

14.3 農業水利施設の凍害劣化の診断手法と耐久性向上技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：寒地農業基盤研究グループ（水利基盤）

技術開発調整監付（寒地技術推進室）

研究担当者：中村和正、佐藤 智、金田敏和、石神暁郎、
中谷利勝、野澤一博、長畑昌弘

【要旨】

本研究では、寒冷地の社会基盤を構成する施設群の一つである農業水利施設の機能維持を図るため、コンクリート開水路の凍害診断技術の開発と、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発を行う。平成23年度および平成24年度の結果は次の通りである。

開水路の凍害劣化機構の精査に関する研究では、開水路側壁の冬期の温度変化および水分供給状況の調査を行い、凍害劣化部における温度変化と凍結融解作用時の融雪水の影響を確認した。また、開水路の凍害劣化の診断手法に関する検討では、目視調査による凍害診断における留意点を整理した。さらに、超音波法による凍害劣化深さの推定手法、ならびに衝撃弾性波法、機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出手法に関する検討を進めている。

開水路補修工法の耐久性評価では、現地試験施工区間での評価に加え、室内試験による評価手法の開発を行った。現地試験施工区間での評価では、無機系および有機系の各表面被覆工法、ならびにパネル取付け工法の寒冷地における適用性を確認するとともに、パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果を検証した。室内試験による評価手法の開発では、開水路において施工後の表面被覆材が受ける劣化外力を再現することを目的とした凍結融解試験方法を開発し、各種補修材料を用いた確認試験により本試験方法の劣化促進能力を確認した。

キーワード：農業水利施設、コンクリート開水路、凍害、非破壊調査、耐久性評価、凍結融解試験方法

1. はじめに

食料・農業・農村基本計画¹⁾では、農業生産力強化に向けて、基幹的農業水利施設に対する施設機能の監視・診断、補修、更新などを機動的かつ確実に行うための戦略的な保全管理が求められている。寒冷地でこのような保全管理を行うためには、温暖な地域とは異なる施設診断と対策技術が必要である。

国内の用水路延長のうち寒冷地にあるものは約4割に当たる。寒冷条件の厳しい北海道内での研究成果は、北海道内だけではなく国内の他の寒冷な地域の農業水利施設の維持管理にも活用できる。

寒冷地の農業水利施設の機能診断では、凍結融解作用に着目する必要がある。例えば農業水利施設の多くを占めるコンクリート開水路は、一般のコンクリート構造物に比べて部材厚が薄い。また、流水との接触が多い上に背面側からは地下水が供給される過湿な供用環境に置かれているものが多い。さらに、寒冷地では落水期間は水路内の全面が過酷な気象条件に曝される。これらのことから、凍害による部材

の劣化状況を把握するための診断手法が求められている。特に、凍害劣化の深さ・厚さの把握が、補修と改修のいずれを選択するかを検討する上で重要な事項となる。また、農業水利施設の機能維持のために、寒冷地においても耐久性の高い補修による維持管理手法が求められている。

本研究では、寒冷地の社会基盤を構成する施設群の一つである農業水利施設の機能維持を図るため、コンクリート開水路の凍害診断技術の開発と、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発を行うことを目的とする。

2. コンクリート開水路の凍害診断技術の開発

2.1 目的

北海道は、カロリーベースで国産食料供給の約22%を担う我が国最大の食料生産地域として、食料の安定供給に大きく貢献している²⁾。この食料生産基盤を支えているのが、用排水路などに代表される基幹水利施設である。北海道における基幹水利施設の規模

は再建設費ベースで30,349億円であり、全国

(178,596億円)の約17%を占める。その中で用排水路の延長は11,876kmに及び、全国(49,239km)に存在する用排水路の約1/4は北海道に位置している³⁾。

現在、北海道に位置する基幹的水路の多くが更新時期の到来を迎えようとしている。既にその耐用年数を超過した水路の延長は2,256kmに及び、超過割合50～100%の水路の延長と合わせると、実にその半数以上が今後20年以内に更新時期の到来を迎える

(図-1参照)³⁾。こうした長大な延長を有する水路において、如何に効率的かつ効果的に診断を行うかが、解決すべき喫緊の課題となっている。

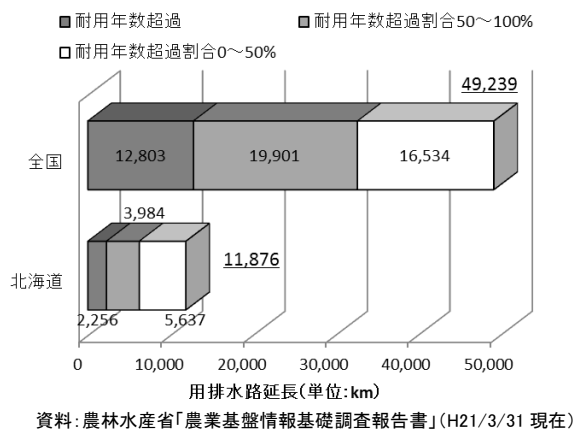


図-1 全国および北海道における基幹的水路の延長と耐用年数超過割合別水路延長³⁾

本研究では、長年に渡り積雪寒冷地の水路施設管理者を悩ませてきたコンクリート開水路の凍害に焦点を当て、その診断技術を開発することを目的とし、①開水路の凍害劣化機構の精査、ならびに②開水路の凍害劣化の診断手法に関する検討を行う。平成23年度および平成24年度においては、①開水路の凍害劣化機構の精査に関する研究では、劣化機構を把握するために必要となる基礎データの取得を目的とした、開水路側壁の冬期の温度条件と水分供給状況の調査を行った。また、②開水路の凍害劣化の診断手法に関する検討では、目視調査による凍害診断における留意点を整理した。さらに、超音波法による凍害劣化深さの推定手法、ならびに衝撃弾性波法、機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出手法に関する検討を進めている。

2. 2 開水路の凍害劣化機構の精査⁴⁾

開水路の凍害劣化機構の精査では、開水路側壁の冬期の温度条件と水分供給状況の調査を行った。コンクリート開水路の凍害劣化は、表面から目視で確認できる変状の他、部材の内部でのひび割れも生じている場合がある⁵⁾。部材内部のひび割れも把握し

て機能診断を行うためには、コンクリート開水路の凍害劣化機構を解明することが必要である。

水利基盤チームでは、前中期計画期間の平成21年冬期から、凍害発生の要因把握を目的として、水分供給状況や温度変化の現地観測を開始した。本研究では、この調査フィールドでの観測を継続している。

(1) 調査概要

調査地点は、北海道上川郡和寒町内を流下する剣和幹線用水路のうち、昭和49年に施工された掘込み形式の現場打ちフルーム水路区間である。水路断面は幅5.6m、壁高2.0m、部材厚20cmであり、左岸側壁内面が南西向き面、右岸側壁内面が北東向き面である。

図-2に示すように、この区間では左岸の灌漑期水位より上部(以下、気中部と呼ぶ)に凍害による長手方向のひび割れが、また、天端にはスケーリングが生じている。一方、左岸の灌漑期水位より下部(以下、水中部と呼ぶ)および右岸側壁には顕著な凍害劣化はみられない。

調査は、側壁部材の表面・内部温度変化と凍害劣化部への水分供給源の把握のため、図-3に示すように温度計(T型熱電対)および地下水位観測孔を設置した。温度計の設置位置は、凍害が生じている左岸気中部、顕著な凍害劣化がみられない左岸水中部および右岸気中部の3箇所であり、1時間おきに自動計測した。また、積雪形状や側壁表面への水分供給状況の撮影のため、カメラを設置した。

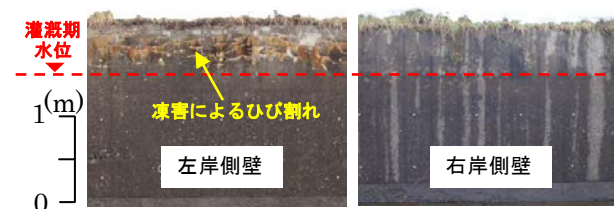


図-2 観測箇所の水路側壁の状況

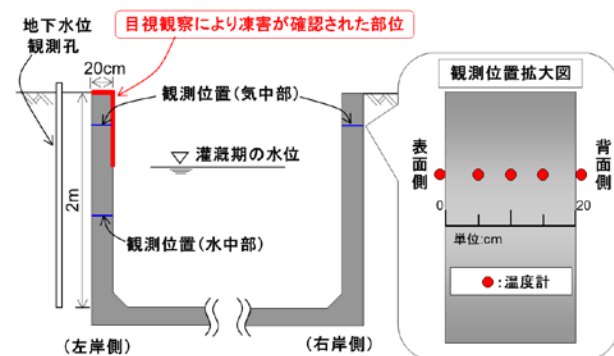


図-3 観測機器の設置概要

(2) 調査結果および考察

1) 側壁温度の状況

図-4に平成22年の11月からひと冬の側壁表面の凍結融解回数を月別に示す。なお、凍結融解回数の算出に用いる凍結・融解温度の考え方は既往の文献⁶⁾を参考にした。即ち、文献⁶⁾によればコンクリートに凍結融解を繰り返す場合、凍結温度が -5°C 以下の条件で凍害劣化が顕著に生じる。それゆえ、本報では一旦 -5°C 以下となっていたコンクリート温度が 0°C を超えた場合の回数を凍結融解回数とした。図-4に示すように、左右岸ともに凍結融解回数が多い時期は1月と2月である。ひと冬を通した合計で比較すると、左岸側壁の気中部と水中部では、ともに36回であった。図-2のように、左岸の気中部と水中部ではひび割れの状況は異なるが、凍結融解回数に違いはない。一方で、右岸気中部では、ひと冬の凍結融解回数は20回で左岸側壁の5割強であった。

このような左右岸の凍結融解回数の差は、側壁の面する方位の他、積雪形状も要因となっている。図-5に平成21年度および平成22年度の観測区間の積雪形状を示す。右岸側では水路の内部まで雪底が張り出す。左岸側は雪に覆われず、日射による温度変化を受けやすい状況であった。両年で積雪量の多少はあるものの、雪底の有無や露出状況などの基本的な積雪形状はほぼ同じである。このように、積雪形状は、水路延長上のそれぞれの場所でみれば年毎の変化が小さい。このことが、特定の箇所に着しい凍害劣化を生じさせる一因となっていることが示唆される。

2) 水分の供給状況

図-6に左岸側壁背後の地下水位の観測結果を示す。この区間では地下水位は年間を通して底版から上方30cm程度と低く、融雪時期であっても地下水位は水中部の温度観測位置よりも下であった。このため、本区間では図-5に示すような凍害劣化部への冬期の水分供給源は地下水ではなく、融雪水であることがわかった。

図-7に定点カメラで撮影した左右岸側壁表面への代表的な融雪水の供給パターンを示す。写真は、外見上で融雪水の浸み出しが最も多く見られる17時のものである。左岸側壁では1月下旬から、凍害ひび割れ部や天端からの融雪水の流出により、主に気中部の表面が濡れる浸み出しが始まった。2月下旬を過ぎるとひび割れや天端から流れ出す融雪水の量が増加し、水中部を含む側壁表面全体が濡れるようになった。このような側壁表面の濡れは、2月に入るとほぼ2日に1回の頻度で見られるようになり、3月に入るとほぼ毎

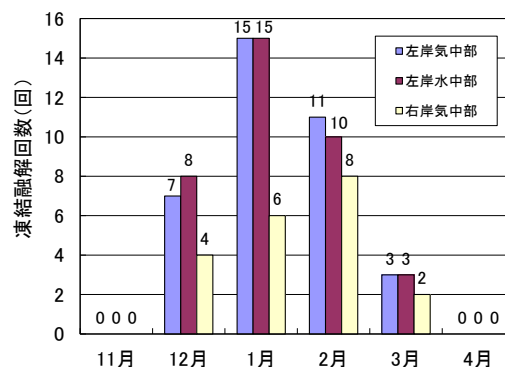


図-4 観測箇所の側壁表面の月別凍結融解回数
(平成22年11月～平成23年4月)

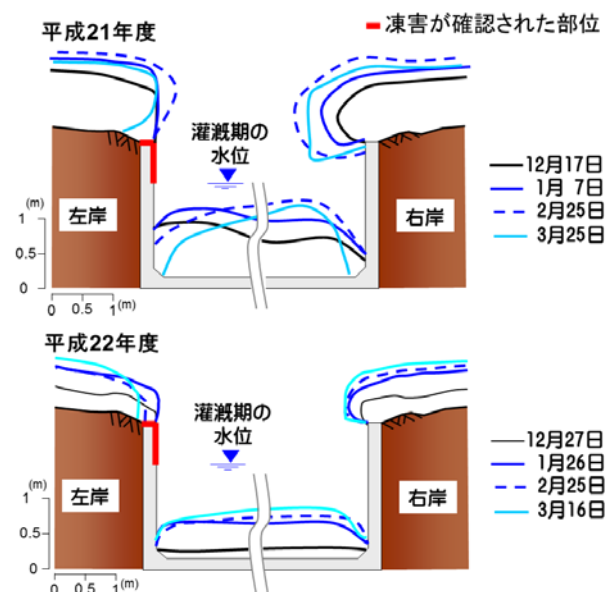


図-5 観測地点の積雪形状

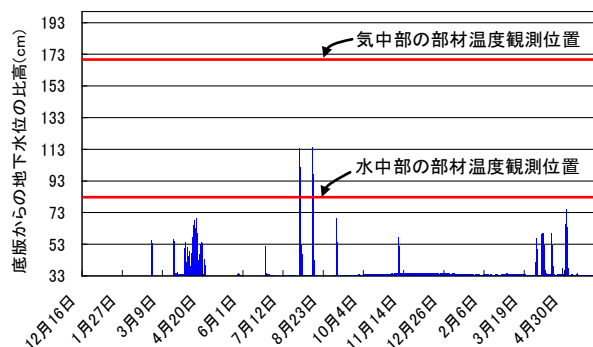


図-6 左岸側壁背後の地下水位観測結果
(平成21年12月～平成23年5月)

日見られるようになった。右岸側では3月下旬まで雪底が維持され、この間、天端上の雪から滴る水でわずかに気中部が濡れる程度であった。3月下旬に雪底が落下すると、側壁表面を伝う融雪水の量が急増し、側壁表面の濡れる面積が拡大した。このように、左右岸側壁の気中部、水中部それぞれの部位への融雪水の供

給時期や供給量は積雪形状により大きく左右されていることがわかった。

図-8に定点カメラの画像をもとに整理した、左右岸側壁表面が融雪水により濡れた日数を示す。凍結融解の多い1月と2月に左右岸側壁の気中部と水中部における側壁表面の濡れを確認した日数は、左岸気中部で16日、左岸水中部で7日、右岸気中部で4日、右岸水中部で0日であった。凍害劣化の生じている左岸気中部では凍害劣化のみられない部位と比較し2倍以上の頻度で水分供給を受けていた。このように凍害劣化が生じている左岸気中部では凍結融解を生じるような温度変化の多い時期に融雪水の供給を多く受けていた。一方で、顕著な凍害劣化がみられない左岸水中部や右岸気中部では、側壁温度から算出した凍結融解回数は、凍害劣化部と比較して半数から同程度もあるが、融雪水が多量に供給され始める頃にはすでに凍結融解を生じるような温度変化の回数が多い時期を過ぎていることがわかった。

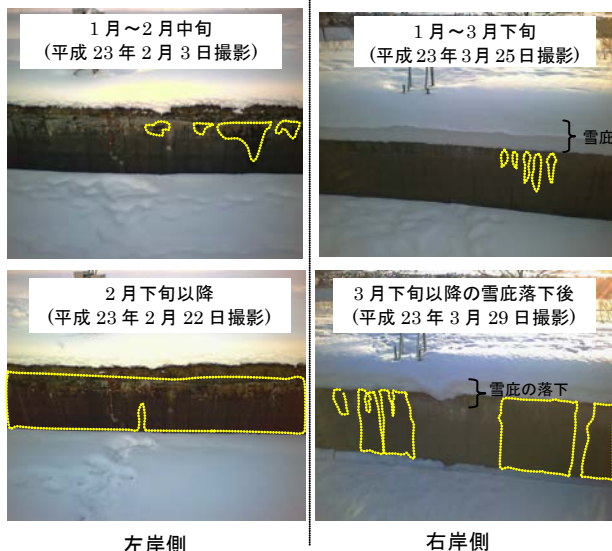


図-7 左右岸側壁表面への融雪水の供給パターン
(黄色破線内は側壁表面が濡れている箇所)

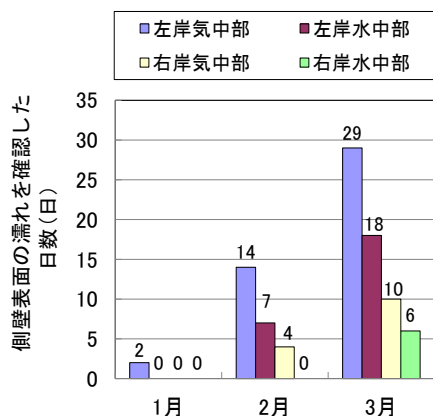


図-8 定点カメラにより側壁表面の濡れを確認した日数 (平成23年1月～3月)

2. 3 開水路の凍害劣化の診断手法に関する検討

2.3.1 目視調査による凍害診断における留意点⁷⁾

開水路の凍害を診断するためには、コンクリート躯体内部に発生するひび割れなどの変状、即ち内部変状を発見できる技術が必要である。しかしながら、内部変状の非破壊による診断技術は、定量的調査だけでなく定性的調査の方法も未開発であるのが現状である。ここでは、先ず、既往の報文⁸⁾で明らかにされているRC開水路の凍害に加えて、新たに明らかになった凍害の特徴を紹介する。次に、目視による診断に焦点を当て、凍害が発生しやすい箇所を把握するための現地踏査上の留意点と表面変状の形状から内部変状を把握するための留意点について述べる。

(1) RC 開水路の凍害の特徴

凍害は、コンクリート中の水分が凍結融解を繰り返すことで、コンクリートがスケーリング、微細ひび割れおよびポップアウトなどの形で劣化する現象である。RC開水路で発生する凍害の特徴は、側壁表面に長手方向のひび割れとして発生すること、また、灌漑期に気中部にある側壁上部に発生することである(図-9)。また、日当たりの良い面に発生するため、側壁の片側のみにみられるのが一般的である。

側壁表面にひび割れが発生している箇所を詳細に調査すると、図-10に示すように表面部に薄層が存在することが多い。このような層が現れたのは、表面部のセメントペーストが炭酸化により緻密化し、凍結融解作用の影響を受けにくい層として残ったためであると推察される。現地調査からは、長手方向の表面ひび割れは水路側壁を貫通しているものではない



図-9 開水路側壁の凍害によるひび割れ発生状況



図-10 側壁表面部の薄層

く、表面部のこの薄層のみで発生しており、表面変状である長手方向のひび割れだけをもって側壁内部まで同様なひび割れが発生していると判断してはならないことがわかった。

北海道内の幹線用水路で昭和40年代から使用されていた、幅1.20m、側壁上端からハンチ上端まで高さ2.07m、側壁の厚さ13cm（天端）～16cm（ハンチ上端）のコンクリート製のL型ブロックを採取し、凍害によるひび割れの発生状況を詳しく観察した。このL型ブロックは側壁の内面が南東向きであり、凍結融解作用を受けやすい供用環境に置かれ、その表面には、灌漑期間中の水位より上部に長手方向のひび割れが発生していた。図-11は、L型ブロックの表面および天端から60cmの部分で切断した断面のひび割れ状況とその拡大写真である。天端から60cmの位置は、表面のひび割れの有無の境界部にあたる。観察の結果、表層から1cm～2cmより内部で、表面とは異なる方向に多数のひび割れが発生していた。これまでに、別のRC開水路でのコア抜き調査によって、凍害を生じた側壁内部に層状ひび割れが発生していることが知られていた⁵⁾。今回、切断した断面を観察することで、水路内面側にひび割れが多く、土に埋もれている背面側ではひび割れが少ないこと、1つ1つのひび割れは必ずしも連続しておらず、多数のひび割れが不規則に発生していることがわかった。図-12にRC開水路側壁の凍害ひび割れのイメージを示す。層状ひび割れの発生メカニズムとしては、凍結融解作用をおこす温度変化は側壁表面から面的に作用して内部に伝導するため、凍結時の膨張圧が部材厚方向に生じた結果と推察されている⁵⁾。

(2) 凍害診断の留意点

1) 凍害診断における目視調査の留意点

RC開水路の凍害では、前述の通り側壁の内部だけに変状を起こしていることがある。従って、目視調査で一般に行われるコンクリート表面のひび割れ、剥落、欠損などの程度や位置を特定するだけでは凍害の診断としては不十分である。

このことから、目視調査で凍害を見落とさないための診断の留意点として、①凍害が発生しやすい区間および部位を見つけ出すこと、②内部変状箇所の推定における表面上の変化を見つけ出すこと、が必要である。目視調査でこれらの点についての情報が得られれば、その後の現地調査を実施する地点を適切に設定することができ、内部変状も含めた確実な凍害診断のための調査を行うことができる。

2) 凍害診断で目視調査に含めるべき項目

凍害診断における目視調査に含めるべき項目をまとめた結果を表-1に示す。以降、これらの内容につ

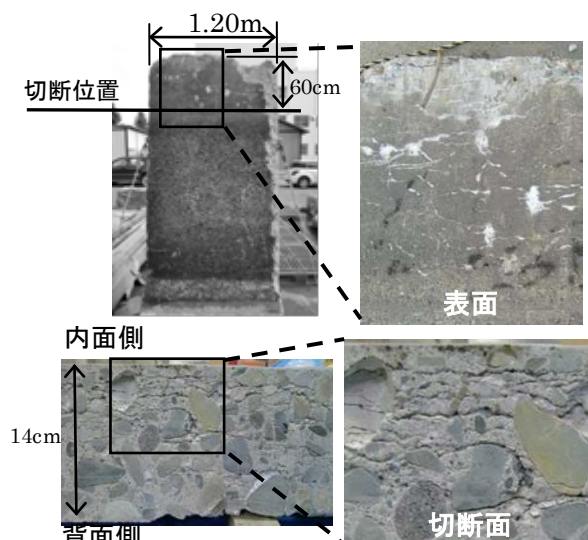


図-11 L型ブロック表面と切断面のひび割れ状況

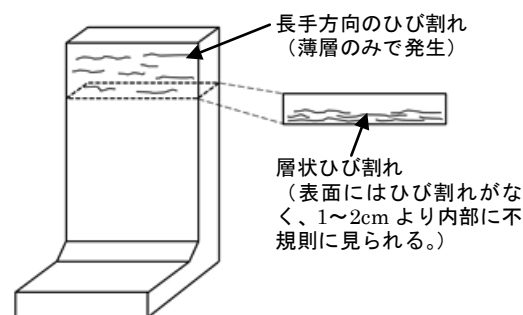


図-12 RC開水路側壁の凍害ひび割れのイメージ

表-1 RC開水路の凍害診断で目視調査に含めるべき項目

調査目的	調査内容	灌漑期	非灌漑期
凍害が発生しやすい区間および部位の把握	側壁(内面および背面)の方角	○	○
	背面の土地勾配	○	○
	積雪状況	×	○
	融雪水の供給状況	×	○
	目地付近のひび割れ	○	○
内部変状箇所の推定	側壁の雨水滲出箇所	×	○
	天端のスケーリング	○	○
	長手方向の表面ひび割れの分布(凹凸)	△	○

○:可能、△:ある程度可能、×:不可能

いて説明する。

a) 凍害が発生しやすい区間および部位の把握

①側壁（内面および背面）の方角：コンクリートの凍害は、コンクリートが凍結し続ける場合には生じず、凍結と融解の繰り返し作用を受ける場合に生じる。つまり日射を受ける南向きの面ではコンクリートの温度が上昇し、凍結融解作用を受けやすくなることから、側壁（内面および背面）の方角の調査は、凍害が発生しやすい区間を把握することにつながる



図-13 RC 開水路の凍害診断における目視調査のポイント

(図-13(a)、(b))。

②背面の土地勾配：飽水度の高いコンクリートは凍結時の膨張圧力が大きくなることから、水の供給経路を把握することは凍害の発生可能性が高い地点を把握することにつながる。融雪水などが流れ込みやすい、背面が地形的に山側になる区間の側壁は凍害発生の可能性が高い（図-13(c)）。

③積雪状況：コンクリートの凍害は、雪庇が発達し雪で覆われる箇所には発生しにくく、雪に覆われず露出している箇所に発生しやすい。積雪状況の調査は、凍害が発生しやすい区間を把握することにつながる（図-13(d)）。

④融雪水の供給状況：「②背面の土地勾配」よりも確実かつ詳細に水の供給経路を把握するための調査項目である。しかし、調査可能な時期は融雪期に限られる。融雪水の供給経路を調査することで、凍害発生の可能性が高い区間の把握が可能となる（図-13(e)）。

⑤目地付近のひび割れ：目地付近では同じバレルの他の部位よりも凍害による側壁のひび割れが発生しやすい。目地付近は、側壁の温度変化で生じる体積変化が目地（止水板）で拘束された時に発生する応力により、ひび割れが発生しやすい。このため、積雪寒冷地では、このひび割れに水が浸透して内部の飽水度を増加させ、凍結時の膨張圧力によってひび割れを拡大させると考えられる。目地付近の変状を早い段階で把握することが凍害の早期発見につながる。ここで注目すべき点としては、目地付近のひび割れは目地を挟んで上流側もしくは下流側のいずれか片方に目立って現れることが多いことである。コンクリートは凍結融解前に連続性の高いひび割れが多いと劣化が早い⁹⁾とされている。このため、凍害を受けやすいバレルは、前打設バレルが外部拘束体となって、硬化時にひび割れが発生しやすい後打設バレルであると考えられる（図-13(f)）。

b) 内部変状箇所の推定

①側壁の雨水滲出箇所：降雨後の側壁を調査すると濡れている箇所と濡れていない箇所がみられることがある。前者のような箇所では、側壁内部から水が滲出していることがある。このような側壁は凍害により内部に層状ひび割れが生じたことによって、水みちが発生している可能性があることが示唆される。従って、降雨後における滲出箇所の調査は、内部変状が生じている可能性がある箇所を把握することにつながる（図-13(g)）。

②天端のスケーリング：天端にスケーリングが発生する原因は、水路外から融雪水や雨水が側壁天端へ供給され、コンクリートの飽水度が高い状態で凍結融解作用を受けるためと考えられる。天端にスケーリングが発生するとそこから水が側壁の内部へ供給されやすくなることから、このような箇所では側壁内部にも変状が生じている可能性が高い（図-13(h)）。

③長手方向の表面ひび割れの分布（凹凸）：側壁表面のひび割れの分布の中には、凹凸の起伏をもって発生しているものがある（図-13(i)、図-14）。ひび割れの分布に凹凸が発生する原因は、同じバレルの中でも融雪水や雨水が地形的に流れ込みやすい箇所とそうでない箇所があるためと考えられる。前者の場合、コンクリート内部の飽水度が高いため、凍結融解作用によりコンクリート組織の緩みや微細ひび割れが生じやすい。その部分にさらに水が供給されることで、凍結時の膨張圧力が発生してひび割れが拡大する。ひび割れに浸透した水は重力に従って下に移動するため、凍結融解作用は側壁の下の方まで及ぶ。このため、側壁内部の凍害の多少が長手方向の表面ひび割れの凹凸形状となって現れると考えられる。つまり、長手方向の表面ひび割れの形状が下に凸のところで、内部変状が広範囲に発生している可能性が高い。



図-14 凍害による開水路側壁のひび割れ分布の一例

2.3.2 非破壊調査による診断手法の検討

コンクリート開水路において凍害劣化を対象とした現地調査を行う場合、一般に、目視や打音法による調査に加え、深さ方向におけるひび割れ発生状況の確認、細孔径分布および気泡分布の測定、弾性係数の測定などが有用とされる¹⁰⁾。しかしながら、こう

した調査項目の多くはコア採取、即ち施設の局所的な破壊を伴う調査となるため、水密性が要求される水利施設である開水路では多用することができない。また、開水路は長大な延長を有する水利施設であるため、効率性の面からもその適用は限られる。このため、有用で効率性を有し、かつ破壊を伴わない調査手法、即ち、効果的かつ効率的な非破壊調査手法の確立が望まれている。

加えて、積雪寒冷地におけるコンクリート開水路の側壁には、側壁の構造形式および供用される環境条件に応じて特徴的な表面変状および内部変状が発生している。コンクリート開水路の長寿命化を図るための対策を的確に策定するためには、これらの変状を正確に診断しなければならない。しかし、表面変状である表面ひび割れは目視調査でその劣化程度を容易に診断できるものの、内部変状である層状ひび割れは定量的調査だけでなく定性的調査の手法も未確立である。側壁を部材厚方向に割るような形態で発生する層状ひび割れは、側壁の耐久性および安全性にも影響を及ぼすことから、その診断手法の確立が望まれている¹¹⁾。

本研究では、効率的な診断を行うことが期待できる非破壊調査法の一つである、超音波法による凍害劣化深さの推定手法に関する検討を行った。さらに、衝撃弾性波法、機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出手法に関する検討を進めている。ここでは、実構造物における適用性の検証結果について報告するとともに、実務上の課題について整理した。

(1) 超音波法による凍害劣化深さの推定^{12), 13)}

1) 調査概要

a) 調査方法の概要

超音波は、可聴音域より高い周波数を有する音波であり、一般に 20kHz 以上の弾性波を指す。超音波法は、この超音波域と呼ばれる周波数帯を主に使用し、発振子から接触媒質を介してコンクリート中に発射された弾性波を受振子で測定する手法である¹⁰⁾。コンクリートにおける超音波伝播速度は、コンクリートの弾性係数、密度およびポアソン比により定められる。このため、これらの特性値に影響を及ぼす要因は、そのまま超音波伝播速度にも影響を及ぼす。超音波伝播速度は、コンクリートの配合、含水状態、材齢、微細ひび割れ、内在する鉄筋の他、コンクリートの劣化状態にも影響を受ける。一般に、劣化したコンクリートにおける超音波伝播速度は、健全なコンクリートの伝播速度に比べ小さくなるため、この速度の差異からコンクリートの品質の差異を判定することができる¹⁴⁾。

ここでは、実構造物の各測点において表面走査法による劣化深さの推定を試み、併せて各測点より採取したコアを用いた透過法による劣化深さの確認を行い、その適用性を検証した。なお、超音波伝播速度は超音波試験機（プロセック社製 TICO 型）を用いて測定した。測定周波数は、緒方らの研究結果¹⁵⁾を参考に、54kHz とした。発振電圧は 1kV である。発振子および受振子の直径は 50mm である。接触媒質にはちょう度 240~280 (at 25℃) のシリコーングリースを用いた。また、超音波伝播速度の低下、即ちコンクリートの品質低下の要因が凍害劣化によるものであるか否かを判断するため、透過法を行ったコアを用いて、水銀圧入法による細孔径分布の測定を行った。

表面走査法を図-15 に示す。表面走査法では、コンクリート表層部に劣化層、即ち超音波伝播速度の低速度域が存在することを前提としている。また、原則としてその層厚も測定範囲において一定であると仮定している。この条件の下で、躯体表面に超音波の発振子と受振子を配置し、受振子を発振子から遠ざけながら順次伝播時間を測定すると、発・受振子間の距離と伝播時間との関係において、図に示すような走時曲線が得られる。ここで、表層が劣化したコンクリートの場合に得られる破線 (a) の傾斜が変わる位置を X_0 、劣化層の伝播速度を V_d 、劣化層の奥側に存在する健全層の伝播速度を V_s とすると、劣化層の厚さ t は式 (1) により求めることができる¹⁶⁾。なお、式 (1) は屈折法地震探査におけるスネルの法則から求まる理論式として用いられているものである¹⁷⁾。

$$t = \frac{X_0}{2} \sqrt{\frac{V_s - V_d}{V_s + V_d}} \quad (1)$$

ここでは、発・受振子間距離を 50mm 間隔で 50~500mm とし、発・受振子を同じ高さに配置し、水路方向に走査した。また、内在する鉄筋の影響を最小限に留めるため、走査に先立ち鉄筋探査を行い、走査位置を水路方向の鉄筋位置の中間位置とし、発振子を水路直角方向の任意の鉄筋位置から走査方向に 100mm 離れた位置に配置した。

採取コアを用いた透過法を図-16 に示す。採取コアを用いた透過法では、コアの直径方向において直接的に超音波伝播速度を測定する。発振子および受振子を部材厚方向にスライドさせながら順次伝播速度を測定することにより、躯体表面からの深さ毎の劣化状況を確認することができる。ここでは、伝播速度を 10mm 間隔で深さ 5~85mm の位置で測定した。また、得られた伝播速度 V より、緒方らの研究結果¹⁵⁾から導き出された式 (2) および式 (3)

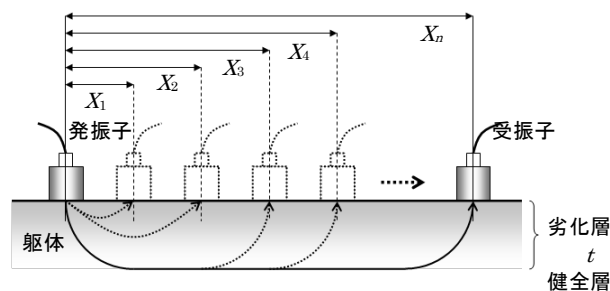


図-15 表面走査法の概念¹⁶⁾

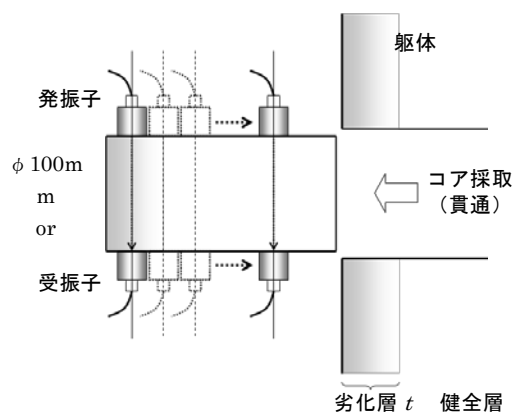


図-16 採取コアを用いた透過法の概念

により相対動弾性係数を算出し、劣化の程度の定量化を試みた。

$$E_d = 4.0387 V^2 - 14.438 V + 20.708 \quad (2)$$

$$\text{相対動弾性係数 (\%)} = E_{dn} / E_{d0} \times 100 \quad (3)$$

ここで、 E_d は動弾性係数、 E_{dn} は深さ n における動弾性係数である。 E_{d0} は、最奥部のコンクリートを健全層とみなし、深さ 85mm における動弾性係数とした。なお、コア採取は JIS A 1107 に準拠して行い、コアの直径は 100mm または 75mm、高さは部材厚と同じ高さとした。

水銀圧入法では、水銀の表面張力 (0.483N/m)、試料との接触角 (130°)、ならびに試料に対する圧入圧から試料の細孔径を求め、細孔径分布、即ち細孔径毎の細孔量を測定する¹⁸⁾。ここでは、透過法を行ったコアを用いて、深さ 0~10mm および 70~80mm の各位置から試料を採取し、前者を劣化層、

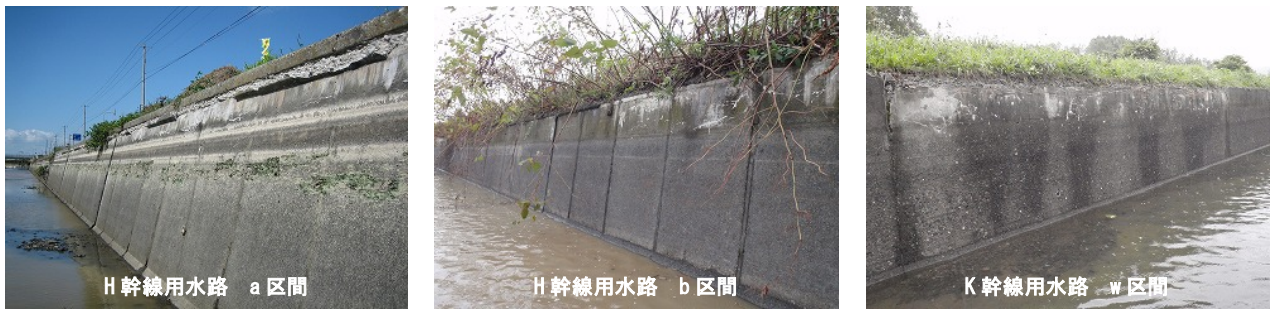


図-17 凍害劣化深さ推定対象の現況

後者を健全層とみなして細孔径分布の差異を確認することで、凍害劣化を受けているか否かを判断した。なお、試料には粗骨材を取り除いたモルタル部を用い、細孔径分布は水銀圧入式ポロシメータ（マイクロメリティックス社製オートポア IV9500 型）を用いて測定した。測定圧力範囲は 0～228MPa（細孔径で約 500～0.0055 μm ）である。

b) 調査対象の概要

調査対象とした実構造物は、図-17 および表-2 に示すコンクリート開水路 3 区間である。3 区間ともに昭和 40 年代に建設がなされ、供用後約 40 年が経過している。H 幹線用水路は、北海道空知地方に位置する基幹的水路であり、対象とした a 区間、b 区間ともに構造形式は RC 製 L 型ブロック水路である。側壁の高さは 2m、ブロック 1 体当たりの幅は 1.2m、部材厚は 130～150mm である。一方、K 幹線用水路は、北海道上川地方に位置しており、対象とした w 区間の構造形式は RC 現場打ちフリュウム水路である。側壁の高さは 2m、幅は 8m、部材厚は 200mm である。3 区間ともに、側壁は左右岸ともに土中に埋設されている。

いずれの区間も寒暖差の著しい積雪寒冷地に位置しており、凍害による表面ひび割れやスケーリングなどの表層劣化を生じている。3 区間ともに、右岸側側壁が凍結融解作用を受けやすい南側に面しており、左岸側側壁に比べ表面の変状が著しい。また、いずれの区間においても、表面の変状は水中部（最多頻度水位の下側）に比べ気中部（最多頻度水位の上側）の方が著しい傾向にあった。

ここでは、測点は全て側壁に設けることとし、H 幹線用水路の a 区間では右岸側 4 測点、左岸側 2 測点の計 6 測点、b 区間では右岸側 6 測点、左岸側 6 測点の計 12 測点を設けた。K 幹線用水路の w 区間では、右岸側にのみ計 11 測点を設け、3 区間で合計 29 測点を設けた。

2) 調査結果および考察

a) 劣化深さの推定結果および考察

H 幹線用水路の a 区間における表面走査法および

表-2 凍害劣化深さ推定対象の概要

水路名	構造形式	建設年度
H 幹線用水路 a 区間	RC L 型ブロック	昭和 41 年
H 幹線用水路 b 区間	RC L 型ブロック	昭和 43 年
K 幹線用水路 w 区間	RC 現場打ちフリュウム	昭和 49 年

採取コアを用いた透過法の測定結果を図-18に、b 区間における測定結果を図-19に、K 幹線用水路の w 区間における測定結果を図-20に示す。H 幹線用水路では、a、b 両区間の計 18 測点の内、9 測点を気中部、同数の 9 測点を水中部に設けることとし、気中部の各 9 測点と水中部の各 9 測点は各々同一のブロック内に設けた。一方、K 幹線用水路では、測点は全て同じバレル内に設けることとし、計 11 測点の内、8 測点を気中部、3 測点を水中部に設けた。

表面走査法の測定結果では、得られた走時曲線からの X_0 、 V_d 、 V_s の決定に際し、遠藤らの研究結果¹⁹⁾を参考に、既往のプログラム²⁰⁾を使用した折れ線回帰と、著しく傾向から外れた測定値の除外を行っている。発・受振子間距離がより小さい場合に得られる近似直線が原点を通過することを前提とした回帰分析を行い、より大きい場合に得られるもう 1 つの近似直線と交差する点を直線の傾斜が変わる位置 X_0 とした。また、得られた近似直線から $\pm 5\%$ の範囲を超える測定値を除外し、新たに近似直線を得た上で、近似直線が交差する点を求め直した。なお、原点を通過する近似直線の傾きの逆数を V_d 、もう 1 つの近似直線の傾きの逆数を V_s とした。

透過法の測定結果では、コンクリートの含水状態が測定箇所により異なることを踏まえ、H 幹線用水路の a、b 両区間の測定結果ではコア採取直後の湿润状態での結果に加え 40℃で 7 日間乾燥させた状態での結果を併せて示し、K 幹線用水路の w 区間の測定結果では乾燥状態での結果のみを示している。また、コアの外観から確認される内部のひび割れなどの変状、即ち内部変状の位置を網掛けで示した。

なお、コアは原則として表面走査法を行った走査位置より採取しており、直径は H 幹線用水路の a、b 両区間では 100mm、K 幹線用水路の w 区間では 75mm である。

表面走査法では、走時曲線は、左右岸、また気中部・水中部の如何を問わず、 V_d と V_s との関係により、概ね 3 つのパターンに大別することができた。1 つ目は、 $V_d < V_s$ となるパターンである（上向きの折れ線グラフ）。このパターンでは、式 (1) を適用することが可能であるため、劣化深さを推定することができる。a 区間では No.1（右岸側水中部）、No.2（右岸側気中部）、No.3（左岸側水中部）が、b 区間では No.1（右岸側水中部）、No.2（左岸側気中部）、No.3（右岸側水中部）、No.4（左岸側気中部）、No.5（右岸側気中部）、No.6（左岸側気中部）、No.6（左岸側水中部）がこれに該当し、3 区間の計 29 測点の内、10 測点における走時曲線がこのパターンに分類される結果となった。2 つ目は、 $V_d < V_s$ となるが、2 つの近似直線間に交点が存在しないパターンである（交差しない 2 つの直線からなるグラフ）。このパターンでは、式 (1) を適用することは可能であるものの、算出された t が負の値、または部材厚を超える値となり、実質的には劣化深さを推定するこ

とができない。b 区間の No.4（左岸側水中部）、No.5（右岸側水中部）の 2 測点における走時曲線がこのパターンに分類された。3 つ目は、 $V_d > V_s$ となるパターンである（下向きの折れ線グラフ）。このパターンでは、式 (1) を適用することが不可能であり、劣化深さを推定することができない。a 区間では No.1（右岸側気中部）、No.2（右岸側水中部）、No.3（左岸側気中部）が、b 区間では No.1（右岸側気中部）、No.2（左岸側水中部）、No.3（右岸側気中部）が、w 区間では全ての測点がこれに該当し、計 29 測点の内、17 測点における走時曲線がこのパターンに分類された。

透過法では、相対動弾性係数はコンクリートの含水状態により大きく影響を受けることが確認された。湿潤状態での測定結果は、乾燥状態での測定結果に比べばらつきが大きく、測定箇所毎の含水状態に影響を受けていることが考えられた。測点毎の含水状態に加え、深さ毎の含水状態にも大きく影響を受けたものと推定された。一方、乾燥状態での測定結果は、表面に近づくほど低下する傾向がみられ、また、内部変状が確認される場合はその箇所において著しく低下する傾向がみられた。a 区間 No.1（右岸側気中部）および b 区間 No.3（右岸側気中部）の採取コ

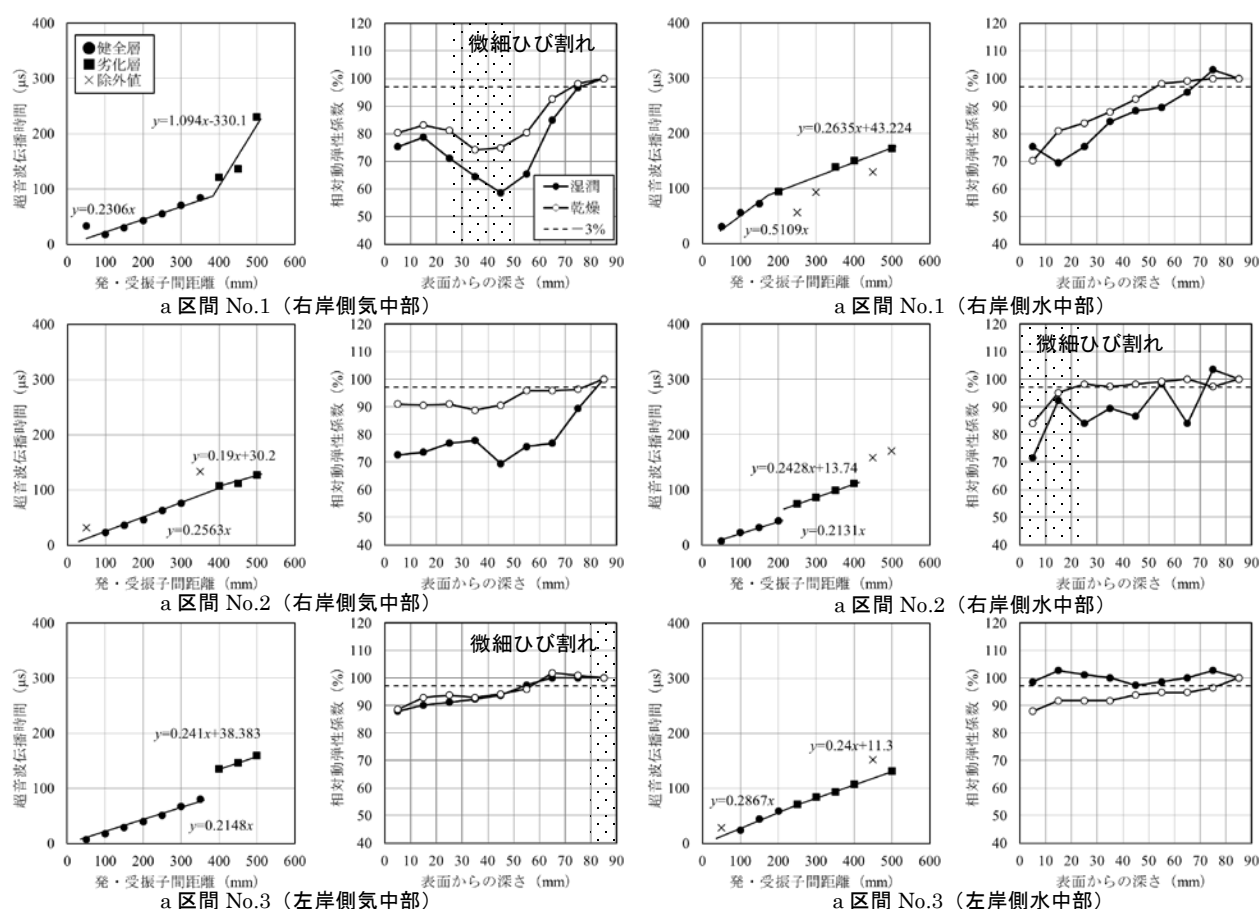


図-18 H 幹線用水路 a 区間における測定結果（左：表面走査法，右：採取コアを用いた透過法）

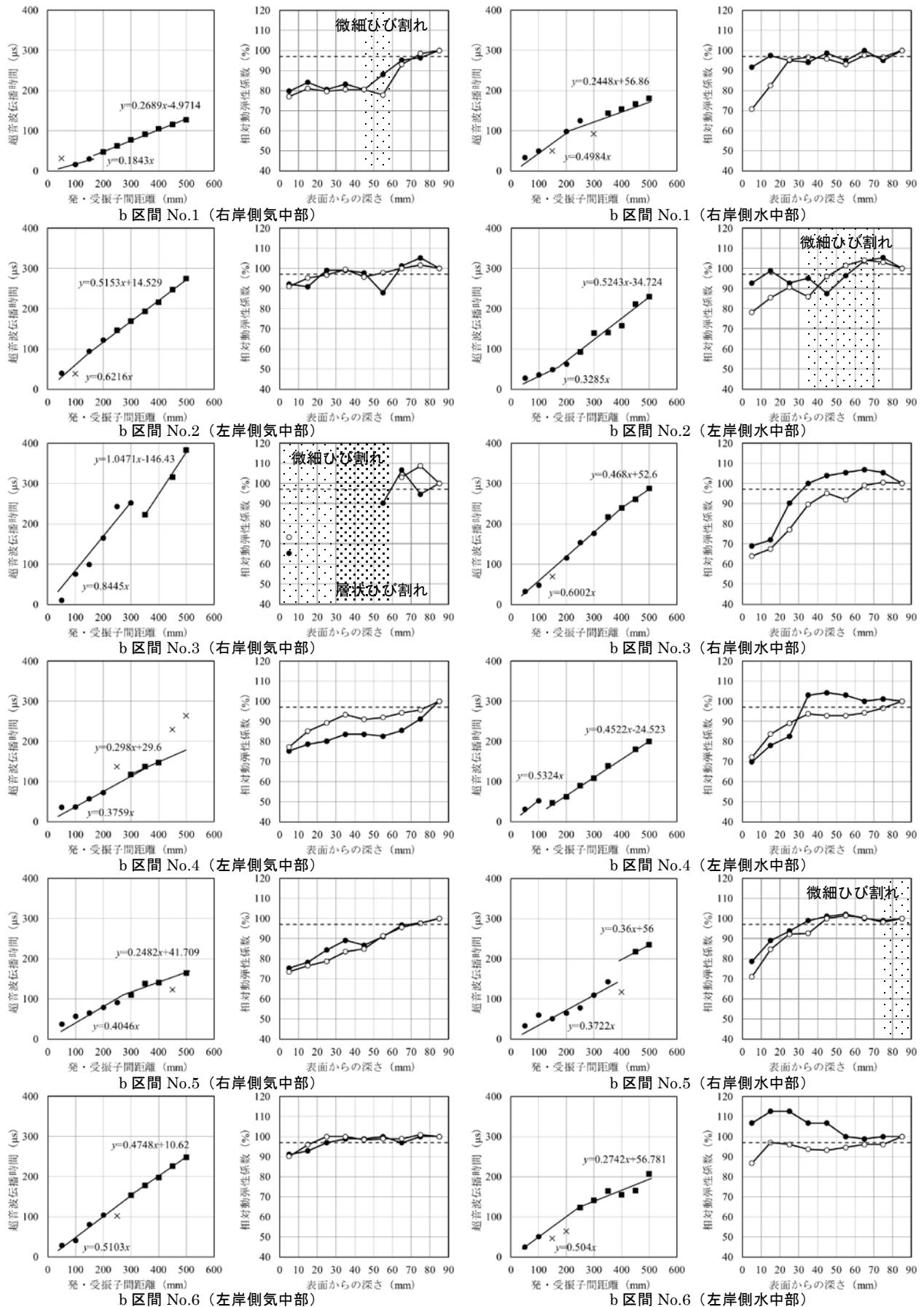


図-19 H幹線水路b区間における測定結果（左：表面走査法，右：採取コアを用いた透過法）

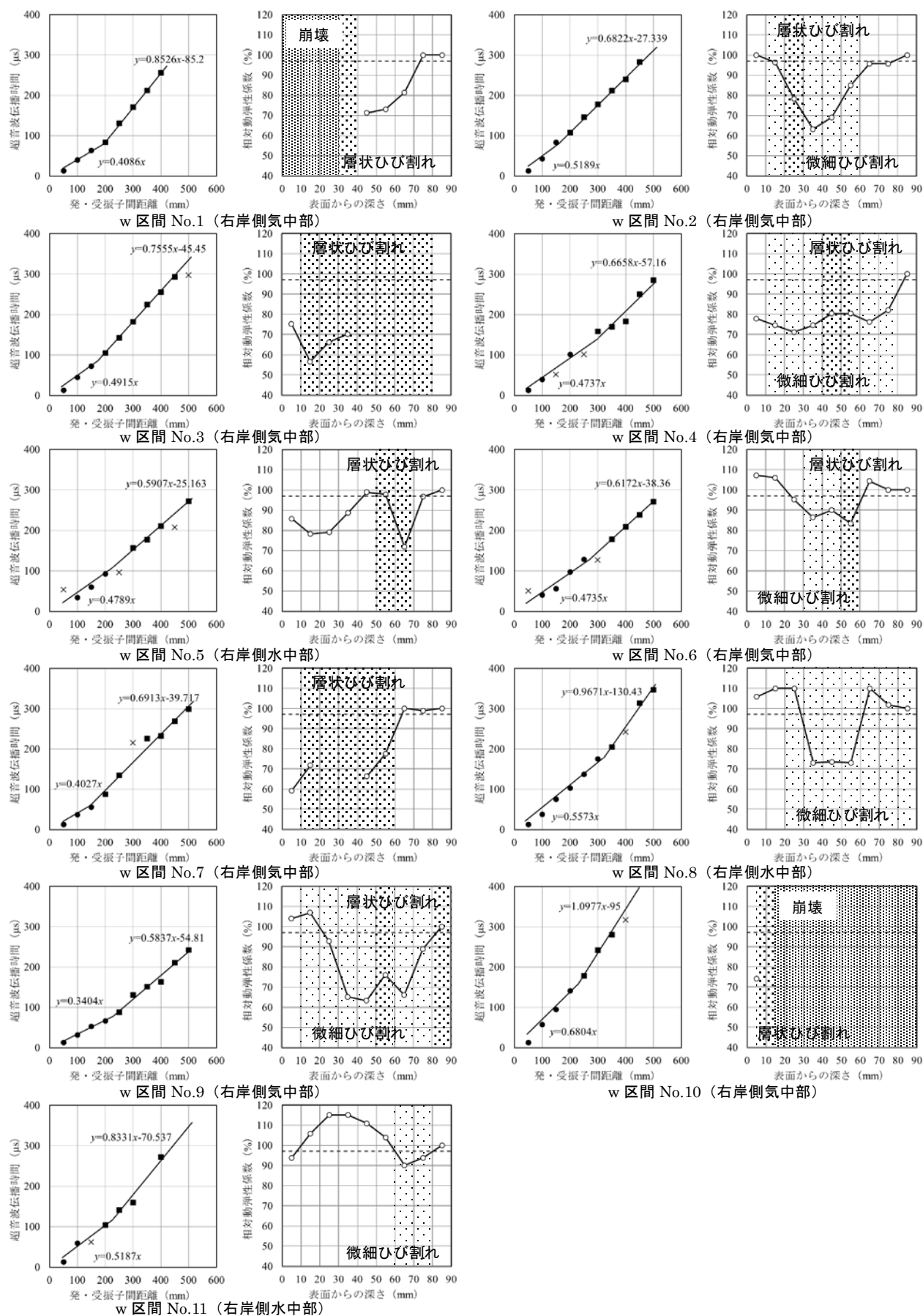


図-20 K 幹線水路 w 区間における測定結果 (左: 表面走査法, 右: 採取コアを用いた透過法)

アの外観を図-21 に、微細ひび割れおよび層状ひび割れの拡大写真を図-22 に示す。図-18～20 の図中に網掛けで示した内部変状には、図-21 や図-22 に示されるような微細ひび割れ（凍結融解作用によりコンクリート内部に生じる不連続な微細なひび割れ）や層状ひび割れ（微細ひび割れの進展によりコンクリート内部に生じる連続性を有する層状のひび割れ）が含まれる。内部変状が微細ひび割れに留まる場合は相対動弾性係数を測定することができるが、層状ひび割れにまで進展した場合は測定することができない場合があった。

全測点の表面走査法による推定結果を表-3 に示す。表中の「NI」は近似直線間に交点が存在しないため推定することができないことを、「-」は $V_d > V_s$ となり推定することができないことを表す。また、表面走査法で推定された t の位置の劣化状態を透過法の結果から確認するため、乾燥状態での測定結果において相対動弾性係数が 10% 低下した最大深さ、ならびに 3% 低下した最大深さを併せて示す。表面走査法により得られた各推定値は、透過法において相対動弾性係数が 3% 低下した最大深さに近い値であることが分かった。

表面走査法による劣化深さの推定値は、計 29 測点の内、10 測点において得られた。推定値が得られた 10 測点における採取コアでは、内部変状はほとんど確認されなかったが、その他の 19 測点における採取コアでは、ほぼ何らかの内部変状が確認されている。このことから、表面走査法により劣化深さを推定できるか否かは、内部変状の存在の有無により定まると考えられる。内部変状が確認されない場合、即ち凍害劣化が比較的軽微である場合には、表

面走査法により劣化深さを推定できる可能性は高いが、内部変状が確認される場合、即ち凍害劣化の進展が著しい場合には、劣化深さを推定できる可能性は低くなると考えられる。

表面走査法において劣化深さの推定値が得られない理由には、上述のように、2 つの近似直線間に交点が存在せず実質的には劣化深さを推定することができない、もしくは V_d が V_s よりも大きくなり式(1)を適用することができない、のいずれかが挙げられる。いずれの場合も、内部変状が超音波の伝播に影響を与えた点で共通すると考えられる。超音波の伝播経路に内部変状が存在する場合、超音波が内部変状の影響を直接的に受け、減衰の影響も大きくなりその伝播速度が低下する、あるいは、超音波が内部

表-3 全測点における表面走査法による推定結果

測点	表面走査法			透過法	
	V_d (km/s)	V_s (km/s)	t (mm)	10%低下 最大深さ (mm)	3%低下 最大深さ (mm)
a1RT	4.337	0.914	—	55	65
a1RB	1.957	3.795	49.4	35	45
a2RT	3.902	5.263	87.8	35	75
a2RB	4.693	4.119	—	5	15
a3LT	4.655	4.149	—	5	55
a3LB	3.488	4.167	36.0	5	75
b1RT	5.426	3.719	—	55	65
b1RB	2.006	4.085	65.5	15	75
b2LT	1.609	1.941	20.9	5	25
b2LB	3.044	1.907	—	35	45
b3RT	1.184	0.955	—	55	55
b3RB	1.666	2.137	70.0	35	55
b4LT	2.660	3.356	64.6	25	75
b4LB	1.878	2.211	NI	25	75
b5RT	2.472	4.029	65.3	45	65
b5RB	2.687	2.778	NI	15	35
b6LT	1.960	2.106	28.4	5	15
b6LB	1.984	3.647	67.1	5	75
w1RT	2.447	1.173	—	65	65
w2RT	1.927	1.466	—	55	75
w3RT	2.035	1.324	—	85以上	85以上
w4RT	2.111	1.502	—	75	75
w5RB	2.088	1.693	—	65	75
w6RT	2.112	1.620	—	55	55
w7RT	2.483	1.447	—	55	55
w8RB	1.794	1.034	—	55	55
w9RT	2.938	1.713	—	75	75
w10RT	1.470	0.911	—	85以上	85以上
w11RB	1.928	1.200	—	65	75

(記号) a : a 区間, b : b 区間, w : w 区間

1～11 : No.1～No.11

R : 右岸側, L : 左岸側 T : 気中部, B : 水中部

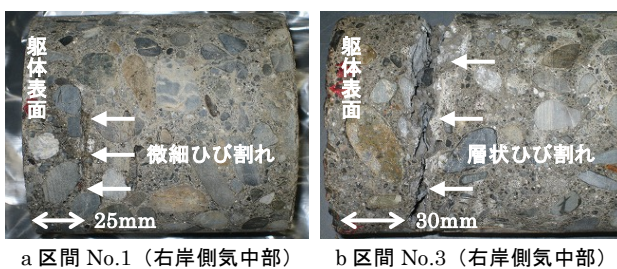
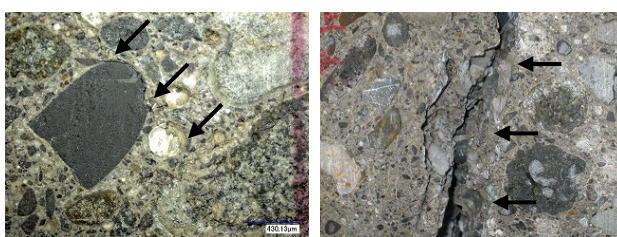


図-21 採取コアの外観



微細ひび割れ

層状ひび割れ

図-22 微細ひび割れと層状ひび割れ

変状を迂回して伝播し、この分の距離が伝播距離に加算されてこれ以後の伝播速度が低下する、といった現象が生じたものと推定される。

2つの近似直線間に交点が存在しなかった理由としては、走査位置に、低速度域（低品質域）が局部的に存在したことが考えられる（図-23）。この場合、超音波は発・受振子が局部的に存在する低速度域を跨がない場合は表層部の高速度域（高品質域）に応じた伝播速度を示し、走時曲線はこの伝播速度に応じた勾配を示す。発・受振子が低速度域を跨いだ際にその影響を受け始め、これ以後の発・受振子間距離では低速度域の影響が上乘せされ、走時曲線はほぼ平行にスライドしたまま高速度域の伝播速度に応じた勾配を示すようになる。なお、局部的に存在する低速度域としては、走査位置と交差するひび割れなどが挙げられる。表面上ひび割れが露見している箇所は走査位置として選定されないため、このひび割れは表面上露見しないひび割れ、即ち内部変状である微細ひび割れや層状ひび割れである可能性が考えられる。

一方、 V_d が V_s よりも大きくなった理由としては、表層部のコンクリートに比べその奥側に存在するコンクリートの品質が内部変状により低下しており、本来表層部に存在するはずの低速度域が奥側に存在したことが考えられる（図-24）。この場合、超音波は発・受振子間距離が小さい場合は表層部に存在する高速度域に応じた伝播速度を示し、走時曲線もこの伝播速度に応じた勾配を示す。発・受振子間距離が大きくなるに従い奥側に存在する低速度域の影響を受け、減衰の影響も大きくなるため、走時曲線は低下した伝播速度に応じて急勾配を示すようになる。こうした現象は、屈折法地震探査において表層部に高速度域がある場合の走時曲線のパターンのひとつとして知られており¹⁷⁾、本研究で対象としたコンクリートにおいても同様の現象が生じていたことが考えられる。下村ら²⁰⁾が行った品質の異なる2つの層からなるコンクリート試験体を用いた室内実験の結果では、コンクリートにおいても表層部に高品質層がある場合は同様の走時曲線が得られることが明らかにしている。

ここで、図-24に示される低速度域の発生要因はコンクリートの内部変状による品質低下であり、低速度域には微細ひび割れや層状ひび割れも含まれる。従って、図-23に示される低速度域と図-24に示される低速度域との実質的な差異は小さく、また、両者が併発している可能性も考えられる。

透過法は、コンクリート対向面に発・受振子を設置して測定する手法であり、測定精度に優れるとい

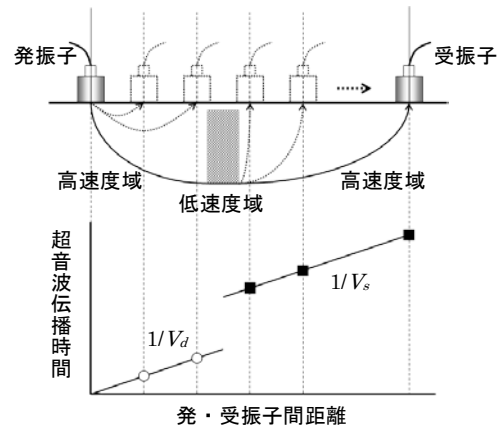


図-23 近似直線間に交点が存在しないパターンにおける超音波の伝播経路の概念図

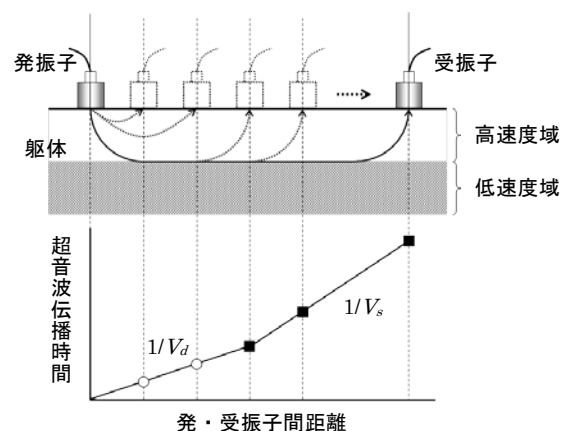


図-24 $V_d > V_s$ のパターンにおける超音波の伝播経路の概念図

う特徴を有する。これに対して、表面走査法を含む表面法では、受振する縦波のエネルギーは透過法の約2~3%とされており、誤差を伴いやすいといわれている²²⁾。従って、両者の測定結果を単純に比較することはできないが、本研究における推定結果では、各推定値は相対動弾性係数が3%低下した、即ち97%となった最大深さに近い値となり、一定の相関性がみられることが分かった。

また、本研究では、採取コア毎に、最奥部のコンクリートを健全層とみなし、相対動弾性係数を算出している。しかし、コンクリート開水路は一般に部材厚が小さく、実際には最奥部であっても健全層であるとは限らない。このため、劣化層の一部が健全層とみなされ、結果、全ての値が高めに得られた可能性も考えられる。そのため、今後は超音波伝播速度から直接強度特性を推定する手法が必要であると考えられる。乾燥後のコアの超音波伝播速度と圧縮強度との関係を図-25に示す。伝播速度は、発・受振子をコアの両端面に配置し、部材厚方向に測定した。結果、試験値の数は少ないものの、両者には相

関性がみられた。

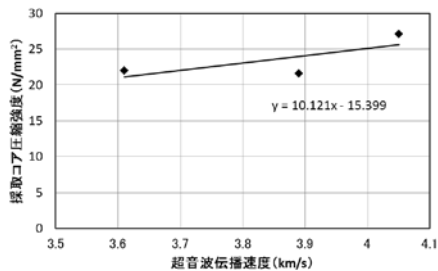


図-25 コアの超音波伝播速度と圧縮強度との関係

b) 細孔径分布の測定結果および考察

細孔径分布の測定は、区間毎に2測点において行った。H 幹線水路の a、b 両区間では、左右岸での差異を確認するため、測点は両岸に1つずつ設けることとした。a 区間では No.1 (右岸側気中部) および No.3 (左岸側気中部)、b 区間では No.3 (右岸側気中部) および No.4 (左岸側気中部) より各々採取したコアを用いて測定を行った。一方、K 幹線水路の w 区間では、気中部・水中部での差異を確認するため、測点は最多頻度水位の上側および下側に1つずつ設けることとし、No.4 (右岸側気中部) および No.5 (右岸側水中部) より採取したコアを用いて測定を行った。

測定結果を図-26 に示す。表面の変状が著しい、右岸側気中部より採取したコアでは、深さ 70～80mm の位置から採取した試料に比べ 0～10mm の位置から採取した試料、即ちより表面側に位置する試料において総細孔量の増大が、また、約 0.05～1.0

μm 付近の細孔量の増加が確認された。一方、左岸側気中部、水中部より採取したコアでは、総細孔量の増大は確認されなかったが、約 0.05～0.5 μm 付近の細孔量の増加が確認された。

岡本らが行ったモルタル試験体を用いた凍結融解試験の結果²³⁾では、凍結融解作用を受けることで特に約 0.1～1.0 μm 付近の細孔量が増加する傾向が確認されており、また、コンクリート試験体を用いた結果⁹⁾では、約 0.05～0.5 μm 付近の細孔量が増加する傾向が確認されている。本研究における測定結果では、総じて約 0.05～1.0 μm 付近の細孔量の増加が確認されており、これにより、対象としたコンクリートは凍結融解作用を受けている可能性が示され、超音波伝播速度の低下、即ちコンクリートの品質低下の要因は凍害劣化によるものと判断される結果となった。

c) 開水路の側壁における凍害劣化の発生形態と超音波法の適用性

本研究の結果からは、開水路の側壁における凍害劣化の発生形態として、細孔量の増加、微細ひび割れ、層状ひび割れ、崩壊が確認されている。これらの発生形態は、その発生要因により、ミクロ的に発生する細孔量の増加および微細ひび割れと、マクロ的に発生する層状ひび割れおよび崩壊の、2 つに大別することができる。前者はコンクリート内部組織の微視的な破壊の累積により、後者は前者の発生要因に部材全体に作用する巨視的な破壊の累積が加わり、発生・増大すると考えられる。

上述のように、表面走査法により劣化深さを推定

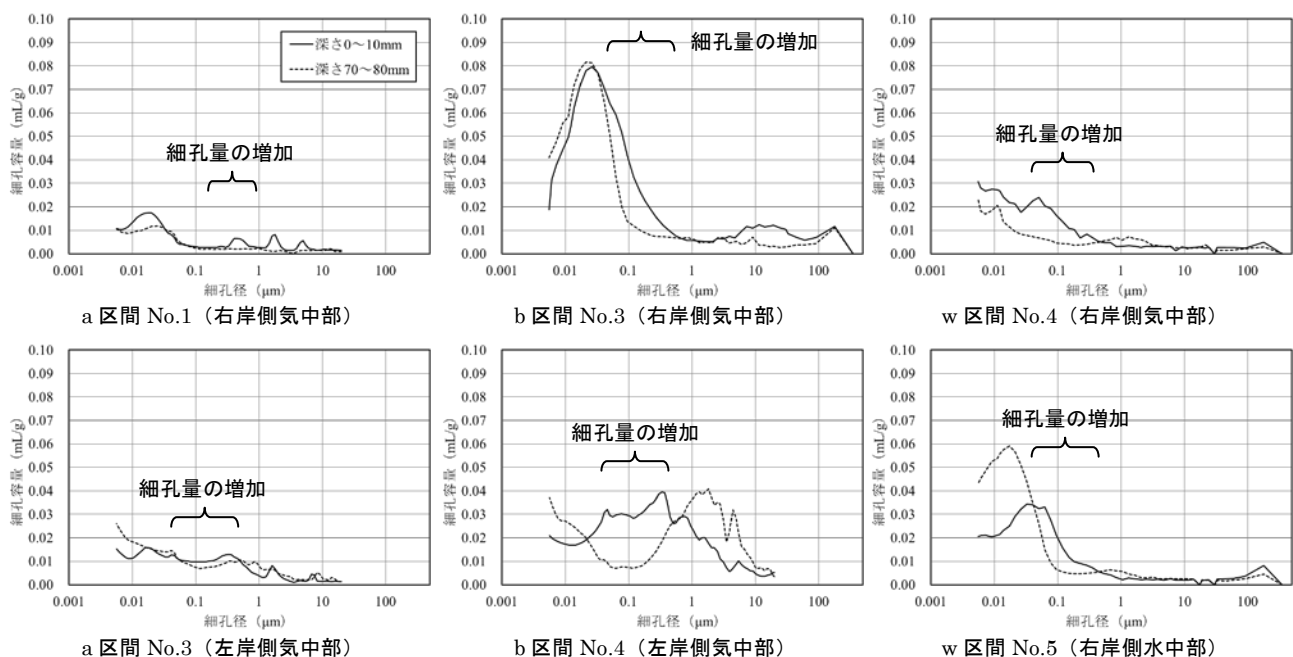


図-26 細孔径分布の測定結果

することは、ミクロ的に発生する微視的な破壊であっても、それが躯体内部に存在する場合は難しい。しかしながら、推定することが難しい理由がこうした躯体内部に存在する変状にあるのであれば、逆に推定できないことを利用して内部変状の存在を定性的に検出する方法も考えられる。緒方らは、表面走査法により得られる走時曲線の傾向から、躯体内部の層状ひび割れを定性的に診断できる可能性について報告している¹¹⁾。

一方、発生形態がマクロ的に発生する巨視的な破壊を伴うものになれば、超音波を伝播させること自体難しいものとなる。上述のように、層状ひび割れや崩壊が確認されたコアを用いた透過法では、伝播速度はほとんどの場合で測定することができていない。こうした場合、超音波法を適用すること自体難しいと判断せざるを得ない。伝播速度を測定することができない理由は様々であるが、要因としては、特にモルタル部と粗骨材あるいは空隙との境界面などに音響インピーダンスの異なる物質同士の境界面（不連続面）が数多く存在するため弾性波の減衰が著しい²²⁾、空隙がある場合は、弾性波の散乱や迂回現象が生じて伝播速度の著しい低下や周波数分布における高周波数成分の減衰を招く²²⁾、空隙内に存在する気体や液体の伝播速度が支配的となり伝播速度の著しい低下を招く²⁴⁾、といったことが考えられる。今後は、こうした凍害劣化の発生形態を踏まえた非破壊調査法の検討が必要であると考えられる。

3) 課題

本研究の結果を受け、超音波を用いた凍害劣化深さの診断手法を確立する上で残された実務上の課題として、以下の5つの項目を挙げる。

1 つ目は、内部変状が存在する場合の診断を如何に行うか、である。躯体内部に微細ひび割れなどが存在する場合は、表面走査法により劣化深さを推定できる可能性は低くなる。この課題に対して、劣化深さを推定できないことを逆に利用し、走時曲線のパターンから内部変状の存在を定性的に検出する方法について上述した。今後、走時曲線のパターンと内部変状の発生形態との関係が明らかになれば、診断手法としての精度が向上することが期待できる。また、躯体内部に層状ひび割れや崩壊が存在する場合は、超音波法に代わる非破壊調査法も含めた診断手法を確立する必要がある。例えば、減衰が小さい低周波成分を利用した衝撃弾性波法による調査法や、電磁波を利用した電磁波レーダ法による調査法などを活用することも有効であると考えられる。衝撃弾性波法による調査法に関しては、「(2) 衝撃弾性波法による側壁の内部変状の検出」に後述する。

2 つ目は、超音波伝播速度が受ける水分の影響を如何に取り除くか、である。超音波伝播速度はコンクリートの含水状態に影響を受け、伝播速度から算出される相対動弾性係数もその影響を受ける。このため、湿潤状態での相対動弾性係数は測定箇所毎のばらつきが大きくなる。この課題に対して、乾燥状態で伝播速度および相対動弾性係数を測定する方法について上述した。しかしながら、この方法は採取コアを用いた透過法では有効であるものの、乾燥させることが難しい表面走査法では適用することができない。そのため、伝播速度と含水率との関係を調べ、測定時の含水状態に応じた伝播速度における補正を行う必要がある。例えば、事前にコンクリート試験体を用いて伝播速度と含水率との関係を調べ、水分に対する補正方法を確立しておけば、補正後の伝播速度による走時曲線が得られることとなり、推定される劣化深さの精度も向上することが期待できる。

3 つ目は、相対動弾性係数を算出する際に健全層をどこに定めるか、である。相対動弾性係数を算出するためには健全層の動弾性係数が既知であることが必須となるが、長期間供用されてきたコンクリートの供用開始当初の物性値を知ることは至難である。そのため、いずれかの測点のいずれかの深さにおける超音波伝播速度から算出される動弾性係数を健全層の動弾性係数として扱う必要があり、この点において部材厚の小さいコンクリート開水路ではその測定精度に限界がある。この課題に対して、伝播速度から直接強度特性を推定する手法の必要性について上述した。相対動弾性係数の変化ではなく、強度特性の変化によって劣化程度を把握しようとするものである。そのためには、既往の伝播速度からの強度特性の推定方法（推定式）の検証や、新たな推定方法の確立を行う必要があると考えられる。

4 つ目は、凍害劣化による超音波伝播速度への影響とそれ以外の劣化要因による影響とをどのように見極めるか、である。超音波伝播速度の低下はコンクリートの品質低下の影響を反映したものであり、品質低下の要因は凍害劣化に限定されない。このため、劣化要因の有無および影響度合いを特定するための試験・分析が必要となる。この課題に対して、細孔径分布を測定することにより、品質低下が凍害劣化によるものであるか否かを判断する過程について上述した。特に開水路を構成するコンクリートには、水路内の流水による骨材露出や炭酸化、カルシウム成分の溶脱などその品質低下を引き起こす劣化要因が複合的に作用していることが考えられる。そのため、今後はそれら要因が伝播速度にどのように

影響を与えているのか、こういった補正を行うべきかを調べる必要がある。

5つ目は、超音波法をどこに適用するか、である。表面走査法を含む非破壊調査法は、一般に破壊を伴う調査法に比べ効率的であり、測点も比較的多く設けることができる。しかし、長大な延長を有する開水路においては、全てのバレル、全ての側壁に測点を設けることは事実上困難である。そのため、当該水路、当該区間を代表する測点をどこに設けるかの判断が極めて重要になる。この課題に対して、開水路の側壁における凍害劣化の発生形態と超音波法の適用性について上述した。当該水路、当該区間において最も変状が著しい部材に測点を設けることは、最も安全側の判断を行う上では重要である。しかし、変状の程度が著しい場合、劣化の進展が著しい場合には調査法の適用自体難しい場合がある。そのため、調査法毎に、その適用範囲と適用方法を事前に定めておくことが重要になる。例えば、表面走査法の場合、内部変状の存在の有無を定性的に検出することが目的であれば、その適用範囲に制限はなく、最も安全側の判断を行うために最も変状の著しい部材に測点を設けることが有効である。一方、劣化深さを推定することが目的であれば、内部変状が確認されない部材、即ち凍害劣化が比較的軽微である部材に測点を設けることが有効となる。なお、凍害劣化が比較的軽微である部材の中でどこに測点を設けることが有効であるかの判断を行うためには、開水路全体の凍害劣化機構の解明が必要となる。

(2) 衝撃弾性波法による側壁の内部変状の検出²⁵⁾

1) 調査概要

調査対象とした開水路は、北海道空知地方に位置するA幹線用水路のNo.1区間、B幹線用水路のNo.2およびNo.3区間である。No.1区間では5測点を、No.2区間では4測点を、No.3区間では1測点をそれぞれ設けている。構造形式は、両幹線用水路ともにRC現場打ちフリーム水路である。いずれの区間も供用後40年以上が経過しており、凍害による表面変状が著しい状況にある（図-27）。

衝撃弾性波法（Impact Echo法）は、コンクリートと空気との界面で生じる弾性波の共振に伴うピー



図-27 調査区間の現況

ク周波数から、壁厚や内部変状までの深さを推定する手法である。壁厚 T および内部変状までの深さ d の算定式は、式（4）および式（5）により表される。本法は、橋梁のRC床版に発生する水平ひび割れの調査や、PCグラウトの充填不良による空隙の評価などに用いられている²²⁾。本法の概念を図-28に示す。

$$T = C_p / 2f_T \quad (4)$$

$$d = C_p / 2f_d \quad (5)$$

ここで、 f_T は壁厚によるピーク周波数、 f_d は内部変状によるピーク周波数、 C_p はコンクリートの弾性波伝播速度である²²⁾。

本調査では、最初に、区間毎に変状が発生していない健全部においてピーク周波数 f_T を求め弾性波伝播速度 C_p を算出し、変状発生部においてピーク周波数 f_d を求め、内部変状までの深さ d を算出した。次に、変状発生部より採取したコアを用いて、超音波を用いた透過法^{12), 13)}により内部変状の範囲を推定した。最後に、側壁およびコアの外観からひび割れ発生範囲を確認し、各々の相関性について検証した。衝撃弾性波法により得られる波形と周波数スペクトルの

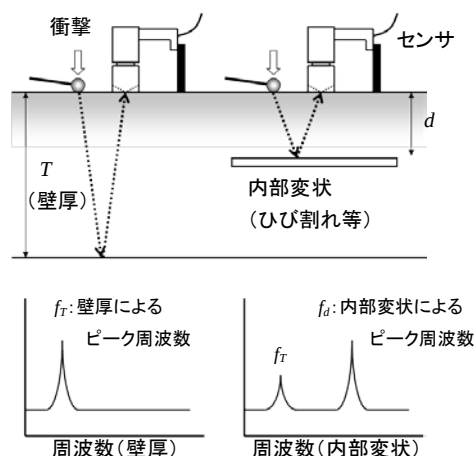


図-28 衝撃弾性波法の概念

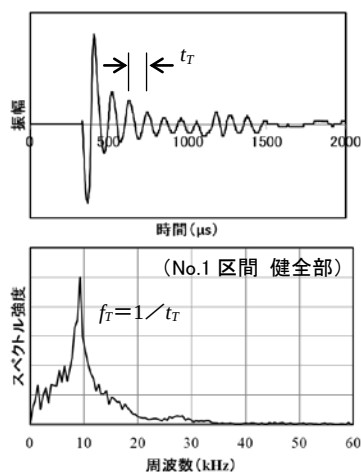


図-29 波形と周波数スペクトル

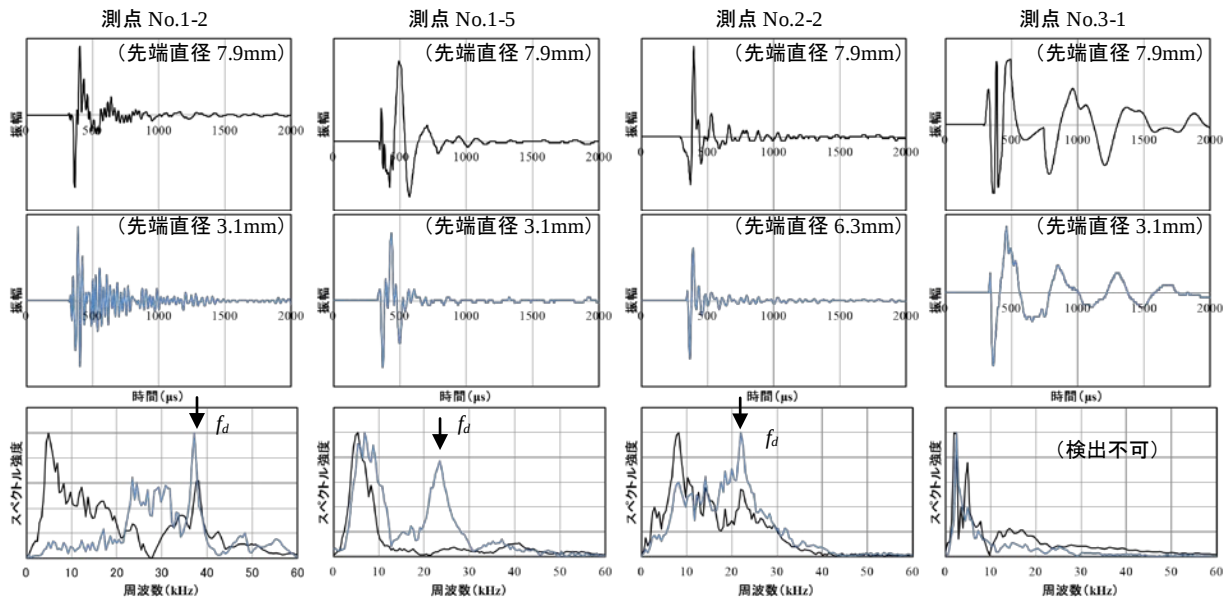


図-30 衝撃弾性波法による調査結果の例（上：波形，下：周波数スペクトル）

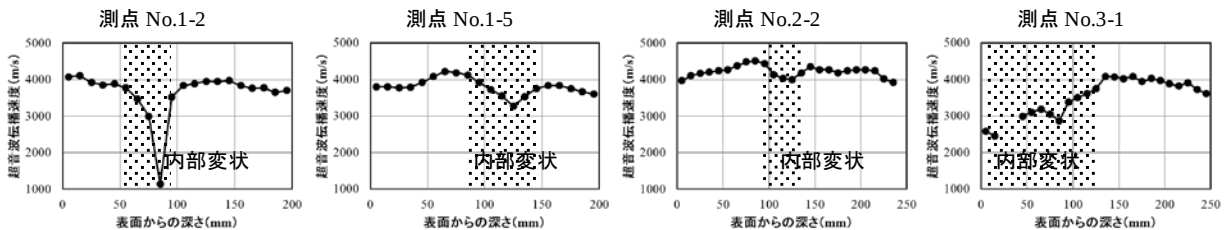


図-31 超音波を用いた透過法による調査結果の例

例を図-29に示す。衝撃弾性波法では、先端直径3.1～7.9mmの鋼球インパクトを用いた。また、採取したコアの直径は100mmであり、透過法で用いた超音波の周波数は54kHzである。

2) 調査結果および考察

外観からのひび割れ発生範囲の確認結果を含む全測点における調査結果を表-4に、衝撃弾性波法による調査結果の例を図-30に、透過法による調査結果の例を図-31に示す。衝撃弾性波法から求まる内部変状までの深さと、透過法から推定される内部変状の範囲、外観から確認されるひび割れ発生範囲との相関性は、総じて高いことが確認された。一方、表面近傍に位置する内部変状は、最も高い周波数を用いることが期待できる先端直径3.1mmの鋼球インパクトを用いた場合でも、その検出を行うことは難しいことが分かった。

3) 課題

衝撃弾性波法は、開水路側壁に発生する内部変状を検出することができ、本法から求まる内部変状までの深さと透過法や外観から求まる内部変状の範囲との相関性は総じて高いことが確認された。今後は、本法の解析手法の確立、ならびに適用範囲の確認が重要であると考えられる。

表-4 全測点における調査結果

測点 No.		衝撃弾性波法 内部変状深さ	採取コア透過法 内部変状範囲	外観 ひび割れ範囲
A	1-1	157	5～25, 155～165	0～30, 150～180
	1-2	51	55～95	60～90
	1-3	98, 145	95～135	無し
	1-4	123	85～115	無し
	1-5	82	85～145	0～30, 90～120
B	2-1	251（壁厚）	無し	無し
	2-2	89	95～135	90～120
	2-3	251（壁厚）	無し	無し
	2-4	251（壁厚）	無し	無し
	3-1	検出不可	5～125	0～120

※A：A幹線用水路，B：B幹線用水路 (単位：mm)

太字：相関性が確認された調査結果

(3) 機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出

1) 調査概要

a) 調査方法の概要

コンクリートを完全弾性体と仮定し、図-32に示すように、質量 M のハンマが任意の速度 V_0 でバネ係数 K のコンクリートに衝突する現象を考える。ハン

マの持つ運動エネルギー E_H は、式 (6) により表される。

$$E_H = \frac{1}{2} M V_0^2 \quad (6)$$

一方、ハンマの衝突によるコンクリートのひずみエネルギー E_C は、最大変位量を $D_{\max}$ とすると、式 (7) により表される。

$$E_C = \frac{1}{2} K D_{\max}^2 \quad (7)$$

エネルギーの釣り合いから、両者のエネルギーは等しく、式 (8) が成立する。

$$\frac{1}{2} M V_0^2 = \frac{1}{2} K D_{\max}^2 \quad (8)$$

ここで最大打撃力 $F_{\max}$ は、フックの法則より、式 (9) により表され、式 (9) を $D_{\max}$ について解き、式 (8) に代入して整理すると、式 (10) が得られる。

$$F_{\max} = K D_{\max} \quad (9)$$

$$\frac{1}{2} M V_0^2 = \frac{1}{2} K \frac{F_{\max}^2}{K^2}$$

$$\Rightarrow K = \frac{1}{M} \cdot \left(\frac{F_{\max}}{V_0} \right)^2 \quad (10)$$

上記より、打撃力の最大値 $F_{\max}$ とハンマの打撃速度 V_0 が測定されれば、コンクリート表面のバネ係数を計測することが可能となる。

ハンマに設置した加速度計で実際にコンクリートを打撃して得られる波形を図-33 に示す。直接的に計測するものは、ハンマに働く減速加速度である。この波形からの打撃力の最大値および打撃速度の算出は、式 (11) により行う。

$$\left. \begin{aligned} F_{\max} &= M A_{\max} \\ V_R &= \int_T^{\infty} A(t) dt \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ここで、 A は加速度で、 $\max$ は最大値を示す添字である。

実際の計算においては、打撃力が最大となる時刻 T で波形を2分割し速度を算出している。時刻 T は、打撃力（加速度）波形が最大値になる時刻であり、またこの時刻ではコンクリート表面の変位が最大となり、ハンマの運動は停止する。つまり、波形の前半部分はハンマがコンクリート表面に変形を与える過程（アクティブ側）で、後半部分はコンクリート内に蓄積された弾性変形エネルギーがハンマの運動エネルギーに変換される過程（リアクティブ側）と言える。

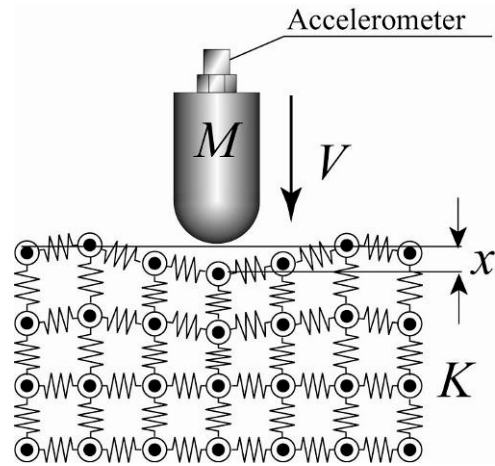


図-32 ハンマの衝突モデル

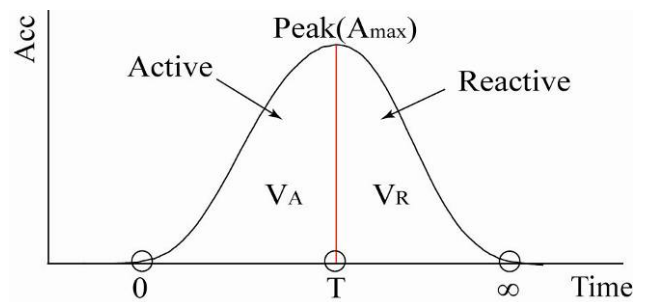


図-33 打撃力波形

表面が劣化しているような場合、アクティブ側では、ハンマ打撃によってコンクリート表面が塑性変形し、次いで弾性変形する。リアクティブ側では、弾性変形エネルギーのみがハンマのリバウンドに関係する。つまり、塑性変形が生じるとアクティブ側では、コンクリート表面の塑性変形に起因するエネルギーロスの影響が現れると考えられ、強度推定においては、これを回避するために式 (11) においてリアクティブ側の速度 V_R を用いている。

b) 調査対象の概要

調査対象とした開水路は、北海道空知地方に位置する、表-5に示す5路線26箇所である。コアの採取は図-34に示す通り、1箇所当たり4本を基本とし、機械インピーダンス法の測定はコア採取位置の近傍で実施した。なお、機械インピーダンス法の測定は、図-35に示すように、互いに5cm程度離れた3点について10回の連続打撃によって測定した。

2) 調査結果および考察

a) 打撃力波形の考察

図-36に実際に開水路を打撃して得られた波形の一例を示す。図中青色の波形は健全部の打撃力波形、赤色の波形はコア採取の結果内部に層状ひび割れが認められた箇所の打撃力波形である。健全部と比較して相対的に打撃力の最大値が小さく、打撃力の継続時間

が長いという特徴が見て取れる。また、機械インピーダンス値は大きく低下する。これは、剥離の存在によりコンクリートの見掛けの強度（剛性）が低下したためと考えられる。層状ひび割れの検出に関して、波形後半の機械インピーダンス値が最も変化を捉えやすいものと考えられる。なお、最大打撃力や継続時間は打撃強さの影響を受けるため、層状ひび割れの指標には向かない。

b) 測定結果および考察

図-37に機械インピーダンス値から推定した推定強度と採取コアを長手方向に通過する透過弾性波速度の関係を示す。図中赤の点は、目視検査による外観のひび割れやコア観察による層状ひび割れの発生が確認された点である。透過弾性波速度は、概ね4000m/s前後で推移しているが、目視検査で異常と判定された箇所において極端な速度低下が見られる。この傾向は機械インピーダンス法においても同様で、目視検査で異常と判定された箇所は、推定強度が低くなっている。この結果は、閾値の設定方法の検討が必要であるが、機械インピーダンス法によって層状ひび割れの検出が可能であることを示唆している。

図-38は、目視検査の結果、健全と思われる箇所であるNo.1(a)～No.4(d)の測定結果を路線ごとに示したものである。No.1(a)、No.2(b)、No.4(d)は気中部での測定データ、No.3(c)は水中部でのデータである。水中部は、流水作用により表面のモルタル分が流出・摩耗しており、粗骨材が露出した状態となっている。コンクリートの表面を測定する非破壊検査において、この凹凸は測定精度に多大な影響を及ぼし、場合によっては正確なデータの取得が困難な場合がある。しかしながら、機械インピーダンス法においては、水中部と気中部で測定値に相違は見られない。機械インピーダンス法は、ピークより後半であるリアクティブ側の波形を使用して機械インピーダンス値を算出するため、元々表面状態の影響を受けづらい手法であること、また、連続打撃によって脆弱層を意図的に押し潰すことで脆弱層の影響を軽減させたことにより、健全部と同等の精度で測定できたものと考えられる。

以上の結果から、機械インピーダンス法で相対的に強度の低下している箇所と層状ひび割れが発生している箇所は概ね一致することが分かった。閾値をどのように設定するか検討の余地はあるものの、機械インピーダンス法による層状ひび割れ検出の可能性を示すことができた。また、表面状態が悪い状況においても、連続打撃を行う事によって、表面状態の影響を除去した測定が可能であることが分かった。

表-5 調査対象の概要

水路名	構造形式	経過年数	箇所数
A用水路	RC 現場打ちフリューム	23	3
B用水路	RC 現場打ちフリューム	11～50	12
C用水路	RC 現場打ちフリューム	45	7
D用水路	RC 現場打ちフリューム	13	2
E用水路	RC 現場打ちフリューム	27～28	2

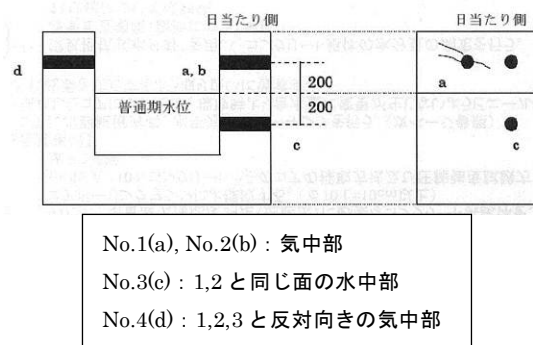


図-34 1箇所当たりの測定点

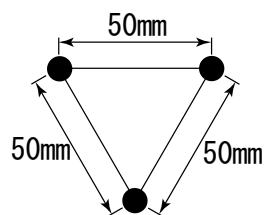


図-35 1測点における測定点の配置

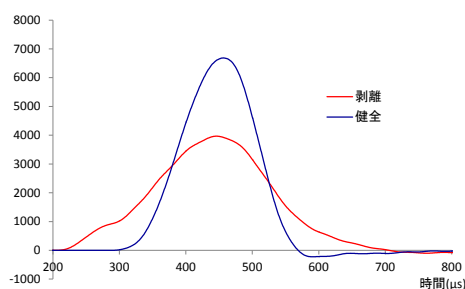


図-36 打撃力波形の一例

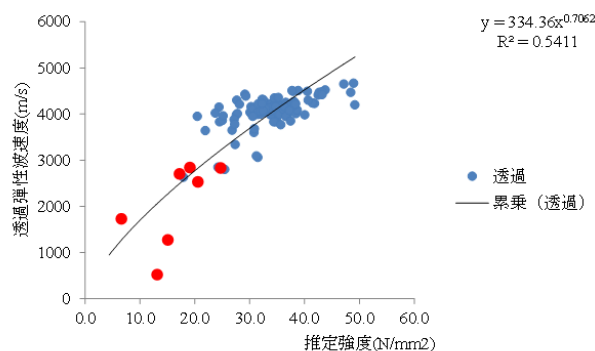


図-37 推定強度と透過弾性波速度

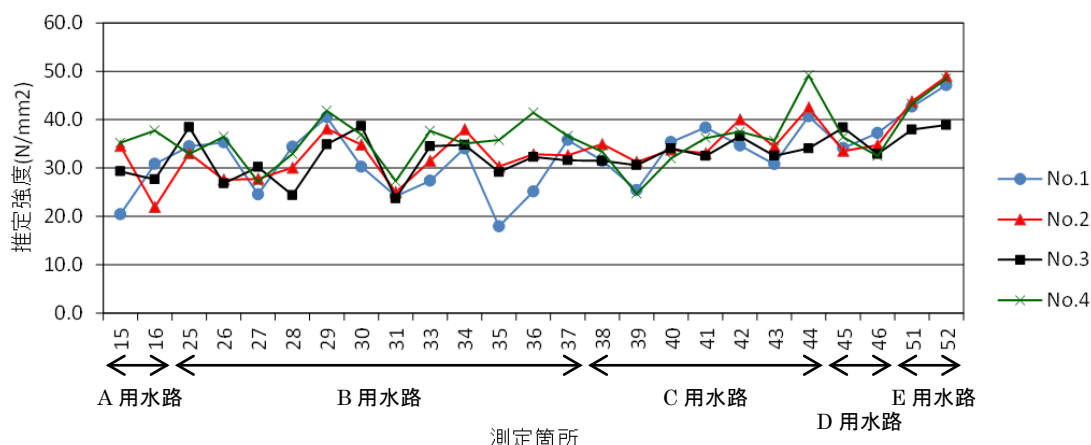


図-38 推定強度の推移 (No. 1(a)～No. 4(d))

3) 課題

本調査により、機械インピーダンスを計測することで層状ひび割れ検出の可能性が示された。しかしながら、機械インピーダンス法に限らず、非破壊検査による評価はあくまでも相対評価であるため、いかに多くのデータを採取するかが測定精度を決定するパラメータの一つになる。本調査においては、コア採取位置の近傍を互いに5cm程度離れた3点について、連続打撃で10回（合計30回）測定する方法を用い局所的なデータの採取を行ったが、ライン状または平面的にデータを採取することでより詳細な検討ができると考えられる。

3. 寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発

3. 1 目的

近年、コンクリート開水路では、種々の劣化要因により低下した性能の回復・向上を目的とした補修材料の開発・適用が行われている。その中で積雪寒冷地では、特に開水路側壁の凍害とそれに起因する水路施設としての性能低下を対象とした表面被覆工法の開発・適用が進められている²⁶⁾。しかし、施工実績は未だ少なく、その適用性については十分に検証されているとは言い難い現状にある。

表面被覆工法の適用に際しては、表面被覆材に期待される効果と要求性能を明確にした上で、適切な試験方法により性能評価を行うことが肝要となる。一般に、凍害を対象とした表面被覆材の要求性能には、凍結融解抵抗性、防水性（遮水性）、一体性などが挙げられ、表面被覆材は標準化・規定化された各試験方法を用いて試験・評価されている²⁷⁾。しかし、既往の試験方法は、道路施設や鉄道施設などのコンクリート構造物を対象として標準化・規定化されたものが多く、必ずしも農業水利施設であるコンクリ

ート開水路の実情にそぐわない場合がある。このため、道路施設や鉄道施設で適用されている試験方法により評価された表面被覆材がコンクリート開水路にそのまま施され、結果、施工後早期に変状を生じる事例も散見されている。

本研究では、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術を開発することを目的とし、開水路補修工法の耐久性評価に関する検討を行う。平成 23 年度および平成 24 年度においては、現地試験施工区間での評価では、無機系および有機系の各表面被覆工法、ならびにパネル取付け工法の適用性を確認するとともに、パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果を検証した。また、室内試験による評価手法の開発では、開水路において施工後の表面被覆材が受ける劣化外力を再現することを目的とした凍結融解試験方法を開発した。

3. 2 開水路補修工法の耐久性評価

3.2.1 現地試験施工区間での補修工法の耐久性評価

積雪寒冷地に適したコンクリート開水路の補修工法を開発する目的で、平成 18 年度に北海道北部の老朽コンクリート開水路において 3 種類の表面被覆材を用いた補修工法の現地試験施工を行っている。本試験施工区間では、寒冷地における補修工法の適用性、即ち補修工法自体の耐久性（補修工法が施工完了時の状態を維持し続けるか否か）や補修効果の持続性などを検証するため、施工後の経過観察、ならびに表面被覆材の有無によるコンクリート表面の凍結融解回数の把握を行った。

ここでは、まず、各種補修工法の耐久性の評価結果として、施工後 6 年経過時点での目視調査結果を報告する。次に、補修効果の持続性の評価結果として、パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果の検証結果を報告する。

(1) 現地試験施工区間での目視調査^{28), 29)}

1) 施工した表面被覆材の種類

コンクリート開水路の表面被覆工法に用いる材料には、大別すると無機系、有機系、パネル系がある。

現地試験施工では、上記 3 区分のそれぞれから、府県で施工実績があるものとして、セメントモルタル（以下、セメント系と呼ぶ）、ウレタン樹脂（以下、樹脂系と呼ぶ）、FRPM パネル（以下、パネル系と呼ぶ）の 3 種類の表面被覆材を用いた補修工法を選定した。各補修工法の施工断面の概要を図-39 に示す。

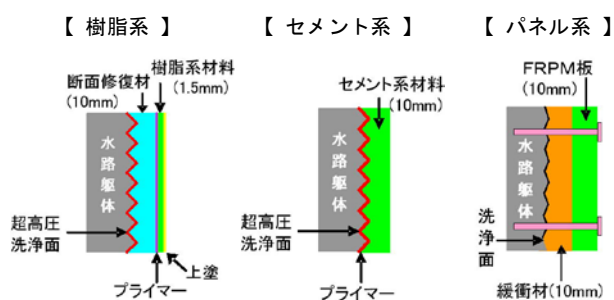


図-39 各補修工法の施工断面

各補修工法の適用にあたっては、寒冷地での施工に配慮した。即ち、セメント系では低温下でも付着強度が早期に発現する低温速硬型のセメントを使用した。樹脂系では速硬化タイプの吹付けウレタン樹脂を用いた。パネル系では凍結融解作用に配慮して躯体コンクリートと FRPM 板との間に緩衝材を用いるなどの工夫を行った。

2) 施工後 6 年経過段階での評価

現地試験施工区間でのセメント系、樹脂系、パネル系それぞれの施工後 6 年経過段階での状況を図-40 に示す。現時点では、補修表面に凍害に起因するものと判断される目立った変状は無く、各補修工法ともに施工完了時の状態を維持し続けている。このことから、いずれの補修工法においても一定の適用性が確認されたものと判断される。

(2) パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果の検証³⁰⁾

寒冷地の農業用コンクリート開水路における現地試験施工などにより、FRPM 板と緩衝材を用いた表面被覆工法の耐久性を評価するとともに表面被覆の有無によるコンクリート表面の凍結融解回数の違いを把握することで凍結融解作用を抑制する効果を評価した。

1) 現地試験施工の概要

a) 試験箇所

試験施工箇所は、北海道北部の上川郡剣淵町内に



セメント系



樹脂系



パネル系

図-40 施工後 5 年経過時点の各補修工法の状況



図-41 現地試験施工位置図

位置する農業用コンクリート開水路の東西方向に流れる区間とした。これは、日射の影響を受けやすい南面と受けにくい北面での側壁表面温度の比較を行うためである。当該区間は昭和 47 年度に国営事業で造成された、幅 6.0m、高さ 2.0m のフルーム水路である。試験施工は 2006 年 11 月～12 月に行い、施工延長は 9m である。現地試験施工箇所を図-41 に示す。この地域は、1 月の平均気温の平年値が -8.7°C 、年最深積雪の平年値が 102cm であり³¹⁾、北

海道内でも比較的寒冷で多雪な条件下にある。

b) 表面被覆工法の概要

本研究で用いた表面被覆工法は、FRPM 板を表面被覆材とし、水路躯体コンクリートと FRPM 板の間に緩衝材を使用した工法である（以降、FRPM 板表面被覆工法と称する）。本工法の施工断面のイメージを図-42 に示す。FRPM 板は表面および裏面に FRP 層、中間層に樹脂モルタル層を有するサンドイッチ構造である（図-43）。FRP は強化プラスチックと呼ばれ、熱硬化性樹脂を高強度のガラス繊維で強化したものである。樹脂モルタルは、骨材を熱硬化性樹脂で硬化させたものである。FRPM 板の板厚は 10mm で、表裏の FRP 層は 1mm、中間の樹脂モルタル層は 8mm である。FRPM 板の熱伝導率は $0.58 \sim 0.70 \text{ W/m} \cdot \text{K}$ である。緩衝材は水路躯体コンクリートと FRPM 板との隙間に浸入した水分が結水することで生じる膨張力を吸収する目的で用いた。緩衝材には厚さ 10mm の 15 倍発泡ポリエチレンを使用した（図-44）。15 倍発泡ポリエチレンの熱伝導率は $0.0461 \text{ W/m} \cdot \text{K}$ である。施工後の状況を図-45 に示す。施工方法ははじめに水路躯体表面の汚れを洗浄した後、FRPM 板（最大成型寸法 $1\text{m} \times 2\text{m}$ ）と緩衝材を芯棒打込み式の金属拡張アンカー（材質：SUS304）で水路躯体に固定した。施工端部および FRPM 板の継ぎ目にはウレタン系のシーリング材を使用した。

c) 施工後の観測

① 目視調査

目視調査は融雪後の通水前と落水後の年2回、側壁および底板におけるFRPM板の損傷、アンカーの抜け落ち等の変状の有無に着目して行った。

② 側壁温度測定

側壁温度の測定位置と目的は、表-6に示す通りである。表面被覆した水路の側壁温度を測定した主な目的は、表面被覆した水路躯体コンクリートが1年間に受ける凍結融解回数を算出するためである。この結果は寒冷地における表面被覆工法で補修された水路の耐用年数の推定に用いる予定である。

現地試験施工区間における側壁温度の測定方法の

表-6 側壁の温度測定位置と目的

測定位置	FRPM板表面被覆工法	無補修
表面温度 (t_1)	・ t_2 、 t_3 との比較により、FRPM 板や緩衝材による温度変化緩和効果を見るため	・表面被覆した水路躯体コンクリートとの凍結融解回数の比較を行うため
FRPM板と緩衝材の接着部温度 (t_2)	・ t_1 との比較により、FRPM 板による温度変化緩和効果を見るため	—
水路躯体と緩衝材の接着部温度 (t_3)	・FRPM板と緩衝材で表面被覆した水路躯体コンクリートの凍結融解回数の算出のため ・緩衝材の凍結融解回数の算出のため	—

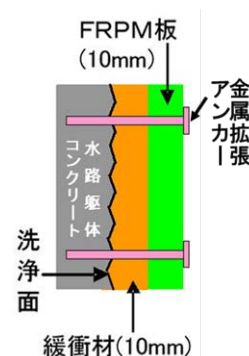


図-42 施工断面図

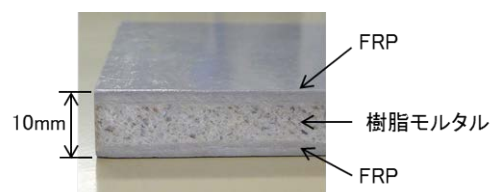


図-43 FRPM板の構造

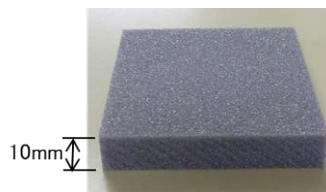


図-44 緩衝材（15倍発泡ポリエチレン）



図-45 施工後の状況（灌漑期間1回終了時）

概要は、表-7に示す通りである。また、温度センサーの設置位置を図-46に示す。温度の測定は、FRPM板表面 t_1 および無補修水路躯体の表面 t_1 、FRPM板と緩衝材の接着部 t_2 、緩衝材と水路躯体の接着部 t_3 に温

表-7 側壁温度測定方法の概要

測定区間	側壁の向き	測定位置	測定間隔	温度センサーの種類
FRPM板表面被覆工法	南	FRPM板表面（天端から100cm下）	2時間	熱電対
		FRPM板と緩衝材の接着部（天端から100cm下）		
		緩衝材と水路躯体の接着部（天端から100cm下）		
	北	FRPM板表面（天端から20cm下）		
		FRPM板と緩衝材の接着部（天端から20cm下）		
		緩衝材と水路躯体の接着部（天端から20cm下）		
無補修	南	水路躯体表面（天端から100cm下）		
	北	水路躯体表面（天端から20cm下）		

度センサーを設置して行った。温度センサーは熱電対（T型）を使用し、透明なシリコンシーラントで固定した。測定位置は南面（右岸）では側壁天端から100cm下、北面（左岸）では側壁天端から20cm下とした。両岸で設置位置が異なるのは、南面は積雪の影響を受けづらい側壁の中間部での凍結融解回数を比較するため、北面は雪底の張り出しによる積雪の影響を受けやすい側壁の上部での凍結融解回数を比較するためである。

測定値の記録はデータロガー（製品名：D1歪み32P1、ログ電子(株)）による自記記録で行った。

d) 凍結融解回数算出のための凍結・融解温度の

考え方

凍結融解回数の算出条件は、評価を行う目的毎に設定した。1つは水路躯体コンクリートに与える凍結融解作用の影響を検討する場合、もう1つは緩衝材に存在する水分の凍結融解による性能変化の影響を検討する場合である。

前者では、コンクリートの最低温度が何℃以下になると凍結融解による劣化（凍害）を生じるかが問題となる。田畑ら⁶⁾は、コンクリート供試体を用いた試験をもとに、-5℃以下となる凍結融解の繰返しで凍害を受け始めると報告している。このため、本試験では一旦-5℃以下となっていたものが0℃を超えたときに凍結融解が1回生じたものと仮定した。

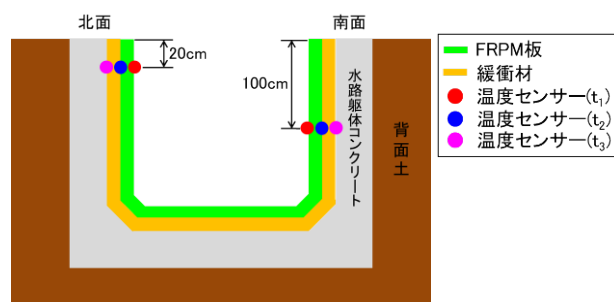
後者の場合は、緩衝材と水路躯体コンクリートの接着部の水分が凍結する回数とした。接着部の水分は水路躯体コンクリートの側から浸透し接着部および緩衝材内で滞留することを想定している。図-47に水路躯体側壁における背面からの水分浸透のイメージを示す。なお、冬期は側壁表面から寒気が侵入し、水路躯体コンクリートの背面は日中も氷点下となっている。このため、背面土から水路躯体コンクリートや緩衝材への水分浸透はほとんど無いと考えられる。この図は背面土が凍結していない時期の状況を示したものである。緩衝材と水路躯体コンクリートの接着部および緩衝材内に浸透した水分については不純物の混入による凝固点降下を想定し、一旦-1℃以下となっていたものが0℃を超えたときに凍結融解が1回生じたものと仮定した。

即ち、両者で凍結融解回数算定に用いる温度測定位置は同じであり、回数算定の温度条件が異なる。

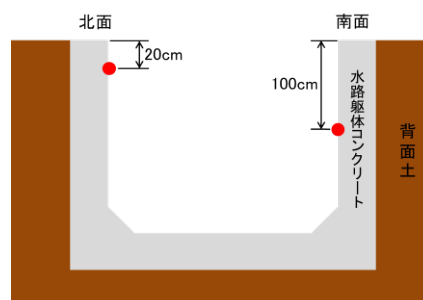
なお、本研究では2009年から2012年の各年の11月1日から4月30日までの温度測定結果を用いた。

e) 試験施工区間近傍の気象概要

測定期間における試験施工区間近傍（約8km南）の和寒観測所のアメダスデータを表-8に示す。12月から3月の日平均気温の月平均値は2009年～2010年



【FRPM 板表面被覆工法】



【無補修】

図-46 温度センサー設置位置

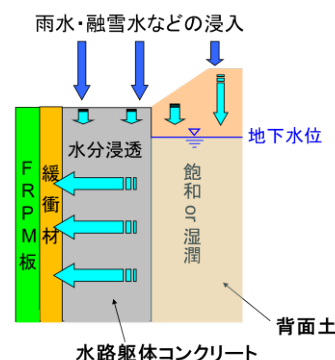


図-47 水路躯体背面から表面被覆材への水分浸透イメージ

表-8 和寒観測所での気象の概況³¹⁾

単位:℃					
	12月	1月	2月	3月	
日平均気温	2009-2010年	-6.2	-6.1	-6.9	-3.3
	2010-2011年	-3.0	-9.0	-5.5	-3.0
	2011-2012年	-6.7	-10.7	-10.2	-4.8
	平年値	-4.8	-8.7	-8.2	-3.0

単位:cm					
	12月	1月	2月	3月	
最深積雪	2009-2010年	64	83	94	83
	2010-2011年	28	59	66	61
	2011-2012年	44	89	115	108
	平年値	67	87	102	97

は1月、2月が平年値よりも高く、2010年～2011年は12月、2月が平年よりも高く、2011年～2012年は1月

から3月まで平年値よりも低かった。また、最深積雪は2010年、2011年は平年値よりも少なく、2012年は平年値よりも多かった。測定した3年間では2009年～2010年、2010年～2011年は暖冬傾向、2011年～2012年は寒冬であった。

2) 緩衝材の凍結融解試験

FRPM板表面被覆工法では、FRPM板については凍結融解抵抗性を有することが確認されている³²⁾。しかし、緩衝材については凍結融解抵抗性の検証は行われていない。緩衝材は既設水路とFRPM板の隙間に進入する水分が凍結することで起こる膨張圧を緩和するために用いている。このことから、凍結融解を受けた時の緩衝材の変形に対する復元性の変化を確認するため、凍結融解前後の圧縮残留ひずみを測定した。併せて、緩衝材の重量測定を行い、吸水率を算出した。

a) 試験材料

試験材料は、試験施工で使用したものと同一、15倍発泡ポリエチレンを使用し、試験片は長さ50mm×50mm、厚さ10mmとした。

b) 試験方法

①試験片の前処理

試験片の前処理模式図を図-48に示す。試験片（緩衝材）は、スチール製の容器の中に水が浸るように設置し、実施工を模擬し、緩衝材の上にFRPM板（ $t=10\text{mm}$ ）を載せた。

試験片は 20°C の水中に24時間浸漬したものを凍結融解0サイクルとした。凍結融解処理は、試験槽内の温度を -20°C から $+20^{\circ}\text{C}$ になるように設定し、温度保持時間を30分として、1サイクルに要する時間は3時間として行った。1サイクル当たりの時間は、予備試験で緩衝材が確実に凍結融解することを確認した上で決定した。

②圧縮残留ひずみ試験

JIS K 6400-4:2004「4.圧縮残留ひずみ試験」（B法）に準拠して行った。試験片は前処理をした後に厚さを測定してから、平板の上に載せ、一軸圧縮試験機にて試験片の厚さの50%に圧縮した。圧縮は室温（ $+20^{\circ}\text{C}$ 程度）で72時間行った。

圧縮残留ひずみ（ C_s ）は、圧縮終了後同じ環境で30分間回復させた後、式（12）によって算出した。

$$C_s = \frac{d_0 - d_r}{d_0} \times 100 \quad (12)$$

C_s ：圧縮残留ひずみ

d_0 ：始めの試験片の厚さ（mm）

d_r ：試験後の試験片の厚さ（mm）

圧縮残留ひずみの測定は、凍結融解0サイクルおよび50、100、300、500サイクル後に、それぞれ試験

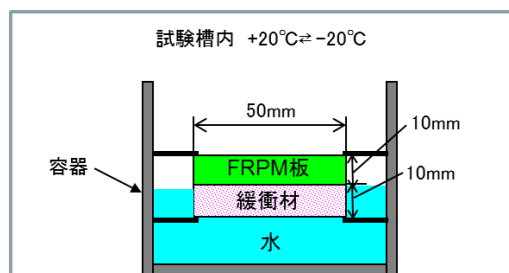


図-48 試験片の前処理模式図

片5個ずつを使用して行った。測定値は試験片5個の中央値とした。

3) 結果と考察

a) 側壁表面の温度変化

FRPM板表面と補修内面における冬期間の南面の温度変化例を図-49に示す。FRPM板表面の温度変化とFRPM板と緩衝材の接着部の温度変化にほとんど差がない。一方、衝材と水路躯体コンクリートの接着部の温度変化はFRPM板表面と比較して大きく緩和されている。このことから、緩衝材は断熱効果が高いことがわかった。

冬期間の試験施工区間の状況を図-50に示す。南面は日射を受けており、雪庇があまり発達していないのに比べ、北面では日射を受けず、雪庇が大きく発達している。

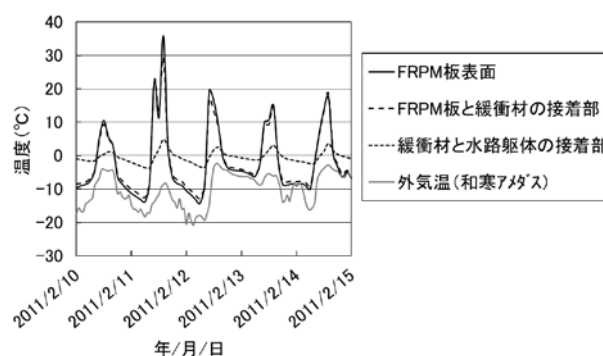


図-49 冬期間の南面における温度変化

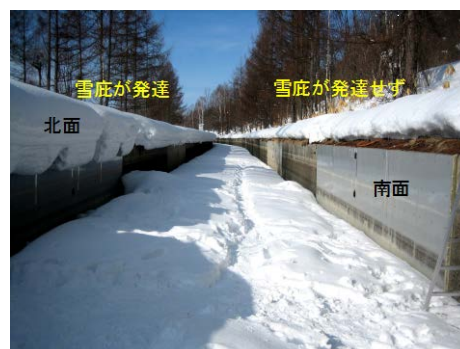


図-50 冬期間の試験施工区間の状況

b) 目視調査

試験施工から約6年経過後における外観（図-51）からは、南面、北面ともにFRPM板に変状は見られず、アンカーの抜け落ちもなく良好な状態を保っている。



図-51 FRPM 板の施工 6 年後の状況（南面）

c) 表面被覆の有無による水路躯体コンクリートの凍結融解回数の違い

FRPM板表面被覆工法で補修した水路躯体コンクリートと無補修の水路躯体コンクリートの凍結融解回数を算出した結果を図-52に示す。南面では無補修のコンクリート水路躯体は3年間の平均で43回程度凍結融解作用を受けるのに対し、FRPM板表面被覆工法で補修したコンクリート水路躯体は3年間の平均で4回であり、凍結融解作用を1/10以下に抑える効果を持つことがわかった。北面では日射の影響をほとんど受けないことから、無補修でも凍結融解回数は南面の約1/3となる。FRPM板表面被覆工法で補修した場合では年1回であり、凍結融解作用はほとんど受けないことがわかった。ここで2011年11月～2012年4月の凍結融解回数が南面で他の年より多くなっている。これは、この年の12月～3月の日平均気温が平年値より約2℃低く寒冷だったため、夜間に側壁の温度が-5℃よりも低下する日が多かったことが原因である。南面では夜間に温度が低下しても日中は日射の影響で側壁の温度が0℃以上となることで凍結融解回数が多かった。北面の無補修表面で2011年11月～2012年4月の凍結融解回数が少ないのは、積雪が多く側壁が雪底に覆われたためと考えられる。このことから、寒冷な年は日射を受ける南面で凍結融解作用が進行しやすいといえる。凍結融解回数算出の結果、FRPM板表面被覆工法では水路躯体コンクリートの凍結融解作用を大きく減少させる効果を有することがわかった。これは、a)で説明したように発泡ポリエチレン製の緩衝材の断熱効果が高いことによるものである。

d) 緩衝材が受ける凍結融解回数

緩衝材が受ける凍結融解回数を図-53に示す。3年

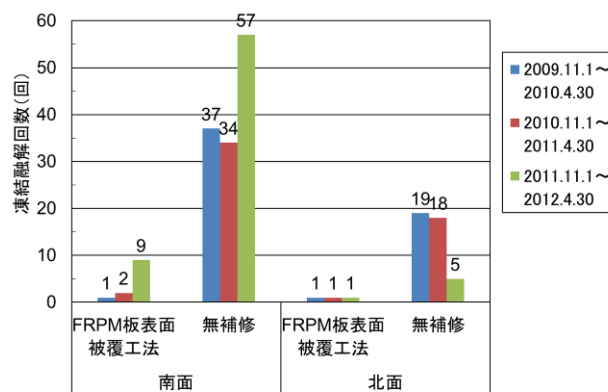


図-52 FRPM 板で補修した場合と無補修の場合のコンクリート水路躯体の凍結融解回数

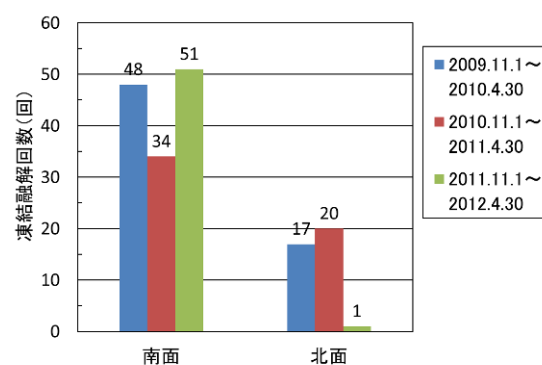


図-53 緩衝材の凍結融解回数

間の平均は南面で45回程度、北面で13回程度であった。北面で2011年11月～2012年4月の凍結融解回数が少なかったのは、積雪が多かったため温度が低い状態で雪底に覆われたことにより、0℃以下の期間が長かったことが原因と考えられる。

e) 凍結融解作用を受けた緩衝材の性能

図-54に凍結融解試験の温度履歴を、図-55に凍結融解500サイクルまでの緩衝材の圧縮残留ひずみを示す。試験の結果、緩衝材の圧縮残留ひずみは凍結融解0サイクルと500サイクル後ではともに30%程度でほとんど差が無く、緩衝材の性能低下は生じていないといえる。なお、d)の結果から、緩衝材が1年間

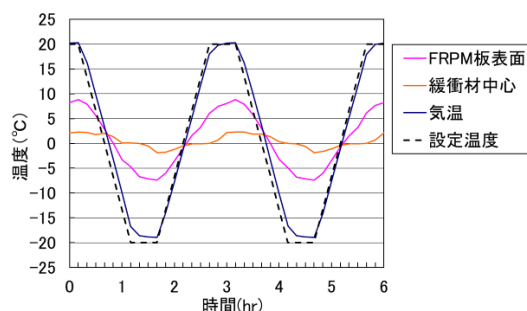


図-54 試験槽内および試験片の温度履歴

に受ける凍結融解回数は南面で45回程度であり、これを500サイクルに当てはめると約11年に該当することから、10年以上は施工時と同等の復元性が保たれるものと考えられる。また、吸水率は500サイクル後も 0.015g/cm^3 と僅かであり、アンカーを引き抜く程の凍上力は働かないと考えられる（図-56）。

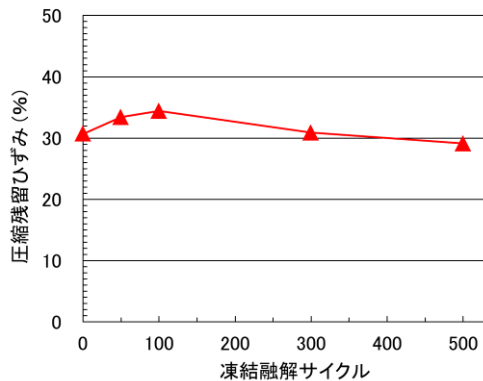


図-55 凍結融解作用と緩衝材の圧縮残留ひずみの関係

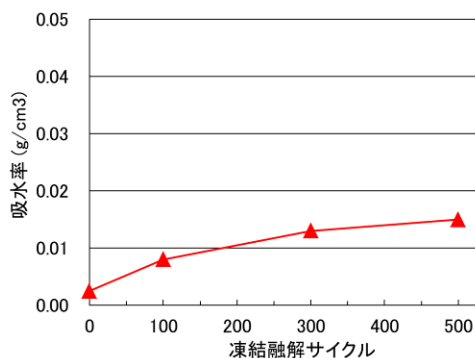


図-56 凍結融解作用と緩衝材の吸水率の関係

3.2.2 室内試験での補修工法の耐久性評価^{33), 34)}

積雪寒冷地のコンクリート開水路において、施工後の表面被覆材が受ける劣化外力を再現することを目的とした、表面被覆材の付着耐久性を評価する凍結融解試験方法に関する検討を行った。ここでは、まず、凍結融解試験方法の具備すべき条件について整理した。次に、整理した条件を基に試験方法の開発を試みた。そして、開発した試験方法の劣化促進能力を確認するため、各種補修材料を用いた試験を行った。

(1) 凍結融解試験方法の具備すべき条件

表面被覆材の凍結融解作用に対する抵抗性に関しては、コンクリートの耐凍害性を評価する手法として規定されている種々の凍結融解試験方法を活用して評価する場合が多い。JIS A 1148「コンクリート

の凍結融解試験方法」、RILEM CDF 試験といった既往の試験方法が適用されており、コンクリートの凍結融解抵抗性と比較することにより、その耐久性を評価している。また、JIS A 6909「建築用仕上塗材」7.10に規定される温冷繰返し試験を適用する場合もある²⁷⁾。しかしながら、こうした既往の試験方法はあくまでコンクリートや建築用材料の性能を評価する試験方法であり、コンクリート開水路の表面被覆材を評価する場合には留意が必要である。例えば、表面被覆材をJIS A 1148により評価する場合、試験は表面被覆材により全面が被覆されたコンクリート試験体を用いて行われる。表面被覆材の防水性が高ければコンクリート試験体内に水分は取り込まれず、凍結融解作用は発生しない。これに対して実構造物では、躯体表面以外に表面被覆材を施すことは難しいため、躯体背面から内部への水分の侵入を完全に防止することはできず、よって凍結融解作用自体は抑止されない。従って、コンクリートに凍結融解作用が発生した場合の表面被覆材の耐久性に関しては評価できていないことになる。このように、既往の試験方法は必ずしもコンクリート開水路の表面被覆材が受ける劣化外力を再現できていない。即ち、躯体背面から吸収された水分の凍結融解作用による付着性の低下に対する抵抗性については、十分に評価できないことが考えられる。

こうした既往の試験方法における課題を解決するため、凍結融解試験方法の開発に際し、①水分は試験体の背面側から吸収させること、②試験体の表面側の気温と背面側の水温との間に差を設けられること、③試験体の背面側からの吸水に際しては水圧を作用させられること、を条件とした。

(2) 凍結融解試験方法の開発

本研究では、まず、表面被覆材を施したモルタル試験体の背面側から水分を吸収させ、表面側において温度変化を生じさせることにより、モルタル試験体と表面被覆材との界面付近に凍結融解作用を発生させる凍結融解試験（以下、背面吸水凍結融解試験と呼ぶ）を行った。次に、凍結融解作用時に試験体内に水分を十分に保持させ、表面被覆材に対して十分な劣化促進効果を得ることを目的として、1サイクル当たりの所要時間を24時間とした部分浸漬条件下における凍結融解試験（以下、部分浸漬凍結融解試験（24h/c）と呼ぶ）を行った。さらに、1サイクル当たりの所要時間を3時間とした部分浸漬条件下における凍結融解試験（以下、部分浸漬凍結融解試験（3h/c）と呼ぶ）を行い、最後に、試験体背面側から水圧を作用させた状態での凍結融解試験（以下、背面水圧凍結融解試験と呼ぶ）を行った。

1) 背面吸水凍結融解試験

背面吸水凍結融解試験は、試験体の背面側から吸水させる毛管浸透法による吸水試験³⁵⁾を行いつつ、気槽部において温度変化を生じさせる試験方法である。試験方法の概要を図-57に示す。本試験は、図中に示す背面吸水式凍結融解試験装置を用いて行う。本装置は、気温および湿度の制御が可能な気槽部と、水温の制御が可能な水槽部から構成され、両槽部は断熱材部により隔てられる。試験体は、断熱材部に、表面被覆材塗布面を気槽部側に向けて設置する。これにより、水槽部側から、即ち試験体の背面側から水分を吸収させることが可能となり、また、気槽部と水槽部との間に温度差を設けることにより、試験体の表面側の気温と背面側の水温との間に差を設けることができる。試験体は、最大 30 体を同時に設置することができる³⁶⁾。試験条件は、RILEM CIF 試験および JIS A 1148 を参考に、気槽部の温度を最高温度 20℃、最低温度-20℃、1 サイクル当たりの所要時間を 3 時間(20℃×0.5 時間 → 20℃～-20℃×1.0 時間 → -20℃×0.5 時間 → -20℃～20℃×1.0 時間)とし、水槽部の温度を 2℃とした。試験サイクル数は、300 サイクルとした。

2) 部分浸漬凍結融解試験 (24h/c)

部分浸漬凍結融解試験は、部分浸漬法による吸水試験³⁵⁾を行いつつ、気槽部において温度変化を生じさせる試験方法である。試験方法の概要を図-58に示す。

部分浸漬凍結融解試験 (24h/c) は、1 サイクル当たりの所要時間を延長することで、試験体内において高い含水状態を保持することができ、また、現場条件に最も近い条件を再現することが期待できる。本研究では、その他の試験方法における試験結果との比較を行うため、本試験を行った。試験条件は、RILEM CIF 試験および ASTM C672 を参考に、気槽部の温度を最高温度 20℃、最低温度-20℃、1 サイクル当たりの所要時間を 24 時間(-20℃×16 時間 → 20℃×8 時間)とし、試験サイクル数を 300 サイクルとした。

3) 部分浸漬凍結融解試験 (3h/c)

部分浸漬凍結融解試験 (3h/c) は、部分浸漬凍結融解試験において 1 サイクル当たりの所要時間を短縮した試験方法である。試験条件は、RILEM CIF 試験および JIS A 1148 を参考に、気槽部の温度を最高温度 20℃、最低温度-20℃、1 サイクル当たりの所要時間を 3 時間(20℃×0.5 時間 → 20℃～-20℃×1.0 時間 → -20℃×0.5 時間 → -20℃～20℃×1.0 時間)とし、試験サイクル数を 300 サイクルとした。



試験装置外観

凍結融解試験状況

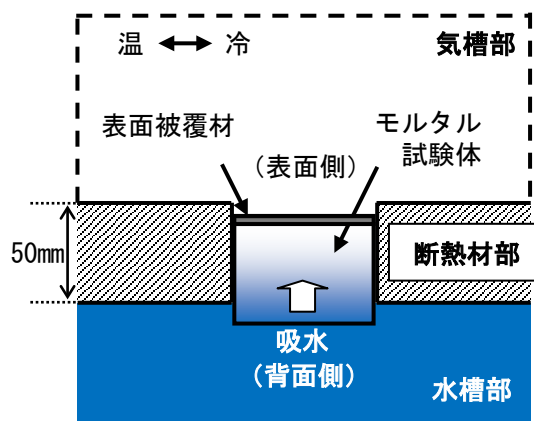


図-57 背面吸水凍結融解試験の概要

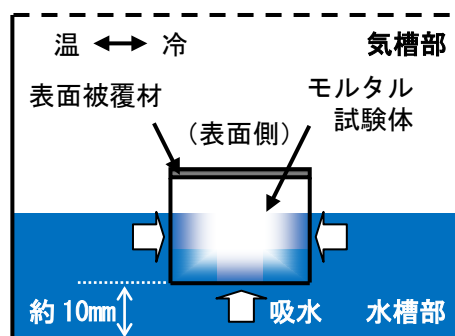


図-58 部分浸漬凍結融解試験の概要

4) 背面水圧凍結融解試験

背面水圧凍結融解試験は、試験体を耐圧容器内に設置し、試験体の背面側および側面側から水圧を作用させる水圧試験を行いつつ、気槽部において温度変化を生じさせる試験方法である。試験方法の概要を図-59に示す。試験条件は、部分浸漬凍結融解試験 (3h/c) と同様に、RILEM CIF 試験および JIS A 1148 を参考にして、気槽部の温度を最高温度 20℃、最低温度-20℃、1 サイクル当たりの所要時間を 3 時間(20℃×0.5 時間 → 20℃～-20℃×1.0 時間 → -20℃×0.5 時間 → -20℃～20℃×1.0 時間)とし、試験サイクル数を 300 サイクルとした。作用させる水圧は、背面土中の地下水位と水路底盤面との水頭差を 2m とした場合に作用する圧力が 0.02MPa であることから、0.02MPa とした。

(3) 凍結融解試験方法の劣化促進能力の確認

開発した凍結融解試験方法の劣化促進能力を確認するため、各種補修材料を用いた試験を行った。

1) 試験概要

a) 使用材料

試験に用いたモルタル試験体の配合は、JIS R 5201に規定されるモルタルの配合に準拠し、水セメント比 $W/C=50\%$ 、砂セメント比 $S/C=3.0$ とした。セメントの種類は、普通ポルトランドセメントである。また、凍結融解試験中の極度の脆弱化を防止するため、AE剤をセメント量に対し0.01%添加し、空気量を5.4%に調整した。試験体の寸法は、縦70mm×横70mm×厚さ50mmである。モルタル打設後、7日間経過後に脱型し、気中で6月間の養生を行った。養生期間経過後、試験体の表面をグラインダーにて下地処理し、各補修材料を施した。

試験に供した補修材料の種別および塗布厚（塗布量）を表-9に示す。補修材料は、いずれも市販されている材料を用い、塗布厚（塗布量）は各カタログに記載されている標準値としている。1m²当たりの標準値から試験体1体当たりの塗布量を算出し、塗布を行った。補修材料は、モルタルに対する付着性を発現する機構が異なる4種類を選定した。有機系表面被覆材PUは、コンクリート開水路に限らず、凍害を対象とした工法として一般的に用いられているものである。無機系断面修復材SMは、モルタル注入工法などで用いられる無収縮モルタルを用いるものである。主に予防保全対策に用いられる表面含浸材からは、シラン系表面含浸材Silaneおよびけい酸塩系表面含浸材Silicateの2種類を選定した。シラン系表面含浸材では撥水効果が期待できる材料を、けい酸塩系表面含浸材では塗布面において強度の増進効果が期待できる材料を選定している。各材料の所定養生期間経過後、凍結融解試験を行った。試験体数は、試験方法毎に各3体とした。なお、Silicateでは背面水圧凍結融解試験は行っていない。

b) 試験方法

各凍結融解試験に際しては、モルタル試験体内に水分を保持させ易くするため、前工程として水中浸漬を行った。浸漬時間は、コンクリートの毛管浸透性に関する既往の研究結果³⁷⁾を参考に、20℃で7日間とした。水中浸漬終了後、前述の試験条件にて各凍結融解試験を行った。各試験における任意の試験時間（1または2サイクル分）の槽内および試験体表面の温度履歴を図-60に示す。部分浸漬凍結融解試験（24h/c）では、凍結行程において水槽内の水がほぼ全て凍結した。なお、各試験に際しては、比較のため、補修材料を塗布していない試験体（無塗布試験

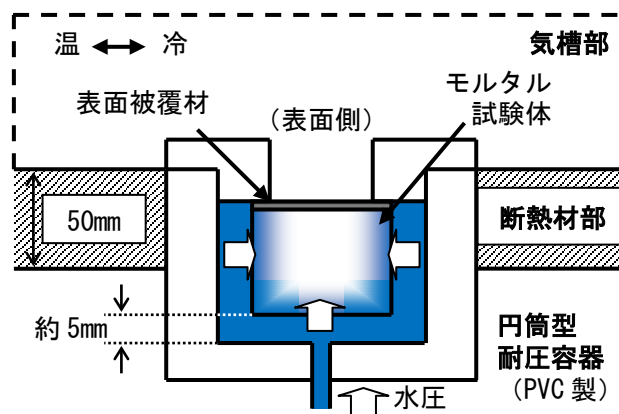
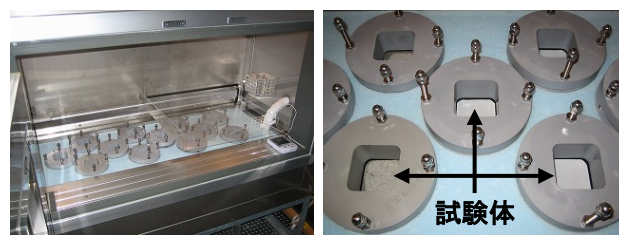


図-59 背面水圧凍結融解試験の概要

表-9 試験に供した補修材料の種別および塗布厚

記号	種別 (使用材料)	塗布厚 (塗布量)
PU	有機系表面被覆材 (柔軟型ポリウレタン樹脂系)	150μm
SM	無機系断面修復材 (無収縮モルタル)	10 mm
Silane	シラン系表面含浸材	200 g/m ²
Silicate	けい酸塩系表面含浸材	250 g/m ²

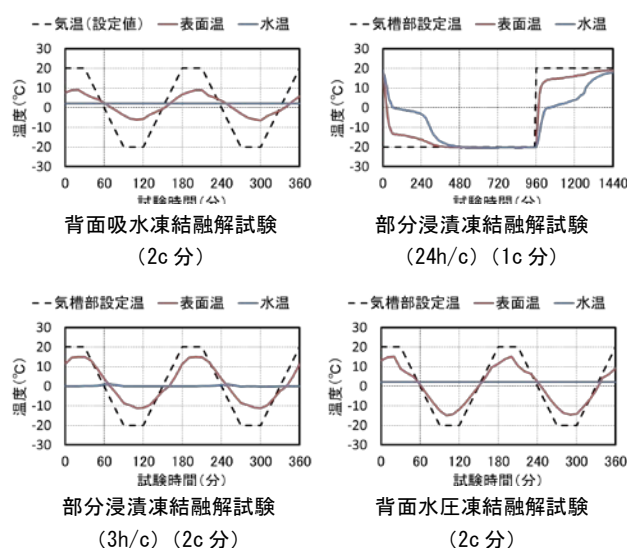


図-60 槽内および試験体表面の温度履歴

体B)の試験を併せて行った。

凍結融解試験に際しての測定項目は、吸水率、表面水分率、相対動弾性係数、ならびに付着強さとした。吸水率 ($W_a\%$) の算出では、JSCE-K 571「表面含浸材の試験方法 (案)」6.4 吸水率試験の算出方法を参考に、凍結融解試験開始後の吸水率を測定した。試験開始時の試験体質量 (W_{a0} g) および試験開始時から所定サイクル数経過後の試験体質量 (W_{ai} g) より、式(13)を用いて算出した。

$$W_a = (W_{ai} - W_{a0}) / W_{a0} \times 100 \quad (13)$$

表面水分率は、高周波容量式表面水分計 (ケット科学研究所社製HI-520型) を用いて、試験体表面において測定した。相対動弾性係数の算出では、コンクリートの超音波伝播速度と動弾性係数との関係について調べた既往の研究結果^{38), 15)}を参考に、凍結融解試験開始後の相対動弾性係数を測定した。所定サイクル数経過後の超音波伝播速度 (V m/s) から、式(14)により動弾性係数 (E_d GPa) を算出し、式(15)により相対動弾性係数を算出した。 E_{dn} は試験サイクル数 n サイクル後の動弾性係数、 E_{d0} は試験開始時の動弾性係数である。超音波伝播速度は、超音波試験機 (プロセック社製TICO型) を用いて、発・受振子を試験体側面中央に配置して、透過法により測定した。

$$E_d = 4.0387 V^2 - 14.438 V + 20.708 \quad (14)$$

$$\text{相対動弾性係数 (\%)} = E_{dn} / E_{d0} \times 100 \quad (15)$$

付着強さは、JSCE-K 531「表面被覆材の付着強さ試験方法 (案)」を参考に、試験サイクル数300サイクル後の試験体を用いて測定した。試験時の最大荷重 (T N) から、式(16)により算出した。

$$\text{付着強さ (N/mm}^2\text{)} = T / 1600 \quad (16)$$

2) 試験結果および考察

各凍結融解試験における試験サイクル数と吸水率との関係を図-61～64に、表面水分率との関係を図-65～68に、相対動弾性係数との関係を図-69～72に、付着強さの試験結果を図-73に示す。図中のNは、背面吸水凍結融解試験期間 (約900時間) 中に継続して室温にて水中浸漬を行った試験体の試験結果である。また、図-73のRは背面吸水凍結融解試験期間中に継続して室温にて気中に放置した試験体の試験結果である。

a) 凍結融解試験方法の特性

吸水率は、試験期間中に凍結融解作用に寄与する水分が保持されるか否かを確認することを目的として測定している。一方、表面水分率は、試験体の中でより表面に近い部分に水分が保持されているか否かを確認することを目的として測定している。いずれの試験体においても、吸水率、表面水分率ともに

顕著な変化はみられなかったが、補修材料間、試験方法間にはそれぞれ差異がみられた。

吸水率では、背面吸水凍結融解試験において、水中浸漬試験体 N および有機系表面被覆材塗布試験体 PU の各試験値は、試験サイクル数の増加とともに緩やかな上昇傾向を示したが、無塗布試験体 B、無機系断面修復材塗布試験体 SM、シラン系表面含浸材塗布試験体 Silane、けい酸塩系表面含浸材塗布試験体 Silicate の各試験値は、試験開始時の値に比べほとんど変化はなかった。これは、凍結時における試験体表面からの水分の逸散が影響したものと考えられる。PU では、試験体表面から水分を逸散させることができないため、N と同様の上昇傾向を示したと推定される。一方、背面吸水凍結融解試験に

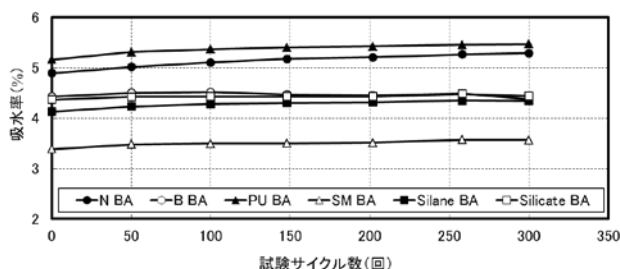


図-61 背面吸水凍結融解試験 吸水率

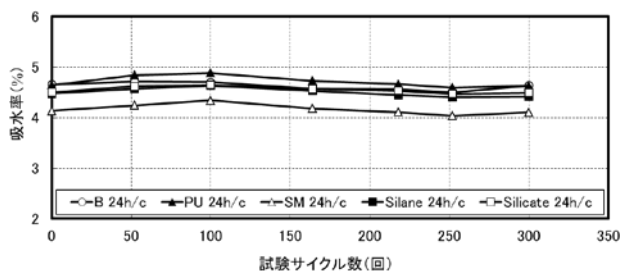


図-62 部分浸漬凍結融解試験 (24h/c) 吸水率

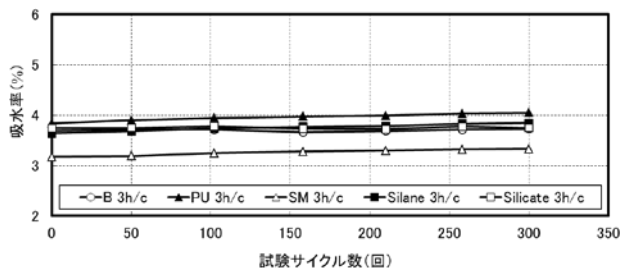


図-63 部分浸漬凍結融解試験 (3h/c) 吸水率

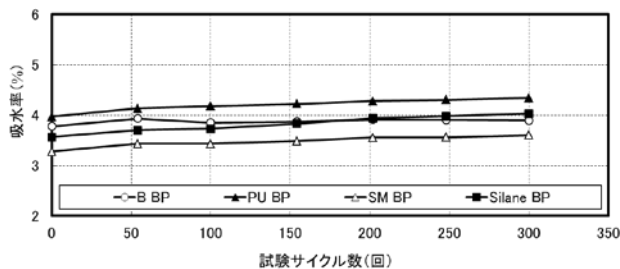


図-64 背面水圧凍結融解試験 吸水率

おいてみられたこの上昇傾向は、背面水圧凍結融解試験では全ての試験体でみられた。凍結時における試験体表面からの水分の逸散の影響による含水状態の低下が、水圧の作用により解消されたためと考えられる。水分を逸散させることができないPUの上昇傾向は保持される一方で、試験体表面付近に水分を保持させることが難しいSilaneにおいても明確な上昇傾向がみられた。また、部分浸漬凍結融解試験(24h/c)では、試験サイクル数164サイクル以後、低下傾向がみられた。これは、含水状態の低下によるものではなく、試験体自体の質量の減少が影響したためと考えられる。前述のように、吸水率は試験前後の試験体質量より算出している。試験後の試験体では、補修材料との界面付近においてモルタ

ル試験体のスケールが確認されており、このため試験体自体の質量が減少し、低下傾向を示すようになったと推定される。

表面水分率では、Silaneの試験値が他の試験値に比べ小さい値となった。これは、シラン系表面含浸材が有する撥水効果によるものと考えられる。即ち、Silaneでは、試験体表面付近に水分を保持することができないため、小さい値になったと推定される。また、背面吸水凍結融解試験においてほぼ全ての試験体でみられた低下傾向が、特に部分浸漬凍結融解試験(3h/c)、背面水圧凍結融解試験においてみられなかった。Silaneにおいても、試験値は他の試験体に比べ小さいものの、試験体表面付近に一定の水分が保持されるようになったと考えられる。

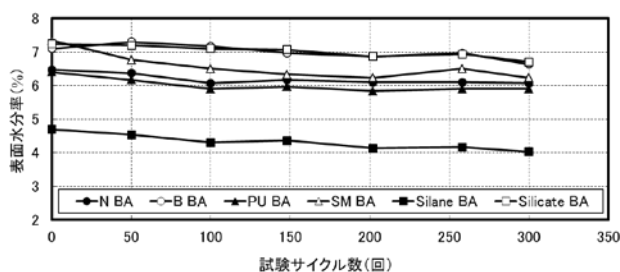


図-65 背面吸水凍結融解試験 表面水分率

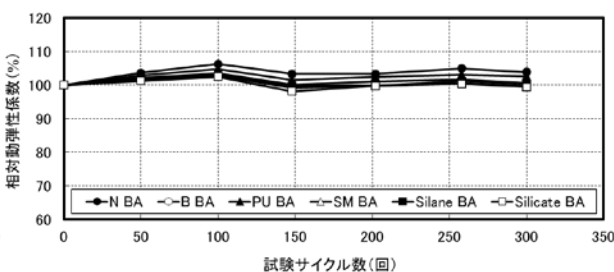


図-69 背面吸水凍結融解試験 相対動弾性係数

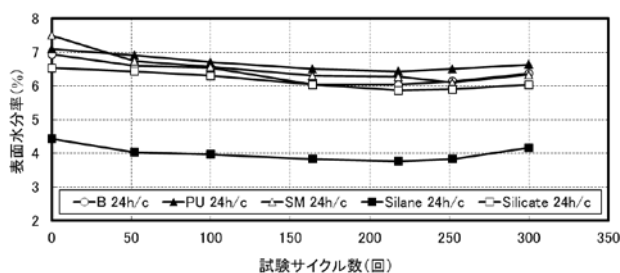


図-66 部分浸漬凍結融解試験(24h/c) 表面水分率

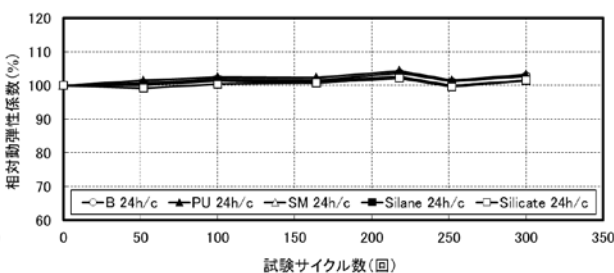


図-70 部分浸漬凍結融解(24h/c) 相対動弾性係数

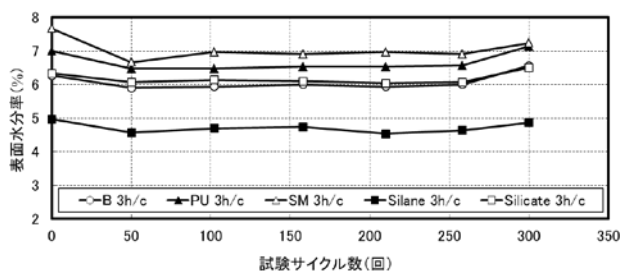


図-67 部分浸漬凍結融解試験(3h/c) 表面水分率

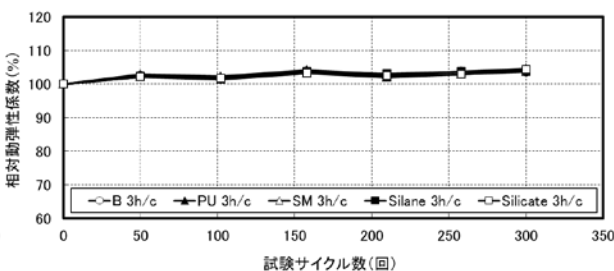


図-71 部分浸漬凍結融解(3h/c) 相対動弾性係数

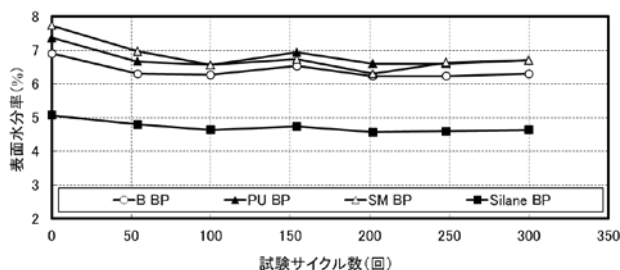


図-68 背面水圧凍結融解試験 表面水分率

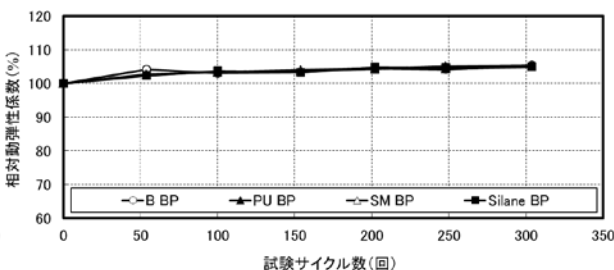


図-72 背面水圧凍結融解試験 相対動弾性係数

相対動弾性係数は、凍結融解試験によりモルタル試験体の劣化が再現されるか否かを確認することを目的として測定している。いずれの試験体においても、相対動弾性係数に顕著な変化はみられなかったが、背面水圧凍結融解試験において若干の上昇がみられた。本試験で作製したモルタル試験体には試験期間中の極度の脆弱化を防止するため AE 剤を添加しており、このためモルタル試験体の劣化は最小限に抑えられていることが考えられるが、その状況下で含水状態が上昇することにより、試験値も上昇したものと推定される。外観上スケーリングが確認される部分浸漬凍結融解試験 (24h/c) においても低下傾向はみられておらず、本試験において相対動弾性係数を判定指標とすることは難しいものと考えられる。

付着強さは、各補修材料の付着強さ、即ち試験体の表面付近の引張強さが低下するか否かを確認することを目的として測定している。試験後の主な破断状態は、気中放置試験体 R、N、B、PU、Silane、Silicate においてはモルタル試験体内の破断、SM においてはモルタル試験体との界面付近における無機系断面修復材内の破断であった。試験値は総じて大きい値となったが、補修材料間、試験方法間にはそれぞれ差異がみられた。いずれの凍結融解試験においても、R や N に比べ B の試験値は小さい値となり、凍結融解作用による影響が確認された。また、背面吸水凍結融解試験では、この傾向は、PU においてより顕著にみられた。モルタル試験体と有機系表面被覆材との界面付近において、凍結融解作用によるモルタルの脆弱化が促進されたためと考えられる。一方、SM、Silane、Silicate の試験値は、いずれも N や B に比べ大きい値となった。SM では、試験後の主な破断状態が無機系断面修復材内の破断となり、断面修復材における凍結融解作用が大きくなったことが考えられた。SM の塗布厚は 10 mm と他の試験体に比べ大きく、凍結時においてもモルタル試験体にまで凍結深が及ばなかった可能性も考えられた。Silane では凍結時の水分の不足が、Silicate ではモルタル試験体に対する強度の増進効果が影響したものと推定された。一方、部分浸漬凍結融解試験 (24h/c)、部分浸漬凍結融解試験 (3h/c)、背面水圧凍結融解試験では、Silane や SM においても、付着強さ、即ち表面付近の引張強さを低下させることが分かった。

部分浸漬凍結融解試験 (24h/c) は、前述のように、現場条件に最も近い条件を再現できるという利点がある。被着対象であるモルタル試験体内の含水状態を高く保持できる、表面被覆材の養生促進効果も再

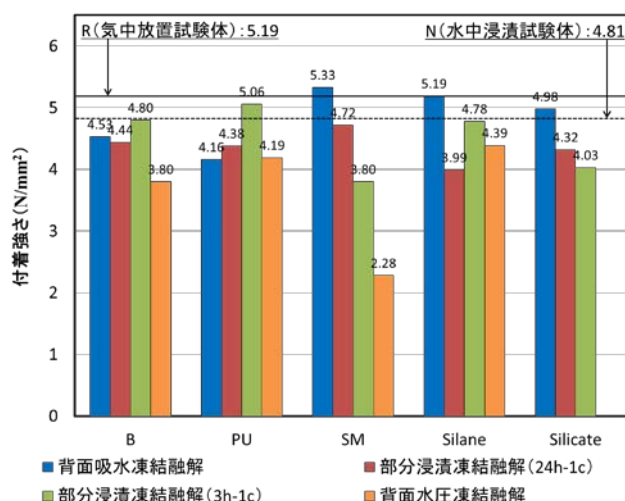


図-73 付着強さ試験結果

現できるという長所を持つ一方で、試験期間が長期に及ぶため性能評価手法としては適用し難いという短所を併せ持つ。一方、背面吸水凍結融解試験や背面水圧凍結融解試験は、所要の劣化促進能力を有しており、また、試験期間も短期であるため優れた性能評価手法といえる。しかし、試験装置や圧力容器など専用機器を必要とするため、汎用化を図る上で課題を有する。今後は、こうした課題の解決を念頭に置いた試験方法の開発が必要であると考えられる。

b) 表面含浸工法および断面修復工法の付着耐久性

本研究の試験結果からは、総じて高い試験値が得られた付着強さの試験結果からも明らかなように、凍結融解作用のみをもって表面含浸材や無機系断面修復材工法の付着強さ、即ち試験体の表面付近の引張強さを著しく低下させることは難しいことが分かった。表面含浸材ではその撥水効果により凍結融解が作用し易い表面付近の水分を低減させることができ、無機系断面修復材ではその塗布厚により凍結深を躯体にまで到達させ難くすることが期待できる。

一方で、積雪寒冷地に位置するコンクリート開水路に施工されたこれらの材料に、はく離などの付着強さや表面付近の引張強さの低下に起因する特有の変状が発生しているのもまた事実である。今後は、これら変状の発生原因を解明するとともに、水路内の流水に曝されることによる化学的な変質を伴う摩耗現象³⁹⁾など、他の劣化外力との複合劣化も含めた試験方法の開発も必要であると考えられる。

4. まとめ

本研究では、コンクリート開水路の凍害診断技術の開発、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発、ならびに各々の技術開発結果に基づいた

マニュアルの作成を最終的な達成目標としている。平成23年度および平成24年度においては、コンクリート開水路の凍害診断技術の開発では開水路の凍害劣化機構の精査と凍害診断手法の開発を、寒冷地における農業水利施設の維持管理技術の開発では現地調査と室内試験による開水路補修工法の耐久性評価に関する検討を行った。

開水路の凍害劣化機構の精査に関する研究では、劣化機構を把握するために必要となる基礎データの取得を目的とした、開水路側壁の冬期の温度変化および水分供給状況の調査を行い、凍害劣化部における温度条件と凍結融解作用時の融雪水の影響を確認した。今後は、現地調査により得られた基礎データ、凍結融解試験を行ったコンクリート試験体の分析結果、実構造物より採取した試験体の分析結果などに基づき、凍害劣化の進行予測手法の検討を行う。

開水路の凍害劣化の診断手法に関する検討では、目視調査による凍害診断における留意点を整理した。また、超音波法による凍害劣化深さの推定手法に関する検討を行った。さらに、衝撃弾性波法、機械インピーダンス法による側壁の内部変状の検出を試みた。今後は、これらの非破壊調査手法の適用性および適用範囲を明らかにする。

現地調査による開水路補修工法の耐久性評価では、現地試験施工区間において無機系および有機系の各表面被覆工法、ならびにパネル取付け工法の適用性を確認するとともに、パネル取付け工法の水路躯体に対する凍結融解作用抑制効果を検証した。今後は、同区間における追跡調査を継続実施してその耐久性を検証するとともに、各種補修工法の補修効果の確認手法に関する検討を行う。

室内試験による評価手法の開発では、開水路において施工後の表面被覆材が受ける劣化外力を再現することを目的とした凍結融解試験方法を開発し、各種補修材料を用いた確認試験により本試験方法の劣化促進能力を確認した。今後は、コンクリート開水路において適用実績を有する表面被覆材の試験・評価・分析を行い、本試験方法における最適な試験条件および判定指標を確認するとともに、実構造物における供用期間との相関性（耐用年数）の解明を行う予定である。

参考文献

- 1) 食料・農業・農村基本計画、2010
- 2) 岩村和平：最近の農業農村整備を巡る諸情勢、平成23年度第2回土地改良研修会講演資料、2012
- 3) 農林水産省農村振興局：平成21年度農業基盤情報基礎調査報告書、pp.61-82、2011

- 4) 金田敏和・佐藤智・石神暁郎・小野寺康浩・中村和正・緒方英彦：凍害が生じているコンクリート開水路側壁における冬期の温度条件と水分供給状況、寒地土木研究所月報、第706号、pp.30-37、2012
- 5) 緒方英彦・高田龍一・鈴木哲也・山崎大輔・佐藤周之：RC開水路の側壁内部における凍害ひび割れの発生形態、水土の知、第78巻、5号、pp.29-33、2010
- 6) 田畑雅幸・洪悦郎・鎌田英治：コンクリートの耐凍害性におよぼす環境要因の影響、セメント技術年報、Vol.37、pp.349-352、1983
- 7) 佐藤智・金田敏和・石神暁郎・周藤将司・緒方英彦：RC開水路の目視による凍害診断の留意点、水土の知、第81巻、2号、pp.31-34、2013
- 8) 緒方英彦・高田龍一・野中資博・服部九二雄：RC開水路の凍害、水土の知、第76巻、9号、pp.31-34、2008
- 9) 岡本修一・魚本健人：凍結融解による劣化への初期ひび割れの影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.2、pp.913-918、1998
- 10) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術、基礎編、pp.69-182、2011
- 11) 緒方英彦・金田敏和・石神暁郎・周藤将司：凍結融解作用による開水路側壁の内部変状に対する目視調査および超音波試験の考察、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.1、pp.892-897、2012
- 12) 石神暁郎・金田敏和・蒔苗英孝・会沢義徳・西田真弓・佐藤智：超音波伝播速度の測定によるコンクリート開水路の凍害診断、水土の知、第80巻、6号、pp.13-16、2012
- 13) 石神暁郎・金田敏和・佐藤智・周藤将司・緒方英彦：超音波を用いたコンクリート開水路の凍害劣化深さの推定、農業農村工学会論文集、第283号、pp.87-98、2013
- 14) 西林新蔵・小柳洽・渡邊史夫・宮川豊章：コンクリート工学ハンドブック、朝倉書店、pp.523-530、2009
- 15) 緒方英彦・野中資博・藤原貴央・高田龍一・服部九二雄：超音波法によるコンクリート製水路の凍害診断、コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関するシンポジウム論文集、pp.63-70、2006
- 16) 柏忠二・明石外世樹・小阪義夫：コンクリートの非破壊試験法一日欧米の論文・規格・文献一、富士物産、pp.35-49、1981
- 17) 物理探査学会：物理探査ハンドブック、pp.117-151、1999
- 18) 魚本健人：コンクリート構造物のマテリアルデザイン、オーム社、p.65、pp.158-175、2007
- 19) 遠藤裕丈・田口史雄・林田宏・草間祥吾：非破壊による凍害深さの評価、コンクリートの凍結融解抵抗性

- の評価方法に関する研究委員会報告書論文集、pp.293-298、2008
- 20) 青木繁伸：二本の直線による折れ線回帰、群馬大学、<http://aoki2.si.gunma-u.ac.jp/lecture/stats-by-excel/vba/html/oresen-kaiki.html>、2006
- 21) 下村雄介・鎌田敏郎・内田慎哉・六郷恵哲：超音波に基づく表面から深さ方向へのコンクリートの品質評価手法、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、No.1、pp.1907-1912、2006
- 22) 土木学会：弾性波法によるコンクリートの非破壊検査に関する委員会報告およびシンポジウム論文集、2004
- 23) 岡本修一・魚本健人：細孔構造からみた凍結融解による劣化機構に関する基礎研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.1、pp.901-906、1997
- 24) 超音波便覧編集委員会：超音波便覧、丸善、pp.3-5、1999
- 25) 石神暁郎・佐藤智・蒔苗英孝・西田真弓・周藤将司・緒方英彦：衝撃弾性波法によるコンクリート開水路側壁の内部変状調査、平成 25 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2013（投稿中）
- 26) 例えば、稲葉健司・國見圭嗣：コンクリート開水路の凍害対策工法の施工事例、第 61 回農業農村工学会北海道支部研究発表会講演集、pp.24-29、2012
- 27) 土木学会：表面保護工法 設計施工指針（案）、コンクリートライブラリー119、pp.1-54、pp.55-67、[工種別マニュアル編] pp.1-141、2005
- 28) 北海道開発局農業水産部農業計画課・函館開発建設部・旭川開発建設部・土木研究所寒地土木研究所：寒冷地における用水路の劣化と保全—ストックマネジメントの取組み—、第 53 回北海道開発技術研究発表会、2010
- 29) 北海道開発局農業水産部農業計画課・函館開発建設部・旭川開発建設部・土木研究所寒地土木研究所：寒冷地における用水路の劣化と保全—機能診断手法の提案と対策工法の評価—、第 55 回北海道開発技術研究発表会、2012
- 30) 佐藤智・石神暁郎・金田敏和：FRPM 板と緩衝材を用いた表面被覆工法の寒冷地での耐久性およびコンクリート開水路に対する凍結融解作用抑制効果、コンクリート工学年次論文集、2013（投稿中）
- 31) 気象庁：アメダスデータ（和寒）、気象庁 HP、<http://www.jma.go.jp/jp/amedas/>
- 32) 農業用水路クイックパネル工法研究会：クイックパネル工法技術資料、p.11、2009
- 33) 石神暁郎・佐藤智・金田敏和・中村和正：農業用コンクリート水路における表面被覆材の凍結融解試験方法に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.1、pp.1648-1653、2012
- 34) 石神暁郎・佐藤智・中村和正：コンクリート開水路における表面保護工法の凍結融解試験方法、コンクリート工学年次論文集、2013（投稿中）
- 35) 笠井芳夫：コンクリート総覧、技術書院、pp.442-452、1998
- 36) 佐藤智・石神暁郎・金田敏和・中村和正：コンクリート開水路の凍害補修工法の性能評価法に関する一考察、第 60 回農業農村工学会北海道支部研究発表会講演集、pp.30-33、2011
- 37) 越川茂雄・萩原能男：コンクリートの毛管浸透試験方法に関する研究、土木学会論文集、第 426 号、V-14、pp.183-191、1991
- 38) 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
- 39) 石神暁郎・森充広・渡嘉敷勝・増川晋：農業用水路コンクリートに生じる摩耗現象と促進試験方法に関する検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.1、pp.805-810、2005

STUDY ON A METHOD OF DIAGNOSING FROST DAMAGE TO AGRICULTURAL IRRIGATION FACILITIES AND INVESTIGATION OF DURABILITY ENHANCEMENT TECHNOLOGY

Budget : Grants for operating expenses General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Cold-Region Agricultural Development Research
Group (Irrigation and Drainage Facilities)
Director for Cold-Region Technology
Development Coordination (Cold- Region
Technology Promotion Division)

Author : NAKAMURA Kazumasa
SATO Satoshi
KANETA Toshikazu
ISHIGAMI Akio
NAKAYA Toshikatsu
NOZAWA Kazuhiro
NAGAHATA Masahiro

Abstract : This study is designed to develop technical methods for diagnosing frost damage of concrete canals and maintaining agricultural irrigation facilities in cold regions. These are expected to sustain the functionality of agricultural irrigation facilities, which are social infrastructure, in such regions. This paper outlines the results of research projects in FY 2011 and FY 2012.

In a detailed examination of the deterioration mechanism of frost damage at open canals, we investigated winter temperature variations and moisture supply conditions of the canal's sidewalls. Accordingly, we verified that the temperature varies at the frost-deteriorated sections and that snowmelt affects the deterioration over the course of the freeze-thaw process. In the review of a method that diagnoses frost deterioration at open canals, we sum up considerations in the visual inspection of frost damage. Furthermore, we have been discussing methods for estimating frost damage depths that use ultrasonic waves and for detecting internal deformation on the sidewalls that use impact echoes and mechanical impedance.

In the durability evaluation of open canal repair techniques, we conducted onsite evaluations at the test construction section and additionally developed an indoor evaluation method. During the onsite evaluation, we examined the appropriateness of inorganic and organic surface coating methods as well as a panel installation method in a cold region. Also, we demonstrated that panel installation inhibits freeze-thaw in concrete in canal. In developing the indoor evaluation method, we devised a freeze-thaw experiment in which we reproduced an external force that causes the applied surface coating material on the open canals to deteriorate. Validation tests using different repair materials revealed that the method taken for this freeze-thaw experiment would be capable of accelerating material deterioration

Key words : agricultural irrigation facilities, concrete canal, frost damage, non-destructive inspection, durability evaluation, freezing and thawing test