

都市高速道路におけるコンクリート構造物の  
塩害による劣化に関する研究

2010年

鷺 見 高 典

都市高速道路におけるコンクリート構造物の  
塩害による劣化に関する研究

目 次

第 1 章 序論

1.1 本研究の背景 .....	1
1.2 本研究の目的 .....	3
1.3 本論文の構成 .....	4

第 2 章 鉄筋の腐食に関する調査と予測

2.1 はじめに .....	9
2.2 鋼材の腐食のメカニズム .....	10
2.2.1 鉄の腐食 .....	10
2.2.2 塩化物イオンの供給要因 .....	15
2.3 鉄筋の腐食の調査方法と予測方法 .....	16
2.3.1 自然電位法 .....	16
2.3.2 塩化物イオンの拡散方程式 .....	20
2.4 まとめ .....	29

第 3 章 内陸部で発生する塩害の要因

3.1 はじめに .....	33
3.2 凍結防止剤 .....	33
3.2.1 使用目的とその種類 .....	33
3.2.2 コンクリートに与える影響 .....	35
3.2.3 国内外の現状 .....	36
3.2.4 都市高速道路の使用実態 .....	37
3.3 まとめ .....	39

第 4 章 塩化物イオン濃度と自然電位による鉄筋の腐食状態の評価

4.1 はじめに .....	43
----------------	----

4.2	実験概要	44
4.2.1	実験に使用した供試体	44
4.2.2	養生方法および塩水と水の散布方法	45
4.2.3	塩化物イオン濃度の測定と拡散の予測	46
4.2.4	自然電位の測定方法	47
4.2.5	鉄筋の腐食面積率の測定	48
4.3	鉄筋の腐食の状態	49
4.3.1	塩化物イオン濃度の予測と鉄筋の腐食の関係	49
4.3.2	自然電位と鉄筋の腐食の関係	50
4.3.3	塩化物イオン濃度，自然電位および鉄筋の腐食面積率の関係	53
4.4	まとめ	59

## 第5章 コンクリート橋脚の塩化物イオンの拡散の予測

5.1	はじめに	65
5.2	コンクリート橋脚の塩化物イオン濃度の調査	65
5.2.1	調査の対象とした構造物	66
5.2.2	採取した試料と試験方法	66
5.3	「コンクリート表面の塩化物イオン濃度が一定」による予測	68
5.3.1	拡散方程式に使用する各係数の算出	68
5.3.2	各係数と供用期間の関係	68
5.3.3	予測に使用する各係数の決定	72
5.4	「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」による予測	75
5.4.1	拡散方程式に使用する各係数の算出	75
5.4.2	予測に使用する各係数の決定	76
5.5	塩化物イオンにより鉄筋の腐食が開始する時期の予測	80
5.6	まとめ	84

## 第6章 鉄筋コンクリート床版における鉄筋の腐食に関する検討

6.1	はじめに	87
6.2	調査概要	88

6.2.1	調査の対象とその箇所について .....	88
6.2.2	自然電位の測定方法と鉄筋の腐食状態の確認について .....	89
6.2.3	塩化物イオンの拡散の予測について .....	90
6.3	調査の結果とその評価 .....	91
6.3.1	塩化物イオン濃度, 自然電位および鉄筋の腐食状態について .....	91
6.3.2	塩化物イオンの拡散の予測結果について .....	103
6.4	まとめ .....	105
第7章 結論 .....		109

謝 辞



## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景

日本における橋長 15m 以上の道路橋は、2006 年時点で約 15 万橋にのぼり、供用年数が 50 年以上の橋梁は数%である[1]が、高度経済成長期に多くの橋梁が建設されていることから、今後、その数が急増していくことは確実である。このような膨大な橋梁数に対して、関係省庁で組織された「土木コンクリート構造物耐久性検討委員会」が 2000 年に発表した提言の中で、供用年数が 40～50 年に達する 40%の橋梁で補修が行われている[2]と報告している。また、総務省統計局が発表している人口推計を見ると、これまで増加傾向にあった人口が 2005 年に減少傾向に転じはじめ、急速に少子高齢化が進んでいる。このことから、今後は、構造物を新設するよりも維持管理することが重要になるとともに、高齢化が進むことにより労働人口が減少し、現在よりも技術者数が減少するものと予想される。

このような状況の中、国土交通省道路局において「道路構造物の今後の管理・更新のあり方に関する検討委員会」が設置され、2003 年にアセットマネジメントを始めとする 7 つの提言が示された。翌年度の「道路行政の業務計画書」の中で「点検結果に基づき、対策を要する橋梁について、ライフサイクルコストを考慮し、予防的修繕を推進する。特に、三大損傷要因(疲労、塩害、アルカリ骨材反応)については、対策の進捗状況についてマネジメントを重点的に実施する」としている。さらに、2008 年に「道路橋の予防保全に向けた有識者会議」が、道路橋の予防保全を実現するために 5 つの方策を提言しており、この中で、点検、診断、劣化予測など信頼性を高め、労力とコストを軽減する技術開発の推進を挙げている。

一方、名古屋の都市高速道路に採用されている構造形式あるいは供用年数を供用延長比で示すと、それぞれ図 1-1、図 1-2 のようになる。全延長の 90%が高架構造形式であり、早いもので 10 年後には 40 年を迎え始めることになる。次に、日常点検の結果からは、写真 1-1 のように支承部の周囲や桁尻では腐食、伸縮装置部では漏水などが確認されており、雨水や冬期に走行安全性を確保するために散布される凍結防止剤の影響が危惧される。凍結防止剤が道路構造物に与える影響は数多く報告されており[3]、[4]、[5]、積雪寒冷地ではないが日本の都市高速道路では冬期路面管理のために多量の塩化物を含む凍結防止剤が散布されている。近年の研究では、路面に散布したものが流下する影響ばかりでなく、車両の走行により路外へ飛散している報告もある[6]。

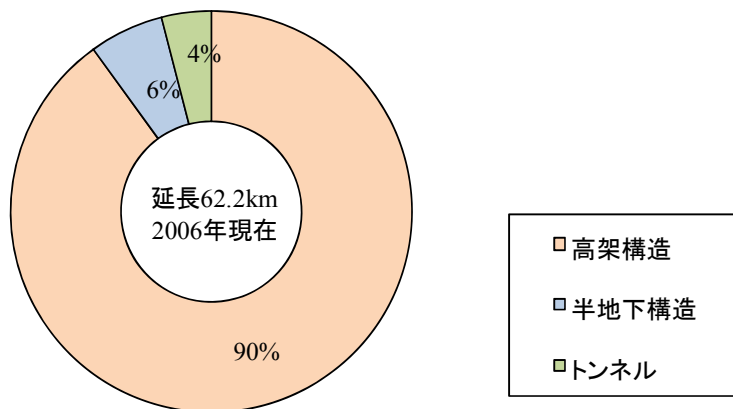


図 1-1 都市高速道の構造形式の延長比率

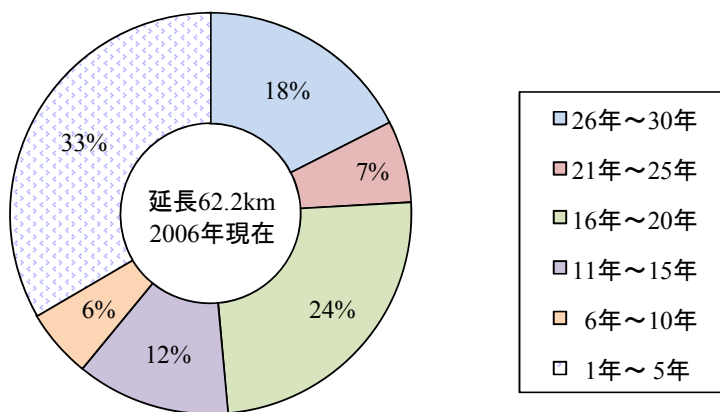


図 1-2 都市高速道路の供用年数の延長比



写真 1-1 支承部周辺の変状

道路構造物が凍結防止剤により受ける劣化としては、鋼部材および鉄筋コンクリート中の鉄筋の腐食、アルカリ骨材反応の助長などが挙げられる。コンクリート構造物においては、一般に、凍害、化学的侵食、アルカリ骨材反応および疲労については劣化過程の早い段階からコンクリート表面に変状が現れるので、変状が発見されても直ちに調査を実施する必要はなく、適切な実施時期を含めて調査計画、詳細調査の項目等を検討することができる。一方、中性化や塩害による腐食ひび割れや錆汁などが確認された場合には鉄筋は既に腐食しており、劣化過程の進展期あるいは加速期に達している[7]ため、詳細調査へと移行していく。また、塩害による場合は、中性化による鉄筋の腐食とは異なり、部分的に厳しい腐食になることが多いと言われている[8]。塩害劣化が進行したコンクリート構造物を修繕するには、多大な費用を必要とするとともに、構造物の使用の制限など地域社会に悪影響をもたらす。このため、塩害が疑われる構造物を早期に発見し、鉄筋の腐食が進行する前に予防維持管理することが、恒久的に構造物を活用するためには重要である。

そこで、本論文では、社会資本の一部である都市高速道路のコンクリート構造物における劣化に着目し、目視により変状が確認された時点では対応に労力とコストを要しやすくなることから、塩害による鉄筋の腐食に対して劣化過程の早期に適切な評価が行える調査方法の検討を進める。そして、劣化予測技術は近年めざましい進歩を遂げているが、未だ多くの課題のもとに研究開発が行われている現状にあり、実務レベルで十分に成熟しているとは言えない[9]ので、塩害に関する劣化予測の方法についても検討を進める。また、本研究で対象とした構造物・部位・部材の劣化が経時的にどの様に推移するかを適切な方法で予測可能にすることが、同様の条件にあたる同種の構造物のライフサイクルコストを明らかにすることに結びつき、劣化機構の一端ではあるが、構造物の適切な資産管理の一助になることを希望する。

## 1.2 本研究の目的

本研究では、事後維持管理の観点から塩化物イオンが含まれる道路構造物を維持管理する場合の鉄筋の腐食状態を判断する方法と、予防維持管理の観点から鉄筋の腐食発生時期を適切に予測する方法および詳細調査の実施時期について、実験あるいは解析から明らかにすることを目的とする。

まず、事後維持管理の観点から鉄筋の腐食について劣化過程の早期に適切な評価が行える調査方法として自然電位法に着目し、凍結防止剤が散布される環境を模擬した実験を実



施する。この測定方法は規準化されており、鉄筋が腐食してかぶりにひび割れが発生するまでの劣化の初期段階の診断に有効であるとされ[10]、広く用いられている。しかしながら、測定する鉄筋コンクリートの条件については規準が示されておらず、温度、コンクリートの湿潤状態、塩化物イオン濃度等によって、測定値が変動する。このため、既往の研究報告からこれらの条件を適用しつつ、塩化物イオン濃度が自然電位の測定に与える影響を実験から明らかにし、塩害を受けているコンクリート構造物に自然電位法を適用した場合の鉄筋の腐食状態を判断することとした。

ここで、製造業においては、平均修復時間などから保全度を予測し、検知から補修して稼働を維持する JIS Z 8115[11]に定義される保全の仕組みを設定しており、これには予測が必要である[12]とされている。すなわち、ライフサイクルコストの最少化のためには、適切な予測方法を用いる必要がある。そこで、塩害による鉄筋の腐食発生時期の予測方法としては、コンクリート標準示方書[維持管理編]において、Fick の第 2 法則による拡散方程式を適切な境界条件で解いて用いる[9]ように解説されていることから、これに従った拡散方程式および塩化物イオン濃度の測定値よりこの拡散方程式に使用する各係数を求める。そして、この拡散方程式と各係数から塩化物イオン濃度が腐食の発生限界濃度に達する時期を予測する。すなわち、鉄筋の腐食の開始時期を予測するものとする。したがって、コンクリート標準示方書[維持管理編]に示される「コンクリート表面の塩化物イオン濃度が一定」とした拡散方程式あるいは「コンクリート表面に塩化物イオンが一定速度で付着する」とした拡散方程式および名古屋の都市高速道路が豊富に保有するコンクリート橋脚の調査結果から、それぞれの拡散方程式の各係数を求める。ここで、調査対象とした都市高速道路において冬期にのみ凍結防止剤が散布されることから、塩化物イオンが一定速度で付着するものと考えられるため後者の方程式を使用するものとした。そして、塩化物イオン濃度が腐食の発生限界濃度に達する時期をそれぞれの拡散方程式より求め、より良く実態を表すものを決定し、ライフサイクルコストの算出のために詳細調査を実施する時期の管理点を提案することとした。

### 1.3 本論文の構成

本論文は、全 7 章から構成されており、本研究の流れと各章の相互関係を図 1-3 に示す。

第 1 章「序論」では、本研究の背景、目的および本論文の構成について述べる。

第 2 章「鉄筋の腐食に関する調査および予測の現状」では、「鋼材の腐食のメカニズム」

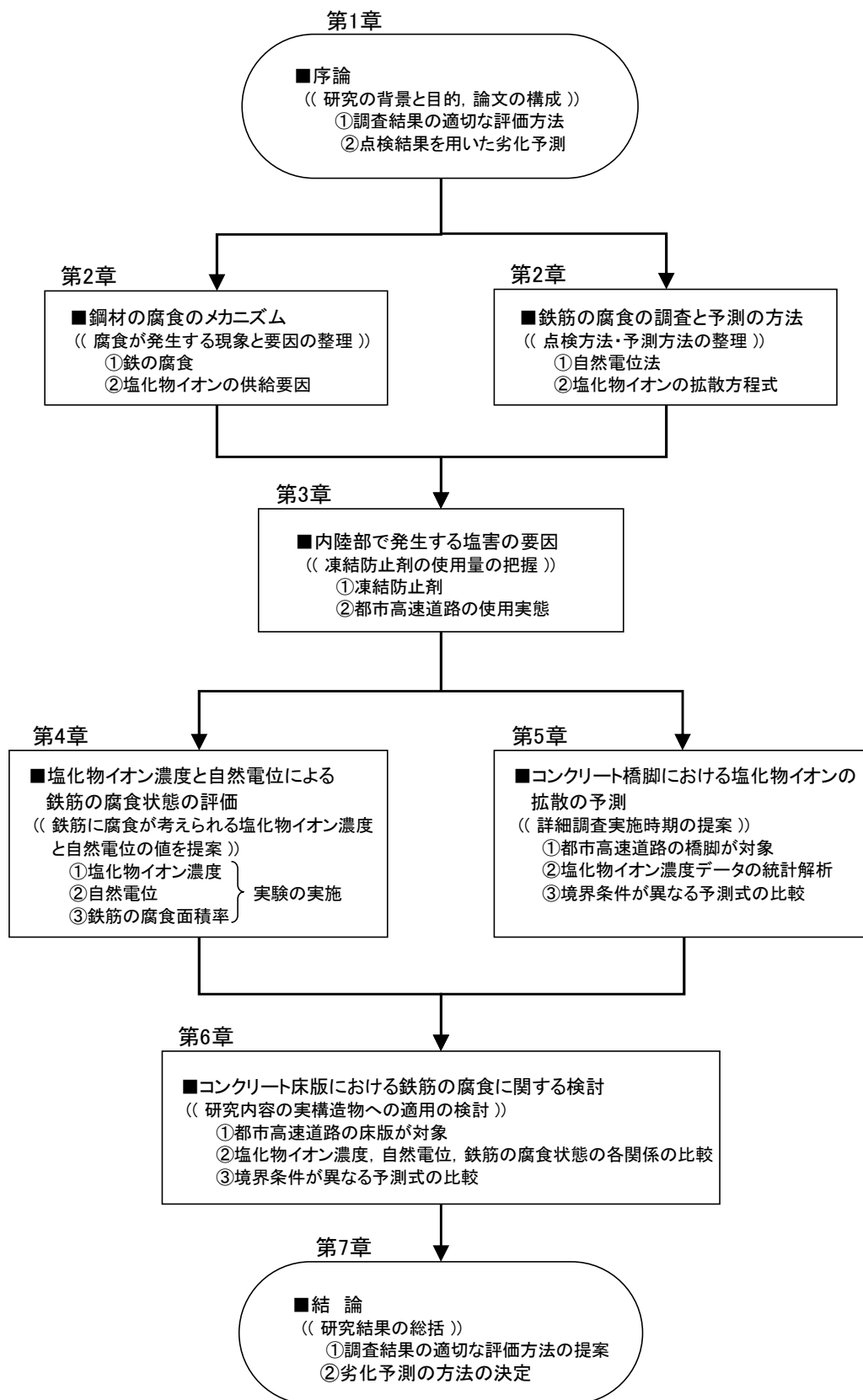


図1-3 本論文の流れ

および「鉄筋の腐食の調査と予測方法」に大別し、既往の研究から鋼材、特に鉄の腐食に着目して現象と塩化物イオンの供給要因を示すとともに、鉄筋の自然電位の測定時に生ずる誤差の要因とその程度および鉄筋の腐食を助長する塩化物イオンの拡散方程式を既往の研究を参考に境界条件別に整理する。供給要因については第3章で詳しく述べる。自然電位の測定時に生ずる誤差の要因とその程度については、都市高速道路のコンクリート構造物に適用することを考慮してその範囲を明らかにする。また、拡散方程式についても、都市高速道路の構造物に適用することを考慮して適用の選定を行う。

第3章「内陸部で発生する塩害の要因」では、内陸部で塩害を引き起こす要因となる冬期路面管理のために散布される凍結防止剤(融雪剤、融氷剤)について、その種類と適用条件、コンクリートに与える影響および国内外の現況について調べる。そして、都市高速道路における凍結防止剤の使用量について資料を整理し、凍結防止剤による塩化物の供給状態を明らかにする。

第4章「塩化物イオン濃度と自然電位による鉄筋の腐食状態の評価」では、塩化物イオンが含まれる場合の自然電位とこの腐食面積率の関係を明らかにするために、実験を行った。ここで、調査対象とした都市高速道路では第3章の結果から塩化物系の凍結防止剤を散布しており、自然電位法は電気化学的方法であることから塩化物イオンが含まれている場合には測定値に誤差が生じる。そこで、塩化物イオンの拡散と鉄筋の腐食を再現するために、鉄筋を配置した供試体を製作して凍結防止剤と降雨を模擬した塩水と水を散布しつつ、鉄筋の自然電位、塩化物イオン濃度および鉄筋の腐食面積率の測定を約2年間実施し、塩化物イオンが含まれる場合と含まれない場合の自然電位の差と、塩化物イオン濃度、自然電位および鉄筋の腐食面積率の関係を明らかにし、鉄筋の腐食状態を判断する自然電位の値を示す。

第5章「コンクリート橋脚の塩化物イオンの拡散の予測」では、Fickの第2法則より導き出された塩化物イオンの拡散方程式および都市高速道路のコンクリート橋脚における塩化物イオン濃度の測定値からこの拡散方程式の係数を求め、統計的解析手法によって分布を明らかにし、この拡散方程式に使用する代表値を決定する。ここで、これまでに報告されている塩化物イオンによる鉄筋の腐食に関する研究は、海洋環境を対象としているものが多い。すなわち、コンクリート構造物が常に塩化物イオンに曝されている状態を想定している。しかしながら、都市高速道路で散布されている塩化物系の凍結防止剤の使用期間は冬期のみであり、構造物は常に塩化物イオンに曝されてはいない。したがって、海洋環

境における場合と同様の境界条件による拡散方程式により鉄筋の腐食しやすくなる時期を予測するとともに、都市高速道路の環境を考慮した境界条件による拡散方程式によって同時期の予測を行い、これらの比較から、より良く実態を表す境界条件の拡散方程式を決定する。そして、管理点となる詳細調査の実施時期を提案する。

第6章「鉄筋コンクリート床版における鉄筋の腐食に関する検討」では、近年、舗装との界面に雨水、凍結防止剤等の浸入や過積載車両による劣化・損傷が問題視されている鉄筋コンクリート床版を対象に、都市高速道路における舗装補修工事の切削にあわせて塩化物イオン濃度、鉄筋の自然電位および鉄筋の腐食状態を部分的ではあるが確認する。そして、第4章から得られた自然電位の値によって鉄筋の腐食状態について判定が可能であるか比較検討を行う。また、コンクリート橋脚と同一の境界条件による拡散方程式の適用について検討を行う。

第7章「結論」では、各章で得られた成果にしたがって本論文を総括する。

## 【第1章 参考文献】

- [1] 原田吉信：橋梁のアセットマネジメントについて，建設マネジメント技術，pp.12-15，2006
- [2] 魚本健人：コンクリート診断学入門－構造物の劣化対策，朝倉書店，p.44，2004
- [3] 日本コンクリート工学協会融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会：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(1999・11)，日本コンクリート工学協会，1999
- [4] 土木学会コンクリート委員会：我が国のコンクリート構造物における凍結防止剤の影響，土木学会論文集，No.490/V-23，pp.15-19，1994
- [5] 日本鋼構造協会 技術・標準委員会 鋼床版の凍結抑制策検討小委員会：コンクリート委員会：鋼床版の凍結抑制に関する調査研究，JSSC テクニカルレポート NO.75，pp.31-43，2006
- [6] 国土交通省 国土技術政策総合研究所：平成 19 年度道路調査費等年度報告，国土技術政策総合研究所資料，No.470，pp.110-111，2008
- [7] 土木学会コンクリート委員会 コンクリート標準示方書改訂小委員会：2001 年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，土木学会，p.38，2001
- [8] 橋梁マネジメント研究会：道路橋マネジメントの手引き－道路橋マネジメント入門，海洋架橋・橋梁調査会，p.19，2004
- [9] 土木学会コンクリート委員会 コンクリート標準示方書改訂小委員会：2007 年制定 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，土木学会，p.11，p.111，2008
- [10] 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'03〔基礎編〕，日本コンクリート工学協会，p.162，2003
- [11] 日本工業規格：JIS Z 8115-2000 ディペンダビリティ(信頼性)用語
- [12] 斉藤善三郎：おはなし信頼性，日本規格協会，pp.187-190，2007

## 第2章 鉄筋の腐食に関する調査と予測

### 2.1 はじめに

コンクリートの主な劣化機構は、中性化、塩害、凍害、化学的侵食、アルカリ骨材反応などの作用する環境に原因がある場合と、疲労など繰返し荷重や過大荷重などの荷重に原因がある場合に大別することができる。コンクリート標準示方書〔維持管理編〕に示される各劣化機構に対する劣化要因、劣化現象、劣化指標の関係を表 2-1 に示す。実構造物にあっては、複数の劣化機構が生じている複合劣化の場合が多く、アルカリ骨材反応を除く環境によって生じる劣化機構には、劣化指標に鋼材腐食量が挙げられ、これは鉄筋コンクリート構造物にとって致命的な損傷を引き起こしかねないものである。

国土交通省道路局は、放置することにより劣化が進行し、橋梁の安全性に影響を及ぼす可能性のある橋梁の劣化要因として疲労、アルカリ骨材反応および塩害を挙げ、ライフサイクルコストを考慮した予防的な修繕を行うことが重要であると平成 16 年度道路行政の

表 2-1 劣化機構と要因、指標、現象の関連[1]

劣化機構	劣化要因	劣化現象	劣化指標
中性化	二酸化炭素	二酸化炭素がセメント水和物と炭酸化反応を起こし、細孔溶液中の pH を低下させることで、鋼材の腐食が促進され、コンクリートのひび割れやはく離、鋼材の断面減少を引き起こす劣化現象。	中性化深さ 鋼材腐食量
塩害	塩化物イオン	コンクリート中の鋼材の腐食が塩化物イオンにより促進され、コンクリートのひび割れやはく離、鋼材の断面減少を引き起こす劣化現象。	塩化物イオン濃度 鋼材腐食量
凍害	凍結融解作用	コンクリート中の水分が凍結と融解を繰返すことによって、コンクリート表面からスケーリング、微細ひび割れおよびポップアウトなどの形で劣化する現象。	凍害深さ 鋼材腐食量
化学的侵食	酸性物質 硫酸イオン	酸性物質や硫酸イオンとの接触によりコンクリート硬化体が分解したり、化合物生成時の膨張圧によってコンクリートが劣化する現象。	劣化因子の浸透深さ 中性化深さ 鋼材腐食量
アルカリ骨材反応	反応性骨材	骨材中に含まれる反応性シリカ鉱物や炭酸塩岩を有する骨材がコンクリート中のアルカリ性水溶液と反応して、コンクリートに異常膨張やひび割れを発生させる劣化現象。	膨張量 (ひび割れ)
床版の疲労	大型車通行量 (床版諸元)	道路橋の鉄筋コンクリート床版が輪荷重の繰返し作用によりひび割れや陥没を生じる現象。	ひび割れ密度 たわみ
はり部材の疲労	繰返し荷重	鉄道橋梁などにおいて、荷重の繰返しによって、引張鋼材に亀裂が生じて、それが破断に至る劣化現象。	累積損傷度 鋼材の亀裂長

業績計画書[2]に記している。道路橋における鉄筋コンクリート構造物の場合、荷重条件によって生じる疲労は、床版に作用する荷重が大きい場合にほぼ限定される。環境条件によってもたらされる塩害は、劣化の進行が比較的早く、アルカリ骨材反応を助長することもあり、これら3つの中で塩害による劣化の影響は大きい。そこで、塩害による鉄筋の腐食に着目するものとする。

まず、鋼材の中で、特に鉄の腐食を引き起こすメカニズムについて取りまとめ、鉄筋コンクリートの場合に影響を受ける劣化要因を示すとともに、鉄筋の腐食状態を把握するための標準的な調査方法およびこれを適用する場合の注意事項を整理する。また、構造物を維持管理する上で劣化の予測が可能になると、健全度を予測しつつ点検によってこれを確認することも可能になり、点検や補修の計画がより具体化できる。そこで、塩害に起因する鉄筋の腐食に関する予測方法について、現在、適用あるいは提示されているものを取りまとめ、都市高速道路の環境およびこれまでの点検結果を考慮して適用可能なものを整理する。

## 2.2 鋼材の腐食のメカニズム

### 2.2.1 鉄の腐食

一般的に「腐食」と「さび」は混同して使用されることが多い。「腐食 (corrosion)」とは、金属がそれを取りかこむ環境物質との間の化学反応もしくは電気化学反応によって消耗する現象を称し、「錆 (rust)」とは、自然環境で腐食した場合に結果として生成する固相の腐食生成物を呼ぶ[3]。

機器、構造物、配管系などに金属材料が用いられている場合の故障を誘発する劣化の原因は、腐食、脆化および疲労に大別される。脆化と疲労には、腐食によって引き起こされて助長される腐食脆化（応力腐食割れ、水素脆化割れ）、腐食疲労などが含まれる。腐食は図 2-1 のように発生形態別に分類することができる。

#### (1) 酸化物皮膜の生成[3], [4]

大気中におかれた金属材料の表面には、2～6nm の厚みの酸化物超薄膜が生成しており、この超薄膜の破壊には温度と水が関わる。温度が高くなると、酸化物の皮膜の厚みは時間の平方根に比例して増加し、酸化物超薄膜は破壊されるが実用上の耐食性は失われない。また、水が存在すると、この超薄膜が水を含んだ酸化物皮膜に変質する。変質の仕方は金属材料の種類によって次の3つの場合に分けられる[3]。

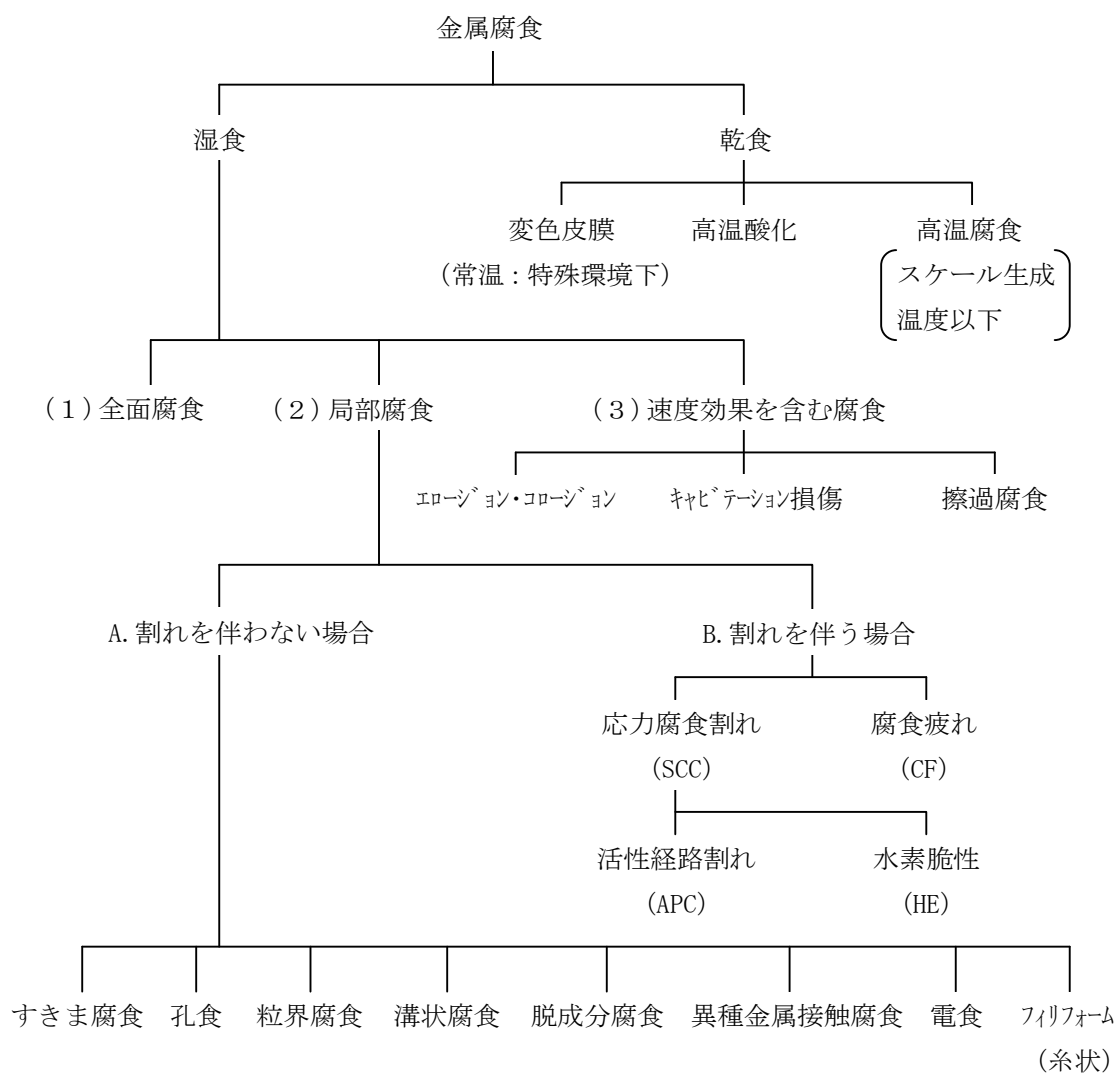


図 2-1 腐食の形態[3]

### ①不動態皮膜

不動態皮膜は、乾燥空気中で生成する超薄膜とは異なり水を含んだ構造をとるが、実測される厚みは  $1\sim 3\text{nm}$  で透明である。この皮膜の特徴は、金属が溶液中に溶解出すことを妨害することによって耐食性を与えることと、何らかの原因で皮膜が破壊されても直ちに自己補修されることである。

### ②自然化成皮膜

自然化成皮膜は、時間をかけて金属表面で生成させた水酸化物や塩基性塩の皮膜で、厚みは  $0.5\mu\text{m}$  程度である。この皮膜は不動態皮膜とは異なり、金属が溶解する反応に対して抑制作用はあまりなく、自己補修には時間が必要となり、この皮膜を機械的に破壊すると腐食の進行が止まらなくなる。



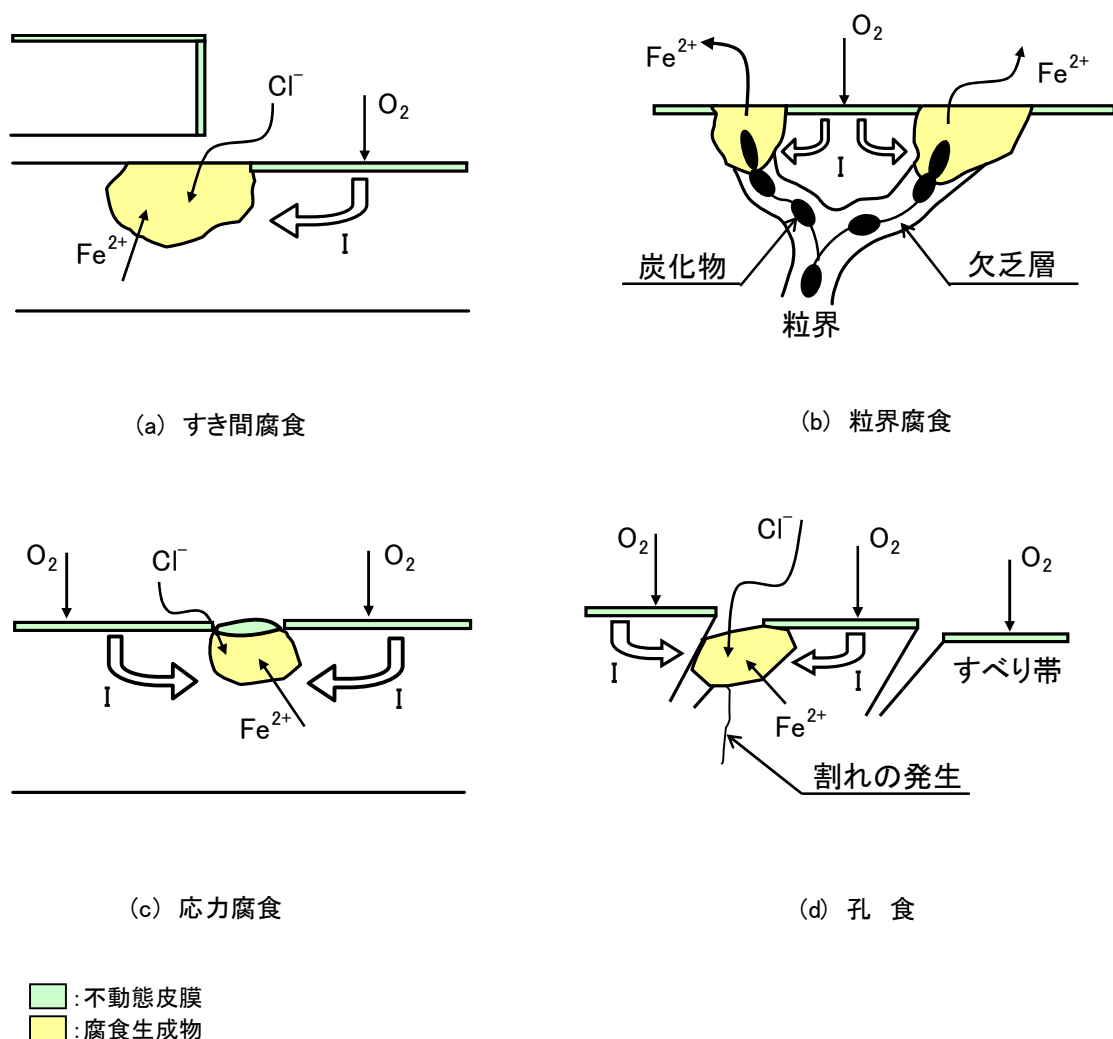


図2-2 不動態皮膜の破壊[2], [4]

### ③さび皮膜

鉄系材料を自然環境に放置しておくと腐食が進行し、生成される錆がさび皮膜である。例えば、炭素鋼の錆は  $100\mu\text{m}$  程度の容易に取り去ることが出来る錆の部分と、 $10\mu\text{m}$  程度の酸化していない部分に密着している錆の2層から形成されている。

#### (2) 不動態皮膜の局部破壊[3], [4], [5]

コンクリート内の鉄筋は強いアルカリ性環境におかれることにより、表面に不動態皮膜が形成され、不動態化することによって腐食作用から保護される。

不動態皮膜は、 $5\text{nm}$  程度の超薄膜なので金属光沢が失われることもなく、ステンレス鋼のように耐食材料として使用されているものもある。不動態皮膜は安定であるのにもかかわらず局部的に破壊することがあり、その形態としては図 2-2 に示す次の4つが重要であ

るとされている。また、これらは腐食が進行し始める原因であり、その後に皮膜が補修されずに溶解が継続するという錆が成長する条件が揃ってはじめて腐食が進行する。通気差電池モデル（酸素濃淡電池メカニズム）および閉塞電池モデルが、この溶解が継続するメカニズムである。

#### ①すき間腐食

図 2-2 (a) に示すように、溶液側が局部的に酸性高濃度塩化物溶液となり、不安定になった不動態皮膜が電気化学的に溶解していく場合が、すき間腐食である。不動態皮膜にはある pH 以下になると不安定で溶解してしまうような限界 pH があり、「脱不動態化 pH」などと呼ばれ、耐食性の目安にされているが、この発生は、材料の履歴、溶液の塩化物濃度、温度などに大きく依存する。

#### ②粒界腐食

図 2-2 (b) に示すように、材料の組織に不均一があり、特定の場所で耐食性を有する成分が欠乏し、この欠乏層内に炭化物の粒界ができる。この粒界の近傍が、耐食性の低い不動態皮膜となり、ここで発生するのが粒界腐食である。例えば、ステンレス鋼で言うと、特定の場所に耐食性を与える成分であるクロムの欠乏が起こり、その部分の不動態化が不十分になるような、材料の組織に不均一が生じる場合である。加工後の熱処理や溶接部の熱履歴などによって、材料の一部にできるこのような弱い部分を粒界腐食感受性のある場所と呼ぶ。

#### ③応力腐食

図 2-2 (c) に示すように、応力の作用で不動態皮膜が機械的に破壊する場所で発生するのが応力腐食である。不動態皮膜が破壊された場所で、修復されるよりも破損場所の溶解のほうが行うとすべり帯を起点として孔食が起こり、やがて孔食の内部から割れを誘発して結晶粒内部を貫通する割れに成長していくことになる。

#### ④孔食

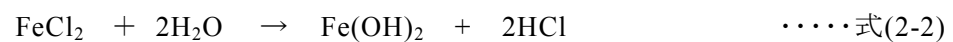
図 2-2 (d) のように、塩化物溶液中で金属の電極電位が高い状態になると皮膜の破壊と補修の頻度が高くなり、ついには局部的に破壊されたままで補修されない状態となる場合が孔食である。

### (3) 鉄筋の腐食

コンクリート空隙中の水分は飽和水酸化カルシウム溶液とこれに若干の水酸化ナトリウムと水酸化カリウムを含む溶液として存在しており、pH は約 12.5 である。このような

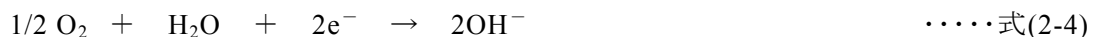
強いアルカリ性環境のもとでは、鉄は表面に不動態皮膜と呼ばれる 20～60 Å 厚の水和酸化物から成る薄い酸化皮膜を形成し、不動態化しているので腐食作用から保護されている。したがって、適正な施工が行われたひび割れのない密実な鉄筋コンクリート構造物では、鉄筋の腐食は問題とならない[6]。

しかし、アルカリ成分の溶出や炭酸化によってコンクリートのアルカリ度が低下し、コンクリート中にある種の有害成分が混入すると、鉄筋は活性状態となり腐食しやすくなる。鉄筋の不動態を破壊する有害成分には、ハロゲンイオン ( $\text{Cl}^-$ ,  $\text{Br}^-$ ,  $\text{I}^-$ )、硫酸イオン ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) または硫化物 ( $\text{S}^{2-}$ ) などの陰イオンがある[6]。これらのうち、塩化物イオンはその作用が最も強く、しかもコンクリート中に混入する機会が多いので、コンクリート中の鉄筋の腐食に対する最も有害なイオンである。これによる不動態皮膜の破壊は、皮膜の弱点で局部的に行われるため孔食を生じさせ[6]、鉄筋の表面が活性化して陽極を、不動態化している表面が陰極を形成する。この反応は次のとおりである。

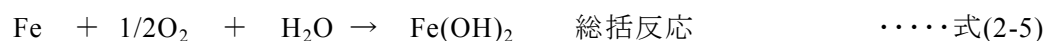


したがって、塩化第一鉄が一旦は形成されるが、錆には塩化物が含まれずに  $\text{Cl}^-$  は再生される[7]。

このように不動態皮膜が破壊されると、鉄筋は活性状態となり腐食しやすくなる。活性状態にある鉄の表面では、腐食反応が次のような電気化学的機構によって進行する。



式(2-3)のアノード反応は、電子 2 個を母材中に残して鉄がイオンとなって溶出することが基本であり、鋼材が腐食することそのものである。式(2-4)のカソード反応は、アノード反応によって生じた電子を消費する反応である。この 2 種類の反応が同時に生じるのが腐食反応であり、次のような反応式で表される[8]。



この化合物は溶存酸素によって酸化して水酸化第二鉄 ( $\text{Fe}(\text{OH})_3$ ) になる。引き続きこの化合物は水を失って水和酸化物 ( $\text{FeOOH}$ ) または赤錆 ( $\text{FeO}_3$ )、あるいは一部は酸化不十分の

まま黒錆(  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  )となって鉄筋表面にさび層を形成する。鉄の錆層は多孔質であるため、たとえ厚く生成しても、腐食を抑制する効果が小さく、下地の鉄面では腐食がたえず進行する。また、一般に鉄筋の腐食による体積膨張は約 2～4 倍といわれており[9]、その膨張圧がコンクリートのひび割れやはく離を引き起こし、ひび割れが腐食の進行を更に容易にさせる。

ここで、アノード反応とカソード反応が同位置で起きている場合をマイクロセル腐食、離れた位置で起きている場合をマクロセル腐食とよんでいる。マクロセル腐食は、塩化物により局所的に不動態皮膜が破壊される場合に生じやすいと考えられている。また、マクロセル腐食の場合には、マイクロセル腐食の場合に比べて大きな腐食電池が形成されることにより、激しい腐食が生じると考えられている。

## 2.2.2 塩化物イオンの供給要因

多量の塩化物イオンがコンクリートに浸入すると、コンクリート中の鋼材表面の不動態皮膜が破壊され、鉄筋の腐食が生じる。塩化物イオンが侵入する要因としては、使用材料、施工の品質等による内的要因と、建設された環境、使用状況等による外的要因に大別することができる。

### ①内的要因

内的要因は、練混ぜ時に塩化物がコンクリート中の鋼材周辺に入り込んだ場合に生じるものである。したがって、内的要因の可能性について地域や周辺環境から限定することは難しい。1986年にJIS A 5308「レディーミクストコンクリート」が改訂されて塩化物含有量について検査が行われるようになり、コンクリート練混ぜ時に許容されている塩化物イオン量は通常  $0.30\text{kg/m}^3$  である。このため、1987年以降に建設されたコンクリート構造物では、内的要因により塩害が発生する可能性は小さくなった。

### ②外的要因

外的要因は、海からの飛来塩分や凍結防止剤・融雪剤として路面に散布される塩分などがコンクリート中の鋼材周辺まで浸入した場合に生じるものである。塩害が起こりやすい地域には沿岸地域および積雪地域がある。沿岸地域では、乾燥と湿潤の繰返し作用を受け易い波しぶきがかかるような箇所で、塩化物イオンが凝縮され、酸素の供給が可能なため鉄筋の腐食を生じやすい。次に、積雪寒冷地域では冬期の路面管理のために融雪剤（塩化ナトリウム、塩化カルシウム、塩化マグネシウム等）が散布される。また、路面に結露や

凍結が懸念される高架橋でも、冬期路面管理のために塩化物系の凍結防止剤が散布されている。コンクリート構造物は、この塩化物によって悪い影響を受けることになる。

## 2.3 鉄筋の腐食の調査方法と予測方法

### 2.3.1 自然電位法

鉄筋の腐食は酸化反応(アノード反応)と還元反応(カソード反応)のように、種々の電荷をもつイオンや電子が関与する電気化学反応であり、腐食量を電気量で表わすことができる。非破壊試験における電気化学的方法は、鋼材の腐食現象が電気化学的現象であることを利用したものであり、自然電位、分極抵抗等がある[1]。この中でも自然電位法は特に高価な機器を必要とすることもなく、測定そのものを簡便に行なえることから、広く使用されている。自然電位の測定法はアメリカでは ASTM C876[10]で、日本では JSCE-E601[11]で測定方法が規準化されている。自然電位とは、鋼材が腐食しやすい環境にあるかを示す指標で、鉄筋の腐食量、腐食速度などの情報は直接的には得られないが、構造物の中で腐食している可能性がある箇所を把握することにより、間接的に腐食状況を調べることができる[12]。

ここで、図 2-3 にミクロセル腐食におけるアノード反応およびカソード反応をモデル的に示した分極線図を示す。金属が腐食する際の自然電位の測定には、アノード反応およびカソード反応が電子の授受を伴って同じ速度で反応することを利用しており、このときの電子の動きが腐食電流である。よって、図 2-3 の両反応がバランスした点 P で腐食電流( $i_{\text{corr}}$ )

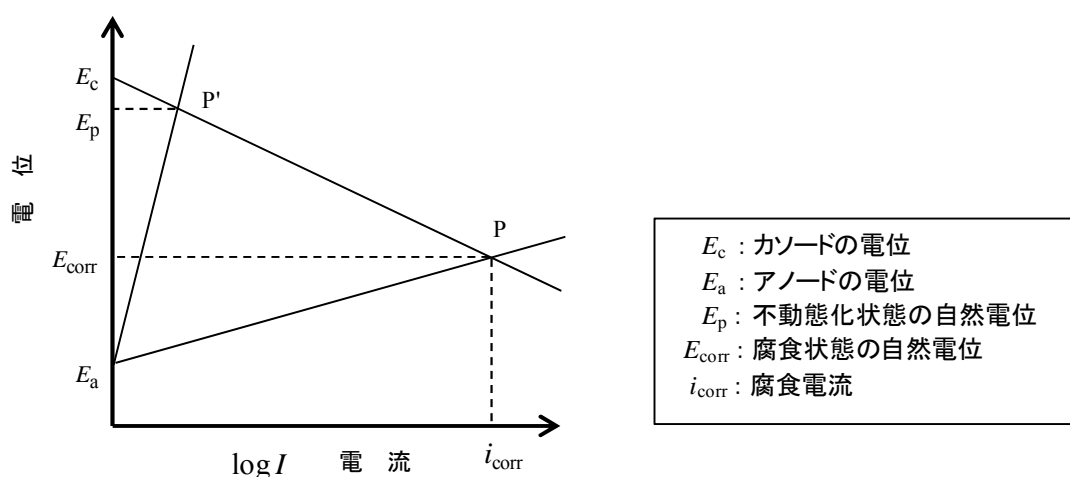


図2-3[11] 分極の模式図

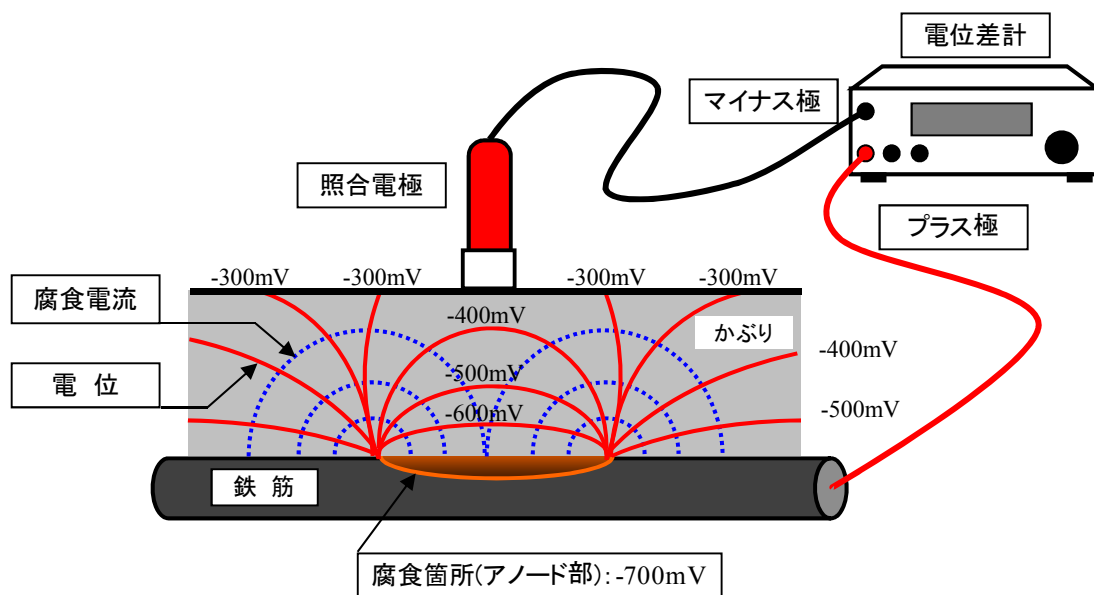


図2-4 コンクリート内部の電位分布の模式図

に相当する腐食が進行し、 $E_{\text{corr}}$  の電位を示す。この電位を自然電位あるいは腐食電位と呼ぶ。コンクリート中で鉄筋が正常な防食状態にある場合には、不動態化という特別な平衡状態にあり、アノード反応が大きく抑制されてモデル的には図 2-3 の P' に相当する。この場合の腐食電流はきわめて微量で、腐食反応は事実上停止している。また、その際の電位は  $E_p$  となり、 $E_{\text{corr}}$  に比べて貴な値を示す。そこで、この  $E_p$  と  $E_{\text{corr}}$  の違いに着目して、電位差計を介して照合電極と検体となる金属の電位差を単純に測定し、この値から腐食の発生の有無を判定しようとする方法が自然電位法である[13]。

#### (1) 鉄筋の自然電位

鉄筋コンクリート内でマクロセル腐食を起こしている電位分布イメージを図 2-4 に示す。鉄イオンがコンクリート内に移動すると鉄筋内に残された電子は鉄筋に負の電荷を与える。その結果、鉄筋が溶解しているアノード部では電位は卑になり、腐食が激しい場合にはこの傾向が顕著に表れ、周辺の電位の高いカソードに向けてコンクリート内を腐食電流が流れる。自然電位法は、腐食の状況に応じて変動するコンクリート表面での腐食電流によって生じる電位を測定することによって、内部鉄筋の腐食の可能性または腐食活性域の検出を行なうものである。コンクリート中において、pH が高く保たれている健全な状態では、鉄は不動態の状態で存在するが、鉄筋が腐食した状態になると鉄筋の自然電位は卑に移行する。塩害劣化においては進展期に相当する鉄筋の腐食によりかぶり部分にひび割

れが発生するまでの、初期の診断に有効であるとされている[14]。

## (2) 自然電位の測定に影響する要因

コンクリート表面で鉄筋の自然電位を測定する場合に誤差が生じる要因としては、電位差計（ポテンシヨナルメータ）、照合電極等の測定器による場合、測定器とコンクリート表面あるいは鉄筋の接続部分の状態による場合、コンクリート表面から鉄筋表面までのかぶりコンクリートの状態による場合等、電位が計測される被測定物と測定器までの間に介在する物質やこれらの接続状態が影響するものと考えられ、測定機器や測定位置・間隔などの測定方法については JSCE-E601[11]に示される。しかしながら、測定される物質、すなわち、鉄筋と測定器の間に介在するかぶりコンクリートの状態については「コンクリート表面は、原則として水道水などの清浄な水を用いて、これを湿潤状態にして測定しなければならない。」と規定し、「コンクリートが乾燥しており測定が困難な場合には、あらかじめ最長 30 分程度の間、断続的に噴霧散水することによって、その後 1 時間程度は湿潤状態が保たれ、測定が容易になる。」と注釈が示される程度である。

そこで、都市高速道路のコンクリート構造物を対象に自然電位法を適用することを想定し、かぶり部分により生じる誤差の要因に関する既往の研究報告を表 2-2 に取りまとめる。都市高速道路の現状を考慮した場合に、測定時の電気抵抗に影響する要因としては塩化物イオンの含有量、湿潤の程度、かぶりの厚さおよび温度が考えられることから、表 2-2 ではこれらについて取りまとめを行った。温度については既往の文献[14]、[26]、[27]に補正式が示されていることから、取りまとめる項目からは除外してある。また、通常はありえないが、打込み前に鉄筋が腐食していた場合についても取りまとめを行う。ここで、表 2-2 に示した自然電位の測定に使用されている照合電極は、全て銅硫酸銅電極が使用されている。このことから、表 2-2 内の自然電位の単位は「vs.CSE」を省略して表示してある。

まず、表 2-2 に示す塩化物イオンの含有量による影響は、含有される量が増えるとコンクリート表面で測定される鉄筋の自然電位は卑になる傾向があり、電気抵抗が小さくなることにより電位降下が小さくなるためと考えられる。次に、同表に取りまとめた湿潤の程度からは、より湿潤することにより自然電位は卑になる傾向が認められる。これは前者と同様に電位降下が小さくなったためと考えられる。最後に、同表からかぶりの厚さについては、少なくなると若干ではあるが卑になる傾向がある。これは、かぶりが少なくなった分だけ電気抵抗が減少し、電位降下が小さくなったためと考えられ、文献[28]には、かぶりが 2cm では鉄筋表面電位との差はほとんどないとされていることから、かぶりが減少

表 2-2 自然電位の測定に影響する要因とその程度

影響する 要因	自然電位の測定値に現れる誤差	測定時の条件	文献
塩化物イオンの 含有量	塩化物イオン濃度が1.6, 3.2, 4.8kg/m <sup>3</sup> の場合に それぞれ-50, -150, -200mV卑側になる	W/C=60%, かぶり4.5cm, 脱型後	[15]
	コンクリート表面のみ海水浸透する場合に 鉄筋近傍よりも-50mV	液間電位差の影響の解析値	[16]
	塩化物イオン濃度1.2~10kg/m <sup>3</sup> の場合に 1kg/m <sup>3</sup> 当たり-30~40mV卑側になる	W/C=54%および70%で6ヶ月間水中養生	[17]
	塩化物イオン濃度3kg/m <sup>3</sup> の時 -20~200mV卑側になる 塩化物イオン濃度5kg/m <sup>3</sup> の時 -220~320mV卑側になる	W/C=40%と60%, かぶり1cmまたは2cm 脱型後	[18]
	海水による飽和状態の場合に 水道水の場合より-90mV卑側になる	水溶液中で実施	[19]
湿潤の 程度	飽水状態の場合に 数10mV以内誤差が生じる	厚さ6mのコンクリート平板を使用	[20]
	含水率7~8%以上の場合に比較的安定	十分に湿潤させて測定するのが望ましい	[13]
	含水率5.5%以下の場合に 含水率1%当たり-25mV卑側になる	塩化物を含まない場合のコンクリート表 面における誤差	[21]
	コンクリート表面に散水して測定した場合に -100~-50mV卑側になる	実構造物の測定	[22]
	含水率の値が大きくなる場合に卑側になる	W/C=40%と60%、含有塩分量0kg/m <sup>3</sup> または3kg/m <sup>3</sup> , かぶり1cmまたは2cm	[18]
	含水率6%以下の場合に 含水率1%当たり-20mV	塩化物イオン濃度3kg/m <sup>3</sup> のコンクリート 表面における誤差	[23]
かぶりの 厚さ	10cmの場合には5cmより若干卑側になる	W/C=55%, 塩化物を含まない	[24]
	3cmの場合には6cmよりも若干卑側になる	W/C=54%, 塩化物を含まない	[17]
発錆した 鉄筋の 使用	発錆した鉄筋を配筋した場合 錆てない場合よりも卑側になる	W/C=54%, 塩化物を含まない	[17]
	発錆した鉄筋を配筋した場合 -40~-30mV卑側になる	水溶液中で実施	[19]

することによって電位降下が小さくなったものと思われる。ただし、塩化物を含まない場合であることに注意が必要である。また、発錆した鉄筋を使用した場合には、自然電位は卑になる傾向が認められている。

表 2-2 からは、塩化物イオンの含有量に比例して誤差が大きくなることが解るが、これらの影響する要因からは、測定時にはおおよそ-300~-20mVvs.CSE 程度の誤差が生じる可能性が考えられ、文献[29]にはかぶりや水分含有量によって測定値は±50mV 程度影響を受



けると記されている。表 2-2 のそれぞれの測定において、配合、材齢、気温などの条件が異なることから同条件について着目した場合でも誤差の値が異なるものと考えられ、J.W.Figg と A.F.Marsden によると再現性は $\pm 10\text{mV}$ である[6]と報告している。したがって、鉄筋の自然電位の測定値には、当初より  $10\text{mV}$  程度の誤差が含まれているものと考えられ、都市高速道路の構造物に適用する場合には、含水率や塩化物イオン濃度によって少なくとも $\pm 50\text{mV}$  程度の誤差が含まれるものとして測定値を取り扱う必要がある。測定時に積極的に誤差を少なくできる要因としては、コンクリートを湿潤状態にすることであり、含水率 5.5~8%に制御して測定を行う必要がある。また、測定方法としては JSCE-E601[11]が示されている。

### 2.3.2 塩化物イオンの拡散方程式

塩化物イオンの拡散の予測は、潜伏期の予測において重要である。コンクリート中の塩化物イオンは連続した細孔に存在する水、いわゆる細孔溶液中を濃度勾配を駆動力として移動したり、細孔溶液の移動にともなって動く。すなわち、塩化物イオンの移動には、コンクリートの組織構造や乾湿繰返しによる水の移動が大きく関係する。また、コンクリートの水セメント比が大きい場合や養生が十分になされていない場合には、コンクリートの組織構造は緻密ではなくなり塩化物イオンは移動しやすくなる。これらはセメントの種類や用いる混和材料の種類にも影響を受け、海洋環境の飛沫帯のような乾湿繰返しの激しい環境では、コンクリートの表層付近で塩化物イオンの浸透が繰返され、表層部分の塩化物イオン濃度が高くなることもある。また、凍結防止剤が散布される積雪地域でも同様に、乾湿の繰返しによりコンクリート表面付近での塩化物イオンの浸透が繰返されているものと考えられる。劣化の進行速度が部材によって異なる場合には、それを考慮に入れて予測を行わなければならない、すなわち、劣化進行速度が類似した部材群ごとにこれを行うことが基本であると報告している[25]。

したがって、塩化物イオンの拡散の予測はコンクリートの品質および環境条件などの影響を適切に考慮する必要があり、主として以下の 3 種類の手法が示されている[1]。

- ① 適切な環境条件における拡散方程式の解を用いる方法
- ② 促進試験を利用する方法
- ③ 塩化物イオンの反応や環境との境界における移動を考慮した数値解析による方法

本研究では、これまでに実施された構造物の点検・調査結果を活用して詳細調査の実施

時期を明確化するため、①についてコンクリート標準示方書〔維持管理編〕[1]に記載されている方程式を示すとともに、既往の文献において示される塩化物イオンの拡散方程式およびその境界条件について整理し、都市高速道路がおかれる環境によく一致する塩化物イオンの拡散方程式を選定するものとする。

## (1) 塩化物イオンの飛来・浸透する環境が定常の場合

コンクリート中への塩化物イオンの浸透メカニズムは、環境、使用条件、コンクリートの品質等の様々な要因によって異なり、それぞれ異なる浸透メカニズムを明らかにすることは難しい。しかし、それらすべての浸透メカニズムが支配する部分はコンクリート構造物の比較的表面に近い部分であって、コンクリート内部は含水状態にあると考えられ、塩化物イオンは濃度勾配を減少させる方向に移動していくためにコンクリート内部へと浸透していく。そのため、コンクリート中への塩化物イオンの浸透メカニズムを拡散理論にあてはめて考えることが多く[30]、気体・液体・固体中の物質の移動状態を表す物理化学式である Fick の第 2 法則により表すことができるとされている[31]～[33]。

まず、単位面積の断面による管状の物体を想定する。図 2-5 のように管内の溶質には長さ方向に濃度勾配があるものとする、濃い部分から薄い部分へと溶質が流れることになる。この時、単位時間あたりに拡散する溶質、すなわち流束を  $J$ 、管内の任意の位置  $x$  における濃度を  $C$  とすると、 $J$  は濃度勾配に比例することになり、

$$J \propto \frac{dC}{dx} \quad \dots\dots \text{式(2-6)}$$

と表すことができる。ここで、

$$\frac{dC_{co}}{dx} > 0 \quad \dots\dots \text{式(2-7)}$$

とおくと、溶質は  $x$  の負の方向に拡散するので、これを考慮してマイナスの項を入れる。さらに、比例数の拡散係数  $D_{co}$  を入れると式(2-8)の Fick の第 1 法則が導き出される[34]、[35]。

$$J = -D_{co} \frac{dC_{co}}{dx} \quad \dots\dots \text{式(2-8)}$$

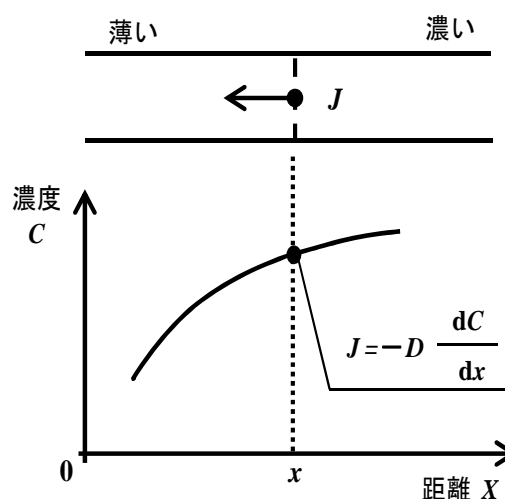


図2-5 流束とその濃度の模式図

Fick の第 2 法則は、図 2-6 のように区間  $x$  と  $x+dx$  の濃度の時間的变化  $\partial C_{co}/\partial t$  を考えた場合に、任意の位置  $x$  での濃度を  $C_{co}$ 、 $x+dx$  での濃度を  $C_{co}+dC_{co}$  とする。また、 $dx$  部分の濃度の時間変化は第 1 法則と同様に、

$$\frac{\partial C_{co}}{\partial t} > 0 \quad \dots\dots \text{式(2-9)}$$

とする。この時、 $x+dx$  側が濃いため区間  $x$  と  $x+dx$  に流れ込み流れ出る溶質の量は、それぞれ  $J_{x+dx}$ 、 $J_x$  である。これより、 $dx$  部分の濃度の時間変化は負の方向に拡散するためこれを考慮し、

$$\frac{\partial C_{co}}{\partial t} = \frac{J_x - J_{x+dx}}{dx} \quad \dots\dots \text{式(2-10)}$$

となる。よって、Fick の第 1 法則より、

$$J_x = -D_{co} \left( \frac{\partial C_{co}}{\partial x} \right)_x \quad \dots\dots \text{式(2-11)}$$

$$J_{x+dx} = -D_{co} \left( \frac{\partial C_{co}}{\partial x} \right)_x - \frac{\partial}{\partial x} \left( D_{co} \frac{\partial C_{co}}{\partial x} \right)_x dx \quad \dots\dots \text{式(2-12)}$$

とおくことができ、 $J_x$  と  $J_{x+dx}$  を式(2-10)に代入すると Fick の第 2 法則が導出される[34], [35]。

$$\frac{\partial C_{co}}{\partial t} = D_{co} \left( \frac{\partial^2 C_{co}}{\partial x^2} \right) \quad \dots\dots \text{式(2-13)}$$

ここに、

$C_{co}$  : 液相の塩化物イオン濃度

$D_{co}$  : 塩化物イオンの拡散係数

$x$  : コンクリート表面からの距離

$t$  : 時間

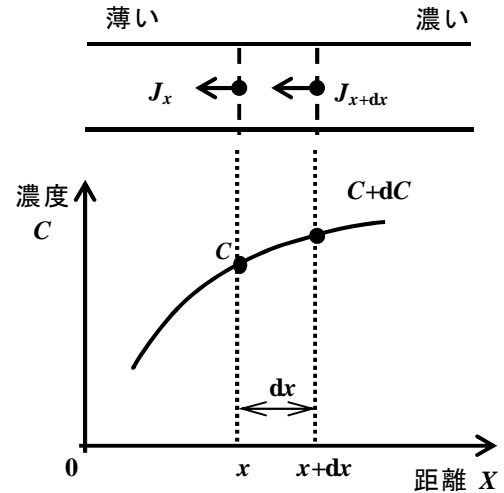


図2-6 微小区間の流束とその濃度の模式図

コンクリート標準示方書〔維持管理編〕[1]では、コンクリート中の塩化物イオンの移動は拡散に基づくことから、塩化物イオンの拡散の予測には式(2-12)に示す Fick の第 2 法則として知られる拡散方程式を、適切な境界条件で解いた解を用いてよいとしている。式(2-14)は、式(2-13)を境界条件に相当する表面における塩化物イオン濃度を一定として解いた場合の解であり、もっとも一般的に用いられているものである。また、この拡散方程式により、コンクリート中における塩化物イオンの拡散状態を示すことができる[36]、[37]と報告されている。

$$C(x,t)=C_0\left(1-\operatorname{erf}\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{cr}}\cdot t}}\right) \quad \cdots\cdots\text{式(2-14)}$$

ここに、

$C(x,t)$ ：深さ  $x$  (cm)、時刻  $t$  (年) における塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$C_0$ ：表面における塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$D_{\text{cr}}$ ：塩化物イオンの見かけの拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )

$\operatorname{erf}$ ：誤差関数

構造物の点検結果から表面における塩化物イオン濃度と塩化物イオンの見かけの拡散係数を求める場合は、得られた塩化物イオン濃度分布を式(2-14)で回帰分析して求めてよい。しかしながら、点検結果がない場合、あるいは点検結果から塩化物イオンの見かけの拡散係数や表面における塩化物イオン濃度が求められない場合は、平成 11 年版コンクリート標準示方書〔施工編〕にあるように以下のように考えてよいとされている。ただし、凍結防止剤などの塩化物イオンの影響を受ける構造物については、表面における塩化物イオン濃度は点検結果から求めることを基本とし、材料などから混入する塩化物イオン濃度は、必要に応じて式(2-15)に示す  $C_i$  を、初期塩化物イオン濃度として考慮してよいとされている。

$$C(x,t)=C_0\left(1-\operatorname{erf}\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{cr}}\cdot t}}\right)+C_i \quad \cdots\cdots\text{式(2-15)}$$

ここに、

$C_i$ ：初期含有塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )

そこで、 $z = \frac{x}{2\sqrt{D_{\text{cr}} \cdot t}}$  とすると

$$C = C_0 (1 - \text{erf}(z)) + C_i \quad \dots\dots \text{式(2-16)}$$

$$1 - \text{erf}(z) = \frac{C - C_i}{C_0} \quad \dots\dots \text{式(2-17)}$$

$$\text{erf}(z) = 1 - \frac{C - C_i}{C_0} \quad \dots\dots \text{式(2-18)}$$

となる。よって、

$$\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{cr}} \cdot t}} = \text{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{C - C_i}{C_0} \right) \quad \dots\dots \text{式(2-19)}$$

と変換することができ、深さ  $x\text{cm}$  において塩化物イオン濃度が  $C\text{kg/m}^3$  に達する時間  $t$  年は、

$$t = \frac{1}{D_{\text{cr}}} \cdot \left\{ \frac{x}{2} \cdot \frac{1}{\text{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{C - C_i}{C_0} \right)} \right\}^2 \quad \dots\dots \text{式(2-20)}$$

となる。

次に、誤差関数  $\text{erf}(x)$  と正規分布関数  $\Phi(x)$  はそれぞれ

$$\text{erf}(x) = \int_0^x \frac{2}{\sqrt{\pi}} \exp(-s^2) ds \quad \dots\dots \text{式(2-21)}$$

$$\Phi(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad \dots\dots \text{式(2-22)}$$

で定義することができ、変数変換によって両者を以下のように関連付けると、

$$\Phi(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt = \int_{-\infty}^{\frac{x}{\sqrt{2}}} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-s^2) ds$$

$$= \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \int_0^{\frac{x}{\sqrt{2}}} \frac{2}{\sqrt{\pi}} \exp(-s^2) ds = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf}\left(\frac{x}{\sqrt{2}}\right) \quad \dots\dots \text{式(2-23)}$$

となる。故に、誤差関数の逆関数は、

$$\operatorname{erf}^{-1}(x) = \frac{1}{\sqrt{2}} \Phi^{-1}\left(\frac{1+x}{2}\right) \quad \dots\dots \text{式(2-24)}$$

と置き換えられ、時間  $t$  年は、

$$t = \frac{1}{D_{\text{cr}}} \left\{ \frac{x}{2} \cdot \frac{1}{\frac{1}{\sqrt{2}} \Phi^{-1}\left(\frac{1 + \left(1 - \frac{C - C_i}{C_0}\right)}{2}\right)} \right\}^2 \quad \dots\dots \text{式(2-25)}$$

$$t = \frac{1}{D_{\text{cr}}} \left\{ \frac{x}{2} \frac{1}{\frac{1}{\sqrt{2}} \Phi^{-1}\left(1 - \frac{C - C_i}{2C_0}\right)} \right\}^2 \quad \dots\dots \text{式(2-26)}$$

となる。

このように、Fick の第 2 法則を用いて拡散予測を行うのが一般的とされているが、式(2-14)は、式(2-13)をコンクリート表面の塩化物イオン濃度を一定として解いた場合の解で、海洋環境の海中や干満帯がこれにあたるものと考えられている。しかしながら、飛沫帯や海岸地帯ではコンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着するため、これとは環境が異なり、式(2-15)を適用するのは必ずしも望ましくないと思われる。

## (2) 塩化物イオンの飛来・浸透する環境が変動する場合

標準的な塩化物イオンの拡散予測は、コンクリート標準示方書に示される式(2-15)を用いて、塩化物イオン濃度の分布からコンクリート表面における塩化物イオン濃度および見かけの拡散係数を最小二乗法によって算出し、拡散状態の予測を行う。

塩化物イオンの拡散予測を行う場合には、海洋環境の飛沫帯や海岸地帯などのように環

境の変動をともしうことも想定され、様々な塩化物イオンの浸透予測モデルが国内で報告されている。例えば、佐伯らが示す式(2-27)の乾湿の繰返しによる表層部の水分移動や塩化物固定化の影響を考慮したモデル（不飽和モルタル中の塩分移動モデル）[38]では、計算値からは中性化による塩分濃縮の傾向を捉えることができ、実測値と計算値の比較ではあるが、よく一致しており、予測手法の妥当性が確認されている。

$$\frac{\partial C_a}{\partial t_a} + \frac{\partial(uC_a)}{\partial x_a} = \frac{\partial}{\partial x_a} \left( D_a \frac{\partial C_a}{\partial x_a} \right) - \frac{\partial S_a}{\partial t_a} \quad \dots\dots \text{式(2-27)}$$

ここに、

- $C_a$  : 可溶性塩化物イオン濃度 (g/cm<sup>3</sup>)
- $D_a$  : 可溶性塩化物イオンの拡散係数 (cm<sup>2</sup>/day)
- $S_a$  : 固定化塩分量 (g/cm<sup>3</sup>)
- $u$  : 水分流速 (cm/day)
- $t_a$  : 経過時間 (day)
- $x_a$  : コンクリート表面からの距離 (cm)

次に、青山らが示す式(2-28)の可溶性塩化物イオンの濃度差による拡散と塩化物イオンの固定化を考慮したモデル（塩害環境の変動をともしう塩分浸透予測モデル）[39]では、塩分濃度分布より算出される  $D_b$  が  $C_b$  の大きさによって変化することが明らかにされ、 $D_b$  の経時変化は実構造物での測定結果と一致する結論が得られている。

$$\frac{\partial C_b}{\partial t_b} = \frac{\partial}{\partial t_b} \left[ D_b \frac{\partial C_b}{\partial x_b} \right] - \frac{\partial S_b}{\partial t_b} \quad \dots\dots \text{式(2-28)}$$

ここに、

- $C_b$  : 可溶性塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>3</sup>)
- $D_b$  : 可溶性塩化物イオンの拡散係数 (cm<sup>2</sup>/s)
- $S_b$  : 固定化塩分量 (kg/m<sup>3</sup>)
- $t_b$  : 経過時間 (s)
- $x_b$  : コンクリート表面からの距離 (cm)

また，丸屋らが示す式(2-29)のコンクリート表面塩分量が供用期間の平方根に比例するものと仮定したモデル（表面塩分量が経時変化するモデル）[40]や J.Crank が示す式(2-30)のモデル[41]がある。式(2.29)のように境界条件を供用期間の平方根に比例する関数とすることは，実構造物における塩分量実測データに対する近似が良く，耐久性設計において鉄筋のかぶりを定める場合，塩分が要因となる鉄筋の腐食に関しては，式(2-30)により塩分の拡散浸透状況を予測して定めることが適切であると結論づけられている[40]。

$$C(x_d, t_d) = S_d \sqrt{t_d} \left\{ \exp\left(-\frac{x_d^2}{4D_d t_d}\right) - \frac{x_d \sqrt{\pi}}{2\sqrt{D_d t_d}} \operatorname{erfc}\frac{x_d}{2\sqrt{D_d t_d}} \right\} \quad \cdots \cdots \text{式(2-29)}$$

$$C(x_d, t_d) = S_d \sqrt{t_d} \left[ \exp\left(-\frac{x_d^2}{4D_d t_d}\right) - \frac{x_d \sqrt{\pi}}{2\sqrt{D_d t_d}} \left\{ 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x_d}{2\sqrt{D_d t_d}}\right) \right\} \right] \quad \cdots \cdots \text{式(2-29')}$$

$$c = k \sqrt{t_d} \left\{ \exp\left(-\frac{x_d^2}{4D_d t_d}\right) - \frac{x_d \sqrt{\pi}}{2\sqrt{D_d t_d}} \operatorname{erfc}\frac{x_d}{2\sqrt{D_d t_d}} \right\} \quad \cdots \cdots \text{式(2-30)}$$

ここに，

$C$ ：コンクリートの重量に対する塩分量 (wt%)

$x_d$ ：コンクリート表面からの距離 (cm)

$t_d$ ：供用期間 (s)

$D_d$ ：塩分の見掛けの拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )

$S_d$ ：表面塩分量係数

$\operatorname{erfc}$ ：相補誤差関数

$\operatorname{erf}$ ：誤差関数

$c$ ：塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$k$ ：定数

そして，これらに類似したモデルとして武若らが示す式(2-31)のコンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着するモデル（コンクリート表面における塩化物イオン濃度時間変化モデル）[42]があり，この式は塩化物イオンが飛沫や海塩粒子として飛来することによって供給される飛沫帯および海岸地域の環境に対してコンクリート表面に常時一定量



で付着した塩化物イオンが全てコンクリート中へ拡散すると仮定している。

$$C(x_c, t_c) = 2A \left[ \sqrt{\frac{t_c}{\pi D_c}} \cdot \exp\left(-\frac{x_c^2}{4D_c t_c}\right) - \frac{x_c}{2D_c} \left\{ 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x_c}{2\sqrt{D_c t_c}}\right) \right\} \right] \quad \dots\dots \text{式(2-31)}$$

ここに、

$C(x_c, t_c)$  : 深さ  $x_c$  (cm), 時刻  $t_c$  (年) における塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>3</sup>)

$D_c$  : 塩化物イオン拡散係数 (cm<sup>2</sup>/年)

$A$  : 単位時間あたりにコンクリート表面に付着する塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>2</sup>/年)

$\operatorname{erf}$  : 誤差関数

これら以外のも、表面塗装後の塩化物の濃度の変化について守分ら[43]が示す差分法により推測する方法などがある。

コンクリート標準示方書〔維持管理編〕[1]では、塩化物イオンの拡散の予測には Fick の第 2 法則として知られる拡散方程式を適切な境界条件で解いて適用してよいとしている。

点検・調査では、一般的に用いられている表面の塩化物イオン濃度が一定とした場合の式(2-15)の適用を考慮して、コンクリートのある深さにおける塩化物イオン濃度を測定している。しかしながら、式(2-27)および式(2-28)を用いるにはこの測定値のみでは資料に不足が生じる。また、経時変化する表面濃度を設定する場合には式(2-29)、式(2-30)などを用いることが多い[44]とされているが、これらには  $s_d$  あるいは  $k$  を定める必要がある。丸屋らが報告しているように  $s_d$  の範囲は広くてコンクリートの品質が大きく影響することから、同一構造物毎あるいは同一部位毎に定める必要があるため[40]、これらを用いることも実用上は難しい。

都市高速道路では凍結防止剤は冬期のみ散布されていることから、年間を通じて考えると一定の間隔で塩化物がコンクリートに付着することになる。そこで、式(2-31)はコンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する、すなわち、塩化物イオンが付着する速度を平均化することでこの濃度の経時変化を包含することが可能であり、式(2-29)および式(2-30)に類似している。そして、式(2-31)は式(2-15)と同じ資料によって拡散状態を予測することができるため、式(2-15)とともに式(2-31)を使用すると結果について比較することも可能となる。また、係数  $A$  kg/m<sup>2</sup>/年については、予測の対象とする都市高速道路におけ

る凍結防止剤の年間使用量から概算することが可能で、散布実体を調査して補完することができる。

したがって、都市高速道路の現状を考慮した場合、現在保有されている点検結果および境界条件から塩化物イオンの拡散の予測には式(2-31)の適用が可能であり、予測に必要な資料が式(2-15)と同一であるため、結果について比較することもできる。

## 2.4 まとめ

本章では、既往の研究から鉄筋の腐食に着目してその現象と塩化物イオンの供給要因を示すとともに、鉄筋の自然電位の測定時に生ずる誤差の要因とその程度および塩化物イオンの拡散方程式を既往の研究を参考に境界条件別に整理し、次の結果を得た。

### (1) 塩化物イオンの供給要因

都市高速道路において考えられる塩化物イオンの供給要因としては、外的要因の冬期路面管理のために使用される凍結防止剤が考えられる。したがって、都市高速道路を始めとする内陸部で発生する塩害の要因としては融雪剤・凍結防止剤が挙げられることから、**第3章**で詳細に調査・整理し、都市高速道路での使用実態を明らかにする。

### (2) 自然電位法について

塩化物イオンの含有量およびコンクリートの湿潤の程度から、自然電位の測定結果には、おおよそ-300~-20mVvs.CSE 程度の誤差が生じる可能性が考えられる。かぶりや含水率によって測定値は±50mV 程度影響を受け、測定の再現性は±10mV である。したがって、鉄筋の自然電位の測定値には、塩化物イオンの含有量、コンクリートの湿潤の程度および再現性によって誤差が生じ、自然電位法を適用する場合には、その値に少なくとも±50mV 程度の誤差が含まれているものとして取り扱う必要がある。

### (3) 塩化物イオンの拡散方程式について

都市高速道路が現在保有している点検結果およびおかれている環境と境界条件から塩化物イオンの拡散の予測には式(2-31)の適用が可能であり、予測に必要な資料が式(2-15)と同一であるため、結果について比較することもできる。

## 【第 2 章 参考文献】

- [1] 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会：2001 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]，土木学会，p.22，pp.100-102，2001
- [2] 国土交通省：平成 16 年度道路行政の業績計画書，p.58，2004
- [3] 増子昇：さびのおはなし増補版，日本規格協会，p.13,pp.33-36,pp.99-102，1997
- [4] H.H.ユーリック，R.W.レヴィー著，岡本剛監修，松田精吾，松島巖訳：腐食反応とその制御(第 3 版)，産業図書，pp.62-123，pp.301-333，2002
- [5] 世利修美：金属材料の腐食と防食の基礎，成山堂書店，p.2，2006
- [6] 小林一輔 編集，小林豊治，米澤敏男，出頭圭三 共著：コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 3 鉄筋腐食の診断 [POD 版]，森北出版，pp.1-2，p.86，2005
- [7] A.M.Neville 著，三浦尚 訳：ネビルのコンクリートバイブル，技報堂出版，p.698，2004
- [8] 大即信明ら：コンクリート構造物の耐久性シリーズ塩害( I )，技報堂出版，pp.23-24，1993
- [9] 土木学会：コンクリート技術シリーズ 26 鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向，土木学会，p.30，1997
- [10] ASTM：ASTM C876-91,Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete, 1999 *ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS SECTION4 Construction* , Vol.04.02, pp.433-438，1999
- [11] 土木学会規準：JSCE-E 601-2000 コンクリート構造物における自然電位測定方法
- [12] 小尾稔：塩害環境下におけるコンクリート構造物の維持管理，北海道開発土木研究所月報，No.630，pp.46-48，2005
- [13] 日本非破壊検査協会編：コンクリート構造物の非破壊試験法，養賢堂，pp.261-262，p.268，1993
- [14] 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'03 [基礎編]，日本コンクリート工学協会，p.162-163，2003
- [15] 森本登志也，小堀光憲，高木兼士：塩分を含んだコンクリート中の鉄筋腐食に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.1，pp.351-356，1987
- [16] 武若耕司：コンクリートの非破壊検査方法(原理と手法)―鋼材腐食―，コンクリート工学，Vol.27，No.3，pp.69-74，1989
- [17] 松村也寸志，小林茂広，川島恭志，宮川豊章：自然電位法による鉄筋腐食診断の実用化について，土木学会第 49 回年次学術講演概要集，V-87，pp.174-175，1994

- [18] 小寺満, 土田伸治: 自然電位法に影響する要因と鉄筋腐食に関する実験的研究, 土木学会第 53 回年次学術講演概要集, V-301, pp.602-603, 1998
- [19] 濱田秀則, 平崎敏史, 山路徹, Tarek U.M.: コンクリート中鉄筋の電気化学的計測に及ぼす要因に関する実験的考察, コンクリート工学論文集, Vol.15, No.1, pp.57-68, 2004
- [20] 田村博, 永山勝, 下澤和幸: かぶりコンクリートの影響を考慮した鉄筋の腐食モニタリング(その 1: かぶりコンクリートが背全電位測定値に及ぼす影響), セメント・コンクリート, No.43, pp.382-387, 1989,
- [21] 佐々木孝彦, 飯島亨, 立松英信: 自然電位による鉄筋腐食判定に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1, pp.801-806, 1996
- [22] 足立史郎, 宮川豊章, 関惟忠, 小林茂広; 自然電位・分極抵抗法による鉄筋腐食現地追跡調査, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.1, pp.1243-1248, 1995
- [23] 立松英信, 佐々木孝彦, 高田潤: 塩害による鉄筋腐食診断と抑制に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.11, No.2, pp.11-20, 2000
- [24] 鈴木計夫, 大野義照, 二宮一, 田村博: 電気化学的測定によるコンクリート中の鉄筋の腐食に関する研究, セメント技術年報 42, pp.387-390, 1988
- [25] 土木学会コンクリート委員会腐食防食小委員会: コンクリート技術シリーズ No.57 コンクリート標準示方書[維持管理編]に準拠した維持管理マニュアル(その 1)および関連資料, 土木学会, pp.72-76, 2003
- [26] 日本材料学会: コンクリート構造物の診断技術, 日本材料学会, p.29, 2001
- [27] 土木研究所, 日本構造物診断技術協会: 非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル, 技報堂出版, p.41, 2004
- [28] 小山理恵, 矢島哲司, 魚本健人, 星野富夫: 自然電位を用いた鉄筋腐食状態の推定手法に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.550/V-33, pp.13-22, 1996
- [29] 小林一輔編集, 魚本健人, 加藤潔, 広野進共著: コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 5 コンクリート構造物の非破壊検査, 森北出版, p.20, 2000
- [30] 小林一輔編集, 小林豊治, 米澤敏男, 出頭圭三共著: コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 3 鉄筋腐食の診断 [POD 版], 森北出版, pp.173-174, p.181, 2005
- [31] 近藤連一, 佐竹実, 牛山宏隆: セメント硬化体中のイオン拡散, セメント技術年報 28, pp.58-61, 1974
- [32] O.E.Gjorv and O.Vennesland: Diffusion of Chloride Ions from Seawater Into Concrete, Cement

- and Concrete Research, Vol.9, No.2, 1979
- [33] C.L.Page, N.R.Short and A.El Trarras : Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes, CEMENT and CONCRETE RESEARCH, Vol.11, No.3, pp.395-406, 1981
- [34] Paul G. Shewmon 著, 笛木和雄, 北澤宏一 共訳 : 固体内の拡散 Diffusion in Solids, コロナ社, pp.2-6, 2001
- [35] 塚本秀史 : コンピュータによる拡散方程式の演習, 公害研究対策センター, pp.2-6, 2005
- [36] 大即信明, 森好生, 関博 : 海洋環境におけるコンクリート中の塩素に関する一考察, 土木学会論文集, 第 332 号, pp.107-118, 1983
- [37] 松島学, 松井邦人, 関博, 堤知明 : Fick の拡散方程式の係数の同定, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.269-272, 1995
- [38] 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/V-54, pp.131-142, 2002
- [39] 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実験, 土木学会論文集, No.746/V-61, pp.251-264, 2003
- [40] 丸屋剛, 宇治公隆 : 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.11, No.1, pp.596-602, 1989
- [41] J.Crank : THE MATHEMATICS OF DIFFUSION, Oxford University Press, p.34, 1975
- [42] 前田聡, 武若耕司, 山口明伸 : 塩害データベースを用いたコンクリート中への塩化物イオン拡散の定量評価, 土木学会論文集, No.760/V-63, pp.109-120, 2004
- [43] 守分敦郎, 長滝重義, 大即信明, 三浦成夫 : 既設コンクリート構造物の塩化物イオンの拡散過程より評価される表面処理工法の適用性, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.111-122, 1995
- [44] 土木学会コンクリート委員会腐食防食小委員会 : コンクリート技術シリーズ No.40 鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向(その 2), 土木学会, p.167, 2000

## 第3章 内陸部で発生する塩害の要因

### 3.1 はじめに

コンクリート構造物の劣化要因は、環境条件、使用条件、外力条件などによる外的要因と、設計・配合・材料・施工による内的要因に大別される。

コンクリートに塩化物イオンが侵入する内的要因を推察すると、コンクリートの配合が挙げられる。都市高速道路の建設に使用されたコンクリートは、適用時点における最新の JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」を適用して、昭和 50 年頃から打込みが行われている。昭和 49 年のコンクリート標準示方書解説[1]では海砂に含まれる塩化物の許容限度は、塩化ナトリウムに換算して海砂の絶乾質量の 0.10%以下( $1\text{kg/m}^3$  程度)と規定されている。1986 年には「コンクリート中の塩化物総量規制について」が建設省より通達され、同年、JIS A 5308 においてもコンクリートに含まれる塩化物量は、荷卸し地点で塩素イオンとして  $0.30\text{kg/m}^3$  以下でなければならないと規定されている。そこで、1986 年以前に使用されたコンクリートの現存する配合報告書を調べると、塩化物量の含有量は  $0.02\text{kg/m}^3$  以下と記されていた。調査結果から使用されていた骨材の産地が揖斐・長良川、木曽川、瀬戸等とのことから多量の塩化物イオンが内的要因として混入しているとは考えにくい。

次に、外的要因について推察する。調査を実施した都市高速道路の点検結果を観ると、舗装の劣化に伴うひび割れ部、路肩コンクリートと舗装との接統部、伸縮装置部からの漏水、本線とランプの近接箇所における構造上の隙間等から、床版、壁高欄、橋脚天端、桁端部等へ凍結防止剤が付着・浸入している可能性のあることが判る。また、コンクリート橋脚の補修工事で JCI-SC5[2]などを適用して実施された塩化物イオンの含有量調査結果からは、腐食の発生限界濃度としてコンクリート標準示方書[設計編][3]に示される  $1.2\sim 2.4\text{kg/m}^3$  程度、土木研究所がとりまとめた健全度診断マニュアル[4]に示される  $1.2\sim 2.5\text{kg/m}^3$  を上回る塩化物イオンが検出されている箇所もあり、外的要因としては、凍結防止剤が一因として影響しているものと推察される。

そこで、凍結防止剤・融雪剤に関してとりまとめるとともに、塩害の外的要因として挙げられる凍結防止剤の使用実態について調査した。

### 3.2 凍結防止剤

#### 3.2.1 使用目的とその種類

凍結防止剤・融雪剤とは、路面の凍結防止および走行安全性の確保を主な目的として冬の道路路面管理のために散布される塩化ナトリウム、塩化カルシウム等のことであり、



(a) 直接あるいは湿塩状態で散布される凍結防止剤



(b) 凍結防止溶液を作製するための凍結防止剤

写真3-1 凍結防止剤に用いられる塩化ナトリウム



写真3-2 凍結防止剤に用いられる塩化カルシウム

その用途は、凍・圧雪がなく、その発生を防止する凍結防止、既に発生している凍・圧雪を融解する雪氷融解、除雪等のため圧雪を除去しやすくする除雪補助等に分けられる。

積雪地域と寒冷少雪地域では道路管理の考え方に違いがある。積雪地域では、機械的な除雪が主であり、除雪作業を軽減するための除雪補助、積雪を溶かすための融雪剤および路面の凍結を防止するための凍結防止剤として使用する場合がある。寒冷少雪地域では、路面の凍結防止を主な目的として散布しているので、道路管理者は一般に凍結防止剤と呼んでいる。また、除雪補助によるものは一般的に積雪地域においてのみ実施されるもので、凍結防止および雪氷融解によるものは積雪地域以外でも実施されており、その範囲は沖縄県を除く全国に及んでいる[5]。

路面等の化学的凍結防止対策を目的として用いられる凍結防止剤には、塩化ナトリウム

(NaCl)、塩化カルシウム ( $\text{CaCl}_2$ )、CMA (カルシウム・マグネシウム・アセテート)、尿素、および酢酸カリウム等がある[6]～[8]。また、諸外国においては、岩塩も用いられている。現在、国内で用いられている主なものは、塩化ナトリウムと塩化カルシウムである[1]。都市高速道路で散布されている凍結防止剤を写真 3-1～写真 3-2 に示す。

塩化ナトリウムは、イオン交換膜法による製塩法が発展したことにより、供給量および価格が安定しており、凍結防止剤として最も多く用いられている。また、水溶時の氷点降下によって凍結温度を低くすることができるので、「事前散布」に適している。塩化カルシウムは、水溶時に発熱反応を起こすため散布直後から融氷効果が期待でき、即効性を必要とするスポット的な「事後散布」に有効である。近年は、これら塩化ナトリウムや塩化カルシウムに防錆剤を添加したものも市販されている[9]。

### 3.2.2 コンクリートに与える影響

我が国において、降雪量の多い地域では路面を圧雪管理するため凍結防止剤・融雪剤の散布量が少なく、小雪地域では散布量が多くなる傾向がある。しかしながら、どちらの地域でも、凍結防止剤・融雪剤の散布によるコンクリート構造物への悪影響が少なからず発生し始めている。以下にその代表的なものを示す。

#### (1) 鉄筋の腐食

舗装に散布される凍結防止剤・融雪剤中の塩化物イオンが、直接的あるいは間接的にコンクリート表面に達し、コンクリート中あるいはひび割れなどを經由して鉄筋表面に蓄積されて、この量（濃度）があるしきい値を超えると腐食が開始されることとなる。この時期以降は、鉄筋に供給される水あるいは酸素の量が腐食速度の律速条件となる。すなわち、塩化物イオン浸入経路以外の腐食の基本的なメカニズムは、不動態の破壊および水と酸素の供給による湿食ということで、材料中に塩化物イオンを含む場合や海洋環境での塩化物イオンの侵入による塩化物イオン腐食と同じである。

#### (2) 凍害

路面管理のために広く用いられる凍結防止剤・融雪剤は塩化ナトリウムであり、これを散布するとコンクリート表面の結露や降霜による水分は氷点降下によって結氷しないが、コンクリートが凍結融解の繰返しを受け、通常の凍害劣化と異なり、コンクリート表面がフリース状に剥げ落ちるスケーリングを生じさせる特徴が知られている[9]。また、遠藤ら[10]は、コンクリート表面に NaCl が作用すると、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$  が溶出して細孔は増加すると言



われていることに着目し、増加した細孔組織はスケーリングで損失したメカニズムが推測され、NaClによるスケーリング劣化との関係に注目している。

凍害が著しく進行した場合、鉄筋のかぶりが減少することにより、鉄筋の付着強度の低下や変形の増大が起こる恐れもある。このことは、有効なコンクリート断面が大きく減少し、耐荷力に影響を与えることを示唆している。また、海岸部や凍結防止剤・融雪剤の散布地の構造物では、塩の濃度により毛細管中の浸透圧が大きくなり、一般構造物より劣化が促進される。これは、かぶりの減少とコンクリート組織の緩みのために、塩化物イオンが鉄筋に到達し易くなり、鉄筋の腐食が誘発され、コンクリートの耐久性が著しく低下するものである。

### (3) アルカリ骨材反応

凍結防止剤・融雪剤として用いられる塩化ナトリウムや海水がアルカリ骨材反応による構造物の損傷の進行度合いにどのような影響をおよぼすかについては、ほとんど明らかにされていない。それは、塩化ナトリウムのアルカリ骨材反応におよぼす影響のメカニズムが非常に複雑であり、不明な点が多いことや実際に凍結防止剤・融雪剤（塩化ナトリウム）がアルカリ骨材反応による劣化構造物の損傷進行度合いに影響するか否かを調査によって証明することが非常に困難であることによるもの [9] と報告されている。しかしながら、外部から供給される NaCl がアルカリシリカ膨張を促進させることが指摘されており [11], [12], 凍結防止剤・融雪剤が ASR の劣化因子となり得ることを示している。

### 3.2.3 国内外の現状

米国では 1950 年代から 1960 年代にかけて凍結防止剤・融雪剤の使用量が急激に増加した。経済成長に伴う道路交通の重要性が高まってきたこと、一方で機械を用いた散布技術が向上してきたことがこれらの背景にある。1960 年代初期には供用されてからわずか数年でコンクリート床版にスケーリングなどの劣化が顕在化し始めた。1970 年代以降は、各州で散布基準の作成をはじめ、塩分散布量のマネジメントが行われるようになり、それ以降の散布量は 800～1200 万トンの範囲で推移している。1980 年代中頃の調査では、米国内の道路橋約 570,000 橋のうち約 80,000 橋がコンクリート床版に劣化が認められ、そのほとんどは塩分浸透による鉄筋の腐食に起因しており、伸縮継目付近の舗装の耐久性が悪化し、目地に埋め込まれた鉄筋の腐食により目地付近の舗装にひび割れが発生することがある。米国の床版の補修・取替え費用は 1990 年代初頭までに 200 億ドル以上に上り、年間 5 億ド

ルずつ増加している。床版の劣化の要因としては、架設後年数、交通量、施工品質が関係するが、凍結防止剤・融雪剤の影響が最も重要であると報告されている[9]、[13]。

凍結防止剤・融雪剤による劣化・損傷事例として、欧米では建築構造物の駐車場が報告されているが、国内では駐車場の事例はほとんどない。国内においては土木構造物が最も多く、橋梁の場合、床版、高欄、橋台、橋脚の頂部等に損傷が生じている[14]～[16]。凍結防止溶液、凍結防止剤・融雪剤を含む雨水、融雪水等が溜まり易く、流下する箇所では、塩化物イオンの浸入による損傷が発生する可能性がある。特に、床版上面は車両による摩耗作用、過積載車両によるひび割れ発生等によるものと考えられるが、スケーリング劣化のみならず、鉄筋の腐食が少なからず見られ、表面のアスファルト舗装は、凍結防止剤・融雪剤の浸透を防止する上では、その効果を多くは期待できないようである[9]とされている。

現在、冬期道路管理のため国内で使用されている凍結防止剤・融雪剤の散布量は、平均的に毎年約 10 万 t となっているが、近年の道路管理水準の向上やスパイクタイヤの使用制限等から、散布量は増加の傾向にある[5]。特に、法律・条令によるスパイクタイヤの使用規制が行われた 1990～1992 年頃にかけて凍結防止剤・融雪剤の使用量は急激に増加した。

スパイクタイヤとは、凍結路での走行性能を向上させる為に、タイヤのトレッド面（接地面）に金属などで作られたスパイク（スタッド＝釘）を打ち込んだタイヤである。スノータイヤに比べ凍結した路面を安全に走行でき、チェーンの脱着が不要なことから、1950 年代にフィンランドで誕生したスパイクタイヤは、1960 年代にヨーロッパで急速に普及し、1963 年より日本国内での販売が開始された。1970 年代に入ると、スパイクタイヤは本格的に普及し、積雪寒冷地では 100%に近い装着率となった。スパイクタイヤの販売は 1985 年にピークを迎え、スパイクタイヤが原因の粉じん公害が深刻化し、1986 年には当時の通産省よりタイヤメーカーに対して出荷削減が指導された。1988 年にはスパイクタイヤメーカー 7 社と長野県の弁護士ら等との間で、スパイクタイヤの製造・販売中止の調停が成立し、1990 年 6 月に粉じん公害の防止を目的として「スパイクタイヤ粉じんの発生の防止に関する法律」が制定され、スパイクタイヤの使用禁止が進むとともに、凍結防止剤・融雪剤の散布量が増加していった。

### 3.2.4 都市高速道路の使用実態

調査対象とした都市高速道路では、冬期の 12 月 1 日～3 月 20 日の 110 日間を雪氷期間

と定めて路面凍結に注意を払い、必要に応じて凍結防止剤を散布している。現在では、凍結防止剤の散布は、気象庁の発表する夕方から翌朝にかけての最低気温、降水確率、気圧配置、夕方の観測気温等を勘案して決定されている。1999～2003年の冬期に散布を実施した日数の平均値は年間15日程度であった。したがって、構造物は常時塩化物イオンに曝されている状態ではなく、不定期に曝されるものと考えられる。

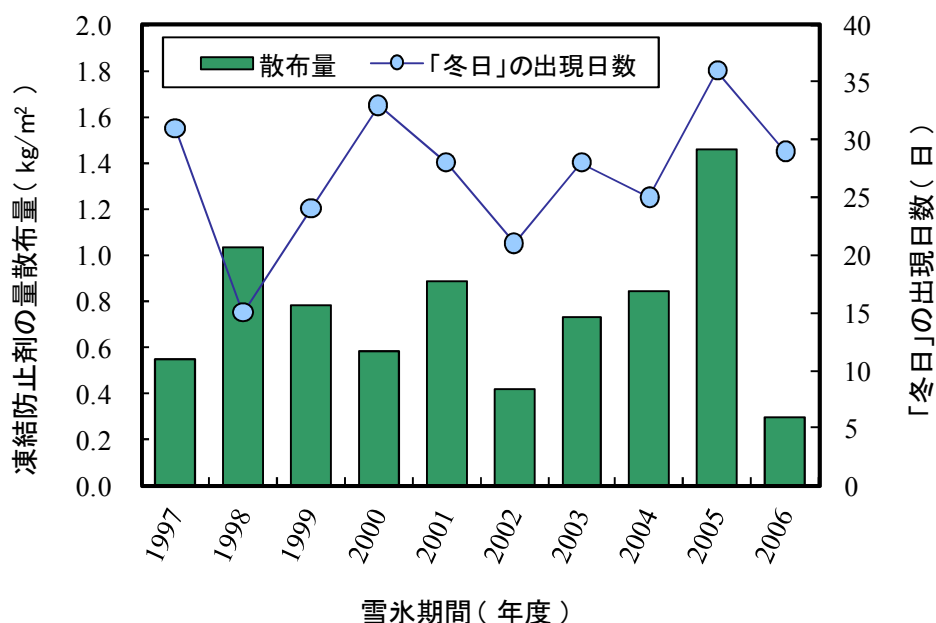
実施されている凍結防止剤の散布には、主に、塩化ナトリウムを水に溶解した凍結防止溶液を散布する溶液散布、塩化ナトリウムの粉砕材を凍結防止溶液で湿らせて散布する湿塩散布および塩化ナトリウムの粉砕材を直接散布する材散布3通りの方法がある。凍結防止剤は路面凍結の防止を目的に散布されることが多く、路面に対して均一に散布することが可能で、凍結防止剤の速効性が得られる溶液散布が採用されることが多く、必要に応じて溶液散布を繰り返すこともある。したがって、構造物に凍結防止剤が供給され場合の時間は必ずしも一定ではなく、状況によって変動していると考えられる。

表3-1および図3-1は、1997年～2006年にかけて名古屋高速道路で散布された凍結防止剤の年間使用量と気象庁の観測記録から雪氷期間における最低気温が0℃以下の出現日数との関係を示したものである。図3-1を見ると、凍結防止剤の1m<sup>2</sup>当りの年間使用量と冬日の出現日数の間には相関性は見られない。これは、気象庁の観測値よりも都市高速道路の路面温度が低くなる場合や、ブラックアイスの発生を事前に防ぐことを目的として散布していることなどによるものと考えられる。

表3-1より、凍結防止剤(塩化ナトリウム)は年平均0.758kg/m<sup>2</sup>散布されていることがわ

表3-1 都市高速道路の凍結防止剤年間散布量

年度	凍結防止剤		最低気温0℃ 以下の日数 (日)
	散布量 (kg/m <sup>2</sup> )	使用量 (t)	
1997	0.552	324.0	31
1998	1.030	605.0	15
1999	0.783	460.0	24
2000	0.585	373.4	33
2001	0.890	740.4	28
2002	0.416	346.1	21
2003	0.730	648.7	28
2004	0.840	746.5	25
2005	1.461	1526.6	36
2006	0.293	306.0	29
平均値	0.758	505.6	27



注)「冬日」とは、日最低気温が0度未満の日のこと。(気象庁が使用する用語)

図3-1 都市高速道路における凍結防止剤の年間使用量の推移と「冬日」の出現日数

かる。これが全て溶液で散布されていたと仮定すると、20%濃度の塩化ナトリウム水溶液 100ml/ m<sup>2</sup> には 20g/ m<sup>2</sup> の塩化ナトリウムが含まれているので、年間の散布回数は、

$$0.758 \text{ (kg/m}^2\text{)} \div 0.020 \text{ (kg/m}^2\text{)} = 37.9 \approx 38 \quad \therefore 38 \text{ (回/年)}$$

であることがわかる。よって、雪氷期間は 110 日間であることから、溶液散布の頻度は、1 回散布/1 日したとすると 3 日に 1 回程度、2 回散布/1 日したとすると 5 日に 1 回程度となる。ここで、散布を実施した日数は年平均 15 日程度であったことからすると、散布を実施した日の 1 日当たりの散布回数は、

$$38 \text{ (回/年)} \div 15 \text{ (日/年)} \approx 2.5 \text{ (回/日)} \quad \therefore 2 \sim 3 \text{ (回/日)}$$

となり、2～3 回/日程度散布されており、散布が必要な日には、複数回散布されていることが推定される。したがって、構造物に対しては、時間差はあるものの 1 日当たり凍結防止剤を浴びる量は、20%濃度の塩化ナトリウム水溶液 200～300ml/ m<sup>2</sup> であると推測できる。

### 3.3 まとめ

本章では、コンクリート構造物で発生する塩害の一因とされる凍結防止剤の使用について使用

実態を取りまとめた。特に、本研究で調査対象とする都市高速道路の実態について調査を行い、次の結果を得た。

- (1) 調査対象の都市高速道路では、原則として冬期の 12 月 1 日～3 月 20 日の 110 日間を必要に応じて凍結防止剤を散布する期間に定め、路面の安全管理のために注意を払っており、1999～2003 年では散布を実施している日数は年平均 15 日程度である。したがって、都市高速道路の構造物は、常時凍結防止剤に曝されている状態ではなく、不定期に曝される。
- (2) 凍結防止剤の散布形態としては、塩化ナトリウムを水に溶解した凍結防止溶液を散布する溶液散布、塩化ナトリウムの粉砕剤を凍結防止溶液で湿らせて散布する湿塩散布および塩化ナトリウムの粉砕剤を直接散布する 3 通りがある。これらの中で、路面に対して均一に散布することが可能で、凍結防止剤の速効性が得られる溶液散布を選択することが多く、必要に応じて複数回散布を繰り返すこともある。したがって、溶液を用いているため飛散しやすく、構造物に凍結防止剤が供給される量は必ずしも一定ではない。
- (3) 調査対象の都市高速道路では、1997～2006 年に年平均  $0.758\text{kg/m}^2$  の凍結防止剤を散布しており、平均すると散布を実施した日の散布回数は 2～3 回/日程度で、散布量は  $200\sim300\text{ ml/m}^2$  と推定できる。

### 【第3章 参考文献】

- [1] 土木学会コンクリート委員会：昭和 49 年度版コンクリート標準示方書解説，土木学会，pp.104-105，1974
- [2] JCI 規準：JCI-SC5 硬化コンクリート中に含まれる全塩分の簡易分析法
- [3] 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会：2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，土木学会，p.120，2008
- [4] 土木研究所，日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル，技報堂出版，pp.48-49，2004
- [5] 建設省土木研究所新潟試験所：凍結防止剤散布実態調査報告書，土木研究所資料，1993
- [6] 道路除雪ハンドブック編集委員会：道路除雪ハンドブック第 4 版，日本建設機械化協会，pp.154-155，1993
- [7] 松田益義 編訳：防雪技術ハンドブック，築地書館，p.116，1990
- [8] 市原薫，小野田光之：路面のすべりとその対策—道路・滑走路・床面・雪氷面—，(株)技術書院，p.118，1997
- [9] 日本コンクリート工学協会融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会：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(1999・11)，日本コンクリート工学協会，1999
- [10] 遠藤裕丈，田口史雄，嶋田久俊：塩化物水溶液による長期凍結融解作用を受けたコンクリートのスケーリング特性，土木学会論文集，No.725/V-58，pp.227-244，2003
- [11] 川村満紀，竹内勝信，杉山彰徳：外部から供給される NaCl がアルカリシリカ反応によるモルタルの膨張に及ぼす影響のメカニズム，土木学会論文集，No.502/V-25，pp.93-102，1994
- [12] 鳥居委和之，友竹博一：アルカリシリカ反応によるモルタルの膨張挙動に及ぼすセメントと反応性骨材の組合せの影響，土木学会論文集，No.739/V-60，pp.251-263，2003
- [13] 魚本健人：コンクリート中の鋼材腐食の現状—海外—，コンクリート工学，No.19，No.3，pp.33-35，1981
- [14] 小林一舗：コンクリート構造物と鋼材の腐食・紡織，コンクリート工学，No.19，No.3，pp.21-24，1981
- [15] 太田利隆：コンクリート中の鋼材腐食の現状—北海道—，コンクリート工学，No.19，No.3，pp.29-30，1981

- [16] 具志幸昌：コンクリート中の鋼材腐食の現状—沖縄—，コンクリート工学，No.19，No.3，  
pp.31-32，1981

## 第4章 塩化物イオン濃度と自然電位による鉄筋の腐食状態の評価

### 4.1 はじめに

積雪寒冷地や都市高速道路においては、第3章でも述べたように冬期路面管理のために散布される塩化物系の凍結防止剤・融雪剤による塩害が生じており、鉄筋が腐食を招く劣化要因[1], [2]として危惧されている。点検結果からは、散布時の飛沫、伸縮装置部からの漏水等により桁端、壁高欄、橋脚天端等の鋼およびコンクリートの表面に塩化ナトリウムの付着が確認されており、鋼材の腐食を招く劣化要因に挙げられている[3], [4]。塩害が進行した構造物を修繕するには、多大な費用と労力を要するとともに、通行規制、構造物の使用制限など地域社会にも悪影響をもたらす。このため、塩害が疑われる構造物を早期に発見し、鉄筋の腐食が進行する前に予防維持管理することが、構造物を恒久的に使用するには有効である。

鉄筋の腐食の可否を把握する方法としては、電気化学的方法の1つである鉄筋の自然電位の測定やドリルによる削孔粉を試料として使用する塩化物イオン濃度の測定などが活用されている。まず、自然電位法は、調査時点での鉄筋の腐食の可能性について調査する方法で、鉄筋が腐食することによりかぶり部分にひび割れが発生するまでの初期段階における診断に有効である[5]とされている。また、塩化物が測定値に影響を与える[6]～[8]ため、塩害を生じている構造物に適用することは難しい。このため、自然電位の値と塩化物イオン濃度の関係を示している報告もある[9]。次に、塩化物イオン濃度については、鉄筋の腐食発生限界濃度として  $1.2\sim 2.4\text{kg/m}^3$  程度であるとコンクリート標準示方書[設計編][10]に示されている。このように大きな範囲が腐食発生限界濃度とされており、使用されたコンクリートの品質、構造物を取り巻く環境等により鉄筋の腐食発生限界濃度は異なり、例えば、塩化物イオン濃度が  $2.0\text{kg/m}^3$  であっても、鉄筋の腐食が生じているとは断定できない。

このようなことから、W/C、かぶりおよび練混ぜ時の塩化ナトリウムの混入量（以下「含有塩分量」という）が異なる供試体を用いて、塩害の要因となる凍結防止剤を模擬した塩水と、雨水を模擬した水道水（以下「水」という）の散布を繰り返し、自然電位の経時変化、材齢385日と693日の塩化物イオン濃度の計測および鉄筋の腐食面積率の測定を行った[11], [12]。そして、鉄筋の腐食面積率に対するW/C、含有塩分量等の諸要因、自然電位の値および予測される塩化物イオン濃度の関係を実験から明らかにした。



## 4.2 実験概要

### 4.2.1 実験に使用した供試体

実験用供試体の配合を表 4-1 に、使用材料の規格を表 4-2 に示す。コンクリート標準示方書[13]には W/C=55%を使用することが薦められており、これまでに広く適用されていることからこの値を標準とし、比較のために W/C=45%および 65%の供試体も作製した。また、鉄筋の腐食が速やかに進行するように、予め塩化ナトリウムを  $1.200\text{kg/m}^3$  および  $2.500\text{kg/m}^3$  混入したものと塩化ナトリウムを混入しないものを作製した。化学式量からこれらの塩化物イオンの含有量を求めると、それぞれ  $0.728\text{kg/m}^3$ 、 $1.517\text{kg/m}^3$  になる。文献[14]によると鋼に孔食を引き起こす塩化物イオン量の許容濃度は  $0.02\text{mol/l}$ ，すなわち、塩化物イオン総量に換算して  $0.7\text{kg/m}^3$ [15]と報告されていること、鋼材位置での塩化物イオン濃度が  $2.5\text{kg/m}^3$  程度以上であれば補修を行うのが望ましい[16]とされていることから、脱型時点の塩化物イオン濃度が  $0.7\sim 2.5\text{kg/m}^3$  の範囲内に収まるように含有塩分量を設定した。

供試体の寸法は  $15\text{cm}\times 15\text{cm}\times 40\text{cm}$  の四角柱を採用した。通常、実構造物においても打設

表 4-1 実験用供試体の配合表

W/C (%)	セメント ( $\text{kg/m}^3$ )	水 ( $\text{kg/m}^3$ )	細骨材 ( $\text{kg/m}^3$ )	粗骨材 ( $\text{kg/m}^3$ )	混和剤 ( $\text{g/m}^3$ )
45	367	165	773	1,008	73
55	300	165	797	1,039	60
65	254	165	814	1,061	51

表 4-2 実験用供試体の使用材料の規格

使用材料	規 格
セメント	普通ポルトランドセメント
細骨材	山砂(瀬戸産)
粗骨材	砕砂(瀬戸産)
混和剤	AE減水剤
塩化物	塩化ナトリウム(食塩)
練混ぜ水	水(水道水)
鉄 筋	D16 (SD295)

表 4-3 実験用供試体の仕様

分 類	塩水・水の散布 (下屋に静置)	散布なし (屋内に静置)
W/C (%)	45, 55, 65	55
かぶり (cm)	2, 4, 7	4
塩分含有量 (kg/m <sup>3</sup> )	0, 1.2, 2.5	

面が天端にあたることから、供試体の側面および下面には、供試体の打設面のみ劣化因子の浸入経路となるように、アクリル樹脂系の塗装を施した。また、突出している鉄筋部分の腐食を防ぐために、アクリル樹脂系の塗装を施すとともに、鉄筋とコンクリートの境界部からの塩化物イオンの浸入および腐食防止を目的に、この箇所は変性シリコンによりシールした。

供試体内に配置する鉄筋は高欄や床版に標準的に使用される D16 の異形棒鋼、材質は SD295 とした。かぶりは、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編[17]の柱のかぶりを参考に供試体上面から鉄筋の最外縁までを 4cm, 7cm およびこれよりもかぶりが少ない場合として 2cm の 3 通りを適用した。これら W/C, かぶり, 含有塩分量をそれぞれ組み合わせて、計 27 種類の供試体を作製した。表 4-3 に供試体の仕様を示す。また、供試体を識別するために、W/C, かぶり, 含有塩分量の数値を順に表示するものとした。例えば、「45-2-2.5」の場合には、W/C が 45%, かぶりが 2cm, 含有塩分量が 2.500 kg/m<sup>3</sup>であることを示す。

#### 4.2.2 養生方法および塩水と水の散布方法

供試体は、打設の翌日に脱型し、2005 年 10 月～11 月に下屋で 14 日間の封緘養生を行った。その後、直射日光および降雨の影響を受けない下屋に静置した。そして、塩水と水の散布を材齢 28 日より行った。また、これらを散布せず 55-4-0, 55-4-1.2 および 55-4-2.5 の供試体を屋内に静置し、下屋のものと同時期に実験を行って塩水と水を散布した場合と比較した。

ここで、第 3 章より、都市高速道路では十分な氷点降下が得られるようにほぼ飽和状態の 20%濃度の塩化ナトリウム水溶液を凍結防止剤として多用しており、散水車により 1 回当たり 100ml/m<sup>2</sup> 散布している。凍結防止剤の使用量は年平均 0.758kg/m<sup>2</sup> であり、散布を実施した日の散布回数は 2～3 回/日程度で、散布量は 200～300 ml/m<sup>2</sup> と推測できる。そこ

表 4-4 水と塩水の散布期間と供試体の材齢

自然電位の 測定日の材齢 (日)	14	28	56	84	112	140	175	203	266	329	385	448	511	567	630	693
塩水散布期間 と材齢 (日)		28				138					385		495			
		← 散布期間 110日間 (週1回散布) →									← 散布期間 110日間 (週1回散布) →					
水散布期間 と材齢 (日)		28														693
		← 散布期間 665日間 (週2回散布) →														

で、本実験では塩水の散布は、材齢 28 日から約 4 ヶ月間、毎週土曜日に 20%濃度の塩水を  $0.1\text{ l/m}^2$  散布するものとした。水の散布に関しては、材齢 28 日から毎週火曜日と木曜日にそれぞれ  $4.1\text{ l/m}^2$  散布するものとした。これは、多量に塩水あるいは水を散布しても供試体の表面を流れて行くだけであると考え、塩水は 1 回当たりの散布量である  $100\text{ m l/m}^2$  とし、水は名古屋市において降水量の最も少ない月の 12 月を参考に、気象庁が名古屋市内で 1999～2004 年の 12 月に観測した降水量と降雨回数から決定した。

これらを散布した期間とその材齢を表 4-4 に示す。水の散布を材齢 28 日から 693 日まで実施するとともに、塩水の散布を材齢 28 日～140 日および 385 日～495 日の期間に実施し、2 年弱の間、実構造がおかれる凍結防止剤と雨水の影響を塩水と水により模擬するものとした。

#### 4.2.3 塩化物イオン濃度の測定と拡散の予測

塩化物イオン濃度を計測するために、自然電位の測定に用いた供試体と同じ寸法のものを同一条件の基に当初より 385 日間曝し、 $\phi 20\text{ mm}$  のドリルを使用して深さ 0～2cm、2～4cm および 4～6cm から試料を採取した。塩化物イオン濃度の計測は JCI-SC4[18]に準拠して電位差滴定法を適用し、それぞれ深さ 1cm、3cm、5cm における塩化物イオン濃度として取り扱うものとした。

そして、コンクリート標準示方書〔維持管理編〕[19]にしたがって、式(2-15)の Fick の第 2 法則に基づく拡散方程式を適用し、供試体の種別毎に表面の塩化物イオン濃度  $C_{\text{ex}0}(\text{kg/m}^3)$  および見かけの拡散係数  $D_{\text{ex}}(\text{cm}^2/\text{s})$  を算出し、腐食面積率の測定を行った材齢

385 日および 693 日のかぶり位置における塩化物イオン濃度を予測するものとした。ただし，見かけの拡散係数は  $1 \times 10^{-9} \sim 1 \times 10^{-7} (\text{cm}^2/\text{s})$  である[20]とされていることから，見かけの拡散係数の単位には  $\text{cm}^2/\text{s}$  を適用して算出された値がこの範囲にあることを確認しやすくした。ここで， $C(x,0) \text{ kg/m}^3$  は含有塩分量から求められる塩化物の化学式量とした。

#### 4.2.4 自然電位の測定方法

自然電位の測定は，JSCE-E 601[21]に準拠した。ここには，測定点の間隔を 10～30cm 間隔とし，できるだけ鋼材の直上に相当するコンクリート表面に設定することが望ましいと記されている。これより，本研究では鉄筋の腐食の検知を目的とすることから，図 4-1 のように配筋直上の 3 箇所を 10cm 間隔に測定して，この最小値を当該供試体の自然電位とした。

自然電位の測定には，広く使用されている銅硫酸銅電極を照合電極を用いるものとし，使用した照合電極，電位差計（ポテンシヨナルメータ）は，それぞれ日本防蝕工業(株)の「飽和硫酸銅照合電極：RE-5 型」，(株)東方技研「ポータブルエレクトロメーター：EM-02」を使用した。電位差計の測定誤差は  $\pm 0.1 \text{ mV}$  であり，表 2-2 に示す測定誤差や，文献[22]に記される J.W.Figg と A.F.Marsden が報告する  $\pm 10 \text{ mV}$  の測定の再現性に影響する測定誤差であるとは思われない。また，照合電極の先端にはスポンジを取り付けて測定を行った。

自然電位を測定する場合に，表面の含水率が低い状態では，かぶりコンクリートでの電位降下（IR ドロップ）が大きくなることにより自然電位は貴に移行し[23]～[25]，含水率

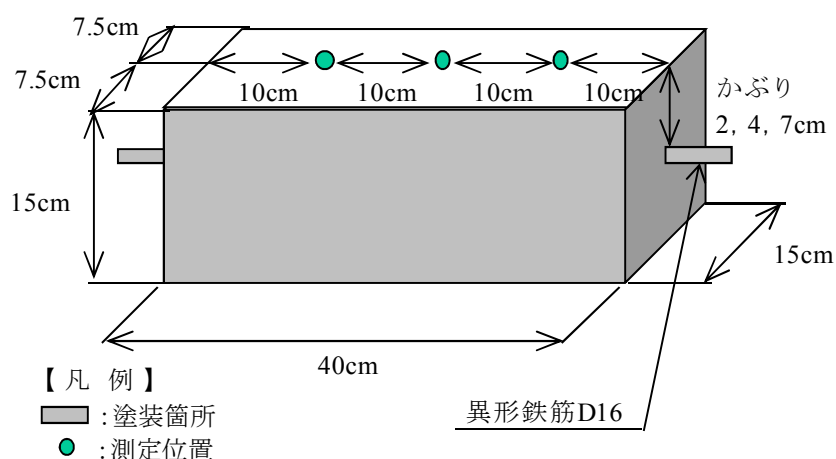


図 4-1 実験に用いた供試体の形状寸法

が測定値に大きな影響を与えると報告されている[12], [23], [26]。そこで、コンクリートの水分率が 5.5%以上であれば飽和状態と見なすことができ、測定された自然電位を補正する必要がない[23]と報告されていることから、予め実験室内で水で湿らせたウエスを供試体に湿布し、24 時間程度経過後、水分率が文献[23]で確認されている範囲の 5.5～8%であることを高周波容量式水分計を用いて確認した上で自然電位を測定した。この時、接触式の静止表面用熱電対センサーと温度計を用いて任意の 20 体の温度を測定し、式(4-1)を適用してこの平均値に対する温度補正を行った。なお、本文中では単位から 25℃を省略する。

$$V_{po} = V_0 + 0.9 \times (T - 25) \quad \cdots \cdots \text{式(4-1) [5], [27], [28]}$$

ここに、

$V_{po}$  : 温度補正後の自然電位 (mV vs.CSE, 25℃)

$V_0$  : 銅硫酸銅電極による測定値 (mV vs.CSE)

$T$  : 自然電位測定時の供試体の平均温度 (℃)

測定手順は、まず、供試体から突出している鉄筋の腐食防止のための塗装を測定の都度除去してリード線を接続し、図 4-1 に示すように照合電極を所定の位置に据えた。そして、電位計の表示が 5 秒以上一定して表示された値をその測定位置における鉄筋の自然電位とした。

鉄筋の自然電位は材齢初期において安定しない[29]～[31]ことから、自然電位が貴から卑に転じて安定したことを確認するために、材齢初期の 14 日および 28 日、その後は塩水の散布期間を勘案し約 1 ヶ月間隔で 6 回、これ以降は約 2 ヶ月間隔で 8 回、自然電位の測定を行った。表 4-4 に各測定日の材齢を示す。

#### 4.2.5 鉄筋の腐食面積率の測定

鉄筋の腐食面積率の測定には、JCI-SC1[32]を準用し、腐食箇所をビニルシートに写してこの面積をプランメーターにより測定し、供試体に配置した鉄筋の表面積で除して腐食面積率を求めた。

測定を行うのは材齢 385 日および 693 日とし、基本的に自然電位の測定を行ってきた供試体から鉄筋を取り出すものとした。つまり、1 種類の配合に対して 2 回鉄筋を取り出して腐食面積率を求めており、それぞれ異なる供試体から取り出している。

プランニメーターによる腐食面積の測定単位には  $\text{cm}^2$  を適用して小数第 1 位まで求め、併合する箇所ごとに測定を 3 回繰り返してこの平均値を腐食面積とした。また、ビニルシートへの転写時の精度、プランニメーターによる測定精度、作業の簡略化等を勘案し、供試体に配置した鉄筋は異形棒鋼であるが、両端部の 5cm を除き、公称径を用いた長さ 30cm に相当する表面積の  $150.8\text{cm}^2$  を母数とし、腐食面積率の算出に適用した。

### 4.3 鉄筋の腐食の状態

#### 4.3.1 塩化物イオン濃度の予測と鉄筋の腐食の関係

材齢 385 日の供試体の塩化物イオン濃度から式(2-15)より算出した見かけの拡散係数  $D_{\text{ex}}$  ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )、およびコンクリート表面の塩化物イオン濃度  $C_{\text{ex0}}$  ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) を配合毎に表 4-5 に示す。供試体に用いた材料、配合、打設後の環境等はいずれの供試体もほぼ同等と考えられるため、表面の塩化物イオン濃度の差異は、打設や製作時の誤差、コンクリートの品質等が影響しているものと思われる。しかしながら、見かけの拡散係数は W/C と呼応して大きくなるが、文献[20]に示される範囲内にあり、品質の悪いコンクリートとは思われない。

この値から材齢 385 日および 693 日のかぶり位置における塩化物イオン濃度を予測すると図 4-2 に示すようになる。材齢 385 日のかぶり 4cm の位置で最低塩化物イオン濃度は  $1.401\text{kg}/\text{m}^3$  と予測され、かぶり 7cm の位置でも 2 年程度の時間で最大塩化物イオン濃度が  $4.184\text{kg}/\text{m}^3$  と予測された。塩化ナトリウムを混入していない供試体でも、1 年余りにかぶり 4cm の位置において塩化物イオン濃度が  $1.2\text{kg}/\text{m}^3$  を超え、塩害が早期に進行する予測結

表 4-5 実験用供試体の塩化物イオン濃度と塩化物イオンの拡散予測に使用する各係数

W/C	分類 塩分含有量	深さ1cm	深さ3cm	深さ5cm	$D_{\text{ex}} \times 10^{-7}$	$C_{\text{ex0}}$	$C(x,0)$
		( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
45%	0 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	6.643	2.837	0.449	1.260	9.253	0.000
	1.200 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	8.182	3.072	1.033	0.900	11.060	0.728
	2.500 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	6.650	2.744	2.024	0.796	7.893	1.517
55%	0 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	8.781	6.222	1.690	2.651	11.308	0.000
	1.200 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	6.657	4.440	1.418	2.004	7.850	0.728
	2.500 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	8.118	4.790	2.174	1.546	8.917	1.517
65%	0 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	6.130	6.928	1.882	5.461	8.054	0.000
	1.200 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	7.313	5.552	2.217	2.954	8.387	0.728
	2.500 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	9.572	6.964	4.141	3.531	9.813	1.517

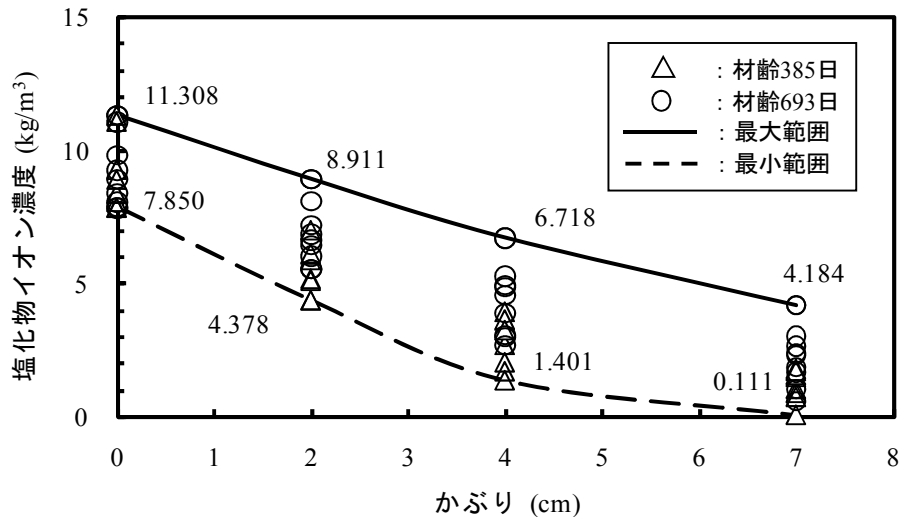


図 4-2 実験用供試体の塩化物イオン濃度分布

果となった。

#### 4.3.2 自然電位と鉄筋の腐食の関係

自然電位の測定結果を図 4-3 (a)～(c)に示す。材齢 28 日に $-200\sim-100\text{mVvs.CSE}$  程度の比較的貴な値を示し、材齢 56 日からは一転して $-500\sim-400\text{mVvs.CSE}$  程度の卑な値を示している。これは、鉄筋表面で生じている不動態化の影響によりアノード反応が抑制されて腐食電流が微量になることによるもの[15]と報告されており、他の文献においても同様の現象[30], [33], [34]が示されている。材齢 56 日までの測定値の変化は、これらの文献と同様の現象が生じているものと思われる。

塩水と水を散布しない場合には、自然電位は含有塩分量が異なっても材齢 56 日～203 日の期間は $-350\sim-250\text{mVvs.CSE}$  程度の範囲を示し、ほぼ横ばい状態にある。含有塩分量が $0\text{kg/m}^3$ の供試体でも同様の傾向にあることから、鉄筋表面において不動態化、分極等の反応が生じて電位が不安定な状態にあるものと思われる。すなわち、材齢 266 日以前の期間は鉄筋の自然電位が比較的卑の値を示すからといって、鉄筋の表面が活性状態にあるとは考えにくい。同期間に塩水および水を散布した場合には、いずれの供試体も $-500\sim-400\text{mVvs.CSE}$  程度を示しており、散布しないものに対して含有塩分量 $0\text{kg/m}^3$ の場合に少なくとも $100\text{mVvs.CSE}$  程度、含有塩分量 $1.200\text{kg/m}^3$ および $2.500\text{kg/m}^3$ の場合に少なくとも $50\text{mVvs.CSE}$  程度卑となる傾向を示している。今回の実験では鉄筋表面で進行している化学反応について把握できてないが、異なる条件は塩水と水の散布による乾湿の有無のみ

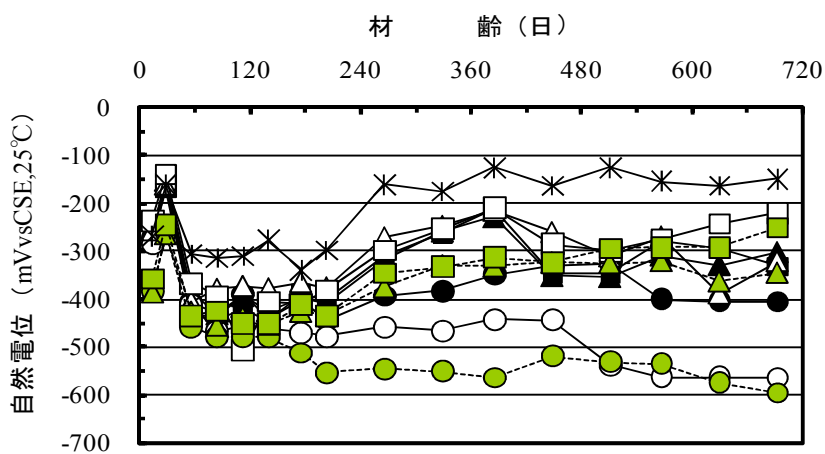
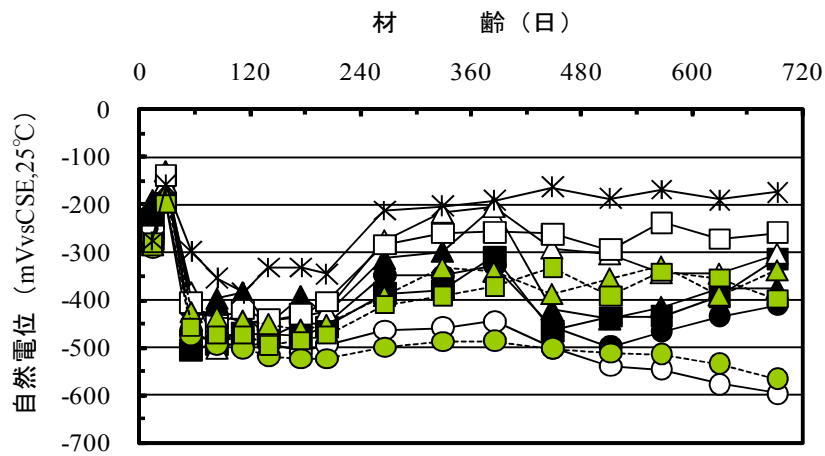
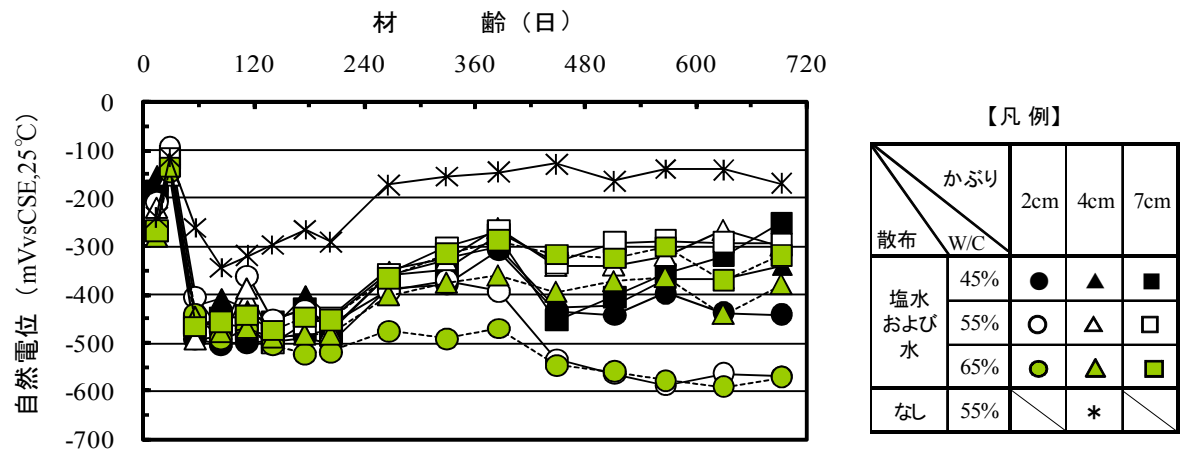


図4-3 実験用供試体の自然電位の経時変化



であるため、これが要因であると考えられる。そして、当初から塩化物イオンが多量に混入していると、ASTM C876[35]に基づいて評価を行った場合には鉄筋の腐食が進行していても進行の可能性を示唆してしまうことがあり、単にこの基準による評価方法を適用することは難しいものと考えられる。また、ASTM C876 では-350mVvs.CSE よりも卑の値を示した場合には、腐食の確率が高くなるとしていることに注意する必要がある。

初回の塩水散布を終えても材齢 175 日および 203 日までは、いずれの場合も電位が-400~-500mVvs.CSE 程度の範囲にある。55-0-4 の塩水と水を散布していない場合も-300mVvs.CSE 程度を材齢 56 日頃から推移しており、この期間も鉄筋の自然電位が不安定な状態にあるものと思われ、かぶり厚さによる電位の差は 2~7cm の範囲では 50mVvs.CSE 程度であり、表 2-2 に示されるように若干ではない。この違いは本実験では塩化物イオンがかぶり部分に含まれていることによるものと考えられる。

材齢 203 日から 2 回目の塩水散布期間までは、電位が貴に変化しており、かぶり 2cm よりも 4cm および 7cm は貴への変化量が比較的大きくなる傾向にある。材齢 385 日には、W/C が小さくかぶりが厚い場合には-300mVvs.CSE 程度、供試体の種類によっては塩水と水を散布していない場合と同程度の電位へと推移しており、W/C=55%および 65%は 45%よりも貴への変化が少なく、特に、W/C=65%のかぶり 2cm の場合には塩分含有量による違いは少なく-500mVvs.CSE 程度で推移していく。このように、含有塩分量、材齢および W/C によって自然電位に差が生じるため、鉄筋の腐食およびかぶり部分の塩水と水の散布が影響していると考えられる。また、W/C=45%および 55-0-2 を除くかぶりが 2cm の供試体では-500mVvs.CSE 前後で電位が推移しており、材齢 203 日までかぶりによる差異は大きくなかったにもかかわらず、電位が貴に向かわないことから、鉄筋の腐食の進行が疑われる。

2 回目の塩水散布期間では、電位は卑へ向かうが 1 回目ほど低下せず、かぶりが厚いほど変化が緩やかである。塩水と水を散布しないものに対して、塩化ナトリウムを混入していない場合で-150mVvs.CSE 程度、混入した場合で-50mVvs.CSE 程度は少なくとも卑な傾向にあり、この時のかぶり部分に含まれている塩化物イオン濃度は表 4-5 から少なくとも 0~4cm まででは 1.2kg/m<sup>3</sup>を超えている。材齢初期の塩化物イオン濃度は不明瞭であるが、材齢初期に比較を行えば自然電位に表れる鉄筋の腐食の影響は少ないと考え、1 回目の塩水の散布が終わる材齢 140 日までの散布の有無による電位の差を比較すると、散布を行わない 55-4-0、すなわち塩化物の影響を受けていないものの-300mVvs.CSE を基準とすると、散布したものは-500~-400mVvs.CSE 程度にあり、100~200mV 程度の差がある。これは、

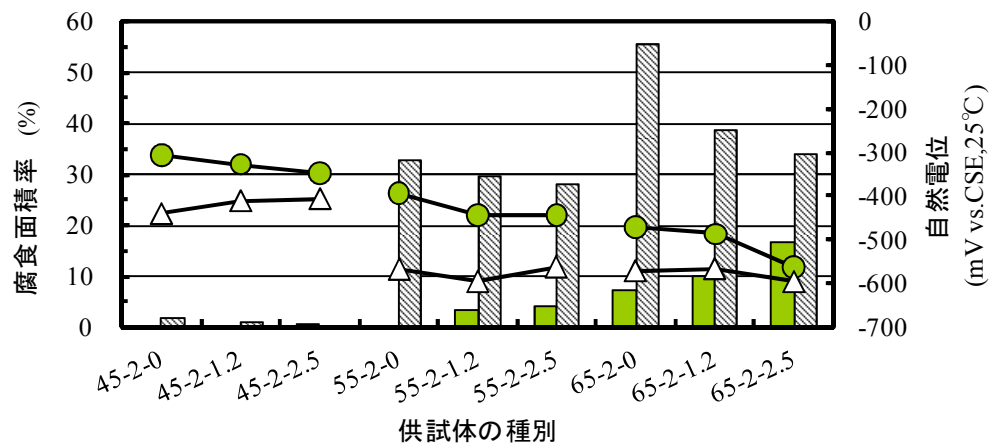
塩水と水を散布していない 55-4-0, 55-4-1.2 および 55-4-2.5 では電位に差異があまりなく、散布の有無が影響しているものと考えられる。

測定期間全体を通して見た場合に、初回の測定からある範囲に測定値が分布しており、経過時間が短いと W/C およびかぶりによる差異が表れにくく、当初に塩を混入していない 55-2-0 および 65-2-0 以外は概ね -350mVvs.CSE を中央に  $\pm 150\text{mVvs.CSE}$  程度の範囲にある。表 2-2 から大きな誤差の範囲が示されるものが多く、「2.4 まとめ」からは誤差の範囲は少なくとも  $\pm 50\text{mV}$  程度はあるとして取り扱う必要があり、表 4-5 からは塩化物イオン濃度が  $5\text{kg/m}^3$  を超える値も示され、表 2-2 に示される条件では -220～320mVvs.CSE の誤差が示されている。

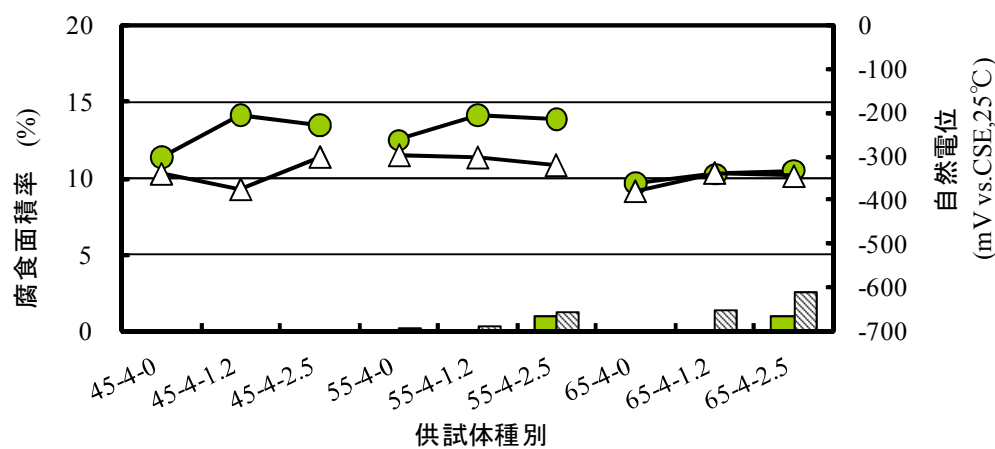
したがって、自然電位の測定にかぶりおよび塩化物イオンが影響する場合には、 $\pm 150\text{mVvs.CSE}$  の範囲で電位を評価する必要がある、塩水と水を散布することによって散布していない場合よりも -150mVvs.CSE 程度卑の値になる。これはかぶり部分の塩化物イオンの分布状態が要因であると思われる。実際にこれらの値を使用する場合には、基準となる値が必要であることから、塩化物や水の影響を受けずに鉄筋が腐食しない状態の供試体を当初より準備しておくことが考えられる。また、測定を終える材齢 693 日まで、塩水と水を散布しない 55-4-1.2 および 55-4-2.5 は、同様の 55-4-0 と電位の推移が同程度と思われる、練混ぜ時に塩化物が混入することよりも、塩水と水を散布して乾湿を繰り返すことが、電位の測定に影響していると考えられる。ただし、かぶりと W/C の影響については不明瞭ではある。これらより、自然電位の測定値が塩化物の影響を受けるとしても、かぶりがこの影響の程度を左右する要因であり、すなわち、鉄筋の腐食の進行を防ぐ要因であることを示すものと思われ、自然電位の測定値のみで鉄筋の腐食を判断することは難しく、塩化物イオン濃度を始めとする鉄筋の腐食要因を調査し、多角的な視点から評価する必要がある。

#### 4.3.3 塩化物イオン濃度、自然電位および鉄筋の腐食面積率の関係

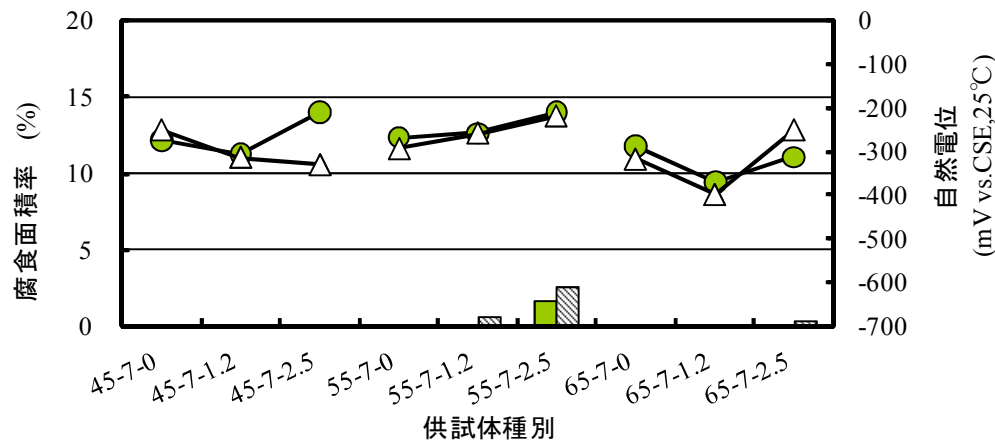
図 4-4(a)～(c)に示す腐食面積率の値より、腐食面積率が 5%程度を超える範囲では W/C 毎には含有塩分量が増えるほど腐食面積率が大きくなる傾向にある。かぶり 2cm の材齢 385 日の場合には、腐食面積率が大きいほど電位が卑を示している。しかしながら、材齢 693 日では含有塩分量が少ないほど腐食面積率が大きい傾向にある。これは W/C=55%および 65%でかぶりが 2cm の場合には、ひび割れ深さは未確認ではあるが鉄筋に沿ったひび割



(a) かぶり2cmの場合



(b) かぶり4cmの場合



(c) かぶり7cmの場合

- 【凡 例】
- : 材齢385日の腐食面積率
  - : 材齢693日の腐食面積率
  - : 材齢385日の自然電位
  - : 材齢693日の自然電位

図4-4 実験用供試体の材齢と自然電位あるいは鉄筋の腐食面積率

れが発生していた供試体もあり，この影響も考えられる。いずれの材齢においても腐食面積率が 5%を超えると電位が $-450\text{mVvs.CSE}$  程度よりも，10%を超えると $-500\text{mVvs.CSE}$  よりも卑側になっている。更に腐食面積率 25%程度の場合から 55%程度の場合まで電位は $-600\text{mVvs.CSE}$  程度となった。図 4-4(c)からは腐食面積と自然電位の関係は明確でないが，自然電位が $-450\sim-200\text{mVvs.CSE}$  の範囲で腐食面積率は 5%以下である。ASTM C876[35]では $-350\sim-200\text{mVvs.CSE}$  で鉄筋の腐食が不確定であるとされており，実験結果の範囲がこれに相当するものと考ええると，最低値に $-100\text{mVvs.CSE}$  程度の差が生じ，これが自然電位の測定に与える塩化ナトリウムの影響と思われる。また，Robert J.Kuhn は鉄面の電位は $-850\text{mVvs.CSE}$  で腐食電流がなくなる[36]ことを示しており，村上らは腐食面積率が 10%以下であれば最大耐荷力の推定値を安全側に評価できる[37]と報告している。したがって，自然電位が $-450\text{mVvs.CSE}$  程度であれば腐食は進行中であると考えられ，腐食面積率が 5%程度の時点が点検で確認できることは維持管理上有益なことから考えられる。

小山らは，かぶり 2cm の場合にはコンクリート表面電位と鉄筋表面電位との差はほとんどない[38]と報告しており， $W/C=45\%$ のものでも腐食が確認されている場合には，塩化ナトリウムの影響として $+100\text{mVvs.CSE}$  考慮しても ASTM C876[35]で鉄筋の腐食が不確定であるとされる $-350\sim-200\text{mVvs.CSE}$  の範囲となり，今回の実験結果においてもかぶり 2cm の場合には自然電位によって鉄筋の腐食の有無が示されているものと思われる。また，自然電位分布とコンクリートの比抵抗分布を合わせて測定することによって，鉄筋の腐食量の概略値を把握することができる[39]と示されており，前節で記述したように自然電位が比較的卑な値であっても腐食が進行しているとは限らないため，同時にコンクリート比抵抗，塩化物イオン濃度等を測定し，結果を蓄積することによって鉄筋の腐食の判定に役立つものと思われる。

これらより，塩水と水による乾湿が繰り返される場合には，自然電位が $-400\text{mV vs.CSE}$  程度を境に鉄筋の腐食の可能性が高くなる傾向にある。これは ASTM C876[35]の評価基準よりも少なくとも  $50\text{mVvs.CSE}$  程度卑であり，凍結防止剤の影響が確認された場合には自然電位の値はこの程度補正して評価する必要がある。また， $W/C$  が大きく，かつ，かぶりが薄く，含有塩分量が多いほど，鉄筋の腐食は進行しやすく， $W/C$  およびかぶりが鉄筋の腐食を防ぐ要因であると考えられる。しかしながら，自然電位の測定時期や材齢により，鉄筋の腐食量と自然電位の関係が異なる可能性があるため，鉄筋の腐食を評価するには，構造物のおかれている環境，塩化物イオン濃度等を総合的に判断することに

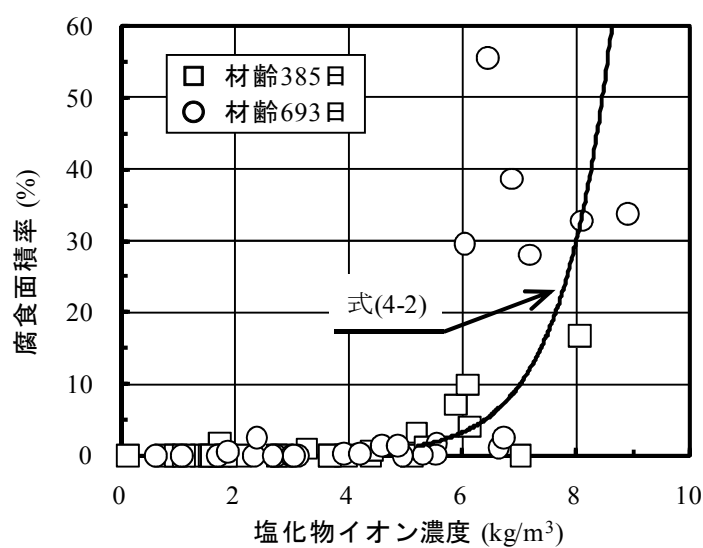


図4-5 塩化物イオン濃度と鉄筋の腐食面積率の関係

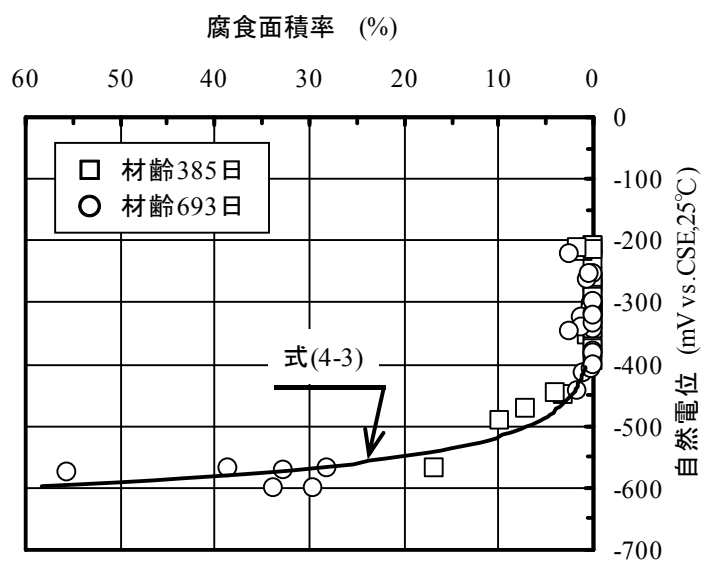


図4-6 自然電位と鉄筋の腐食面積率の関係

より，評価の信頼度が増すものと思われる。

鉄筋の腐食面積率およびこれを測定した材齢 385 日および 693 日の自然電位と鉄筋位置の塩化物イオン濃度の予測値の各々を組み合わせた関係を図 4-5～図 4-7 に示す。図 4-5 では塩化物イオン濃度が  $5\text{kg/m}^3$  程度まで，ほとんど腐食が確認されていない。塩化物イオン濃度が  $1.2\sim 2.4\text{kg/m}^3$  程度にあると鉄筋に腐食が生じる確率が高くなるが，今回の実験の

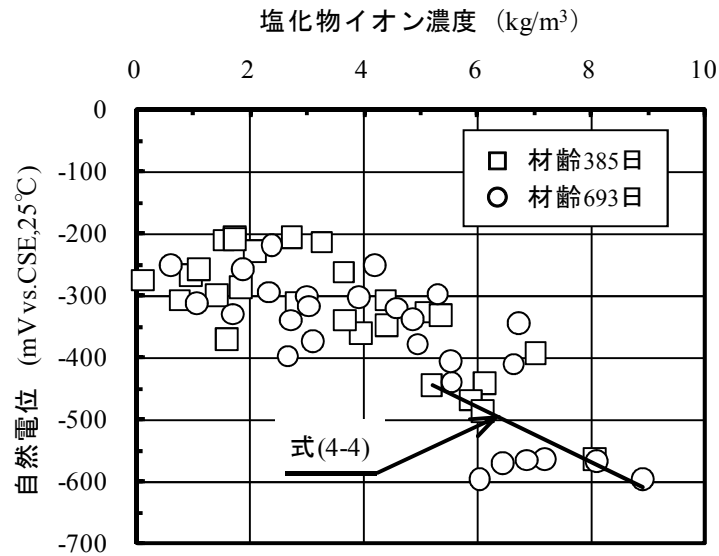


図4-7 塩化物イオン濃度と自然電位の関係

期間は2年弱で鉄筋が塩化物イオンに曝されている時間が短いために、鉄筋の腐食が進行していないものと思われる。しかしながら、塩化物イオン濃度が $5\sim6\text{kg/m}^3$ を超えると自然電位も低下し、曝される時間が短くても、腐食が疑われる。これは、塩化物イオン濃度が高いと鉄筋の腐食が発生しやすい[40], [41]とされている傾向と一致している。そこで、図4-5では塩化物イオン濃度 $5\text{kg/m}^3$ 程度で腐食面積率5%を超え始め、 $6\text{kg/m}^3$ 以上で腐食面積率の増加傾向が鮮明になることから、この範囲を回帰分析により近似すると式(4-3)が得られる。

$$A_c = 0.004 e^{1.1C_{den}} \quad (R^2=0.411) \quad \dots\dots\text{式(4-2)}$$

ここに、

$A_c$  : 塩化物イオン濃度から予測される鉄筋の腐食面積率 (%)

$C_{den}$  : 塩化物イオン濃度の予測値 ( $\text{kg/m}^3$ )

$R^2$  : 決定係数

しかしながら、図4-5には塩化物イオン濃度が $5\text{kg/m}^3$ を超えても腐食が確認されていない場合が示されており、塩化物イオン濃度のみでは鉄筋の腐食を判断することに限界があるものと思われる。

次に、前節より自然電位が-400mVvs.CSE より卑側で鉄筋の腐食の可能性が高くなり、-450mVvs.CSE で鉄筋の腐食面積率は 5%以上となる。これまでに自然電位の値と腐食面積率の間には一定の傾向が報告されており[42]～[44]、-400mVvs.CSE より卑側の範囲を回帰分析により近似すると図 4-6 に示す式(4-3)が得られる。

$$A_v = 0.0001 e^{-0.02V_{po}} \quad (R^2=0.836) \quad \dots\dots\text{式(4-3)}$$

ここに、

$A_v$  : 自然電位から予測される鉄筋の腐食面積率 (%)

$V_{po}$  : 温度補正後の自然電位 (mVvs.CSE, 25℃)

$R^2$  : 決定係数

したがって、腐食面積率が 5%以上の範囲では、自然電位から腐食面積率の把握が可能であると思われる。

次に、図 4-7 では、塩化物イオン濃度が上がるにつれ、自然電位は卑に向かう傾向が示されている。塩化物イオンが電子を移動させる働きをし、塩化物イオン濃度が高いと電位は卑へと移行する[38]といった既往の報告に一致する。ここで、図 4-6 の関係から自然電位が-400mVvs.CSE 以下の範囲に着目し、鉄筋に腐食が確認されている場合の塩化物イオン濃度 5kg/m<sup>3</sup> 以上の範囲を回帰分析により近似すると図 4-7 に示す式(4-4)が得られる。

$$V_c = -44.4 C_{den} - 215.2 \quad (R^2=0.461) \quad \dots\dots\text{式(4-4)}$$

ここに、

$V_c$  : 塩化物イオン濃度から予測される温度補正後の自然電位 (mVvs.CSE, 25℃)

$C_{den}$  : 塩化物イオン濃度の予測値 (kg/m<sup>3</sup>)

$R^2$  : 決定係数

したがって、今回の実験結果を図 4-8 にまとめると、塩化物イオン濃度が 5kg/m<sup>3</sup> 以上で鉄筋の腐食が生じる可能性が高くなり、この時、自然電位が-450mVvs.CSE より卑側であると腐食面積率は 5%以上となる傾向が示された。ただし、図 4-8 では、塩化物イオン濃度に注意を要する値としてコンクリート示方書[維持管理編][19]に示される 1.2kg/m<sup>3</sup> を、自然電位に注意を要する値として ASTM C876[35]に示される-350mV を用いている。

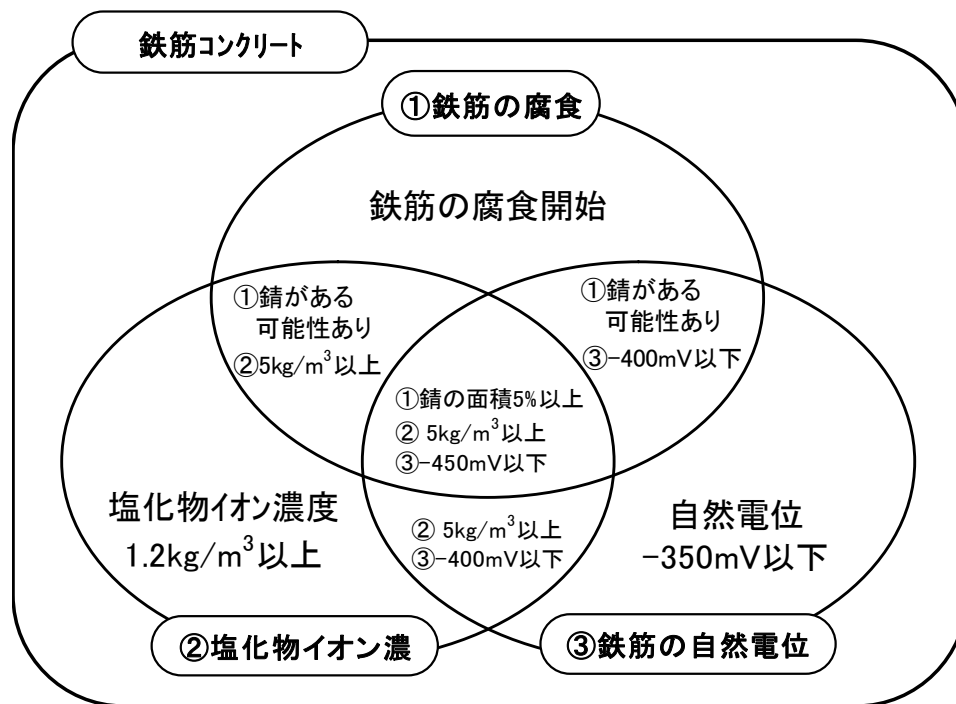


図4-8 塩化物イオン濃度、自然電位および鉄筋の腐食状態の関係

ここで、塩化物イオン濃度と腐食面積率あるいは自然電位の関係を示した回帰式では、決定係数が 0.5 を下回り、自然電位と腐食面積率の関係の場合でも 0.836 で必ずしも良い精度とは考えにくい。しかしながら、鉄筋の腐食を 1 つの方法により判断するよりも図 4-5～図 4-7 を相互に勘案し、式(4-2)～式(4-4)を組み合わせることによって、回帰式の当てはめの精度は補完できるものと考えられる。

本実験結果より、鉄筋の腐食は塩化物イオン濃度のみで評価するよりも自然電位と合わせて評価することによって、この信頼度が向上させられることを示唆しているものと思われる。今後、データ数を増やすことによって明確な傾向が示されるものと思われる。また、塩化物イオン濃度と腐食面積率の関係では、文献[40], [41]で塩化物イオン濃度が高いと鉄筋の腐食が生じやすいと報告されていることから、劣化因子の影響を受ける時間についても考慮する必要がある。更には、材齢、W/C、コンクリート比抵抗の値等を加えて鉄筋の腐食に対して多角的に評価することによって、この信頼度はより増すものと思われる。

#### 4.4 まとめ

本研究では、構造物がおかれる環境を考慮して諸要因の異なる供試体に塩水および水を散布し、塩化物イオン濃度、自然電位および鉄筋の腐食面積率から鉄筋の腐食状態を明ら



かにすることにより、鉄筋の腐食状態を判断する方法として、次の結果を得た。

- (1) 自然電位の測定は、塩水と水の散布により  $-150\text{mV vs. CSE}$  程度影響され、測定値は  $\pm 150\text{mV vs. CSE}$  程度の誤差を含んでおり、自然電位が塩化物の影響を受けているとしても、かぶり部分の濃度分布が要因であり、かぶりが自然電位の測定値に影響する一因である。これらの値を使用するためには鉄筋の自然電位の測定に影響する要因を排除した基準となる供試体を作製しておく必要がある。
- (2) 鉄筋の腐食状態を判断するためには、自然電位の測定値のみで鉄筋の腐食を判断することは難しく、塩化物イオン濃度を始めとする鉄筋の腐食要因を調査し、多角的な視点から評価する必要がある。
- (3) 鉄筋コンクリートが塩化物イオンの影響を受けている場合には、自然電位の測定値が  $-400\text{mV vs. CSE}$  よりも卑になると鉄筋の腐食の可能性が考えられ、 $-450\text{mV vs. CSE}$  よりも卑になると腐食面積率が 5%を、 $-500\text{mV vs. CSE}$  よりも卑側で 10%を超え、 $-600\text{mV vs. CSE}$  程度では少なくとも腐食面積率が 25%程度を上回る。
- (4) 材齢が 2 年程度の場合には、塩化物イオン濃度が  $5\text{kg/m}^3$  で鉄筋の腐食面積率が 5%であり、腐食の発生限界とされる  $1.2\text{kg/m}^3 \sim 2.4\text{kg/m}^3$  であっても、ほとんど鉄筋の腐食が認められない。したがって、塩化物イオンの影響を受けている場合には、併せて自然電位を測定し、この値が  $-450\text{mV vs. CSE}$  よりも卑であると鉄筋の腐食面積率は 5%を超えていると評価でき、これらを併せて評価することによって、より適切に鉄筋の腐食状態を把握できる。

#### 【第4章 参考文献】

- [1] コンクリート委員会：我が国のコンクリート構造物における凍結防止剤の影響、土木学会論文集，No.490/V-23，pp.15-19，1994
- [2] 横山和昭、本荘清司、葛目和宏、藤原規雄：道路橋 RC 床版の鉄筋腐食を伴う劣化機構の解明に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.30，No.3，pp.1687-1692，2008
- [3] 小尾稔：塩害環境下におけるコンクリート構造物の維持管理，北海道開発土木研究所月報，No.630，pp.46-48，2005
- [4] 本荘清司，上東泰，井手上文雄，丸屋剛，谷口秀明，宮川豊章：内部塩分と凍結防止剤により劣化した RC 中空床版橋への劣化予測に基づく計画的維持管理の適用，土木学会論文集，No.774/V-65，pp.99-110，2004
- [5] 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'03 [基礎編]，日本コンクリート工学協会，p.162-163，2003
- [6] 松塚忠政，渡辺博志，古賀裕久，中村英佑：塩害を含むコンクリート中の PC 鋼より線の腐食評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.1，pp.919-924，2005
- [7] 井上寛美，鳥取誠一，神野嘉希，北後征雄：中性化と内部塩分環境下における鉄筋腐食状況の電気化学的評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1，pp.853-858，1995
- [8] 中村英佑，渡辺博志，古賀裕久，中村雅之，井川一弘：塩害環境下にあるコンクリート構造物への自然電位法の適用に関する研究，土木学会論文集 E，Vol.64 No.1，pp.263-275，2008
- [9] 大即信明，森好生，関博：海洋環境におけるコンクリート中の塩素に関する一考察，土木学会論文集，第 332 号，pp.107-118，1983
- [10] 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会：2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，土木学会，p.120，2008
- [11] 片山真，鷺見高典，梅原秀哲：コンクリートの諸要因および含有塩分量が鉄筋腐食に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1083-1088，2008
- [12] 鷺見高典，伊藤拓也，梅原秀哲：塩化物イオン濃度と自然電位による鉄筋の腐食状態の評価，セメント・コンクリート論文集，Vol.63，2009に掲載決定
- [13] 土木学会：昭和 49 年度版コンクリート標準示方書解説【昭和 55 年版】，土木学会，pp.117-121，1980
- [14] 小林豊治，コンクリート中の鋼材の腐食機構，コンクリート工学，Vol.19，No.3，pp.25-28，

1981

- [15] 枝広英俊，十代田知三，竹内昌彦，山本祐基子：自然電位法によるコンクリート中の鉄筋の腐食評価に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集,Vol.20，No.1，pp.311-316，1998
- [16] 建設省総合技術開発プロジェクト:コンクリートの耐久性向上技術の開発報告書，pp.66-67，1989
- [17] 日本道路協会：道路橋示方書(Ⅰ 共通編・Ⅲ コンクリート橋編)・同解説，日本道路協会，pp.139-140，1978
- [18] JCI 規準：JCI-SC4 硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析法
- [19] 土木学会 コンクリート委員会 コンクリート標準示方書改訂小委員会：2001 年制定 コンクリート標準示方書 [維持管理編]，土木学会，pp.100-102，2001
- [20] 土木学会コンクリート委員会 示方書改訂小委員会 維持管理部会：コンクリート技術シリーズ No.57 コンクリート標準示方書 [維持管理編] に準拠した維持管理マニュアル(その1)および関連資料，土木学会，p.75，2003
- [21] 土木学会規準：JSCE-E 601-2000 コンクリート構造物における自然電位測定方法
- [22] 小林一輔 編集，小林豊治，米澤敏男，出頭圭三 共著：コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 3 鉄筋腐食の診断 [POD 版]，森北出版，p.86，2005
- [23] 佐々木孝彦，飯島亨，立松英信：自然電位による鉄筋腐食判定に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.1，pp.801-806，1996
- [24] 立松英信，佐々木孝彦，高田潤：塩害による鉄筋腐食診断と抑制に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.11，No.2，pp.11-20，2000
- [25] 足立史郎，宮川豊章，関惟忠，小林茂広；自然電位・分極抵抗法による鉄筋腐食現地追跡調査，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1，pp.1243-1248，1995
- [26] 中川元宏，生田周史，高木猛志，服部篤史，宮川豊章；中性化を主要因とする鉄筋腐食の自然電位による推定に関する実験的研究，土木学会論文集，No.781/V -66，pp.21-34，2005
- [27] 土木研究所，日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル，技報堂出版，p.41，2004
- [28] 日本材料学会：コンクリート構造物の診断技術，日本材料学会，p.29，2001
- [29] 中村士郎，小林孝一，服部篤史，宮川豊章：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート中の鉄筋腐食に関する電気化学的検討，コンクリート工学年次論文報告集,Vol.20，No.1，

pp.305-310, 1998

- [30] 鈴木計夫, 大野義照, 二宮一, 田村博: 電気化学的測定によるコンクリート中の鉄筋の腐食に関する研究, セメント技術年報 42, pp.387-390, 1988
- [31] 横田優, 佐々木孝彦, 飯島亨, 松島学: 塩害により鉄筋が腐食したコンクリートの劣化予測, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1041-1046, 2004
- [32] JCI 規準: JCI-SC1 コンクリート中の鋼材の腐食評価方法
- [33] 中村士郎, 小林孝一, 服部篤史, 宮川豊章: 高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート中の鉄筋腐食に関する電気化学的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.305-310, 1998
- [34] 松浦誠司, 片平博, 渡辺博志, 河野広隆: 塩分を混入した鉄筋コンクリートの自然電位と腐食に関する研究, 土木学会第 59 回年次学術講演会, pp.413-414, 5-208, 2004
- [35] ASTM:ASTM C876-91, Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete, 1999 ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS SECTION4 Construction , Vol.04.02 , pp.433-438 , 1999
- [36] Robert J.Kuhn : Cathodic protection of underground pipeline from soil corrosion , *API Proceedings* , Vol.14.Section4 , pp.153-167 , Nov.1933
- [37] 村上将也, 山本佳士, 黒田一郎, 古屋信明: 鉄筋腐食させたRC梁の残存曲げ耐荷力特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1095-1100, 2008
- [38] 小山里恵, 矢島哲司, 魚本健人, 星野富夫: 自然電位を用いた鉄筋腐食状態の推定手法に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.550/V-33, pp.13-22, 1996
- [39] 武若耕司, 小林一輔: 自然電位法の非破壊的鉄筋腐食検査手法への実用化について, コンクリート構造物の耐久性診断に関するシンポジウム論文集, pp.79-84, 1988
- [40] 森本登志也, 小堀光憲, 高木兼士: 塩分を含んだコンクリート中の鉄筋腐食に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.1, pp.351-356, 1987
- [41] 網野貴彦, 羽瀧貴士, 守分敦郎: 種々の条件を変化させたコンクリート中の鉄筋の腐食速度及び腐食発生限界塩化物イオン濃度に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1113-1118, 2008
- [42] 片山真, 鷺見高典, 梅原秀哲: コンクリートの諸要因および含有塩分量が鉄筋腐食に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1083-1088, 2008
- [43] 横田優: 電気化学的手法によるコンクリート中の鉄筋腐食評価, コンクリート工学年次論

文報告集, Vol.12, No.1, pp.545-550, 1990

- [44] 北後征雄：鉄筋コンクリート鉄道構造物の鉄筋腐食に関する実証的研究，京都大学博士論文，2000

## 第 5 章 コンクリート橋脚の塩化物イオンの拡散の予測

### 5.1 はじめに

これまでの塩害による劣化予測の研究は、海岸等で暴露試験を行って鉄筋の劣化速度や劣化状態を観察し、それをもとに劣化予測が行われている。劣化予測には Fick の第 2 法則を「コンクリート表面の塩化物イオン濃度が一定」として解いた式を使用するのが適切である[1]と報告されている。また、暴露試験の場合には劣化促進試験であり、年月とともに劣化が進行した実構造物とは劣化状態が異なると思われる。

これまでに都市高速道路のコンクリート橋脚 50 基を対象に、80 箇所から試料を採取して塩化物イオン含有量の調査を実施した。この結果、最外縁の鉄筋位置で腐食の発生限界とされる  $1.2\text{kg/m}^3$  を超える塩化物イオンが検出される場合があった。そこで、現存する配合報告書から練混ぜ時の塩化物含有量を調査すると、全ての橋脚に建設時点の JIS A 5308 「レディーミクストコンクリート」が適用されており、塩化物イオン含有量は多くて  $0.02\text{kg/m}^3$  程度であった。竣工後に塩化物イオンの浸入が考えられる要因としては、冬期に路面を管理するために散布される塩化物系の凍結防止剤が挙げられる。凍結防止剤が散布されることがあるのは、第 3 章より通常は冬期の 110 日間に限定され、常に塩化物イオンがコンクリート表面に飛来・付着する海洋環境とは異なるため「コンクリート表面の塩化物イオン濃度一定」として劣化予測した場合と状態が異なるものと思われる。第 3 章より凍結防止剤の散布量は  $0.758\text{kg/m}^2/\text{年}$  であり、少なくとも路面は短期間に多量の塩化ナトリウムに曝されている。塩化物系の凍結防止剤が散布される地域では、散布時の飛沫、伸縮装置部からの漏水等により桁端、床版、橋脚天端等の鋼およびコンクリート表面にこれが付着し、やがて鋼材の腐食を招く劣化要因として懸念されるとともに、国内外で劣化事例が報告されている[2]～[5]。今回調査した都市高速道路の現地の状況、点検結果、竣工図書等からも同様の状況が懸念された。

このようなことから、この塩化物イオン含有量の調査結果より、Fick の第 2 法則から導かれる第 2 章に示す式(2-15)の「コンクリート表面の塩化物イオンが一定」および式(2-31)の「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」の塩化物イオンの拡散方程式を用いて、統計的な解析からこれらの方程式の各係数を決定し、鉄筋に腐食の発生する限界濃度に塩化物イオン濃度が達する年限の予測を行った[6], [7]。そして、塩化物イオンの浸入に対して適切に維持管理を進めるための詳細調査の時期(管理点)を明らかにする維持管理

の計画化を目的に、2 つの方法による予測結果を比較して適切と考えられる予測方法を明示した。

## 5.2 コンクリート橋脚の塩化物イオン濃度の調査

### 5.2.1 調査の対象とした構造物

調査対象とした構造物は、1973～1991 年に建設された鉄筋コンクリート構造による都市高速道路の橋脚で、調査時点における供用期間は 13～32 年であった。

橋脚の形状は、T 型単柱あるいは  $\pi$  型ラーメン柱で端支点、すなわち、橋脚の頭上に桁の伸縮装置が位置する橋脚とした。これは、伸縮装置の取付け構造や施工の欠陥、止水材の老朽化等により漏水の原因となる隙間が伸縮装置取付け部付近に生じやすいことからこのような橋脚を対象とした。

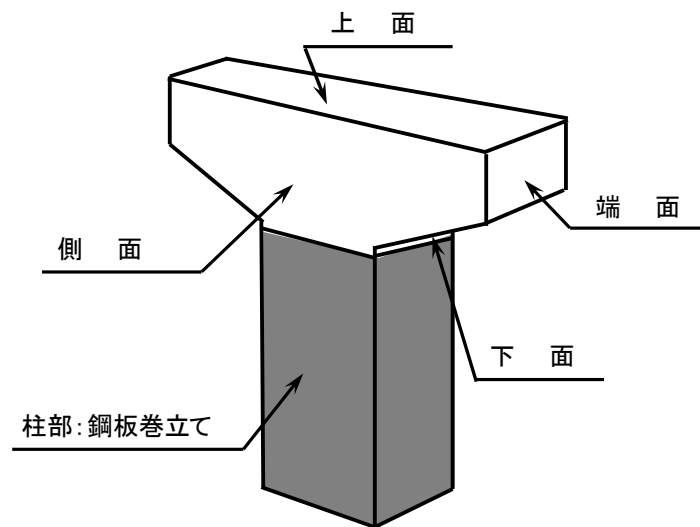
上部構造の構造形式は鉄筋コンクリート床版鋼鈑桁あるいは箱桁で、伸縮装置は一部フインガージョイントもあるが、その多くがゴムジョイントであった。また、適用された設計基準および竣工図からは、 $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$  あるいは  $35\text{N/mm}^2$ 、スランプ 8cm、粗骨材の最大寸法 25mm で普通セメントによる JIS A 5308 を適用したコンクリートが標準的に使用されていた。

### 5.2.2 採取した試料と試験方法

調査した橋脚は兵庫県南部地震以前に建設されており、そのほぼ全ての柱部は鋼板巻立てによる耐震補強が施されていた。

調査用の試料は、T 型単柱を例に示すと図 5-1 のように梁の上面、下面、側面および端面の位置において、塩化物イオンが浸入しやすいと思われる雨水などの流下跡、浮き・はく離等の変状が認められる付近から採取した。調査用の試料は、このような変状が認められた 4 つの面のいずれかより採取しているため、1 橋脚から複数の試料を採取している場合も含まれている。

調査時点の供用年数毎の試料の採取箇所数を図 5-2 に示す。最も近年に調査を実施したのは 2007 年で、調査した橋脚の最も古い竣工年次は 1973 年である。供用年数が増加するとともに橋脚数および箇所数が多くなる傾向にあることが解る。つまり、供用区間の有無にも関わるが、供用年数とともに変状が生じやすくなることが推察される。図 5-2 の採取位置数の累積率からすると供用期間 25 年以下で概ね半数を占め、調査時点の供用期間



橋脚形状：T型単柱

図5-1 鉄筋コンクリート橋脚の試料採取位置

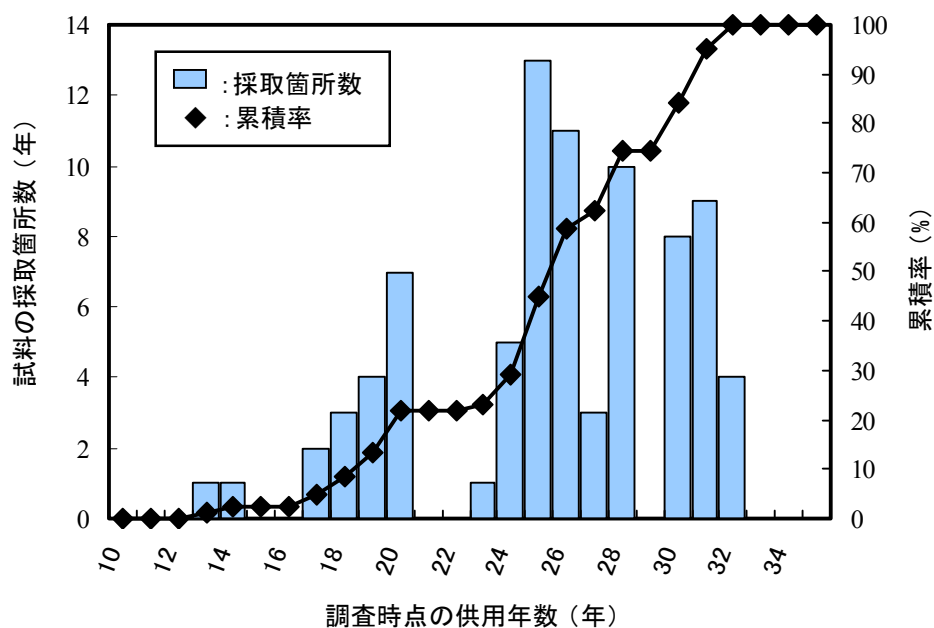


図5-2 供用年数と試料採取時の箇所数

13～32 年の中央にあたる 22 年よりも中央が若干偏っている。また、供用開始時点から試料採取時点の供用期間を用いて整理しているため、データがない供用年数や必ずしも年数とともに採取箇所数が増えていないものと思われる。

採取方法は構造物に与える影響を最小限に止めたかったので、JSCE-G573-2003[8]に準拠



し、直径 2cm のドリルを用いて 0～2cm, 2～4cm および 4～6cm の深さから削孔粉を採取した。そして、これらを深さ 1cm, 3cm および 5cm における試料とし、JCI-SC4[9]あるいは JCI-SC5[10]に準拠して電位差滴定法により塩化物イオン含有量を計測した。

### 5.3 「コンクリート表面の塩化物イオン濃度が一定」による予測

#### 5.3.1 拡散方程式に使用する各係数の算出

「コンクリート表面の塩化物イオンが一定」とする拡散方程式には、式(5-1) [11]を適用し、5.2 節に示すコンクリート橋脚の塩化物イオン濃度から式(5-1)の表面の塩化物イオン濃度の  $C_0$  および塩化物イオンの拡散係数の  $D_1$  を回帰分析により算出した。算出には、汎用されている Microsoft Office Excel 2003 を使用した。

$$C(x,t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_1 \cdot t}} \right) + C_i \quad \cdots \cdots \text{式(5-1)}$$

ここに、

$C(x,t)$  : 深さ  $x$  (cm), 時刻  $t$  (s) における塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$C_0$  : 表面の塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$D_1$  : 塩化物イオンの見かけの拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )

$C_i$  : 初期塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$\operatorname{erf}$  : 誤差関数

ここで、現存する配合報告書からは初期塩化物イオン含有量は「 $0.02\text{kg/m}^3$  以下」あるいは「 $0\text{ kg/m}^3$ 」と表記されていることから、本研究では、 $C_i$  は考慮せずに  $C_0$  および  $D_1$  を求めるものとした。なお、式(5-1)は第 2 章に示した式(2-15)と同様であるが、添え字が異なっている。

調査対象橋脚、試料を採取した時点の供用期間、各試料の塩化物イオン含有量並びにこれらより式(5-1)から算出した  $C_0$  および  $D_1$  を表 5-1 (a) および (b) に示す。

#### 5.3.2 各係数と供用期間の関係

調査結果から算出した  $C_0$  あるいは  $D_1$  と供用期間の関係をそれぞれ図 5-3, 図 5-4 に示す。値の散布状況を見ると、試料を採取した 4 つの面ともに供用期間と  $C_0$  あるいは  $D_1$  と

表5-1 (a) コンクリート橋脚の塩化物イオン濃度測定結果とこれより算出した拡散方程式の各係数 (その1)

橋脚番号	供用 年数	採取 位置	塩化物イオン濃度 (kg/m <sup>3</sup> )			C <sub>0</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	D <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> /year)		A (kg/m <sup>2</sup> /year)	D <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> /year)	
			深さ 0-2cm	深さ 2-4cm	深さ 4-6cm		(cm <sup>2</sup> /year)	(cm <sup>2</sup> /s)		(cm <sup>2</sup> /year)	(cm <sup>2</sup> /s)
R 30	23	上面	1.953	1.304	1.277	2.049	1.678	5.321E-08	0.673	3.047	9.662E-08
R 102	18	上面	2.029	0.441	0.393	2.980	0.153	4.857E-09	0.315	0.212	6.711E-09
R 59	20	上面	0.421	0.298	0.187	0.490	0.829	2.629E-08	0.119	1.423	4.511E-08
#2 14	20	上面	5.780	4.887	2.732	6.815	1.067	3.385E-08	1.400	0.941	2.985E-08
#3 75	26	上面	0.545	0.451	0.348	0.600	1.609	5.103E-08	0.185	3.068	9.729E-08
#3 85	26	上面	5.051	2.616	2.023	5.867	0.426	1.350E-08	0.878	0.682	2.161E-08
#3 125	27	上面	1.971	0.576	0.414	2.716	0.136	4.320E-09	0.223	0.202	6.408E-09
#3 139	24	上面	1.240	1.010	0.760	1.374	1.521	4.824E-08	0.425	2.849	9.035E-08
#3 164	25	上面	3.588	2.462	1.572	4.169	0.635	2.012E-08	0.789	1.077	3.415E-08
#3 168	25	上面	1.486	1.367	0.970	1.665	1.971	6.250E-08	0.600	4.125	1.308E-07
#3 174	25	上面	1.238	1.010	0.842	1.335	2.082	6.601E-08	0.460	3.619	1.148E-07
#3 175	25	上面	2.088	1.600	0.944	2.445	0.730	2.316E-08	0.500	1.274	4.040E-08
#3 180	28	上面	1.043	0.453	0.421	1.102	0.546	1.732E-08	0.156	0.540	1.713E-08
#3 241	30	上面	1.310	1.150	0.780	1.484	1.195	3.789E-08	0.365	2.262	7.174E-08
#3 255	28	上面	0.310	0.270	0.200	0.344	1.616	5.125E-08	0.103	3.123	9.902E-08
#3U 291	31	上面	3.110	2.239	1.206	3.664	0.488	1.548E-08	0.532	0.767	2.434E-08
#3U 332	32	上面	1.542	0.956	0.446	1.901	0.291	9.238E-09	0.212	0.467	1.482E-08
ON#3 m15	32	上面	1.318	0.802	0.586	1.510	0.458	1.453E-08	0.213	0.761	2.413E-08
#1 82	17	下面	0.317	0.135	0.055	0.420	0.289	9.172E-09	0.063	0.433	1.372E-08
#1 102	18	下面	0.771	0.435	0.377	0.744	2.183	6.921E-08	0.227	1.494	4.738E-08
#1 88	19	下面	2.572	0.337	0.198	4.619	0.076	2.412E-09	0.341	0.102	3.245E-09
#2 52	19	下面	3.556	0.542	0.133	6.219	0.082	2.607E-09	0.476	0.110	3.501E-09
R 2	20	下面	1.542	0.426	0.140	2.301	0.136	4.303E-09	0.219	0.194	6.150E-09
R 2	20	下面	1.807	0.146	0.056	3.650	0.054	1.703E-09	0.223	0.069	2.176E-09
#2 14	20	下面	0.781	0.550	0.251	0.884	0.636	2.017E-08	0.190	0.943	2.989E-08
#3 62	26	下面	0.510	0.210	0.120	0.656	0.213	6.749E-09	0.069	0.322	1.021E-08
#3 64	26	下面	1.450	0.160	0.070	2.726	0.049	1.560E-09	0.139	0.065	2.048E-09
#3 85	26	下面	2.636	2.193	1.200	3.121	0.763	2.418E-08	0.644	1.355	4.298E-08
#3 112	31	下面	1.290	1.080	0.550	1.545	0.586	1.858E-08	0.255	1.032	3.274E-08
#3 112	31	下面	0.830	0.440	0.180	1.059	0.216	6.864E-09	0.103	0.334	1.060E-08
#3 130	27	下面	1.232	0.543	0.275	1.585	0.212	6.724E-09	0.162	0.321	1.019E-08
#3 148	25	下面	0.307	0.258	0.160	0.355	1.013	3.212E-08	0.087	1.849	5.862E-08
#3 172	25	下面	0.792	0.612	0.530	0.848	1.877	5.951E-08	0.287	3.548	1.125E-07
#3 203	28	下面	0.637	0.631	0.488	0.767	1.321	4.190E-08	0.336	8.244	2.614E-07
#3 216	26	下面	0.719	0.684	0.105	0.961	0.389	1.234E-08	0.138	0.648	2.054E-08
#3U 248	28	下面	0.825	0.667	0.598	0.871	2.450	7.769E-08	0.323	4.799	1.522E-07
ON#3 k1	30	下面	0.420	0.290	0.250	0.455	0.985	3.123E-08	0.100	1.760	5.581E-08
#3U 291	31	下面	0.701	0.461	0.361	0.743	0.931	2.951E-08	0.136	1.122	3.559E-08
R 123	13	端面	0.735	0.334	0.179	0.933	0.477	1.514E-08	0.207	0.729	2.310E-08
#3 64	26	端面	1.530	0.630	0.370	1.960	0.217	6.871E-09	0.207	0.327	1.038E-08
#3 112	31	端面	0.810	0.710	0.440	0.936	0.924	2.930E-08	0.198	1.714	5.435E-08
#3 112	31	端面	1.310	0.970	0.830	1.413	1.209	3.833E-08	0.341	2.232	7.078E-08

表5-1 (b) コンクリート橋脚の塩化物イオン濃度測定結果とこれより算出した拡散方程式の各係数 (その2)

橋脚番号	供用 年数	採取 位置	塩化物イオン濃度(kg/m <sup>3</sup> )			C <sub>0</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	D <sub>1</sub>		A (kg/m <sup>2</sup> /year)	D <sub>2</sub>	
			深さ 0-2cm	深さ 2-4cm	深さ 4-6cm		(cm <sup>2</sup> /year)	(cm <sup>2</sup> /s)		(cm <sup>2</sup> /year)	(cm <sup>2</sup> /s)
#3 139	24	端面	0.760	0.580	0.530	0.802	2.284	7.244E-08	0.307	4.364	1.384E-07
#3 165	25	端面	1.310	0.852	0.636	1.508	0.687	2.179E-08	0.298	1.220	3.868E-08
#3 169	25	端面	1.326	0.882	0.538	1.558	0.556	1.764E-08	0.275	0.930	2.949E-08
#3 170	25	端面	0.790	0.610	0.460	0.878	1.213	3.845E-08	0.236	2.219	7.037E-08
#3 207	25	端面	0.663	0.586	0.363	0.766	1.175	3.726E-08	0.203	2.186	6.930E-08
#3 233	30	端面	0.770	0.720	0.540	0.850	2.202	6.984E-08	0.300	4.767	1.512E-07
#3 234	30	端面	0.620	0.340	0.220	0.739	0.335	1.062E-08	0.091	0.536	1.699E-08
#3 235	30	端面	0.370	0.250	0.240	0.390	1.261	3.998E-08	0.097	2.293	7.272E-08
#3 238	30	端面	0.460	0.160	0.120	0.594	0.168	5.337E-09	0.051	0.252	8.004E-09
#3 241	30	端面	0.350	0.270	0.200	0.391	0.960	3.045E-08	0.085	1.752	5.557E-08
#3U 248	28	端面	0.736	0.598	0.460	0.811	1.381	4.379E-08	0.222	2.595	8.229E-08
#3U 291	31	端面	0.428	0.271	0.227	0.466	0.736	2.334E-08	0.083	1.155	3.663E-08
#3U 326	32	端面	0.795	0.642	0.474	0.885	1.050	3.330E-08	0.196	1.948	6.176E-08
ON#1 K2	30	端面	0.350	0.210	0.170	0.393	0.538	1.769E-08	0.053	0.539	1.710E-08
ON#3 m15	32	端面	0.725	0.551	0.398	0.815	0.811	2.571E-08	0.064	0.939	2.979E-08
#1 82	17	側面	0.571	0.172	0.058	0.832	0.177	5.606E-09	0.098	0.255	8.076E-09
R 102	18	側面	1.627	0.444	0.372	2.207	0.290	9.197E-09	0.274	0.297	9.425E-09
#1 88	19	側面	0.388	0.257	0.197	0.435	1.041	3.300E-08	0.122	1.790	5.677E-08
#2 52	19	側面	3.691	1.014	0.344	5.489	0.144	4.578E-09	0.551	0.204	6.472E-09
R 2	20	側面	1.653	0.098	0.056	3.566	0.047	1.475E-09	0.205	0.058	1.850E-09
#2 14	20	側面	2.094	0.607	0.502	2.830	0.198	6.270E-09	0.326	0.295	9.339E-09
#3 41	24	側面	0.347	0.185	0.046	0.460	0.233	7.373E-09	0.052	0.353	1.118E-08
#3 62	26	側面	0.410	0.120	0.090	0.561	0.145	4.609E-09	0.048	0.211	6.681E-09
#3 64	26	側面	2.230	0.830	0.600	2.839	0.212	6.734E-09	0.297	0.320	1.015E-08
#3 85	26	側面	1.353	0.893	0.279	1.730	0.310	9.820E-09	0.220	0.492	1.559E-08
#3 98	31	側面	2.650	0.850	0.740	3.417	0.159	5.043E-09	0.283	0.238	7.555E-09
#3 130	27	側面	0.572	0.275	0.220	0.669	0.366	1.162E-08	0.091	0.578	1.832E-08
#3 139	24	側面	0.390	0.250	0.140	0.467	0.486	1.540E-08	0.078	0.798	2.532E-08
#3 163	25	側面	0.349	0.230	0.202	0.379	1.051	3.332E-08	0.094	1.861	5.900E-08
#3 166	25	側面	0.418	0.250	0.088	0.533	0.297	9.407E-09	0.067	0.464	1.472E-08
#3 171	25	側面	2.480	1.930	1.330	2.812	1.008	3.195E-08	0.684	1.814	5.751E-08
#3 212	26	側面	0.558	0.216	0.014	0.803	0.129	4.103E-09	0.065	0.186	5.883E-09
#3 203	28	側面	0.691	0.464	0.448	0.712	1.629	5.165E-08	0.194	2.438	7.731E-08
#3 203	28	側面	1.077	0.917	0.767	1.188	1.773	5.621E-08	0.420	4.629	1.468E-07
#3 255	28	側面	0.330	0.280	0.220	0.361	1.775	5.627E-08	0.113	3.438	1.090E-07
#3 255	28	側面	0.570	0.390	0.210	0.683	0.453	1.437E-08	0.103	0.755	2.394E-08
#3 255	28	側面	0.590	0.420	0.220	0.708	0.476	1.509E-08	0.109	0.799	2.533E-08
#3U 291	31	側面	0.763	0.517	0.347	0.864	0.593	1.879E-08	0.137	0.911	2.890E-08
最大値	32		5.780	4.887	2.732	6.815	2.450	7.769E-08	1.400	8.244	2.614E-07
最小値	13		0.307	0.098	0.014	0.344	0.047	1.475E-09	0.048	0.058	1.850E-09
中央値	26		0.794	0.543	0.362	0.909	0.589	1.869E-08	0.207	0.935	2.964E-08
平均値	25.7		1.254	0.706	0.464	1.608	0.789	2.501E-08	0.260	1.438	4.561E-08

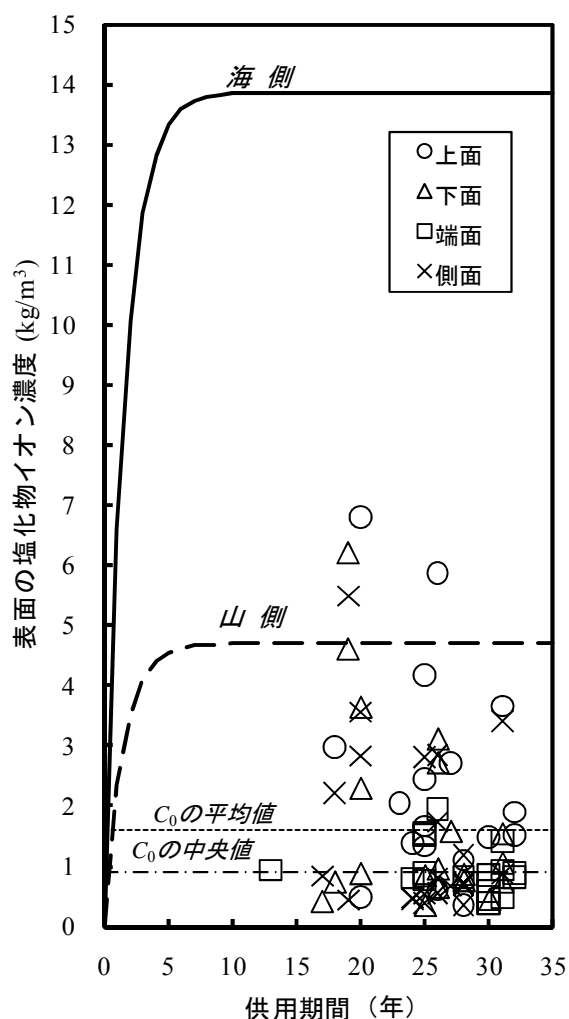


図5-3  $C_0$ の散布図と既往の研究による表面の塩化物イオン濃度の予測曲線

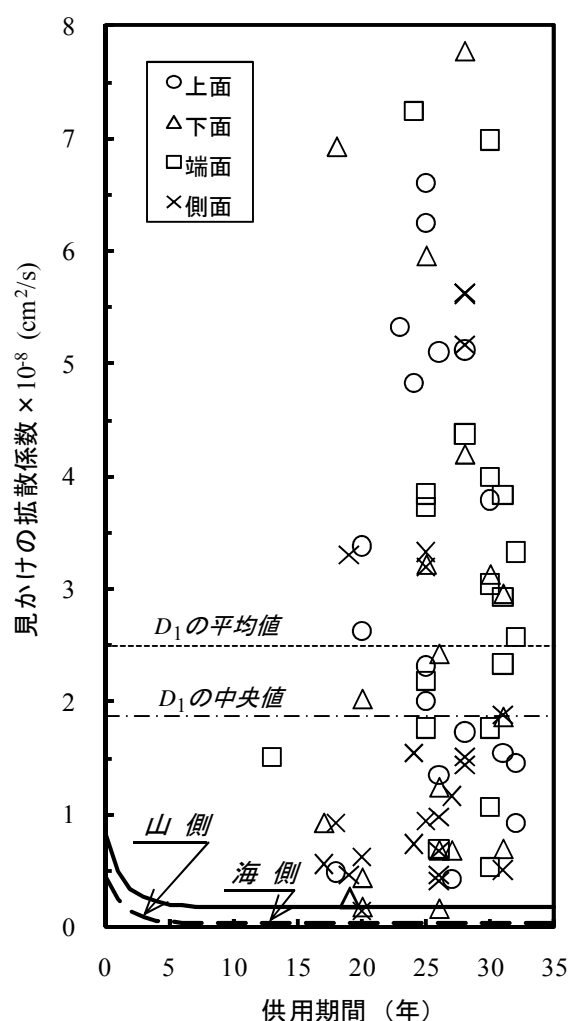


図5-4  $D_1$ の散布図と既往の研究による見かけの拡散係数の予測曲線

の関係から、相関性を見出すことは難しいものと思われる。

ここで、金谷ら[12]は、供用初期では  $C_0$  は増加し、 $D_1$  は減少し、それぞれ時間と共にある値に漸近すると報告している。これは、北海道の日本海沿岸部における暴露試験の結果によるものであり、内陸部においてこのような研究報告は見あたらない。しかしながら、調査対象とした都市高速道路では、第3章より年間平均散布量は  $0.758\text{kg/m}^2/\text{年}$  程度であり、塩化物イオンの付着量は海水の飛沫帯やその周辺の海岸線部においても  $0.01\sim 1\text{kg/m}^2/\text{年}$  の範囲にある[13]との研究報告から、調査対象の橋脚は沿岸部と同程度の塩化物に曝される環境にあるものと考え、金谷らの結果を適用して考察するものとする。図 5-3 および図 5-4 に金谷ら[12]が導き出した曲線を示す。 $C_0$  と  $D_1$  の供用期間はいずれも曲線が漸近し

た範囲にあり、 $C_0$ と $D_1$ の経年変化が終わっているものと考えられる。調査結果の $C_0$ の中央値は曲線の値より小さく、 $D_1$ の中央値は大きいことが判る。年間の付着量が同程度にも関わらず $C_0$ の値が曲線の値よりも比較的小さくなったのは、表面の塩化物イオン濃度は構造物のおかれている環境条件などによって影響を受けるため、その増加を考慮することは難しい[14]とされていることや、要因と考えられる凍結防止剤が冬期にのみ散布されることに起因しているものと思われる。また、 $D_1$ は曲線の値よりも大きく塩化物イオンの拡散が比較的早いことを示している。これらの差は、設計基準強度は異なることもあるが、調査の対象は都市高速道路の橋脚梁部であるため使用材料、施工方法等到大差はないものと思われ、施工の条件、乾湿の繰返し等の確定することが難しいコンクリートの品質に関わる要因によるものと思われる。

しかしながら、表 5-1 (a)および(b)からは表面の塩化物イオン濃度の平均値が中央値の1.8 倍程度と差が開いており、図 5-3 の散布図からは一部の大きな値による差であると思われる。したがって、平均値よりも小さい値の範囲に多くの $C_0$ は分布しているものと考えられること、一般に見かけの拡散係数は $1 \times 10^{-9} \sim 1 \times 10^{-7} (\text{cm}^2/\text{s})$ の範囲にある[15]とされていること、劣化予測は劣化進行速度が類似した部材群毎に行うことが基本である[15], [16]とされていることから、表面の塩化物イオン濃度と見かけの拡散係数の変化は既に安定しているものと考え、Fick の第 2 法則より算出した $C_0$ および $D_1$ はほぼ同一条件の構造物から得られた値として分析するものとした。

### 5.3.3 予測に使用する各係数の決定

$C_0$ あるいは $D_1$ の傾向を要約するため、表 5-1 (a)および(b)から頻度分布表および頻度分布図を、それぞれ表 5-2 および図 5-5、表 5-3 および図 5-6 ように作成する。

$C_0$ については、図 5-5 から最頻値を含む階級値が $0.750 \text{kg/m}^3$ 、中央値は表 5-1 よりこの階級値内の $0.909 \text{kg/m}^3$ で、表 5-2 よりこれよりも小さい範囲の相対度数を合計すると 53.7% となり、データの半数がこの階級値よりも小さい範囲にある。表 5-2 の観測度数の合計は 80 箇所であるのに対して期待度数は 79.1 箇所であり、ほぼ観測度数と一致していることから、実構造物の表面の塩化物イオン濃度は今回の計測値程度の濃度と考えられる。

$D_1$ については、図 5-6 から最頻値は階級値 $0.750 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{s}$ 内にあり、中央値は表 5-1 より $1.869 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{s}$ で、最頻値と中央値の階級値は一致していない。表 5-3 より階級値 $1.750 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{s}$ 以下の 4 つの階級値の相対度数を合計すると 51.4%と半数を超え、

表5-2  $C_0$ の頻度分布表

階級限界 ( $\text{kg/m}^3$ )	階級値 ( $\text{kg/m}^3$ )	観測度数 (箇所)	相対度数 (%)	期待度数 (箇所)	$\chi^2$ 値
0.000 ~ 0.500	0.250	14	17.5	11.5	0.565
0.500 ~ 1.000	0.750	29	36.2	22.6	1.839
1.000 ~ 1.500	1.250	7	8.8	16.2	5.197
1.500 ~ 2.000	1.750	9	11.3	10.2	0.137
2.000 ~ 2.500	2.250	4	5.0	6.4	0.889
2.500 ~ 3.000	2.750	6	7.5	4.1	0.900
3.000 ~ 3.500	3.250	2	2.5	2.7	0.172
3.500 ~ 4.000	3.750	3	3.8	1.8	0.796
4.000 ~ 4.500	4.250	1	1.3	1.2	0.047
4.500 ~ 5.000	4.750	1	1.3	0.9	0.019
5.000 ~ 5.500	5.250	1	1.3	0.6	0.227
5.500 ~ 6.000	5.750	1	1.3	0.5	0.658
6.000 ~ 6.500	6.250	1	1.3	0.3	1.320
6.500 ~ 7.000	6.750	1	1.3	0.3	2.239
合 計		80	100.0	79.1	15.003

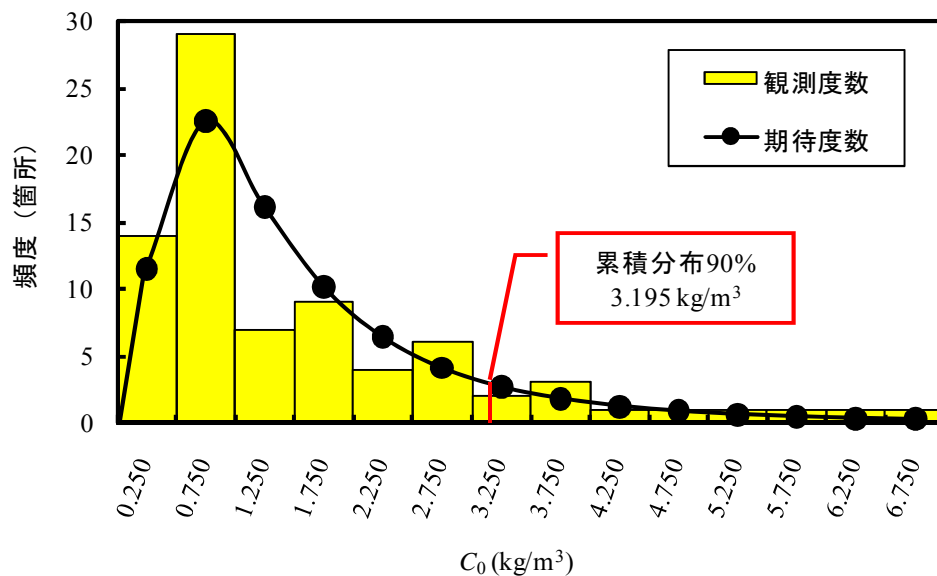
図5-5  $C_0$ の頻度分布と期待度数

図 5-6 から  $C_0$  のように尖度が際だってはいないことが判る。表 5-3 の観測度数の合計は 80 箇所であるのに対して期待度数は 75.9 箇所であり、観測度数に達していないことから、実構造物の見かけの拡散係数は、 $D_1$  の最大値よりも大きい可能性も考えられる。

そこで、これら頻度分布の形状や対数正規分布関数は保全時間の分布や機械材料の寿命などをうまく表現できる[17]ことから、図 5-5 および図 5-6 には対数正規分布に従った場合の期待度数および対数正規分布曲線を表示した。図 5-5 および図 5-6 の頻度分布と対数

表5-3  $D_1$ の頻度分布表

階級限界 $\times 10^{-8}(\text{cm}^2/\text{s})$	階級値 $\times 10^{-8}(\text{cm}^2/\text{s})$	観測度数 (箇所)	相対度数 (%)	期待度数 (箇所)	$\chi^2$ 値
0.000 ~ 0.500	0.250	11	13.8	9.2	0.347
0.500 ~ 1.000	0.750	15	18.8	15.2	0.003
1.000 ~ 1.500	1.250	6	7.5	12.2	3.169
1.500 ~ 2.000	1.750	9	11.3	9.1	0.001
2.000 ~ 2.500	2.250	6	7.5	6.8	0.091
2.500 ~ 3.000	2.750	4	5.0	5.1	0.247
3.000 ~ 3.500	3.250	8	10.0	3.9	4.202
3.500 ~ 4.000	3.750	5	6.3	3.1	1.216
4.000 ~ 4.500	4.250	2	2.5	2.4	0.076
4.500 ~ 5.000	4.750	1	1.3	1.9	0.460
5.000 ~ 5.500	5.250	4	5.0	1.6	3.712
5.500 ~ 6.000	5.750	3	3.8	1.3	2.248
6.000 ~ 6.500	6.250	1	1.3	1.1	0.005
6.500 ~ 7.000	6.750	3	3.8	0.9	4.966
7.000 ~ 7.500	7.250	1	1.3	0.8	0.082
7.500 ~ 8.000	7.750	1	1.3	0.6	0.208
合 計		80	100.0	75.9	21.033

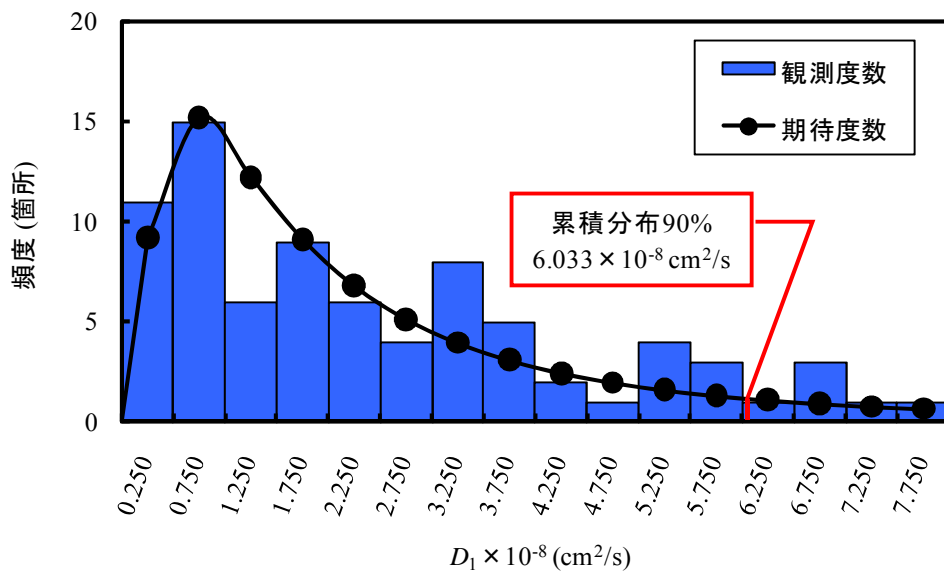


図5-6  $D_1$ の頻度分布と期待度数

表5-4  $C_0$ と $D_1$ の $\chi^2$ 適合度検定の結果

分 類	自 由 度	$\chi^2$	$\chi^2_{0.05}$	棄 却
$C_0$	11	15.003	19.675	できない
$D_1$	13	21.033	22.362	できない

正規曲線はほぼ一致するように思われる。ここで、これらの頻度分布が対数正規分布として扱えるか $\chi^2$ 適合度検定を行った。表 5-4 に  $C_0$  および  $D_1$  の検定結果を示す。表 5-4 から、 $C_0$  あるいは  $D_1$  の頻度分布が対数正規分布に従うという仮説は有意水準 5%で棄却できない、すなわち、 $C_0$  あるいは  $D_1$  の頻度分布は対数正規分布に従うといえる。これは、表面の塩化物イオン濃度の場合には構造物のおかれている環境条件、気象から決まる凍結防止剤を散布する回数などの保全時間の影響から対数正規分布に従ったものと思われる。また、文献[18]では、見かけの拡散係数はコンクリートの材料、配合および施工に内在する潜在的な欠陥の影響により対数正規分布に従うと報告されており、文献[19]には対数正規分布に近似した頻度分布図が示されている。

したがって、調査対象の橋脚と条件が同程度の構造物の劣化予測を行うために必要となる表面の塩化物イオン濃度および見かけの拡散係数は、材料、配合および施工の要因、気象、維持管理方法等の不確定な要因を含む将来予測であることから、今回使用した試料から得られた対数正規分布の累積分布 90%の値を使用し、鉄筋に腐食の発生する時期を予測するものとする。よって、式(5-1)に適用する  $C_0$  および  $D_1$  は、 $C_0=3.195\text{kg/m}^3$ 、 $D_1=6.033\times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{s}$  とする。

## 5.4 「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」による予測

### 5.4.1 拡散方程式に使用する各係数の算出

「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」とする拡散方程式には、式(5-2) [13]を適用し、5.2 節に示すコンクリート橋脚の塩化物イオン濃度から式(5-2)の単位時間あたりにコンクリート表面に付着する塩化物イオン濃度の  $A$  および塩化物イオンの拡散係数の  $D_2$  を回帰分析により算出した。算出には、汎用されている Microsoft Office Excel 2003 を使用した。



$$C(x,t)=2A\left[\sqrt{\frac{t}{\pi D_2}}\cdot\exp\left(-\frac{x^2}{4D_2t}\right)-\frac{x}{2D_2}\left\{1-\operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_2t}}\right)\right\}\right] \quad \cdots\cdots\text{式(5-2)}$$

ここに,

$C(x,t)$ : 深さ  $x$  (cm), 時刻  $t$  (年) における塩化物イオン濃度(kg/m<sup>3</sup>)

$A$ : 単位時間あたりにコンクリート表面に付着する塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>2</sup>/年)

$D_2$ : 塩化物イオンの拡散係数 (cm<sup>2</sup>/年)

erf: 誤差関数

調査対象橋脚, 試料を採取した時点の供用期間, 各試料の塩化物イオン含有量並びにこれらより式(5-2)から算出した  $A$  および  $D_2$  を表 5-1 (a) および (b) に示す。

#### 5.4.2 予測に使用する各係数の決定

$A$  および  $D_2$  の傾向を明らかにするために表 5-1 (a) および (b) から頻度分布表および頻度分布図を, それぞれ表 5-5 および図 5-7, 表 5-6 および図 5-8 ように作成する。

$A$  は図 5-7 から階級値 0.1125kg/m<sup>2</sup>/年が最頻値となり, 階級値 0.1875kg/m<sup>2</sup>/年までで累積相対度数は 60%程度を示している。ここで, 時間とともに塩化物イオンが付着していくのは, 凍結防止剤の散布回数, すなわち, 保全時間と関係があると思われる。また, 図 5-7 の頻度分布の形状から  $A$  の分布は対数正規分布に従うものと考えられ, 併せて対数分布曲線を表示する。

$D_2$  は図 5-8 から階級値 0.375cm<sup>2</sup>/年が最頻値となり, 階級値 0.875cm<sup>2</sup>/年以下の範囲で累積相対度数は半数を超え,  $D_1$  の場合と同様に尖度が際だつてはいない。これは  $C_0$  と同様にコンクリートの品質が影響していると思われる。また,  $D_2$  は  $D_1$  と同程度の範囲に半数以上が分布しており, 拡散の傾向が類似しているものと思われる。これは, 式(5-1), 式(5-2)ともに Fick の第 2 法則から導出されており, 同じデータを使用していることから傾向が類似しているものと思われる。 $D_2$  の分布は, 図 5-8 の頻度分布の形状から対数正規分布に従うものと考えられ, 併せて対数分布曲線を表示する。

$C_0$  および  $D_1$  と同様に, これらの頻度分布が対数正規分布として扱うことが適切であるか  $\chi^2$  適合度検定により判断した。表 5-7 にこの結果を示す。

ここで, 図 5-7 および図 5-8 から  $A$  および  $D_2$  には異常値が含まれているように思われる。そこで,  $A$  の分布は右片側 5%点までで評価すると 0.679 kg/m<sup>2</sup>/年までの範囲となる。よっ

表5-5 Aの頻度分布表

階級限界 (kg/m <sup>3</sup> )	階級値 (kg/m <sup>3</sup> )	観測度数 (箇所)	相対度数 (%)	期待度数 (箇所)	$\chi^2$ 値
0.000 ~ 0.075	0.038	9	11.7	7.9	0.147
0.075 ~ 0.150	0.113	21	27.3	20.1	0.043
0.150 ~ 0.225	0.188	18	23.3	16.2	0.196
0.225 ~ 0.300	0.263	9	11.7	10.8	0.307
0.300 ~ 0.375	0.338	9	11.7	7.0	0.567
0.375 ~ 0.450	0.413	2	2.6	4.6	1.443
0.450 ~ 0.525	0.488	3	3.9	3.0	0.000
0.525 ~ 0.600	0.563	2	2.6	2.1	0.001
0.600 ~ 0.675	0.638	3	3.9	1.4	1.773
0.675 ~ 0.750	0.713	1	1.3	1.0	0.000
0.750 ~ 0.825	0.788	1			
0.825 ~ 0.900	0.863	1			
0.900 ~ 0.975	0.938	0			
0.975 ~ 1.050	1.013	0			
1.050 ~ 1.125	1.088	0			
1.125 ~ 1.200	1.163	0			
1.200 ~ 1.275	1.238	0			
1.275 ~ 1.350	1.313	0			
1.350 ~ 1.425	1.388	1			
1.425 ~ 1.500	1.463	0			
合 計		77	100.0	74.1	4.479

注)  は $\chi^2$ 適合度検定に含めない。

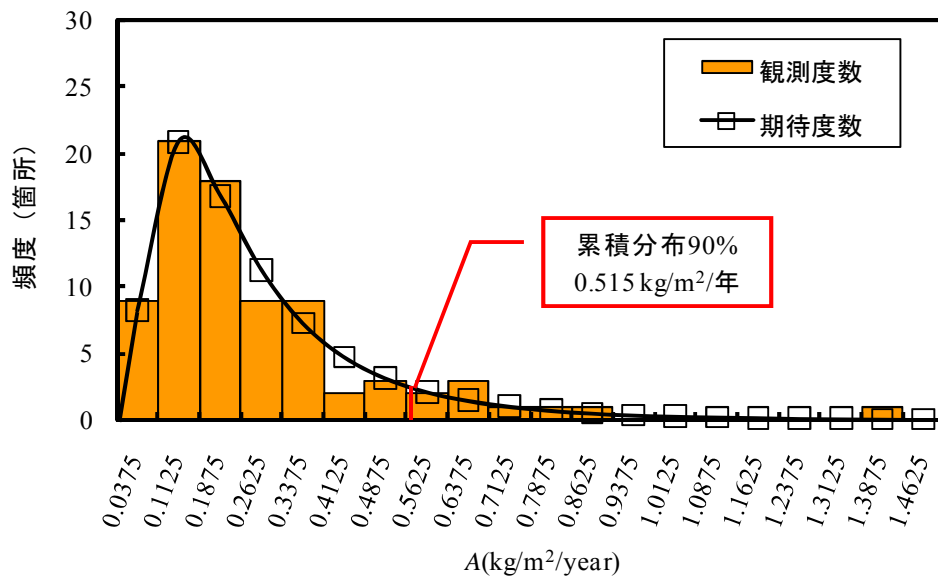


図5-7 Aの頻度分布と期待度数

表5-6  $D_2$ の頻度分布表

階級限界 $\times 10^{-8} (\text{cm}^2/\text{s})$	階級値 $\times 10^{-8} (\text{cm}^2/\text{y})$	観測度数 (箇所)	相対度数 (%)	期待度数 (箇所)	$\chi^2$ 値
0.000 ~ 0.250	0.125	12	15.2	11.090	0.075
0.250 ~ 0.500	0.375	14	17.7	14.282	0.006
0.500 ~ 0.750	0.625	7	8.9	10.819	1.348
0.750 ~ 1.000	0.875	10	12.6	8.010	0.494
1.000 ~ 1.250	1.125	5	6.3	6.033	0.177
1.250 ~ 1.500	1.375	4	5.0	4.641	0.089
1.500 ~ 1.750	1.625	1	1.3	3.642	1.917
1.750 ~ 2.000	1.875	7	8.8	2.908	5.758
2.000 ~ 2.250	2.125	3	3.8	2.357	0.175
2.250 ~ 2.500	2.375	3	3.8	1.936	0.585
2.500 ~ 2.750	2.625	1	1.3	1.608	0.230
2.750 ~ 3.000	2.875	1	1.3	1.349	0.090
3.000 ~ 3.250	3.125	3	3.8	1.142	3.020
3.250 ~ 3.500	3.375	1	1.3	0.975	0.001
3.500 ~ 3.750	3.625	2	2.5	0.838	1.611
3.750 ~ 4.000	3.875	0	0.0	0.725	0.725
4.000 ~ 4.250	4.125	1	1.3	0.631	0.216
4.250 ~ 4.500	4.375	1	1.3	0.552	0.363
4.500 ~ 4.750	4.625	1	1.3	0.486	0.545
4.750 ~ 5.000	4.875	2	2.5	0.429	5.755
5.000 ~ 5.250	5.125	0			
5.250 ~ 5.500	5.375	0			
5.500 ~ 5.750	5.625	0			
5.750 ~ 6.000	5.875	0			
6.000 ~ 6.250	6.125	0			
6.250 ~ 6.500	6.375	0			
6.500 ~ 6.750	6.625	0			
6.750 ~ 7.000	6.875	0			
7.000 ~ 7.250	7.125	0			
7.250 ~ 7.500	7.375	0			
7.500 ~ 7.750	7.625	0			
7.750 ~ 8.000	7.875	0			
8.000 ~ 8.250	8.125	1			
8.250 ~ 8.500	8.375	0			
合 計		79	100.0	74.5	23.179

注)  は $\chi^2$ 適合度検定に含めない。

て、これを含む  $0.750 \text{ kg/m}^2/\text{年}$ までで  $\chi^2$  値を算出するものとして  $\chi^2_{0.05}$  によって評価を行った。同様にして  $D_2$  の分布も評価すると全体の 95% の範囲は  $6.053 \text{ cm}^2/\text{年}$ までとなり、これを含む  $6.250 \text{ cm}^2/\text{年}$ までで  $\chi^2$  値を算出し、 $\chi^2_{0.05}$  によって評価を行った。さらに  $D_2$  の場合は、自由度が大きくなり、 $\chi^2_{0.05}$  が大きくなることを避けるため、頻度の現れていない  $5.125 \text{ cm}^2/\text{年}$ 以上は除いて評価を行った。

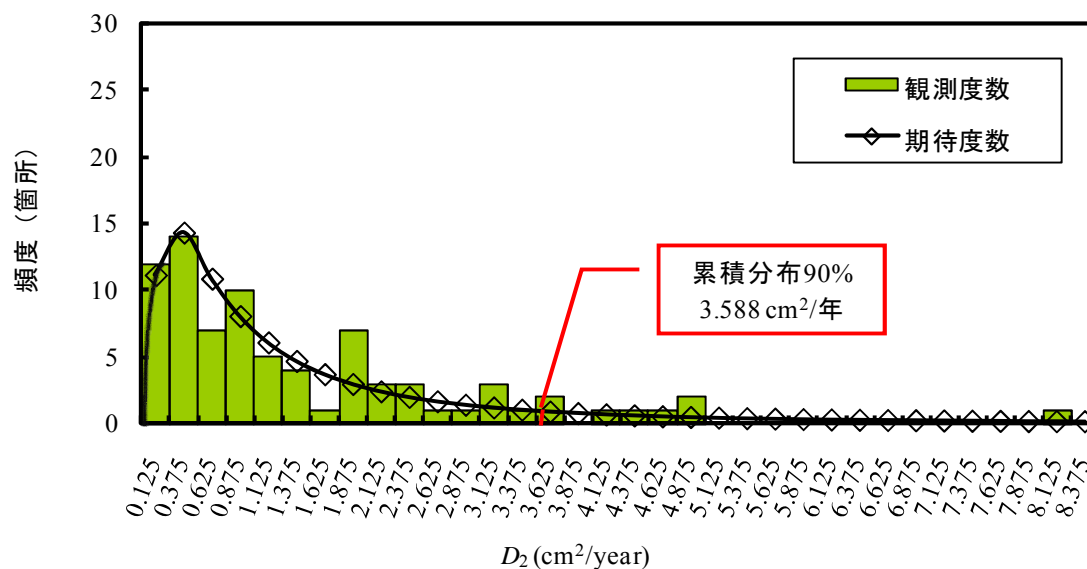


図5-8  $D_2$ の頻度分布と期待度数

表5-7  $A$ と $D_2$ の $\chi^2$ 適合度検定の結果

分 類	自由度	$\chi^2$	$\chi^2_{0.05}$	棄 却
$A$	7	4.479	14.067	できない
$D_2$	17	23.179	27.587	できない

これより、 $A$  および  $D_2$  の分布は有意水準 5%で棄却できない。すなわち、対数正規分布で表すことが適切であると示された。

しかしながら、塩化物イオン濃度  $0.515\text{kg/m}^3$  を化学式量から塩化ナトリウム量にすると  $0.849\text{kg/m}^3$  となり、第 3 章で求められた  $1\text{m}^2$  当たりの年平均使用量  $0.758\text{kg/m}^3$  と異なる。年平均使用量の塩化物イオン量は、化学式量から  $0.460\text{kg}$  となり、解析より求められた  $0.515\text{kg/m}^3$  よりも 10%程度少ないことになる。これは、第 3 章の調査は 1998 年～2007 年の使用量から求めた平均値であること、累積分布が 90%の値を使用していることなどが影響しているものと考えられる。そこで、予測に使用する係数値は散布実態の 10 年間の平均値よりも 10%程度大きいと、予測結果は安全側になるため、 $A$  は統計解析から求めた  $0.515\text{kg/m}^3/\text{年}$  とする。また、 $D_2$  の単位を  $\text{cm}^2/\text{s}$  に変換すると  $D_2=3.588\text{cm}^2/\text{年}=11.371\times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{s}$  となる。これは式(5-1)より求められた  $D_1$  と比べると約 2 倍の差がある。しかしながら、拡散方程式の条件が異なること、標準的なコンクリートの拡散係数である

$1 \times 10^{-9} \sim 1 \times 10^{-7} \text{cm}^2/\text{s}$ [15]の範囲にあること、コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着することを表していることから、塩化物イオンの拡散の予測に支障はないものと思われる。

したがって、この予測は、コンクリートの材料・配合・施工、構造物のおかれている環境条件、気象から決まる凍結防止剤を散布する回数など不確定な要因を含むことから、式(5-2)に用いる  $A$  および  $D_2$  は対数正規分布の累積分布が 90%となる  $A = 0.515 \text{kg/m}^2/\text{年}$ 、 $D_2 = 3.588 \text{cm}^2/\text{年}$ とする。

## 5.5 塩化物イオンにより鉄筋の腐食が開始する時期の予測

塩化物イオンが腐食の発生限界濃度に達する時期を予測する深さは、建設時に適用されたと考えられる道路橋示方書[20]から鉄筋コンクリート橋脚のかぶりは 4cm あるいは 7cm であること、試料の採取深さで予測すると調査結果と比較しやすいこと、式(2-15)から表面の塩化物イオン濃度が求められることから、表面から順に 0cm, 1cm, 3cm, 4cm, 5cm および 7cm の深さとした。このことから、道路橋示方書からコンクリート構造物の最低かぶりは床版・高欄の場合に 3cm であり、調査を実施した都市高速道路の橋脚の場合には最低値が 4cm であること、維持管理上から 7cm よりも浅い位置で管理した方が対策を講じやすいことから、深さ 4cm 前後の位置が腐食の発生限界濃度に達する時期に注視して検討を進めるものとした。腐食の発生限界濃度としては、前節で得られた各定数と式(5-1)あるいは式(5-2)から鉄筋の腐食が始まるとされる  $1.2 \sim 2.4 \text{kg/m}^3$ [21]に達する供用年数を求める。

ここで、第 2 章で示したように鉄筋が腐食するには、水と酸素は必要であるが塩化物イオンは直接的に必要ない。そこで、調査を実施した都市高速道路の鉄筋コンクリート橋脚に対する腐食の発生限界濃度を求め、これに達する時期についても予測するものとする。セメント水和物に固定される塩化物イオンはセメント量の 0.4%程度であるとされている[22]。橋脚の設計に適用された基準、すなわち、示方配合では W/C が 55%であり、JIS A5308 からは単位水量の最大値が  $175 \text{kg/m}^3$ であることが解っている。故に、

$$175 (\text{kg/m}^3) / (\text{単位セメント量 } \text{kg/m}^3) = 0.55 \quad \therefore \text{単位セメント量は約 } 318 \text{kg/m}^3$$

よって、腐食の発生限界濃度は、

$$(\text{単位セメント量 } \text{kg/m}^3) \times 0.004 = 1.272 \quad \therefore \text{塩化物イオン濃度は } 1.272 \text{kg/m}^3$$

しかしながら、腐食の発生限界濃度  $1.2\text{kg/m}^3$  よりも 6%増加しているだけなので、予測はこれと同程度として考察するものとする。

まず、式(5-1)から求められた結果を図 5-9 に示す。一定の濃度に達する時間の分布が指数曲線を示している。式(5-1)では  $C_0$  を  $3.195\text{kg/m}^3$  と設定したためコンクリート表面では直ちに  $2.4\text{kg/m}^3$  を超え、かぶり 7cm では 16 年で  $1.2\text{kg/m}^3$  に達している。表 5-1 (a) および (b) の実測結果と照らし合わせると、深さ 5cm で塩化物イオン濃度が  $2\text{kg/m}^3$  を超えているのは 2 箇所のみであり、予測結果ほど早期に塩化物イオン濃度が高くなるとは考えにくく、過大な予測結果であると考えられる。

そこで、式(5-1)による予測結果が実態に近似する補正方法を考えるものとする。90%程度の測定結果を包含するように、図 5-10 のように表 5-1 (a) および (b) の深さ 5cm における塩化物イオン含有量から累積率 90%に近似する値の  $0.950\text{ kg/m}^3$  および図 5-2 から累積率 10%に近似する供用年数の 18 年を求める。そして、式(5-1)から塩化物イオン濃度が深さ 5cm で  $0.950\text{kg/m}^3$  に達する年数を算出すると 6 年となる。この結果を表 5-8 にまとめる。これらの供用年数の差が実態と予測の差と仮定すると、12 年を予測結果に加えても、今回使用した試料の 90%の箇所が塩化物イオンの拡散について安全側に予測されるものとする。したがって、式(5-1)からは、予測結果に 12 年を補正することによって、より適切な予測が可能になるものと考えられる。

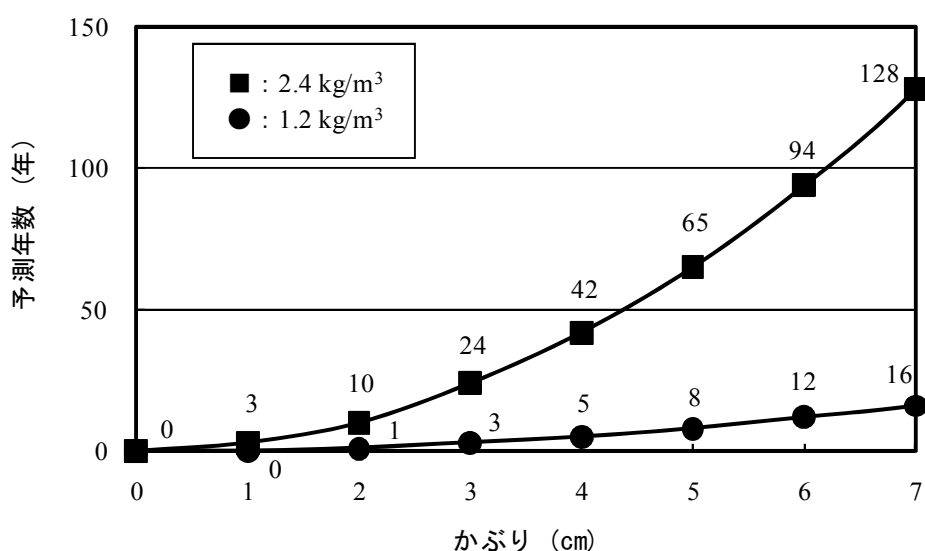


図5-9  $C_0$ と $D_1$ による腐食の発生予測年限

表5-8 調査結果と $C_0$ とおよび $D_1$ による予測結果の比較

分 類	調査結果の累積率より	$C_0$ および $D_1$ より
深さ5cmの塩化物イオン含有量	$C_{90} \doteq 0.950 \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$C(5, t) = 0.950 \text{ (kg/m}^3\text{)}$
供用年数	$t_{10} \doteq 18 \text{ (年)}$	$t = 6 \text{ (年)}$

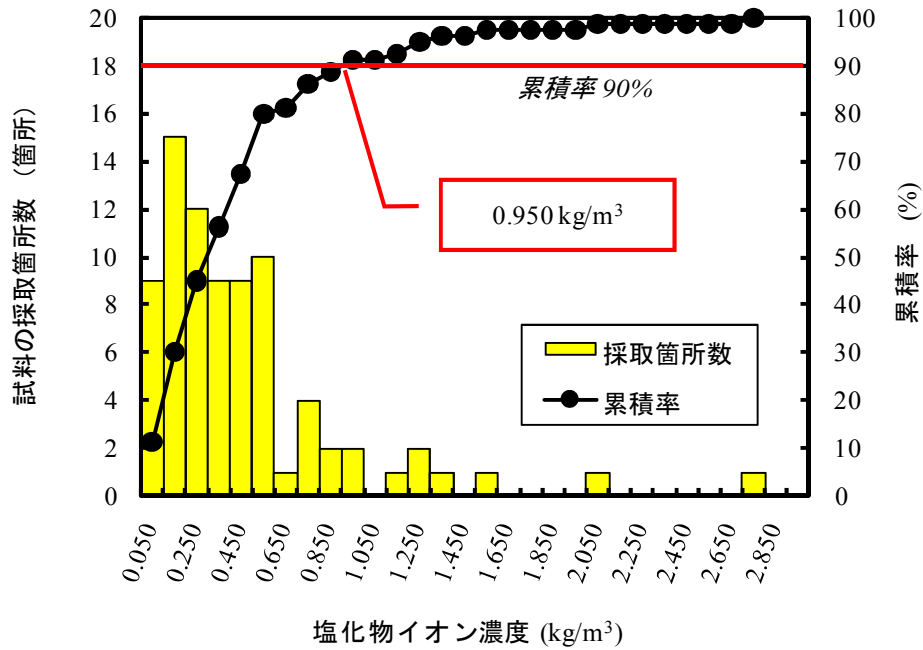


図5-10 深さ5cmでの塩化物イオン濃度の分布

次に、式(5-2)による結果を図 5-11 に示す。この図では、一定の濃度に達する時間の分布が直線的である。コンクリート表面の塩化物イオン濃度は供用から 15 年経過すると  $1.2\text{kg/m}^3$  に達すると予測され、式(5-1)を補正しても 3 年の差が生じる。表 5-1 (a) および (b) の実測結果と照らし合わせると、調査対象橋脚は供用から 13～32 年経過しており、一部の箇所では予測結果程度の塩化物イオン濃度に達している箇所もあり、式(5-1)よりも傾向は類似しているように思われる。しかしながら、半数以上は予測結果よりも濃度が低い。よって、今回の予測の対象とする橋脚に式(5-1)あるいは式(5-2)を適用すると安全側の評価になるものと考えられ、式(5-2)は式(5-1)よりも実態に近似した結果が得られるものと考えられる。これは、海洋環境のように常に塩化物イオンが飛来するのではなく、冬期の一時期

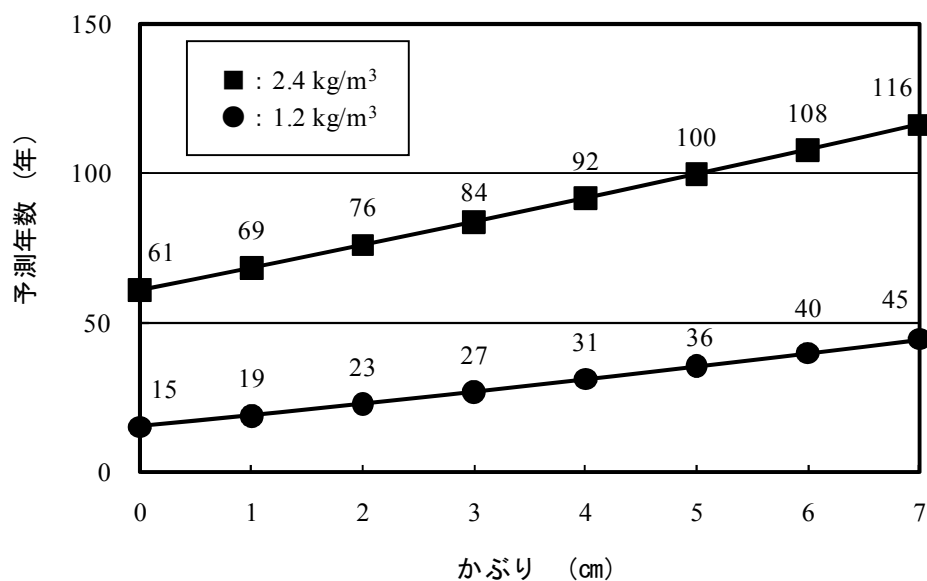


図5-11 AとD<sub>2</sub>による腐食の発生予測年限

に散布される凍結防止剤に起因しているためと考えられる。

そこで、図5-11からは深さ3cmでは供用から27年、深さ4cmでは31年、深さ5cmでは36年までに、塩化物イオン濃度の調査を実施できれば、塩化物イオン濃度が腐食の発生限界濃度を超える前に確認することができ、各係数を決定した過程より90%程度の確率で安全に橋脚を維持管理することができると考えられる。また、コンクリートの設計条件からすると腐食の発生限界濃度は1.27kg/m<sup>3</sup>程度と予測できるため、1.2kg/m<sup>3</sup>に達する時期を把握できることは、構造物をより安全に維持管理することに繋がるものと考えられる。

したがって、構造物のおかれている環境条件などの影響を受けるためその予測は難しいが、構造物のおかれている環境条件を勘案して整理したデータと式(5-2)から、塩化物イオンによって鉄筋に腐食が発生する可能性がある時期を予測することができるものと考えられる。そして、調査結果からコンクリート橋脚に塩化物イオンが外的要因により浸入しつつあり、橋脚の設計条件からすると供用から30年程度経過した時点で塩化物イオン濃度の調査を行って、この結果に応じた対策を検討する必要がある。また、変状が確認されなくても、この調査の結果から予測式を修正し、次の調査の時期を決定することが可能となる。このことによって、塩化物イオンによる鉄筋の腐食の対策時期が予測でき、計画的な維持管理に繋がる。



## 5.6 まとめ

都市高速道路のコンクリート橋脚を対象に実施された塩化物イオン濃度の調査結果を 2 通りの拡散方程式を適用して整理・分析し、塩化物イオンの拡散予測に関して比較したことから、次の結果を得た。

- (1) 調査対象の橋脚の塩化物イオン濃度および「コンクリート表面の塩化物イオンが一定」とする式(5-1)より求めた式(5-1)の係数  $C_0$  あるいは  $D_1$  と供用期間に相関はないが、供用期間が 13 年以上経過している場合に、表面の塩化物イオン濃度および見かけの拡散係数の経年変化が終結しているものとして  $C_0$  あるいは  $D_1$  を統計解析すると、対数正規分布とよく一致する。これによってコンクリート表面の塩化物イオン濃度  $C_0=3.195\text{kg/m}^3$ 、見かけの拡散係数  $D_1=6.033\times 10^{-8}\text{cm}^2/\text{s}$  と設定することができ、求められた年数に 12 年を補正することによって、実態に近似した予測結果となる。
- (2) 調査対象の橋脚の塩化物イオン濃度および「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」とする式(5-2)より求めた式(5-2)の係数  $A$  あるいは  $D_2$  は、統計解析すると「コンクリート表面の塩化物イオンが一定」とする式(5-1)と同様に対数正規分布とよく一致する。これによって  $A=0.515\text{kg/m}^2/\text{年}$ 、 $D_2=3.588\text{cm}^2/\text{年}$  と設定することができ、海洋環境のように常に塩化物イオンに曝されるのではなく、凍結防止剤の使用によって影響を受ける場合には、「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」とする式(5-2)によって塩化物イオンの拡散の予測を行うこと、実態に即した予測結果が得られる。
- (3) 塩化物イオンの拡散予測は、構造物のおかれている環境条件などの影響を受けるためその予測は難しいが、構造物のおかれている環境条件、部材群、劣化外力等を考慮して整理されたデータと適切な境界条件による拡散方程式から鉄筋に腐食が発生する時期を予測することができる。
- (4) 都市高速道路における鉄筋コンクリート橋脚では、塩化物イオンによって鉄筋の腐食が開始する予測結果を考慮すると、供用から 30 年程度経過した時点で塩化物イオン濃度の調査を実施するのがよい。

## 【第 5 章 参考文献】

- [1] 山路徹，横田弘，中野松二，濱田秀則：実構造物調査および長期暴露試験結果に基づいた港湾 RC 構造物における鉄筋腐食照査手法に関する検討，土木学会論文集 E, Vol.64 No.2, pp.335-347, 2008
- [2] 小尾稔，田口史雄，嶋田久俊：路面凍結防止剤がコンクリート橋の塩害，凍害に及ぼす影響，寒地土木研究所月報，No.635, pp.3-9, 2006
- [3] 関口武一，笹井幸男，石塚喬康：塩害を受けた RC 床版の劣化度調査と保全工事，コンクリート工学，Vol.32, No.5, pp.41-49, 1994
- [4] 横山和昭，本荘清司，葛目和宏，藤原規雄：道路橋 RC 床版の鉄筋腐食を伴う劣化機構の解明に関する研究，コンクリート工学年次論文，Vol.30, No.3, pp.1687-1692, 2008
- [5] V.E.Murray and G.C.Frantz: Chloride Testing of 27-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams, PCI Journal, Vol.37, No.5, pp.68-79, 1992
- [6] 鷺見高典，片山真，梅原秀哲：都市高速道路のコンクリート橋脚における塩化物イオンの拡散予測，コンクリート工学年次論文集，Vol.30, No.3, pp.1693-1698, 2008
- [7] T.Sumi and H.Umehara : ASSESSMENT OF THE CORROSION TIME OF REINFORCING STEEL BY SALT ATTACK IN THE REINFORCED CONCRETE PIERS, *ConMat'09 4th International Conference on Construction Materials*, pp.131-136, 2009
- [8] 土木学会規準：JSCE-G573-2003 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)
- [9] JCI 規準：JCI-SC4 硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析法
- [10] JCI 規準：JCI-SC5 硬化コンクリート中に含まれる全塩分の簡易分析法
- [11] 土木学会 コンクリート委員会 コンクリート標準示方書改訂小委員会：2001 年制定 コンクリート標準示方書 [維持管理編]，(社) 土木学会，pp.100-102, 2001
- [12] 金谷光秀，榊田佳寛，安部道彦，西山直洋：海岸に暴露したコンクリート中の塩化物イオン拡散性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.1, pp.747-752, 1996
- [13] 前田聡，武若耕司，山口明伸：塩害データベースを用いたコンクリート中への塩化物イオン拡散の定量評価，土木学会論文集，No.760/V-63, pp.109-120, 2004
- [14] 小林一輔 編集，小林豊治，米澤敏男，出頭圭三 共著：コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ 3 鉄筋腐食の診断 [POD 版]，森北出版，p.181, 2005
- [15] 土木学会コンクリート委員会 示方書改訂小委員会 維持管理部会：コンクリート技術シリ

- ーズ No.57 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕に準拠した維持管理マニュアル(その1)および関連資料，土木学会，p.75，2003
- [16] 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'03〔基礎編〕，p.183，2003
- [17] 福井泰好：入門 信頼性工学，森北出版，p.68，2006
- [18] 堤智明，白井伸一，安田登，松島学：塩害劣化に関する影響要因の実データに基づく定量評価，土木学会論文集，No.544/V-32，pp.33-41，1996
- [19] 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実験，土木学会論文集，No.746/V-61，pp.251-264，2003
- [20] 日本道路協会：道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)・同解説，丸善(株)，pp.155-156，1978
- [21] 土木学会 コンクリート委員会 コンクリート標準示方書改訂小委員会：2007年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕，(社)土木学会，p.120，2008
- [22] 土木学会 コンクリート委員会 コンクリート標準示方書改訂小委員会：コンクリートライブラリー129 2007年版 コンクリート標準示方書 改訂資料，土木学会，p.205，2008

## 第 6 章 鉄筋コンクリート床版における鉄筋の腐食に関する検討

### 6.1 はじめに

鉄筋コンクリート床版は、透水しにくいアスファルト舗装により覆われており、コンクリートの劣化を招く雨水、凍結防止剤、自動車のエンジンオイル等と接しにくい部分であると考えられる。しかしながら、路肩コンクリート部のひび割れ、アスファルトの施工目地部等より雨水や凍結防止剤が浸入していることが推察され、塩害や疲労損傷などの劣化を招いている[1]。橋梁の床版は多くの場合に高所に位置しており、点検時に触手できる距離まで近づくためには時間と費用を要するため、赤外線や映像処理による変状の検出方法の研究が進められている[2]～[5]。ひび割れは、セメントの未水和部が雨水などにより追加反応した場合や、セメント中の水酸化カルシウムが二酸化炭素と反応して炭酸カルシウムを生成した場合に、稀に自己治癒することはあるが、多くの場合、大気や雨水の浸入を助長し、修復はされない。これを補修するには注入材の注入・充填[6]～[8]、劣化部の断面修復[9]～[11]などが報告されているが、いずれも時間と費用を要し、社会的便益に悪影響を与える。したがって、材料・配合・施工に注意を払ってコンクリートの品質に心がけるとともに、竣工後も点検に努め、変状を早期に発見して計画的に維持管理することが重要である。これらの対策の一つとして、鉄筋の被覆保護や床版防水が進められるようになった。

調査を実施した都市高速道路では第 3 章に示すように冬期の路面管理を目的に凍結防止剤が散布されているが、エポキシ樹脂塗装鉄筋、ポリマー含浸コンクリート等は使用されておらず、2007 年年以前は標準的には床版全面に対する防水層は施されていない。このため、舗装の劣化によって局部的に生じる小穴のポットホール発生箇所に見られるコンクリート床版の粉泥化、この劣化部分などに見られる鉄筋の腐食および床版下面の打継目やひび割れから生じている石灰分の析出からすると、アスファルト舗装とコンクリート床版の間に水が浸入しており、塩害の進行が危惧されている。

そこで、予め床版下面の点検結果および舗装の延命的な補修箇所から塩害の発生が危惧される床版を選定し、アスファルト舗装を切削・撤去する補修工事に合わせて行う床版上面の点検に同調し、塩化物イオン濃度および自然電位を調査するとともに、目視ではあるが部分的に鉄筋をはつり出して錆の有無を確認した。そして、これらの結果と第 4 章[12]、[13]との比較検討を行った。また、第 5 章[14]、[15]の調査対象はコンクリート橋脚であったが、コンクリート床版もほぼ同じ期間、凍結防止剤による影響を受けることが予想され

る。このため、コンクリート橋脚と同様に式(5-2)をコンクリート床版における塩化物イオンの拡散の予測に適用することが望ましいか検討を行った。ただし、鉄筋の腐食面積率は工事工程の制約から測定できなかったため、この検証については定量的ではない。

## 6.2 調査概要

### 6.2.1 調査の対象とその箇所について

コンクリート床版の点検結果および舗装のポットホール補修箇所から塩害が予想されるコンクリート床版を選定し、凍結防止剤および水の浸入によって鉄筋の腐食が考えられる床版上面側の調査を計画した。床版上面の調査には舗装を切削する必要があるため、平成17年～平成20年の舗装を打ち替える舗装補修工事に同調して調査するものとした。このため、調査対象箇所は前述の条件を満足するとともに、工事工程を勘案して選定しなければならなかった。表6-1に調査対象箇所とその諸元を示す。いずれの床版もオイルショック後の頃に竣工を迎えており、供用から20年以上経過していることから見かけの拡散係数の変化は終結していると考えられる。主鉄筋のSD30は現在のSD295に相当するため、いずれの床版も使用されている鉄筋は同等のものと考えられる。床版Ⅰおよび床版Ⅲの設計基準強度が高いのは合成床版のため床版Ⅱよりも圧縮強度の高いコンクリートが使用されていることによる。

使用されたコンクリートについては配合報告書が現存しないため、竣工図および当時の施工方法による適用基準類から推察するとJIS A 5308「レディーミクストコンクリート」を適用したW/C=55%、スランプ8cmのポルトランドセメントによるものと考えられる。

表6-1 調査対象箇所の床版の諸元

分 類	床版Ⅰ	床版Ⅱ	床版Ⅲ 上り, 下り
供用年数 (年)	23	21	28(上り), 29(下り)
適用道路橋示方書発刊年	昭和48年	昭和55年	昭和48年
主鉄筋 (材質, 径)	SD30, D19	SD295, D19	SD30, D19
床版厚 (cm)	19	24	19
かぶり (mm)	40	40	40
舗装厚 (mm)	80	80	80
設計基準強度 (MPa)	35	24	35

表6-2 調査対象箇所の圧縮強度と水セメント比

分 類	床版Ⅰ	床版Ⅱ	床版Ⅲ 上り, 下り
圧縮強度 (MPa)	30.7	27.7	38.2
配合推定 (%)	69.6	70.4	53.2

しかしながら，表 6-2 に示す各床版の圧縮強度試験および配合推定の結果からは，床版Ⅰでは加水が，床版Ⅱでは配合設計に示される以上の水とセメントの使用が疑われ，要求されるコンクリートの品質が確保されているのか疑われる結果となった。

自然電位の調査箇所は床版Ⅰ，床版Ⅱ，床版Ⅲ上りおよび床版Ⅲ下りのそれぞれに対し，健全な範囲とこれに比べて劣化している範囲の 2 つの範囲を 1 組として選定した。これらの範囲としては，舗装にポットホールの補修箇所や舗装切削後の打音による点検から浮き・はく離が確認されていた箇所を含む場合を「損傷部」，さらに打継目のある箇所の場合を「損傷部」とし，比較のために，特に舗装には目立った損傷がなく床版上面に浮き・はく離が確認されてない場合を「健全部」として調査範囲を定めた。舗装補修工事に同調しているため，工事工程の都合から各調査範囲の面積が異なっている。

塩化物イオン濃度の計測に使用する試料は，調査範囲の複数箇所から深さ 2cm 間隔で 3 ～5 試料，すなわち，最大深さ 10cm まで採取した。この試料採取は工事工程の都合や床版の劣化状態から採取箇所や試料数が異なっている。

## 6.2.2 自然電位の測定方法と鉄筋の腐食状態の確認方法について

自然電位の測定に使用した機器は，床版の温度を測定する温度計，床版の湿潤状態を確認する水分計および自然電位を計る電位差計は第 4 章で使用したものとメーカー，型式および仕様ともに同じもので，照合電極はメーカーは異なるが銅硫酸銅電極を使用した。測定点は，調査範囲に対して電磁波レーダにより床版上面の鉄筋位置を探索して竣工図との配筋状態を確認した。これを基に，JSCE-E 601 [16]にしたがって 25cm 間隔に測定点を設け，予め測定点を水分率 5%程度に湿潤させてから測定を実施した。

鉄筋の腐食状態については，自然電位の測定結果から最低値付近のかぶりはつり，目視により錆の有無について確認した。今回の調査では，工事工程の制約からはつり箇所の鉄筋の腐食面積率は調査出来ておらず，第 4 章の調査結果の傾向を確認するに留まり，定量的な検討に至っていない。

表6-3 鉄筋の腐食状況に応じた評価[17]

鉄筋腐食度	鉄筋の腐食状況
①	断面欠損が著しい腐食
②	浅い孔食等の断面欠損の軽微な腐食
③	ごく表面的な腐食
④	腐食なし

これらの調査および次項に示す塩化物イオン濃度の測定から得られる結果を合わせて、第4章の結果について検討を行った。また、鉄筋の腐食面積率が測定できていないことからこれを補うために、表6-3の土木研究所らが示す評価基準[17]を用いて鉄筋の腐食度による評価を行った。

### 6.2.3 塩化物イオンの拡散の予測について

コンクリート床版の塩化物イオン濃度の測定および拡散の予測を行うための試料採取はJSCE-G 573 [18]を準用し、電磁波レーダにより鉄筋探査を実施するとともに、自然電位の測定結果をできる限り考慮して採取箇所を選定して床版上面より採取した。採取深さは6cm程度を目標とし、2cm刻みで塩化物イオン濃度を測定するものとした。しかしながら、工事工程の制約から採取できていない箇所もある。採取した試料の塩化物イオン濃度の試験方法は、JCI-SC4 [19]またはJCI-SC5 [20]に準拠して電位差滴定法により測定を行った。これらの塩化物イオン濃度の調査結果をもとに、式(5-1)および式(5-2)を用いて各係数の算出を行った。ここで、今回の調査では各床版の試料採取箇所数および採取した試料数にバラツキがあり、全ての試料採取箇所数は19箇所と数量としても少ないことから、採取箇所ごとにかぶりに相当する深さ32mmの位置において、塩化物イオン濃度が鉄筋の腐食の発生限界濃度 $1.2 \text{ kg/m}^3$ に達する年限を算出するものとした。ただし、式(5-1)を使用した場合に、表面の塩化物イオン濃度が $1.2 \text{ kg/m}^3$ 未満であるとその濃度には達しないと予測され、かぶり位置の腐食の発生年限が算出されないため、便宜上「 $t > 100$ 」と表記するものとする。また、見かけの拡散係数が標準的なコンクリートの最大と考えられる $31.536 \text{ cm}^2/\text{年}$  ( $1 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$ )を超える場合にはこの値を記入するものとする。

これらの塩化物イオン濃度の測定結果は、前項の鉄筋の錆の有無の調査結果と合わせて第4章の結果を検討するためにも使用している。

## 6.3 調査の結果とその評価

### 6.3.1 塩化物イオン濃度，自然電位および鉄筋の腐食状態について

#### (1) 床版Ⅰの場合

床版Ⅰの塩化物イオン濃度の試料採取位置および自然電位の調査位置と測定結果を図 6-1 に，塩化物イオン濃度の測定結果を表 6-4 に示す。調査範囲の「健全部」の寸法は橋軸方向に 1,470mm，路肩を含む走行車線側の橋軸直角方向 4,000mm，「損傷部」の寸法は，橋軸方向に 2,020mm，橋軸直角方向 7,500mm を自然電位の調査範囲とした。

自然電位は，「健全部」で-220～-13mVvs.CSE，「損傷部」で-283～-14mVvs.CSE であった。図 6-1 に示す自然電位の等電位線図の分布を見ると，路片側および伸縮装置側のアスファルト舗装と路肩コンクリートあるいは伸縮装置との施工目地に沿って帯状に，打継目近傍では島状に-300～-250mVvs.CSE の範囲が現れている。第 4 章から鉄筋の状態を判断すると，-400mVvs.CSE よりも卑であると鉄筋に腐食が疑われる。自然電位の測定結果はこれよりも貴であることから，目視によって鉄筋に錆が見つかるとは思われない。したがって，自然電位のみからは鉄筋に腐食があったとしても軽微なものであると判断される。

塩化物イオン濃度の測定は，「健全部」，「損傷部」のそれぞれ 1 箇所まで深さ 10cm まで，健全部で更に深さ 2cm の 1 試料を採取して塩化物イオン濃度を測定した。また，自然電位の測定前に打音による変状箇所を確認したが，両調査範囲ともに浮き・はく離等の異常箇所は確認されなかった。

自然電位の測定結果からは鉄筋に錆はないものと判断されているが，鉄筋の腐食に対する状態を目視により確認するために，自然電位が「健全部」では-121 mVvs.CSE，「損傷部」では最も卑の値を示した-283mVvs.CSE の箇所で鉄筋をはつり出した。写真 6-1，6-2 に鉄筋の状態を示す。両箇所ともに鉄筋に腐食は確認できず，健全な状態であった。第 4 章の結果からも調査範囲はほぼ健全な状態であると判断できる。

塩化物イオン濃度の調査結果からは，床版上面側が高く，深くなるに従って低くなる傾向にあり，標準的な濃度分布と考えられる。第 4 章で得られた塩化物イオン濃度と鉄筋の腐食面積率の関係については，測定された塩化物イオン濃度が低いため鉄筋に錆は認められないものと判断され，写真 6-1，6-2 から錆は認められず，第 4 章と一致する。

したがって，床版Ⅰの調査結果からは，自然電位は第 4 章で示される鉄筋に腐食が発生していると考えられる値よりも貴側であり，塩化物イオンの浸入もそれほど進行していないため，第 4 章に対しては錆がある場合について検証できていないが，錆がない場合につ



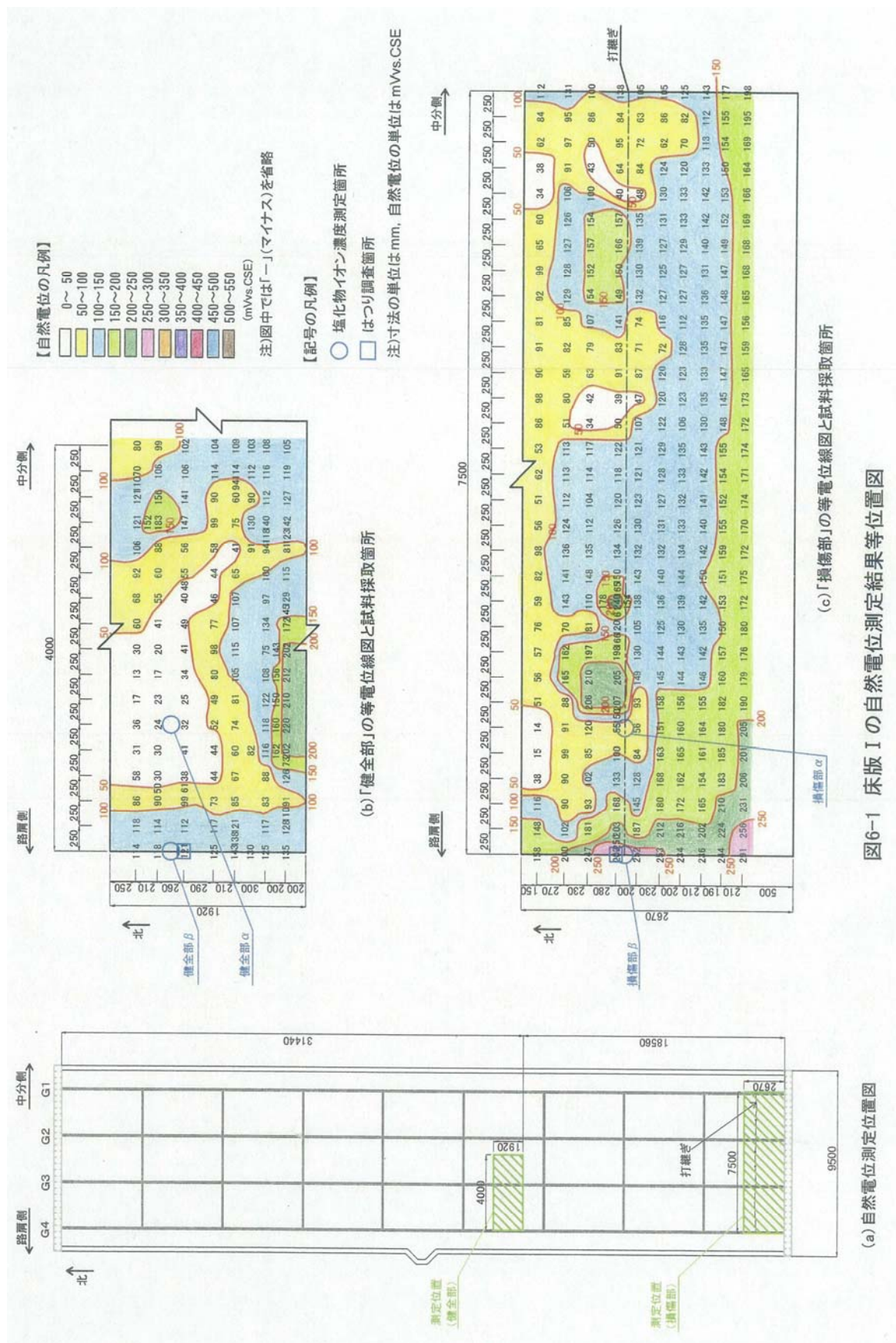


表6-4 床版Ⅰの塩化物イオン濃度測定結果

供用 年数	試料採取位置		コンクリート表面からの深さ (cm)				
			0～2	2～4	4～6	6～8	8～10
23	床版 支間中央	健全部 $\alpha$	0.512	0.453	0.288	0.179	0.192
		損傷部 $\alpha$	0.693	0.389	0.291	0.153	0.141
	主桁上	健全部 $\beta$	1.455	—	—	—	—
		損傷部 $\beta$	0.331	—	—	—	—



写真6-1 床版Ⅰ「健全部」で-121mVvs.CSEを示した箇所の鉄筋の状態



写真6-2 床版Ⅰ「損傷部」で-283mVvs.CSEを示した箇所の鉄筋の状態

いては一致している。また、自然電位、鉄筋の腐食に対する状態および塩化物イオン濃度からは床版Ⅰの鉄筋は腐食の可能性が低いと判断される。

## (2) 床版Ⅱの場合

床版Ⅱの塩化物イオン濃度の試料採取位置および自然電位の調査位置と測定結果を図6-3に示す。調査範囲としては、「健全部」として第1車線側にあたる橋軸方向に3,000mm、橋軸直角方向3,400mmの範囲を、「損傷部」として車両が走行する第2車線側にあたる橋軸方向に3,000mm、橋軸直角方向3,400mmの範囲で自然電位を測定した。また、自然電位の測定前に打音による変状箇所を確認し、「損傷部」の一部で異音箇所が確認されている。

まず、自然電位は、「健全部」で-451~-174mVvs.CSE、「損傷部」で-518~-221mVvs.CSEであった。図6-3に示す自然電位の等電位線図を見ると、「損傷部」のセンターライン側に-400mVvs.CSEよりも卑を示す範囲が広がっており、「健全部」でも路肩側で島状に-400mVvs.CSEよりも卑を示す範囲がある。「損傷部」の場合には、第1車線側の舗装と第2車線側の舗装の施工目地付近で自然電位が著しく低く、「健全部」の場合には、路肩コンクリートとの施工目地付近で自然電位が著しく低い。

そこで、「健全部」の最小値-451mVvs.CSEを示した箇所を健全部(1)、「損傷部」の最小値-518mVvs.CSEを示した箇所、浮きが確認されている近傍の-440mVvs.CSEの箇所をそれぞれ損傷部(1)、損傷部(2)とし、これらの箇所で鉄筋をはつり出して状態を観察すると同時に、塩化物イオン濃度を測定するための試料を採取するものとした。塩化物イオン濃度の測定用試料は、全ての箇所で深さ6cmまで採取した。

ここで、第4章から鉄筋の錆の有無としては健全部(1)および損傷部(2)で腐食面積率5%程度と判断されるため、これらの箇所では軽微な錆が確認され、損傷部(1)では腐食面積率が10%を超えると予測されるため目視で確認しやすい程度の錆が確認されるものと予測された。したがって、表6-3を適用した場合に、健全部(1)および損傷部(2)では当てはまらず、損傷部(1)でも鉄筋腐食度④程度であると予想された。

はつり出した鉄筋の状態を写真6-3~6-5に示す。いずれの箇所も主鉄筋で錆が確認できるが、配力筋で錆は確認できなかった。健全部(1)に表6-3を適用すると、コンクリート面に錆が付着してはいないが小面積の斑点状に腐食が進行していると判断し、鉄筋の腐食状態は鉄筋腐食度③以上とする。損傷部(1)、損傷部(2)は、はつり出した主鉄筋の全長にわたって浮き錆が確認されたことから鉄筋腐食度②程度と判断する。

健全部(1)、損傷部(1)および損傷部(2)の塩化物イオン濃度の測定結果を表6-5に示す。







写真6-3 床版Ⅱ「健全部A」で-451mVvs.CSEを示した  
箇所の鉄筋の状態



写真6-4 床版Ⅱ「損傷部C」で-518mVvs.CSEを示し  
た箇所の鉄筋の状態



写真6-5 床版Ⅱ「健全部D」で-440mVvs.CSEを示した  
箇所の鉄筋の状態

表6-5 床版Ⅱの塩化物イオン濃度測定結果

供用 年数	試料採取位置		コンクリート表面からの深さ (cm)				
			0～2	2～4	4～6	6～8	8～10
21	走行 車線側	健全部 (1)	2.176	1.625	1.179	—	—
		損傷部 (1)	8.508	9.676	3.216	—	—
	追越し 車線側	損傷部 (2)	2.644	4.360	4.590	—	—

損傷部(2)では深くなるほど濃度が高くなること示されている。床版上部には舗装があり、乾湿の繰返しは受けにくいものと思われ、ひび割れなどがあることによって内部へ雨水や凍結防止剤が浸透しやすい状態と思われる。また損傷部(1)では著しく濃度が高く、第4章からも鉄筋に錆が確認できるものと予想された。また、健全部(1)でもかぶり部分の濃度は1.625～2.176kg/m<sup>3</sup>であり、コンクリート標準示方書[維持管理編][21]で腐食の発生限界濃度とされる1.2kg/m<sup>3</sup>を超えており、塩化物イオン濃度のみから判断しても鉄筋の腐食が進行している可能性を示す結果となる。

床版Ⅱの調査結果において、鉄筋をはつり出す箇所では自然電位が-450mVvs.CSE 程度よりも卑であった。第4章の結果を適用すると、-450mVvs.CSE よりも卑であれば腐食面積率にして5%程度の錆が確認されると判断される。したがって、今回はつり出した鉄筋は目視により錆が確認されるものと予想された。しかしながら、はつり出した鉄筋は全長にわたって錆びており、第4章の結果よりも腐食は進行している状態にあったといえる。これは、塩化物イオン濃度が高かったこと、塩化物イオンが浸入しはじめた時期は明確ではないが、供用年数が21年と実験期間よりも長いことが影響しているものと考えられる。

### (3) 床版Ⅲ上りの場合

床版Ⅲ上りの塩化物イオン濃度の試料採取位置および自然電位の調査位置と測定結果を図6-5に示す。調査範囲の「損傷部」は床版下面に石灰分の析出を伴う亀甲状のひび割れが発生していた橋軸方向に2,250mm、橋軸直角方向3,500mmを、「健全部」は床版の端部に近い橋軸方向に2,750mm、橋軸直角方向3,500mmを範囲として選定した。また、自然電位の測定前に打音による変状箇所を確認したところ、「損傷部」には4つの範囲に浮きがあり、床版下面のG6～G7およびG7～G8に相当している。G6～G7に相当する床版上面の浮きが顕著であり、部分的にはく離している状態であった。浮き部をはつると鉄筋が腐食していた。当該箇所の床版下面では、石灰分の析出を伴う亀甲状のひび割れが確認されて



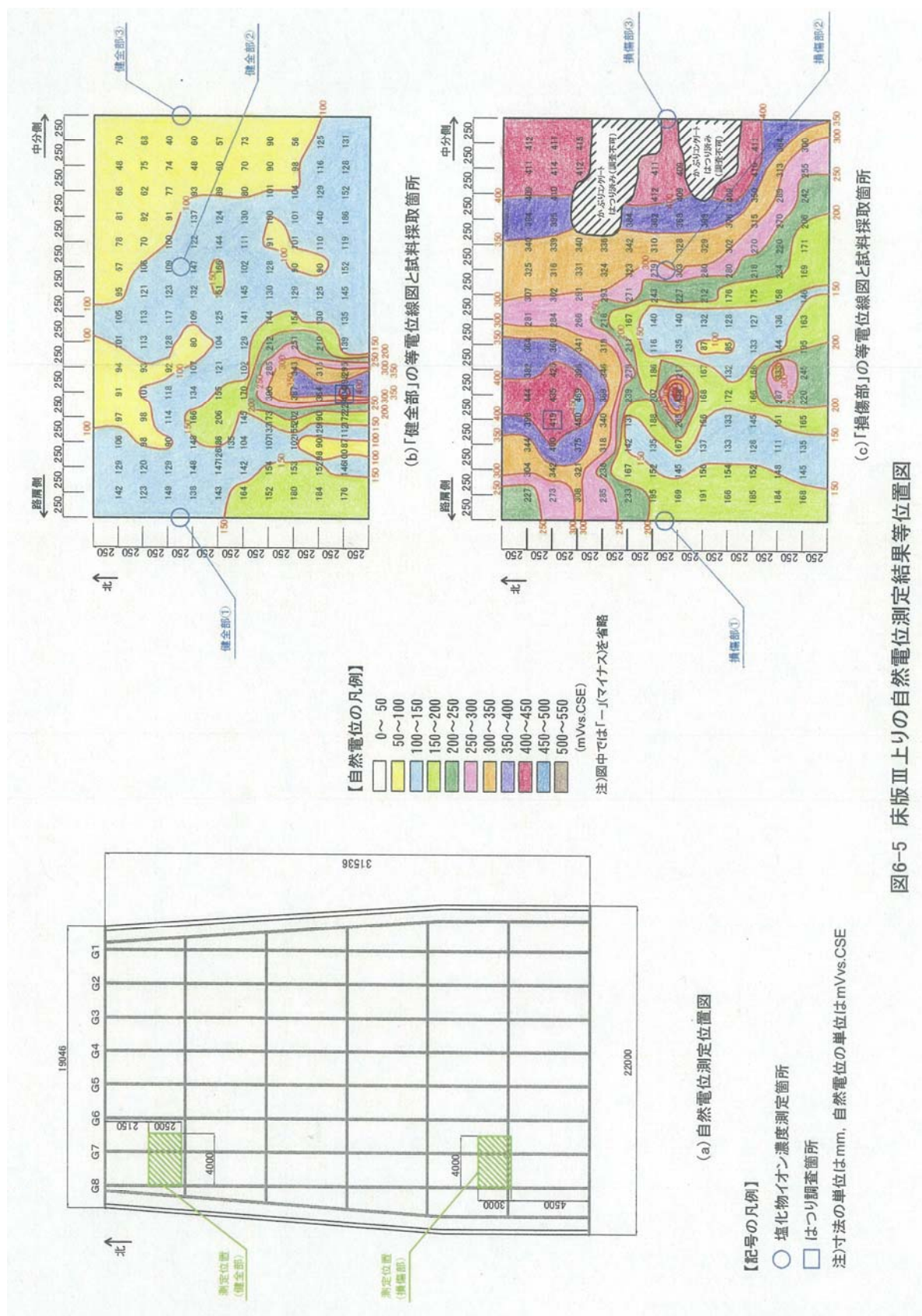


図6-5 床版Ⅲ上りの自然電位測定結果等位置図

おり，上面の水分が下面へ浸入しやすい状態にあるものと考えられる。図 6-5 の等電位線図内に示す「かぶりコンクリートはつり済み(調査不可)」の範囲は，この浮き部にあたり，自然電位の測定を取りやめている。

自然電位の測定結果は，「健全部」で  $-404 \sim -40\text{mVvs.CSE}$ ，「損傷部」では  $-469 \sim -85\text{mVvs.CSE}$  で，欠測範囲から離れるにしたがい「損傷部」では自然電位が貴側を示している。第 4 章からは  $-400\text{mVvs.CSE}$  よりも卑であれば腐食が疑われ，図 6-5 の等電位線図に示す黒色の周囲は  $-400\text{mVvs.CSE}$  程度であり，黒色の範囲では鉄筋に錆が確認されている。したがって，この範囲では第 4 章の結果と一致するといえる。

次に，「健全部」の自然電位が  $-404\text{mVvs.CSE}$  を示した位置をはつり，目視により鉄筋の腐食を確認すると写真 6-6 に示すように腐食は見られず健全と判断された。第 4 章の結果と比較した場合に，自然電位が  $-400\text{mVvs.CSE}$  よりも卑であると腐食の可能性が考えられることからすると一致するといえる。「損傷部」の自然電位が  $-419\text{mVvs.CSE}$  を示した位置で鉄筋の腐食を確認すると，写真 6-7 に示すように断面減少はあまりないが全体的に浮き錆が生じており，表 6-3 からは鉄筋腐食度②と判断する。ただし，写真 6-7 の位置は，「損傷部」の範囲にあるが，浮き・はく離が確認されていなく箇所である。したがって，床版Ⅲ上りの調査結果からは  $-419 \sim -404\text{mVvs.CSE}$  に腐食を示す値があるものと思われ，第 4 章の自然電位が  $-400\text{mVvs.CSE}$  で腐食の可能性があるとする結果とは一致する。しかしながら  $-450\text{mVvs.CSE}$  で腐食面積率が 5%であることからすると，これよりも腐食は進行している



写真6-6 床版Ⅲ上り「健全部」で $-404\text{mVvs.CSE}$ を示した箇所の鉄筋の状態





写真6-7 床版Ⅲ上り「損傷部」で-419mVvs.CSEを示した箇所の鉄筋の状態

表6-6 床版Ⅲ上りの塩化物イオン濃度測定結果

供用 年数	試料採取位置		コンクリート表面からの深さ (cm)				
			0～2	2～4	4～6	6～8	8～10
28	G8	健全部 ①	0.600	0.474	0.398	0.356	0.265
		損傷部 ①	0.384	0.307	0.188	0.174	0.108
	G7	健全部 ②	1.611	1.067	0.684	—	—
		損傷部 ②	2.009	1.123	0.774	—	—
	G6～G7 の間	健全部 ③	1.325	1.172	0.966	—	—
		損傷部 ③	2.051	1.563	1.744	—	—

ものといえる。

塩化物イオン濃度の測定用試料は、「損傷部」、「健全部」ともに3箇所から深さ6cmまで採取した。塩化物イオン濃度の測定結果を表6-6に示す。塩化物イオン濃度の調査箇所は、工事工程の制約により自然電位の最低値を示した箇所あるいは鉄筋の状態を確認した箇所と一致させることができなかった。しかしながら、図6-5に示す損傷部②および損傷部③は浮きを除去した範囲近傍にある。

浮き部を除去して鉄筋の腐食が確認された近傍から採取した損傷部②のかぶり位置程度の塩化物イオン濃度はコンクリート標準示方書[維持管理編][21]で腐食の発生限界濃度とされる $1.2\text{kg/m}^3$ よりも低い $1.123\text{kg/m}^3$ であり、第4章の結果よりも低濃度で錆が発生している。これは第4章の実験期間よりも構造物の供用期間が長いこと、鉄筋が腐食するに

は必ずしも塩化物イオンは必要ないことなどによるものと考えられる。

床版Ⅲ上りの調査結果からは、自然電位が-419～-404mVvs.CSE に腐食を示す値があるものと思われ、第 4 章の結果である-400mVvs.CSE よりも卑であると鉄筋に腐食が疑われることと一致する。また、床版Ⅱの場合と同様に、塩化物イオン濃度と鉄筋の腐食の関係は第 4 章の結果と一致していない。これは塩化物イオンが浸入しはじめた時期は明確ではないが、供用年数が実験期間よりも長いことが影響しているものと考えられる。

#### (4) 床版Ⅲ下りの場合

床版Ⅲ下りの塩化物イオン濃度の試料採取位置および自然電位の調査位置と測定結果を図 6-7 に示す。調査範囲の「損傷部」は、過去にポットホールが生じた辺りの橋軸方向に 1,995mm、橋軸直角方向 3,500mm を、「健全部」は、橋軸方向に 2,075mm、橋軸直角方向 3,500mm を選定した。また、自然電位の測定前に打音による変状箇所を確認したが、両調査範囲ともに特に異常箇所は確認されなかった。

自然電位の測定結果は、「損傷部」では-451～-126mVvsCSE で、「健全部」では-379～-66mVvs.CSE である。第 4 章からは「損傷部」では図 6-7 に示すように路肩側の僅かな範囲で鉄筋の腐食の可能性が疑われる。また、「健全部」では-350mVvs.CSE より卑になる範囲が図 6-7 の等電位線図の上部中央側の-350～-300mVvs.CSE が島状に示される中央付近の範囲である。

塩化物イオン濃度の測定用試料は、「損傷部」、「健全部」とともに 3 箇所から深さ 6cm まですべて採取を行った。塩化物イオン濃度の測定結果を表 6-7 に示す。塩化物イオン濃度の調査箇所は、工事工程の制約により自然電位の最低値を示した箇所と一致させることができなかった。また、鉄筋の状態の確認も同様の理由から実施できなかった。損傷部④、損傷部⑤ではかぶり位置で塩化物イオン濃度が  $1.2\text{kg/m}^3$  程度であり鉄筋の腐食が疑われるが、第 4 章の自然電位の誤差を考慮しても損傷部④では鉄筋が腐食しているものと考えられる。

床版Ⅲ下りでは、第 4 章の結果の適用について検討できる資料が得られていない。特に、鉄筋の状態について確認できていないため検討を実施できていない。コンクリート構造物の劣化の進行状況は、構造物を取り巻く環境に左右されるため、第 4 章の結果を適用するにあたっては、調査を実施する部位・部材ごとに鉄筋の状態を部分的に確認し、全体を評価する必要があるものと思われる。

また、塩化物イオン濃度の測定は実施できたため、第 5 章の結果の適用については検討を行う。

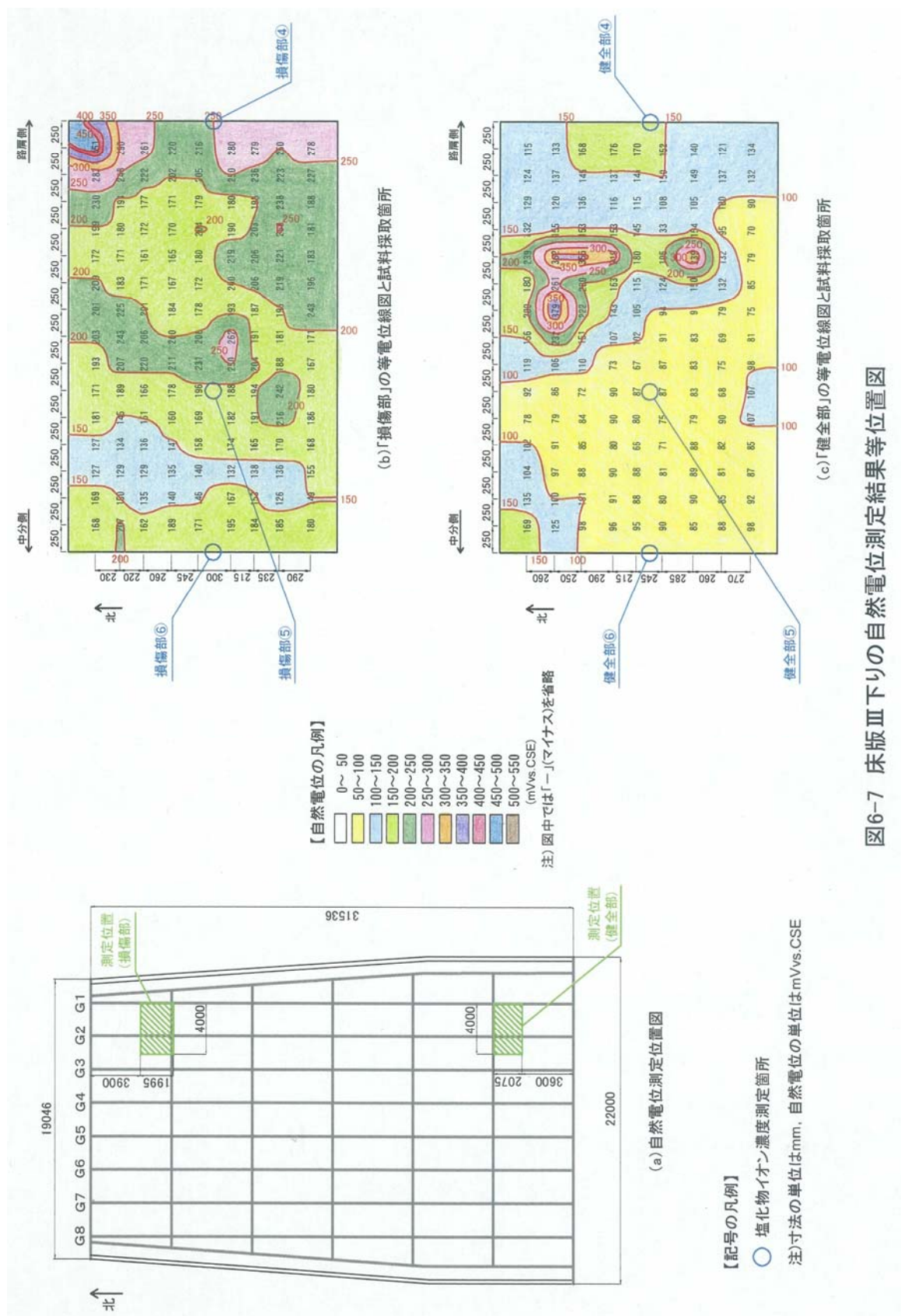


表6-7 床版Ⅲ下りの塩化物イオン濃度測定結果

供用 年数	試料採取位置		コンクリート表面からの深さ (cm)				
			0～2	2～4	4～6	6～8	8～10
29	G1	健全部 ④	1.172	1.144	0.963	0.572	0.523
		損傷部 ④	1.521	1.360	1.046	0.698	0.460
	G2	健全部 ⑤	0.084	0.042	0.007	—	—
		損傷部 ⑤	2.121	1.172	0.712	—	—
	G2～G3 の間	健全部 ⑥	0.412	0.160	0.000	—	—
		損傷部 ⑥	0.614	0.167	0.049	—	—

### 6.3.2 塩化物イオンの拡散の予測結果について

都市高速道路のコンクリート橋脚の場合には、「コンクリート表面の塩化物イオン濃度一定」とする式(5-1)をよりも、「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」とする式(5-2)を用いた方がより実態に近い傾向の予測結果が得られる結論が第5章から得られている。そこで、塩化物イオンが飛来・付着する要因がコンクリート橋脚の場合と同様である鉄筋コンクリート床版に対しても式(5-2)を使用して塩化物イオンの拡散について予測することが適切であるか、床版から採取した試料を用いて検討を行った。塩化物イオンの調査結果から式(5-1)および式(5-2)を用いて各係数を求め、コンクリート床版のかぶり位置に相当する深さ 32mm で塩化物イオン濃度が  $1.2\text{kg/m}^3$  に達する年数をそれぞれ求めた。この結果を表 6-8 に示す。

まず、式(5-1)を使用した場合は、今回の調査結果からは  $1.2\text{kg/m}^3$  に達しないと予測される箇所が多い。鉄筋に腐食が発生するとされる  $1.2\text{kg/m}^3$  よりも  $C_0$  が小さな値であると、コンクリート表面の塩化物イオン濃度が一定であると仮定していることから、将来にわたって塩化物イオン濃度は  $1.2\text{kg/m}^3$  にはならない予測結果になる。すなわち、 $C_0$  の値が予測したい濃度以下であると、将来にわたって予測したい濃度には達さない結果となる。また、床版Ⅱの損傷部(2)のように、分布の傾向が深くなるほど高くなる場合や濃度差が小さい場合に、見かけの拡散係数が標準的なコンクリートの範囲である  $31.536\text{cm}^2/\text{年}(1 \times 10^{-6}\text{cm}^2/\text{s})$  を超えてしまう。

次に、式(5-2)を使用した場合には、式(5-1)で求められた予測結果よりも、より実態を表しているものと考えられる。例えば、表 6-6 の床版Ⅲ上り健全部③と表 6-7 の床版Ⅲ下り損傷部⑤では、床版Ⅲ上りの方が分布の傾向に比較的差が少ない程度で、ほぼ同様な濃度

表6-8 塩化物イオンの拡散方程式に使用する各係数と床版のかぶり位置の腐食の発生年限

名称	供用 年数	試料採取位置		式(5-1)を使用した場合			式(5-2)を使用した場合		
				$C_0$ (kg/m <sup>3</sup> )	$D_1$ (cm <sup>2</sup> /年)	かぶり位置 の腐食の発 生年限(年)	$A$ (kg/m <sup>2</sup> /年)	$D_2$ (cm <sup>2</sup> /年)	かぶり位置 の腐食の発 生年限(年)
床版Ⅰ	23	床版 支間中央	健全部 $\alpha$	0.595	1.231	$t > 100$	0.169	2.319	128.8
			損傷部 $\alpha$	0.775	0.643	$t > 100$	0.152	1.059	94.2
		主桁上	健全部 $\beta$	2.305	0.094	132	0.159	0.082	69.7
			損傷部 $\beta$	3.191	0.008	817	0.261	16.551	298.1
床版Ⅱ	21	走行 車線側	健全部 (1)	2.445	1.185	9	0.702	2.118	14
		追越し 車線側	損傷部 (1)	10.972	0.997	2	1.400	0.507	8.8
			損傷部 (2)	4.098	31.536	0	1.400	2.807	6.9
床版Ⅲ 上り	28	G8	健全部 ①	0.637	1.974	$t > 100$	0.215	4.017	127.1
			損傷部 ①	0.433	0.957	$t > 100$	0.098	1.763	270.8
		G7	健全部 ②	1.877	0.525	44	0.304	0.883	33.8
			損傷部 ②	2.358	0.401	29	0.331	0.647	29.1
		G6～G7 の間	健全部 ③	1.427	2.701	47	0.561	5.439	30.8
			損傷部 ③	2.021	7.461	2	1.300	14.476	14.5
床版Ⅲ 下り	29	G1	健全部 ④	1.362	1.865	123	0.417	3.350	37.1
			損傷部 ④	1.760	1.260	24	0.435	2.155	28.1
		G2	健全部 ⑤	0.114	0.165	$t > 100$	0.010	0.245	3000.0
			損傷部 ⑤	2.551	0.330	30	0.318	0.525	29.9
		G2～G3 の間	健全部 ⑥	0.574	0.132	$t > 100$	0.045	0.201	260.4
			損傷部 ⑥	0.924	0.091	$t > 100$	0.060	0.129	162.2
中央値				1.427	0.643		0.304	1.322	
平均値				1.993	3.022		0.439	2.859	

の分布を示しており、かぶり位置程度の2～4cmの濃度は両箇所とも1.172kg/m<sup>3</sup>で1.2kg/m<sup>3</sup>に近い値を示している。これらのケースを用いて、それぞれを式(5-1)あるいは式(5-2)によってかぶり位置に相当する深さ32mmで腐食の発生限界に達する年数を算出すると、床版Ⅲ下り損傷部⑤の場合は両式の結果はほぼ30年となり、供用年数29年に近似している。しかし、床版Ⅲ上り健全部③では、式(5-1)によると47年、式(5-2)によると30.8年となる。調査時の供用年数は28年であり、深さ2～4cmの濃度は1.172kg/m<sup>3</sup>であることからすると式(5-2)を用いた方が実態をよく表現しているものと思われる。ただし、ここでは両式の算出結果を比較しているのであり、式に使用される変数など式そのものを評価しているのではないため、各係数を決定した調査結果を再び使用して比較検証している。

したがって、19箇所での測定値から検討した結果ではあるが、コンクリート床版の塩化物イオン濃度の拡散の予測には式(5-2)を用いることが適切であると考えられる。

また、床版の場合には、凍結防止剤および雨水はアスファルトの施工目地、ひび割れを通って床版に達し、その後は雨水により凍結防止剤が希釈され、湿潤状態が続きやすいも

表6-9 橋脚および床版の拡散方程式の係数 $A$ と $D_2$ 

係 数 \ 分 類		中央値		平均値	
		橋脚	床版	橋脚	床版
$A$	( $\text{kg}/\text{m}^2/\text{年}$ )	0.207	0.304	0.260	0.439
$D_2$	( $\text{cm}^2/\text{年}$ )	0.935	1.322	1.438	2.859
	( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	$2.964 \times 10^{-8}$	$4.192 \times 10^{-8}$	$4.561 \times 10^{-8}$	$9.066 \times 10^{-8}$

のと思われ、床版の場合には橋脚よりも塩化物イオンの拡散が早いと思われる。そこで、橋脚および床版の各係数について比較を行い、詳細調査の実施時期が橋脚の場合よりも早くなるか比較するものとする。ここで、床版の調査結果が少ないため、式(5-2)より求められた橋脚および床版の各係数について中央値と平均値を用いて比較を行う。表 6-9 に橋脚および床版の各係数の中央値と平均値を示す。各係数ともに中央値で 1.4 倍以上、平均値で 1.7 倍以上床版の方が大きな値を示している。床版の場合には橋脚とほぼ同一の環境にあるため、凍結防止剤および雨水の付着量が同等と仮定しても、橋脚の場合には雨水などによって塩化物イオンがコンクリート表面から移動しやすいものと考えられ、床版の場合には移動が遅いと思われる。このために、橋脚の場合よりも  $A \text{ kg}/\text{m}^2/\text{年}$  および  $D_2 \text{ cm}^2/\text{年}$  が大きな値になったと考えられる。

したがって、橋脚よりも床版は、 $A \text{ kg}/\text{m}^2/\text{年}$  および  $D_2 \text{ cm}^2/\text{年}$  が大きな値になると考えられるため、詳細調査の実施時期が早くなると予想される。

#### 6.4 まとめ

ここでは、床版Ⅰ，床版Ⅱ，床版Ⅲ上りおよび床版Ⅲ下りの鉄筋コンクリート床版を対象に舗装補修工事にあわせて実施した自然電位および塩化物イオン濃度の測定ならびに鉄筋の腐食状態の確認について結果を整理し，第 4 章の実験結果を実構造物に適用することの検討を行うとともに，第 5 章のコンクリート橋脚に対する拡散方程式の選定結果とコンクリート床版の場合について同様の結果が得られるか比較検討を行った。この結果，次の結果を得た。

- (1) 床版Ⅱの健全部(1)および損傷部(1)では深さ 4cm までの塩化物イオン濃度が  $1.2\text{kg}/\text{m}^3$  を超えており，自然電位が  $-450\text{mVvs.CSE}$  よりも卑の値を示し，鉄筋には明らかに錆が確認されたことから，第 4 章で得られた自然電位が  $-450\text{mVvs.CSE}$  よりも卑を示した場合には鉄筋の面積率 5%に腐食があるとする結果にほぼ一致し，鉄筋の腐食状態

の判断に使用できることが示された。

- (2) 自然電位の測定結果では、床版Ⅲ上り「健全部」で自然電位が-404mVvs.CSE の箇所で鉄筋に錆は確認されず、同床版の「損傷部」では-419mVvs.CSE の箇所で錆が確認されており、**第4章**で得られた自然電位が-400mVvsCSE よりも卑の値を示した場合には、鉄筋の腐食が疑われるとする結果に一致し、この方法が鉄筋の腐食状態の判断に使用できることが示された。
- (3) 塩化物イオン濃度と鉄筋の腐食の関係については、コンクリート床版の供用期間が**第4章**の実験期間よりも長く、塩化物イオンに曝される時間も長いため、床版Ⅲ上りの損傷部②のようにコンクリート標準示方書に示される発生限界濃度の  $1.2\text{kg/m}^3$  よりも低い箇所でも鉄筋に錆が確認されており、塩化物イオン濃度と鉄筋の腐食状態の関係については、**第4章**は今回の調査結果と一致しないことが明らかとなった。
- (4) 塩化物イオン濃度の調査結果と式(5-1)あるいは式(5-2)による塩化物イオンの拡散の予測結果からは、式(5-2)を用いることが適切であり、橋脚よりも床版は詳細調査の実施時期が早くなると予想できる。



## 【第 6 章 参考文献】

- [1] 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，pp.9-24，2007
- [2] 葛目和宏，鷺見高典，天野勲，梅原秀哲：都市高速道路の鉄筋コンクリート床版を対象にした赤外線サーモグラフィ法の欠陥検出評価について，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.8，pp.43-50，2008
- [3] 用害比呂之，檜作正登，土屋良之，高垣信行：赤外線デジタルカメラによるコンクリート構造物の点検手法，EXTEC，Vol.18，No.3，pp.37-41，2004
- [4] 長田文博，山田裕一，虫明成生，赤松幸生：熱画像による鉄道高架橋コンクリートの剥離診断手法の開発，土木学会論文集，No.760/V-63，pp.121-133，2004
- [5] 福岡賢，明石行雄，橋本和明：赤外線サーモグラフィ法の検証結果と新たな点検手法の一考察，コンクリート工学論文集，第 15 巻，第 2 号，2004
- [6] 飯坂武男，鷺見高典，梅原秀哲：無機系ひび割れ注入材の注入性について，土木学会論文集，No.599/V-40，pp.49-57，1998
- [7] T.Iisaka H.Umehara and T.Sumii：STUDIE ON INJECTING PROPERTIES OF CRACK REPAIR MATERIAL *Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, Specialist Techniques and Materials for Concrete Construction*，pp.49-56，1999
- [8] Jean-Armand Calgaro Roger Lacroix 著，日本構造物診断技術協会 監修・訳：橋の診断と補修 MAINTENANCE ET RÉPARATION DES PONTS，山海堂，pp.390-395，2002
- [9] 中込清章，榊田佳寛，藤井和俊，枝広英俊：10 年間暴露における塩害により劣化した鉄筋コンクリートの補修方法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.2，pp.193-198，1999
- [10] 杉浦章雄，榊原弘幸，宮脇賢司，大崎敬一：断面修復による鉄筋腐食の抑制に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.373-378，2001
- [11] 小川篤生：現場技術者のための道路橋維持管理の実際(コンクリート橋編)，山海堂，pp.100-102，2005
- [12] 片山真，鷺見高典，梅原秀哲：コンクリートの諸要因および含有塩分量が鉄筋腐食に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1083-1088，2008
- [13] 鷺見高典，伊藤拓也，梅原秀哲：塩化物イオン濃度と自然電位による鉄筋の腐食状態の評価，セメント・コンクリート論文集，Vol.63，2009に掲載決定
- [14] 鷺見高典，片山真，梅原秀哲：都市高速道路のコンクリート橋脚における塩化物イオンの



- 拡散予測，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1693-1698，2008
- [15] T.Sumii and H.Umehara : ASSESSMENT OF THE CORROSION TIME OF REINFORCING STEEL BY SALT ATTACK IN THE REINFORCED CONCRETE PIERS, *ConMat'09 4th International Conference on Construction Materials*, pp.131-136, 2009
- [16] 土木学会規準：JSCE-E 601-2000 コンクリート構造物における自然電位測定方法
- [17] 土木研究所，日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル，技報堂出版，pp.99～102，2004
- [18] 土木学会規準：JSCE-G573-2003 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)
- [19] JCI 規準：JCI-SC4 硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析法
- [20] JCI 規準：JCI-SC5 硬化コンクリート中に含まれる全塩分の簡易分析法
- [21] 土木学会 コンクリート委員会 コンクリート標準示方書改訂小委員会：2007 年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕，(社)土木学会，p.120，2008

## 第 7 章 結論

本研究では、都市高速道路のコンクリート構造物を対象にした鉄筋の腐食状態の判断および予測を目的に、凍結防止剤の使用状況の調査、凍結防止剤が散布される環境を模擬した鉄筋の腐食に関する実験、コンクリート橋脚の塩化物イオン濃度測定結果の解析による劣化予測およびコンクリート床版の実測結果とこれらの実験結果あるいは解析結果との比較検討を行った。本研究で得られた結論は次のとおりである。

### (1) 鉄筋の腐食状態を判断できる自然電位の値について

自然電位の測定値には $\pm 150\text{mV vs. CSE}$ 程度の誤差の範囲があり、都市高速道路が凍結防止剤や雨水などから受ける乾湿の繰返しを塩水と水により再現した場合に、塩水と水の影響を受けない場合よりも $-150\text{mV vs. CSE}$ 程度卑の値を示す。自然電位が $-400\text{mV vs. CSE}$ よりも卑の値を示すと鉄筋に腐食が疑われ、更に材齢が2年程度の場合には、この自然電位の値とともに塩化物イオン濃度が $5\text{kg/m}^3$ であると鉄筋に錆が発生しており、自然電位のみで判断するのではなく、塩化物イオン濃度も合わせて測定することによって、判断の精度を向上させることができる。

### (2) 都市高速道路のおかれる環境を考慮できる境界条件の拡散方程式について

都市高速道路におけるコンクリート橋脚の塩化物イオンの拡散は、凍結防止剤の使用実態を考慮すると「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」とする拡散方程式によって表現することができ、この時の各係数は、単位時間あたりにコンクリート表面に付着する塩化物イオン濃度 $A=0.515\text{kg/m}^2/\text{年}$ 、見かけの拡散係数 $D_2=3.588\text{cm}^2/\text{年}$ と設定できる。

### (3) 管理点となる塩化物イオン濃度の調査を実施する時期について

都市高速道路のコンクリート橋脚におけるかぶり位置で塩化物イオン濃度が $1.2\text{kg/m}^3$ に達する時期は供用より31年経過した時点であると予測される。したがって、この橋脚の鉄筋の腐食を考慮した詳細調査の実施時期は、安全を考慮して供用から30年経過した時点に設定することができる。

### (4) 鉄筋コンクリート床版の調査結果に対する実験結果の比較検討について

都市高速道路のコンクリート床版での調査結果では、第4章で示されたかぶり部分の

塩化物イオン濃度が  $1.2\text{kg/m}^3$  を超え、自然電位が  $-450\text{mVvs.CSE}$  よりも卑の値の場合には鉄筋の面積率の 5%に腐食があるとする結果にほぼ一致するとともに、 $-450\sim -400\text{mVvs.CSE}$  では腐食が疑われることも確認でき、これらから鉄筋の腐食状態を判断できる。

#### (5) 鉄筋コンクリート床版に対する橋脚と同一条件の拡散方程式の適用検討について

都市高速道路のコンクリート床版には橋脚と同一の「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」とする拡散方程式を用いることが適切であり、コンクリート橋脚よりも塩化物イオンに曝される時間が長いため、拡散方程式に使用する各係数の値が大きく、照査調査の実施時期が早くなると予想できる。

## 今後の課題

本研究を通じて、今後研究を進めるべき課題と、都市高速道路の維持管理から明らかにすべき課題をまとめると次のようになる。

### (1) かぶり部分の塩化物イオン濃度と自然電位について

塩化物イオンの作用によって鉄筋に腐食が発生しているとすると、鉄筋の位置で塩化物イオン濃度が  $1.2\text{kg/m}^3$  程度に達しているものと考えられる。この時、かぶり部分の塩化物イオン濃度は表面に近いほど高くなるのが通常である。ここで、表 2-2 の既往の研究成果からかぶり部分の塩化物イオン濃度によって自然電位に測定誤差が生じることが解る。

鉄筋の位置で塩化物イオン濃度が  $1.2\text{kg/m}^3$  に達した時点から腐食が開始するとすれば、 $1.2\text{kg/m}^3$  に達するまでの濃度の分布状態による自然電位の測定誤差を考慮する場合と、 $1.2\text{kg/m}^3$  に達した時点からの濃度分布による測定誤差と鉄筋の腐食による自然電位を加える場合に大別して考えることができる。本研究では、鉄筋の腐食状態を判断するために、特に、鉄筋の位置における塩化物イオン濃度に着目して考察を進めた。しかしながら、自然電位をより精度良く評価するためには、かぶり部分のコンクリートの状態を考慮する必要がある。これには、かぶり部分の通電状態に影響を与える要因について同時に評価することが有用であると考えられ、このために塩化物イオン濃度分布、かぶり部分の電気抵抗等を自然電位と同時に測定して考慮する必要がある。

### (2) 塩化物イオン濃度の拡散方程式の境界条件について

予測を実施した都市高速道路は、最も海浜に近くても約 3km は離れており、これに該当する区間延長は 4km 程度である。よって、海水の飛沫はコンクリート表面に付着しないものとして考えることができ、都市高速道路に塩化物イオンが浸入する要因としては、凍結防止剤以外に考えにくい。そこで、例えば、凍結防止剤が直接散布される路面と、伸縮装置部などからの漏水により凍結防止剤が付着する橋脚では、冬期に塩化物イオンが付着する量に差が生じる可能性は考えられるが、付着する期間は同等である。このことから、都市高速道路がおかれる環境は同程度であることから、コンクリート表面に塩化物イオンが付着する間隔が同程度であれば、「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」とする境界条件を適用することで、より良い結果が得られるものと考えられる。これは第 6 章の比較検討結果からも考えられるものである。したがって、高欄、擁壁、橋台等

の都市高速道路のコンクリート構造物には、「コンクリート表面に一定速度で塩化物イオンが付着する」とする拡散方程式が適用できる可能性が考えられる。これには、部材毎ではなく構造物全体として適切な維持管理を行うために資料の収集蓄積と解析を進め、現況の把握と管理点の明確化を行う必要がある。

### (3) 塩化物イオンの拡散に影響する劣化機構について

詳細調査を実施した橋脚では時間の経過とともに中性化も進行していることが容易に予想される。本研究の拡散予測に使用した塩化物イオン濃度の調査結果には試料採取位置が深いほど塩化物イオン濃度は低くなっている。しかし、中性化によりコンクリート表面の塩化物イオンが内部に移行する濃度の濃縮が発生していないとは断定できない。現在の予測方法では、統計的な処理の中で中性化の影響も誤差の中に含まれている。このようなことから、塩化物イオンの拡散の予測精度を向上させるために、更には、より適切なライフサイクルを求めるために、中性化が塩化物イオンの拡散に与える影響の程度を明らかにし、これを考慮した予測を進める必要がある。

本研究では、都市高速道路において凍結防止剤が影響する鉄筋の腐食の評価およびコンクリート橋脚の塩化物イオンの拡散予測について幾つかの知見が得られた。今後は、点検・調査によるデータの蓄積が進み、より適切な予測が可能になることと思われる。本研究が維持管理技術の一助となることを希望する。

## 謝 辞

本論文は、筆者が名古屋高速道路公社に在職中および名古屋工業大学大学院工学研究科博士後期課程に在学中に行ってきた研究成果をまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、指導教員である名古屋工業大学大学院教授 梅原秀哲 博士をはじめ、多くの方々からご指導とご助言を賜りました。ここに、心から深く感謝の意を表します。

梅原秀哲 教授には、自由に研究が進められる環境をご提供いただくとともに、早朝から研究室に押しかけても快くご指導賜りました。また、学生の時より、ご助言、ご鞭撻を賜り、出会いの大切さを痛感しております。心から感謝申し上げます。

名古屋工業大学大学院 市之瀬敏勝 教授、河邊伸二 教授および小畑誠 教授には、本論文の作成に当たり懇切丁寧なご指導、貴重なご助言や不備に対するご指摘を賜りました。ここに、厚く感謝申し上げます。

名古屋工業大学大学院 上原匠 准教授および吉田亮 助教ならびに名古屋工業大学 平原英樹 技官には、学内の生活に関することや実験室の管理上のことなど、ご指導、ご助言、ご支援を賜りました。厚く感謝申し上げます。また、研究を進める上でご協力いただいた糸山豊さん、共に実験や解析に励んでいたいただいた片山真さんを始めとする多くの学生諸氏には、厚く感謝申し上げます。

本研究を進めるに際し、名古屋高速道路公社からは貴重な資料の提供とともに、諸先輩をはじめとする公社職員の方々からご支援、ご協力、ご鞭撻を賜りました。ここに、深甚なる謝意を表します。また、本研究の資料収集のためにご尽力いただいた補修工事に携わる方、試料の分析に携わる方、その他の業務に携わる方々からご協力、ご助言を賜ることができ、本研究に結びついたものと感謝しております。謹んでお礼申し上げます。

名城大学卒業後も、飯坂武男 博士には、公私にわたりご指導、ご助言を賜りました。本研究を始めるに至ったのも、激励いただけたためと感謝しております。深くお礼申し上げます。また、名城大学の多くの先生方から、ご助言、ご声援をいただき、研究の励みになりました。厚くお礼申し上げます。

最後に、常に筆者の研究活動や想いを理解し、協力してくれた妻の恵美と長女の茜音に心より深く感謝するとともに、これまで暖かく見守ってくれた両親に感謝申し上げます。

2010 年 鷺見高典