

## コンクリート構造物の長期活用評価技術を踏まえた 余寿命診断に関する研究 (その1)

(株)四国総合研究所 土木技術部 野村 悠太  
四国電力(株) 土木建築部 (現: 経営企画部) 廣瀬 文明

キーワード: 塩害劣化  
劣化進行予測  
鉄筋腐食

Key Words: Salt damage deterioration  
Deterioration progression prediction  
Reinforcing steel corrosion

### Research on remaining life diagnosis based on long-term utilization evaluation technology for concrete structures (Part 1)

Shikoku Research Institute, Inc., Civil Engineering Department

Yuta Nomura

Shikoku Electric Power Co., Inc., Civil Engineering And Architecture Department

Fumiaki Hirose

#### Abstract

This paper reports on the reinforcing steel corrosion evaluation formula that was studied to predict the progress of salt damage deterioration of concrete structures in order to appropriately diagnose the remaining life of coastal concrete structures that have progressed to deteriorate due to salt damage.

The purpose of this study is to quantify various factors that affect the amount of reinforcing steel corrosion. The apparent diffusion coefficient of chloride ion penetration, reinforcing steel corrosion rate, amount of reinforcing steel corrosion, etc. were considered as the main factors at each stage of the salt damage deterioration process, and methods for calculating each factor were investigated. In conducting this study, we measured the actual progress of corrosion of reinforcing steel through long-term exposure tests. From the experimental results, we extracted various factors that influence the progression of reinforcement corrosion, and by using neural network analysis to learn the relationship between influencing factors and reinforcement corrosion, we constructed and quantified a prediction formula for the progression of deterioration.

## 1.はじめに

沿岸部コンクリート構造物は、高経年化が進んでおり、一部では塩害劣化が顕在化している。こうした中、設備流用の可否判断など、コンクリート構造物に適した長期活用評価技術の構築が求められている。コンクリート構造物の適切な余寿命診断のためには、塩害劣化進行の正確な予測が必要であり、本稿では、コンクリート構造物の塩害劣化進行を予測するために検討した鉄筋腐食評価式等について報告する。

## 2.塩害劣化進行予測手法の構築に関する検討

塩害劣化進行は、一般的に鉄筋腐食量の増加によって評価される。本稿では、鉄筋腐食量に影響する様々な要因を定量化することを目的としている。主な要因を以下に示す。また、各要因を考慮した塩害劣化進行過程を図1に示し、次項以降で各要因の算定方法等について述べる。

- ①潜伏期における塩化物イオン浸透の見かけの拡散係数
- ②鉄筋腐食が始まる塩化物イオン濃度
- ③進展期における鉄筋腐食速度
- ④腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量
- ⑤加速期における鉄筋腐食速度
- ⑥劣化期と判断する鉄筋腐食量(鉄筋断面減少率)

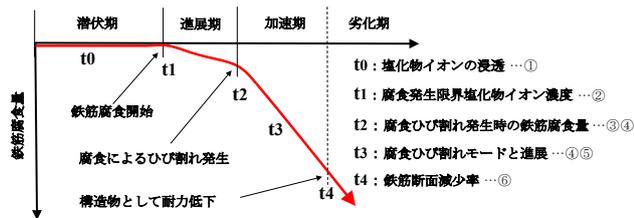


図1 塩害劣化進行過程

### 2.1 潜伏期における塩化物イオンの浸透

#### (1)塩化物イオン濃度分布

図2上は、経年40年のコンクリート栈橋から採取したコア表面から2cm×8スライス进行分析した塩化物イオン濃度分布である。

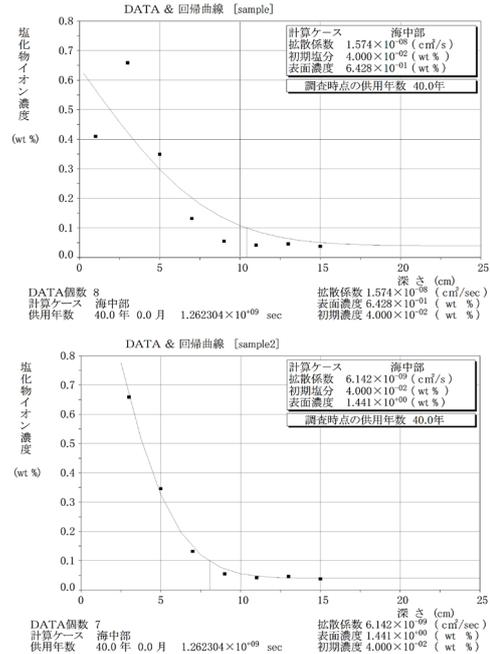


図2 塩化物イオン濃度分布例

おおよそ2cm×5~6スライスで塩化物イオンが浸透していないコンクリートの初期塩化物イオン濃度と考えられる一定値となっていることが分かる。ただし、コンクリート品質のばらつきや40年超の長期経年後の場合、あるいは非常に厳しい環境条件下での検討の場合には、さらに深くまで分析する必要がある。

表面近傍の塩化物イオン濃度は、図2上に示すように、濃度は相対的に小さくなる場合が多い。経年による塩化物イオンの溶脱、中性化による塩化物イオンの深部への移動が原因であるが、図中の実線に示されたように、回帰曲線が合っていない。一般的には、図2下に示したように、表面部の塩化物イオン濃度を省いて回帰する場合が多い。

#### (2)潜伏期

鉄筋腐食による塩害劣化進行において、潜伏期は、コンクリート表面から塩化物イオンが浸透し、拡散現象によって鉄筋まで到達する期間である。

#### (3)見かけの拡散係数

コンクリート内への塩化物イオン浸透は、拡散現象として考える。塩化物イオンの拡散現象は、濃度勾配を起動力(C/x)として、さらに経時変化(C/t)を考慮したフィックの拡散方程式としている。

$$J = -D \frac{\partial C}{\partial x} \longrightarrow \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \longrightarrow \frac{\partial C}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

$C$   
 $D_c$   
 $x$   
 $t$  : 時間

この拡散方程式における  $D_c$  が見かけの拡散係数である。コンクリート内部の塩化物イオン拡散係数を直接測定しておらず、塩化物イオン濃度分布から拡散方程式の解を回帰することで  $D_c$  を求めるため、見かけの拡散係数と呼ばれる。本稿では、拡散係数の初期値条件と境界条件をいくつか想定して解かれた式(1) (回帰式) を用いて見かけの拡散係数を定める。

○コンクリート表面の塩化物イオン濃度が一定の場合<sup>1)</sup>

$$C(x,t) = C' + C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right\} \quad \dots \text{式(1)}$$

$C(x, t)$ : 距離  $x$  (cm), 供用期間  $t$  (年) において測定された全塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>3</sup>)  
 $C'$ : 初期含有全塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>3</sup>)  
 $C_0$ : 実構造物から採取されたコンクリートの表面における全塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>3</sup>)  
 $\operatorname{erf}$ : 誤差関数  
 $x$ : 暴露面から全塩化物イオン濃度を測定した箇所までの距離 (cm)  
 $D_c$ : 実構造物から採取されたコンクリートの見掛けの拡散係数 (cm<sup>2</sup>/年)  
 $t$ : 供用期間(年)

#### (4) 拡散係数の経時変化

通常、見かけの拡散係数は、対象構造物の竣工後、数年あるいは数十年後の調査によって得られる値である。よって、調査時における値であり、コンクリートの水和反応による緻密性の長期変化や塩化物イオンの拡散状態の変化等は考慮していない。

竹田ら<sup>2)</sup>は、竣工後の比較的初期段階における見かけの拡散係数の経時変化について提案している。本稿では、経時変化の変化率について、上記研究の飛沫帯における  $t^{-0.54}$  を採用して、対象構造物の調査時の見かけの拡散係数に  $t^{-0.54}$  を乗じたものを、塩害劣化進行予測を計算する際の見かけの拡散係数とする (図3)。

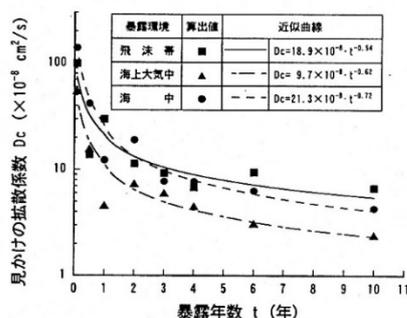


図3 拡散係数の経時変化に関する研究<sup>2)</sup>

## 2.2 腐食発生限界塩化物イオン濃度

腐食発生限界塩化物イオン濃度は、潜伏期から進展期へ移行する時期にあたり、非常に重要な値である。しかし、腐食開始の定義が定性的であり、電気化学的に腐食反応が開始される時期か、あるいは腐食生成物が実際に生じ始める時期か等の具体的な定義付けを伴わないため、各機関および研究者によって様々な値が提示されている。

本稿においては、2018年版のコンクリート標準示方書 [維持管理編]<sup>3)</sup> に示されている 2.0kg/m<sup>3</sup> を採用している。

## 2.3 進展期における鉄筋腐食速度

本稿においては、長期間にわたる暴露実験によって実際の鉄筋腐食進行を測定し、その実験結果から、鉄筋腐食進行に影響する様々な要因を抽出、各要因と鉄筋腐食の関係をニューラルネットワーク解析に学習させて、影響要因と鉄筋腐食速度の関係を定量化した。

### (1) 鉄筋コンクリート供試体の屋外暴露実験

#### (a) 供試体

外部から塩化物イオンが侵入してくる海洋環境下にある鉄筋コンクリート構造物を想定して、図4のような供試体を2体用意した。供試体の外形寸法は 400×550×300mm の直方体である。かぶり 20 および 40mm の位置にそれぞれ鉄筋 (SD295A, D13, 長さ 200mm) を2本 (A および B) とステンレス丸鋼 (SUS304, φ13, 長さ 200mm) を1本配置した。鉄筋 A はステンレス丸鋼との間のマクロセル腐食電流を常時計測するための鉄筋であり、鉄筋 B は単独での腐食で自然電位を常時連続計測するための鉄筋である。その他、外部からの塩化物イオンの侵入状況等をモニタリングする目的で、コンクリートの電気抵抗 (分極抵抗) を測定するために、市販の導電率測定用電極および図4に示すような2本のステンレス線からなる電極を埋め込んだ。また、コンクリート内の温度を測定するために熱電対 (表面から 2, 4, 7cm の位置) も埋め込んだ。

表1にコンクリート配合およびフレッシュコンクリートの性状を示す。

#### (b) 暴露条件

コンクリートを打設した後の養生条件、暴露条件を表2に示す。供試体側面は材齢 30~60 日の間

でエポキシ樹脂塗装を施し、60日以降、供試体上面は蓋をした状態で屋外に暴露した。

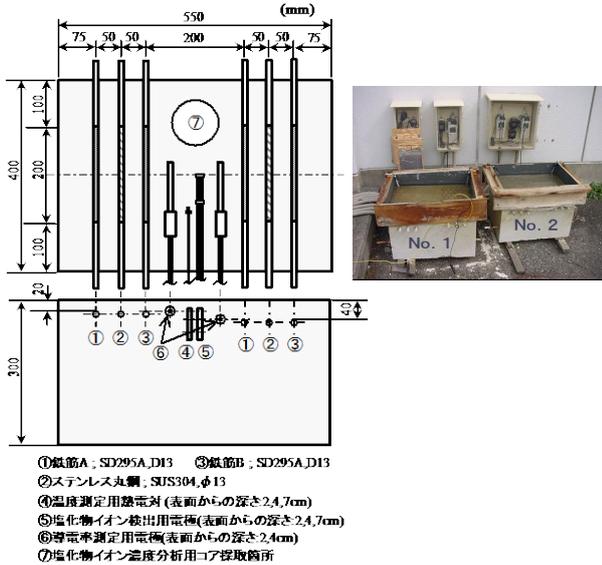


図4 暴露実験用鉄筋コンクリート供試体

表1 コンクリート配合および実測値

粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			AE減水剤 (kg/m <sup>3</sup> )	AE剤 (kg/m <sup>3</sup> )	
					水 W	セメント C	粗骨材 s			
20	8±2 (15.6)	不明 (5.8)	48	44.9	172	359	762	952	3.59	4.3

( )値は実測値

表2 No. 1, No. 2 供試体の養生・暴露条件

材齢 (日)	No. 1供試体	No. 2供試体
0~60 (室内)	厚手の布を被せ、乾かないように定期的に散水。(湿空養生)	
60~247 (屋外)	供試体上面に水道水を貯留	供試体上面に10% NaCl水溶液を貯留
247日以降 (屋外)	供試体上面に10% NaCl水溶液を貯留	

(c)測定項目および測定方法

コンクリート中の鉄筋の腐食状況を直接評価するものとして、①マクロセル腐食電流、②自然電位、③分極抵抗を、また、腐食状況を直接評価するものではないが、コンクリート環境下での鉄筋の腐食性を評価する指標として、④導電率、⑤コンクリート(モルタル)抵抗を、さらに⑥外気温、⑦コンクリート内部温度をそれぞれ計測した。それぞれの測定頻度および測定開始時期を含めて表3に示す。代表的な測定項目の測定方法について以下に述べる。

①マクロセル腐食電流

鉄筋 A と、それと対向するステンレス丸鋼とを外部で無抵抗電流計を介して接続した時の電流計の指示値を連続計測した。

②自然電位

鉄筋 B を電位差計の+端子に、銀/塩化銀照合電極を一端にそれぞれ接続した時の電位差計の指示値を連続計測した。なお、測定値は 25℃での銅/硫酸銅照合電極に対する値に換算した。

③分極抵抗

(i)鉄筋 A

鉄筋 A とステンレス棒を外部で繋いだ状態で、これらを試料極として、チタンメッシュ(対極)と銀/塩化銀照合電極をコンクリート表面に配置した状態で、自然電位を測定するとともに、100kHz から 10mHz までの周波数範囲(測定周波数点数 4 点/dec)で交流インピーダンスを測定して分極抵抗を求めた。

(ii)鉄筋 B

鉄筋 B のみを試料極として、鉄筋 A の場合と同様な方法で分極抵抗を求めた。

④導電率

水溶液の導電率を計測するための市販の電極をコンクリート中に埋め込んだものであり、専用の計測器を用いて導電率を測定した。

⑤コンクリート抵抗

図5に示す2本のステンレス電極間で 100k Hz から 100mHz までの交流インピーダンス測定結果を複素平面表示した時に実数軸を横切る(虚数値が 0)時の値をコンクリート抵抗とした。

表3 測定項目および測定概要

測定頻度	測定項目	電極、使用装置など	測定対象鉄筋等	測定位置(相対径深)	測定開始日(材齢)
自動連続計測 1回/30分	マクロセル電流	無抵抗電流計	鉄筋A	2, 4cm (2)	1998.11.09 (28日)
	自然電位	照合電極、電位差計	鉄筋B	2, 4cm (2)	1998.12.16 (65日)
	コンクリート抵抗	誘電率測定用電極(市販品)	コンクリート	2, 4cm (2)	
	外気温	熱電対	—	(1)	1998.11.09 (28日)
	内部温度	熱電対	—	2, 4, 7cm (3)	
1回/月	コンクリート抵抗	塩化物イオン検出用電極(試作品)	図5	2, 4, 7cm (3)	1998.10.20 (8日)
	分極抵抗	対極: チタンメッシュ	鉄筋A	2, 4cm (2)	
	自然電位	照合電極: Ag/AgCl	鉄筋B	2, 4cm (2)	1999.05.12 (212日)
	分極抵抗	対極: チタンメッシュ	鉄筋B	2, 4cm (2)	

コンクリート打設日: 1998.10.12 (材齢0日)

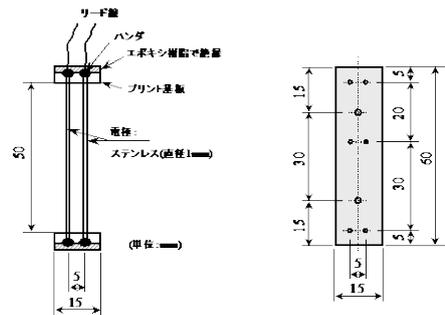


図5 塩化物イオン検出用電極

(d)測定結果と考察

以下にまず、供試体コンクリート打設後、約 6 年 6 ヶ月間の各測定項目の測定結果を以下に示す。

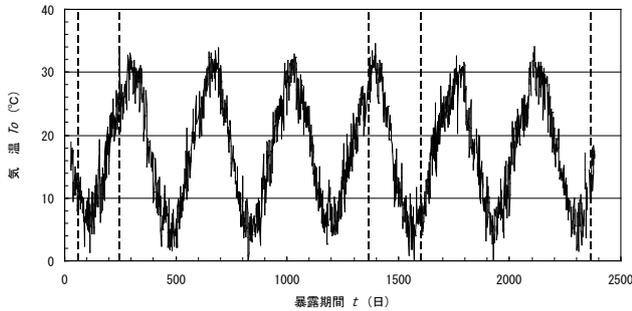


図 6 暴露期間中の気温の変化

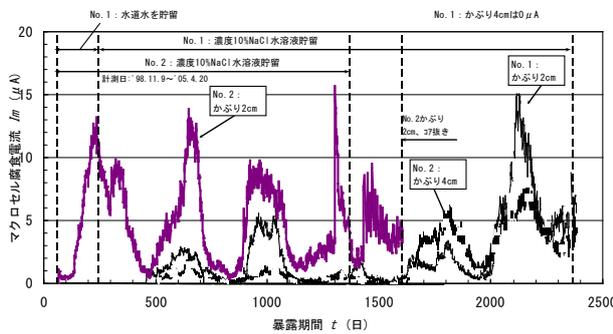


図 7 マクロセル腐食電流

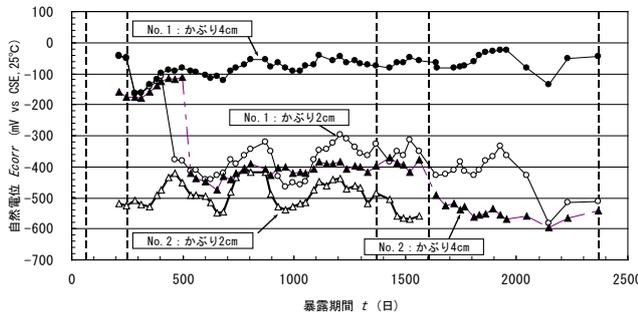


図 8 自然電位 (鉄筋 A)

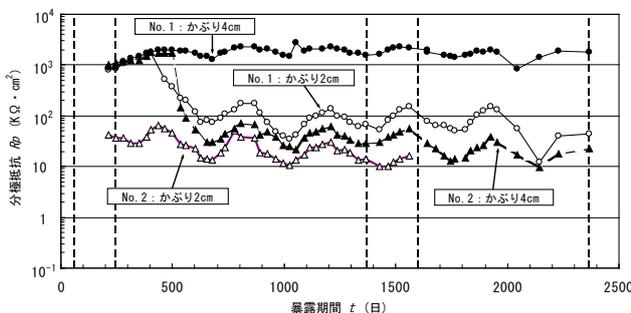


図 9 分極抵抗 (鉄筋 A)

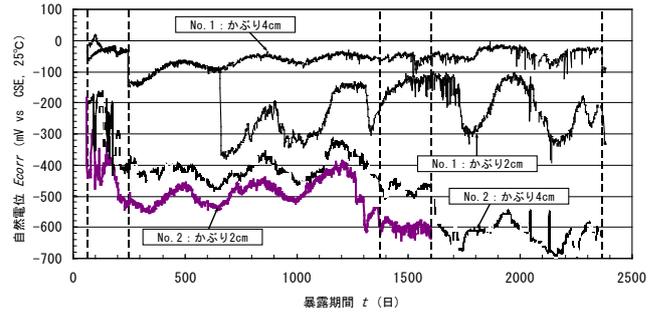


図 10 自然電位 (鉄筋 B)

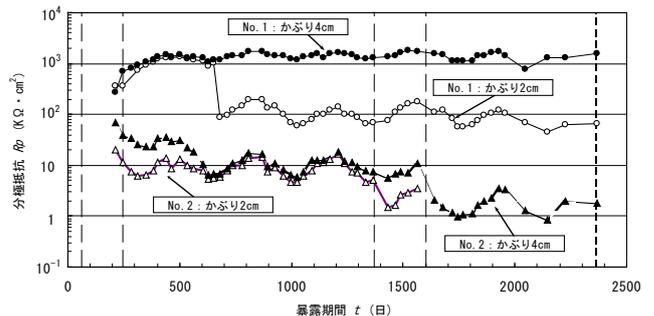


図 11 分極抵抗 (鉄筋 B)

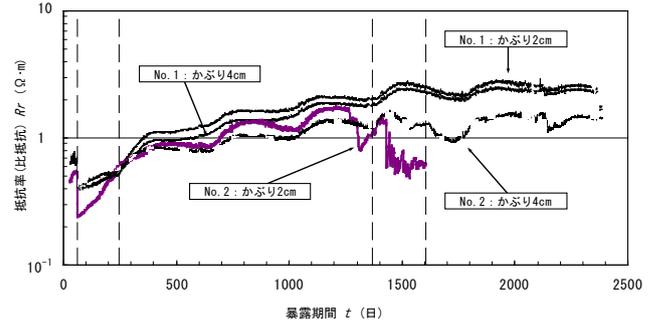


図 12 導電率から求めた抵抗率 (比抵抗)

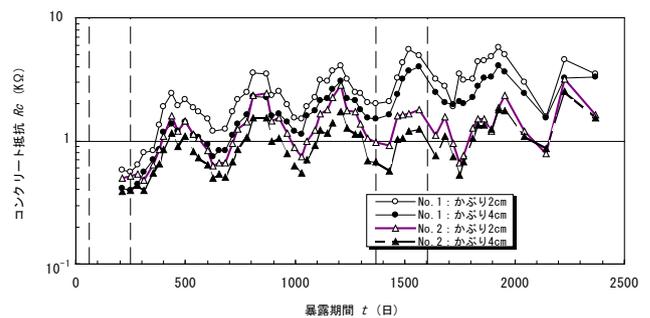


図 13 分極抵抗測定時のコンクリート抵抗

次に、図 11 に示す鉄筋 B の分極抵抗  $R_p$  ( $\Omega \cdot \text{cm}^2$ ) から、Stern-Geary の式より腐食電流密度  $I_{corr}$  ( $\text{A}/\text{cm}^2$ ) を求めた。

$$I_{corr} = \frac{K}{R_p} \quad \text{ここで、} K: \text{定数、} K=0.026 \text{ (V)}$$

さらにファラデーの第2(電気分解)法則から、年間あたり単位面積あたりの腐食速度に換算した。これは鉄筋全表面積あたりの平均腐食速度である。なお、 $1(\mu\text{A}/\text{cm}^2)$  は  $9.1(\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年})$  に相当する。図14に鉄筋Bの腐食速度の経時変化を示す。

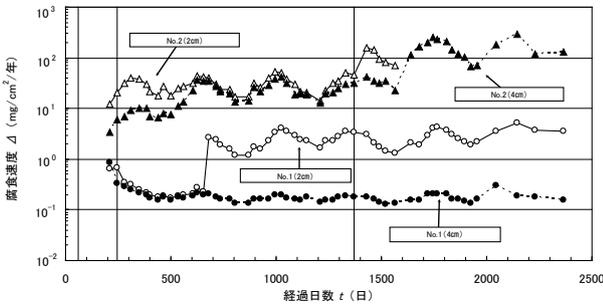


図14 鉄筋Bの腐食速度の経時変化

①気温およびコンクリート温度

図6に示した温度と図14に示した腐食速度を比較すると、1年サイクルで夏場をピークとした同様な変化をしている。このことから、腐食速度は気温さらにはコンクリート温度の影響を大きく受けていることが分かる。

②塩化物イオン濃度

実験では、コンクリート中の塩化物イオン濃度を調べるために供試体からコア採取し、深さ12cmまでの塩化物イオン濃度分布(全塩分)を求めた。図15にNo.1およびNo.2供試体の5.81年および4.33年後のコンクリート中の塩化物イオン濃度分布を示す。初期含有塩化物イオン濃度0として、これらのデータをフィックの拡散方程式の解(図15中の式)に近似して求めた塩化物イオンの見かけの拡散係数Dと表面塩化物イオン濃度 $C_0$ を図15中に示す。

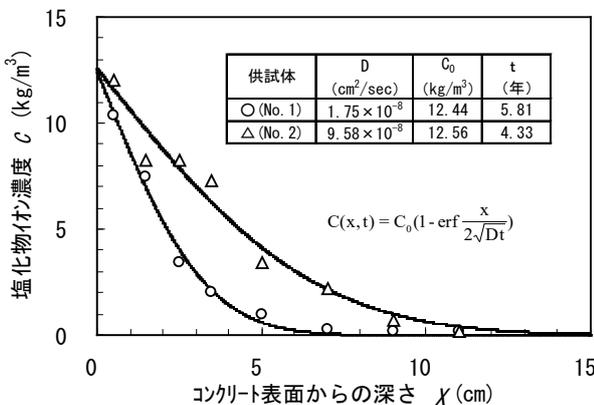


図15 塩化物イオン濃度分布

見かけの拡散係数Dと表面塩化物イオン濃度 $C_0$ を用いて、両値共に初期から一定と考えた場合の各供試体におけるかぶり2,4cmでの塩化物イオン濃度の経時変化を図16に示す。時間の経過と共に塩化物イオン濃度が増加している。かぶり2,4cmでの塩化物イオン濃度と時系列を合わせた腐食速度を図17に示す。塩化物イオン濃度が $1\sim 3\text{kg}/\text{m}^3$ 程度になると腐食開始し、温度変化による腐食速度の周期的変化以外に、塩化物イオン濃度増加にともなう腐食速度の増加が見られる。濃度増加が腐食速度に直接影響すること<sup>4,6)</sup>以外に、鉄筋表面での腐食範囲増加が結果的に腐食速度増加となったことが考えられる。塩化物イオン濃度と腐食速度には高い相関がある。

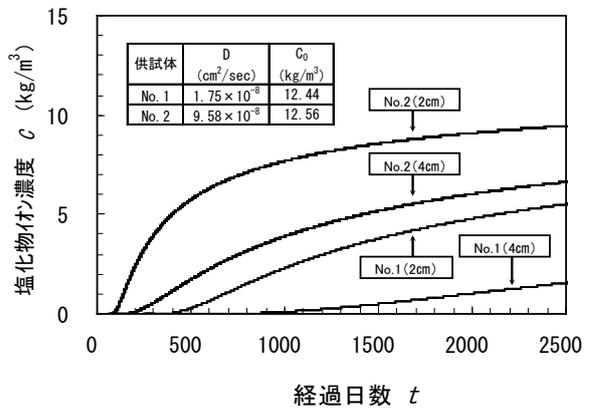


図16 かぶり位置での塩化物イオン濃度経時変化

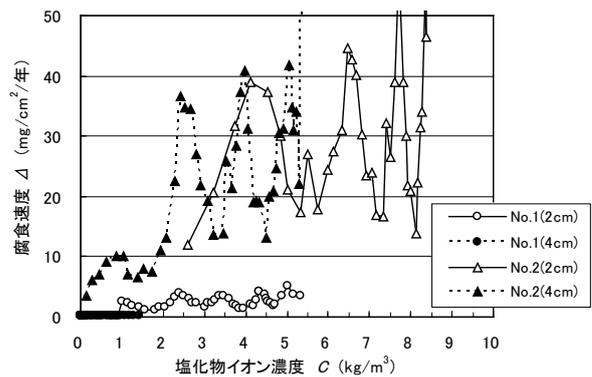


図17 塩化物イオンと腐食速度の関係

③見かけの拡散係数

図17に示したように、塩化物イオン濃度が同程度でもNo.2供試体に対してNo.1供試体の腐食速度は小さい。これは、No.1供試体コンクリートの塩化物イオンの見かけの拡散係数が小さいためと思われる。

見かけの拡散係数の違いは、コンクリートの緻

密度の差などの品質を表していると考えられ、コンクリート品質の違い、つまり見かけの拡散係数の違いが腐食速度に大きく影響を与えている。

**(2)腐食速度推定式の検討**

暴露実験結果を用いて、劣化進行過程の進展期および加速期の鉄筋腐食量の予測に必要な腐食速度を算定する方法を検討した。

なお腐食速度の算定には、海岸近くに造られたコンクリート構造物に対する環境に近いと思われるNo.2 供試体(2ヶ月のコンクリート養生後、すぐにNaCl 貯留を開始した)のデータを用いた。

**(a)影響する因子の抽出**

図14より、外気温によるかぶり位置のコンクリート温度の変化が腐食反応に影響すること、図17より、塩化物イオン濃度により腐食速度も変化することが分かった。塩化物イオン濃度の上昇は、鉄筋表面の腐食範囲を拡大し、その結果が腐食速度の増大となっていると思われる。また、暴露供試体製作時の水セメント比は同じでも、養生や暴露条件により、塩化物イオン濃度分布から求められる見かけの拡散係数は違っていた。この見かけの拡散係数は、塩化物イオンの浸透性や腐食ひび割れ発生時期などの違いとなり、結果的に腐食速度に影響していることから、見かけの拡散係数をコンクリート品質と考えた。

かぶりは、図9、図11などに示した分極抵抗の測定結果からは、かぶり2, 4cmの違いにより外部から進入する塩化物イオンが、鉄筋位置に到達するまでの時間が異なることから、腐食開始の時期も異なってくるのは明らかであるが、分極抵抗値は概ね同様な結果を示した。本実験は2cmと4cmの比較のみであるが、かぶりの値自体は、大きくは腐食速度に影響していないものと考えられる。

以上から、鉄筋位置での温度、塩化物イオン濃度、見かけの拡散係数を腐食速度に影響する因子として抽出した(図18)。

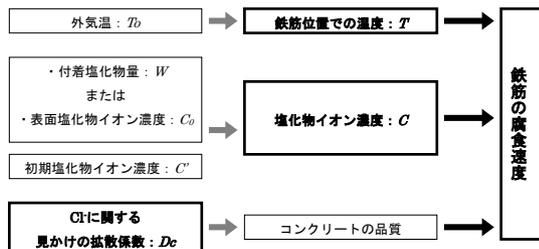


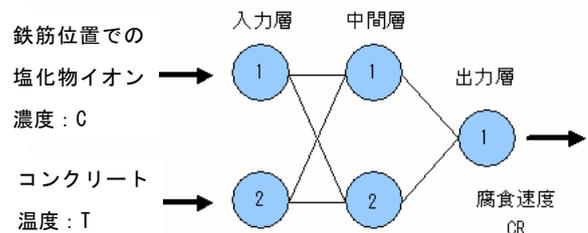
図18 腐食速度と影響する因子との関係

**(b)相関関係の検討**

①ニューラルネットワーク

腐食速度に直接影響を与える因子と考えられるコンクリート温度と鉄筋位置での塩化物イオン濃度の2因子と腐食速度の関係を定量化するために、暴露実験結果から得られたデータを元に、非線形回帰手法であるニューラルネットワーク解析を行った。

図19に解析した階層構造を示す。学習に使用したデータは、暴露実験結果の内、No.2 供試体の鉄筋B(かぶり2, 4cm)のデータを採用した。ニューラルネットワーク解析による学習は、バックプロパゲーション法により行い、学習回数2000回、学習率0.01とした。コンクリート温度Tは、実験結果のデータを使用した。鉄筋位置での塩化物イオン濃度は、実験結果にデータがないため、採取コア試験から求められた見かけの拡散係数、表面塩化物イオン濃度から算定した。具体的には、見かけの拡散係数は、図3に示す竹田ら<sup>2)</sup>の研究を参考に、コア採取時点(4.33年経過)での見かけの拡散係数 $D=9.58 \times 10^{-8}$  (cm<sup>2</sup>/sec)を元に経時変化を考慮し、 $t^{-0.54}$ を乗じてかぶり2cmと4cmの鉄筋位置での塩化物イオン濃度を求めた。



解析に用いたデータ  
 > No.2供試体のかぶり2cmおよび4cmの鉄筋Bのデータ  
 > かぶり2cm:36データ, 4cm:41データ 計77データ

本解析で求めた鉄筋位置での塩化物イオン濃度と腐食速度の関係を図20に示す。ひび割れ発生後の腐食速度は大きくなる<sup>7)9)</sup>ため、図20中に示した破線で囲んだ部分は、腐食ひび割れ発生後の腐食速度と思われる。このため、No.2 供試体の各かぶりにおけるひび割れ発生前までを学習データとした。

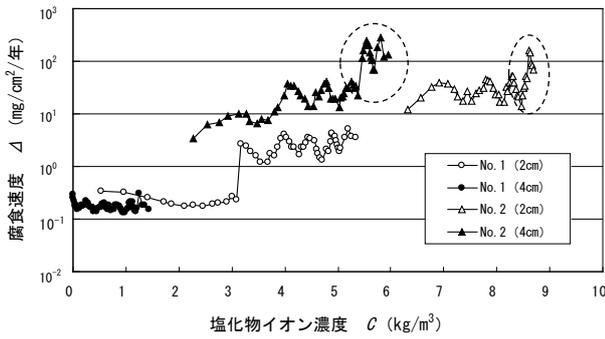


図 20 塩化物イオン濃度と腐食速度の関係

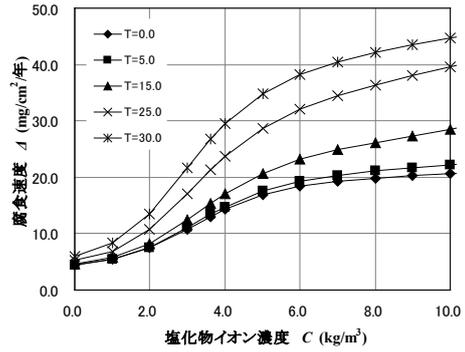


図 22 塩化物イオン濃度と腐食速度の関係 [No. 2 供試体]

②温度と塩化物イオンによる影響

ニューラルネットワーク解析による学習結果となる階層構造の各ユニット間の結合係数, 各ユニットの閾値を用いて, 入力因子としたコンクリート温度と腐食速度の関係および塩化物イオン濃度と腐食速度の関係を求めた。

図 21 にコンクリート温度 (内部温度) と腐食速度の関係を塩化物イオン濃度別に示した。図 22 に塩化物イオン濃度と腐食速度の関係をコンクリート温度別に示した。図 23 は, 腐食速度に対するコンクリート温度の感度をニューラルネットワーク解析で学習した塩化物イオン濃度の最大値  $C=8.7\text{kg/m}^3$  と  $C=0.0\text{kg/m}^3$  における感度曲線の間曲率となる曲線 ( $C=3.625\text{kg/m}^3$ ) を示す。感度曲線はシグモイド関数曲線とし,  $C=3.625\text{kg/m}^3$  の感度曲線を近似すると式(2)のようになる。コンクリート温度の基準は  $25^\circ\text{C}$  (図中では, 無次元化した腐食速度が 1.0) となるようにし, 腐食速度の基準は,  $R_0=21.33\text{mg/cm}^2/\text{年}$  である。

$$C_T(T) = \frac{1}{1 + \exp^{-0.1337T + 3.65}} + 0.58 \quad \dots \text{式(2)}$$

ここで,  $C_T(T)$  : 温度影響を表す項

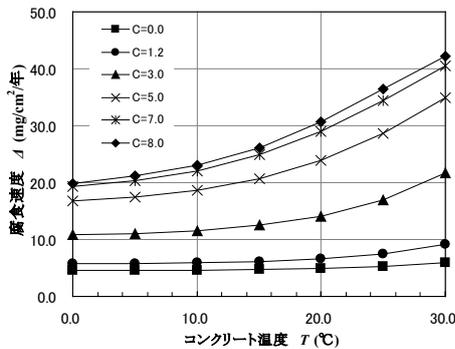


図 21 コンクリート温度と腐食速度の関係 [No. 2 供試体]

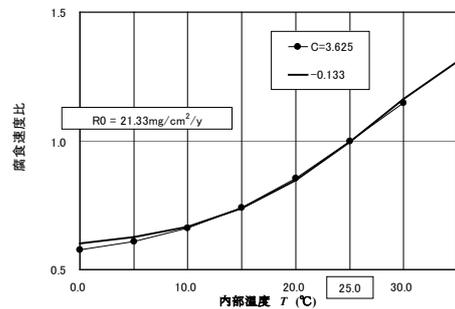


図 23 コンクリート温度と腐食速度の関係検討 [No. 2 供試体]

鉄筋腐食は電気化学反応であり,  $80^\circ\text{C}$ 程度までは, 溶存酸素の開放条件に関わらず温度上昇とともに腐食速度は増加すると言われている<sup>10)</sup>。温度と化学反応の速度はアレニウスの式で表されるため, 図 23 に示した近似曲線をさらにアレニウスプロットで近似した<sup>11)</sup>。アレニウスプロットを図 24 に, 近似曲線と式(2)の曲線の間を関係を図 25 に示す。以上の検討より, 温度影響を表す項は式(3)とした。

$$C_T(T) = \exp\{-2.593 \times (1000 \times 1/K) + 8.695\} \quad \dots \text{式(3)}$$

ここで,  $C_T(T)$  : 温度影響を表す項

$$K : \text{温度} (= T + 273.15)$$

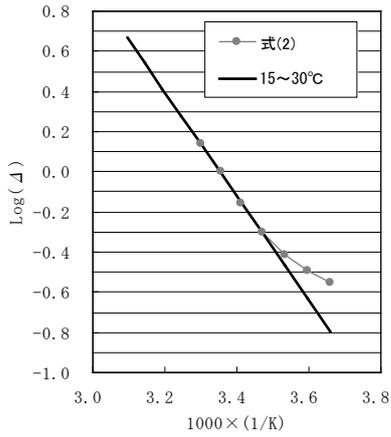


図 24 アレニウスプロット

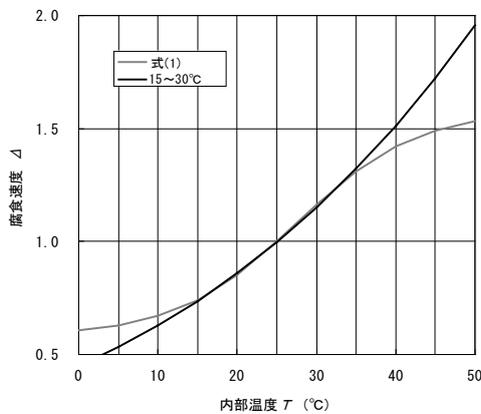


図 25 近似曲線の比較

腐食速度に対する塩化物イオン濃度の感度は、コンクリート温度 25°Cにおける感度曲線を近似した。なお、腐食発生限界塩化物イオン濃度までは、腐食速度は 0.0 mg/cm<sup>2</sup>/年とし、それ以降をコンクリート温度 25°C曲線に近似した。松村ら<sup>12)</sup>は、塩化物イオン濃度と腐食速度の関係について、塩化物イオン濃度が 8~10kg/m<sup>3</sup>以上で一定となることを示しているが、本稿では、コンクリート温度 25°Cにおける感度曲線を近似して塩化物イオン濃度 C=12.0 kg/m<sup>3</sup>以降は腐食速度一定と考えた。以上より、式(4)を得た。図 26 に腐食発生限界塩化物イオン濃度 C<sub>cr</sub>=1.2 kg/m<sup>3</sup>と C<sub>cr</sub>=2.5 kg/m<sup>3</sup>の時の近似線を示す。

$$C_c(C) = 1.93 \sqrt{1 - \frac{(C - 12.0)^2}{(12.0 - C_{cr})^2}} \quad \dots \text{式(4)}$$

ここで、C<sub>c</sub>(C) : 塩化物イオンの影響を表す項

C<sub>cr</sub> : 腐食発生限界塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>3</sup>)

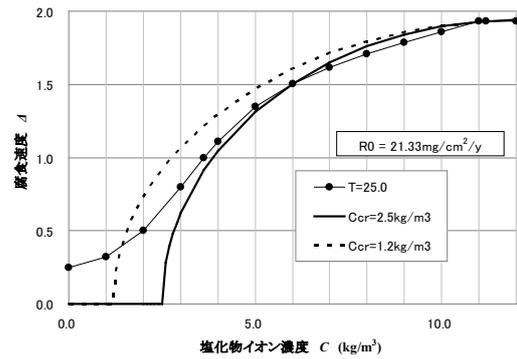


図 26 塩化物イオン濃度と腐食速度の関係検討

図 27 に暴露試験 No. 2 供試体の測定結果の腐食速度 (測定値) と式(4)より求めた腐食速度 (予測値) を比較したものを示す。腐食発生限界塩化物イオン濃度は、No. 2 供試体での結果から、C<sub>cr</sub>=1.53kg/m<sup>3</sup>を採用した。図 27 に示したように、腐食速度の大きさにより測定値と予測値に誤差が生じている。予測値から測定値を補間するために、図 27 を両対数で表記したものを図 28 に示す。横軸を予測値、縦軸を測定値とした。相関を線形回帰し、得られた結果から式(5)に示す補正式とした。

$$R(T, C) = 0.27 R_0(T, C)^{1.38} \quad \dots \text{式(5)}$$

ここで、R(T, C) : 補正後の温度と塩化物イオンの影響を考慮した腐食速度 (mg/cm<sup>2</sup>/年)

R<sub>0</sub>(T, C) : 式(4)で求めた腐食速度 (mg/cm<sup>2</sup>/年)

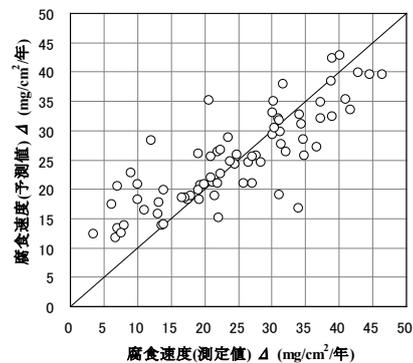


図 27 腐食速度比較 (C<sub>cr</sub>=1.53kg/m<sup>3</sup>)

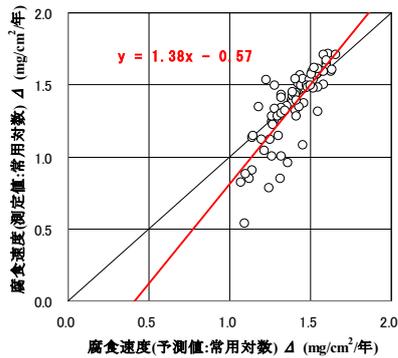


図 28 腐食速度比較 ( $C_{cr}=1.53\text{kg/m}^3$ )

③コンクリート品質による影響

図 29 は、式(5)を用いて推定した No. 2 供試体の鉄筋の腐食速度と No. 1 供試体の分極抵抗より求めた実際の腐食速度との関係を示す。算定時の腐食発生限界塩化物イオン濃度は、No. 1 供試体から  $C_{cr}=3.33\text{kg/m}^3$  を採用した。

両者の間にはほぼ直線関係が認められ、前者が後者の約 4.61 倍ということから、No. 2 供試体の腐食速度は No. 1 供試体の約 4.61 倍であることが分かる。この両者の腐食速度の差はコンクリートの品質の影響によるものと考えられる。

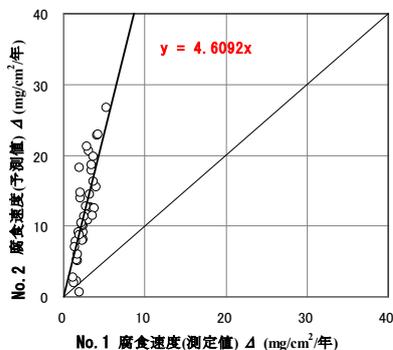


図 29 コンクリート品質による腐食速度の違い

一般にコンクリートの品質は水セメント比で表されることが多い。しかし、今回 No. 1 と No. 2 供試体に使用したコンクリートの配合は同じであり、養生条件の違いのみである。このことから、設計・施工時の水セメント比をそのまま使用できないことが分かる。したがって、塩害調査の必須項目である採取コアによる塩化物イオン含有量分析から得られる塩化物イオンの見かけの拡散係数  $D$  でコンクリートの品質を評価することとした。

竹田らの研究<sup>2)</sup>を参考に、経過年数 5 年時点で

の拡散係数  $D_5$  で比較してみると、表 4 に示すように、No. 2 供試体の拡散係数は No. 1 供試体の約 4.66 倍となり、先に示した腐食速度の比とほぼ同値である。本稿では、コンクリートの品質が腐食速度に及ぼす影響については、経過年数  $t=5$  年時点での塩化物イオンの見かけの拡散係数  $D_5$  の比で考慮する式(6)に示す  $C_D(D)$  とした。

表 4 拡散係数と腐食速度

供試体区分		No. 1	No. 2
暴露試験結果	コンクリート表面での塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )	12.44	12.56
	塩化物イオンの見かけの拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	$1.749 \times 10^{-8}$	$9.579 \times 10^{-8}$
	経過時間 (年)	5.81	4.33
経過年数5年時点での拡散係数換算値 ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )		$1.90 \times 10^{-8}$	$8.86 \times 10^{-8}$
拡散係数の比		0.2144	1
腐食速度の比		0.1134	1

$$C_D(D) = 0.127 \times 10^8 \left( D_t \frac{0.419}{t^{-0.54}} \right) - 0.128 \quad \dots \text{式(6)}$$

ここで、 $C_D(D)$  : コンクリート品質の影響を表す項

$t$  : 調査時点の経過年数 (年)

$D_t$  : 経過年数  $t$  年時点での塩化物イオンの見かけの拡散係数 ( $\text{cm}^2/\text{sec}$ )

以上の検討より、進展期における鉄筋腐食速度式は、温度と塩化物イオンの影響を考慮した腐食速度に、さらにコンクリート品質の影響を加味した腐食速度を式(7)とした。

$$R(T, C, D) = R_0 \cdot C_T(T) \cdot C_C(C) \cdot C_D(D) \quad \dots \text{式(7)}$$

ここで、 $R(T, C, D)$  : コンクリート温度と塩化物イオン濃度とコンクリート品質の影響を考慮した腐食速度 ( $\text{mg/cm}^2/\text{年}$ )

2.4 腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量

腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量は、腐食ひび割れに関する実験および解析を実施して、その実験結果データを整理することによって定式化した。ただし、実験から求められた定式では、コンクリート引張強度を考慮できなかったため、厚肉円筒理論を用いて、かぶり厚を円筒厚さとして鉄筋腐

食による膨張圧とコンクリート引張強度の釣り合いから鉄筋腐食量を求める方法を検討した。

### (1)腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量(実験)

ひび割れ発生時の腐食量については、10mg/cm<sup>2</sup>が提示<sup>2)</sup>されているが、実務上、実構造物の実際の腐食状況を適切に評価するためには実態に即した値が必要である。そこで、腐食ひび割れに関する実験で得られた結果を図30に示す。

荒木<sup>13)</sup>は、コンクリート供試体にφ20mmの空洞を設け、その中で弾性体を周方向に変形させることにより、腐食膨張を模擬してひび割れ発生時の変形量を求めている。その変形量から鉄筋腐食量を換算し、ひび割れ発生時の腐食量とした。実験では、弾性体の長さも変えており、図中には長さ100mm(図中の◇)と200mm(図中の◆)の場合の結果を示した。

本稿の乾湿繰返し実験のかぶり供試体下側鉄筋の腐食量(図中の●)の下限である40 mg/cm<sup>2</sup>程度、鉄筋間隔供試体の腐食量(図中の×)の平均程度および、かぶりが大きくなるほど腐食量の増加する傾向を考慮し、腐食ひび割れ発生時の腐食量算定式を式(8)とした。

$$M_{cr} = 44.2 \left( \frac{C_d}{\phi} \right)^{0.721} \quad \dots \text{式(8)}$$

ここで、M<sub>cr</sub>：腐食量 (mg/cm<sup>2</sup>)

C<sub>d</sub>：かぶりまたは隣り合う鉄筋間隔 (mm)

φ：鉄筋径 (mm)

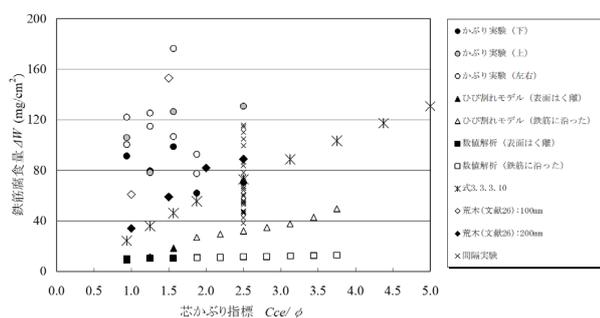


図30 ひび割れ発生時の腐食量データの比較

鉄筋間隔(C<sub>d</sub>)に関しては、本稿の暴露実験結果や乾湿繰返し実験結果などから、鉄筋のあきである水平間隔が小さいと、かぶり方向への鉄筋に沿ったひび割れよりも水平はく離ひび割れの方が先行して発生することが分かっている。よって、かぶりと鉄筋間隔の小さい方の距離をC<sub>d</sub>とする。

### (2)腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量

#### (厚肉円筒理論)

かぶりコンクリート厚を円筒モデル厚として、鉄筋腐食膨張圧q<sub>1</sub>によって生じる厚肉円筒内の引張応力f<sub>t</sub>がコンクリートの引張強度を超えた時点を腐食ひび割れ発生と考える(図-31)。腐食膨張圧q<sub>1</sub>と引張応力f<sub>t</sub>の関係は、式(9)と考える。

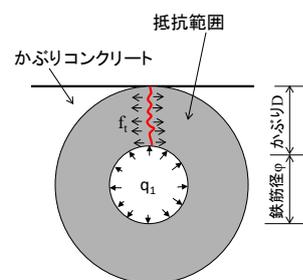


図31 厚肉円筒シェルモデル

$$f_t = \frac{1.0}{\alpha_0(K_0 - 1)} q_1 = \frac{\phi}{2D\alpha_0} q_1 \quad \dots \text{式(9)}$$

ここで、

φ：鉄筋径(mm)

D：コンクリートのかぶり(mm)

α<sub>0</sub>：低減係数(=0.6)

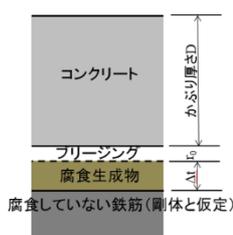
K<sub>0</sub>：形状係数(2D+φ)/φ

式(8)と異なり、式(9)で求めた引張応力とコンクリートの引張強度を比較することによってコンクリート引張強度を考慮することができる。

ここで、コンクリートの場合は、特にかぶり部となる厚肉部分に腐食膨張圧q<sub>1</sub>によって生じる引張応力は均等に生じないものと考えられる。円筒モデルの内側に若干集中応力として発生することが考えられるため、形状を減じて発生応力を大きくするように低減係数α<sub>0</sub>を設けた。

コンクリートに伝達する力q<sub>1</sub>によるコンクリートの変位量u<sub>1</sub>および腐食生成物の変位量u<sub>2</sub>は、以下に示される。

腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量Δは、コンクリート引張強度に達するときの腐食膨張厚q<sub>1</sub>から求まる腐食生成物厚さΔtおよび腐食生成物厚さΔtと腐食量Δおよび鉄筋比重の関係から、その時の鉄筋腐食量を算出する。



$$\begin{aligned} \frac{u_1}{D} &= \frac{q_1}{E_c} & \frac{u_2}{\Delta t} &= n \frac{q_1}{E_r} \\ u_1 &= D \frac{q_1}{E_c} & u_2 &= n \cdot \Delta t \cdot \frac{q_1}{E_r} \\ u - r_0 &= u_1 + u_2 \\ (n-1)\Delta t - r_0 &= D \frac{q_1}{E_c} + n\Delta t \frac{q_1}{E_r} \\ \left\{ (n-1) - n \frac{q_1}{E_r} \right\} \Delta t &= D \frac{q_1}{E_c} + r_0 \\ \Delta t &= \frac{D \frac{q_1}{E_c} + r_0}{\left\{ (n-1) - n \frac{q_1}{E_r} \right\}} \end{aligned}$$

n: 腐食生成物の膨張率(=2.5)  
 r<sub>0</sub>: フリージングによる鉄筋  
 上部のあき(=0.1mm) (mm)  
 E<sub>c</sub>: コンクリートのヤング率  
 (=15000N/mm<sup>2</sup>)  
 E<sub>r</sub>: 腐食生成物のヤング率  
 (=200N/mm<sup>2</sup>)

Δt: 腐食生成物の腐食前の厚さ(mm)  
 $\Delta t = \frac{10\Delta}{1000\rho}$   
 Δ: 鉄筋の腐食量(mg/cm<sup>2</sup>)  
 ρ: 鉄筋の比重(7.8g/cm<sup>3</sup>)

## 2.5 加速期における鉄筋腐食速度

本項では、実験によって加速期の鉄筋腐食速度を求めた。腐食ひび割れが発生した後、腐食ひび割れの進展程度によっては、鉄筋腐食速度がひび割れの無い進展期よりも早くなる可能性を考慮し、鉄筋腐食速度がより一層加速される時期(第2加速期)の検討も実施した。

### (1)腐食ひび割れ発生後の鉄筋腐食速度

図32は、2.3屋外暴露実験でのNo.2供試体について、腐食ひび割れが入った後に測定した分極抵抗から求めた腐食速度と、塩化物イオン濃度と温度から推定した腐食速度との関係を示している。両者の間には直線関係が認められ、実際の腐食速度が推定値よりも3.9倍ほど大きくなっている。ひび割れの発生で塩化物イオンや溶存酸素を含んだ水が鉄筋と接し易くなったために、腐食速度が増大したものと考えられる。よって、腐食ひび割れ発生後の加速期の腐食速度は、進展期の鉄筋腐食速度の3.9倍とした。

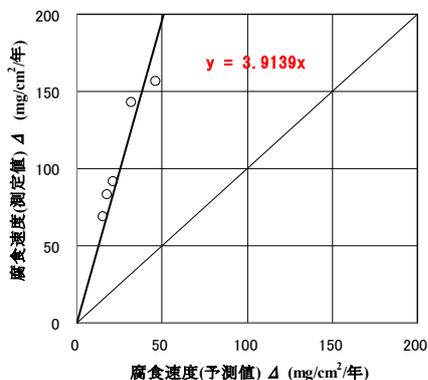


図32 ひび割れ発生後の腐食速度の違い

### (2)腐食ひび割れ貫通による第2加速期

腐食ひび割れ発生については、かぶりと鉄筋間隔において短い方に発生する。発生後、特にスラブ形状では鉄筋間を水平方向にひび割れが進展し、最終的には鉄筋間を繋ぐ水平ひび割れとなる。

水平ひび割れが鉄筋位置にある場合と鉄筋位置に無い場合では、図33に示したように2倍程度の相対差となっている。

本稿においては、加速期は、腐食ひび割れ発生以降の第1加速期、鉄筋間の水平ひび割れが貫通した後の第2加速期の2段階に分けるべきと考えた。ただし、少なくとも現段階では、コンクリート構造物のスラブ形状の場合に適用するものと考ええる。

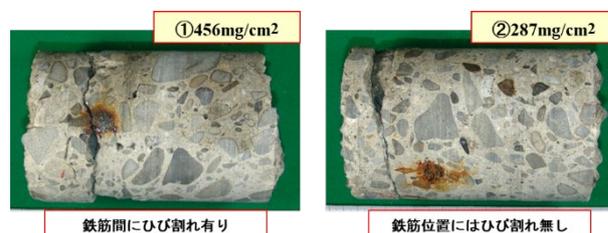


図33 水平ひび割れと鉄筋腐食量

### (3)加速期の塩害劣化進行予測

鉄筋に沿ったひび割れの発生以降、鉄筋間ひび割れがいつ貫通するかについて、通路橋側壁部(鉄筋間隔約300mm程度、かぶり平均40mm)を対象に検討を実施した(図34)。また、各鉄筋間隔を違えた供試体を作製し、鉄筋に沿ったひび割れ発生時と鉄筋間のひび割れ貫通時の鉄筋腐食量を計測した結果を図35に示す。通路橋側壁部の条件を図35に当てはめたところ、鉄筋に沿ったひび割れ発生後、鉄筋腐食量が3倍程度になる時点で鉄筋間ひび割れが貫通すると考えられる。



図34 通路橋側壁部

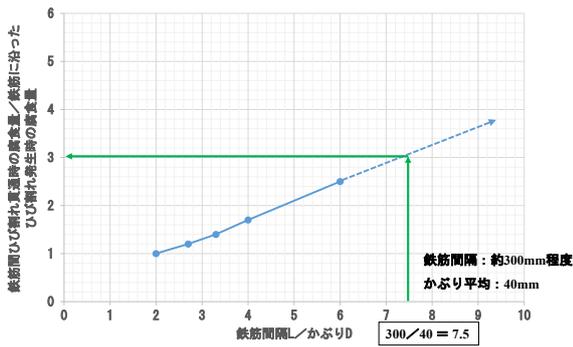


図 35 鉄筋間隔～腐食ひび割れ比

つまり、スラブ形状において、鉄筋腐食によるひび割れ発生後を第1加速期とし、進展期の3.9倍の速度で進行すると考え、その後、鉄筋腐食量が3倍になった時点で鉄筋間ひび割れが貫通すると考える。その後さらに腐食速度が加速されるとすると、調査結果における鉄筋間ひび割れが貫通している箇所の鉄筋腐食量の平均値程度に劣化進行すると仮定した場合、図36に示す通り、腐食速度はさらに5倍程度必要となる。

以上より、腐食ひび割れ発生後の第1加速期の腐食速度は進展期の3.9倍、その後に鉄筋間ひび割れが貫通後の第2加速期の腐食速度は $3.9 \times 5$ 倍とする。また、第1加速期と第2加速期の境界(変化点)は、ひび割れ発生時の腐食量の3倍とする。

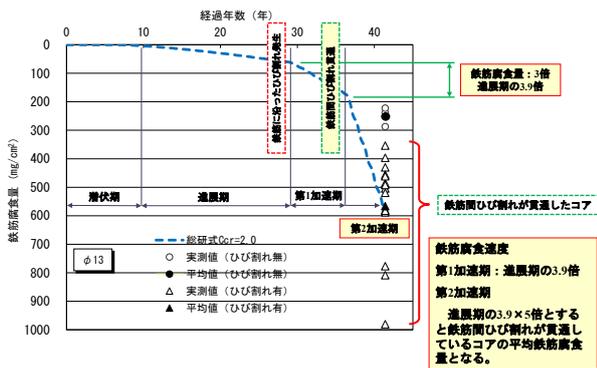


図 36 鉄筋間ひび割れを考慮した腐食速度

また、電食実験による腐食ひび割れ幅の測定を実施し、鉄筋間の腐食ひび割れ状況の確認を行った。実験結果から、鉄筋に沿ったひび割れ幅が0.08～0.20mm程度であるのに対して鉄筋間の貫通ひび割れ幅は1.20～5.00mmと大きく、腐食速度は相当大きくなると思われる(図37)。

第2加速期の5倍という腐食速度は、実験結果

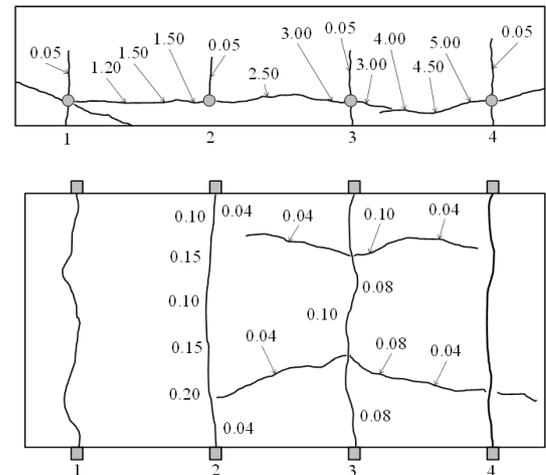


図 37 腐食ひび割れ発生状況および腐食ひび割れ幅

のひび割れ幅から考えて異常な速度ではなく妥当な速度と考えられる。

なお、第1加速期のみが続く場合と第2加速期へ移行する場合との判断は現状では難しい。実務上は、鉄筋間のひび割れが発生、進行していることをコンクリート表面から非破壊診断等で検知する必要があると思われる(図38)。

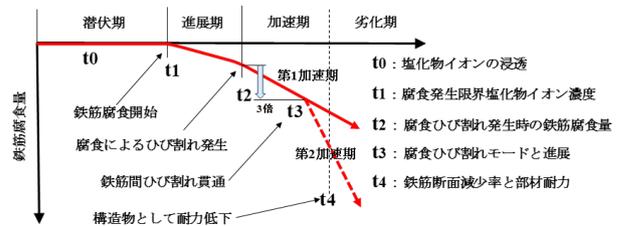


図 38 鉄筋間ひび割れを考慮した劣化進行

## 2.6 劣化期

本項では、劣化期と判断する腐食量（減少率）を求めるため、曲げ部材における載荷試験により検討を実施した。鉄筋コンクリート曲げ部材においては、一般的に構造物の靱性を確保するため、せん断破壊よりも曲げ破壊が先に生じ、鉄筋降伏後にコンクリート圧縮縁の破壊、最終的に鉄筋破断となるように設計される。腐食によって、鉄筋断面が減少した場合、コンクリート圧壊よりも先に鉄筋破断が生じると部材が脆性破壊を起こすこととなる。

本稿における塩害劣化期は、鉄筋腐食によってコンクリート圧壊と鉄筋破断が同時に発生する時点での鉄筋腐食量を劣化期と考える。

### (1)供試体

1.8m 梁供試体を製作し、載荷試験を行った。梁供試体には、主筋 D13 を 1 本モデルと 3 本モデルで製作した。主筋のかぶりは 2cm とした（図 39）。

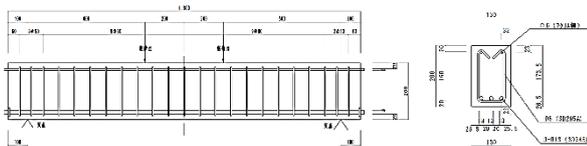


図 39 1.8m 梁供試体

### (2)電食実験

梁供試体内の鉄筋腐食は、電食による促進腐食を実施した。図 40 に示すように、鉄筋直下に電極を設け、直流電源によって電極側をカソード、鉄筋側をアノード状態にして、Fe イオンを溶出させ鉄筋を腐食させる。主筋の腐食は、電食にて載荷曲げ区間の中央 60cm 区間を主に通電した。

鉄筋腐食量は、ファラデーの法則によって、鉄筋に与えた電流密度から鉄の化学的溶解量に変換する。したがって、腐食量は、印加する電流密度と印加時間で管理するが、実際の鉄筋腐食量は、載荷実験後に鉄筋を研りだして、実際の腐食量を測定する方法となる。

m: 単位表面積あたりの腐食量(mg/cm<sup>2</sup>)

$$m = \frac{I_{\text{corr}} \cdot t \cdot a}{n \cdot F}$$

t: 時間(s)

a: 鉄の原子量 = 55.845(g)

n: 溶解した鉄のイオン当量 = 2

F: ファラデー定数 = 96500(c/mol)

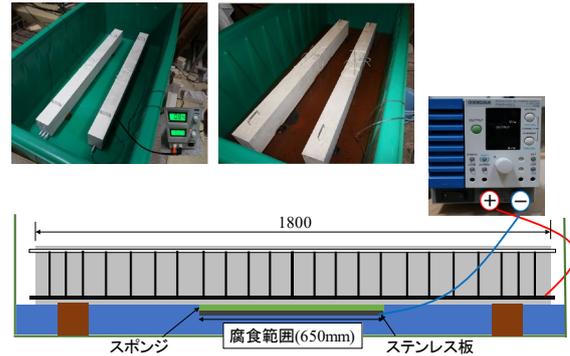


図 40 電食実験

### (3)載荷実験

供試体については、主筋 1 本モデルを 3 体、主筋 3 本モデルを 6 体製作し、それぞれ載荷実験（図 41）を実施した。



図 41 梁載荷試験

図 42 に示したように、鉄筋は梁中央付近を 60cm、10cm 分割で 6 本ずつサンプリングしている。腐食量の算定は、10cm 単位の長さで求めた腐食減量で整理している。10cm 鉄筋の中においても、鉄筋は不規則な腐食状態にあるが、重量減量から腐食減量を求めており、その結果、平均的な断面減少量となっている（図 43）。

鉄筋腐食生成物をクエン酸二アンモニウムで除去した後の状態と腐食による欠損状況を図 44 に示す。

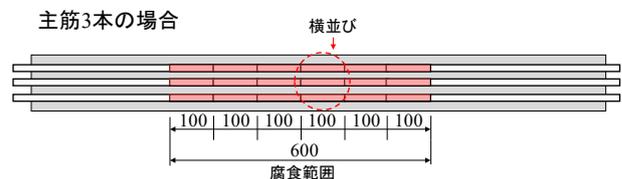


図 42 梁供試体内の鉄筋サンプリング

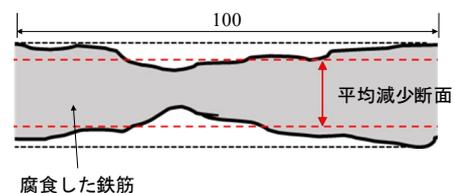


図 43 鉄筋断面減少量



図 44 腐食欠損状況  
(上：主筋 1 本モデル，下：主筋 3 本モデル)

鉄筋腐食は、基本的に孔食であり、アノード領域は集中し易いため、どうしても均等な腐食にならない。図 45 に示すように 10cm 間隔の鉄筋腐食量も相当ばらつきがある。実構造物での調査においても、複数の点数を調査した場合、同じようなバラツキがあるものと考えられる。

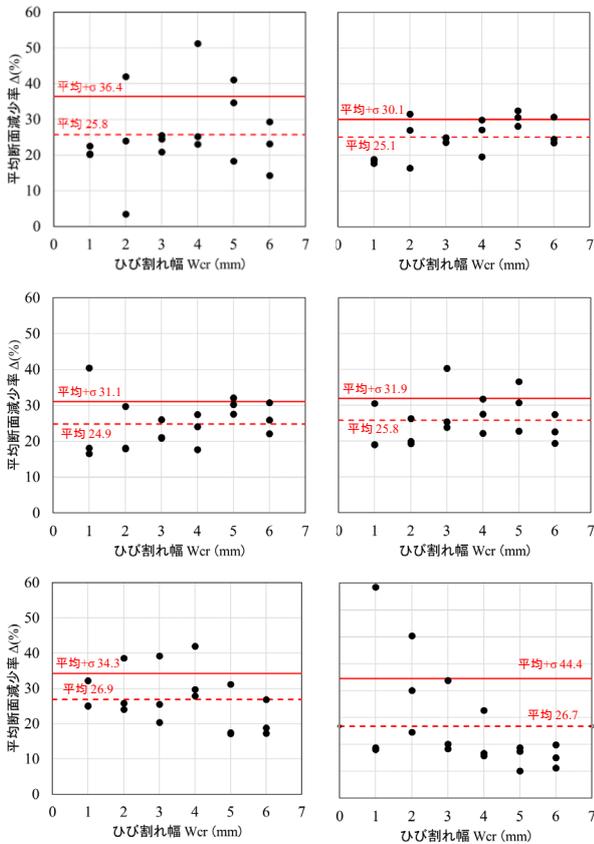


図 45 腐食減量 (主筋 3 本モデル)

そこで、上記実験データを主筋 1 本モデルは 10cm 鉄筋×6 本、主筋 3 本モデルは、10cm 鉄筋×18 本の全ての平均断面減少率を平均し、その平均値を梁供試体載荷試験における最大耐力値と比較した結果を図 46 に示す。

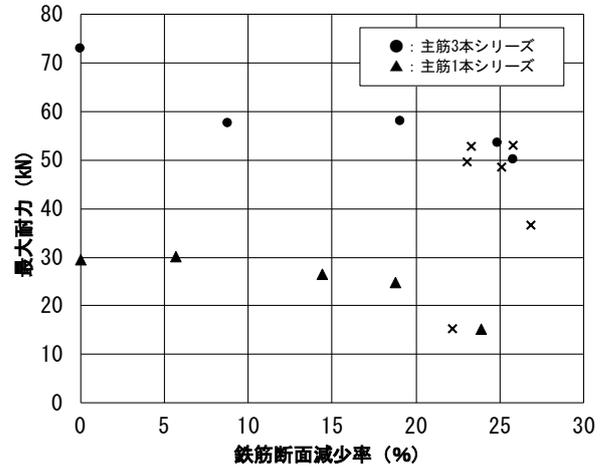


図 46 鉄筋断面減少率～最大耐力

図中の×は、破断した試験結果を示す。その他の●と▲は圧壊した試験結果である。これらの結果から、主筋の平均断面減少率が 20% を超えると、部材が破断する可能性が増していることが分かる。

以上の結果から、実務上、鉄筋腐食調査において、複数鉄筋の平均断面減少率が 20% を超えると、部材としての曲げ耐力は限界に近い状態となっていることが考えられる。

### 3.まとめ

本稿においては、塩害劣化進行予測手法として鉄筋腐食速度評価式等に関するとりまとめを行った。今後、本検討結果を電力設備コンクリート構造物の長期活用における保守管理の目安として活用していくことを期待する。

### 【謝辞】

本稿は、四国電力(株)土木建築部殿より委託を受け実施したもので、ご協力いただいた関係各位に深く感謝いたします。

**【参考文献】**

- 1) 土木学会コンクリート標準示方書
- 2) 竹田 宣典, 十河 茂幸, 迫田 恵三, 出光 隆: 種々の海洋環境条件におけるコンクリートの塩分浸透と鉄筋腐食に考えられる実験的研究, 土木学会論文集, No.599, V-40, pp.91-104, 1998.8.
- 3) コンクリート標準示方書【維持管理編】
- 4) 梶田 佳寛, 安田 正雪, 花栄 浩, 松林 裕二: 塩分環境下におけるコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する一実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp. 569-574, 1990.
- 5) 松村 卓郎, 金津 努, 西内 達雄: 海岸近くの大気中に位置するコンクリート構造物の鉄筋腐食進行評価手法, 土木学会論文集, No.634, V-45, pp.303-314, 1999.11.
- 6) 森永 繁: 鉄筋の腐食速度に基づいた鉄筋コンクリート建築物の寿命予測に関する研究, 東京大学博士論文, 1986.
- 7) 片脇 清士: 最新のコンクリート防食と補修技術, 山海堂, 2000.10.
- 8) 中川裕之, 松崎康晴, 横田優, 松島学: 確率論に基づいた塩害劣化を受けるコンクリート構造物の劣化予測システムの開発, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文報告集, 第 8 巻, pp.139-144, 2008.10.
- 9) Manabu Matsushima, Masaru Yokota, Hiroyuki Nakagawa: Study on Prediction of Deteriorated RC Structures Received Chloride Induced Damage Based on Reliability Theory, Advances in Concrete Structural Durability, Proceedings of the International Conference Durability of Concrete Structure, Vol.2, pp.1026-1031, 2008.11.
- 10) H.H.ユーリック, R.W.レヴィー: 腐食反応とその制御 (第3版), 産業図書, pp.97, 1989.
- 11) Takahiro Nishida: Influence of Temperature on Deterioration Process of Reinforced Concrete Members Due to Steel Corrosion, 東京工業大学博士論文, 2006.1.
- 12) 松村 卓郎, 金津 努, 西内 達雄: 海岸近くの大気中に位置するコンクリート構造物の鉄筋腐食進行評価方法, 電力中央研究所報告, 1999.3.
- 13) 荒木 弘祐, 服部 篤史, 宮川 豊章: 鉄筋の腐食膨張によるかぶりコンクリートの剥離現象とその予測, 土木学会論文集, No.802/V-69, pp.209-222, 2005.11.
- 14) コンクリート標準示方書【設計編】
- 15) 宮川豊章: Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete, 京都大学学位論文, 1985.2.
- 16) Stratfull, R.F.: Corrosion autopsy of a structurally unsound bridge deck, HRR433, pp.1-11, 1973.12.
- 17) Stewart, C.E.: Consideration for repairing salt damaged bridge decks, ACI journal Vol.72, No.12, pp.685-713, 1975.12.
- 18) 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も基づいた港湾 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, 2008.5.
- 19) 堤 知明, 本橋 賢一, Misra Sudhir, 山本 明雄: 若材齢で海水に接するコンクリート中の鉄筋腐食に関する一実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.13, No.1, pp.651-656, 1991.
- 20) 松崎 康晴, 松島 学, 横田 優, 中川 裕之: 外部塩害を受ける鉄筋コンクリート構造物の塩害劣化予測モデル, 土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集, 第 5 部, pp.363-364, 2008.9.
- 21) 横田 優, 中川 裕之, 松島 学: 曝露試験結果に基づいた外部塩害を受けるコンクリート構造物の鉄筋腐食進行予測法の提案, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム, 第 6 巻, pp.67-74, 2006.10.
- 22) 横田 優: 埋設電極によるコンクリート中の鉄筋腐食モニタリング, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム, 第 2 巻, pp.333-338, 2002.

- 23) 竹田 宣典, 十河 茂幸, 迫田 恵三, 出光 隆:  
種々の海洋環境条件におけるコンクリートの塩分浸透と鉄筋腐食に考えられる実験的研究, 土木学会論文集, No.599,V-40, pp.91-104, 1998.8.
- 24) 中川 貴之, 堤 知明, 松島 学: 塩害劣化を受ける RC 構造物の劣化予測, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.1, pp.419-420, 2000.
- 25) 松村 卓郎, 西内 達雄: 海岸での暴露実験によるひび割れ発生後の鉄筋腐食評価, 土木学会第 61 回年次学術講演会, pp.583-584, 2006.
- 26) 堀口 賢一, 武田 均, 丸屋 剛: 自然電位を用いた鉄筋腐食の定量的評価手法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1065-1070, 2004.
- 27) セメント協会 コンクリート専門委員会: 硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告 F-18, セメント協会, 1967.9.
- 28) セメント協会 コンクリート専門委員会: 硬化コンクリートの配合推定に関する共同試験報告(その2) F-23, セメント協会, 1971.3
- 29) 佐藤 和郎, 茂村 達也, 永井 文雄: ぜい性材料からなる円筒の内圧破壊に及ぼす延性の影響, 日本機会学会論文集 (A 編), Vol. 45, No.391, pp.220-226, 1979.3.
- 30) 原田 哲夫, 出光 隆, 渡辺 明: 静的破砕剤を用いたコンクリートの解体に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.360, V-3, pp.61-70, 1985.8.