

15.4 凍害の各種劣化形態が複合したコンクリート構造物の性能評価法の開発

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：寒地保全技術研究グループ（耐寒材料）、技術開発調整監付（寒地技術推進室）

研究担当者：島多昭典、菊田悦二、林田宏、内藤勲、遠藤裕丈、清野昌貴、檜木俊一、川村浩二、中村直久、高玉波夫、高田尚人、太田日出春、渡辺淳、鈴木哲

【要旨】

寒冷地のコンクリート構造物は、凍害によるスケーリングとひび割れおよび塩化物イオンの供給を同時に受けやすい。このため、凍害の影響が考慮された適切な性能評価法が求められる。そこで、凍害の各劣化形態を複合的に受けたコンクリートの性能評価法の提案に向け、スケーリング・ひび割れが複合した凍害の進行予測法の開発、塩化物イオンの浸透に及ぼす凍害の影響評価を行った。また、実構造物でも凍害の進行予測および塩化物イオンの浸透性の評価を行った。凍害の形態は凍結防止剤などの環境条件によって異なることや、塩化物イオンの浸透性の評価方法として差分法が有効であることを明らかにした。そして、得られた知見の範囲で、凍害を考慮した塩害に対するコンクリートの耐久性照査の基本的な考え方を提案した。

キーワード：凍結融解、スケーリング、ひび割れ、塩化物イオン、性能評価

1. はじめに

少子高齢化の進行や逼迫する財政事情など、我が国を取り巻く社会情勢は厳しい¹⁾。このため、新たな社会基盤の整備に対する投資余力は減少し、既存のコンクリート構造物については計画的かつ効率的に維持管理することが社会的に強く求められるようになってきている²⁾。

コンクリート構造物の長寿命化を適切に図るには、合理的な耐久性設計を行うことが大切である。寒冷地のコンクリート構造物は、凍結融解と塩化物（海水や凍結防止剤）の複合作用による凍・塩害を受けやすく、このような厳しい環境下でのコンクリートの耐久性を適性に評価する技術が必要となる。従前、凍害に対する耐久性の評価では、相対動弾性係数で示されるひび割れが単一の劣化として進行することを前提としてきた³⁾。また、塩害に関しては、塩化物イオンの浸透挙動がコンクリート表面の塩化物イオン量とコンクリート内部における塩化物イオンの見かけの拡散係数（以下、拡散係数と記す）を常時一定としたFickの拡散方程式の第2法則の解に従うと仮定し、塩化物イオンの浸透予測が行われてきた⁴⁾。

しかし、実際は凍結融解と塩化物の複合作用を受ける

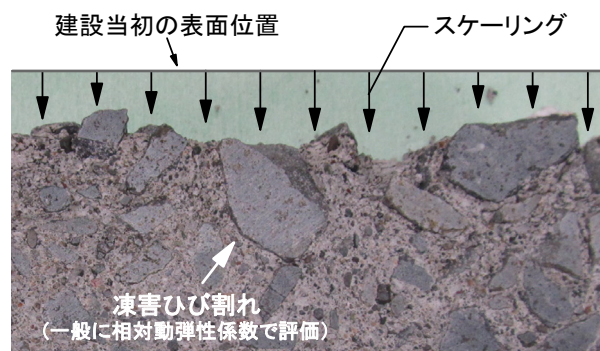


写真-1 凍害を受けたコンクリートの断面の一例

と、写真-1に示すようにひび割れに加えてスケーリングが同時に発生・進行するケースが殆どで、さらに塩化物イオンの供給も同時に起こる。このことから、スケーリングによるかぶりの減少とひび割れの同時進行による塩化物イオンの浸透速度の変化が適切に考慮された合理的な性能評価法が求められる。

そこで、寒冷地における社会基盤の効率的な整備に資する、実態に即した合理的な性能評価法の提案に向け、下記2つの目標を設定し、平成23～27年度の5年間にわ

たり実験、調査、解析を行った。

①スケーリング・ひび割れが複合化した場合の凍害の進行予測式および塩化物イオンの浸透に関する評価式の開発

②凍害の各劣化形態を複合的に受けたコンクリートの性能評価法の提案

①の達成に向け、下記の検討を行った。

①-1 構造物調査（現状整理）

スケーリング・ひび割れが複合化した凍害の程度の現状の整理

①-2 複合劣化実験（凍害）

スケーリング・ひび割れが複合化した凍害の進行性の評価

①-3 複合劣化実験（塩分浸透性）

塩化物イオンの浸透性への影響の評価

①-4 構造物調査（凍害、塩分浸透性）

実構造物における凍害の進行性および塩化物イオンの浸透性の評価

①-5 データ解析・評価式の開発

現地データ解析による、実験式の補正に基づく、凍害の進行予測式および塩化物イオンの浸透に関する評価式の開発

また、②の達成に向け、下記の検討を行った。

②-1 評価法の体系化および評価フローの検討

②-2 性能評価法の提案

2章以降では、これまで取り組んだ研究成果について述べる。

2. 構造物調査（現状整理）

はじめに、寒冷地の構造物において、凍害（スケーリング、ひび割れ）の程度を目視および非破壊試験により調べ、凍害による被害の現状を大まかに整理した。

2.1 調査概要

2.1.1 調査橋梁

図-1 に凍害危険度マップ⁵⁾を示す。このマップは、長谷川が外気温上の最低温度や凍結融解日数などの気象データを基に、凍害発生危険性をグレード分けしたものである。表-1 に示すように、凍害危険度は数値が大きいほど凍害が発生する危険性が高いことを表し、環境の厳しさの目安となるものである。

ここでは、凍害危険度（大～小）と凍結防止剤の散布量（多～少）に着目して調査橋梁を選定した。調査路線を同じく図-1 に示す。青色で表示した路線は凍害危険度5、同じく赤色は凍害危険度4、緑色は凍害危険度3のエリアに位置している。

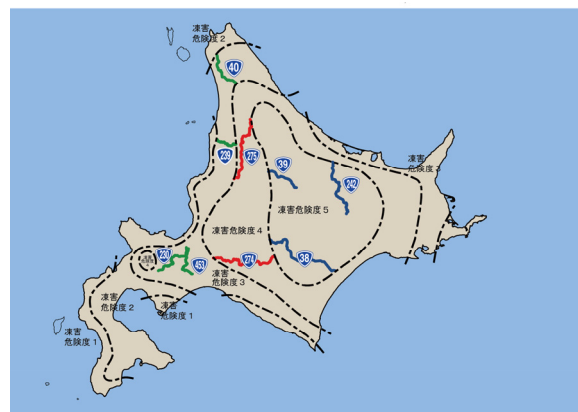


図-1 凍害危険度マップ⁵⁾と調査路線

表-1 凍害危険度⁵⁾

凍害危険度	凍害の予想程度
1	ごく軽微
2	軽微
3	やや大きい
4	大きい
5	極めて大きい

リアに位置している。調査は、凍害危険度5のエリアに位置する道路橋の中から一般国道242号遠軽町～足寄町間の34橋、一般国道38号狩勝峠～幕別町間の24橋及び一般国道39号愛別町～石北峠間の28橋、凍害危険度4のエリアに位置する道路橋の中から一般国道274号夕張市～日高町間の25橋及び一般国道275号深川市～美深町間の27橋、そして、凍害危険度3のエリアに位置する道路橋の中から一般国道40号天塩町～豊富町間の15橋、一般国道239号霧立峠～苫前町間の17橋、一般国道230号札幌市～留寿都村間の23橋及び一般国道453号の札幌市～支笏湖間の11橋の計204橋の道路橋で行った。

2.1.2 調査内容

スケーリングに関しては目視による調査、凍害ひび割れに関しては超音波（表面走査法）による調査を行った。いずれも非破壊試験である。調査は、起点側および終点側の路面から流下する凍結防止剤を含む融雪水の影響を受けやすい橋台で行った。ここでは、1橋台あたり橋台両側面と正面の3面、1道路橋あたり6面を目視観察し、外観上、最も凍害が大きかった面を調査対象箇所とした。また、凍害の程度と凍結防止剤の散布量との関係を考察するため、各道路橋における散布量も調べた。

(1) スケーリング（目視評価）

目視調査は写真-2 に示す ASTM C 672 の基準⁶⁾に準じて行った。粗骨材の露出状況や剥離の程度を詳しく調べ、0～5点の評価点を付けた。

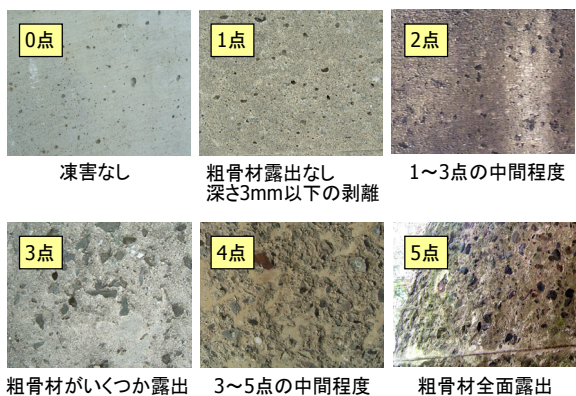


写真-2 目視評価の基準

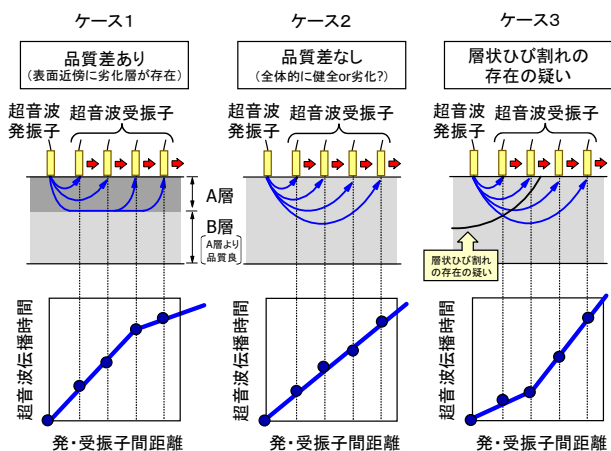


図-2 表面走査法

(2) 凍害ひび割れ (表面走査法)

一般に凍害ひび割れの程度は相対動弾性係数 (健全なコンクリートの動弾性係数を 100 としたときの比率) で評価される。ここでは既往の研究⁷⁾を参考に、相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の推定を試みた。

図-2, 3 に測定の概要、写真-3 に調査実施状況を示す。発振子から送信された超音波は、損傷の程度が小さい緻密な組織まで伝播速度が速く、短時間で受振子に到達する特徴がある。例えば、図-2 のケース 1 に示すように、凍害を受けて劣化した層が表面近傍に存在する場合、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、発・受振子間の距離がある値以上になると超音波の最速伝播経路は健全層の縁端面となり、発・受振子間距離に対する伝播時間の増加の割合は小さくなる。このため、発・受振子間距離と超音波伝播時間の関係は、図に示すような折れ線グラフとなる。ここで原点から変曲点までの距離を X_0 、劣化層と健全層縁端面の超音波伝播速度をそれぞれ V_d 、 V_s (グラフの傾きの逆数) とすると、劣化層 (図-2 の A 層) の

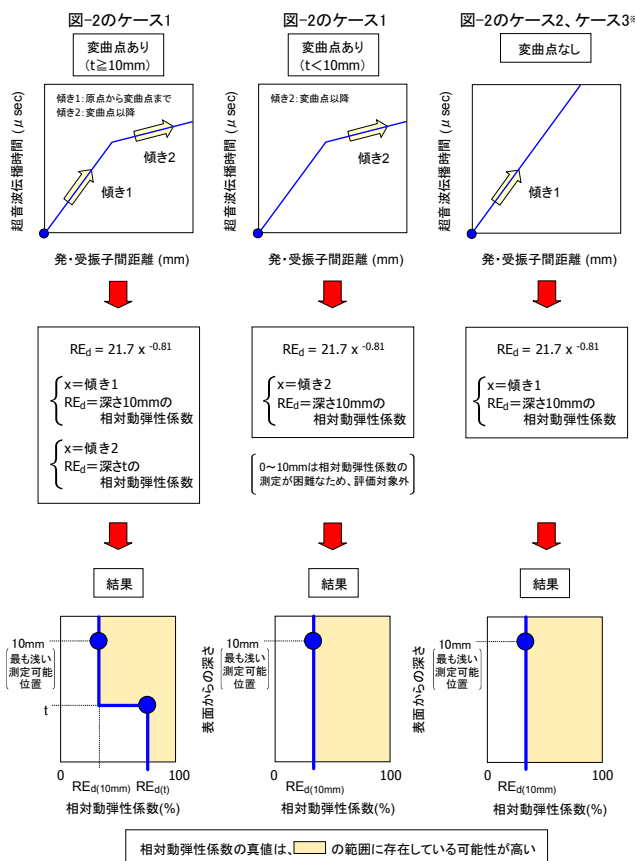


図-3 表面走査法による凍害診断の考え方



写真-3 調査実施による調査実施状況

厚さ t は式(1)から求めることができる⁸⁾。

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

なお、ケース2のように、コンクリートが全体的に健全もしくは劣化している場合は基本的に品質が一様に均

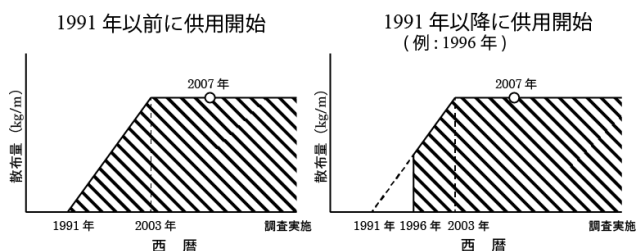


図-4 累積散布塩化物イオン量の算出方法

等なため、発・受振子間距離と超音波伝播時間の関係は折れ線ではなく、直線グラフとなる。その場合の t は 0 か部材の全厚のいずれかとなる。

また、既報⁷⁾は、発・受振子間距離と超音波伝播時間の関係のグラフの傾きと相対動弾性係数の関係の把握を試み、下記の実験式を得ている。

$$RE_d = 21.7x^{-0.81} \quad (2)$$

ここに、 RE_d は測定可能な最浅位置である深さ 10mm もしくは深さ t の相対動弾性係数の真値(%)である。 x は発・受振子間距離と超音波伝播時間の関係のグラフの傾きで、考え方は図-3 の通りである。

一般に凍害による損傷は、水分と凍結融解の影響を最も受けやすい表面が顕著に大きいため、相対動弾性係数は表面から内部にかけて大きくなる。このため、相対動弾性係数の真値は、図-3 の下に示す橙色で塗りつぶされた範囲に存在することになる。この考え方が概ね妥当であることは、凍害を受けた道路橋での調査において確認されている⁷⁾。

ここでは、この方法に基づいて相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の下限値(図-3 の下に示す青線)を調べ、その結果をもとに表面から深さ 10mm の下限値(以下、 $RE_{d,10mm}$ と記す)と深さ 50mm の下限値(以下、 $RE_{d,50mm}$ と記す)を求め、 $RE_{d,10mm}$ 、 $RE_{d,50mm}$ から大凡の凍害ひび割れの状況を把握することとした。

(3) 凍結防止剤散布量

北海道における凍結防止剤の年間散布量は、スパイクタイヤの使用が規制される 1991 年以前は比較的少なかったが、1991~2003 年は概ね一定割合で増え続け、2003 年以降は同程度の値で推移する傾向にある⁹⁾。なお、各路線における凍結防止剤の年間散布量は 2007 年に調査されている。

ここでは、この 2007 年の調査データを使用し、年間散布量は 1991 年から 2003 年にかけて直線的に増え、2003

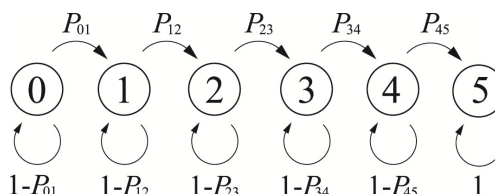


図-5 マルコフの連鎖モデルによる劣化推移の概念

(0、1、2、3、4、5 は表-2、3 に示す劣化度を表す)

表-2 目視評価の判定基準

劣化度	判定基準
0	0点
1	1点
2	2点
3	3点
4	4点
5	5点

表-3 相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の予測下限の判定基準

劣化度	判定基準
0	$100\% \geq RE_{dL} > 60\%$
1	$60\% \geq RE_{dL} > 50\%$
2	$50\% \geq RE_{dL} > 40\%$
3	$40\% \geq RE_{dL} > 30\%$
4	$30\% \geq RE_{dL} > 20\%$
5	$20\% \geq RE_{dL} \geq 0\%$

年以降は一定となると仮定して図-4 に示すグラフを作成し、斜線部の面積から得られる現在までの総散布量を塩化物イオン量に換算することで、供用から現在までに散布された橋長 1m あたりの塩化物イオン量(以下、累積散布塩化物イオン量と記す)を求めた。

2.1.3 評価方法

調査橋梁は供用年数がそれぞれ異なるため、各橋で取得した評価点同士をそのまま単純に比較する形の評価はできない。そこで、凍害の進行に及ぼす地域条件の違いの影響の現状を、マルコフ連鎖モデルにより整理した。

マルコフ連鎖モデルによる劣化推移の概念を図-5 に示す。橋台で調べた目視評価および深さ 10mm と 50mm における相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の下限値の結果を表-2、3 に示す劣化度判定基準に従ってグレード分けし、式(3)に示すマルコフの連鎖モデルの基本式¹⁰⁾を用いて劣化度の推移を予測した。

$$\begin{pmatrix} f \\ e \\ d \\ c \\ b \\ a \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1-P_{01} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ P_{01} & 1-P_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & P_{12} & 1-P_{23} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & P_{23} & 1-P_{34} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & P_{34} & 1-P_{45} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & P_{45} & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3)$$

ここに、 f, e, d, c, b, a はそれぞれの劣化度(図-5 の 0、1、2、3、4、5)を示す割合、 P_{ij} は推移確率、 s は

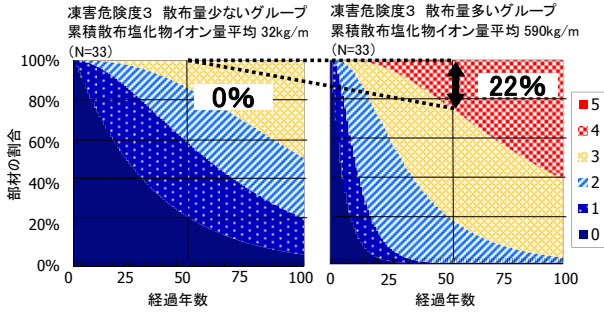


図-6 凍害危険度3における目視評価の劣化度推移比較

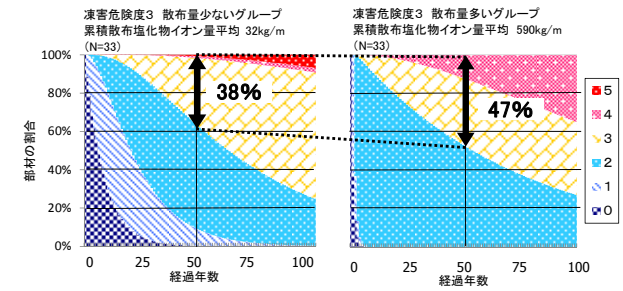


図-9 凍害危険度3におけるRE_d10mmの劣化度推移比較

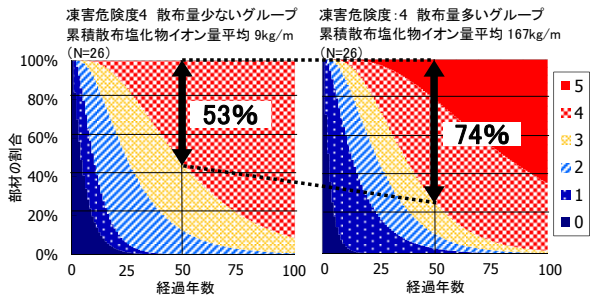


図-7 凍害危険度4における目視評価の劣化度推移比較

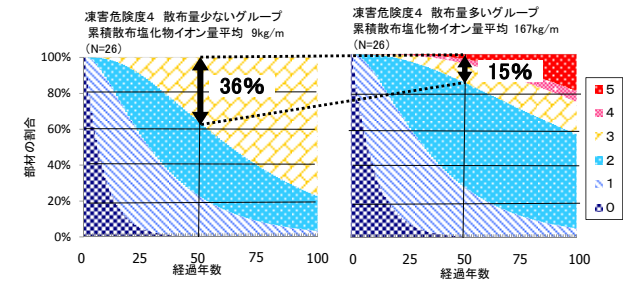


図-10 凍害危険度4におけるRE_d10mmの劣化度推移比較

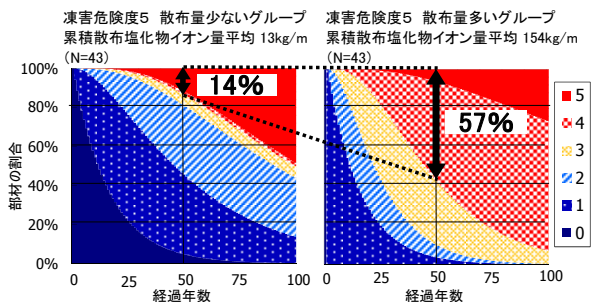


図-8 凍害危険度5における目視評価の劣化度推移比較

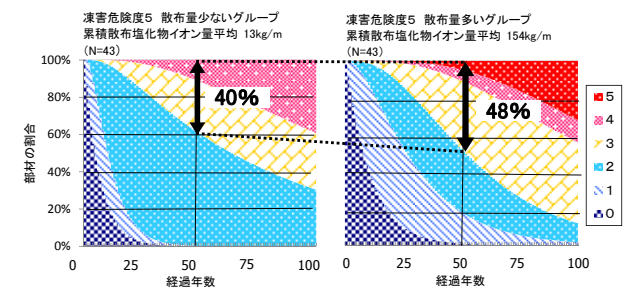


図-11 凍害危険度5におけるRE_d10mmの劣化度推移比較

経過年数である。

2. 2 調査結果・考察

2.2.1 凍害と凍結防止剤散布量の関係

はじめに、累積散布塩化物イオン量の違いがスケーリングや凍害ひび割れに及ぼす影響について調べた。ここでは、凍害危険度ごとに道路橋を累積散布塩化物イオン量が多いグループと少ないグループに等分で分類し、マルコフの連鎖モデルにより求めた目視評価と相対動弾性係数の劣化度の推移結果の比較を行った。

(1) スケーリング (目視評価)

図-6、7、8に凍害危険度3、4、5の道路橋における結果をそれぞれ示す。経過年数50年目において、累積散布塩化物イオン量が少ないグループと多いグループにおける、骨材露出が顕著な劣化度4以上の道路橋の割合を比

較したところ、凍害危険度3は0%と22%、凍害危険度4は53%と74%、凍害危険度5は14%と57%となり、いずれにおいても累積散布塩化物イオン量が多いグループの方が割合は高かった。

(2) 凍害ひび割れ (相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の予測下限値)

凍害危険度3、4、5の道路橋におけるRE_d10mmの劣化度推移比較を図-9、10、11に示す。経過年数50年目において、相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の下限値が40%よりも小さい劣化度3以上の道路橋の割合を散布量の少・多で比較したところ、凍害危険度3は38%と47%、凍害危険度4は36%と15%、凍害危険度5は40%と48%であった。次にRE_d50mmの劣化度推移比較を図-12、13、14に示す。同じく経過年数50年目にお

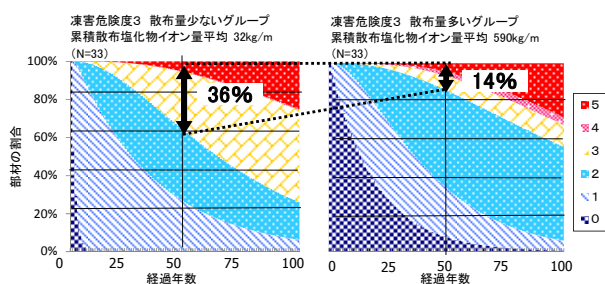


図-12 凍害危険度3におけるRE_d50mmの劣化度推移比較

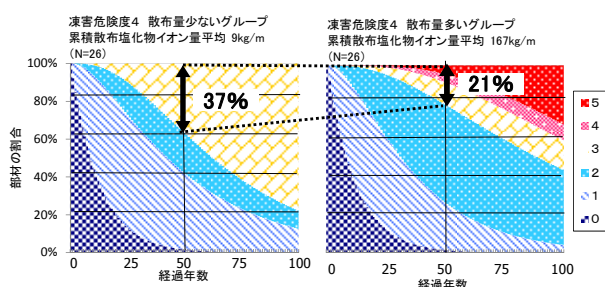


図-13 凍害危険度4におけるRE_d50mmの劣化度推移比較

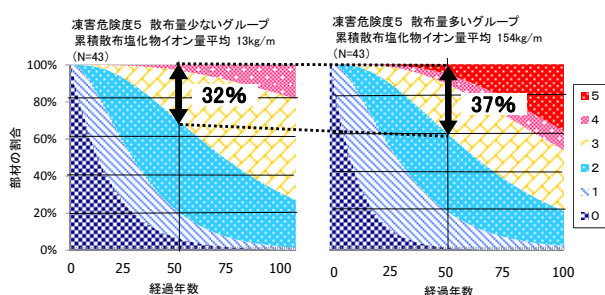


図-14 凍害危険度5におけるRE_d50mmの劣化度推移比較

る劣化度3以上の道路橋の割合を散布量の少・多で比較すると、凍害危険度3は36%と14%、凍害危険度4は37%と21%、凍害危険度5は32%と37%であった。累積散布塩化物イオン量が多いグループの方が高い割合を示したのは、部材の表面に近いRE_d10mmは凍害危険度3と凍害危険度5、一方、部材の内部にあたるRE_d50mmは凍害危険度5のみであった。

橋台で取得したデータをマルコフの連鎖モデルにより解析した結果、いずれの凍害危険度エリアにおいてもスケーリングは累積散布塩化物イオン量の影響を受けることが定量的に示され、耐久性設計を行う際は留意する必要があることが確認された。一方、凍害ひび割れについては、本研究で実施した調査ではスケーリングのように明確な傾向が示されなかった。

2.2.2 凍害と凍害危険度の関係

次に、スケーリングや凍害ひび割れに及ぼす凍害危険度の影響について調べた。ここでは今回調査した道路橋の中から、累積散布塩化物イオン量が概ね同程度で凍害危険度が異なる道路橋を抽出してマルコフ連鎖モデルによる解析を実施し、目視評価と相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の下限值、それぞれの劣化度の推移を凍害危険度ごとに比較した。

なお、累積散布塩化物イオン量は、調査した道路橋ごとに異なる。ここでは、同程度の累積散布塩化物イオン量同士で比較を行う理由から、累積散布塩化物イオン量が0~100kg/mの範囲の道路橋を、それぞれの凍害危険度エリアから抽出して考察した。

(1) スケーリング (目視評価)

図-15に結果を示す。50年目における劣化度4以上の割合は凍害危険度3が0%、凍害危険度4が52%、凍害危険度5が49%となり、凍害危険度4と5はほぼ同程度だが、凍害危険度5は劣化度5が13%存在していた。累積散布塩化物イオン量が同程度の場合、凍害危険度が大きいほどスケーリングしやすい傾向を定量的に確認できた。

(2) 凍害ひび割れ (相対動弾性係数の真値が存在するとと思われる領域の予測下限値)

RE_d10mmとRE_d50mmの劣化度推移比較を図-16、17に示す。相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の下限值が40%よりも小さい劣化度3以上の道路橋の割合について、同じく経過年数50年目に着目し、異なる凍害危険度同士で比較した。部材の表面に近い位置（ここではRE_d10mm）に関しては、凍害危険度3は35%、凍害危険度4は35%、凍害危険度5は39%の道路橋が劣化度3以上を呈した。さらに、凍害危険度5の道路橋においては、劣化度4ならびに5の割合も5%程度見られ、明瞭では無いが凍害危険度が大きいエリアほど、劣化度が経年により大きくなりやすい傾向が見受けられる。一方、部材の内部（ここではRE_d50mm）においては、凍害危険度3は36%、凍害危険度4は34%、凍害危険度5は35%となり、いずれの凍害危険度エリアにおいても割合はほぼ同程度であった。加えて、凍害危険度3と5において共に劣化度5の割合が5%程度示され、明瞭な傾向は把握できなかった。

この結果は、橋台内部における凍害の程度はいずれの道路橋も差がないことを示唆する。しかしながら、ここでは非破壊試験から求めた相対動弾性係数の真値が存在すると思われる領域の下限值を解析に用いており、後述の5章では、コア採取から得られる相対動弾性係数の

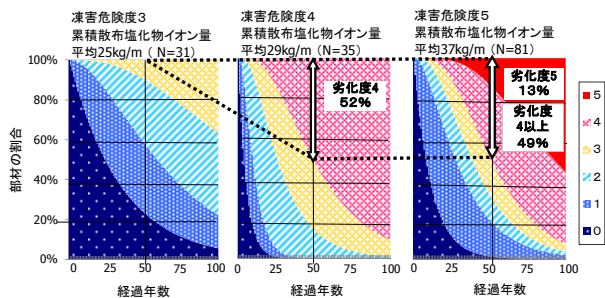


図-15 凍害危険度が3、4、5で累積散布塩化物イオン量が0~100kg/mにおける目視評価の劣化度推移比較

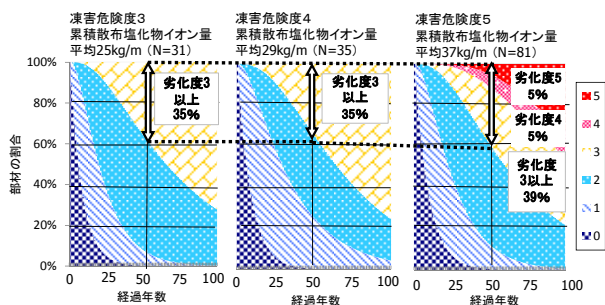


図-16 凍害危険度が3、4、5で累積散布塩化物イオン量が0~100kg/mにおけるRE_d10mmの劣化度推移比較

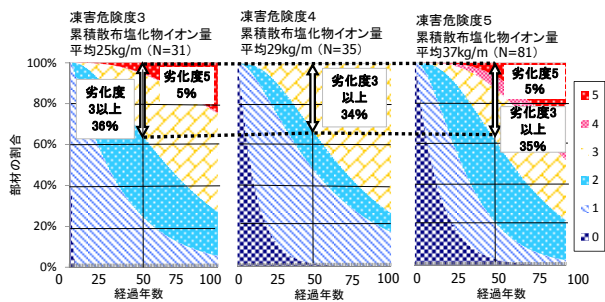


図-17 凍害危険度が3、4、5で累積散布塩化物イオン量が0~100kg/mにおけるRE_d50mmの劣化度推移比較

真値による評価を行い、さらに傾向を詳しく調べることとする。

3. 複合劣化実験 (凍害)

2章ではマルコフ連鎖モデルを活用し、凍害の程度は、凍害危険度や凍結防止剤の散布量などの環境条件によって異なることを確認した。この成果は、環境条件をもとに対策を講ずる優先度の決定や、合理的な維持管理計画を策定する上で有効な資料の一つと考える。

しかし、鋼材腐食をもたらす塩化物イオンの浸透に及

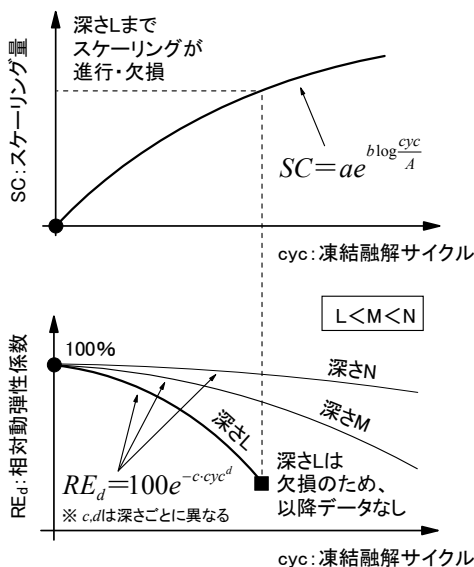


図-18 凍害の進行予測の概念

ばず凍害の影響を適切かつ定量的に設計・把握するには、グレーディングによる評価だけではなく、凍害の程度を表す定量的な指標値である、スケーリング量や相対動弾性係数(ひび割れ)の進行を予測する技術が必要となる。3章では、平成23~27年度の5年間に亘り、実験室で実環境を想定した種々の凍結融解試験を行い、凍害の進行性を調べた。

3.1 理論の整理

凍害の進行を簡易に予測するモデルとして、既報は次式を示している¹¹⁾、¹²⁾。

$$SC = ae^{b \log \frac{cyc}{A}} \quad (4)$$

$$RE_d = 100e^{-c cyc^d} \quad (\text{欠損に至るまで}) \quad (5)$$

ここに、SCはスケーリング量(g/cm²)、RE_dは相対動弾性係数(%)、cycは凍結融解サイクル、Aはサイクルを無次元化させるための係数(一般に最長サイクルの1/2)、a、b、c、dは係数である。図-18に概念を示す。

なお、凍結防止剤の散布量はスパイクタイヤの使用が規制された1991年以降、大きく増加している⁹⁾。このため、1991年以前に建設された道路橋では、塩化物の供給環境の変遷に留意して凍害の進行予測を行う必要がある。このことに関しては、平成26年度に実施した研究において、環境の変遷を考慮した凍害の進行予測の考え方として次式を示した¹³⁾。

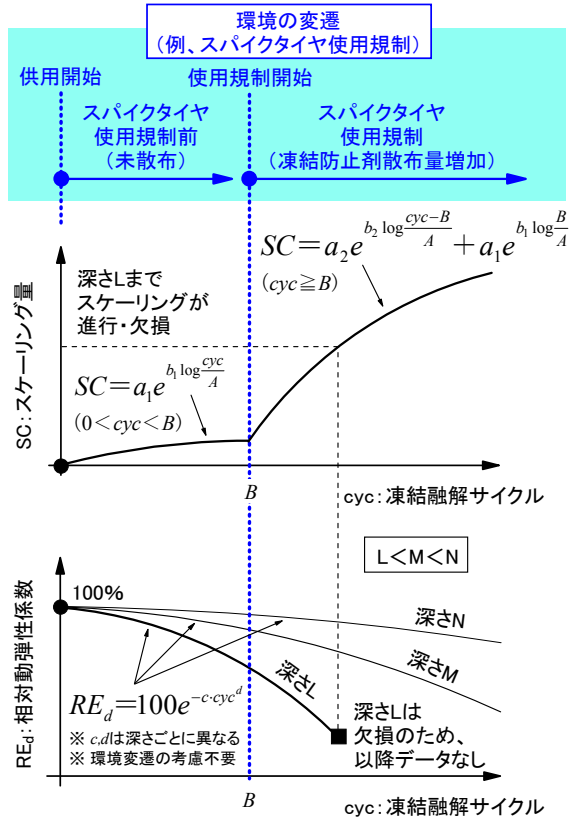


図-19 環境の変遷を考慮した凍害の進行予測の概念

表-4 コンクリート配合

実験	配合No.	W/C (%)	セメント	単位量(kg/m ³)			
				W	C	S	G
1	1	45	普通	144	320	815	1082
2	2	55	普通	146	265	871	1065
3	3	65	普通	148	228	922	1041
4	4	45	高炉	145	322	808	1073
5	5	55	高炉	147	267	865	1059
6	6	65	高炉	149	229	917	1035
7	7	55	普通	168	305	903	1061
8	8	55	高炉	167	304	900	1057
9	9	55	普通	146	265	871	1067
10	10	55	高炉	147	267	865	1061

配合No.1, 2, 3, 4, 5, 6, 9, 10の目標空気量は4.5±1.5%、配合No.7, 8はnon-AE

【略称】 W/C: 水セメント比
 セメント: 使用セメント
 普通: 普通ポルトランドセメント
 高炉: 高炉セメントB種
 W: 水
 C: セメント
 S: 細骨材
 G: 粗骨材 (最大径25mm)

$$SC = a_1 e^{b_1 \log \frac{cyc}{A}} \quad (0 < cyc < B) \quad (6)$$

$$SC = a_2 e^{b_2 \log \frac{cyc-B}{A}} + a_1 e^{b_1 \log \frac{B}{A}} \quad (cyc \geq B) \quad (7)$$

$$RE_d = 100 e^{-c \cdot cyc^d} \quad (\text{欠損に至るまで}) \quad (8)$$

ここに、 a_1 、 b_1 、 a_2 、 b_2 は係数、 B はスパイクタイヤ使

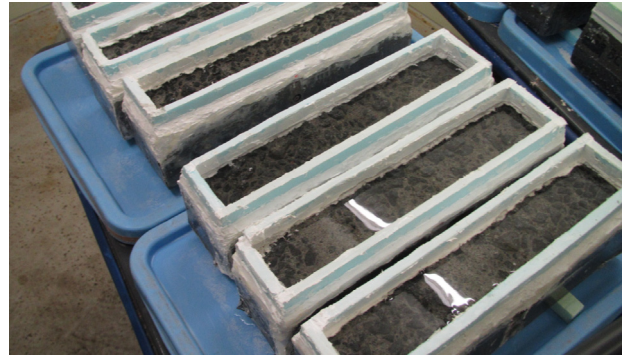


写真-4 凍結融解試験状況の一例

用規制開始までに受けた凍結融解サイクル（試験水の種類を通常の水から、塩化物を含んでいる水へ切り替えた凍結融解サイクル数）である。図-19に概念を示す。

3章では、式(4)～(8)に示した凍害の進行予測式の妥当性を5年に亘り、調べた。これらの実験結果を包括的に示す。

3.2 実験概要

3.2.1 コンクリート配合および供試体

表-4にコンクリート配合を示す。細骨材は苫小牧錦岡産の海砂（除塩処理済）、粗骨材は小樽見晴産の碎石を使用した。表に記載している実験1～5の説明は後述する。供試体は100×100×400mmの角柱とし、材齢7日まで湿布養生を施した後、材齢28日まで恒温恒湿室（温度20℃、湿度60%）に静置した。

3.2.2 実験方法

道路橋部材の露出状況を模擬し、供試体の一面からのみ凍結融解作用を最長600サイクルまで与え、概ね25サイクル毎にスケーリング量、概ね100サイクル毎に深さ10、20、30、40、50mmの相対動弾性係数を調べた。凍結融解を与える試験面は打設面とし、残りの5面は劣化の発生を防ぐため、エポキシ樹脂を塗布した。

本研究で行った凍結融解試験は、下記の5種類である。

■実験1：JIS A 1148に準じた一般の急速凍結融解試験

コンクリートの表面を3mm厚の水で覆うことができるゴム製容器に供試体を挿入し、濃度3%の塩化ナトリウム水溶液（以下、塩水と記す）を容器に注いだ後、容器を試験槽に格納し、JIS A 1148に準じて-18℃～5℃の範囲で3～4時間1サイクルの急速凍結融解作用を600サイクル与えた。

■実験2：ASTM C 672に準じた凍結融解試験

実験1よりも実環境に近く、凍結融解の繰り返しが比較的緩やかな ASTM C 672 を準用して、試験面に塩水を6mm張って-18℃で16時間、23℃で8時間の1日1サイ

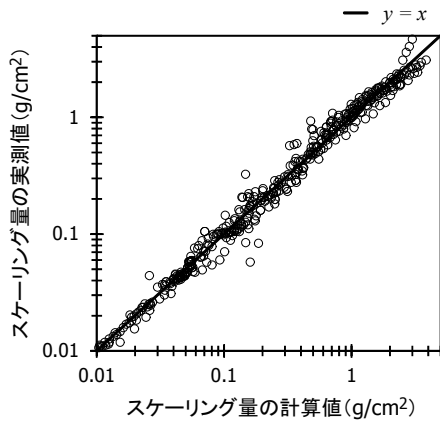


図-20 スケーリング量の計算値と実測値

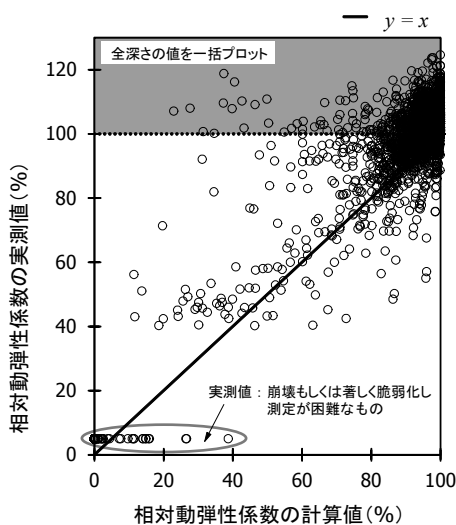


図-21 相対動弾性係数の計算値と実測値

クールの凍結融解作用を600サイクル与えた(写真-4)。

■実験3：non-AE コンクリート供試体の凍結融解試験

凍害を促す理由から、エントレインドエアを導入しないnon-AE コンクリート供試体による凍結融解試験を行った。試験方法はASTM C 672を準用し、試験水に塩水を用い、最長300サイクル行った。なお、前述の実験1、2、後述する実験4、5の供試体はAE コンクリートである(表-4)。

■実験4：夏季に受ける乾燥を考慮した凍結融解試験

寒冷地の道路橋は、冬季は凍結融解と塩化物の複合作用を受ける一方、夏季は高温の影響により乾燥を受ける。これを実験的に再現させるねらいで、ASTM C 672を準用した塩水による凍結融解作用を49サイクル与え、その後、北海道の夏季の最高気温¹⁴⁾等を参考に、安全側に評価するねらいで40℃に設定した乾燥機に28日静置し、再び凍結融解作用を与える形で、凍結融解(49サイクル)と

乾燥(28日)を交互に繰り返す作業を6回実施した。

■実験5：環境の変遷を考慮した凍結融解試験

凍結防止剤の散布量はスパイクタイヤの使用規制以降に増加していることに着目してスパイクタイヤ規制前に供用を開始した道路橋を想定し、はじめは淡水を試験水とし、途中から塩水に切り替える凍結融解試験を行った。試験方法はASTM C 672を準用した。試験水の切り替え作業は100もしくは200サイクル経過時に行い、切り替え後は塩水による凍結融解作用を300サイクル与えた。

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

相対動弾性係数は超音波測定器を使用して求めた。供試体を挟む形で側面(100×400mm)に超音波発・受振子をあてて深さ10、20、…、90mmの超音波伝播速度を測定し、式(9)¹⁵⁾、(10)より各深さの相対動弾性係数を求めた。

$$E_{dn} = 4.0387V_n^2 - 14.438V_n + 20.708 \quad (9)$$

$$RE_d = \frac{E_{dn}}{E_{d0}} \times 100 \quad (10)$$

ここに、 E_{dn} は凍結融解作用を n サイクル与えた時の動弾性係数(GPa)、 V_n は n サイクルの超音波伝播速度(km/s)、 RE_d は n サイクルの相対動弾性係数(%)、 E_{d0} は凍結融解を受けていないコンクリートの動弾性係数(GPa)である。一般に E_{d0} は凍結融解試験前(0サイクル)の測定値が与えられるが、3章では動弾性係数の変化に及ぼす水和水の影響を極力排除したい理由から、試験水を張って同じ期間、常温下に曝した供試体の動弾性係数を E_{d0} とすることとした。

3.3 実験結果・考察

式(4)～(8)に示した凍害の進行予測式から求めた計算値と実測値を比較した。図-20にスケーリング量、図-21に相対動弾性係数を示す。図には実験1～5で取得したすべてのデータを一括プロットした。

平成23～27年度の5年間、実環境を想定して準備した種々の凍結融解作用を与えたが、いずれもスケーリング量は計算値と実測値がほぼ一致し、予測式の信頼性は高いことがわかる。相対動弾性係数は試験途中で100%を上回った実測値を除外すると全体的に1:1の直線近傍にプロットされた。

以上のことから、予測式は概ね妥当であることが示された。

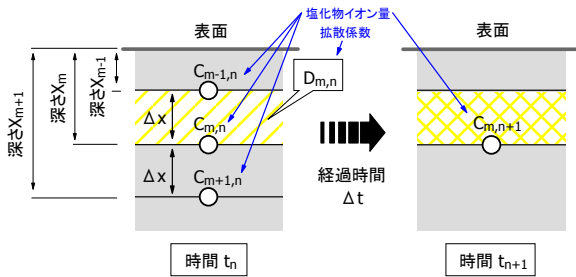


図-22 Fickの拡散方程式の
差分式(式(12))に用いる変数

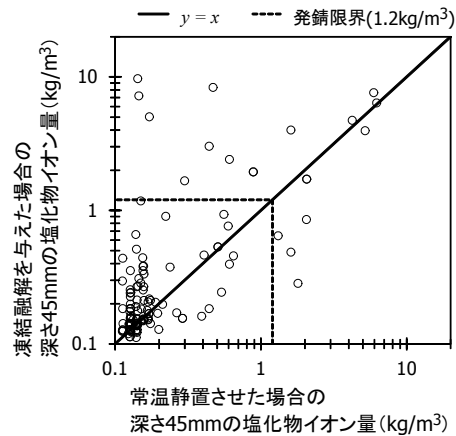


図-23 塩化物イオンの浸透に及ぼす凍害の影響
(深さ45mm)

4. 複合劣化実験 (塩分浸透性)

3章では凍害に着目し、スケーリング・ひび割れが複合化した凍害の進行性に関する実験結果について述べた。4章では塩化物イオンに着目し、塩化物イオンの浸透性に及ぼす凍害の影響について調べた。

4.1 理論の整理

先に述べたように、現在の設計ではコンクリート表面の塩化物イオン量と塩化物イオンの見かけの拡散係数(以下、拡散係数と記す)を常に一定として解いたFickの拡散方程式の解である式(11)が使用されている⁴⁾。

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right) \quad (11)$$

ここに、 $C(x, t)$ は時間 t (年)における表面から深さ x (cm)の塩化物イオン量(kg/m^3)、 C_0 はコンクリート表面の塩化物イオン量(kg/m^3)、 erf は誤差関数、 D は拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$)である。

しかし、凍害を受ける場合、凍害の進行に応じて拡散係数を変化させる必要がある。凍害の程度は深さごとに異なり、深さと時間を変数として拡散係数を変化させる場合、Fickの拡散方程式そのものを解く必要があり、計算が複雑となる。この研究では、式(12)に示すFickの拡散方程式の差分式¹⁶⁾を活用し、凍害の進行を考慮した塩化物イオンの浸透予測を比較的簡易に行うことを目指した。

$$\begin{cases} C_{m,n+1} = D_{m,n} r (C_{m+1,n} + C_{m-1,n}) + C_{m,n} (1 - 2D_{m,n} r) \\ r = \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \quad (\text{ただし } r \leq \frac{1}{2}) \end{cases} \quad (12)$$

ここに、 $C_{m,n}$ は時間 t_n (年)における深さ x_m (cm)の塩化物イオン量(kg/m^3)、 r は係数、 Δt は時間 t のきざみ幅 (t_n

$= n\Delta t$)、 Δx は深さ x のきざみ幅 ($x_m = m\Delta x$)、 $D_{m,n}$ は時間 t_n における深さ $x_{m-1} \sim x_m$ 間の拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$)である。図-22にこれらの変数を示す。

4章では、平成23~27年度の5年間に亘り、実験室において凍結融解試験を継続的に行って塩化物イオン量を測定し、式(12)による予測の有効性を調べた。その実験結果を包括的に示す。

4.2 実験概要

コンクリート材料、供試体、凍結融解試験の方法については3章と同じであるため、説明は割愛する。

塩化物イオン量の測定は、JIS A 1154の硝酸銀滴定法に準じて行った。概ね100サイクル毎に供試体を回収し、深さ0~10、10~20、20~30、30~40、40~50mm(本章では以下、中間をとり、5、15、25、35、45mmと記す)の塩化物イオン量を調べた。また、比較用として、3章で示した実験1~5における「凍結融解」の行程を「常温静置」に置き換えた供試体も準備した。

4.3 実験結果・考察

4.3.1 塩化物イオンの浸透に及ぼす凍結融解の影響

実験1~5における「凍結融解」の行程を「常温静置」に置き換えた供試体を別途用意し、塩化物イオンの浸透に及ぼす凍結融解の影響を調べた。図-23に常温静置させた場合と凍結融解を与えた場合との深さ45mmの塩化物イオン量の比較を示す。3章と同様に、図には実験1~5で取得したすべてのデータを一括プロットした(後述の図-24、25、26も同様)。1:1の直線より上の領域にプロットされたデータが多く、凍結融解の影響が認められた。図-24にスケーリング量と深さ45mmの塩化物イオン量の比率(凍結融解/常温静置)の関係を示す。比率が1以上は凍結融解を与えた方が多いことを意味する。ス

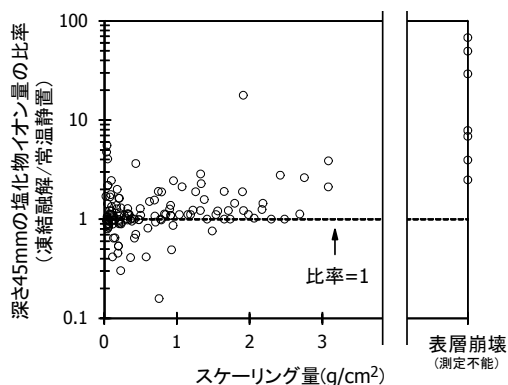


図-24 スケーリング量と深さ45mmの塩化物イオン量の比率（凍結融解/常温静置）の関係

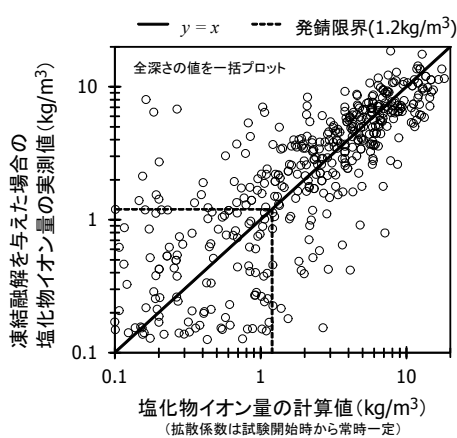


図-25 塩化物イオン量の計算値（拡散係数は常時一定）と実測値

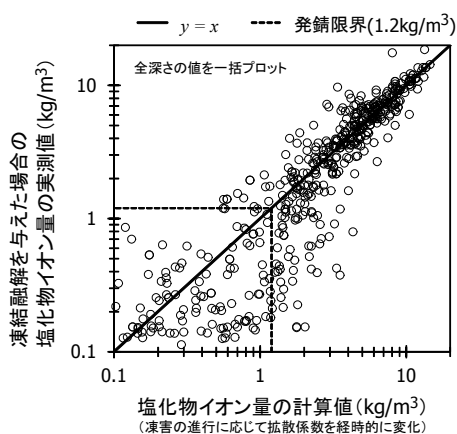


図-26 塩化物イオン量の計算値（凍害の進行に応じて拡散係数を経時的に変化）と実測値

ケーリング量が多いほど比率1以上を呈しやすい傾向が示された。これはスケーリングによって供試体の厚さが減少し、塩化物イオンの移動距離が縮まったことが影響

している。なお、スケーリングは小さいものの比率が1以上のデータも確認された。凍結融解によって内部に発生したひび割れにより、浸透が促進されたためと考えられる。

4.3.2 塩化物イオン量の予測に関する考察

拡散係数を常時一定とした式(11)による予測結果（計算値）と凍結融解を与えた場合の実測値との比較を図-25に示す。拡散係数は前述の「凍結融解」を「常温静置」に置き換えた供試体から求めた。予測が1.2kg/m³未満でも実測値が1.2kg/m³を大きく上回るプロットも確認され、予測は実測値を過小評価している。

次に、凍害の進行に応じて拡散係数を経時的に変化させた際の式(12)による予測結果と凍結融解を与えた場合の実測値との比較を図-26に示す。なお、拡散係数は直線的に経時、増加すると仮定している。図-25と比べるとばらつきは改善され、予測が1.2kg/m³未満の範囲では実測値が1.2kg/m³を上回るプロットも減少している。全体的に予測は実測値を安全に評価していることがわかる。

5. 構造物調査（凍害、塩分浸透性）

5.1 凍害に関する調査

寒冷環境下に位置する北海道の道路橋橋台で詳細調査を実施し、3章で得た知見をふまえた凍害の進行性評価を行った。

なお、橋台コンクリートの配合や曝される環境は一樣ではない。そこで、凍害の進行予測式を構成する諸係数と材料・環境因子の関係の把握も試みた。

5.1.1 概念の整理

(1) 凍害の進行予測式

3章ではスケーリング量でスケーリングの程度を評価したが、構造物で剥離片の質量を測定することは困難である。このため、スケーリングの程度を表す指標として、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¹⁷⁾が提案する、剥離深さと剥離面積率の積で定義される剥離度を用いることとする（写真-5）。

$$D_m = D \times A_s = D \times \frac{S}{50 \times 50} \quad (13)$$

ここに、 D_m は剥離度(mm)、 D は平均剥離深さ(mm)、 A_s は剥離面に据え付けた50×50cm枠内に占める剥離面積率、 S は50×50cm枠内の剥離面積(cm²)である。

凍害の進行予測は、図-19に示した概念に基づいて、式(14)～(16)により行う。

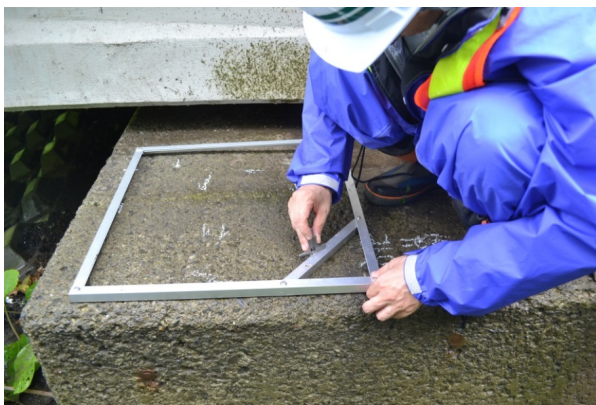


写真-5 剥離度の測定状況

$$D_m = a_1 e^{b_1 \log \frac{t}{A}} \quad (\text{散布開始前}) \quad (14)$$

$$D_m = a_2 e^{b_2 \log \frac{t-B}{A}} + a_1 e^{b_1 \log \frac{B}{A}} \quad (\text{散布開始以降}) \quad (15)$$

$$RE_d = 100e^{-c \cdot t^d} \quad (\text{欠損に至るまで}) \quad (16)$$

ここに、 t は凍結融解履歴（ここでは供用後の経過年数（年）をあてる。なお、 $t \geq 1$ とし、 $t=0$ の場合は $D_m=0\text{mm}$ 、 $RE_d=100\%$ とする）である。 A 、 a_1 、 b_1 、 a_2 、 b_2 、 c 、 d は3章に同じく、時間を無次元化させるための係数および材料や環境など諸条件によって定まる係数である。 B の凍結防止剤散布開始時期は、スパイクタイヤの使用が規制された西暦1991年を境に設定することとする。

(2) 材料因子

スケーリングについては、表層が脆弱でかつ透水性が小さいコンクリートほど表層に水が多く供給されるとともに、凍結した表層から未凍結層への凍結余剰水の移動が阻害されやすくなるため、表層で凍結圧が集中的に高まることでスケーリングが生じやすくなる機構に基づき、遠藤¹⁸⁾はスケーリングの進行速度を表す指標として、表層の脆弱性を表す水セメント比と透水性を表す透水係数を組み合わせた式(17)を提案している。

$$\omega = \left(\frac{W/C}{45} - 1.67 \right) \left(\frac{k}{3.5 \times 10^{-10}} + 2.31 \right) \quad (17)$$

ここに、 ω はスケーリングの進行速度を表す指標値、 W/C は水セメント比（%）、 k は透水係数（cm/s）である。

相対動弾性係数については、山下¹⁹⁾が耐凍害性を表す指標として細孔水の凍結による膨張に対する抵抗要因である圧縮強度、気泡間隔係数、細孔に占める凍結水量を

組み合わせた式(18)を提案している。

$$\beta = \left(\frac{f_c}{300} \right)^{0.019} \times \left(\frac{L}{0.5} \right)^{-0.903} \times \left(\frac{V_f}{V_0} \right)^{-0.107} \quad (18)$$

ここに、 β は耐凍害性指標値、 f_c はコンクリートの圧縮強度（kgf/cm²）、 L は気泡間隔係数（mm）、 V_f は凍結水量（cc/g）、 V_0 は総細孔量（cc/g）である。

既報の実験においては、 ω が大きいほどスケーリングは進行しやすいこと、また β が小さいほど相対動弾性係数は低下しやすいことが確認されている^{18)、19)}。このことをふまえ、ここではこれらを回帰分析に用いることとする。

(3) 環境因子

環境因子については、凍結融解の程度と凍結防止剤の散布量および塩化物イオンの供給量に着目した。

濱らは、凍結融解の厳しさを定量的に表す指標値として、式(19)に示す地域係数を提案している²⁰⁾。

$$T = -t_{\min} \left(1 - \left[\frac{D_f}{D_w} \right] \right) \quad (19)$$

ここに、 T は地域係数、 t_{\min} は年間最低温度（℃）、 D_w は凍結持続日数を含めた凍結融解の開始日から終了日までの総日数（日）、 D_f は凍結融解の開始日から終了日までの期間における凍結持続日数（日）である。

地域係数は、凍結融解の環境が厳しいほど大きくなる。ここでは、道路橋近傍のアメダスから地域係数を求め、これを凍結融解の程度を表す因子にあてた。凍結融解日数、凍結持続日数は、コンクリートの凍結温度とされる -2°C ²¹⁾を凍結点として求めた。

凍結防止剤の散布量については、2章で示した図-4のグラフを作成し、網掛けの面積から得られる現在までの総散布量を塩化物イオン量に換算することで、供用後、これまで散布された橋長1mあたりの塩化物イオン量（累積散布塩化物イオン量）を求めた。

塩化物イオンの供給量は、橋台に含まれる塩化物イオン量から大凡把握することとした。JIS A 1154に準じ、剥離面から深さ0～5cmの塩化物イオン量を測定し、これにあてることとした（詳細は後述）。

5.1.2 調査箇所・内容

図-27に調査路線を示す。調査路線の延長は約540km

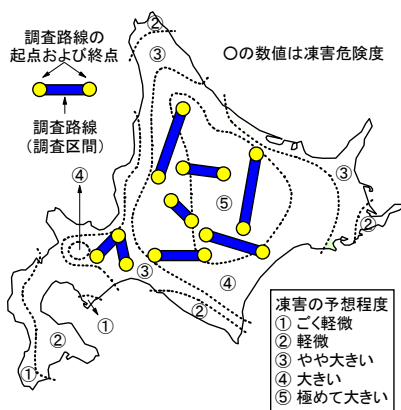


図-27 調査路線

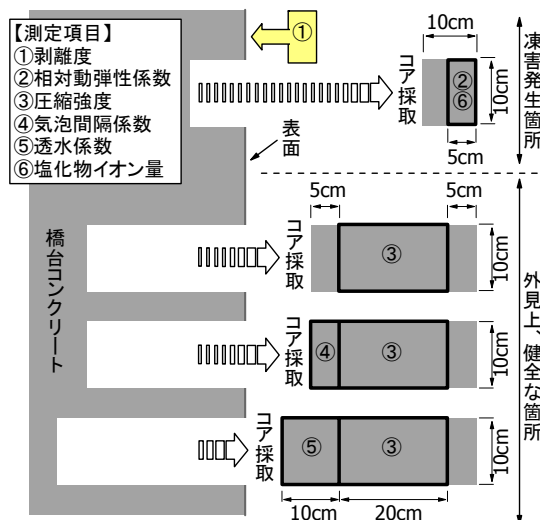


図-28 調査内容と採取コアの用途



写真-6 コア採取の様子

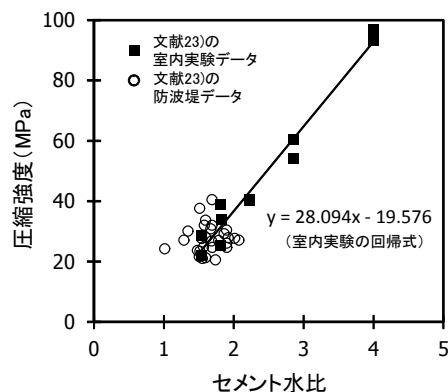


図-29 セメント水比と圧縮強度の関係²³⁾を参考に作成

である。調査対象は橋台とした。この区間に架かる 177 橋の橋台について表面観察を行い、凍害が大きいと疑われる道路橋を抽出した。その中から 28 橋を選定し、写真-6 のように凍害発生箇所から $\phi 10 \times 10\text{cm}$ コアを 1 本、外見上、健全な箇所から $\phi 10 \times 30\text{cm}$ コアを 2 本、 $\phi 10 \times 35\text{cm}$ コアを 1 本採取した。以下、橋名については No. 1、2、3、…、27、28 と標記する。

図-28 に調査内容と採取コアの用途を示す。剥離度は、凍害発生箇所の表面に $50 \times 50\text{cm}$ の枠を据え付け、枠内の剥離面積と剥離深さを測定した。剥離深さは 10 点の測定値の平均とした。そして、式(13)より剥離度を求めた。剥離深さは、いずれの部位も剥離面の近傍に健全な面が残存していたため、これを基準面として測定した。

相対動弾性係数は、凍害発生箇所から採取したコアを用いて調べた。コアを挟む形で超音波（周波数 28kHz）の発・受振子を側面に深さ 1cm 間隔であてて超音波伝播

速度を測定し、3 章の式(9)、(10)より建設当初の面から深さ 0~5cm 間の相対動弾性係数を求めた。伝播速度の測定は採取した全てのコアについて行い、最大伝播速度から得られる動弾性係数を E_{d0} とした。

ω 、 β を求めるため、橋台コンクリートの圧縮強度、気泡間隔係数、透水係数も調べた。ここでは外見上、健全な箇所の内部を建設当初から品質が大きく変化していない部分とみなし、採取したコアを用いて JIS A 1107 に準じた圧縮強度の測定、ASTM C 457 に準じた気泡間隔係数の測定、インプット法に準じた透水係数の測定を行った。なお、 ω 、 β を求めるには、さらに水セメント比、凍結水量、総細孔量が必要となる。水セメント比は配合記録が残されていないため圧縮強度から推定することとした。一般にセメント水比と圧縮強度は直線関係にある²²⁾。ここでは室内実験（養生 3~7 日）で図-29 に併記する式が示され、防波堤での調査データもこの近傍にプロットされた知見²³⁾を参考に、橋台データもこの近傍にプロット

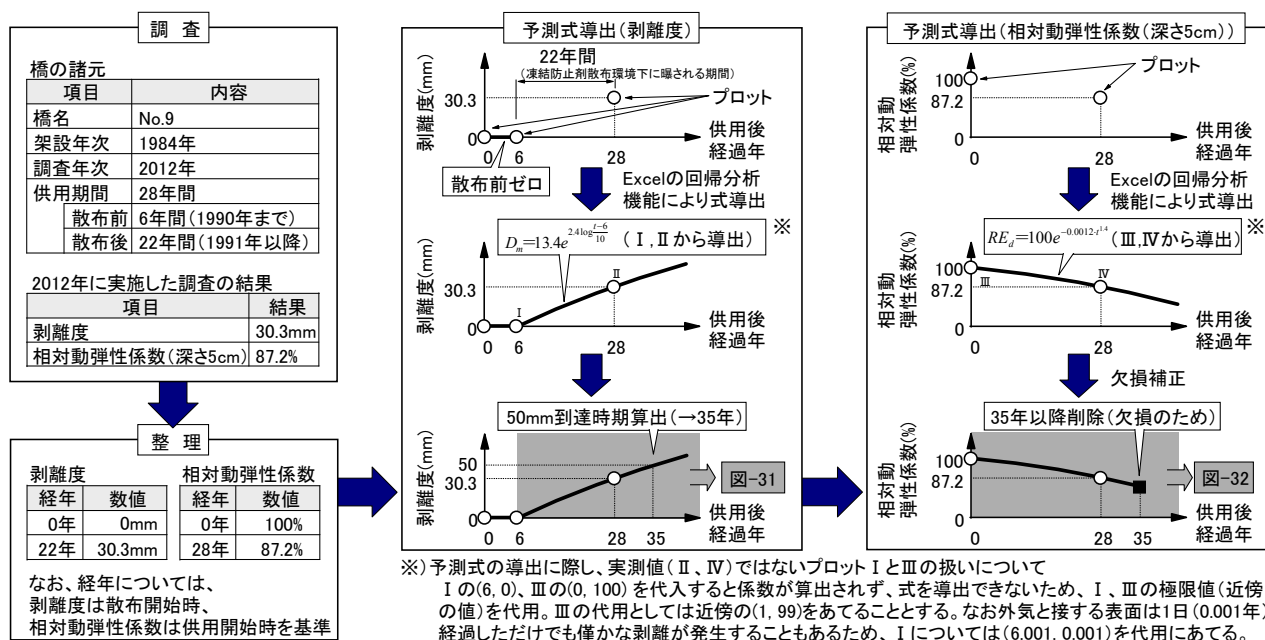


図-30 剥離度および相対動弾性係数(ここでは深さ5cm)の予測式の導出の流れ(橋名No.9を例に)

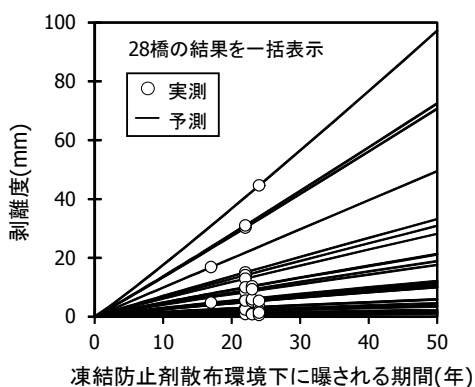


図-31 剥離度の予測

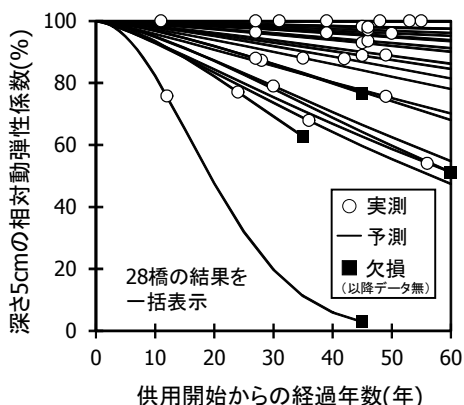


図-32 深さ5cmの相対動弾性係数の予測

されると仮定し、図-29の式を用いて圧縮強度からセメント水比を計算して水セメント比を推定し、 ω を求めた。

凍結水量は、実環境の温度履歴が実験室のように一様でないため把握は困難である。このため β は算出せず、回帰分析は圧縮強度と気泡間隔係数に着目して行うこととした。

また、前述したように、剥離面から深さ0~5cmの範囲において塩化物イオン量の測定を実施した。

5.1.3 調査結果・考察

(1) 凍害進行の評価

実測値から剥離度および相対動弾性係数の予測式を導出する流れを図-30に示す。剥離度については安全側に予測するため、スパイクタイヤ使用規制前の剥離度はゼロ、すなわち、式(14)、(15)の a_1 、 b_1 をゼロとした。 A は調査した道路橋は散布環境下に曝されて約20年であることから、その1/2の10とした。

図-31、32に予測結果を示す。図には28橋の結果を一括表示した。相対動弾性係数は代表して建設当初の表面から深さ5cmの値を示した。散布環境下に15~25年曝された橋台の剥離度は28橋中11橋が5mm未満、14橋が5~20mm、3橋が20mm以上であった。今後さらに散布環境下に50年曝された場合、剥離度が20mmを上回る橋は3橋から9橋に増える予測結果も示された。一方、深さ5cmの相対動弾性係数は28橋中11橋で供用開始から50年目に長さ変化が急激に大きくなる85%⁽²⁴⁾を下回り、このうち3橋は剥離によって欠損に至る予測結果が示された。

(2) 材料因子、環境因子の影響の重みの評価

表-5は、調査で得た剥離度および建設当初の表面から

表5 各橋における凍害の進行予測式の諸係数、材料因子、環境因子

橋	凍害の進行予測式の諸係数													材料因子			環境因子			
	剥離度		相対動弾性係数											ω	圧縮強度 (MPa)	気泡間隔係数 (mm)	地域係数	累積散布塩化物イオン量 (kg/m)	塩化物イオン蓄積量 (kg/m ³)	
	a_2	b_2	c ($\times 10^3$)					d												
深さ 1cm	深さ 2cm	深さ 3cm	深さ 4cm	深さ 5cm	深さ 1cm	深さ 2cm	深さ 3cm	深さ 4cm	深さ 5cm	深さ 1cm	深さ 2cm	深さ 3cm	深さ 4cm	深さ 5cm						
1	7.1	2.2	5.1	3.4	1.3	1.3	3.8	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	-1.27	29.0	0.41	10.57	56.4	0.77
2	1.1	1.8	1.1	0.3	1.0	1.3	0.2	1.2	1.2	1.1	1.2	1.1	1.2	1.2	-0.55	24.0	1.67	10.87	45.7	0.34
3	0.5	1.6	1.6	1.0	0.5	0.8	0.1	1.1	1.2	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	-1.05	29.6	0.42	10.87	38.8	0.91
4	1.6	1.8	5.4	1.6	0.7	0.8	1.2	1.1	1.2	1.2	1.3	1.2	1.2	1.2	-2.21	31.0	0.24	8.45	6.6	1.06
5	6.6	2.2	0.9	0.7	0.2	0.1	0.1	1.2	1.1	1.0	-1.9	-1.9	-0.02	17.9	0.58	8.45	11.4	1.36		
6	1.3	1.8	1.1	3.4	1.5	0.7	0.1	1.2	1.2	1.3	1.2	1.2	-1.9	-0.90	22.5	2.58	14.47	26.7	0.24	
7	6.1	2.2	2.5	0.9	0.3	0.6	0.4	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	-0.42	22.2	0.41	11.32	87.6	1.74
8	2.9	2.0	3.3	2.6	2.5	1.7	1.9	1.4	1.4	1.4	1.5	1.4	1.4	1.4	-1.29	30.4	0.33	11.32	87.6	1.87
9	13.4	2.4	2.2	2.5	2.5	1.7	1.2	1.8	1.5	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	-0.88	22.4	0.62	11.32	87.6	3.29
10	4.1	2.1	2.2	1.6	1.4	1.0	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	-1.16	23.0	0.51	11.32	105.5	1.33
11	2.8	2.0	0.4	-0.1	0.7	1.5	0.1	1.2	1.1	1.2	1.2	1.2	-2.0	-0.65	23.0	0.19	10.14	298.9	2.29	
12	4.8	2.1	1.2	0.2	0.6	2.0	2.4	1.3	1.2	1.4	1.3	1.4	1.4	1.4	-1.05	23.5	0.36	10.14	342.5	3.34
13	13.7	2.4	2.4	2.5	2.6	1.4	1.9	2.4	1.9	1.7	1.8	1.5	1.5	1.5	-0.93	26.2	0.38	8.26	47.1	2.48
14	9.9	2.3	3.2	1.9	1.2	1.8	2.3	2.2	2.2	2.2	2.0	1.9	1.9	1.9	-0.80	23.7	0.17	8.26	234.8	1.93
15	4.8	2.1	1.1	0.1	0.2	0.2	0.7	1.2	-1.9	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	-0.99	29.7	0.67	8.40	1118.3	2.37
16	3.0	2.0	2.8	2.3	1.6	0.9	0.1	2.1	1.9	1.8	1.8	-2.4	-1.51	-1.51	40.3	0.30	8.40	650.0	0.87	
17	2.6	2.0	2.1	2.1	1.1	0.6	0.1	1.4	1.3	1.3	1.3	-2.0	-0.83	-0.83	24.1	0.31	8.40	698.5	2.09	
18	0.6	1.6	1.8	0.8	0.1	0.7	0.7	1.2	1.1	-1.9	1.2	1.2	1.2	1.2	-2.31	31.1	0.59	8.40	336.6	2.60
19	2.6	2.0	0.8	1.7	2.4	2.1	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	-1.00	28.9	0.28	8.40	480.8	3.72
20	0.5	1.5	0.1	0.1	0.2	0.5	0.4	-1.9	-1.9	1.1	1.2	1.1	1.1	1.1	-1.10	28.5	0.33	8.40	138.4	2.49
21	2.9	2.0	1.6	2.2	2.7	2.6	2.9	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	-0.93	28.5	0.78	6.19	438.8	0.43
22	4.4	2.1	0.8	0.3	0.1	0.5	0.4	1.2	1.1	-2.0	1.2	1.3	1.3	1.3	-1.51	38.2	0.24	6.19	261.3	2.60
23	1.6	1.8	3.7	2.4	1.7	1.9	1.0	1.2	1.2	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2	-1.03	31.3	0.44	8.13	195.3	0.44
24	17.6	2.4	3.5	2.4	2.2	2.4	4.0	1.4	1.5	1.5	1.4	1.2	1.2	1.2	1.03	10.1	0.67	7.40	1887.8	1.10
25	0.3	1.5	3.8	2.4	0.1	0.8	1.6	1.4	1.3	-4.0	1.2	1.2	1.2	1.2	-0.79	27.4	0.33	7.35	68.9	0.62
26	1.0	1.7	4.7	3.4	2.0	0.7	0.4	1.3	1.3	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0	-1.54	42.6	0.52	7.14	59.7	0.21
27	2.6	2.0	3.4	2.7	1.4	0.7	0.7	1.4	1.2	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	0.57	13.1	0.49	8.15	3.3	0.35
28	0.7	1.7	4.9	3.7	1.3	0.8	0.1	1.5	1.4	1.3	1.3	-1.6	-1.04	-1.04	31.6	0.31	8.33	42.8	0.23	

剥離度の係数は a_2 、 b_2 のみ表示している。 a_1 、 b_1 、 A は全橋において $a_1=0$ 、 $b_1=0$ 、 $A=10$ としている。

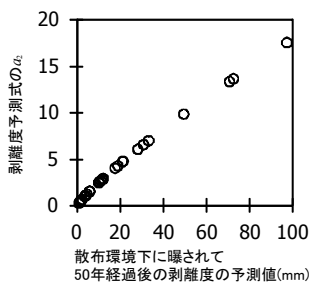


図-33 剥離度と a_2 の関係

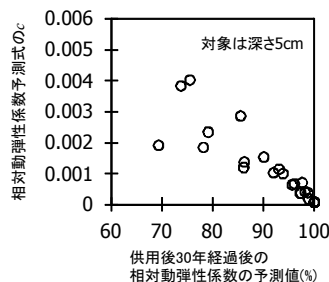


図-34 相対動弾性係数と c の関係

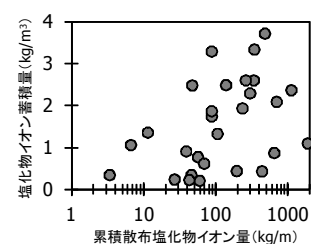


図-35 累積散布塩化物イオン量と塩化物イオン蓄積量の関係

深さ1、2、3、4、5cmの相対動弾性係数の予測式の諸係数、材料因子である式(17)の ω 、圧縮強度、気泡間隔係数、そして環境因子である地域係数、累積散布塩化物イオン量、剥離面から深さ0~5cmにおける塩化物イオン蓄積量をまとめたものである。図-33、34に示すように、全体的に剥離が進行しやすいほど予測式の係数 a_2 は大きく、相対動弾性係数が低下しやすいほど予測式の係数 c は大きく表示される。そこで a_2 、 c と材料因子、環境因子との関係について回帰分析を行った。 a_2 は式(20)を設定し、材料因子としてスケーリングの進行速度を表す指標 ω 、環境因子として地域係数 T と累積散布塩化物イオン量 D_{Cl} (kg/m)に着目し、関係を調べた。一方で図-35に示すように、累積散布塩化物イオン量が大きくても塩化物イオン蓄積量が小さい橋台の存在も確認されたこと

から、式(20)の D_{Cl} を、部材が受ける環境を直接的に表す、凍結防止剤を含む融雪水の供給実態すなわち塩化物イオン蓄積量 C_{Cl} (kg/m³)に置き換えた式(21)による回帰分析も行った。 c は図-19に鑑みて塩化物の影響は考慮せず、材料因子として圧縮強度 F (MPa)、気泡間隔係数 L (mm)、環境因子として地域係数 T に着目した式(22)を設定し、深さ毎に関係を調べた。

$$a_2 = p_1 \cdot \omega + q_1 \cdot T + q_2 \cdot D_{Cl} + r \quad (20)$$

$$a_2 = p_1 \cdot \omega + q_1 \cdot T + q_3 \cdot C_{Cl} + r \quad (21)$$

$$c = p_2 \cdot F + p_3 \cdot L + q_1 \cdot T + r \quad (22)$$

表-6 回帰分析の結果

式	深さ	材料因子の重み係数			環境因子の重み係数			係数
		p_1	p_2	p_3	q_1	q_2	q_3	
(20)	—	2.26	—	—	0.18	0.004	—	3.85
(21)	—	3.48	—	—	-0.07	—	1.64	5.73
(22)	1cm	—	2×10^5	-6×10^4	-2×10^5	—	—	2×10^3
	2cm	—	2×10^5	3×10^5	-2×10^5	—	—	1×10^3
	3cm	—	-3×10^6	2×10^4	-3×10^5	—	—	1×10^3
	4cm	—	-2×10^5	-8×10^5	-4×10^5	—	—	2×10^3
	5cm	—	-6×10^5	-3×10^4	-1×10^4	—	—	4×10^3

ただし、各影響因子の領域は下記の通り。
 材料因子： $-2.31 \leq \omega \leq 1.03$, $10.1 \leq F \leq 42.6$, $0.17 \leq L \leq 2.58$
 環境因子： $6.19 \leq T \leq 14.47$, $3.3 \leq D_G \leq 1887.8$, $0.21 \leq C_G \leq 3.72$

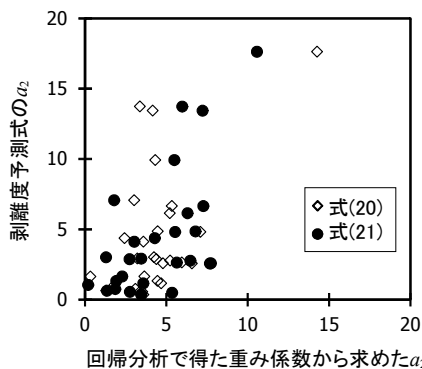


図-36 式(20)、(21)による a_2 と実際の a_2 との関係

ここに、 p_1, p_2, p_3 は材料因子の重み係数、 q_1, q_2, q_3 は環境因子の重み係数、 r は係数 (なお、 $p_1, p_2, p_3, q_1, q_2, q_3, r$ の値は式によって異なる) である。

表-6 に回帰分析結果を示す。スケーリングは理論的に ω, T, D_G および C_G が大きいほど促進されるため、重み係数はすべて正となる。式(20)は理論と対応した。式(21)は q_1 が理論に反して負となる一方、 p_1 と q_3 は対照的に前者よりも値が大きくなる特徴的な傾向を示した。 $T=6.19 \sim 14.47$ の環境では、剥離度は ω と C_G の影響を特に受けることがわかった。しかし、直線近似と仮定した式(20)と式(21)による a_2 の計算値と実際の a_2 は、図-36 に示すようにばらつきが大きい。評価法の精度向上に向けて、今後は a_2 と各因子との相関を詳細に調べる必要がある。

相対動弾性係数は理論的に圧縮強度が小さく、気泡間隔係数と地域係数が大きいほど低下しやすくなるため、重み係数は p_2 が負、 p_3 と q_1 は正となる。しかし、分析結果はこれと対応しなかった。また、重み係数の絶対値も剥離度に比べると小さかった。橋台の相対動弾性係数は、例えば夏期に作用する乾燥・乾湿²⁵⁾など、今回の調査で考慮しなかった別の因子が大きく影響していると類推される。橋台の相対動弾性係数の進行を評価するには、このような因子についても考慮する必要があると言える。

(3) 凍害補修の優先順位付けの試み

図-32 をもとに、鉄筋保護の観点から凍害補修の優先

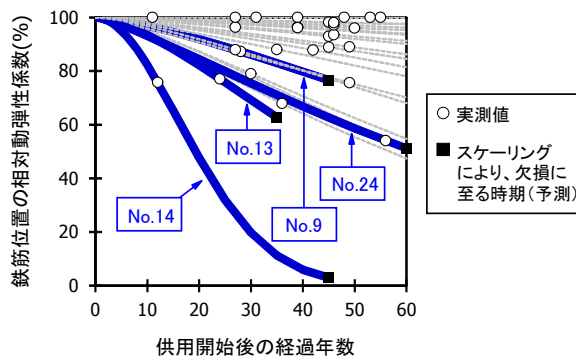


図-37 補修の優先順位が最も高い道路橋の選定

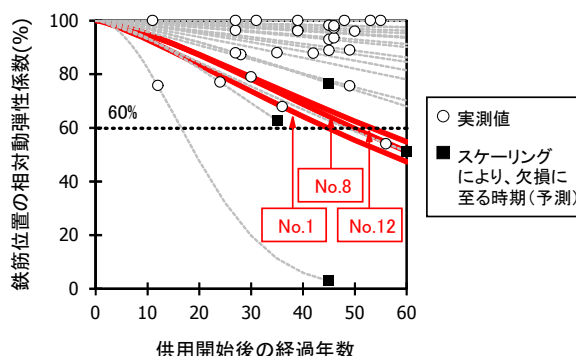


図-38 補修の優先順位が図-37に次いで高い道路橋の選定

順位付けを試みる (ただし、発生している劣化は凍害のみと仮定)。

まず、スケーリングによってコンクリートの断面(かぶり)が供用の途中で大きく欠損することが懸念される橋から優先的に対策を講じる必要がある。すなわち、図-37 に示すように、補修の優先順位が最も高い道路橋は、No. 9, 13, 14, 24 となる。

次に、スケーリングによる断面欠損はさほど心配ないものの、年数の経過に伴い、相対動弾性係数の低下が特に懸念される道路橋を補修の対象に選定することが望ましいと言える。橋台のように部材の断面厚が大きい場合、相対動弾性係数の許容限界として 60% が適用される³⁾。これを基準とすると、図-38 に示すように、No. 1, 8, 12 を選定することが適当と言える。

凍害の進行予測式は、補修の優先順位が高いことを定量的に把握することができ、より合理的な維持管理計画を策定することが可能になると考えられる。

5.2 塩分浸透性に関する調査

4 章では塩化物イオンの浸透に及ぼす凍害の影響に関する実験結果について述べた。凍結防止剤の影響を考慮した、寒冷環境下における塩害に対する耐久性設計の思

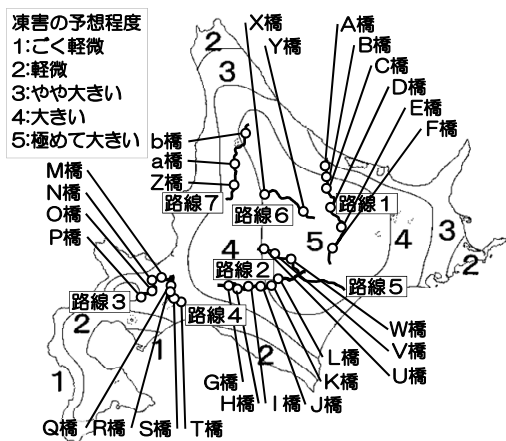


図-39 調査実施橋梁

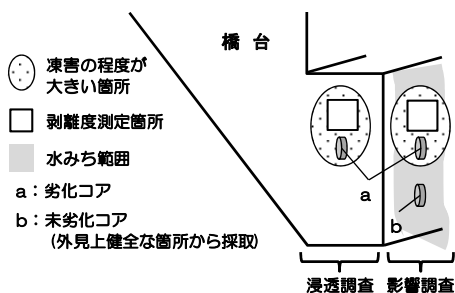


図-40 調査概念図

想については、平成 22 年度以降の北海道開発局道路設計要領²⁶⁾に明記されているが、それ以前に設計された道路橋にはその思想が反映されていない。また、その思想と実態との適合性も十分確認されていると言い難い。

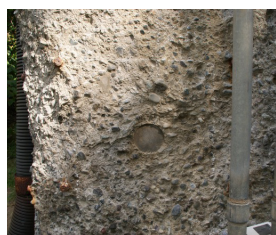
そこで、北海道の山間部に位置する道路橋の橋台コンクリートで塩化物イオンの浸透状況調査（以下、浸透調査と記す）および塩化物イオン浸透性に及ぼす凍害の影響に関する調査（以下、影響調査と記す）を行った。

5.2.1 調査概要

図-39に調査実施橋梁を示す。図中の路線1～7に架かる計177橋の中から立入が可能な道路橋を抽出して凍害の発生状況を目視で確認し、凍害の程度が比較的大きい28橋を調査橋に選定した。選定した道路橋は、いずれも凍害危険度3～5に位置している。

図-40に調査概念図を示す。調査部位は浸透調査、影響調査とも、路面に散布された凍結防止剤を含む融雪水の流下経路にあたる橋台とした。浸透調査は、選定した28橋の橋台において、外見上、凍害の程度が最も大きい部位で行った。影響調査は、この28橋のうち、同一の水みち上に外見上凍害の程度が大きい箇所（ASTM C 672による目視評価（写真-2）⁶⁾が3点以上）と外見上健全な箇所が存在する13橋の橋台で行った。写真-7に影響調

凍害の程度が大きい箇所



外見上健全な箇所



写真-7 影響調査を行った橋台の一例

表-7 調査対象道路橋諸元および調査実施年

路線	橋梁番号	供用年度	橋長(m)	凍害危険度	圧縮強度(MPa)	浸透調査	影響調査
1	A	S51	152	5	29	H24	-
	B	S42	15		24	H24	-
	C	S34	60		29.6	H24	-
	D	S42	51		31	H24	-
	E	S32	25		17.9	H24	-
	F	S39	14		22.5	H24	-
2	G	S48	85	4	22.2	H24	-
	H	S60	121		30.4	H24	H27
	I	S59	135		22.4	H24	H23
	J	S45	40		2.3	H24	-
	K	S48	62		23	H24	H27
3	L	S57	58	3	23.5	H24	H27
	M	S43	110		29.7	H25	H24
	N	H8	214		40.3	H25	H24
	O	S57	55		24.1	H25	-
4	P	S42	25	3	31.1	H25	-
	Q	S61	230		28.9	H25	H24
	R	S42	38		28.5	H25	-
	S	S39	25		28.5	H25	-
5	T	S49	41	5	28.5	H25	H27
	U	S63	103		26.2	H24	-
	V	H7	210		23.7	H24	-
6	W	S38	13	5	31.3	H26	-
	X	S33	297		10.1	H26	H24
7	Y	S54	10	4	27.4	H26	H24
	Z	S43	25		42.6	H26	H25
	a	S39	29		13.1	H26	H25
	b	S62	255		31.6	H26	H25

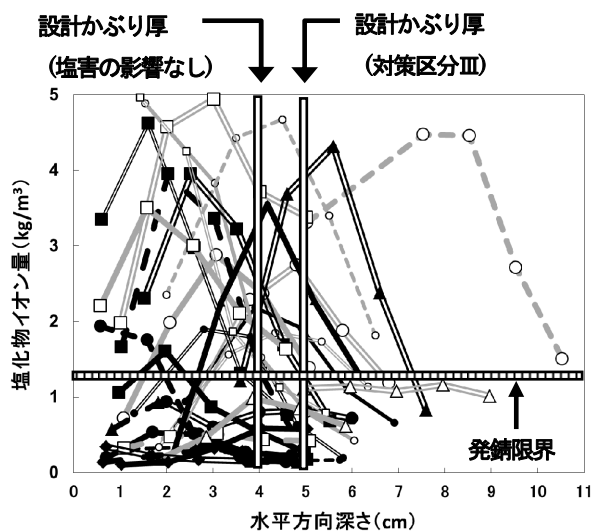
※Sは昭和、Hは平成

査を行った橋台の一例を示す。以降、外見上凍害を受けている箇所から採取したコアを「劣化コア」、外見上健全な箇所から採取したコアを「未劣化コア」と表記する。

表-7に調査橋の諸元を示す。ここでは橋台コンクリートの品質を把握するための圧縮強度の測定、塩化物イオンの浸透状況を把握するための塩化物イオン量の測定、凍害の程度を把握するための部材表面の剥離度および部材内部の相対動弾性係数の測定を実施した。さらに、現場の環境を把握するため、供用から現在（調査時）までに路面に散布された橋長1mあたりの塩化物イオン量（累積散布塩化物イオン量）と、採取したコアの中性化深さも併せて調べた。以下に詳細を述べる。

(1) 圧縮強度

劣化が軽微で水の供給を受けていない任意の部位から



路線1		路線2		路線3		路線5	
A	15.07	G	12.95	M	10.35	U	31.00
B	2.10	H	5.75	N	4.76	V	16.84
C	0.93	I	30.28	O	5.36	W	3.30
D	3.06	J	8.38	P	1.12	路線6	
E	14.10	K	5.43	路線4		X	44.60
F	2.43	L	10.02	Q	5.22	Y	0.60
凡例		剥離度(mm)		凡例		路線7	
		R	0.83			Z	2.00
		S	5.90			a	5.40
		T	9.32			b	1.40

図-41 水平方向深さにおける塩化物イオン量の分布

φ10×30~35cmのコアを採取し、表面から深さ0~1cmと深さ21cm以降をコンクリートカッターで切り落としてφ10×20cmの試料を作成し測定した。圧縮強度の平均は約26.9MPaであった。ばらつきは誤差の範囲で、コンクリートの強度には問題がないことが確認された。

(2) 塩化物イオン量

コンクリートカッターを使用し、採取したコアを剥離面から深さ0~1cm、1~2cm、2~3cm、3~4cm、4~5cmおよび9~10cm(9~10cmは影響調査のみ)に切り分け、JIS A 1154に準じて各スライス片に含まれる全塩化物イオン量(以下、塩化物イオン量と記す)を測定した。

(3) 剥離度・相対動弾性係数・累積散布塩化物イオン量

剥離度と相対動弾性係数の測定方法、累積散布塩化物イオン量の求め方は5.1「凍害に関する調査」の5.1.1「概念の整理」および5.1.2「調査箇所・内容」で述べた内容に同じである。そのため、説明は割愛する。

(4) 中性化深さ

コアを割製し、割製面に1%フェノールフタレイン溶液を噴霧し、その発色反応から中性化深さを測定した。

5.2.2 浸透調査の結果・考察

(1) 塩化物イオンの分布

図-41に全橋の塩化物イオン量の濃度分布を示す。従

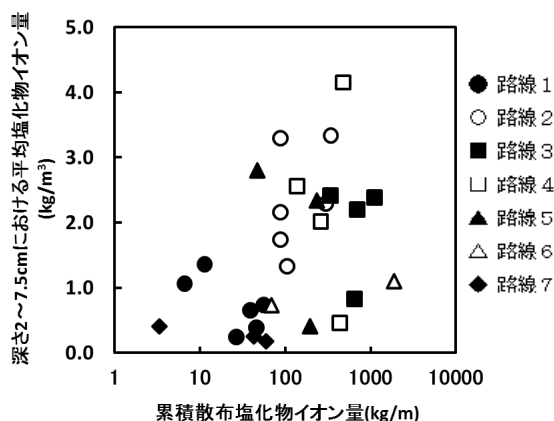


図-42 累積散布塩化物イオン量と深さ2~7.5cmにおける平均塩化物イオン量

前、道路橋示方書²⁷⁾では、山間部は通常の区分に位置づけられ、塩害に対して「影響なし」または「対策区分Ⅲ」に分類されていた。今回調査した道路橋は山間・内陸部に位置している。前述の区分においては、設計かぶりは「影響なし」が4cm、「対策区分Ⅲ」が5cmとされている。図をみると、この設計かぶり位置(4cm)における塩化物イオン量は、28橋中14橋が発錆限界を上回っている。なお、平成22年度以降の北海道開発局道路設計要領²⁶⁾では、路面凍結防止剤の散布による塩害の対策は「対策区分Ⅰ相当の最小かぶりを確保すること」(設計かぶり9cm)と明記されている。今回の調査をみる限り、現時点までの範囲であれば、北海道開発局道路設計要領に準じて対策区分Ⅰ相当の設計かぶりを確保することにより、鋼材位置の塩化物イオン量は発錆限界以下に抑えられるように思われる。しかし、将来、スケーリングによるかぶりの減少が促進されると傾向が変わる可能性もあるため、かぶりの減少を引き起こすスケーリングの進行を抑制する対策の検討も必要である。

(2) 塩化物イオンの浸透量と凍結防止剤の散布量の関係

図-42に累積散布塩化物イオン量と剥離面から1cmの部分を除いた深さ2~7.5cmにおける平均塩化物イオン量の関係を示す。ばらつきはあるが、全体的に累積散布塩化物イオン量が多いほど平均塩化物イオン量が多い分布を呈し、表層近傍の塩化物イオン量と凍結防止剤の散布量は関係があると言える。

図-43は累積散布塩化物イオン量と4~5cmの深さにおける塩化物イオン量(以下、4.5cm深塩化物イオン量と記す)の関係を表したものである。従前の道路橋示方書に示されている設計かぶりに相当する4.5cm深塩化物イオン量と累積散布塩化物イオン量の間には相関が確認さ

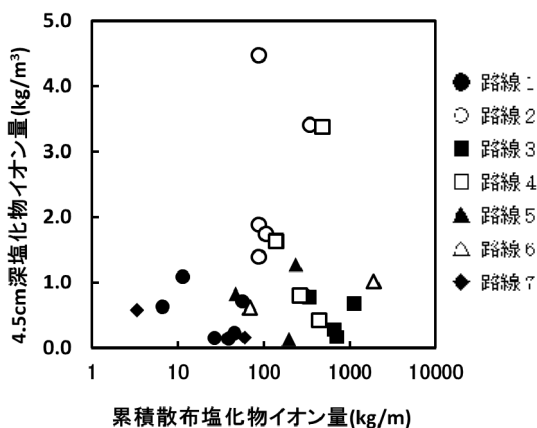


図-43 累積散布塩化物イオン量と深さ 4.5cm の塩化物イオン量

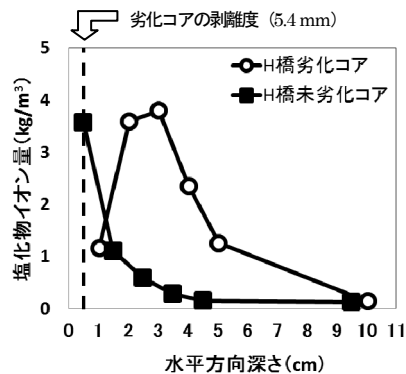


図-46 H橋の水平方向における塩化物イオンの分布

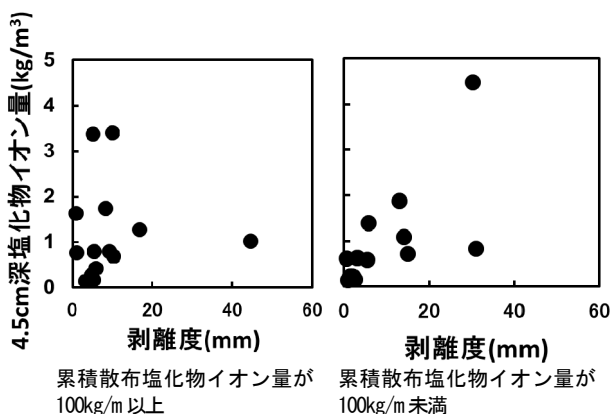


図-44 剥離度と 4.5cm 深塩化物イオン量

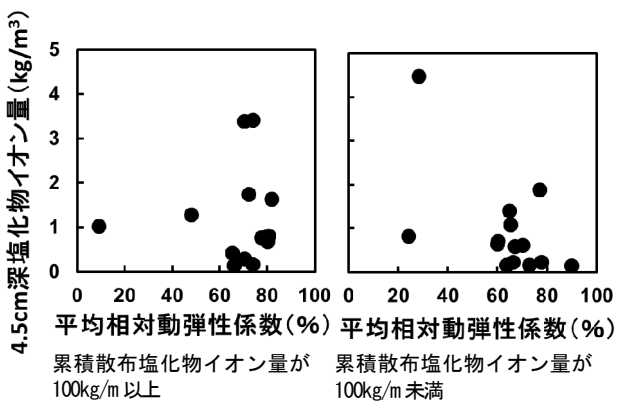


図-45 平均相対動弾性係数と 4.5cm 深塩化物イオン量

れなかった。このことは、鋼材位置の塩化物イオン量を凍結防止剤の散布量のみから一概に評価することはできないことを示唆する。

(3) 塩化物イオンの浸透量と凍害の関係

図-44、45 に剥離度及び供用当初の表面からの深さ 1、2、3、4、5cm の相対動弾性係数の平均値 (以下、平均相対動弾性係数と記す。ただし、剥離により欠損した位置

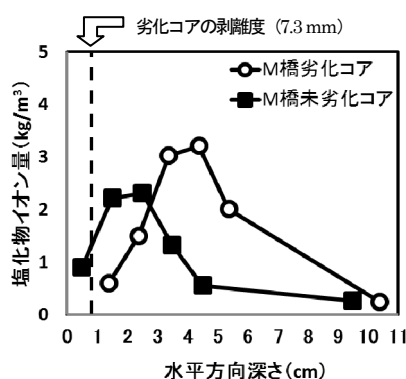


図-47 M橋の水平方向における塩化物イオンの分布

の相対動弾性係数は 0% とする) と 4.5cm 深塩化物イオン量との関係を示す。なお、左の図が累積散布塩化物イオン量 100kg/m 以上の橋梁、右の図が累積散布塩化物イオン量 100kg/m 未満の橋梁を表している。

4.5cm 深塩化物イオン量は、剥離度が大きいほど多く、平均相対動弾性係数が大きいほど少ない傾向にあった。特に、累積散布塩化物イオン量が 100kg/m 以上の橋梁では、剥離度が少ない場合でも塩化物イオン量が多い事例や、相対動弾性係数が高い場合でも塩化物イオン量が多くなっている事例もあった。

このことから、凍害による剥離や劣化の進行は塩化物イオンの浸透性に影響を及ぼしていると言え、凍結防止剤散布環境下にあるコンクリート構造物の塩化物イオンの浸透を予測・評価する場合、凍結防止剤の散布量だけではなく、凍害による劣化の進行も考慮した検討が必要である。

5.2.3 影響調査の結果・考察

図-46、47 に一例として、H橋及びM橋の塩化物イオン分布を示す。表面付近の塩化物イオン量が減少しているが、これは表-8 の結果より、中性化による塩化物イオ

表-8 中性化深さの測定結果

橋梁名	中性化深さ(mm)	
	劣化コア部	未劣化コア部
H橋	6.8	0.8
I橋	10.5	10.0
K橋	3.1	2.7
L橋	4.6	1.6
M橋	9.6	12.0
N橋	1.0	2.0
Q橋	0.9	0.5
T橋	0.3	0.0
X橋	5.4	1.5
Y橋	25.0	37.5
Z橋	2.6	0.3
a橋	17.7	20.0
b橋	3.8	2.3

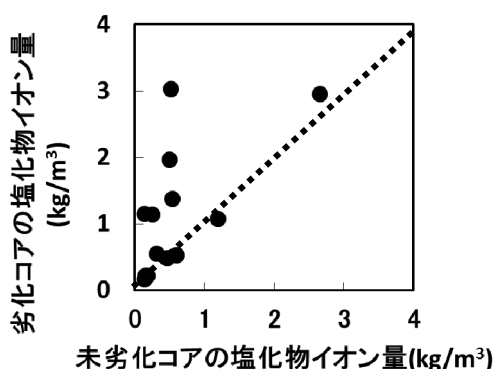


図-48 深さ 5.5cm における劣化コアと未劣化コアの塩化物イオン量の比

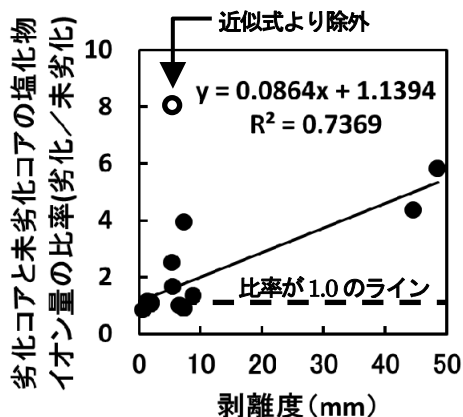


図-49 深さ 5.5cm における塩化物イオン量 (劣化/未劣化) の比と剥離度

ンの移動濃縮が生じたことが考えられる²⁸⁾。また、劣化コアにおいては、未劣化コアよりも内部に塩化物イオンが多く蓄積している。これは剥離によってかぶりが増

したことで、塩化物イオンが深く浸透しやすくなったためと考えられる。

図-48 にコンクリート内部を代表して、劣化コアと未劣化コアにおける深さ 5.5cm の塩化物イオン量の比を示す。グラフの点線は 1 対 1 の比を示しているが、この点線よりも上の領域にプロットされたデータ、つまり劣化コアの方が塩化物イオン量が多い。この傾向は、4 章で述べた室内実験の結果 (図-23) とも対応している。

図-49 に剥離度と劣化コアと未劣化コアの塩化物イオン量の比率との関係を示す。なお、白抜きで表した H 橋については、他のコアの計測値と大きく異なる結果が得られた。剥離度以外の要因から大きな影響を受けていると考えられ、今回の近似値の計算式の対象から除外した。グラフを見ると剥離度が大きいほど比率は大きくなっている。この傾向は 4 章で述べた室内実験結果 (図-24) とも対応しており、スケーリングによる断面欠損は塩化物イオンの浸透に影響を及ぼすことが現場でも確認された。

6. データ解析・評価式の開発

6 章では、現地データ解析による、実験式の補正に基づく、凍害の進行予測式および塩化物イオンの浸透に関する評価式の開発に関する研究の成果について述べる。

6.1 凍害の進行予測式

3 章の「複合劣化実験 (凍害)」では、平成 23~27 年度の 5 年間にわたり、実験室において、実環境を想定した種々の凍結融解試験を行い、得たデータを整理して、凍害の進行予測についての基本的な考え方を述べた (図-18~21)。また、5 章の「構造物調査 (凍害、塩分浸透性)」のうち、5.1 「凍害に関する調査」において、3 章で示した凍害予測式の変数のうち、 cyc (サイクル) を t (年数) へ、 SC (スケーリング量) を D_m へ変換 (補正) し、実構造物において凍害の進行予測を試みた (図-30~32)。

これらの成果を総合的にまとめると、凍害の進行予測式は式(14)~(16)および図-50 のように整理・提案することができる。

ただし、スパイクタイヤの使用が規制される前から供用されているものの、スパイクタイヤ使用規制前のデータがない場合、式(15)の a_1 、 b_1 とともに 0 と仮定し、凍害の予測を安全側に行うことを基本とする。また、予測式は凍害の進行を長期的にわたって評価するものであり、現場で適用する場合、点検データが蓄積されたら都度、予測式との整合を確認し、必要に応じて予測式の修正を図ることが望ましい。

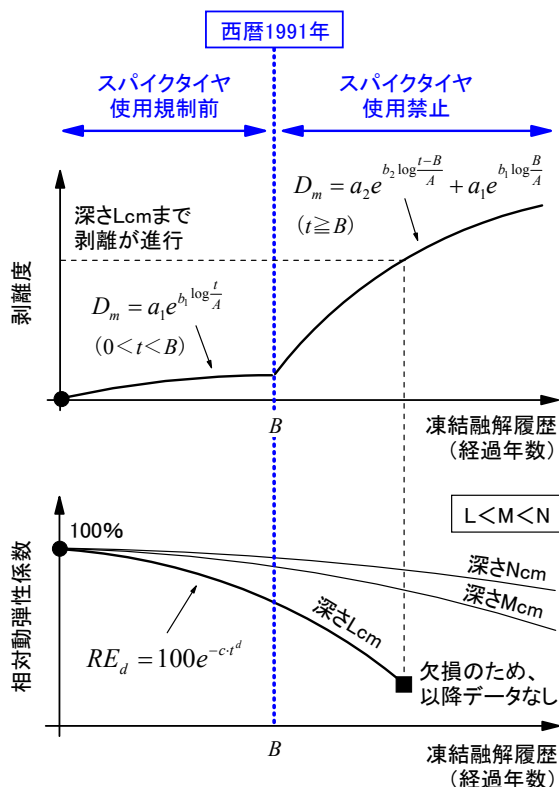


図-50 本研究で提案する凍害の進行予測式

6.2 塩化物イオンの浸透に関する評価式

4章の「複合劣化実験（塩分浸透性）」では、平成23～27年度の5年間にわたり、実験室において、塩化物イオンの浸透性に及ぼす凍害の影響について調べた。凍結融解作用によってスケーリングやひび割れが発生・進行すると、塩化物イオンの浸透が促進されること、また、Fickの拡散方程式の差分解を活用することで、凍害の進行を考慮した塩化物イオンの浸透予測が簡易に行えることを示した。前者については、実環境でも同様の傾向が示されることを5章の5.2「塩分浸透性に関する調査」で示した。

しかしながら、5章では、Fickの拡散方程式の差分解による計算を行う上で必要な、凍害を受けていないコンクリートの（見かけの）拡散係数を把握することが困難であった等の理由により、差分解の適用性に関する検討を行うには至らなかった。

そのため、ここでは知見の補完を目的に、増毛暴露実験場において実環境での差分解の適用性を検討した。

6.2.1 暴露実験概要

(1) コンクリート配合・材料・供試体

表-9に配合を示す。各配合にはセメントの種類と水セメント比を組合せた記号を付けた。細骨材は苫小牧錦岡産の海砂（除塩処理済み）、粗骨材は小樽見晴産の碎石を

表-9 コンクリートの配合

配合記号	使用セメント	W/C (%)	単位量(kg/m ³)			
			W	C	S	G
NP45	普通	45	144	320	815	1082
NP55	ポルトランド	55	146	265	871	1065
NP65	セメント	65	148	228	922	1041
BB45	高炉セメント B種	45	145	322	808	1073
BB55		55	147	267	865	1059
BB65		65	149	229	917	1035

目標空気量はいずれの配合も4.5±1.5%



図-51 増毛暴露実験場の位置

使用した。供試体は10cm×10cm×40cmの角柱とした。材齢7日まで湿布養生、材齢28日まで恒温恒湿室（温度20℃、湿度60%）に静置した後、暴露実験に供した。

(2) 暴露実験

暴露実験は、北海道増毛町にある増毛暴露実験場で行った。図-51に位置を示す。日本海に面し、年間を通じて塩分が飛来する環境にある。図-52に暴露方法、写真-8に暴露状況を示す。ここでは、飛来塩分の単独作用のみ与える「夏暴露」、凍結融解と飛来塩分の複合作用のみ与える「冬暴露」、そして、実構造物が供用される実際の環境である「通年暴露」の3種類の暴露実験を行った。暴露面は打設面とし、それ以外の5面は塩化物イオンの浸透を防ぐため、エポキシ樹脂でコーティングした。冬暴露と通年暴露は2011年11月、夏暴露は2012年5月より開始し、それぞれ3シーズン暴露した。図-53は増毛の気温の推移である¹⁴⁾。暴露実験期間中の最高気温は33.5℃、最低気温は-15.4℃であった。最高気温がコンクリートの凍結温度である-2℃²¹⁾より高く、最低気温が-2℃以下の日を凍結融解1日、最高・最低気温とも-2℃以下の日を凍結持続1日として凍結融解日数と凍結持続日数を調べたところ、冬暴露、通年暴露とも暴露実験期

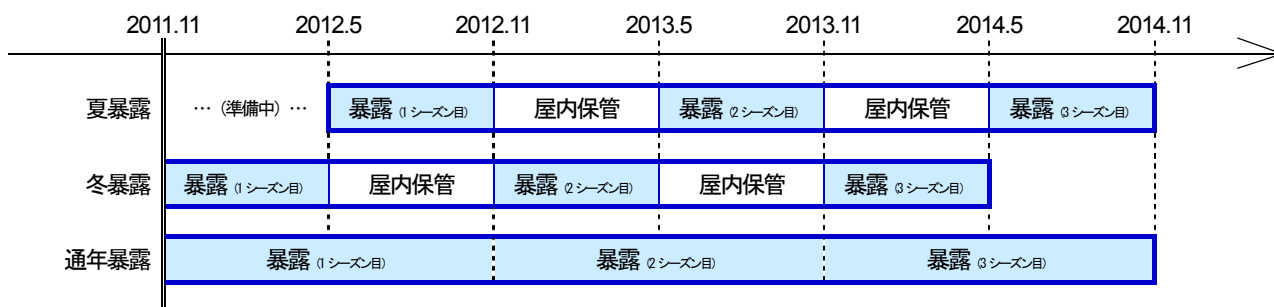


図-52 暴露方法



写真-8 暴露状況 (奥の架台の10cm×10cm×40cm)

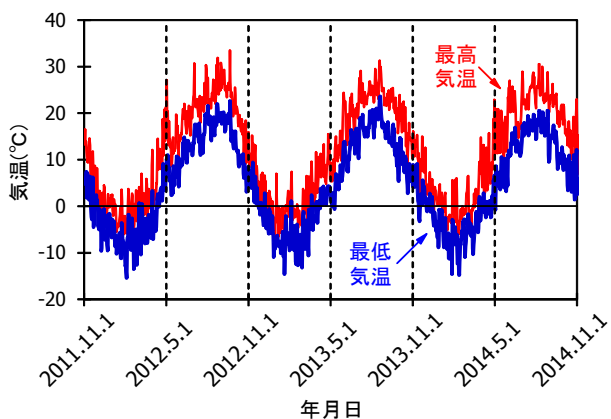


図-53 増毛の最高・最低気温の推移 (実験期間中)¹⁴⁾



写真-9 屋内保管の状況 (実験場内の試験管理棟)

	NP45	NP55	NP65	BB45	BB55	BB65
冬暴露						
2014.5 測定						
通年暴露						
2014.11 測定						

図-54 暴露面のスケーリング状況のスケッチ (塗りつぶしている部分はスケーリング)

間中の凍結融解日数は222日、凍結持続日数は104日であった。暴露を行わない期間(図-52の「屋内保管」)は、写真-9に示すように、実験場内の試験管理棟に保管した。

(3) 測定項目

夏暴露は塩化物イオン量、冬・通年暴露は塩化物イオン量に加え、凍害(スケーリング・ひび割れ)の程度を調べるため、剥離度と各深さの相対動弾性係数も測定した。なお、測定方法は5章で述べた内容と同様である。

6.2.2 暴露実験結果

(1) 剥離度

図-54は3シーズン暴露した後の冬暴露と通年暴露のスケーリング状況のスケッチを示している。いずれの供試体も粗骨材は露出しておらず、細骨材の露出にとどまっていた。スケーリングは、水セメント比が大きい供試体ほど面的広範に発生している傾向にあった。

図-55は剥離度の経年変化を示している。全体的には高炉セメントB種を用いた方が剥離度は大きい傾向にあった。1~2シーズン経過時のNP65、BB65に着目すると、冬期の凍結融解に加え、夏期に乾燥を受ける通年暴

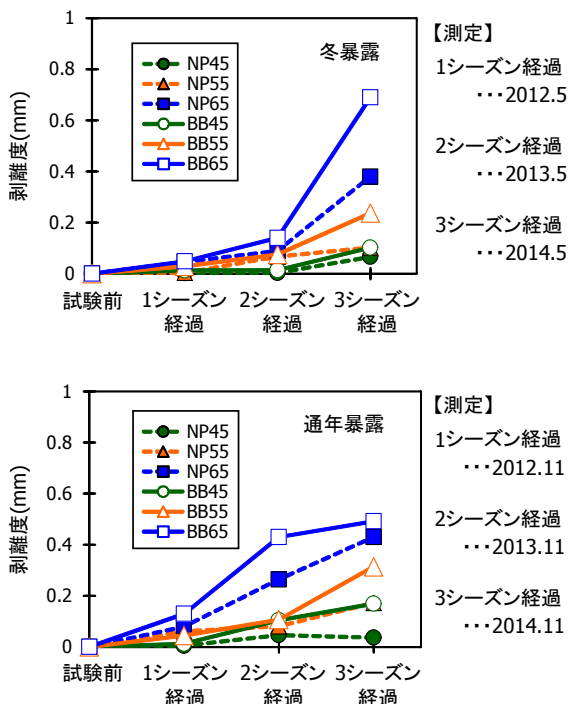


図-55 剥離度の経年変化

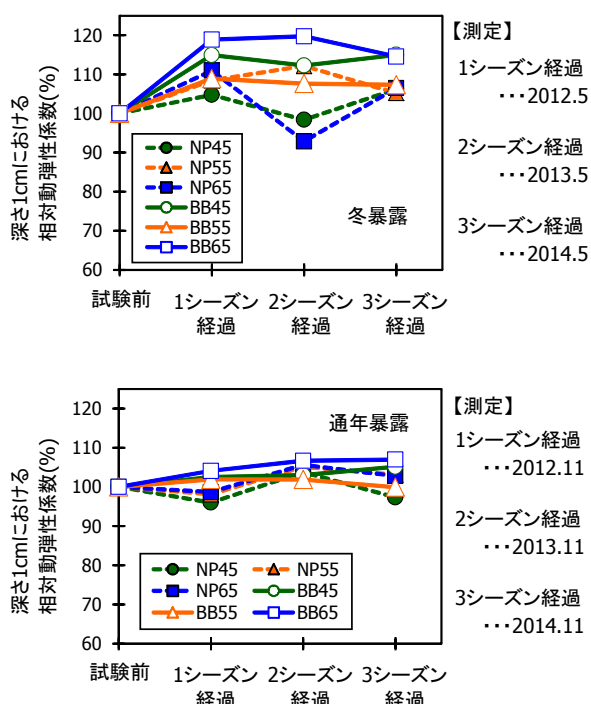


図-56 深さ1cmにおける相対動弾性係数の経年変化

露の方が剥離度はやや多い。コンクリートが凍結融解と乾燥を交互に受けると、膨張収縮が顕著に繰り返されるため弛緩が促進され、スケールしやすいことを平成25年度に実施した研究で確認している²⁵⁾。この特徴がスケールしやすい水セメント比の大きい供試体で表れたと考えられる。なお、3シーズン経過後の剥離度は0~1mmの範囲にあった。

(2) 相対動弾性係数

図-56は深さ1cmにおける相対動弾性係数の経年変化、図-57は3シーズン経過後の内部における相対動弾性係数を示している。深さ1cmにおいては、冬暴露は100%を上回る値、通年暴露は100%前後の値で経年している。冬暴露でみられたこの傾向は、内部全体ではなく、暴露面近傍で主に表れていることが図-57から読み取れる。夏期間、通年暴露は最高30℃程度の高温下に曝されるのに対し、冬暴露は写真-9で示したように、比較的穏やかな屋内に保管される。相対動弾性係数は超音波伝播速度から求めているが、一般にコンクリートの含水率が高いと超音波伝播速度は大きくなる傾向にある²⁶⁾。冬暴露は通年暴露に比べると高温下に曝される機会が少ないことから、暴露期間中に表層へ浸透した水分の多くが表層にそのまま残り、結果、超音波伝播速度が大きくなり、相対動弾性係数が大きく表示されたと考えられる。なお、全体的に相対動弾性係数の低下は小さく、促進凍結融解

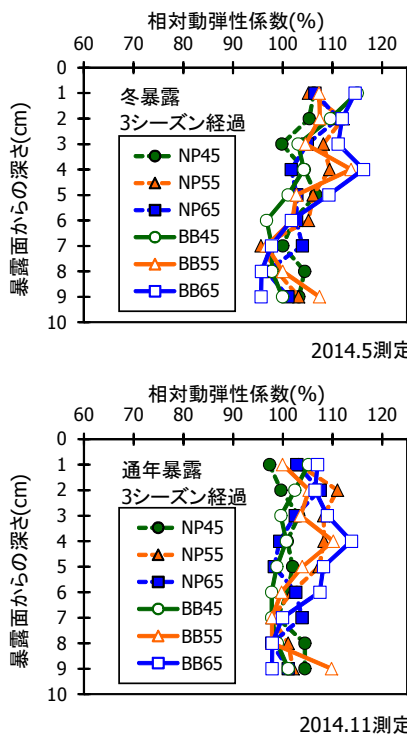


図-57 3シーズン経過後の内部の相対動弾性係数

試験と異なり、水分供給が降雨程度の気中に暴露した場合、耐凍害性に劣るコンクリートにおいても相対動弾性係数はほとんど低下しないことを述べた既報³⁰⁾に近い結果となった。

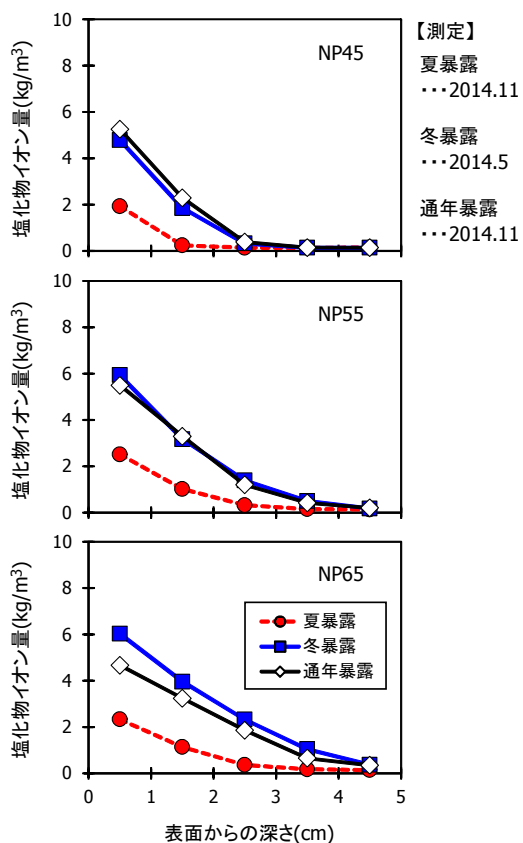


図-58 3シーズン経過後の塩化物イオン分布 (普通)

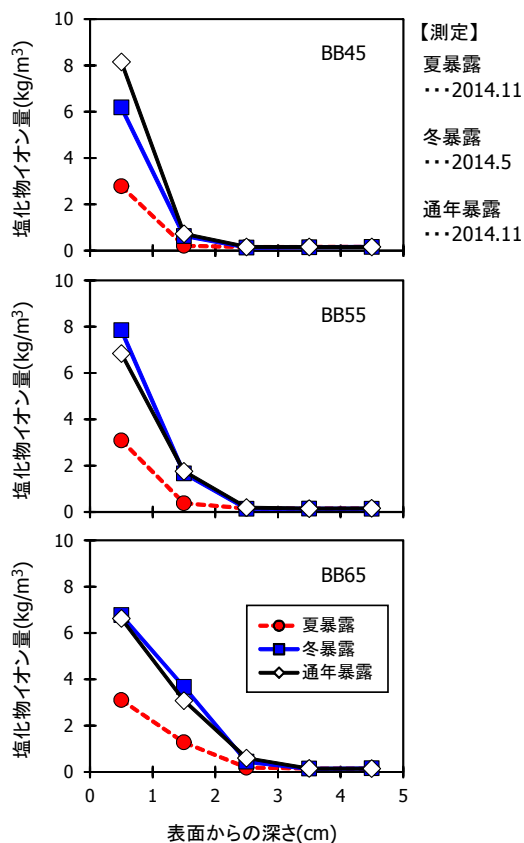


図-59 3シーズン経過後の塩化物イオン分布 (高炉B)

(3) 塩化物イオン分布

図-58、59に3シーズン経過後の塩化物イオン分布を示す。深さ0~1、1~2、2~3、3~4、4~5cmの各データは、中間の0.5、1.5、2.5、3.5、4.5cmにプロットしている(本章では以下、それぞれ深さ0.5、1.5、2.5、3.5、4.5cmと記す)。

いずれの配合も、暴露面に近い深さ0.5cmにおける夏暴露の塩化物イオン量は、冬暴露の1/2~1/3であった。冬期の日本海は強い季節風が吹きやすく、特に1月は飛来塩分が多いことを述べた既報³¹⁾と良く対応している。なお、冬暴露の暴露面にはスケーリングが発生しており、このことも塩化物イオンの浸透促進に影響していると考えられる。また、通年暴露と冬暴露を比べると、深さ0.5cmの塩化物イオン量は概ね同程度で、分布の形もほぼ重なっていた。このことから、寒冷環境下における塩化物イオンの浸透は、冬期の環境に大きく依存すると言える。

図-60は深さ0.5cmの塩化物イオン量の経年変化を示している。夏暴露よりも冬・通年暴露の方が高い傾向は、1シーズン経過時から既に呈し、以降、概ね同程度の値で推移していることが確認された。

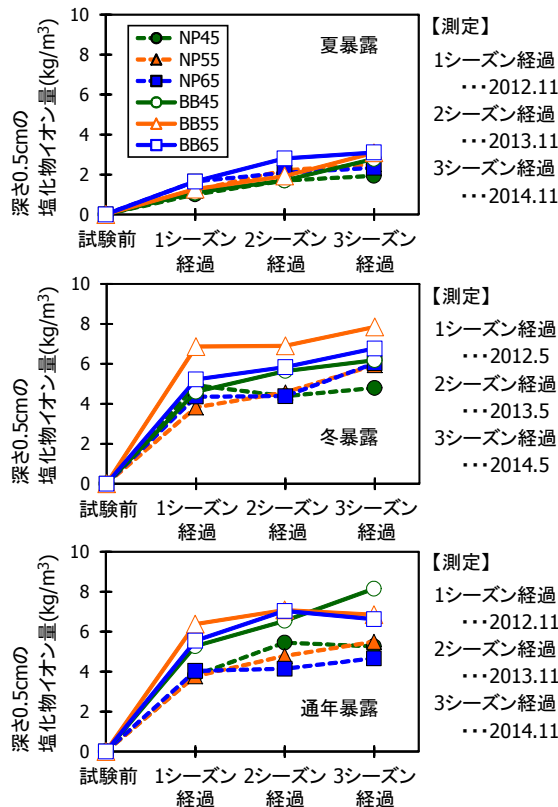


図-60 深さ0.5cmの塩化物イオン量の経年変化

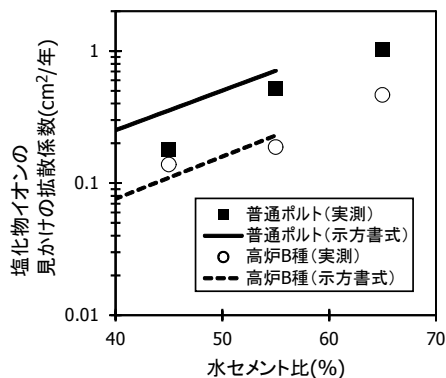


図-61 拡散係数の計算値 (示方書) と実測値 (夏暴露)

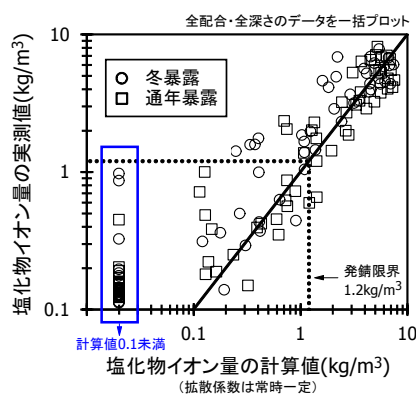


図-62 冬・通年暴露における塩化物イオン量の計算値 (拡散係数を常時一定) と実測値

(4) 凍結融解を受けないコンクリート (夏暴露) における塩化物イオンの浸透予測に関する考察

コンクリート標準示方書「設計編」には、水セメント比と拡散係数との関係を表す式(23)、(24)が示されている³²⁾。

普通ポルトランドセメント

$$\log_{10} D = 3.0(W/C) - 1.8 \quad (0.30 \leq W/C \leq 0.55) \quad (23)$$

高炉セメントB種

$$\log_{10} D = 3.2(W/C) - 2.4 \quad (0.30 \leq W/C \leq 0.55) \quad (24)$$

図-61 は式(23)、(24)から求めた拡散係数の計算値と、凍結融解を受けていない夏暴露の塩化物イオン分布から調べた拡散係数の実測値との比較を示している。実測値は、示方書の式から求めた計算値と概ね対応していた。

次に、凍結融解を受ける冬暴露と通年暴露における塩化物イオンの浸透予測について考察する。

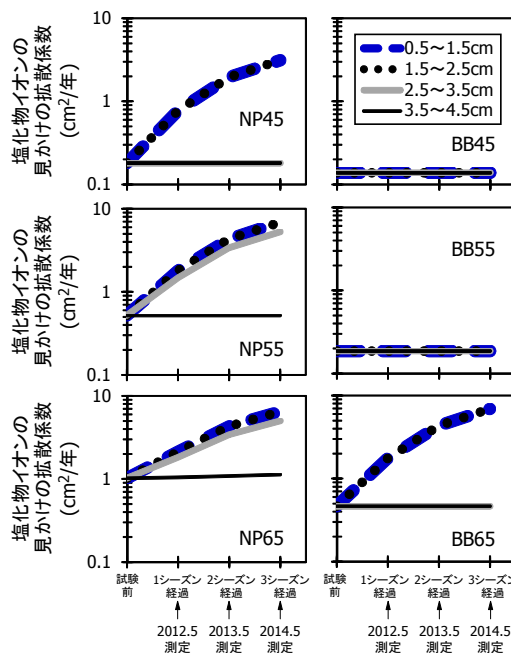


図-63 拡散係数の経年変化 (冬暴露、凡例は深さ)

(5) 拡散係数を常時一定とした予測 (冬・通年暴露)

はじめに、拡散係数を常時一定とした式(11)による予測を行った。拡散係数は図-61の実測値を使用し、 C_0 はコンクリート標準示方書にならって 9kg/m^3 とした³²⁾。

図-62 に塩化物イオン量の計算値と実測値の関係を示す。図にはシーズンごとに調べた全配合・全深さのデータを一括プロットした。発錆限界については、コンクリート標準示方書にセメントの種類と水セメント比から算出する式は示されているが、凍結融解を受ける場合は算出した値よりも小さくする³²⁾旨が記載されているため、一般的な 1.2kg/m^3 とした。拡散係数を一定とした場合、塩化物イオン量の計算値が 1.2kg/m^3 未満でも実測値は 1.2kg/m^3 を上回るケースや、計算値は極めて小さいものの実測値が発錆限界に近いケースがいくつか確認された。

(6) 凍害の進行に伴う拡散係数の経時変化を考慮した予測 (冬・通年暴露)

簡便に計算するため、深さ 0.5~1.5、1.5~2.5、2.5~3.5、3.5~4.5cm の拡散係数はそれぞれ一定の割合で経年増加、すなわち、経時変化を一次関数で表せると仮定し、塩化物イオン量の計算値と実測値の残差平方和が最小となる拡散係数の経年増加の割合を調べて、式(12)による予測を行った。

図-63、64 は拡散係数の経年変化を調べた結果である。暴露期間は冬暴露が1.5年、通年暴露は3年で、本章で前述したように剥離度は0~1mmの範囲で相対動弾性係数はさほど低下していないが、冬暴露はNP45とBB65が

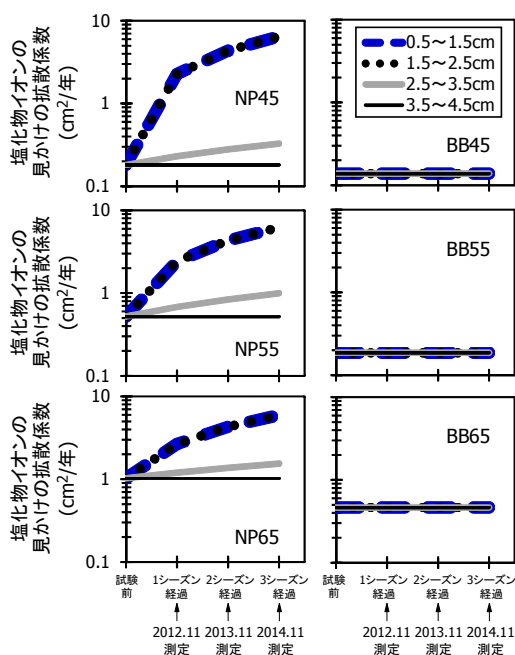


図-64 拡散係数の経年変化（通年暴露、凡例は深さ）

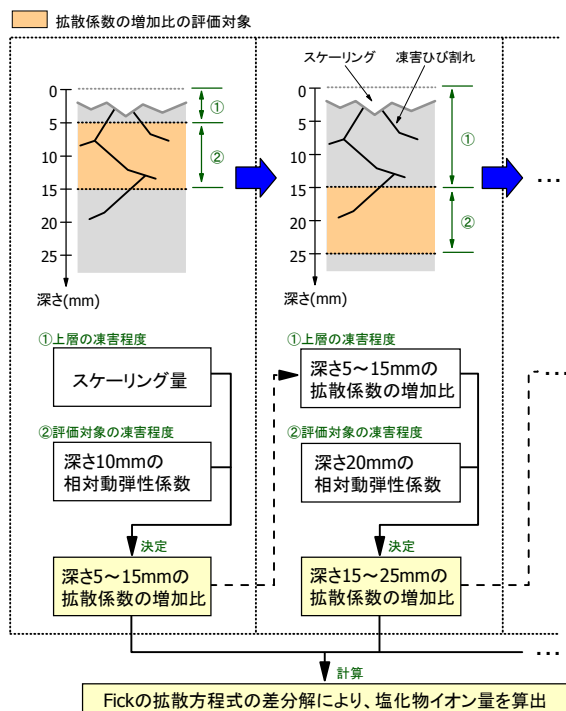


図-66 凍害を考慮した塩化物イオンの浸透予測の概念

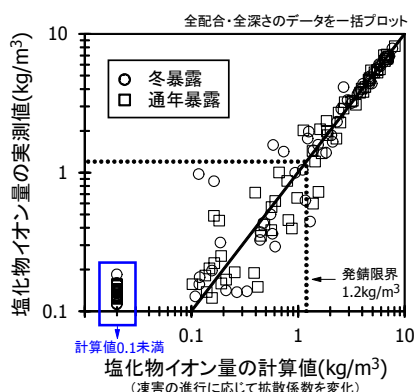


図-65 冬・通年暴露における塩化物イオン量の計算値（凍害の進行に応じて拡散係数を変化）と実測値

深さ 0~2.5cm、NP55、65 は深さ 0~3.5cm、通年暴露は NP45、55、65 が深さ 0~3.5cm の範囲で拡散係数が増加していた。拡散係数の増加比は配合や深さにより異なるが、冬暴露は 6~17 倍、通年暴露は 6~35 倍であった。

図-65 に塩化物イオン量の計算値と実測値の関係を示す。図-62 に比べると計算値が 1.2kg/m³未滿の範囲で実測値が 1.2kg/m³を上回るプロットは減少しており、差分解による評価の有効性が暴露実験でも確認された。

6.2.3 評価式の提案

4 章で示した差分解による評価が、実環境でも適用できることを本章で示した。

本研究で得た成果を総合的にまとめると、塩化物イオ

ンの浸透に関する評価式は、先に示した式(12) (図-22)のように整理することができる。

7. 評価法の体系化および評価フローの検討

7 章では、前章までに得た知見をもとに、凍害を考慮した塩化物イオンの浸透予測の体系化を図った。

7.1 体系化の考え方

図-66 に本研究で考えた概念を示す。塩化物イオンの浸透予測に先立ち、凍害の進行によって拡散係数は経時的に何倍増加するのか（以下、増加比と記す）、定量的に把握する必要がある。凍害の程度は深さごとに異なるため、深さごとに把握しなければならない。そこで、深さ 5~15mm、15~25mm、25~35mm、…の各層ごとに、拡散係数の増加比の経時変化を把握する。

深さ 5~15mm は、この層の相対動弾性係数（図-66 には中間をとり、深さ 10mm の相対動弾性係数と記す）の低下に加え、その上層で発生するスケーリングの影響を考慮する必要がある。この 2 種類の凍害の程度をもとに、拡散係数の増加比を決定する。

深さ 15~25mm は、この層の相対動弾性係数（図-66 には中間をとり、深さ 20mm の相対動弾性係数と記す）の低下に加え、その上層で発生する凍害の影響を考慮する必要がある。ただし、上層の凍害の影響は、先に決定した深さ 5~15mm の拡散係数の増加比で整理済みのため、これと深さ 20mm の相対動弾性係数をもとに、深さ 15~25mm

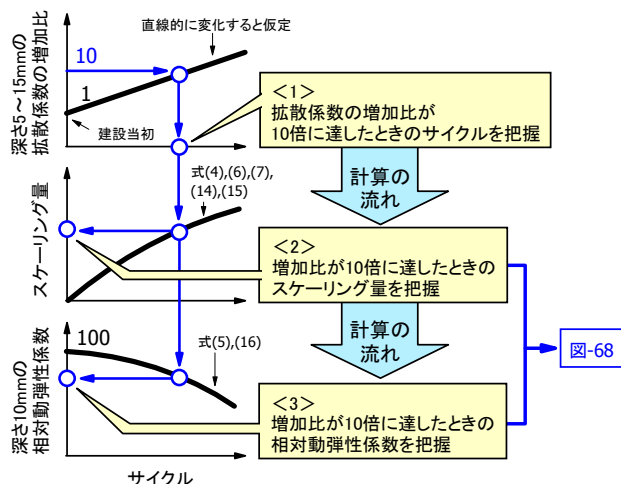


図-67 深さ5～15mmの拡散係数の増加比が10倍に達するスケージング量と深さ10mmの相対動弾性係数の算出方法

の拡散係数の増加比を決定する。

深さ 25～35mm 以降の拡散係数の増加比の決定方法の考え方は、深さ 15～25mm と同様である。

凍害による各層（深さ 5～15mm、15～25mm、25～35mm、…）の拡散係数の増加比の経時変化が定まり、外部から表層（深さ 0～10mm）へ侵入する塩化物イオン量を設定することで、凍害を考慮した塩化物イオンの浸透予測が式(12)より行える。

7.2 「体系化の考え方」の具体化に向けた検討

3章、4章で得た実験データをもとに、図-66の概念の具体化を図る。

はじめに、図-67に示す要領で、実験1～5で得た凍害の進行予測式と深さ5～15mmの拡散係数の増加比の経時変化をもとに、深さ5～15mmの拡散係数の増加比が10倍に達するときのスケージング量と深さ10mmの相対動弾性係数を調べた。図-68に結果を示す。なお、凍害の進行が緩慢で、拡散係数の増加が確認されなかった供試体のデータはプロットしていない。プロットがすべて収まるよう、原点通過の下限線 ($y=778x$) を引く。例えば、深さ5～15mmの拡散係数の増加比を10倍以下に抑えることが要求される場合、この下限線が維持管理限界となる。次に、同様の方法で、深さ5～15mmの拡散係数の増加比が2、50、100、300倍に達するときの下限線をそれぞれ求め、増加比と下限線の傾きとの関係を調べた。図-69に結果を示す。図中に併記した回帰式より、拡散係数の増加比が 10^1 、 10^2 、 10^3 、 10^4 、…倍に達するときの下限線の傾きもそれぞれ求め、整理すると図-70の上のグラフが得られる。例えば、深さ10mmの相対動弾性係数がさ

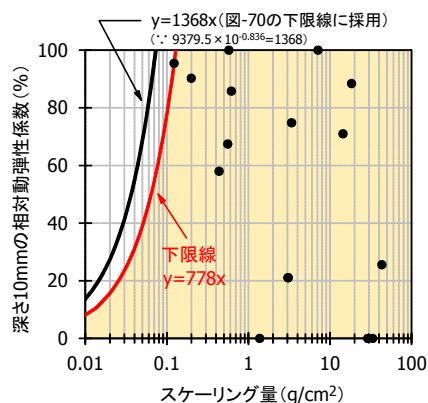


図-68 深さ5～15mmの拡散係数の増加比が10倍に達するときのスケージング量と深さ10mmの相対動弾性係数の分布

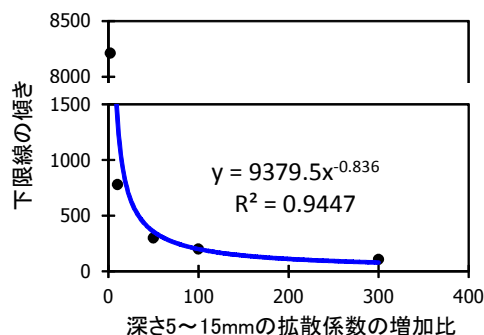


図-69 深さ5～15mmの拡散係数の増加比と下限線(図-68)の傾き

ほど低下していなくても、平均スケージング深さが2～3mmに達すると、深さ5～15mmの拡散係数は建設当初の値から約100倍増加する可能性があると言える。6章で行った暴露実験では、剥離度は1mm以下、相対動弾性係数の低下はさほど大きくなかった条件下で、深さ5～15mmにおける拡散係数の増加比は冬暴露が6～17倍、通年暴露は6～35倍であったことを述べたが、図-70における深さ5～15mmの拡散係数の増加比のグラフをみると、平均スケージング深さが1mmでも表層の拡散係数は50倍に増加することが示されており、概ね対応していることが確認された。

さらに整理すると、図-70の中央と下に示すように、凍害の程度から深さ15～25mm、25～35mmの拡散係数の増加比を安全側に決定するグラフも得られる。

8. 性能評価法の提案

8.1 評価の体系

7章で述べた内容をふまえて、凍害を考慮した安全な

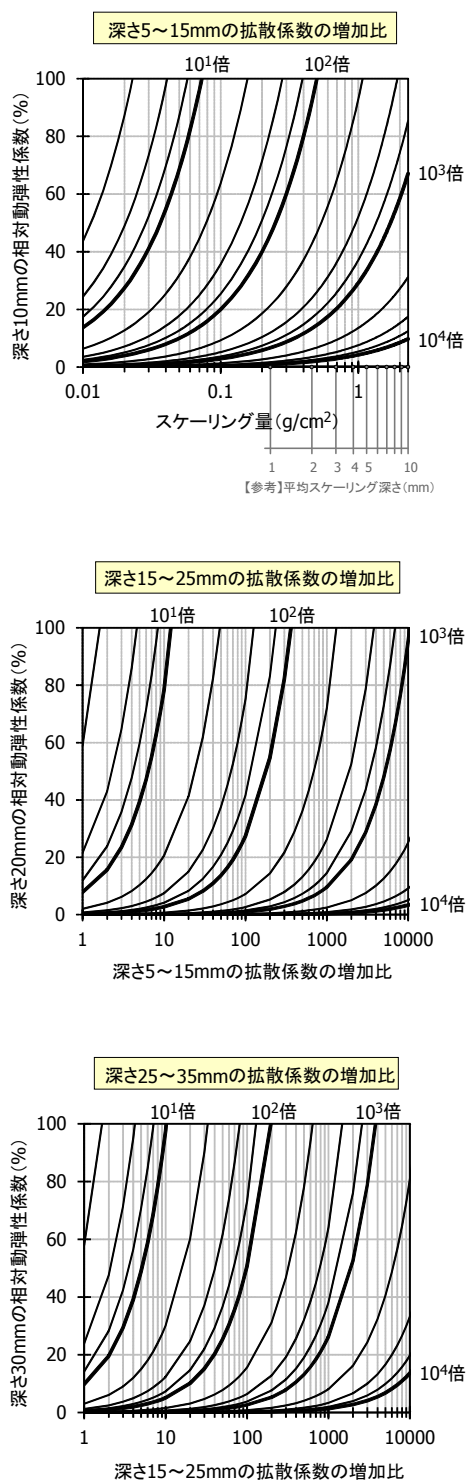


図-70 凍害の進行による深さ5～15、15～25、25～35mmの拡散係数の増加比の変化

塩化物イオンの浸透予測の体系を整理すると、対象が新設構造物の場合は図-71、既設構造物の場合は図-72のようになる。

新設構造物の場合、建設当初の拡散係数、塩化物イオンの侵入量に相当する深さ5mmの塩化物イオン量および

凍害の予測式の諸係数を設計段階で決定する。これにより、凍害の進行による拡散係数の経時変化を明確にすることができ(図-70)、その値を用いることで塩化物イオンの浸透量を差分解により予測することができる。

一方、既設構造物の場合、既に凍害を受けているため、建設当初の拡散係数は不明である。また、塩化物イオンの侵入量に相当する深さ5mmの塩化物イオン量についても、図-46、47に示した一例のように、表層部の塩化物イオン量が低下していることもあるため、この実測値をそのまま計算に用いることは難しい。そのため、現場で取得した剥離度、相対動弾性係数のデータと、中性化による濃度低下の影響を受けた部分を除外した範囲の塩化物イオン量のデータを差分解に入力し、計算値と実測値が最小となるような建設当初の拡散係数と深さ5mmの塩化物イオン量を逆算により求める。これにより、計算に必要な前提条件を明確にできるため、予測が可能となる。

さらに、本研究では、この計算を自動的に実行できるExcelプログラムを作成した。図-73は画面の一例で、ここでは既設へ適用したケースを示している。現場調査で得た剥離度、相対動弾性係数、塩化物イオン量の各データを入力し、図中の「②塩分拡散計算」をクリックすることで、凍害の進行を考慮した塩化物イオンの予測を安全に行うことができる。これにより客観的な評価、例えば、更新時期の算出や、維持管理方法(架替、経過観察など)の決定が可能となる。

なお、このExcelプログラムでは、深さ5mmの塩化物イオン量については、図-60や既報³³⁾に鑑み、現場においては常時一定としてよいこととしている。

8.2 表層が大きく欠損している場合の評価(既設)

図-72で示したように、既設構造物において塩化物イオンの浸透予測を行う場合、深さごとに相対動弾性係数の経年変化を把握することが前提条件となる。

しかしながら、経年した道路橋の中には、写真-10のように、スケーリングによって表層が大きく進行し、表層の相対動弾性係数を把握できない部材も存在している。すなわち、まだ残存しているコンクリートにおける今後の相対動弾性係数の予測はもとより、既に欠損し、消失した表層についても、建設から欠損に至るまでの間の相対動弾性係数の履歴を把握する必要がある。

そこで、欠損して消失した表層の相対動弾性係数の履歴の把握手法を示すための補足実験を行った。

8.2.1 実験概要

(1) コンクリートの配合・材料・試験方法

コンクリートの配合を表-10に示す。水セメント比は

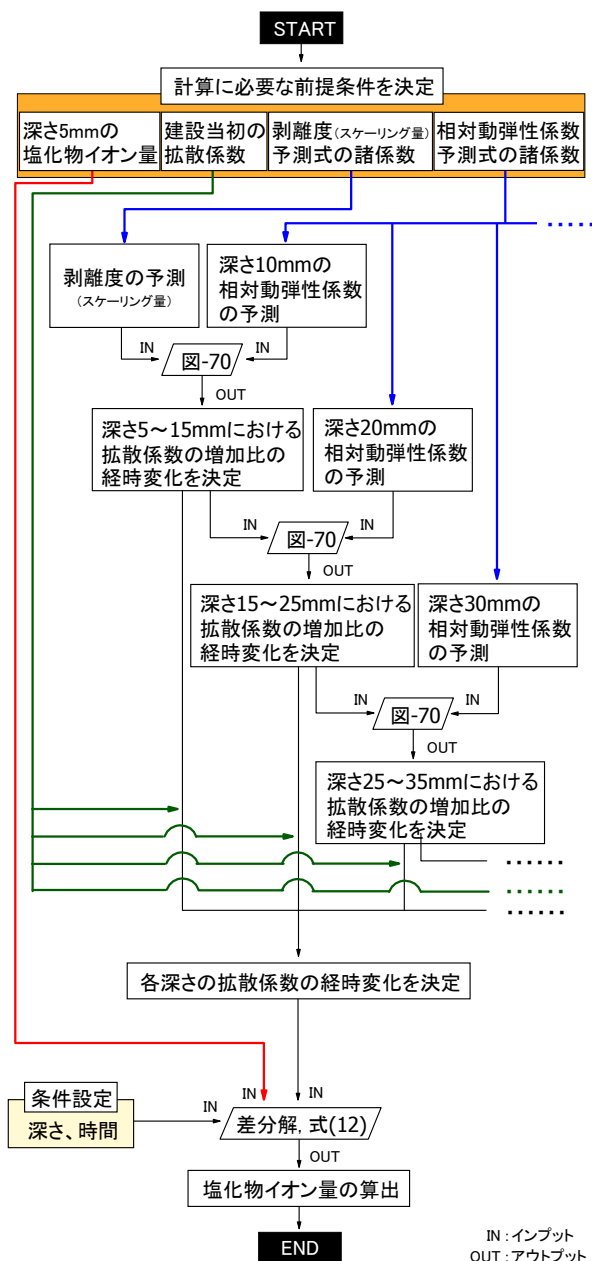


図-71 凍害を考慮した塩化物イオンの浸透予測の体系 (新設構造物の場合)

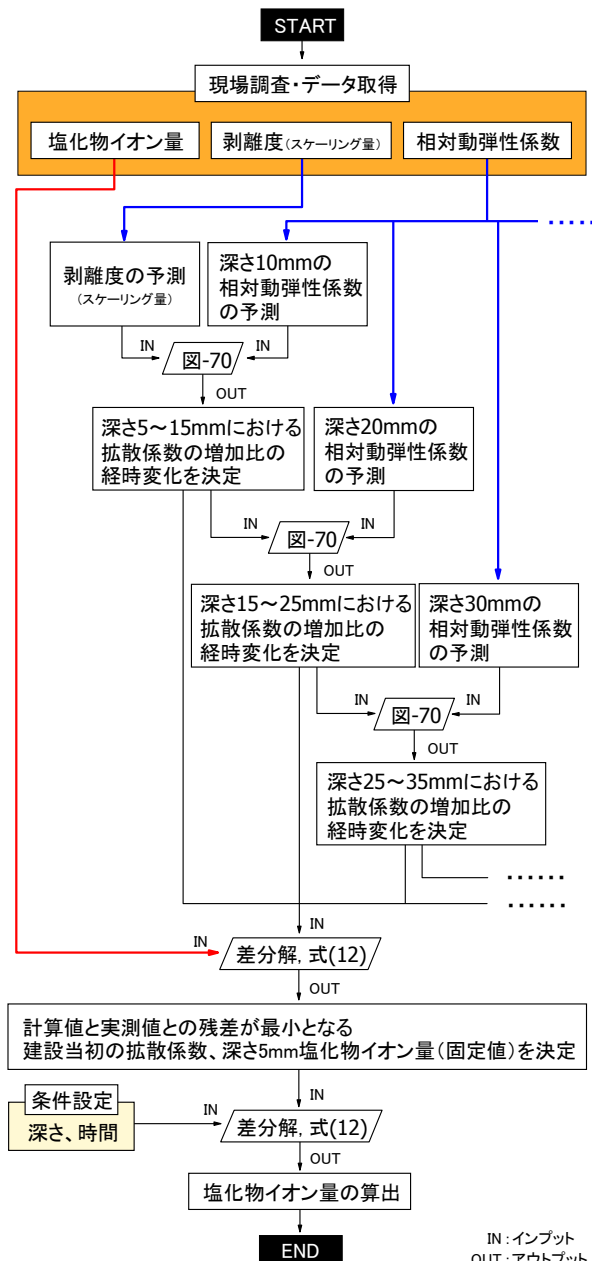


図-72 凍害を考慮した塩化物イオンの浸透予測の体系 (既設構造物の場合)

55%、セメントは普通ポルトランドセメント（以下、NP55と記す）と高炉セメントB種（以下、BB55と記す）を使用した。目標スランプは $8 \pm 2.5\text{cm}$ とした。凍害の進行を促進させるため、AE剤は使用しなかった。細骨材は苫小牧錦岡産の海砂（表乾密度 $2.67\text{g}/\text{cm}^3$ 、絶乾密度 $2.65\text{g}/\text{cm}^3$ 、吸水率 0.87% 、粗粒率 2.85 、除塩処理済み）、粗骨材は小樽見晴産の砕石（表乾密度 $2.67\text{g}/\text{cm}^3$ 、絶乾密度 $2.62\text{g}/\text{cm}^3$ 、吸水率 1.78% 、粗粒率 6.74 ）を使用した。粗骨材の最大寸法は 25mm とした。

供試体は $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ の角柱とし、材齢7日まで

湿った麻布で覆った後、材齢28日まで温度 20°C 、湿度 60% の恒温恒湿室に静置した。凍結融解試験は ASTM C 672 に準じて行った。供試体の試験面に、凍結防止剤に見立てた濃度 3% の塩化ナトリウム水溶液を深さ 6mm 張り、ここでは、凍害を促進させるねらいで規定の -18°C よりも低い -40°C で16時間、 23°C で8時間の1日1サイクルの凍結融解作用を与えた。そして、概ね25サイクル毎に超音波測定器（周波数 28kHz ）を用いて、深さ $10, 20, 30, \dots, 90\text{mm}$ の相対動弾性係数を測定した。なお、測定方法は3章で行った実験と同じである。

15.4 凍害の各種劣化形態が複合したコンクリート構造物の性能評価法の開発

タイトル		材料種				
供用開始		1985年				
凍結防止剤散布開始		1991年				
西暦	初期状態	調査年次			発錆or経年max	
		1985	2010	2016		
経年		0	25	31	2033.2	
剥離度 Dm(mm)	剥離度	0	3.7	6.1	7.9	
	深さ1cm	100	85	79	60.3	
	深さ2cm	100	88	83	69.9	
	深さ3cm	100	92	88	73.5	
	深さ4cm	100	96	92	70.7	
	深さ5cm	100	98	97	93.3	
	深さ6cm	100				
	深さ7cm	100				
	深さ8cm	100				
	深さ9cm	100				
塩化物イオン重 CI (kg/m ³)	深さ0~1cm	0	5.0	5.1	4.948	
	深さ1~2cm	0	4.0	4.4	4.089	
	深さ2~3cm	0	3.0	3.6	3.231	
	深さ3~4cm	0	2.0	3.0	2.373	
	深さ4~5cm	0	0.8	1.0	1.516	
	深さ5~6cm	0			0.884	
	深さ6~7cm	0			0.458	
	深さ7~8cm	0			0.225	
	深さ8~9cm	0			0.098	
	深さ9~10cm	0			0.039	
RC-SC の存在	深さ5~15mm		62.727	52.055		
	深さ15~25mm		0.100	0.100		
	深さ25~35mm		0.208	0.123		
	深さ35~45mm		0.084	0.047		
塩化物イオン重	深さ5~15mm		400	500		
	深さ15~25mm		200	200		
	深さ25~35mm		200	300		
	深さ35~45mm		200	300		
fick 拡散係数	深さ5~15mm	1	400	500	500	
	深さ15~25mm	1	200	200	200	
	深さ25~35mm	1	200	200	200	
	深さ35~45mm	1	200	200	200	
fick 拡散係数	CU		5.806	5.806	5.806	
	Dc		0.284	0.312	0.312	
	Cinitial		0.000	0.000	0.000	
	Dinitial		0.07503	0.000	0.000	
fick 拡散係数	CU		5.806			
	Cinitial		0.000			
	かぶり(mm)		50			
	発錆		48.2	発錆		
発錆(西暦)		2033.2	発錆			

①測定値入力
②塩分拡散計算

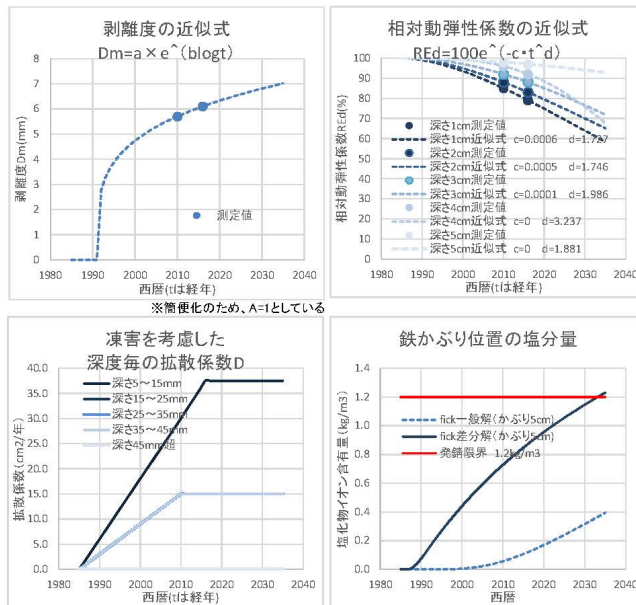


図-73 凍害を考慮した塩化物イオンの浸透予測プログラム (Excel 画面)

- ・ 橙色のマスに数値を入力し、後は自動計算
- ・ この画面は既設構造物への適用を想定したもので、発錆時期を予測



写真-10 凍害が進み表面が欠損している構造物の事例

表-10 コンクリートの配合

記号	セメント	W/C (%)	単位量(kg/m ³)			
			水	セメント	細骨材	粗骨材
NP55	普通	55	146	265	871	1067
BB55	高炉	55	147	267	865	1061

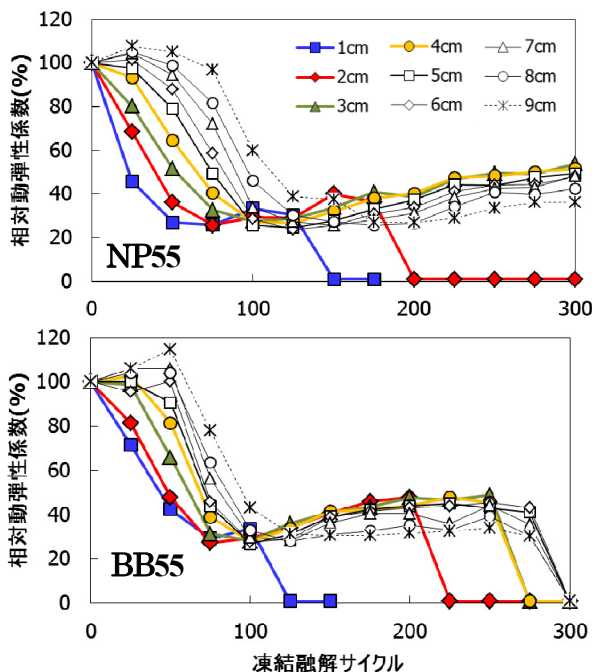


図-74 室内相対動弾性係数の推移

(2) 実験結果・考察

図-74 に相対動弾性係数の測定結果を示す。なお、欠損せず残存してはいるものの損傷が大きく、測定が困難でデータ取得が不可の場合は1%と表示している。完全に

消失に至った場合はプロットしていない。相対動弾性係数の低下速度は試験面の深さによって異なるが、NP55及びBB55とも、100 サイクル前後までに全て

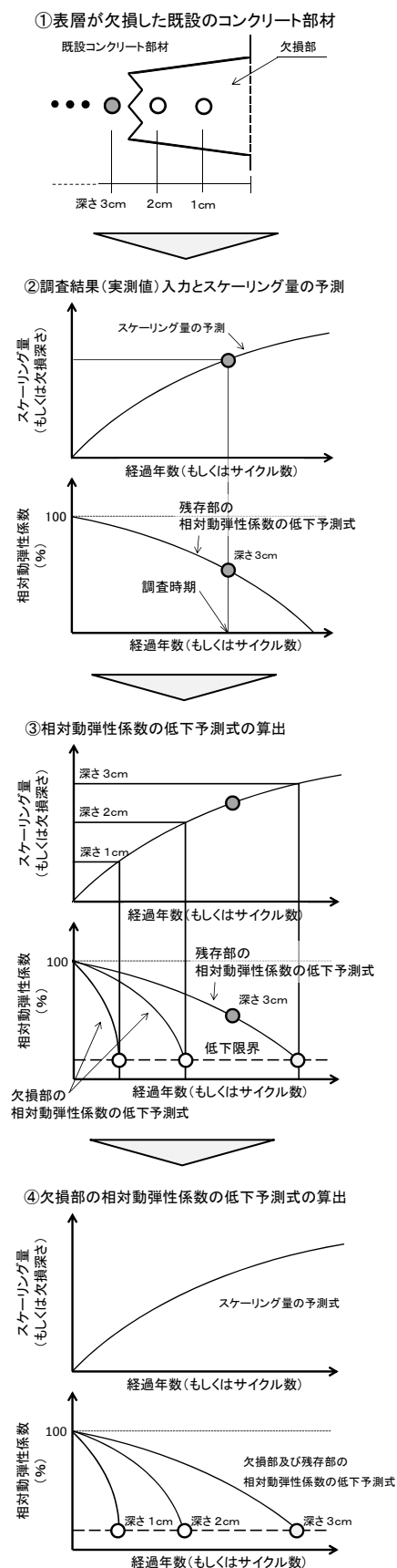


図-75 欠損部の相対動弾性係数の予測式算出の考え方

の深さの値が20~30%まで低下し、その後は全ての深さの値が概ね同じ状態を保持したままの形で推移し、NP55は深さ1cmが175サイクル目、BB55は深さ1cmが150サイクル目、2cmが275サイクル目の欠損に至る挙動を示した。この結果は、凍害の進行に伴って相対動弾性係数が低下し、それが任意の一定値に至った後、欠損が発生することを示唆している。

(3) 欠損部の相対動弾性係数の履歴把握の考え方

このことから、欠損部を含めた相対動弾性係数の予測は、おおよそ以下に行えると考えられる。

ここでは、表面が深さ2cm程度の範囲が欠損・消失している既設のコンクリート構造物(図-75の①)において凍害進行履歴の評価を行うケースを例とする。

はじめに、部材表面で行うスケーリングの調査結果をもとにスケーリングの進行予測を行うとともに、残存する深さ3cmにおける相対動弾性係数の予測を行う(図-75の②)。

次に、②で行ったスケーリングの予測結果から深さ1cm、2cmが欠損した時期の推定、及び深さ3cmが欠損に至る時期を推定する。そして、②で求めた深さ3cmの相対動弾性係数の予測式をもとに、深さ3cmが欠損に至った時の相対動弾性係数(以下、低下限界と記す)を推定する。深さ1cm、2cmの欠損時における相対動弾性係数は低下限界と概ね近い値となるため、欠損時期の相対動弾性係数をこの低下限界とすることで、欠損部(深さ1cm、2cm)の相対動弾性係数の予測式が求まる(図-75の③)。

そして、最終的に欠損している既設のコンクリート構造物のスケーリング量の予測式と、欠損部及び残存部の相対動弾性係数の低下予測式が得られる(図-75の④)。

9. まとめ

寒冷地のコンクリート構造物は、凍結融解と塩化物の複合作用によってひび割れとスケーリングが同時に発生・進行し、さらに塩化物イオンの供給も同時に受ける。この実態に即した合理的な性能評価法の提案に向け、本研究では下記2つの目標を設定し、平成23~27年度の5年間にわたり実験、調査、解析を行った。

①スケーリング・ひび割れが複合化した場合の凍害の進行予測式および塩化物イオンの浸透に関する評価式の開発

②凍害の各劣化形態を複合的に受けたコンクリートの性能評価法の提案

①については、凍結防止剤の散布期間などの環境条件を考慮した凍害の進行予測式として式(14)~(16)および

図-50 を示した。また、塩化物イオンの浸透性の評価方法として式(12) (図-22) に示した差分法が有効であることを明らかにした。

②については、得た知見の範囲で、凍害を考慮した塩害に対するコンクリートの耐久性能の評価方法として、図-71、72、また、これらの評価を行うための計算を自動的に実行できる Excel プログラムを作成した (図-73)。

なお、図-71 で示したように、新設構造物で凍害を考慮した塩害に対する耐久性の照査を行う際、凍害の進行予測式の係数など計算に必要な前提条件をあらかじめ決定するプロセスが必要となる。本研究では予測式の基本形と性能評価法の考え方は提案したが、地域条件を考慮した前提条件の決定方法は表-5、6 でも検討を試みたが整理に至っていない。これは今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 国土交通省：平成 21 年度国土交通白書，第 I 部，pp.3-5
- 2) 文献 1)，pp.34-36
- 3) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書「設計編」，p.123-124，2008.3
- 4) 文献 3)，pp.119-122
- 5) 長谷川寿夫：コンクリートの凍害危険度算出と水セメント比限界値の提案，セメント技術年報，XXIX，pp.248-253，1975.
- 6) American Society for Testing and Materials：Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals，1998.
- 7) 遠藤裕丈，田口史雄，林田宏：コンクリート部材の凍害診断への表面走査法の適用に関する研究，第 55 回 (平成 23 年度) 北海道開発技術研究発表会発表概要集，2012.2
- 8) 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，p.42，1980
- 9) 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，pp.21-22，日本コンクリート工学協会，2008.8
- 10) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書「維持管理編」，pp.60-61，2013.10
- 11) 遠藤裕丈：凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングに対する耐久性設計法に関する研究，北海道大学博士学位論文，pp.99-101，2011.3
- 12) 野口博章：凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化予測に関する基礎的研究，法政大学博士学位論文，p.32，2007.9
- 13) 遠藤裕丈，島多昭典，川村浩二：環境条件の変遷を考慮した凍害予測に関する基礎的研究，第 14 回コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，pp.141-148，2014.10
- 14) 気象庁ホームページ
- 15) 緒方英彦，服部九二雄，高田龍一，野中資博：超音波法によるコンクリートの耐凍結融解特性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.1563-1568，2002.6
- 16) 守分敦郎，長滝重義，大即信明，三浦成夫：既設コンクリート構造物の塩化物イオンの拡散過程より評価される表面処理工法の適用性，土木学会論文集，No.520，V-28，pp.111-122，1995.8
- 17) 北海道開発局港湾部港湾建設課，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
- 18) 文献 11)，p.131
- 19) 山下英俊：コンクリート構造物の凍害の劣化評価と予測に関する研究，北海道大学博士学位論文，pp.122-125，1999.3
- 20) 濱幸雄，松村光太郎，田畑雅幸，富板崇，鎌田英治：気象因子を考慮したコンクリートの凍害劣化予測，日本建築学会構造系論文集，第 523 号，pp.9-16，1999.9
- 21) 日本コンクリート工学協会：コンクリート技術の要点'99，p.155，1999.
- 22) 文献 21)，pp.56-57
- 23) 文献 11)，p.19，p.68
- 24) 桂修：過冷却現象を考慮したコンクリートの凍害機構に関する研究，北海道大学博士学位論文，p.91，1999.9
- 25) 遠藤裕丈，島多昭典：コンクリートの凍・塩害の進行に及ぼす夏季高温期の影響に関する基礎的研究，寒地土木研究所月報，No.740，pp.13-25，2015.1
- 26) 国土交通省北海道開発局：平成 27 年度北海道開発局道路設計要領，p.3-コ 7-3
- 27) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編)，p.169，p.177，2002.3
- 28) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの診断技術'02「基礎編」，pp.34-36，2002.1
- 29) 林田宏，田口史雄，嶋田久俊：超音波伝播速度測定における実コンクリート構造物の凍害深さ推定について，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，pp.71-76，2006.12
- 30) 自然環境とコンクリート性能評価に関するシンポジウム委員会報告書・論文集，日本コンクリート工学協会，pp.5-34，2005.6
- 31) 富永禎秀，地濃茂雄，村田亨：数値気候モデルを用いた飛

15.4 凍害の各種劣化形態が複合したコンクリート構造物の性能評価法の開発

来塩分濃度分布の予測に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1043-1048, 2006.7

- 32) 土木学会:2012年度制定 コンクリート標準示方書「設計編」, pp.148-157, 2013.3
- 33) 遠藤裕丈, 島多昭典:寒冷環境下における約10年間のシラン系表面含浸材の効果に関する追跡調査, 第58回(平成26年度)北海道開発技術研究発表会発表概要集, 2015.2

DEVELOPMENT OF A PERFORMANCE EVALUATION METHOD FOR CONCRETE STRUCTURES SUBJECTED TO A COMBINATION OF VARIOUS FORMS OF DETERIORATION CAUSED BY FROST DAMAGE

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Cold-Region Maintenance Engineering Research Group
(Materials Research Team)

Cold-Region Technology Development Coordination

(Cold-Region Technology Promotion Division)

Author: SHIMATA Akinori, KIKUTA Etsuji, HAYASHIDA Hiroshi, NAITOH Isao, ENDOH Hirotake, SEINO Masaki, KASHIKI Shunichi, KAWAMURA Kohji, NAKAMURA Naohisa, TAKADAMA Namio, TAKADA Naoto, OOTA Hideharu, WATANABE Jun and SUZUKI Satoshi

Abstract : In cold regions, concrete structures is simultaneously affected by scaling and crack due to frost damage, and chloride-ion supply ; thus, concrete performance evaluation method for maintain the durability that influence of the frost damage was considered is demanded. In this study, toward formulating suggestions for methods of assessing concrete performance when frost damage is in two or more forms, development the prediction method of frost damage progress with scaling and cracking, evaluation the influence of chloride ion penetration on frost damage, and frost damage progress prediction and evaluation of the penetration of chloride ions for actual structures were done. It was confirmed that forms of frost damage varied with environmental conditions such as deicing salt. It was also found that the difference method was an effective approach to evaluating chloride ion permeability. Furthermore, we summarized the current knowledge about fundamental concept to verification the salt and frost durability of concrete.

Key words : Freeze-Thaw, Scaling, Cracking, Chloride Ion, Performance Evaluation