

平成21年度（財）港湾空港建設技術サービスセンター研究開発助成報告書

助成番号：平成20年 2月 9日付 第08—5号

研究開発項目：(20指定) ②

「港湾・空港のアセットマネジメントに関する研究」に関するもの

非破壊試験と構造解析の融合による塩害 を受けるコンクリート部材の耐荷性能の 評価手法の開発

平成22年4月28日

大阪大学大学院

鎌田敏郎

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	2
1.3 本報告書の構成	2
第2章 既往の研究	4
2.1 コンクリート中の鋼材の腐食機構	4
2.2 RC はりの構造性能評価に用いられる非破壊試験	6
2.2.1 鉄筋の腐食状況の推定に用いられる非破壊試験	
2.2.2 鉄筋とコンクリートとの付着状況の推定に用いられる非破壊試験	
2.3 鉄筋腐食の生じた RC はりの耐力機構	12
2.3.1 劣化指標と腐食した鉄筋の機械的性質	
2.3.2 腐食鉄筋とコンクリートの付着特性	
2.3.3 腐食鉄筋を有する RC 梁の曲げ耐力	
2.4 腐食した RC はりを対象とした FEM	15
2.4.1 鉄筋コンクリート構造物のモデル化	
2.4.2 FEM における鉄筋腐食の取扱い	
第3章 非破壊試験による RC 中の鉄筋の腐食量の推定に関する検討	18
3.1 はじめに	18
3.2 実験概要	18
3.2.1 供試体	
3.2.2 電食試験	
3.2.3 非破壊試験	
3.3 実験結果および考察	22
3.3.1 電食試験終了時におけるひび割れ発生状況	
3.3.2 鉄筋の腐食量	
3.3.3 ひび割れ幅	
3.3.4 分極抵抗	
3.4 鉄筋の腐食量の推定における定式化	28
3.4.1 ひび割れ幅計測に基づく鉄筋の腐食量の推定式	
3.4.2 分極抵抗計測に基づく鉄筋の腐食量の推定式	
3.5 まとめ	31

第4章 非破壊試験による RC 中の腐食した鉄筋とコンクリートとの付着力の推定に関する検討	32
4.1 はじめに	32
4.2 実験概要	32
4.2.1 供試体および電食試験	
4.2.2 引抜き試験	
4.2.3 非破壊試験	
4.3 実験結果および考察	35
4.3.1 電食試験によるコンクリート表面のひび割れ発生状況	
4.3.2 引抜き試験	
4.3.3 各種非破壊試験	
4.4 鉄筋コンクリートの腐食に対する非破壊試験の適用性	40
4.5 鉄筋とコンクリートとの付着力の推定における定式化	42
4.5.1 ひび割れ幅計測に基づく鉄筋とコンクリートとの付着力の推定式	
4.5.2 電磁パルス法に基づく鉄筋とコンクリートとの付着力の推定式	
4.6 まとめ	44
第5章 FEM における付着応力一相対すべりモデルの違いが構造性能評価に与える影響に関する検討	45
5.1 はじめに	45
5.2 実験概要	45
5.2.1 供試体	
5.2.2 電食試験	
5.2.3 曲げ載荷試験	
5.3 実験結果	48
5.3.1 電食試験	
5.3.2 曲げ載荷試験	
5.4 解析概要	51
5.4.1 解析モデル	
5.4.2 付着応力一相対すべりの構成則	
5.5 解析および実験結果との比較	55
5.5.1 解析結果	
5.5.2 実験結果と解析結果との比較	
5.6 まとめ	59
第6章 NDT-FEM による RC はり部材の構造性能評価の有用性に関する検討	60
6.1 はじめに	60
6.2 実験概要	60
6.2.1 供試体	

6.2.2	電食試験	
6.2.3	非破壊試験	
6.2.4	曲げ載荷試験	
6.3	非破壊試験結果から得られる劣化分布	66
6.3.1	電食試験後におけるコンクリート表面のひび割れ発生状況	
6.3.2	非破壊試験結果（劣化分布）	
6.4	解析概要	71
6.4.1	解析モデルおよび条件	
6.4.2	非破壊試験結果の反映方法	
6.5	載荷試験および解析結果	73
6.5.1	載荷試験結果	
6.5.2	解析結果	
6.6	NDT-FEM による RC はり部材の構造性能評価の妥当性の検証	77
6.7	まとめ	78
第7章	NDT-FEM による RC はり部材の構造性能評価手法の提案	79
7.1	はじめに	79
7.2	ひび割れ幅計測に基づく NDT-FEM による構造性能評価	79
7.2.1	実験概要および実験結果	
7.2.2	ひび割れ幅計測に基づく鉄筋の質量減少率および鉄筋とコンクリートとの付着力の推定	
7.2.3	解析概要	
7.2.4	解析結果および考察	
7.3	NDT-FEM に与える計測項目の影響	82
7.3.1	実験概要および実験結果	
7.3.2	解析概要	
7.3.3	解析結果および考察	
7.4	NDT-FEM による RC はり部材の構造性能評価手法の提案	83
7.5	まとめ	84
第8章	結論	85
	参考文献	86

第1章 序論

1.1 研究の背景

我が国では現在、既存の構造物をうまく維持管理し長く使い続けることが必要とされている。しかしながら、高度経済成長期に新設の構造物が次々と建設されたこともあり、長期間にわたって供用されている鉄筋コンクリート構造物（以下、RC 構造物）の増加は急激に進んでいる。橋梁を例にあげると、3 年後の 2012 年には供用年数が 40 年を越えるものが全体の 50%を超えると言われている¹⁾。これらを長く使い続けるためには、維持管理が非常に重要となる。

コンクリート構造物における一般的な維持管理の手順を図-1.1²⁾に示す。構造物の維持管理では、まず、構造物の状態を把握するための「点検」を行う。続いて点検結果に基づいて「劣化予測」を行い、いかなる補修または補強を施すことによって構造物の性能が維持できるかどうかについて「評価」し「対策の要否判定」を行う。そして最終的には、判定結果に基づいて何らかの適切な「対策」を講じることになる。この一連の流れにおいて、「点検」は最も重要な役割を担うと考えられる。

コンクリート構造物の点検は、前述したように、その結果に基づいて評価や判定が行われるため、点検時における構造物の性能を把握することが重要となる。しかしながら、実際には点検結果から耐荷力などの性能を評価することは難しく、2003年に土木研究所が発行した「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³⁾」においても、ひび割れの目視観察結果、あるいは鉄筋腐食程度などの非破壊試験結果から間接的に性能を推定し、健全度のグレーディングを行っているのが現状である。そのため、補修補強が必要と判定された構造物において

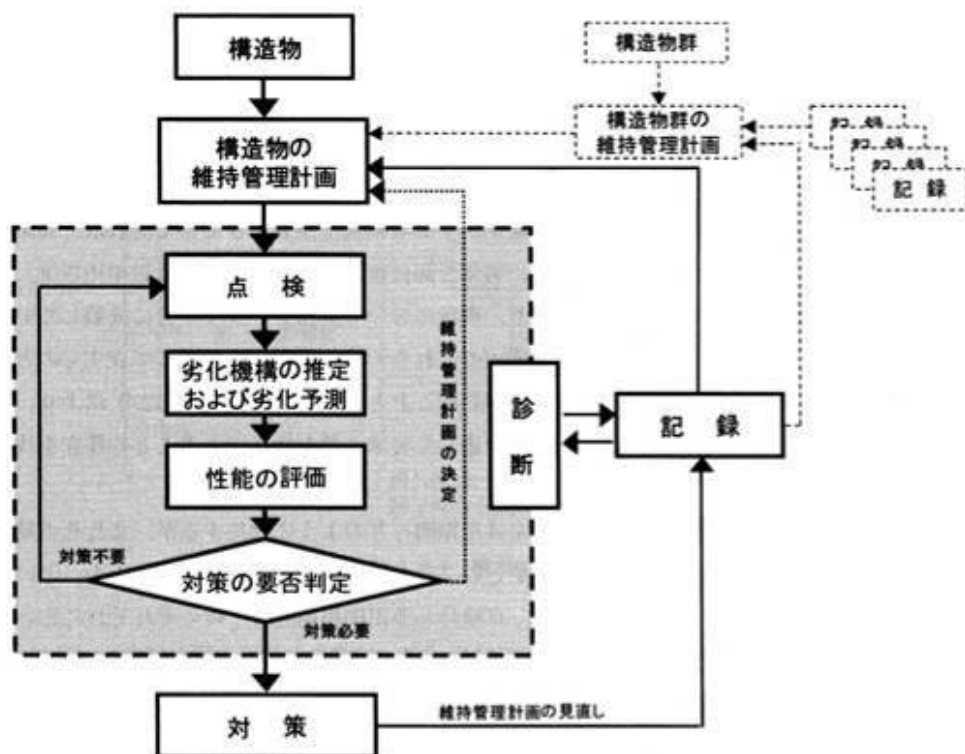


図-1.1 一般的な維持管理の手順²⁾

も、どの程度の補修補強が必要とされているのかを十分に把握することができず、安全側を見込んで過剰に補修補強を行ってしまっている例も少なくない。維持管理が重要とは言え、公共事業に対する投資は年々減少しており、その費用は逼迫しているのが現状である。そのため、補修補強においても効率的・効果的に行うことが求められている。

点検時において間接的な評価しかできない原因は、構造物の状態を正確に把握できていないことにある。この点においては、近年、非破壊試験の研究が進められており、内部欠陥の存在や鉄筋の腐食状況などを推定できるようになってきている。しかしながら、それらの推定においても、推定結果は定性的であり、構造物の性能を評価できる可能性があるにもかかわらず、定量的な評価を行う試みはなされていないのが現状である。この点が改善されれば、点検時において直接的かつ定量的に構造物の性能を評価することが可能となり、より一層効率的な維持管理を行うことができる可能性があると言える。

また、材料劣化が生じた RC 構造物の構造性能は、2004 年に土木学会において「材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能研究小委員会」が設けられ、課題は多いものの、種々の劣化がコンクリート構造物に対してどのような影響を与えるのか明らかにされつつある⁴⁾。特に、コンクリート構造物の劣化の代表とも言える鉄筋腐食に関しては、有限要素解析（以降、FEM）を用いることにより腐食の生じたコンクリート構造物の挙動を精度良く再現することができるようになってきている。

したがって、点検において FEM に必要なデータを非破壊試験により入手することができれば、点検結果から直接的かつ定量的にコンクリート構造物の性能を評価することができ、維持管理の合理化につながる可能性があると言える。

1.2 目的

本研究では、鉄筋腐食環境下における RC はりを対象として、非破壊試験結果と RC 中の鉄筋の腐食量との関係、および非破壊試験結果と鉄筋腐食の生じた RC における鉄筋-コンクリート間の付着力との関係を把握するための推定式を提案し、これらの式に基づいて作成したモデルを対象に有限要素解析を実施することにより、腐食した RC はり部材の構造性能を定量的に評価する手法を提案することを目的とする。なお、本研究においては、非破壊試験結果に基づいて作成したモデルを対象に有限要素解析を行う一連の手法を NDT-FEM と定義する。

1.3 本報告書の構成

本報告書は全 8 章で構成されている。研究の流れを図-1.2 に示す。

第 1 章は序論であり、研究の背景および維持管理の合理化の必要性を示し、本研究の目的と研究概要について述べた。

第 2 章では本研究を行うにあたり、当該分野における既往の研究を整理し、現在用いられている非破壊試験の実情や問題点を示し、概説した。また、腐食した RC 構造物の構造性能について、これまでに明らかにされていることをまとめた。

第 3 章および第 4 章では、非破壊試験結果から腐食した RC の構造性能を推定するための検討

を行った。第3章では、非破壊試験結果から RC 中の鉄筋の腐食量を定量的に評価するための推定式を提案することを試みた。鉄筋の腐食量の推定における非破壊試験には分極抵抗およびコンクリート表面におけるひび割れ幅計測を用いた。第4章では鉄筋腐食に伴う RC 中の鉄筋とコンクリートとの付着状況の変化に対する各非破壊試験の適用性を明らかにした。その上で、非破壊試験結果から鉄筋腐食の生じた RC における鉄筋とコンクリートとの付着力を定量的に把握するための推定式を提案することを試みた。付着力の推定には、超音波法、電磁パルス発振および弾性波受振による方法、衝撃弾性波法およびコンクリート表面におけるひび割れ幅計測を用いた。

第5章では NDT-FEM を実施するにあたり、FEM における鉄筋とコンクリートとの付着応力-相対すべりモデルの違いが腐食した RC はりの構造性能評価に与える影響を明らかにすることを試みた。そのため、鉄筋を腐食させた RC はりの曲げ載荷試験結果と付着応力-相対すべりモデルの異なる解析モデルにおける解析結果とを比較・検証した。

第6章では電食試験により鉄筋を腐食させた RC はりを対象に非破壊試験を行い、前章までに提案した推定式に基づいて解析モデルを作成し、腐食した RC はり部材の構造性能評価に適した付着応力-相対すべりモデルを用いて FEM 解析を実施した。その結果を別途行った曲げ載荷試験結果と比較することにより、NDT-FEM の有用性を示した。

第7章では NDT-FEM における非破壊試験の計測項目の違いが与える影響について検討するとともに、第6章において得られた結果と併せて、鉄筋腐食の生じた RC はりの構造性能の評価手法として NDT-FEM の提案を行った。

第8章は結論であり、第1章から第7章までを総括するとともに、本研究で得られた結論をまとめた。

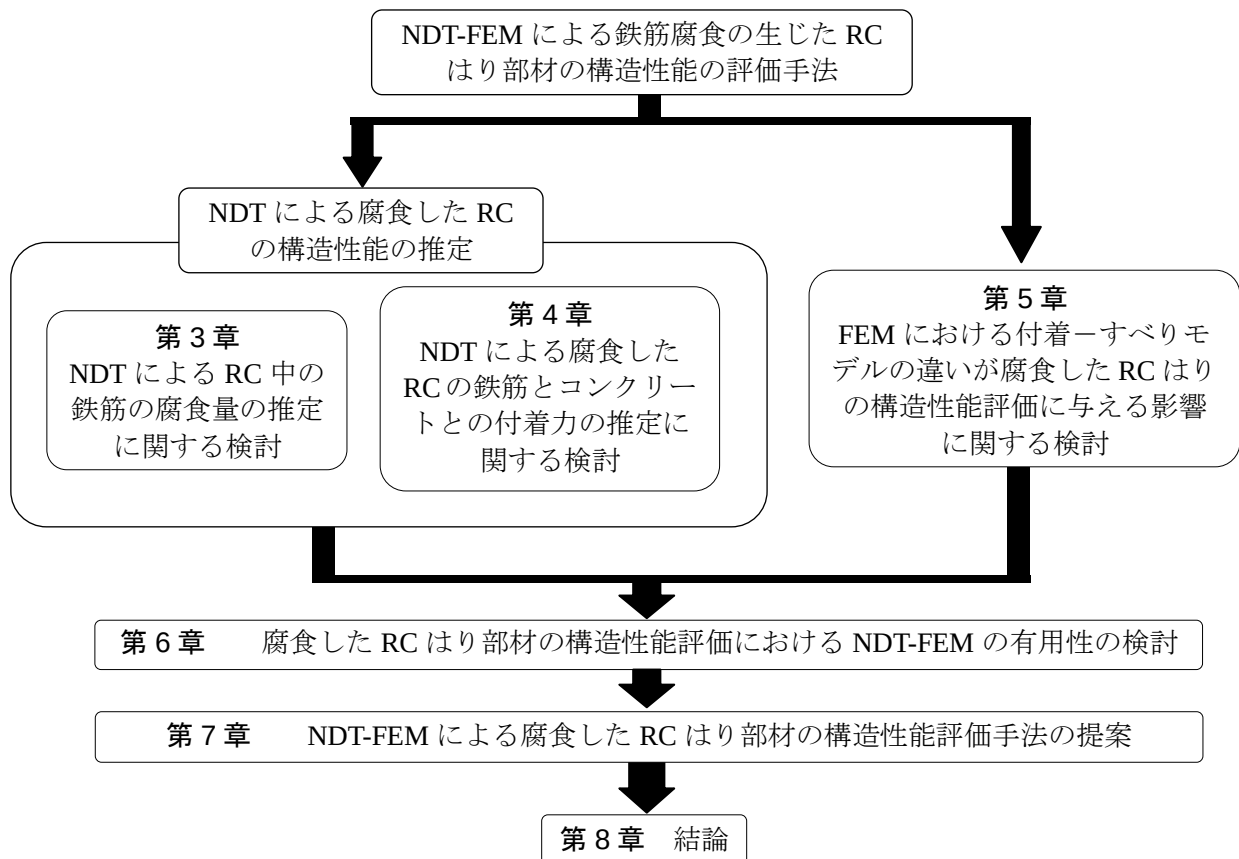
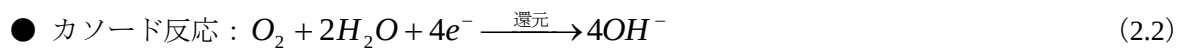


図-1.2 報告書の構成

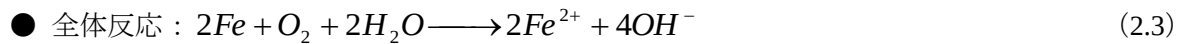
2章 既往の研究

2.1 コンクリート中の鋼材の腐食機構^{5) ~8)}

コンクリート中には通常 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ が存在しており、 $\text{pH}12\sim13$ の強アルカリを示す。そのため、コンクリート中における鋼材の表面には不動態皮膜と呼ばれる薄い皮膜が形成され、活性反応に対して安定な状態を保つことができる。しかしながら、供用中のコンクリート構造物は飛来塩分の影響や骨材に用いられる海砂の影響および寒冷地においては凍結防止剤の影響により、コンクリート中に塩分が侵入する。これがコンクリート中に蓄積されて固体中の塩化物イオン (Cl^-) 濃度が約 1.2kg/m^3 にまで達すると、 Cl^- の影響により不動態皮膜が破壊され、鋼はその部分で活性溶解し腐食につながる。このとき、鉄の溶出が起こる部位での反応をアノード反応、アノード反応によって生じた電子を消費するための反応をカソード反応といい、次式で表される（概念図を図-2.1 に示す）。



上の2式を全体反応として式に表すと



となる。ここで生成する鉄イオンは酸素と水と反応し、最終的には錆となる。この錆はその環境により $\text{Fe}(\text{OH})_3$, Fe_2O_3 , $\alpha\text{-FeOOH}$ などの形態をとる。鉄筋腐食によるコンクリートや鉄筋の断面欠損が耐力低下を、鉄錆膨張が腐食ひび割れを発生させる。腐食ひび割れが発生すると、外部からの塩分や水分の浸入が容易となるため、腐食はさらに進行しやすくなる。

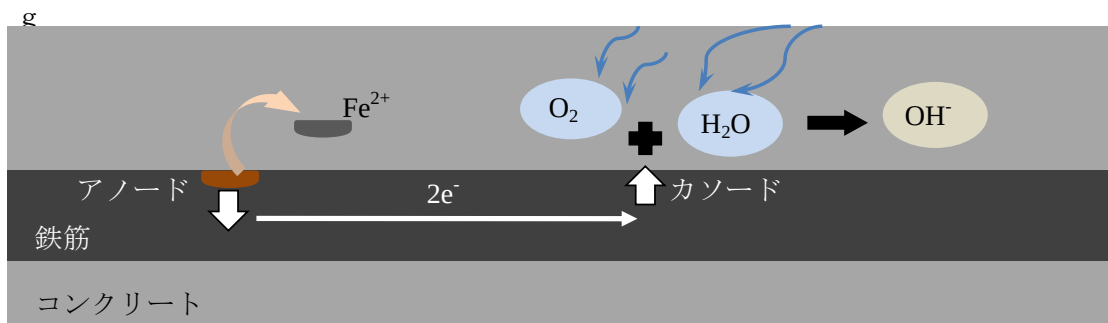


図-2.1 鋼材の腐食反応

上述したように、鉄の腐食現象は金属表面における外界との電気化学反応である。この腐食系を理解するために、図-2.2 に示すような等価電気回路モデルがよく用いられる。

コンクリート中の金属表面では正負のイオンが均等に分布し、正電荷と負電荷が分離した電気二重層（図-2.3 参照）と呼ばれる領域（ $<10\text{\AA}$ ）が形成されている。この層では正負の電荷が向かい合った状態にあり、電気的にはコンデンサーの性質を持っている。そのため、外部の照合電極を基準にした電位差を測定すれば、腐食性に応じた負の電位差が計測される。また、アノード反応が発生する際には、金属原子（RC の腐食の場合は Fe）が電気二重層を介して金属原子から陽イオンに変化する。この際、電気二重層においてはイオン化に対する抵抗エネルギーが非常に大きい。この抵抗を腐食反応抵抗（分極抵抗）と呼び、この抵抗が腐食速度を支配している。腐食が進行するにつれて分極抵抗は徐々に低下するが、特にコンクリート表面にまでひび割れが達すると、この抵抗は急激に小さくなり、腐食の進行速度が大きくなっていく。

以上のような鉄筋の腐食過程を考慮するにおいて、コンクリート標準示方書〔維持管理編〕²⁾では、塩害を受ける RC 構造物の劣化期の判断として、塩化物イオンがコンクリート内部に侵入・蓄積し、不動態が破壊され、鉄筋腐食が発生するまでの期間を潜伏期、そこから鉄筋腐食が進行し、コンクリート表面に腐食ひび割れが発生するまでの間を進展期、それ以降鉄筋腐食が進行し、靱性が低下する時期を加速期、さらに耐力の低下が見られていく時期を劣化期と設定している。

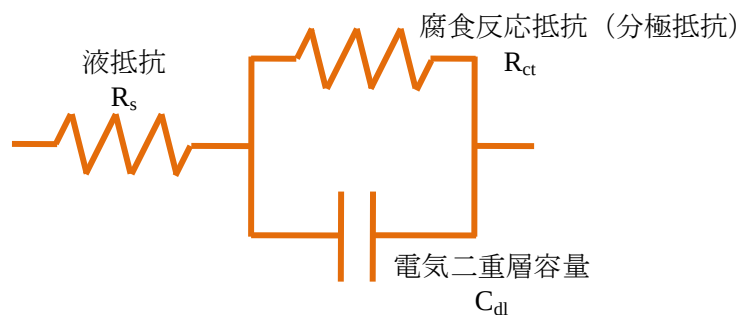


図-2.2 等価電気回路モデル

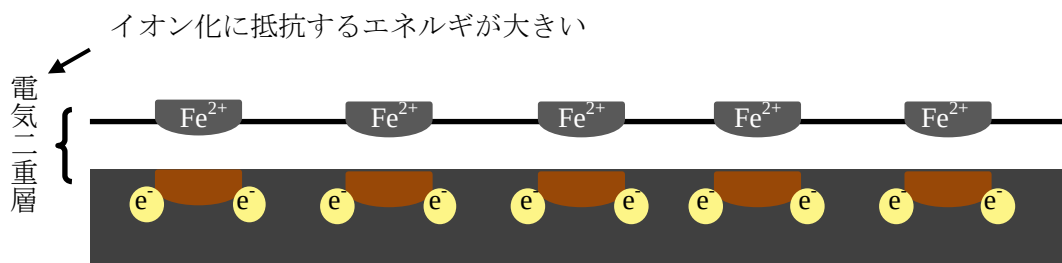


図-2.3 電気二重層

2.2 構造性能評価に用いられる非破壊試験^{8) ~10)}

2.2.1 鉄筋の腐食状況の推定に用いられる非破壊試験

(1) 自然電位法

自然電位法とは、コンクリート中の鉄筋の腐食可能性を推定するための試験である。金属の自然電位測定法は、図-2.4 に示すように、電位差計を介して照合電極と試料金属（鉄筋コンクリートにおいては鉄筋）の電位差を単純に計測する方法である。両者の電位差により流れる電流を打ち消すように、電位差計の電池および内部抵抗で逆の電流を発生させる仕組みであり、検流計が振れない「0」状態を作り出す。ここで計測された電位差が、腐食発生状況の定性的な指標となる。ASTM による電位測定値の評価基準を表-2.1 に示す。

自然電位法による鉄筋の腐食状況の推定方法はある程度確立されたものとなっているが、コンクリート中に埋設された鉄筋を対象とする場合は、以下に示す問題点がある。

- ①電気抵抗がきわめて大きい材料であるコンクリートを介して測定するため、コンクリート自体の電位差や不均一な電流密度による悪影響を受けて、真の値を計測するのが困難となる。自然電位法ではコンクリート自体の電位差が 150~200mV 程度に達する場合があります、大きな影響を及ぼす。
- ②実構造物では、ひび割れ・かぶり深さ・含水率・塩化物量などマクロセルを形成する要因が多く存在するため、多数の計測点から得られる分布をもとに解釈する必要がある。

自然電位法は影響因子が多く不安定な手法とされているが、佐々木ら¹²⁾により、影響因子の特定や補正方法の検討がなされており、近年では実用化に向けた研究も多くなされている¹³⁾。

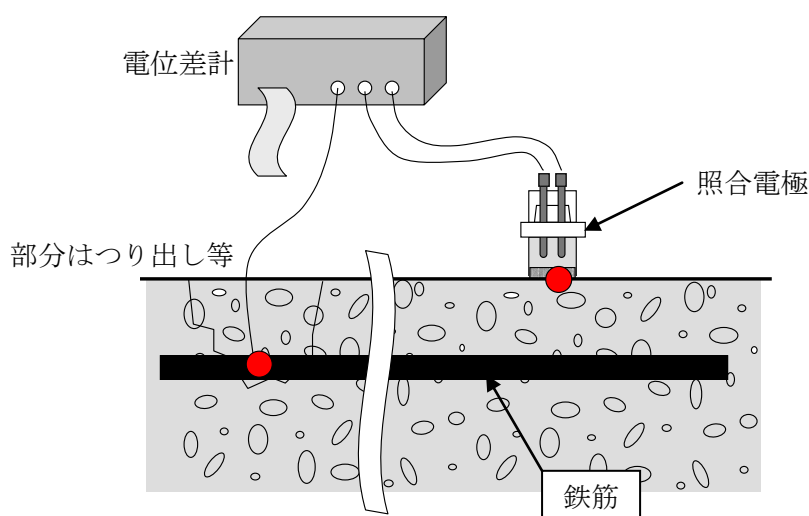


図-2.4 自然電位計測概要

表-2.1 自然電位の評価基準（ASTM¹¹⁾）

電位計測値 E (V)	評価
$-0.20 < E$	90%以上の確率で非腐食の状態
$-0.35 < E \leq -0.20$	腐食状態は不確定
$E \leq -0.35$	90%以上の確率で腐食している状態

(2) 分極抵抗法

分極抵抗法は、何らかの腐食状態にある試料金属に対して外部から強制的に電流を加えることで試料金属の電位の微小変化（過電圧）を計測し、過電圧（ ΔE ）が $\pm 10 \sim 20 \text{mV}$ 程度までの微弱電流（ ΔI ）の印加範囲において、印加電流と過電圧の間に比例関係が存在し（ $\Delta E = \Delta I \cdot R_p$ ）、この勾配は腐食反応速度の逆数に比例するという原理に基づくものである。実用的な基本式は、以下に示す Stern-Geary の式である。

$$I_{\text{corr.}} = K \times 1/R_{\text{ct}} \quad (2.4)$$

ここに、 $I_{\text{corr.}}$ ：腐食電流密度（ A/cm^2 ）、 R_{ct} ：分極抵抗（ $\Omega \cdot \text{cm}^2$ ）、 K ：金属の種類や環境条件で決まる定数（ V ）である。CEB による判定基準を表-2.2 に示す。さらに分極抵抗の計測値から鉄筋の質量減少率を推定するための式が、式（2.5）により与えられている。

$$I_{\text{corr.}} = m \times A / Z \cdot F \quad (2.5)$$

ここで $I_{\text{corr.}}$ ：腐食電流密度（ A/cm^2 ）、 m ：鉄の原子量、 A ：鉄の腐食速度（ $\text{g}/\text{cm}^2/\text{s}$ ）、 Z ：鉄のイオン化数、 F ：ファラデー定数である。（2.5）は腐食電流がすべて $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$ で表わされる鉄の酸化反応によると仮定したときのファラデーの第2法則であり、式（2.4）および（2.5）から分極抵抗値を鉄筋の腐食速度に換算できる。ここで求められた腐食速度を時間積分することによって鉄筋の質量減少率を推定することが可能となる。

分極抵抗法による腐食速度の判定も、自然電位法と同様に確立されたものとなっている。しかしながら、分極抵抗法の測定も自然電位法と同じ問題点を有している。一方で、近年、実用化へ向けた研究が多く、研究機関によって進められており¹⁵⁾、実構造物への有用性も明らかにされてきている。

表-2.2 分極抵抗の評価基準（CEB¹⁴⁾）

分極抵抗 R_{ct} ($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}^2$)	腐食速度の判定
$130 < R_{\text{ct}}$	不動態状態（腐食なし）
$52 \leq R_{\text{ct}} \leq 130$	低～中程度の腐食速度
$26 \leq R_{\text{ct}} \leq 52$	中～高程度の腐食速度
$R_{\text{ct}} < 26$	激しい腐食速度

(3) 電気抵抗法

電気抵抗法とは、かぶりコンクリート部分の電気抵抗を測定することによって、鉄筋の置かれている環境の腐食性および鉄筋の腐食進行のしやすさについて評価する電気的手法である。自然電位法および分極抵抗法は、鉄筋に直接通電する方法だが、電気抵抗法はコンクリート自体の抵抗を測定することにより鉄筋の腐食性を判定する。計測は、図-2.5 に示すようにコンクリートにドリル削孔を行い、コンクリート内層の比抵抗の分布や鉄筋位置付近の層の比抵抗を測定する方

法が提案されている。計測された電気抵抗は、($\Omega \cdot \text{cm}$)の単位を持つ比抵抗(抵抗率)によって整理され、さまざまな研究者により鉄筋の腐食性との関係について検討されている。武若および小林により提案されたコンクリートの比抵抗による鋼材腐食評価を表-2.3に示す。

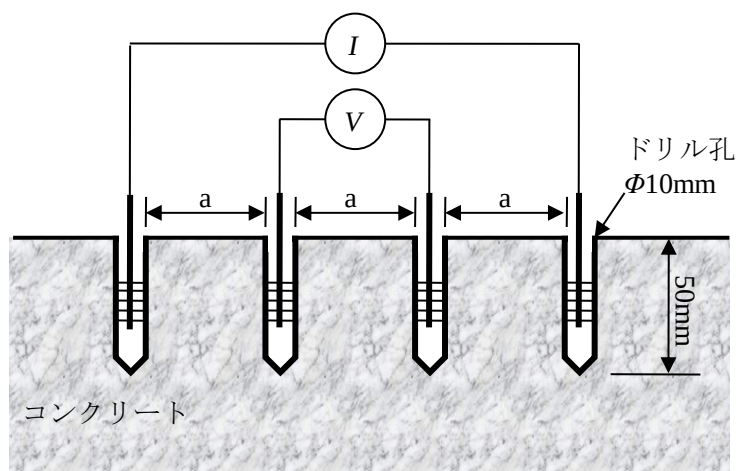


図-2.5 ドリル削孔を用いた比抵抗測定方法

表-2.3 電気抵抗法の判定基準（武若および小林¹⁰⁾）

比抵抗 ρ ($\Omega \cdot \text{cm}$)	腐食性
$10000 < \rho$	小さい
$5000 \leq \rho \leq 10000$	不確定
$\rho \leq 5000$	大きい

(4) ひび割れ幅計測

上述した方法は、電気化学的な原理に基づいて構築された手法だが、これらよりも一般的に用いられている方法が、クラックスケールによるひび割れ幅計測である。これまでに、多くの研究機関により、コンクリート表面に発生したひび割れの幅の値から内部の鉄筋の腐食量を推定するための研究がなされているものの、表面に発生するひび割れ幅の大きさは、内部鉄筋の径やかぶり厚さの影響を大きく受けるため、定式化には至っていない。しかしながら、ひび割れ幅計測は非常に簡便な方法であるため需要は大きく、コンクリート標準示方書〔設計編〕¹⁶⁾では、鉄筋コンクリート構造物の鋼材腐食に対する抵抗性の指標として、コンクリート表面に発生したひび割れ幅の値を用いている。

以上挙げたように、コンクリート中の鉄筋の腐食状況を推定する手法は確立されたものが多い。しかしながら、鉄筋の腐食可能性や腐食環境について評価するばかりで、実際にどの程度腐食が進行しているのかを定量的に把握するためのツールとしては、未だ確立した手法はほとんどないのが現状である。

2.2.2 鉄筋とコンクリートとの付着状況の推定に用いられる非破壊試験

現在、鉄筋とコンクリートとの付着状況を適確に評価する方法は確立されていない。そこで、本研究では弾性波を利用して内部状況の推定を行った。弾性波による内部探査として確立されて

いるものとしては、超音波法、衝撃弾性波法および打音法などが挙げられる。また、対象部材の振動に着目する手法として、衝撃振動試験が用いられている。さらに、近年、鉄筋とコンクリートとの付着状況に着目した手法として、電磁パルス発振および弾性波受振による方法（以降、電磁パルス法）が提案されている。それぞれの詳細を以下に示す。

(1) 超音波法

超音波とは可聴音域より高い周波数を有する音波であり、一般に 20kHz 以上の弾性波をいう。しかしながら、非破壊試験においては、周波数によらず「圧電効果」を利用して発生させた弾性波を超音波と呼ぶ。超音波法では、コンクリート等を透過あるいは内部で反射した弾性波の伝播時間や受振波の波形などの特性を用いて、材料の物性や欠陥の状態を評価する。

コンクリート分野において超音波を適用する際の評価パラメータとしては、超音波伝播速度（あるいは伝播時間）、受振波形の特性（受振振幅や受振エネルギー）、受振波の周波数特性が挙げられる。一般に、超音波伝播速度は式 (2.6) により定義されるものである。

$$V = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (2.6)$$

ここに、 V : 伝播速度 (m/s)、 E : 弾性係数 (N/mm²)、 μ : ポアソン比、 ρ : 密度 (g/cm³) である。

鉄筋コンクリートの分野では、超音波の伝播速度は、一般的にコンクリートの品質評価やひび割れの深さの推定に用いられることが多く、従来、界面の状態を推定するという目的で用いられることはほとんどない。しかしながら、尼崎ら¹⁷⁾によって提案された超音波の伝播経路（図-2.6 参照）の考えに基づけば、センサ間距離を広く取った場合は鉄筋周りを伝播した弾性波を受振するようになるため、鉄筋とコンクリートとの界面における付着状況を弾性波伝播速度により把握することも可能ではないかと考えられる。

鉄筋コンクリートの分野で内部欠陥の評価に用いられるパラメータは、受振波の特性に関する値である。内部欠陥の評価に際しては、以下の式 (2.7) に示す受振波の反射率が用いられる。

$$r = \frac{|Z_2 - Z_1|}{Z_1 + Z_2} \quad (2.7)$$

ここに、 r : 反射率、 Z_1 : 入射面の音響インピーダンス、 Z_2 : 反射面の音響インピーダンスである。音響インピーダンスとは、媒体中の伝播速度および媒体の密度によって決まる材料に固有の値である。式から分かるように、反射率は境界面に存在する物質の音響インピーダンスに依存している。コンクリート中に空隙が存在した場合、空気の音響インピーダンスがほぼゼロであるため、反射率は限りなく 1 に近づく。このような原理により、超音波法によりコンクリート内部の空隙の存在を確認することが可能となる。

測定方法としては、図-2.7 に示すように、発・受振共用の振動子を用いた一探触子法と、発振、受振でそれぞれ別々の振動子を用いる二探触子法とがある。

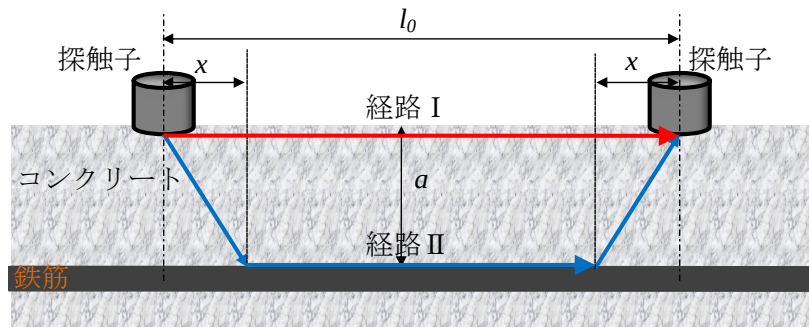


図-2.6 弾性波の伝播経路

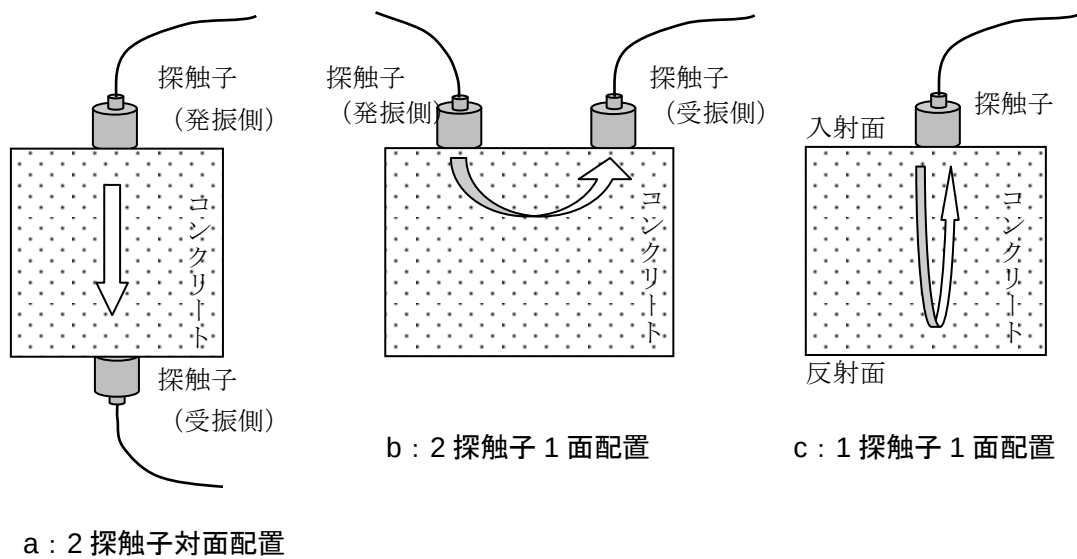


図-2.7 超音波法測定方法

(2) 衝撃弾性波法

衝撃弾性波法とは、図-2.8 に示すように、ハンマーや衝撃機による打撃、鋼球の落下などのような機械的打撃によって発生させた弾性波を、表面に設置した加速度センサや変位センサなどによって受振する方法である。したがって、超音波法とは弾性波の入力方法が異なっている。この方法によって入力される弾性波は、超音波に比べてエネルギーが大きく、低周波の周波数成分を有することなどが特徴である。そのため、減衰や散乱の影響を受けにくく、より広範囲での計測が可能となる。

衝撃弾性波法も、超音波法と同じく固体内部に存在するひび割れや空隙などの検出に用いられる。弾性波を入力した時間と、表面に設置した加速度センサなどにより受振した時間から、以下の式(2.8)を用いて欠陥の深さを評価することが可能である。

$$d = \frac{C_p}{2f} \quad (2.8)$$

ここに d : 境界面までの距離 (m), C_p : コンクリート中の縦波の伝播速度 (m/s), f : 境界面にお

ける反射波の周波数（Hz）である．

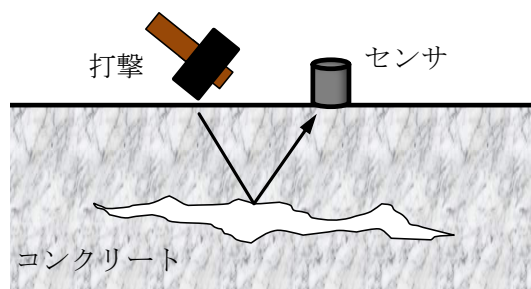


図-2.8 衝撃弾性波法測定方法

(3) 打音法

打音法とは、ハンマーなどを用いてコンクリートなどの表面を打撃することにより対象物を振動させ、その表面振動を、空気を介して非接触型センサで計測する手法である．衝撃弾性波法との違いは、衝撃弾性波法では各種振動センサを用いて受振するのに対し、打音法では人間の耳あるいはマイクロフォンを用いて受振する．受振波の特性を利用して内部欠陥などを評価するという点においては他の手法と同じであるが、受振を非接触で行えるため、効率的な手法とされている．打音法の計測方法は図-2.9 に示す通りである．

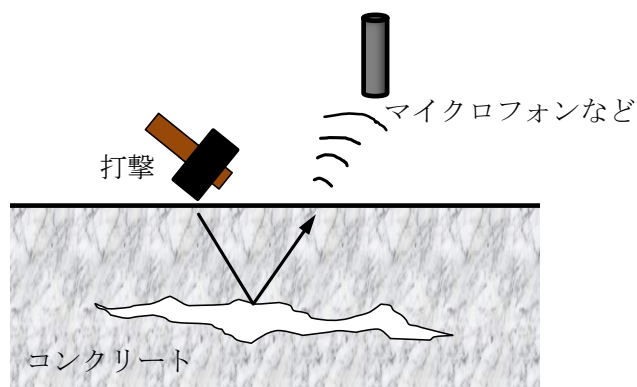


図-2.9 打音法測定方法

(4) 衝撃振動試験

衝撃振動試験は、ハンマーや衝撃機による打撃により対象部材を振動させ、表面に設置した加速度センサなどによって部材の振動そのものを受振する方法である．そのため、受振された振動からは、次式に示す部材の固有振動数を得ることができる．

$$f_n = \frac{\left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}}}{2\pi} \quad (2.9)$$

ここで、 f_n ： n 次の固有振動数（kHz）、 l ：スパン長（mm）、 E ：弾性係数（kN/mm²）、 I ：断面二次モーメント（mm⁴）、 ρ ：密度（g/mm³）、 A ：断面積（mm²）である．固有振動数は、RC 中の鉄筋

の腐食により部材断面に変化が生じた際に大きく変化すると考えられる。

(5) 電磁パルス法¹⁸⁾

電磁パルス法とは、鉄筋とコンクリートとの付着状況の推定に着目した非破壊試験法であり、その評価原理は以下の通りである。まず、励磁コイルにパルス状の電流を流し、コイル周辺に磁場を発生させる。この磁場内に鉄筋が存在すると、鉄筋に起電流が流れて新たな磁界が生じる。鉄筋による磁界とコイルによる磁界との電磁相互作用によって電磁力が鉄筋に働き、鉄筋が振動する。この振動が鉄筋およびコンクリートへ弾性波として伝播する。そのため、伝播した弾性波には、鉄筋の振動特性が反映されることになる。この情報をコンクリート表面に設置したセンサで捉えることにより、鉄筋周りの状態、つまり、鉄筋とコンクリートとの付着状況を評価することができる。図-2.10 に評価原理を示す。

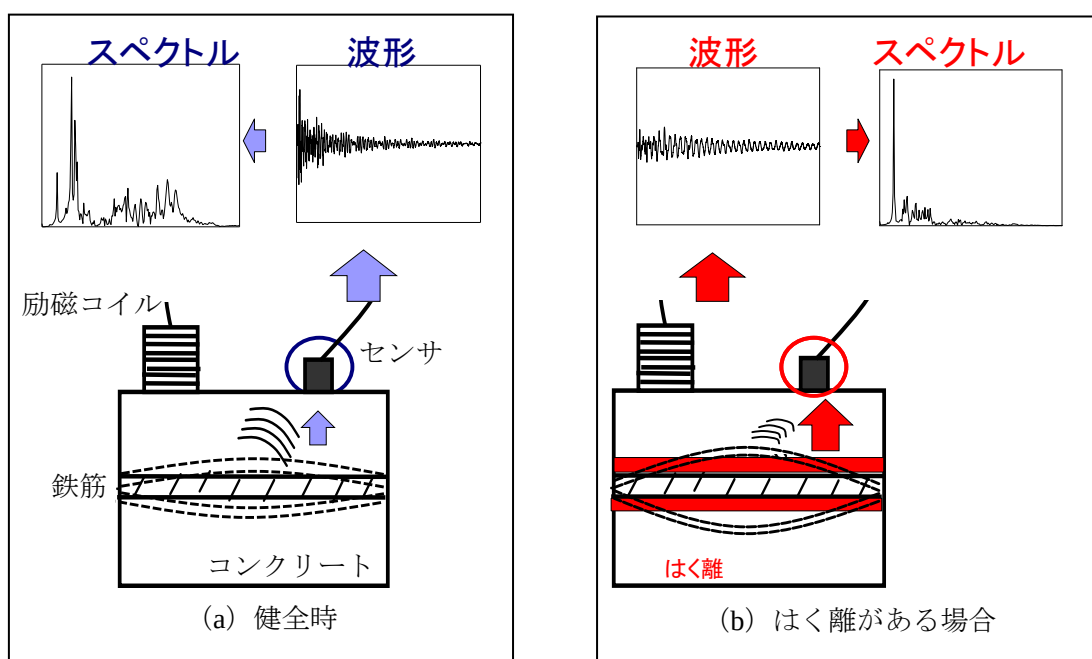


図-2.10 電磁パルス法の評価原理¹⁸⁾

2.3 腐食を受けたRCはりの耐荷機構^{4) 19)}

2.3.1 劣化指標と腐食した鉄筋の機械的性質

これまでに、多くの研究機関において腐食した鉄筋の機械的性質を評価するための劣化指標として、式(2.10)に示される全体に対する腐食部分の質量割合(質量減少率)が用いられている。

$$C = \Delta w / w \times 100 \quad (2.10)$$

ここに、 C : 鉄筋の質量減少率(%), w : 腐食前の質量(g), Δw : 腐食に伴う質量減少分(g)で

ある。

この指標を用いて腐食した鉄筋のさまざまな機械的性質を表現しているが、腐食前後の降伏強度、引張強度、弾性係数および伸びの比率は係数の値が異なるものの、一括して式 (2.11) により求められるとされている。

$$y = 1 - k \cdot (C/100) \quad (2.11)$$

ここに、 y ：腐食前後の対象とする性質の比（引張強度比、弾性係数比など）、 k ：定数、 C ：質量減少率（%）である。しかしながら、それぞれの性質を求めるにあたり、定数 k の値は文献により様々である。ここに見られる定数の値のばらつきは、腐食条件や鉄筋径、かぶり厚さの影響を受けるためと考えられている。また、質量減少率 C に関しても、質量減少率は測定区間における平均的な断面減少量を示す点に注意する必要がある。実現象では腐食状態にばらつきがあることが一般的であると考えられることから、測定区間を広く取るのが望ましいとされている。

2.3.2 腐食鉄筋とコンクリートの付着特性

2.1 において前述した通り、コンクリート標準示方書〔維持管理編〕では、塩害による鉄筋腐食に伴う構造物の劣化進行過程を、「潜伏期」、「進展期」、「加速期」および「劣化期」の 4 つに区分している²⁾。図-2.11 に示す様に、それぞれの段階において鉄筋とコンクリートとの付着状況は連続的に変化しており、このような腐食による劣化過程において、コンクリート表層部（図-2.11 参照）における鉄筋界面のはく離やひび割れの発生に伴う付着特性の変化は、部材の耐荷性能や耐久性能を著しく低下させる大きな要因となる。

鉄筋とコンクリートとの付着に及ぼす鉄筋腐食の影響は以下の通りである。まず「進展期」において、鉄筋表面に腐食生成物が析出する。腐食生成物の析出により鉄筋が膨張し、この膨張圧がコンクリートにかかり、コンクリートの引張強度に達すると、鉄筋周辺のコンクリートにひび割れが発生する。このひび割れがコンクリート表面に至ると「加速期」となる。「加速期」では、コンクリート表面からの水分や塩分の浸入が容易となるため、鉄筋の腐食がますます進行する。腐食の進行が進むと、最終的に「劣化期」と言われる、かぶりコンクリートのはく落などに伴う部材の耐力低下に至る。

このような鉄筋腐食の進展において、鉄筋とコンクリートとの付着状態は腐食の進行とともに悪化している。鉄筋とコンクリートとの付着が損なわれると、鉄筋からコンクリートに伝達される引張力が低下する。このため、ひび割れの分散性が損なわれる。また、鉄筋の抜け出し量やすべり量の増加につながるとされている。

鉄筋の質量減少率と付着強度の関係についてはこれまでも研究が進められている^{20), 21)}。それらによると、鉄筋の腐食量と付着強度比には特徴的な相関が認められており、鉄筋の質量減少率が 1~3% 程度の範囲では、付着強度は健全鉄筋と比較して腐食鉄筋の方が高い場合がある。しかしながら、鉄筋の質量減少率が 3% 程度よりも大きくなると、腐食ひび割れの発生、腐食ひび割れ幅の増大に伴って、付着強度は徐々に低下し、質量減少率が 10% 程度以上では付着強度比は 0.2

を下回るものが増えるとされている。その他にも、補強筋の存在による差などが確認されているが、報告例は未だ少なく、報告結果にも差が存在するため、鉄筋腐食とコンクリートの付着特性の関係を正確に把握できていないのが現状である。

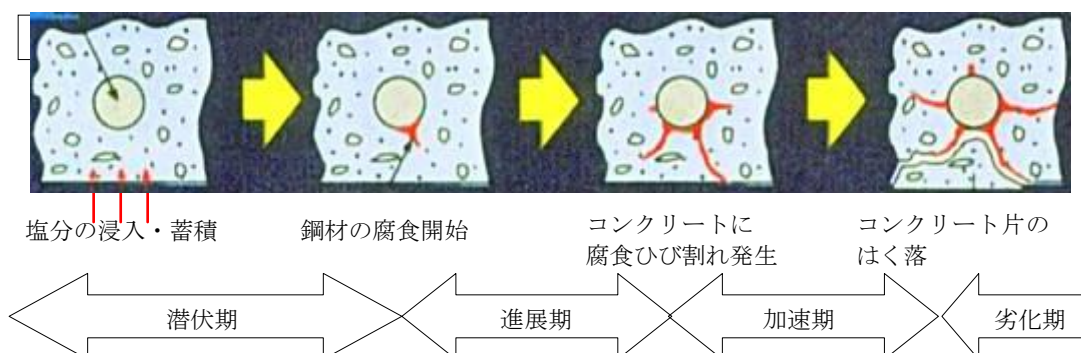


図-2.11 塩害による腐食劣化進行過程

2.3.3 腐食鉄筋を有する RC 梁の曲げ耐力

既往の研究から、曲げ耐力については鉄筋腐食がもたらす断面積の減少に注意する必要がある、変形（曲げ剛性および終局変位）についてはひび割れや付着に着目して検討する必要があるということが明らかにされている⁴⁾。また、鉄筋の質量減少率を劣化指標として RC 部材の曲げ耐力を検討した研究²²⁾がいくつかあるが、鉄筋腐食が進行すると RC 部材の曲げ耐力が低下することについては同様の結論が得られている。しかしながら、どの程度の鉄筋腐食により、どの程度耐力が低下するかについては、研究により見解が相違する。この原因は、電食・暴露などの劣化促進手法を問わず、腐食後の鉄筋の断面積にばらつきが生じていることと、それをどのように耐力の評価に組み込むかについて違いがあるためと考えられる。

村上らの研究^{23), 24)}によると、せん断補強筋あるいはフックなどによる定着のない RC 梁は、梁全長にわたり鉄筋腐食が生じた場合、鉄筋軸に沿った腐食ひび割れが進展し、定着端部から鉄筋の拔出が生じることにより、破壊モードが曲げ引張破壊から脆性的な付着割裂破壊に移行することがある。これは鉄筋の質量減少率が大きくなるに従って腐食ひび割れがコンクリート表面付近まで進展することにより、付着割裂破壊が誘発されやすい状況となるためと考えられている。一方、李ら²⁵⁾は定着フックの影響評価に関する実験として、電食により同程度鉄筋を腐食させた定着フックの有無のみが異なるはり供試体を対象に載荷試験を行っている。その結果、定着フックがないはりにおいては、平均腐食率 8% に対して耐力の低下が 50% 程度に達したが、定着フックを設けることにより、平均腐食率 8% に対して耐力の低下を 10% 程度に抑えることができることが明らかとされている。

2.4 FEM による腐食した RC はりの構造性能評価

2.4.1 鉄筋コンクリート構造物のモデル化⁴⁾

(1) コンクリートのモデル化

コンクリート構造物は、ひび割れや圧壊など、変位場の不連続性を与える挙動を呈する。その代表とされるのがひび割れである。ひび割れに関しては、図-2.11 に示すように、離散ひび割れモデルと分散ひび割れモデルの 2 種類が提案されている。離散ひび割れモデルは、要素間の節点を切り離すことにより不連続量を節点間に導入する方法であり、ひび割れを直接表すことができる点で分かりやすいモデルである。しかしながら、ひび割れ進展などが既知でない限り、現象に見合ったモデルを作成することが困難であるため、一般的にはあまり用いられない。一方、分散ひび割れモデルは、ひび割れが離散的に発生しているとは考えず、連続して分散して発生していると仮定することにより、ひび割れを含む要素の領域を平均化してひずみ場で扱えるようにしたモデルである。領域を平均化することにより、連続体力学の範囲でひび割れを扱うことができるため、一般的には分散ひび割れモデルが用いられる。この場合、平均化という概念に対応した構成則が必要となり、現在用いられる平均化構成則が確立された。

平均化した構成則には、テンションスティフニングと圧縮強度の低減曲線という二つの重要な概念が取り入れられている。テンションスティフニングモデルは、鉄筋コンクリート部材に生じる応力から、コンクリートと鉄筋を完全付着と仮定し、鉄筋の区間内の平均応力を差し引いた分をコンクリートの見かけの引張応力として仮定するモデルであり、鉄筋周辺の微細およびマクロなひび割れ挙動を含む平均的な引張剛性効果を表す。一方、圧縮強度の低減曲線は、ひび割れを含む領域のひび割れ直行方向の最大圧縮応力がその領域の平均的な引張ひずみの増加に伴い一軸圧縮強度よりも徐々に低減する事実を表したものである。これらは、ある領域の平均的な挙動をモデル化することで導入される特有のものであるが、コンクリート構造物の有限要素解析には、この構成則が一般に利用されている。

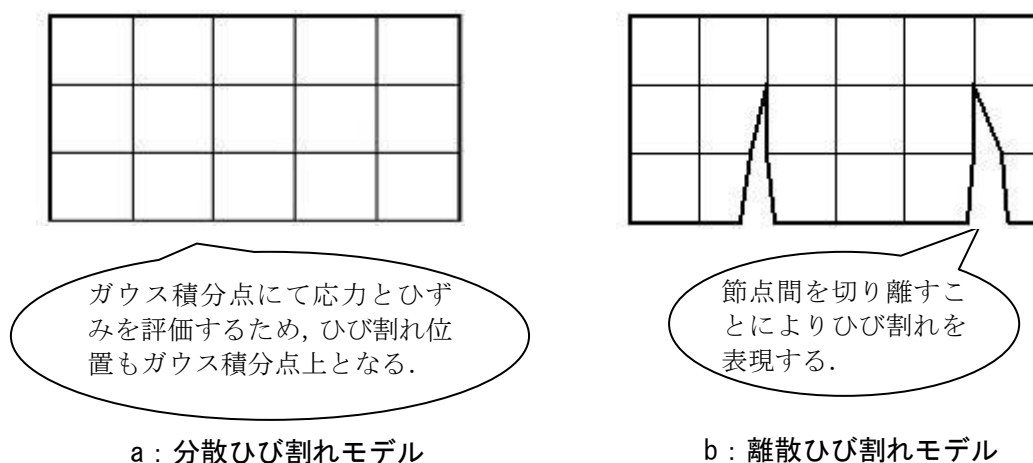


図-2.11 ひび割れのモデル化

(2) 鉄筋のモデル化

鉄筋はコンクリート構造物中に離散的に配置される一軸部材である。有限要素法では、鉄筋の取扱いは離散鉄筋モデルと分散鉄筋モデルの2通りに分けられる。離散鉄筋モデルでは、鉄筋を独立の要素としてモデル化するものであるが、離散鉄筋モデルは更に、コンクリート要素と位置情報を共有して完全付着としてモデル化する場合と、リンク要素を用いてコンクリート要素と結合し、コンクリートとは独立した変位情報を与える場合とに分けられる。離散鉄筋モデルは、鉄筋腐食などにより鉄筋とコンクリートとの付着劣化が生じた場合のモデル化に適している。一方、分散鉄筋モデルは鉄筋がある要素内に平均されて配置されていると仮定するモデルである。スターラップなどのようにある間隔で連続的に配置されている場合や、鉄筋が複雑に配置されている場合などに適している。この場合はコンクリートと鉄筋を合わせた要素である RC 要素として取り扱われ、鉄筋とコンクリートは完全付着の仮定を満足する。

ここで注意すべき点は、鉄筋とコンクリートとの付着のモデル化である。付着は鉄筋とコンクリートとの相互作用であり、鉄筋とコンクリートとの間に相対変位が生じるようにモデル化する必要がある。そのため、分散鉄筋モデルや、離散鉄筋モデルでも鉄筋とコンクリートとを完全付着としたモデルでは付着を取り扱うことは不可能となる。また、テンションスティフニングに関しても、前提は鉄筋とコンクリートとが完全付着であることであるため、付着を取り扱う場合にはコンクリートのモデル化に際してテンションスティフニングの特性を与えてはならない。

2.4.2 FEMにおける鉄筋腐食の取扱い

鉄筋腐食の生じた部材の構造性能を評価するには、鉄筋腐食に起因する材料の劣化状態を考慮する必要がある。鉄筋が腐食すると、鋼材の特性として、鉄筋の断面積の減少および降伏点や伸び性能の低下が発生する。また、コンクリート中の鉄筋が腐食することにより、鉄筋の腐食膨張に伴い周辺のコンクリートの強度や剛性が低下する。さらに、鉄筋とコンクリートとの複合作用である付着特性に変化が生じる。これらの現象を適確に解析のインプットとして反映させることが重要である。

一般に、腐食した RC の構造解析は、鉄筋の断面積を減少させることにより考慮されている。しかしながら、この場合、鉄筋のモデル化では鉄筋を要素区間での平均的な特性として扱って折おり、孔食などの局所的な腐食を反映することが難しくなる。李ら²⁵⁾は、腐食の影響を降伏点や弾性係数に反映させることによる解析を行い、実験結果と良く対応した結果が得られ、これにより腐食量と腐食形体に基づく解析により耐力算定が可能となったとされている。

鉄筋とコンクリートとの付着特性の変化に関しては、コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会の報告²⁶⁾により、鉄筋の質量減少率から付着強度を低減させる実験回帰曲線（式(2.12)）が提案されている。

$$\alpha = \exp(-0.0607C) \quad (2.12)$$

ここで、 α ：付着強度比、 C ：鉄筋の質量減少率（%）である。

また、鉄筋腐食によるコンクリートの劣化については、村上ら²³⁾がコンクリートの弾性係数、

圧縮強度、引張強度および破壊エネルギーを低減させることにより腐食ひび割れを考慮したモデルを作成し、実験結果と良く対応した結果を得ている。

以上のように、腐食した RC の構造解析における鉄筋腐食の取扱いには多くの方法が提案されており、鉄筋腐食による材料の劣化を把握することができれば、対象となる部材の構造性能を把握できるレベルに達していると言える。

第3章 非破壊試験による RC 中の鉄筋の腐食量の推定に関する検討

3.1 はじめに

本章では、RC 中の鉄筋の腐食量を非破壊で定量的に推定するために、非破壊試験結果から鉄筋の質量減少率を推定する実験回帰式を算出することを目的とする。まず、電食により RC 中の鉄筋の腐食を人工的に促進させた引抜き試験供試体を対象に、分極抵抗法およびひび割れ幅計測を行い、供試体中の鉄筋の腐食量と各非破壊試験における評価パラメータとの対応関係の有無について検討を行う。続いて、RC 中の鉄筋の腐食量との間に対応関係が見られた非破壊試験の評価パラメータに関して、評価パラメータから RC 中の鉄筋の腐食量を推定するための式を実験結果から算出する。最後に腐食量の推定にあたっての影響因子を考慮し、よりの確に鉄筋の腐食量を推定することのできる回帰式を求める。

3.2 実験概要

3.2.1 供試体

供試体は、直径 13mm の丸鋼（SS440）を使用したものおよび異形鉄筋（SD295 D13）を用いたものの 2 パターンを使用した。それぞれの詳細を以下に示す。

（1）丸鋼供試体

供試体の概要を図-3.1 に示す。コンクリート部分の寸法は幅 113mm×高さ 113mm×長さ 326mm とした。鉄筋は、コンクリートの長さ方向に 1 本配置した。かぶりは、腐食性環境における RC はりの最小かぶりである 50mm とした¹⁶⁾。なお、今回作製した供試体は、目視によるひび割れ発生状況の確認や、分極抵抗計測などの非破壊試験が終了した後に引抜き試験を行うため、載荷治具が設置できるように鉄筋をコンクリート長手方向の両端部から突出させている。ここで、引抜き試験を土木学会の規準²⁷⁾ に準じて実施するため、載荷時に鉄筋に均等に応力が伝達するように供試体の端部には非付着区間を設けている。ただし、本章では、引抜き試験を行う前の段階における、鉄筋の腐食量の推定についてのみ記載している。表-3.1 にコンクリートの配合を示す。なお、供試体は、3.2.2（1）に示すとおり、供試体中の鉄筋の腐食量にバリエーションを設けた 8 体を用いた。

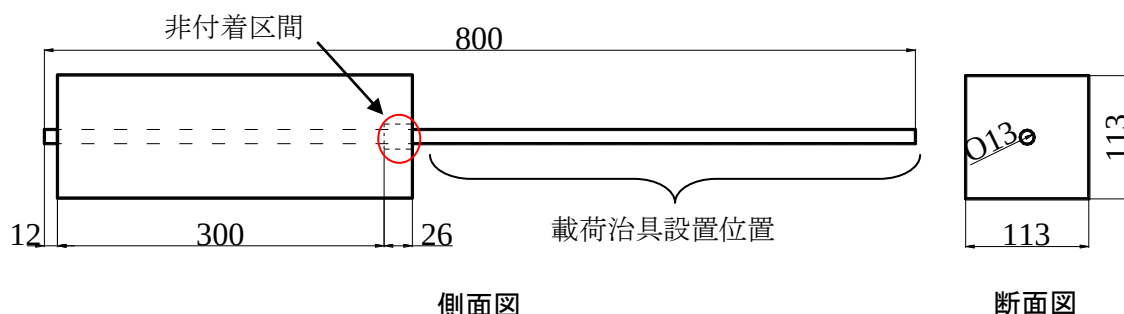


図-3.1 丸鋼供試体概要

表-3.1 コンクリートの配合（丸鋼供試体）

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
		W	C	S	G	A
57.0	44.8	168	295	796	1007	3.13

(2) 異形鉄筋供試体

供試体の概要を図-3.2 に示す。コンクリート部分の寸法は、幅 113mm×高さ 113mm×長さ 300mm とした。長さ以外は丸鋼供試体と同様であるため、詳細については割愛する。異形鉄筋供試体では、既往の研究²⁸⁾ において非付着区間を設けずに引抜き試験を行った実績があるため、非付着区間を設けていない。コンクリートの配合を表-3.2 に示す。なお、供試体は、3.2.2 (2) に示すとおり、供試体中の鉄筋の腐食量にバリエーションを設けた 5 体を用いた。

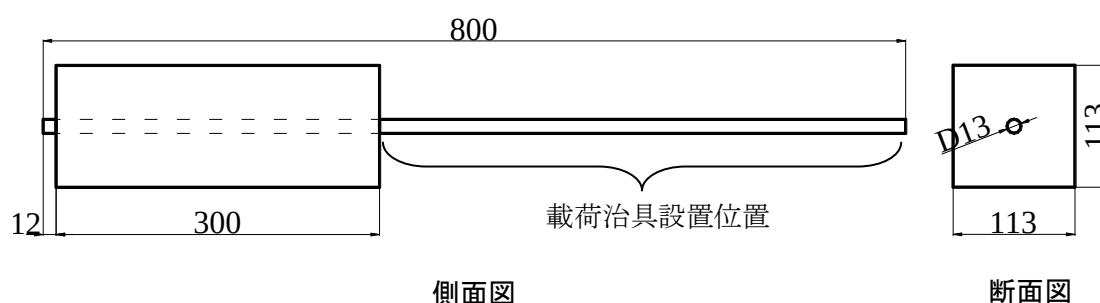


図-3.2 異形鉄筋供試体概要

表-3.2 コンクリートの配合（異形鉄筋供試体）

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (/m ³)				
		W (kg)	C (kg)	S (kg)	G (kg)	AE (cc)
57.0	43.4	175	307	761	996	767

3.2.2 電食試験

鉄筋を促進腐食させるため、電食試験を採用した。電食試験は、丸鋼を用いた供試体および異形鉄筋を用いた供試体でそれぞれ異なる方法を採用した。

(1) 丸鋼供試体

電食試験の概要を図-3.3 に示す。供試体を 5%食塩水に浸漬し、鉄筋を陽極、金属網を陰極とした回路を形成した上で定電流を通電した。なお、食塩水中の鉄筋（図-3.3 参照）については防食塗装を行った。

鉄筋腐食に伴うコンクリート表層部の変状にバリエーションを設けるため、積算電流量の異なる 8 体の供試体をそれぞれ使用した。すなわち、まず、コンクリート表面に腐食ひび割れの発生が確認できるまで鉄筋に電流を流した供試体を作製した。この供試体における積算電流量は 22.8A・hr であった。この値を基準に、これよりも積算電流量が小さい供試体を 5 体、積算電流量が大きい供試体を 2 体作製した。表-3.3 に各供試体における積算電流量を示す。なお、この表における積算電流量 0A・hr とは、定電流を通電していない供試体（健全供試体）である。

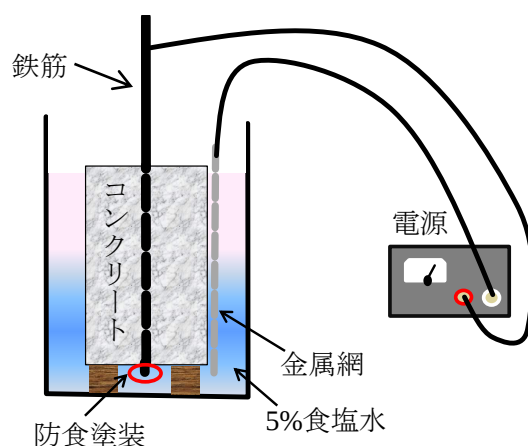


図-3.3 電食試験概要（丸鋼供試体）

表-3.3 各供試体における積算電流量（丸鋼供試体）

供試体	健全	ひび割れ発生前				ひび割れ発生時	ひび割れ発生後	
積算電流量 (A・hr)	0	5.0	7.4	12.0	15.0	22.8	28.3	50.0

(2) 異形鉄筋供試体

電食試験の概要を図-3.4 に示す。図に示すように、寝かせた状態で接地した供試体の上面に油粘土で土手を作製し、その中に 5%食塩水を十分に含ませた脱脂綿を巻きつけた金属網を設置した。その後、鉄筋を陽極、金属網を陰極とした回路を形成し、定電流を通電した。なお、脱脂綿が乾燥しないように、電食期間中は油粘土で作製した土手の内部を食塩水で満たしておいた。

鉄筋腐食に伴うコンクリート表層部の変状にバリエーションを設けるため、積算電流量の異なる 5 体の供試体をそれぞれ使用した。すなわち、まず、コンクリート表面に腐食ひび割れの発生が確認できるまで鉄筋に電流を流した供試体を作製した。この供試体における積算電流量は 26A・hr であった。この値を基準に、これよりも積算電流量が大きい供試体を 3 体作製した。表-3.4 に各供試体における積算電流量を示す。なお、この表における積算電流量 0A・hr は、表-3.3 と同様に健全な供試体を示している。

電食試験終了後、実際の鉄筋の腐食程度を確認するため、供試体から鉄筋をはつり出し、除錆を行った上で鉄筋の質量減少率を算出した。なお、除錆には、質量濃度 10%のクエン酸二アンモニウム水溶液を用いた。鉄筋の質量減少率の算出に用いた式を以下に示す。

$$C = \frac{m_0 - m_i}{m_0} \times 100 \quad (3.1)$$

ここで、 C ：質量減少率（%）， m_0 ：電食前における鉄筋の単位長さ当たりの質量（g/mm）， m_i ：電食後における鉄筋の単位長さ当たりの質量（g/mm）である。

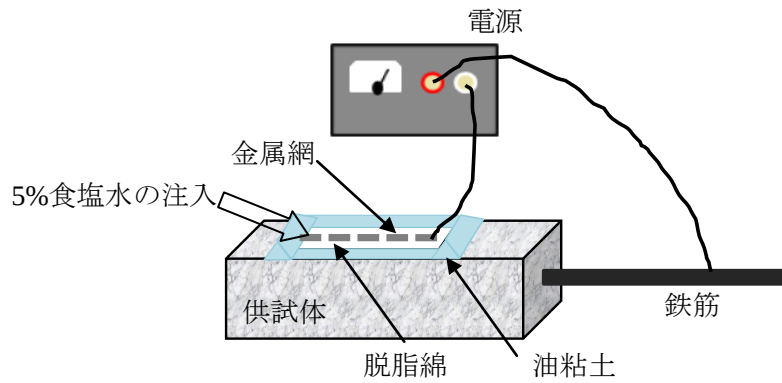


図-3.4 電食試験概要（異形鉄筋供試体）

表-3.4 各供試体における積算電流量（異形鉄筋供試体）

供試体	健全	ひび割れ発生時	ひび割れ発生後		
積算電流量 (A・hr)	0	26	32.5	37.7	50.0

3.2.3 非破壊試験

供試体中の鉄筋の腐食状況を評価するため、目視によるひび割れ観察に加えて、クラックスケールを用いたひび割れ幅の測定および分極抵抗の計測を行った。これらの非破壊試験は、電食試験終了後、24時間経過してから実施した。

(1) 目視

鉄筋腐食によりコンクリート表面に生じたひび割れの発生状況を確認するため、電食後に目視によりひび割れの観察を行った。

(2) ひび割れ幅

クラックスケールを用いて、目視により観察されたコンクリート表面に発生しているひび割れについて、ひび割れ幅の計測を行った。計測は、ひび割れに沿って 50mm 間隔で実施した。

(3) 分極抵抗

交流インピーダンス法により、分極抵抗の計測を実施した。計測された分極抵抗の値から、以下の手順により、腐食量を推定した。すなわち、まず、計測された分極抵抗の逆数に定数 (0.026) を乗じることにより、腐食電流密度を算出した。この値からファラデーの第2法則に基づいて腐食速度を算出した。鉄筋の腐食量は以下の式 (3.2) により推定した。

$$W = \alpha \cdot AST \quad (3.2)$$

ここに、 W ：腐食量 (mg)， A ：腐食速度 (mdd)， S ：計測範囲における鉄筋の表面積 (dm^2)， T ：電食期間 (day)， α ：式 (3.3) により与えられる定数である。

$$\alpha = \frac{\text{電食により通電した電流密度 } (\mu\text{A}/\text{cm}^2)}{\text{露出した鋼材の限界腐食速度 } (\mu\text{A}/\text{cm}^2)} \quad (3.3)$$

なお，露出鋼材の実用上の限界腐食速度は，参考文献⁸⁾より 0.1 (mm/year) である．分極抵抗の計測位置は図-3.5 に示すように，いずれの供試体においても鉄筋直上における付着区間の中央位置とした．

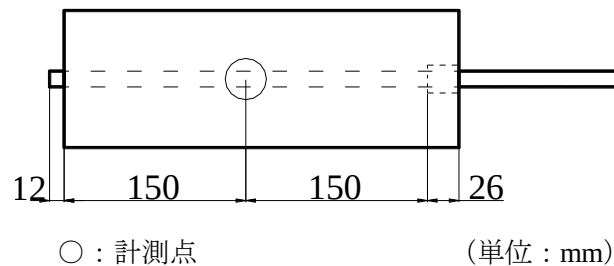


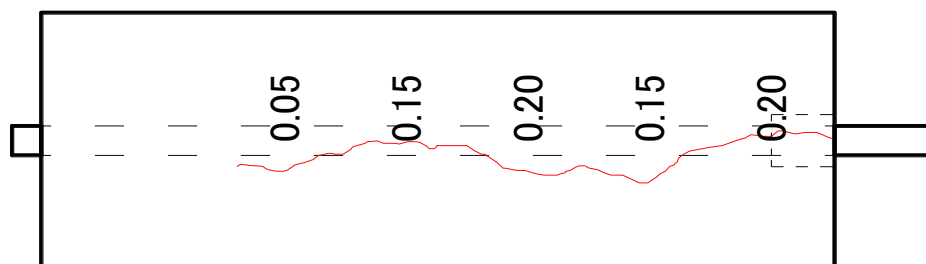
図-3.5 分極抵抗計測位置

3.3 実験結果および考察

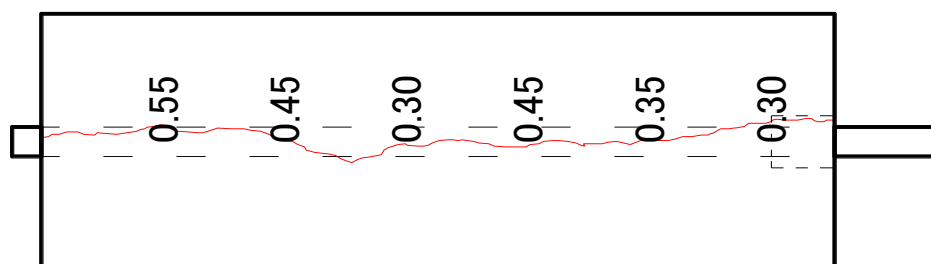
3.3.1 電食試験終了時におけるひび割れ発生状況

電食試験後に鉄筋腐食に伴うひび割れの発生をコンクリート表面に確認した供試体におけるひび割れ発生状況を図-3.6 および図-3.7 にそれぞれ示す．図中の値は，クラックスケールにより測定された各点におけるひび割れ幅の値を示している．図-3.6 から，丸鋼供試体については，供試体表面にひび割れ発生を確認した積算電流量 22.8A・hr の供試体においては，ひび割れは供試体側面全長には及んでいないことが確認できる．それよりも腐食が進行した積算電流量 28.3A・hr の供試体においては，ひび割れは全長に及んでおり，腐食の進行に伴ってコンクリート表面におけるひび割れも進展していくことが分かる．さらに腐食の進行した積算電流量 50A・hr の供試体においては，鉄筋腐食に起因するひび割れは，図に示すように異なる 2 面の側面において発生していた．

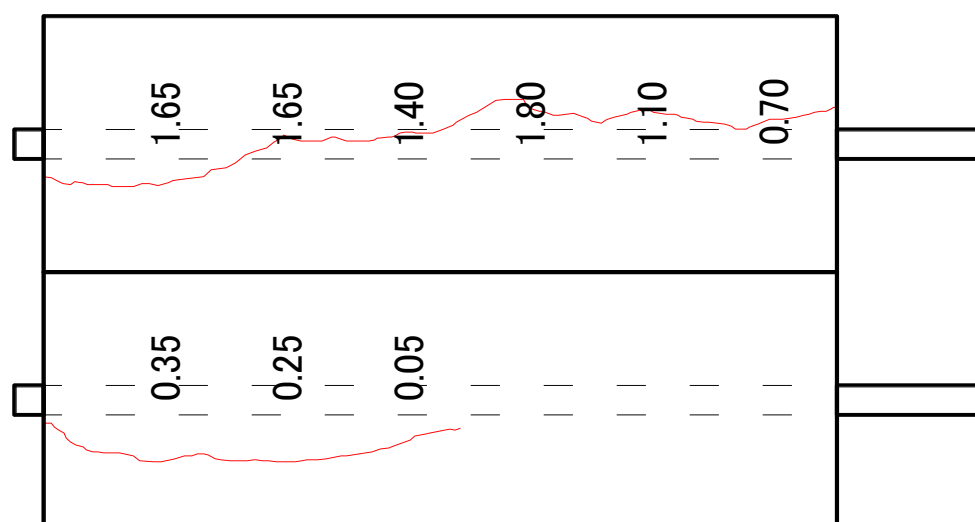
一方，図-3.7 から，異形鉄筋供試体では，コンクリート表面にひび割れの発生が確認されたすべての供試体において，ひび割れは 1 つの側面のみに発生していた．また，積算電流量 32.5A・hr の供試体を除くすべての供試体において，ひび割れは供試体全長に及んでいることが確認できる．ここで，鉄筋腐食に起因したひび割れは，すべての供試体において電食時に脱脂綿を設置した面から発生とはならず，積算電流量を 26A・hr および 37.7A・hr とした供試体においては，脱脂綿を設置した面と 90°の面から発生していた．これは，塩化物イオンの浸透面がすべてひび割れの進展方向となる訳ではなく，ひび割れは鉄筋周りにおいて最もひび割れの進展しやすい方向，例えば，コンクリートが他の方向に比べて脆弱な方向に進展することを反映していると考えられる．



(a) 積算電流量 22.8A・hr

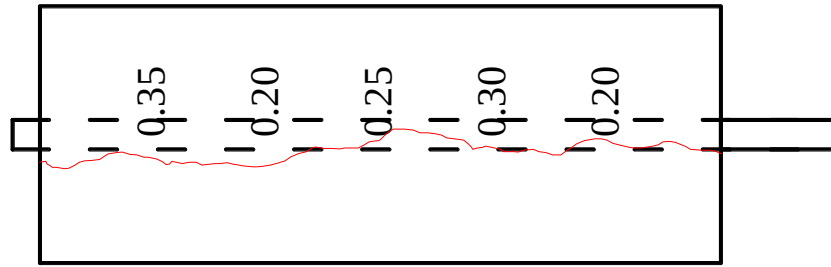


(b) 積算電流量 28.3A・hr

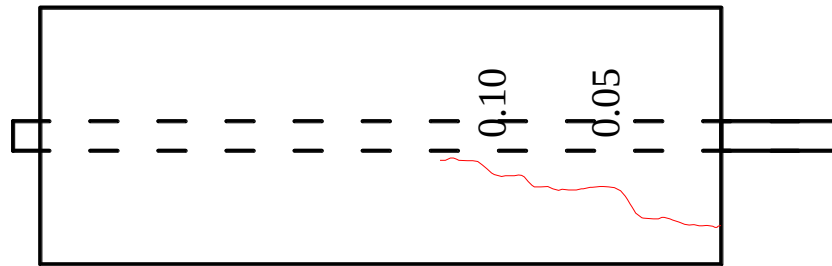


(c) 積算電流量 50A・hr

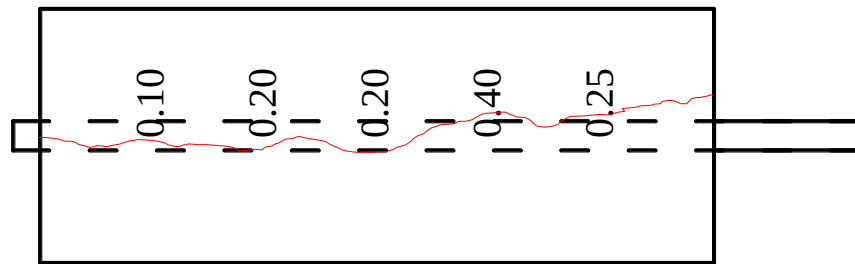
図-3.6 電食後ひび割れ発生状況およびひび割れ幅（丸鋼供試体）



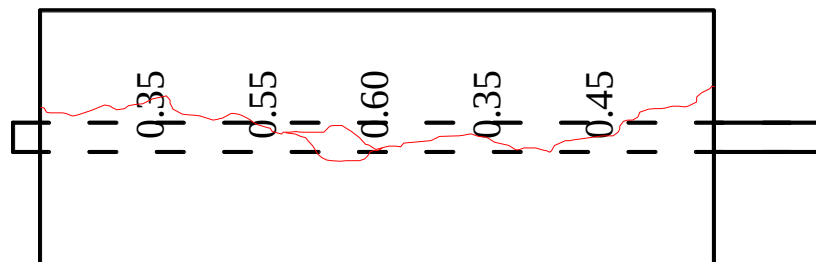
(a) 積算電流量 $26A \cdot hr$



(b) 積算電流量 $32.5A \cdot hr$



(c) 積算電流量 $37.7A \cdot hr$



(d) 積算電流量 $50A \cdot hr$

図-3.7 電食後ひび割れ発生状況およびひび割れ幅（異形鉄筋供試体）

3.3.2 鉄筋の腐食量

電食試験終了後、供試体から鉄筋をはつり出し、式(3.1)に基づいて算出したそれぞれの供試体における鉄筋の質量減少率を表-3.5 および表-3.6 に示す。また、図-3.8 に積算電流量と鉄筋の質量減少率を示す。表および図から、丸鋼供試体においては、ひび割れ発生前とひび割れ発生後では、積算電流量の増加率に対する質量減少率の増加率が大きく異なっていることが分かる。これは、通電しているのは一定電流であっても、電食初期はコンクリートが密実であり塩化物イオンの侵入に時間を要するため腐食速度が小さいのに対し、ひび割れが発生したことによって供試体中への食塩水の侵入が容易になり、鉄筋周りの腐食環境が悪化したため、鉄筋の腐食速度が増加したと言える。

一方、異形鉄筋供試体においては、ひび割れ発生後のみであるが、その増加傾向はほぼ線形となっている。丸鋼供試体とは電食試験の方法が異なっていたため、このような差が生じた可能性が考えられる。特に、電食面においてひび割れの発生が確認された異形鉄筋供試体については、腐食生成物がひび割れを塞いでしまい、食塩水の侵入が丸鋼供試体ほど容易にならなかったと推測される。この差が、質量減少率の増加傾向の違いに反映されたと考えられる。図-3.8 中のプロットをひび割れの発生面ごとに分類すると、図-3.9 に示すようになる。図から分かるように、それぞれの傾きは同程度であるが、ひび割れの発生面の違いによる差が明確に表れている。ここで、電食面と 90° の面からひび割れが発生した供試体についても、ひび割れから食塩水の侵入が容易になるという機構が生じなかったため、一定の傾きになったと考えられる。しかしながら、実構造物においては、やはりひび割れ発生後腐食の進展は急激に加速することから、異形鉄筋を対象に行った電食試験では、腐食過程をうまく再現できていなかった可能性があると言える。

既往の研究では、積算電流量と鉄筋の腐食量との関係を積算電流量の一次式で与えている²⁹⁾が、実際には図-3.8 (a) に見られるようにひび割れ発生の前後において鉄筋の腐食速度が大きく変化する。今後は、この腐食速度の変化を考慮した推定式を検討する必要があると考えられる。

表-3.5 各供試体における質量減少率（丸鋼供試体）

供試体	健全	ひび割れ発生前				ひび割れ発生時	ひび割れ発生後	
積算電流量 (A・hr)	0	5.0	7.4	12.0	15.0	22.8	28.3	50.0
質量減少率 (%)	0	0.25	0.54	0.66	0.87	0.94	1.8	6.7

表-3.6 各供試体における質量減少率（異形鉄筋供試体）

供試体	健全	ひび割れ発生時	ひび割れ発生後		
積算電流量 (A・hr)	0	26	32.5	37.7	50.0
質量減少率 (%)	0	2.1	1.9	3.4	3.8

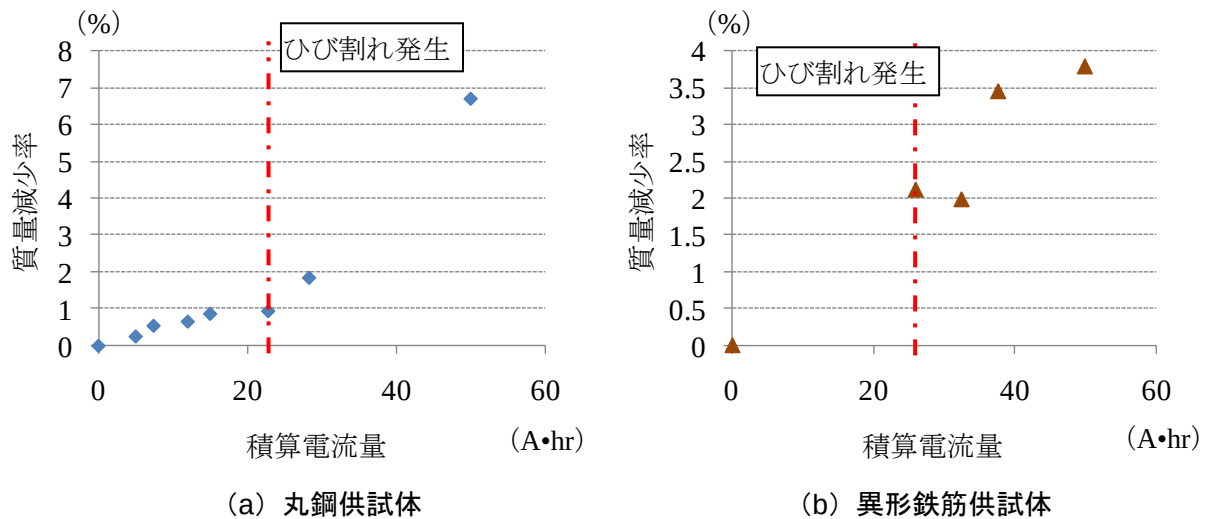


図-3.8 積算電流量と質量減少率との関係

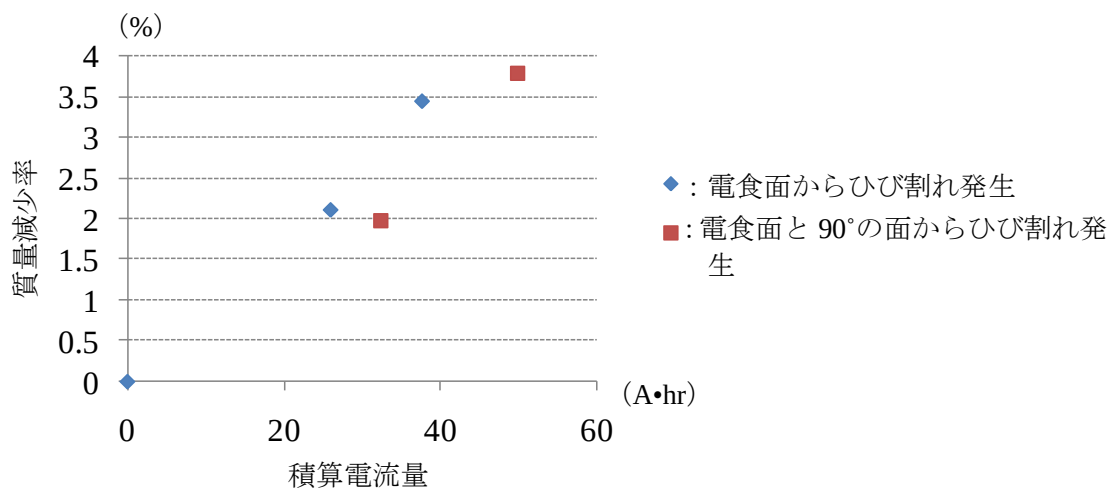


図-3.9 ひび割れ発生面の違いによる影響

3.3.3 ひび割れ幅

クラックスケールにより計測したひび割れ幅を、ひび割れの発生状況と併せて図-3.6に示す。また、それぞれの供試体における最大ひび割れ幅と質量減少率との関係を図-3.10に、平均ひび割れ幅と質量減少率との関係を図-3.11にそれぞれ示す。図から、概して供試体表面に発生したひび割れの大きさは、質量減少率の増加に伴って大きくなっていることが分かる。また、図中に記載した近似曲線から、ひび割れ発生時の質量減少率が大きく異なっている。この傾向は、既往の研究³⁰⁾において報告された結果と良く一致していると言える。図-3.10と図-3.11とを比較すると、最大ひび割れ幅よりも平均ひび割れ幅に着目した方が、ひび割れ幅の増加に対する質量減少率の増加を、より明確に現れていることが分かる。これは、鉄筋の腐食が不均一に発生することを反

映していると考えられる。以上のことから、同一の条件下であれば、ひび割れ幅の大きさから内部鉄筋の質量減少率を推定できる可能性があると考えられる。

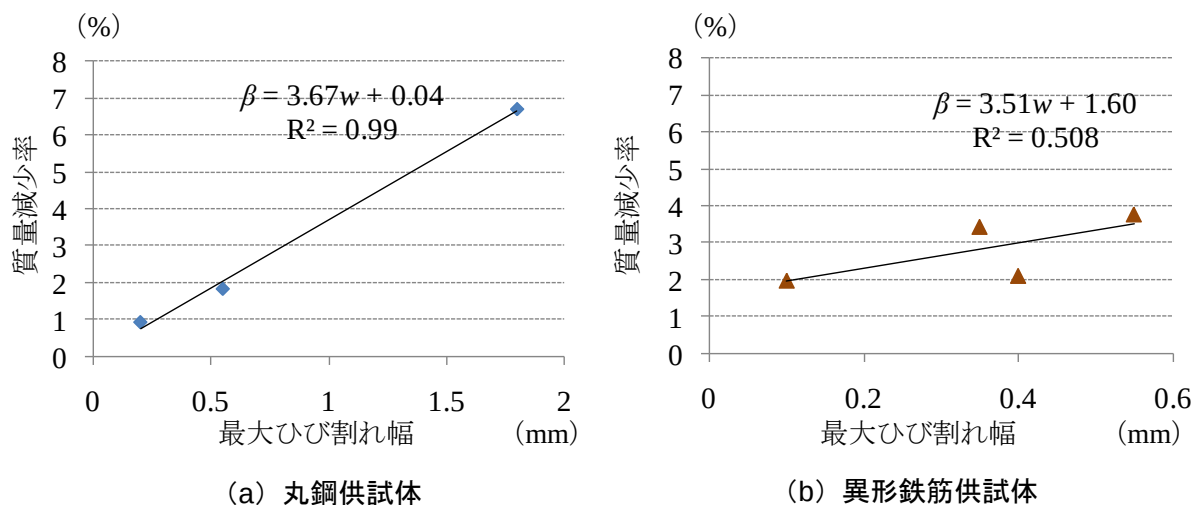


図-3.10 最大ひび割れ幅と質量減少率との関係

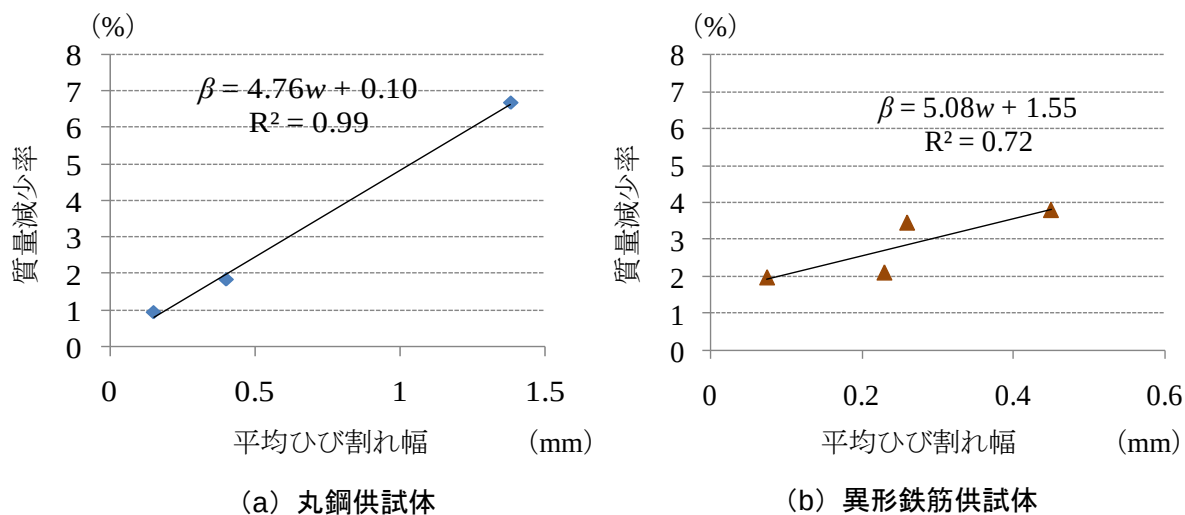


図-3.11 平均ひび割れ幅と質量減少率との関係

3.3.4 分極抵抗

分極抵抗の計測値から式 (3.2) に基づいて算出したそれぞれの供試体における質量減少率の値を表-3.7 および表-3.8 に示す。丸鋼供試体に関しては、分極抵抗の計測値から推定した質量減少率は、唯一、積算電流量 28.3A・hr の供試体では良好な推定結果となったが、他の供試体においては、異形鉄筋供試体も含めて実測値と大きく離れる結果となった。しかしながら、計測された分極抵抗の値は、積算電流量の増加に対して減少傾向がみられていた。したがって、質量減少率を推定できる可能性はあると考えられる。今回、質量減少率の推定値と実測値が乖離していた原因は、電食期間を実期間に換算する方法にあると考えられる。分極抵抗の計測値から鉄筋の質量減少率を推定するための算出式については、次節で詳細に検討する。

表-3.7 分極抵抗の計測値から推定された質量減少率（丸鋼供試体）

供試体	健全	ひび割れ発生前				ひび割れ発生時	ひび割れ発生後	
積算電流量 (A・hr)	0	5.0	7.4	12.0	15.0	22.8	28.3	50.0
質量減少率 (%)	0	0.25	0.54	0.66	0.87	0.94	1.8	6.7
推定質量減少率 (%)	0	0.008	0.033	0.36	0.25	1.2	2.0	4.2

表-3.8 分極抵抗の計測値から推定された質量減少率（異形鉄筋供試体）

供試体	健全	ひび割れ発生時	ひび割れ発生後		
積算電流量 (A・hr)	0	26	32.5	37.7	50.0
質量減少率 (%)	0	2.1	1.9	3.4	3.8
推定質量減少率 (%)	0	0.52	2.7	3.9	0.56

3.4 鉄筋の腐食量の推定における定式化

3.4.1 ひび割れ幅計測に基づく鉄筋の腐食量の推定式

前述したように、コンクリート表面における最大ひび割れ幅は、鉄筋の質量減少率の増加に伴って大きくなる。また、図-3.11 から、その増加傾向はほぼ線形であると言える。2.2 で示したように、コンクリート表面におけるひび割れ幅の大きさは、鉄筋径やかぶりなどの影響を大きく受けることはよく知られている。したがって、本研究においては、かぶり 50mm に埋設された径 13mm の鉄筋の質量減少率を推定するための式を提案する。ここで、本研究では、後述する NDT-FEM において異形鉄筋を有する RC を対象とすることから、異形鉄筋の結果に基づいて推定式を算出する。また、質量減少率の推定には、腐食の不均一性を考慮して平均ひび割れ幅を用いることとした。これらを考慮し、ひび割れ幅の大きさから鉄筋の質量減少率を推定する式を以下のように提案する。

$$\beta = 5.08w + 1.55 \quad (3.4)$$

ここで、 β ：質量減少率、 w ：ひび割れ幅（mm）である。

3.4.2 分極抵抗計測に基づく鉄筋の腐食量の推定式

前述したとおり，分極抵抗の計測値から推定した鉄筋の質量減少率は，実測値と乖離した結果となった．推定値の傾向としては，鉄筋の種類にかかわらず実測値と比較していずれも小さな値となっていた．また，積算電流量が小さな供試体であるほど，その傾向が明確に現れていた．この原因としては以下のことが挙げられる．

図-3.12 に示す通り，鉄筋の腐食速度は通常，ひび割れ発生前においては非常に小さいが，腐食ひび割れが発生し，コンクリート中への塩化物イオンの侵入が容易になると急激に大きくなるとされている³¹⁾．一方，電食試験においては強制的に電流を流すことにより腐食を促進させる．このとき通電される電流密度は，次式により腐食速度に換算することができる．

$$A = 2.5 \cdot I_{cor} \quad (3.5)$$

ここで， A ：腐食速度（mdd）， I_{cor} ：電食により通電される電流密度（ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ）である．したがって，電食試験において通電される電流が一定であれば，腐食速度は一定となる（図-3.12 参照）．ここで，鉄筋の腐食量は，図-3.12 において黒塗部および斜線部示すように，腐食速度を時間積分した値となる．図-3.12 からわかるように，電食試験においては腐食速度が一定であるため，腐食量の増加程度は時間の経過に対して一定である．一方，実際の鉄筋の腐食現象においては，腐食速度の増加に伴い，腐食量の増加程度は連続的に変化している．つまり，図-3.12 中の T_1 ， T_2 および T_3 に代表されるように，電食による腐食量と実際の腐食量の比は連続的に変化している．しかしながら，式（3.3）に示したように，3.3.4 では実際の腐食量と電食による腐食量の比を一定と仮定して鉄筋の質量減少率を推定した．この違いが，推定値が実測値と乖離していた原因であると考えられる．また，式（3.3）においては，鋼材の限界腐食速度を実際の腐食速度と仮定したため，質量減少率の推定値が実測値と比較して極めて小さな値となったと考察できる．したがって，前述した実際の鉄筋の腐食量と電食による腐食量の比の変化傾向を把握し，腐食量の推定における係数として与えることができれば，精度の高い推定式を算出することができると考えられる．

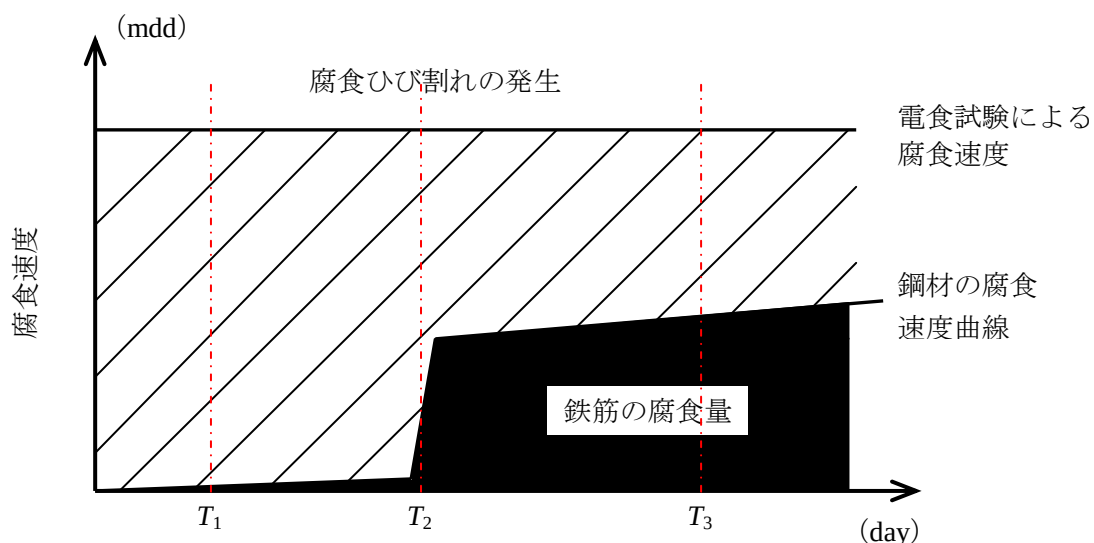


図-3.12 腐食速度の経時変化と電食試験による腐食速度

そこで、分極抵抗の計測値から式 (3.1) 中の係数 α を使用せずに算出した質量減少率と実測の質量減少率との比の関係に着目する。図-3.12 から、実際の腐食量と電食による腐食量の比を算出するパラメータとして、鉄筋の腐食速度が考えられる。また、分極抵抗の計測値は、次式により鉄筋の腐食速度に換算できる。

$$A = K \frac{1}{R_{ct}} \cdot 2.5 \quad (3.6)$$

ここに、 A ：腐食速度 (mdd)、 K ：金属の種類や環境条件に依存する係数 (V)、 R_{ct} ：分極抵抗の計測値 ($k\Omega \cdot cm^2$) である。ここで、分極抵抗の計測値から算出される腐食速度と推定質量減少率に対する実測の質量減少率の比との関係を図-3.13 に示す。図から、算出された腐食速度が小さいときは推定値と実測値との比が非常に大きく、腐食速度が 5 (mdd) に達するあたりまでに急激に小さくなることが分かる。このときの腐食速度はひび割れ発生時の腐食速度である。さらにその後は腐食量が増加しても、推定値と実測値との比にはあまり変化がないことが分かる。この関係に近似曲線を与えると次式に示す通りとなり、高い相関係数を得ることができる。

$$\gamma = 390.14A^{-0.888} \quad (3.7)$$

ここで、 γ ：分極抵抗から鉄筋の腐食量を算出するための係数、 A ：式 (3.6) により得られる腐食速度 (mdd) である。

さらに、図-3.12 から分かるように、電食試験における電流密度の大きさが異なる場合、電流密度の比に比例して腐食量が増加する。また、腐食速度はかぶりの 2 分の 1 乗に反比例することが既往の研究により明らかとなっている³²⁾。したがって、この両者を考慮して式 (3.7) を一般化すると次式のようになる。

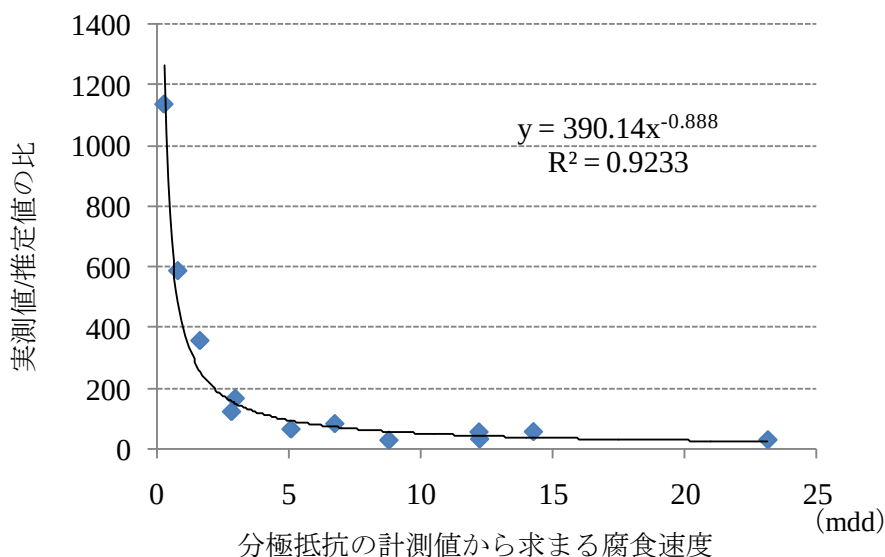


図-3.13 分極抵抗の計測値から算出される腐食速度と推定質量減少率に対する実測の質量減少率の比との関係

$$\gamma' = 390.14A^{-0.888} \cdot \frac{I'_{cor}}{I_{cor}} \cdot \sqrt{\frac{C}{C'}} \quad (3.8)$$

ここで、 γ' ：分極抵抗から鉄筋の腐食量を算出するための係数、 A ：式（3.6）により得られる腐食速度（mdd）、 I'_{cor} ：電食により通電された電流の電流密度（ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ）、 I_{cor} ：基準となる電流密度（ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ）、 C' ：鉄筋のかぶり（mm）、 C ：基準となる鉄筋のかぶり（mm）である。なお、基準となる電流密度およびかぶりは、本研究において得られた値であり、それぞれ 304（ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ）、50（mm）である。

3.5 まとめ

本章では、ひび割れ幅計測および分極抵抗計測を用いて、コンクリート中の鉄筋の質量減少率を定量的に評価することを試みた。以下に、得られた結論を示す。

- 1) 同一条件下においては、コンクリート表面におけるひび割れ幅は質量減少率の増加に対してほぼ線形に大きくなることが確認できた。したがって、コンクリート表面にひび割れが発生した後であれば、ひび割れ幅の大きさから鉄筋の質量減少率を定量的に把握できる可能性があることが明らかとなった。
- 2) 分極抵抗の計測値から推定される鉄筋の質量減少率に対する電食試験による鉄筋の質量減少率は、鉄筋の質量減少率の増加に伴って小さくなることが明らかとなった。さらに、この比率は分極抵抗の計測値から得られる腐食速度に依存していることが明らかになった。
- 3) 上記 2 点の傾向を踏まえて、本研究と同一条件下であれば、ひび割れ幅および分極抵抗の計測値から鉄筋の質量減少率が推定可能な実験回帰式を提案した。
- 4) さらに、電食試験における通電量が既知であれば、分極抵抗の計測値から鉄筋の質量減少率を精度よく推定できる可能性があることが明らかとなった。

第4章 非破壊試験によるRC中の腐食した鉄筋とコンクリートとの付着力の推定に関する検討

4.1 はじめに

本章では、RC中の鉄筋とコンクリートとの付着状況を非破壊で定量的に推定するために、非破壊試験結果から腐食した鉄筋とコンクリートとの付着力を推定する実験回帰式を算出することを目的とする。しかしながら、現時点において、鉄筋とコンクリートとの付着状況を評価可能な非破壊試験法は確立されていない。そこで本研究では、はじめに、電食によりRC中の鉄筋を促進腐食させた引抜き試験供試体を対象として、RC中の鉄筋とコンクリートとの付着力を推定することができる可能性があると考えられる超音波法および電磁パルス発振および弾性波受振による方法（以降、電磁パルス法）による計測を、電食試験の前後において行う。併せて、鉄筋とコンクリートとの付着状況の劣化が剛性の劣化を引き起こす可能性を考慮し、衝撃弾性波法による固有振動数の計測を行う。次に、電食により供試体中の鉄筋を腐食させた引抜き試験供試体を対象に引抜き試験を実施し、付着状況を代表するパラメータとして、それぞれの供試体における最大付着力を求める。これらの計測結果から、RC中の腐食した鉄筋とコンクリートとの付着状況と、各非破壊試験における評価パラメータとの間の対応関係の有無について検討を行う。最後に、RC中の腐食した鉄筋とコンクリートとの付着力との間に対応関係が見られた非破壊試験の評価パラメータに関して、評価パラメータからRC中の鉄筋とコンクリートとの付着力を推定するための式を実験結果から算出する。

4.2 実験概要

4.2.1 供試体および電食試験

供試体は、第3章において使用した供試体を使用した。詳細は、3.2.1および3.2.2に示す。

4.2.2 引抜き試験

電食による鉄筋とコンクリートとの界面の付着状態の変状を確認するため、引抜き試験を行った。試験概要を写真-4.1に示す。試験方法は、土木学会規準（JSCE-G 503）²⁷⁾に準じて行った。載荷には油圧ジャッキ（容量：150kN）を用い、載荷速度が50kN/min以下となるように一定の速度で載荷した。なお、鉄筋のすべりは、自由端側の鉄筋突出部に設置した変位計（感度：1/500mm）を用いて計測し、変位の変動を確認しながら載荷を行った。

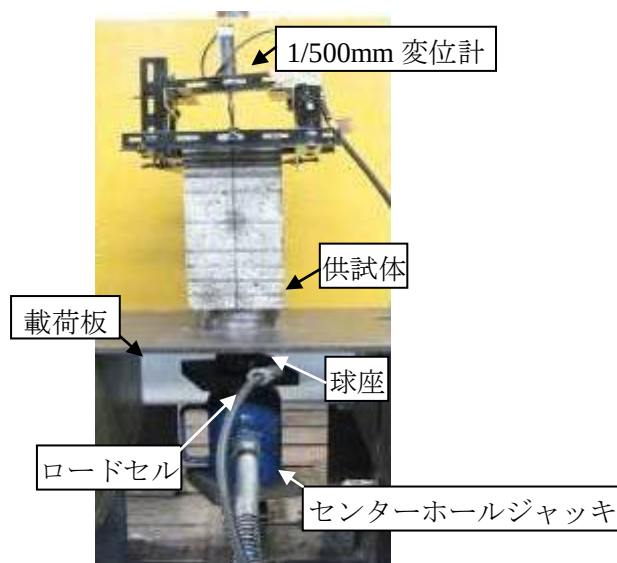


写真-4.1 引抜き試験状況

4.2.3 非破壊試験

供試体中の鉄筋腐食に伴う鉄筋とコンクリートとの界面の変状を評価するため、以下に示す各種非破壊試験を、電食試験前および電食試験後に対してそれぞれ行った。なお、電食試験後における非破壊試験は、電食試験終了後、24 時間経過してから実施した。

(1) 目視調査

鉄筋腐食により生じたひび割れの発生状況を確認するため、電食後にひび割れの観察を行った。

(2) ひび割れ幅

クラックスケールを用いて、目視により観察されたコンクリート表面に発生しているひび割れについてひび割れ幅の計測を行った。計測は、ひび割れに沿って 50mm 間隔で行った。

(3) 超音波法

(a) 表面に探触子を 2 つ設置する方法（以降、表面法）

計測状況を写真-4.2 に示す。計測は、写真に示すように鉄筋直上のコンクリート表面にて探触子間距離を 250mm とし、コンクリートの長手方向に伝播速度を測定した。なお、腐食ひび割れがコンクリート側面で発生していることを確認した供試体での伝播速度計測については、いずれの供試体についても腐食ひび割れが発生している面のひび割れ開口部に探触子があたらないようにして実施した。

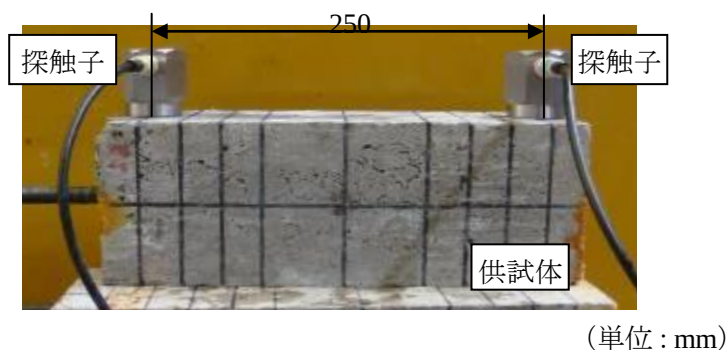


写真-4.2 超音波伝播速度計測状況（表面法）

(b) 透過法

異形鉄筋供試体においては、透過法による超音波伝播速度の計測を併せて行った。計測は、写真-4.3 に示すように鉄筋のかぶり位置において供試体を挟み込む形で探触子を設置し、コンクリートを透過する伝播速度を測定した。計測点は供試体長手方向に 50mm 間隔とした。

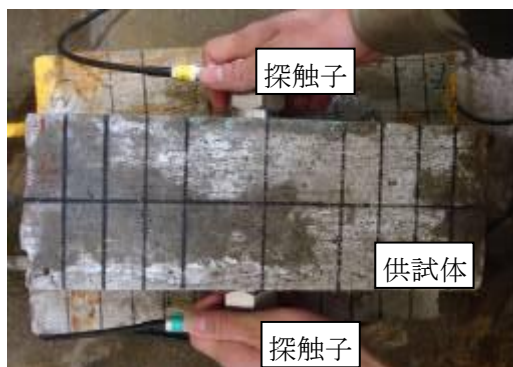


写真-4.3 超音波伝播速度計測状況（透過法）

(4) 電磁パルス法

既往の研究¹⁸⁾を参考にすれば、電磁パルス法により、コンクリートと鉄筋界面のはく離を評価できる可能性がある。そこで、本研究では、腐食に伴うひび割れがコンクリート表面に現れる前の段階における鉄筋界面の付着状態を把握するために、電磁パルス法を適用した。

計測状況を写真-4.4 に示す。鉄筋を加振するための励磁コイルは、鉄筋の長手方向と磁束線とを平行にするために、鉄筋上においてコンクリート表面から 20mm の位置に非接触で設置した。一方、センサは、センサの中心とコイルの中心が一致するように、供試体のコンクリート表面に貼り付けた（写真-4.4 参照）。使用したセンサは、60kHz 共振型 AE センサである。なお、コンクリート側面に腐食ひび割れが発生した供試体に関しては、ひび割れ発生面にコイルを設置することとした。

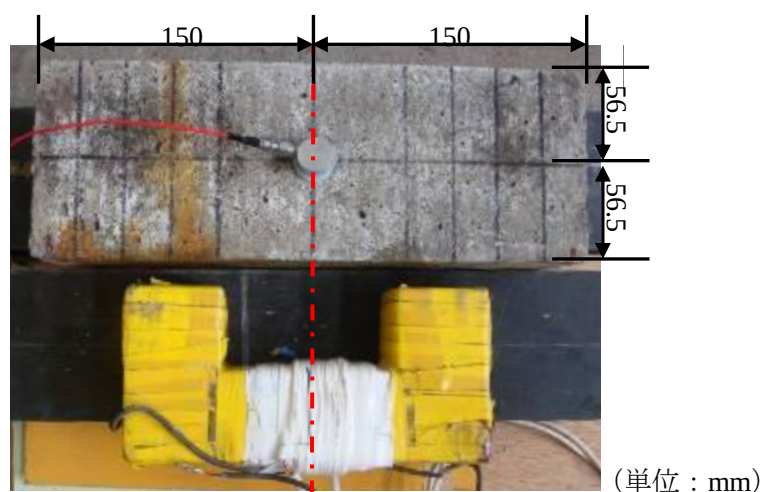


写真-4.4 電磁パルス法計測状況

(5) 衝撃弾性波法

衝撃弾性波法の計測状況を写真-4.5 に示す。支点は、コンクリートの長手方向の両端からそれぞれ 13mm の位置においてアングル材で支持することにより設けた。支間は 300mm である（異形鉄筋供試体においては、両端から 10mm の位置において支持し、支間を 280mm とした）。衝撃の入力には直径 19mm の鋼球を使用し、支間中央において自由落下させた。受振に用いたセンサは、部材形状や支持条件から想定される周期を考慮して加速度センサとした。なお、センサの貼り付け位置は、供試体支持面（アングル材設置面）の支間中央である。

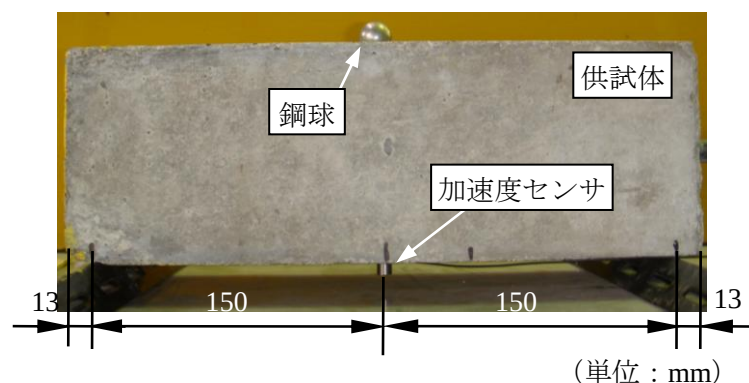


写真-4.5 衝撃振動試験計測状況（丸鋼供試体）

4.3 実験結果および考察

4.3.1 電食試験によるコンクリート表面のひび割れ発生状況

電食試験後のひび割れ発生状況については、3.3.1にて前述したので割愛する。

4.3.2 引抜き試験

引抜き試験により得られた最大付着力の比と鉄筋の質量減少率との関係を図-4.1に示す。ここで、最大付着力比とは、健全供試体で計測された最大付着力を1とした場合の、それに対する質量減少率の異なるそれぞれの供試体での最大荷重の比率である。また、図に示す点線は、コンクリート表面において腐食ひび割れを観察した時点の質量減少率を示している。

丸鋼供試体に関しては、図によれば、腐食ひび割れが発生する以前においては、最大付着力は概ね増加傾向であることがわかる。これは、電食によって生成された腐食生成物がすべりに対して抵抗したため³³⁾と考察できる。その後、腐食ひび割れが発生すると、鉄筋周りの拘束力が低下することにより、健全供試体と同程度の最大付着力まで低下した。さらに質量減少率が大きくなると、鉄筋の滑りに対する抵抗性が急激に小さくなり、最終的には健全供試体における最大付着力の6割程度となるまで小さくなった。

一方、異形鉄筋供試体においても、腐食ひび割れ発生後に最大付着力が低下していることが分かる。また、その低下率は質量減少率が大きいほど大きく、丸鋼供試体と同様の傾向を示している。なお、異形鉄筋供試体については、最大荷重を超えた直後に鉄筋の引き抜けと同時にコンクリートが割裂し、すべりが急激に大きくなる結果となった。引抜き試験において鉄筋にすべりが発生する際に、異形鉄筋の節によりコンクリートが押し広げられ、鉄筋に沿って割裂したと考えられる。鉄筋に対してかぶりが全面ともに50mmと十分に大きくなかったため、このような破壊形式となったと推測される。

本研究では電食試験後に引抜き試験を行っているため、引抜き試験開始から終了までにおおよそ20日の期間を要している。したがって、引抜き試験期間におけるコンクリートの材齢の進行に伴う付着力増加の影響の有無を確認するため、試験開始時および終了時において、コンクリートの圧縮強度試験を行った。その結果、丸鋼供試体では試験開始時においては 29.4N/mm^2 、終了時では 31.8N/mm^2 、異形鉄筋供試体では試験開始時において 39.1N/mm^2 、終了時では 41.6N/mm^2 となり、引き抜き試験期間におけるコンクリートの強度はほぼ一定であり、その影響は小さいことを確認した。

次に、鉄筋の腐食した異形鉄筋の引抜き試験において得られた付着応力-相対すべり関係を図-4.2に示す。ここで、付着応力は、付着力を腐食していない鉄筋の表面積および付着区間の長さの積で除したみかけの付着応力を示している。図から、鉄筋の質量減少率の低下に応じて最大付着応力は低下していることが分かる。しかしながら、いずれ供試体においても、応力の低下が見られるまで相対すべりはほとんど生じていない。これは、本研究において用いた供試体における鉄筋の定着長が約23Dと、引抜き試験においては非常に大きな値であったためであると考察される³⁴⁾。また、異形鉄筋供試体においては、すべりが生じると同時にコンクリートが割裂破壊したため、すべりの増加量は参考値として示している。

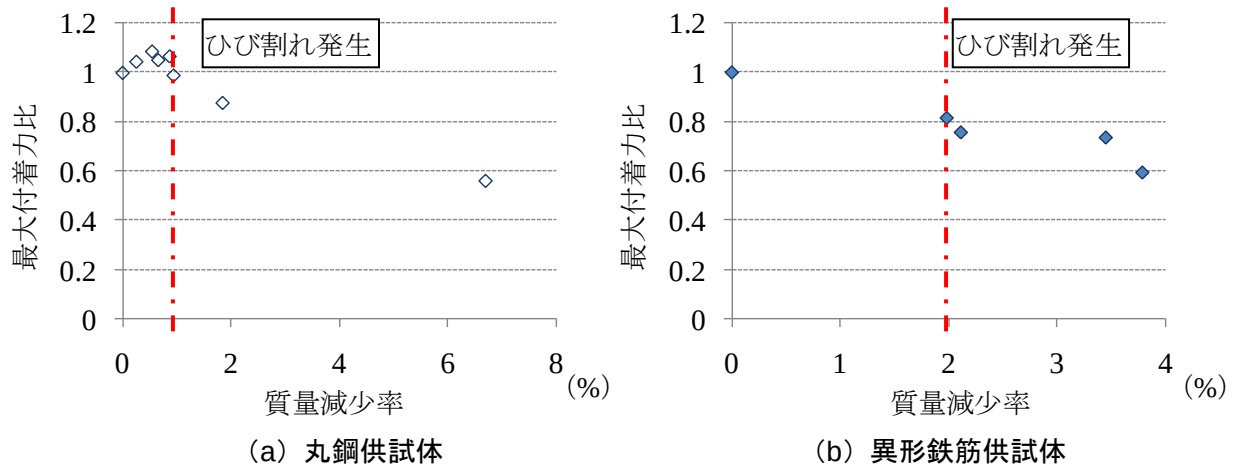


図-4.1 質量減少率と最大付着力との関係

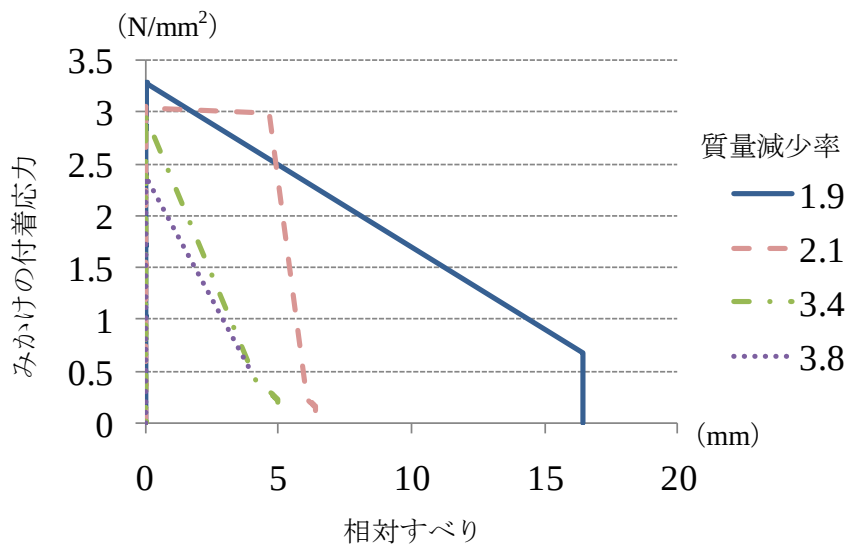


図-4.2 ひび割れの発生した供試体における付着応力-相対すべり関係

4.3.3 各種非破壊試験

(1) 目視調査

目視調査の結果については、3.3.1において前述したため割愛する。

(2) ひび割れ幅

ひび割れ幅の計測結果については、3.3.3において前述したため割愛する。

(3) 超音波法

(a) 表面法

鉄筋の質量減少率と電食前後における超音波伝播速度の比との関係を、腐食ひび割れ発生時の質量減少率と併せて図-4.3に示す。ここでは、健全供試体で算出された伝播速度を1とし、それに対する質量減少率の異なる各供試体での伝播速度の比率を伝播速度比として定義した。

通電後、丸鋼供試体においてコンクリート表面に腐食ひび割れが発生するまでのもの（質量減

少率：0～0.9%の供試体）では，伝播速度は健全供試体よりも5%程度大きくなっていることがわかる．この原因について考察するため，直径100mm×高さ200mmの供試体を用いて，電食試験開始時点から終了時点までの間，伝播速度の計測を別途行った．図-4.4にコンクリートの材齢に伴う速度の変動結果を示す．なお，この図における材齢とは，コンクリートを打設した日を0日としている．図より，材齢の進行に伴う速度の増加を確認することはできなかった．そのため，本研究の範囲内では，コンクリートの材齢が伝播速度に与える影響は小さいと考えられる．その他，コンクリートの含水率の影響などが考えられるが，速度増加の原因については，今後詳細に検討を行う必要があると言える．

なお，腐食ひび割れ発生後については，低下の度合いは異なるが，丸鋼供試体および異形鉄筋供試体の両者において伝播速度が小さくなっている．これはコンクリート表面における腐食ひび割れの影響によるものと考えられる³⁵⁾．腐食ひび割れ発生以降は，センサを設置する箇所の近傍や，弾性波の伝播経路上に腐食ひび割れがあり，これにより速度が著しく低下したものと推察される．

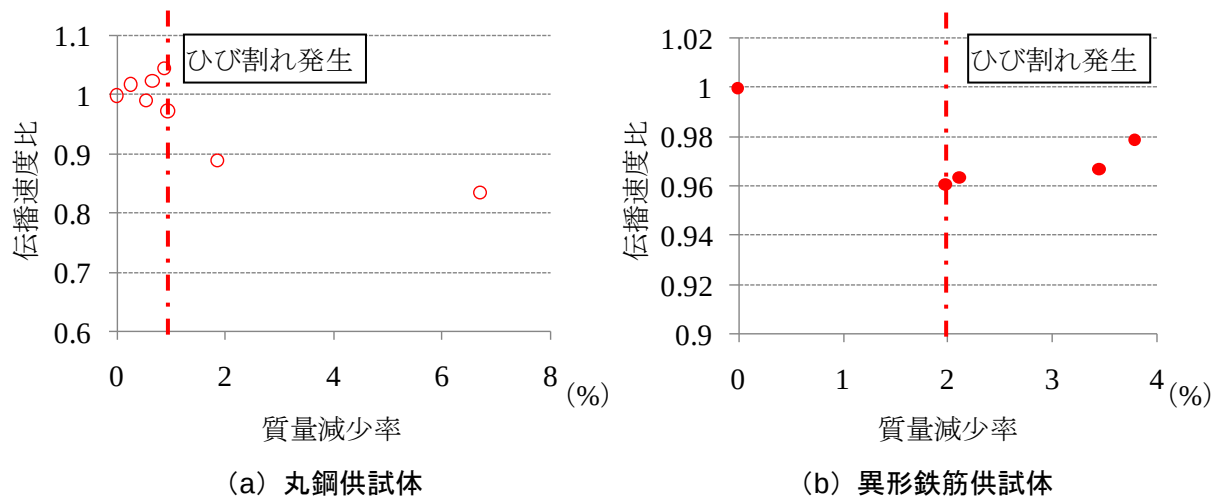


図-4.3 質量減少率と表面波法による超音波伝播速度比との関係

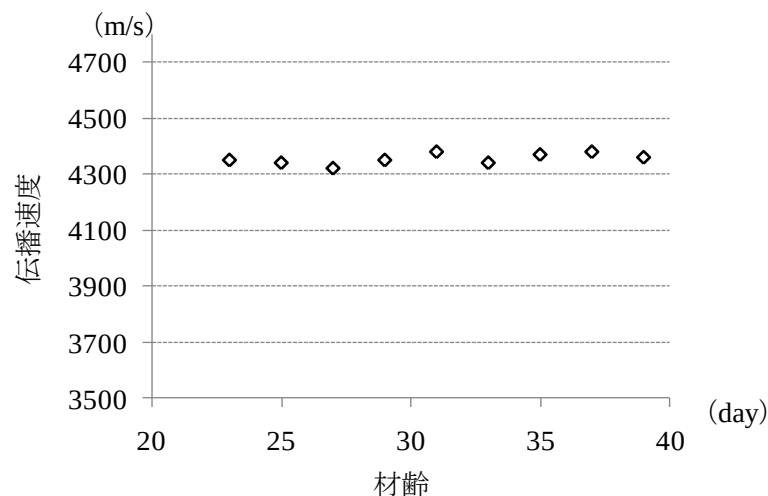


図-4.4 コンクリートの材齢と超音波伝播速度との関係

(b) 透過法

図-4.5 に、鉄筋の質量減少率と電食前後において透過法により得られた超音波伝播速度の比との関係を、腐食ひび割れ発生時の質量減少率と併せて示す。ここでは、供試体の中心における計測結果を示している。図から、腐食ひび割れが発生したすべての供試体において伝播速度が低下していることが分かる。しかしながら、その低下程度は最も速度が遅くなった質量減少率 3.8%の供試体においても 4%強であり、腐食ひび割れの発生による急激な速度低下は見られない。また、伝播速度は、ひび割れ方向と弾性波の伝播方向にあまり依存せず、ひび割れの発生位置において、ひび割れ幅の大きさに依存して低下している傾向を示している。以上のことから、やはり透過法においても、伝播経路上に存在する腐食ひび割れが速度低下の原因になっていると考えられる。また、表面法と透過法による差はあまり明確に示されなかったため、以降は表面法の結果を用いることとする。

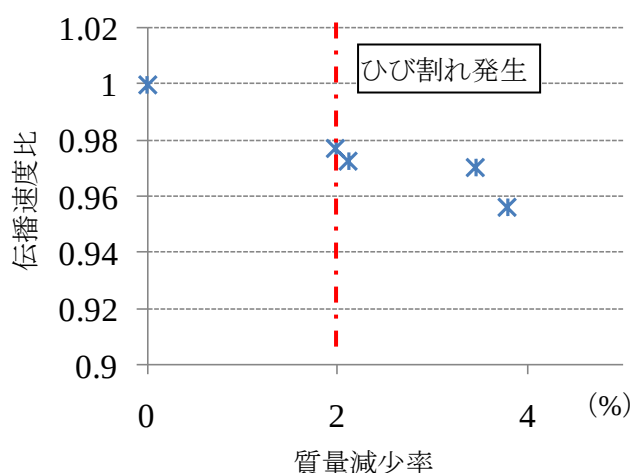


図-4.5 質量減少率と透過法による超音波伝播速度比との関係

(4) 電磁パルス法

図-4.6 に鉄筋の質量減少率と最大振幅比との関係を示す。ここで、最大振幅とはコンクリート表面に設置したセンサにおいて受振した波形の最大振幅であり、健全供試体で計測された最大振幅を 1 とし、それに対する質量減少率の異なる各供試体での最大振幅の比率を最大振幅比として定義した。図上には、ひび割れ発生時の質量減少率も併せて示した。

最大振幅は、腐食ひび割れが供試体表面に発生する以前においては、質量減少率が大きくなると最大振幅も大きくなった。一般的に、腐食ひび割れがコンクリート表面に確認される以前においては、コンクリートと鉄筋との界面には腐食生成物が生成されている。したがって、この時点では錆による噛み合い効果^{33), 36)}や鉄筋の腐食膨張に伴うプレストレス効果^{33), 36)}によって、鉄筋は拘束された状態になっていると考えられる。既往の研究¹⁸⁾によれば、鉄筋がコンクリートによって拘束された条件下においては、センサで受振した最大振幅は、拘束されていない場合と比較して、大きくなることを明らかにしている。したがって、腐食ひび割れ発生前における最大振幅の増加は、鉄筋腐食に伴う錆の噛み合い効果や膨張圧が主な要因であると考察できる。以上のことから、電磁パルス法では、コンクリート表面に腐食ひび割れが発生する以前におけるコンク

リートと鉄筋との腐食に伴う界面の状態変化を把握できる可能性があることがわかった。これに対して、腐食ひび割れが発生した以降は、最大振幅が小さくなっている。これは、前述のとおり、ひび割れによって鉄筋の拘束力が解放されたためと推察できる。

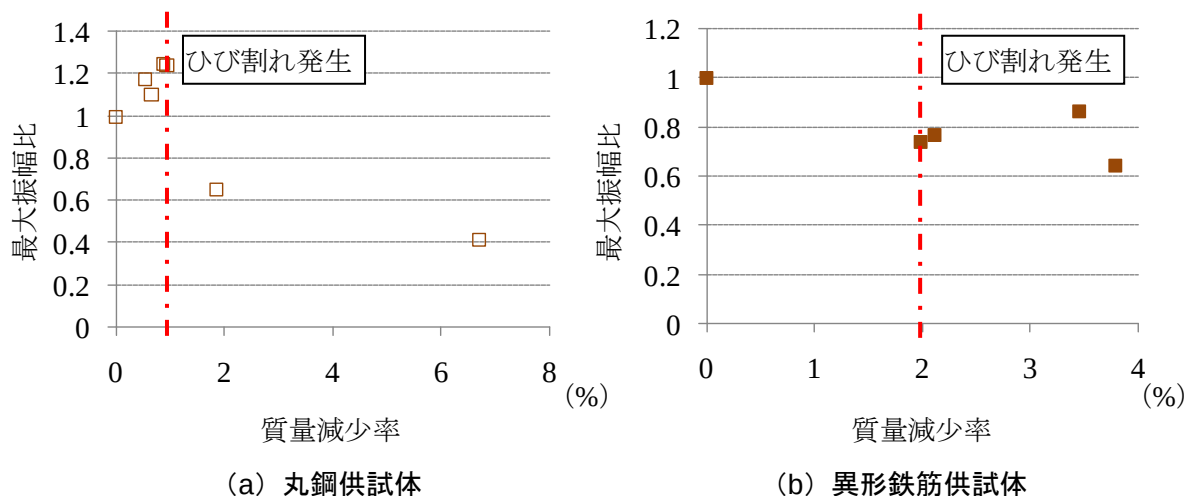


図-4.6 質量減少率と最大振幅比との関係

(5) 衝撃弾性波法

鉄筋の質量減少率の増加に伴う固有振動数の変動を図-4.7 に示す。図上の点線は腐食ひび割れ発生時の質量減少率である。なお、固有振動数比は、健全供試体で測定された固有振動数を 1 とし、それに対する質量減少率の異なる各供試体での固有振動数の比率として定義した。

図より、丸鋼供試体および異形鉄筋供試体の両者において質量減少率が大きくなると固有振動数が若干ではあるが小さくなることがわかる。丸鋼供試体において、健全供試体と質量減少率 6.7% のものとを比較すると、固有振動数がおよそ 6% 程度低下している。しかしながら、腐食ひび割れが発生する以前に着目すると、固有振動数はほとんど変化していないことも確認できる。固有振動数が低下した質量減少率 6.7% の供試体は、3 章において前述のように、コンクリート表面や断面内においてひび割れの発生が著しい。したがって、ひび割れの発生によって剛性が著しく低下し、その結果、固有振動数が小さくなったと考察できる。

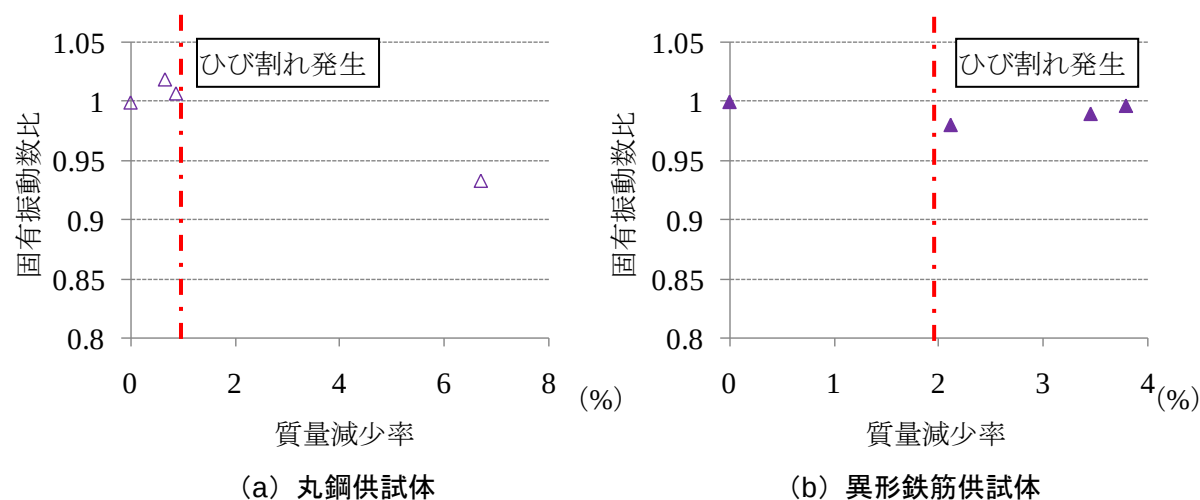


図-4.7 質量減少率と固有振動数比との関係

一方、異形鉄筋供試体においては、腐食ひび割れの発生後においても固有振動数はあまり低下していない。前述したように、異形鉄筋供試体におけるひび割れの発生状況は、積算電流量の最も大きい供試体においても腐食ひび割れは一方向のみに留まっており、丸鋼供試体と比較して、断面内の剛性を低下させるまでに至らなかったことが原因と考えられる。丸鋼供試体の結果から、異形鉄筋供試体においてもさらに電食試験を進め、ひび割れが多方向に進展した以降であれば、さらなる固有振動数の低下が現れるのではないかと考察できる。

4.4 鉄筋コンクリートの腐食に対する非破壊試験の適用性

本節では、前節までの結果に基づいて、今回用いた各非破壊試験が鉄筋とコンクリートとの付着状況の評価に適しているか否かを検討する。

図-4.8 から図-4.10 に、各非破壊試験の評価パラメータと質量減少率との関係を、最大付着力比および腐食ひび割れ発生時の質量減少率と併せて示す。図-4.8 から、最大付着力と超音波伝播速度との関係は、腐食ひび割れ発生前においては最大付着力が若干増加するのに対し、超音波伝播速度はほぼ一定となっている。しかしながら、ひび割れ発生後においては、程度は違うものの両者ともに減少傾向を示している。また、図-4.9 において最大付着力比と最大振幅比を比較すると、両者の値そのものは異なるものの、積算電流量に対する変化傾向は概ね同じであることが確認できる。さらに、図-4.10 において固有振動数比と最大付着力比との関係に着目すると、付着力の増減に対して、固有振動数は緩やかに低下する傾向を示している。

以上の結果から、鉄筋コンクリートの腐食に対する本研究で用いた非破壊試験の適用性を以下にまとめて記す。ここでは、塩害劣化の進行過程における「潜伏期」、「進展期」、「加速期」および「劣化期」と併せて、非破壊試験が適用できる範囲を図-4.11 に示す。なお、本研究では、「鋼材の腐食開始」を電食開始時点とし、「コンクリート表面に腐食ひび割れ発生」を電食試験によって腐食ひび割れを発生した時点とした。また、電食試験終了時については、便宜上、「劣化期」と定義することとした。

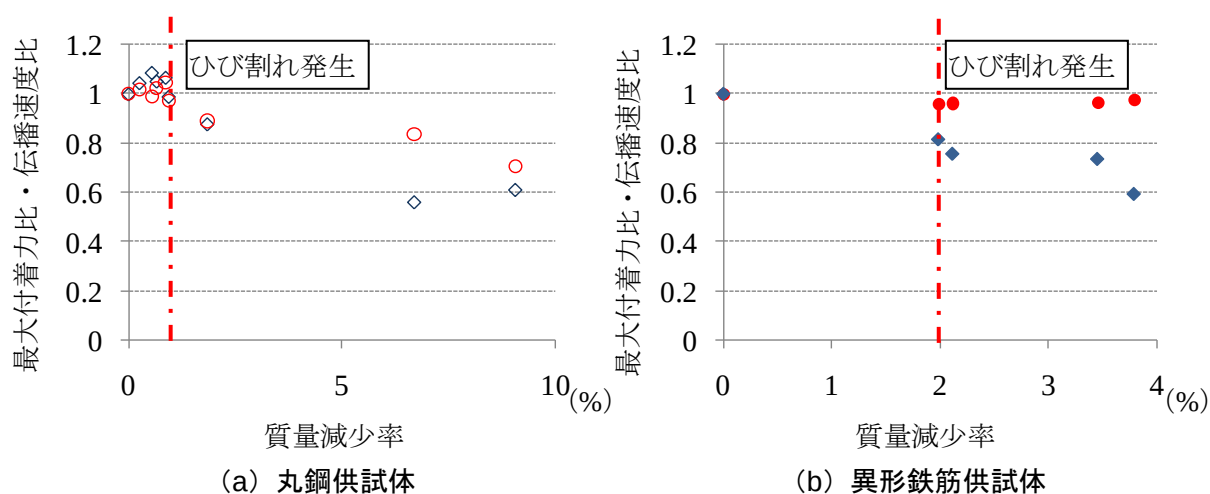


図-4.8 質量減少率の増加に対する最大付着力比および伝播速度比の変動

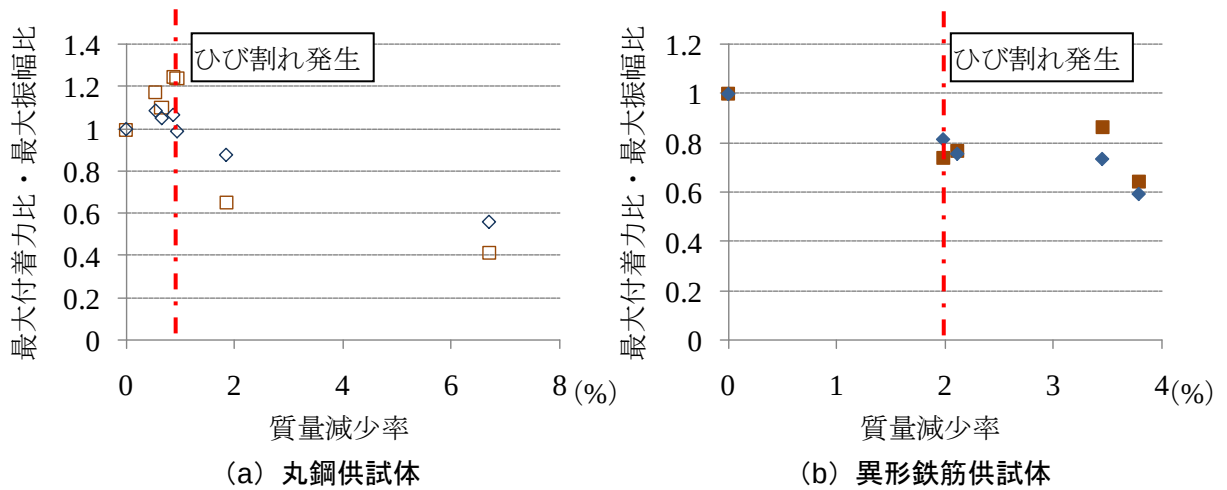


図-4.9 質量減少率の増加に対する最大付着力比および最大振幅比の変動

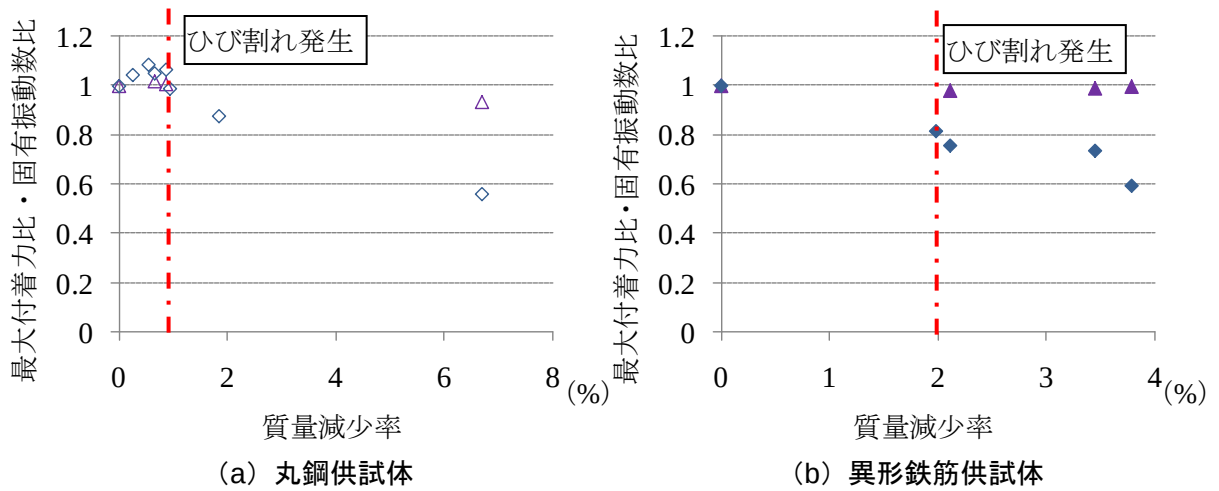


図-4.10 質量減少率の増加に対する最大付着力比および固有振動数比の変動

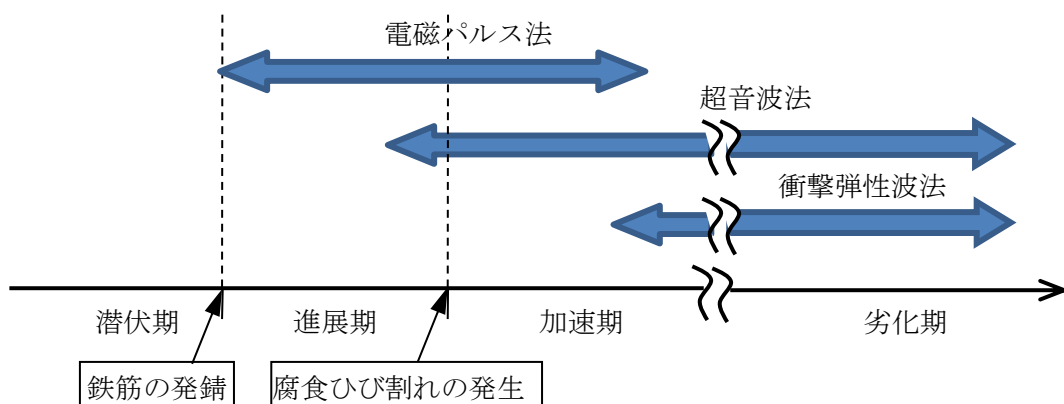


図-4.11 鉄筋とコンクリートとの界面評価における各非破壊試験の適用範囲

超音波法によって算出した伝播速度は、コンクリート表面で確認された腐食ひび割れ発生後において著しく低下している。したがって、超音波法の主な適用範囲としては、進展期の後半以降であるとした。

続いて、電磁パルス法によって得られた最大振幅は、腐食ひび割れの発生に関わらず、積算電流量の増加に対して変動している（図-4.9 参照）。しかも、電磁パルス法は、伝播速度では把握することが難しいと考えられる腐食ひび割れ発生前においても十分な感度を有していることが明らかである（図-4.9 参照）。そこで、電磁パルス法のこのような特徴を考慮して、適用範囲を進展期から加速期前半とした。

一方、衝撃弾性波法によって測定された固有振動数は、ひび割れ発生以降の電食終了時においてのみ、小さくなっている（図-4.10 参照）。これより、衝撃弾性波法の適用範囲を、加速期の後半以降とした。

4.5 鉄筋とコンクリートとの付着力の推定における定式化

4.5.1 ひび割れ幅計測に基づく鉄筋とコンクリートとの付着力の推定式

鉄筋とコンクリートとの付着力とコンクリート表面に発生したひび割れ幅との関係に関する研究は、これまでに多くなされている。したがって、本研究においてもコンクリート表面のひび割れ幅の大きさから鉄筋とコンクリートとの付着力を推定するための式を算出する。図-4.12 にひび割れ幅と付着力比との関係を示す。図から、丸鋼供試体および異形鉄筋供試体の両者において、ひび割れ幅の増加に対しておおよそ線形に付着力が低下していることが分かる。しかしながら、同程度のひび割れ幅に対する付着力の低下程度は異形鉄筋の場合の方が大きくなっている。これは、コンクリート表面にひび割れが発生するときの鉄筋の腐食量が丸鋼に比べて異形鉄筋の方が大きいことに起因していると考えられる。本研究で後述する NDT-FEM については、異形鉄筋を有する RC はりを対象とするため、本節では直径 13mm の異形鉄筋がかぶり 50mm に位置する場合における鉄筋とコンクリートとの付着力の推定式を、実験結果に基づいて次式のように提案する。

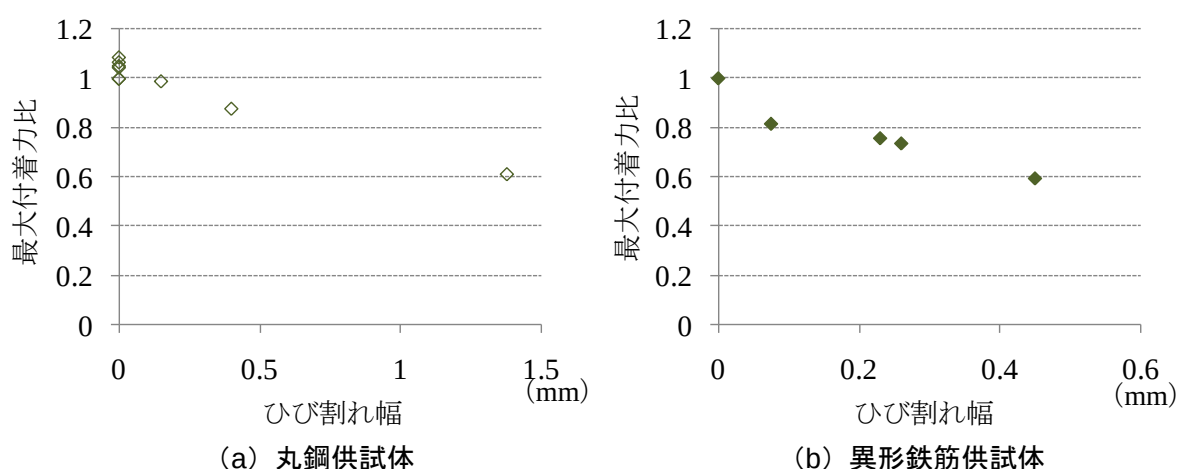


図-4.12 最大付着力比とひび割れ幅との関係

$$\delta = -0.81w + 0.94 \quad (4.1)$$

ここで、 δ ：付着力比， w ：ひび割れ幅（mm）である．

4.5.2 電磁パルス法に基づく鉄筋とコンクリートとの付着力の推定式

前節までの結果から，鉄筋とコンクリートの付着状況の変化に対して最も良く把握することができる手法は電磁パルス法であることが明らかとなった．したがって，鉄筋とコンクリートとの付着力を推定するための非破壊評価パラメータとして，電磁パルス法により得られる最大振幅と付着強度との関係に着目し，付着力の推定式を提案することを試みる．

図-4.13 に，実験により得られた最大付着力比と最大振幅比との関係を示す．前述したとおり，最大付着力と最大振幅はともに，積算電流量の増加に対して，供試体表面にひび割れが発生する前は増加し，ひび割れ発生後に急激に低下する．図-4.13 においてもその傾向が見える．右上がりの傾向ではあるが，その傾きは線形ではなく，最大振幅比が 1 を越える前後で変化していることが分かる．つまり，最大振幅比が 1 より小さい範囲では，最大振幅比の増加に対して最大付着力比の増加分は大きくなっているが，最大振幅比が 1 より大きくなると最大付着力比の増加は頭打ちとなる．付着力は健全時に比べて倍以上に大きくなることは通常考えられないため，このような傾向を示すと考えられる．したがって，最大振幅比から最大付着力比の推定を行うための推定式には，対数曲線が最適であると言える．実験結果に対して対数近似を行うと，次式の通りとなり，相関係数と併せて図-4.13 に示す．

$$\zeta = 0.45\ln(x) + 0.95 \quad (4.2)$$

ここで， ζ ：最大付着力比， x ：最大振幅比である．

図から，相関係数は非常に大きいため，電磁パルス法によって得られた最大振幅から鉄筋とコンクリートとの付着力を推定する方法は，非常に有効な手段であると言える．ただし，前述したひび割れ幅に基づく推定式と同様に，本研究においては実験データが未だに十分であるとは言えず，特に鉄筋の質量減少率の大きい範囲について更なる検討を行う必要があると言える．

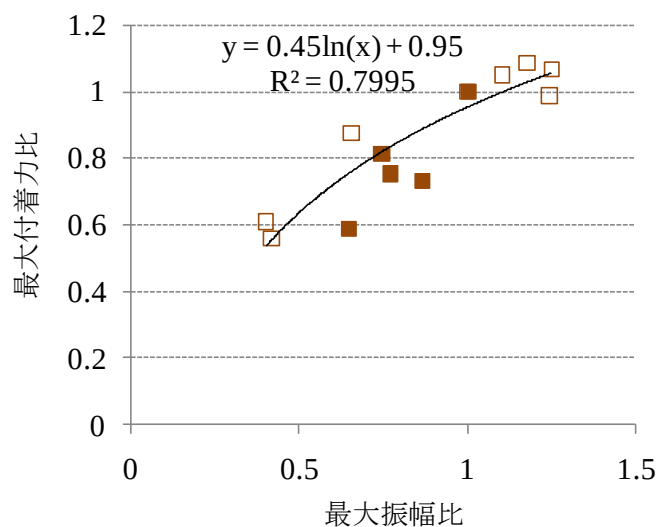


図-4.13 最大付着力比と最大振幅比との関係

4.6 まとめ

本章では、非破壊試験結果から、鉄筋とコンクリートとの付着力定量的に評価することを試みた。以下に、得られた結論を示す。

- 1) 鉄筋とコンクリートとの付着状況を評価するための非破壊試験法として、超音波法、電磁パルス法および証言弾性波法の適用範囲を明らかにした。
- 2) 電磁パルス法によって得られた最大振幅は、鉄筋の質量減少率の増加に伴う付着力の変化を、腐食ひび割れ発生前においても十分に把握できることが明らかとなった。したがって、電磁パルス法は鉄筋とコンクリートとの付着力の推定に適した非破壊試験法であると考えられる。
- 3) 電磁パルス法によって得られた最大振幅は、最大付着力の低下に対して対数曲線に沿って低下することが明らかとなった。
- 4) コンクリート表面に発生したひび割れ幅は、最大付着力の低下に対してほぼ線形に低下することが確認された。

上記の傾向を踏まえて、ひび割れ幅および電磁パルス法により得られる最大振幅から鉄筋と

第5章 FEM における付着応力-相対すべりモデルの違いが腐食した RC はりの構造性能評価に与える影響の検討

5.1 はじめに

本章では、本研究で提案を試みる NDT-FEM について、FEM を行う際に定義する付着応力-相対すべりモデルの違いが、腐食した RC はりの構造性能評価に与える影響について検討することを目的とする。鉄筋とコンクリートとの付着に関する研究はこれまでに数多く行われており、1990 年には島ら³⁷⁾により健全な RC における付着応力-相対すべりの関係式が定式化されている。その後も、管ら³⁸⁾により、RC はりの曲げ挙動をさらに的確に把握することのできる付着応力-相対すべりの関係式が定式化されるなど、付着応力-相対すべり関係は明確にされてきている。一方、RC が腐食した場合、鉄筋とコンクリートとの付着応力-相対すべり関係は、健全な RC のそれと比較して明らかに異なった挙動を示すことが前章においても明らかとなった。しかしながら、現時点においては腐食した RC における鉄筋とコンクリートとの付着応力-相対すべり関係は未だ明らかにされておらず、定式化にも至っていない。そこで本章では、FEM において定義する付着応力-相対すべり関係の違いが腐食した RC はりの構造性能評価に与える影響を明らかにすることを試みた。そのために、RC はり供試体を作製し、電食により鉄筋を促進腐食させた後に曲げ載荷試験を行った。一方で、実験に用いた RC はり供試体を対象に、付着応力-相対すべり関係の異なる解析モデルを作成し、強制変位により曲げ載荷を再現した。両者の結果を比較することにより、付着応力-相対すべり関係の違いが FEM による腐食した RC はりの構造性能評価に与える影響について明らかにするとともに、腐食した RC はりの曲げ挙動を最も良く再現することのできる付着応力-相対すべりモデルを決定し、後述する NDT-FEM に用いることとする。

5.2 実験概要

5.2.1 供試体

図-5.1 に供試体の概要を示す。供試体は、幅 230mm×高さ 230mm×長さ 1500mm の RC はりであり、鉄筋は SD295A (D13) を引張側のみに 75mm 間隔で 3 本配筋した。かぶりは、供試体下面、側面ともに 33.5mm である。コンクリートは、呼び強度 24N/mm² の早強コンクリートを使用した。配合を表-5.1 に示す。供試体は、次項で示す通り、鉄筋の質量減少率の異なる供試体を 2 体用意した。

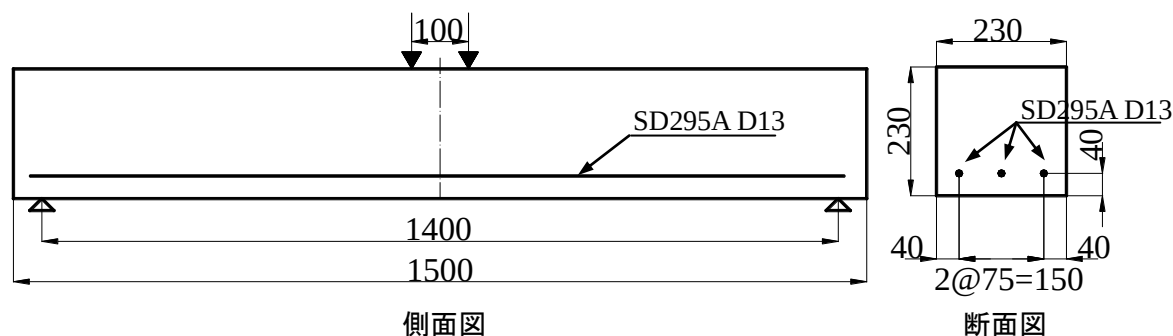


図-5.1 供試体概要

表-5.1 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
		W	C	S	G	A
53	43.9	170	321	781	1026	3.4

5.2.2 電食試験

鉄筋を早期に腐食させるため、電食による腐食促進試験を実施した。電食試験の概要を図-5.2に示す。3%食塩水を満たしたステンレス製の容器の底版部に金属網を敷き、その上に供試体を設置した。鉄筋への通電は、鉄筋を陽極、金属網を陰極とした回路を形成させた上で、1Aの直流定電流により行った。鉄筋とコンクリートとの付着応力ー相対すべり関係は、鉄筋の質量減少率の増加に伴って変化するため、鉄筋の腐食程度にバリエーションを設け、通電期間を14日間および28日間の2種類とした。ここで、通電期間を14日間としたものを「供試体 A」、28日間としたものを「供試体 B」と呼ぶこととする。それぞれの供試体における鉄筋の推定質量減少率を以下に示す田森式²⁹⁾により求めると、表-5.2に示す値となる。

$$W=0.766 \cdot IT \quad (5.1)$$

ここで、W：腐食量 (g)、IT：積算電流量 (A・hr) である。なお、質量減少率を推定するにあたっては、3本の鉄筋に均等に電流が流れることを仮定している。

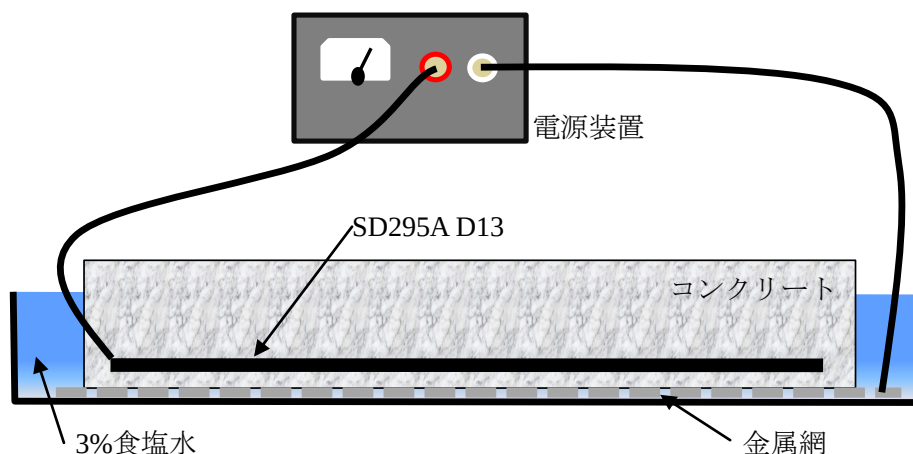


図-5.2 電食試験概要

表-5.2 各供試体における積算電流量と推定質量減少率

	積算電流量 (A・hr)	推定質量減少率 (%)
供試体 A	336	6.0
供試体 B	672	12.0

電食試験終了後、実際の鉄筋の腐食程度を確認するため、供試体から鉄筋をはつり出し、除錆を行った上で式(5.2)により鉄筋の質量減少率を算出した。なお、除錆には、質量濃度10%のクエン酸二アンモニウム水溶液を用いた。

$$C = \frac{m_0 - m_i}{m_0} \times 100 \quad (5.2)$$

ここで、 C ：質量減少率（%）， m_0 ：電食前における鉄筋の質量（g）， m_i ：電食後における鉄筋の質量（g）である。

5.2.3 曲げ載荷試験

図-5.1 に示すように、曲げ載荷試験は載荷スパンを1400mmとした4点曲げ載荷試験とした。試験中は、支点と載荷点直下の4点においてたわみを計測した。たわみ量の測定には、1/100mmの精度を有するダイヤルゲージを用いた。また、載荷中は破壊性状を確認するため、供試体の一方の側面において、ひび割れの進展状況を目視により確認し、ひび割れの発生荷重とその位置を記録した。載荷試験状況を写真-5.1に示す。なお、載荷試験は材齢72日で実施し、試験時におけるコンクリートの圧縮強度は40.5（N/mm²）であった。

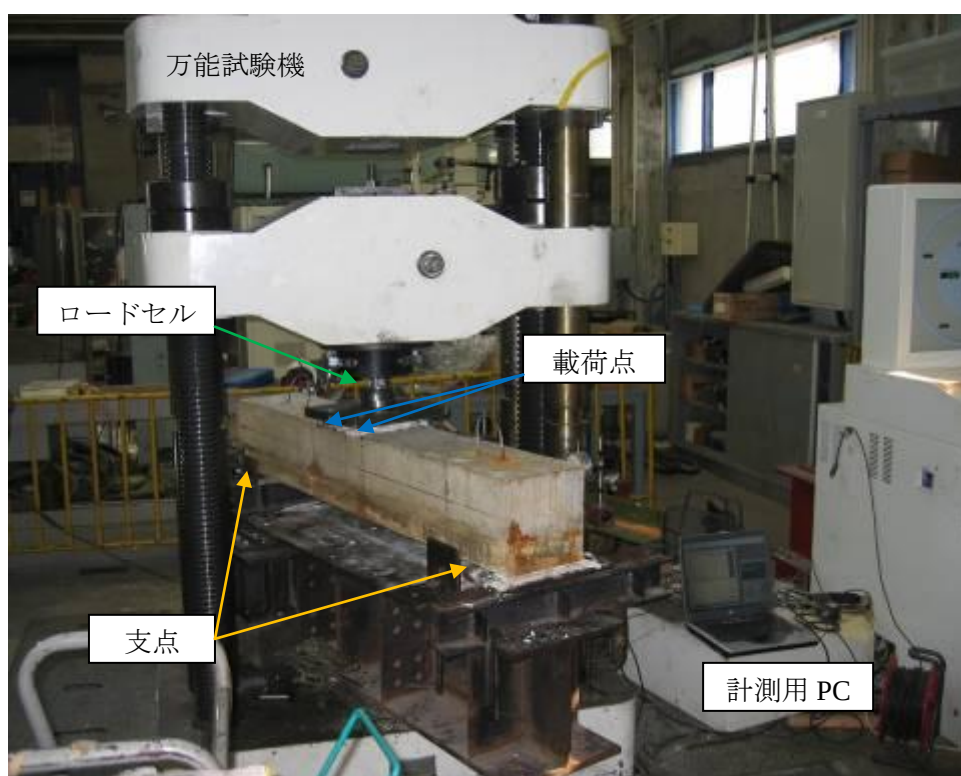
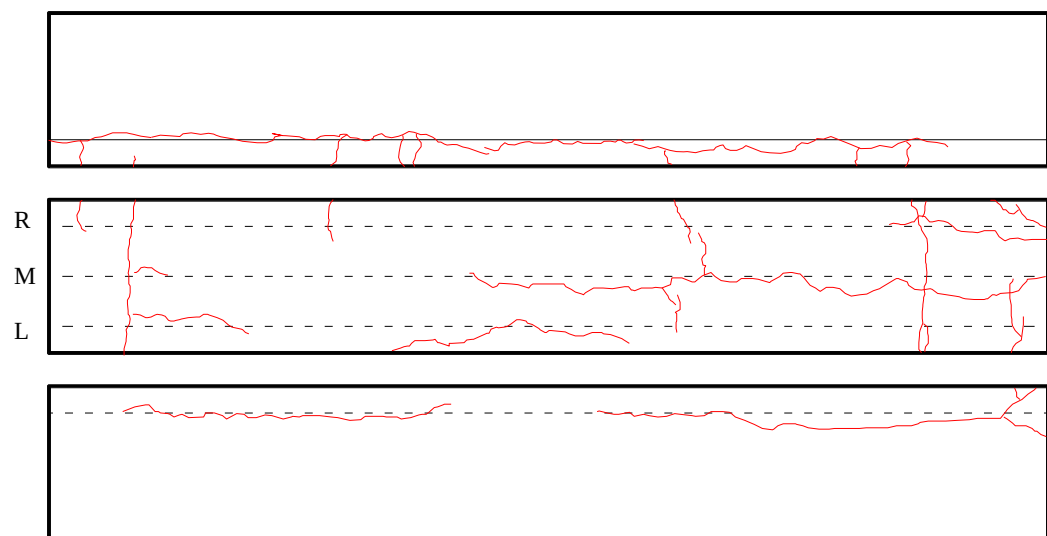


写真-5.1 曲げ載荷試験状況

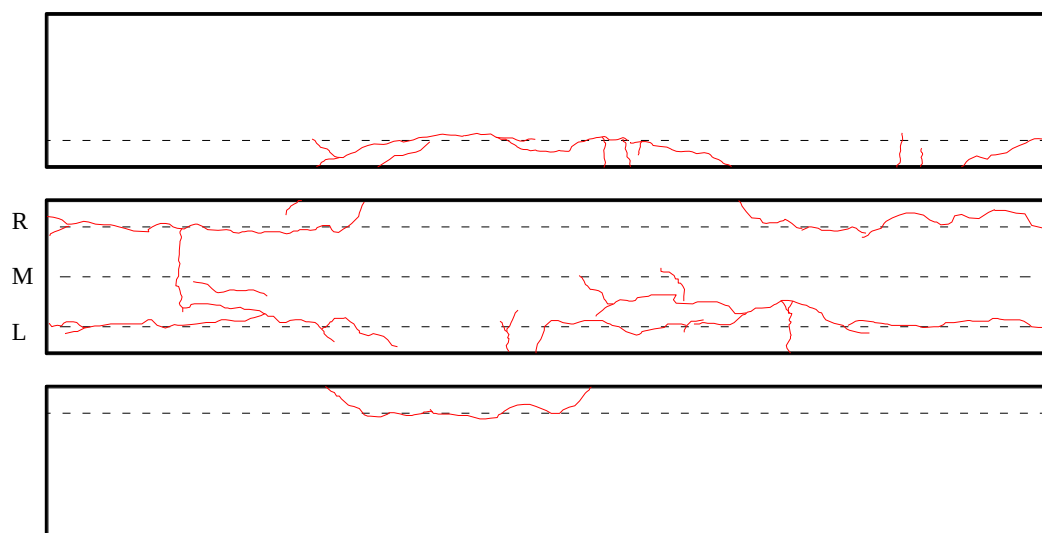
5.3 実験結果

5.3.1 電食試験

電食試験後の供試体表面におけるひび割れ発生状況を図-5.3 に示す。図から分かるように、電食の期間にかかわらず、両供試体においてコンクリート表面の全長に渡って軸方向ひび割れが入っている。また、供試体底面にひび割れが発生していない領域に関しても、供試体側面において腐食ひび割れの発生を確認できる。したがって、供試体中の鉄筋は全面的に腐食していると考えられる。また、3本の鉄筋のうち、図中の M 鉄筋の位置に関しては、供試体底面における腐食ひび割れの発生は一部においてしか確認できない。しかしながら、図からは確認できないが、供試体の断面方向には、鉄筋の位置同士をつなぐひび割れの発生が確認できた。したがって、M 鉄筋から発生したひび割れは、位置によっては水平ひび割れとして進展していると考えられる。



(a) 供試体 A



(b) 供試体 B

図-5.3 電食後におけるひび割れ発生状況

写真-5.2 に除錆後の鉄筋の腐食状況を示す。表-5.3 に、はつり出した鉄筋の質量減少率を示す。写真から、電食期間の違いによる断面欠損の違いが明確に現れていることが確認できた。また、表から、両供試体において鉄筋ごとのばらつきが見られる。これは、電食の際に 1A の直流電流を 3 本に分割して通電したために、鉄筋ごとの電流の流れやすさに依存して積算電流量が変化し、鉄筋の質量減少率の違いとして現れたと考えられる。また、図-5.3 と比較すると、供試体 B においては、上述したように M 鉄筋上にはあまりひび割れが見られないが、質量減少率では、R 鉄筋よりも大きくなっている。これは、内部で鉄筋間をつなぐ水平ひび割れが進展した後に、内部のひび割れを通じて食塩水が侵入したために、R、L 鉄筋と同様に錆びやすい状況になっていたと推測できる。鉄筋ごとの質量減少率のばらつきは、この 2 点に起因すると考えられる。供試体ごとの鉄筋質量減少率の平均値と、田森式により算出した推定値（表-5.2 参照）とを比較すると、実験値は推定値よりも小さめとなっていることが確認できる。これは、実験においては通電されたすべての電流が鉄筋を通らず、水槽内における漏電などがあったためではないかと推定できる。



(a) 供試体 A (鉄筋 L)



(b) 供試体 B (鉄筋 L)

写真-5.2 鉄筋の腐食状況

表-5.3 はつり出した鉄筋の質量減少率

	鉄筋	質量減少率 (%)	供試体ごとの平均 (%)
供試体 A	R	3.6	3.9
	M	2.8	
	L	5.2	
供試体 B	R	6.9	10.1
	M	9.9	
	L	13.6	

5.3.2 曲げ載荷試験

曲げ載荷試験により得られた荷重－変位曲線を図-5.4 に、それぞれの供試体におけるひび割れの進展状況を図-5.5 にそれぞれ示す．図-5.5 中における数値は、ひび割れ発生時における荷重値であり、太線は、荷重ピーク後に破壊に伴って発生したひび割れである．

供試体 A に関しては、荷重が 23kN に達した時点においてスパン中央付近の供試体下縁に初期ひび割れが発生した．その後、載荷荷重の増加に伴って、曲げひび割れが供試体上縁に向かって進展するとともに、ひび割れ本数も増加した．そして、荷重が 80kN 付近に達すると鉄筋が降伏し、荷重値がほぼ一定のままたわみ量が増加した．最終的に、変位 10mm となった時点において、鉄筋のすべり量が大きくなり、鉄筋の腐食により発生した供試体側面の軸方向ひび割れに沿って急激にひび割れが進展し、付着割裂破壊を呈した．破壊形態としては、曲げ引張破壊が進展した後、付着割裂破壊に移行したと言える．

供試体 B では、荷重 21kN 時にスパン中央付近の供試体下縁に初期ひび割れが発生した後、曲げひび割れは載荷の進行とともに徐々に供試体上縁に向かって進展した．しかしながら、供試体 B では供試体 A と異なり、スパン中央部のひび割れ以外にはほとんどひび割れが発生しなかった．その後、変位が 2.5mm に達した時点において、曲げひび割れが供試体上縁に達するよりも早く、鉄筋の抜け出しに起因する脆性的な付着割裂破壊を呈した．

両者の結果を比較すると、最大荷重はそれぞれ供試体 A では 84.3kN、供試体 B では 56.1kN となっており、腐食量の増加に応じて最大荷重が低下していることが分かる．また、初期ひび割れが発生する以前における荷重－変位曲線の傾き（曲げ剛性）はほとんど等しい．したがって、弾性域においては鉄筋の腐食程度、すなわち鉄筋の断面欠損率および付着の劣化具合に係らずひび割れ発生荷重はほぼ同じであることが確認できた．しかしながら、初期ひび割れ発生後においては、荷重－変位曲線の勾配に差が生じていることから、曲げ剛性も鉄筋の腐食程度に応じて低下していることが分かる．また、ひび割れの進展においては、供試体 A においては見られたひび割

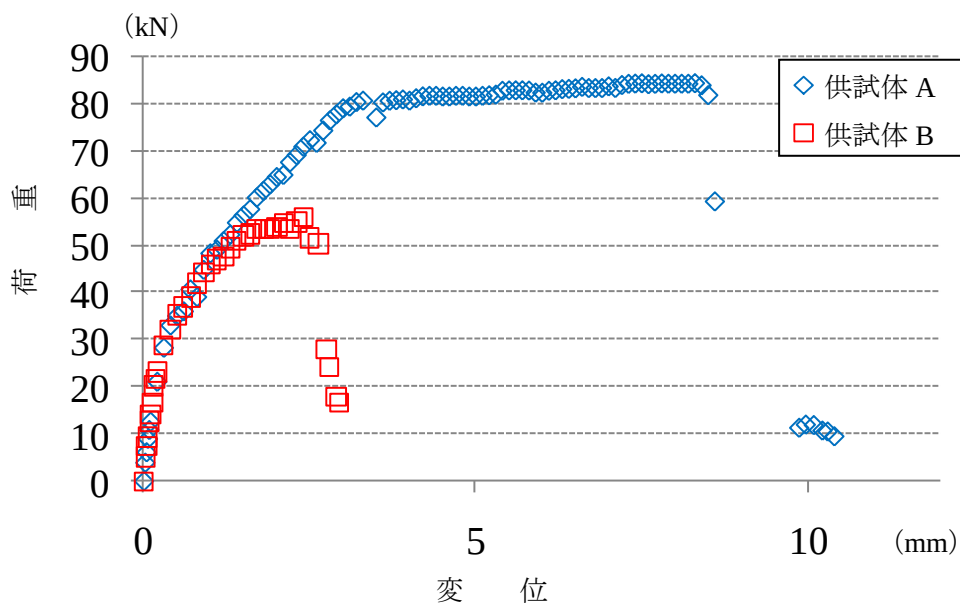


図-5.4 荷重－変位関係

以上の結果から、鉄筋の質量減少率が大きくなると耐荷力が低下し、さらに鉄筋とコンクリートとの付着状況が劣化することにより、ひび割れの分散性が低下することが確認できた。また、定着部が健全でない場合においては、鉄筋の抜け出しに起因した脆性的な付着割裂破壊を引き起こしうる事が明らかとなった。

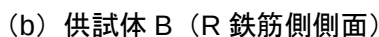


図-5.5 載荷試験におけるひび割れ進展状況

5.4.1 解析モデル

それぞれの機械的性質としては、コンクリートは、コンクリートにかかる引張力が、コンクリートの引張強度を超えるとひび割れが発生する多方向固定ひび割れモデルを採用し、ひび割れ発生後はせん断剛性が一定率で低下する線形せん断保有モデルを用いた。鉄筋は完全弾塑性のバイリニアとした。コンクリートの圧壊や鉄筋のひずみ硬化などは考慮せず、現状用いられているシンプルなモデルとしている。鉄筋とコンクリートとの付着構成則については、次項に示す。

鉄筋腐食の反映方法としては，腐食による鉄筋の断面欠損および鉄筋とコンクリートとの付着性状を考慮した．断面欠損については，鉄筋の質量減少率を断面積に換算し，算出された断面積の値を要素に入力した．付着性状については，鉄筋の質量減少率から付着強度比を算出することが可能な，コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書²⁶⁾に示されている実験回帰曲線（式（2.11））に基づいて付着強度を低減させた．ただし，実験結果から得られた付着応力－相対すべり関係については，第4章において得られた関係に基づいて付着強度を低減させることとした．

曲げ载荷に関しては，支間を1400mmとした上で载荷点を変位制御とし，20mmの変位を0.05mm刻みで与えた．

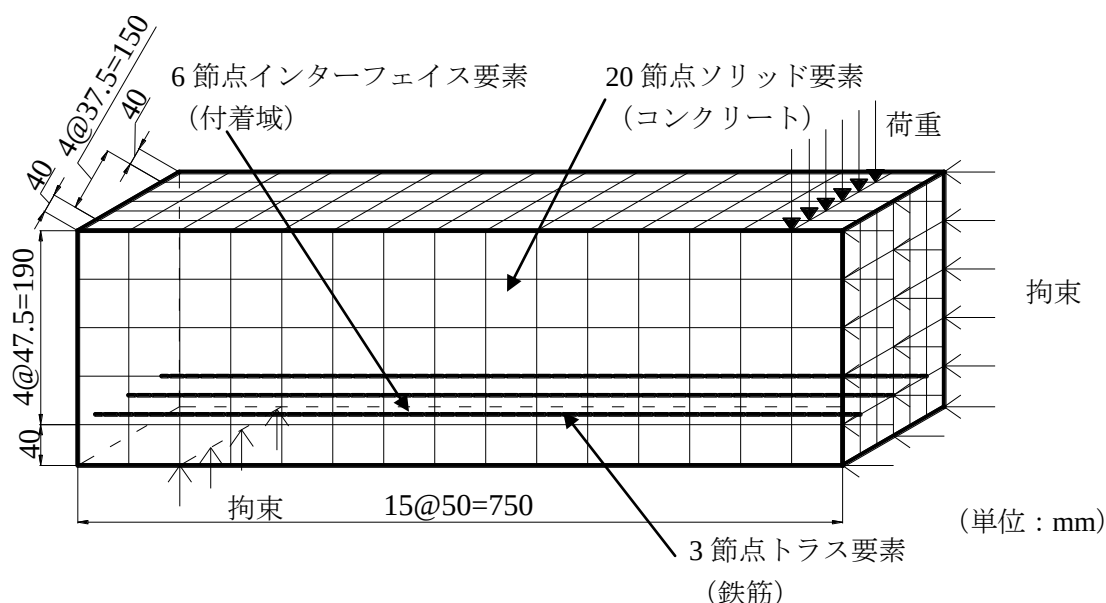


図-5.6 解析モデル

表-5.4 解析に用いた物性値

コンクリート	
弾性係数 (kN/mm ²)	28.4
ポアソン比	0.22
引張強度 (N/mm ²)	3.1
鉄筋 (SD295A)	
弾性係数 (kN /mm ²)	210
降伏強度 (N/mm ²)	380.3

5.4.2 付着応力ー相対すべりの構成則

本章では、付着応力ー相対すべりモデルの違いが FEM における腐食した RC はりの構造性能評価に与える影響を明らかにするため、以下に記す 3 種類の付着応力ー相対すべり関係を用いた。

(1) Dorr の 3 次関数モデル³⁹⁾

Dorr の 3 次関数モデルとは、使用した汎用解析ソフト DIANA の中で定義されている付着応力ー相対すべりモデルであり、以下の式により与えられる。

$$t_t = \begin{cases} f_t \left[5 \frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} - 4.5 \left(\frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} \right)^2 + 1.4 \left(\frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} \right)^3 \right] & \text{if } 0 \leq \Delta u_t < \Delta u_t^0 \\ 1.9f_t & \text{if } \Delta u_t \geq \Delta u_t^0 \end{cases} \quad (6.3)$$

ここで、 t_t ：付着応力 (N/mm^2)， f_t ：コンクリートの引張強度 (N/mm^2)， Δu_t ：相対すべり， Δu_t^0 ：限界すべりである。Dorr の 3 次関数モデルは、コンクリートの引張強度および限界すべりの値を入力するだけで良い簡単なモデルであるという特徴がある。

(2) 管モデル

管モデルとは、管らにより提案された付着ーすべり関係式であり、次式で与えられる。

$$t = 0.36 f_c^{\frac{2}{3}} \left(1 - \exp(-40(s/D)^{0.5}) \right) \quad (6.4)$$

ここで、 t ：付着応力 (N/mm^2)， f_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)， s ：相対すべり (mm)， D ：鉄筋径 (mm) である。管モデルは、一般的に用いられている島モデルを改良したモデルであり、RC はりの構造性能評価においては良好な結果が得られるモデルとされている。

(3) 実験結果から得られた付着応力ー相対すべり関係

ここでは、鉄筋の質量減少率に応じて、第 4 章の引張試験結果から得られた付着応力ー相対すべり関係を用いた。それぞれの質量減少率における付着応力ー相対すべり関係は図-4.2 に示した通りである。ただし、前述したように最大付着応力以降のすべりに関しては正確な値ではないと考えられる。しかしながら、最大付着応力以降、応力が低下することは既往の研究⁴⁰⁾により明らかにされている。そこで本研究では、村上らの使用した付着応力ー相対すべり関係 (図-5.7 参照) を参考に付着応力ー相対すべり関係を決定した。つまり、図-5.7 から分かるように、村上らは、最大付着応力以降の挙動として、すべり量が 1.0mm となるまでに付着応力を最大時の 1/4 まで低減させている。この関係を反映させ、図-5.8 に示すように付着応力ー相対すべり関係を補正した。ただし、鉄筋の質量減少率が大きい範囲においては、本研究においてデータが不足しているため、村上らの用いた付着応力ー相対すべり関係を用いた。さらに、付着応力は圧縮強度の 2/3 乗に比例することから、各試験における圧縮強度を用いて付着応力の補正を行った。

各モデルの違いが分かるように、質量減少率 4%におけるそれぞれの付着応力ー相対すべり関係を図-5.9 にまとめて示す。

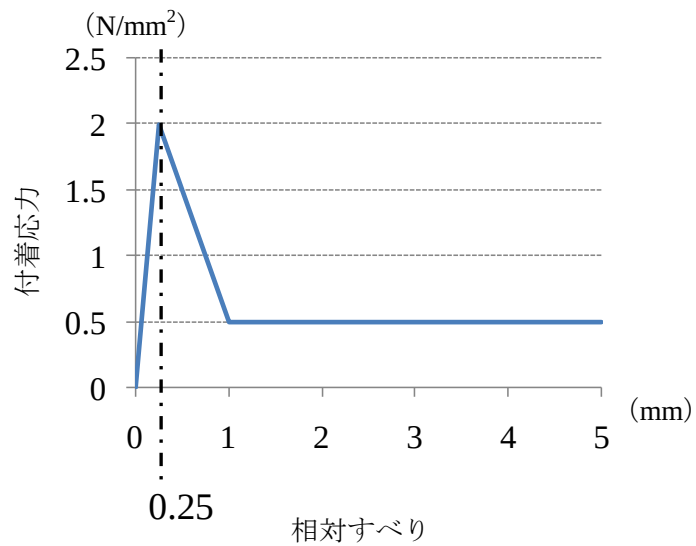


図-5.7 付着応力ー相対すべり関係 ²³⁾

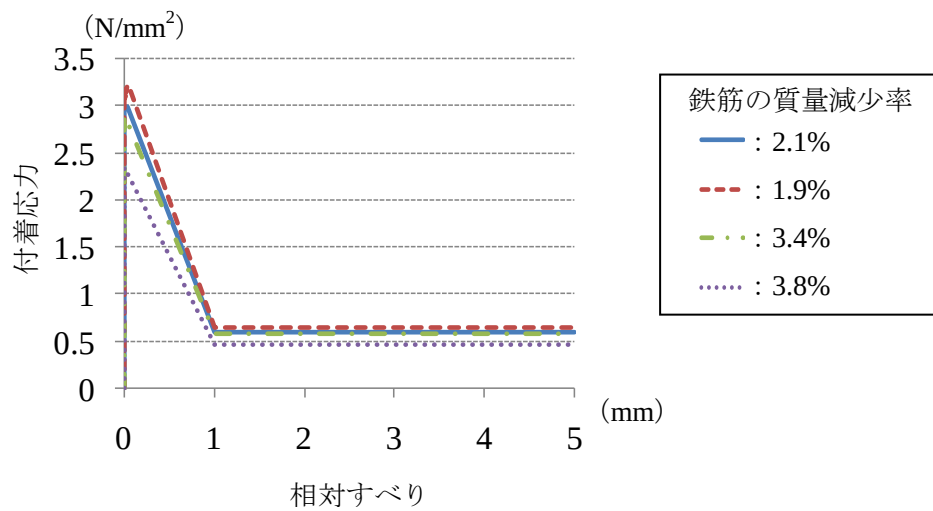


図-5.8 補正された付着応力ー相対すべり関係

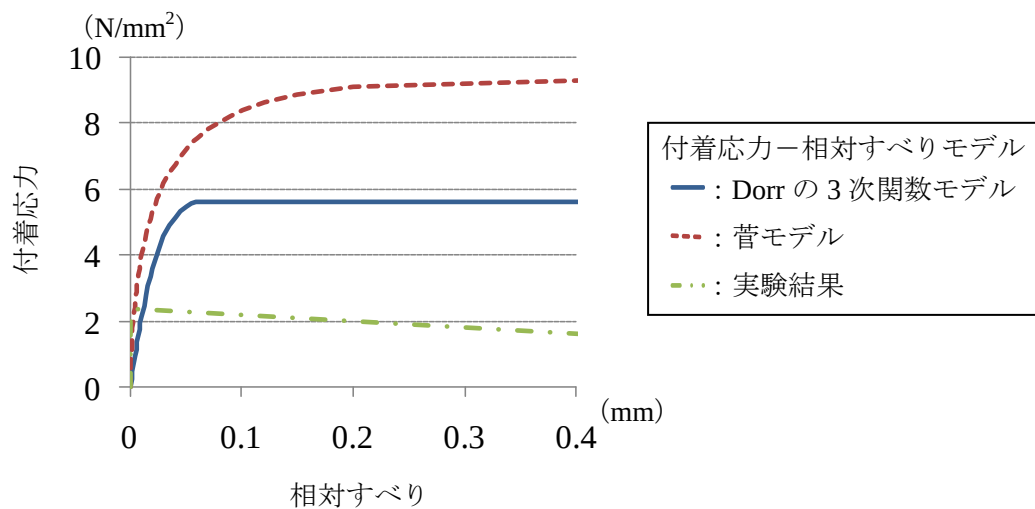


図-5.9 付着応力ー相対すべり関係の比較 (質量減少率 4%)

5.5 解析および実験結果との比較

5.5.1 解析結果

解析により得られた供試体 A および B における荷重－変位曲線を図-5.10 にそれぞれ示す．まず，供試体 A において最大荷重に着目すると，付着応力－相対すべりモデルの違いによる差はほとんど見られない．また，どのモデルを用いた場合においても，鉄筋降伏以降は変位が増加し続ける結果となった．今回用いた解析モデルでは，鉄筋の破断やコンクリートの圧壊をモデル化に考慮していないため，このような結果になったと考えられる．一方で，載荷初期における曲げ剛性は，付着応力－相対すべりモデルの違いによる差が明確に見て取れる．Dorr の 3 次関数モデルを用いた結果では，初期ひび割れ発生後，はりの曲げ剛性が急激に低下している．一方，管モデルおよび実験結果から得られた付着応力－相対すべりモデルを用いた結果では，初期ひび割れ発生後においても曲げ剛性はほとんど低下しておらず，部材が降伏に至る時点における変位も Dorr の 3 次関数モデルよりも小さくなった．

供試体 B においても，荷重－変位曲線から分かるそれぞれの付着応力－相対すべりモデルの違いによる差は供試体 A とほぼ同様となっている．ただし，実験結果から得られた付着応力－相対すべりモデルを用いた結果のみ，供試体 A における結果と明らかに異なっている．供試体 A においては，初期ひび割れ発生後も曲げ剛性の低下はあまり見られなかったが，供試体 B における結果では，Dorr の 3 次関数モデルを用いた場合と同様に，曲げ剛性が急激に低下している．

図-5.9 と比較して解析結果から得られた荷重－変位関係を考察すると，付着応力－相対すべり関係における傾きが荷重－変位関係における曲げ剛性に影響していることが分かる．供試体 B においては，実験結果から得られる付着応力－相対すべり関係として図-5.7 に示したモデルを使用した が，他のモデルに対して付着応力－相対すべり関係における傾きが極端に小さくなっていることが確認できる．この傾きが，解析結果に影響したと考えられる．

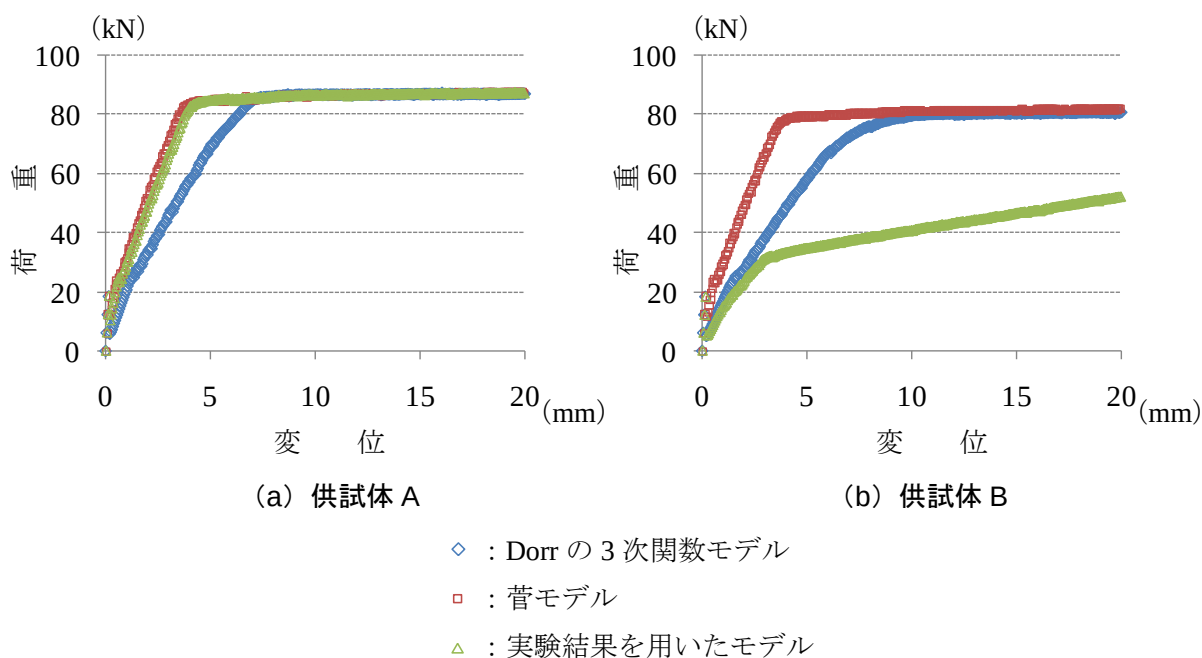
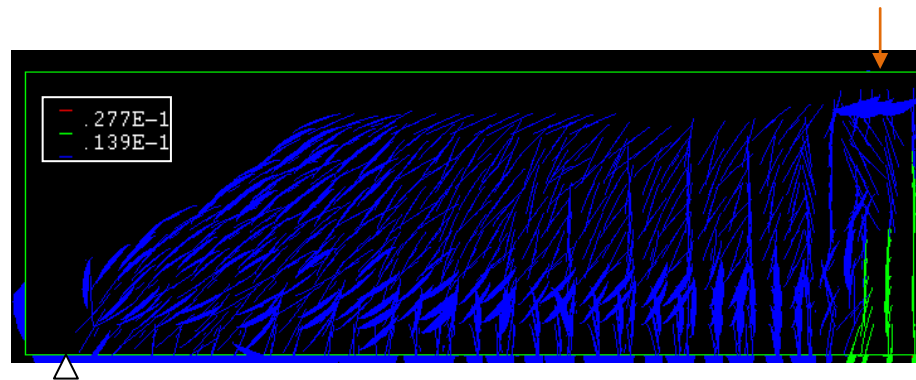


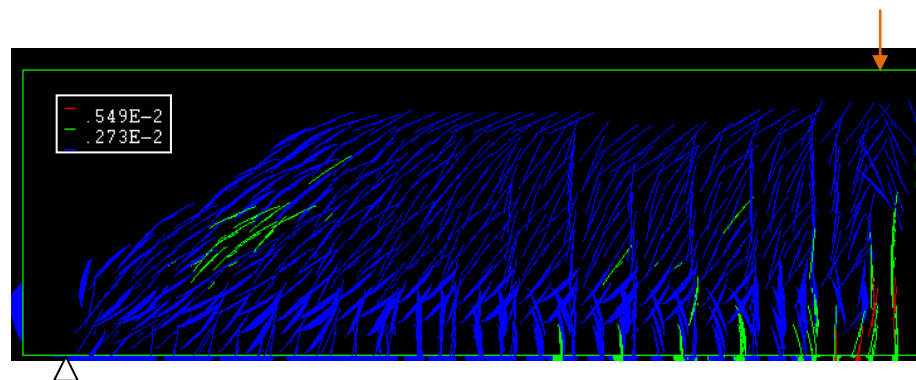
図-5.10 荷重－変位曲線（解析結果）

図-5.11 および図-5.12 に解析モデルが降伏に至った時点におけるひび割れの発生状況をそれぞれ示す。図中の値は、ひび割れ幅の大きさを表している。

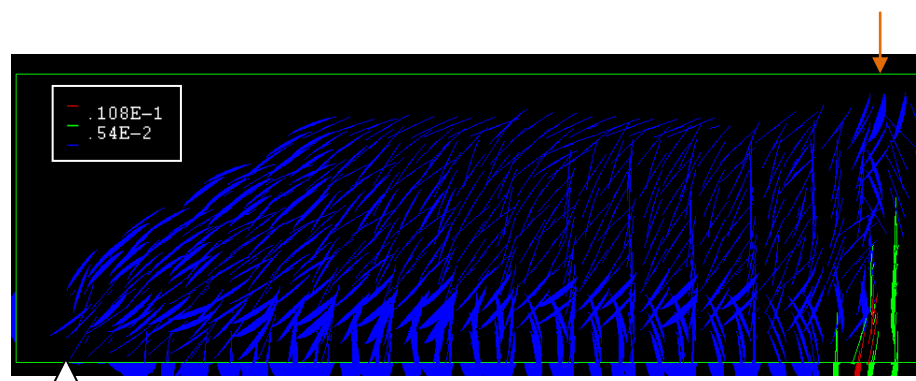
図から、Dorr の 3 次関数モデルおよび実験結果から得られた付着応力-相対すべりモデルを用いた場合は、鉄筋の腐食の度合いの小さい供試体 A においてもひび割れの分散性が低下しており、供試体 A と供試体 B との間であまり変化が生じていないことが分かる。一方、管モデルにおいては、供試体 A と供試体 B との間に実験結果と同様のひび割れの分散性の低下が確認できる。図-5.9 に示したように、同程度の質量減少率の場合、付着力が最も大きくなるのは管モデルであり、Dorr の 3 次関数モデル、実験結果から得られた付着応力-相対すべりモデルの順に付着力が小さくなっている。この付着力の差が、ひび割れの分散性に現れていると考えられる。



(a) Dorr の 3 次関数モデル



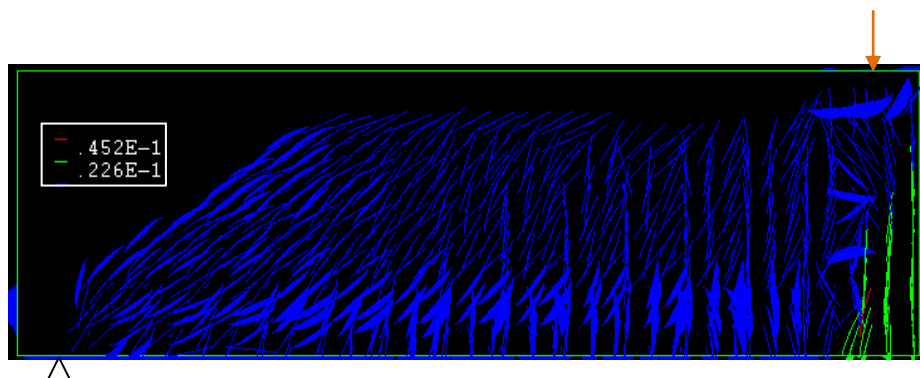
(b) 管モデル



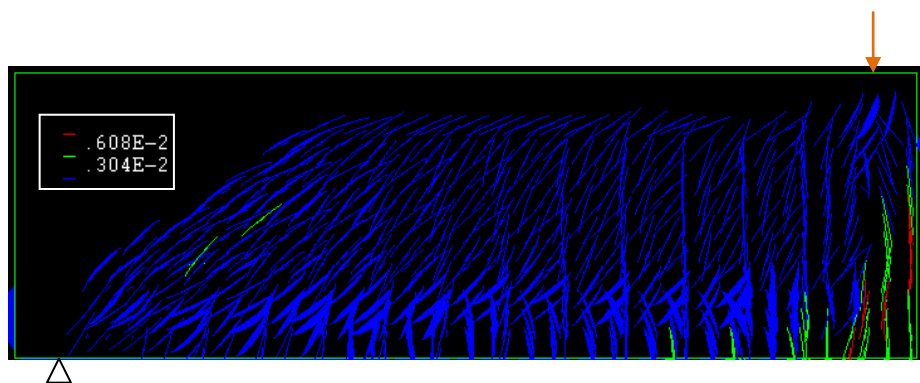
(c) 実験結果モデル

図-5.11 各モデルにおける降伏時のひび割れ発生状況（供試体 A）

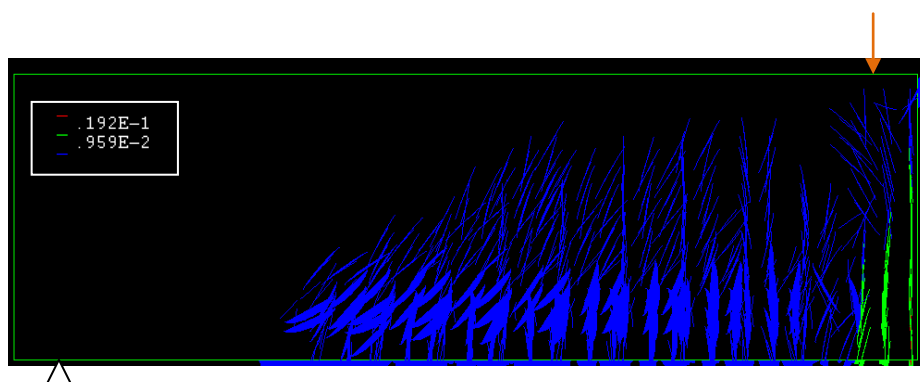
また，実験結果から得られた付着応力－相対すべりモデルに関しては，唯一，最大付着応力後，すべりの増加に対して付着応力が低下するモデルであったが，この違いによる影響は，荷重－変位曲線およびひび割れの発生状況には現れていないと考えられる．



(a) Dorr の 3 次関数モデル



(b) 管モデル



(c) 実験結果モデル

図-5.12 各モデルにおける降伏時のひび割れ発生状況（供試体 B）

5.5.2 実験結果と解析結果との比較

実験結果と解析結果から得られた荷重－変位曲線を図-5.13 に併せて示す．供試体 A においては，曲げ引張破壊が進展するまでは，いずれのモデルにおいてもその傾向をとらえている．しかしながら，前述したように，解析結果ではいずれも曲げ引張破壊が進行しており，最終的な破壊

モードの移行をとらえることはできていない。そこで、実験結果および解析結果の曲げ剛性に着目する。すると、実験結果と最もよく一致している解析結果は、付着応力－相対すべり関係に管モデルを用いたモデルであることが分かる。供試体 B においてもその結果については同様のことが言える。

これらの結果から、引抜き試験においては付着－すべりに対する剛性は腐食の進行に伴って低下しているものの、腐食した RC はりの構造性能評価に際しては、付着－すべりに対する剛性ははりの曲げ剛性に直接影響するため、すべりに対する剛性を過剰に低下させることは適していないと考えられる。この原因は、引抜き試験と RC はりの曲げ試験における鉄筋の定着長の差に起因していると考えられる。つまり、鉄筋の定着長が短い引抜き試験においては、付着区間全域に腐食ひび割れが発生すると、すべりに対する剛性が急激に低下する傾向がある。一方、RC はりの場合では、同程度に腐食が進行していても、定着長が大きいため、すべりに対する剛性の低下ははっきりとは表れない可能性があると考えられる。事実、本研究で実施した定着長の長い引抜き試験では、最大荷重の直前まで変位が発生していないことが確認されている。したがって、鉄筋の腐食に伴う付着応力－すべり関係の変化には定着長を含めた検討が必要であると言える。また、定着の十分な RC はり試験を解析対象とする際は、付着応力－相対すべり関係に管モデルを採用すると、最も良く実験結果を再現できることが明らかとなった。

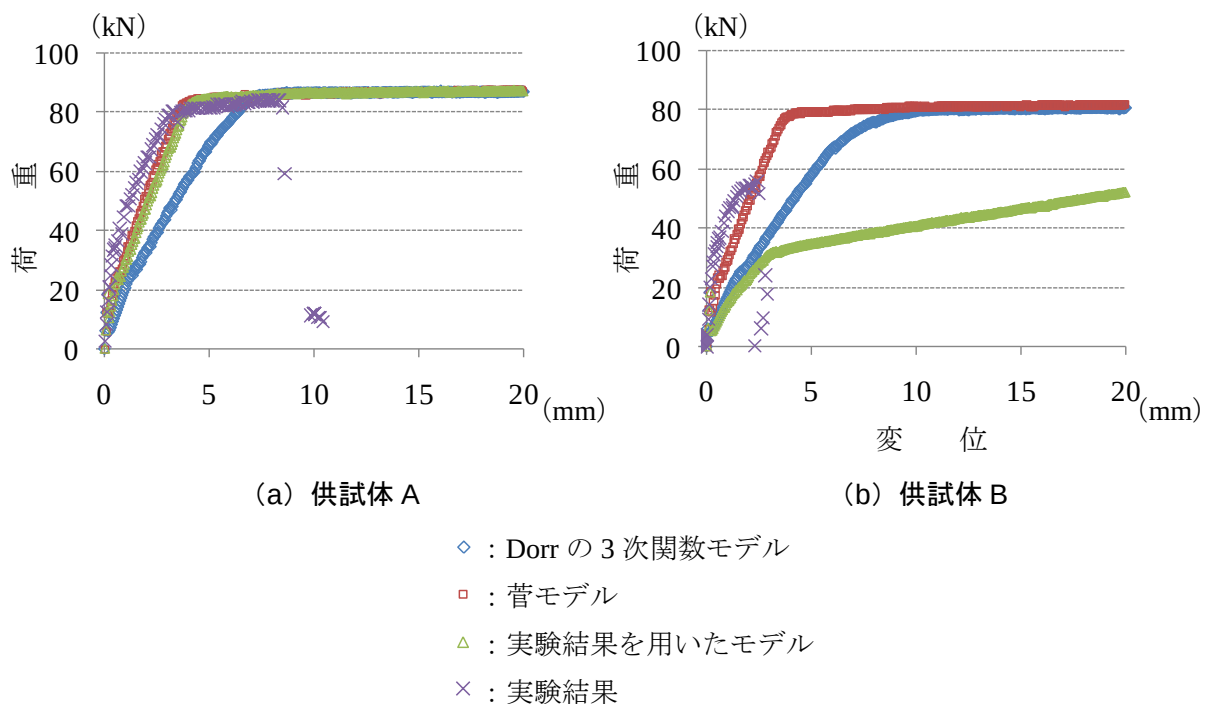


図-5.13 荷重－変位曲線（実験結果と解析結果の比較）

5.6 まとめ

本章では、付着応力－相対すべりモデルの違いが、FEMによる腐食したRCはり部材の構造性能評価に与える影響について検討した。以下に、得られた結論を示す。

- 5) 腐食したRCはりの曲げ剛性は、入力される付着応力－相対すべりモデルにおける傾きに大きく影響されることが明らかとなった。
- 6) 付着応力－相対すべりモデルにおける最大付着強度が小さい場合は、ひび割れの分散性を実際の曲げ載荷試験における結果よりも低く評価しうることがわかった。
- 7) 付着応力－相対すべり関係において、最大付着応力以降、相対すべりの増加に対して付着応力を低減させても、荷重－変位曲線やひび割れ発生状況といった解析結果は付着応力を低減させないモデルを用いた場合との差がほとんど生じないことが確認できた。
- 8) 本研究の範囲においては、腐食したRCはりの構造性能評価に最も適した付着応力－相対すべり関係は、菅モデルであることが明らかとなった。

第6章 NDT-FEM による RC 部材の構造性能評価の有用性に関する検討

6.1 はじめに

本章では、NDT-FEM の有用性を確認することを目的とする。まず、RC はり供試体を作製し、電食試験により供試体中の鉄筋を促進腐食させる。この前後において、前章までにおいて、鉄筋の腐食量の推定および腐食した RC 中の鉄筋とコンクリートとの付着力の推定に適用可能とされた各種非破壊試験を行う。さらに、部材の剛性を評価する手法として、衝撃振動試験を行った。その後、前章までに得られた鉄筋の腐食量の算出式および鉄筋とコンクリートとの付着力の算出式に基づき、部材の剛性と併せてこれらをインプットデータとした有限要素解析（以降、FEM）を行う。一方で、電食により内部の鉄筋を腐食させた供試体を対象に、曲げ載荷試験を行う。両者を比較することにより、NDT-FEM を用いた RC 部材の構造性能評価の妥当性の検証を行う。

6.2 実験概要

6.2.1 供試体

供試体の概要を図-6.1 に示す。供試体は、幅 200mm×高さ 170mm×長さ 1500mm の RC はりであり、鉄筋は SD295A（D13）を引張側のみに 100mm 間隔で 2 本配置した。引張鉄筋の端部には定着長 170mm の重ね継ぎ手を採用し、十分な定着を得るため、端部をフック型に加工した。なお、重ね継ぎ手が存在する区間には、継ぎ手の機能を十分に発揮させるために 100mm 間隔でスターラップを設けた。かぶりは供試体下面および側面ともに 43.5mm である。コンクリートの配合を表-6.1 に示す。設計基準強度は、 24N/mm^2 である。

実験パラメータについては、次節に記す電食による目標質量減少率とした。実験パラメータを表-6.2 に示す。表中の目標質量減少率 0%は、健全供試体を示している。

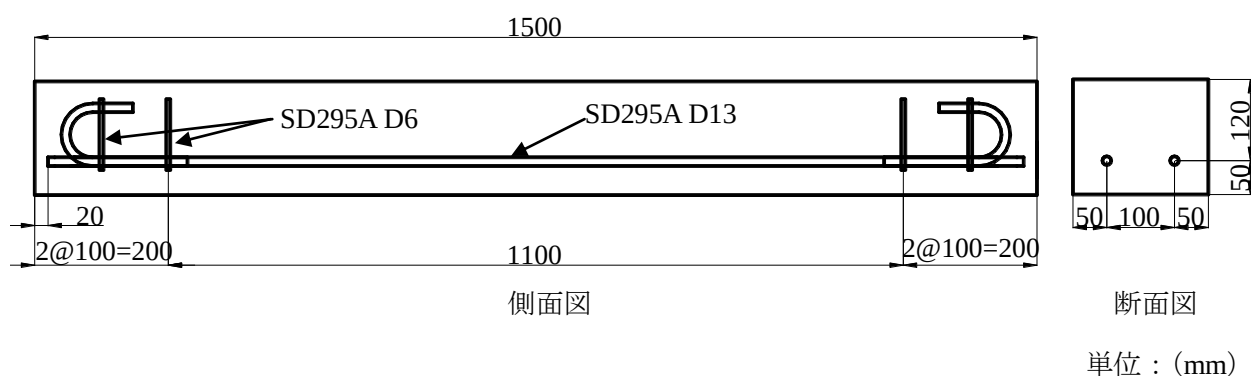


図-6.1 供試体概要

表-6.1 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量				
		W (kg)	C (kg)	S (kg)	G (kg)	AE (cc)
55	40	170	309	670	1040	124

表-6.2 実験パラメータ

	目標質量減少率 (%)
供試体 A	0
供試体 B	1.5
供試体 C	15

6.2.2 電食試験

鉄筋を早期に腐食させるため、電食による腐食促進試験を実施した。電食試験の概要を図-6.2に示す。5%食塩水を満たしたプラスチック製の容器の底版部に銅板を敷き、その上に供試体を設置した。鉄筋への通電は、鉄筋を陽極、銅板を陰極とした回路を形成させた上で、直流電源装置により直流電流を通電した。各供試体における鉄筋の腐食程度は、コンクリート標準示方書〔維持管理編〕²⁾における「進展期」および「加速期」に対応するように設定し、田森式²⁹⁾(式(5.1))に基づいて積算電流量を決定した。各供試体における積算電流量を表-6.3に示す。なお、鉄筋腐食進行後においても十分な定着を保たせるために、フックおよび重ね継ぎ手区間のスターラップには防食塗装を施した。

載荷試験終了後、実際の鉄筋の腐食程度を確認するため、供試体から鉄筋をはつり出し、除錆を行った上で鉄筋の質量減少率を算出した。なお、除錆には質量濃度 10%のクエン酸二アンモニウム水溶液を用いた。

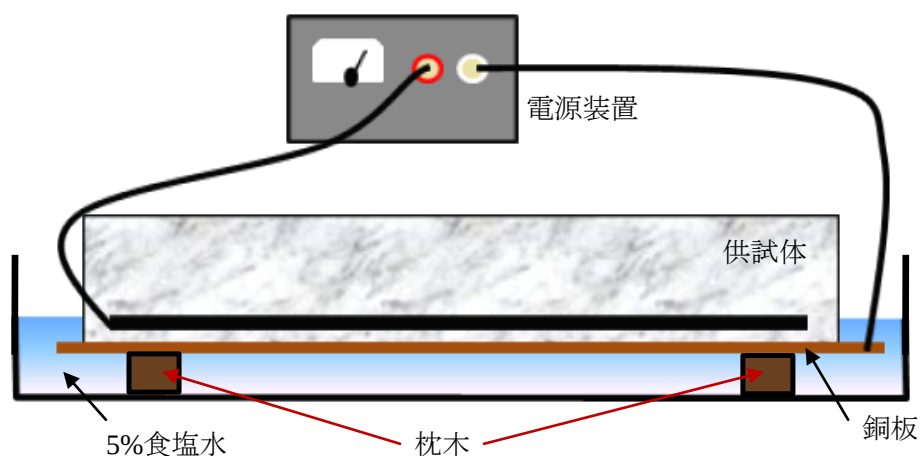


図-6.2 電食試験概要

表-6.3 各供試体における積算電流量

	目標質量減少率 (%)	積算電流量 (A・hr)
供試体 A	0	0
供試体 B	1.5	56.9
供試体 C	15	568.9

6.2.3 非破壊試験

本研究では、腐食した RC はりの構造性能評価を行うために、非破壊試験により鉄筋の質量減少率、鉄筋とコンクリートとの付着強度および供試体の曲げ剛性の推定を行った。3 章および 4 章において、鉄筋の質量減少率の推定には分極抵抗計測が、鉄筋とコンクリートとの付着強度の推定には電磁パルス法が有効な手法であることが明らかとなった。そこで本章では、電食試験後の供試体を対象に、分極抵抗の計測および電磁パルス法による計測を行った。ここで、それぞれの推定における補完的な手法として、自然電位計測および超音波探傷器による計測も行った。さらに、部材の剛性を推定することに実績のある衝撃振動試験を行うことにより、供試体の曲げ剛性の推定も併せて行った。一方で、簡便な手法として、目視調査およびクラックスケールによるひび割れ幅の計測を併せて行った。なお、自然電位法、電磁パルス法および超音波探傷器による計測については、比較のため電食試験前の各供試体についても行った。以下に、実施した 7 種類の非破壊試験の概要を示す。

(1) 目視調査

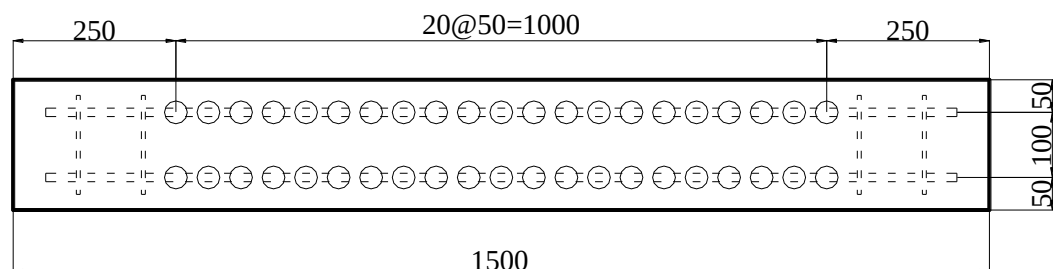
鉄筋の腐食によって生じたひび割れの発生程度を把握するため、供試体下面および側面においてひび割れの観察を行った。

(2) ひび割れ幅

鉄筋の腐食状況および鉄筋とコンクリートとの付着状況を推定するため、クラックスケールを用いてひび割れ幅の計測を行った。腐食ひび割れが発生している供試体において、ひび割れに沿って 50mm 間隔で計測を行った。

(3) 自然電位

鉄筋腐食の可能性を把握するため、自然電位の計測を行った。計測は、土木学会規準(JSCE-E601)⁴¹⁾ に準じて実施した。計測位置は図-6.3 に示すとおり、2 本の引張鉄筋いずれにおいても鉄筋の直上とし、長手方向に 50mm 間隔とした (42 点/供試体)。使用した照合電極は、飽和銀塩化銀電極である。鉄筋の腐食の可能性は、ASTM C 876⁴¹⁾ の規準に従って評価した。そのため、電位差計で得られた電位は、自然電位計測時の温度を考慮して、式 (6.1) により飽和硫酸銅電極を用いた場合の電位に換算した。



○：計測点（42 点/供試体）

図-6.3 自然電位・分極抵抗計測点

$$V = V_0 - 120 - 1.1(t - 25) \quad (6.1)$$

ここで、 V ：飽和硫酸銅電極を用いた場合の電位（mV）、 V_0 ：飽和銀塩化銀電極を用いた場合の電位（mV）、 t ：自然電位計測時の気温（℃）である。

（4）分極抵抗

鉄筋の腐食量を推定するために、交流インピーダンス法により分極抵抗の計測を実施した。計測された分極抵抗から、以下の手順により、腐食量を推定した。すなわち、まず、計測された分極抵抗の逆数に定数（0.026）を乗じることにより、腐食電流密度を算出した。この値から、第3章で算出された係数を用いて、以下の式（6.2）に基づいて鉄筋の腐食量を推定した。

$$W = \gamma' \cdot A \cdot S \cdot T \quad (6.2)$$

ここで、 W ：鉄筋の腐食量（mg）、 γ' ：式（3.8）により与えられる係数、 A ：分極抵抗の計測値から算出される腐食速度（mdd）、 S ：計測範囲における鉄筋の表面積（ dm^2 ）、 T ：電食期間（day）である。

分極抵抗の計測位置および計測数は、自然電位と同じである。

（5）電磁パルス法

鉄筋腐食に伴う鉄筋とコンクリートの付着状況の劣化を推定するため、電磁パルス法による計測を行った。計測に用いた励磁コイルおよびセンサは、前章で用いたものと同様である。計測状況を写真-6.1に示す。鉄筋を加振するための励磁コイルは、鉄筋の長手方向と磁束線とを平行にするために、鉄筋上においてコンクリート表面から20mmの位置に非接触で設置した。一方、センサは、センサの中心とコイルの中心が一致するように、供試体のコンクリート表面に貼り付けた（写真-6.1参照）。使用したセンサは、60kHz 共振型 AE センサである。計測点は、図-6.4に示すとおりである。ここでは、鉄筋腐食に伴う引張鉄筋とコンクリートとの付着状況を推定する目的に加えて、フックの健全性を確認するために、フック位置においても計測を行った。

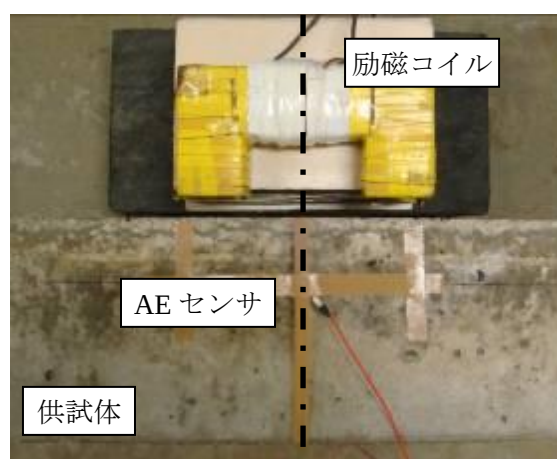
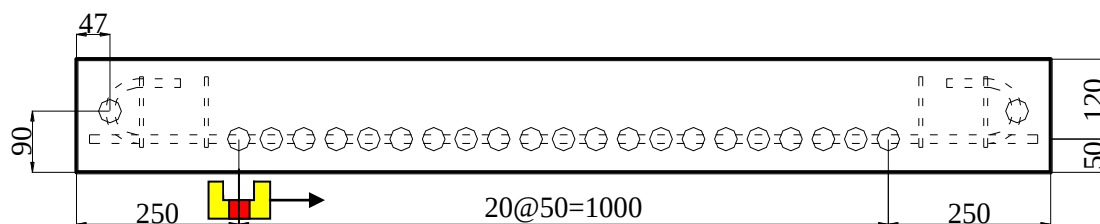


写真-6.1 電磁パルス計測状況



側面図

単位：(mm)

○：センサ設置位置（片側 23×両面=46 点/供試体）

図-6.4 電磁パルス計測点

(6) 超音波探傷器

鉄筋腐食の発生に伴う鉄筋近傍およびコンクリート表層部の変状の程度を評価するため、超音波探傷器を用いた。計測は、電食の前後において鉄筋の直上および供試体断面方向の中心点において実施した。電食前後において反射エコーの違いを観察することにより、内部欠陥の有無を推定した。

(7) 衝撃振動試験

供試体の剛性を推定するために、衝撃振動試験を行った。載荷スパンと等しくなるように支間長を設定し、スパン中央および 1/4 の点に速度センサを設置した。打撃は木槌により、センサから 20mm の点において実施した。振動の計測は、速度センサによりサンプリング周波数 500Hz で計測を行った。各供試体において 10 回の打撃を行い、得られた時刻歴速度波形を重ね合わせてノイズの圧縮処理を行った後に、高速フーリエ変換（FFT）により周波数分析を行い、位相差スペクトルとスペクトル強度により固有振動数を同定した。

6.2.4 曲げ載荷試験

写真-6.2 に示すように、曲げ載荷試験は 4 点曲げ載荷試験（載荷スパン：1300mm）とした。載荷試験における計測項目は、載荷点、支間中央および支点の 5 点における変位、荷重およびひび割れの進展状況である。変位の計測には、載荷点直下および支間中央においては 1/100mm の精度を有する変位計を、支点においては 1/1000mm の精度を有する感知レバーを用いた。また、ひび割れの進展状況については、供試体の片側の面において観察し、ひび割れの発生荷重（鉄筋降伏後は変位）とその位置を記録した。なお、載荷試験は材齢 110 日で実施した。試験時におけるコンクリートの圧縮強度を表-6.4 に示す。

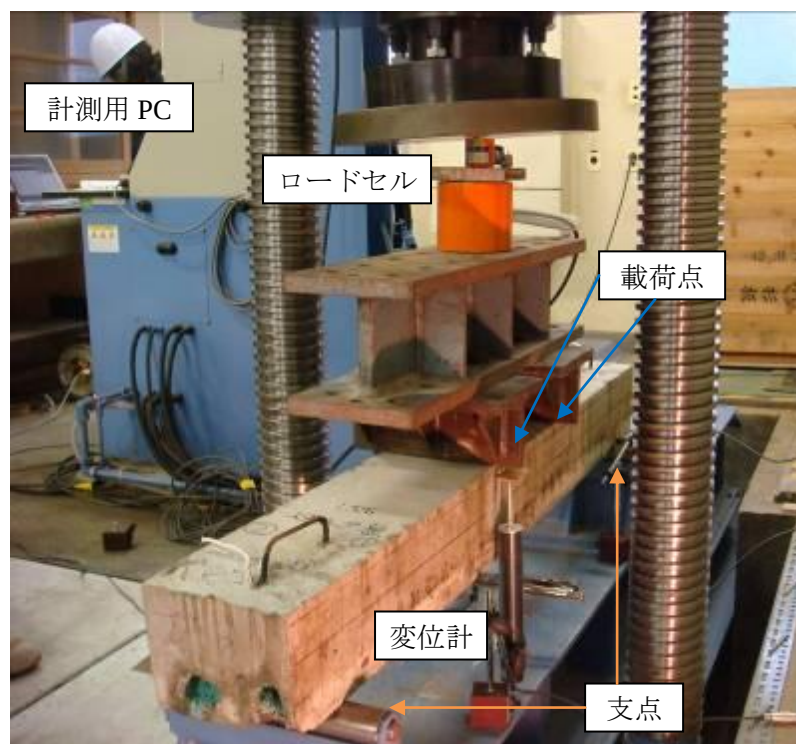


写真-6.2 曲げ載荷試験状況

表-6.4 載荷試験時におけるコンクリートの圧縮強度

	圧縮強度 (N/mm ²)	平均 (N/mm ²)
圧縮試験体 1	52.3	48.0
圧縮試験体 2	46.3	
圧縮試験体 3	44.3	
圧縮試験体 4	48.6	
圧縮試験体 5	46.0	
圧縮試験体 6	46.8	
圧縮試験体 7	51.6	

6.3 非破壊試験結果から得られる劣化分布

6.3.1 電食試験後におけるコンクリート表面のひび割れ発生状況

電食試験終了時において、目視により確認された鉄筋腐食に起因する供試体表面のひび割れ発生状況を図-6.5 に示す。図中の数値はひび割れ幅の値を示している。目標質量減少率を 1.5% に設定した供試体 B については、写真-6.3 に示すように錆汁が噴出していることは確認されたが、鉄筋腐食に伴うコンクリート表面のひび割れは発生していなかったため割愛している。ただし、供試体表面に錆汁が滲み出していたことから、腐食ひび割れがコンクリート表面まで達していないものの、表面に向かってひび割れが進展していると推測することができる。一方、目標質量減少率を 15% 程度とした供試体 C では、ほぼ全長に渡って鉄筋腐食に起因するひび割れが発生している。図中の R 鉄筋の右側においてはひび割れが供試体側面に発生しているが、これは、供試体打設時に、底面に比べて側面のかぶりが若干小さくなっていたためではないかと考えられる。また、本研究では腐食促進試験に電食を採用しているため、1 度ひび割れが発生すると、腐食生成物が発生したひび割れから流出する傾向がある。このため、1 本の鉄筋から 1 方向のみのひび割れの発生となり、図のようなひび割れの進展になったと推測される。

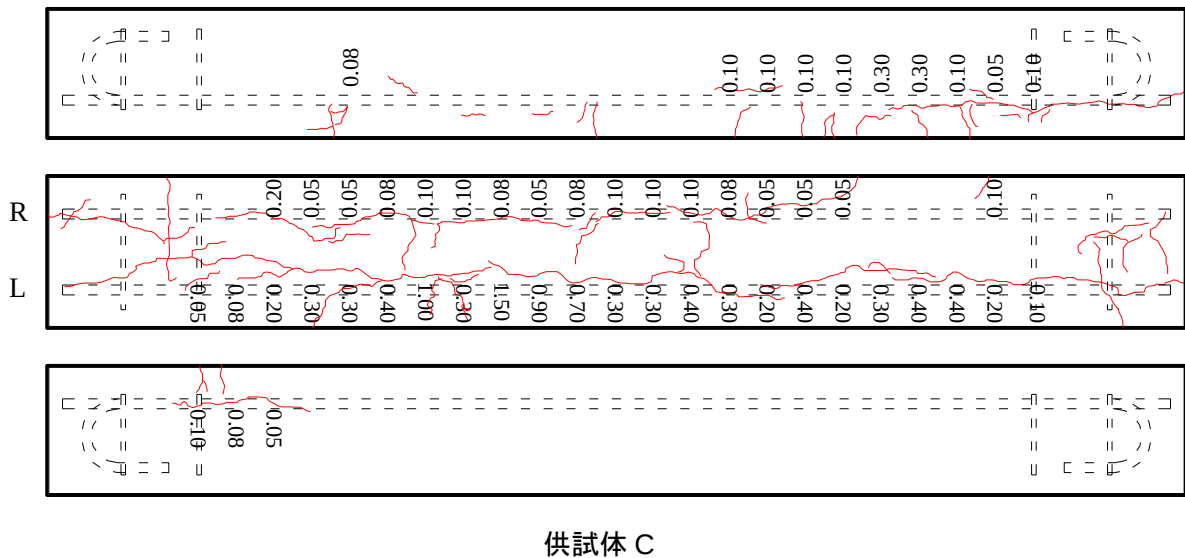


図-6.5 供試体表面におけるひび割れ幅

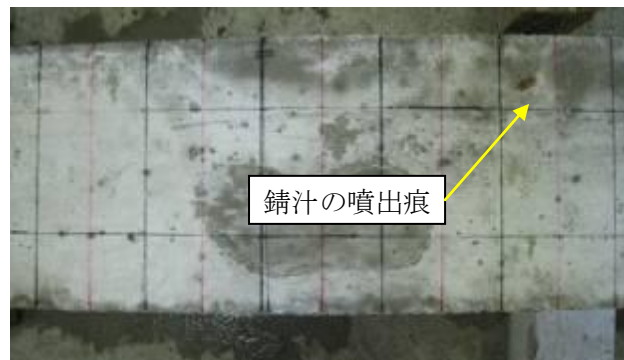


写真-6.3 供試体底面における錆汁の噴出痕

6.3.2 非破壊試験結果（劣化分布）

電食試験前後における、各種非破壊試験の結果を以下に示す。

(1) 目視

前節に記したため割愛する。

(2) ひび割れ幅

電食試験後に観察された供試体表面のひび割れ幅を図-6.5 に示す。図から、供試体表面におけるひび割れ幅は、発生位置によって大きく異なっていることが分かる。供試体側面に発生しているひび割れは 0.30 が最大であるが、供試体底面におけるひび割れは、最大で 1.50 まで大きくなっている。これは図-6.2 に示すように、供試体を枕木の上に置いた上で電食を行っており、食塩水の水深がかぶりほどであったため、腐食生成物の流出が供試体底面の方向に大きくなったことが原因であると考えられる。また、ひび割れ幅の大きさが長手方向においてばらついていることから、同一鉄筋内においても腐食の不均一性がみられていると推測することができる。

(3) 自然電位

電食試験前後に計測された、各供試体における自然電位の分布を図-6.6 および図-6.7 にそれぞれ示す。図-6.6 から、電食試験前においては、計測位置における電位のばらつきが多少存在したものの、いずれの鉄筋のいずれの計測位置においても、90%以上の確率で非腐食状態と推定される電位であった。一方、電食試験後は、図-6.7 からわかるように、目標質量減少率を 15%とした供試体 C においては全ての計測点において 90%以上の確率で腐食状態と判断された。しかしながら、目標質量減少率を 1.5%とした供試体 B においては数点において 90%以上の確率で非腐食状態と推定される電位となり、その他の点においても不確定と推定される電位となった。以上の結果から、腐食が進行している供試体については良好な推定結果を呈したが、腐食の進行具合が小さい供試体については、一部において不十分な結果となったと言える。しかしながら、図から読み取ることは不可能であるが、電食の前後における自然電位の値を比較すると、電食後に 90%以上の確率で非腐食状態と推定された計測位置においても、自然電位の計測値は電食前よりも低下していた。したがって、経時的な計測を行えば、自然電位の計測からも腐食の進行を把握できる可能性があることが確認できた。

(4) 分極抵抗

分極抵抗の計測値から推定された各供試体における鉄筋の質量減少率の分布を図-6.8 にそれぞれ示す。図中の C は質量減少率を示している。図から、電食期間に応じて質量減少率が大きくなっていることおよび、同一の供試体においても分極抵抗の計測点により減少率の推定値にばらつきが生じていることが確認できる。

表-6.5 に、実測により算出した鉄筋の質量減少率および鉄筋質量減少率の推定値を示す。表中の値は鉄筋 1 本あたりの質量減少率の平均値を示している。表から、分極抵抗の計測値から鉄筋の質量減少率を比較的精度よく推定できていることが確認できる。これらの結果から、鉄筋の質量減少率の推定における、分極抵抗法を用いた式 (6.2) の有用性が明らかとなった。

(5) 電磁パルス法

図-6.9 に電磁パルス法の計測結果に基づいて推定されたそれぞれの計測点における付着力比の分布を示す。図中の ζ は付着力比を示している。付着力比は、電食前後において電磁パルス法により得られたコンクリート表面の最大振幅の比から、式 (4.2) を用いて算出された値である。付

着力比および最大振幅比はそれぞれ、電食前における計測値を 1 としたときの電食後における比率を表している。図から、電食期間に応じて付着力比が小さくなっていることが確認できる。また、付着力の低下程度は計測点におけるバラつきが大きいことがわかる。供試体 C においては、全体的に付着力は小さな値を示しているが、数点において大きな付着力を有していると推定されている。既往の研究⁴²⁾によると、付着切れが生じている範囲の端部においては大きな最大振幅が得られることが明らかにされている。今回の計測において付着力が大きいと推定された点については、この関係に起因している可能性が考えられる。

(6) 超音波探傷器

電食前後において超音波探傷器により得られた受振波形の一例を図-6.10 に示す。図に示すように、電食前においては、鉄筋位置の直上では鉄筋のかぶりに値する深さからの反射波を受振していることがわかる。それ以外の鉄筋の存在しない位置では明確な反射波が得られていないことが確認できる。このことから、電食前においては供試体内部には欠陥は存在していなかったと推測される。一方、電食後においては、鉄筋位置で鉄筋腐食に伴うはく離に起因する大きな反射波が得られている。鉄筋が存在しない位置であり、かつ供試体表面にひび割れが見られない位置であっても、鉄筋のかぶり深さのあたりで大きな反射波が得られていることが確認できた。これらの位置においては、鉄筋腐食に伴うひび割れが鉄筋間をつなぐように進展し、水平ひび割れとなっている可能性があると考えられる。また、目標質量減少率を 1.5%とした供試体 B では、鉄筋が存在しない位置において明確な反射波が得られていない点もあった。このような点においては、ひび割れの進展は進んでいないと考えられる。以上の結果から、超音波探傷器を用いることにより、鉄筋腐食に伴う鉄筋とコンクリートとのはく離の存在位置や水平ひび割れの進展状況を推定することが確認できた。また、上述した電磁パルス法の結果と併用することにより、供試体におけるより詳細な劣化分布を把握することができると考えられる。

(7) 衝撃振動試験

電食試験後に実施した衝撃振動試験により得られた固有振動数の値を表-6.6 に示す。表から、目標質量減少率の増加に伴い固有振動数が大きくなるという結果となった。しかしながら、第 4 章の結果から、当初ははりの腐食に起因して固有振動数が低下することが予測された。また、既往の研究⁴³⁾によると、载荷履歴がある場合には、腐食したはりの固有振動数は低下すると報告されている。一方、中田ら⁴⁴⁾によると、鉄筋腐食の生じたはりは、鉄筋が腐食していないはりよりも静的载荷における初期剛性が大きくなる傾向があると報告されている。衝撃振動試験により得られた固有振動数はこの傾向を反映していると考えられる。以上のことから、本実験においては、腐食したはりが無载荷の状態であったため、固有振動数が健全なはり（供試体 A）よりも大きくなったと考えられる。

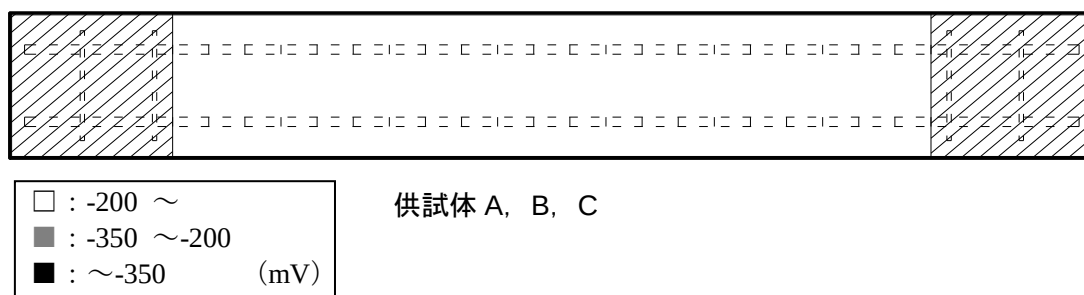


図-6.6 自然電位計測結果（電食前）

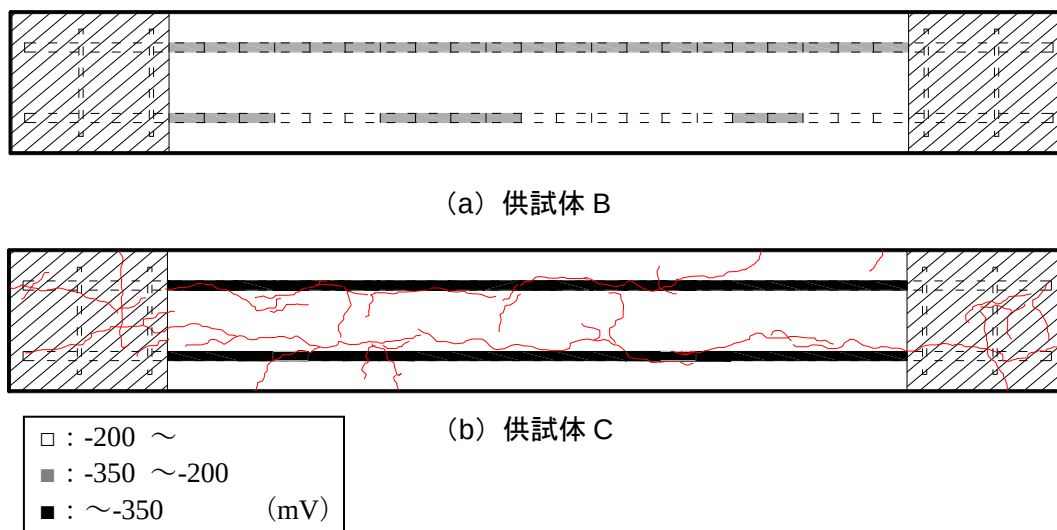


図-6.7 自然電位計測結果（電食後）

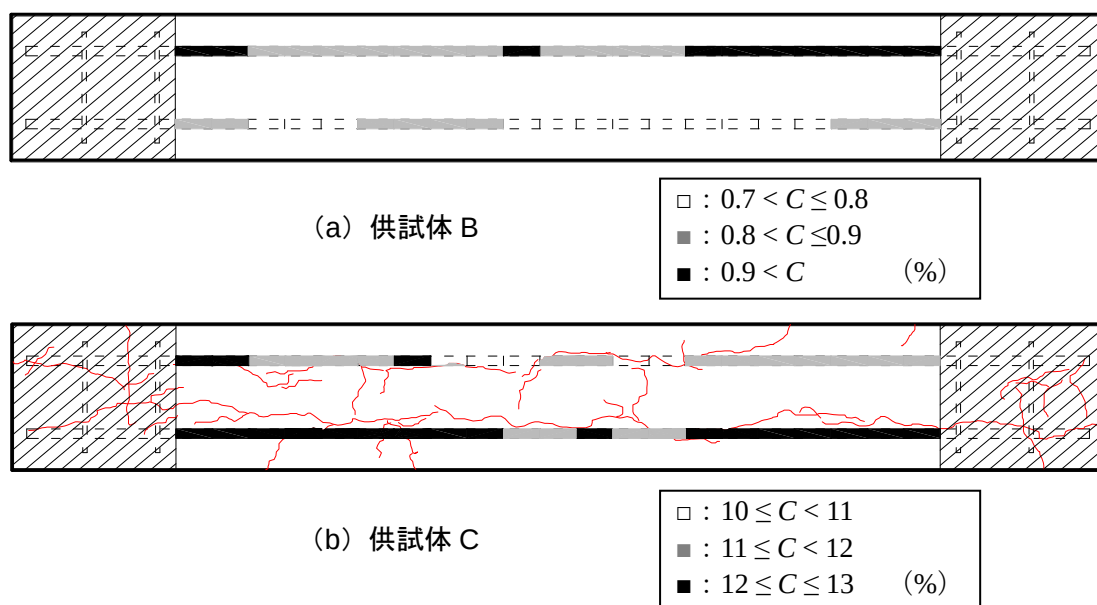


図-6.8 分極抵抗計測による鉄筋の質量減少率の推定値の分布

表-6.5 鉄筋の質量減少率の実測値と推定値の比較

	鉄筋	実測値 (%)	推定値 (%)
供試体 B	R	0.7	0.95
	L	0.6	0.84
供試体 C	R	11.8	12.3
	L	14.4	13.6

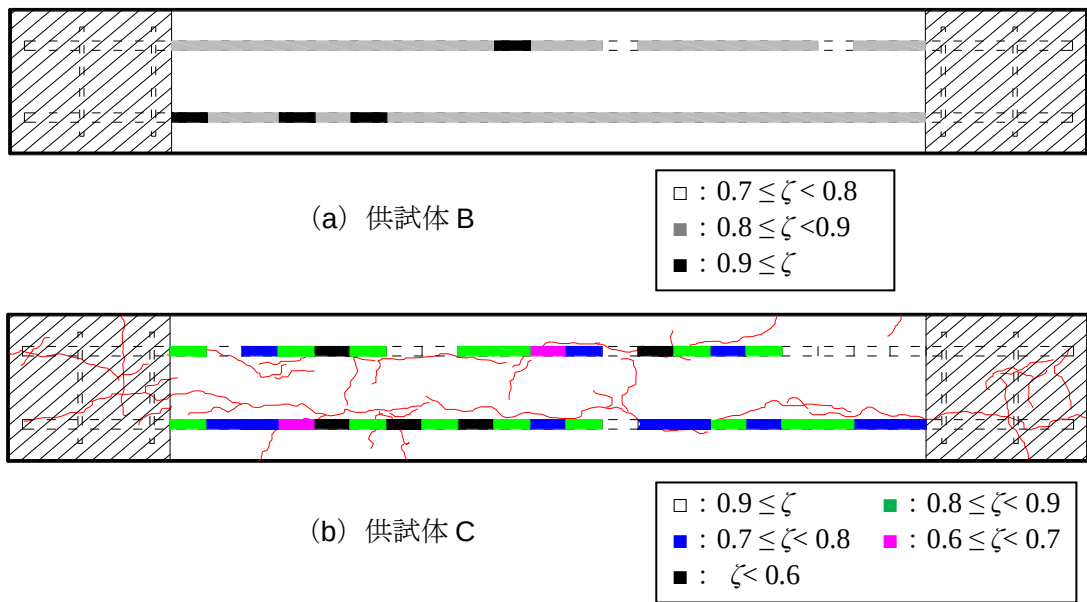


図-6.9 電磁パルス法による鉄筋とコンクリートとの付着力比の推定値の分布

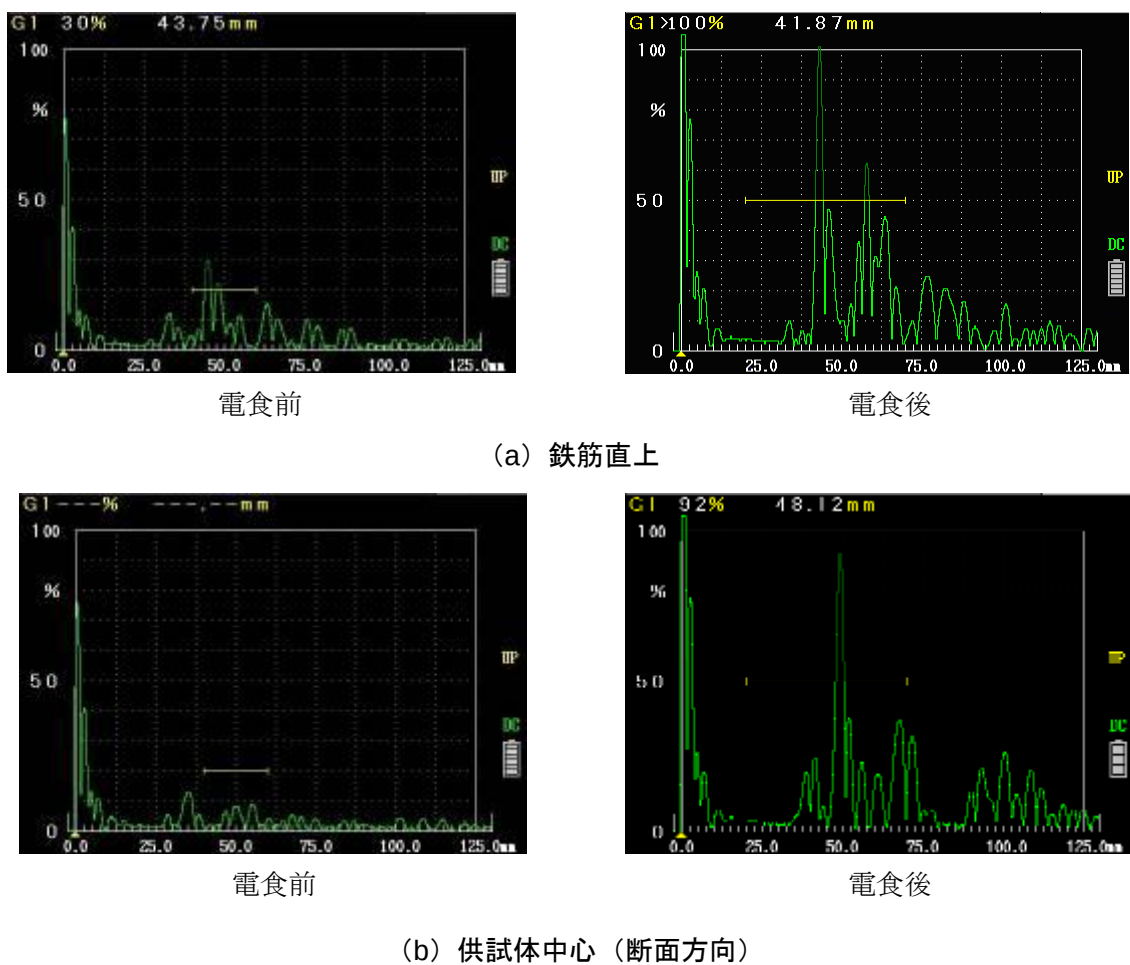


図-6.10 電食前後における超音波探傷器の受振波

表-6.6 衝撃振動試験により得られた固有振動数

	固有振動数 (Hz)
供試体 A	115.1
供試体 B	119.6
供試体 C	136.6

6.4 解析概要

6.4.1 解析モデルおよび条件

解析モデルを図-6.11 に示す。解析対象は、実験で使用した腐食した RC はりである。解析には汎用 FEM ソフト DIANA を用いた。解析は、供試体における劣化の不均一性を反映させるため、供試体全長において 3 次元でモデル化を行った。コンクリートを 20 節点ソリッド要素、鉄筋を 3 節点トラス要素、鉄筋とコンクリートとの付着域をそれぞれの要素からなる 6 節点のインターフェイス要素によりモデル化を行った。解析に用いた物性値は、表-6.7 に示すように実験により得られた値を採用した。ここで、コンクリートの引張強度については圧縮強度の 1/13 と仮定した。なお、曲げ载荷については図に示す位置に 50mm の強制変位を 0.05mm 刻みで与えることにより再現した。

それぞれの機械的性質としては、コンクリートは、コンクリートにかかる引張力が、コンクリートの引張強度を超えるとひび割れが発生する多方向固定ひび割れモデルを採用し、ひび割れ発生後はせん断剛性が一定率で低下する線形せん断保有モデルを用いた。鉄筋は完全弾塑性のバイリニアとした。付着応力-相対すべりモデルについては、前章において腐食した RC はりの構造性能評価に有用であると判断された菅モデル（式（5.4）参照）を採用した。

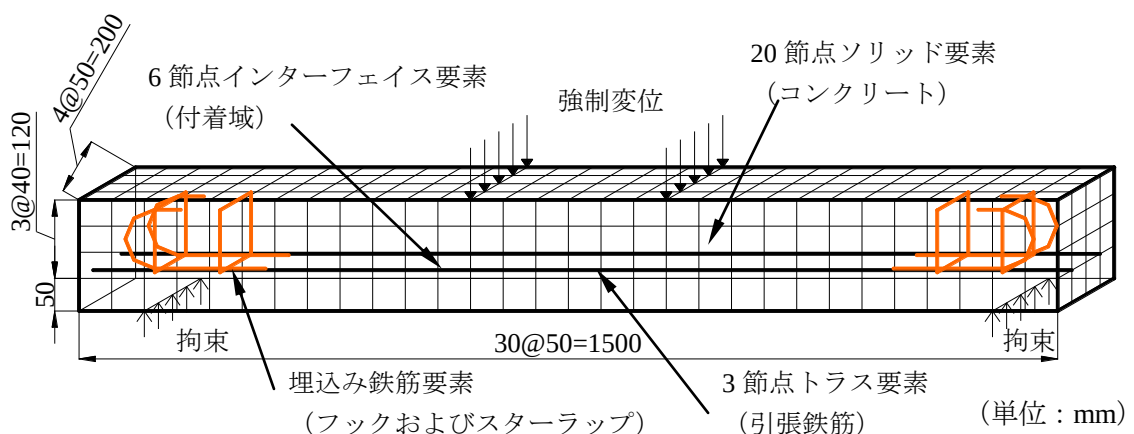


図-6.11 解析モデル

表-6.7 解析に用いた物性値

コンクリート	
弾性係数 (kN/mm ²)	30.0
ポアソン比	0.24
引張強度 (N/mm ²)	3.7
鉄筋 (SD295A)	
弾性係数 (kN /mm ²)	200
降伏強度 (N/mm ²)	350.7

6.4.2 非破壊試験結果の反映方法

(1) 鉄筋の腐食程度

鉄筋の腐食程度を解析に反映させるため、図-6.8 に示した分極抵抗の計測により推定された鉄筋の質量減少率を鉄筋の断面積へと換算した。算出した断面積は、鉄筋ごとに各要素（要素長さ：50mm）にそれぞれ反映させた。

(2) 鉄筋とコンクリートとの付着状況

鉄筋とコンクリートとの付着力の低減方法としては、図-6.9 に示した電磁パルス法により得られた付着力比を最大付着力の比として採用した。すなわち、次式に示すように、式 (4.2) により得られた係数 ζ を菅モデルに乗じることにより付着力を低減させた。

$$t = \zeta \cdot 0.36 f_c^{\frac{2}{3}} \left(1 - \exp(-40(s/D)^{0.5}) \right) \quad (6.3)$$

ここで、 t ：付着応力 (N/mm²)、 ζ ：式 (4.2) により与えられる係数、 f_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 s ：相対すべり (mm)、 D ：鉄筋径 (mm) である。

(3) RC はりの剛性

衝撃振動試験の結果から、RC はりの曲げ剛性を推定した。衝撃振動試験から得られる固有振動数は式 (2.9) により与えられる。このとき、弾性係数、スパン長および密度を一定とすると、固有振動数比は以下の式で表わされる。

$$\frac{\omega'}{\omega} = \sqrt{\frac{I'}{A'}} \times \sqrt{\frac{A}{I}} \quad (6.4)$$

ここで、RC 供試体断面における鉄筋の断面 2 次モーメントはコンクリートの断面 2 次モーメントに比べると極めて小さいので無視できる。さらに、図-6.12 に示すように、鉄筋のかぶりを一定と

した上で高さを変化させた断面と元々の断面とを比較すると，供試体の幅 b は一定なので，固有振動数比は，次式に示すように，断面の高さの比となる．

$$\frac{\omega'}{\omega} = \sqrt{\frac{I'}{A'}} \times \sqrt{\frac{A}{I}} = \frac{h'}{h} \quad (6.5)$$

以上のようにして求められた高さの値を，解析モデルの RC はりの高さとして採用した．

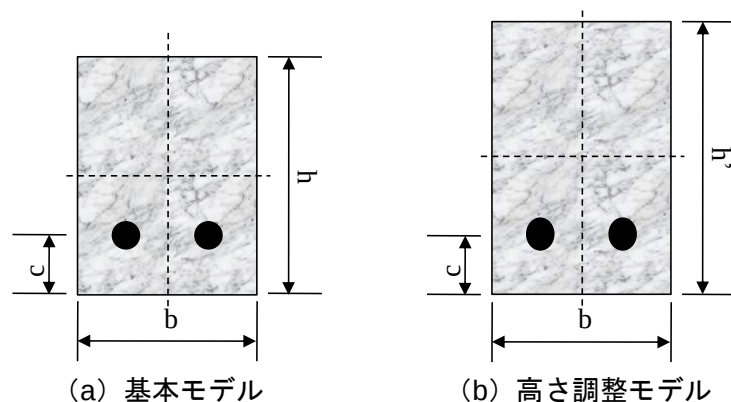


図-6.12 固有振動数比から高さの比を求めるモデル

6.5 載荷試験および解析結果

6.5.1 載荷試験結果

図-6.13 に曲げ載荷試験から得られた荷重－変位曲線を，図-6.14 にひび割れ進展状況をそれぞれ示す．図-6.14 中の数値は数値の後に k がある値は荷重であり，数値のみの値は変位を示しており，太線はピーク荷重後に荷重が低下した際に最もひび割れ幅が大きくなっていたひび割れを示している．

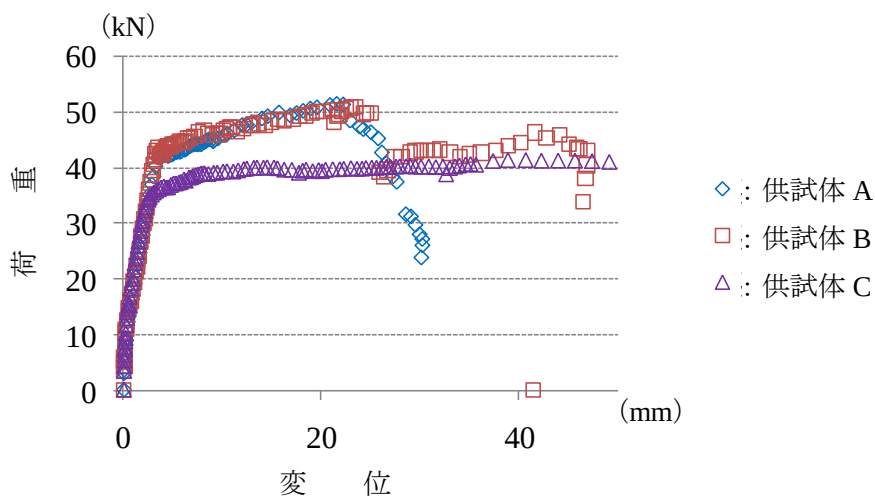
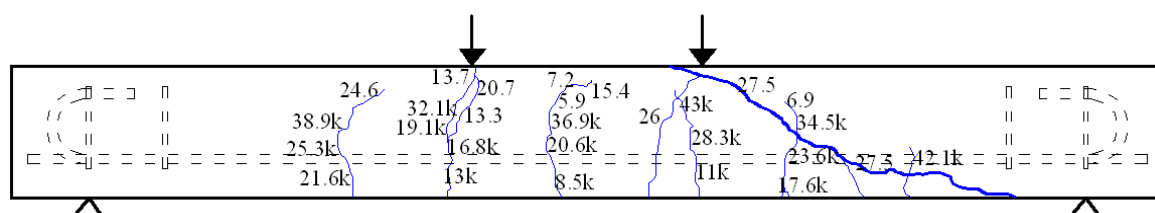


図-6.13 荷重－変位曲線（実験結果）

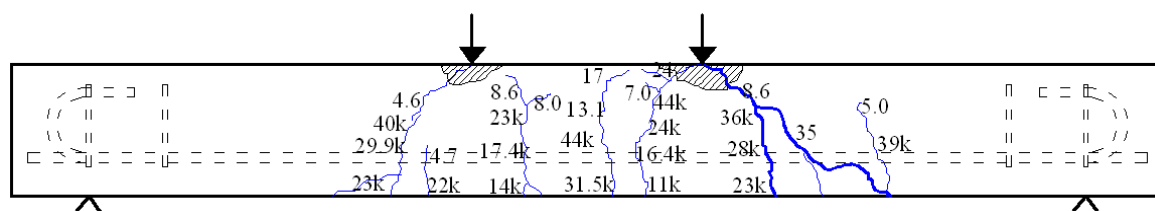
供試体 A では、荷重が 8.5kN に達した際にスパン中央付近の供試体下縁に初期ひび割れが発生した。その後、載荷荷重の増加に伴って曲げひび割れが進展するとともに、供試体下縁から等間隔にひび割れが発生した。そして、荷重が 40kN を超えたあたりから鉄筋が降伏を始め、変位の増加に伴い荷重が漸増した。さらに変位が 20mm を超えると、写真-6.4 に示すように載荷点付近のコンクリートが圧壊を始めた。その後、徐々に荷重が落ち始め、最終的には図に示すように斜めひび割れが進展し、せん断破壊を呈した。

供試体 B に関しては、荷重が 11kN に達すると、スパン中央付近の供試体下縁から初期ひび割れの発生が確認された。その後の載荷荷重の増加に伴う曲げひび割れの進展具合は、鉄筋が腐食していない供試体 A とほとんど同程度であった。そして、荷重が 40kN を超えると鉄筋が降伏しはじめ、変位の増加に伴い荷重が漸増した。その後、変位が 25mm を超えると載荷点付近のコンクリートが圧壊し、荷重が急落した。さらに載荷を進めると、図に示すように斜めひび割れが急激に進展し、せん断破壊へ移行した。

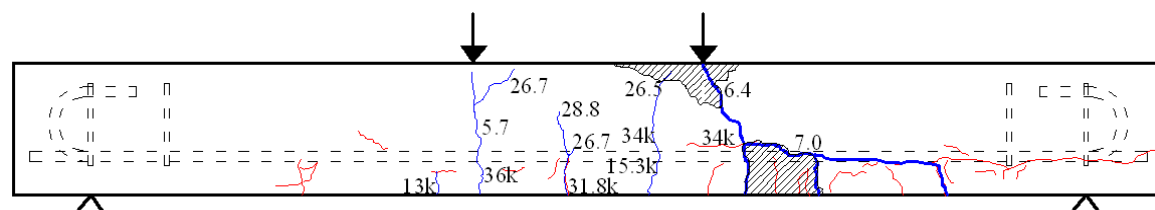
供試体 C では、載荷スパン内において初期ひび割れが発生したのは荷重 15.3kN 時であり、供試体 A および B よりも遅い時点であった。その後、載荷荷重の増加に伴い曲げひび割れの進展が見られたが、発生したひび割れの本数はほぼ半減している。そして、荷重が 35kN を超えたあたりから鉄筋が降伏し、変位の増加とともに荷重が漸増していった。変位が 20mm を超えると、載荷点近傍のコンクリートが圧壊を始めたものの、荷重の低下は見られなかった。最終的には変位が



(a) 供試体 A



(b) 供試体 B



(c) 供試体 C

図-6.14 ひび割れ発生状況（実験結果）

60mm を超え、計測可能域を超えた後に片側の鉄筋が破断し、荷重が急落した。

それぞれの供試体における実験結果を比較すると、最大荷重は供試体 A で 51.4kN、目標質量減少率を 1.5%とした供試体 B で 50.8kN、目標質量減少率を 15%とした供試体 C で 41.3kN であった。低下率では供試体 B で 1.1%、供試体 C で 19.7%という結果となった。また、降伏後の挙動に着目すると、腐食が進行した供試体ほど、硬化の程度が小さくなる傾向を示した。

ひび割れの進展状況では、供試体 B においては健全な供試体 A とほとんど変わらず、コンクリート表面に腐食によるひび割れ発生が見られる前であれば、ひび割れの分散性にはあまり変化が見られないことが分かった。一方、供試体 C では、载荷に伴い発生したひび割れの本数が供試体 A と比較してほぼ半減しており、鉄筋とコンクリートとの付着状況はかなり低下していたと推測できる。さらに詳細に検討すると、ひび割れ発生前の载荷初期における曲げ剛性は目標質量減少率が大きいほど大きくなり、ひび割れ発生荷重についても同様に、腐食が進んでいる方が曲げ载荷による初期ひび割れの発生が遅くなるという結果となった。また、定着に関しては、供試体 C では定着部においても腐食ひび割れの発生が確認されたが、フックが健全であったため付着割裂破壊は生じずに曲げ破壊となったと言える。



写真-6.4 供試体上縁における圧壊状況

6.5.2 解析結果

解析結果から得られた荷重－変位曲線を図-6.15に、降伏時におけるひび割れ発生状況を図-6.16にそれぞれ示す。図中の数値はひび割れ幅の大きさを示している。

図から、すべての供試体において曲げ引張破壊の進展が見られる。最大荷重については、供試体 A で 43.4kN、供試体 B で 45.2kN、供試体 C で 43.0kN となっており、最大荷重の低下程度が鉄筋の質量減少率の低下と比較して小さくなっている。曲げ剛性に着目すると、若干ではあるが腐食が進行した供試体のモデルにおける曲げ剛性の方が大きくなっている。これは、解析モデルにおいて採用したはりの高さが影響していると言える。また、最大荷重の低下程度が鉄筋の質量減少率と比較して小さく表れていることに対しても、この点が原因であると考えられる。

一方、ひび割れ発生状況に着目すると、インターフェイス要素に反映させた付着力の低下程度

に伴ってひび割れの分散性が低下していることが分かる。また、ひび割れの分散性の低下に伴って、同一の変位時におけるひび割れ幅の大きさも大きくなっていることが確認できる。

以上の結果を踏まえて、次節において NDT-FEM による RC はり部材の構造性能評価の妥当性について検討する。

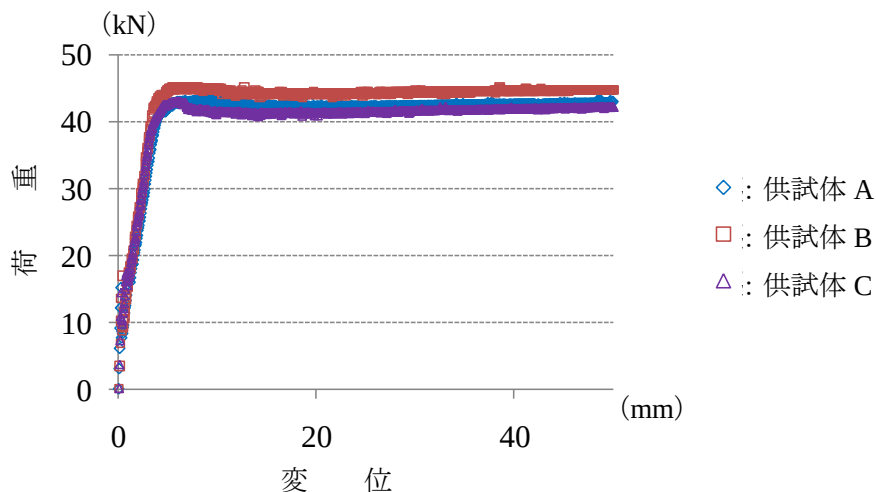


図-6.15 荷重－変位曲線（解析結果）

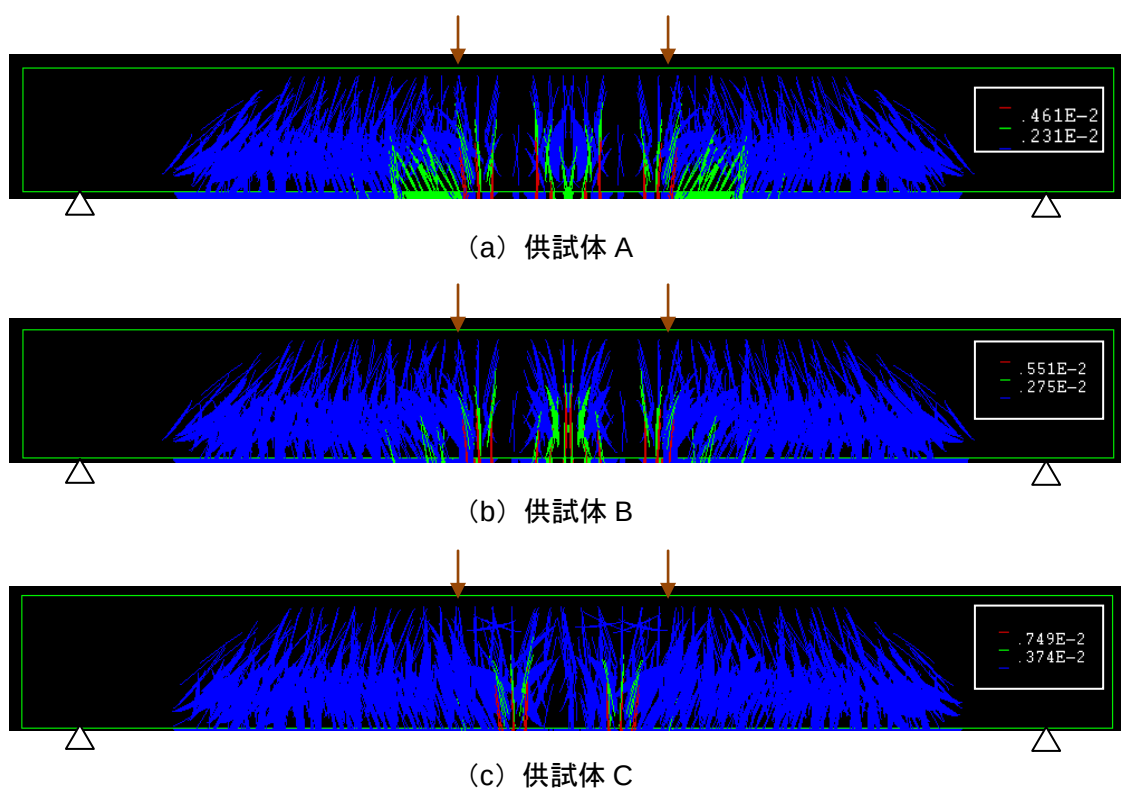


図-6.16 解析によるひび割れ発生状況（変位 4mm 時）

6.6 NDT-FEM による RC はり部材の構造性能評価の妥当性の検証

各供試体において実験結果と解析結果を比較した荷重－変位曲線を図-6.17 にそれぞれ示す．すべての供試体において，実験結果では部材が降伏した後に硬化挙動を示しているが，解析結果ではそれを反映できていない．これは，解析モデルにおいてコンクリートの圧縮に関する塑性挙動や鉄筋のひずみ硬化をモデル化していないことが主な原因であると考えられる．一方，弾性域の挙動に着目すると，解析では，ひび割れ発生荷重や供試体の曲げ剛性を精度よくとらえることができていることが確認できる．また，供試体 A および B に関しては，部材が降伏を開始する時点までよく追跡できている．一方，供試体 C においては降伏荷重を実際よりも大きく評価する結果となった．この原因は，曲げ剛性の反映方法としてモデルの高さを大きくしたことにあると考えられる．はりの高さは直接耐荷力に影響するが，この影響が鉄筋の質量減少率の低下による影響よりも大きく表れたと推察される．前述したように，既往の研究において，载荷が進むと腐食したはりの剛性は低下することが明らかにされている．解析においてこのような剛性の変化を反映することができれば，さらに有効な手段となりうると考えられる．

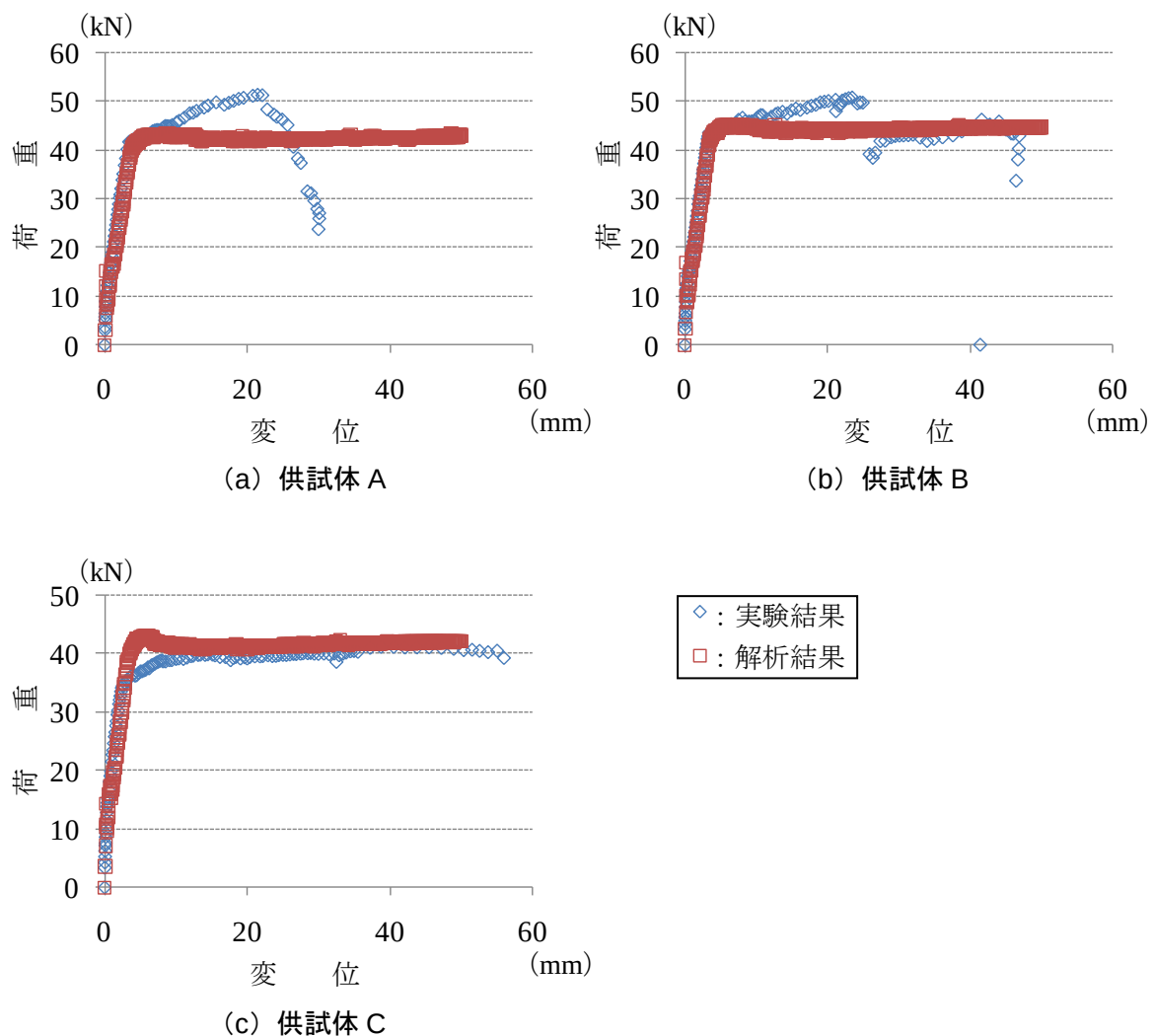


図-6.17 荷重－変位曲線（実験結果と解析結果の比較）

以上の結果から、本研究で提案した NDT-FEM を用いた場合、腐食した RC はりの曲げ挙動に対して、弾性域では非常によく実験結果と一致することが明らかとなった。ここで、点検時において求められる情報と言う点を考慮すると、重要と考えられるのはやはり、部材の弾性域の挙動であると言える。日常、部材に作用している荷重に対して、どこまで耐力があるのかという点は降伏荷重を抑えることにつながってくると考えられる。また、どれほどの剛性を有しているのか、どの程度の荷重でひび割れが発生するのかを把握することができれば、補修・補強を行う際にどの程度の補修あるいは補強を行えば良いのかを把握することにつながると考えられる。このような観点から、NDT-FEM は腐食した RC はり部材の構造性能の評価手法として有用な手段であることが明らかとなった。

6.7 まとめ

本章では、腐食した RC はり部材の構造性能評価手法としての NDT-FEM の有用性について検討した。以下に、得られた結論を示す。

- 9) 分極抵抗の計測結果から、式 (6.2) により推定された鉄筋の質量減少率は、その実測値を良く一致することが明らかとなった。
- 10) 腐食した RC はりの鉄筋の質量減少率を分極抵抗法により、鉄筋とコンクリートとの付着状況を電磁パルス法により、部材の剛性を衝撃振動試験によりそれぞれ推定した結果に基づいて有限要素解析をすることにより、使用性能として重要と考えられる弾性域における部材の曲げ剛性や降伏荷重を精度よく把握できることが明らかとなった。
- 11) 腐食が進行した RC はりにおいては、剛性の変化を反映させた場合、部材の降伏荷重を実際よりも大きく評価することが分かった。

第9章 NDT-FEM による RC はり部材の構造性能評価手法の提案

7.1 はじめに

前章までにおいて、NDT-FEM による腐食した RC はり部材の構造性能評価の有用性が明らかとなった。本章では、非破壊試験の計測項目が NDT-FEM による構造性能評価に与える影響について検討し、前章までの結果と併せて、腐食した RC はり部材の構造性能の評価手法としての NDT-FEM を提案する。そのために、まず、前章で行った実験結果を基に、簡易的な非破壊試験法であるひび割れ幅計測に基づき NDT-FEM を実施した場合の妥当性について検討する。また、実施する非破壊試験の計測項目として、部材の剛性を考慮した場合と考慮しなかった場合にどのような差が生じるかを明らかにする。それらの結果をまとめることにより、NDT-FEM による腐食した RC はり部材の構造性能の評価手法を提案する。

7.2 ひび割れ幅計測に基づく NDT-FEM による腐食した RC はり部材の構造性能評価

7.2.1 実験概要および実験結果

実験概要及び実験結果は第 6 章において前述したため割愛する。なお、供試体表面にひび割れが発生していたのは供試体 C のみであったため、本節では供試体 C を対象とする。

7.2.2 ひび割れ幅計測に基づく鉄筋の質量減少率および鉄筋とコンクリートとの付着力の推定

(1) ひび割れ幅の計測結果に基づく鉄筋の質量減少率

ひび割れ幅の計測結果から式(3.4)により推定された鉄筋の質量減少率の分布を図-7.1 に示す。図中の C は鉄筋の質量減少率を示している。図から、ひび割れ幅から推定された鉄筋の質量減少率は、鉄筋ごと、計測点ごとに大きくばらついていることが確認できる。また、表-6.5 に示す実測の質量減少率と比較すると、質量減少率の推定値は過小な評価となってしまうと言える。推定式の算出に用いたデータが少なかったことも多大に影響していると考えられるが、ひび割れ幅の計測から鉄筋の質量減少率を推定することは極めて困難であると考えられる。

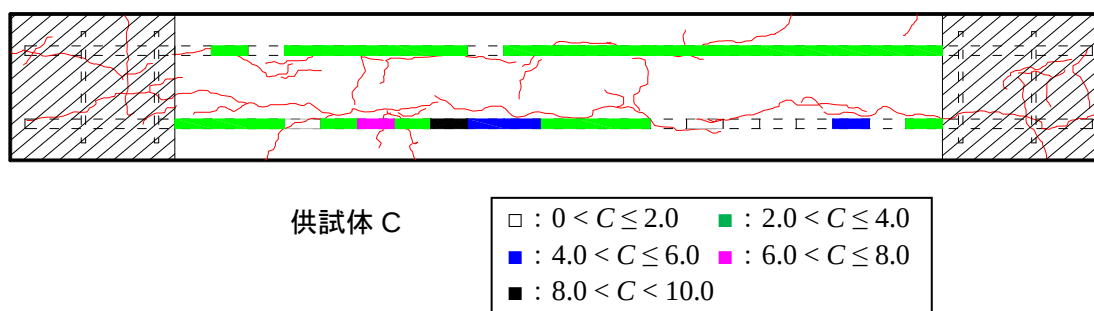


図-7.1 ひび割れ幅計測に基づく鉄筋の質量減少率の推定値の分布

(2) ひび割れ幅の計測結果に基づく鉄筋とコンクリートとの付着力

ひび割れ幅の計測結果から、式(4.1)に基づいて推定された鉄筋とコンクリートとの付着力比の分布を図-7.2 に示す。図中の ζ は、健全な RC はりにおける付着力を 1 としたときの付着力比

を示している。図から、推定された付着力比は、質量減少率の推定値ほどではないが、鉄筋ごと、計測点ごとにばらつきが見られる。また、付着力比が 0.6 より小さい範囲においては、付着力比が 0.1 と非常に小さく評価される点も存在していた。しかしながら、電磁パルス法に基づいて推定された付着力比の分布を示す図-6.9 と比較すると、付着力比の推定値はほぼ同程度となっていることがわかる。付着力比の正確な値を求めることは不可能であるが、前章において付着力比の推定に電磁パルス法を用いて有限要素解析をした結果、ひび割れの分散性は実験結果とよく一致していた。したがって、ひび割れ幅は鉄筋とコンクリートとの付着力の推定に適した非破壊試験法である可能性があると言える。その詳細は次項以降の解析により検証することとする。

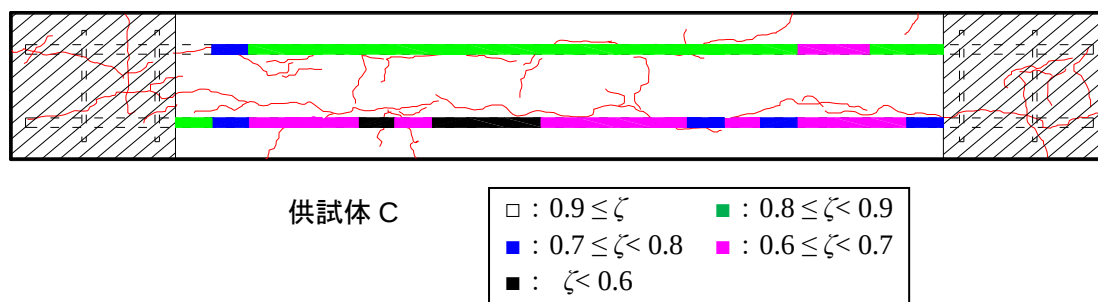


図-7.2 ひび割れ幅計測に基づく鉄筋とコンクリートとの付着力比の推定値の分布

7.2.3 解析概要

(1) 解析モデルおよび条件

解析モデルおよび条件については、6.4.1 と同様であるため割愛する。

(2) 鉄筋腐食の反映方法

鉄筋腐食の反映方法として、ひび割れ幅の計測結果から推定可能な、鉄筋の腐食に伴う断面欠損および鉄筋とコンクリートとの付着力の低減を考慮した。鉄筋の断面欠損については、推定された鉄筋の質量減少率を断面積に換算し、算出された断面積をトラス要素に与えた。付着力の低減については、推定された付着力比を式 (6.3) と同様に管モデルに乗じることにより最大付着力を低減させた。

7.2.4 解析結果および考察

解析により得られた荷重－変位曲線を、実験結果と併せて図-7.3 に示す。また、図-7.4 に降伏時のひび割れ発生状況を示す。図中の数値は解析においてはひび割れ幅の大きさを、実験結果においては数値の後に k がある値は荷重であり、数値のみの値は変位を示している。図から、実験結果と解析結果において、最大荷重はほぼ一致しているものの、弾性域の挙動（曲げ剛性やひび割れ発生荷重）および降伏荷重は相違している。解析では、鉄筋の質量減少率を過小評価したモデルとなっているため、降伏荷重を過大に評価していると言える。また、曲げ剛性については RC はりの腐食に伴う初期剛性の増加に対して有効な非破壊試験を実施していない結果であるため、このような結果になったと考えられる。

一方、ひび割れ発生状況に着目すると、両者の結果は非常によく一致していると言える。したがって、ひび割れ幅計測に基づく鉄筋とコンクリートとの付着力の推定結果は実現象におけるひび割れの分散性の低下をうまくとらえていると考えられる。

以上の結果から、ひび割れ幅計測に基づいて有限要素解析を行った場合、ひび割れの分散性を精度よく把握することができるが、降伏荷重や曲げ剛性といったはりの弾性域における挙動を把握することは困難であることが明らかになった。

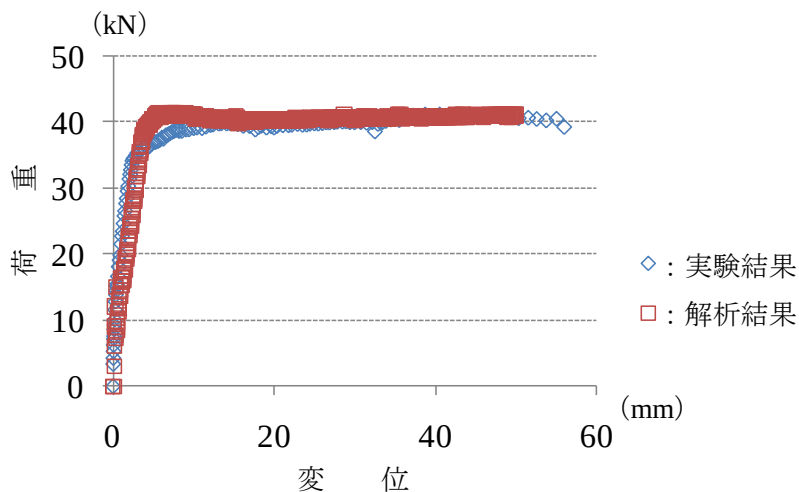


図-7.3 荷重－変位曲線（実験および解析結果）

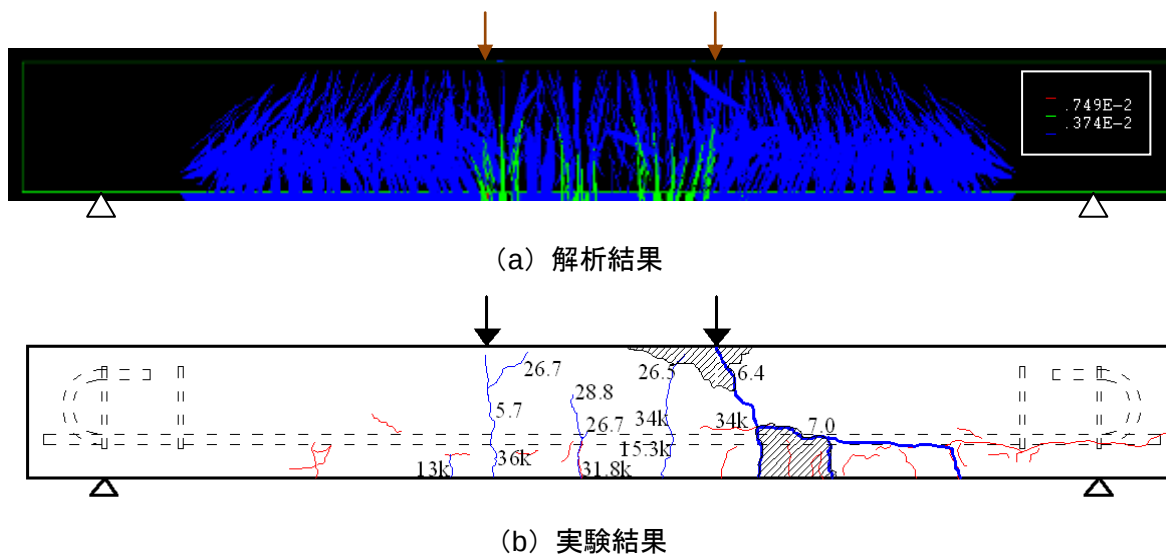


図-6.14 ひび割れ発生状況（実験結果）

7.3 NDT-FEM に与える計測項目の影響

前章において、最も腐食が進行していた供試体 C においては、降伏荷重を過大に評価する結果となった。これは、固有振動数の計測結果を基にモデルの高さを大きくしたことに起因していると考えられる。そこで本節では、構造性能を推定するための非破壊試験として衝撃振動試験を用いた場合と用いていない場合における解析結果について比較・検討する。

7.3.1 実験概要及び実験結果

実験概要および実験結果は第 6 章において前述したため割愛する。なお、本節では、最も腐食の進行していた供試体 C のみを対象としている。

7.3.2 解析概要

(1) 解析モデルおよび条件

解析モデルおよび条件については、6.4.1 と同様であるため割愛する。

(2) 鉄筋腐食の反映方法

鉄筋腐食の反映方法についても基本的には 6.4.2 と同様であるため、一部を割愛する。本節においては、固有振動数の変化まで考慮した解析（モデル C-1）および固有振動数の変化を考慮しない解析（モデル C-2）について検討する。

7.3.3 解析結果および考察

解析により得られた各モデルにおける荷重－変位曲線を、実験結果と併せて図-7.5 に示す。また、図-7.6 に降伏時のひび割れ発生状況を示す。図中の数値はひび割れ幅の大きさを示している。図から、振動試験の結果を解析に反映していない影響が明確に表れている。解析モデル C-1 と C-2 とを比較すると、振動試験を反映していない C-2 の結果の方が最大荷重が小さく、曲げ剛性も小さくなっていることがわかる。また、低下した最大荷重は、実験結果の降伏荷重とよく一致していることも確認できる。一方、振動試験を反映した C-1 では、降伏荷重は過大に評価しているものの、曲げ剛性を精度よく再現できていると言える。

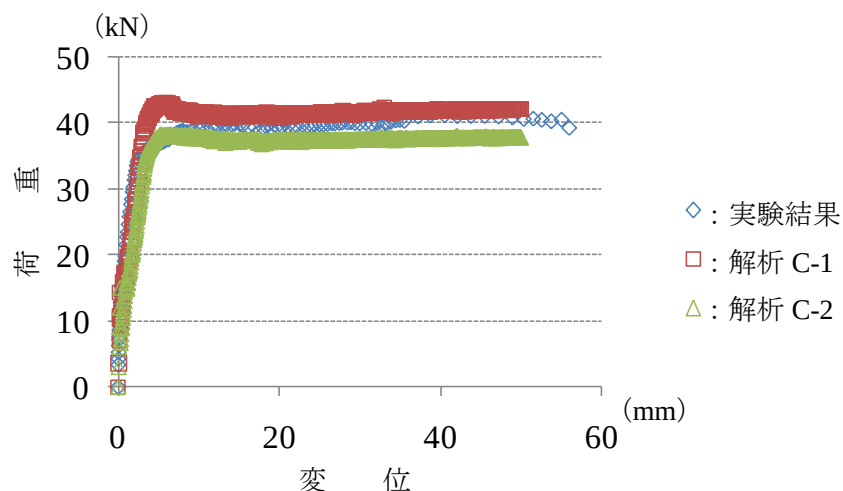


図-7.5 荷重－変位曲線（実験および解析結果）

ひび割れの発生状況に関しては、ひび割れ幅の大きさに若干差は生じているものの、ひび割れの分散性についてはあまり差が見られない。これは、2つのモデルにおける付着力の低下程度が同一であるためと考えられる。

以上の結果から、腐食の進行した RC はりにおいては、着目する構造性能ごとにインプットデータとする非破壊試験結果を取捨選択することにより、限定的ではあるが、腐食した RC はりにおける対象とする構造性能を把握することができる可能性があることが明らかとなった。つまり、腐食の進行した RC はりの降伏荷重に着目する場合は、鉄筋の質量減少率および鉄筋とコンクリートとの付着劣化を考慮する必要があり、部材の曲げ剛性に着目する場合は前述の2項目に加え、はりの固有振動数も必要なデータとなると言える。

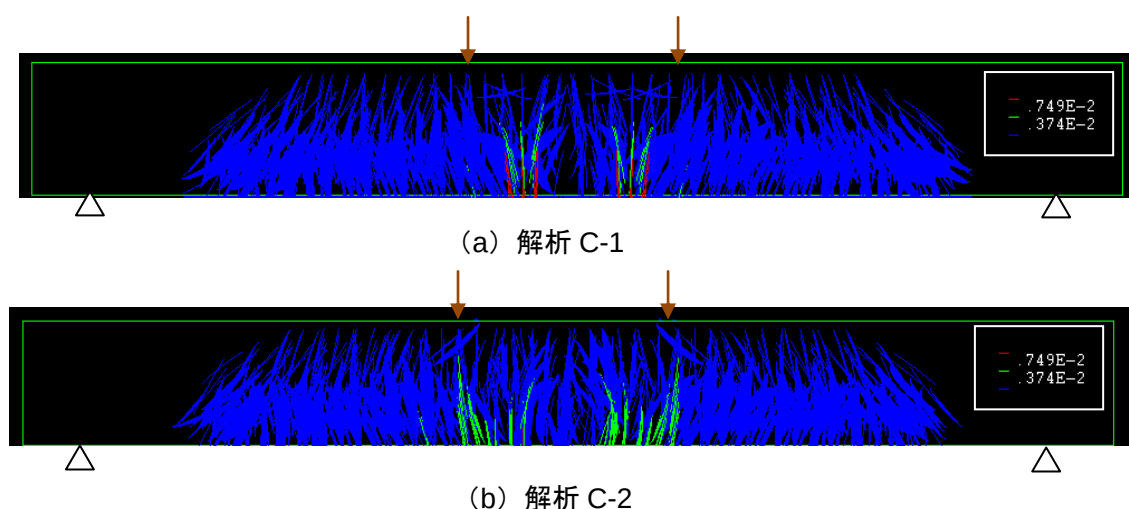


図-7.6 各モデルにおけるひび割れ発生状況（変位 4mm 時）

7.4 NDT-FEM による腐食した RC はり部材の構造性能評価手法の提案

これまでの結果に基づいて、本節では NDT-FEM による腐食した RC はり部材の構造性能評価手法を提案する。ここで NDT-FEM について再度定義すると、NDT-FEM とは、非破壊試験結果に基づいて作成した解析モデルを対象に有限要素解析を行う手法である。

まず第 6 章において、鉄筋の質量減少率の推定に分極抵抗法を、鉄筋とコンクリートとの付着力の推定に電磁パルス法を、RC はりの曲げ剛性の推定に衝撃振動試験を用いた結果、鉄筋腐食がコンクリート表面に至る以前の RC はりの弾性域の挙動を降伏荷重まで精度よく再現することが可能であることが明らかとなった。しかしながら、腐食が進行したはりにおいては、降伏荷重を過大に評価してしまうこともわかった。そこで、本章では非破壊試験項目を限定することにより、腐食した RC はりの着目する構造性能を把握することを試みた。その結果、衝撃振動試験による部材の曲げ剛性の推定の有無によって降伏荷重および曲げ剛性を別々のモデルを使用してではあるが、把握できる可能性があることが明らかとなった。

一方、非破壊試験法として簡易的なひび割れ幅計測のみを用いた場合においても、その結果に基づいて FEM により部材の構造性能を精度よく把握できるのであれば、需要はかなり大きくなる

と考えられるため、ひび割れ幅計測に基づく NDT-FEM についても検討した。その結果、ひび割れ幅計測からは鉄筋の質量減少率を過小評価する傾向が明らかとなった。そのため、FEM においては部材の降伏荷重を過大に評価してしまう結果となった。しかしながら、ひび割れの分散性については、電磁パルス法を用いた場合の FEM 結果とほぼ同様の結果となったことからひび割れ幅計測によれば、鉄筋とコンクリートとの付着力を精度よく推定できる可能性があると言える。

以上をまとめて、RC はりの腐食の進行程度ごとに、実施する非破壊試験から NDT-FEM により把握することが可能な構造性能を表-7.1 に示す。表中の腐食の進行程度における「小」はひび割れ発生以前を、「大」はひび割れ発生後を意味している。

表-7.1 腐食した RC はりの構造性能評価における NDT-FEM の適用性

腐食の進行程度	実施する非破壊試験	把握できる構造性能
小	分極抵抗法	降伏荷重
	電磁パルス法	曲げ剛性
	衝撃振動試験	ひび割れの分散性
大	ひび割れ幅	ひび割れの分散性
	分極抵抗法	降伏荷重
	電磁パルス法	ひび割れの分散性
	分極抵抗法	曲げ剛性
	電磁パルス法	ひび割れの分散性
	衝撃振動試験	

7.5 まとめ

本章では、NDT-FEM において、非破壊試験の計測項目が NDT-FEM による構造性能評価に与える影響について検討するとともに、前章までの結果と併せて、腐食した RC はり部材の構造性能の評価手法としての NDT-FEM の提案を行った。以下に得られた結論を示す。

- 12) 腐食した RC はりの鉄筋の質量減少率および鉄筋とコンクリートとの付着状況をひび割れ幅計測に基づいて推定し、その結果を用いて有限要素解析をした場合、ひび割れの分散性は比較的精度よく把握できるものの、部材の降伏荷重については過大に、曲げ剛性については過小に評価してしまうことがわかった。
- 13) 腐食が進行した RC はりにおいては、分極抵抗法による鉄筋の質量減少率の推定および電磁パルス法による鉄筋とコンクリートとの付着力の推定と併せて、衝撃振動試験を行った場合には RC はりの曲げ剛性を、衝撃振動試験を行わなかった場合には RC はりの降伏荷重をそれぞれ精度よく把握できることが明らかとなった。
- 14) 上述した結論を踏まえて、腐食の進行程度ごとに、実施する非破壊試験の項目と、その結果を基に FEM を行った際に把握できる構造性能を併せて、腐食した RC はりの構造性能の評価手法として NDT-FEM を提案した。

第8章 結論

本研究で得られた結論を以下に示す.

- 1) 電食試験による RC 中の鉄筋の腐食量は, 腐食に起因するひび割れ幅の増大に対して線形に増加することが明らかとなった. また, 分極抵抗の計測値から算出される腐食速度と鉄筋の質量減少率との間には非常に高い相関があることがわかった. これらの結果に基づき, 本研究では, ひび割れ幅および分極抵抗の計測値から鉄筋の質量減少率が推定可能な実験回帰式を定義した.
- 2) 引抜き試験の結果によれば, 鉄筋の腐食に伴うひび割れ幅が大きくなると, 鉄筋とコンクリートとの付着力は小さくなることがわかった. また, 電磁パルス法により得られる最大振幅は, 鉄筋腐食に伴う付着力の変動と同様の变化傾向を示した. これらの結果より, ひび割れ幅および電磁パルス法による計測結果から鉄筋とコンクリートとの付着力を算出するための推定式を提案した.
- 3) 鉄筋腐食によるひび割れがコンクリート表面に達する以前の RC はりにおいては, 鉄筋の質量減少率を分極抵抗法により, 鉄筋とコンクリートとの付着力には電磁パルス法を用い, さらに部材の剛性については衝撃振動試験を行った結果から推定し, これらの推定に基づいて作成した解析モデルを対象に有限要素解析を行った結果, 非破壊試験実施時点でのはりの曲げ剛性, 降伏荷重およびひび割れの分散性を精度良く把握できることを明らかにした.
- 4) RC はりに腐食ひび割れが発生した以降において, ひび割れ幅計測に基づく NDT-FEM を行った場合, RC はりのひび割れの分散性は把握できるものの, 曲げ剛性や降伏荷重を推定することは困難であった.
- 5) しかしながら, 腐食ひび割れが発生した RC はりを対象に分極抵抗法および電磁パルス法の計測に基づく NDT-FEM を行った結果, ひび割れ幅計測のみに基づく NDT-FEM では推定することが困難であったはりの降伏荷重を把握できることが明らかとなった.
- 6) さらに 5) に示す分極抵抗法および電磁パルス法に加えて, 衝撃振動試験を実施することにより, はりの曲げ剛性を的確に評価できることもわかった.

参考文献

- 1) 国土交通省道路局：道路構造物の今後の管理・更新等のあり方，2003.4
- 2) 社団法人 土木学会：コンクリート標準示方書 [維持管理編]，2007
- 3) 独立行政法人 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，2003. 10
- 4) 社団法人 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ，Vol.71，2006.9
- 5) 岸谷孝一，西澤紀昭他：コンクリート構造物の耐久性シリーズ 塩害(Ⅰ)，1993.8
- 6) 社団法人 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術'05[基礎編]，2005.1
- 7) 槇谷栄治：よくわかるコンクリートの劣化と補修，2004.5
- 8) 永山 勝：コンクリート構造物における鉄筋腐食の非破壊モニタリングに関する研究，名古屋大学学位論文，pp.84-89，1999
- 9) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の診断のための非破壊試験方法研究委員会報告書，2001.3
- 10) セメントジャーナル社：コンクリート構造物の非破壊検査・診断方法，2004.9
- 11) ASTM C876: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete, Annual book of ASTM Standards, 1999
- 12) 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
- 13) たとえば，中村英佑，渡辺博志，中村雅之，井川一弘：自然電位法による塩害を受けたコンクリート橋の鉄筋腐食診断方法に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1101-1106，2007
- 14) CEB Working Party V/4.1 : Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures Affected by Reinforcement Corrosion (draft 4) BBRI-CSTS-WTCB, 1997
- 15) たとえば，一徳 元，平野利光，武藤常陽，藤井 誠：鉄筋腐食非破壊検査法の実構造物への適用性について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.2，pp.1309-1314，1999
- 16) 社団法人 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，2007
- 17) 尼崎省二，山本尚志：コンクリートの弾性波速度に及ぼす鉄筋の影響および表面法による弾性波速度の測定，コンクリート工学論文集，Vol.18，No.2，pp.95-102，2007
- 18) 宗像晃太郎，鎌田敏郎，内田慎哉，森 和也：電磁パルスにより加振したコンクリート内部鉄筋の振動特性に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.2，pp.781-786，2007
- 19) 山本貴士，宮川豊章：鉄筋腐食を生じた鉄筋コンクリート構造部材の力学的性能，材料，Vol.56，No.8，pp.684-693，2007
- 20) G.J.Al-Sulaimani, M. Kaleemullah, I. A. Basunbul, and Rasheeduzzafar : Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal, Vol.87, No.2, pp.220-231, 1990
- 21) 西内達雄，石田博彰，松村卓郎：腐食した鉄筋とコンクリートとの付着特性に関する実験的

- 検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.1, pp.821-824, 1992
- 22) たとえば, 岩波光保, 横田 弘, 佐藤文則: 鉄筋腐食が RC はりの耐荷性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1501-1506, 2002
 - 23) 村上祐貴, 木下哲秀, 鈴木修一, 福本幸成, 大下英吉: 鉄筋腐食を生じた RC 梁部材の残存曲げ耐力正常に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.17, No.1, pp.61-74, 2006
 - 24) 村上祐貴, 山内佑樹, 堤知明, 大下英吉: 鉄筋腐食した RC 梁部材の残存曲げ耐力に及ぼすせん断補強筋の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.727-732, 2006
 - 25) 李 翰承, 友澤史紀, 野口貴文, 鹿毛忠継: 有限要素法による鉄筋の腐食した RC 梁の耐力性能評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.1147-1152, 1997
 - 26) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書, 1998
 - 27) 社団法人 土木学会: JSCE-G 503 引抜き試験による鉄筋とコンクリートとの付着強度試験方法, 1999
 - 28) 島 弘, 山本恭史: 腐食した鉄筋の局所付着応力ー局所すべり関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.1, pp.663-668, 1991
 - 29) 田森清美, 丸山久一, 小田川昌史, 橋本親典: 鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ性状に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.1, pp.505-510, 1988
 - 30) 高岡祐二, 丸山久一, 清水敬二, 中田泰広: 鉄筋の発錆によるコンクリートのひび割れ特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.1, pp.591-596, 1989
 - 31) 宮川豊章: Early chloride corrosion of reinforcing steel in concrete, 京都大学博士論文, 1985.2
 - 32) 笹渕優樹, 梶田佳寛, 中村成春: 塩化物を含んだコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する暴露試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.317-322, 1998
 - 33) 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.6, pp.177-180, 1984
 - 34) 山尾芳秀, 周 礼良, 丹羽淳一郎: 付着応力ーすべり関係に関する実験的研究, 土木学会論文報告集第 343 号, pp.219-228, 1984
 - 35) 峯澤博行, 鎌田敏郎, 宮里心一, 黒田一郎, 内田慎哉: RC 部材における電食前後での部材表層部の超音波伝播速度の変化, 日本非破壊検査協会平成 19 年春季大会講演概要集, pp.57-60, 2007
 - 36) 佐々木淳, 丸山久一, 清水敬二, 米田直也: 鉄筋の発錆が付着性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.139-144, 1991
 - 37) 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫: マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力ーすべりーひずみ関係, 土木学会論文集第 378 号, pp.165-174, 1987
 - 38) 管 満宣, 中村 光, 檜貝 勇, 斉藤成彦: RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.295-300, 2001
 - 39) 日本電子計算株式会社: DIANA User's Manual Release 7, 2002
 - 40) 宇多好一郎, HUSSEIN Nour-Allah, Louis A. Darmawan, 佐藤良一: 腐食ひび割れを有する鉄筋コンクリートプリズムの付着特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, 2004
 - 41) 社団法人 土木学会: JSCE-E601 コンクリート構造物における自然電位測定方法, 2000

- 42) 宗像晃太郎, 鎌田敏郎, 内田慎哉, 米森 輝: 電磁力によりコンクリート内部の鉄筋を加振した際に生じる弾性波に基づくはく離の評価方法, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.709-714, 2008
- 43) 中田泰広, 丸山久一, 橋本親典, 清水敬二: 鉄筋腐食によるひびわれが梁供試体の耐荷性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.551-556, 1990
- 44) 稲熊唯史, 内田慎哉, 鎌田敏郎, 宗像晃太郎, 峯澤博行: 振動及び弾性波による RC 曲げ部材の損傷度評価, 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.35-42, 2008