## 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 山梨高裕

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

#### 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、平成 30 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、平成 30 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。複合劣化に及ぼす温度および供給水の塩分濃 度の影響の把握のため、凍結融解試験の実施により最低温度と塩分濃度の関係を調べた。この結果、最低温度が 低いほどスケーリング劣化が促進されること、-10℃では表面の固着氷の発生が抑制され、氷の収縮による引張 応力が小さくなるため、高濃度ほどスケーリング量が小さくなること、ある程度の塩分濃度に達すると、濃度変 化に対するスケーリング量の変化は小さくなり、濃度が高いほど危険とは限らないことを確認した。

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。平成30年度は、未だ劣化機構等が解明されて いない河氷等の摩耗と凍害との複合劣化に対して、前年度に引き続き、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氷の氷厚や接触状況等の把握を試みた。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・位置条件等を整理した。さらに、氷海域特有の外的環境、とりわけ低温環境や海氷の作用に 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、海氷はコンクリートを摩耗すること、海氷による 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。さらに、全国の港湾等の構造物を対象に行った塩 害・中性化に関する調査データの収集・整理を行い、海域毎に差異や特徴があるかを統計解析により評価した。 その結果、海域毎の中性化速度係数、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 物イオン濃度において、統計的に有意差が認められた。

融雪水が舗装損傷に及ぼす影響の点検評価技術の開発:電気抵抗によって路盤や路床の凍結融解状態や含水状態を把握する手法と、凍結融解作用が舗装混合物に与える影響を定量化する手法について検討を行った。その結果、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することが可能なことが判った。実道を想定した自然環境下における計測においても、凍結融解状態の把握が可能であることを確認した。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を定量化する手法として、蛍光エポキシ樹脂含浸法の適用性と各種性能評価方法を検証した。その結果、蛍光エポキシ樹脂含浸法を用いることで、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確認できた。凍結融解作用を与えた後の供試体に対して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と考えられた。

切土のり面における凍上被害の診断・評価技術の開発:切土のり面安定構造物の効率的な点検・評価手法の構築を目的として、模型および実際ののり面安定構造物について、現地確認調査として凍上に伴う荷重変化、切土のり面内の温度を計測した。また、軽量のり枠工に関して凍上により被災した箇所の防災カルテ点検表をまとめた。その結果、グラウンドアンカー工について凍上による影響は、積雪や植生土のうなどにより抑制できること、作用する荷重は複数年繰り返すこと、地山補強土工については凍上により荷重が作用するが融解すると荷重はほぼ0になり、この現象は複数年繰り返し発生すること、変位量は累積して増加することがわかった。また、軽量のり枠工の凍上による変状は、のり面の向きが関係すること、積雪の量にかかわらず低温地域で発生することがわかった。

#### (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若材齢のコンクリートの凍結 融解試験では、強度増進の影響を含むため耐凍害性を過大評価する可能性があるため、脱型時強度が危険側に設 定される可能性がある。このため、凍結融解試験中の強度増進を考慮した補正式を導入し、既往分を含めた試験 データを評価することで耐凍害性の判定精度向上を図った。この結果、10~35N/mm2の範囲で修正後の耐久性指 数は100付近に留まる(=耐凍害性が確保されている)ことを確認し、補正により、養生を終了してよい圧縮強 度を20N/mm2から15N/mm2へ低減できることを再確認した。

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。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った。この結果、凍塩害の他、河氷の衝突によって生じた損 傷が要因となりコンクリート矢板の劣化や再劣化が拡大している実態を確認し、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基礎資料を得た。

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、補修補強工法の複合劣化に 対する耐久性を評価するため、凍結融解試験と水中摩耗試験を組み合わせたコンクリートの複合劣化試験法の検 討を進め、複合劣化を定量的に評価する一手法を得た。

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:舗装補修技術の開発に向けた取り組みとして、 ひび割れ抑制シートによる舗装補修の効果について検証した。現場での追跡調査に基づく評価を実施した結果、 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低温ひび割れと疲労ひび割れの再 発を抑制できており経過が良好であることが確認できた。そのため、ガラス繊維を基材に使用したシートの適用 方針を北海道開発局道路設計要領に反映した。これにより、ひび割れ補修箇所のひび割れの再発が少なくなり、 耐久性が高まると考えられる。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。低温下 で乾燥不十分なコンクリート表面に対する施工手法を評価するため、温風送風機による表面加温と含浸深さの関 係を供試体試験により調べた。この結果、複数の含浸材で加温4時間以内に塗布可能であることを確認できたこ とから1作業日で施工が可能なこと、電気抵抗式の水分計の測定により塗布の可否判断が可能であることを確認 した。

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、ASTM 法(ASTM C672)と比較検討を行った。この結果、セメントの種類によらず、 JIS A 法の質量減少率(50 cyc. =7 日)は、ASTM 法のスケーリング量(50 cyc. =50 日)と相関があり、短期間かつ 既存の試験機器を活用してスケーリング抵抗性を評価できる可能性を確認した。さらに、空気量、細骨材、粗骨 材の品質がスケーリング劣化に与える影響を JIS A 1148 A 法(塩水使用)により検討した。この結果、劣化進 行に応じて各要因の影響度が変化することを確認した。

切土のり面構造物の耐凍害性向上技術に関する研究:寒冷地における凍上・凍結融解現象により道路や切土の り面の小段に施工されるU型排水溝、切土のり面、のり面安定構造物が損傷し、機能が低下していることが問題 となっている。そこで、これらに対する凍上による変状の対策として、小段に施工されるU型排水溝には「立体 網状スパイラル構造排水材を用いた排水溝」、切土のり面には「断熱材を併用した特殊ふとんかご」、のり面構造 物には模型や実物大により「断熱、置換、構造の各対策」を試験施工して効果を確認した。その結果、立体網状 スパイラル構造排水溝、断熱材を併用した特殊ふとんかごでは凍上に対して効果があることを確認した。のり面 構造物では、断熱、置換、自由長を長くすること、受圧板の断面積を小さくすることにより凍上による影響を抑 制できる可能性がわかった。

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

<b>Research</b> Period	: FY2016-2021
Program Leader	: Director of Cold-Region Maintenance Engineering Research Group
	YAMANASHI Takahiro
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 2018, we carried out laboratory tests and experimental construction to assess the techniques for inspecting, diagnosing and evaluating various civil engineering structures , including load tests of bridge slabs with both frost and alkali-silica reaction (ASR) damage. We also carried out laboratory test and field experiments to test techniques for repairing and reinforcing various civil engineering structures, including laboratory experiments 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、凍結防止剤散布頻度の影響、塩分濃度 0~3%の範囲で の塩分濃度の影響を調べた。スケーリングの進行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も考慮する必要があること、濃度 0.5%以下では濃度の増加量が小さくてもスケーリング量 は大きく増加する等の知見を得た。

キーワード:凍結融解、最低温度、塩分濃度、スケーリング、ひずみ、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3 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%2とした。

#### 2.1.2 コンクリート配合・材料

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。

		コンクリートの配合条件					材齢28日	い古父士真山岳ガラナモネ/テ	
記号※	使用	水セメント		単位量	(kg/m <sup>3</sup> )		A.E. 文1000	圧縮強度	保縮階時時代映に
	セメント	比(%)	水	セメント	細骨材	粗骨材	AL 利	(MPa)	わける価度・时间
N-n-18	サンズ		158	287	872	1058	不使用	47.0	凍結:-18℃で16時間 融解:22℃で8時間
N-a-18	普通 ポルト		150	273	864	1057	使用	38.0	(1日1サイクル)
N-n-40	ランド セメント		158	287	872	1058	不使用	47.0	凍結: -40℃で16時間 融解: 23℃で8時間
N-a-40		55	150	273	864	1057	使用	38.0	(1日1サイクル)
B-n-18			155	282	875	1058	不使用	35.7	凍結 : -18℃で16 時間 融解 : 23℃で8 時間
B-a-18	高炉		147	267	865	1058	使用	33.0	(1日1サイクル)
B-n-40	B種		155	282	875	1058	不使用	35.7	凍結:-40℃で16時間 融解:23℃で8時間
B-a-40			147	267	865	1058	使用	33.0	(1日1サイクル)

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

※) 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<sup>3</sup>)=セメント量(kg/m<sup>3</sup>)×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<sup>3</sup>)=セメント量(kg/m<sup>3</sup>)×2.5(g/kg/A)×1.7~2.3(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)



#### 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>50</sup> で16時間、23℃で8時間の凍結融解作用を与えるケー



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、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

#### 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℃ 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。

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

$$RE_d = \frac{E_{dn}}{E_{d0}} \times 100 \tag{2.2}$$

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℃、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-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 Bm-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℃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℃に設定したものも表面に 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℃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 っ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 8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 大きな膨脹圧を引き起こす浸透圧 9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-2.8 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)

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 晴産の砕石(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	一卜配合
---------	-----	------

水セメ	使用	単位量(kg/m³)				
(%)	の種類	水	セメント	細骨材	粗骨材	
	普通	145	264	879	1067	
55	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°C、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 剤とシリコー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 いう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、 ASTMC672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 にならい、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>(a)</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°C、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種の方 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℃ から-18℃にかけて約 100µm/m 収縮し、0~-18℃における供試体軸方向の線膨張率は約 5.6×10℃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40×10℃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℃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-3.9 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は高いことを示唆し、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リング量との関係

図-3.10は試験水の濃度と300サイクル目のスケーリング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リング量は、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-3.12 300 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℃と-40℃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℃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は高い。
- (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。なお、この特徴が最も顕著に表れる濃度の範囲は0.0~0.5%であり、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砕石(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。スランプは 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 物とポリオールの複合体)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 リコーン充填材を使用し、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)。

使用セ	水セメ		単位量	(kg/m³)	
メント	シト比 (%)	水	セメ ント	細骨材	粗骨材
普通	45	150	333	810	1066
	55	145	264	879	1067
11/1 F	65	150	231	925	1037
高炉	45	148	329	809	1065
	55	145	264	875	1062
D作里	65	147	226	928	1040

表-4.1 コンクリートの配合



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	試験水の塩分濃度 (%)
	45	-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
<b>泱</b> ,宝		-10	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
普通	55	-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
1111 F		-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
	45	-18	0.0, 0.2, 0.5, 0.8, 1.5, 3.0
高炉 B種		-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
	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





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℃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)<sup>6</sup>、(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JISA1154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(₩/C=55%)

関係を示す。最低温度を-18℃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、濃度0.5%前後でスケーリングの増加割合が異なる 傾向がみられ、0.0%から 0.5%にかけて濃度の影響が強 く表れることが確認された。次に、図-4.2の最低温度 -10℃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℃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℃から-18℃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







-←-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く、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。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く、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。

#### 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
- 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
- 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)-表面塩化物イオ

ン量の設定方法に関する検討-,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

- 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 凍結試験についてー凍結防止剤の種類,濃度及び温度と 氷の凍結状態との関係ー,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
- 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

## 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:西弘明、今野久志、白戸義孝、佐藤京、角間恒、

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。

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。橋面舗装からの水の浸入経 路を整理し、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。

#### 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 単純合成鈑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。



#### 写真-2.1 対象橋梁の床版下面の状況

## 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 いによる 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い 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>20</sup>での関係



(a) 9週間 (b) (減福)(c) (減福)(c) (減福)(c) (減福)(c) (5.20)(c) (5.20)(c)



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

強度の関係を示す。コンクリート標準示方書 <sup>20</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. 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、マイクロスコープを用 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



図-3.1 輪荷重走行試験終了時のひび割れ状況

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 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



図-3.2 走行方向のコア断面



#### 表-4.1 試験体一覧

図-4.1 試験体

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)。

## 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害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 げひび害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-4.2 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

#### 表-4.3 劣化試験体の耐荷性能

<del>計版</del> 休	荷雪	降伏時		
时级大学	降伏荷重比	最大荷重比	剛性比	
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害れ等載荷により生じたひび害れ



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。







## 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載 荷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 **繰返し載荷試験**

繰返し載荷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。繰返し載荷回数は、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。



## 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に載荷1回と19万回にお ける荷重一変位関係を示す。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 示す載荷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、赤線で示す載荷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、素 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、繰返し載荷に伴う付着の低 下が影響していると考えられる。

## 

#### 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載荷試験、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載荷 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







(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 いにより、凍害と ASR の影響により床版 上面 15~55mm の砂利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、上面の砂利化が著しい 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





(a) 静的載荷試験



(b)衝擊荷重載荷試験

写真-6.2 試験状況

橋軸方向に625mm (EおよびW点)の3箇所で実施し、 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



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<sup>20</sup>は 0.30 程 度であった。劣化度に基づく対策区分<sup>30</sup>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 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側では砂利化による床版厚の減少が顕著であ



表-6.1 載荷点直下のたわみ推定値

******	載花	苛点
記》與中	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 4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) 衝擊荷重載荷試験

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 点載荷や No.2 の W 点載荷のように 載荷点から±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 でたわみが一様になったものの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載荷点直下でのたわ 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 傾向は静的載荷試験に一致する。このことから、衝撃荷 重載荷試験では、載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、静的載荷試 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載荷試験を実施し、以下の結果を得た。

- 設計荷重程度による静的載荷では、たわみ性状に影響 を及ぼす要因として砂利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) 衝撃荷重載荷試験では、載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

- 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



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>20</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砂利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床版の上下を逆さ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 脂を含侵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



(b) B-1 図-7.2 超音波伝播速度の測定方法

表−/.   万法    _よる測定結果						
	$V_n^{*l}$	$E_d^{*2}$	割れの有無			
コノ宙方	(m/sec)	(%)	外観*2	切断面物		
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		
	and the second sec		1-0-1-1			

\*1 V<sub>n</sub>:超音波伝播速度, E<sub>d</sub>: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 状ひひ割れ判定の目安として Ed=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ひ割れが確認 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、目視観察ではひひ割れの 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。層状ひひ割れが確認されなかった コア (A-1、C-1、C-6) では、Vnが 4,200m/sec 以上, Ed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、Vnが2,700m/sec以下、Ed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 Ed=85%を上回った。これに対し、層状ひひ割れの 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 Ed 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、 Ed=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、ひひ割れの発生して いる方向と超音波の伝播経路の関係が影響しており、ひ ひ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 Vd の低下が生じにくいため、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 Ed=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 Edの 分布が著しく変化することもなかった。これは、探触子

+->++	(注田	適用性の評価	
万法	柏未	検知	深さ
方法1	方法1~3の中で層状ひび書れによる 超音波伝播速度の低下が最も顕著に 表れる. 層状ひび書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.	0	×
方法2	ひび害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. 層状ひび害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.	Δ	Δ
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.	0	0

表-7.2 層状ひび割れ評価に対する超音波法の適用性

<u>適用性の評価</u>○: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 Ed 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 Ed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 Ed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 Ed 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 Vd 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、Ed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 ひひ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 Ed=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

- 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。
- 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、層状ひひ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

- 例えば、岩城圭介、加藤淳司、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>1)</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 静弹性係数試験

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載荷方向 (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載荷したケース 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>30</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>400</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 *Ecf.*' 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 *Ecf.*' 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 5kN/mm<sup>2</sup>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 45%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-fc' 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~ 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、載荷初期に $\sigma \varepsilon$  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



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 2100~8100  $\mu$  (平均 5100  $\mu$ ) であった。なお、試験体採取によりひひ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 と同様の上に凸の $\sigma \varepsilon$  関係を呈するものが多く、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~

5800 µ (平均 2500 µ) 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、鉄筋端部をはつ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、τ: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 試験体概要

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	01	BSL <sub>01</sub>	4.87	1.00			
		BSL02-1	0.69	0.14			
い自	O2	BSL02-2	1.44	0.30			
百八词火		BSL023*2	0.65	0.13			

\*1 鉄筋付着試験はBSL<sub>0</sub>に対する比

\*2 上下反転

#### る。

#### 8.4 まとめ

- 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外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ひ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

- 廣井幸夫、山本貴士、戸田圭彦、高木祐介:ASR 劣化した PC 梁構造におけるひひ割い密度、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.
- 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.

## 

9.1 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=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。





## 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℃、最高温度を5℃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 2000m/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1040mm とした。 載荷版には100×100mm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
Ν	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-9.4 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 5.0mm で最大荷重 249kN 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 161kN と大きく低下し (35%低下)、最大荷重時の変位は 6.3mm 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

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



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随できずに隙 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 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

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



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。
# 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、

島多昭典、安中新太郎、菊田悦二、内藤 勲

## 【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。特に河氷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氷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氷の氷厚や接触状況等の把握を試みた。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、河氷の衝突・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、特に河氷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、河氷や流 氷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、河氷等 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、河氷の衝突による衝撃力は、構造物への河氷 接近速度、河氷の平面積、河氷厚が支配的なパラメータ であるとされる<sup>50</sup>。そこで、河川を漂流する河氷等の氷 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 による河氷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

河氷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。

また、衝突回数においては、2月中旬から4月中旬ま での2ヶ月間において衝突したと思われる総回数はひず み値の増減から約30000回であった。さらに、ビデオ画 像からも衝突状況を検証した結果、河氷の矢板への衝突 は、河氷の流下および遡上によって衝突方向が変化する こと、固定視野内で確認できる氷塊の大きさや個数は一 定ではないこと等が確認できた。このような河氷の状態 変化は、天候による水温の変化や干満差による影響が大 きいと考えられるが、これらが衝突圧力や衝突回数に及 ぼす影響と損傷や劣化に対する評価については今後の課 題である。

## 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>®</sup>、ADCP<sup>77</sup>、SWIP<sup>89</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>70</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 lm 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 面から河水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



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



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 画像解析による河氷移動状況の把握

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年度は、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、河氷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が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 の河氷衝突の現地データ収集を継続する予定である。



図-2.4 ADCP による氷厚推定の一例(時系列変化)



図-2.5 ADCP による河氷推定厚算出方法

五 2.1								
線形回帰式		決定係数 r <sup>2</sup>	データ数					
氷板大	y = 1.056x + 0.073	0.746	173					
氷板小	y = 1.024x + 0.056	0.660	72					

表-2.1 ADCPによる河氷厚推定値と実測値の回帰式

0.743

245

y = 1.074x + 0.062y:推定値, x:実測値, 小数第3位まで

全データ





## 参考文献

- 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
- 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
- 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
- 初合孝治,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王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
- 吉川泰弘,渡邊康玄,白井博彰:天塩川における雪面高と氷 底面高の連続測定,第24回寒地技術シンポジウム論文集, pp210-215,2008
- 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
- 8) 橋場雅弘,吉川泰弘,渡邊康玄:結氷河川における SWIP を 用いた河氷の晶氷厚の測定,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氷衝 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、増田亨、木岡信治、長谷一矢

【要旨】

沿岸構造物の老朽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・位置条件等を整理した。さらに、氷海域特有の外的環境、とりわけ低温環境や海氷 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、海氷はコンクリートを摩耗すること、海 氷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。さらに、全国の港湾等の構造物を対象に 行った塩害・中性化に関する調査データの収集・整理を行い、海域毎に差異や特徴があるかを統計解析により評 価した。その結果、海域毎の中性化速度係数、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において、統計的に有意差が認められた。

キーワード:海氷、摩耗、暴露試験、中性化、塩害、統計解析

## 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、海氷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、大量の現地調 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、北海道沿岸域で海氷の影響が無い海域と海 氷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。また、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。更に、収 集した全データの実測値と塩分拡散予測パラメータか ら算定される予測値を比較し、実務レベルにおる塩害 に関する劣化予測手法の検証を行った。

## 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氷の作用 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>例えば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 の文献が海氷はコンクリートを摩耗すると結論付けて いるほか、海氷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、海氷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 劣化状況に関する大量の調査データの収集整理を行い、 今後、詳細な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

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

劣化現象名		少化亜田	火化百田(形能)	劣化が起きる位置・環境条件			
25169	九豕勹	为旧安凶	另记原因(形態)	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        収縮      2		全海域	海上大気中 ~王満帯	_	
		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		נווניייור ו		
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	_	
摩	波浪	砂、波浪	エロージョン		小中	砂浜海岸の 汀線付近	
	水流	砂、水流	エロージョン	_	工油曲 运	河川域内	
耗	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	干湎帝~海 水中	_	

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

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。)、その東側を海氷の影響 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>9</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。

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

*C(x,t)*: 深さ x(cm)、建設時からの時刻 t(年) における塩



図-2.1 港湾等構造物の塩害・中性化に関する 調査位置図

化物イオン含有量(kg/m<sup>3</sup>)  $C_0$ :表面における塩化物イオン含有量(kg/m<sup>3</sup>)  $D_{ap}$ :塩化物イオンの見かけの拡散係数(cm<sup>2</sup>/年)  $C_i$ :初期含有塩化物イオン含有量(kg/m<sup>3</sup> erf:誤差関数(式(2.2)).

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

y<sub>cl</sub>: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



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

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 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、海氷・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、寒冷海域または海氷海域における環 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、海氷・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、寒冷海域と海氷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、寒冷海域または海氷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、海氷・ 寒冷両海域並びに温暖海域において相対頻度分布に比 較的差異がある傾向にある。また、表-2.2から、寒冷 海域と海氷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

			北海道海域		泊 咥
項目		寒冷 海域	海氷 海域	全体	海域
中性化速度係数	平均值	0.52	0.61	0.55	-
(mm/√年)	中央値	0.37	0.48	0.40	-
塩化物イオンの見かけ	平均值	0.44	0.37	0.42	0.68
の拡散係数 (cml/年)	中央値	0.32	0.30	0.31	0.48
表面塩化物	平均值	14.33	17.09	15.14	12.11
イオン濃度(kg/m³)	中央値	13.94	16.80	14.52	11.70
初期含有塩化物	平均值	0.69	0.61	0.66	1.24
イオン濃度(kg/m <sup>3</sup> )	中央値	0.32	0.27	0.30	0.51

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

氷・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異があ 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。

## 参考文献

- S. Houvinen et al. : The abrasion of concrete in arctic offshore structures, Porc. of the 7the 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 envinment, Porc. of the 7the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE), Vol.3, pp.225-231, 1988.
- Y. Itoh et al. : Estimation method for abrasion of concrete structures due to sea ice movement, Proc. of 4th International Offshore and Poloar Engineering, Vol.2, pp.545-552, 1994.
- 4) 山路 徹、中野 松二、濵田 秀則:港湾コンクリート 構造物における塩害緩急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、No.3、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/dow nload.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、№2、掲載予定、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の把 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.

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

#### 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 1~3). 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. 電極に電導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.



#### 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(切込砕石 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 が一桁降下し、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性があると考えられる.

表 2.1 計測結果

試料名	<b>今</b> 水ル	電気抵抗値(kΩ)				
	百小儿	凍結前(常温)	凍結後(−20°C)	常温養生6h後		
路盤材	5%	$1.46 \times 10^{2}$	$1.06 \times 10^{3}$	$1.55 \times 10^{2}$		
改中十	5%	5.85 × 10 <sup>2</sup>	$5.42 \times 10^{2}$	8.98 × 10 <sup>2</sup>		
始床工	20%	7.60 × 10 <sup>1</sup>	6.01 × 10 <sup>2</sup>	$6.07 \times 10^{2}$		

## (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、 1.0×10<sup>1</sup>オーダーを未凍結、1.0×10<sup>2</sup>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 $^{\circ}$ C・days と過去10年(2007~2016年)の平均値の276 $^{\circ}$ 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℃を下回り、最後 に0.0℃未満が確認されたのは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1.0×10<sup>2</sup> kΩ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1.0×10<sup>2</sup> kΩ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 1.0×10<sup>2</sup> kΩ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℃の値で推移しているが、電気抵抗 値は1.0×10<sup>2</sup>kΩ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け



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	15,	20,	25,	30,	35,	40,	45,	50,	55,	60,	65,
(縦向き)	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	路盤材
			切込碎石40mm級	切达碎石80mm級
	通過質量百	ī 分率		
	75.0	mm	100	100
	63.0	mm	100	94
	53.0	mm	100	88
	37.5	mm	100	74
ふ	19.0	mm	68	56
るい	13.2	mm	52	46
分	4.75	mm	31	33
析	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
i	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
튶	遗含水比	%	5.4	5.9



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°C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 1.0×10<sup>1</sup>kΩ 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1.0×10<sup>2</sup>kΩ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 1.0×10<sup>1</sup>kΩ 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	_







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>40</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,凍害よる変化の詳細が観察でき ることが報告されている<sup>の,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るよう配慮した.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.  $\varphi$ 10cm、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℃→ - 18℃で約 2 時間、融解行程が - 18℃→+4.5℃





写真-2.2 円柱状供試体の凍結融解状況

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℃程度の常温で2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ので,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℃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℃としたのは,雪が融 ける時期の低温の水を想定し,0℃に近い5℃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℃の水に浸漬し た後の供試体1 セットに対しても,+5℃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.

#### 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℃)	舗装試験法便覧B010準拠
圧裂強度の変化	圧裂試験(+5℃)	舗装試験法便覧B006準拠
曲げ特性の変化	3点曲げ試験(+5℃)	舗装試験法便覧B005準拠



水浸約3ヶ月後	500サイクル後 (約3ヶ月)		
3.9%	9.0%		

#### (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 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.



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



# 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

## (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、凍結融解作用を繰返し受けるほど、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 2.1 MPa, 300 サイクル後には 1.9 MPa, 500 サイクル時には 1.7 MPa 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 考えられる.



#### 表-2.7 凍凍結融解作用後の空隙率変化と変動係数

8



図-2.14 圧裂試験結果

#### 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 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.

#### 参考文献

- 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.
- 原田鉱一郎,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・加藤淳司・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害い観察の適用事例, 土木学会第 65回年次学術講演会, V-367, 2014.

# 8.1 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、佐藤厚子、久慈直之、守田穫人

【要旨】

寒冷地域における切土のり面は、凍結および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。

平成 30 年度は、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 で発生したのり枠工について、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。

キーワード: 凍上、凍結融解、のり枠工、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、凍結および融解作用を 繰り返すことによるのり面の変状事例が多く報告されて おり、対策技術の確立が求められている。しかし、様々な のり面構造物の変状が凍上によるものかを判断すること は経験と技術的な判断が必要になり容易ではない。そこで、 切土のり面安定構造物の効率的な点検・評価手法の構築を 目的とした技術開発に向け、軽量のり枠工に関して凍上に より被災した箇所ののり面の条件、気象条件などについて 資料整理し結果をまとめた。また、北海道各地で施工され た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。

## 2. これまでの研究成果

切土のり面安定構造物の効率的な点検・評価手法の構築 を目的とした技術開発に向け、北海道内における切土のり 面安定構造物について、現地確認調査、関連資料収集およ び道路管理者へのヒアリングを実施し、「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 試験施工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。 いずれも平成28年度は施工のみ、データのとりまとめ は平成29年度の成果である。

その結果、次のことが明らかになった。

#### ① 実物大アンカー

平成28年度グラウンドアンカーを施工した2箇所において、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積雪しやすい環境にあったことから、地表面の温度はマイナスとなることはなく、地山が凍 結することはなかった。

#### 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った。

#### 3. 軽量のり枠工の変状調査

#### 3. 1 調査方法

国土交通省北海道開発局では、国道について防災カルテ 点検表(以降カルテ点検表と称する)を作成し、管内を維 持管理している。カルテ点検表は、災害に至る可能性のあ る要因として着目すべき変状に関して点検し、その状況を 記録し対策工の必要性や緊急性を判断するために活用す るものである。そこで、このカルテ点検表より、現地踏査 なしで写真により構造物の変状が凍上に起因するかどう かを判断することができる軽量のり枠を抽出して、平成 18年から28年までの調査結果を整理した。軽量のり枠を 施工したのり面では、写真-3.1、写真-3.2に示すような 変状が見られた。この変状は、アンカーピンが凍着凍上に より引き抜けたものであり、凍上に起因する変状である。 加えて写真による判断も容易である。このことから、軽量 のり枠工の変状を対象としてデータを整理した。

軽量のり枠についてカルテ点検表に記載された変状が、 凍上に起因するものかを判断し、凍上による変状を有する 構造物を対象として、のり高、のりこう配、のり面の向き などののり面の条件、のり面緑化の状態、湧水の有無、気 温や積雪などの気象条件などの項目について比較検討し た。



写真-3.1 鋼製のり枠工の変状



写真-3.2 プレキャストコンクリートのり枠工の変状

調査箇所は、北海道内の58箇所の切土のり面である。 なお、軽量のり枠工は、降雨等による浸食防止や緑化基礎 工としての機能を期待し、PC コンクリート製、鋼製、金 網製、プラスチック製など軽量化されたのり枠を用いての り面を安定させる工法であり、全国的に広く施工されてい る。しかし、北海道のような寒冷地では前述のような被災 事例があることから、適用にあたっては十分な注意を行う こととされており<sup>1</sup>、近年では施工される例は非常に少な くなっている。

## 3. 2 調査結果

# 3.2.1 軽量のり枠工の種類

北海道開発局のカルテ点検表では、鋼製、プレキャスト コンクリート製、樹脂製、木製の軽量のり枠工が合計 58 箇所で凍上により変状していた。変状した軽量のり枠工の 種類を図-3.1に示す。鋼製、PC コンクリート製、樹脂製、 木製の順に変状数が多い。実際の施工数の把握が困難で あったことから変状の発生しやすいのり枠工の種類を特 定することはできないが、どのような材質であっても軽量 のり枠工には凍上による変状が発生するものと考えられ る。



図-3.1 変状した軽量のり枠工の種類

なお、調査したカルテ点検表は、記録を開始した時期が 平成18年から20年までであり、この時点ではすでに軽量 のり枠工の変状が確認されているため、この時期以前に変 状が発生していると考えられる。軽量のり枠工の施工年が 不明であったことから、施工後どの程度の時間経過で変状 が発生したかは判断できない。しかし、上野らの既往の研 究<sup>2</sup>では、凍上により持ち上がった地表面は、融解により 沈下するが、持ち上がった箇所は凍上前の位置に戻ること はなく、残留変位が累積するという報告がなされており、 この現象が当該軽量のり枠工に発生したと考えられる。す なわち、凍上により持ち上がった軽量のり枠工が、融解に よりある程度は沈下するが、元の位置に戻ることがないた め、時間の経過により、軽量のり枠工が残留変位の累積に よりのり面上にもち上がった状態になった。凍上に影響を 与える「温度」、「土質」、「水分」の要因は大きく変化する ことはないと考えられることから、この現象は施工直後か ら発生しているものと考えられる。

#### 3.2.2 変状が発生する高さ

軽量のり枠工が凍上により変状した高さを図-3.2 に示 す。高さ 10m 以下の比較的低い位置で、軽量のり枠工の 変状が発生している。水は低きに集まるため、のり面の上 方より下方で凍上による変状が発生しやすいと考えられ る。のり面の背面地形の情報がカルテ点検表に記載されて いる事例は全体の 1/3 の 17 件であり、これらはすべて台 地の裾部、森林、集水地形のいずれかであった。このよう な地形では、のり面の背面に降雨などの水分を保有しやす い条件となり、この保有した水分が凍上の供給源となり得 る。



## 図-3.2 変状した軽量のり枠工の高さ

## 3.2.3 のりこう配

凍上により変状した軽量のり枠工ののりこう配を図-3.3 に示す。全体の90%程度がのりこう配1:1.2 以下であ る。北海道開発局では切土に対して標準のりこう配を定め ており<sup>3</sup>、標準値は、湧水や地すべりがある場合を除いて 1:1.0 から1:1.2 である。軽量のり枠工が施工されたのり面 は、この標準値と合致している。



#### 図-3.3 変状した軽量のり枠工ののりこう配

## 3.2.4 のり面の向き

調査を行ったのり面のうち、向きの情報があったものが 24 箇所あった。これらの軽量のり枠工ののり面の向きを 図-3.4 に示す。北西、南東向きののり面で変状が多く、北 東、南西向きののり面で変状が少ない傾向が見受けられる。 今後変状が確認された他ののり面についてものり面の向 きを調査し、この傾向を確認したい。



図-3.4 変状した軽量のり枠工ののり面の向き

#### 3.2.5 緑化状況と湧水

調査箇所ののり面は、写真-3.1、写真-3.2 で示される ように笹や草本類が生育していた。調査した箇所では、の り面が裸地化していた箇所はなく、笹によるのり面保護と 草本類によるのり面保護がほほ同じ割合であった。笹や草 本類は密にしっかりと生育していた。

調査した箇所のうち、はっきりと確認できる湧水があっ たのり面は12箇所で全体の1/5程度であった。しかし、 施工箇所ののり面の植物の生育が良好であったことから、 植物の生育に必要な十分の量の水分がのり面から供給さ れたと考えられる。このことは、のり面が凍上するのに必 要な水分の供給が十分になされる環境にあったとも考え られる。

## 3.2.6 気象条件

調査箇所では気象を観測していないため、カルテ点検表 にはこの情報は記載されていない。気象条件は凍上に大き く影響すると考えられたことから気温や積雪などの気象 データとして、調査箇所付近の気温と積雪量を気象庁のア メダス<sup>4</sup>よりデータを収集した。とりまとめに際して、軽 量のり枠工の変状が平成 18 年から 20 年に確認されたこ とから、変状が確認されるまでの 10 年間のデータとして 平成 10 年から 19 年までをまとめた。

この期間における全調査箇所付近のデータより、気温お よび積雪量の最大値と最小値を求め表-3.1 に示す。最も 低い気温は-30.3℃であり、北海道の中でも寒さが厳しい箇 所であるといえる。積雪は平地の観測結果であるが、 27.9cm から 249.8cm の範囲であり、積雪がかなり多い箇 所でも軽量のり枠工に変状が発生している。

	最小値	最大値				
気温(℃)	-30.3(朱鞠内)	-13.3(宗谷岬)				
積雪量(cm)	27.9(根室)	249.8(朱鞠内)				

表-3.1 気象条件

## 3.2.7 凍上により変状した軽量のり枠工の施工箇所

凍上により変状した軽量のり枠工が施工された箇所を 図-3.5 に示す。北海道における軽量のり枠工での凍上被 害の発生は、ほとんどが低温地域で発生し、そのうち少雪 な地域で 8 割以上が発生し、多雪な地域では 2 割弱であ る。これは、雪には断熱効果があるためであり、多雪地域 では雪の断熱により凍結深さが浅くなり凍上の発生も少 なくなる。

鋼製のり枠工の変状はこの 2 つの地域で全体的に発生 している。PC コンクリートのり枠工の変状は低温・少雪 地域で多く発生している。施工実績が不明であることから、 変状の発生が施工数の偏りによるものか、気象の影響を受 けているものかの判断はできない。



図-3.5 調査箇所(58箇所)と気象状況



図-3.6 積雪による断熱効果のイメージ

今回の調では、多雪地域でも軽量のり枠工の変状が多数 認められた。積雪が20cm程度を超えると雪の断熱効果に より凍結深が深くならないとされている<sup>9</sup>。図-3.6に示す ように、のりこう配が緩やかであれば積雪が深くなり、こ う配が急であれば積雪が浅くなると考えられる。筆者らは、 苫小牧地区においてのりこう配と積雪深さ、凍結深さを測 定した<sup>9</sup>。その結果として、雪の断熱効果が期待できる 20cm程度の積雪深となるのり面こう配は1:1.5であるこ とを得ており、これよりものりこう配が急になると積雪深 さが浅くなり、凍結深さも深くなったことを確認している。

さらに他機関の計測例 <sup>¬</sup>を示した表-3.2 でものり面こ う配が急になると凍結は深くなり、1:1.2 よりも急になる と凍結深が深くなっている。表-3.1 に示す積雪量は平地 での計測値であり、のりこう配が 1:1.2 よりも急になるよ うなのり面の場合には適切ではないと考えられる。なお、 多雪地帯 11 箇所ののりこう配は、のりこう配が不明な 1 箇所を除くと 8 箇所で 1:1.2 よりも急であった。多雪地帯 であってものりこう配が急な場合では、積雪がなく凍結が 深くなり凍上による変状が発生することがある。

表-3.2 のりこう配ごとの最大積雪深と凍結深さ

こう配	積雪深	凍結深さ
1:1.2	20	58
1:1.5	40	38
1:1.8	60	17
平地(強制除雪)	0	79

軽量のり枠工は枠の厚さが比較的薄いので、のり面こう 配と積雪に関係性が見られると判断できるが、現場打設の コンクリートフレームに設置されるグラウンドアンカー 工や地山補強土工などではフレームが厚く、この中に堆雪 する場合がある。同様に小段排水工は平面であり、堆雪し やすい構造である。このように、構造物によっては、のり こう配と関連がない場合もある。

#### 3.3 軽量のり枠工の変状調査のまとめ

本報告では、カルテ点検表を利用して軽量のり枠工の変 状箇所を凍上による変状が発生する箇所として整理を 行った。その結果、北海道においては積雪の量にかかわら ず、低温地域で凍上による変状が発生することがわかった。 また、植物の生育が良好なの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る。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による断熱 は期待できない。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、南東向きのの り面の場合に凍上する可能性が高いようである。

# 4. 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 4.1 調査方法

グラウンドアンカー工や地山補強土工に作用する凍上 力を測定するため、北海道内で実際に施工されたグラウン ドアンカー工5箇所、地山補強土工2箇所でセンサー類を 設置し調査した。各構造物の諸元と地山の土質の基本物性 値を表-4.1に示す。詳細な粒度分布が不明な3を除いて 凍上性材料と判断できる。

各地区において凍上力として受圧板に作用する荷重、凍 上による変位として受圧板の変位、地山の凍結状況を把握 するために地中の温度を測定した。計器の設置概略を図-4.1 に示す。荷重は受圧板と支圧板の間にディスクセン サー型荷重計またはセンターホール型荷重計を設置し、変 位は非凍上性地盤に固定した鉄筋棒の先端にとりつけた ひずみゲージ式変位計により、気温と地中温度は地中に設 置した温度センサーにより、それぞれ1時間ごとに自動計



図-4.1 グラウンドアンカーエ計器設置概略

	箇所 No.	1-1	1-2	2	3	4	5	6
	施工箇所名	白	糠	知床	中川	壮瞥	美谷	ウトロ
	施工年	20	12	2012	2014	2014	2017	2017
2	ブラウンドアンカー工	0	-	-	0	0	0	0
	地山補強土工	-	0	0	-	-	-	-
	のり面の向き	南	北	南	西	東	西	西
	植生基盤	あり	なし	なし	なし	あり	なし	なし
	アンカー自由長(m)	7.5	-	-	-	-	4	×
	アンカー定着長(m)	3.5	-	-	3	3	9.5	9.5
]	PC 鋼より線本数(本)	2	-	-	2	2	1	2
F	C 鋼より線の径(mm)	12.7	-	-	15.2	15.2	15.2	15.2
	鉄筋の長さ(m)	-	4	4	-	-	-	-
	鉄筋の径(mm)	-	19	32	-	-	-	-
	のり枠の幅(cm)	50	-	なし	60	50	40	50
	のり枠の間隔(cm)	300	独立	なし	300	250	250	250
	土粒子密度 $\rho_s(g/cm^3)$	2.672	2.667	2.657	2.640	2.722	2.648	2.552
	自然含水比 wn(%)	23.06	17.52	17.27	31.64	48.29	28.75	64.33
松井	2000µm(%)∼	43.0	0.4	58.0	0.5	24.0	50.3	5.7
松皮	75~2000µm(%)	29.4	37.9	22.1	12.5	45.0	31.3	59.9
村庄	~75µm(%)	27.6	61.6	19.9	37.0	31.0	18.4	34.4
地	盤材料の工学的分類名	GFS	ML	GFS	F-S	SFG	GFS	SFG
粒度分	分布による凍上性の判定。	1(25)	-	-	1(30)	1(25)	-	1(30)
	凍上速度(mm/hr)7)	-	0.97	-	-	-	0.27	-

表-4.1 材料土の基本物性値

粒度分布による凍上性の判定では領域1(凍上性)となる材料の含有率を()内に示す

測した。なお、ウトロでは厚さ 50cm のふとんかごが既設 されたのり面にグラウンドアンカーを施工したため、地山 は施工面から 50cm 下の位置である。

## 4.2 グラウンドアンカーエに作用する変位、凍上カ

各箇所における凍結深さとグラウンドアンカー工に作 用する荷重、受圧板の変位を日平均気温の累積値とともに 図-4.2に示す。各箇所で計測期間に違いはあるが、白糠、 中川、壮瞥では凍結指数が比較的大きく、次いでウトロ、 美谷といった傾向にある。

白糠、中川において、グラウンドアンカー工に作用する

荷重に着目すると、計測期間を通して冬期に荷重が増加し、 地山が融解する春期に荷重が低下する傾向が顕著に見ら れる。しかし凍結深さに着目すると、必ずしも冬期に地山 が凍結していない結果が得られている。白糠では、対象と したグラウンドアンカーの設置位置がのり面の下方の道 路端部に近く、グラウンドアンカー周辺に道路除雪に伴う 若干の堆積が確認され、また中川では積雪量が非常に多く、 観測したシーズンすべてで 1m を超える積雪が確認されて いる。積雪は地盤の凍結を抑制する<sup>7</sup>ため、これらの積雪 により地山の凍結が進行しなかったと思われる。しかし、 その地中温度計測位置がグラウンドアンカーの設置位置



|図-4.2 凍結深さとグラウンドアンカーエに作用する荷重および受圧板の変位

と完全に一致しているわけではなく、また、図より白糠、 中川では冬期の荷重増加が認められていることから、実際 は冬期に地山が凍結し、凍上が生じていたものと考えられ る。他方、初冬期の積雪の有無が凍結・凍上に影響すると 考えられることから<sup>80</sup>、シーズンにおいて積雪量が多い地 域であっても、その積雪開始が遅いなど、積雪時期によっ ては凍上が発生することに注意が必要である。

壮瞥では施工1年目に冬期間荷重が増加し、地山の凍結 が融解するころに荷重は低下している。壮瞥は、1年目の 最大積雪深が10cm 程度で比較的積雪が少ない箇所である。 壮瞥では1月下旬まで地山の凍結が確認され、グラウンド アンカー工の荷重増加が見られた。その後1月下旬にのり 枠内に植生土のうが施工され荷重は低減した。植生土のう が施工されることにより、植生土のうの土砂の熱が地山に 伝わり凍結した地山が融解したためと考えられる。次の シーズンから、地山が凍結することなく冬期にグラウンド アンカー工に荷重は作用しなかった。

美谷、ウトロでは時間の経過により荷重は低下したが、 冬期における荷重増加は見られなかった。美谷は凍結指数 が比較的小さかったことに加え、積雪が少ない地域とされ たが観測年は記録的な積雪があったこと、ウトロでは設置 箇所付近に落石防止のための応急的な防護柵が設置され、 のり面が堆雪しやすい状況であったことが要因と思われ る。

以上より、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結を抑制でき、グラウン ドアンカーに作用する凍上による荷重を抑制できる場合 がある。しかし、積雪量が多い地域においても初冬期の積 雪状況により、凍上による荷重が作用する場合があるので、 設計を行う場合は積雪時期とあわせて積雪を考慮する検 討が必要である。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。

すべての地域で、時間の経過とともに季節とは関係なく、 グラウンドアンカーに作用する荷重が低下する傾向が見 られた。グラウンドアンカー工は、不安定な切土のり面の 永久安定工法として施工されていることから、経年に伴う 緊張力の低下に関する課題が懸念される。

#### 4.3 地山補強土工に作用する変位、凍上力

凍結深さと地山補強土工に作用する荷重、受圧板の変位 を日平均気温の累積値とともに図-4.3に示す。地中の温 度センサーによると、白糠では3シーズン目と5シーズン 目でほとんど凍結していないと判断されるが、冬期に地山 補強土工の荷重が増加し融解期に低下していることから、 凍上が生じているものと考えられる。 白糠では凍結指数と の関係性が見られないことから、積雪による影響が見られ たものと考えられる。知床はアメダス情報<sup>9</sup>では積雪量が 多いとされる地域であるが、冬期間の定点観測では調査箇 所でほとんど積雪が認められなかったことから、地山が凍 結し地山補強土工に凍上による荷重が作用したと考えら れる。知床においても冬期に地山補強土工に荷重が作用し 凍結がなくなる頃には荷重は低下しほぼ0になっている。 この現象は観測した期間で繰り返し発生している。知床で は、凍結深さ、凍結指数に応じて地山補強土工に作用する 荷重が変化しており、今後の気象状況によっては大きく上 凍上による荷重が作用することも予測される。

地山補強土工の受圧板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しており、これまでの研究成果 <sup>2</sup>と一致している。



図-4.3 凍結深さと地山補強土工に作用する荷重および受圧板の変位

箇所 No.	1-1	1-2	2	3	4	5	6		
箇所名	白糠*		知床*	中川	壮瞥	美谷	ウトロ		
工種	グラウンド アンカー	ンド カー 地山裤		グラウンドアンカー					
凍結指数(°C・days)	743.4	743.4	1131.2	468.8	512.3	137.3	328.4		
積雪深さ(cm)	-	-	ほぼ0	100以上	20	約30	100以上		
凍結深さ(cm)	40	30	74.8	0	10				
変位量(mm)	1.2	10	6.5	-	ほぼ0	ほぼ0	ほぼ0		
荷重(kN)	28	128.6	57.3	6.0	11.9	ほぼ0	ほぼ0		
初期荷重(kN)	200	-	-	202.6	-	130	200		
許容荷重(kN)	280	-	-	-	222	-	-		
降伏荷重(kN)	-	88	247						
				*は参考文	献 10)より打	友粋			

表-4.2 計測値の冬期の最大値

## 4.4 凍上による最大荷重、最大変位

各現場における冬期間の最大荷重増加量、最大変位量を 表-4.2 にまとめた。グラウンドアンカー工について、荷 重増加のあった 1-1、3、4 では、冬期の凍上による荷重の 増加、減少は複数年繰り返されるが、その量は許容荷重の 1 割程度であった。また、施工してからの時間経過により 荷重が低下していることからグラウンドアンカー工の緊 張力が低下していることが推測されるが、現時点ではこれ らのグラウンドアンカーについて凍上による荷重が作用 しても、今後許容荷重までには達しないものと考えられる。

地山補強土工では 1-2 で降伏応力を超える荷重が、2 で は降伏荷重の 25%程度の凍上力が作用している。地山補強 土工では、変位が累積して大きくなっていくことから、荷 重のみでなく変位に着目した検討も必要と考えられる。

# 4.5 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、凍上力に関するまとめ

寒冷地域の切土のり面におけるグウンドアンカー工法 や地山補強土工法などに作用する荷重と変位を計測した。 調査の結果、①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。②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。 参考文献

- 1) 北海道開発局道路設計要領:北海道開発局、I-4-28、2018.
- 上野邦行、芮大虎、鈴木輝之、山下聡:芝生保護のり面の凍結・融解過程における挙動、観測(2)、第43回地盤工学研究 発表会、pp. 989-990、2008.7
- 3) 北海道開発局道路設計要領:北海道開発局、I-3-19、2018
- 気象庁:過去の気象データ
  <a href="https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php">https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php</a>
- 5) 土谷富士夫:気候変動が土の凍結深さ及びその特性に及ぼす 影響、土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム、 地盤工学会、2001.10
- 6) 佐藤厚子、西本聡、鈴木輝之:のり面こう配と積雪深および 凍結深さの関係について、第29回日本道路会議、2011.11
- 社団法人 地盤工学会北海道支部斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会:斜面の凍上被害と対策のガイドライン、 2010.3.
- 社団法人 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、2009.12.
- 9) 気象庁:過去の気象データ、 https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php
- 安達隆征、山梨高裕、佐藤厚子: グラウンドアンカー・地山 補強土工における凍上力の実測事例 第49回地盤工学研 究発表会、pp.849-850、2014.7

# 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なことを確認した。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。

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 トの強度を推定できることを確認した。

記号 七	セメント 毎 新	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	Air
	性決			W	С	S	G	AE減水剤	AE剤	А	В	(Cm)	(70)
B45-A	B45-A B45-B 高炉	炉 45 42	40	150	333	781	1072	0.13	0.057	0.04	0	7.1	5.0
B45-B			42					0.13	0.055	0	0.04	8.0	4.9

表-2.1 コンクリートの配合



## 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>。

$$M = \Sigma (\theta + 10) \Delta t$$
  $\exists -2.1$ 

ここで, *M*: 積算温度 (°**D**·**D**), *θ*: *Δt* 時間中のコ ンクリート温度 (°C), *Δt*: 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





図-2.2 積算温度-圧縮強度関係(日本建築学会式)

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>。

 $\Delta t \ge 0$ 

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

 $\Delta t < 0$ 

 $M = \Sigma 10 \times \exp(-0.60 \times (-\theta)^{0.74}) \Delta t$  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



図-2.3 積算温度と圧縮強度の関係 1)



図-2.4 圧縮強度の再評価結果

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

- 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。
- 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。

# 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 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(JISA1148A法)では10×10×40cm

の角柱供試体を用いて+5℃~-18℃/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。

$$DF = \frac{P \times N}{N_c}$$
  $\exists -3.1$ 

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、 $N_c$ :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。

表-3.2 養生方法

養生	方法
養生A	5℃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℃/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℃封かん養生
養生D	打設後、5℃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℃封かん24h→-10℃封かん27日→5℃水中6h

W/0		単位量				耐寒促進剤		Chumar	A :	
W/C	V/C s/a		(kg/	(m <sup>3</sup> )			添加量	Siump	Air	美正
(%)	(%)	W	С	S	G	種類	(L/C=100kg)	(cm)	(%)	食工
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	а	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	В
45.0	45.0	150	333	812	1020		5	9.0	5.3	Α
50.0	45.8	150	300	839	1020		5	9.5	5.2	В
50.0	45.8	150	300	839	1020		5	9.0	5.3	Α
55.0	46.6	154	280	856	1012		5	9.0	5.4	В
55.0	46.6	154	280	856	1012		5	9.0	5.1	Α
45.0	48.0	165	367	833	924	h	3	6.8	4.7	F
45.0	48.0	165	367	833	924	d	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	с	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	d	4	6.2	8.6	G
45.0	42.0	150	333	78	1077	е	4	5.7	7.2	G

表-3.1 耐寒促進剤を添加したコンクリートの配合

## 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 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。

$$E_{d} = \frac{M - M_{0}}{\frac{1}{a} + \frac{M - M_{0}}{b}}$$
  $\Xi - 3.2$ 

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 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>8</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。

- 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。

## 【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, 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
- 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

## 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 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:西弘明、今野久志、白戸義孝、佐藤京、角間恒、

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。橋梁床板に関しては、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28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。舗 装技術については、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。

平成 29 年度には、床版に関して、上面補修の事例調査を実施し、現状の上面補修工事における施工上の課題 を整理した。また、舗装技術について、寒冷環境下での変形性能や接着性能が高い目地材料を選定することで、

平成 30 年度には、床版に関しては、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。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との関係性を確認するための調査・分析を実施した。舗装技術については、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。

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。橋梁床板に 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28年度までに、床板に関しては、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。舗装技術に関しては、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。

平成 29 年度には、床版上面補修の事例調査を実施 し、現状の上面補修工事における施工上の課題を整理 した。また、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 料の有する性能に関する検討を行った。

平成30年度には、床版に関しては、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。また、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性を確認するための調査・ 分析を実施した。舗装技術については、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。

# 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 2000mm 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、JISA6024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 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推察される。

#### 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

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砂利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、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



(a) 舗装面

(b) 床版面 写真-3.1 A橋の状況

(c)床版断面



写真-3.2 B橋

写真-3.3 C橋

が床版の補修範囲と一致していたと推察される。

#### (3) C橋

C橋は、上面の部分補修が行われている橋梁であり、 調査時点において不具合は発生していない。写真-3.3 には床版補修後および舗装敷設の状況を示しており、 施工状況からは、B橋と同様に、舗装切削範囲が床版 の補修範囲と一致するものであった。

## 3.3 上面補修工事における施工上の課題

上記の3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 ぎ部および補修部ー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、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 れており、
- 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。



図-3.1 上面補修工事における施工上の課題

## 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、遮水性に優れる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。

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JISA 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>10</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、舗設を
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 引張接着試驗結果

図-4.2 に、引張接着強度と破断断面の位置を示す。 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 切削面で異なっており、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



表-4.Ⅰ 試験ケース							
ケース	平板表面	防水材	塗布量	試験(23℃)			
1	平滑	從本刑					
2		使未空	標準	引張接着試験			
3	1-11 光山	改良型		•			
4	则刖	従来型	曲昌	せん断試験			
5		改良型	「「」里				



平滑 (b)切削 写真-4.1 試験体の表面状況





(a)防水材塗布(刷毛)
 (b)防水材塗布完了
 写真-4.2 防水材の塗布状況(標準)



(a)防水材塗布(刷毛)





(b)防水材流し込み



(c) 均一に敷均し
 (d) 防水材塗布完了
 写真-4.3 防水材の塗布状況(増量)

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。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 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 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 防水材の種類により異なっており、従来型の防水材を 使用したケースでは床版防水層の破壊となった。改良 型の防水材を使用したケースでは塗布量を増量した 場合では舗装材の破壊、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

- 切削面に対し従来型防水材を使用する場合、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を使用した場合と同等のせん断剛性を確保できた。

### 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鈑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



図-5.1 調査対象の橋梁位置と調査箇所数

14Q -	整理項目	土砂化の発生傾向			
1	共用年数	建設後 50 年以上で半数以上			
	凍害危険度	関連性なし			
供用	凍結防止剤	関連性なし			
埬項	反応性骨材	関連性なし			
	平面線形	斜角を有する場合に割合が大			
舗装	縦断方向	端支点・中間支点でも発生			
切刖	桁配置	主桁近傍で割合が大			
业直	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			

表-5.1 各整理項目と土砂化の	)発生傾向
------------------	-------

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 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。また、橋軸方向(縦断方向)では、端支



#### 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

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。また、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ることを確認した。横断勾配 の下側において土砂化が発生しやすくなることを確 認した。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しやすさ 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



写真-5.1 損傷形態の一例

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 上面の最も損傷の多い形態は「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

- 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

 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.







### 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と橋の架 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。



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

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。

### 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 加圧透水試験、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°C)



写真-6.3 境界面でのはがれ(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タにより幅 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 400 $\mu$ 、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り返し曲げ試験の 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、繰り返し変形に対する 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



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	LARK .	100万回載荷後にも, 目地 材の接着は良好.
加熱型: 高弾 性	n (12/9)	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	e বিচাৰণ প্ৰিয়চন্দ্ৰ	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 繰り返し曲げ試験による接着状況観察結果

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。

# 8.3 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。

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		

表-6.1 加熱型注入目地材の品質標準

#### 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。

### 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 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



図-6.5 試験体



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



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。

### 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℃、-10℃、-20℃、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** のような中間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。







図-6.9 引張量と温度及び被着体の関係

### 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が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-6.10 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)

### 6.4 まとめ

平成 30 年度までに、以下の結果を得た。

 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。





図-6.11 引張試験における破断の形態

- 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深さが引張試験に影響を与えると考えられた。

### 参考文献

- 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)

### 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(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

### 【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、河氷等による衝 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。

平成29,30年度は、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、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基礎資料を得た。

キーワード:再劣化、直立護岸、河氷、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、河氷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、河氷の衝突 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。

#### 2. 直立護岸の劣化状況調査

河氷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



写真-2.1 未補修区間のコンクリート剥離状況

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 よりも、遡上した海水の影響によるスケーリング劣化、 つまり、凍塩害の複合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、スケーリングによる劣化の他に、 ひび割れ発生箇所への氷塊等の衝突も、凸部に損傷が生



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

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、凍塩害 によるスケーリング劣化が主であるものの、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による炭素繊維の毛羽立ちも生じ



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

ていなかった。そのため、繊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。次年度以降はこのような損傷 に対する抑制方策を検討し、室内による検証実験等から 最適な補修対策を提案する予定である。

### 参考文献

- 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

### 8.2.4 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、増田亨、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、補修補強工法の複合劣化に 対する耐久性を評価するため、凍結融解試験と水中摩耗試験を組み合わせたコンクリートの複合劣化試験法の検 討を進め、複合劣化を定量的に評価する一手法を得た。

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 により調べ、その補修補強方法を検討し、室内試験お よび現地暴露試験を経て、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(アブレシブ摩耗)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)、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。



写真-2.1 調査の様子(固形分の付着が理解できる)



### 2.2 海氷の接触荷重調査

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。残念ながら今年度は、分析に値する有意 義な荷重データは取得できなかった。これまでのデー タでは、荷重形態が準静的な荷重(10kPa オーダー) から短い接触時間での衝突的な荷重(1MPa 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。今後も調査を継続していく予定である。

### 3. 補修補強工法の評価方法

### 3. 1 室内試験

補修補強工法の複合劣化に対する耐久性を評価する には、劣化機構を複合させた試験を行う必要がある。 本研究では劣化機構として海氷摩耗、凍害、塩害、腐 食を対象とした複合劣化試験の検討を進めている。以 降、その検討した内容を示す。

### 3.1.1 水中摩耗試験

海氷と構造物の摩耗に関する既往研究では、気中に おける摩耗試験が行われ、多くの知見が得られている。 しかしながら、氷海域における氷と構造物の接触位置 は海面付近の水中部と水上部であり、とりわけ鋼構造 物の摩耗は腐食を伴うため、気中と水中の酸素供給量 の違いは試験結果に大きな差を生む可能性がある。ま た、本研究の試験装置で行った気中でのコンクリート の摩耗試験においては、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、本 研究では、これらの課題を解決できる水中摩耗試験法 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。本装置は 往復運動による面接触滑動式の摩耗試験機である。写 真中央のアクリル水槽内に氷と供試体(鋼材またはコ ンクリート)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℃)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 素化物であり、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-3.2は、摩耗試験後のコンクリート供試体表面



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 氷膜形成状況

の氷膜形成状況である。写真左の気中における摩耗試 験ではコンクリート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 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)、ASTMC 666(米 国)、スケーリングを対象とした試験として RILEM CDF(欧州)、ASTMC 672(米国)などがある。本研 究では凍害と海氷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、空冷式の凍結融解試験機を使用できること、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、理由の一つ



写真-3.3 凍結融解試験機の全景とその内部

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°C~+5°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搬速 度測定により把握した。

### 3.1.3 モルタル供試体の複合劣化試験結果

前述の水中摩耗試験と凍結融解試験を組み合わせ、 モルタル供試体を用いた複合劣化試験を行った。図 -3.1 はその試験結果である。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。最初に凍結融解100 サイクルを実施した後、水中摩耗試験を開始した。図 の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。比較のため、凍結融解させていない プレーン供試体(凍結融解0サイクル)の結果と併せ て示している。

図は、凍結融解の履歴がある供試体の方がより摩耗 するという予想どおりの結果を示すものであるが、こ の結果は、本試験方法により複合劣化の進行を定量的 に評価できる可能性を示唆している。今後は、条件を 変化させた試験を実施する予定である。



図-3.1 モルタル供試体の複合試験結果

#### 3. 2 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海氷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。これらは鋼構造 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、耐氷性や劣化損傷過程等に着目して 調査を継続している。

### 3.3 衝突実験および数値解析による施設(対策工含 む)への海氷荷重の評価・検討

### 3.3.1 概説

海氷による、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氷 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。

### 3.3.2 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、 人工海氷を高さ *h*=1.2m(衝突速度 *V*<sub>0</sub>=4.85m/s)から構 造物模型に衝突させた(図-3.2)。人工海氷は、幅(B)



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

が0.6m、 厚さ(h)が0.16m、長さ(L)が0.6m(質量は約 50kg)の直方体に仕上げた。人工海氷は氷温-7~-11°C、 密度 0.9-0.92kg/m<sup>3</sup>、ブライン(塩分)量 5-8‰、結晶粒 径が 5-20mmの柱状構造であり、概ね実際の海氷構造 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系(直径  $\varphi$ 10 ~266mm)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。支点部や基盤を 含めた構造物の固有振動数は、2.1~5.0kHz 、減衰定 数は 1~5%であった。

### 3.3.3 数值計算法

海氷の数値モデルには、筆者のひとりが開発し、人 工海氷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>50</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。

### 3.3.4 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、まず海氷が円筒 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ためと推察される。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体の存在により、 破壊が誘発されて接触時間が長くなり、施設全体に作 用する海氷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/a) で表示した。b/a=0 時は、a=∞なの で平板の場合であり、逆に b/q=∞の場合は、q=0 とな るからやはり平板の場合となる。ある b/p 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



平板への衝突(Φ=0)



半円筒形への衝突(Φ=0)

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にはDEMによる数値計算結果を示したが、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、海氷荷重を減じる補修・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。

### 参考文献

- S. Houvinen et al., The abrasion of concrete in arctic offshore structures, Porc. of the 7the 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 envinment, Porc. of the 7the 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 4th International Offshore and Poloar Engineering , Vol.2, pp.545-552, 1994.
- 4) 木岡、竹内、遠藤、成田: 固形分を含んだ海氷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、№2、I\_780-I\_785、2014.
- 5) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁 (2012): 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.
- 6) 木岡信治・竹内貴弘・蟹江俊仁(2013):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.

### 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 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:木村孝司、丸山記美雄、安倍隆二、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。平成 30 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。平成 30 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。

### 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、鋲止め方式など)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-2.2 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) 伸び率が真く(200/11-b) 本形を伸びに追随する
ガラス繊維 メッシュ	PUCキャパmへ(XIMA&L), 金川マドロでは回する 直交する繊維方向の引張強度が高く(200~1000Ncm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
ビニロン繊維 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>11</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。



### 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>20</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進入し、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>33</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ひ割れ再発状況 図を図-2.6に、ひひ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ひ割れ本数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ひ割れ再発率 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

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 ↓=270m,シート幅50cm → ↓ L=200m	n 合成繊維不織布シート区間 L=200m, シート幅33cm		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)
KP=162,300 KP=162,600	KP=162,800         KP=163,000           至美深	補修前 全ひび割れ 本数(本)	31	23
センターライン 至 札幌		<ul> <li>→ 補修前</li> <li>&gt; 単位本数 (本/100m)</li> </ul>	11.5	11.5

図-2.4 低温ひび割れ補修箇所の平面図



#### 3

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ひ割れ再発状況 図を図-2.7に、ひび割れ再発本数を表-2.4に示す。両工 区とも、1冬経過時点よりもひひ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図を図-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注入の処置 がなされたが、4 冬経過時点までにシール材注入の処置 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

<i>★</i> ガラン	ス繊維シート区間 L=270m		=200m → 合成繊維不織布シート区間 L=200m →		シート区間 (L=270m)	シート区間 (L=200m)
KP=162,330	y = r vmsocm	KP=162,600	KP=162,800 KP=163,00	ひび割れ 発生本数 (本)	4	8
0	(2) 			単位本数 (本/100m)	1.48	4
i i	i i	•		再発率(%)	13	35
1	② ③162,542	④162,582	⑦162815 ⑨162844 ⑪162873 ⑬162949 ひて	び割れ幅 (mm)	1mm 程度	3mm程度

### 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

表-2.3 1冬経過後のひび割れ再発本数と再発率

ガラフ維維(今武維維不維东

		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)
	ひび割れ 発生本数 (本)	10	12
	単位本数 (本/100m)	3.7	6.0
_	再発率(%)	32	52

#### ガラス繊維シート区間 L=270m L=200m 合成繊維不織布シート区間 L=200m ート幅50cm - ト幅33cm KP=162,60 KP=162.330 KP=162.800 KP=163.000 4 1 00 0'162343 0162400 **④'162489** 6)'162,519 (7)'162.837 8'162938 10/162974 2162394 (5)'162513 (9)'1**62.966**

#### 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

オラス繊維シート区間 L=270m シート幅50cm KP=16230	L=200m KP=162¢0	合成繊維不織布シート区間 シート幅.33cm KP=162800	L=200m		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)
				ひび割れ 発生本数(本)	16	14
				単位本数 (本/100m)	5.9	7.0
①" 162,410 ③" 162,440 ⑤" 162,450		⑦" 162,904 ⑧	" 162,930	再発率(%)	52	61

②"162,416 ④"162,446 ⑥"162,456

図-2.8 10冬経過後のひび割れ状況図

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 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



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

表-2.6 追跡調查項目

幅 3.:



写真-2.2 ひび割れ抑制シート貼り付け後の状況

#### 表-2.7 路面性状追跡調査結果

		わだち掘 平坦性	れ量 <sub>も</sub>	測定項目	定年月	H19.11	H20.10	H21.10	H22.10	H23.10	H24.10	H25.10	H26.10	H27.10	H28.10
		ひび割れ	ı率	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
		交通量及び	輪荷重	平坦性(mm)		1.1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5
		FWDによる	たわみ量	ひび割れ率(	(%)	0	0	1.4	1.4	1.4	2.7	3.7	4.5	—	6.6
員 5m	ひび割れ <sup>8</sup> わだち掘れ	<sup>經</sup> :6.6% 1量:11.2mm 10m	<u>至</u> 札幌 →				**	~							× -

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)

る。したがって、疲労ひひ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 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 後のひひ割れ率追跡調査結果と、平成19年にひひ割れ抑 制シートを施工した後のひひ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ひ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。



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 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。

表 2.8 交通量および車両重量調査結果

	交通量調查	結果(台/日)	輪荷重測定結果(輪/日)
測定年	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

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 低温ひび割れに対しての適用方法検討

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>33</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に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に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 が限られる中で、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。

クラックの分類	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5 mm未満	タックコート	
線状ひびわれ	基層下まで及んでい る幅は5 mm~10 mm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
橫断クラック	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

### 3. 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(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言われ ている。一方、舗装修繕予算は減少傾向にあり、効果的で 安価な既設舗装の延命化手法が求められている。そう言っ 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、ひひ割れに水 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、ポットホールの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 0.3L/m<sup>2</sup>、 0.8L/m<sup>2</sup>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 0.8L/m<sup>2</sup>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 µ (60km/h) となり目標値 0.25 µ 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 µ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	すべり抵抗値(µ)			
km∕h	1	2	3	
60	60 0.43		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 なしの箇所で現場透水試験(**写真-3.3**)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-3.3 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 箇所で延べ

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 まとめ

(1)低温ひび害い補修箇所における追跡調査結果から、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ひ割れ抑制シートを、低温ひひ割れや疲労ひひ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。

### 参考文献

- 丸山、金子、熊谷:舗装補修に使用するひび害い抑制シートの効果、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
- 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

### 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。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 こともあり、施工要領の整備が急がれる。そこで、シラン系表面含浸材の冬期施工要領の策定に向け、低温下で の含浸性、バーナーによる加温の効果を調べた。無溶剤系の含浸材では、温度の影響よりも含水率の影響が大き い知見を得た。また、ガスバーナー加温は含浸深さの確保に有効であることがわかった。 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℃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。

#### 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 2.69g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.19%)、粗骨材は砕石(密度 2.67g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.80%、最大粒径 25mm)を用いた。 供試体の寸法は 100mm×100mm×200mm とした。供



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)

	表−2.1 コングリートの配合・圧縮強度						
使用セ	水セメ		単位量 (kg/m³)				
メント	ント比	水	セメント	細骨材	粗骨材	(MPa)	
普通	550/	1.45	264	870	1067	25.4(11 日)	
早始	3370	143	204	0/9	1007	22 9(7 H)	

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)



### 8 凍害・複合劣化等を受けるインフラの維持管理・更新に関する研究



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-2.3 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>30</sup>のように設定した。 養生温度は5℃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℃、0℃、5℃、10℃、20℃の5水準とした。 シランは、0℃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 D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℃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-2.4 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)



(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



(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℃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℃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℃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>10</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℃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	使用	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
ト比(%)	セメント	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×200 mm)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℃%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>10</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



± ^ ^		
モーイ フ	~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	
1X 0. 2	インシュレー	しんち生物に

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>

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

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分撹拌・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 ガスバーナー加温時間とシラン含浸深さの関係 (加温後、すぐ塗布)

に、高周波水分計による表面含水率は加温開始から 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、加温から 10 秒以内に蒸発することを示して いる。

### 3.2.4 加温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温後から塗布まで の時間の影響を調べたものである。図には加温 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 は加温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、 加温後から 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温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温の影響

図-3.7に、深さ0~10mmの細孔分布に及ぼす加温の 影響を示す。加温時間が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<sup>の</sup>の増加が確認され た。加温時の熱により、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と言える。

### 3.3 まとめ

冬期の低温下でのシランの塗布に先立ち、コンクリー



図-3.6 加温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温の影響
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 2.67g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.24%、 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 1.69%)を使用した。粗骨材の最大 寸法は 20mm とした。スランプと空気量の目標値はそれ ぞれ 12±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の複合体)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×200mm(打ち

込み面は100mm×200mm)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℃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 15.4N/mm<sup>2</sup>で、5℃養生を終了するのに必要な圧縮 強度の標準<sup>90</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℃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	使用セ		単位量		実測ス	実測					
ント比	メント	-	セメ	細	粗	ランプ	空気量				
(%)	の種類	小	ント	骨材	骨材	(cm)	(%)				
55	高炉 B	155	282	849	1040	13.0	5.1				
	※表に示すスランプと空気量は、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℃2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℃の常温に保たれた室内もしくは冬 期の-9℃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℃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	実験で使用	したシラン
12 7.2		01_2 22

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>						
生日 コント いたし え 何の方文の方										

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 いを満たす 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℃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、写真-4.2 に示す高周波容量式の水分計<sup>10)</sup>や、 写真-4.3 に示す電気抵抗式の水分計<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可否を判定



写真-4.2 高周波容量式の水分計による測定状況



写真-4.3 電気抵抗式の水分計による測定状況



図-4.3 測定の仕組み

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)高周波容量式の水分計による評価

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) 電気抵抗式の水分計による評価

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 に測定の概念を示す。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。

$$U = \frac{M_m - M_d}{M_d} \tag{4.1}$$

$$U_{t} = \frac{M_{mt}(1+U) - M_{m}}{M_{m}}$$
(4.2)

ここに、Uは加温前の含水率、Mmは加温前の質量(g)、



*M<sub>d</sub>*は絶乾質量(g)、*U<sub>t</sub>*は加温時間 *t* 後の含水率、*M<sub>m</sub>*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ー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-4.1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℃を上回り、2 時間後に 40℃まで上昇した。温 風の温度は 65℃であるが、加温 2 時間以降は 40℃で停 滞し、温度上昇は確認されなかった。これは、容器にあ けた直径 30mm の 2 箇所の穴(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℃)であるのに対し、氷の比誘電率は3.2 (-12℃)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~ 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>140</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℃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℃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



加温の様子(冬期の-9°Cの屋外にて) 写真-4.5



シランの含浸深さの関係

応した。

以上より、低温下では加温時間と電気抵抗式の水分計 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



加温による水分量の変化(加温180秒) 図-4.8

抵抗式の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℃の気中に存置した後、5℃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℃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℃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℃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 電気抵抗式の水分計による低温下での シラン施工可否の判定の概念

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℃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 の水分計の結果をみると、20℃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℃の気中 に存置後、5℃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℃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、電気抵抗式の水分 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、電気抵抗式の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 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の含水率は対応しなかった。
- (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。

#### 参考文献

- 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
- ロ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
- 1 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
- 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
- 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
- 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.14

# 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(耐寒材料チーム) 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。平成 30 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、スケーリ ング促進試験における試験前の供試体養生条件がスケーリング量に影響を及ぼすこと、および 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、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、促進試験

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<sup>1)</sup>。

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、日本での研究実積が多いASTMC 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 3.16g/cm3、 比表面積 3,420cm<sup>2</sup>/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3.05g/cm3、比表面積3,750cm2/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 2.70g/cm3、吸水率 0.90%、粗粒率 2.82、H30 年度:密 度 2.67g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.17%、粗粒率 3.94) を、粗骨材は、 小樽市見晴産砕石(密度 2.68g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.72%、粗骨材 最大寸法25mm)を用いた。また、スランプと空気量を調 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%を中心に、一部 45%と 65% でも試験を実施した。目標空気量は 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、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を評価するための促進試験法については、現状ではJIS に規定されておらず、ASTM C672 と RILEM CDF 法に準拠した試験法に

より検討されることが多いため、これら二つの試験法によ りスケーリング抵抗性を評価した。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℃を16時間、23℃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℃)後、 材齢28日まで14日間気中養生(23±2℃、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℃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℃水中養 生を材齢7日まで行った後、温度20℃、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℃から-20℃まで10Kh の定速で4時 間冷却し、-20℃を3時間保持後、同じ定速で20℃まで4 時間加熱した後、+20℃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℃水中 養生を材齢7日まで行った後、温度20℃、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、 リニ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、水セメント比が小さいほどス ケーリング量は減少した。

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 量が増加し、それ以外の配合条件では著しく減少したが、 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

≣式服金		オイト	水セメ	目標	0/0		単位量	(kg/m <sup>3</sup> )		AE	AE	実測	実測
山政	記号	の新新	ント比	空気量	s⁄a	水	セメント	細骨材	粗骨材	減水剤	助剤	スランプ	空気量
十反		のパ主大只	(%)	(%)	(%)	W	С	S	G	(ml/Ckg)	(%Ckg)	(cm)	(%)
H30	B45A45		45	4.5	43		344	789	1049	1.0	0.0075	10.0	4.8
	B55A30			3.0				863	1057	0.7	0.00375	8.4	3.3
	B55A45	В	55	4.5	45	155	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		45	4.5	45		344	793	1055	0.5	0.00625	10.4	4.5
	N55A45	Ν	55	4.5	55	155	282	854	1047	-	0.005	11.0	4.6
	N65A45		65	4.5	57		238	910	1029	I	0.005	9.1	4.7
H29	N45A45		45	4.5	43	43	344	802	1056	0.5	0.0075	8.7	4.5
	N55A30			3.0				882	1070	0.8	0.0020	8.3	2.8
	N55A45	N	55	4.5	45	155	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	В	55	4.5	45	155	282	860	1044	0.7	0.0100	10.5	5.2
H28	B45A30		45	3.0	43		344	815	1073	2.0	0.0100	8.7	2.9
	B45A45			4.5	70			798	1050	2.0	0.0200	10	4.1
	B55A30			3.0			282	879	1066	1.0	0.0150	9.1	2.7
	B55A45	R	55	4.5	45	155		860	1045	0.5	0.0400	9.1	4.6
	B55A60	D	00	6.0		100		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	8.2	4.6
	B65A60		00	6.0	77			897	1005	-	0.0650	11.9	6.5

表-2.1 配合









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

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、全体として空気量の増加 によりスケーリング量は減少する傾向が確認できる。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 2が必ずしも確認できなかった。

図-2.3 はここまでに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。

## 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



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

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の増加によりスケーリン 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、微細で良質な空気がスケーリ ングの抑制に効果があることがわかる。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。

#### 3. 凍塩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 て日本での研究実積が多い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>3,4,9</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 JIS A1148 A 法に 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(JIS A 1148 A 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 法の試験前吸水が無い養生)

[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、水セメント比の低 下とともにスケーリング量は減少し、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 量が減少した。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 が増加し、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

			高炉B			
試験項目	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)

表-3.1 各試験と試験前養生パターンの組合せ



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



りもスケーリング量が増加した。

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 差無いものの、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の直線関係であった。

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養生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-3.4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-3.3 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で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。

以上のとおり、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 験における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。

図-3.5 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(ASTM 法は養生②、 CDF 法は養生③) 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。

## 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結果は、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℃)



図-3.5 ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量の関係

後、材齢28日まで14日間気中養生(23±2℃、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、試験前の水 中養生が14日の方が7日よりもスケーリング量が多く



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%)

なった。

図-3.7 に高炉セメントの前養生 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、図-3.1 と同様、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、差が見られた B55A45の供試体作製のみ練混ぜ2バッチで行っており、 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 して示しているが、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た可能性があ る。最終的に特定はできなかったが、7W21Dと14W14D のスケーリング量はこれらに起因して生じた可能性が考 えられる。

一方、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 らつくと、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 法による各年度のスケーリン グ量を示す。普通セメントでは、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%は年度によ り差が見られ、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 年度による差がみられ、H28 のスケーリング量は凍結融 解サイクルの増加に伴い増加する傾向があるが、H29、 H30では凍結融解10サイクル程度以降を目安にスケーリ ングはほぼ増加しない傾向がみられた。H30の使用細骨 材は粒度が粗く、その影響を受けたことも考えられるが、 同じ骨材を使用している H28 と H29 でも差があることか ら、スケーリング試験においては、評価対象とする試験面 の仕上げ(品質)の程度等の影響を受けるため留意する必 要がある。また、実構造物のスケーリング抵抗性を評価す る際には、評価すべき部位を考慮し、打込み面と型枠面な ど試験で評価すべき対称面を設定して試験を行う必要が ある。なお、試験対象面の品質の影響については、CDF法 でも同様であり、今後検討が必要である。



図-3.7 前養生14W14Dのスケーリング量(高炉セメント)









# 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 法による凍結融解試験の概要

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踏ま えJISA1148A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℃~+5℃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100×100×400mm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。

## 3.2.2 JIS 法による凍結融解試験結果

図-3.10に塩水を使用したJIS 法による質量減少率を示 す。また、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を図-3.11 に示す。

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、高炉セメ ントで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-3.12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減少に着目してい 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い。

このため、スケーリング抵抗性を 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り、その観点からは相 対動弾性係数の低下が小さい状態で評価するべきである。 図-3.16 に示した質量減少率は凍結融解サイクル 49 サイ クルであるが、このサイクルでは相対動弾性係数が 90%



図-3.10 JIS 法による質量減少率(凍結融解 300 サイクル)



図-3.11 JIS 法による質量減少率(凍結融解49 サイクル)



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。また、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。

# 3.2.3 JIS 法による質量減少率と各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、前節で示したように、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で比較した。

図-3.13 に 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、検討したケースも少 なく、ばらつきがみられた。

図-3.14 に JIS 法による質量減少率と各スケー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リング 量の関係を示す。CDF 法、ASTM 法それぞれのスケーリ 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-3.15 に JIS 法による質量減少率と試験前養生②で統 ーした場合のスケーリング量の関係を示す。図-3.14 に示 した関係と同様、CDF 法、ASTM 法それぞれのスケーリ 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-3.16 に JIS 法による質量減少率と試験前養生③で統 ーした場合のスケーリング量の関係を示す。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、スケーリング試験としての検討実積が多い 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、特にスケーリング 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



図-3.14 各試験方法によるスケーリング量と質量減少率

の関係(スケーリング試験の標準的養生)



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-3.16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。

#### 3.2.4 JIS 法の高炉セメントへの適用性

前節までの検討から、JIS A 法の普通セメントへの適用 性についてか可能性を見出せたことから、ここでは高炉セ メントへの適用性について同様の検討を行った。なお、図 -3.13 に示したように、ASTM 法の試験結果が年度により ばらつく状況が確認されたため、ここでは ASTM 法と同 ーロットで JIS A 法用の供試体を作製して、年度のばらつ きが無いように両者の関係を比較した。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。

図-3.17 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



図-3.17 JIS 法による質量減少率(高炉セメント)

らの傾向は ASTM 法によるスケーリング試験の結果とも 同様である。また、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。また、図-3.19 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が、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、このサイクル以内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られる。

図-3.20 に凍結融解 50 サイクルにおける JIS 法による 質量減少率と ASTM 法によるスケーリング量の関係を示 す。両者には良い相関があり、JIS 法を利用することで、 短期間かつ既存の試験機器を活用してスケーリング抵抗 性を評価できる可能性を確認した。他方、図-3.19によれ ばセメントの種類によらず、一つの直線でスケーリングが 評価できる可能性が示されているが、2 章で述べたよう に、ASTM 法やCDF 法によりスケーリング抵抗性を評価 した場合、いずれも高炉セメントの方が普通セメントより もスケーリング量は多くなる傾向が確認されており、セメ ントの種類による差はJIS法では確認できないことになる。 これについては、3.2.2 でも述べたように、試験実施時の供 試体の飽水度が高い場合には、JIS 法だけで無く ASTM 法 や CDF 法においてもスケーリングは多くなり、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について 検討した

#### 3.2.5 試験開始時の供試体の飽水度の影響

試験開始時の供試体の飽水度の影響については、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。 試験前養生は、CDF 法の基準養生に準じて、水中養生7日 後21日間気中養生を行い、試験開始前に7日間塩水を吸



·リング量(kg/m²) 17日→気中21日) 3.0 凄結融解 ▲普通セメント 2.5 50cyc ●高炉セメント スケーリング量( 2.0 1.5 北中 1.0 (前養生:: v = 0.4329xASTM : 0.5 R<sup>2</sup> = 0.8499 0.0 00 80 20 40 60 JISA 法質量減少率(%) (前養生①:水中28日)

図-3.19 質量減少率とスケーリング量(ASTM法)の関係



図-3.20 乾燥過程を加えた供試体の質量減少率(JIS法)

水させてから試験を開始する方法とした。

図-3.20 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-3.21 に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を示す。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 同条件で行った図-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 量と比較的良い相関があり、乾燥過程を加えて供試体の 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。

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が、セメントの種類や配 合条件の違いを適切に評価するには、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 課題があることが確認された。

## 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) 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、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。
- (6) JIS 法によりスケーリング抵抗性を適切に評価する





には、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検討する必要がある。

#### 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(要求性能)2

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。塩分環境中のスケーリング劣化に影響を与える因子とその評価方法について検討を行っている。平 成 28~30 年度は、まず、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。次に、スケーリングの抑制に寄与するコンクリート中の微細空気の量を簡易に測定する方法として、空気量 測定時にエアメータ容器内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、その有用性を確認した。

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

#### 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、適切な配合設計がなされてい る<sup>1)</sup>。しかしながら近年、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。

スケーリング抵抗性に影響を与えるコンクリートの材 料や配合上の要因のうち、空気量や水セメント比について は、ある程度の研究<sup>2</sup>が蓄積されつつあるが、骨材(細骨 材、粗骨材)品質の影響等については、研究実績としては 必ずしも十分ではない。

また、スケーリング抵抗性を高めるには、化学混和剤を 用いてコンクリート中に微細な空気を導入することが有 効であることが知られている。これについて、従来のコン クリートの受入れ検査で測定される空気量は、フレッシュ コンクリート中の空気量を全般的に測定しており、その結 果と硬化コンクリート中の耐凍害性に寄与する微細空気 量との関係が明確で無いという課題がある。

そこで、実験Iとして、コンクリート中の空気量、細骨

表-2.1 使用材料

水	水道水									
セメント	普通ポルトランドセメント, 密度3.16g/cm <sup>3</sup>									
細骨材	a:石灰石砕砂,粗粒率3.16,絶乾密度2.66g/cm <sup>3</sup> , 吸水率0.61% b:川砂(標準),粗粒率2.67,絶乾密度2.53g/cm <sup>3</sup> , 吸水率1.60%									
	c:川砂(低品質),粗粒率3.33,絶乾密度2.45g/cm <sup>3</sup> , 吸水率3.95%									
粗骨材	<ul> <li>A:硬質砂岩(標準),最大寸法20mm,粗粒率6.70 絶乾密度2.69g/cm<sup>3</sup>,吸水率0.50%,安定性3.3%</li> <li>B:花崗岩(低品質),最大寸法25mm,粗粒率6.90 絶乾密度2.53g/cm<sup>3</sup>,吸水率1.47%,安定性23.1%</li> <li>C:凝灰岩質安山岩(低品質),最大寸法25mm,粗粒率7.06 絶乾密度2.29g/cm<sup>3</sup>,吸水率5.58%,安定性53.4%</li> <li>D:川砂利(低品質),最大寸法25mm,粗粒率6.90 絶乾密度2.45g/cm<sup>3</sup>,吸水率3.37%,安定性12.9%</li> </ul>									
化学混 和剤	AE減水剤 R: 一般のAE減水剤 M: プレフォーム型のAE減水剤 V: 高機能型AE減水剤 S: 高性能AE減水剤 F: 増粘剤一液タイプ高性能AE減水剤 AE調整剤 E: AE助剤 x: 消泡剤									

材の品質、粗骨材の品質がスケーリング抵抗性に与える影響について検討した<sup>3</sup>。また、実験IIとして、空気量測定時にエアメータ容器内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ことで、硬化後も残存することが期待される微細空気の量を選択的に測定する方法について検討した。実験Iは平成28~29年度に、実験IIは平成28~30年度に実施した。

# 2. 実験I(空気量、細・粗骨材の品質の影響) 2. 1 実験方法

実験の分類	水セメ ント比	細骨 材率	目標 空気量	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
(配合No.)	(%)	(%)	(%)	水	セメ ント	細 骨材	粗 骨材	
実験 I (全配合)	55	45	5.0	173	314	829	1009	

# (細骨材 b,粗骨材 A を使用, 目標空気量 4.5%の例)

表-2.2 実験 I のコンクリート配合

#### 表-2.3 実験 I の各配合における材料の組合せ

			フレッシュ性状			
配合 No.	粗骨材 の種類	細骨材 の種類	化学混 和剤の 種類	目標 空気量 (%)	スラ ンプ (cm)	測定 空気量 (%)
1	А	b	R	1.5	7.5	1.4
2	А	b	R	3.0	9.6	3.2
3	А	b	R	4.5	10.9	4.6
4	А	b	R	6.0	15.8	5.9
5	А	а	R	4.5	12.9	5.0
$6^{*1}$	А	b	R	4.5	10.9	4.6
7	А	с	R	4.5	14.6	4.9
$8^{*1}$	Α	b	R	4.5	10.9	4.6
9	В	b	R	4.5	9.6	5.6
10	С	b	R	4.5	7.1	5.1
11	D	b	R	4.5	19.6	4.4

※1:配合No.3と同じ

## 2.1.1 コンクリート供試体の作製

コンクリートの使用材料を表-2.1 に示す。細骨材は3 種類であり、a は吸水率の小さい石灰砕砂、b は標準的な 川砂、c は細骨材の品質規格(JIS A 5308 付属書 A)を満 足しない低品質な川砂である。粗骨材は4種類であり、A は品質規格を満足する良質な硬質砂岩、B、C および D は 品質規格を満足しない低品質な粗骨材である。化学混和剤 は実験 I では表中の R と E のみを使用した。

コンクリートの配合は表-2.2 に示すように、水セメント比W/C55%、細骨材率 s/a45%と一定として、空気量、細骨材の種類、粗骨材の種類の各条件を表-2.3 に示すように変えた11配合とした。なお、練り上がりの空気量は、AE助剤の添加量のみを調整して合わせた。

練り混ぜは20°Cの試験室内において、50 リットルの2 軸強制練りミキサを用いて行った。練り上がったコンク リートに対してスランプと空気量を測定した後、 100×100×400mm 角柱供試体を作製した。

練上りのスランプと測定空気量は表-2.3 に示すとおり であり、空気量は目標値と概ね一致した。

作製した供試体は翌日に脱枠し、材齢28日まで20℃の 水中養生を行い、その後2.1.2の方法に従って凍結融解試 験を実施した。

## 2.1.2 凍結融解試験方法



図-2.1 凍結融解試験の概要

凍結融解試験は、JISA1148 コンクリートの凍結融解試 験方法のA法(水中凍結融解試験方法)に準じて実施し た。JISA1148 では、ゴム容器内にコンクリート供試体を 格納したうえで、ゴム容器と供試体との間の空間を水で満 たして試験(以下、淡水の試験という)を行うが、これと は別に3%NaCl水溶液で満たして、塩分環境下の凍結融 解の条件を模した試験(以下、塩水の試験という)を行っ た(図-2.1)。なお、既往の研究4で、塩水の試験でも、供 試体が顕著に劣化するまでは、凍結融解試験中のゴム容器 内の水温や供試体の中心温度の履歴は、淡水の試験と同様 であることを確認している。

淡水の試験、塩水の試験とも供試体本数は条件ごとに2 本(粗骨材Dを用いた配合のみ3本)とした。凍結融解試 験は300サイクルまで行い、数~数十サイクルごとに供試 体をゴム容器から取り出し、一次共鳴振動数と質量を測定 した。一次共鳴振動数から相対動弾性係数を算出して耐久 性指数に換算し、これを内部劣化の指標とした。質量の試 験開始時点からの減少率を求め、これをスケーリング劣化 の指標とした。

## 2.2 実験結果

#### 2.2.1 内部劣化(耐久性指数)

凍結融解試験結果から得られる耐久性指数の値を図-2.2に示す。低い耐久性指数を示したのは空気量(Air)が 3%以下の配合と、低品質な粗骨材を用いた配合であり、 細骨材の品質の影響は確認されなかった。また、淡水の試 験で得られた結果と塩水の試験で得られた結果は概ね同 等であり、内部劣化に関しては塩水によって劣化が促進さ れる傾向は見られなかった。

#### 2.2.2 スケーリング劣化(質量減少率)

淡水の凍結融解試験結果から得られる質量減少率を図-2.3に示す。空気量が少ない配合(Airl.5、Air3)や粗骨材 Dを使用した配合で質量減少率がやや大きいものの、最大 でも2%程度の値であり、淡水の場合の質量減少率は総じ て小さいといえる。

塩水の凍結融解試験結果から得られる質量減少率を図-2.4 および 2.5 に示す。図-2.4 は 300 サイクルまでの結 果であり、図-2.5は50サイクルまでの結果を拡大して示 したものである。塩水を用いた場合は、淡水を用いた場合 に比較して質量減少率の値が相当に大きいことが分かる。 淡水の300サイクルでの質量減少率は1~2%程度で あったが、図-2.5から塩水の場合で、質量減少率が1~ 2%に達するサイクル数をみると、配合によって差がある ものの、およその目安として15サイクル程度がそれに相 当するようであり、塩水の場合は淡水に比較して20倍近 い速度で質量減少が進行する結果となった。ただし、ス ケーリング劣化に関しては、試験前に供試体を乾燥させる ことで、スケーリング抵抗性が大幅に改善するという知見 が得られており、今後、さらなる検討が必要である。

図-2.4 および 2.5 から、塩分環境下の質量減少率の特



図-2.2 耐久性指数







写真-2.1 供試体表面の劣化状況の例

(1)粗骨材A:50サイクル 質量減少率 5.4%

(2) 粗骨材D:50サイクル 質量減少率 8.3% (3) 粗骨材A:300サイクル 質量減少率 12.2%

(4) 粗骨材D:300サイクル 質量減少率 23.2%

徴について以下に述べる。

#### (1) 空気量の影響

図-2.5の(1)によれば、目標空気量が3%以下の条件 では質量減少率は大きく、目標空気量が4.5%、6%と大き くなるに従い質量減少率は小さくなる傾向を示した。ただ し、この傾向は30サイクル程度までに見られる傾向であ り、それ以降ではAir6%の質量減少率とAir4.5%の差は僅 かであった(図-2.4の(1))。この結果からすれば、空気 量を4.5%以上に増やすことの効果は、表層付近のスケー リングの抑制には有効だが、スケーリング深さがある程度 深くなると顕著ではなくなると考えられる。

#### (2) 細骨材の影響

図-2.4 および2.5 の(2) によれば、吸水率の大きな 細骨材を用いた配合ほど質量減少率が大きく、細骨材の 品質の影響は、スケーリングの深さによらず、比較的大 きい結果となった。

#### (3) 粗骨材の影響

図-2.4(3)によれば、良質な粗骨材Aを用いた配合に 比較して、低品質な粗骨材B、C、Dを用いた配合の質量 減少率は大きくなった。ただし、図-2.5(3)に示すよう に 50 サイクル程度までの比較では、差はあるものの、そ の差は小さかった。

50 サイクル時点と 300 サイクル時点の供試体表面の状況の例を写真-2.1 に示す。50 サイクル時点では、粗骨材が低品質の場合、多少のポップアウト等はあるものの、質量減少率に与える影響は大きくないようである。スケーリングが進行して粗骨材表面が露見してくると、良質な粗骨材は劣化に抵抗して残存する(写真-2.1 (3))のに対して、低品質な粗骨材は、粗骨材そのものが劣化(膨張、ひび割れ、破壊など)して剥落する(写真-2.1 (4))などして、質量減少率に差が生じたものと考えられる。

#### 2.2.3 スケーリング劣化に関する考察

図-2.6 は型枠付近のコンクリートのイメージ図である。 骨材は型枠近傍に寄れないことから、型枠表面付近はペー ストが多い配合となり、この領域ではペースト中の空気量 の影響が顕著になるものと考えられる。型枠面から内部に スケーリングが進行してくると細骨材や粗骨材の影響が 大きくなり、空気量の影響は相対的に小さくなると考えら れる。粗骨材は、型枠面からある程度深い位置に存在する ことから、その粗骨材表面が露出するまでは、スケーリン グ量に与える影響が小さかったものと考えられる。



#### 図-2.6 型枠表面付近の骨材の配置(イメージ図)

表 2.4 塩分環境下におけるスケーリング劣化に対する 各種要因の影響と品質確保に向けた方向性

スケ	ーリンク	深さ	品質確保に向けた			
浅い	← →	深い	方向性			
•	$\bigtriangleup$	$\bigtriangleup$	適切な空気量の設定			
•	●	•	環境の厳しい地域では 検討の余地あり			
$\triangle$	$\bigtriangleup$	•	淡水の地域と同じ品質 規格で良い可能性			
	スケ 浅い ●	スケーリンク 浅い← → ▲ ▲ ▲	スケーリング深さ 浅い← →深い ● $\triangle$ $\triangle$ ● ● ● $\triangle$ $\triangle$ ●			

凡例 ●:影響を与える △:影響は少ない

これらの結果を整理すると表-2.4 のようである。コンク リート構造物の維持管理において、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と考える。

## 3. 実験I(微細な空気量の測定手法の検討)

## 3. 1 検討概要

コンクリートの硬化後も残留する微細な空気量を選択 的に測定する試験方法のイメージを図-3.1 に示す。従来 のフレッシュコンクリートの空気量の測定法方法は、JIS A 1128 に規定されており、エアメータ容器に突棒によっ て突き固めを行いながらコンクリートを詰め、コンクリー ト中の空気量を測定するものである。この方法にも、コン クリートの人力での締め固めを模擬した手順が含まれて いるが、測定される空気量は、硬化後の空気量に対して大 きく、実構造物のコンクリートのスケーリング抵抗性を詳 細に評価する指標としては不十分とも考えられる。

これに対して、提案する手法では棒状バイブレータに よって振動を与えることで、施工や硬化の過程で失われる 可能性が高いコンクリート中の粗大な気泡を追い出し、耐 凍害性に有効に機能する微細な気泡の量のみを測定しよ うとするものである。



図-3.1 新たな空気量測定試験方法のイメージ

この測定方法の妥当性を証明するためには、以下の検証が必要となる。

- コンクリートの耐凍害性が微細な気泡の量に依存することを確認する。
- ② 振動によって粗大な空気は抜けるが、微細な気泡は抜けるが、微細な気泡は抜けにくいことを確認する。
- ③ そのうえで、振動を与えた後の空気量と耐凍害性の指標となる耐久性指数やスケーリング量との対応を確認する。

本実験では、細骨材の種類や化学混和剤の種類、設定空 気量等を様々に設定したコンクリートを練り混ぜ、これに 振動を与えた試料で作製した供試体の凍結融解試験を実 施した。また、硬化コンクリート中の空気泡の分布を測定 し、これらの対応関係について検討した。

#### 3.2 実験方法

## 3.2.1 コンクリート供試体の作製

コンクリートの使用材料は、前章の実験と同様(表-2.1) である。ただし、前章の検討結果から、粗骨材の影響はス ケーリングが深くまで進行するまで現れにくいことが確 認されたので、粗骨材はAのみを使用することとした。

コンクリートの配合は表-3.1 に示すように、水セメン ト比をW/C55%と一定として、単位水量、空気量、細骨材 の種類、化学混和剤の種類等を変えた(表-3.2)。空気量 を変える場合は、表-3.1 の各材料の計量値はそのままに して、AE助剤の添加量を調整することで、練上りの空気 量を調整した。配合は表-3.2 に示す 15 配合とした。

練混ぜは20℃の試験室内において、50 リットルの2軸 強制練りミキサを用いて行った。練り上がったコンクリー トに対してスランプと空気量を測定した。測定結果を表

表-3.1 実験Ⅱのコンクリート配合

(細骨材 b, 粗骨材 A を使用, 目標空気量 4.5%の例)

実験の分類	水セメ 細骨 ント比 材率 3		目標 空気量	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
(配合No.) (%) (%) (%)		水	セメ ント	細 骨材	粗 骨材			
実験Ⅱ(1~12)	55	45	5.0	173	314	829	1009	
実験Ⅱ(13,14)	55	50	4.0	180	327	887	898	
実験Ⅱ(15)	55	50	4.0	188	342	869	882	

表-3.2 実験Ⅱの各配合における材料の組合せ

		配合			フレッシュ性状		
配合 No.	粗骨材 の種類	細骨材 の種類	化学混 和剤の 種類	目標 空気量 (%)	スランプ (フロー) (cm)	測定 空気量 (%)	
1	А	а	R	3	12.9	3.7	
2	А	а	R	5	12.9	5.4	
3	А	а	R	7	14.7	6.5	
4	А	b	R	3	9.6	3.5	
5	А	b	R	5	11.9	4.9	
6	А	b	R	7	13.6	6.7	
7	А	с	R	3	13.0	3.4	
8	А	с	R	5	14.6	5.2	
9	А	С	R	7	16.9	7.0	
10	А	а	M, x	3	14.5	3.2	
11	А	а	M, x	5	14.7	4.0	
12	А	с	М	5	12.4	5.6	
13	А	а	V	4	18.5	4.6	
14	А	а	S	4	(49)	2.8	
15	А	а	R	4	(55)	4.4	

3.2 に示す。その後、フレッシュコンクリートをエアメー タ容器に詰めた状態で、棒状バイブレータ( $\phi$ 28mm、 250Hz、振幅 1.0mm)を 0、3、10 秒かけることで、粗大な 空気泡を追い出し、その試料を 100×100×400mm の角柱型 枠と $\phi$ 100×200mm の円柱型枠に詰めて、JIS A 1132 に 従って突き棒による突き固めで供試体を作製した。なお、 エアメータ容器内で振動を 3 秒または 10 秒与えたコンク リートの空気量も測定した。

作製した供試体は翌日に脱枠し、材齢28日まで20℃の 水中養生を行い、その後、凍結融解試験と硬化コンクリー ト中の気泡分布の測定を行った。

#### 3.2.2 凍結融解試験方法

凍結融解試験は、2.1.2 と同様の方法により淡水の試験 と塩水の試験を実施した。供試体本数は条件ごとに2本と した。2.2.1 で述べたように内部劣化の指標となる耐久性 指数は、淡水の試験と塩水の試験とで概ね同等の値となる ことから、淡水の試験結果を用いることとした。スケーリ ング劣化は塩水の場合に顕著になるので、塩水の試験の 50 サイクル時点の質量減少率で評価することとした。

3.2.3 **気泡分布の測定方法** 

凍結融解試験用供試体とは別に作成した円柱供試体を 切断し、その切断面を研磨した。この切断面(φ100mm、 2面)に対して、ASTMC457に従って、リニアトラバー ス法による気泡分布の測定を行った。測定結果から、気泡 の粒子径ごとの空気量と気泡数を求めた。

## 3. 3 実験結果

#### 3.3.1 耐凍害性に影響を与える気泡径の検討

硬化コンクリート中の気泡分布の測定結果から、気泡径 を 0.01~0.15、0.15~0.3、0.3~0.6、0.6~1.25mm に分 割し、それぞれの気泡径の範囲ごとの空気量を求めた。そ の各空気量と耐久性指数(淡水 300 サイクルの結果)の 関係を図-3.2 に、質量減少率(塩水 50 サイクルの結果) との関係を図-3.3 に示す。いずれの図においても、気泡 径が 0.01~0.15mm のグラフが良い対応関係を示してお り、耐久性指数や質量減少率は、気泡径 0.15mm 以下の 微細な空気量に大きく依存する事が分かった。

## 3.3.2 加振による硬化コンクリート中の空気量の変化

気泡径を0.01~0.15、0.15~0.3、0.3~0.6、0.6~1.25、



図-3.4 配合 No.2 の硬化コンクリートの気泡分布





図-3.5 加振後の気泡残存率

1.25~3mm の範囲に分け、それぞれの気泡径ごとの気泡 数を調べた。

図-3.4 は配合 No.2 における硬化コンクリートの気泡 分布測定結果である。これによれば気泡径が小さい気泡ほ ど数が多く、気泡径が大きくなるに従って気泡の数は減少 していく傾向がみられた。3秒または10秒加振後の気泡 数は、加振前よりも減少するものの、その減少割合は、気 泡径がちいさいものほど小さいようである。

図-3.5 は全ての実験ケースについて、気泡径ごとに、 振動を与える前の気泡数を100として、3秒または10秒 加振後の気泡数の残存率を示したものである。これによれ ば、0.15~0.3mm や 0.3~0.6mm に比較して、0.01~ 0.15mmの加振後の気泡数の残存率は高く、微細な空気泡 は加振しても抜けにくい傾向が確認できた。

なお、0.6~1.25mm の気泡の残存率が大きくばらつい ているのは、エアメータの容器内で加振後に、コンクリー ト試料を一度取り出して、その後に突棒で供試体を作製し たことから、その間に粗大な空気泡(エントラップトエア) が混入したものと考えられる。

## 3.3.3 加振後のフレッシュコンクリート中の測定空気量 と耐凍害性の関係

本実験では、エアメータ容器内に棒状バイブレータを挿入し、0、3、10秒の加振を与えた後のフレッシュコンクリートの空気量を測定している。これらの空気量と硬化後の気泡径0.01~0.15mmの空気量を比較して相関をみた。これによれば、相関の高さを表す決定係数(相関係数の2乗)は、加振0秒で0.78、加振3秒で0.82、加振10秒で0.84となり、加振を長時間かけた条件の方が高い相関が得られた。図-3.6は加振10秒のフレッシュ時の空気量と硬化後の気泡径0.01~0.15mmの空気量の対応を示した図であり、良い対応を示していることが分かる。

0秒、3秒、10秒の振動を与えった後のフレッシュコンクリートの空気量と、そのコンクリートで作製した供試体の凍結融解試験結果を比較した。図-3.7(1)~(3)は、空





気量と淡水の試験結果から得られる耐久性指数との関係 を示したものである。これらの図では細骨材の種類ごとに マーキングを変えて示した。また、配合 No.1~3,4~6,7~9, 10~11 のように他の配合条件は同一で空気量だけを3, 5,7%と変化させたデータは線分で結んで示した。

これらの図によれば、まず、加振0秒の空気量と耐久性 指数の関係(図-3.7(1))では、空気量が3~5%の範囲 において、耐久性指数が高いものと低いものが混在してお り、空気量と耐久性指数との対応関係が悪い結果となった。 加振3秒の結果(図-3.7(2))も空気量が2~4%の範囲 でばらつきが見られた。これに対して、加振10秒の結果 (図-3.7(3))は、空気量が2%以下の範囲で耐久性指数 が低下する傾向が認められ、比較的良い対応関係が得られ た。細骨材の違いによる影響は見られなかった。

同様に、スケーリング量を表す質量減少率(塩水の試験、 50 サイクル) との関係を図-3.8(1)~(3)に示す。まず、 加振0秒の空気量と質量減少率の関係(図-3.8(1))では、 空気量が3~5%の範囲において、細骨材 a を使用した 配合の質量減少率の値が大きくばらつく結果となった。加



(1)加振0秒の空気量との関係

4

加振0秒の空気量(%)

6

8

0

2

関係 (2) 加振 3 秒の空気量との関係 (3) 加振 10 秒の空気量との関係 図-3.8 フレッシュコンクリートの空気量と質量減少率の関係

加振3秒の空気量(%)

4

2

振3秒の結果(図-3.8(2))も空気量が2~4%の範囲で ばらつきが見られた。これに対して、加振10秒の結果(図 -3.8(3))は、ばらつきの幅が小さく、比較的良好な対応 関係が得られた。また、細骨材の違いによる影響が見られ、 吸水率が大きな細骨材を用いた配合ほど質量減少率が大 きくなった。なお、加振10秒の条件においては、いずれ の細骨材を用いた配合においても、空気量が2%以下にな ると質量減少率が急激に大きくなる傾向がみられた。

以上のように、加振10秒の空気量によって、耐久性指 数や質量減少率の良否を判定できる可能性が示された。

## 4. まとめ

0

(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(耐久性指数 および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。

0

2

加振10秒の空気量(%)

4

6

6

今後、さらにデータを蓄積して、より効率的なスケーリ ング対策を構築していく必要がある。

#### 参考文献

- 1) JISA 5308 レディーミクストコンクリート、日本規格協会
- コンクリート中の気泡の役割・制御に関する研究委員会報告書、日本コンクリート工学会、2016.6
- 3) 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
- 4) 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

# 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(耐寒材料チーム) 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。平成30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、スケーリ ング促進試験における試験前の供試体養生条件がスケーリング量に影響を及ぼすこと、および 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、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、促進試験

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<sup>1)</sup>。

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、日本での研究実積が多いASTMC 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 3.16g/cm3、 比表面積3,420cm<sup>2</sup>/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3.05g/cm3、比表面積3,750cm2/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 2.70g/cm3、吸水率 0.90%、粗粒率 2.82、H30 年度:密 度 2.67g/cm<sup>3</sup>、吸水率 1.17%、粗粒率 3.94) を、粗骨材は、 小樽市見晴産砕石(密度2.68g/cm3、吸水率1.72%、粗骨材 最大寸法25mm)を用いた。また、スランプと空気量を調 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%を中心に、一部 45%と 65%でも試験を実施した。目標空気量は 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、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を評価するための促進試験法については、現状ではJISに規定されておらず、ASTM C672 と RILEM CDF 法に準拠した試験法に

より検討されることが多いため、これら二つの試験法によ りスケーリング抵抗性を評価した。なお、2章で示す試験 結果は、表-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℃を16時間、23℃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℃)後、 材齢28日まで14日間気中養生(23±2℃、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℃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℃水中養 生を材齢7日まで行った後、温度20℃、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℃から-20℃まで10Khの定速で4時 間冷却し、-20℃を3時間保持後、同じ定速で20℃まで4 時間加熱した後、+20℃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℃水中 養生を材齢7日まで行った後、温度20℃、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、 リニ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-2.11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、水セメント比が小さいほどス ケーリング量は減少した。

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 量が増加し、それ以外の配合条件では著しく減少したが、 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

計除		サイト	水セメ	目標	0/0		単位量	量(kg/m <sup>3</sup> )		AE	AE	実測	実測
武殿	記号	レノノトの新新	ント比	空気量	s/a	水	セメント	細骨材	粗骨材	減水剤	助剤	スランプ	空気量
牛皮		の作用規	(%)	(%)	(%)	W	С	S	G	(ml/Ckg)	(%-Ckg)	(cm)	(%)
H30	B45A45		45	4.5	43		344	789	1049	1.0	0.0075	10.0	4.8
	B55A30			3.0				863	1057	0.7	0.00375	8.4	3.3
	B55A45	В	55	4.5	45	155	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		45	4.5	45		344	793	1055	0.5	0.00625	10.4	4.5
	N55A45	Ν	55	4.5	55	155	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		45	4.5	43		344	802	1056	0.5	0.0075	8.7	4.5
	N55A30			3.0				882	1070	0.8	0.0020	8.3	2.8
	N55A45	Ν	55	4.5	45	155	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	В	55	4.5	45	155	282	860	1044	0.7	0.0100	10.5	5.2
H28	B45A30		45	3.0	13		344	815	1073	2.0	0.0100	8.7	2.9
	B45A45		40	4.5	40			798	1050	2.0	0.0200	10	4.1
	B55A30			3.0			282	879	1066	1.0	0.0150	9.1	2.7
	B55A45	в	55	4.5	15	155		860	1045	0.5	0.0400	9.1	4.6
	B55A60	D	55	6.0	40	100		842	1022	-	0.0650	9.5	6.0
	B55A75			7.5				824	1001	-	0.1000	10.7	7.6
	B65A45		65	4.5	17		238	916	1026	-	0.0400	8.2	4.6
	B65A60		05	6.0	4/			897	1005	-	0.0650	11.9	6.5

表 2.1 配合



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

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、全体として空気量の増加 によりスケーリング量は減少する傾向が確認できる。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 2が必ずしも確認できなかった。

図-2.3 はここまでに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。

## 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



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

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の増加によりスケーリン グ量が減少する傾向が確認できる。

気泡間隔係数( $\mu$  m)

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、微細で良質な空気がスケーリ ングの抑制に効果があることがわかる。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。

#### 3. 凍塩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 て日本での研究実積が多い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。

気泡間隔係数(μm)

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>3,4,9</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JISA1148A法に 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(JIS A 1148 A 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 法の試験前吸水が無い養生)

[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、水セメント比の低 下とともにスケーリング量は減少し、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 量が減少した。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 が増加し、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

	普通セメント					高炉B
試験項目	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

表-3.1 各試験と試験前養生パターンの組合せ



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-3.4 CDF 法における試験前養生条件の関係

りもスケーリング量が増加した。

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 差無いものの、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の直線関係であった。

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養生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-3.4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-3.3 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で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。

以上のとおり、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 験における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。

図-3.5 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(ASTM 法は養生②、 CDF 法は養生③) 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。

## 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結果は、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℃)



図-3.5 ASTM 法と CDF 法によるスケーリング量の関係

後、材齢28日まで14日間気中養生(23±2℃、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、試験前の水 中養生が14日の方が7日よりもスケーリング量が多く



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%)

なった。

図-3.7 に高炉セメントの前養生 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、図-1と同様、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、差が見られた B55A45の供試体作製のみ練混ぜ2バッチで行っており、 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 して示しているが、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た可能性があ る。最終的に特定はできなかったが、7W21Dと14W14D のスケーリング量はこれらに起因して生じた可能性が考 えられる。

一方、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 らつくと、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 法による各年度のスケーリン グ量を示す。普通セメントでは、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%は年度によ り差が見られ、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 年度による差がみられ、H28 のスケーリング量は凍結融 解サイクルの増加に伴い増加する傾向があるが、H29、 H30では凍結融解10サイクル程度以降を目安にスケーリ ングはほぼ増加しない傾向がみられた。H30の使用細骨 材は粒度が粗く、その影響を受けたことも考えられるが、 同じ骨材を使用している H28 と H29 でも差があることか ら、スケーリング試験においては、評価対象とする試験面 の仕上げ(品質)の程度等の影響を受けるため留意する必 要がある。また、実構造物のスケーリング抵抗性を評価す る際には、評価すべき部位を考慮し、打込み面と型枠面な ど試験で評価すべき対称面を設定して試験を行う必要が ある。なお、試験対象面の品質の影響については、CDF法 でも同様であり、今後検討が必要である。



図-3.7 前養生14W14Dのスケーリング量(高炉セメント)









## 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 法による凍結融解試験の概要

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踏ま えJISA1148A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℃~+5℃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100×100×400mm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。

### 3.2.2 JIS 法による凍結融解試験結果

図-3.10に塩水を使用した JIS 法による質量減少率を示 す。また、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を図-3.11 に示す。

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、高炉セメ ントで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-3.12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減少に着目してい 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い。

このため、スケーリング抵抗性を 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り、その観点からは相 対動弾性係数の低下が小さい状態で評価するべきである。 図-16 に示した質量減少率は凍結融解サイクル49 サイク ルであるが、このサイクルでは相対動弾性係数が 90%以



図-3.10 JIS 法による質量減少率(凍結融解 300 サイクル)



図-3.11 JIS 法による質量減少率(凍結融解49 サイクル)



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。また、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

# 3.2.3 JIS 法による質量減少率と各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、前節で示したよ 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で比較した。

図-3.13 に 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

思われる。



(試験前養生2)

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、検討したケースも少 なく、ばらつきがみられた。

図-3.14 に JIS 法による質量減少率と各スケー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リング 量の関係を示す。CDF 法、ASTM 法それぞれのスケーリ 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-3.15 に JIS 法による質量減少率と試験前養生②で統 ーした場合のスケーリング量の関係を示す。図-3.14 に示 した関係と同様、CDF 法、ASTM 法それぞれのスケーリ 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-3.16 に JIS 法による質量減少率と試験前養生③で統 ーした場合のスケーリング量の関係を示す。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、スケーリング試 験としての検討実積が多い 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、特にスケーリング 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



図-3.14 各試験方法によるスケーリング量と質量減少率

の関係(スケーリング試験の標準的養生)



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-3.16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。

#### 3.2.4 JIS 法の高炉セメントへの適用性

前節までの検討から、JIS A 法の普通セメントへの適用 性についてか可能性を見出せたことから、ここでは高炉セ メントへの適用性について同様の検討を行った。なお、図 -3.13 に示したように、ASTM 法の試験結果が年度により ばらつく状況が確認されたため、ここでは ASTM 法と同 ーロットで JIS A 法用の供試体を作製して、年度のばらつ きが無いように両者の関係を比較した。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。

図-3.17 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 ASTM 法によるスケーリング試験の結果とも 同様である。また、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。また、図-3.19 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が、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、このサイクル以内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られる。

図-3.20 に凍結融解 50 サイクルにおける JIS 法による 質量減少率と ASTM 法によるスケーリング量の関係を示 す。両者には良い相関があり、JIS 法を利用することで、 短期間かつ既存の試験機器を活用してスケーリング抵抗 性を評価できる可能性を確認した。他方、図-3.19によれ ばセメントの種類によらず、一つの直線でスケーリングが 評価できる可能性が示されているが、2 章で述べたよう に、ASTM 法やCDF 法によりスケーリング抵抗性を評価 した場合、いずれも高炉セメントの方が普通セメントより もスケーリング量は多くなる傾向が確認されており、セメ ントの種類による差はJIS法では確認できないことになる。 これについては、3.2.2 でも述べたように、試験実施時の供 試体の飽水度が高い場合には、JIS 法だけで無く ASTM 法 や CDF 法においてもスケーリングは多くなり、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について 検討した。

#### 3.2.5 試験開始時の供試体の飽水度の影響

試験開始時の供試体の飽水度の影響については、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。 試験前養生は、CDF 法の基準養生に準じて、水中養生7日 後 21 日間気中養生を行い、試験開始前に7日間塩水を吸



□ 3.0 □ 2.5 ○ CH 2.5



図-3.19 質量減少率とスケーリング量(ASTM法)の関係



図-3.20 乾燥過程を加えた供試体の質量減少率(JIS法)

水させてから試験を開始する方法とした。

図-3.20 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-3.21 に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を示す。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 同条件で行った図-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 量と比較的良い相関があり、乾燥過程を加えて供試体の 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。

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が、セメントの種類や配 合条件の違いを適切に評価するには、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 課題があることが確認された。

## 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) 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、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。
- (6) JIS 法によりスケーリング抵抗性を適切に評価する



図-3.21 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

には、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検討する必要がある。

### 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、V436、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

# 8.3.4 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(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、佐藤厚子、久慈直之、守田穫人

【要旨】

寒冷地域における切土のり面は、凍結および融解作用を繰り返すことにより、表層のゆるみやグラウンドアン カーエ、地山補強土工などののり面構造物の損傷が多く確認されていることから、凍上対策技術の確立が急務で ある。

平成 30 年度は、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。 キーワード:凍上、凍結融解、グラウンドアンカー、地山補強土工

## 1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地において、写真-1.1 に示す ように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<sup>D</sup>。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 た。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と受圧 板の面積に着目して試験施工を行った。本報告はこの結果 をまとめたものである。



写真-1.1 グラウンドアンカー頭部が変状した事例

### 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<sup>2</sup>。また、切土のり面は時間経過と ともに風化、侵食等の影響を受け、特に寒冷地域において は凍結および融解作用を繰り返すことにより表層部がゆ るみ切土のり面が不安定となるため、迅速かつ確実に安定 化させることが重要な課題となっている<sup>3</sup>。

これらの対策技術を確立するために、試験施工を行った。 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<sup>40</sup>」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。

また、そこで、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」を施工した現場で、地中の 温度、凍結深さを計測した。

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桝接続 部および排水溝継目箇所の損傷はなかった。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。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 対策技術を考慮した設計法、維持管理手法の確立を目的と して、地山補強土工に作用する凍上力を測定するため、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。

## 3. 凍上による被災メカニズム

## 3.1 グラウンドアンカーエ 5

グラウンドアンカー工は、地中の定着部と受圧構造物を 高強度の引張材で連結させ、切土のり面に働く土塊のすべ り力をアンカーの引張力で抑止させる工法である。クラウ ンドアンカーを設置したのり面が凍上した場合、凍上した 地盤から受圧構造物を持ち上げる力が作用するとともに、 グラウンドアンカー頭部に荷重が作用し、図-3.1 に示す ように、アンカー材の破断や受圧構造物の頭部プレートの 変形・破損、アンカーの引抜け等の被害が生じる可能性が ある。





## 3.2 地山補強土工<sup>6</sup>

表面材

地山補強土工は、鉄筋やロックボルトなどの比較的短い 棒状補強材を地山に多数挿入することにより、切土のり面 全体の安定性を高める工法である。地山補強土工を施工し たのり面が凍上した場合、図-3.2 に示すように凍上した 地盤が受圧構造物を持ち上げる荷重(凍上力)によって、 補強材が破断したり、頭部プレートが変形・破損したりす ることがある。また、補強材の側面と凍土層の凍着によっ て周辺地盤の凍上とともに構造物が持ち上げられる現象 が発生し、凍土層が融解してももとの位置まで戻らない場 合がある。



### 4. 試験方法および計測方法

グラウンドアンカー工および地山補強土工に作用する 凍上力を測定するため、図-4.1の柱状図に示す地盤の表 面から 90cm を表-4.1に示す基本物性値を有する凍上性 材料に置き換えた地盤を造成し、一連の調査を行った。の り面の方角、気象条件などの影響を受けないようにするた め、グラウンドアンカーおよび地山補強土は地盤に垂直に 施工した。凍上性材料は、自然含水比でのコーン指数が 667kN/m<sup>2</sup>であり、ブルドーザなどの建設機械の走行は確 保できるが、タイヤローラなどの転圧機械の走行は困難な 材料<sup>の</sup>である。このため、地盤の造成はブルドーザにより 締固め度 99.8%まで転圧した。また、本材料は、凍上速度 が 0.78mm/h で凍上性の高い<sup>8</sup>材料である。

#### N値 0 10 20 30 40 50 表土 0 0 石炭灰 軽石混じ ิก 火山灰 5 0 腐食 ര P 火山 <u>(</u>10 ٤ 90 し わ 既 15 砂礫 細砂 00 20 礫混じり 25

図-4.1 施工箇所の柱状図

#### 表-4.1 凍上性材料の基本物性値

	48.7		
凍上性		凍上速度 Uh(mm/h)	0.78
		締固め度 D <sub>c</sub> (%)	94.6
t	SFG		
締め固め	町	長大乾燥密度ρ <sub>dmax</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	1.125
特性		最適含水比 Wopt(%)	42.9
トラフィカ		コーン指数 qu(kN/m <sup>2</sup> )	667
ビリティ		締固め度 D <sub>c</sub> (%)	96.9

グラウンドアンカー工および地山補強土工に作用する凍 上力は、受圧板と支圧板の間にセンターホール型荷重計を 設置し、受圧板に作用する荷重として測定した。また、地 山の凍結状況を把握するために地表面から 10cm 間隔で 地中に設置した温度センサーにより、気温および地中温度 を計測した。荷重と温度は1時間ごとに自動計測した。さ らに、凍上による変位として受圧板の高さを 2 週間に 1 回、測量により測定した。グラウンドアンカーおよび地山 補強土は、図-4.2 に示す配置で表-4.2、表-4.3 に示す条 件で施工した(写真-4.1)。





	定着		許容荷重(kN)			見かけ	它羊毛	严口招告接	
	タイプ	一一一 荷重(kN)	0.6Tus	0.9Tys	0.9Tys	自由長	止有天 (m)	文/工/汉国/镇 (m <sup>2</sup> )	
		+] <u>≖(</u> m ()	(JIS)	(JIS)	(試験表)	(m)	(III)	(111)	
GA1	PC 綱より線		1566	100.9	227	7.00	10.0	2 12	
GA2	φ15.2×1本	70	130.0	199.8	221	14.00	4.0	5.15	
GA3									
GA4	多重 PC 綱より線 7	235	170 1	547 2	619	18.85	60	5.62	
GA5	本より φ9.5×7 本	400	420.4	347.2	040		0.0		
GA6		400				18.71		4.14	

表-4.2 グラウンドアンカー(GA)の諸元

Tus:引張荷重 Tys:降伏荷重

表-4.3 地山補強土工(RB)の諸元

	タイプ	定着荷重	鋼材の許容荷重(短期)	補強材の長さ	受圧板面積	
		(kN)	(kN)	(m)	(m <sup>2</sup> )	
RB1				7.0	0.16	
RB2	SD345-	20	127	5.0	0.10	
RB3	D25	20	137	7.0	0.10	
RB4				5.0	0.10	

グラウンドアンカー1 とグラウンドアンカー2 は自由長 を変えた比較、グラウンドアンカー3、グラウンドアンカー 4、グラウンドアンカー5 では初期の定着荷重を変えた比 較、グラウンドアンカー5 とグラウンドアンカー6 は受圧 板の面積を変えた比較を行うものである。

地山補強土1と地山補強土2、地山補強土3と地山補 強土4は補強材の長さを変えた比較、地山補強土1と地 山補強土3、地山補強土2と地山補強土4は受圧板の面 積を変えた比較を行うものである。なお、受圧板は、設 置する地盤支持力(地耐力)と荷重により面積が決まる が、本試験施工では、凍上力の低減の可能性を調べるた め、異なる受圧面積での調査も行った。



写真-4.1 グラウンドアンカーエ試験施工

### 5. 試験結果

図-5.1 に受圧板の変位、図-5.2 にグラウンドアンカー に作用する荷重、図-5.3 に地山補強土に作用する荷重を 示す。図-5.2 には、グラウンドアンカー1 に 1 時間ごと の気温、グラウンドアンカー2 に日平均気温の累積値、グ ラウンドアンカー3 に地山の温度より推定した凍結深さ を合わせて示す。どのグラウンドアンカーについても日平 均気温の累積値がマイナスを示し、地盤が凍結し始めるこ ろから受圧板に作用する荷重が大きくなっており凍上力 が作用している。

グラウンドアンカー1 とグラウンドアンカー2 では、自 由長の長いグラウンドアンカー2 の変位が自由長の短い グラウンドアンカー1 よりも大きくなっており、作用する 荷重はグラウンドアンカー2 の方が若干小さい。グラウン ドアンカー1 と 2 では同じ引張材を使用しているが、自由 長を長くすることで同一加重に対する延びの量が大きく なるため、凍上により変位量が大きくなるものの作用する 加重を抑制する結果が得られた。

定着荷重を変えたグラウンドアンカー3、グラウンドア ンカー4、グラウンドアンカー5 では、定着荷重が大きい ほど凍上力が大きくなっており、凍上力が作用する箇所で は注意が必要である。受圧面積を変えたグラウンドアン カー5 とグラウンドアンカー6 では、単位面積あたりに働



く凍上力が等しいことから、受圧面積の小さい方の凍上力 が小さくなると考えられる。受圧面積の小さいグラウンド アンカー6で若干凍上力が小さくなった。

凍上力のみを考慮する場合は受圧板の面積を小さくす ることで凍上力を抑制できる可能性がある。なお、すべて のグラウンドアンカーにおいて定着荷重を大幅に上回り、 許容荷重に迫る荷重が受圧板に作用しているものもある。

地山補強土についてもグラウンドアンカーと同様に受 圧板の面積が大きい地山補強土1と地山補強土2が面積 の小さい地山補強土3と地山補強土4よりも作用する荷 重は若干小さい。受圧板の面積が同じ場合で補強材の長さ







図-5.3 地山補強土に作用する荷重

を変えた場合はほぼ同じ荷重であった。

また、グラウンドアンカー、地山補強土ともに気温の 低下に伴い荷重が増加し、気温の上昇に伴い荷重が低下す る傾向があるが、両者の構造の違いにより、作用する荷重 の値は大きく異なる。地山補強土では作用する荷重が小さ いためか、今回の計測では凍上による変位はほとんど見ら れなかったが、変位は蓄積されることが想定されるため、 注視していきたい。

### 6. まとめ

凍上性の地盤において、グラウンドアンカーおよび地山 補強土を試験施工した結果を以下に記す。

・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。

引き続きデータを蓄積するとともにし、切土のり面の安 定性を損なわずに凍上力を抑制する方法を検討する予定 である。

## 参考文献

- 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.
- 2) 外塚信,豊田邦男,水野津与志,佐藤幸久,萬隆:寒冷地における切土のり面小段工の凍上対策に関する検討,公益社団法人地盤工学会北海道支部技術報告集第46号,pp.291-296,2006.
- 3) 社団法人 日本道路協会:道路土工 切土工・斜面安定工指 針,平成21年6月
- 4) 安達隆征, 中村大, 川口貴之, 山下聡, 川尻俊三, 山梨高裕, 佐藤厚子: 立体網状スパイラル構造の排水材を応用した耐凍上性を有する小段排水溝の開発, ジオシンセティックス論文集, Vol. 29, pp. 161-168, 2014.
- 5) 公益社団法人 地盤工学会:グラウンドアンカー設計・施工 基準、同解説、2012.5.
- 6) 公益社団法人 地盤工学会:地山補強土工法設計・施工マニュ アル、2011.10.
- 7) 日本道路協会:道路土工要綱、p.287、2009.
- 8) 公益社団法人 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解

説 JGS 0172-2009 凍上性判定のための土の凍上試験 方法、2009.