

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	田中良樹
Author(English)	Yoshiki Tanaka
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第4175号, 授与年月日:2019年7月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:二羽 淳一郎,岩波 光保,竹村 次朗,佐々木 栄一,千々和 伸浩
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第4175号, Conferred date:2019/7/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

SCL:30-2019

道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす
塩化物の影響に関する研究

2019年7月

田中良樹

道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす
塩化物の影響に関する研究

2019年7月

田中良樹

道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響に関する研究
Influence of Chlorides on Durability of Concrete Elements in Highway Bridges

July 2019

Yoshiki Tanaka

修正履歴

	提出日または更新日	主な追加項目
初稿	2018年9月25日 2018年11月28日（予備審査）	—
第2稿	2019年1月18日（公聴会）	5.4(5.4.2 後半, 5.4.3, 5.4.6 を除く), 5.6 追加
第3稿	2019年6月12日（最終試験）	2.1, 2.7, 3.1, 4.1, 5.1, 5.4.2 後半, 5.4.3, 5.4.6, 6.1, 6.7, 7.2, 7.3 追加
最終稿	2019年7月31日	—

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究	5
1.2.1 飛来塩分量の分布特性	5
1.2.2 コンクリートのひび割れ部の塩分浸透	6
1.2.3 中性化したコンクリートへの塩分浸透	9
1.2.4 コンクリート中で生じる粗骨材の割れ	15
1.3 本文の構成	18
第2章 飛来塩分量の分布特性* ¹	31
2.1 概要	31
2.2 使用データ	31
2.3 全国分布の概況	32
2.4 季節変動と年変動	33
2.5 測定データに基づく距離減衰と地域特性の把握	36
2.5.1 距離減衰の近似式	36
2.5.2 近似式に基づく地域特性の把握	43
2.6 傾き b の理論式との比較	46
2.7 既往の調査事例との比較	52
2.8 係数 C_1 と風の関係	55
2.9 まとめ	58
第3章 実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透* ²	61
3.1 概要	61
3.2 調査対象部材	61
3.3 調査方法	65
3.4 結果	66
3.5 考察	73
3.5.1 表面付近の中性化領域における塩化物イオンの移動	73
3.5.2 ひび割れ部の塩化物イオンの浸透と減少	77
3.5.3 塩分環境とひび割れ幅の影響	80
3.5.4 塩化物イオンが流出する可能性	80
3.5.5 ひび割れ部におけるナトリウムイオンの濃縮	81
3.5.6 EPMA 分析結果の妥当性	82

3.6	沿岸部道路橋におけるコンクリート部材のひび割れ部の鉄筋腐食と耐久性設計	82
3.7	まとめ	83
第4章	中性化したコンクリートの塩分浸透 (その1) * ³	85
	ー屋外暴露試験及び塩水浸漬試験ー	
4.1	概要	85
4.2	試験方法	85
4.2.1	屋外暴露試験	85
4.2.2	塩水浸漬試験	87
4.2.3	測定	87
4.3	試験に用いた床版コンクリートの調査結果	90
4.4	屋外暴露試験の結果	93
4.4.1	暴露試験における塩化物イオン濃度分布	93
4.4.2	暴露終了後の塩化物イオン濃度分布の変化	97
4.4.3	中性化したコンクリートにおける強固定塩化物イオン濃度分布とF塩の分布	98
4.4.4	暴露中に生じた腐食によるひび割れの影響	99
4.5	塩水浸漬試験の結果	99
4.6	まとめ	102
第5章	中性化したコンクリートの塩分浸透 (その2)	104
	ー塩分浸透の特徴と中性化領域の見かけの拡散係数ー	
5.1	概要	104
5.2	解析方法	104
5.2.1	解析モデル	104
5.2.2	2層構造への拡散による移動	106
5.2.3	移流拡散による移動	108
5.2.4	2層構造への移流拡散による移動	109
5.2.5	供給停止後における境界条件	115
5.2.6	3層構造への移流拡散による移動	118
5.3	試験結果との比較	120
5.4	中性化したコンクリート中の塩化物イオンの移動	126
5.4.1	試験で見られた中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布の特徴	126
5.4.2	中性化領域の見かけの塩分拡散係数	126
5.4.3	非中性化領域と中性化領域の見かけの拡散係数の違い	135
5.4.4	見かけの拡散係数の違いを踏まえた塩分浸透に及ぼす中性化の影響	135
5.4.5	屋外暴露試験における表面塩化物イオン濃度の変動の影響	137
5.4.6	表面塩化物イオン濃度の変動の影響が示唆する塩化物イオンが流出する可能性	142

5.5	既設構造物における中性化の影響を考慮した塩化物イオンの浸透予測	144
5.6	中性化領域の塩分浸透とひび割れ部の塩分減少	146
5.7	まとめ	147
第6章	塩分環境の変化がもたらす凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性*4	151
6.1	概要	151
6.2	対象橋	152
6.3	調査方法	160
6.3.1	コンクリートの調査	160
6.3.2	コンクリート中の粗骨材の調査	162
6.3.3	粗骨材の取り出し	163
6.3.4	砂利の調査	164
6.3.5	個々の骨材粒子の調査	164
6.4	コンクリートの調査結果	166
6.5	骨材の調査結果	170
6.6	凍結融解繰返しによるコンクリート中における粗骨材の割れの可能性	184
6.7	凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに及ぼす塩化物の影響	188
6.8	まとめ	194
第7章	結論	199
7.1	主な結果	199
7.2	道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響	201
7.3	今後の課題	202
謝辞		204
補遺	移流拡散方程式の解	205

注)

*¹ : 第 2 章は, 次の報文等 2 編をもとに加筆, 修正したものである.

西川和廣, 田中良樹: 飛来塩分量全国調査(IV) - 飛来塩分量の分布特性と風の関係 -, 土木研究所資料, 第 3175 号, 1993.3.

西川和廣, 田中良樹: 飛来塩分量の分布特性, 土木技術資料, Vol. 36, No. 8, pp. 54-59, 1994.

*² : 第 3 章は, 次の論文に加筆, 修正したものである.

田中良樹, 河野広隆, 渡辺博志: 実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透, 土木学会論文集 E, Vol. 62, pp. 38-51, 2006.

*³ : 第 4 章の一部は, 次の論文で構成する.

田中良樹, 木村嘉富, 村越潤, 本間英貴: コンクリートの中酸化領域における塩分浸透に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 1, pp. 1006-1011, 2014.

*⁴ : 第 6 章は, 次の報告に加筆, 修正したものである.

田中良樹, 石田雅博, 村越潤: 道路橋における凍結融解と ASR の影響を受けたコンクリートの劣化調査, 土木学会論文集 E2, Vol. 72, No. 3, pp. 214-233, 2016.7.

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

道路橋のコンクリート部材は、環境に応じた適切なかぶりを確保することで、コンクリート中の鋼材腐食に対する高い耐久性が得られる。しかし、沿岸部などの厳しい塩分環境において、所要のかぶりがない場合には、塩化物イオンの浸入によってコンクリート中の鋼材が腐食する可能性が高い。鋼材の腐食によりコンクリートのひび割れや剥離が生じると、点検等において発見しやすいが、その時には内部の鋼材が既に著しく腐食している。このようなコンクリート部材の塩害は、構造物の安全性を損なう可能性が高いだけでなく、塩害が発生した後の確実な補修・補強が難しいことから、構造物のライフサイクルコストや維持管理の負担の増加をもたらす、構造物の寿命にも影響を及ぼすことが想定される。このことから、道路橋の安全性、耐久性確保及び効率的な維持管理を考える上で、コンクリート部材の塩害に対する予防保全を適切に行うことが重要である。

道路橋における主な外来塩分として、沿岸部の飛来塩分と冬季に散布される凍結防止剤に由来する塩化物が挙げられる。国内では、1980年代に、沿岸部における多数のコンクリート道路橋において、飛来塩分による塩害が顕在化した。このため、全国沿岸部における劣化状況の実態把握とその対策について検討が行われ、1984年に新設橋を対象とした道路橋の塩害対策指針（案）が示された¹⁾。2000年の時点では、同指針（案）の制定以降に建設された道路橋で、飛来塩分による顕著な塩害事例が報告されていなかったが²⁾、道路橋の設計基準である道路橋示方書の耐久性向上に向けた改定において、設計年数100年を目安とすることが示されることとなり、それに向けて設計年数100年に応じた必要かぶりを含め、塩害対策の見直しが行われた³⁾。

一方、1990年代前半にスパイクタイヤが禁止されて以降、凍結防止剤の使用量が増加する傾向にあり^{2),4)}、2000年以降、一般道においても凍結防止剤散布に由来する塩化物によるコンクリート部材の塩害が報告されるようになった^{5),6)}。散布された塩化物の流出経路を適切に管理しない限り、対象となり得る橋梁数が沿岸部の塩害を懸念する橋よりも圧倒的に多いことから、沿岸部の道路橋と同等以上に塩害対策を徹底していく必要がある。また近年は、コンクリート内部に、外からは認識しにくいひび割れ（コンクリート床版の水平ひび割れなど）の発生や床版コンクリートの土砂化のように、コンクリート中の鋼材が著しく腐食する前に、コンクリートが著しく劣化する事例が報告されている⁷⁾。これまで見られなかったこれらの急速な劣化現象も、塩化物による何らかの影響があることが想定され、道路橋における塩分環境の変化とともに、道路橋のコンクリート部材の劣化形態は多様化する傾向にある。

道路橋の塩害に対する予防保全を講じていく上で、道路橋のコンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響を適切に把握し、予測することが不可欠である。図-1.1に、道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響と本文の検討項目を示す。また図-1.1の補足として、表-1.1に道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響に関する主な検討課題を示す。ここでは、予防保全に関わる課題に限定して示す。検討すべき課題は多岐にわたり、関連する多くの調査、研究がさまざまな機関で実施されている。表-1.1で

は、沿岸部の飛来塩分の影響と冬季に散布される凍結防止剤の影響に大別して示したが、図-1.1 に示すとおり、塩分浸透の比較的基礎的な課題は、当然、両方に関わる部分が含まれる。本文では、塩化物が介在することによって、道路橋コンクリート部材の耐久性に顕著に影響を及ぼす可能性がある課題であり、かつ現象が十分に解明されておらず、容易かつ適切に評価できない課題を取り上げることとして、図中に下線で示し

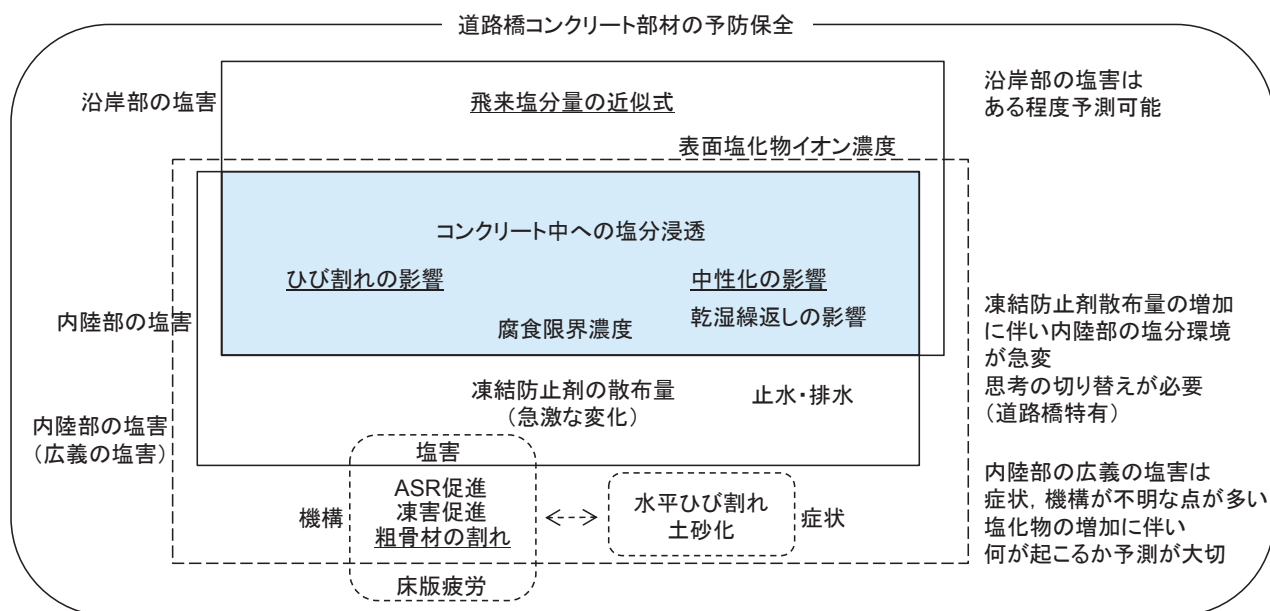


図-1.1 道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響と本文の検討項目
(下線は本文における検討項目を示す)

表-1.1 道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響に関する主な検討課題

	沿岸部の飛来塩分の影響	冬季に散布される凍結防止剤の影響
外力	○飛来塩分量の分布特性 ・表面塩化物イオン濃度	・散布量 ・路面からの塩水の浸入経路 (伸縮装置、舗装・防水層、排水装置等の状態)
塩分浸透	・コンクリート中への塩分浸透 (ひび割れのないコンクリート) ・材料、配合の影響 ○ひび割れの影響	・乾燥の影響 ○中性化の影響 ・舗装の影響 ・堆積土砂の影響
劣化	・腐食限界塩化物イオン濃度 ・かぶりの影響 (酸素供給量の影響)	・床版上面の塩害と疲労の複合劣化 ○水平ひび割れ ・土砂化
劣化の影響	・腐食程度の耐荷力への影響	・RC床版の抜け落ちへの影響
対策	・必要かぶり ・塗装鉄筋 ・コンクリート塗装 ・FRP筋、ステンレス筋	・桁端部の漏水対策 ・床版防水の改善 ・排水装置の改善

注) 主として予防保全の観点でみた検討課題、○：本文における検討項目

た4項目それぞれに対応する、「飛来塩分量の分布特性」、「実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透」、「中性化したコンクリートの塩分浸透」、及び「塩分環境の変化がもたらす凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性」を取り上げる。これらのうち、「飛来塩分量の分布特性」については、土木研究所資料⁸⁾(1993年)及び土木技術資料の報文⁹⁾(1994年)に発表した内容である。また、「実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透」については、土木研究所資料¹⁰⁾(2004年)及び土木学会論文集¹¹⁾(2006年)に発表した内容である。いずれも、道路橋の予防保全を考える上で今日もなお重要な課題であることから、本文の構成の一部とした。前者については、既報の理論解との比較に関する記述を充実させるとともに、その後の研究を踏まえて近似式の適用範囲について考察を加える。後者については、その後に行った調査結果を追加して考察を充実させる。

各項目の主な目的は次のとおりである。

第2章「飛来塩分量の分布特性」に関する研究の目的

沿岸部における道路橋の設計において、経済性と両立して耐久性を確保する上で、塩害の環境外力である飛来塩分量をその架橋地点ごとに適切かつ容易に評価する必要がある。過少評価すれば、これまでの経験のとおり、建設後早期に劣化して維持管理の負担が著しく増加する。逆に、過大評価すれば、これまで塩害が生じていない地域であっても過大な対策を強いて、明らかに不経済な投資となる場合も想定される。あるいは、過大評価の程度によっては、不経済のあまり、適切に設計すれば十分な耐久性を有するコンクリート部材がそもそも採用されないことも起こり得る。また、塩分環境の評価は、塩害対策が施されていない、沿岸部における既設橋の予防保全を考える上でも大切である。沿岸部の道路橋の塩害対策は、全国沿岸部のコンクリート部材の塩害実態を踏まえて、地域区分と海岸線からの距離に応じて示された¹⁾。塩害の地域性や海岸線からの距離の影響は、飛来塩分量の分布特性に大きく依存すると考えられることから、旧建設省において、3箇年にわたり全国266箇所における飛来塩分量の測定が実施された¹²⁾。台風の影響をはじめ、気象の不規則性やある程度規則性のある日変動や季節変動の特性、測定器の設置位置の影響、測定上のばらつきなど、さまざまな要因によるデータの変動があるため、飛来塩分の分布特性の把握は必ずしも容易でない。第2章では、本来の飛来塩分量の分布特性に及ぼす影響因子を理解した上で、距離減衰特性と地域特性に一定の法則を見出し、全国沿岸部の任意の位置における飛来塩分量を簡易に推定する実務的な近似式を提示する。

第3章「実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透」に関する研究の目的

コンクリート部材の塩害対策として、適切なかぶりの確保は、自重増による負担が軽微な範囲で、ライフサイクルコストを最小にするための重要な方法であると考えられる¹³⁾。適切なかぶりの確保のためには、コンクリートの塩分浸透性状をよく知る必要がある。コンクリート中への塩分浸透の基本的な機構は国内外の多くの研究者が取り組んでいる。コンクリートのひび割れ部への塩分浸透についても研究事例が見られるがまだよくわからない点がある。既往の研究では、ひび割れを導入した供試体を用いて塩水浸漬試験や暴露試験が行われており、多くはひび割れ部から塩水が浸入して、ひび割れの周囲のコンクリートに、ひび割れない部位より多くの塩化物イオンが浸透していたとされる(後述1.2.2)。しかし、既設のコンクリート部材の調査では、ひび割れない部位に比べて、ひび割れ周辺のコンクリートに多量の塩化物イオンが含有されているとは限らず、むしろひび割れ周辺の塩化物イオンが少ない事例が見られた。第3章では、実構造物の

調査結果を踏まえて、実構造物コンクリートにおけるひび割れ周辺で塩化物イオンが少なくなる現象とその影響因子を正しく理解することを目的とする。

第4章及び第5章「中性化したコンクリートの塩分浸透」に関する研究の目的

1980年代に顕在化した沿岸部の塩害は、当時、道路橋の上部構造で多く見られ、既に普及していたプレストレストコンクリート（PC）橋が多く含まれていた¹⁾。PC橋の場合、高強度、早期強度を得るため、水セメント比（W/C）が比較的低いコンクリートが用いられることから、中性化の程度が比較的軽微であり、中性化が塩分浸透に及ぼす影響は、現時点では暗黙のうちに必要かぶりに見込まれている程度と考えられる¹³⁾。しかし、凍結防止剤に由来する塩化物の影響が懸念される既設の鉄筋コンクリート（RC）部材では、大気に露出したコンクリートの大部分が既にある程度の深さまで中性化している事例が多いと考えられる。道路橋では、伸縮装置や路面排水の損傷によって突然漏水が生じると、供用後ある程度年数を経過してコンクリート中の中性化が進行した箇所に、塩化物を含む路面水が流下して、中性化した面からコンクリート中に塩化物イオンが供給されることが想定される。この観点から、中性化したコンクリートへの塩分浸透の特性を把握しておく必要がある。中性化したコンクリートは塩分浸透が速いとする報告がある一方で、中性化によってコンクリートの細孔構造が緻密になり、塩分浸透が妨げられるとする報告もある（後述 1.2.3）。第4章及び第5章では、中性化したコンクリートにおける塩分浸透の特性を把握して、実務に適用できるレベルでの比較的簡易な評価法や、見かけの拡散係数のような中性化領域の塩分浸透性状を容易に理解し得る指標を明らかにする。

第6章「塩分環境の変化がもたらす凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性」に関する研究の目的

国内の道路橋 RC 床版においては、これまで、大型車の輪荷重の繰返し走行による疲労が主たる劣化損傷と考えられてきた。RC 床版の損傷は走行安全性に直接影響するとともに、補修に際しては通行規制を伴うため、維持管理の負担が大きい。しかし近年では、疲労の影響だけでなく、路面からの水あるいは凍結防止剤の散布による塩化物を含む水が RC 床版に浸入して、コンクリート中の鉄筋を腐食させる塩害や、凍害あるいはアルカリシリカ反応（ASR）といった材料の劣化が複合的に関係している損傷事例が見られる^{7), 14)}。凍結防止剤の使用量の増加に伴い、コンクリート中の鋼材の腐食を扱ういわゆる塩害だけでなく、コンクリートの材料劣化を促進する観点からの広い意味での塩害として、塩化物が介在することによるコンクリート部材の劣化事例の増加が懸念される。そのうち、コンクリートの凍害の一種である、コンクリート舗装のジョイント付近で見られる凍結融解繰返しによる粗骨材の割れと、それに伴うコンクリートの水平ひび割れや土砂化は、塩化物の影響によって促進されることが考えられること、凍結融解に対して抵抗性が高いと考えられている AE コンクリートであっても発生し得ることから、最近の RC 床版の劣化事例において同様の劣化が生じている可能性が疑われる。既設構造物における ASR の調査法については、既に多くの研究が実施されていることは周知のとおりであるが、国内において、実構造物における凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに起因するコンクリートのひび割れに関する調査は、十分に行われているとは言い難い。このことから、第6章では、既設道路橋におけるそのような劣化が生じる可能性と調査における着眼点を明らかにする。

1.2 既往の研究

1.2.1 飛来塩分量の分布特性

大気中には多かれ少なかれ微小な塩分粒子が含まれている。大気中の塩分は、海面付近で生成され、上空では雲の発生に寄与するなど、自然界の循環に深く関与している¹⁾。一方で、大気中の塩分は我々の生活に種々の害を及ぼしている。塩分は金属の腐食促進因子の一つとしてよく知られ、塩分濃度がより高い海岸線付近では、金属やその防錆材の寿命が比較的短い傾向にある^{2), 3)}。コンクリート構造物でも、海岸線付近ではより多くの塩分がコンクリート中に浸透して鉄筋やPC鋼材などの補強鋼材を腐食させてしまう^{4), 5)}。これらの腐食に関する塩害のほか、碍子への多量の塩化物の付着により絶縁に支障が生じ、送電能力が低下する塩害や、台風の襲来時に一時的に多量の塩分が陸上に飛来して、農作物や植樹に突発的に影響を及ぼす塩害が発生することもある^{6), 7)}。

高さ10~20m程度の範囲における陸上、大気中における海塩粒子の輸送と分布を表わすため、次の基礎方程式が用いられる^{1), 8), 9)-12)}。なお、大気拡散の分野では3次元移流拡散方程式が用いられるが¹³⁾、ここでは、近似式の妥当性を把握するため、理論解が得られる範囲の比較的簡易な基礎式を示す。

$$u \frac{\partial C_a}{\partial x} = (w+W) \frac{\partial C_a}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial C_a}{\partial z} \right) \quad (1.1)$$

- ここに、
 C_a : 海塩粒子濃度 (文献によっては粒子数で表現)
 u : 海岸線に法線方向の水平風速
 w : 海塩粒子の落下速度
 W : 鉛直風速
 K : 鉛直方向の拡散係数
 x : 海岸線に法線方向の海岸線からの距離 (内陸側を正とする)
 z : 海面からの高さ (上方を正とする)

内陸に向かって一様の風が吹き、鉛直方向には大気の乱れによる拡散が生じると想定し、主軸方向 (x 方向) と横方向 (y 方向) の拡散項を無視している。また、50年、100年の耐久性設計に用いる年平均の飛来塩分量を対象とすることから、飛来塩分量が時間的に安定して供給されると考え、非定常項を無視している。これに伴い、本来時間変動を伴う渦拡散係数に相当する K を定数として扱う。送電の塩害対策に関連して碍子の付着塩分量を予測するため、千秋らは種々の境界条件について式(1.1)の解を示した¹¹⁾。そのうち海岸線での鉛直分布を考慮した理論解が、秋田平野など、いくつかの地域における碍子の実測付着塩分量の距離減衰特性とよく一致することを示した^{11), 14)}。その際、比較的開けた平野を想定していることから遮蔽量は考慮せず、また鉛直方向の落下速度や鉛直方向の気流の影響を無視している。送電の関連で碍子の付着塩分量の測定が全国的に実施され、全国広域の沿岸部における碍子の付着塩分量の分布図が示された⁶⁾。同分布図は、北陸地方、近畿地方の日本海側及び沖縄などの分布図が欠損しているとともに、碍子の付着塩分量と道路橋のコンクリート部材への付着塩分量との関係が必ずしも明確でない。鈴木らは、文献¹¹⁾に基づき、北海道に

おける碍子の付着塩分量の分布図の検討を行う一方、碍子の付着塩分量の距離減衰は両対数軸上で概ね直線関係にあるとして、道内各地のデータを統計的に整理した¹⁵⁾。ただし、減衰の傾向（両対数軸上の傾き）はばらつきが大きかったとしており、平均で0.2~0.4としている。また、それらの結果について、理論解との比較はされていない。

1984年12月より3箇年にわたって旧建設省が実施した飛来塩分量全国調査では、耐候性鋼材の無塗装での適用可能地域、及びコンクリート部材の塩害対策を要する地域とその対策の程度をより適切に判断していくための基礎資料とすることを目的として、全国沿岸部266地点で土研式飛来塩分捕集器を用いて飛来塩分量の測定が行われた^{16),17)}。その結果はデータ集としてとりまとめた¹⁸⁾。これらのデータを用いて、宇多らは沿岸により近い範囲を移流沈降領域とし、より内陸の拡散領域と区別した上で、それぞれの領域における飛来塩分量の推定式を提示した^{19),20)}。また、推定式に基づき、岩礁性海岸と砂礫海岸によって、分布に違いが見られることを明らかにした。その後、地域における飛来塩分量の推定に関する解析に移流、落下速度（沈降）や遮蔽量を考慮するなど、飛来塩分量に関して新たな調査、研究の事例が見られる^{例えば¹²⁾}。事例の多くは、推定精度の向上を目的としており、飛来塩分量の推定方法が複雑化する傾向にある。

1.2.2 コンクリートのひび割れ部の塩分浸透

(1) 既往の研究におけるひび割れ部の腐食事例

RC構造物において、コンクリートの水和熱等に起因する施工時のひび割れや構造的なひび割れが生じている場合に、そのひび割れ付近の鉄筋はひび割れのない部分に比べて腐食し易いと言われる。既往の文献では、その主な理由として以下の点が挙げられている¹⁾。

- a) ひび割れを介して酸素、水分や塩化物イオンなどの腐食因子が鉄筋の位置まで到達し易くなる。
- b) ひび割れに沿ってコンクリートの中性化が進行し、これが鉄筋の腐食環境を形成する。
- c) ひび割れ近傍ではこれらの腐食因子の濃度差が生じ、マクロセルが形成される。

既往の多くの実験的研究において、鉄筋と直交するひび割れ部で局所的な鉄筋腐食が発生していたことが、試験後解体時の目視により確認されている²⁾⁻⁹⁾。多くの調査事例では、その腐食の程度が定性的な表現で示されており、統一的な比較が難しい。ひび割れ部の腐食は、曲げや直接引張によるひび割れ導入時に生じた鉄筋の付着切れの影響もあって、鉄筋位置でのひび割れ幅以上の拡がりも報告されている²⁾。

短期間で腐食性状を確認するために、塩分の混入または塩水噴霧か塩水浸漬などの外部からの塩分供給により腐食促進が行われた試験では、沿岸部の道路橋のように陸上で飛来塩の影響により塩害を受ける環境を再現していない可能性がある。文献^{8),9)}では、沿岸部の飛来塩分環境でひび割れを導入した鉄筋コンクリートの屋外暴露試験を実施しており、暴露後1年でコンクリートのひび割れ部に塩化物イオンが浸入したこと、ひび割れ位置で鉄筋の腐食が見られたことを報告している。

(2) ひび割れ部への塩化物イオンの浸透

既往の研究では、ひび割れ部への塩化物イオンの浸透に関して、ひび割れの存在による促進の有無、促進の程度の把握、あるいはその推定方法が検討されている⁸⁾⁻²⁷⁾。

塩分浸透への影響に関する室内試験でのコンクリートのひび割れは、直接引張または割裂によって貫通ひ

ひび割れを導入した事例^{10), 15), 18)-20), 22)-24), 26)}と、曲げひび割れを導入した事例^{8), 9), 11), 13), 14), 21)}がある。他の方法として、凍結融解によりコンクリート中に微細ひび割れを導入する事例がある²⁵⁾。塩化物イオンの供給方法は、塩水浸漬試験、乾湿繰返しを伴う塩水浸漬試験や塩水噴霧試験、あるいは急速塩分浸透試験による方法がある。コンクリートのひび割れ部における塩分浸透性は、ひび割れ中の塩化物イオンの拡散係数を求めようとする事例¹¹⁾と、ひび割れのないコンクリートにおける見かけの拡散係数と同様に、ひび割れを有するコンクリート中の平均的な塩化物イオン濃度分布から見かけの拡散係数を求める事例がある^{17), 21)}。また、ひび割れ面からの塩分浸透の分布や深さにより、コンクリートのひび割れ部における塩分浸透性を評価しようとする事例もある^{12), 15), 24), 27)}。間接的にひび割れ部の塩化物イオンの浸透性を評価する事例としては、電気抵抗²⁷⁾や加圧透水試験における透水性^{18), 22), 23)}によるものが見られる。室内試験以外には、屋外暴露試験^{8), 9)}や実構造物の調査¹⁷⁾が行われている。

これらの試験や調査では、コンクリート中の塩化物イオン濃度の測定や、硝酸銀による呈色反応、EDS、EPMAによる塩化物イオンの浸透分布の測定によって、いずれもひび割れ部の塩分浸透が、ひび割れがない場合に比べて速い傾向があることが確認されている⁸⁾⁻²⁷⁾。塚原ら¹¹⁾やYeら¹²⁾は、ひび割れ部の塩化物イオン濃度は深くなるほど小さく、ひび割れ面からの塩分浸透は、表面からの塩分浸透に比べて小さい傾向にあるとしている。しかし、Winらの試験¹³⁾では、ひび割れ面からの塩分浸透が表面からの塩分浸透と同等かやや速い傾向であったと述べている。

なお、Mohammedら¹⁴⁾は、EPMAによるひび割れ部の塩化物イオン濃度分布の概念図において、ひび割れ部の塩分浸透が多いことを示す一方で、ひび割れのごく近傍で塩化物イオン濃度が少なかったことを示している。ひび割れ近傍の硫化物が多い領域では、供試体のセメント量に関係なく、塩化物イオン濃度がかなり低かったことを述べ、硫化物がF塩の溶解や吸着の低下をもたらす可能性があることがわかったとしている。Mohammedらは、ひび割れ付近の中性化について言及していないが、これらの現象は第3章で述べるひび割れ部の塩化物イオンや硫化物イオンの挙動、あるいはひび割れ部の中性化と類似点もあるように思われる。しかし、EPMAによるカラーマッピングの図が直接示されていないため、その類似点について明確に確認できない。

上記のとおり、ひび割れの影響を含むコンクリートの見かけの拡散係数を求める研究事例があり、またそれに基づく設計法において、ひび割れの影響を考慮するために、見かけの拡散係数の換算係数を提示する事例が見られる^{17), 21), 28)}。いずれの事例においても、ひび割れ幅との関係が示されている。既往の研究において、コンクリートへの塩分浸透に及ぼすひび割れ幅の影響は、ひび割れ幅に応じて次の3領域に分類される。

- a) ひび割れ幅が比較的小さく、ひび割れ部の塩分浸透の程度がひび割れのない箇所と同等である。
- b) ひび割れ幅の増加とともに概ね直線的に塩分浸透の程度も増加する。
- c) ある程度以上のひび割れ幅の場合には、ひび割れ幅に関係なく、顕著な塩分浸透が生じる。

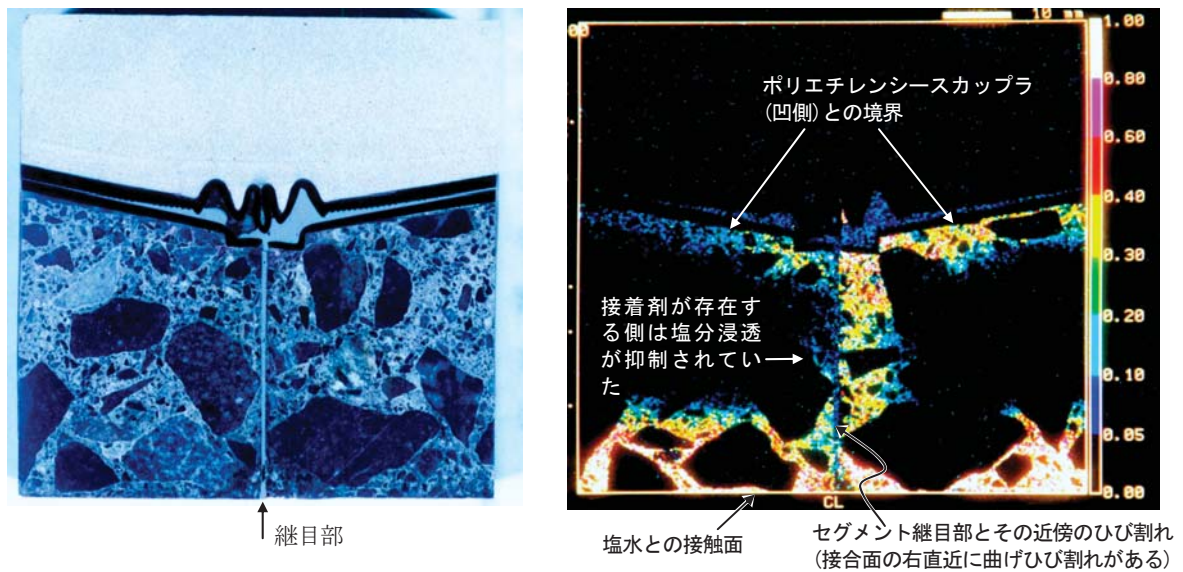
a)の状態となるひび割れ幅は30~80 μm 以下^{15), 20), 24)}とするものがある。b)の上限となるひび割れ幅やc)のひび割れ幅は、80 μm や200 μm とするものがある^{15), 19)}。ただし、文献¹⁸⁾では400 μm までの結果でc)は認められず、ひび割れ幅に応じて増加していた。

これらの研究事例からもわかるように、塩分環境でかぶりコンクリートにひび割れが存在する場合、その

ひび割れ部ではひび割れを介して塩化物イオンの浸透が容易になるというのが一般的な考え方であろう。

図-1.2 に、セグメント継目部近傍に曲げひび割れを入れたコンクリートの塩水浸漬試験^{29),30)}におけるひび割れ周辺の塩分浸透状況を示す。浸漬中のひび割れ幅は0.2 mm であり、3 %NaCl 水溶液に6 箇月浸漬した後、ひび割れと直角の断面について EPMA 分析を行った。この事例はセグメント継目部にエポキシ樹脂接着剤を塗布していたため、ひび割れの片側に接着剤が残り(図中のひび割れの左側)、塩分の浸透が図の右側に偏っていた。

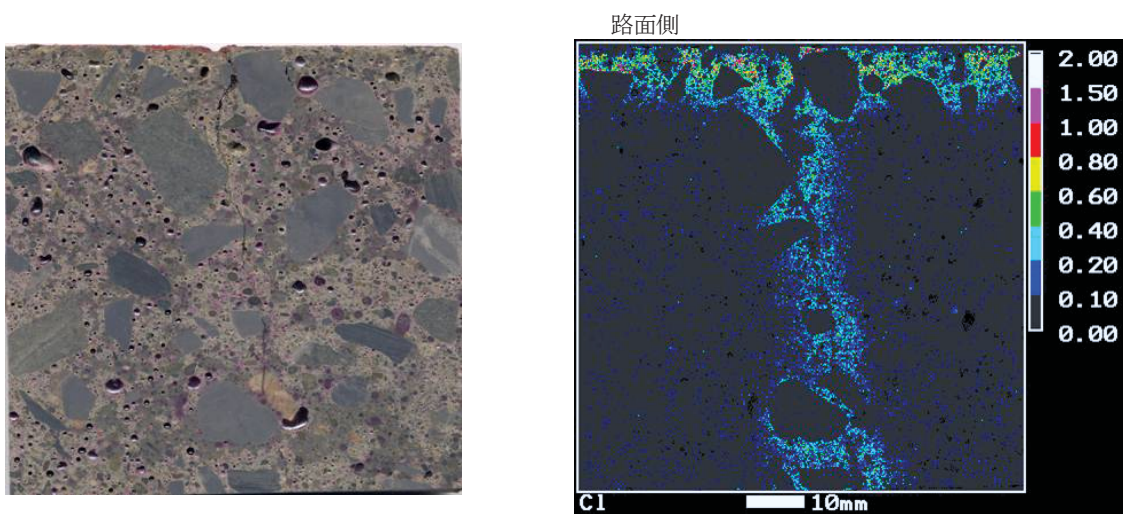
図-1.3 に道路橋 RC 床版の部分的な上面増厚として打設されていた鋼繊維補強コンクリート (SFRC) の EPMA 分析結果と分析面の外観写真を示す³¹⁾。この橋は内陸に位置して、冬季に凍結防止剤が路面に散布さ



(a) 分析面の実画像 (80 mm×80 mm)

(b) 塩化物イオンのカラーマッピング画像

図-1.2 6ヶ月塩水浸漬後のひび割れ部の塩分浸透の例³⁰⁾



(a) 分析面の実画像 (80 mm×80 mm)

(b) 塩化物イオンのカラーマッピング画像

図-1.3 床版上面増厚として施工された SFRC におけるひび割れ部の塩分浸透の例³¹⁾

(打設後約2~3年間、図の上辺が路面に露出した状態で供用された)

れていた。SFRCは上面が路面に露出しており、打設後約2～3年間供用された。試料は、分析面の中心付近にひび割れが入るように切り出した。SFRCは、路面のところどころに供用中に入ったと考えられるひび割れが見られ、同写真のひび割れはコアの観察より85mmの厚さを貫通していた(図-1.3は路面から80mmの範囲を分析した結果を示す)。路面のひび割れ幅は0.25mmであった。SFRC中の塩化物イオンは、路面(写真の上辺が路面)から拡散浸透していたこと、ひび割れに沿って内部まで浸透していたことがわかる。

これらの事例からも明らかなように、塩水に浸漬した場合や路面のように滞水しやすい部位の場合、ひび割れ内部への塩分浸透が容易であることがわかる。

一方、塩害により撤去となったPC橋上部構造の補修断面の曲げひび割れ箇所から採取したコアについてEPMA分析を行った³²⁾。採取した補修材は無機系プレパクトコンクリートであった。調査時点で直前の補修からの年数は8年程度でコンクリートへの塩分浸透が軽微であったが、ひび割れ部で塩化物イオンの浸透が特に多くなることもなかった。この結果は、暴露環境によってはひび割れ部の塩化物イオンの浸透が一般部と同程度である場合もあり得ることを示唆した。

(3) ひび割れ部の中性化

コンクリート中は高アルカリ環境にあるため、鉄筋は腐食しにくい環境に置かれているが、コンクリートの中性化によってpHが低下して鉄筋腐食発生の可能性が高くなる。中性化は大気中のCO₂との反応により進行することから一般にはコンクリートの表面付近で生じるが、ひび割れがあるとコンクリートの表面付近だけでなくひび割れに沿って内部でも中性化が生じる場合がある³³⁾。Sharobimらはひび割れ部での中性化深さはモルタルの緻密さに依存しないが、ひび割れ幅とひび割れ深さには依存すると述べている³³⁾。

神山の研究²⁾では、塩分の混入や塩水浸漬なしに、かつ飛来塩の影響の小さい内陸部で自然暴露されたコンクリートのひび割れ部でひび割れ面に直交する鉄筋に局所的な腐食が見られ、その周囲のコンクリートはひび割れに沿って中性化していた。

(4) 自己治癒によるひび割れ部の閉塞

海水中のコンクリートは、ひび割れ幅が0.1mm程度と比較的小さい場合に(Mohammedら¹⁴⁾は0.5mm以下の場合に)、Mg(OH)₂やCaCO₃の固形物がひび割れ内部で形成されることによってひび割れが閉塞されて、ひび割れへの塩分浸透を抑制することがあるとされている^{10), 14), 25), 26)}。

1.2.3 中性化したコンクリートへの塩分浸透

(1) コンクリートの塩化物イオンの固定化と吸着

セメント中のC₃Aが多いほど、セメントペースト中の可溶性塩化物イオン量が練り混ぜ後早期に減少する傾向がある¹⁾。コンクリートの素材に含まれる塩化物イオンは、硬化セメントペースト中のC₃Aと反応して3CaO·CaCl₂·Al₂O₃·10H₂O(Friedel's salt, 以下、F塩という)を生成する²⁾⁻⁵⁾。あるいはC₃Aから生成されたモノサルフェートと反応してF塩を生成する⁶⁾。同様にC₄AFとも反応して3CaO·CaCl₂·Fe₂O₃·10H₂Oを生成する^{2), 7)}。これらの化学結合した塩化物イオンは、コンクリート中の鋼材の腐食に影響しないと考えられている^{1), 8)}。このような塩化物イオンの固定化はC₃AやC₄AFの含有量だけでなく、石膏含有量にもおそらく依存するとされる³⁾。

塩化物イオンの固定化の程度について、全塩化物イオン量の 30%程度とされる場合もあれば⁹⁾、64~68%とされる場合¹⁰⁾、約 80%とされる場合¹¹⁾、28~71%とされる場合¹²⁾、40~60%とされる場合¹³⁾、50~80%とされる場合⁸⁾などがあり、塩分浸透速度や浸漬する溶液の種類によっても異なるとされる¹⁴⁾。これらの塩化物イオンの固定化は、外来塩分についても起こると考えられている^(例えば9), 12), 14), 15)。固定化される塩化物イオン量(固体体積当たり)の程度はまた、Linear isotherm, Langmuir isotherm, Freundlich isotherm など、溶液体積当たりの自由塩化物イオン量の関数で表され、固定化を考慮したコンクリート中の塩分浸透解析に利用されている¹⁶⁾⁻²⁰⁾。自由塩化物イオン量が少ない場合は Langmuir 型、多い場合は Freundlich 型がそれぞれ実験結果と比較的適合するとされている^{16), 20)}。

固体に取り込まれていない細孔溶液中の塩化物イオンは、溶液中の濃度拡散による移動¹¹⁾、乾湿の変化や表面張力による溶液の移流に伴う移動¹⁴⁾や、電気的な作用による移動^{21), 22)}が生じ得る。ただし、空隙中の固体壁面の電気二重層と溶媒和化したイオン粒子群の相互作用によって、溶液中の塩化物イオンの一部は固体壁面に吸着されて移動が妨げられる²³⁾。CH(水酸化カルシウム)やF塩も物理吸着の可能性を有するが、塩化物イオンの物理吸着は主としてC-S-Hに支配される^{24), 25)}。

コンクリート中の塩化物イオンの見かけの拡散係数が、希薄水溶液中の塩化物イオンの拡散係数に比べて1/1000のオーダー(後藤らの例では約1/400)と著しく小さいのは、これらの固定化、吸着や細孔形状の複雑さの影響(tortuosity)が生じるためと考えられている¹¹⁾。

(2) 中性化によるコンクリートの変化と塩分浸透

多くの暴露試験において、コンクリートの表層が中性化した後も非中性化領域の塩化物イオン濃度が増加していくことから、中性化していても外部から塩化物イオンが浸透して、非中性化領域に移動することは明らかである(第3章)。

大気中において表層からコンクリート中にCO₂が浸入すると、硬化セメントペースト中のCa(OH)₂や水化合物と反応して、CaCO₃が生成される^{3), 14), 26), 27)}。完全に中性化した領域の硬化体の空隙率は非中性化領域に比べて低下する²⁶⁾⁻²⁸⁾。このこともあって、中性化領域では、透水や外部からの塩分浸透に対して、抵抗性が比較的高い層を形成するとされる報告が見られる^{27), 29)-34)}。しかし、中性化したコンクリートの塩分浸透は、むしろ中性化していないコンクリートよりも速い傾向が見られたとする報告もある³⁵⁾⁻⁴³⁾。ただし、双方の文献²⁹⁾⁻⁴³⁾とも、文献³³⁾を除き、中性化促進により中性化させた供試体を用いており、中性化深さが比較的小さく、十分に中性化した領域における塩化物イオン濃度分布が得られていないように思われる。また、そのため、中性化領域の見かけの拡散係数が求められていない。中性化した供試体の塩化物イオンの浸透性は、塩化物イオンの浸透深さや塩化物イオン濃度分布から求めた見かけの拡散係数(同定における中性化領域の扱いが不明確)で、中性化していない供試体と比較されている。

中性化に伴い、セメントペーストが本来有する塩化物イオンの固定化の能力が低下して、外来の塩化物イオンが固定化されないだけでなく、それまで固定化されていた塩化物イオンが解放されて、細孔溶液の塩化物イオン濃度が上昇する^{5), 6), 8), 44), 45)}。中性化領域では、塩化物イオンがほとんど固定されないとする文献⁴⁶⁾⁻⁴⁸⁾と、ある程度は固定化されるとする文献がある⁴⁹⁾。また、中性化によってC-S-Hが分解され、中性化領域は骨材、CaCO₃、シリカゲルで構成される^{50), 51)}。前述のとおり、物理吸着がC-S-Hに支配されるとすれば、C-S-H

の分解は、塩化物イオンの吸着作用を低下させると考えられる。なお、中性化によって、細孔空隙の比表面積が低下する⁵²⁾が、細孔空隙の比表面積の低下が塩化物イオンの拡散に及ぼす影響はわかっていない。

既設の RC 床版から採取した中性化したコンクリートコアを用いて塩水噴霧試験を行い、同試験を終えたコアを自然暴露すると、暴露後の時間に応じて中性化領域の塩化物イオンが非中性化領域に向かって移動したこと、しかもわずか半年で中性化領域の塩化物イオンの大部分が非中性化領域に移動したことが報告されている³³⁾。その理由として、乾湿繰返しの影響と毛細管現象に伴う塩水のコンクリート内部への浸入、移動が挙げられているが、中性化していたことが急速な移動にどのように影響したかは明確にされていない。

(3) 中性化の境界

一般に、フェノールフタレインの 1%アルコール溶液（以下、フェノールという）をコンクリートの割裂面に噴霧して、その変色していない領域の深さを中性化深さとして測定される^{53)~55)}。変色の境界となる pH について、Verbeck は、コンクリートの色を背景とした場合に 9.0~9.5 と推定している²⁹⁾。また、Campbell らは、同 pH の値を 9.8 以上としており、8~9.8 の範囲では色調が薄くなるとしている（ただし、2%アルコール溶液による）⁵⁶⁾。国内では、フェノールによる変色の境界となる pH は 8.3~10.0 と考えられている⁵⁷⁾。Papadakis らは、10 mm 間隔の熱重量分析 TGA の結果を踏まえて、中性化の境界が急変する計算モデルを提示したが、厚さを持った境界層の概念は示していない⁵⁸⁾。また、Rimmelé らは、境界の幅が 1 mm 以下のごく狭い範囲で見られた中性化の境界の顕微鏡写真を示したが、高圧、高温（280 bars, 90°C）での特殊な環境下における 2 日間の中性化促進試験で得られたものであった⁵⁹⁾。降雨のある屋外では、屋内に比べて、中性化の境界が比較的急激に変化する¹⁴⁾。多くの中性化試験に基づく結果では、pH の深さ方向の分布や CO₂ 濃度の分布から、中性化の境界はなだらかな変化が見られるとすることが多いようである^{60)~68)}。そのなだらかな区間は、partially carbonated zone や transition zone とされており、本文では中性化の境界層という。

Verbeck は、フェノールの反応の範囲が CO₂ の浸透深さを厳密に表わすものではないことを示唆している²⁹⁾。樫野は、W/C が 50~70% のコンクリートの暴露試験結果より、pH の低下がない領域は、フェノールによる中性化深さよりも 9~12 mm くらい深かったとしている⁶¹⁾。Houst と Wittmann は、W/C が 40, 50, 60, 70, 80, 90% のモルタルの自然暴露の結果から、それぞれ CO₂ 濃度分布とフェノールによる中性化深さをプロットしている⁶⁵⁾。そのデータによると、フェノールによる中性化深さは、W/C が小さい場合は、なだらかな変化の区間のうちで中性化領域に近く、W/C が大きいほど、なだらかな変化の区間の非中性化領域に近い深さに近づく傾向が見られた（図-1.4）。

注) 小林ら⁵⁾は、文献⁴⁷⁾に基づき炭酸化はゲル中の Ca(OH)₂ が CO₂ と反応して炭酸化する一般的に言われるところの中性化の他、C-S-H, F 塩、エトリンタイトの炭酸化を含むものと定義している。国内では、実務において、「中性化」という用語が普及していることと、中性化と炭酸化を明確に区別していないことから、本文では、「中性化」の用語を小林らの炭酸化と同義として用いる。

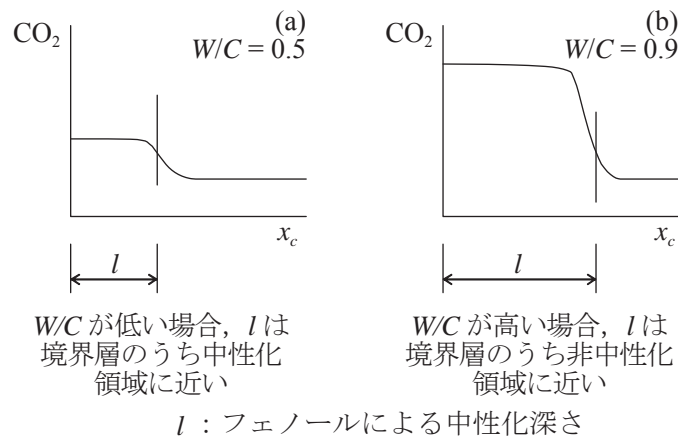


図-1.4 コンクリート中の CO_2 濃度分布とフェノールによる中性化深さの関係
(Houst と Wittmann の試験結果⁶⁵⁾に基づく概念図)

(4) 表層の塩化物イオン濃度の低下

既設構造物のコア抜きによる塩化物イオン濃度分布の調査で、表層部の塩化物イオンが少ない事例がしばしば見られる⁶⁹⁾。その原因としては、中性化に伴う塩化物イオンの移動^{5), 70), 71)}、雨水、流水等による洗い出し（溶出）⁷²⁾、季節変動による塩化物イオンの供給の減少や乾湿繰返しによる塩化物イオンの移動^{33), 73), 74)}などが挙げられ、複数の要因による可能性もあると考えられる。国内では一般に、小林らの発表⁵⁾以降、明確に中性化による影響と考えられる傾向にある。小林らは塩化物イオンを混入したモルタルを用いた炭酸化促進試験（ 20°C 、 $60\%\text{RH}$ 、 CO_2 濃度 10% ）において、試験開始時に供試体内で均一だった塩化物イオン濃度が、炭酸化部分で著しく低下し、非炭酸化部分において濃縮することを明らかにした⁵⁾。また、固定化されていた塩化物イオンが炭酸化によって解離して、細孔溶液中の塩化物イオン濃度が内部より高くなり、その濃度勾配を駆動力として塩化物イオンが内部へ拡散すると説明された^{5), 47)}。ただし、練り混ぜ時に塩化物イオンを投入した場合と異なり、外部から浸透した塩化物イオンの場合、中性化に伴い塩化物イオンが非中性化領域に濃縮する傾向があるかどうかは、外部からの塩化物イオンの浸透、拡散の分布と重なるために判別し難い⁷¹⁾。

(5) コンクリート中の塩化物イオンの移動に関する解析モデル

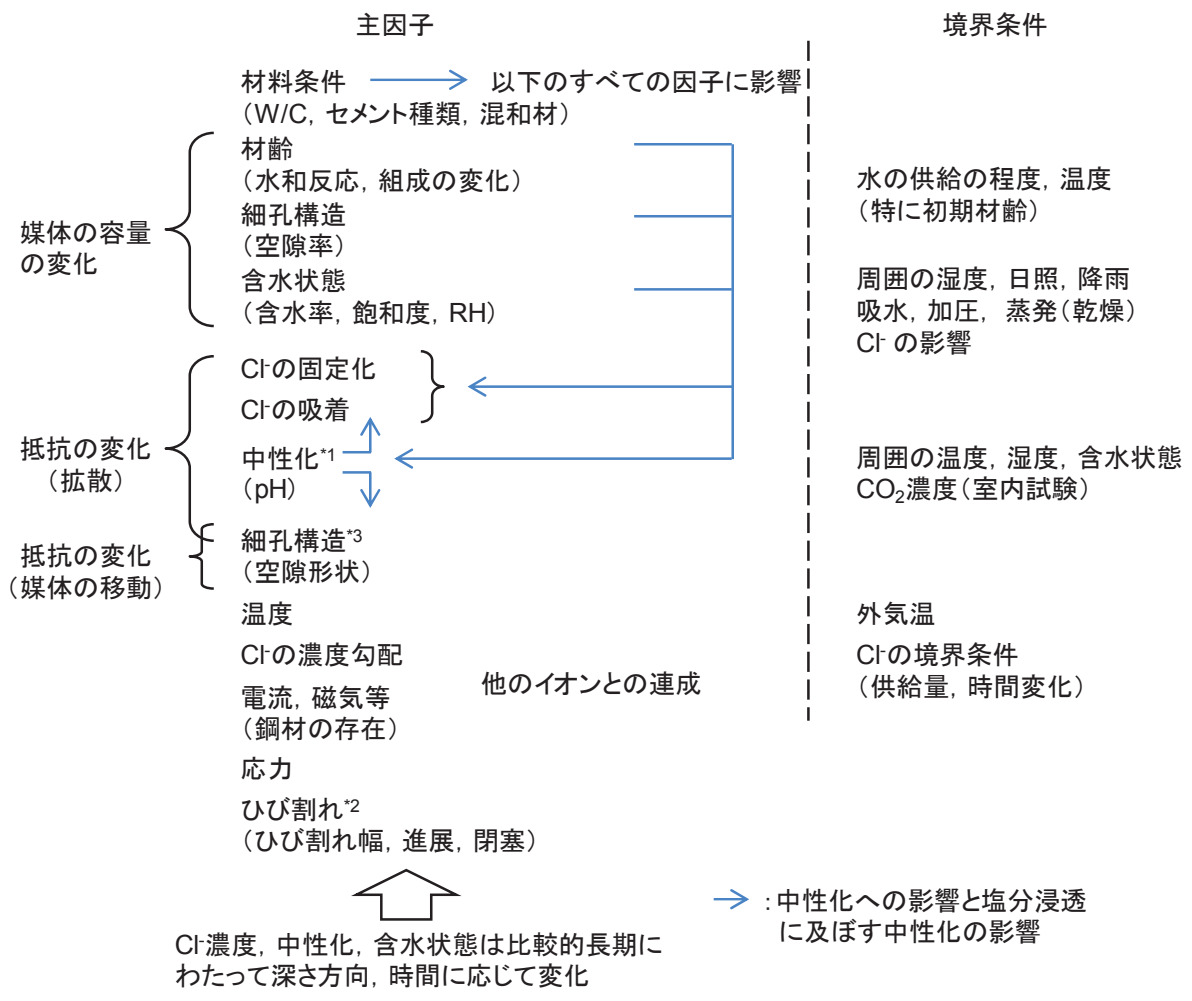
塩水浸漬試験など、比較的安定した条件での試験で得られるコンクリート中の塩化物イオン濃度の分布は、境界条件を表面塩化物イオン濃度 C_0 一定とし、初期値 0 とした場合の Fick の拡散方程式の解（以下、フィック式という）でよく表わされる^{例えば 11)}。このことから、コンクリート中の塩化物イオンの移動を拡散則で表わし、またそれに基づきコンクリート中の塩化物イオンの見かけの拡散係数を算定する事例が多く見られる^{例えば 9), 11), 75), 76)}。塩化物の移動に関して、拡散だけでなく、乾湿繰返しの影響などによる細孔溶液の移動を考慮するため、移流拡散方程式で表わす事例も見られる^{6), 46), 77)-80)}。塩化物イオンの移動や媒体である細孔溶液の移動だけでなく、さまざまなイオンの移動、 CO_2 の移動とそれに伴う変化などを考慮した連成モデルを構

築し、差分法やFEMにより数値解析を行う手法が複数提案されている^{6),30),46),49),81)-86)}。モデルはそれぞれで異なるが、連成モデルなどによる解析方法を用いて、初期塩分の混入のないセメント硬化体を対象に、時間とともに中性化と塩分浸透が進行する現象や、初期塩分の混入がある場合において中性化により塩化物イオンが移動する現象について予測計算を行い、実験結果と比較検証されている^{6),49),83)}。

連成モデルを用いて、中性化による固定化の変化あるいは細孔構造の変化を組み込んで計算する場合、中性化の境界層をあえてモデル化することはない。Papadakisらは、前述のとおり、境界層が急変すると仮定して（あるいは厚さのある境界層の概念なく）中性化したコンクリートを境界層の要素を設けずにモデル化した⁵⁸⁾。また、Gengらは、中性化領域、境界層、非中性化領域の3層構造を想定して、それぞれの層で異なる固定化の影響の算出式を設定している⁵¹⁾。ただし、境界層における固定化の評価式の導出方法は不明である。

(6) 見かけの拡散係数に含まれる影響因子と中性化の影響

前項(1)~(5)を踏まえて、コンクリート中における塩化物イオンの移動に及ぼす影響因子を図-1.5に示す。これらのさまざまな影響因子が複雑に関わっているにもかかわらず、実構造物におけるコンクリート中の塩化物イオン濃度分布は、フィック式で比較的良好に表わせることが多い（時間変化は必ずしも一致しないが、少なくとも分布形状はよく一致する傾向がある）。その際、フィック式への当てはめから得られた見かけの拡散係数には、ひび割れの影響と中性化の影響を除いて、図-1.5に示したほとんどの影響が含まれていると考えられる。フィック式が比較的簡便であることから、このフィック式における見かけの拡散係数 D_c について、多くの調査、研究が行われ、さまざまな相関データや経験則が蓄積されている^{9),70),87)-89)}。これらを背景として、調査や設計の実務では、新設橋の必要かぶりの算定や既設橋の劣化予測における基本式としてフィック式が活用されている。しかし、前述のとおり中性化の影響があると、中性化の境界層付近にピークが見られ、塩化物イオン濃度の分布をフィック式でうまく表わすことができない。今日、実測塩化物イオン濃度分布を、表層の低い濃度のデータを無視して（ただし、海外では必ずしも中性化によるとは考えられていない）、フィック式に当てはめて、見かけの拡散係数を算出する場合がある^{90),91)}。その際に得られる表面塩化物イオン濃度は実際と大きくかい離れた値となる可能性があり、その値をその後の予測に用いることの妥当性は必ずしも明確でないと考えられる。



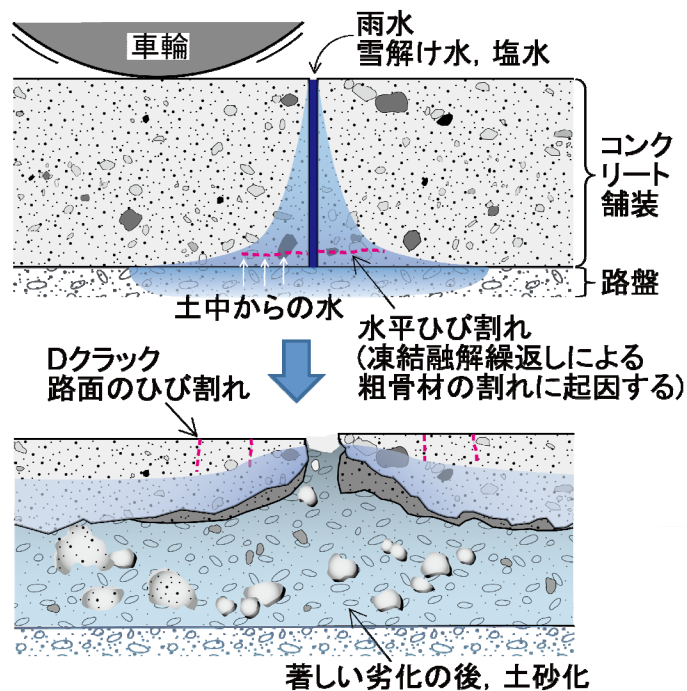
- 注 *1) 塩化物イオン濃度の当てはめに際して, 国外では必ずしも中性化の影響という意識はせず⁹⁰⁾, 国内では中性化を意識して⁹¹⁾, 表層のデータが除かれる場合がある. いずれの場合も, 見かけの拡散係数に中性化の影響は含まれない.
- *2) 一般の見かけの拡散係数は, ひび割れの影響のない範囲でのデータを用いて当てはめが行われる. このことから, 見かけの拡散係数には, 通常, ひび割れの影響が含まれない.
- *3) 本文では, 空隙形状が見かけの拡散係数に及ぼす影響を *tortuosity* として考察する. また, 移流に関しては, 中性化領域の相対的に密な空隙から非中性化領域への媒体の移動を考える場合, 溶液の移動の損失水頭は比較的小さいと想定して, 顕著な影響はないと仮定している.

図-1.5 コンクリート中における塩化物イオンの移動に及ぼす影響因子
(見かけの拡散係数に含まれる影響因子. ただし, 中性化, ひび割れを除く.)

1.2.4 コンクリート中で生じる粗骨材の割れ

(1) Dクラックと粗骨材の割れ

コンクリート舗装が多用される米国では、1930年代から D-cracking（以下、Dクラックという）の存在が認識されており¹⁾、現在もコンクリートの顕著な劣化の一つとされている²⁾。Dクラックに関連するコンクリートのひび割れのうち、一般にはコンクリート舗装の路面に見られるひび割れが意識されることが多いようである。路面に見られるひび割れは、コンクリートの打継目や貫通ひび割れに沿って発生する。図-1.6に、既往の文献^{1),3)}を参考に、コンクリート舗装に見られる路盤付近の水平ひび割れとDクラックの進展を概念図で示す。Dクラックの初期症状として、路面にひび割れが見られる前に、コンクリート版の路盤付近あるいは中間の深さ辺りに、吸水面（この場合はコンクリート舗装版の下面）に対してほぼ平行なひび割れが見られる^{1),3),4)}。その水平ひび割れは、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに起因するとされている¹⁾。コンクリートの打継目から浸透した水は、その付近の路盤の土とコンクリートを飽水状態にする。凍害に弱い粗骨材がコンクリートに使用されている場合、粗骨材が飽水状態となり、凍結融解の繰返しを受けると粗骨材に割れが生じることがある。この割れは十分な空気連行を有する AE コンクリートの中であっても生じる¹⁾。劣化が進むと、路盤付近のコンクリートが著しく土砂化する¹⁾。



(上の図の水平ひび割れはコアで確認された¹⁾。下の図は、PCAの承諾を得て、Kliegerらの文献¹⁾の写真を元に図化した。ただし、路面側のひび割れ、青色の網掛けで表わす含水分布はいずれもイメージとして示す。)

図-1.6 コンクリート舗装に見られる路盤付近の水平ひび割れとDクラックの進展（概念図）

Acknowledgements: The PCA grants the permission for drawing the above figure based on tracing the photo by Klieger et al. (1974) for a report written by Tanaka et al. in 2016 and reproducing the figure from the report.

(2) 凍結融解繰返しによる粗骨材の割れ

多くの粗骨材は、1 μm 以下のものを含む微細な空隙を有しており、水に浸漬すると吸水する性質がある。凍結融解に弱い空隙構造を持つ粗骨材が、ある程度の大きさを有して、かつほぼ飽水状態にあるコンクリート中で凍結融解の繰返しを受けると、粗骨材内にも水圧が発生して、その圧力が粗骨材の引張強度を超えると割れが生じると考えられている^{5),6)}。

空隙を持つ均質な材料が、含有する水の凍結膨張で破壊するためには、理論上、飽水度が91.7%以上である必要がある⁵⁾。しかし、対象物の大きさや空隙の構造によっては91.7%未満の飽水度でも凍結融解繰返しに伴う水圧（硬化セメントペーストの場合は浸透圧も加わる）により破壊が生じると考えられている⁵⁾。MacInnis と Lau は、凍結融解繰返しによるコンクリート中の粗骨材の割れが起こり得るコンクリートの飽水度は80~90%以上としている⁷⁾。また、コンクリートの凍害については同85%以上で影響が顕著になる事例が示されている⁸⁾。

Powers は、硬化セメントペーストと粗骨材の凍結融解における相違点について考察している⁵⁾。骨材の空隙は大抵の場合に硬化セメントペーストの空隙よりも粗大であり、両者の空隙構造の違いによって、骨材の凍結に対する限界寸法は硬化セメントペーストに比べてかなり大きいとされる⁵⁾。硬化セメントペーストは気泡間隔200 μm 程度の空気連行によって、凍結時の水圧や浸透圧を逃がすことができる⁹⁾が、粗骨材の場合は、飽水状態にならないようにするか、粒子の大きさを限界寸法以下に抑える必要がある^{5),6)}。Stark と Klieger は、粗骨材の最大寸法が異なるコンクリートの凍結融解試験を行い、同じ原石から得られた粗骨材であっても、粗骨材の最大寸法が大きいほどコンクリート中の粗骨材が凍結融解繰返しの影響を受け易いことを検証した¹⁰⁾。

Stark は、凍結融解の影響を受ける粗骨材の岩種として、その多くが堆積岩であるとしている¹¹⁾。一方、Dクラックに関して、流紋岩、安山岩、玄武岩を含めて、ほとんどの火山岩、及び花崗岩、閃緑岩、斑れい岩などの深成岩は問題のない岩種に分類された¹¹⁾。しかし、同じ岩種でも採取箇所によって凍結融解抵抗性が異なる^{12),13)}ことから、岩種によって凍結融解抵抗性を判別することはないようである。砂利の場合、多種の岩種が混在しており、Dクラックに影響する可能性が高い¹¹⁾。

(3) 塩化物の影響

コンクリートは、塩水に浸漬された状態で凍結融解の繰返しを受けると、塩化物がない場合に比べて劣化が著しく促進される¹⁴⁾⁻¹⁶⁾。また、凍結融解に弱い粗骨材の場合も、塩水に浸漬された状態で凍結融解の繰返しを受けると、塩化物がない場合に比べて劣化が促進される¹⁷⁾。しかし、塩化物がコンクリートや粗骨材の凍害に影響を及ぼす理由は必ずしも明確でない。水に塩化物が混入することで、濃度に応じて、表面張力、浸透圧、氷点など、水溶液の物性がさまざまに変化するため、コンクリートや粗骨材の凍結融解の際の挙動がより複雑となる。硬化セメントペースト中に塩化物が存在することによって、その飽水度が増加する傾向にあることが、少なくともコンクリートやコンクリート中の粗骨材の凍害に悪影響を及ぼすと考えられる¹⁸⁾⁻²⁰⁾。

コンクリートのスケーリング試験の場合は、周囲のNaCl水溶液が2%（実験では2~4%）のときに、塩化物がスケーリングの程度に最も大きく影響する^{21),22)}。これはコンクリート中の水分が凍結する際に、塩化物

の濃度が高くなるほど水圧が低下する一方、濃度差が大きくなって浸透圧が上昇することで、NaCl が 2%の時にペシマムが生じるためと考えられている。しかし、周囲の塩水の NaCl 濃度が 8%までの範囲で行われたコンクリートの水中凍結融解試験では、その濃度が高いほど塩化物が凍結融解抵抗性に及ぼす影響が大きい傾向が見られた¹⁵⁾。一方、同 NaCl 濃度が 1~3%の範囲で行われた粗骨材の水中凍結融解試験では、凍結融解繰返しによる粗骨材の劣化促進への影響が濃度によって顕著に変わることはないとしている¹⁷⁾。

1960 年代以降、米国アイオワ州の主要道路のコンクリート舗装で、D クラックによる顕著な劣化が見られるようになった²³⁾。その理由として、1960 年代に急増した凍結防止剤の使用が挙げられた。

(4) 粗骨材の凍結融解抵抗性に関する試験法

現在の米国では、D クラックに対して抵抗性のある粗骨材を、既設コンクリート舗装に用いられた粗骨材の実績により判定している²⁾。それぞれの採取場所ごとに、採取された粗骨材が使用されたコンクリート舗装の状態に関する評価データを有している。現場のデータがない場合は、コンクリートの凍結融解試験の結果に基づき判定するとされている²⁾。ASTM C666 に準じた凍結融解試験において、多くの州ではコンクリートの膨張量を測定して、その値が 350 サイクルで 0.035%以下であることを閾値として粗骨材の凍結融解抵抗性が判定される。イリノイ州では、骨材の採取場所ごとに凍結融解抵抗性を調査して、許認可の判定が行われた¹³⁾。その際、砕石の場合は必要に応じて粗骨材の最大寸法が制約された。また、砂利は一般に凍結融解抵抗性が低いため、使用が認められた場合でも粗骨材の最大寸法が 19 mm とされた。

コンクリートの凍結融解試験は比較的長い時間を要することから、粗骨材が D クラックに対して有害か無害かを早期に判定するため、さまざまな試験法が提案されてきた²⁴⁾。米国セメント協会 (PCA) は、粗骨材の吸水性と吸着性の 2 つの指標を用いて、粗骨材の凍結融解抵抗性を判定する方法を提案した (吸水吸着試験)¹⁾。この試験法は、吸水率だけでは凍結融解抵抗性の高い良質な粗骨材を必ずしも適切に判別できないことを示唆している。一方、金氏ら^{25), 26)}は、D クラックに影響する粗骨材の判定指標として、水銀圧入法により得られた細孔分布に基づき、粗骨材の凍結融解抵抗性期待値 *EDF* を提案した。*EDF* は次式で算定される。

$$EDF = (0.579 / PV) + 6.12 MD + 3.04 \quad (1.2)$$

ただし、*PV* : 細孔直径 4.5nm 以上の細孔容量 (ml/g),

MD : 細孔直径 4.5nm 以上の細孔容積分布に基づくメディアン細孔直径 (μm),

EDF は 100 以下とする。

金氏らは、*EDF* がコンクリートの凍結融解試験の結果と良い相関が得られることを示した上で、*EDF* が 40 未満の場合に、粗骨材の凍結融解抵抗性が低いと判定するのがよいとしている。この評価指標と閾値は後に、Winslow ら²⁷⁾や植作ら²⁸⁾によって妥当性が確認された。

日本国内では、低品質骨材、再生骨材、人工軽量骨材などのコンクリートへの利用性の検討を目的として、各骨材を含むコンクリートの凍結融解試験や骨材 (粒度管理された粒子の集合体) での凍結融解試験が行われている (例えば^{17), 29)}。

(5) ASR による粗骨材の割れ

ASR によるコンクリートの劣化は、骨材中の反応性珪物と硬化セメントペーストに含まれる細孔溶液中の

アルカリ分が反応して、ゲルを生成し、そのゲルが吸水膨張することによって生じる³⁰⁾。反応性骨材が含まれるコンクリートで ASR が生じる環境に置かれた場合、ASR によってコンクリート中の粗骨材に割れが生じる場合がある³¹⁾⁻³³⁾。その際、粗骨材が割れるには、粗骨材の周囲に形成される反応リムによる拘束が必要であるとする説³⁴⁾と、必ずしも反応リムがなくても粗骨材の割れが生じるとする説³⁵⁾がある。

ASR と凍害の複合的な劣化が疑われるコンクリート構造物の調査事例では、外観のひび割れ等が類似しており、原因を区別することが難しいとされている³⁶⁾。既往の ASR の影響が疑われる構造物の事例報告では、ASR の観点から骨材の岩種やその主な構成鉱物が記されている。しかし、凍害に関連する情報は、粗骨材の比重、吸水率（砂利であっても粒子の集合体としての測定結果）が記載されている程度であり、寒冷地における事例であっても粗骨材の比重、吸水率が記載されていない報告も見られる。

1.3 本文の構成

本文では、道路橋コンクリート部材の劣化形態が塩分環境の変化とともに多様化する中で、予防保全に不可欠な、道路橋のコンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響を適切に把握することを目的としている。本文の構成は次のとおりである。また、図-1.7 に、章相互の関連について補足する。

第2章「飛来塩分量の分布特性」では、全国沿岸部における飛来塩分量の実測データに基づき、沿岸部の道路橋コンクリート部材の塩害対策に不可欠な飛来塩分量の分布特性について述べる。

第3章「実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透」では、沿岸部における実構造物コンクリートのひび割れ部を対象とした塩化物イオンの浸透状況を調査した結果に基づき、ひび割れ周囲の塩化物イオンの挙動について述べる。

第4章「中性化したコンクリートの塩分浸透（その1）」では、既設橋から撤去された、中性化深さ約 45 mm のコンクリート部材を用いて、沖縄沿岸部で5年間の屋外暴露試験及び室内で1年間の塩水浸漬試験を行った結果を踏まえて、中性化したコンクリートの塩分浸透について述べる。

第5章「中性化したコンクリートの塩分浸透（その2）」では、中性化したコンクリートにおける塩化物イオンの移動に関するマクロ的な解析を行い、第4章や既往の文献で見られた中性化したコンクリートの塩分浸透の性状について考察を加える。

第6章「塩分環境の変化がもたらす凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性」では、劣化した実構造物コンクリートの調査結果を踏まえて、コンクリート中における凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性とその調査法、及びその現象に及ぼす塩化物の影響について述べる。

第7章「結論」では、第2章から第6章の検討で得られた結果を踏まえて、道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響について述べる。

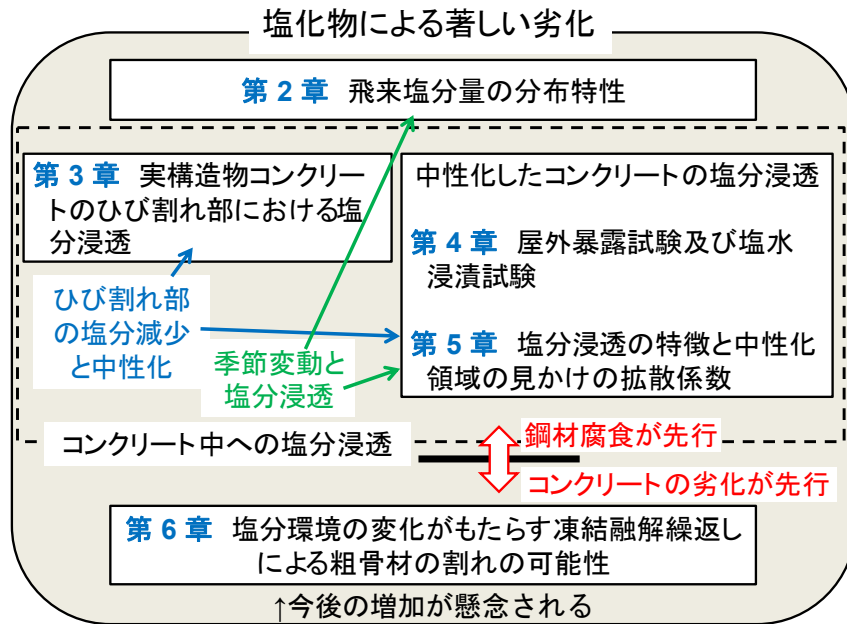


図-1.7 本文の構成と章間の関連

参考文献

<1.1 研究の背景と目的>

- 1) 道路橋の塩害対策指針(案)・同解説, (社)日本道路協会, 1984.2.
- 2) 国土交通省道路局国道課, 土木研究所, 東北, 関東, 北陸, 九州各地方整備局, 沖縄総合事務局: コンクリート橋のライフサイクルコストに関する調査研究—コンクリート橋の損傷状況と維持管理費の実態調査—, 土木研究所資料, 第3811号, 2001.3.
- 3) 道路橋示方書・同解説, IIIコンクリート橋編, 日本道路協会, 2002.
- 4) 融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書・論文集, 日本コンクリート工学協会, 1999.11.
- 5) 村越潤, 田中良樹, 長屋優子: 橋面アスファルト舗装の透水性が鉄筋コンクリート床版の耐久性に及ぼす影響, 橋梁と基礎, pp. 31-36, 2008.11.及び pp. 26-31, 2008.12.
- 6) 村越潤, 田中良樹: 既設道路橋コンクリート床版の耐久性向上に関する研究, 土木研究所資料, 第4160号, 2010.1.
- 7) 村越潤, 田中良樹: 道路橋鉄筋コンクリート床版の劣化形態の多様化と防水対策, 土木施工, Vol. 55, No. 6, pp. 68-71, 2014.6.
- 8) 西川和廣, 田中良樹: 飛来塩分量全国調査(IV) —飛来塩分量の分布特性と風の関係—, 土木研究所資料, 第3175号, 1993.3.
- 9) 西川和廣, 田中良樹: 飛来塩分量の分布特性, 土木技術資料, Vol. 36, No. 8, pp. 54-59, 1994.

- 10) 河野広隆, 渡辺博志, 田中良樹: コンクリートのひび割れ部の塩分浸透, 土木研究所資料, 第 3950 号, 2004.11.
- 11) 田中良樹, 河野広隆, 渡辺博志: 実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透, 土木学会論文集 E, Vol. 62, pp. 38-51, 2006.
- 12) 森芳徳, 片脇清, 守屋進, 佐伯彰一, 宮田年耕, 中野正則, 佐藤和徳, 田中良樹: 飛来塩分量全国調査 (I), 土木研究所資料, 第 2203 号, 1985.3.
- 13) 建設省土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会: ミニマムメンテナンス PC 橋の開発に関する共同研究報告書(II)ーコンクリート道路橋の必要かぶりに関する検討ー, 共同研究報告書, 第 258 号, 2000.12.
- 14) 道路橋床版の複合劣化に関する調査研究小委員会: 道路橋床版の維持管理マニュアル 2016, 鋼構造シリーズ 27, 土木学会, 2016.

<1.2.1 飛来塩分量の分布特性>

- 1) 鳥羽良明: 海塩粒子ー大気と海洋との相互作用の一要素としてー, 海と空, Vol. 41, pp. 71-117, 1966.3-4.
- 2) 宮田恵守, 竹越良治, 高沢壽佳, 有田紀史雄: 塩害による屋外設備腐食速度の推定技術, NTT 研究実用化報告, Vol. 36, No. 7, pp.867-873, 1987.
- 3) 建設省土木研究所, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書 (XVIII)ー全国暴露試験のまとめ (概要編)ー, 共同研究報告書, 第 86 号, 1993.3.
- 4) 池田道政: 塩害によるコンクリート橋の損傷状況調査結果, 道路, pp. 62-65, 1984.2.
- 5) 道路橋の塩害対策指針(案)・同解説, 日本道路協会, 1984.2. [再掲]
- 6) 今野良雄: 送変電設備の塩塵害事故の実態ならびに各地における塩分付着状況, 電力中央研究所技術第一研究所報告, 研究報告 70040, 1970.9.
- 7) 幸喜善福: 海岸保全的見地からの沖縄の飛塩に関する研究, 琉球大学農学部学術報告, Vol. 25, pp. 429-554, 1978.
- 8) 鳥羽良明: 海面における気泡の破裂による海水滴の生成について III 風洞水槽による研究 (要報), 日本海洋学会誌, Vol. 17, No. 4, pp. 169-178, 1961.
- 9) Tanaka, M. : On the transport and distribution of giant sea-salt particles over land [I] Theoretical model, *Special Contributions of the Geophysical Institute, Kyoto University*, Vol. 6, pp. 47-57, 1966.
- 10) 鳥羽良明, 田中正昭: 塩害に関する基礎的研究 (第一報), 海塩粒子の生成と陸上への輸送モデル, 京都大学防災研究所年報, 第 10 号 B, pp.331-342, 1967.
- 11) 千秋鋭夫, 大野博教, 下田修, 西宮昌, 関照雄, 浅川仲平, 赤井幸夫, 宮川実: 碍子の汚損に関連する環境条件の解析ー碍子付着塩分量の離岸距離特性及びこれと気象条件の関係についてー, 電力中央研究所技術第一研究所報告, 研究報告 73020, 1973.9.
- 12) 山田義智, 大城武, 榎田佳寛: 海岸付近における飛来塩分量に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 63, No. 514, pp. 21-26, 1998.

- 13) Yoshikawa, T. : A computational scheme of air pollutant transfer and diffusion with a finite difference method, *Papers in Meteorology and Geophysics* (気象研究所研究報告), Vol. 32, No. 3, pp. 135-148, 1981.
- 14) 千秋鋭夫, 西宮昌, 関照雄, 赤井幸夫: 碍子の汚損に関連する環境条件の解析—最大塩分付着量の推定—, 電力中央研究所技術第一研究所報告, 研究報告 73056, 1974.1.
- 15) 鈴木嘉明, 菊地誠, 花井信治: 電力施設の塩害対策に関する研究, 中間報告 (2) —塩分付着量マップ—, 北海道電力(株)技術研究所, 研究報告第 284 号, 1981.3.
- 16) 森芳徳, 片脇清, 守屋進, 佐伯彰一, 宮田年耕, 中野正則, 佐藤和徳, 田中良樹: 飛来塩分量全国調査 (I), 土木研究所資料, 第 2203 号, 1985.3. [再掲]
- 17) 片脇清, 西崎到, 守屋進, 篠原洋司, 中野正則, 田中良樹, 鹿嶋久義: 飛来塩分量全国調査(II)—全体計画見直しに伴う調査実施要領の改訂—, 土木研究所資料, 第 2257 号, 1985.11.
- 18) 藤原稔, 箕作光一, 田中良樹: 飛来塩分量全国調査(III) —調査結果およびデータ集—, 土木研究所資料, 第 2687 号, 1988.12.
- 19) 宇多高明, 小俣篤, 小西正純: 越波状況の分類および飛来塩分量の計算モデル, 土木研究所資料, 第 3036 号, 1991.
- 20) 宇多高明, 小俣篤, 小西正純: 海岸からの飛来塩分量の計算モデル, 海岸工学論文集, Vol. 39, pp. 1051-1055, 1992.

<1.2.2 コンクリートのひび割れ部の塩分浸透>

- 1) 岡田清, 小柳洽, 宮川豊章: コンクリート部材のひびわれと鉄筋腐食に関する研究, 土木学会論文集, No. 281, pp. 75-87, 1979.1.
- 2) 神山一: コンクリートのひびわれと鉄筋の腐食—6~8 年曝露試験結果—, セメント技術年報, pp.491-493, 1972.
- 3) 岡田清, 宮川豊章: コンクリートの水セメント比およびひびわれが鉄筋腐食に与える影響について, セメント技術年報, No. 33, pp. 494-497, 1979.
- 4) 樫野紀元: 鉄筋コンクリート構造物の耐久性に関する研究—主として鉄筋の腐食と防食を中心として—, 建築研究報告, No. 90, 1980.
- 5) 大即信明: ひびわれがコンクリート中の鉄筋の腐食傾向に及ぼす影響の電気化学的検討, セメント技術年報, No. 39, pp. 288-291, 1985.
- 6) 横田優, 三岩敬孝, 河野清: ひびわれが生じているコンクリート梁の鉄筋腐食と静的耐力について, セメント・コンクリート論文集, No. 48, pp. 560-565, 1994.
- 7) 大即信明, 宮里心一, 柴田常德, 久田真, Mohammed, T. U., 長瀧重義: 鉄筋コンクリートの曲げひび割れ部に生じる腐食の形成機構に及ぼす水セメント比の影響, 土木学会論文集, No. 606, pp. 63-73, 1998.11.
- 8) 中村英佑, 古賀裕久, 鈴木聡, 渡辺博志: 5 年間暴露したコンクリートのひび割れ部の塩分浸透性と鉄筋腐食, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 1, pp. 871-876, 2013.
- 9) 渡辺博志, 古賀裕久, 中村英佑, 山田宏, 鈴木聡: コンクリートひび割れ部の塩分浸透性と鋼材腐食に

関する暴露試験（暴露5年後の調査結果），土木研究所資料，第4223号，2012.3.

- 10) 岩波光保, 横田弘, Buenfeld, N. R. : ひび割れを含むコンクリート中の塩分移動に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 1, pp. 917-922, 2006.
- 11) 塚原絵万, 加藤佳孝, 魚本健人 : ひび割れを有するコンクリート中の塩化物イオン移動評価手法の提案, 土木学会論文集, No. 732, pp. 109-120, 2003.
- 12) Ye, H., Jin, N., Jin, X. and Fu, C. : Model of chloride penetration into cracked concrete subject to drying-wetting cycles, *Construction and Building Materials*, Vol. 36, pp. 259-269, 2012.
- 13) Win, P. P., Watanabe, M. and Machida, A. : Penetration profile of chloride ion in cracked reinforced concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, No. 7, pp. 1073-1079, 2004.
- 14) Mohammed, T. U., Hamada, H. and Yokota, H. : Autogenous healing; Ingress of chloride and sulfate through cracks in concrete under marine environment, *Seventh CANMET/ACI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology*, ACI SP-222, pp. 135-154, 2004.
- 15) Ismail, M., Toumi, A., François, R. and Gagné, R. : Effect of crack opening on the local diffusion of chloride in cracked mortar samples, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 8-9, pp. 1106-1111, 2008.
- 16) Van den Heede, P., Maes, M. and De Belie, N. : Influence of active crack width control on the chloride penetration resistance and global warming potential of slabs made with fly ash + silica fume concrete, *Construction and Building Materials*, Vol. 67A, pp. 74-80, 2014.
- 17) Kwon, S-J., Na, U-J, Park, S-S. and Jung, S-H. : Service life prediction of concrete wharves with early-aged crack: Probabilistic approach for chloride diffusion, *Structural Safety*, Vol. 31, No. 1, pp. 75-83, 2009.
- 18) Park, S-S., Kwon, S-J. and Jung, S-H. : Analysis technique for chloride penetration in cracked concrete using equivalent diffusion and permeation, *Construction and Building Materials*, Vol. 29, pp. 183-192, 2012.
- 19) Djerbi, A., Bonnet, S., Khelidj, A. and Baroghel-bouny, V. : Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 6, pp. 877-883, 2008.
- 20) Jang, S-Y., Kim, B-S. and Oh, B-H. : Effect of crack width on chloride diffusion coefficients of concrete by steady-state migration tests, *Cement and Concrete Research*, Vol. 41, No. 1, pp. 9-19, 2011.
- 21) Zhang, S., Lu, C. and Liu, R. : Experimental determination of chloride penetration in cracked concrete beams, *Procedia Engineering*, Vol. 24, pp. 380-384, 2011.
- 22) Wang, K., Jansen, D. C., Shah, S. P. and Karr, A. F. : Permeability study of cracked concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, No. 3, pp. 381-393, 1997.
- 23) Aldea, C. M., Shah, S. P. and Karr, A. : Permeability of cracked concrete, *Materials and Structures*, Vol. 32, No. 5, pp. 370-376, 1999.
- 24) Gagné, R., François, R. and Masse, P. : Chloride penetration testing of cracked mortar samples, *Concrete under severe conditions 3 : Environment and loading*, Vo. 1, pp. 198-205, 2001.
- 25) Jacobsen, S., Marchand, J. and Boisvert, L. : Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 6, pp. 869-881, 1996.

- 26) Maes, M., Snoeck, D. and De Belie, N. : Chloride penetration in cracked mortar and the influence of autogenous crack healing, *Construction and Building Materials*, Vol. 115, pp. 114-124, 2016.
- 27) 田中和幸, 矢田一也, 石田剛朗, 佐藤良一 : ひび割れ部での塩水浸透に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 1, pp. 941-946, 2006.
- 28) コンクリート標準示方書, 土木学会, 2017.
- 29) 品川清和, 呉承寧, 田中良樹 : プレキャストセグメント工法を用いた PC 橋の継目部防食技術に関する実験的研究, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol. 10, pp. 563-568, 2000.10.
- 30) 河野広隆, 渡辺博志, 田中良樹 : コンクリートのひび割れ部の塩分浸透, 土木研究所資料, 第 3950 号, 2004.11. [再掲]
- 31) 村越潤, 田中良樹 : 既設道路橋コンクリート床版の耐久性向上に関する研究, 土木研究所資料, 第 4160 号, 2010.1. [再掲]
- 32) 河野広隆, 渡辺博志, 田中良樹, 木村哲士, 塚田幸広, 高橋孝男, 横山修司, 高坂東児 : 塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究 (II) - 旧暮坪陸橋の載荷試験 -, 土木研究所資料, 第 3809 号, 2001.3.
- 33) Sharobim, K. G and Tazawa, E. : Study on carbonation of mortar beam subjected to cracking, *Proc. of JSCE*, No. 408, pp. 167-175, 1989.

<1.2.3 中性化したコンクリートへの塩分浸透>

- 1) Monfore, G. E. and Verbeck, G. J. : Corrosion of prestressed wire in concrete, *ACI Journal*, Vol. 57, No. 11, pp. 491-516, 1960.
- 2) Roberts, M. H. : Effect of calcium chloride on the durability of pre-tensioned wire in prestressed concrete, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 14, No. 42, pp. 143-154, 1962.
- 3) Steinour, H. H. : *Influence of the Cement on the Corrosion Behavior of Steel in Concrete*, PCA Bulletin, No. 168, 14 p., 1964.
- 4) Lambert, P., Page, C. L. and Short, N. R. : Pore solution chemistry of the hydrated system tricalcium silicate/sodium chloride/water, *Cement and Concrete Research*, Vol. 15, No. 4, pp. 675-680, 1985.
- 5) 小林一輔, 白木亮司, 河合研至 : 炭酸化によって引き起こされるコンクリート中の塩化物, 硫黄化合物及びアルカリ化合物の移動と濃縮, コンクリート工学論文集, Vol. 1, No. 2, p. 69-82, 1990.
- 6) 佐伯竜彦, 植木聡, 嶋毅 : 塩害と中性化の複合による塩化物イオンの浸透予測モデルの構築, 土木学会論文集, No. 697, pp. 131-142, 2002.
- 7) Suryavanshi, A. K., Scantlebury, J. D. and Lyon, S. B. : The binding of chloride ions by sulphate resistant Portland cement, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No.3, pp. 581-592, 1995.
- 8) Neville, A. : Chloride attack of reinforced concrete: an overview, *Materials and Structures*, Vol. 28, pp. 63-70, 1995.
- 9) 武若耕司, 松本進 : 海洋環境からコンクリート中へ浸透する塩分量の推定に関する 2,3 の実験, 土木学

会年次学術講演会講演概要集, Vol. 39, V, pp. 39-40, 1984.

- 10) Nagataki, S., Otsuki, N., Wee, T-H. and Nakashita, K. : Condensation of chloride ion in hardened cement matrix materials and on embedded steel bars, *ACI Materials Journal*, Vol. 90, No. 4, pp. 323-332, 1993.
- 11) 後藤誠史, 常谷正己, 柳田洋明, 近藤連一: セメント硬化体中の塩素イオンの拡散, 窯業協会誌, Vol. 87, pp. 126-133, 1979.
- 12) Arya, C., Buenfeld, N. R. and Newman, J. B. : Factors influencing chloride-binding in concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 20, No. 2, pp. 291-300, 1990.
- 13) Page, C. L. and Vennesland, Ø. : Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fume cement pastes, *Material and Construction*, Vol. 16, No. 91, pp. 19-25, 1983.
- 14) Tuutti, K. : *Corrosion of Steel in Concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 468p., 1982.
- 15) Nagataki, S., Otsuki, N. and Wee, T-H. : Condensation and binding of intruded chloride ion in hardened cement matrix materials, *Proc. of JSCE*, No. 414, pp. 205-215, 1990.
- 16) Tang, L. and Nilsson, L. O. : Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars, *Cement and Concrete Research*, Vol. 23, No. 2, pp. 247-253, 1993.
- 17) Martín-Pérez, B., Zibara, H., Hooton, R. D. and Thomas, M. D. A. : A study of the effect of chloride binding on service life predictions, *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, No. 8, pp. 1215-1223, 2000.
- 18) Yuan, Q., Shi, C., De Schutter, G., Audenaert, K. and Deng, D. : Chloride binding of cement-based materials subjected to external chloride environment – A review, *Construction and Building Materials*, Vol. 23, No. 1, pp. 1-13, 2009.
- 19) Sleiman, H., Amiri, O., Ait-Mokhtar, A. and Loche, J. : Chloride transport through unsaturated concrete: chloride profile simulations and experimental validation, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 64, No. 4, pp. 351-359, 2012.
- 20) 武田均, 大脇英司, 丸屋剛: 海洋環境におけるコンクリート構造物中の塩化物イオンの固定化性状に及ぼす中性化の影響, 土木学会論文集 E, Vol. 62, No. 3, pp. 497-510, 2006.
- 21) Goto, S. and Roy, D. M. : Diffusion of ions through hardened cement pastes, *Cement and Concrete Research*, Vol. 11, No. 5-6, pp. 751-757, 1981.
- 22) Tang, L. and Nilsson, L. O. : Prediction of chloride penetration into concrete by using the computer program ClinConc, *Concrete under Severe Conditions 2: Environment and loading*, Vol. 1, pp. 625-634, 1998.
- 23) Zhang, T. and Gjorv, O. E. : Diffusion behavior of chloride ions in concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 6, pp. 907-917, 1996.
- 24) 平尾宙: セメントによる塩化物イオンの固定に関する研究, コンクリート工学, Vol. 42, No. 11, pp. 55-61, 2004.
- 25) Elakneswaran, Y., Nawa, T. and Kurumisawa, K. : Electrokinetic potential of hydrated cement in relation to adsorption of chlorides, *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, No. 4, pp. 340-344, 2009.
- 26) 佐伯竜彦, 大賀宏行, 長瀧重義: コンクリートの中性化の機構解明と進行予測, 土木学会論文集, No. 414, pp. 99-108, 1990.

- 27) Claisse, P. A., El-Sayad, H. I. and Shaaban, I. G. : Permeability and pore volume of carbonated concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No. 3, pp. 378-381, 1999.
- 28) Patel, R. G., Parrott, L. J., Martin, J. A. and Killoh, D. C. : Gradients of microstructure and diffusion properties in cement paste caused by drying, *Cement and Concrete Research*, Vol. 15, No. 2, pp. 343-356, 1985.
- 29) Verbeck, G. : Carbonation of hydrated portland cement, *Cement and Concrete*, ASTM STP 205, pp.17-36, 1958.
- 30) Puatatsananon, W. and Saouma, V. E. : Nonlinear coupling of carbonation and chloride diffusion in concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 17, No. 3, pp. 264-275, 2005.
- 31) Yoon, I-S. : Simple approach for computing chloride diffusivity of (non)carbonated concrete, *Key Engineering Materials*, Vols. 385-387, pp. 281-284, 2008.
- 32) Delnavaz, A. and Ramezaniapour, A. A. : The assessment of carbonation effect on chloride diffusion in concrete based on artificial neural network model, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 64, No. 10 , pp. 877-884, 2012.
- 33) 青山實伸, 石川裕一, 武内道雄, 川村満紀 : 中性化の進行した実道路構造物の塩化物イオン浸透特性, *コンクリート工学年次論文集*, Vol. 33, No. 1, pp. 809-814, 2011.
- 34) Jin, M., Gao, S., Jiang, L., Chu, H., Lu, M. and Zhi, F. : Degradation of concrete with addition of mineral admixture due to free chloride ion penetration under the effect of carbonation, *Corrosion Science*, Vol. 138, pp. 42-53, 2018.
- 35) Dhir, R. K., Jones, M. R. and Mccarthy, M. J. : PFA Concrete: Chloride ingress and corrosion in carbonated cover, *Proc. of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, Vol. 99, No. 2, pp. 167-172, 1993.
- 36) Wierig, H. J. and Langkamp, H. : The penetration of chlorides in uncarbonated and carbonated concrete, *ZKG International : Zement-Kalk-Gips*, Vol. 48, pp. 184-192, 1995.
- 37) Ngala, V. T. and Page, C. L. : Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes, *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, No. 7, pp. 995-1007, 1997.
- 38) Yoon, I-S. : Deterioration of concrete due to combined reaction of carbonation and chloride penetration: experimental study, *Key Engineering Materials*, Vols. 348-349, pp. 729-732, 2007.
- 39) Lee, M-K., Jung, S-H. and Oh, B-H. : Effects of carbonation on chloride penetration in concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 110, No. 5, pp. 559-566, 2013.
- 40) Kuosa, H., Ferreira, R. M., Holt, E., Leivo, M. and Vesikari, E. : Effect of coupled deterioration by freeze-thaw, carbonation and chlorides on concrete service life, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 47, pp. 32-40, 2014.
- 41) Wang, Y., Nanukuttan, S., Bai, Y. and Basheer, P. A. M. : Influence of combined carbonation and chloride ingress regimes on rate of ingress and redistribution of chlorides in concretes, *Construction and Building Materials*, Vol. 140, pp. 173-183, 2017.
- 42) Liu, J., Qiu, Q., Chen, X., Xing, F., Han, N., He, Y. and Ma, Y. : Understanding the interacted mechanism between carbonation and chloride aerosol attack in ordinary Portland cement concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 95, pp. 217-225, 2017.
- 43) Malheiro, R., Camões, A. and Meira, G. : Behaviour of Concrete Under Severe Environment - Effect of Carbonation on the Chloride Diffusion Coefficient from Non-Steady-State Migration Test, *Romanian Journal of*

Materials, Vol. 48, No. 1, pp. 64-69, 2018.

- 44) Kayyali, O. A. and Haque, M. N. : Effect of carbonation on the chloride concentration in pore solution of mortars with and without flyash, *Cement and Concrete Research*, Vol. 18, No. 4, pp. 636-648, 1988.
- 45) Suryavanshi, A. K. and Swamy, R. N. : Stability of Friedel's salt in carbonated concrete structural elements, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 5, pp. 729-741, 1996.
- 46) 堺孝司, 大森正貴, Boulfiza, M. : コンクリートへの塩化物イオンの侵入と中性化による複合作用の評価に関する研究, *コンクリート工学論文集*, Vol. 17, No. 2, pp. 1-11, 2006.
- 47) 小林一輔 : コンクリートの炭酸化に関する研究, *土木学会論文集*, No. 433, pp. 1-14, 1991.
- 48) Saillio, M., Baroghel-Bouny, V. and Barberon, F. : Chloride binding in sound and carbonated cementitious materials with various types of binder, *Construction and Building Materials*, Vol. 68, pp. 82-91, 2014.
- 49) Zhu, X., Zi, G., Cao, Z. and Cheng, X. : Combined effect of carbonation and chloride ingress in concrete, *Construction and Building Materials*, Vol. 110, pp. 369-380, 2016.
- 50) Kobayashi, K., Suzuki, K. and Uno, Y. : Carbonation of concrete structures and decomposition of C-S-H, *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, pp. 55-61, 1994.
- 51) Geng, J., Easterbrook, D., Liu, Q. and Li, L. : Effect of carbonation on release of bound chlorides in chloride-contaminated concrete, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 68, No. 7, pp. 353-363, 2016.
- 52) Johannesson, B. and Utgenannt, P. : Microstructural changes caused by carbonation of cement mortar, *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, No. 6, pp. 925-931, 2001.
- 53) Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B. and Panarese, W. C. : *Design and Control of Concrete Mixtures*, 14th ed., PCA, 2002.
- 54) RILEM Recommendations, TC56-MHM Hydrocarbon Materials, CPC-18 Measurement of hardened concrete carbonation depth, *Materials and Structures*, Vol. 21, No. 6, pp. 453-455, 1988.
- 55) JIS A 1152 コンクリートの中性化深さの測定方法, 日本工業規格, 2011.
- 56) Campbell, D. H., Sturm, R. D. and Kosmatka, S. H. : Testing for concrete carbonation, *Concrete Repair Digest*, pp. 147-150, 1991.
- 57) C&C エンサイクロペディア, セメント協会, 1996.
- 58) Papadakis, V. G., Vaygenas, C. G. and Fardis, M. N. : Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation, *ACI Materials Journal*, Vol. 88, No. 4, pp. 363-373, 1991.
- 59) Rimmelé, G., Barlet-Gouédard, V., Porcherie, O., Goffé, B. and Brunet, F. : Heterogeneous porosity distribution in Portland cement exposed to CO₂-rich fluids, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, No. 8-9, pp. 1038-1048, 2008.
- 60) 岸谷孝一, 榎野紀元 : コンクリート中の鉄筋の腐食に関する研究, その 1 コンクリートの中性化深さが鉄筋腐食に及ぼす影響について, *日本建築学会論文報告集*, No. 283, pp. 11-16, 1979.
- 61) 榎野紀元 : 鉄筋コンクリート構造物の耐久性に関する研究—主として鉄筋の腐食と防食を中心として—, *建築研究報告*, No. 90, 1980. [再掲]

- 62) 和泉意登志, 喜多達夫, 前田照信 : 中性化, コンクリート構造物の耐久性シリーズ, 技報堂出版, 107 p., 1986.
- 63) Groves, G. W., Brough, A., Richardson, I. G. and Dobson, C. M. : Progressive changes in the structure of hardened C_3S cement pastes due to carbonation, *Journal of American Ceramic Society*, Vol. 74, No. 11, pp. 2891-2896, 1991.
- 64) Steffens, A., Dinkler, D. and Ahrens, H. : Modeling carbonation for corrosion risk prediction of concrete structures, *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, No. 6, pp. 935-941, 2002.
- 65) Houst, Y. F. and Wittmann, F. H. : Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation, *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, No. 12, pp. 1923-1930, 2002.
- 66) Thiery, M., Villain, G., Dangla, P. and Platret, G. : Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: effects of the chemical kinetics, *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, pp. 1047-1058, 2007.
- 67) Villain, G., Thiery, M. and Platret, G. : Measurement methods of carbonation profiles in concrete: Thermogravimetry, chemical analysis and gammadensimetry, *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, pp. 1182-1192, 2007.
- 68) Conciatori, D., Laferrière, F. and Brühwiler, E. : Comprehensive modeling of chloride ion and water ingress into concrete considering thermal and carbonation state for real climate, *Cement and Concrete Research*, Vol. 40, No. 1, pp. 109-118, 2010.
- 69) 例えば, 伊芸誠一, 上津敏 : 鉄筋コンクリート橋の塩害について, 第 37 回建設省技術研究会報告, pp. 530-534, 1983.
- 70) 河野広隆, 渡辺博志, 古賀裕久 : 既存コンクリート構造物の健全度実態調査結果—1999 年調査結果—, 土木研究所資料, 第 3854 号, 2002.3.
- 71) 田中良樹, 河野広隆, 渡辺博志 : 実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透, 土木学会論文集 E, Vol. 62, pp. 38-51, 2006. [再掲]
- 72) Hong, K. and Hooton, R. D. : Effects of fresh water exposure on chloride contaminated concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, No. 8, pp. 1199-1207, 2000.
- 73) Jaegermann, C. : Effect of water-cement ratio and curing on chloride penetration into concrete exposed to mediterranean sea climate, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, No. 4, pp. 333-339, 1990.
- 74) Tang, L., and Nilsson, L. O. : A numerical method for prediction of chloride penetration into concrete structures, *The Modelling of Microstructure and its Potential for Studying Transport Properties and Durability*, pp. 539-552, 1996.
- 75) Genin, J. M. : On the corrosion of reinforcing steels in concrete in the presence of chlorides, *Materiales de Construccion*, Vol. 36, pp. 5-16, 1986.
- 76) 丸屋剛, Tangtermsirikul, S., 松岡康訓 : コンクリート表層部における塩化物イオンの移動に関するモデル化, 土木学会論文集, No. 585, pp. 79-95, 1998.
- 77) Saetta, A. V., Scotta, R. V. and Vitaliani, R. V. : Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 90, No. 5, pp. 441-451, 1993.

- 78) Akita, H. and Fujiwara, T. : Water and salt movement within mortar partially submerged in salty water, *Concrete under Severe Conditions : Environment and loading*, Vol. 1, pp.645-654, 1995.
- 79) Wang, Y., Li, L. and Page, C. L. : Modelling of chloride ingress into concrete from a saline environment, *Building and Environment*, Vol. 40, No. 12, pp. 1573-1582, 2005.
- 80) 小池賢太郎, 山口明伸, 武若耕司, 福重耕平 : 水分移動を考慮した塩化物イオンの浸透モデルに関する検討, *コンクリート工学年次論文集*, Vol. 38, No. 1, pp. 843-848, 2016.
- 81) Bažant, Z. P. : Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - theory, *J. of Structural Division*, Vol. 105, No. 6, pp. 1137-1153, 1979.
- 82) 前川宏一, 小澤一雅, 國島正彦 : 複数の劣化因子から構成されるシステムの経時変化予測, *コンクリート構造物の寿命予測と耐久性設計に関するシンポジウム論文集*, pp. 39-46, 1988.
- 83) 丸屋剛, Tangtermsirikul, S., 松岡康訓 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に関する解析的研究, *土木学会論文集*, No. 442, pp. 81-90, 1992.
- 84) Maekawa, K. and Ishida, T. : Modeling of structural performances under coupled environmental and weather actions, *Materials and Structures*, Vol. 35, No. 10, pp. 591-602, 2002.
- 85) Isgor, O. B. and Razaqpur, A. G. : Finite element modeling of coupled heat transfer, moisture transport and carbonation processes in concrete structures, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, No. 1, p. 57-73, 2004.
- 86) Ishida, T., Iqbal, P. and Anh, H. T. L. : Modeling of chloride diffusivity coupled with non-linear binding capacity in sound and cracked concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, No. 10, pp. 913-923, 2009.
- 87) 竹田宣典, 十河茂幸, 迫田恵三, 出光隆 : 種々の海洋環境条件におけるコンクリートの塩分浸透と鉄筋腐食に関する実験的研究, *土木学会論文集*, No. 599, pp. 91-104, 1998.8.
- 88) 国土交通省道路局国道課, 土木研究所, 東北, 関東, 北陸, 九州各地方整備局, 沖縄総合事務局 : コンクリート橋のライフサイクルコストに関する調査研究—コンクリート橋の損傷状況と維持管理費の実態調査—, *土木研究所資料*, 第 3811 号, 2001.3. [再掲]
- 89) 青山實伸, 鳥居和之, 松田哲夫 : 厳しい塩分環境下におけるコンクリート構造物の塩分浸透性に関する実証的研究, *土木学会論文集*, No. 746, pp. 251-264, 2003.
- 90) Polder, R. B. and de Rooij, M. R. : Durability of marine concrete structures - Field investigations and modelling, *HERON*, Vol. 50, No 3, pp. 133-153, 2005.
- 91) JSCE-G 573-2013 実構造物におけるコンクリート中の全塩化物イオン分布の測定方法 (案), 附属書 2 (参考) コンクリート中の全塩化物イオン濃度分布に基づいた見掛けの拡散係数の算出方法, *コンクリート標準示方書*, 規準編, 土木学会, pp.385-386, 2013.

<1.2.4 コンクリート中で生じる粗骨材の割れ>

- 1) Klieger, P., Monfore, G., Stark, D. and Teske, W. : *D-cracking of concrete pavements in Ohio, Final Report*, OHIO-DOT-11-74, Oct. 1974.
- 2) Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B. and Panarese, W. C. : *Design and Control of Concrete Mixtures*, 14th ed., PCA, 2002.

[再掲]

- 3) Stark, D. : Field and laboratory studies of the effect of subbase type on the development of D-cracking, *Highway Research Record*, No. 342, HRB, pp. 27-34, 1970.
- 4) Janssen, D. J. : The influence of material parameters on freeze-thaw resistance with and without deicing salt, *Frost Resistance of Concrete*, edited by Setzer, M. J. and Auberg, R., pp. 3-10, 1997.
- 5) Powers, T. C. : Basic considerations pertaining to freezing and thawing tests, *Proc. of ASTM*, Vol. 55, pp. 1132-1155, 1955.
- 6) Verbeck, G. and Landgren, R. : Influence of physical characteristics of aggregates on frost resistance of concrete, *Proc. of ASTM*, Vol. 60, pp. 1163-1179, 1960.
- 7) MacInnis, C. and Lau, E. C. : Maximum size effect on frost resistance of concrete, *ACI Journal*, Vol. 68, No. 2, pp. 144-149, 1971.
- 8) Neville, A. M. : *Properties of Concrete*, 4th ed., Wiley, 1996.
- 9) Powers, T. C. : Void spacing as a basis for producing air-entrained concrete, *ACI Journal*, Vol. 50, No. 5, pp. 741-760, 1954.
- 10) Stark, D. and Klieger, P. : Effect of maximum size of coarse aggregate on D-cracking in concrete pavements, *Highway Research Record*, No. 441, HRB, pp. 33-43, 1973.
- 11) Stark, D. : Characteristics and utilization of coarse aggregates associated with D-cracking, *Living with Marginal Aggregates*, STP597, ASTM, pp. 45-58, 1976.
- 12) Girard, R. J., Myers, E. W., Manchester, G. D. and Trimm, W. L. : D-cracking: pavement design and construction variables, *Transportation Research Record*, No. 853, pp. 1-9, 1982.
- 13) Traylor, M. L. : Efforts to eliminate D-cracking in Illinois, *Transportation Research Record*, No. 853, pp. 9-14, 1982.
- 14) 大和竹史, 江本幸雄, 添田政司 : 塩化物を含むコンクリートの凍結融解抵抗性, セメント技術年報, Vol. 39, pp. 126-129, 1985.
- 15) 高橋正行, 外門正直, 志賀野吉雄 : 凍結防止剤がコンクリートの凍結融解抵抗性におよぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 1, pp. 701-704, 1991.6.
- 16) 板橋洋房, 三浦尚 : コンクリートの凍害に及ぼす凍結防止剤の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 1, pp. 555-560, 1994.
- 17) 渡辺博志, 片平博, 伊佐見和大, 山田宏 : 骨材がコンクリートの凍結融解抵抗性と乾燥収縮に与える影響と評価試験法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4199 号, 2011.3.
- 18) Litvan, G. G. : Frost action in cement in the presence of de-icers, *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, No. 3, pp. 351-356, 1976.
- 19) MacInnis, C. and Whiting, J. D. : The frost resistance of concrete subjected to a deicing agent, *Cement and Concrete Research*, Vol. 9, pp. 325-336, 1979.
- 20) 融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書・論文集, 日本コンクリート工学協会, 1999.11.

[再掲]

- 21) Verbeck, G. and Klieger, P. : Studies of 'Salt' Scaling of Concrete, *Highway Research Board Bulletin*, No.150, 1956.
- 22) Marchand, J., Sellevold, E. J. and Pigeon, M. : Deicer salt scaling deterioration - An overview, *Durability of Concrete, Proc. Third CANMET*, ACI SP-145, pp. 1-46, May 1994.
- 23) Marks, V. J. and Dubberke, W. : Durability of concrete and the Iowa pore index test, *Transportation Research Record*, No. 853, pp. 25-30, 1982.
- 24) Janssen, D. J. and Snyder, M. B. : *Resistance of concrete to freezing and thawing*, SHRP-C-391, National Research Council, Washington D. C., June 1994.
- 25) Kaneuji, M., Winslow, D. N. and Dolch, W. L. : The relationship between an aggregate's pore size distribution and its freeze thaw durability in concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 10, No. 3, pp. 433-441, 1980.
- 26) 金氏真 : 粗骨材の細孔径分布とコンクリートの凍結融解抵抗性との関係, セメント・コンクリート, No. 415, pp. 155-160, 1981.9.
- 27) Winslow, D. N., Lindgren, M. K. and Dolch, W. L. : Relation between pavement D-cracking and coarse-aggregate pore structure, *Transportation Research Record*, No. 853, pp. 17-20, 1982.
- 28) 植作宗一郎, 杉田修一, 庄谷征美, 平井渉 : コンクリートの耐凍害性に及ぼす粗骨材品質の影響に関する基礎的検討, 土木学会年次学術講演会概要集, V-52, pp. 818-819, 1997.
- 29) 帷子國成, 藤原忠司, 関竜一郎 : 低品質の川砂利を用いたコンクリートの諸性質, 土木学会東北支部技術研究発表会概要集, pp. 298-299, 1984.3.
- 30) Powers, T. C. and Steinour, H. H. : An interpretation of some published researches on the alkali-aggregate reaction Part 1-The chemical reactions and mechanism of expansion, *ACI Journal*, Vol. 51, No. 2, pp. 497-516, 1955.
- 31) Mielenz, R. C. and Witte, L. P. : Tests used by the Bureau of Reclamation for identifying reactive concrete aggregates, *Proc. of ASTM*, Vol. 48, pp. 1071-1107, 1948.
- 32) Mother, B. : Cracking of concrete in the Tuscaloosa lock, *Highway Research Board Proceedings*, Vol. 31, pp. 218-233, 1952.
- 33) Idorn, G. M. : *Durability of Concrete Structures in Denmark*, Teknisk Forlag, Jan. 1967.
- 34) Ichikawa, T. and Miura, M. : Modified model of alkali-silica reaction, *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, No. 9, pp. 1291-1297, 2007.
- 35) ASR 診断の現状とあるべき姿研究委員会報告書, 日本コンクリート工学会, 2014.7.
- 36) 積雪寒冷地コンクリート複合劣化要因研究委員会中間報告書, 日本コンクリート工学協会北海道支部, 2008.3.

第2章 飛来塩分量の分布特性

2.1 概要

沿岸部の道路橋の塩害対策は、全国沿岸部のコンクリート部材の塩害実態を踏まえて、地域区分と海岸線からの距離に応じて示された¹⁾。塩害の地域性や海岸線からの距離の影響は、飛来塩分量の分布特性に大きく依存すると考えられることから、旧建設省において、3箇年にわたり全国266箇所における飛来塩分量の測定が実施された²⁾。台風の影響をはじめ、気象の不規則性やある程度規則性のある日変動や季節変動の特性、測定器の設置位置の影響、測定上のばらつきなど、さまざまな要因によるデータの変動があるため、飛来塩分の分布特性の把握は必ずしも容易でない。本章では、飛来塩分量の分布特性に及ぼす影響因子を理解した上で、距離減衰特性と地域特性に一定の法則を見出し、全国沿岸部の任意の位置における飛来塩分量を簡易に推定する近似式を提示する。2.2～2.5では、既存の飛来塩分量の測定データに基づき、地域ごとの距離減衰の特性を明らかにする。2.6～2.7では、既往の理論式に基づき、飛来塩分量の分布特性に及ぼす影響因子を把握するとともに、測定データに基づき導いた距離減衰の特性の妥当性を検討する。2.8では、飛来塩分量の地域特性と風速の関係について考察する。

2.2 使用データ

全国における飛来塩分量の分布特性を把握するため、建設省(当時)が実施した飛来塩分量全国調査のデータを用いる³⁾。同調査は、1984年12月から3箇年にわたって、全国266地点で実施された。調査地点は海岸線から約10kmの範囲で、海に面して開けたところが選定された。表-2.1に示すように、調査期間は1～3年間であり、地点によって異なる。飛来塩分量の測定には、図-2.1に示す土研式塩分捕集器が用いられた。土研式塩分捕集器は、100mm×100mmのステンレス板に付着した塩化物を測定するものであり、雨水等により洗い流された分も、ポリタンクで受けることによって、対象期間中の飛来塩分量を測定できるようにし

表-2.1 調査の期間と地点数

調査期間			調査 地点数 合計
1984年12月～ 1985年11月	1985年12月～ 1986年11月	1986年12月～ 1987年11月	
← 112 地点 →			266 地点
← 3 地点 →			
	← 43 地点 →		
	← 56 地点 →		
		← 52 地点 →	

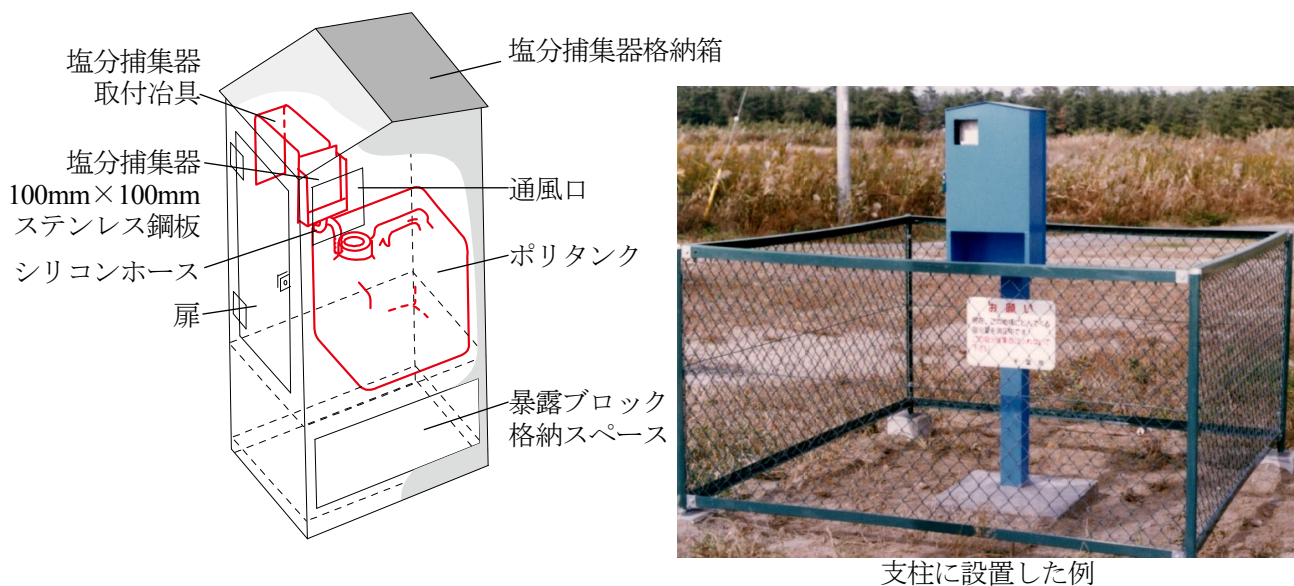


図-2.1 土研式塩分捕集器²⁾

たものである。この測定器を各調査地点に設置して、以下の手順で行われた。

- a) ポリタンク内に入った塩水を毎月一回回収する。
- b) 回収前に 100 mm×100 mm のステンレス鋼板に付着した塩分を水によりポリタンク内に流し込む。
- c) 回収した塩水の量 V (ml) 及び塩分濃度 C_c (mg/ml) を測定する。
- d) 日平均飛来塩分量 C_a (mdd) を次式で算出する。

$$C_a = C_c V / (A T) \quad (2.1)$$

ここに、 A : 捕集面積 (dm^2)、 T : 調査期間 (day)

$$1 \text{ mdd} = 1 \text{ mg/dm}^2/\text{day}, 1 \text{ dm}^2 = 0.01 \text{ m}^2$$

なお、文献³⁾では、266 地点のほか、同時期に行われた関係機関からのデータを加えて 288 地点の結果をまとめている。以下の検討では、これらを含むデータを用いる。

2.3 全国分布の概況

全国的な飛来塩分量の分布の傾向を把握するため、図-2.2 に全国沿岸部における 3 年間の年平均飛来塩分量を示す。ただし、調査期間が 1 年間の地点は 1 年間の平均値、2 年間の地点は 2 年間の平均値を示している。

塩害による劣化損傷が比較的多く発生している北海道、東北、北陸地方の日本海に面した地域及び沖縄県⁴⁾では、飛来塩分量が比較的多い。一方、劣化損傷の発生が少ない太平洋に面した地域及び中国地方、九州地方の日本海側に面した地域では飛来塩分量がほとんど 1.0 mdd 未満であり、飛来塩分量が比較的少ない。また、瀬戸内海に面した地域ではほとんどの地点の飛来塩分量が 0.1 mdd 未満であり、飛来塩分量が特に少ない。

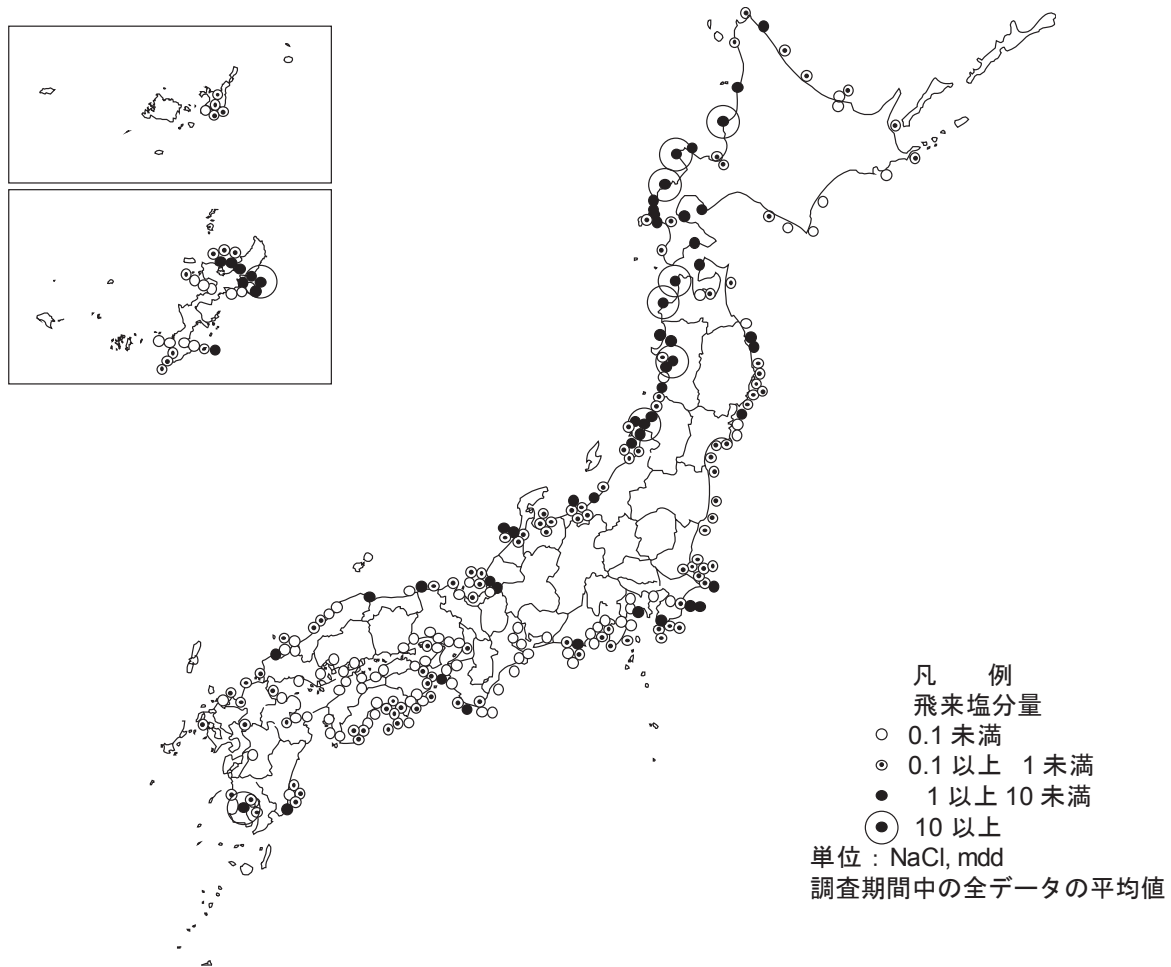


図-2.2 飛来塩分量の全国分布

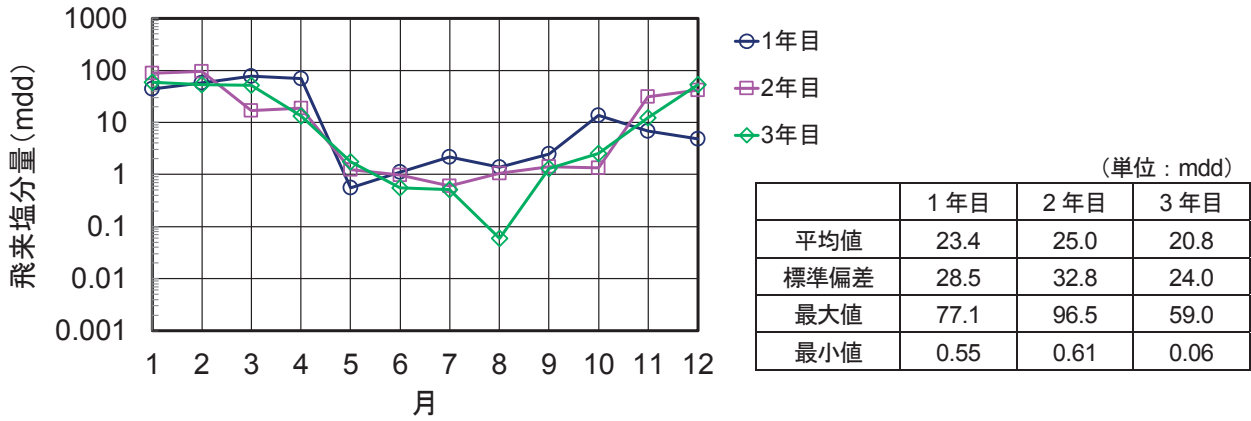
2.4 季節変動と年変動

図-2.3(a)～(f)に日本海，太平洋，瀬戸内海に面した各地域及び沖縄県の海岸線に比較的近い調査地点における飛来塩分量の季節変動を示す。

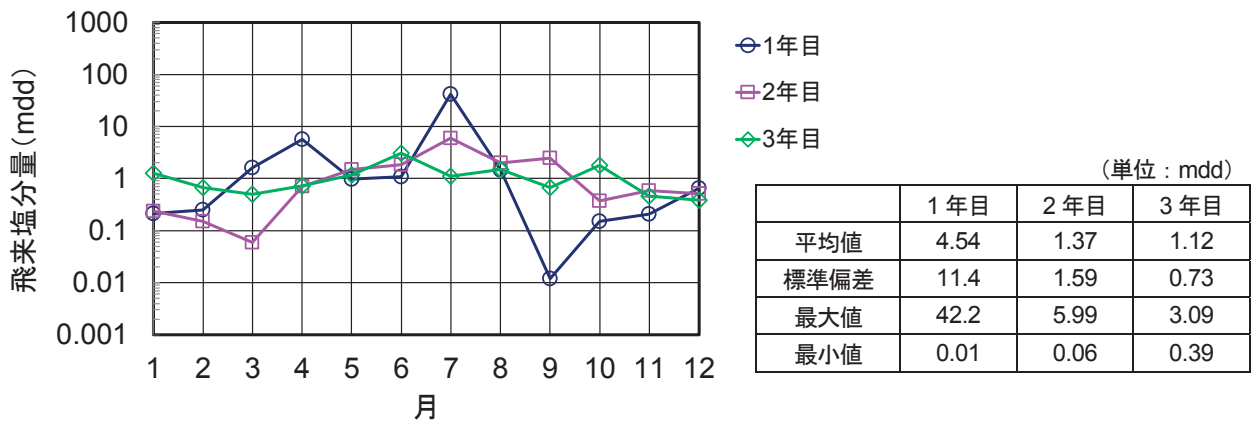
日本海に面した小岩川陸橋（図 a）では，冬期に飛来塩分量が卓越して多く，また年平均飛来塩分量は 3 年間を通してほぼ同程度の値となっている．これに対して，太平洋に面した小田原出張所（図 b）では，飛来塩分量は夏期の方が冬期よりも多い．また年平均飛来塩分量は，台風が接近した年と接近しなかった年とで差が見られる．

沖縄県の潮上橋（図 c）では，台風が接近しなかった月の飛来塩分量が非常に少ない．台風が接近しなかった年の年平均飛来塩分量は接近した年の 1/100 程度であり，その差は本州の太平洋に面した地域よりもさらに大きい．

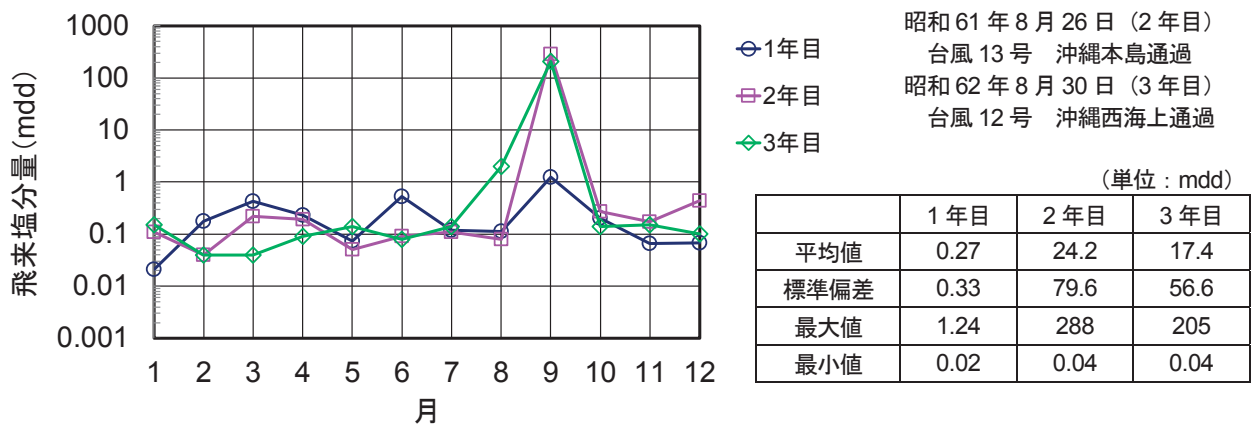
中国，四国地方について見ると，日本海に面した長江川橋（図 d）では，東北地方の小岩川陸橋（図 a）と同様に，冬期に飛来塩分量が多くなる傾向が見られるが，年平均飛来塩分量は小岩川陸橋に比べて少ない．



(a) 小岩川陸橋 (山形県西田川郡熱海町, 海岸線からの距離 0 m)

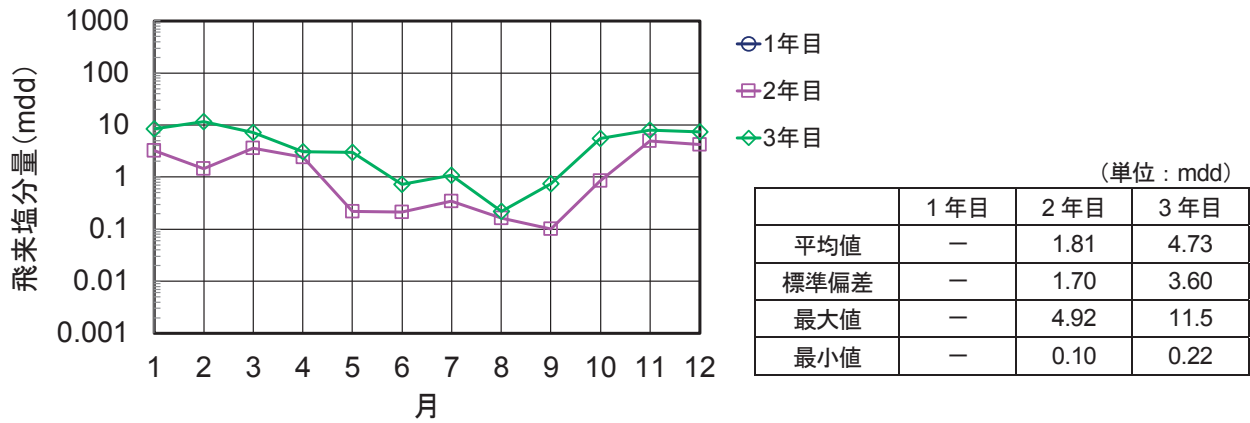


(b) 小田原出張所 (神奈川県小田原市, 海岸線からの距離 100 m)

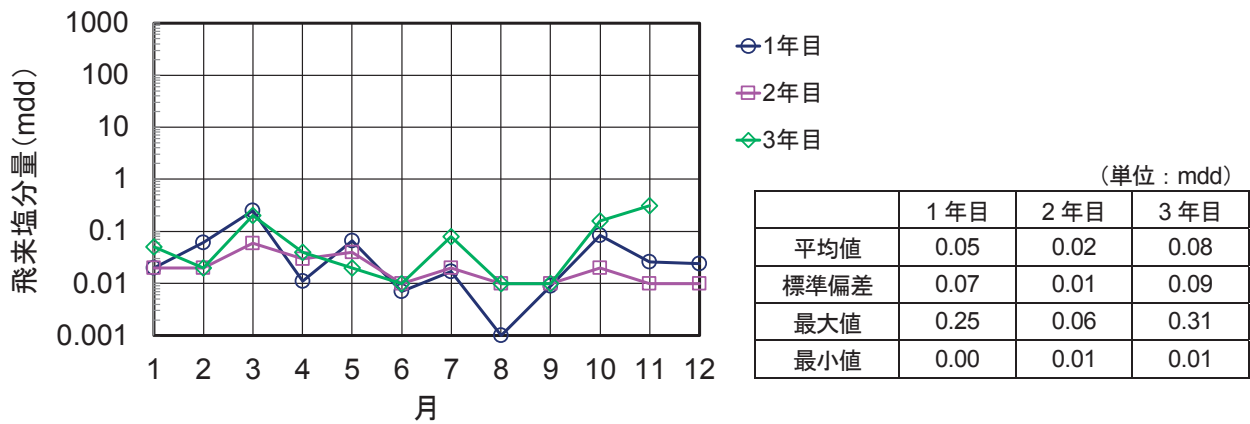


(c) 潮上橋 (沖縄県国頭郡東村, 海岸線からの距離 0m)

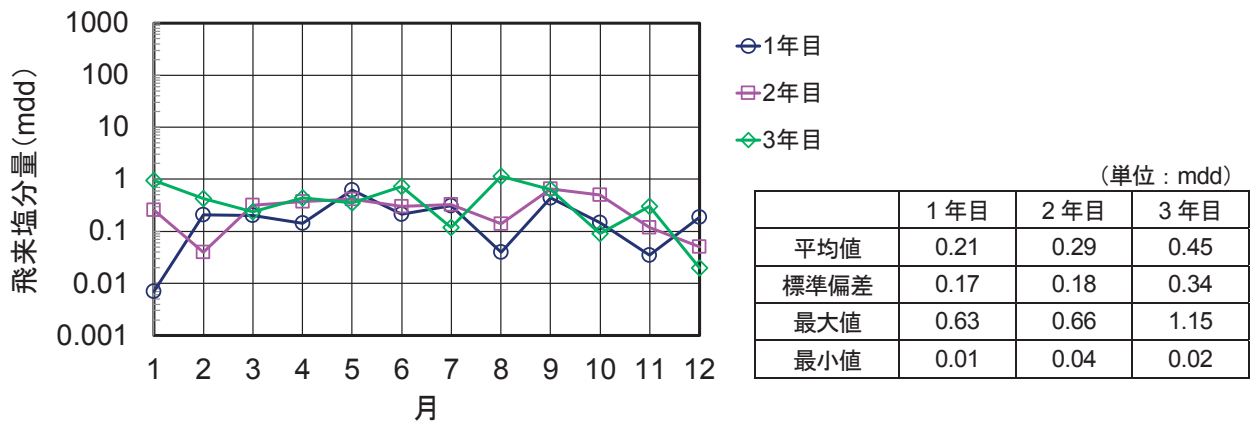
図-2.3 飛来塩分量の季節変動 (その1)



(d) 長江川橋 (鳥取県気高郡気高町, 海岸線からの距離 50 m)



(e) 蒼社橋 (愛媛県今治市, 海岸線からの距離 300 m)



(f) 吉良川橋 (高知県室戸市, 海岸線からの距離 100 m)

図-2.3 飛来塩分量の季節変動 (その2)

また、瀬戸内海に面した蒼社橋（図 e）の年平均飛来塩分量は、日本海に面した長江川橋、太平洋に面した吉良川橋（図 f）よりもなお少なく、季節変動もほとんど見られない。

以上の結果より、飛来塩分量の季節変動、年変動あるいは地域的な差は主に季節風や台風などの気象条件に起因していると推定される。飛来塩分量と風の関係については 2.8 で述べる。

2.5 測定データに基づく距離減衰と地域特性の把握

2.5.1 距離減衰の近似式

飛来塩分量に地域的な差が見られるので、ここでは地域ごとに距離との関係を見る。図-2.4 に地域区分を示す。図中には小区分と大区分を示しており、小区分は便宜的に地方整備局（当時地方建設局）等の管轄を海域別に分けたものであり、大区分は小区分での結果を見ながら隣接していて飛来塩分量が同程度の小区分を統合したものである。

図-2.5 に小区分での地域ごとの飛来塩分量と海岸線からの距離の関係を示す。海上（海岸線上を含む）での測定結果は海岸線からの距離 0.001 km として示している。これらの各地域の相関分析結果を表-2.2 に示す。相関分析では海上での測定結果を除いた。小区分 21 地域のうち、データ数が比較的多く（ $n > 10$ ）、かつ相関係数が比較的大きい（ $R > 0.6$ ）地域の相関結果を図-2.6 に示す。これらの結果において、飛来塩分量は海岸線からの距離と両対数軸上で直線関係が見られる。図中には、図-2.5 で示した測定結果の他に回帰曲線を示す。その回帰式の傾き b は $-0.55 \sim -0.69$ であり、地域による差は小さく、6 地域の平均は -0.605 である。これらの結果を踏まえ、飛来塩分量の距離減衰を表わす近似式として次式を提示する。

$$C_a \doteq C_1 x^b, \quad b = -0.6 \text{ (全国一律)} \quad (2.2)$$

ここに、
 C_a : 飛来塩分量 (mdd)
 C_1 : 1km 換算飛来塩分量 (mdd)
 x : 海岸線からの距離 (km)

C_1 は地域間の差を表わす係数であり、 $\log C_1$ は両対数軸上での切片である。碍子の付着塩分量の距離減衰が両対数軸上で概ね直線となることは鈴木ら⁵⁾が既に指摘していたが、直線の傾きは地域によって異なるとしている。ここでは、実測値に基づき、その直線の傾きを全国一律に -0.6 とした。

なお、相関分析から除いた海上での測定結果はばらつきが大きい。図-2.7 に示すように、海岸線付近で飛来塩分量を測定する場合、測定器の設置位置によって測定値が著しく異なることがあるため、その付近の飛来塩分量を過少評価する可能性があることに留意する必要がある。

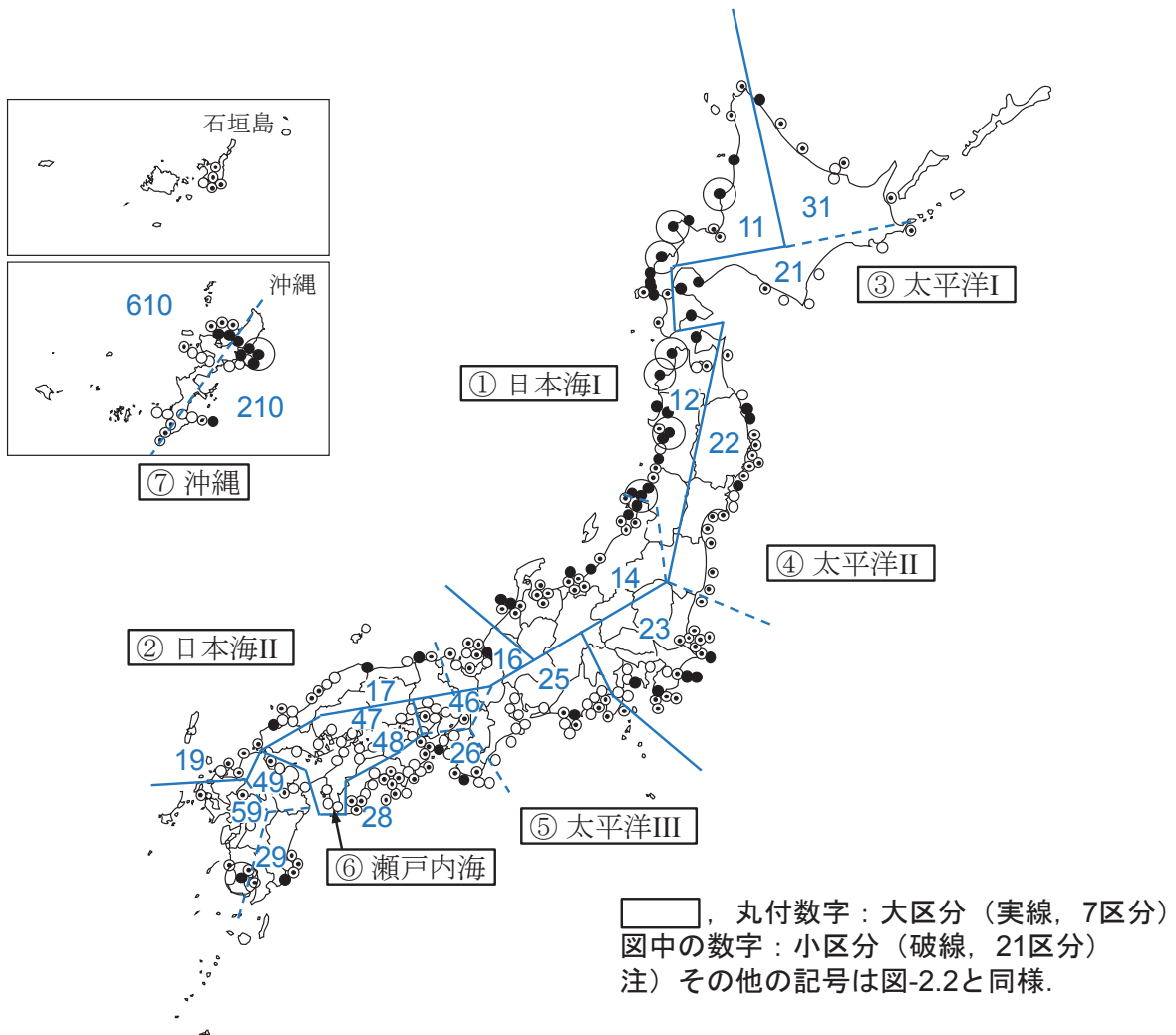
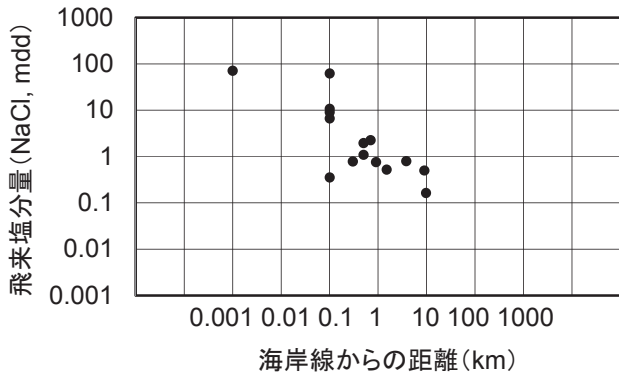
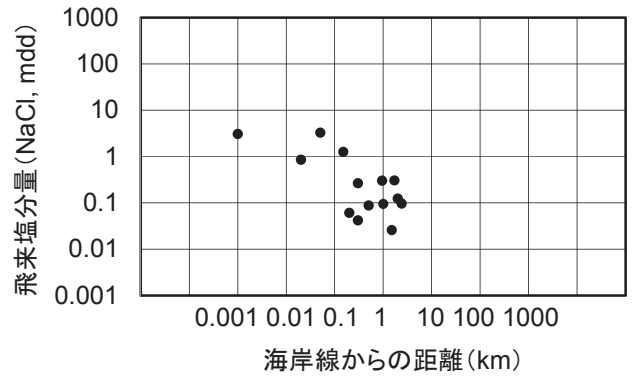


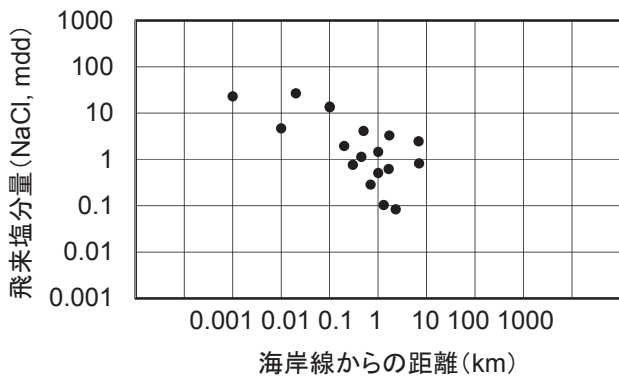
図-2.4 地域区分



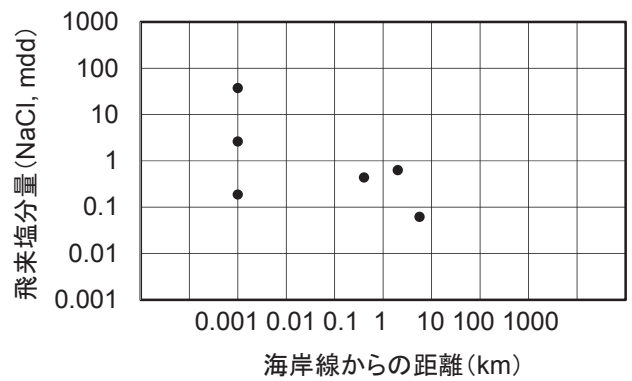
11. 日本海, 北海道



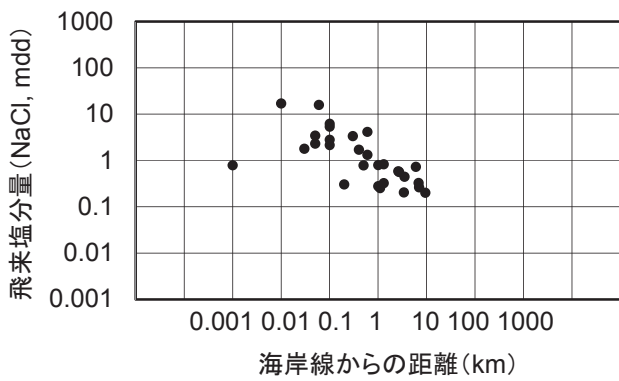
17. 日本海, 中国



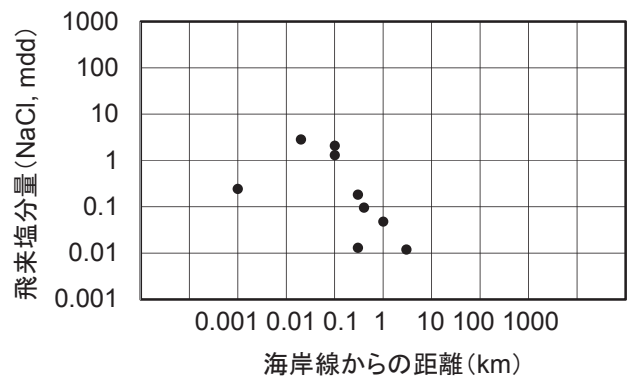
12. 日本海, 東北



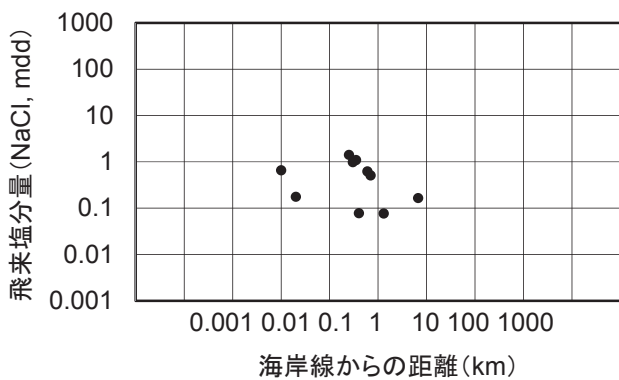
19. 日本海, 九州



14. 日本海, 北陸



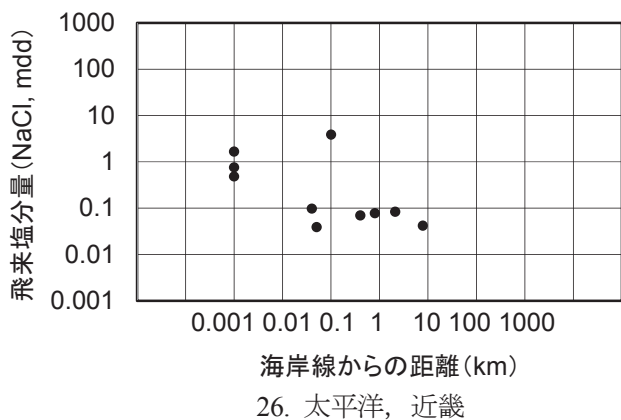
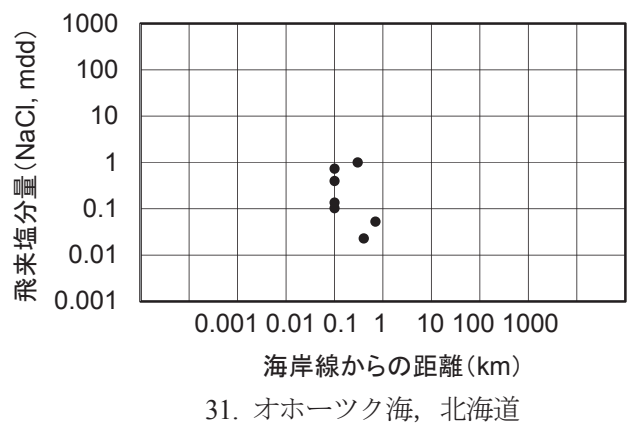
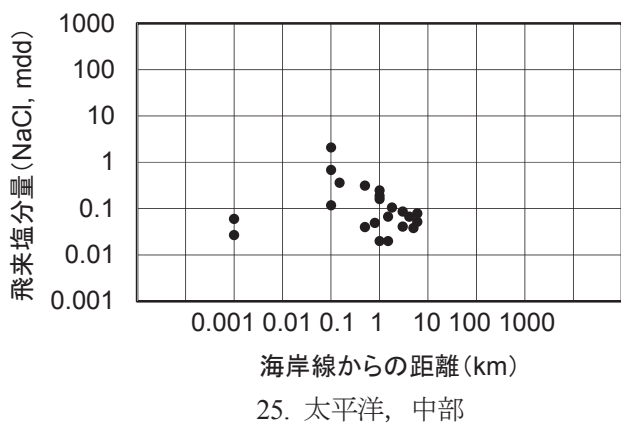
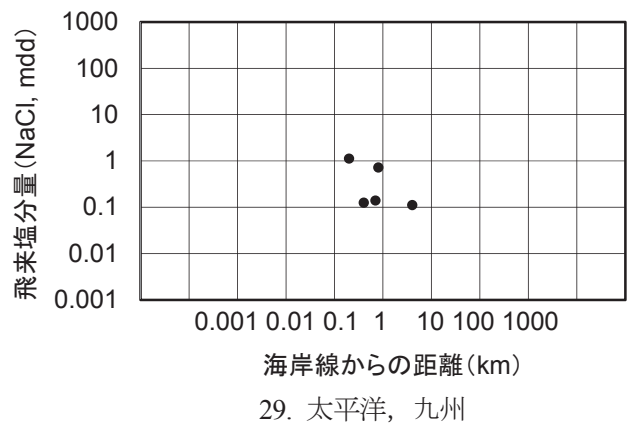
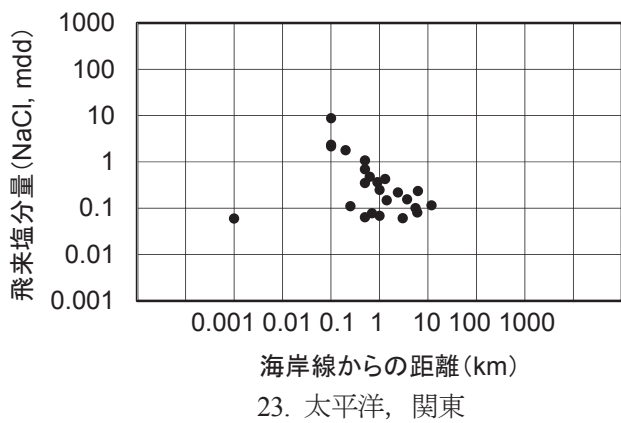
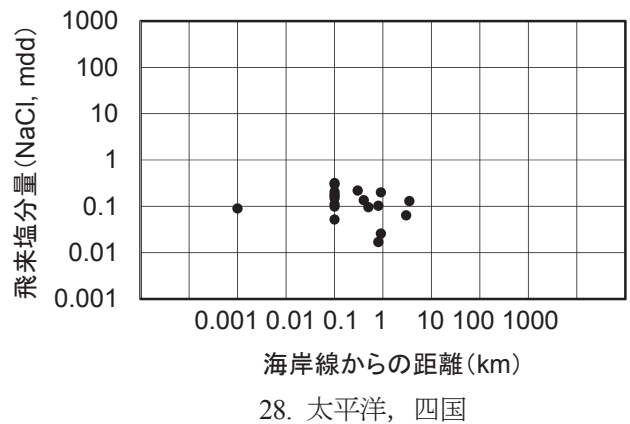
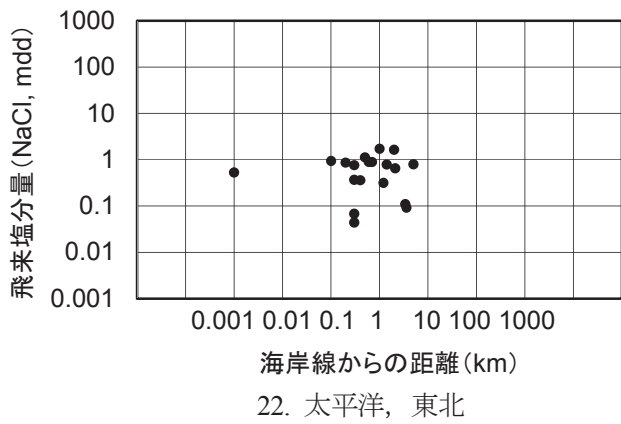
21. 太平洋, 北海道



16. 日本海, 近畿

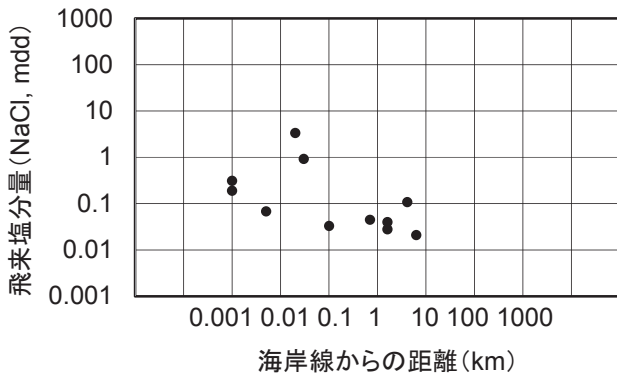
注) 海岸線上のデータは、海岸線からの距離を
0.001 km として図中に示す。

図-2.5 小区分での飛来塩分量と海岸線からの距離の関係 (その1)

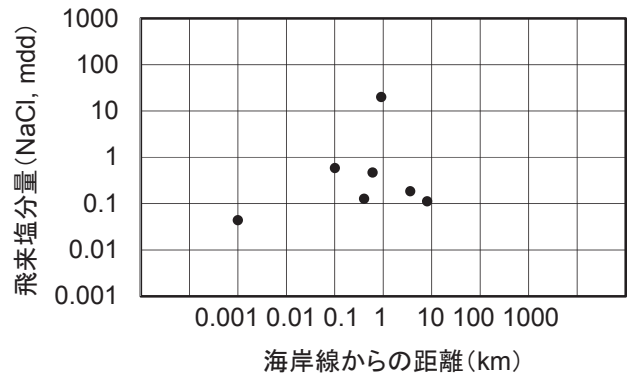


注) 海岸線上のデータは、海岸線からの距離を
0.001 km として図中に示す。

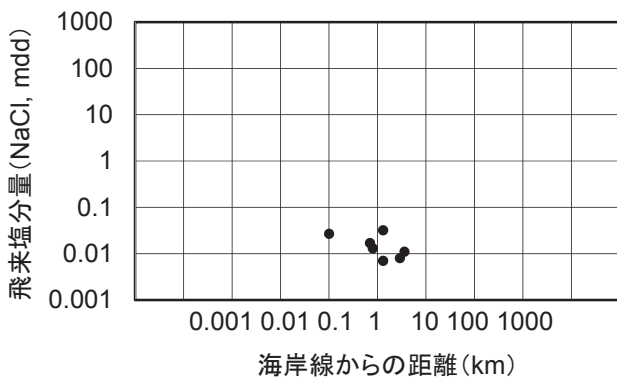
図-2.5 小区分での飛来塩分量と海岸線からの距離の関係 (その2)



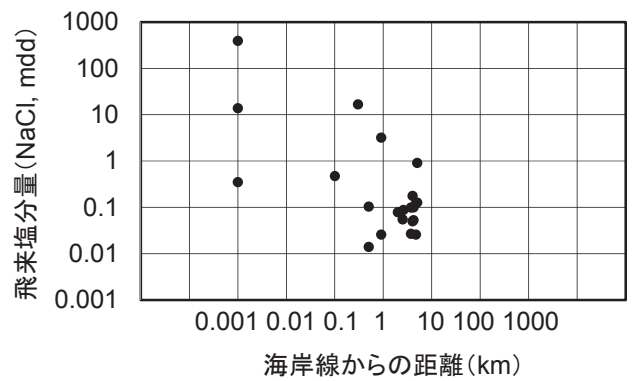
46. 瀬戸内海, 近畿



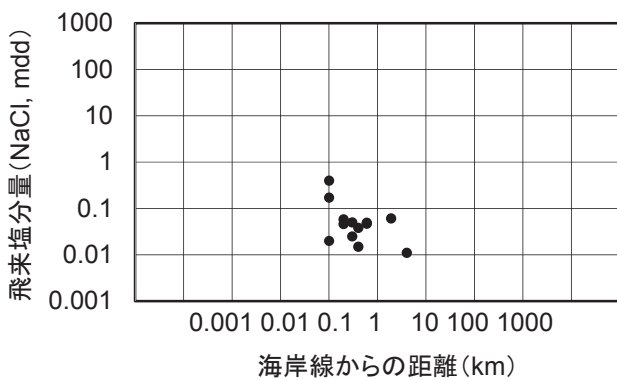
59. 東シナ海, 九州



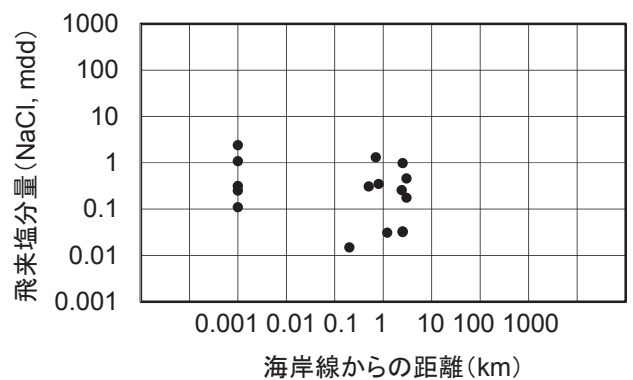
47. 瀬戸内海, 中国



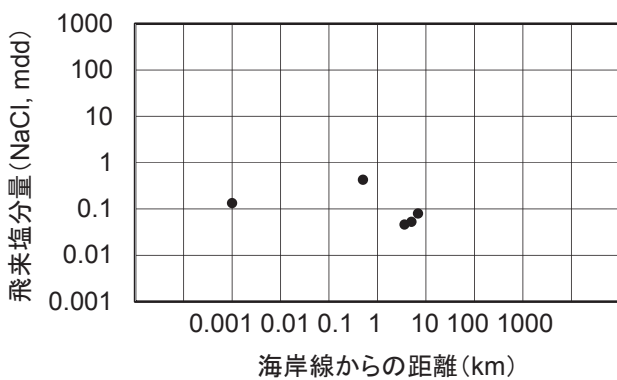
210. 太平洋, 沖縄



48. 瀬戸内海, 四国



610. 東シナ海, 沖縄



49. 瀬戸内海, 九州

注) 海岸線上のデータは、海岸線からの距離を
0.001 km として図中に示す。

図-2.5 小区分での飛来塩分量と海岸線からの距離の関係 (その3)

表-2.2 小区分ごとの飛来塩分量と海岸線からの距離の相関分析結果

地域区分		y 切片 $10^b(\text{mdd})$	x 係数 a	標本数 n	相関係数 R	除去データ (地点番号)	
日本海	北海道	11	1.120	-0.679	14	0.698	7
	東北	12	1.037	-0.554	17	0.620	1
	北陸	14	0.781	-0.560	28	0.810	103
	近畿	16	0.317	-0.145	10	0.251	
	中国	17	0.118	-0.590	13	0.620	14
	九州	19	0.359	-0.657	3	0.699	1, 101, 103
太平洋	北海道	21	0.034	-1.239	8	0.863	21
	東北	22	0.456	-0.026	18	0.026	19
	関東	23	0.285	-0.688	23	0.701	1
	中部	25	0.105	-0.574	20	0.657	2, 20
	近畿	26	0.090	-0.256	7	0.320	12, 13, 14
	四国	28	0.083	-0.262	18	0.422	17
	九州	29	0.228	-0.561	5	0.569	
	沖縄	210	0.147	-0.213	19	0.171	15, 19, 23
オホーツク海	北海道	31	0.047	-0.784	7	0.465	
瀬戸内海	近畿	46	0.060	-0.391	9	0.579	1, 104
	中国	47	0.014	-0.290	7	0.593	
	四国	48	0.029	-0.440	13	0.511	
	九州	49	0.215	-0.786	4	0.901	8
東シナ海	九州	59	0.232	-0.303	5	0.703	2, 5
	沖縄	610	0.146	0.210	11	0.132	1, 6, 11, 30, 31

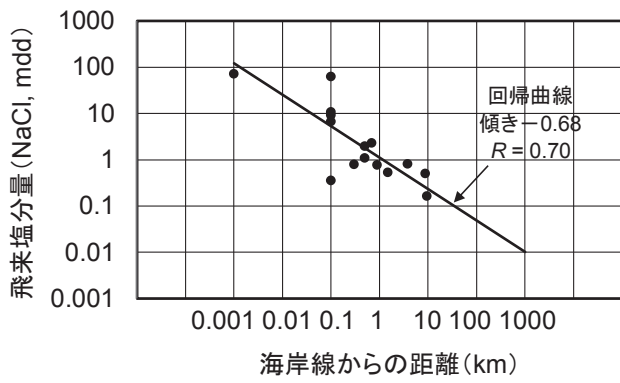
注1) 海岸線からの距離 0km または海上での測定結果は分析から除いた。

2) 台風上陸で顕著に大きい値となった九州の天保山大橋（地域区分 59 の地点 5）の測定結果は分析から除いた。

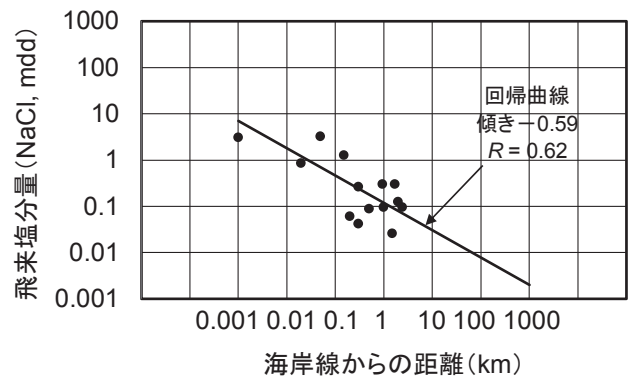
3) b : 両対数軸上での切片（切片 b を 10^b に換算して示す）

a : 両対数軸上での傾き

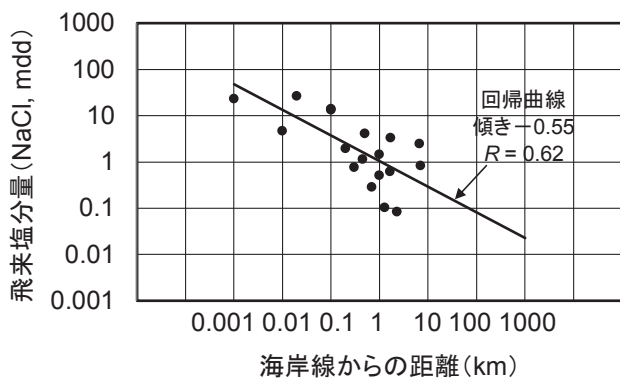
4) 地点番号は文献³⁾による。



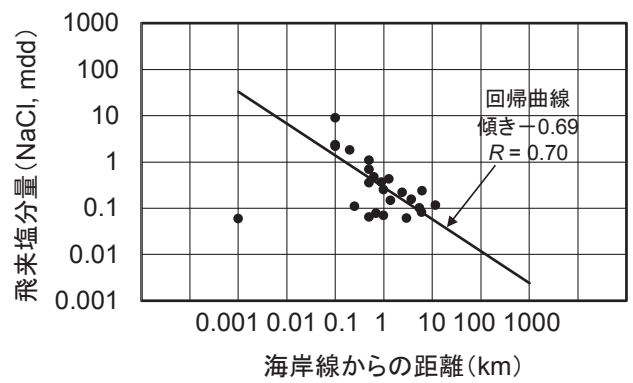
11. 日本海, 北海道



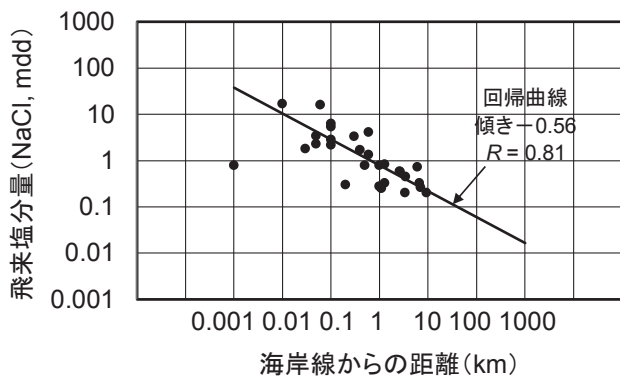
17. 日本海, 中国



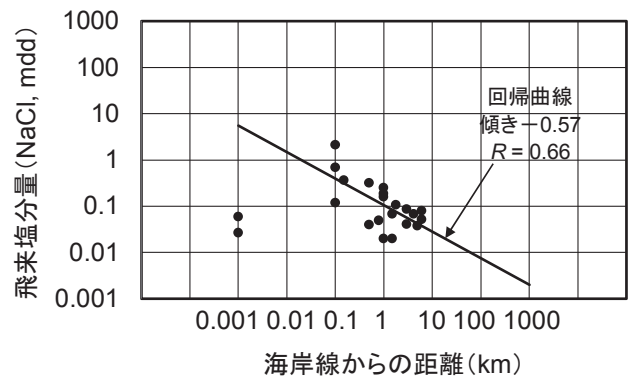
12. 日本海, 東北



23. 太平洋, 関東



14. 日本海, 北陸



25. 太平洋, 中部

注1) データ数 $n > 10$, 相関係数 $R > 0.6$ の地域のみ図示した.

注2) 海岸線上のデータは, 海岸線からの距離を 0.001 km として
図中に示しているが, 回帰分析のデータからは除いた.

図-2.6 飛来塩分量と海岸線からの距離の相関分析結果

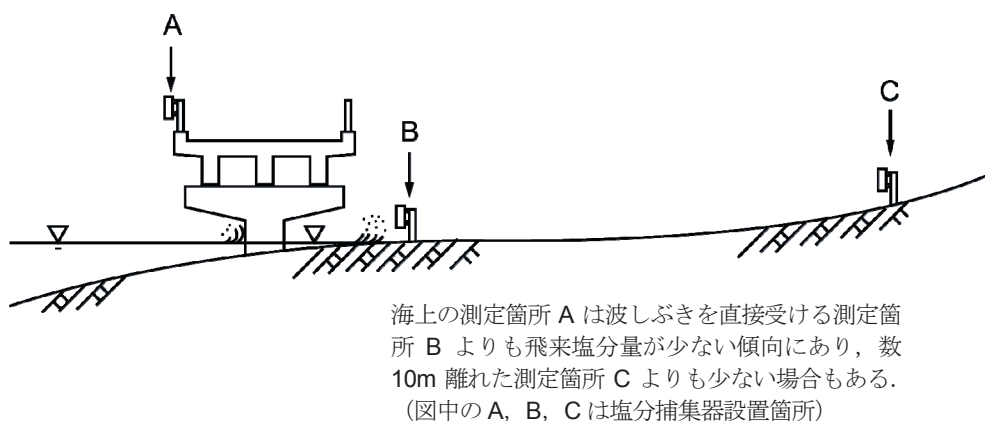


図-2.7 海岸線付近での測定位置の留意点

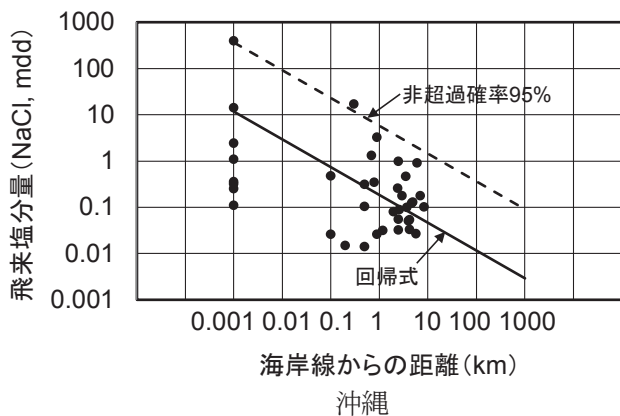
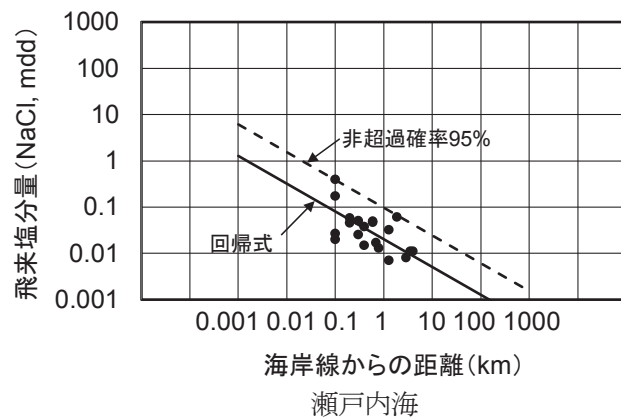
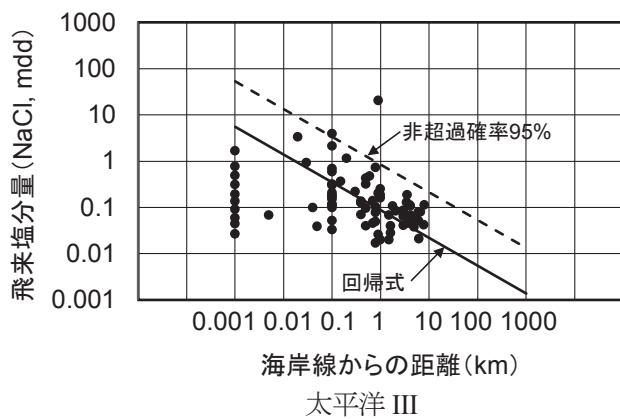
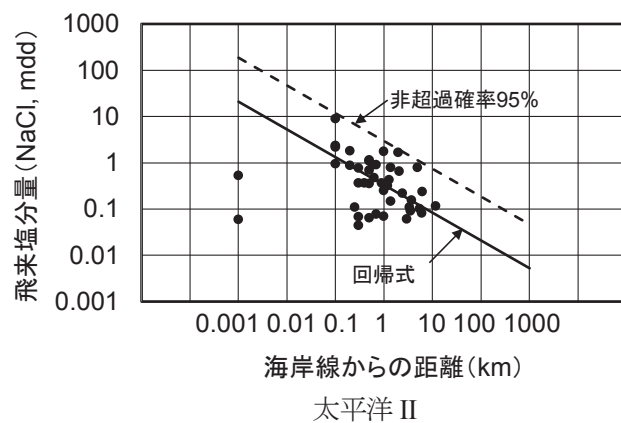
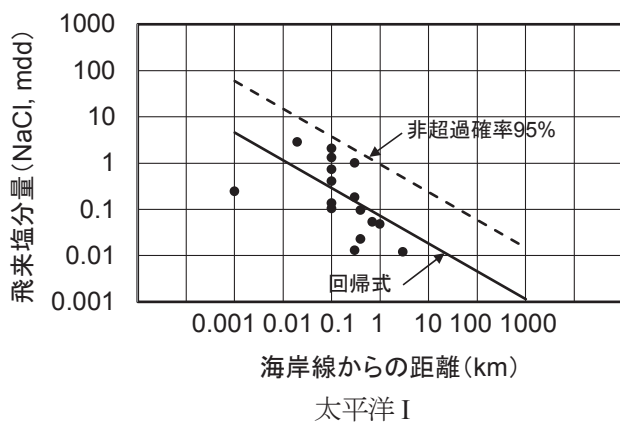
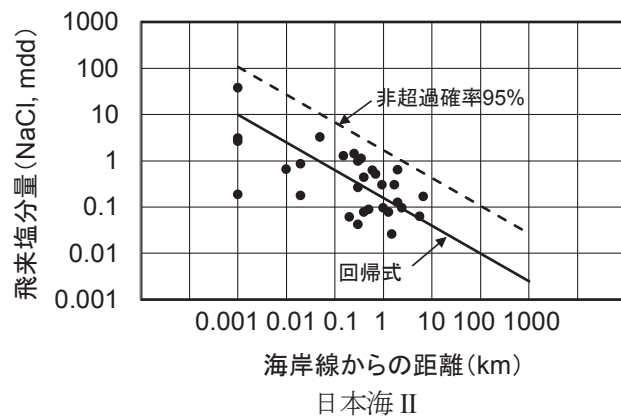
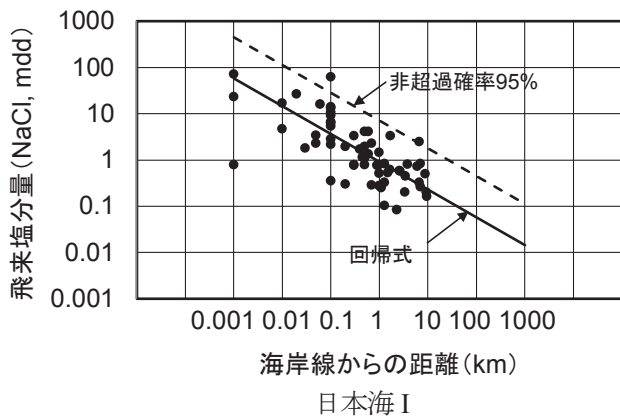
2.5.2 近似式に基づく地域特性の把握

図-2.8 に大区分での地域ごとの飛来塩分量と海岸線からの距離の関係を示す。図中には各地点の測定結果の他に、両対数軸上での傾き b を一律 -0.6 としたときの回帰式及び非超過確率 95% の線を示す。具体には、各地点の年平均値からそれぞれの 1km 換算値 C_1 を算出して、区分ごとの C_1 の対数軸上での平均値と標準偏差（相乗平均と $\log C_1$ の標準偏差）を求めた。それらの結果を、小区分での結果も含めて表-2.3 に示す。非超過確率 95% の線は、北海道日本海沿岸部の 1 地点及び九州太平洋沿岸部の 1 地点を除いて、概ね包絡線に相当している。前述のとおり、ばらつきが大きい海上での測定結果についても、その包絡線の範囲に概ね収まっている。

これらの図に示した測定結果には、前述の年変動の影響、海岸線の形状や地形の起伏などの地理的な影響、測定位置の高さの影響、測定誤差などが含まれているためばらつきが大きい。飛来塩分量のマクロ的な分布特性は式(2.2)による回帰式で把握することができる。

平均でみると、「日本海 I」では C_1 が 0.91 mdd であり、他の地域に比べて飛来塩分量が多い。一方、「瀬戸内海」では C_1 が 0.02 mdd であり、他の地域に比べて飛来塩分量が少ない。

「沖縄」の飛来塩分量は、 C_1 の最大値（非超過確率 95% の値、 $C_1 = 5.7$ mdd）でみると「日本海 I」（ $C_1 = 7.1$ mdd）と同様に他の地域に比べて卓越して多いが、平均的には C_1 が 0.19 mdd で「日本海 I」よりも少なく、「日本海 II」（ $C_1 = 0.16$ mdd）や「太平洋 II」（ $C_1 = 0.33$ mdd）と同程度である。「沖縄」での飛来塩分量のばらつきが他の地域に比べて大きいのは、台風の有無によって年平均値が異なるにもかかわらず、台風が通過した年のみ測定していた地点と台風が接近しなかった年に測定していた地点とが混在していることと、台風が来ない場合には比較的広範囲にある程度方向性をもって風が吹くのに対して、台風が来た場合には、短時間でかつ局所的に風向が変わるため、同一期間、同一地域内でも地点間の差が大きいことが要因と考えられる。



$$\text{回帰式 } C = C_1 x^{-0.6}$$

注) 海岸線上のデータは、海岸線からの距離を 0.001 km として図中に示しているが、回帰分析のデータからは除いた。

図-2.8 大区分での飛来塩分量と海岸線からの距離の関係

表-2.3 地域区分ごとの1 km 換算飛来塩分量 C_1 (b を一律 -0.6 とした場合)

地域区分			C_1		C_1 最大値 (mdd)	標本数 n	備 考
			(mdd)	σ			
小区分(21 地域)							除去データ地点
日本海	北海道	11	1.174	0.489	11.1	14	7
	東北	12	1.004	0.539	12.0	17	1
	北陸	14	0.761	0.326	3.41	28	103
	近畿	16	0.186	0.561	2.46	10	
	中国	17	0.117	0.461	0.97	13	14
	九州	19	0.349	0.318	1.51	3	1, 101, 103
太平洋	北海道	21	0.080	0.603	1.28	8	21
	東北	22	0.387	0.540	4.67	18	19
	関東	23	0.287	0.413	1.92	23	1
	中部	25	0.105	0.376	0.59	20	2, 20
	近畿	26	0.065	0.664	1.37	7	12, 13, 14
	四国	28	0.055	0.349	0.28	18	17
	九州	29	0.225	0.350	1.13	5	
	沖縄	210	0.180	0.764	6.07	19	15, 19, 23
オホーツク海	北海道	31	0.064	0.501	0.65	7	
瀬戸内海	近畿	46	0.046	0.621	0.81	9	1, 104
	中国	47	0.014	0.238	0.04	7	
	四国	48	0.025	0.351	0.12	13	
	九州	49	0.177	0.187	0.42	4	8
東シナ海	九州	59	0.227	0.291	0.87	5	2, 5
	沖縄	610	0.194	0.708	5.04	11	1, 6, 11, 30, 31
大区分(7 地域)							対応する小区分
日本海 I		1	0.913	0.444	7.05	59	11, 12, 14
日本海 II		2	0.158	0.513	1.68	26	16, 17, 19
太平洋 I		3	0.072	0.559	0.95	15	21, 31
太平洋 II		4	0.327	0.478	2.95	41	22, 23
太平洋 III		5	0.087	0.492	0.84	68	25, 26, 28, 29, 46, 49, 59
瀬戸内海		6	0.020	0.336	0.10	20	47, 48
沖 縄		7	0.185	0.744	5.69	30	210, 610

注 1) 海岸線上及び海上での測定結果は回帰分析から除いた。

2) C_1 : 地域ごとの対数軸上での平均値 (相乗平均), σ : $\log C_1$ の標準偏差

3) C_1 最大値 : (非超過確率 95% の値)

4) 備考欄の除去データの地点番号は文献³⁾による。

2.6 傾き b の理論式との比較

千秋らは、送電の塩害に関連して、沿岸部における海塩の輸送と分布の理論を説明している⁶⁾。海塩粒子は風による一般流による輸送と大気の流れによる拡散によって陸上に運ばれるものとして、その基礎方程式を次式で表わした。

$$u \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial C}{\partial z} \right) + w \frac{\partial C}{\partial z} \quad (2.3)$$

- ここに、
- C : 海塩粒子濃度
 - x : 海岸線からの距離 (内陸側を正とする)
 - z : 海面からの高さ (上方を正とする)
 - u : 海岸線に法線方向の水平風速 (海から内陸に吹く風の速度)
 - w : 鉛直方向の落下速度
 - K : 鉛直方向の拡散係数

境界条件を次のとおりとした場合、

- a. 風向、風速は一様
- b. 拡散係数は一定
- c. 地表面 ($z=0$) で完全吸着 $C=0$
- d. 海岸線 ($x=0$) での鉛直分布を $C=C_0 e^{-\beta z}$
- e. 粒子の落下速度は無視 (右辺第2項が消去される)
- f. 土研式塩分捕集器を用いたので、洗い流しの影響はなし (洗い流された塩分も捕集している)

- ここに、
- C_0 : 海岸線、地上 (海面) における海塩粒子濃度
 - β : 海上大気中における塩分濃度の鉛直分布の減衰率 (ここでは 0.002 m^{-1})

海岸線における塩分濃度の鉛直分布は経験的に得られるとされ⁷⁾、減衰率 β の値 0.002 m^{-1} は Durbin と White が測定した海上における塩分濃度の鉛直分布⁸⁾を Toba が整理した結果⁹⁾に基づく⁶⁾。これらの境界条件と式(2.3)を満たす解、すなわち大気中の塩分濃度の分布特性は、ラプラス変換を用いた解法により¹⁰⁾、次式のとおりとなる。具体の解法は、参考として巻末に示す。

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2} e^{\xi} \left\{ e^{-\zeta} \left[1 + \operatorname{erf} \left(\frac{\zeta - 2\xi}{2\sqrt{\xi}} \right) \right] \right\} - e^{\zeta} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{\zeta + 2\xi}{2\sqrt{\xi}} \right) \right\} \quad (2.4)$$

- ここに、
- $\xi = K\beta^2 x/u$
 - $\zeta = \beta z$
 - $\operatorname{erf}()$: 誤差関数

内陸における塩分の付着効率と海岸線における塩分の付着効率に差がないとすると、式(2.4)で得られる C/C_0 は、飛来塩分量 C_a と海岸線における飛来塩分量 C_{a0} の比 C_a/C_{a0} とみなすことができると考えられる。

式(2.4)の特徴を見るため、図-2.9 に、 $z=1 \text{ m}$ 、 $K=1 \text{ m}^2/\text{s}$ 、 $u=3 \text{ m/s}$ を基本ケースとして、 z 、 K 、 u それぞ

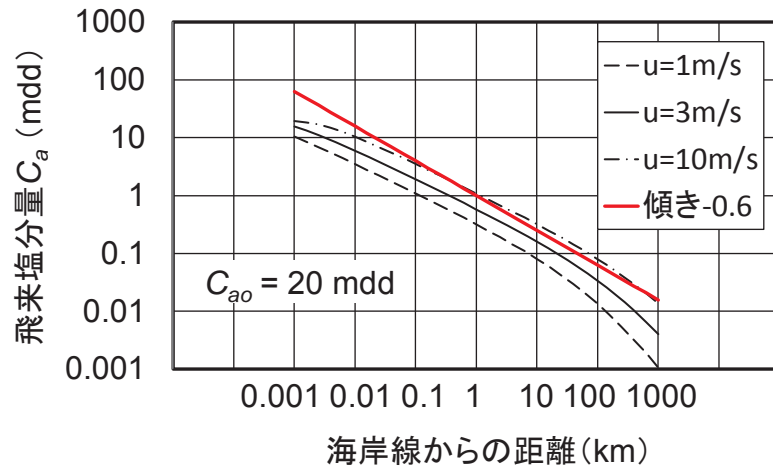
れの影響度を見ながら、式(2.4)に基づく飛来塩分量と海岸線からの距離の関係を示す。ここでは、境界条件の C_{∞} の値 (式(2.4)の C_0) を 20 mdd とした場合について例示する。図中には、比較のため、近似式に用いた両対数軸上での傾き -0.6 の直線を示す。海からの風速 u が大きいほど海塩粒子がより内陸に飛来する傾向があることがわかる。図-2.10 に、式(2.4)に基づく飛来塩分量と高さの関係を示す。拡散係数 K は、地表の表面粗度と関連する摩擦速度の関数で表わされる^{7),11)}。図-2.10(b)に示すように、 K の値が大きいほど地表付近の飛来塩分量が海岸線上の飛来塩分量の境界条件 (図-2.10(a)の $x=0$ m) に比べて減少する傾向がある⁷⁾。

図-2.11 に、 $x=1$ km での値 C_1 で無次元化した飛来塩分量と海岸線からの距離の関係を表わす。これらの図に見られるように、飛来塩分量と海岸線からの距離の関係は、式(2.4)のみでは両対数軸上で必ずしも直線にならないが、飛来塩分量全国調査の測定範囲 (多くは海岸線から 10km の範囲) では概ね直線と見なしても支障なく、 z 、 K 、 u にかかわらず、その傾き b は -0.6 でよく近似される。これより、飛来塩分量全国調査の実測値より導いた近似式 (式(2.2)) は理論的観点からも概ね妥当であると考えられる。なお、式(2.4)の距離減衰の妥当性は文献^{6),12)}で確認されているが、飛来塩分量全国調査の結果との比較においても、あらためて同式が距離減衰の傾向をよく表していることが確認できた。

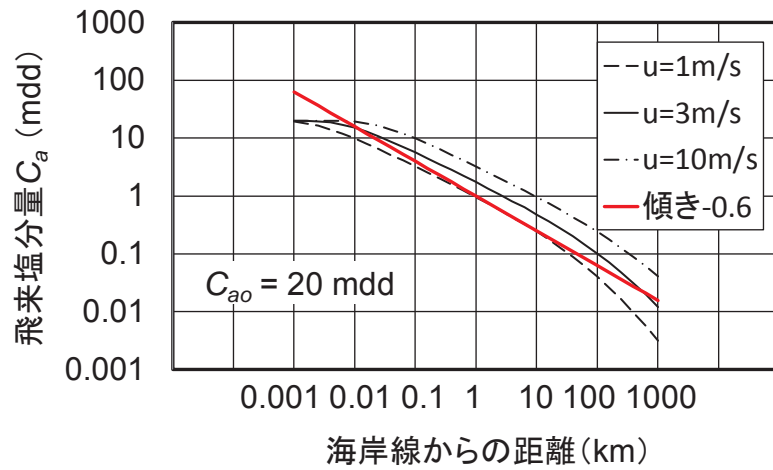
山田らは、海岸線付近の飛来塩分量の解析に、粒子の落下速度を同定してその影響を考慮している¹³⁾。海岸線に近い地点では粒子の落下速度の影響が生じて、式(2.4)では過少評価することが想定される。図-2.11 に示すように、近似式による値は海岸線付近で式(2.4)による値よりも大きい傾向にあり、落下速度の影響をある程度包含する傾向にある。図-2.6、図-2.8 に示すように、飛来塩分量の実測値に基づく近似式は海岸線から 1~100 m の範囲であっても適用可能であると考えられる。

千秋らは、式(2.4)を用いて秋田における碍子への付着塩分量の距離減衰の程度を算定する際に、拡散係数 K を $10 \text{ m}^2/\text{s}$ とし、実測値と比較的よく合うとしている⁹⁾。しかし、内陸における付着塩分量の実測値は比較的ばらつきが大きいこと⁹⁾、また秋田以外の地域についても比較しているが、その場合の K の値は記載されていないことから¹²⁾、 K の値については必ずしも十分に検証されたものではないと推察される。図-2.11(b)において、 K を $10 \text{ m}^2/\text{s}$ としたときに、海岸線からの距離が 10 km を超えると急激に減衰する傾向が見られるので、 K の値によっては、内陸において近似式が過大評価する可能性がある。

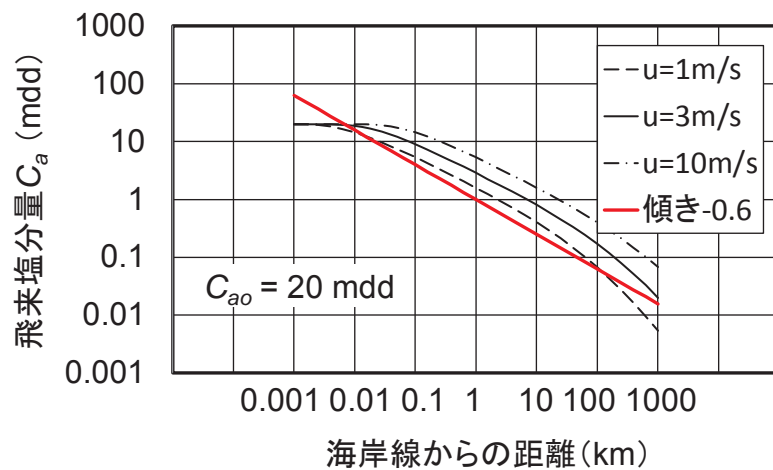
式(2.4)より、風速 u が距離減衰に及ぼす影響は、図-2.11(c)のとおり、 $u=1\sim 10 \text{ m/s}$ の範囲ではほとんど見られなかった。しかし、図-2.9 で示したとおり、風速は飛来塩分量に影響を及ぼす主要な要因の一つと考えられる。次節で述べるとおり、近似式(2.2)においては、地域特性を表わす指標 C_1 によって、風の影響が表わされると考えられる。



(a) $z = 1$ m, $K = 1$ m²/s

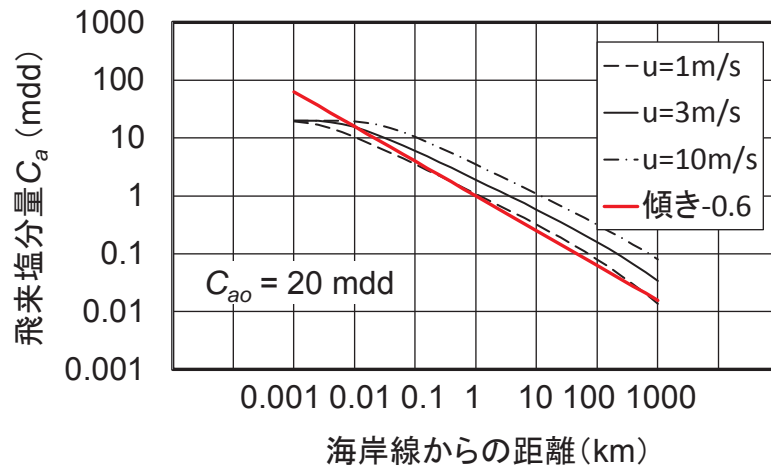


(b) $z = 3$ m, $K = 1$ m²/s

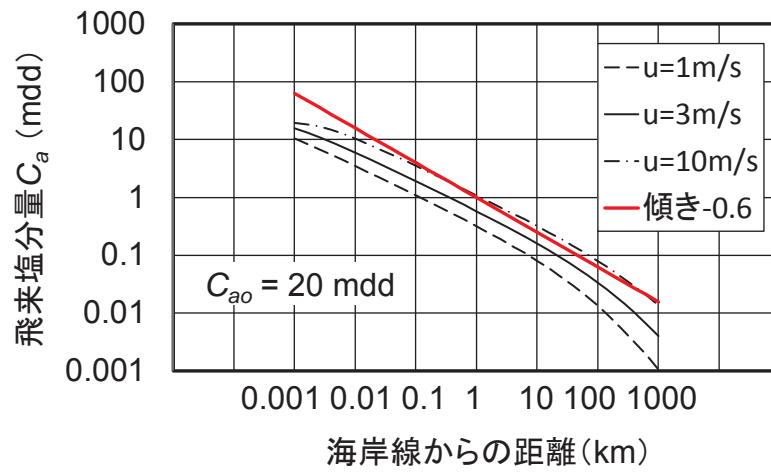


(c) $z = 5$ m, $K = 1$ m²/s

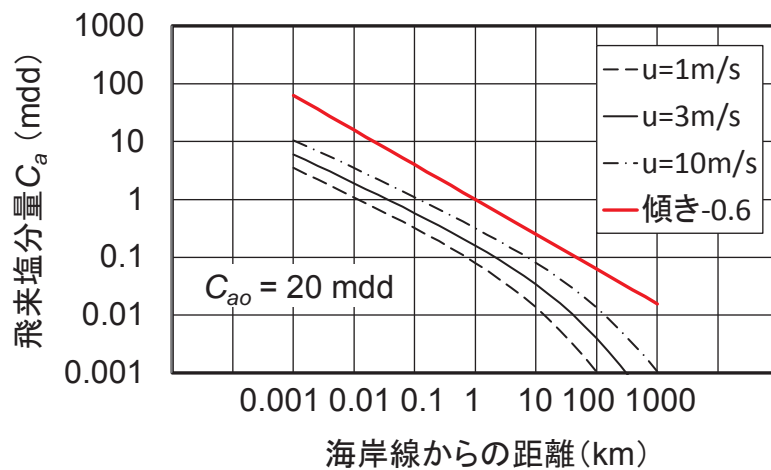
図-2.9 理論式による飛来塩分量と海岸線からの距離の関係



(d) $z = 1 \text{ m}, K = 0.1 \text{ m}^2/\text{s}$

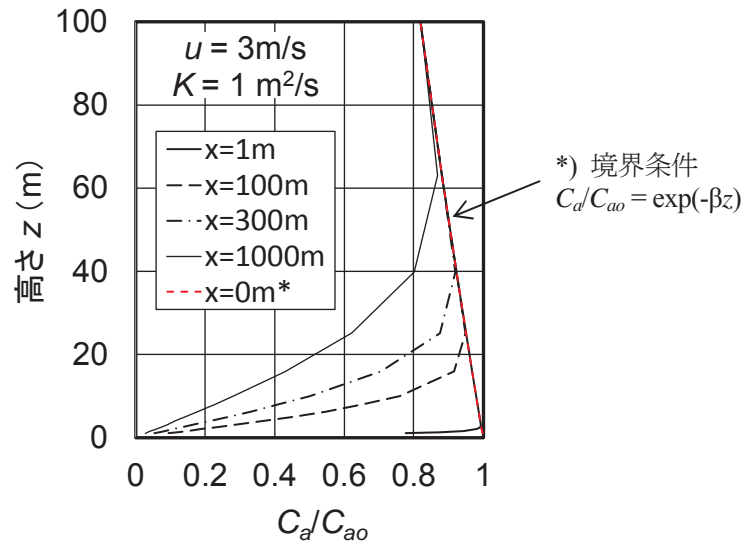


(a) $z = 1 \text{ m}, K = 1 \text{ m}^2/\text{s}$ (再掲)

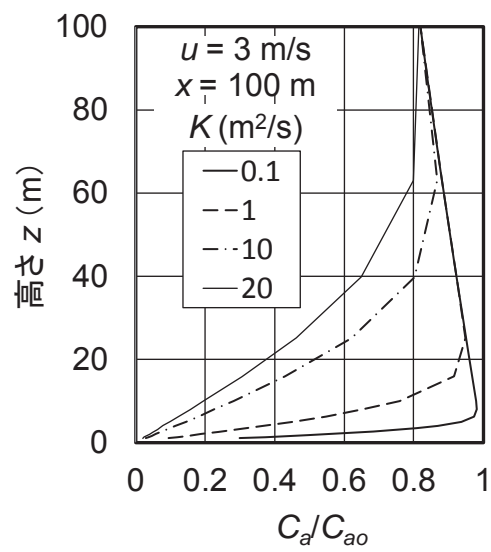


(e) $z = 1 \text{ m}, K = 10 \text{ m}^2/\text{s}$

図-2.9 理論式による飛来塩分量と海岸線からの距離の関係 (続き)

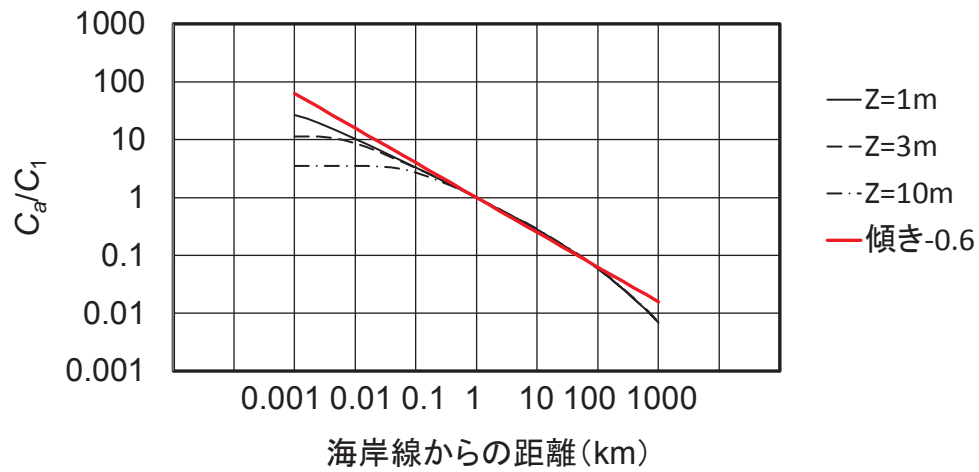


(a) 海岸線からの距離 x の影響

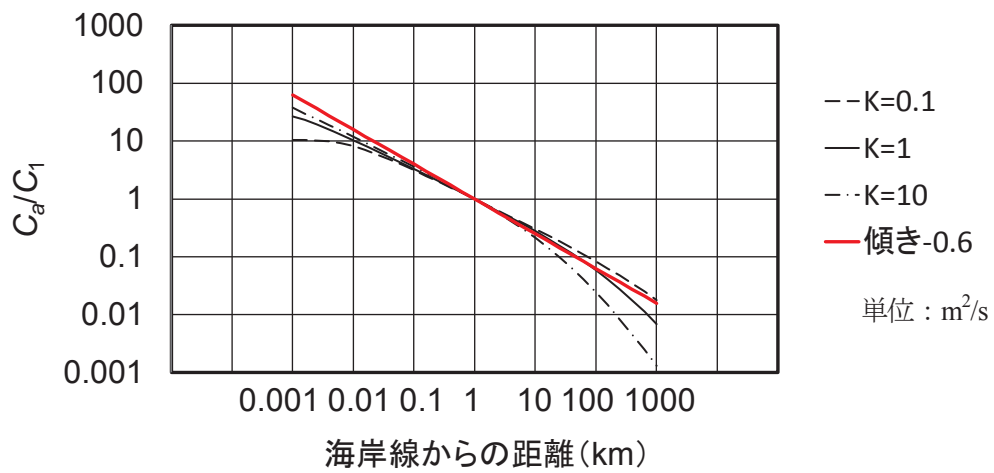


(b) 拡散係数 K の影響

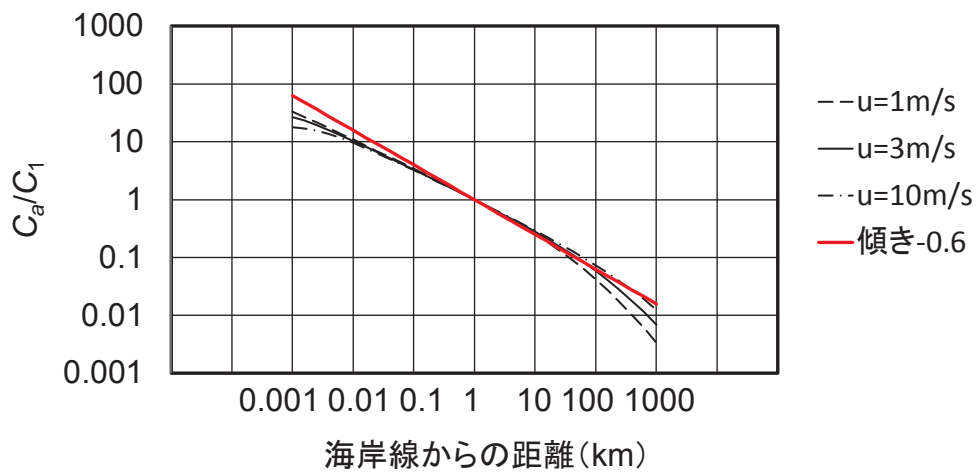
図-2.10 理論式による飛来塩分量と高さ z の関係



(a) 高さ z の影響



(b) 拡散係数 K の影響



(c) 風速 u の影響

図-2.11 傾き b の理論式との比較

2.7 既往の調査事例との比較

前述のとおり、千秋らの理論式(式(2.4))が秋田平野などにおける碍子の付着塩分量の観測結果とよく一致することから^{6),12)}、近似式においてもそれらの観測結果と概ね一致することが明らかである。飛来塩分量全国調査とは異なる調査における、日本海沿岸部での飛来塩分量の測定結果を図-2.12に示す。図中には、日本海 I における近似式とその元データである日本海側の北海道、東北、北陸における測定結果を参考として示す。測定方法は、いずれも飛来塩分量全国調査と同様である。海岸線上のデータは0.001 km として表示している。他の調査においても飛来塩分量全国調査のときと概ね同様の結果が得られていたことがわかる。長岡は海岸線から20 km の位置であり、飛来塩分量全国調査に比べてより内陸での測定結果であったが、近似式の延長線と概ね一致する傾向が認められた。

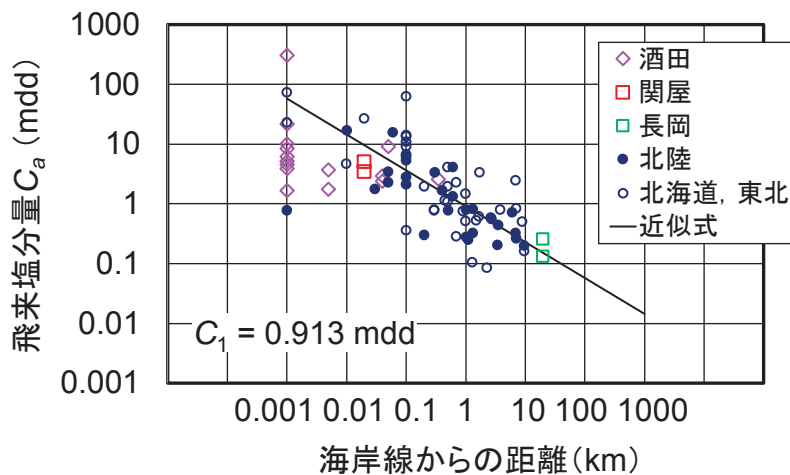


図-2.12 酒田¹⁴⁾、関屋(信濃川関屋分水の河口付近)¹⁵⁾、長岡(図-2.14)¹⁶⁾での飛来塩分量の調査事例

図-2.13 に、海外における調査事例の結果を近似式及び式(2.4)による理論式と対比して示す。同図(a)は、Lomas と Gat が行った、地中海沿岸における砂地で植生のない開けた領域での調査において、綿モスリンを用いたガーゼ法に類似した方法で測定された結果を示す¹⁷⁾。調査期間は不明であるが、雨季のデータは除いたと記されている。同図(a)の近似式の C_1 は、図-2.8 と同様に、各実測値を傾き -0.6 と仮定して 1km 換算した上で、相乗平均した値とした。文献¹⁷⁾では、実測結果が距離のみを対数軸とした指数関数でよく表わされるとしているが、ここでは近似式との比較のため両対数軸上に示した。測定結果は、海岸線に近い一点を除き、両対数軸上で概ね直線関係が見られる。また、Morcillo ら¹⁸⁾がまとめた各国での飛来塩分量の測定事例では、縦軸に飛来塩分量を対数で示し、横軸に海岸線からの距離を普通軸で示しており、指数関数であればこれらの図上で直線となるはずであるが、示されていた測定結果はいずれも下に凸の曲線であったことから、両者の関係が指数関数でないことが明らかである。同図(a)に示したとおり、両対数軸上では、10 m 地点のデータを除き、実測飛来塩分量と海岸線からの距離の関係が、傾き -0.6 の近似式と概ね一致する傾向が見られた。同図(a)の理論式は、式(2.4)におけるパラメータをそれぞれ $z = 1.5$ m (地表から 1.5 m で測定された)、 $K = 1$ m²/s、 $u = 4$ m/s (K , u は砂地の開けた地形であることから想定した) として、かつ C_{a0} の値は 1 km における値が上

記の C_1 と一致するように設定して示した。10m 地点でのデータは近似式よりも小さいが、理論式とは概ね一致する傾向が見られた。なお、ガーゼ法では、飛来塩分量全国調査で用いた土研法に比べて、飛来塩分量が特に多い場合に塩分を捕捉しきれず相対的に低い値を示す傾向があるが、この調査事例では10日ごとに綿モスリンを取り換えたこと、雨季のデータは除いたことから、ガーゼ法で見られる飛来塩分量の低下はほとんどなかったと推察される。

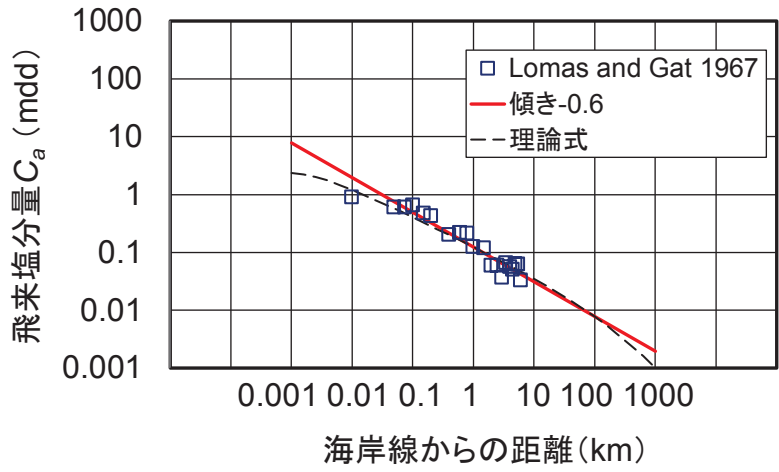
図-2.13(b)は、Meira らが行った、南米大西洋沿岸における開けた領域での調査において、ウェットキャンドル法 (ASTM, ISO) で測定された結果を示す¹⁹⁾。約4年にわたって毎月測定された。同図(a)と同様に、近似式と理論式を示す。理論式におけるパラメータは、 $z=1.5$ m (地表から1.5 m で測定された)、 $K=1$ m²/s (開けた地形であることから想定した)、 $u=2.5$ m/s (期間中の平均風速が1~4 m/s と記されている) とした。この調査事例においても、実測値は、近似式や理論式で概ねよく表わされる傾向が見られた。

図-2.13(c)は、Gustafsson と Franzén が行った、スカンジナビア半島南部、北海沿岸における、開けた領域での調査において、ガーゼ法で測定された結果を示す²⁰⁾。11月から4月のうち数回、西風が比較的強い時に、3時間にわたって測定された。同図(a)と同様に、近似式と理論式を示す。理論式におけるパラメータは、 $z=1.5$ m (地表から1.5 m で測定された)、 $K=1$ m²/s (開けた地形であることから想定した)、 $u=9.0$ m/s (平均風速が9 m/s と記されている) とした。一例として示されていたこの調査事例では、実測値における飛来塩分量と距離の傾きが小さく、近似式や理論式と一致しなかった。文献²⁰⁾では、飛来塩分量と距離の間にべき乗則があると想定して、実測値に基づく傾きが示されていたが、測定ごとに傾きが異なっていた。同図(c)には、そのうち最も傾きが大きかったときの結果を併せて示す。最も傾きが大きいときに、飛来塩分量と距離の傾きが-0.6に近い傾向が見られた。この調査事例では10 km にわたって20か所で測定されているが、測定時間が3時間と短い割に、10 km にわたる各地点における測定時の機器のセットに時間が長くかかりそうであり、そのために生じる地点ごとの測定時間のずれが含まれるように思われる。

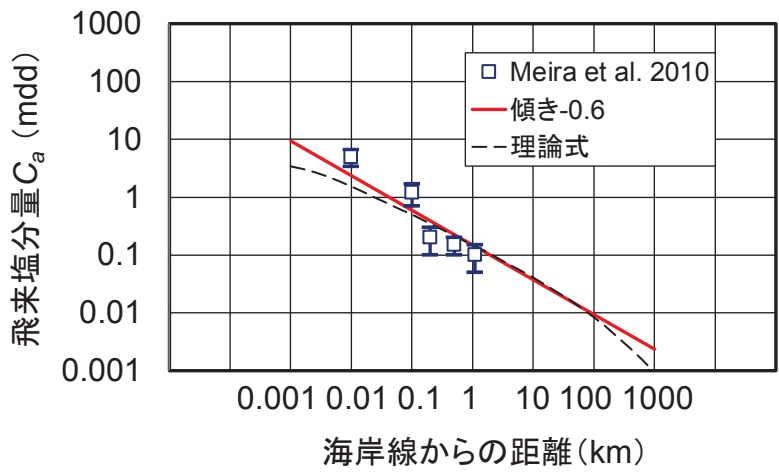
図-2.13(a), (b)に示した調査事例では、測定機器だけでなく、測定期間や機器の設置方法など、測定方法のさまざまな違いから、飛来塩分量全国調査で得られた飛来塩分量と、絶対値で同等と扱えるかは明確でない部分がある。それにもかかわらず、海岸線からの距離との関係は、以上のとおり、近似式で概ねよく表わされることがわかった。提案した近似式は、飛来塩分量全国調査のデータをマクロ的に整理した上で導き出したものであるが、図-2.13(a), (b)の事例のように測定地点が概ね一直線上で、かつ測定位置の高さを1.5 m に統一して測定された結果では、ばらつきのより少ないデータで傾き-0.6と合致する傾向が見られた。

飛来塩分量に及ぼす影響因子は必ずしも海岸線からの距離だけでなく、基礎方程式を比較的単純にした上で得られた理論解の式(2.4)であっても、複数のパラメータが複雑に関連している。それにもかかわらず、提案した近似式は、海岸線から0.1~20 km の範囲において、実測値と海岸線からの距離の関係を概ねよく表していると考えられる。また、海岸線から1~100 m の範囲の海岸線付近では、近似式が理論式より大きくなる傾向があるが、図-2.13(b)の実測値はむしろ、理論式よりも近似式に近い傾向が見られ、これらのデータからも、近似式は海岸線近くにおける比較的大きい海塩粒子の落下速度の影響を包含すると考えられる。

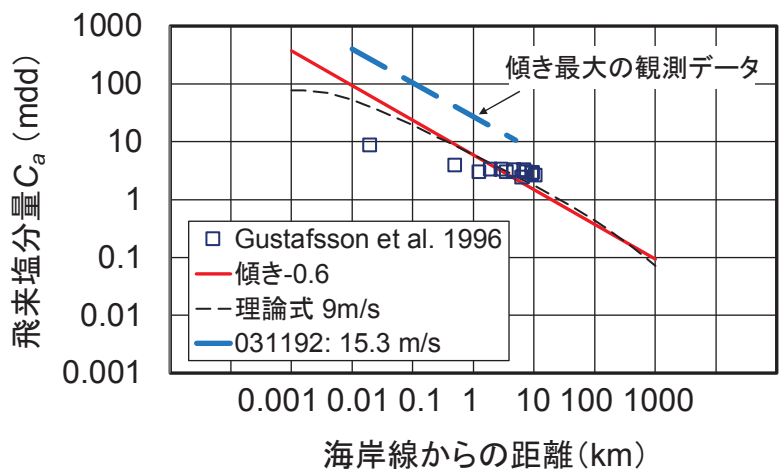
図-2.13(a)や同(b)において、測定方法が異なっても、理論式による傾きと概ね一致する傾向が見られた。これより、100 m より内陸における飛来塩分量は、主に大気中の塩化物イオン濃度に依存する傾向にあり、



(a) 地中海沿岸での調査事例，ガーゼ法に類似した方法による測定¹⁷⁾



(b) 南米，大西洋沿岸での調査事例，ウェットキャンドル法による測定¹⁹⁾



(c) スウェーデン南部，北海沿岸（デンマークとの海峡）での調査事例，ガーゼ法による測定²⁰⁾

図-2.13 海外における飛来塩分量の調査事例

それぞれの調査において測定機器や測定方法が統一されていれば、機器固有の付着効率に関係なく、ガーゼ法やウェットキャンドル法であっても飛来塩分量の距離減衰特性を把握できることを示唆している。またこのことは、式(2.4)の C/C_0 を飛来塩分量の C_a/C_{a0} とすることが、妥当であることを示唆している。

2.8 係数 C_1 と風の関係

風は海塩粒子の発生、輸送、付着のそれぞれに関連すると考えられている⁶⁾。図-2.14 に長岡市内（新潟県、日本海まで北西に 20 km の地点）に位置する長岡国道工事事務所（当時）屋上と長岡市内の道路橋で測定した飛来塩分量の季節変動を、また、図-2.15 にその測定期間中の風のデータを示す。これらの結果では、飛来塩分量の季節変動が最大風速の季節変動と概ね一致する傾向にある¹⁶⁾。長岡市は日本海より小高い山を一つ越えはするが比較的開けた地形で、長岡市内にある長岡気象観測所での気象データをこれらの地点の気象データとして参照しても支障ないと考えられる。すなわち、飛来塩分量と風の観測点が近接している場合、飛来塩分量の季節変動は風速の季節変動と概ね一致する傾向があると考えられる。しかし、全国 266 地点全ての調査地点については、必ずしも近接して気象観測所がある訳ではなく、長岡の例のように適切な気象データが得られていない。ここでは、その影響を無視し得る程度のマクロ的な地域区分単位で係数 C_1 と風の関係

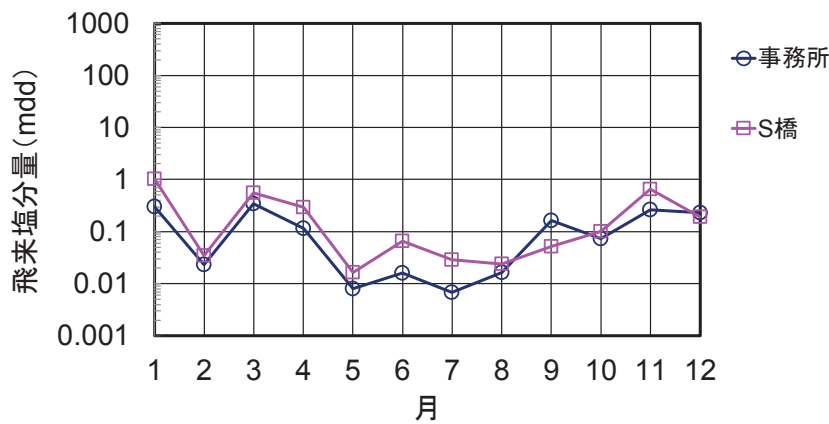


図-2.14 長岡での飛来塩分量の季節変動¹⁶⁾

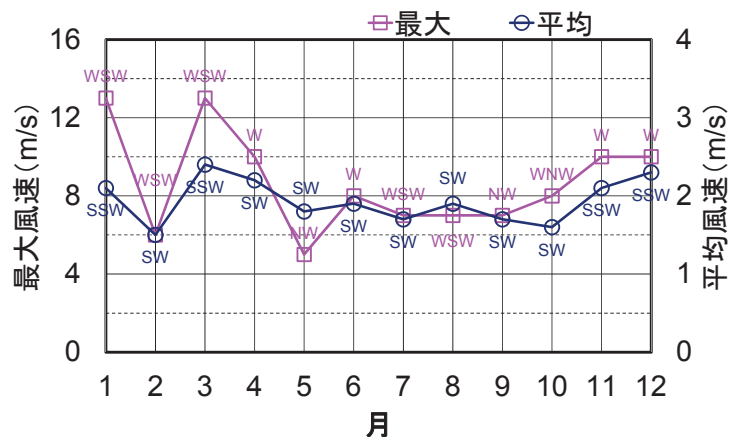


図-2.15 長岡での風速、風向の季節変動¹⁶⁾

を見ることとする。また、飛来塩分量との相関は、最大風速の方が平均風速よりも強い傾向にあるが、既往のデータ集³⁾では、風のデータとして、平均風速に基づく海風速が示されていることから、以下の検討では、平均風速に基づく海風速のデータを用いる。

図-2.16 に、前述の大区分ごとの係数 C_1 と海風速 u の関係を示す。海風比率 r の影響を考慮するため、同図では、係数 C_1 を r で除した値で整理した。海風速 u は、海岸線方向の両側 45° の範囲から吹く風(以下、海風という)の平均風速とし、また、海風比率 r は(海風の吹く年間総時間/24 時間/365 日)²¹⁾である。いずれも各調査地点に最も近い気象観測所の 1 時間ごとのデータを用いて飛来塩分量測定期間中の平均値を整理したものである³⁾。 u が大きい地域ほど C_1/r が大きい傾向が見られる。この結果より、図-2.8 に見られた飛来塩分量の地域間の差は、主として海風の程度の差に依存する傾向があると考えられる。

既往の研究では、海面での塩分の発生は風速の 2 乗に比例し²²⁾、また内陸への輸送や付着の過程を経た飛来塩分量は必ずしも明確ではないが概ね風速の 2~4 乗に比例するとされている^{9), 12), 23), 24)}。前掲の式(2.4)に基づき、 C/C_o ($= C_d/C_{ao}$) と風速 u の関係を試算した例を図-2.17 に示す。この試算例より、 C/C_o は風速 u の 0.5~0.6 乗と概ね比例する関係が認められた。また C_o は、発生源での塩分量に依存するとすれば、上記のとおり既往の研究より、風速の 2 乗に概ね比例するものと考えられる。これらの点から、係数 C_1 は風速の約 2.5~2.6 乗に比例すると考えられる。しかし、図-2.16 では、データのばらつきが大きいこともあり、 C_1/r が海風速の 2.9 乗に比例していた。参考として、図-2.18 に係数 C_1 と $ru^{2.5}$ の関係を示す。係数 C_1 と $ru^{2.5}$ の間にある程度の相関が見られるが、ばらつきの明確な改善は見られなかった。

図-2.16 や図-2.18 における比較的大きいばらつきの原因としては、上述のとおり、飛来塩分量の測定地点と直近の気象観測所の位置が、直近とは言えある程度離れており、地点によってもその程度に差があることの影響が大きいと考えられる。また、引用した海風速³⁾は、日平均風速と日最多風向に基づくデータであったことから、マクロなデータ分析には支障ないと考えられるが、精度は必ずしも高いものではなく、ばらつきの要因となる可能性があると考えられる。さらに、図-2.10 に示したとおり、飛来塩分量は高さの影響を受けることから、飛来塩分量の測定地点の高さが統一されていないことや、気象観測における観測位置の高さとの違いの影響もあると考えられる。なお、式(2.4)の高さは、地形の高さを含むものではないと考えられることから、高さの影響を精査する場合に、地形の影響を把握しておく必要がある。また、文献³⁾に記録されている高さのデータは、設置位置の地図上の標高の場合と、捕集器の設置位置の高さが混在している可能性があることから、この点についても精査する必要がある。

千秋ら⁶⁾は碍子への塩分の付着効率にも風速の影響があると想定していたが、山田ら¹³⁾が海岸線近くで土研式塩分捕集器により実測した事例では、飛来塩分量が風速の 2 乗で表わされていたことから、土研式塩分捕集器を用いた場合に付着効率に関わる風速の影響を考慮する必要はないと考えられる。また、飛来塩分量の影響因子として、風のほかに、波高の影響もあるとする文献が見られる^{21), 25)}。水谷らや松永らの調査では、平均風速と有義波高は線形関係にあるとしている^{26), 27)}。すなわち、図-2.16 の C_1/r と風速 u の相関には、風速の影響の中に波高の影響も含まれると考えられる。この点から、図-2.18 と同様に、係数 C_1 と $ru^{3.5}$ の相関を見てみたが、図-2.18 に比べて、より有意な結果は得られなかった。

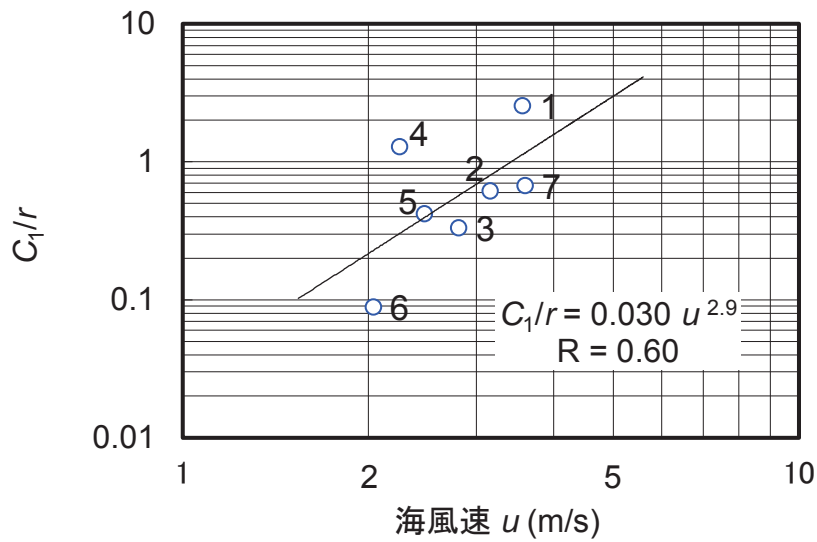


図-2.16 大区分ごとの C_1 と海風速の関係 (海風比率を考慮)

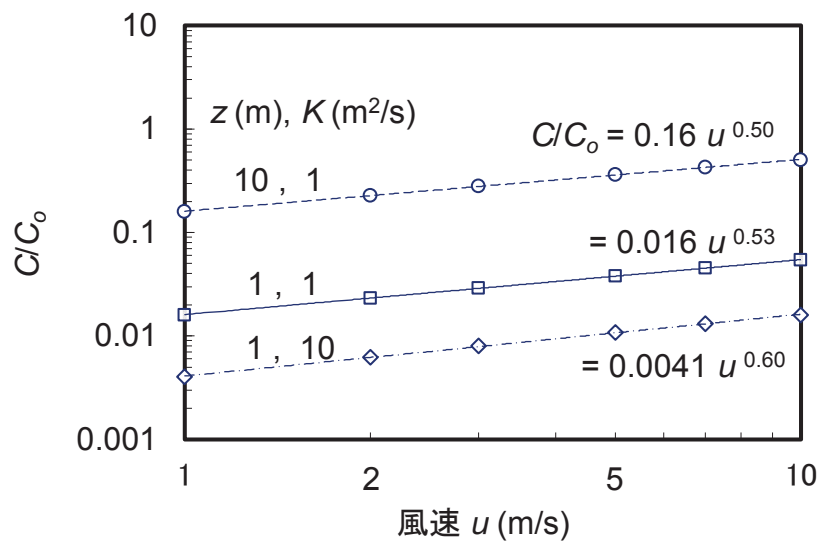


図-2.17 理論式における C/C_0 ($=C_d/C_{d0}$) と風速の関係

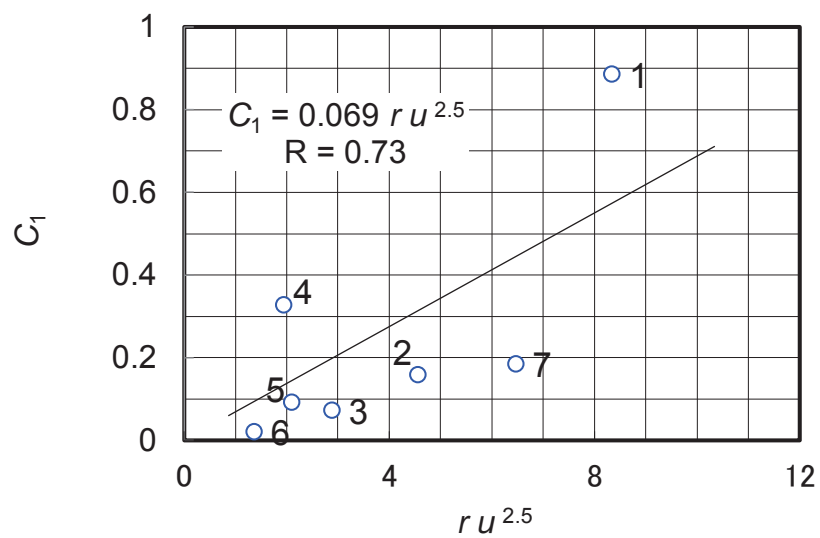


図-2.18 大区分ごとの C_1 と $ru^{2.5}$ の関係

2.9 まとめ

全国沿岸部における飛来塩分量の実測データに基づき、沿岸部における飛来塩分量の距離減衰特性及び地域特性に及ぼす風速の影響について分析を行った結果、次の結論が得られた。

- (1) 既報のとおり、実測された飛来塩分量 C_a は海岸線からの距離 x と両対数軸上で概ね直線関係にあり、飛来塩分量は海岸線から遠ざかるほど少なくなる傾向が確認された。特に、データ数が比較的多く、かつ C_a と x の相関が強い6地域についてみると、距離減衰の程度（両対数軸上での傾き）は地域にかかわらず概ね -0.6 であることがわかった。これを踏まえ、全国一律に傾きを -0.6 とした近似式 $C_a \cong C_1 x^{-0.6}$ を提示した。この近似式は、距離減衰に関して、 $x=0.1\sim 10$ km、高さ $z=1\sim 10$ m、鉛直方向の拡散係数 $K=0.1\sim 10$ m²/s、水平方向の風速 $u=1\sim 10$ m/s の範囲で、既往の大気拡散の考えに基づく理論式とよく一致することを明らかにした。
- (2) 測定方法などが異なる他の飛来塩分量の調査事例においても、飛来塩分量と海岸線からの距離の関係を近似式で概ねよく表せることがわかった。
- (3) 近似式の係数 C_1 は $x=1$ km の地点での飛来塩分量に相当する値であり、地域特性を表わす指標であると考えられる。地域ごとに C_1 を平均すると、北海道、東北、北陸の日本海に面した地域は 0.91 mdd で最も大きく、逆に瀬戸内海に面した地域は 0.02 mdd で最も小さかった。また、 C_1 の最大値（95%非超過確率の値）は、北海道、東北、北陸の日本海に面した地域で 7.1 mdd、沖縄で 5.7 mdd であり、他の地域に比べて特に大きい傾向にあることがわかった。
- (4) 近似式の係数 C_1 について、海風比率 r を考慮した上で、気象データに基づく海風速 u との相関分析を行った。 C_1/r と u の間、あるいは C_1 と $ru^{2.5}$ の間にある程度の相関関係が見られ、海風比率 r や海風速 u が大きいほど係数 C_1 も大きい傾向が見られた。この結果より、飛来塩分量の地域特性は主として海風の程度に依存することがわかった。

飛来塩分量の近似式は、飛来塩分量全国調査の測定地点の多くが海に開けた平地に位置しており、既往の理論式と同様に、主として沿岸部の平野部を対象としている。理論式との比較から、近似式は限定されたパラメータで表わされていることが明らかであるが、高さ z 、鉛直方向の拡散係数 K が距離減衰特性に及ぼす影響は比較的軽微であった。海風が近似式の C_1 に及ぼす影響は顕著であると考えられるが、(4)の結果は比較的広域の地域ごとに平均した上で相関を見たものであり、相関が必ずしも強いものではなかった。ここで示す地域特性を表わす C_1 は、全国沿岸部の飛来塩分量の分布特性をマクロ的に把握するための指標であると考えられる。

参考文献

- 1) 道路橋の塩害対策指針(案)・同解説, (社)日本道路協会, 1984.2. [再掲]
- 2) 森芳徳, 片脇清, 守屋進, 佐伯彰一, 宮田年耕, 中野正則, 佐藤和徳, 田中良樹: 飛来塩分量全国調査 (I), 土木研究所資料, 第 2203 号, 1985.3. [再掲]
- 3) 藤原稔, 箕作光一, 田中良樹: 飛来塩分量全国調査 (III) - 調査結果およびデータ集 -, 土木研究所資料, 第 2687 号, 1988.12. [再掲]
- 4) 池田道政: 塩害によるコンクリート橋の損傷状況調査結果, 道路, 1984.2. [再掲]
- 5) 鈴木嘉明, 菊地誠, 花井信治: 電力施設の塩害対策に関する研究, 中間報告 (2) - 塩分付着量マップ -, 北海道電力(株)技術研究所, 研究報告第 284 号, 1981.3. [再掲]
- 6) 千秋鋭夫, 大野博教, 下田修, 西宮昌, 関照雄, 浅川仲平, 赤井幸夫, 宮川実: 碇子の汚損に関連する環境条件の解析 - 碇子付着塩分量の離岸距離特性及びこれと気象条件の関係について -, 電力中央研究所技術第一研究所報告, 研究報告 73020, 1973.9. [再掲]
- 7) 鳥羽良明: 海塩粒子 - 大気と海洋との相互作用の一要素として -, 海と空, Vol. 41, pp. 71-117, 1966.3-4. [再掲]
- 8) Durbin, W. G. and White, G. D. : Measurements of the vertical distribution of atmospheric chloride particles, *Tellus*, Vol. 13, No. 2, pp. 260-275, 1961.
- 9) Toba, Y. : On the giant sea-salt particles in the atmosphere: I. General features of the distribution, *Tellus*, Vol. 17, No. 1, pp. 132-145, 1965.
- 10) Crank, J. : *The Mathematics of Diffusion*, Oxford, 1st ed., 1956.
- 11) Pasquill, F. : *Atmospheric diffusion*, 2nd ed., Horwood, 1974.
- 12) 千秋鋭夫, 西宮昌, 関照雄, 赤井幸夫: 碇子の汚損に関連する環境条件の解析 - 最大塩分付着量の推定 -, 電力中央研究所技術第一研究所報告, 研究報告 73056, 1974.1. [再掲]
- 13) 山田義智, 大城武, 榊田佳寛: 海岸付近における飛来塩分量に関する解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 63, No. 514, pp. 21-26, 1998. [再掲]
- 14) 温海地区塩害橋調査報告書 (損傷と対策), 建設省東北地方建設局酒田工事事務所, 1995.3.
- 15) 田中良樹, 藤田学, 河野広隆, 渡辺博志: 高強度コンクリートの塩分浸透抵抗性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No 2, pp. 517-522, 2001.7.
- 16) 耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(XIV) - 環境条件調査結果 2 -, 土木研究所共同研究報告書, 第 84 号, 1993.3
- 17) Lomas, J. and Gat, Z. : The effect of windborne salt on citrus production near the sea in Israel, *Agricultural Meteorology*, Vol. 4, No. 6, pp. 415-425, 1967.
- 18) Morcillo, M., Chico, B., Otero, E. and Mariaca, L. : Effect of marine aerosol on atmospheric corrosion, *Materials Performance*, Vol. 38, pp. 72-77, 1999.
- 19) Meira, G. R., Andrade, C., Alonso, C., Borba Jr., J. C. and Padilha Jr., M. : Durability of concrete structures in

marine atmosphere zones – The use of chloride deposition rate on the wet candle as an environmental indicator, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 32, No. 6, pp. 427-435, 2010.

- 20) Gustafsson, M. E. R. and Franzén, L. G : Dry deposition and concentration of marine aerosols in a coastal area, SW Sweden, *Atmospheric Environment*, Vol. 30, No. 6, pp. 977-989, 1996.
- 21) 耐久性を阻害する要因マップ, 耐久性専門委員会報告 D-1, セメント協会, 1985.4
- 22) 石田昭, 花田昌彦, 細井正延 : 飛沫の発生に関する実験的研究, 海岸工学講演会論文集, Vol. 29, pp. 385-388, 1982.
- 23) 船津康二 : 関東地方の台風による塩風害について, 気象庁研究時報, Vol. 16, No. 2, pp. 103-117, 1964.
- 24) 青山実伸, 北川真 : 海岸地域における飛沫塩分量特性について, 第 15 回日本道路会議論文集, pp. 555-556, 1983.
- 25) 徳重英信, 木村哲士, 篠村篤史, 川上洵 : 秋田県沿岸部の飛来塩分に及ぼす風波の影響と 10 年間暴露した供試体の塩分浸透, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 1, pp. 809-814, 2010.
- 26) 水谷法美, 吉田達哉, 番場豊和 : GPV を利用した海上風の数値計算と観測資料に基づく風と波の相関に関する研究, 海岸工学論文集, Vol. 48, pp. 206-210, 2001.
- 27) 松永信博, 児玉真史, 樫田操, 香月理 : 冬期季節風下において消波護岸から発生した海水飛沫の陸域への輸送に関する現地観測, 土木学会論文集, No. 712, pp. 107-116, 2002.8.

第3章 実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透

3.1 概要

道路橋にもよく採用されている PC 部材は構造的なひび割れが生じにくいですが、乾燥収縮による微細なひび割れが生じることはあり得るし、床版や箱桁の下床版といった RC 部材も含めると、厳密に全くひび割れない道路橋の建設は容易でない。また、道路橋の下部構造については、1980 年代後半より高炉セメントが使用されることが多くなっていることに加えて、2001 年の国土交通省通達¹⁾により実質的にコンクリートの W/C が引き下げられたことで、かぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性は改善される方向にあるが、マスコンクリートに見られる水和熱に伴う温度ひび割れ発生の可能性はそれ以前に比べて高くなる傾向にある。

既往の研究では、コンクリートのひび割れ部で鉄筋腐食が確認された事例が多く、ひび割れ部には多くの塩化物イオンが存在したとの報告もある(前述 1.2.2)。2000 年以降、コンクリート標準示方書では、ひび割れがある場合に塩分浸透が促進されるものとして、塩化物イオンの拡散係数を割り増すこととなった²⁾。しかし、塩害を受けた PC 桁の補修部コンクリートのひび割れ部の EPMA 分析(面分析)では、塩化物イオンがひび割れ部で特に多くなるということは認められず、既往の研究とは異なる結果となっていた³⁾。

本章では、日本海沿岸部の厳しい塩分環境に建設された道路橋のさまざまなコンクリートのひび割れ部や打継目から採取したコアを用いて、ひび割れ、打継目と概ね直交する面で EPMA 分析を行った結果に基づき、コンクリートのひび割れ部における塩分浸透特性について考察する。

3.2 調査対象部材

(1) AS 橋 G1 主桁補強部⁴⁾

図-3.1 に架橋地点の周囲の環境を示す。本橋は秋田県内の日本海沿岸部に架設された支間 34.2 m、単径間のポストテンション PC 橋であった。桁下面から海面までの距離は約 12 m であった。1966 年に建設されてから 10 数年後には既に塩害劣化が見られ、1980 年にすべての桁を対象に断面修復及び補強が実施された。補強として、5 本すべての主桁下フランジの両側に F130T の PC ケーブルが 1 本ずつ配置された。この付加ケーブルは、防食のためにコンクリートで覆われた。本橋は塩害により再劣化が生じたため、2000 年に撤去された。図-3.2 に AS 橋主桁の補強部の外観を示す。付加ケーブルの定着体近傍のコンクリートは施工後比較的早いうちに生じたと考えられるひび割れが見られた。このひび割れ部から EPMA 分析用のコア 5 本を採取した(図-3.3)。なお、考察で引用するひび割れない箇所のコア A-OP2, A-OP3 は、AS 橋の G3 主桁及び G5 主桁のウェブからそれぞれ採取した。

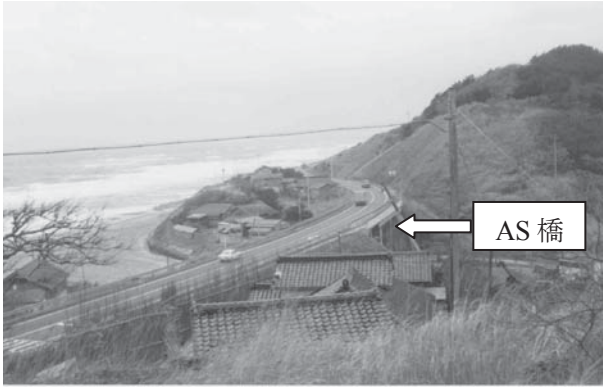


図-3.1 AS 橋の周囲の環境

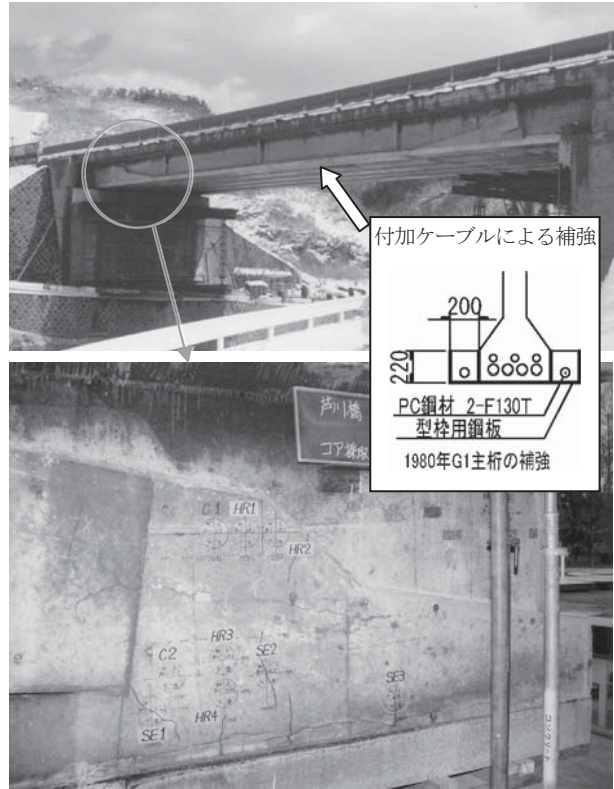


図-3.2 G1 主桁の付加ケーブル補強（上：補強直後）と海側の定着部コンクリートのひび割れ状況（下：コア抜き直前）

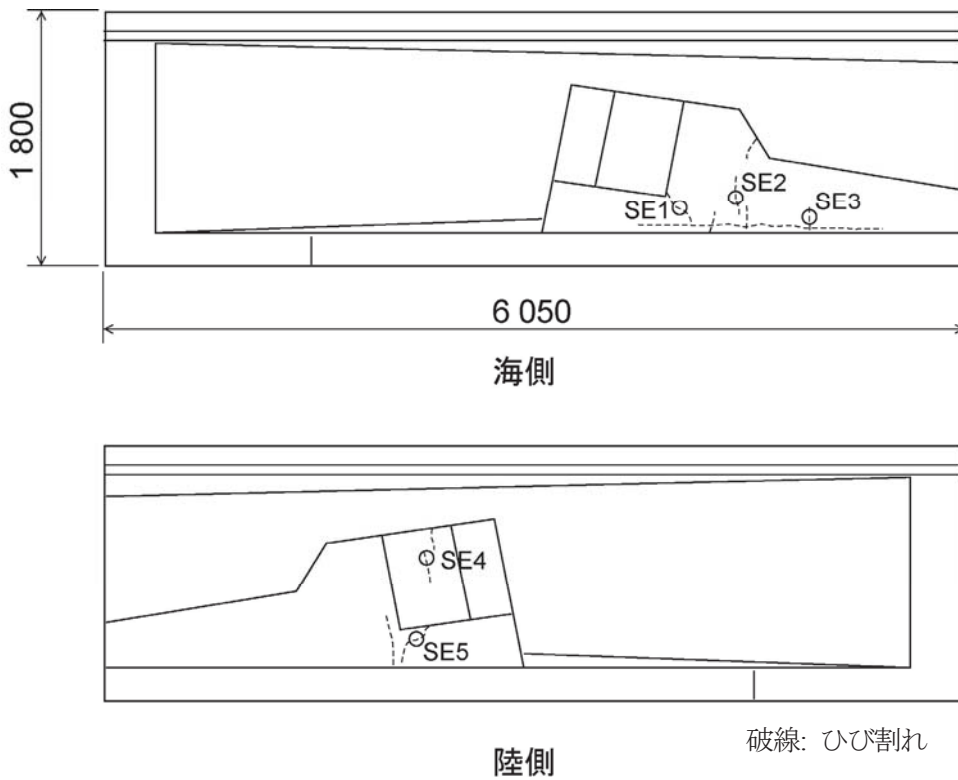


図-3.3 G1 主桁補強部のひび割れと EPMA 用コア採取位置



図-3.4 IW 橋 P8 橋脚の外観とその周辺環境

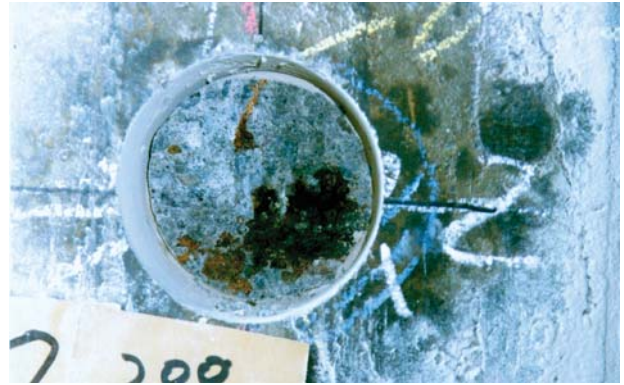


図-3.5 P8 橋脚柱部の鉄筋腐食(コア I-SE1 採取箇所)

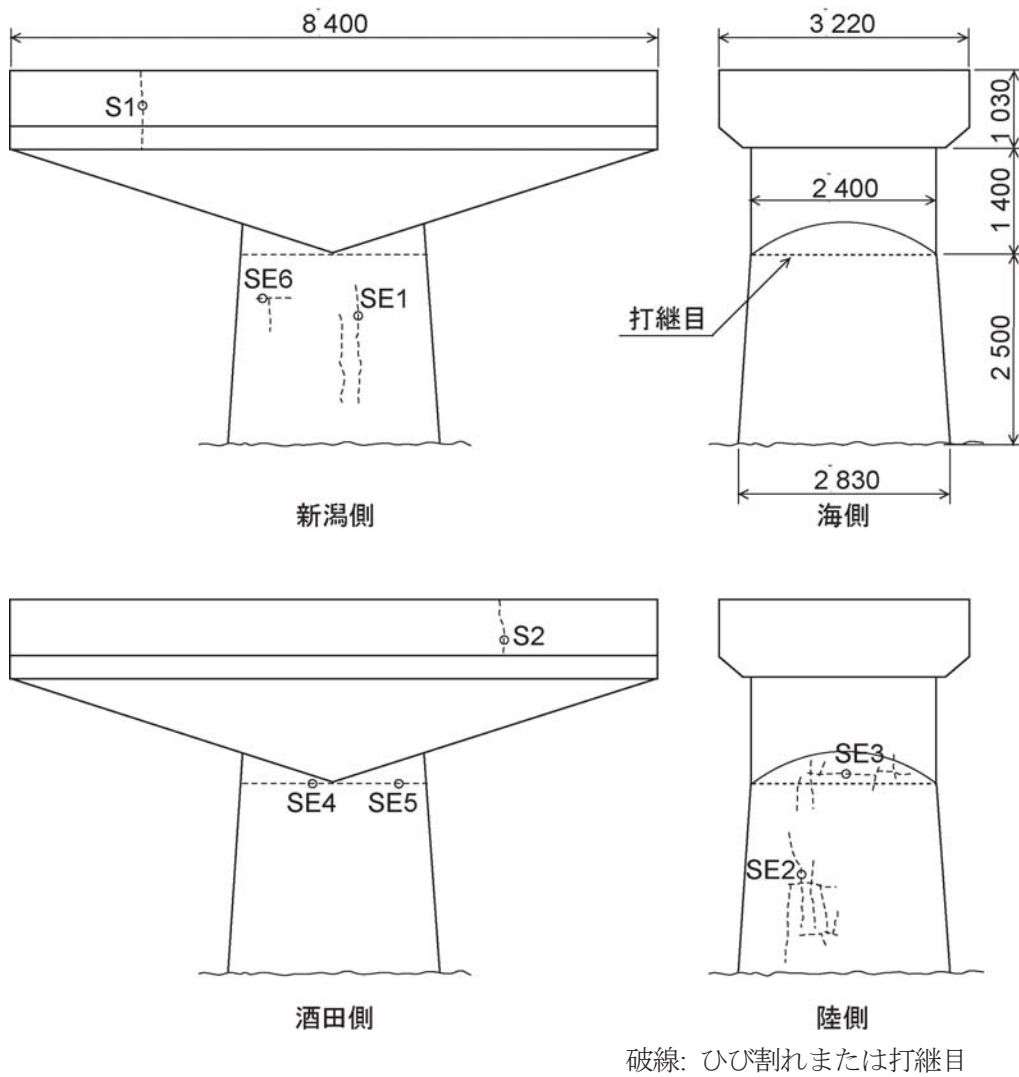


図-3.6 P8 橋脚のひび割れと EPMA 用コア採取位置



図-3.7 BT 橋 A2 橋台とその周囲の環境



図-3.8 A2 橋台の陸側側面のひび割れ状況

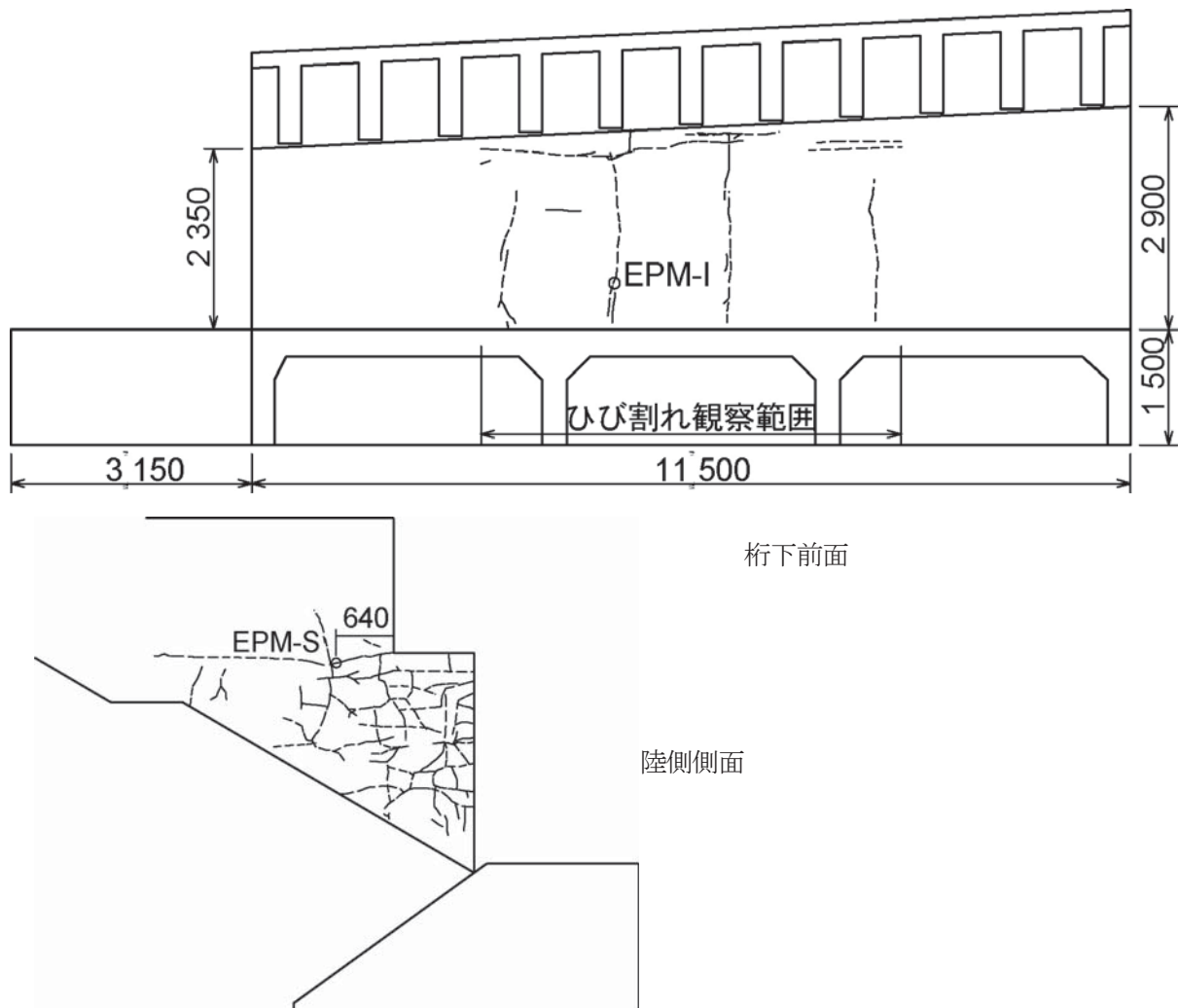


図-3.9 A2 橋台のひび割れと EPMA 用コア採取位置

(2) IW 橋 P8 橋脚⁵⁾

図-3.4 に IW 橋 P8 橋脚の外観とその周辺環境を示す。本橋は、橋長 337 m の 9 径間単純ポストテンション PC T 桁橋で、1966 年に完成した。P8 橋脚は、山形県温海地区の砂浜に建設され、季節風による波を直接受けるなど、厳しい塩分環境に置かれていたが、塩害補修はされていなかった。橋座幅は 1980 年以前に施工された。P8 橋脚は、施工時に生じたと考えられる乾燥収縮ひび割れ、橋座幅施工時の温度ひび割れのほか、調査時点（2001 年）で柱部に鉄筋腐食によると考えられるひび割れが見られた（図-3.5～3.6）。これらのひび割れ部から EPMA 分析用のコアを 6 本採取した。また、橋脚の柱部と梁部の間に打継目が見られたので、この箇所から 2 本のコアを採取した。

(3) BT 橋 A2 橋台

BT 橋は、橋長 340 m の 9 径間単純プレテンション PC T 桁橋で、1972 年に完成した。図-3.7 に BT 橋 A2 橋台とその周囲の環境を示す。同橋は新潟県能生地区の海岸に位置して、厳しい塩分環境に置かれている。調査対象とした A2 橋台は、錆汁や鉄筋腐食によるコンクリートのはくりは見られなかったが、陸側側面に亀甲状のひび割れが見られた（図-3.8）。一方、桁下の橋台前面には温度ひび割れと思われる比較的大きいひび割れが見られたが、陸側から約 2 m の範囲を除いて、亀甲状のひび割れは見られなかった。2002 年に、A2 橋台の陸側側面（日照、降雨がある箇所）及び桁下の雨水のかからない面（日照、降雨がない箇所）の両方からそれぞれ 1 本ずつ EPMA 分析用のコアを採取した（図-3.9）。

3.3 調査方法

(1) EPMA 分析

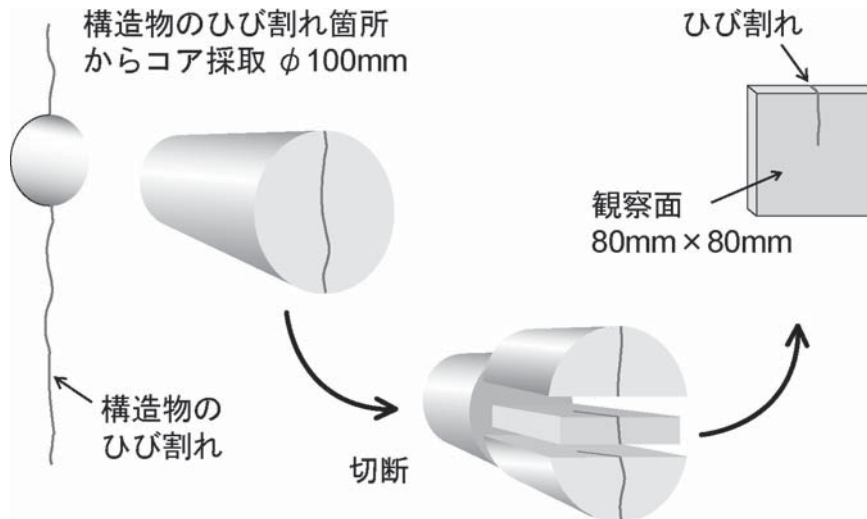
図-3.10 のとおり構造物のひび割れ部からコアを採取して、80 mm（表面からの深さ）×80 mm（幅）×20 mm（厚さ）の試料を切り出し、観察面 80 mm×80 mm の前処理（乾燥後に観察面研磨、炭素蒸着）を行った後、EPMA 分析（面分析）を行った。コア採取は、IW 橋は乾式で、AS 橋、BT 橋は湿式で行った。EPMA 分析結果の比較より、コア採取における湿式、乾式の顕著な違いは見られなかった。試料の切断、研磨は塩化物イオンが移動しないよう水ではなく専用油を使用した。分析の対象とする元素は、Cl, Na, S, Ca の 4 元素とし、カラーマッピングを行った。ひび割れが貫通していたものは、メタクリル樹脂により結合した後に試料の調整を行った。試験装置は、N 社製電子線マイクロアナライザー JXA-8621M を用いた。

(2) 圧縮強度

各構造物から別途採取したコンクリートコアを用いて JIS A 1108 に準拠して圧縮強度試験を行った。

(3) 中性化深さ

圧縮強度試験のコアを用いてフェノールにより中性化深さを測定した。ひび割れのない箇所から採取した A-OP2, A-OP3 は、EPMA 分析用試料を切り出す途中で（コアを半割にした状態、研磨前）、中性化深さを測定した。



(EPM-S のみ, コア径 68 mm, 観察面 80 mm×68 mm)

図-3.10 EPMA 分析用試料の切り出し方法

(4) 塩化物イオン濃度の分布

EPMA 分析用試料を取り出したコアの一部を深さ方向に 10mm または 20mm 間隔で切断して, (社)日本コンクリート工学協会の硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法 (JCI-SC4)⁶⁾ に準じて深さ方向の全塩化物イオン濃度の分布を測定した。

3.4 結果

(1) 各コアの試験・分析結果

表-3.1 に 3 つの構造物から採取した 15 本のひび割れ部コアの EPMA 分析結果を示す。いずれの試料とも, 沿岸部に建設されたコンクリート構造物から採取されたものであったため, 外部からの塩化物イオンの浸入が確認された。ひび割れの種類は, 乾燥収縮に起因するもの, 水和熱に起因するもの, 鉄筋腐食に起因するもの, ASR に起因するものが含まれていた。コンクリート表面でのひび割れ幅は 0.06~0.45 mm であった。コンクリートの圧縮強度は 21~71 N/mm² であった。カルシウムイオンの EPMA 分析結果では平均的な含有量 (全体的な色合い) に幅があり, コンクリートの W/C によって異なっていたようである。採取したコアは, ささまざまな W/C のコンクリートが含まれていたことがわかる。

表中の中性化深さは, 近接するコアのフェノールによる測定結果と, EPMA 分析結果による推定値を示した。EPMA 分析による推定値は, 硫化物イオンが中性化の範囲で顕著に減少する性質⁷⁾を利用して, 硫化物イオンが表面付近で減少していた部分と濃縮部の境界から読み取った値である。ひび割れ部から採取した EPMA 分析用試料ではフェノールによる中性化深さを測定していないので, 本章での中性化深さは, 特段の断りがない限り, この硫化物イオンから推定した中性化深さをいう。

表-3.1 ひび割れ部の EPMA 分析結果と同コアの基本データ一覧

構造物	コア 採取位置	コア 番号	ひび 割れ 幅 mm	ひび割れ 深さ mm		圧縮 強度 MPa	中性化深さ mm		最大 塩分 量 kg/m ³	EPMA分析結果																	
				A面	B面		近接 コア	EP MA 読み		表面付近 での減少			表面付近 での濃縮			ひび割れ部 での減少			ひび割れ部 での濃縮								
										Ca 濃度 %	Cl	Na	Ca	Cl	Na	S	Ca	Cl	Na	S	Ca	Cl	Na	S			
AS橋 G1主桁 補強部	海側	A-SE1	0.06	2	40	58	0	0	8.2	●	○	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	○		
	海側	A-SE2	0.1	91	88	58	0	0	7.7	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	海側	A-SE3	0.08	31	37	58	0	0	8.4	●	○	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	△		
	陸側	A-SE4	0.1	100	83	71	0	0	4.0	●	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	
	陸側	A-SE5	0.2	110	222	71	0	4	8.6	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
IW橋 P8橋脚	新潟側 下	I-SE1	0.2	69	34	29	10	1	20.1	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	●	
	陸側 下	I-SE2	0.1	46	24	29	10	5	15.8	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	●	
	陸側 上	I-SE3	0.1	2	1	30*	3	3	11.0	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	酒田側 上	I-SE4	0.06	-	-	-	-	12	10.8	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	打継目 下							10	10.8	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	酒田側 上	I-SE5	0.08	44	69	-	-	-	9.7	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	打継目 下							0	9.7	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	新潟側 下	I-SE6	0.1	0	2	21	8	1	11.2	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	梁部新潟側	I-S1	0.45	82	115	33	0	0	9.6	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	梁部酒田側	I-S2	0.35	115	112	35	4	4	10.3	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
BT橋 A2橋台	側面	EPM-S	0.2	107	118	32	2	2	7.6	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	桁下	EPM-I	0.25	>200	>200	35	4	4	2.9	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	

注: 1) ひび割れ幅は、コア採取前にクラックスケールにより測定した。

2) ひび割れ深さはコア側面の目視による。I-SE4は半割り状態であった。

3) *印はテストハンマーによる推定値

4) EPMAによる中性化深さは硫化物イオンの分布から推定した。

5) Ca濃度はひび割れ部および非中性化領域を除いた部分の平均的な濃度(EPMA分析結果による目安)を示す。

6) +印は下側コンクリート表面に見られたCa、Cl等で構成される物質(図-3.15(a)~(c))

7) EPMAの結果のうち、「表面付近」はひび割れ部を除いた箇所。 9) Na濃縮は中性化領域で見られた。

8) P8のコア採取位置の上下は打継目から上か下かを示す。 10) S濃縮は中性化領域の境界部のすぐ外側(非中性化領域)で見られた。

凡例: ● : あり(強)

○ : あり

△ : わずかにあり

● : なし

表中の EPMA 分析結果は、ひび割れ部を除いた表面付近とひび割れ部に分けて、Cl, Na, Ca, S の各元素について濃度の減少と濃縮について傾向を整理した。

なお、コンクリート中における塩化物イオンは中性化に伴い中性化領域から内部の非中性化領域に移動して、非中性化領域の側にピークが生じることが知られている（図-3.11(a) ⁷⁾。しかし、この現象は練り混ぜ時に塩化物を混入した場合において確認されたものであり、外部から浸入した塩化物イオンの場合における中性化の影響は必ずしも明確でない。図-3.11(b)のように、中性化による非中性化領域における塩化物イオン濃度のピーク（中性化の境界におけるピークではない）が現れないか、あるいは現れても顕著なピークとして現れないのではないかと想定される。今回の EPMA 分析の結果でも、このピークの存在を明確に区別できなかった。表-3.1 に示した表面付近における塩化物イオンの濃縮は、外部からの塩化物イオンの拡散浸透で一般に見られるものであり、中性化の影響による塩化物イオンのピークを区別できていない。

(2) EPMA 分析結果の例

a) 水和熱に起因したひび割れ部 (I-S2)

I-S2 は、構造物の外観観察からひび割れ幅が比較的大きかったこと、コンクリートの深い位置までひび割れが発生していたことからコンクリート打設時における水和熱による温度収縮に起因したひび割れであると考えられる。図-3.12(a), (b)にコア I-S2 の EPMA 分析結果のうち、塩化物、硫化物それぞれのイオン濃度分布を示す。図の上辺がコンクリートの表層部分に相当する（以下、同じ）。ひび割れ部を除く部分では、表面から 4 mm 程度の中性化領域を除いて外部からの塩化物イオンの拡散浸透が認められた。表層の中性化領域では、塩化物イオンが著しく少ない空白部分が見られた（図-3.12(a)の①）。ひび割れ部（同②）では、ひび割れのない部分（同③）よりも塩化物イオンが多くなることはなく、むしろひび割れに沿って塩化物イオンが顕著に少なくなっていた。

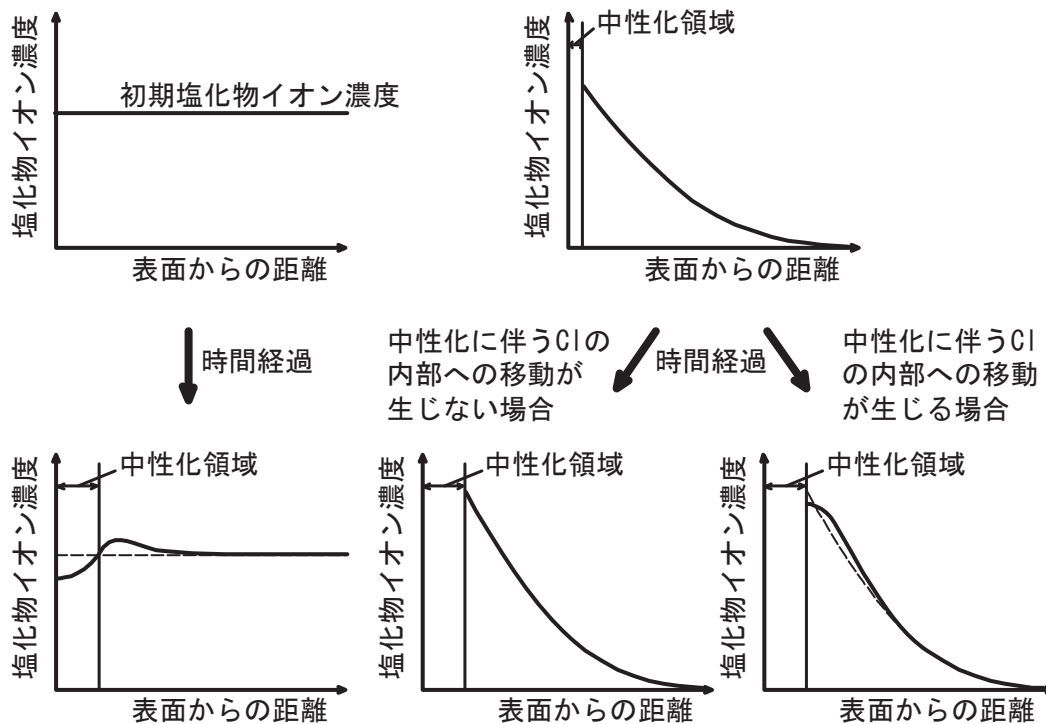
I-SE6, I-S2, EPM-I では、ひび割れ部の比較的深い位置で巣状(ネスト状)に中性化領域が広がっているところが見られ（図-3.12(b)の④）、ひび割れ部の中性化領域の幅は必ずしも深さに依存しない場合があることがわかった。

硫化物イオンはひび割れに沿って空白部分が見られるものの、その周囲には強い濃縮（図-3.12(b)の⑤）が生じていた。表層部での硫化物イオンの濃縮（同⑥）はひび割れ部と同程度であり、それ以上の外部からの供給は見られなかった。

b) 鉄筋腐食に起因したひび割れ部 (I-SE2)

I-SE2 の鉄筋位置（かぶり約 80 mm）での塩化物イオン濃度は近傍のコアの定量分析結果より概ね 6~9 kg/m³ に及んでいたと考えられる。かぶりが厚い場合にコンクリート中の発錆限界塩化物イオン濃度は大きくなる傾向にあると考えられるが ⁸⁾、それでも鉄筋に腐食が生じ始めるには十分な塩化物イオン濃度が浸透していた。I-SE2 のひび割れはこれらの塩化物イオン濃度の値とその発生状況から鉄筋腐食に起因したひび割れであると考えられる。

図-3.13 にコア I-SE2 の EPMA 分析結果のうち、塩化物イオン濃度分布を示す。I-S2 と同様、ひび割れのない部分では多量の塩化物イオンが浸透していたが、表層部とひび割れ部の中性化領域では塩化物イオン濃度が著しく少なくなっていた。



(a) 初期塩化物イオンの場合⁷⁾

(b) 外部から浸入した塩化物イオンの場合 (仮想)

図-3.11 中性化が塩化物イオン分布に及ぼす影響 (模式図)

I-SE2 のひび割れ深さは目視では 24~46 mm であったが、ひび割れによる塩化物イオンや硫化物イオンの濃度変化の範囲は 80 mm まで達しており、実際のひび割れは目視によるひび割れ深さよりも深くまで達していたと考えられる。

このひび割れは多量の塩化物イオンの浸透による鉄筋腐食により発生したものであることから、ひび割れ発生後にこれらの濃度変化（ひび割れ部における塩化物イオン、硫化物イオンの減少とその周囲の硫化物イオンの濃縮）が現れたことは明らかである。

c) ASR に起因したひび割れ部 (EPM-S)

A2 橋台側面のひび割れの原因は、表層に ASR 特有の典型的な亀甲状ひび割れが発生していること、コア側面にもひび割れが見られたこと、鉄筋位置の塩化物イオン濃度が 0.7 kg/m^3 であったので鉄筋腐食の可能性が低いこと、ひび割れ幅が比較的大きいことから ASR に起因するひび割れの可能性が高いと考えられる。

図-3.14 に A2 橋台側面のひび割れ部から採取したコア EPM-S の EPMA 分析結果を示す。温度ひび割れや鉄筋腐食に起因したひび割れと同様に、外部からの塩分浸透が見られ、ひび割れの周囲で塩化物イオンが少なくなる現象が見られた。ただし、EPM-S のみはひび割れ部において硫化物イオンの濃縮が見られなかった点が特異であった。

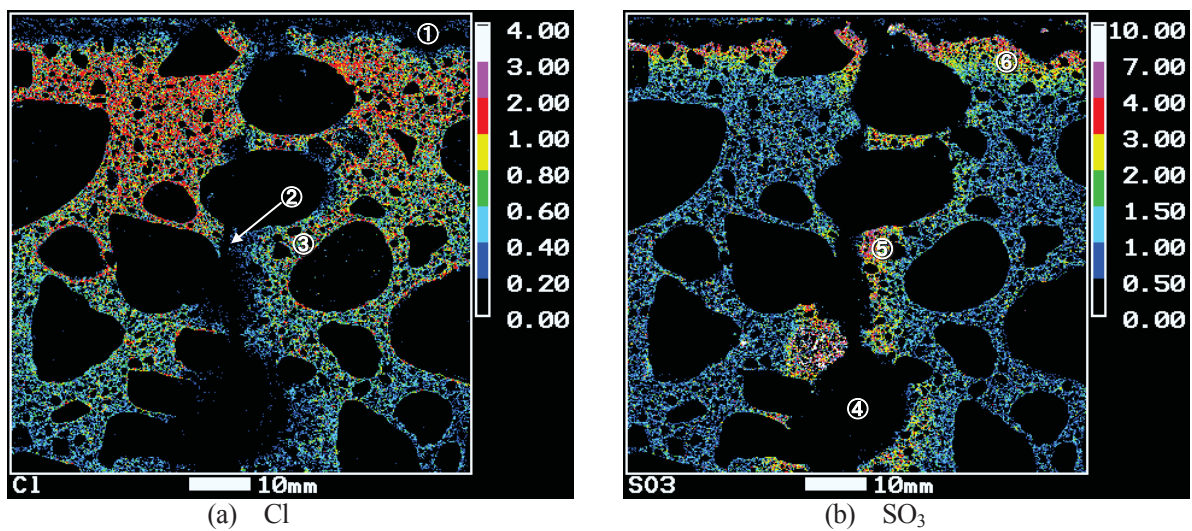


図-3.12 EPMA 分析結果 (I-S2)

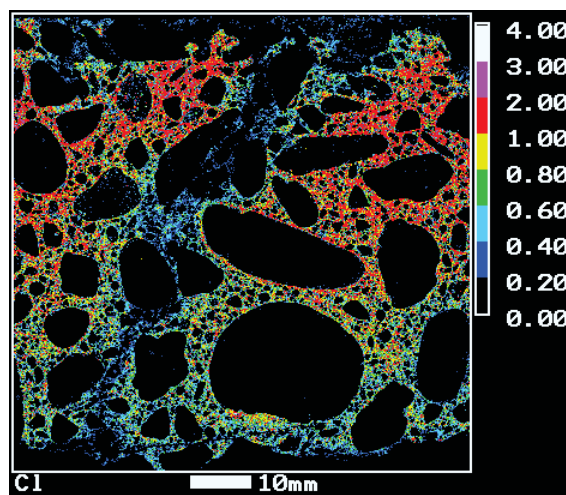


図-3.13 EPMA 分析結果 (I-SE2, Cl)

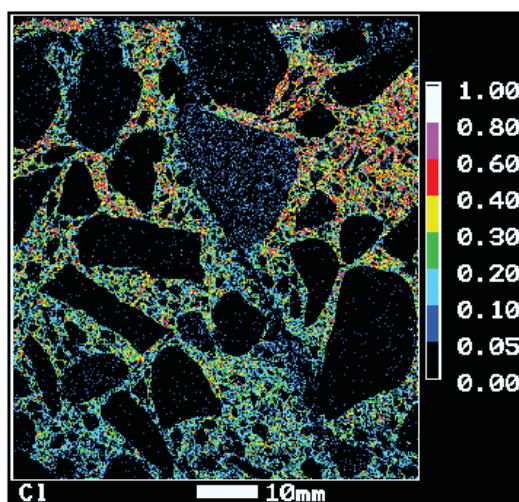


図-3.14 EPMA 分析結果 (EPM-S, Cl)

d) 打継目 (I-SE5)

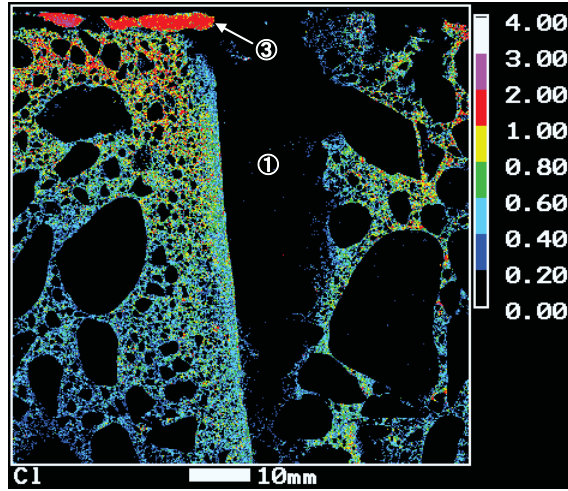
I-SE5 は P8 橋脚の上下コンクリートの打継目から採取したものであり、表面から約 50 mm の範囲は上下コンクリートの境界面の付着がなく、半割りの状態であった。図-3.15(a)~(c)に I-SE5 の EPMA 分析結果を示す。図の中心付近に下ブロックのレイタンスと見られる約 2~3 mm の層が見られた。

上ブロックのコア圧縮強度が下ブロックより高い傾向にあったこと、上ブロックのコンクリートの中酸化深さが下ブロックよりやや小さかったこと、及び EPMA 分析結果で上ブロックのカルシウムイオン濃度が下ブロックより高い傾向があったことから、上ブロックのコンクリートは下ブロックに比べて W/C が小さい傾向にあったと推察される。

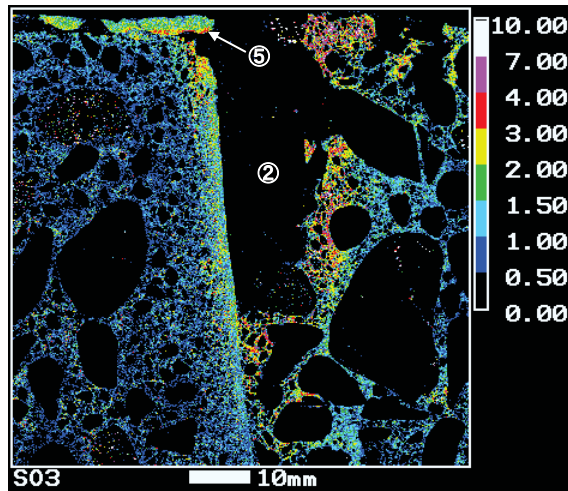
しかし、打継目の塩化物イオン、硫酸イオンの空白部分は上ブロック側のみで見られ（図-3.15(a)の①、同(b)の②）、レイタンス部も含めて下ブロック側は付着のない打継目による顕著な濃度変化が見られなかった。前掲の I-S2、I-SE2 のひび割れ部でもカルシウムイオンの減少は見られたが、上ブロックの打継目ではそれ以上にカルシウムイオンの顕著な減少が見られた。これより、打継目ではなんらかの理由によりカルシウムイオンの溶出が生じていた可能性が高い。また、打設時に型枠内の水を除去しきれず、局所的に W/C が極端に大きくなっていた場合には、カルシウムイオンの溶出がより速くなっていた可能性も考えられる。

下ブロックの表層部に見られる塩化物イオンとカルシウムイオンの強い濃縮は、打継目から溶出したカルシウムイオンがコンクリートの内外からの塩化物イオンとともにコンクリート表面に固着したものかもしれない（図-3.15(a)の③、同(c)の④）。カルシウムイオン、塩化物イオンほどではないが、表層の物質中に硫酸イオンの濃縮も見られた（図-3.15(b)の⑤）。なお、これらの打継目のコア採取位置は、雨天時に張り出し部からの雨水の流下や伸縮装置からの漏水などにより、表面が洗われることがあった。

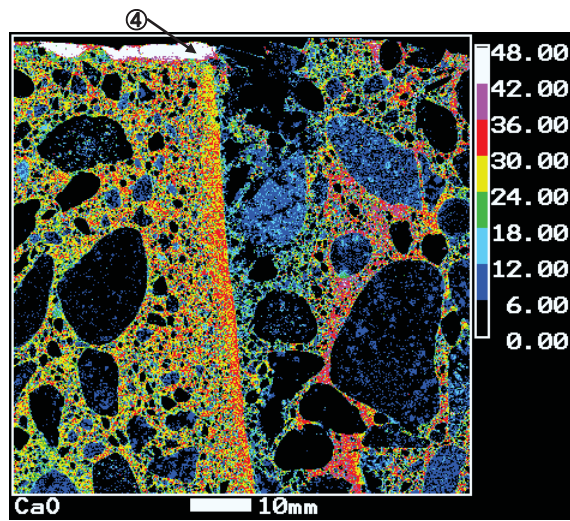
打継目
 下ブロック ← ↓ → 上ブロック



(a) Cl



(b) SO₃



(c) CaO

図-3.15 EPMA 分析結果 (I-SE5)

3.5 考察

3.5.1 表面付近の中性化領域における塩化物イオンの移動

図-3.16 にひび割れのない箇所のコア A-OP2 を例に、フェノールによる中性化領域と塩化物イオン及び硫化物イオンの濃度分布を対比して示す。図中、緑色の線はフェノールによる中性化領域をトレースしたものであり、これと全く同じものを EPMA 分析結果の上に重ねて示した（図中、赤線）。この図から、中性化領域の境界線を境にして、塩化物イオン、硫化物イオンが明確に濃度変化していることが確認できる。今回の調査の範囲では、既往の研究⁷⁾と同様、表層部の中性化が塩化物イオンや硫化物イオンの移動に密接に関連していたと考えられる。

他のコアの結果も含めてみると、塩化物イオンは A-OP2 のように中性化領域の境界線ではっきりと変化する場合（硫化物イオンほど明確ではない）と中性化領域の手前で塩化物イオン濃度が減少傾向を示す場合があった。硫化物イオンについては、ほとんどの場合、A-OP2 と同様に中性化領域の境界線と見られる明確な変化が見られた。

図-3.17(a)に、A-OP2 の塩化物イオン濃度の定量分析結果を示す。A-OP2 の場合、表層約 5mm の範囲は中性化により塩化物イオンがほとんど存在していなかったが、スライスによる塩化物イオン濃度分析では表層 10 mm の範囲の平均的な値を測定した。A-OP2 の中性化していた部分を除いて、塩化物イオン濃度を測定していたなら、図-3.17(a)に補正值として示すように、表面から 5~10 mm の範囲で約 14 kg/m^3 になっていたと推定される。この補正值は、フィックの拡散式に基づき深さ 10~50 mm の塩化物イオン濃度のデータで回帰したときの回帰式上に概ね一致していた。これと同様に、図-3.17(b)~(e)に比較的中性化深さが大きかった A-OP3, A-SE5, I-SE6, EPM-S について検討した結果を示す。A-SE5, I-SE6 は A-OP2 と概ね同様の傾向が見られたが、A-OP3, EPM-S のように補正值が回帰式上に一致しないものも見られた。

中性化深さが 5 mm 以上もあると中性化領域の塩化物イオンが内部に移動・濃縮した場合には、回帰式を顕著に超える部分が見られるかもしれないと考えたが、図-3.17 でそのような傾向は見られなかった。図-3.17(a)~(e)の結果では、非中性化領域における 4 個のデータの分布が、コンクリート中の塩化物イオンの初期値が均一としたときのフィックの拡散式でよく表されていた（図-3.18 の分布 T）。図-3.17 と同様の傾向は既往の調査^{例えば、9), 10)}でも頻繁に見られた。ただし、塩化物イオンが硫化物イオンと同様に非中性化領域に濃縮してもコンクリート内部へ再拡散することもあり得るので、これらの結果だけでは中性化領域にあった塩化物イオンが内部に移動しないと断定できない。

いずれにしても、練り混ぜ時に塩化物イオンを投入した場合と異なり、外部から浸透した塩化物イオンの場合、中性化に伴い塩化物イオンが非中性化領域に濃縮する傾向があるかどうかは、外部からの塩化物イオンの浸透、拡散の分布と重なるために判別し難い。また、コンクリートの中性化領域と内部の中性化していない領域の自由塩化物イオンの濃度差から中性化領域にあった塩化物イオンが内部に拡散すると考えられているが⁷⁾、この場合に表層部の中性化領域の塩化物イオンがほとんどなくなってしまう現象は説明できていない。

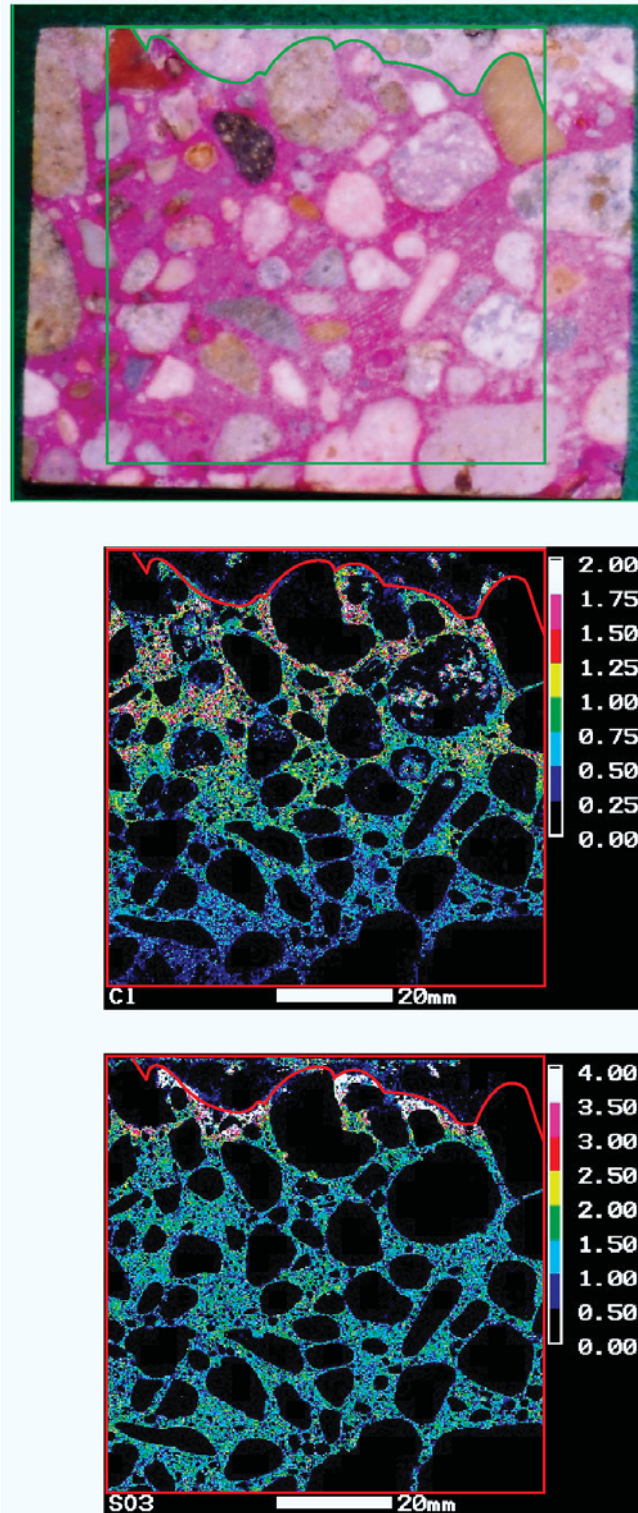
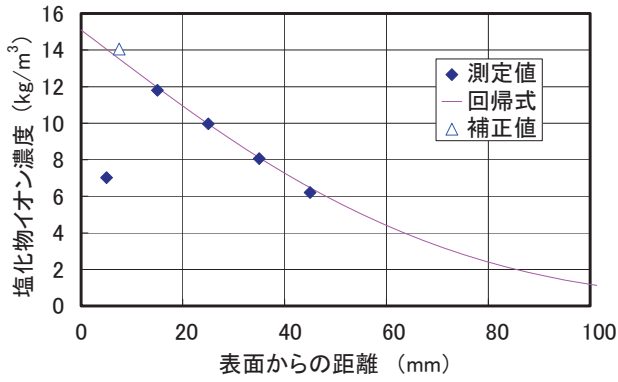
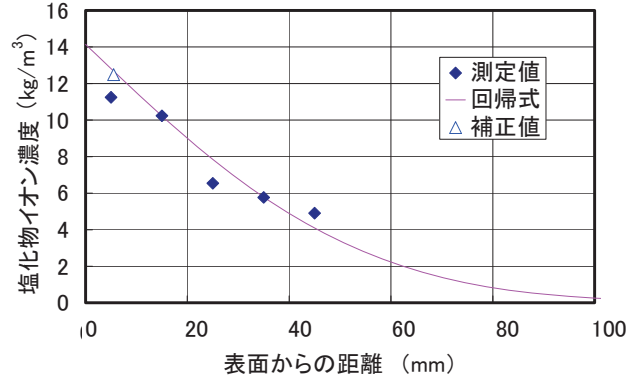


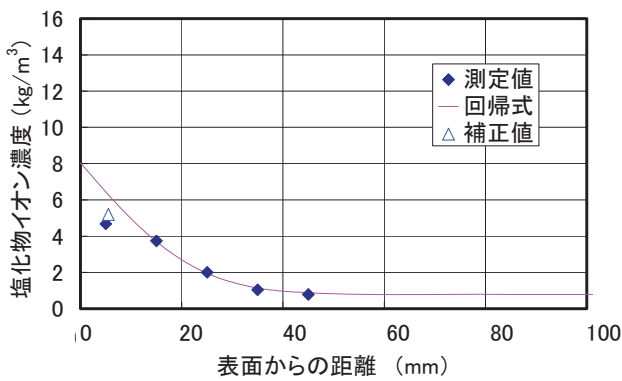
図-3.16 A-OP2 の中性化領域と塩化物イオン，硫化物イオンの EPMA 分析結果
 (上から：フェノールによる中性化領域，塩化物イオン，硫化物イオン)



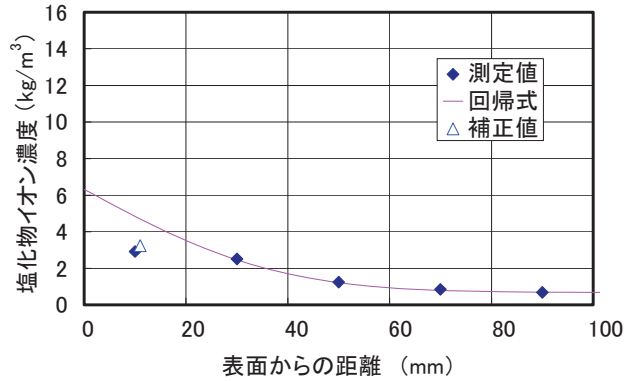
(a) A-OP2



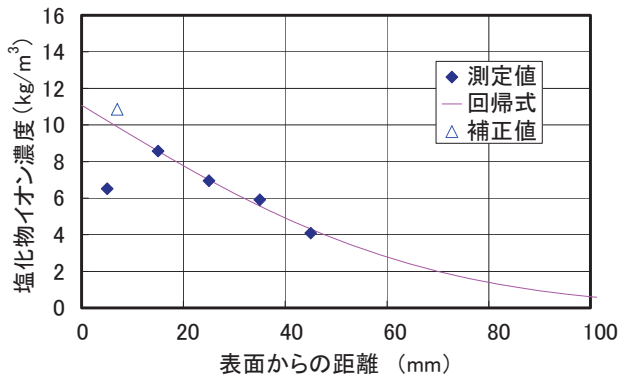
(d) I-SE6



(b) A-OP3



(e) EPM-S



(c) A-SE5

図(a)~(d)の回帰式は10~50mmの範囲，図(e)の回帰式は20~100mmの範囲の測定値にそれぞれ基づく

図-3.17 表層部の塩化物イオン濃度の補正

もう一つの疑問点として、塩化物イオンをほとんど排除した中性化領域では、その後の外部からの塩化物イオンに対してどのような役割をしているかという点である。コア調査時に、中性化領域において塩化物イオンがほとんどない状態であるためには、塩化物イオンが中性化領域から外部に流出するか、あるいは塩化物イオンが中性化領域を短期間に通り返して非中性化領域に蓄積され続けるかであろうと考えられる。仮に、コンクリート表面が塗装されたときと同様に、表層の中性化領域で塩化物イオンの浸透が遮蔽されるとする

と、遮蔽されるまでに浸透していた塩化物イオンの分布が非中性化領域で平均化する方向に再拡散すると考えられる（図-3.18の分布F）。しかし、図-3.17などのこれまでの結果で、そのような再拡散の傾向は見られなかった。

図-3.19に、一例として、日本海沿岸部で行われたコンクリートブロックの暴露試験^{11),12)}における、W/C55%のブロック（陸側）から採取したコア中の塩化物イオン濃度の経年変化と、暴露3年目及び5年目に測定したコア採取位置でのフェノールによる中性化深さ測定結果を示す。この図から、中性化が確認された暴露3年目以降、5年目の調査までの間にも多量の塩化物イオンが浸透し続けていたことがわかる。

これらの点から、コンクリート表層の中性化領域は、塩化物イオンを排除する傾向があるものの、コンクリート塗装のように塩化物イオンを遮蔽するのではなく、ごく短期間のうちに外部からの塩化物イオンを内部に移動させていたことを示唆している（流出の可能性を含め、第4章、第5章でさらに検討する）。

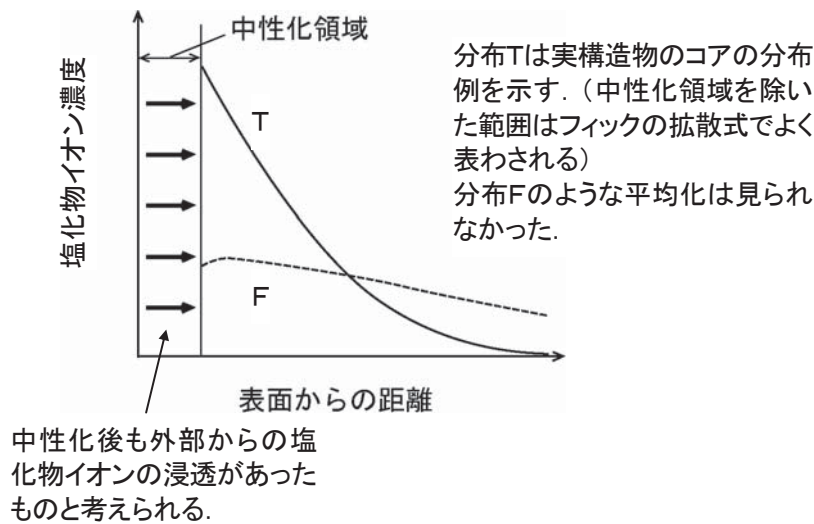


図-3.18 中性化領域と外部からの塩分浸透（模式図）

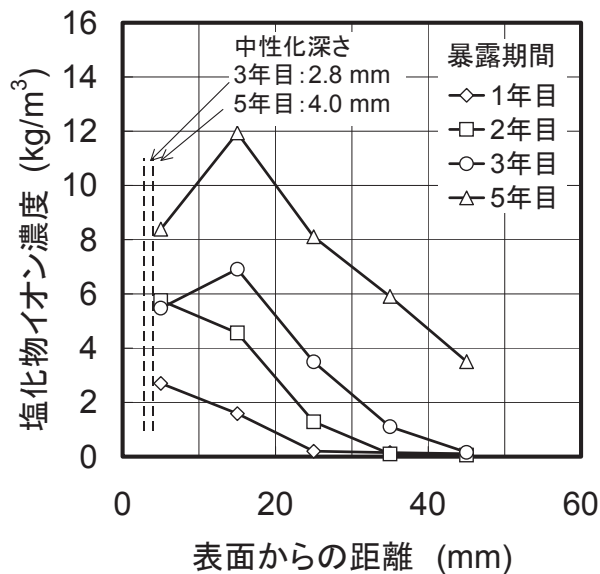


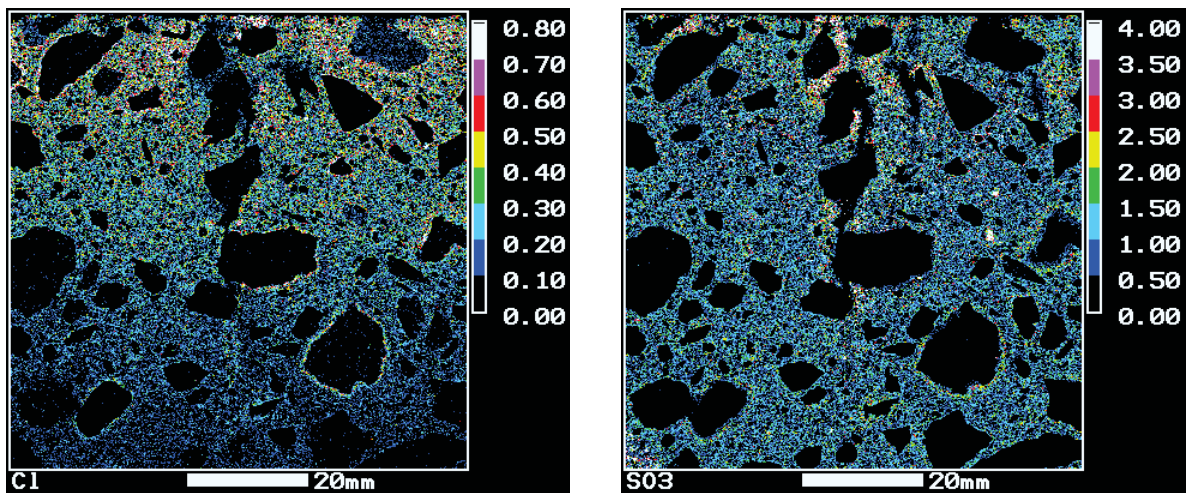
図-3.19 沿岸部での屋外暴露試験における中性化後の塩化物イオン浸透状況^{11),12)}

3.5.2 ひび割れ部の塩化物イオンの浸透と減少

他のコアに比べてひび割れに沿った中性化が軽微であった A-SE1 を除き、すべての EPMA 分析用試料で、ひび割れ部において塩化物イオンが少なくなっていた。この結果は、コンクリートの W/C に関係なく、またひび割れの発生原因や幅、深さにほとんど関係なく見られた。

ひび割れ部で塩化物イオンが少なくなる傾向は、表層部の塩化物イオンの減少と類似しており、ひび割れ面からの中性化の進行と関連しているものと考えられる。ひび割れ部では比較的容易に中性化が生じることが知られているが¹³⁾、A-SE2, I-S1 などでは、表層部で中性化が進行していなくとも、ひび割れ内部で中性化によると考えられる塩化物イオン、硫酸イオンの濃度変化が見られた (図-3.20~21)。

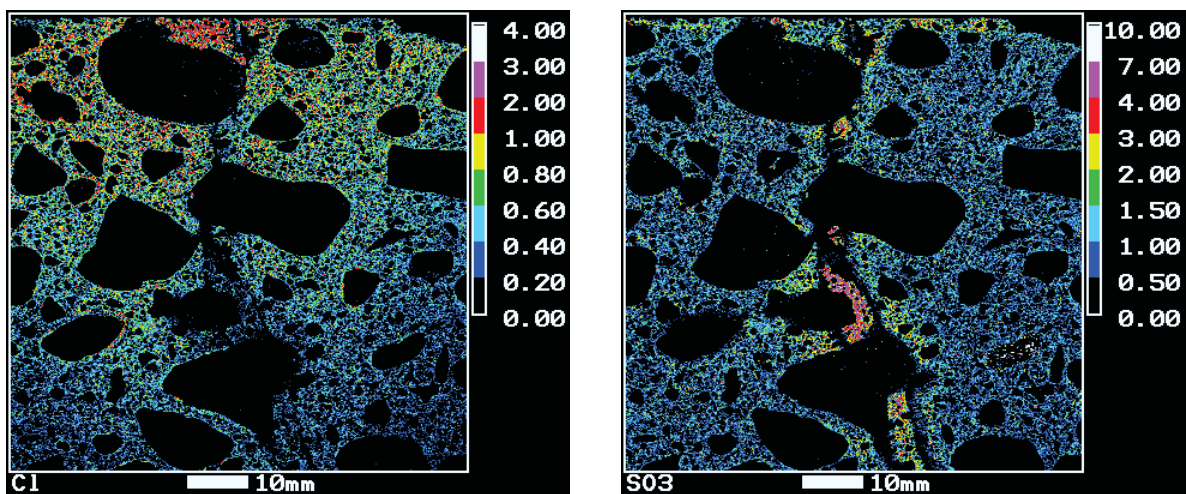
前述のとおり、I-SE2 は塩化物が浸透した後に発生したひび割れの場合でも、ひび割れ部の塩化物イオンが少なくなっていたことから、ひび割れの発生時期に関係なく、ひび割れ部の塩化物イオンの減少が見られることがわかった。



(a) Cl

(b) SO₃

図-3.20 EPMA 面分析結果 (A-SE2)



(a) Cl

(b) SO₃

図-3.21 EPMA 面分析結果 (I-S1)

一方、ひび割れ部（打継目に沿った割れ）への塩分浸透が認められた前掲図-1.2 の例では、W/C38%のコンクリートの塩水浸漬試験¹⁴⁾のため、打継目の割れた面で中性化が生じる可能性は低かった。また、同じくひび割れへの塩分浸透が見られた前掲図-1.3 の例では、床版上面増厚 SFRC（W/C は 36%）の路面に見られたひび割れであった¹⁵⁾。供用期間が 2～3 年と比較的短かったが、同図より、床版上面のひび割れには、凍結防止剤に由来する塩化物イオンを含む路面水が容易に浸透していた。同時に測定した硫化物イオンの分布から、上面から深さ 30mm ぐらいまでの範囲で、ひび割れ面から水平方向に 1～2mm 程度の中性化が生じていたと考えられる。ただし、図-1.3 の塩化物イオンの分布では、中性化した範囲が黒くなっていて、一見、幅の広いひび割れのように見えるが、よく見ると塩化物イオン濃度が低くなっていたことが認められる。この事例では、一旦ひび割れに浸透した塩化物イオンが、中性化に伴って減少し始めていたと考えられる。

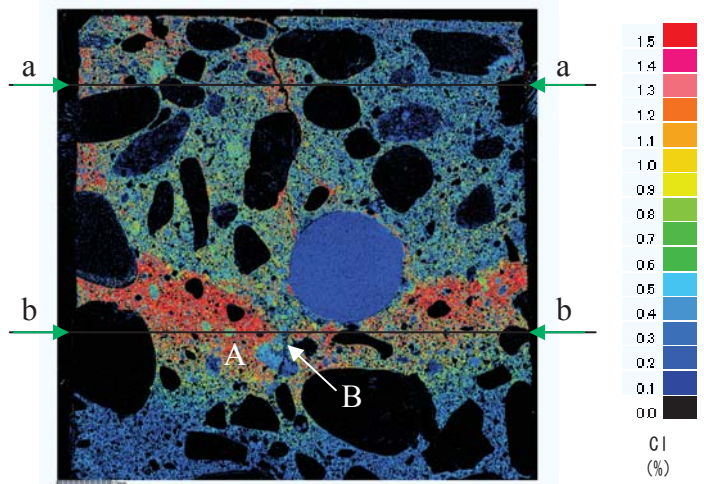
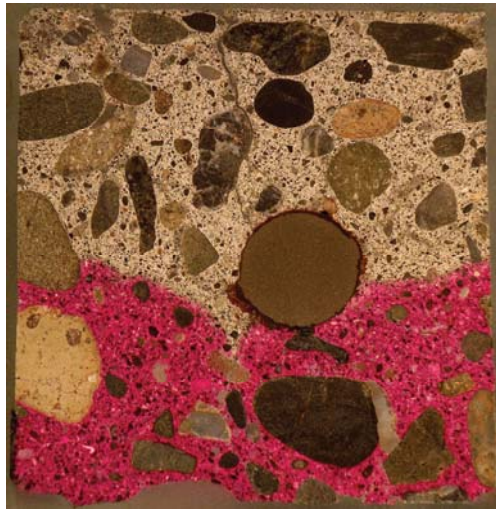
第 4 章で述べる中性化したコンクリート床版(W/C が 70～80%程度と想定される)の暴露試験の 3 年目に、鉄筋に沿ったひび割れを有するコンクリート断面の EPMA 分析を行った（コア B-1、図-4.2(a)に採取位置を示す）。図-3.22 に、研磨前に測定したフェノールによる中性化範囲と、EPMA による塩化物イオンの分布を示す。中性化の境界の内側には、これまでも見られたように、塩化物イオンの濃縮が見られた。幅 80mm の範囲での結果であるが、図の中心付近にあるひび割れ部の中性化深さが深い分だけ、塩化物イオンもより深い位置に濃縮する傾向が見られた（図中の A の位置）。また、塩化物イオンは、中性化領域であっても、ひび割れの周囲に濃縮が見られ、ひび割れに沿って海水が浸入した可能性があると考えられる。コア採取の約 2 週間前に台風（宮古島の気象データで北風が卓越した台風 15 号、2012 年 8 月 26 日）が接近していたことから、その際、一時的に暴露面に波しぶきまたは海水がかかる状況にあった可能性がある。図-3.23 に、図-3.22(b)に示した深さ a-a 及び b-b における水平方向の塩化物イオンの分布を示す。深さ a-a は、中性化領域のひび割れの水平方向の分布であり、ひび割れ付近に強い濃縮があったことが、この図からも確認できる。一方、深さ b-b は、中性化の境界よりも深い非中性化領域の水平方向の塩化物イオンの分布を示す。前述のとおり、測定した 80mm×80mm の範囲全体を見ると、ひび割れ付近で塩化物イオンがより深い位置に濃縮する傾向が見られたが（図中 A）、ひび割れ直近では、むしろ塩化物イオンが少ない傾向が見られた（図中 B）。

以上の結果より、ひび割れ部の塩化物イオンの浸透と減少についてまとめると次のとおりである。

- (a) 中性化領域であっても、ひび割れに沿って塩化物イオンが浸入する。
- (b) ひび割れ付近で中性化の範囲が深くなるに従って、塩化物イオンの濃縮もより深い位置に移動する。
- (c) 中性化の境界付近で塩化物イオンが濃縮しても、ひび割れ直近で中性化している範囲には、塩化物イオンの濃縮が見られなかった。
- (d) 非中性化領域のひび割れの先端に塩化物イオンが濃縮することはなかった。

ひび割れからの移流により浸透した塩化物イオンも、中性化の境界付近の非中性化領域（B より深い位置ではなく、A の付近、あるいはひび割れ先端）で固定、吸着されることが想定されたが、A 付近やひび割れ先端での塩化物イオンの明確な濃縮は認められなかった。

なお、鉄筋の塩化物イオン濃度が粗骨材位置よりもやや大きいのは、切断後に鋼材表面に塩化物イオンが吸着したものと推察される。鉄分を含む骨材も同様のことが起こり得ると考えられ、測定結果を見る時に注意する必要がある。

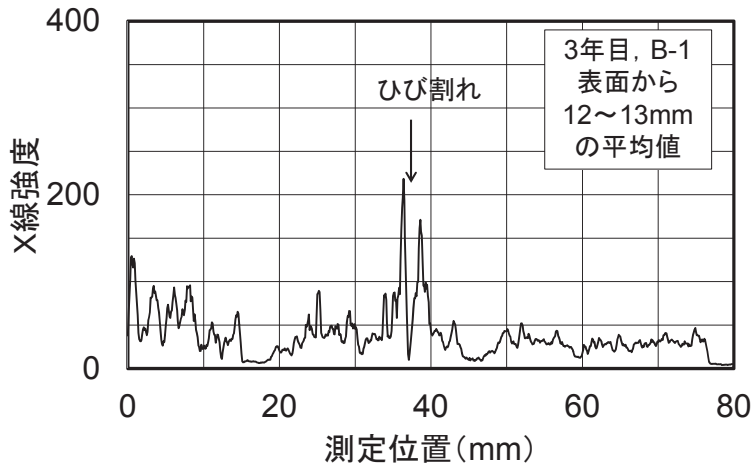


(注) 上辺が暴露面, 80mm×80mm

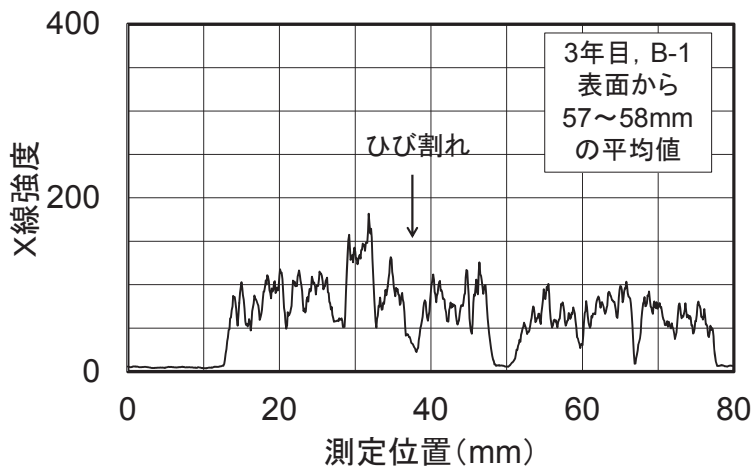
(a) 研磨前のフェノールによる中性化の範囲

(b) 塩化物イオン濃度分布

図-3.22 EPMA 面分析結果 (第4章で述べる暴露試験における3年目のコア B-1)



(a) 表面から深さ 12~13mm における水平方向分布 (a-a 断面)



$$\text{塩化物イオン含有量(\%)} = 0.0115 \times (\text{X線強度}) - 0.09$$

(b) 表面から深さ 57~58mm における水平方向分布 (b-b 断面)

図-3.23 EPMA による塩化物イオンの X 線強度分布 (図-3.22(b)に示す断面, 水平方向は 5 点平均で示す)

境界面の付着がほとんどなかった打継目（I-SE4, I-SE5, 前掲図-3.15(a)～(c)）においてもひび割れ部と同様に打継目に沿った中性化領域が見られ、その領域で塩化物イオンの減少が認められた。しかし、ひび割れ部と異なり、打継目では中性化領域が上側のコンクリートのみで見られ、かつ中性化領域ではカルシウムイオンの顕著な減少も見られた。打継目のレイタンスはコンクリートの表面付近で中性化していたが、内部の打継面では中性化の兆候が見られず、下ブロックのモルタル部と同程度の塩化物イオンが浸透していた。

3.5.3 塩分環境とひび割れ幅の影響

海中や干満帯などの塩水中に置かれたコンクリートでは、塩化物イオンがひび割れ部に容易に浸透する（前掲図-1.2）。一方、今回の対象構造物の環境では、ひび割れ部で塩化物イオンの減少が見られた。これらのひび割れ部における塩化物イオンの存在状況の違いは、コンクリートの周囲のCO₂や塩分環境に曝される条件と期間に依存すると考えられる。

IW 橋 P8 橋脚は、前掲図-3.4 に示したとおり海岸の砂浜に立ち、波しぶきを頻繁に受けるだけでなく、部位によっては波を直接かぶることもあったと考えられ、今回の調査対象構造物のうちで最も干満帯に近接した塩分環境にあった。しかし、P8 橋脚の海に面した部位は腐食によるひび割れが比較的少なく、EPMA 分析用コアを採取した箇所ほとんどが海側の面ではなかった（前掲図-3.6）。I-SE6 が最も海に面していたが、比較的高い位置であり、当時の砂浜のレベルからの高さが 2 m 以上であった。I-SE6 のコア採取位置は、ひび割れのない一般部の塩分浸透状況から厳しい塩分環境に置かれていたことは間違いないが、EPMA 分析結果ではひび割れ部の塩化物イオンの状態に関して塩水浸漬の場合（例えば、図-1.2）と大きな相違があった。塩水に頻繁に浸漬されるか否かは、ひび割れ部への塩分浸透の程度とひび割れ部の中性化発生の有無に影響するという点で、ひび割れ部の塩化物イオンの状態に大きく影響していたと考えられる。

前掲図-1.2 はコンクリート表面でのひび割れ幅が 0.2 mm の場合の結果であったが、同シリーズの塩水浸漬試験でひび割れ幅が 0.05 mm の場合でも塩水はひび割れ中に容易に浸入したことが確認されている¹⁴⁾。一方、P8 橋脚では EPMA 分析用コア採取位置でのひび割れ幅が 0.1～0.45 mm（海に面していた I-SE6 は 0.1 mm）であったにもかかわらず、ひび割れ部での塩化物イオンの濃縮は認められなかった。

文献^{16), 17)}では、ひび割れを導入した鉄筋コンクリート供試体を沿岸部の飛来塩分環境に暴露しており、1～5 年目までの結果で、ひび割れから塩化物イオンが浸入していたことが報告されている。中性化の範囲との関連は必ずしも言及されていないが、前項で述べた SFRC の事例と同様に、時間の経過、中性化の進展とともにひび割れ部の塩化物イオン濃度分布の傾向が変化する可能性があることから、ひび割れへの塩分浸透に及ぼす環境条件を把握する上で、同暴露試験の今後の経過を注視する必要があると考えられる。

3.5.4 塩化物イオンが流出する可能性

IW 橋の P8 橋脚は、上部構造によって覆われているが、雨天の際の柱部は風がある場合に容易に濡れるとともに、張り出し部からの流水や伸縮装置からの漏水により、橋脚表面の大部分で水が流れる状況にあった。一方、AS 橋の桁内側は流水に曝されることはなかったにもかかわらず、コア A-SE5, A-OP2, A-OP3 でも中性化領域の塩化物イオンの減少が見られた。このことは、雨がかかる箇所で表層部やひび割れ部の中性化し

た部分の塩化物イオンが外部に流出するということを否定できないものの、ひび割れ部の塩化物イオン減少の主要な理由が他にあることを示唆している。その主な理由はやはり中性化に伴う何らかの影響による塩化物イオンの移動によると考える。

表層部の中性化領域における塩化物イオンの非中性化領域への移動・濃縮は、外部からの塩化物イオンの濃度分布と重なって明確に判別できなかったが、ひび割れ部の場合、表層部と違って、外部から浸透した塩化物イオンの濃縮と重ならない部分での塩化物イオンの移動が注目される。今回、採取されたコアの範囲では、ひび割れ部の中性化領域の外側で塩化物イオンの濃縮（図-3.24 の分布 c）は見られず、I-SE2, EPM-I では硫化物イオンの濃縮部分でもやや減少傾向にあることが確認された（同 b）。このことから、外部から浸透した塩化物イオンは中性化によって常に内部に移動・濃縮するとは限らず、むしろ外部に移動する可能性も残されていることがわかった（第4章、第5章の検討を踏まえて、第5章で中性化領域における塩化物イオンの流出について考察する）。

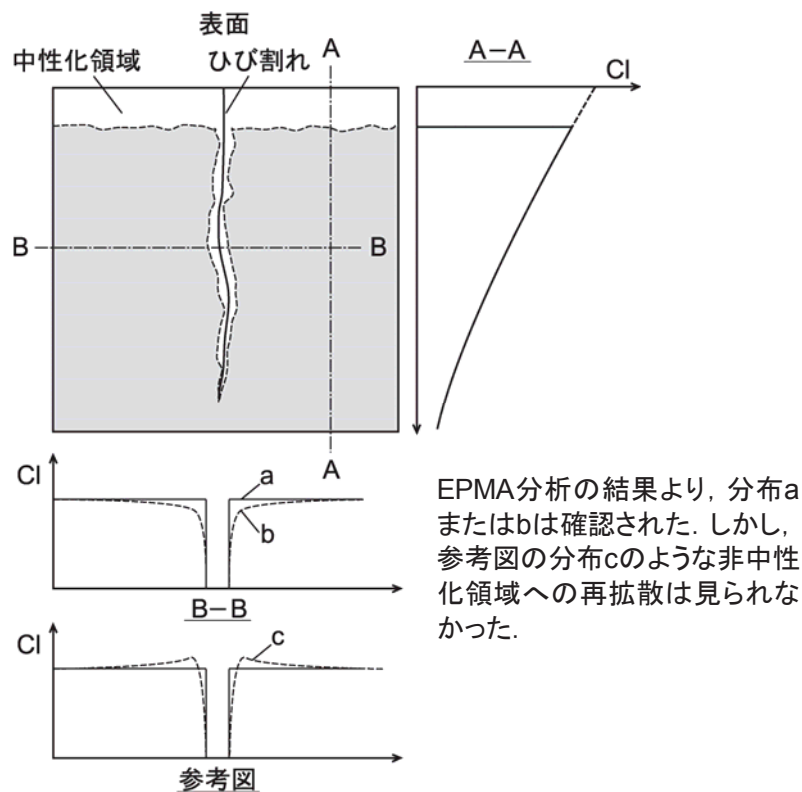


図-3.24 ひび割れ部の中性化領域と塩化物イオン濃度分布（模式図）

3.5.5 ひび割れ部におけるナトリウムイオンの濃縮

ナトリウムイオンは塩化物イオンや硫化物イオンとは逆に中性化部分において濃縮することが知られている⁷⁾。中性化によってコンクリート内部のナトリウムイオンは非中性化領域から中性化領域に移動したと考えられている。今回のEPMA分析結果をみると、その傾向が把握できるほど明確なものはないが、例えばA2橋台の結果で同様の傾向が認められた。また、ひび割れ部の中性化領域でも、骨材のナトリウムイオン濃度も高いために判別し難いものの、A-SE5, I-SE4, I-S2, EPM-Iの結果でナトリウムイオンの濃縮が見られ

た。塩化物イオンの行方に相違が見られるが、塩化物を混入したモルタルの表層部と同様⁷⁾、ひび割れ部においても中性化領域と非中性化領域の間で陽イオン、陰イオンともに移動する傾向が見られ、中性化自体も含めてさまざまなイオンの移動が相互に関連しているようである。なお、表層部のナトリウムイオンの濃縮はひび割れ部の濃縮と同程度であり、塩化物イオンのような外部からの供給はナトリウムイオンでは確認できなかった。

3.5.6 EPMA 分析結果の妥当性

EPMA 分析の試料作成にあたっては、前述のとおり塩化物イオンが移動しないように前処理されたが、なお測定方法が結果に影響する懸念が残るかもしれないので、異なる視点から EPMA 分析の結果の妥当性について補足しておく。

- a) 前掲図-3.16 に示した A-OP2 の結果のように、EPMA 分析結果により、表層部の中性化領域における塩化物イオンの顕著な減少が確認されたコアは、定量分析の結果でも表層部において顕著な減少が見られた。
- b) EPMA 分析では、前処理の研磨において測定面の凹凸が著しい場合に凹部が黒くなり、塩化物イオン濃度が減少したかのごとく見られることがあり得る。ひび割れ近傍ではその疑いが高まるが、試料の研磨面に定規をあてて隙間の有無を確認したところひび割れ部であるからといって顕著な凹凸は認められなかった。また、ナトリウムイオンやカルシウムイオン（打継目の場合を除く）の測定結果では塩化物イオンのようにひび割れ部で濃度が減少することはなかった。
- c) 前掲図-1.2 のとおり、ひび割れを有するコンクリートの塩水浸漬試験の結果では、EPMA 分析により、ひび割れ部を通じて多量の塩化物イオンが内部に浸透しており、また、ひび割れ部における塩化物イオン濃度の減少がない状況を明確に示していた。このことは、EPMA 分析により、ひび割れ部でも塩化物イオンが存在する場合にきちんと測定し得ることを示している。

以上の点から、本文で示した EPMA 分析の結果は適切であると判断した。

3.6 沿岸部道路橋におけるコンクリート部材のひび割れ部の鉄筋腐食と耐久性設計

現行の基準類では、コンクリートにひび割れが生じた場合に、耐久性に悪い影響を与えるとして、ひび割れを抑制することが通例である。沿岸部の RC 構造物のひび割れ部に対する耐久性照査においては、塩化物イオンの浸透がひび割れ部の鉄筋腐食の主たる要因と考えられ、ひび割れ部での塩化物イオンの拡散係数を一般部よりも大きくすることが推奨されている¹⁸⁾。しかし、本章の調査の範囲ではひび割れ部で塩化物イオン濃度が多くなるといった傾向は見られず、むしろひび割れ部の塩化物イオン濃度が周囲の塩化物イオン濃度よりも低くなっていた。以下に述べるようにひび割れ部の鉄筋腐食については検討課題を多く残していることから、ひび割れの制御に関する現行設計方針を変更する必要はないと考えられるが、ひび割れ部の鉄筋腐食の主要因が必ずしも塩化物イオンの浸透でない場合があることに配慮する必要がある。

沿岸部の構造物におけるコンクリートのひび割れ部の耐久性設計を確立するためには、発錆限界塩化物イオン濃度、ひび割れからの酸素供給の影響、濃度差による腐食セル形成の影響などの従来の研究に加えて、外部から浸透した塩化物イオンの移動と中性化の関係や、ひび割れ部における硫化物イオンの濃縮が鉄筋腐食に及ぼす影響についてさらに検討する必要がある（中性化の影響は第4章、第5章で検討する）。

なお、沿岸部の既設道路橋の下部構造が今回の対象構造物のような塩分環境にある場合、ひび割れがあるからといってただちに塩化物イオンが多量に浸透するとは限らないが、上記の検討課題が残っている現時点では、従来どおりひび割れ幅がある程度以上の場合に早期に補修しておく必要がある。

3.7 まとめ

日本海沿岸部に建設された道路橋のコンクリートのひび割れ部から採取したコア15本のEPMA分析から、以下の結果が得られた。

- (1) 調査対象とした構造物の塩分環境では、ほとんどのコアで、コンクリート中（ひび割れのない一般部）に多量の塩化物イオンが拡散浸透していたが、ひび割れ部における塩化物イオン濃度は一般部よりも少なくなっていた。
- (2) 上記(1)の結果は、コンクリートの W/C やひび割れの発生原因・発生時期に関係なく見られ、ひび割れ幅やひび割れ深さとの明確な関係は見られなかった。鉄筋腐食により生じたひび割れでもひび割れ部の塩化物イオン濃度が一般部よりも少なくなっていた。
- (3) ひび割れ部で塩化物イオンが顕著に減少していた範囲は、中性化領域と概ね一致することがわかった。
- (4) 上記(3)の結果において、塩化物イオンがひび割れ部から直近の非中性化領域に移動して濃縮する傾向は見られなかった。
- (5) 橋脚の付着がほとんどなかった打継目でも、ひび割れ部と同様に、中性化領域における塩化物イオン濃度が一般部より少なかった。しかし、打継目では上側のコンクリートのみで中性化や塩化物イオンの減少が顕著に見られた。
- (6) 本章の調査対象とした構造物の塩分環境では、ひび割れ部の鉄筋腐食の照査において、塩化物イオンの拡散係数を割り増す必要が必ずしもないことがわかった。

参考文献

- 1) 土木コンクリート構造物の品質確保について、国土交通省通達、国官技第61号、2001.12.
- 2) コンクリート標準示方書施工編－耐久性照査型－、土木学会、2000.
- 3) 河野広隆、渡辺博志、田中良樹、木村哲士、塚田幸広、高橋孝男、横山修司、高坂東児：塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究（II）－旧暮坪陸橋の載荷試験－、土木研究所資料、第3809号、2001.3.

[再掲]

- 4) 河野広隆, 渡辺博志, 田中良樹, 木村哲士, 近藤清久, 戸島孝彦, 佐藤勇, 齊藤正志, 菅原弘信, 菅原大祐: 塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究 (IV) -旧芦川橋の載荷試験-, 土木研究所資料, 第 3816 号, 2001.3.
- 5) 温海地区塩害橋調査報告書 (損傷と対策), 建設省東北地方建設局酒田工事事務所, 1995.3. [再掲]
- 6) コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準(案), (社)日本コンクリート工学協会, 1987.4.
- 7) 小林一輔, 白木亮司, 河合研至: 炭酸化によって引き起こされるコンクリート中の塩化物, 硫黄化合物及びアルカリ化合物の移動と濃縮, コンクリート工学論文集, Vol. 1, No. 2, pp. 69-82, 1990.7. [再掲]
- 8) 木村嘉富, 田中良樹: 塩害に対する PC 道路橋の維持管理と設計へのフィードバック, プレストレストコンクリート, Vol. 52, No. 2, pp. 43-48, 2010.
- 9) 河野広隆, 渡辺博志, 古賀裕久: 既存コンクリート構造物の健全度実態調査結果-1999 年調査結果-, 土木研究所資料, 第 3854 号, 2002.3. [再掲]
- 10) 国土交通省道路局国道課, 土木研究所, 東北, 関東, 北陸, 九州各地方整備局, 沖縄総合事務局: コンクリート橋のライフサイクルコストに関する調査研究-コンクリート橋の損傷状況と維持管理費の実態調査-, 土木研究所資料, 第 3811 号, 2001.3. [再掲]
- 11) 田中良樹, 藤田学, 河野広隆, 渡辺博志: 高強度コンクリートの塩分浸透抵抗性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No 2, pp. 517-522, 2001.7. [再掲]
- 12) 谷口秀明, 渡辺博志, 河野広隆, 藤田学: 塩害暴露試験による高強度コンクリートの塩分浸透性と鉄筋腐食の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 1, pp. 825-830, 2004.
- 13) 例えば, Sharobim, K. G. and Tazawa, E. : Study on carbonation of mortar beam subjected to cracking, *Proc. of JSCE*, No. 408, pp. 167-175, 1989. [再掲]
- 14) 品川清和, 吳承寧, 田中良樹: プレキャストセグメント工法を用いた PC 橋の継目部防食技術に関する実験的研究, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol. 10, pp. 563-568, 2000.10. [再掲]
- 15) 村越潤, 田中良樹: 既設道路橋コンクリート床版の耐久性向上に関する研究, 土木研究所資料, 第 4160 号, 2010.1. [再掲]
- 16) 中村英佑, 古賀裕久, 鈴木聡, 渡辺博志: 5 年間暴露したコンクリートのひび割れ部の塩分浸透性と鉄筋腐食, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 1, pp. 871-876, 2013. [再掲]
- 17) 渡辺博志, 古賀裕久, 中村英佑, 山田宏, 鈴木聡: 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試験 (暴露 5 年後の調査結果), 土木研究所資料, 第 4223 号, 2012.3. [再掲]
- 18) コンクリート標準示方書, 土木学会, 2017. [再掲]

第4章 中性化したコンクリートの塩分浸透（その1）

一屋外暴露試験及び塩水浸漬試験一

4.1 概要

凍結防止剤に由来する塩化物の影響が懸念される既設の RC 部材では、大気に露出したコンクリートの大部分が既にある程度の深さまで中性化している事例が多いと考えられる。道路橋では、伸縮装置や路面排水の損傷によって突然漏水が生じると、供用後ある程度年数を経過してコンクリートの中性化が進行した箇所には、塩化物を含む路面水が流下して、中性化した面からコンクリート中に塩化物イオンが供給されることが想定される。この観点から、中性化したコンクリートへの塩分浸透の特性を把握しておく必要がある。中性化したコンクリートは塩分浸透が速いとする報告がある一方で、中性化によってコンクリートの細孔構造が緻密になり、塩分浸透が妨げられるとする報告もある（前述 1.2.3）。本章では、中性化したコンクリートにおける塩分浸透の特性を把握するため、既設橋から撤去された、中性化深さ約 45 mm の RC 床版を用いて、2009 年から 5 年間にわたり沖縄沿岸部で実施した屋外暴露試験、及び同床版から採取したコンクリートコアの 1 年間の塩水浸漬試験の結果に基づき、中性化領域の塩化物イオンの浸透状況を明らかにする。

4.2 試験方法

4.2.1 屋外暴露試験

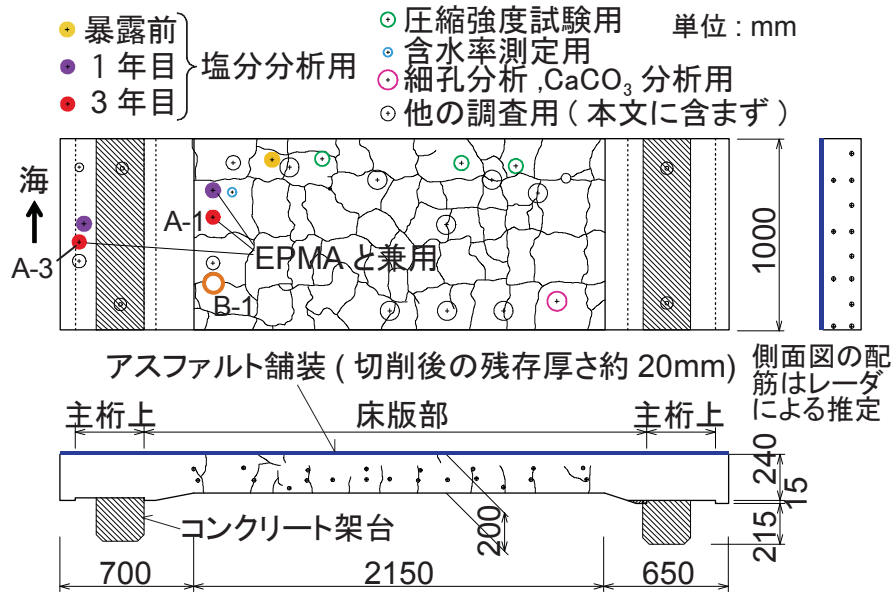
1972 年に千葉県船橋市内の東京湾沿岸部に建設された非合成鋼板桁橋で、2007 年に鉄筋コンクリート床版の一部が取り換えられた。その際、撤去された床版を入手して、つくば市にある土木研究所の実験棟屋内で約 2 年間保管していた。床版は 2 体あり、1 体は暴露供試体に用い、残り 1 体はつくばの屋内に保管した。

図-4.1 に、暴露供試体の外観と暴露状況を示す。暴露供試体は、沖縄県で建設中であった伊良部大橋の建設現場のうち、伊良部島側護岸ブロックの上に設置した。2009 年 10 月から暴露を開始した。また、図-4.2 に暴露供試体の形状寸法と供用中に見られた床版下面のひび割れ状況（透視図）及びコア採取位置を示す。暴露面は床版の下面のみとし、護岸ブロックとの間に遊間を設けるため、主桁と接していた面に架台を取り付けた。暴露面と護岸ブロックの間は 270 mm であった。ただし、主桁と接していた面（以下、主桁上）は一部暴露される状態とした。この面は、撤去後、屋内保管中及び暴露試験の間に中性化しているが、主桁上の中性化深さは床版部に比べて小さい。床版の上面はアスファルト舗装の一部（厚さ約 20 mm）が残存したままとした。また、側面は鉄筋位置を観察した後、防水テープとシリコンで覆った。

暴露 5 年目の 2014 年 9 月に供試体を撤去して、つくばの土木研究所に移設した。暴露終了後、床版下面に塩害による新たなひび割れが見られ、広い範囲に浮きが生じていた。

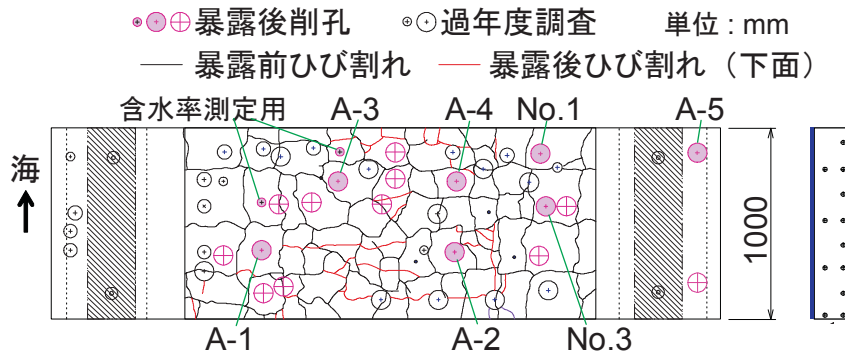


図-4.1 暴露状況（左：北東に向かって撮影，右：伊良部島側から撮影）



注) B-1 は第 3 章考察で引用した鉄筋入りコアの位置を示す。

(a) 初期ひび割れと暴露 1, 3 年目のコア削孔位置



(b) 暴露後のひび割れと暴露 5 年目のコア削孔位置

図-4.2 暴露供試体の形状寸法とコア採取位置

4.2.2 塩水浸漬試験

屋内保管供試体からφ68 mmのコアを採取して、塩水浸漬試験を1年間実施した。図4.3に塩水浸漬試験の概要を示す。採取したコアは、側面をエポキシ樹脂系塗料で覆い、下面のみを3%NaCl水溶液に浸した。試験は空調のない屋内で実施した。浸漬後9箇月間は塩水濃度を管理していなかったため、3.5%まで濃度が増加していた。残りの3箇月は3%を保持するように塩水の濃度管理を行った。

中性化していない場合の結果を得るため、一部のコアは深さ100 mmのところまで切断した面を塩水に浸した。また、切断面と型枠面では表面の微細構造の違いによる影響があるかもしれないので、切断したコアの残り（中性化領域のあるコア）についても、中性化した表面から10 mmを切断して、その切断面を塩水に浸した。

供試体は屋内で約2年間保管されていたことから、コンクリートが乾燥している可能性があると考え、コア側面の塗装後、塩水浸漬前の30日間、イオン交換水に漬けて事前に吸水させた（以下、事前吸水という）。比較のため、事前吸水のない場合についても同様の塩水浸漬試験を行った。

塩水浸漬用コアの中性化深さは削孔時に測定した。中性化深さ測定と塩分分析（全塩分）は、暴露試験と同様に行った。

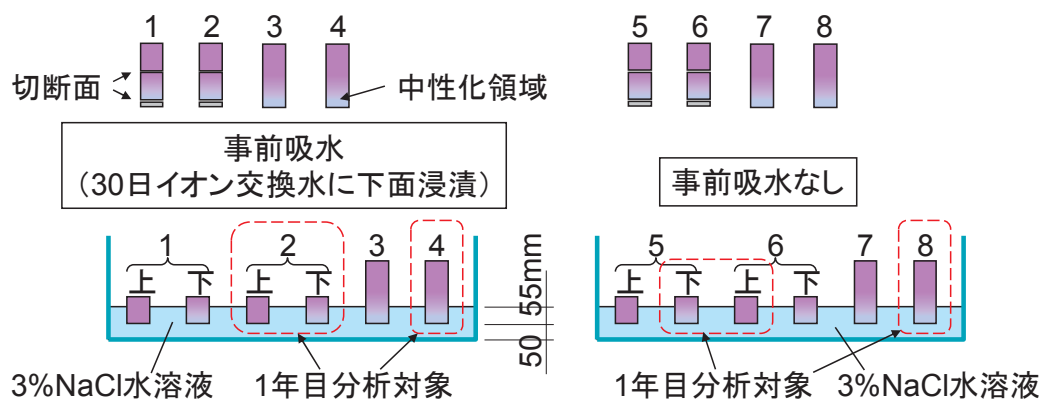


図4.3 塩水浸漬試験の概要

4.2.3 測定

(1) 暴露前

暴露試験の直前に、床版の鉄筋やひび割れのない位置でφ68 mmのコアを抜き、圧縮強度試験及びフェノールによる中性化深さの測定を行った。同様に採取したφ68 mmのコアで、暴露試験開始時の塩化物イオン濃度分布（打設時含有塩分及び供用期間中の外来塩分が含まれる）をJIS法（全塩分）により測定した。またφ100 mmのコアを用いて、床版下面から0～10、20～30、40～50、60～70 mmの各深さにおける空隙率及び全細孔比表面積を水銀圧入法により（細孔直径の測定範囲は3 nm～400 μm）、CaCO₃含有率を示差熱分析によりそれぞれ測定した。

(2) 暴露後の経過調査（暴露1,3年目）

暴露1年目及び3年目に、床版上面からφ68 mmのコアを採取した。9月初旬の伊良部島でのコア削孔は、

供試体の表面温度が高く、床版上面のアスファルト混合物の粘性が高くなることや削孔深さ(上面からの貫通削孔)が比較的深いことから、乾式削孔で行うと却って削孔時間が長くなり、他の影響が出ることも懸念されたので、湿式で行うこととした。本章で示すコアは、いずれも床版下面のひび割れのない部分から採取した。比較のため、主桁上からもコアを採取した。コア採取から分析までの間は、コアの側面と上面をアルミテープで覆った。なお、コア採取した箇所は、その後の暴露試験に影響しないように、無収縮モルタルで補修した。

採取したコアを用いて、塩化物イオン濃度分布の測定（JIS、全塩分）と、EPMA 分析（深さ 80 mm×幅 68 mm、本文では塩化物イオンの面分析結果を示す）を行った。その際にも各コアの中性化深さを測定した。また、暴露 3 年目に、暴露供試体と屋内に保管している供試体の含水率分布を測定した。含水率分布は、採取したφ45 mm のコアを割裂でスライス状にして、割裂直後、真空飽水処理後、105℃での 24 時間絶乾後、それぞれの時点で各スライスの質量を測定することにより、自然状態での含水率及び飽和含水率を算定した（いずれも絶乾質量に対する率で表わす）¹⁾。

(3) 暴露後の調査（暴露 5 年目）

回収した床版を反転させた上で、暴露面からφ100 mm のコアを湿式により採取した。暴露後 5 年目に削孔したコアのうち、本章で示す塩分分析に用いたコアは図-4.2(b)に示す 7 本である。表-4.1 に、各コアの調査項目とコアの状態を示す。コア A-5 と No.3 を除くすべてのコアの側面に、鉄筋腐食によると思われるひび割れが見られた。コア A-4 は、半割にする前に、樹脂でひび割れ補修を行った。コア A-5 は、主桁の上フランジに接していて暴露前の中性化が軽微な部分として採取したが、採取後にコンクリートが部分的に打ち換えられていたことがわかった。打ち換えられていた範囲は、A-5 を採取した側の主桁上の一部である。

表-4.1 暴露 5 年目の調査項目とコアの状態

コア番号	切断時期(箇月後)	塩分分析の項目	中性化深さ(mm)	ひび割れ位置(mm)	アルミテープによる被覆範囲
A-1	1	全塩分, 可溶性, F 塩*	52	40	—
A-2	1	全塩分	50	50	—
	2	全塩分	48	50	全面
A-3	1	全塩分	46	80	—
	4	全塩分	47	80	全面
A-4	1	全塩分	41	60	—
	10	全塩分	41	60	全面(樹脂)
A-5	1	全塩分, 可溶性, F 塩*	0	なし	—
No.1	1	全塩分	44	25	—
	14	全塩分, 可溶性, F 塩	51	25	暴露面を除く全面
No.3	1	全塩分	44	なし	—
	10	全塩分	44	なし	暴露面を除く全面

注 1) ひび割れ位置は、床版下面からの深さ

2) A-4 は半割前にひび割れ補修のため、切断面を除く全面が樹脂で覆われた。

3) A-5 は床版補修時のコンクリート

4) *: A-1, A-5 は、F 塩を測定したが検出されなかった。

表-4.2 にコア抜きと切断の時期を示す。供試体の撤去日を基準に、暴露終了後の期間を示す。移設等のため、コア切断までに約1箇月を要した。塩分分析を行うコアは、いずれも軸対称に半割にして、暴露終了後1箇月目にすべてのコアの塩分分析を行った。残りの半割は、室内に保管して、暴露終了後2, 4, 10, 14箇月後にそれぞれ塩分分析を行った。残りの半割コアのうちA-1~5は全面を、No.1, 3は暴露面を除く全面をアルミテープで覆った。なお、保管室内は特に温度管理されていなかったが、2015年の夏季に他の実験作業に伴い空調が入れられたため、半割コア No.1 は乾燥が進んだ可能性がある。

表-4.2 コア抜きと切断の時期

	年月日	暴露期間 (年)	暴露終了後 期間(月)	作業内容
暴露 期間	2009/10/6	0	—	設置, 暴露開始
	2010/9/16	1	—	1年目コア抜き
	2012/9/13	3	—	3年目コア抜き
	2014/9/17	5	—	撤去, 暴露終了
暴露 終了 後	2014/9/25-26	—	—	コア抜き, A-1~5
	2014/9/30-10/2	—	—	コア抜き, No.1, 3
	2014/10/27-30	—	1	半割コア切断, A-1~5, No.1, 3
	2014/11/17	—	2	半割残りコア切断, A-2
	2015/1/19	—	4	半割残りコア切断, A-3
	2015/8/2	—	10	半割残りコア切断, A-4, No.3
	2015/10/29	—	14	半割残りコア切断, No.1

中性化深さの測定は、主としてコアを半割にする際及び残りの半割コアの塩分分析時に、フェノールにより行った。すべてのコアについて、コンクリート中の塩化物イオン濃度分布をJIS法（全塩分）により測定した。また、3本のコアについては、可溶性塩分も併せて測定した。全塩分、可溶性塩分ともに、塩化物イオン濃度の測定は電位差滴定法によった。可溶性塩化物イオン濃度には、固定化されていた塩化物イオン、吸着されていた塩化物イオンの一部も含まれる傾向にあり、全塩分との差は固定塩化物イオン濃度として過少評価する可能性があるが、参考としてここでは、全塩分の測定結果から可溶性塩分の測定結果を減じた値を強固定塩化物イオン濃度として示す。

床版供試体のコンクリートにおけるF塩の深さ方向分布の測定を試みた。最初、コアA-1, A-5を用いて分析を行ったが、JIS法の塩分分析に用いるために骨材ごと粉砕した試料を用いたため、明瞭な検出ができなかった。2度目は、コアNo.1を用いて、試料調整の際に骨材分をできるだけ除去するとともに、密度2.1 g/ccに調整した溶液を用いた重液分離処理²⁾により浮遊分を微粉試料として抽出した上で、F塩の分析を行った。また微粉試料に残存する微量骨材の割合を推定するため、セメント協会F-18法³⁾に準じて、塩酸を用いて微粉試料の不溶残分の測定を行った。F塩の測定は、示差走査熱量計により行った。測定条件は、R社製DSC8231を用いて、昇温速度20°C/min、測定温度450°Cまで、測定試料量約20 mgとした。2度目の測定のうち、非中性化領域の試料で、380°C付近に脱水による吸熱ピークが見られた。

暴露5年目においても、暴露供試体の含水率分布を3年目と同様の方法で測定した。

4.3 試験に用いた床版コンクリートの調査結果

表-4.3 に、コンクリートの圧縮強度、弾性係数及び中性化深さを示す。両供試体ともに、圧縮強度が小さく、圧縮試験用コアの中性化深さはいずれも 45 mm であった。測定位置や測定時期によって中性化深さが異なることから、本文に用いるコアの中性化深さを図-4.4 に示す。主桁上の中性化は床版の撤去後に生じたが、中性化速度は床版部と概ねよく一致した。

表-4.4 に、コンクリートの空隙率、全細孔容積、全細孔比表面積及び CaCO_3 含有率を示す。深さ 0~10 mm, 20~30 mm では、中性化していない部分に比べて CaCO_3 含有率が高いこと、及び空隙率が小さくなることは、コンクリートの中性化領域で見られる特徴であり^{4), 5)}、その変化の範囲の傾向は、フェノールによる中性化領域の判定と一致する。特に中性化の有無による CaCO_3 含有率の差が顕著であった。また、中性化領域の全細孔比表面積は、非中性化領域に比べて顕著に小さく、測定の対象とした細孔直径の範囲で、硬化セメントペーストが比較的粗い細孔構造に変化していたことを表わすと考えられる。なお、比表面積の減少が塩化物イオンの拡散に及ぼす影響は明らかでないが、透水性は比表面積の 2 乗に反比例すると考えられている⁶⁾。

図-4.5 に、暴露前の初期塩化物イオン濃度分布を示す。供用中の橋で 1982 年にガーゼ法により 1 年間測定されたときの年平均飛来塩分量は 0.19 mdd であり、沿岸部の塩分環境として厳しくなかったが、供用中における外部からの塩化物イオンの浸入が認められた。中性化領域の境界付近に塩化物イオンの濃縮がわずかに見られた。

表-4.3 圧縮強度試験結果と床版下面の中性化深さ

供試体	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 ($\times 10^3 \text{ N/mm}^2$)	中性化深さ (mm)
屋外暴露	16.9	17.3	45
屋内保管	19.7	14.9	45

注) いずれも3体の平均値、中性化深さは圧縮コアでの測定値

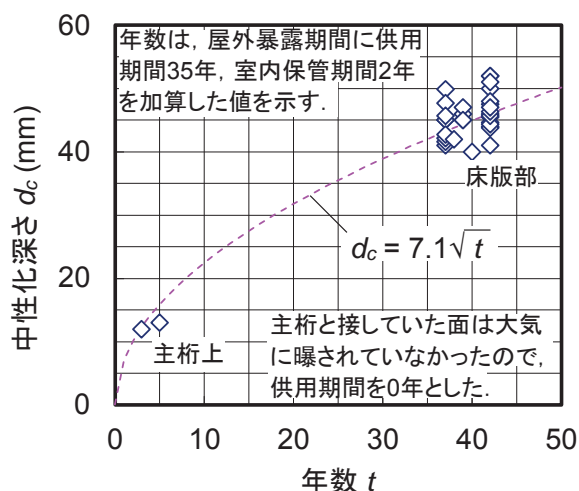


図-4.4 床版供試体の暴露年数と中性化深さ

表-4.4 コンクリート（モルタル部）の深さ方向の変化

床版下面からの深さ (mm)	中性化の有無	空隙率 (%)	全細孔容積 (cm ³ /g)	全細孔比表面積 (mm ² /g)	CaCO ₃ 含有率 (%)
0~10	あり	25.3	0.133	8.7	37.2
20~30	あり	25.1	0.133	7.6	37.8
40~50	一部あり	26.0	0.148	33.9	8.2
60~70	なし	26.3	0.149	37.4	3.9

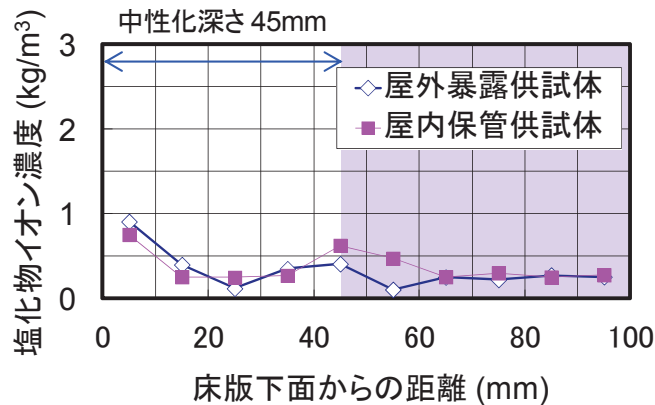
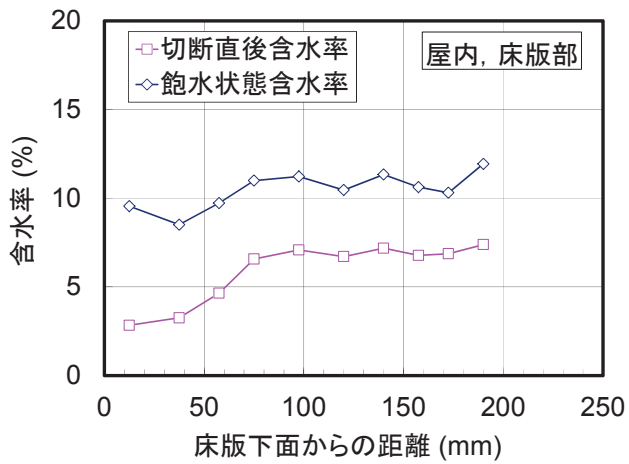


図-4.5 暴露前の初期塩化物イオン濃度分布

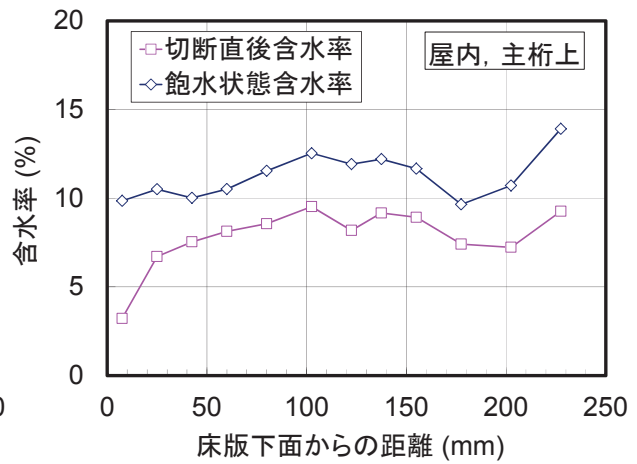
図-4.6 に、暴露 3 年目に測定したコンクリート中の含水率分布を示す。また、図-4.7 に、暴露 5 年目に測定したコンクリート中の含水率分布を示す。図中凡例の「切断直後含水率」は切断直後の自然状態での含水状態を表わす。また、飽水状態含水率はコンクリートの空隙率の分布を間接的に表わす指標と考えられる。いずれの図においても飽水状態含水率は10%を超える部分が多く見られ、コンクリートの密実度が低かった。このことは、低い圧縮強度、著しい中性化深さとともに、コンクリートの品質を表わす指標として傾向が一致する。屋内保管供試体のうち主桁上の乾燥は、屋内に 5 年間保管されていた間に乾燥したものである。

同床版部の乾燥は主桁上の場合よりも、概ね供用中に乾燥した分だけ含水率が低かったと考えられる。屋内保管供試体の床版部では、中性化領域を超えて深さ 60 mm までの含水率が低く、撤去後に中性化した主桁上に比べて、含水率の分布形状に違いが見られ、乾燥の影響が深くに及んでいた。一方、屋外暴露供試体の床版部では、飽水状態含水率に対する切断直後含水率の割合（後述の飽水度）が屋内保管供試体に比べて大きくなっており、暴露後にコンクリート中の水分が増加したと考えられる。

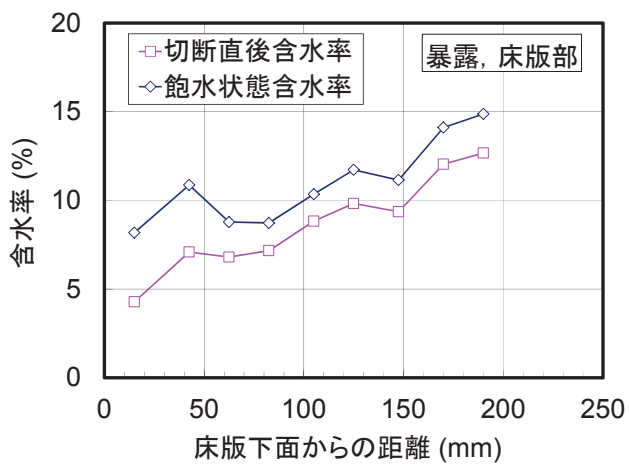
図-4.8 に、コンクリート中の飽水度分布を示す。飽水度は、切断直後の含水率を飽水状態の含水率で除して百分率で表わした値である。屋内保管供試体の床版部の飽水度は、平均で 55%とコア全体に低かった。特に、深さ 60 mm までの飽水度が 50%以下で、著しく乾燥した状態にあった。屋外暴露供試体の床版部の飽水度は、3 年目で平均 77%であり、深さにほとんど関係なく暴露後に概ね 20%（平均で 22%）増加していた。5 年目の結果は表面付近を除いて 3 年目の結果との差がほとんどなかった。5 年目の表面付近の飽水度は、3 年目の結果よりやや大きい傾向が見られた。



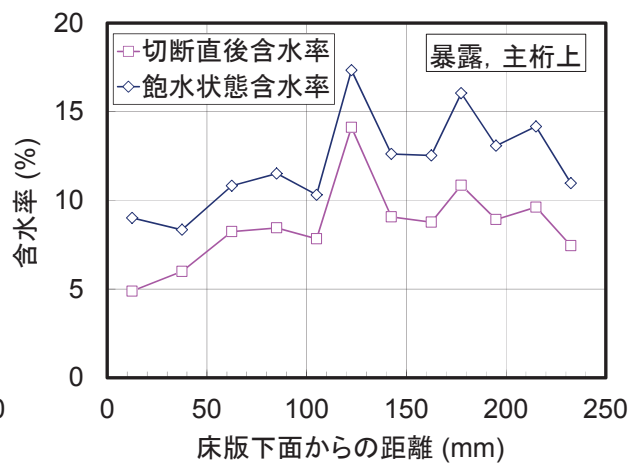
(a) 屋内保管供試体の床版部



(b) 屋内保管供試体の主桁上



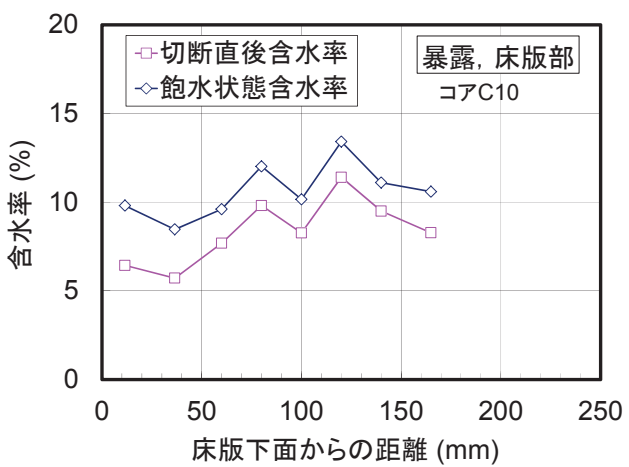
(c) 屋外暴露供試体の床版部



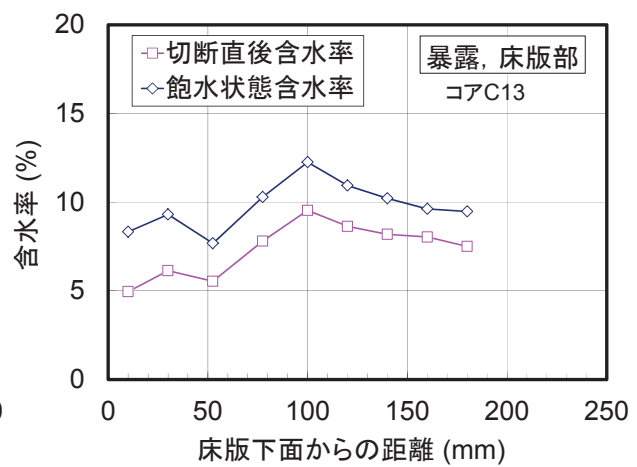
(d) 屋外暴露供試体の主桁上

図4.6 コンクリート中の含水率分布

(暴露3年目時点)



(c) コア C10



(d) コア C13

図4.7 コンクリート中の含水率分布

(暴露5年目, いずれも床版部)

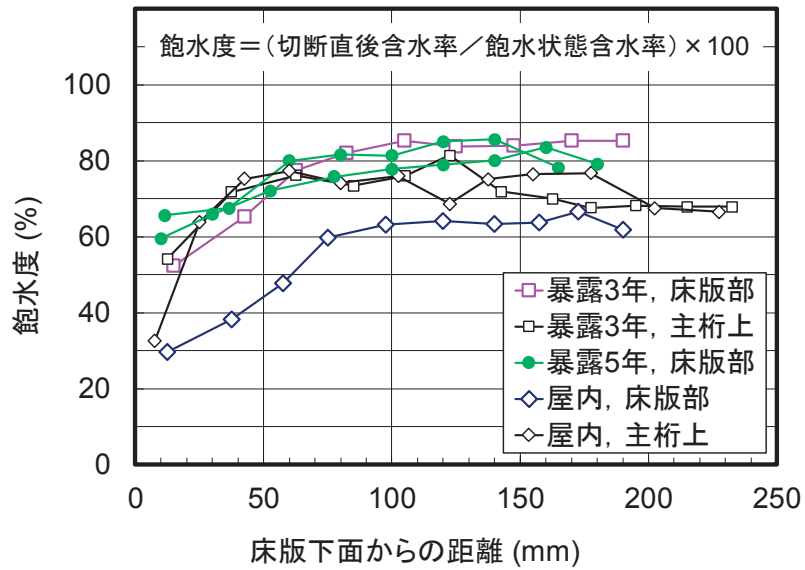


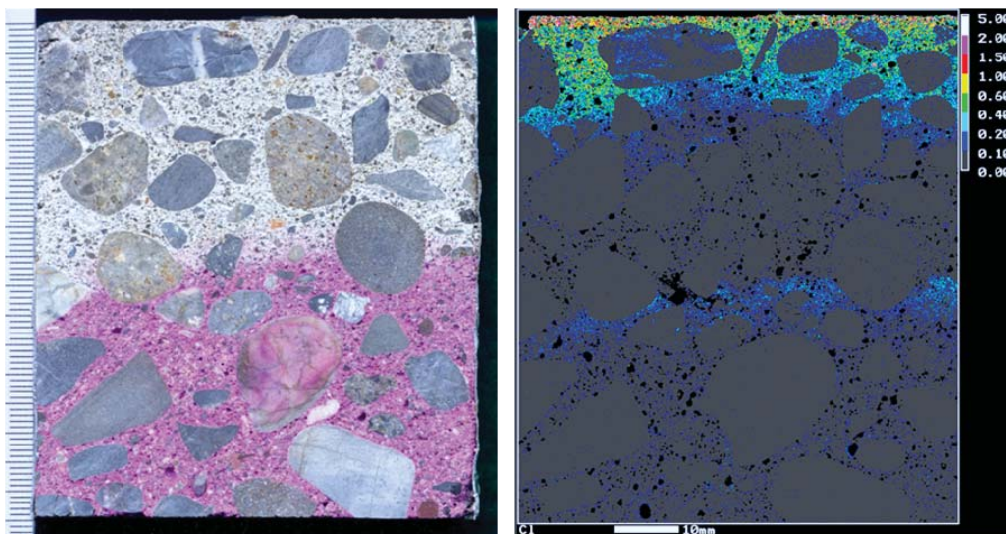
図-4.8 コンクリート中の飽水度分布

4.4 屋外暴露試験の結果

4.4.1 暴露試験における塩化物イオン濃度分布

(1) 暴露1年目

図-4.9に、暴露1年目の床版部におけるEPMAによるコンクリート中の塩化物イオン分布を、フェノールによる中性化深さの測定面（EPMAのための研磨前に測定）とともに示す。図の上縁が暴露面である。中性化深さ42mmのうち、深さ20mm程度まで外部からの塩化物イオンの浸透が見られた。この時点では、非中性化領域での塩化物イオンの濃縮は初期値のままであり、暴露後の塩分浸透は非中性化領域に至らなかった。



中性化深さ 42 mm

(左は研磨前の中性化深さ測定時の写真，上縁が暴露面)

図-4.9 暴露1年目，床版部のEPMAによる塩化物イオン面分析結果

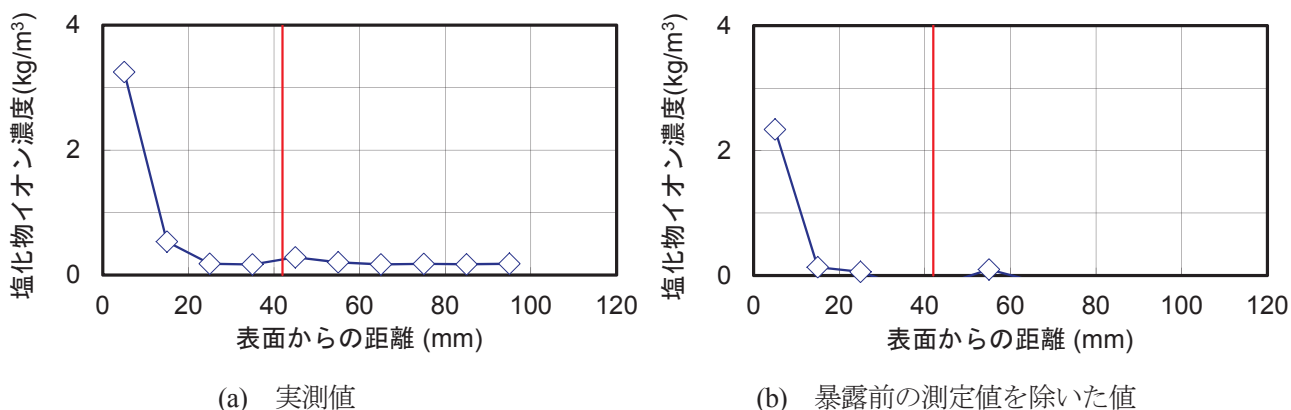


図-4.10 暴露1年目、床版部の塩化物イオン濃度分布（赤線は中性化深さ）

同コアの塩化物イオン濃度分布と暴露前の測定値を除いた分布を図-4.10 に示す。暴露前の測定値を除くと、中性化の境界付近における塩化物イオンの濃縮がほとんどないことから、図-4.9 で見られた中性化の境界付近における塩化物イオンの濃縮は、暴露前に既に生じていたと考えられる。

(2) 暴露3年目

同様に、図-4.11 に暴露3年目の床版部及び主桁上における EPMA 分析結果を示す。また、図-4.12 に、暴露1年目及び3年目の塩化物イオン濃度分布を示す。これらは、EPMA 分析に用いたコアの残り部分を用いて測定した結果を示す。3年目の床版部では、非中性化領域の塩化物イオン濃度が増加しており、深さ40 mm の中性化領域であってもその領域を塩化物イオンが通過して非中性化領域まで移動したことがわかる。また、中性化領域でも多量の塩化物イオンを含有していた。EPMA の結果で見られるごく表面付近の塩化物イオンの濃縮を除き、塩化物イオンのピークは中性化の境界付近で見られた。暴露3年目の結果において、中性化深さが深い床版部の方が主桁上に比べてピーク値が小さいが、中性化深さが深いことから、より深い位置で濃縮が見られた。

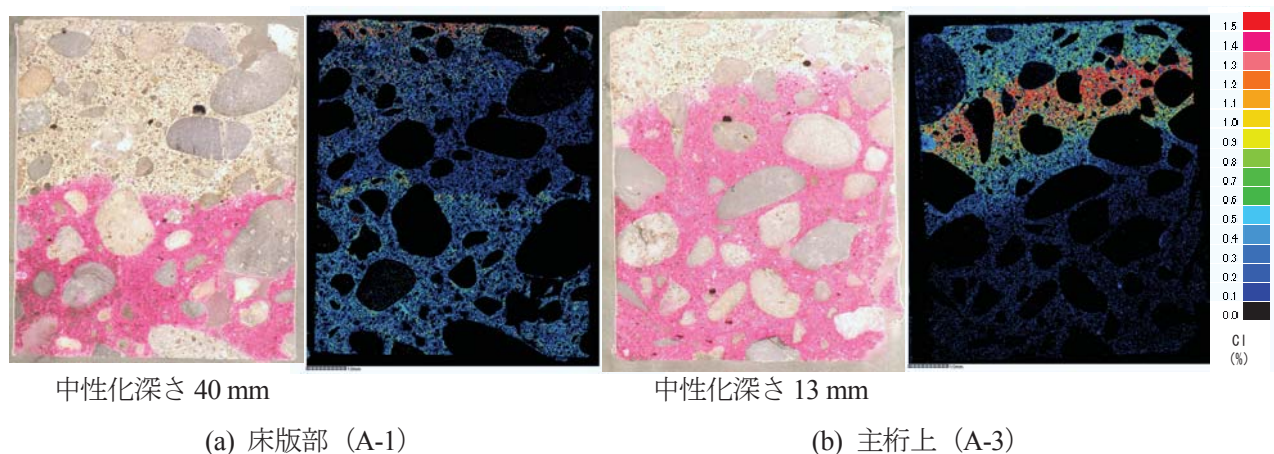


図-4.11 暴露3年目の EPMA による塩化物イオン面分析結果
 （それぞれ左は研磨前の中性化深さ測定時の写真，上縁が暴露面）

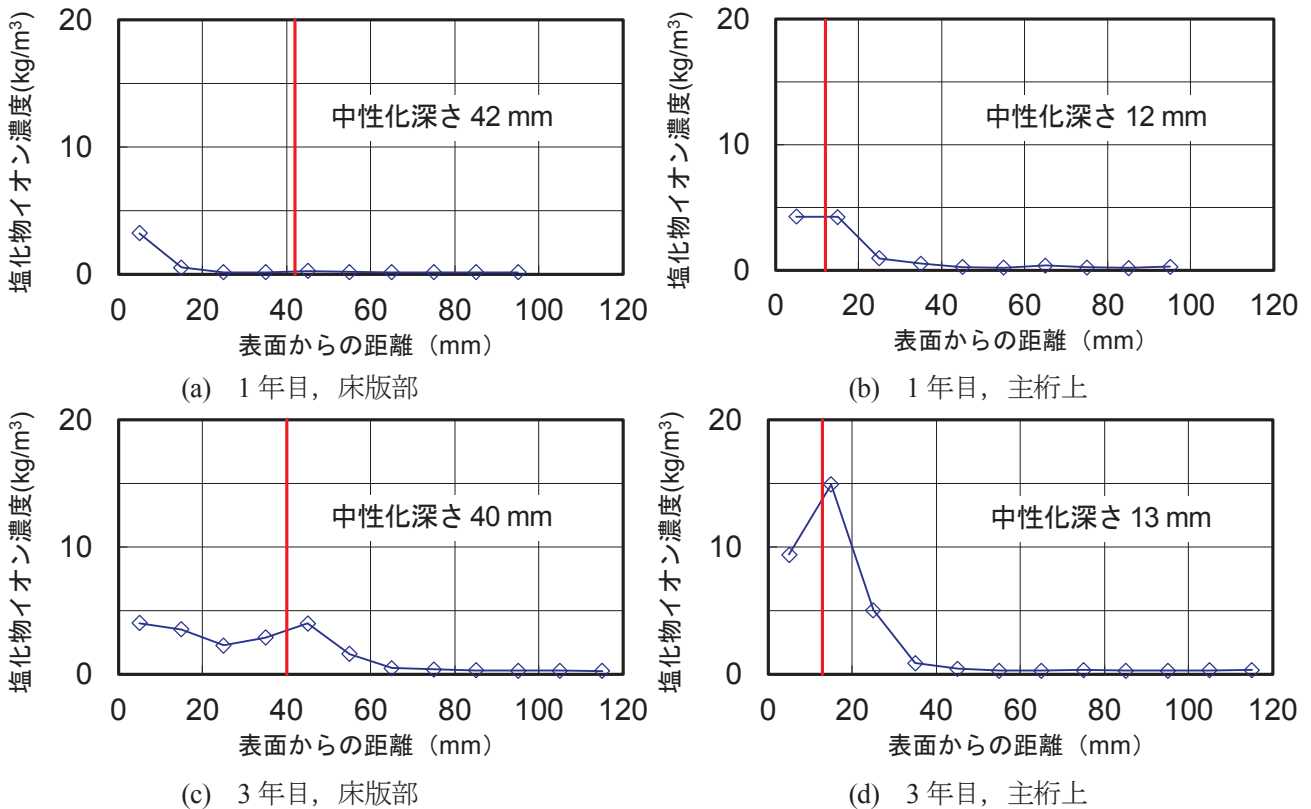


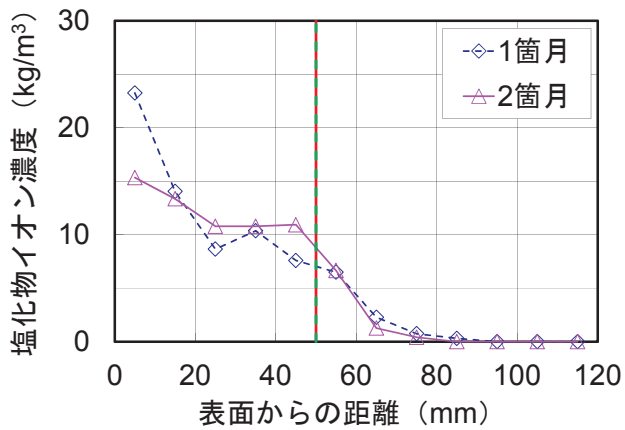
図4.12 暴露1年目及び3年目の暴露供試体の塩化物イオン濃度分布（赤線は中性化深さ）

これまでの事例（例えば第3章の事例）でも見られるように、非中性化領域における塩化物イオン濃度分布は、フィック式でよく表わされる形状であり、拡散現象に支配されていることが分かる。一方、中性化領域の塩化物イオン濃度は深さ方向の変化が緩慢であり、外部から浸入した塩化物イオンが概ね定常的に非中性化領域に向かって流入しているような分布形状であった。

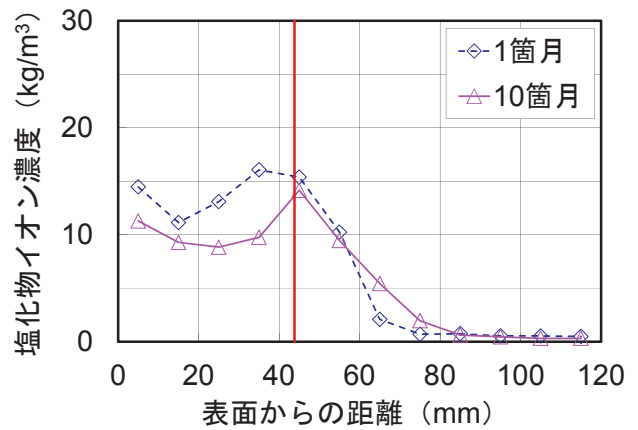
(3) 暴露5年目

図4.13～14に、暴露5年目の全塩化物イオン濃度分布を示す。図4.13では、記号を変えて、残りの半割コアで測定した暴露終了後の変化を示す。図4.14では、記号を変えて強固定塩化物イオン濃度分布をそれぞれ示す。また、図中の赤線は、各コアの実測中性化深さを示す。暴露3年目の塩化物イオン濃度分布では中性化の境界付近でピークが見られ、約 4 kg/m^3 であったが、5年目では、中性化領域、非中性化領域ともに、コアA-3と補修コンクリートであったコアA-5を除くほとんどのコアで 10 kg/m^3 を超えていた。コアA-3は他の部位に比べると、塩化物イオン濃度が低い傾向にあった。本文に示していないコアも含めてA-3のように塩分浸透が比較的少ないコアが数本見られた。しかし、それらの位置はランダムであり、削孔位置によって大きく異なる理由は分かっていない。

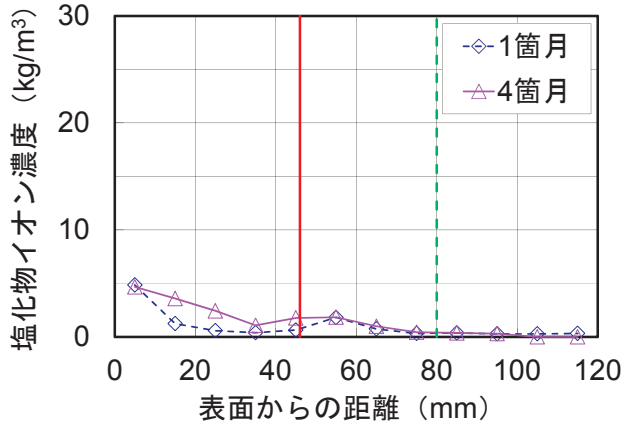
暴露3年目の結果と同様に、非中性化領域だけで見ると、中性化の境界部を暴露表面と想定して、なおフィック式で表わせる分布形状であり、中性化領域の分布は非中性化領域の分布に比べると勾配が緩やかであった。このことから、やはり非中性化領域に比べて中性化領域の塩化物イオンの浸透が速い傾向にあると考えられる。また、中性化したコンクリート中の塩化物イオン濃度分布は、非中性化領域に比べて単純なフィック式では表わされない形状の事例が多く見られた。



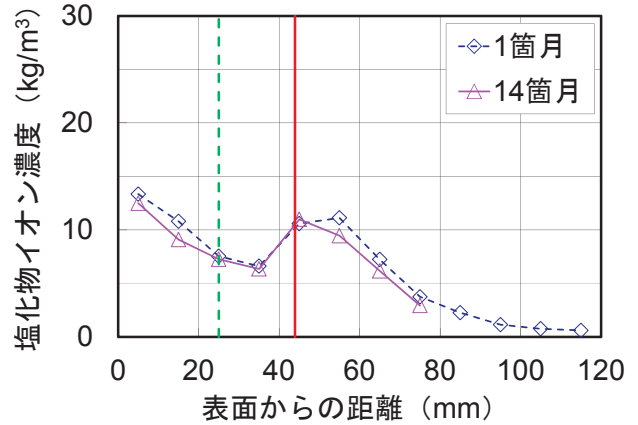
(a) コア A-2, 暴露終了後1及び2箇月



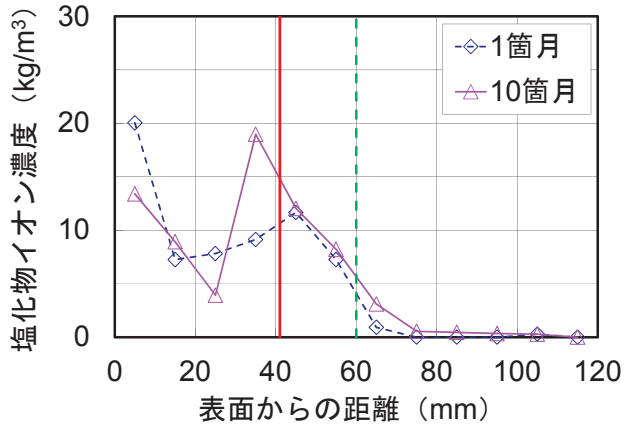
(d) コア No.3, 暴露終了後1及び10箇月



(b) コア A-3, 暴露終了後1及び4箇月



(e) コア No.1, 暴露終了後1及び14箇月



(c) コア A-4, 暴露終了後1及び10箇月

図-4.13 暴露終了後の塩化物イオン濃度分布の変化
(いずれも全塩分, 赤線は中性化深さ, 緑破線はひび割れ位置)

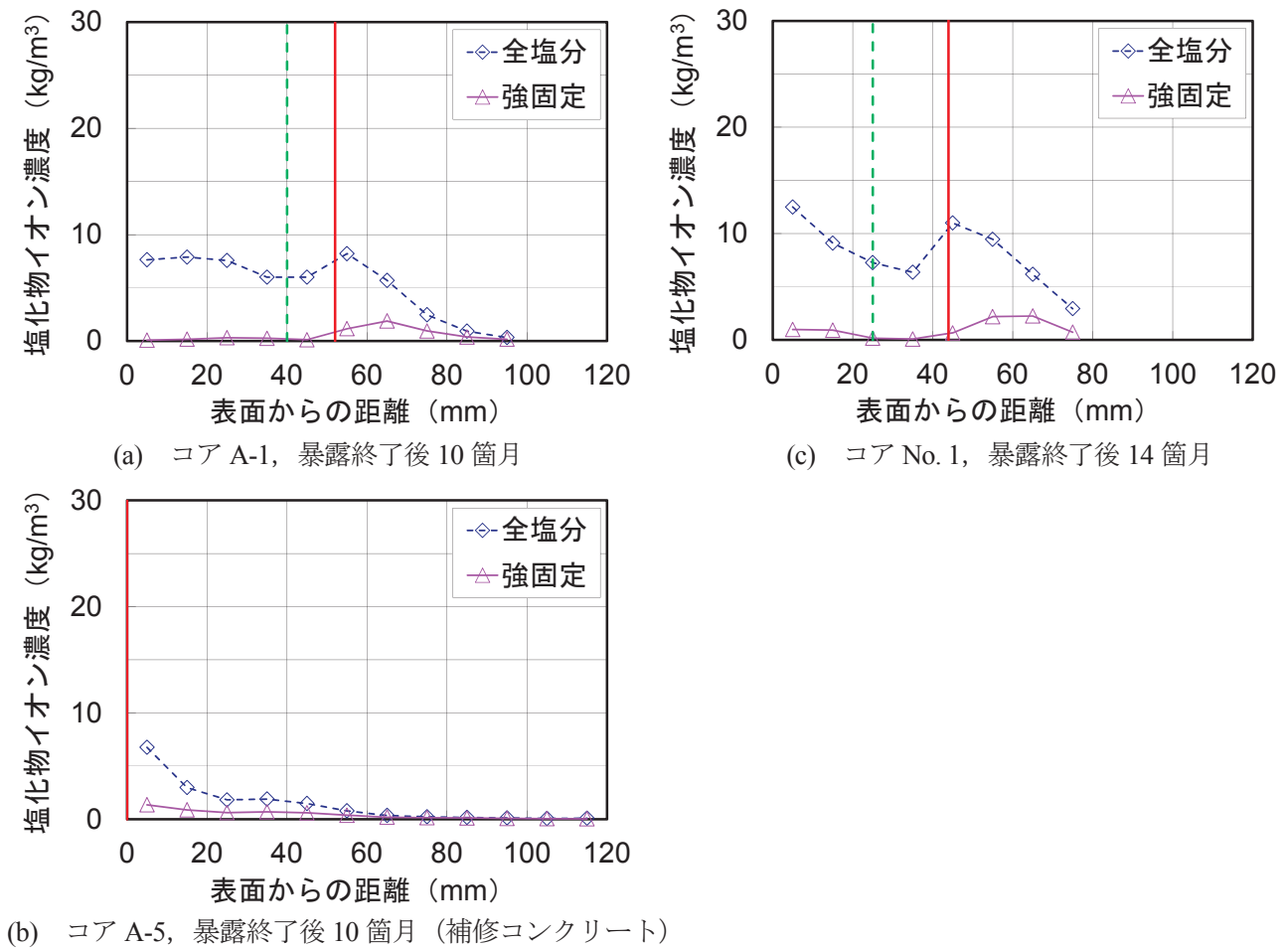


図-4.14 暴露5年目、全塩化物イオン濃度及び強固定塩化物イオン濃度の測定結果
(赤線は中性化深さ、緑破線はひび割れ位置)

4.4.2 暴露終了後の塩化物イオン濃度分布の変化

図-4.13には、暴露5年目の全塩化物イオン濃度分布とともに、暴露終了から数箇月間で見られた濃度分布の変化を示した。暴露終了後の中性化領域の分布は、非中性化領域に比べて分布の変化が大きい傾向が見られたが、既往の青山らの調査結果⁷⁾に比べると変化が軽微であった。前述のとおり、青山らの調査結果⁷⁾では、表面を塗装せずに自然暴露させた場合に、ごく短期間で、かつ中性化領域の塩化物イオン濃度がほとんど0に近づくほどに、中性化領域の塩化物イオンが非中性化領域に移動する傾向が見られた。青山らの調査では、道路橋RC床版から採取した中性化したコンクリートコアを用いて塩水噴霧試験を行い、塩化物イオンを浸透させた後、屋外で降雨のある環境で自然暴露させたことから、暴露初期の飽水度が比較的高く、降雨や周囲の湿度に応じて、コンクリート中の塩化物イオンが比較的移動しやすい環境にあったと考えられる。一方、図-4.13に示したコアにおいて、暴露終了後の塩化物イオンの移動が比較的緩慢であったのは、飽水度が比較的低く、また自然暴露のような水分が移動しやすい環境に置かれていなかったことが要因として挙げられる。

4.4.3 中性化したコンクリートにおける強固定塩化物イオン濃度分布と F 塩の分布

表-4.5 に、コンクリートの深さ方向の変化として、前掲表-4.4 に示した空隙率、全細孔比表面積及び CaCO₃ 含有率（暴露 3 年目に測定）に加えて、深さ方向の F 塩の測定結果とそれに関連する分析結果を示す。ここで示す F 塩の割合は、セメントペーストに対する割合を想定しているが、厳密な重液分離処理はできなかったため、F 塩の分布の傾向を見るための概略の割合として示す。F 塩は、非中性化領域で検出されたが、中性化領域では検出されなかった。また、中性化深さ付近の深さ 40～50 mm における CaCO₃ 含有率、空隙率、全細孔比表面積及び F 塩は、いずれも中性化領域と非中性化領域の各値の中間にあり、非中性化領域の値に、より近い傾向が見られた。

前掲の図-4.14 には、暴露 5 年目の全塩化物イオン濃度分布とともに、強固定塩化物イオン濃度の分布を示した。コア A-1 及び No.1 では、強固定塩化物イオン濃度が非中性化領域で認められたが、中性化領域ではわずかであった。図-4.15 に、暴露終了後 14 箇月目のコア No.1 の強固定塩化物イオン濃度分布と F 塩の割合の分布を示す。浮きが見られた位置よりも深い約 20 mm 以深では、中性化領域、非中性化領域ともに、両分布の傾向が概ね一致した。前述のとおり、非中性化領域に比べて、中性化領域における塩化物イオンの移動が速い傾向が見られ、また、中性化領域の強固定塩化物イオン濃度や F 塩の割合が小さかった。これらの結果は、中性化により塩分固定が弱くなると、塩分浸透の抑制が不利になること⁸⁾を間接的に裏付けるものと考えられる。

表-4.5 コンクリートの深さ方向の変化

床版下面からの深さ(mm)	中性化の有無	空隙率 ¹⁾ (%)	全細孔比表面積 ¹⁾ (mm ² /g)	CaCO ₃ 含有率 ¹⁾ (%)	重液分離処理後の浮遊物割合 a (%)	浮遊物に含まれる F 塩の割合 b (%)	不溶残分(微量骨材の割合) c (%)	F 塩の割合 ²⁾ a×b/(1-c) (%)
0～10	あり	25.3	8.7	37.2	18	0	41	0
10～20	あり	—	—	—	4.0	0	35	0
20～30	あり	25.1	7.6	37.8	16	0	35	0
30～40	あり	—	—	—	3.9	0	36	0
40～50	一部あり	26.0	33.9	8.2	32	6.1	27	1.1
50～60	なし	—	—	—	65	10	17	3.0
60～70	なし	26.3	37.4	3.9	68	5.5	18	1.8
70～80	なし	—	—	—	70	2.8	19	1.1

注 1) 空隙率、全細孔比表面積、CaCO₃ 含有率は表-4.4 の再掲。

2) F 塩は、セメントペーストに対する割合を想定している。ただし、厳密な重液分離処理は行っていないので、ここでは概略の割合として示す。

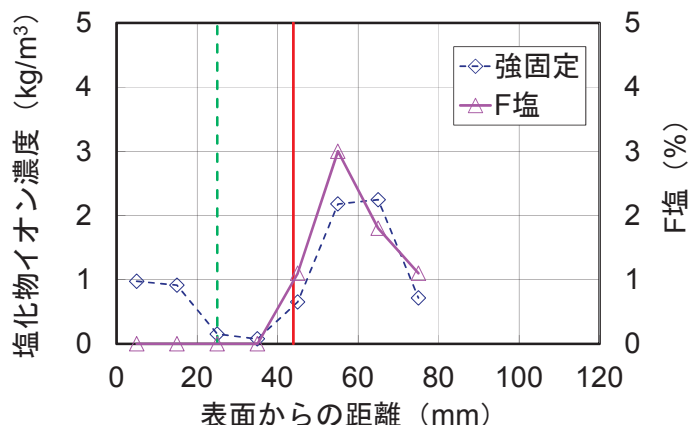


図-4.15 強固定塩化物イオン濃度分布と F 塩含有量分布の測定結果
(コア No.1, 暴露終了後 14 箇月)
(赤線は中性化深さ, 緑破線はひび割れ位置)

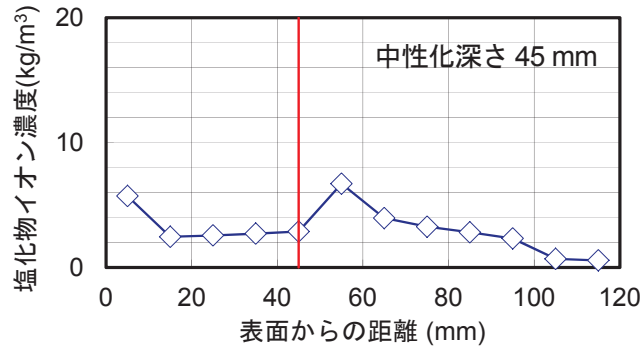
4.4.4 暴露中に生じた腐食によるひび割れの影響

暴露中の鉄筋腐食による浮きにより, 多くのコアは概ね水平のひび割れが見られた. ひび割れ発生時期は明確でないが, 暴露 3 年目のコアでは見られなかったことから, 暴露 3~5 年の間に浮きが発生したと考えられる. このひび割れによって, 暴露中の塩分浸透を妨げ, その後の分布に影響を及ぼすこと, 回収後はひび割れたコアもアルミテープで 1 本のコアのようにまとめて固定し, ひび割れ面を接触させて保管したが, ひび割れ以深の塩分の移動に影響を及ぼすことが想定される. このことから, No.3 以外の暴露 5 年目の測定結果はその点について留意する必要がある. ただし, ひび割れがなかった No.3 の結果と比べて, 他のコアの分布に, ひび割れの影響があるような顕著に異なる性状は見られなかったことから, 暴露終了に比較的近い時期に浮きが生じ始めたと推察される.

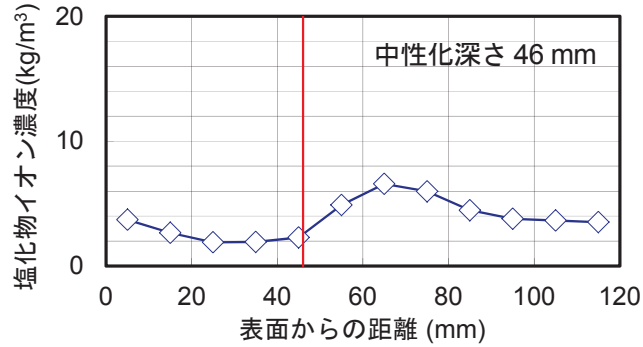
4.5 塩水浸漬試験の結果

図-4.16~18 に, 1 年間の塩水浸漬試験におけるコア供試体の塩化物イオン濃度分布を示す. 表面切断の有無, 中性化の有無に関係なく, 事前吸水せずに乾燥したまま浸漬すると, 事前吸水の場合に比べて深い部分での値が大きく, より深部まで塩化物イオンが浸透する傾向が見られた. 事前給水した場合であっても, 塩化物イオンの浸透が比較的短期間により深くまで達していた. 事前給水を行った場合, 深さ 10 mm の位置で切断したときの結果は, 塩水に浸す面が床版下面そのまま (型枠面) の場合と比べて, 塩化物イオンの浸透が顕著に速くなる傾向が認められなかった.

暴露試験の結果と同様に, a) 非中性化領域の塩化物イオン濃度が増加しており, 厚い中性化領域であっても塩化物イオンが通過して非中性化領域に移動すること, b) 中性化した後に浸透した塩化物イオンであっても, 中性化の境界における非中性化領域側で塩化物イオンが濃縮すること, すなわち中性化したコンクリー

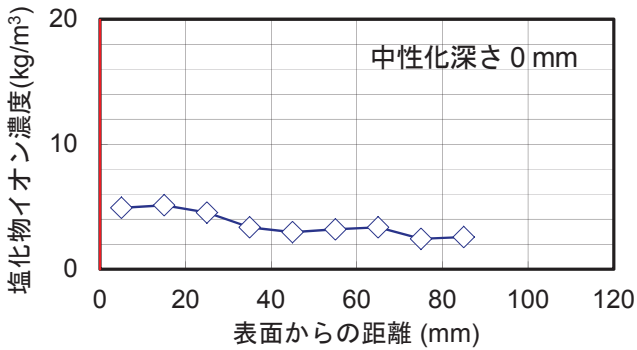


(a) 事前給水あり，切断なし

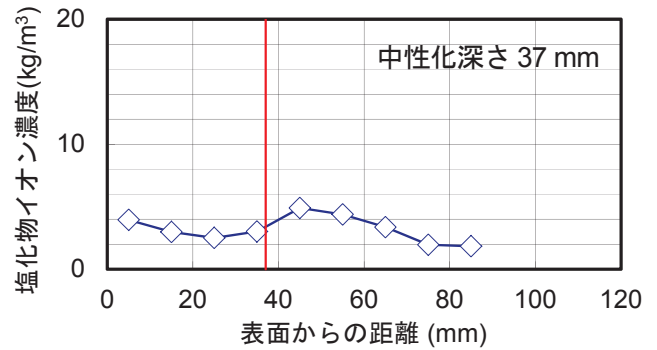


(b) 事前給水なし，切断なし

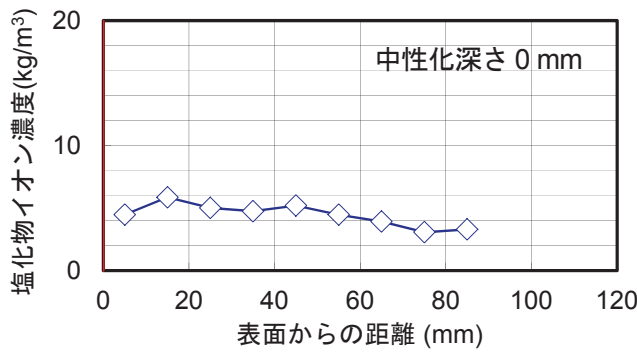
図-4.16 塩水浸漬試験の塩化物イオン濃度分布
(切断せず，そのまま浸漬したコア供試体)



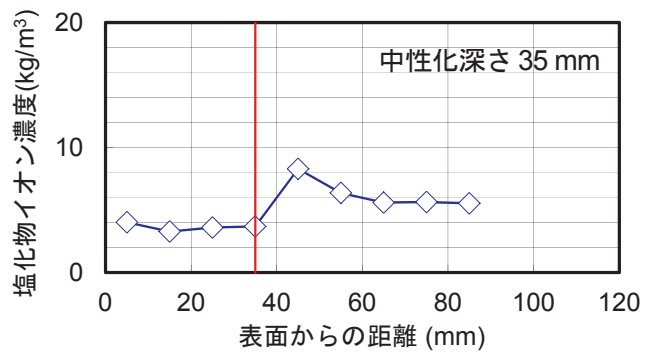
(a) 事前給水あり，100 mm 切断



(a) 事前給水あり，10 mm 切断



(b) 事前給水なし，100 mm 切断



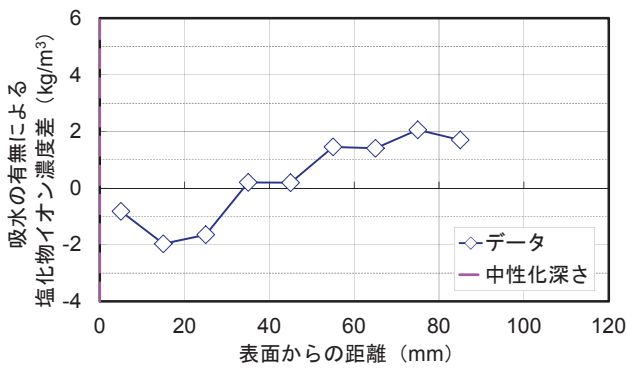
(b) 事前給水なし，10 mm 切断

図-4.17 塩水浸漬試験の塩化物イオン濃度分布
(深さ 100 mm で切断，中性化のないコア供試体)

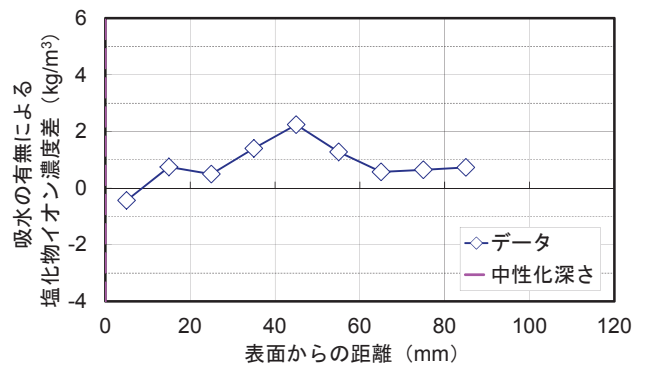
図-4.18 塩水浸漬試験の塩化物イオン濃度分布
(深さ 10 mm で切断したコア供試体)

トでは、中性化していない場合に比べて深い位置で塩化物イオンの濃縮が見られること、c) 中性化領域の塩化物イオン濃度は中性化の境界付近のピーク値ほどではないものの比較的高く、かつ深さ方向の変化が非中性化領域に比べて緩慢であることが確認された。

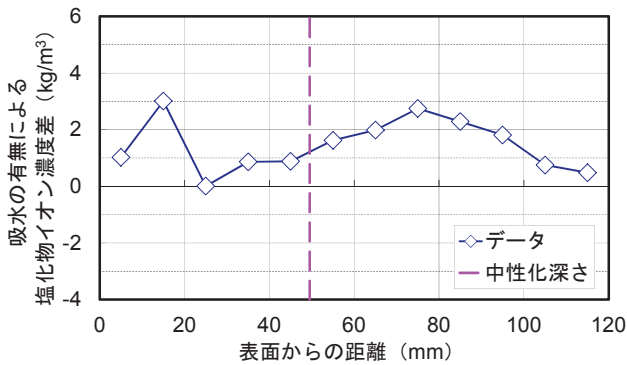
図-4.19 に、試験開始時における乾燥状態の影響を見るため、事前給水なしのデータから事前吸水ありのデータを差し引いた値を示す。参考として、3 箇月目に測定したデータも示す。床版下面是乾燥していることが想定されたことから、イオン交換水に 30 日間にわたり浸漬して事前吸水した。このことにより、いずれのコアにおいても、事前吸水をしていない場合に比べて、塩化物イオン濃度が少ない部分が見られた。また、



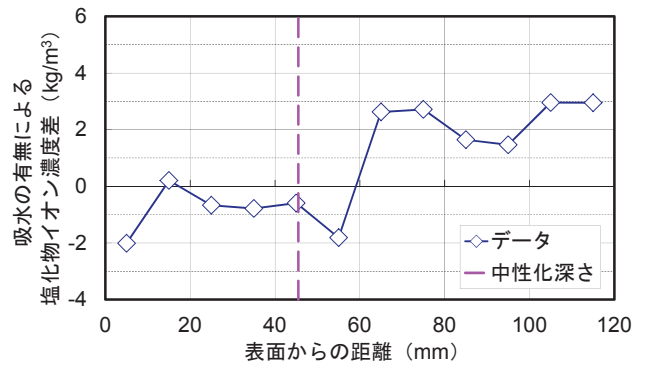
(a) 3 箇月, 中性化なし



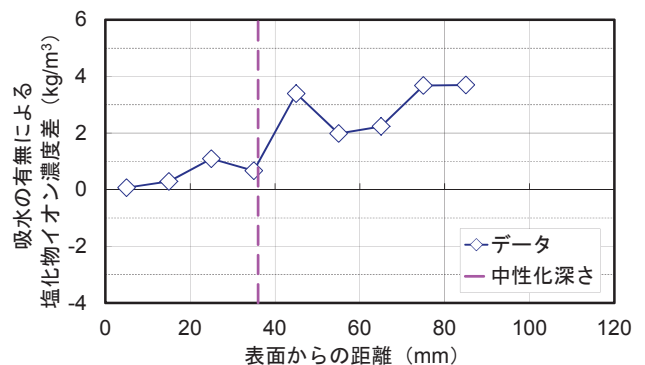
(c) 1 年, 中性化なし



(b) 3 箇月, 中性化あり



(d) 1 年, 中性化あり



(e) 1 年, 中性化あり, 表面切断

図-4.19 試験開始時における乾燥状態の影響

(事前給水なしのデータから事前吸水ありのデータを差し引いた値)

中性化していたコアでは、事前給水により塩化物イオンが相対的に少ない範囲が、中性化深さより以深で見られた。

中性化が生じていたコアは、事前給水の有無による塩化物イオン濃度の差が概ね $3\sim 4\text{ kg/m}^3$ で頭打ちになる傾向が見られたが、中性化なしのコアに比べると 2 kg/m^3 程度大きかった。中性化していたコアは、概ね中性化深さの範囲で著しく乾燥していたことから、事前吸水せずに塩水に浸漬した際に塩水が急速に流入したと考えられる。この傾向は、表層を 10 mm 切断したコアでも概ね同様に見られた。また、中性化していたコアの3箇月目の結果では、中性化領域にも事前吸水による濃度差が見られたが、1年後は中性化領域における濃度差がほとんど解消されていた。1年目の結果だけで見ると、中性化領域は、事前吸水の影響が一見ほとんどないように見えるが、より深い位置の濃度差が時間の経過とともに増加していることから、乾燥していたことによって中性化領域に流入した塩化物イオンは、比較的早期に非中性化領域に移動した可能性があると考えられる。

暴露試験では、事前吸水していないが、塩水浸漬で見られたような、奥深くまで塩化物イオンが浸透する傾向は見られなかった。暴露供試体は、台風時に波しぶきを直接受ける場合もあり得る環境に設置されていたが、暴露供試体が著しく浸水する機会は少なかったと考えられる。塩水浸漬試験の事前吸水のないコアでは、表面張力による細孔溶液の移流を伴って、塩化物イオンがより深い位置まで浸透したと考えられる。しかし、暴露試験では、図-4.8 に示したとおり、暴露前（屋内保管供試体）に比べてコンクリート中の水分が全体に高くなっていてもかわらず、塩化物イオンは内部まで浸透していなかった。このことから、暴露試験では、海水の直接的な吸水によって水分が増加したのではなく、主として、大気中の湿度に応じてコンクリート内部の水分が蒸気拡散により増加したものと考えられる。

4.6 まとめ

既設橋から撤去された、中性化深さ約 45 mm のコンクリート床版を用いて、沖縄沿岸部で5年間の暴露試験及び1年間の塩水浸漬試験を行った。また、暴露終了後の塩化物イオン濃度分布の変化を調査した。それらの試験から、次の結果が得られた。

- (1) 暴露試験、塩水浸漬試験ともに、 45 mm の厚い中性化領域であっても、外部からコンクリート中に浸入した塩化物イオンが非中性化領域に向かって移動して、中性化境界付近（多くはその非中性化領域側）で濃縮し、さらに深い方へ拡散することを確認した。その濃縮は、中性化領域と非中性化領域の拡散係数の顕著な違いによるものか、あるいは何らかの現象で中性化領域を通過した塩化物イオンが非中性化領域でなお拡散現象に支配されることによるものかのいずれかであると推察される（第5章で追加検討を行う）。
- (2) 暴露5年目では、3年目までの結果に比べて多量の塩化物イオンがコンクリート中に浸透していた。暴露3年目、5年目ともに中性化領域の塩化物イオン濃度の分布は、非中性化領域に比べてなだらかであった。
- (3) 中性化領域の強固定塩化物イオン濃度やF塩の割合が、非中性化領域に比べて非常に小さかった。これ

らの結果と上記(1)の結果は、中性化による塩分の固定化が弱くなると、塩分浸透の抑制が不利になることを間接的に裏付けるものと考えられる。

- (4) 暴露試験後、コアを採取して、採取直後と数箇月後の塩化物イオン濃度を比較した結果、塩化物イオン濃度の分布に変化が見られ、中性化領域の塩化物イオン濃度分布は、非中性化領域に比べて変化が大きい傾向が見られた。ただし、既往の研究結果⁷⁾(塩水噴霧試験後の自然暴露)に比べると、屋外暴露試験直後のコアの飽水度が比較的低く、かつ暴露後、比較的乾燥した環境に保管したことから、塩化物イオンの移動の程度が軽微であった。
- (5) 塩水浸漬試験では、床版供試体下面の表層が著しく乾燥していたことから、暴露試験の場合に比べて、塩化物イオンの浸透が早期により深い位置に及んでいた。塩水浸漬の前にイオン交換水に1箇月間、浸漬した場合(事前吸水あり)には、事前吸水なしの場合に比べて、塩化物イオンの浸透が抑制された。これらの点と、屋外暴露試験では事前給水を行っていないにもかかわらず、塩化物イオンの浸透が深部に及んでいなかったことから、暴露期間中に海水に著しく浸水するような機会は少なかったと考えられる。

参考文献

- 1) 藤原忠司, 佐藤嘉一郎, 小西俊之: 乾湿に伴うコンクリート内部での水分移動について, セメント技術年報, Vol. 42, pp. 427-430, 1988.
- 2) 鈴木一孝, 西川直宏, 山出善章, 谷口幾哉: コンクリートの耐久性評価を目的とした水和組織の分析手法に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol. 1, No. 2, pp. 39-49, 1990.
- 3) コンクリート専門委員会報告 F-18, 硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告, セメント協会, 1967.9.
- 4) 佐伯竜彦, 大賀宏行, 長瀧重義: コンクリートの中性化の機構解明と進行予測, 土木学会論文集, No. 414, pp. 99-108, 1990. [再掲]
- 5) Ashraf, W. : Carbonation of cement-based materials: Challenges and opportunities, *Construction and Building Materials*, No. 120, pp. 558-570, 2016.
- 6) Bear, J. : *Dynamics of Fluids in Porous Media*, Elsevier, New York, 1972.
- 7) 青山實伸, 石川裕一, 武内道雄, 川村満紀: 中性化の進行した実道路構造物の塩化物イオン浸透特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 1, pp. 809-814, 2011.7. [再掲]
- 8) 佐伯竜彦, 植木聡, 嶋毅: 塩害と中性化の複合による塩化物イオンの浸透予測モデルの構築, 土木学会論文集, No. 697, pp. 131-142, 2002.2. [再掲]

第5章 中性化したコンクリートの塩分浸透（その2） —塩分浸透の特徴と中性化領域の見かけの拡散係数—

5.1 概要

前章では、既設道路橋の床版から切り出された、中性化深さ約 45 mm のコンクリート部材を用いて、沖縄沿岸部で5年間の屋外暴露試験及び室内での1年間の塩水浸漬試験を行った結果、屋外暴露試験、塩水浸漬試験ともに、45 mm の厚い中性化領域であっても、塩化物イオンが外部からコンクリート中に浸入して、中性化境界付近で濃縮し、さらに深い方へ拡散することを明らかにした。本章では、中性化したコンクリートにおける塩化物イオンの移動に関するマクロ的な解析を行い、第4章や既往の文献で見られた中性化したコンクリートの塩分浸透の性状について考察を加える。

ここでは、中性化したコンクリートの塩分浸透の性状を比較的分かりやすい指標で把握するため、中性化領域における見かけの拡散係数を求める。中性化領域の見かけの拡散係数を求める事例はこれまでほとんど見られなかったことから、5.2 では、見かけの拡散係数の異なる非中性化領域と中性化領域で構成される2層構造またはそれらの境界層を考慮した3層構造を対象にした、塩化物イオンの移動に関するマクロ的な解析方法とそれらによって得られる塩化物イオン濃度分布の特徴について述べる。5.3 では、その方法を用いて、中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布に関して第4章や既往の文献の試験結果と比較して、当てはめによって中性化したコンクリートの見かけの拡散係数を求める方法について検討する。それを踏まえて、5.4 では、まず、表面塩化物イオン濃度が一定と仮定して、第4章の屋外暴露試験等の試験結果におけるコンクリートの非中性化領域と中性化領域の見かけの拡散係数を求める。次に、中性化領域の塩化物イオン濃度分布は比較的複雑であり、表面塩化物イオン濃度を一定とした拡散則では説明できない部分があることから、得られた見かけの拡散係数を用いて、表面塩化物イオン濃度の季節変動がある場合の中性化したコンクリートへの塩分浸透性状について検討を行う。以上の検討から、中性化したコンクリートの塩分浸透の特徴、非中性化領域と中性化領域の塩化物イオンの見かけの拡散係数の妥当性、及び両者の見かけの拡散係数の値が明らかに異なる理由について考察する。5.5 では以上の検討を踏まえて、既設構造物における中性化の影響を考慮した塩化物イオンの浸透予測について、実務に適用できる簡易な方法を提案する。5.6 では、第3章で述べた中性化領域の塩分浸透とひび割れ部の塩分減少の関係について、本章で得られた知見に基づき考察する。

5.2 解析方法

5.2.1 解析モデル

(1) 基礎方程式

中性化していないコンクリートの塩分浸透抵抗性が、フィックの拡散方程式に基づく見かけの拡散係数で

比較的簡易に表わされることで、これまでさまざまな材料の性能評価が行われてきた（ここでは従来型という）。一方で、コンクリート中の塩化物イオンの移動は、塩化物イオン単独の単なる拡散現象ではなく、他のイオンや水分の移動、塩化物イオンの固定化や吸着などが複雑に関連し合っていることから、それらを考慮した連成モデルによる解析が試みられている（前述 1.2.3）。この章では、第 4 章の屋外暴露試験で見られた中性化したコンクリートの塩分浸透の性質について考察を加えるため、非中性化領域と中性化領域それぞれの見かけの拡散係数が異なると想定した従来型に近い比較的簡易な計算モデルを作成する。これにより、従来型と同様に、非中性化領域と中性化領域の塩分浸透抵抗性の違いを理解しやすくする利点があると考えられる。ただし、屋外暴露試験では、自然環境での乾湿繰返しに伴う水の移動が関連すると考えられることから、拡散現象だけでは説明できない部分が生じる可能性がある。この点を踏まえて、基礎方程式として、拡散方程式だけでなく、移流項を含む次元非定常移流拡散方程式も検討に用いる。この章では、2 層構造または 3 層構造の移流拡散を計算すること、暴露前の塩化物イオン濃度分布の影響や暴露後の塩化物イオンの移動を考慮するために、初期値を任意の分布として計算することなどから、差分法による数値計算も一部で用いる。作成した数値計算モデルの検証を行うため、2 層構造の拡散及び単一構造の移流拡散の理論解とそれぞれ比較検証する。

(2) 中性化領域の塩分浸透

第 4 章の屋外暴露試験や塩水浸漬試験では、コンクリートの中性化領域の塩分浸透が、非中性化領域に比べて速くなる傾向が見られた。このことと、既往の知見を踏まえ（前述 1.2.3）、本文では、中性化領域で、F 塩等に固定されていた塩化物イオンや C-S-H 等の壁面に吸着された塩化物イオンが細孔溶液中に解放されて、移動可能となること、また固定化や吸着が生じにくい中性化領域で、塩化物イオンの移動における抵抗が大きく軽減されることが正しいと考える。その上で、ここでは、コンクリートの塩分浸透に関して、中性化領域の見かけの拡散係数が非中性化領域に比べて大きい値を持つと仮定する。

(3) 中性化の境界とモデル化

第 4 章の床版コンクリートの調査では、非中性化領域と中性化領域では、空隙構造の比表面積、 CaCO_3 含有率、F 塩含有量が顕著に異なっていた。10 mm 間隔で測定した F 塩含有量分布から、中性化の境界層の幅は 10~20 mm 程度であったと考えられる。既往の文献^{1),2)}でも、W/C が比較的高いコンクリートの場合、深さ方向の CO_2 濃度分布や pH 値の分布における変化の幅が 10~20 mm 程度であった。ここでは、図-5.1 のとおり、中性化の境界が幅を持つと考え、中性化領域、境界層、非中性化領域で構成される 3 層構造への塩分浸透について考える。また、境界層における見かけの拡散係数は、非中性化領域の値から中性化領域の値に徐々に変化するものとする。その勾配は、図-5.2 のように、幅 10 mm の境界層の範囲で対数軸上で直線的に変化すると仮定する。ただし、2 層構造の理論解を用いる場合は、境界層が厚みを持たないと仮定する。

(4) 塩化物イオンの固定化

第 4 章に示したとおり、暴露供試体の非中性化領域において固定化が認められ、一方、中性化領域において固定化の割合はごく軽微であった。しかし、ここでは、固定化の影響は見かけの拡散係数の違いに含まれることから（前述 1.2.3）、計算において固定化の直接的な評価は行わない。

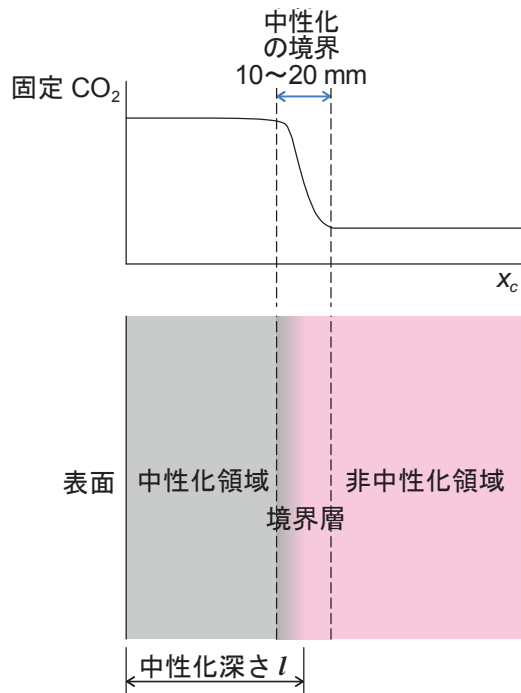


図-5.1 中性化領域、非中性化領域及び境界層で構成される3層構造の概念図

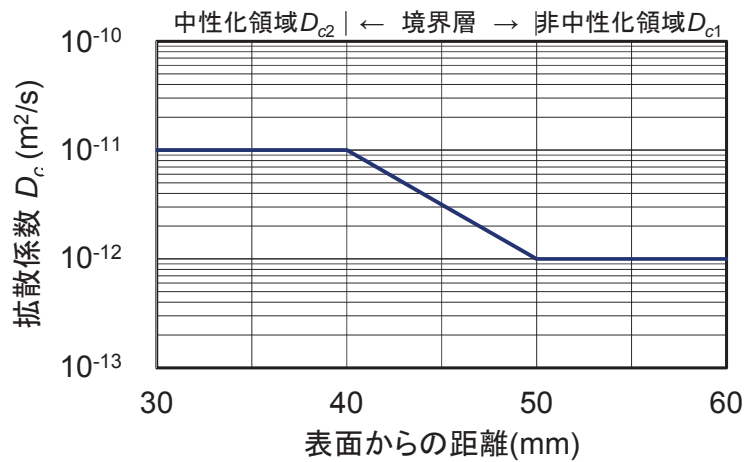


図-5.2 中性化境界の見かけの拡散係数の仮定

5.2.2 2層構造への拡散による移動

この項ではまず、中性化したコンクリート中における塩化物イオンの拡散による移動を考える。中性化したコンクリートを、非中性化領域と中性化領域で構成される半無限2層構造とみなして、非定常一軸拡散方程式における Carslaw と Jaeger の理論解^{3), 4)}を用いる。深さ方向への一軸拡散において、距離 x_s の原点を中性化の境界に置く。基礎方程式は次式で表わされる。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C}{\partial x_s^2} \quad (5.1)$$

ここに、
 C : コンクリート中の塩化物イオン濃度
 D_c : 見かけの拡散係数
 x_s : 中性化境界からの距離
 t : 時間

$0 < x_s < \infty$ を非中性化領域とし、その領域における塩化物イオン濃度を C_1 、見かけの拡散係数を D_{c1} とする。
 また、中性化深さを l 、 $-l < x_s < 0$ を中性化領域とし、その領域における塩化物イオン濃度を C_2 、見かけの拡散係数を D_{c2} とする。中性化の境界における条件は式(5.2)、(5.3)のとおりとし、表面の境界条件は式(5.4)のとおりとする。

$$C_1 = C_2, \quad x_s = 0 \quad (5.2)$$

$$D_{c1} \frac{\partial C_1}{\partial x_s} = D_{c2} \frac{\partial C_2}{\partial x_s}, \quad x_s = 0 \quad (5.3)$$

$$C_2 = C_o, \quad x_s = -l \quad (5.4)$$

初期条件は、 $t=0$ のとき、 $-l < x < \infty$ の範囲ですべて $C_1=0$ 、 $C_2=0$ とする。このとき、式(5.1)を満たす解は次のとおりである^{3),4)}。

$$C_1 = \frac{2kC_o}{k+1} \sum_{n=0}^{\infty} \alpha^n \operatorname{erfc} \frac{(2n+1)l + kx_s}{2\sqrt{D_{c2}t}}, \quad 0 < x_s < \infty \quad (5.5)$$

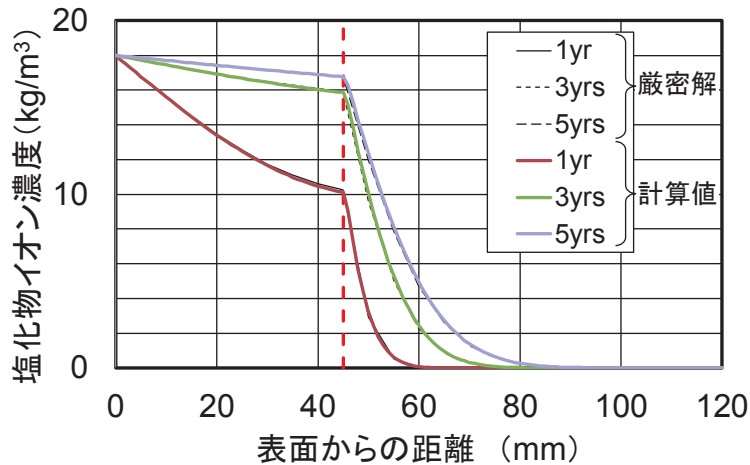
$$C_2 = C_o \sum_{n=0}^{\infty} \alpha^n \left\{ \operatorname{erfc} \frac{(2n+1)l + x_s}{2\sqrt{D_{c2}t}} - \alpha \operatorname{erfc} \frac{(2n+1)l - x_s}{2\sqrt{D_{c2}t}} \right\}, \quad -l < x_s < 0 \quad (5.6)$$

$$k = \sqrt{\frac{D_{c2}}{D_{c1}}}, \quad \alpha = \frac{1-k}{1+k} \quad (5.7)$$

ここに、 $\operatorname{erfc}(z) = 1 - \operatorname{erf}(z)$

(注) 元文献^{3),4)}と1,2の定義を逆にしている。以降の計算における n は5までとした。

図-5.3 に、中性化したコンクリートを想定して、見かけの拡散係数 D_{c1} 、 D_{c2} が異なる場合の2層構造における塩化物イオン濃度分布の例を、式(5.5)~(5.7)を用いて示す。



いずれも $C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $D_{c1} = 8.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 3.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合.
 図中の計算値は、後述する移流拡散方程式の差分法による計算による。ただし、
 移流項を無視 ($u = 0$), $\Delta x_c = 1 \text{ mm}$, $\Delta t = 3\text{h}$ とした場合。中性化深さ $l = 45 \text{ mm}$ (赤破線)。

図-5.3 2層構造における拡散による塩化物イオン濃度分布の例

5.2.3 移流拡散による移動

(1) 移流拡散方程式

コンクリート中の塩化物イオンの移動を、次式のとおり、拡散だけでなく、移流項を含む一次元線形の非定常移流拡散方程式を用いて表わす。

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x_c} = D_c \frac{\partial^2 C}{\partial x_c^2} \quad (5.8)$$

ここに、 u : 速度

x_c : コンクリート表面からの距離

ここでは、式(5.8)のとおり、速度 u は、塩化物イオン濃度と独立の定数として扱う。

(2) 理論解の例

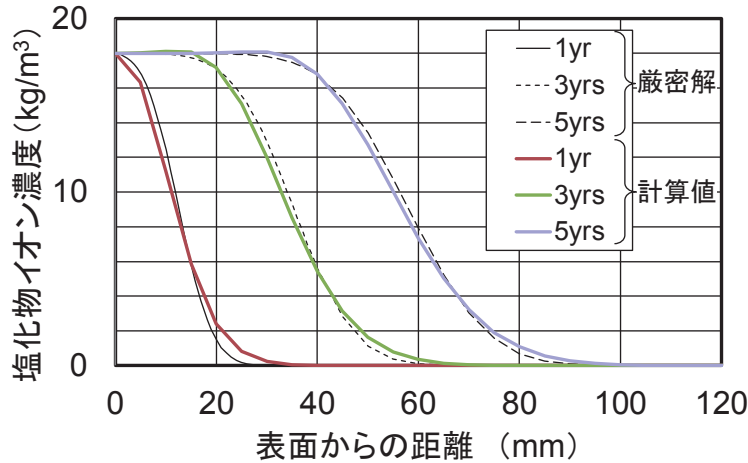
式(5.8)の理論解の例として、次の初期条件、境界条件を考える⁵⁾。

$$\left. \begin{aligned} C(0, t) &= C_o & t &\geq 0 \\ C(x_c, t) &\neq \infty & x_c &\rightarrow \infty, t \geq 0 \\ C(x_c, 0) &= 0 & x_c &\geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.9)$$

この場合の式(5.8)の解は、ラプラス変換を利用して求めることができ⁴⁾、次式が得られる (具体の解法は文献⁵⁾に詳述されている)。

$$C(x_c, t) = \frac{C_o}{2} \exp\left(\frac{ux_c}{2D_c}\right) \left[\exp\left(-\frac{ux_c}{2D_c}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{x_c}{2\sqrt{D_c t}} - \frac{u}{2}\sqrt{\frac{t}{D_c}}\right) + \exp\left(\frac{ux_c}{2D_c}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{x_c}{2\sqrt{D_c t}} + \frac{u}{2}\sqrt{\frac{t}{D_c}}\right) \right] \quad (5.10)$$

図-5.4 に、式(5.10)を用いて、移流拡散による塩化物イオン濃度分布の例を示す。



いずれも $C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $u = 3.6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_c = 5.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合.

図中の計算値は、後述する移流拡散方程式の差分法による計算による。ただし、中心差分による計算、拡散係数は一定 ($D_{c1} = D_{c2}$), $\Delta x_c = 5 \text{ mm}$, $\Delta t = 1 \text{ h}$ とした場合.

図-5.4 移流拡散による塩化物イオン濃度分布の例

(式(5.10)による理論解と移流項を中心差分により近似した場合の計算結果)

5.2.4 2層構造への移流拡散による移動

(1) 差分法による数値計算のための離散化

移流拡散方程式の差分近似には、用途、精度等に応じてさまざまな方法がある⁶⁾⁸⁾。特に、移流項の取り扱いが最も重要であるとされる⁸⁾。精度向上には風上差分法の方が中心差分よりよいとされることから⁸⁾、まず式(5.11)に、1次精度の風上差分法による離散式を示す。

$$C_i^{n+1} - C_i^n + \frac{c}{2}(C_{i+1}^n - C_{i-1}^n) = \left(d + \frac{c}{2}\right)(C_{i+1}^n - 2C_i^n + C_{i-1}^n) \quad (5.11)$$

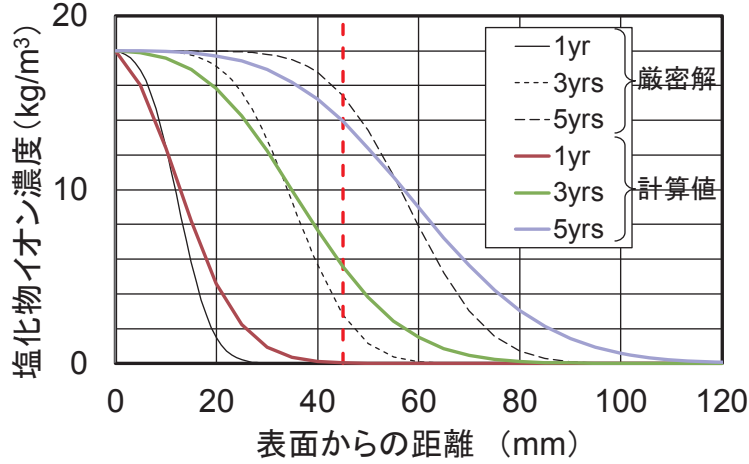
ここに、
$$d = \frac{D_c \Delta t}{\Delta x_c^2}, \quad c = \frac{u \Delta t}{\Delta x_c}$$

C_i^n : 離散式におけるコンクリート中の塩化物イオン濃度,

n : 時間軸のセル番号,

i : 距離軸のセル番号

図-5.5 に、図-5.4 と同じ計算条件で、移流項を 1 次の風上差分法で近似した場合の計算結果を示す。ここでの検討モデルでは、移流項の離散化に伴う数値粘性項 $(c/2)(C_{i+1}^n - 2C_i^n + C_{i-1}^n)$ の影響が大きく、厳密解との差が顕著に見られた。



いずれも $C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $u = 3.6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_c = 5.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合。

図中の厳密解は、式(5.10)による。計算値は風上差分による。

拡散係数は一定 ($D_{c1} = D_{c2}$), $\Delta x_c = 5 \text{ mm}$, $\Delta t = 1 \text{ h}$ とした場合。

図-5.5 移流拡散による塩化物イオン濃度分布の例

(式(5.10)による理論解と移流項を風上差分により近似した場合の計算結果)

一方、図-5.4 には、中心差分による計算結果を理論解と併せて示した。中心差分で概ね理論解を表わすことができていることから、ここでは中心差分による離散式を以下の検討に用いる。式(5.12)に中心差分による離散式を示す。式(5.11)と同様に表わすと式(5.13)となる。

$$\frac{C_i^{n+1} - C_i^n}{\Delta t} + u \frac{C_{i+1}^n - C_{i-1}^n}{2\Delta x_c} = D_c \frac{C_{i+1}^n - 2C_i^n + C_{i-1}^n}{\Delta x_c^2} \quad (5.12)$$

$$C_i^{n+1} - C_i^n + \frac{c}{2}(C_{i+1}^n - C_{i-1}^n) = d(C_{i+1}^n - 2C_i^n + C_{i-1}^n) \quad (5.13)$$

非中性化領域と中性化領域の移流項の速度を u_1 , u_2 , 拡散項の見かけの拡散係数を D_{c1} , D_{c2} として、次のように表わす。

$$C_i^{n+1} = \left(d_1 - \frac{c_1}{2}\right)C_{i+1}^n + (1 - 2d_1)C_i^n + \left(d_1 + \frac{c_1}{2}\right)C_{i-1}^n \quad l \leq x_c \quad (5.14)$$

$$C_i^{n+1} = \left(d_2 - \frac{c_2}{2}\right)C_{i+1}^n + (1 - 2d_2)C_i^n + \left(d_2 + \frac{c_2}{2}\right)C_{i-1}^n \quad 0 \leq x_c \leq l \quad (5.15)$$

ここに、
$$d_1 = \frac{D_{c1}\Delta t}{\Delta x_c^2}, \quad d_2 = \frac{D_{c2}\Delta t}{\Delta x_c^2}, \quad c_1 = \frac{u_1\Delta t}{\Delta x_c}, \quad c_2 = \frac{u_2\Delta t}{\Delta x_c},$$

Δt : 時間間隔,

Δx_c : 距離間隔

収束計算は、スプレッドシートの循環参照を利用した反復計算の機能を用いる⁹⁾。そのときの変化の最大値は 10^{-14} とした。また、計算の安定条件として、拡散数 d_1, d_2 は0.5以下となるように、クーラン数 c_1, c_2 は1.0以下となるように、 $\Delta t, \Delta x_c$ を設定する⁸⁾。以降の計算では、 $\Delta x_c = 1 \text{ mm}$, $\Delta t = 1 \text{ h}$ とした。

(2) 2層構造の境界の離散化

式(5.1)の拡散方程式（ただし、 x_s を x_c とした場合）に基づく2層構造の境界は、熱拡散における熱コンダクタンス¹⁰⁾と同様に次式を適用する。

$$\frac{D_c}{\Delta x_c} = \frac{1}{\frac{\Delta x_c/2}{D_{c1}} + \frac{\Delta x_c/2}{D_{c2}}} = \frac{2}{\Delta x_c} \cdot \frac{D_{c1}}{1 + \frac{D_{c1}}{D_{c2}}} = \frac{D_{c1}}{\Delta x_c} I_{12} = \frac{2}{\Delta x_c} \cdot \frac{D_{c2}}{1 + \frac{D_{c2}}{D_{c1}}} = \frac{D_{c2}}{\Delta x_c} I_{21} \quad (5.16)$$

$$\text{ここに, } I_{12} = \frac{2}{1 + \frac{D_{c1}}{D_{c2}}}, \quad I_{21} = \frac{2}{1 + \frac{D_{c2}}{D_{c1}}}$$

一方、中性化領域から非中性化領域への流入に関して、移流項の境界における損失抵抗は、非中性化領域に比べて中性化領域の空隙が小さい傾向にあることから、比較的小さいと考え、無視する。具体には、境界の非中性化領域側と中性化領域側をそれぞれ式(5.17)、式(5.18)のとおりとする。図-5.6にこの場合の境界の概念図を示す。

$$C_i^{n+1} = \left(d_1 - \frac{c_1}{2}\right) C_{i+1}^n + (1 - (1 + I_{12})d_1) C_i^n + \left(I_{12}d_1 + \frac{c_1}{2}\right) C_{i-1}^n \quad l \leq x_c \quad (5.17)$$

$$C_i^{n+1} = \left(I_{21}d_2 - \frac{c_2}{2}\right) C_{i+1}^n + (1 - (1 + I_{21})d_2) C_i^n + \left(d_2 + \frac{c_2}{2}\right) C_{i-1}^n \quad x_c \leq l \quad (5.18)$$

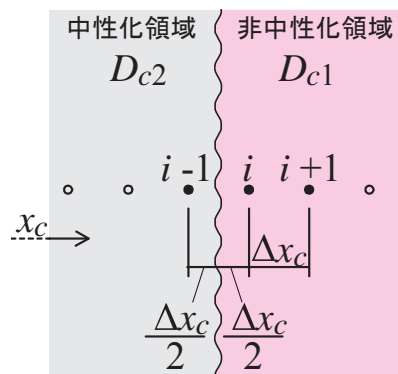


図-5.6 非中性化領域と中性化領域の境界における離散化の概念図
(式(5.17)の場合を想定)

(3) 表面及び端部の境界条件

床版の暴露試験では厚さが約 200mm であったが、塩分浸透範囲を考え、計算上は厚さ 150mm とする。計算の安定のため、末端（床版上面側）の境界として次式を用いる。

$$C_i = \frac{4C_{i-1} - C_{i-2}}{3} \quad (5.19)$$

周囲の環境の影響を受ける表面の境界条件は、既往の研究で、年数に応じて増加させる事例^{11)~14)}、季節に応じて変動させる事例¹⁵⁾が見られる。前述の屋外暴露試験では、台風の有無、接近の程度、その時の卓越風向などによって、塩化物イオン量の供給の程度が大きく変動していたと考えられ、より複雑な変化が生じていたと考えられる。ここではまず、単純に暴露期間中の境界条件を C_0 一定と仮定して扱う。暴露後の塩化物イオンの移動に関する計算における境界条件については、後述の検討の中で述べる。また、5.4.5 では、季節変動の影響を考慮した場合についても検討する（具体の境界条件は後述）。

(4) 理論解との比較

式(5.14)~(5.19)で構成した離散化の妥当性を確認するため、次の 2 条件の下で理論解と比較を行った。

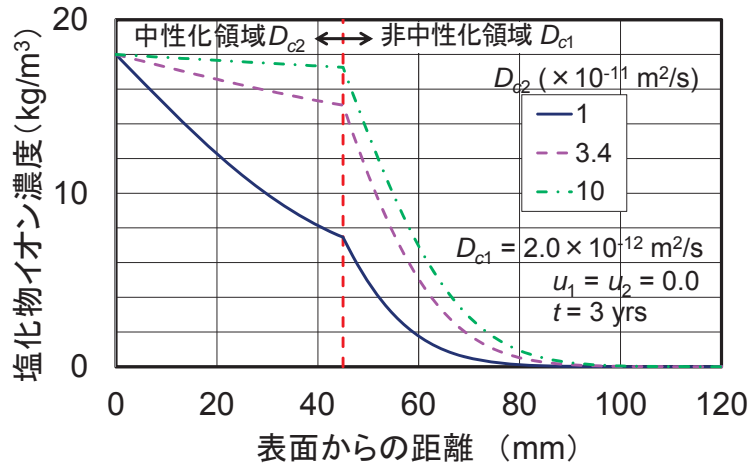
- a) 2 層構造でそれぞれの拡散係数が $D_{c2} > D_{c1}$ とし、移流項を無視した場合 ($u = 0$)
- b) 単一構造 ($D_{c1} = D_{c2}$) とした場合

条件 a) については、図-5.3 に示したとおり、計算結果が理論解とよく一致することがわかる。また、条件 b) については、図-5.4 に示したとおり、計算結果が理論解と概ねよく一致すると考えられる。これらの点から、式(5.14)~(5.19)で構成した離散化が妥当であることが確認できる。

(5) 2 層構造の拡散の特徴

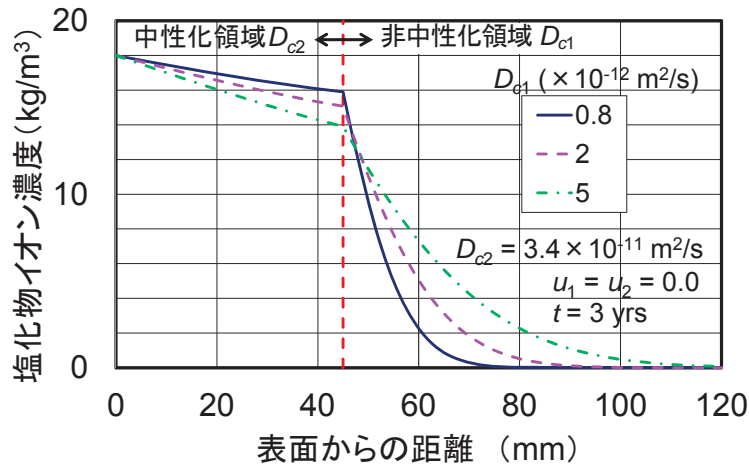
2 層構造における拡散の特徴を把握するため、式(5.5)~(5.7)の理論解を用いて試算した結果を図-5.7~9 に示す。ここでは、中性化したコンクリートを想定して、中性化領域の見かけの拡散係数が非中性化領域の見かけの拡散係数よりも大きい場合について示す。この場合、見かけの拡散係数の違いが大きいほど、2 層間の境界に明確な屈曲が見られる。図-5.7 に示すように、中性化領域の見かけの拡散係数の違いによって境界の濃度が増加し、非中性化領域の濃度分布に影響を及ぼす。図-5.8 より、中性化領域の見かけの拡散係数が同じであっても、非中性化領域の見かけの拡散係数の違いによって、表層の濃度の傾きに違いが見られる。いずれかの見かけの拡散係数が異なる場合、他方の層における濃度勾配に影響を及ぼす。また、非中性化領域と中性化領域の見かけの拡散係数の比 D_{c2} / D_{c1} が大きいほど、境界における濃度が大きくなる傾向がある。図-5.9 に 2 層構造の暴露初期における濃度分布の経時変化の例を示す。暴露当初は、中性化領域の範囲内で単一構造と同様の拡散分布を示し、非中性化領域に塩化物イオンが到達した後に 2 層構造の特徴が現われる。

以上の他、表面塩化物イオン濃度 C_0 を一定としたときの 2 層構造の拡散分布の特徴として、境界部の塩化物イオン濃度が C_0 を上回ることがないこと、非中性化領域の分布は単一構造の一般的なフィック式による分布に類似することが挙げられる。



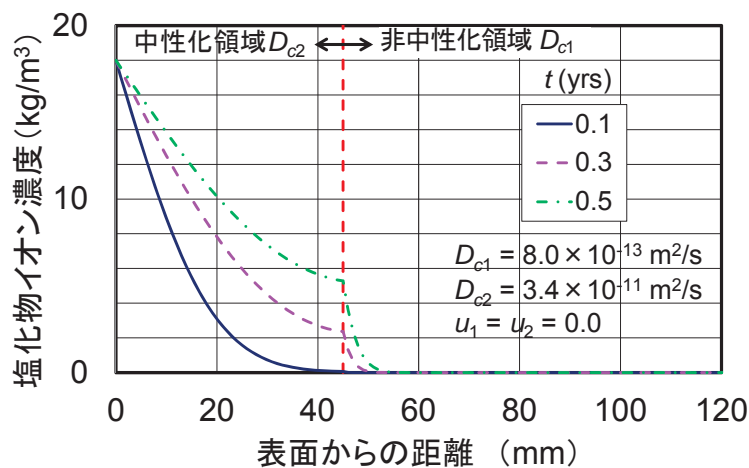
$C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $D_{c1} = 2 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1, 3.4, 10 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$, 移流項なし ($u=0$) とした場合.

図-5.7 中性化領域における見かけの拡散係数の影響の例



$C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $D_{c1} = 0.8, 2, 5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 3.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$, 移流項なし ($u=0$) とした場合.

図-5.8 非中性化領域の見かけの拡散係数の影響の例

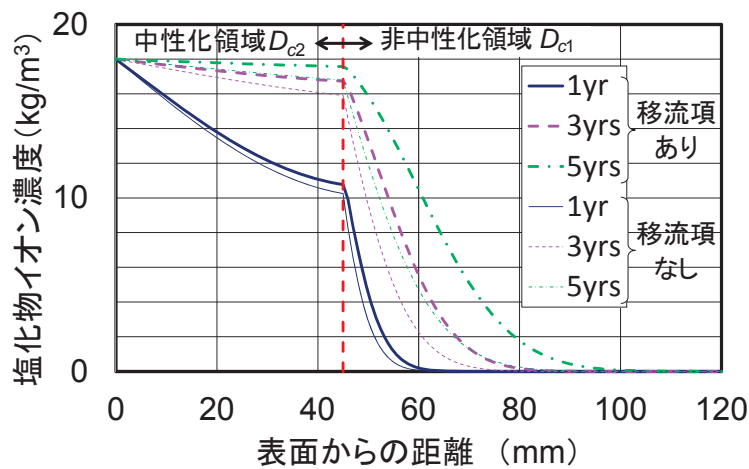


$C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $D_{c1} = 8.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 3.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$, 期間を 0.1, 0.3, 0.5 年, 移流項なし ($u=0$) とした場合.

図-5.9 暴露初期の移動の例

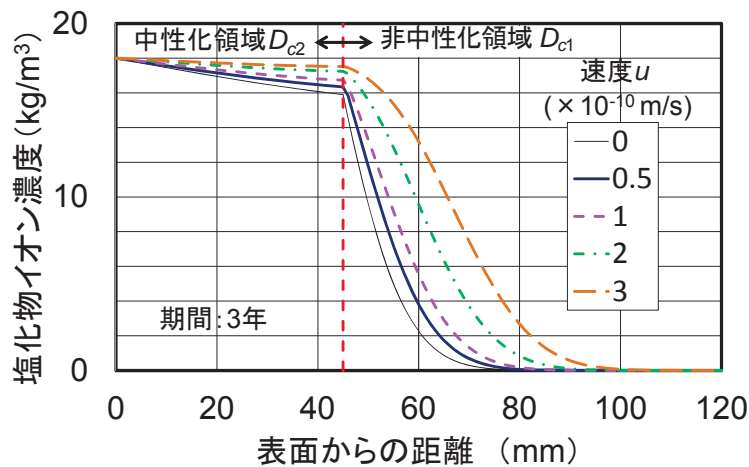
(6) 2層構造の移流拡散における移流の特徴

2層構造の移流拡散における移流の特徴を把握するため、式(5.14)~(5.19)による差分法を用いて試算した結果を図-5.10~11に示す。図-5.10に、速度 u を 1.0×10^{-10} m/sとして移流項ありとした場合の結果を、移流項なし($u=0$)とした場合と対比して示す。移流項によって、非中性化領域、中性化領域ともに、濃度が高くなる傾向がある。また、速度 u が一定の場合、期間が増加するほど移流項の影響が大きくなる傾向がある。図-5.11に、期間3年の場合について、速度 u の影響を示す。速度が増加するほど、非中性化領域、中性化領域ともに濃度が大きくなる傾向がある。また、速度が増加するほど、境界における濃度が増加するとともに、屈曲の程度が緩やかになる傾向がある。



$C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $u = 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 8.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 3.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合。
ただし、移流項なしの計算では $u = 0$ とした。

図-5.10 移流項の影響の例



$C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $D_{c1} = 8.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 3.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$, 期間を3年とした場合。

図-5.11 速度の影響の例

5.2.5 供給停止後における境界条件

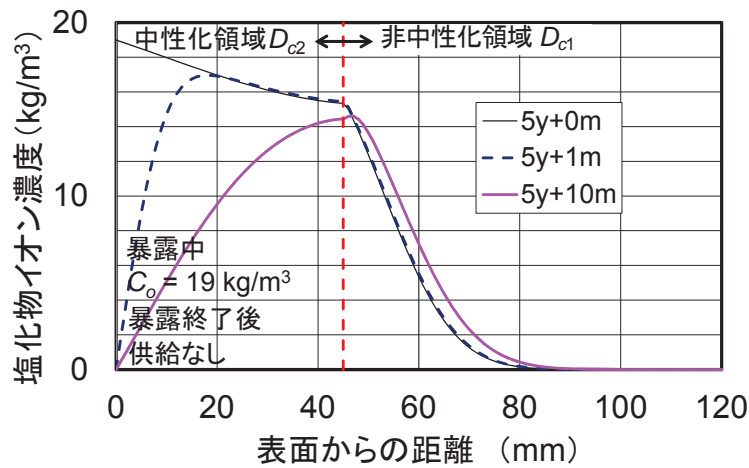
(1) 供給停止後の濃度分布の経時変化

図-5.12(a)に、 $C_o = 19 \text{ kg/m}^3$ 、 $u = 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ 、 $D_{c1} = 4.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ 、 $D_{c2} = 1.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ の条件の下で5年間にわたり移流拡散による移動が生じたとしたときの濃度分布を細実線 ($5y+0m$, y : 暴露年数, m : 暴露後の月数) で示す。外部からの供給が停止した後の濃度変化を、仮に $C_o = 0 \text{ kg/m}^3$ とし、 u 、 D_{c1} 、 D_{c2} は暴露前と同じとして、暴露終了後1箇月及び同10箇月について計算すると、同図の太破線 ($5y+1m$)、太実線 ($5y+10m$) でそれぞれ示す分布となる。同様に図-5.12(b)に、速度 u を0とした場合について示す。これらの図より、移流項があることによって、内部の濃度変化が大きくなり、条件によっては図-5.12(a)のように、非中性化領域で濃度の増加が見られることがある。一方、速度 u を0とした場合は、非中性化領域での濃度変化が軽微であり、第4章のコア No.3 で見られた数箇月での変化は見られない。

(2) 表面付近の濃度低下と境界条件

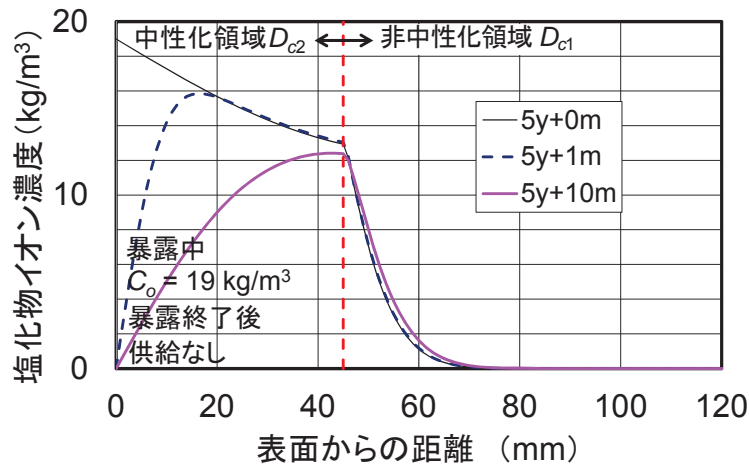
図-5.12(a)より、暴露終了後の表面の境界条件を $C_o = 0$ とすると、外部からの流入とは逆方向の拡散が生じて、表層の濃度が急激に低下する傾向が見られる。外部からの供給はないとしても、暴露後の表面の境界条件を $C_o = 0$ として強制的に0とすることは、一瞬のうちに表面付近の濃度を0とすることとなる。図-5.12(c)に、仮に表層の境界条件を式(5.19)と同様に壁とした場合 (境界条件で流束を0とした場合) の結果を示す。この場合は、同図(a)と同様に移流項によって内部の濃度の増加が速いが、中性化領域の濃度分布が均一化するだけなので、表面付近の濃度低下が緩慢で、中性化領域における移動は境界における濃度よりも低下しない。また、中性化領域の濃度が均一化する方向に拡散移動するので、境界の濃度はわずかに増加する傾向が見られる。

図-5.13(a)に、青山ら¹⁶⁾の塩水噴霧試験後の自然暴露で見られた、表層5mmの範囲における塩化物イオン濃度の低下の傾向を示す。図中に示す回帰式のとおり、時間とともに指数関数で表わされるような濃度低下が見られた。また、図-5.13(b)に、第4章に示したコア No.3 の暴露試験後、表層10mmの範囲における塩化物イオン濃度の低下の傾向を示す。第4章で述べたとおり、コア No.3の方が青山らの試験結果よりもコンクリート表面付近の濃度低下が緩慢であったのは、含水状態の違い及び水分の移動に及ぼす環境の違いが影響した可能性があると考えられる。床版供試体については、暴露後の表面塩化物イオン濃度の変化が比較的小さかったこと、データが少ないことから、図-5.13(a)のような回帰式は得られていないが、同様に指数関数で表わされると想定して当てはめた。これらの傾向は、図-5.12に示す計算例でいずれも表現できていないことがわかる。指数関数的な低下の原因は必ずしも明確でないが、暴露後の表面の境界条件として、これらの濃度低下を考慮して計算した例を図-5.14に示す。後述の5.3で、実測値と比較しながらさらに検討する。



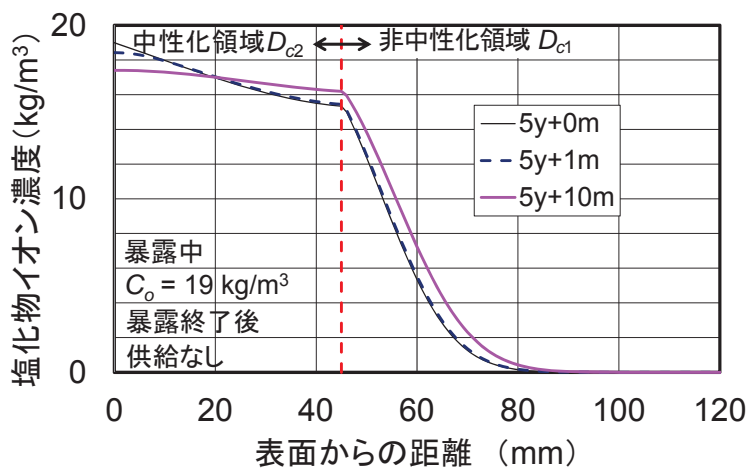
暴露中は $C_o = 19 \text{ kg/m}^3$, $u = 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 4.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$,
 暴露期間 5 年の後, 供給なし ($C_o = 0$) とした場合.

(a) 移流拡散, 暴露終了後, 表面の境界を $C_o = 0$ とした場合



暴露中は $C_o = 19 \text{ kg/m}^3$, $u = 0 \text{ m/s}$, $D_{c1} = 4.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$,
 暴露期間 5 年の後, 供給なし ($C_o = 0$) とした場合.

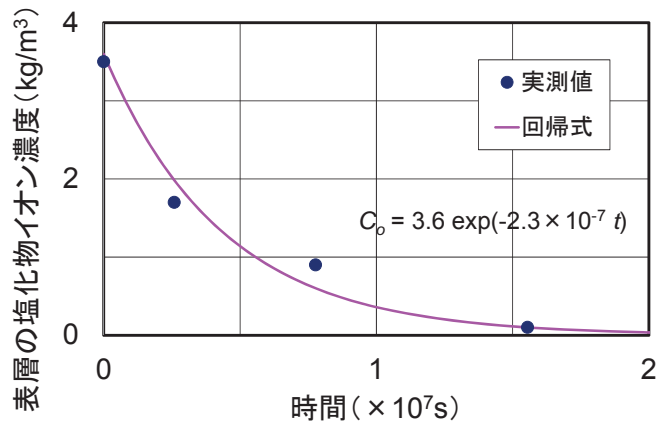
(b) 拡散, 暴露終了後, 表面の境界を $C_o = 0$ とした場合



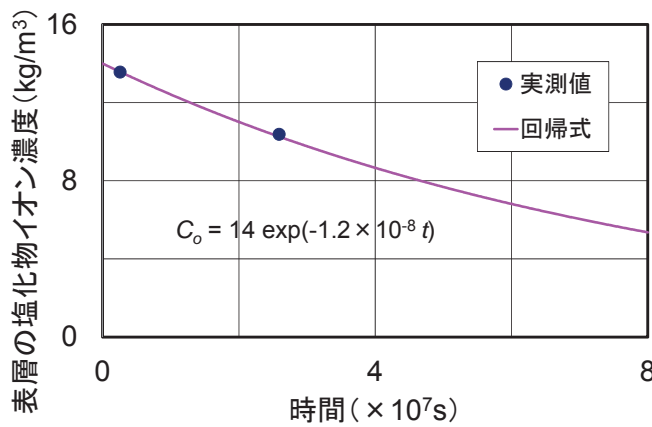
暴露中は $C_o = 19 \text{ kg/m}^3$, $u = 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 4.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$,
 暴露期間 5 年の後, 供給なし (壁とした場合) とした場合.

(c) 移流拡散, 暴露終了後, 表面の境界を壁とした場合

図-5.12 供給停止後の濃度分布の経時変化

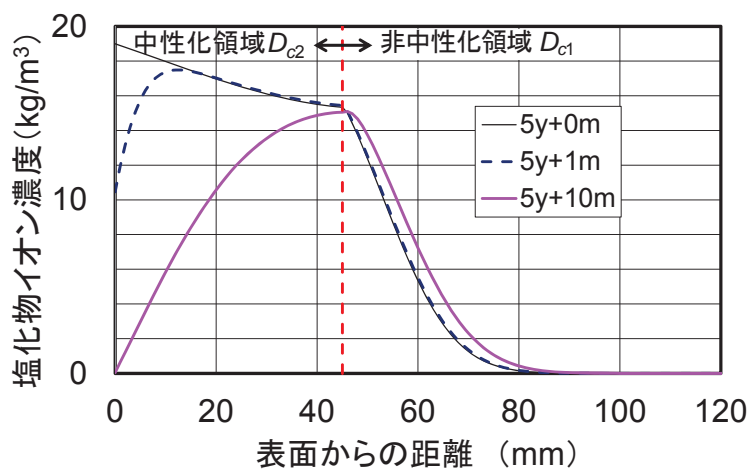


(a) 青山ら¹⁶⁾の結果 (塩水噴霧試験後, 自然暴露)



(b) コア No.3 の結果 (屋外暴露試験後, 室内で保管)

図-5.13 塩分供給停止後の表面付近における濃度変化の例



暴露中は $C_o = 19 \text{ kg/m}^3$, $u = 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 4.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$,
 暴露5年の後は $C_o = 19 \exp(-2.3 \times 10^{-7} t)$ とした場合.

図-5.14 供給停止後の表層付近の濃度低下を考慮したときの濃度分布の経時変化

5.2.6 3層構造への移流拡散による移動

(1) 3層構造の非中性化領域と中性化領域の境界における離散化

3層構造への移流拡散の計算を行うため、式(5.17)、(5.18)の境界部の離散式を拡張して、次式のとおりとする。境界層の見かけの拡散係数は図-5.2に示したとおりであり、式(5.21)により深さごとに拡散係数を変化させる。なお、前節までと同様に速度 u は一定と考える。

$$C_i^{n+1} = \left(\alpha A_{+1} - \frac{c}{2} \right) C_{i+1}^n + (1 - \alpha(A_{-1} + A_{+1})) C_i^n + \left(\alpha A_{-1} + \frac{c}{2} \right) C_{i-1}^n \quad l - l_t/2 < x_c < l + l_t/2 \quad (5.20)$$

ここに、 $\alpha = \frac{2\Delta t}{\Delta x_c^2}$, $A_{-1} = \frac{D_{c,i-1}D_{c,i}}{D_{c,i-1} + D_{c,i}}$, $A_{+1} = \frac{D_{c,i}D_{c,i+1}}{D_{c,i} + D_{c,i+1}}$, $c = \frac{u\Delta t}{\Delta x_c}$

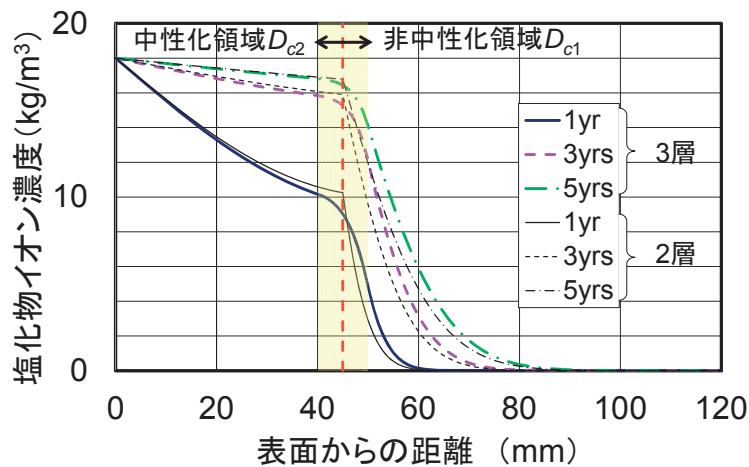
$$D_{c,i} = D_{c1} \left(\frac{D_{c1}}{D_{c2}} \right)^{\frac{x_c - (l+l_t/2)}{l_t}} \quad l - l_t/2 < x_c < l + l_t/2 \quad (5.21)$$

$D_{c,i}$: 中性化境界層の見かけの拡散係数 (図-5.2に概念図を示す),

l_t : 中性化の境界層の厚さ (=10 mm, フェノールによる中性化深さの±5 mmの範囲とする)

(2) 3層構造の特徴

図-5.15に、3層構造としたときの拡散による塩化物イオン濃度分布を、2層構造の場合と併せて示す。中性化の境界層が幅を持つことで、境界層における勾配の急変がなだらかになるだけでなく、非中性化領域の拡散係数を大きくしたときと同様に (図-5.8)、非中性化領域の塩化物イオン濃度が増加して、中性化領域の塩化物イオン濃度が低下する傾向が見られる。図-5.16は、参考として、2層構造において境界層の影響を考慮するため、計算上の中性化深さを3 mm増した場合について計算した結果を、3層構造の結果と対比して示す。本文における境界層の仮定の範囲では、2層構造で中性化深さを3 mm増した状態とすることで概ね近似できると考えられる。



$C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $u = 0 \text{ m/s}$, $D_{c1} = 8.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 3.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合。

図-5.15 3層構造としたときの拡散分布 (2層構造との比較)

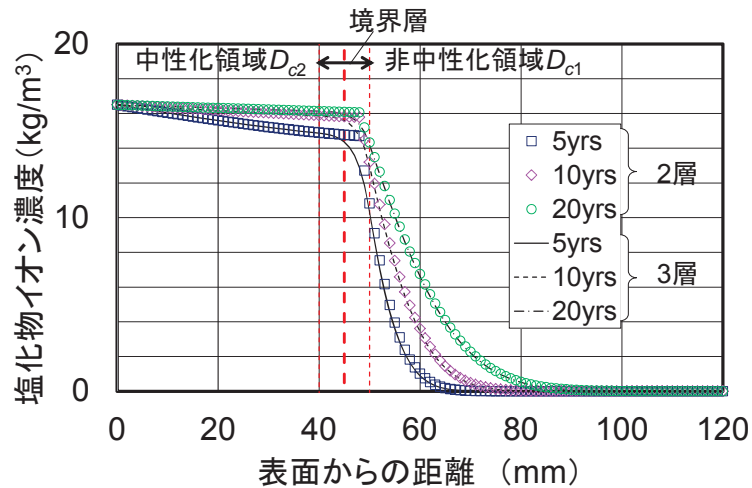
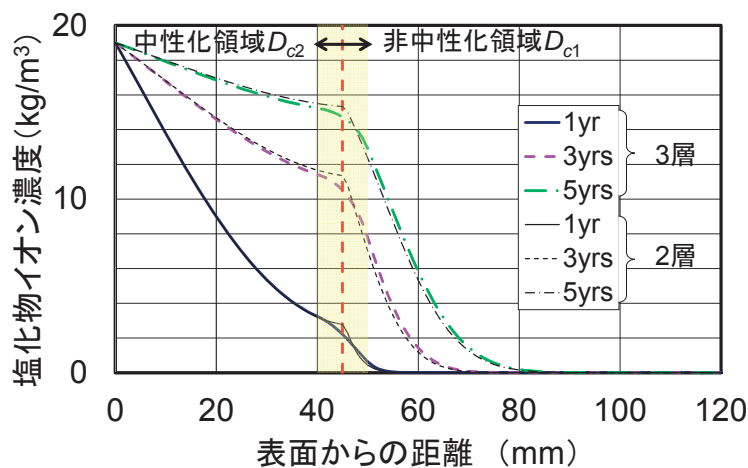


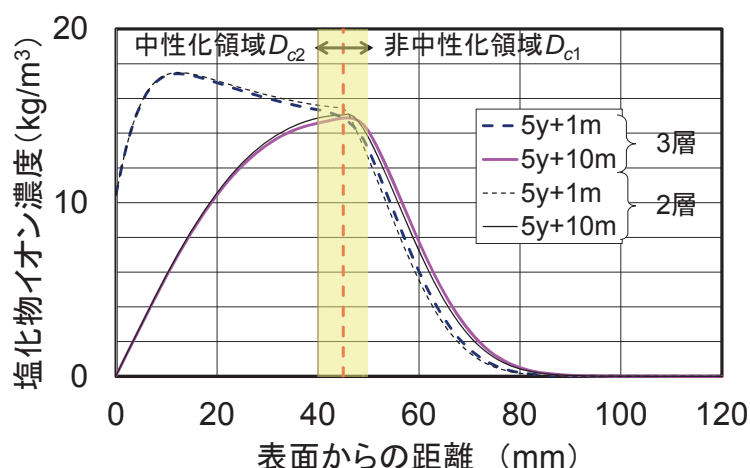
図-5.16 中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布に及ぼす境界層の影響
 (2層構造を想定した Carslaw と Jaeger の理論解, 式(5.5)~(5.7)を用いるときに,
 境界層の影響を考慮して, 計算上, 中性化深さを 3mm 深い位置とした場合
 の結果を 3層構造で計算したときの結果と対比して示す)

図-5.15 と同様に図-5.17 に, 3層構造としたときの移流拡散による塩化物イオン濃度分布を示す. 3層構造の移流拡散の場合には, 2層構造の移流拡散との差が明確に表われなかった. 図-5.18 に, 3層構造としたときの暴露後の塩化物イオン濃度分布の変化を計算した結果を示す. 移流拡散の場合, 拡散のみの場合に比べて, 境界層における変化がよりなだらかになる傾向があるが, 境界層以外の領域での変化は軽微であることがわかる.



$C_o = 19 \text{ kg/m}^3$, $u = 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 4.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合.

図-5.17 3層構造としたときの移流拡散分布 (2層構造との比較)



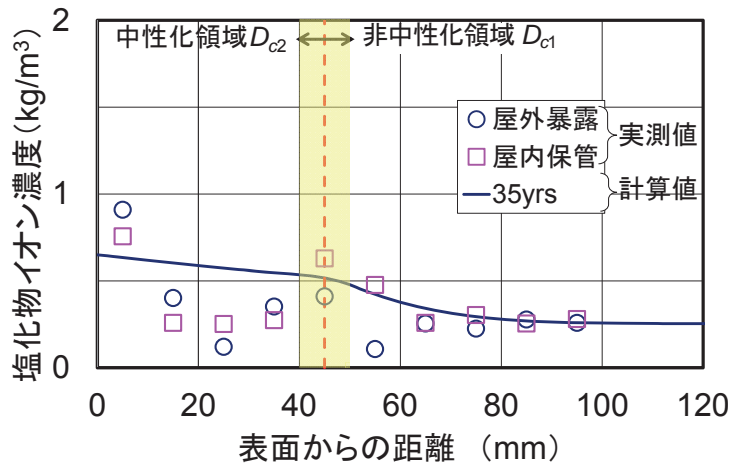
暴露時は $C_o = 19 \text{ kg/m}^3$, $u = 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 4.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合、
 暴露5年の後は $C_o = 19 \exp(-2.3 \times 10^{-7} t)$ とした場合.

図-5.18 3層構造としたときの暴露後の変化に関する移流拡散分布 (2層構造との比較)

5.3 試験結果との比較

(1) 実験結果への当てはめ

上記の3層構造の移流拡散の計算モデルを用いて、第4章の屋外暴露試験の結果への当てはめを行う。後述するように、中性化領域における分布形状や暴露後の濃度低下の傾向はこの計算方法で説明できない部分を残していることから最小二乗法などの統計的な当てはめは行っていない。ここでの当てはめは、2層構造で表面塩化物イオン濃度 C_o を一定としたときには、拡散分布の特徴として、境界部の塩化物イオン濃度が C_o を上回ることがないこと、また中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} が非中性化領域の値 D_{c1} よりも大きいことを前提として、表面付近の濃度と境界層付近の濃度及び非中性化領域の分布が実測値と概ね一致するように、パラメータである表面塩化物イオン濃度 C_o 、非中性化領域、中性化領域それぞれの見かけの拡散係数 D_{c1} , D_{c2} 、流速 u を、任意に変化させる中で決定する。まず、非中性化領域の分布が計算値でよく表わされる傾向があることから、この部分が実測値とできるだけ一致するようにすること、次に境界部の塩化物イオン濃度及び表面付近の塩化物イオン濃度がそれぞれの実測値にできるだけ近づくようにすることを考えて行った。なお、屋外暴露試験に用いた床版コンクリートには、暴露前に塩化物イオンの浸透が若干見られたことから、図-5.19に示すとおり、測定結果を近似する初期値分布を用いた。



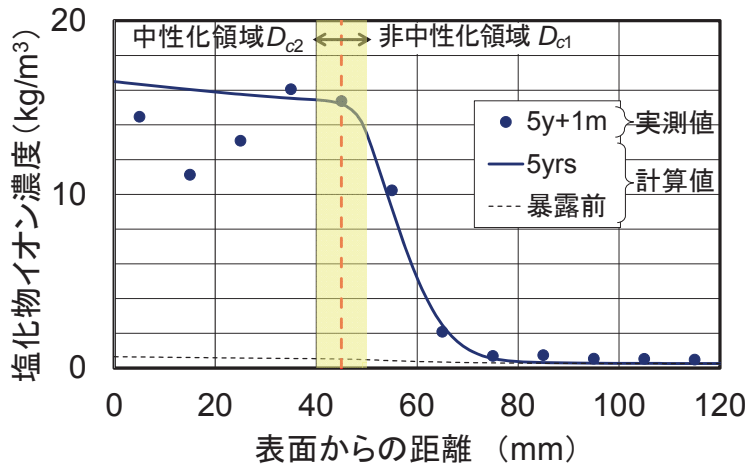
$C_o = 0.65 \text{ kg/m}^3$, $u = 0$, $D_{c1} = 3.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 2.0 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$,
 暴露期間 35 年とした場合における計算値を初期値として用いる。

図-5.19 計算に用いる初期値分布

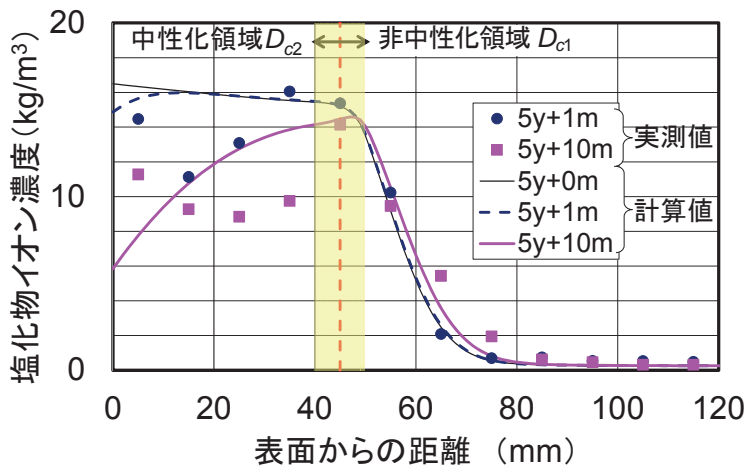
(2) 屋外暴露試験結果との比較

屋外暴露試験 5 年目のコアのうち、コア No.3 の結果と比較する。コア No.3 は、5 年目の採取時にひび割れが見られなかったこと、比較的塩化物イオン濃度が高かったこと、暴露後の経時変化の期間が 10 箇月と比較的長かったことから対象とした。図-5.20 に、コア No.3 の暴露試験結果と移流拡散による計算結果を示す。5 年目の結果では、床版供試体の移送後にコア採取したため、撤去後 1 箇月が経過していたことから、図-5.20(a)に示す実測値は、既に塩化物イオンがある程度移動していた可能性があるが、まずはこのデータに近い分布を見出した結果が同図の計算値である。参考として、暴露前の初期値も示す。5 年間の暴露による塩化物イオンの浸透量が多かったため、初期値は計算にほとんど影響していないと考えられる。図-5.20(b)に、暴露 5 年後の計算結果を初期値として、さらに 1 箇月放置した場合と、10 箇月放置した場合について計算した結果をそれぞれ実測値と対比して示す。図-5.13 を参考に、表面付近の塩化物イオン濃度を指数関数で強制的に低下させたが、実測値のような中性化領域で下に凸の分布を表わすことができなかった。参考として、図-5.21 に、速度以外は同じ条件として移流項がない場合の計算結果を示す。図-5.20(b)に示したとおり、移流項を考慮することで、非中性化領域の分布が実測値に若干近付く傾向にあった。

図-5.20(c)に、暴露 3 年目のコアの暴露試験結果と移流拡散による計算結果を示す。このコアの測定は、コア採取後 5 箇月が経過していた。塩化物イオン含有量は、暴露 5 年目に比べて軽微であったが、分布の形状は暴露 5 年目と比較的似ている。当てはめにおいては、暴露 3 年の後 5 箇月放置した場合の計算が実験結果と適合するように、表面塩化物イオン濃度を決定した。5 箇月放置の間における表面付近の塩化物イオン濃度の低下は図-5.13(b)と同様としたが、暴露後の顕著な変化は見られなかった。それ以外のパラメータは、図-5.20(b)と同じとしたが、図-5.20(b)と同様に、実験結果における中性化領域の下に凸の分布は移流拡散による分布で境界の C_o の低下を考慮するだけでは表わすことができなかった。

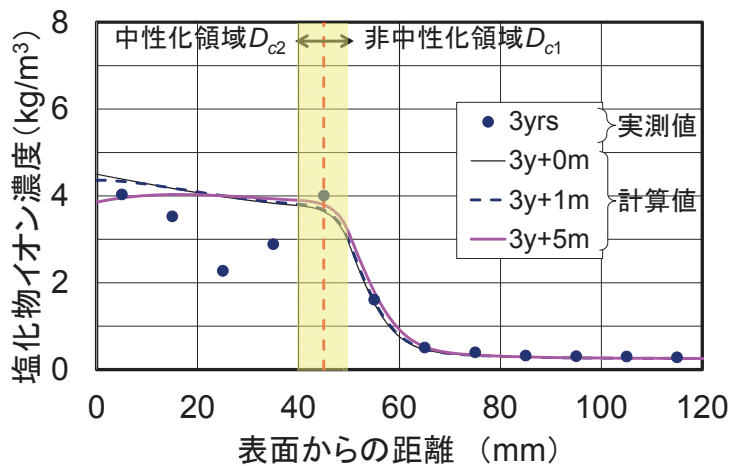


(a) 暴露5年後



(b) 暴露終了後, 1箇月放置及び10箇月放置

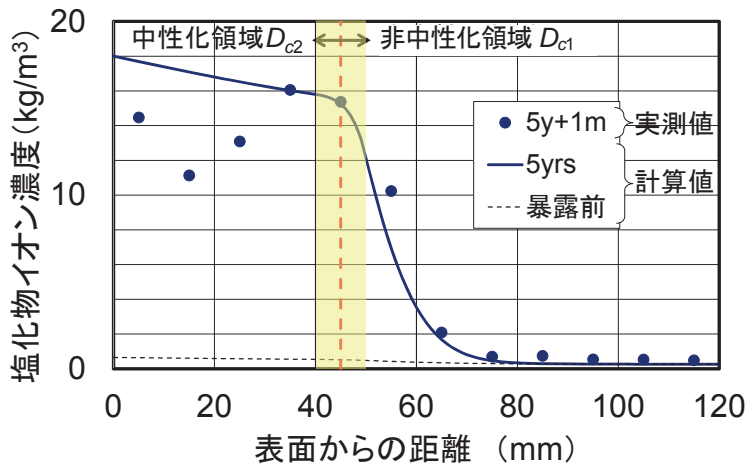
暴露時は $C_o = 16.5 \text{ kg/m}^3$, $u = 0.6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 3.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 2.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合, 暴露5年後の放置時は $C_o = 16.5 \exp(-2.8 \times 10^{-8} t)$ とした場合.



(c) 暴露3年後, 5箇月放置

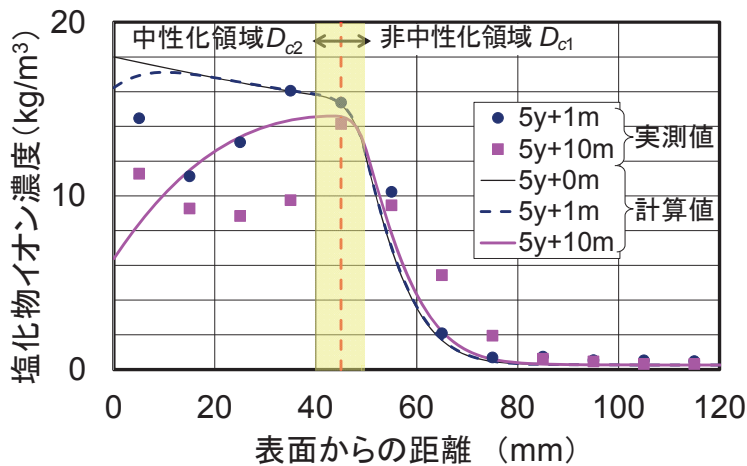
暴露時は $C_o = 4.5 \text{ kg/m}^3$, $u = 0.6 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 3.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 2.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合, 暴露3年後の放置時は $C_o = 4.5 \exp(-1.2 \times 10^{-8} t)$ とした場合.

図-5.20 移流拡散分布 (3層構造) で当てはめた例



$C_o = 18 \text{ kg/m}^3$, $u = 0$, $D_{c1} = 5.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 2.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合.

(a) 暴露5年後



$C_o = 18 \exp(-4 \times 10^{-8} t)$, $u = 0$, $D_{c1} = 8.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 3.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合.

(b) 暴露終了後、1箇月放置及び10箇月放置

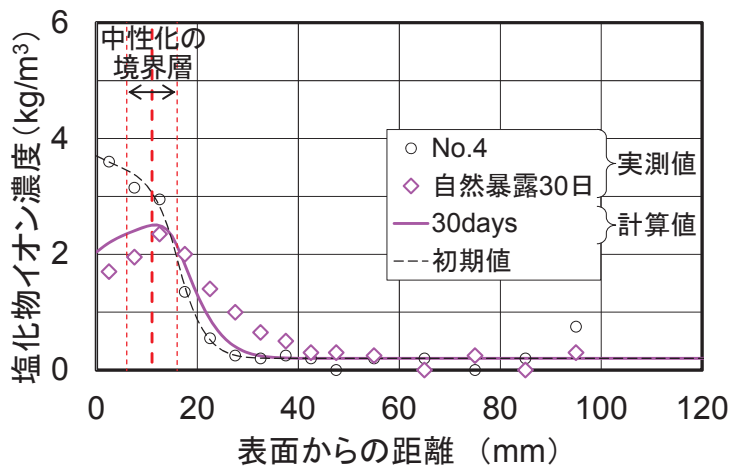
図-5.21 拡散のみで当てはめた例

(3) 青山らの試験結果との比較

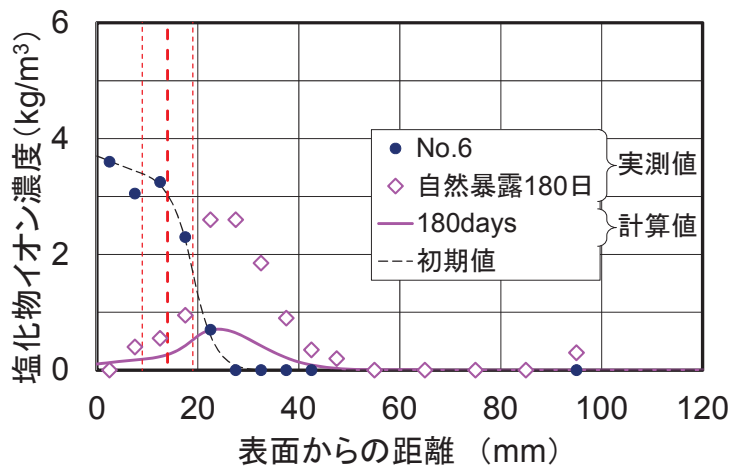
図-5.22 に、青山ら¹⁶⁾が実施した、床版から採取されたコンクリートコアの塩水噴霧試験の結果と、その後に行われた自然暴露後の結果（コア No.4 と No.6）について、移流拡散による計算結果を示す。ただし、報告されている中性化深さは、塩化物イオン濃度分布とのずれがあるように思われたので、ここでは塩化物イオン濃度分布から推定した（後掲表-5.1）。塩水噴霧試験後の当てはめは比較的良好であり、中性化領域の見かけの拡散係数を非中性化領域の値よりも大きくすることで、塩化物イオン濃度分布をよく表わすことができる。しかし、暴露後の自然暴露による塩化物イオン濃度分布の変化は、計算では必ずしもよく表わしていない。また、図-5.22 のように、表面付近の塩化物イオン濃度を実験結果に合わせて強制的に低下させた計算結果では、当然ながら中性化領域の分布の傾向をある程度表わせたが、非中性化領域の濃度が実測値よりも

著しく小さかった。図-5.22の結果より、自然暴露による塩化物イオンの移動は、移流により内部まで移動したものと考えられるが、計算では早い段階で表面の塩化物イオン濃度を低下させたため、移流の影響が生じる前にコンクリート中の塩化物イオンが全体的に減少する、言い換えると表面から流出する計算となった。

参考として、上記の結果を踏まえて、表面塩化物イオン濃度を図-5.23の細線のとおり、減衰を遅くした場合、自然暴露6箇月の結果と一致する計算結果が得られたが、同1箇月の結果は明らかに異なっていた。さらに、図-5.23の太線のように、周期的に変動しながら減少するとした場合の結果を図-5.24に示す。自然暴露1箇月、6箇月の両者が同時によく一致する計算結果には至らなかったが、それぞれの自然暴露後の分布形状は比較的類似する傾向が見られた。試験後の塩化物イオンの移動については今後の課題であり、次の5.4では、屋外暴露試験、塩水噴霧試験のいずれにおいても、主として試験直後について考察する。



(a) 塩水噴霧 56 日の後、自然暴露 1 箇月

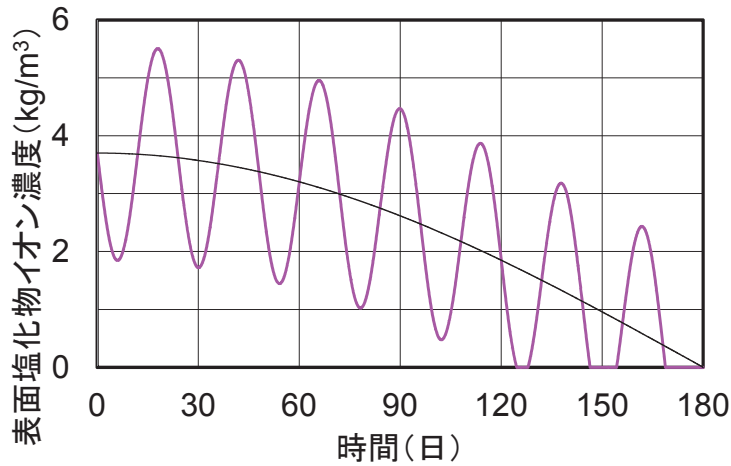


(b) 塩水噴霧 56 日の後、自然暴露 6 箇月

暴露時は $C_o = 3.7 \text{ kg/m}^3$, $u = 1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 5.0 (3.5) \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 7.0 (9.0) \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合、
自然暴露時は $C_o = 3.6 \exp(-2.3 \times 10^{-7} t)$ とした場合。

ただし、拡散係数は No. 4 の当てはめ結果による (括弧内は No. 6 の場合)。

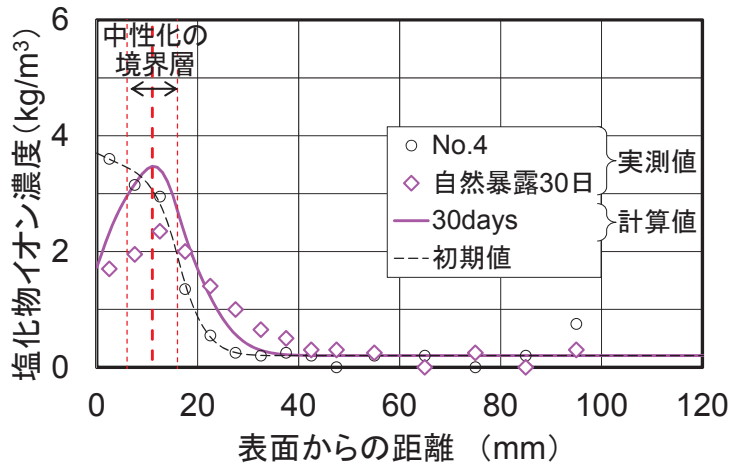
図-5.22 青山らの結果を移流拡散分布 (3 層構造) で当てはめた例



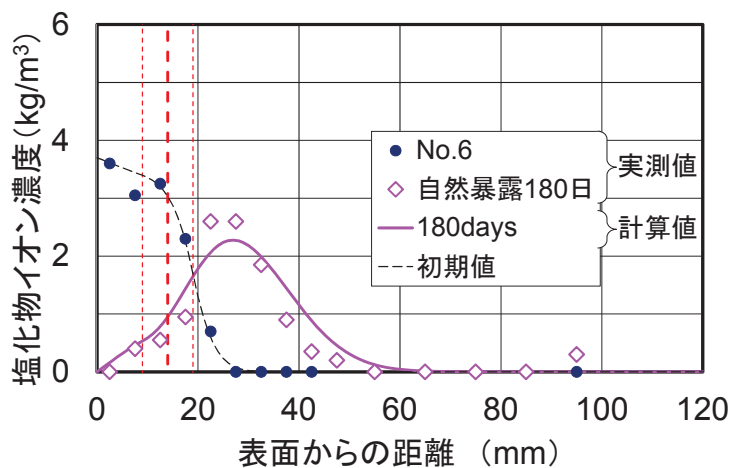
$$C_o = 3.7 \{ \cos(\pi\omega_1/2) + \sin(\pi\omega_2/2 + \pi) / 2 \}$$

ここに、 ω_1 : 180 日が 1/4 周期となる角速度、 ω_2 : 1 周期 24 日となる角速度

図-5.23 青山らの自然暴露時における表面塩化物イオン濃度の変化の仮定



(a) 塩水噴霧 56 日の後、自然暴露 1 箇月



(b) 塩水噴霧 56 日の後、自然暴露 6 箇月

暴露時は $C_o = 3.7 \text{ kg/m}^3$ 、 $u = 1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ 、 $D_{c1} = 5.0 (3.5) \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ 、 $D_{c2} = 7.0 (9.0) \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合、自然暴露時の C_o は図-5.23 に示すとおりとして、 $u = 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ とした場合。

図-5.24 青山らの自然暴露時における塩化物イオンの移動の推定例

5.4 中性化したコンクリート中の塩化物イオンの移動

5.4.1 試験で見られた中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布の特徴

図-5.25 に、中性化したコンクリートにおける塩化物イオン濃度分布の模式図を示す。5.2.2 で示したとおり、表面塩化物イオン濃度 C_0 一定とした2層拡散では、a, c の分布形状が一般的である。しかし、試験から得られた中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布は、図-5.25 の a, b, d のように複数のパターンが見られた。中性化領域における塩化物イオン濃度分布は、同図 a (eg. コア A-2) のように境界部の塩化物イオン濃度よりも高い場合と同図 b (eg. コア No.3) のように低い場合が見られた。屋外暴露試験での塩化物イオン濃度分布は、主として同図 b に類似しており、青山ら¹⁶⁾の塩水噴霧試験の場合は同図 a に類似していた。青山らの塩水噴霧試験は、屋内での試験であることやその試験結果から、コアの状態管理や時間の管理が比較的正確に行われたと考えられ、その結果としてコア No.4 や No.6 の分布が同図 a のパターンのままで得られたと考えられる。このことと、前掲の図-5.3 などで示した2層構造での拡散分布の特徴から、外部からの塩化物イオンの供給が安定している場合、中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布は、同図 a のような分布であると想定される。一方、屋外暴露試験では、台風の影響が顕著な沖縄沿岸部での自然暴露であったため、何らかの理由により (5.4.5 で検討)、同図 b のような分布が多く見られ、また細部の分布形状を含めて観察すると、塩水噴霧試験に比べて、さまざまな分布形状が見られた。

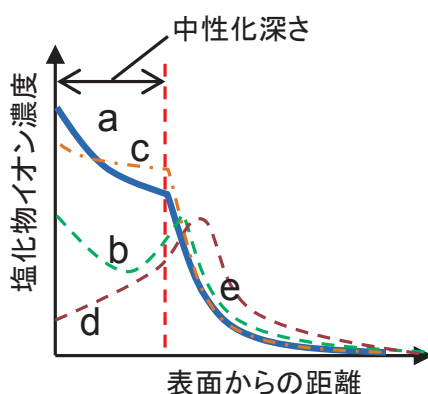


図-5.25 中性化したコンクリートにおける塩化物イオン濃度分布の模式図

5.4.2 中性化領域の見かけの塩分拡散係数

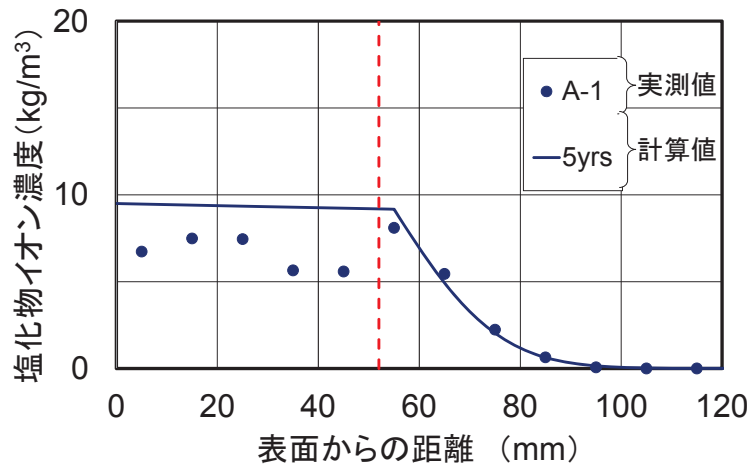
中性化領域における塩化物イオンの見かけの拡散係数は、これまでほとんど検討されていない。1.2.3 で述べたとおり、既往の研究より、中性化領域では固定化されていた塩化物イオンが解放され、吸着作用が弱まることから、塩化物イオンの移動が容易になり、見かけの拡散係数 D_e は、希薄溶液中の塩化物イオンの拡散係数 D_0 に近付くと考えられる。ここでは、5.4.1 に示した中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布の特徴を踏まえた上で、塩分供給が概ね安定している場合、屋外暴露試験や塩水噴霧試験における中性化領域の塩化物イオン濃度は、図-5.25 の分布 a のように、境界部の値よりも大きいと仮定して、第4章で示した屋外暴露試験の5年目のコア A-1~4, No.1, No.3 及び3年目のコア A-1, A-3 の結果、並びに青山らの結果のうちコア No.4~6 について、中性化領域における塩化物イオンの見かけの拡散係数を求める。

まず簡便のため、2層構造を想定した Carslaw と Jaeger の理論解（式(5.5)～(5.7)）を用いて、試験結果を近似するパラメータ C_0 、 D_{c1} 、 D_{c2} を求めた。ただし、前述のとおり境界層の影響を考慮して、計算上、中性化深さをフェノールによる実測値よりも 3 mm 深い位置と仮定した（図-5.16）。当てはめは、まず、非中性化領域の分布が計算値でよく表わされる傾向があることから、この部分ができるだけ一致するようにすること、次に境界部の塩化物イオン濃度及び表面付近の塩化物イオン濃度がそれぞれ実測値にできるだけ近づくようにすることを考えて行った。また、5.3(1)で述べたとおり、2層構造で表面塩化物イオン濃度 C_0 を一定としたときには、拡散分布の特徴として、境界部の塩化物イオン濃度が C_0 を上回ることがないこと、中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} が非中性化領域の値 D_{c1} よりも大きいことを前提としている。

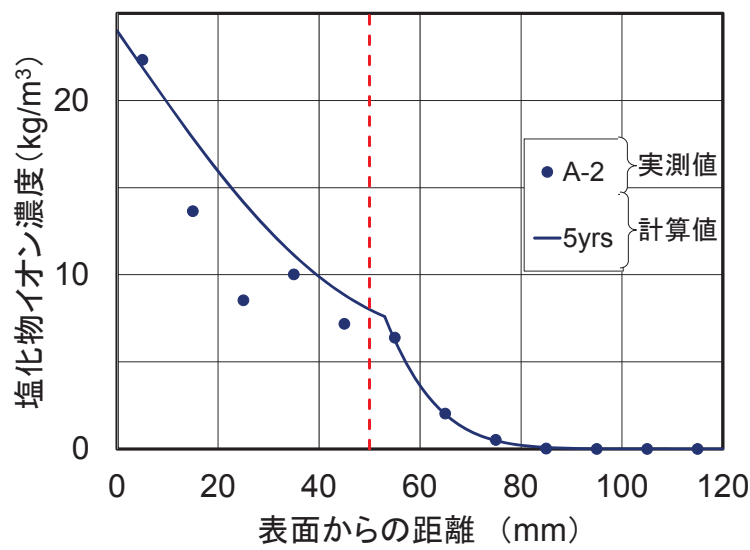
図-5.26 及び表-5.1 に、中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布の当てはめ結果を示す。図-5.26(j) のとおり、青山らの結果のうちコア No.5 は、見かけの拡散係数が非中性化領域と中性化領域でほとんど同じか、むしろ非中性化領域の方が大きい傾向があり、他のコアと比べて分布の傾向が明らかに異なることから参考値として示すのみとして、以下の見かけの拡散係数の平均値には含めない。表-5.1 に示すとおり、中性化領域における塩化物イオンの見かけの拡散係数は非中性化領域の値に比べて 1 桁大きい傾向が見られた。屋外暴露試験の結果では、中性化領域における塩化物イオンの見かけの拡散係数 D_{c2} は、 $6\sim 90 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ であり、非中性化領域の値 D_{c1} に対する比 D_{c2}/D_{c1} は $6\sim 82$ であった。青山らの塩水噴霧試験の結果¹⁶⁾では、中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} は $50\sim 60 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ であり、いずれも非中性化領域の値 D_{c1} に対する比は約 10 であった。試験条件の異なる両者を合わせた D_{c2}/D_{c1} の平均値は、約 30 であった。表-5.2 に示すように、同様の検討を 3 層構造の拡散モデルで当てはめた場合も、 D_{c2}/D_{c1} の平均値は 30 で、2 層構造による検討結果と同様であった。

参考として、移流拡散の場合について行った結果を表-5.3 に示す。移流の速度 u は $1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ 、 $1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ と 2 種類に設定したが、 $1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ の場合、図-5.26、表-5.1 の結果とほとんど変わらなかったことから、表-5.3 では $1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ の場合について示した。この場合、移流を考慮しても D_{c2}/D_{c1} の平均値は約 60 で、拡散のみによる上記の検討結果とオーダーが異なるほどの顕著な差は見られなかった。

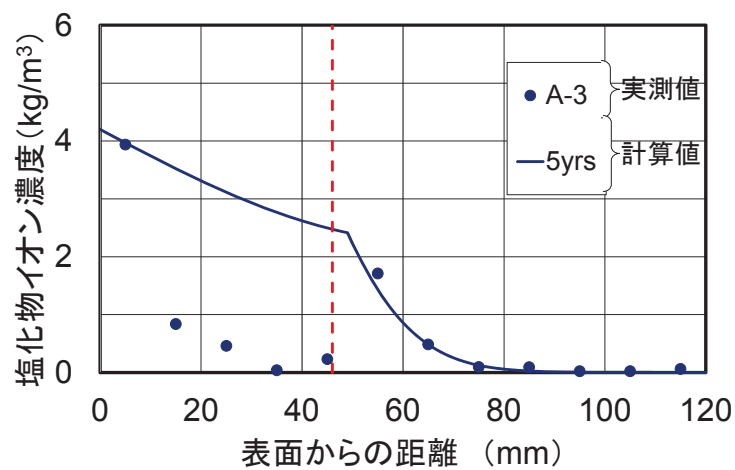
セメント硬化体 (W/C40%) の見かけの拡散係数は、希薄溶液における塩化物イオンの拡散係数 $1.5 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ の約 1/1000 と言われ¹⁷⁾ (Jang ら¹⁸⁾は $2.0 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ 、 25°C 、Bentz ら¹⁹⁾は $1.8 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ 、 20°C)、その差はコンクリート中での塩化物イオンの固定化や吸着及び tortuosity によって、塩化物イオンの移動が妨げられるためと考えられている¹⁷⁾。中性化によって、固定化や吸着から塩化物イオンがほとんど解放されるとすれば、中性化領域の見かけの拡散係数が希薄溶液中の拡散係数に近づく想定される。実際、第 4 章の試験事例でも、中性化領域の強固定塩化物イオン濃度や F 塩の割合が非中性化領域に比べて小さく、固定されていた塩化物イオンが中性化によって解放される傾向が認められた。表-5.1 に示した中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} は、希薄溶液中の塩化物イオンの拡散係数 D_0 の $1/250\sim 1/17$ であり、非中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c1} に比べると、 D_{c2}/D_{c1} に応じて希薄溶液中の拡散係数に近づく傾向を示している。



(a) 5年目, コア A-1



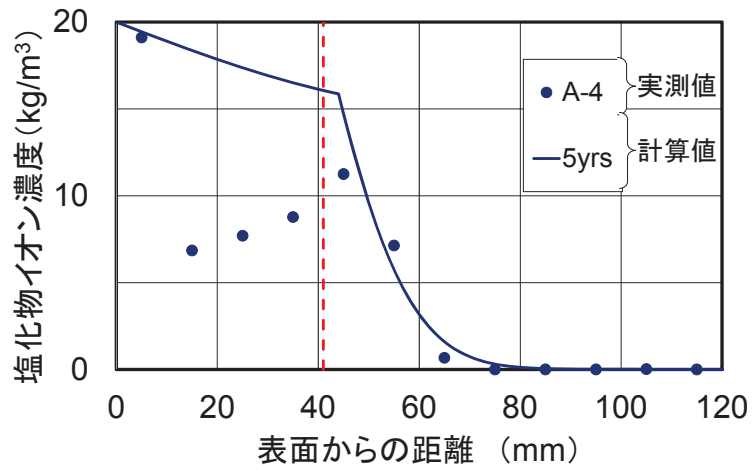
(b) 5年目, コア A-2



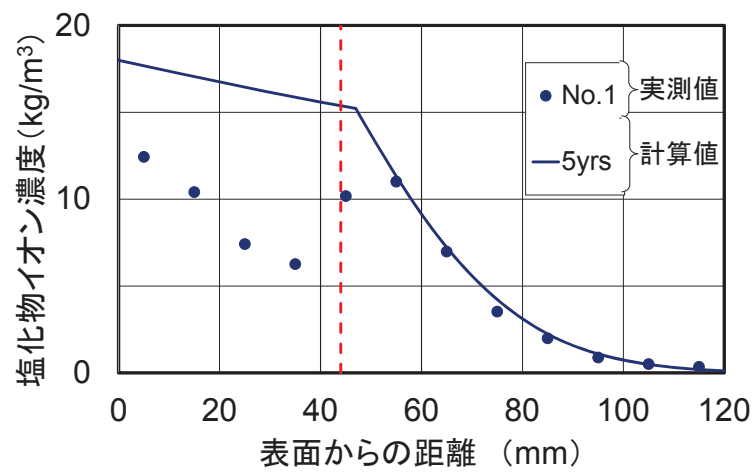
(c) 5年目, コア A-3

図-5.26 中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布の当てはめ

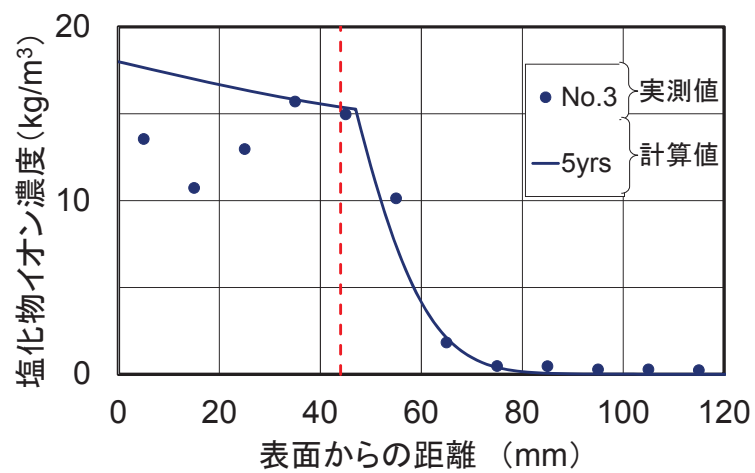
(2層構造を想定した Carslaw と Jaeger の理論解, 式(5.5)~(5.7)による. ただし, 境界層の影響を考慮して計算上, 中性化深さを3mm深い位置と仮定した. 実測値は初期値を減じた値を示す.)



(d) 5年目, コア A-4

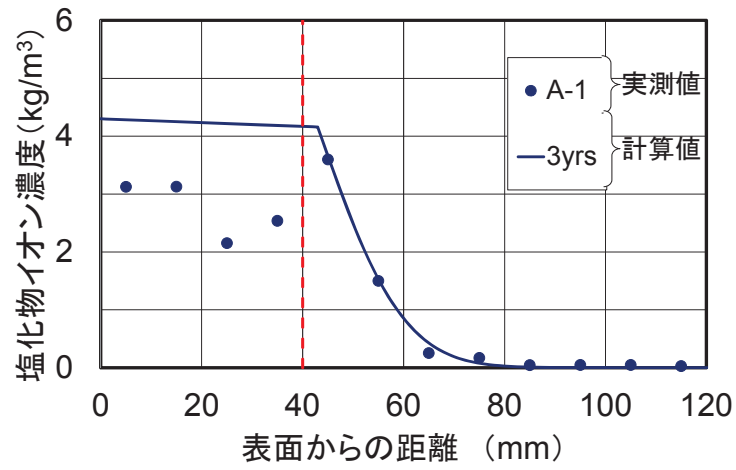


(e) 5年目, コア No. 1

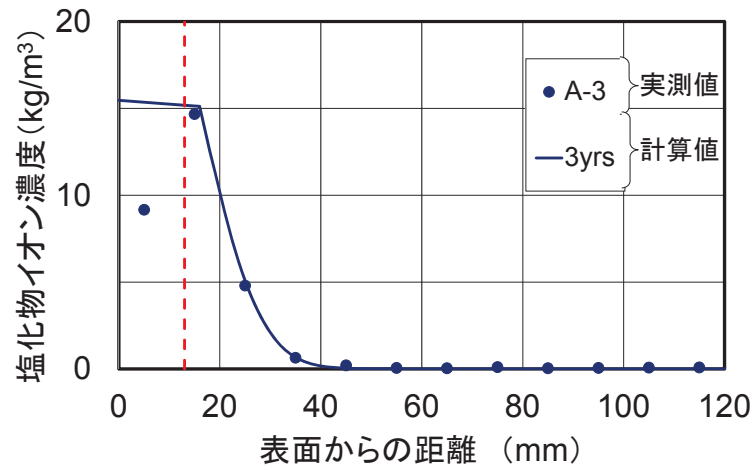


(f) 5年目, コア No. 3

図-5.26 中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布の当てはめ (つづき)

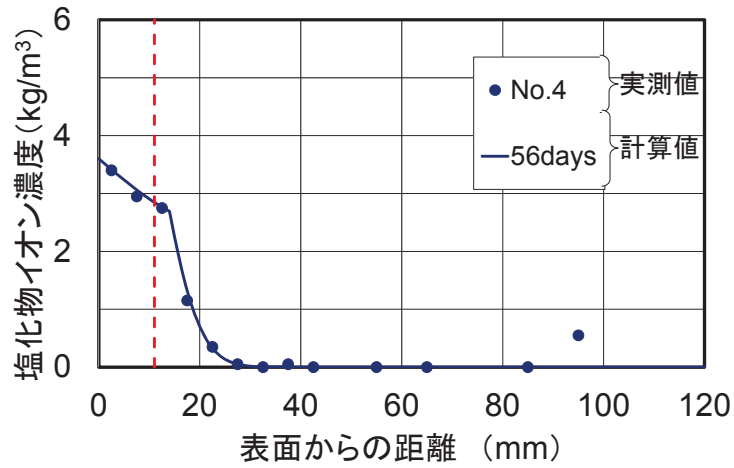


(g) 3年目, コア A-1

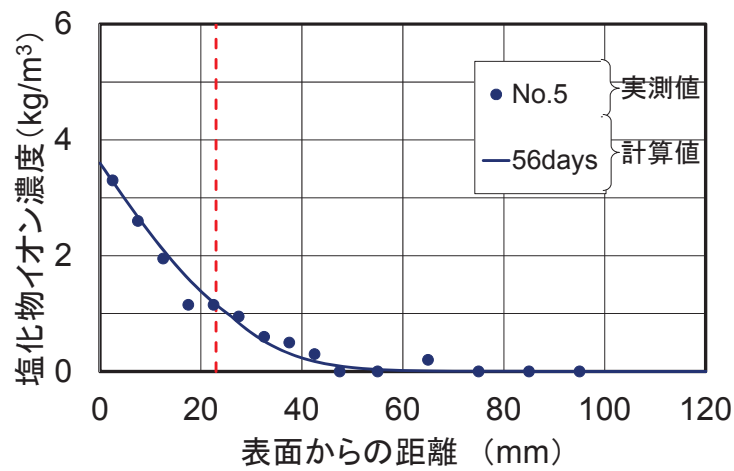


(h) 3年目, コア A-3

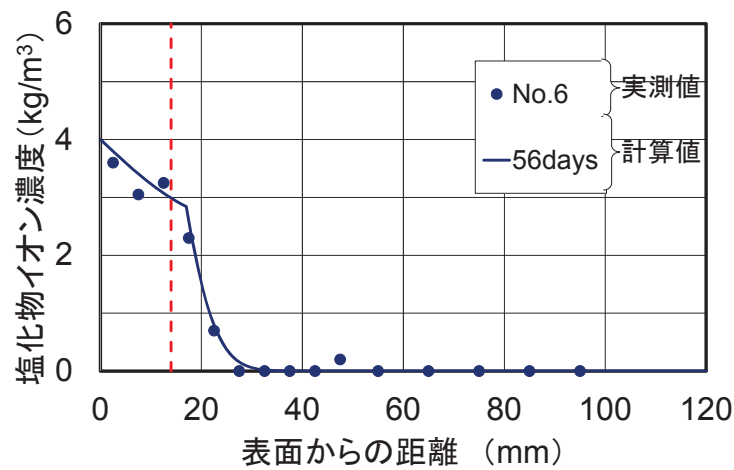
図-5.26 中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布の当てはめ (つづき)



(i) 青山らのコア No.4



(j) 青山らのコア No.5



(k) 青山らのコア No.6

注) 5.3(3)と同様に、青山らの結果における中性化深さは、塩化物イオン濃度分布から推定した値を用いた (表-5.1 参照)。

図-5.26 中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布の当てはめ (つづき)

表-5.1 2層拡散による中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} と非中性化領域の値 D_{c1} との比

試験の種類	コア	暴露期間	中性化深さ(mm)	C_o (kg/m ³)	D_{c1} [非中性化] ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	D_{c2} [中性化] ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	D_{c2}/D_{c1}	備考
暴露試験 (第4章)	A-1	5年	52	9.5	1	80	80	
	A-2	5年	50	24	1	6	6	ひび割れ
	A-3	5年	46	4.2	1	10	10	ひび割れ
	A-4	5年	41	20	0.8	15	19	ひび割れ
	No.1	5年	44	18	3	30	10	ひび割れ
	No.3	5年	44	18	0.7	20	29	
	A-1	3年	40	4.3	1.1	90	82	
	A-3	3年	13	15.5	0.5	30	60	主桁上
塩水噴霧 試験 (青山ら ¹⁶⁾)	No.4	56日	21(11)	3.6	5	50	10	
	No.5	56日	23	3.6	40	50	1.3	参考値
	No.6	56日	17(14)	4.0	5	60	12	
平均値	—	—	—	—	—	—	26	

注 1) C_o , D_{c1} , D_{c2} は図-5.26 の当てはめにより求めた値。

2) 中性化深さの括弧内数値は塩化物イオン濃度分布から推定した値。

表-5.2 3層拡散による中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} と非中性化領域の値 D_{c1} との比

試験の種類	コア	暴露期間	中性化深さ(mm)	C_o (kg/m ³)	D_{c1} [非中性化] ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	D_{c2} [中性化] ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	D_{c2}/D_{c1}	備考
暴露試験 (第4章)	A-1	5年	52	9.5	1.3	60	46	
	A-2	5年	50	23	1	6	6.0	ひび割れ
	A-3	5年	46	5.2	0.7	10	14	ひび割れ
	A-4	5年	41	20.5	0.7	15	21	ひび割れ
	No.1	5年	44	15.5	2.2	100	45	ひび割れ
	No.3	5年	44	17.5	0.7	30	43	
	A-1	3年	40	5.5	1	30	30	
	A-3	3年	13	16	0.4	30	75	主桁上
塩水噴霧 試験 (青山ら ¹⁶⁾)	No.4	56日	21(11)	3.8	7	60	8.6	
	No.5	56日	23	3.6	50	50	1.0	参考値
	No.6	56日	17(14)	3.8	7	70	10	
平均値	—	—	—	—	—	—	30	

注 1) C_o , D_{c1} , D_{c2} は当てはめにより求めた値。

2) 中性化深さの括弧内数値は塩化物イオン濃度分布から推定した値。

表-5.3 3層移流拡散による中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} と非中性化領域の値 D_{c1} との比

試験の種類	コア	暴露期間	中性化深さ(mm)	C_o (kg/m ³)	D_{c1} [非中性化] ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	D_{c2} [中性化] ($\times 10^{-12}$ m ² /s)	D_{c2}/D_{c1}	備考
暴露試験 (第4章)	A-1	5年	52	9	0.5	30	60	
	A-2	5年	50	23	0.5	3.6	7.2	ひび割れ
	A-3	5年	46	5.1	0.2	5	25	ひび割れ
	A-4	5年	41	20.5	0.2	7	35	ひび割れ
	No.1	5年	44	14	1.2	50	42	ひび割れ
	No.3	5年	44	18.2	0.2	12	60	
	A-1	3年	40	4.3	0.2	60	300	
	A-3	3年	13	16	0.18	4	22	主桁上
塩水噴霧 試験 (青山ら ¹⁶⁾)	No.4	56日	21(11)	3.7	5	70	14.0	
	No.5	56日	23	3.5	60	55	0.9	参考値
	No.6	56日	17(14)	3.7	3.5	90	26	
平均値	—	—	—	—	—	—	59	

注 1) C_o , D_{c1} , D_{c2} は当てはめにより求めた値。ただし、速度 u は 1×10^{-10} m/s 一律とした場合。

2) 中性化深さの括弧内数値は塩化物イオン濃度分布から推定した値。

コンクリートが中性化しても空隙構造であることに変わらないことから、仮に固定化、吸着の影響がほとんどなくなったとしても、中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} と希薄溶液中の塩化物イオンの拡散係数 D_o の間には、次式のとおり、空隙率と tortuosity、及び飽水度の影響が残ると考えられる。

$$D_{c2} = \frac{\varepsilon}{T_d} D_o \cdot f(SD) \quad (5.22)$$

ここに、 ε : コンクリートの空隙率 (vol%)

SD : コンクリートの飽水度 (%)

$f(SD)$: 飽水度に応じた塩化物イオンの拡散係数への影響度を表わす関数

D_o : 希薄溶液中の塩化物イオンの拡散係数 ($1.5 \times 10^{-9} \text{m}^2/\text{s}$)¹⁷⁾

T_d : diffusive tortuosity (本文では tortuosity という、 $T_d > 1$)

式(5.22)に含まれる tortuosity は、ポーラスな構造における熱、電気、音などの伝導、水、ガスなどの移流、あるいは化学物質の拡散において、空隙の伝導経路あるいは移動経路の複雑さによる距離の増分を表わす指標として取り上げられる。しかし tortuosity の定義は必ずしも明確でなく、対象とする現象によって値も異なるなど、煩雑なところがある²⁰⁾⁻²²⁾。本文では、tortuosity の観点で直接検討していないことから、式(5.22)の比較的簡便な表記を用いることとした。表-5.4 に、既往の文献²³⁾⁻²⁸⁾におけるセメント系材料の tortuosity の測定例または推定例を示す。この表に示す値は、 $D/D_o = \varepsilon/T_d$ としたときの T_d の値を示す。測定例、推定例はまだ少ないので、同表には、コンクリートだけでなく、モルタルを対象とした結果も示す。これらの結果で、コンクリートの T_d の方がモルタルより大きいのは、粗骨材の存在によって浸透経路がより遠くなることによる影響が出ていると考えられる。表-5.4 に基づき、図-5.27 に tortuosity と W/C の関係を示す。個々の試験で

表-5.4 既往の文献におけるセメント系材料の tortuosity の測定例または推定例

文献	W/C						対象	備考
	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65		
Daimon ら(1971) ²³⁾	—	—	25 [230]	—	—	13 [17]	gas diffusion CO ₂	mortar []内は中性化試験後の値
Sharif ら(1997) ²⁴⁾	8.4~ 12			3.2~ 7.8			gas diffusion	concrete
Ahmad ら(2005) ²⁵⁾	200 ~ 275	—	99~ 119	—	38~ 78	—	gas diffusion	concrete ca/fa = 1.6
Ahmad ら(2012) ²⁶⁾	149 ~ 273	—	114~ 142	—	105 ~ 130	—	gas diffusion	concrete ca/fa = 1.8
Promentilla ら(2009) ²⁷⁾	—	—	118	—	—	—	diffusion	concrete
Ranachowski ら(2015) ²⁸⁾	—	244 ~ 282	43~ 96	46~ 81	—	—	diffusion	concrete c.m./aggr. = 0.3~0.4

注) ca/fa : 粗骨材と細骨材の質量比
c.m./aggr. : セメントマトリクスと骨材の体積比
tortuosity : 本文では $D/D_o = \varepsilon/T_d$ としたときの T_d の値で示す。

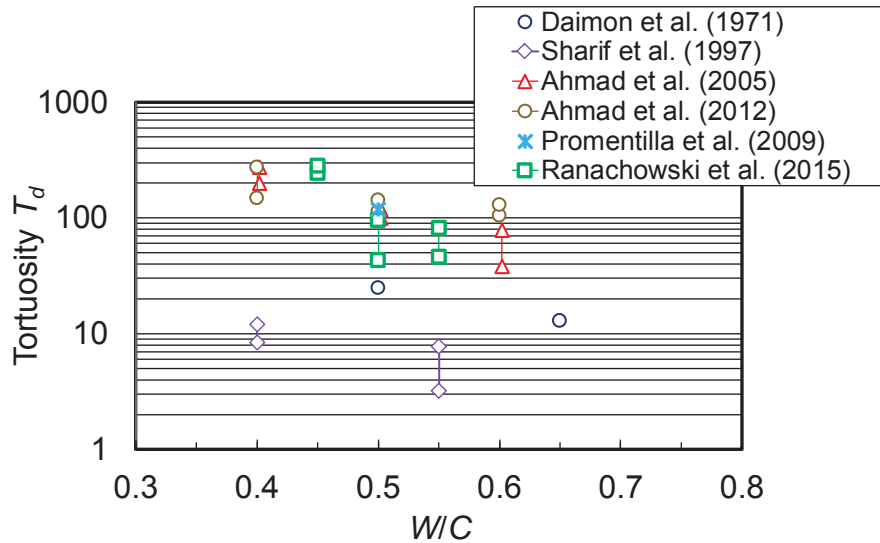


図-5.27 セメント系材料の tortuosity と W/C の関係

見ると、いずれも W/C が大きくなるほど tortuosity が小さくなる傾向が見られる。屋外暴露試験に用いた床版コンクリートの W/C は、同コンクリートの圧縮強度が 20 N/mm^2 以下であり、中性化速度が速かったことから、表-5.4 に示した既往の Ahmad ら^{25), 26)}の試験事例における W/C の上限 60% よりもさらに大きいと推定される。それに応じて、床版コンクリートの tortuosity T_d は、Ahmad らの試験事例の W/C 60% 時の値よりもさらに小さい値であると推定される。

床版コンクリートの空隙率は、図-4.6~4.7 に示した飽水状態におけるコンクリートの含水率とそのときに測定した単位体積質量の実測値より計算すると、中性化領域と非中性化領域の違いは軽微であり、平均で約 18 vol % であった。水銀圧入法によりコンクリートの細孔分布を調査した際に得られた空隙率は、非中性化領域で 25% (W/C = 80% に概ね相当する値²⁾)、中性化領域で 26% であったが、粗骨材を除く部分から試料を採取したことから、25~26% という値はモルタル部の空隙率であると考えられる。式(5.22)で用いる値としては、含水率調査から得られた、粗骨材を含むコンクリートの空隙率 18% の方が適切であると考えられる。先に求めた中性化領域の見かけの拡散係数 $6 \sim 90 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ を空隙率 18% で除した値 D_{e2}/ε は、 $33 \sim 500 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ であり、希薄溶液中の塩化物イオンの拡散係数 $1.5 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ との比 $D_{e2}/(\varepsilon D_o)$ は $1/45 \sim 1/3$ となる。また、図-4.8 に示したとおり、床版コンクリートの中性化領域の飽水度が約 40~60% の範囲であったことから、飽水状態の拡散係数に比べて約 $1/10 (=f(SD))$ であったと推察される²⁹⁾。このことは、同じバッチのコンクリートを用いて屋外暴露試験と塩水浸漬試験を行ったときに、屋外暴露試験の見かけの拡散係数が、塩水浸漬試験よりも約 1 桁小さかったことと傾向が合致する¹⁴⁾。飽水状態を想定した同比 $D_{e2}/(\varepsilon D_o \cdot f(SD))$ は概ね $10/45 \sim 10/3$ となり、その逆数が床版コンクリートの tortuosity T_d に相当すると考えられる。その値 T_d は $1 \sim 4.5$ ($T_d > 1$) の範囲であり、表-5.4、図-5.27 に示した調査事例からの外挿で W/C 70~80% の値に相当すると考えられる。W/C 70~80% は、床版コンクリートの圧縮強度や中性化速度から想定される W/C と大きく乖離しない範囲である。これらのことから、屋外暴露試験に用いた床版コンクリートの場合、tortuosity の影響はごく軽微であり、また中性化領域における塩化物イオンの移動に及ぼす固定化、吸着の影響がほとんど残っていなかつ

たと推察される。

一般的なコンクリートの W/C は、屋外暴露試験に供した床版コンクリートよりももっと低いことから、空隙率が小さくなり、 $tortuosity$ が大きくなる傾向にある。したがって、見かけの拡散係数に及ぼす中性化の影響において直接的な要因が固定化、吸着の解放に限られるなら、一般的なコンクリートの中性化領域における見かけの拡散係数 D_{e2} も、暴露に用いた床版コンクリートに比べて小さいと考えられる。ただし、 PC のように W/C がより小さいコンクリートでは、中性化が比較的軽微であり、中性化深さが 10mm を超えない場合にはフェノールによる中性化深さの範囲でも固定化や吸着が残っていて、式(5.22)が成立しない状態にある可能性がある。その場合には、非中性化領域における見かけの拡散係数との比 D_{e2}/D_{e1} が屋外暴露試験に用いた床版コンクリートの約 30 倍よりも小さいと推察される。

5.4.3 非中性化領域と中性化領域の見かけの拡散係数の違い

前述のとおり、中性化領域の見かけの拡散係数は $6\sim 90\times 10^{-12}\text{m}^2/\text{s}$ 、非中性化領域の約 30 倍であり、非中性化領域に比べて、中性化領域における塩化物イオンの移動が速い傾向が見られた。非中性化領域と中性化領域の見かけの拡散係数の違いは、既往の文献で言われるように、非中性化領域では塩化物イオンの固定化や吸着により、見かけの拡散係数が小さいが、中性化領域では塩化物イオンの固定化や吸着の影響が弱まり、その分、見かけの拡散係数が大きくなることによると考えられる。屋外暴露試験の結果に関しては、前項 5.4.2 のとおり、幅のある推定ではあるが、中性化領域における見かけの拡散係数 D_{e2} と希薄溶液中の塩化物イオンの拡散係数 D_0 の比が、コンクリートの空隙率、 $tortuosity$ 、飽水度の影響で概ね説明できる範囲であったことから、屋外暴露試験に用いた床版コンクリートの場合、中性化領域の塩化物イオンの移動における固定化、吸着の影響がほとんど残っていなかったと推察される。

屋外暴露試験において、非中性化領域における見かけの拡散係数 D_{e1} が同程度のコンクリート（推定 W/C が 70%以上）の一般的な見かけの拡散係数よりもやや小さい傾向が見られたのは、主として、試験中のコンクリート内部の飽水度が低く、塩化物イオンの媒体となる細孔溶液が少なかったことによると考えられる。例えば、Guimarães らの研究²⁹⁾では、飽水度が 40~60%のときの見かけの拡散係数が飽水状態のときに比べて約 1/10、同 80%のときに約 1/3 であった。屋外暴露試験後は、図-4.8 に示したとおり、深さ方向全体に飽水度が上がったが、それでもなお、表面に近い中性化領域では、内部の非中性化領域に比べて飽水度が低かった。このことから、仮に両者が同じ飽水度であった場合、非中性化領域の値に対する中性化領域の見かけの拡散係数の比は、さらに大きかったと考えられる（表-5.1~3 の約 3 倍と推定される）。ただし、中性化するような環境では、コンクリート表面の中性化領域が内部より乾燥しているのが一般的であり、中性化の影響と同時に飽水度の影響も考慮するケースが多いと考えられる。

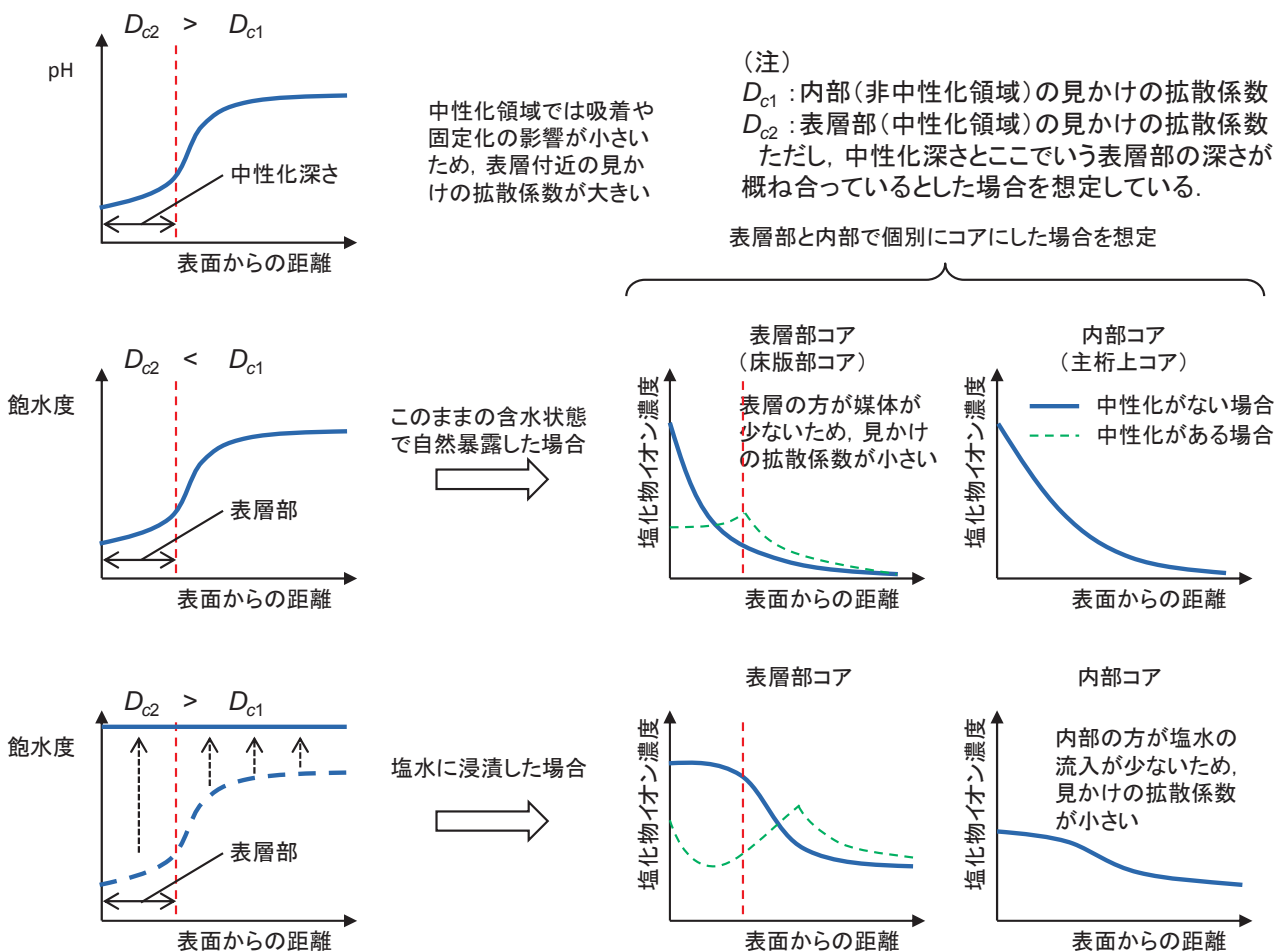
5.4.4 見かけの拡散係数の違いを踏まえた塩分浸透に及ぼす中性化の影響

既往の研究の中には、中性化によってコンクリート中への塩分浸透を抑制する傾向を示唆する事例が見られる^{例えば¹⁶⁾}。第 4 章に示した暴露 1 年目の結果では、中性化が著しい部位（床版部）の塩化物イオンの浸透が、中性化が軽微であった部位（主桁上）に比べて少なく、一見、中性化している方が塩化物イオンの浸透

を抑制しているように見える。図-5.28 に示すように、試験の開始時に供用中の含水状態のままとした場合、塩分浸透に関する試験の種類によって、塩分浸透性がまったく逆に見える場合が起こり得る。暴露1年目の事例では、主桁上の方が乾燥の程度が軽微で媒体の容量が相対的に大きかったために、中性化は軽微であったにもかかわらず、塩化物イオンが比較的浸透しやすかったことが考えられる。既往の文献¹⁶⁾の塩水噴霧試験では、試験前の含水状態が記されていないが、これと類似した含水状態の影響が生じていたかもしれない。

一方、第4章に示した塩水浸漬試験では、乾燥していた方が塩水を吸水しやすいため、床版から採取したコアを上下で二分して、下半分(床版下面)の中性化した部分と上半分の中性化していない部分を、事前給水なしに、同時に塩水浸漬した場合に、中性化していた下半分の方が乾燥していたので、より深くまで塩化物イオンが多量に浸透していた。

これらの点にも留意した上で前項5.4.2の検討結果を見ると、本文で示した試験条件の範囲では、乾燥の影響を考慮してもなお、中性化領域の見かけの拡散係数が非中性化領域の値に比べて明らかに大きいことから、中性化によって、コンクリート中への塩化物イオンの浸透が速くなる傾向にあると考えられる。



表層と内部で含水状態が異なる場合、試験方法によって中性化領域の影響が見かけ上、真逆の結果のようになることがある。

図-5.28 既設部材から取り出したコンクリートの屋外暴露試験及び塩水浸漬試験による見かけの拡散係数の評価における留意点

5.4.5 屋外暴露試験における表面塩化物イオン濃度の変動の影響

5.4.2 では、外部からの塩化物イオンの供給が安定している場合に、中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布が図-5.25 の a のような分布であると想定して、非中性化領域及び中性化領域それぞれの見かけの拡散係数を求めた。しかし、屋外暴露試験における中性化領域の塩化物イオン濃度は、境界部の値よりも低下していたり、複雑な分布形状をしていたりしたことから、表面塩化物イオン濃度を一定としたのでは、実測値による分布を表わすことができないと考えられる。

屋外暴露試験の場合は、季節変動や台風の影響により、外部からの塩化物イオンの供給が変動すると考えられる。Tang と Nilsson の検討¹⁵⁾を参考に、図-5.29 に示すように、表面塩化物イオン濃度がサイン波に従って変動する場合について、中性化したコンクリート中における塩化物イオンの移動をしてみる。図-5.29 に示したサイン波は、簡単のため周期を 1 年とした。その大きさは、屋外暴露試験の 5 年目コア No.3 を例にして、表-5.3 に示した、表面塩化物イオン濃度一定として実測値に当てはめて得られた表面塩化物イオン濃度と年平均値で同等となるように決定した。暴露地点（沖縄）における暴露期間中の季節変動は、必ずしも周期的でなく、かつ振幅も台風の有無や規模、接近の程度によって複雑であると想定されるが、最初は季節変動の影響を見るため、まず、ごく簡単にサイン波とした（台風の影響は後述）。中性化したコンクリート中の塩化物イオン濃度分布の変動は、前述の 3 層構造の移流拡散モデルで計算した。非中性化領域及び中性化領域それぞれの見かけの拡散係数は、表-5.3 に示したコア No.3 の当てはめの結果を用いた。

図-5.30(a)～(e)に、暴露後 4 年から 5 年の間における塩化物イオン濃度分布の季節変動の計算例を示す。図-5.29 の a～e の時点に対応するそれぞれの分布を示した。中性化領域における分布は、表面塩化物イオン濃度の変動に応じて、中性化領域の全体にわたって、拡散則に従いながらも大きく変動することがわかる。一方、非中性化領域の分布には、表面塩化物イオン濃度の変動の影響がほとんど見られず、概ね時間とともに境界層における塩化物イオン濃度が高くなり、それによって内部への拡散が徐々に進行する様子が見られた。これらの違いは、非中性化領域と中性化領域の見かけの拡散係数の違いによるものであり、中性化領域の塩化物イオンの拡散移動が非中性化領域に比べて顕著に速い様子が窺える。同図(a), (e)の分布形状は、この例

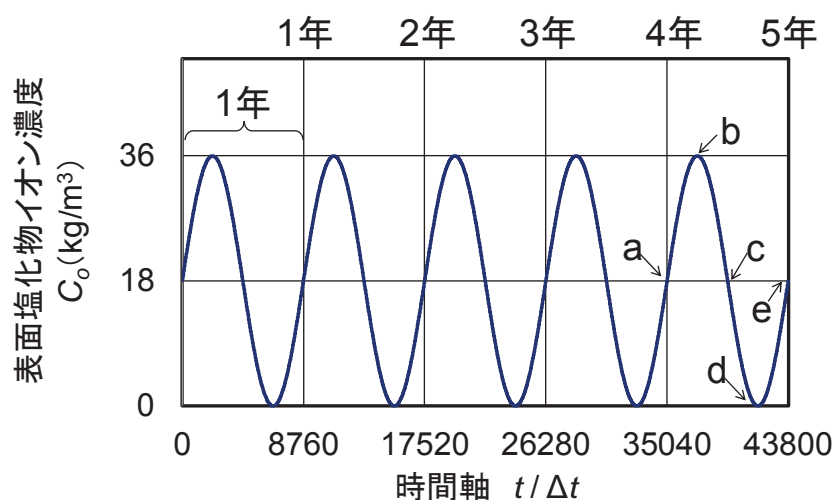
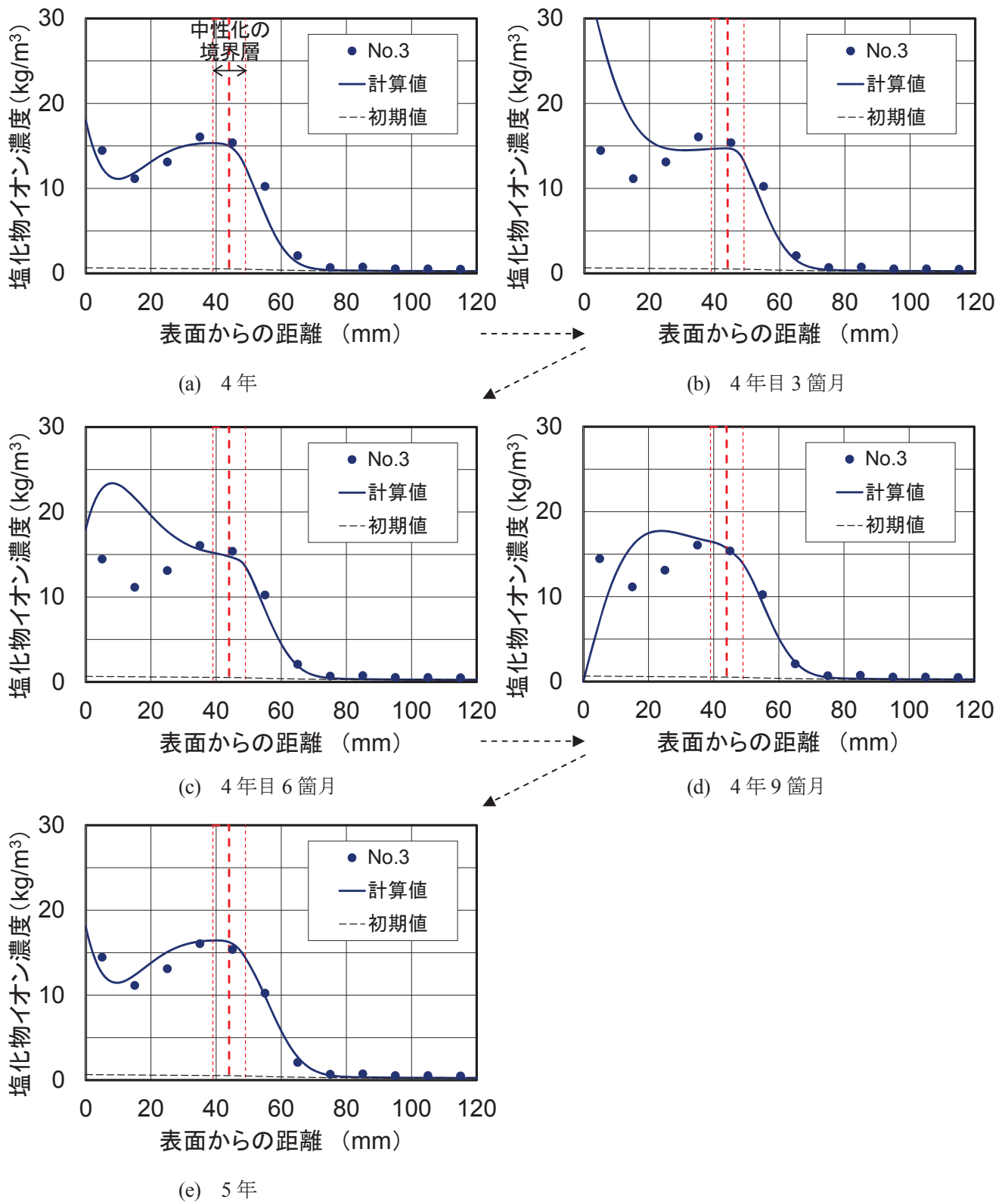


図-5.29 季節変動を考慮した計算に用いる表面塩化物イオン濃度



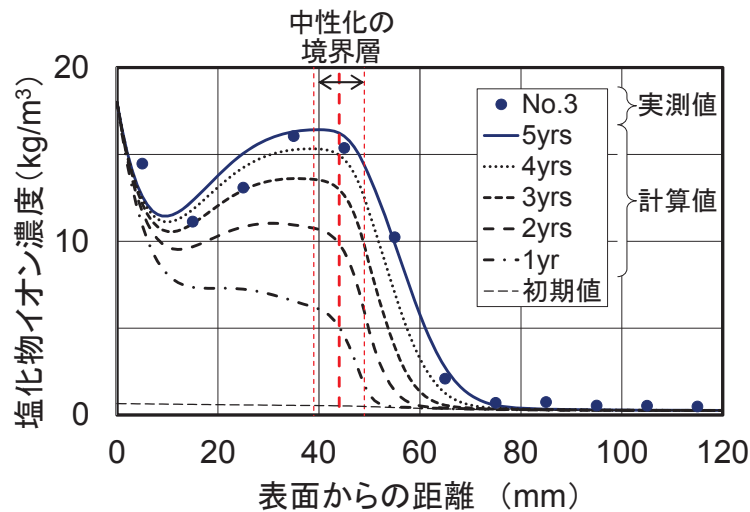
$C_o = 1$ 年周期の平均 18 kg/m^3 及び振幅 18 kg/m^3 のサイン波 (図-5.29), 初期値を考慮,
 $u = 1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 2 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1.2 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合 (値は表-5.3 による).

図中のデータ (No.3) は, いずれも暴露5年目の結果を示す.

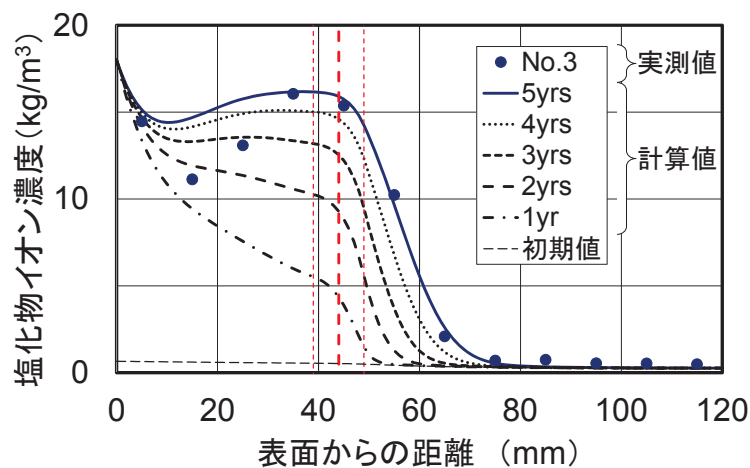
図-5.30 暴露4年から5年の間における塩化物イオン濃度分布の季節変動の計算例

に示すコア No.3 の分布形状と類似していた。実際のコアで中性化領域の塩化物イオン濃度の複雑な分布形状が見られた理由の一つとして、中性化領域の顕著に大きい見かけの拡散係数と供給塩分量の季節変動の影響が挙げられる。

この計算結果について、図-5.31(a)に、暴露1年から5年の間における塩化物イオン濃度分布（図-5.29に示す各年の a, e に相当する図）を示す。非中性化領域の分布を概ね決定する境界層の塩化物イオン濃度は、5年目までの範囲では、年々増加するとともに、徐々に収束する傾向が見られる。このことは、竹田らの屋外暴露試験（中性化の程度は異なる¹²⁾の観察において、暴露後数年の間は表面塩化物イオン濃度が増加して、やがて収束するとした傾向と合致している。また、振幅を1/2とした場合について、図-5.31(b)に示す。表面塩化物イオン濃度の年変動の振幅を1/2とした場合、同図(a)に示した振幅を1とした場合に比べて、中性化領域の分布の変化は見られるが、非中性化領域の分布にはほとんど影響しないことがわかる。



(a) 計算条件は、図-5.30 と同じ。

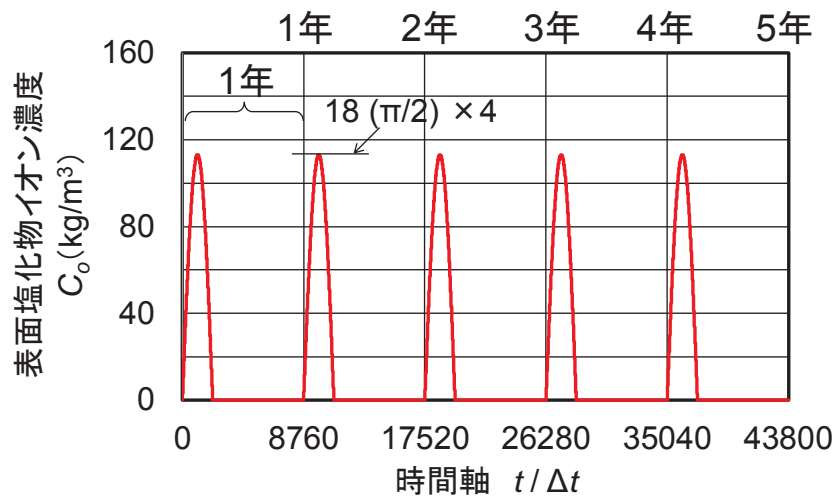


(b) $C_o = 1$ 年周期の平均 18 kg/m^3 及び振幅 9 kg/m^3 のサイン波，その他は図(a)と同じ。

いずれも図-5.29 に示す各年の a, e に相当する図を示す。

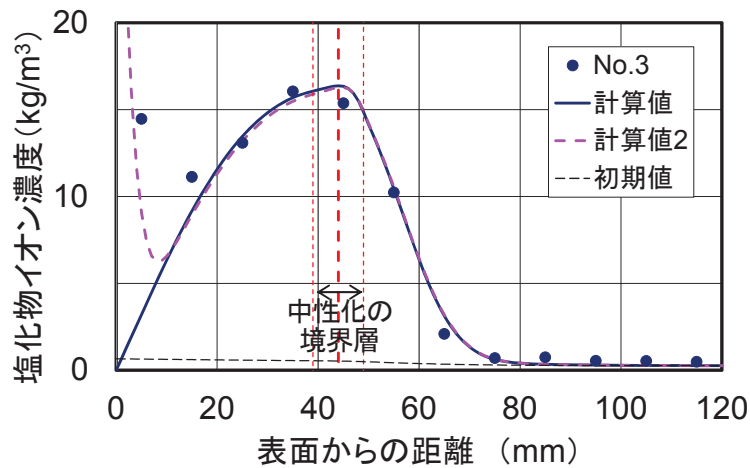
図-5.31 暴露1年から5年の間における塩化物イオン濃度分布の変動

同様に、第2章に示した沖縄における飛来塩分量の季節変動を参考として、図-5.32 のとおり、台風の影響が顕著な季節変動を想定した表面塩化物イオン濃度の場合について試算した。表面塩化物イオン濃度の年平均値は、図-5.29 と同様に 18 kg/m^3 とした。その結果を図-5.33 に示す。中性化領域の変動は図-5.30~31 と異なるが、非中性化領域の塩化物イオン濃度分布は、表面塩化物イオン濃度の年間の平均値が同じであれば、ほとんど同じ分布となることがわかる。なお、図-5.32 に示す分布は、台風シーズンの開始時を想定して、計算開始直後から表面塩化物イオン濃度が上昇する設定としていたが、供試体回収の11日前に台風が接近するなど、回収時点で既に台風シーズンに入っていたことから、図-5.33 の計算値2に示すように、表面の塩化物イオン濃度が上がり始めていた可能性があると考えられる。



1年のうち、1/4の期間のみ塩分が供給されるとした。また、表面塩化物イオン濃度の年平均値は、図-5.29 と同様に 18 kg/m^3 とした。

図-5.32 台風の影響が顕著な場合を想定した計算に用いる表面塩化物イオン濃度



$C_o =$ 年平均 18 kg/m^3 の半サイン波 (図-5.32), 初期値を考慮,
 $u = 1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 2 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 1.2 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合 (値は表-5.3 による)。

図中のデータ (No.3) は、暴露5年目の結果を示す。

計算値は暴露期間を5年とした場合、計算値2は暴露期間を5年と11日とした場合。

図-5.33 台風を想定した場合の暴露5年目における塩化物イオン濃度分布

さらに図-5.31(a)と同様の計算を、中性化深さが 13 mm と比較的小さい場合について行った。比較データは、暴露 3 年目のコア A-3 の結果である。表面塩化物イオン濃度が図-5.34 に示すとおり、平均で 16 kg/m^3 (値は表-5.3 による) となるサイン波として、計算した結果を図-5.35 に示す。中性化領域の分布は、図-5.34 に示したサイン波の各年の a, e に相当するときの分布であり、そのうちの 3 年目の実測値は、測定結果と比較的よく一致していた。

図-5.29, 32, 34 に示した表面塩化物イオン濃度の季節変動は、時間的なずれ (位相) を含めて実際と異なると考えられ、これらの試算で見られた中性化領域の塩化物イオン濃度分布の計算値と実測値の一致は偶然による可能性もあるが、少なくとも暴露期間中における塩分供給の変動によって、試算結果と類似する分布形状が出現する時期があったと推察される。

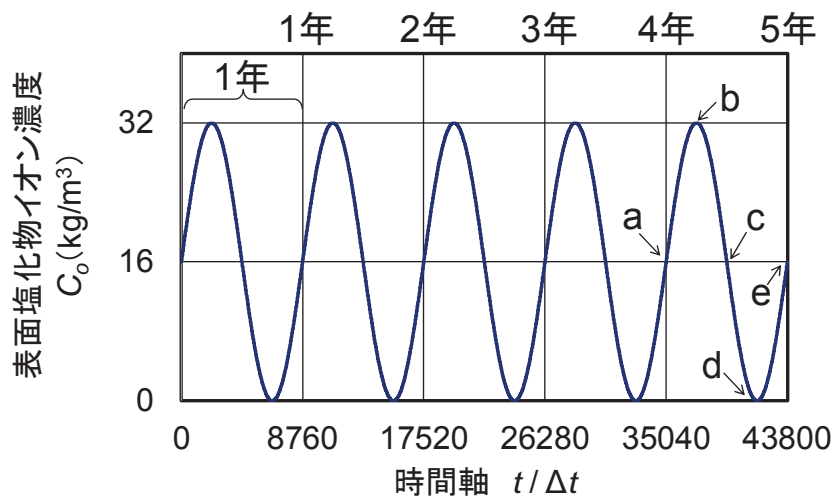
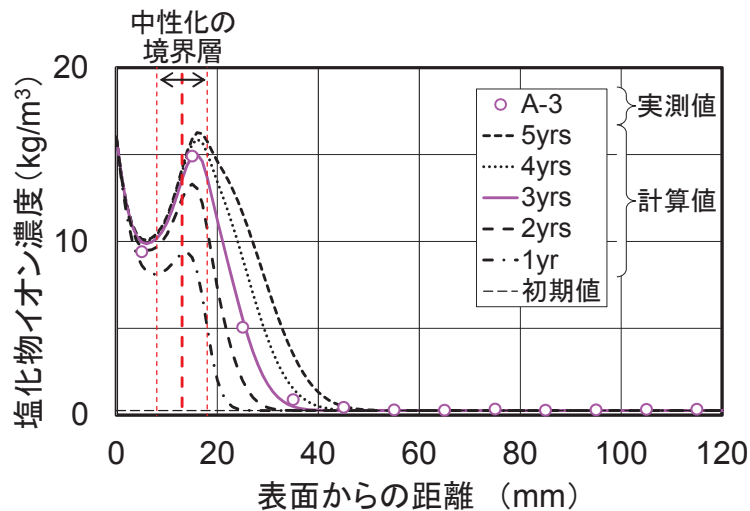


図-5.34 中性化深さが比較的小さい事例 (3 年目, A-3) の計算に用いる表面塩化物イオン濃度



$u = 1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$, $D_{c1} = 1.8 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$, $D_{c2} = 0.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ とした場合 (値は表-5.3 による)。

図中のデータ (A-3) は、暴露 3 年目の結果を示す。

いずれも各年の図-5.34 に示す a, e に相当する図を示す。

図-5.35 中性化深さ 13 mm の場合の暴露 1 年から 5 年の間における塩化物イオン濃度分布の変動

これらの結果より、表面塩化物イオン濃度が変動して、中性化領域の塩化物イオン濃度分布が著しく変化しても、マクロ的なモデルに基づく、非中性化領域の塩化物イオン濃度分布の予測には有意な影響を及ぼさないことがわかる。また、まず簡単のため、表面塩化物イオン濃度の変動をサイン波で表わしたが、図-5.32のように、年間の変化が必ずしもサイン波でない場合であっても、表面塩化物イオン濃度の年間の平均が同程度で暴露期間が同じであれば、非中性化領域における塩化物イオン濃度分布の差がほとんど見られなかった。実際には、塩化物イオンの供給量の季節変動があるにもかかわらず、5.4.2では、表面塩化物イオン濃度が一定と仮定して見かけの拡散係数を求めたが、得られる非中性化領域の見かけの拡散係数に顕著な影響はないと考えられる。

なお、ここでは表面塩化物イオン濃度 C_o の変動の影響を把握するため、 C_o の時間変化を直接サイン波等で与えたが、実現象としての C_o の時間変化は、次式のように、周囲の大気中の塩化物イオン濃度、すなわち飛来塩分量や何等かの流出の機構（次項）に関連する、コンクリート表面と大気の界面における塩化物イオン濃度 C_f に応じて変化すると考えられる。

$$-\frac{\partial C}{\partial x_c} = a(C_o - C_f) \quad (5.23)$$

ここに、 C_f : コンクリート表面と大気の界面における塩化物イオン濃度
 a : 界面の濃度差に応じた変化量に換算する係数 ($a > 0$)

実際の飛来塩分量の時間変化が界面濃度 C_f に与える影響には、風速、風向、湿度、付着効率だけでなく、コンクリート側の空隙率、飽水度、表面の濡れ具合などが関わると考えられる。しかし、これらを具体的に数値計算で表現するには不明な点が多いことから、上記の計算では C_o を直接与えることとした。コンクリート表面から塩化物イオンが流出する可能性は、本検討の結果を踏まえて次の項で述べる。

5.4.6 表面塩化物イオン濃度の変動の影響が示唆する塩化物イオンが流出する可能性

図-5.29, 5.32, 5.34 に示した表面塩化物イオン濃度の季節変動では、その変動の中でコンクリート表面付近の塩化物イオン濃度を強制的に 0 に下げる形で与えた。これは、実現象で考えた場合に、季節によってはコンクリート表面から塩化物イオンが何らかの現象で流出することを表わしている。実際にそのような現象が起こるかを考える前に、この検討に至った経緯を再度確認しておく。

- 1) 非中性化領域と中性化領域の 2 層構造において、非中性化領域に比べて見かけの拡散係数が大きい中性化領域の表面から塩化物イオンが拡散浸透する場合で、かつ表面塩化物イオン濃度 C_o を一定とした場合、コンクリート中の塩化物イオン濃度分布は、図-5.25 の a で表わすような分布となる。すなわち、境界の塩化物イオン濃度は、中性化領域の塩化物イオン濃度を上回ることはなく、非中性化領域、中性化領域それぞれの範囲では、拡散則に従って、塩化物イオン濃度が内部に向かって減少する、という特徴がある。
- 2) 屋外暴露試験において実測された塩化物イオン濃度分布の特徴のうち、図-5.26(a)~(h)に示したとおり、非中性化領域の分布が、拡散則に従って内部に向かって減少する点は、計算で得られる結果と概ね一致する傾向が見られた。しかし、中性化領域の分布は、比較的複雑で、コアごとに傾向が異なり、図-5.25 の a

に示した中性化領域の分布のように比較的単調な分布ではなく、2層構造の拡散で C_0 一定とした計算で表わせない。

- 3) 中性化領域の分布が複雑ではあるが、非中性化領域の拡散分布が比較的明確に表われていることから、塩化物イオンの定量分析上のばらつきの影響は小さいと考えられる。
- 4) 表面塩化物イオン濃度 C_0 を一定とした場合に、中性化領域の塩化物イオン濃度分布を表わすことができないことから、既往の文献を参考に C_0 が季節変動する場合について計算したところ、中性化領域の見かけの拡散係数が大きいために、拡散則に従いながらも C_0 の変動に早期に追従して、さまざまな分布形状を示す傾向があることがわかった。本文の検討では、比較的単純な C_0 の季節変動で試算したが、 C_0 の変動を複雑にすれば、より複雑な分布形状を表わせると考えられる。

境界条件として、外部からの塩化物イオンの供給を流束で与える場合、供給のみで流出がないと仮定すると、飛来塩分量がほとんどない季節は、流束を0に近づけると考えられる。流束0は、境界条件を壁とした場合に相当する。これについて計算すると、濃度分布はコンクリート内部で平均化する方向の拡散が生じるだけで、表面塩化物イオン濃度が顕著に減少することはない。中性化したコンクリートの場合には、中性化領域の見かけの拡散係数が大きいことから、図-5.12(c)や図-5.25のcの分布のように、中性化領域の濃度分布が早期に平均化する傾向が見られる。また、この場合、中性化領域の見かけの拡散係数が大きくても、図-5.12(c)のとおり、表面塩化物イオン濃度が中性化の境界の濃度よりも低下することはないと考えられる。これらの計算結果から得られた知見と、屋外暴露試験で得られた中性化領域の塩化物イオン濃度分布の特徴から、中性化したコンクリート中における塩化物イオンの挙動を説明する上で、表面からの塩化物イオンの供給だけでなく、何らかの理由による流出も含めた表面における境界条件の時間変動を考える必要があると考えられる。

第4章の屋外暴露試験では、塩化物イオンの流出を直接観察するような調査を行っていなかった。以上の点を踏まえると、改めて塩化物イオンの流出の可能性を考える必要がある。例えば中性化領域で固定、吸着がほとんどない場合であっても、大気中における乾湿繰返しのみでは、表面付近において水分の蒸発が生じる際に、塩化物イオンがコンクリート中に残存すると考えられる。コンクリートから塩化物イオンが流出するには、コンクリート表面に水分が存在する必要があると考えられる。屋外暴露試験の場合、暴露面が床版の下面であり、雨水により洗い流されるのは、供試体側面の雫が垂れる切断面付近の下面に限られる。コンクリート中の表層付近の塩化物イオン濃度は海水の塩化物イオン濃度よりも高くなる場合があることから、ある程度高い濃度の場合には、海水がかかった場合でも表面の塩化物イオンを洗い流す効果があるかもしれない。ただし、4.5で述べたとおり、供試体の含水分布や塩水浸漬試験の結果から、屋外暴露試験では、供試体下面が海水に浸かるほどの機会は少なかったと推察している。

その他の理由として、霧や結露によって供試体の暴露面(床版下面)に水分が供給されることによる流出があり得ると考えられる。中性化したコンクリート表面に結露水が存在する場合には、コンクリート中に水分が吸収される一方で、表面付近の固定、吸着されていない塩化物イオンが濃度勾配に応じて逆拡散することがあるかもしれない。また、沿岸部で供給される塩化物には高い潮解性を持つ $MgCl_2$ が含まれることから、コンクリート表面に、大気中の水分を引き寄せて塩化物イオンの流出に寄与することが想定される。

仮に、コンクリート表面に水膜が一時的に形成されるとして、ある程度吸い出された塩化物イオンやそれを含有する水膜はどうか。コンクリート表面が鉛直の場合は、上方の結露水で洗い流されたり、ある程度厚い水膜となって流れ落ちたりする場合があると考えられる。床版下面のように、コンクリート表面が水平の場合は、水膜が水滴となって下方に落ちる機会が、側面に比べて少ないと想定される。水膜が乾燥した後は、NaCl等の塩化物がコンクリート表面にある程度固着して残ると考えられるが、自由落下や強風で大気中に移動することがあるかもしれない。

霧あるいは結露や潮解によってコンクリート表面における一時的な水膜の形成が実際に生じ得ると考えられるが、それによって中性化したコンクリート表面から塩化物イオンの流出がどの程度生じるかは、水膜の行方を含めて、その視点での現地調査や実験を行うことによって確認する必要がある、今後の課題である。これまで、そういう視点で現場の事象を見ていなかったのも、実は見えるはずの現象が見えていなかったこともあるかもしれない、今後の実橋調査や屋外暴露試験等において改善すべき点と考える。

なお、図-5.26(a)~(h)において、コアごとに中性化領域の塩化物イオン濃度分布の形状が異なっていたのは、台風時などにおいて塩化物イオンの供給が均一でない時期があったこと、あるいはコア採取位置ごとに、塩化物イオンの供給、流出や、それに寄与する現象が、比較的短い期間に変化する要因があったことを示唆すると考えられる。

5.5 既設構造物における中性化の影響を考慮した塩化物イオンの浸透予測

既設構造物のコンクリート中の塩化物イオン濃度を測定して、塩分浸透の程度が比較的軽微であった場合に、劣化予測のため、その分布データを用いて将来の塩分浸透状況を予測する場合がある。その際、中性化の影響が見られることがある。上記の結果を踏まえると、中性化がその後の塩化物イオンの浸透に及ぼす影響を簡易に考慮するためには、次の方法が考えられる。

A) 式(5.5)~(5.7)の理論解に当てはめ、表面塩化物イオン濃度 C_0 と非中性化領域、中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c1} 、 D_{c2} を求めた上で、その後の予測を行う。

B) 中性化領域のデータを無視して、従来のフィック式により非中性化領域の見かけの拡散係数を求め、中性化の境界における塩化物イオン濃度を仮定の表面塩化物イオン濃度として、その後の予測を行う。

方法 A の場合、コア採取の時期や、採取後のコアの保管状況や期間によって、中性化領域の塩化物イオン濃度分布が変化しやすい傾向にあることから、 C_0 と中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} を正確に求めるのは難しい可能性がある。その場合は、中性化領域の見かけの拡散係数 D_{c2} を非中性化領域の 30 倍を目安に求め、それに基づき C_0 を推定する方法が考えられる。

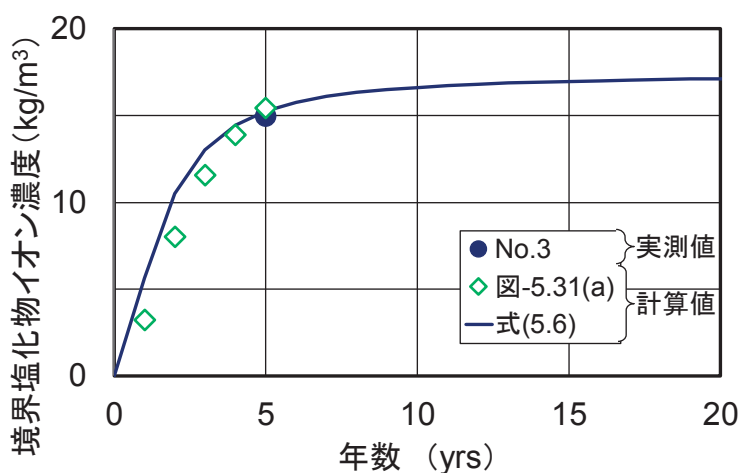
方法 B の場合、供用年数が比較的短い場合に、中性化の境界における塩化物イオン濃度が年々増加することから、その変化量を考慮する必要がある。図-5.36 に、中性化の境界における塩化物イオン濃度の変化を、屋外暴露試験のコア No.3 を例に示す。併せて、式(5.6)の x_s が 0 の位置における塩化物イオン濃度の経時変化を示す。式(5.6)を用いて、中性化の境界 ($x_s = 0$) における塩化物イオン濃度の変化の傾向を把握することが

できると考えられる。前掲の図-5.31(a)でも示したとおり、暴露初期において中性化の境界の塩化物イオン濃度が年々増加するが、年数に応じて徐々に収束する傾向が見られ、概ね10年が経過していれば、その後の変化は軽微であると考えられる。

いずれの方法においても、中性化深さの変化を考慮する必要がある。厳密には、中性化の進行と塩分浸透は連成モデルで解析する必要がある。しかし、構造物全体の予測の精度を考慮すると、将来の中性化深さをまず計算した上で、その分、非中性化領域の塩化物イオン濃度分布が内部にシフトするとして、簡易に推定することでよいと考えられる。このことは、中性化領域のコンクリートを防食の上でのかぶりとして期待しない方がよいことを意味する。

これらの推定方法を実用化するには、中性化したコンクリートの塩分浸透に関する長期の実証データを充実させて、推定方法の妥当性を検証する必要がある。

なお、かぶりの設計において、所定の環境外力に基づき一定の表面塩化物イオン濃度が仮定されることがある³⁰⁾。本章の検討において、表面塩化物イオン濃度を変動させても、年間の平均値が同等であれば、非中性化領域における塩化物イオン濃度分布にその変動の影響がほとんど見られなかった。このことから、実際は、年間を通して飛来塩分量が変化しているが、設計年数が50年あるいは100年というような長い期間で、コンクリート内部の非中性化領域に浸透する塩化物イオン濃度分布を予測する際には、年平均の飛来塩分量とそれに基づく一定の表面塩化物イオン濃度を用いても支障ないと考えられる。



No.3の実測値は境界層付近の値を示す。図-5.31(a)のデータは深さ47mmでの値を示す。

式(5.6)は、図-5.26(f)と同じ条件で、深さ47mmでの値を計算した結果を示す。

図-5.36 中性化の境界における塩化物イオン濃度の変化（屋外暴露試験，コア No.3 の例）

5.6 中性化領域の塩分浸透とひび割れ部の塩分減少

第3章では、沿岸部における実構造物コンクリート中のひび割れ部で塩化物イオンが少なくなる現象が見られ、その範囲が中性化領域と概ね一致することから、中性化と何らかの関係があることを述べた。第4章及び第5章での検討の範囲では、中性化領域の塩化物イオンの移動が非中性化領域に比べて速く、また計算上では、塩化物イオンの供給量に変動があると、中性化領域の塩化物イオン濃度がその変化に早期に追従する傾向が見られた。そして、供給がないときは、中性化領域の塩化物イオン濃度が非中性化領域に比べて低下する傾向が見られた。その際、中性化領域の塩化物イオンは、外部に流出する可能性もあることが示唆された。ひび割れ周辺の中性化領域においても、同様の挙動が生じ得ると考えられる(図-5.37)。外部から塩化物イオンの供給がある間は、ひび割れに容易に塩化物イオンが浸入して、ひび割れに沿って塩化物イオン濃度が高くなるが、供給が低下すると、中性化領域の塩化物イオンの濃度拡散が非中性化領域よりも顕著に速いことから、その供給低下に応じて、あるいは流出を伴って、ひび割れ部の中性化領域における塩化物イオン濃度も早期に減少した可能性があると考えられる。ひび割れ部の塩化物イオンの流出の可能性についても、前述5.4.6の結露や潮解の影響が想定されるが、直接確認された現象ではなく、今後の課題である。

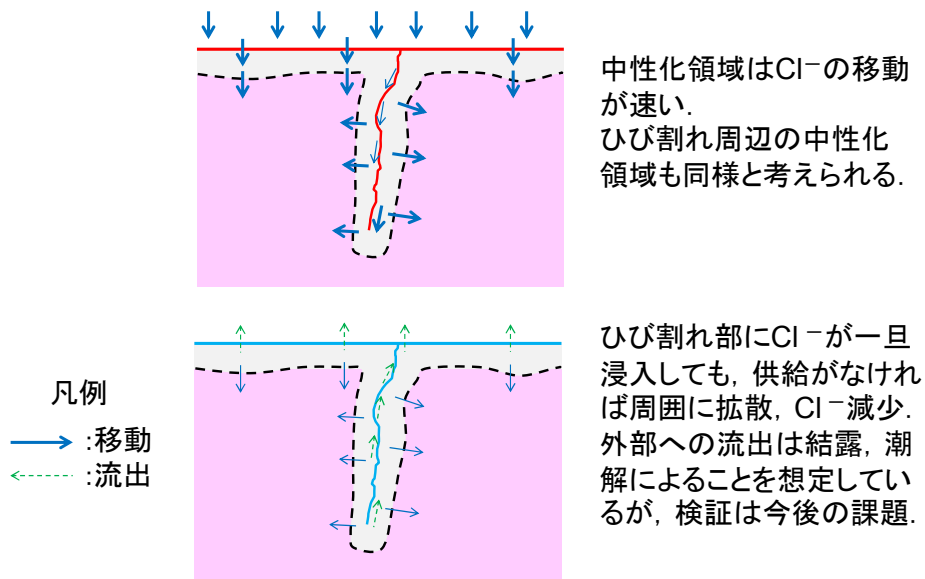


図-5.37 中性化領域の塩分浸透とひび割れ部の塩分減少 (概念図)

5.7 まとめ

第4章や既往の文献で見られた中性化したコンクリートの塩分浸透の性状を検討するため、見かけの拡散係数の異なる非中性化領域と中性化領域で構成される2層構造またはそれらの境界層を考慮した3層構造を対象に、塩化物イオンの移動に関するマクロ的な解析を行った。その検討から、次の結果が得られた。

- (1) 中性化したコンクリートの塩分浸透の性状をマクロ的に表わす簡易な方法として、拡散係数の異なる非中性化領域と中性化領域及びそれらの中間層で構成される3層構造とすること、任意の初期条件を設定できること、ならびに移流の影響を考慮できるようにすることを考慮して、一次元移流拡散方程式に基づく差分法による数値計算モデルを作成した。この数値計算モデルは、Fickの非定常一次拡散方程式の拡散係数が異なる2層構造に関するCarslawとJaegerの理論解と比較した結果、数値計算の結果は理論解とよく一致することを確認した。また、同モデルによる数値計算の結果は、単一構造とした場合の移流拡散方程式の理論解と比較した結果においても、理論解と概ねよく一致することを確認した。
- (2) 屋外暴露試験後の期間に応じて生じた塩化物イオンの移動や、青山らの塩水噴霧試験後の自然暴露による塩化物イオンの移動（塩化物イオンの内部への急速な移動）は、マクロ的な同モデルを用いて、単に表面塩化物イオン濃度を経時的に指数関数的に低下させるだけでは適切に表わすことができなかった。青山らの自然暴露時の変動については、表面塩化物イオン濃度が三角関数で表わされる周期的な変動を想定した場合に、比較的類似する分布形状が得られた。ただし、限られたデータでの結果であり、屋外暴露試験後の変化、塩水噴霧試験後の自然暴露時の変化についてはさらに検討が必要である。
- (3) 屋外暴露試験及び既往の塩水噴霧試験の結果について、簡易な2層構造の理論解を用いて当てはめを行い、非中性化領域と中性化領域それぞれの見かけの拡散係数を求めた。その結果、屋外暴露試験におけるコンクリートの中性化領域の見かけの拡散係数は $6\sim 90 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ であり、既往の塩水噴霧試験の同拡散係数は $50\sim 60 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ であった。これらの値は、非中性化領域の見かけの拡散係数に対して平均で約30倍であった。既往の文献の一部では、中性化によって塩化物イオンの拡散が抑制されるとする事例が見られるが、第4章で示した屋外暴露試験においては、中性化によって塩化物イオンの拡散が抑制されることはなく、中性化領域における塩化物イオンの拡散移動が非中性化領域に比べて速くなっていたことを明らかにした。
- (4) 中性化領域では、従来から言われるように、塩化物イオンの固定化や吸着の作用が弱まることから、見かけの拡散係数が大きくなったと想定される。屋外暴露試験で得られた中性化領域の見かけの拡散係数 D_{e2} は、希薄溶液中の塩化物イオンの拡散係数 D_0 の $1/250\sim 1/17$ であり、その違いはコンクリートの空隙率、tortuosity及び飽水度の影響によると考えられる。調査した床版コンクリートについては、 D_{e2} と D_0 の違いを、コンクリートの空隙率、tortuosity、飽水度の影響で概ね説明できたことから、非中性化領域で見られる塩化物イオンの固定化や吸着の影響が、中性化領域でほとんど残っていなかったと推察される。
- (5) 屋外暴露試験に用いた床版コンクリートの非中性化領域における見かけの拡散係数が、一般的なコンクリートの見かけの拡散係数よりも小さい傾向にあったのは、暴露前の乾燥の影響によると考えられる。既設橋のコンクリート部材から切り出したコア等を用いて塩分浸透性の試験を行う場合に、乾燥の影響に対

する配慮が必要であると考えられる。

- (6) 屋外暴露試験後のコンクリートにおける中性化領域の塩化物イオン濃度は、比較的複雑な分布形状であり、境界部の値よりも低下している場合もあった。これらのことから、表面塩化物イオン濃度を一定とした拡散則では、実測値による中性化領域の分布を適切に表わすことができないことがわかった。

(6)の結果を踏まえて、中性化領域の塩化物イオンの移動についてさらに検討するため、(1)項の数値計算モデルと(3)項の見かけの拡散係数を用いて、表面塩化物イオン濃度の季節変動が中性化したコンクリートの塩分浸透に及ぼす影響について計算を行った。その結果、次のことがわかった。

- (7) 表面塩化物イオン濃度を周期的に変動させた場合、中性化領域の塩化物イオン濃度の分布形状が早期に追従して、拡散則に従いながらも顕著に変化した。計算では、比較的単純な周期で変動する表面塩化物イオン濃度を与えたが、実際の中性化領域の複雑な分布は、中性化領域の見かけの拡散係数が比較的大きいため、実環境における塩分供給量のより複雑な変動の下で生じ得ることを明らかにした。一方、非中性化領域の塩化物イオン濃度分布には、表面塩化物イオン濃度の周期的な変動の影響がほとんど見られないことがわかった。これらの非中性化領域と中性化領域の違いは、それぞれの見かけの拡散係数の顕著な違いによるものであった。

- (8) 前項(7)の表面塩化物イオン濃度の変動では、その変動の中で、コンクリート表面付近の塩化物イオン濃度を強制的に0に下げる部分があった。これは、実現象で考えた場合に、季節によってはコンクリート表面から塩化物イオンが何らかの現象で流出することを示唆しており、実現象として、コンクリート表面の結露や潮解の影響が想定されることを述べた。第3章で述べた、ひび割れ部の塩化物イオンの減少を伴う移動についても、中性化領域におけるこれらの挙動と関連すると考えられる。ただし、コンクリートから塩化物イオンが結露や潮解によって実際に流出するか、あるいはどの程度流出し得るかについては、直接的な結果が得られておらず、ひび割れ部の挙動を含めて、今後の課題とした。

- (9) (7)の結果より、実際には、塩化物イオンの供給量の季節変動があるにもかかわらず、前項(3)では、表面塩化物イオン濃度が安定していると仮定して非中性化領域の見かけの拡散係数を求めたが、年平均値が同等であれば、表面塩化物イオン濃度を一定としても、得られる非中性化領域の見かけの拡散係数に顕著な影響はないと考えられる。

- (10) 以上の結果を踏まえて、既設構造物のコンクリートの塩分浸透予測における中性化の影響を簡易に考慮する方法を提示するとともに、それらの留意点を示した。ただし、提示した推定方法を実用化するには、中性化したコンクリートの塩分浸透に関する長期の実証データを充実させて、推定方法の妥当性をさらに検証する必要がある。

- (11) かぶりの設計において、所定の環境外力に基づき一定の表面塩化物イオン濃度が仮定されることがある。実際は、年間を通して塩分の供給量に変化しているが、設計年数が50年あるいは100年というような長い期間で、コンクリート内部の非中性化領域に浸透する塩化物イオン濃度の分布を予測する際には、年平均の表面塩化物イオン濃度を用いても、上記(9)の結果より、実際の中性化領域の塩化物イオン濃度の分布と大きく異なることはないと考えられる。

参考文献

- 1) 樫野紀元：鉄筋コンクリート構造物の耐久性に関する研究—主として鉄筋の腐食と防食を中心として—，建築研究報告，No. 90，1980. [再掲]
- 2) Houst, Y. F. and Wittmann, F. H. : Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation, *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, No. 12, pp. 1923-1930, 2002. [再掲]
- 3) Carslaw H. S. and Jaeger J. C. : *Conduction of Heat in Solids*, Oxford, 2nd ed., 1959.
- 4) Crank, J. : *The Mathematics of Diffusion*, Oxford, 1st ed., 1956. [再掲]
- 5) 齋藤大作，星清：移流拡散方程式の解析解(1)，開発土木研究所月報，No. 533，pp.13-19，1997.10.
- 6) 齋藤武雄：数値伝熱学，養賢堂，第3版，1992.9.
- 7) ローチェ P. J., 高橋亮一他訳：コンピュータによる流体力学（上），（下），構造計画研究所，1978.5.
- 8) 棚橋隆彦：はじめての CFD—移流拡散方程式—，コロナ社，1996.10.
- 9) 岩井裕，大村高弘，小林健一，富村寿夫，羽田光明，平澤茂樹，吉田英生：エクセルとマウスのできる熱流体のシミュレーション，丸善出版，2005.
- 10) 甲藤好郎：伝熱概論，養賢堂版，第8版，1971.4.
- 11) 丸屋剛，宇治公隆：コンクリートへの塩分の拡散浸透に関する表面塩分量の定式化，コンクリート工学年次論文報告集，11-1，pp. 597-602，1989.
- 12) 竹田宣典，十河茂幸，迫田恵三，出光隆：種々の海洋環境条件におけるコンクリートの塩分浸透と鉄筋腐食に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 599，pp. 91-104，1998.8. [再掲]
- 13) Amey, S. L., Johnson, D. A., Miltenberger, M. A. and Farzam, H. : Predicting the service life of concrete marine structures: An environmental methodology, *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 2, pp. 205-214, 1998.
- 14) 田中良樹，藤田学，河野広隆，渡辺博志：高強度コンクリートの塩分浸透抵抗性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 23，No. 2，pp. 517-522，2001. [再掲]
- 15) Tang, L., and Nilsson, L. O. : A numerical method for prediction of chloride penetration into concrete structures, *The Modelling of Microstructure and its Potential for Studying Transport Properties and Durability*, pp. 539-552, 1996. [再掲]
- 16) 青山實伸，石川裕一，武内道雄，川村満紀：中性化の進行した実道路構造物の塩化物イオン浸透特性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 1，pp. 809-814，2011. [再掲]
- 17) 後藤誠史，常谷正己，柳田洋明，近藤連一：セメント硬化体中の塩素イオンの拡散，窯業協会誌，Vol. 87，pp. 126-133，1979. [再掲]
- 18) Jang, S-Y., Kim, B-S. and Oh, B-H. : Effect of crack width on chloride diffusion coefficients of concrete by steady-state migration tests, *Cement and Concrete Research*, Vol. 41, No. 1, pp. 9-19, 2011. [再掲]
- 19) Bentz, D. P., Garboczi, E. J., Lu, Y., Martys, N., Sakulich, A. R., and Weiss, W. J. : Modeling of the influence of transverse cracking on chloride penetration into concrete, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 38, pp. 65-74, 2013.

- 20) Epstein, N. : On tortuosity and the tortuosity factor in flow and diffusion through porous media, *Chemical Engineering Science*, Vol. 44, No. 3, pp. 777-779, 1989.
- 21) Clennell, M. B. : Tortuosity: A guide through the maze, *Geological Society, London, Special Publications*, Vol. 122, pp. 299-344, 1997.
- 22) Ghanbarian, B., Hunt, A. G., Ewing, R. P. and Sahimi, M. : Tortuosity in porous media: A critical review, *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 77, No. 5, pp. 1461-1477, 2013.
- 23) Daimon, M., Akiba, T. and Kondo, R. : Through pore size distribution and kinetics of the carbonation reaction of portland cement mortars. *Journal of the American Ceramic Society*, Vol. 54, No. 9, pp. 423-428, 1971.
- 24) Sharif, A., Loughlin, K. F., Azad, A. K. and Navaz, C. M. : Determination of the effective chloride diffusion coefficient in concrete via a gas diffusion technique, *ACI Materials Journal*, Vol. 94, No. 3, pp. 227-233, 1997.
- 25) Ahmad, S., Azad, A. K. and Loughlin, K. F. : A study of permeability and tortuosity of concrete, *30th Conference on Our World in Concrete & Structures*, Singapore, 2005.
- 26) Ahmad, S., Azad, A. K. and Loughlin, K. F. : Effect of the key mixture parameters on tortuosity and permeability of concrete, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 10, No. 3, pp. 86-94, 2012.
- 27) Promentilla, M.A.B., Sugiyama, T., Hitomi, T. and Takeda, N. : Quantification of tortuosity in hardened cement pastes using synchrotron-based X-ray computed microtomography, *Cement and Concrete Research*, Vol. 39, No. 6, pp. 548-557, 2009.
- 28) Ranachowski, Z., Józwiak-Niedźwiedzka, D., Ranachowski, P., Dąbrowski, M., Kudela Jr., S. and Dvorak, T. : The determination of diffusive tortuosity in concrete specimens using X-ray microtomography, *Archives of Metallurgy and Materials*, Vol. 60, No. 2, 2015.
- 29) Guimarães, A.T.C., Climent, M.A., de Vera, G., Vicente, F.J., Rodrigues, F.T. and Andrade, C. : Determination of chloride diffusivity through partially saturated Portland cement concrete by a simplified procedure, *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 2, pp. 785-790, 2011.
- 30) 例えば, Tanaka, Y., Kawano, H., Watanabe, H. and Nakajo, T. : Study on cover depth for prestressed concrete bridges in airborne-chloride environments, *PCI Journal*, vol. 51, No. 2, pp. 42-53, March-April, 2006.

第6章 塩分環境の変化がもたらす凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性

6.1 概要

スケーリングやポップアウトのような凍害はコンクリートの劣化形態の一つとしてよく知られているが、今日 AE コンクリートが普及していることに加えて、道路橋のコンクリート部材は比較的高い強度のコンクリートが用いられることから、凍害による影響が軽微であると考えられてきた。しかしながら、近年の道路橋では、凍結防止剤の散布量の増加に伴い、コンクリートの塩害、疲労、ASR だけでなく、これまでと異なる形態の凍害も関与しているかもしれないと思われる劣化事例が見られるようになってきた¹⁾⁴⁾。

撤去される道路橋の部材のうち、75年間にわたって道路橋として供用された RCT 桁橋の床版部と、47年間供用された道路橋の RC 橋脚において、両者の外観上の劣化形態が異なっていたが、いずれもコンクリート内部のひび割れが見られた箇所、粗骨材の割れが目立った。撤去後の初期の調査で、これらのコンクリートはいずれも砂利が使用され、ASR の反応性骨材が含まれていることがわかった。また、両橋ともに一部の骨材に ASR ゲルや反応リムが認められた。これらのことから、両橋のコンクリートのひび割れに ASR が関与していると想定された。また ASR だけでなく、両橋ともに、架橋地点において冬季に凍結融解の繰返しが起こり得る温度変化があったこと、路面が凍結する地域であり、凍結防止剤が散布されること、橋面舗装のひび割れから浸入した水または伸縮装置からの漏水にその塩化物が混入することから、両橋の劣化に粗骨材の割れを伴う凍害⁵⁾の影響があった可能性があると考えた。このことから、ASR の可能性はあるとした上で、ASR 以外の劣化の影響も確認しておくため、上記の床版と橋脚それぞれの構造物で、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れが発生する可能性について、調査方法も含めて検討することとした。具体的には、各コンクリートの圧縮強度、静弾性係数、飽水度（床版のみ）、塩分含有量及び空隙構造の測定、並びに各コンクリートから取り出された粗骨材の密度、吸水率、安定性及び空隙構造の測定を実施した。また、コンクリートから取り出された砂利の凍結融解試験及び個々の骨材粒子の凍結融解試験を実施した。結果として、ASR と凍害ともに劣化に影響した可能性があると考えられるが、いずれが先行して発生したかは判別が難しい状況にある。少なくとも一般道において凍結防止剤の散布量が増加している今日、凍害の影響も無視し得ないと考えられる。

ASR の調査法についてこれまで多くの調査研究が行われていることは周知のとおりであるが、日本国内において、実構造物での、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに起因するコンクリートのひび割れに関する調査は、十分に行われているとは言い難い。この点を踏まえて、第1章の1.2.4で、凍害の影響を中心に、コンクリート中で生じる粗骨材の割れについて、既往の文献を整理した。その上で、本章6.2及び6.4～5で両橋から切り出されたコンクリート部材の劣化状況を示すとともに、各コンクリートから取り出された粗骨材の凍結融解抵抗性に関する調査結果を示す。6.6では、それらの結果を踏まえて、道路橋のコンクリートにおいて、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れが生じる可能性を述べる。また、6.7で、粗骨材の割れに及ぼす塩化物の影響について考察する。

6.2 対象橋

(1) G 橋

G 橋は、長野県松本市内の松本環状高家線の渡河橋で、1935年に架設され75年にわたり供用された。建設当初の構造は、12径間×支間10.0m、3主桁の単純RCT桁橋で構成されていた。1983年に、RC橋の床版及び主桁に鋼板接着補強が施された。1987年に、PC主桁の増設により幅員4.5mから7mに拡幅された(図-6.1)。2009年に、G橋の床版の抜け落ちが生じた(図-6.2)^{6),7)}。その後、長野県から松本市への移管に際して、RC橋の床版及び主桁の劣化損傷が著しいことから、2010年にRC橋の部分がすべて架け換えられた。撤去前の交通量は6700台/12h(2005年調査、平日昼間)であった。冬季に凍結防止剤が散布車により散布されていた。

主桁間の床版厚は150~170mmであった(ハンチ部、張出し部を除く)。ただし、床版厚が170mmであった箇所では、コンクリートの上縁から20mm程度のところに、水平の打継目が見られた(後掲図-6.6参照)。この20mmの部分は、建設当時のコンクリート舗装の残りであった可能性がある。図-6.3に示すように、コンクリート床版にはφ12mmの丸鋼の鉄筋が主鉄筋方向及び配力鉄筋方向に配置されていた。1984年及び2007年にアスファルト舗装の切削オーバーレイが実施された記録が残されていた(それ以前は不明)。また、目的や施工時期は不明であるが、図-6.1に示すとおり、主桁コンクリートの表面の一部が塗装されていた。主桁が撤去された時点では、コンクリート塗装のひび割れや剥離が著しく、ほとんど塗装の機能を残していなかった。

図-6.4に、G橋の桁下の状況について、著しい漏水が見られた箇所(第1径間)を例に示す⁸⁾。床版の補強鋼板のハンチ部が剥離して、鋼板の一部に腐食が見られた。また、その鋼板端部に漏水の跡を示す多量の石灰分が見られた。漏水はウェブを伝って流れ落ちた形跡があり、桁下面に石灰分のつららが見られ、ウェブには多くのひび割れが見られた。図-6.5は、図-6.2に示したRC床版抜け落ちが生じる約2年前の舗装打換えの直前における路面の状態を示す⁷⁾。路面にアスファルト舗装のひび割れや舗装のパッチング(部分補修)

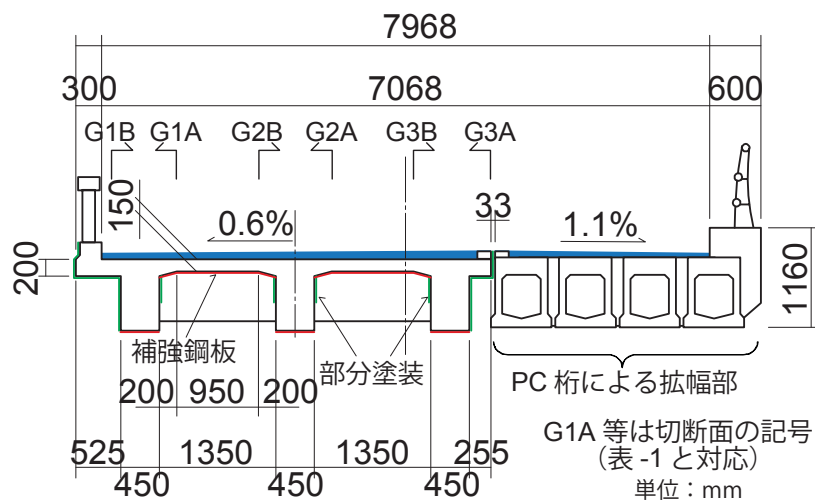
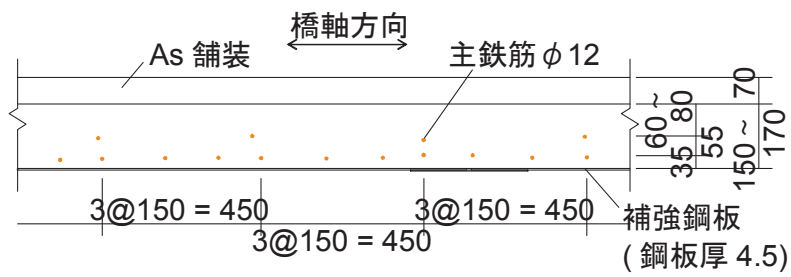


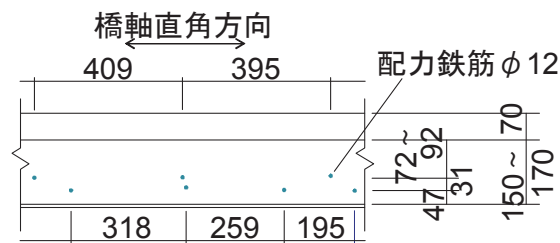
図-6.1 G橋の断面図(拡幅後の図面)



図-6.2 G橋の鋼板接着補強されたRC床版の抜け落ち^{6),7)}



(a) 主鉄筋断面，床版支間中央断面



(b) 配力鉄筋断面，横桁間中央断面

単位：mm

図-6.3 G橋床版の断面図（第1径間の測定例）



図-6.4 G橋の第1径間の漏水状況⁸⁾



図-6.5 G橋床版抜け落ちの約2年前の舗装打換え前における橋面アスファルト舗装の劣化⁷⁾



図-6.6 G橋RC橋部の撤去時に見られた床版の水平ひび割れ³⁾

の跡が多数見られた。その時に、アスファルト舗装の全面打換えが行われた。その後、1年も経たず早期にアスファルト舗装のひび割れが生じ、路面の陥没が見られたことから、RC床版の補修の検討が始められたが、補修工事に入る直前に抜け落ちが生じた。

撤去の際に、劣化状況と主桁の耐荷性状を調査するため、桁下への漏水が著しかった第1径間と漏水が比較的軽微であった第7径間の主桁計6本と、床版の一部(両径間のG1-G2主桁間の床版)を土木研究所に搬入した^{8),9)}。図-6.6に、撤去の際に見られたRC床版内部のひび割れ状況を示す³⁾。床版内部に、床版上面にほぼ平行な水平ひび割れが多数見られた。輪荷重走行位置に関係なく、G橋床版のほとんど全面にわたって図-6.6に示すような多数の水平ひび割れが発生していた。G橋の主桁のうち、床版切断面に見られたひび割れの本数を、橋軸方向に50mm間隔で観察した。表-6.1に、水平ひび割れの平均本数と平均間隔を示す。表中の記号は、観察した主桁の切断面を示す(図-6.1)。ただし、拡幅時に切断された面(図-6.1に示すG3A)は、縦目地のジョイント設置時にコンクリートが部分的に打ち換えられていたため、ひび割れがほとんど見られなかった。水平ひび割れの平均間隔は第1径間で18mm、第7径間で23mmであった。第7径間は、第1径間に比べて漏水が軽微であったが、水平ひび割れの平均間隔がやや大きい程度で、第7径間の床版でも著しい水平ひび割れが径間のほとんどの範囲にわたって見られた。張り出し部の床版コンクリート(切断面

G1B)にも水平ひび割れが見られた。なお、RC主桁の断面観察では、主桁断面中心の上縁付近のコンクリートにおける水平ひび割れの本数が床版部と大差ない場合と、やや少ない傾向にある場合があった。

図-6.7は、RC橋の撤去作業中に見られたコンクリートの破壊面の一例を示す。コンクリートのがれきの中でこのような白い面が目立っていたので撮影した写真のうちの1枚である。破壊面は広範囲に亘り白色物質で覆われていた。白い破壊面は、水平ひび割れの一つに沿って剥がれた面であったと推察される。また、破壊面に多くの粗骨材の割れが見られた。多くの粗骨材の内側部分（割れた面）に多量の白色物質が付着して

表-6.1 床版切断面に見られた水平ひび割れの本数と間隔

径間	桁, 切断面	床版下面からの高さ別 最大ひび割れ本数 (本)				ひび割れ 本数 (本)		平均ひび割れ 間隔 (mm)	
		150~ 200	100~ 150	50~ 100	0~50	最大	平均	最小	平均
第1 径間	G1B	3	5	4	3	12	7	17	30
	G1A	5	6	6	3	17	8	12	20
	G2B	6	8	8	5	21	15	10	14
	G2A	8	8	8	4	25	15	8	13
	G3B	8	10	10	4	24	13	7	15
第7 径間	G1B	6	7	6	5	21	12	10	19
	G1A	10	8	8	5	26	15	8	15
	G2B	9	7	7	4	22	12	9	20
	G2A	6	7	6	4	17	8	12	33
	G3B	3	6	5	3	14	8	14	29

注) 床版厚は場所によって異なる。張出し部及びハンチ部にかかっている箇所では床版厚 200mm の場合もあった。



図-6.7 G橋の撤去作業中に見られたコンクリートの破壊面

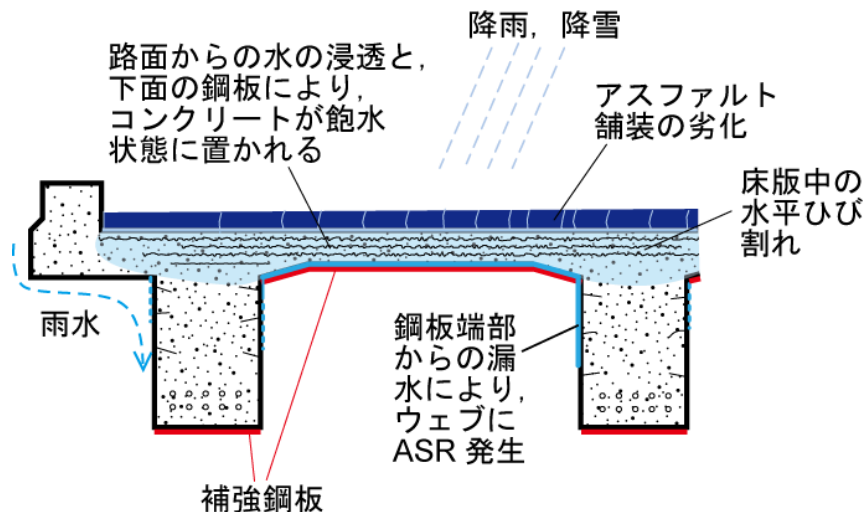


図-6.8 断面図での漏水のイメージ図

いた。骨材の内部に付着していた白色物質は、後に同様の破片（1箇所のみ）を用いて分析を行った結果、一般的な ASR ゲルであることが確認された。使用された粗骨材の砂利の中に ASR 反応性骨材が含まれていた（後述）。

ウェブの側面に見られたひび割れの多くは、ひび割れ深さがスターラップのかぶりの範囲で留まっていた（図-6.8）。また、ウェブから採取したコンクリートコアの静弾性係数が普通のコンクリートに比べて著しく低いものが見られた（後述）。これらの点から、RC 桁のうち、ウェブの外側に見られたコンクリートのひび割れは、床版からの漏水に起因したウェブコンクリートの ASR により発生したと推察される。一方、床版部の多数の水平ひび割れは、ASR のみで生じ得るか疑問が残った。

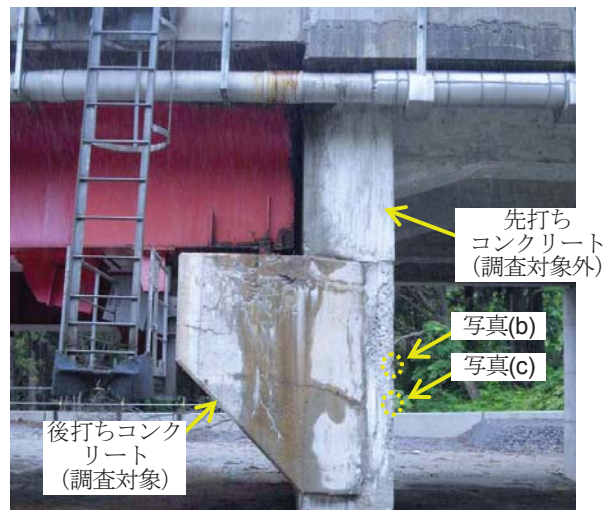
コンクリート床版は、大型車の繰返し走行によって、床版コンクリート内部に水平ひび割れが生じることがある¹⁰⁾。一般に、RC 床版の輪荷重走行試験では、正曲げの繰返しにより輪荷重走行位置直下の上段鉄筋に沿ったひび割れが生じる。ただし、中立軸より下のコンクリートには、鉛直方向の曲げひび割れや斜めひび割れが生じるが、水平ひび割れはほとんど生じない。このことから、疲労のみによって、G 橋のように主桁上を含めた、床版のほぼ全域にわたって、層状の水平ひび割れが密に生じることはないと推察される。

図-6.8 に、以上の外観とひび割れ状況から想定される、G 橋の床版が置かれていた状況を概念図で示す。G 橋は、床版抜け落ちの約 2 年前までのアスファルト舗装の状態が著しく悪く、路面からの水が床版コンクリート中に十分に供給される状況にあったと考えられる。かつ冬季には、凍結防止剤が散布されることから、塩化物が路面の水に混入して床版コンクリートの上面に容易に達する状況であったと考えられる。また、床版下面の補強鋼板がコンクリートの下面からの乾燥を遮るため、床版コンクリートは、薄い床版でありながらも供用中、撤去されるまでのある期間において、ほぼ飽水状態に置かれていたと推察される。鋼板接着は RC 床版に対する補強効果が大きい¹¹⁾、鋼板接着の補強効果を失くすほどに、路面からの水の浸入と、それに起因すると考えられる多数の水平ひび割れを伴うコンクリートの著しい劣化が RC 床版の疲労耐久性を著しく低下させたと考えられる⁷⁾。

(2) H 橋

H 橋は、秋田県大館市の青森県との県境に近い、国道 7 号の撤去された道路橋で、1965 年に竣工し（下部構造は 1964 年に工事が行われた記録がある）、2012 年に線形改良のため撤去された。構造は、2 径間×支間 25.0m の単純鋼箱桁橋と 4 径間×支間 5.0 m の連続 RC ラーメン橋で構成されていた。そのうち、伸縮装置（ゴムジョイント）からの漏水が生じていた橋台、橋脚で、コンクリートの劣化が見られた。本橋においても冬季に凍結防止剤が散布されていた。H 橋の調査に用いた部材は、RC 床版ではなく、凍結防止剤に由来する塩化物の影響を受けて劣化した可能性がある橋脚張出部のコンクリート部材であった。主としてコンクリート材料の違いに着目した比較を行うため、G 橋の事例と同様の調査を行うこととした。

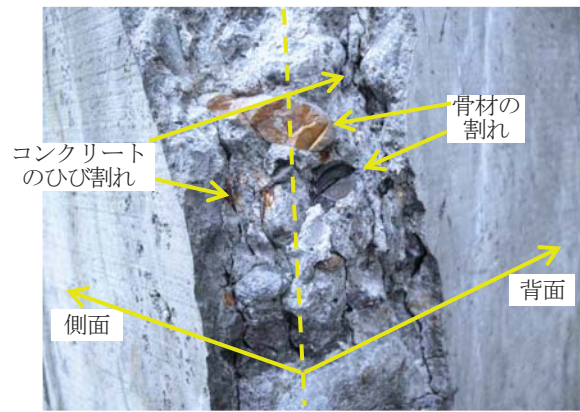
図-6.9 に、路面からの水が橋脚の側面に流れ落ちる様子と、コンクリートの劣化状況を示す。RC ラーメン橋が架設された後、鋼桁を支持する部分が追加された（以下、この部分を後打ちコンクリートという）。この橋脚の事例では、コンクリートのひび割れ、浮き、剥離が見られた。図-6.9(b), (c)に示す剥離が見られた角部では、コンクリートのひび割れと連続するように、粗骨材の割れが見られた。撤去に際して、この橋脚の劣



(a) P2 橋脚



(b) 粗骨材の割れとコンクリートのひび割れ (その1)



(c) 粗骨材の割れとコンクリートのひび割れ (その2)

図-6.9 H 橋の橋脚側面の漏水と劣化¹²⁾

化原因を把握するため、その一部を土木研究所に搬入した。ただし、撤去の際、図-6.9(b),(c)に示した箇所が欠け落ちたため、後打ちコンクリートの部分について調査することとした。

図-6.10 に、搬入後に確認した橋脚側面のひび割れ及び浮きの範囲を示す。浮きの範囲の確認は点検ハンマによるたたきによった。コンクリートの浮きは、概ね漏水が見られた範囲内で生じていた。

図-6.10 に示したコア削孔位置で、φ25 mm の孔内面の状況を、棒状の回転スキャナで撮影した。そのうち削孔位置 No. 1, 4 について、図-6.11 に画像を展開して示す。削孔位置 No. 1, 4 では、いずれも浮きを形成するコンクリート内部のひび割れと、それと連続するような粗骨材の割れが見られた。削孔位置 No. 1 の内部ひび割れは、深さ約 25 mm の 1 箇所に見られた。また、削孔位置 No. 4 の内部ひび割れは、深さ約 10 mm と約 35 mm の 2 箇所に見られた。

なお、調査対象とした図-6.10 に示した後打ちコンクリートの側面において電磁波レーダで鉄筋探査したところ、深さ 250 mm の範囲に鉄筋が認められなかった。後打ちコンクリートのうち、RC ラーメン橋から側方に張り出した部分は無筋であった（図-6.10 平面図の網掛け範囲）。

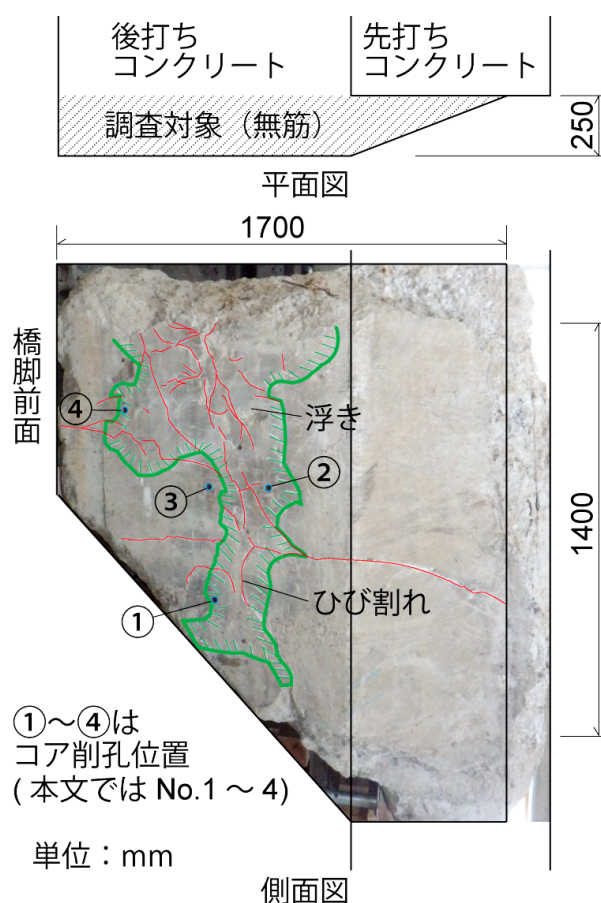
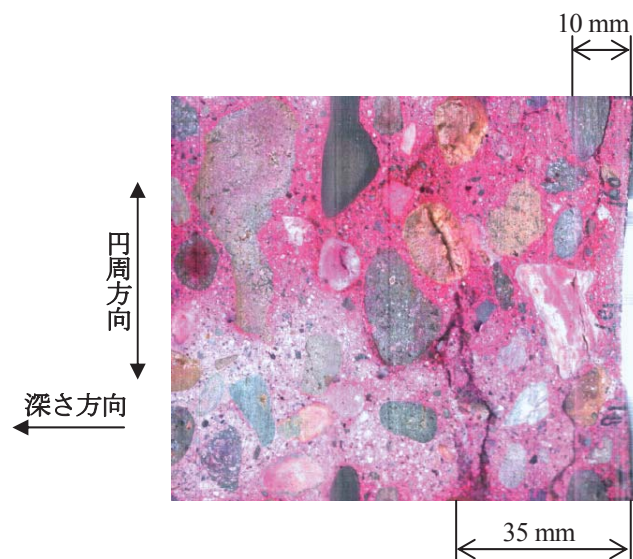


図-6.10 H橋の橋脚側面のひび割れ図

(実画像に重ね合わせて示す。上端及び右端の角部は撤去時に剥落した。)



(a) 削孔位置 No. 1 (円周 78.5 mm×深さ 126 mm)



(b) 削孔位置 No. 4 (円周 78.5 mm×深さ 90 mm)

(棒状の回転スキャナで撮影した画像を展開して示す。いずれも右端がコンクリート表面。)

図-6.11 H橋橋脚側面でφ25 mmの孔内面に見られた骨材の割れとコンクリートのひび割れ

(3) 架橋地点の気候

図-6.12 に、各架橋地点付近の気象観測所における気温と積雪量の年平均値を示す。H橋直近の碓ヶ関気象観測所はH橋架橋地点より北にやや離れていた。

G橋、H橋は積雪量や最低気温、氷点下の期間が異なるが、いずれも冬季に凍結融解の繰返しを受ける環境に置かれていた。H橋の調査対象部位は、午前中、日照を直接受ける部分であったが、天端に近い部分は、冬季に雪が覆い被さる可能性がある部分でもあった。長谷川と藤原¹³⁾の凍害危険度の地域区分によれば、両橋の架橋地点はともに凍害危険度2(軽微)とされる環境であった。

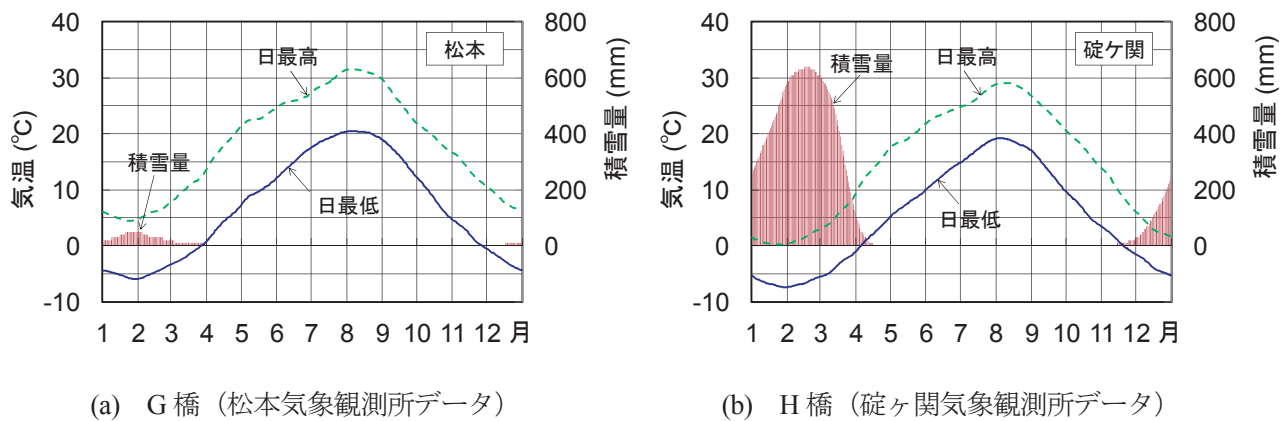


図-6.12 各架橋地点付近の気温と積雪量の年平均値
(1981～2010年の気象庁データによる)

6.3 調査方法

6.3.1 コンクリートの調査

(1) 圧縮強度，静弾性係数

G 橋は，床版全体に水平ひび割れが見られたことから，ひび割れ等の損傷が軽微な RC 桁のウェブ内部（スターラップの内側）を対象として，側面から軸直角方向に，または桁切断面から軸方向に削孔して，コンクリートコア 56 本を採取した．H 橋は，橋脚前面からコンクリートコア 3 本を採取した．中性化や表面付近のひび割れの影響を避けるため，部材のコンクリート表面から約 50 mm の部分を切り落とした．それらのコアを用いて，コンクリートの圧縮強度試験を JIS A 1108 に準拠して実施した．その際，ひずみゲージを用いて，静弾性係数を測定した（JIS A 1149 準拠）．コアの寸法は $\phi 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ とした．

(2) 飽水度（G 橋のみ）

G 橋の床版の含水状態を把握するため，撤去から 2 箇月後に，床版ブロックの舗装面側から $\phi 100 \text{ mm}$ のコンクリートコア 8 本（第 1 径間，第 7 径間ともに 4 本ずつ）を乾式で採取して，深さ方向の含水率分布の測定を行った．撤去された床版ブロックは，切り出し時の寸法 $950 \text{ mm} \times 4300 \text{ mm} \times$ 版厚のまま，かつ上面のアスファルト舗装及び下面の鋼板接着が残されたままで屋内に保管していた．図-6.13 に採取したコアの例を示す．途中でひび割れていたが，採取できた事例である．コア採取した当日に，採取したコアを深さ方向に概ね 20～30 mm 間隔で割裂により分割し（水平ひび割れで既に分割されていた箇所はそのまま分割面とした），個々の試料の割裂直後の質量 m ，105°C，24 時間炉乾燥後の絶乾質量 m_d 及び真空飽水処理後の表乾質量 m_s を順にそれぞれ測定した．図-6.14 にコアの割裂状況を示す．含水状態にできるだけ影響を及ぼさないように，割裂によりコアを分割して，直ちに質量を測定した．これらの結果を用いて切断直後の含水率 $((m - m_d)/m_d)$ ，飽水状態の含水率 $((m_s - m_d)/m_d)$ 及び飽水度（切断直後の含水率を飽水状態の含水率で除した値）をそれぞれ算定した．図-6.15 に，試料の真空飽水処理の状況を示す．真空飽水前後で破片のこぼれ落ちが生じる可能性があることから，あらかじめ個々の受皿の質量を測定しておき，受皿に乗せたまま試料をデシケー

タに入れ、真空飽水の前後で受皿に試料を載せた状態で質量を測定した。真空飽水は、デシケータに試料を入れて3時間真空引きした後、デシケータ内にイオン交換水を注水した。1時間真空引きを続けた後、真空ポンプを止め、さらに23時間以上真空状態を保持した。なお、図-6.16に示すように、床版のコンクリートの劣化が著しい箇所では削孔中にコンクリートが粉碎されて、コア試料が採取できない場合があった（コア8本には含まれない）。



図-6.13 含水率測定用コアの一例



図-6.14 含水率測定用コアの割裂状況



図-6.15 含水率測定用コアの真空飽水状況



図-6.16 削孔中に粉碎されて、コア試料が採取できなかった事例
(これらは試料として使用していない)

(3) 含有塩分調査

G橋床版については、路面側からコンクリート中への塩分浸透の状況を把握するため、舗装面から乾式でコア削孔を行い、コンクリートコア10本（9本はφ100mm、1本はφ68mm）を採取した。コアの状態に応じて、舗装との境界面から深さ方向に10から20mm程度の幅を目安として乾式のコンクリートカッターで切断した。床版の劣化が著しいことから、輪切り状で採取される部分や、砂利状になる部分があり、それぞれの状況に応じて塩分分析用試料とすることにした。砂利状の試料は、採取時に、粉の損失が多いように思われたが、参考として測定することとした。また、それぞれの試料の深さが分かるように注意して採取したが、通常のコアの分析ほど明確には個々の試料の深さを確認できなかった。各試料の塩化物イオン濃度をJISA1154（全塩分）により測定した。

H橋の橋脚については、図-6.10に示した箇所φ20mmのコンクリートコアを採取し、深さ方向に20mm間隔で切断して、各深さの塩化物イオン濃度を測定した。塩化物イオン濃度の測定はG橋と同様とした。

(4) 空隙構造調査

G橋の第1径間G2主桁のウェブから採取したコア1本、H橋橋脚前面（後打ちコンクリート部）から採取したコア1本、いずれもφ100mmのものをそれぞれ用いて、中性化していないモルタル部を対象に空隙構造の調査を行った。気泡径分布は、コアから90mm×70mmの研磨面2面が得られるように切出し、ASTM C457（リニアトラバース法）により測定した。細孔径分布は、水銀圧入式ポロシメータにより測定した。コンクリート片をアセトンに浸漬後、風乾し、モルタル部分を約5mm角に砕き、凍結乾燥真空装置を用いて真空乾燥させたものを分析用試料とした。圧入圧力と細孔径の関係式における水銀の表面張力を0.484N/m、水銀と試料の接触角を130°とした。細孔径の測定範囲は0.003~400μmである。

6.3.2 コンクリート中の粗骨材の調査

ASR及び凍害の可能性を調査するため、コンクリート中に含まれる粗骨材の構成や状態を調査するとともに、コンクリートから粗骨材を取り出して各種試験を試みた（取り出し方法とその後の調査は6.3.3以降に示す）。いずれの取り出し方法によっても、元の粗骨材の粒度分布は把握できないし、十分な試料量を得ることも容易でない。砂利（骨材粒子の集合体）の調査に関して、既存の試験法を直接適用することが難しい。いずれも試行的に行ったものであり、その方法は必ずしも最適であったと言えないが、今後の調査方法の参考として、これらの方法と結果を報告することとした。なお、本文における岩種判定やASR反応性の調査は、岩石学的調査の経験のある技術者に依頼した。

岩種構成調査及びASR反応性調査には、G橋、H橋ともにコンクリートの空隙構造調査に用いたφ100mmのコアの各1断面を用いた。G橋については、第7径間の床版部から切り出した別のコア1本をコアの軸方向に切断して得られた100mm×165mmの切断面も用いた。コアの切断面の観察及び薄片の偏光顕微鏡観察から、切断面に見られた粗骨材の岩種判定と粗骨材の岩種構成割合の調査を行った。粗骨材の岩種構成割合は、JCI DD4の線積分法¹⁴⁾によった。岩種構成調査の際に併せて、反応性鉱物の有無、反応リムやASRゲルの有無を調査した。

6.3.3 粗骨材の取り出し

G橋は第1径間G2桁のウェブから、H橋は橋脚前面から、 $\phi 100\text{ mm} \times 300\text{ mm}$ 以上のコンクリートコアを9本ずつ採取して、表層部の100mmを除いた上で $\phi 100\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ のコアとした。これらのコアから、機械粉砕と塩酸処理による方法と凍結融解繰返しによる方法の2種類で粗骨材を取り出した。取り出された試料をそれぞれ試料C、試料Dとした。試料Cには各橋からコア4本、試料Dには残りのコア5本をそれぞれ用いた。H橋、試料Cのコアのうち3本は、圧縮試験機で破砕する際に、上記の圧縮強度試験及び静弾性係数の測定を兼ねて行った。

試料Cは、コアを圧縮試験機及びビョークラッシャーを用いて粉砕して、粗骨材を取り出した。機械粉砕の後、試料を5%希塩酸に24時間浸漬した後、水洗いを行う作業を3回繰返して粗骨材周囲に付着したモルタル分をできるだけ除去した。

試料Dについては、各橋のコア5本の凍結融解の繰返しをJISA 1148に準じて行った。ただし、その際のコア周囲の溶液は3%NaCl水溶液とした。また、温度範囲の設定を $-20^{\circ}\text{C} \sim +15^{\circ}\text{C}$ とし、凍結2.5時間、融解1.5時間の4時間を1サイクルとした。G橋のコアは、図-6.17に示すように、100サイクルで粗骨材が容易に分離して取り出せるまで砂利化した。G橋の試料Dは10mmふるいに留まったものとした(図-6.17(a))。G橋の試料Dに付着するモルタル分はH橋に比べて少ない傾向であったが、硬化セメントペーストの付着はある程度残った。H橋のコアは、凍結融解繰返しによる骨材の分離が容易でなく、400サイクルまで行ったが、G橋のようにコア全体を砂利化させることはできなかった。図-6.18に、H橋の100サイクル時と300サ



(a) 取り出された粗骨材(10mmふるいに残ったもの) (b) モルタル粉や細骨材等(10mmふるい通過)

図-6.17 G橋の粗骨材取り出し(試料D, 100サイクル)



(a) 100サイクル時の状況

(b) 300サイクル時の状況

図-6.18 H橋の粗骨材取り出し(試料D)

イクル時の状況を示す。100 サイクル時はモルタル部分の表面にスケーリングが見られる程度であり、写真-6.17 に示した G 橋の状況と大きく異なった。

なお、試料 C, D, それぞれの取り出し方法がその後の調査結果に及ぼす影響として、次の点が考えられる。試料 C については、a) 機械粉砕時に骨材が損傷する可能性がある。b) 希塩酸による骨材への影響が必ずしも明確でない。試料 D については、c) 凍結融解繰返しに弱い骨材が取り出し時に除去されたり、取り出された骨材がある程度の劣化を受けたりしている可能性がある。d) H 橋の凍結融解繰返し数 400 回が G 橋の 100 回に比べて多く、凍結融解繰返しによる粗骨材への影響が G 橋よりも大きい可能性がある。

6.3.4 砂利の調査

(1) 密度及び吸水率

試料 C, D のうちそれぞれ約 600 g を用いて、JIS A 1110 に準拠して密度及び吸水率試験を行った。

(2) 安定性試験

試料 C, D の 10 mm ふるいに残ったもののうちそれぞれ約 600 g を用いて、JIS A 1122 に準拠して安定性試験（岩石）を行った。ただし、試料量が少ないので、試験後に 10 mm ふるいを通過したものを損失分として、質量減少率と損失個数を算出した。質量減少率は、試験前質量と試験後質量の差を試験前質量で除して百分率で表わす（以下、砂利や骨材粒子の凍結融解試験の質量減少率も同様。ただし、安定性試験以外は表乾質量による）。

(3) 砂利の塩水凍結融解試験

片平らの簡易凍結融解試験^{15), 16)}を参考に、試料 C, D ともに 10 mm ふるいに残ったもののうち、約 900 g を用いて、1000 cc 程度のポリプロピレン製容器（以下、ポリ容器という）に入れ、1%NaCl 水溶液に 24 時間浸漬した。各試料を入れて密閉したポリ容器ごと、凍結融解試験機に入れて、凍結融解試験を行った。温度範囲の設定を -20°C ~ $+15^{\circ}\text{C}$ とし、凍結 8 時間、融解 8 時間の 16 時間を 1 サイクルとして、90 サイクルまでそれぞれ凍結融解の繰返しを行った。凍結融解繰返し中における、塩水を入れた状態でのポリ容器内の実測温度範囲は -19°C ~ $+15^{\circ}\text{C}$ であった。凍結融解繰返しの後、10 mm のふるいでふるい分け、ふるいに残った骨材の質量を試験後質量として測定した。

(4) 粗骨材の最大寸法の確認

コンクリートから取り出した粗骨材は、元の粒度分布が得られないことから、取り出した試料を用いて JIS A 1102 のふるい分け試験により一般的な粗骨材の最大寸法を確認することが困難である。ここでは、取り出した試料を 20, 25, 30, 40, 50 mm（公称寸法）のふるいを通して、一つでも骨材が留まったふるいの呼び寸法を確認することとした。

6.3.5 個々の骨材粒子の調査

(1) 骨材粒子の気中及び塩水凍結融解試験

G 橋、H 橋それぞれの試料 C, D から、任意に（ただし、それぞれ外観や質感が異なるものができるだけ混ざるように）、骨材粒子 20 個ずつ、計 80 個を取り出した。骨材試料を 1%NaCl 水溶液に 24 時間浸漬した後、

個々の粗骨材が乾燥しないように家庭用ラップで包んだ状態でポリ容器に入れた (図-6.19). そのポリ容器には塩水を入れずに, ポリ容器を密閉した状態で, 砂利の塩水凍結融解試験と同時に, 90 サイクルまで凍結融解繰返しを行った.



図-6.19 骨材粒子の凍結融解試験

(個々の骨材粒子をラップで包んでポリ容器に入れたところ.)

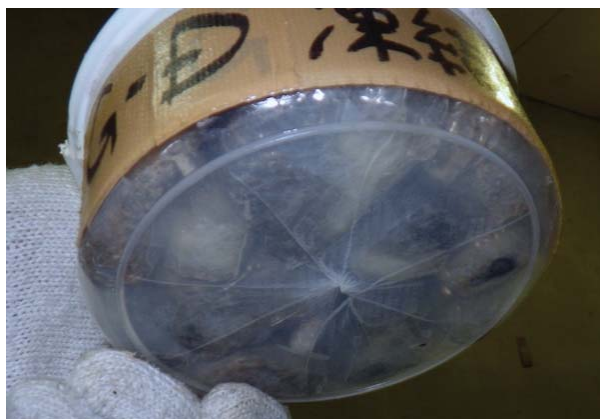


図-6.20 G橋のポリ容器の割れ

凍結融解繰返し中における, 塩水を入れない状態でのポリ容器内の実測温度範囲は, $-19^{\circ}\text{C}\sim+13^{\circ}\text{C}$ で最高温度が塩水中の場合とやや異なった. この状態で 90 サイクルまで試験を続けたが, G 橋のポリ容器が途中で割れて容器内に水 (水道水) が入っていた (図-6.20). 水が途中で入った G 橋の試料は, 凍結融解による割れが顕著に見られたが, 水の浸入がなかった H 橋の試料はほとんど変化が見られなかった (24 時間浸漬では骨材を飽水にするのに不足である場合があり¹⁷⁾, そのことも変化が見られなかった一因と考えられる). このことから, H 橋の試料については, 気中 90 サイクルの後, 1%NaCl 水溶液を張った状態でさらに 30 サイクルの凍結融解繰返しを行った. このときも一部の骨材がばらばらになることが想定されたので, 個々の粒子をラップで包んだ状態にした. このときの凍結融解繰返し中における, ポリ容器内の実測温度範囲は, 繰返し前半で $-16^{\circ}\text{C}\sim+13^{\circ}\text{C}$, 後半で $-18^{\circ}\text{C}\sim+13^{\circ}\text{C}$ であった.

凍結融解繰返し後, 骨材の損傷状況を目視観察して, 破壊形態を小片割れ, 表層破壊, 割れ, 全体崩壊に分類した (後述). また, 凍結融解繰返し前後における, 個々の骨材粒子の表乾質量の変化を測定した. 試験後の質量は, 割れた後の粒子のうちで最も大きい粒子の質量とした.

(2) 岩種判定

凍結融解試験を行った個々の骨材粒子 80 個の岩種を、実体顕微鏡を用いた肉眼観察で分類した（一次岩種判定）。その上で岩種の異なる骨材、あるいは同一の岩種のうちで損傷状態の異なる骨材 16 個（G 橋より 7 個、H 橋より 9 個）を選定した。16 個の試料については、薄片試料を作成して、偏光顕微鏡観察により、岩種を精査するとともに、各試料の構成鉱物を調査した。

(3) 骨材粒子の吸水率

凍結融解試験を行った個々の骨材粒子 80 個のうち 79 個について、吸水率の測定を行った。残りの 1 個は試料が小さかったために、実体顕微鏡観察の際に試料の残りがなく、吸水率の測定ができなかった。試料を 105°C、24 時間炉乾燥により絶乾にした後、真空飽水により吸水した。真空飽水は、前述のコンクリートの場合と同様に行った。真空飽水時に微粒分の損失が見られたので、微粒分を取り除き、再度 105°C、24 時間炉乾燥により絶乾にした。炉乾燥の前後で表乾質量と絶乾質量をそれぞれ測定して、その差を絶乾質量で除して百分率で表わしたものを個々の骨材粒子の吸水率とした。

(4) 骨材粒子の空隙構造調査

凍結融解試験を行った個々の骨材粒子 80 個のうち、主に同一岩種で損傷状態が異なっていた骨材計 17 個（G 橋より 8 個、H 橋より 9 個、岩種判定した骨材と異なるものが含まれる）を対象に、水銀圧入式のポロシメータで骨材中の細孔径分布を測定した。このうち、凍結融解繰返しで表層破壊した骨材試料 HC8（試料名のうち、H は橋名、C は取り出し方法を表わす、以下同様）は、表層部分と骨材内部のそれぞれについて分析することとした。骨材をニッパで 2 mm 角程度の粒子に割り、容器に入れた。圧入圧力と細孔径の関係式における、水銀の表面張力、水銀と試料の接触角は、前述のコンクリートと同様とした。得られた細孔径分布から、式(1.2)により個々の骨材粒子の *EDF* を算出した。

細孔径分布の測定は、いずれも骨材粒子の凍結融解試験後に実施したため、凍結融解によって細孔径分布に変化が生じる可能性がある¹⁸⁾。しかし、ここでは凍結融解の損傷状況の違いとの関係を追加検討するため、凍結融解試験後の試料を用いた。

6.4 コンクリートの調査結果

(1) 圧縮強度、静弾性係数

図-6.21 に、G 橋の主桁ウェブから採取したコンクリートコアの圧縮強度及び静弾性係数を示す。図中には、健全なコンクリートを対象とした圧縮強度と静弾性係数の関係（土木学会式）¹⁹⁾を示す。第 1 径間 G1 桁のコンクリートの静弾性係数は、他の主桁に比べて著しく低い傾向にあった。それ以外のコンクリートの静弾性係数は、健全なコンクリートと同程度であった。

表-6.2 に、H 橋のコンクリートの圧縮強度と静弾性係数を示す。H 橋のコンクリートの静弾性係数は、図-6.21 に示した土木学会式に比べて低い傾向にあるが、概ねばらつきの範囲と考えられ、極端に低い値ではなかった。

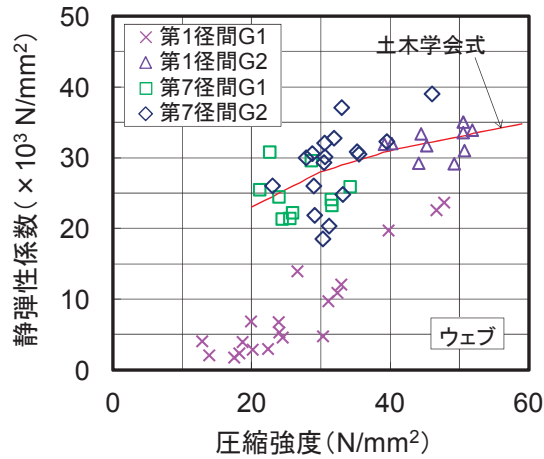


図-6.21 G橋ウェブコンクリートの圧縮強度と静弾性係数

表-6.2 H橋コンクリートの圧縮強度と静弾性係数

No.	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)
1	33.2	21.1
2	37.8	25.0
3	30.0	21.0
平均値	33.7	22.4

(2) 飽水度 (G橋のみ)

図-6.22 に、撤去後 2 箇月後における G 橋床版の含水状態を飽水度で示す。いずれも床版下面が補強鋼板で覆われた箇所で調査した値である。飽水度は、第 1 径間、第 7 径間ともに床版下面からの距離にほとんど関係なく高い状態にあり、平均で 84%であった。なお、飽水状態での含水率は、床版下面の鋼板に近い部分 (約 50 mm 以内) で低い傾向にあった。鋼板接着されるまでに床版下面付近のコンクリートが中性化して、空隙が減少していたことが一因と考えられる。なお、供用中における RC 主桁の中性化深さは 30~50 mm であった (2008 年管理者調査による)。

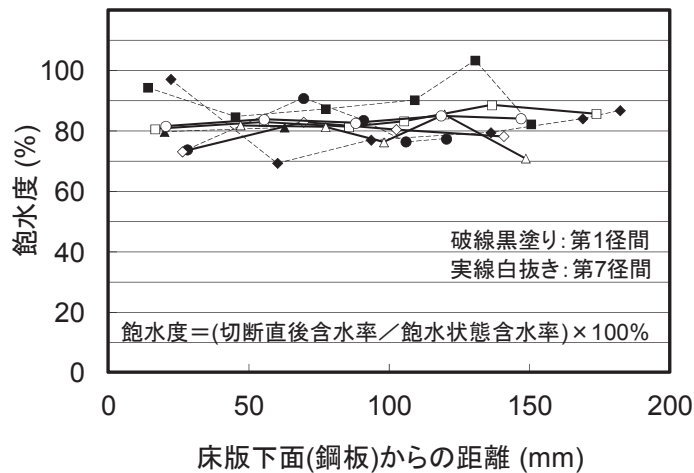
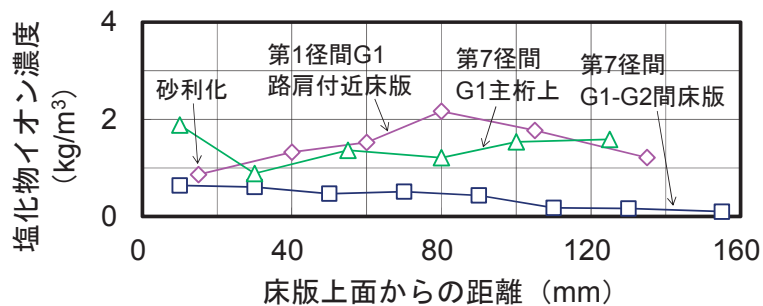


図-6.22 撤去後 2 箇月後における G 橋の含水状態 (各径間 4 本のコアの結果)

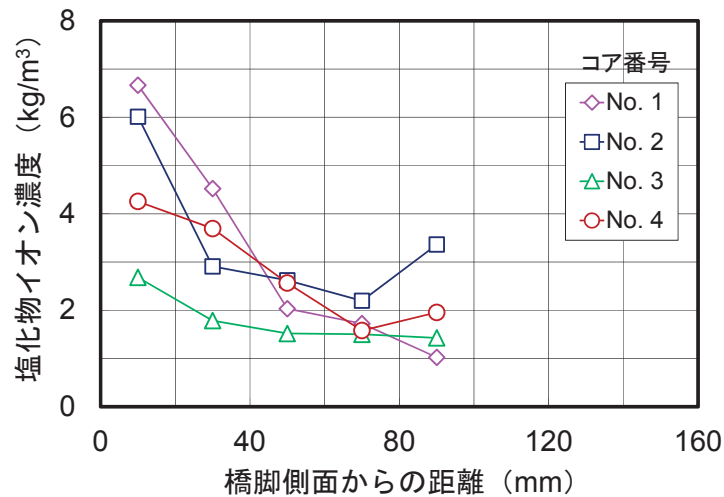
(3) 含有塩分量

G橋, H橋ともに, 内陸部の橋であったことから, 海からの飛来塩分に由来する塩化物イオンの浸入はほとんどなかったと考えられる. 図-6.23(a)に, G橋床版コンクリート中への路面からの塩分浸透状況について, 高い塩化物イオン濃度が測定された箇所と比較的低かった箇所(図中の第7径間 G1-G2間床版)のデータをそれぞれ示す. コア採取時に砂利化した部分は参考として示す. いずれもアスファルト舗装で覆われていたコンクリートであるが, 舗装のひび割れ等, 何らかの理由により, 凍結防止剤に由来する塩化物が混入した雨水が路面から舗装の下に浸入したと考えられる. 床版コンクリート中の塩化物イオン濃度は, コア採取箇所によって大きく異なっており, 2 kg/m^3 を超える箇所も見られたが 1 kg/m^3 に満たない箇所も見られた.

図-6.23(b)に, H橋の橋脚側面からの塩分浸透状況を示す. 路面から流下した塩水により, コンクリート中に塩化物イオンが浸透していたことがわかる.



(a) G橋床版上面からの塩分浸透



(b) H橋側面からの塩分浸透

図-6.23 コンクリート中の塩分浸透状況

(4) 気泡径分布と細孔径分布

図-6.24 に、G 橋及び H 橋のモルタル部分の気泡径分布を示す。既往の事例²⁰⁾では、コンクリートに AE 剤が用いられた場合に、コンクリートの空気量に応じて、気泡直径が 0.03~0.3 mm の空気量が多くなる傾向がある。しかし、G 橋の気泡直径 0.03~0.3 mm の空気量は少なく、明確なピークは見られなかった。日本国内で AE 剤がまだ普及していなかった 1930 年代に建設された G 橋では、AE 剤は使用されていないと考えられ、図-6.24 の結果がそれを表わしている。国内では 1950 年頃から AE 剤が本格的に使用され始め²¹⁾、また AE 剤の国内生産が開始された²²⁾。一方、H 橋では、気泡直径 0.03~0.3 mm の範囲の空気量が多く、また、塩水中の凍結融解繰返しによる骨材取り出しが容易でなかったことから、コンクリートに AE 剤が使用されていたと考えられる。

図-6.25 に、G 橋及び H 橋のモルタル部分の細孔径分布を示す。細孔直径が 0.05 μm 以下では、水分が凍り難いとされ²³⁾ (最低温度が -20°C の場合)、0.05~0.1 μm の範囲の空隙率が小さい方が、凍結融解抵抗性が高い傾向にある²⁰⁾。図-6.25 に示した結果では、H 橋の方がその範囲の空隙率が小さかった。

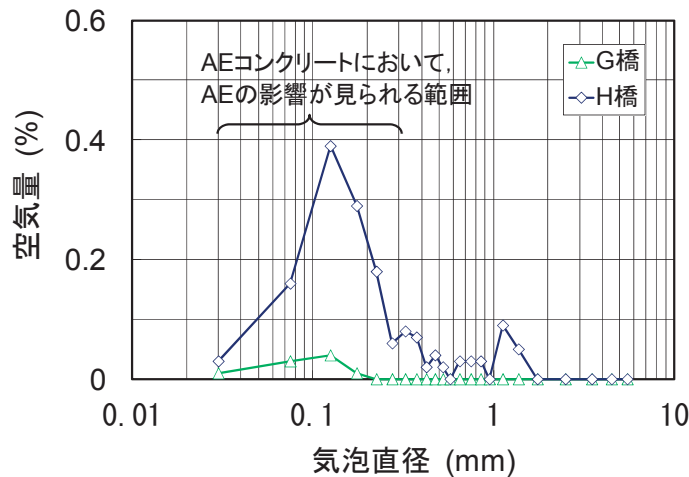


図-6.24 G 橋, H 橋のモルタル部分の気泡径分布

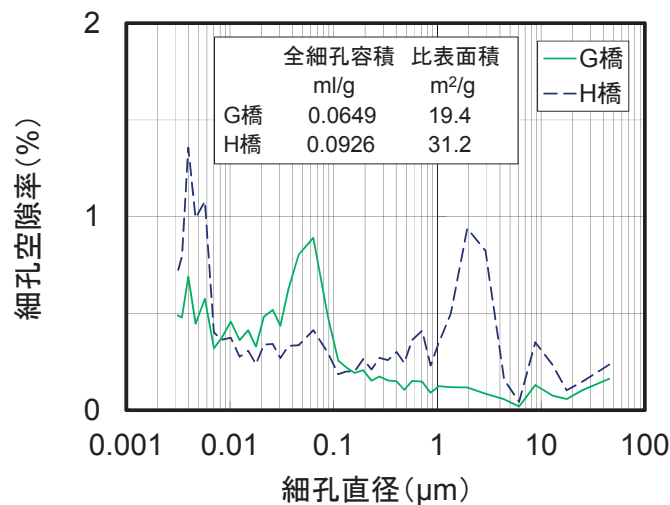


図-6.25 G 橋, H 橋のモルタル部分の細孔径分布

6.5 骨材の調査結果

(1) 岩種の構成

表-6.3, 6.4 に, G 橋, H 橋それぞれのコンクリートに含まれる粗骨材の岩種の構成と各岩石の主な構成鉱物を示す. G 橋の粗骨材は, 砂岩, チャート, 頁岩といった堆積岩が多くを占めていた. 粗骨材の多くは, 陰微晶質石英などの遅延膨張性の ASR 反応性鉱物を含んでいた. 一方, H 橋の粗骨材は, デイサイト, 玄武岩, 安山岩, 流紋岩といった火成岩が多くを占めており, 堆積岩は粗骨材の約 1/4 であった. 粗骨材の多くは, ガラス, クリストバライト, トリディマイトなど, ASR による膨張性の高い鉱物が含まれていた. また, 一部の骨材にはオパールが含まれていた.

表-6.3 G 橋の粗骨材の構成

	岩石名	構成 ^{*1} (%)	主な構成鉱物 ^{*2}	ASR の兆候	
				ウェブ	床版
堆積岩	砂岩	38 (55)	石英, 斜長石, 緑泥石, 白雲母, 陰微晶質石英, 雲母粘土鉱物, 不透明鉱物, 炭質物, カリ長石		有
	チャート	24 (12)	陰微晶質石英, 石英, 不透明鉱物, 緑泥石, 雲母粘土鉱物, 炭質物	有	有
	頁岩	16 (19)	石英, 陰微晶質石英, 炭質物, 緑泥石, 雲母粘土鉱物, 白雲母, 斜長石		有
変成岩	泥質ホルンフェルス	9 (10) ^{*3}	石英, 石墨, 黒雲母, 陰微晶質ないし微晶質石英, 白雲母, 不透明鉱物, 燐灰石, 斜長石		有
	砂質ホルンフェルス	6	石英, 黒雲母, 白雲母, 陰微晶質ないし微晶質石英, 斜長石, 緑泥石, 不透明鉱物, 石墨		有
	珪質ホルンフェルス	— (2)	—		有
	珪岩	— (1)	—		
火成岩	玄武岩	7 (1)	斜長石, 不透明鉱物, 緑れん石, 方解石, 斜方輝石, 黒雲母, 緑泥石		

注 *1) 括弧内数値は床版コアの場合を示す.

*2) 概ね構成割合の多い順に示す.

*3) 床版コアの値 10%は, 泥質ホルンフェルスと砂質ホルンフェルスの合計値を示す.

表-6.4 H橋の粗骨材の構成

	岩石名	構成 (%)	主な構成鉱物*1	ASRの兆候
火成岩	デイサイト	42	斜長石, 石英, スメクタイト, 緑泥石, 雲母粘土鉱物, ガラス, クリストバライト, トリディマイト, オパール, 不透明鉱物	有
	玄武岩	16	斜長石, 斜方輝石, 緑泥石, 不透明鉱物, スメクタイト, ガラス, クリストバライト	有
	安山岩	11	斜長石, 単斜輝石, 斜方輝石, ホルンブレンド, ガラス, クリストバライト, トリディマイト, 不透明鉱物, スメクタイト	有
	流紋岩*2	4	石英, ガラス, 隠微晶質石英, 斜長石, 緑泥石, 雲母粘土鉱物, スメクタイト, クリストバライト, トリディマイト, カリ長石, 白雲母, 黒雲母, 不透明鉱物	
堆積岩	流紋岩質溶結凝灰岩*2	11	石英, 斜長石, 隠微晶質石英, 緑泥石, 緑れん石, 雲母粘土鉱物, 白雲母, 不透明鉱物, 炭質物, カリ長石	
	砂岩	5	石英, 斜長石, 隠微晶質石英, 緑泥石, 緑れん石, 雲母粘土鉱物, 白雲母, 不透明鉱物, 炭質物, カリ長石	
	珪質泥岩	4	オパール, スメクタイト, ガラス, 石英, 隠微晶質石英, 白雲母, 炭質物	有
	礫岩*3	2	石英, 斜長石, 緑泥石, スメクタイト, 白雲母, 不透明鉱物	
	チャート	2	隠微晶質石英, 石英, 不透明鉱物, 雲母粘土鉱物, 炭質物	
変成岩	石英片岩	3	隠微晶質石英, 石英, 緑泥石, 白雲母, 緑れん石, その他の粘土鉱物, 不透明鉱物	
	トーナル斑岩	微量	石英, 斜長石, 緑泥石, 緑れん石	
	ドレライト	微量	斜長石, 石英, 緑泥石, 不透明鉱物, 単斜輝石, スメクタイト	

注 *1) 概ね構成割合の多い順に示す。

*2) 実体顕微鏡観察の段階ではASRに着目したため、流紋岩と流紋岩質溶結凝灰岩を区別しなかった。その後の偏光顕微鏡観察で両者が分類されたので、その結果に基づく面積比から割合を求めた。

*3) 砂岩・チャートなどの岩片を含む。

(2) ASRの兆候

表-6.3, 6.4には、ASRの兆候の有無を併せて示す。G橋のウェブのコアは比較的ひび割れのない中心付近から採取されたが、偏光顕微鏡観察により、チャートに反応リムが見られたり、チャートの微細なひび割れにASRゲルが充填されていたり、骨材粒子の周囲の空隙にASRゲルが見られたりするなど、一部にASRの兆候が見られた。また、G橋床版のコアの偏光顕微鏡観察では、同コアが水平ひび割れが比較的少ない箇所から採取されたにもかかわらず、粗骨材の大部分を構成する砂岩、チャート、頁岩、泥質ホルンフェルス及び砂質ホルンフェルスで、いずれもASRゲルで充填されたひび割れが見られた。

H橋のコアの実体顕微鏡観察では、デイサイト、玄武岩、安山岩、珪質泥岩の一部に反応リムやASRゲルの滲出が見られた。また、偏光顕微鏡観察では、安山岩の一部で、骨材粒子内の微細なひび割れにASRゲルが充填されていた。

(3) 砂利の調査結果

表-6.5 に、取り出した砂利の密度及び吸水率の測定結果を示す。G 橋の砂利の吸水率は、試料 C, D ともに 1.8%であった。一方、H 橋の砂利の吸水率は試料 C, D ともに 4%を超えており、G 橋に比べて高い傾向にあった。

表-6.5 砂利の密度及び吸水率

橋	試料	取出し方法	表乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	表乾質量 (g)
G	C	粉碎と塩酸	2.58	1.79	648
	D	凍結融解	2.59	1.75	639
H	C	粉碎と塩酸	2.50	4.22	654
	D	凍結融解	2.43	4.42	665

cf. コンクリートに用いる粗骨材（砂利）の吸水率は一般に 3%以下（JIS A 5308）。

表-6.6 に、取り出した砂利の安定性試験結果を示す。試験後に損失個数が増加する場合があった。骨材が大きく割れた場合に、割れた後の破片が両方とも 10 mm ふるいに残ることがあり得ると考えられる。また、表-6.7 に、取り出した砂利の塩水凍結融解試験の結果を示す。安定性試験、砂利の塩水凍結融解試験ともに、質量減少率には、骨材の取り出し時に残存したモルタルが除去された量が含まれるとともに、試験でモルタル分が除去されることで、10 mm ふるいを通過し易くなった骨材粒子の量が含まれる。図-6.26 に、砂利の塩水凍結融解試験後の状況を示す。幾つかの骨材粒子に明確な割れが見られた。

表-6.6 砂利の安定性試験結果

橋	試料	取出し方法	上段：質量(g) 下段：個数(個)		質量減少率(%) / 損失個数
			試験前	試験後	
G	C	粉碎と塩酸	629.6	595.0	5.5
			83	89	-6
	D	凍結融解	630.9	555.9	11.9
			70	82	-12
H	C	粉碎と塩酸	624.1	577.9	7.4
			100	105	-5
	D	凍結融解	623.4	460.1	26.2
			130	121	9

注) 粒度分布が一般的でないことから、10 mm ふるいを通過したものに於いて減少分(損失分)とした。損失個数の負号は、試験前よりも増加した数を示す。

表-6.7 砂利の塩水凍結融解試験結果

橋	試料	取出し方法	試験前質量 (g)	試験後質量 (g)	質量減少率 (%)
G	C	粉碎と塩酸	915.3	607.1	33.7
	D	凍結融解	914.1	773.7	15.4
H	C	粉碎と塩酸	922.4	464.2	49.7
	D	凍結融解	920.4	649.8	29.4

注) 1%NaCl 水溶液に浸漬した状態で実施。ただし、粒度分布が一般的でないことから、10 mm ふるいを通過したのに関して減少分とした。



図-6.26 砂利の塩水凍結融解試験後に見られた骨材粒子の割れ

(矢印で示す箇所、右写真は左写真の上層の骨材を取り除いたところ、G橋、試料D)

G橋から取り出した粗骨材はすべて40 mmを通過して、30 mmに幾つかの骨材粒子がとどまった。ただし、粗骨材をφ100 mmのコアから取り出したため、G橋のように大きい骨材粒子が含まれる場合に、コア削孔時に骨材の一部が切断されることが多いと考えられ、そのままの大きさで取り出せる可能性が低い傾向にある。図-6.6の床版の切断面では、骨材粒子の立体形状が確認できないものの、高さ50 mm×幅70 mmの大きい骨材粒子が見られ、他の断面でも同程度の大きさの骨材粒子が見られた。また、G橋が建設された頃には、コンクリート標準示方書の初版(1931年)²⁴⁾が既に刊行されていた。その解説において、当時の普通のRCに用いられる粗骨材の最大寸法は40乃至25 mm以下の場合が多いと記されている。これらのことを勘案すると、G橋の粗骨材の最大寸法は40 mm程度であったと推測される。

H橋から取り出した粗骨材はすべて25 mmを通過して、20 mmに幾つかの骨材粒子がとどまった。また、粗骨材の概ね90%以上は20 mmのふるいを通過する傾向にあった。これらの点から、H橋の粗骨材の最大寸法は20 mmであったと推測される。

(4) 骨材粒子の調査結果

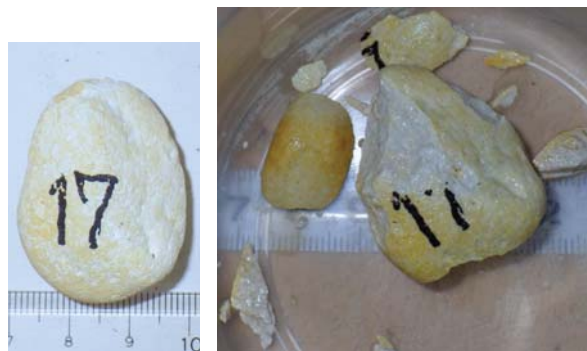
図-6.27に、凍結融解試験後に外観変状が見られた骨材粒子の破壊形態の例を、破壊の程度が軽微なものから順に示す。これらのうち、「割れ」は、図-6.27(c)に示すように、骨材粒子が大きく2分、3分されたものやそれに類似するものを表わす。「小片欠け」は、その程度が軽微なものを表わす。「表層破壊」は、図-6.27(b)



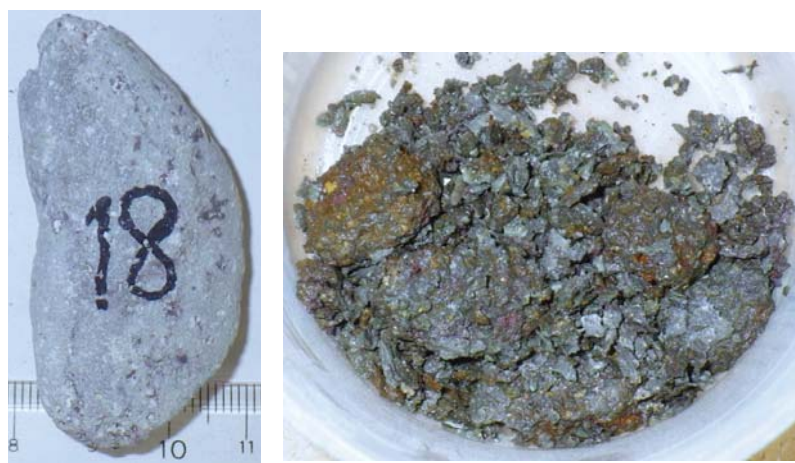
(a) 小片欠け (GC1)



(b) 表層破壊 (GD18)



(c) 割れ (HC17)



(d) 全体崩壊 (HC18)

図-6.27 骨材粒子の凍結融解試験における破壊形態
(いずれも左が試験前, 右が試験後)

に示すように、骨材粒子の表層から破壊したものを表わす。「全体崩壊」は、図-6.27(d)に示すように、元の形状がなくなるほどに、細分化されたものを表わす。

これらの骨材粒子の凍結融解試験で見られた破壊形態のうち、割れはコンクリート中でも起こり得る⁵⁾。表層破壊は、水中での凍結融解試験特有のものもあり得るが¹⁵⁾、図-6.28のようにコンクリート中で見られた表層の割れに類似するものも含まれていた。図-6.29は、G橋から取り出した試料GD12の凍結融解試験後の破壊状況を示す。骨材粒子の表層約2~3mmの部分が剥離するような割れが生じるとともに、内部にひび割れも見られており、図-6.28のコンクリート中での破壊形態と類似していた。試料GD12と図-6.27(b)のGD18は破壊機構が異なる可能性もあるが、試験後の外観だけではこれらを明確に分類できなかったため、本文ではいずれも表層破壊とした。小片欠けは、割れと同様である可能性もあるが、摂理や取り出し時のひび割れに起因すると思われるものが含まれるので、割れと区別した。



図-6.28 G橋床版の切断面に見られた骨材の表層破壊



(塩水凍結融解試験後の試料GD12、一次岩種判定では砂岩)

図-6.29 表層が剥離した骨材粒子

コンクリート内部での明確な全体崩壊は、少なくとも床版の切断面の観察において認められなかった。ただし、実橋で土砂化していた範囲に崩壊した骨材が含まれていたとしても、元がもっと大きい骨材粒子であったことを認識することが難しい。

各骨材粒子の破壊形態を含めて、G橋及びH橋から取り出した骨材粒子の凍結融解試験結果と吸水率測定結果をそれぞれ表-6.8, 6.9に示す。薄片による偏光顕微鏡観察を行った試料を除き、岩石名は実体顕微鏡に

表-6.8 骨材粒子の凍結融解試験結果と吸水率 (G橋)

試料	質量減少率 (%)	破壊形態	表乾質量 (g)	吸水率 (%)	岩石名	備考
C1	5.4	小片	29.9	1.1	玄武岩	*
C2	2.5	小片	20.2	1.4	砂岩	
C3	2.3	小片	17.6	3.2	砂岩	
C4	1.4	表層	21.3	5.0	砂岩	
C5	3.3	表層	33.5	3.2	砂岩	
C6	26.0	割れ	12.3	4.9	砂岩	*
C7	0.0	なし	22.5	0.5	砂質ホルンフェルス	*
C8	10.0	表層	24.9	1.4	珪質頁岩	
C9	0.5	小片	21.3	0.6	砂岩	
C10	4.5	割れ	22.2	1.1	砂岩	
C11	0.8	なし	24.7	4.6	砂岩	
C12	0.0	なし	19.9	1.1	頁岩	
C13	50.0	全体	14.2	0.9	チャート	
C14	0.0	なし	16.1	0.6	泥質ホルンフェルス	*
C15	2.8	小片	35.7	0.7	砂岩	
C16	3.8	小片	10.6	1.6	チャート	*
C17	0.8	小片	12.4	0.7	チャート	
C18	11.1	小片	10.8	2.3	砂岩	*
C19	2.0	小片	9.8	3.1	砂岩	
C20	7.5	小片	14.7	3.6	砂岩	
D1	0.0	なし	61.8	1.4	頁岩	*, モルタル
D2	0.7	なし	55.4	0.5	花崗岩質岩	
D3	55.7	割れ	42.7	1.3	砂岩	ペースト
D4	43.7	割れ	59.0	4.5	砂質ホルンフェルス	*, ひび割れ
D5	0.0	なし	30.9	1.1	砂岩	ペースト
D6	0.8	なし	24.4	1.7	チャート	
D7	38.3	割れ	37.1	2.4	砂岩	
D8	0.4	小片	70.7	0.4	チャート	
D9	62.5	割れ	7.2	5.8	粘板岩	
D10	0.0	なし	27.9	0.9	砂岩	
D11	3.5	なし	28.5	0.5	チャート	ペースト
D12	22.2	表層	47.4	3.5	砂岩	ペースト
D13	0.7	なし	14.5	0.6	チャート	
D14	3.2	表層	9.3	4.1	砂岩	
D15	0.3	なし	33.5	2.0	砂岩	ペースト
D16	0.2	なし	64.8	0.2	砂岩	ペースト
D17	13.1	小片	16.8	1.4	チャート	
D18	2.5	表層	75.1	3.2	砂岩	ペースト
D19	0.0	なし	4.9	0.8	石英	
D20	6.5	小片	15.5	2.5	砂岩	

注 1) 凍結融解試験は水張りなしで開始したが、90 サイクルまでの間にポリ容器が損傷してブライン（周囲の水、この場合は水道水）が浸入していた。

- 2) 破壊形態のうち、「小片」は小片割れ、「表層」は表層破壊、「全体」は全体崩壊をそれぞれ示す。
- 3) 岩種の判定は実体顕微鏡による。ただし、備考欄に*印のある試料は偏光顕微鏡観察による岩種判定を行った結果を示す。
- 4) 備考欄のモルタル、ペーストは、それぞれ骨材粒子の表面に付着していたことを示す。また、ひび割れは試験前に骨材粒子の表面にひび割れが見られたことを示す。

表-6.9 骨材粒子の凍結融解試験結果と吸水率 (H橋)

試料	質量減少率 (%)		破壊形態	表乾質量 (g)	吸水率 (%)	岩石名	備考
	1回目	2回目					
C1	0.0	29.2	表層	16.7	3.7	流紋岩か砂岩	
C2	0.0	17.9	表層	18.0	3.9	安山岩	*, 樹脂
C3	0.0	5.4	小片	16.6	1.4	花崗岩	
C4	0.0	1.6	なし	32.2	0.9	斑レイ岩	
C5	0.0	5.8	表層	20.6	1.2	安山岩	
C6	0.0	2.3	小片	13.2	1.6	頁岩	
C7	0.0	8.7	表層	26.4	1.2	安山岩	*, 樹脂
C8	0.0	6.2	表層	21.2	6.0	流紋岩	*
C9	0.5	9.3	表層	20.5	5.8	ドレライト	
C10	0.0	21.0	表層	16.2	1.4	流紋岩	
C11	0.0	3.3	小片	6.1	—	流紋岩か安山岩	測定不可
C12	0.0	30.4	表層	7.9	11.0	凝灰岩(細粒)	
C13	0.0	37.5	表層	11.2	5.0	凝灰岩	
C14	0.0	0.0	なし	18.1	0.9	流紋岩	*
C15	0.0	17.3	表層	18.0	4.7	流紋岩	
C16	0.0	10.7	表層	33.6	2.2	流紋岩	*
C17	0.0	22.1	割れ	16.3	10.0	流紋岩質凝灰岩	*
C18	0.0	82.1	全体	22.6	7.0	玄武岩	*
C19	0.0	87.1	全体	22.4	8.9	流紋岩	*
C20	0.0	2.2	小片	27.1	2.1	花崗岩	
D1	0.0	44.6	割れ	8.3	7.9	流紋岩質溶結凝灰岩	*
D2	0.0	0.0	なし	31.1	0.9	砂岩	ペースト
D3	0.0	6.1	小片	21.3	8.8	凝灰岩	ペースト
D4	0.6	9.7	表層	16.5	3.1	安山岩	ペースト
D5	0.0	0.6	なし	17.3	1.8	流紋岩	ペースト
D6	0.0	4.2	なし	11.8	1.2	流紋岩	モルタル
D7	0.0	0.0	なし	15.2	0.9	流紋岩	ペースト
D8	0.0	1.0	小片	10.6	2.3	流紋岩	ペースト
D9	0.0	1.1	小片	9.4	1.7	花崗岩(細粒)	ペースト
D10	1.6	9.8	表層	6.1	5.2	流紋岩	ペースト
D11	0.6	0.6	なし	18.1	6.1	流紋岩	モルタル
D12	4.9	85.0	全体	4.1	4.0	凝灰岩(細粒)	
D13	0.0	0.0	なし	15.9	5.0	流紋岩	ペースト
D14	0.6	1.3	なし	15.6	1.7	ホルンフェルス	ペースト
D15	0.0	0.0	なし	28.1	10.0	デイサイト, 礫岩	ペースト
D16	0.6	0.0	なし	15.7	0.2	チャート	ペースト
D17	0.0	1.8	なし	11.3	8.5	デイサイト	*, モルタル
D18	0.0	0.0	なし	1.5	0.9	石英	
D19	1.4	4.3	なし	7.2	1.3	チャート	ペースト
D20	0.0	0.0	なし	20.3	0.5	砂岩	ペースト

注1) 凍結融解試験の1回目は水張りなしで90サイクル,2回目は水張りありで30サイクル.

2) 破壊形態は2回目の結果を示す. 破壊形態のうち,「小片」は小片割れ,「表層」は表層破壊,「全体」は全体崩壊をそれぞれ示す.

3) 岩種の判定は実体顕微鏡による. ただし, 備考欄に*印のある試料は偏光顕微鏡観察による岩種判定を行った結果を示す.

4) 備考欄のモルタル, ペースト, 樹脂は, それぞれ骨材粒子の表面に付着していたことを示す. 樹脂は岩種判定の薄片を切出す際の補強に用いた.

5) HD15は, 骨材粒子の半面が礫岩であった.

よる判別結果を示す。表-6.9 に示したとおり、H 橋の凍結融解試験のうち、ポリ容器に水を張らずに行った場合（表中 1 回目の結果）、サイクル数は 90 サイクルと 2 回目の水張り時よりも多かったが、1 回目における骨材粒子の質量減少は大半が試料 D で見られ、いずれも残存モルタルの剥離や小片欠けによる軽微なものであった。

なお、表-6.9 に示した結果では、H 橋の粗骨材の多くを占めるデイサイトと玄武岩が少なかった。単に抽出の偏りによる可能性もあるが、分析された範囲では、デイサイト、玄武岩ともに、吸水率が高く、EDF も低い傾向にあったことから、コンクリートから取り出す時に損傷したことも一因として挙げられる。また、H 橋の試料 C で、流紋岩、安山岩、凝灰岩に表層破壊が多く見られた。5%希塩酸がこれらの骨材に及ぼす影響は明確でないが、何らかの影響があったかもしれない。

吸水率が高い割に凍結融解の影響が軽微であった試料には、モルタルやペーストが残存しているものが見られた。そのうち、残っていた 5 個の試料について、予め吸水して飽水状態にした後、3.3%希塩酸に 24 時

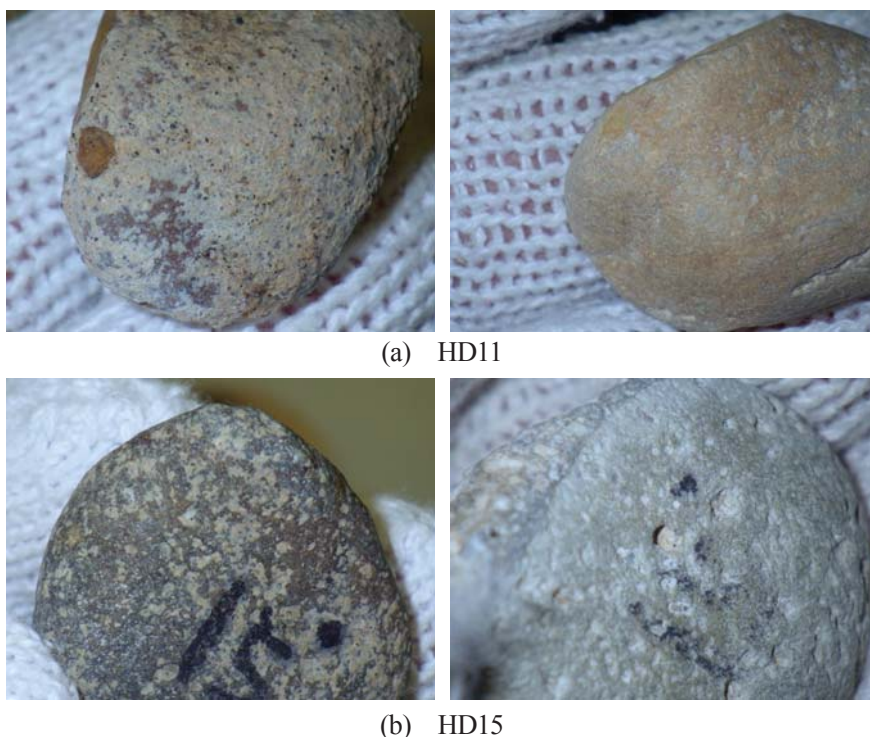


図-6.30 塩酸処理によるペースト等の除去と窪みの露出
(いずれも左が処理前、右が処理後)

表-6.10 塩酸処理前後の吸水率の変化

試料	処理前 (%)	処理後 (%)	処理後/処理前
HD3	8.8	9.0	1.03
HD10	5.2	5.7	1.10
HD11	6.1	8.9	1.45
HD13	5.0	5.3	1.06
HD15	10.0	10.7	1.07

間浸漬して、表面に残存していたモルタルやペーストを除去した。24時間浸漬後、骨材粒子の表面の空隙に脆くなって残っていたペーストを金属ブラシで除去した。その後、吸水率の測定を再度行った。図-6.30に、塩酸処理によるペースト等の除去状況を示す。表-6.10に、塩酸処理前後の吸水率の変化を示す。この結果では、多少のモルタルやペーストの付着は吸水率の増加に寄与するものではなかった。塩酸処理後に吸水率が増加した理由として、塩酸処理前の窪みを埋めていたペースト等がむしろ吸水の妨げになっていたことが考えられる。

吸水率が小さいにもかかわらず質量減少率が大きかった骨材粒子を含む岩種は凝灰岩、砂岩、チャートであり、いずれも堆積岩であった。図-6.31に、凝灰岩、砂岩、チャートについて、岩種ごとの質量減少率と吸水率の関係を示す。このうち、砂岩の骨材粒子GD3、GD7及びチャートのGC13は、吸水率が3%以下であるにもかかわらず、凍結融解繰返しにより割れや全体崩壊が生じていた。ただし、チャートのGC13は、図-6.32に示すように節理のひび割れに起因して割れの程度が著しかったもので、図-6.27(d)の破壊形態とやや異なるものであった。

図-6.33に、骨材粒子の凍結融解後の質量減少率と吸水率の関係を示す。図中、破壊形態ごとに記号を変えて示す。骨材粒子の吸水率は、G橋及びH橋ともに、粒子ごとに大きく異なり、その最大値はG橋で5.8%、H橋で11%であった。両橋ともに、表-6.5に示した砂利の吸水率に比べて、2倍以上に極端に大きい吸水率の骨材粒子が少なからず含まれていた。割れや全体崩壊が見られた骨材粒子は質量減少率が大きい傾向にあるが、割れについては、割れる位置によって質量減少率が大きく変化するため、損傷の程度を必ずしも適切に表わすとは限らない。既往の研究²⁵⁾で知られるように、図-6.33でも、吸水率が大きくても質量減少率が小さいデータや、逆に吸水率が小さくても質量減少率が比較的大きいデータが見られる。

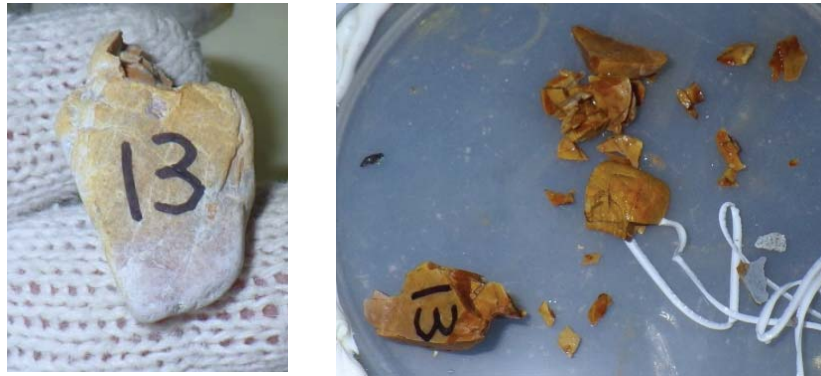


図-6.32 チャートの全体崩壊（左が凍結融解試験前，右が試験後，GC13）

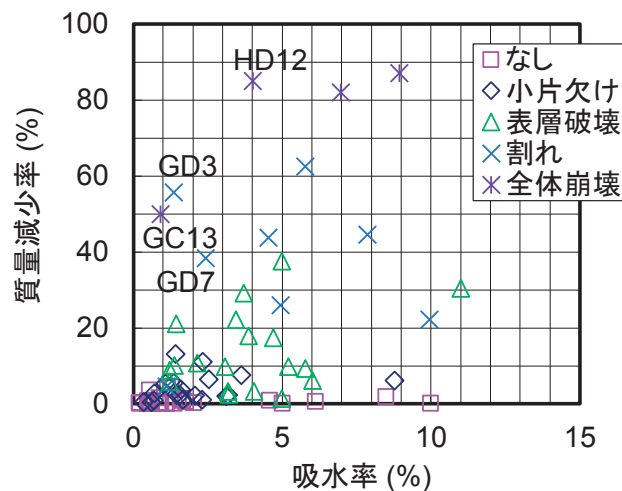


図-6.33 骨材粒子の凍結融解後質量減少率と吸水率の関係（G橋及びH橋の全データ）

表-6.11 に、凍結融解試験後の 16 個の骨材粒子について、偏光顕微鏡観察を行った結果を示す。岩種と主な構成鉱物を示すとともに、薄片の範囲内で見られた劈開等の有無，ASR 反応性鉱物の有無，粘土鉱物の有無を記号で示す。骨材粒子の調査で見られた ASR 反応性鉱物には、クリストバライト，陰微晶質石英，微晶質石英を含む。また，粘土鉱物には，緑泥石，セリサイト，スメクタイトを含む。

多量の粘土鉱物を含まない試料 GD4, GD9, HC17 であっても，凍結融解繰返して割れが生じていた。一方，HC14 のように多量の粘土鉱物が含まれていても，凍結融解繰返して損傷なしの場合もあった。この調査の範囲では，粘土鉱物が骨材粒子の割れに直接影響する傾向は見られなかった。

骨材粒子の細孔径分布の例を図-6.34 に示す。GC6 と HC17 はたまたま分布形状が類似しているが，他の結果は既往の調査事例^{26), 27)}と同様に，骨材ごとに細孔径分布の形状が大きく異なっていた。表-6.11 には，凍結融解試験後の 17 個の骨材粒子について行った空隙構造調査の結果を併せて示す。式(1.2)で算出した EDF も示す。G 橋，H 橋ともに，EDF が 100 のものから 40 を下回るものまで見られた。前述のとおり岩種だけで凍結融解抵抗性を把握することはできないが，EDF が 40 未満と低かった骨材粒子の岩種は，G 橋で砂岩と砂質ホルンフェルス，H 橋で玄武岩，流紋岩，流紋岩質凝灰岩であった。

図-6.35 に，細孔径分布測定結果に基づく EDF と骨材粒子の凍結融解試験における質量減少率の関係を示す。図に示す質量減少率は粗骨材単体での水中における凍結融解抵抗性であり，コンクリート中に比べて厳

表-6.11 骨材粒子の偏光顕微鏡観察及び細孔分析の結果

橋	試料	凍結融解			吸水試験			偏光顕微鏡観察					細孔径分布測定						
		表乾質量 (g)	質量減少率 (%)	破壊形態	絶乾質量 (g)	吸水率 (%)	容積吸水率 (%)	岩石名	主な構成鉱物	劈開等	反応性鉱物	粘土鉱物	全細孔容積 (ml/g)	全細孔比表面積 (m ² /g)	かさ密度 (g/cm ³)	容積細孔率 (%)	PV (ml/g)	MD (μm)	EDF
G	C1	29.9	5.4	小片	20.2	1.07	2.9	玄武岩	斜長石, 緑泥石, 不透明鉱物, セリサイト, 輝石, 方解石	●	○	●	0.020	0.32	2.74	5.6	0.007	1.17	92.8
	C6	12.3	26.0	割れ	6.0	4.94	11.3	砂岩	石英, 斜長石, カリ長石, 白雲母, 電気石, 緑泥石, スフェーン, スメクタイト, 雲母粘土鉱物, 不透明鉱物, 炭質物	●			0.054	2.31	2.29	12.2	0.037	0.33	20.6
	C7	22.5	0.0	なし	16.6	0.54	1.4	砂質ホルンフェルス	石英, 斜長石, カリ長石, 黒雲母, 石墨, 不透明鉱物, 白雲母, 電気石, 隠晶質石英	●	▲		0.018	0.04	2.53	4.6	0.004	8.68	100
	C14	16.1	0.0	なし	12.2	0.58	1.5	泥質ホルンフェルス	石英, 白雲母, 斜長石, 石墨, 黒雲母, 不透明鉱物, 隠晶質石英		▲		0.017	0.09	2.59	4.3	0.005	6.97	100
	C16	10.6	3.8	小片	4.8	1.60	4.0	チャート	隠晶質石英, 石英, 不透明鉱物, 白雲母, 雲母粘土鉱物	●	●		0.024	0.53	2.48	6.0	0.011	0.32	57.1
	C18	10.8	11.1	小片	9.3	2.33	5.6	(砂岩)	—	—	—	—	0.035	0.69	2.40	8.3	0.021	0.24	32.3
	D1	61.8	0.0	なし	60.7	1.38	3.5	(頁岩)	—	—	—	—	0.024	0.52	2.54	6.0	0.010	0.86	64.3
	D4	59.0	43.7	割れ	13.2	4.54	10.6	砂質ホルンフェルス	石英, 斜長石, カリ長石, 白雲母, 電気石, 雲母粘土鉱物, スフェーン, 石墨, 黒雲母, 不透明鉱物, 隠晶質石英	●	▲		0.046	0.60	2.34	10.7	0.029	1.36	31.2
	D9	7.2	62.5	割れ	0.9	5.77	—	粘板岩	石英, 白雲母, 隠晶質石英, 緑泥石, 電気石, 炭質物, 不透明鉱物 (褐鉄鉱など), 黒雲母	●	●		—	—	—	—	—	—	—
	H	C2	18.0	17.9	表層	5.7	3.87	—	安山岩	斜長石, 単斜輝石, 斜方輝石, 不透明鉱物, クリストバライト, 粘土鉱物, カンラン石	●	●	●	—	—	—	—	—	—
C7		26.4	8.7	表層	13.9	1.22	3.2	安山岩	斜長石, 斜方輝石, 単斜輝石, 不透明鉱物, クリストバライト, 粘土鉱物	●	●	●	0.025	2.97	2.59	6.4	0.010	0.38	61.2
C8 表		21.2	6.2	表層	15.2	6.01	12.7	(流紋岩)	—	—	—	—	0.084	7.91	2.11	17.7	0.052	0.22	15.5
C8 内		—	—	—	—	—	13.5	—	—	—	—	—	0.062	4.40	2.24	13.9	0.039	0.18	18.9
C9		20.5	9.3	表層	0.9	5.77	—	ドレライト	斜長石, 緑泥石, ハンベリー石, 単斜輝石, スフェーン, セリサイト, 不透明鉱物	●	○	●	—	—	—	—	—	—	—
C14		18.1	0.0	なし	13.1	0.91	2.3	流紋岩	石英, 微晶質石英, 斜長石, スメクタイト, セリサイト, 不透明鉱物, ガラス		●	●	0.016	0.77	2.48	3.8	0.005	0.16	100
C16		33.6	10.7	表層	24.8	2.15	5.4	流紋岩	微晶質石英, 斜長石, カリ長石, 緑泥石, セリサイト, 不透明鉱物, スフェーン		●	●	0.027	2.38	2.51	6.8	0.017	0.18	39.1
C17		16.3	22.1	割れ	11.4	9.95	20.0	流紋岩質凝灰岩	微晶質石英, 石英, 沸石, 不透明鉱物		●		0.106	4.80	2.01	21.2	0.093	0.24	10.7
C18		22.6	82.1	全体	4.1	6.97	16.0	玄武岩	斜長石, 緑泥石, セリサイト, 不透明鉱物, 石英	●	○	●	0.055	4.97	2.29	12.6	0.036	0.22	20.6
C19		22.4	87.1	全体	5.8	8.93	18.4	(流紋岩)	—	—	—	—	0.091	6.74	2.06	18.7	0.076	0.16	11.7
D1		8.3	44.6	割れ	1.5	7.87	17.0	流紋岩質溶結凝灰岩	石英, 微晶質石英, 長石, 不透明鉱物, 粘土鉱物		●	●	0.078	4.66	2.16	16.9	0.057	0.08	13.6
D5		17.3	0.6	なし	12.5	1.75	—	流紋岩	石英, 斜長石, 粘土鉱物, 不透明鉱物	●	●		—	—	—	—	—	—	—
D17		11.3	1.8	なし	10.2	8.50	18.3	(デイサイト)	—	—	—	—	0.071	0.47	2.15	15.2	0.054	4.79	43.2

注) 1) 表乾質量は凍結融解試験前の値を示す。絶乾質量は凍結融解試験後、偏光顕微鏡観察の薄片切出し後、吸水試験前の値を示す。 2) H 橋の凍結融解による質量減少率は 2 回目の結果を示す。 3) 容積吸水率(%) = 吸水率×かさ密度 4) 容積細孔率(%) = 全細孔容積×かさ密度×100% 5) 岩石名のうち、偏光顕微鏡観察を行っていないものは括弧で記載 (実体顕微鏡による一次岩種判定) 6) 主な構成鉱物は、概ね構成割合の多い順に記載 7) 劈開等の欄の●は、薄片の観察で劈開、鉄さびの脈、石英脈またはひび割れが見られたものを示す。 8) 反応性鉱物の欄の●は ASR の反応性鉱物が含まれるもの、▲はわずかに含まれるもの、○は反応性鉱物をほとんど含まないものをそれぞれ示す。 9) 粘土鉱物の欄の●は、多量の粘土鉱物が含まれるものを示す。 10) PV: 細孔直径 4.5 nm~60 μm の範囲で算出した細孔容積 11) MD: 細孔直径 4.5 nm~60 μm の範囲で算出した容積メディアン細孔直径 12) EDF = (0.579 / PV) + 6.12 MD + 3.04, ただし 100 以下 13) HC8 は、凍結融解で崩れた表層部分と、内部に分けて細孔分析を行った。

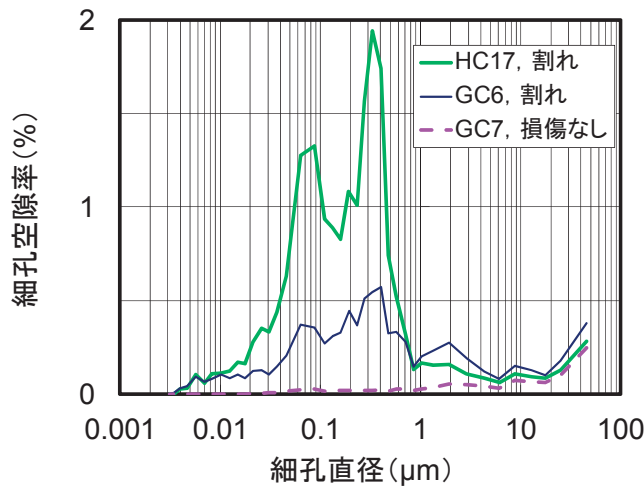


図-6.34 骨材粒子の細孔径分布（損傷なしと割れが生じた骨材粒子の例）

しい結果を示すが、*EDF* はコンクリート中での粗骨材の凍結融解抵抗性と相関があるとされている指標である²⁷⁾。図-6.35より、質量減少率が10%を超えるような凍結融解の影響を受けやすい骨材粒子は、いずれも*EDF*が40を下回るものであった。試料HC8は、図-6.29のGD12と同様に表層の剥離が明確に見られたことから、表層部分と内部を分けて細孔径分布をそれぞれ測定したが、*EDF*が16~19と、両者の差がほとんど見られなかった。HC8は、*EDF*、吸水率(6.0%)のいずれも凍結融解抵抗性が低い傾向を示す値であったが、質量減少率は比較的軽微であった。一方、*EDF*が40以上の骨材粒子には、割れや全体崩壊が見られなかった。GC1、GC16の小片欠けやHC7の表層破壊は、*EDF*が40を超えていても見られた。

*EDF*が40未満で、凍結融解繰返しにより割れが生じて質量減少率が大きかった試料のうち、HD1、GC6、HC17は凍結融解試験前の表乾質量がそれぞれ8.3、12.3、16.3 gであり、球と仮定して求めた平均直径が19~23 mmであった(比重2.5と仮定)。一方、*EDF*が40以上の試料の中で、大きさが最も小さかった試料はGC16であり、表乾質量10.6 g、平均直径20 mmであった。既往の調査²⁸⁾⁻³⁰⁾の結果と比べると、骨材粒子の大きさ20 mmは、水中凍結融解繰返しによる割れに関して極端に大きい値でも小さい値でもなく、これらの試料の大きさが図-6.35の試験結果に顕著に影響することはなかったと推察される。

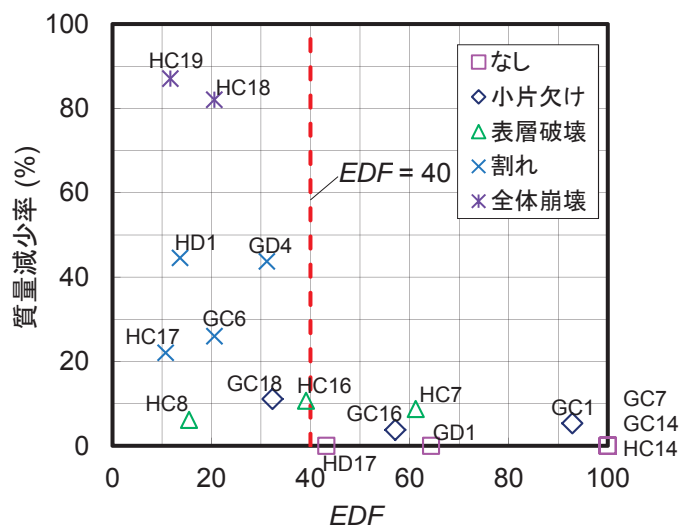


図-6.35 *EDF* と骨材粒子の凍結融解試験における質量減少率の関係

6.6 凍結融解繰返しによるコンクリート中における粗骨材の割れの可能性

第1章(1.2.4)で整理した既往の文献より、Dクラックの初期症状の原因とされる、凍結融解繰返しによるコンクリート中における粗骨材の割れの発生条件としては、a) 最大寸法が比較的大きく、凍結融解繰返しに弱い空隙構造を持つ粗骨材が用いられていること、b) 供用中にコンクリートが飽水状態に近い環境に置かれていること、c) 凍結融解繰返しを受ける気象環境に置かれていることが挙げられる。また、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの促進条件として、d) コンクリート中への塩化物の浸入が挙げられる。これらa)~d)の観点から、G橋とH橋の調査結果を考察する。

a) 材料

凍結融解抵抗性の高い良質な骨材の中に、10%以上の弱い骨材を含有しているだけでも、コンクリートの凍結融解抵抗性が著しく損なわれる^{16),17),31),32)}(文献³³⁾では15%以上)。G橋のコンクリートの場合、堆積岩が多数含まれており、そのうち骨材粒子の調査では、砂岩の中に凍結融解抵抗性の低いものが見られた。またG橋の場合、粗骨材の推定最大寸法が40mmであり、比較的大きい粗骨材が用いられていた。これらのことから、G橋では、材料面で必要条件が満たされていたと考えられる。

H橋のコンクリートに用いられた粗骨材は、火成岩が主体であったが、そのうち骨材粒子の塩水凍結融解試験では、流紋岩質凝灰岩及び流紋岩質溶結凝灰岩で割れが見られ、いずれもEDFが40未満の凍結融解抵抗性が低い粗骨材であった。これらの岩種だけでも粗骨材の10%程度を占めていた。ただし、粗骨材の推定最大寸法は20mmで比較的小さかった。H橋の凍結融解繰返しによる割れが生じ得る材料の必要条件は、G橋に比べると軽微であったが、満たされる範囲であったと考えられる。

b) 含水状態

前述のとおり、凍結融解繰返しによるコンクリート中の粗骨材の割れが起こり得るコンクリートの飽水度は80~90%以上とされている³⁴⁾。G橋床版のコンクリートは、図-6.8で説明したとおり、アスファルト舗装の状態が著しく悪く、かつ床版下面の補強鋼板が下面からの乾燥を遮るため、薄い部材でありながらも供用中にはほぼ飽水状態に置かれていた時期があったと推察される。調査の結果、撤去から2箇月後のG橋床版コンクリートの飽水度は平均で84%であった。撤去の約2年前にアスファルト舗装が全面打換えされたことから、橋面上の場所によっては打換え前に比べて水の供給がある程度抑制されていた時期があった。また、撤去後は舗装、補強鋼板が残されていたとはいえ、床版を屋内で2箇月程度保管していた間にある程度水分が逸散する可能性があった。これらを勘案すると、供用中におけるG橋床版コンクリートの飽水度は、調査時点での飽水度84%よりもさらに高い時期があったと推測され、供用中に概ね飽水状態に近い状況にあったと考えられる。

H橋の橋脚で浮きが見られた側面は、天候の良い時に乾燥し得る部位であるが、伸縮装置からの漏水の水みちが見られ、降雨時や積雪期に頻繁に水が供給されたと考えられる。特に、積雪期や融雪期の凍結融解繰返しが著しい時期は、コンクリート面が長時間にわたって濡れていることがあったと推察される。橋脚はコンクリートの体積が大きいため、全体が飽水状態になることは少ないと考えられるが、比較的長期に水が流れる箇所や滞水する箇所は、そのコンクリート表面付近に限って、飽水状態に近い状況ができていた可能性

がある。

c) 気象条件

G 橋, H 橋それぞれの架橋地点付近における気温変化は図-6.12 に示したとおりであり, 冬季に凍結融解の繰返しを受ける環境に置かれていた。また, H 橋については, 積雪量が多く, 積雪期間も比較的長い傾向にあった。両橋ともに架橋地点は, 凍害危険度 2 (軽微) の地域であった。しかし, 塩化物の影響を受ける道路橋では, 凍結融解の繰返しが起こり得る温度変化があることが, 気象条件における最低限の条件であると考えられる。

d) 凍結防止剤の影響

粗骨材単体の塩水凍結融解試験の場合に, 塩水の塩分濃度がそれほど高くなくとも劣化が促進される¹⁵⁾。コンクリート中の塩化物イオン濃度が比較的低くても, コンクリート中の粗骨材に塩化物イオンの浸透があるとすると, 塩化物が凍害による粗骨材の割れに及ぼす影響は塩水中と同様に著しいと考えられる。しかし, これまでの EPMA 分析では, 粗骨材中の塩化物イオン濃度は周囲の硬化セメントペースト部に比べてごく微量であった(例えば^{35), 36)}。現時点では, コンクリート中に浸透した塩化物イオンが, そのコンクリート中の骨材の中まで常に浸透するかは必ずしも明確でない。第 3 章や第 4 章に示したように, むしろほとんどの場合において, 塩化物イオンが粗骨材中に浸透していなかった (6.7 で補足する)。

一方, コンクリート中の飽水度は, 塩化物イオン濃度が高いほど, 高くなる傾向がある³⁷⁾。粗骨材中の水分は, 周囲のコンクリートの飽水度に応じて変化すると考えられる (ただし, 粗骨材が飽水状態になる速度は, 周囲の硬化セメントペーストに比べて遅い傾向にある²⁵⁾)。この点から, 凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに塩化物の存在が悪影響を及ぼすと考えられる。凍結防止剤の影響は絶対条件ではないが, 塩化物の浸入があることで, 上記 a)~c) の条件が比較的軽微であっても, 粗骨材の凍結融解繰返しによる割れが発生し易くなると考えられる。

G 橋では, 地方道であっても凍結防止剤が散布車により散布されていた。床版コンクリート中の塩化物イオン濃度は場所によって大きく異なっていたが, ある程度は浸透していた (図-6.23(a))。これらの点を踏まえると, G 橋の床版コンクリートは塩化物の影響を受けて, 凍結融解繰返しによる粗骨材の割れが促進される状況にあったと考えられる。

H 橋は, 冬季に凍結防止剤が頻繁に機械散布されることから, 橋脚側面への漏水中にも比較的多量の塩化物が混入していたと考えられる。橋脚側面の塩化物イオン濃度分布 (図-6.23(b)) から, コンクリート表面からの塩化物イオンの浸透が認められた。塩化物イオンが浸透していた範囲, すなわちコンクリート表面から数 10 mm の範囲では, 塩化物イオンによって, 粗骨材の凍結融解が促進される可能性があったと考えられる。

1990 年代にスパイクタイヤが禁止されて以降, 日本国内の凍結防止剤の散布量は増加する傾向にある³⁸⁾⁻³⁹⁾。また, 散布量の違いはあるが, 沖縄県を除くほとんどの地域で, 凍結防止剤が使用されている⁴⁰⁾。凍結防止剤が散布される道路橋の場合, 塩化物による凍害の促進があり得ると考えられることから, 従来軽微とされている凍害危険度が 2 であっても, もはや軽微ではなく, 凍結融解繰返しによる粗骨材の割れが起こり得ると考えておく必要がある。また, 凍害危険度が 1 (ごく軽微) とされている地域の構造物でも, 凍結防止剤が使用される道路橋で, 凍害によると考えられる RC 床版のコンクリートの土砂化が見られた (粗骨材の割

れは確認されなかった)³⁾。このことから、凍害危険度が1の場合も、凍結防止剤が使用される道路橋では、凍害も調査項目とすることについて検討が必要である。なお、凍害危険度1～2の範囲は、本州の比較的広範囲に及び、四国、九州の一部にも影響が及ぶ¹³⁾。

e) 総括

以上の内容を要約して表-6.12に示す。G橋の床版コンクリートに見られた粗骨材の割れを伴う水平ひび割れは、コンクリート舗装のDクラックの初期症状として見られる凍結融解繰返しによる粗骨材の割れ及びそれに伴うコンクリートのひび割れと、同様のメカニズムで生じた可能性が十分にあると考えられる。また、H橋の橋脚は、飽水状態の程度が明確でないこと、かつ凍結融解繰返しによる割れの可能性がある粗骨材の含有量が比較的軽微であること、粗骨材の推定最大寸法が20mmであることなどから、粗骨材の凍結融解に関してG橋ほど厳しい条件ではなかった。その分、H橋の橋脚側面コンクリートに見られた浮きは、G橋ほど著しい劣化に至っていなかったが、上記a)～d)のとおり、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに起因していた可能性があると考えられる。

既設道路橋のコンクリートにおける、粗骨材の割れを伴う凍害劣化の予防保全策として、材料や気象条件が変えられないことから、水分と塩化物の浸入をできるだけ排除するため、床版の防水、桁端部の漏水対策がより一層重要である。

表-6.12 凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性

主な影響因子	G橋の床版	H橋橋脚の漏水箇所
a) 材料	○ 砂利の中に凍結融解抵抗性の低い骨材粒子が含まれる。粗骨材の推定最大寸法は40mm.	△ 砂利の中に凍結融解抵抗性の低い骨材粒子が含まれる。粗骨材の推定最大寸法は20mm.
b) 含水状態	○ アスファルト舗装の劣化と床版下面の鋼板接着により、床版全体が飽水状態に近い期間があった可能性が高い。	△ 漏水箇所付近は、コンクリートの表面に近い深さに限り、飽水状態に近い期間があった可能性がある。
c) 気象条件	△ 冬季に氷点を跨ぐ温度変化の繰返しがある。従来の凍害危険度は2(軽微)。	△ 冬季に氷点を跨ぐ温度変化の繰返しがある。積雪量が多い。従来の凍害危険度は2(軽微)。
d) 凍結防止剤の影響	○ 散布量が比較的多い。路面から舗装下への塩分浸透が認められた。	○ 散布量が比較的多い。漏水箇所付近において、コンクリート中への塩分浸透が認められた。
総合評価	凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性が高い。	G橋ほどではないが、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性がある。
備考	遅延膨張性ASRの反応性鉱物が比較的多く含まれる。 nonAEコンクリートのため、モルタル部の凍結融解抵抗性が低い。	ASRの反応性の高い鉱物が含まれる。 AEコンクリートであり、圧縮強度が34N/mm ² であったことから、モルタル部の凍結融解抵抗性は比較的高い。

注) ○は凍結融解繰返しによる粗骨材の割れへの影響が大きいことを表わす。△はそれが軽微であることを表わす。

f) ASRと凍害

G橋、H橋ともに、コンクリート中にASRの反応性骨材が含まれており、いずれの橋においても既にASRの兆候が見られた。ASRが原因の場合も、粗骨材の割れが生じることがある⁴¹⁾⁴³⁾。またASRの場合も、コ

ンクリートが高い含水状態であることが主要な発生条件の一つであり、コンクリートの相対湿度が 80～85% 以上で ASR の反応が進行すると考えられている^{44), 45)}。コンクリートの相対湿度と飽水度の関係には、乾燥過程と吸水過程でヒステリシスが見られ、必ずしも直線関係ではない。例えば、飽水状態に近い状態に一旦なった後の乾燥過程では、コンクリートの相対湿度が 80% 以上の場合に、飽水度も概ね同等以上の値になる傾向がある⁴⁶⁾。骨材に由来する膨張に伴って発生するコンクリートのひび割れの過程や形態だけでなく、発生条件の点でも、ASR と凍害の劣化には類似する点があり、劣化原因の判別を難しくする要因となっている。

上記 a)～d) の発生条件に該当する場合、凍結融解繰返しによって粗骨材の割れが発生した後に、ASR が発生する可能性もあると考えられる。図-6.36 に、ASR と凍結融解による複合的な症状が見られる場合において、凍結融解による粗骨材の割れが先行した場合の概念図を示す。凍結融解繰返しによって粗骨材の割れが生じた後、モルタル部の水分やアルカリ分が粗骨材の割れの内部に容易に浸入すると考えられる。コンクリートが飽水状態に近い状況で、粗骨材の割れにより、モルタル部にも割れが生じると、なお水分の移動は容易になると想定される。凍結融解の影響を受ける粗骨材が、ASR の影響を受ける鉱物を含む場合、粗骨材の割れ目に浸入したアルカリ水溶液によって、粗骨材の内部で ASR ゲルが生成され、水分を吸収してさらに膨張することも起こり得ると推察される。

G 橋の床版コンクリートに見られた、粗骨材の割れを伴う、多数の水平ひび割れが発生する要因としては、ASR と凍結融解の両方が関わっていたと考えられる。どちらが先行して発生したかは明確にできていないが、凍結融解が先行した場合には上記の劣化過程が想定される。また、ASR が先行した場合には、硬化セメントペーストや骨材中の凍結融解作用に対して有効な空隙がゲルによって埋められ、その後の凍結融解による劣化を促進して、相乗的に劣化が進行することが想定される²⁸⁾。

ASR と凍結融解のいずれの劣化が先行したとしても、約 20 mm のひび割れ間隔で多層の水平ひび割れの発生は、床版コンクリート中の含水状態とその保持期間に大きく依存すると推察される。実際、撤去後に測定した範囲では、どの位置のコンクリートコアにおいても、深さ方向にほぼ均一に高い飽水度が保持されていた。

近年報告される RC 床版の水平ひび割れについては、ASR によるものと凍結融解によるものが両方あり得ると考えられる。RC 床版の劣化調査において、上記 a)～d) の発生条件が満たされている場合は、ASR と凍結融解の両者を疑って劣化調査に臨む必要があると考えられる。

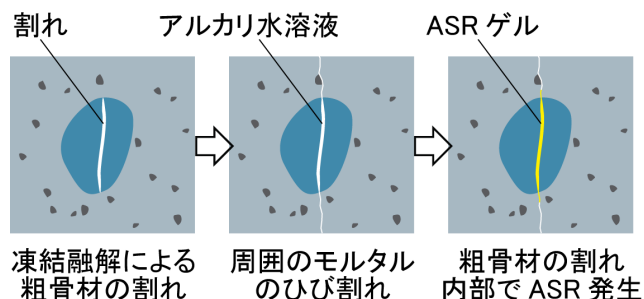


図-6.36 ASR と凍結融解による複合的な症状が見られる場合において、凍結融解による粗骨材の割れが先行した場合の概念図 (想定)

6.7 凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに及ぼす塩化物の影響

前節では、既往の文献調査に基づき、凍結融解繰返しによりコンクリート中で粗骨材に割れが発生するために必要な条件として、材料、含水状態及び気象条件を挙げ、またその促進条件として凍結防止剤の影響を挙げた。既往の研究から、コンクリート中の塩化物イオン濃度が高いほど、コンクリートの飽水度が高くなる傾向があることから³⁷⁾、凍結防止剤が関与することで、コンクリート中の粗骨材の割れが促進され得ると考えられる。この点は概ね妥当であると考えられるが、これに関連して次のような疑問がある。

- a. 凍結防止剤の使用でどうして凍結するのか
- b. 粗骨材の割れに及ぼす塩化物の影響は、塩水中とコンクリート中で同じか
- c. 水平にひび割れが生じるのはなぜか、塩化物は関与するか
- d. 凍結融解の「繰返しの影響」とは何か、塩化物は関与するか
- e. このような劣化形態が実構造物でこれまであまり見られなかったのはなぜか

以下では、これらについて補足する。

(1) 凍結防止剤の使用でどうして凍結するのか

凍結防止剤は、その名のとおり、路面の凍結を防止する目的で使用されること、また、塩化物の介在によって氷点降下が生じることなどから、凍結防止剤でコンクリートに凍害が生じるとするのは一見奇異な印象がある。道路で一般に用いられる NaCl は、氷点降下による路面の凍結防止が期待されるが、氷を融かす際に周囲から熱を奪い、その溶けた水に NaCl が溶解する際にも周囲から熱を奪い、周囲に塩水の共融点に近い低温をもたらす（一般に寒剤として知られる）。NaCl 水溶液の濃度に応じて相変化の挙動は異なるが、共融点は -21.2°C とされる。既往の研究において、実験的にコンクリート表面に NaCl を散布した事例では、散布直後に NaCl に接触した面から急激に熱を奪い、上面の氷と溶液の温度が約 -17°C まで低下し、その直下のコンクリートの温度が深さ 50 mm で約 -5°C まで低下したことが報告されている⁴⁷⁾。庄谷らの試験⁴⁸⁾でも、コンクリート上の氷層に NaCl を散布することによって、コンクリート中の温度が表層付近で -5°C から -15°C まで低下し、40 mm の深さでも -5°C から -8°C まで低下した。ただし、実構造物での計測事例として $-4\sim-5^{\circ}\text{C}$ 程度まで低下した報告があるが⁴⁹⁾、共融点まで低下した事例は報告されていない^{49),50)}。路面の凍結した氷を融かすために散布される CaCl_2 の場合、氷を融かす際に発熱することから、散布時に直ちに周囲から熱を急激に奪うことはないが、こちらも寒剤の一種として知られており、二水和物の場合の共融点が約 -30°C とされる⁵¹⁾。凍結防止剤は、路面の凍結を防止あるいは雪氷を融解する目的を果たす一方で、周囲の構造物の温度を低下させる可能性がある。

アスファルト舗装の目地、打継目やひび割れから塩化物を含む路面水（塩水）が浸入する場合、アスファルト舗装と床版の間にも塩水が浸入して、床版コンクリートは塩水浸漬試験に近い状態となり得る。また、路面水とともに土が浸入して、舗装と床版の間に堆積することがあり³⁶⁾、一層長期に塩水を保持する温床になると推察される。このときに蓄積された塩化物は、既に路面水に溶解した状態であり、再び上記のように吸熱が生じることはないように思われる。ただし、塩水が凍結する過程で、濃度と温度に応じて氷（氷の結晶に塩化物イオンは含まれない）や塩化物の結晶が形成される。温度条件や濃度によって異なるかもしれな

いが、温度が上昇して氷が融解する際に、分離していた氷と濃縮された塩水で再び何らかの影響が生じることがないか、確認することが今後の課題の一つである。

(2) 粗骨材の割れに及ぼす塩化物の影響は、塩水中とコンクリート中で同じか

完全な飽水状態でない限り多少の空隙を残すコンクリート中に比べて、塩水中では粗骨材の周囲が塩水で覆われているため、凍結時に粗骨材の細孔空隙中で発生する水圧の外への逃げ場がなく、かつ周囲の塩水も徐々に凍結、膨張するため、凍結割れに対して厳しい環境であると考えられる。試験条件によっては、過冷却となつて、塩水が凍結しにくい場合があり得るが、G橋、H橋の粗骨材の塩水凍結融解試験では、明らかに割れ等の変化が生じていたことから、温度の低下とともに徐々に塩水が凍結したと考えられる。それに対して、飽水度が高いが多少の空隙を残すコンクリートの中では、個々の粗骨材の空隙構造によってそれぞれの粗骨材の飽水状態への到達し易さが異なると考えられている²⁵⁾。またH橋のように、AEコンクリートの場合は、モルタル部の凍結による膨張が軽微であると考えられる。これらのことから、塩水中での凍結融解試験の方が、コンクリート中よりも凍結時の粗骨材に対する作用が厳しいと考えられる。

コンクリートの凍結融解試験で（コンクリート中の粗骨材の割れとは限らない）、塩化物が介在することで、劣化の程度や速度が顕著になる傾向があるとされている⁵²⁾⁻⁵⁴⁾。前述のとおり、コンクリートの凍結融解に及ぼす塩化物の影響の機構として、塩化物の存在によって、コンクリート中の飽水度が上がることにより、コンクリートの凍結融解が促進される点が挙げられている。しかし、コンクリートと同様に塩水中の粗骨材の飽水度も塩化物によってより高くなるかどうかは確認されていない。

NaCl や Na₂SO₄ などの塩によって凍結時の岩石の風化が促進されることが経験的に知られている。これに関する Williams と Robinson の文献レビュー⁵⁵⁾では、surface sealing（表層を覆う塩の濃縮によって、空隙を塞ぐ）、塩と氷の結晶の両成長（共融点以下の極低温時）、浸透圧、ordered water の膨張、塩の潮解性による高い飽水、氷への未凍結水の移動促進、leapfrogging of freezing point（温度勾配を伴う温度変化がある場合に、氷点に達して氷を形成すると、周囲で濃縮した溶液が一時的に凍結することができず、さらに深いところで先に凍結する現象）、凍結の減速（凍結が遅い方が氷の結晶が大きい）といった複数の関連しそうな機構を紹介している。これらの機構は、環境、温度や凍結の速度などの条件により影響度が異なり、また塩による促進の可能性について実験で確認されていないものも含まれている。粗骨材の塩水中での凍結融解試験における塩化物の影響も、塩による岩石の風化促進と同様と考えられ、上記のようなさまざまな機構が想定されているが、解明されていない部分を多く残している。

6.6 の d)で述べたように、コンクリートに塩化物イオンが多量に浸透した場合であっても、これまでの EPMA 分析^{例えば^{35), 36)}}では、コンクリート中の粗骨材の中まで塩化物イオンが浸透しないか、浸透してもその濃度が周囲の硬化セメントペーストにおける濃度に比べてごく軽微であった。EPMA 分析結果から、塩化物イオン濃度分布を推定する場合には、塩化物イオンをほとんど含まない粗骨材の体積を推定して、補正する方法が提案されている⁵⁶⁾。また、コンクリート中の塩化物イオン濃度を測定する場合は、粗骨材を含む塊を粉砕して、塩化物イオンを抽出する方法が用いられるが、ドリル法のように試料量が少ない場合には、試料中に大きい粗骨材を含有した場合に塩化物イオン濃度を過少評価するため、複数の削孔を行うなどの配慮が必要である⁵⁷⁾。これらの点から、一般にコンクリート中の粗骨材中に塩化物イオンがほとんど浸透していな

いと考えられている。そして、粗骨材中の塩化物イオン濃度が周囲の硬化セメントペースト中の濃度に比べて極端に少ないことについて、EPMA の分析方法に支障があった訳ではないことがわかる。このことから、前掲の図-6.36 のように、粗骨材に大きい割れが生じていなければ、コンクリート中の粗骨材の周囲に塩化物イオンが浸入しても、塩化物イオンが粗骨材の中に直接浸入して、悪影響を及ぼすことはなさそうである。以上を踏まえて図-6.37 に、凍結融解繰返しによる床版コンクリート中における粗骨材の割れに対する塩化物の影響について概念図を示す。粗骨材に塩化物イオン等が浸入していないことから、粗骨材中の溶液の氷点は塩水の氷点ほど低くなく、 0°C に近い可能性もあると考えられる。その場合には、コンクリート温度の低下が比較的軽微であっても、コンクリート中の粗骨材が凍結に対して厳しい状況に置かれると考えられる。

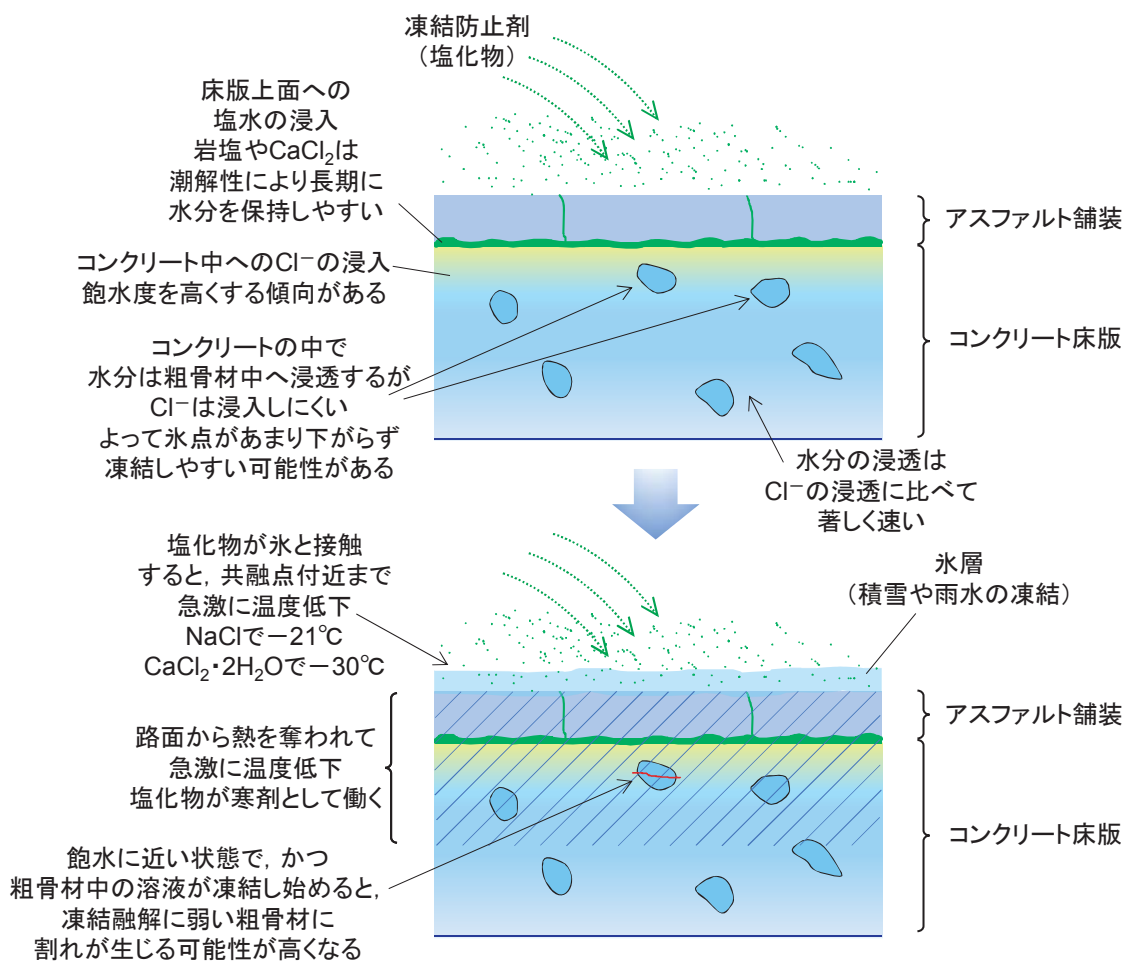


図-6.37 凍結融解繰返しによる床版コンクリート中における粗骨材の割れに対する塩化物の影響 (概念図)

岩石の塩水凍結融解試験で、岩石中に塩化物イオンが浸入していたことを試験後の試料の塩分分析で直接確認した事例は見られなかった。同試験では、岩石の中に塩化物イオンが入っているのが当然であると想定されているためと思われる。粗骨材の安定性試験と同様、岩石の塩による風化の試験でも、 Na_2SO_4 水溶液に岩石を浸漬して、乾湿繰返しにおいて Na_2SO_4 水和物の結晶圧による膨張により割れが生じることから、岩石中に Na_2SO_4 が浸透していることが明らかである。これと同様に、粗骨材の塩水凍結融解試験の場合にお

いても粗骨材中に塩化物イオンが浸透している可能性が高いと考えられる。それにもかかわらず、コンクリート中では、周囲の硬化セメントペーストに多量の塩化物イオンが含浸していても、粗骨材の細孔空隙に塩化物イオンがほとんどの場合に浸透していない。その理由は、主として硬化セメントペーストの側にあるように思われる。イオンの極性などの何らかの理由で、塩化物イオンが硬化セメントペーストの細孔空隙を選択して移動する傾向があるかもしれない。硬化セメントペースト中で塩化物イオンの固定化や吸着が生じることは既知のとおりであり、前章の検討においても間接的に認められたが、固定化、吸着まで至らず、自由に移動できるとされる塩化物イオンも、硬化セメントペーストの範囲に限って移動する理由があるようである。

以上のとおり、塩水浸漬の場合に粗骨材中に塩化物イオンが入ると想定されること、かつ塩水中では例えば塩化物イオンが介在しなくとも飽水になりやすいことから、塩化物イオンによる飽水の影響が相対的に軽微であると考えられること、一方、コンクリート中では粗骨材中に塩化物イオンが入りにくいことから、塩化物が粗骨材の割れに影響を及ぼす機構は、塩水中とコンクリート中で異なる可能性が高いと考えられる。コンクリート中の粗骨材に塩化物イオン等が入りにくい理由も、上記の岩石の風化に及ぼす塩の影響も、ともに今後の課題である。

(3) 水平にひび割れが生じるのはなぜか、塩化物は関与するか

凍結融解繰返しによる粗骨材の割れとそれに沿ったコンクリートのひび割れは、給水面に対して概ね平行に生じるとされている²⁸⁾。これは実現象に基づく経験による知見と考えられ、その機構は説明されていない。給水面がキーワードになった背景には、土の凍上の研究による知見も影響したかもしれない。Taber は、室内試験の結果も踏まえて、凍上の原因となる、土と分離して形成される氷の結晶とその成長について説明している^{58),59)}。その試験結果で、土中に見られた厚い氷の層は、給水面に平行に生じていた。また、著しい凍上は温度の低下だけでなく、連続的な水の供給による氷層の成長が必要であるとされている。Collins は、Taber と同様の実験によってコンクリートの凍結融解による水平ひび割れを再現した上で、土の凍上と同様の機構、すなわち材料中の水分が分離して氷層を形成すると考えた⁶⁰⁾。ただし、その実験に用いられたコンクリートはかなり低い強度の空隙の多いものであった。一般の使用環境では、透水性や強度の違いにより、コンクリートの凍結融解の機構が土の凍上の機構と異なると考えられている⁶¹⁾。床版コンクリート内部に見られる水平ひび割れの一因としては、まず、コンクリート内部に膨張が生じる場合に、拘束の小さい版厚方向に自由膨張が生じやすく、結果としてひび割れに方向性が生じやすいことが挙げられる⁶²⁾。

中村と奥田は、煉瓦や瓦等の凍害現象に関する研究の中で、一次元での冷却と三次元での冷却におけるひび割れの方向性について実験を行った^{63),64)}。冷却方向を限定せずに異方性のない供試体に凍結融解繰返しを加えた場合は無秩序にひび割れが生じたが、冷却を一方向に限定して同供試体に凍結融解繰返しを加えた場合は冷却方向に直角の複数のひび割れが発生した。一方向に冷却を加えたときに発生した層状のひび割れは、冷却を加える冷却器から遠い側で発生していた。補足として実施したガラス板で構成したモデル供試体の凍結試験を踏まえて、冷却方向に直交するひび割れが発生したのは、冷却方向に氷が成長しやすいためとしている。また一方向に冷却した場合には、冷却速度が遅い方がひび割れが発生しやすく、冷却器から遠い部分で層状ひび割れが発生したのも、冷却器から遠い方が冷却速度が相対的に遅くなることによるとしている。これらの傾向は、土の凍上の試験結果と類似する点が見られた。土の凍上のように断面観察において肉眼で

見える氷の層が形成されるか否かの違いはあるが、冷却の方向と直角方向にひび割れ（氷層）が生じることや、冷却の速度が遅い方がひび割れ（氷層）が発生、成長しやすく、またそのため冷却する側から遠い方がひび割れ（氷層）が発生しやすいといった点で、両者に共通する機構があると考えられる。一方、Powersは凍結速度が速い方が凍結融解によるコンクリートの破壊が著しいとしている⁶¹⁾。すべての点で共通するとは限らないが、冷却方向に割れる点において、コンクリートとも何らかの共通する機構があると推察される。道路橋床版の場合、周囲の環境に応じて、床版の上面、下面のいずれからも冷却される場合があると考えられ、また凍結防止剤散布による路面からの冷却が生じる場合も想定される。いずれの場合も、床版に水平にひび割れが生じる理由の一つとして冷却方向の影響が挙げられる。なお、中村と奥田の実験では、三次元冷却の場合は、一次元の場合と逆に、冷却速度が速い方が早期に破壊に至りやすいと報告している⁶⁴⁾。

内陸の床版の場合、塩化物イオンの浸入経路は路面水の浸入とほとんど同じと考えられる。上面から浸透する塩化物イオンは、ひび割れのないコンクリート中において一般的な拡散則に従って分布する。上面付近に水平ひび割れが発生することがあるが、その現象だけでは、ひび割れの方向に及ぼす塩化物イオンの影響について含水分布の影響や冷却方向の影響と明確に区別できない。

著しく乾燥した場合を除き、コンクリート中に浸入した塩水は、塩化物イオンと水分それぞれの移動速度の違いから、ひび割れのないコンクリート中で塩水として存在することはあまりないと考えられる。例えば、舗装等で覆われていない、版厚 200 mm の比較的健全なコンクリート床版の上面に堰を設けて水を張ると、水分はわずか 2 週間程度で下面全体に浸透したが⁶⁵⁾、塩水であったとしても、塩化物イオンが 200 mm 下方に達するようなことは、貫通ひび割れがない限り、容易に起こり得ない。しかし、水平ひび割れに水分が集まると、塩化物イオンが浸透している範囲で、再び塩水としてひび割れ内に存在する可能性がある。一旦、水平ひび割れが発生すると、個別に存在していた水分と塩化物イオンが塩水となって新たなひび割れ先端に拡がり、また拡がった先で塩化物イオンがさらに拡散する可能性がある。これによって、その後の飽水度の高い範囲を面的に拡げることにより、水平ひび割れの進展を促進する可能性があると考えられる。

(4) 凍結融解の「繰返しの影響」とは何か、塩化物は関与するか

コンクリート中の粗骨材の割れに凍結が影響する可能性があることは、上記の点からある程度わかるが、凍結融解が繰返されることの影響について考える。実構造物における凍結融解繰返しによる粗骨材の割れは、氷の結晶生成に伴う細孔溶液の水圧によると考えると、主として凍結時に最初に生じる可能性が高いと考えられる。一旦割れが生じた場合、凍結したままでは新たに発生した割れに、未凍結の濃縮された細孔溶液がある程度浸入するかもしれないが、水圧の逃げ場となり、一時的に凍結による水圧が緩和されるかもしれない。融解の際には、飽水度が高いほど新たな割れにさらに水分が移動する。粗骨材の割れが一旦発生すると、次の凍結のときに、割れ先端付近では凍結時の水圧発生だけでなく、氷の結晶の生成によっても割れの進展を促進する可能性があると考えられる。この場合、周囲の飽水度が高いときに、土の凍上⁵⁸⁾に類似して、氷に水分が供給されてさらに氷の結晶が成長するかもしれない。粗骨材の割れに伴い硬化セメントペーストにひび割れが進展する際も、概ね同様の過程で進展すると考えられる。この観点から、凍結融解の繰返しは、粗骨材の割れの進展とそれに伴う硬化セメントペーストのひび割れの進展を加速させると考えられる。塩化物イオンが介在すると、コンクリート中における融解時の給水⁶¹⁾の程度に影響することが想定されるが、明

確でない部分が多く残されている。

(5) このような劣化形態が実構造物でこれまであまり見られなかったのはなぜか

粗骨材中での細孔溶液の氷点が 0°C に近いとすれば、材料、含水率、気象条件が満たされる場合に、容易に粗骨材の割れが生じているはずであるが、これまで凍結融解繰返しによる粗骨材の割れとそれに伴うコンクリートの顕著な水平ひび割れは見られていなかった。材料面では、砂利が使用されているコンクリートが多数あり、凍結融解に弱い岩種が 10%程度含まれる場合もあり得る。また、気象条件として、国内で氷点下 (0°C 以下) になる地域はかなり広範囲にある。床版の場合、コンクリート中の飽水度が高くなるのは、橋面舗装の目地や打継目、損傷箇所から路面水の浸入が生じた場合である。そうした事例は、これまでに少なからずあったと考えられる。しかし、凍結防止剤の散布が少なかった頃は、その分塩化物イオンの浸入量も相対的に少なかったと考えられる。

既往の試験では、コンクリート中の塩化物イオン濃度が高いほど、飽水度が高くなる傾向が見られた³⁷⁾。近年の凍結防止剤散布量の増加は、アスファルト舗装の損傷など、何らかの浸入経路が生じたときに、塩化物イオンも浸入する確率が高くなるとともに、浸入した箇所のコンクリート中の塩化物イオン濃度が高くなる傾向にあると考えられる。これらのことから、散布量が多いほど、コンクリート中の飽水度が高くなりやすいと考えられる。これまで凍結融解繰返しによる粗骨材の割れがあまり生じていなかったのは、床版コンクリート中に水が浸入しても飽水度が微妙に限界値に達していなかったと推察される。

道路橋床版は、路面に近いことから塩化物の影響を比較的受けやすい傾向にある。路面付近の床版上面に損傷が一旦生じると、橋面アスファルト舗装の劣化を促進して、床版上面に路面水が浸入しやすくなり、舗装と床版の劣化が相乗的に進展する傾向がある。また、路面に凹みができる引き込んだ塩水を長期に貯めやすく、実構造物において塩水浸漬試験あるいは塩水凍結融解試験と同様の環境を形成して、劣化の進展が他の部位に比べて著しく速い傾向があると考えられる。鉄道橋などの他の構造物で同様の劣化が顕著に見られないのは、道路橋に比べて、床版上への塩化物の供給が少ないこと及び比較的乾燥しやすい状態に置かれていることの違いによると推察される。

PC 部材の場合、W/C が比較的低いことからコンクリート中への塩化物イオンの浸入に対して有利である。しかし、道路橋床版のように路面に近い部材は、橋面アスファルト舗装や防水層の状態に応じて、部材の上面、舗装下に滞水が生じる可能性がある。部材上面に滞水が生じる状態が続くと、塩水浸漬試験と同様となって塩化物イオンの浸透が速い傾向にある。PC 部材であっても、砂利が用いられているコンクリートの場合は、凍結融解に弱い粗骨材がある程度含まれる可能性があることから、維持管理において、飽水状態にしないように橋面防水に配慮する必要がある。

沿岸部のコンクリート部材でも、凍結融解繰返しによるコンクリート中の粗骨材の割れに起因する劣化が生じる箇所があるように思われる。特に、干満帯のように塩化物イオンの供給があり、凍結の影響も受けそうな部位で同様の劣化が疑われる。しかし、沿岸部では、内陸ほど気温が下がらず、凍結融解の頻度が少ない¹³⁾。また、波による浸食や凍結融解繰返しによるコンクリートのスケーリングがまず疑われて、粗骨材の割れに注目される機会がない。これらのことから、沿岸部のコンクリート部材で仮に粗骨材の割れを伴う劣化が生じていても顕在化することはほとんどなかったと推察される。

6.8 まとめ

コンクリート内部に粗骨材の割れを伴うひび割れが見られたG橋の床版コンクリート及びH橋の橋脚コンクリートについて、劣化原因の調査を行った。そのうち、ASRの可能性はあるとした上で、ASR以外の劣化の影響も確認しておくため、それぞれのコンクリートで、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れが発生する可能性について、調査方法も含めて検討を行った。得られた結果は次のとおりである。

- (1) G橋床版のコンクリートには、輪荷重の走行位置に関係なく、橋の広範囲に、かつ平均20mmの非常に密なひび割れ間隔で、水平ひび割れが発生していた。アスファルト舗装の劣化に伴う路面からの塩水の供給と床版下面の補強鋼板による水分蒸発の遮蔽によって、床版コンクリートが飽水状態に近い状況であったと推測される。一方、H橋は、伸縮装置からの漏水が見られた箇所で、ひび割れや浮きが確認された。両橋のコンクリートではともに、ひび割れに沿った粗骨材の割れが目立っていた。
- (2) 既往の文献の調査に基づき、凍結融解繰返しによるコンクリート中の粗骨材の割れが発生するために必要な条件として、材料、含水状態及び気象条件を挙げ、またその促進条件として凍結防止剤の影響を挙げた。劣化調査におけるそれぞれの着眼点として、a) 最大寸法が比較的大きく、凍結融解繰返しに弱い空隙構造を持つ粗骨材が用いられていること、b) 供用中にコンクリートが飽水状態に近い環境に置かれていること、c) 凍結融解繰返しを受ける気象環境に置かれていること、d) コンクリート中への塩化物の浸入があることを挙げた。
- (3) これらの発生条件の観点から、G橋とH橋の調査結果について考察を行った。その結果、G橋では、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れが発生し得る条件が十分にあったと考えられる。H橋は、G橋に比べて、コンクリートに見られた劣化の症状、凍害の発生条件ともに軽微であったが、G橋と同様に、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れが発生した可能性があると考えられる。
- (4) 道路橋の場合、従来軽微とされた凍害危険度2の地域であっても、塩化物が浸入することで、コンクリート中の飽水度が高まる傾向にあることから、コンクリート部材が厳しい凍害環境に置かれる可能性があることを想定しておく必要がある。凍結防止剤が散布される道路橋のコンクリート部材の劣化調査を行う場合は、塩害、ASRだけでなく、凍害の可能性も疑って調査する必要がある。
- (5) 粗骨材の割れに関連するコンクリートの凍害の詳細調査として、少なくとも環境条件（温度変化と凍結防止剤の散布状況）、粗骨材の最大寸法、EDF等を指標した粗骨材の空隙構造、供用下におけるコンクリートの飽水度を調査する必要がある。砂利の場合は、一般に様々な粗骨材が混在しており、凍結融解抵抗性が低い粗骨材がある程度含まれるものと想定しておく必要がある。
- (6) 既設道路橋のコンクリートにおける、粗骨材の割れを伴う凍害劣化の予防保全策として、材料や気象条件が変えられないことから、コンクリート中への水分と塩化物の浸入をできるだけ排除するため、床版の防水、桁端部の漏水対策がより一層重要である。
- (7) 塩化物がコンクリート中の粗骨材の割れを促進する理由として、コンクリート中の飽水度が高くなることのほかに、塩化物が氷と接して周囲のコンクリートから熱を奪うこと、及びコンクリート中に塩化物イオンが浸透しても粗骨材には浸入せず、粗骨材中の細孔溶液の氷点があまり下がらない可能性があり、そ

の場合には温度の低下が比較的軽微であっても、凍結融解の影響を受けやすいことが考えられる。コンクリート中における粗骨材中の細孔溶液に塩化物イオンが浸入しない理由、及び塩化物の影響を受けるコンクリート中における粗骨材中の細孔溶液の氷点等の性質と凍結時の挙動の解明は今後の課題である。

参考文献

- 1) 積雪寒冷地コンクリート複合劣化要因研究委員会中間報告書，日本コンクリート工学協会北海道支部，2008.3. [再掲]
- 2) 三田村浩，澤松俊寿，岡田慎哉，角間恒，松井繁之：46年間供用した積雪寒冷地における道路橋RC床版の損傷状況の調査，土木学会北海道支部論文報告集，No. 69，2012.
- 3) 村越潤，田中良樹：道路橋鉄筋コンクリート床版の劣化形態の多様化と防水対策，土木施工，Vol. 55，No. 6，pp. 68-71，2014.6. [再掲]
- 4) 小林孝一，鹿野裕，六郷恵哲：山間寒冷地におけるRC床版のASRと凍害による複合劣化の事例とその検証実験，土木学会論文集E2，Vol. 70，No. 3，pp. 320-335，2014.
- 5) Klieger, P., Monfore, G., Stark, D. and Teske, W. : *D-cracking of Concrete Pavements in Ohio, Final Report*, OHIO-DOT-11-74, Oct. 1974. [再掲]
- 6) 坪田浩昭：事例紹介，神戸橋の損傷と対応について，第29回日本道路会議，2011.11.
- 7) 田中良樹，村越潤：橋面アスファルト舗装の変状とRC床版の疲労，土木技術資料，Vol. 53，No. 2，pp. 22-27，2011.2.
- 8) 田中良樹，村越潤，木村嘉富，吉田英二，飯塚拓英：神戸橋一鋼板接着補強されたRC桁の耐荷力評価一，橋梁と基礎，pp. 37-42，2014.12.
- 9) 吉田英二，村越潤，木村嘉富，田中良樹：鋼板接着補強されたRC桁の耐荷力に及ぼす鋼板継手の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36，pp. 1207-1212，2014.7.
- 10) 田中良樹，村越潤，長屋優子，吉田英二：鉄筋コンクリート床版の疲労耐久性に関する最近の研究，土木技術資料，Vol. 56，No. 3，pp. 30-35，2014.3.
- 11) 田中良樹，村越潤：繰返し移動荷重を受ける鋼板接着補強された鉄筋コンクリート床版の挙動，構造工学論文集，Vol. 59A，土木学会，pp. 1124-1137，2013.3.
- 12) 村越潤，田中良樹，藤田育男，坂根泰，田中健司，植田健介：既設コンクリート道路橋桁端部の腐食環境改善への取り組み，土木技術資料，Vol. 55，No. 11，pp. 29-34，2013.11.
- 13) 長谷川寿夫，藤原忠司：凍害，技報堂出版，1988.2.
- 14) コンクリート構造物の耐久性診断・評価手法に関する規準(案)，コンクリート工学協会，1989.6.
- 15) 渡辺博志，片平博，伊佐見和大，山田宏：骨材がコンクリートの凍結融解抵抗性と乾燥収縮に与える影響と評価試験法に関する研究，土木研究所資料，第4199号，2011.3. [再掲]
- 16) 片平博，伊佐見和大，渡辺博志：砂利粗骨材の耐凍害性評価法に関する研究，土木学会年次学術講演会

概要集, V-65, pp. 861-862, 2010.

- 17) Schuster, R. L. and McLaughlin, J. F. : A study of chert and shale gravel in concrete, *Tests for Concrete and Durability of Concrete Aggregates, Highway Research Board Bulletin*, No. 305, pp. 51-75, 1961.
- 18) 村井松雄, 増田健, 藤原忠司, 袴田豊 : 低品質骨材の物性とそれ自体の耐凍害性との関連, 土木学会年次学術講演会概要集, V-59, pp. 457-458, 2004.
- 19) コンクリート標準示方書, 設計編, 土木学会, 2012.
- 20) 国土交通省土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 : 現場打ち高強度コンクリート部材の設計施工法に関する共同研究報告書—高強度コンクリートの凍結融解抵抗性—, 共同研究報告書, 第 271 号, 2001.3.
- 21) 座談会, 戦後のコンクリートの歩み(1), コンクリート・ジャーナル, Vol. 3, No. 5, pp. 3-12, 1965.9.
- 22) 庄谷征美, 月永洋一 : 東北地方のコンクリート構造物の凍害について, コンクリート工学, Vol. 42, No. 12, pp. 3-8, 2004.12.
- 23) 岡本修一, 魚本健人 : 凍結融解作用を受けるコンクリートの劣化メカニズムに関する実験的研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, V-52, pp. 794-795, 1997.
- 24) 鉄筋コンクリート標準示方書, 土木学会, 1931.
- 25) Powers, T. C. : Basic considerations pertaining to freezing and thawing tests, *Proc. of ASTM*, Vol. 55, pp. 1132-1155, 1955. [再掲]
- 26) Stark, D. : Characteristics and utilization of coarse aggregates associated with D-cracking, *Living with Marginal Aggregates*, STP597, ASTM, pp. 45-58, 1976. [再掲]
- 27) Kaneuji, M., Winslow, D. N. and Dolch, W. L. : The relationship between an aggregate's pore size distribution and its freeze thaw durability in concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol. 10, No. 3, pp. 433-441, 1980. [再掲]
- 28) Janssen, D. J. : The influence of material parameters on freeze-thaw resistance with and without deicing salt, *Frost Resistance of Concrete*, edited by Setzer, M. J. and Auberg, R., pp. 3-10, 1997. [再掲]
- 29) Stark, D. and Klieger, P. : Effect of maximum size of coarse aggregate on D-cracking in concrete pavements, *Highway Research Record*, No. 441, pp. 33-43, 1973. [再掲]
- 30) Traylor, M. L. : Efforts to eliminate D-cracking in Illinois, *Transportation Research Record*, No. 853, pp. 9-14, 1982. [再掲]
- 31) Winslow, D. N., Lindgren, M. K. and Dolch, W. L. : Relation between pavement D-cracking and coarse-aggregate pore structure, *Transportation Research Record*, No. 853, pp. 17-20, 1982. [再掲]
- 32) 帷子國成, 藤原忠司, 関竜一郎 : 低品質の川砂利を用いたコンクリートの諸性質, 土木学会東北支部技術研究発表会概要集, pp. 298-299, 1984.3. [再掲]
- 33) Marks, V. J. and Dubberke, W. : Durability of concrete and the Iowa pore index test, *Transportation Research Record*, No. 853, pp. 25-30, 1982. [再掲]
- 34) MacInnis, C. and Lau, E. C. : Maximum size effect on frost resistance of concrete, *ACI Journal*, Vol. 68, No. 2, pp. 144-149, 1971. [再掲]

- 35) 河野広隆, 渡辺博志, 田中良樹 : コンクリートのひび割れ部の塩分浸透, 土木研究所資料, 第 3950 号, 2004.11. [再掲]
- 36) 村越潤, 田中良樹 : 既設道路橋コンクリート床版の耐久性向上に関する研究, 土木研究所資料, 第 4160 号, 2010.1. [再掲]
- 37) MacInnis, C. and Whiting, J. D. : The frost resistance of concrete subjected to a deicing agent, *Cement and Concrete Research*, Vol. 9, pp. 325-336, 1979. [再掲]
- 38) 木村恵子, 曾根真理, 並河良治, 桑原正明, 角湯克典 : 凍結防止剤散布と沿道環境, 国土技術政策総合研究所資料, 第 412 号, 2007.7.
- 39) 田中良樹, 村越潤, 石田雅博, 吉田英二 : 道路橋桁端部の腐食環境調査～橋台, 橋脚の調査事例～, 土木技術資料, Vol. 57, No. 6, pp. 36-41, 2015.6.
- 40) 下村忠一, 酒井洋一, 中島久男 : 凍結防止剤の散布実態調査, 土木技術資料, Vol. 31, No. 5, pp. 50-55, 1989.5.
- 41) Mielenz, R. C. and Witte, L. P. : Tests used by the Bureau of Reclamation for identifying reactive concrete aggregates, *Proc. of ASTM*, Vol. 48, pp. 1071-1107, 1948. [再掲]
- 42) Mother, B. : Cracking of concrete in the Tuscaloosa lock, *Highway Research Board Proceedings*, Vol. 31, pp. 218-233, 1952. [再掲]
- 43) Idorn, G. M. : *Durability of Concrete Structures in Denmark*, Teknisk Forlag, Jan. 1967. [再掲]
- 44) ACI Committee 221 : *State-of-the-Art Report on Alkali-Aggregate Reactivity*, ACI 221.1R-98, 1998.
- 45) Fournier, B. and Bérubé, M. A. : Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications, *Canadian Journal of Civil Engineers*, Vol. 27, No. 2, pp. 167-191, 2000.
- 46) Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., Lassabatere, T. and Coussy, O. : Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials, *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, No. 8, pp. 1225-1238, 1999.
- 47) Harnik, A. B. and Rösli, A. : Temperaturschock beim Auftauen von vereistem Beton mit Tausalz, *Schweizerische Bauzeitung*, Vol. 93, No. 46, pp. 735-739, 1975.
- 48) 庄谷征美, 月永洋一, 河守田昇 : 凍結防止剤の影響を受けるコンクリートのスケーリング抵抗性に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No. 52, pp. 212-217, 1998.
- 49) Rösli, A. and Harnik, A. B. : Improving the durability of concrete to freezing and deicing salts, *Durability of Building Materials and Components*, ASTM STP 691, pp. 464-473, 1980.
- 50) 洲崎治平, 井上要三, 仙黒邦行, 飯塚敏樹, 矢島篤 : 橋梁部における路面凍結調査, 雪と道路, Vol. 10, No. 21, pp. 60-70, 1989.
- 51) 柚木朋也 : 「寒剤」に関する一考察, 北海道教育大学紀要 (教育科学編), Vol. 66, No. 1, pp. 149-160, 2015.
- 52) 大和竹史, 江本幸雄, 添田政司 : 塩化物を含むコンクリートの凍結融解抵抗性, セメント技術年報, Vol. 39, pp. 126-129, 1985. [再掲]

- 53) 高橋正行, 外門正直, 志賀野吉雄: 凍結防止剤がコンクリートの凍結融解抵抗性におよぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 1, pp. 701-704, 1991.6. [再掲]
- 54) 板橋洋房, 三浦尚: コンクリートの凍害に及ぼす凍結防止剤の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 1, pp. 555-560, 1994. [再掲]
- 55) Williams, R. B. G. and Robinson, D. A. : Frost weathering of rocks in the presence of salts - a review, *Permafrost and Periglacial Processes*, Vol. 2, No. 4, pp. 347-353, 1991.
- 56) 水田真紀, 岡本享久, 小川彰一, 森寛晃: 塩化物イオン濃度プロファイル測定への小径コア試験と EPMA 法の適用について, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 1, pp. 777-782, 2008.
- 57) 湯浅昇, 笠井芳夫, 松井勇: ドリル削孔粉を用いたコンクリート中の塩化物イオン量の現場試験方法の提案, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 2, pp. 1303-1308, 1999.
- 58) Taber, S. : Frost heaving, *The Journal of Geology*, Vol. 37, No. 5, pp. 428-461, 1929.
- 59) Taber, S. : The mechanics of frost heaving, *The Journal of Geology*, Vol. 38, No. 4, pp. 303-317, 1930.
- 60) Collins, A. R. : The destruction of concrete by frost, *Journal of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 23, No. 1, pp. 29-41, 1944.
- 61) Powers, T. C. : A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete, *ACI Journal*, Vol. 41, No. 1, pp. 245-272, 1945, with discussion by Terzaghi et al., Vol. 41, pp. 272-1 - 272-20, 1945.
- 62) 久保善司, 佐古崇, 川崎文義, 横山広: 床版部材の ASR 膨張挙動と FRP シート貼付けによる膨張抑制, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 1243-1248, 2009.
- 63) 中村雅彦, 井上圭吉, 奥田進: 凍害に関する研究, 窯業協会年会予稿集, p. 62, 1974.
- 64) 中村雅彦, 奥田進: 一次元および三次元冷却法によるセラミックスの凍害現象の比較, 窯業協会誌, Vol. 84, No. 971, pp. 325-332, 1976.
- 65) 田中良樹, 村越潤, 吉田英二: 撤去された鉄筋コンクリート床版の水張り試験, 第 8 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, 土木学会, pp. 145-148, 2014.10.

第7章 結論

7.1 主な結果

本文第2章から第6章で得られた主な結果を次にまとめる。

第2章 飛来塩分量の分布特性

沿岸部の道路橋コンクリート部材の塩害対策を適切に推進する上で不可欠な飛来塩分量の分布特性について、全国沿岸部における飛来塩分量の実測データに基づき検討を行った。

既往の研究より、飛来塩分量 C_a の分布特性は、海岸線からの距離 x のほか、海風速、高さ、鉛直方向の拡散係数などが影響することが知られているが、任意の地点ごとにそれらのパラメータを特定することは煩雑である。このことから、実測データに基づき、実務的な近似式 $C_a \doteq C_1 x^{-0.6}$ を提示した。この中で、飛来塩分量の距離減衰特性を簡易に表わす指標 -0.6 を全国一律とすることを提案した。この近似式では飛来塩分量の距離減衰特性を海岸線からの距離 x のみで表わせることから、飛来塩分量を容易に推定することができる。 C_a/C_1 と x の両対数軸上での傾きに相当する -0.6 は、実用的な条件の範囲で、既往の理論式と概ねよく一致することを明らかにした。海風比率、海風速が大きいほど飛来塩分量の地域間の差を表わす係数 C_1 も大きい傾向が見られることから、飛来塩分量の地域特性は主として海風の程度に依存することがわかった。

第3章 実構造物コンクリートのひび割れ部における塩分浸透

日本海沿岸部に建設された道路橋のコンクリートのひび割れ部から採取したコア 15 本の EPMA 分析を行った結果、調査対象とした構造物の塩分環境では、いずれもコンクリート中（ひび割れのない一般部）に塩化物イオンが拡散浸透していたが、ひび割れ部における塩化物イオン濃度は一般部よりも少ない事例があることを明らかにした。これらは、コンクリートの W/C やひび割れの発生原因・発生時期に関係なく見られ、ひび割れ幅やひび割れ深さとの明確な関係は見られなかった。ひび割れ部で塩化物イオンが顕著に減少していた範囲は、中性化領域と概ね一致することから、ひび割れ部の塩化物イオン濃度の減少が中性化と何らかの関係があることがわかった。

第4章及び第5章 中性化したコンクリートの塩分浸透

中性化したコンクリートの塩分浸透性状を明らかにするため、まず、中性化深さ約 45 mm のコンクリート床版を用いて、沖縄沿岸部で5年間の屋外暴露試験及び採取したコアで1年間の塩水浸漬試験を行った。屋外暴露試験、塩水浸漬試験ともに、45 mm の厚い中性化領域であっても、外部からコンクリート中に浸入した塩化物イオンが非中性化領域に向かって移動して、中性化の境界付近、多くはその非中性化領域側で濃縮し、さらに深い方へ拡散することがわかった。

屋外暴露試験で得られた中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布について、簡易な2層構造の理論解を用いて当てはめを行い、非中性化領域と中性化領域それぞれにおける塩化物イオンの見かけの拡散係数を求めた。その結果、暴露供試体における中性化領域の見かけの拡散係数は、非中性化領域の見かけの拡

散係数に対して平均で約 30 倍であった。既往の文献の中には、中性化によって塩化物イオンの拡散が抑制されるとする事例が見られるが、屋外暴露試験においては、中性化領域で塩化物イオンの拡散が抑制されることはなく、中性化領域における塩化物イオンの拡散移動が非中性化領域に比べてむしろ速かったことを明らかにした。非中性化領域と中性化領域の見かけの拡散係数の違いは、既往の研究で言われるように、非中性化領域で見られる塩化物イオンの固定化や吸着の影響が、中性化領域で減少することによると考えられる。屋外暴露試験の供試体については、見かけの拡散係数に及ぼす空隙率、*tortuosity*、飽水度の影響を考慮して検討した結果、塩化物イオンの固定化や吸着の影響が、中性化領域でほとんど消失していた可能性があることがわかった。

屋外暴露試験で実測された中性化領域の塩化物イオン濃度分布は比較的複雑であり、単に表面塩化物イオン濃度を一定とした 2 層構造の拡散則では表現できないことがわかった。このことから、表面塩化物イオン濃度が季節変動する場合について、上記で得られた非中性化領域と中性化領域の見かけの拡散係数を用いて、中性化したコンクリートへの塩分浸透挙動を差分法により計算した。表面塩化物イオン濃度を周期的に変動させた場合、中性化領域の塩化物イオン濃度の分布形状がその変動に早期に追従して、拡散則に従いながらも顕著に変化した。計算では、比較的単純な周期で変動する表面塩化物イオン濃度を与えたが、実際の中性化領域の複雑な分布は、中性化領域の見かけの拡散係数が比較的大きいため、実環境における塩分供給量のより複雑な変動の下で生じ得ることを明らかにした。一方、非中性化領域では、表面塩化物イオン濃度の年平均値が同等であれば、表面塩化物イオン濃度の周期的な変動の有無にかかわらず、同様の塩化物イオン濃度分布となることがわかった。

第 6 章 塩分環境の変化がもたらす凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性

コンクリート内部に粗骨材の割れを伴うひび割れが見られた G 橋の床版コンクリート及び H 橋の橋脚コンクリートについて、劣化原因の調査を行った。そのうち、ASR の可能性はあるとした上で、ASR 以外の劣化の影響も確認しておくため、それぞれのコンクリートで、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れが発生する可能性について、調査方法も含めて検討を行った。その結果、調査の対象した構造物は、いずれも ASR だけでなく、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに起因して多数の内部ひび割れが発生した可能性もあることがわかった。既往の文献を整理した上で、凍結融解繰返しによるコンクリート中の粗骨材の割れが発生するために必要な条件として、材料、含水状態及び気象条件を挙げ、またこれらの促進条件として凍結防止剤の影響を挙げた。これらの条件に沿って、凍結融解繰返しによる粗骨材の割れに関する調査の着眼点を、G 橋、H 橋の調査を通じて明らかにした。

道路橋の場合、従来軽微とされた凍害危険度 2 の地域であっても、塩化物が浸入することで、コンクリート中の飽水度が高まる傾向にあることから、コンクリート部材が厳しい凍害環境に置かれる可能性があることを想定しておく必要がある。凍結防止剤の散布量が増加している道路橋では、塩化物に関わるコンクリート部材の劣化調査において塩害、ASR だけでなく、凍害の可能性も疑って調査する必要があることを明らかにした。

7.2 道路橋コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響

(1) コンクリート部材の塩害

コンクリート部材の塩害対策のために必要となる技術について、さまざまな研究や技術開発が国内外で行われてきている。今日、コンクリート中の鋼材腐食をもたらす塩害の概念はよく知られるが、その機構解明や、実務に必要な技術開発は、まだなお続けられている。塩害の程度が著しくなった際の維持管理の負担に及ぼす影響度とその対策のための負担が双方大きいだけに、対策の必要性を精査するための根幹となる、塩分環境の把握とコンクリート中の塩分浸透予測を容易かつ適切に行う必要がある。

塩分環境を把握するための主要な検討項目として、本文では、沿岸部の飛来塩分量の分布特性に着目して、既往の調査データに基づき、簡易な近似式を提案した。道路橋が50年、100年オーダーで長期に供用される観点から、さまざまな影響因子を持ち、日々複雑に変化する飛来塩分量をマクロ的に見て定常的な分布として扱い、その上で、この近似式によって、個々の架橋地点における飛来塩分量を分かりやすい指標で簡易に推定できるようにした。提案した簡易な近似式は、新設橋の設計だけでなく、既設橋において予防保全を必要とする橋を特定する際にも役立つと考えられる。

コンクリート中の塩分浸透予測に関しては、まさに無数といえるほどの研究事例がある中で、特に現象が十分に解明されておらず、容易かつ適切に評価できない課題として、コンクリートのひび割れの影響と中性化の影響を取り上げた。

コンクリートのひび割れから、塩化物イオンがコンクリートのより深い位置まで比較的容易に浸透すると考えるのが一般的であり、既往の実験においてもそれを直接あるいは間接的に説明できる事例がある。これまでのひび割れからの塩分浸透に関する研究は、主として実験によるものや、その実験結果をもとにした解析方法の検討が多くを占めていた。しかし、実構造物のひび割れ部における塩分浸透性状を調査した事例は少ない。これまでの経験の中で、実構造物ではひび割れ部における塩化物イオン濃度が必ずしも高いとは限らない事例があったことから、あらためて沿岸部における複数のコンクリート部材を対象にひび割れ部の塩分浸透状況を調査した。その結果、塩化物イオンがひび割れから容易に浸透するにもかかわらず、測定した時点では既にひび割れ部の塩化物イオンがほとんどない状態まで、塩化物イオン濃度が減少している事例があることを明らかにした。また、ひび割れ部の塩化物イオン濃度が減少していた範囲が、ひび割れ周囲の中性化領域と概ね一致する傾向があることから、その減少が中性化となんらかの関係があることが分かった。

次に、コンクリート中への塩分浸透に及ぼす中性化の影響について、暴露試験や解析により、中性化したコンクリートの塩化物イオン濃度分布を把握するだけでなく、これまでほとんど検討されていない中性化領域の見かけの拡散係数を同定した。その結果、中性化深さが約45 mmの床版コンクリートの塩化物イオン濃度分布における中性化領域の見かけの拡散係数は、非中性化領域の約30倍であり、本調査の範囲では、中性化領域の塩化物イオンの移動が非中性化領域に比べて著しく速いことを明らかにした。また、これらの検討において、中性化領域の見かけの拡散係数を同定するための簡易な計算ツールを提示して、塩分浸透予測における中性化の影響を容易に考慮する方法を示した。さらに、実務における中性化したコンクリート中における簡易な塩分浸透予測の方法も提案した。内陸において凍結防止剤が多量に使用される路線の橋では、既

に中性化したコンクリート面に、伸縮装置の損傷など、何らかの理由により塩水が突如供給されることが想定される。そのような状況に置かれたコンクリート部材の今後の塩分浸透を予測する際にも、提案した中性化したコンクリートの塩分浸透予測の方法が役立つと考えられる。

さらにこの中性化の影響の検討から、今後、コンクリート中への塩化物イオンの浸入と流出の過程を調査し、考察する上で、中性化したコンクリートの見かけの拡散係数で表わされる、塩分供給量（流出量）に応じた表面付近における塩化物イオン濃度の変動の速さを意識することが重要であることがわかった。

以上のとおり、コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響の程度を把握するため、本研究では、塩分環境の把握として飛来塩分量の近似式を提示するとともに、塩分浸透予測に及ぼすひび割れの影響と中性化の影響について検討を行い、7.1 に示した新たな知見を得た。

(2) 塩分環境の変化に伴うコンクリート部材の新たな劣化形態の可能性

凍結防止剤散布量の増加とともに、道路橋コンクリート部材を取り巻く塩分環境が大きく変化していると考えられる。凍結防止剤に由来する塩害だけでなく、塩化物の介在によって、コンクリート中の飽水度が高くなりやすく、ASR、凍害、床版の疲労が著しく促進されることが懸念される。第6章で示したG橋では、床版コンクリートの内部に夥しい数の水平ひび割れが生じていた。また、近年報告が増えている床版上面のコンクリートの土砂化事例においても、その周囲に水平ひび割れが見られている。このような劣化は、これまであまり見られなかったものである。本文では、G橋の床版とH橋の橋脚の内部ひび割れを例に、凍結融解繰返しによるコンクリート中の粗骨材の割れの可能性について調査を行い、劣化現象と発生条件の観点から総合的にその可能性があることを明らかにした。

道路橋での塩分環境の大きな変化とともに、コンクリート部材の耐久性に及ぼす塩化物の影響の形態が多様化している。本研究では、具体例として凍結融解繰返しによる粗骨材の割れの可能性について検討を行い、7.1 に示した結果が得られた。この調査事例を通じて、これから起こるであろう塩化物に起因する新たな劣化形態を早期に察知し、その急激な増加を未然に抑制することが、道路橋コンクリート部材の予防保全のために重要な課題であることを示した。

7.3 今後の課題

本研究では、道路橋コンクリート部材の予防保全を進める上で必要となる課題について研究を行い、実務に役立つ知見が得られた。また、これらの分野の研究を進める上で重要な成果が得られた。本研究を踏まえて、今後の課題を以下にまとめる。

(1) 屋外暴露試験と解析的検討でわかった中性化領域の塩分浸透の性状から、暴露期間中に何らかの理由によって、コンクリート表面から塩化物イオンが流出する時期があると考えられる。コンクリート表面から塩化物イオンが流出するためには、中性化したコンクリート表面（暴露面）に塩化物イオン濃度の比較的低い水溶液が存在する必要があると考えられる。霧あるいは結露や潮解による水の供給は実際に生じ得る

と考えられるが、中性化したコンクリート表面からの塩化物イオンの流出がそのような水の供給によってどの程度生じるかは、その視点での現地調査や実験を行うことによって確認する必要がある、今後の課題である。

- (2) ひび割れ部の塩化物イオンが流出する可能性についても、前項(1)の霧あるいは結露や潮解による影響が想定されるが、ひび割れ部において直接確認された現象ではなく、今後の課題である。その際、コンクリートのひび割れ部が置かれる環境との関係を明らかにする必要がある。また、コンクリート内部のひび割れ先端で塩化物イオン濃度が高くなることなく、むしろ先端付近で著しく塩化物イオンが減少する事例が見られた。このことから、ひび割れ部において塩化物イオンが減少する理由として、中性化の影響や流出の影響だけでなく、塩化物イオンと移動経路における周囲の物質との電氣的磁氣的な作用の可能性の有無を確かめることも今後の課題である。
- (3) 凍結融解繰返しによるコンクリート中の粗骨材の割れが塩化物によって促進される理由のうち、確実に思われる点は、塩化物イオンの浸入によってコンクリートの飽水度が高くなる傾向にあることである。しかし、その他に想定されているさまざまな機構は解明されていない部分を多く残しており、これらの検証とさらなる解明が今後の課題である。特に、コンクリート中では、周囲の硬化セメントペーストに多量の塩化物イオンが含浸していても、粗骨材の細孔空隙に塩化物イオンが浸透していないことが多い。粗骨材に塩化物イオン等が浸入していないことから、粗骨材中の溶液の氷点は 0°C に近い可能性がある。その場合、コンクリート温度の低下が比較的軽微であっても、氷点下 (0°C 以下) となれば、コンクリート中の粗骨材は、凍結に対して厳しい状況に置かれると考えられる。凍結融解繰返しによるコンクリート中における粗骨材の割れの発生機構を解明する上で、コンクリート中における粗骨材中への塩化物イオン等の浸入の有無、程度とその理由、及びコンクリート中の粗骨材内に存在し得る溶液の氷点等の物性を明らかにする必要がある。

謝 辞

東京工業大学大学院の二羽淳一郎教授には、本論文の審査を受ける機会を与えていただき感謝いたします。二羽先生には、論文の原稿作成にあたり、終始、懇切丁寧にご指導していただきました。また、同大学院の岩波光保教授、千々和伸浩准教授、佐々木栄一准教授、竹村次朗准教授からも、貴重なご助言とご指導をいただきました。誠にありがとうございました。

審査開始時に開催していただいた公聴会に、お忙しい中、参加していただいた皆様に感謝申し上げます。質疑においては、原稿修正に向けて有意義な示唆を与えていただきました。二羽先生のご指導の下、原稿の修正にあたっては、それらの点について反映するように努めました。また、発表練習においてご意見をいただき、公聴会等の会場設営を何度も行っていただいた、二羽研究室の皆様に感謝申し上げます。

本研究の基盤となる調査や実験のデータは、いずれも旧建設省時代を含めた国立研究開発法人土木研究所における複数の調査研究で得られたものです。これらの調査研究を進めるにあたっては、実構造物の管理や調査の作業に携わる多くの方々及び調査技術を支える専門技術者の方々が関わっています。また、土木研究所の上司、先輩、同僚が関わっています。そうして得られたデータを本研究に使用させていただくことに感謝申し上げます。そして、本研究の基盤を構築する過程において、ご指導、ご協力をいただいた、さまざまな立場の方々に、心からお礼申し上げます。

補遺 移流拡散方程式の解

本文第2章における式(2.4)は千秋らの文献¹⁾で周知のことであるが、同文献で、その導出について記されていない。式(2.4)の導出は、コンクリート中の塩分拡散でよく用いられるフィック式の導出²⁾と概ね同様であるが、参考として以下に記す。海塩粒子濃度（飛来塩分量）の分布の基礎方程式は、第2章の式(2.3)を本文のとおりさらに簡単にして、次式(1)で表わされる。また、境界条件をそれぞれ式(2)、(3)のとおりとする。

$$u \frac{\partial C}{\partial x} = K \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \quad (1)$$

$$z=0, \quad C=0 \quad (2)$$

$$x=0, \quad C=C_0 e^{-\beta z} \quad (3)$$

ここに、

C : 海塩粒子濃度

u : 風速

K : 拡散係数

x : 海岸線からの距離

z : 高さ

式(1)の両辺に e^{-px} をかけて、 x について積分する。

$$\int_0^{\infty} e^{-px} \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} dx - \frac{u}{K} \int_0^{\infty} e^{-px} \frac{\partial C}{\partial x} dx = 0 \quad (4)$$

第1項は、微分と積分の順を入れ替えができると仮定すると次式が得られる。

$$\int_0^{\infty} e^{-px} \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} dx = \frac{\partial^2}{\partial z^2} \int_0^{\infty} C e^{-px} dx = \frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial z^2} \quad (5)$$

\bar{C} は C のラプラス変換を表わす。

$$\bar{C} = \int_0^{\infty} C e^{-px} dx$$

式(2)より、

$$z=0, \quad \bar{C}=0 \quad (6)$$

また、式(4)の第2項を積分する。式(3)の条件より、

$$\int_0^{\infty} e^{-px} \frac{\partial C}{\partial x} dx = \left[C e^{-px} \right]_0^{\infty} + p \int_0^{\infty} C e^{-px} dx = p \bar{C} - C_0 e^{-\beta z} \quad (7)$$

式(5)、(7)を式(4)に代入して次式を得る。

$$\frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial z^2} - \frac{u}{K} (p\bar{C} - C_o e^{-\beta z}) = 0 \quad (8)$$

$$q^2 = -\frac{u}{K} p, \quad c = -\frac{u}{K} C_o \quad \text{とおくと,}$$

$$\frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial z^2} + q^2 \bar{C} = c e^{-\beta z} \quad (9)$$

式(9)の微分方程式の解は以下のとおり,

$$\bar{C} = c_1 e^{qz} + c_2 e^{-qz} + A e^{-\beta z} \quad (10)$$

$$A = \frac{c}{\beta^2 + q^2} = \frac{C_o}{p - D\beta^2}, \quad D = \frac{K}{u}, \quad q^2 = \frac{p}{D}$$

ただし, ここでは減衰を扱うことから, 式(10)の右辺, 第1項を消去する.

$$\bar{C} = c_2 e^{-qz} + A e^{-\beta z} \quad (10')$$

式(6)と式(10')より, $c_2 = -A$ となり, 次式を得る.

$$\bar{C} = -A e^{-qz} + A e^{-\beta z}$$

A を代入して,

$$\bar{C} = -\frac{C_o e^{-qz}}{p - D\beta^2} + \frac{C_o e^{-\beta z}}{p - D\beta^2} \quad (11)$$

式(11)について, ラプラス変換表 (文献²⁾の巻末) に記されている, 次に示す eq. 19 及び eq. 3 を用いて逆変換すると, 式(12)が得られる (ここでは, $\alpha_1 = D\beta^2$, $\alpha_2 = -D\beta^2$).

$$\text{eq. 19} \quad \frac{e^{-qz}}{p - \alpha_1} \rightarrow \frac{1}{2} e^{\alpha_1 x} \left\{ e^{-z\sqrt{\alpha_1/D}} \operatorname{erfc} \left[\frac{z}{2\sqrt{Dx}} - \sqrt{\alpha_1 x} \right] + e^{z\sqrt{\alpha_1/D}} \operatorname{erfc} \left[\frac{z}{2\sqrt{Dx}} + \sqrt{\alpha_1 x} \right] \right\}$$

$$\text{eq. 3} \quad \frac{1}{p + \alpha_2} \rightarrow e^{-\alpha_2 x}$$

$$C = \frac{-C_o}{2} e^{D\beta^2 x} \left\{ e^{-\beta z} \operatorname{erfc} \left[\frac{z}{2\sqrt{Dx}} - \sqrt{D\beta^2 x} \right] + e^{\beta z} \operatorname{erfc} \left[\frac{z}{2\sqrt{Dx}} + \sqrt{D\beta^2 x} \right] \right\} + C_o e^{-\beta z} e^{D\beta^2 x} \quad (12)$$

$$\operatorname{erfc} z = 1 - \operatorname{erf} z \quad \operatorname{erf}: \text{誤差関数}$$

これを変形して, 次式, すなわち本文の式(2.4)を得る.

$$C = \frac{C_o}{2} e^{\frac{K\beta^2 x}{u}} \left\{ e^{-\beta z} \left(1 + \operatorname{erf} \left[\frac{z - 2\frac{K\beta x}{u}}{2\sqrt{\frac{Kx}{u}}} \right] \right) - e^{\beta z} \left(1 - \operatorname{erf} \left[\frac{z + 2\frac{K\beta x}{u}}{2\sqrt{\frac{Kx}{u}}} \right] \right) \right\} \quad (12')$$

参考文献

- 1) 千秋鋭夫, 大野博教, 下田修, 西宮昌, 関照雄, 浅川仲平, 赤井幸夫, 宮川実: 碍子の汚損に関連する環境条件の解析—碍子付着塩分量の離岸距離特性及びこれと気象条件の関係について—, 電力中央研究所技術第一研究所報告, 研究報告 73020, 1973.9. [再掲]
- 2) Crank, J.: *The Mathematics of Diffusion*, Oxford, 1st ed., 1956. [再掲]

