

論文 塩害環境下の道路橋 RC 橋脚補強における既設鉄筋の腐食塩分量算定手法の確立と塩害対策工の合理化施工

真田 修^{*1}・五藤 正樹^{*2}・竈本 武弘^{*3}・柳澤 博^{*4}

要旨：太平洋沿岸地域の道路橋では、飛来塩分による塩害が進行している。中日本高速道路株式会社では、神奈川県西部の相模湾沿岸に位置し、供用後 37 年経過する西湘バイパス滄浪橋で補強事業を実施しており、橋脚の RC 巻立て工法による補強工事実施を前提に、塩害対策を行った。本論文では、塩分浸透量調査、かぶり部はつり調査による既設鉄筋の腐食グレードの判定により、既設鉄筋腐食量進行過程の把握及び鉄筋腐食塩分量の算定を行い、既設 RC 橋脚の塩害対策工法の合理化を図った。

キーワード：塩害、道路橋橋脚、補強、飛来塩分、鉄筋腐食量進行過程、腐食グレード、鉄筋腐食塩分量

1. はじめに

一般有料道路西湘バイパスは、太平洋相模湾沿いに位置する 4 車線道路であり、神奈川県大磯町を東端とし同県小田原市風祭を西端とする路線である。そのうち、中日本高速道路株式会社（以下、「NEXCO 中日本」）では、国土交通省管理区間を除く西湘二宮 IC～箱根口 IC 間、総延長 14.5km を管理している。

この管理区間には、橋梁が 14 橋あり、滄浪橋（以下、「本橋」）は最長となる橋長 3.0km の長大橋で昭和 46 年 4 月に供用開始した。橋梁形式は上部工がポストテンション T 桁、橋脚が多柱式ラーメン（図 - 1 参照）で 123 基からなる。

本橋は、飛来塩分を受ける環境のもと、従来は塩害対策として所要の塩分浸透量調査他を実施した上で、上部工では電気防食工法を、下部工では表面保護工法を補修工法として採用してきた。NEXCO 中日本東京支社では「安全・安心の確保 ～災害に強い道路づくり～」という理念のもと、平成 18 年に補強事業に着手し、翌年度に補強工事（以下、「本工事」）を発注した。

本工事では「橋脚の RC 巻立て」、「(仮称)高靱性繊維補強セメントを用いた制震ダンパー」等を施工する。橋脚を RC 巻立て工法により補強する際、現状における既設く体内部に浸透している塩分量の把握、補強後での塩化物イオンの移動予測後の断面修復、防錆雰囲気形成等の塩害対策を施す必要があった。

従来から一般的には、RC 構造物の鋼材腐食発生限界濃度として「 $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ 」¹⁾という基準がある。一方、実構造物における外観調査及び塩分浸透量調査では、この基準以上の塩化物量が浸透している場合でも構造上の健全性を損なうまでの鋼材腐食が生じていない場合が多い。

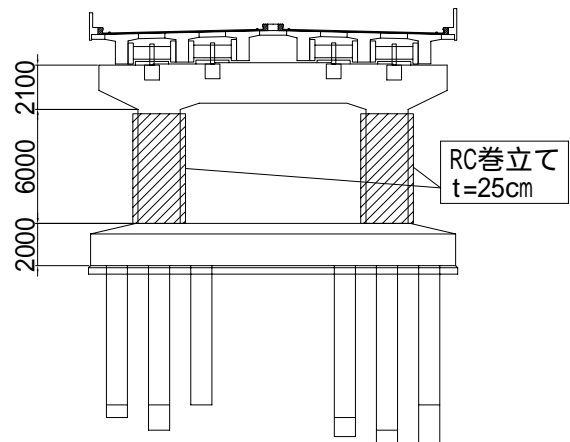


図 - 1 滄浪橋標準断面図

そこで、本工事では工期、経済性、品質確保の全体最適化を図ることを主目的に、グループ内の指針及び設計要領²⁾に基づき補強後における塩化物イオンの移動予測、現状での既設鉄筋の腐食グレードの判定を行い、鉄筋腐食塩分量を算定し、表面除去工法等の「塩害対策工」を実施することとした。

本論文は、本工事での「エポキシ樹脂塗装鉄筋使用で高炉セメント仕様のコンクリートによる橋脚補強」を前提とした塩害対策において、供用後 37 年経過時点での詳細調査による既設鉄筋腐食進行過程の把握、既設鉄筋腐食塩分量算定手法の確立を実現し、塩害対策工の合理化を図ったものである。

2. 既往調査と詳細調査

2.1 既往調査

(1) 調査項目と内容

本橋下部工に関する既往調査（2002 年実施）では、外

*1 中日本高速道路（株） 小田原保全・サービスセンター 改良担当課長 工修（正会員）

*2 中日本高速道路（株） 小田原保全・サービスセンター（非会員）

*3（株）高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室 研究員（正会員）

*4 鹿島建設（株） 小田原耐震補強工事事務所 所長 工修（非会員）

観調査上比較的損傷度が高い橋脚を対象に、塩分浸透量調査、健全度調査を実施していた。

(2) 調査結果からの考察

調査結果からの考察は、以下の内容であった。

- かぶり厚 90mm 以下の部位で外観上の変状が多い。
- 海側、山側、東京側、静岡側の各面による外観上の変状（浮き）に差がある。
- 下部工周辺地形や汀線からの離隔といった環境区分と、外観上の変状（浮き）及び含有塩化物イオン量との相関性はない。

2.2 詳細調査

(1) 調査方針

本橋では、補強対象橋脚（柱）数が膨大（262 柱）であり既往調査が未実施な橋脚も多数存在していた。また、同一柱内の各面及び鉛直高さ方向各々で調査箇所を設けた場合、調査数量が膨大になり工程及び費用に多大な影響を及ぼす。そこで、代表する橋脚 5 基・10 柱選定し、各柱の 4 面及び高さ方向 3 点にて調査を実施し（図 - 2 参照）、その結果を整理することで、残りの補強対象橋脚での調査数量絞込みを行う方針とした。

(2) 調査項目と内容

詳細調査の項目と内容を、表 - 1 に示す。

(3) 調査結果

1) 代表する 5 基・10 柱での結果

最外縁鉄筋位置での「塩分浸透量調査」の結果を元に、面ごと及び高さごとの塩分浸透量を比較し近似式をたて相関関係を調べた（図 - 3、図 - 4 参照）。結果、図 - 3 から海側面が他 3 面に比べて塩化物イオン量が高く、図 - 4 から高さ方向の下が中や上に比べて塩化物イオン量が高い傾向となった。つまり、「平均的には海側面下部の塩化物イオン量が他の部位よりも高い」傾向を把握でき、海面と他面及び下と中・上との間には塩化物イオン量においては相関性はあると考えられる。しかし、代表する柱以外の柱の塩化物イオン量では必ずしも「海側面下部」が他部位より高いとは限らず、バラツキを考慮する必要がある。また、現地盤面から高所作業車等を用いずに調査実施可能な条件整備を目指した。結果、「海側面下部での塩化物イオン量を基準値 1.0 とした場合」の他の部位の濃度比を算出し、これが正規分布するものと仮定してその分布図（図 - 5 参照）から、「海側面下部の塩化物イオン量を基準値 1.0 とした場合」が他の部位との濃度比を最もバラツキを小さく評価できることを把握した。

一方、海側面下部の塩化物イオン量を基準値とした場合、濃度比 1.0 以下となる確率が山側柱で 70.3%、海側柱で 81.3%となり海側面下部以外の部位での塩化物イオン量が海側面下部での塩化物イオン量より高くなる可

能性を山側柱で 29.7%、海側柱で 18.7%残すものとなった。そこで、海側面下部以外の部位の塩化物イオン量が海側面下部の塩化物イオン量を超えない確率を高めることを目的に、「海側面下部の塩化物イオン量測定値の割増し(1.5 倍)」を行った（表 - 2 参照）ところ、この確率が山側柱では 98.8%となり、補正手法としての安全性を担保できると考えた。

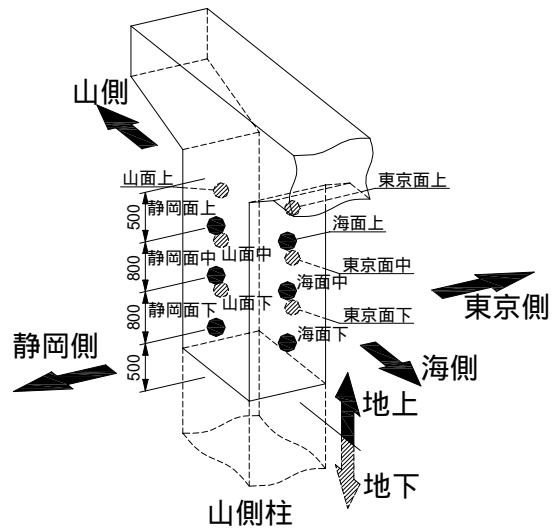


図 - 2 調査箇所図

表 - 1 調査項目と内容

| 調査項目 | 調査目的 | 調査内容 |
|--------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 外観、変状範囲 | 補修範囲の決定 | 漏水範囲の目視観察、変状（ひび割れ、浮き）範囲の打音点検での把握 |
| 塩分浸透量 | 対策工法の判定 | ドリル法（未変状部：深さ方向6,7試料、変状部：鉄筋背面深さ方向4試料） |
| 鉄筋かぶり・鉄筋腐食状況 | 補修範囲、深さ（鉄筋腐食範囲）の決定 | 1m間隔メッシュ程度の自然電位測定：-200mvより卑な範囲を把握 |
| はつり | 鉄筋付近の塩分量の把握、鉄筋の腐食のグレード判定、自然電位測定結果の照査 | 鉄筋腐食度観察、鉄筋位置の塩分量 |

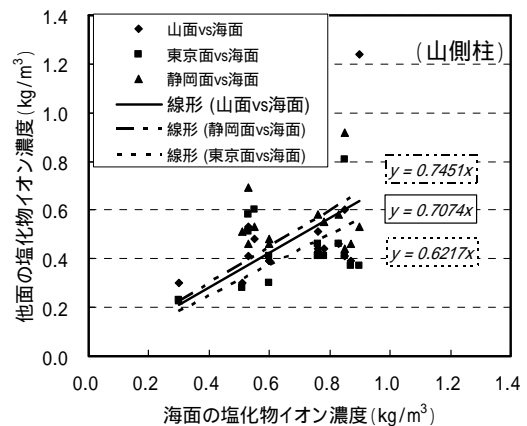


図 - 3 海側面と他側面との塩化物イオン量の関係

以上の結果整理の上、各面の設計塩分量は「海側面下部の塩分量」に表 - 2 中の「濃度比 1.0 の確率」に 1.5 を乗じた補正係数（表 - 3 参照）を乗じたものとし、補強対象橋脚での実調査箇所を「1 箇所（海側面下部）/1 柱」と絞り込んだ。なお、鉄筋の腐食状況を推定する目的で実施した自然電位測定の結果と塩化物イオン量には相関性を見出せなかった。

2) 全補強対象橋脚での結果

はつり調査結果（山側柱）の抜粋を写真 - 1 に、設計要領²⁾による鉄筋の腐食グレード（表 - 4 参照）の判定を含めた山側柱分のはつり調査結果を表 - 5 に示す。鉄筋位置塩分量の平均値は 1.83 (kg/m³)、腐食グレードの分布は が 70.6%、 が 25.0%、 が 4.4% となった。

表 - 5 に示す鉄筋位置の塩分量 (kg/m³) は、鉄筋かぶりの実測値と塩分量測定結果から算出した見かけの拡散係数および表面塩分量を用いた値である。対策工法検討の際、既設コンクリートに対しては実測結果から算出した見かけの拡散係数および表面塩分量を用いた。そして、新設となる「エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用した高炉セメント仕様の巻立て部RC (W/C = 55%)」に適用する拡散係数は、示方書¹⁾および⁵⁾および指針⁶⁾に基づき、式(1)および式(2)により算出し、 $D_d = 1.0 \text{ (cm}^2/\text{年)} \text{ (} 3.2 \times 10^{-8} \text{ (cm}^2/\text{s))}$ と算定した。なお、新設コンクリート外表面部の塩分量は 0 (ゼロ) と設定した。

$$\log_{10} D = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (1)$$

D : 塩化物イオンの見かけの拡散係数 (cm²/年)

W/C : 水セメント比 (= 55.0%)

$$D_d = \gamma_c \cdot D_k + \left(\frac{w}{l}\right) \cdot \left(\frac{w}{w_a}\right) \cdot D_0 \quad (2)$$

Dd : 塩化物イオンに対するコンクリートの設計拡散係数 (cm²/年)

c : コンクリートの材料係数 (= 1.0)

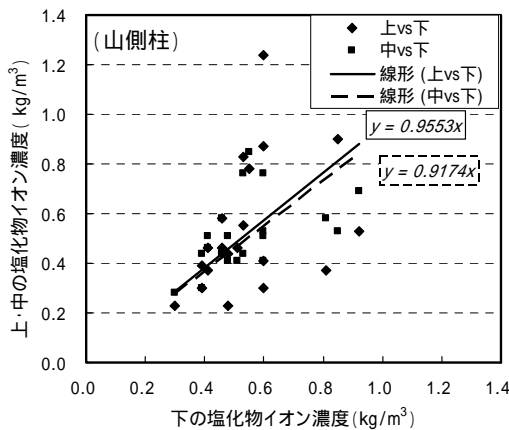


図 - 4 高さごとの塩化物イオン量の関係

Dk : コンクリート中の塩化物イオンに対する拡散係数の特性値 (cm²/年)

D0 : コンクリート中の塩化物イオンの移動に及ぼすひび割れの影響を表す定数 (=200cm²/年)

W : ひびわれ幅 (=0.2mm)

Wa : 許容ひび割れ幅 (=0.2mm)

l : ひびわれ間隔 (=150mm)

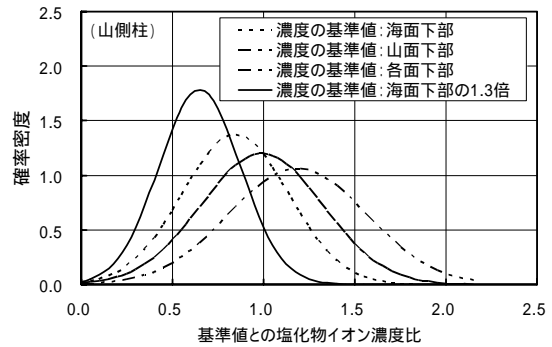


図 - 5 基準面と各面の塩化物イオン濃度比正規分布

表 - 2 濃度比が 1.0 以下となる確率

| 濃度比の基準値 | データ数 | 濃度比 ≤ 1.0 の確率 | 濃度の基準値=測定濃度×N倍 濃度比1.0以下となる確率 | | |
|---------|------|---------------|---------------------------------|-------|-------|
| | | | N=1.1 | N=1.3 | N=1.5 |
| 海側面下部 | 55 | 70.3% | 81.0% | 94.1% | 98.8% |
| 山側面下部 | 55 | 31.0% | 41.0% | 62.1% | 80.0% |
| 各面下部 | 40 | 51.1% | 62.9% | 82.4% | 93.7% |

表 - 3 4面各面の補正係数

| | 海側面 | 山側面 | 東京側面 | 静岡側面 |
|-----|------|------|------|------|
| 海側柱 | 1.32 | 1.25 | 1.08 | 1.05 |
| 山側柱 | 1.67 | 1.16 | 1.07 | 1.26 |



写真 - 1 はつり調査結果 (抜粋)

表 - 4 鉄筋の腐食グレード

| 鉄筋の腐食グレード | 鉄筋の状態 |
|-----------|---|
| I | 黒皮の状態、またはさびは生じているが全体に薄い緻密なさびであり、コンクリート面にさびが付着していることはない。 |
| II | 部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である。 |
| III | 断面欠損は目視観察では認められないが、鉄筋の全周または全長にわたって浮きさびが生じている。 |
| IV | 断面欠損を生じている。 |

表 - 5 はつり調査結果(山側柱)

| 橋脚 No. | 鉄筋かぶり(mm) | 鉄筋位置塩分量(kg/m ³) | 腐食グレード(箇所) |
|------------------|-----------|-----------------------------|------------|
| P1 S P40 | MIN. 54 | MIN. 0.40 | I 24 |
| | MAX. 98 | MAX. 10.62 | II 16 |
| | AVE. 75 | AVE. 2.58 | III 2 |
| | | | IV 0 |
| P41 S P80 | MIN. 38 | MIN. 0.12 | I 39 |
| | MAX. 129 | MAX. 4.49 | II 10 |
| | AVE. 78 | AVE. 1.65 | III 1 |
| | | | IV 0 |
| P81 S P123 | MIN. 37 | MIN. 0.06 | I 33 |
| | MAX. 96 | MAX. 3.59 | II 8 |
| | AVE. 68 | AVE. 1.25 | III 3 |
| | | | IV 0 |

3. 既設鉄筋の腐食進行過程

3.1 経過年数と腐食進行変化時期

上述した 2.2 により、最外縁鉄筋位置での塩分量と供用後 37 年経過時点(現状)における最外縁鉄筋位置での鉄筋の腐食グレードを把握できたが、既設鉄筋の腐食塩分量を算定する際、「鉄筋腐食進行過程」が未把握であり「鉄筋の腐食グレード」の時系列的把握が課題となった。そこで、既往の研究³⁾から、「本橋における既設最外縁鉄筋の腐食進行過程」を仮定することとし、腐食進行劣化過程の境界時期を表 - 6 に示す「時期 A ~ 時期 E」と設定し求めることとした。

(1) 時期 A, B

時期 A から時期 B までの経過時間は、はつり調査結果に基づく実純かぶり平均深さの位置で腐食発生限界濃度に達するまでの時間差を、式(3)を用いて求めた。

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_c \cdot t}} \right) + C(x, 0) \quad (3)$$

ここで、 $C(x, 0) = 0$ (kg/m³) とし、実構造物の塩分浸透性状から、 $C_0 = 10.7$ (kg/m³)、 $D_c = 0.534$ (cm²/年) とした。なお、最外縁帯鉄筋のかぶり深さ x (mm) は、「はつり調査結果」から $x = 77$ とした。また、式(3)からかぶり深さにおいて腐食発生限界濃度に達する年数はかぶり深さ x で 23.5 年となった。なお、実構造物では劣化区分が進展期以降を想定しているため、時期 A を原点 (0 年) とすると、時期 B は 8.2 年となる。

次に、総腐食電流密度から腐食速度を求めた。総腐食電流密度 ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) とは、既往文献⁴⁾から鉄筋要素間電流密度と鉄筋要素内電流密度の和であり本橋の鉄筋種別が既往の研究⁴⁾と同一であるためこの総腐食電流密度から腐食速度を求めるとし腐食速度は表 - 7 の式(4)を用いた。また、表 - 7 のひび割れ到達点とは軸方向ひびわれ幅が 0.05mm を超えた時点であると定義する。

(2) 時期 C

時期 C の経過時間を求める方法は、ひびわれが発生する腐食量を算出し、その結果を腐食速度で除して求めた。

なお、ひびわれや浮き・はく離の発生する腐食量は国内外で研究されているが、その研究成果によって異なる。

そこで、本論文では、荒木らの算定式³⁾を用いる。但し、式(5)中の、の各係数に関し、荒木らの算定式ではかぶりが 10~40(mm) の範囲で設定しているのに対し、本橋における最外縁鉄筋の平均実かぶりは 77(mm) である。既往の研究³⁾により、本論文で対象とする補強対象橋脚が既往の研究³⁾で設定されている供試体のかぶりや弾性体長さに比べ大きく、外表面に目視で確認できるひび割れを発生させる鉄筋半径変化量は大きい。つまり、比較的大きな鉄筋腐食量を要すると考えられる。従って、かぶり 40(mm) の場合の と を平均実かぶりが 77(mm) である本橋で適用する場合、比較的小さな鉄筋腐食量で外表面に目視で観察できるひび割れを発生させるだけの鉄筋半径変化量の設定となる。平均実かぶり 77(mm) の場合の と を適用する場合に比べ、鉄筋腐食量を厳しく計算することになると考えられ、時期 C の算定上は比較的短時間に計算されることに繋がり経過時

表 - 6 時期の概要と劣化区分

| 時期 | 補強対象橋脚で想定している時期 | 劣化区分 |
|----|-------------------------|--------|
| A | 最外縁鉄筋の外側で腐食が開始する時期 | 進展期(1) |
| B | 内側鉄筋外縁側で腐食が開始する時期 | 進展期(2) |
| C | ひび割れが発生する腐食量に達する時期 | 加速期 |
| D | 浮き・はく離が発生する腐食量に達する期間 | 劣化期 |
| E | 最外縁鉄筋内側がひび割れ発生腐食量に達する時期 | |

表 - 7 腐食速度及び鉄筋腐食量の計算方法

| | |
|--|--|
| 1. 総腐食電流密度から腐食速度の変換 | |
| $\frac{r}{dt}$ (cm/year) | $= \frac{\text{総腐食電流密度 } I}{\text{Faraday定数}} \times \frac{1\text{molあたりの鉄の質量}}{\text{鉄の密度} \times 2}$ |
| × 時間 | (4) |
| 2. ひび割れ発生腐食量の計算 | |
| (1) ひび割れ到達点の鉄筋半径変化量 ³⁾ | |
| $dr_{cr} = e^{-L}$ | (5) |
| 弾性体長 $L = 100$ (mm), かぶり $c = 40$ (mm), $= 2.1920$, $= 0.0132$ | |
| (2) 腐食での鉄筋断面半径減少量 ³⁾ | |
| $r = r_0 - \sqrt{\frac{r_0^2 - (r_0 + dr_{cr})^2}{-1}}$ | (6) |
| 腐食膨張率 = 2.5, 初期鉄筋公称半径 $r_0 = 6.5$ (mm) | |
| (3) ひび割れ発生時の腐食量 W_{loss} | |
| $W_{loss} = \cdot r$ | (7) |
| 鉄の単位容積重量 = 7.86 (mg/mm ³) | |

間算定上は安全側に働くので、かぶり 40(mm)における及びを用いることに問題はないと判断した。表 - 7 の式(5)～(7)の計算結果から、時期Cでの最外縁鉄筋の腐食量 W_{loss} は331.4(mg/cm²)となる。

(3) 時期D

時期Dを求めるため、浮き・はく離が発生する腐食量を求める。浮き・はく離が発生する腐食量は、表 - 7 の式(5)～(7)で用いている鉄筋半径変化量 dr_{cr} に代わり、浮き・はく離が発生する時の鉄筋半径変化量 dr_{sp} を用いて算出した。なお、鉄筋半径変化量 dr_{sp} は、 dr_{cr} にはく離倍率 $sp = 1.66$ を乗じて算出した値($dr_{sp} = 0.972$)を用いた。計算結果より、時期Dでの最外縁鉄筋の腐食量 W_{loss} は580.4(mg/cm²)となる。

(4) 時期E

時期Eは、最外縁鉄筋表面部位以外の鉄筋腐食の影響を受ける年数であり、本工事では最外縁鉄筋の橋脚内側部位がひび割れ発生腐食量に達する年数とした。この時の腐食量は時期Cと同様 W_{loss} は331.4(mg/cm²)である。

3.2 既設鉄筋腐食量の進行過程の算出

上記3.1で得られた結果より、劣化過程において最外縁鉄筋腐食がどのような速度で進行するかを検討し、時間経過に伴う鉄筋腐食量の進行過程を求め塩害進展の時系列的な把握を図った(図 - 6 参照)。その際、腐食速度は既往文献⁴⁾における実験環境や材料等が「W/C=50.0%のモルタル・二軸方向鉄筋配置・異形棒鋼(SD295A)」に対し、本橋の補強対象橋脚では配合が不明であるが、建設当時の標準配合によると「W/C=49%のコンクリート・二軸鉄筋配置・異形棒鋼(SD295A)」という条件であるため、既往文献⁴⁾中の腐食速度の本論文への適用上は問題ないと考えられる。図 - 6 の鉄筋腐食量は時間経過に伴い累積されていることを示しており、表 - 6 に示す劣化区分毎では、進展期(1)が8.2年間、進展期(2)が46.7年間、加速期が11.4年間、劣化期が7.7年間と算出された。なお、各劣化区分毎の腐食速度は既往文献⁴⁾を用いて算出したものを用いた。

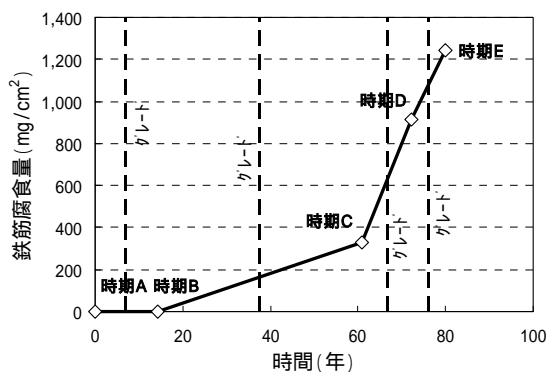


図 - 6 時間経過に伴う鉄筋腐食量の進行過程

4. 鉄筋の腐食グレードと鉄筋腐食塩分量

4.1 鉄筋の腐食グレードの変化過程への時間経過付与

本橋の橋脚において、供用後から現在までの間継続的な鉄筋の腐食グレードの判定は行っておらず、「供用後37年経過する本工事施工時点」で一斉に実施した。従って、各橋脚・各柱に関し、各最外縁鉄筋が各々の腐食グレードになり始めた時期を把握できずにいた。そこで、示方書⁵⁾を参考に、「腐食グレードは時期Aと時期Bとの中間」、「腐食グレードは時期Bと時期Cとの中間」、「腐食グレードは時期Cと時期Dとの中間」、「腐食グレードは時期Dと時期Eとの中間」であると仮定し、腐食グレードの変化過程に時間経過を付与することとした(図 - 6 参照)。

4.2 鉄筋腐食塩分量の算定

4.1で得られた関係に、2.2で算出され詳細調査項目である「現時点における鉄筋の腐食度観察(各腐食グレードの判定)」により分類された、「現時点での最外縁鉄筋位置の塩分量」を縦軸にとり、各腐食グレード群毎の平均塩分量を算出し曲線近似式を求めた(図 - 7 参照)。

さらに、示方書⁵⁾及び設計要領²⁾からこの曲線近似式と「腐食グレード」との交点の塩化物イオン濃度値を「鉄筋腐食塩分量」と定義(以下、「本算定手法」)し、「2.3(kg/m³)」と算定し(図 - 7 参照)、本工事における補強対象橋脚の表面除去深さの閾値とした。

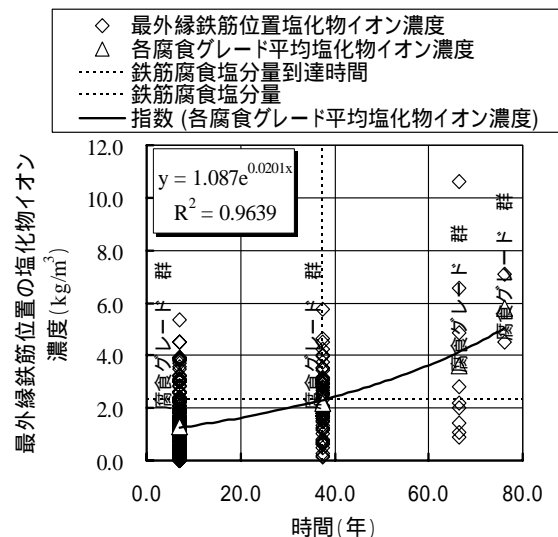


図 - 7 補強対象橋脚での最外縁鉄筋腐食塩分量

5. 表面除去工・防錆雰囲気形成と施工の合理化

5.1 表面除去深さと防錆雰囲気形成

4.2で算定した鉄筋腐食塩分量により、補強対象橋脚の各柱・各面ごとの表面除去深さを決定した。鉄筋腐食グレードが「か」と判定された部位では標準最大表面除去深さを60mm(純かぶり内)とし、この深さ位置で鉄

筋腐食塩分量を超える部位では、参考文献²⁾及び⁷⁾から、防錆雰囲気形成を目的に「防錆剤入りポリマーセメントモルタル（以下、「防錆剤入りPCM」）」を施工することとした。また、鉄筋の腐食グレードが C と判定された部位では同様の目的で、鉄筋裏面までのコンクリート除去 + 除去面への防錆剤入りPCM施工とした。

塩化物イオンの移動は拡散に基づき、浸透は濃度差が駆動力となる防錆剤入りPCM中の亜硝酸イオンの浸透による防錆雰囲気形成という効果を期待して選定した。

5.2 表面除去規模、新設コンクリート規模等の縮減

4.2で算定した鉄筋腐食塩分量により、「補強対象橋脚の各柱・各面ごとの表面除去量」、「防錆剤入りPCM量」に関して、厳密には等価なものとは考えづらいが、一般的な鉄筋腐食発生限界濃度「 $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ 」¹⁾を鉄筋腐食塩分量と仮定した場合と比較したところ、表面除去量の縮減率は55.6%減となる（図-8参照）。また、防錆剤入りPCM量の縮減率は85.8%減となり（図-9参照）、施工の合理化を果たすことに繋がった。

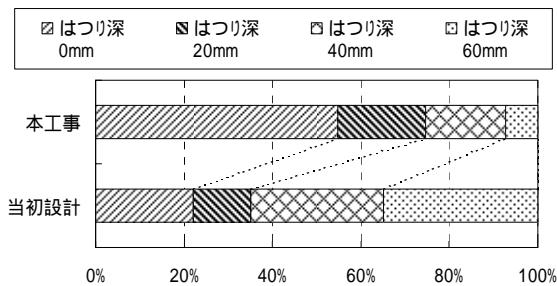


図 - 8 表面除去量縮減効果

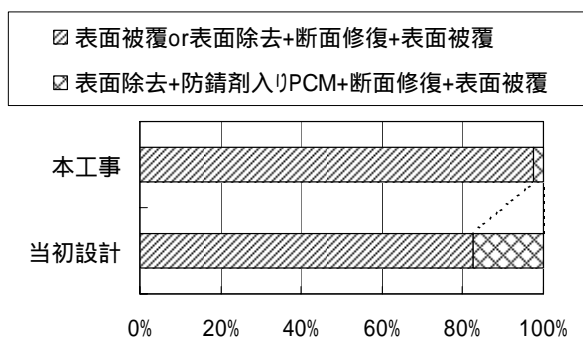


図 - 9 防錆剤入りPCM量縮減効果

6. まとめ

本工事における検討により以下が明らかになった。

(1) 塩害環境下にある道路橋 RC 橋脚の補強を前提とした塩害対策における詳細調査において、補強対象橋脚が膨大な場合、代表橋脚にて得たデータの直線近似処理及

び確率統計処理を行うことにより、比較的高い確率で調査箇所・数量の集約化・合理化を図ることが可能であるといえる。

(2) 既設鉄筋の腐食グレード変化点を時系列的に把握することにより、より一層精度の高い「鉄筋腐食塩分量」を算定することが可能である。

(3) 本算定手法による「鉄筋腐食塩分量」は、「一般的な実環境での暴露実験結果での腐食塩分量」¹⁾の範囲内となった。

(4) 供用中の RC 構造物に対する塩害対策において、供用以来の時間経過に伴う鉄筋腐食量の劣化進行過程と、本工事時点での既設鉄筋の腐食グレードとの重ね併せによる本算定手法は、安全側の閾値設定となりがちな塩害対策工の施工規模縮小及び工事費コスト削減という課題にとっては、有効な手段といえる。

本論文が、今後、塩害環境下にある RC 構造物の補強事業における塩害対策工合理化策の一助となれば、幸いである。

謝辞

本論文作成にあたり、中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社金沢支店の青山氏にはご助言をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，pp.119-122，2007
- 2) 中日本高速道路株式会社：設計要領第二集橋梁保全編，pp.3-44-3-51，2008.8
- 3) 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，802/V-69，pp.209-222，2005.11
- 4) 平野 誠志，宮里 心一，山本 恵理子，武内 道雄：凍結防止剤が散布される RC 道路橋の塩害進展メカニズムの解明，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，1，pp.1005-1010，2007
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，pp.97-112，2007
- 6) 土木学会：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版]，pp.10-16，2003
- 7) 青山 實伸，平野 誠志，浅江 大介，鳥居 和之：防錆剤混入モルタルによる塩害コンクリート中の鉄筋の防錆効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，1，pp.931-936，2005