

積雪寒冷環境下に長期暴露された建設材料の耐久性評価に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 28～令 2

担当チーム：耐寒材料チーム

研究担当者：島多昭典、安中新太郎、菊田悦二、
嶋田久俊、林田宏、内藤勲、
吉田行、遠藤裕丈、長谷川諒

【要旨】

積雪寒冷地では、凍害と塩害の複合作用を受けるため、長期耐久性向上対策の確立が急務となっている。そのためには、実環境下におけるコンクリートの耐久性の検証が必要となるが、その検証には長い期間を要するため、促進試験や短期間での暴露試験結果等により耐久性を予測評価している現状にある。しかし、予測評価した耐久性と実環境下にある実際の耐久性や効果の持続性については十分な検証がなされていない。

本研究では、暴露試験場や実構造物に暴露した試験体および現場試験施工の経年調査を行い、実環境下における長期的な耐久性やその予測評価手法の有効性を検証した。

シラン系表面含浸材の実橋梁における効果持続性の追跡調査では、塗布 15 年後においても塩水の浸入抑制効果が持続していることを確認し、10～15 年に 1 回の再塗布が望ましいことも確認した。ひび割れ修復後の耐久性を検証する暴露試験では、暴露 5 年程度では補修効果は低下しないが、凍害と塩害の複合作用によって補修箇所徐々に変化が現れ始めることを確認した。積雪寒冷地における耐久性向上対策として開発した改質セメントコンクリート製品の試験施工 11 年目の調査では、一般品よりも塩分遮蔽性や中性化抵抗性が高いことを確認し、高ブレンの高炉スラグ微粉末を用いた場合には実効拡散係数の予測値を用いて塩害の照査を行うことが望ましいことを確認した。スケーリング進行予測式の現場検証では、周期的に同程度の凍結融解と塩化物の作用を受けやすい部位での適用が可能であることを確認した。また、寒冷地用塗装の暴露試験では、10 年目の試験体と 6 年目の実橋試験塗装において、両者共に十分な耐久性を有していることを確認した。

キーワード：積雪寒冷地、長期暴露試験、耐久性、効果の持続性、予測評価

1. はじめに

コンクリート構造物の劣化は、気象・環境条件および使用条件などにより著しく異なる。特に、積雪寒冷地では、凍害と塩害の複合作用を受けるため、長期耐久性向上対策の確立が急務となっている。そのため、促進試験等による耐久性の予測評価を行っているが、実環境下での長期的なコンクリートの劣化機構の解明や耐久性の検証が必要である。耐寒材料チームでは、気象および環境条件の異なる暴露試験場やその他の地域において、実橋梁や試験体での耐久性や各種耐久性向上対策の長期検証試験を実施し、暴露期間中の劣化進行状況等を定期的にデータ取得して評価を行っている。

本研究では、実環境下に長期間暴露されたコンクリート試験体や補修供試体の継続調査、長期耐久性の予測評価手法の改良・修正、および寒冷地用塗装の暴露試験による耐久性照査を行った。以下に各試験調査から得られた研究の成果を報告する。

2. コンクリートの劣化予測手法および効果的な補修方法の検証

2.1 コンクリート試験体および継続調査箇所の現地調査

2.1.1 シラン系表面含浸材の美幌橋での追跡調査

(1) 概要

寒冷地では冬期間、車両の走行安全を確保するため、塩化物系の凍結防止剤が散布されている。このため寒冷地のコンクリート構造物では凍結融解と凍結防止剤の複合作用によって耐久性が損なわれぬよう、対策を講じることが基本となっている。例えば国土交通省北海道開発局管轄の道路橋では凍結防止剤が供給されやすい地覆コンクリートにシラン系表面含浸材が塗布されている。

シラン系表面含浸材は、コンクリートの表面と表層に吸水抑制機能を付与し、凍・塩害の要因である水や塩化物イオンの侵入を抑制する浸透性の保護材料である。この材料には疎水性のアルキル基が含まれており、コンクリート表面に塗布し、含浸させると、表面や内

部空隙の壁面にアルキル基が固着し、含浸域が疎水化される。主な特徴として、①短期間で施工ができ、簡便で比較的安価、②表面は紫外線の影響を受けるものの、内部の含浸域は紫外線が作用しないため疎水状態が持続しやすい、③材料が無色透明で塗布後も外観が大きく変化しないため、施工後も目視点検が可能、④水滴は通さないものの、水蒸気透過性を有し、水分の蓄積に起因する劣化を抑制できる、⑤部材改修の際に発生する産業廃棄物の量が少ない、等があげられる²⁾。

一方、実際の寒冷環境に曝されるコンクリート部材におけるシラン系表面含浸材の効果の長期持続性に関しては検証データが少なく、十分明らかになっていない。そこで現在、効果の持続性を調べるための試験施工、追跡調査を北海道内の各地で行っている。その中から今回、塗布して約15年経過した美幌橋(図-1.1)の地覆コンクリートにおいて調査を行ったので、その結果を報告する。



図-1.1 美幌橋の位置



写真-1.1 雨天時の美幌橋の様子

(2) 美幌橋

美幌橋は昭和37年に架設された橋長73.5mの鋼桁橋で、北海道美幌町の一般国道39号に位置している。美幌橋は曲線橋で4%の横断勾配を持ち、雨天時は写真-1.1に示すように地覆コンクリートに水が集まりやすい。2018年の冬期の最低気温は-23℃で、冬期は凍結防止剤も散布されるといった苛酷な環境に立地し

表-1.1 美幌橋地覆コンクリートの配合・品質
(2004年10月打設)

W/B (%)	単位量 (kg/m ³)				
	水	セメント	膨張材	細骨材	粗骨材
51.4	145	252	30	713	1144

・配合設計条件：呼び強度24、普通ポルトランドセメント使用、目標スランプ8cm、目標空気量4.5%

・気泡間隔係数 (ASTM C 457) : 267μm (供用15年目に測定)

表-1.2 シラン系表面含浸材の特徴、仕様、基礎性能

製品記名	特徴および仕様				実験室での基礎性能の把握の結果※	
	系別	有効成分(%)	状態	塗布量 (g/m ²)	含浸深さ (mm)	塩化物イオン浸透深さ (mm)
No.1	水系	42	液状	200	2.9	9.2
No.2	水系	43	液状	300	1.6	8.9
No.3	水系	80	クリーム	200	2.9	2.3
No.4	溶剤系	11.5	液状	300	2.4	1.9
No.5	無溶剤系	90	ジェル	400	6.6	0.0
無塗布	—	—	—	—	—	11.5

※) 各製品の性能を事前に把握するため、実験室においてコンクリート供試体(水セメント比45%、高炉セメントB種使用)を作製して、打設面に塗布後、下記の実験を実施³⁾。

・含浸深さ：供試体を打設面に対して垂直方向に切断し、切断面に水を噴霧し、撥水を呈した範囲を含浸域と判断して含浸深さを測定。

・塩化物イオン浸透深さ：供試体を濃度3%の塩水に90日間浸漬させ、浸漬後、打設面に対して垂直方向に供試体を切断し、切断面における塩化物イオン濃度分布をEPMA(電子線マイクロアナライザー)により調べ、その分布をもとに塩化物イオン浸透深さを測定。

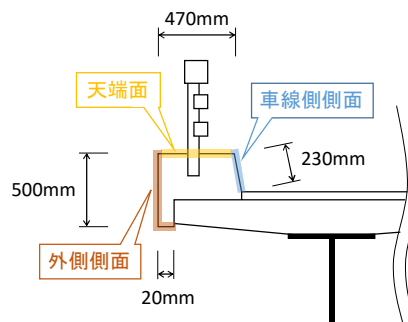


図-1.2 試験施工を行った部位

ている。

美幌橋の地覆コンクリートは2004年10月上旬に打ち換えられ、その14日後にシラン系表面含浸材の試験施工を実施している。表-1.1は地覆コンクリートの配合である。水結合材比は51.4%で、普通ポルトランドセメントが使用されている。表-1.2に試験施工で使用したシラン系表面含浸材の特徴と仕様および過年度に



写真-1.2 試験施工の状況 (2004年10月28日)

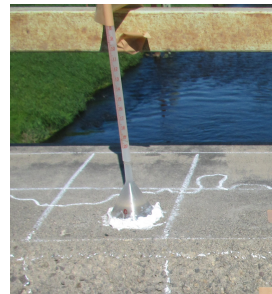


写真-1.3 透水器具の設置状況



写真-1.4 電気抵抗式水分計による測定状況

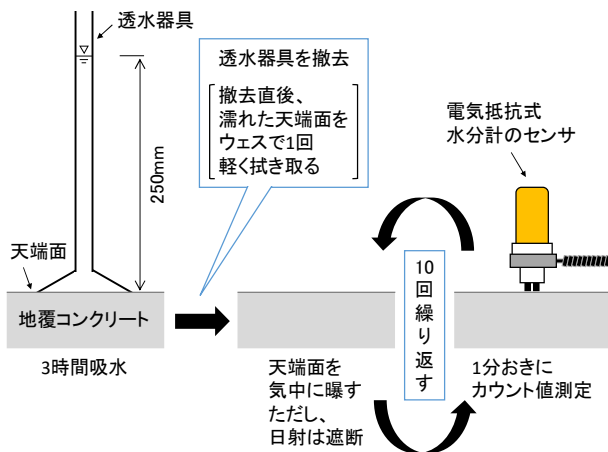


図-1.3 本調査での吸水抵抗性の評価方法



写真-1.5 コア試料採取状況

平均値で評価した。外側側面の状態は目視で把握した。

b) 吸水抵抗性

一般に、シラン系表面含浸材を塗布した後の吸水抵抗性は、図-1.3の左に示す透水器具をモルタル試験片に設置して自然吸水させ、塗布した場合の透水量を、無塗布の場合の透水量で除した透水比で評価される⁴⁾。しかし、これまで行ってきた追跡調査では、調査年次によって透水比が大きくばらつく結果を得ている³⁾。これは、現場試験においては対象が粗骨材を含む地覆コンクリートであるため、無塗布の場合でも透水量の変化が緩やかとなり、片側交互通行規制下での調査という時間的な制約上、短時間で明確な透水比を捉えるのが難しくなることが影響しているためと考えられる。

そこで、この吸水試験の過程を見直してみることにした。シラン系表面含浸材が無塗布の場合、透水器具を設置して水を与えると、水は緩やかながら少量でもコンクリートの毛管空隙広範に浸透して深部へも行き渡る。さらに器具を撤去し、コンクリート表面を気中に曝すと、コンクリート表面は乾燥するが、内部に浸透した水分が戻ってくる。このため、表面付近の水分量の低下は抑制されると考えられる。一方、吸水防止層が残存している場合は、毛管空隙に浸透した水は主に表面近傍に留まり、透水器具を撤去した後の表面では蒸発が早く進むと考えられる。この仮説の下に、透水比に代わる評価方法として、コンクリート表面の水分の低下量により吸水抵抗性を評価する手法を考案した。

実験室で調べた基礎性能を示す。試験施工では5種類のシラン系表面含浸材を使用している。ここでは、それらをNo.1、2、3、4、5と記す。図-1.2に試験施工を行った部位、写真-1.2に試験施工の状況を示す。試験施工は、2004年10月28日に車線側側面と天端面および外側側面の3面で実施している。施工は1製品あたりの延長を4mとし、各メーカーの担当者が各社の独自仕様に基づいて行った。これは、工法として評価する理由から統一の仕様を設けなかったもので、塗布量についても各製品の標準量とした。塗布はローラや刷毛で実施された。

(3) 調査内容

本調査では、塗布後15年目におけるスケーリング発生状況、吸水抵抗性、吸水防止層の状態、中性化の進行状況、塩化物イオンの浸透状況について調べた。

a) スケーリング発生状況

車線側側面と天端面において、当初の残存表面を基準として、スケーリングによる欠損深さをデプスゲージで調べた。各製品の施工延長4m区間を10cm間隔で40箇所に分け、1箇所あたり1点測定する割合で1製品につき車線側側面で40点、天端面で40点測定し、

具体的には、天端面に透水器具を立てて3時間自然吸水させた後、図-1.3の右に示すように、透水器具を撤去して天端面をウェスで1回軽く拭き取ったのち、電気抵抗式の水分計⁹⁾を使用した10分間の表面の含水状態の計測値の経時変化から評価するものである。電気抵抗式の水分計は、センサ下面に長さ20mm、幅5mmの導電ゴム製の電極が10mm間隔で2本配置されており、コンクリート表面に電極を押し当てて電流を流し、電極間の電気抵抗が水分によって変化する原理を利用して表面の含水状態を評価する仕組みになっており、乾燥状態のときに最小40、湿潤状態のときに最大990の電気抵抗換算値（以降、カウント値と記す。乾燥しているほど値は小さい）で評価する機能が備えられている。

写真-1.3、1.4に測定状況を示す。試験実施時の天候は晴れで、気温は約17℃である。なお、電気抵抗式の水分計の測定結果に及ぼす直射日光の影響を除外するため、計測中は日光が当たらないよう配慮した。

c) 吸水防止層の状態

写真-1.5に示すように地覆コンクリートの車線側側面からコア試料を採取し、コアに水を噴霧して撥水を呈した範囲を吸水防止層（シラン系表面含浸材が浸透して疎水化した領域）と判断し、吸水防止層の厚さを計測した。

d) 中性化の進行状況

地覆コンクリートから採取したコア（写真-1.5）にフェノールフタレイン1%溶液を噴霧し、赤紫色に着色しなかった範囲を中性化領域と判定し、表面から赤紫色に呈色した部分までの距離から中性化深さを求めた。

e) 塩化物イオンの浸透状況

地覆コンクリートから採取したコア（写真-1.5）の車線側側面から深さ50mmの範囲をコンクリートカッターで10mm間隔にスライスして切り分け、JIS A 1154の電位差滴定法に準じて塩化物イオン量を測定し、深さ方向における塩化物イオンの濃度分布を調べた。

(4) 調査結果・考察

a) スケーリング発生状況

図-1.4に、塗布後15年目の天端面と車線側側面における平均スケーリング深さの測定結果を示す。天端面では、No.1、3、4、5において4mm前後のスケーリングが確認された。No.2と無塗布のスケーリングは比較的軽微であった。車線側側面の平均スケーリング深さはいずれの区間も6mm前後であった。なお、車線側側面においてはスケーリングに加えて、除雪車のグ

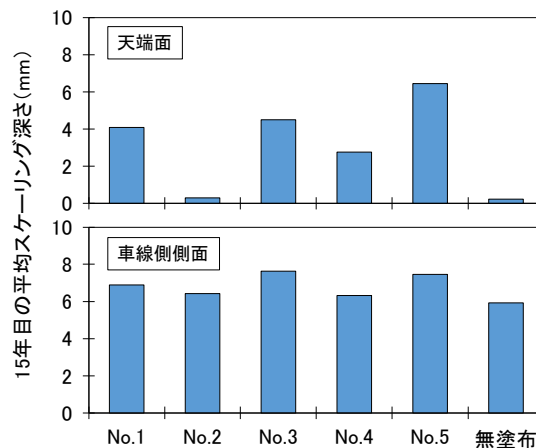


図-1.4 15年目の天端面と車線側側面の平均スケーリング深さ

レーダーの刃による欠損も確認された。

写真-1.6は、スケーリング深さが大きかったNo.5塗布区間と無塗布区間の境界付近における天端面と車線側側面の外観の経年変化を示している。No.5塗布区間の車線側側面をみると、塗布4年目は無塗布に比べると明らかにスケーリングは少なく、10年目に粗骨材の露出が部分的に生じ、15年目に至り、無塗布区間と同程度にまでスケーリングが進行した。これらの理由についての考察は後述する。一方、外側側面は、写真-1.7に示すように塗布後15年目においてもスケーリングや粗骨材の露出が見受けられず、また、無塗布に比べると表面の汚れは少なかった。外側側面に関しては、No.5以外の塗布区間においても表面にスケーリングは確認されなかった。

b) 吸水抵抗性

図-1.5に天端面で調べた透水器具撤去後に測定した電気抵抗式水分計のカウント値を示す。図の右側に表示している表面状態は、文献5)で述べられているカウント値と表面の水分状態の関係を基に記載している。スケーリング深さが4、6mmのNo.3とNo.5は透水器具撤去後、カウント値が早い時点で低下し始め、4分後には湿潤状態から表面乾燥状態へ移行した。一方、No.1、No.2、No.4、無塗布は、これに比べるとカウント値の低下は緩やかであり、スケーリング深さが小さかった無塗布とNo.2に至っては、透水器具を撤去してから10分経過した時点でも表面は湿潤状態のままであった。これは供給された水が内部へ深く浸透しているため、透水器具撤去後、水分の蒸発が進む表面へ内部から緩やかに水の移動や水蒸気の拡散が続いていることを意味し、一方でNo.3とNo.5の吸水抑制効果がこの中で最も高いことを示している。

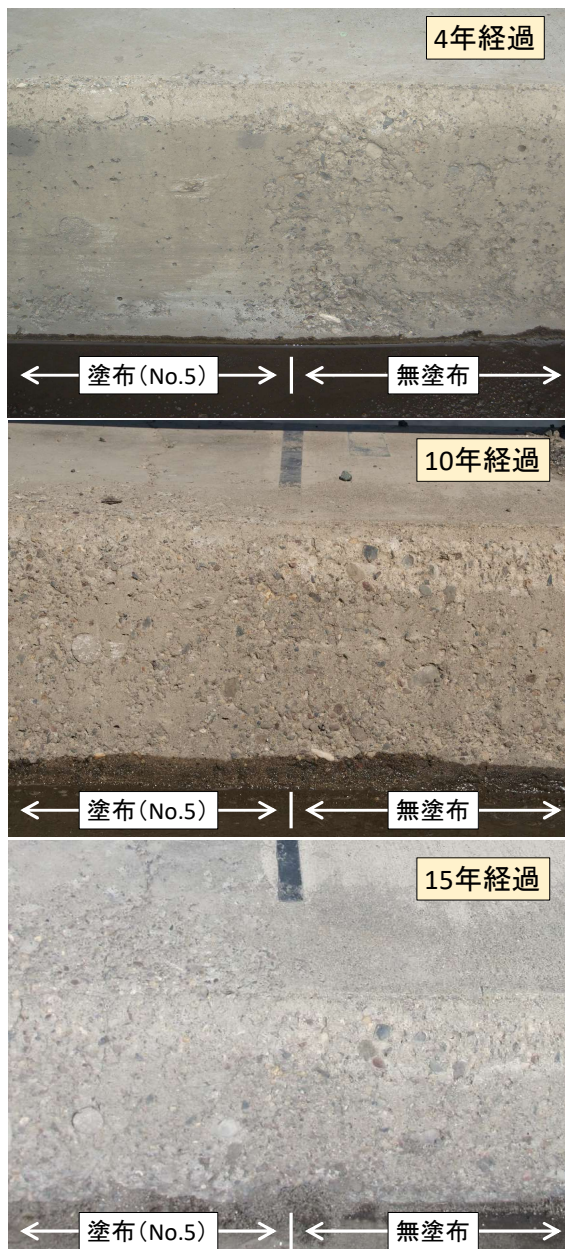


写真-1.6 天端面と車線側側面の外観 (No. 5区間と無塗布区間)



写真-1.7 15年目の外側側面の外観 (No. 5区間と無塗布区間)

c) 吸水防止層の状態

図-1.6 に吸水防止層の厚さの測定結果、また一例として写真-1. No.5 塗布区間から採取したコアに水を噴霧した様子を示す。No.1、3、5 はコアの表層に吸水

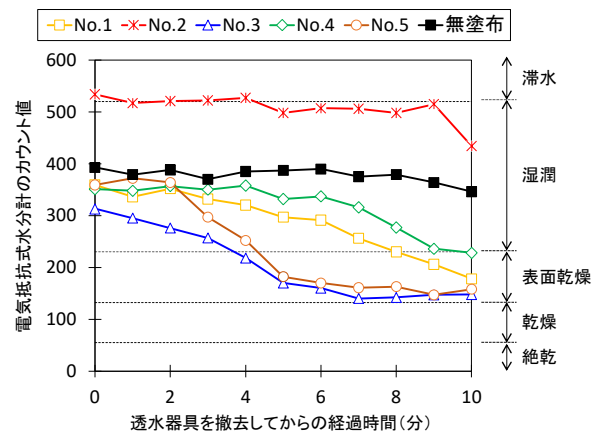


図-1.5 透水器具撤去後のカウント値の推移 (天端面で測定)

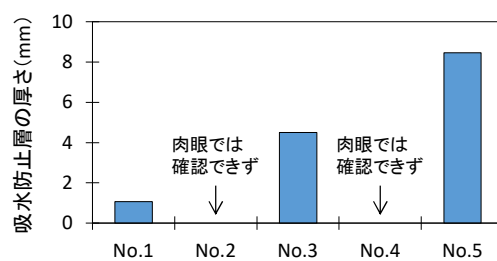


図-1.6 吸水防止層の厚さ (車線側側面で測定)

防止層が確認されたが、No.2、4 では確認されなかった。吸水防止層の厚さが比較的大きかったのは No.3 と No.5 で、それぞれ 4mm、8mm であった。これは、吸水を受けた表面が比較的早期に乾燥に至った図-1.5 の測定結果とも対応する。

d) 中性化の進行状況

図-1.7 に中性化深さの測定結果を示す。No.3 と No.5 を塗布した区間における中性化深さは約 9mm で、2~3mm の No.1、2、4、無塗布に比べると大きかった。林らは沿岸での暴露実験で、塗布したコンクリートの方が中性化深さが大きい結果を得ており、この要因として図-1.8 に示す概念のように、シラン系表面含浸材の塗布によってコンクリートに含まれる水分が減少し、結果としてコンクリート内部が中性化しやすい相対湿度相等の含水量になったためと考察している⁹⁾。塗布後 15 年目の美幌橋の地覆コンクリートの中性化深さが大きかった No.3 と No.5 は、図-1.5 で示したように吸水抵抗性が大きいことから、林らの暴露実験と同様、長期の吸水抑制によって中性化が進行しやすい相対湿度相等の状態が長く続いたことが要因と考えられる。中性化はアルカリ環境下で安定する鋼材表面に形成される薄い酸化被膜 (不動態被膜) 周囲の pH を低下させる。しかしながら、鋼材腐食を支配するのは水と酸素の供給であり、土木学会コンクリート標準示方書[設

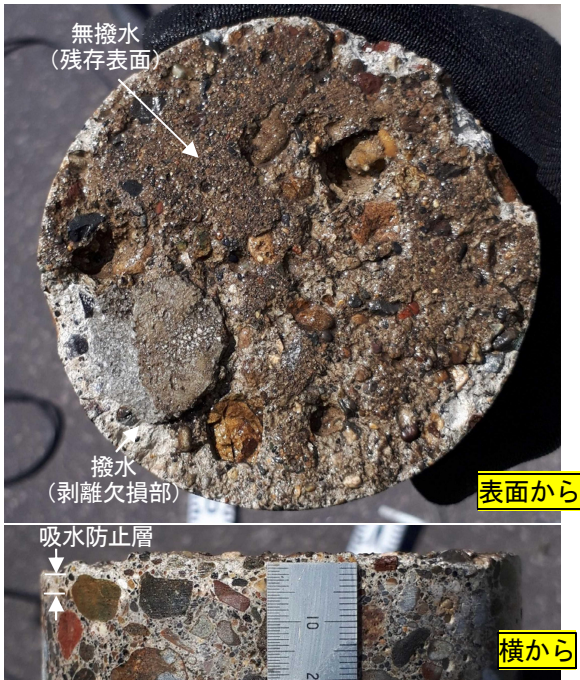


写真-1.8 15年目にNo. 5区間の車線側側面から採取したコアに水を噴霧した様子

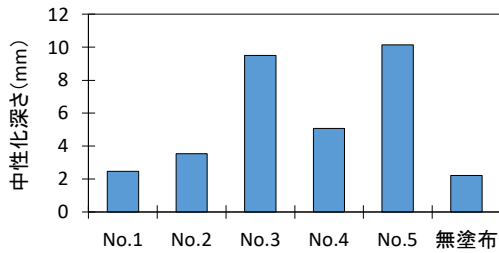


図-1.7 中性化深さの測定結果 (車線側側面で測定)

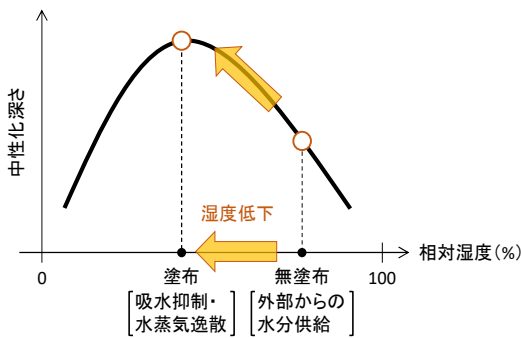


図-1.8 中性化に及ぼす相対湿度の影響⁷⁾をもとに作成

計編]でも、鋼材腐食に対する照査では水の浸透も考慮することとされている⁸⁾ことから、この結果が直ちに鋼材腐食に繋がるものではないと考えられるが、今後も経過を観察していく必要がある。

e) 塩化物イオンの浸透状況

図-1.9 に塩化物イオン濃度分布の測定結果を示す。スケーリング深さが大きかった No.3 と No.5 を塗布した区間の塩化物イオン量は無塗布に比べると大幅に少

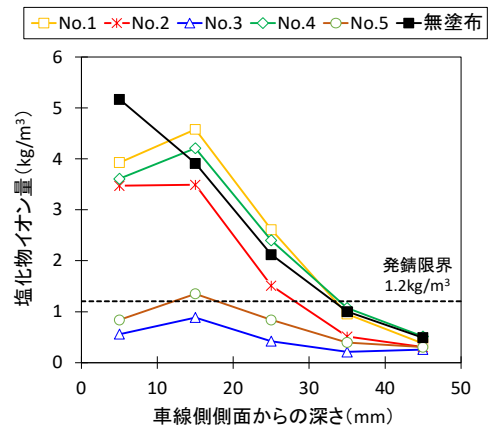


図-1.9 塩化物イオン量の測定結果 (車線側側面で測定)

なく、表-1.2 で示した基礎性能の把握の結果と対応した。なお、No.4 の結果は表-1.2 と対応しなかったが、これは、図-1.6 で示したとおり肉眼で吸水防止層が把握できず、塗布効果が働かなかつたためと考えられる。

これらの結果から、冬期環境が厳しい美幌橋でも適切な製品を選定することで15年以上、鋼材腐食に影響を及ぼす塩化物イオンの浸透抑制効果が期待できることがわかった。

ここで、図-1.5 で示した吸水抵抗性試験結果と、塩化物イオン量の測定結果を比較すると、透水器具撤去後、カウント値が湿潤と表面乾燥の境界である230を下回るまでの時間が短いほど、塩化物イオン量は少ない傾向にある。このことから、今回考案した図-1.3 で示した吸水抵抗性試験は、現状の塩化物イオン侵入抵抗性の把握へも応用できるものと考えられる。

f) 塗布から15年間の経年変化の整理と考察

厳しいコンクリート劣化促進環境下にある美幌橋の地覆コンクリートの車線側側面におけるシラン系表面含浸材を塗布した部位と、無塗布の部位の15年間の経年変化の推移を整理すると図-1.10 のようになる。

無塗布もしくは吸水抑制機能が小さい場合、供用から4年目ですでに車線側側面にスケーリングが発生し始め、10年目ではほとんどの範囲にスケーリングが及んでいる。また、15年が経過した現在は深部に塩化物イオンが多く侵入しており、将来的に塩水の侵入に起因する鋼材腐食やASRなど内部劣化が懸念される。一方、塗布による吸水抑制効果が発揮されている区間では、供用開始から4~10年間は凍結防止剤が溶け込んでいる融雪水(以下、塩水と記す)の侵入がほとんどなくスケーリングは抑制される。その後、15年目にかけて紫外線の影響で撥水機能が消失した極表層へ塩水が集中的に溜まり、極表層にスケーリングが生じ、

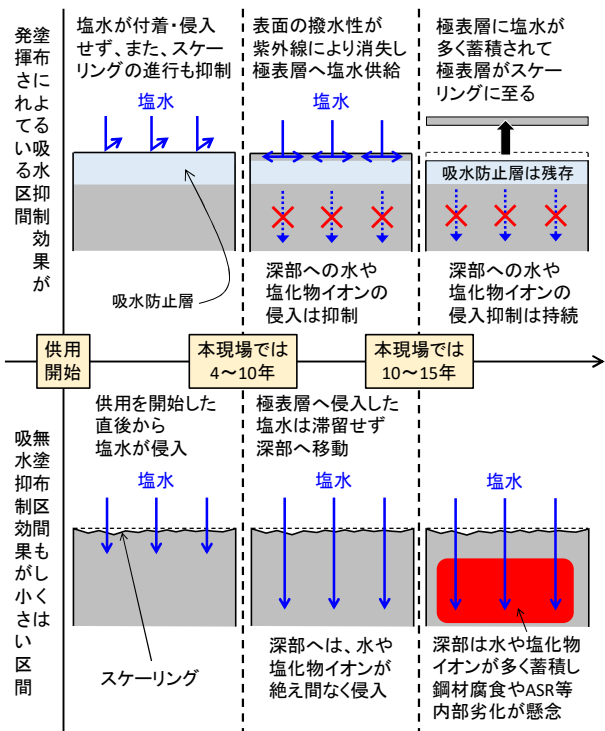


図-1.10 美幌橋地覆コンクリートにおけるシリ系表面含浸材の有無による経年変化の過程

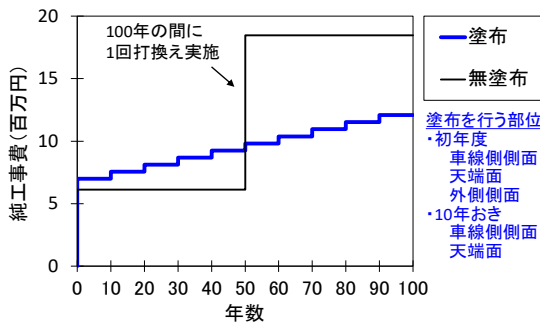


図-1.11 スケールを重視する場合の地覆の純工事費比較

無塗布範囲と同等もしくはそれ以上のスケールに至った。ただし、吸水防止層のほとんどは健全で、鋼材腐食を促進させる水や塩化物イオンの侵入抑制に関しては、15年を経ても効果は持続する。

著者らは、美幌橋以外の道路橋でも同様の試験施工を行っている³⁾。美幌橋の地覆コンクリートはとりわけ厳しい環境下にあるが、適切な製品を選定、施工することで、深部への塩水の侵入抑制効果は15年以上、続くことがわかった。一方、高い吸水抑制効果を発揮する製品を塗布した区間では10年目から15年目かけて車線側側面と天端面にスケールが確認された。ここでスケールの抑制を重視する場合、再塗布を行うことが望ましい³⁾。図-1.11は美幌橋の地覆コンクリートをモデルに、初年度は地覆全面に塗布し、以

降、10年おきに車線側側面と天端面に再塗布する場合の純工事費（管理費、経費を含まない）を試算したものである。シリ系表面含浸材の材工費は、国土交通省北海道開発局公表の単価を適用した。無塗布の部材を10年に1回打換える場合に比べると、部材のライフサイクルコストの減少や部材の維持費の平準化が図れる試算結果となった。将来、補修工法として断面補修が選択されるとしても、塗布した場合、塩化物イオン量が発錆限界を超えている範囲が浅く、はつり深さを小さく抑えることができることから、補修費の縮減が期待できる。

今後は美幌橋以外の試験施工箇所³⁾でも追跡調査を行うとともに、厳しい環境でのスケール抑制と遮水・遮塩の両効果の長期持続の実現に向け、撥水機能が持続しやすい製品などを使用した実験を予定している。

2.2 コンクリート補修後試験体の現地調査

2.2.1 ひび割れ修復供試体の暴露試験

(1) 概要

コンクリート構造物に生じたひび割れの対策方法としてひび割れ修復工法がある。ひび割れ修復工法の内、ひび割れ注入工法はひび割れ内に注入材を充填させてひび割れをすべて閉塞することでコンクリートの一体化を図る工法、ひび割れ充填工法は比較的幅の広いひび割れにおいて表面からの劣化因子の浸入を防止する工法であり、このようなひび割れ修復によってコンクリートの延命化を行っている⁹⁾。しかし、積雪寒冷地におけるひび割れ修復後のコンクリートでは、凍害の影響と思われるひび割れからの漏水や析出物を生じるといった、いわゆる修復後に早期に再劣化が生じる事例も散見される¹⁰⁾。このように修復効果が減じてコンクリートの劣化や内部の鋼材腐食が発生することによって最終的に構造物としての耐力低下に至る可能性があるが、厳しい寒冷環境下におけるひび割れ注入箇所やひび割れ充填箇所の耐凍害性は未だ明らかではなく、修復後の効果の持続性は実証されていないのが現状である。

このような背景から本研究では、種々のひび割れ注入材（以下、注入材）を用いて作製した供試体（以下、注入供試体）、種々のひび割れ充填材（以下、充填材）を用いて作製した供試体（以下、充填供試体）の長期的な耐凍害性を把握するため、厳しい寒冷環境下における2箇所の暴露試験場にて平成24～25年度に暴露試験を開始しており、暴露期間10年間を目標にひび割れ修復後の耐凍害性の検証を実施している。本報告では、

平成 28 年度から令和 2 年度までの暴露開始 2.5 年目から約 5 年間に半年あるいは 1 年毎に測定した継続測定データを基に、ひび割れ修復後の効果持続性について考察した結果を報告する。

(2) 供試体の作製

a) 注入供試体

注入供試体は、コンクリート製の大型注入供試体と小型注入供試体の 2 種類、および注入材のみの円柱供試体（以下、注入材供試体）の計 3 種類を作製した。図-2.1 に各供試体のイメージ図を示す。各供試体の作製は室温 20°C の恒温環境において実施した。大型注入供試体は、実際のコンクリート構造物に対するひび割れ修復を模擬するため、D13 の鋼材 1 本を長辺方向のかぶり 70mm の位置に配した 200×200×1000mm の角

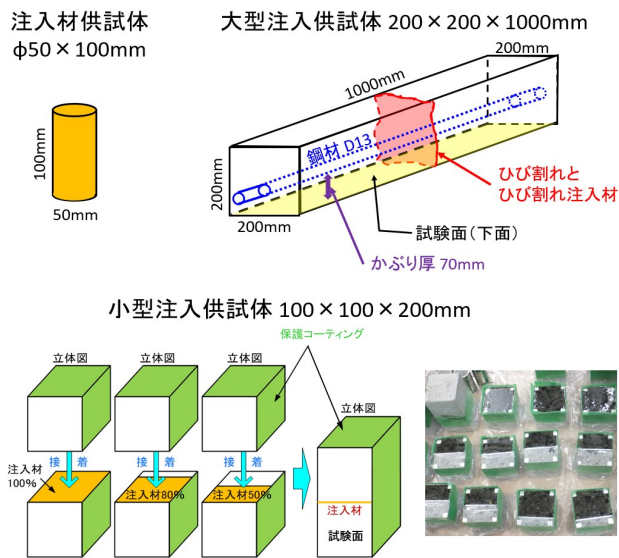


図-2.1 各注入供試体のイメージ図

表-2.1 コンクリートの配合

セメントの種類	Gmax (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位置 (kg/m ³)				スランプ (cm)	空気量 (%)
				W	C	S	G		
普通ポルトランド	20	55	47	154	280	890	1001	8.0	4.5

表-2.2 ひび割れ注入材の種類と主な諸元

注入材記号	EP1	EP2	EP3	CE1	PC1
	樹脂系 (硬質系低粘度形) エポキシ系			超微粒子セメント系	
注入材の種類				ポリマ-無	ポリマ-有
粘度 (mPa·s)	594 (20°C)	570 (23°C)	330 (20°C)	71 (20°C)	208 (20°C)
適用温度 (°C)	5~20	5~20	-4~20	5~30	5~30
接着強さ (MPa) (標準条件)	7.60	7.16	8.10	-	-
引張せん断接着強さ (MPa)	24.10	7.03	15.40	-	-

※カタログ値

柱供試体を作製し、シート養生 28 日後、供試体の試験面から割裂するように 4 点載荷でひび割れを作り、そのひび割れに各種注入材の推奨注入方法で注入を実施して作製した。小型注入供試体は、水中養生 28 日後、無筋の 100×100×400mm の角柱供試体を半分に切断し、ひび割れ注入材（以下、注入材）で切断面同士を接着する方法で作製した。小型注入供試体では、注入材の充填不足を模擬するために接着面積を 50%，80%，100%とした 3 水準の注入供試体を作製した。注入材供試体は、径 50×100mm のモルタル用の円柱モールドに各種注入材を流し込んで作製した。表-2.1 および表-2.2 に、使用したコンクリートの配合および使用した注入材の諸元を示す。エポキシ樹脂系 3 種類とセメント系 2 種類の計 5 種類とした。3 種類のエポキシ樹脂注入材は、すべて硬質系低粘度形の注入材である。EP1 と EP2 はひび割れ注入工事で数多く使用されている標準的な注入材であり、可使用時間が少し異なる以外はほぼ同じような品質の注入材である。一方で EP3 は粘度が低く可使用時間が短い注入材であり、品質規格では低粘度形に属する¹⁾が超低粘度形と称されている注入材²⁾である。また、2 種類のセメント系注入材は、CE1 が超微粒子セメント注入材、PC1 が超微粒子ポリマーセメント注入材であり、両者ともひび割れ注入工事に数多く使用されている注入材である。なお、注入材を使用しないコンクリートのみの供試体は N とした。

b) 充填供試体

充填供試体は、図-2.2 に示すような D13 の丸鋼を中心に 1 本配置した 100mm×100mm×200mm の角柱供試体を表-2.1 に示すコンクリートの配合で作製し、3 点曲げ載荷によって 0.2~0.4mm 程度の割裂ひび割れを導入して、このひび割れに U カットグラインダーで幅 10mm×長さ 100mm×深さ 10mm の U カットを施し、U カット部に充填材を施工して充填供試体を作製した。表-2.3 に使用した充填材の諸元を示す。充填材は一般的に使用されている可とう性エポキシ系 3 種類、ポリウレタン系 1 種類、変成シリコン系 1 種類の計

充填供試体 100×100×200mm

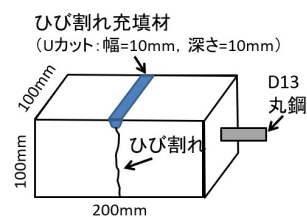


図-2.2 充填供試体のイメージ図

表-2.3 ひび割れ充填材の種類と主な諸元

試料名	EP1	EP2	EP3	PU1	MS1
	可とう性エポキシ樹脂			ポリウレタン樹脂	変成シリコーン
	一成分型	一成分型	二成分型	一成分型	二成分型
	湿気硬化型	湿気硬化型	反応硬化型	湿気硬化型	反応硬化型
硬化時間(温度)	1h (23°C)	3.5h (20°C)	5h (20°C)	5h (23°C)	4h (23°C)
最大引張応力(N/mm ²)	1.4	1.2	10以上	1.03	0.37
破断時の伸び(%)	117	63.1	45以上	880	543
プライマー	ウレタン系	エポキシ系	エポキシ系	ウレタン系	ウレタン系

※ 数値はカタログ値

5種類の充填材を使用した。可とう性エポキシ系は、破断時の伸びが異なる3種類の充填材を選定した。すべての充填材において、製品メーカーが推奨する専用のプライマーを接着面に塗布して充填材の施工を行った。また、比較として、モルタル補修材(CE1)でUカット充填した模擬充填供試体も作製した。なお、各供試体の作製は室温 20°Cの恒温環境において実施した。

(3) 暴露試験場

暴露試験は積雪寒冷環境の異なる北海道内の2地域、冬季に極寒となる内陸部の陸別町(小利別暴露場)と飛来塩分による塩害と凍害の複合劣化が厳しい環境である増毛町の海岸付近(増毛暴露場)で行った。図-2.3に暴露状況例を示す。大型注入供試体は、下面のひび割れを想定して試験面(注入面)を下向きとした状態で設置した。小型注入供試体と充填供試体は、側面のひび割れを想定して試験面(注入面およびUカット充填面)を横向きとした状態で設置した。注入材供試体は、円柱を立てた状態でステンレス製の網籠に収納して設置した。また、小利別暴露場では各供試体の長手面を南向きに、増毛暴露場では海向き(西向き)に設置した。小利別暴露場を南向きとしたのは日射によって凍結融解作用が生じやすい方向としたためであり、増毛暴露場を海向きとしたのは海からの飛来塩分を長手方向の面に均等に受けるためである。なお、試験面以外の面はエポキシ樹脂系接着剤で保護コーティング

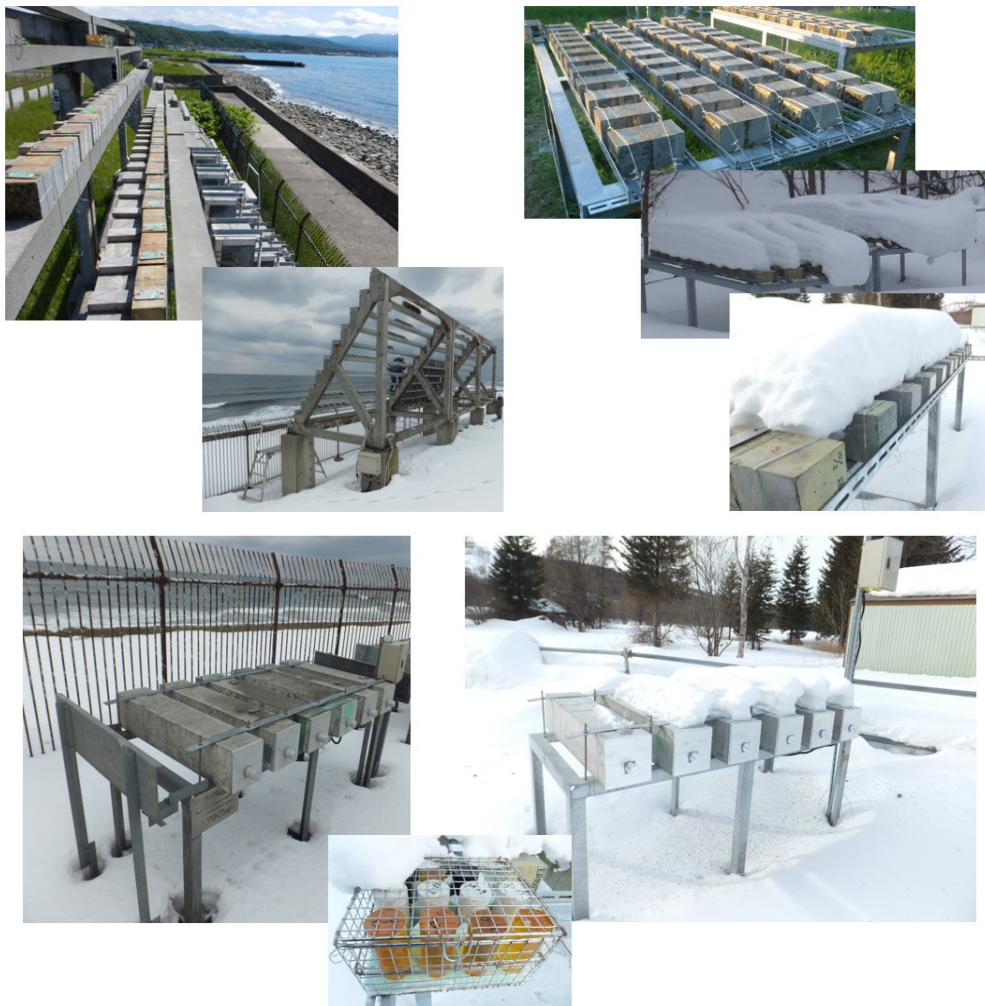


図-2.3 各暴露場とひび割れ修復供試体の暴露状況例
(左：増毛暴露場、右：小利別暴露場、中央：小利別暴露場の注入材の写真)

し、試験面以外からの劣化因子の浸入を防止した。保護コーティングは半年毎に塗り替えることで保護コーティングの劣化（エポキシ樹脂系の紫外線劣化等¹³⁾）による影響を防止した。

(4) 供試体の測定方法

a) 注入供試体

注入供試体において、暴露中の注入材の状態を確認するため、**図-2.4**に示すように超音波透過法¹⁴⁾を用いて、コンクリートを透過する測線と注入材部を斜めに挟んで透過する測線の超音波伝播速度を測定した。測定は半年毎に実施し、小型注入供試体は4測線、大型注入供試体は12測線を測定した。なお、コンクリート部を透過する超音波伝播速度はコンクリート自体の劣化程度を評価し、注入材部を挟んで斜めに透過する超音波伝播速度は注入材とコンクリートとの接着状態を評価する。例えば、コンクリート部の超音波伝播速度が低下した場合にはコンクリートが凍害劣化している、注入材部を通過した超音波伝播速度が低下した場合は注入材とコンクリートとの接着力の低下（剥離）が生じていると評価する。

小型注入供試体は**図-2.5**に示すように、暴露2.5年目において4点荷重の曲げ試験¹⁵⁾を、試験面を下側（引張側）にして行い、割裂時の曲げ強度とその破壊形態を目視で確認して注入材とコンクリートとの接着状態を確認した。また、小型注入材供試体は半年毎に外観写真を撮影して変状の有無を確認した。

大型注入供試体は**図-2.6**に示すように、供試体内の鋼材腐食の有無を調べる自然電位測定を半年毎に行い、暴露5年目においてEP3の供試体から小径コアを採取してコンクリートの圧縮強度と塩化物イオン量の測定を行った。なお、小径コアはひび割れ付近の位置に試験面から垂直に径25mmのコアを9本採取し、それぞれ測定用の長さに切断した。自然電位測定は大型注入供試体の7測点でそれぞれ電位差を測定し、電位差が-350mVよりも卑となった場合に鋼材の腐食が発生していると判断する。圧縮強度は小径コア6本の試験面から深さ50mmの平均強度から求め、塩化物イオン量の測定は小径コア3本から電位差滴定法を用いて試験面から深さ方向に10mm毎に深さ100mmまで測定した。

b) 充填供試体

充填供試体も注入供試体と同様に、暴露中の充填材の状態を確認するため、試験面の外観写真を半年毎に撮影して変状の有無を確認し、試験面から浸入する塩化物イオンの浸透状況を確認するため、暴露5年目に、

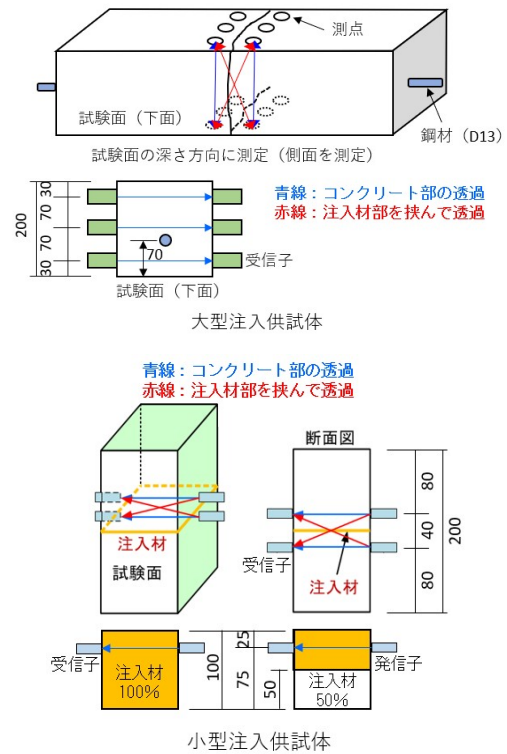


図-2.4 超音波透過法

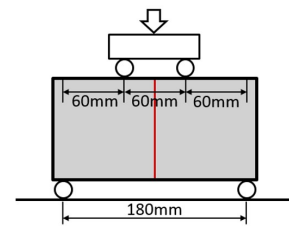


図-2.5 小型注入供試体の曲げ試験

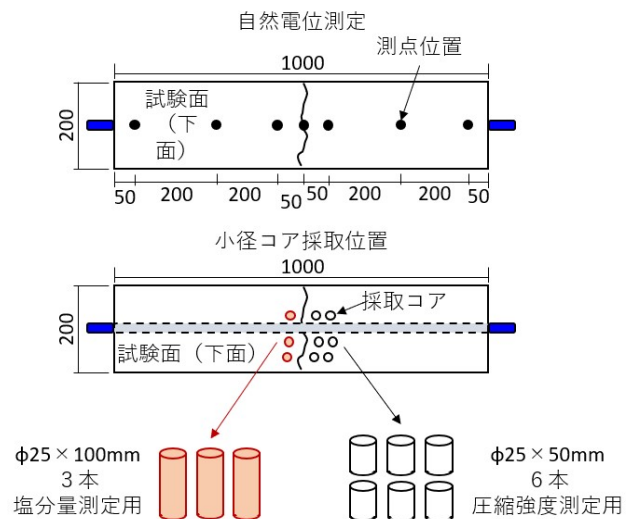


図-2.6 大型注入供試体の自然電位測定とコア採取
電子線マイクロアナライザー（以下、EPMA）による塩化物イオンのマッピング分布の測定と電位差滴定法による塩化物イオン量の測定をEP2とCE1の試験ケースにおいて行った。

(5) 暴露測定結果と考察

a) 小型注入供試体

図-2.7に小型注入供試体の暴露2.5年の超音波伝播速度の経年変化を示す。半年毎の測定時に供試体の含水状態が毎回異なるため、全体的に測定値が増減するバラツキは見られるが、2.5年の暴露期間において、ほとんどのケースで注入材部とコンクリート部との超音波伝播速度差に変化はあまり見られなかった。これは、注入材とコンクリートとがまだ密着している状態と判断できる。図-2.8および図-2.9に各ケースの最大曲げ強度および破壊形態と破壊状況写真を示す。超音波の結果では注入材の接着状態に変化は見られなかったが、極寒環境の小利別の方が増毛よりも最大曲げ強度が全体的に低くなっており、注入材とコンクリートとの接着力が低下し始めていると推測される。ここで、樹脂系の注入材は接着が強いためコンクリートの基盤破壊となるのが一般的だが、充填率の低いケースを中心に部分的な注入材が破壊する凝集破壊やコンクリートと注入材との界面破壊が生じていた。これは、極寒環境によって注入材自体の品質が変化した可能性が疑われる。一方、セメント系の注入材は、CE1はすべて凝集破壊、PC1はすべて界面破壊となった。最大曲げ強度が低いCE1は注入材自体の凍害劣化が進んだ可能性が考えられる。

b) 大型注入供試体

図-2.10に大型注入供試体における暴露5年の超音波伝播速度の経年変化を示す。小利別では、CE1以外の注入材は暴露年数が経過しても超音波伝播速度にさほど大きな変化は見られない。しかし、CE1は斜め透過の超音波伝播速度が大きく低下していることから、注入材とコンクリートとの接着力の低下が生じている

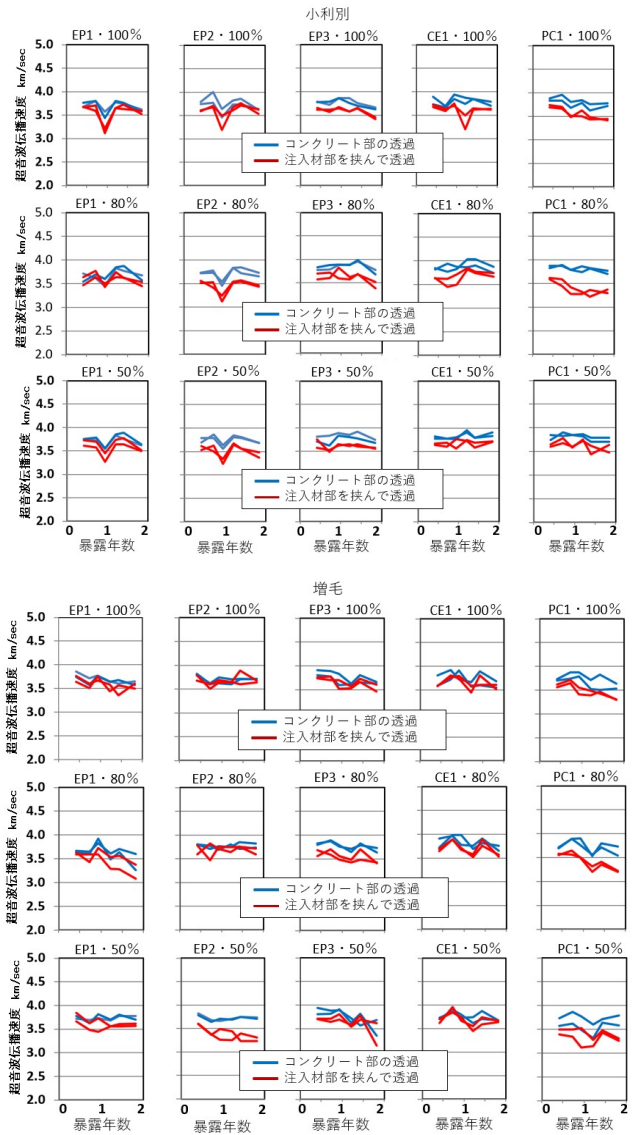


図-2.7 暴露2.5年の小型注入供試体の超音波伝播速度の経年変化

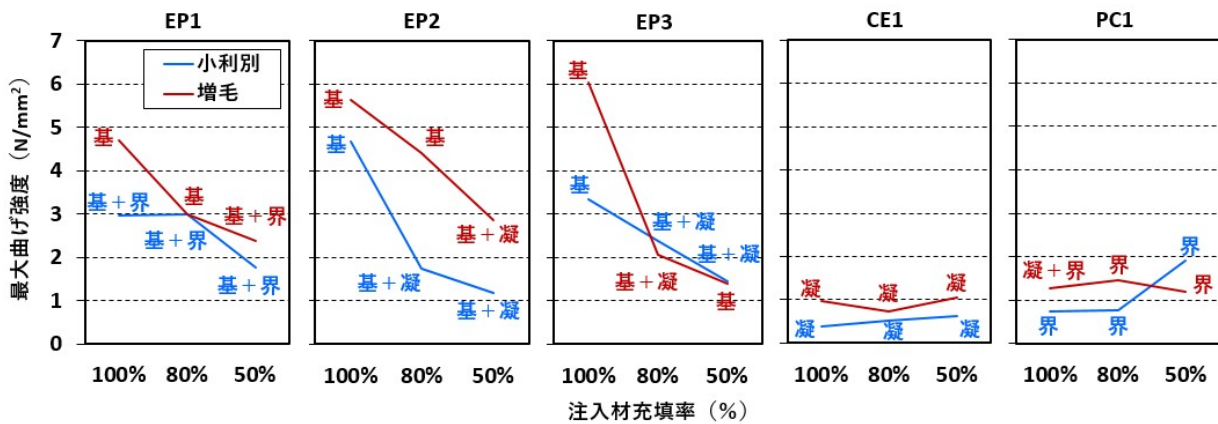


図-2.8 暴露2.5年の小型注入供試体の最大曲げ強度

可能性がある。一方、増毛では、暴露年数の経過と共に超音波伝播速度が徐々に低下する傾向にあり、特にEP3、CE1、PC1は暴露5年目に超音波伝播速度が大きく低下している。また、斜め透過の超音波伝播速度も鉛直透過よりも低下している供試体もあることから、凍害によるコンクリートの劣化が徐々に進行し、注入材との接着力が低下し始めていると考えられる。さらに、極寒の小利別よりも増毛のほうが低下傾向にあるのは、コンクリートの劣化進行が速いためと推測され、凍害と塩害の複合による影響が大きいと考えられる。

次に、図-2.11に電位差の経年変化、図-2.12に塩化物イオン量の測定結果を示す。小利別では、すべての供試体において電位差の低下傾向はみられない。一方、増毛では注入材の種類にかかわらず暴露年数の経過とともに徐々に電位差が低下する傾向にある。これ

は、塩化物イオンの浸入により鋼材付近でカソードによる電流が発生しているものと推測されるが、まだ-350mVには到達していないことから、暴露5年では内部の鋼材腐食は生じていないものと考えられる。

塩化物イオン量をみると、小利別では自然電位の結果を裏付けるように塩化物イオンの浸透は全くない。一方、飛来塩分環境下である増毛では、表面付近の塩化物イオン量が 5.77kg/m^3 であった。今回用いた注入供試体のコンクリートの水セメント比は55%であるため、コンクリート標準示方書による計算上の発錆限界量¹⁶⁾は 1.75kg/m^3 である。この発錆限界量を超えている深さは30~40mmの位置であり、鋼材のかぶり深さ70mmまでは達していない。過去の研究成果において、本実験と同配合同形状で注入していないひび割れ供試体の暴露実験では、存置環境にかかわらず暴露2.5

暴露場所		小利別				
注入材の充填率	EP1	EP2	EP3	CE1	PC1	
100%	基盤+界面破壊 	基盤破壊 	基盤破壊 	凝集破壊 	界面破壊 	
80%	基盤+界面破壊 	基盤+凝集破壊 	基盤+凝集破壊 	凝集破壊 	界面破壊 	
50%	基盤+界面破壊 	基盤+凝集破壊 	基盤+凝集破壊 	凝集破壊 	界面破壊 	
暴露場所		増毛				
注入材の充填率	EP1	EP2	EP3	CE1	PC1	
100%	基盤破壊 	基盤破壊 	基盤破壊 	凝集破壊 	凝集+界面破壊 	
80%	基盤破壊 	基盤破壊 	基盤+凝集破壊 	凝集破壊 	界面破壊 	
50%	基盤+界面破壊 	基盤+凝集破壊 	基盤破壊 	凝集破壊 	界面破壊 	

図-2.9 暴露2.5年の小型注入供試体の曲げ強度における破壊形態

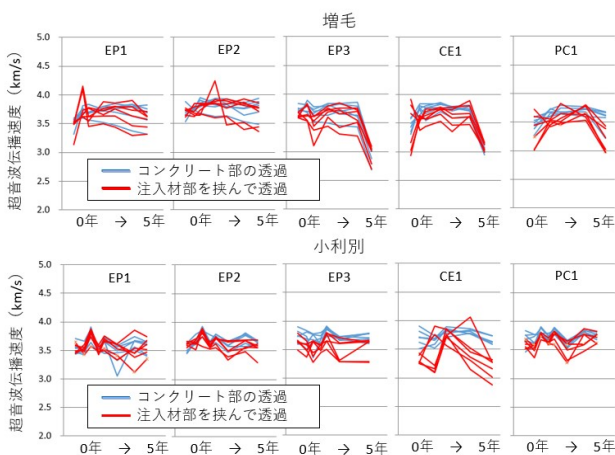


図-2.10 暴露5年の大型注入供試体の超音波伝播速度

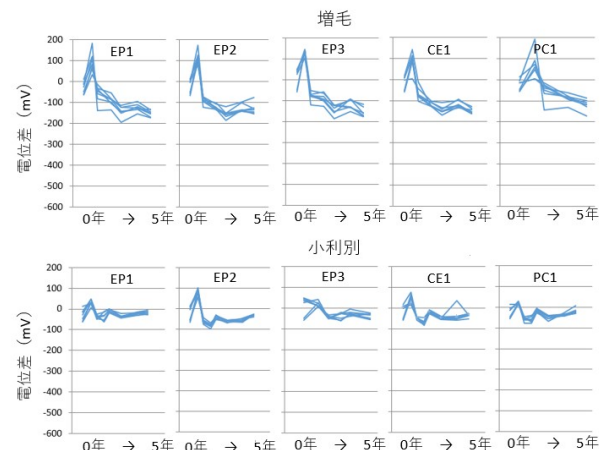


図-2.11 暴露5年の大型注入供試体の電位差

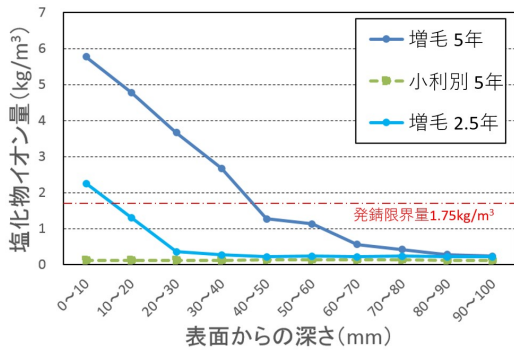


図-2.12 大型注入供試体の塩化物イオン量

年以内にひび割れ位置の内部鋼材に腐食が発生している¹⁷⁾。このことから、暴露5年で鋼材の腐食が発生していない状態は、ひび割れを注入によって修復したことでひび割れからの劣化因子の浸入を抑制できた結果と考えられる。

また、小径コアによる注入供試体のコンクリートの圧縮強度は、小利別で 30.6N/mm²、増毛で 34.7N/mm²であり、暴露5年後でもまだまだ十分な強度を有している。

c) 注入材供試体

図-2.13 に注入材供試体の経年変化を示す。樹脂系注入材は、紫外線による表面劣化と思われる変色とともに光沢感が失われているが、形状的に大きな変化は見られない。注入材はひび割れ内部にあつて紫外線の

影響を受けないことも加味すると、暴露5年の結果から、注入材自体の耐久性について問題は見出せない。

一方、セメント系注入材においては、ポリマー入りの注入材は無数にひび割れているが暴露5年で形状をまだ確保している。しかし、ポリマーが入っていない注入材は暴露1~2年で跡形もなく崩れていた。ただし、セメント系注入材は高い流動性を得るためにセメント等の粉体の粉末度を非常に大きくしているため、モルタル用モールド程度の体積で固化するには乾燥収縮量が多くひび割れが大きく発生しやすい。そのため、ポリマーなしの注入材は暴露後の凍結融解作用等の影響を受けて早期に崩壊したものと考えられる。したがって、ひびわれ注入後でも材料的には凍害劣化は生じると思われる。

d) 充填供試体

図-2.14 に設置当初と暴露5年後の充填供試体の試験面の状態を撮影した写真を示す。6種類ともに設置当初と暴露5年後で大きな変化は見られない。暴露5年後でコンクリート表面は若干粗くなってきているが、充填材は凍害劣化や紫外線劣化等による剥離等は生じていないことから、充填材補修後の状態は暴露5年程度でもまだ健全であると言える。

図-2.15 および図-2.16 に暴露5年後の充填供試体のEP2とCE1における、EPMA解析による塩化物イオンのマッピング分布図および電位差滴定法による塩

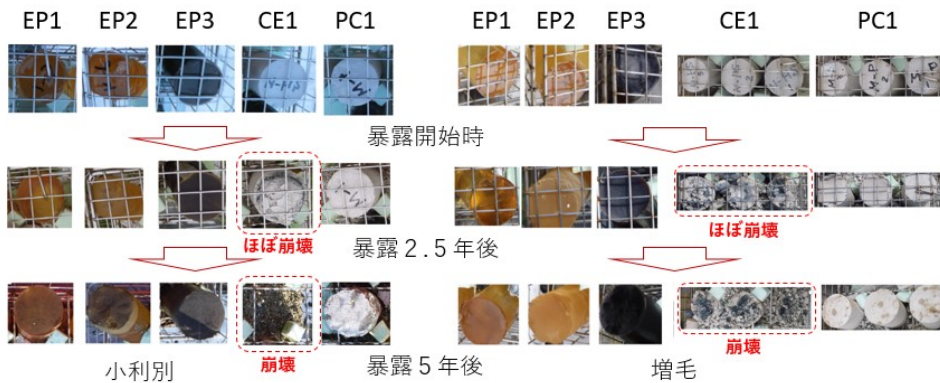


図-2.13 注入材供試体の暴露5年までの経年変化

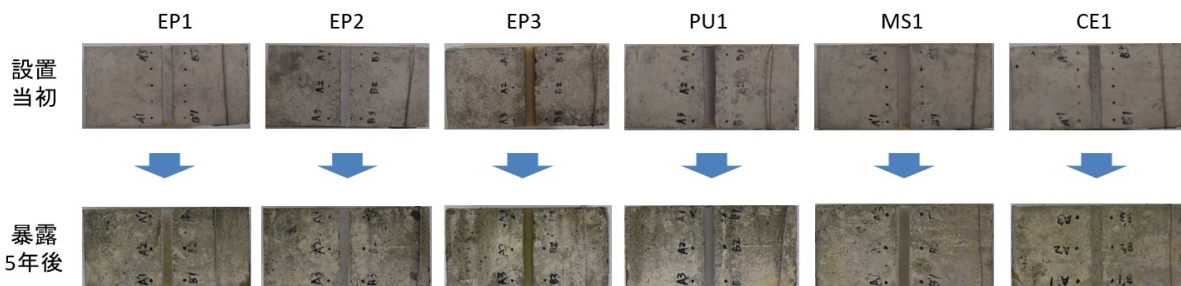


図-2.14 充填材供試体の暴露5年後の表面変化

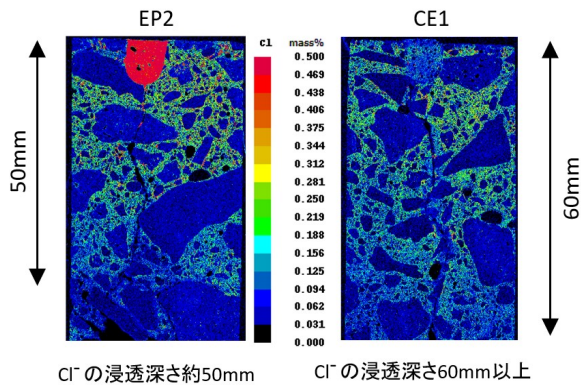


図-2.15 暴露5年後の充填供試体のEPMAによる塩化物イオンマッピング分布図

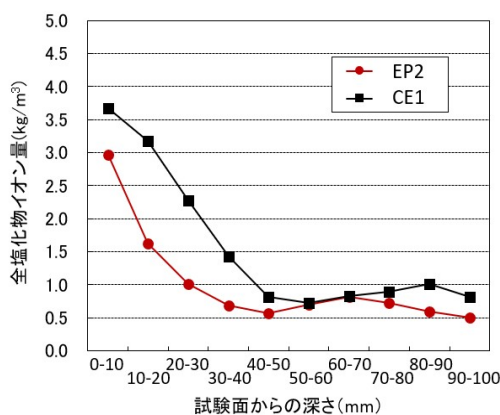


図-2.16 暴露5年後の充填供試体の塩化物イオン量

化物イオン量を示す。EPMA 解析から、樹脂系の EP2 は深さ約 50mm まで、セメント系の CE1 は深さ 60mm 以深まで塩化物イオンが浸透していた。また、ひび割れ付近にも塩化物イオンは多く存在しており、塩化物イオンは充填材以深のひび割れに侵入したと思われる。充填供試体には深さ 50mm の位置に D13 鋼材があるため、塩化物イオンは暴露5年以内に鋼材まで到達していたことになる。次に、塩化物イオン量のグラフから、EP2 と CE1 を比較すると、塩化物イオン量は CE1 のほうが多く浸透している。これは、樹脂系の EP2 の遮水・遮塩効果が多少付加されて塩化物イオンの浸透抑制効果に若干の差が出たと思われる。両者共に深さ 50mm 付近の塩化物イオン量は 0.7kg/m^3 程度であることから、腐食発生限界量の 1.75kg/m^3 まではまだ達していなかった。しかし、塩化物イオンは充填材以深のひび割れを伝って内部に侵入するため、充填材の種類に関わらず、水分供給および塩分供給のある環境では、Uカット充填によるひび割れ補修によって鋼材の腐食抑制を期待することは厳しいと言える。

2.3 コンクリートの長期耐久性と予測評価手法および効果的な補修方法の検証

2.3.1 改質セメントを用いたコンクリート製品の試験施工経年調査

社会基盤整備は、構造物の長期的な耐久性を確保することにより長寿命化を図り、ライフサイクルコストを削減するなど、効率的に推進していくことが求められている。特に積雪寒冷地におけるコンクリート構造物は、凍害や塩害を複合的に受けることから、その耐久性を長期に亘り確保するための対策が重要となる。

その対策の一つとして、セメントの微粉末化や混和材の積極的な利用など、結合材の改質（以下、改質セメント）によるコンクリート自体の耐久性向上手法について研究を進めてきた¹⁸⁾¹⁹⁾。また、工場製品への適用性を検討するため、改質セメントを用いて製造した皿形側溝製品（以下、開発品）を実環境下に試験施工し、継続的に物性や耐久性に関するデータを収集し、評価してきた²⁰⁻²⁶⁾。ここでは、改質セメントを用いたコンクリートの実環境下における耐久性と耐久性の予測評価式を検証するため、実環境下敷設 11 年（一部 10 年）経過後における製品の評価を行った。

(1) 開発品の概要

開発品は、2 種類のセメントをベースに JIS 規格値を満足する比表面積 $6000\text{cm}^2/\text{g}$ クラスの高炉スラグ微粉末（以下、スラグ）を各セメントに対して内割で 60% 置換し、高性能減水剤を用いてスランプフロー 45cm 程度とした中流動コンクリートを型枠に流し込む方式（以下、流し込み型）により製造した。ベースセメントは、型枠転用や製品の早期出荷の観点から工場製品で多く使用されている早強ポルトランドセメント（以下、開発品 1）と、汎用性と経済性を考慮した普通ポルトランドセメント（以下、開発品 2）の 2 種類である²²⁾。なお、既製品と比較するため、現在一般的に用いられている即時脱型方式（以下、即脱型）で製造された工場製品（普通ポルトランドセメント、以下、一般品 1）を併せた 3 種類を現地で試験施工することとした。

(2) 試験施工の概要

開発品の現地試験施工は、国土交通省北海道開発局帯広開発建設部の協力を得て、平成 20 年 10 月に十勝管内にある国道 274 号日勝峠で行った。この峠部においては既報²⁰⁾で述べているとおり、既設の皿形側溝の一部に凍結融解と塩化物系凍結防止剤の複合作用と考えられる劣化によりコンクリート部分が土砂化するほどに崩壊し、内部の鉄筋が剥き出しとなって完全に錆

びているものが見られていた。このことから、暴露試験箇所の選定にあたっては、凍結防止剤の散布量が多くなる5合目より上側を条件として設定し、6号目付近の直線部と9号目付近の熊見トンネル終点側（帯広側）開口部付近の2箇所を選定した。

敷設の状況を写真-3.1 および図-3.1 に示す。敷設は、3種類の製品をそれぞれ3個1組として一般品を開発品で挟むような配列とし、経年的な調査を考慮して1箇所につき4組分敷設した²⁰⁾。

これまでに、平成21年（敷設後1年）、平成22年（敷設後2年）および平成25年（敷設後5年）にそれぞれ1組ずつ回収して継続的に物性および耐久性について評価している。また、開発品の製造方法による違いを検証するため、新たに普通ポルトランドセメント+スラグを即脱型で製造した製品（以下、開発品3）と即脱型の工場製品（普通ポルトランドセメント、以下、一般品2）を平成21年の回収跡地に敷設し（図-3.2）、平成22年（敷設後1年）および平成25年（敷設後4年）に回収し、同様に物性および耐久性の評価をしている²²⁻²⁶⁾。

(3) 物性および耐久性試験の概要

実環境下に暴露された皿形側溝製品のひび割れ、塩化物イオンの浸透、中性化の進行等の経年劣化状況を確認するため、物性および耐久性試験として、超音波伝播速度、塩分浸透量、中性化について試験を行った。なお、9合目熊見トンネル終点側開口部付近に敷設した皿形側溝製品については、平成28年8月豪雨災害の影響で回収ができなかったため、6合目付近直線部に敷設した皿形側溝製品のみを回収して各種試験を行った。

a) 超音波伝播速度計測

皿形側溝製品の暴露上面から深さ方向への経年劣化状況を確認するため、超音波非破壊測定器を用いて超音波伝播速度計測を行った。

伝播速度 (km/s) は、回収した皿形側溝製品の暴露上面から鉛直方向にコア (φ100×70mm) を4個採取し（写真-3.2）、ノギスで測定したコアの直径（伝播距離）をコアの直径方向に透過法により計測した超音波伝播時間で除する方法で求めた。図-3.3 に示すように、計測は暴露上面（コア表面）から底面（コア裏面）に向かい10mmの位置から10mm間隔を測点として6点で行った。なお、超音波伝播速度に及ぼす供試体の水分量の影響²⁷⁾を低減するため、コア供試体を40℃で1週間乾燥した後に計測を実施している。また、コア採取にあたっては、製品の配筋間隔を考慮して鉄筋位置



写真-3.1 皿形側溝製品の敷設状況 (6合目付近)

一日高			車道側			帯広→		
開発品2 (普通+スラグ)			一般品1 (即脱型)			開発品1 (早強+スラグ)		
NP-1	NP-2	NP-3	B-1	B-2	B-3	HP-1	HP-2	HP-3

法面側

図-3.1 皿形側溝製品の配列 (1組分)

一日高			車道側			帯広→		
開発品3 (普通+スラグ、即脱型)						一般品2 (即脱型)		
H22回収		H25回収		R1回収		H25回収		H22回収
NPB-1	NPB-2	NPB-3	NPB-4	NPB-5	NPB-6	S-B-1	S-B-2	S-B-3

法面側

図-3.2 新たに敷設した皿形側溝製品の配列



写真-3.2 コア採取状況

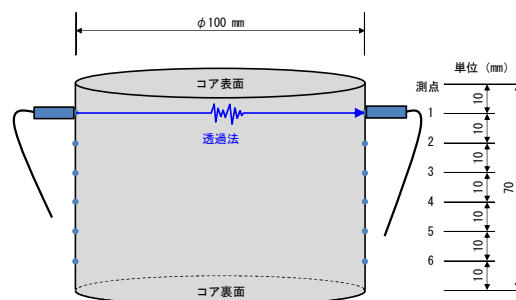


図-3.3 超音波伝播速度の計測 (透過法)

が可能な限りコア断面の中心から外れ側面付近となるようコアを抜いている。

b) 塩分浸透量の測定

塩化物系凍結防止剤の影響によるコンクリート内部への塩分浸透量を確認するため、JSCE-G574-2013 に準拠し、電子線マイクロアナライザー (EPMA) による面分析 (定量分析) によりコンクリート内部への塩分浸透量を測定した。

測定に用いる試料は、図-3.4 に示すように、コアから縦横 4cm、厚さ 2cm 程度のコンクリート片を切り出してメタクリル樹脂により包埋した後、分析面を研磨し、伝導性を与えるため金を蒸着している。面分析条件を以下に示す。

加速電圧：15kV、試料電流：200nA

プローブ径：50 μ m、ピクセルサイズ：100 μ m

測定時間：40msec/ピクセル

分光結晶：LDE2H (C)、PET (Ca,Cl)、TAP (Si)

標準試料：C (Calcite、CO₂=44.0%)

Cl (Halite、Cl=60.7%)

Ca、Si (Wollastonite、CaO=48.0%、

SiO₂=50.9%)

c) 中性化測定

一般に、スラグを混合したセメントは普通セメントに比べて水酸化カルシウムの生成量が少ないことに起因して、同一水セメント比で比較した場合には中性化速度が大きくなる。このことから、中性化の進行状況を確認するため、中性化深さの測定を行った。測定は、JIS A 1152 に準拠した方法により、コアを垂直方向にコンクリートカッターで切断し、図-3.5 に示すように直径方向に 20mm 間隔に 4 点を測点とし、切断面 (測定面) に試薬 (フェノールフタレイン 1%エチルアルコール溶液) を噴霧し、コア表面 (暴露面) とコア裏面からの中性化深さを測定した。

(4) 暴露面の状況

写真-3.3 に回収した各製品の暴露面 (流水面) の状況を示す。開発品 1 と 2 は流し込みにより製造しており、敷設時の暴露面はセメントペースト膜に覆われて滑らかだったが、敷設 11 年目では表層のペースト膜は剥離し、一部に粗骨材が確認された。しかし、暴露面の粗骨材は敷設 5 年目の調査²⁵⁾でも確認されており、流し込み型の製造方法に起因したもので、暴露面は製造時に型枠底面となり粗骨材が集中しやすく、粗骨材の最大寸法も 25mm と大きいため、僅かなスケールングでも粗骨材が露出する可能性が高いためである。

ASTM C672 試験におけるスケールング程度の等級²⁸⁾

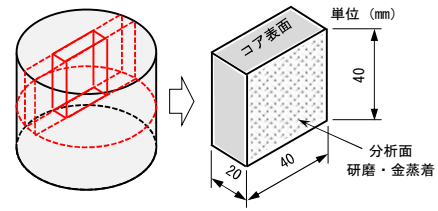


図-3.4 塩分浸透量測定の試料採取箇所 (EPMA)

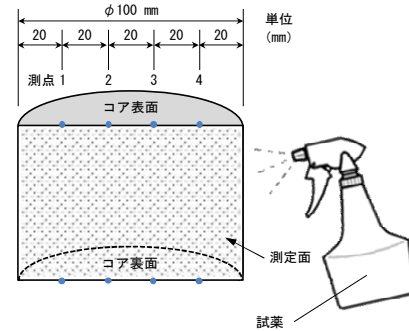


図-3.5 中性化深さ測定 (コア法)

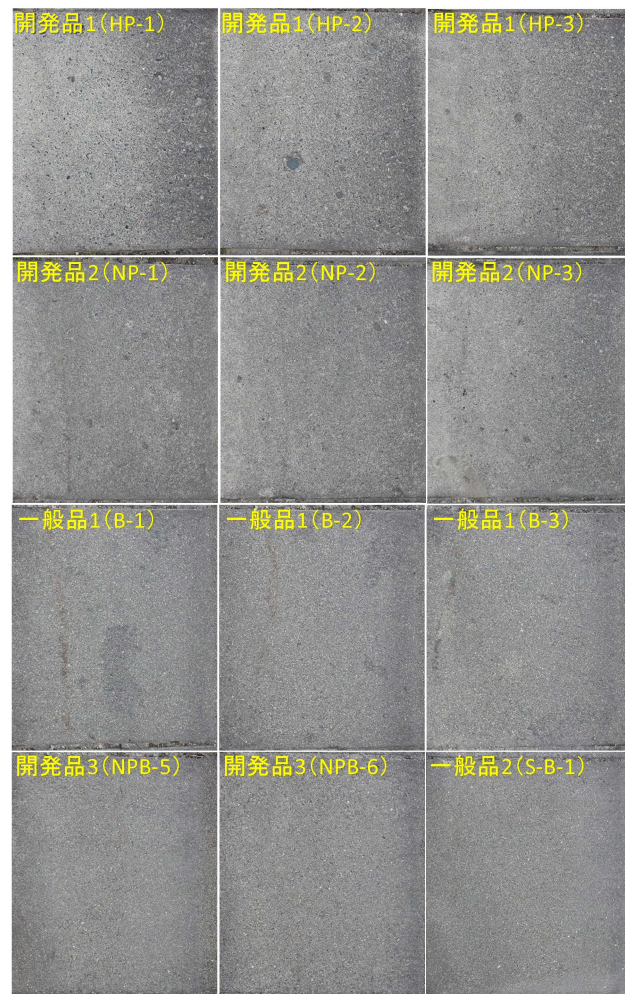


写真-3.3 各製品の暴露面 (流水面) の状況

(剥離なし 0 点～粗骨材がいくつか露出する程度 3 点～粗骨材が全面露出する程の激しい剥離 5 点) に準じてスケーリング程度を評価すると、3mm 以下程度の剥離深さのため 1 点が妥当であり、敷設 11 年目においても表面上の劣化は小さいといえる。なお、ベースセメントの違いでは、早強セメント (HP) の方が普通セメント (NP) よりも若干表面が粗く剥離が多かった。

一方、即脱型の製品については、開発品、一般品ともに粗骨材が露出するような剥離はなかったが、即脱型は粗骨材最大寸法が 15mm 以下と小さく、ゼロランプの硬練りコンクリートのため材料分離もないことに加え型枠底面 (暴露面) にモルタル層が先打ちされるため、数ミリ程度の剥離では粗骨材が露出しなかったと考えられる。実際には、敷設時と比べると剥離は生じており、特に一般品 1 で色が濃い部分は剥離が大きい部分だが、それでも 3mm 以下程度の軽微な剥離であり表面上の劣化は小さかった。

(5) 超音波伝播速度

図-3.6 に令和元年に回収した皿形側溝製品から採取したコア毎の超音波伝播速度を示す。なお、コアは各製品ともに 1 製品 (HP-1、NP-1、B-1、NPB-5、S-B-1) から採取している。開発品 1 のコア 3、開発品 2 のコア 2、開発品 3 のコア 1 において表層から深さ 30mm～40mm 程度までの速度が低下しており、表面側からの劣化の兆候が見られたが、実際のコアでは特段の劣化は確認できなかった。その他の製品では、いずれもコア表面から裏面への深さ方向の伝播速度分布の変動は小さく、暴露面 (流水面) からの劣化の傾向はみられなかった。

図-3.7 に製品毎の 4 コアの超音波伝播速度の平均値を示す。全体として、表面から深さ方向の劣化の傾向はないが、超音波伝播速度は製造方法の違いにより差があり、流し込み型で概ね 4.0km/s、即脱型で概ね 4.3km/s であった。流し込み型と即脱型ではコンクリートの水セメント比が異なっており、前者は 35%、後者は 30%程度と即脱型の方が水セメント比が小さいことによると考えられる。

図-3.8 に製品毎の超音波伝播速度の経年比較を示す。開発品 2 の敷設 5 年目と一般品 2 の敷設 4 年目の調査で底面側の速度低下がみられたが、今回の調査ではそのような傾向もなく、敷設 2 年 (開発品 3 と一般品 2 は 1 年) 後と比べても超音波伝播速度に大きな変化はないことから、いずれも経年的な劣化の傾向はないことが確認できた。

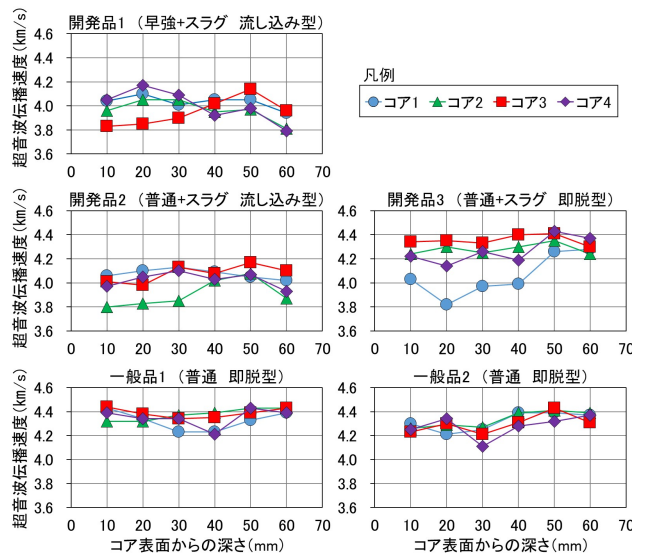


図-3.6 製品毎の超音波伝播速度

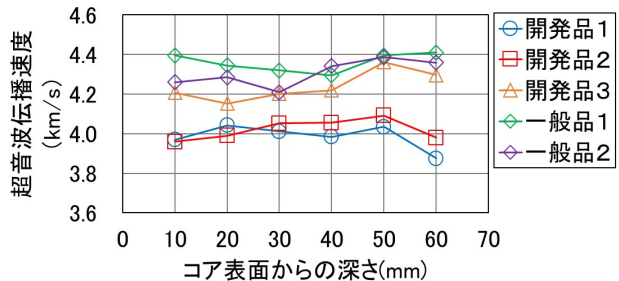


図-3.7 製品毎の超音波伝播速度の平均値

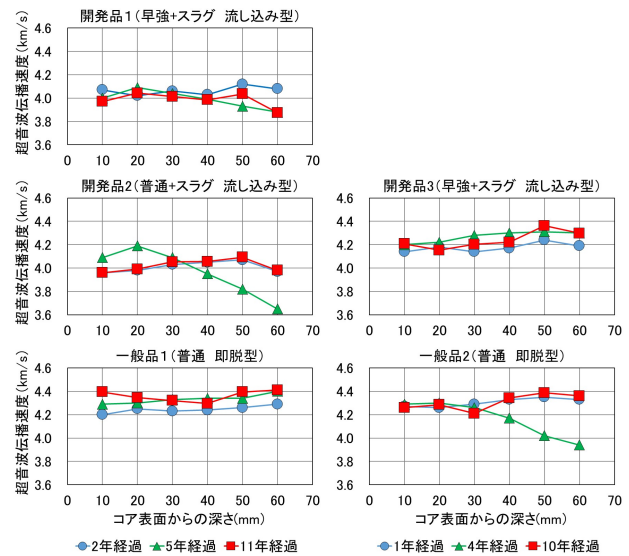


図-3.8 製品毎の超音波伝播速度の経年変化

(6) 塩分浸透量

図-3.9 に製品毎の塩化物イオン量の経年変化を示す。塩化物イオン濃度は EPMA 面分析 (定量分析) から算出したセメントペーストに相当する部分の塩分量

(質量%) に単位セメントペースト量を乗じた塩化物量 (kg/m³) で示している。なお、セメントペーストに相当する部分は、反射電子の強度の他に 15.0 ≤ CaO ≤ 60.0mass%、および 12.0 ≤ SiO₂ ≤ 35.0mass% (一般品 2 のみ 8.0 ≤ SiO₂ ≤ 30.0mass%) の条件に当てはまるピクセルのみを選択している。

前回調査時から 6 年経過しており、いずれの製品も経年的に塩化物イオンが内部に浸透しているが、一般品 2 の塩化物量の増加が比較的多いのを除けば、全体として塩化物イオンの増加の程度は小さかった。なお、コア表面で内部より塩化物量がいずれも低下しているが、これはコンクリート表層の中性化の影響によるものである。

図-3.10 に令和元年度調査時の製品毎の塩化物量の比較を示す。スラグを用いて製造した流し込み型の開発品 1 と 2 はいずれも即脱型の一般品 1 よりも表面付近の塩化物イオン量が多いものの、内部の塩化物量は早強セメントを用いた開発品 1 は一般品 1 と同程度、普通セメントを用いた開発品 2 は一般品 1 に比べて内部への塩化物イオンの浸透が抑制されていた。流し込み型の方がコンクリートの水セメント比が大きいことを考慮すれば、スラグを用いた開発品は塩化物イオンの浸透抑制効果が高いことがわかる。また、即脱型の開発品 3 は一般品 2 や暴露年数は 1 年異なるもの一般品 1 と比較してもコンクリート内部の塩化物量が少なかった。以上から、改質セメントを用いた製品は塩化物イオンの浸透抑制効果が高いことが確認できた。

(7) 中性化深さ

図-3.11 に製品毎のコア表面 (暴露面) からと裏面からの中性化深さを示す。中性化深さは測点 4 点の平均値と最大値を示している。一般品 1 の中性化深さが最も大きく、表面の中性化深さが最大 3.2mm、平均 2.7mm 程度、裏面の中性化深さが最大 6.9mm、平均 5.2mm 程度の深さまで中性化していた。裏面側の中性化が大きくなった原因は明らかでないが、一般品 1 の製造方法は既報²²⁾で述べたとおり、表面側には裏面より水セメント比が小さいモルタルが先打ちされているため、表側の方が中性化抵抗性は高いと考えられる。一方、開発品の中性化深さは、表面で平均 0.5mm 以下、最大でも 1.2mm 以下と小さく、特に早強セメントベースの開発品 1 の中性化深さは小さかった。また、裏面はいずれも中性化が確認されなかった。以上から、スラグを用いた場合でも、水セメント比を小さくするなどして緻密化を図れば、中性化抵抗性を確保できることを確認できた。

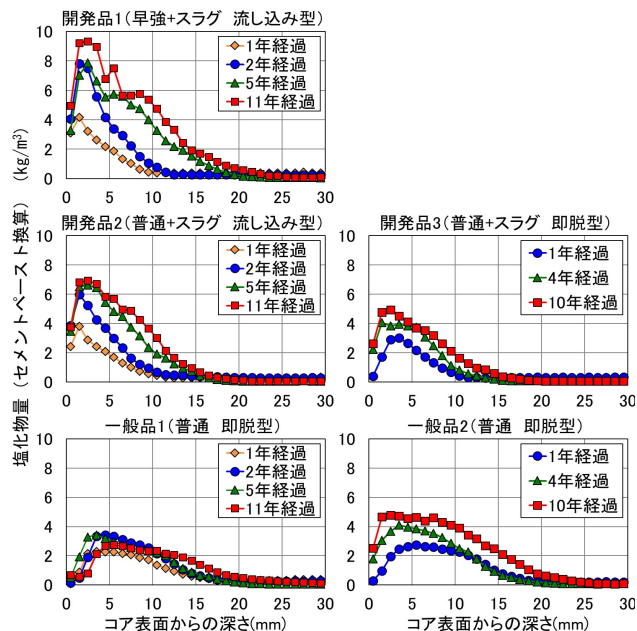


図-3.9 塩化物量 (ペースト換算) の経年変化

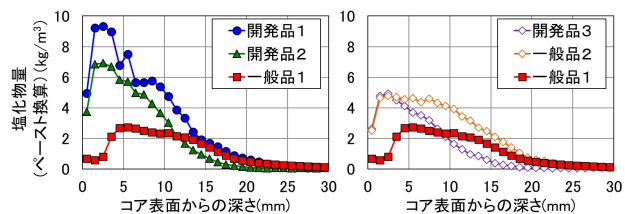


図-3.10 製品毎の塩化物量の比較

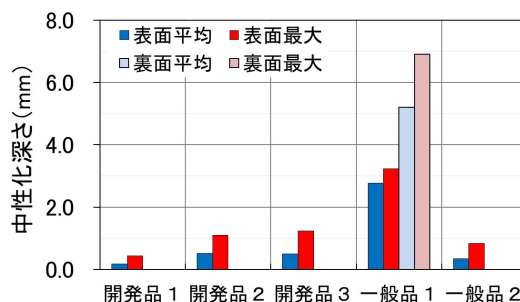


図-3.11 製品毎の表面と裏面の中性化深さ

(8) 改質セメントを用いたコンクリートの塩分浸透予測評価手法の検証

図-3.10 に示した各製品の塩化物量から式-3.1 に示すフィックの第 2 法則に基づいた拡散方程式の解を用いて回帰分析し、塩化物イオンの拡散係数を求めた。

$$C(x,t) - C_i = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1x}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right\} \quad (\text{式-3.1})$$

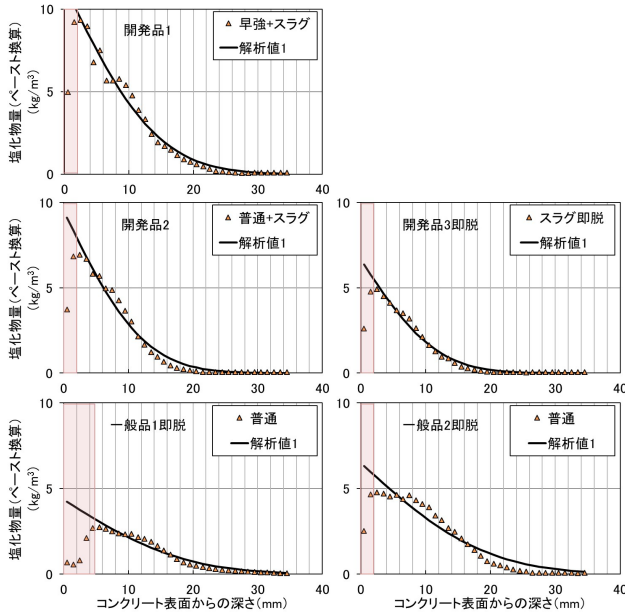


図-3.12 塩化物量の解析値1と実測値

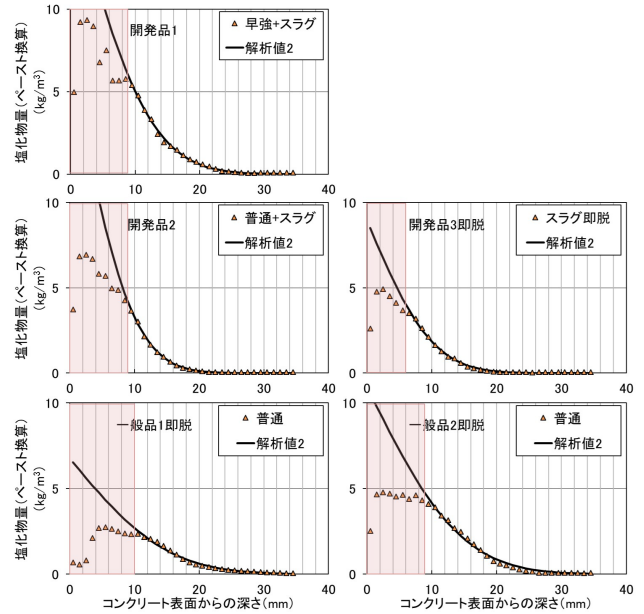


図-3.13 塩化物量の解析値2と実測値

ここに、 x : コンクリート表面からの深さ (mm)、 t : 暴露期間 (年)、 $C(x,t)$: コンクリート表面から深さ x 、暴露期間 t における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)、 C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)、 C_i : コンクリート中に含まれる初期塩化物イオン含有量 (kg/m^3)、 D_d : 塩化物イオンに対する見かけの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)、 erf : 誤差関数

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

図-3.12 に中性化により塩化物量が低下した表層部分のデータを除外して解析した解析値1と塩化物の実測値を示す。表層の着色部は解析から除外した部分である。スラグを用いた製品は比較的良好に再現されているが、一般品はコンクリート表層 10~15mm 程度まで塩化物量がほぼ横這いとなっているため、若干再現性が低かった。データの横這いの原因として、表層の中性化や一般品の表層部がモルタル層になっていることが影響していることが考えられる。コンクリート内部の塩分量は鉄筋腐食につながることから、コンクリート内部の塩化物量の再現性を高めるために、表層部でばらつきがみられるデータと、横這いのデータを除外して解析した解析値2と実測値を図-3.13に示す。ばらつきがある表層部のデータを除外した場合、コンクリート内部の塩分量をより誤差なく評価できることがわかる。

表-3.1 に解析から得られた各製品の表面塩分量と塩化物イオンの拡散係数を、図-3.14 に塩化物イオン

表-3.1 表面塩分量と塩化物イオン拡散係数 (解析値)

	ベースト換算	開発品1	開発品2	開発品3	一般品1	一般品2
H25 解析値	表面塩分量 (kg/m^3)	11.0	9.7	4.9	7.2	6.3
	拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)	0.096	0.069	0.132	0.066	0.151
R1 解析値1	表面塩分量 (kg/m^3)	11.4	9.5	6.7	4.4	6.5
	拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)	0.058	0.043	0.042	0.097	0.113
R1 解析値2	表面塩分量 (kg/m^3)	17.4	18.7	9.0	6.8	10.9
	拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)	0.040	0.025	0.031	0.064	0.065

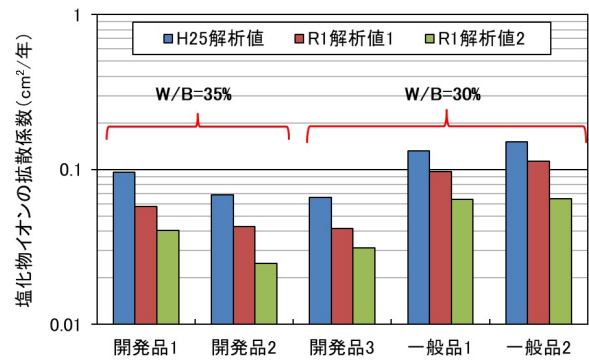


図-3.14 製品毎の塩化物イオンの拡散係数

の拡散係数を比較したものを示す。いずれも前回の回収時 (平成 25 年) に解析した値を併記しており、H25 解析値は R1 解析値 1 と同様、表層部の塩化物量が低下したデータを除外して解析している。

図-3.14 から、各製品の拡散係数はいずれの解析値でも同様の傾向を示し、スラグを用いた開発品はいずれも一般品より拡散係数が小さく、改質セメントが塩分遮蔽性に優れていることを確認した。他方、解析値はいずれも異なり、R1 解析値 1 は同過程で解析した H25 解析値よりも小さかった。本研究で検討した製品

はいずれも水結合材比が小さく、短期の暴露では内部に侵入する塩分量も少ないため、少ない塩分量でも解析可能な EPMA による塩分量測定を行っている。実際、塩分の侵入が少ない時点でも拡散係数を算出してセメントの違いによる差も同様の傾向で評価できているが、セメントのポテンシャルとして評価するには、短期間での評価では不十分と考えられる。

図-3.15 は塩化物イオンの拡散係数の R1 解析値 2 と予測値を比較したものである。予測値は、第 2 期中期研究終了時に提案した式-3.2 から算出したものである。さらに、予測式から算出した実効拡散係数を式-3.3 により見かけの拡散係数に変換²⁹⁾したのも併記している。なお、スラグ製品の変換にあたっては、高炉セメント B 種相当の変換係数を適用した。

$$D_e = a \cdot (W/B)^b \quad (\text{式-3.2})$$

ここに、 D_e ：実効拡散係数 (cm²/年)、 W/B ：水結合材比、 a, b ：実験値より定まる係数

$$a = 34.6 \exp(-0.059 \cdot r)$$

$$b = 0.017 \cdot r + 4.35$$

r ：ベースセメントに対する高炉スラグ微粉末の置換率 (%)

$$D_{ae} = k_1 \cdot k_2 \cdot D_e \quad (\text{式-3.3})$$

ここに、 D_{ae} ：実効拡散係数から換算した見かけの拡散係数 (cm²/年)、 D_e ：実効拡散係数 (cm²/年)、 k_1 ：コンクリート表面におけるコンクリート側、陰極側溶液側それぞれの塩化物イオン濃度の釣り合いに関わる係数、 k_2 ：セメント水和物中への塩化物イオンの固定化現象にかかわる係数

・高炉セメント B 種相当を使用する場合

$$k_1 \cdot k_2 = 0.14 \exp\{1.6(W/C)\} \quad (0.3 \leq W/C \leq 0.55)$$

普通セメントを用いた一般品については、R1 解析値 2 と実効拡散係数の予測値から変換した見かけの拡散係数がほぼ一致した。一方、スラグ製品では、R1 解析値 2 と実効拡散係数の予測値はほぼ一致したが、実効拡散係数から変換した見かけの拡散係数との差は大きく、比表面積 6000cm²/g 以上の高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの塩分遮蔽性を電気泳動法により評価した場合、過大評価する可能性があることが示唆された。

以上から、セメントの遮蔽性能の評価は、図-3.13 に示したようにコンクリート内部への塩化物イオンの侵入を誤差無く評価できる解析値 2 の過程で解析するのが適切と考えられるが、スラグを用いたコンクリートの塩分遮蔽性を電気泳動法により評価する場合は、

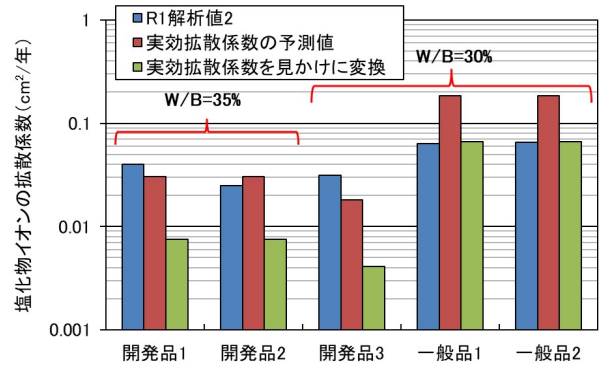


図-3.15 拡散係数の解析値と予測値の比較

得られる実効拡散係数と見かけの拡散係数への変換に関して検討が必要と思われる。このため、改質セメントを用いたコンクリートの設計段階における塩害の照査は、本試験施工から得られた解析値を参考とするほか、予測式により照査する場合には、安全側で評価する観点から、実効拡散係数の予測値を用いて照査するのがよいと思われる。

2.3.2 スケーリング進行予測式の現場検証

(1) 概要

耐寒材料チームで開発した式-3.4 に示すスケーリング進行予測式（以下、予測式と記す）の現場での適用性と信頼性を検証するため、冬期に凍結融解防止剤が散布される北海道内の道路橋で調査を行った。

$$D_m = a e^{b \log \frac{t}{A}} \quad (\text{式-3.4})$$

ここに、 D_m はスケーリング量やスケーリング深さなどスケーリングの程度を定量的に表す指標であり、ここでは剥離度(mm)とする。 t は凍結融解履歴で、一般に供用年数(年)、 A は t を無次元化させる係数で、一般に供用年数の概ね中間年、 a, b はデータから定まる係数である。剥離度は式-3.5 で定義される³⁰⁾。

$$D_m = D \times A_s \quad (\text{式-3.5})$$

ここに、 D は平均スケーリング深さ(mm)、 A_s は調査対象範囲に占めるスケーリング面積の割合（図-3.16）である。写真-3.4 は剥離度とコンクリート表面状態の関係例で、剥離度 2mm 程度は粗骨材が部分的に露出する状態のスケーリングに相当する。剥離度が 10mm に達したコンクリートの深さ 50mm の塩化物イオン量は凍害を受けない場合に比べて約 2 倍多い場合があることが既報で確認されている³¹⁾。

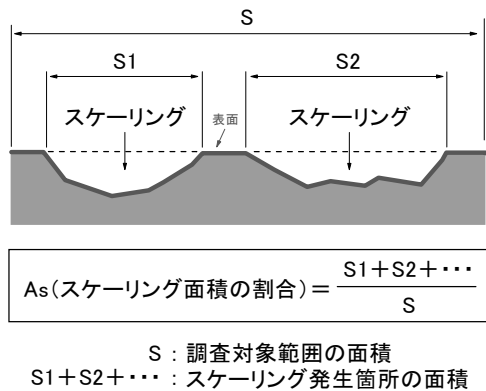


図-3.16 スケーリング面積の割合の定義

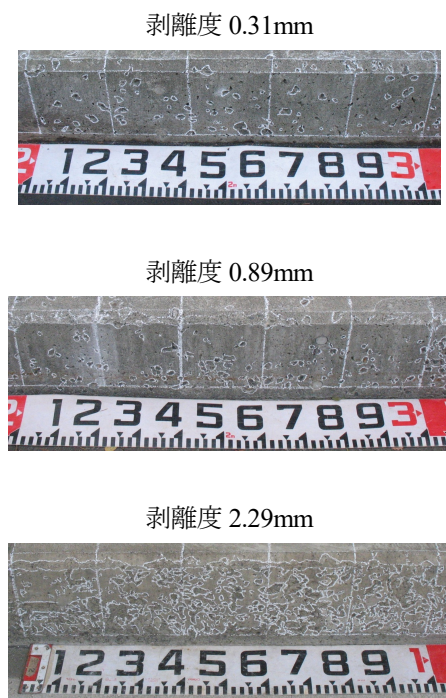


写真-3.4 剥離度とコンクリート表面状態の関係例

(2) 調査内容

調査は北海道内の A、B、C の 3 橋の地覆コンクリートで行った。橋長は A 橋が 65m、B 橋が 74m、C 橋が 40m である。調査は各橋の地覆の一部 (4m 区間) を対象とし、図-3.17 に示すように天端面と道路側の垂直面で行った。図-3.18 に調査の流れを示す。

はじめに、地覆の供用開始から数年以内に剥離度を 3 か年分測定し、予測式を求めた。スケーリング深さは、スケーリングが比較的大きい箇所ので 10 点調べ、その平均を式-3.5 に代入した。A、B 橋の予測式は供用開始から 4、5、6 年経過時、C 橋の予測式は 6、7、8

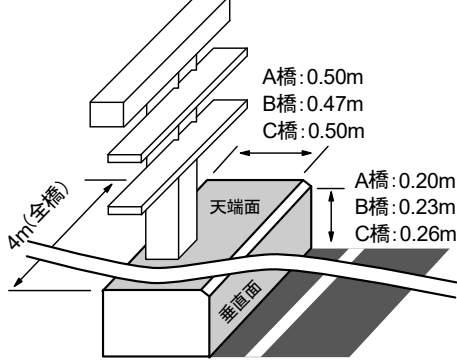


図-3.17 調査部位

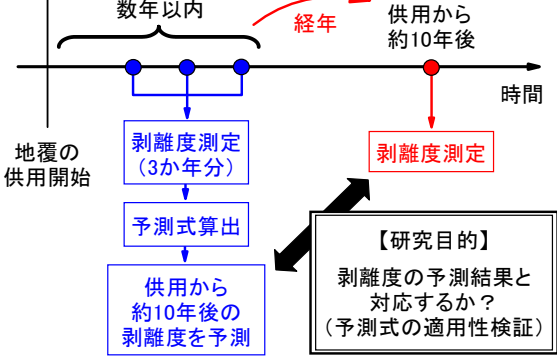


図-3.18 調査の流れと研究目的

年経過時の調査データから求めた。そして予測式から、供用開始から約 10 年後の剥離度を予測した。次に、供用開始から約 10 年後 (A、B 橋は供用 10 年経過時、C 橋は供用 12 年経過時) に剥離度を測定し、前述の供用開始から数年以内に行った調査で求めた予測との整合を評価した。

(3) 結果・考察

図-3.19 に調査結果を示す。供用後数年以内に行った調査から求めた予測式もあわせて図示している。A、B 橋の供用 10 年経過時、C 橋の供用 12 年経過時の剥離度の実測値に着目すると、垂直面は実測値と予測がほぼ対応した。一方、天端面は B、C 橋において、実測値が予測より大きい傾向が示された。写真-3.5 は冬期の地覆の様子の一例である。垂直面は全面が露出しているのに対し、天端面は雪や土砂でほぼ覆われている。垂直面は毎年、同程度の凍結融解と塩化物の作用を周期的に受けやすいため予測と実測値が対応したのに対し、天端面は対照的に作用する環境の程度が堆雪状態に左右されやすく、これに起因して予測と実測値が乖離したことが考えられる。

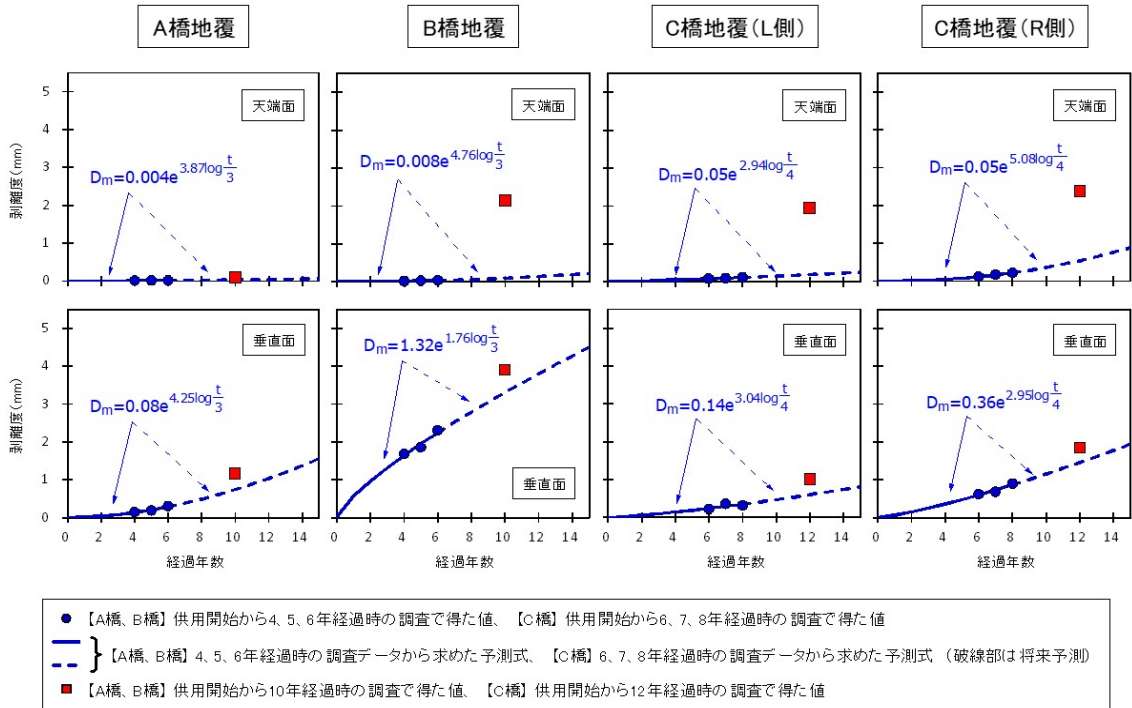


図-3.19 調査結果



写真-3.5 冬期の地覆の様子の一例

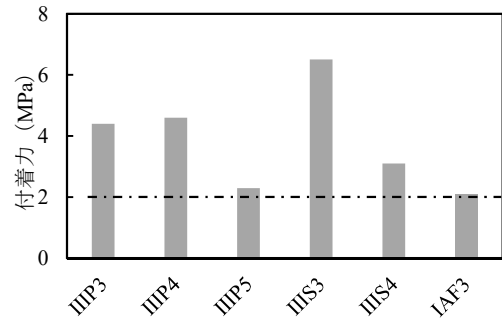


図-4.1 付着力 (暴露試験)

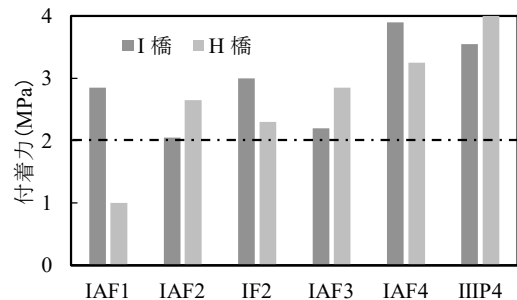


図-4.2 付着力 (実橋試験塗装)

3. 寒冷地用塗装の長期耐久性の検証

3.1 塗装暴露試験体および継続調査箇所の現地調査

(1) 概要

寒冷地用塗装の耐久性に関する検討として、10年目の実環境暴露試験と6年目の実橋試験塗装の追跡調査を行った。

(2) 暴露試験

a) 暴露試験概要

表-4.1 に塗装仕様を示す。作成した試験板は美々暴露試験場に10年間、暴露した。

b) 試験結果

図-4.1 に付着力試験の結果を示す。全ての試験板において2MPa以上の十分な付着力を確保していた。また、鋼板素地からの剥離は認められなかった。

(3) 実橋試験塗装の追跡調査

北海道内のI、H橋にて追跡調査を行った。いずれの塗装仕様においても、割れ、はがれ、膨れ等の異状は見られなかった。また、図-4.2に示すように、H橋のIAF1以外の仕様では2MPa以上の十分な付着力を確保していた。

表-4.1 塗装仕様

	仕様名	1層目	2層目	3層目	4層目	5層目
	膜厚(μm)	50	50	50	30(55 [*])	25
Ⅲシリーズ	ⅢP1～5	エポキシ下塗	エポキシ下塗	エポキシ下塗	ポリウレタン用中塗	ポリウレタン上塗
	ⅢP6	湿気硬化形 ポリウレタン下塗	湿気硬化形 ポリウレタン下塗	湿気硬化形 ポリウレタン下塗	ポリウレタン用中塗	ポリウレタン上塗
	ⅢS1～4	エポキシ下塗	エポキシ下塗	エポキシ下塗	シリコン変性 アクリル用中塗	シリコン変性 アクリル上塗
Ⅰシリーズ	ⅠF1～2	有機ジンクリッチ ペイント	エポキシ下塗	エポキシ下塗	ふっ素用中塗	ふっ素上塗
	ⅠAF1	有機ジンクリッチ ペイント	湿気硬化形 ポリウレタン下塗	湿気硬化形 ポリウレタン下塗	厚膜 ふっ素上塗	
	ⅠAF2～4	有機ジンクリッチ ペイント	エポキシ下塗	エポキシ下塗	厚膜 ふっ素上塗	
(比較)	Rc-Ⅰ	有機ジンクリッチ ペイント	エポキシ下塗	エポキシ下塗	ふっ素用中塗	ふっ素上塗

※厚膜塗料の場合の膜厚

4. まとめ

本研究では、実環境下に長期間暴露されたコンクリート試験体や補修供試体の継続調査、長期耐久性の予測評価手法の改良・修正、および寒冷地用塗装の暴露試験による耐久性照査を行った。本研究で得られた傾向の整理および知見をまとめると以下のようになる。

(1) シラン系表面含浸材の美幌橋の追跡調査

- 1) 鋼材腐食を促進させる水や塩化物イオンの侵入抑制効果は、15年経過後も持続していた。
- 2) スケーリングの抑制に関しては、水が溜まりやすい部位では10～15年に1回の再塗布が望ましい。

(2) ひび割れ修復供試体の暴露試験

- 1) ひび割れ注入による修復効果によって、ひび割れからの塩分浸入と鋼材腐食が抑制されている。注入材による効果の違いは暴露5年では特に見られない。
- 2) 暴露5年では修復効果の低下は見られないが、凍害・塩害の複合環境下では補修箇所の変化が徐々に現れ始めている。
- 3) ひび割れ充填による修復効果は暴露5年では大きな変化はないが、内部のひび割れには塩分が浸入しているため、鋼材腐食の抑制は厳しい。

(3) 改質セメントを用いたコンクリート製品の試験施工経年調査

- 1) 改質セメントを用いた製品は、表面からの劣化は微小であり、超音波伝播速度の変化も小さく経年的な劣化の傾向はない。
- 2) 改質セメントを用いた製品は、一般品より塩分遮蔽性が高く、中性化も抑制されており、改質セメントの使用が耐久性向上対策として有効である

ことを確認した。

- 3) 比表面積 6000cm²/g 以上の高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの塩分遮蔽性を電気泳動法により評価した場合、過大評価する可能性があることが示唆された。
- 4) 改質セメントを用いたコンクリートの設計段階における塩害の照査は、本試験施工から得られた解析値を参考とするほか、予測式により照査する場合には、安全側で評価する観点から、実効拡散係数の予測値を用いて照査するのがよい。
- (4) スケーリング進行予測式の現場検証
 - 1) 開発した予測式は毎年、同程度の凍結融解と塩化物物の作用を周期的に受けやすい部位で適用できる。
 - 2) 天端面は供用10、12年目で得た調査結果をもとに予測式を修正した上で、予測との整合を引き続き追跡する予定である。
- (5) 寒冷地用塗装の長期耐久性に関する検討
 - 1) 実環境暴露試験と実橋試験塗装の追跡調査の結果、寒冷地用塗装は十分な耐久性を有していると判断できる。

参考文献

- 1) 平成31年度北海道開発局道路設計要領, 第3集橋梁, 第2編コンクリート, 参考資料B「道路橋での表面含浸材の適用にあたっての留意事項」, 2019.4
- 2) 遠藤裕丈: 表面含浸工法による劣化抑制対策の現状と課題, コンクリート工学, Vol.48, No.5, pp.97-100, 2010.5
- 3) 遠藤裕丈, 田口史雄, 宮本修司, 村中智幸, 後藤浩之, 林大介, 坂田昇, 名和豊春: シラン系表面含浸材による寒地コンクリート構造物の耐久性向上効果, 土木学会論文集 E2

- (材料・コンクリート構造), Vol.67, No.1, pp.69-88, 2011.2
- 4) JSCE K 571「表面含浸材の試験方法(案)」
 - 5) 谷倉泉, 榎園正義, 後藤昭彦: 床版防水工における水分計の適用性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.1112-1123, 2013.3
 - 6) 林大介, 坂田昇, 田口史雄, 遠藤裕丈: 浸透性吸水防止材を用いたコンクリートの塩害および凍害環境下における耐久性に関する考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.649-654, 2008.7
 - 7) コンクリート診断技術'02 [基礎編], p.34, 社団法人日本コンクリート工学協会, 2002.1
 - 8) 土木学会:2017年制定コンクリート標準示方書 [設計編], p.150, 2018.3
ひび割れ
 - 9) 国立研究開発法人土木研究所: コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル(案), 土木研究所資料第4343号, I 共通編, pp.I-16-17, 2016.
 - 10) 国立研究開発法人土木研究所: コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル(案), 土木研究所資料第4343号, V 不具合事例集, p.V-22, pp.V-27-28, 2016.
 - 11) 公益社団法人日本コンクリート工学協会: コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針2013, pp.127-128, 2013.
 - 12) 国立研究開発法人土木研究所: コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル(案), 土木研究所資料第4343号, IV ひび割れ修復工法編, pp.IV-7-8, 2016.
 - 13) 富山禎仁, 西崎到: 促進劣化試験による高分子系建設材料の寿命評価, 土木技術資料, 53-5, pp.26-31, 2011.
 - 14) 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, pp.37-39, 森北出版, 1990.
 - 15) 日本産業規格: コンクリートの曲げ強度試験方法, JIS A 1106, 2006.
 - 16) 土木学会: コンクリート標準示方書, 維持管理編, 2018年度改訂, p.145, 2018.
 - 17) 土木研究所: コンクリートひび割れ部の塩分浸透性と鋼材腐食に関する暴露実験, 土木研究所資料, 第4130号, p.35, 2009.1
 - 18) 吉田行, 田口史雄, 嶋田久俊: 改良セメントによる高耐久コンクリートの適用性について, 第50回(平成18年度)北海道開発局技術研究発表会, コ-8, 2007.2
 - 19) 吉田行, 田口史雄, 嶋田久俊: 早強ポルトランドセメントと各種混和材を用いたコンクリートの物性と耐久性, 寒地土木研究所月報, No.659, pp.2-8, 2008.4
 - 20) 吉田行, 川村浩二, 三井修: 改良セメントのコンクリート工場製品への適用性—改良セメントを用いた皿形側溝の試験施工一, 第52回(平成20年度)北海道開発局技術研究発表会, コ-2, 2009.2
 - 21) 吉田行, 尾形寿, 村中智幸, 小倉東, 佐竹比呂志: 室内試験による混和材を用いた高耐久性コンクリートの工場製品への適用性評価, 寒地土木研究所月報, No.680, pp.12-20, 2010.1
 - 22) 吉田行, 村中智幸, 若林将裕: 改質セメントを用いた皿形側溝製品の物性および耐久性評価—実環境下における敷設1年後の追跡調査一, 第53回(平成21年度)北海道開発局技術研究発表会, コ13(道), 2010.2
 - 23) 吉田行, 田口史雄, 尾形寿, 村中智幸, 小倉東, 佐竹比呂志: 高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート工場製品の実環境下での性能評価について, 寒地土木研究所月報, No.690, pp.2-14, 2010.11
 - 24) 吉田行, 宮本修司, 山本典隆: 改質セメントを用いた皿形側溝製品の現地耐久性追跡試験について, 第54回(平成22年度)北海道開発局技術研究発表会, ふ3(道), 2011.2
 - 25) 渡辺淳, 吉田行, 山本佳宏: 改質セメントを用いた皿形側溝製品の現地耐久性追跡試験について—実環境下における敷設5年後の追跡調査一, 第57回(平成25年度)北海道開発局技術研究発表会, 維29(道), 2014.2
 - 26) 吉田行, 渡辺淳, 渡辺尚宏: 積雪寒冷環境下に暴露された改質セメントコンクリート製品の耐久性評価, 寒地土木研究所月報, No.743, pp.28-34, 2015.4
 - 27) 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
 - 28) ASTM C672/C672M-98, Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Structures Exposed to Deicing Chemicals
 - 29) 土木学会: 2012年制定コンクリート標準示方書 [設計編: 本編], pp.154-156, 2013.3
スケーリング
 - 30) 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
 - 31) 高田尚人, 遠藤裕丈, 島多昭典: 寒冷地山間部の道路橋橋台コンクリートにおける塩化物イオンの浸透性の評価, 第59回(平成27年度)北海道開発局技術研究発表会, 維-3, 2016.2

STUDY ON DURABILITY EVALUATION FOR CONSTRUCTION MATERIALS EXPOSED TO COLD SNOWY ENVIRONMENTS FOR LONG PERIODS

Research Period : FY2001-2005

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

Author : SHIMATA Akinori, YASUNAKA Shintaro, KIKUTA Etsuji,
SHIMADA Hisatoshi, HAYASHIDA Hiroshi, NAITO Isao,
YOSHIDA Susumu, ENDOH Hirotake, HASEGAWA Ryo

Abstract :Concrete suffers the combined influence of frost and salt damage in cold snowy regions, where the adoption of measures to improve its long-term durability is urged. In this context, the evaluation of concrete durability in the actual environments is necessary, but actual verification takes a very long time.

For this reason, durability is predicted/evaluated based on the results of accelerated tests or short-term exposure tests. However, the details of predicted/evaluated durability and actual durability in actual environments have not been fully verified.

In this study, investigations were conducted for years by using exposure test sites, exposed samples of existing structures and on-site test installations to verify the long-term durability of concrete in actual environments and the practicability of prediction/evaluation methods.

Based on the investigations on existing bridges exposed for fifteen years, which were applied silane type surface penetrants, it was verified that silane type surface penetrants carried on a protective effect against chloride ion penetration.

The exposure test to durability after crack repair, it was confirmed that the effect of repair has not decreased after five years. However, the repair part had started to deteriorate due to the combined frost and salt damage.

According to the investigation conducted eleven years after the placement of modified cement concrete products with improved durability for cold snowy regions, the modified cement products were higher protective effect against chloride ion penetration and carbonation in comparison with general products. Besides, for highly durable concrete mixed with ground granulated blast-furnace slag which has specific surface area of 6000 cm²/g or higher, it is desirable to verify for chloride attack using the predict value of effective diffusion coefficient in consideration of the safety side.

In the field verification of the scaling progress prediction equation, it was confirmed that it can be applied to sites that are susceptible to the same degree of freeze-thaw and chloride action periodically.

In addition, in the exposure test of the coating for cold regions, it was confirmed that the test specimen after ten years and the actual bridge test coating after six years had sufficient durability.

Key words : cold snowy environments, exposure test for long periods, concrete durability, sustainability of the effect, prediction/evaluation