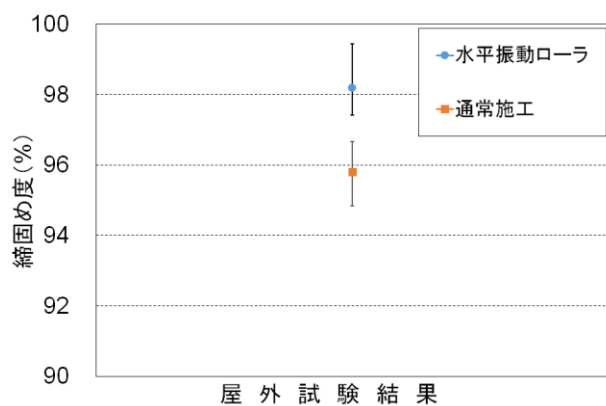


図-2.5 締固め度測定の結果

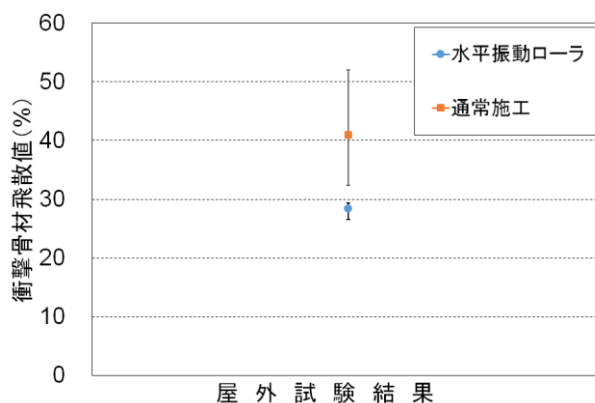


図-2.6 低温カンタブロ試験による耐久性評価の結果

### 3. まとめ

舗装の凍上・凍結融解に対する高耐久化技術の開発として、新しい配合の表層用アスファルト混合物および水平振動ローラを用いた施工技術の検討を実施し、双方、高耐久化を目的とした場合において有効であることを確認した。今後、一般国道や高規格道路への適用を目指して、試験施工の実施を考えている。

### 参考文献

- 1) Fan Yin, Randy West: Performance and Life-Cycle Cost Benefits of Stone Matrix Asphalt, 1st International Conference on Stone Matrix Asphalt, Atlanta, Georgia, 2017.



## 8.3 凍害・複合劣化等への耐久性の高い更新・新設技術の確立

### 8.3.5 凍上・凍結融解を受ける舗装や切土のり面の耐久性向上技術に関する研究（切土のり面）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）  
研究担当者：畠山乃、林宏親、山木正彦、佐藤厚子

#### 【要旨】

寒冷地域における切土のり面は、凍上もしくは凍結融解作用を繰り返し受けることにより、表層のゆるみやグラウンドアンカー工、地山補強土工などのり面構造物の損傷が多く確認されている。今後限られた人員・予算で相当な延長の切土のり面を管理することを考えると、耐久性向上に資する凍上対策技術の確立が急務である。

令和元年度は、グラウンドアンカーの凍上対策として、断熱に着目した一連の実物大試験施工を行った。また、小段排水溝の凍上対策として、これまでの方法のほかに排水溝に土圧を作用させて凍上による持ち上がりを防ぐ方法を加えて、実物大の試験施工を行った。

キーワード：凍上、凍結融解、グラウンドアンカー工、小段排水溝

#### 1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地において、グラウンドアンカー工や地山補強土工といったのり面構造物が凍上により損傷し、機能が低下することが問題視されており、維持管理上の課題となっている（写真-1.1）。

そこで、グラウンドアンカー工および地山補強土工について、凍上に起因する損傷のメカニズムを把握し、凍上対策技術を検討することを目的として、これまで北海道各地において施工したグラウンドアンカー工や地山補強土工について測定した荷重および変位をとりまとめた。また、苫小牧施工試験フィールドにおいて実物大の試験施工を行い、作用する荷重を計測し、グラウンドアンカー工については自由長、定着荷重、受圧面積に、地山補強土工については補強材の長さを受圧板の面積に着目して試験施工を行った。

令和元年度は、寒冷地におけるのり面構造物の耐久性向上に資するべく、断熱対策に着目した試験施工を行った。具体的には苫小牧施工試験フィールドにおいて実物大のグラウンドアンカーを施工し、各種断熱対策による効果を検証した。

その他、のり面の小段排水溝の凍上対策として、地山、気象などを同じ条件で、凍上に追従可能な柔軟な材料を用いた排水溝や排水溝を凍結・凍上の発生が少ない位置に設置する施工方法などとともに排水溝に土圧を作用させて凍上による持ち上がりを防ぐ方法を加



写真-1.1 グラウンドアンカー頭部の変状事例

えて、実物大の試験施工を行った。

#### 2. これまでの研究成果

##### 2.1 平成 28 年度

寒冷地の道路や切土のり面の小段に施工されるU型排水溝が、寒冷地特有の問題である凍上現象や凍結融解現象により損傷し、排水機能が低下していることが北海道内各地から報告されている。排水機能が低下したU型排水溝を補修するために「立体網状スパイラル構造排水材を用いた排水溝」を試験施工し凍結深さや排水溝の変位を計測した。また、切土のり面の安定化を図る目的で「断熱材を併用した特殊ふとんかご」を施工し、各種計測調査を行った。

その結果、次のことが明らかになった。

### ① 立体網状スパイラル構造排水溝

立体網状スパイラル構造排水溝は軽量かつ柔軟性があるため、U型排水溝と比較して変位は大きかった。また、1シーズンの短期間ではあるが各排水溝とも雨水樹接続部および排水溝継目箇所への損傷はなかった。なお、立体網状スパイラル構造排水溝は軽量のため人力による運搬・設置が可能で施工性に優れていることも確認出来た。

### ② 断熱材を併用した特殊ふとんかご

特殊ふとんかごに断熱材を施工して熱の流れを制御することにより、切土のり面の凍結を抑え凍上を抑制する効果が期待できることが明らかとなった。また、景観や環境面に配慮して地山や特殊ふとんかご上面に施工した張芝についても凍結を抑制する効果が期待できると考えられる。なお、張芝の場合は芝の育成の程度も影響することが考えられる。さらに、現地では積雪が確認されていることから、積雪による断熱効果も十分考えられる

## 2.2 平成29年度

平成28年度に行ったU型排水工の損傷補修対策としての立体網状スパイラル構造排水溝および切土のり面の安定化を図る目的で試験施工した断熱材を併用した特殊ふとんかごについて継続調査を行った。さらに、北海道のような積雪寒冷地において、グラウンドアンカー工や地山補強土工が凍上により損傷し、機能が低下することが問題視されており、維持管理上の課題となっていることから、苫小牧施工試験フィールドにおいて新たに長さの短い模擬地山補強土工を試験施工し、作用する荷重、変位、凍結深さなどを調査した。

その結果、次のことが明らかになった。

### ① 立体網状スパイラル構造排水溝

立体網状スパイラル構造排水溝の変位は、施工2年目においても1年目と同様に、U型排水溝と比較して大きかったが、融雪期にかけて当初の状態に戻る傾向を確認した。

### ② 断熱材を併用した特殊ふとんかご

断熱材による熱の流れを制御することにより、切土のり面の凍結を抑え凍上を抑制する効果が持続していることを確認した。また、特殊ふとんかごの損傷や変形、アンカーピンの抜け出し、小段排水溝のズレや傾きについても確認されず、健全な切土のり面の状態を維持している。引き続き計測および現地調査を行い、凍上対策としての有効性について検証を進める。

### ③ 模擬地山補強土工

アンカー頭部の固定方法および受圧板の形状を見直した地山補強土工では、受圧板の形状によりアンカーが受ける荷重が異なること、さらに受圧板が損傷することを確認した。

## 2.3 平成30年度

凍害メカニズムを踏まえた対策工を検討するために、苫小牧施工試験フィールドにおいて実物大グラウンドアンカーおよび、地山補強土工を試験施工し、荷重および変位を測定しとりまとめた。

その結果、次のことが明らかになった。

- ・地盤の凍上によりグラウンドアンカーおよび地山補強土に凍上力が作用し、グラウンドアンカーにおいては許容荷重に迫る凍上力が作用した。

- ・グラウンドアンカーについては、自由長を長くする、定着荷重を小さくする、受圧板面積を小さくすることで凍上力を抑制することができた。

- ・地山補強土については、受圧板面積を小さくすることで凍上力を抑制することができた。

## 3. グラウンドアンカーの凍上対策に関する試験施工

### 3.1 試験方法

#### 3.1.1 試験条件

試験は、積雪が少なく冬期の気温が低い北海道苫小牧市にある寒地土木研究所施工試験フィールドにて実施した。今回の調査期間(2019年12月～2020年3月)における日平均気温と、12/1以降の日平均気温の累積値を図-3.1に示す。なお気温は原位置に百葉箱を設置して計測したものである。図中には各々の最低値を記している。苫小牧市の10年確率凍結指数は $370^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}^2$ であることを考えると、本計測期間は特別寒冷ではなかったといえる。また試験フィールド内は定期的に除雪を行い、積雪深は常時10cm以下となっている。

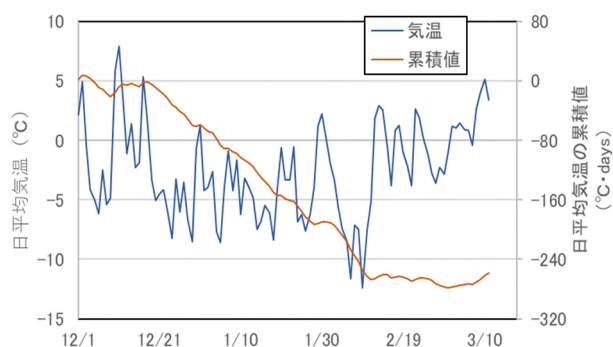


図-3.1 原位置の気象条件

試験地盤は表層 90cm を凍上性の高い地盤材料（凍上速度  $U_h=0.78\text{mm/h}$  の砂礫質火山灰質粘性土）に置き換え、締固め度 99.8% で造成した（図-3.2 参照）。なお本試験では、試験条件の明確さや、施工性を考え、グラウンドアンカー（以降 GA）を水平地盤に垂直に施工している。

### 3.1.2 各グラウンドアンカー（GA）の諸条件と断熱対策

今回実施した GA の各種対策状況を図-3.3 に示す（GA-1～5）。GA-1、3、4、5 は同一の素材の受圧板（鋼製）で、各々断熱手法が異なる（GA-1 のみ定着荷重が他と異なる）。GA-1 は植生マットを敷設し、その上に受圧板を設置している。GA-3 は厚さ 2cm のゴムマットを敷設の上、受圧板を設置し、さらに植生マットを被覆している。なお植生マットと受圧板に生じた空間（受圧板の凹部）は覆土している。GA-4 は厚さ 2cm のゴムマットを敷設し、その上に受圧板を設置している。GA-5 は厚さ 1cm のゴムマットを敷設し、その上に受圧板を設置している。GA-2 は受圧板そのものが他と異なり強化プラスチック発泡体でできている。

### 3.1.3 各種計測方法

計測は GA に作用する凍上力として、受圧板と支圧板の間に荷重計を設置し、受圧板に作用する荷重を測定した。また試験地盤の凍結状況を把握するために、受圧板直下（アンカー体から 30cm の距離）に、表面から深さ方向に 10cm 間隔（地表面を含む）で地中温度の計測を行った。荷重と温度は 1 時間毎に自動計測を行っている。

## 3.2 調査結果

### 3.2.1 断熱効果

図-3.4 は各 GA 受圧板直下で測定した地中温度から算出した原位置における凍結深である。ここで凍結深は、地表面から深さ方向に 10cm 毎に計測した温度（日平均

温度）を基に、温度勾配から  $0^{\circ}\text{C}$  の位置を推定し、地表面を基準にその位置を凍結深として示している。そのため厳密な意味で凍結深を表しているわけではないことに留意されたい。

この図より、今回設定した条件では、受圧板の素材が強化プラスチック発泡体である GA-2 が最も断熱効果が高く、凍結深が常時 0cm であることがわかる。なお GA-2 で測定した地中温度は地表面も含め一度もマイナス温度を記録しなかった。次いで、GA-3、GA-4、GA-1、GA-5 の順に凍結深が浅く、断熱効果が高いようである。

GA-4 と GA-5 の比較より、ゴムマットを 1cm 厚くすることで凍結深を 2～3 割程度低減することができ、

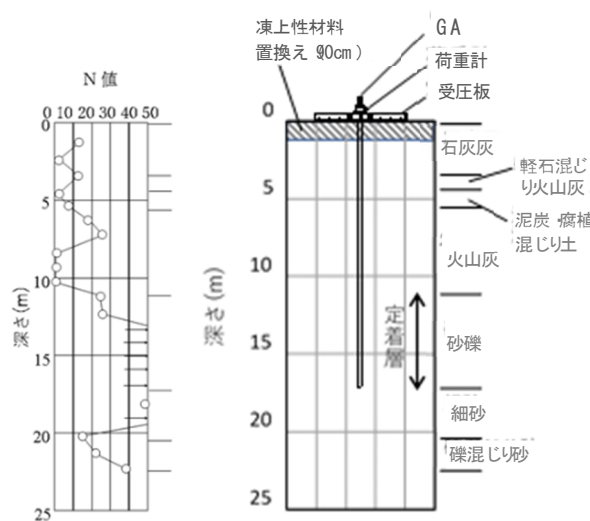


図-3.2 試験地盤

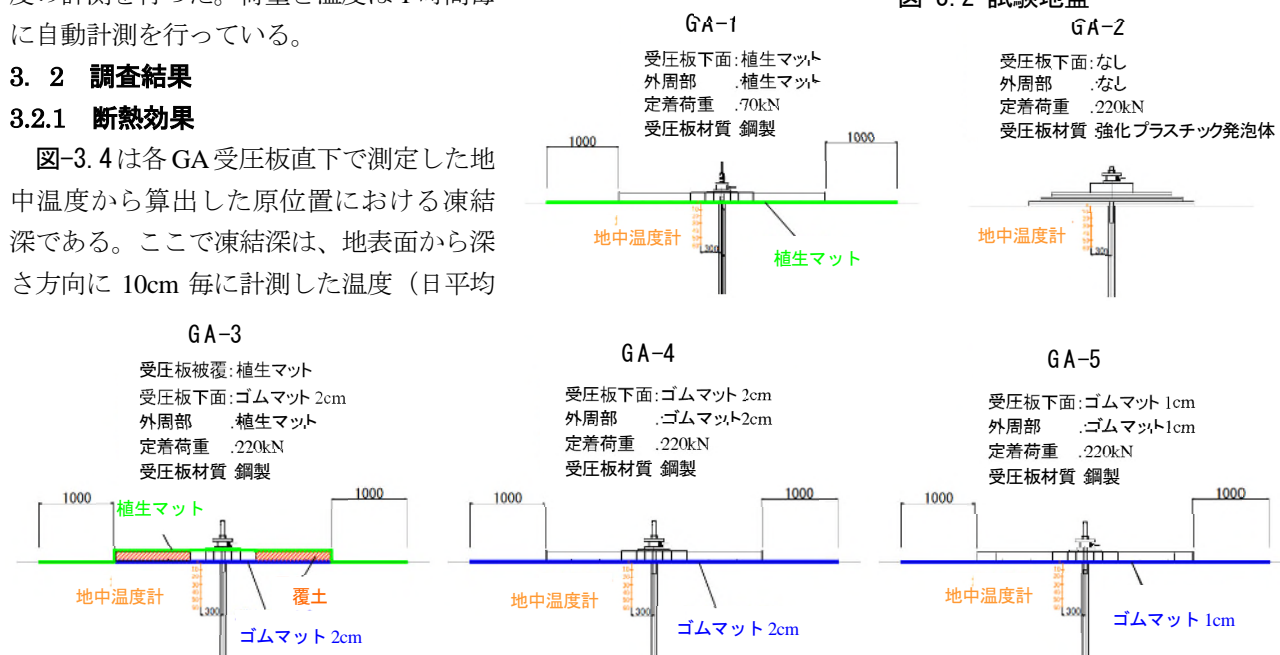


図-3.3 各種断熱対策を施したグラウンドアンカー（GA）の諸条件

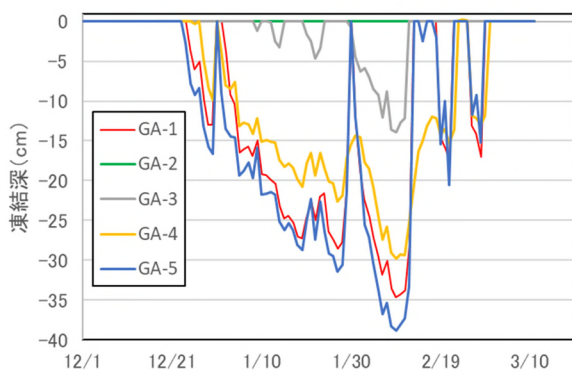


図-3.4 各 GA における凍結深の推移

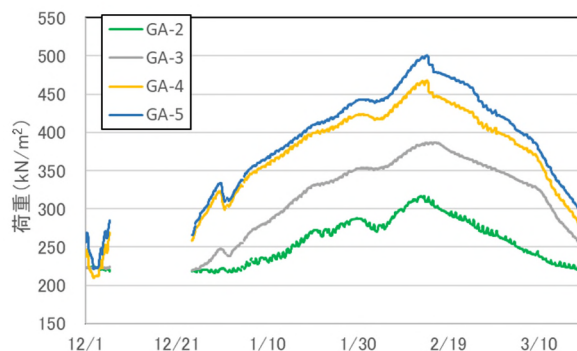


図-3.5 各 GA に作用する荷重（凍上力）

また GA-1、GA-4、GA-5 の比較より、植生マットはゴムマット 1cm と 2cm の中間程度の断熱効果のようである。植生マットとゴムマットを組み合わせた GA-3（植生を考慮し受圧板のスペースに覆土している）は断熱効果が高く、景観を含め凍上対策手法として期待ができる。

### 3.2.2 凍上抑制効果

図-3.5 は定着荷重が異なる GA-1 を除き、受圧板に作用する荷重（凍上力）を整理したものである。図-3.4 で示した凍結深の大小と凍上力の大小に相関が見られ、凍上力も GA-2、GA-3、GA-4、GA-5 の順に小さい。このことは、凍上を抑制する対策として断熱は効果的な手法の一つであることを示している。一方で図中にその日付を記しているが、凍結深が最大の日と凍上力が最大の日は一致せず、最大の凍上力の発現は凍結深が最大になった後に見られる。今後この原因について考察を深めたい。

また注目したいのが、算出した凍結深が 0 であった GA-2 においても荷重が増加し凍上力が作用していることである。これは、受圧板中央付近（地中温度計測位置）は断熱効果が高いが、そこから遠ざかると周囲からの冷気で地中が凍結し、凍上が生じていることが考えられる。現在、熱伝導解析により断熱効果の範囲等の検討を進めているため、いずれ断熱材の影響範囲についても報告したい。

### 3.3 グラウンドアンカーの凍上対策のまとめ

同一の気象・地盤条件下で、各種断熱対策を施したグラウンドアンカー（GA）の挙動を確認した。得られた主な知見は以下の通りである。

- 一般的な鋼製の受圧板と比べ強化プラスチック発泡体の受圧板（GA-2）は断熱性に優れ、本計測期間においては凍結深が 0 であった。
- 鋼製の受圧板を使用したケース（GA-1、GA-3、GA-

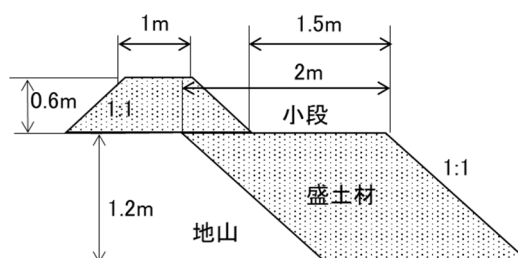


図-4.1 小段断面の概略

4、GA-5）で比較すると、当然とも言えるが多くの対策を組み合わせた GA-3 の断熱効果が高い。

- 凍結深の大小と凍上力の大小には相関が見られ、断熱対策は凍上力を抑制できる効果的な手法の一つであることが示された。

## 4. 小段排水溝の凍上対策<sup>3)4)5)</sup>

### 4.1 試験方法

#### 4.1.1 施工方法

苫小牧施工試験フィールドにおいて、高さ 1.2m の切土面に火山灰質の盛土材により、幅 1.5m の小段を施工した。盛土材は、凍上速度が 1.2mm/h であり、非常に凍上性の高い材料である。図-4.1 に小段断面の概略を示す。山側シフト排水溝は小段の山側のり尻へ、その他の排水溝は小段の中央へ設置した。各排水溝の長さは 2m である。排水溝施工後、土砂の流入を抑制するため各排水溝の周辺は張芝で土砂を被覆した。

#### 4.1.2 調査方法

排水溝周辺の 3 箇所において、地山の温度を 10cm ごとに設置した温度センサーで、1 時間ごとに自動計測した。また、各排水溝の両側と中心の 3 箇所排水溝の鉛直変位量を測量した。さらに、同じ箇所でもラントルールにより排水溝の傾斜を測定した。排水溝の鉛直変位量と傾斜は約 2 週間に 1 度の間隔で測定した。

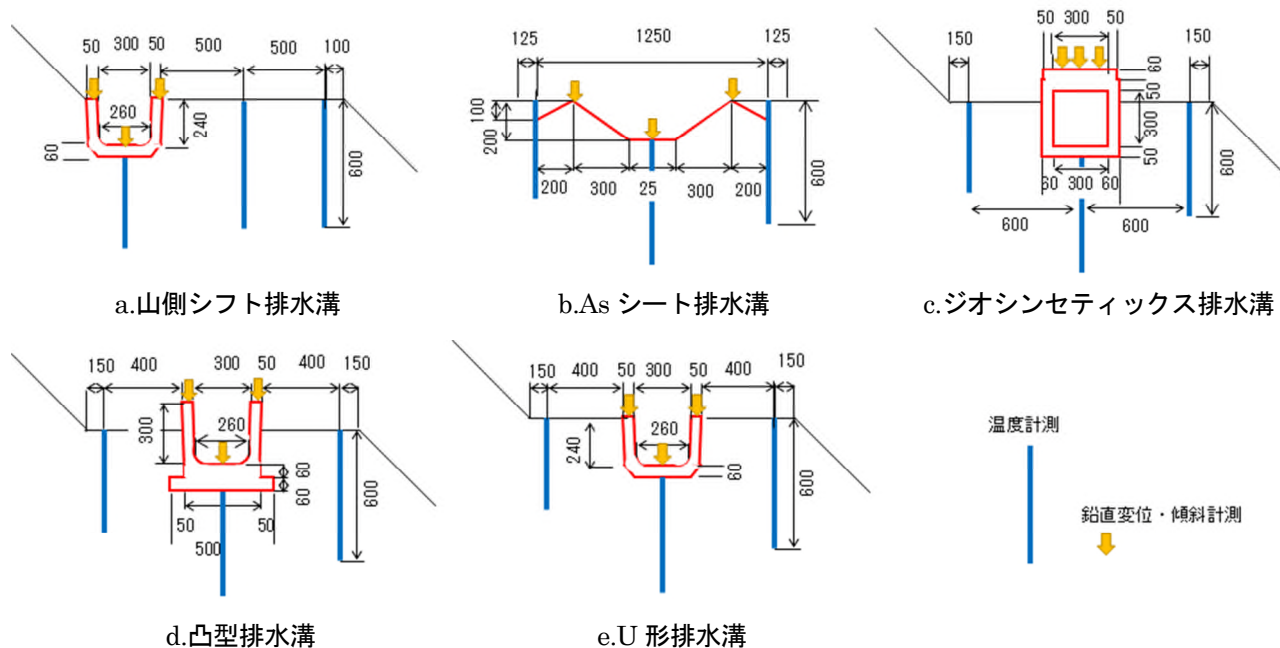


図-4.2 各排水溝の測定位置

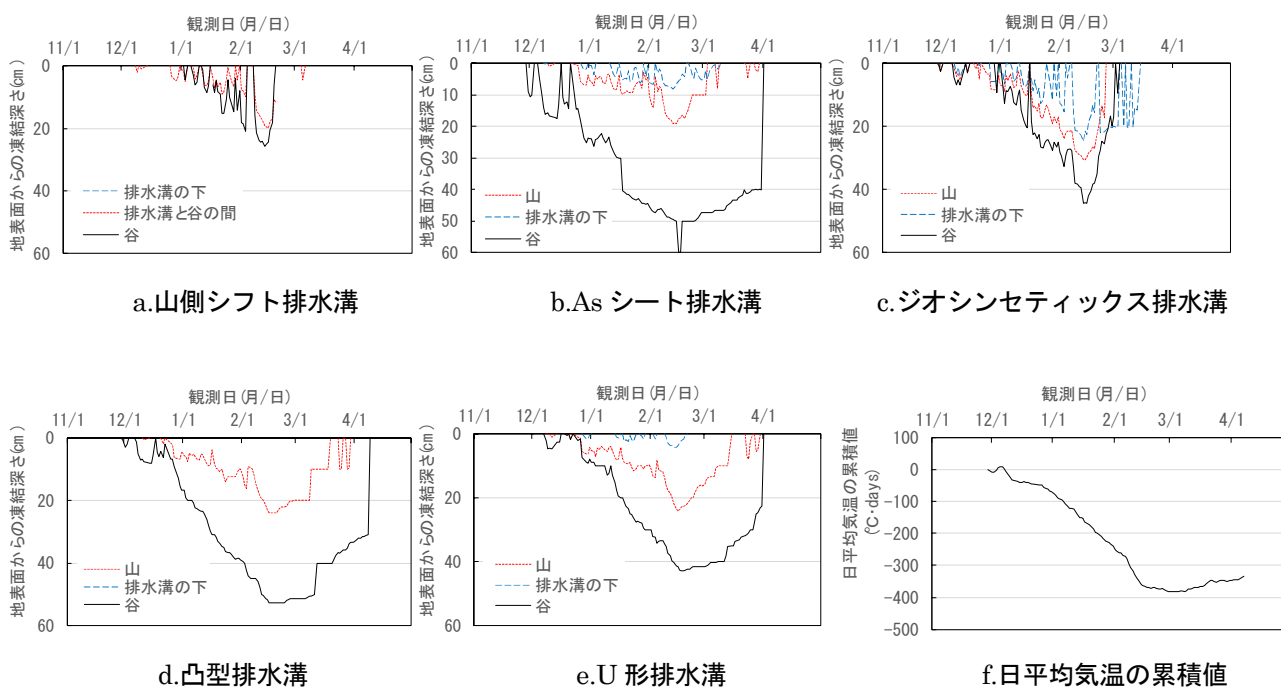


図-4.3 各排水溝の凍結深さと日平均気温の累積値

各測定位置を図-4.2に示す。

## 4.2 試験結果

### 4.2.1 排水溝周辺の凍結深さの変化

地山の凍結深さは、測定した温度がマイナスからプラスに変わる上下の温度から、比例配分して 0°Cの深さとして求めた。2018年度の冬期の凍結指数は 400°C・days 程度で比較的寒冷な気候であった。

各排水溝の施工後の経過時間と凍結深さの関係を

図-4.3に示す。山側シフト排水溝を除いて、谷側と山側では凍結深さが異なっており、谷側において凍結深さが大きくなった。なお、この深さは排水溝の種類によって異なっていた。また、どの排水溝においても排水溝の直下は、山側、谷側よりも凍結深さが小さかった。以上の凍結深さの挙動はこれまでの研究成果と同様である。2019年1月から2月中は施工箇所付近の平地で 10cm 程度の積雪が確認されている。また、排水

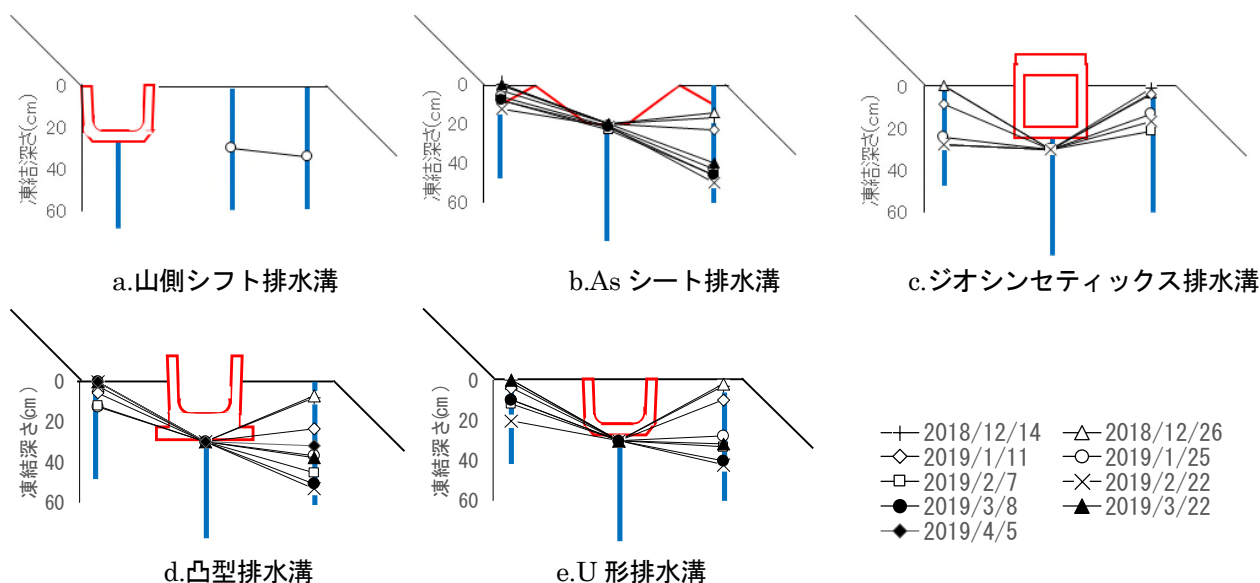


図-4.4 各排水溝の凍結面の推移

溝内空は小段平坦部よりも深い積雪となり、排水溝直下は凍結が進まなかったものと考えられる。

ジオシンセティックス排水溝は、上蓋が設置された構造であり、冬期間排水溝内に積雪がないことを確認している。これは、積雪による断熱効果がないため寒気が排水溝の内空部に侵入し排水溝直下の凍結が進み、他の排水溝よりも地山が凍結したものと考えられる。

山側シフト排水溝の凍結深さはすべての排水溝の中で、最も小さく、他の排水溝の半分程度であった。このことから、山側シフト排水溝が小段排水溝の凍上対策として効果があると考えられる。

次に、排水溝ごとに凍結面の推移を調べた。図-4.4は、排水溝の鉛直変位量を測定した日の凍結深さを示したものである。山側シフト排水溝では計測期間中で排水溝直下の凍結は確認できなかった。ジオシンセティックス排水溝は谷側の凍結が小さく、谷側と山側の凍結深さは比較的対称であった。As シート排水溝、凸型排水溝、U形排水溝は、山側よりも谷側の凍結深さが大きく、非対称な凍結状態であった。

#### 4.2.2 排水溝の凍上量の変化

各排水溝の凍上量の変化を図-4.5に示す。すべての排水溝で、施工してから気温がマイナスである3月上旬まで鉛直変位が上昇し、気温がプラスになると沈下した。凍上量はコンクリート構造物である山側シフト排水溝、凸型排水溝、U形排水溝では、5cm程度であったが、柔軟性を示す材料によるAs シート排水溝とジオシンセティックス排水溝の凍上量は、軽い材質であ

ることもあって8~11cmでコンクリート製品よりも若干大きかった。凸型排水溝については埋設深さが浅かったこともあり、当初期待していたような、凍上量の抑制効果は確認できなかった。適切な埋設深さ等については今後の課題であると考えられる。また、コンクリート構造物では、谷側と山側はほぼ同時に沈下し早期に沈下は収束した。これは、コンクリート製品には沈下を促すのに十分な重量があるためと考えられる。一方、As シート排水溝とジオシンセティックス排水溝は沈下の収束までに時間を要し、谷側と山側では沈下の速度が異なっていた。谷側の方の凍結深さが大きかったためと考えられる。ジオシンセティックス排水溝は、ほぼもとの位置に戻ったが、As シート排水溝は、もとの位置には戻らなかった。

As シート排水溝とジオシンセティックス排水溝は、融解期に変状が発生した。As シート排水溝はシートが浮き上がった状態であった。ジオシンセティックス排水溝は谷側が大きく変状し、側面で折れ曲がった。しかし、いずれの排水溝も排水機能は低下していないと考えられる。

なお、各小段排水溝の傾斜については、1冬期では大きな変化は見られなかった。凍上による排水溝の回転などの変状を観察するにはある程度の時間を要するものと考えられる。

#### 4.3 小段排水溝の凍上対策のまとめ

同一の気象・地盤条件下で、凍上対策を考慮した種類の異なる小段排水溝について凍上による影響を調べ

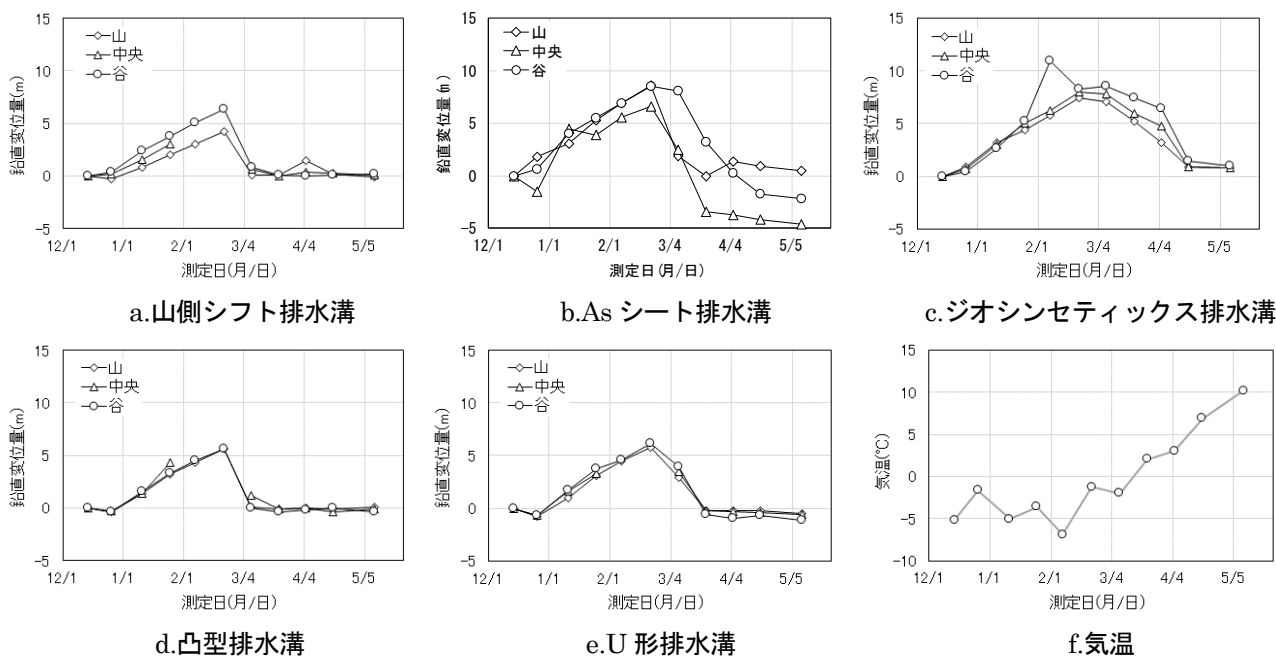


図-4.5 各排水溝の鉛直変位量と気温

た。得られた知見は以下の通りである。

- ・山側シフト排水溝は凍結深さが小さく、他の排水溝の半分程度であった。
- ・As シート排水溝、ジオシンセティックス排水溝は凍上による変状に追従可能で、排水機能を保持できる可能性がある。

## 5. まとめと今後の展開

令和元年度は、凍上による切土のり面の劣化・損傷への対策として、グラウンドアンカーと小段排水溝に関して、実物大の試験施工を行った。それらにより得た主たる知見は以下の通りである。

### ①グラウンドアンカーに関して、

- ・一般的な鋼製の受圧板と比べ強化プラスチック発泡体の受圧板 (GA-2) は断熱性に優れ、本計測期間においては凍結深が 0 であった。
- ・鋼製の受圧板を使用したケース (GA-1、GA-3、GA-4、GA-5) で比較すると、当然とも言えるが多くの対策を組み合わせた GA-3 の断熱効果が高い。
- ・凍結深の大小と凍上力の大小には相関が見られ、断熱対策は凍上力を抑制できる効果的な手法の一つであることが示された。

### ②小段排水溝に関して、

- ・山側シフト排水溝は凍結深さが小さく、他の排水溝

の半分程度であった。

- ・As シート排水溝、ジオシンセティックス排水溝は凍上による変状に追従可能で、排水機能を保持できる可能性がある。

今後、断熱対策に関しては、熱伝導解析を実施し、各種断熱対策の影響範囲を把握し、効果的な対策手法を検討していく。また小段排水溝に関しては、引き続き各種排水溝の耐凍上性を把握するとともに、経済性を考慮した検討を行う予定である。

## 参考文献

- 1) 社団法人地盤工学会北海道支部凍上対策工の調査・設計法に関する研究委員会：斜面の凍上対策の調査・設計マニュアル (案)、2016.9.
- 2) 日本道路協会：道路土工要綱、2009.
- 3) 安達隆征、西本聡、佐藤厚子：非対称な凍結面が切土小段排水溝に与える影響と対策、寒地土木研究所月、No.714、pp. 29-37、2012.12.
- 4) 佐藤厚子、中村大、畠山乃、山木正彦：様々な凍上対策を施した小段排水溝の凍結融解挙動、令和元年度土木学会北海道支部論文報告集、第 76 号 C-02、2020.1.
- 5) 安達隆征、中村大、川口貴之、川尻峻三、渡邊達也、山下聡、佐藤厚子：積雪寒冷地における小段排水溝の変状メカニズムの解明、土木学会論文集 76 巻 1 号、pp. 77-87、2020.