

11.2 コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動及び評価に関する研究

研究予算：運営費交付金（重点）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：耐寒材料チーム

研究担当者：馬場道隆、林田 宏、内藤 勲、遠藤裕丈、
草間祥吾、安達 優

【要旨】

積雪寒冷地におけるコンクリート構造物は凍害、塩害との複合劣化を受けて耐久性は著しく低下する。このため、本研究では平成 21 年度にコンクリート構造物の凍害深さ等を把握するための凍害診断手法ならびに凍害劣化予測手法などの検討を行った。その結果、非破壊試験により凍害深さを把握する手法やスケーリング深さを定量的に把握する手法、さらに超音波伝播速度に対する水分の影響、スケーリングの進行性を水セメント比と凍結融解履歴年数から評価する手法も構築した。加えて、凍結融解作用によりコンクリート強度低下や鉄筋との付着力低下した曲げ破壊型の RC 梁の破壊性状がせん断破壊へと移行し、劣化程度が大きい供試体は最大荷重も低下することを明らかにした。

キーワード：凍害劣化、診断手法、非破壊試験、スケーリング、劣化予測、力学性能

1. はじめに

積雪寒冷地におけるコンクリート構造物の維持管理を計画的、効率的に行うためには、凍害診断手法や凍害劣化予測手法の確立が必要である。

これは、現在の凍害等診断が採取コアの分析などによる破壊調査がメインのため、比較的多くの時間・費用を有し、さらに、構造物へのダメージを与える。また、これまでいくつかの凍害劣化予測手法が提案されているが、これらの手法は、主に促進凍結融解試験結果をベースに構築されたものであり、実構造物の凍害劣化との関係は十分には明らかになっていないなどの課題を有しているためである。

そこで、本研究では、実構造物の調査結果をベースとした実構造物の凍害深さ等の劣化状況等の凍害診断手法などの検討ならびに凍害劣化予測手法の検討のため、凍・塩害等の劣化を受けたコンクリートの材料物性として鉄筋付着特性、診断技術として、シュミットハンマー、3D スキャナー、表面走査法、トモグラフィ、透過法について、また、劣化予測方法としてスケーリング進行性、さらに力学性能評価としては RC 梁の静的耐荷力について検討を行った。

以下に、平成 21 年度の各研究の成果報告を行う。

2. 超音波測定値と材料物性（鉄筋付着特性）の相関分析

2.1 研究の概要

凍害の影響を部材レベルで評価する場合、コンクリート自体の健全度に加え、部材を構成する鉄筋に及ぼす影響も評価する必要がある。2 章では、鉄筋の付着特性に及ぼす凍害の影響について評価を行った。

2.2 室内促進試験概要

2.2.1 コンクリート配合・使用材料

表-2.1 に試験に用いたコンクリートの配合を示す。配合は、北海道開発局道路橋設計要領¹⁾の RC-1 に準じ、水セメント比 55%、単位セメント量 280kg/m³ とした。セメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は除塩処理を施した苫小牧樽前産の海砂（密度 2.70g/cm³、吸水率 0.89%）、粗骨材は小樽見晴産の砕石（密度 2.68g/cm³、吸水率 1.07%、最大寸法 25mm）を使用した。凍害を促進させる理由から AE 剤は使用せずに練混ぜを行った。

2.2.2 供試体

供試体は、a)凍害の程度を評価する超音波伝播速度測定用と b)鉄筋付着力の低下度を評価する鉄筋付着応力度測定用の 2 種類を用意した。寸法は、前者は 100×100×400mm、後者は JSCE-G503-1999（鉄筋付着応力度の測定規格）にあわせる理由か

表-2.1 コンクリート配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)			
		W	C	S	G
55	44	154	280	840	1052

【備考】 W/C…水セメント比、s/a…細骨材率、W…水、C…セメント、S…細骨材、G…粗骨材

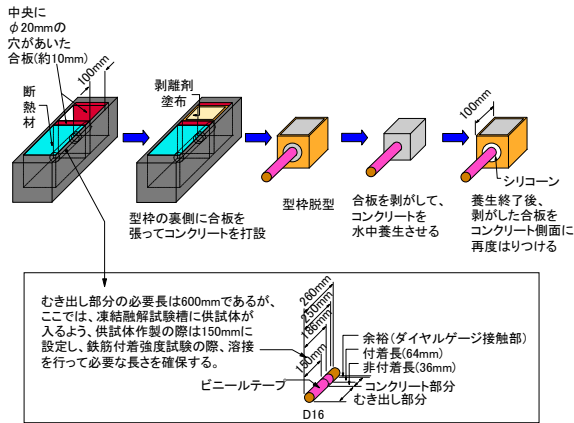


図-2.1 供試体（鉄筋付着応力度試験用）

ら、図-2.1 に示すように100×100×100mmとし、中央にφ16mmの異形棒鋼を埋設した。養生期間は28日（水中）とした。ともに、実構造物を想定して極力、水分の供給面を一面に限定するため、打設面以外の五面に厚さ2mmの合板を貼付けた。

2.2.3 実験内容

合板貼付け後、JIS A 1148（A法）に準拠し、3～4時間1サイクルの急速水中凍結融解試験（最低温度-18℃、最高温度5℃）を行った。供試体に与える凍結融解のサイクル数は0、7、14、28、50、100、173、200サイクルとした。

所定の凍結融解を与えた後、100×100×400mm供試体の中央部から100×100×100mm寸法の試料をコンクリートカッターで切り出し、深さ50mm位置の超音波伝播速度を透過法により求めた。超音波伝播速度は、凍結融解試験終了直後に測定した。

鉄筋付着応力度の測定は、JSCE-G503-1999に準じて、図-2.2に示すように長さ500mmの鉄筋を溶接して不足長を補った後、載荷板に据えて50N/mm²/min以下の速度で載荷し、付着応力度-すべり曲線を作成し、すべり量が0.002D（Dは鉄筋の直径）となる時の付着応力度を求めた。

2.3 結果および考察

実験から求めた超音波伝播速度と鉄筋付着応力度の関係を図-2.3に示す。凍結融解を与える前の鉄筋付着応力度は約11N/mm²であったが、凍結融

解によってコンクリートに劣化が生じ、超音波伝播速度が低下すると、それに連動して鉄筋付着応力度が低下する結果が示された。鉄筋付着応力度の低下は、超音波伝播速度が4.7km/s（相対動弾性係数100%）から3.7km/s（同54%）にかけて急速に進行し、それ以下になると0～2N/mm²程度まで低減することが確認され、鉄筋付着応力度の低下に及ぼす凍害の影響は極めて大きいことが実験により明らかとなった。図-2.3は、鉄筋の付着強度に及ぼす凍害の影響を考慮した部材の力学性能を照査する上で有用性は高いと考えられる。仮に、鉄筋付着応力度の許容値を4.2N/mm²に設定すると、超音波伝播速度の許容下限値は約3.9km/s（同61%）になると予想される。

2.4 まとめ

2章の実験結果より、鉄筋の付着特性に及ぼす凍害の影響は極めて大きいことが明らかとなった。

5章では部材の力学性能に及ぼす凍害の影響について研究を実施しているが、今後、本章で述べた基礎的実験の結果等を力学性能評価に利用できるようにしていく。

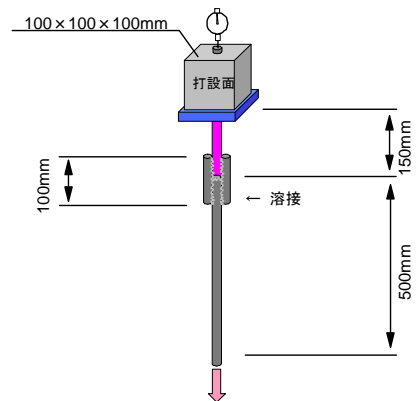


図-2.2 鉄筋付着応力度測定要領

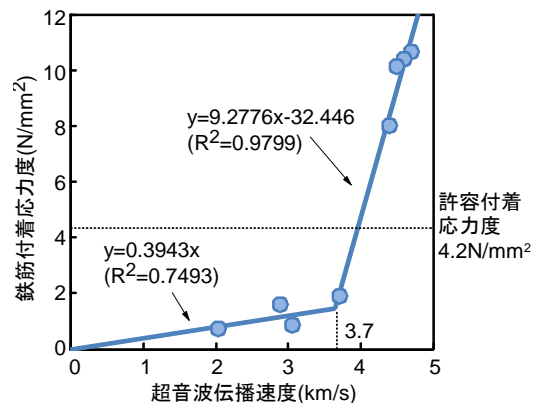


図-2.3 超音波伝播速度と鉄筋付着応力度の関係

3. 超音波等による凍害、複合劣化の深さ、程度の診断技術

凍害劣化を受けたコンクリート構造物が所要の性能を保持しているかどうか、また、性能低下の予測を行うためには、凍害による劣化を定量的に診断する必要がある。また、維持管理の実務では、凍害劣化を受けたコンクリート構造物に対して、補修などを経済的、効率的に行うため、劣化を受けている部分の広がり程度（以下、「凍害範囲」）の把握が必要となる。また、実構造物での凍害劣化は表面から徐々に内部へと進行するため、凍害による強度低下が進行している深さの劣化程度（以下、「凍害深さ」）を把握することが重要となる。さらに、調査にかかるコストや手間、また、破壊試験では構造物にダメージを与える可能性もあることなどから非破壊試験による方法で「凍害範囲」や「凍害深さ」を把握できることが望ましい。

そこで、3章では、以下に示すような凍害範囲や深さ等を診断する技術についての検討結果について述べる。

(1) 凍害範囲

- ・シュミットハンマー
- (2) 凍害深さ（スケーリング深さ）
 - ・3Dスキャナー
- (3) 凍害深さ（微細ひび割れ深さ）
 - ・表面走査法（非破壊試験）
 - ・トモグラフィー（非破壊試験）
 - ・透過法（破壊試験）

3.1 凍害劣化範囲

3.1.1 シュミットハンマー

(1) 研究概要

凍害劣化範囲を診断する方法として、コンクリート標準示方書^[維持管理編]³⁾では、目視やたたきによる方法に加えて、反発度に基づく方法を必要に応じて実施する調査を標準的なものとして位置づけている。凍害を生じていると思われる部分と、健全部分において反発強度を比較することにより、コンクリート組織の損傷の有無を判定することも可能と考えられるが、コンクリート構造物表面に健全部分が存在しない場合はこの方法の使用は困難である。

したがって、凍害による損傷程度を定量的に評価するためには、データの蓄積等に基づく凍害による損傷程度と反発強度の関係を明らかにすることが必要である。

そこで、本研究では、凍害劣化範囲を定量的に判断できるようなデータの蓄積を行うことなどを目的として、

凍害劣化を受けた実構造物を対象にシュミットハンマーを用いた調査、分析を行った。

(2) 調査方法

写真-3.1 に示すように河川樋門の「操作台」、「擁壁上部」、「擁壁中間部」、「擁壁喫水部」を対象として、以下の方法を用いて調査を行った。



写真-3.1 調査箇所

1) シュミットハンマー

JSCE-G 504-2007「硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法」に準じて調査を行った。なお、スケーリング等による測定面の凸凹は、砥石である程度平滑に磨いた後、測定を行った。

2) 外観目視調査

本調査における凍害劣化度の評価は、目視調査による半定量的なランク付けによる外観評点を用いて実施した。その凍害に関する外観評点は、ASTM C 672の室内試験における目視判定法に準じ、表-3.1によって行った。

3) 超音波伝播速度測定







調査箇所からコア（ $\phi=10\text{cm}$, $L=10\text{cm}$ ）を採取し、図-3.1に示すように、直径方向の超音波伝播速度測定を行った。なお、反発強度と比較を行う超音波伝播速度は、コア表面のスケーリングの状態および深触子の径（ $\phi=2\text{cm}$ ）を考慮し、コア表面から深さ1.5cmのデータを用いた（以下、この位置の超音波伝播速度を「VL」という。）。また、式(1)および式(2)⁴⁾を用いて超音波伝播速度から相対動弾性係数を求めた。なお、Edoの算出では健全とみなせる箇所の超音波伝播速度として各コアの深部の最速の超音波伝播速度のデータを用いた（以下、この超音波伝播速度を「V0」という。）。

$$Ed = 4.0387V^2 - 14.438V + 20.708 \quad (1)$$

$$\text{相対動弾性係数 (\%)} = \frac{E_{dn}}{E_{do}} \times 100 \quad (2)$$

ここに、 E_{dn} ：供用中のコンクリート構造物における動弾性係数 (GPa)、 E_{do} ：供用開始直後のコンクリート構造物における動弾性係数、もしくは供用開始直後の測定値がない場合は供用中のコンクリート構造物において健全とみなせる箇所の動弾性係数 (GPa)、 V ：超音波伝播速度 (km/s) である。

表-3.1 凍害劣化度の外観評点 (ASTM C 672)

点	劣化事例写真	点	劣化事例写真
0	 なし	1	 粗骨材の露出なし、深さ3mm以下の剥離
2	 評価1と評価3の中間程度の剥離	3	 粗骨材がいくつか露出する程度の剥離
4	 評価3と評価5の中間程度の剥離	5	 粗骨材が全面露出する程の激しい剥離

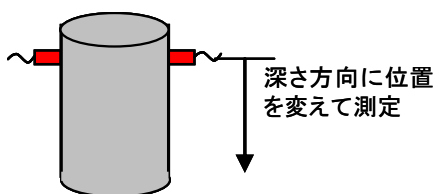


図-3.1 超音波伝播速度の測定

(3) 調査結果および考察

1) シュミットハンマーと外観評点

シュミットハンマーによる反発強度と外観評点の関係を図-3.2に示す。

健全部である外観評点「0」では、ばらつきも小さく、強度も高い。

しかし、凍害劣化を受けている可能性のある外観評点「1」以上の部分については、ばらつきが大きくなっている。また、ばらつきはあるものの外観評点が大

きくなるにつれて、反発強度が低下する傾向が見られる。

2) シュミットハンマーと相対動弾性係数

次にシュミットハンマーによる反発強度と超音波伝播速度より算出した深さ 1.5cm の相対動弾性係数の関係を図-3.3に示す。

健全部である外観評点「0」は、相対動弾性係数、反発強度ともに高い。

一方、凍害劣化を受けている可能性のある外観評点「1」以上の部分については、ばらつきはあるものの、外観と同様に相対動弾性係数が低下するにつれて、反発強度が低下する傾向が見られる。また、外観評点在同一でも、相対動弾性係数が 100% から 40% 程度まで幅広く分布している。

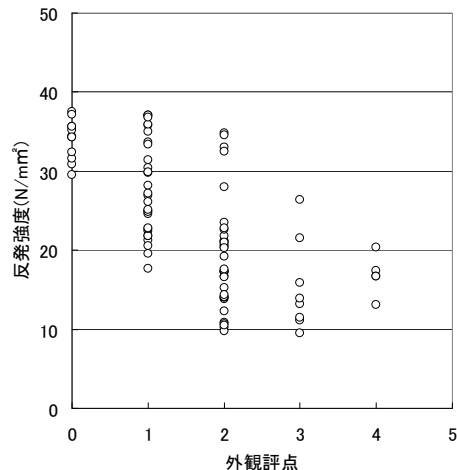


図-3.2 反発強度と外観評点の関係

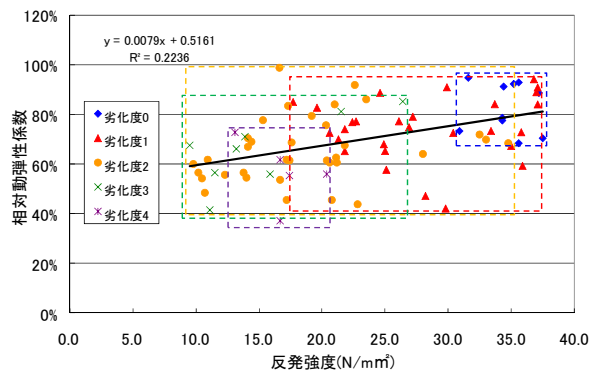


図-3.3 反発強度と相対動弾性係数の関係

3) 考察

図-3.2のように外観評点「1」以上の部分について、同じ外観評点でも反発強度が大きくばらついていた理由として、図-3.3のように外観評点と同じでも、相対動弾性係数が幅広く分布していることから、外観評点「1」以上の部分については、表面的にはスケーリングがさほど進行していなくても、凍害劣化による微細ひび割れが発生し、コンクリート内部の強度が低下した部分があったためと考えられる。

すなわち、表面的にはスケーリングがさほど進行していなくても、コンクリート内部に微細ひび割れが発生するタイプの凍害劣化は外観調査のみでは正確な劣化範囲を特定できない可能性があるということである。

したがって、外観上の劣化程度は小さく見えるが、ばらつきが大きい外観評点「1」や「2」の部分の凍害劣化範囲をよりの確に特定するためには、外観調査とあわせて、シュミットハンマー等を用いた調査を行う必要があると考えられる。

(4) まとめ

- 1) ばらつきはあるものの、反発強度と相対動弾性係数とに概ね比例的な関係が認められた。
- 2) 表面的にスケーリングがさほど進行していなくても、コンクリート内部に微細ひび割れが発生している可能性があるため、凍害劣化範囲を特定するためには外観調査とあわせて、シュミットハンマー等を用いた調査を行う必要がある。

3.2 凍害劣化深さ

3.2.1 3Dスキャナー

(1) 研究概要

「凍害深さ」を把握することの重要性については本章のはじめに述べたが、「凍害深さ」は「スケーリング」によるものと「微細ひび割れ」によるものに大別できる。スケーリングによる凍害深さを把握するための方法として、ASTM C 672の室内試験における目視判定法のように、半定量的なランク付けによる評価方法は提案されているが、スケーリングによる凍害深さを定量的に把握する方法は十分には確立されていない。そこで、本研究では目視判定法によるランク付けをスケーリングによる凍害深さで定量的に評価するため、3次元スキャナー解析によるスケーリング深さの検討を行った⁵⁾⁶⁾。調査対象構造物は、図-3.4に示す気象状況の異なる2地域において、写真-3.2のような高規格幹線道路の橋梁壁式防護柵の道路側両側面とした。

調査位置は、鋼製落下防止柵の支柱から融雪水等が

流れる「水みち部」と「一般部」として水分の影響を考慮し、また、壁面方向で日射の影響について検討した。表-3.2に、調査橋梁の検討した要因について示す。

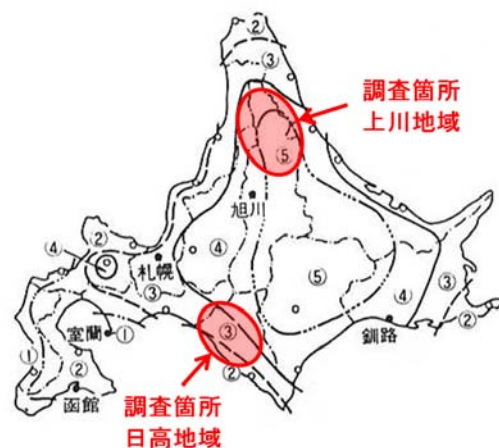


図-3.4 調査箇所

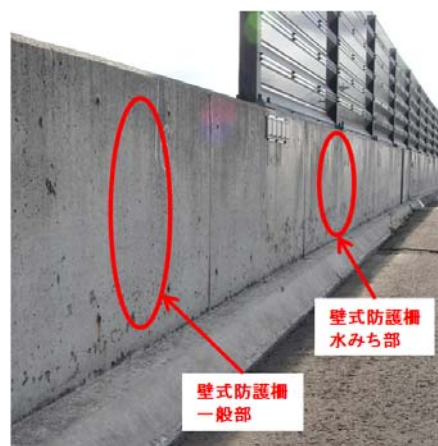


写真-3.2 調査構造物と調査位置

表-3.2 調査橋梁の検討した要因

橋梁名	地域	供用年数	壁面方向	凍害危険度
A橋	日高	9年	南北	2~3
B橋		9年	南北	
C橋		4年	南北	
D橋	上川	10年	南北	4~5
E橋		10年	東西	
F橋		10年	東西	

(2) 調査方法

スケーリング調査は、写真-3.3に示すような3次元
スキャナーを用いた画像解析からスケーリング深さを
算定する方法で行った。画像解析は、スキャニングか
ら得られた可視画像データを3次元画像データに変換
し、更に3次元画像データ解析を行って数値化するこ
とによって、スケーリング量を求めた。写真-3.4に、
可視画像、変換した3次元画像および解析・数値化し
たカラーコンタ画像の例を示す。

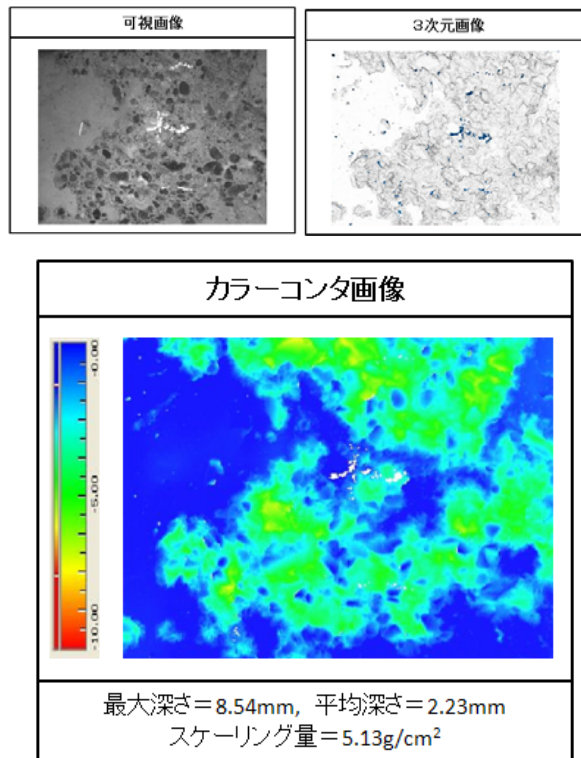


写真-3.4 スケーリング画像解析図

(3) 調査結果

図-3.5および図-3.6に、各橋における壁面方向およ
び水みちの有無とスケーリング量の関係を示す。図
-3.5から、南向き壁面のスケーリング量が多くなる傾
向となった。これは、日射の多い南向きのほうが凍結
融解回数が多くなることを裏付けている。図-3.6から、
A橋では逆転しているが、全体的に水みち部のほうが
スケーリング量が若干多くなる傾向となった。写真
-3.5~7に、北向き・南向きおよび水みち部と一般部
のスケーリング劣化状況を示すが、南向き水みち部の
スケーリング劣化は見た目にも大きいことがわかる。
また、図-3.7に供用年数とスケーリング量の関係を示
す。日高地域の各橋は、供用年数の経過に伴いスケ
ーリング量が増加している。これらの各橋は同一環境下
であることから、スケーリング量は供用年数と相関が
あると言える。日高地域のA、B橋と上川地域のD、
E、F橋の供用年数はほぼ同じであるが、スケーリン
グ量はA、B橋の方が多い。一方、供用年数が4年と
短いC橋と供用10年のD、E、F橋のスケーリング量

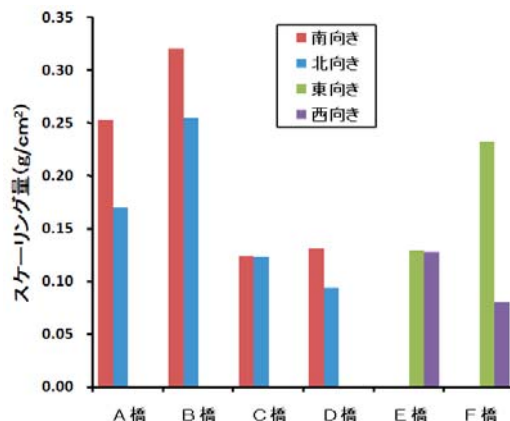


図-3.5 スケーリング量と壁面方向

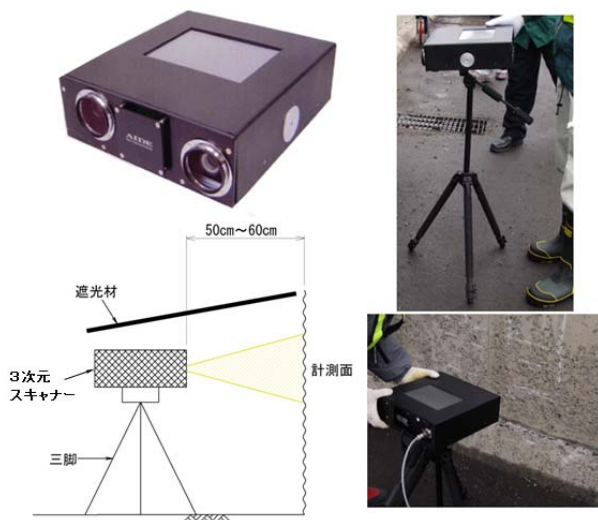


写真-3.3 使用機器とスキャニング概要図

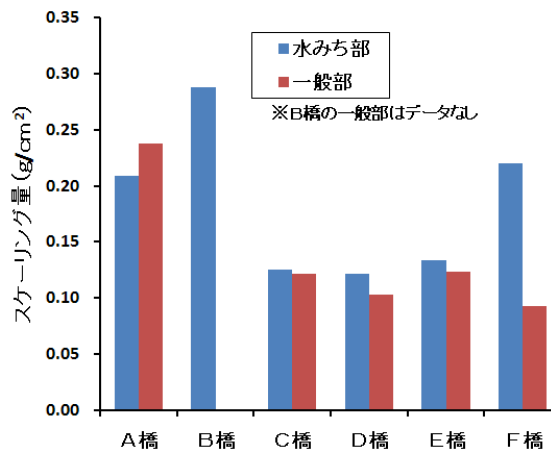


図-3.6 スケーリング量と水みちの有無

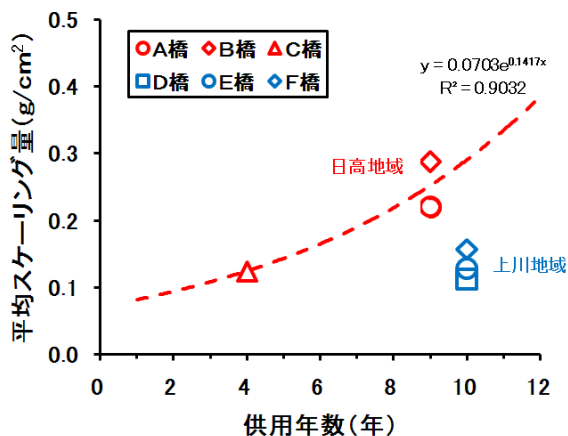


図-3.7 スケーリング量と供用年数



写真-3.5 スケーリング劣化状況(水みち部・北向き)



写真-3.6 スケーリング劣化状況(水みち部・南向き)



写真-3.7 スケーリング劣化状況(一般部・南向き)

は同程度の値であった。また、図-3.8 および図-3.9 に、最大スケーリング深さおよびスケーリング量と外観評点との関係を示す。図-3.8 から、最大スケーリング深さが大きくなるにしたがって、外観評点も概ね大きくなる傾向が見られた。外観評点毎の最大スケーリング深さにバラツキがあるのは、部分的に大きな粗骨材の剥落があったことなどの原因が考えられる。図-3.9 から、スケーリング量と外観評点の関係は、スケーリング量が大きくなるにしたがって、外観評点も大きくなる相関が得られた。また、日高地域のほうが上川地域よりも全体的にスケーリング量が多い結果となった。図-3.10 に、凍結防止剤散布量から分子量・原子量換算で求めた各橋におけるmあたり累計塩化物(イオン)量を示す⁷⁾が、A、B橋は平成10年の供用開始から凍結防止剤を散布しており、累計塩化物量が一番多い。D、E、F橋は、供用年数は一番長い平成13年の全面供用から凍結防止剤の散布を開始したため、平成15年供用のC橋の累計塩化物量よりも若干多い程度であった。これらの結果から、累計塩化物量の増加に伴ってスケーリング量も増加する傾向が顕著にみられたが、上川地域の各橋と日高地域のC橋において、供用年数と凍害危険度に差があるにもかかわらず、スケーリング量にさほど差がなかったことについては、累計塩化物量の影響が基本的に大きいためと考えられるが、環境条件等の影響⁸⁾や測定精度についても検討する等、今後の課題としたい。

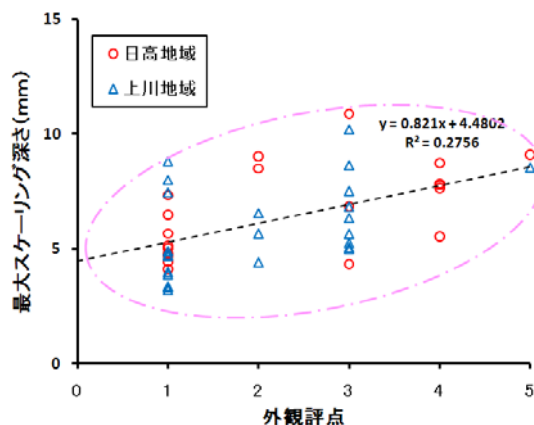


図-3.8 最大スケーリング深さと外観評点

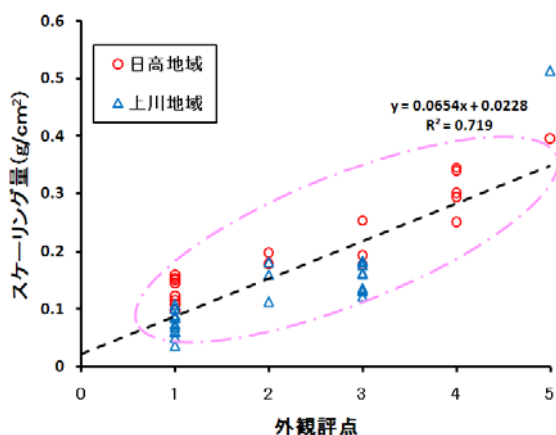


図-3.9 スケーリング量と外観評点

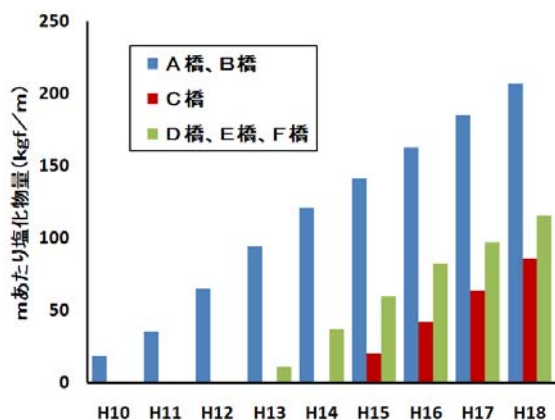


図-3.10 mあたり累計塩化物量

(4) まとめ

本調査によって得られた結果は以下の通りである。

- 1) 水分供給の多い水みち部および日射の多い南向きはスケーリング量が多くなる傾向がある。
- 2) 供用年数が経つにしたがって、スケーリング量も増加することから、スケーリング量の増加率と供用年数には一定の相関があると考えられる。また、累計塩化物量が多いとスケーリング量が増加する傾向がみられている。
- 3) スケーリング量と外観評点には比例関係があり、スケーリング劣化の程度を定量的に表す一手法として、スケーリング量を3次元スキャナーの画像解析によって測定する手法は有効であることがわかった。

今後更に測定数を増やしデータ精度を高めていきたい。また、4章の室内試験におけるスケーリングの進行性の式(4.6)との相関⁹⁾を検討することにより、コンクリートの定量的な凍害劣化予測を行っていきたい。

3.2.2 表面走査法

(1) 研究概要

表面走査法は、コンクリートの表面近傍に存在する劣化層の厚さを超音波によって非破壊で推定する方法である¹⁰⁾。図-3.11に示すようにコンクリートの表面からある深さの範囲に劣化部が存在する場合、コンクリートの表面に超音波の発振子と受振子を配置し、受振子を一定の間隔で発振子から遠ざけていくと、超音波は劣化部をなるべく迂回し、劣化がさほど進行していない組織を伝播経路に選びながら最短時間で受振子に到達しようとする性質があるため、発・受振子間の距離がある値以上になると、超音波の伝播経路は健全部の縁端面に全て一本化され、発・受振子間の距離の増加に対する超音波の伝播距離の増加の割合は小さくなる。このため、発・受振子間の距離と超音波伝播時間の関係は、図-3.11の下に示すような折れ線グラフとなる。

ここで、原点から直線の傾斜が変わる変曲点までの距離を X_0 、劣化部と健全部縁端面の超音波伝播速度をそれぞれ V_d 、 V_s (V_d 、 V_s はともにグラフの傾きの逆数) とすると、劣化部の厚さ t は次式で表される¹⁰⁾。

$$t = \frac{X_0}{2} \sqrt{\frac{V_s - V_d}{V_s + V_d}} \quad (3.1)$$

本研究は、この理論を凍害診断に応用することを目指したものである。図-3.11の上を示す劣化部を凍害劣化が生じた範囲と捉えて、コンクリートの凍害の深さおよび凍害の程度を表面走査法によって非破壊で評価できるかを調べた。

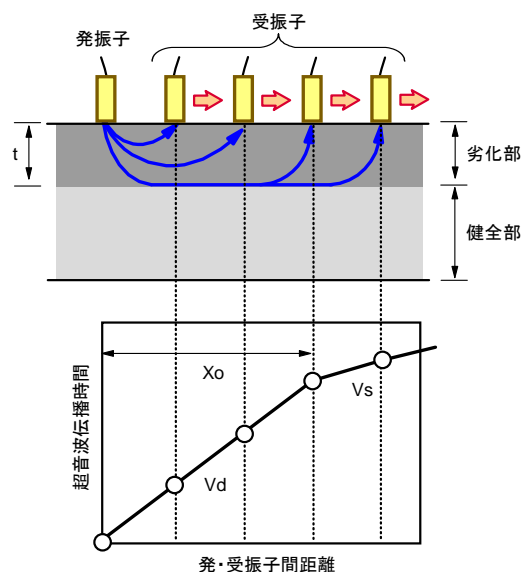


図-3.11 表面走査法¹⁰⁾の概念

(2) 配合・供試体

表-3.3 に供試体の配合を示す。水セメント比は55%とした。材料パラメータはセメントの種類と粗骨材の最大寸法に着目し、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種の2種類とした。

細骨材、粗骨材は2章と同じものを用いた。粗骨材は不使用(モルタル)、最大寸法、20mm、40mmの3種類とした。凍害促進させる観点からAE剤は使用しなかった。各配合にはセメントの種類(普通・N、高炉・B)と粗骨材の最大寸法(0mm・粗骨材不使用、20mm・G20、40mm・G40)を組み合わせた配合記号を付した。

供試体の寸法は100×100×400mmとした(図-3.12)。供試体は材齢7日まで湿った麻布で覆い、その後は材齢28日まで恒温恒湿室(温度20℃、湿度60%)に静置した。途中、材齢21日目に、後述する一面凍結融解試験において試験面(打設面)に試験水(淡水)を張るために必要な土手(幅5mm、高さ20mm)をシリコンとエポキシ樹脂を用いて打設面に取り付けた。

(3) 実験方法

図-3.12 に実験の流れを示す。一般にコンクリート構造物の凍害劣化はコンクリートの表面から徐々に進行する。これらの状態を再現させる理由から、本研究では一面凍結融解試験によって供試体に凍害劣化を与えることとした。試験開始材齢は28日とした。試験はASTM C672を準用し、打設面に淡水を厚さ6mm張って-18℃

表-3.3 供試体の配合

記号	セメント	G _{max} (mm)	単位量(kg/m ³)			
			W	C	S	G
NG0	普通	—	267	486	1551	—
NG20	普通	20	154	280	893	1119
NG40	普通	40	154	280	893	1123
BG20	高炉B	20	154	280	889	1115

【備考】G_{max}は粗骨材最大寸法、Wは水、Cはセメント、Sは細骨材、Gは粗骨材を表す。いずれの配合も水セメント比は55%、細骨材率は44%(NG0を除く)である。凍害劣化を促進させる理由から、AE剤は使用していない。

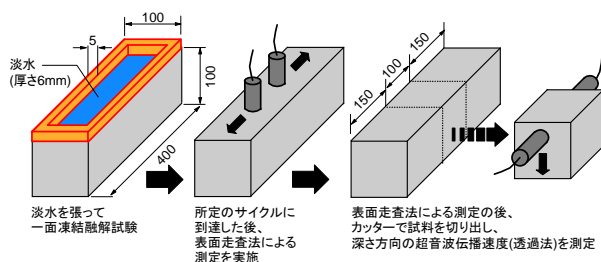


図-3.12 供試体および実験の流れ

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30、59、91、121サイクル与えた。所定のサイクルに達した後、土手を取り外し、超音波測定器を使用して表面走査法による測定を行い、図-3.11の下に示した発・受信子間距離と超音波伝播時間の関係を調べた。発・受振子間距離は50、100、150、200、250、300、350、400mmとした。使用した測定器の周波数は28kHz、発・受振子の径はいずれも20mmである。

表面走査法による測定が終了した後、引き続きコンクリートカッターを用いて供試体の中央部から試料を切り出し、試料の切断面に超音波の発・受振子をあてて深さ10~90mm間の超音波伝播速度の分布を10mm間隔で調べた(以下、透過法と記す)。

(4) 表面走査法の測定結果

図-3.13 に表面走査法により求めた発・受信子間の距離と超音波伝播時間との関係を示す。折れ線グラフは「二本の直線による折れ線回帰プログラム」¹¹⁾を使用し、原点通過を前提条件に求めた。試験開始前(0サイクル)の測定では明確な折れ線はみられなかったが、サイクルの進行に伴って顕著な折れ線が表れることが確認された。普通ポルトを用いたシリーズは、NG0に比べてNG20、NG40の方が明らかな折れ線を示す結果となった。BG20は、折れ線は表示されたものの、91サイクル以降においては発信子から受信子に到達するまでの超音波伝播時間が大幅に長くなるデータが得られた。

(5) 表面走査法による凍害の程度の評価

表-3.4 に図-3.13のグラフから求めたV_dとV_s(劣化部ならびに健全部端面の超音波伝播速度)およびt(劣化部の厚さ)の計算結果を示す。一般に超音波伝播速度の精度は±5%¹²⁾とされ、BG20の91サイクルはV_dとV_sの階差が±9%と5%を僅かに上回る程度であったため、これに関しては明確な変曲点はないと評価し、tの算出は行わなかった。また、BG20の121サイクルのtは計算では145mmと算出されたが、供試体の高さ100mmである関係上、上限の100mmをtとした。

劣化部の速度V_dの変化をみると、NG0は約3.0km/sのまま推移し、大きな変動はみられなかったが、それ以外のシリーズはサイクルの進行に伴って低下している傾向が認められる。このことは、凍結融解の繰り返しによって劣化部の損傷が進行していることを示している。

一方、劣化部の厚さtをみると、NG20は概ね50~60mmの値で推移していることから、表面から供試体の中央付近までが凍害を受けていると評価される。NG40、

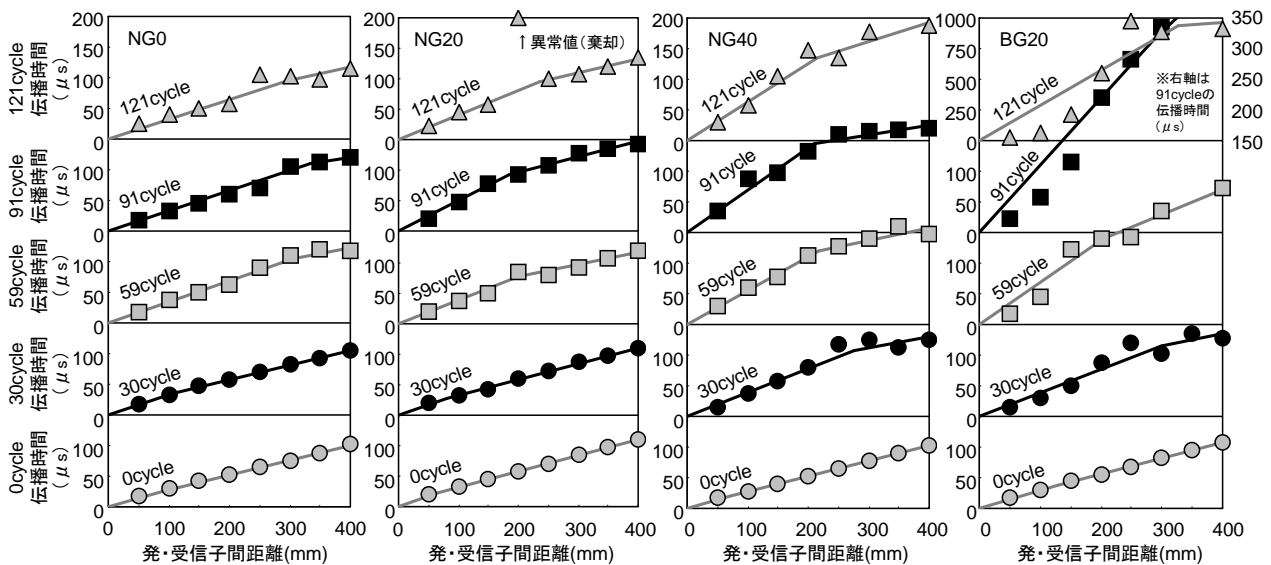


図-3.13 表面走査法による測定結果

表-3.4 V_d 、 V_s 、 t の計算結果

cycle	NG0				NG20			
	V_d	V_s	階差	t	V_d	V_s	階差	t
30	3.0	4.2	17	21	3.0	3.8	12	14
59	2.9	5.7	33	88	2.6	5.1	33	56
91	3.0	6.1	33	96	2.0	4.0	33	53
121	3.1	4.6	19	64	2.5	4.4	28	63
cycle	NG40				BG20			
	V_d	V_s	階差	t	V_d	V_s	階差	t
30	2.6	5.9	40	87	2.6	5.1	32	85
59	1.8	5.0	47	75	1.4	2.4	25	51
91	1.5	6.1	61	82	0.9	1.1	9	— ¹⁾
121	1.6	3.2	33	62	0.3	3.0	79	100 ²⁾

【備考】 V_d と V_s (劣化部ならびに健全全部縁端面の超音波伝播速度)の単位はkm/s、階差(V_s と V_d の平均値に対する V_s および V_d の変化率)の単位は%、 t (劣化部の厚さ)の単位はmm。

1) 階差が小さいため変曲点なしと評価し、 t は算出しなかった。
2) t の計算値は145mmとなったが、供試体の高さは100mmであるため、上限の100mmと評価値とした。

BG20は30サイクル到達の段階で劣化部の厚さが80mm以上に達していることから、ややばらつきはみられるものの凍結融解試験開始直後から供試体全体が大きく劣化していると評価される。NG0は劣化部の損傷度はさほど高くないものの、 t はおおむね経時的に増加していると評価される。

(6) 透過法の測定結果

図-3.14に透過法による測定結果を示す。なお、相対動弾性係数は、3.2.1(2)の3)と同様に超音波伝播速度から算出したものである。

NG0、NG20、NG40における相対動弾性係数の低下率は、粗骨材を用いたNG20、NG40が大きいことが確

認された。モルタルと粗骨材との界面には遷移帯と呼ばれる材料的に不連続でポーラスな領域が存在する¹³⁾ 場合が知られており、この影響が考えられる。NG20では91サイクルから121サイクルにかけて相対動弾性係数が逆に増加する傾向が得られたが、この理由については特定できなかった。BG20は30サイクルまでは全シリーズ中、相対動弾性係数が最も大きかった。しかし、30サイクル経過後は相対動弾性係数が急速に低下する挙動を示した。

(7) 表面走査法と透過法の測定結果の比較

ここで、表面走査法から求めた t (表-3.4)および深さ t の相対動弾性係数を図-3.14の透過法の測定結果に書き入れ、前項5)で述べた評価の妥当性について検証する。

NG20は、59、121サイクルにおいては深さ40~60mmまでの範囲で相対動弾性係数の低下がみられたが、それより深い範囲の相対動弾性係数はほぼ一定であった。91サイクルはこのような傾向はみられないが、深さ60mm以降の相対動弾性係数は耐凍害性の閾値とされる60%¹⁴⁾以上となっている。これらのことは、表面から深さ40~60mmまでの範囲で品質低下が生じていることを示唆し、表面走査法の評価とほぼ一致する。NG40は試験開始直後、BG20は30サイクル以降から全体的に相対動弾性係数が著しく低下しており、表面走査法の評価と対応している。なお、NG40における深さ80mm以降の相対動弾性係数はいずれのサイクルも60%以上であることから、劣化部の深さの下限値は約80mmと診

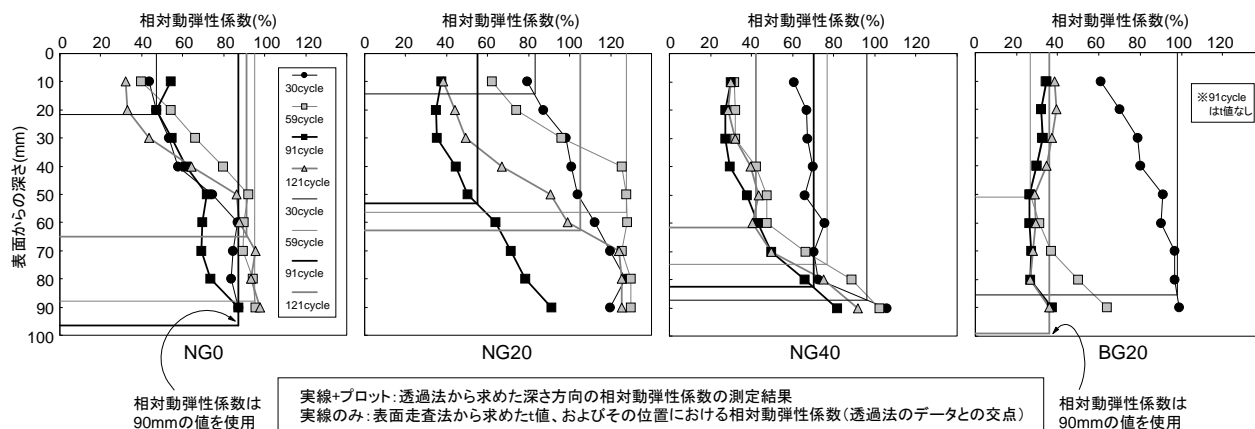


図-3.14 透過法による測定結果

断され、表面走査法の評価と符合する。NG0は、深さ約50mm以降の相対動弾性係数がほぼ一定となっており、劣化部の厚さは50mm前後と診断されるが、51、91サイクルにおける表面走査法の t はこれよりも深く安全側に評価された。

BG20の59サイクルは表面走査法と透過法の結果が一致しなかったが、全体的にみると表面走査法はある程度の精度で劣化部の厚さを非破壊で推定する方法として有効と言える。

(8) 表面走査法による劣化部の相対動弾性係数の診断

表面走査法による劣化部の相対動弾性係数の診断について検討する。はじめに、図-3.11の折れ線グラフの原点から変曲点までの傾きに注目する。この傾きの逆数は劣化部の超音波伝播速度 V_d を表すが、速度は相対動弾性係数と密接な関係にあることが式(3.2)より読み取れる。そこで、この傾きと透過法から求めた最浅位置(深さ10mm)の相対動弾性係数との関係を調べた。図-3.15に結果を示す。図には担当者が過年度に行った研究¹⁵⁾で得た回帰式を重ね合わせた。傾きの増加に伴い、相対動弾性係数は低下する傾向が示された。傾向は過年度データ¹⁵⁾とも概ね一致していた。

次に、図-3.11の折れ線グラフの変曲点以降の傾きに注目する。この傾きの逆数は健全部縁端面を通過する超音波の速度 V_s を表す。そこで同様に V_s と深さ t の超音波伝播速度の関係を調べた。図-3.16に結果を示す。健全部縁端面も傾向は同様であった。深さ t の相対動弾性係数は平均75.8%で、表面走査法と透過法の結果が一致しなかったBG20の59サイクルを除くと、表面走査法は約80%の精度で健全部縁端面の相対動弾性係数を耐凍害性の閾値である60%¹⁴⁾よりも高いと診断していることが確認された。一方で、劣化部の厚さ

が大きく安全側に評価されているケースも見受けられた。これは、例えばNG20の59サイクルのように劣化部の相対動弾性係数が比較的高いにも関わらず、品質が変化する位置まで超音波が劣化部と判断したこと(図-3.14)が一因に挙げられる。

以上の結果を用いて、深さ10mm～ t の区間では深さ方向に相対動弾性係数が直線的に低下するものとみなし、本研究の範囲で相対動弾性係数の予測を試みた。上記の考え方に基づくと、表面から任意の深さ h (劣化部内)の相対動弾性係数の予測値は次式で表される。

$$RE_h = \left\{ \frac{9.62x_2^{-1.33} - 22.98x_1^{-0.94}}{t - 10} \right\} \times (h - 10) + 22.98x_1^{-0.94} \quad (3.2)$$

ここに、 RE_h は深さ h ($10\text{mm} \leq h \leq t$)における相対動弾性係数の予測値(%), x_1 は原点から変曲点までのグラフの傾き、 x_2 は変曲点以降のグラフの傾きである。

図-3.17に結果を示す。実測値との差はやや大きく、今回の検討では正確な相対動弾性係数の値を求めるまでに至らなかったが、おおむね予測値は実測値と同様な傾向となり式(3.2)は耐凍害性の閾値を下回っている部分の深さを推定する一手法としては有効と言える。

(9) 実構造物への適用性

実構造物への適用性を検証するため、過年度に河川樋門で行った①透過法による相対動弾性係数の測定結果と、②表面走査法の測定結果を式(3.2)に代入して相対動弾性係数を求めた結果の比較を試みた。その結果、図-3.17に示すように概ね45°線上にプロットされ、実用性が期待されることが確認された。なお、調査に当たっては超音波伝播速度は3.24に示すとおり、コンクリー

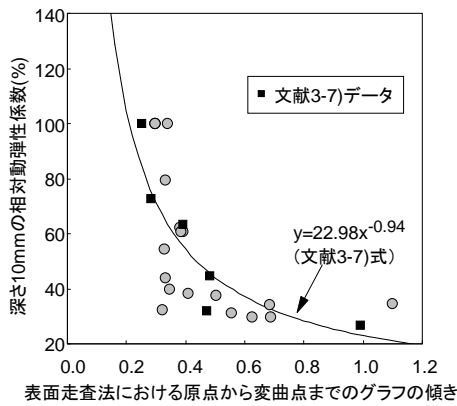


図-3.15 傾き(原点～変曲点)と深さ 10mm の相対動弾性係数との関係

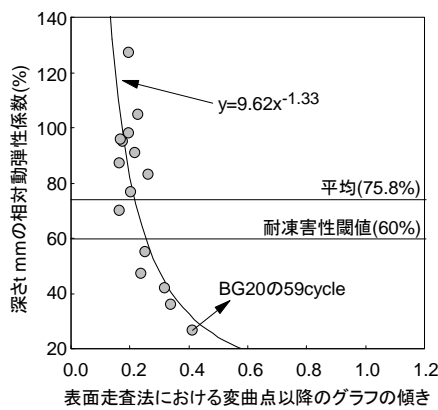


図-3.16 傾き(変曲点以降)と深さ t の相対動弾性係数

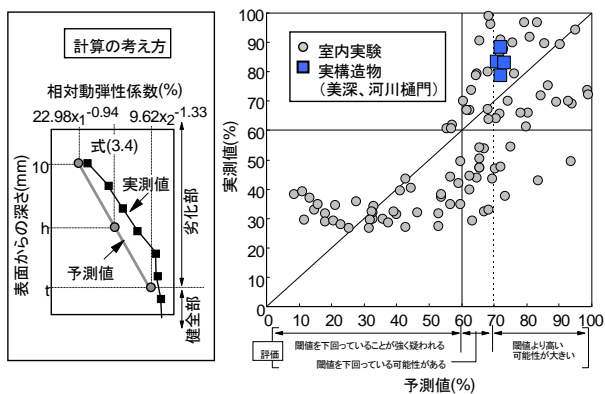


図-3.17 相対動弾性係数の予測値と実測値

トの含水状態により影響を受ける可能性があるの、なるべく、乾燥時期に調査を行うなどすることが望ましい。

(10)まとめ

表面走査法は、凍害を受けた劣化部の相対動弾性係数がある程度の精度で非破壊によって推定する方法として有効であることがわかった。また、実構造物においても表面走査法と透過法の評価は一致する傾向が示され、データ数は未だ少ないものの表面走査法の有効性の一端が確認された。

3.2.3 トモグラフィー

(1) 研究概要

非破壊試験による方法で「凍害深さ」を把握できる非破壊試験による方法で「凍害深さ」を把握できることが望ましいことは、先に述べたとおりである。本研究では、凍害劣化したコンクリート構造物において、超音波伝播速度測定からトモグラフィー法による解析¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾によってコンクリート内部状況を把握する方法を試みた¹⁹⁾²⁰⁾²¹⁾²²⁾。調査は、表面に凍害によるスケールリング劣化を生じている樋門の操作台で行った。調査した樋門は、図-3.18 に示すように、日高地域にあるA樋門で、昭和41年(1966年)に建設され、供用から43年経過している。

(2) 調査方法

トモグラフィー法による解析は、図-3.19のように、樋門操作台隅角部において、左右側面18測点、上下面36測点から測点間相互の超音波伝播速度を測定し、各測定断面における速度分布を求めた。各断面の測線数は、①断面62測線、②断面106測線、③断面158測線、④断面218測線、⑤断面286測線とし、計830測線の5断面について解析を行った。

(3) 調査結果

図-3.20 に、トモグラフィー法で求めた各断面のカラーコンタによる超音波伝播速度分布を示す。一般的なコンクリートの超音波伝播速度の最低値は、3,500m/sec～4,000m/secと言われていることから、この速度範囲のコンクリートは健全か劣化しているかの中間領域と考えられる。そこで、図-3.20 の速度分布図を健全部、中間領域、劣化部に大別した図-3.21を作成した。健全部を4,000m/sec以上、3,500～4,000m/secを中間領域、3,500以下を劣化部と仮定し、更に、中間領域内での速度変化を見るために、



図-3.18 調査位置図

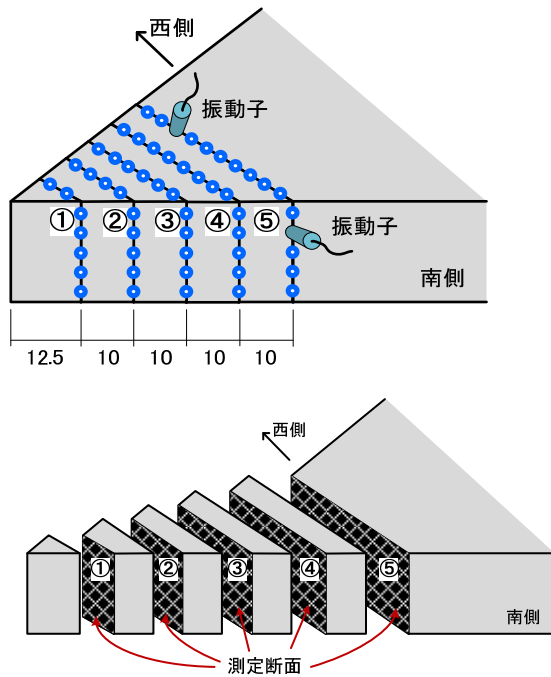


図-3.19 トモグラフィー法の測点位置と測定断面

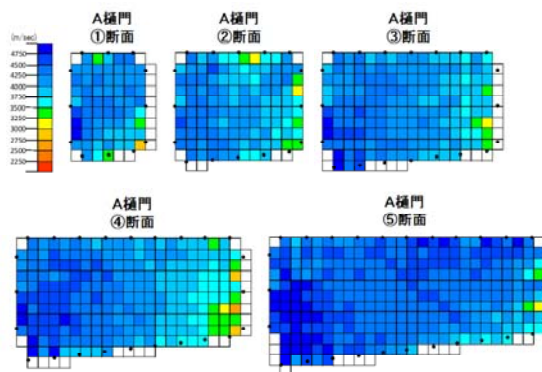


図-3.20 測定断面の超音波伝播速度分布図

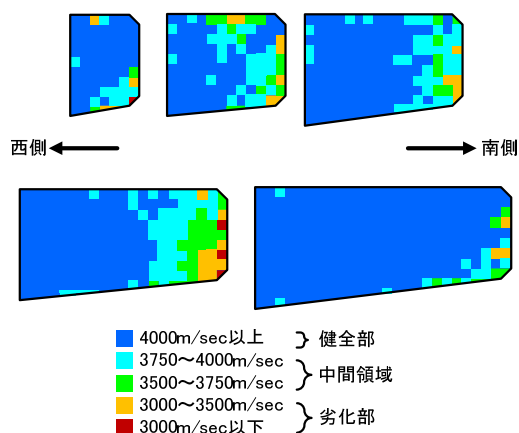


図-3.21 測定断面の超音波伝播速度分布図2

3,500~3,750m/sec と 3,750~4,000m/sec の範囲に分け、同様に、劣化部においても、3,000~3,500m/sec と 3,000m/sec 以下の範囲に分けた。この図-3.21 から、操作台隅角部の劣化状況は、操作台南側面に劣化部が多くあり、④断面には部分的に劣化が大きいと思われる速度 3,000m/sec 以下の箇所が見られた。これは、日射の多い南側面の方が凍結融解作用の影響が大きいと考えられる。また、劣化部の周りに中間領域である 3,500~4,000m/sec の範囲が存在し、コンクリート内部に向けて徐々に速度が大きくなっていることから、今後、凍害劣化が進行すると思われる範囲が推定することができる。なお、写真-3.8 に、調査箇所の外観を示すが、コンクリート表面に凍害によるスケーリング劣化は見られるが、断面欠損等の大きな劣化は見られない。このことから、今回の調査において、トモグラフィー法の解析による超音波伝播速度分布によって、外観上では確認出来ないコンクリート内部の凍害劣化範囲の確認と、劣化が今後進行する範囲の推定が概ね可能であることがわかった。

(4) まとめ

本調査によって得られたトモグラフィー法の解析による結果は以下の通りである。

- 1) 樋門操作台南側面の凍害劣化が大きくなった。これは、日射の多い南側面の方が凍結融解作用の影響が大きいと考えられる。
- 2) 超音波伝播速度分布によって、コンクリート内部の凍害劣化範囲を確認することができた。また、今後、凍害劣化の進行が予想される範囲も推定できたことから、凍害の劣化予測に有効な手法であると言える。

なお、今回の調査では、凍害劣化程度の範囲と超音波伝播速度との相関について、速度 3,500m/sec ~ 4,000m/sec の速度範囲を中間領域と想定して解析を行ったが、コンクリートの健全度を正確に判断するためには、中間領域の速度範囲をより少なくする必要があり、更なる精度向上が必要である。また、今回調査を行ったトモグラフィー法による超音波伝播速度測定は、解析精度を高めるために測点数、測線数および解析断面数を比較的多く行ったため、時間とコストを要した。今後、測定数を増やしデータ精度を高めることも必要であるが、現場において簡易に測定・解析ができる測点数や断面数についても検討していく。

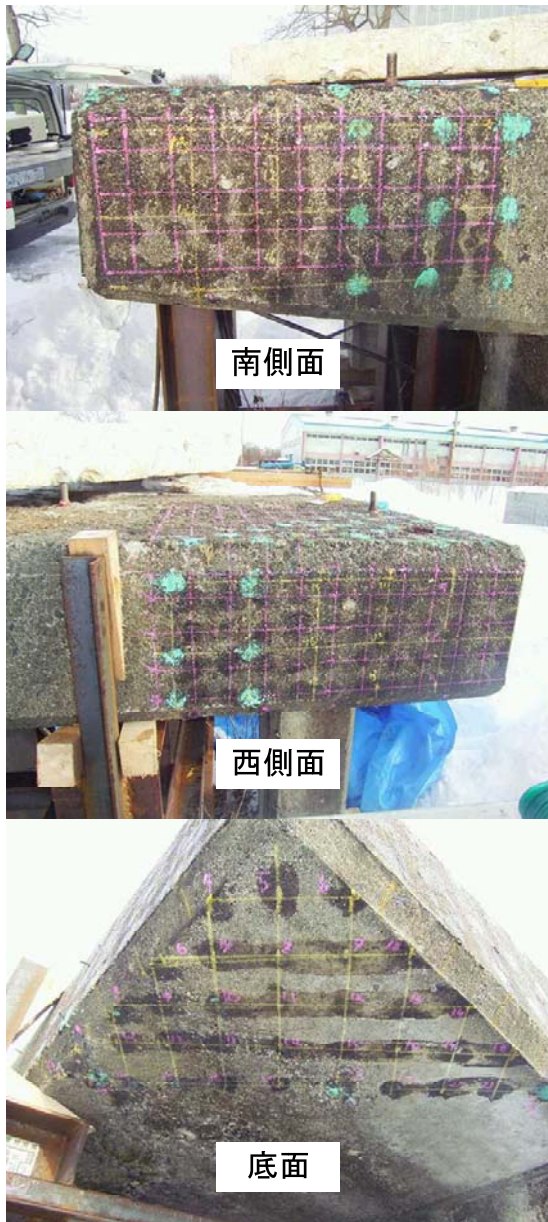


写真-3.8 A樋門操作台隅角部の状況

3.2.4 透過法

(1) 研究概要

微細ひび割れによる凍害深さを診断する方法として、コンクリート標準示方書[維持管理編]²³⁾では、凍害が確認された場所からコア採取を行い、深さ別に測定された超音波伝播速度から判定する方法を紹介している。しかし、超音波伝播速度は骨材の種類や含水率の影響を受けるとされているが、特に、凍害劣化を受けたコンクリートの含水率の影響については十分に明らかになっていない。

そこで、本研究では、凍害劣化を受けたコンクリートに対する含水率の影響を定量的に明らかにすること

などを目的として、調査、分析を行った。

(2) 調査方法

1) 調査構造物の概要

調査は図-3.22 に示すA橋の橋台堅壁側面の凍害劣化部(以下、「劣化部」という。)を対象として行った。A橋は昭和47年に架設され、調査時点で34年が経過しており、冬季には最低気温が約 -20°C となる地域に架設されており、コンクリートの凍結温度を -2°C ²⁴⁾とした場合の凍結融解回数は、時間毎の気温で判断すると、1年で約80回、経過年数で換算すると約2700回程度である。調査構造物は写真-3.9に示すように水みちが見られ、表面は粗骨材がいくつか露出している状態であった。また、写真-3.10に示すように桁下のため水分の供給を受けないA橋の橋台堅壁前面の健全部(以下、「健全部」という。)についても比較のために調査を行った。

2) 調査方法

a) 内部水分量調査

構造物の水分量が超音波伝播速度に与える影響を把握するため、電気抵抗式含水率計(写真-3.11)を用いた実構造物の内部水分量調査を行った。この装置は測定対象物に低周波(120Hz)電圧を1V加え、その電流電圧変化を測定して間接的に含水率を求めるものである。電極はコンクリートに対して一様な接触状態を得るために金属ブラシを用いている。測定は、 $\phi 6\text{mm}$ 乾式ドリルで2つの孔を約3cm間隔であけ、計測時には接触部が充分削孔面に接触するようにエアで削孔内部を清掃した後、その中にブラシ電極を差し込み、深さ2cm、4cm、6cm、8cm、10cmの5箇所で行った。なお、水分量調査については、コアを採取後、採取位置から5cm離れたところで調査を行った(図-3.23)。

b) 超音波伝播速度測定

劣化部および健全部から採取したコア($\phi 10\text{cm}$)を湿潤のままの状態と乾燥機で乾燥させた状態の2通りについて図-3.24に示す方法で超音波伝播速度測定を行った。なお、乾燥に当たっては、組織変化に対する影響を考慮し、 40°C ²⁵⁾でコアの質量が一定となるまで乾燥させた。また、超音波伝播速度の測定に当たっては、周波数は28kHzとし、センサーは $\phi 20\text{mm}$ を使用した。

c) 顕微鏡観察によるひび割れ密度測定

凍害によって発生する微細ひび割れ等による組織変化を直接確認するため、超音波測定位置でコアをスラ

イスし、超音波伝播速度測定との関係について検討を行った。なお、試料面積、測線長は米国材料試験協会規格 ASTM C 457 に準じ、微細ひび割れをきわだたせるための蛍光塗料は用いていない。(図-3.25)

上述のa)~c)の測定については、コンクリート標準示方書では凍害深さがかぶり以上になったとき、鋼材腐食が著しくなり、使用性能や安全性能に影響を及ぼすとされている²⁶⁾ことから、いずれの測定も堅壁のかぶりである深さ10cmまで測定を行った。

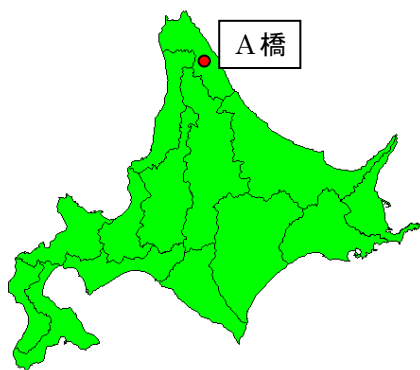


図-3.22 位置図



写真-3.9 A橋橋台堅壁側面部分(劣化部)



写真-3.10 A橋橋台堅壁前面部分(健全部)



写真-3.11 電気抵抗式含水率計

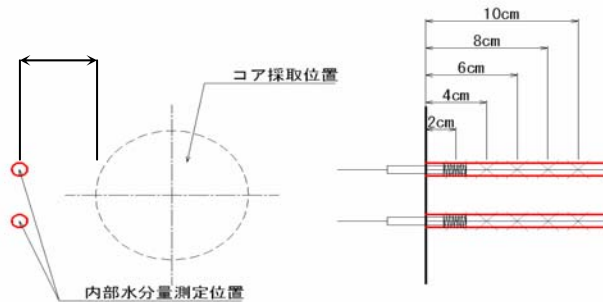


図-3.23 内部水分量測定

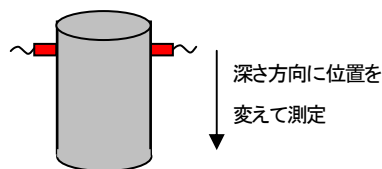


図-3.24 超音波伝播速度測定

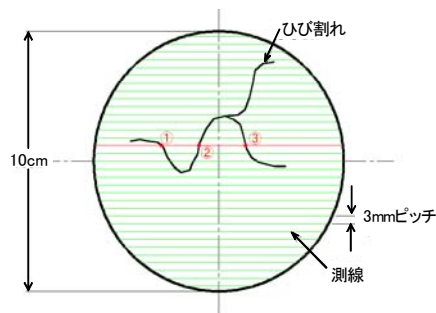


図-3.25 顕微鏡観察によるひび割れ密度測定

(3) 調査結果

図-3.26 に超音波伝播速度測定結果を示す。劣化部（湿潤）の速度は表面に向かって低下傾向を示しているものの、全体的に速く、健全部（湿潤）との差は大きくないが、乾燥を行うことによりその差が明瞭となった。また、健全部（乾燥）の速度に着目すると、8~10cm で速度4300m/s で概ね一定となっており、この速度（図中の青点線）と健全部（乾燥）の速度を比較すると、一般的に健全なコンクリートでも深部の速度は概ね一定であるが、表面に近いほど低下する²⁷⁾とされている傾向が確認できる（図中の緑矢印）。一方、劣化部（乾燥）の速度は健全部（乾燥）に比べ、凍害劣化のため、さらに低下している（図中の赤矢印）。

図-3.27 は湿潤と乾燥の速度差を示したものであるが、健全部は4cm 以深で概ね一定であるのに対し、劣化部では表面に近いほど速度差が大きくなっている。図-3.28 は水分量を示したものであるが、劣化部は健全部に比べて水分量が多く、また表面に近いほどその差も大きい。図-3.29 は劣化部の超音波伝播速度（乾燥）とひび割れ本数の関係を示したものであり、凍害に特徴的に発生する微細ひび割れの本数が多いほど、速度が低下する傾向を示しており、両者には良好な相関関係があるものと考えられる。

以上のことをまとめると、次のようになる。

- ① 劣化部は表面に近いほど凍害による微細ひび割れが多くなっており、その中に水分が存在するため、劣化部と健全部の水分量の差は表面に近いほど拡大する（図-3.28, 29）。
- ② このため、劣化部は表面に近いほど、湿潤と乾燥の速度差が大きくなる（図-3.27）。すなわち、本来は劣化に伴い速度が低下するはずが、湿潤状態では微細ひび割れ中の水分の影響により、劣化部の速度低下が起こりにくくなっている（図-3.26）。

(4) 凍害深さに関する考察

凍害劣化を受けたコンクリート構造物の補修設計などを検討する際は診断結果から組織がゆるんでいる凍害劣化範囲、すなわち、断面を除去する範囲を特定する必要がある。そこで、以下では得られた結果を基に凍害深さに関する考察を試みた。

ここでも、3.1.1(2)の2)と同様に超音波伝播速度から相対動弾性係数の算出を行った。

なお、相対動弾性係数の算出に当たり Ed_n の算出では劣化部（乾燥）の超音波伝播速度を用い、また、 Ed_o の算出では健全とみなせる箇所の超音波伝播速度とし

て深さ 10cm のものを用いた。算出結果を図-3.30 に示す。

相対動弾性係数を用いた凍害深さの評価については様々な考え方が用いられているが、コンクリート標準示方書（施工編）²⁸⁾では凍結融解作用に関する照査は、

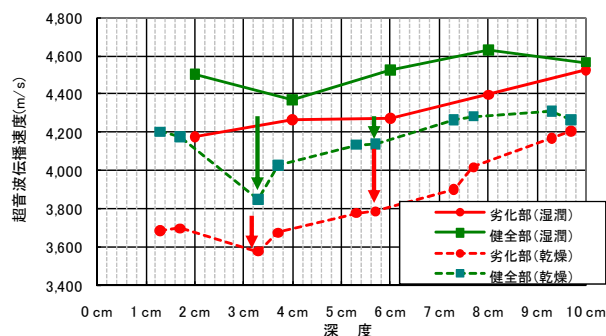


図-3.26 超音波伝播速度

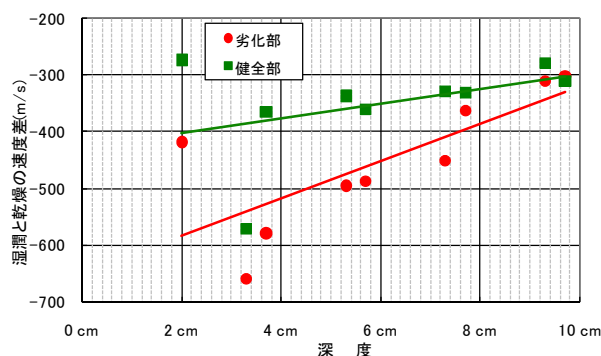


図-3.27 超音波伝播速度差（湿潤一乾燥）

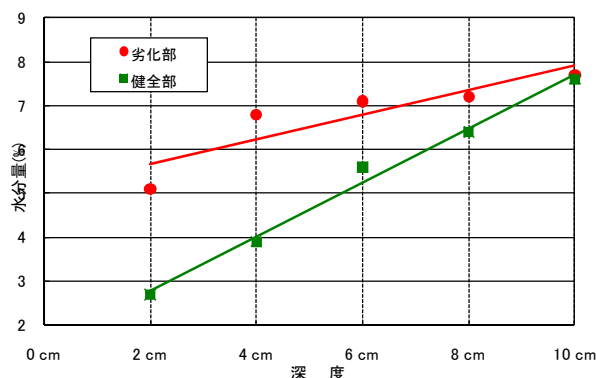


図-3.28 水分量

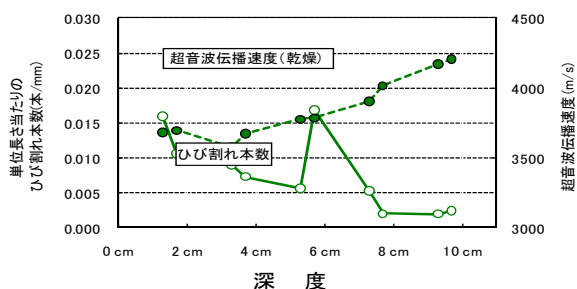


図-3.29 超音波伝播速度とひび割れ本数

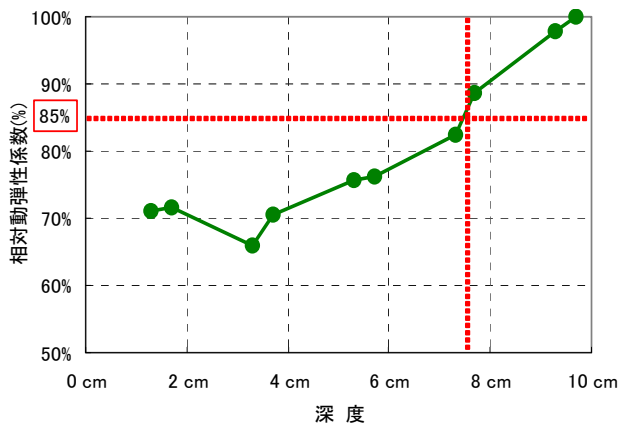


図-3.30 超音波伝播速度より求めた相対動弾性係数

構造物中のコンクリートが劣化を受けた場合に関して、気象条件、断面、構造物の露出状態により相対動弾性係数の最小限界値等を用いて行うこととしており、相対動弾性係数の最小限界値は 85~60%の範囲で設定されている。また、桂ら²⁹⁾は、室内実験の結果から相対動弾性係数で 85%程度を境として、凍害劣化の進行が加速することを明らかにしている。これは、凍害劣化による微細ひび割れ内に水が供給されることで、凍結水量が増加し組織の劣化が加速されるためであるとしている。これらの知見から今回の検討ではコンクリート標準示方書が定める相対動弾性係数の最小限界値のうち、もっとも安全側である 85%を仮の閾値とし、この値を下回る部分を凍害劣化による組織のゆるみ域として仮定すると、図-3.30 の結果から約 8cm までが凍害劣化範囲であると考えられる。この結果は図-3.29 に示すようにひび割れ本数が約 8cm の深さから表面に向けて増加している結果とも一致する。

(5) まとめ

今回の調査結果から、超音波伝播速度測定は凍害劣化による微細ひび割れ中の水分の影響を受けることが定量的に明らかとなった。したがって、超音波伝播速

度を用いて凍害深さをより的確に評価しようとする場合は、今回のように乾燥させたコアを用いることなどが望ましいと考えられる。

3.3 凍害診断フローの試案

図-3.31 に本研究で得た成果の範囲でとりまとめた凍害劣化点検（診断）フローの試案を示す。点検フローは、コンクリート標準示方書維持管理編(2007年版)の点検フロー³⁰⁾に準じて試案を作成した。この試案では、点検調査において照査調査の要否判定が要の場合、詳細調査に非破壊試験を追加し、不要となった場合でも経過観察や再点検が必要と判断されたコンクリート構造物については、劣化状態等の程度に応じた簡易な非破壊試験を適宜行い、現時点での性能をある程度評価するフローとしている。これによって、次回再点検時の調査精度や効率を上げることが期待できる。詳細調査において、従前の凍害診断は、コンクリートの品質状態の程度に関わらず、無条件でコア採取が実施されていたが、この試案では作業の簡略化および効率性に鑑み、劣化深さに関しては第一段階で「表面走査法」による非破壊診断を行い、顕著な凍害劣化が疑われた場合は第二段階で「トモグラフィー法」による詳細な非破壊診断を実施し、その結果、やはり凍害劣化が疑われると診断された構造物においてコアを採取し、「透過法」による診断を行う流れとなっている。最も特徴的なポイントは、最初からコア採取に踏み切るのではなく、事前に非破壊試験による診断を入念に実施し、段階的にふるい分けを行った上でコア採取を要する構造物を選定する点にあり、コンクリート構造物に損傷を与えるリスクの最小化および調査コストの縮減が期待される。

3.4 まとめ

3章の研究成果により、従来、凍害深さを把握するためには破壊試験や目視による反定量的な手法を用いていたが、新たな手法として、「表面走査法」や「トモグラフィー」などの非破壊試験により凍害深さを把握する手法や「3Dスキャナー」を用いて、スケーリング深さを定量的に把握する手法を示した。また、凍害深さをより精度高く把握する方法として「透過法」を用いる場合の水分の影響について明らかにした。さらに、これらの診断技術を基に合理的な凍害診断フローの試案をとりまとめた。

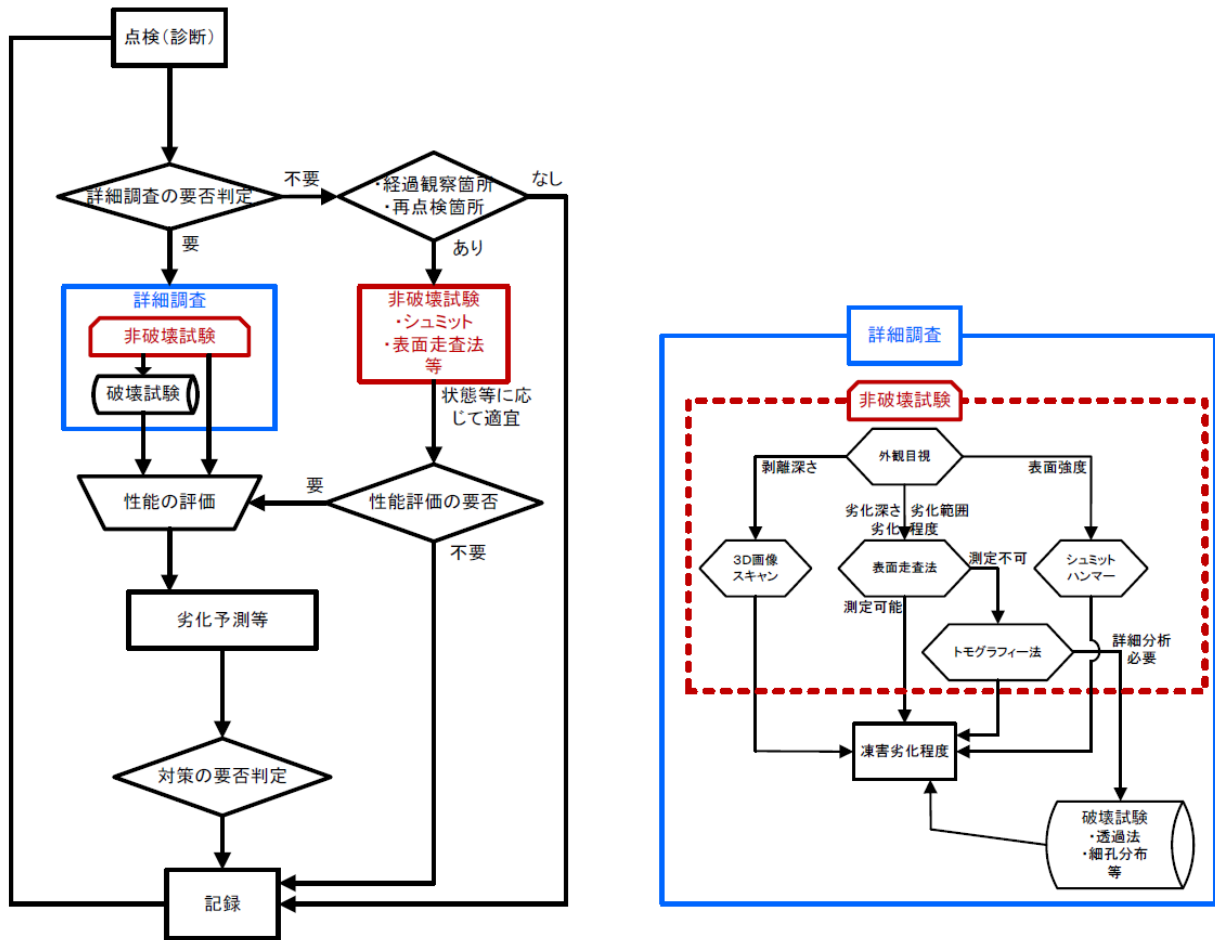


図 3.31 非破壊試験によるコンクリートの凍害劣化点検（診断）フロー試案

4. 室内促進試験と実構造物の超音波、実環境の物性値の劣化予測方法

合理的なライフサイクルコストの算出に資する凍害に対する耐久性の設計法を開発するには、時間を変数に組み込まれた凍害の進行予測式を確立する必要がある。4 章では、凍害の形態の一つであるスケーリングに着目し、スケーリングの進行性の予測方法の確立に向けた実験・調査および解析を行った。なお、調査に関しては、道路構造物の場合、凍結防止剤の散布量が増加に転じたのは 1990 年代後半からで、それ以前は先行的に凍結融解の単独作用を受けていたことを考えると、年代が古い道路構造物では複合劣化の影響のみを純粹に評価することは難しい。そのため、ここでは建設から現在に至るまで凍結融解と塩化物の複合作用を継続的に受けている構造物として、北海道内の防波堤上部工天端面を調査対象として選定した。

4.1 室内実験での基礎的検討

凍害に及ぼす影響因子は極めて多く複雑であるが、ここでは既報の調査・解析³¹⁾において重み係数が比較的大きいと評価された水セメント比と供用年数（サイクル）の 2 つにパラメータを絞り込み、スケーリングの進行性の予測方法の簡素化に向けた実験・解析を行った。

4.1.1 配合・供試体

表-4.1 に配合を示す。セメントは北海道の防波堤で多く用いられる高炉セメント B 種を使用した。水セメント比は 35、45、55、65%、空気量は 4.5% とした。細骨材、粗骨材は 2 章と同じものを用いた。

図-4.1 に供試体を示す。寸法は 220×220×100mm とし、試験面に試験水を張るための土手（幅 25mm、高さ 20mm）を設置した。天端面が打ち込み面であることを考慮し、凍結融解試験面はコンクリート打設面とした。試験面以外の 5 面は、エポキシ樹脂でコーティングした。

4.1.2 養生

材齢 3 日まで湿気養生を行い、その後は試験開始材齢の 28 日まで恒温恒湿室（温度 20℃、湿度 60%）に静置した。土手は、材齢 21 日にシリコンとエポキシ樹脂で取り付けた。

図-4.2 に、材齢 28 日の供試体の物性を示す。圧縮強度は 20～55N/mm²、既報³²⁾で打設面におけるスケーリングの進行性と密接な関係にあると評価された 75nm 以上の細孔量（深さ 0～5mm 層）は 0.1～0.4ml/g、打設面のプルオフ強度は 1.0～2.5N/mm² であった。また、水セメント比の増加に伴い、細孔量は比例的に増

表-4.1 コンクリートの配合

記号	W/C (%)	単位量(kg/m ³)				A (C×%)
		W	C	S	G	
B35	35	143	409	753	1072	0.6
B45	45	144	320	823	1078	2.5
B55	55	145	264	882	1065	2.5
B65	65	145	223	939	1047	2.5

【備考】 W/C は水セメント比、W は水、C はセメント、S は細骨材、G は粗骨材、A: 混和剤。混和剤の種類は、B35 はポリカルボン酸エーテル複合体、B45、B55、B65 はリグニンスルホン酸化合物およびポリオール複合体である。

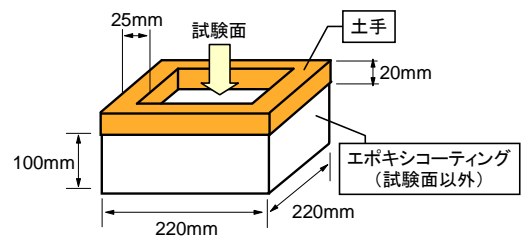


図-4.1 凍結融解試験供試体

各試験の供試体寸法および個数	寸法		個数
	寸法		
圧縮強度	φ100×200mm		3個(平均を測定値)
細孔量	220×220×100mm(表層切出)		1個
プルオフ強度	220×220×100mm		3個(平均を測定値)

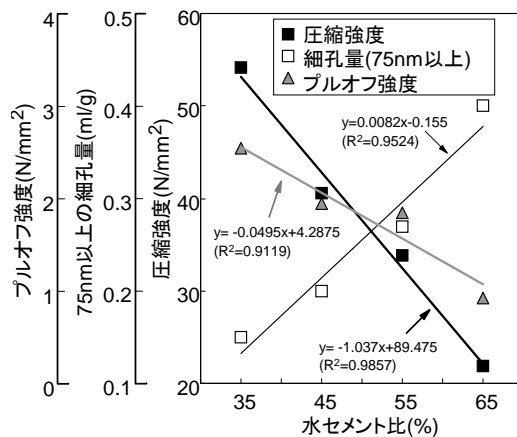


図-4.2 供試体の物性

加し、一方で圧縮強度とプルオフ強度は減少する傾向が確認された。

4.1.3 凍結融解試験

凍結融解試験は ASTM C 672 に準じ、試験面に市販の人工海水を厚さ 6mm 張って、-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約 500 サイクルまで繰り返し与え、スケーリング量を測定した。なお、供試体は 1 配合 3 個とし、3 個の平均を実測値とした。

4.2 室内実験の結果と考察

4.2.1 スケーリング試験

図-4.3 にスケーリング試験の結果を示す。水セメント比が大きい供試体ほどスケーリングは多く発生する結果が示された。この傾向は、約 500 サイクルの長期にわたって持続した。なお、水セメント比 55%、65% は、0 サイクルから約 50 サイクルにかけてのスケーリングの進行速度は早い傾向にあった。これは、ブリーディング等の影響で打設面の薄層が極度に脆弱化し、試験開始後、それらが短時間で一気に剥がれたものと類推される。

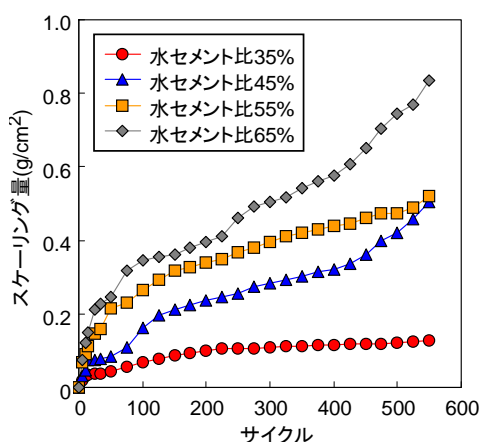


図-4.3 スケーリング試験結果

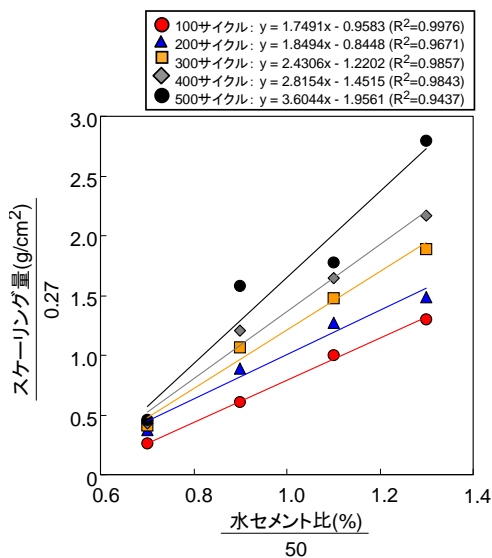


図-4.4 水セメント比とスケーリング量の関係
(ともに無次元値)

4.2.2 スケーリングの進行性に関する解析的考察

図-4.3 の結果を整理し、水セメント比、サイクル、スケーリング量の 3 者の関係を調べた。ここでは、水セメント比を $W/C(\%)$ 、サイクル数を cyc 、スケーリング量を $SC(g/cm^2)$ で表し、各パラメータを代表値で割り、無次元化させて分析を行った。なお、データの分布の特徴を評価する場合、中心データである平均値からの分散の程度を把握することが一般的であることから、ここでは、実験データの平均値で除すこととした（それぞれの無次元値は $W/C/50$ 、 $cyc/237$ 、 $SC/0.27$ である）。

図-4.4 に無次元化させた水セメント比 ($W/C/50$) とスケーリング量 ($SC/0.27$) の関係を示す。本研究ではスケーリングの進行速度が極度に早かった 100 サイクル未満のデータは解析の対象外とし、100~500 サイクルのデータを扱って長期的なスケーリングの進行性を評価した。図には 100、200、300、400、500 サイクルのデータを示した。いずれのサイクルも $SC/0.27 = a \cdot (W/C/50) + b$ の一次関数の関係が成立することが確認された。この結果は、図-4.2 で示した水セメント比の増加に伴い、コンクリートの品質が低下する結果とも良く対応している。

次に、一次関数式の傾き a と切片 b の経時変化について調べた。図-4.5 に無次元化させたサイクル (100、200、300、400、500、600 サイクルの無次元値はそれぞれ 0.42、0.85、1.27、1.69、2.11) と傾き a および切片 b の関係を示す。 a の増加量は、スケーリングの進行性に及ぼす水セメント比の影響度の経時変化を表し

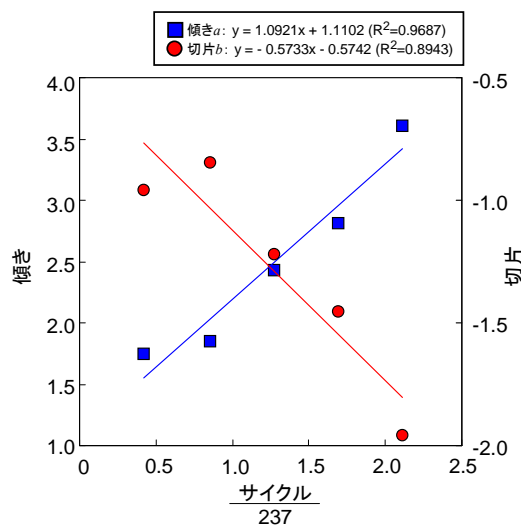


図-4.5 傾き a、切片 b の経時変化

ている。 a はサイクルの進行に伴って増加しており、水セメント比の影響によってもたらされる各供試体のスケーリング量の差が経時的に大きくなっていることが読み取れるが、その変化の割合はほぼ一定であった。このことから、100~500サイクルの範囲では、水セメント比はスケーリングの軽重差だけではなく、スケーリングの進行速度とも高い相関関係にあることが明らかとなった。また、 b も a の変化に連動して比例的に変化することも確認された。

以上より、 $SC/0.27$ を γ_w で表すと、打設面のスケーリングの進行性に及ぼす水セメント比とサイクル(100~500サイクル)の影響を表す式として、式(4.1)が得られた。

$$\gamma_w = \left(1.09 \left[\frac{cyc}{237} \right] + 1.11 \right) \left(\frac{W/C}{50} \right) - 0.57 \left(\frac{cyc}{237} \right) - 0.57 \quad (4.1)$$

図-4.6は、式(4.1)から求めた γ_w の計算値とスケーリング量の実測値との関係である。データの分布を評価する場合、対数に変換することで分布のゆらぎが軽減され、関係が理解しやすくなる場合が多いことから、

ここでは γ_w の常用対数をとって結果を整理した。回帰分析を行って近似曲線を求めたところ、式(4.2)が得られた。相関係数は0.96と高く、相関性は良好であることが確認された。

$$SC = 0.26e^{2.42 \log \gamma_w} \quad (4.2)$$

4.3 構造物での実証的検討

次に、スケーリングの被害を受けた防波堤の上部天端面における調査データを用いて、室内実験で得た式の妥当性の評価を試みた。

4.3.1 調査箇所の概要

調査箇所は、未嵩上かつ未補修の北海道内のA、B、C、D、E、F港の防波堤の上部天端面である。図-4.7に位置図を示す。2000~2004年度のアメダス³³⁾から求めた12~3月の最低気温の極値はA~E港が-8.2~-10.4℃、F港は4.5℃であった。一方、最低気温がコンクリートの凍結温度とされる-2℃²⁴⁾以下で、最高温度が-2℃より高い日を凍結融解日数としてカウントすると、12~3月のA~F港の凍結融解日数は57~89日であった。なお、数値は5年間の平均である。

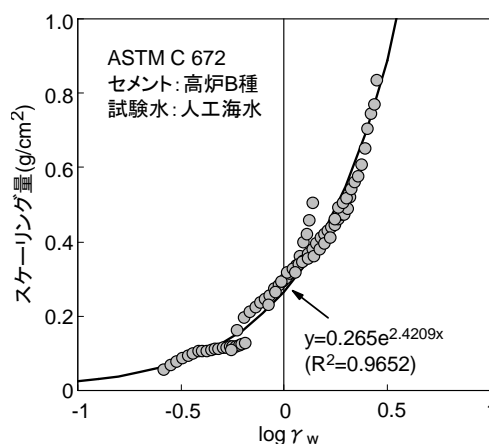


図-4.6 log γ_w とスケーリング量の実測値の関係

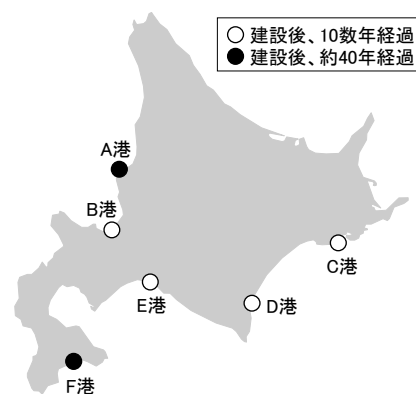


図-4.7 調査箇所の位置

4.3.2 スケーリングの評価方法

室内実験ではスケーリング量で評価したが、実際の構造物ではスケーリング量の測定は困難である。そこで、防波堤の上部天端面では「海洋環境下におけるコンクリートの耐久性向上技術検討委員会」が提案した式(4.3)に示す「剥離度」³⁴⁾でスケーリングの程度を評価した。

$$D_m = D \times A_s \quad (4.3)$$

ここに、 D_m は剥離度(mm)、 D は剥離深さ(mm)、 A_s は剥離面積率である。

測定は図-4.8に示すように、はじめに、測定対象面に50×50cmの枠を置き、最も剥離が生じている箇所において、剥離深さをデプスゲージで10点測定し、その平均値 D (mm)を算出した。次に、枠内における剥離部分の面積 S (cm²)を算出し、枠面積の2500cm²で除し

て剥離面積率 A_s を求め、最後に、両者を乗じて剥離度 $D_m(\text{mm})$ を算出した。一例として、剥離度 31mm の天端面の状態を写真-4.1 に示す。なお、スケーリングが全面的に激しく進行しており、基準面が残っていない箇所においては、最も高い位置にある骨材の頂点を基準に 仮定して剥離深さの測定を行った。

4.3.3 コンクリートの品質調査

現地のコンクリートについては、配合記録が残されていないため、配合推定により水セメント比を調べた。図-4.9 に示すように、天端面からコア試料を3本採取し、深さ 350~400mm から試料を切り出して分析を行った。A、B、C、D、E 港はセメント協会法の F-18、骨材に石灰石が使用されていた F 港は硬化ペーストのシリカ量から推定する方法³⁵⁾ に準じて行った。また、深さ 50~350mm の部位を用いて、コンクリートの圧縮強度を測定した。

4.4 構造物調査の結果と考察

4.4.1 コンクリートの品質とスケーリングの程度の関係

図-4.10 に水セメント比と剥離度の関係を示す。凡例の数字は供用年数を表している。10 数年経過の B~E 港の防波堤と、約 40 年経過の A 港の防波堤においては、

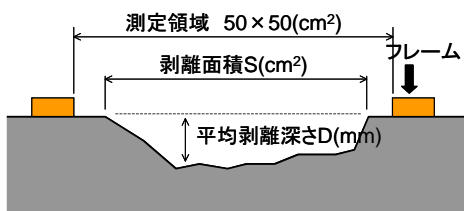


図-4.8 剥離度の測定



写真-4.1 剥離度 31mm の天端面

水セメント比の増加に伴い、スケーリングの程度が大きくなる関係が得られ、室内実験と同様の傾向が示された。

しかし、F 港はデータにばらつきがみられ (例えば ※印)、明確な相関は得られなかった。写真-4.2 に ※印で示したコア試料の側面の一例を示す。側面にはブリーディング等の不良部がみられる。

図-4.11 は水セメント比と圧縮強度の関係を示している。使用材料、打設および養生方法を統一化している室内実験のような高い相関係数は得られなかったが、水セメント比の増加に伴い、圧縮強度が低下する形の分布が概ね示された。楕円で囲ったデータは、図-4.10 に ※印を付した箇所の調査データであるが、他のデータと比較すると、回帰直線から大きく外れていることが認められた。

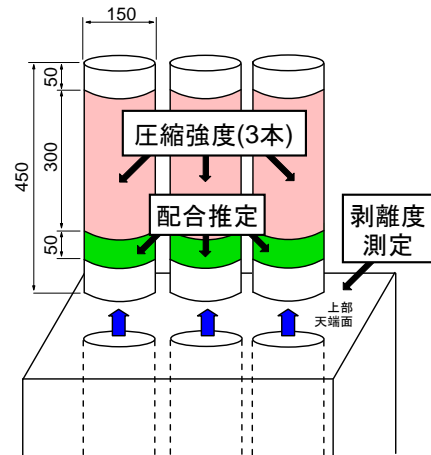


図-4.9 コンクリートの品質調査に用いたコア部位

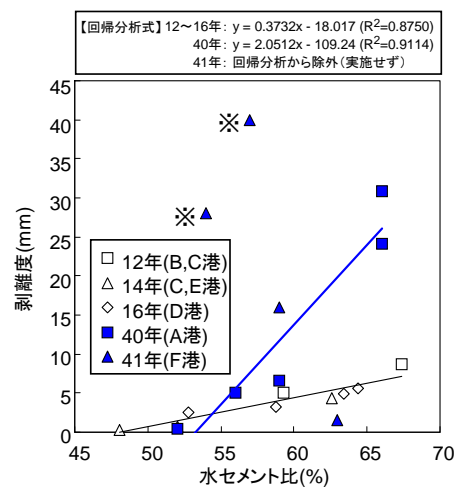


図-4.10 水セメント比(配合推定値)と剥離度の関係

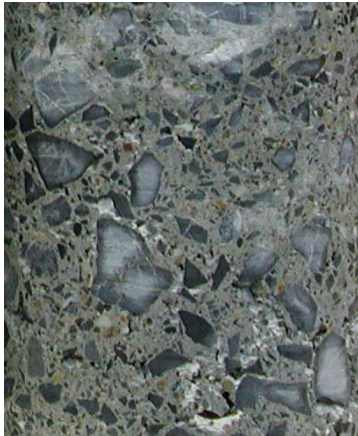


写真-4.2 図-4.10の※で示したコア試料の側面の一例

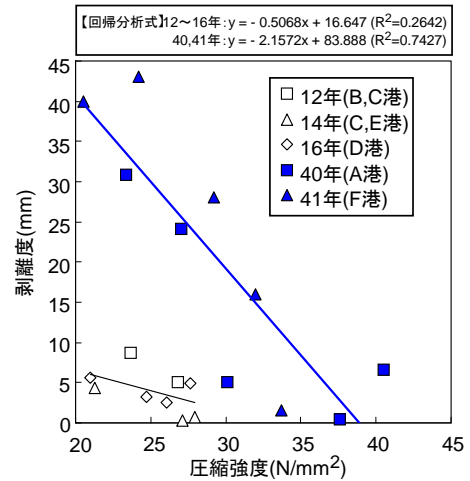


図-4.12 圧縮強度と剥離度の関係

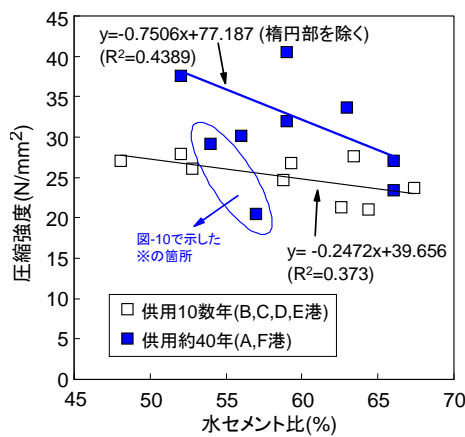


図-4.11 水セメント比と圧縮強度の関係

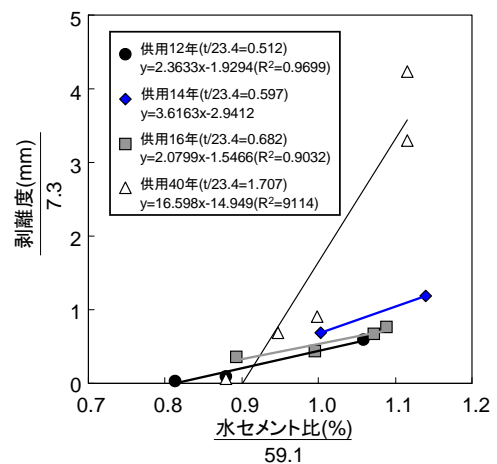


図-4.13 水セメント比と剥離度の関係 (ともに無次元値)

図-4.12は圧縮強度と剥離度の関係を示している。相関係数は小さいが、圧縮強度が大きくなるにつれて剥離度が小さくなる形の分布が、全ての防波堤において見受けられた。すなわち、F港は、水セメント比は適切に設計されたものの、施工の際にジャンカ等の不良部が形成され、満足な品質・強度が確保されなかったために、スケーリング抵抗性が低下したものと類推される。

4.4.2 室内実験での解析方法に準じた評価

図-4.10に示したように、コンクリートの品質がそれほど芳しくなかったF港を除くと、水セメント比と剥離度は良い相関にあった。そこで、品質が比較的良好であったA～E港を対象に解析を行った。

解析は、室内実験と同じ方法で、スケーリング量を剥離度、サイクルを年数に置き換えて計算を行った。はじめにA～E港の剥離度と年数を測定データの平均(各々7.3, 59.1)で除して無次元化し、 $D_m/7.3 = a \cdot (W/C/59.1) + b$ の一次関数で整理した(図-4.13)。次に、求めた一次関

数の傾き a と切片 b の経時変化を直線回帰で求めた(図-4.14)。現時点ではデータ数が少なく、今後、データを蓄積して精度の向上を図っていく必要はあるが、本研究で行った検討の範囲では、式(4.4)が導出された($D_m/7.3$ は γ_w としている)。

$$\gamma_w = \left(12.1 \left[\frac{t}{23.4} \right] - 4.48 \right) \left(\frac{W/C}{59.1} \right) - 11.3 \left(\frac{t}{23.4} \right) + 4.56 \quad (4.4)$$

γ_w と剥離度の実測値の関係は、図-4.15に示すように式(4.5)で表される。相関係数は0.83で室内実験に比べると小さいが、曲線に概ね沿った形でデータがプロットされた。

$$D_m = 6.66e^{2.91 \log \gamma_w} \quad (4.5)$$

なお、式(4.4)の W/C に 48~53%の値を入力すると、 $t=12\sim 16$ 年においては $\gamma_w > 0$ で $\log \gamma_w$ は算出されるが、 $t=40$ 年では $\gamma_w < 0$ となり、 $\log \gamma_w$ は算出されない。これは、図-4.10 で示した $t=10$ 数年と $t=40$ 年の回帰直線の位置関係は、現実的には全ての W/C の範囲において $t=10$ 数年よりも年数が古い $t=40$ 年の方が上方に表示されないといけないが、本研究ではデータの補正は行わず、実測値を一律で直線回帰させた関係で、 $W/C=48\sim 53\%$ において $t=10$ 数年と $t=40$ 年の回帰直線の位置関係が逆転し、その結果、 $W/C=48\sim 53\%$ では計算上、経年的に剥離度が減少し、 $t=40$ 年には 0 を下回るという評価がなされたことによる。

そのため、式(4.4)の適用範囲は限定的 ($W/C=54\%$ 以上) となるが、室内実験で検討した簡易的な評価方法は、本研究の範囲では妥当性があると評価された。

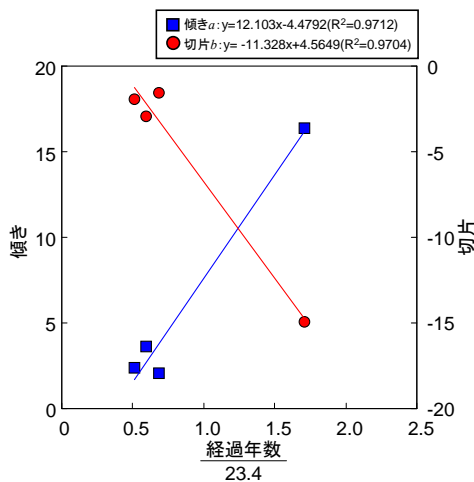


図-4.14 傾き a、切片 b の経時変化 (防波堤)

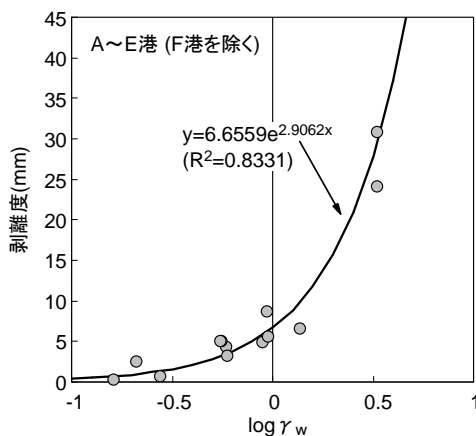


図-4.15 $\log \gamma_w$ と剥離度の実測値の関係

4.4 まとめ

4章の研究成果より、コンクリートの品質が適切な場合、打設面における長期的なスケーリングの進行性 (室内実験では 100~500 サイクル、構造物では 10 数年~約 40 年) は、式(4.6)を用いることで、水セメント比と凍結融解履歴年数 (サイクル) から簡易的に評価できることが示された。

$$\begin{cases} \gamma_w = \left(a \left[\frac{t}{A} \right] + b \right) \left(\frac{W/C}{B} \right) + c \left(\frac{t}{A} \right) + d \\ D_m = f e^{g \log \gamma_w} \end{cases} \quad (4.6)$$

ここに、 γ_w はスケーリングの進行性を表す指標値、 t は供用年数(年) (室内実験ではサイクルに置き換えることができる)、 W/C は水セメント比(%), D_m は剥離度(mm) (室内実験ではスケーリング量(g/cm^2)に置き換えることができる)、 a, b, c, d, f, g, A, B はコンクリートの品質および環境条件によって定まる係数 (うち、 A, B は t および W/C を無次元化させるための係数) である。

5. 凍害劣化を受けたコンクリート部材の力学的性能

5.1 研究の概要

次に、5章では、凍結融解作用を受けたコンクリート部材の材料劣化と力学性能の関係を明らかにすることを目的に行った、大型凍結融解試験装置を用いて凍結融解作用を与えた RC はり部材の静的載荷実験の結果について述べる。

5.2 試験概要

5.2.1 コンクリートの配合・使用材料

表-5.1 にコンクリートの配合を、表-5.2 に使用材料の一覧を示す。コンクリートの配合は、一般的に北海道で使用される配合と比べて早期に凍害劣化を顕在化させるために、AE 剤を使用せず、水セメント比を 65% と大きめに設定した。

5.2.2 供試体

図-5.1 に供試体の形状寸法、配筋状況および計測機器の配置を示す。供試体の寸法は $200 \times 250 \times 1600$ mm とし、主鉄筋には D13 を用いている。これらの形状寸法は、北海道において凍害による劣化が顕著である壁高欄を考慮し決定している。すなわち、引張側の鉄筋径と鉄筋比を壁高欄と同様とし、圧縮側には最小限の組立鉄筋として D10 を用いている。

表-5.1 コンクリートの配合

単位水量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	空気量 (%)
194	65.0	47.2	2.0

表-5.2 使用材料

使用材料	比重	表面水率 (%)	吸水率 (%)
普通ポルトランドセメント	3.14	—	—
細骨材(富川産)	2.67	1.11	1.5
細骨材(幌延産)	2.61	0.89	1.32
粗骨材(札幌産)	2.63	0	2.11



写真-5.1 凍結融解試験状況 (融解工程)

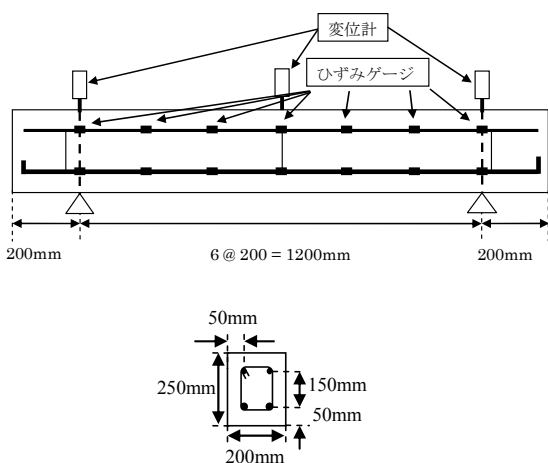


図-5.1 供試体

5.2.3 凍結融解試験

写真-5.1に凍結融解試験状況を示す。凍結融解試験における各供試体の水分供給条件は、図-5.2に示すように、水分の供給を防ぐ範囲にエポキシ樹脂を用いて防水加工を施すことで区分した。なお、各試験体ともに引張側面以外の面は全て防水加工を行っている。すなわち、A供試体は引張側面全体、B供試体は引張側面の中央部のコンクリート表面を露出させた状態としている。なお、上面中央部分のみの水分供給を行ったのは、過去に行った壁高欄の現地調査の結果、壁高欄下側に劣化が集中的に生じていた事例があることを考慮したためである。また、温度条件については、ASTM C666 B法に準拠して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430サイクル与えた。

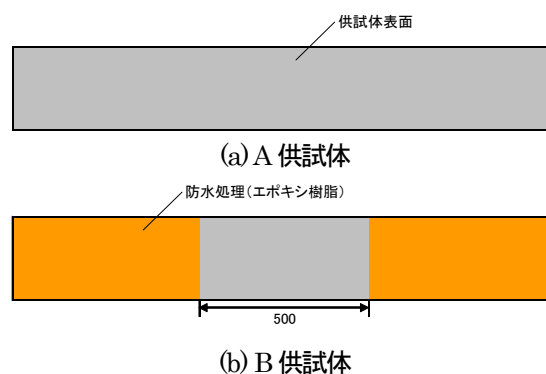


図-5.2 水分供給条件 (引張鉄筋側面)

5.2.4 静的載荷試験

載荷は単純支持した供試体の中央部1点を載荷する方法を採用した。変位計は支点上および中央部の3点に設置し、支点間の主鉄筋には20cm間隔でひずみゲージを設置した(図-5.1)。測定項目は荷重、変位および主鉄筋ひずみである。また、5kNの荷重増加ごとにひび割れの確認を行った。

5.3 試験結果および考察

5.3.1 凍害劣化調査結果

(1) 超音波伝播速度測定

凍害劣化範囲、程度を把握するため、図-5.3に示す①供試体中央位置、②中央から300mmの位置、③支点位置の断面で透過法により超音波伝播速度測定を25mm間隔で行った。測定結果を図-5.4および図-5.5に示す。図より、A、B供試体ともに健全時の超音波伝播速度は3500~4000m/sとなった。一方、凍結融解試験後(劣化後)において、A供試体が供試体の上下端の超音波伝播速度が低下しているのに対し、B供試体は500~2000m/sとB供試体がA供試体に比べて著し

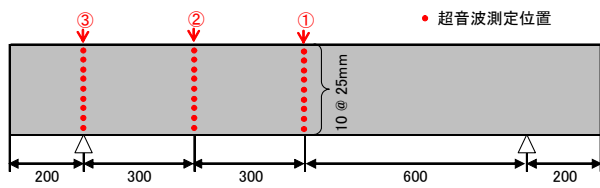


図-5.3 超音波伝播速度等測定位置

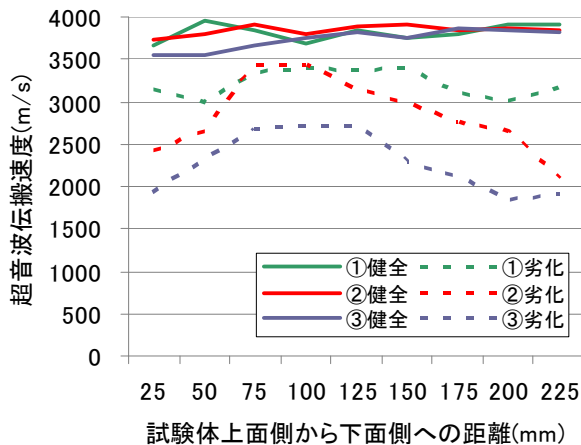


図-5.4 超音波伝播速度測定結果 (A 供試体)

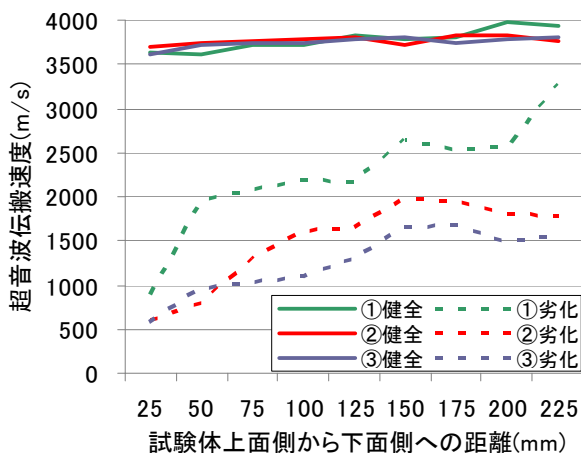


図-5.5 超音波伝播速度測定結果 (B 供試体)

く低い。凍結融解後のB供試体を観察すると、上面側のスケーリングによる断面欠損が著しく、上記の結果と対応していることがうかがえる (写真5-2)。

5.3.2 静的荷重試験結果

写真-5.2 に静的荷重実験状況を、表-5.3 に計算耐力および実験によって得られた実測値を一覧にして示す。表には、既往の研究³⁶⁾で実施済みである凍結融解作用を受けていないN供試体の計算値および実測値も



写真-5.2 凍結融解試験後のB供試体 (荷重実験前)

表-5.3 計算耐力と実測値

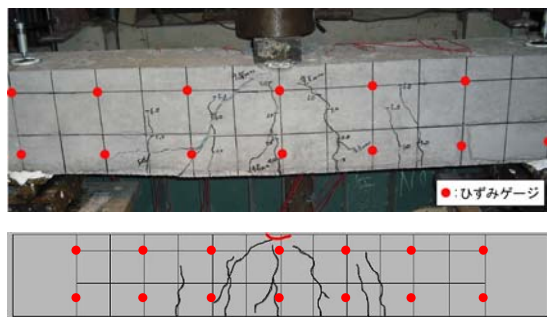
試験体名	凍害劣化	圧縮強度 (MPa)	計算耐力		実測耐力 (kN)
			曲げ (kN)	せん断 (kN)	
N	無し	45	65.3	68.5	70.8
A	有り				74.7
B	有り				50.6

併せて示している。なお、圧縮強度はN供試体の上面コンクリートのコアを用いた実験結果を示している。また、鉄筋の降伏強度には引張試験により求めた400N/mm²を用いている。

表より、N供試体の最大荷重は70.8kNであるのに対し、B供試体の最大荷重が50kNであったことから、凍結融解作用により約3割程度耐荷力が低下したことがわかる。一方、A供試体はN供試体よりも最大荷重が大きくなった。

図-5.6 に実験終了後の供試体側面のひび割れ分布図を示す。N試験体は供試体下面側から上面側に伸びる曲げひび割れが発生し、荷重点付近のコンクリートの圧壊により破壊に至った。A供試体は図-5.7 に示すように剛性勾配が大きい変位5mm付近までは曲げひび割れが発生し、本数も増加した。剛性勾配が低下した変位5mm以降は新たな曲げひび割れは発生せず、変位の増加に対応して既存のひび割れの幅が広がり、せん断ひび割れによって終局にいたっている。B供試体は50kN付近まで荷重が増加すると荷重点から支点部の間に斜めにせん断ひび割れが発生し、55kN直前でせん断ひび割れが大きく開口し終局に至った。以上のように、凍結融解作用を受けることで破壊形態が曲げ破壊型からせん断破壊型に移行した。これは、凍結融解作用によって圧縮側のコンクリートのせん断耐力が大きく減少したためと考

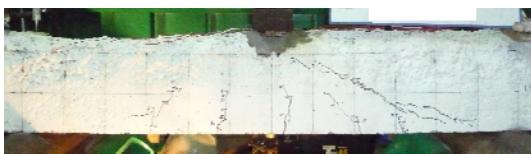
えられる。特に、せん断補強筋を用いていない本供試体のせん断耐力は、そのほとんどをコンクリートが分担しているため、せん断耐力への影響が大きかったものと推察される。図-5.8 に変位と試験体中央部のひずみ関係を示す。変位-荷重関係と同様にN、A、B 供試体の順に勾配が大きく、A、B 供試体のひずみは同一変位におけるN 供試体のひずみを大きく下回っており、変位の増加に伴うひずみの増分が小さい。また、図-5.9 に示す各荷重のひずみ分布より、N 供試体は荷重の増加に対応して中央部のひずみが突出して増加しているのに対し、A、B 供試体は、荷重の増加に対し、ひずみが分散して増加していることがわかる。以上のことから、A、B 供試体のコンクリートと鉄筋の付着力はN 供試体に比べて大きく低下しているものと考えられる。



(a) N 供試体



(b) A 供試体



(c) B 供試体

図-5.6 各供試体終局時の状況

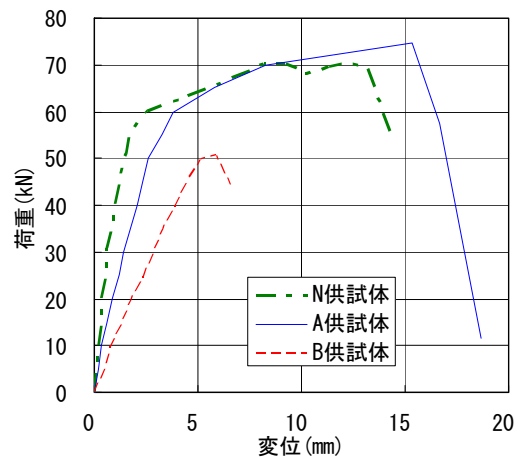


図-5.7 荷重-変位関係

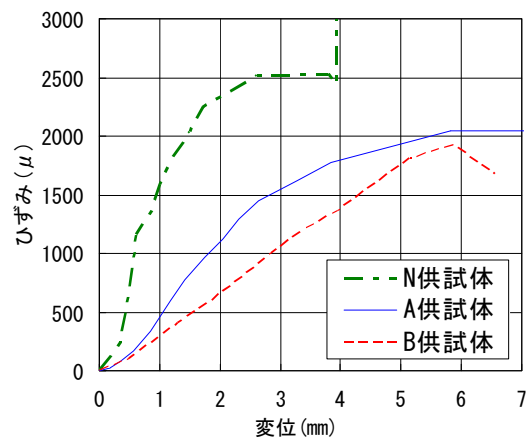
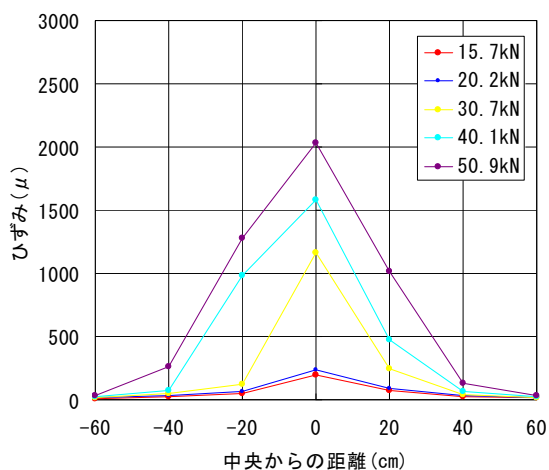


図-5.8 変位と供試体中央部のひずみ関係

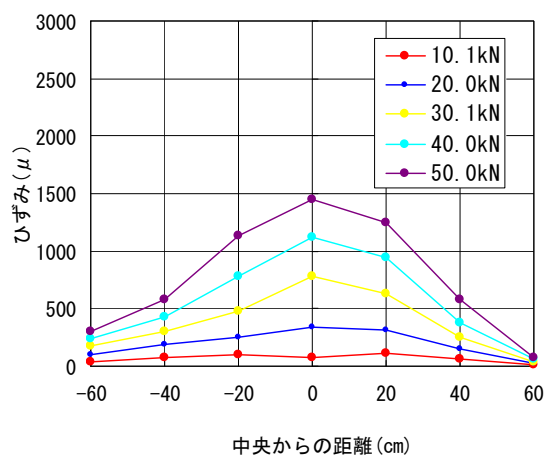
5.4. まとめ

RCはり部材に凍結融解作用を与え、静的載荷実験を行った結果、以下のことが明らかとなった。

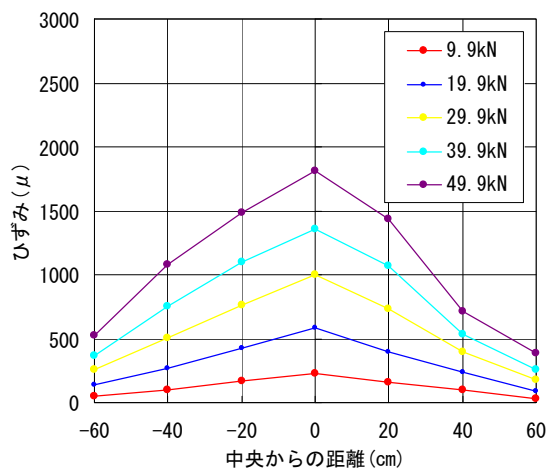
- (1) 曲げ破壊型の RC 梁に凍結融解作用を与えることでせん断耐力が低下し、せん断破壊型へと移行し、劣化程度が大きい供試体は最大荷重も低下した。これは、本供試体においては、圧縮側のコンクリートも大きく劣化したことによるものと考えられる。
- (2) 凍結融解を受けた供試体の鉄筋の付着力は、荷重の増加に対し、ひずみが分散して増加していることなどから、凍結融解を受けていない供試体に比べて大きく低下しているものと考えられる。



(a) N 供試体



(b) A 供試体



(c) B 供試体

図-5.9 各荷重段階におけるひずみ分布

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 2-4, 2006. 4
- 2) 2007年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 土
木学会, p.34, 2007
- 3) 2007年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編],
土木学会, pp. 38, 2007
- 4) 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, 日本コンクリート工学
協会, pp63-70, 2006. 12
- 5) 高橋洋一: 3D レーザースキャナを用いた構造物
の形状計測と維持管理システム, 「光学的計測によ
るインフラ構造物の新しい計測法」に関する講習
会, II-5, 2006. 12
- 6) 内藤勲, 田口史雄, 林田宏: コンクリート構造物
のスケーリングにおける劣化度評価についてーコ
ンクリート壁式防護柵のスケーリング調査ー, 第
52回北海道開発技術研究発表会, 技 42 (道),
2009. 2
- 7) 田口史雄, 小尾稔, 遠藤裕丈: 凍結融解および凍
結防止剤によるコンクリートの複合劣化に関する
調査, 土木学会第 61 回年次月術講演会論文集,
5-259, pp. 515-516, 2006. 9
- 8) 遠藤裕丈, 田口史雄, 嶋田久俊: 養生と乾燥日数
が異なるコンクリートの凍害と塩害の複合劣化特
性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 1,
pp. 741-746, 2002
- 9) 遠藤裕丈, 田口史雄: 凍結融解と塩化物の複合作
用によるスケーリング劣化の簡易予測モデルの構
築, 寒地土木研究所月報, No. 680, pp. 2-11, 2010. 1
- 10) 柏忠二, 明石外世樹, 小阪義夫: コンクリートの
非破壊試験法ー日欧米の論文・規格・文献ー, p. 42,
1980
- 11) 二本の直線による折れ線回帰, 群馬大学 HP
(<http://aoki2.si.gunma-u.ac.jp/lecture/stat-s-by-excel/vba/html/oresen-kaiki.html>)
- 12) コンクリート構造物の非破壊試験法, 社団法人日
本非破壊検査協会編, 養賢堂, p. 130, 1994
- 13) 加藤佳孝: 骨材ーペースト界面に形成される遷移
帯の形成メカニズムとそのモデル化に関する研究,
コンクリート工学, Vol. 37, No. 5, pp. 53-56, 1999. 5
- 14) 2007年制定コンクリート標準示方書 [設計編],
土木学会, p. 123, 2008. 3
- 15) 遠藤裕丈, 田口史雄, 林田宏, 草間祥吾: 非破壊
による凍害深さの診断, コンクリートの凍結融解
抵抗性の評価方法委員会報告書・シンポジウム,
pp. 293-298, 2008. 8
- 16) 魚本健人, 加藤潔, 広野進: コンクリート構造物
の非破壊検査, 森北出版, 1990
- 17) 土木研究所, (社) 日本非破壊検査協会: 超音波試
験 (土研法) による新設の構造体コンクリート構
造物強度測定容量 (案), 2006. 5
- 18) 木村芳幹: 超音波トモグラフィ法によるコンク
リート構造体品質の推定, (財) 日本建築総合試験
所機関誌 GBRC, Vol. 33, No. 2, pp. 13-21, 2008. 4
- 19) 村瀬豊, 魚本健人: 超音波法によるコンクリート
構造物の内部欠陥調査方法に関する研究 (その 1),
東京大学生産技術研究所生産研究, 56巻2号172,
pp. 42-45, 2004. 1
- 20) 林田宏, 田口史雄, 遠藤裕丈, 草間祥吾: 超音波
伝播速度測定によるコンクリート構造物の凍害診
断に関する基礎的研究, 寒地土木研究所月報,
No. 656, pp. 10-15, 2008. 1
- 21) 内藤勲, 田口史雄: 表面被覆補修コンクリート構
造物の超音波伝播速度測定による凍害再劣化調査,
土木学会第 64 回年次学術講演会論文集, V-212,
2009. 9
- 22) 内藤勲, 田口史雄, 石谷隆始, 畠秀樹, 出合寿勇:
河川樋門コンクリートの凍害劣化と再劣化に関す
る調査, 寒地土木研究所月報, No. 678, pp. 17-26,
2009. 11
- 23) 林田宏, 田口史雄, 嶋田久俊: 超音波伝播速度測
定による実コンクリート構造物の凍害深さ推定に
ついて, 北海道開発土木研究所月報 No. 642, pp2-8,
2006. 11
- 24) コンクリート技術の要点' 99, pp. 155, 日本コン
クリート工学協会, 1999
- 25) 堀宗朗, 多田浩治, 斎藤裕, 三浦尚: 細孔構造の
変化に着目したコンクリートの低温劣化の診断法
の基礎的研究, コンクリート工学年次論文集
Vol. 13, pp723-728, 1991. 7
- 26) コンクリート標準示方書 [維持管理編], 土木学
会, pp. 115, 2001
- 27) 微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の

11.2 コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動 及び評価に関する研究

- 強度測定要領 (案)、国土交通省、2006
- 28) 2002 年制定コンクリート標準示方書 [施工編]、
土木学会、pp. 29、2002
- 29) 桂修、松村宇：コンクリートの凍害劣化度評価と
予測法に関する研究、コンクリートの試験方法に
関するシンポジウム、日本建築学会、pp2-11-2-16、
2003. 11
- 30) 2007 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理
編]、土木学会、pp. 17、2007
- 31) 遠藤裕丈、田口史雄、嶋田久俊、星俊彦、太田利
隆、佐伯昇、名和豊春：10 数年および約 40 年経
過した北海道の港湾コンクリート構造物のスケー
リング進行性評価、土木学会論文集, Vol. 64, No. 3,
pp. 484-499, 2008. 9
- 32) 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
- 33) 気象庁：2000. 12～2001. 3, 2001. 12～2002. 3,
2002. 12～2003. 3, 2003. 12～2004. 3, 2004. 12～
2005. 3 アメダスデータ
- 34) 北海道開発局港湾部港湾建設課、社団法人寒地港
湾技術研究センター：海洋環境下におけるコンク
リートの耐久性向上技術検討業務報告書、2000. 3
- 35) 吉田八郎、横田滋、高野豊：石灰石骨材を使用し
た硬化コンクリート中のセメント量推定方法、コ
ンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, No. 1,
pp. 347-352, 1990.
- 36) 林田宏、佐藤靖彦、上田多門、針谷龍史、田口史
雄：凍結融解作用を受けた RC はり部材の構造性
能に関する研究、第 9 回、コンクリート構造物の
補修補強アップグレードシンポジウム、2009. 10

EXAMINATION AND EVALUATION OF DETERIORATION OF CONCRETE FROM COMBINED FROST AND SALT DAMAGE

Abstract : A method of predicting frost damage to concrete structures and performing frost diagnosis was studied in addition to other approaches for ascertaining frost depth and related measurements. As a result, a method of measuring frost depth by non-destructive testing and a technique for quantitative measurement of scaling depth were presented, and the influence of moisture on ultrasonic velocity was also revealed. In addition, a method of evaluating the progress of scaling using the water-cement ratio and the number of years of freeze-thaw cycles completed was proposed. Reductions in the strength of concrete and its adhesion to reinforcements resulting from freeze-thaw action caused a shift in RC beam transformation from the bending fracture type to the shear fracture type, and the maximum load also decreased in specimens with high levels of deterioration.

Key words: frost damage, diagnosis method, non-destructive testing, scaling, structural performance