

# 塩害を受けた既設構造物の劣化予測に関する研究

松島 学<sup>1</sup>・中川貴之<sup>2</sup>・堤 知明<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 香川大学教授 工学部安全システム建設工学科 (〒761-0396 高松市林町2217-20)

<sup>2</sup>正会員 東電設計株式会社 技術開発本部土木技術部 (〒110 台東区東上野3-3-3)

<sup>3</sup>正会員 工博 東京電力株式会社 電力技術研究所土木グループ主幹研究員 (〒230 横浜市鶴見区江ヶ崎4-1)

近年、コンクリート構造物の劣化が問題となってきた。特に、港湾構造物などの塩害の影響を受けやすい地域での劣化が問題となっている。そのため、現在使用している構造物があと何年供用できるかという寿命予測の方法や、構造物の劣化を遅らせるための補修方法・材料の研究がさかんに行われるようになってきた。

本研究は、コンクリート構造物の劣化モデル及び予測モデルの構築を行うために、塩害劣化した既設コンクリート構造物の調査を行った。はじめに外観調査を行い、ひび割れ幅等の調査を行い、その後、かぶりコンクリート部をはつり、鉄筋の腐食減量の調査を行った。調査後、得られたデータから信頼性理論に基づき各因子のばらつきを考慮した耐力予測手法を開発し、鉄筋の腐食速度の推定、および腐食したRC部材の耐力評価を行った。

**Key Words :** chloride induced damage, corrosion rate, damage prediction, reliability theory

## 1. はじめに

コンクリート構造物は、耐久性が優れているため、従来メンテナンス・フリーと考えられていた。しかし、この10数年にコンクリート構造物の劣化、特に早期劣化現象が指摘されはじめ、コンクリート構造物の維持管理業務の重要性が再認識されている<sup>1),2)</sup>。

塩害を受けたコンクリート構造物の補修・補強を評価するために劣化程度の評価が必要である。RC部材の塩害はコンクリート中に塩分が進入・浸透し、その塩分が鉄筋位置で限界塩化物イオン量に達し、鉄筋の腐食が開始する。その後、鉄筋の腐食膨張圧により鉄筋に沿ったひび割れが発生し、劣化が進展する。この塩害の外観的な現象として、錆汁やひび割れが発生する。コンクリート構造物の補修の要否の境界は、ひび割れ幅が考えられ、補修指針<sup>3),4)</sup>でも0.4mm以上のひび割れ幅で補修がなされている。東京湾沿岸にある棧橋の劣化レベルと補修の経時変化の例を図-1に示す。補修規定<sup>5)</sup>は、基本的にはひび割れ幅で劣化レベルを規定しており、レベルIは健全、レベルIIで0.2mm、レベルIIIで0.4mmの腐食によるひび割れ幅となっている。補修は健全度レベルIIIになると補修を行い、補修の繰り返しが行われているのがわかる。今まで30年間に2回補修されており、1回目の補修期間と比較して2回

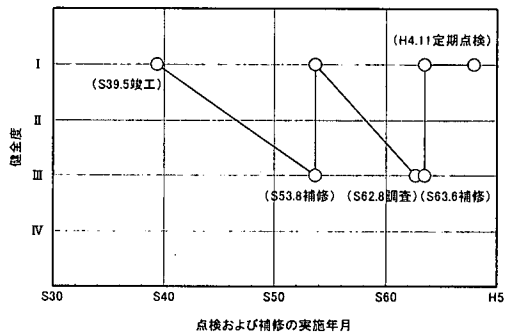


図-1 健全度の経時変化

目の補修レベルに達するまでの期間が短くなっている。

従って、耐用期間を50年と考えると、耐用期間までの補修を何回も繰り返す必要があることを示唆している。しかし、電力構造物などは、一般の住民が立ち入ることはなく、第三者障害を考慮する必要がない場合もあり、耐用期間を考慮し、補修を劣化の進行が進んだ時点で行っても良い場合があると思われる。

武若・松本<sup>6)</sup>はRC部材の耐力と鉄筋の腐食減量の関係を求めるために部材実験を行い、鉄筋腐食した部材の耐力について検討している。その結果、鉄筋の腐食減量とRC部材の耐力には密接な関係があることが認識されている。各試験体での鉄筋腐食によるひ

ひび割れ幅は、最大ひび割れ幅で1mm程度で、耐荷力の低下は1~2割程度であり、鉄筋腐食後も十分な耐荷力を有している。筆者らも<sup>8),9)</sup>も、ひび割れ幅が大きな0.5~1.0mmの試験体を電食試験により作製し、耐荷力が健全な試験体に比べ1~2割程度しか低下しないことを確かめている。このことから、鉄筋腐食による耐荷力低下は、補修限界といわれているひび割れ幅0.4mmを超えても、十分機能を有しているものも多くあると考えられる。

本研究は、コンクリート構造部材の劣化を評価するために、確率論的な立場に立って劣化モデルを構築している。対象構造物は、海岸構造物の護岸の一部である。環境は飛沫帯に位置し、常時海水飛沫を被るとともに湿気がこもりやすい場所であり、過酷な塩害環境下にあると言える。事前調査によるとひび割れは、0.6~1.5mmの範囲であり、鉄筋に沿った塩害によるひび割れが見られた。調査後、得られたデータを基に鉄筋の腐食速度の推定、および腐食したRC部材の耐荷力を各因子のばらつきを考慮することで評価を行った。

## 2. 調査構造物

対象とした構造物は、写真-1に示す東京湾内に位置する海洋構造物の護岸の一部で、3方向固定の300cm×160cmの床板で、歩道橋として使用されている。床板厚さは、15cmで、長手方向がφ13の120cmピッチ、短手方向がφ9の240cmピッチである。本構造物は、昭和36年に竣工し、調査時点で供用35年を過ぎている。調査面の劣化状況を写真-2に示す。該当調査面は、ひび割れ、浮きが目視で明瞭に認められるほど塩害による劣化が進んでいる。そこで、同構造物の長手方向の腐食した鉄筋3本を対象に、腐食ひび割れ幅、鉄筋かぶりおよび鉄筋の腐食減量の調査を行った。調査は、ひび割れのトレースを行った後、10cm間隔でクラック・スケールでひび割れ幅を測定した。その後、かぶりコンクリートをはつり、ひび割れ幅を調査した箇所鉄筋のかぶりの測定を行った。露出した鉄筋の腐食状況を写真-3に示す。鉄筋は全面にわたり腐食しており、多くの部分で孔食による断面減少が認められる状況であった。最後に鉄筋を3本50cm程度の長さで切り出し、ひび割れ等の測定した位置(3箇所)でノギスにより直交する2方向の鉄筋径を測定し、腐食した鉄筋の断面積を求めた。

ひび割れ幅、かぶり、腐食後の鉄筋径および腐食減量の分布を図-2、3および4に示す。今回調査した結果は、ひび割れ幅が0.6~1.2mm程度の範囲にあり、保守管理規定に記載されている基準値<sup>3)</sup>0.4mmを大きく超え

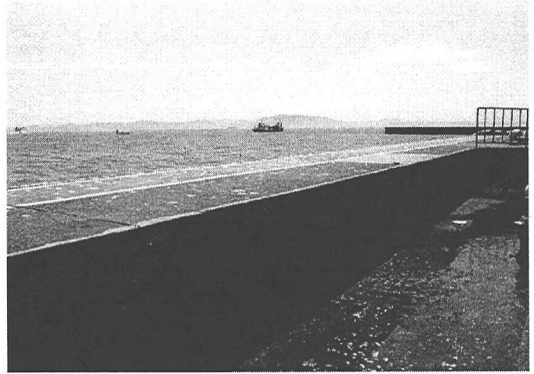


写真-1 調査構造物

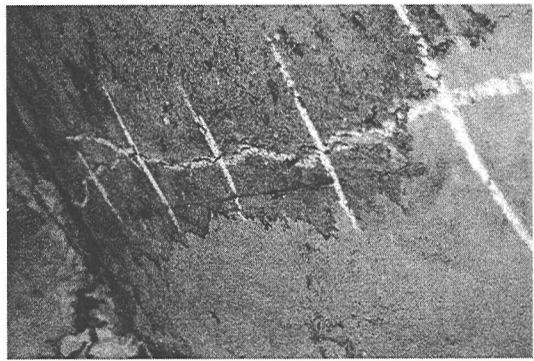


写真-2 ひび割れ状況

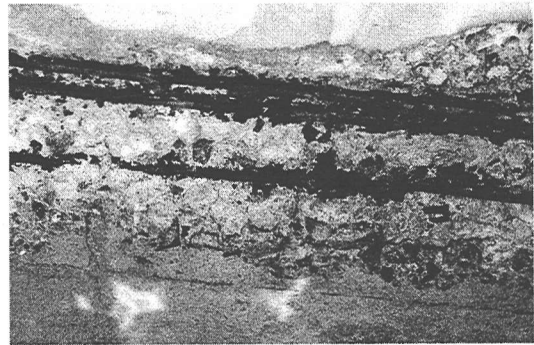


写真-3 鉄筋の腐食状況

た値となっている。かぶりは4~6cmであり、現行のコンクリート標準示方書に規定されている海岸構造物のかぶり厚さから比較すると小さめの値となっている。使用された鉄筋は、設計図書から5φ13である。腐食後の鉄筋径は、12.5mm程度であった。この測定結果を基に公称断面から計算した腐食減量は平均で61.9mg/cm<sup>2</sup>であり、かなり劣化が進行していると判断される。

かぶりと腐食減量の関係を図-5に示す。腐食減量は、測定した鉄筋径をもとに鉄筋の公称断面から減少したと

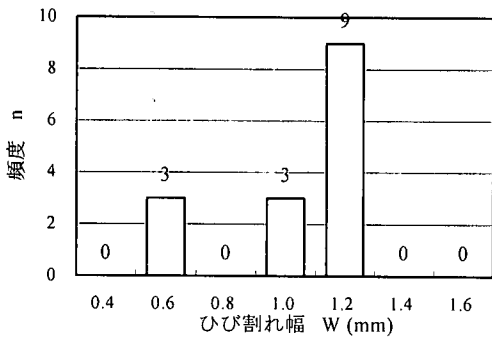


図-2 ひび割れ幅の分布  
(Mean=1.00mm, S.D.=0.27mm)

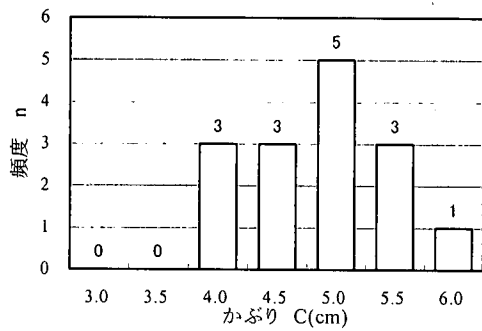


図-3 かぶりの分布  
(Mean=4.78cm, S.D.=0.60cm)

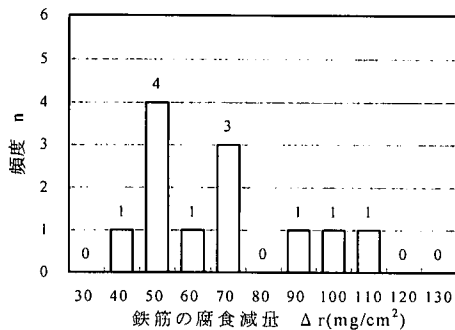


図-4 腐食減量の頻度  
(Mean=61.9mg/cm², S.D.=21.7mg/cm²)

して計算した重量減少量と単位長さ当たりの表面積の関係を用いて算出した。

同図に見られるように、本来かぶりが大きくなると鉄筋の腐食量は小さくなると考えられたが、ばらつきの中に埋もれてしまい、その関係は見られなかった。

ひび割れ幅と腐食減量の関係を図-6に示す。本調

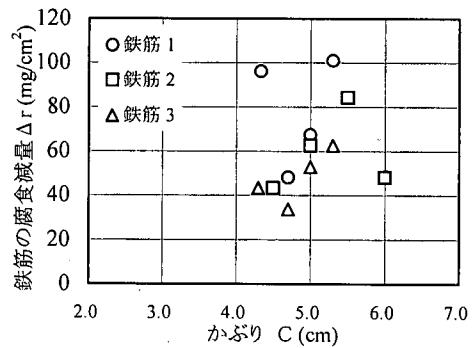


図-5 かぶりと鉄筋腐食減量の関係

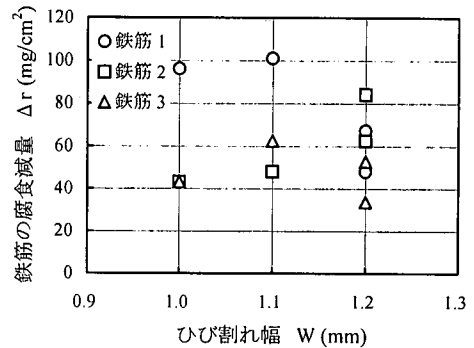


図-6 ひび割れ幅と腐食減量の関係

査範囲では、両者の間に相関関係が認められない。このようにひび割れ幅が1.0~1.2mmと小さな変動の範囲では、ばらつきの中に腐食量の感度は埋もれてしまっている。本来、ひび割れ幅は腐食量に感度のある因子であるにもかかわらず、本調査では感度が見られなかった。

### 3. 隣り合う鉄筋の腐食の相関

筆者ら<sup>8),9)</sup>は、梁試験体を用いて、電食により腐食試験を行っている。試験体は、鉄筋間隔が腐食におよぼす影響を見るために、主筋を4D13とした梁試験体で、鉄筋間隔40mm(40シリーズ)と130mm(130シリーズ)を各6体ずつ作製した。他の因子は、長さ2.6m、有効高さ17.5mmである。せん断補強筋は、D10でピッチ40cmである。電食試験での因子は、ひび割れ幅で、健全、最大ひび割れ幅が0.1mm, 0.4mm, 1.0mm, 2.0mmおよび0.4mmを作製した。載荷試験は、電食試験後に純曲げ領域を1.2m設けて2点で載荷した。

鉄筋の腐食は、試験体が大きいことから孔食が観察された。実験結果から腐食ひび割れ幅が大きくなると、

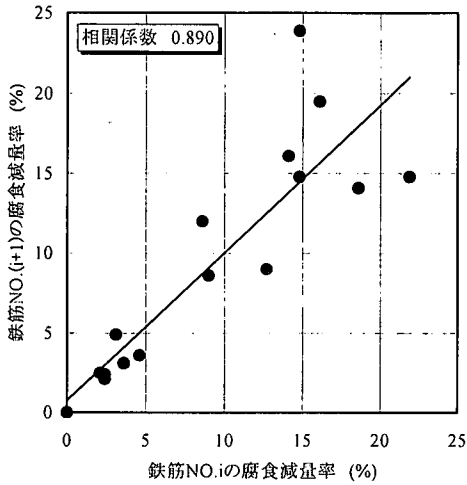


図-7 隣り合う鉄筋の腐食量の相関

線形に腐食量が増加することがわかっている。この試験結果を用いて腐食の空間的な相関を求める。同じ環境で鉄筋が腐食するのであれば、腐食しやすい場所としにくい場所が空間的に存在し、位置的な相関が見られる。たとえば、ある空間の腐食減量の分布が与えられているとしよう。ある位置では腐食がはげしい鉄筋があると、その位置付近での鉄筋は、やはり腐食が激しくなる可能性が高いと思われ、同じ母集団分布の中の腐食減量大きい値が当てはめられたと考える。この考えに沿って実験結果を整理する。

鉄筋間隔が40mmの試験体を対象に隣り合う鉄筋の相関を例として図-7に示す。実験では梁両端の鉄筋は、下面のひび割れだけではなく、側面に発生するひび割れの影響も受けるため中央の鉄筋と異なり腐食量が大きくなる。従って、腐食挙動が異なると判断し、データから除外した。相関係数は、40シリーズで0.89、130シリーズで0.83と大きな相関を示す。鉄筋間隔が相関係数に及ぼす影響は、鉄筋間隔が大きい方が相関係数が小さいと思われたが、このように大きく鉄筋間隔が違っても、相関係数はあまりかわらなかった。

#### 4. 鉄筋の腐食速度推定

##### (1) 理論モデル

塩害による劣化過程は、図-8に示すようにコンクリート表面からの塩分浸透により鉄筋の腐食開始までの潜伏期間  $t_{cr}$ 、その後、鉄筋の腐食速度は、コンクリート内の溶存酸素により支配される<sup>10)</sup>。本研究では、前者の潜伏

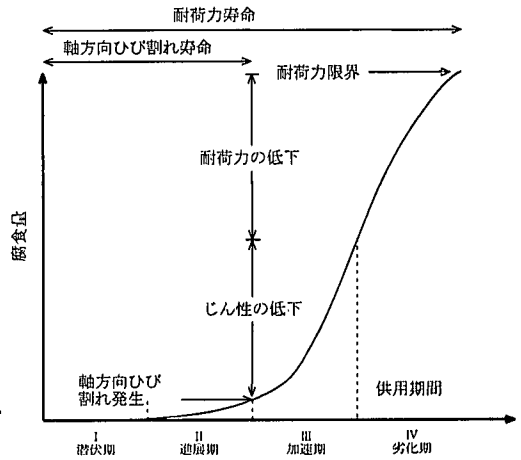


図-8 塩害による劣化過程<sup>10)</sup>

期間の挙動は、式(1)に示すFickの拡散方程式により求められるものとする。本式で求められた鉄筋近傍の塩化物イオン量  $C(X_i, t)$  が、限界塩化物イオン量  $C_{cr}^*$  を超えると、鉄筋の腐食が開始されるとした。

$$C(X_i, t) = C_0 \left( 1.0 - \operatorname{erf} \left( \frac{X_i^*}{\sqrt{D_c^* \cdot t}} \right) \right) \quad (1)$$

ここで、 $t$ : 経過時間(sec),  $X_i^*$ : 鉄筋のかぶり(cm),  $C_0$ : コンクリート表面の塩化物イオン量(kg/cm<sup>3</sup>),  $D_c^*$ : 拡散係数(cm<sup>2</sup>/sec)である。

この各係数值、表面塩化物イオン量  $C_0$ 、拡散係数  $D_c^*$ 、鉄筋のかぶり  $X_i^*$ 、限界塩化物イオン量  $C_{cr}^*$  はばらつきを有する値である。本研究では、 $C_0$  は本来ばらつきを持つ値であるが、特性値として調査データから確定値を与え、拡散係数  $D_c^*$ 、かぶり  $C$  および限界塩化物イオン量  $C_{cr}^*$  は確率変量として与えた。式中で、\*印は確率変量を意味する。式(1)を用いて、鉄筋近傍の塩化物イオン量が限界塩化物イオン量  $C_{cr}^*$  となった時に腐食が開始されると仮定する。

結局、腐食開始の経過時間  $t_{cr}^*$  は、式(2)で求められる。

$$t_{cr}^* = t \quad \text{when} \quad C(X_i^*, t) = C_{cr}^* \quad (2)$$

現時点の経過時間  $t_0$  での現状調査で、鉄筋の腐食減量が得られている。鉄筋の腐食減率  $\Delta_r^*$  を式(3)のように定義し、その分布を求めた。

$$\Delta_r^* = \frac{A_n - A_r^*}{A_n} \quad (3)$$

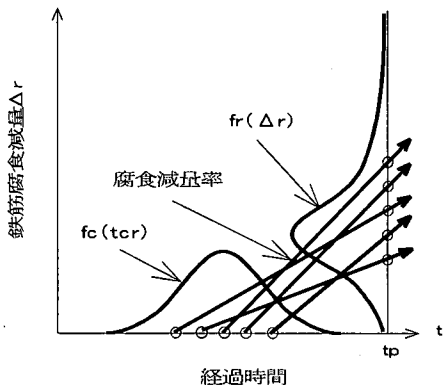


図-9 調査からの鉄筋の腐食速度の推定概念

ここで、 $A_n$ :鉄筋の公称断面積( $\text{cm}^2$ )、 $A_r$ :腐食した鉄筋の残存断面積( $\text{cm}^2$ )である。

既設構造物の調査から鉄筋の腐食速度を求める手法の概念を図-9に示す。腐食開始時間は、限界塩化物イオンやコンクリートの品質に大きく左右される拡散係数によりばらつくが、この中の一つが実際の構造物では選択されると考える。調査から得られる腐食減量も、調査したばらつきの中の一つが選ばれる。鉄筋の腐食速度は、経過時間が経つにつれて大きくなることは一般的であるが、本研究では、腐食開始直後での腐食速度を無視し、ひび割れ幅が数mm程度までの腐食速度を考え、この間の腐食速度はほぼ線形になると仮定した。従って、仮定よりこの2つの任意の点を通る直線が腐食速度となる。つまり、鉄筋の腐食速度は、腐食開始時間の分布  $f_c(t_{cr})$  と調査時点の腐食減量の分布  $f_r(\Delta_r)$  の2つの確率分布の任意の点を通る直線の勾配で求められる。

等価拡散係数は、東京湾内の海岸構造物で調査された数多くの実構造物の拡散係数のデータ<sup>7)</sup>から表-1のように設定した。ただし、得られたデータの環境はすべて飛沫帯である。鉄筋のかぶり厚さは、調査した結果の整理から、 $N(4.78\text{cm}, 0.60\text{cm})$ が得られた。

限界塩化物イオン量  $C_{cr}$  は、次のように既往研究<sup>10), 11), 12)</sup>から設定した。宮川ら<sup>10)</sup>は、 $W/C=0.50$ のコンクリート中に黒皮付異形鉄筋を埋設して、 $20\text{C}, 90\%$ 湿度環境に3年間静置した暴露実験を行っている。その結果から、発錆面積に顕著な影響を与えるのは、 $2.5\text{kg}/\text{m}^3$ 以上であり、限界となる塩化物イオン量は、 $1.2\sim 2.5\text{kg}/\text{m}^3$ の間にあることを示している。しかし、これらの試験体は、実験室内で注意深く作られた供試体によるもので、かならずしも現実の臨界値ではない。他の報告によると、酸素の供給が豊富で、厳しい腐食性環境下では、コンクリート中の限界となる塩化物イオン量は、 $0.89\text{kg}/\text{m}^3$ とするもの<sup>11)</sup>や、激しい腐食を生じる場合は、 $1.19\text{kg}/\text{m}^3$ としているもの<sup>12)</sup>もある。

表-1 確率変量

項目	値	備考
等価拡散係数 $D_c^*$	$LN(1.73 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{sec}, 1.59 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{sec})$	東京湾内の海岸構造物の調査 <sup>7)</sup>
限界塩化物イオン量 $C_{cr}^*$	矩形分布として、 $1.0\text{kg}/\text{m}^3 < C_{cr} < 1.2\text{kg}/\text{m}^3, R(1.1\text{kg}/\text{m}^3, 0.0115 \text{kg}/\text{m}^3)$	既往の研究 <sup>10)~12)</sup>
かぶり厚さ $X_c^*$	$N(4.78\text{cm}, 0.60\text{cm})$	現場調査結果(図-3参照)
腐食減量 $\Delta r^*$	$LN(61.9\text{mg}/\text{cm}^2, 21.7\text{mg}/\text{cm}^2)$	現場調査結果(図-9参照)

本研究では、これらの値を参考に、表-1のように $1.0\sim 1.2\text{kg}/\text{m}^3$ の間にあると設定した。表中の結果で、LNは対数正規分布を、(\*,\*)はおのおのの平均値、標準偏差を示す。Rは矩形分布を示す。

従って、式(3)と式(2)から求められた  $t_{cr}$  の関係から式(4)のように鉄筋の腐食速度  $\Delta_s$  を計算することができる。\*は確率変量を意味する。  $t_p$  は、腐食減量を調査した現時点の建設時からの経過時間である。

$$\Delta_s = \frac{\Delta_r}{t_p - t_{cr}} \quad (4)$$

10000個の乱数を発生させ、モンテカルロ法により鉄筋の腐食速度を  $\Delta_s^* = LN(\bar{\Delta}_s, \sigma_{\Delta r})$  として求めた。従って、鉄筋の腐食速度  $\Delta_s^*$  も、確率変量として取り扱われる。さらに、求められた鉄筋の腐食速度の分布を用いて、 $T=50$ 年の鉄筋断面減少率の推定を行った。

## (2) 解析結果

対象とする構造物は、調査時点で36年経過しており、この関係から竣工50年後、つまり14年後の劣化状況を推定する。表面塩化物イオン量は測定していないが、既往の東京湾内の表面塩化物イオン量の調査を参考に、 $20\text{kg}/\text{m}^3$ と設定した<sup>7)</sup>。本調査から、スラブ下の腐食した  $\phi 13$  の鉄筋の腐食減量は、図-4に示したような対数正規分布となり、鉄筋の断面減少率で書き直すと  $\Delta_s^* = LN(0.096\%, 0.037\%)$  となる。変動係数で表すと、 $\delta = 0.39$  である。

推定された鉄筋の腐食速度分布を図-10に示す。図中には、計算された分布を対数正規として近似した分布曲線も示す。図より鉄筋の腐食速度は断面減少率として $0.2\sim 0.6\%/yr$ 程度の範囲にある。既往の腐食速度の統計的に求められた結果 $0.33\%/yr$ <sup>7)</sup>と比較しても、同程度の値を取り、本結果が妥当であることを裏付けている。ただし、この結果は、限界塩化物イオン量を $1.0\sim 1.2\text{kg}/\text{m}^3$ の間に

## 5. 腐食したRC部材の耐荷力評価

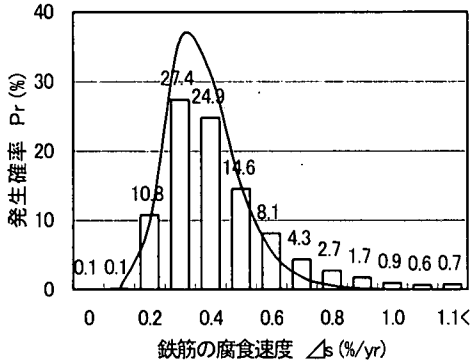


図-10 鉄筋の腐食速度

(Mean=0.443%/yr, S.D.=0.086%/yr,  $\delta=0.19$ )

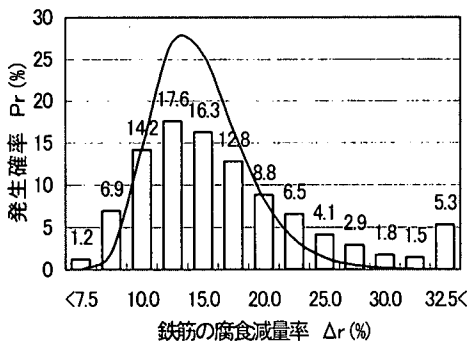


図-11 鉄筋の腐食減量率 (T=50年)

(Mean=16.6%, S.D.=11.4%,  $\delta=0.69$ )

設定したことに起因している。さらに、Cady<sup>13)</sup>による実構造物の調査でも、平均値は  $5.9 \times 10^{-3} \text{g/cm}^2/\text{yr}$  で、 $1.4 \sim 20.2 \times 10^{-3} \text{g/cm}^2/\text{yr}$  の範囲にあることを明らかにしている。この値を鉄筋径  $\phi 13$  とし、鉄筋の腐食断面減少率に変換すると、 $0.135\%/yr$  ( $0.05 \sim 0.72\%/yr$ ) となり、本問題のばらつきを考えると同程度の結果と判断できる。

推定された竣工 50 年後の鉄筋の腐食減量の分布を図-11に示す。図に見られるように、対数正規分布で近似でき、 $10 \sim 30\%$  程度の腐食減量となる。これらの分布の結果から、腐食現象は、はじめに腐食した位置ではさらに腐食しやすく腐食量の多い個所があることを示している。腐食減量は平均値で評価すると現状の  $10\%$  程度からさらに、 $10 \sim 20\%$  程度増加する。推定された鉄筋の腐食減量のばらつきは、現状の  $\delta=0.39$  から  $\delta=0.69$  と 2 倍に大きくなる。

腐食した主鉄筋を持つ梁等は、付着性能が十分であれば、腐食による腐食減量のみで耐荷力が評価することができる。しかし、鉄筋本数によりすべての鉄筋が同じように細ることではなく、あるものはかなり腐食するが、あるものは少ししか腐食しないという確率的な現象として捉えるものとする。腐食しやすい位置では隣合う鉄筋に相関があり、本解析では、各鉄筋の腐食現象は相関があるとして取り扱う。従って、部材内の鉄筋本数が多くなることは、曲げ耐力に及ぼす各鉄筋の腐食現象が、各鉄筋が同じように腐食しないという平均化される現象と鉄筋間の腐食の相関により同じように腐食しようとする相反する現象が関係しあって求められる。しかし、結果として、鉄筋一本で見ればらつきよりも小さくなる。

上述したことを考慮して調査した床版の将来の耐荷力の分布を求める。調査結果より床板厚  $d=15\text{cm}$ 、幅  $\ell=1600\text{cm}$  であり、鉄筋は、この断面の中に  $\phi 13$  が 7 本配置されている ( $\phi 13$ ,  $A_s = 1.33\text{cm}^2$ )。設計図書の知見より、鉄筋の降伏強度を  $f_y = 3000\text{kgf/cm}^2$ 、コンクリートの圧縮強度を  $f'_c=300\text{kgf/cm}^2$  と仮定し、建設時の曲げ耐力  $M_u$  を求めると  $M_u=4.18\text{t}\cdot\text{m}$  となる。

建設後  $T=50$  年の曲げ耐力の予測は、図-10に示した断面減少率の分布を対数正規分布と仮定し、7本の各鉄筋に任意の減少率を与え、そのときの曲げ耐力の分布  $M_u^*(t)$  を式(5)を用いてモンテカルロ法により求めた。なお、計算回数は 10000 回である。

$$M_u^*(t) = A_{sr}^*(t) \cdot f_y (d - X_t^*) \left( 1 - \frac{A_{sr}^*(t) \cdot f_y}{1.7b \cdot d \cdot f'_c} \right) \quad (5)$$

ここで、 $b$ : 部材の幅(cm)、 $d$ : 部材の有効高さ(cm)、 $f_y$ : 鉄筋の降伏強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )、 $f'_c$ : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ ) である。他の因子は、鉄筋の腐食減量のばらつきからみて、十分に小さいと考え無視した。

経過年数  $t$  での  $A_{sr}^*(t)$  は、腐食した全鉄筋の断面積で式(6)で表される。

$$A_{sr}^*(t) = A_0 (1 - \Delta_{sr}^* \cdot t) \quad (6)$$

ここで、 $A_0$  は公称断面から求められた鉄筋の全断面積である。 $\Delta_{sr}^*$  は、部材断面内の各鉄筋一本あたりの腐食減量  $\Delta_r$  を足し合わせた全腐食減量率から求めることができる。

腐食した全鉄筋の断面積は、各鉄筋の腐食速度の相関

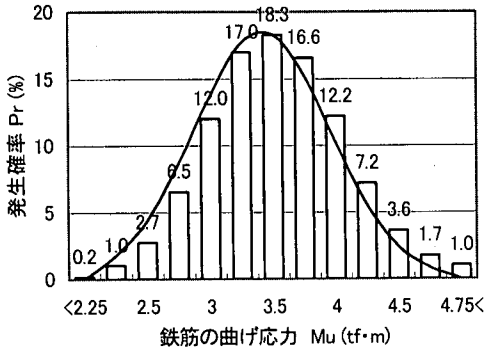


図-12 劣化した床版の曲げ耐力  
(Mean=3.412tf・m, S.D.=0.538tf・m)

を考慮して次のように求められる。鉄筋一本あたりの腐食量の分布を  $\Delta_r^* = LN(\bar{\Delta}_r, \sigma_{\Delta_r})$  とする。得られた鉄筋の n 番目の隣の鉄筋の腐食減量は, n-1 番目の鉄筋の腐食減量との相関を考慮して, 式(7.a),(7.b)の分布として求められる。

$$\bar{\Delta}_{r,n} = \Delta_{r,n-1} \quad (7.a)$$

$$\sigma_{\Delta_r,n} = \sigma_{\Delta_r} \left( 1 - \rho^2 \right) \quad (7.b)$$

ここで,  $\bar{\Delta}_{r,n}$ ,  $\sigma_{\Delta_r,n}$  は, n 番目の鉄筋の腐食減量の平均値および標準偏差である。  $\Delta_{r,n-1}$  は, 隣の n-1 番目の分布から求められた鉄筋の腐食減量である。  $\rho$  は, 図-7で求められた隣り合う鉄筋の腐食減量の相関係数であり, 本研究では電食試験の結果を参考に  $\rho=0.8$  を採用した。

計算された曲げ耐力の分布  $Mu^*(t)$  を図-12に示す。同図から, 耐力の平均値は 3.41 tf・m であり,  $3.41/4.18=0.81$  と約 20%建設時より低下することになる(現状は約 10%程度の低下)。しかしながら, そのばらつきは, 0.54 t・m と小さく, 変動係数で見ると  $\delta=0.54/3.45=0.16$  (16%) であり, 鉄筋1本当たりの腐食減量のばらつき(69%)に比べ小さくなっている。このことは, 構造物の耐力を考慮する場合には, 鉄筋の腐食減量のばらつきをそのまま考慮する必要のないことを示している。

## 6. まとめ

本研究では, まず塩害劣化した既設コンクリート構造物の面のひび割れ幅調査等を行い, その後, かぶりコンクリート部をはつり, 鉄筋腐食減量の調査を行った。調査後,

得られたデータから信頼性理論に基づき各因子のばらつきを考慮し, 鉄筋の腐食速度の推定, および腐食したRC部材の耐力を確率論的な立場から評価した。以下に, 本研究で得られた知見を示す。

- (1)等価拡散係数, 限界塩化物イオン量から表面塩化物イオン量を特性値として鉄筋の腐食開始時間の分布を求めた。この分布と現状調査から得られる腐食減量の分布を使って, 将来の断面の耐力を確率論的に求める手法を提案した。
- (2)本手法を利用し, 調査された海岸構造物の床版の鉄筋の腐食減量の分布を求めた。その結果, 鉄筋の腐食速度は, 平均値で 0.44%/yr, 標準偏差で 0.09%/yr であった。50年後の予測腐食減量は, 平均で 16.6%, 標準偏差で 11.4%, 今後 14 年間で 10~20%腐食減量となる。
- (3)得られた鉄筋の腐食速度を利用し, 部材の曲げ耐力の分布を求めた。耐力の平均値は 3.41 tf・m であり,  $3.41/4.18=0.81$  と, 建設後 50 年の予測耐力は, 現状と比較して約 20%建設時より低下する。しかし, そのばらつきは, 0.54 t・m と小さく, 変動係数で見ると  $\delta=0.54/3.41=0.16$  (16%) であり, 鉄筋1本当たりの腐食減量のばらつき ( $\delta=69%$ ) に比べて小さくなっている。このことは, 構造物の耐力を考慮する場合には, 鉄筋の腐食減量のばらつきをそのまま考慮する必要のないことを示している。

## 参考文献

- 1) 大即信明, 鈴木慎也: 耐久性の優れたコンクリート構造物-港湾-, 土木学会論文集, No.327(V-5), pp.29~39, 1986年8月
- 2) 小林一輔: コンクリート構造物の耐久性, コンクリート工学, Vol.23, No.2, pp.4~12, Feb., 1985.
- 3) コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針, (社)日本コンクリート工学会, 1987年2月。
- 4) 堤 知明, 中川貴之, 松島 学, 大賀宏行: 鉄筋コンクリート構造物の補修・補強実施の判定基準に関する研究, 土木学会論文集, No. 599/V-40, pp. 41~48, 1998. 8.
- 5) 保守管理規定-火力・原子力発電所土木関係設備-, 東京電力株式会社, 1988年3月。
- 6) 武若耕司, 松本 進: コンクリート中の鉄筋腐食がRC部材の力学的性状に及ぼす影響, 第6回コンクリート工学年次論文報告集, pp.177~180, 1984.5.
- 7) 堤 知明, 白井伸一, 安田 登, 松島 学: 塩害劣化に関する影響因子の実データに基づく定量評価, 土木学会論文集, No. 514/V-32, pp. 55~64, 1996年8月。
- 8) 中川貴之, 松島 学, 堤 知明, 村上裕治: 塩害を受けるRC構造物の劣化予測システムの開発, 構造物の診断に関

- するシンポジウム, pp. 249~254, 1998. 7.
- 9) 松島 学, 中川貴之, 堤 知明, 村上裕治 : 塩害劣化したコンクリート構造物の耐荷力性状に関する研究, コンクリート構造物のリハビリテーションに関するシンポジウム論文集, pp. 43~48, 1998. 10.
- 10) 宮川豊章 : Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete, 京都大学学位論文, 1985.2.
- 11) Stratfull, R.F. : Corrosion autopsy of a structurally unsound bridge deck, HRR 433, pp.1-11, 1973.12.,
- 12) Stewart,C.E. : Consideration for repairing salt damaged bridge decks, ACI Journal Vol.72, No.12, pp.685-713,1975.12.
- 13) Cady,P.D. : Assessment of Physical Condition of Concrete Bridge Components, Project Quarterly Report No.12 of 15, SHRP Contact C-101, Penn State University, pp.109, July 2, 1991.
- (2000. 3. 1 受付)

## STUDY ON ESTIMATION OF DETERIORATION OF EXISTING RC STRUCTURES RECEIVED CHLORIDE INDUCED DAMAGE

Manabu MATSUSHIMA, Takayuki NAKAGAWA and Tomoaki TSUTSUMI

Recently, since chloride induced damage has come into the social problems, the maintenance and reinforcement of harbor facilities along the seaside received deterioration induced chloride is widely recognized as important issue.

The deterioration model of concrete members received deterioration induced chloride is developed in this paper. Existing deteriorated structures are investigated for developing the deterioration model. In investigation, crack width, cover concrete depth and corrosion rate of reinforcement are measured. Prediction system of bearing capacity in future of deteriorated structures based on reliability theory is developed by considering the variation of parameters obtained in situ.