

博士論文

マルチスケールモデルに基づく  
構造・鋼材腐食連成解析手法の構築

鈴木 三馨

## 要 旨

1903 (明治 36) 年、琵琶湖疏水路上にかけられた田辺朔郎設計のメラン式桁橋の道路橋 (橋長 7.3m) が日本最初の鉄筋コンクリート橋とされる。同年広井勇が、工学会誌において「鐵筋混凝土橋梁」を発表し、「欧米では普通の方法として各種工事に使われていること、鐵材に乏しい日本においては工費の節約、構造物の耐久性確保の点において鉄筋コンクリートに勝るものはない」とし、新材料の有用性を指摘している。明治の新時代を迎えた日本は、世界史の奇跡と言われるほど短期間に、鉄道や港湾、河川改修など近代国土の建設を成し遂げた。鉄筋コンクリート技術が日本の一端を担っていたといっても過言ではない。2018 年現在までに、日本の長さが 15m 以上の道路橋の総数は約 16 万橋 (2m 以上で約 70 万橋)、トンネルの総数は約 1 万箇所と、膨大な数の鉄筋コンクリート構造物 (以下、RC 構造物) が、社会基盤として社会経済活動を支えている。重要な社会基盤施設は長期にわたり供用されることでストック効果により社会の生産性を高める効果を担っており、数十年から数百年の長期に渡って、安全性、使用性、復旧性を確保する耐久性性能を満足することが要求される。また、RC 構造物は特に高度経済成長期に多く建設されており、今後建設から 50 年を超える RC 構造物の数は急激に増加し、その適切な維持管理が喫緊の課題となっている。

しかし、性能の経時変化を考慮して安全性、使用性、復旧性等の性能を時間の関数として評価するのは、現段階では難しく、また設計段階では必ずしも合理的ではないとされている。2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕では、設計耐用期間中の環境作用に対して材料の劣化や物質の透過に対する抵抗性等を確保した上で、構造物の安全性、使用性、復旧性等の要求性能に関する照査を行う方法がとられている。

一方、ハードウェアである計算機の指数関数的な速度・容量の増加およびハードウェアの性能を引き出す OS やコンパイラ等のソフトウェアの急速な発展により、数値解析技術は土木分野でも広く利用されるようになってきた。RC 構造物の耐久性性能の予測解析に対しても、安全性、使用性、復旧性の性能を経時変化を考慮して時間の関数として評価することが可能になり、既設構造と材料の挙動を時間軸で予測する数値解析技術の要望も高まっている。現に、東京大学コンクリート研究室が開発している RC 構造のマルチスケール統合解析システム DuCOM-COM3 (以下、DuCOM-COM3) は、材料と構造機能の変化を同時に逐次計算することにより、微細な空隙に存在する水分の状態から収縮やクリープを予測評価し、橋梁全体のたわみ量を推定することを可能にしている。

島国であり沿岸部が多い我が国では、塩害による劣化によりコンクリート構造物の健全性が低下している事例が少なくない。塩害を受けた既存の RC 構造物に対しても、地震応答解析と同様に、残存機能や復旧性を調査し、劣化に応じて合理的な補修・補強を実施しなければならない。

RC 構造物はひび割れなどの欠陥部の存在、劣化要因の侵入の不均一性等により、コンクリート内の鋼材が局所的に腐食するマクロセル腐食が進行するため、実環境で生じる可能性の高いマクロセル腐食の鋼材の腐食速度に及ぼす影響を把握することが肝要となる。高炉スラグ微粉末 (以下、BFS) やフライアッシュ (以下、FA) 等の混和材を用いたコンクリートは、材齢が経過しても塩分の分布が変化しない等、その特徴的な塩分遮塩性能についても報告されている。さらに、BFS、FA といった混和材を混合することでコンクリートの比抵抗が増加することが報告されており、腐食開始後のマクロセル腐食の

腐食速度を減少させる効果も期待されるため、混和材を用いた RC 構造物の腐食開始後の塩害劣化に対する抵抗性を示すことができれば、CO<sub>2</sub>排出抑制にも効果が期待されている BFS, FA といった混和材のさらなる有効利用につながるであろう。

本研究はこのような背景のもとに、塩害劣化作用を受ける RC 構造物において、水結合材比や混和材の混合率といった配合条件や外部の湿度といった環境条件を考慮し、腐食ひび割れ発生までの期間をシミュレートできるマルチスケールモデルに基づく構造・鋼材腐食連成手法システムの構築することをその最終的な目的とした。

以下に、本論文を構成する各章の概要ならびに得られた知見、成果を示す。

第 1 章では、本研究の背景や目的を示した。

第 2 章では、従来のマクロセル腐食を考慮した鋼材腐食解析手法の適用範囲を拡大することを目的として、既存の鋼材腐食解析手法の改良を行った。従来モデルの主な問題点として、1)1 対のアノード要素とカソード要素間のマクロセル腐食モデルにおいてミクロセル腐食モデルとの整合性が取れておらず、解析結果の信頼性が低いこと、2)コンクリート中の鋼材全体におけるマクロセル腐食モデルにおいてアノード面積とカソード面積の面積比依存が反映されていないことがある。そこで、カソード要素に着目し、マクロセル腐食電流密度の分配率を導入することで、1つのカソード要素と対となる他の複数のアノード要素間のマクロセル腐食電流密度の面積比依存を反映した。このようなモデル化により、RC 構造物中における鋼材のカソード面積に対するアノード面積比を反映した腐食速度の速いマクロセル腐食のモデル化がより適切なものとなったと考える。マクロセル腐食を模擬した塩水による乾湿繰返し実験に本解析手法を適用し、ひび割れ前のコンクリートの材料の不均一性が、腐食開始時期、塩化物イオン濃度および腐食量に与える影響を確認し、本解析手法の妥当性を検証した。

第 3 章では、配合や環境条件の影響を考慮できるコンクリートの比抵抗のモデル化を考案し、比抵抗測定実験との比較による検証を行った。コンクリート全体の比抵抗を骨材とセメントペーストからなる直列並列複合回路によるものとし、正規化骨材体積率により、骨材体積率の影響を考慮したコンクリートの比抵抗モデルを構築した。これにより、正規化骨材体積率が 0.8 程度までのコンクリートの比抵抗の予測精度を向上させた。また、BFS の混合率の影響を考慮できるセメントペーストの比抵抗モデルの構築を目指し、a)毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量、および b)毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の電子の移動経路である屈曲度の影響を受けると仮定したモデルを構築した。これにより、BFS の混合率が 0~50%の範囲において、高精度なコンクリートの比抵抗の予測を可能にした。さらに、湿潤状態のコンクリートのみならず、乾燥状態のコンクリートの比抵抗の測定結果をデータベースとしたセメントペーストのモデル式を提案し、任意の水分状態におけるコンクリートの比抵抗の予測が可能とした。

第 4 章では、鉄筋コンクリート構造物に生じた荷重作用や腐食によるひび割れが腐食の進行に及ぼす影響を高精度に予測することを目指し、荷重作用に関する 3 次元非線形構造解析モデルと RC 部材中の塩化物イオン拡散とそれによる鋼材腐食をモデル化した 3 次元鋼材腐食解析モデル、そして、各解析モ

デル中の材料挙動に相互の解析結果を反映させる相互作用モデルを組合せた構造・鋼材腐食連成解析手法を構築した。定式化した腐食膨張率について検討を行った上で、マクロセル腐食を模擬した塩水による乾湿繰り返し実験に本解析手法を適用し、ひび割れ前のコンクリートの材料の不均一性、構造解析との連成、腐食生成物の膨張率、およびひび割れた有限要素の拡散係数が、腐食開始時期、腐食ひび割れ発生時期、塩化物イオン濃度、および腐食量に与える影響を確認し、本解析手法の妥当性を検証した。

第 5 章では、2～4 章で構築した手法を用いて、BFS の有無をパラメータとした塩害による耐久性照査を試みた。耐久性照査は、1) コンクリートの比抵抗モデルを用いた鋼材腐食評価、2) 鋼材腐食解析手法を用いた鋼材腐食評価、3) 進展期末を限界状態とした耐久性照査、の 3 通りを試行した。コンクリートの比抵抗モデルを用いた鋼材腐食評価により、配合、環境条件、かぶり位置毎の簡易的な腐食リスクの判定を可能とし、BFS を混合することによる耐腐食性の向上を示すことができた。鋼材腐食解析手法を用いることで、配合や塩化物イオンのばらつきを考慮した進展期末を限界状態とした耐久性照査が可能となった。特に、既往手法では困難であった BFS の混合がコンクリート中の鋼材腐食の腐食速度に与える影響を改良した鋼材腐食解析手法を用いることで定量的に示すことが可能となった。

第 6 章では、本研究の結論を示した。

本研究では、塩害を受ける鉄筋コンクリート構造物の耐久性照査の合理化に必要となる、腐食開始から腐食ひび割れの発生、およびその後の腐食進展を含む腐食劣化プロセスを予測するための解析手法を構築した。最終的には本研究を通じて行ったモデルの適用範囲の拡大や高度化によって、任意の配合、環境条件においても予測精度の向上に寄与することを確認した。適用範囲を拡大したコンクリートの比抵抗モデルを解析手法に組み込むことで、BFS の混合による耐腐食性を示すことが可能となり、鉄筋コンクリートの腐食レベルの簡易的算定および進展期末を限界状態とした耐久性照査が可能となった。



## 目 次

第 1 章 序論 .....	1
1.1 本研究の背景.....	1
1.2 本研究の目的.....	2
1.3 既往の研究と本研究の位置付け .....	3
1.3.1 熱力学連成解析システム .....	3
1.3.2 マクロセル腐食のモデル .....	3
1.4 本論文の構成.....	4
第 2 章 既存鋼材腐食解析手法の改良とその検証 .....	8
2.1 はじめに.....	8
2.2 鋼材腐食解析手法の概要.....	11
2.2.1 内部分極曲線および外部分極曲線の設定 .....	14
2.2.2 ミクロセル腐食のモデル化.....	17
2.2.3 マクロセル腐食のモデル化.....	19
2.2.4 電流密度から腐食量への計算方法 .....	23
2.2.5 マクロセル形成時の自然電位の計算方法 .....	23
2.3 鋼材腐食解析手法の検証.....	24
2.3.1 外部分極曲線の検証 .....	24
2.3.2 腐食ひび割れ発生時期と腐食量の検証.....	25
2.4 まとめ .....	33
第 3 章 コンクリートの比抵抗モデルの構築.....	35
3.1 はじめに.....	35
3.2 直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗モデルの提案.....	36
3.2.1 既往のコンクリートの比抵抗モデル .....	36
3.2.2 正規化骨材体積率がコンクリートの比抵抗に及ぼす影響の検討.....	38
3.2.3 直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗モデルの検証 .....	45
3.3 セメントペーストの比抵抗モデルの提案.....	49
3.3.1 本研究の着眼点 .....	49
3.3.2 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量がセメントペーストの比抵抗に与える影響 .....	54
3.3.3 BFS の混合率がセメントペーストの比抵抗に与える影響 .....	65
3.3.4 塩化物イオンが比抵抗に与える影響 .....	75
3.3.5 セメントペーストの比抵抗モデルの検証 .....	77
3.3.6 コンクリートの比抵抗モデルの検証 .....	78
3.4 まとめ .....	82
第 4 章 構造・鋼材腐食連成解析手法の構築.....	87
4.1 はじめに.....	87

4.2 構造解析モデル .....	88
4.3 ひび割れによる腐食因子の拡散モデル .....	89
4.4 コンクリート中の鋼材の腐食膨張モデル .....	92
4.4.1 見かけの腐食膨張率の特徴 .....	92
4.4.2 見かけの腐食膨張率のモデル化 .....	95
4.4.3 見かけの腐食膨張率の実験検証 .....	96
4.4.4 腐食ひび割れ発生限界腐食量の検証 .....	101
4.5 構造・鋼材腐食連成解析手法の検証 .....	104
4.6 まとめ .....	112
第5章 塩害による RC 構造物の耐久性照査 .....	116
5.1 はじめに .....	116
5.2 コンクリートの比抵抗モデルを用いた腐食リスクの予測 .....	116
5.3 鋼材腐食解析手法を用いた腐食リスクの予測 .....	131
5.4 進展期末を限界状態とした耐久性照査の試計算 .....	136
5.4.1 計算条件 .....	136
5.4.2 計算結果 .....	138
5.5 まとめ .....	142
第6章 結論 .....	145
付録	
付録 A コンクリート断面内の毛細管空隙とゲル空隙の有効水量分布 .....	150
A.1 はじめに .....	150
A.2 解析条件 .....	150
A.3 解析結果および考察 .....	153
付録 B セメントペーストの比抵抗モデルに関する要素分割依存性の確認 .....	161
B.1 はじめに .....	161
B.2 解析条件 .....	161
B.3 解析結果および考察 .....	163
付録 C コンクリートの比抵抗と細孔組織の関係 .....	166
C.1 はじめに .....	166
C.2 解析条件 .....	166
C.3 解析結果および考察 .....	166
付録 D 鉄筋の腐食促進条件が腐食膨張によるひび割れ発生に及ぼす影響 .....	177
D.1 はじめに .....	177
D.2 解析条件 .....	177
D.3 解析結果および考察 .....	179
付録 E 持続荷重と塩害を受ける RC 梁の鉄筋の腐食状況と変形挙動 .....	186
E.1 はじめに .....	186
E.2 解析条件 .....	186



## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景

1903 (明治 36) 年, 琵琶湖疏水路上にかけられた田辺朔郎設計のメラン式桁橋の道路橋 (橋長 7.3m) が日本最初の鉄筋コンクリート橋とされる<sup>1-1), 1-2)</sup>。同年広井勇が, 工学会誌において「鉄筋混凝土橋梁」を發表し, 「欧米では普通の材料として各種工事に使われていること, 鐵材に乏しい日本においては工費の節約, 構造物の耐久性確保の点において鉄筋コンクリートに勝るものはない」とし, 新材料の有用性を指摘している<sup>1-3)</sup>。明治の新時代を迎えた日本は, 世界史の奇跡と言われるほど短期間に, 鉄道や港湾, 河川改修など近代国土の建設を成し遂げた。鉄筋コンクリート技術が日本の一端を担っていたといっても過言ではない。2018 年現在までに, 日本の長さが 15m 以上の道路橋の総数は約 16 万橋 (2m 以上で約 70 万橋), トンネルの総数は約 1 万箇所と, 膨大な数の鉄筋コンクリート構造物 (以下, RC 構造物) が, 社会基盤として社会経済活動を支えている。重要な社会基盤施設は長期にわたり供用されることでストック効果により社会の生産性を高める効果を担っており, 数十年から数百年の長期に渡って, 安全性, 使用性, 復旧性を確保する耐久性性能を満足することが要求される。また, RC 構造物は特に高度経済成長期に多く建設されており, 今後建設から 50 年を超える RC 構造物の数は急激に増加し, その適切な維持管理が喫緊の課題となっている。

しかし, 現段階では性能の経時変化を考慮して安全性, 使用性, 復旧性等の性能を時間の関数として評価するのは難しく, また設計段階では必ずしも合理的ではないとされている。2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]<sup>1-4)</sup>では, 設計耐用期間中の環境作用に対して材料の劣化や物質の透過に対する抵抗性等を確保した上で, 構造物の安全性, 使用性, 復旧性能の要求性能に関する照査を行う方法がとられている。

一方, ハードウェアである計算機の指数関数的な速度・容量の増加およびハードウェアの性能を引き出す OS やコンパイラ等のソフトウェアの急速な発展により, 数値解析技術は土木分野でも広く利用されるようになってきた。先端的な数値解析の事例として, 大規模構造物の地震応答, 都市の地震応答などが既に試行されている<sup>1-5)</sup>。近年では地震の被災事例から, 地震応答解析では地震後の残存機能や復旧性の把握が喫緊の課題であり, 新設構造の設計以外の問題に対して, 既設構造と材料の挙動を時間軸で予測する数値解析技術がますます重要になっている<sup>1-6)</sup>。

このような計算機器の能力向上から, RC 構造物の耐久性性能の予測解析に対しても, 安全性, 使用性, 復旧性の性能を経時変化を考慮して時間の関数として評価することが可能になり, 既設構造と材料の挙動を時間軸で予測する数値解析技術の要望も高まっている。現に, 東京大学コンクリート研究室が開発している RC 構造のマルチスケール統合解析システム DuCOM-COM3<sup>1-7)</sup> (以下, DuCOM-COM3) は, 材料と構造機能の変化を同時に逐次計算することにより, 微細な空隙に存在する水分の状態から収縮やクリープを予測評価し, 橋梁全体のたわみ量を推定することを可能にしている<sup>1-8)</sup>。

RC 構造物の劣化要因には, 主に中性化, 塩害, 凍害, 化学的侵食, アルカリシリカ反応があるが, 島国であり沿岸部が多い我が国では, 特に塩害による劣化によりコンクリート RC 構造物の健全性が低下している事例が少なくない<sup>1-9)</sup>。内陸部の RC 構造物においても塩化カルシウムや塩化ナトリウムなどの塩化物を用いた凍結防止剤の散布により, コンクリート中の鉄筋が腐食する事例も報告されている<sup>1-10), 1-11), 1-12)</sup>。塩害を受けた既存の RC 構造物に対しても, 地震応答解析と同様に, 残存機能や復旧性

を調査し、劣化に応じて合理的な補修・補強を実施しなければならない。

RC 構造物はひび割れなどの欠陥部の存在、劣化要因の侵入の不均一性等により、コンクリート内の鋼材が局所的に腐食するマクロセル腐食が進行する<sup>1-13)</sup>ため、実環境で生じる可能性の高いマクロセル腐食の鋼材の腐食速度に及ぼす影響を把握することが肝要となる。高炉スラグ微粉末（以下、BFS）やフライアッシュ（以下、FA）等の混和材を用いたコンクリートは、材齢が経過しても塩分の分布が変化しない等、その特徴的な塩分遮塩性能についても報告されている<sup>1-14)・1-15)</sup>。さらに、BFS、FA といった混和材を混合することでコンクリートの比抵抗が増加することが報告されており<sup>例えば、1-16)・1-17)</sup>、腐食開始後のマクロセル腐食の腐食速度を減少させる効果も期待されるため、混和材を用いた RC 構造物の腐食開始後の塩害劣化に対する抵抗性を示すことができれば、CO<sub>2</sub> 排出抑制にも効果が期待されている BFS、FA といった混和材のさらなる有効利用につながるであろう。

以上の背景から、塩害劣化作用を受ける RC 構造物において、マクロセル腐食の状況を再現し、配合条件により腐食ひび割れ発生までの期間をシミュレートできる構造・鋼材腐食連成手法システムの構築および配合、鉄筋のかぶり、環境条件から簡易的に腐食レベルを推定する手法が求められている。

## 1.2 本研究の目的

本研究はこのような背景のもとに、塩害劣化作用を受ける RC 構造物において、水結合材比や混和材の混合率といった配合条件や外部の湿度といった環境条件を考慮し、腐食ひび割れ発生までの期間をシミュレートできるマルチスケールモデルに基づく構造・鋼材腐食連成手法システムの構築することをその最終的な目的とした。

その目的の達成するために、まず、ミクロセル腐食モデルと整合性のあるマクロセル腐食のモデルを組み込んだ鋼材腐食解析手法の改良を第一の目的とする。従来の丸屋らの解析モデル<sup>1-13)</sup>において全ての要素幅を同一にするなどの要素寸法の制限がある等の課題が残されており、任意の要素寸法での解析が可能な一般性を持たせた解析手法の構築を目指す。

次に、ミクロセル腐食卓越型、マクロセル腐食卓越型といった腐食モードに強く影響を及ぼしているコンクリートの比抵抗モデルの構築を第二の目的とする。毛細管空隙とゲル空隙といったミクロスケールなセメントペーストの空隙構造に着目することで、材料、配合、養生・環境条件に対するコンクリートの比抵抗の高精度な予測を目指す。また、コンクリートの比抵抗モデルの構築により、配合、鉄筋のかぶり、環境条件から簡易的な腐食レベルの予測が可能となる。

さらに、コンクリートのひび割れ進展と鋼材腐食進展の相互作用モデルと上記のモデルを組み込んだ鋼材腐食解析と構造解析とを連成させた、構造・鋼材腐食連成解析システムの構築を第三の目的とする。

これらにより、任意の配合、配合、養生・環境条件に対する RC 構造物の鋼材の腐食開始以降から腐食ひび割れ発生時まで、さらに腐食ひび割れの進展の予測を可能となる。

将来的には、構造解析において、腐食程度に応じた鉄筋の材料モデルを組み込み、腐食環境下における構造実験との検証をするとともに多方向非直交ひび割れ群を有する 3 次元鉄筋コンクリート要素のアクティブクラック法の適用<sup>1-18)</sup>などにより、塩害劣化作用を受ける RC 構造物において、安全性、使用性、復旧性等の性能を時間の関数として評価することが可能となる枠組みとなる。また、腐食モデルの適用範囲を中性化環境下などに拡大することにより、例えば塩害と中性化との複合劣化に対してもコンクリート構造物の余寿命予測が可能となる。

### 1.3 既往の研究と本研究の位置付け

#### 1.3.1 熱力学連成解析システム

本研究では、コンクリート中の水和反応による各空隙の水分量や飽和度などを追跡するために、熱力学連成解析システム DuCOM (Durability COncrete Model) (以下, DuCOM) <sup>1-19), 1-20)</sup>を用いる。

DuCOM は、物質・エネルギーの生成移動に関する熱力学モデルから、時間とともに逐次変化する細孔組織、強度、水和、温度、含水率等のコンクリート材料特性を算定するコンクリートの耐久性評価ツールである。DuCOM における鋼材腐食モデルはマイクロ腐食モデルを組み込んでおりマクロセル腐食は組み込まれていない。DuCOM にマクロセル腐食モデルを組み込み、DuCOM-COM3 にてマクロセル腐食による腐食進展を再現することが理想であるが、後述するマクロセル腐食モデルは解析要素内の全積分点間での総当りの計算を要し計算量が膨大となり未だ現実的ではないため、コンクリート中の水和反応による各空隙の水分量や飽和度などの材料特性からコンクリート中のセメントペーストの比抵抗との関係を解明する目的で用いる。

#### 1.3.2 マクロセル腐食のモデル

代表的な既往のコンクリート中の鋼材のマクロセル腐食に関する解析手法に、丸屋らが提案した手法 <sup>1-13)</sup>、宮里らが提案した手法 <sup>1-21), 1-22)</sup>がある。

丸屋による手法は、マイクロセル腐食におけるアノード分極曲線とカソード分極曲線をモデル化し、アノード部とカソード部の自然電位の差によってマクロセル回路が形成されると仮定して、マクロセル腐食による腐食量を算定する解析手法である。この鋼材腐食解析手法では、マイクロセル腐食のみならず、マクロセル腐食をも算定できることが利点として挙げられる。

しかしながら、以下の4つの課題が残っている。1) 1対のアノード要素とカソード要素間のマクロセル腐食モデルにおいてマイクロセル腐食モデルとの整合性が取れておらず、解析結果の信頼性が低いこと、2) コンクリート中の鋼材全体におけるマクロセル腐食モデルにおいてアノード面積とカソード面積の面積比依存が反映されていないこと、3) 腐食ひび割れの進展と鋼材腐食の相互作用が考慮されていないこと、4) コンクリートの比抵抗モデルがないこと、である。

宮里らによる手法は、コンクリート構造物の長期性能シミュレーションソフトである「LECCA2(Long time Evaluation Program for Concrete Structures by Computational Analysis Ver.2)」に腐食速度のモデルとして組み込まれている <sup>1-23)</sup>。コンクリート中の鉄筋腐食速度モデルを図 1.3.2-1 に示す。①腐食領域と非腐食領域の区別、②鉄筋位置での塩化物イオン分布、③鉄筋位置での pH 分布、④鉄筋への酸素供給量、⑤コンクリート中における含水率分布、および⑥化学反応の進行速度に影響を及ぼす温度と湿度を入力することにより、内部鉄筋の腐食速度が評価可能となる。

ひび割れのモデルはあらかじめひび割れ要素(線要素)を設定しており、丸屋らによる手法と同様に腐食ひび割れの進展と鋼材腐食の相互作用が考慮されていないことが課題である。

「LECCA2」のコンクリートの比抵抗には、塩分浸透の条件下における水結合材比が50%のコンクリートに埋設された鉄筋におけるコンクリートの比抵抗が導入されており、50%以外の水結合材比、BFSの混合などに対しては、別途、コンクリートの比抵抗を算定する必要がある。

また、両手法ともに、2次元モデルによるものとなっている。

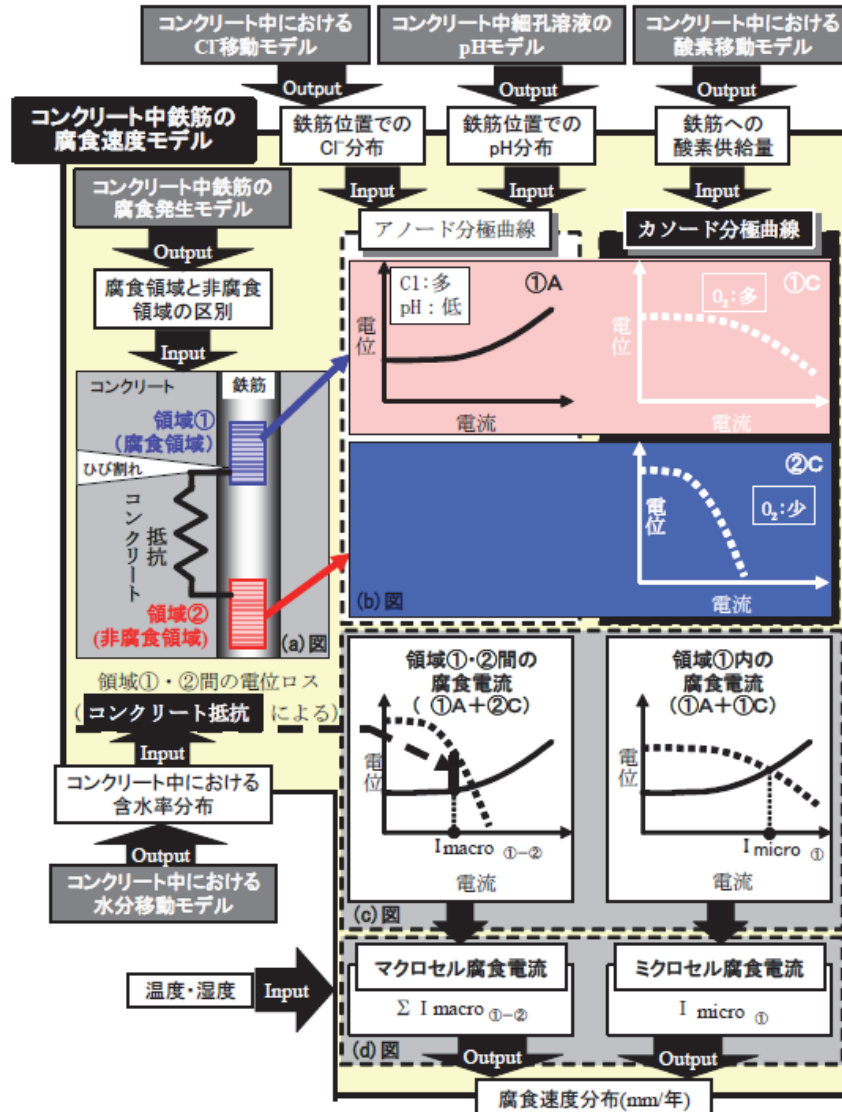


図 1.3.2-1 コンクリート中の鉄筋腐食速度モデル 1-24)

本研究では、丸屋らが提案した鋼材腐食解析手法を元に修正を加え、1) 1 対のアノード要素とカソード要素間のマクロセル腐食モデルにおいてミクロセル腐食モデルとの整合性が取れておらず、解析結果の信頼性が低いこと、2) コンクリート中の鋼材全体におけるマクロセル腐食モデルにおいてアノード面積とカソード面積の面積比依存が反映されていないこと、3) 腐食ひび割れの進展と鋼材腐食の相互作用が考慮されていないこと、4) コンクリートの比抵抗モデルがないこと、の 4 つの課題を解決した構造・鋼材腐食連成解析手法を目指した。

#### 1.4 本論文の構成

本論文に関する構成を図 1.4-1 に示し、以下にその内容を述べる。

第 1 章は本章であり、本研究の背景や目的を示す。

第 2 章では、既往の鋼材腐食解析手法の課題を示し、修正した鋼材腐食解析手法の全体を述べ、解析手法を構成するところのミクロセル腐食およびマクロセル腐食のモデルと鋼材腐食解析手法の妥当性を

明らかにする。

第3章では、コンクリートの配合条件、環境条件を考慮したコンクリートの比抵抗モデルを構築する。コンクリート全体の比抵抗を骨材とセメントペーストからなる直列並列複合回路によるものとし、正規化骨材体積率により、骨材体積率の影響を考慮したコンクリートの比抵抗モデルを構築する。また、BFSの混合率の影響を考慮できるセメントペーストの比抵抗モデルの構築を目指し、a)毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量、およびb)毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の電子の移動経路である屈曲度の影響を受けると仮定したモデルを構築し、その妥当性を検討する。

第4章では、塩害による腐食劣化予測に対する構造・鋼材腐食連成解析手法を構築する。3次元非線形構造解析モデルと第2章、第3章にて構築したRC部材中の塩化物イオン拡散とそれによる鋼材腐食をモデル化した3次元腐食解析モデル、そして、各解析モデル中の材料挙動の相互の解析結果を反映させる相互作用モデルを組み合わせたものである。相互作用モデルとして、ひび割れによる腐食因子拡散モデルとコンクリート中の鋼材腐食膨張モデルを構築する。マクロセル回路形成による鋼材の腐食現象を再現した塩水による乾湿繰返し実験に対し、本解析手法を適用し、その妥当性を検証する。

第5章では、2～4章で構築した手法を用いて、BFSの有無をパラメータとした塩害による耐久性照査を試みる。耐久性照査は、1)コンクリートの比抵抗モデルを用いた鋼材腐食評価、2)鋼材腐食解析手法を用いた鋼材腐食評価、3)進展期末を限界状態とした耐久性照査、の3通りを試行する。1)の照査方法では、コンクリートの比抵抗の予測により、配合、環境条件、かぶり位置毎の簡易的な腐食リスクの判定が可能となる。しかしながら、塩化物イオン分布の影響は考慮しておらず、マクロセル腐食の腐食速度は算定できない。そこで、2)の照査方法を用いることで、鉄筋位置の塩化物イオン分布を反映させたアノード部の腐食速度を算定することが可能となる。さらに、3)の照査方法では、耐久性照査の限界状態を従来の潜伏期末から進展期末とすることにより、より合理的な耐久性照査が可能となる。

第6章では本研究の成果を総括し、今後の課題を述べて結論とする。

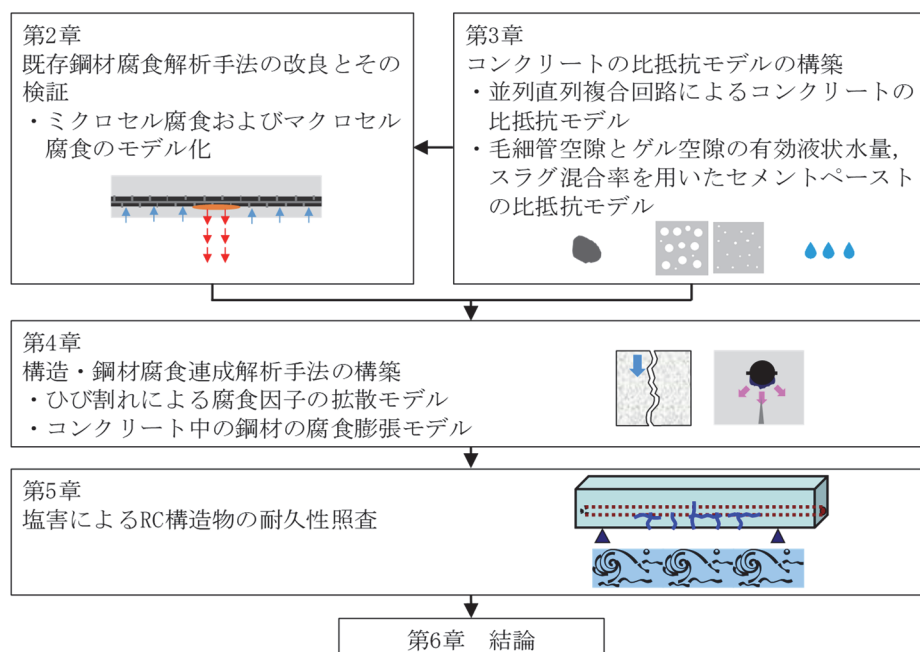


図 1.4-1 本論文の本論に関する構成



## 第1章の参考文献

- 1-1) 石橋忠良：橋梁の設計，コンクリート工学，Vol.51，No.1，pp.45-48，2013.1.
- 1-2) 田邊康雄：琵琶湖疏水にまつわる，ある一族のはなし，1991.
- 1-3) 鈴木圭：コンクリート橋の歴史，コンセプトチュアルデザイン，構造デザインに関する研究，中央大学学位論文，2014.3.
- 1-4) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，2018.3.
- 1-5) 堀宗朗：数値解析の変遷と将来ー先端技術と先端科学の視点ー，数式のない土木の数値解析セミナー，土木学会誌，Vol.102，No.1，pp.42-45，2017.1.
- 1-6) 前川宏一：コンクリート材料・構造の解析技術と未来像・マルチスケールモデルの新たな展開・Simulation Technology for Structural Concrete-Present and Future-，土木技術，Vol.66，No.7，pp.10-16，2011.7.
- 1-7) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T. : Multi-scale modeling of structural concrete, Taylor & Francis, 2009.
- 1-8) 大野元寛，千々和伸浩，前川宏一：コンクリート中の細孔水に起因する変形駆動力が実 PC 橋の長期クリープたわみに及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，pp.467-472，2011.
- 1-9) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報，2016.9.
- 1-10) 三浦尚，外門正直，川村満紀，関博，原忠勝：融雪剤によるコンクリート構造物の劣化に関する研究委員会報告：コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.1，1999.
- 1-11) 関口武一，笹井幸男，石塚喬康：RC 床版の劣化度調査と保全工事，コンクリート工学，32-5，pp.41-49，1994.5.
- 1-12) 笹井幸男，松本吉正，佐藤雅則，奥谷裕介：中央自動車道古川渡橋における床版取換えー塩害を受けた RC 床版から PC 床版へー，橋梁と基礎，pp.27-33，1994.10.
- 1-13) 丸屋剛，武田均，堀口賢一，小山哲，許鎧麟：コンクリート中の鋼材のマクロセル腐食に関する解析手法の構築，土木学会論文集 E，Vol.62，No.4，pp.757-776，2006.11.
- 1-14) 小柳翔平，高橋佑弥，石田哲也：高炉スラグ微粉末及びフライアッシュを混和したセメント硬化体の材料物性・塩分浸透性状の経時変化に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.109-114，2015.
- 1-15) (社)土木学会：混和材料を使用したコンクリートの物性変化と性能評価研究小委員会（333 委員会）No.2，コンクリート技術シリーズ 89，pp.243-251，2010.5.
- 1-16) 胡桃澤清文，名和豊春：高炉スラグペーストの電気伝導性による塩分浸透性と微細構造評価，セメント・コンクリート論文集，Vol.66，pp.127-134，2012.
- 1-17) 胡桃澤清文，名和豊春：セメント硬化体の電気伝導性に及ぼすフライアッシュの影響，セメント・コンクリート論文集，Vol.70，pp.230-235，2017.
- 1-18) 福浦 尚之，前川 宏一：非線形支配ひび割れ面の三次元同定と空間平均化構成則の高度化，土木学会論文集 E，Vol. 65 ， No.1， P 118-137，2009.
- 1-19) 石田哲也：微細空隙を有する固体の変形・損傷と物質・エネルギーの生成・移動に関する連成解析システム，東京大学博士論文，1999.

- 1-20) Maekawa, K., Chaube, R.P. and Kishi, T. : Modelling of concrete performance, E&F SPON, 1999.
- 1-21) 長谷川祐介, 宮里心一, 親本俊憲, 横関康祐 : ひび割れを有する鉄筋コンクリートの腐食速度解析モデルの提案, コンクリート工学論文集, Vol.17, No.1, pp.109-118, 2006.1.
- 1-22) 長谷川祐介, 宮里心一, 親本俊憲, 横関康祐 : 鉄筋コンクリート部材のひび割れ部における腐食速度の解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.1, pp.1013-1018, 2006.7.
- 1-23) 日本コンクリート工学協会, 計算力学研究センター : コンクリート構造物の長期性能シミュレーションプログラム LECCA2 理論解説書, 2010.1.
- 1-24) 武若耕司, 濱田秀則, 野口貴文, 下村匠, 山口明伸 : 委員会報告「コンクリート構造物の長期性能照査支援モデル研究委員会報告」, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.27-36, 2004.

## 第2章 既存鋼材腐食解析手法の改良とその検証

### 2.1 はじめに

鋼材に生じる腐食の内、局所的に腐食が進行するマクロセル腐食は、全体に渡って一様に腐食が進行するミクロセル腐食よりも腐食速度が速いことから維持管理上危険性の高い腐食とされている<sup>2-1)</sup>。塩害環境下で生じるコンクリート中の鋼材の腐食は、外部環境、ひび割れ、およびひび割れ前のコンクリートの材料の不均一性等により外部から浸透する塩化物イオン濃度が部材内で不均一となるため、局所的に腐食が進行するマクロセル腐食となる可能性が高い<sup>2-2)</sup>。したがって、実環境で生じる可能性の高いマクロセル腐食がコンクリート中の鋼材の腐食速度に及ぼす影響を適切に反映することが重要となる。

本章では、丸屋らによる鋼材腐食解析手法<sup>2-3)</sup>を元にして、解析手法の適用範囲を拡大することを目的として、鋼材腐食解析手法の改良を行った。

丸屋らによる腐食解析手法<sup>2-3)</sup>は、ミクロセル腐食におけるアノード分極曲線とカソード分極曲線をモデル化し、アノード部とカソード部の自然電位の差によってマクロセル回路が形成されると仮定して、マクロセル腐食による腐食量を算定するものである。これにより、従来手法において算出できなかったマクロセル腐食の算出を可能にした。しかし、以下の4つの課題が残っている。1) 1対のアノード要素とカソード要素間のマクロセル腐食モデルにおいてミクロセル腐食モデルとの整合性が取れておらず、解析結果の信頼性が低いこと、2) コンクリート中の鋼材全体におけるマクロセル腐食モデルにおいてアノード面積とカソード面積の面積比依存が反映されていないこと、3) 腐食ひび割れの進展と鋼材腐食の相互作用が考慮されていないこと、4) コンクリートの比抵抗モデルがないこと、である。課題1) について、ミクロセル腐食モデルにおける孔食電位、アノード分極曲線のターフェル勾配の提案式は参照する文献<sup>2-4)</sup>、<sup>2-5)</sup>と大幅に異なっている(図2.1-1、図2.1-2)。丸屋による分極曲線と参照する文献に従い修正した提案分極曲線との比較を図2.1-3に示す。設定条件は、鉄筋位置の全塩化物イオン濃度 $C_{total}=10\text{kg/m}^3$ 、 $\text{pH}=12.4$ とした。通常、腐食発生限界塩化物イオン濃度は $1.2\sim 2.0\text{kg/m}^3$ 程度であり、本条件では腐食開始以降であると考えられるが、丸屋のモデルではアノード分極曲線とカソード分極曲線が交わっておらず、腐食前の状況となっている。修正モデルでは、アノード分極曲線とカソード分極曲線が交わり、腐食状態とすることができている。

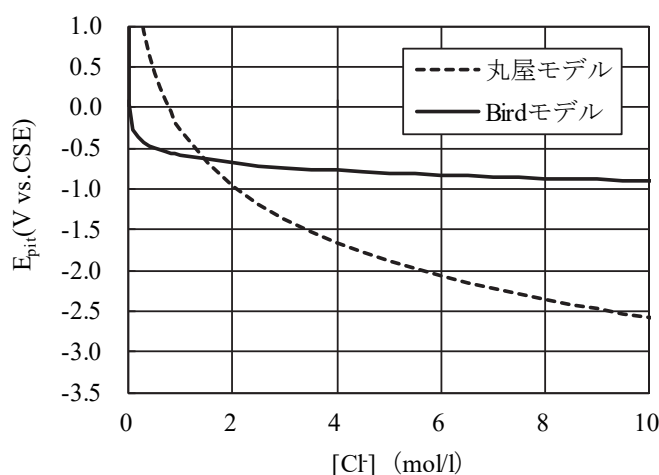


図 2.1-1 孔食電位の設定の比較<sup>2-3)</sup>、<sup>2-4)</sup>

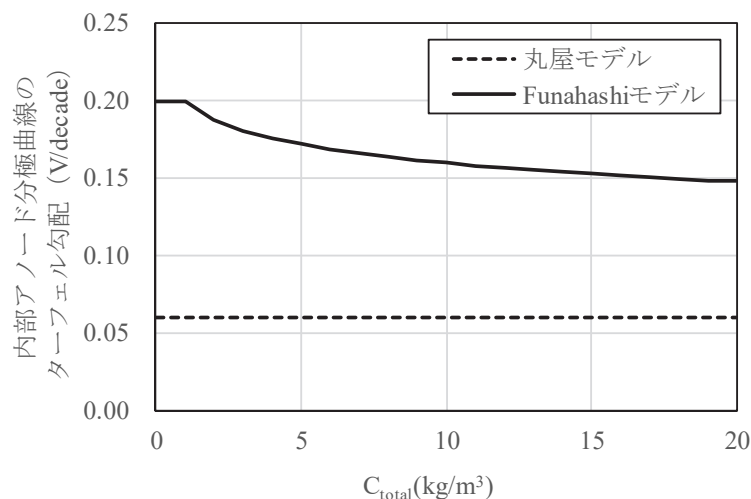


図 2.1-2 アノード分極曲線のターフェル勾配の比較 (2-3), (2-5)

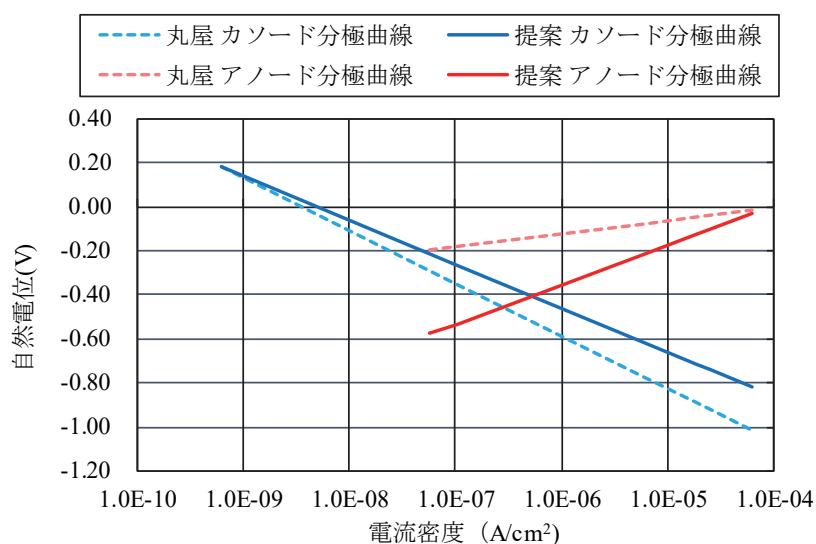


図 2.1-3 分極曲線の比較 ( $C_{total}=10\text{kg/m}^3$ )

丸屋らによるマクロセル腐食モデルの概念図 (2-3)を図 2.1-4 に示す。マクロセル腐食とは、図 2.1-4 が示すように鋼材上のアノードの位置とカソードの位置が分離し、腐食回路がマクロに形成されるとして腐食現象を捉えたものである。ミクロセル腐食モデルで計算される点がミクロセルの枠内のカソードとアノードの 2 点 (●) である。この 2 点間に電流が流れマクロセル回路が形成されると分極状態が変化し、図 2.1-4 に示すマクロセル枠内のカソードとアノードの 2 点 (○) がそれぞれ移動するとしている。このモデルにおいて、本来アノード分極曲線の勾配 $\beta_{ma,a}$ 、カソード分極曲線の勾配 $\beta_{ma,c}$ は、ミクロセル回路におけるターフェル勾配と同一でなければならない。つまり、ミクロセル回路のアノード●は、カソードの●-○間上を移動する点となり、図 2.1-4 のようにカソードの●-○間以外に存在することはありえない。しかし、従来のモデルにおいては、アノード分極曲線の勾配 $\beta_{ma,a}$ 、カソード分極曲線の勾配 $\beta_{ma,c}$ は、ミクロセル回路におけるターフェル勾配と同一にせず、マクロセル腐食モデルを構築している。したがって、マクロセル腐食モデルはミクロセル腐食モデルとの整合性がないモデルとなってい

る。

また、丸屋らが提案するマルチサーキットモデル<sup>2-3)</sup>(図 2.1-5)において、注目要素 $i$ がアノード要素のとき、要素対ごとの電流の総和を求めているため、アノード要素を着目要素として対となる複数のカソード要素に対して算定したマクロセル腐食電流密度を累計していく。したがって課題 2)により、アノード面積とカソード面積の面積比依存が反映されていないため、この腐食解析手法において均一な要素寸法の条件かつ要素寸法も適切に設定することが必要となっていた。

本研究では、この丸屋らの鋼材腐食解析手法<sup>2-3)</sup>の 4 つの課題を解決するために、モデルを大幅に修正し、構造・鋼材腐食連成解析手法を構築した。第 2 章では、序章で述べた丸屋らの鋼材腐食解析手法<sup>2-3)</sup>での 4 つの課題の内、課題 1)、課題 2)の 2 つを解決した鋼材腐食解析手法の改良を行った。これにより、分極曲線を用いたミクロセル腐食のモデルとマクロセル腐食のモデルに整合性を持たせ、かつ、マクロセル腐食の算定に要素分割依存性を排除することが可能となる。構築した鋼材腐食解析手法の全体を述べ、解析手法を構成するところのミクロセル腐食およびマクロセル腐食のモデルと鋼材腐食解析手法の妥当性を明らかにする。なお、課題 3)については、第 4 章の構造・鋼材腐食連成解析手法の構築において、課題 4)については、第 3 章のコンクリートの比抵抗モデルの構築において言及する。

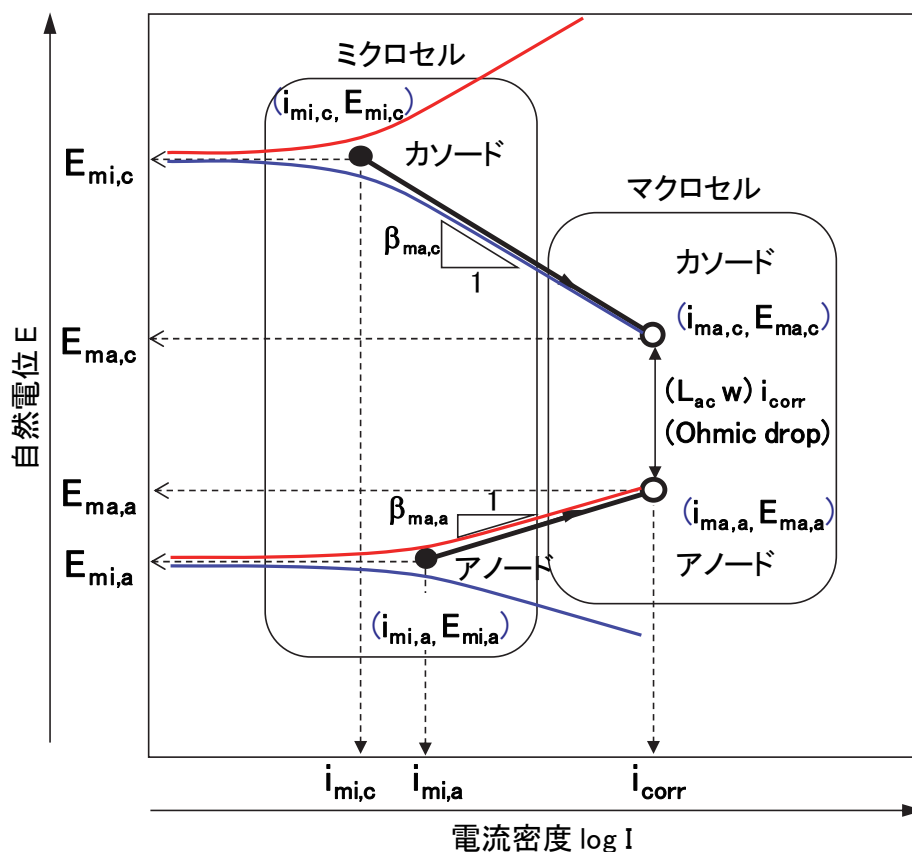


図 2.1-4 マクロセル腐食モデルの概念図<sup>2-3)</sup>

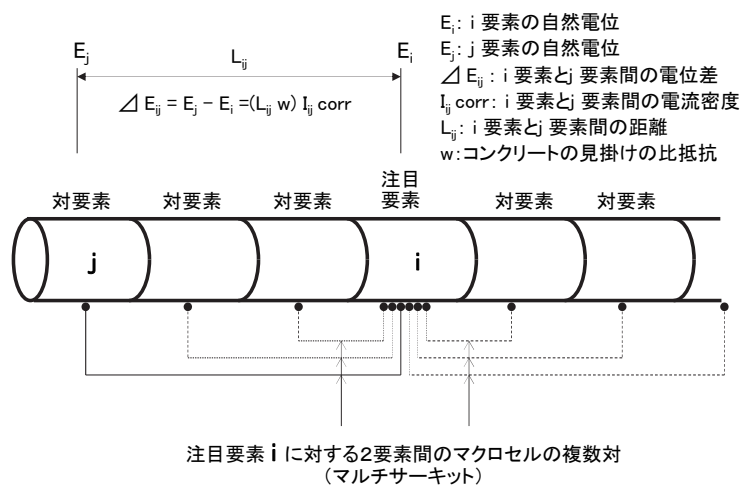


図 2.1-5 マルチサーキットモデルの考え方<sup>2-3)</sup>

## 2.2 鋼材腐食解析手法の概要

本研究における鋼材腐食の基本的モデルであるマイクロセル腐食とマクロセル腐食とが整合性のあるモデル化をする目的で外部分極曲線と内部分極曲線の概念を導入し、マクロセル腐食の要素分割依存性をなくす目的で、カソードとアノードの面積比を考慮した腐食量算定のモデルを提案する。

鋼材腐食解析手法は、1)塩化物イオンの拡散モデルと 2)鋼材腐食のモデルからなる。鋼材腐食解析手法の解析フローを図 2.2-1 に示す。

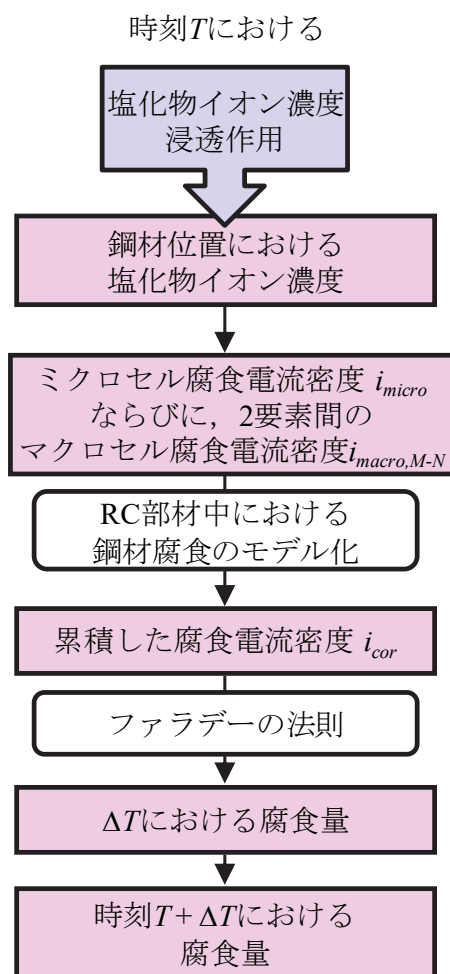


図 2.2-1 鋼材腐食解析手法の解析フロー

塩化物イオンの拡散解析は、3次元のFickの法則である式(2-1)に基づく非定常有限要素解析によるものとした。潜伏期末までの期間の算定を既存の方法と同一にするためである。そのため、本研究においてはコンクリート表面部での塩化物イオンの濃縮を考慮していないが、別途プログラムに組み込むことで考慮することが可能である。解析の要素分割はすべてソリッド要素でモデル化する。このときコンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 $D$ の初期値は、実験を元に安全側であることなどを考慮して定式化された式(2-2)<sup>2-6)</sup>（普通ポルトランドセメント（以下、OPC）を使用する場合）を使用する。

式(2-2)<sup>2-6)</sup>の元となる室内試験結果<sup>2-7)</sup>によれば、水セメント比が60%のときに拡散係数が0.4～3.0cm<sup>2</sup>/年程度とばらつきが大きいものになっている（図 2.2-2）。RC部材をモデル化する際には、拡散係数を一様にするのではなく、環境条件や粗骨材の分布などコンクリートの不均一性による拡散係数のばらつきを考慮した拡散係数の設定が必要となると考えられる。ただし、その適切なモデル化の方法については今後の課題であり、本研究においては後述の検証解析において、要素ごとに拡散係数の初期値にばらつきをもたせることでコンクリートの不均一性によるばらつきを簡易に考慮することとした。

また、腐食に影響を及ぼすのは細孔溶液中の塩化物イオン濃度 $[Cl^-]$ であるとし、式(2-3)で表した。その際、固定化の影響<sup>2-8)</sup>を式(2-4)、式(2-5)で考慮した。

$$\frac{\partial C_{total}}{\partial t} = \left[ D_x \cdot \frac{\partial^2 C_{total}}{\partial x^2} + D_y \cdot \frac{\partial^2 C_{total}}{\partial y^2} + D_z \cdot \frac{\partial^2 C_{total}}{\partial z^2} \right] \quad (2-1)$$

$$\log_{10} D_{x,y,z} = 3.0(W/C) - 1.8 \quad (2-2)$$

$$[Cl^-] = \frac{C_{free} \cdot 1000}{W_e \cdot 35.5} \quad (2-3)$$

$$C_{free} = (1 - \alpha_{fixed}) \cdot C_{total} \quad (2-4)$$

$$\alpha_{fixed} = \begin{cases} 1 & C_{tot} \leq 0.1 \\ 1 - 0.35 \cdot (C_{tot} - 0.1)^{0.25} & 0.1 < C_{tot} < 3.0 \\ 0.543 & 3.0 \leq C_{tot} \end{cases} \quad (2-5)$$

ここに、

$C_{total}$  : 全塩化物イオン濃度 (kg/m<sup>3</sup>)

$D_{x,y,z}$  : コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数 (cm<sup>2</sup>/年)

$C$  : 単位セメント量 (kg/m<sup>3</sup>)

$W$  : 単位水量 (kg/m<sup>3</sup>)

$[Cl^-]$  : 細孔溶液中の塩化物イオン濃度 (mol/l)

$C_{free}$  : 自由塩化物量(kg/m<sup>3</sup>)

$W_e$  : 単位未水和水量 (kg/m<sup>3</sup>) ( $W_e = W \cdot 0.17 \cdot C$ )

$\alpha_{fixed}$  : 固定化係数

$C_{tot}$  : 全塩化物量(セメント質量%)

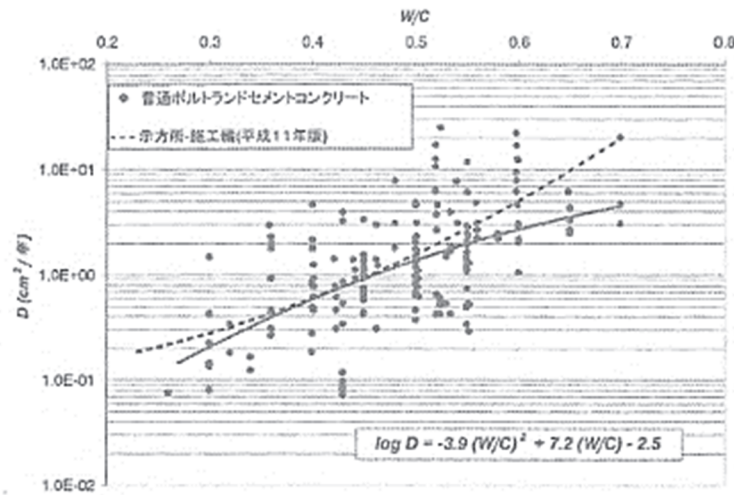


図 2.2-2 水セメント比と塩化物イオン拡散係数の関係 2-7)

本解析手法の適用範囲について、表 2.2-1 に示す。本解析手法にて想定する実環境は、腐食環境にあるとされる乾湿繰返し環境にある水掛かりのある気中部、干満帯、飛沫部とした。そのため、塩害の腐食因子は、塩化物イオン、水、溶存酸素であるが、水、溶存酸素は十分存在するとし、塩化物イオンにより腐食の発生、腐食速度が決定するモデルとした。水掛かりのない気中部では、塩化物イオン濃度が



腐食発生限界塩化物イオン濃度以下であれば、水、溶存酸素によらず腐食しないため、解析適用範囲とした。腐食発生限界塩化物イオン濃度以上であれば、コンクリート中の水が少ないとコンクリートの比抵抗が大きいためマクロセル腐食回路が形成されないが、腐食反応に必要な水や溶存酸素がなく実際には腐食しない場合も、解析上ミクロセル腐食は発生するため、解析適用範囲外となる。また、L.W.Lよりも深度が深く、水面のかく乱による酸素の溶け込みがほとんど発生しない海水中においては、実際は溶存酸素が十分にならないため、塩化物イオン濃度が高い場合においても腐食速度は遅いと考えられるが、解析上ミクロセル腐食およびマクロセル腐食が発生するため、解析適用範囲外となる。

表 2.2-1 鋼材腐食解析手法の適用範囲

想定する 実環境	水掛かりのない気中部		水掛かりのある気中部， 干満帯，飛沫部 (乾湿繰返し環境)		海水中
塩化物イオン 濃度	$C_{lim}$ 以下	$C_{lim}$ 以上	$C_{lim}$ 以下	$C_{lim}$ 以上	$C_{lim}$ 以上
コンクリート の比抵抗	大		小～大		小
水	なし		あり		あり
溶存酸素	なし		あり		なし
解析適用範囲	範囲内	範囲外	範囲内		範囲外

### 2.2.1 内部分極曲線および外部分極曲線の設定

コンクリート中の鋼材腐食のカソード反応およびアノード反応はそれぞれ式(2-6)，式(2-7)で表される。このカソード反応とアノード反応が同一要素内で生じる場合の腐食がミクロセル腐食であり，2 要素間で生じる場合の腐食がマクロセル腐食である<sup>2-3)，2-9)</sup> (図 2.2.1-1)。



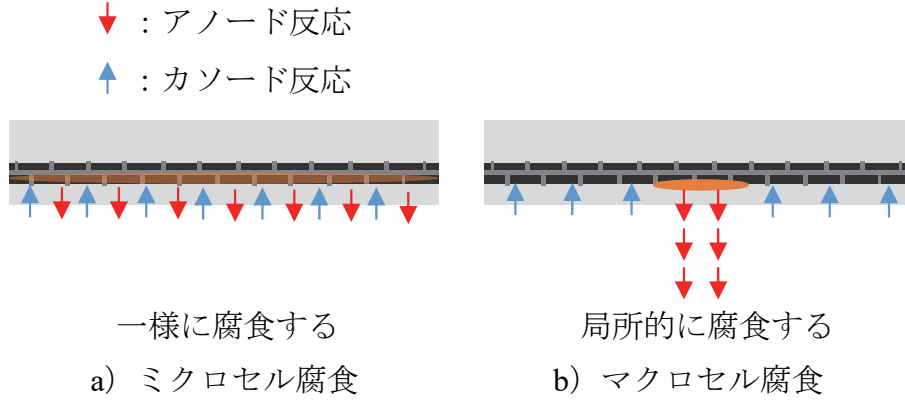


図 2.2.1-1 ミクロセル腐食，マクロセル腐食の概念

ミクロセル腐食，マクロセル腐食の一貫性を持ったモデル化のために，内部分極曲線と外部分極曲線を用いた。内部分極曲線とは，式(2-6)，式(2-7)で示すカソード反応，アノード反応の仮想の分極曲線であり直接測定することができない<sup>2-10)</sup>。そこで，内部分極曲線は，電気化学測定機器で得られた外部分極曲線を用いて設定した実験式であるターフェル勾配を用いた式(2-8)，式(2-9)で定式化した<sup>2-3)</sup>。

$$E_c = \beta_c \times \log_{10} \left( \frac{i_c}{i_{co}} \right) + E_{co} \quad (2-8)$$

$$E_a = \beta_a \times \log_{10} \left( \frac{i_a}{i_{pass}} \right) + E_{pit} \quad (2-9)$$

ここに，

- $E_c$  : 内部カソード分極曲線上の自然電位 (V) <sup>2-4)</sup>
- $E_{co}$  : 内部カソード反応の平衡電位 (V)
- $\beta_c$  : 内部カソード分極曲線のターフェル勾配 (V/decade) <sup>2-5)</sup>
- $i_c$  : 内部カソード分極曲線上の電流密度 (A/cm<sup>2</sup>)
- $i_{co}$  : 交換電流密度  $6.25 \times 10^{-10}$  (A/cm<sup>2</sup>) <sup>2-3)</sup>
- $E_a$  : 内部アノード分極曲線上の自然電位 (V)
- $E_{pit}$  : 孔食電位 (V) <sup>2-4)</sup>
- $\beta_a$  : 内部アノード分極曲線のターフェル勾配 (V/decade) <sup>2-5)</sup>
- $i_a$  : 内部アノード分極曲線上の電流密度 (A/cm<sup>2</sup>)
- $i_{pass}$  : 不動電流密度  $5.8 \times 10^{-8}$  (A/cm<sup>2</sup>) <sup>2-11)</sup>

外部分極曲線とは，ポテンショ・ガルバノスタットなどの電気化学測定機器による測定から直接得られる分極曲線であるが，実験値そのものを用いる方法は測定誤差の影響を受けやすく，実験データに基づく広範囲の定式化は困難と判断した。本論文では Jones<sup>2-12)</sup>を参考にして内部分極曲線を用いて理論的に定式化した。これより，内部および外部分極曲線間で整合のとれた，汎用性のあるモデル化が可能となる。

外部分極曲線の設定方法を図 2.2.1-2 に示す。外部カソード分極曲線を得るには、図 2.2.1-2 a)に示すように、ある要素の自然電位を  $E_{micro}$  から強制的に卑側へ  $\varepsilon_c$  変化させ  $E_c$  にする。アノード反応は式(8)、(9)で示す内部分極曲線の交点の  $i_{micro}$  から式(8)で示す内部アノード分極曲線上の  $i_a$  へ抑制され、カソード反応は内部分極曲線の交点  $i_{micro}$  から式(8)で示す内部カソード分極曲線上の  $i_c$  へ促進する。外部カソードの電流密度  $i_{app,c}$  は、電荷保存則により、過電圧  $\varepsilon_c$  によって引き起こされたカソード反応の増大量とアノード反応の減少量の差 ( $i_c - i_a$ ) と等しくなり、式(2-10)で表される。 $\varepsilon_c$  を変化させ ( $i_{app,c}$ ,  $E_c$ ) をプロットしていくと、外部カソード分極曲線は図 2.2.1-2 b)に示すものとなる。同様に、外部アノードの電流密度  $i_{app,a}$  は過電圧により貴側へ  $\varepsilon_a$  変化させることにより引き起こされたカソード反応の増大量とアノード反応の減少量の差 ( $i_a - i_c$ ) と等しくなり、式(2-11)で表される。よって、外部アノード分極曲線は図 2.2.1-2 b)に示すものとなる<sup>2-12)</sup>。

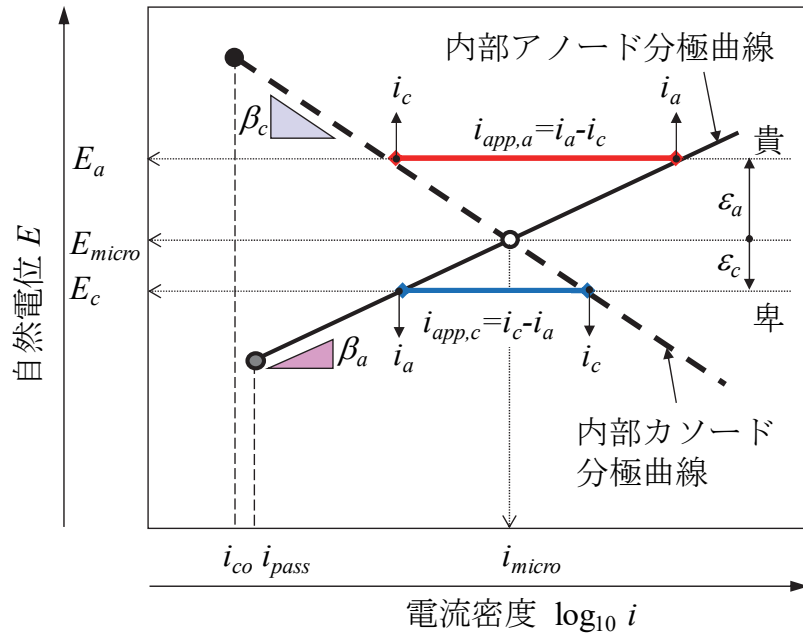
$$i_{app,c} = i_c - i_a \quad (2-10)$$

$$i_{app,a} = i_a - i_c \quad (2-11)$$

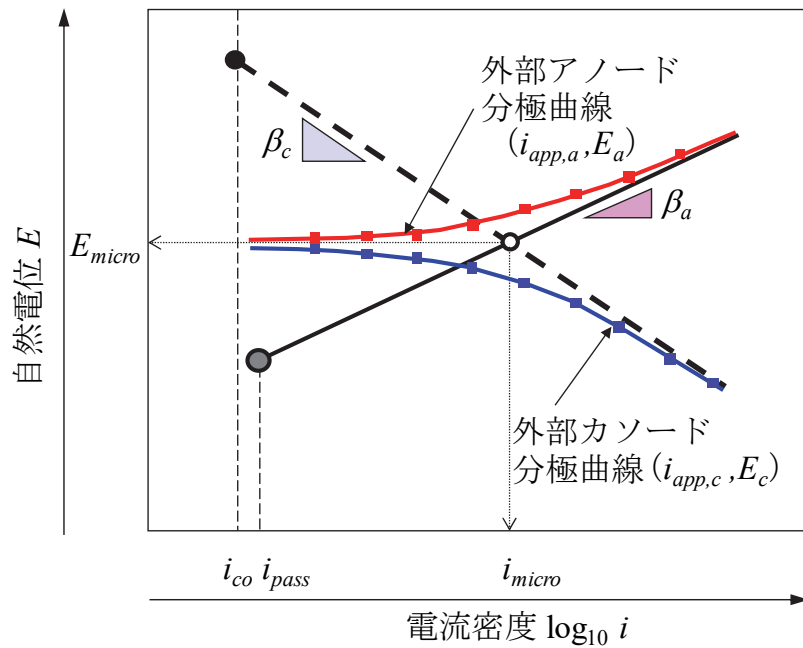
ここに、

$i_{app,c}$  : 外部カソードの腐食電流密度 (A/cm<sup>2</sup>)

$i_{app,a}$  : 外部アノードの腐食電流密度 (A/cm<sup>2</sup>)



a) 過電圧  $\epsilon$  による  $i_{app}$



b) 外部分極曲線

図 2.2.1-2 外部分極曲線の設定方法

## 2.2.2 ミクロセル腐食のモデル化

ミクロセル腐食の算出には、内部分極曲線を用いる。ミクロセル腐食のモデル図を図 2.2.2-1 に示す。ミクロセル腐食モデルの基本的な考え方は丸屋らの手法<sup>2-3)</sup>を参考とし、係数などの値を既往の実験<sup>2-4)</sup><sup>2-5)</sup><sup>2-11)</sup>の値を用いることでより実現象に近いモデルとした。

ミクロセル腐食電流密度は、内部カソード分極曲線と内部アノード分極曲線の交点 ( $i_{micro}$ ,  $E_{micro}$ ) で

決まる。不動態皮膜がある場合を想定し、 $i_{micro} < i_{pass}$  の場合または $[Cl^-]/[OH^-]$ が設定した $[Cl^-]/[OH^-]$ の閾値以下の場合、ミクロセル腐食は発生しないこととした。ただし、後述するマクロセル腐食計算時は、前述の条件において、 $i_{micro}=i_{pass}$ 、 $E_{micro}=E_c(i_{pass})$ とした。内部カソード分極曲線を構成する平衡電位を式(2-12)に、内部アノード分極曲線を構成するカソード反応の孔食電位を式(2-13)に示す。なお、本論文中の自然電位は、飽和硫酸銅電極に対する電位 (V vs.CSE) とした。内部カソード分極曲線のターフェル勾配 $\beta_c$ は-0.20 (V/decade) 一定とし、内部アノード分極曲線のターフェル勾配は既存の丸屋モデルでは一定値であったが、参考文献を忠実に反映し、実験による近似式(2-14)で表した<sup>2-5)</sup>。

ここで、内部アノード分極曲線は、鉄筋位置のコンクリートの塩化物イオン濃度により変化する。コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数  $D$  の初期値は、実験を元に安全側であることなどを考慮して定式化された式(2-2)を使用する。

$$E_{co}=0.912-0.059 \times pH \quad (2-12)$$

$$E_{pit}=-0.092-0.31 \times \log_{10}([Cl^-]/[OH^-]) \quad (2-13)$$

$$\beta_a=-0.04 \cdot \log_{10}(C_{total})+0.2 \quad (\beta_a \leq 0.2) \quad (2-14)$$

ここに、

$pH$  : 液相の pH (12.0)

$[OH^-]$  : 水酸化物イオン濃度 (mol/l)

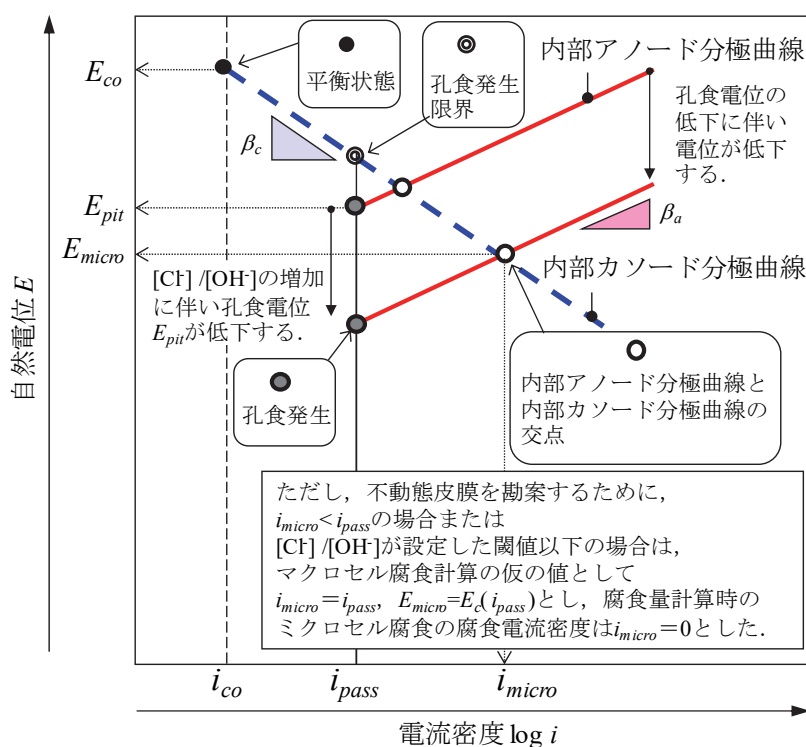


図 2.2.2-1 ミクロセル腐食モデル<sup>2-3)</sup>

### 2.2.3 マクロセル腐食のモデル化

マクロセル腐食の算出には、内部分極曲線と外部分極曲線を用いる<sup>2-10)</sup>。コンクリート中の鋼材の 2 要素（要素 M, N）間に発生するマクロセル腐食は、アノード要素とカソード要素の面積が等しい条件下において図 2.2.3-1 に示される。

要素 M はカソードとなる要素、要素 N はアノードとなる要素とする。要素 M の内部カソード分極曲線および内部アノード分極曲線をそれぞれ  $C_M$ ,  $A_M$  とし、要素 N のそれらに関しては、それぞれ  $C_N$ ,  $A_N$  とする。要素 M, 要素 N が通電していない場合、ミクロセル腐食となりそれぞれの腐食電流密度は  $i_{micro,M}$ ,  $i_{micro,N}$  となり、要素 M, 要素 N はそれぞれ図中に○で示す状態  $M_{micro}$ ,  $N_{micro}$  となる。要素 M, 要素 N が通電し 2 要素間で電流が流れると、マクロセル腐食となる。この時の電流密度  $i_{g,M-N}$  は、要素 M, 要素 N の内部分極曲線  $C_M$ ,  $C_N$ ,  $A_M$ ,  $A_N$  から、式(2-10), (2-11)により求めた要素 M の外部カソード分極曲線 ( $i_{app,c,M}$ ,  $E_c$ ) と要素 N の外部アノード分極曲線 ( $i_{app,a,N}$ ,  $E_a$ ) 間の電位差が、式(2-15)で示される要素 M, N 間のコンクリートによる抵抗 ( $L_{M-N} \cdot \rho_{con}$ ) による自然電位差  $\Delta E_{M-N}$  となる電流密度である。よって、要素 M と要素 N はそれぞれ異なった自然電位  $E_{macro,M}$  および  $E_{macro,N}$  を示す。要素 M および N の腐食電流密度は、それぞれの電位における内部アノード分極曲線の腐食電流密度  $i_{macro,M}$ ,  $i_{macro,N}$  となり、要素 M, 要素 N はそれぞれ図中に●で示す状態  $M_{macro}$ ,  $N_{macro}$  となる。よって、通電前のミクロセル腐食の状態から、要素 N はマクロセル腐食電流密度  $i_{macro,M-N}$  ( $i_{macro,N} - i_{micro,N}$ ) だけ増加し、要素 M はマクロセル腐食電流密度  $i_{micro,M} - i_{macro,M}$  だけ減少する<sup>2-10), 2-12)</sup>。

ただし、濃度分極の領域を考慮するために限界腐食電流密度  $i_{lim}$  を  $1.0 \times 10^{-4} \text{A/cm}^2$  とし、 $i_{macro,N}$  はこれ以下とした。

$$\Delta E_{M-N} = E_{macro,M} - E_{macro,N} = (L_{M-N} \rho_{con}) \cdot i_{g,M-N} \quad (2-15)$$

ここに、

$L_{M-N}$  : 要素 M-N 間の距離 (cm)

$\rho_{con}$  : コンクリートの見かけの比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )

$i_{g,M-N}$  : 通電時の要素 M-N 間の電流密度 ( $\text{A/cm}^2$ )

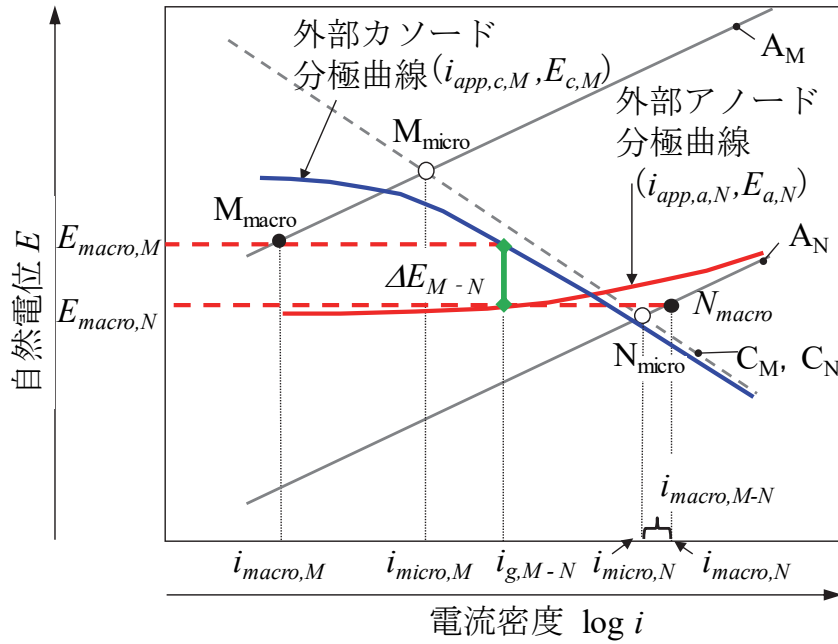


図 2.2.3-1 2 要素間の外部分極曲線とマクロセル腐食時の電流密度

次に、マクロセル腐食の要素分割の依存性をなくすために、カソードとアノードの面積比を考慮した。RC 部材中の鉄筋を複数の分割した要素によりモデル化する場合、ある要素に着目すると、対要素は複数存在する。マクロセル腐食電流密度がカソード部とアノード部の面積比に依存することは、理論としても既往の実験からも明らかとなっている（図 2.2.3-2）<sup>2-2)</sup> <sup>2-13)</sup>。丸屋らによる従来の方法<sup>2-3)</sup>では、アノード要素に着目しマクロセル腐食電流密度を定義している。カソード部に対するアノード部の面積が 1 : 2 の場合（図 2.2.3-2 a））のアノードの腐食電流密度は、アノード部が 1 つの要素で構成されている場合は 1/2 単位となるが、アノード部が複数の要素で構成されていると 1/2 単位とならず、カソードおよびアノードの面積効果が反映できていない。

そこで、本研究ではマクロセル腐食電流密度の分配率 $\beta$ を設定し、着目するカソード要素からそれぞれのアノード要素に対して流れるマクロセル腐食電流を分配することで、複数の分割要素で表現された鉄筋のカソード部とアノード部の面積比の影響を考慮するモデル化を行った。

1 つのカソード要素（M）に対して n 個のアノード要素（N<sub>i</sub>, i=1~n）がある状態において、その中のある 1 つのアノード要素（N<sub>i</sub>）のマクロセル腐食電流密度  $i_{cor,M-N_i}$  を式(2-16)で表す。式(2-16)中の分配率 $\beta_{M-N_i}$  は、カソード要素とアノード要素群の面積比と、同一面積条件下での算定される一対のカソード要素とアノード要素間におけるマクロセル腐食電流密度  $i_{macro,M-N_i}$  の関数とした式(2-17)で表した。本モデル化は、単独の M-N<sub>i</sub> 間における腐食電流密度  $i_{macro,M-N_i}$  の算定においてコンクリートの比抵抗による相互間の距離の影響を式(2-15)により考慮し、カソード M とそれに対応するアノード要素群の関係においてはその面積比のみの関数とし、これらを組み合わせたものである。このような分配率 $\beta_{M-N_i}$  の導入は、実現象において、複数の要素間で発生するマクロセル腐食電流密度の配分を厳密に表すものではないが、アノード部となる箇所の塩化物イオン濃度が高いほど、また、カソード部とアノード部の距離が近いほど、さらに、カソード部となる領域が大きいほど、あるいはアノード部となる領域が小さい

ほど、単位面積あたりの腐食量は大きくなる実現象と整合のとれたモデル化と考える。また、本論文では溶存酸素、水分が十分な状態を前提とし、鉄筋の腐食は塩化物イオン濃度分布に主に依存するとした。溶存酸素、水分が十分でない場合には別途これらの影響を考慮する必要がある。

要素 K におけるマクロセル腐食電流密度は、自身がアノードとなる場合に発生（増加）するマクロセル腐食電流密度だけでなく、自身がカソードとなった場合に消散（減少）するマクロセル腐食電流密度を考慮する必要があると考えられる。これについては、理論的に不明確な点が残されていることから、本論文においては自身がカソード要素となった場合に対となる複数のアノード要素で増加するマクロセル腐食電流密度の合計が消散（減少）するとモデル化した。

よって、RC 部材中の鋼材の要素 K における全腐食電流密度は、図 2.2.3-3 に示すように要素 K のマクロセル腐食電流密度  $i_{micro,K}$  に、要素 K がアノード要素となる場合の要素 K 以外の全ての要素との間のマクロセル腐食電流密度を加え、着目要素 K がカソード要素となる場合の要素 K 以外の全ての要素との間のマクロセル腐食電流密度を引いたものとし、式(2-18)で表される。ただし、全腐食電流密度は負にならないものとした。

$$i_{cor,M-N_i} = \beta_{M-N_i} \cdot i_{macro,M-N_i} \quad (2-16)$$

$$\beta_{M-N_i} = \frac{S_{N_i} \cdot i_{macro,M-N_i}}{\sum_{j=1}^n S_{N_j} \cdot i_{macro,M-N_j}} \cdot \frac{S_M}{S_{N_i}} = \frac{S_M \cdot i_{macro,M-N_i}}{\sum_{j=1}^n S_{N_j} \cdot i_{macro,M-N_j}} \quad (2-17)$$

$$i_{cor,K} = i_{micro,K} + \sum_{j=1}^n i_{cor,M_j-K} - \sum_{j=1}^n i_{cor,K-N_j} \quad (i_{cor,K} \geq 0) \quad (2-18)$$

ここに、

$i_{cor,M-N_i}$  : RC 部材中の鋼材の要素 M-N<sub>i</sub>間のマクロセル腐食電流密度 (A/cm<sup>2</sup>)

$\beta_{M-N_i}$  : 要素 M-N<sub>i</sub>間のマクロセル腐食電流密度の分配率

$S_M$  : 要素 M (カソード部) の表面積 (cm<sup>2</sup>)

$S_{N_i}$  : 要素 N<sub>i</sub> (アノード部) の表面積 (cm<sup>2</sup>)

$i_{cor,K}$  : 要素 K の全腐食電流密度 (A/cm<sup>2</sup>)

カソード部とアノード部の面積比が 1 : 3 の場合を例として、要素分割によらず一定のマクロセル腐食電流密度が算定されることを、図 2.2.3-4 に示す。簡略化のため、距離や比抵抗は考慮せず、同一面積を前提として算定される 2 要素間 M-N, M-N<sub>1</sub>, M-N<sub>2</sub>間のマクロセル腐食電流密度はそれぞれ同じとする。アノード部を分割しない場合 (図 2.2.3-4 a)), マクロセル腐食電流密度の分配率  $\beta_{M-N}$  は 1/3 となり、M-N 間のマクロセル腐食電流密度は  $(1/3) \cdot i_{macro,M-N}$  となる。すなわち、アノード要素の面積が大きいほど、相対的にマクロセル腐食電流密度は小さくなる。アノード部を 1 : 2 の面積比に分割した場合 (図 2.2.3-4 b)),  $\beta_{M-N_1}$ ,  $\beta_{M-N_2}$  はそれぞれ 1/3 であることから M-N<sub>1</sub>, M-N<sub>2</sub>間のマクロセル腐食電流密度はそれぞれ  $1/3 \cdot i_{macro,M-N}$  となり、アノード部を分割しない場合に一致する。各アノード要素のマクロセル腐食電流密度が異なる場合には、各要素の面積のみならず、腐食電流密度による重みづけが反映され、分配率が設定される。なお、本モデル化の方法は、カソード部とアノード部の想定要素を



鉄筋周方向にも分割することで、鉄筋のかぶり側とその反対側の間に形成されるマクロセルによる局所的な腐食進行の予測にも適用が可能となる枠組みである。

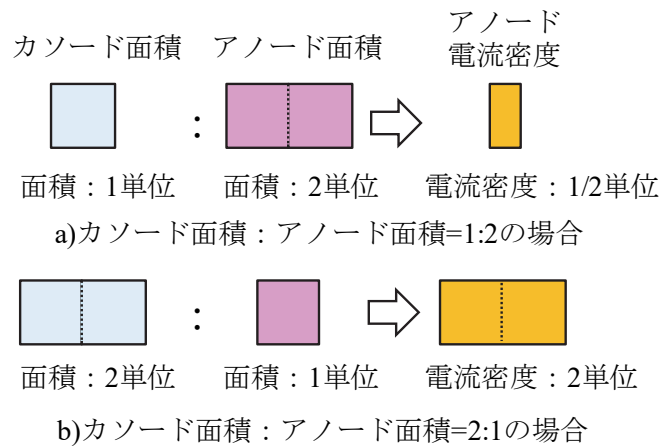


図 2.2.3-2 腐食電流密度に及ぼすカソードおよびアノードの面積効果<sup>2-13)</sup>

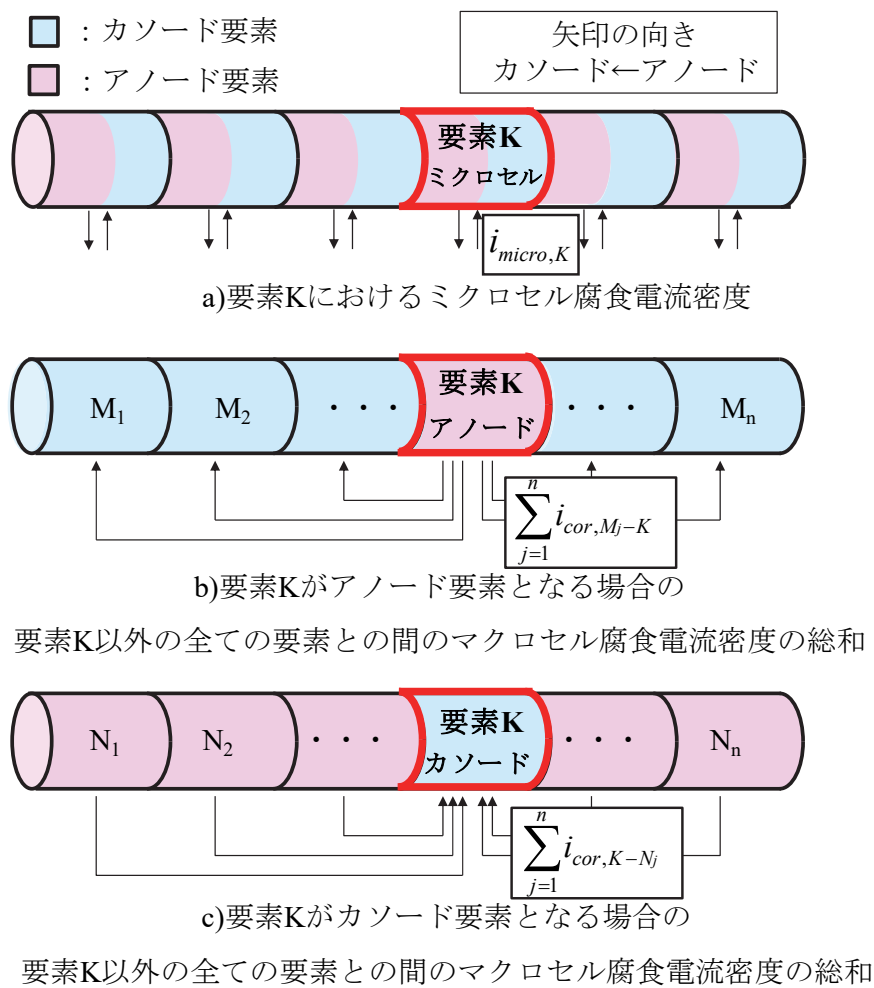


図 2.2.3-3 RC 部材中の要素 K の腐食電流密度

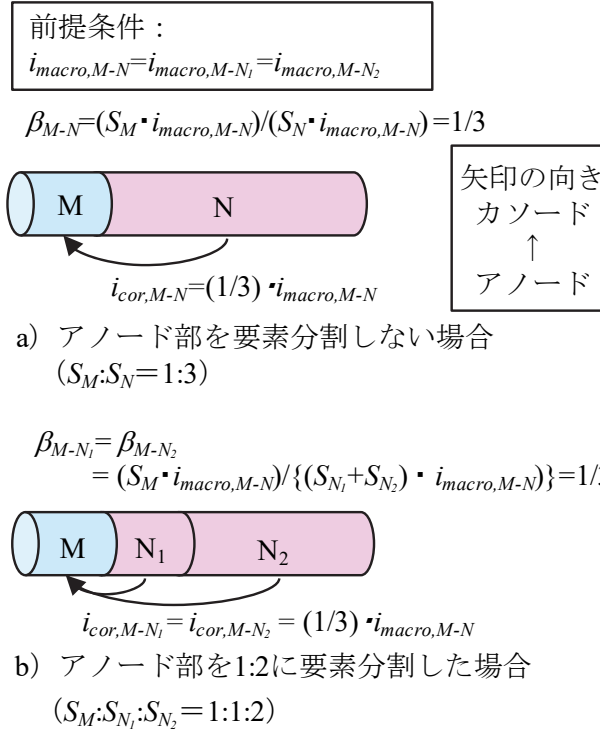


図 2.2.3-4 マクロセル腐食計算例

## 2.2.4 電流密度から腐食量への計算方法

要素 K の時間増分における腐食量は腐食電流密度  $i_{cor,K}$  を用いて式(2-19)に示すファラデーの法則から求める。ここで、腐食電流密度  $i_{cor,K}$  がすべて式(2-7)の反応によると仮定した。

$$\Delta m_K = \frac{i_{cor,K} \cdot \Delta t \cdot a}{n \cdot F} \quad (2-19)$$

ここに、

$\Delta m_K$  : 要素 K の時間増分における腐食量 (g/cm<sup>2</sup>),  $\Delta t$  : 時間増分 (s),  $a$  : 鉄の原子量 (55.845),  $n$  : 溶解した鉄イオンの当量 (2mol eq),  $F$  : ファラデー定数 (96500C/mol eq)

## 2.2.5 マクロセル形成時の自然電位の計算方法

要素 K の自然電位を式(2-20)に示す。要素 K はマクロセル腐食回路形成時に図 2.2.5-1 に示すように、内部アノード分極曲線上に分極する。

$$E_{cor,K} = \beta_a \times \log_{10} \left( \frac{i_{cor,K}}{i_{pass}} \right) + E_{pit} \quad (2-20)$$

ここに、

$i_{cor,K}$  : 要素 K のマクロセル腐食回路形成時の自然電位 (V)

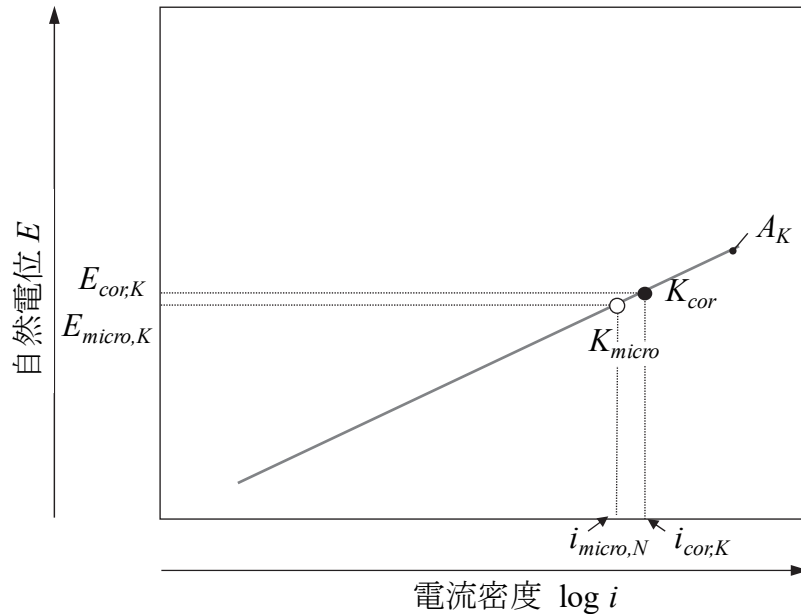


図 2.2.5-1 要素 K の自然電位

## 2.3 鋼材腐食解析手法の検証

本節では，2.2 で述べた鋼材腐食連成解析手法の検証を行った。検証内容は，a)本解析でモデル化した外部分極曲線と測定された外部分極曲線との比較，b)腐食ひび割れ発生限界腐食量，c)潜伏期期間，進展期期間および腐食ひび割れ発生後の腐食量とした。

### 2.3.1 外部分極曲線の検証

本解析でモデル化した外部カソード分極曲線および外部アノード曲線を，既往実験<sup>2-14)</sup>により測定された外部分極曲線と比較した。比較対象の実験条件は，水結合材比 50%，約 50 日の塩害促進曝露（3% NaCl 噴霧 1 日＋気中養生 2.5 日）を行ったもので，計測位置のひび割れの有無を試験パラメータとしている。解析モデルの条件は水結合材比 50%とし，パラメータは鋼材位置の塩化物イオン濃度（0 kg/m<sup>3</sup>，15 kg/m<sup>3</sup>）とした。塩化物イオン濃度を 0 kg/m<sup>3</sup>としたケースは実験でのひび割れなしを想定し，塩化物イオン濃度を 15 kg/m<sup>3</sup>としたケースは実験でのひび割れありを想定している。実験では，鋼材位置の塩化物イオン濃度が明らかではないことから，比較は定性的な傾向を把握するものとする。

既往の研究により測定された外部分極曲線<sup>2-14)</sup>を図 2.3.1-1 に，モデル化した外部分極曲線を図 2.3.1-2 に示す。図 2.3.1-1 での自然電位の単位は，(V vs.Ag/AgCl) から (V vs.CSE) に変更した。

実験では，ひび割れなしに比べひび割れがあると自然電位が低くなる傾向が見られる。本モデル化では，ひび割れにより塩化物イオンの拡散が大きくなりひび割れ部の塩化物イオン濃度が高くなるモデルとしており，塩化物イオン濃度が高くなると自然電位が低くなる傾向が表せている。また，実験においてひび割れなしのときには，外部カソード分極曲線と外部アノード分極曲線を計測した時の平衡電位はほぼ等しくなっているが，ひび割れのある箇所ではこの平衡電位の差が大きい。本来，同じ箇所外部カソード分極曲線と外部アノード分極曲線を計測した時には，同じ平衡電位となるべきであり，ひび割れによって計測誤差が大きくなるものと考えられる。本モデル化では，ひび割れの有無によらず外部カ

ソード分極曲線と外部アノード分極曲線の平衡電位の差はない。

実験での濃度分極の領域は、塩化物イオン濃度が小さいと考えられるひび割れなしでは電流密度  $1.0 \times 10^{-6} \text{A/cm}^2$  程度、ひび割れ部での電流密度  $1.0 \times 10^{-4} \text{A/cm}^2$  程度となっている。解析上、濃度分極の領域は限界腐食電流密度  $i_{lim}$  を  $1.0 \times 10^{-4} \text{A/cm}^2$  として表現しているが、これは実験のひび割れなしの場合のように塩化物イオン濃度が小さい場合にはアノード部とならず外部アノード分極曲線を用いないためである。

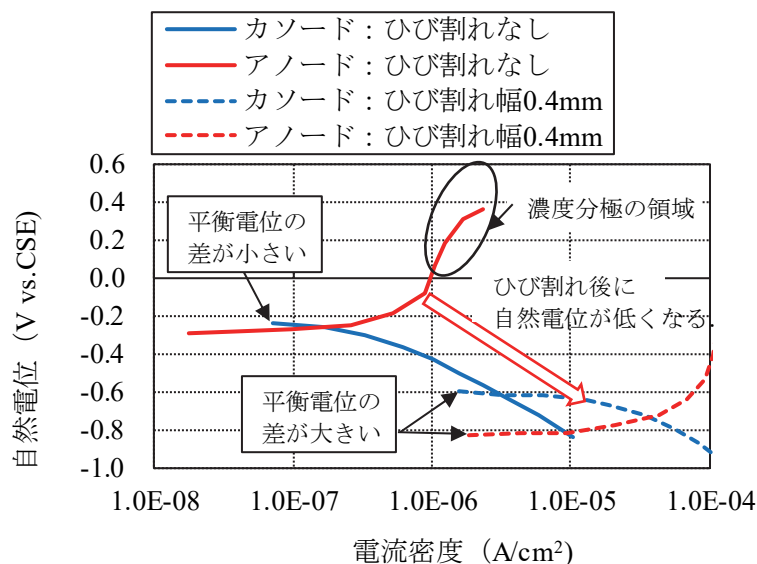


図 2.3.1-1 実験の外部分極曲線

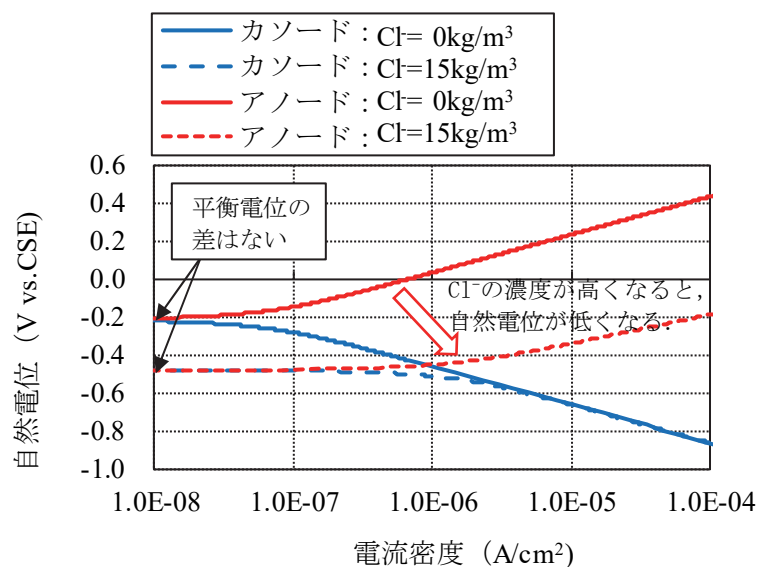


図 2.3.1-2 解析の外部分極曲線

## 2.3.2 腐食ひび割れ発生時期と腐食量の検証

マクロセル回路形成による鋼材の腐食現象を再現した塩水による乾湿繰返し既往実験<sup>2-3)</sup>(試験体 1)と、同条件で同時に実験を開始し解体時期の異なる追加実験(試験体 2)を対象に、本解析手法を適用し、潜伏期の期間と進展期の期間の検証を行った。

解析対象の実験概要<sup>2-3)</sup>を図 2.3.2-1 に示す。試験体は断面 100×100mm、長さ 1200mm とし、かぶり 20mm の断面中央部に D13 を埋め込んだ。試験体長さを 1200mm としたのは、マクロセル回路を形成させるためである。

100×1200mm の側部 2 面、100×100mm の端部 2 面および曝露面の両端部の 200mm をアクリル樹脂で被覆し、上下面 800mm 区間を曝露面とした。セメントは OPC を使用し、コンクリートの水結合材比は 60%とした。試験体数は 2 体とした。試験体の曝露条件は、室温 20℃の室内環境で、塩化ナトリウム濃度 3%水溶液に 3 日浸せきと 65%RH の乾燥環境に 4 日放置を 1 サイクルとする乾湿繰返しとした。

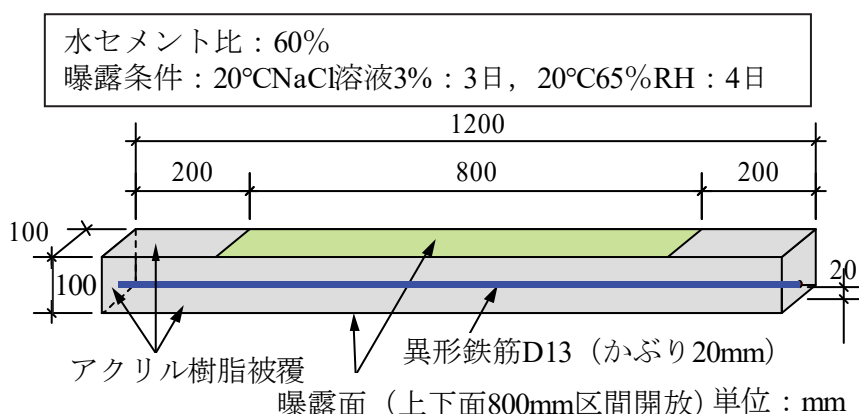


図 2.3.2-1 実験の概要<sup>2-3)</sup>

自然電位の経時変化を図 2.3.2-2 に、実験の腐食劣化時期と解体時期を表 2.3.2-1 に示す。腐食開始時期を自然電位の低下開始とすると、試験体 1 は曝露開始から 1.2 年（約 440 日）後、試験体 2 では 0.9 年（約 330 日）後であった。実験で得られた腐食ひび割れ発生時期はひび割れを目視により確認した時であり、試験体 1 では曝露開始から 1.7 年（約 610 日）後でその時のひび割れ幅は 0.04mm、試験体 2 では 3.9 年（約 1430 日）後でその時のひび割れ幅は 0.06mm であった。解体時期は試験体 1 では 4.3 年（約 1580 日）後でその時の最大ひび割れ幅は 0.2mm、試験体 2 では 7.9 年（約 2870 日）後でその時の最大ひび割れ幅は 0.25mm であった。同一環境下でも、腐食開始時期および腐食ひび割れ開始時期にばらつきがあることがわかる。

かぶり 20mm 側曝露面のひび割れを図 2.3.2-3 に、解体時の塩化物イオン濃度分布を図 2.3.2-4～図 2.3.2-5 に示す。図中、腐食ひび割れ発生時のひび割れを赤線、解体時まで発生したひび割れを青線にて示した。腐食ひび割れ発生時のひび割れを起因として、腐食ひび割れが進展している様子がわかる。腐食ひび割れ発生時のひび割れ範囲にもばらつきがあることがわかる。試験体 1 と試験体 2 の塩化物イオン濃度の測定は、図 2.3.2-3 に示すように、ひび割れ位置で行った CR-1～CR-2、ひび割れのない位置で行った N-1～N-4 の計 6 か所とした。試験体 1、2 とともに腐食ひび割れ箇所にかぶり位置の塩化物イオン濃度が大幅に高くなっている。また、N-1～N-3 の比較により、ひび割れのない箇所でも塩化物イオンは一樣に浸透せず濃度分布にばらつきが見られることがわかる。

解体時における腐食量分布を図 2.3.2-6 に示す。腐食量は試験体 1、試験体 2 とともに腐食ひび割れ位置に対応した分布となっており、マクロセル腐食が発生していることがわかる。試験体解体時の最大腐

食量は約 580mg/cm<sup>2</sup>（曝露 4.3 年時点）と約 760mg/cm<sup>2</sup>（曝露 7.9 年時点）であった。

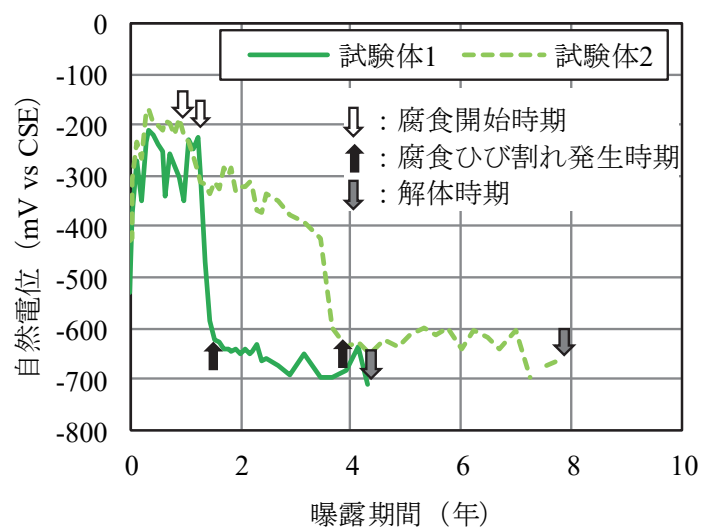


図 2.3.2-2 自然電位の経時変化

表 2.3.2-1 実験での腐食劣化時期と解体時期

試験体名	腐食開始時期 (年)	腐食ひび割れ 発生時期 (年)	解体時期 (年)
試験体1	1.2 (440日)	1.7 (610日)	4.3 (1580日)
試験体2	0.9 (330日)	3.9 (1430日)	7.9 (2870日)

赤線：初期腐食ひび割れ発生時

(試験体1：1.7年，試験体2：3.9年)

青線：解体時（試験体1：4.3年，試験体2：7.9年）

↑：塩化物イオン濃度測定位置

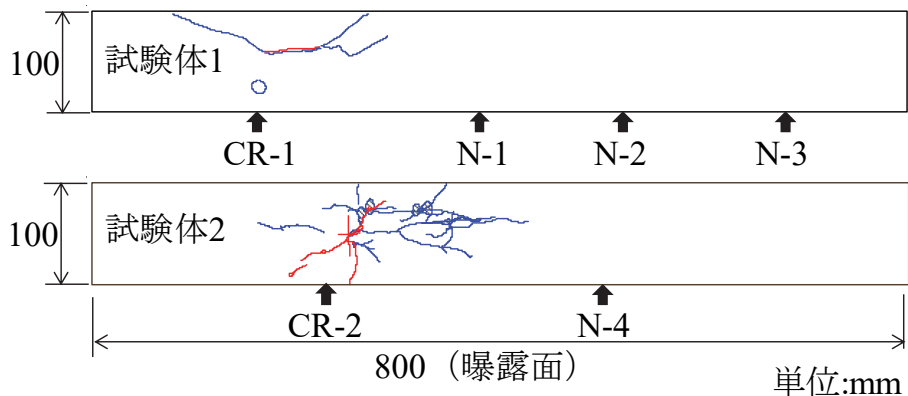


図 2.3.2-3 かぶり 20mm 側曝露面のひび割れ

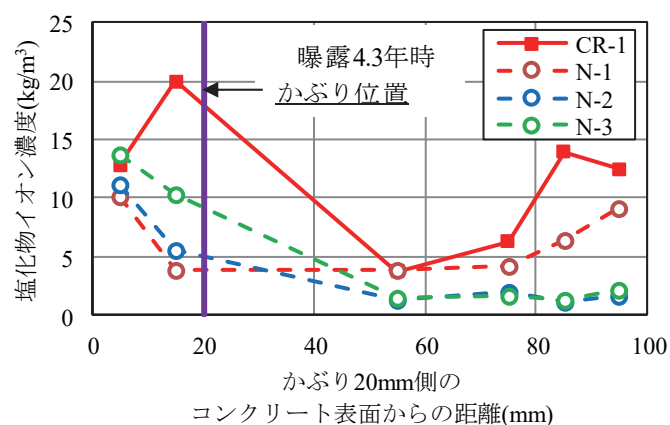


図 2.3.2-4 塩化物イオン濃度分布（試験体 1）

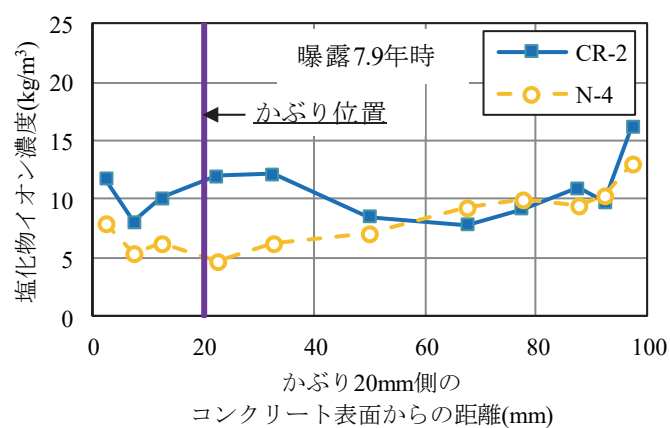


図 2.3.2-5 塩化物イオン濃度分布（試験体 2）

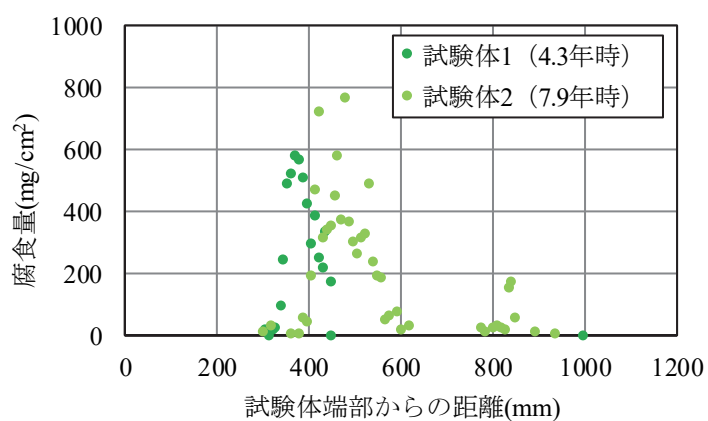


図 2.3.2-6 解体時における腐食量分布

解析ケースを表 2.3.2-2 に示す。解析パラメータは、拡散係数の初期値  $D_0$  とした。解析モデルを図 2.3.2-7 に示す。解析モデルは、断面および曝露条件の対称性を加味して 1/2 モデルとした。鋼材腐食解

析条件は、拡散係数  $D$  を除いて全ての解析ケースで共通とし、上下面 800mm の曝露区間の表面塩化物イオン濃度  $C_0$  を  $25\text{kg/m}^3$ 、腐食発生限界塩化物イオン濃度を  $2.0\text{kg/m}^3$  とした。また、試験体 1, 2 は同一実験条件で曝露期間が異なるのみであるから、解析は同一のモデルで実施した。

解析モデルの要素分割において、試験体 1 における腐食ひび割れ発生位置に対応する 1 要素列をアノード想定部、それ以外を一般部とし、コンクリートの不均一性を考慮してアノード想定部と一般部のひび割れ前の拡散係数  $D_0$  をそれぞれ設定した。実験において腐食ひび割れはある箇所では発生しているが、実験条件上、腐食ひび割れ発生位置を誘導する処置をしたものではない。一様な拡散係数の条件下では局所的な腐食ひび割れは起こり得ないものと考えられ、これを拡散係数の不均一性によるものと考え、このようなモデル化を行った。ケース単独\_D1.0\_1800\_12 はこのような拡散係数の不均一を考慮しない条件とし、拡散係数の初期値  $D_0$  は、アノード想定部、一般部ともに式(2)の水セメント比が 60% のときの値である  $1.0\text{cm}^2/\text{年}$  とした。ケース単独\_D0.4-2.6\_1800\_12 では、アノード想定部で  $2.6\text{cm}^2/\text{年}$ 、一般部で  $0.4\text{cm}^2/\text{年}$  とした。設定した不均一の程度は、式(2)の元となる室内試験のばらつきの範囲内とした。また、コンクリートの比抵抗は丸屋らの既往の解析条件を参考にして  $1800\Omega \cdot \text{cm}$  とし、コンクリートの pH は 12.0 とした。

表 2.3.2-2 解析ケース

ケース名	拡散係数 $D$ の初期値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )	コンクリートの比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	コンクリートのpH	構造解析との連成
単独_D1.0_1800_12	一様 (1.0)	1,800	12.0	なし (鋼材腐食解析のみ)
単独_D0.4-2.6_1800_12	ばらつきあり (一般部：0.4, アノード想定部：2.6)			

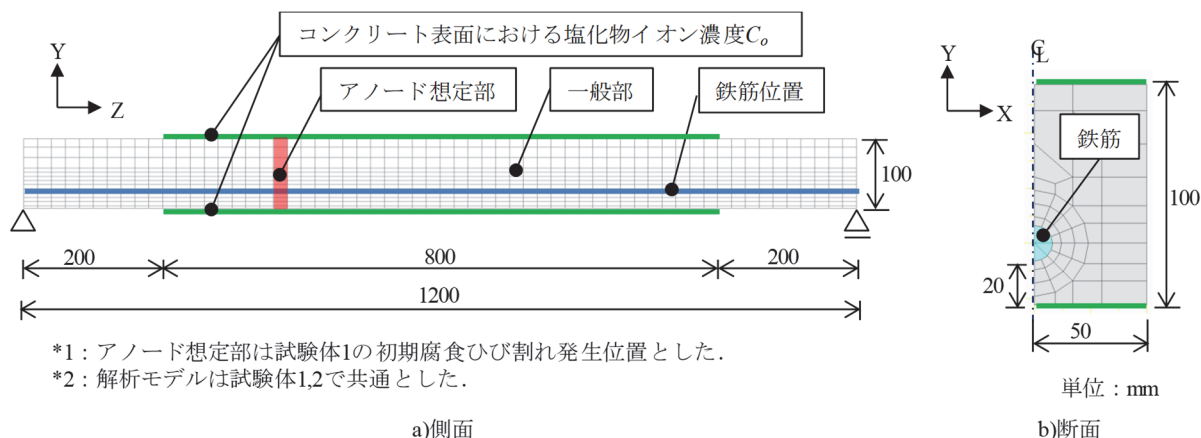


図 2.3.2-7 解析モデル

鉄筋位置での全塩化物イオン濃度の経時変化を図 2.3.2-8 に、腐食量の経時変化を図 2.3.2-9 に示す。

解析における腐食開始時期は、鉄筋位置での全塩化物イオン濃度が  $2.0\text{kg/m}^3$  に達した時<sup>2-15)</sup>とすると、解析での腐食開始時期は、ケース単独\_D1.0\_1800\_12 が 1.35 年、ケース単独\_D0.4-2.6\_1800\_12 が 0.80 年となった。腐食開始時期は、拡散係数の初期値が影響し、ケース単独\_D1.0\_1800\_12 とケース単独



\_D0.4-2.6\_1800\_12 では異なる値となった。試験体 1 および試験体 2 における腐食開始時期とした 0.9 年および 1.2 年は自然電位の低下時であるが、それ以前にも自然電位の低下傾向は観察されている（図 2.3.2-2）。コンクリート材料が不均一性を持つものであることを考慮すれば解析における腐食ひび割れ発生時期 0.80, 1.35 年は概ね妥当な値と考えられる。

式(2-21)で示す簡易式<sup>2-9)</sup>により算定すると、解析での腐食ひび割れ発生時期は、ケース単独\_D1.0\_1800\_12 が 3.3 年、ケース単独\_D0.4-2.6\_1800\_12 が 1.1 年となった。実験でのひび割れ発生時期 1.7 年（試験体 1）、3.9 年（試験体 2）と比較すると、同程度となる。

$$m_{cr}=10\cdot\left(\frac{C}{D}\right) \quad (2-21)$$

ここに、

$m_{cr}$ ：腐食ひび割れ発生限界腐食量（mg/cm<sup>2</sup>）， $C$ ：かぶり（cm）， $D$ ：鉄筋径（cm）

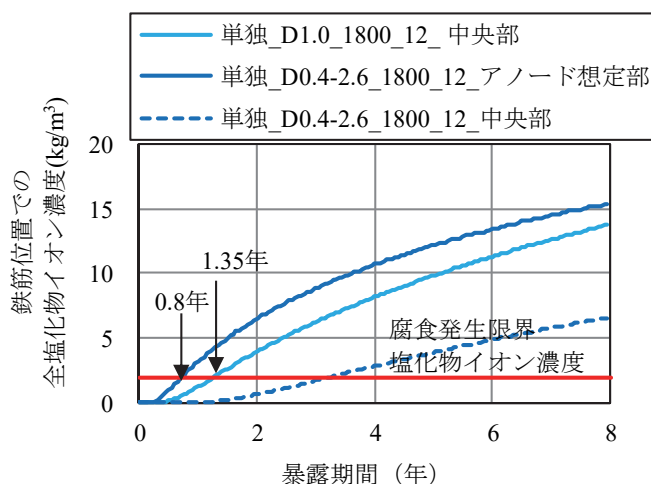


図 2.3.2-8 鉄筋位置での全塩化物イオン濃度の経時変化

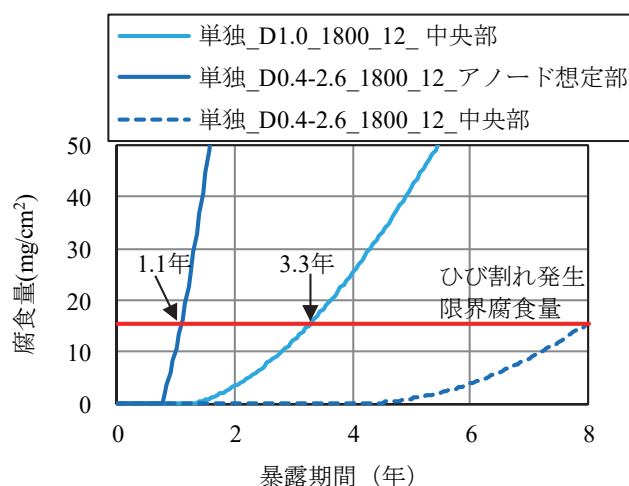


図 2.3.2-9 腐食量の経時変化

試験体 1 および試験体 2 における鉄筋位置の塩化物イオン濃度分布の解析値と実験値をそれぞれ図 2.3.2-10、図 2.3.2-11 に示す。試験体 2 のケース単独\_D0.4-2.6\_1800\_12 と実験値の比較においては、試験体端部からの距離を 100mm 加えて示し、実験上における腐食ひび割れ位置と解析モデルのアノード想定部を合わせている。拡散係数の初期値を  $1.0\text{cm}^2/\text{年}$  と一様にしたケース単独\_D1.0\_1800\_12 では、試験体 1（曝露 4.3 年時）および試験体 2（曝露 7.9 年時）の曝露区間での塩化物イオン濃度はそれぞれ  $9\text{kg/m}^3$ 、 $13\text{kg/m}^3$  程度の一様分布となり、実験の傾向を再現できていない。初期拡散係数  $D_0$  の不均一を考慮したケース単独\_D0.4-2.6\_1800\_12 では、ひび割れ位置周辺では局所的に塩化物イオン濃度は高くなり、それ以外の部分では塩化物イオン濃度は相対的に低く、実験での局所的な塩化物イオン濃度分布の傾向を再現できている。

試験体 1、2 での塩化物イオン濃度の測定箇所数は多くはなく、またばらつきもあるものと考えられるが、本解析は、ひび割れ発生による塩化物イオン濃度の分布傾向を表現できているものと考えられる。

試験体 1 および試験体 2 の解体時の腐食量分布について、解析値と実験値をそれぞれ図 2.3.2-12 および図 2.3.2-13 に示す。試験体 2 のケース単独\_D0.4-2.6\_1800\_12 では、塩化物イオン濃度分布に関する実験と解析の比較図と同様に、初期腐食ひび割れ位置とアノード想定部を合わせている。

拡散係数を一定としたケース単独\_D1.0\_1800\_12 では、マクロセル腐食がほとんど発生せず、ひび割れ発生個所での腐食量の増加が表現できていない。また、拡散係数の不均一性を考慮したケース単独\_D0.4-2.6\_1800\_12 では、マクロセル腐食発生領域が解析モデルでのアノード想定部に限られており、実験における腐食領域の広がりを表現できていない。

以上の検討により、拡散係数にばらつきをもたせたケース単独\_D0.4-2.6\_1800\_12 では、実験で見られるようなマクロセル腐食の再現が可能である。しかしながら、腐食ひび割れ開始以降の腐食範囲の広がりについては、表現できていない。第 4 章の構造・鋼材腐食連成解析手法の構築では、ひび割れの進展と腐食領域の広がりを表現可能にすることを目的として、ひび割れの進展と鋼材腐食の相互作用を考慮する。

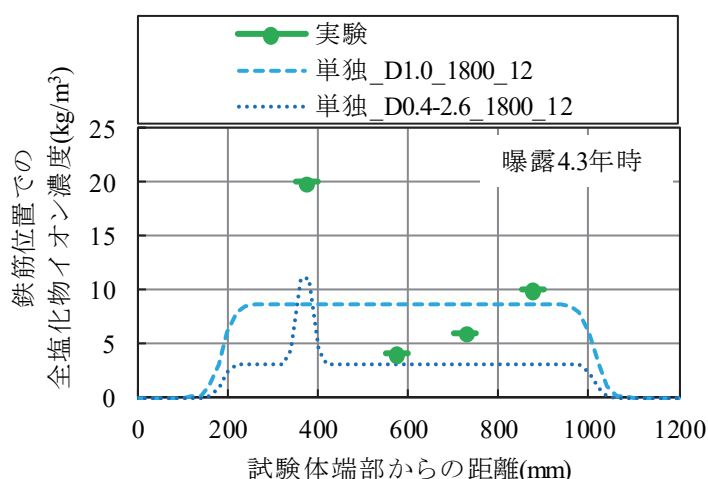


図 2.3.2-10 塩化物イオン濃度分布比較（試験体 1）

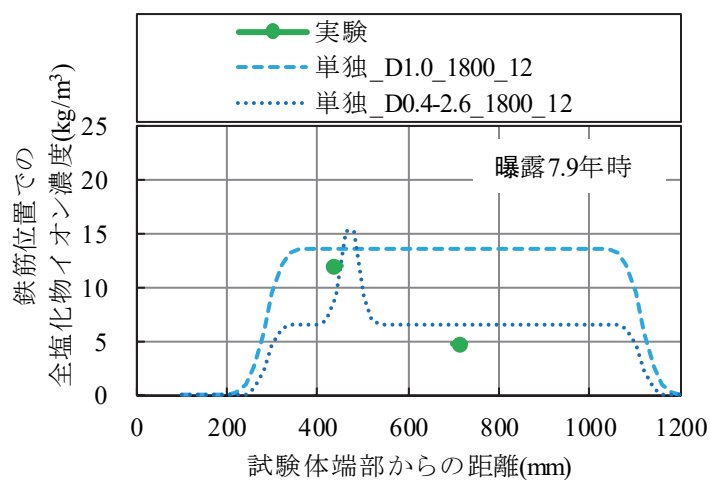


図 2.3.2-11 塩化物イオン濃度分布比較（試験体 2）

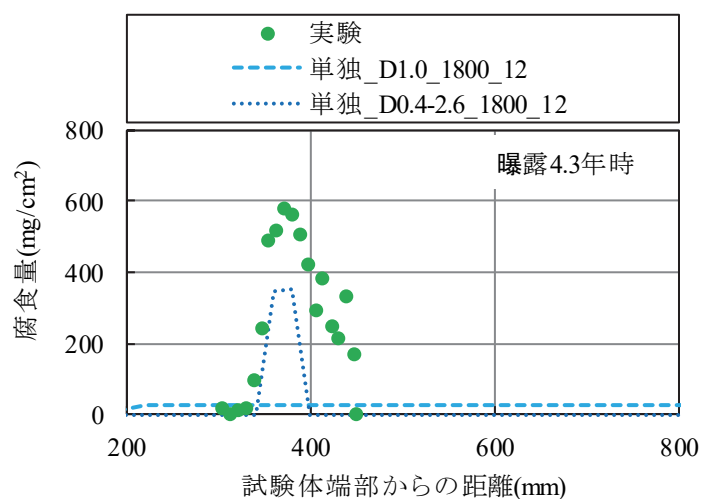


図 2.3.2-12 腐食量分布の比較（試験体 1）

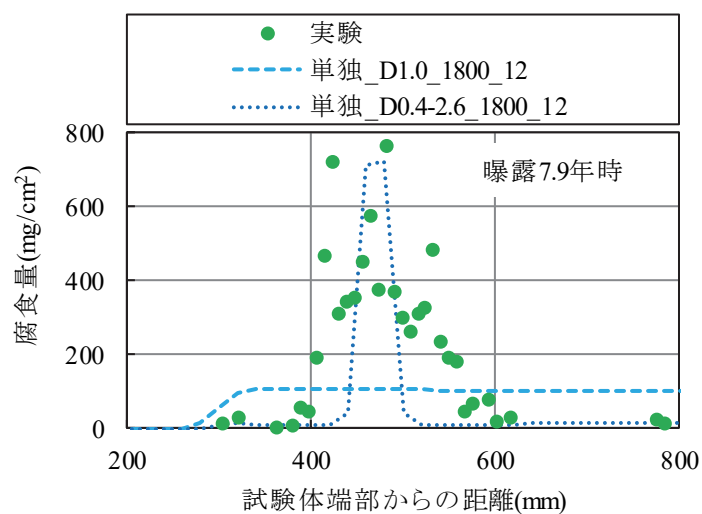


図 2.3.2-13 腐食量分布の比較（試験体 2）

## 2.4 まとめ

2 章では、従来のマクロセル腐食を考慮した鋼材腐食解析手法の適用範囲を拡大することを目的として、既存の鋼材腐食解析手法の改良を行った。ミクロセル腐食、マクロセル腐食のモデル化を修正するとともに、カソード要素に着目し、マクロセル腐食電流密度の分配率を導入することで、1つのカソード要素と対となる他の複数のアノード要素間のマクロセル腐食電流密度の面積比依存を反映したモデルを構築した。構築した解析手法を用いて、マクロセル回路形成による鋼材の腐食現象を再現した塩水による乾湿繰返し既往実験をシミュレートし検証を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 内部分極曲線と外部分極曲線間の整合性のとれた定式化をすることにより、ミクロセル腐食およびマクロセル腐食による腐食量の算定モデルの汎用性をより高めた。本解析手法でモデル化した外部分極曲線は、実験より測定された外部分極曲線と比較して、鋼材位置の塩化物イオン濃度が大きくなると外部分極曲線が卑側にシフトする挙動をよく示した。
- (2) カソード要素を着目要素とし、マクロセル腐食電流密度の分配率 $\beta$ を設定することで、複数の分割要素からなる RC 中の鉄筋のマクロセル腐食電流密度が要素分割の影響を受けないものとなり、RC 構造物中の鉄筋の配置および腐食量を解析に適切に反映することができる。
- (3) RC 構造物中における鋼材のカソード面積に対するアノード面積比を反映した腐食速度の速いマクロセル腐食のモデル化がより適切なものとなった。
- (4) 鋼材腐食解析手法ではひび割れの進展と鋼材腐食の相互作用を考慮していないため、腐食ひび割れ開始以降の腐食範囲の広がりについては、表現できていない。

第 2 章では、既存の鋼材腐食解析手法での、1)1 対のアノード要素とカソード要素間のマクロセル腐食モデルにおいてミクロセル腐食モデルとの整合性が取れておらず、解析結果の信頼性が低いこと、2) コンクリート中の鋼材全体におけるマクロセル腐食モデルにおいてアノード面積とカソード面積の面積比依存が反映されていない。の 2 つの課題を解決した。

第 3 章のコンクリートの比抵抗モデルの構築では、簡易的な腐食リスクの評価やマクロセル腐食の腐食速度の制度向上を目的としてコンクリートの比抵抗モデルの構築し、第 4 章の構造・鋼材腐食連成解析手法の構築では、ひび割れの進展と腐食領域の広がりを表現可能にすることを目的として、ひび割れの進展と鋼材腐食の相互作用を考慮する。

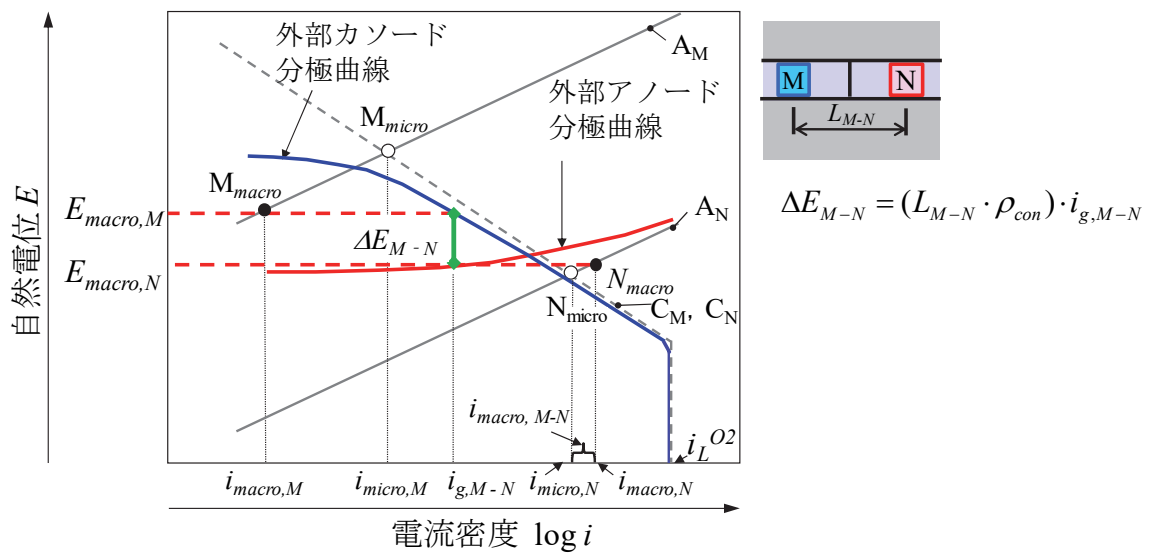
## 第2章の参考文献

- 2-1) 日本コンクリート工学会：コンクリート構造物のひび割れ進展評価手法に関する研究委員会報告書，2013.7.
- 2-2) 渡辺博志，木村嘉富，古賀裕久，中村英佑：塩害環境下にあるコンクリート中鉄筋のマクロセル腐食形成機構，土木研究所資料，第4131号，pp.1-38，2009.1.
- 2-3) 丸屋剛，武田均，堀口賢一，小山哲，許鑑麟：コンクリート中の鋼材のマクロセル腐食に関する解析手法の構築，土木学会論文集 E，Vol.62，No.4，pp.757-776，2006.11.
- 2-4) Bird, H.E.H., Pearson, B.R. and Brook, P.A. : The breakdown of passive films on iron, *Corrosion Science*, Vol.28, No.1, pp.81-86, 1988.
- 2-5) Funahashi, M. and Bushman, J.B. : Technical Review of 100mV Polarization Shift Criterion for Reinforcing Steel in Concrete, *Corrosion*, pp.376-386, 1991.5.
- 2-6) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2013.3.
- 2-7) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書改定資料－基本原則編・設計編・施工編－，コンクリートライブラリー138，2013.3.
- 2-8) 丸屋剛，Somnuk T.，松岡康訓：コンクリート表層部における塩化物イオンの移動に関するモデル化，土木学会論文集，No.585/V-38，pp.79-95，1998.2.
- 2-9) 土木学会：コンクリート中の鋼材の腐食性評価と防食技術研究小委員会（338委員会）成果報告書（その2）およびシンポジウム論文集，コンクリート技術シリーズ99，2012.10.
- 2-10) 青木繁，天谷賢治，宮坂松甫：境界要素法による腐食防食問題の解析，pp.4-14，裳華房，1998.6.
- 2-11) Kranc, S.C. and Sagues, A.A. : Modeling the Time-Dependent Response to External Polarization of a Corrosion Macrocell on Steel in Concrete, *J. Electrochem. Soc.*, Vol.144, No.8, pp.2643-2652, 1997.8.
- 2-12) Jones, D.A. : *Principles and Prevention of Corrosion*, second edition, pp.86-98, pp.168-198, 1996.
- 2-13) 日本材料学会 腐食防食部門委員会：実験で学ぶ腐食防食の理論と応用，pp.39-42，1999.9.
- 2-14) 長谷川祐介，宮里心一，親本俊憲，横関康祐：ひび割れを有する鉄筋コンクリートの腐食速度解析モデルの提案，コンクリート工学論文集，第17巻，第1号，pp.31-39，2006.1.
- 2-15) 山路徹：海洋に位置するコンクリート構造物の耐久性能照査に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1232，2011.6.

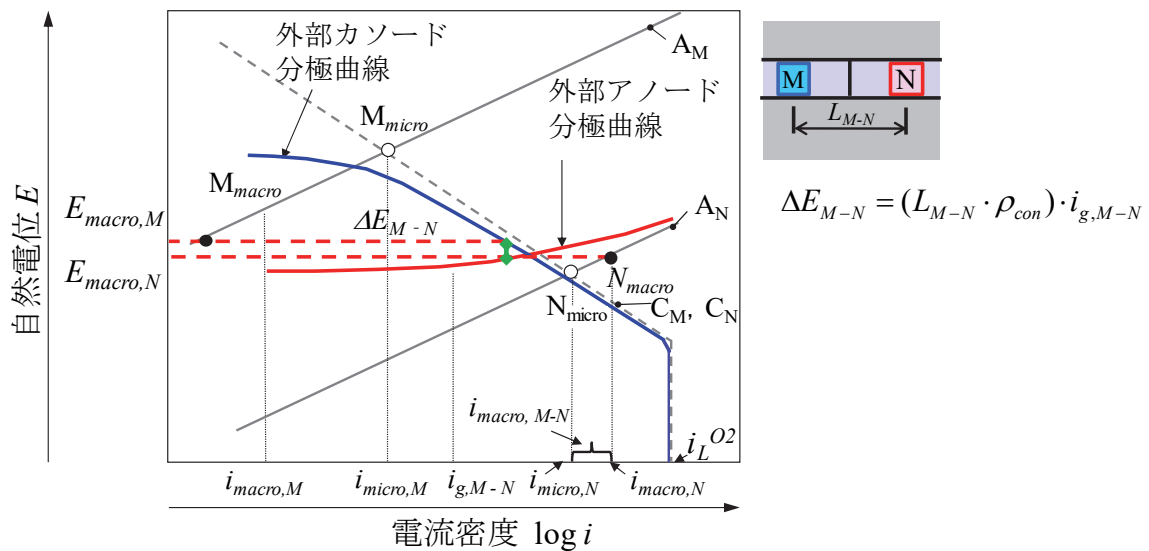
### 第3章 コンクリートの比抵抗モデルの構築

#### 3.1 はじめに

第2章で構築した鋼材腐食解析手法は、コンクリートの比抵抗がマクロセル腐食回路の範囲に影響しマクロセル腐食、ミクロセル腐食といった腐食モードが変化するモデルである（図 3.1-1）。図 3.1-1 a) に示すように、コンクリート比抵抗が大きい場合、ミクロセル腐食から分極はわずかとなる。さらに、比抵抗が大きくなるとマクロセル腐食回路は形成せず、アノードとなりうる要素 N はミクロセル腐食のみとなる。図 3.1-1 b) に示すように比抵抗が小さい場合は、分極量が大きくなり、マクロセル腐食速度が速くなる。



a) 比抵抗が比較的大きい場合



b) 比抵抗が比較的小さい場合

図 3.1-1 比抵抗が腐食モードに及ぼす影響の概念図

ここで、コンクリートの比抵抗はコンクリートの配合や含水状態の影響を受けることが定性的に明らかになっているが、配合や環境条件の影響を網羅的に考慮した定式化はなされていない(例えば 3-1), 3-2), 3-3), 3-4), 3-5), 3-6), 3-7), 3-8), 3-9)。

そこで、コンクリートの配合、含水状態を考慮したコンクリートの比抵抗モデルを構築する。直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗モデルを提案し、既往のモルタルおよびコンクリートの比抵抗の実験を用いて提案手法の検証を行う。セメントペーストの比抵抗は、毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量および毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の屈曲度の影響を受けると仮定してモデル化を提案する。特に、BFS を混合したコンクリートの比抵抗をモデル化し、腐食発生後の BFS の腐食抵抗性を提案する。OPC と OPC に BFS を混合したコンクリートの比抵抗を用いて、その妥当性を検討する。

## 3.2 直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗モデルの提案

### 3.2.1 既往のコンクリートの比抵抗モデル

コンクリートの比抵抗のモデルの原型は、1940 年代に Archie<sup>3-10)</sup>により考案された(式(3-1), 式(3-2))。これは、地盤中の石油の調査の精度向上を目的として、液相の比抵抗が固相に比べ著しく小さいことを利用したものである。コンクリートの比抵抗は液相の比抵抗に比抵抗に関する係数を掛けたものとなっている。これをベースとして、いくつかのモデル化が提案されている(例えば 3-11)。

$$R_0 = FR_w \quad (3-1)$$

$$R_0 = R_w \theta^m \quad (3-2)$$

ここに、

$R_0$  : 塩水で満たされた砂の比抵抗

$R_w$  : 塩水の比抵抗

$F$  : 比抵抗に関する係数 ( $= \theta^{-m}$ )

$\theta$  : 砂の空隙率

$m$  : 傾きのパラメータ (1.8~2.0)

一方、1980 年代に、W.J.McCarter は、コンクリート中の電導経路を(a)セメントペーストと骨材を通る経路、(b)骨材のみを通る経路、(c)セメントペーストのみを通る経路の 3 通りとし、直列並列複合回路としたモデルを考案した<sup>3-12)</sup>(式(3-3), 図 3.2.1-1)。伝導簡易モデルを図 3.2.1-2 に示す。a), b), c) の抵抗をそれぞれ式(3-4), 式(3-5), 式(3-6)で示す。また、W, Y, Z の関係は式(3-7), 式(3-8)で示すことができる。c)の骨材のみを通る経路はほとんどないため無視している。これにより、セメントペーストの体積比、セメントペーストおよび骨材の比抵抗が既知であれば、コンクリートの比抵抗を求めることができる。しかし、水結合材比や骨材比率といった配合に応じた W, X, Y, Z については明記されていない。

$$\frac{1}{R_m} = \frac{1}{R_a} + \frac{1}{R_b} + \frac{1}{R_c} \quad (3-3)$$

$$R_a = \frac{\rho_a L_a}{A_a} = \frac{\rho_p}{X} \quad (3-4)$$

$$R_b = \frac{\rho_b L_b}{A_b} = \frac{\rho_{s+g} w}{Y} + \frac{\rho_p (1-w)}{Y} \quad (3-5)$$

$$R_c = \frac{\rho_c L_c}{A_c} = 0 \quad (3-6)$$

$$(1-w)Y + 1 \cdot X = V_p \quad (3-7)$$

$$X + Y = 1 \quad (3-8)$$

ここで,

$R_m$  : コンクリート全体の抵抗

$R_a$  : セメントペーストのみを通る経路の抵抗

$R_b$  : セメントペーストと骨材を通る経路の抵抗 ( $R'_b + R''_b$ )

$R_c$  : 骨材のみを通る経路の抵抗

$\rho_p$  : セメントペーストの比抵抗

$\rho_{s+g}$  : 細粗混合骨材の比抵抗

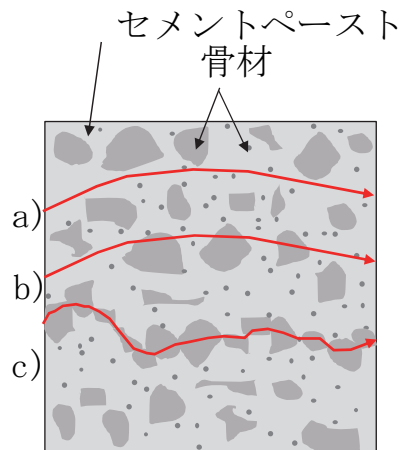


図 3.2.1-1 コンクリート中の電導経路 <sup>3-12)</sup>



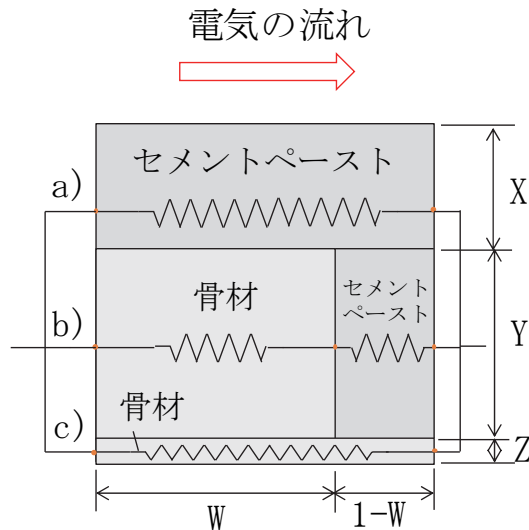


図 3.2.1-2 伝導簡易モデル 3-12)

国内においては、比抵抗の測定方法について、1980年代から1990年代にかけて、測定条件が比抵抗の測定値に与える影響を明らかにされてきた(例えば 3-13), 3-14), 3-15), 3-16)。2008年には、土木学会規準として、四電極法による断面修復材の体積抵抗率測定方法(案) 3-17)が制定され、試験装置、試験体、測定方法について報告された。これは、硬化コンクリートに対しても適用可能な規準であり、本研究では土木学会基準 3-17)に準拠してコンクリートとモルタルの比抵抗を計測した。

### 3.2.2 正規化骨材体積率がコンクリートの比抵抗に及ぼす影響の検討

胡桃澤らは、並列回路モデルでセメントペーストと骨材の体積率からモルタルの比抵抗の予測をしている 3-8)。試験体の比抵抗の測定方法は交流インピーダンス法である。並列回路モデルによるコンクリートの比抵抗の予測値の実験値との比較を図 3.2.2-1 に示す。凡例の OPC\_40\_0.58 は、OPC を使用材料とし、水結合材比は 40%、骨材率は 0.58 を示している。また、測定は材齢 1, 3, 7, 14, 28, 56, 91 日である。経時的にモルタルの比抵抗は増大しているが、材齢 91 日のモルタルの比抵抗については、材齢 56 日に対して減少しているケースもみられる。水結合材比 40%では、骨材率 0.2, 0.4 では良く実験値を示しているが、骨材率 0.58 では、実験値に比べ比抵抗を小さく予測する傾向がある。また、水結合材比 30%については、材齢 91 日の測定値に比べ予測値が 50%程度大きくなっている。

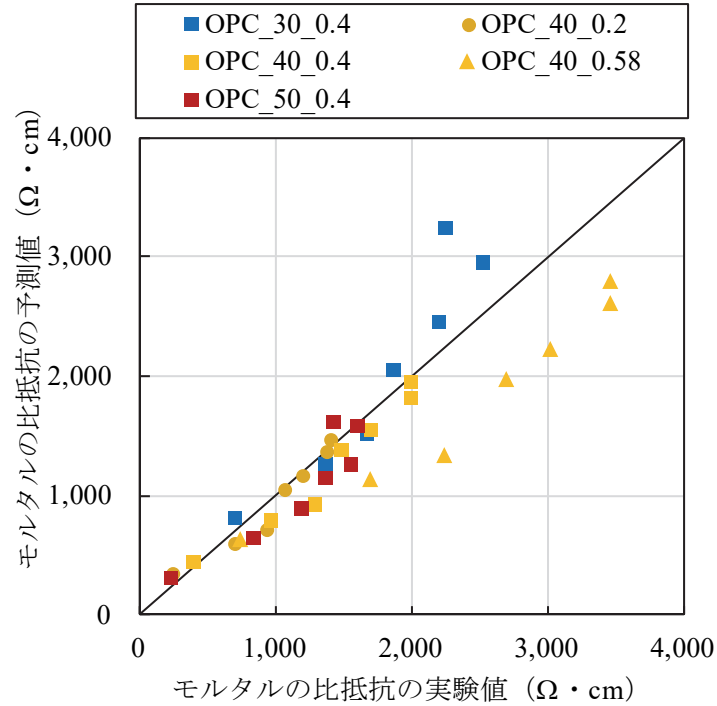


図 3.2.2-1 並列回路モデルによるコンクリートの比抵抗の比較<sup>3-8)</sup>

そこで，McCarter のコンクリートのモデル<sup>3-12)</sup>を元に，コンクリートの比抵抗のモデルとして，図 3.2.2-2 のような直列並列複合回路の設定を試みた。ここで，骨材のみの接触によって流れる場合はほとんどないとし，その影響を無視した。直列並列複合回路によるコンクリート全体の比抵抗を式(3-9)に示す。ここで，骨材の体積  $V_{s+g}$  はパラメータ  $A$ ， $B$  の積となる。胡桃澤らの並列回路モデル<sup>3-8)</sup>は，このパラメータ  $B$  を 1 とし，骨材の比抵抗を無限大としたものとなる。

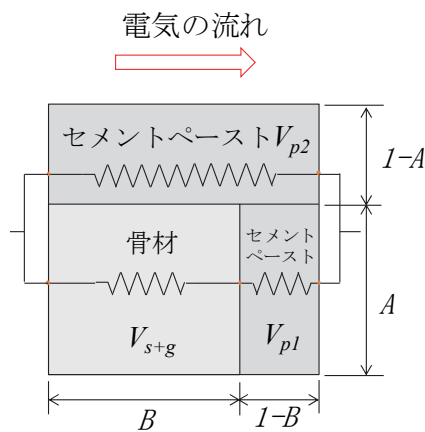


図 3.2.2-2 直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗モデル

$$\frac{1}{\rho_c} = \frac{1-A}{\rho_p} + \frac{A}{\rho_p(1-B) + \rho_{s+g} \cdot B} \quad (3-9)$$

ここに,

$\rho_c$  : コンクリートの比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )

$\rho_p$  : セメントペーストの比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )

$\rho_{s+g}$  : 細粗混合骨材の比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )

$A, B$  : 骨材の体積率がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータ ( $V_{s+g}=A \times B$ ) ( $0 \leq A, B \leq 1$ )

ここで, 骨材の体積率がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータ  $A, B$  に与える影響を明らかにすることを目的に検討を行った。

まず, 骨材の体積率の影響を正規化する目的で, 細粗混合骨材の体積率を細粗混合骨材の最大混合体積率で除した正規化骨材体積率を定義した。ここで, 細粗混合骨材の最大混合体積率の算定には, セメント協会の流動性研究委員会報告書<sup>3-18)</sup>の手法を用いた。

細粗混合骨材の最大混合体積率 ( $V_{s+g, \max}$ ) の算定方法を下記に示す。細粗混合骨材とは, 細骨材と粗骨材を混合したものである。細骨材の体積を  $V_s$ , 粗骨材の体積を  $V_g$  としたとき, 粗骨材の混合率  $x$  を式 (3-10) のように, 骨材に占める粗骨材の割合で定義する。細骨材率  $s/a$  は式 (3-11) となる。空隙を  $v$  とすると, 間隙比は式 (3-12) となり骨材体積率を  $V_{s+g}$  とすると, 間隙比と実積率の関係は式 (3-13) となる。間隙比が最小となるときが, 細粗混合骨材の最大混合体積率 ( $V_{s+g, \max}$ ) となり, 式 (3-14) で示される。

$$x = \frac{V_g}{V_{s+g}} \quad (3-10)$$

$$s/a = 1 - x \quad (3-11)$$

$$e = \frac{v}{V_s + V_g} \quad (3-12)$$

$$V_{s+g} = \frac{1}{1+e} \quad (3-13)$$

$$V_{s+g, \max} = \frac{1}{1+e_b} \quad (3-14)$$

ここに,

$x$  : 粗骨材の混合率

$V_g$  : 粗骨材の体積率

$V_s$  : 細骨材の体積率

$V_{s+g}$  : 細粗混合骨材の混合体積率

$v$  : 空隙

$e$  : 間隙比

$e_b$  : 最小間隙比

$V_{s+g, \max}$  : 細粗混合骨材の最大混合体積率

粗骨材混合率と間隙比の関係は、図 3.2.2-3 のように下に凸の曲線となる。使用した粗骨材の粗骨材最大寸法  $G_{max}$  は 20, 40, 80, 120mm である。この結果から間隙比が最小になる時の混合率を求めるために、式 (3-15) で示す干渉係数<sup>3-19)</sup>を導入する。干渉係数を求めると、図 3.2.2-4 のように 3 つの区間に分かれる。区間 1 は  $k(x)=0$ 、区間 2 は  $k(x)$  が直線的に増加、区間 3 は区間 2 より傾きが大きくなっている。そこで、区間 2 の干渉係数  $k_2(x)$  の回帰式は式 (3-16)、区間 3 の干渉係数  $k_3(x)$  の回帰式は式 (3-17) となる。 $\alpha$  は  $G_{max}$  との関係を二次式で回帰すると式 (3-18) で示され、 $\beta$  は  $\alpha$  の 1/5 程度となる (図 3.2.2-5、式 (3-19))。 $k_2(x)$  と  $x$  軸の交点を  $x_1$  とすると、 $x_1 \div 0.2$  程度であった。式 (3-17) は、干渉係数の定義から  $x=1$  のとき  $y=1$  のため、 $b=a-1$  となり、 $a$ 、 $b$  の回帰結果はそれぞれ式 (3-20)、式 (3-21) となる (図 3.2.2-6)。

$$k(x) = \left[ \frac{e(x) - B(x)}{A(x) - B(x)} \right] \quad (3-15)$$

$$k_2(x) = ax - \beta \quad (3-16)$$

$$k_3(x) = ax^2 - bx \quad (3-17)$$

$$\alpha = 0.70 + 0.000056 \cdot G_{max} - 0.000028 \cdot G_{max}^2 \quad (3-18)$$

$$\beta = \frac{\alpha}{5} \quad (3-19)$$

$$a = 0.011 G_{max} + 1 \quad (3-20)$$

$$b = 0.011 G_{max} \quad (3-21)$$

ここに、

$k(x)$  : 干渉係数

$\alpha$  :  $k_2(x)$  の係数

$\beta$  :  $k_2(x)$  の係数

$a$  :  $k_3(x)$  の係数

$b$  :  $k_3(x)$  の係数

$G_{max}$  : 最大粗骨材寸法 (mm)

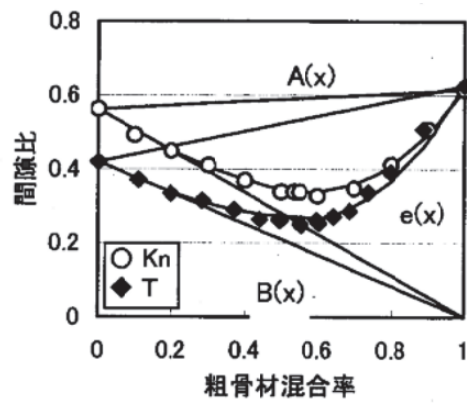


図 3.2.2-3 粗骨材混合率と間隙比の関係

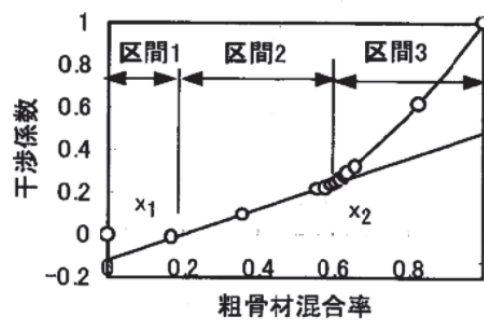


図 3.2.2-4 粗骨材混合率と干渉係数

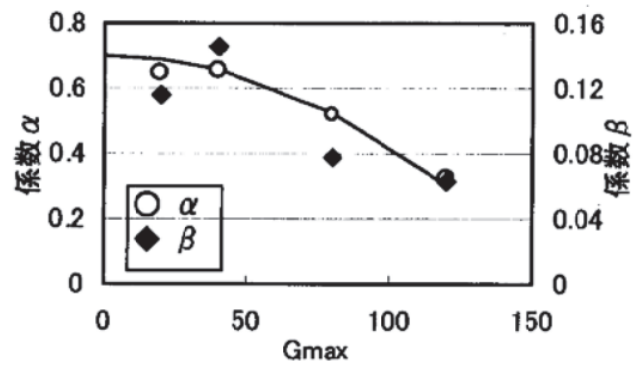


図 3.2.2-5 粗骨材最大寸法と係数  $\alpha$ ,  $\beta$

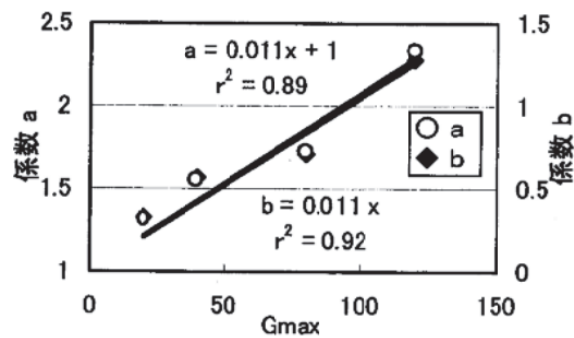


図 3.2.2-6 粗骨材最大寸法と係数  $a$ ,  $b$

次に、干渉係数から間隙比を求める。区間 2 の間隙比  $e_2(x)$  は、式 (3-16) を式 (3-15) に代入して式 (3-22) が得られる。同様に区間 3 の間隙比  $e_3(x)$  は式 (3-23) となる。区間 2 の最小になる間隙比  $e_b$  とそのときの混合率  $x_b$  は  $e'(x)=0$  の条件から、それぞれ式 (3-24)、式 (3-25) となる。また区間 2 と区間 3 の交点は、 $e_2(x)=e_3(x)$  となるため、式 (3-26) となる。 $x_b$  は  $x_2$  とほぼ同じであり、最大実積率になるのは粗骨材混合率  $x_2$  のときである。式 (3-22)、式 (3-23) で求めた混合率と間隙比の関係が、図 3.2.2-3 および図 3.2.2-7 の曲線である。

$$e_2(x) = ae_g x^2 - (e_s + \beta e_g) x + e_s \quad (3-22)$$

$$e_3(x) = ae_g x^3 - be_g x^3 - e_s x + e_s \quad (3-23)$$

$$x_b = \frac{e_s + \beta e_g}{2ae_b} \quad (3-24)$$

$$e_b = e_s - \frac{(e_s + \gamma e_g)^2}{4\beta e_b} \quad (3-25)$$

$$x_2 = \frac{\left\{ a + b + \sqrt{(a-b)^2 - 4a\beta} \right\}}{2a} \quad (3-26)$$

ここに、

$e_s$  : 細骨材間隙比

$e_g$  : 粗骨材間隙比

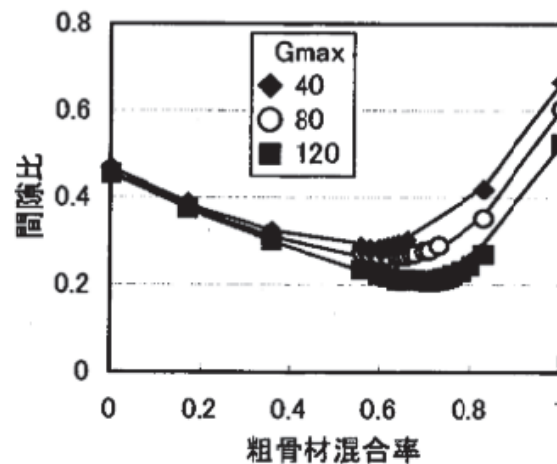


図 3.2.2-7 粗骨材混合率と間隙比

胡桃澤らの比抵抗測定実験<sup>3-7),3-8)</sup>を元に、細粗混合骨材が比抵抗に及ぼす影響パラメータ A,B を算定した。算定に用いた試験体諸元を表 3.2.2-1 に示す。使用セメントは OPC であり、水結合材比は 40%，骨材体積率は 0.2, 0.4, 0.58 の 3 水準である。細粗混合骨材が比抵抗に及ぼす影響パラメータ A,B の算定には、セメントペーストの比抵抗は各材齢の測定値<sup>3-7)</sup>を用い、骨材の比抵抗は  $1.0 \times 10^8$  ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) とした。実験諸元およびパラメータ A, B の計算結果を表 3.2.2-2 に示す。正規化骨材体積率と細粗混

合骨材が比抵抗に及ぼす影響パラメータ A との関係を図 3.2.2-8 に示す。図 3.2.2-8 に示すとおり，正規化骨材体積率とパラメータ A との間には線形の関係が得られた。

したがって，細粗混合骨材が比抵抗に及ぼす影響パラメータ A は式(3-27)で示すことができる。

$$A=a_1 \cdot V_{s+g}/V_{s+g,max} \quad (3-27)$$

ここに，

$V_{s+g}$  : 細粗混合骨材の体積率

$V_{s+g,max}$  : 細粗混合骨材の最大混合体積率

$V_{s+g}/V_{s+g,max}$  : 正規化骨材体積率

$a_1$  : 細粗混合骨材が比抵抗に及ぼす影響パラメータ (OPC の場合，0.88)

表 3.2.2-1 試験体諸元

試験体寸法	40×40×40mm
セメント	OPC
水結合材比 (%)	40
モルタルの骨材体積率	0.2, 0.4, 0.58
モルタルの骨材種類	細骨材：セメント強さ試験用の標準砂
測定方法	交流インピーダンス法
養生環境	20℃，98%RH，気中養生
測定時の材齢 (日)	28, 56

表 3.2.2-2 実験諸元およびパラメータ A, B の計算結果

W/P (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			$V_{s+g}$	$V_{s+g,max}$	$V_{s+g}/V_{s+g,max}$	材齢 (日)	モルタル比抵抗 $\rho_m$ ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	セメントペースト比抵抗 $\rho_p$	骨材比抵抗 $\rho_{s+g}$ ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	パラメータ	
	W	C	S								A	B
40	422	1055	528	0.2	0.76	0.26	28	1202	933	1.E+08	0.22	0.89
40	422	1055	528	0.2		0.26	56	1380	1096		0.21	0.97
40	310	776	1056	0.4		0.53	28	1698	933		0.45	0.89
40	310	776	1056	0.4		0.53	56	1995	1096		0.45	0.89
40	210	524	1531	0.58		0.77	28	3020	933		0.69	0.84
40	210	524	1531	0.58		0.77	56	3467	1096		0.68	0.85

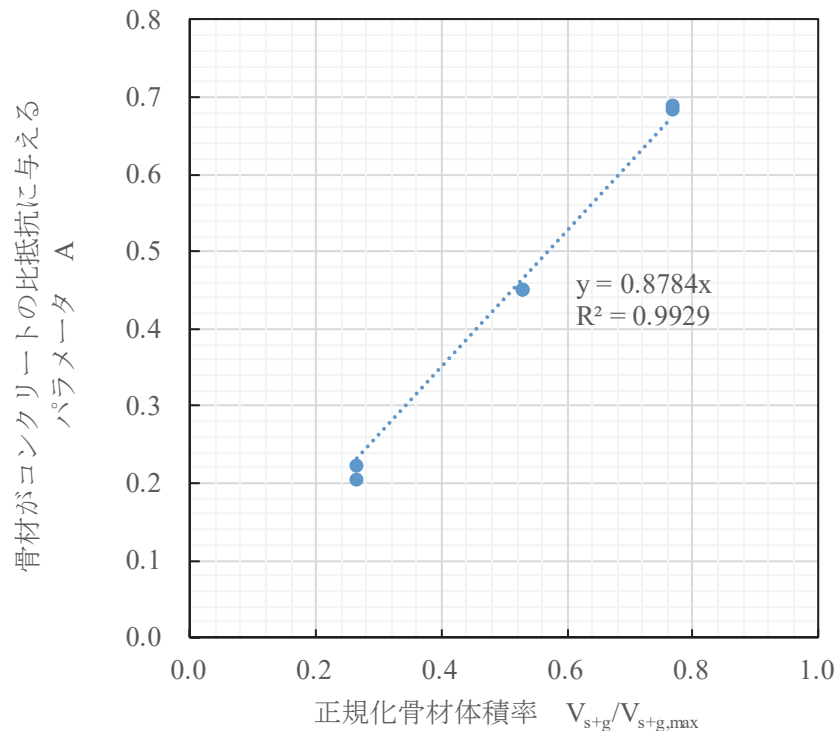


図 3.2.2-8 正規化骨材体積率と骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータ A

### 3.2.3 直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗モデルの検証

胡桃澤らの研究<sup>3-18)</sup>のセメントペーストとモルタルの比抵抗測定実験を用いてコンクリートの比抵抗モデルの検証を行った。検証に用いた試験体の諸元を表 3.2.3-1 に、セメントペーストとモルタルの比抵抗の実験値を表 3.2.3-2 に示す。使用セメントは OPC で、水結合材比は 30%, 40%, 50% の 3 水準、骨材体積率は 0.2, 0.4, 0.58 の 3 水準である。セメントペーストの比抵抗は表 3.2.3-1 に示す各材齢の測定値を用い、骨材の比抵抗は  $1.0 \times 10^8$  ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) とした。従来の並列回路モデルによるモルタルの比抵抗の実験値と予測値の比較を図 3.2.3-1 に、直列並列複合回路によるモルタルの比抵抗の実験値と予測値の比較を図 3.2.3-2 に示す。従来の並列回路モデルに比べて、材齢 1 日から 91 日においても、骨材体積率 0.2 から 0.58 までの実験値を精度良く予測できるようになった。ただし、水結合材比が 30% の場合、長期材齢時の比抵抗の予測値が過大となっている。低水結合材比の場合、骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータ A は別途設定する必要があると考えられるが、低水結合材比の場合の骨材体積率をパラメータとした比抵抗測定データが不十分のため、今後の課題とする。



表 3.2.3-1 試験体諸元

試験体寸法	セメントペーストおよびモルタル： 40×40×40mm
セメント	OPC
水結合材比（％）	30, 40, 50
骨材体積率	0, 0.2, 0.4, 0.58
骨材種類	細骨材：セメント強さ試験用の標準砂
測定方法	交流インピーダンス法
養生環境	20℃, 98%RH, 気中養生
測定時の材齢（日）	1, 2, 3, 14, 28, 56, 91

表 3.2.3-2 セメントペーストおよびモルタルの比抵抗の測定値

材齢 (日)	セメントペースト比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )			骨材体積率 0.2の場合 のモルタル 比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	骨材体積率0.4の場合の モルタル比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )			骨材体積率 0.58の場合 のモルタル 比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )
	W/C=30%	W/C=40%	W/C=50%	W/C=40%	W/C=30%	W/C=40%	W/C=50%	W/C=40%
1	490	269	191	240	692	389	219	741
2	759	479	389	708	1349	955	832	1698
3	912	562	537	933	1660	1288	1175	2239
14	1230	832	692	1072	1862	1479	1349	2692
28	1479	933	759	1202	2188	1698	1549	3020
56	1778	1096	955	1380	2512	1995	1585	3467
91	1950	1175	977	1413	2239	1995	1413	3467

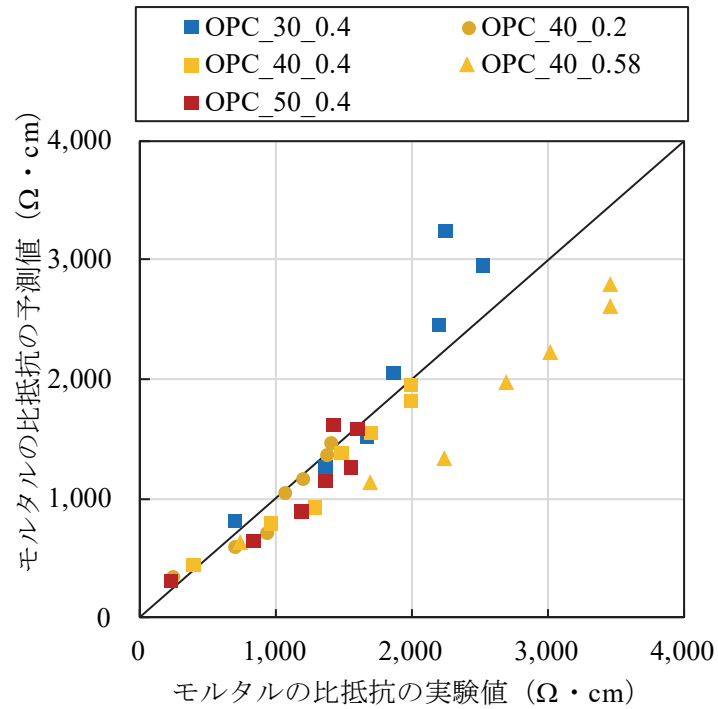


図 3.2.3-1 並列回路モデルによるコンクリートの比抵抗の比較（再掲）

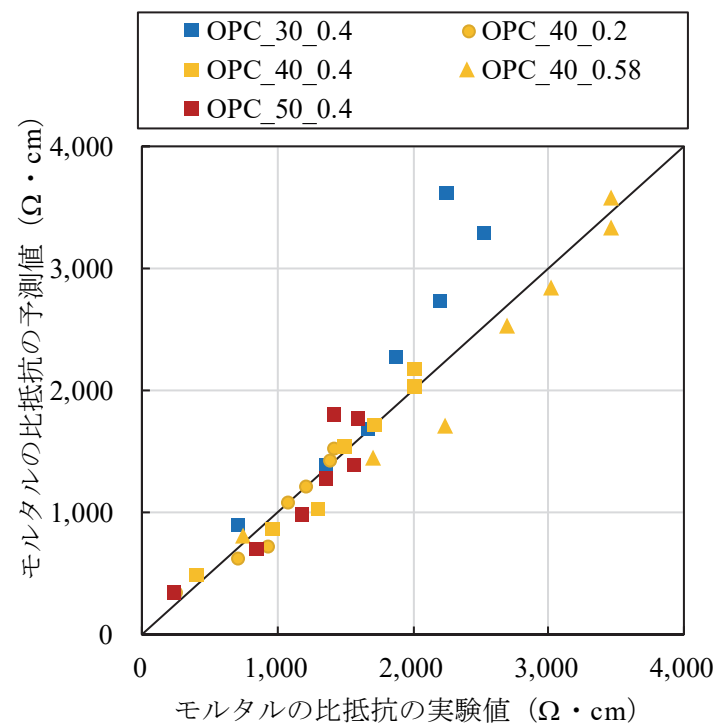


図 3.2.3-2 直列並列複合回路モデルによるコンクリートの比抵抗の比較

ここまで、骨材の比抵抗を一定値の  $1.0 \times 10^8$  ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) を用いて検討してきたが、骨材の種類や骨材の含水状態により、骨材の比抵抗は異なる。そこで、提案モデル（式（3-9））における骨材の比抵抗が

コンクリートの比抵抗に与える影響を確認した。一般的なコンクリートの配合を参照して、骨材体積率  $V_{s+g}$  を 0.65, 係数 A を 0.75, 係数 B を 0.18 とした。セメントペーストの比抵抗別の骨材の比抵抗とコンクリートの比抵抗の関係を図 3.2.3-3 に示す。セメントペーストの比抵抗によらず、骨材の比抵抗が  $1.0 \times 10^7 (\Omega \cdot \text{cm})$  以下の場合、骨材の比抵抗に応じてコンクリートの比抵抗が大きくなる傾向があるが、 $1.0 \times 10^7 (\Omega \cdot \text{cm})$  以上の場合に式 (3-9) の右辺の第二項がほぼ 0 となるため骨材の比抵抗の影響は大きくない。

コンクリートの骨材に用いられる主な岩種の比抵抗 (3-12), (3-20), (3-21), (3-22), (3-23) を表 3.2.3-3 に示す。石英、砂岩、砂岩および石灰岩の比抵抗の範囲は、 $1.8 \times 10^4 \sim 1.0 \times 10^{14} (\Omega \cdot \text{cm})$  と広範囲になっている。これは、岩の中の間隙の飽和度が関係していると考えられる。岩石の飽和度と比抵抗の関係を図 3.2.3-4 に示す。同じ岩石でも飽和度によって比抵抗が異なる。コンクリートに用いる骨材の場合、粒径が小さいことから骨材の間隙とその飽和度は小さいと考えられる。例えば、飽和度が 5% 程度の砂岩の場合比抵抗は  $1.0 \times 10^7 (\Omega \cdot \text{cm})$  となっており、提案式において骨材の比抵抗はコンクリートの比抵抗に影響が少ない範囲となる。したがって、本研究では骨材の比抵抗を  $1.0 \times 10^8 (\Omega \cdot \text{cm})$  とするのは妥当とした。

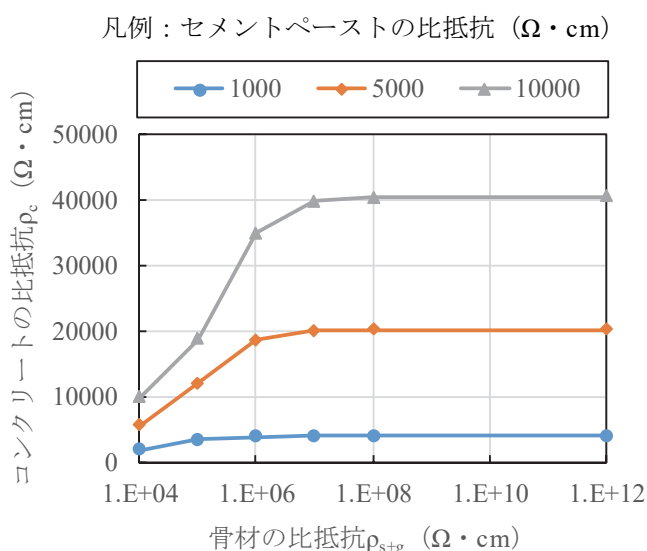


図 3.2.3-3 提案モデルにおける骨材の比抵抗とコンクリートの比抵抗の関係

表 3.2.3-3 コンクリートに用いられる骨材の代表的な比抵抗 (3-12), (3-20), (3-21), (3-22), (3-23)

Material/environment		$\rho (\Omega \text{m})$	$\sigma (\text{mS/cm})$
Concrete <sup>1,2</sup>	Wet	15 – 200	0.05 – 0.67
	Outdoors (exposed)	100 – 400	0.025 – 0.1
	Outdoors (sheltered)	200 – 500	0.02 – 0.05
	Indoors (50% RH)	> 3000	< $3 \cdot 10^{-3}$
Aggregate <sup>3</sup>	Quartz	$4 \cdot 10^4 - 1 \cdot 10^{12}$	$1 \cdot 10^{-11} - 2.5 \cdot 10^{-4}$
	Granite	$5000 - 1 \cdot 10^6$	$1 \cdot 10^{-5} - 2 \cdot 10^{-3}$
	Sandstone	180 – 4000	$2.5 \cdot 10^{-3} - 0.056$
	Limestone	300 – 1500	0.007 – 0.033

記号	分類	岩 種	採 集 地	有効間隙率 n (%)
○	深成岩	花崗岩	茨城県笠間市	0.70
▲	〃	閃緑岩	愛媛県越智郡宮窪町	0.66
◇	〃	〃	〃	0.67
■	半深成岩	ひん岩	広島県広島市	2.07
×	火山岩	安山岩	山梨県甲府市	3.13
●	〃	〃	石川県鳳至郡能都町	3.55
△	堆積岩	砂 岩	岩手県東磐井郡東山町	1.01
●	〃	頁 岩	宮城県牡鹿郡	0.64
●	〃	溶結凝灰岩	秋田県仙北郡田沢湖町	8.21
●	〃	〃	福島県西白川郡	21.8
○	〃	凝灰岩	栃木県宇都宮市	39.1

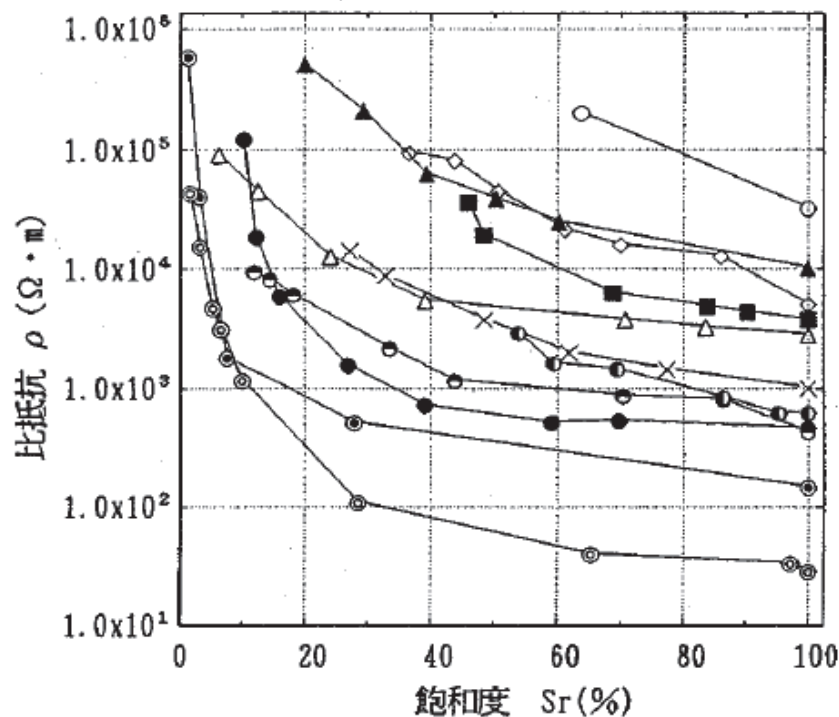


図 3.2.3-4 岩石の飽和度と比抵抗の関係<sup>3-24)</sup>

### 3.3 セメントペーストの比抵抗モデルの提案

#### 3.3.1 本研究の着眼点

コンクリートの比抵抗はコンクリートの配合や含水状態の影響を受けることが定性的に明らかになっているが、配合や環境条件の影響を網羅的に考慮した定式化はなされていない(例えば 3-1), 3-2), 3-3), 3-4), 3-5), 3-6), 3-7), 3-8), 3-9)。本節では、配合や環境条件の影響を考慮できるセメントペーストの比抵抗のモデルの構築を目指した。

また、これまでに BFS を混合することで、セメントペーストの比抵抗が向上することが確認されている(例えば 3-7), 3-25), 3-26)。例えば、胡桃澤らの実験<sup>3-7)</sup>による BFS の混合率をパラメータとした比抵抗の経時変化を図 3.3.1-1 に示す。グラフの凡例は水結合材比・BFS の混合率(重量比)を示している。材齢

28日以降は、BFSの混合率が高いほど、比抵抗が大きくなっていることが確認できる。

一方、BFSを混和材として用いたコンクリートは塩分浸透抵抗性が高く材齢が経過しても塩分分布の変化しない結果が報告されており<sup>3-27),3-28)</sup>、高橋らは空隙壁面の電気的性状を考慮した塩化物イオン拡散モデルによりモルタルの塩分分布の再現している<sup>3-28)</sup>。しかしながら、BFSを混和材として用いることで塩害によりRC構造物中の鋼材の腐食速度が抑制されることを実験的、解析的に示した研究はほとんどない。そこで、配合条件として水結合材比だけでなくBFSの混合率の影響を考慮することとした。

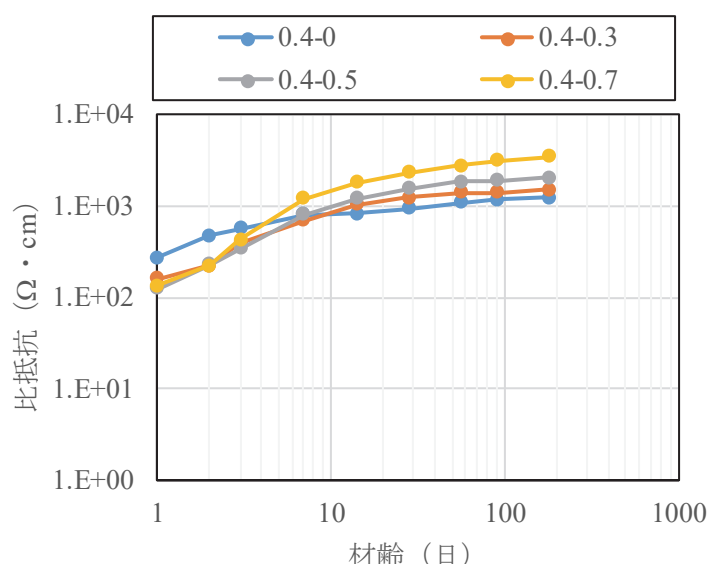


図 3.3.1-1 BFSの混合率をパラメータとした比抵抗の経時変化<sup>3-7)</sup>

ベルギー原子力研究センター (SCK・CEN) の Patel et al.は、既存の拡散係数の測定手法および評価モデルの比較により、飽水条件下での OPC のセメントペースト、モルタル、コンクリートを議論したレビューを発表している<sup>3-29)</sup>。そのレビューでは、セメント系材料の拡散係数を、拡散試験、電気泳動試験および電気抵抗試験によって計測し、比較したところ、電気抵抗試験から推定される拡散係数が他の二つの試験結果よりも大きくなることが示された。これは、電気抵抗試験では、C-S-H中の微細空隙中も物質の移動経路としているためであり、毛細管空隙が減少する低水結合材比において顕著となっていると説明している (図 3.3.1-2)。

これは、電気抵抗試験は拡散試験、電気泳動試験とは測定物質が異なり、塩化物イオンではなく自然電子の移動を計測していることが主要因と考えられる。測定結果から、低水結合材比や、毛細管空隙が減少した場合、イオンの移動が電子の移動に比べ抑制されている。

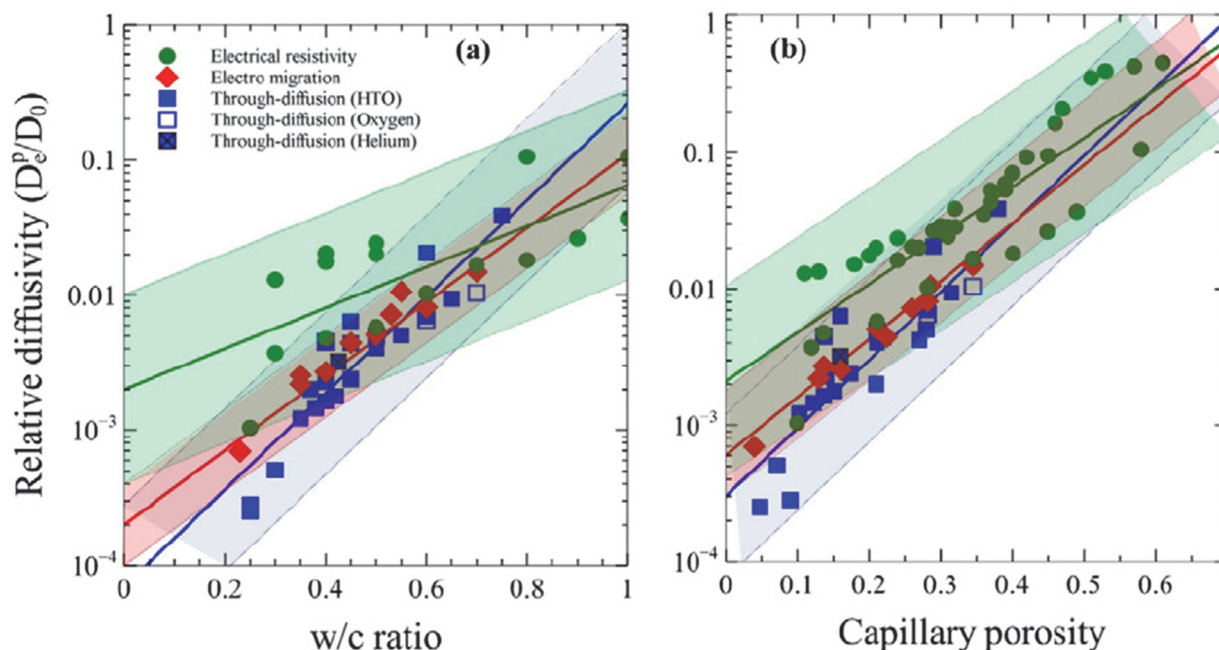


図 3.3.1-2 既存の拡散係数の測定手法による拡散係数の測定結果<sup>3-29)</sup>

コンクリート中の自然電子は、主にコンクリート中の水中を移動すると考えられる。水中では水分子  $\text{H}_2\text{O}$  の一部が水酸基  $\text{OH}^-$  とプロトン  $\text{H}^+$  に解離しており、プロトンは水酸基と再結合－解離を繰り返しながら水の中を移動する。この機構をプロトンジャンプ（プロトンリレー移動）という（図 3.3.1-3）<sup>3-30)</sup>。プロトンジャンプにより水の中の電気（プロトン  $\text{H}^+$ ）が伝わる様子を図 3.3.1-3 に示す。左端の水分子にプロトン（電荷）が移動すると考えられている。イオンそのものは移動せず、水素結合を介在して  $\text{H}^+$  が移動するのでその移動速度は極端に速い。

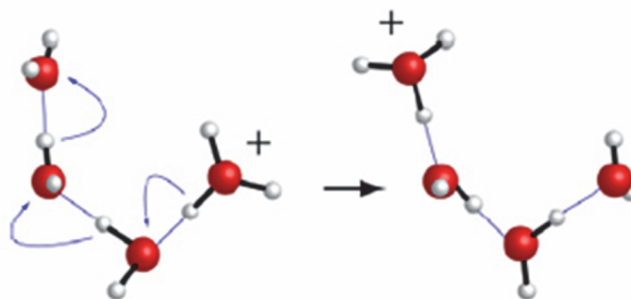


図 3.3.1-3 プロトンジャンプ模式図<sup>3-30)</sup>

一方、コンクリート中の塩化物イオンの移動は、コンクリート中の毛細管空隙とゲル空隙に存在する液状水全てを媒介するのではなく、塩化物イオンが移動可能である空隙サイズ中の液状水を移動すると推察されている。高橋らはこの塩分移動可能閾空隙径は、空隙壁面で形成される電気二重層とクラスター状で存在する塩化物イオンのサイズを考慮してモデル化している<sup>3-28)</sup>（図 3.3.1-4）。実験結果からフィッティングして得られた塩分移動可能閾空隙径は配合によって異なり、約  $1.5\text{nm}$ ～ $6.0\text{nm}$  となる。

このように、水結合材比や、毛細管空隙が減少した場合、イオンの移動は移動可能空隙径の閾値により抑制されるが、電子の移動は空隙径のサイズによらないため、電気抵抗試験から推定される拡散係数が拡散試験と電気泳動試験の試験結果よりも大きくなると考えられる。

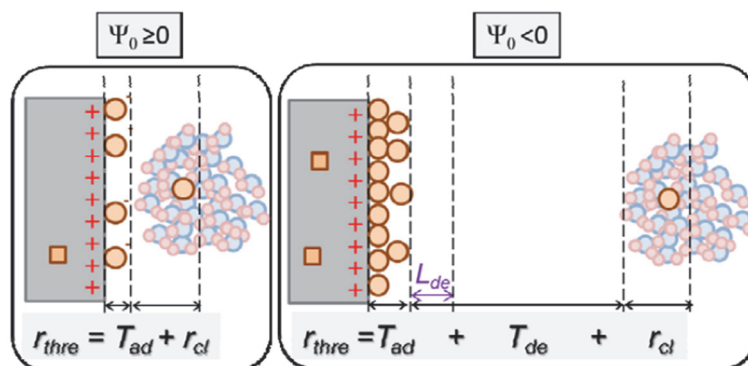


図 3.3.1-4 塩分移動可能閾空隙径の定式化<sup>3-28)</sup>

コンクリート中の鋼材のマクロセル腐食形成時にアノード・カソード間を流れるのは、コンクリート中の塩化物イオンではなく電子であるため、セメントペースト中の空隙の水量がセメントペーストの比抵抗に影響すると考えた。また、弱材齢と長期材齢では、比抵抗のメカニズムが異なると考えられる。今回、比抵抗は塩害による腐食予測に用いることを目的としているため、材齢 28 日以降のデータを元に長期材齢時の比抵抗のモデル化を試行した。

ところで、DuCOM では硬化セメントペーストの空隙は、図 3.3.1-5 のように毛細管空隙 ( $\phi_{cp}$ )、ゲル空隙 ( $\phi_{gl}$ )、層間空隙 ( $\phi_{lr}$ ) の 3 つに大別している。

そこで、セメントペーストの比抵抗は、a)毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量、およびb)毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の電子の移動経路長の影響を受けると仮定した (図 3.3.1-6)。ここで、毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量は、毛細管空隙とゲル空隙中の液状水量から、空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量を差し引いたものとした。

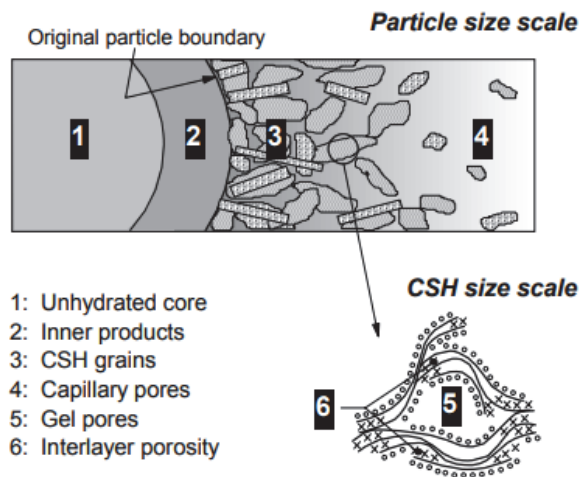
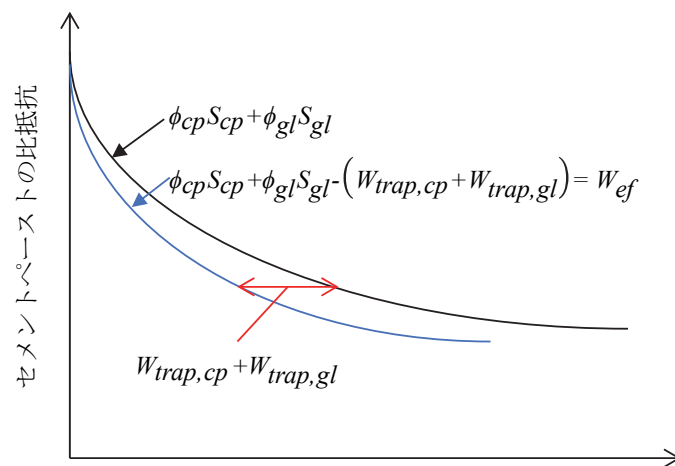
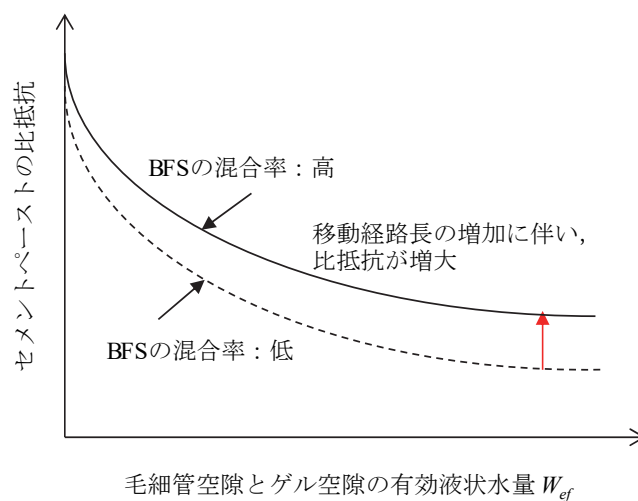


図 3.3.1-5 硬化セメントペーストのモデル (DuCOM) <sup>3-31)</sup>



毛細管空隙とゲル空隙の液状水量 (黒線)  
毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量 (青線)

a) 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量とセメントペーストの比抵抗



毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量  $W_{ef}$

b) 毛細管空隙とゲル空隙中の電子の移動経路長の効果

図 3.3.1-6 比抵抗のイメージ



### 3.3.2 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量がセメントペーストの比抵抗に与える影響

セメントペーストの比抵抗のモデル化のために、水結合材比、曝露条件をパラメータとしたコンクリートおよびモルタルの比抵抗を計測した。これにより、コンクリートおよびモルタルの比抵抗を空隙率、飽和度の異なる状態で得ることができる。

比抵抗の測定は土木学会規準「四電極法による断面修復材の体積抵抗率測定方法（案）（JSCE-K 562-2008）」<sup>3-17)</sup>に準拠し行った。比抵抗の測定概要図を図 3.3.2-1 に示す。交流電圧は 5V とし、周波数は 100Hz とした。供試体寸法は、コンクリート試験体では、B100mm×H100mm×L400mm、モルタル試験体では、B40mm×H40mm×L160mm とし、試験体電位差電極間の距離はコンクリート試験体で 200mm、モルタル試験体で 80mm とした。打設方向は縦打ちとし、計測範囲におけるブリーディング等の影響を極力排除した。試験体の配合表を表 3.3.2-1 に示す。結合材は表 3.3.2-2 に示す OPC（密度 3.16g/cm<sup>3</sup>、比表面積 3330cm<sup>2</sup>/g）と BFS（密度 2.89g/cm<sup>3</sup>、比表面積 4360cm<sup>2</sup>/g）を用いた。OPC と BFS の化学成分を表 3.3.2-1 に示す。

コンクリート試験体の単位水量は極力変えずに W/C を変化させた。混和材の影響をモルタル試験体の、OPC のみの配合（M45）と BFS を体積で 50%置換した配合（BFS45）により比較した。粗骨材の影響は、粗骨材体積比を 0.37, 0.185, 0 と変化させた配合 C45, CM45, M45 により、比較した。

試験体は、水和反応が比抵抗に与える影響を低減させるために 20℃、99%RH の環境に密封養生した状態で 56 日間以上養生したのち、表 3.3.2-4 に示す曝露条件で曝露し定期的に比抵抗を測定した。断面内のばらつきが比抵抗に及ぼす影響を確認するために、曝露条件をパラメータとし、断面内の水分状態を変化させた。また、ケース C55-20'は、材齢 111 日の時点で密封養生し、断面内の水分状態のばらつきを時間とともに低減させた。20℃、27%RH の環境に曝露したコンクリート試験体は、材齢 304 日後から 105℃で炉乾燥を行い絶乾状態にした後、比抵抗を計測した。曝露環境の温度データを図 3.3.2-2 に、湿度データを図 3.3.2-3 に示す。温度については、概ね曝露環境である 20℃と 40℃になっている。材齢 130 日程度で 1 日制御不能になっており温度が安定していない。また、材齢 200 日程度でも停電のため制御不能となっているが、その期間試験体を封緘とした。湿度については、20℃、27%RH の環境下では若干の増減はあるものの概ね 27%RH となっている。40℃の環境下では湿度の制御は行っていないが、20%RH 程度を平均として、6～30%RH の範囲内になった。

試験体の質量を測定し、式(1)により相対含水率を算出した。ここで、比抵抗測定後 105℃で炉乾燥し質量が一定となった状態を絶乾状態とし、密封養生終了時（材齢 56 日）の状態を飽水状態とした。試験体名は、配合名－曝露条件名（例：C35-40）とする。

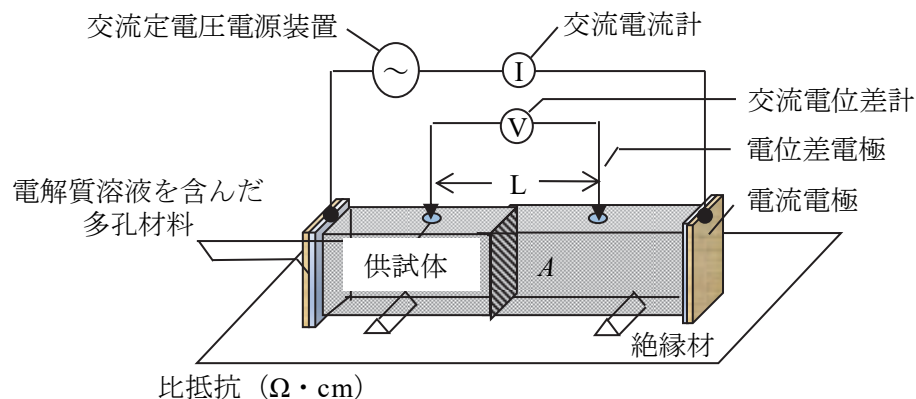


図 3.3.2-1 比抵抗の測定図

表 3.3.2-1 配合表

	配合名	空気量 (%)	水結合材比 (%)	細骨材 率 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						
					水 W	セメ ント OPC	スラ グ BFS	細骨 材 S	粗骨 材 G1	粗骨 材 G2	NaCl
コンク リート	C35	4.5	35	42.3	165	471	-	704	392	588	-
	C45		45	45.1	165	367	-	790	392	588	-
	C55		55	46.2	170	309	-	825	392	588	-
	CM45		45	65	217	482	-	1041	196	294	-
モルタ ル	M45	-	45	100	269	598	-	1292	0	0	-
	M45- NaCl		45	100	260.9	598	-	1292	0	0	8.1
	BFS45		45	100	258	299	273	1320	0	0	-

表 3.3.2-2 使用材料

使用材料	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)
OPC	3.16	3330
BFS	2.89	4360
細骨材	2.6	-
粗骨材	2.65	-

表 3.3.2-3 化学成分

	化学成分(%)									
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	NaOeq	Cl
OPC	20.09	5.35	2.96	64.22	1.39	2.13	0.3	0.42	0.58	0.27
BFS	32.88	14.06	0.35	42.35	5.99	2.06	0.17	0.24	-	4E-04

表 3.3.2-4 曝露条件

曝露方法
20℃, 27%RHの環境に曝露
40℃の環境に曝露
20℃, 霧室 の環境に密封養生

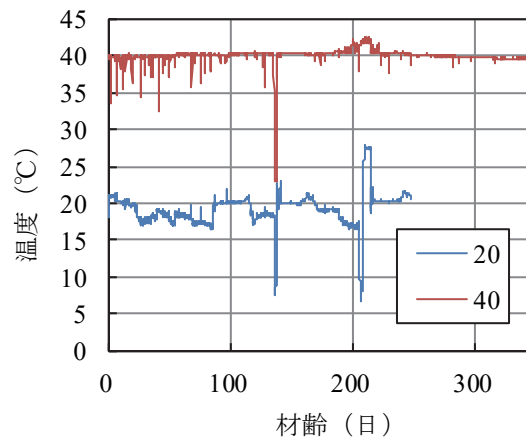
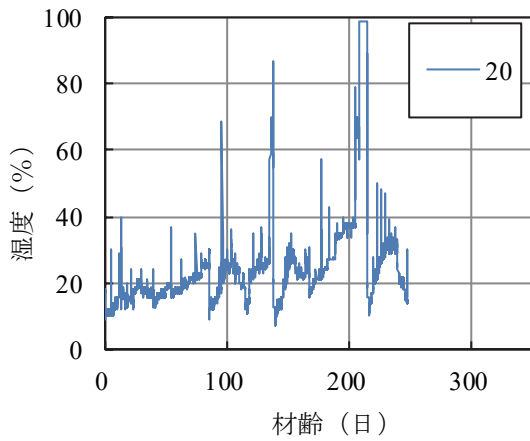
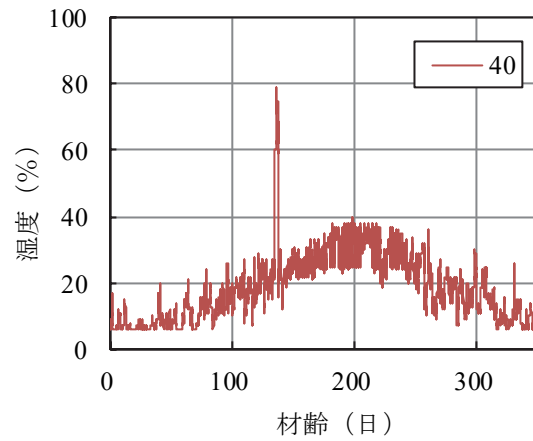


図 3.3.2-2 曝露環境の温度データ



a)20℃, 27%RH 環境



b)40℃環境

図 3.3.2-3 曝露環境の湿度データ

表 3.3.2-5 実験ケース一覧

ケース名	配合名	曝露環境名	曝露環境	備考
C35-20	C35	20	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=35%のコンクリート
C35-40		40	40℃の環境に曝露	
C35-霧室		霧室	20℃, 霧室 の環境に密封養生	
C45-20	C45	20	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=45%のコンクリート
C45-40		40	40℃の環境に曝露	
C45-霧室		霧室	20℃, 霧室 の環境に密封養生	
C55-20	C55	20	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=55%のコンクリート
C55-40		40	40℃の環境に曝露	
C55-霧室		霧室	20℃, 霧室 の環境に密封養生	
C55-20'		20'	20℃曝露後, 霧室に密封養生	
CM45-20	CM45	20	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=45%のコンクリート 粗骨材量をC45の50% S/CをC45と同一
CM45-40		40	40℃の環境に曝露	
CM45-霧室		霧室	20℃, 霧室 の環境に密封養生	
M45-20	M45	20	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=45%のモルタル S/CをC45と同一
M45-40		40	40℃の環境に曝露	
M45-霧室		霧室	20℃, 霧室 の環境に密封養生	
M45NaCl-20	M45NaCl	20	20℃, 27%RHの環境に曝露	3%NaClを混入
M45NaCl-40		40	40℃の環境に曝露	
M45-NaCl霧室		霧室	20℃, 霧室 の環境に密封養生	
BFS45-20	BFS45	20	20℃, 27%RHの環境に曝露	BFSを体積比50%で置換
BFS45-40		40	40℃の環境に曝露	
BFS45-霧室		霧室	20℃, 霧室 の環境に密封養生	

各ケースの比抵抗の経時変化を図 3.3.2-4～図 3.3.2-10 に示す。曝露することで、コンクリートもしくはモルタル表面から水分が逸散することで、時間とともに比抵抗が増加する。曝露環境が 40℃の環境の比抵抗の経時変化が 20℃の環境下よりも表面からの水分の逸散しやすく、比抵抗が早く増加する傾向にある。霧室で密封したケースでは、試験体内外の水分の移動はないが、水和反応により空隙構造が変化することで、比抵抗が微増したものと考えられる。C55-20' のケースでは、材齢 111 日以降密封養生し、断面内の水分状態のばらつきを低減させたが、以降の比抵抗の値にはほとんど影響がなかった。

モルタル試験体では、NaCl の混入が比抵抗に与える影響はほとんどなかった。BFS を混和した試験体の比抵抗は混和していないものに比べ 2 倍以上大きく、経時的な増大量も大きくなっている。これは、既往の研究<sup>37)</sup>で確認されているように、BFS を混和することで細孔量の減少や細孔構造の緻密化がもたらされ、それにより比抵抗の増大に寄与していると考えられる。

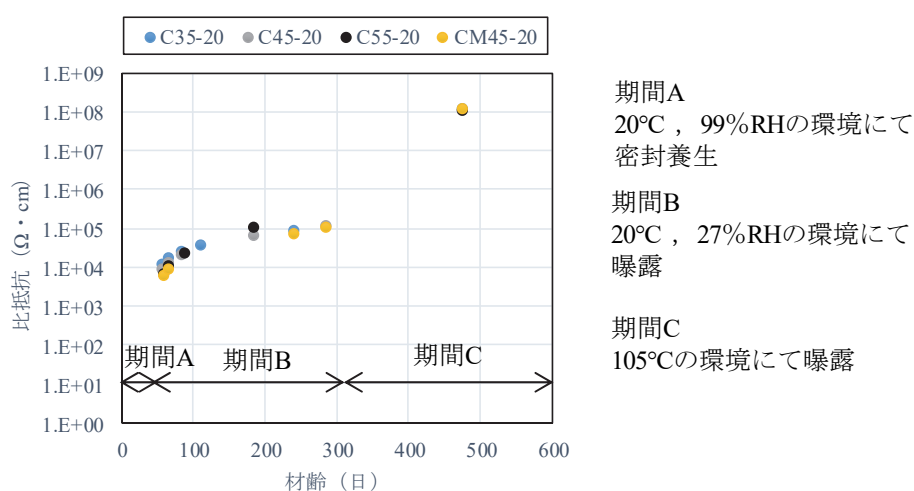


図 3.3.2-4 比抵抗の経時変化 (コンクリート\_20℃曝露ケース)

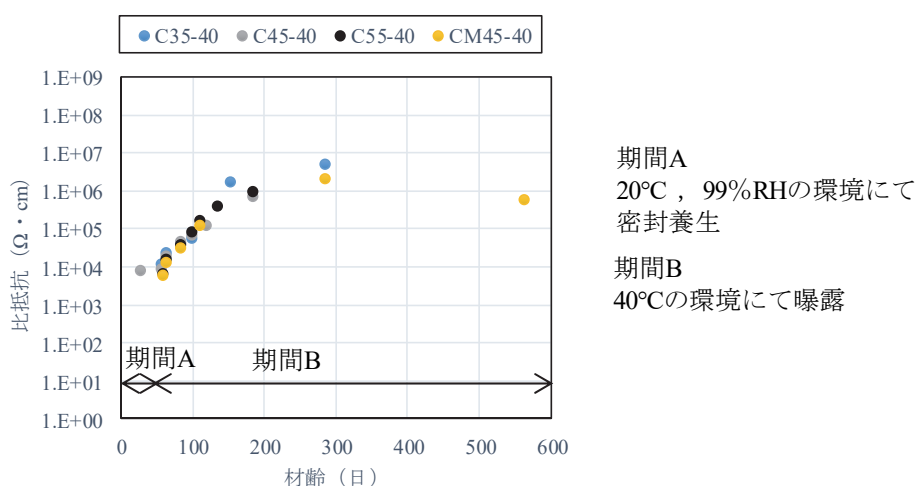


図 3.3.2-5 比抵抗の経時変化 (コンクリート\_40℃曝露ケース)

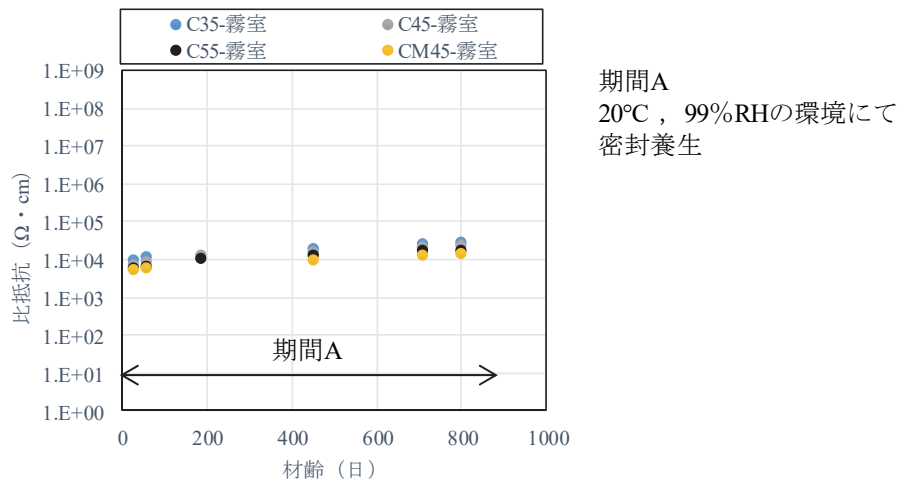


図 3.3.2-6 比抵抗の経時変化 (コンクリート\_霧室密封ケース)

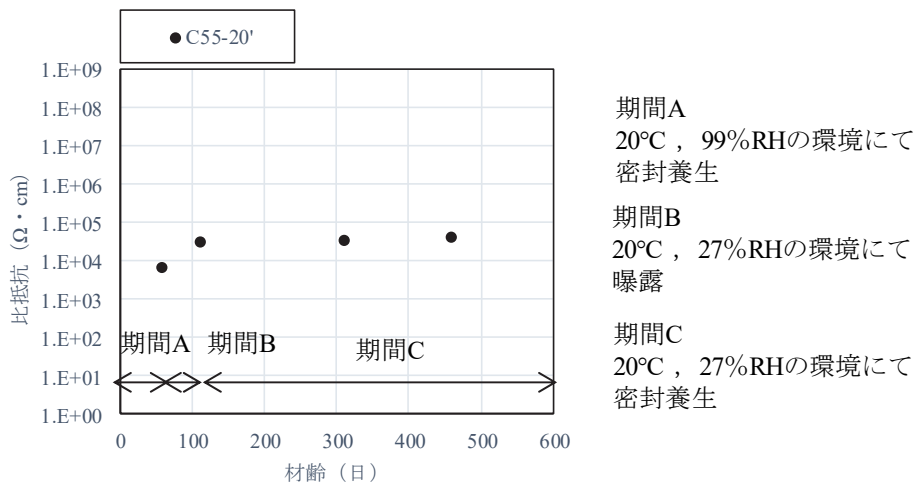


図 3.3.2-7 比抵抗の経時変化 (C55-20')

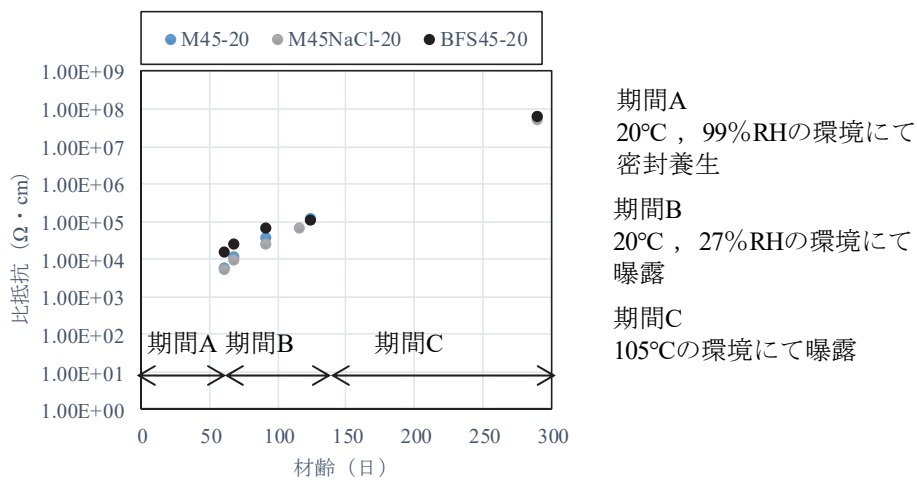


図 3.3.2-8 比抵抗の経時変化 (モルタル\_20°C曝露ケース)

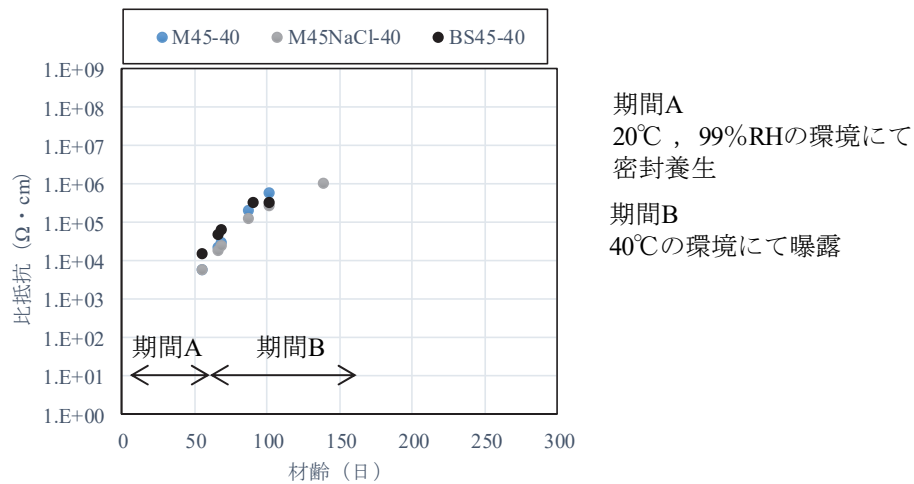


図 3.3.2-9 比抵抗の経時変化 (モルタル\_40°C曝露ケース)

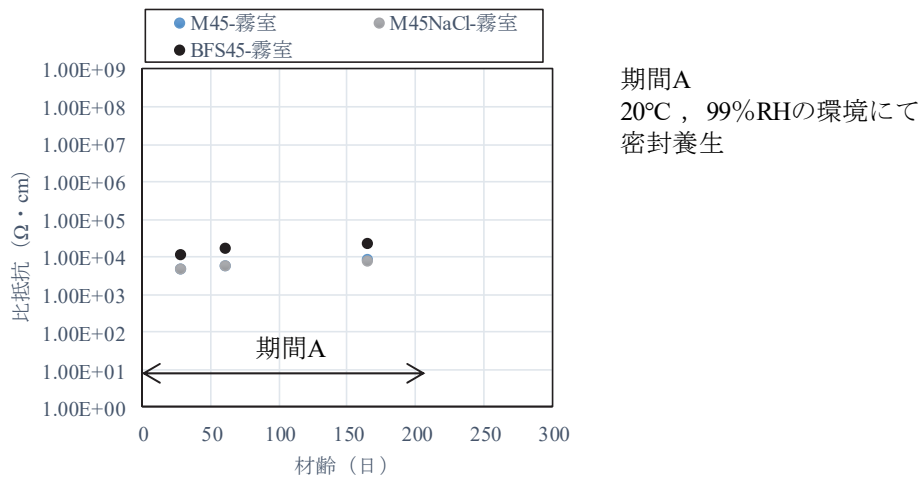
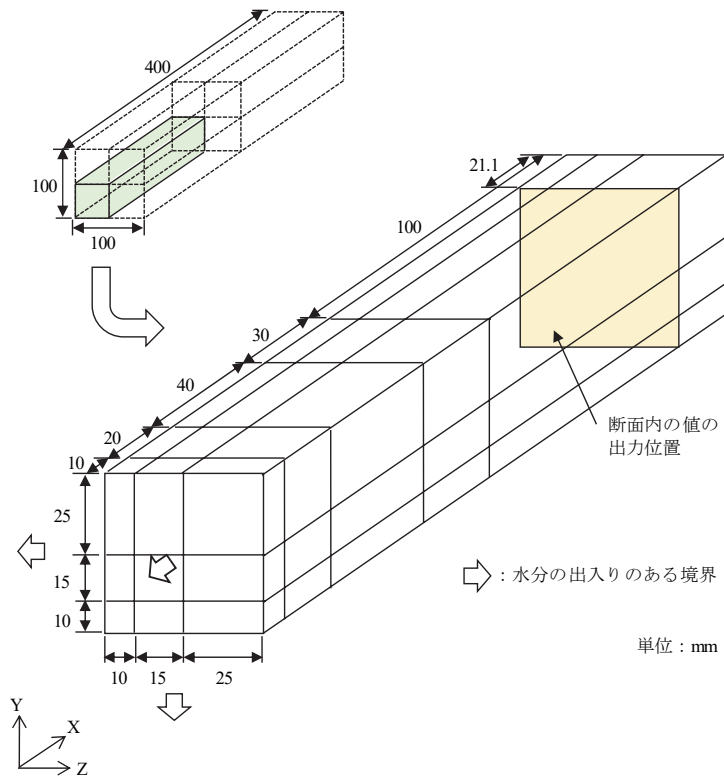
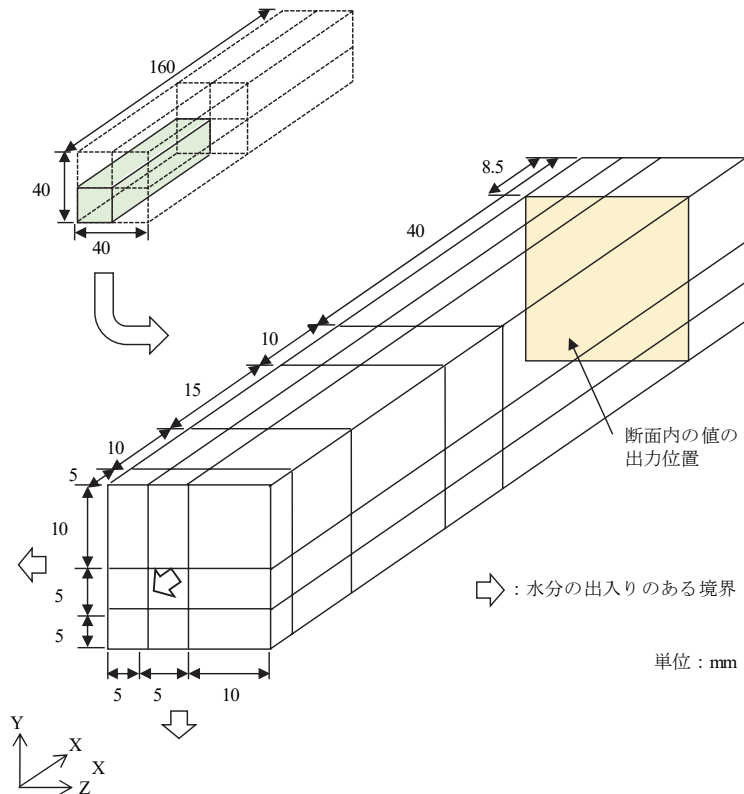


図 3.3.2-10 比抵抗の経時変化 (モルタル\_霧室密封ケース)

このコンクリートおよびモルタルの比抵抗に関する実験を3次元有限要素法解析 (DuCOM) を用いて、細孔組織の形成、内部空隙の含水状態を予測した。解析に用いた要素形状を図 3.3.2-11 に示す。各空隙の空隙率と飽和度などの出力は、図 3.3.2-11 に示す断面内の値の出力位置のガウス点の値を用いて、図 3.3.2-12 に示すガウス点ごとの断面積により重み付けをして求めた。水分の出入りのある境界の環境条件を表 3.3.2-6 に示す。ただし、霧室の環境に密封養生とした試験体については、境界部においても水の出入りはなしとした。



a)コンクリート試験体



b)モルタル試験体

図 3.3.2-11 FEM (DuCOM) 解析に用いた要素分割



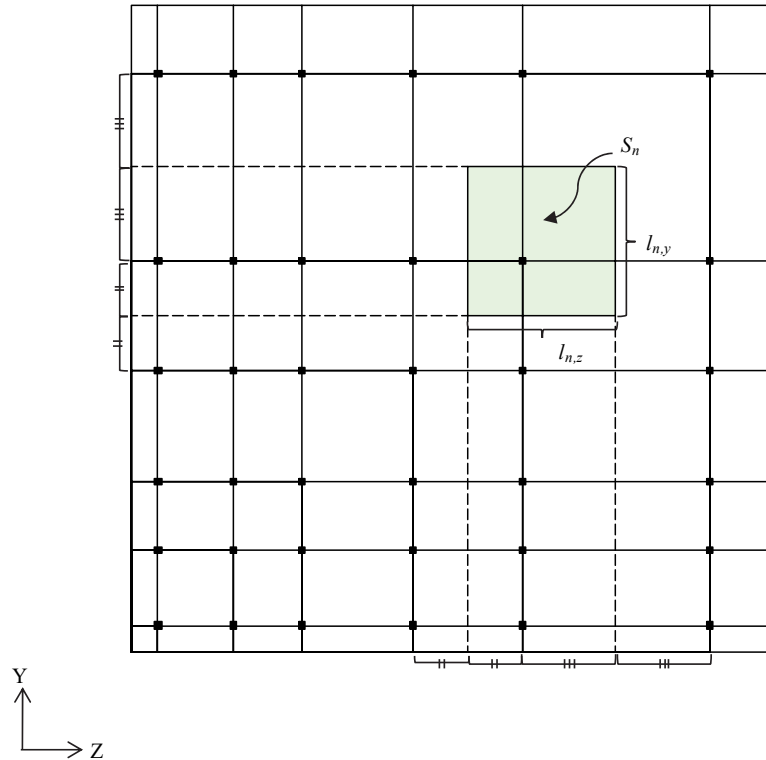


図 3.3.2-12 ガウス点 n の断面積

表 3.3.2-6 DuCOM での入力環境条件一覧

ケース名	配合名	曝露環境	養生日数	養生温度 (℃)	養生湿度 (%)	曝露温度 (℃)	曝露湿度 (%)	炉乾燥開 始材齢	炉乾燥温 度 (℃)	炉乾燥湿 度 (%)
C35-20	C35	20℃, 27%RHの環境に曝露	62	20	100	20	27	-	-	-
C35-40		40℃の環境に曝露	59			40	20	304	105	10
C35-霧室		20℃, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
C45-20	C45	20℃, 27%RHの環境に曝露	62			20	27	-	-	-
C45-40		40℃の環境に曝露	59			40	20	304	105	10
C45-霧室		20℃, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
C55-20	C55	20℃, 27%RHの環境に曝露	62			20	27	-	-	-
C55-20'		20℃, 27%RHの環境に曝露, 材齢111日より密封養生	59			20	27	-	-	-
C55-40		40℃の環境に曝露	59			40	20	304	105	10
C55-霧室		20℃, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
CM45-20	CM45	20℃, 27%RHの環境に曝露	62			20	27	-	-	-
CM45-40		40℃の環境に曝露	59			40	20	304	105	10
CM45-霧室		20℃, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
M45-20	M45	20℃, 27%RHの環境に曝露	61			20	27	-	-	-
M45-40		40℃の環境に曝露	61			40	20	-	-	-
M45-霧室		20℃, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
M45NaCl-20	M45NaCl	20℃, 27%RHの環境に曝露	-			20	27	-	-	-
M45NaCl-40		40℃の環境に曝露	-			40	20	-	-	-
M45-NaCl霧室		20℃, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
BFS45-20	BFS45	20℃, 27%RHの環境に曝露	61			20	27	-	-	-
BFS45-40		40℃の環境に曝露	61			40	20	-	-	-
BFS45-霧室		20℃, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-

毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量  $W_{ef}$  は、毛細管空隙とゲル空隙に存在する液状水量から空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量を差し引いたものとし式 (3-28) で求めた。ゲル空隙または毛細管空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量はそれぞれ式 (3-29)、式 (3-30) で求めた。比表面積は空隙分布パラメータ  $B$  と  $S/\phi$  の関係を用いて、空隙分布パラメータ  $B$  と空隙率  $\phi$  から求めた (図 3.3.2-13)。

$$W_{ef} = (\Phi_{cp} \cdot S_{cp} + \Phi_{gl} \cdot S_{gl}) - (W_{trap,cp} + W_{trap,gl}) \quad (3-28)$$

$$W_{trap,cp} = S_{surf,cp} \cdot \left(\frac{1}{\kappa}\right) \quad (3-29)$$

$$W_{trap,gl} = S_{surf,gl} \cdot \left(\frac{1}{\kappa}\right) \quad (3-30)$$

ここで、

$W_{ef}$  : 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量,  $W_{trap,cp}$ ,  $W_{trap,gl}$  : 毛細管空隙またはゲル空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量,  $\kappa$  : デバイパラメータ (1/m),  $S_{surf,cp}$  : 毛細管空隙の比表面積 ( $m^2/m^3$ ),  $S_{surf,gl}$  : ゲル空隙の比表面積 ( $m^2/m^3$ )

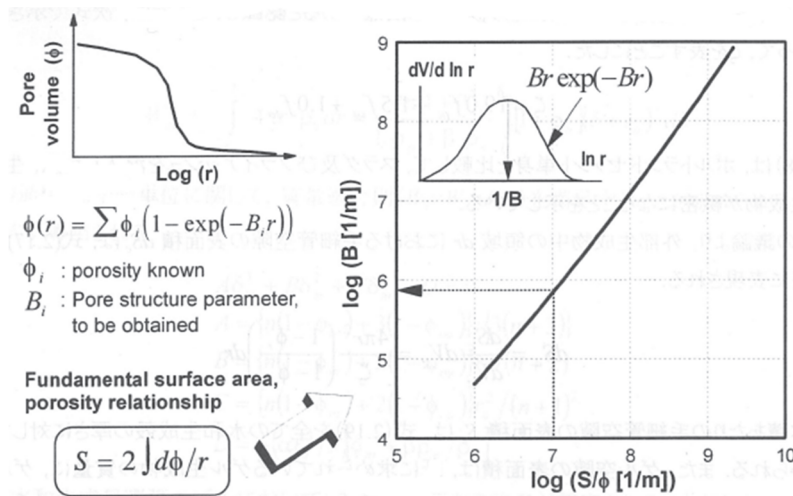


図 3.3.2-13 空隙分布パラメータと  $S/\phi$  の関係 <sup>3-32)</sup>

毛細管空隙とゲル空隙の液状水量とセメントペーストの比抵抗と毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量とセメントペーストの比抵抗をそれぞれ図 3.3.2-14～図 3.3.2-15 に示す。ここで、セメントペーストの比抵抗は、3.2 節の式 (3-9) を用いて、コンクリートの比抵抗からセメントペーストの比抵抗を算定したものを用いた。ここで、液状水量が 0.01 以下の結果を除いた結果を用いて OPC の近似線を算出した。今回の条件においては OPC のみの結果では、空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量の有無によるばらつきの違いはほとんどなかった。

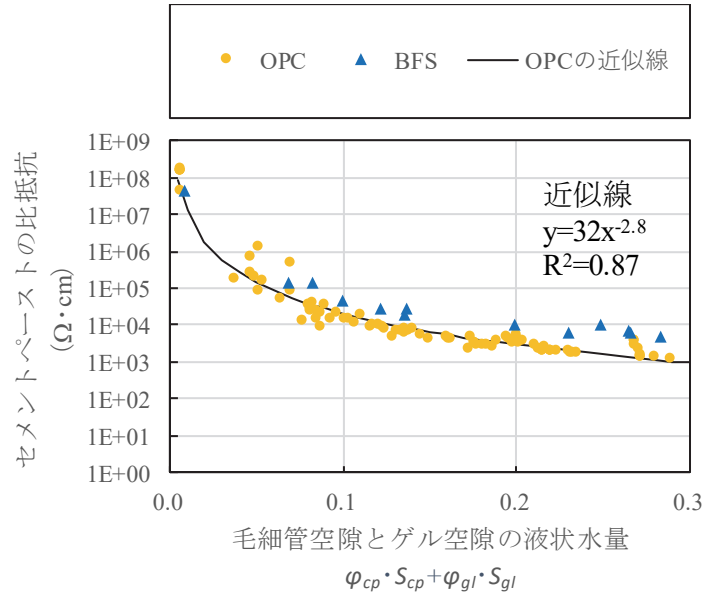


図 3.3.2-14 毛細管空隙とゲル空隙の液状水量とセメントペーストの比抵抗

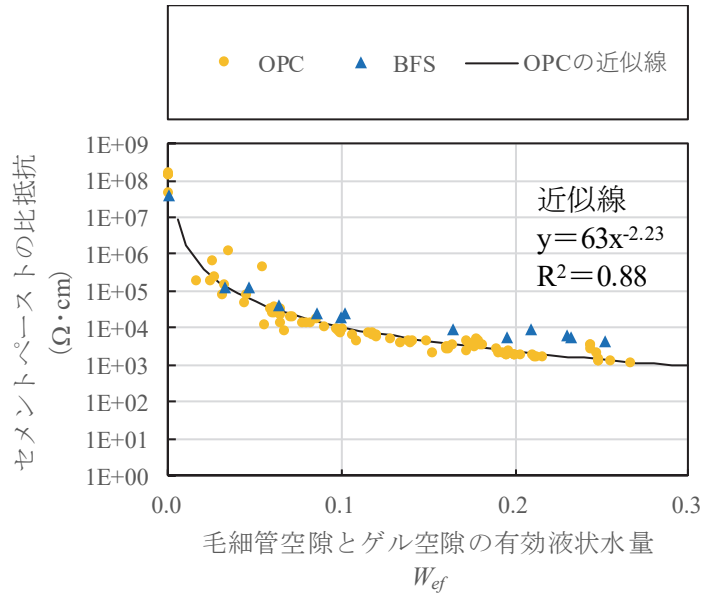


図 3.3.2-15 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量とセメントペーストの比抵抗

上記の実験結果より、毛細管空隙とゲル空隙の液状水量および毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量から、セメントペーストの比抵抗の実験式をそれぞれ式 (3-31)、式 (3-32) に示す。

$$\rho_p = \alpha_1 \cdot (\phi_{cp} \cdot S_{cp} + \phi_{gl} \cdot S_{gl})^{\beta_1} \quad (3-31)$$

$$\rho_p = \alpha_2 \cdot W_{ef}^{\beta_2} \quad (3-32)$$

ここに、

- $\alpha_1$  : 実験から得られたセメントペーストの比抵抗に関する係数 (OPC の場合, 32)
- $\beta_1$  : 実験から得られたセメントペーストの比抵抗に関する係数 (OPC の場合, -2.8)
- $\alpha_2$  : 実験から得られたセメントペーストの比抵抗に関する係数 (OPC の場合, 63)
- $\beta_2$  : 実験から得られたセメントペーストの比抵抗に関する係数 (OPC の場合, -2.23)

### 3.3.3 BFS の混合率がセメントペーストの比抵抗に与える影響

次に、デバイ長と BFS の混合率との関係を構築した。ここで、粒子表面周辺の電位分布とデバイ長について、概説する。粒子表面の電位の約 1/3 に減衰する表面からの距離をデバイ長と定義される (図 3.3.3-1) <sup>3-33)</sup>。周辺濃度とデバイ長のイメージを電場の源である電荷を車のヘッドライトに、電解質イオンを霧に例えたイメージ図 <sup>3-33)</sup> を図 3.3.3-2 を示す。霧が深い (電解質濃度が高い) と、ヘッドライトの光 (電場) は遠くまで届かないことになる。

一般的に、水結合材比が小さくなるほど、BFS の混合率が高くなるほど、イオン濃度が小さくなるため、デバイ長が長くなる傾向がある。

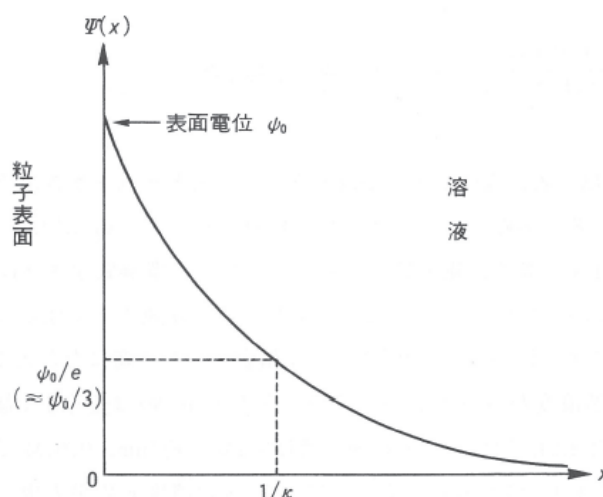


図 3.3.3-1 粒子表面周囲の電位分布 <sup>3-33)</sup>

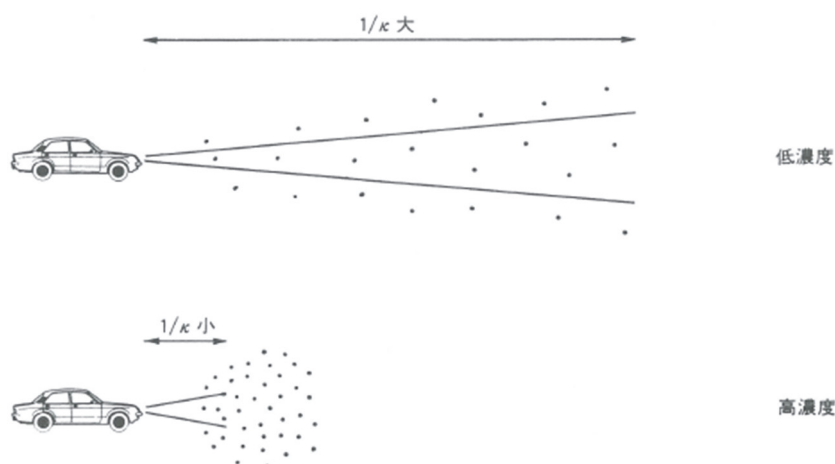


図 3.3.3-2 周辺濃度とデバイ長のイメージ <sup>3-33)</sup>

ここで、細孔溶液イオン強度  $I$  とデバイ長  $1/\kappa$  には、図 3.3.3-3 に示す関係がある<sup>3-34)</sup>。この実験結果を水結合材比、スラグの混合率でまとめると図 3.3.3-4 のように、デバイ長は水結合材比とスラグの混合率に高い相関があり、式 (3-33) で示すことができる。

$$\frac{1}{\kappa} = W/B + 0.188 \cdot P_{sg} - 0.03 \quad (3-33)$$

ここで、

W/B : 水結合材比,  $P_{sg}$  : BFS の混合率 (重量比)

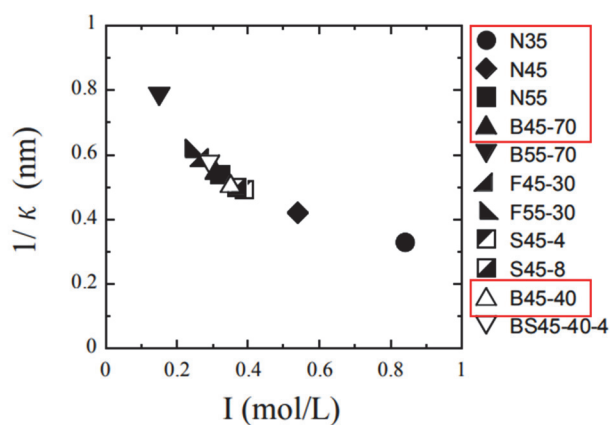
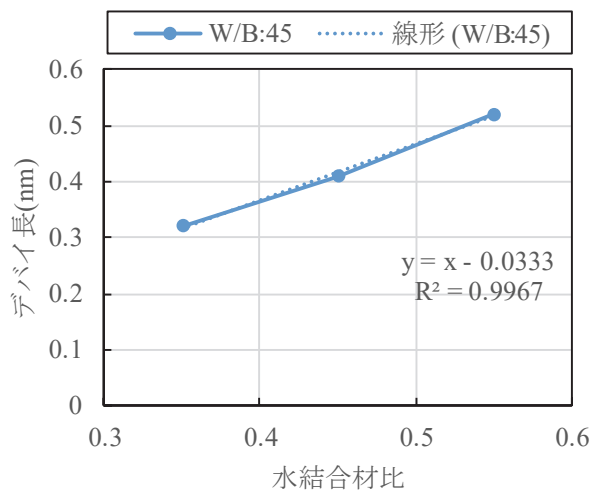
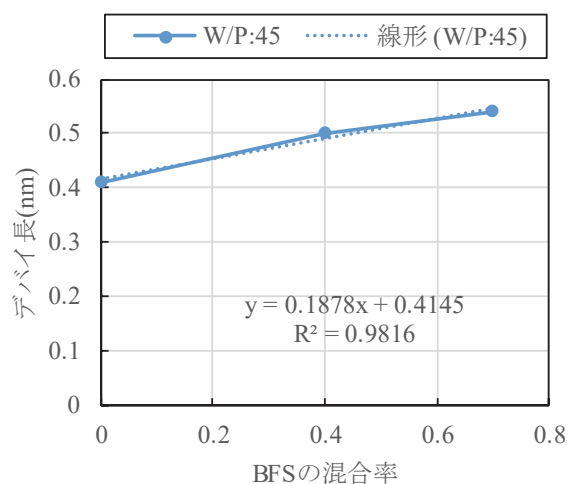


図 3.3.3-3 細孔溶液イオン強度  $I$  とデバイ長  $1/\kappa$ <sup>3-34)</sup>



a) 水結合材比とデバイ長



b) BFS の混合率とデバイ長

図 3.3.3-4 デバイ長  $1/\kappa$  と水結合材比, BFS の混合率との関係<sup>3-34)</sup>

b)毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の電子の移動経路長

BFS を多量に使用したペーストの水和生成物は、その組成の特徴を反映する。特にペーストの大部分を占める C-S-H (CaO-SiO<sub>2</sub>-H<sub>2</sub>O ゲル) は、ポルトランドセメントの場合と大きく異なり、Ca/Si 比が低く、多くの Al を固溶することが知られている。また、組成とともに構造も異なり、Al がシリケートの架橋位置に取り込まれることでシリケート鎖が通常のセメントと比較して長くなることや、Ca/Si 比の低下に伴って形態が繊維状からホイル状に変化することなどが明らかにされている<sup>3-35)</sup>。

Taylor らの論文<sup>3-36)</sup>を元に、OP C-S-H の Ca/Si 比と BFS の混合率との関係をグラフ化した (図 3.3.3-5)。BFS の混合率と Ca/Si には線形の関係がある。

表 3.3.3-1 TEM-EDX を用いた C-S-H の平均 Ca/Si<sup>3-36)</sup>

% GGBS		N	Ca/Si		Ca/(Al + Si)		Mg/Al <sup>a</sup>	Al/Si		NMR	
			Mean	S.D.	Mean	S.D.		TEM Mean	S.D.	No Q <sup>2B</sup>	With Q <sup>2B</sup>
0	Op	47	1.84	0.15	1.68	0.13	-	0.10	0.03	0.08	
	Ip	10	1.67	0.12	1.54	0.11		0.08	0.01		
	All	57	1.81	0.16	1.66	0.14		0.09	0.03		
10	Op	53	1.60	0.18	1.40	0.19	2.17	0.15	0.06	0.12	
	Ip	24	1.60	0.25				0.03 <sup>b</sup>			
	All	77	1.60	0.20							
25	Op	44	1.56	0.10	1.41	0.10	2.00	0.11	0.02	0.13	0.11
	Ip	15	1.50	0.15				0.03 <sup>b</sup>			
	All	59	1.55	0.12							
50	Op	28	1.33	0.15	1.17	0.13	1.98	0.14	0.02	0.20	0.14
	Ip	31	1.32	0.08				0.09 <sup>b</sup>			
	All	48	1.32	0.12							
75	Op	35	1.31	0.05	1.13	0.04	1.89	0.16	0.01	0.23	0.16
	Ip	19	1.31	0.12				0.10 <sup>b</sup>			
	All	54	1.31	0.08							
90	Op	51	1.19	0.11	1.01	0.10	1.82	0.18	0.02	0.20	0.18
	Ip	18	1.13	0.12				0.17 <sup>b</sup>			
	All	69	1.18	0.11							
100	Op	41	1.09	0.06	0.92	0.06	1.79	0.19	0.02	0.23	0.19
	Ip	18	1.05	0.06				0.19 <sup>b</sup>			
	All	59	1.08	0.06							

(R.Taylor2010\_Composition and microstructure of 20-year-old ordinary Portland cement-ground granulated blast-furnace slag blends containing 0 to 100% slag)

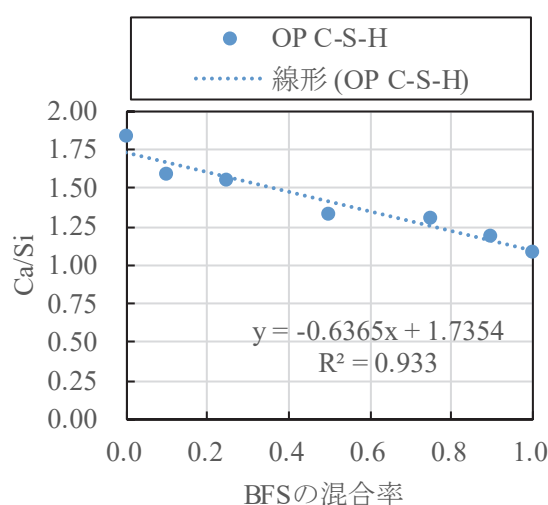


図 3.3.3-5 BFS の混合率と Ca/Si 比<sup>3-36)</sup>

次に、セメントペーストの空隙率が同程度であった硬化体における、菊池による C-S-H の Ca/Si 比と屈曲度の関係<sup>3-34)</sup>を図 3.3.3-6 に示す。ここでの屈曲度は酸素拡散における屈曲度であり、酸素拡散係数および孔内有効拡散係数に基づき求めている。屈曲度の算出のために、50℃の乾燥環境下で測定しており空隙直径 6nm 以下の空隙までを含んでいるため、本研究での検討範囲の毛細管空隙とゲル空隙とほぼ同等のものとした。

BFS の混合率の増加とともに、Ca/Si 比が低下し、屈曲度が増加していることが読みとれる。水結合材比 (W/B) が 0.45 と 0.55 の BFS の混合率と屈曲度の関係を図 3.3.3-7 に、BFS の混合率と BFS なしのセメントペーストの屈曲度との比率の関係を図 3.3.3-8 に示す。水結合材比によらず、BFS の混合率が高いほど BFS なしのセメントペーストの屈曲度との比率が大きくなる傾向にある。水結合材比が高いほどその傾向は大きくなっているが、データ数が少ないため水結合材比による屈曲度のモデル化は今後の課題とし、本研究では屈曲度は水結合材比によらないとし、BFS のスラグ混合率が屈曲度に与える影響の実験式を求めた。セメントペーストの比抵抗の実験式を式(3-34)に、セメントペーストの比抵抗に用いるパラメータを式(3-35)～式(3-37)に示す。

$$\rho_p = \Omega' \cdot \alpha_2 \cdot W_{ef}^{\beta_2} \quad (3-34)$$

$$\Omega' = \left( \frac{\tau}{\tau_0} \right)^2 \quad (3-35)$$

$$\tau = \frac{L_e}{L} \quad (3-36)$$

$$\frac{\tau}{\tau_0} = 0.96 \cdot P_{SG} + 1 \quad (3-37)$$

ここで、 $\Omega'$  : BFS を混合したセメントペーストの屈曲度のパラメータ、 $W_{ef}$  : 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量、 $\tau$  : セメントペーストの屈曲度、 $\tau_0$  : OPC のセメントペーストの屈曲度、 $L_e$  : 屈曲経路長

空隙径が同一であっても配合や養生条件により屈曲度が異なる原因は明らかになっていないが、例えば、Ca/Si 比が低下により、シリケート鎖の平均鎖長が長くなること<sup>3-37)</sup>、OP C-S-H の形態が、層状からホイル状になること<sup>3-36)</sup> (図 3.3.3-9) が確認されており、OP C-S-H の形態の変化が電子の移動経路に影響しているものと推察される。

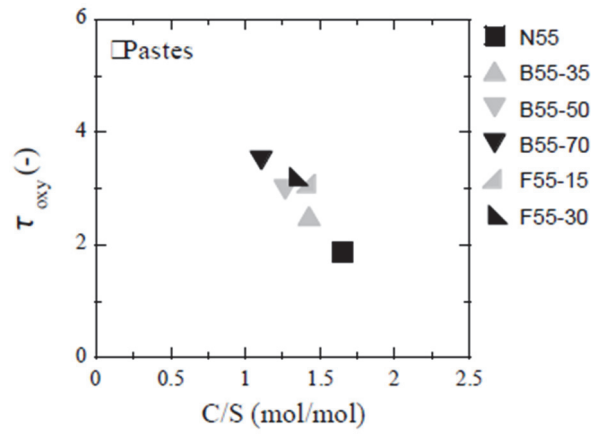


図 3.3.3-6 空隙率が同程度の供試体における Ca/Si 比と屈曲度の関係<sup>3-34)</sup>

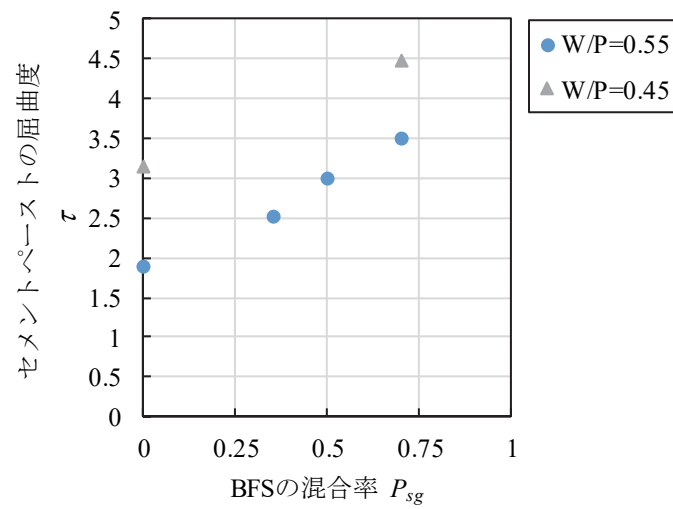


図 3.3.3-7 BFS の混合率と屈曲度の関係

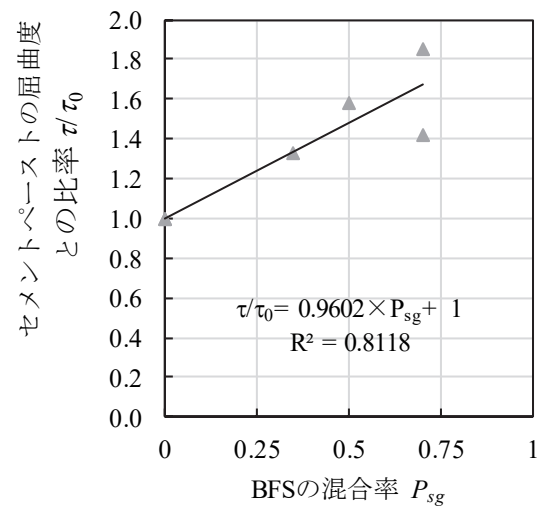
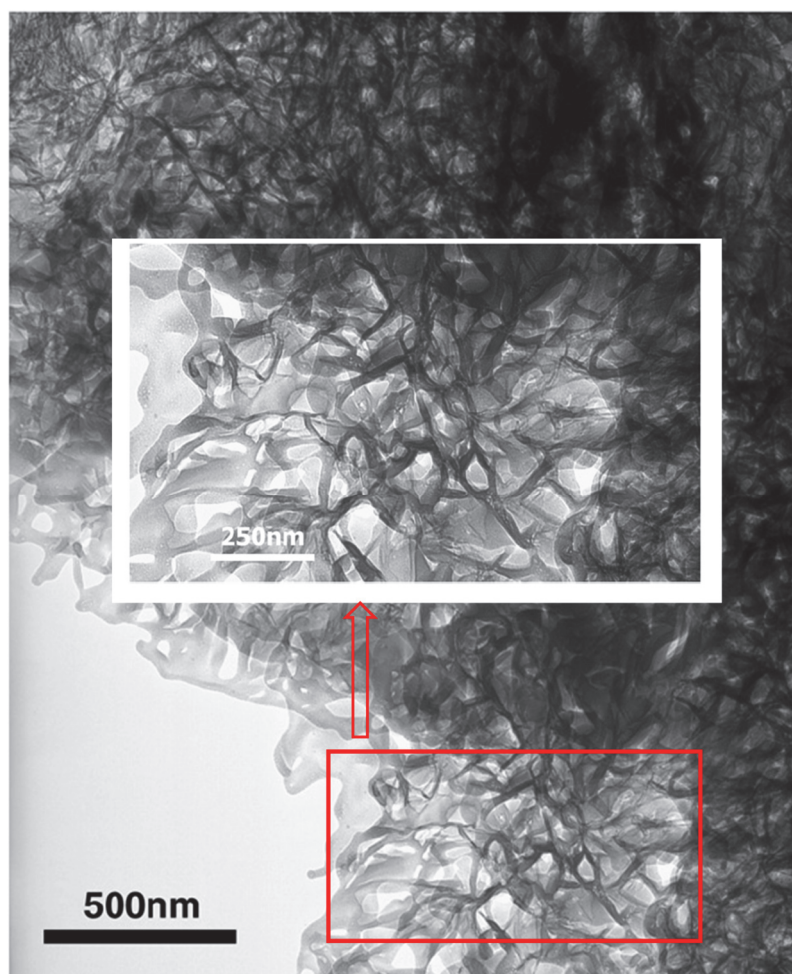


図 3.3.3-8 BFS の混合率と BFS なしのセメントペーストの屈曲度との比率の関係





☒ 3.3.3-9 OP C-S-H<sup>3-36</sup>

構築したモデルについて、セメントペーストの比抵抗測定試験結果を用いて検証した。検証では胡桃澤らの実験結果<sup>37)</sup>を用いた。

#### 【試験条件】

試験ケースを表 3.3.3-2 に示す。その他条件は下記の通りである。

- ・セメントペースト
- ・試験体サイズ：40mm×40mm×40mm
- ・曝露環境：20℃，相対湿度 98%（材齢 1 日で脱型）
- ・測定日：1,2,3,7,14,28,56,91 日

表 3.3.3-2 胡桃澤らの実験の試験ケース

ケース名	水結合材比 W/B(%)	BFS の混合率 (重量比)	BFS の混合率 (体積比)
03_0	30	0.0	0.00
03_05		0.5	0.52
04_0	40	0.0	0.00
04_03		0.3	0.32
04_05		0.5	0.52
04_07		0.7	0.72
05_0	50	0.0	0.00
05_05		0.5	0.52

試験結果を図 3.3.3-10 に示す。

材齢初期（材齢 3 日まで）と長期材齢（材齢 14 日以降）で、BFS の混合率が比抵抗に与える影響は異なり、材齢初期の比抵抗は BFS なしと同等か下回るが、長期材齢で BFS の混合率により比抵抗が増大する傾向がある。

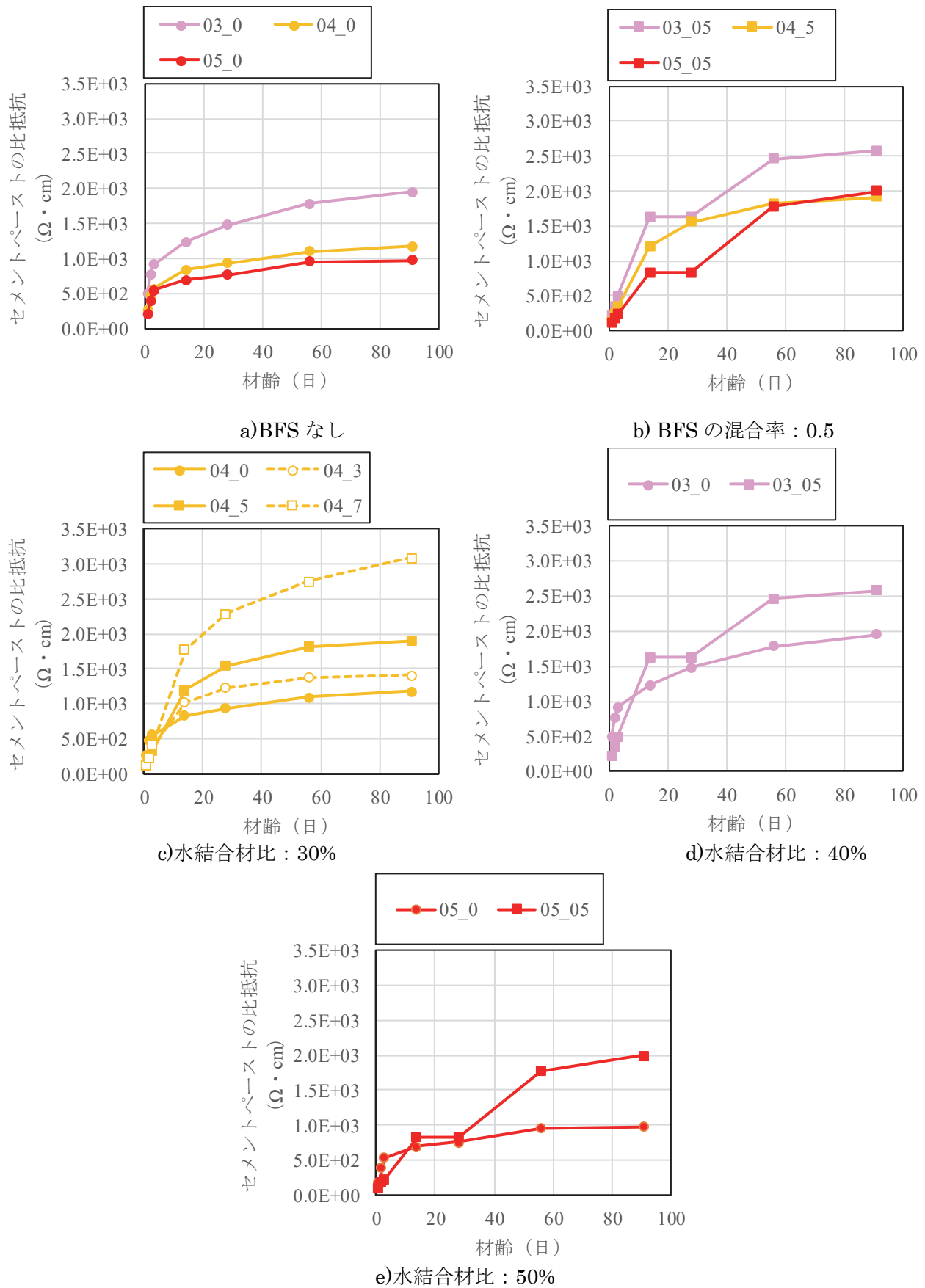


図 3.3.3-10 比抵抗の経時変化<sup>3-7)</sup>

胡桃澤らによるセメントペーストの比抵抗測定実験を DuCOM によりシミュレートを行った。BSF の混合率 0% を基準として、モデル式と実験結果を比較した (図 3.3.3-11)。モデル式を式 (3-38) ～式 (3-40) に示す (再掲)。ここで、比較のために、空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量がセメントペーストの比抵抗に及ぼす影響を確認する目的で、式 (3-38) で示す右辺の第 2 項を無視して細管空隙とゲル空隙中の液状水量を用いたモデル式と実験結果の比較を図 3.3.3-12 に示す。

$$W_{ef} = (\phi_{cp} \cdot S_{cp} + \phi_{gl} \cdot S_{gl}) - (W_{trap, cp} + W_{trap, gl}) \quad (3-38)$$

$$\rho_p = \Omega' \cdot \alpha_2 \cdot W_{ef}^{\beta_2} \quad (3-39)$$

$$\Omega' = (0.96 \cdot P_{sg} + 1)^2 \quad (3-40)$$

ここで、胡桃澤らによる BFS の混合率 0 の実験値 (ケース名: 03\_0, 04\_0, 05\_0) を近似し、 $\alpha_1=38$ ,  $\beta_2=2.014$  とした。本実験条件においては、空隙表面の電気二重層による拘束される水量がセメントペーストに及ぼす影響はほとんどなかった。

BFS の混合率 0.3, 0.5 ではモデル線が実験値をよく示している。BFS の混合率 0.7 では実験値の方が高い傾向があった。BFS の混合率の DuCOM での適応範囲の上限は 67% であり、それを若干上回り適応範囲外となる。

水結合材比 40% の場合の毛細管空隙とゲル空隙の空隙率の経時変化を図 3.3.3-13 に、BFS の反応率と結合材平均反応率の経時変化を図 3.3.3-14 に示す。BFS の混合率が 70% になると、BFS の反応率が低下し、それにもともない結合材の平均反応率も低下する。これにより、BFS の混合率 0.7 の長期材齢時の毛細管空隙が増加している。これにより、計算上毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量が増加したものと考えられる。

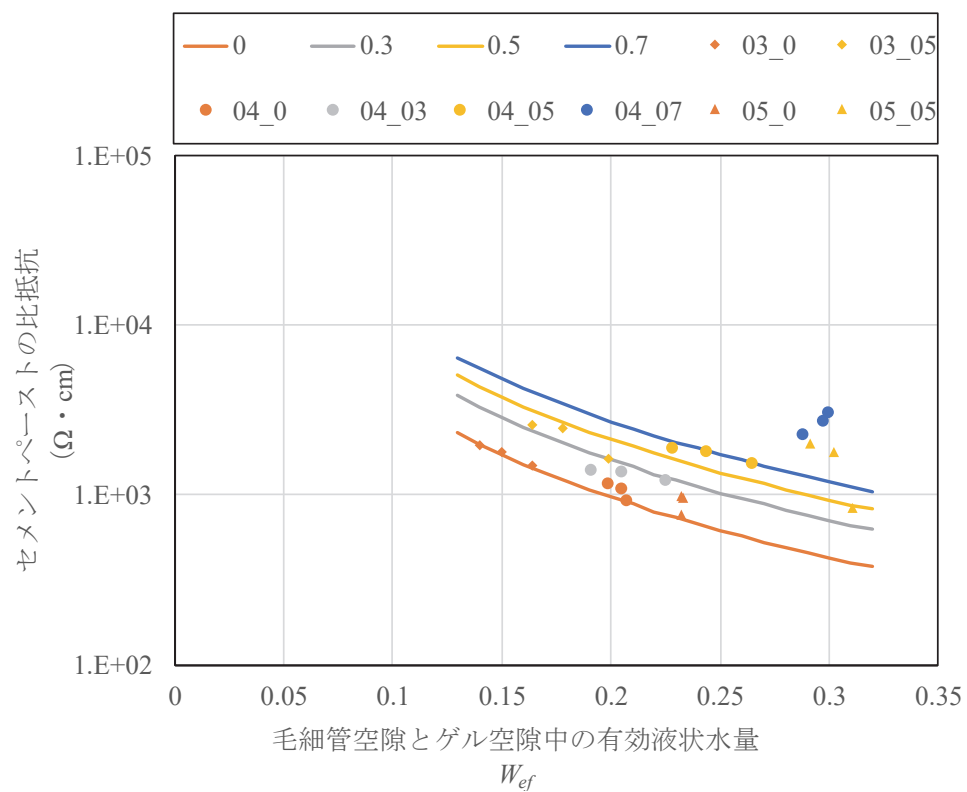


図 3.3.3-11 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量とセメントペーストの比抵抗の実験値と予測式の比較

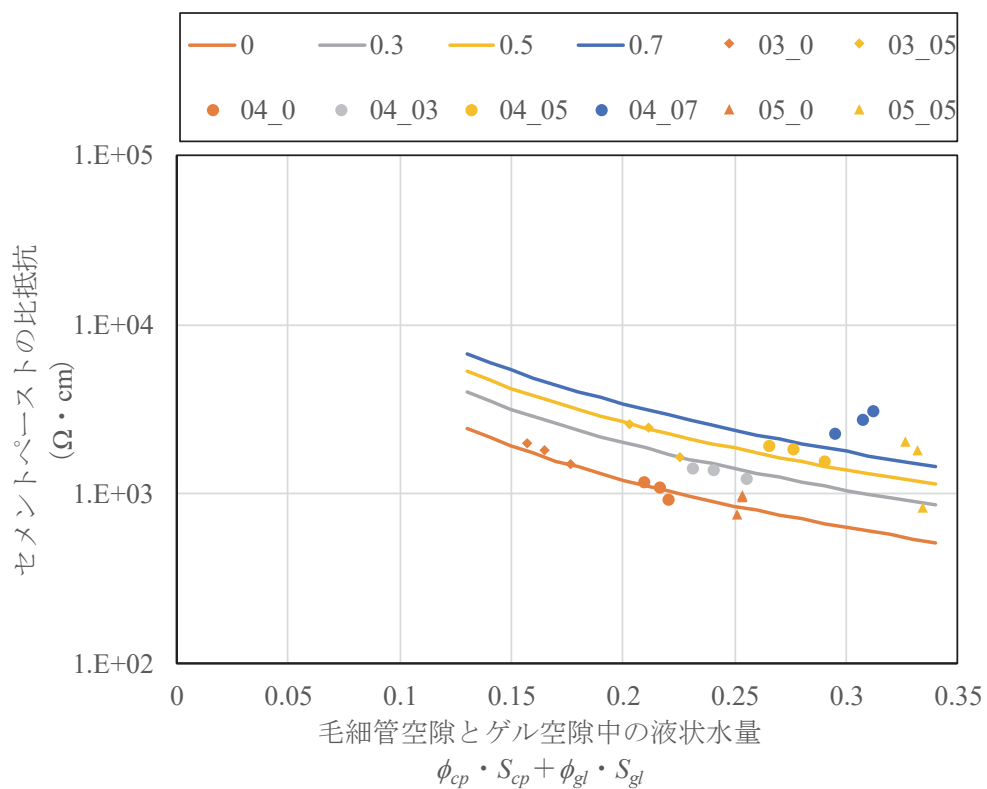
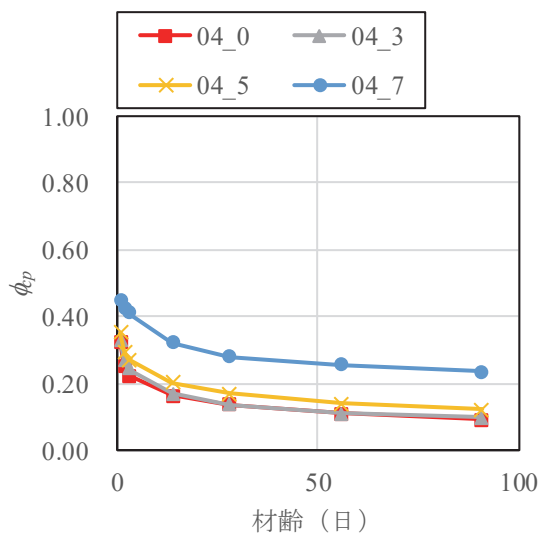
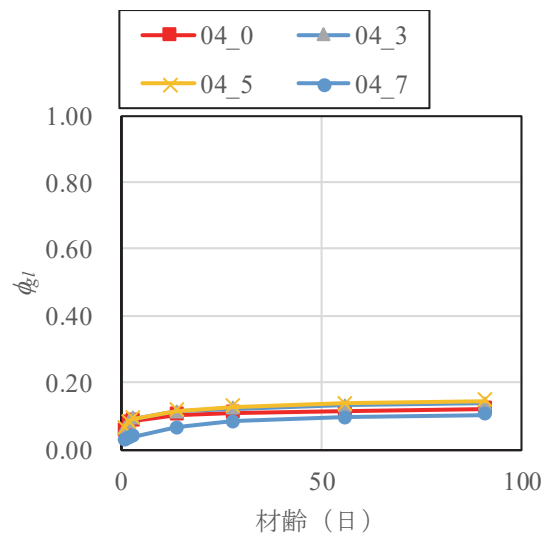


図 3.3.3-12 毛細管空隙とゲル空隙中の液状水量とセメントペーストの比抵抗の実験値と予測式の比較

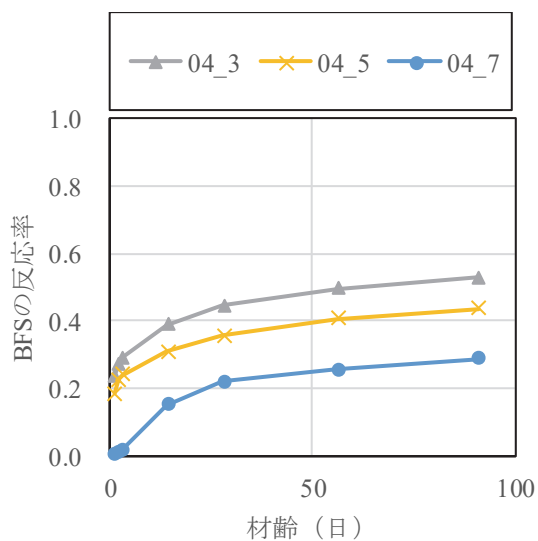


a)毛細管空隙

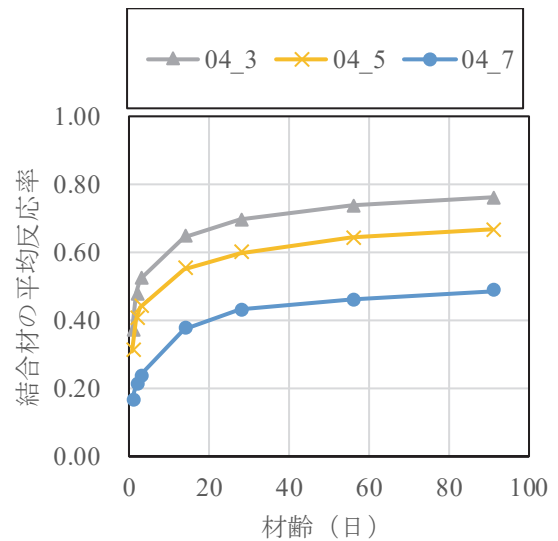


b)ゲル空隙

図 3.3.3-13 各空隙の経時変化



a)BFS の反応率



b)結合材の平均反応率

図 3.3.3-14 BFS の反応率と結合材の平均反応率の経時変化

### 3.3.4 塩化物イオンが比抵抗に与える影響

コンクリートの中の塩化物イオン濃度がコンクリートの比抵抗に与える既往研究がいくつかある。Saleem らは、塩化物イオン濃度をパラメータにした実験により、コンクリートの含水率と比抵抗の結果を得ている（図 3.3.4-1）<sup>3-38)</sup>。図 3.3.4-1 によれば、コンクリートの比抵抗は塩化物イオン濃度の影響を強く受け、含水率が低いほどその傾向は顕著になっている。この既往研究のコンクリートの試験体

の養生条件は、材齢 28 日まで水中養生ののち 110℃で乾燥し、絶乾状態としている。その後、水中養生して、所定の時間（5 分、10 分、30 分、60 分、2 時間、4 時間、8 時間、12 時間、24 時間、48 時間、72 時間）でコンクリートの比抵抗を測定している。一方、温度変化による乾燥を受けたコンクリートは、粗骨材の拘束効果により微細ひび割れがより多く発生するという報告がある<sup>3-39)・3-40)</sup>。Saleem らによるコンクリートの試験体は、110℃の温度変化を受けたために微細なひび割れが多く発生し、粗大な空隙を有するために液状水の比抵抗の影響を強く受け、塩化物イオン濃度が大きいほど、コンクリートの比抵抗が大きくなっていることが考えられる。

山本らは、水結合材比 65%のコンクリートに対して、塩化物イオンの有無、環境条件をパラメータとしたコンクリートの比抵抗を測定している<sup>3-41)</sup>。塩化物と比抵抗の関係を図 3.3.4-2 に示す。塩化物イオンありの場合、5.0kg/m<sup>3</sup>の塩化物イオンを添加している。35～50%の低相対含水率では、塩化物イオンによりコンクリートの比抵抗の減少がみられるが、60%付近以上では塩化物イオンがコンクリートの比抵抗に及ぼす影響は見受けられない。

親本らは、モルタル試験体の塩分量が比抵抗に与える影響を試みている<sup>3-42)</sup>。水結合材比は、54.5、70%とし、塩分量は（NaCl）で 0、5、15kg/m<sup>3</sup>の 3 水準としている。試験体は脱型後、20℃90%RH で 91 日間期中養生を行った後、20 度の水に 72 時間浸漬し、所定の温度、湿度で曝露して、モルタルの比抵抗を測定している。20℃の環境下における相対含水率と比抵抗の関係をに示す。塩分量が比抵抗に与える影響は、水結合材比が 54.5%の場合は塩分量 5kg/m<sup>3</sup>>15kg/m<sup>3</sup>≥0kg/m<sup>3</sup>、水結合材比が 70%の場合は塩分量 5kg/m<sup>3</sup>>0kg/m<sup>3</sup>≥15kg/m<sup>3</sup>となり、他の研究の知見と異なり、塩分の混入量とコンクリートの比抵抗に係性は見られない。

セメントペースト中の細孔溶液中に存在するイオン濃度を関数としたセメントペーストの予測式も提案されているが、任意の配合に適用できないという課題が残っている。

Saleem らの研究結果は、微細ひび割れの影響を強く受けている可能性が高いこと、相対含水率が 60%以上の場合にはコンクリートの比抵抗は塩化物イオンの影響をほとんど受けないこと、相対含水率が 60%以下の場合には、3.3.2 で示したモルタルの比抵抗試験を含め、塩化物イオンの影響が明確ではないため、本研究においては、塩化物イオンがセメントペーストの比抵抗に与える影響をモデル化に組みこまなかった。

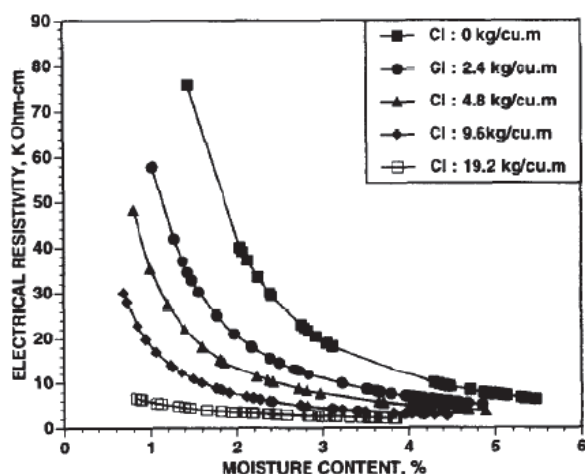
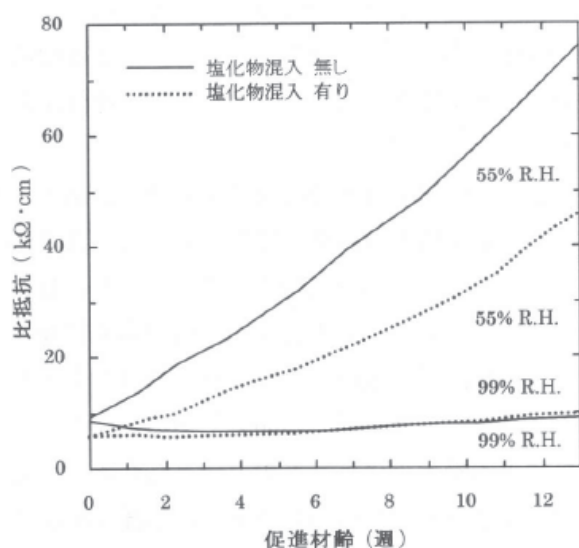
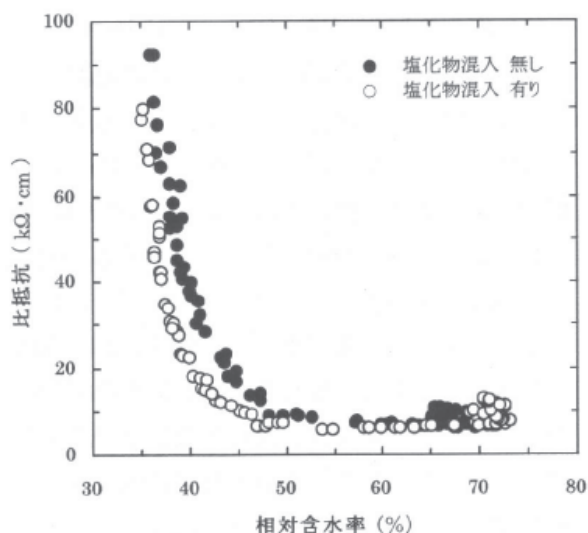


図 3.3.4-1 塩化物と比抵抗の関係 (Saleem ら)<sup>3-38)</sup>

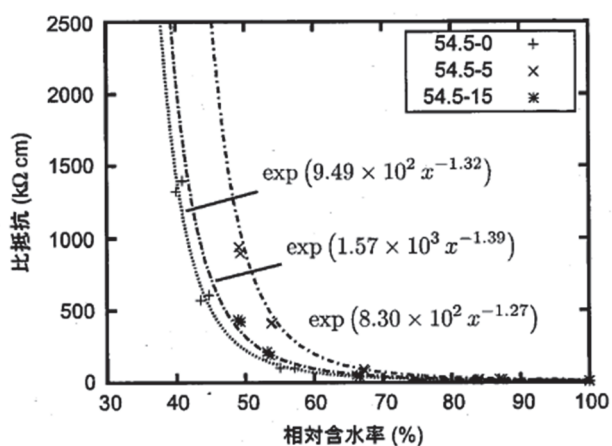


a)比抵抗の経時変化

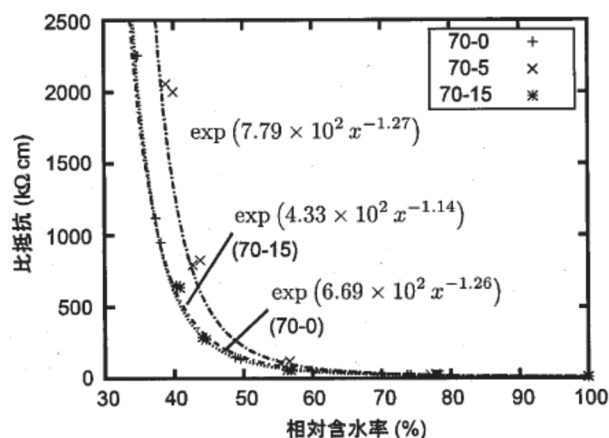


b)含水率と比抵抗の関係

図 3.3.4-2 塩化物と比抵抗の関係 (山本ら) 3-41)



a)W/C=54.5%



b)W/C=70%

図 3.3.4-3 塩化物と比抵抗の関係 (親本ら) 3-42)

### 3.3.5 セメントペーストの比抵抗モデルの検証

皆川らによる実験結果<sup>3-43)</sup>を用いて、セメントペーストの比抵抗モデルの検証を行った。使用材料の諸元を表 3.3.5-1 に示す。配合は、水結合材比を 50% とし、結合材は OPC と OPC に BFS を 50% の重量内割り置換した 2 種類を用いている。試験体形状は 40 mm×40 mm×160mm の角柱体である。試験体は打設 1 日後に脱型し、その後、20 度の水中で 91 日間養生したものである。

DuCOM を用いて、毛細管空隙とゲル空隙の液状水量および毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量を算出し、それをもとにそれぞれセメントペーストの比抵抗を算定した。検証結果を表 3.3.5-2 に示す。OPC のセメントペーストでは、毛細管空隙とゲル空隙の液状水量のみでの算定式を用いても比抵抗を比較的よく算出できているが、BFS を 50% 混合した OPC+BFS では、毛細管空隙とゲル空隙の液状水量



のみで算定すると比抵抗を少なく算定する傾向があり，毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量で算定することで精度良く比抵抗を予測した。胡桃澤らの実験と異なりこの実験条件で顕著に有効液状水量が比抵抗に及ぼす影響が大きい要因として，試験体を水中養生しており飽和度 100%の環境下のため，空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量が多く存在していたことによると考えられる。

表 3.3.5-1 使用材料

使用材料	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)
OPC	3.15	3290
BFS	2.92	8240

表 3.3.5-2 検証結果

試験体No.	W/B	スラグの 混合率	屈曲度 のパラ メータ	液状水量		セメントペーストの比抵抗( $\Omega \cdot \text{cm}$ )		
				$W_{\text{gl+cp}}$	$W_{\text{ef}}$	解析値 ( $W_{\text{gl+cp}}$ から算定)	解析値 ( $W_{\text{ef}}$ から算定)	実験値
OPC 50 M0	50	0	1	0.27	0.25	1,073(0.89)	1,402(1.17)	1,200
OPC+BFS 50 M0	50	0.5	1.48	0.32	0.26	1,500(0.56)	2,750(1.03)	2,660

\*：括弧内は，実験値との比率を示す。

### 3.3.6 コンクリートの比抵抗モデルの検証

皆川らによる実験結果<sup>3-43)</sup>を用いて，セメントペースト，モルタルおよびコンクリートの比抵抗モデルの検証を行った。使用材料の諸元を表 3.3.6-1 に示す。試験体形状はセメントペースト，モルタル試験体では，40×40×160mm の角柱体をコンクリート試験体では 100×100×400mm の角柱体である。試験体は打設 1 日後に脱型し，その後，20 度の水中で 91 日間養生したものである。

表 3.3.6-1 検証対象の配合および比抵抗計測結果

試験体No.	W/B (%)	S/B -	s/a (%)	V <sub>s+g</sub>	V <sub>s+g</sub> /V <sub>s+g,max</sub>	比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )
OPC 50 P	50	0	-	0.00	0.00	1,200
OPC 50 M0.32	50	1	100	0.32	0.42	2,280
OPC 50 M0.48	50	2	100	0.48	0.64	3,070
OPC 40 M0.582	40	2.6	100	0.58	0.77	5,460
OPC 50 M0.582	50	3	100	0.58	0.77	3,810
OPC 60 M0.582	60	3.4	100	0.58	0.77	3,100
OPC 50 C0.53	50	2	75	0.53	0.70	3,330
OPC 50 C0.60	50	2	55	0.60	0.79	4,460
OPC 50 C0.67	50	2	40	0.67	0.88	5,640
OPC+BFS 50 P	50	0	-	0.00	0.00	2,660
OPC+BFS 50 M0.32	50	1	100	0.32	0.42	5,040
OPC+BFS 50 M0.48	50	2	100	0.48	0.64	8,540
OPC+BFS 50 M0.582	50	3	100	0.58	0.77	13,300
OPC+BFS 50 C0.53	50	2	75	0.53	0.70	9,620
OPC+BFS 50 C0.60	50	2	55	0.60	0.79	13,870
OPC+BFS 50 C0.67	50	2	40	0.67	0.88	16,090

上記の実験に対し、セメントペーストの比抵抗のモデル式と直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗のモデル式を用い、比抵抗の予測値を算出した。空隙表面の電気二重層による拘束される水量を考慮せず毛細管空隙とゲル空隙の液状水量を用いた場合の解析値と実験値の比較を図 3.3.6-1 に、毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量  $W_{ef}$  を用いた場合の解析値と実験値の比較を図 3.3.6-2 に示す。

毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量を考慮しない場合、OPC の比抵抗は、セメントペースト、モルタルおよびコンクリートにおいて良くシミュレートできている。しかし、BFS を混合したケースではセメントペーストの比抵抗が実験値の約半分となりそれに伴い、モルタル、コンクリートの比抵抗の予測精度が低い結果となった。

毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量を考慮した場合、OPC の比抵抗は、セメントペースト、モルタルおよびコンクリートにおいて良くシミュレートできている。また、BFS を混合したケースではセメントペーストの比抵抗の比抵抗が精度よくシミュレートできている。しかしながら、モルタル、コンクリートでは実際の  $2/3$  程度の値となった。そこで、正規化骨材体積率と比抵抗の実験値との関係を確認した。正規化骨材体積率とセメントペーストの比抵抗との比率を図に示す。3.2 節で定義したモデル線 ( $A=0.88 \times (V_{s+g}/V_{s+g,max})$ ) は、オレンジで示す OPC ではモルタル、コンクリートともに良く合っているが、青で示す BFS は OPC に比べて高くなる傾向がある。そこで、OPC に BFS を 50% 混合したモルタルの比抵抗の結果とそのモルタルのセメントペーストの比抵抗の予測値を用いて、BFS 用のモデル線を再定義し、 $A=0.95 \times (V_{s+g}/V_{s+g,max})$  としたところ、青で示す BFS の結果に近い値となった。 $W_{ef}$  を用い、スラグのときの骨材の影響パラメータ  $A$  を考慮した場合の解析値と実験値の比較を図 3.3.6-3 に示す。モデル上では、正規化骨材体積率が 1.0 に近づくにつれ比抵抗が急増するが、実際は上限値があると考えられる。

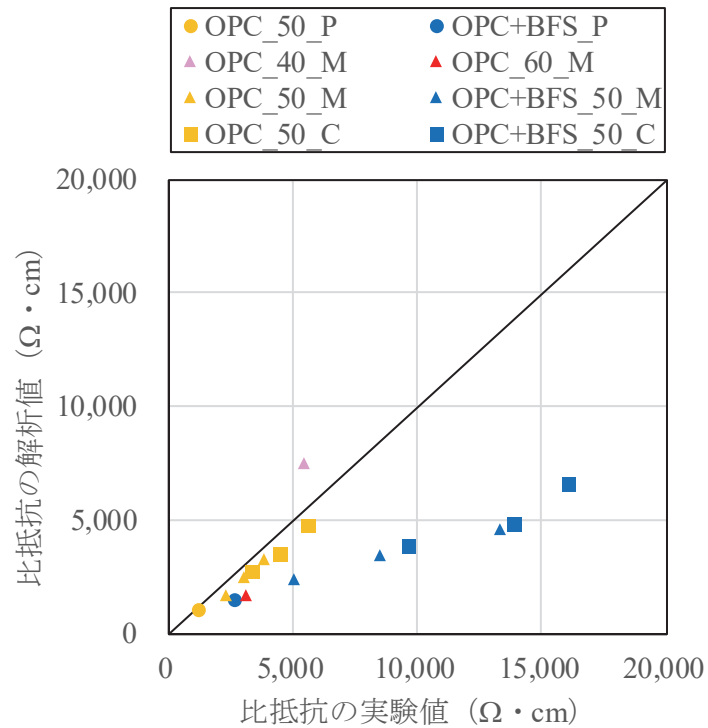


図 3.3.6-1 毛細管空隙とゲル空隙中の液状水量を用いた場合の解析値と実験値の比較

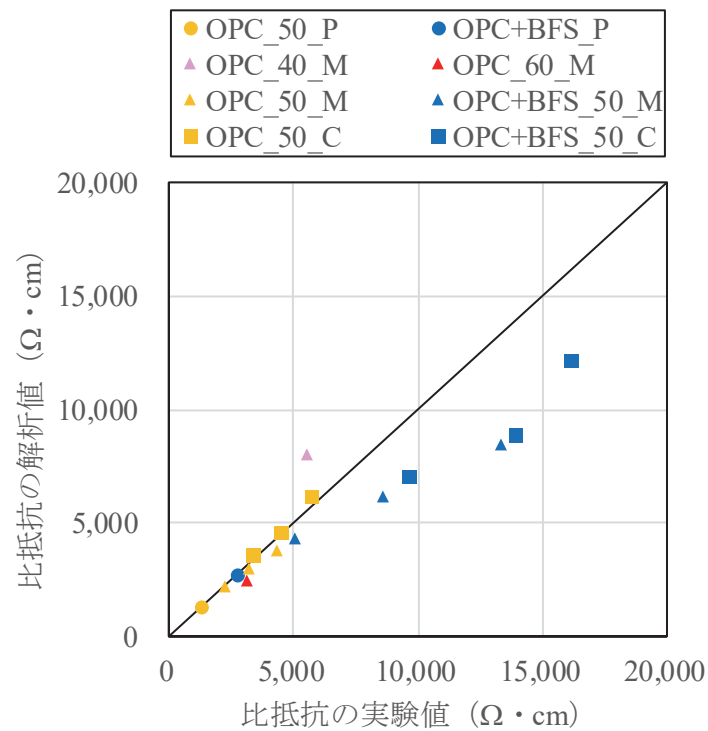


図 3.3.6-2 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量  $W_{ef}$  を用いた場合の解析値と実験値の比較

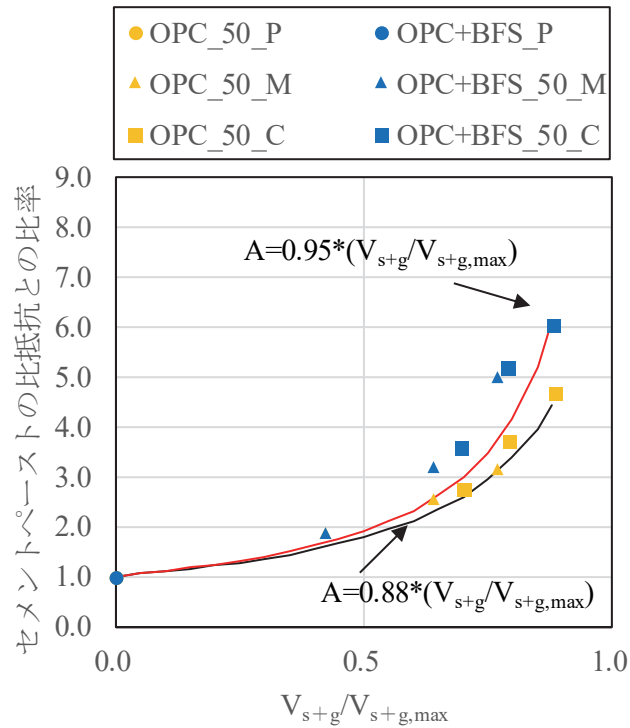


図 3.3.6-3 正規化骨材体積率とセメントペーストの比抵抗との比率

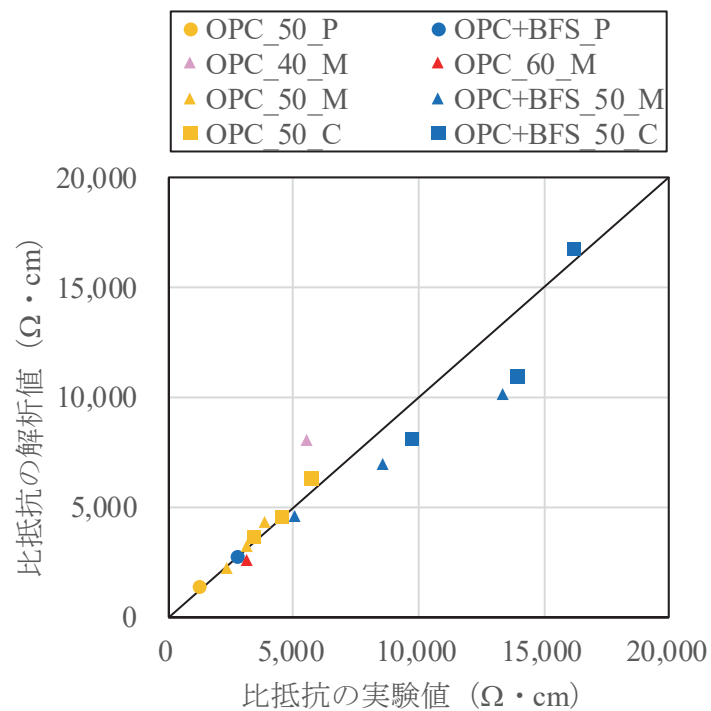


図 3.3.6-4  $W_{ef}$ を用い、スラグのときの骨材の影響パラメータ  $A$  を考慮した場合の解析値と実験値の比較

### 3.4 まとめ

本章では、マクロセル腐食回路形成に影響を及ぼすコンクリートの比抵抗のコンクリートの配合や含水状態の影響を網羅的に考慮した定式化を行った。

配合や環境条件の影響を考慮できるコンクリートの比抵抗のモデル化を考案し、比抵抗測定実験との比較による検証を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 骨材の比抵抗とセメントペーストの比抵抗からなる、直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗のモデルを考案した。
- (2) 骨材体積率の影響を細粗混合骨材の最大混合体積率を用いて正規化することで、直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗のモデルの汎用性を高めた。
- (3) 骨材体積率をパラメータとした比抵抗測定実験から正規化骨材体積率の関数とした骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータを求め、水結合材比 30%から 50%, 骨材体積率 0.2 から 0.58, 材齢 1 日から 91 日までの試験結果で検証した結果、従来の並列回路モデルによるコンクリートの比抵抗に比べて、特に骨材体積率が大きい範囲の予測精度が向上した。
- (4) 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量および毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の電子の移動経路の影響を考慮したセメントペーストの比抵抗モデルを考案した。
- (5) 水結合材比と骨材体積率をパラメータとし、3 通りの曝露方法にて曝露しながらコンクリートとモルタル試験体の比抵抗の測定を行い、直列並列複合回路モデルによりセメントペーストの比抵抗を求めた。OPC を使用した場合のセメントペーストの比抵抗は DuCOM にて算出した毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量の関数により、累乗近似にて近似した結果が得られた。
- (6) 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量は、毛細管空隙とゲル空隙の液状水量から空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量を差し引いたものとした。このとき、電子移動に影響を与えない水量を比表面積にデバイ長を掛け合わせたものとしたが、電子移動に影響を与えない範囲についての検証はしておらず、この点は今後の課題である。
- (7) BFS がセメントペーストに及ぼす影響は、空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量とセメントペーストの屈曲度を考慮することで勘案するモデルとした。OPC のセメントペーストの比抵抗を既知として、スラグ混合率により屈曲度のパラメータを変化させるモデルとした。スラグ混合率により屈曲度が変化するメカニズムは未だ明らかになっていないが、スラグ混合率と Ca/Si 比には線形の関係があり、C-S-H の形態が異なることで屈曲度が変化すると考えられる。
- (8) 構築したセメントペーストの比抵抗モデルは、BFS の混合率が 0~50%までの範囲において、精度良く実験値を推定できた。しかしながら、BFS の混合率が 70%と高混合率のものについては、実験値を下回る結果となった。DuCOM の計算上、BFS の混合率が 70%では毛細管空隙の空隙率が極端に大きくなり、セメントペーストの比抵抗が小さく算出される。
- (9) 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量、および毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の電子の移動経路の影響を考慮したセメントペーストの比抵抗モデルは、BFS を混合した OPC のセメントペーストの比抵抗モデルを精度良く予測することを確認した。
- (10) OPC を使用したコンクリートの比抵抗は、直列並列複合回路モデルとセメントペーストの比抵抗

モデルを用いることで、精度よく予測できた。

- (11) BFS を混合したコンクリートは OPC を使用したコンクリートと骨材が比抵抗に及ぼす影響が異なる。BFS の混合率が 50% のモルタルの比抵抗の測定結果およびそのモルタルのセメントペーストの比抵抗の予測値を用いて、BFS の混合率が 50% のモデル線を再定義したところ、BFS の混合率が 50% のモルタルによって得られた骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータと良い相関が得られた。BFS の混合率を変化させた場合については、骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータを別途定義する必要があることが示唆された。また、モデル上、正規化骨材体積率が 1.0 に近づくにつれ比抵抗が急増するが、実験値は正規化骨材体積率がコンクリートの比抵抗に与える影響は小さくなるため、正規化骨材体積率が 0.8 以上では、骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータを再定義する必要があると考えられ、この点は今後の課題である。

なお、現状では、混和材については FA がセメントペーストに及ぼす影響について、モデル化と検証をするには至っておらず、この点は今後の課題である。

### 第3章の参考文献

- 3-1) 北峯博司, 関博, 金子雄一: コンクリートの含水比と抵抗率に関する実験的研究, 土木学会第45回年次学術講演会, pp.774-775, 1990.
- 3-2) 関博, 宮田克二, 北峯博司, 金子雄一: 比抵抗によるコンクリートの緻密性に関する実験的一考察, 土木学会論文集, No.451, V-17, pp.49-57, 1992.8.
- 3-3) 桂修, 吉野利幸, 田端雅幸, 鎌田英治: 交流2電極法によるコンクリート中の含水率測定についての理論的検証, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.1, pp.735-740, 1994.
- 3-4) 生野周史, 中川元宏, 山本貴士, 服部篤史, 宮川豊章: 各種要因がコンクリートの比抵抗に与える影響に関する実験的研究, 土木学会第59回年次学術講演会, 5-095, pp.187-188, 2003.
- 3-5) 親本俊憲, 横関康祐, 平石剛紀, 宮里心一: モルタルの電気抵抗特性に関する電気化学的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.907-912, 2005.
- 3-6) 高井伸一郎: 導電性・電磁波遮蔽性を有するコンクリート構造物の開発に関する基礎的研究, 鳥取大学博士論文, 2013.
- 3-7) 胡桃澤清文, 名和豊春: 高炉スラグペーストの電気伝導性による塩分浸透性と微細構造評価, セメント・コンクリート論文集, Vol.66, pp.127-134, 2012.
- 3-8) 胡桃澤清文, 名和豊春: モルタルの電気伝導性に及ぼす水セメント比と骨材量の影響, セメント・コンクリート論文集, Vol.68, pp.171-177, 2014.
- 3-9) 胡桃澤清文, 名和豊春: セメント硬化体の電気伝導性に及ぼすフライアッシュの影響, セメント・コンクリート論文集, Vol.70, pp.230-235, 2017.
- 3-10) G.R.Archie: The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics, pp.54-62, 1942.
- 3-11) Byung Hwan Oh, Seung Yup Jang: Prediction of diffusivity of concrete based on simple analytic equations, Cement and Concrete Research 34, pp.463-480, 2004.
- 3-12) McCarter, W. J.: Resistivity testing of piled foundations, A thesis submitted for the degree of doctor of philosophy, 1981.
- 3-13) 鹿島孝之, 河野広隆, 渡辺博志, 田中良樹: コンクリートの電気抵抗による耐久性評価の基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.2, pp.895-900, 1999.
- 3-14) 光本真一, 山崎雄也, 福岡眞澄, 高田龍一: 2端子法を用いたコンクリートの電気計測, 宇部工業高等専門学校研究報告, Vol.49, pp.5-7, 2003.
- 3-15) 川俣孝治, 守屋進, 内藤英晴, 皆川浩: セメント系材料の電気抵抗率測定方法に関する基礎的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1107-1112, 2004.
- 3-16) 守屋進, 川俣孝治, 内藤英晴, 皆川浩: コンクリート構造物補修用セメント系断面修復材の電気抵抗率測定方法, 土木技術資料, 49-7, pp.64-69, 2007.
- 3-17) コンクリート委員会, 基準関連小委員会: 土木学会基準「四電極法による断面修復材の体積抵抗率測定方法(案)(JSCE-K 562-2008)」の制定, 土木学会論文集 E, Vol.64, No.3, pp.427-434, 2008.7.
- 3-18) セメント協会: 流動性研究委員会報告書, pp.279-284, 2003.9.

- 3-19) 高田和法, 小澤一雅: 粒子の相互干渉を考慮した 2 粒度粒子の間隙比算定モデル, ダム工学, No.18, pp.34-42, 1995.6.
- 3-20) Kimmo Karkunen : Electrical resistance tomography imaging of concrete, Publications of the University of Eastern Finland. Dissertations in Forestry and Natural Sciences., no 122, pp.11, 2013.
- 3-21) W. McCarter, M. Forde, and H. Whittington : Resistivity characteristics of concrete, Institution of Civil Engineers Proceedings pt. 2 71, 107-17 ,1981.
- 3-22) R. Polder : Test methods for on site measurement of resistivity of concrete—a RILEM TC-154 technical recommendation, Construction and building materials 15, 125-131, 2001.
- 3-23) H. Whittington, J. McCarter, and M. Forde, “Conduction of electricity through concrete,” Magazine of Concrete Research 33, 48-60,1981.
- 3-24) 関根一郎, 西牧均, 石垣和明, 原敏昭, 斎藤章 : 岩石の比抵抗値とその力学的性質との関係, 土木学会論文集, No.541, III-35, pp.75-86, 1996.
- 3-25) 榎原彩野, 皆川浩, 久田真 : モルタルの電気抵抗率と塩化物イオン拡散係数との関係に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.789-794, 2008.
- 3-26) Wei-Ming Hou, Ping-Kun Chang, Chao-Lung Hwang : A study on anticorrosion effect in high-performance concrete by the pozzolanic reaction of slag, Cement and Concrete Research, 34, pp.625-622, 2004.
- 3-27) 大城良信, 仲本文範, 山田義智, 大城武 : 海洋環境下における石灰灰を利用した RC 構造物の施工報告, コンクリート工学年次論文集, vol.24, No.2, pp.789-794, 2002
- 3-28) 高橋佑弥, Yogarajah Elakneswaran, 林政典, 石田哲也 : 空隙壁面の電氣的性状を考慮した拡散モデルによるモルタルの塩分浸透解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.1, pp.898-903, 2014.
- 3-29) R.A.Patel, Q.T.Phung, S.C.Seetharam, J.Perko, D.Jacques, N.Maes, G.De Schutter, G. Ye, K. Van Breugel, Diffusivity of saturated ordinary Portland cement-based materials A critical review of experimental and analytical modelling approaches, Cement and Concrete Research, 90, pp.52-72, 2016.
- 3-30) Kumagai, T., Shiotari, A., Okuyama, H., Hatta, S., Aruga, T., Hamada, I., Frederiksen, T., Ueba, H. : H-atom relay reactions in real space, Nature Materials Published online 27, 2011.11.
- 3-31) Maekawa, K., Chube, R.P., Kishi, T. : Modelling of concrete performance, E&F SPON, 1999.
- 3-32) 石田哲也 : 微細空隙を有する固体の変形・損傷と物質・エネルギーの生成・移動に関する連成解析システム, 東京大学博士論文, 1999.
- 3-33) 北原文雄, 古澤邦夫, 尾崎正孝, 大島広行 : ゼータ電位—微粒子界面の物理化学, pp.7-18, 1995.
- 3-34) 菊池道生 : 水和物の物理科学的性質に基づくセメント系硬化体における物質移動性状の評価, 新潟大学学位論文, 2014.9.
- 3-35) 宮原茂禎, 岡本礼子, 武田均, 坂井悦郎 : 炭酸ナトリウムを刺激剤としたスラグセメントペーストの C-S-H の組成, セメント・コンクリート論文集, Vol.69, pp.69-75, 2015.



- 3-36) R. Taylor, I.G. Richardson, R.M.D. Brydson : Composition and microstructure of 20-year-old ordinary Portland cement–ground granulated blast-furnace slag blends containing 0 to 100% slag, *Cement and Concrete Research*, 40, pp.971-983, 2010.
- 3-37) J.J. Chen, J. J. Thomas, H. F. W. Taylor, H. M. Jennings : Solubility and structure of calcium silicate hydrate, *Cement and Concrete Research*, 34, pp.1499-1519, 2004.
- 3-38) M. Saleem, M.Shameem, S.E. Hussain, M. Maslehuddin : Effect of moisture, chloride and sulphate contamination of the electrical resistivity of Portland cement concrete, *Construction and Building Materials*, Vol.10, No.3, pp.209-214, 1996.
- 3-39) Maruyama, I., Sasano, H. : Strain and crack distribution in concrete during drying, *materials and structures*, Vol.47, pp.517-532, 2014.
- 3-40) 伊藤充希, 篠野宏, 丸山一平 : 温度・湿度変化による乾燥を受けたコンクリートの割裂引張強度に関する検討, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.36, No.1, pp.382-387, 2014.
- 3-41) 山本佳城, 衣笠秀行, 古賀一八, 梶田佳寛 : コンクリートの含水状態が鉄筋腐食に及ぼす影響に関する基礎的実験, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.23, No.2, pp.535-540, 2001.
- 3-42) 親本俊憲, 横関康祐, 平石剛紀, 宮里心一 : モルタルの電気抵抗特性に関する電気化学的検討, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.27, No.1, pp.907-912, 2005.
- 3-43) 皆川浩, 久田真, 榎原彩野, 齊藤佑貴, 市川聖芳, 井上浩男 : コンクリートの電気抵抗率と塩化物イオンの見掛けの拡散係数との関係に関する基礎的研究, *土木学会論文集 E*, Vol.66, No.1, pp.119-131, 2010.3.

## 第4章 構造・鋼材腐食連成解析手法の構築

### 4.1 はじめに

本章では、荷重や腐食ひび割れによる塩化物イオンの拡散の変化、また鋼材の腐食膨張によるコンクリートのひび割れが鋼材の腐食速度に与える影響を考慮する目的で、荷重作用に関する3次元非線形構造解析モデルとRC部材中の塩化物イオン拡散とそれによる鋼材腐食をモデル化した3次元鋼材腐食解析モデル、そして、各解析モデル中の材料挙動に相互の解析結果を反映させる相互作用モデルを組合せた構造・鋼材腐食連成解析手法を構築した。

本手法の解析フローを図 4.1-1 に示す。構造解析では、荷重作用に応じてコンクリートと鉄筋に応力、ひずみが発生する。構造解析で得られたひび割れたコンクリートのひずみに応じてこの時間ステップにおけるコンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数を変化させる。鋼材腐食解析では、塩化物イオン濃度の浸透作用をモデル化し実時間に対応した塩化物イオン濃度を求める。次に、鋼材位置における塩化物イオン濃度を用いて、ミクロセル腐食電流密度および一對となる2要素間のマクロセル腐食電流密度を計算する。そして、RC部材中の鋼材腐食のモデルにより複数要素間の腐食電流密度を算定することで鋼材の腐食電流密度を計算する。最後に、ファラデーの法則により、時間増分に応じた腐食量を算定する。そして、次の時間ステップで鋼材腐食解析で得られた腐食量による鉄筋周りに腐食膨張を作用させる構造解析を静的に行う。その際、任意の時間ステップにおける荷重を加えることも可能である。

本章では、構造解析モデルおよび各解析間の相互作用である、ひび割れによる腐食因子の拡散とコンクリート中の鋼材の腐食膨張について論じる。マクロセル腐食を模擬した塩水による乾湿繰返し実験に本解析手法を適用し、本解析手法の妥当性を検証する。

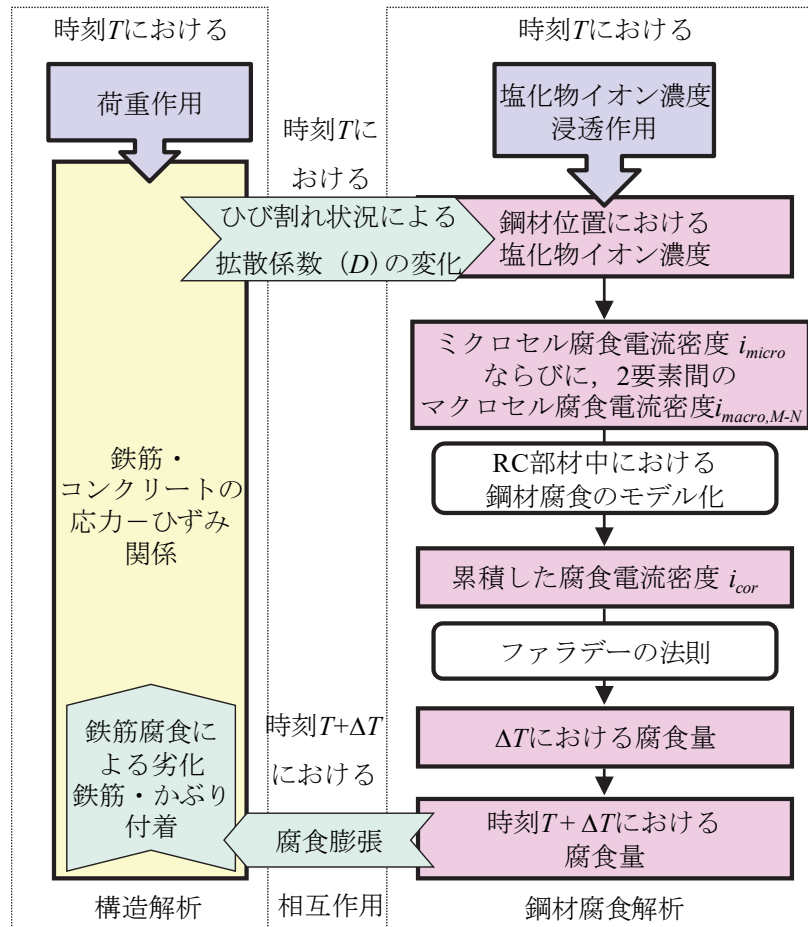


図 4.1-1 構造・鋼材腐食連成解析のフロー

## 4.2 構造解析モデル

構造解析では、コンクリートをソリッド要素、鉄筋をトラス要素で表し、鉄筋断面に相当する部分は鉄筋と周辺コンクリートとの相互作用を表すインターフェース要素とした。鉄筋とコンクリート間の有限要素モデルおよびインターフェース要素に適用する剛性マトリックスを図 4.2-1に示す。トラス要素は鉄筋軸方向の剛性を持ち、インターフェース要素は鉄筋軸方向には剛性を持たず、鉄筋軸を法線とする面内においては鉄筋の剛性を持たせた。鉄筋軸に沿ったせん断方向に関しての剛性を変化させることで、鉄筋周面での局所的な付着すべりの劣化進展の表現を可能とした。ただし、本論文においては鉄筋の剛性を持たせることで鉄筋と周辺コンクリートはほぼ剛結とした。

ひび割れたコンクリートの挙動については、固定ひび割れモデル<sup>4.1)</sup>を用い、コンクリートの圧縮、引張に関する応力ひずみ関係は、コンクリート標準示方書<sup>4.2)</sup>に準じた(図 4.2-2, 図 4.2-3)。この内、引張側のモデルに関しては指数形式で表わされるコンクリートの引張軟化式において、引張軟化特性を表す係数 $C$ を2.0とし無筋相当と考えた。無筋コンクリートの引張側の応力ひずみ関係は引張破壊エネルギーに基づき設定するのが厳密かつ適切である<sup>4.3)</sup>が、本論文では簡易に無筋コンクリートの挙動をモデル化することとした。この点において、ひび割れの進展とそれが塩化物イオン拡散および鋼材腐食の進展に影響していくプロセスをより詳細に表現可能なモデル化とその検証については今後の課題としたい。

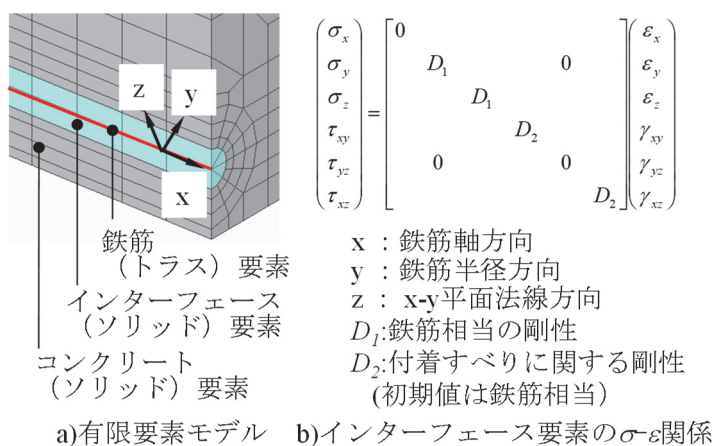


図 4.2-1 鉄筋とコンクリート間のモデル化

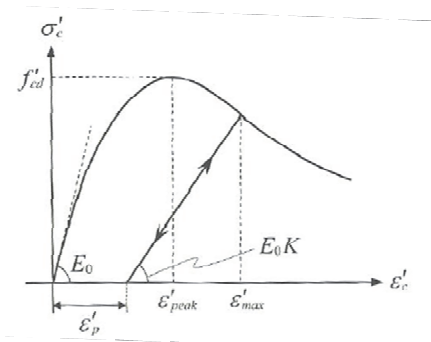


図 4.2-2 コンクリートの圧縮領域の履歴モデル<sup>4-2)</sup>

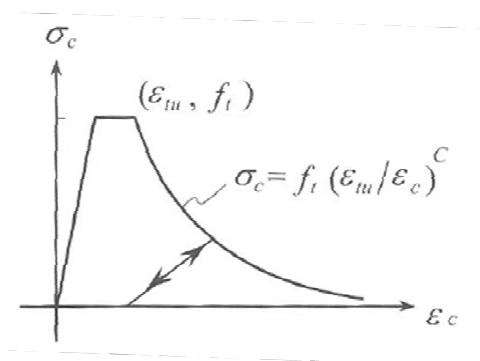


図 4.2-3 コンクリートの引張領域での平均応力—平均ひずみ関係<sup>4-2)</sup>

### 4.3 ひび割れによる腐食因子の拡散モデル

コンクリートのひび割れはコンクリートの塩化物イオンに対する拡散に大きな影響を与える<sup>4-3), 4-4), 4-5)</sup>。既往研究<sup>4-3)</sup>ではひび割れ幅とひび割れ部における拡散係数の関係が各種算定されているが、比較的大きなばらつきを持つものといえる (図 4.3-1)<sup>4-6)</sup>。有限要素法に基づく本解析手法においては、ひび割れた要素の拡散係数を設定する必要がある。そこで、ひび割れ部の拡散係数とひび割れのない部分の拡散係数より見掛けの拡散係数を求める Djerbi らによる方法<sup>4-4)</sup>を基本とし、本研究では要素内に 1

本のひび割れが発生するものと仮定し、ひび割れ幅 $\omega$ を有限要素内のひび割れ直角方向引張ひずみ $\varepsilon$ と有限要素の代表長さ $\lambda$ とを掛けあわせたものとし、要素内の拡散係数とひずみの関係を式(4-1)のようにモデル化した(図4.3-2)。

$$\alpha_d = \frac{D_{cr} = \alpha_d \times D_0}{(l - \omega) + \omega \cdot d_{cr}(\omega)} \cong 1 + \frac{\omega}{l} \cdot d_{cr}(\omega) \quad (4-1)$$

$$\cong 1 + \varepsilon \cdot d_{cr}(\omega) \cong 1 + \varepsilon \cdot d_{cr}(\varepsilon \cdot l)$$

ここに、

$D_{cr}$ : ひび割れた有限要素の拡散係数,  $D_0$ : ひび割れのない場合の拡散係数,  $\alpha_d$ : ひび割れによる拡散係数の増加係数,  $d_{cr}$ : ひび割れ部における拡散係数の $D_0$ に対する増加倍数( $\omega$ の関数),  $\omega$ : ひび割れ幅( $=\varepsilon \cdot \lambda$ ),  $\varepsilon$ : 有限要素内のひび割れ直角方向引張ひずみ( $>0$ ),  $\lambda$ : 有限要素の代表長さ( $=\sqrt[3]{V}$ ),  $V$ : 有限要素の体積)

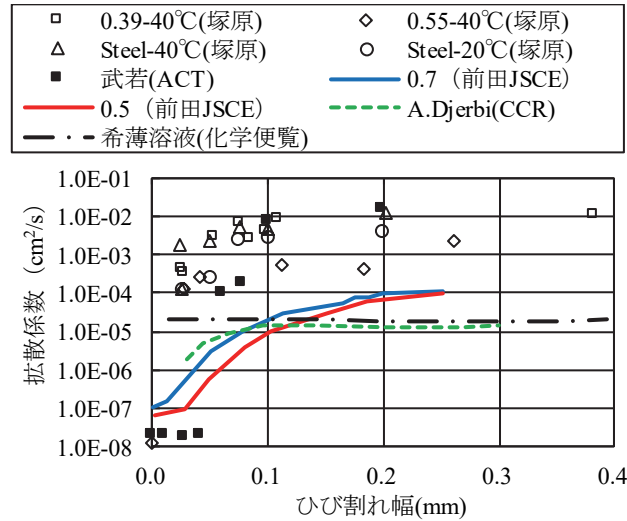


図 4.3-1 ひび割れ幅とひび割れ部における拡散係数との関係<sup>4-5)</sup>

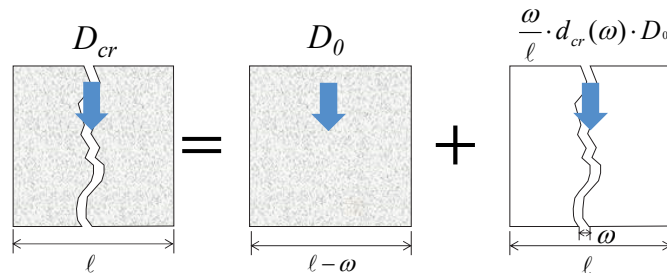


図 4.3-2 1本のひび割れが生じた有限要素の拡散係数<sup>4-4)</sup>

ひび割れたコンクリートにおいては拡散係数の異方性が生じるものと考えられる。一般に、3次元状態における拡散流速ベクトル $\{q\}$ は、一般化フーリエ則により濃度勾配ベクトル $\{\nabla C\}$ と式(4-2)で関係づけられる。

$$\{q\}=[D]\{\nabla C\} \quad (4-2)$$

ここに、 $[D]$ ：拡散係数マトリックス

ここで、ひび割れた有限要素においては、ひび割れ面に関する局所座標系  $x$ - $y$ - $z$ （図 4.3-3）に関して拡散係数の直交異方性が成り立つとすると、 $[D]$ は式(4-3)で表される。等方性材料の場合には  $D_x=D_y=D_z$  であり、 $[D]$ は座標系によらず一定である。これより、有限要素法における拡散に関する全体剛性マトリックスに組み込みためには、局所座標系での拡散係数マトリックスを全体座標系  $X$ - $Y$ - $Z$ （図 4.3-3）に座標変換（式(4-4)）して用いればよい。

$$[D]_{xyz} = \begin{bmatrix} D_x & 0 & 0 \\ 0 & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_z \end{bmatrix} \quad (4-3)$$

$$[D]_{XYZ}=[T][D]_{xyz}[T]^T \quad (4-4)$$

ここに、 $[T]$ ：座標変換マトリックス

ひび割れたコンクリートに対する拡散係数の異方性については不明確な点も多いと考えられるが、本研究では、ひび割れ直角方向（ $x$ ）にはひび割れ開口（ $w$ ）により要素内拡散係数は変化しないものとし、ひび割れ平行方向（ $y$ ,  $z$ ）については式(4-1)に従い拡散係数が増大していくものとモデル化した。実際の解析に用いる  $d_{cr}$  に関する関係式については、武若らによる実験に基づくひび割れ部の拡散係数－ひび割れ幅関係式を式(4-1)に適用した（図 4.3-4）。式（4-1）に基づくひび割れた有限要素の拡散係数（ $D_{cr}$ ）－引張ひずみ（ $\varepsilon$ ）関係の一例を図 4.3-5 に示す。

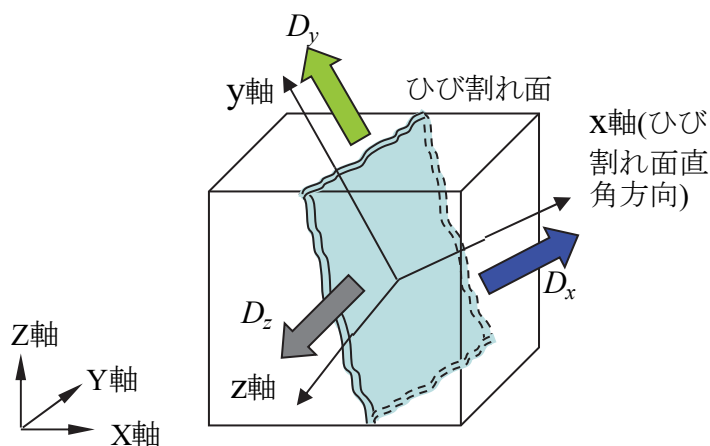


図 4.3-3 ひび割れと拡散係数の異方性

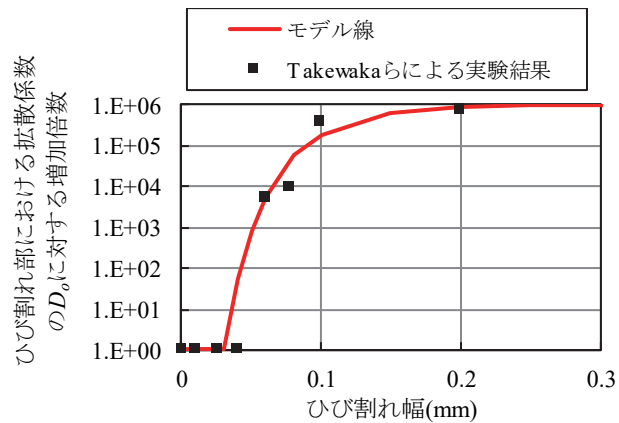


図 4.3-4 ひび割れ部における拡散係数の  $D_0$  に対する増加倍数

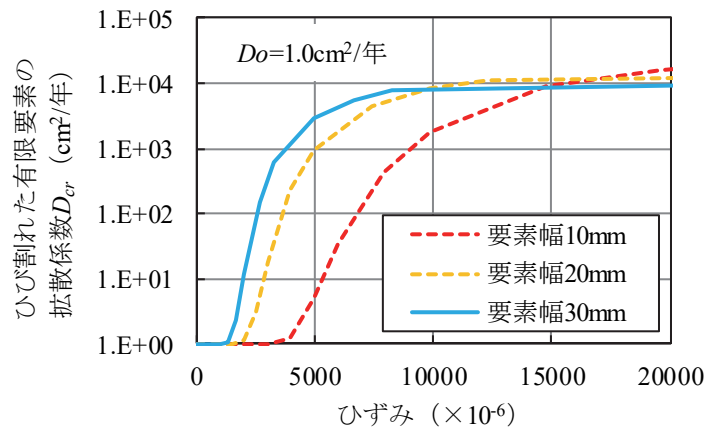


図 4.3-5  $D_{cr}$ —引張ひずみ関係の一例

#### 4.4 コンクリート中の鋼材の腐食膨張モデル

##### 4.4.1 見かけの腐食膨張率の特徴

腐食生成物の密度と原子量を用いて腐食生成物の膨張率を算出すると、膨張率は 2.0～4.0 程度となる (表 4.4.1-1) <sup>4-7)</sup>、<sup>4-8)</sup>。高谷らは、各種環境におけるひび割れ発生時の体積膨張 (倍) 率の推定をしている (表 4.4.1-2) <sup>4-9)</sup>。一方、有限要素法にて、コンクリート中の鋼材の腐食膨張をシミュレートしたとき、腐食生成物の膨張率を 2.0 に設定すると、腐食ひび割れ時の腐食量が実際より小さく算定されるという課題があった <sup>4-10)</sup>。実際の腐食生成物は、液相、固相と形態を変化させる (図 4.4.1-2, 図 4.4.1-3) <sup>4-7)</sup>。腐食開始には、液相としてコンクリートの空隙に充填するため、腐食膨張圧がコンクリートに作用しないと考えられる <sup>4-10)</sup>。よって、腐食促進方法により腐食生成物の種類や量が異なる <sup>4-9)</sup>が、これが腐食によるひび割れ幅と腐食量の関係に与える影響は小さい <sup>4-11)</sup>とし、RC 部材中の腐食膨張を簡易にモデル化することを念頭においた。

そこで、RC 部材中における腐食生成物の鉄筋半径方向の増加率を腐食生成物の膨張率  $\alpha$  と設定し、腐食生成物を含む鋼材を一つの要素 (インターフェース要素) とした腐食膨張のモデル化を行った。

表 4.4.1-1 鉄の腐食生成物の種類とその性質<sup>4-7), 4-8)</sup>

化合物	式量	色調	密度	体積膨張率*	鉄錆の成分%
Fe	55.8		7.87	—	—
Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub>	231.4	黒	5.2	2.1	10~85
α-FeOOH	88.8	褐〜黄	3.4~4.3	3.8~2.9	15~80
β-FeOOH	88.8	淡褐〜白	3.0	4.2	<30
γ-FeOOH	88.8	オレンジ	4.1	4.2	<30

\*例えば Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub> の体積膨張率は以下のように式量と密度から算出される。

Fe, 1mol の体積 :  $55.8(\text{g})/7.87(\text{g}/\text{cm}^3)=7.09(\text{cm}^3)$  → 3mol の体積 :  $7.09 \times 3=21.27\text{cm}^3$

Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub>, 1mol の体積 :  $231.4(\text{g})/5.2(\text{g}/\text{cm}^3)=44.5(\text{cm}^3)$

∴ 体積膨張率 :  $44.5/21.27=2.09 \div 2.1$

表 4.4.1-2 各種環境におけるひび割れ発生時の体積膨張（倍）率の推定値<sup>4-9)</sup>

		体積膨張 倍率	電食	実構造物	
				乾燥 (乾湿)	湿潤
Goethite	α -FeOOH	2.9	○	○	○
Akaganeite	β -FeOOH	3.5			
Lepidocrocite	γ -FeOOH	3.1			
Magnetite	Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub>	2.1	○	○	○
塩化酸化鉄(III) カルシウム	CaFeO <sub>2</sub> Cl	6.9	○		△
体積膨張(括弧内は平均値)			2.1~6.9 (4.0)	2.1~2.9 (2.5)	2.1~

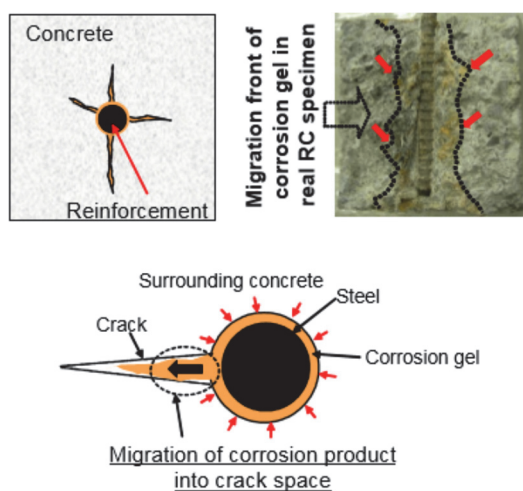
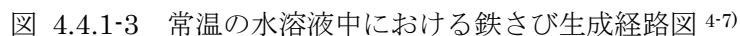


図 4.4.1-1 ひび割れへの腐食生成物（液相）の充てんの影響<sup>4-10)</sup>





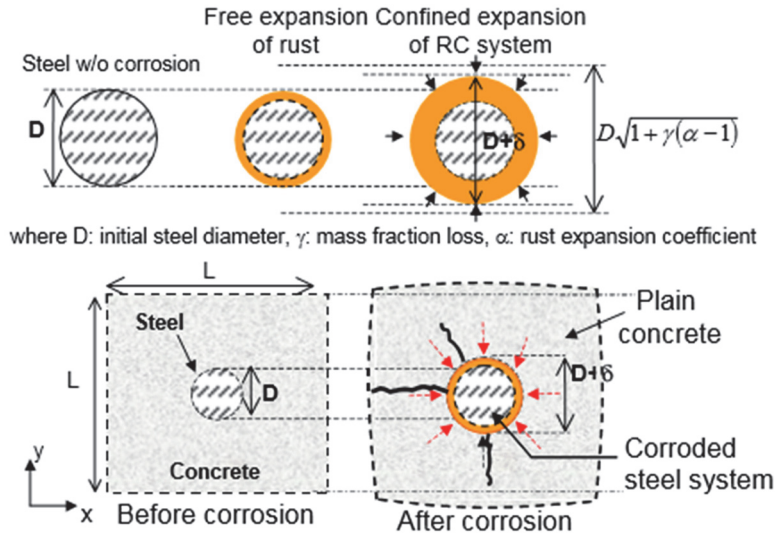
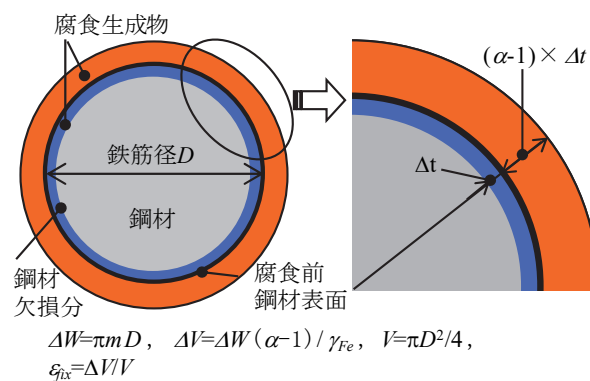


図 4.4.1-4 複合剛性モデル 4-10)

#### 4.4.2 見かけの腐食膨張率のモデル化

図 4.4.2-1 に示すように、拘束下の腐食による腐食生成物の鉄筋半径方向の増加率を腐食生成物の膨張率 $\alpha$ とすると、拘束下の腐食膨張による鋼材断面全体での膨張ひずみ $\varepsilon_{rx}$ は拘束下の腐食による単位長さあたりの体積増加量 $\Delta V$ を腐食前の鋼材の単位長さあたりの体積  $V$ で割った値であり、これを前述のインターフェース要素に初期ひずみとして与える。インターフェース要素の剛性は鉄筋と同じであり、ひび割れ前のコンクリートに比べて 1 オーダー大きく、ひび割れ以降はそれ以上となることから、解析においてインターフェース要素に生じる膨張量は与えられた初期ひずみ量とほぼ同等である。厳密には鉄筋断面積と周辺コンクリートの厚さ・剛性（強度）により差が生じるが、ひび割れ発生前からひび割れ発生以降の腐食進展を連続的かつ簡易にモデル化する目的でこの方法を採用した。



$\Delta W$ : 拘束下の腐食による単位長さ当たりの腐食量増分 (mg/cm),  
 $m$ : 腐食量 (mg/cm<sup>2</sup>),  $D$ : 鉄筋径 (cm),  $\Delta t$ : 鋼材欠損厚さ,  
 $\Delta V$ : 拘束下の腐食による単位長さ当たりの体積増加量 (cm<sup>3</sup>/cm),  
 $\alpha$ : 腐食生成物の膨張率,  $\gamma_{Fe}$ : 鉄の単位体積重量 (7870mg/cm<sup>3</sup>),  
 $V$ : 腐食前の鋼材の単位長さあたりの体積 (cm<sup>3</sup>/cm),  
 $\varepsilon_{rx}$ : 拘束下の腐食膨張による鋼材断面全体での膨張ひずみ

図 4.4.2-1 腐食膨張のモデル化

### 4.4.3 見かけの腐食膨張率の実験検証

腐食生成物の見かけの腐食膨張は、自由膨張と拘束下では異なるとされており<sup>4-12)</sup>、RC 構造物中の鉄筋の腐食膨張によるコンクリートの応力状態の変化を知ることが劣化予測に重要である。実験ではこの応力は計測できないため、FEM 解析により RC 中の鉄筋の腐食膨張によるコンクリートの応力状態を確認した。

解析モデルを図 4.4.3-1 示す。コンクリート圧縮強度  $40\text{N/mm}^2$ 、鉄筋径  $D$  を  $16\text{mm}$ 、かぶり  $C$  を  $25$ 、 $40$ 、 $60\text{mm}$  とした 3 ケースの解析を実施した。半径方向のみに内径膨張  $\Delta u$  を強制変位として与えて鉄筋の腐食膨張を模擬した。要素は平面応力要素を用い、材料特性は圧縮側を弾性体 ( $E_c=31,000\text{N/mm}^2$ ) とし、引張側には  $f_t=2.7\text{N/mm}^2$  としてコンクリート標準示方書 [設計編]<sup>4-2)</sup>で示されている無筋コンクリートの引張軟化曲線を与えた。解析は汎用有限要素解析プログラム ABAQUS を用いた。

内径膨張  $\Delta u$ ・拘束圧の関係を 図 4.4.3-2 を示す。拘束圧は半径方向の反力の合計を周長で割った値とした。鉄筋周りに生じる初期ひび割れはかぶりの影響を大きく受けず、その後、かぶりが多いほど表面にひび割れが到達する時の拘束圧は大きくなる。ひび割れはその後も進行するが、わずかに拘束圧は上昇し、ひび割れが表面に到達すると低下する。この過程で表面ひび割れが目視で確認できるほどに開口していくものと考えられる。

解析より、腐食生成物の膨張によりコンクリートの周方向には引張応力が発生し、半径方向には圧縮応力が発生することが示された。最大拘束圧はかぶりが  $25$ 、 $40$ 、 $60\text{mm}$  のときに、それぞれ  $4$ 、 $6$ 、 $8\text{N/mm}^2$  程度となる。

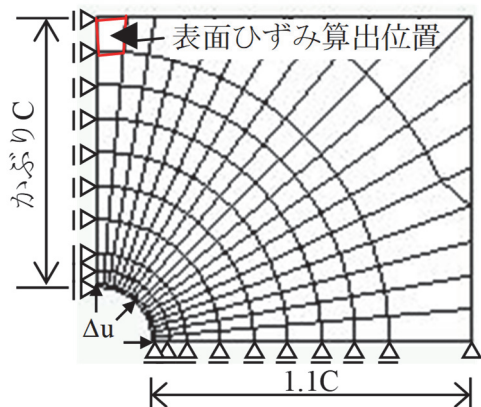


図 4.4.3-1 2次元 FEM 解析モデル

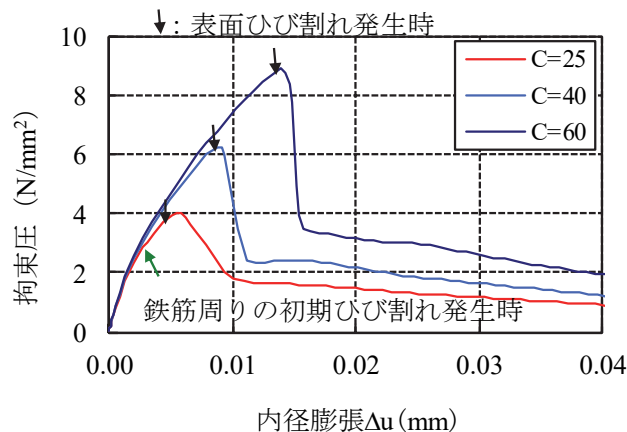


図 4.4.3-2 内径膨張と拘束圧の関係

腐食生成物の膨張率は劣化予測の上で重要な物性値となる。そこで、解析に基づき RC 構造物中の鉄筋が受ける応力状態を再現し、腐食生成物の膨張率を測定するために電食による実験を実施した<sup>4-13)</sup>。

試験体の概要を図 4.4.3-4 に、試験体写真を図 4.4.3-7 に示す。直方体に切り出した鋼材 (SS400) の研磨した  $40\times 40\text{mm}$  の 2 面に対し、モルタル ( $W/C=60\%$ 、 $S/C=2.5$ 、初期塩分  $2.0\text{kg/m}^3$ ) を直接打設し (図 4.4.3-5)、 $182\times 40\times 40\text{mm}$  の試験体を製作した。試験体は、鋼板で直接挟み、丸鋼 ( $\phi 20$ ) 4 本により拘束した。試験体寸法と丸鋼の径は拘束の剛性を想定している状態になるべく近づけるよう設定した。腐食生成物の外部への流出を防ぐため、鋼材を挟んだ  $102\text{mm}$  の区間はアクリルゴム系表面被

覆材によりコーティングし（図 4.4.3-6）、対極は銅板とした。腐食膨張により生じる拘束圧は丸鋼のひずみから算出し、腐食膨張を含む試験体の変形は、側面 4 面に設置した変位計により計測した（図 4.4.3-7）。

試験体は材齢 30 日以上水中に設置し、湿潤膨張によるひずみが収束した後、通電を開始した。電流は通常は 10mA とし、拘束を緩めるタイミングを図るため、一部の期間を 1～5mA とした。試験体は 3 体あり、拘束圧が 4, 6, 8N/mm<sup>2</sup> になった時点でそれぞれ拘束圧を緩めた。解析上は考慮できないひび割れの進展とひび割れ内への腐食生成物の充てんの繰返し作用を想定し、その後、10N/mm<sup>2</sup> 以上になった後に拘束圧を 4 回緩めた。試験体名を表 4.4.3-1 に示す。

試験体解体後、鋼材を JCI-SC1「コンクリート中の鋼材の腐食評価方法」に準拠するように、10% クエン酸二アンモニウム溶液（液温 60℃）に 7.5 時間浸漬して、腐食生成物を除去し実験前後の鋼材の質量差を測定した。解体後の腐食量は、これを腐食面積 3200mm<sup>2</sup>（40×40mm の 2 面）で割った値とした。解体前の腐食量は、積算電流量と腐食量が比例関係にあるとし、腐食量を算定する時点までの積算電流量を解体後の腐食量に乘じ、解体時点までの積算電流量で除した値とした。膨張率 $\alpha$ は腐食生成物の膨張幅 $\alpha\Delta t$ と鋼材の減少幅 $\Delta t$ との比とした。鋼材の片面一面に対する減少幅 $\Delta t$ は腐食量 $m$ と密度 $\rho$ （7870mg/cm<sup>3</sup>）との比とした。膨張率 $\alpha$ を式(4-5)に示す。

$$\alpha\Delta t = \frac{L_{measure} + 2\Delta t + \Delta l_{stress}}{2} \quad (4-5)$$

ここに、

$\alpha\Delta t$ ：膨張幅（mm）

$L_{measure}$ ：計測変位（mm）

$\Delta t$ ：鋼材の減少幅（mm）

$\Delta l_{stress}$ ：丸鋼のひずみから算出される計測区間におけるモルタルと鋼材の拘束応力による縮み量（mm）

膨張率 $\alpha$ と腐食量 $m$ の関係を図 4.4.3-8 に、膨張率-腐食量 $m$ の関係を図 4.4.3-9 に、膨張率 $\alpha$ -拘束圧の関係を図 4.4.3-10 に、内径膨張 $\Delta u$ -拘束圧の関係を図 4.4.3-11 に示す。実験での内径膨張は $\Delta u = (\alpha - 1)\Delta t$ とした。

図 4.4.3-3 より、膨張率がほぼ線形に増加していることから、本電食実験による腐食速度はほぼ一定であることが分かる。図 4.4.3-9 より、膨張率 $\alpha$ は腐食量が 0～30mg/cm<sup>2</sup>の時、多くのノイズを含んでいる。これは、減少幅 $\Delta t$ は 0～0.04mm と小さく、膨張幅 $\alpha\Delta t$ の計測精度が十分でないことが考えられ、また、試験体を研磨した鋼材とモルタルを用いることで鋼材とモルタル間の界面の空隙を抑えているが、腐食量が小さい時には、この影響を受けていることも考えられる。図 4.4.3-9 に示す膨張率は、腐食量 0～30mg/cm<sup>2</sup>ではノイズの影響を無視すると膨張率が 1.0～2.5 の範囲にあり、腐食量が 70mg/cm<sup>2</sup>以降になると膨張率は 3.0～4.0 の範囲に収束する傾向にある。

図 4.4.3-10 より、拘束圧を変化させる過程で膨張率に大きな変化は見られなかった。図 4.4.3-11 より、実験の初期剛性は解析の値に比べ低い結果となったが、実験の初期剛性は試験体寸法と丸鋼の径に依存する値であり、実験可能な試験体形状で、解析の初期剛性に近づけたものである。電食実験後の鋼材の腐食面における腐食生成物の状況を図 4.4.3-12 に示す。腐食生成物は黒色と褐色のものが混在し

ている。同様の環境下に置かれた腐食生成物を粉末 X 線回折で分析したところ、褐色のゲーサイトと黒色のマグネタイトが主な生成物であった。自然環境下での腐食生成物は電食による腐食生成物とは異なると考えられることから、これについては検討の余地がある。

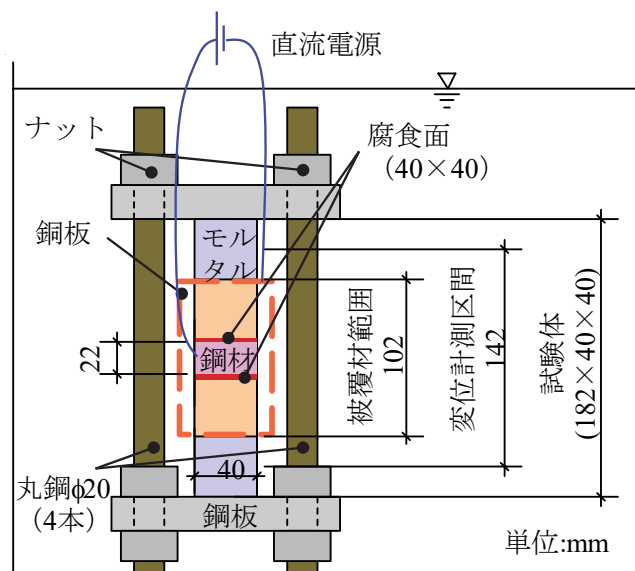


図 4.4.3-4 試験体概要 4-13)

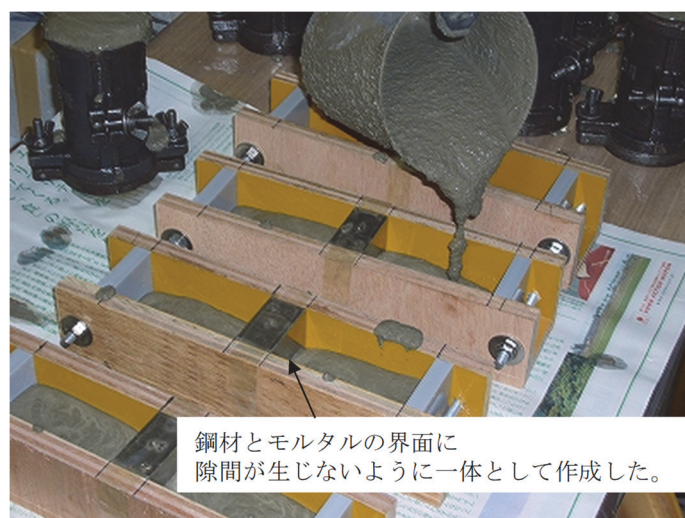
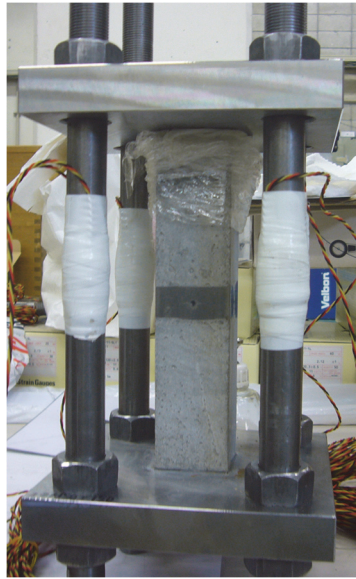


図 4.4.3-5 試験体打設状況





a) コーティング前



b) コーティング後

図 4.4.3-6 試験体作成状況

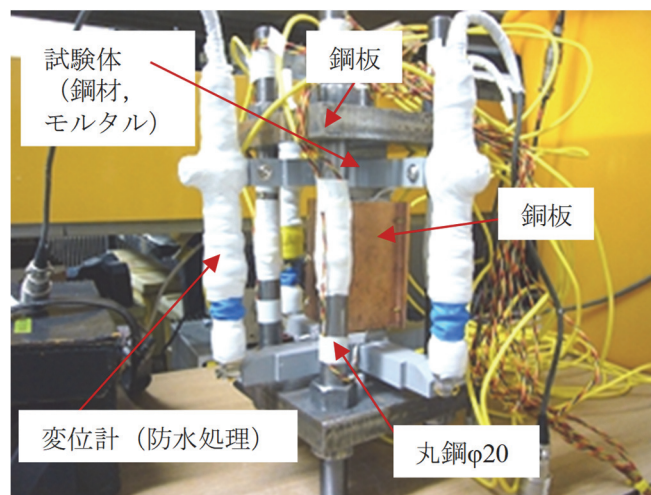


図 4.4.3-7 試験体写真

表 4.4.3-1 試験体名

試験体名	拘束を緩めた時の拘束圧 (N/mm <sup>2</sup> )
C25	4
C40	6
C60	8

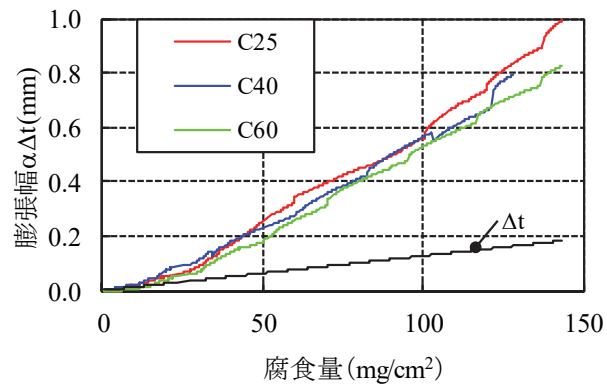


図 4.4.3-8 膨張幅・腐食量の関係

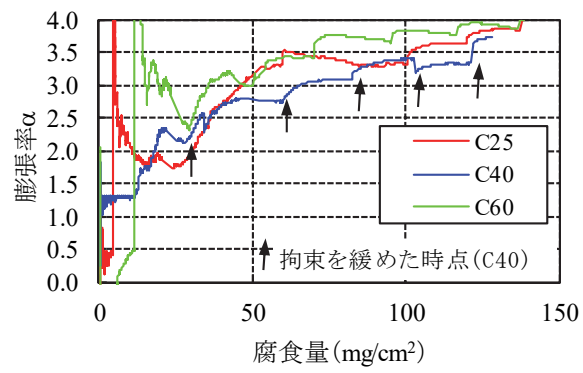


図 4.4.3-9 膨張率・腐食量の関係

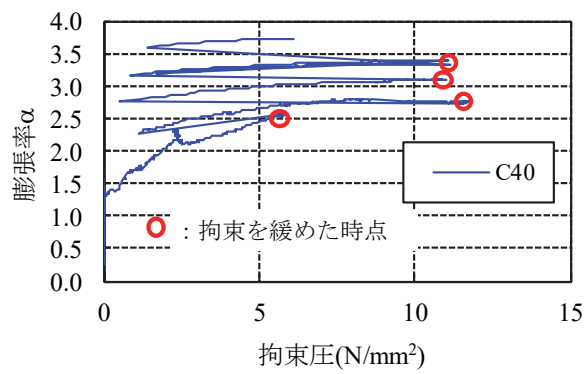


図 4.4.3-10 膨張率・拘束圧の関係

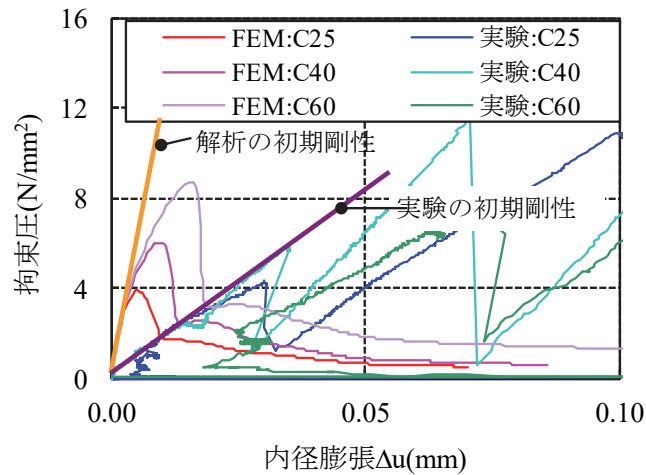


図 4.4.3-11 内径膨張・拘束圧の関係

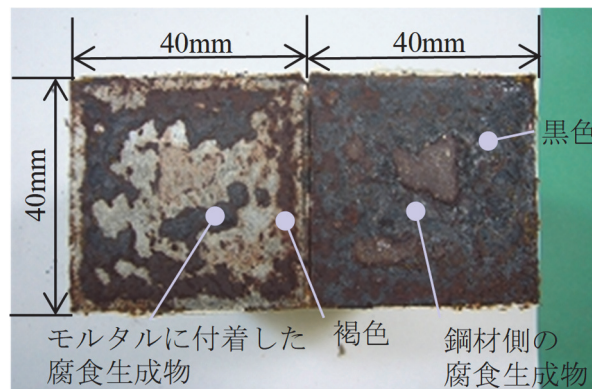


図 4.4.3-12 腐食生成物の状況

#### 4.4.4 腐食ひび割れ発生限界腐食量の検証

腐食ひび割れ発生限界腐食量を測定する実験は数多くなされている<sup>4-3)</sup>。腐食促進方法は電食によるもの<sup>例えば、4-14)、4-15)、4-16)</sup>と塩水による乾湿繰返しのもの<sup>例えば、4-17)、4-18)、4-19)</sup>があり、前者はコンクリート表面のひずみ計測値から、後者は目視観察からひび割れ判定をしている。一般に、塩水による乾湿繰返し実験の腐食ひび割れ発生限界腐食量は電食試験に比べ、比較的大きな腐食量となる傾向がある。これは、腐食促進方法により腐食生成物の種類が異なってくることが考えられている<sup>4-9)</sup>が、これ以外にも、腐食量の測定方法やひび割れ判定基準の影響も大きいと考えられる<sup>4-3)、4-13)</sup>。例えば、塩水による乾湿繰返し実験において、ひび割れ判定基準を目視によるひび割れ観察時とした場合のひび割れ発生限界腐食量は、目視 0.1mm 程度での判定とした実験結果と比較してかなり小さい。

これらの要因により、測定された腐食ひび割れ発生限界腐食量には比較的大きなばらつきがあることを鑑み、本研究における比較対象の実験は、腐食ひび割れ判定基準をコンクリート表面のひずみとし、腐食ひび割れ時期を比較的精度よく推定していると考えられる文献<sup>4-14)、4-15)、4-16)</sup>の電食実験とした。文献<sup>4-15)</sup>ではひび割れ判定基準を  $600 \times 10^{-6}$  以下、文献<sup>4-16)</sup>では  $400 \times 10^{-6}$  以下の急変部としており、文献<sup>4-14)、4-15)、4-16)</sup>の腐食ひび割れ発生時のひずみはおおよそ  $100 \sim 200 \times 10^{-6}$  程度となっている。



本解析手法では、鋼材の腐食膨張のモデル化に腐食生成物の膨張率 $\alpha$ を用いている。腐食ひび割れ発生限界腐食量の算出には、この膨張率 $\alpha$ を適切に設定することが重要となる。そこで、解析パラメータを腐食生成物の膨張率 $\alpha$  ( $\alpha=1.10, 1.25, 1.50, 2.00$ ) およびかぶり  $C$  (20, 40, 60, 100mm) として腐食ひび割れ発生限界腐食量の検証を行った。鉄筋径 ( $D$ ) は 16mm, 解析対象のコンクリートの圧縮強度は 30N/mm<sup>2</sup> とし、引張強度はコンクリート標準示方書による圧縮強度に対応する値とした<sup>42)</sup>。

解析モデルの一例を図 4.4.4-1 に示す。表面ひび割れ発生限界腐食量は、かぶり反対方向コンクリート領域の大きさの影響をほとんど受けない<sup>420)</sup>ことから、解析モデルは、幅  $2C+D$ , 高さ  $2C+D$  のコンクリート断面中心に鉄筋を配置する 3D モデルとした。これは、比較対象実験<sup>413)</sup>の鉄筋径 16mm, かぶり 42mm のケースと同じである。要素寸法は鉄筋かぶり部付近では幅 10~20mm 程度とし、厚さ方向は 20mm とした。境界条件は、片面に対して  $Z$  方向に全て拘束し、平面応力状態とした。別途、平面ひずみとした解析も実施したが表面ひび割れ発生限界腐食量はほとんど変わらない結果であった。比較対象の実験の厚さ方向は 200mm 程度であり、軸方向の拘束はしていない。また、モデルの回転防止のため、鉄筋中心の節点を  $X$  方向と  $Y$  方向に、鉄筋位置直下のコンクリート表面の節点を  $X$  方向に拘束した。解析は、腐食電流密度を一定として算定される腐食量を漸次与えていくことにより実施した。

解析結果の一例として、腐食量-表面部の引張ひずみ関係を図 4.4.4-2 に、コンクリートの最大引張主ひずみコンターを図 4.4.4-3 に示す。表面部のひずみは最初にひび割れが表面に到達した要素におけるモデルの辺 ( $X$  あるいは  $Y$ ) 方向のひずみであり、解析におけるコンクリートが引張強度に達するひずみ  $79 \times 10^{-6}$  をこえた以降に急増している。既往実験においても同様のひずみの急増が見られている。この状態はひび割れが表面にまで貫通した状態であり、解析においてこれ以降ひずみはひび割れ部に集中している。解析におけるひび割れ判定基準は、コンクリート表面のひずみが急増する時点として  $100 \times 10^{-6}$  になった時とした。

$CD$ -ひび割れ発生限界腐食量の関係を比較対象の実験結果と合わせて図 4.4.4-4 に示す。既往研究から、ひび割れ発生限界腐食量はかぶりよりも  $CD$  との相関があることが示されているが、本解析においても同様の傾向が表現できている。また、本解析においては腐食生成物の膨張率が 1.10~1.50 のとき、実験での腐食ひび割れ発生限界腐食量を概ね再現できている。実験より求められるひび割れ発生限界腐食量は様々な要因により比較的大きなばらつきが生じるものであることから、膨張率を一義的に定めることは困難であるが、本論文の腐食膨張モデルにおける腐食生成物の膨張率は 1.10~1.50 の範囲が妥当と考えられる。

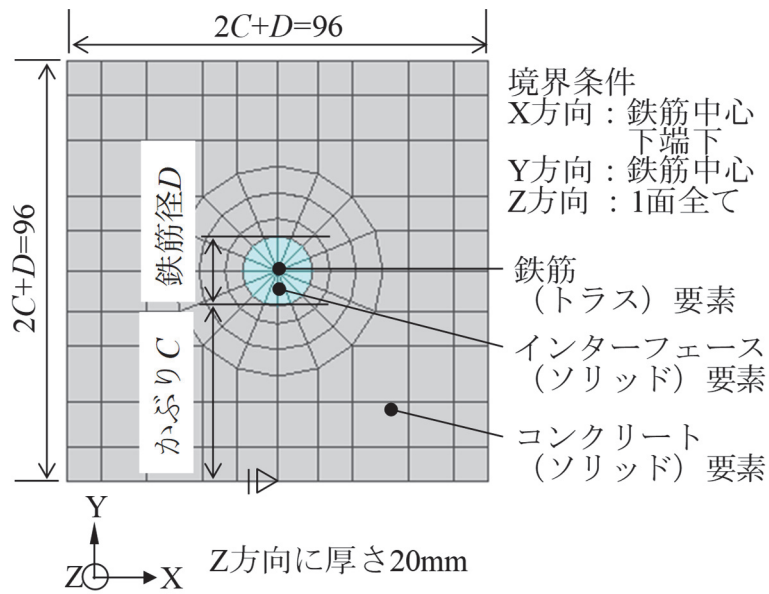


図 4.4.4-1 FEM 解析モデルの例 ( $D=16\text{mm}$ ,  $C=40\text{mm}$ )

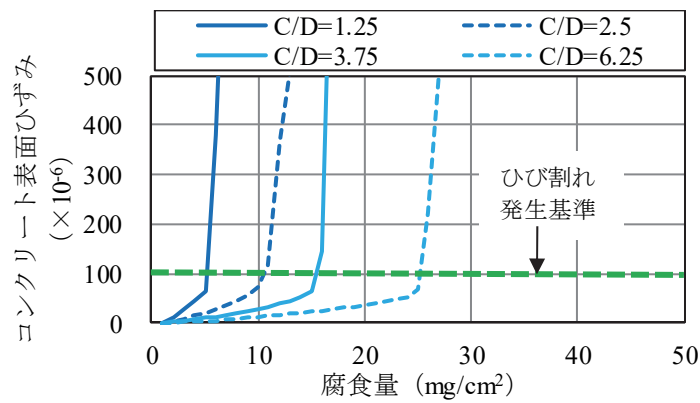


図 4.4.4-2 腐食量－表面ひずみ関係 ( $D=16$ ,  $\alpha=1.25$ )

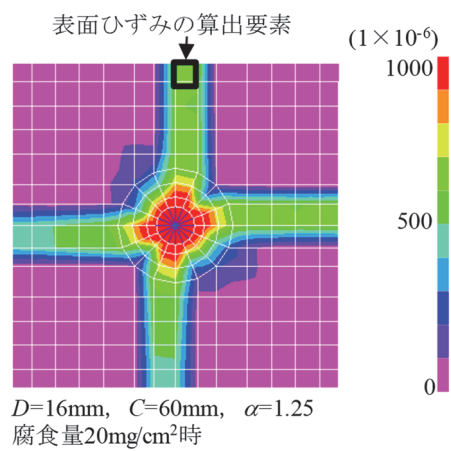


図 4.4.4-3 最大引張主ひずみ分布

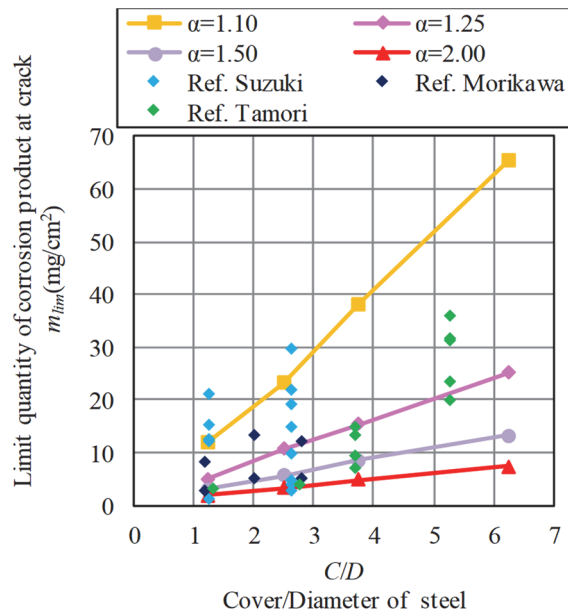


図 4.4.4-4  $C/D$ —ひび割れ発生限界腐食量関係

#### 4.5 構造・鋼材腐食連成解析手法の検証

マクロセル回路形成による鋼材の腐食現象を再現した塩水による乾湿繰返し既往実験（試験体1）<sup>4-21)</sup>と、同条件で同時に実験を開始し解体時期の異なる追加実験（試験体2）を対象に、本解析手法を適用した。検証実験は、2.3.2に示した実験と同様であり、解析モデルも2.3.2で示したモデルを用いた（図4.5-4）。

ここで、コンクリートの比抵抗について、2章での鋼材腐食解析の検証時には、解析元の論文を参考に、 $1,800 (\Omega \cdot \text{cm})$ としたが、3章で構築したコンクリートの比抵抗モデルを用い、DuCOMにて、乾湿繰返し実験<sup>4-21)</sup>をシミュレートした。解析モデルを図4.5-1に示す。試験体中央部を切り出し曝露面を両端としたモデルとした。曝露面の環境条件は、材齢28日まで $20^\circ\text{C}$ 、99.9%RHの環境とし、その後、3日間を $20^\circ\text{C}$ 、99.9%RH、4日間 $20^\circ\text{C}$ 、65.0%RHの乾湿繰返しとした。

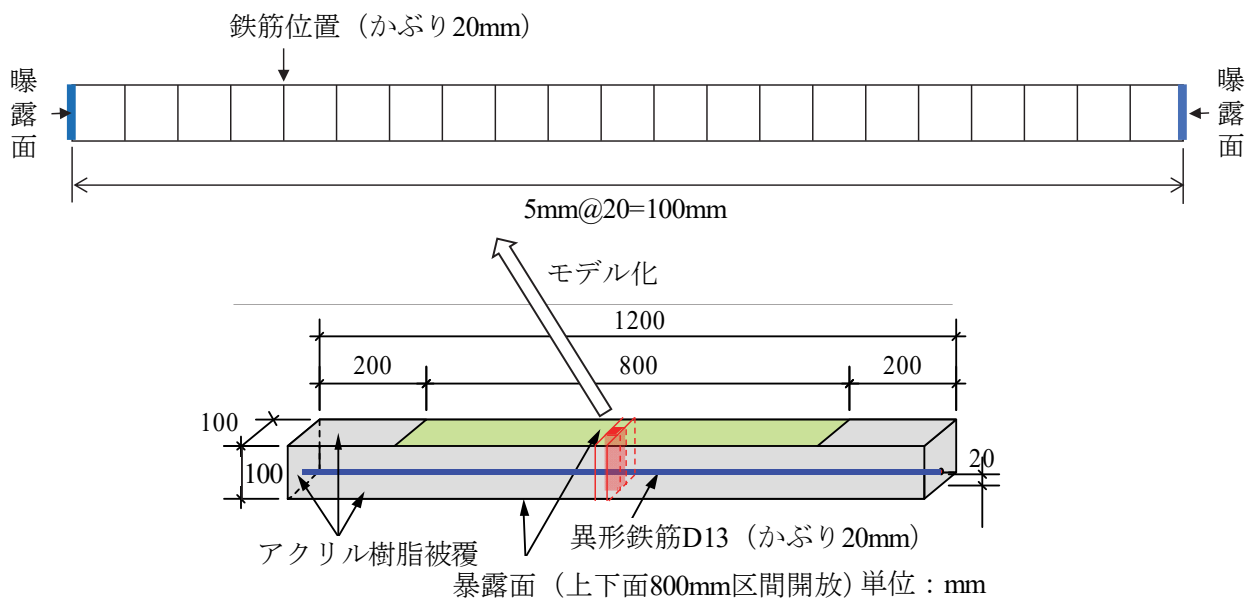


図 4.5-1 比抵抗の解析モデル

鉄筋位置相当である暴露面から20mm位置におけるコンクリートの比抵抗の経時変化を図 4.5-2に示す。水中養生している材齢28日までは、コンクリートの比抵抗は $5000\Omega \cdot \text{cm}$ とほぼ一定値となっているが、乾湿繰返しの過程で乾燥時は比抵抗が大きくなり、湿潤時には比抵抗が小さくなるのを繰返しなが増加傾向にある。空隙の飽和度とRHの関係を図 4.5-3に示す。DuCOMにおいて、インクボトル効果に着目して含水状態履歴モデルを用いている。全空隙の飽和度は0.6程度となるが、ゲル空隙と層間空隙の飽和度はほぼ1.0のため、毛細管空隙の飽和度は乾湿繰返しの過程で1.0から0.3程度まで減少してゆく。毛細管空隙の飽和度がセメントペーストの比抵抗に及ぼす影響が大きいため、乾湿繰返し過程において、コンクリートの比抵抗が漸増する要因となっている。

この結果から、本節におけるコンクリートの比抵抗を $20,000\Omega \cdot \text{cm}$ とした。

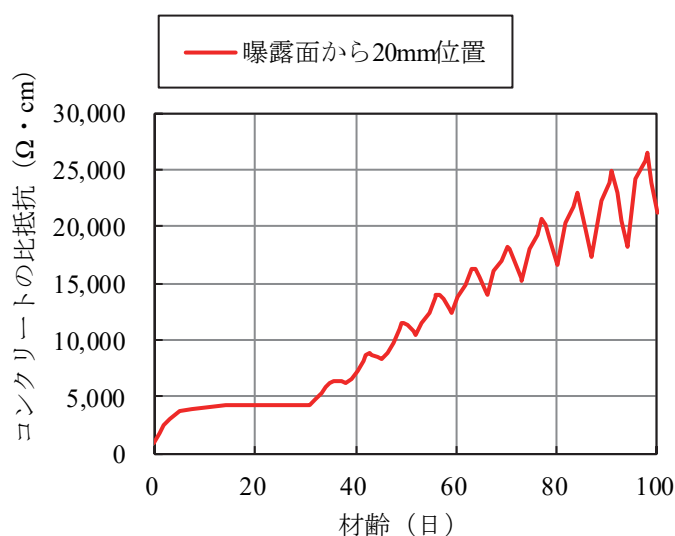


図 4.5-2 コンクリートの比抵抗の経時変化

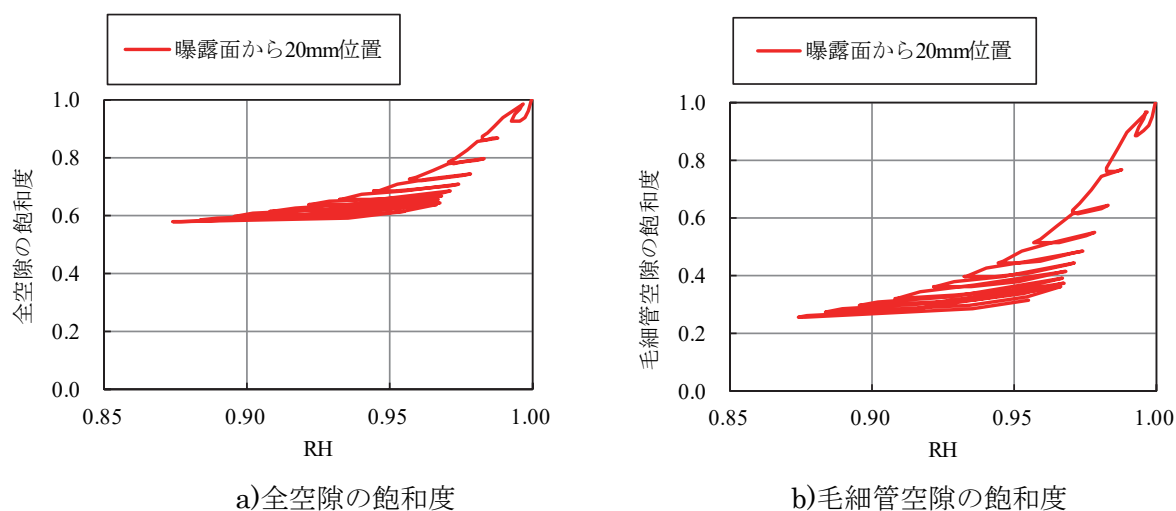


図 4.5-3 空隙の飽和度とRHの関係

解析ケースを表 4.5-1に示す。解析パラメータは、構造解析との連成の有無，コンクリートの比抵抗，腐食生成物の膨張率 $\alpha$ およびコンクリートのpHとした。拡散係数の初期値 $D_0$ とひび割れた有限要素の拡散係数 $D_{cr}$ については，2章にて検討結果を再掲する。

表 4.5-1 解析ケース

ケース名	拡散係数Dの初期値 ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )	コンクリートの 比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	構造解析との連成	膨張率 $\alpha$	pH
単独_D1.0_1800_12 (比較用再掲)	一様 (1.0)	1,800	なし (鋼材腐食解析のみ)	-	12
単独_D0.4-2.6_1800_12 (比較用再掲)	ばらつきあり (一般部：0.4, アノード想定部： 2.6)				12
単独_D0.4-2.6_20000_12					12
連成_D0.4-2.6_20000_1.5_12		1.5	12		
連成_D0.4-2.6_20000_2.0_12		2.0	12		
連成_D0.4-2.6_20000_1.5_11.8a		1.5	一般部：12.0, アノード想定部： 11.8		

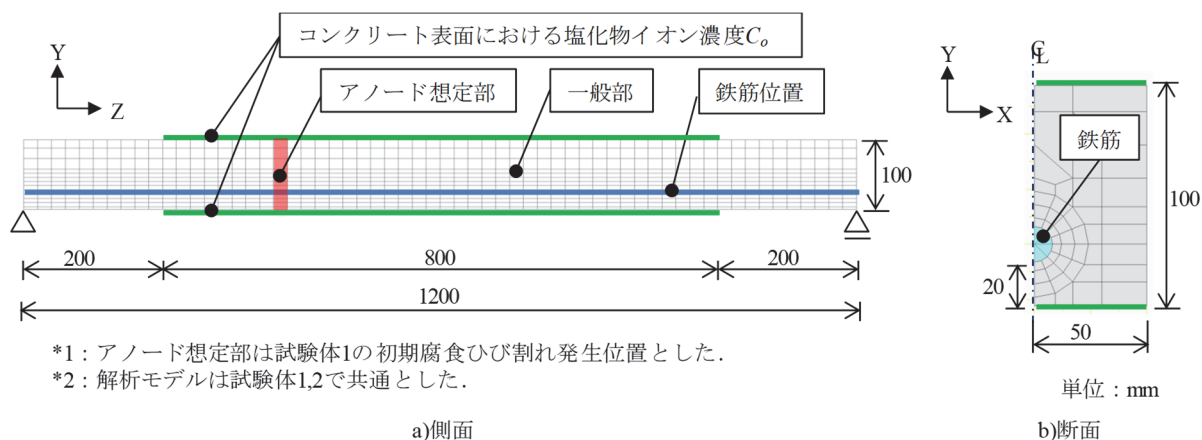
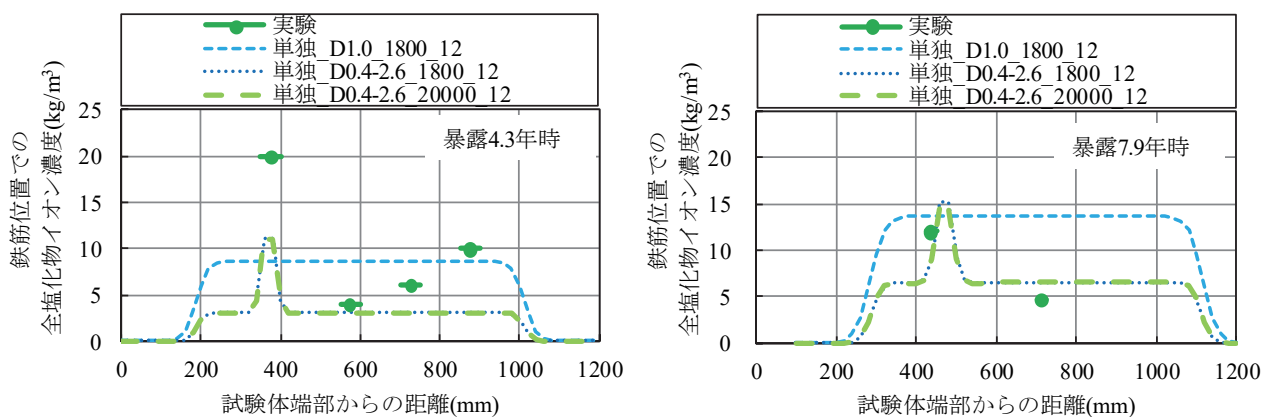
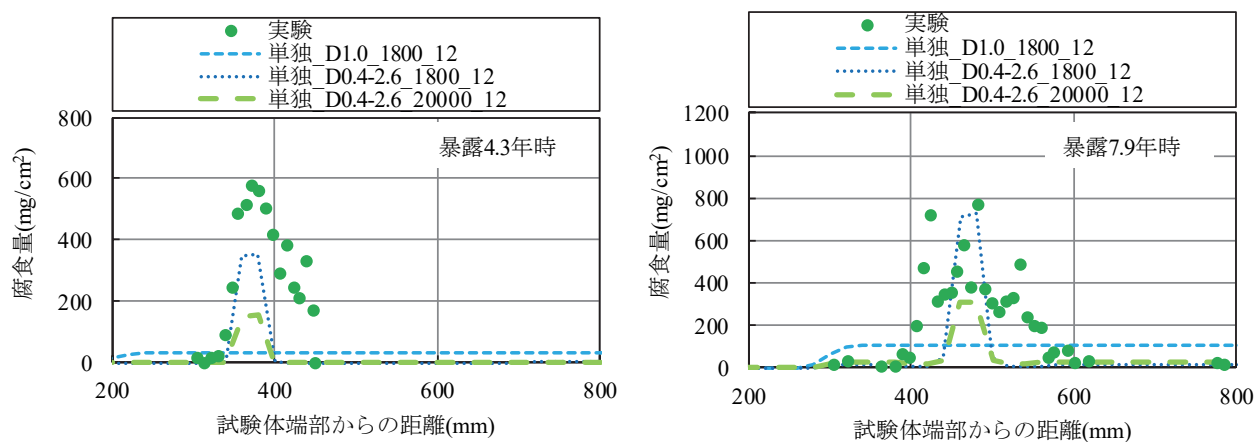


図 4.5-4 解析モデル（再掲）

コンクリートの比抵抗が鉄筋の腐食に及ぼす影響を確認するため、2 章に掲載した拡散係数の初期値  $D_0$  を変化させたケースに対し、コンクリートの比抵抗を  $1800 \Omega \cdot \text{cm}$  から  $20000 \Omega \cdot \text{cm}$  に変更したケースを加え、腐食量を比較した（図 4.5-5）。連成していない単独解析のため、拡散係数の初期値が同じとき鉄筋位置の全塩化物イオン濃度は等しい。しかし、コンクリートの比抵抗の値が大きくなると、マクロセル腐食回路形成の範囲が狭まり、アノード想定部の腐食量が半減した。



a)鉄筋位置での全塩化物イオン濃度分布（左：暴露 4.3 年時，右：暴露 7.9 年時）

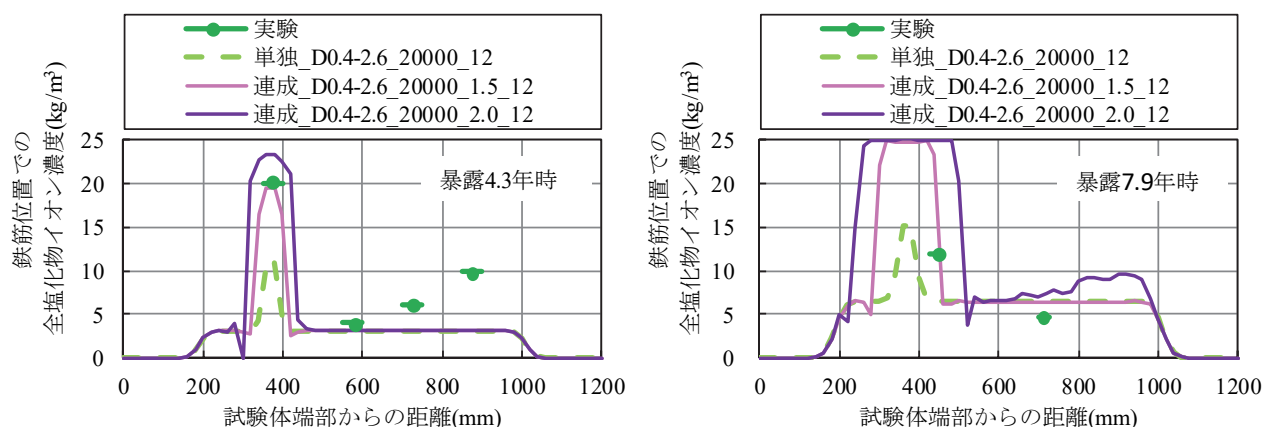


b)鉄筋の腐食量分布（左：暴露 4.3 年時，右：暴露 7.9 年時）

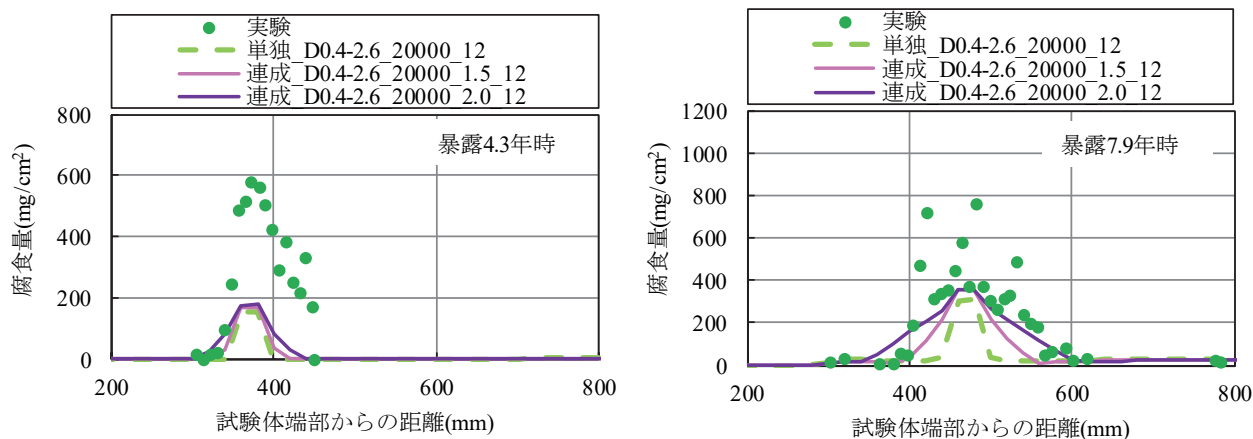
図 4.5-5 コンクリートの比抵抗の影響の比較（単独解析のみ）

次に、鋼材腐食解析単独解析と構造解析との連成解析との比較を行った（図 4.5-6）。ここで、連成解析は腐食生成物の膨張率をパラメータとし、1.5 と 2.0 として解析を行った。連成解析を行うことで、腐食ひび割れによりひび割れた有限要素の拡散係数が増大し、アノード想定部の鉄筋位置での全塩化物イオン濃度が大きくなっていることがわかる。腐食量分布も腐食生成物の膨張量が大きくなるにつれ、アノード想定部を起因として腐食範囲が広がっている様子がシミュレートできている。

腐食生成物の膨張率が 1.5 のとき、鉄筋位置の全塩化物イオン濃度は曝露 4.3 年時、曝露 7.9 年時のアノード想定部とそれ以外の部分においておおよそ合っている。しかしながら、腐食量分布については、実際の腐食量に比べて、曝露 4.3 年時には 1/3 程度となっている。曝露 7.9 年時にも最大腐食量と比べると 1/2 程度と少ない。



a)鉄筋位置での全塩化物イオン濃度分布（左：曝露 4.3 年時，右：曝露 7.9 年時）



b)鉄筋の腐食量分布（左：曝露 4.3 年時，右：曝露 7.9 年時）

図 4.5-6 腐食生成物の膨張率の影響の比較

一般にコンクリート中の鋼材は、コンクリート中のアルカリ成分によって不動態化し腐食しない。しかし、塩化物イオンの侵入によって不動態が破壊されて局部的に腐食し、マクロセルを形成しながら腐食が進行する。この腐食部はアノードと呼ばれ、強アルカリのコンクリートであっても酸性になることが報告されている（図 4.5-8）<sup>4-23), 4-24), 4-25)</sup>。

そこで、アノード想定部の pH をあらかじめ、12 から 11.8 として連成解析を行った（図 4.5-8）。実験値およびアノード想定部の pH も一般部と同じ 12 としたケースと比較した。コンクリートの pH は、式 (2-12) で示す内部カソード反応の平衡電位と、式 (2-13) で示す孔食電位を変化させる。その結果、pH が小さくなると腐食速度が速くなりアノード想定部の腐食量が実験値相当になった。

以上の検討により、連成解析を行うことにより実験で見られる腐食領域の広がりを変現することができることが示された。

実際のコンクリートの pH は、腐食反応が起きてから徐々に小さくなるものと考えられるが、今回の検証ではアノード想定部の pH は腐食反応の前後で変化させていない。また、鉄筋表面の pH が酸性になるのは断面欠損が 50%程度とかなり腐食が進行している時点といえる。そこで、今回は、アノード想定部の pH をアルカリ性の範囲で小さくするのみに留めた。詳細な検討については、今後の課題とする。

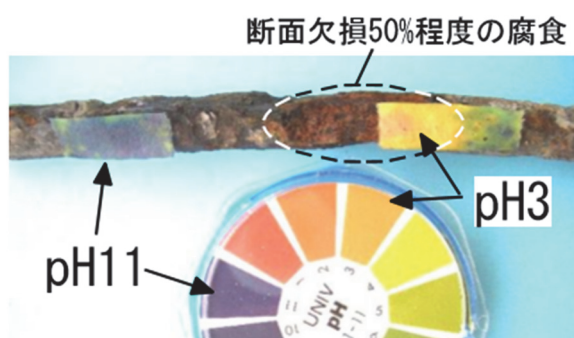
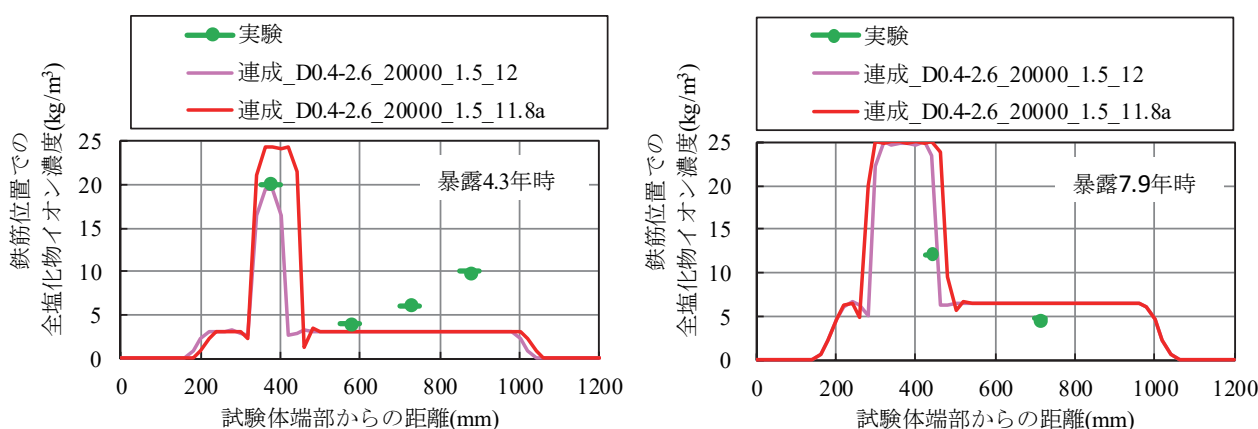
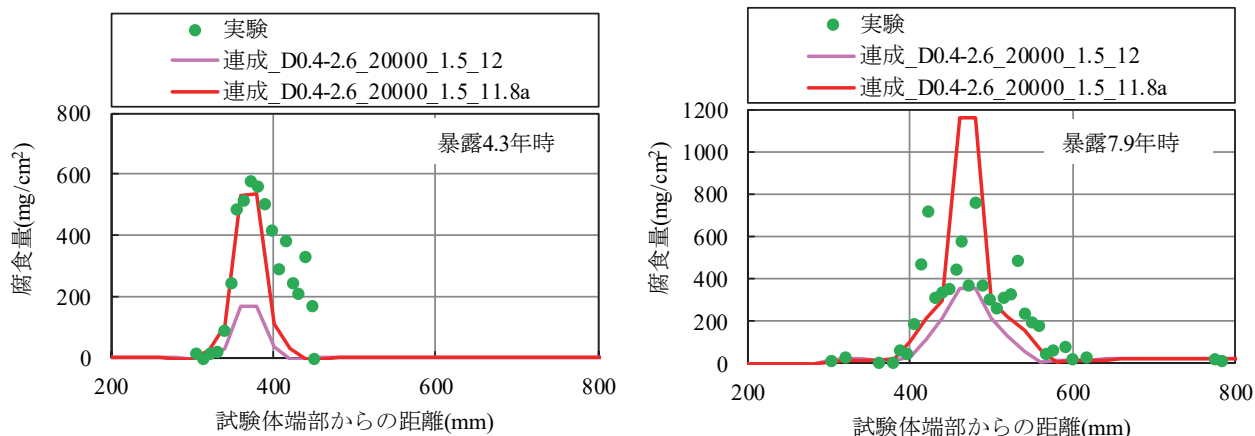


図 4.5-7 腐食した鉄筋表面の pH 例 <sup>4-23)</sup>



a)鉄筋位置での全塩化物イオン濃度分布（左：曝露 4.3 年時，右：曝露 7.9 年時）



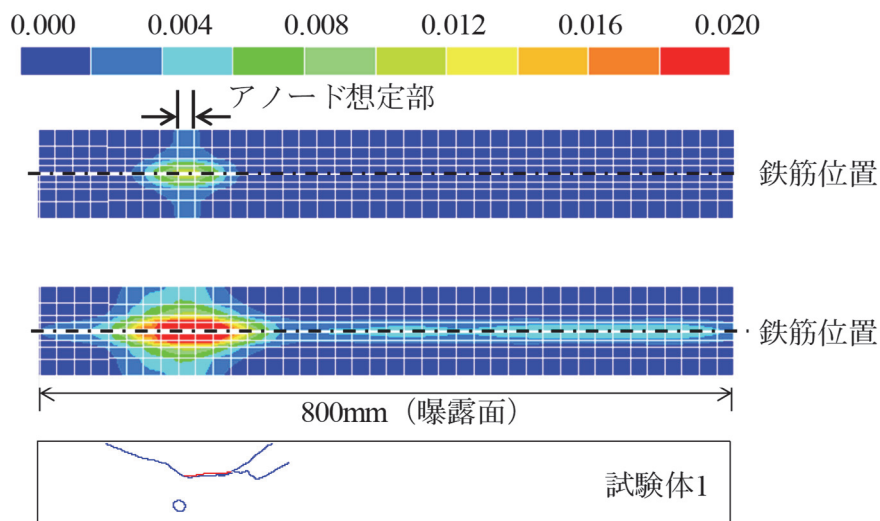


b)鉄筋の腐食量分布（左：曝露 4.3 年時，右：曝露 7.9 年時）

図 4.5-8 アノード想定部の pH の影響の比較

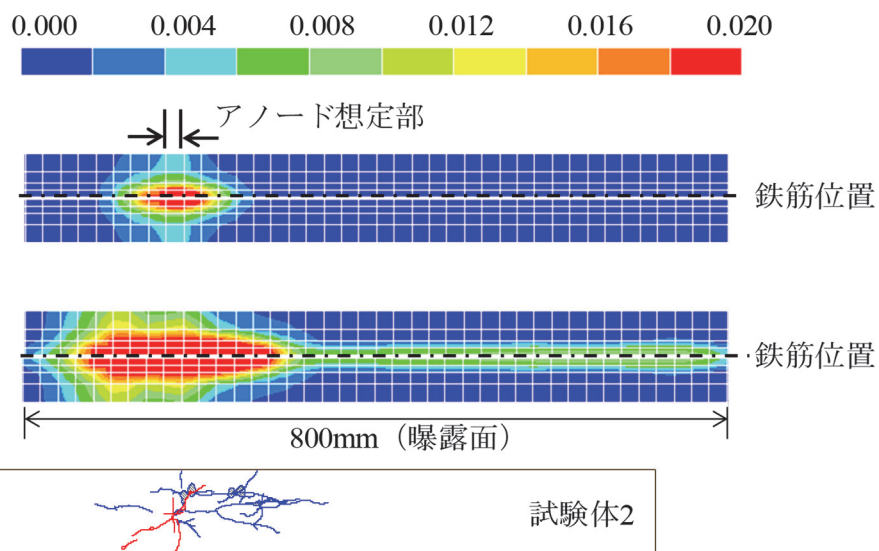
解体時における最大引張ひずみのコンターを図 4.5-9 に示す。図中には初期ひび割れ位置をアノード想定部と合わせた試験体 1, 2 の同時期でのひび割れ状況を示した。曝露 4.3 年後の A-A 断面の最大主引張ひずみの分布を図 4.5-10 に示す。

鉄筋かぶり 20mm 側の底面でのひずみ状況は、膨張率が大きいほど、また、曝露年数が長いほど引張ひずみが  $20000 \times 10^{-6}$  程度以上と大きい範囲がアノード想定部周辺に広がっている。アノード想定部断面でのひずみ状況（図 4.5-10）は、膨張率が小さいケースでは鉄筋位置から直下の底面間に引張ひずみの大きい領域があり、膨張率が大きくなるに従い断面全体に広がっている。実験のひび割れ図と解析のひずみコンター図を直接に比較することはできないが、定性的には膨張率 2.0 としたケースについては実際の状況を過大に評価し、膨張率 1.5 としたケースについては実際の状況を過小に評価しているものと推察される。



\*赤線：腐食ひび割れ発生時，青線：腐食ひび割れ発生以降

a) 曝露 4.3 年後（上：膨張率 1.5，下：膨張率 2.0）



\*赤線：腐食ひび割れ発生時，青線：腐食ひび割れ発生以降

a) 曝露 7.9 年後（上：膨張率 1.5，下：膨張率 2.0）

図 4.5-9 底面の最大主引張ひずみの分布

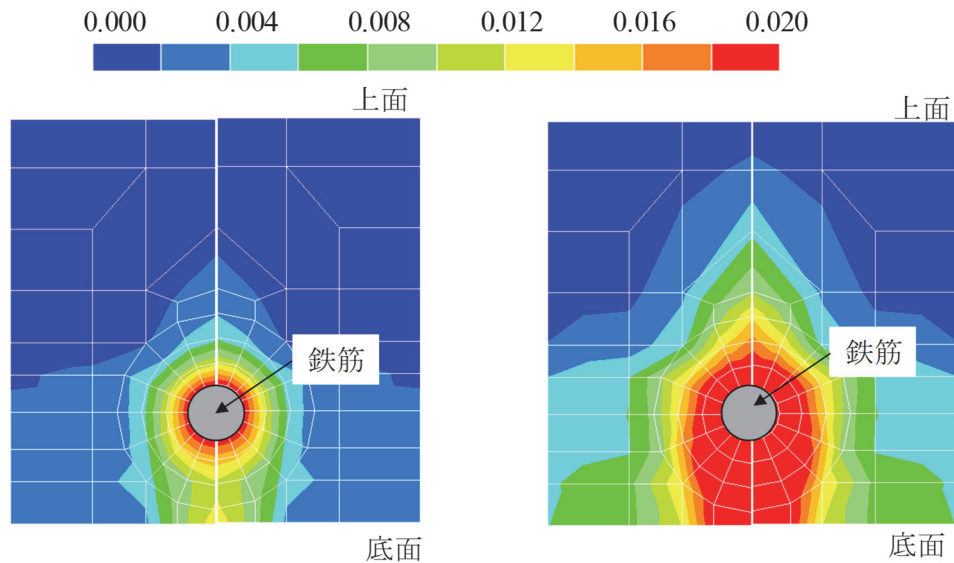


図 4.5-10 曝露 4.3 年後の A-A 断面の最大主引張ひずみの分布

#### 4.6 まとめ

第 4 章では、塩害による腐食劣化予測に対する構造・鋼材腐食連成解析手法を構築した。これは、3 次元非線形構造解析モデルと第 2 章にて構築した RC 部材中の塩化物イオン拡散とそれによる鋼材腐食をモデル化した 3 次元腐食解析モデル、そして、各解析モデル中の材料挙動の相互の解析結果を反映させる相互作用モデルを組み合わせたものである。相互作用モデルとして、ひび割れによる腐食因子拡散モデルとコンクリート中の鋼材腐食膨張モデルを構築する。マクロセル回路形成による鋼材の腐食現象を再現した塩水による乾湿繰返し実験に対し、本解析手法を適用し、その妥当性を検証した。

第 4 章において得られた結論を以下に示す。

- (1) RC 非線形構造解析と、RC 部材中における塩化物イオンの拡散とこれにより生じる鋼材のミクロセル腐食およびマクロセル腐食のモデルを組み込んだ鋼材腐食解析、そしてこれらの相互作用を考慮した連成解析手法を構築した。
- (2) 内部分極曲線と外部分極曲線間の整合性のとれた定式化をすることにより、ミクロセル腐食およびマクロセル腐食による腐食量の算定モデルの汎用性をより高めた。本解析手法でモデル化した外部分極曲線は、実験より測定された外部分極曲線と比較して、鋼材位置の塩化物イオン濃度が大きくなると外部分極曲線が卑側にシフトする挙動を良く示した。
- (3) カソード要素を着目要素とし、マクロセル腐食電流密度の分配率 $\beta$ を設定することで、複数の分割要素からなる RC 中の鉄筋のマクロセル腐食電流密度が要素分割の影響を受けないものとなり、RC 構造物中の鉄筋の配置および腐食量を解析に適切に反映することができる。
- (4) ひび割れた要素の拡散係数は、要素内に 1 本のひび割れが発生するものと仮定し、要素内の拡散係数とひずみの関係としてモデル化した。これにより、既往実験で得られたひび割れ部の拡散係数－ひび割れ幅関係を用いてひび割れた要素の拡散係数を設定することが可能となる。
- (5) 本解析手法で得られた腐食ひび割れ発生限界腐食量を既往の実験結果と比較した結果、本論文の腐食膨張モデルにおける腐食生成物の膨張率を 1.10～1.50 とすることで、かぶりや鉄筋径の各種条件下

におけるひび割れ発生限界腐食量を概ね表現できるものと考えられる。

- (6) マクロセル腐食を模擬した塩水による乾湿繰返し実験に本解析手法を適用し、ひび割れ前のコンクリートの材料の不均一性、構造解析との連成、腐食生成物の膨張率が、腐食開始時期、腐食ひび割れ発生時期、塩化物イオン濃度、および腐食量に与える影響を確認し、本解析手法の妥当性を検証した。その結果、本実験シミュレーションの範囲内においては、膨張率を 1.5 とし、アノード想定部の pH を 11.8 とするケースが実験との整合性が最もとれているものと考えられる。

本解析手法は、腐食生成物の膨張率などのパラメータに幅を持たせることで、実際の腐食進展挙動における比較的大きなばらつきを包含する劣化シミュレーションが可能となると考えられる。今後、予測精度の向上のためには、引張破壊エネルギーに基づくひび割れ進展とそれが塩化物イオン拡散および鋼材腐食の進展に影響していくプロセスをより詳細に表現可能な解析手法の高度化を図り、かつ、実験データの蓄積による腐食劣化機構およびそのプロセスの明確化を行い、相互に検証して行くことが必要である。

#### 第4章の参考文献

- 4-1) 土木学会：コンクリート構造物の非線形解析技術研究小委員会成果報告集，コンクリート技術シリーズ 50，2003.
- 4-2) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2018.3.
- 4-3) 土木学会：コンクリート中の鋼材の腐食性評価と防食技術研究小委員会（338 委員会）成果報告書（その 2）およびシンポジウム論文集，コンクリート技術シリーズ 99，2012.10.
- 4-4) Djerbi, A., Bonnet, S., Khelidj, A. and Baroghel-bouny, V. : Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete, *Cement and Concrete Research*, Vol.38, pp.877-883, 2008.6.
- 4-5) Takewaka, K. , Yamaguchi, T. and Maeda, S. : Simulation Model for Deterioration of Concrete Structures due to Chloride Attack, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.1, No.2, pp.139-146, 2003.7.
- 4-6) 土木学会：コンクリート中の鋼材の腐食性評価と防食技術研究小委員会（338 委員会）成果報告書，コンクリート技術シリーズ 86，2009.10.
- 4-7) 三沢俊平：鉄さび生成の現状と未解明点，防食技術，32，pp.657-667，1983.
- 4-8) 須田久美子，MISRA Sudhir，本橋賢一：腐食ひびわれ発生限界腐食量に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.14，No.1，pp.751-756，1992.
- 4-9) 高谷哲，中村士郎，山本貴士，宮川豊章：コンクリート中の鉄筋の腐食生成物の違いがひび割れ発生腐食量に与える影響，土木学会論文集 E2，Vol.69，No.2，pp.154-165，2013.
- 4-10) Toongoenthong, K. and Maekawa, K. : Simulation of Coupled Corrosive Product Formation, Migration into Crack and Propagation in Reinforced Concrete Sections, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.3, No.2, pp.253-265, 2005.6.
- 4-11) 西澤彩，高谷哲，中村士郎，宮川豊章：腐食生成物の違いがひび割れ幅と腐食量の関係に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.1051-1056，2013.
- 4-12) 吉岡保彦，米澤敏男：鉄筋の腐食生成物の力学的特性に関する基礎的な検討，土木学会第 37 回年次学術講演会講演概要集，5-136，pp.271-272，1982.10.
- 4-13) 鈴木三馨，福浦尚之，丸屋剛：ひび割れ発生限界腐食量と腐食生成物の膨張率の定量化に基づく耐久・構造連成解析システムの高精度化，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.773-778，2010.
- 4-14) 森川雅行，関博，奥村隆：鉄筋の腐食膨張によるひびわれの発生機構に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.97-105，1987.
- 4-15) 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われ性状に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.10，No.2，pp.505-510，1988.
- 4-16) 鈴木三馨，堀口賢一，福浦尚之，丸屋剛：鉄筋の腐食促進条件が腐食膨張によるひび割れ発生に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1081-1086，2009.
- 4-17) 松島学，横田優，関博：鉄筋腐食膨張によるひび割れ発生時の腐食量，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1669-1674，2004.

- 4-18) 堀口賢一，丸屋剛，武若耕司：塩害環境下における鉄筋コンクリートの腐食ひび割れ発生時期の推定，土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，pp.1065-1066，2007.
- 4-19) 中川裕之，田中大博，横田優，松島学：塩水を用いた乾湿繰返し促進腐食実験によるひび割れモードとひび割れ発生時の腐食量，土木学会論文集 E，Vol.64，No.1，pp.110-121，2008.
- 4-20) 河村圭亮，T. K. Kim，中村光，国枝稔：鉄筋腐食に伴うコンクリートの表面および内部ひび割れ進展挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.1007-1012，2010.
- 4-21) 丸屋剛，武田均，堀口賢一，小山哲，許鎧麟：コンクリート中の鋼材のマクロセル腐食に関する解析手法の構築，土木学会論文集 E，Vol.62，No.4，pp.757-776，2006.11.
- 4-22) 石田哲也，R.P.Chaube，岸利治，前川宏一：任意の乾湿繰返しを受けるコンクリートの含水状態予測モデル，土木学会論文集，No.564，V-35，pp.199-209，1997.
- 4-23) 日本コンクリート工学会：物理化学的解釈に基づく電気化学的計測手法の体系化に関する研究委員会，pp.23，2015.9.
- 4-24) 山本悟，川岡岳晴，田代賢吉：電気防食新工法のコンクリート実構造物への適用，材料，Vol.55，No.11，pp.1016-1020，2006.
- 4-25) 山本悟，田代賢吉，立林喜子，石井浩司，関博：湿潤環境にあるコンクリート中鋼材の電気防食基準に関する検討，コンクリート工学論文集，Vol.22，No.3，pp.1-11，2011.

## 第5章 塩害による RC 構造物の耐久性照査

### 5.1 はじめに

既往研究では、BFS の混合したコンクリートの比抵抗を考慮した解析的研究はほとんどない<sup>5-1), 5-2)</sup>。

本章では、2～4 章で構築した手法を用いて、BFS の有無をパラメータとした塩害による耐久性照査を試みる。耐久性照査は、1) コンクリートの比抵抗モデルを用いた鋼材腐食評価、2) 鋼材腐食解析手法を用いた鋼材腐食評価、3) 進展期末を限界状態とした耐久性照査、の 3 通りを試行する。

1) の照査方法では、コンクリートの比抵抗の予測により、配合、環境条件、かぶり位置毎の簡易的な腐食リスクの判定が可能となる。しかしながら、塩化物イオン分布の影響は考慮しておらず、マクロセル腐食の腐食速度は算定できない。そこで、2) の照査方法を用いることで、鉄筋位置の塩化物イオン分布を反映させたアノード部の腐食速度を算定することが可能となる。さらに、3) の照査方法では、耐久性照査の限界状態を従来の潜伏期末から進展期末とすることにより、より合理的な耐久性照査が可能となる。

### 5.2 コンクリートの比抵抗モデルを用いた腐食リスクの予測

コンクリートの比抵抗の測定結果は、国内では表 5.2-1 に示す鉄筋の腐食性を評価する判定基準として用いられている<sup>5-3), 5-4), 5-5)</sup>。一方、海外では Felu らが表 5.2-2 に示すような腐食リスクのレベルと比抵抗の関係を示しており、腐食速度のグレーディングによる半定量的な方法となっている<sup>5-3), 5-6)</sup>。RILEM の Recommendations(2000)では、比抵抗は使用セメントの種類や曝露環境、特に温度によって大きく変化することから、OPC を使用したコンクリートに限定し、20℃における比抵抗と鉄筋の腐食リスクとの関係として表 5.2-3 に示すような判定基準を提案している<sup>5-3), 5-7)</sup>。

このように、コンクリートの比抵抗はコンクリート中の鋼材の腐食状況を直接表すものではないが、腐食電流の腐食速度を支配するので、塩害を受けるコンクリート構造物内にある鉄筋の腐食リスクを評価する重要な指標である。この場合、コンクリートの比抵抗が拡散係数など腐食因子侵入に対する抵抗性の指標としても機能していると考えられる。

従来、このような腐食性評価は実構造物で測定された比抵抗を用いているが、第 3 章で構築したコンクリートの比抵抗モデルを用いることで、任意の配合、環境条件下、かぶり位置のコンクリートの比抵抗を算定し、実構造物の比抵抗の測定を必要とせずに事前に簡易的に腐食リスクを予測することが可能となる。

表 5.2-1 コンクリートの比抵抗による鋼材腐食性評価の例<sup>5-3)</sup>

Cavalier and Vassie		Taylor Woodrow Res.Lab.		武若および小林	
比抵抗の範囲	腐食性	比抵抗の範囲	腐食性	比抵抗の範囲	腐食性
>12,000	微候なし	>20,000	なし	>10,000	小さい
5,000~12,000	危険性あり	10,000~20,000	小さい	5,000~10,000	不確定
		5,000~10,000	大きい		
<5,000	確実	<5,000	非常に大	<5,000	大きい

注)測定方法はいずれも4点電極法(Wenner法)による。

(単位:  $\Omega \cdot \text{cm}$ )表 5.2-2 腐食リスクのレベルと比抵抗の関係<sup>5-6)</sup>

比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	腐食のリスク (Risk level)
>20,000	遅い腐食速度
10,000-20,000	低から中の腐食速度
5,000-10,000	中から高の腐食速度
<5,000	非常に速い腐食速度

表 5.2-3 OPC を使用したコンクリートの

20℃での比抵抗と鉄筋の腐食リスクとの関係<sup>5-7)</sup>

比抵抗 $\rho_{\text{concrete}}$ ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	腐食のリスク (Risk of corrosion)
>100,000	なし(Negligible)
50,000 -100,000	低い(Low)
10,000-50,000	中程度(Moderate)
<10,000	高い(High)

3 章にて提案したモデルにより乾湿繰返し条件と湿潤条件におけるコンクリートの比抵抗による腐食リスクの予測を行った。解析ケースの配合条件を表 5.2-4 に示す。結合材に OPC を使用したものと結合材に OPC と BFS を質量比で 50 : 50 の割合で混合したセメントを使用したものとした。水結合材比は 35, 45, 55, 65%とした。骨材体積率は一律で 0.69 とし、コンクリートの比抵抗の骨材体積率による影響を排除した。

解析モデルと出力位置を図 5.2-1 に示す。解析モデルは片端部を曝露面にして奥行 400mm の 1/2 モデルとし、表面から 25mm, 50mm, 100mm, 150mm, 200mm の位置を出力位置とした。曝露面の環境条件を表 5.2-5 に示す。曝露面の環境条件は、材齢 28 日までを 20℃, 99.9%RH とし、その後、湿潤期間を 20℃, 99.9%RH, 乾燥期間を 20℃, 60.0%RH とする乾湿繰返しとした。乾湿繰返しは、3 日湿潤 4 日乾燥 (3W4D), 1 日湿潤 13 日乾燥 (1W13D) および 1 日湿潤 27 日乾燥 (1W27D) の 3



通りとし、参考に 20℃, 99.9%RH で湿潤養生一定のケース (W) も行った。

一例として、配合名 OPC\_45 の曝露条件 3W4D の場合の毛細管空隙の飽和度と空隙率、ゲル空隙の飽和度と空隙率、毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量および毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量から算出したコンクリートの比抵抗の経時変化をそれぞれ図 5.2-2～図 5.2-7 に示す。グラフ中の凡例は配合名\_かぶり (mm) を示している。

かぶりが細孔空隙性状に与える影響を考察する。曝露条件 3W4D の場合、表面 25mm 位置では乾湿の影響を強く受け毛細管空隙の飽和度が 0.4～0.5 の間を繰返しているが、50mm 以深では乾湿の影響はほとんどない。毛細管空隙の空隙率およびゲル空隙の空隙率と飽和度はかぶりによる影響は少ない。したがって、コンクリートの比抵抗はかぶり 25mm において、乾湿の影響を強く受け、また乾燥の影響によりかぶり 50mm 以深に比べてコンクリートの比抵抗が大きい傾向にある。

OPC を用いた各配合におけるかぶりと比抵抗の関係を図 5.2-8～図 5.2-11 に示す。材齢は比抵抗の値がほぼ一定となる 300 日付近の湿潤時とした。曝露環境の乾燥期間が長いほど、表面側のコンクリートの比抵抗は大きくなる傾向にあり、かぶり 100mm 以深では曝露環境によらずほぼ一定値となる。また、水結合材比が小さいほど、乾湿繰返し比抵抗に与える影響は小さくなる。実際、低水セメントの場合には乾湿繰返しによる質量変化率は小さいことが確認されている<sup>5-8)</sup>。乾湿環境 (3W4D, 1W13D, 1W27D) では、水和反応で消費された水が戻らないため、湿潤環境 (W) に比べて、コンクリートの比抵抗は大きくなる。コンクリート標準示方書〔設計編〕<sup>5-9)</sup>の塩害に対する照査では、飛沫帯が最も厳しい条件となる。よって、乾湿繰返し環境で安全側の算定のため、コンクリートの比抵抗が小さい曝露条件 3W4D にて、腐食リスクの予測を行った。

曝露環境 3W4D において、各配合のかぶりとコンクリートの比抵抗の関係を図 5.2-12～図 5.2-13 に示す。水結合材比が同一のとき、結合材に OPC と BFS を混合することで、コンクリートの比抵抗が 2 倍程度増大することが確認できる。

かぶり 50 mm, 100 mm 位置における曝露 3W4D の場合の、配合が腐食リスクに与える影響を図 5.2-14 に示す。検討した材齢は比抵抗の値がほぼ一定となる 300 日付近の湿潤 3 日目末とした。鋼材腐食性評価には Taylor Woodrow Res.Lab.の提案 (表 5.2-1) を用いた。水結合材比が小さいほど、また、BFS を混合することで比抵抗が増大する結果が得られた。低水結合材比においてかぶりが浅いほど、乾燥の影響を受けやすくコンクリートの比抵抗が大きい傾向にある。3W4D の場合の乾湿条件下のかぶり 50 mm 位置において腐食リスク“なし”の判定となる水結合材比は、BFS を重量比で 50% 混合することで 39% から 64% になるなど、BFS の耐腐食性を簡易的に示すことができる。

一般にかぶりが浅いほど、水掛かりがコンクリートの比抵抗に与える影響が大きい。毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量によりセメントペーストの比抵抗モデルを用いる本手法により、降雨などの水掛かりが腐食リスクに与える影響を評価することができる。かぶり 50 mm 位置での乾燥期間と比抵抗の関係を図 5.2-15 に示す。環境条件の W, 3W4D, 1W13D, 1W27D の乾燥期間は、それぞれ 0, 4, 13, 27 日とした。検討した材齢は 300 日付近の湿潤時とした。乾燥環境 (3W4D, 1W13D, 1W27D) では、水和反応で消費された水が戻らないため、湿潤環境 (W) に比べて、コンクリートの比抵抗は大きくなる。一方で、湿潤環境のコンクリートの比抵抗は小さいが、実環境において腐食因子のひとつである溶存酸素の供給量が少ないため実際の腐食リスクは小さいと考えられる。本条件での腐食リスクの算定では、水結合材比が 35% の場合は乾燥期間によらず腐食なしとなり、水結合材比 45% では乾燥期間 11 日

以上で、水結合材比 55%では乾燥期間 20 日以上で腐食リスクなしとなり、水結合材比 65%では乾燥期間を 27 日としても腐食リスクなしとはならない結果となる。

配合条件、乾湿条件およびかぶりとコンクリートの比抵抗の関係を詳細に確認する。かぶり 25mm, 50mm における乾燥期間と比抵抗との関係を図 5.2-16～図 5.2-23 に示す。環境条件の W, 3W4D, 1W13D, 1W27D の乾燥期間は、それぞれ 0, 4, 13, 27 日とした。材齢 300 日付近のコンクリートの比抵抗を算出し、最大値（乾燥時）を D, 最小値（湿潤時）を W とした。かぶり 25mm の結果より、乾燥期間が 13 日まで乾燥期間が長くなるにつれ、湿潤時においてもコンクリートの比抵抗は大きくなり、それ以降はほぼ一定となる。また、水結合材比が大きいほど、乾燥による OPC+BFS の比抵抗の増大量は大きくなる。かぶり 50mm の結果より、材齢 300 日付近の最大値と最小値の差はほとんどない。乾燥期間が長くなるにつれコンクリートの比抵抗が大きくなるが、水結合材比が 35%のように低水結合材比の場合は、乾燥期間の長さがコンクリートの比抵抗に与える影響はほとんどない。

このように、DuCOM によるコンクリート中の水和反応による各空隙の水分量や飽和度などの材料特性からコンクリートの比抵抗を算定するコンクリートの比抵抗モデルにより、任意の配合、環境条件下、かぶり位置の塩害の腐食リスクを簡易的に算定することが可能となり、BFS を混合することによる耐腐食性の向上を示すことができた。より詳細な評価には、鋼材腐食解析手法などにより塩化物イオン濃度の分布状況を考慮してコンクリート中の鋼材の腐食速度を算定する必要がある。

表 5.2-4 解析ケース

配合名	水結合材比 (%)	骨材体積率 $V_{s+g}$	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
			水 W	普通ポルトランドセメント OPC	スラグ BFS	細骨材 S	粗骨材 G
OPC_35	35	0.69	141	403	-	932	880
OPC_45	45		156	347	-	936	883
OPC_55	55		170	309	-	933	881
OPC_65	65		180	277	-	933	881
OPC+BFS_35	35		141	201.5	201.5	932	880
OPC+BFS_45	45		156	173.5	173.5	936	883
OPC+BFS_55	55		170	154.5	154.5	933	881
OPC+BFS_65	65		180	138.5	138.5	933	881

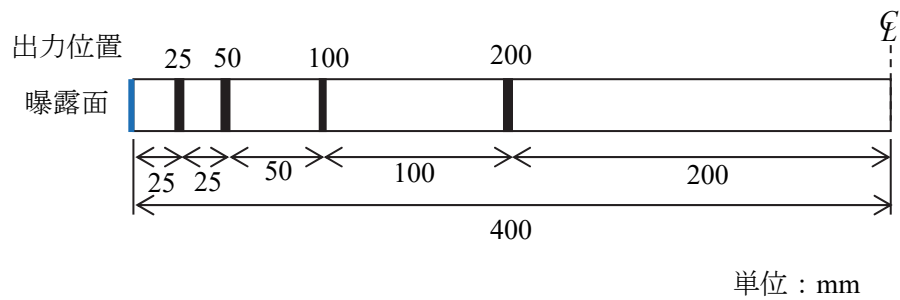


図 5.2-1 解析モデルと出力位置

表 5.2-5 曝露条件

曝露条件	3W4D	1W13D	1W27D	W	備考(曝露条件)
湿潤期間 (日)	3	1	1	300	20℃, 99.9%RH
乾燥期間 (日)	4	13	27	-	20℃, 60.0%RH

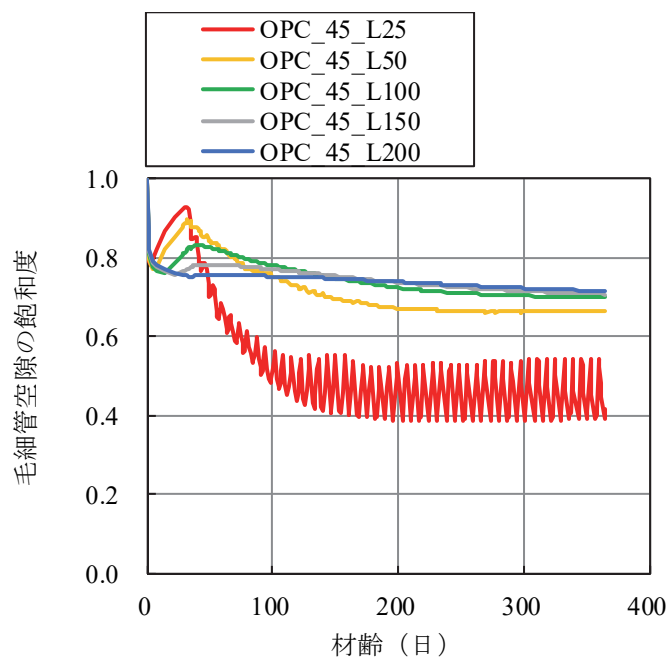


図 5.2-2 毛細管空隙の飽和度  $S_{cp}$  の経時変化 (曝露条件：3W4D)

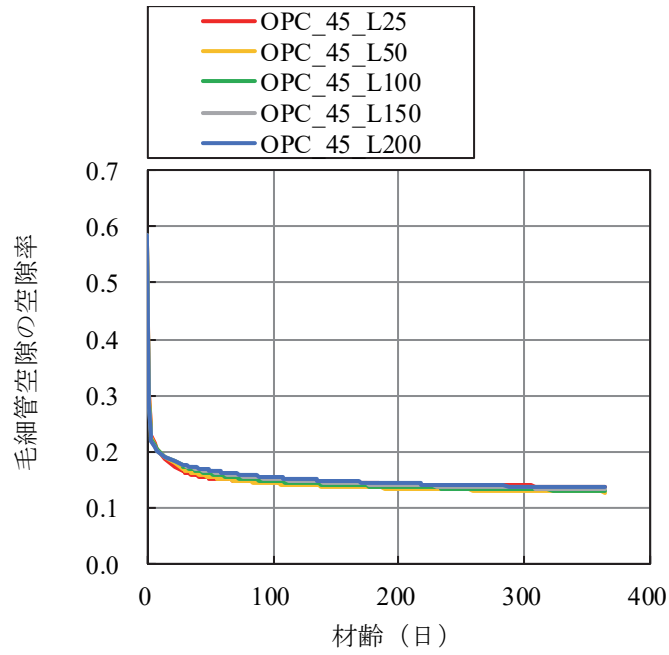


図 5.2-3 毛細管空隙の空隙率  $\phi_{cp}$  の経時変化（曝露条件：3W4D）

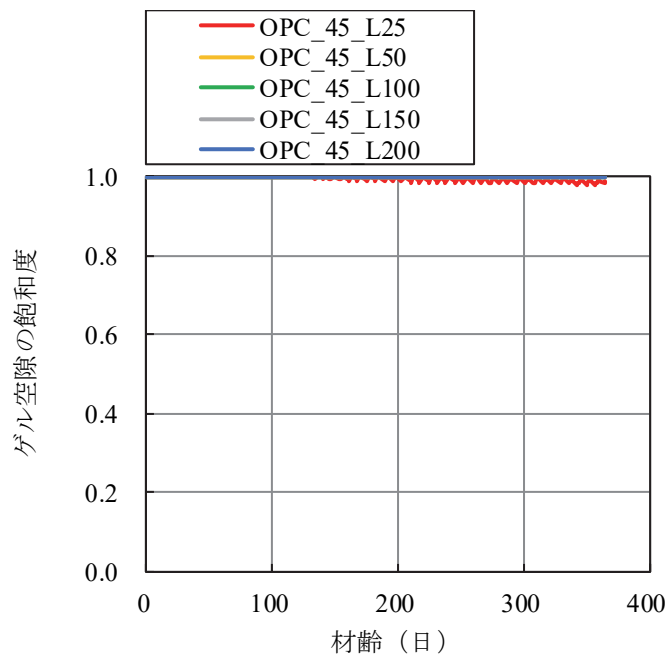


図 5.2-4 ゲル空隙の飽和度  $S_{gl}$  の経時変化（曝露条件：3W4D）

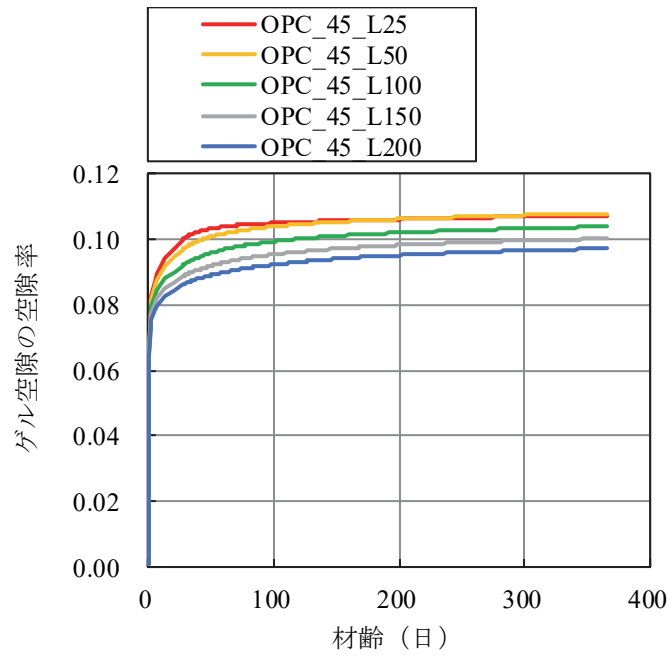


図 5.2-5 ゲル空隙の空隙率  $\phi_{gi}$  の経時変化（曝露条件：3W4D）

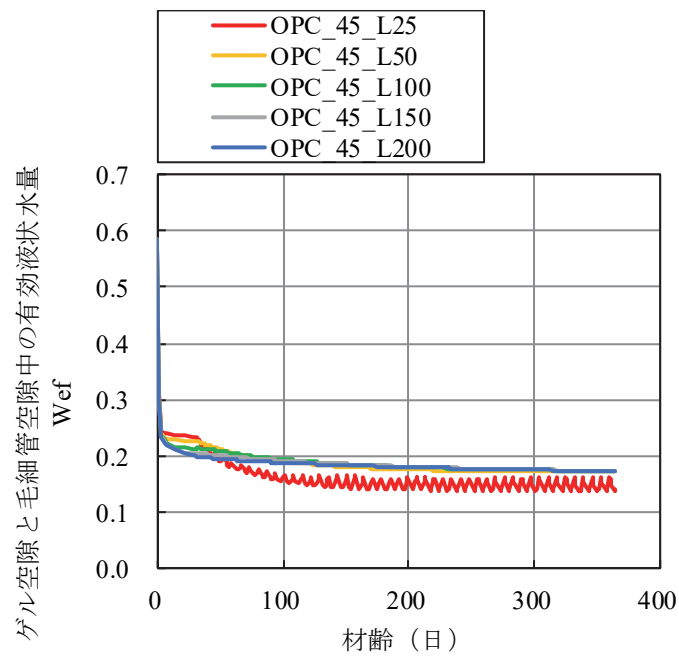


図 5.2-6 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量  $W_{ef}$  の経時変化（曝露条件：3W4D）

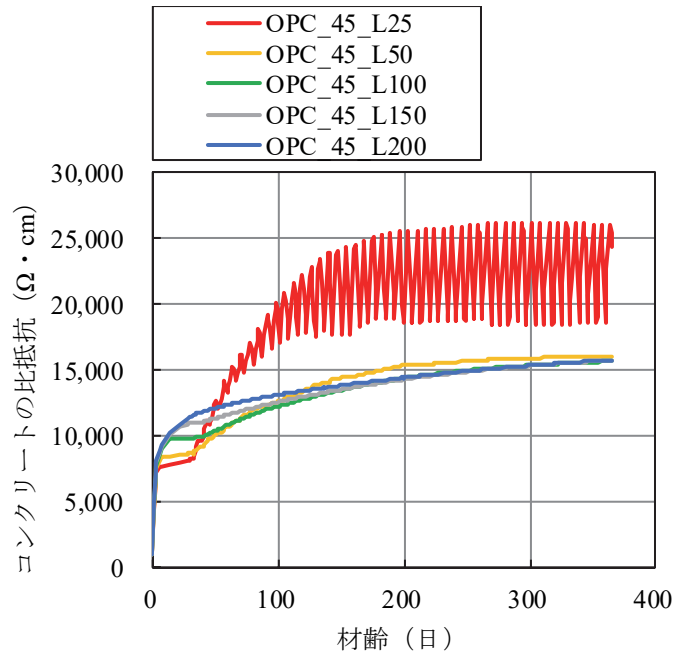


図 5.2-7 コンクリートの比抵抗の経時変化（曝露条件：3W4D）

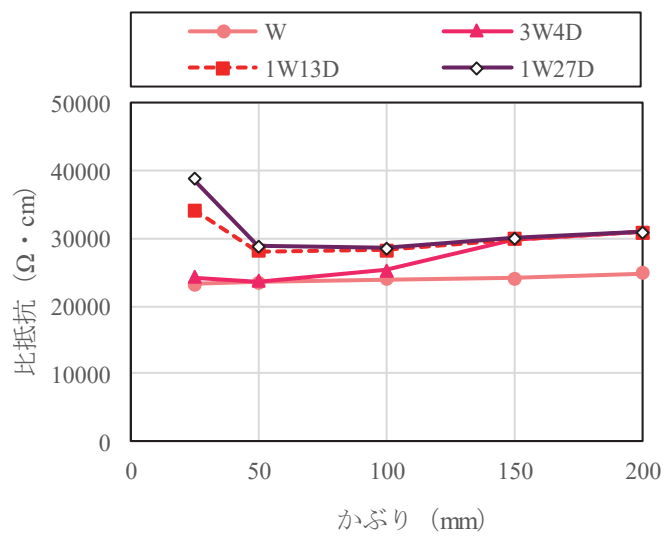


図 5.2-8 かぶりとコンクリートの比抵抗の関係  
(配合名：OPC\_35)

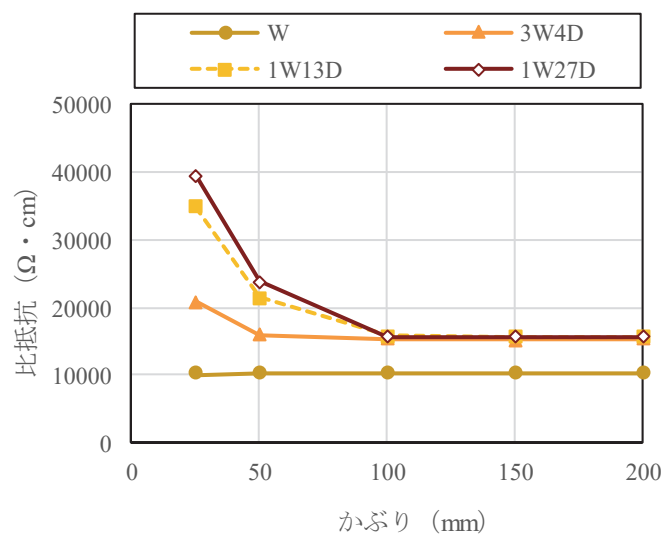


図 5.2-9 かぶりとコンクリートの比抵抗の関係  
(配合名 : OPC\_45)

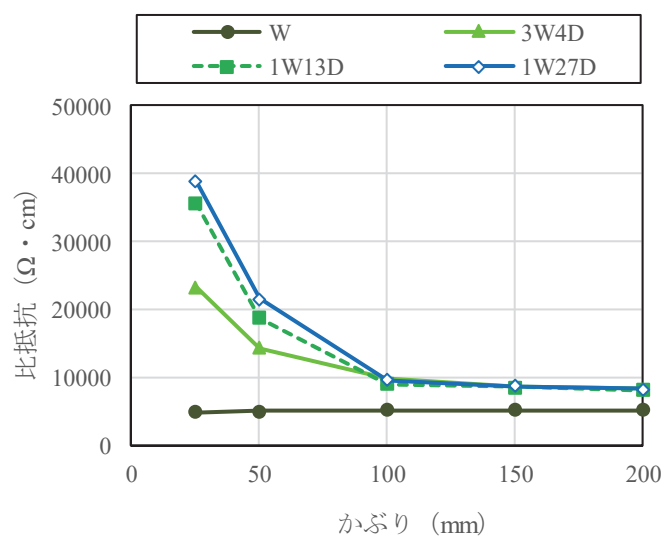


図 5.2-10 かぶりとコンクリートの比抵抗の関係  
(配合名 : OPC\_55)

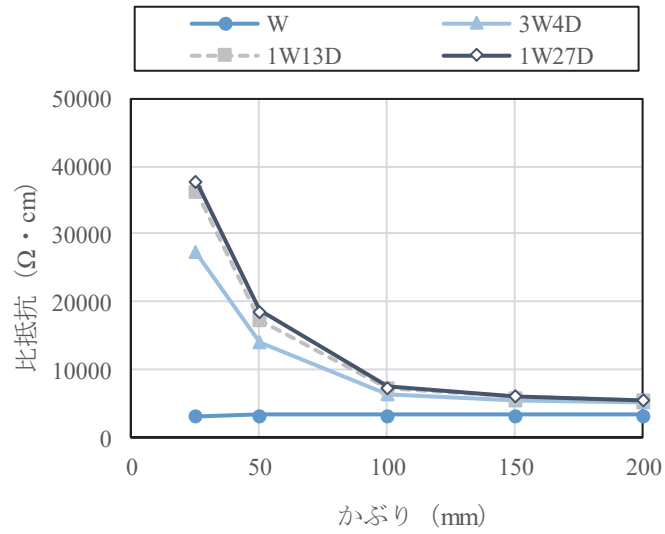


図 5.2-11 かぶりとコンクリートの比抵抗の関係  
(配合名 : OPC\_65)

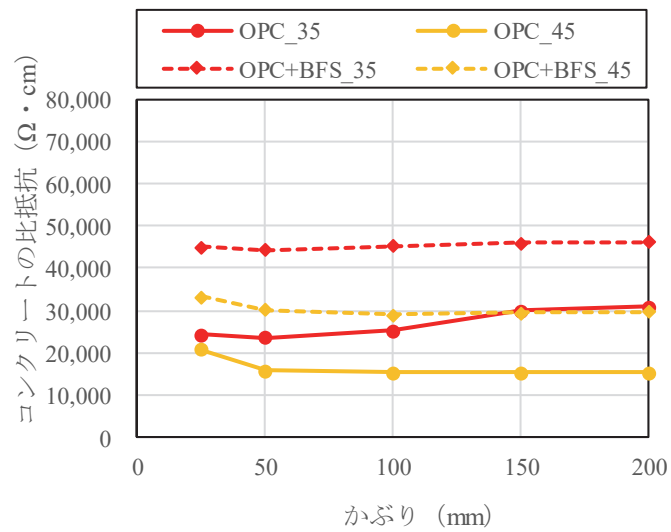


図 5.2-12 かぶりとコンクリートの比抵抗の関係  
(曝露条件 : W3D4, 水結合材比 : 35%, 45%)



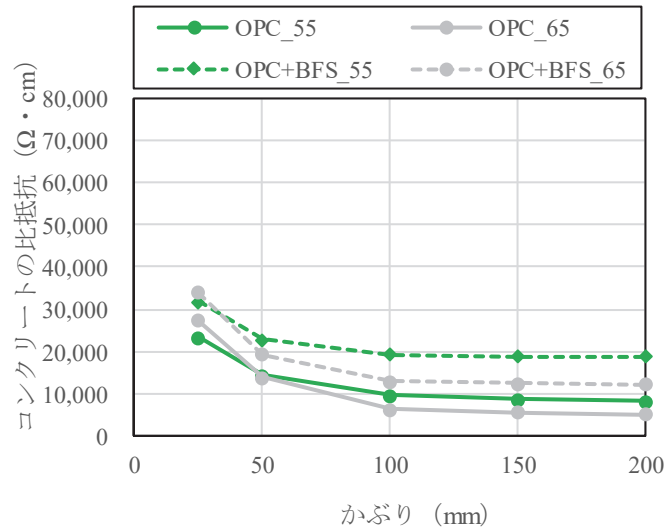
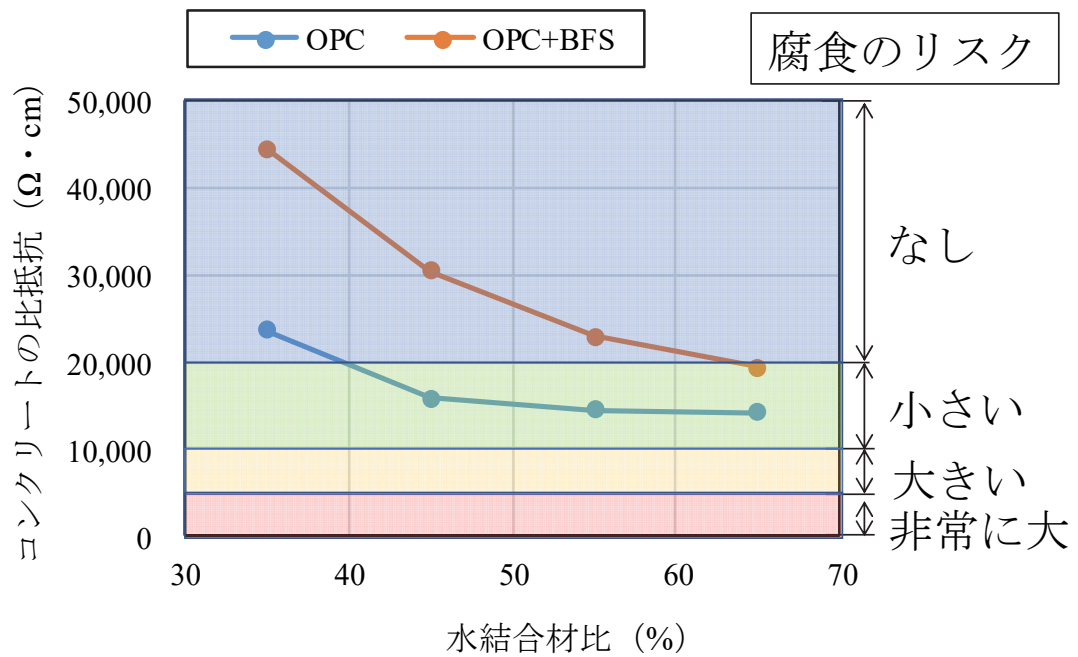


図 5.2-13 かぶりとコンクリートの比抵抗の関係  
(曝露条件：W3D4，水結合材比：55%，65%)



a) かぶり 50 mm

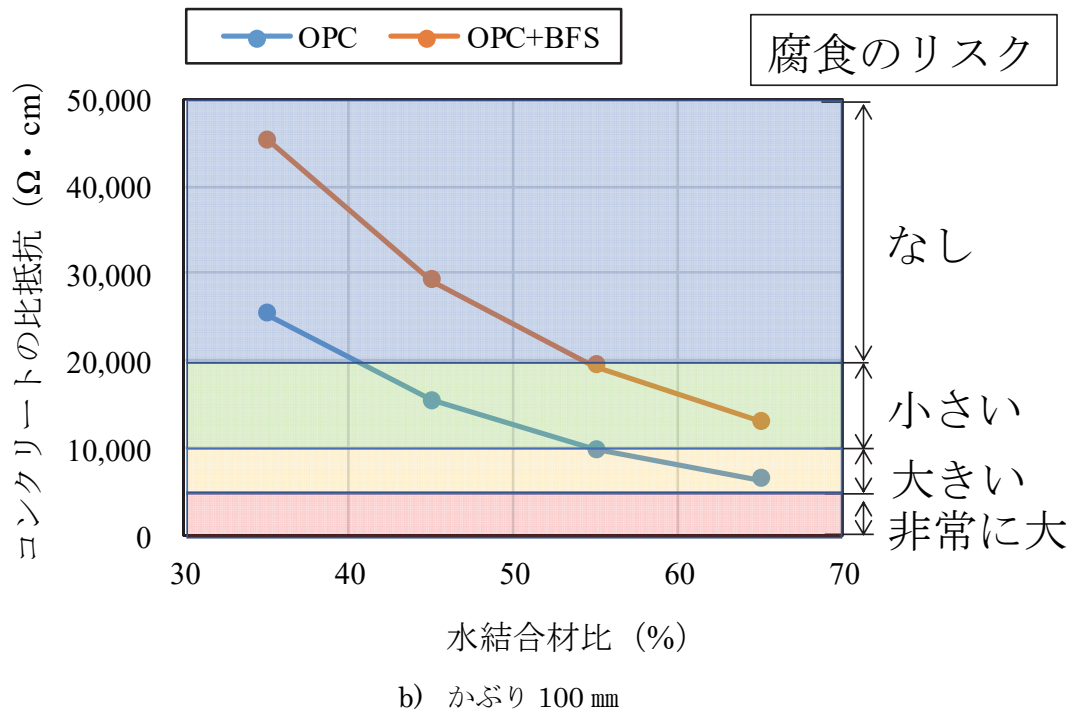


図 5.2-14 配合が腐食リスクに与える影響 (3W4D)

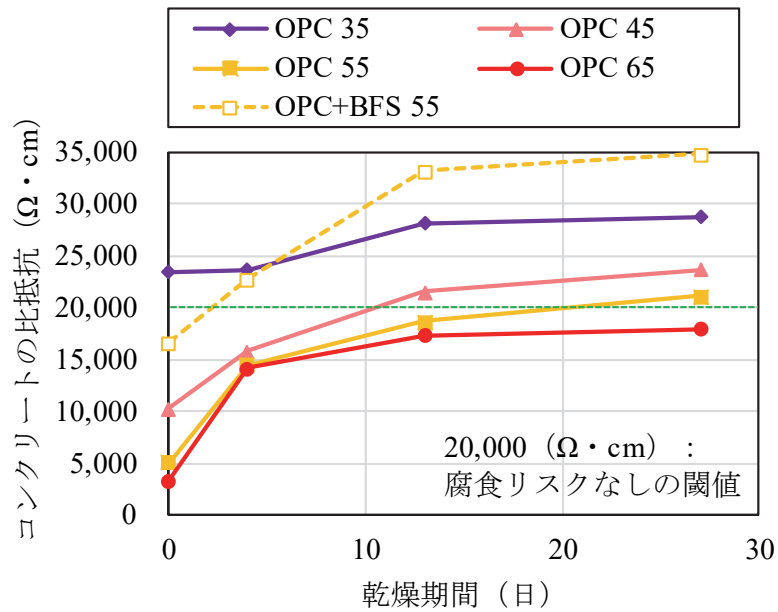


図 5.2-15 乾燥期間と比抵抗の関係 (かぶり 50 mm)

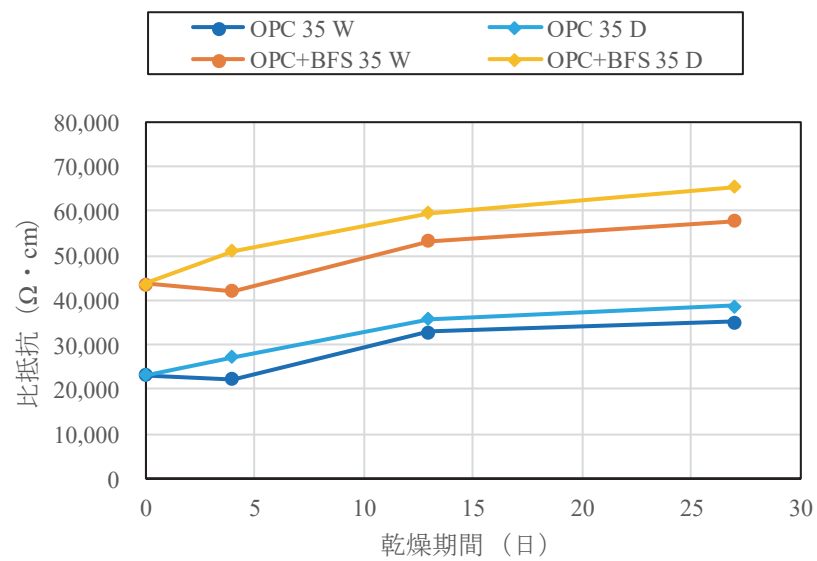


図 5.2-16 乾燥期間と比抵抗の関係 (かぶり 25mm, 水結合材比 35%)

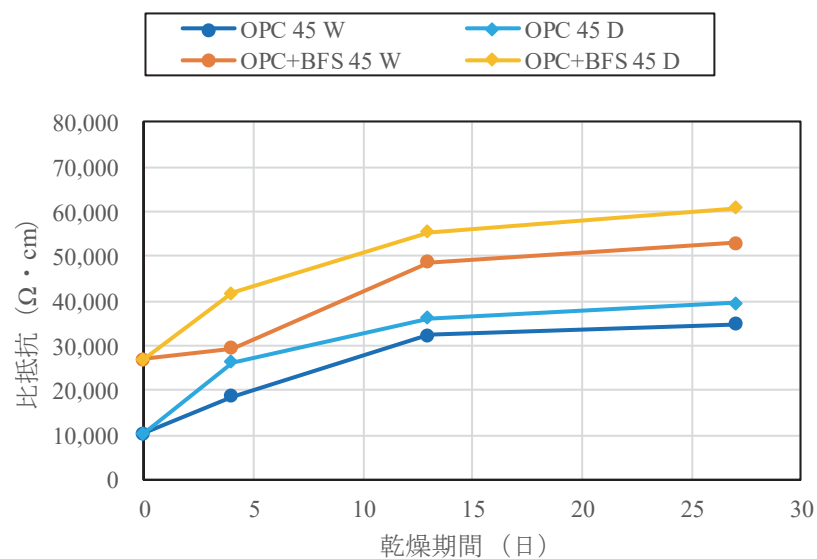


図 5.2-17 乾燥期間と比抵抗の関係 (かぶり 25mm, 水結合材比 45%)

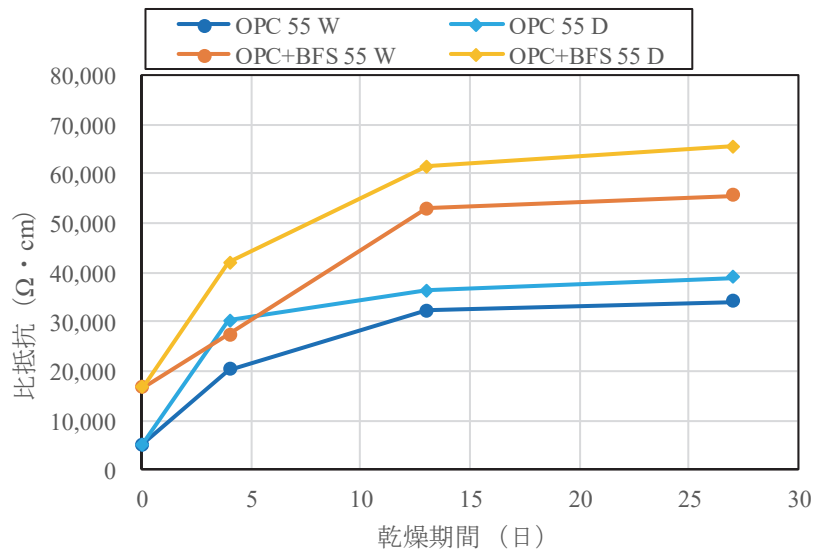


図 5.2-18 乾燥期間と比抵抗の関係（かぶり 25mm，水結合材比 55%）

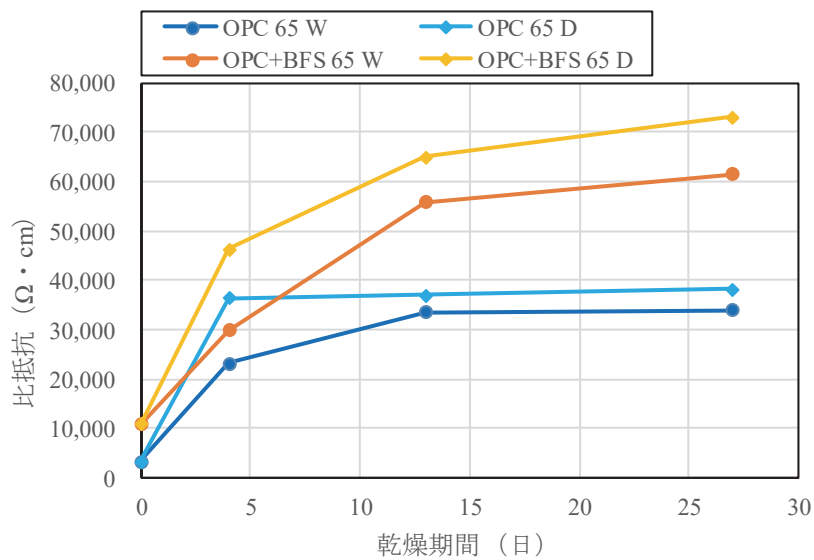


図 5.2-19 乾燥期間と比抵抗の関係（かぶり 25mm，水結合材比 65%）

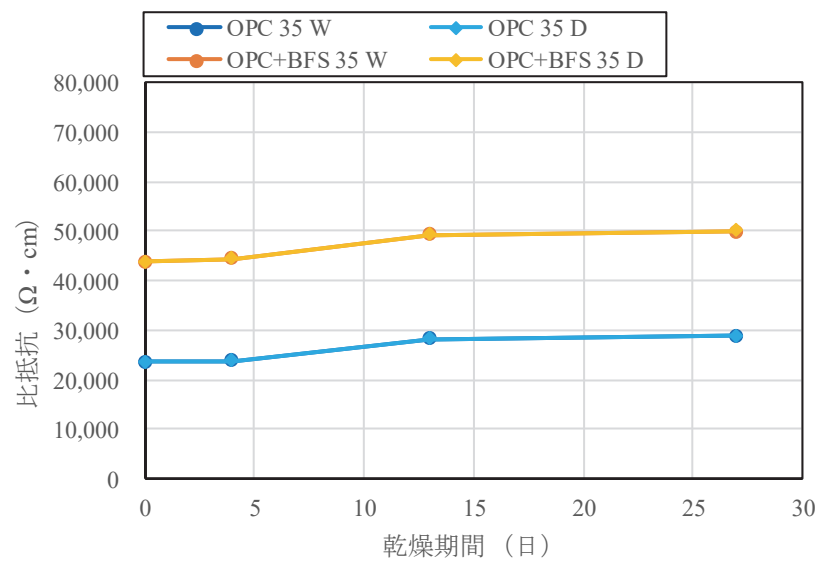


図 5.2-20 乾燥期間と比抵抗の関係 (かぶり 50mm, 水結合材比 35%)

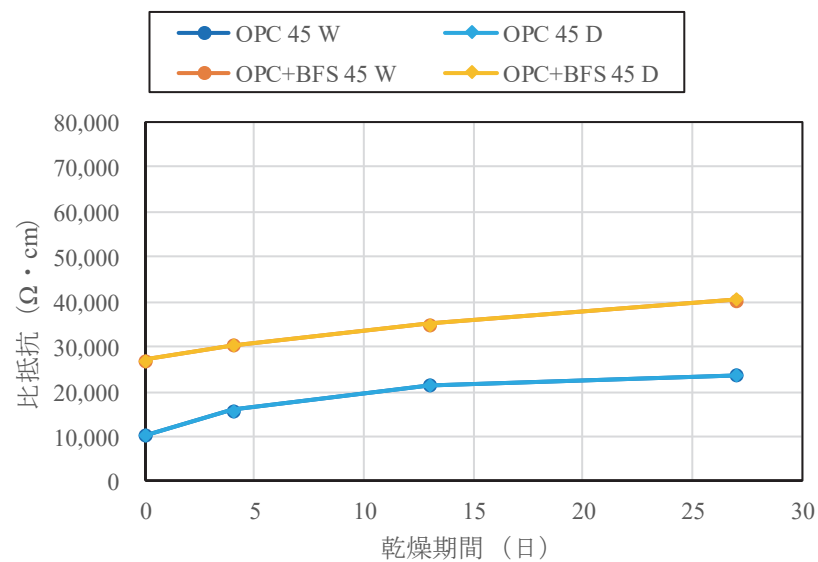


図 5.2-21 乾燥期間と比抵抗の関係 (かぶり 50mm, 水結合材比 45%)

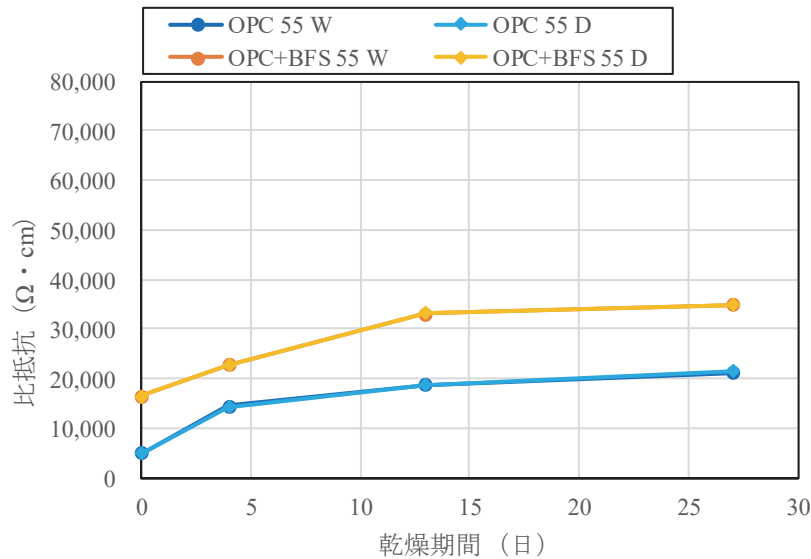


図 5.2-22 乾燥期間と比抵抗の関係 (かぶり 50mm, 水結合材比 55%)

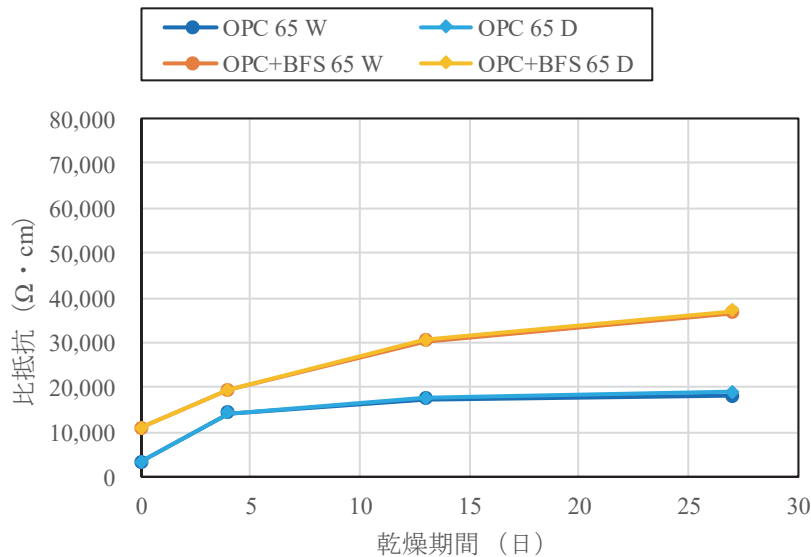


図 5.2-23 乾燥期間と比抵抗の関係 (かぶり 50mm, 水結合材比 65%)

### 5.3 鋼材腐食解析手法を用いた腐食リスクの予測

丸屋らによる鉄筋コンクリート試験体の乾湿繰返し曝露実験<sup>5-10)</sup>はコンクリートを乾湿繰返し環境に曝露することによって、コンクリートの比抵抗を変化させマクロセル腐食の再現している。試験体の概要を図 5.3-1 に示す。試験体サイズは 100 mm×100 mm×1200mm, コンクリートの配合条件は水結合材比を 65%, セメント種類は OPC である。曝露面は上下面のみであり, かぶりは 25mm である。28 日標準養生をしたのち, 1 サイクルを湿潤 3 日 (3%NaCl 溶液), 乾燥 4 日とした乾湿繰返しを行っている。コンクリートに埋め込んだ鉛照合電極による自然電位の経時変化を図 5.3-2 に示す。自然電位の値が急激な低下を示した後, 漸減しながら乾湿繰返しのサイクルに同期するように自然電位が変動している。これは, 乾湿繰返しによりコンクリート中の含水状態が変化し, それによってコンクリートの見掛

けの比抵抗も変化することによって自然電位が変動したと解釈されている。3ヶ所の自然電位は乾燥時にはそれらの差が大きくなる方向へ、湿潤時には小さくなる方向へ変化している。

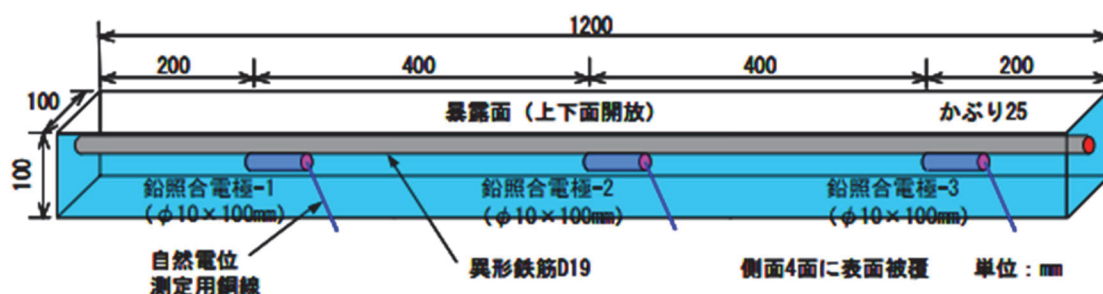


図 5.3-1 乾湿繰返し曝露実験の試験体 5-10)

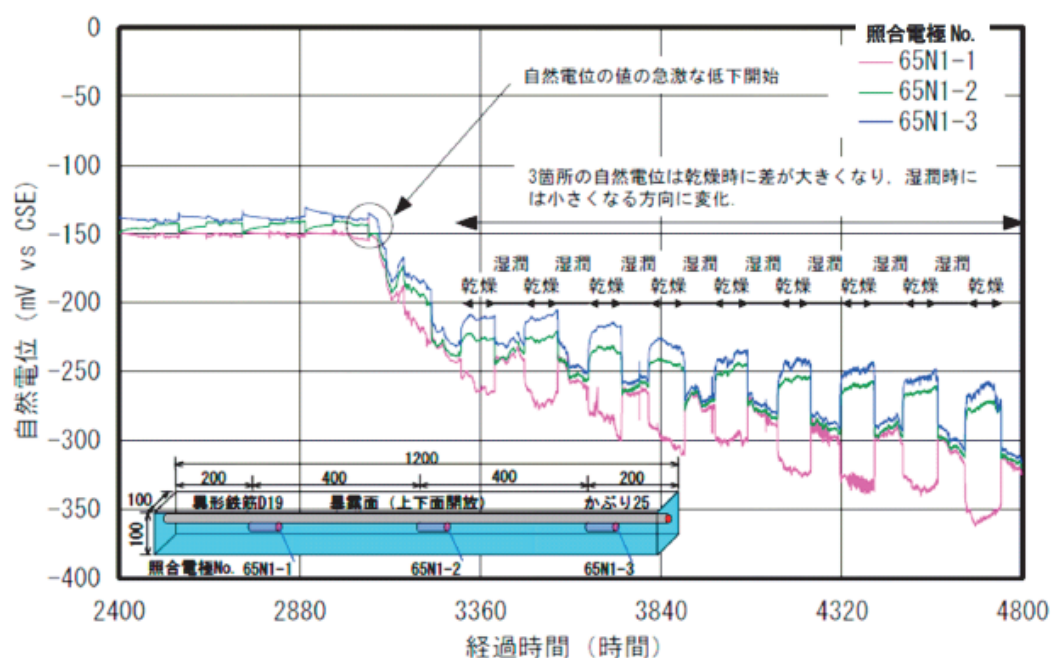


図 5.3-2 比抵抗の経時変化 5-6)

構築した鋼材腐食解析手法における腐食モードと自然電位の関係を図 5.3-3 に示す。上記の実験の場合、照合電極 No.65N1-1 がアノードの N、照合電極 No.65N1-2、照合電極 No.65N1-3 がカソードの M となる。コンクリートの比抵抗が十分に大きいとマクロセル腐食回路は形成されずミクロセル腐食回路を形成し、コンクリートの比抵抗が小さくなるに従いマクロセル腐食回路を形成することでアノードの N はアノード内部分極曲線上 (An) をアノード分極し、アノードの N での腐食電流が大きくなる。比抵抗の大きいケースでは○印で示したミクロセル腐食形成時に近づき、比抵抗の小さいケースではマクロセル腐食回路が形成され●印になると想定した。

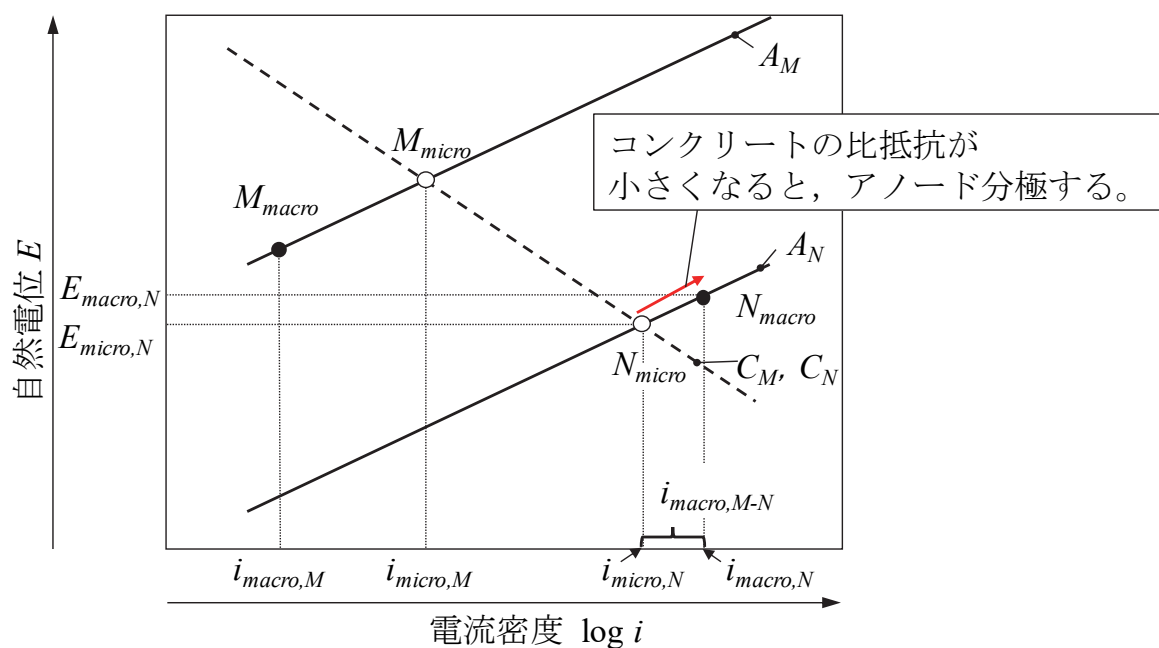


図 5.3-3 腐食モードと自然電位の関係

構築した鋼材腐食解析手法を用いて、乾湿繰返し曝露環境にある鉄筋コンクリート試験体の鉄筋腐食シミュレーションを行った。

解析条件は、鋼材長さ：1200mm、塩化物イオン濃度はアノード部を  $2.5\text{kg/m}^3$  とし、その他を  $1\text{kg/m}^3$  とした。塩化物イオン濃度の分布は、腐食ひび割れ発生後以降を想定している。鋼材腐食解析に用いたコンクリートの比抵抗は、5.2 で得られた曝露条件 3W4D，かぶり 100mm 位置，材齢 300 日での値を用いた。鋼材腐食解析に用いたコンクリートの比抵抗のパラメータを表 5.3-1 に示す。アノード部の自然電位を図 5.3-4 に示す。

低水結合材比になるほど、また、BFS を混合することで、コンクリートの比抵抗が大きくなり、それに伴い、自然電位が低下しており、マクロセル腐食卓越モードからミクロセル腐食卓越モードへシフトしている状況がシミュレートできた。

表 5.3-1 コンクリートの比抵抗のパラメータ

水粉体比 (%)	比抵抗( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	
	OPC	BFS
35	25,000	45,000
45	15,000	29,000
55	9,500	19,000
65	6,000	13,000



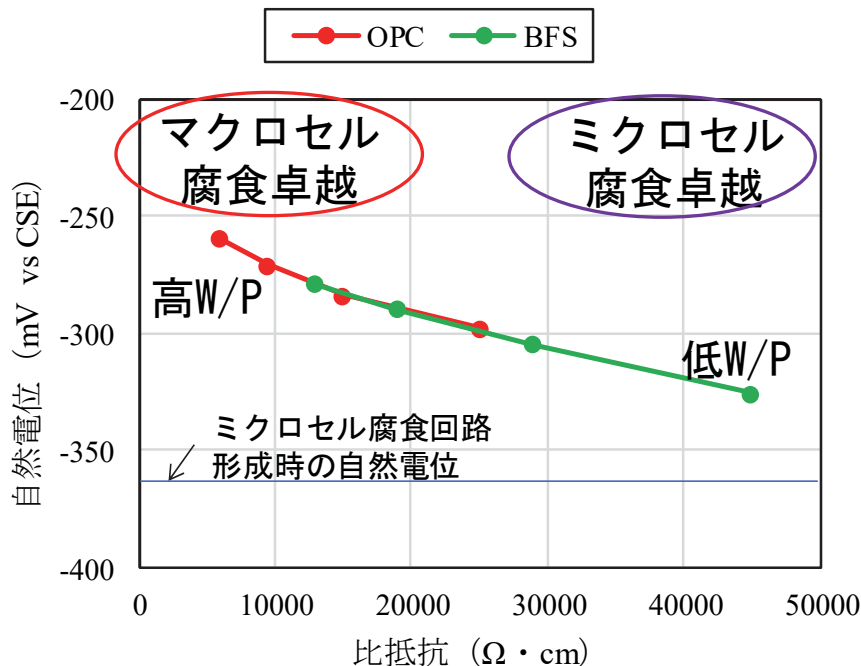


図 5.3-4 比抵抗とアノード位置の自然電位との関係

水結合材比と腐食速度の関係を図 5.3-5 に、実環境でのコンクリートの比抵抗と腐食速度の関係と本解析の結果比較を図 5.3-6 に示す。水結合材比と腐食速度の関係によると、BFS を 50%混合することで、水結合材比 55%のケースにおいても、水結合材比 35%相当の腐食速度になり、腐食発生以降も BFS による耐腐食性能をシミュレートできている。実環境でのコンクリートの比抵抗と腐食速度の関係と本解析結果を比較すると、実験のばらつきの上限側に本解析結果が位置することから、今回の解析条件は妥当だといえる。コンクリートの比抵抗が大きくなるほど、アノード分極量が減少しマクロセル腐食の腐食速度が遅くなるといった腐食のメカニズムが本解析によってシミュレートできた。

本解析手法では、腐食因子である水が十分存在するとして、塩化物イオン濃度により腐食速度を計算しているが、実際には比抵抗が 100,000 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) 以上と高い場合、腐食因子である水分が少ないため、ミクロセル腐食が発生せず、腐食しないと考えられる。今後の課題として、コンクリートの比抵抗の閾値を定め、閾値以上の場合は腐食しないとするなどにより、腐食因子である水分の影響を考慮することが考えられる。

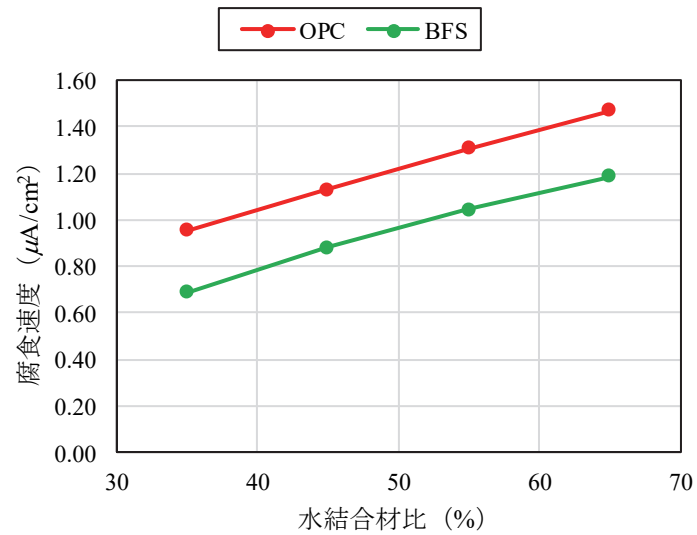


図 5.3-5 水結合材比と腐食速度の関係

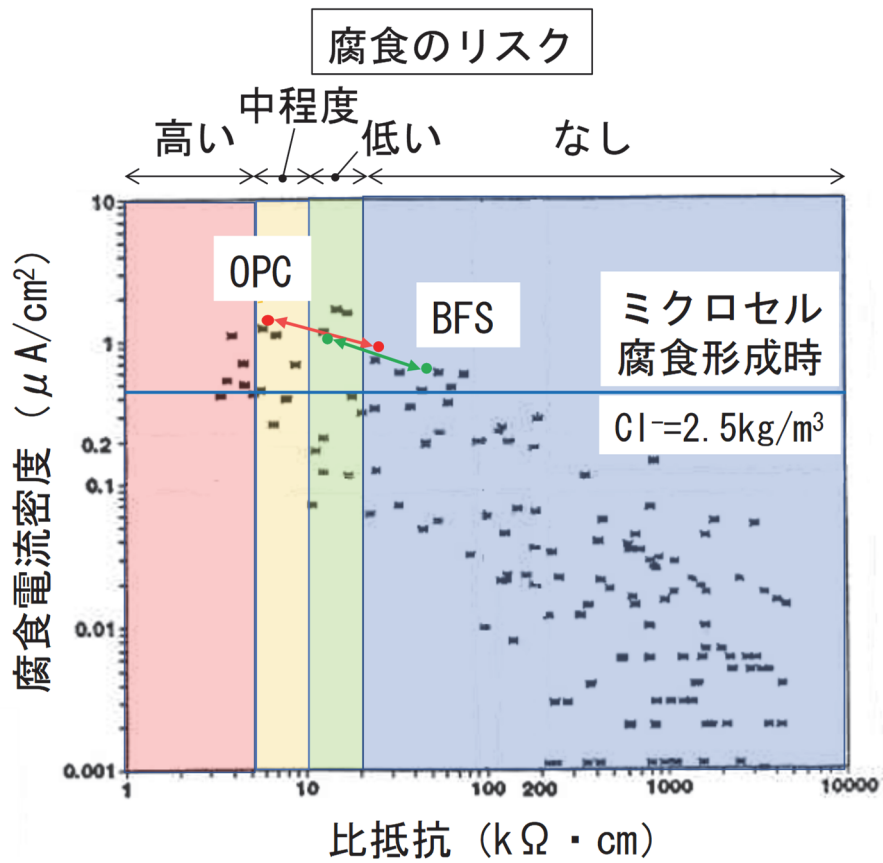


図 5.3-6 実環境でのコンクリートの比抵抗と腐食速度の関係 5-2), 5-3)と本解析の結果比較

## 5.4 進展期末を限界状態とした耐久性照査の試算

2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕<sup>5-9)</sup>では、鉄筋コンクリート構造物の鋼材に対する照査の内、塩害に対する照査を、コンクリート表面のひび割れ幅が限界値以下であることを確認した上で、鋼材位置における塩化物イオン濃度が、設計耐用期間中に鋼材腐食発生限界濃度に達しないこととしている。つまり、塩害を受ける鉄筋コンクリート構造物の限界状態を劣化過程の定義の潜伏期末としている。ここでは、限界状態を進展期末とした場合の試算を、鋼材腐食解析手法を用いて行った。既往手法との比較として、コンクリート中の鋼材の腐食性評価と防食技術研究小委員会（338 委員会）委員会報告書で示された方法<sup>5-3)</sup>（以降、338 委員会モデル）での算定を行った。

### 5.4.1 計算条件

潜伏期期間については、2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕より、鋼材腐食発生限界濃度  $C_{lim}$ 、塩化物イオンに対する設計拡散係数  $D_d$  を用いて算定した。進展期期間については、1) 338 委員会モデルを用いた方法<sup>5-3)</sup>、2) 鋼材腐食解析手法（マイクロセル腐食）、3) 鋼材腐食解析手法（マクロセル腐食）による方法の 3 通りの手法により行い、計算結果を比較した。潜伏期期間は、腐食発生までとして共通とした。進展期期間は、それぞれの手法にて腐食発生から腐食ひび割れ発生限界腐食量に達した時点までの期間とした。

338 委員会モデルによる腐食速度式<sup>5-3)</sup>を式(5-1)に示す。338 委員会モデルは鋼材位置の塩化物イオン濃度、温度を関数とした腐食速度の実験式である。

計算条件を表 5.4.1-1 に、検討ケースを表 5.4.1-2 に示す。かぶりは 50mm とし、水結合材比 55% の OPC、BFS を混合比 0.5 で混合したもの（BFS0.5）の比抵抗をパラメータとして比較した。鋼材腐食解析手法での解析モデルを図 5.4.1-1 に示す。解析モデルは 1/4 モデルとし、試験体長さは腐食ひび割れ判定箇所の腐食量に影響しない程度十分に長くし 1000mm とした。試験体高さはかぶり位置の塩化物イオン濃度に影響しない程度の高さとし 400mm とした。

鋼材腐食発生限界濃度  $C_{lim}$  は、2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕で示されているセメント種類と水セメント比ごとに設定した式(5-2)、式(5-3)を用いた。鉄筋位置の塩化物イオン濃度が鋼材腐食発生限界濃度を下回る場合は腐食しないとした。一般部のコンクリートの拡散係数  $D_d$  は式(5-4)、式(5-5)とし、マクロセル腐食を考慮したケースではアノード部の拡散係数を一般部の 2.0 倍、4.0 倍とすることで塩化物イオン濃度の差によってマクロセル腐食回路が形成するように設定した。マイクロセル腐食を考慮したケースではアノード部の拡散係数を一般部と同様（1.0 倍）に設定した。鉄筋径は 16mm、かぶりは 50mm、表面塩化物イオン濃度は  $9.0\text{kg/m}^3$  とした。鋼材位置における塩化物イオン濃度は、式(5-6)を用いた。なお、解析上の塩化物イオンの拡散解析は Fick の法則に基づく非定常有限要素解析による。BFS を混合したコンクリートは、材齢が経過しても塩分分布の変化しない特徴的な塩分遮蔽性能を有するとされている<sup>5-13)、5-14)</sup>。本検討においては、BFS の混合が進展期期間へ及ぼす影響を比較するために、BFS 混合による塩分遮蔽性能は考慮しなかった。腐食ひび割れ発生限界腐食量は、式(2-21)で示す簡易式とし、かぶり 50mm、鉄筋径 16mm の場合、 $31.25\text{mg/cm}^2$  である。

$$y = -20.6 + 0.562t_{emp} + 8.67C_{total} (C_{total} < C_{lim}, y = 0) \quad (5-1)$$

$$C_{lim} = -3.0 \left( \frac{W}{C} \right) + 3.4 \quad (\text{OPC を用いた場合}) \quad (5-2)$$

$$C_{lim} = -2.6 \left( \frac{W}{C} \right) + 3.1 \quad (\text{高炉セメント B 種相当を用いた場合}) \quad (5-3)$$

$$\log_{10} D_d = 3.0 \left( \frac{W}{C} \right) - 1.8 \quad (\text{OPC を用いた場合}) \quad (5-4)$$

$$\log_{10} D_d = 3.2 \left( \frac{W}{C} \right) - 2.4 \quad (\text{高炉セメント B 種相当を用いた場合}) \quad (5-5)$$

$$C(x,t) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{0.1 \cdot c_d}{2\sqrt{D_d \cdot t}} \right) \right) \quad (5-6)$$

ここに、 $y$ ：腐食速度 ( $\text{mg}/\text{cm}^2/\text{年}$ )， $t_{\text{emp}}$ ：温度 ( $^{\circ}\text{C}$ )， $W/C$ ：水セメント比 ( $\%/100$ )， $c$ ：かぶり ( $\text{mm}$ )， $d$ ：鉄筋径 ( $\text{mm}$ )

表 5.4.1-1 計算条件

鉄筋径	16mm
かぶり	50mm
表面塩化物イオン濃度	$9.0\text{kg}/\text{m}^3$
水セメント比	55%
温度	$20^{\circ}\text{C}$
相対湿度	60%

表 5.4.1-2 検討ケース

ケース名	比抵抗 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )
OPC	9,500
BFS0.5	20,000 35,000 (乾燥時相当)

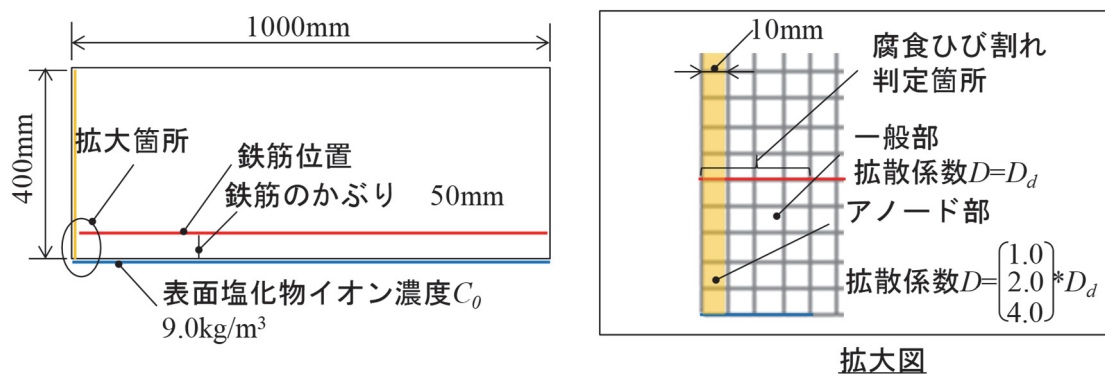


図 5.4.1-1 鋼材腐食解析モデルの概略図

### 5.4.2 計算結果

鋼材位置の塩化物イオン濃度の経年変化を図 5.4.2-1 に示す。鋼材腐食発生限界濃度に達するまでを潜伏期期間とし、潜伏期期間は OPC で 10 年、BFS で 31 年となる。

鋼材腐食解析の鋼材位置の塩化物イオン分布の一例を図 5.4.2-2 に示す。マクロセル腐食考慮の場合はアノード想定部の拡散係数を大きくしているため、鋼材腐食発生限界濃度に達する年数が短くなる。そこで、図中の鋼材腐食解析の腐食開始期間を他のモデルと合わせてシフトさせた。

338 委員会モデルによる腐食量の経年変化の比較をに示す。338 委員会モデルの腐食速度は塩化物イオン濃度の関数であり、結合材の拡散係数の違いが腐食速度に与える影響は潜伏期期間への影響に比べて大きくない。

OPC の腐食量の経年変化の比較を図 5.4.2-4 に、BFS0.5 の腐食量の経年変化の比較を図 5.4.2-5 に示す。アノード想定部の拡散係数を 1.0 倍としマイクロセル腐食相当としたケースでは、338 委員会モデルに比べて進展期期間が OPC で 3 年から 9 年、BFS\_0.5 で 5 年から 12 年となる。アノード想定部の拡散係数を大きくするにつれ、マクロセル腐食回路が形成され、腐食速度が速くなる。そこで、BFS\_0.5 において、コンクリートの比抵抗を 20,000 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) から 35,000 ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ) に変更したところ、腐食速度は遅くなるもののマイクロセル腐食時の腐食速度よりは速くなる結果となった。

次に、本解析手法では、食に影響を及ぼすのは細孔溶液中の塩化物イオン濃度 $[Cl^-]$ であるとして、式(2-5)に示す固定化係数の式を用いている。これは結合材を OPC としたものを元に得られた式<sup>5-15)</sup>であるため、固定化係数の BFS モデルの設定を試みた。固定化係数の BFS モデルの設定を図 5.4.2-6 に示す。図中の OPC モデルは式(2-5)であり、B40 としたプロットは石田らの実験結果の結合材に高炉スラグ微粉末を内割りで 40%置換したモルタル供試体の全塩化物量と固定化係数との関係を示したものである<sup>5-16)</sup>。このデータを元に固定化係数の BFS モデルを設定した。BFS の固定化係数の修正により腐食量の経年変化に与える影響を図 5.4.2-7 に示す。修正前に比べて、マイクロセル腐食相当の腐食速度が 3/4 程度となった。

潜伏期期間と進展期期間の算定結果を表 5.4.2-1 に示す。進展期期間を塩化物イオン濃度のばらつきに応じて算定することが可能となり、マイクロセル腐食モードの場合、固定化係数の BFS モデルを設定することで、OPC に比べ進展期期間を 2 倍程度長くなり、耐久性照査の限界状態を進展期末とすると OPC は 19 年、BFS は 49 年となり、BFS の耐腐食性を示す結果となった。しかしながら、マクロセル腐食を考慮すると、水結合材比 55%の場合、通常の乾湿繰返し環境の範囲ではコンクリートの比抵抗が進展期期間に及ぼす影響は大きくないという結果となった。

鋼材腐食解析手法を用いることで、配合や塩化物イオンのばらつきを考慮した進展期末を限界状態とした耐久性照査が可能となった。特に、既往手法では困難であった BFS の混合がコンクリート中の鋼材腐食の腐食速度に与える影響を改良した鋼材腐食解析手法を用いることで定量的に示すことが可能となった。

現状の鋼材腐食解析手法では、塩害の腐食因子の内、塩化物イオンを代表したモデルとなっており、水分や溶存酸素の影響を考慮していない。水分の影響はマクロセル腐食モデルにおいて、コンクリートの比抵抗の関数として一部考慮しているが、今後の課題として、鋼材腐食解析手法に溶存酸素の供給量の算定を加えるなどにより、計算精度の向上と適用範囲の拡大が上げられる。

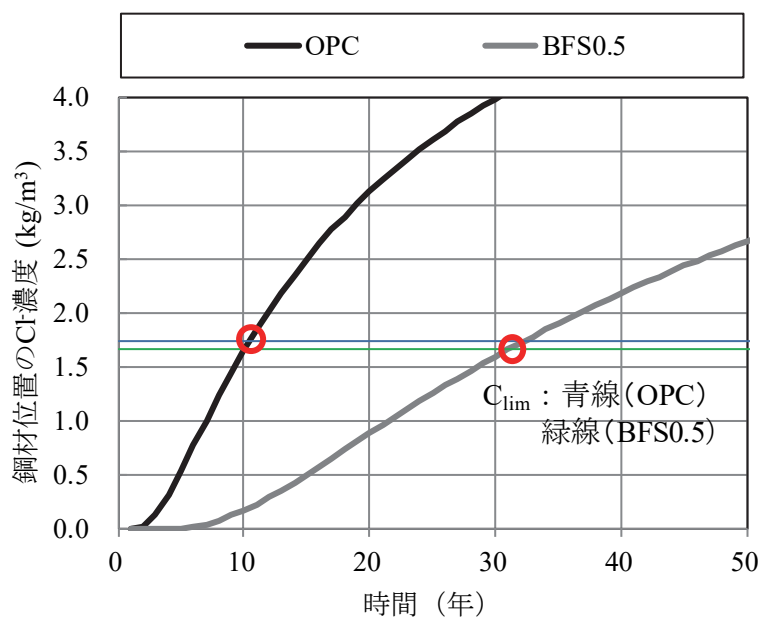


図 5.4.2-1 鋼材位置の塩化物イオン濃度の経年変化

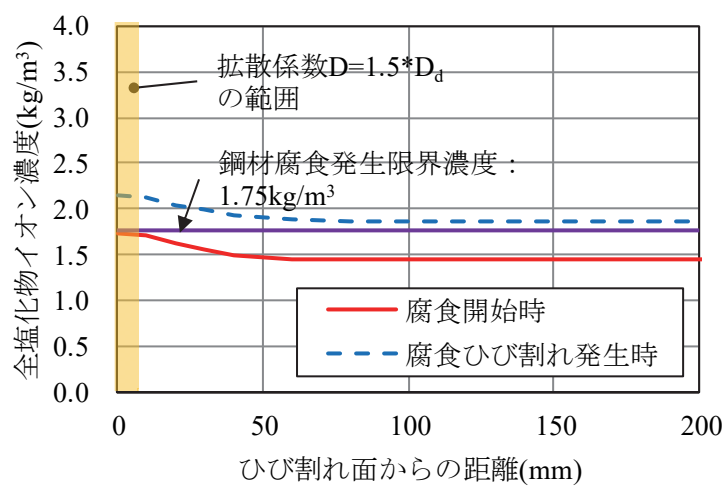


図 5.4.2-2 鋼材腐食解析の塩化物イオン分布の一例（マクロセル腐食考慮の場合）

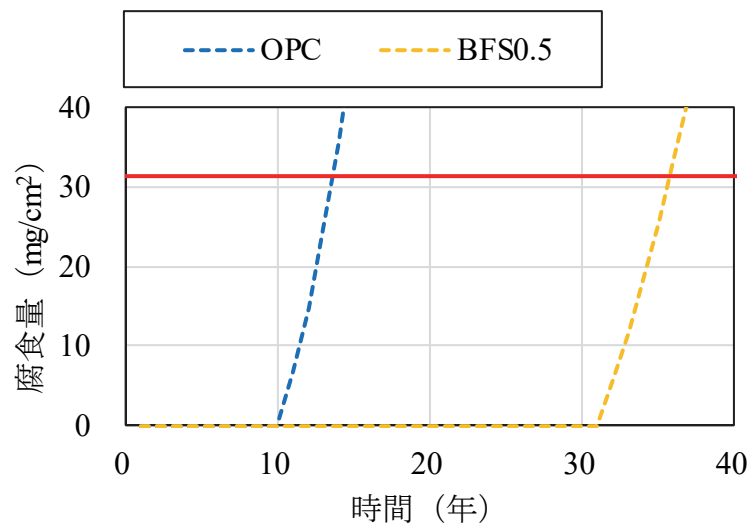


図 5.4.2-3 腐食量の経年変化の比較 (338 委員会モデル)

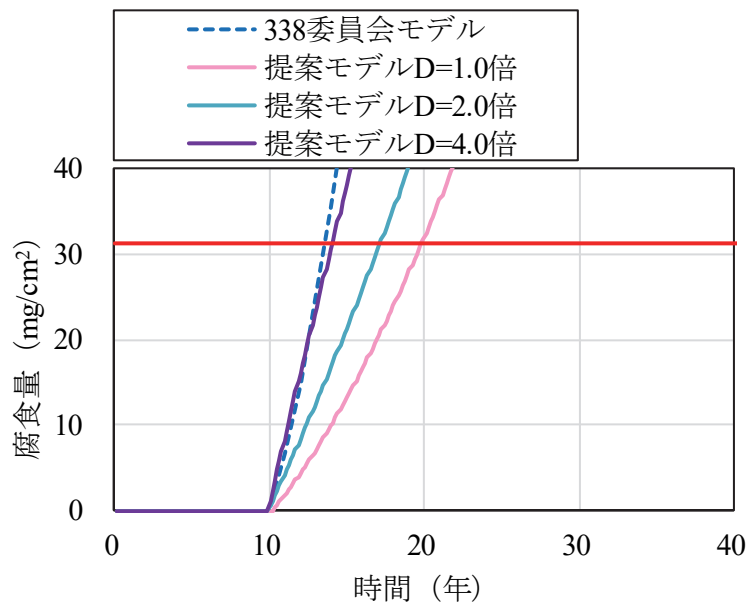


図 5.4.2-4 腐食量の経年変化の比較 (OPC, かぶり 50mm)

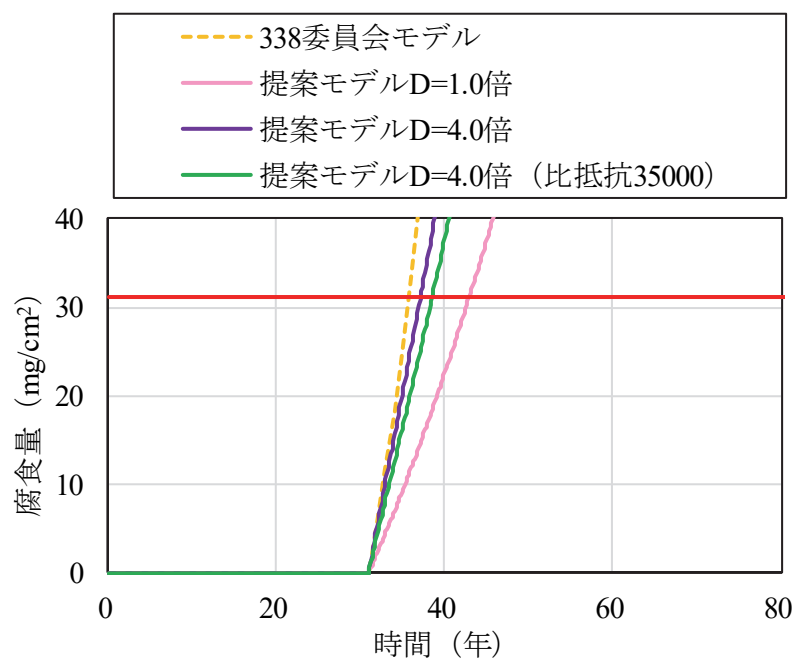


図 5.4.2-5 腐食量の経年変化の比較 (BFS0.5, かぶり 50mm)

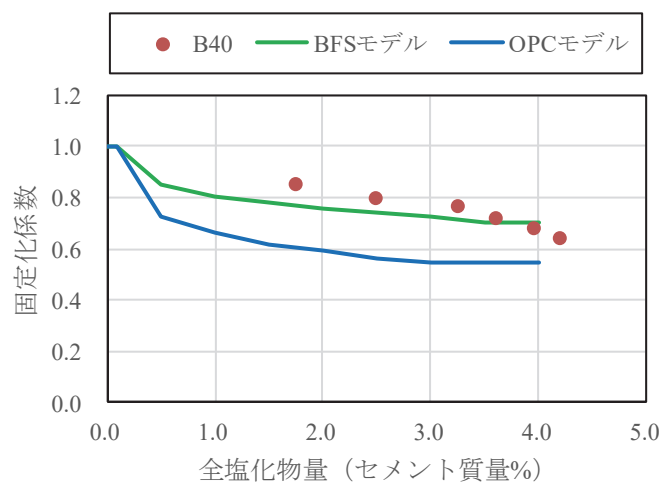


図 5.4.2-6 固定化係数の BFS モデルの設定



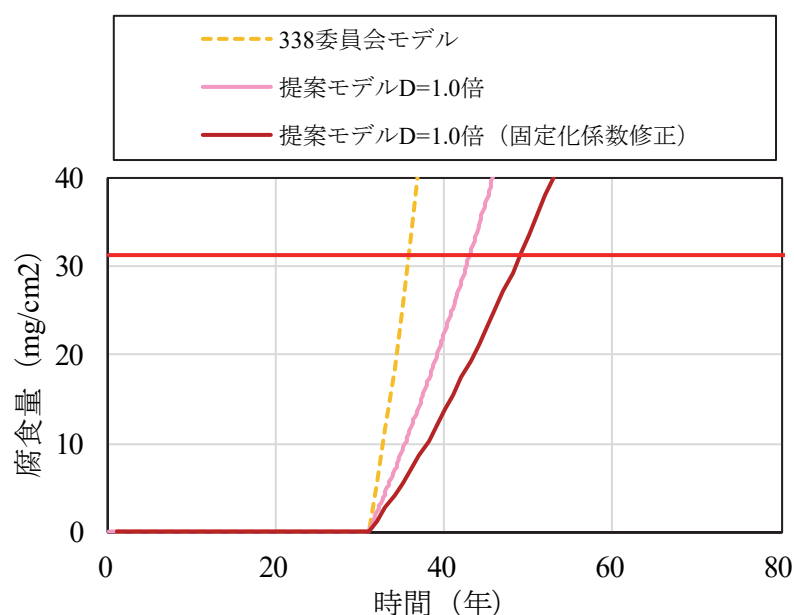


図 5.4.2-7 腐食量の経年変化の比較 (BFS0.5, 固定化係数の修正)

表 5.4.2-1 潜伏期期間と進展期期間の算定結果

	計算手法	かぶり 50mm	
		OPC	BFS 0.5
潜伏期期間(年)	共通	10	31
進展期期間(年)	既往手法 (338委員会)	3	5
	鋼材腐食解析 (ミクロ D=1.0)	9	12 (18)
	鋼材腐食解析 (マクロ D=2.0)	7	-
	鋼材腐食解析 (マクロ D=4.0)	4	6

\*括弧内は、固定化係数修正の場合

## 5.5 まとめ

第 5 章では、2～4 章で構築した手法を用いて、BFS の有無をパラメータとした塩害による耐久性照査を試みた。耐久性照査は、1) コンクリートの比抵抗モデルを用いた鋼材腐食評価、2) 鋼材腐食解析手法を用いた鋼材腐食評価、3) 進展期末を限界状態とした耐久性照査、の 3 通りを試行した。

第 5 章において得られた結論を以下に示す。

- (1) 構築したコンクリートの比抵抗モデルにより、配合、環境条件、かぶり位置毎の簡易的な腐食リスクの判定を可能とした。DuCOM によるコンクリート中の水和反応による各空隙の水分量や飽和度などの材料特性からコンクリートの比抵抗を算定するコンクリートの比抵抗モデルにより、簡易的

に塩害の腐食リスクを算定することが可能となり、BFSを混合することによる耐腐食性の向上を示すことができた。しかしながら塩化物イオン分布の影響は考慮しておらず、より詳細な評価には、鋼材腐食解析手法などにより塩化物イオン濃度の分布状況を考慮してコンクリート中の鋼材の腐食速度を算定する必要がある。

- (2) 鋼材腐食解析手法を用いた鋼材腐食評価により、鉄筋位置の塩化物イオン分布を反映させたアノード部の腐食速度を算定できた。検討結果と実環境でのコンクリートの比抵抗と腐食速度との関係と比較して、上限側の腐食速度を算出した。
- (3) 鋼材腐食解析手法を用いることで、配合や塩化物イオンのばらつきを考慮した進展期末を限界状態とした耐久性照査が可能となった。特に、既往手法では困難であったBFSの混合がコンクリート中の鋼材腐食の腐食速度に与える影響を改良した鋼材腐食解析手法を用いることで定量的に示すことが可能となった。
- (4) 今後の課題として、鋼材腐食解析手法に溶存酸素の供給量の算定を加えるなどにより、計算確度の向上と適用範囲の拡大があげられる。

## 第5章の参考文献

- 5-1) 胡桃澤清文, 名和豊春: 高炉スラグペーストの電気伝導性による塩分浸透性と微細構造評価, セメント・コンクリート論文集, Vol.66, pp.127-134, 2012.
- 5-2) 日本コンクリート工学協会, (株) 計算力学研究センター: コンクリート構造物の長期性能シミュレーションプログラム LECCA2 理論解説書, pp.1-46, 2010.1.
- 5-3) 土木学会: コンクリート中の鋼材の腐食性評価と防食技術研究小委員会 (338 委員会) 成果報告書 (その 2) およびシンポジウム論文集, コンクリート技術シリーズ 99, 2012.10.
- 5-4) 武若耕司: コンクリートの非破壊検査方法 (原理と手法) —鋼材腐食—, 特集\*コンクリートの非破壊検査/3.8, コンクリート工学, Vol.27, No.3, pp.69-74, 1989.
- 5-5) 日本コンクリート工学会: コンクリート診断技術'17 [基礎編], pp.198-199, 2017.
- 5-6) S.Feliu, C.Andrade, J.A.Gonzalez and C.Alonso: A new method for in-situ measurement of electrical resistivity of reinforced concrete, Materials and Structures, Vol.29, pp.362-365, 1996.
- 5-7) R.Polder, C.Andrade, B.Elsener, O.Vennesland, J.Gulikers, R.Weidert and M.Raupach: RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion, 'Test methods for on site measurement of resistivity of concrete', Materials and Structures, Vol.33, pp.603-611, 2000.12.
- 5-8) 玉井譲, 上田洋: 水セメント比および養生条件がコンクリート内部の含水状態に与える影響, 土木学会第 66 回年次学術講演会, pp.561-562, 2011.
- 5-9) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書【設計編】, 2018.3.
- 5-10) 丸屋剛, 武田均, 堀口賢一, 小山哲: コンクリート中の鋼材のマクロセル腐食に関する再現実験と数値解析, 土木学会論文集 E, Vol.64, No. 4, pp.500-514, 2008.
- 5-11) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の長期性能照査支援モデルに関するシンポジウム 委員会報告書 論文集, pp.202-203, 2004.
- 5-12) 高橋佑弥, 石田哲也, 岸利治: 微小空隙中の塩化物イオン・液状水移動に着目したセメント硬化体の遮塩性能評価モデル, 土木学会論文集 E2, Vol.70, No.1, pp.118-133, 2014.
- 5-13) 高橋佑弥, Yogarajah Elakneswaran, 林政典, 石田哲也: 空隙壁面の電氣的性状を考慮した拡散モデルによるモルタルの塩分浸透解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.1, pp.898-903, 2014.
- 5-14) Rodriguez, J., Ortega, L.M., Garcia, A. M., Johansson, L. and Petterson, K., 'On-site corrosion relate measurements in concrete structures using a device developed under the Eureka Project EU-401', Concrete Accross Borders Int. Conference, Odense, Denmark, pp.215-226, 1994.6.
- 5-15) 丸屋剛, Somnuk, T., 松岡康訓: コンクリート表層部における塩化物イオンの移動に関するモデル化, 土木学会論文集, No.585/V-38, pp.79-95, 1998.2.
- 5-16) 石田哲也, 宮原茂禎, 丸屋剛: ポルトランドセメントおよび混和材を使用したモルタルの塩素固定化特性, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.1, pp.14-26, 2007.1.

## 第6章 結論

本研究では、塩害劣化作用を受ける RC 構造物において、水結合材比や混和材の混合率といった配合条件や外部の湿度といった環境条件を考慮し、腐食ひび割れ発生までの期間をシミュレートできるマルチスケールモデルに基づく構造・鋼材腐食連成手法システムの構築することをその最終的な目的とした。

2 章では、従来のマクロセル腐食を考慮した鋼材腐食解析手法の適用範囲を拡大することを目的として、鋼材腐食解析手法の改良を行った。ミクロセル腐食、マクロセル腐食のモデル化を修正するとともに、カソード要素に着目し、マクロセル腐食電流密度の分配率を導入することで、1つのカソード要素と対となる他の複数のアノード要素間のマクロセル腐食電流密度の面積比依存を反映したモデルを構築した。構築した解析手法を用いて、マクロセル回路形成による鋼材の腐食現象を再現した塩水による乾湿繰返し既往実験をシミュレートし検証を行った。

主な成果と課題は以下の通りである。

- (1) 内部分極曲線と外部分極曲線間の整合性のとれた定式化をすることにより、ミクロセル腐食およびマクロセル腐食による腐食量の算定モデルの汎用性をより高めた。本解析手法でモデル化した外部分極曲線は、実験より測定された外部分極曲線と比較して、鋼材位置の塩化物イオン濃度が大きくなると外部分極曲線が卑側にシフトする挙動をよく示した。
- (2) カソード要素を着目要素とし、マクロセル腐食電流密度の分配率 $\beta$ を設定することで、複数の分割要素からなる RC 中の鉄筋のマクロセル腐食電流密度が要素分割の影響を受けないものとなり、RC 構造物中の鉄筋の配置および腐食量を解析に適切に反映することができる。
- (3) RC 構造物中における鋼材のカソード面積に対するアノード面積比を反映した腐食速度の速いマクロセル腐食のモデル化がより適切なものとなった。
- (4) 鋼材腐食解析手法ではひび割れの進展と鋼材腐食の相互作用を考慮していないため、腐食ひび割れ開始以降の腐食範囲の広がりについては、表現できていない。

第 3 章では、マクロセル腐食回路形成に影響を及ぼすコンクリートの比抵抗のコンクリートの配合や含水状態の影響を網羅的に考慮した定式化を行った。

配合や環境条件の影響を考慮できるコンクリートの比抵抗のモデル化を考案し、比抵抗測定実験との比較による検証を行った。

主な成果と課題は以下の通りである。

- (1) 骨材の比抵抗とセメントペーストの比抵抗からなる、直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗のモデルを考案した。
- (2) 骨材体積率の影響を細粗混合骨材の最大混合体積率を用いて正規化することで、直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗のモデルの汎用性を高めた。
- (3) 骨材体積率をパラメータとした比抵抗測定実験から正規化骨材体積率の関数とした骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータを求め、水結合材比 30%から 50%、骨材体積率 0.2 から 0.58、

材齢 1 日から 91 日までの試験結果で検証した結果、従来の並列回路モデルによるコンクリートの比抵抗に比べて、特に骨材体積率が大きい範囲の予測精度が向上した。

- (4) 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量および毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の電子の移動経路の影響を考慮したセメントペーストの比抵抗モデルを考案した。
- (5) 水結合材比と骨材体積率をパラメータとし、3 通りの曝露方法にて曝露しながらコンクリートとモルタル試験体の比抵抗の測定を行い、直列並列複合回路モデルによりセメントペーストの比抵抗を求めた。OPC を使用した場合のセメントペーストの比抵抗は DuCOM にて算出した毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量の関数により、累乗近似にて近似した結果が得られた。
- (6) 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量は、毛細管空隙とゲル空隙の液状水量から空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量を差し引いたものとした。このとき、電子移動に影響を与えない水量を比表面積にデバイ長を掛け合わせたものとしたが、電子移動に影響を与えない範囲についての検証はしておらず、この点は今後の課題である。
- (7) BFS がセメントペーストに及ぼす影響は、空隙表面の電気二重層による拘束されて電子移動に影響を与えない水量とセメントペーストの屈曲度を考慮することで勘案するモデルとした。OPC のセメントペーストの比抵抗を既知として、スラグ混合率により屈曲度のパラメータを変化させるモデルとした。スラグ混合率により屈曲度が変化するメカニズムは未だ明らかになっていないが、スラグ混合率と Ca/Si 比には線形の関係があり、C-S-H の形態が異なることで屈曲度が変化すると考えられる。
- (8) 構築したセメントペーストの比抵抗モデルは、BFS の混合率が 0~50%までの範囲において、精度良く実験値を推定できた。しかしながら、BFS の混合率が 70%と高混合率のものについては、実験値を下回る結果となった。DuCOM の計算上、BFS の混合率が 70%では毛細管空隙の空隙率が極端に大きくなり、セメントペーストの比抵抗が小さく算出される。
- (9) 毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量、および毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水中の電子の移動経路の影響を考慮したセメントペーストの比抵抗モデルは、BFS を混合した OPC のセメントペーストの比抵抗モデルを精度良く予測することを確認した。
- (10) OPC を使用したコンクリートの比抵抗は、直列並列複合回路モデルとセメントペーストの比抵抗モデルを用いることで、精度よく予測できた。
- (11) BFS を混合したコンクリートは OPC を使用したコンクリートと骨材が比抵抗に及ぼす影響が異なる。BFS の混合率が 50%のモルタルの比抵抗の測定結果およびそのモルタルのセメントペーストの比抵抗の予測値を用いて、BFS の混合率が 50%のモデル線を再定義したところ、BFS の混合率が 50%のモルタルによって得られた骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータと良い相関が得られた。BFS の混合率を変化させた場合については、骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータを別途定義する必要があることが示唆された。また、モデル上、正規化骨材体積率が 1.0 に近づくと比抵抗が急増するが、実験値は正規化骨材体積率がコンクリートの比抵抗に与える影響は小さくなるため、正規化骨材体積率が 0.8 以上では、骨材がコンクリートの比抵抗に与えるパラメータを再定義する必要があると考えられ、この点は今後の課題である。

第 4 章では、塩害による腐食劣化予測に対する構造・鋼材腐食連成解析手法を構築した。これは、3

次元非線形構造解析モデルと第2章にて構築したRC部材中の塩化物イオン拡散とそれによる鋼材腐食をモデル化した3次元腐食解析モデル、そして、各解析モデル中の材料挙動の相互の解析結果を反映させる相互作用モデルを組み合わせたものである。相互作用モデルとして、ひび割れによる腐食因子拡散モデルとコンクリート中の鋼材腐食膨張モデルを構築する。マクロセル回路形成による鋼材の腐食現象を再現した塩水による乾湿繰返し実験に対し、本解析手法を適用し、その妥当性を検証した。

主な成果と課題は以下の通りである。

- (1) RC 非線形構造解析と、RC 部材中における塩化物イオンの拡散とこれにより生じる鋼材のマイクロセル腐食およびマクロセル腐食のモデルを組み込んだ鋼材腐食解析、そしてこれらの相互作用を考慮した連成解析手法を構築した。
- (2) 内部分極曲線と外部分極曲線間の整合性のとれた定式化をすることにより、マイクロセル腐食およびマクロセル腐食による腐食量の算定モデルの汎用性をより高めた。本解析手法でモデル化した外部分極曲線は、実験より測定された外部分極曲線と比較して、鋼材位置の塩化物イオン濃度が大きくなると外部分極曲線が卑側にシフトする挙動を良く示した。
- (3) カソード要素を着目要素とし、マクロセル腐食電流密度の分配率 $\beta$ を設定することで、複数の分割要素からなるRC中の鉄筋のマクロセル腐食電流密度が要素分割の影響を受けないものとなり、RC構造物中の鉄筋の配置および腐食量を解析に適切に反映することができる。
- (4) ひび割れた要素の拡散係数は、要素内に1本のひび割れが発生するものと仮定し、要素内の拡散係数とひび割れの関係としてモデル化した。これにより、既往実験で得られたひび割れ部の拡散係数-ひび割れ幅関係を用いてひび割れた要素の拡散係数を設定することが可能となる。
- (5) 本解析手法で得られた腐食ひび割れ発生限界腐食量を既往の実験結果と比較した結果、本論文の腐食膨張モデルにおける腐食生成物の膨張率を1.10~1.50とすることで、かぶりや鉄筋径の各種条件下におけるひび割れ発生限界腐食量を概ね表現できるものと考えられる。
- (6) マクロセル腐食を模擬した塩水による乾湿繰返し実験に本解析手法を適用し、ひび割れ前のコンクリートの材料の不均一性、構造解析との連成、腐食生成物の膨張率が、腐食開始時期、腐食ひび割れ発生時期、塩化物イオン濃度、および腐食量に与える影響を確認し、本解析手法の妥当性を検証した。その結果、本実験シミュレーションの範囲内においては、膨張率を1.5とし、アノード想定部のpHを11.8とするケースが実験との整合性が最もとれているものと考えられる。

第5章では、2~4章で構築した手法を用いて、BFSの有無をパラメータとした塩害による耐久性照査を試みた。耐久性照査は、1) コンクリートの比抵抗モデルを用いた鋼材腐食評価、2) 鋼材腐食解析手法を用いた鋼材腐食評価、3) 進展期末を限界状態とした耐久性照査、の3通りを試行した。

第5章において得られた結論を以下に示す。

- (1) 構築したコンクリートの比抵抗モデルにより、配合、環境条件、かぶり位置毎の簡易的な腐食リスクの判定を可能とした。DuCOMによるコンクリート中の水和反応による各空隙の水分量や飽和度などの材料特性からコンクリートの比抵抗を算定するコンクリートの比抵抗モデルにより、簡易的に塩害の腐食リスクを算定することが可能となり、BFSを混合することによる耐腐食性の向上を示すことができた。しかしながら塩化物イオン分布の影響は考慮しておらず、より詳細な評価には、鋼材腐食解析手法などにより塩化物イオン濃度の分布状況を考慮してコンクリート中の鋼材の腐食

速度を算定する必要がある。

- (2) 鋼材腐食解析手法を用いた鋼材腐食評価により、鉄筋位置の塩化物イオン分布を反映させたアノード部の腐食速度を算定できた。検討結果と実環境でのコンクリートの比抵抗と腐食速度との関係と比較して、上限側の腐食速度を算出した。
- (3) 鋼材腐食解析手法を用いることで、配合や塩化物イオンのばらつきを考慮した進展期末を限界状態とした耐久性照査が可能となった。特に、既往手法では困難であった BFS の混合がコンクリート中の鋼材腐食の腐食速度に与える影響を改良した鋼材腐食解析手法を用いることで定量的に示すことが可能となった。
- (4) 今後の課題として、鋼材腐食解析手法に溶存酸素の供給量の算定を加えるなどにより、計算確度の向上と適用範囲の拡大があげられる。

以上のように、本研究では、塩害を受ける鉄筋コンクリート構造物の耐久性照査の合理化に必要な、腐食開始から腐食ひび割れの発生、およびその後の腐食進展を含む腐食劣化プロセスを予測するための解析手法を構築した。最終的には本研究を通じて行ったモデルの適用範囲の拡大や高度化によって、任意の配合、環境条件においても予測精度の向上に寄与することを確認した。適用範囲を拡大したコンクリートの比抵抗モデルを解析手法に組み込むことで、BFS の混合による耐腐食性を示すことが可能となり、鉄筋コンクリートの腐食レベルの簡易的算定および進展期末を限界状態とした耐久性照査が可能となった。

## 付録 A コンクリート断面内の毛細管空隙とゲル空隙の有効水量分布

### A.1 はじめに

第3章で行ったセメントペーストの比抵抗モデルに用いた実験では、コンクリート断面内の毛細管空隙とゲル空隙の有効水量分布は一樣ではなく、その平均値を用いて整理している。

ここでは、各配合、曝露条件によるコンクリート断面内の毛細管空隙とゲル空隙の有効水量分布の DuCOM での解析値を示す。

### A.2 解析条件

第3章で行った実験の配合を表 A-1 (表 3.3.2-1 を再掲) に、使用材料を表 A-2 (表 3.3.2-2 を再掲) に、曝露条件を表 A-3 (表 3.3.2-3 を再掲) に、解析ケース一覧を表 A-1 (表 3.3.2-5 を再掲) に示す。

解析モデルを図 A-1 に示す。空隙率、飽和度などの各出力値は図 A-1 に示す断面内の値の出力位置のガウス点の値を用いて、図 A-2 に示すガウス点ごとの断面積により重みづけをして断面平均の値を求めた。

表 A-1 配合表

	配合名	空気量 (%)	W/ (C+BFS) (%)	細骨材 率 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						
					水 W	セメ ント C	スラ グ BFS	細骨 材 S	粗骨 材 G1	粗骨 材 G2	NaCl
コンク リート	C35	4.5	35	42.3	165	471	-	704	392	588	-
	C45		45	45.1	165	367	-	790	392	588	-
	C55		55	46.2	170	309	-	825	392	588	-
	CM45		45	65	217	482	-	1041	196	294	-
モルタ ル	M45	4.5	45	100	269	598	-	1292	0	0	-
	M45- NaCl		45	100	260.9	598	-	1292	0	0	8.1
	BFS45		45	100	258	299	273	1320	0	0	-

表 A-2 使用材料

使用材料	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)
OPC	3.16	3330
BFS	2.89	4360
細骨材	2.6	-
粗骨材	2.65	-

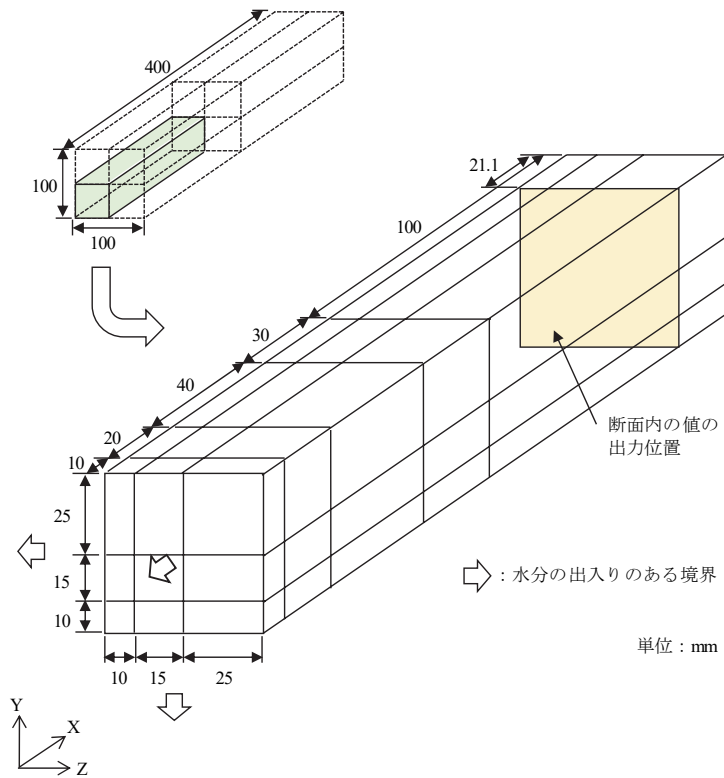


表 A-3 曝露条件

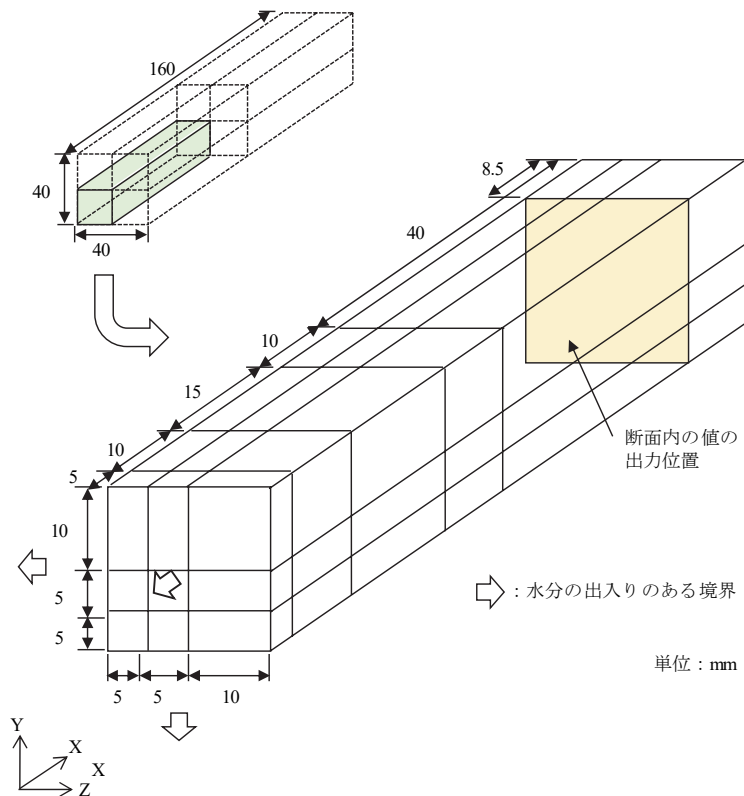
曝露方法
20℃, 27%RHの環境に曝露
40℃の環境に曝露
20℃, 霧室 の環境に密封養生

表 A-4 解析ケース

ケース名	配合名	曝露環境	備考
C35-20	C35	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=35%のコンクリート
C35-40		40℃の環境に曝露	
C35-霧室		20℃, 霧室 の環境に密封養生	
C45-20	C45	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=45%のコンクリート
C45-40		40℃の環境に曝露	
C45-霧室		20℃, 霧室 の環境に密封養生	
C55-20	C55	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=55%のコンクリート
C55-20'		20℃, 27%RHの環境に曝露, 材齢111日より密封養生	
C55-40		40℃の環境に曝露	
C55-霧室		20℃, 霧室 の環境に密封養生	
CG45-20	CG45	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=45%のコンクリート 粗骨材量をC45の50% S/CをC45と同一
CG45-40		40℃の環境に曝露	
CG45-霧室		20℃, 霧室 の環境に密封養生	
M45-20	M45	20℃, 27%RHの環境に曝露	W/C=45%のモルタル S/CをC45と同一
M45-40		40℃の環境に曝露	
M45-霧室		20℃, 霧室 の環境に密封養生	
M45NaCl-20	M45NaCl	20℃, 27%RHの環境に曝露	3%NaClを混入
M45NaCl-40		40℃の環境に曝露	
M45-NaCl霧室		20℃, 霧室 の環境に密封養生	
BS45-20	BS45	20℃, 27%RHの環境に曝露	高炉スラグ微粉末を体積比 50%で置換
BS45-40		40℃の環境に曝露	
BS45-霧室		20℃, 霧室 の環境に密封養生	



a)コンクリート試験体



b)モルタル試験体

図 A-1 FEM (DuCOM) 解析に用いた要素分割

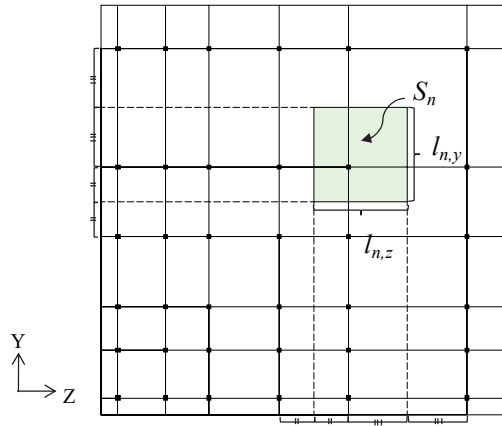


図 A-2 ガウス点 n の断面積

### A.3 解析結果および考察

各曝露ケースの毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量  $W_{ef}$  とセメントペーストの比抵抗の関係、各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$  を図 A-3～図 A-16 に示す。セメントペーストの比抵抗はコンクリートおよびモルタルの比抵抗の測定値を元に直列並列複合回路モデル（式（27）～式（32））を用いて推定した。

曝露開始前および霧室にて曝露したケースでは、断面内の  $W_{ef}$  の水分分布は一樣であることが確認できる。曝露開始後にコンクリート表面から  $W_{ef}$  が急激に減少し、時間とともに内部の有効水量が減少しており、断面内の  $W_{ef}$  は一樣ではない。 $W_{ef}$  とセメントペーストの比抵抗の関係において、断面平均の  $W_{ef}$ 、ガウス点ごとの断面積により重みづけして求めたセメントペーストの比抵抗（式(A-1)）をプロットした。モデル線は断面平均の  $W_{ef}$  を用いたものであるが、断面内のガウス点ごとの断面積により重みづけして求めたセメントペーストの比抵抗はほぼモデル線上にあることが確かめられた。

C55-20' のケースは、断面内の  $W_{ef}$  の水分分布をなるべく一樣にする目的で、材齢 111 日以降密封養生したものである。材齢 111 日の断面内の  $W_{ef}$  は 0.0～0.25 程度と勾配が大きいですが、材齢 458 日には断面内の  $W_{ef}$  は 0.09～0.13 となり、断面内の  $W_{ef}$  の水分分布が一樣になってきている。

したがって、測定時点によっては毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量は分布しているが、その断面平均によって求めたセメントペーストの比抵抗は、実験から得られたセメントペーストの比抵抗と良い相関が得られた。

$$\rho_p = \frac{S}{\sum_{n=1}^n \frac{S_n}{\rho_{p,n}}} \quad (A-1)$$

ここに、

$\rho_p$  : 断面全体のセメントペーストの比抵抗( $\Omega \cdot \text{cm}$ ),  $S$  : モデル化した全断面積( $\text{mm}^2$ ) (コンクリート試験体 :  $2500\text{mm}^2$ , モルタル試験体 :  $400\text{mm}^2$ ),  $S_n$  : ガウス点 n の断面積( $\text{cm}^2$ ),  $\rho_{p,n}$  : ガウス点 n のセメントペーストの比抵抗( $\Omega \cdot \text{cm}$ )

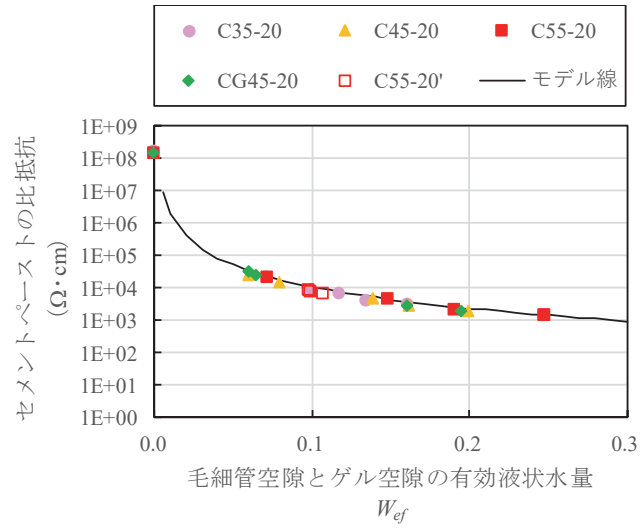
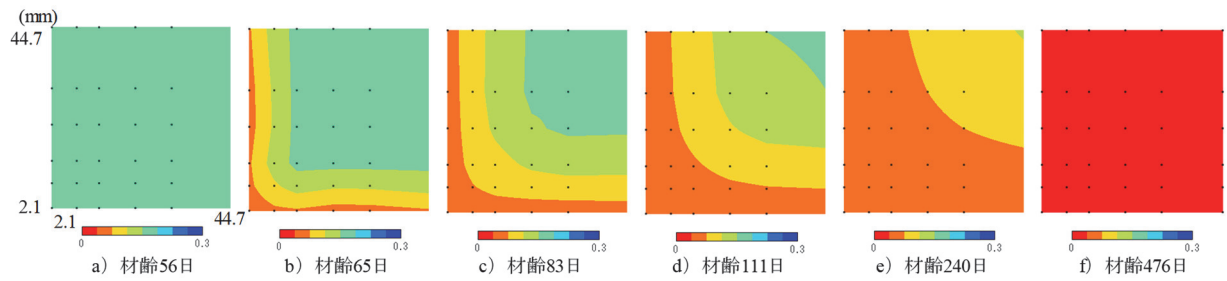
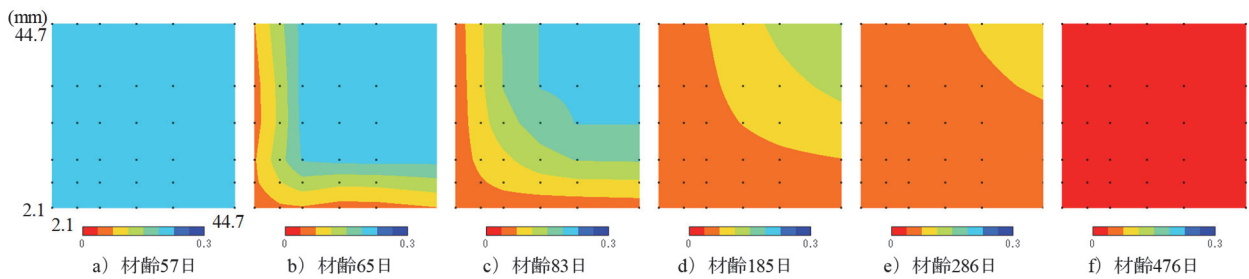


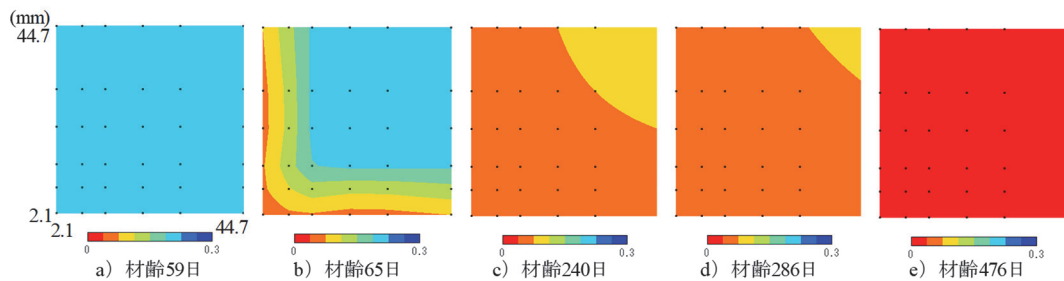
図 A-3  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係（コンクリート\_20℃曝露ケース）



a) C35-20



b) C45-20



c) CG45-20

図 A-4 各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$ （コンクリート\_20℃曝露ケース）（1）

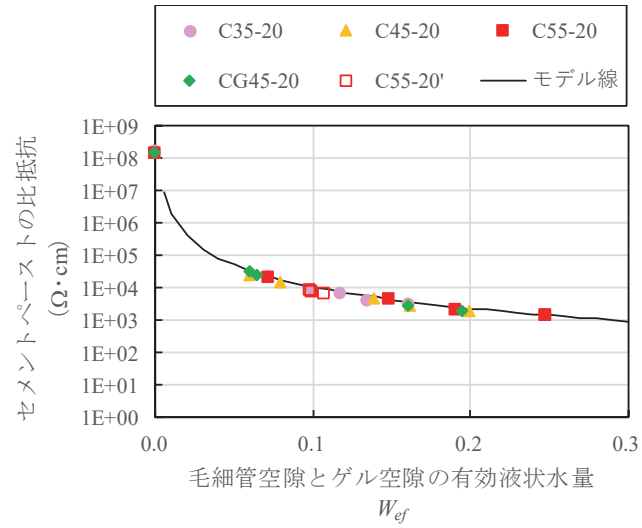
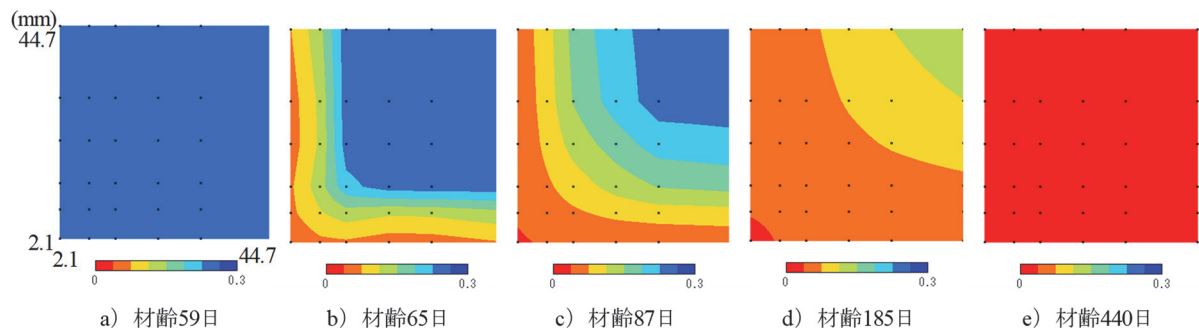
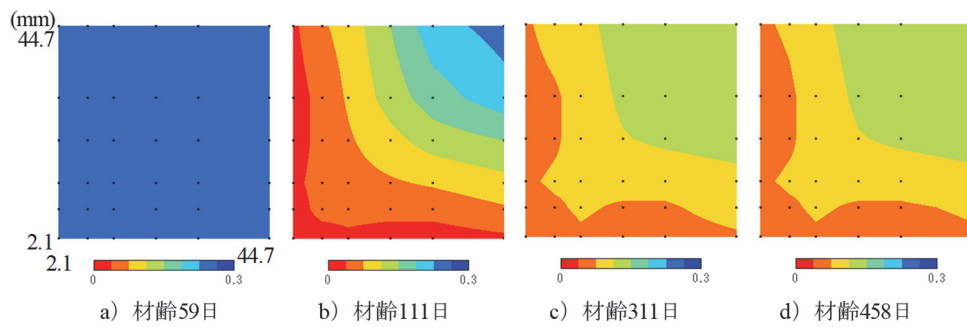


図 A-5  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係（コンクリート\_20℃曝露ケース）（2）



d) C55-20



e) C55-20'

図 A-6 各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$ （コンクリート\_20℃曝露ケース）（2）

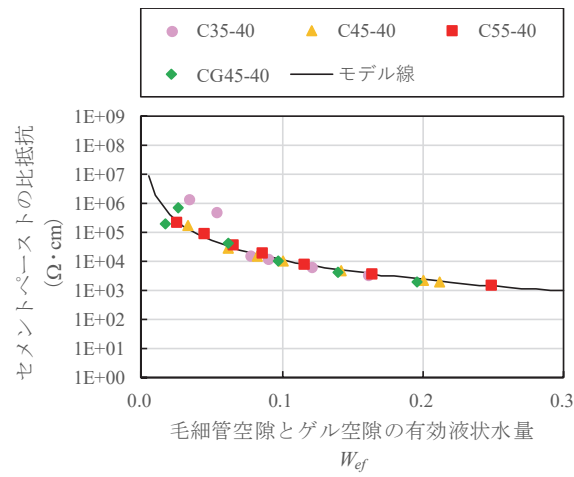


図 A-7  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係（コンクリート\_40℃曝露ケース）

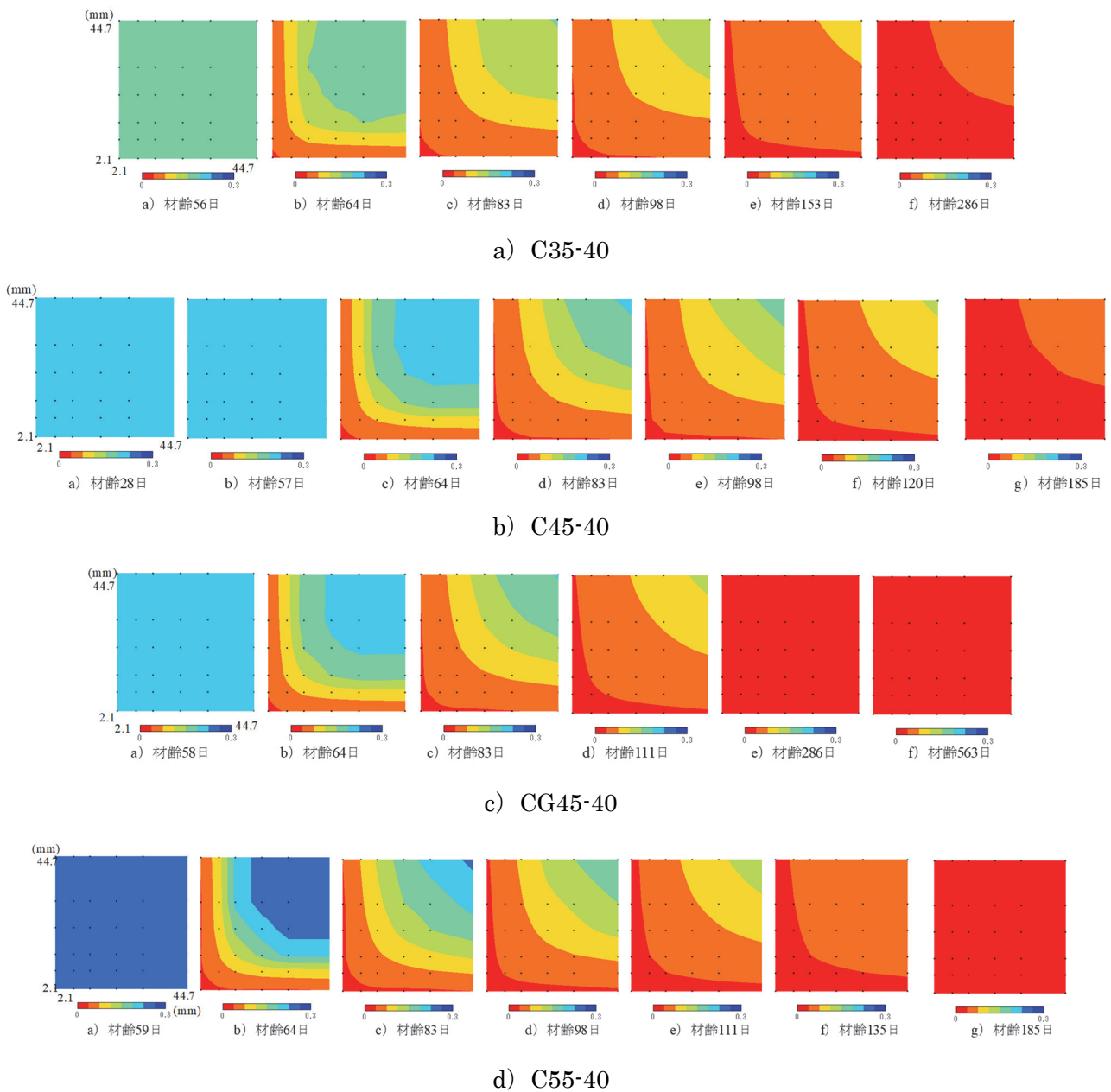


図 A-8 各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$ （コンクリート\_40℃曝露ケース）

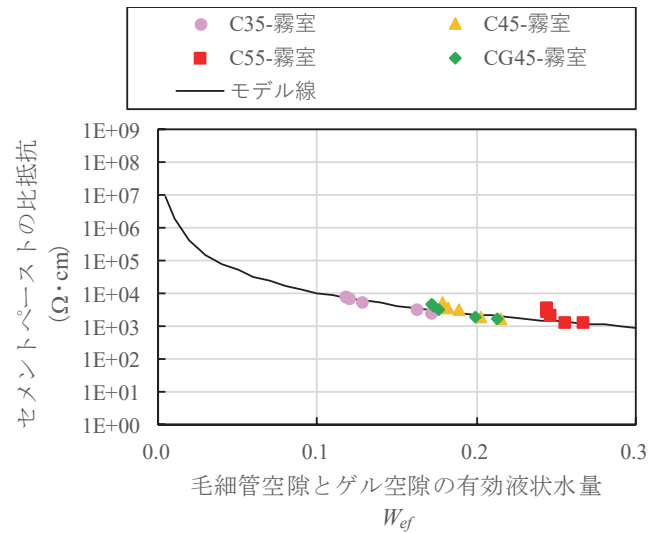


図 A-9  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係 (コンクリート\_霧室密封ケース)

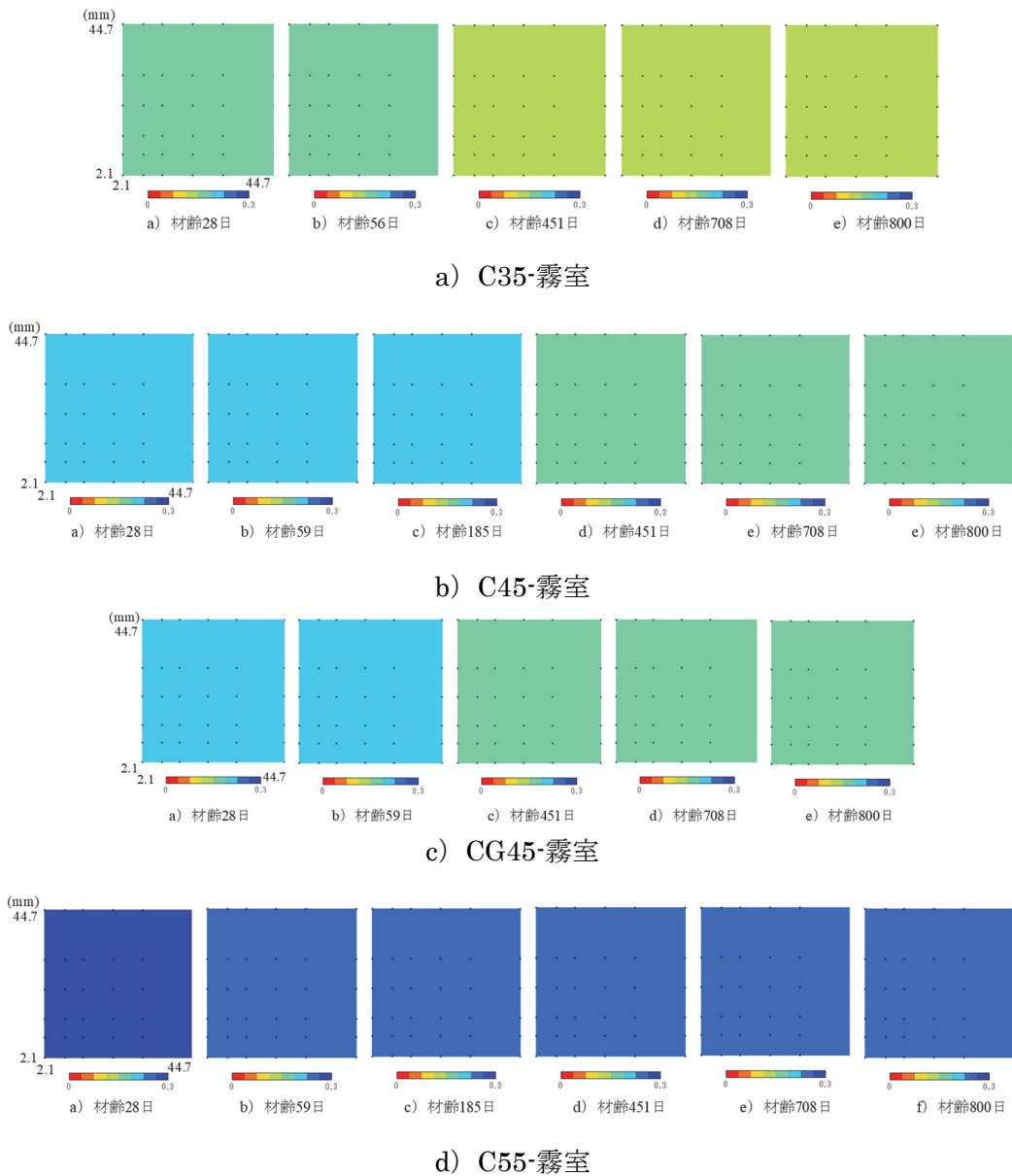


図 A-10 各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$  (コンクリート\_霧室密封ケース)

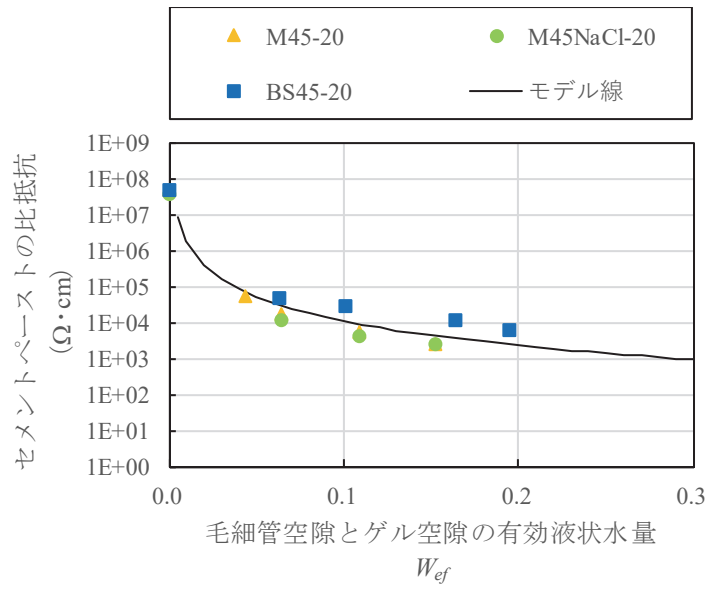
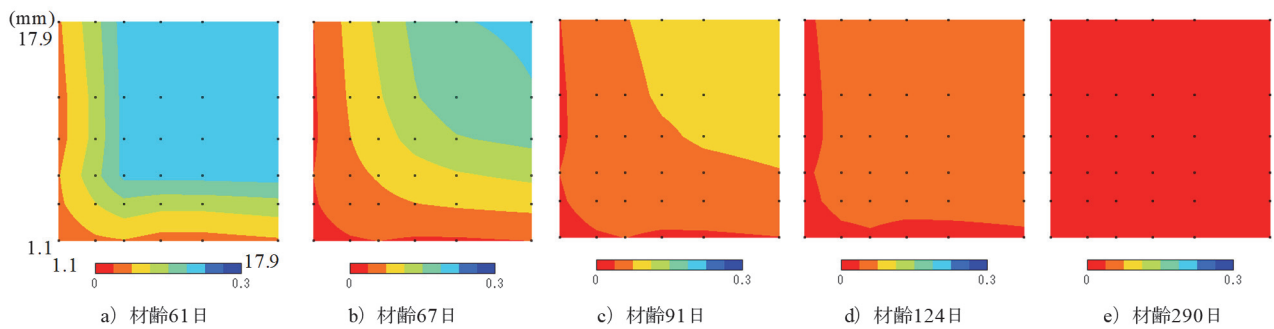
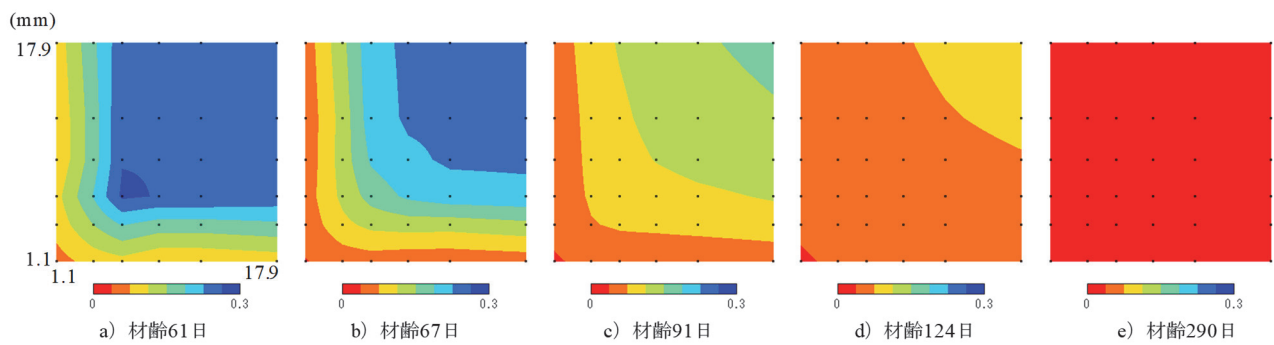


図 A-11  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係 (モルタル\_20℃曝露ケース)



a) M45-20



b) BS45-20

図 A-12 各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$  (モルタル\_20℃曝露ケース)



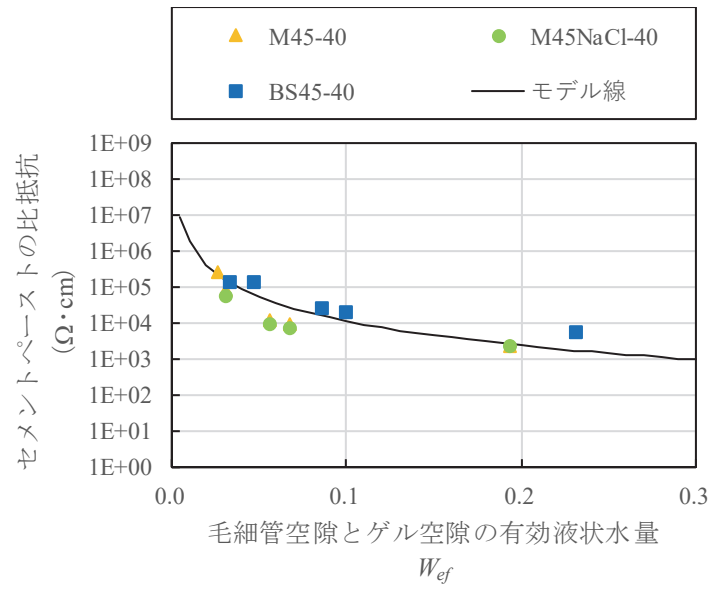


図 A-13  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係 (モルタル\_40℃曝露ケース)

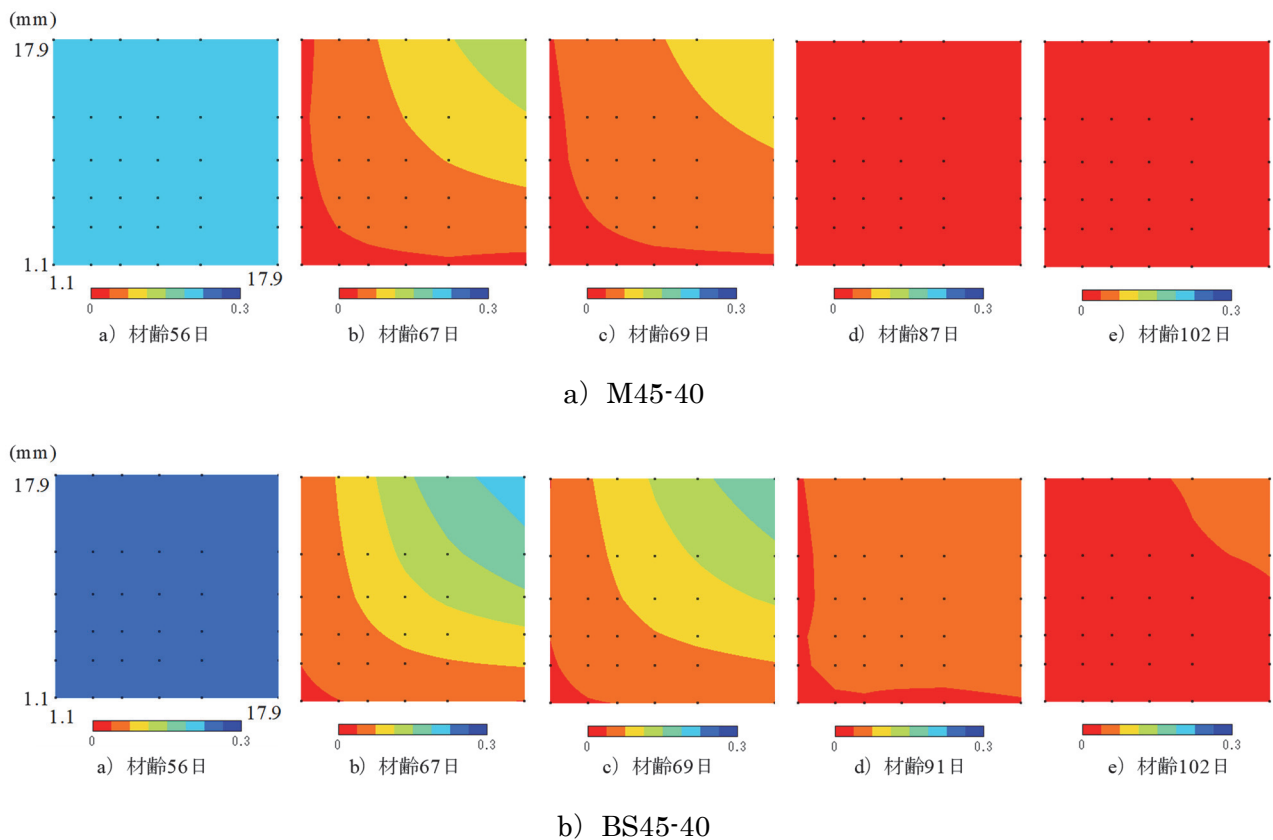


図 A-14 各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$  (モルタル\_40℃曝露ケース)

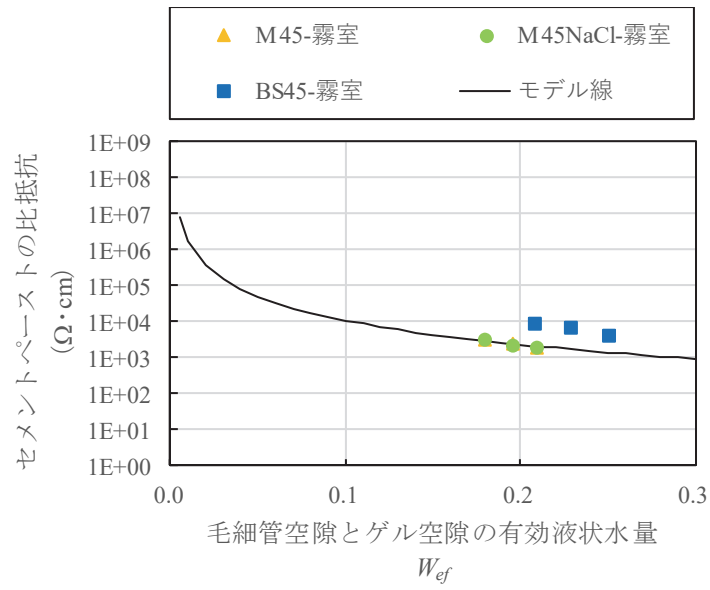


図 A-15  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係 (モルタル\_霧室密封ケース)

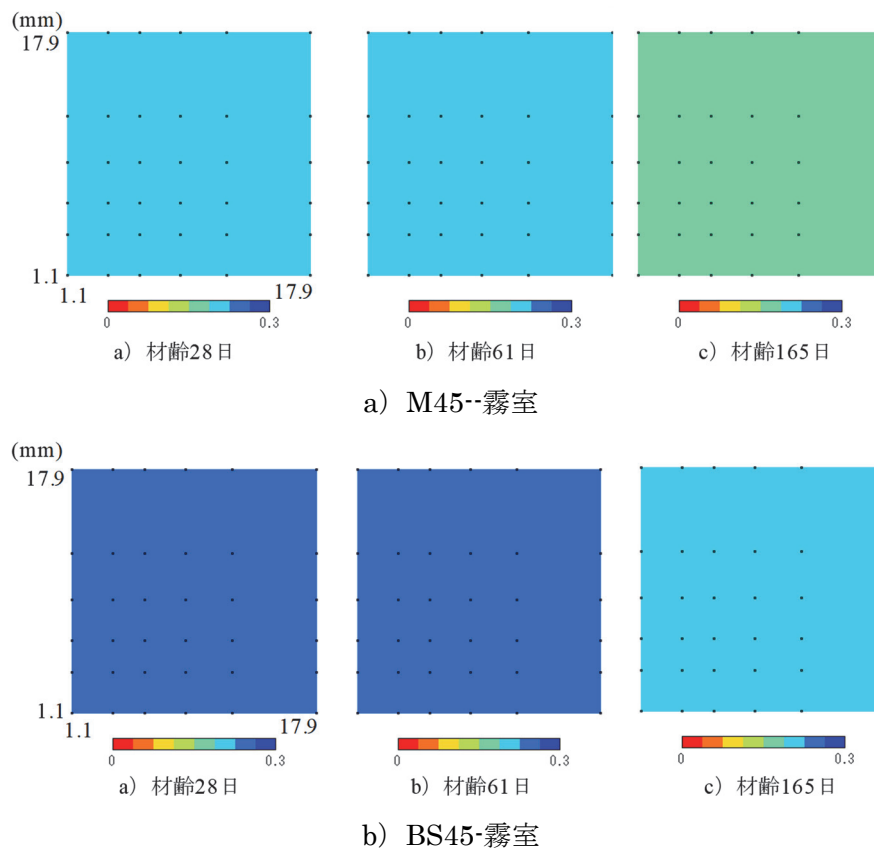


図 A-16 各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$  (モルタル\_霧室密封ケース)

## 付録 B セメントペーストの比抵抗モデルに関する要素分割依存性の確認

### B.1 はじめに

第3章で行ったセメントペーストの比抵抗モデルに用いた実験では、コンクリート断面内の毛細管空隙とゲル空隙の有効水量分布は様ではなく、その平均値を用いて整理している。付録Aでは、断面内の有効水量は分布を持っていることを示した。

ここでは、セメントペーストの比抵抗モデルに関する要素分割の依存性を確認するために、要素分割を細かくして各ガウス点の出力値から計算される断面平均の  $W_{ef}$  を比較するとともに、各ガウス点の位置の  $W_{ef}$  を用いて計算される各ガウス点の位置のセメントペーストの比抵抗から断面平均のセメントペーストの比抵抗を比較した。

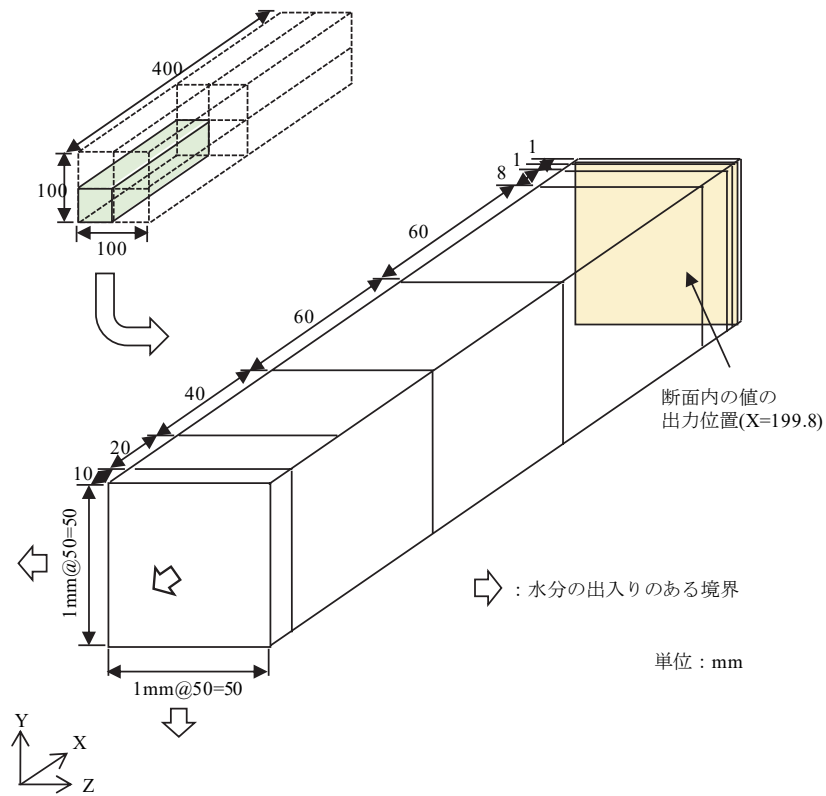
### B.2 解析条件

解析対象のケースは、表B-1の赤枠で示すB55-40のケースとした。実験ケースの内、コンクリート断面内の毛細管空隙とゲル空隙の有効水量が最も分布しているためである。

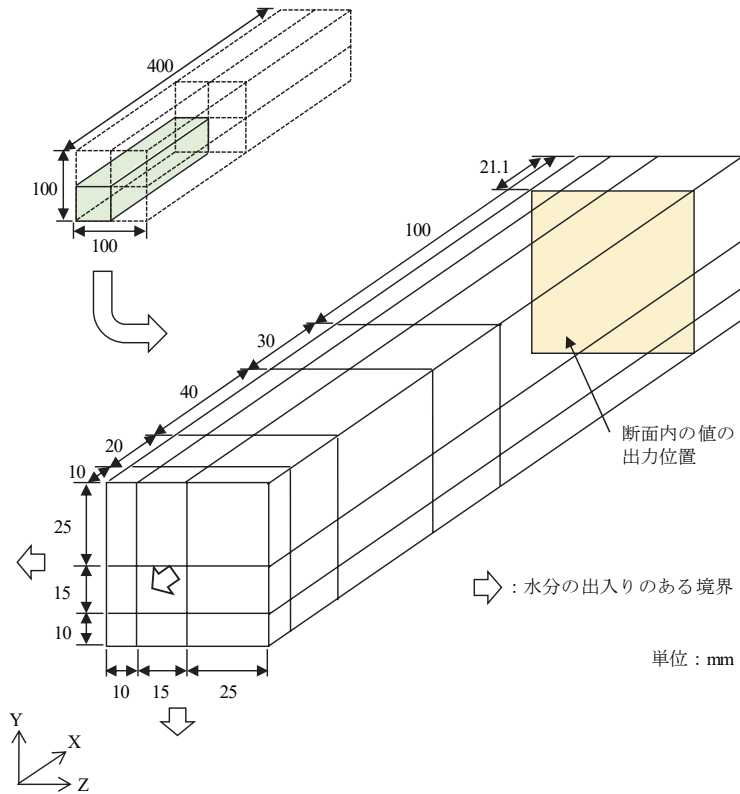
解析モデルを図B-1に示す。要素分割を細かくしたケースでは、断面内の要素分割を1mm間隔とした。第3章で用いた解析モデルを要素分割が粗いケースとして比較した。

表 B-1 要素分割依存性の比較対象のケース

ケース名	配合名	曝露環境	養生日数	養生温度 (°C)	養生湿度 (%)	曝露温度 (°C)	曝露湿度 (%)	炉乾燥開 始材齢	炉乾燥温 度 (°C)	炉乾燥湿 度 (%)
C35-20	C35	20°C, 27%RHの環境に曝露	62	20	100	20	27	-	-	-
C35-40		40°Cの環境に曝露	59			40	20	304	105	10
C35-霧室		20°C, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
C45-20	C45	20°C, 27%RHの環境に曝露	62			20	27	-	-	-
C45-40		40°Cの環境に曝露	59			40	20	304	105	10
C45-霧室		20°C, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
C55-20	C55	20°C, 27%RHの環境に曝露	62			20	27	-	-	-
C55-20'		20°C, 27%RHの環境に曝露, 材齢111日より密封養生	59			20	27	-	-	-
C55-40		40°Cの環境に曝露	59			40	20	304	105	10
C55-霧室		20°C, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
CG45-20	CG45	20°C, 27%RHの環境に曝露	62			20	27	-	-	-
CG45-40		40°Cの環境に曝露	59			40	20	304	105	10
CG45-霧室		20°C, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
M45-20	M45	20°C, 27%RHの環境に曝露	61			20	27	-	-	-
M45-40		40°Cの環境に曝露	61			40	20	-	-	-
M45-霧室		20°C, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
M45NaCl-20	M45NaCl	20°C, 27%RHの環境に曝露	-			20	27	-	-	-
M45NaCl-40		40°Cの環境に曝露	-			40	20	-	-	-
M45-NaCl霧室		20°C, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-
BS45-20	BS45	20°C, 27%RHの環境に曝露	61			20	27	-	-	-
BS45-40		40°Cの環境に曝露	61			40	20	-	-	-
BS45-霧室		20°C, 霧室の環境に密封養生	-			20	100	-	-	-



a) 要素分割 : 細



b)要素分割 : 粗 (第 3 章で適用したモデル形状)

図 B-1 FEM (DuCOM) 解析に用いた要素分割 (コンクリート試験体)

### B.3 解析結果および考察

$W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係を図 B-2 に示す。ここで、 $W_{ef}$ は各ガウス点の出力値から計算される断面平均の値である。縦軸のセメントペーストの比抵抗は、実験で得られたコンクリートの比抵抗を用いて 3.2 の直列並列複合回路モデルを用いて算定したものである。各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$ を図 B-3 に示す。コンター表示上はガウス点間の値を線形保管しているが、断面平均の計算方法は図 A-2 (式 A-1) に示すものとした。

要素分割の違いが  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係に与える影響を確認する。材齢 59 日と材齢 185 日の断面内の  $W_{ef}$ がほぼ一様であるため、要素分割の影響はない。材齢 64 日から材齢 135 日の断面内の  $W_{ef}$ は分布しており、要素分割により表面部より内部の  $W_{ef}$ の値に若干相違がある。これは、要素分割の粗いケースにおいて表面から内部にかけて 10mm, 15mm, 25mm と要素サイズを粗くしたためである。断面平均の  $W_{ef}$ が要素分割により最も異なるのは材齢 64 日時で、要素分割が粗いケースで 0.16, 細かいケースで 0.18 となった。

次に、各ガウス点の位置の  $W_{ef}$ を用いて計算される各ガウス点の位置のセメントペーストの比抵抗から断面平均のセメントペーストの比抵抗を比較した。セメントペーストの比抵抗の経時変化の比較を図 B-4 に示す。要素分割が細かいケースの方が精度良くセメントペーストの比抵抗を計算できるが、要素分割が粗いケースにおいても十分な精度を確保している。

したがって、セメントペーストの比抵抗に関する要素分割依存性の程度は無視していいほど十分小さいことが確かめられた。

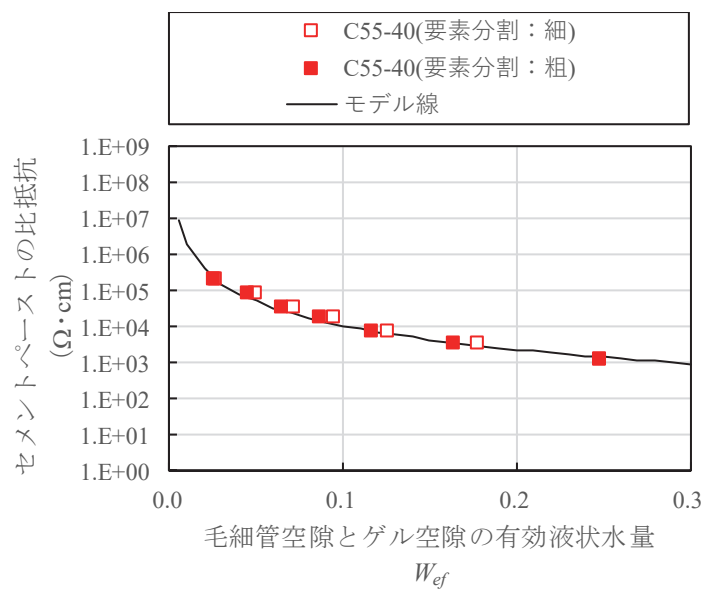
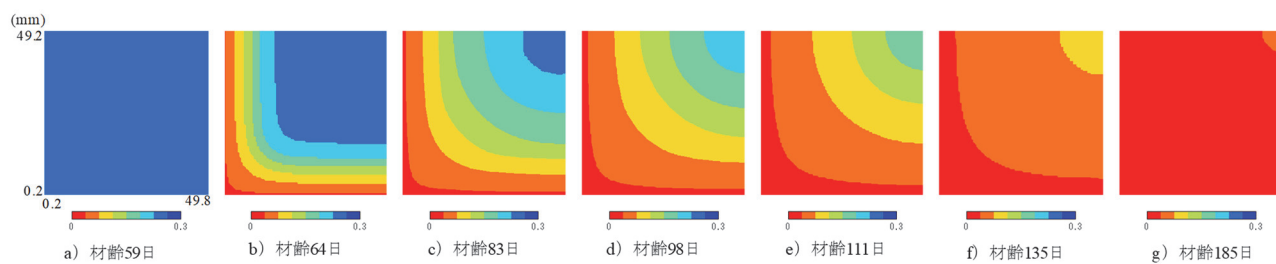
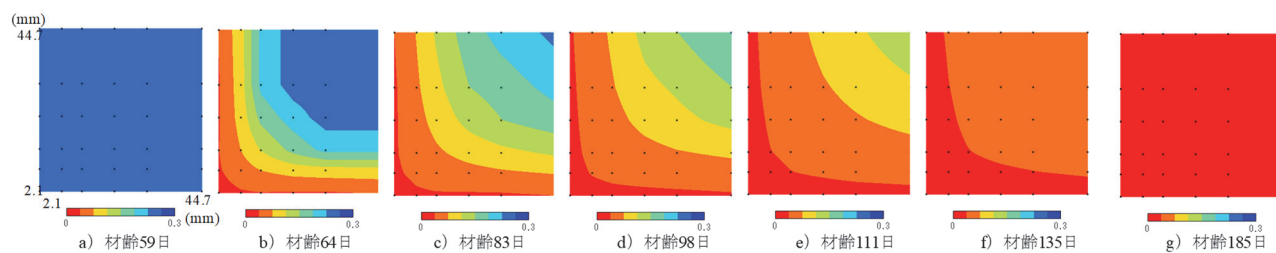


図 B-2  $W_{ef}$ とセメントペーストの比抵抗の関係（C55-40 の要素分割比較）



a)メッシュ：細



b)メッシュ：粗

図 B-3 各材齢時のコンクリート断面内の  $W_{ef}$  (C55-40)

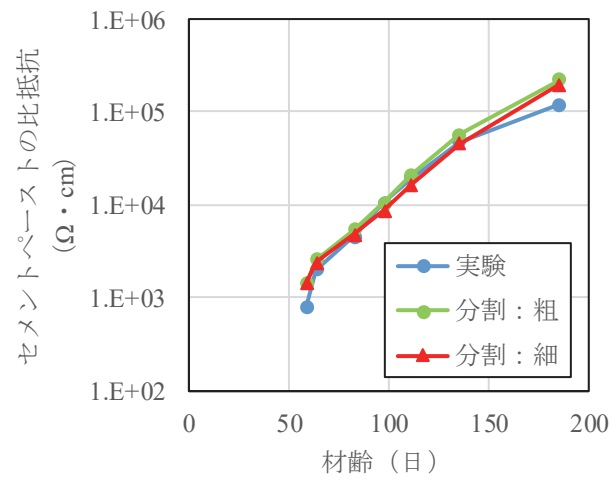


図 B-4 セメントペーストの比抵抗の経時変化の比較

## 付録 C コンクリートの比抵抗と細孔組織の関係

### C.1 はじめに

第3章で行ったセメントペーストの比抵抗モデルの構築では、毛細管空隙とゲル空隙中の液状水量および毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量とセメントペーストとの関係を示した。ここでは、毛細管空隙とゲル空隙の空隙率、飽和度、液状水量とコンクリートの比抵抗との関係を示し、各要因が毛細管空隙とゲル空隙中の有効液状水量に与える影響を確認した。

### C.2 解析条件

実験ケースと解析条件については、3.3.2 で示したものと同様とした。M45-NaCl の配合については、DuCOM での解析条件は M45 と同一である。

### C.3 解析結果および考察

毛細管空隙の空隙率とコンクリートの比抵抗の関係を図 C-1～図 C-3 に、ゲル空隙の空隙率とコンクリートの比抵抗の関係を図 C-4～図 C-6 に、毛細管空隙の飽和度とコンクリートの比抵抗の関係を図 C-7～図 C-9 に、ゲル空隙の飽和度とコンクリートの比抵抗の関係を図 C-10～図 C-12 に、毛細管空隙の液状水量とコンクリートの比抵抗の関係を図 C-13～図 C-15 に、ゲル空隙の液状水量とコンクリートの比抵抗の関係を図 C-16～図 C-18 に、毛細管空隙とゲル空隙の液状水量とコンクリートの比抵抗の関係を図 C-19～図 C-21 に、毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量とコンクリートの比抵抗の関係を図 C-22～図 C-25 に示す。なお、グラフは、水結合材比毎、骨材量毎、モルタル試験体の NaCl の混合および BFS の混合にて比較し、コンクリートの比抵抗は対数表示とした。

水結合材比の比較では、毛細管空隙の空隙率は水結合材比が小さくなるにつれ小さくなる。空隙率と飽和度を掛け合わせた毛細管空隙の液状水量で整理するとコンクリートの比抵抗と水結合材比によらず相関がある。また、液状水量が 0.04 付近に下に凸の変曲点がある。ゲル空隙の液状水量とコンクリートの比抵抗の関係は、ほぼ線形である。毛細管空隙とゲル空隙の液状水量で整理すると、毛細管空隙の液状水量で見られた下に凸の変曲点がなくなり累乗にて近似できる。電気二重層により拘束されて電気移動に影響を与えない水量はわずかであり、毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量で整理しても、それほど傾向は変わらなかった。なお、正規化骨材体積率は、0.85～0.91 の範囲にあり、骨材がコンクリートの比抵抗に与える影響はほとんどない。

次に骨材量の比較を行った。M45, CM45, C45 の正規化骨材体積率は、0.66, 0.77, 0.89 である。毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量で整理すると、コンクリートの比抵抗は M45, CM45, C45 の順に大きくなる。ここで、第3章で示した直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗モデルを用いて、コンクリートの比抵抗からセメントペーストの比抵抗を算定した。毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量  $W_{ef}$  とセメントペーストの比抵抗を図 C-25 に示す。直列並列複合回路によるコンクリートの比抵抗モデルの細粗混合骨材が比抵抗に及ぼす影響パラメータ ( $a_1=0.88$ ) は、この実験値を含む測定値から得たものではあるが、図 C-25 に示すように、セメントペーストの比抵抗は骨材量の影響を受けないことが確認できる。



配合 M45 と M45-NaCl により, NaCl の混合の比較を行った。同一材齢時の DuCOM の解析結果は, 等しいとしているため, 当然のことながら比抵抗の経時変化と同様に, NaCl の混合がモルタルの比抵抗に与える影響はほとんどなかった。比抵抗の測定実験において, 試験体を水中養生せず曝露したために, 毛細管空隙およびゲル空隙の液状水量が少ないため, NaCl の混合の影響が少なかったと考えられる。既往研究では, 水結合材比 70% のコンクリートの含水率 5% 程度の場合, NaCl の混合により, 比抵抗は半分程度に小さくなる傾向がある<sup>1)</sup>。水結合材比が大きい場合, 毛細管空隙およびゲル空隙の液状水量が多いため, NaCl の影響によりコンクリートの比抵抗が小さくなると考えられる。

配合 M45 と BFS45 により, BFS の混合の比較を行った。BFS の混合により, 毛細管空隙およびゲル空隙の空隙率は 10% 程度大きくなる。空隙の液状水量が等しいとき, BFS の比抵抗が 2~3 倍大きくなる傾向がある。BFS を重量比で 0.5 混合すると, 式 (3-32) ~ 式 (3-35) からセメントペーストの比抵抗は OPC の約 2 倍 ( $= (0.96 \times 0.5 + 1)^2$ ) と算定され, BFS の混合により屈曲度の増加に伴い, 比抵抗が増大する傾向が精度よく再現されている。

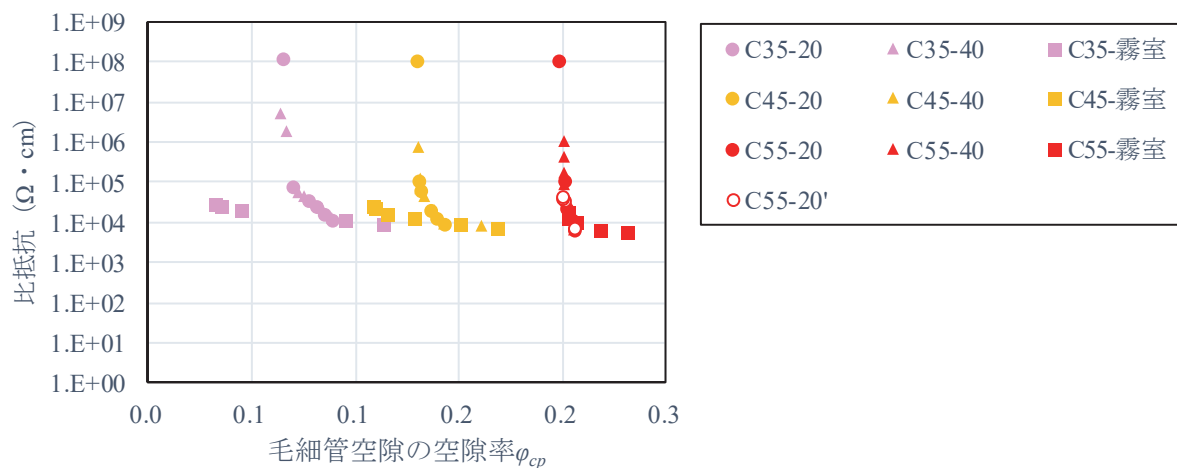


図 C-1 毛細管空隙の空隙率 $\phi_{cp}$ とコンクリートの比抵抗の関係（水結合材比の比較）

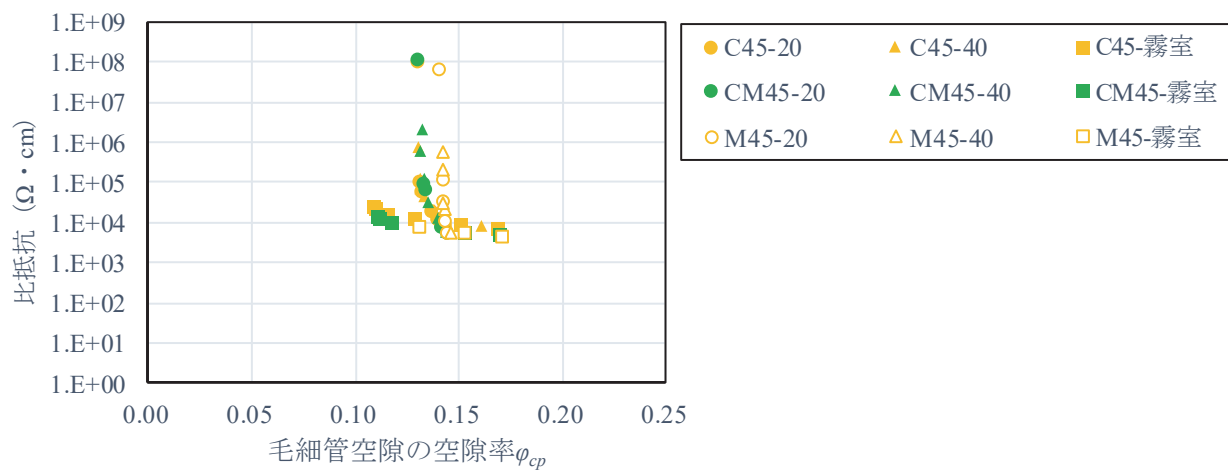


図 C-2 毛細管空隙の空隙率 $\phi_{cp}$ とコンクリートの比抵抗の関係（骨材量の比較）

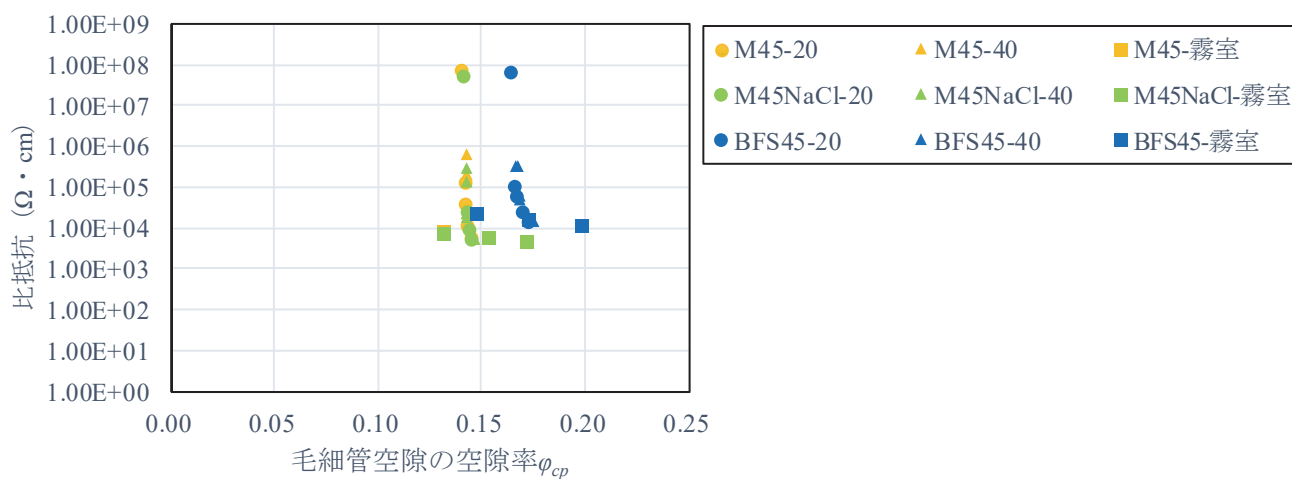


図 C-3 毛細管空隙の空隙率 $\phi_{cp}$ とモルタルの比抵抗の関係（NaCl, BFS の比較）

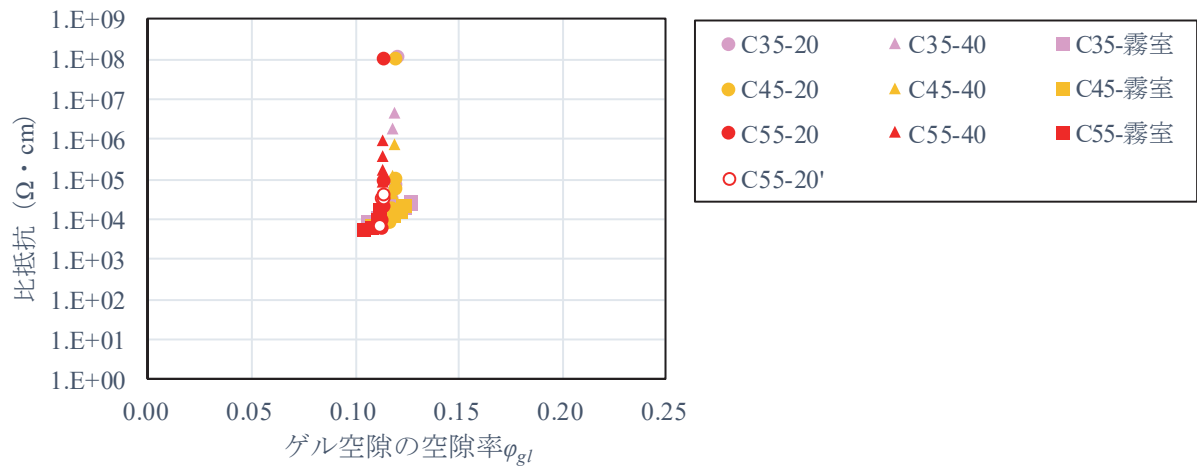


図 C-4 ゲル空隙の空隙率 $\phi_{gl}$ とコンクリートの比抵抗の関係（水結合材比の比較）

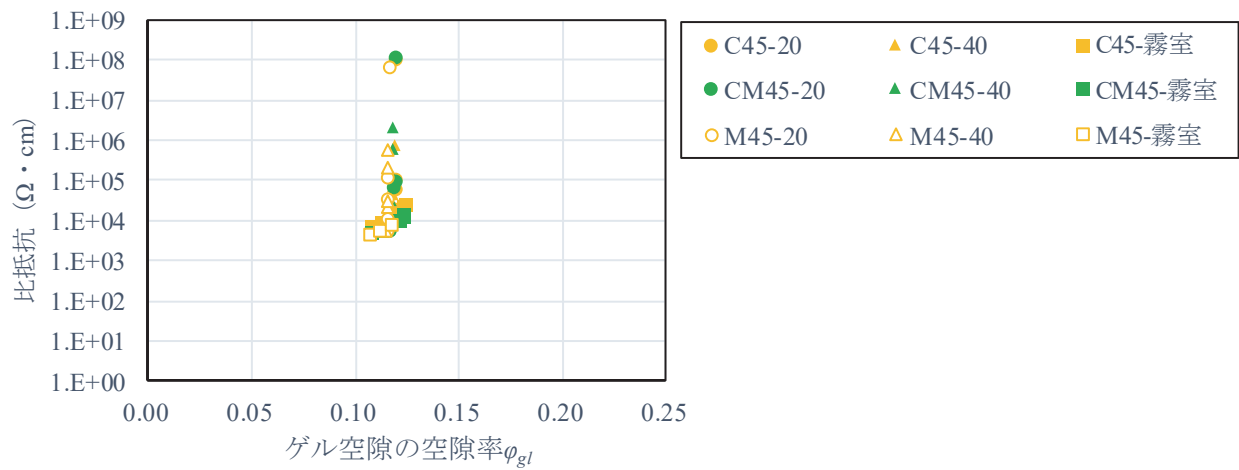


図 C-5 ゲル空隙の空隙率 $\phi_{gl}$ とコンクリートの比抵抗の関係（骨材量の比較）

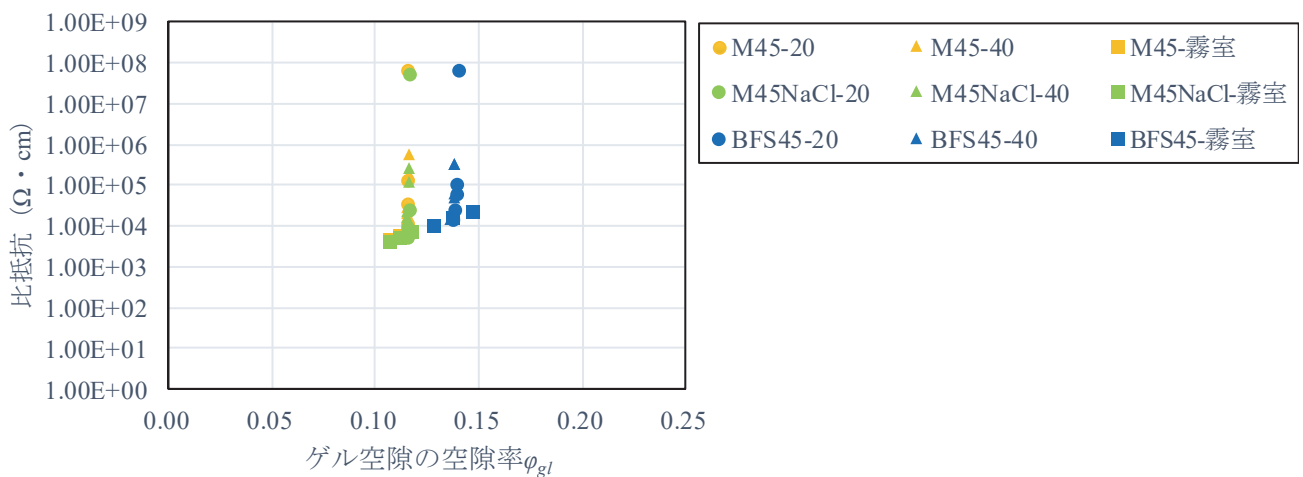


図 C-6 ゲル空隙の空隙率 $\phi_{gl}$ とモルタルの比抵抗の関係（NaCl, BFS の比較）

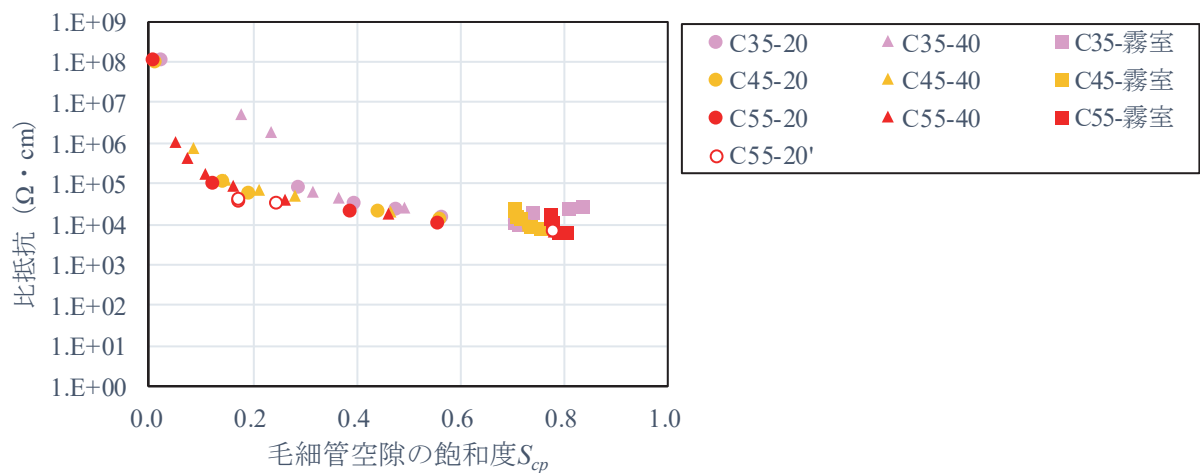


図 C-7 毛細管空隙の飽和度  $S_{cp}$  とコンクリートの比抵抗の関係（水結合材比の比較）

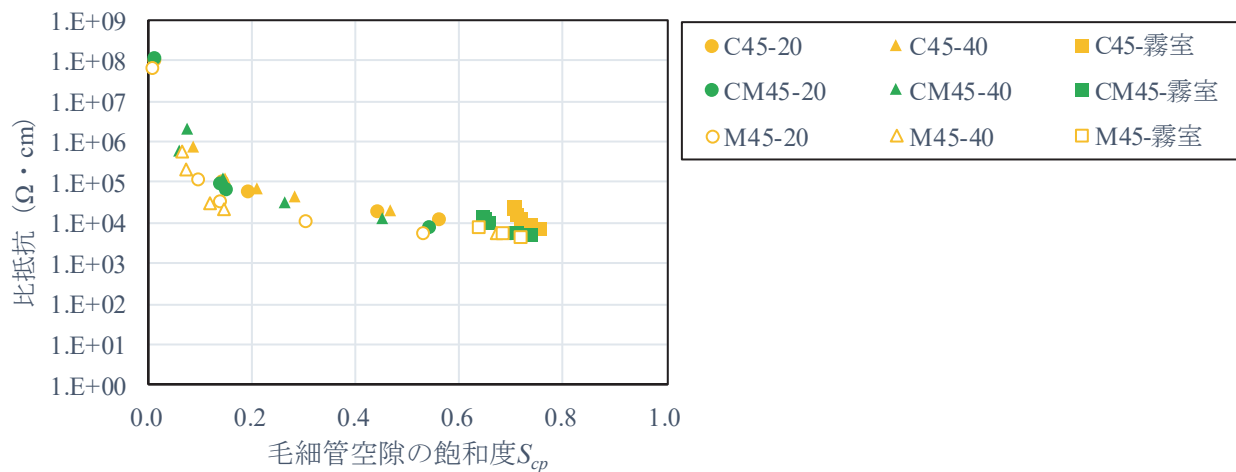


図 C-8 毛細管空隙の飽和度  $S_{cp}$  とコンクリートの比抵抗の関係（骨材量の比較）

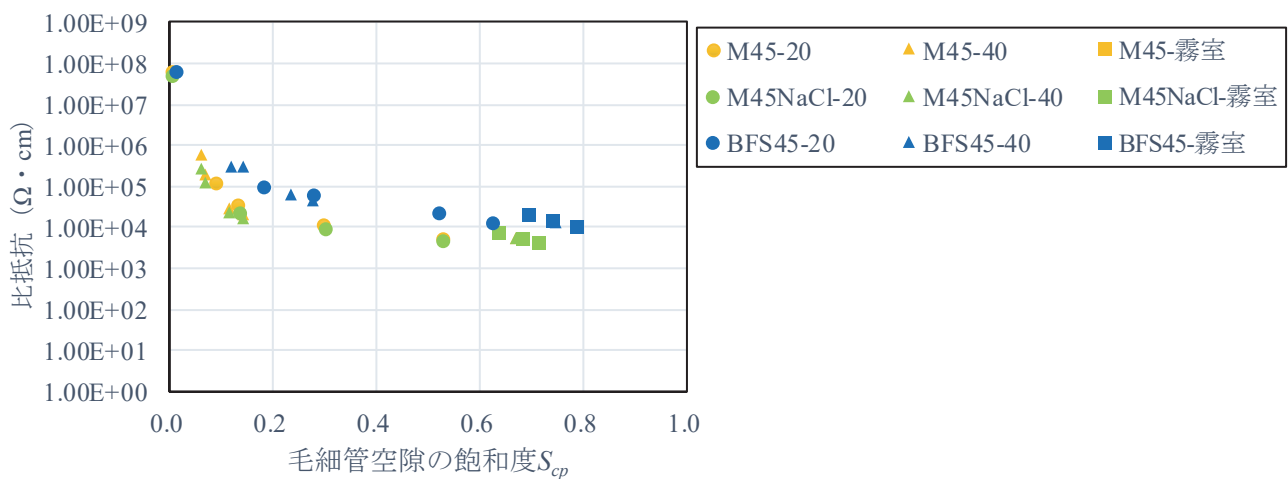


図 C-9 毛細管空隙の飽和度  $S_{cp}$  とモルタルの比抵抗の関係（NaCl, BFS の比較）

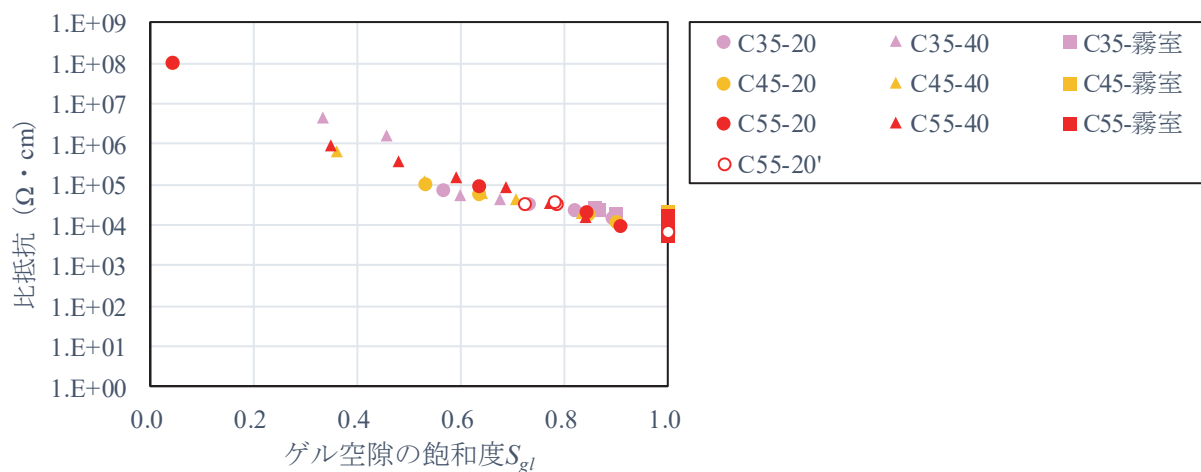


図 C-10 ゲル空隙の飽和度  $S_{gl}$  とコンクリートの比抵抗の関係（水結合材比の比較）

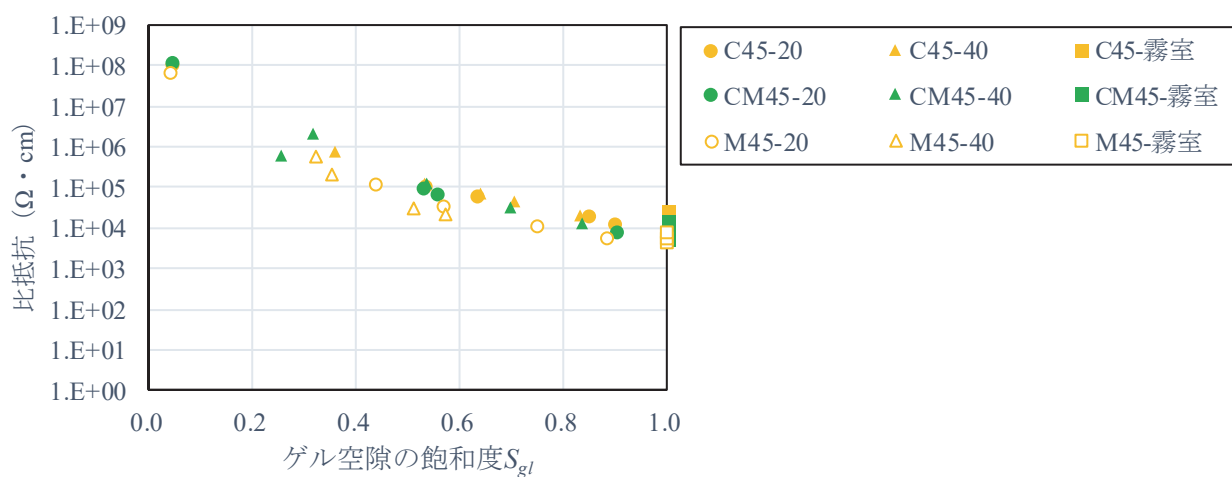


図 C-11 ゲル空隙の飽和度  $S_{gl}$  とコンクリートの比抵抗の関係（骨材量の比較）

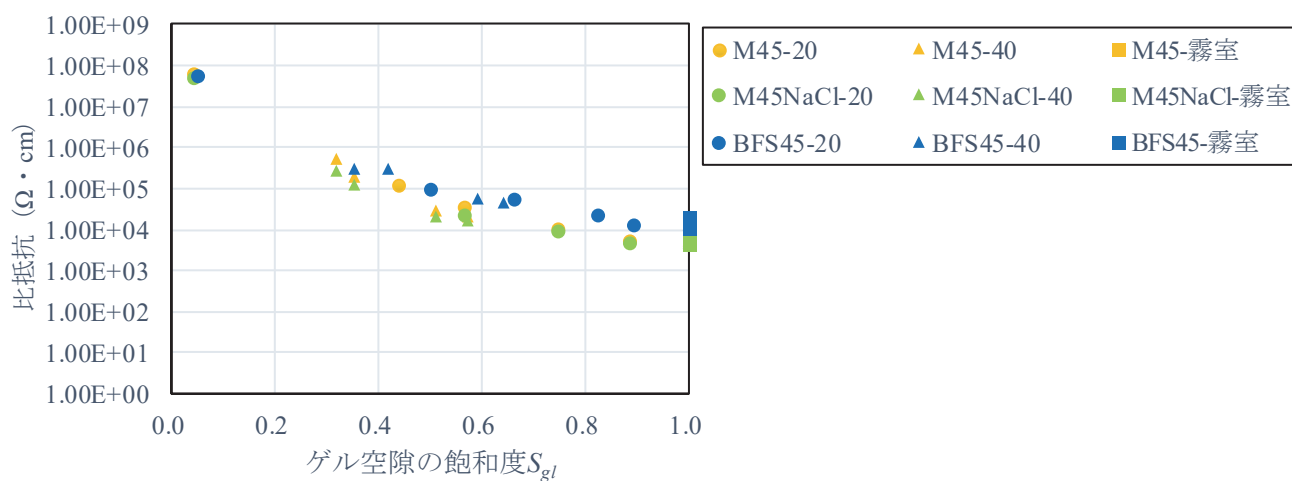


図 C-12 ゲル空隙の飽和度  $S_{gl}$  とモルタルの比抵抗の関係（NaCl, BFS の比較）

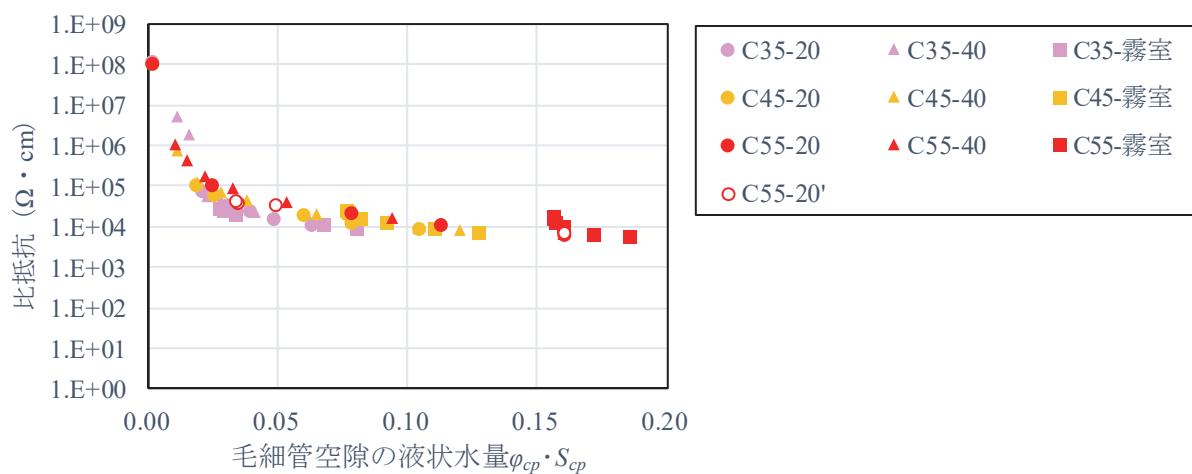


図 C-13 毛細管空隙の液状水量 $\phi_{cp} \cdot S_{cp}$ とコンクリートの比抵抗の関係（水結合材比の比較）

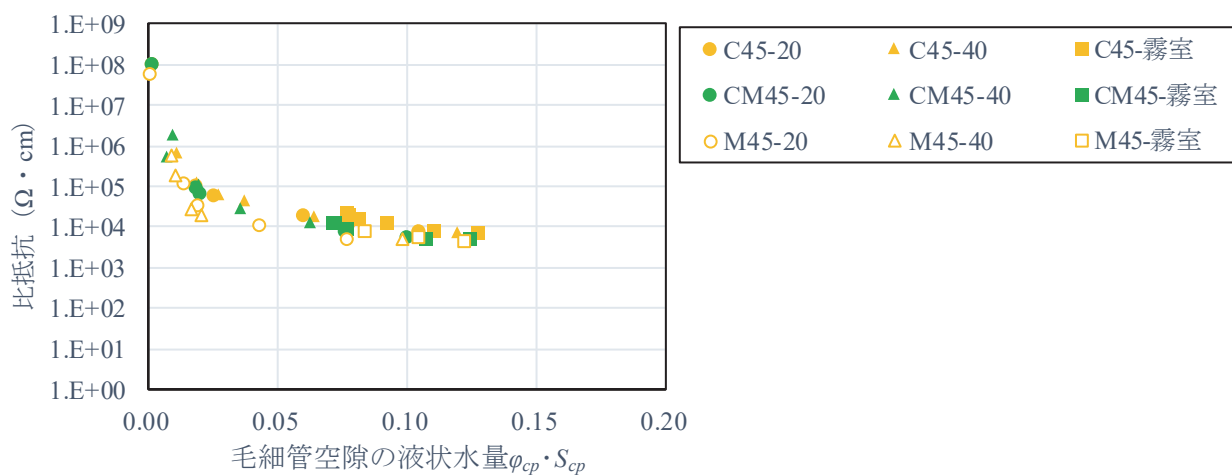


図 C-14 毛細管空隙の液状水量 $\phi_{cp} \cdot S_{cp}$ とコンクリートの比抵抗の関係（骨材量の比較）

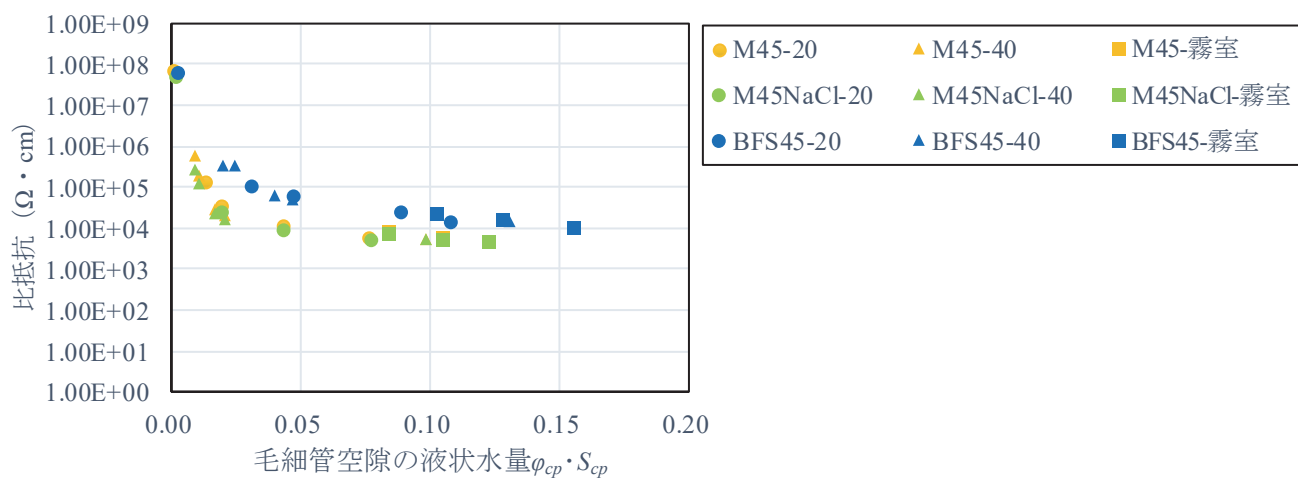


図 C-15 毛細管空隙の液状水量 $\phi_{cp} \cdot S_{cp}$ とモルタルの比抵抗の関係（NaCl, BFS の比較）

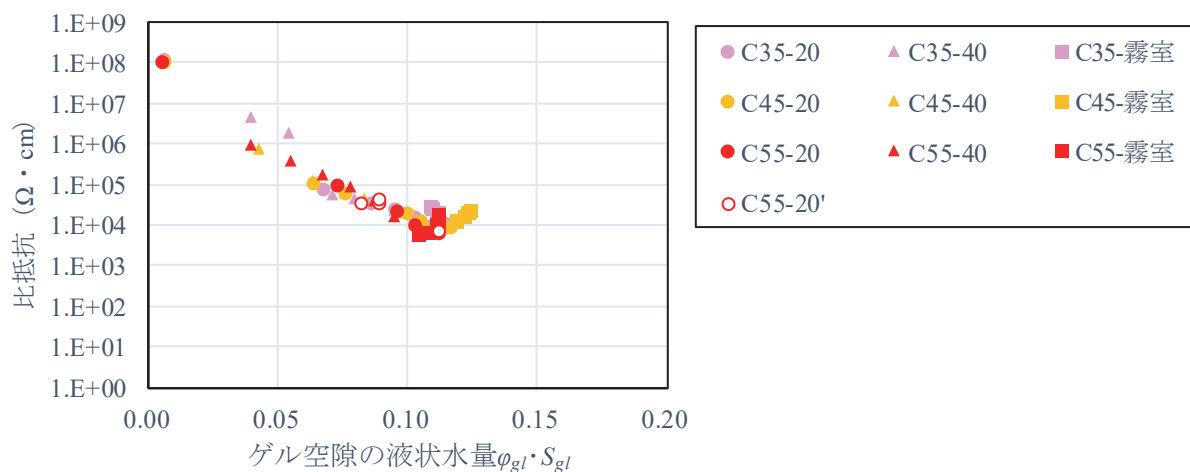


図 C-16 ゲル空隙の液状水量 $\phi_{gl} \cdot S_{gl}$ とコンクリートの比抵抗の関係（水結合材比の比較）

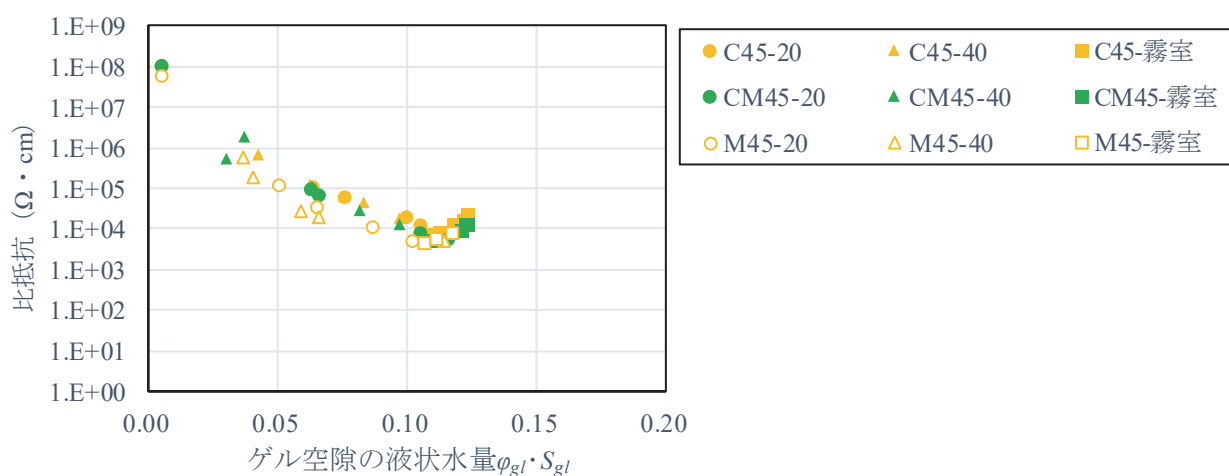


図 C-17 ゲル空隙の液状水量 $\phi_{gl} \cdot S_{gl}$ とコンクリートの比抵抗の関係（骨材量の比較）

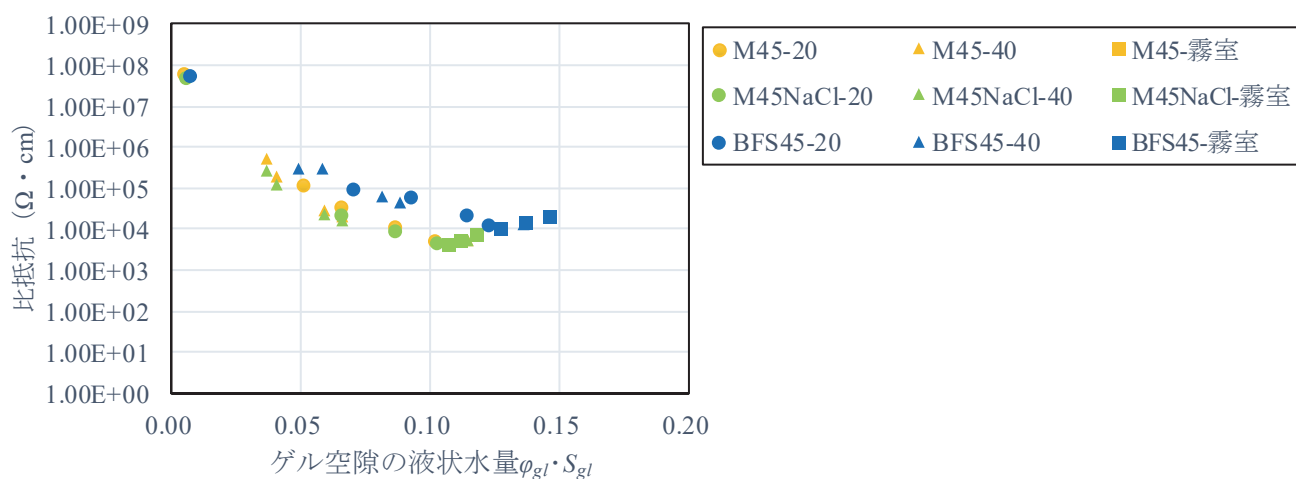


図 C-18 ゲル空隙の液状水量 $\phi_{gl} \cdot S_{gl}$ とモルタルの比抵抗の関係（NaCl, BFS の比較）

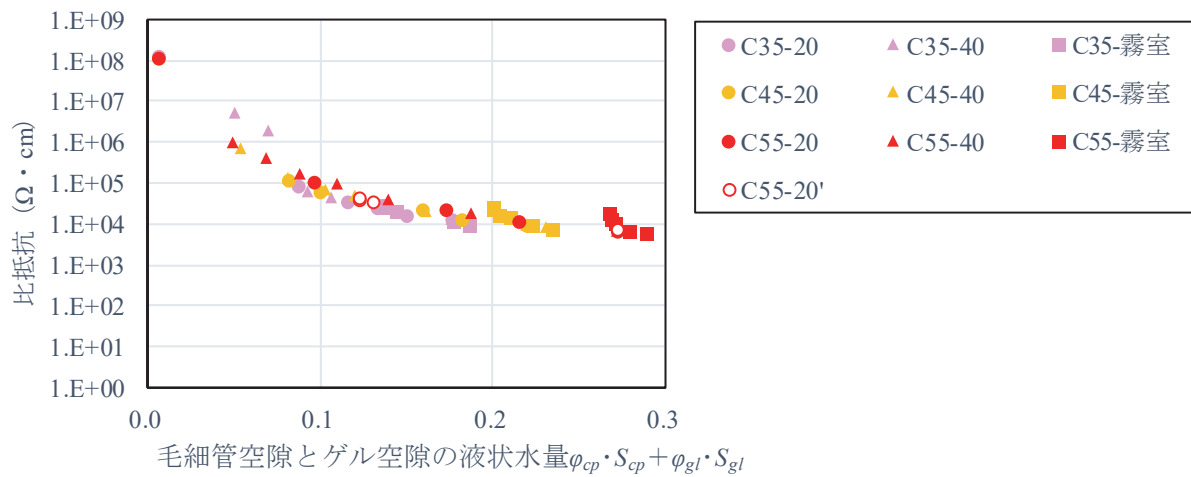


図 C-19 毛細管空隙とゲル空隙の液状水量 $\phi_{cp} \cdot S_{cp} + \phi_{gl} \cdot S_{gl}$ とコンクリートの比抵抗の関係  
(水結合材比の比較)

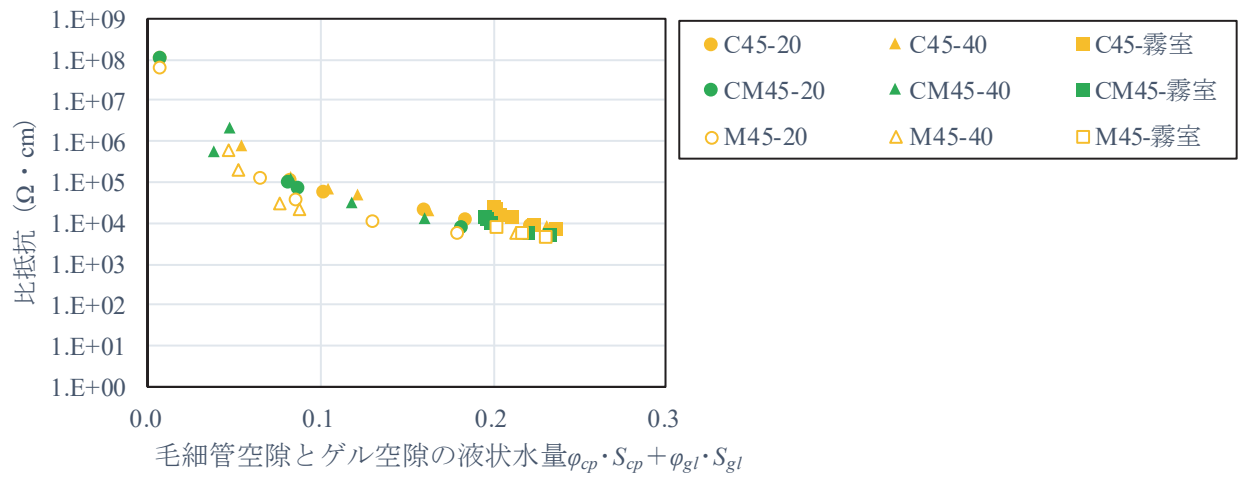


図 C-20 毛細管空隙とゲル空隙の液状水量 $\phi_{cp} \cdot S_{cp} + \phi_{gl} \cdot S_{gl}$ とコンクリートの比抵抗の関係  
(骨材量の比較)

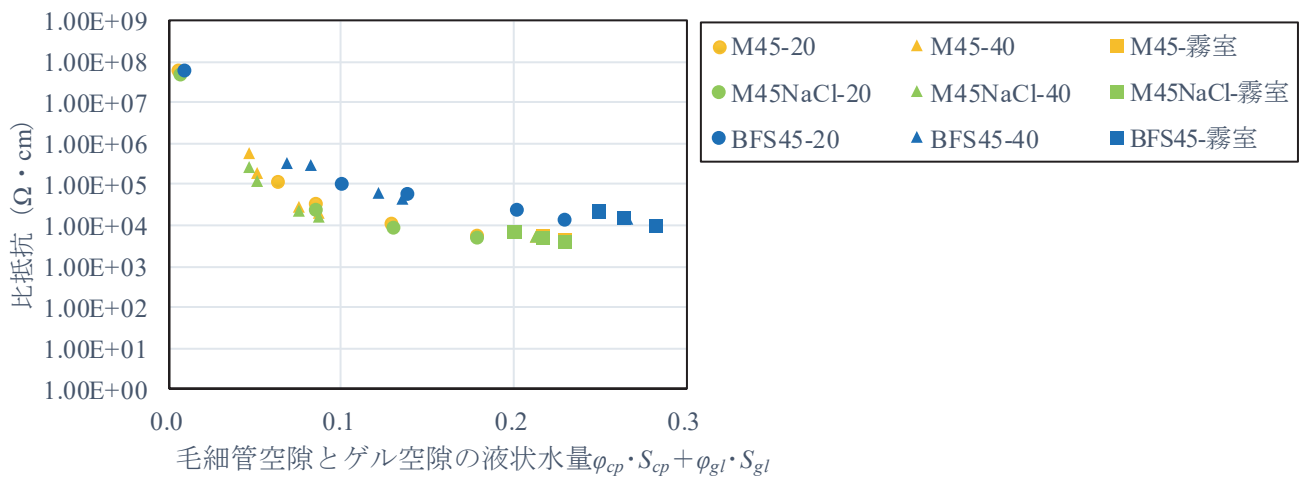


図 C-21 毛細管空隙とゲル空隙の液状水量 $\phi_{cp} \cdot S_{cp} + \phi_{gl} \cdot S_{gl}$ とモルタルの比抵抗の関係  
(NaCl, BFS の比較)



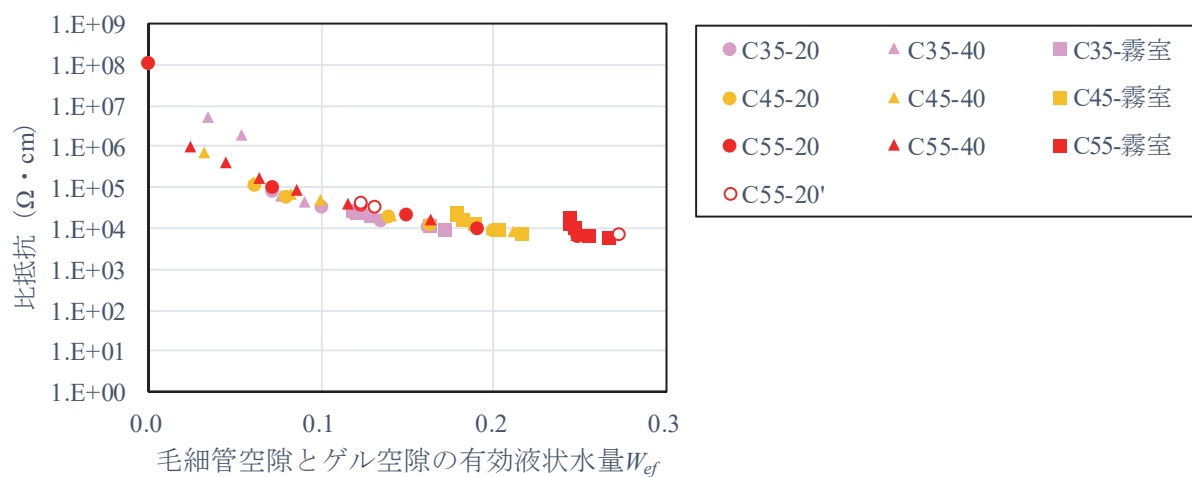


図 C-22 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量  $W_{ef}$  とコンクリートの比抵抗の関係  
(水結合材比の比較)

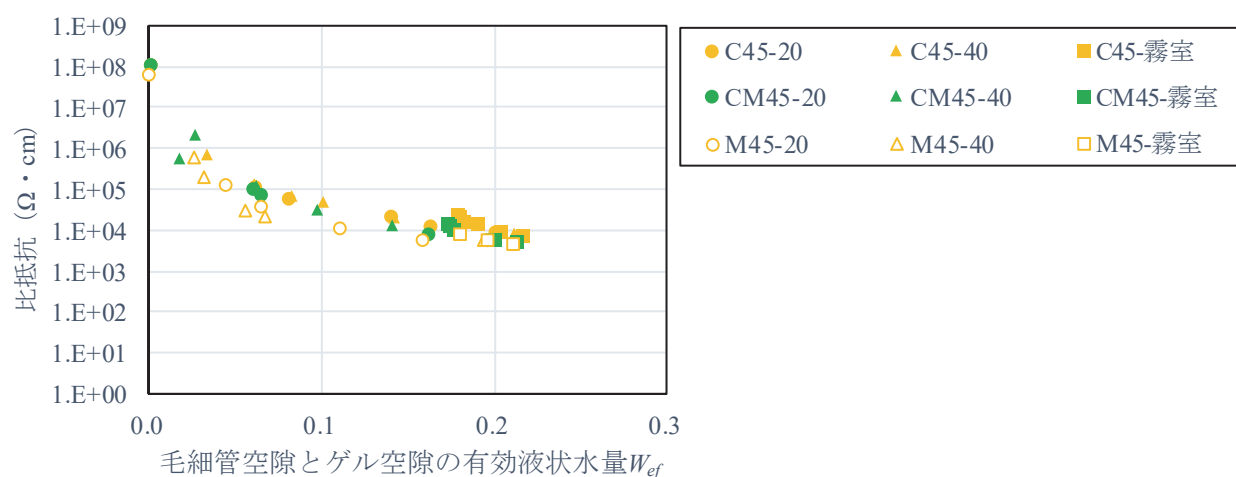


図 C-23 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量  $W_{ef}$  とコンクリートの比抵抗の関係  
(骨材量の比較)

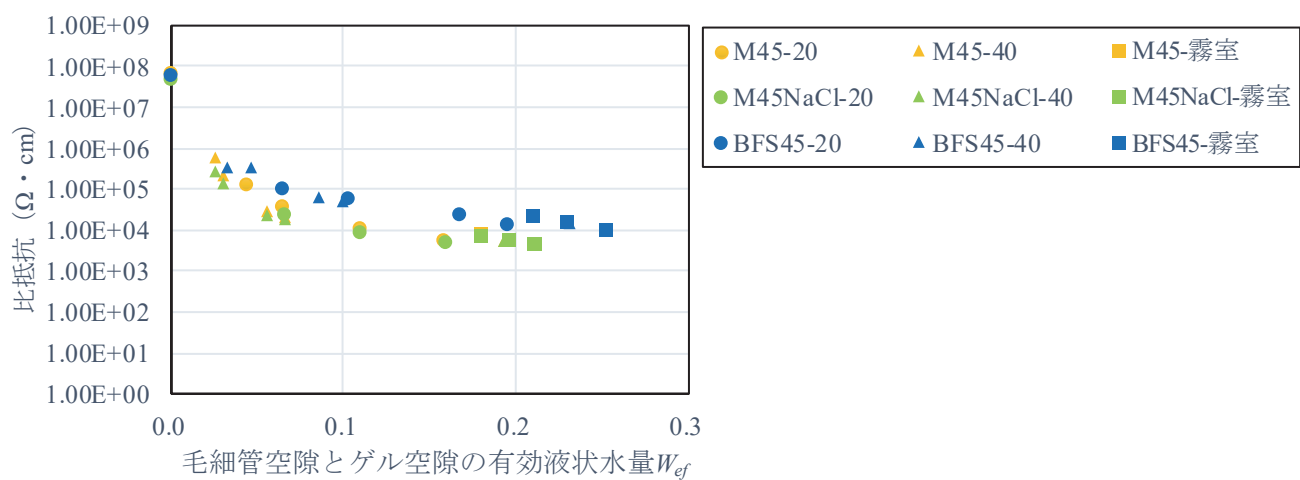


図 C-24 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量  $W_{ef}$  とモルタルの比抵抗の関係  
(NaCl, BFS の比較)

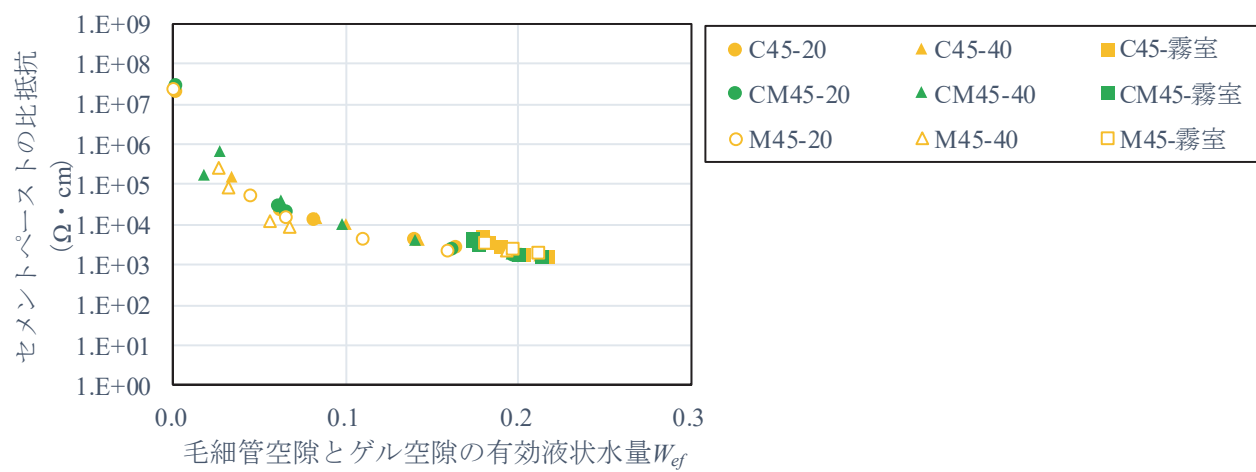


図 C-25 毛細管空隙とゲル空隙の有効液状水量  $W_{ef}$  とセメントペーストの比抵抗（骨材量の比較）

## 付録 D 鉄筋の腐食促進条件が腐食膨張によるひび割れ発生に及ぼす影響

### D.1 はじめに

これまでに鉄筋腐食によるひび割れ発生機構に関する報告が多くなされている<sup>2),3),4)</sup>が、電食試験の場合、比較的高い電流密度により急激に腐食生成物が生成するため、実際の腐食性状とは異なった鉄筋腐食膨張によるひび割れ発生状況になることも考えられる。

そこで、電流密度と初期ひび割れの有無をパラメータとすることで鉄筋腐食速度を変化させ、鉄筋の腐食促進条件が腐食ひび割れに与える影響を確認する目的で実験を行った。

### D.2 解析条件

実験要因を内在塩分の有無、かぶり、電流密度、および初期ひび割れの有無とした。表 D-1 に、試験体の実験要因を示す。内在塩分は、コンクリート打設時に、練混ぜ水に塩化ナトリウムを塩化物イオン換算で  $1.2\text{kg/m}^3$  溶解して混入した。表 D-2 にコンクリートの配合を示す。水結合材比は 55% で、セメントは OPC を使用した。また、粗骨材は最大寸法 13mm の碎石（表乾密度  $2.67\text{g/cm}^3$ 、吸水率 0.74%）、細骨材は山砂（表乾密度  $2.61\text{g/cm}^3$ 、吸水率 2.15%）を使用した。28 日標準養生後の圧縮強度は、塩分有が  $39.7\text{N/mm}^2$ 、塩分無が  $40.4\text{N/mm}^2$  であった。

初期ひび割れ有りの試験体は、3 点載荷を 3 面にそれぞれ 2 回ずつ行い、残留ひび割れ幅 0.1mm とした。

試験体寸法は  $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 400\text{mm}$  の直方体で、内部に SD295A の D16 を 1 本配置した。鉄筋の両端は、供試体に埋め込む前にエポキシ樹脂を塗布し、中心 200mm の範囲のみに腐食が発生するようにした。供試体を水槽中で縦に静置して、対極として銅板を置いて直流電源装置により通電した。また、コンクリート表面にかぶり 20mm のケースは 1 面（ $180^\circ$  面）に、かぶり 42mm のものは 3 面（ $90^\circ$ 、 $180^\circ$ 、 $270^\circ$  面）または 4 面（ $0^\circ$ 、 $90^\circ$ 、 $180^\circ$ 、 $270^\circ$  面）にひずみゲージを貼付した。

図 D-1 に実験方法を、図 D-2 に実験状況を示す。

測定はコンクリートの表面のひずみ、および鉄筋の腐食量について行った。表面ひずみは、実験開始から解体まで 10 分間隔で連続的に測定した。また、腐食量の測定は供試体を解体して以下のようにして行った。電流密度 0.5,  $1\text{A/m}^2$  のものは文献 5)の方法により金属製ワイヤーブラシにより発生した腐食生成物を落として測定し、電流密度 5,  $10\text{A/m}^2$  のものは、 $40^\circ\text{C}$  のクエン酸二アンモニウム溶液に 7.5 時間浸漬して、鏽を落として測定した。これは、解体時に電流密度 0.5,  $1\text{A/m}^2$  のものは腐食量が微量であったため直接的に腐食生成物を計測した方が計測誤差は少ないと判断したからである。また、腐食面積は鉄筋の 200mm の範囲の表面積全体（ $100\text{cm}^2$ ）とした。

表 D-1 実験要因と実験結果

実験要因				実験結果					
内在塩分	かぶり (mm)	電流密度 (A/m <sup>2</sup> )	初期ひび割れの有無	腐食ひび割れ発生時			解体時		
				通電時間 (hour)	経算電流量 (A'h)	電食によるひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	通電時間 (hour)	経算電流量 (A'h)	腐食量 (mg/cm <sup>2</sup> )
有	20	10	無	27	3	106	53	5	—
				49	5	119	589	59	148
		5		78	4	107	589	29	116
		1		295	3	231	381	4	1
	42	10		94	9	136	117	12	—
				79	8	165	589	59	111
		5		140	7	176	182	9	—
				132	7	99	589	29	85
		1		1177	12	78	1197	12	5
				1235	12	134	2762	28	165 *
		0.5		3221	16	87	3258	16	10
				3073	15	109	—	—	—
	42	10		112	11	93	165	17	—
				115	12	168	978	98	106
		5		243	12	91	332	17	—
				206	10	137	978	49	100
		10		374	37	88	500	50	—
				359	36	104	978	98	60
		5		881	44	66	349	17	—
				727	36	61	978	49	40
		1		1886	19	118	2462	25	4
				1703	17	71	2069	21	6
無	20	10	有						
		5							
	42	10							
		5							
		1							

表 D-2 コンクリートの配合

Gmax mm	スランプ cm	空気量 %	W/C %	s/a %	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				AE 減水剤 C×%
					水	セメント	細骨材	粗骨材	
13	12.0	4.5	55	50	175	318	886	907	0.25

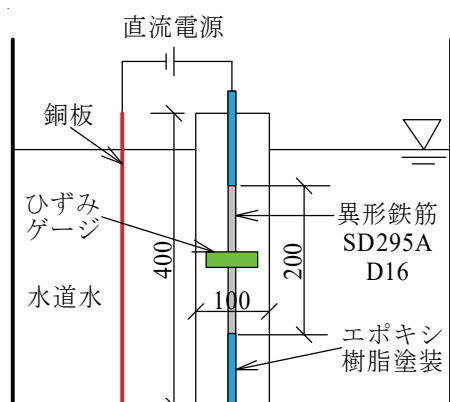


図 D-1 実験方法

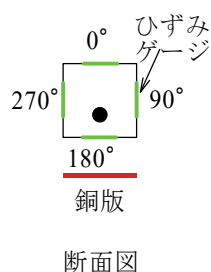


図 D-2 実験状況

## D.3 解析結果および考察

### D.3.1 表面ひずみの経時変化

気中養生した試験体を電食試験のために水中に入れることで試験体表面に湿潤膨張ひずみが発生する<sup>6), 7)</sup>。ここで示す表面ひずみはひずみゲージの値であり、長さ変化率を表している。接線勾配が一定となった以降は、湿潤膨張によるひずみは発生しないとして接線勾配が一定となる区間を一次直線で近似した。この直線の切片を湿潤膨張ひずみの最終値とした。また、表面ひずみが  $400 \times 10^{-6}$  のとき表面ひずみが急変後であることから  $400 \times 10^{-6}$  から接線を引いた。腐食ひび割れ発生時間はこの 2 直線の交点と定義した。腐食ひび割れ発生時の電食によるひずみは、腐食ひび割れ発生時間の表面ひずみから湿潤膨張ひずみの最終値を引いた値とした。腐食ひび割れ発生時間の定義を図 D-3 に示す。

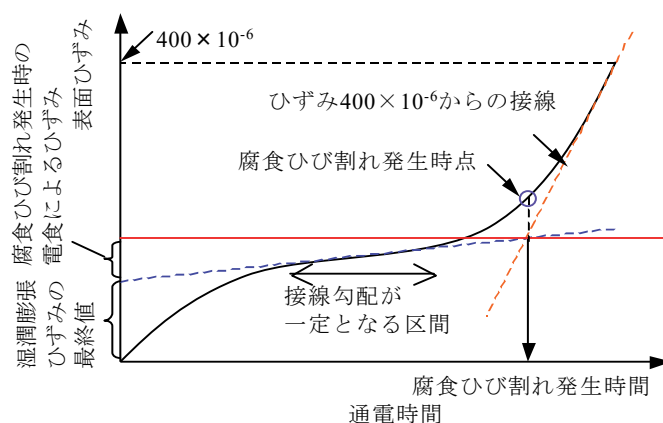


図 D-3 腐食ひび割れ発生時間の定義

#### (1) 表面ひずみの経時変化

表面ひずみの経時変化を図 D-4 に示す。表面ひずみは各ケースの腐食ひび割れが発生した面の値を用いた。全てのケースで表面ひずみの急激な上昇点が明確に現れており、図 D-3 で示した腐食ひび割れ発生時の定義は妥当だと言える。

腐食ひび割れ発生時の通電時間と電食によるひずみを表 D-1 に示す。電流密度が腐食ひび割れ発生時間に及ぼす影響を、実験要因ごとに図 D-5 に示す。内在塩分があることで、腐食ひび割れ発生時間は、かぶりが 20mm のときは 1/3 倍、かぶりが 42mm は 1/5 倍になった。また、電流密度がひび割れ発生時間に大きく影響することが分かる。

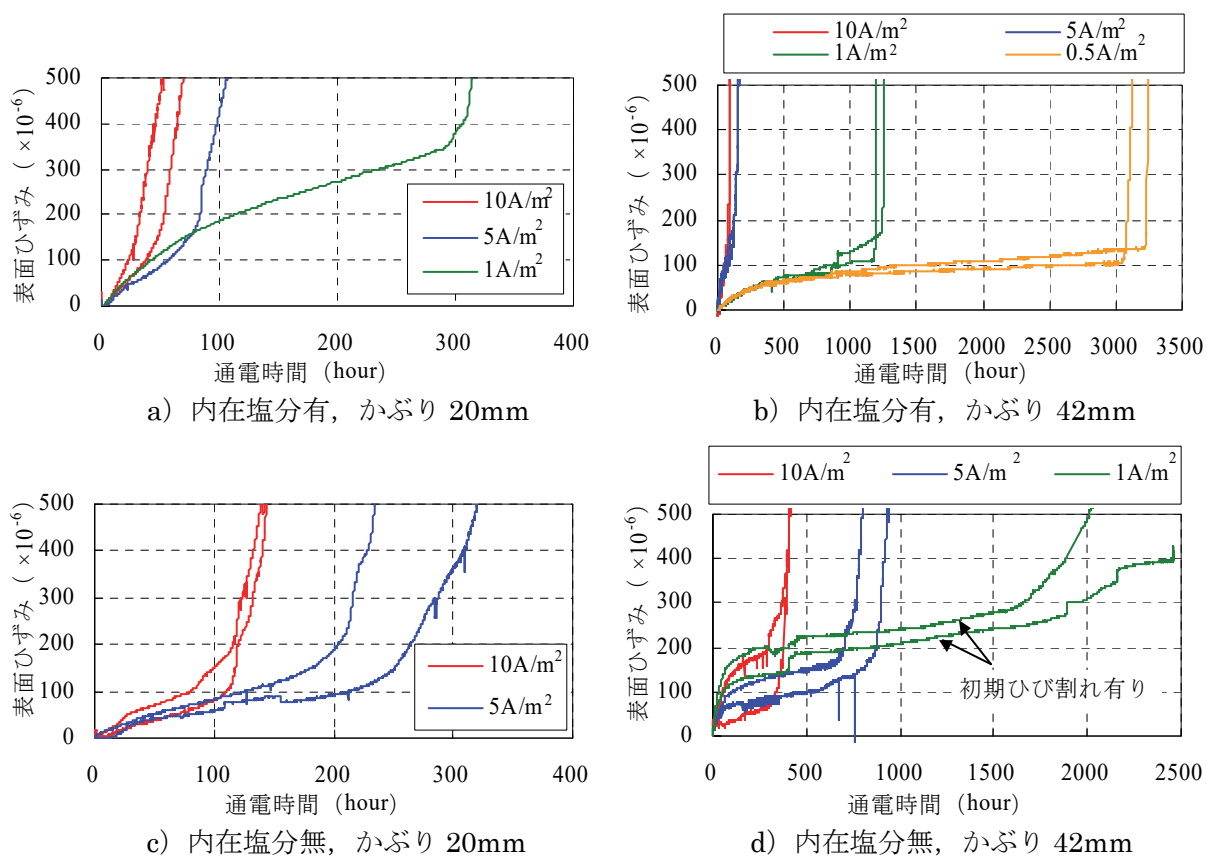


図 D-4 表面ひずみの経時変化

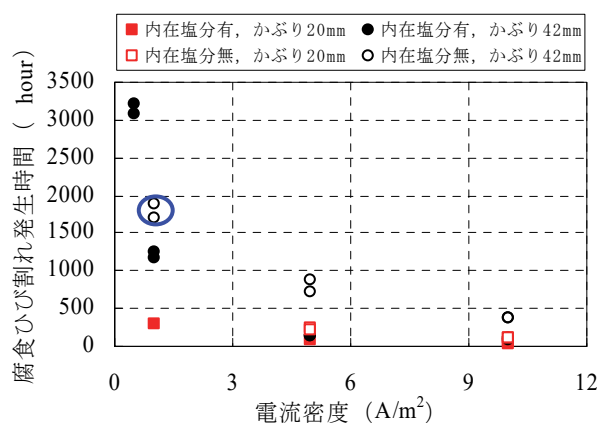


図 D-5 電流密度－腐食ひび割れ発生時間

## (2) 腐食ひび割れ発生時の積算電流量

積算電流量－表面ひずみ関係を図 D-6 に示す。腐食ひび割れ発生時の積算電流量を表 D-1 に示す。内在塩分有り, かぶり  $42\text{mm}$  のときは, 電流密度  $5\text{A/m}^2$ ,  $10\text{A/m}^2$  では電流密度による差は見られないが, 電流密度が  $1\text{A/m}^2$  (図 D-6 b))。内在塩分有り, かぶりが  $20\text{mm}$  のときには, 電流密度によらず積算電流量が  $3\sim 5\text{A}\cdot\text{h}$  の範囲で腐食ひび割れが発生している (図 D-6 a))。内在塩分無し, かぶり  $20\text{mm}$  のときには, 電流密度によらず積算電流量が  $10\sim 12\text{A}\cdot\text{h}$  の範囲で腐食ひび割れが発生している (図 D-6 c))。

初期ひび割れ有りの方が初期ひび割れ無しより腐食ひび割れ発生の積算電流量が小さい結果が得られた。これは初期ひび割れ付近に腐食が進みやすくこの付近で腐食発生ひび割れが発生したことによると考えられる（図 D-6 d）。

腐食ひび割れ発生時の積算電流量を図 D-7 に示す。かぶり 42mm のときの積算電流量が電流密度 0.5, 1A/m<sup>2</sup>で大きくなっていること、初期ひび割れにより積算電流量が 0.5 倍になっていることが分かる。電流密度が腐食発生ひび割れ発生時の積算電流量に及ぼす影響はかぶりが大きくなると大きくなった。

### (3) 腐食ひび割れ発生時の電食によるひずみ

図 D-8 に電食による腐食ひび割れ発生ひずみを示す。コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>を参照して、圧縮強度 40N/mm<sup>2</sup>のときの引張強度を 2.69N/mm<sup>2</sup>、ヤング係数を 31kN/mm<sup>2</sup>とすると、引張強度時のひずみは  $86 \times 10^{-6}$  となる。実験の結果は  $50 \sim 250 \times 10^{-6}$  の間にあり、腐食促進条件による違いは見られなかった。電食による腐食ひび割れ発生ひずみは、内在塩分の有無、かぶり、電流密度によらず強度試験における引張強度時のひずみと同程度の範囲にあると考えられる。

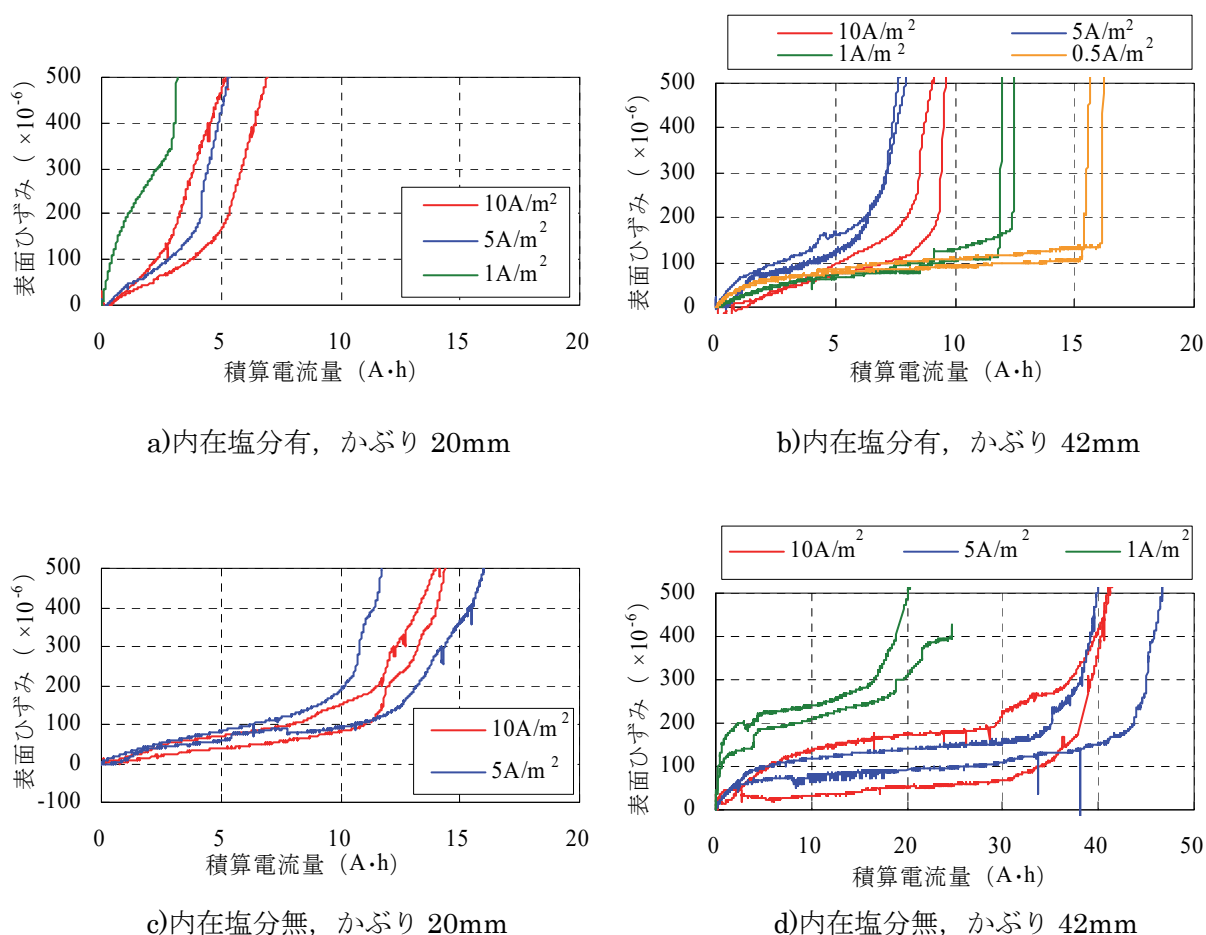


図 D-6 積算電流量－表面ひずみ

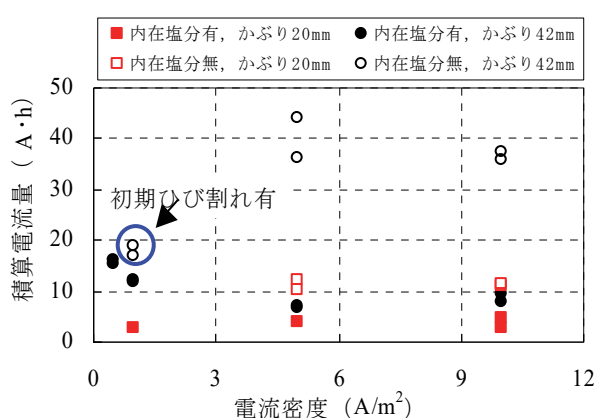


図 D-7 腐食ひび割れ発生時の積算電流量

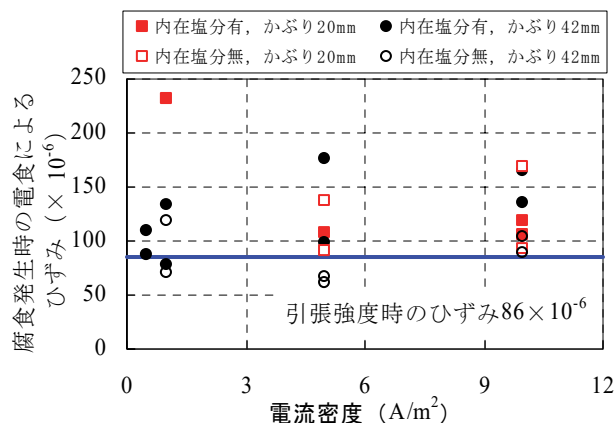


図 D-8 電食による腐食ひび割れ発生ひずみ

### D.3.2 電食試験による腐食特性

鉄筋の腐食状況を図 D-9 に示す。なお、写真は鉄筋の 180° の面側を撮影したものである。ふしの下側で腐食が顕著であった。これは、供試体打設方向が縦打ちであったのでふしの下側でブリーディング水があることによりその箇所に腐食反応が集中したと考えられる（図 D-10 a)）。

#### (1) 内在塩分有無の影響

内在塩分有りの場合、ふしの部分の腐食がもっとも多いが、はらの部分にも点錆が見られる。これは、塩分の影響によるものと推察できる。内在塩分無しの場合、ふしの部分に腐食がありはらには腐食は少ない。

#### (2) かぶりの影響

かぶりが 20mm の場合、42mm と比べ、180° 面に腐食が集中していた（図 D-10 b)）。これは、かぶりが小さいと銅版との距離が短いため、180° 面に腐食が集中したことが考えられる。

#### (3) 電流密度の影響

電流密度が小さいほど、腐食発生時の腐食面積は小さくなっている。腐食ひび割れ発生時と解体した時間差があると、電流密度が大きいほうが腐食が進むことも一因である。電流密度が小さい場合、セメント水和物の鉄筋への付着が多くなる。腐食生成物が電流密度によって異なることも考えられる<sup>9)</sup>。



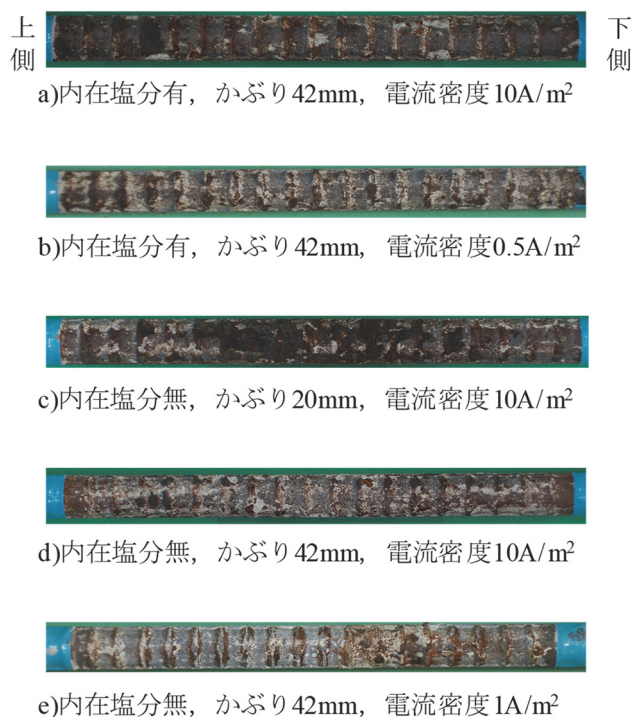


図 D-9 鉄筋の腐食状況

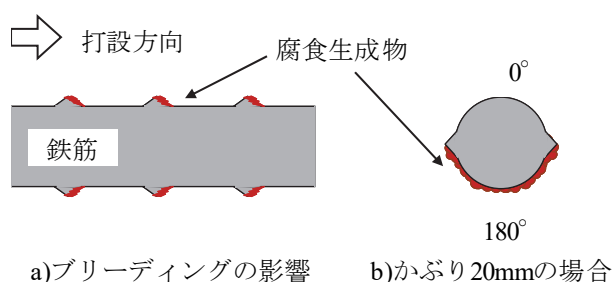


図 D-10 鉄筋の腐食状況

#### (4) 初期ひび割れ有無の影響

初期ひび割れ有の試験体の電食実験後の試験体状況を図 D-11 に示す。軸直角方向のひび割れが初期ひび割れ、軸方向ひび割れが腐食ひび割れである。これから、腐食ひび割れ発生位置は初期ひび割れ位置を起点として伸びていることが分かる。さらに、初期ひび割れがある場合、腐食ひび割れ発生位置が初期ひび割れ付近に集中することが考えられ、これにより実際の腐食ひび割れ発生時間はより早いと考えられる。内部の鉄筋の腐食状況を見てもひび割れ位置で腐食が発生しており、腐食はひび割れ位置周りに 4cm ほど範囲に広がっている状況が分かる。

#### (5) コンクリートの状況

解体後の試験体を図 D-12 に示す。試験体はひび割れ発生面に沿って割った。a)は腐食ひび割れ発生後、積算電流量  $6\text{A}\cdot\text{h}$  をかけたのち解体したもの、b)は腐食ひび割れ発生後、 $16\text{A}\cdot\text{h}$  をかけたのち解体したものである。ひび割れ発生時から積算電流量  $6\text{A}\cdot\text{h}$  をかけたものでは鉄筋周り以外に錆汁は見られず、ひび割れ発生後にひび割れ面への錆汁の流出が見られた。かぶり 20mm のものも同様の傾向であった。

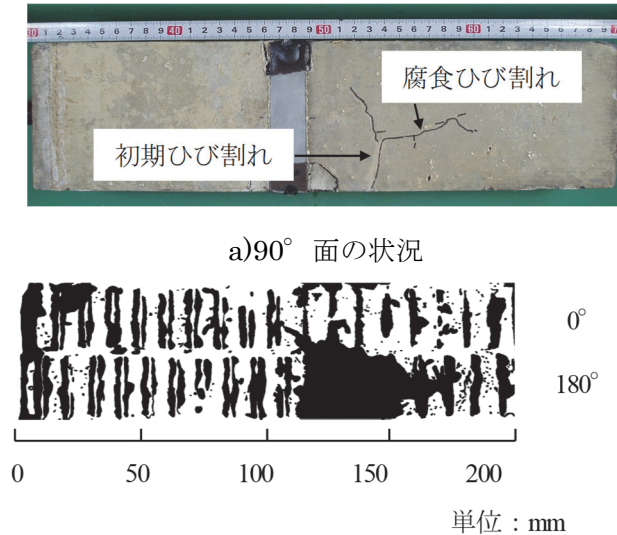


図 D-11 内在塩分無，かぶり 42mm，電流密度 1A/m<sup>2</sup> 初期ひび割れ有の電食後の試験体状況

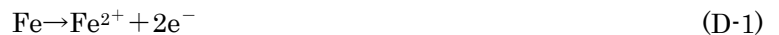


図 D-12 電食試験後のコンクリートの状況

### D.3.3 鉄筋の腐食量

解体時の積算電流量－腐食量関係を図 D-13 に示す。鉄筋の腐食量は，式(2-19)に示すファラデーの法則より算定した。

既往の研究 2) では，ひび割れ発生後には式 (2-19) に近くなるとされているが，今回の試験結果では腐食量が少なかった。アノード反応としては主として次の 2 通りの反応が考えられる。



式(D-1)は酸素発生反応であり，電食試験では式(D-2)の反応の影響が大きい場合が多く，その場合の腐食量は式(2-19)で求められる腐食量より少なくなるといわれている。また，鉄筋付近に Cl<sup>-</sup>が存在すると鉄の腐食反応が起こりやすくなる 2)。実験結果でも内在塩分が有るときに，腐食量が多くなる傾向があった。

積算電流量と腐食量の関係は原点を通る直線と仮定して，ひび割れ発生時の積算電流量と腐食ひび割れ時の腐食量との関係を図 D-14 に示す。腐食ひび割れ発生時の腐食量は，試験結果では 1～74mg/cm<sup>2</sup> となった。電流密度が小さいほどひび割れ発生時の腐食量は少ない傾向にある。しかし，電流密度が小

さいほどひび割れ発生時の積算電流量が大きいことから、電流密度が小さいほど式(D-2)の反応の影響が大きくなることが明らかとなった。また、かぶりが小さいほど、腐食量が小さい傾向にあるが、これは腐食分布が  $180^\circ$  面に集中しており、それが今回の腐食量の算定では、鉄筋の全表面積で割っていることも影響していると考えられる。

得られた知見は、以下の通りである。

- (1) 腐食ひび割れ発生時の電食によるひずみは、内在塩分の有無、かぶり、電流密度および初期ひび割れの有無の影響は受けず  $56 \sim 231 \times 10^{-6}$  の範囲にある。
- (2) 鉄筋径 16mm、かぶり 42mm の場合、電流密度が小さく鉄筋の腐食速度の遅いほど、腐食ひび割れ発生時の腐食量が少ないことが明らかとなった。よって、ひび割れのない実構造物の腐食速度は電食試験より遅いと考えられるので、ひび割れのない実構造物電流密度  $10\text{A/m}^2$  の電食試験と比べて腐食膨張によるひび割れ発生時の腐食量は少ない可能性がある。
- (3) 鉄筋径 16mm、かぶり 42mm の場合、初期ひび割れにより、腐食ひび割れ発生までの積算電流量が 0.5 倍になることが明らかとなった。
- (4) 鉄筋径 16mm、かぶり 20, 42mm のとき、腐食ひび割れ発生時の腐食量は、 $1 \sim 74\text{mg/cm}^2$  となった。

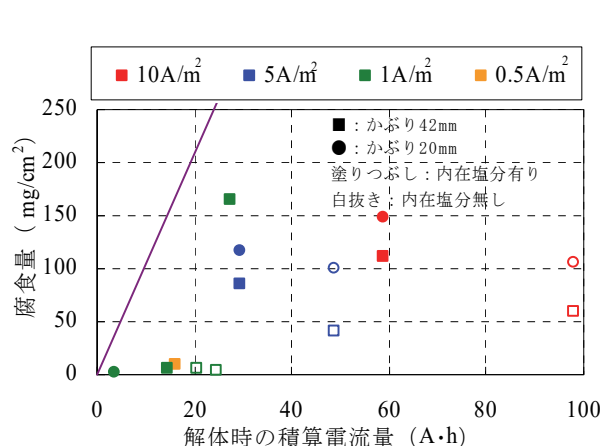
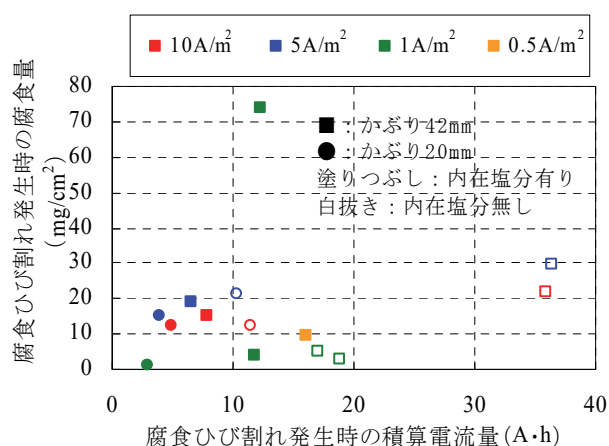


図 D-13 積算電流量と腐食質量の関係図



D-14 積算電流量と腐食ひび割れ発生時の腐食量の関係

## 付録 E 持続荷重と塩害を受ける RC 梁の鉄筋の腐食状況と変形挙動

### E.1 はじめに

荷重作用によるひび割れが発生すると、ひび割れ位置で局所的に腐食が進行するマクロセル腐食となることが考えられる。しかし、持続荷重が作用し、曲げひび割れが複数生じた条件での塩害による鉄筋腐食に伴う RC 構造物の劣化機構については明確になっていない点が多くある。そこで、降伏荷重の 50% 程度の持続荷重により曲げ区間に複数の曲げひび割れを発生させた RC 梁を対象に、鉄筋腐食が腐食ひび割れの進展と RC 梁の変形挙動に与える影響を把握することを目的とし、腐食促進実験を行ったのち、繰返し載荷実験を行った。腐食促進実験は、持続荷重により曲げ区間に複数の曲げひび割れを発生させたのち、塩水噴霧による乾湿繰返しを行う実験で、鉄筋腐食が腐食ひび割れの進展と RC 梁の変形挙動に与える影響を明らかにした。さらに、繰返し載荷実験は、RC 梁に降伏荷重の 50% 程度の荷重の載荷・除荷を繰返し、その後降伏荷重の 50% から 70% 間の荷重の載荷・除荷を繰返す実験で、鉄筋腐食が載荷・除荷の過程の RC 梁の変形挙動に与える影響を明らかにした。

### E.2 解析条件

実験に用いた試験体は図 E-1 に示す断面  $300 \times 200 \text{ mm}$ 、長さ  $4,200 \text{ mm}$  の RC 梁試験体である。主鉄筋は引張側、圧縮側ともにかぶり  $20 \text{ mm}$  で SD295 の異形鉄筋 D16 が 3 本ずつ配置されており、引張鉄筋比は 1.14% である。また、せん断補強鉄筋には異形鉄筋 D6 が  $100 \text{ mm}$  ピッチで配筋されている。試験体は、持続荷重を作用させ、曲げひび割れを導入した条件下で塩水噴霧により鉄筋腐食を促進させるケース（塩水噴霧あり）と、比較対象として持続荷重を作用させるのみのケース（塩水噴霧なし）の計 2 体作製した。

試験体に使用したコンクリートの配合を表 E-1 に示す。使用セメントは、OPC とした。材齢 28 日でのコンクリートの圧縮強度は  $36.3 \text{ N/mm}^2$  であった。材齢 75 日で各試験体に降伏荷重 ( $41 \text{ kN}$ ) の約 50% の持続荷重として  $21 \text{ kN}$  の荷重  $P$  を載荷し、複数の曲げひび割れを導入した。

塩水噴霧ありのケースでは材齢 81 日に図 E-1 (a) に示す試験体下面中央の塩水噴霧区間に 3% NaCl 水溶液を噴霧し、以降、塩水噴霧 1 日、乾燥 13 日を 1 サイクルとして、約 260 日間に渡って乾湿繰返しを行った。

腐食促進中の目視によるひび割れ観察は、14 日に 1 度の頻度で行った。試験体中央における鉛直変位は 1 時間毎に計測を行った。

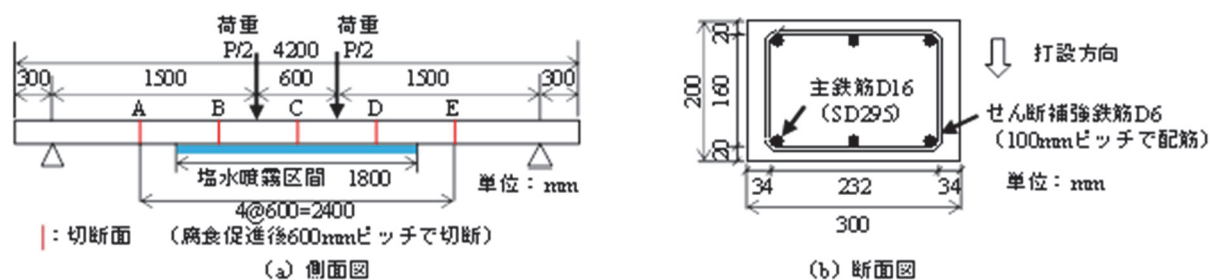


図 E-1 試験体の概要

表 E-1 コンクリートの配合

	Gmax mm	スランプ cm	空気量 %	W/C %	s/a %	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
						水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
55N	13	14.0	5.0	55	44	165	300	808	1027	0.75

### E.3 解析結果と考察

#### E.3.1 ひび割れ進展状況

塩水噴霧ありのケースの乾湿繰返し開始から約 130 日後（腐食ひび割れ発生直後）、約 260 日後（乾湿繰返し終了時）における試験体底面および側面のひび割れ図を図 E-2 に示す。図中の灰色線は曲げひび割れ、赤線は腐食ひび割れ、青丸印は表面で錆汁が確認できた箇所をそれぞれ示す。また、3 本の引張側主鉄筋は、図 E-2 b)に示す位置にあり、それぞれを鉄筋 A～C とした。

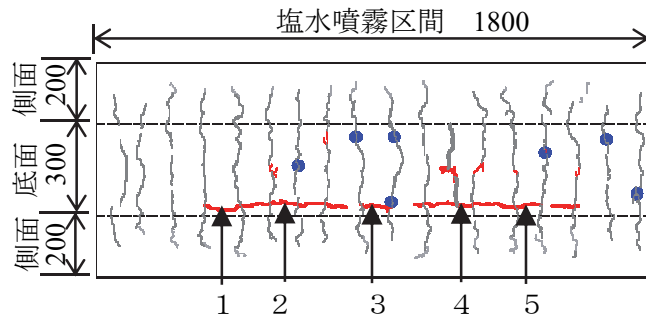
持続荷重による曲げひび割れは、約 100mm ピッチで、せん断補強鉄筋のほぼ直下に生じた。曲げひび割れ幅は、乾湿繰返し開始時では 0.04～0.08mm、乾湿繰返し開始から 261 日後では塩水噴霧の有無によらずわずかに拡大しており、0.04～0.15mm であった。

乾湿繰返し開始から約 100 日後に、せん断補強鉄筋直下の曲げひび割れ位置で表面に錆汁が初めて確認できた。これは、ひび割れ部では、腐食因子となる物質が浸透し易く、せん断補強鉄筋と主鉄筋が比較的早く腐食したため、ひび割れ間から錆汁が流出したものと考えられる。

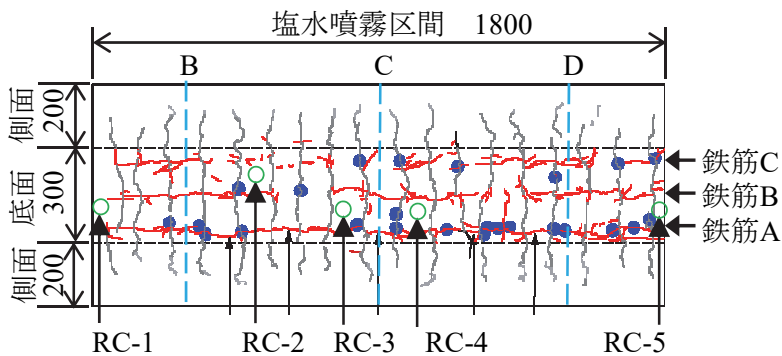
腐食ひび割れは、乾湿繰返し開始から約 130 日後に、鉄筋 A の直下のコンクリート表面に軸方向に発生し、その時点のひび割れ幅は 0.06～0.1mm であった。その後 30 日以内に鉄筋 B、C の直下からも発生した。

図 E-2 a)中に示すひび割れ幅計測位置における腐食ひび割れ幅の経時変化を図 E-3 に示す。乾湿繰返し開始から約 130 日後に腐食ひび割れが発生してから、比較的短期間（約 50 日）でひび割れ幅は 0.15～0.25mm まで拡大した。その後、ひび割れ幅は 0.15～0.25mm 程度で収束し、それ以上拡大しなかった。

既往の文献 11)では、表面で軸方向に生じる腐食ひび割れ幅は、軸方向ひび割れが生じた後、内部ひび割れが進展する段階においてはあまり変化が無く、内部である程度ひび割れが進展すると、再び表面のひび割れ幅が拡大することが報告されている。本実験を終了した時点は、内部でひび割れが進展している段階であったため、表面でのひび割れ幅が収束した可能性がある。そのため、さらに塩水噴霧による腐食促進実験を続けると再び表面のひび割れ幅が拡大した可能性も考えられる。また、本実験ケースでは、せん断補強鉄筋による拘束効果によってひび割れ幅の拡大が抑制された可能性も考えられる。



a) 持続荷重載荷から約 130 日後（腐食ひび割れ発生直後）



黒線：曲げひび割れ，灰色線：腐食ひび割れ  
 ●印：錆汁位置，番号 1～5：ひび割れ幅計測位置  
 RC-1～RC-5：塩化物イオン濃度測定用コア抜き位置  
 | 線：切断面 単位：mm

b) 持続荷重載荷から約 260 日後

図 E-2 底面のひび割れ状況

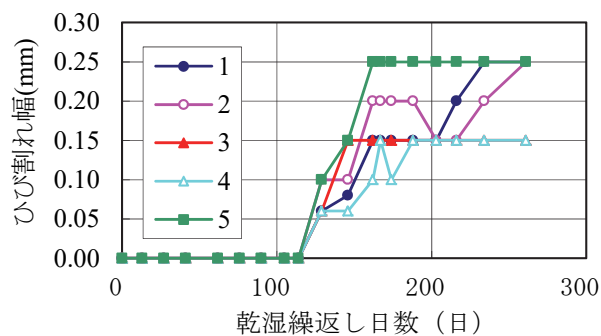


図 E-3 腐食ひび割れ幅の経時変化

### E. 3. 2 鉛直変位の経時変化

試験体中央における鉛直変位の経時変化を図 E-4 に示す。試験体中央における鉛直変位の経時変化は塩水噴霧の有無によらず，乾湿繰返し開始から実験を終了した 261 日後まで増加し続け，約 12mm から約 15mm に増加した。よって，本実験での腐食レベルでは，主鉄筋の腐食が持続荷重載荷時における



試験体の変形挙動に及ぼす影響はないと言える。また、後述する主鉄筋の断面欠損についても、試験体の変形挙動に及ぼす程の欠損はなかったと言える。

### E.3.3 断面内のひび割れ進展挙動

塩水噴霧ありのケースの試験体について断面内における腐食ひび割れの進展挙動を把握するために、試験体を図 E-1 に示す A～E 断面で切断し、断面内のひび割れ観察を行った。なお、切断面 B, C, D は図 E-2 b) に示す位置とそれぞれ対応している。

切断面 B において、切断面 C の方向を見た断面における鉄筋 A と鉄筋 B の周りの内部ひび割れを図 E-5 に示す。写真は上側が底面であり、写真中の黒線は目視で確認できたひび割れを示している。

表面のひび割れ幅が 0.15～0.25mm であった隅角部の鉄筋 A の位置においては、軸方向ひび割れと側面方向に斜め裏側に進展したひび割れが確認できた。

隅角部の鉄筋 C に対して表面に生じた軸方向ひび割れは、鉄筋位置にまで達しておらず、表面側から発生し、進展したものと考えられる。

本実験では隅角部の鉄筋 A の腐食が比較的大きく進行しており、腐食ひび割れは斜めに進展している。腐食促進試験の最終段階では、E.3.1 で述べたように、側面方向へのひび割れが進展している段階であったため、表面におけるひび割れ幅にあまり変化が見られなかったものと考えられる。

中央の鉄筋 B に対しては図 E-2 b) に示すように表面に目視で軸方向ひび割れが確認できていたが、断面内においてはひび割れが確認できなかった。軸方向に生じる腐食ひび割れは、表面から進展するものと考えられている<sup>11)</sup>ことから、断面内においては、まだ進展していない段階であったことや、目視では観察できない程度のひび割れ幅であったことが考えられる。

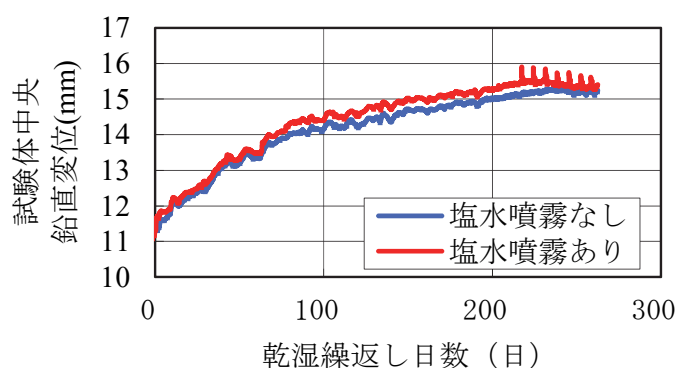
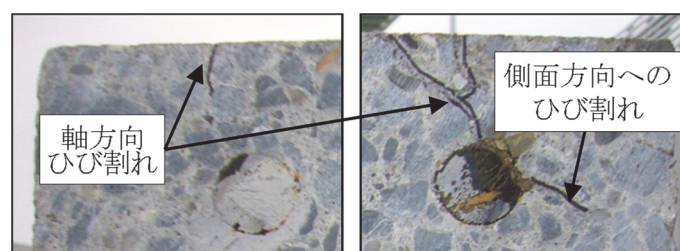


図 E-4 試験体中央における鉛直変位の経時変化



\* 写真中の黒線は目視で確認できたひび割れを示す。

図 E-5 断面内のひび割れ (左: 鉄筋 A, 右: 鉄筋 B)

### E.3.4 鉄筋の腐食量および腐食分布

#### (1) 腐食量測定方法

鉄筋の腐食分布を把握するために、塩水噴霧ありの試験体の図 E-1 に示す切断した各区間において引張側の主鉄筋 3 本（600mm×計 12 本）をはつり出し、腐食量および腐食分布の測定を行った。

はつり出した鉄筋は、JCI-SC1「コンクリート中の鋼材の腐食評価方法」に準拠し、60℃の 10%クエン酸二アンモニウム溶液に 7.5 時間浸漬して腐食生成物を除去した。その後、鉄筋の質量と長さを測定し、同一鉄筋の腐食が生じていない部分で測定した単位長さ当たりの質量を基準として、はつり出した各鉄筋の質量減少量を測定し、単位表面積当たりの腐食量を算定した。また、レーザー変位計により断面形状の測定を行った<sup>12)</sup>。各測定断面を 36 分割し、レーザー変位計を用いて鉄筋を 10 度ごとに回転させながら半径方向の距離を測定した。測定断面はふしのない箇所鉄筋の軸方向に約 20mm 間隔とした。この測定から得られた断面積を残存断面積とし、腐食が生じていない断面で測定した断面積との差、鉄の密度および単位長さから単位表面積当たりの腐食量に換算した。

#### (2) 鉄筋の腐食状況

図 E-1 中に示す区間 C-D からはつり出した主鉄筋のかぶり側および内側（かぶり側の反対）の腐食状況の様子を図 E-6 に示す。写真中のスケールは位置 C からの距離に対応している。また、目視にて鉄筋表面で腐食生成物の付着が確認できた箇所を黒で塗り、その区間を赤線で示した。

最初に腐食ひび割れが発生し、腐食促進実験終了時点で鉄筋に沿って全体に軸方向の腐食ひび割れが生じていた鉄筋 A は、かぶり側の表面全体に腐食生成物が付着していた。腐食ひび割れが発生することで、その位置からも腐食因子となる物質が浸透し易くなり、全体的に腐食の進行が加速していることが考えられる。

一方、腐食促進実験終了時点で軸方向の腐食ひび割れが発生したものの、全体には生じていなかった鉄筋 B, C は、かぶり側表面に約 100mm ピッチの等間隔に腐食生成物が付着していた。この位置は E.3.1 で述べた曲げひび割れ発生位置とせん断補強鉄筋が配置されている位置に対応する。従って、曲げひび割れが生じている条件下では、曲げひび割れ発生位置から腐食が進行していくことが分かる。鉄筋の内側表面については、いずれの鉄筋もほとんど腐食生成物の付着は見られなかった。よって、本実験の腐食レベルでは、かぶり側のみに腐食が集中しており、かぶりと反対側では比較的健全な状態を維持できていると言える。また、鉄筋のかぶり側の方が内側よりも塩化物イオン、溶存酸素、水分などの腐食因子が侵入しやすいと考えられるが、さらに、試験体上面から打設したため（図 E-1）、ブリーディング水が引張側鉄筋のかぶり側に存在していたことによりマクロセル腐食のアノードとなった可能性もある。ブリーディング水が存在していた箇所腐食が集中することは、電食試験によっても確認されている<sup>13)</sup>。

図 E-1 中に示す区間 D-E からはつり出したせん断補強鉄筋の腐食状況の様子を図 E-7 に示す。写真中の上側がかぶり側であり、左から順に鉄筋 A～C が配置されていた。

せん断補強鉄筋の表面は、かぶり側で全体的に腐食生成物が付着しており、曲げひび割れの影響により腐食が進行していたことが分かる。



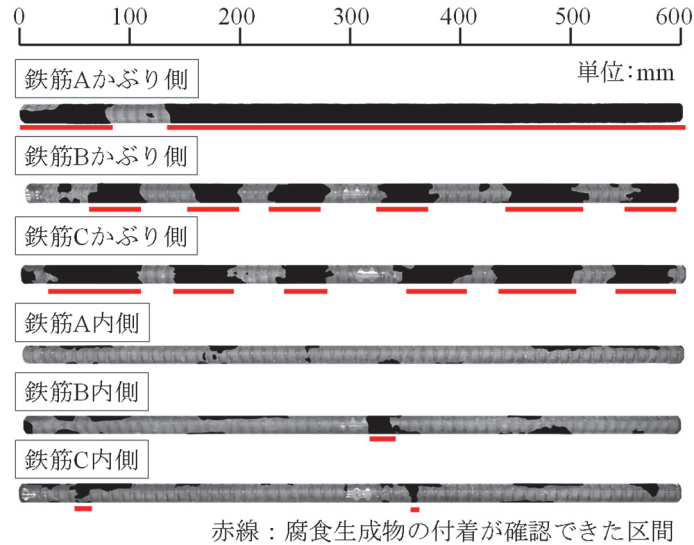


図 E-6 主鉄筋の腐食状況（区間 C-D）

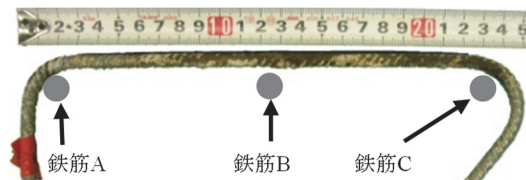


図 E-7 セン断補強鉄筋の腐食状況

### (3) 鉄筋の腐食量

各鉄筋の質量減少量および残存断面積から算出した 600mm 区間での平均の腐食量を表 E-2 に示す。最も腐食が進行していた鉄筋 A の中央部での質量減少率から算出した腐食量は約  $20\sim30\text{mg/cm}^2$  であった。一方、実験終了時に腐食ひび割れがかぶり表面で観察された区間と観察されなかった区間が混在する鉄筋 B や C の腐食量は約  $10\sim15\text{mg/cm}^2$  であり、本実験条件下における腐食ひび割れ発生限界腐食量は約  $10\sim15\text{mg/cm}^2$  以下であると考えられる。

残存断面積から算出した腐食量は、約  $5\sim60\text{mg/cm}^2$  であり、測定方法による誤差が生じることや、約 20mm ピッチで測定した値の平均値として算出していることから、質量減少率より算出した腐食量と必ずしも同等の結果を得ることはできなかった。

### (4) 鉄筋の腐食分布

区間 C-D からはずり出した主鉄筋の内、鉄筋 A の腐食分布を図 E-8 に示す。これは、図 E-6 に示したようにかぶり側が全体的に腐食している部分である。腐食量は表 E-2 に示すように測定方法によらず約  $30\text{mg/cm}^2$  であった。

腐食分布を見ると全体的に腐食しているが、図中に○印で示すように、局所的に腐食量が大きく、平均腐食量の 2 倍程度以上の腐食量になっている箇所が複数見られる。これは約 100mm ピッチでほぼ等間隔になっており、曲げひび割れが生じていた位置と概ね対応している。よって、曲げひび割れ発生位置において腐食が局所的に進行するマクロセル腐食が生じたものと考えられる。なお、腐食量分布で全

体的に傾きが生じ、端部で腐食量が負の値となっているのは、測定装置に鉄筋を取り付けた際にわずかに傾きが生じていた影響であると思われる。

局所的に腐食が進行していた箇所の内、図 E-8 中の○印のうち、位置 C からの距離 400mm 付近の鉄筋の断面形状を図 E-9 に示す。図中には同じ鉄筋の腐食なし断面の断面形状を併せて示す。両者を比較すると、腐食あり断面ではかぶり面側で局所的に断面欠損が生じていることが分かる。実際の鉄筋の該当部分では断面欠損が確認できた。測定結果より、この位置での断面欠損深さは 0.6mm であった。

表 E-2 鉄筋の腐食量

区間	質量減少量から算出			残存断面積から算出		
	鉄筋A	鉄筋B	鉄筋C	鉄筋A	鉄筋B	鉄筋C
A-B	17.8	11.7	8.8	8.6	5.2	4.8
B-C	22.5	9.3	10.4	53.0	19.6	44.4
C-D	29.5	15.7	13.9	30.1	16.6	50.3
D-E	15.0	11.9	13.8	43.6	61.1	40.2

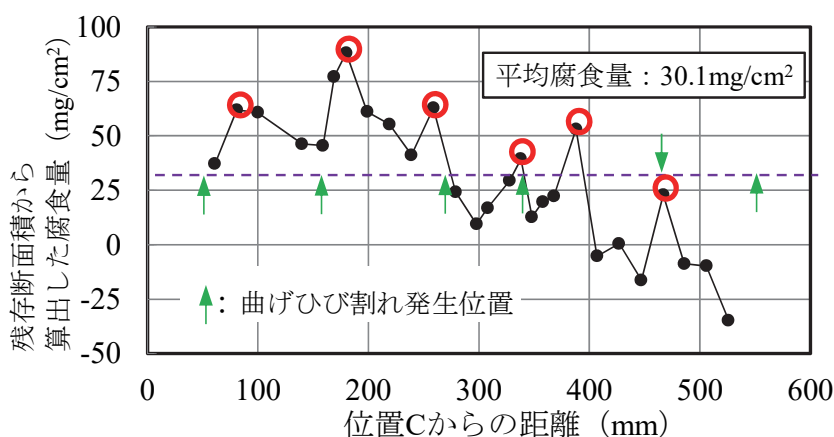


図 E-8 鉄筋の腐食分布（鉄筋 A、区間 C-D）

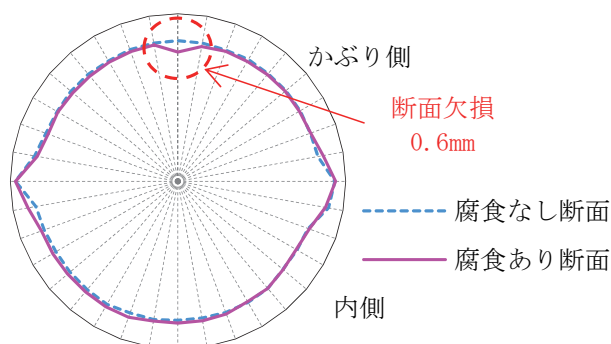


図 E-9 鉄筋の断面形状

## E. 2.5 塩化物イオンの見掛けの拡散係数の測定

### (1) 塩化物イオンの見掛けの拡散係数の測定方法

RC 梁試験体作製時に、同一のコンクリートを使用して拡散試験用に  $\phi 100\text{mm}$ 、高さ  $150\text{mm}$  の円柱供試体を 4 体作製した。作製した供試体で JSCE-G572-2007 に従い、コンクリート中における塩化物イオンの見掛けの拡散係数を測定した。なお、NaCl 水溶液中への浸漬期間は約 9 ケ月間とした。

また、塩水噴霧を行った RC 梁試験体についても、塩水噴霧区間内で、ひび割れが生じなかった部分の内 5 ヶ所 (図 E-2 a) 中の RC-1~RC-5) から小径コアを採取して、表面から  $25\text{mm}$  までの区間を  $5\text{mm}$  ごとに塩化物イオンを測定し、拡散係数の測定を行った。

### 5.2 塩化物イオンの見掛けの拡散係数の測定結果

塩化物イオン濃度分布から式(5-6)に示すフィックの拡散方程式における、表面塩化物イオン濃度  $C_0$  および見掛けの拡散係数  $D$  を正規確率紙上の最小二乗法により算出した結果を表 E-3 に示す。

乾湿繰返しを行った RC 梁試験体の表面塩化物イオン濃度は、NaCl 水溶液中への浸漬を続けた円柱供試体の約 4 割程度であった。また、RC 梁試験体の鉄筋位置の深さでの塩化物イオン濃度は  $0.2 \sim 2.4\text{kg/m}^3$  であった。ただし、これはひび割れが生じていない箇所での測定結果である。

表 E-3 表面塩化物イオン濃度と見掛けの拡散係数

(a) 円柱供試体

供試体No.	55N-1	55N-2	55N-3	平均
表面塩化物イオン濃度 $C_0$ ( $\text{kg/m}^3$ )	32.0	21.8	24.9	26.2
拡散係数 $D$ ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )	1.77	2.39	2.15	2.10

(b) RC 梁試験体から採取した小径コア供試体

供試体No.	RC-1	RC-2	RC-3	RC-4	RC-5	平均
表面塩化物イオン濃度 $C_0$ ( $\text{kg/m}^3$ )	12.4	12.4	10.2	9.6	10.3	11.0
拡散係数 $D$ ( $\text{cm}^2/\text{年}$ )	0.66	0.64	1.47	1.72	1.95	1.29

## E. 2.5 鉄筋が腐食した RC 梁の載荷実験

### (1) 載荷実験概要

繰返し荷重が作用した時の、鉄筋腐食の有無による変形挙動の違いを確認するため、乾湿繰返し実験を行った後、塩水噴霧ありの試験体、塩水噴霧なしの試験体ともに繰返し載荷実験を行った。繰返し載荷は、図 E-10 に示すとおり、全荷重  $21\text{kN}$  を 10 サイクル繰返し載荷した後、全荷重  $21\text{kN}$  を載荷した状態で、さらに荷重  $7\text{kN}$  (全荷重  $28\text{kN}$ ) を 10 サイクル繰返し載荷して、変形を測定した。

### (2) 鉄筋腐食の有無による RC 梁の変形挙動の違い

繰返し載荷を行った時の荷重と RC 梁試験体のスパン中央における鉛直変位の関係を図 E-11 に示す。

持続荷重終了時点では、図 E-4 に示すように、塩水噴霧の有無に関わらず鉛直変位はほぼ同じであった。しかし、除荷時の残留変位は塩水噴霧ありのケースの方が約 4mm 大きくなった。これは鉄筋腐食により鉄筋とコンクリートの付着に変化が生じ、ひび割れが閉じにくくなったものと考えられる。全荷重 21kN での繰返し荷重とさらに荷重を加えた全荷重 28kN の繰返し荷重の荷重範囲では、塩水噴霧の有無に関わらず繰返しによる変形の進展はほとんどなかった。よって、本実験での腐食レベルでは、降伏荷重の 70% 程度までの荷重範囲では繰返し荷重の影響はほとんどないものと考えられる。

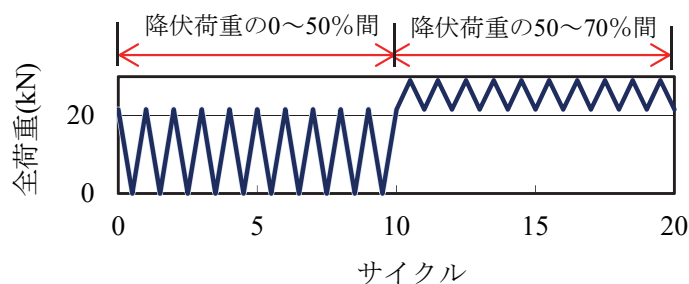


図 E-10 荷重サイクル

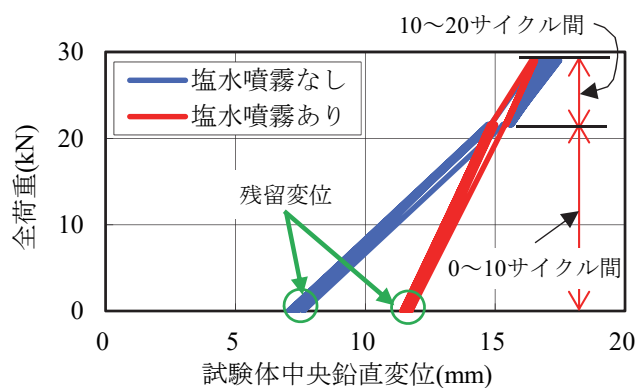


図 E-11 荷重と鉛直変位の関係

## 付録の参考文献

- 1) 生田周史, 中川元宏, 山本貴士, 服部篤史, 宮川豊章: 各種要因がコンクリートの比抵抗に与える影響に関する実験的研究, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 5-095, pp.187-188, 2004.
- 2) 森川雅行, 関博, 奥村隆: 鉄筋の腐食膨張によるひびわれの発生機構に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 378 号, V-6, 1987.2
- 3) 松島学, 横田優, 関博: 鉄筋腐食膨張によるひび割れ発生時の腐食量, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1669-1674, 2004
- 4) 堀口賢一, 武田均, 丸屋剛: 電食による腐食量に及ぼすかぶりの影響について, 土木学会第 61 回年次学術講演会, pp.509-510, 2006.9
- 5) 堀口賢一, 丸屋剛, 武若耕司: 塩害環境下における鉄筋コンクリートの腐食ひび割れ発生時期の推定, 土木学会第 62 回年次学術講演会, pp.1065-1066, 2007.9
- 6) 小柳朋宏, 大下英吉: 乾湿変化に伴うセメントペーストの体積変化に及ぼすアルカリ含有量の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.477-482, 2008
- 7) 浅本晋吾, 石田哲也: 温度履歴に依存するセメント硬化体の細孔内水分状態と体積変化機構の連関, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.451-456, 2005
- 8) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書 設計編, pp.34-44.
- 9) 須田久美子, Misra Sudhir, 本橋賢一: 腐食ひびわれ発生限界腐食量に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.14, No.1, pp.751-756, 1992.
- 10) 渡辺博志, 木村嘉富, 古賀裕久, 中村英佑: 塩害環境下にあるコンクリート中鉄筋のマクロセル腐食形成機構, 土木研究所資料, 第 4131 号, pp.1-38, 2009.1.
- 11) 河村圭亮, Tran Khoa Kim, 中村光, 国枝稔: 鉄筋腐食に伴うコンクリートの表面および内部ひび割れ進展挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.1007-1012, 2010.
- 12) 丸屋剛, 武田均, 堀口賢一, 小山哲, 許鎧麟: コンクリート中の鋼材のマクロセル腐食に関する解析手法の構築, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.4, pp.757-776, 2006.11.
- 13) 鈴木三馨, 堀口賢一, 福浦尚之, 丸屋剛: 鉄筋の腐食促進条件が腐食膨張によるひび割れ発生に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1081-1086, 2009.

## 謝辞

本研究の遂行にあたり、主査を務めていただきました東京大学大学院教授 石田哲也博士には長きにわたり終始懇切なるご指導を賜りました。このように学位論文として取りまとめることができましたのは、先生の暖かいご指導があったからこそと切に感じております。先が見えず大変苦しい時期もありましたが、思うような進捗がなくとも相談に来ることが大事だからと励ましていただいたことは、日々の業務と本研究を両立するうえで、大きな心の支えになりました。真摯に取り組む姿勢など先生から学んだことを今後の礎として、引き続き精進してまいりたいと思います。ここに、改めて深甚の意を申し上げます。

東京大学生産技術研究所教授 岸利治博士、東京大学大学院教授 野口貴文博士、東京大学大学院講師 高橋佑弥博士、東京大学生産技術研究所講師 酒井雄也博士には、審査における副査として、大変貴重なご助言をいただきました。ここに、これらのご高配対し感謝の意を申し上げます。

大成建設（株）技術センター 長島一郎技術センター長、同技術センター社会基盤技術研究部 丸屋剛エグゼクティブ・フェロー副技術センター長、同社会基盤技術研究部 材工研究室 坂本淳室長には、本研究の実施のみならず、学位論文としてまとめる機会を与えていただきました。丸屋剛エグゼクティブ・フェロー副技術センター長には、終始、研究を通じた議論や研究が停滞した時期においても叱咤激励をしていただきました。また、社会基盤技術研究部の皆様、生産技術開発部の皆様、および、大成有楽不動産の皆様には、多大なご支援とご協力をいただきました。特に、堀口賢一次長、武田均次長、木ノ村幸士課長には多くの貴重な時間をさいていただき貴重なご助言をいただきました。ここに記して、深謝の辞を申し述べます。

大成・フジタ・銭高特定建設工事共同企業体 横浜環状南線 桂台トンネル工事作業所 土橋功統括所長をはじめ、桂台トンネル工事作業所の皆様には、本研究の遂行に関しご理解とご配慮をいただきました。厚く御礼申し上げます。

コムスエンジニアリング 福浦尚之博士（前大成建設（株）技術センター）には、研究を通して多くの議論をし、貴重なご意見をいただきました。ここに、深甚なる謝意を表します。

横浜国立大学大学院教授 細田暁博士には、横浜国立大学大学院の修士論文から現在に至るまで、長きにわたりご指導を賜りました。ここに、心から謝意を表します。

月の泉技術士事務所 渡辺弘子様、東京工業大学 山田菊子博士には、女性の土木技術者の先輩として、多大なご助言と励ましをいただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。

最後に、夫の鈴木哲史様、母の市原益子様のご協力があったからこそ本研究を遂行することができました。息子の鈴木利迪は、「僕も将来、お母さんのお仕事のお手伝いをする。」と話してくれました。ここに、改めて感謝を申し上げます。