T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ
Science Tokyo Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	鉄筋腐食を伴う臨海部取放水系鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能評価
Title(English)	
著者(和文)	松尾　豊史
Author(English)	Toyofumi Matsuo
出典(和文)	学位:博士（工学）, 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第4104号, 授与年月日:2014年9月25日, 学位の種別:論文博士, 審査員:二羽　淳一郎,大即　信明,岩波　光保,竹村　次朗,佐々木　栄一
Citation(English)	Degree:, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第4104号, Conferred date:2014/9/25, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

Powered by T2R2 (Science Tokyo Research Repository)

鉄筋腐食を伴う臨海部取放水系鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能評価

目　次

第１章　序論

1.1　研究の背景 ····· 1
1.2　研究の目的 ····· 4
1.3　本論文の構成 ····· 4

第２章　既往の研究

2.1　第２章の概要 ····· 7
2.2　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの材料特性 ····· 7
2.3　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート構造物の耐荷特性 ····· 8
2.4　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの有限要素解析 ····· 14
2.5　塩害に対する鉄筋コンクリート構造物の性能評価 ····· 16

第３章　鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデル

3.1　第３章の概要 ····· 21
3.2　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの両引き実験 ····· 21
3.3　両引き実験に基づく鉄筋腐食の影響評価 ····· 24
3.4　鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルの提案 ····· 32
3.5　第３章のまとめ ····· 40

第４章　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の耐荷機構

4.1　第４章の概要 ····· 42
4.2　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の曲げ載荷実験 ····· 42
4.3　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断載荷実験 ····· 49
4.4　鉄筋腐食がはり部材の耐荷機構に及ぼす影響 ····· 56
4.5　第４章のまとめ ····· 64

第５章　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷特性

5.1　第５章の概要 ····· 67
5.2　実規模載荷実験 ····· 67
5.3　実験結果および考察 ····· 74
5.4　耐荷特性に及ぼす鉄筋腐食の影響評価 ····· 82
5.5　第５章のまとめ ····· 92

第６章　材料非線形解析による鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能評価
6.1　第６章の概要 ····· 95
6.2　鉄筋腐食が生じたＲＣはり部材の材料非線形解析 ····· 95
6.3　鉄筋腐食が生じたＲＣボックスカルバートの材料非線形解析 ····· 103
6.4　鉄筋腐食に伴う材料劣化を考慮した非線形解析手法の適用性 ····· 113
6.5　第６章のまとめ ····· 115

第７章　鉄筋腐食を考慮した残存耐荷性能評価手法
7.1　第７章の概要 ····· 119
7.2　パラメータ解析による鉄筋腐食の影響評価 ····· 119
7.3　残存耐荷性能評価に用いる劣化係数の設定 ····· 127
7.4　第７章のまとめ ····· 135

第８章　結論
8.1　研究成果のまとめ ····· 137
8.2　今後の研究課題 ····· 140

付録Ａ：部材非線形解析を用いた既設構造物の構造健全性評価例 ····· 143～175

付録Ｂ：材料非線形解析を用いた既設構造物の耐震性能照査例 ····· 176～202

謝辞 ····· 203

第１章　序論

1.1　研究の背景

社会を支える多くの基盤構造物の経年化が進むなかで，既設コンクリート構造物の経年劣化事象が顕在化しつつあり，それらを合理的に維持管理していくためには，適切な健全性評価方法を確立していくことが課題となっている[1)-4)]．一般に，健全性評価は，**図 1-1** に示すような外観目視を主体とした日常・定期点検と非破壊または破壊検査を伴う詳細調査などから構成される[5)]．このうち，詳細調査および評価・判定時には，経年劣化を含めて耐震性能照査などの構造性能を評価する必要が生じる．

電力施設における既設コンクリート構造物の中にも経年劣化事象が懸念されているものがある．**図 1-2** に示す LNG や石油等の火力発電所では，経年化している設備の割合が増加しており，今後，補修費の大幅な増加が予想されている．また，高経年化した設備では，熱効率の低い設備の割合も高いため，古い設備のリプレースを進め，高効率化を図っていく必要がある．また，我国の原子力発電所は，1970 年に運転を開始して以来，30 年を超えるものの数が増加してきている．現時点では，高経年化に伴う劣化事象の増加などは報告されていないが，原子力発電所の高経年化対策(PLM：Plant Life Management)への関心は高い．

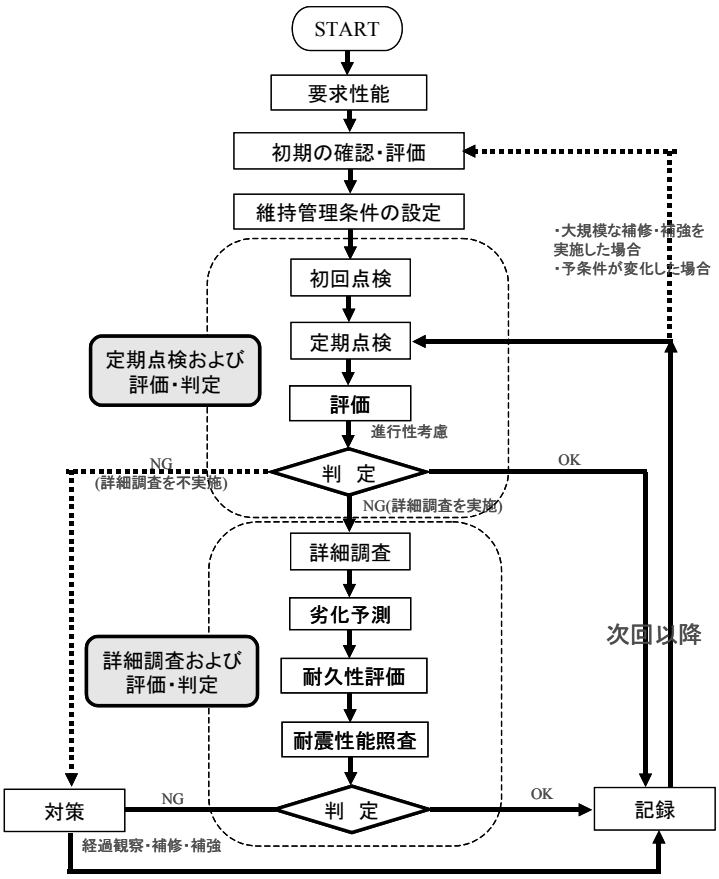


図 1-1 コンクリート構造物における標準的な維持管理の流れ[5)]

著者らは，電力施設に係わる鉄筋コンクリート製地中構造物が経年劣化した場合を想定して，構造性能に着目した健全性評価に関する研究を進めてきた[6),7)]．このためには，**図 1-3** に示すような劣化の程度と構造性能の関係を明確にしていく必要があることが指摘されている[1),8)]．火力・原子力発電所における鉄筋コンクリート製地中構造物は臨海部に建設され，**図 1-4** に示すような箱型の鉄筋コンクリート製ボックスカルバート（以下，RC ボックスカルバートと称す）であることが多い．このようなことから，臨海鉄筋コンクリート構造物に最も影響する経年劣化である塩害に伴う鉄筋腐食と RC ボックスカルバートの耐荷力や変形性能との対応関係などを明らかにすることが重要となる．

臨海鉄筋コンクリート構造物では，経年化に伴って塩害や中性化などの劣化が進行すると，鉄筋腐食が生じる．鉄筋が腐食した鉄筋コンクリートでは，腐食により鉄筋の断面積が減少するだけではなく，鉄筋とコンクリートの付着力の低下，鉄筋の腐食膨張によるひび割れの発生と進展などの種々の現象が生じる．鉄筋腐食に関しては，現在までに，数多くの研究がなされているが，鉄筋腐食が鉄筋コンクリートの力学特性に与える影響については十分に明らかにされているとは言い難い．特に，鉄筋腐食が力学特性に及ぼす影響に関する研究は，断面や部材レベルの検討がほとんどであり[8),9)]，構造物レベルでの研究事例は極めて少ない[6)]．

また，鉄筋コンクリート製地中構造物の構造性能を評価する上で最も重視される耐震性能に対しては，これまでに RC ボックスカルバートを対象とした研究が精力的に進められてきた[10),11)]．地中構造物であるため，地震時には地盤変形の影響が大きいことや RC ボックスカルバートが不静定構造であることなどが特徴である．臨海鉄筋コンクリート構造物で最も懸念される鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの耐荷性能を評価する場合には，有限要素解析に基づいた詳細な手法が有効となる．しかしながら，実規模構造物を対象として，鉄筋腐食に伴う材料劣化を考慮した材料非線形解析の適用性を検証した事例は極めて少ない[7)]．

さらに，コンクリートのひび割れ状況や錆汁の有無などの外観目視では，広範囲の情報を取得できるが，鉄筋の腐食状態などを精密に把握することは難しい．コンクリートコアの採取や鉄筋のはつりだしによる破壊試験を実施することにより，精密な情報を得ることができるが，同時に構造物を局所的に損傷させてしまうことから，実施できる箇所や調査箇所は限られる．弾性波や電磁波などを利用した非破壊検査法は，適用範囲が限定され，コア採取法などによる破壊試験に比べると精度は劣るのが一般的であるが，外観目視に基づく情報よりも詳細な情報を取得することが可能である．また，地中埋設構造物の地中部や表面に貝類が付着している場合などには，点検・調査が困難となるため，間接的な評価や保守的な評価とならざるをえない．こうした場合に利用できる実務的な健全性評価手法を確立していくことも重要である．

本研究で主たる対象とする火力発電所取放水系の鉄筋コンクリート製土木構造物は，施設に大きな影響を与えるおそれがあると想定される地震においても，取水・通水機能を維持することが要求されている．このためには，構造物には，内空空間の確保と過大な局所損傷の防止が必要である．一般の鉄道や道路の構造物の異なり，第三者が侵入することはなく，かぶりコンクリートの剥落や景観などの性能は重要性が低いため，ある程度の変状を許容することが可能である．これまでは，構造物の要求性能に照らして，予防保全的に補修をしていた傾向にあるが，東日本大震災後の厳しい状況を踏まえて，必要最小限の補修でかつ将来の補修費を増加させないことが求められている．

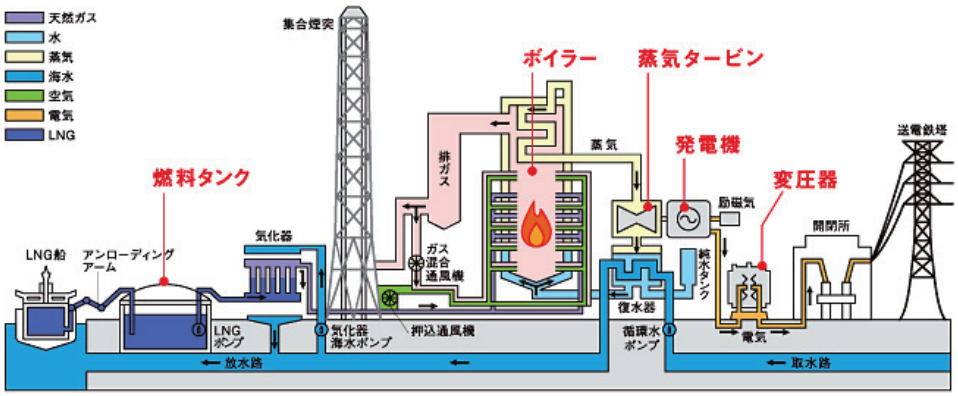
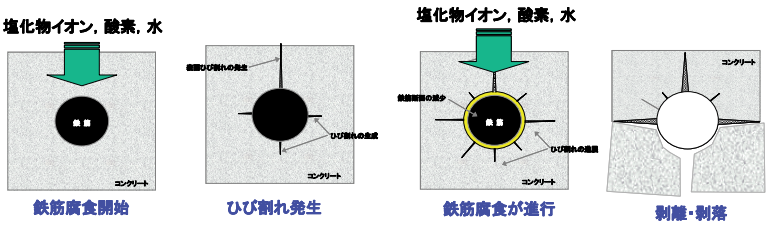


図 1-2 本研究で対象とする火力発電所(LNG)の例



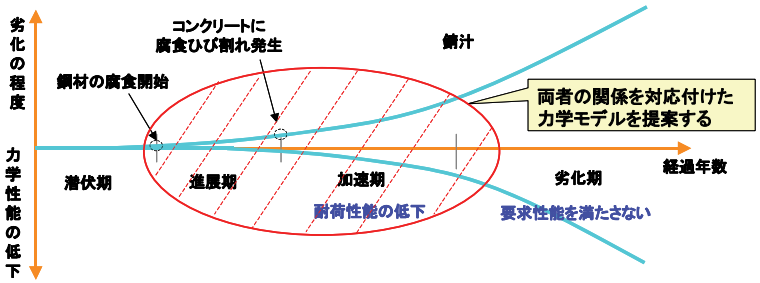


図 1-3 塩害環境下の一般的な劣化進行過程に関する概念図 [1)]

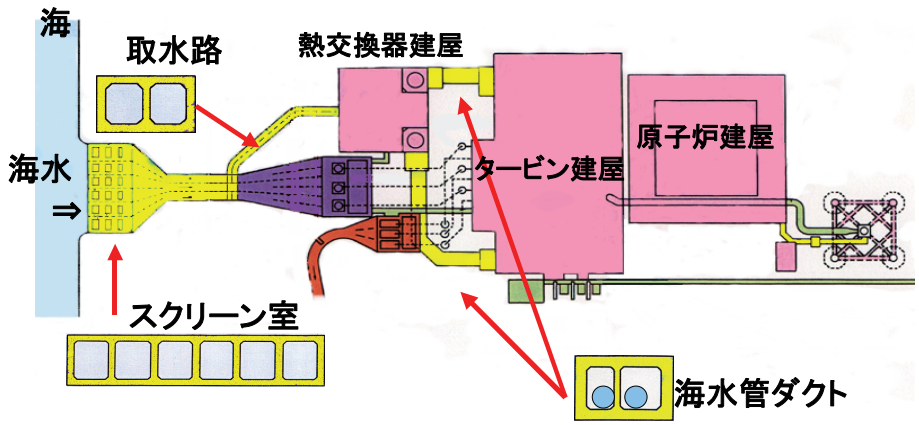


図 1-4 電力施設における鉄筋コンクリート製地中構造物の例

1.2 研究の目的

本論文では，まず，鉄筋腐食が鉄筋コンクリートの材料特性に及ぼす影響を明らかにした上で，有限要素解析における鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルを提案する．

次に，鉄筋腐食が鉄筋コンクリートはり部材の耐荷機構に及ぼす影響を明らかにするとともに，鉄筋腐食を伴う実規模 RC ボックスカルバートの損傷破壊過程を把握することにより，鉄筋腐食が耐荷特性に及ぼす影響を評価する．

さらに，鉄筋腐食を伴う RC ボックスカルバートの耐荷性能評価に用いる材料劣化の力学モデルの適用性を検証するとともに，鉄筋腐食を考慮した照査用限界値推定法を提案する．

1.3 本論文の構成

本論文では，鉄筋腐食を伴う RC ボックスカルバートの耐荷性能評価に関する研究をとりまとめるにあたって，**図 1-5** に示すように要素レベル→部材レベル→構造レベル→設計対応の順番で構成することとした．

第２章「既往の研究」では，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの材料特性，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート部材の力学特性，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの有限要素解析，維持管理における RC 構造物の性能評価法について記述する．

第３章「鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデル」では，鉄筋を腐食させた鉄筋コンクリート部材の両引き実験を実施することにより，鉄筋コンクリートの材料特性に及ぼす鉄筋腐食の影響を明らかにした上で，鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学を提案する．

第４章「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の耐荷機構」では，載荷実験を行うことにより，鉄筋コンクリートはり部材の曲げ耐力およびせん断耐力に及ぼす鉄筋腐食の影響を評価する．また，画像計測により，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐荷機構に及ぼす影響についても検討する．

第５章「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷特性」では，鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの耐荷性能を実証することを目的として，実環境を想定した電食と実規模載荷実験を実施することにより，鉄筋腐食を伴う RC ボックスカルバートの損傷破壊過程を把握するとともに，鉄筋腐食が耐荷特性に及ぼす影響を評価する．

第６章「材料非線形解析による鉄筋腐食を伴う鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能評価」では，鉄筋腐食を伴う RC ボックスカルバートの耐荷性能評価に用いる非線形解析手法を構築することを目的として，前述の実規模載荷実験のシミュレーション解析を行うことにより，鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルの適用性を検証する．

第７章「鉄筋腐食を考慮した残存耐荷性能評価手法」では，鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの耐荷性能を簡便に評価することが可能な方法を提案することを目的として，パラメータ解析結果および，既往の実験結果などを総合的に勘案して，塩害環境下の劣化進行過程に対応して残存耐荷性能を評価することが可能な劣化係数を設定する．

なお，本研究における各章の内容のつながりを**図 1-6** に示す。まず，第２章で「既往の研究」について検討をおこなった上で，第３章，第４章，第５章では，実験的な検討に基づいて，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの耐荷特性に関する現象解明を行っている。次に，第３章，第６章では，取得した実験データに基づいて，数値解析的な検討により，鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルを提案するとともに，シミュレーション解析による適用性検証を行う。さらに，第６章と第７章では，鉄筋腐食の考慮

方法として，材料非線形解析および実務的な劣化係数を用いた二つの耐荷性能評価方法を提示する。

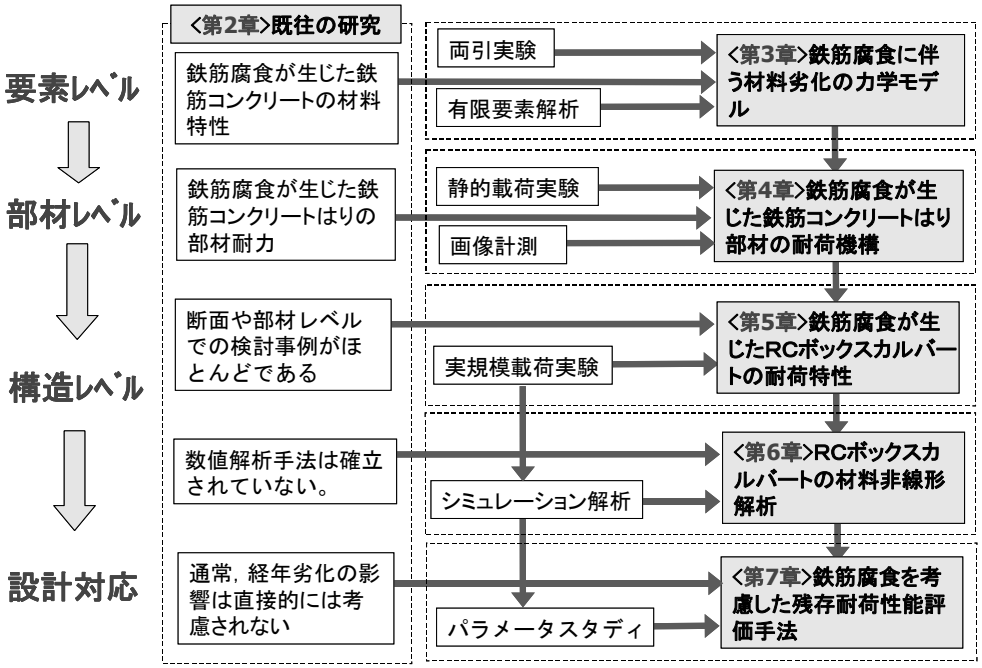


図 1-5 本研究の全体構成

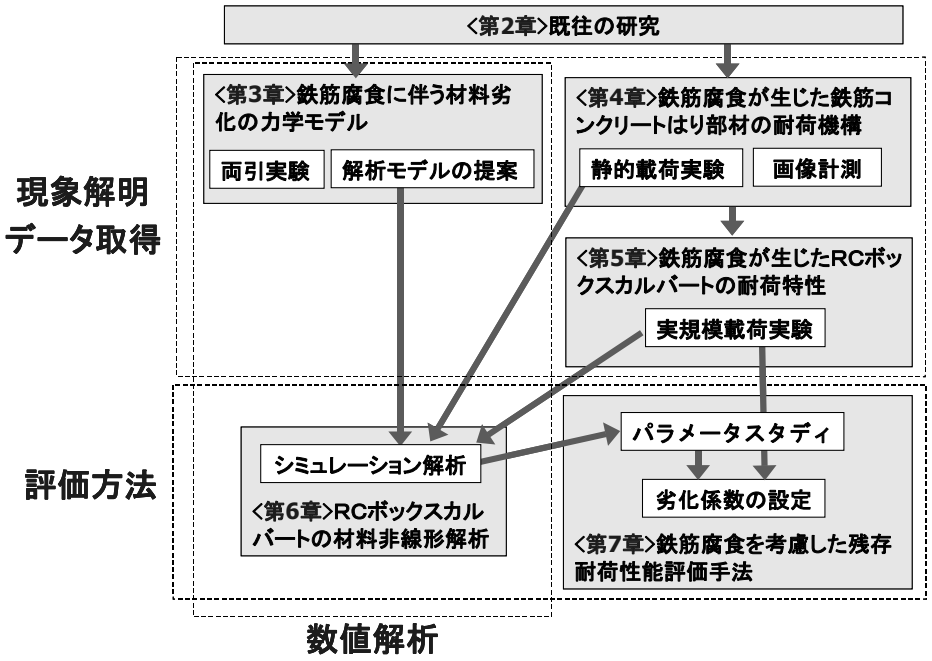


図 1-6 本研究における各章のつながり

［第１章の参考文献］

1) 土木学会：【2012 年制定】コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013.
2) 日本建築学会：原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説, 2008.
3) 日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針, 2013.
4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編　コンクリート構造物)，丸善, 2007.
5) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン, 2012.
6) 松尾豊史，松村卓郎，玉田潤一郎：鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能に関する実証研究，土木学会論文集 E，Vol.65，No.3，404-418，2009
7) 松尾豊史，松村卓郎，岩森暁如：鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートのせん断耐荷特性に関する解析的評価，コンクリート工学論文集，第 24 巻第 3 号, pp.161-171, 2013.
8) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ, No.71, 2006.
9) 土木学会：続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ, No.85, 2009.
10) 大友敬三，末広俊夫，河井正，金谷賢生：強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究，土木学会論文集, No.724/I-62, pp.157-175, 2003.
11) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル, 2005.

第２章　既往の研究

2.1　第２章の概要

第２章では,鉄筋腐食を伴う鉄筋コンクリート構造物の耐荷性能評価に関連した既往の研究について，とりまとめる．

2.2節「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの材料特性」では，**第３章**「鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデル」を作成するための基礎資料として，鉄筋の材料特性，コンクリートの材料特性などに関する既往の研究について記載する．ここで，鉄筋コンクリートの材料特性とは，鉄筋コンクリートを構成する鉄筋の材料特性，コンクリートの材料特性，および鉄筋とコンクリートの付着特性を示している．

2.3節「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート構造物の耐荷特性」では，**第４章**「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の耐荷機構」および**第５章**「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷特性」を記述するにあたって，部材を対象にした研究，既往の断面耐力算定法，構造物を対象にした研究について記載する．

2.4節「鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの有限要素解析」では，**第３章**「鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデル」および**第６章**「鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの材料非線形解析」を作成するための参考資料として,有限要素解析に用いる鉄筋コンクリートの材料特性について記述した上で,鉄筋腐食に伴う材料劣化のモデル化手法および有限要素解析を用いた解析的研究についてとりまとめる．

2.5節「塩害に対する鉄筋コンクリート構造物の性能評価」では，鉄筋コンクリート構造物の塩害劣化事例を示したうえで，**第７章**「鉄筋腐食を考慮した照査用限界値推定法」を作成するにあたって参考としたグレーディングに基づく方法および性能照査概念に基づいた手法に関して記述する．

2.2　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの材料特性

(1) 鉄筋の材料特性

a. 鉄筋強度（降伏強度，引張強度）

大屋戸ら[1)]によれば，腐食した鉄筋の降伏強度および引張強度は，質量差に基づく腐食量以上に降伏強度が低下するとの報告がある．しかしながら，大屋戸ら[1)]，加藤ら[2)]，山川ら[3)]などによる既往の研究例からは，降伏強度と質量減少率との関係については異なる結果が示されており，これらについては，腐食環境などの実験条件の影響を受けるとされているものの，統一的な見解を見るまでには至っていない[4)]．

このように，既往研究では，質量差に基づく平均的な腐食量のみを対象としており，材料特性評価上のばらつきを含んだ評価となっていることも一因と考えられる．

b. ヤング係数

土木学会「材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能研究小委員会報告」[4)]によれば，腐食していない場合に対する見かけのヤング係数の低下割合は,降伏強度の低下割合よりも小さい傾向にあるとの報告が多い．しかしながら，見かけのヤング係数についても降伏強度と同じく，研究

者によって低下割合に差異があるのが現状である．

c. 伸び性能

小林の研究[5]によれば，鉄筋の破断時の伸びは腐食が進行するほど，強度差に基づく腐食量以上に低下し，ばらつきも大きくなるとの報告がある．これについては，加藤ら[2]が孔食により断面積が不均一になり，最小断面積が伸び性能を支配するようになるためであるとの解釈を与えている．

(2) コンクリートの材料特性

a. コンクリート強度（引張強度，圧縮強度）

一般に，ひび割れが発生した時点で，ひび割れ面直交方向のコンクリートの引張強度はほぼゼロと考えることが多い．しかしながら，コンクリートには引張軟化特性があるため，引張強度到達以降にも，ひび割れが完全に開口するまでは応力を伝達することが知られている[6]．「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書」[7]では，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート中の見かけのコンクリート引張強度を腐食量に応じて低下させる方法を提案している．

また，ひび割れのあるコンクリートの圧縮強度については，ひび割れがない場合に比べて 8 割程度になるとの報告がある[8]．

b. コンクリートの付着特性

コンクリートの付着特性については，鉄筋とコンクリート界面での付着強度を評価した研究と鉄筋コンクリートのテンション・スティフニング効果として評価した研究に大きく分かれる．

前者については，「コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書」[9]，西内ら[10]などにおいて，鉄筋腐食量が小さい範囲では，付着強度は腐食を生じていない鉄筋と比較して腐食鉄筋の方が高い場合があること，鉄筋腐食量の増加にしたがって，ひび割れの発生，ひび割れ幅の拡大を伴い，付着強度は指数関数的に低下することなどが報告されている．

後者については，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書[7]，松尾ら[11]などにおいて，鉄筋腐食により，テンション・スティフニング効果が異なることが報告されている．付着の有無により，テンション・スティフニング効果が異なることから，間接的に付着の影響を考慮していることになる．

2.3 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート構造物の耐荷特性

2.3.1 部材を対象にした研究

(1) 曲げ破壊モード

a. 曲げ耐力

鉄筋腐食が生じた RC はり部材の曲げ耐力については，既往の研究において，主鉄筋の腐食に伴って低下することが明らかにされている[4),12),13)]．しかし，その低下割合については，腐食環境などの実験条件の影響を受けるとされており，研究によって若干の相違がみられる．これは，既往研究では，質量差に基づく方法など区間の平均値に相当する腐食量のみを対象としており，材料特性評価上のばらつきを含んだ評価となっていることも一因と考えられる．

既往の実験[5),14)-16)]における曲げ耐力の低下割合と主鉄筋腐食量(強度差)の関係を**図 2.3-1** に示す．ここで，耐力の低下割合とは，腐食がない健全な供試体と腐食した供試体との耐力の低下割合

を示している．以降も同様である．これによると，曲げ耐力は鉄筋腐食量(強度差)との相関がよいことが分かる．著者らは，既報[17]において，電食，自然暴露などの劣化促進手法を問わず，鉄筋の腐食にはばらつきがあるため，RC はり部材の曲げ耐力を評価にするにあたっては，強度差に基づく方法など区間の最大値に相当する腐食量を用いるのがよいと報告している．

b. 曲げ変形

既往の実験[5),15),18)]における主鉄筋腐食量(質量差)と曲げ耐力時変位の低下割合の関係を**図 2.3-2** に示した．なお，曲げ耐力時変位の低下割合は，腐食がない健全な供試体と腐食した供試体との曲げ耐力時における変位の低下割合とした．これによると，曲げ耐力とは傾向が異なり，腐食程度が小さくとも曲げ変形の低下程度が大きい場合が報告されている．これは，変形性能の低下には，鉄筋の断面減少量の程度よりも，ひび割れが発生する領域の広さの方が相対的に大きく影響するためと考えられる[18)]．なお，鉄筋腐食量の増加に伴って，鉄筋の伸びが大きく低下する傾向があることが報告されている[4)]．このため，顕著に鉄筋腐食した場合については，鉄筋の破断によって，変形性能が大きく低下する可能性があることにも留意する必要があると考えられる．

(2) せん断破壊モード

コンクリート標準示方書[設計編][19)]などによれば，一般に，せん断耐力は，コンクリート分担力とせん断補強鉄筋分担力の和としてほぼ評価できる．このため，鉄筋腐食がコンクリート分担力およびせん断補強鉄筋分担力に与える影響に分けて記述する．なお，せん断破壊は脆性的な破壊モードであるため，せん断破壊モードにおける変形性能は期待できない．

a. コンクリート分担力

鉄筋腐食がせん断耐力におけるコンクリート分担力に与える影響について，既往の研究[20)-24)]で事例の多い主鉄筋腐食量(質量差)で整理した結果を**図 2.3-3** に示した．これよると，鉄筋が腐食してもせん断耐力におけるコンクリート分担力は低下するよりも増加する傾向が大きいことが分かる．これは，主鉄筋の付着が小さくなることにより，引張側主鉄筋より上部でアーチ状の圧縮領域が形成され，せん断耐力が高まることによるものである[21)]．また，新たなひび割れの発生を誘発するようなひび割れがある場合には耐力が低下し，逆に新たなひび割れの発生を阻害するようなひび割れがある場合には耐力が増加する場合があることが報告されている[23)]．なお，定着部の損傷を考慮した鉄筋コンクリートはり部材のせん断載荷実験[20)]では，定着部の損傷により，せん断耐力が大きく低下する可能性が指摘されている．

b. せん断補強鉄筋分担力

せん断補強鉄筋の腐食がせん断耐力におけるせん断補強鉄筋分担力に与える影響については，文献[22),25),26)]などで検討されている．せん断耐荷力とせん断補強鉄筋の腐食量の関係を**図 2.3-4** に示す．これによると，せん断補強鉄筋の腐食量に対して，せん断補強鉄筋分担力の低下は小さいことが分かる．これは，せん断補強鉄筋がせん断破壊に係わる斜めひび割れに直接貢献しない場合は，影響が小さいことを示していると考えられる．しかしながら，せん断補強鉄筋の方が一般に主鉄筋と比べて，鉄筋径は小さく，かぶりも小さくなるため，鉄筋腐食が顕在化した場合には，せん断補強鉄筋分担力が低下することが懸念される．

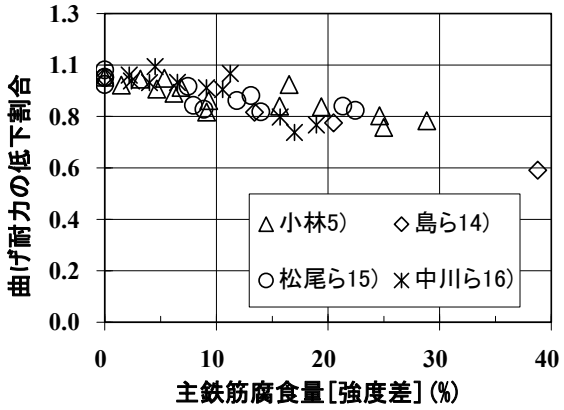


図 2.3-1 曲げ耐力と鉄筋腐食量の関係

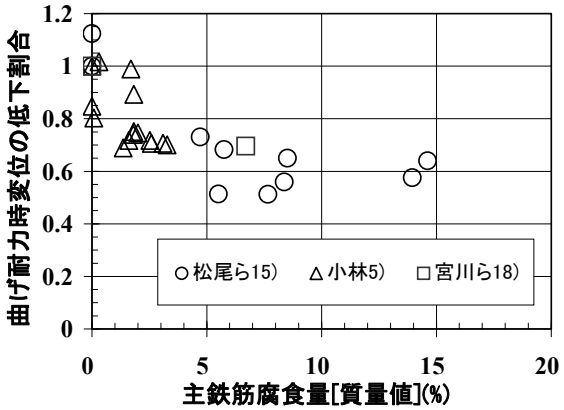


図 2.3-2 曲げ変形と鉄筋腐食量の関係

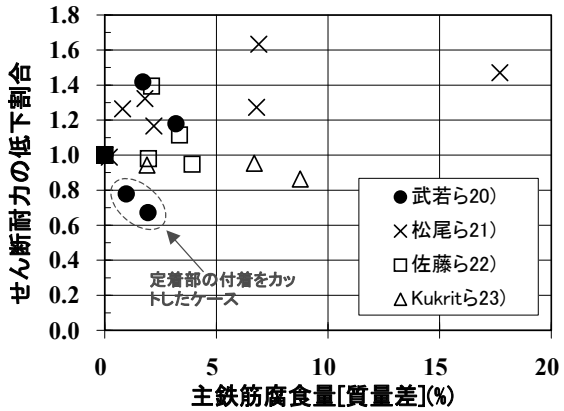


図 2.3-3 コンクリート分担力と鉄筋腐食量の関係

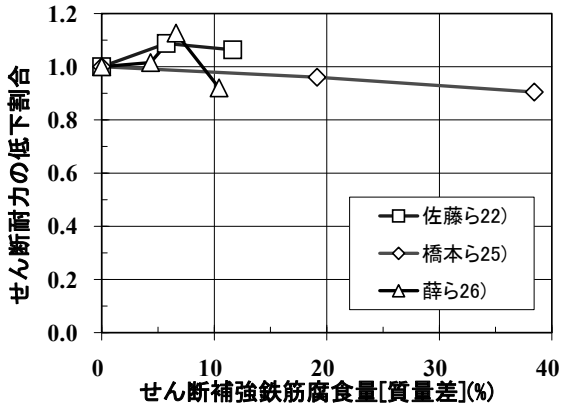


図 2.3-4 せん断補強鉄筋分担力と鉄筋腐食量の関係

2.3.2 既往の断面耐力算定法

鉄筋コンクリートはり部材の断面耐力算定法については,土木学会や日本建築学会などにおいて幾つか提案されている．ここでは，代表的な断面耐力算定法として，コンクリート標準示方書[設計編][19]に記載されている RC はり部材の断面耐力算定法を以下に示す.

(1) 曲げ耐力算定法

RC はり部材の曲げ耐力M_uは，等価応力ブロックによる方法で求めるのが一般的である．概略は以下の通りである.曲げモーメントまたは曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の断面耐力は,断面力の作用方向に応じて，部材断面あるいは単位幅について算定する．その際，①維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する，②コンクリートの引張応力は無視する，③コンクリートの応力-ひずみ曲線は**図 2.3-5**(a)による，④鋼材の応力ひずみ曲線は**図 2.3-5** (b)による，等の仮定に基づいて計算を行うこととする．この場合，部材係数γ_bは一般に 1.1 とする.

部材断面のひずみがすべて圧縮となる場合以外は，コンクリートの圧縮応力度の分布を**図 2.3-5**(c)に示す長方形圧縮応力の分布と仮定する.

なお，部材が曲げ耐力M_uに達した時のせん断力V_{mu}は，$V_{mu}=M_u/a$により求める(**図 2.3-5**(d)参照).

(2) せん断耐力算定法

a. 棒部材式

棒部材のせん断耐力V_{yd}は**式 2-1** により求める.

$V_{yd}=V_{cd}+V_{sd}$ ..... **式 2-1**

ここに，V_{cd}：棒部材式におけるコンクリートが分担するせん断耐力(以降，コンクリート分担力と称す)で，**式 2-2** による.

$$V_{cd}=\beta_d\cdot\beta_p\cdot\beta_n\cdot f_{vcd}\cdot b_w\cdot d/\gamma_b$$ ..... **式 2-2**

$f_{vcd}=0.20\sqrt[3]{f'_{cd}}$　ただし$f_{vcd}\leqq 0.72$

$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$　（d：m）

ただし，β_d ＞1.5 となる場合は 1.5 とする．

$\beta_p = \sqrt[3]{100P_v}$

ただし，β_p ＞1.5 となる場合は 1.5 とする．

β_n ：断面力に関する補正係数で，軸方向圧縮力が無い場合は β_n =1 となる

b_w：腹部の幅

d：有効高さ

$P_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s：引張側鋼材の断面積

f'_{cd}：コンクリートの設計圧縮強度（N/mm^2）

γ_b：一般に 1.3 としてよい．

V_{sd}：棒部材式におけるせん断補強鉄筋が分担するせん断耐力（以降，せん断補強鉄筋分担力と称す）で，**式 2-3** による．

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd}(\sin\alpha + \cos\alpha)/s\}\, z/\gamma_b \quad \text{式 2-3}$$

A_w：区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd}：せん断補強鉄筋の設計降伏強度で，400N/mm^2 以下とする．ただし，コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60 N/mm^2 以上の時は，800 N/mm^2 以下としてよい．

s：せん断補強鉄筋の配置間隔

z：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で，一般に d/1.15 としてよい．

γ_b：一般に 1.10 としてよい．

b. ディープビーム式

はりの高さがスパンに対して比較的大きい場合，はりの応力分布は普通のはりの場合と異なる．このようなはりを一般に，ディープビームと呼んでいる．ディープビームのせん断耐力 V_{ydd} は**式 2-4** により求める．

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} \quad \text{式 2-4}$$

ここに，V_{cdd}：ディープビーム式におけるコンクリート分担力で，**式 2-5** による．

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_{av} \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d/\gamma_b \quad \text{式 2-5}$$

$f_{dd} = 0.19\sqrt{f'_{cd}}$　（N/mm^2）

$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$　（d：m）

ただし，β_d＞1.5 となる場合は 1.5 とする．

$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w}$

ただし，β_p＞1.5 となる場合は 1.5 とする．

$$\beta_{av} = \frac{5}{1+(a_v/d)^2}$$

a_v：荷重作用点から支承前面までの距離

d：荷重作用点における有効高さ

p_w：軸方向引張鉄筋断面積の腹部断面積に対する比率

f'_{cd}：コンクリートの設計圧縮強度(N/mm^2)

b_w：腹部の幅

γ_b：一般に 1.3 としてよい

V_{sdd}：ディープビーム式におけるせん断補強鉄筋分担力で，**式 2-6** による．

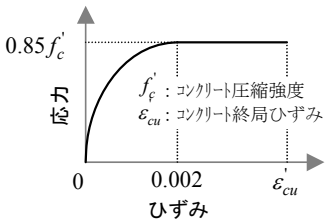
$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$ ..... **式 2-6**

$\phi = -0.17 + 0.3(a_v / d) + 0.33 / p_{wb} \leqq 1.0$

V_{sd}：式(2-3)で算定されるせん断耐力寄与分

p_{wb}：せん断補強鉄筋比(%)

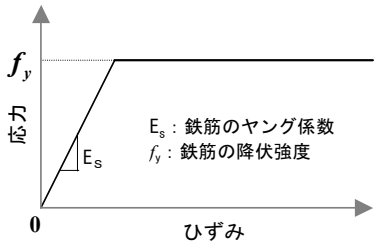
曲げ耐力およびせん断耐力の棒部材式,ディープビーム式と破壊モードの関係は**図 2.3-6** のようになる．一般的な目安として，せん断スパン a と有効高さ d の比であるせん断スパン比 a ／ d を基準として a ／ d =2～3 程度が棒部材式とデープビーム式の遷移領域である．



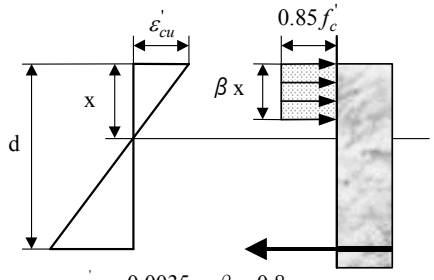
$f_c^{'} \leq 50\text{N/mm}^2$　$\varepsilon_{cu}^{'} = 0.0035$

$f_c^{'} \geq 60\text{N/mm}^2$　$\varepsilon_{cu}^{'} = 0.0025$

(a) モデル化したコンクリートの応力-ひずみ曲線



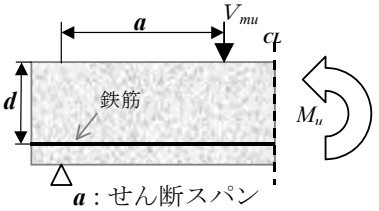
(b) モデル化した鋼材の応力-ひずみ曲線



$\varepsilon_{cu}^{'} = 0.0035$　$\beta = 0.8$

$\varepsilon_{cu}^{'} = 0.0025$　$\beta = 0.72$

(c) 等価応力ブロック



a：せん断スパン

d：有効高さ

(d) せん断力 V_{mu} の算定

図 2.3-5 耐力算定法概略図 [19)]

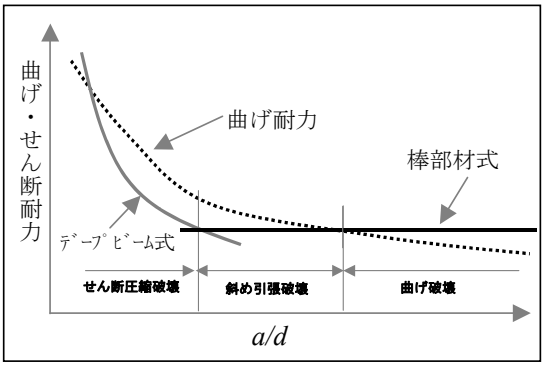


図 2.3-6 耐力式と破壊モードの概略図

2.3.3 構造物を対象にした研究

(1) 鉄筋腐食が生じていない場合

鉄筋腐食が生じていない場合に対しては，これまでに，ボックスラーメン構造や円筒シェル構造を対象として，様々な研究がなされてきている [27),28)]．構造物レベルを対象とした研究では，規模が大きくなるため，縮尺模型を用いることが一般的である．

鉄筋コンクリート製地中構造物としては，これまでに RC ボックスカルバートを対象とした研究が精力的に進められてきた [29)-31)]．RC ボックスカルバートは，側壁が逆対称モーメントになることや不静定構造物であることが特徴である．「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」[31)]によれば，地中構造物には，施設に大きな影響を与えるおそれがあると想定される地震においても，取水・通水機能を維持し，構造物の内空空間を確保するために，頂版が崩落しないことや側壁・隔壁が倒壊しないことが要求されている．この中で，曲げ変形の照査用限界値として層間変形角 1/100 が規定されている．

(2) 鉄筋腐食が生じた場合

既設構造物を対象とした力学性能に関する研究としては，長期間供用した実物 RC ラーメン構造の載荷試験 [32),33)]などがある．しかしながら，これからの構造物では経年はしているものの，劣化の程度としては，必ずしも大きなものではなく，顕著な変状は見受けられない場合がほとんどである [34)]．

顕著な鉄筋腐食が生じた例としては，著者らが実施した RC ボックスカルバートを対象とした載荷実験 [35)]の他には見当たらない．この実験においては，電食により供試体全体に鉄筋腐食を生じさせているが，実環境を想定して局所的に鉄筋腐食を生じさせた場合については検討されていない．

2.4 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの有限要素解析

(1) 有限要素解析に用いる鉄筋コンクリートの材料特性

ここでは，健全な鉄筋コンクリートの有限要素解析に用いる材料特性のモデル化について記載する．鉄筋コンクリートの有限要素解析を実施するにあたっては，鉄筋の機械的性質，コンクリートの物性および鉄筋とコンクリートの界面の影響を考慮し，適切にモデル化する必要がある．有限要

素解析モデルには様々な種類の構成則があるため，解析の目的と対象に応じて，適切なモデルが選択されている[36]．

鉄筋コンクリートの有限要素解析における材料特性のモデル化としては，コンクリート，鉄筋，鉄筋とコンクリートの界面での構成則が組み合わされる．また，鉄筋コンクリートとしての複合的な構成則を与える方法も用いられる．これは，鉄筋とコンクリートの界面の付着特性をテンション・スティフニング効果として，鉄筋コンクリート要素の中に取り込んだモデルである．例えば，鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力$\overline{\sigma}_{RC}$は，**式 2-7** のように表される[37]．

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}}\overline{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}}\overline{\sigma}_c \quad \cdots\cdots \text{式 2-7}$$

ここに，$\overline{\sigma}_s$，$\overline{\sigma}_c$：それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s，A_c：それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積，$A_{RC} = A_s + A_c$

図 2.4-1 に示すように$\overline{\sigma}_s$と平均ひずみ$\overline{\varepsilon}$の関係については，単体の鉄筋の応力－ひずみ関係とは異なり，鉄筋降伏時の平均ひずみが小さくなり，降伏後の傾きが大きくなる．これは，鉄筋とコンクリートの間の付着効果により，鉄筋に発生している応力がコンクリートに伝達されるため，ひび割れ部において鉄筋の応力が最大となり，ひび割れ間ではひび割れから離れるほど鉄筋の応力は小さくなるためである．この結果として，ひび割れ部においてまず鉄筋が降伏することが知られている．

材料劣化していない健全な鉄筋コンクリートの有限要素解析に対しては，上記のモデル化手法が適用できると考えられている．

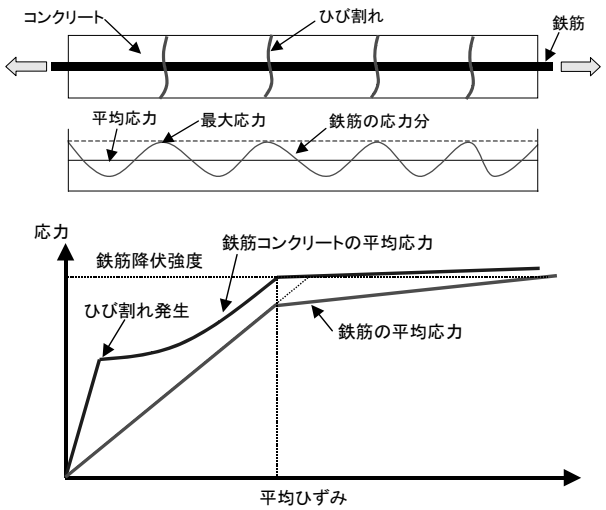


図 2.4-1 引張応力下の平均応力−平均ひずみ関係[37]

(2) 鉄筋腐食に伴う材料劣化のモデル化手法

a. 鉄筋腐食量評価手法

劣化の程度と鉄筋腐食量の関係については，腐食ひび割れ発生時の鉄筋腐食量評価手法[38),39)]や，ひび割れ幅より鉄筋腐食量を推定する手法[40)]がいくつか提案されている．

しかしながら，既往の鉄筋腐食量評価手法は，設定すべき実験定数が多いことや，鉄筋腐食量のばらつきや最大腐食量など必要な特性を取得できないことなど，必ずしも，鉄筋コンクリートの有限要素解析に反映可能な実用的な評価手法とはなっていない．

b. 材料劣化の力学モデル

李ら[41)]は，コンクリート標準示方書[規準編]<JSCE-G 503>に準じた鉄筋の引き抜き試験によって，鉄筋とコンクリートとの付着特性を評価し，鉄筋の腐食程度を変数とする材料要素の構成則を組み込んだ有限要素解析を行っている．しかしながら，鉄筋腐食を鉄筋とコンクリートの間の付着要素として考慮しているため，実験定数が多く，構造物が全体的に腐食しているような場合に適用することが難しい．

岡村ら[37)]は，鉄筋コンクリート部材のコンクリートの引張軟化特性をモデル化し，有限要素解析に取り込んでいる．このモデルでは，鉄筋とコンクリートの付着特性が異なれば，コンクリートが分担する引張力も異なるため，付着の影響を考慮した係数が取り入れられている．鉄筋腐食によるコンクリートの付着劣化の影響は，この付着係数によって考慮することができるが，定量的な評価はされていない．

なお，Kukrit ら[23)]は，腐食ひび割れや人工き裂を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力は，ひび割れ性状が異なり，耐力に与える影響が大きいと報告している．この研究における有限要素解析的検討では，腐食ひび割れを初期ひび割れとしてモデル化する必要性を指摘している．

(3) 有限要素解析を用いた解析的研究

既往の研究としては，鉄筋腐食に伴う膨張過程をモデル化し，ひび割れ進展やひび割れ幅，ひび割れ発生腐食量などを解析的に求めたもの[42)-44)]や，コンクリートと鉄筋界面の付着特性をモデル化し，鉄筋腐食と力学特性の関係を検討したもの[41),45)]などがある．

角本ら[42)]は，腐食生成物としての錆びの層要素を用いて，腐食膨張挙動をモデル化した弾塑性解析により，ひび割れ発生腐食量やひび割れパターンなどについて検討した．李ら[41)]は，鉄筋の腐食程度およびコンクリートと鉄筋界面の付着特性を接合要素によりモデル化した有限要素解析を用いて，鉄筋が腐食した RC はり部材の曲げ耐力の性能低下機構について検討した．

しかしながら，これまでの研究は鉄筋コンクリート断面または鉄筋コンクリート部材を対象としたものがほとんどであり，実構造物を対象として材料劣化を考慮した有限要素解析法の適用性を検証した事例は極めて少ない[46),47)]．

2.5 塩害に対する鉄筋コンクリート構造物の性能評価

(1) 鉄筋コンクリート構造物の塩害劣化事例

a. 鉄筋コンクリート構造物に生じる塩害劣化

鉄筋コンクリートの塩害劣化に関しては，多くの研究、学協会活動が行われている．竹田ら[48)]は，野外暴露実験に基づいて，表面塩化物イオン濃度は，飛沫帯＞海中＞海上大気中となることな

どを示している．また，松村ら [49]は，室内塩水暴露実験に基づいて，土中環境は干満環境よりも鉄筋腐食しにくいことなどを示している．

臨海部に建設される鉄筋コンクリート構造物の塩害劣化に関しては，全国の諸研究機関において，海洋暴露実験や実構造物の調査結果が報告されている．例えば，大即ら [50]が，桟橋コンクリート上部工11港16施設について塩化物イオン含有量や鉄筋の自然電位などについて詳細調査を行っている．また，火力発電所の揚油・石炭桟橋，護岸などの鉄筋コンクリート構造物でも，飛沫帯や干満部など塩分の影響を直接受ける箇所において鉄筋腐食が生じている事例が報告されている [51),52)]．

b. 臨海取放水系鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの劣化箇所

火力発電所取放水系土木構造物に関しても，塩害に伴って鉄筋腐食が生じている事例が報告されている [38),53),54)]．例えば，苅田火力発電所では，更新に伴って施工約 30 年後に取水設備の健全度診断を行った事例を報告している [53)]．この中で，塩化物含有量試験やはつり調査の結果，海中部や土中部でも鉄筋腐食開始時の塩分量 1.2kg/m^3 を大きく超える塩化物イオン濃度が測定されたものの，干満帯・飛沫帯に比べて，海中部の方が腐食程度は小さいことなどを示している．

火力発電所における取放水系鉄筋コンクリート製土木構造物は，一般に地中に埋設されており，RC ボックスカルバート形状であることが多いのが特徴である．上述の既往の検討に基づいて，取水路の劣化箇所に関する概略図を**図 2.5-1** に示した．これによると，対象構造物では，海水の干満・飛沫作用を受ける側壁上部や頂版下部が最も腐食しやすい箇所となる．一方で，海中部や土中部でも，海水による塩化物イオンの浸透の影響を受けるものの，酸素濃度が低いため，干満帯・飛沫帯よりは鉄筋腐食が生じにくい環境となる．なお，土中の地下水位以下は，海水で満たされてない場合は，通常は腐食しにくい．

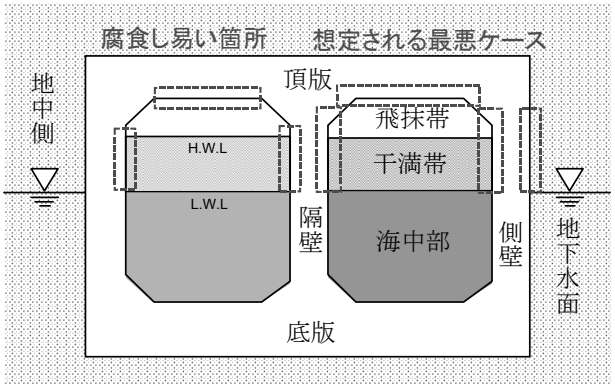


図 2.5-1 取水路の鉄筋腐食箇所に関する概略図

(2) グレーディングに基づく方法

維持管理における評価・判定方法としては，簡易なグレーディングに基づく方法が用いられることが多い．グレーディングに基づく方法とは，「構造物の外観上のグレード」を基準にして維持管理のための評価・判定を行う方法であり，多くの構造物に対して性能を評価しながら維持管理していく場合に有効な方法である．例えば，「コンクリート標準示方書[設計編]」[19)]における“鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値”や「コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針」[55)]におけ

る“耐久性または防水性からみた補修の要否に関するひび割れ幅の限度”などがある．「コンクリート標準示方書[維持管理編]」[56]や「原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説」[57]においても，現実的な方法としてグレーディングによる方法を用いてもよいこととしている．しかし，劣化を考慮した構造性能評価についての基本的な考え方は記載されているものの，具体的な方法は記述されていない．

(3) 性能照査概念を基づいた手法

近年では，構造物の性能低下を要求性能と比較することを指向した性能照査型の維持管理に関する検討も進められている．「鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編） コンクリート構造物」[58]では，鋼材の腐食による鋼材断面積の減少およびかぶりコンクリートの剥離・剥落による断面寸法の減少が及ぼす影響を考慮して，曲げモーメントやせん断力に対する照査を行った試算例を示している．また，港湾施設を対象とした研究[59]では，桟橋上部工の構造性能指標が建設時点を 100 として 60 まで低下した状態を，性能上問題があり，緊急な対策が必要な劣化程度と定義して検討している．さらに，「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」[31]では，鉄筋腐食の発生を許容する場合の限界値の低減率（20%）を記載している．しかしながら，既往の評価手法は，妥当性や適用性などの点において十分に検証されていないのが実情であり，より合理的で実務的な評価手法の確立が望まれている．

[第２章の参考文献]

1) 大屋戸理明，金久保利之，山本泰彦，飯島亨：実構造物の調査結果に基づく腐食鉄筋の力学性状の評価，土木学会論文集 E, Vol.63, No.1, pp.143-155, 2007.
2) 加藤絵万，岩波光保，横田弘，守分敦郎：塩害劣化を受けた桟橋上部工の劣化状況のばらつきに関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, pp.911-916， 2006.
3) 山川哲雄，伊良波繁雄，玉城康哉，太田達見：電食試験により腐食した RC 柱の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート年次論文集,Vo.16, No.1, pp.805-810，1994.
4) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ，No.71, 2006.
5) 小林孝一：塩害により劣化した RC 部材の耐震性に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.16, No.2, pp.49-50, 2005.
6) コンクリートの破壊力学研究委員会：コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム，日本コンクリート工学協会，Vol.16， No.2, pp.49-50, 2005.
7) 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，2004.
8) 前川宏一：弾塑性破壊理論に基づくコンクリートの構成則，RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム，日本コンクリート工学協会， pp.1-8, 1983.
9) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，1998.
10) 西内達雄，石田博彰，松村卓郎：腐食した鉄筋とコンクリートとの付着特性に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.14, No.1, pp.821-824, 1992.
11) 松尾 洋，五角 亘，下村 匠：鉄筋が腐食した鉄筋コンクリート部材の引張剛性，コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1327-1332, 2001.
12) Okada, K., Kobayashi, K. and Miyagawa, T.: Influence of longitudinal cracking due to reinforcement corrosion on characteristics of reinforced concrete members, *ACI Structural Journal*, Title no.85-S16, pp.134-140, 1988.

13) 大屋戸理明・金久保利之・山本泰彦・佐藤 勉：鉄筋の腐食性状が鉄筋コンクリートの曲げ性状に与える影響，土木学会論文集 E，Vol.62, No.3, pp.542-554, 2006.
14) 島弘，堤知明，入江正明，鈴木正敏：鉄筋が腐食した一方向 RC スラブの曲げ耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp.563-568, 1990.
15) 松尾豊史，松村卓郎，金津努，岡市明大：鉄筋腐食が正負交番載荷した RC はりの力学特性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp1321-1326, 2001.
16) 中川貴之，瀬下雄一，堤知明，安田登：塩害劣化環境下にある RC 構造物の維持管理支援システムの開発，コンクリート工学, Vol.40, No.3, pp.53-58, 2002.
17) 松尾豊史，松村卓郎,玉田潤一郎：鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能に関する実証研究，土木学会論文集 E, Vol.65, No.3, pp.404-418, 2009.
18) 宮川義範，松村卓郎，玉田潤一郎，岩森暁如：塩害劣化した鉄筋コンクリート部材の動的載荷実験，土木学会第 63 回年次学術講演会, 2008.
19) 土木学会：【2012 年制定】コンクリート標準示方書[設計編], 2013.
20) 武若耕司,松本進：コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.6, pp.177-180, 1984.
21) 松尾豊史，酒井理哉，松村卓郎，金津努：鉄筋腐食したRCはり部材のせん断耐荷機構に関する研究，コンクリート工学論文集，第 15 巻，第 2 号, pp.69-77, 2004.
22) 佐藤吉孝，山本貴士，服部篤史，宮川豊章：鉄筋腐食の生じたRC部材のせん断耐荷特性の検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol.4，pp.33-38, 2004.
23) Kukrit,T. and Maekawa,K. ：Computational Performance Assessment of Damaged RC Members with Fractured Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.3, No.1, pp.123-136, 2005.
24) 角田真彦，渡辺健，三木朋広，二羽淳一郎：局所的な鉄筋腐食を有する RC はり部材のせん断耐力性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1705-1710, 2008.
25) 橘本航，森川英典，小林秀恵：鉄筋腐食を考慮した RC はり部材のせん断耐荷性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2, pp1009-1014, 2003.
26) 薛昕，関博：スターラップが腐食したRCはりのせん断挙動について，土木学会第 60 回年次学術講演会概要集，V-369， pp.735-736, 2004.
27) 原田光男，鬼束俊一，足立正信，松尾豊史：円筒型鉄筋コンクリート構造物の変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3， pp.1129-1134，2001.
28) 原子力発電技術機構：鉄筋コンクリート製原子炉格納容器耐震実証試験，原子力発電所施設耐震信頼性実証，2001.
29) 曽良岡宏，足立正信，本田国保，田中浩一：地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，vol.23, 2001.
30) 大友敬三，末広俊夫，河井 正，金谷賢生：強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究，土木学会論文集，No.724/I-62 pp.157-175，2003.
31) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル，2005.
32) 根岸裕，長縄卓夫，内藤繁，時任俊一，鍛治秀樹，長澤保紀，滝本和志：実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験，土木学会第 56 回年次学術講演会, V-207, 2001.
33) 橘泰久，佐藤誠，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する研究－その1載荷実験に基づく非線形挙動の検討－，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，2001.
34) 土木学会：続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ，No.85, 2009.
35) 松尾豊史，松村卓郎，遠藤達巳，金津努，橘泰久：強制的に腐食させた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの載荷試験，土木学会第 56 回年次学術講演会, V-359, pp.718-719, 2003.
36) 土木学会：非線形解析によるコンクリート構造物の性能照査－手順と検証例・照査例－，コンクリート

技術シリーズ No.66, 2005.
37) 岡村　甫, 前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.
38) 森永　繁, 入野一男, 太田達見, 土本凱士:腐食による鉄筋コンクリート構造物の寿命予測, コンクリート工学論文集 Vol.1,　No.1, pp.177-189, 1990.
39) 土木学会:鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向(その 2), コンクリート委員会腐食防食小委員会報告, コンクリート技術シリーズ 40, 2000.
40) 岡崎雅弘, 下村　匠, 松尾　洋:鉄筋軸方向の非均一性に着目したコンクリート中の鉄筋腐食と腐食ひび割れ幅に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.857-862, 2003.
41) 李翰承, 野口貴文, 友澤史紀:引張鉄筋の腐食した RC 梁の有限要素解析法による耐力性能評価に関する基礎的研究, 日本建築学会論文集, 第 506 号, pp.43-50, 1998.
42) 角本周,梶川康男,川村満紀:コンクリート中の鉄筋腐食による膨張挙動の弾塑性解析とその適用, 土木学会論文集, 第 402 号/V-10, pp.151-159, 1989.
43) 橘高義典:鉄筋の腐食膨張に伴うコンクリート表面のひびわれ開口の破壊力学的解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2 , pp.449-454, 1996.
44) 松尾豊史, 西内達雄, 松村卓郎:鉄筋の腐食膨張に伴うコンクリートのひびわれ進展解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vo.19, No.2, pp.99-104, 1997.
45) 橘吉宏・梶川康男・川村満紀:鉄筋腐食によって損傷を受けた RC ばりの挙動に関する考察, 土木学会論文集, 第 402 号/V-10, pp.105-114, 1989.
46) 松尾豊史, 松村卓郎, 遠藤達巳, 橘泰久:強制的に腐食させた RC ボックスカルバートの載荷実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文集, Vo.24, No.2, pp.1297-1302, 2002.
47) 松尾豊史, 松村卓郎, 岩森暁如:鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートのせん断耐荷特性に関する解析的評価, コンクリート工学論文集, 第 24 巻第 3 号, pp.161-171, 2013.
48) 竹田宣典, 迫田恵三, 十河茂幸:海洋暴露試験に基づく各種コンクリートの塩分浸透量の推定, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.13, pp.595-594, 1991
49) 松村卓郎, 松尾豊史, 宮川義範, 原口和靖:干満および土中環境におけるひび割れを有するコンクリート中の鉄筋腐食進行評価, コンクリート工学年次論文集 Vol.34, pp.826-831, 2012
50) 大即信明, 原茂雅光, 浜田秀則:桟橋コンクリート上部工劣化実態詳細調査報告,港湾技研資料 No.627,1988
51) 堤知明, 白井伸一, 安田登, 松島学:塩害劣化に関する影響要因の実データに基づく定量評価,土木学会論文集 No.544/V-32, pp.33-41, 1996
52) 土木学会エネルギー委員会:臨海コンクリート設備の塩害に関する維持管理手引き,1995
53) 橋本光兼, 黒田訓三, 武藤常陽:苅田発電所新 1 号機再開発に伴う取水設備の健全度診断,電力土木 No.259, pp.80-87,1995.
54) 長内進,久芳茂,山下浩:既設放水路の流用検討と内部補修の施工, 電力土木 No.286, pp.52-56, 2000.
55) 日本コンクリート工学会:コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針, 2013.
56) 土木学会:【2013 年制定】コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013.
57) 日本建築学会:原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説, 2008.
58) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編　コンクリート構造物), 丸善, 2007.
59) 高橋宏直, 横田弘, 岩波光保:港湾施設のアセットマネジメントに関する研究, 国土技術政策総合研究所研究報告 No.29, pp.32-34, 2006.

第３章　鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデル

3.1　第３章の概要

火力・原子力発電所は臨海部に建設されるため，経年化に伴って塩害などの劣化が進行すると，鉄筋腐食が生じる．鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート構造物の耐荷性能を評価するためには，有限要素解析に基づいた詳細な手法が有効となる[1),2)]．しかしながら，有限要素解析に用いる適切な材料劣化の力学モデルの確立が確立しているとは言い難い．

第３章は，代表的な経年劣化として，鉄筋腐食に着目し，鉄筋を腐食させた鉄筋コンクリート部材の両引き実験を実施することにより，鉄筋コンクリートの材料特性に及ぼす鉄筋腐食の影響を明らかにした上で，鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学を提案するものである．ここで，鉄筋コンクリートの材料劣化とは，鉄筋コンクリートを構成する鉄筋の材料特性，コンクリートの材料特性，および鉄筋とコンクリートの付着特性の劣化を示している．

本章では，まず，3.2 節において，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの両引き実験の概要を述べる．次に，3.3 節では，実験結果に基づいて鉄筋コンクリートの材料特性に及ぼす鉄筋腐食の影響とそのメカニズムを解明する．これらを踏まえて，3.4 節は，塩害環境下における一般的な劣化進行過程に対応させて，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの有限要素解析に用いる材料劣化の力学モデルを提案するとともに，両引き実験のシミュレーション解析に基づく適用性評価を行った．

3.2　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの両引き実験

(1) 試験体の仕様

試験体の形状を**図 3.2-1** に示す．試験体は，森田ら[3)]の研究を参考にして，同一の仕様とした．これは，後述する付着係数の値を設定するために参照された実験であるためである[4)]．試験体長さは 100cm である．試験体の断面寸法は，6cm×6cm，10cm×10cm，15cm×15cm の 3 種類であり，かぶりはそれぞれ 2cm，4cm，6.5cm である．鉄筋は，D19 鉄筋(SD345)であり，試験体中央に配置した．

コンクリートと鉄筋の材料試験結果を**表 3.2-1** に示す．コンクリートの実験時圧縮強度は，32.5N/mm^2 である．最大骨材寸法は 20mm で，セメントは早強ポルトランドセメントを用いた．

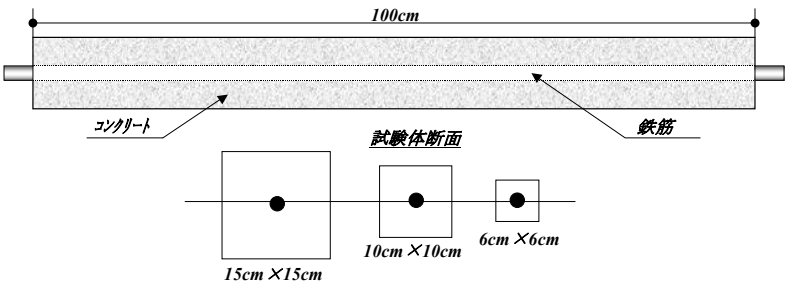


図 3.2-1 試験体の仕様

(2) 腐食方法

鉄筋腐食を生じさせるために，比較的短期間に鉄筋を腐食させることが可能な電食を実施した．**図 3.2-2** に，電食の概略を示す．電食では，試験体の中央 90cm のみが 3%NaCl 溶液に接するような容器を作成し，鉄筋を陽極(＋)，鋼製エキスパンドメタルを陰極(－)とし，直流電流 6A 一定で通電した．ファラデーの法則に基づけば，鉄筋腐食量は積算電流量(電流量×時間)に比例する．

鉄筋腐食量は，試験体ごとに同一鉄筋(長さ 100cm)に対して，質量差に基づく方法と強度差に基づく方法の 2 通りの方法で求めた．質量差に基づく方法は，「コンクリート構造物の腐食・防食に関する実験方法ならびに規準(案)」[5]に準拠して計測した．すなわち，10%クエン酸二アンモニウム溶液に約 3 日間浸漬後，腐食生成物を除去して約 3 日間浸漬後，腐食生成物を除去して鉄筋の質量を測定し，電食していない鉄筋を同様に処理した後の質量との差を腐食量とした．強度差に基づく方法は，電食した鉄筋の引張強度と電食していない鉄筋の引張強度との差から鉄筋の断面積の減少率を同定し，これを腐食量とした．

(3) 載荷方法

両引き実験では，試験体両端の鉄筋を固定し，試験体上端の鉄筋を変位制御で単調に引張載荷した．試験体の両引き載荷の実施状況は**図 3.2-3** に示すとおりである．実験における試験体の計測位置を**図 3.2-4** に示す．

試験体の一部には，鉄筋のひずみを計測するために，**図 3.2-5** に示すように，鉄筋に溝を彫り，鉄筋ひずみゲージを貼付した上で，コーティングしたものが含まれている．なお，鉄筋ひずみゲージは，防水加工されていれば，腐食は進行しないため，電食後も計測可能であった．しかし，腐食が著しいものに関しては，防水加工していない箇所からの腐食が進行して，計測不能になる場合もあった．

表 3.2-1 材料試験結果

(a) コンクリート

圧縮強度(N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数(kN/mm^2)
32.5	3.15	24.4

(b) 鉄筋

降伏強度(N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
395	584	187

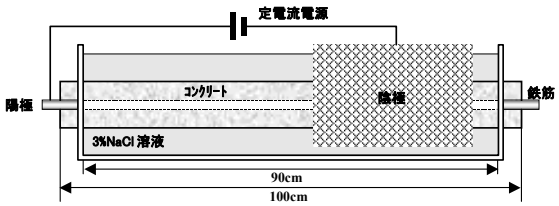


図 3.2-2 電食の概略

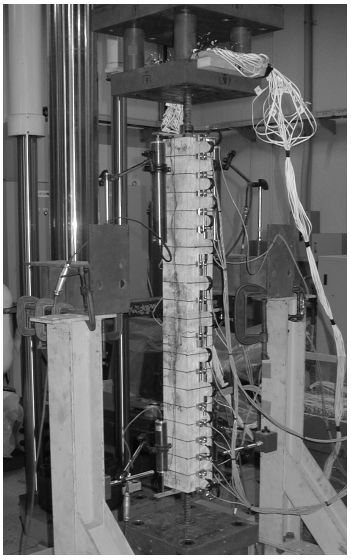


図 3.2-3 載荷実施状況

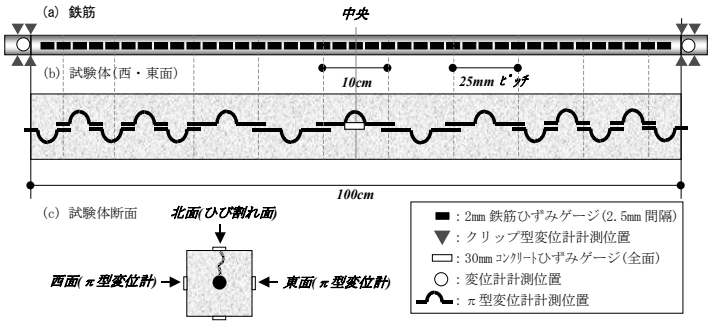


図 3.2-4 計測位置図

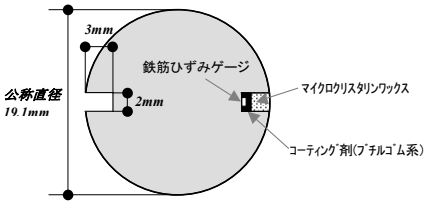


図 3.2-5 溝切り鉄筋断面概念図

(4) 実験ケース

実験ケースを**表** 3.2-2 に示す．実験パラメータは，腐食程度(通電時間)と試験体寸法(かぶり)である．

通電時間は 0 時間，4 時間，8 時間，48 時間，96 時間の 5 段階とし，**表** 3.2-3 に示す目視による鉄筋腐食区分 [6] におおよそ対応させて設定した．以降では，実験結果の説明として，通電時間とこの腐食区分を用いて表現している．試験体寸法は，前述のとおり 3 種類である．同一要因の試験体は 3 体とし，その内の 1 体あるいは 2 体は鉄筋ひずみを測定した．鉄筋ひずみを測定した試験体については，**表** 3.2-2 に記載した．

表 3.2-2 実験ケース

試験体寸法 (かぶり)	通電時間 (時間)	試験体名称	鉄筋ひずみ測定 の有無
10cm×10cm (4cm)	0	MO-1	有
		MO-2	無
		MO-3	無
	4	MA-1	有
		MA-2	無
		MA-3	無
	8	MB-1	有
		MB-2	無
		MB-3	無
	48	MC-1	有
		MC-2	無
		MC-3	有
	96	MD-1	有
		MD-2	無
		MD-3	無
6cm×6cm (2cm)	48	SC-1	有
		SC-2	無
		SC-3	無
15cm×15cm (6.5cm)	48	LC-1	有
		LC-2	無
		LC-3	無

表 3.2-3 目視による鉄筋腐食度の区分 [6)]

腐食度	腐 食 状 態
腐食なし	腐食を認めず
A	点錆び程度の表面的な腐食
B	全体に表面的な腐食
C	浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食
D	断面欠損の明らかな著しい腐食

3.3 両引き実験に基づく鉄筋腐食の影響評価

3.3.1 電食結果および考察

(1) 鉄筋の腐食状況

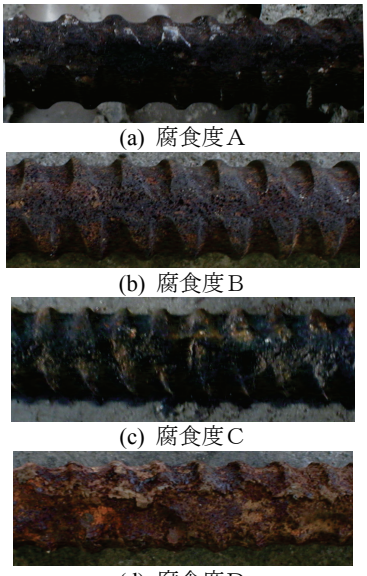
電食後の鉄筋の腐食状況を図 3.3-1 に示す．腐食度 A に設定した鉄筋では，部分的な点錆び程度であるが，腐食度 B に設定した鉄筋では全体に表面的な腐食となった．腐食度 C に設定した鉄筋では浅い孔食などの軽微な断面欠損が認められる程度であったが，腐食度 D に設定した鉄筋では断面欠損の明らかな著しい腐食であった．これらより，各試験体における鉄筋の腐食状況は，表 3.2-3 に示す目視による鉄筋腐食度の区分 [6)] に概ね対応していると判断した．

(2) 鉄筋腐食量の計測

積算電流量と鉄筋腐食量(質量差)の関係を図 3.3-2 に示す．腐食ひび割れが発生するまでの時間が異なるため，かぶりによる若干の違いが認められるが，鉄筋腐食量は積算電流量に概ね比例すると考えることができる．

鉄筋腐食量(質量差)と鉄筋腐食量(強度差)の関係を図 3.3-3 に示した．今回の実験では，強度差に基づく腐食量と質量差に基づく腐食量には概ね線形関係があり，かぶりに関わらず強度差に基づ

く腐食量は質量差の腐食量の約 1.3 倍となることが分かる．これは，質量差から求めた腐食量は，腐食した区間の平均値に対応する腐食量であるのに対して，強度差から求めた腐食量は腐食した区間の最大値に対応する腐食量であるためである．



(a) 腐食度A

(b) 腐食度B

(c) 腐食度C

(d) 腐食度D

図 3.3-1 電食後の劣化状況

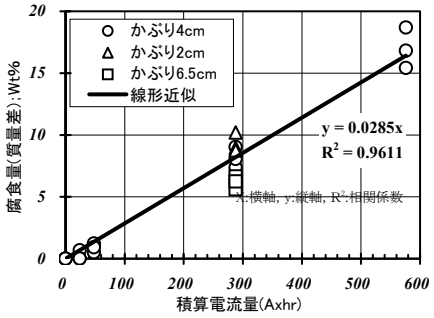


図 3.3-2 積算電流量と鉄筋腐食量の関係

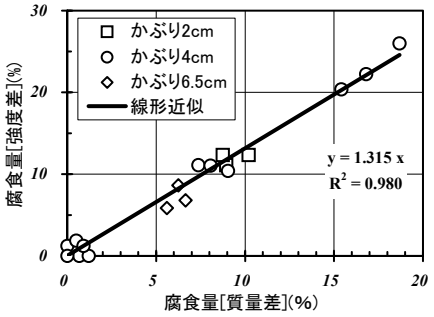


図 3.3-3 質量差と強度差に基づく腐食量の関係

(3) ひび割れ発生時の鉄筋腐食量

電食中，各試験体側面にコンクリートゲージを貼付して計測を行うことにより，腐食ひび割れが発生するまでの通電時間を求め，通電時間と鉄筋腐食量の関係から，ひび割れ発生時の鉄筋腐食量を算定した．**図 3.3-4** に，かぶりとひび割れ発生時の鉄筋腐食量の関係を示す．これによると，かぶりが増加するにつれて，ひび割れ発生時の鉄筋腐食量も大きくなり，その割合はかぶりの増加割合よりも大きい傾向にある．

土木学会「コンクリート委員会腐食防食小委員会報告」[7]では，ひび割れ発生時の鉄筋腐食量 w_{cr}(mg/cm^2)は概略**式 3-1** で表せるとしている．

$w_{cr}=10c/d$ **式 3-1**

c：かぶり(mm)，d：鉄筋径(mm)

図 3.3-4 に示すように，**式 3-1** は，かぶりが大きい場合に，平均値に対応した質量差に基づいた鉄筋腐食量の実験値と比べて，ひび割れ発生時の鉄筋腐食量を小さく評価していることがわかる．すなわち，より小さな鉄筋腐食量で腐食ひび割れが発生することとなり，安全側の評価といえる．これは，**式 3-1** は鉄筋近傍で腐食ひび割れが発生する時点を示しているのに対して，実験結果は試験体表面に腐食ひび割れが観察された時点を示しているためであると考えられる．

(4) ひび割れ幅と鉄筋腐食量

鉄筋腐食量(強度差)と腐食ひび割れの最大ひび割れ幅の関係を**図 3.3-5** に示す．各試験体の最大ひび割れ幅は，クラックスケールにより目視で読み取ったひび割れ幅のうちで最大のものとした．これによると，腐食ひび割れ発生後には，最大ひび割れ幅は鉄筋腐食量に比例的であることが分かる．最大ひび割れ幅については，かぶりの大きさにはあまり影響しなかった．これは，腐食ひび割れ発生後には，腐食に伴う膨張量がそのままひび割れ幅の増加につながるためであると考えられる．なお，田森らの研究[8]においても，鉄筋腐食量とひび割れ幅との関係には，鉄筋径，かぶりに関わらず線形関係が認められるとの報告がある．

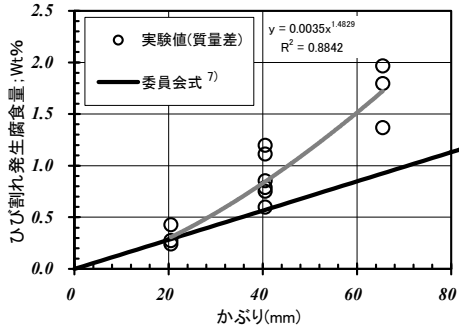


図 3.3-4 かぶりとひび割れ発生時腐食量の関係

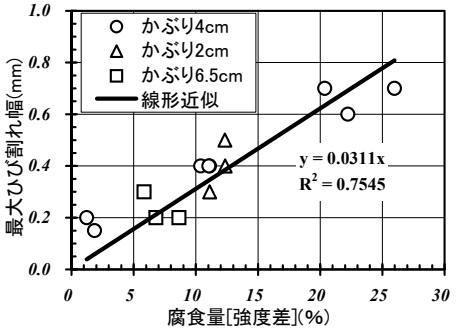


図 3.3-5 鉄筋腐食量と最大ひび割れ幅の関係

3.3.2 載荷結果および考察

(1) テンション・スティフニング効果

載荷で得られた引張荷重と試験体全体の平均ひずみ関係の主な実験結果を図 3.3-6 に示す．試験体全体の平均ひずみは，試験体長 100cm 区間の鉄筋変位から，試験体端部の抜け出し変位を減じ，試験体全長で除したものである．これは，鉄筋コンクリートと鉄筋単体の剛性急変部において，鉄筋の伸び出しが生じるためである [3)].

図 3.3-6(a)に示すように，全体的に腐食度が進むにしたがって，テンション・スティフニング効果は小さくなり，鉄筋が降伏する荷重は，健全な場合の 110kN 程度から低下する傾向にあった．腐食度 A であれば，腐食がない場合と大きな差異は認められない．腐食度 B ならびに C になると，テンション・スティフニング効果が低下している．これは，試験体に軸方向ひび割れが入り，鉄筋とコンクリートとの付着力が低下するためと考えられる．さらに，腐食度 D では，テンション・スティフニング効果は大きく低下する．すなわち，鉄筋の平均腐食量が約 10%を超えると，鉄筋とコンクリートの付着効果はほとんどなくなることを示している．

図 3.3-6(b)に示すように，断面寸法が大きい方がコンクリートの断面積も増加するため，同じ腐食程度の場合は，図中の曲線下の面積も増加し，テンション・スティフニング効果は大きくなった．断面寸法が小さい 6cm×6cm のものでは，殆どテンション・スティフニング効果は認められない．これは，コンクリートの断面積が小さいことに加えて，鉄筋が腐食することにより，鉄筋とコンクリート間で付着力が小さくなるためであると考えられる．

(2) ひび割れ状況

図 3.3-7 に鉄筋降伏時のひび割れ状況の比較を示す．ひび割れ状況は，腐食ひび割れが発生した面を示している．試験体の解体後には，内部で生じた腐食ひび割れにも錆び汁が付着している状況が確認できたが，腐食ひび割れが試験体表面まで達するのは，一面のみであり，他の面には発生しなかった．腐食ひび割れが発生していない試験体については全面ほぼ一様なひび割れ状況であった．

図 3.3-7(a)～(e)に示すように，同じ断面寸法の場合は，鉄筋が腐食していない場合には全区間にほぼ均一にひび割れが入るが，腐食程度が大きくなると，ひび割れ本数は少なくなる傾向にあった．これは，鉄筋とコンクリートとの付着力が低下し，鉄筋とコンクリートが一体として挙動しないためであると考えられる．

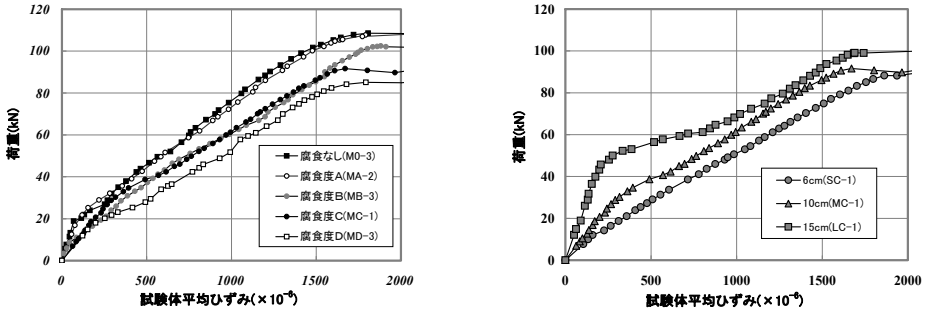
また，図 3.3-7(f)(d)(g)に示すように，同じ腐食程度の場合は，寸法が大きいと，ひび割れ本数が少なくなる傾向にあった．これは，かぶりが大きいと鉄筋とコンクリートとの付着力の影響が試験体全域まで及びにくいためであると考えられる．

(3) 試験体のひずみ分布

図 3.3-8 に試験体で得られた鉄筋ひずみ分布とひび割れ状況の対応を示す．図中の①～⑤は，ひび割れ発生の有無や程度など実験で特徴的な変化を示した各段階を示している．

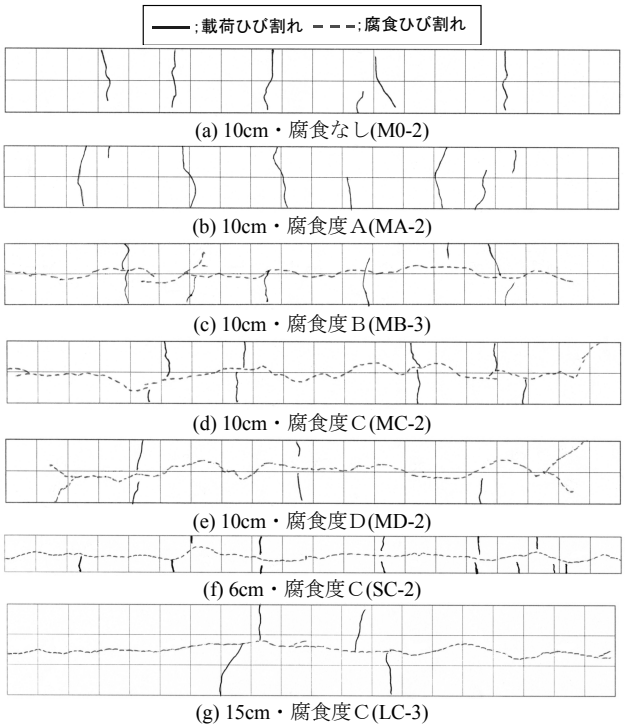
図 3.3-8(a)のように，鉄筋が腐食していない場合は，ひび割れが発生した箇所の鉄筋ひずみは大きく，その他の箇所は小さくなり，その差が大きい．荷重の増加にしたがって，試験体にひび割れが進展していくが，ひび割れ発生箇所と鉄筋ひずみが相対的に大きくなる箇所は非常に良く一致していた．

図 3.3-8(b)に示されるように，腐食が進行した場合にも，ひび割れ発生箇所の鉄筋ひずみが大きくなる傾向にあり，ひび割れ発生箇所と鉄筋ひずみが大きくなる箇所はよく対応していた．しかし，鉄筋が腐食していない場合に比べて，その傾向が緩やかであった．これは，鉄筋とコンクリートとの付着が低下しているために，ひずみが平均化されるためであると考えられる．



(a) 腐食程度の影響(かぶり 2cm)　　(b) 部材寸法の影響(電食 48 時間)

図 3.3-6 荷重と試験体平均ひずみの関係の比較



(a) 10cm・腐食なし(M0-2)

(b) 10cm・腐食度A(MA-2)

(c) 10cm・腐食度B(MB-3)

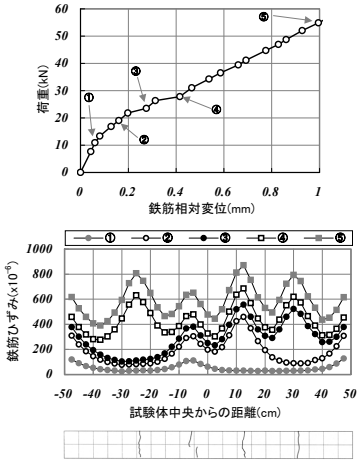
(d) 10cm・腐食度C(MC-2)

(e) 10cm・腐食度D(MD-2)

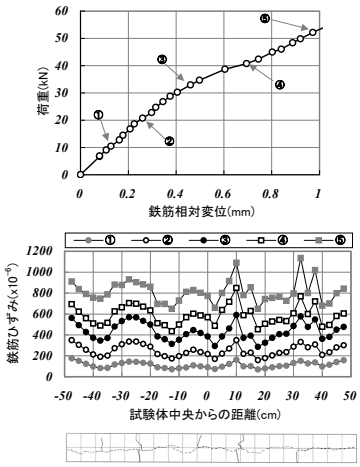
(f) 6cm・腐食度C(SC-2)

(g) 15cm・腐食度C(LC-3)

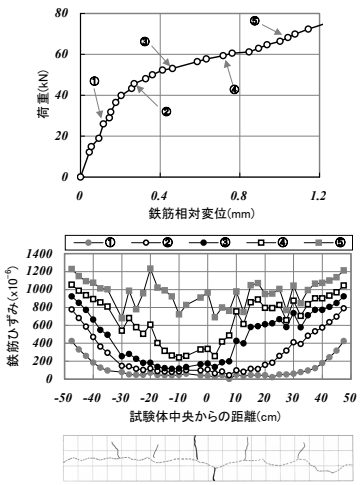
図 3.3-7 ひび割れ状況比較(鉄筋降伏時)



(a) 10cm・腐食なし(M0-1)



(b) 10cm・腐食度C(MC-1)



(c) 15cm・腐食度C(LC-1)

図 3.3-8 試験体の鉄筋ひずみ分布とひび割れ状況

3.3.3 鉄筋腐食が材料特性に与える影響

(1) 鉄筋の降伏強度

鉄筋腐食が鉄筋の降伏強度および引張強度に及ぼす影響を調べるために,電食した試験体と健全な試験体における降伏荷重の差分から求めた鉄筋腐食量と最大引張荷重の差分から求めた鉄筋腐食量を比較した結果を**図 3.3-9** に示した．なお，最大引張荷重の差分から求めた鉄筋腐食量が前述の強度差に基づく腐食量に対応している．これによると，降伏荷重から求めた鉄筋腐食量は，最大引張荷重から求めた鉄筋腐食量とほぼ正比例していることが分かる．これは，両腐食量ともに試験体の腐食量の最大値に対応しているためであると考えられる．ただし，かぶりが大きい 6.5cm の場合については，降伏荷重から求めた腐食量より最大引張荷重から求めた腐食量の方が，やや小さい傾向にあった．これは，ひび割れの入った箇所から降伏しやすいため，かぶりが増加するほどひび割れの影響が大きくなり,必ずしも最も腐食が激しい箇所から降伏しないためであると考えられる．

(2) コンクリートの引張特性

図 3.3-10 に鉄筋腐食量とコンクリートの引張強度の関係を示す．なお，引張強度は，載荷結果の荷重－変位関係から質量差に基づく腐食量に応じて断面積を低減させた鉄筋が分担する荷重分を差し引くことにより求めている．これによると，引張強度は同程度の腐食量においてややばらつく傾向にあった．これは，本研究で採用した両引き実験がいわば 1 軸の引張試験であるため，偏心によるねじりの影響を受けやすかったものと考えられる．

引張強度にねじり成分の混入は認められるものの，鉄筋腐食量が大きくなるにしたがって，引張強度は低下する傾向にあった．これは，鉄筋腐食量が大きくなった場合には，鉄筋とコンクリートの付着力が低下することに加えて，かぶりが剥落し，コンクリート部が引張力を分担できなくなるためであると考えられる．

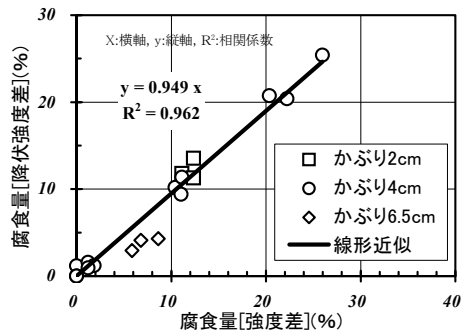


図 3.3-9 降伏強度差と強度差に基づく腐食量の関係

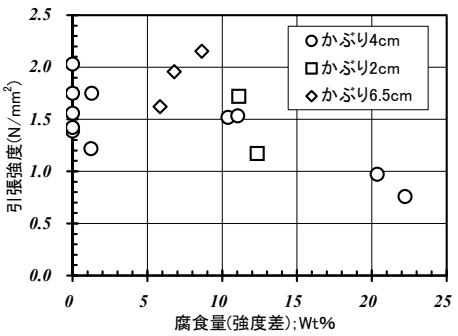


図 3.3-10 鉄筋腐食量とみかけの引張強度の関係

(3) 鉄筋とコンクリートの付着特性

図 3.3-6 で得られた引張荷重と平均ひずみの関係から質量差に基づく腐食量に応じて断面積を低減させた鉄筋分担力を減じて，コンクリートの引張応力－ひずみ関係を求めた結果を図 3.3-11 に示す．図 3.3-11(a)は断面寸法の影響を示したものである．いずれの断面寸法の場合も，引張強度到達後は，引張ひずみが増加するにしたがって，引張応力が徐々に低下する曲線形状を示している．今回の結果では，引張応力－ひずみ関係に換算すると，断面寸法の影響は顕著ではなかった．

図 3.3-11(b)より，鉄筋の腐食度が大きいほど，引張応力-ひずみ曲線下の面積が減少していく傾向にあることが分かる．これは，鉄筋の腐食程度が増加するにしたがって，鉄筋とコンクリートとの付着力が低下していくことを示している．

(4) 伸び性能

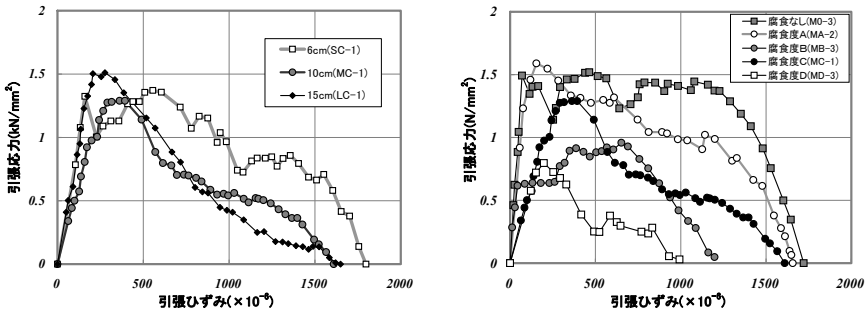
鉄筋腐食が鉄筋の伸び性能に及ぼす影響を調べるために，図 3.3-12 に鉄筋の 100cm 区間の伸びと主鉄筋腐食量との関係を比較した．これによると，腐食量が大きくなるにしたがって，伸びが大きく低下していることが分かる．これは，鉄筋は均一に腐食しないため，局所的に引張ひずみが集中し，破断してしまうためであると考えられる．すなわち，式 3-2 に示すように，腐食が著しくなると腐食していない箇所が降伏する前に，最も腐食した箇所で破断してしまう傾向があるためと考えられる．

$$f_{st}(A_s - \Delta A_s) < f_{sy} A_s \qquad \text{式 3-2}$$

ここに，f_{sy}：鉄筋の降伏強度，f_{st}：鉄筋の引張強度，A_s：鉄筋の断面積，ΔA_s：鉄筋腐食による断面積の減少量

これより，鉄筋の延性を保持できる限界としての鉄筋腐食量 W_u (%)を，式 3-3 のように表すことができる．

$$W_u = 100(1 - f_{sy} / f_{st}) \qquad \text{式 3-3}$$



(a) 断面寸法の影響　　(b) 腐食程度の影響

図 3.3-11 腐食程度とコンクリート引張軟化特性

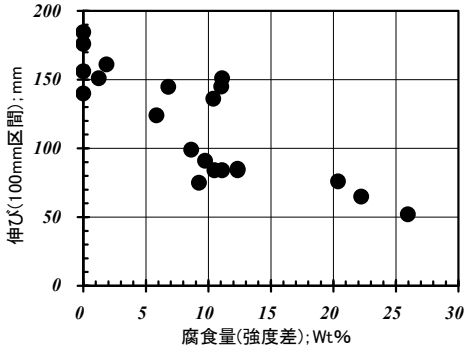


図 3.3-12 腐食量(強度差)と伸び性能の関係

3.4 鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルの提案

3.4.1 モデル化の基本方針

今回の両引き実験において実施したように,コンクリートコアの採取や鉄筋のはつりだしによる破壊試験を実施することにより，精密な情報を得ることができるが，同時に構造物を局所的に損傷させてしまうことから，実施できる箇所や調査箇所は限られる．一方，コンクリートのひび割れ状況や錆汁の有無などの外観目視に基づく情報からのみでは,鉄筋の腐食状態を精密に把握することは難しい．弾性波や電磁波などを利用した非破壊検査法は，適用範囲が限定され，コア採取法などによる破壊試験に比べると精度は劣るのが一般的である．また，地中埋設構造物の地中部や表面に貝類が付着している場合などには，点検・調査が困難となるため，間接的な評価や保守的な評価とならざるを得ない．さらに，鉄筋腐食に伴う材料劣化を材料非線形解析に取り入れるという観点に立てば，鉄筋腐食現象を有限要素単位でマクロ的に捉えて，力学モデルを構築する必要がある．

これらの状況を踏まえて，本研究では，3.3 節に示した両引き実験結果に基づき，鉄筋腐食量の平均値と最大値およびコンクリートの付着係数,腐食膨張ひずみなどで記述される材料劣化の力学モデルを提案した上で，コンクリート標準示方書[維持管理編] [1)]に示されている塩害環境下の劣化進行過程に対応付けて，腐食程度に応じたパラメータを設定することとした．

3.4.2 モデル化手法

(1) 概要

本研究では,材料劣化の力学モデルを鉄筋コンクリートの材料非線形解析に反映することを念頭においている．鉄筋については，平均腐食量に基づいて鉄筋の断面積を，最大腐食量に基づいて鉄筋の降伏強度をそれぞれ低減することにより，材料劣化のモデル化を行った．なお，平均腐食量が前述の質量差の腐食量に対応し，最大腐食量が強度差の腐食量に対応する．また，コンクリートと鉄筋の付着劣化をテンション・スティフニングモデルにおけるコンクリートの引張応力-ひずみ曲線下の面積を低減させることにより考慮し,鉄筋腐食に伴って発生する腐食ひび割れを考慮するために腐食膨張ひずみを作用させることとした [9)]．以降に具体的なモデル化手法について記載し，次節で力学モデルの適用性を評価する．

(2) 鉄筋の材料劣化

一般に，常温下では，腐食により鉄筋のヤング係数そのものが変質することはないとみなされている．しかし，鉄筋が腐食した場合には，健全な場合と比べて鉄筋の断面積は低減するので，見かけのヤング係数は低下することになる．鉄筋は必ずしも均一には腐食しないが，見かけのヤング係数については，区間の平均的な剛性に対応すると考えられる．そこで，鉄筋のヤング係数については腐食した場合も変化しないこととし，腐食した鉄筋における見かけのヤング係数の低下については，鉄筋の断面積を平均腐食量に基づいて低減することにより評価することとした．

鉄筋は均一に腐食しないため，鉄筋の降伏強度については，最大腐食量に基づいて評価することとした．鉄筋の材料劣化に対するモデル化の概念図を**図 3.4-1** に示す．最も腐食が激しい箇所の鉄筋降伏強度は変化しないという条件を設定すると，鉄筋腐食が生じた場合の見かけの鉄筋降伏強度は**式 3-4** のように導くことができる．

$$f'_{sy} = \frac{1-\gamma_{max}}{1-\gamma_{ave}} f_{sy} \qquad \text{式 3-4}$$

ここに，f_{sy}：鉄筋の降伏強度(N/mm^2)，f'_{sy}：腐食鉄筋の見かけの降伏強度(N/mm^2)，γ_{ave}：鉄筋腐食による断面積減少率の平均値，γ_{max}：鉄筋腐食による断面積減少率の最大値

なお，鉄筋腐食が軽微である場合には，鉄筋の伸び性能が問題となることは極めて稀である．これは，一般的な鉄筋コンクリート構造物の破壊では鉄筋の破断に至るような大きな引張ひずみには至らないためである．しかしながら，鉄筋腐食量が，**式 3-3** に示す W_u (%)に至るように過度に腐食している場合には，鉄筋コンクリートとして延性的な挙動をすることが期待できないため，鉄筋コンクリートの有限要素解析を実施するにあたっては，例えば引張ひずみを 3%以下とするなどの取扱いが必要となる．

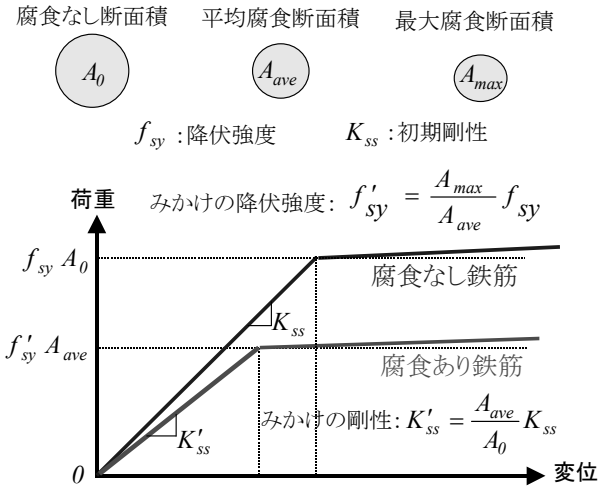


図 3.4-1 鉄筋の材料劣化に対するモデル化

(3) コンクリートの材料劣化

一般に，鉄筋腐食により，コンクリート強度そのものは変化しないとみなされている [10]．しかし，腐食ひび割れの発生に伴うコンクリート強度の低下については適切に考慮する必要がある．腐食ひび割れの影響を含んでコンクリート強度の低下を間接的に評価する場合もあるが [11]，腐食ひび割れの影響を初期引張ひずみとして考慮すれば，鉄筋腐食に伴うコンクリート強度の低下は解析上で考慮されることになる．なお，腐食ひび割れと荷重によるひび割れの方向がほぼ直交する場合は，腐食ひび割れがコンクリート強度に与える影響は小さいと考えられるが，直交する場合だけではないため，腐食ひび割れが荷重によるひび割れ進展に影響を及ぼすことがある．

鉄筋が腐食膨張すると，**図 3.4-2** に見られるように腐食生成物によって，コンクリートに引張ひずみが発生し，ひび割れが生じることになる．腐食は初期には概ね同心円状に生成されるが，腐食が進行するとひび割れが発生し，腐食生成物がひび割れ内に充填される．やがて，ひび割れ開口幅が進展すると，腐食生成物がひび割れから流出することになる．本解析では，文献 [12),13)]を踏まえて，鉄筋の腐食膨張に伴ってコンクリートに発生する腐食ひび割れを初期引張ひずみとして，**式 3-5** に示す腐食膨張ひずみ量を考慮することした．腐食に伴う膨張量を鉄筋の配置間隔および腐食鉄筋が存在する要素幅で平均したものである．

$$V_{cor} = \alpha \gamma_{ave} A_s = w\delta = w\varepsilon_{cor} l$$

$$\varepsilon_{cor} = \frac{\alpha A_s \gamma_{ave}}{w \cdot l} \qquad \text{式 3-5}$$

ここに，ε_{cor}：腐食膨張ひずみ量，α：腐食膨張係数，A_s：健全鉄筋の断面積(mm^2)，w：鉄筋の配置間隔(mm)，l：腐食鉄筋が存在する要素長さ(mm)

腐食膨張ひずみ量については，**図 3.3-5** に基づいて，ひび割れ幅を試験体断面の一辺の長さで除することにより算出し，腐食膨張係数を**式 3-5** により求めた上で，**図 3.4-3** に示すように腐食度と対応させて整理した．これに基づいて，腐食膨張係数の値を腐食度と対応させて**表 3.4-1** のように設定した．腐食度 B は，コンクリート表面にひび割れが生じる時点に対応している．腐食度 C 以降では，腐食膨張により，腐食ひび割れ幅が増加し，腐食膨張ひずみ量も大きくなるが，腐食ひび割れの発生と進展および腐食生成物のひび割れからの流出に伴って，腐食による膨張圧が小さくなるため，腐食度が大きい方が腐食膨張係数 α の値は小さくなっている．

なお，腐食ひび割れのモデル化では，二次元解析であるため，腐食ひび割れ発生に伴って発生する紙面奥行き方向の腐食ひび割れを対象としている。また，腐食膨張ひずみを導入する要素の大きさは，寸法の影響を受けるため，かぶりコンクリートから鉄筋までの範囲を目安として，大きな無筋領域を含んだ要素としないことが必要である。

(4) 鉄筋とコンクリートの付着劣化

一般に，腐食により，鉄筋とコンクリートの付着性能が低下する．付着劣化については，鉄筋とコンクリート界面での付着強度を評価した研究と鉄筋コンクリートのテンション・スティフニング効果として評価した研究に大きく分かれる [14)]．鉄筋腐食に伴う付着滑りの影響が無視できないと判断される場合には，鉄筋とコンクリートの間における付着応力の低下をモデル化するなどして，

その影響を適切に考慮できる手法を用いなければならない．本研究では，コンクリートと鉄筋の付着特性については，**図 3.4-4** に示すテンション・スティフニングモデルにおけるコンクリートの引張応力-ひずみ関係において，**式 3-6** の中の付着係数 c により考慮することとした．付着係数 c は，鉄筋の付着有効領域においては，異形鉄筋が十分に分散して配筋された場合には 0.4 を用いる．数値が小さい方がテンション・スティフニング効果は大きく，延性的となる．無筋領域や丸鋼など付着が十分ではない場合などには，無筋部分ではひび割れ後の脆性的な挙動を表現するために要素長などに応じた数値が用いられる．

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c \qquad \text{式 3-6}$$

ここに，σ_t：コンクリートの引張応力(N/mm²)，f_t：コンクリートの引張強度(N/mm²)，c：付着係数，ε_t：引張ひずみ，ε_{tu}：ひび割れ発生ひずみ

コンクリートに腐食ひび割れが発生する以前においてはテンション・スティフニング効果の低下が少ないことや劣化が進行した段階では，テンション・スティフニング効果がほとんどないことなど実験結果との整合性を考慮して，**表3.4-2**中の付着係数の値を設定した．なお，**図3.3-11**に示したコンクリートの引張応力-ひずみ関係の曲線形状には，鉄筋の腐食分布のばらつきや偏心などの影響も含まれるが，**図3.4-5**に示すように引張応力-ひずみ曲線下の面積は腐食度と概ね対応していた．

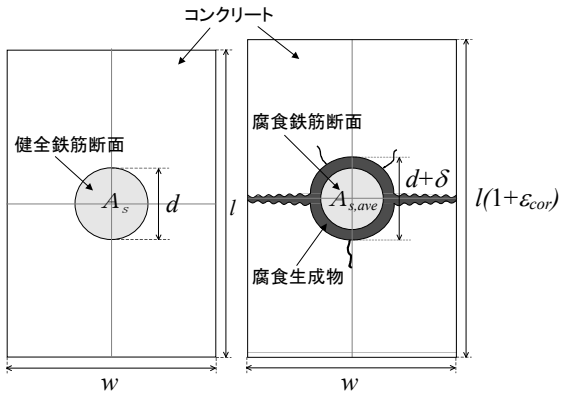


図3.4-2 鉄筋腐食に伴うひび割れの模式図

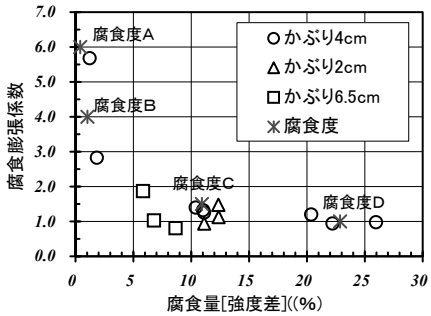


図3.4-3 腐食膨張係数と腐食度との対応関係

表 3.4-1 腐食度と腐食膨張係数の関係

腐食度	腐食膨張係数 α
A	6.0
B	4.0
C	1.5
D	1.0

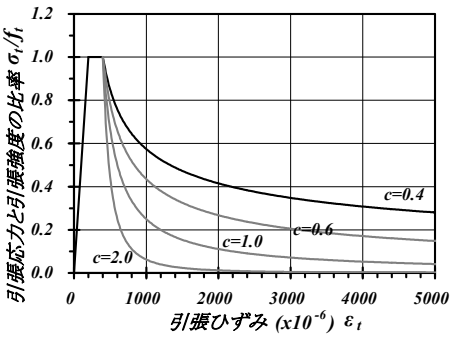


図 3.4-4 コンクリートの引張軟化モデル[4)]

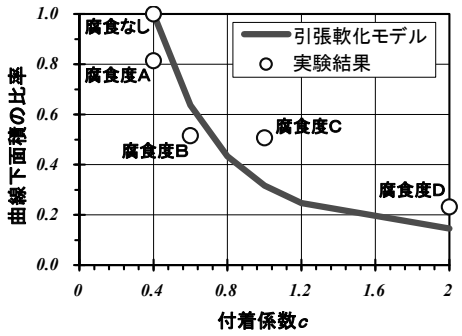


図 3.4-5 曲線下の面積と付着係数・腐食度の対応

表 3.4-2 腐食度と付着係数の関係

腐食度	付着係数 c
腐食なし	0.4
A	0.4
B	0.6
C	1.0
D	2.0

3.4.3 材料非線形解析による力学モデルの評価

(1) 解析概要

解析では，コンクリートに分散ひび割れモデル[14)]を適用し，鉄筋コンクリート要素として材料非線形を考慮した．解析コードは，二次元非線形FEMプログラム「WCOMD-SJ」(ver7.7)を使用した．詳細については，文献[4)]を参照されたい．

解析対象は，3.2節に示した鉄筋腐食が生じた両引き実験における試験体とした．解析メッシュを図3.4-6に示す．左端(底面)を固定し，右端(上面)に強制変位を単調載荷した．解析用入力物性については表3.2-1の材料試験結果を用いた．

(2) 鉄筋の材料劣化

鉄筋材料のモデル化手法の妥当性を評価することを目的として,鉄筋の腐食分布に関するパラメータスタディを行った．図 3.4-7 には，解析における腐食分布を，表 3.4-3 には解析ケースを示した．パターン A は一様な断面減少量として，パターン B は平均断面減少量 20%，最大断面減少量 40%となるように鉄筋断面を変化させた．解析ケース No.1～No.4 は鉄筋の降伏強度は低減していない．No.5 については，式 3-4 により最大腐食量に基づいてみかけの鉄筋降伏強度を低減した．

解析結果の比較を図 3.4-8 に示す．これによると，No.4 の解析結果は，No.5 の解析結果と概ね

対応していることが分かる．これは，鉄筋の腐食分布が一様でない場合，剛性としては平均腐食量に対応するが，降伏荷重としては最大腐食量に対応することを示している．これより，腐食鉄筋の剛性は平均腐食量に基づいて低下させ，腐食鉄筋の降伏強度は最大腐食量に基づいて低下させることで，コンクリート中における腐食鉄筋の引張特性を概ね表せることが確認できた．

(3) 鉄筋コンクリートの材料劣化

図 3.4-9 には，**図 3.3-6** に示した主な実験結果と解析結果との比較を示した．本解析では，鉄筋の腐食分布は一様であるとし，実験結果における平均腐食量と最大腐食量を用いた．コンクリートの引張強度については，**図 3.3-10** における最大値(2.15N/mm^2)を採用した．部材寸法の影響については，部材大と部材小を対象として，LC-1 試験体と SC-1 試験体について解析を行った．降伏荷重やテンション・スティフニングなど解析結果と実験結果は概ね良好に一致していることが分かる．腐食程度の影響については，M0-3 試験体，MC-1 試験体，MD-3 試験体について解析を行った．実験結果に若干の偏心の影響がみられたことなどに起因して，良好な一致は示してないが，大略的な傾向としては概ね捉えていると考えられる．

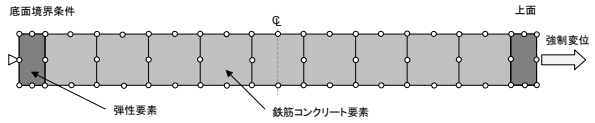


図 3.4-6 有限要素解析メッシュ図

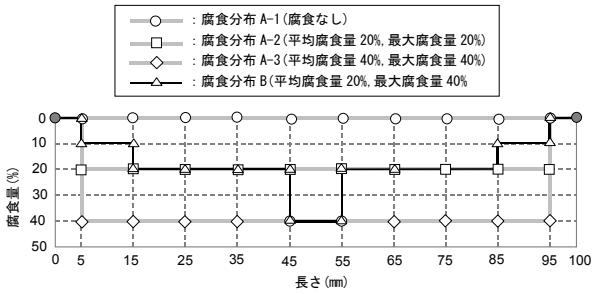


図 3.4-7 解析における腐食分布

表 3.4-3 パラメータスタディの解析ケース

No.	腐食分布形状	平均断面 減少量(%)	最大断面 減少量(%)	鉄筋降伏強度の低減
No.1	A-1	0	0	低減なし
No.2	A-2	20	20	低減なし
No.3	A-3	40	40	低減なし
No.4	B	20	40	低減なし
No.5	A-2	20	20	最大腐食量に基づいて低減

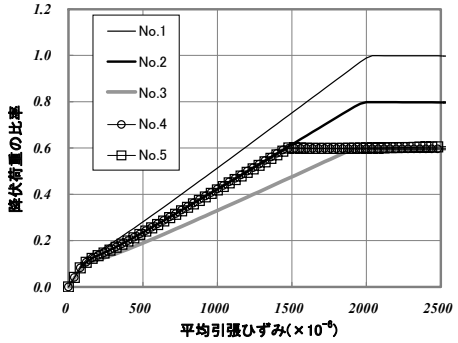
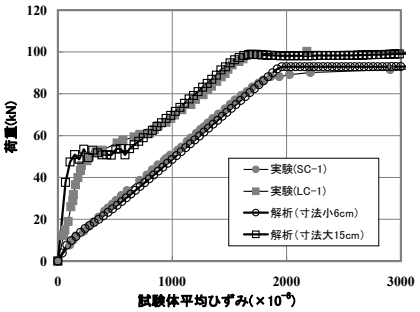
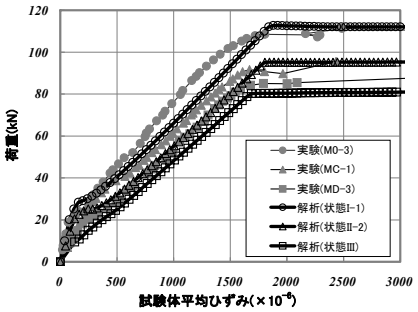


図 3.4-8 鉄筋腐食に関するパラメータスタディの解析結果



(a) 部材寸法の影響



(b) 腐食程度の影響

図 3.4-9 実験結果と解析結果の比較

3.4.4 劣化進行過程との対応付け

(1) 劣化グレードの評価

実験結果を踏まえて，各試験体の劣化状況をコンクリート標準示方書[維持管理編][1)]における塩害環境下の一般的な劣化進行過程(潜伏期，進展期，加速期，劣化期)と対応付けた．各劣化進行過程における劣化の具体的な状態については，**表 3.4-4** に示した．

健全な試験体に関しては，潜伏期にあたる．電食結果より，通電時間 4 時間では腐食するものの試験体表面に腐食ひび割れは現れず，通電時間 8 時間以降では全ての試験体表面に鉄筋に沿って軸方向の腐食ひび割れが発生した．これらの結果より，電食 4 時間とした腐食度 A の試験体は進展期，電食 8 時間とした試験体は加速期前期に対応していると考えることができる．電食 96 時間とした腐食度 D の試験体は，断面欠損の明らかな著しい腐食であり，鉄筋腐食量(強度差)も 20%以上であったことなどから，劣化が進行した劣化期に対応すると判断した．電食 48 時間とした腐食度 C の試験体については，鉄筋腐食程度や荷重の低下程度などが概ね加速期前期と劣化期とした試験体の中間段階であったので，加速期後期に位置づけた．

ただし，かぶりが 6.5cm で腐食度 C の試験体については，荷重の低下度合いが相対的に小さかった．これは，かぶりが大きいほど引張荷重に占めるコンクリートの寄与分が大きくなり，最も鉄筋が腐食した箇所から鉄筋が降伏するとは限らないためであると考えられる．また，腐食ひび割れが発生する時点が他の試験体よりも遅かったために，容器内からの水の供給時点も遅く，腐食が進

行しにくかったことも影響していると考えられる．このため，かぶりが 6.5cm で腐食度 C の試験体のみ，加速期前期に位置づけることとした．各試験体と劣化進行過程の対応を**図 3.4-10** にまとめた．

(2) 劣化進行過程に応じたパラメータの設定

本研究では，鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルにおける鉄筋腐食量や付着係数，腐食膨張ひずみなどの解析パラメータを本節における検討を踏まえて，**表 3.4-5** のように前述の劣化進行過程と対応させて設定した．鉄筋コンクリート構造物の劣化進行過程に対応した鉄筋腐食量については，両引き実験結果を参考にして，**表 3.4-5** 中の平均腐食量と最大腐食量を設定した．最大腐食量については，**図 3.3-3** の結果に基づいて，安全側に平均腐食量の 1.5 倍に評価することとした．

図 3.4-11 には，劣化進行過程に対応させたパラメータスタディの解析結果の比較を示す．解析ケースは，**表 3.4-5** に対応させて実施した．なお，鉄筋腐食の程度が大きくなるほど，腐食していない鉄筋の降伏荷重と腐食した鉄筋の降伏荷重との比が小さくなる．また，鉄筋とコンクリート界面の付着力が低下するほど，テンション・スティフニング効果も小さくなり，コンクリートの分担力としても低下する．これによると，進展期では，鉄筋コンクリートの引張特性に変化はない．加速期前期において腐食ひび割れが発生することにより付着力が低下することにより，コンクリートの分担力が若干低下している．加速期後期には，鉄筋腐食量が増加するとともに，コンクリートの分担力も低下している．劣化期になると，鉄筋腐食の影響も顕著になり，コンクリートの分担力が大きく低下していることが分かる．

表 3.4-4 劣化グレードと劣化状態 [1)]

劣化グレード	劣化の状態
潜伏期 (状態Ⅰ-1)	外観上の劣化が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以下
進展期 (状態Ⅰ-2)	外観上の劣化が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以上，腐食開始
加速期前期 (状態Ⅱ-1)	腐食ひび割れ発生．全体に表面的な腐食
加速期後期 (状態Ⅱ-2)	腐食ひび割れが複数発生，ひび割れ幅が増加．浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食．錆汁が見られる．
劣化期 (状態Ⅲ)	腐食ひび割れが多数発生，ひび割れ幅が大きい．断面欠損の明らかな著しい腐食．錆汁が析出している．はく離・はく落も見られる．

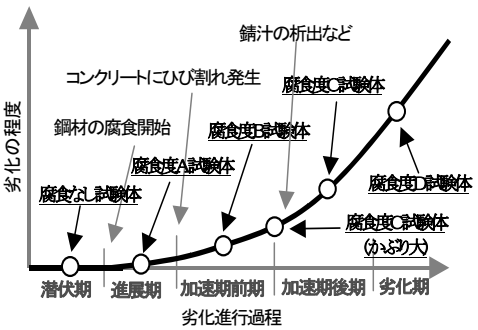


図 3.4-10 各試験体と劣化進行過程の対応付け

表 3.4-5 劣化進行過程と鉄筋腐食量

劣化進行過程	平均腐食量 (%)	最大腐食量 (%)	付着係数 c	腐食膨張ひずみ ($x10^{-6}$)
潜伏期	0	0	0.4	0
進展期	2	3	0.4	0
加速期前期	5	7.5	0.6	0.0002
加速期後期	10	15	1.0	0.004
劣化期	20	30	2.0	0.01

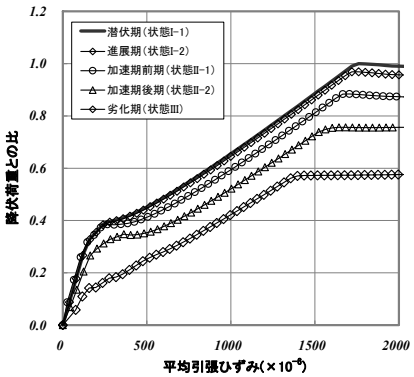


図 3.4-11 劣化進行過程に対応させたパラメータスタディの解析結果

3.5 第３章のまとめ

本研究で実施した範囲で得られた主な成果をまとめると次の通りである．

1) 電食により鉄筋を強制的に腐食させた鉄筋コンクリート試験体の両引き実験を実施することにより，腐食程度やひび割れなどが鉄筋やコンクリートの材料特性および鉄筋とコンクリートの付着特性に及ぼす影響について調べた．この結果，みかけの鉄筋降伏強度の低下割合は平均腐食量ではなく最大腐食量との相関が良いこと，腐食程度が大きい方がコンクリートの引張軟化が顕著となること，かぶりの増加にしたがってひび割れ発生時の鉄筋腐食量も大きくなることなど，を明らかにした．
2) 本研究では，まず，鉄筋の断面積を平均腐食量に応じて，鉄筋のみかけの降伏強度を最大腐食量に応じてそれぞれ低減することにより，腐食した鉄筋の材料劣化をモデル化した．次に，コンクリートと鉄筋の付着力低下をコンクリートの引張軟化曲線下の面積を低減させることにより考慮した．さらに，鉄筋腐食に伴って発生する腐食ひび割れを考慮するために腐食膨張ひずみを作用させることとした．
3) 腐食量に応じた構成則パラメータを設定した材料非線形有限要素解析コードを用いて，平均腐食量 0～20%までの範囲における両引き実験結果に対して，シミュレーション解析を実施した．この結果，本研究で提案した力学モデルは，実験結果の剛性や鉄筋の降伏荷重などを良好に評価可能であり，鉄筋の腐食発生から腐食ひび割れ発生以降，概ね平均腐食量が 20%までの範囲において，適用可能であることが確認された．
4) 両引き実験ならびに解析などで得られた知見に基づいて，鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデ

ルにおける腐食量や付着係数，腐食膨張ひずみなどのパラメータを，コンクリート標準示方書［維持管理編］における塩害環境下の一般的な劣化進行過程（潜伏期，進展期，加速期，劣化期）に対応付けた．

［第３章の参考文献］

1) 土木学会：【2013 年制定】コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013.
2) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン, 2012.
3) 森田司郎：鉄筋コンクリート部材の引張り試験による付着効果の研究，セメント技術年報，No.17, pp.468-473, 1963.
4) 岡村　甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.
5) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準(案)，1987.
6) 日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針，2013.
7) 土木学会：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向(その2)－コンクリート委員会腐食防食小委員会(2 期目)報告－，2000.
8) 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報告集，Vol.10，No.2，pp.505-510，1988.
9) 松尾豊史，松村卓郎，金津努：引張力を受ける鉄筋コンクリートの鉄筋腐食に伴う材料劣化，コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.1121-1126, 2011.
10) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ，No.71, 2006.
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，2004.
12) Kukrit TOONGOENTHONG and Koichi MAEKAWA : Computational Performance Assessment of Damaged RC Members with Fractured Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.3, No.1, No.123-136, 2005.
13) Koichi MAEKAWA, Tetsuya ISHIDA and Toshiharu KISHI：Multi - Scale Modeling of Structural Concrete,　Taylor and Francis, 2008.
14) 土木学会: 非線形解析によるコンクリート構造物の性能照査[手順と検証例・照査例], コンクリート技術シリーズ No.66, 2005.

第４章　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の耐荷機構

4.1　第４章の概要

鉄筋コンクリートに生じる鉄筋腐食に関しては，現在までに，数多くの研究がされているものの，鉄筋腐食が鉄筋コンクリートの力学特性に与える影響については十分に検討されているとは言い難い[1),2)].

鉄筋腐食箇所が限定される場合には，断面減少量をもとにして鉄筋コンクリートはり部材(以降，RC はり部材と称す)の曲げ耐力により評価することが可能であるとの報告もあるが[2),3)]，これらの研究は単調載荷時のものであり，地震時を想定して正負交番載荷したものは数少ない[4),5)]．また，鉄筋が全体的に腐食した RC はり部材においては，腐食による鉄筋の断面減少量が耐力に影響を及ぼさないような程度の量であっても，鉄筋軸方向に沿ったひび割れの発生やコンクリート剥落，コンクリートと鉄筋界面の付着劣化により，耐力の低下や破壊形態の変化が起こる可能性が指摘されている[2),6),7)]．

第４章は，鉄筋腐食が生じた RC はり部材の耐荷機構を解明するとともに，鉄筋腐食が鉄筋コンクリートはりの部材耐力に及ぼす影響を評価することを目的としている．

また，近年，高精度なデジタル画像を用いた画像計測手法が種々の構造実験に取り入れられ，複雑な破壊現象の解明が試みられている[8),9)]．本研究では，鉄筋腐食した RC はり部材のせん断耐荷機構の解明のために，格子法による画像計測に基づいてひずみ測定を実施した．

本章では，4.2 節において，鉄筋腐食が生じた RC はり部材の曲げ載荷実験とその考察結果について記載する．次に，4.3 節では，鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断載荷実験とその考察結果について記述する．これらを踏まえて，4.4 節では，実験結果に基づいて鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断耐荷機構を解明するとともに，RC はり部材のせん断耐力に及ぼす鉄筋腐食の影響を評価する．

4.2　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の曲げ載荷実験

4.2.1　実験概要

(1) 試験体の仕様

試験体の仕様を**図 4.2-1** に示す．載荷は，アクチュエータによる変位制御で，上中央部 2 点に加力した．底部支持条件は，片端ローラー，片端固定の単純支持である．試験体のせん断スパン比は 3.43 であり，主鉄筋比は 1.14(%)である．試験体上下面のかぶりは純かぶりで 42(mm)，側面は純かぶりで 32(mm)となっている．また，変位計類の計測位置は**図 4.2-2** に示す通りである．なお，**表 4.2-2** には，コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を示す．

(2) 腐食方法

電食試験は，鉄筋に電流を流すことにより，比較的短期間に鉄筋を腐食させることができる．塩害，中性化などによる鉄筋腐食を再現するために，電食試験を実施した．ただし，電食試験による鉄筋腐食は，かぶりコンクリートにひび割れ発生以後，水が試験体に浸透しやすくなり錆が溶け出すなど，塩害等の腐食形態とやや異なる部分も存在する．電食試験の概略図を**図 4.2-3** に

示す．試験体の等モーメント区間である中央 60cm を腐食させる実験区間として，容器を作成して 3%NaCl 溶液を満たし，試験体の鉄筋をプラス(＋)極，鋼製エキスパンドメタルをマイナス(－)極とし，直流電流 10A を通電した．鉄筋の腐食量は通電電流量(電流値×時間)に概ね比例する．

腐食量の測定は，「コンクリート構造物の腐食・防食に関する実験方法ならびに規準(案)」[10]に準拠した．載荷試験後に鉄筋を取り出して 10%クエン酸二アンモニウム溶液(60℃)に約 3 日間浸漬後，腐食生成物を除去して鉄筋の重量を測定し，健全な鉄筋との重量差を腐食量とした．主鉄筋の腐食量は，等モーメント区間 60cm の平均値とし，上下主鉄筋計 8 本の腐食量を計測した．

(3) 実験ケース

実験ケースは**表 4.2-2** に示す通りである．主な実験パラメータは腐食の程度(電食時間)と載荷方法である．腐食の程度は 4 段階とし，それぞれ通電時間を 18 時間，36 時間，72 時間及び 144 時間とした．載荷方法は，正負交番載荷を基本とし，比較用として単調載荷も行った．載荷パターンの概略図を**図 4.2-4** に示す．正負交番載荷した試験体は，正方向載荷で下部鉄筋を降伏させた後に，負方向に載荷し，そのまま負方向で終局に至らせた(**図 4.2-4**(b)参照)．各腐食程度においては，2 体の実験を実施したが，試験体の上主鉄筋，下主鉄筋で腐食量とひび割れ状況が若干異なる場合もあったため，2 体目の試験体は，試験体の上下面を逆にして載荷することとした．2 体目の載荷パターンについては，試験体上部のコンクリートの圧壊を確認した後，さらに逆方向に載荷することとした(**図 4.2-4**(c)参照)．コンクリートの圧壊は，試験体上面の剥離状況の目視と，コンクリートケージの圧縮ひずみ値の低下をもって判断した．

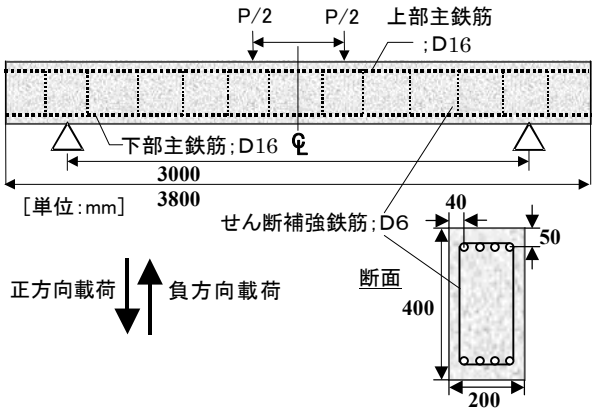


図 4.2-1 試験体の仕様

表 4.2-1 材料試験結果

(a) コンクリート

試験体	圧縮強度(N/mm²)	ヤング係数 (N/mm²)	割裂引張強度 (N/mm²)
A1～A6	40.0	3.01×10^4	3.4
B1～B6	50.5	3.10×10^4	4.0

(b) 鉄筋

規格値 (N/mm²)	降伏強度(N/mm²)	降伏ひずみ (x10⁻⁶)	ヤング係数 (N/mm²)
295	344	1818	1.94×10^5

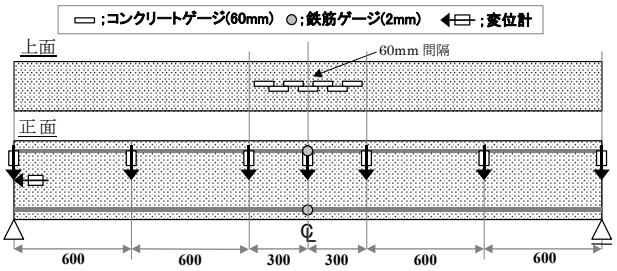


図 4.2-2 計測位置図

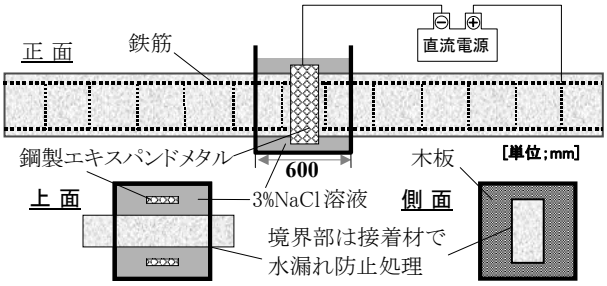
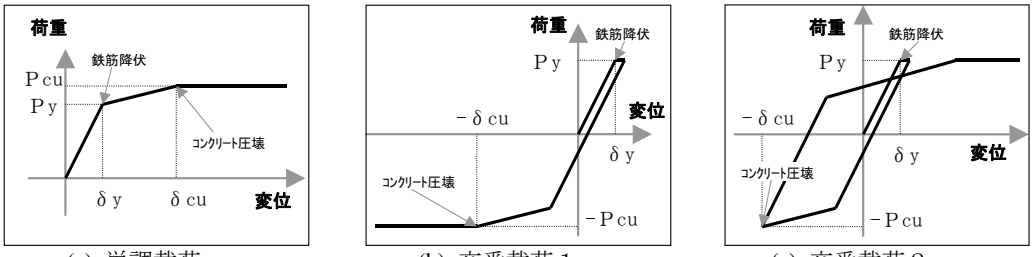


図 4.2-3 電食試験の概略図

表 4.2-2 実験ケース

試験体	腐食の程度 (電食時間)	載荷方法
A 1	健全	交番載荷 1
A 2	健全	交番載荷 2
A 3	電食 36 時間	交番載荷 1
A 4	電食 36 時間	交番載荷 2
A 5	電食 72 時間	交番載荷 1
A 6	電食 72 時間	交番載荷 2
B 1	健全	単調載荷
B 2	健全	交番載荷 2
B 3	電食 18 時間	交番載荷 1
B 4	電食 72 時間	単調載荷
B 5	電食 144 時間	交番載荷 1
B 6	電食 144 時間	交番載荷 2



(a) 単調載荷　(b) 交番載荷 1　(c) 交番載荷 2

図 4.2-4 載荷パターンの概略図

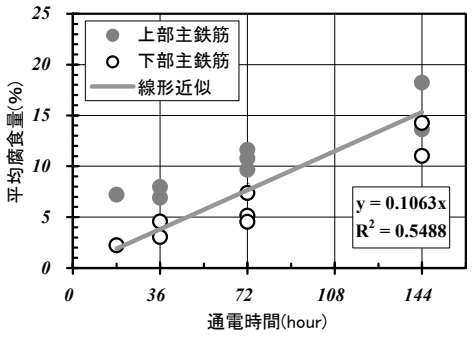
4.2.2　実験結果および考察

(1) 電食結果

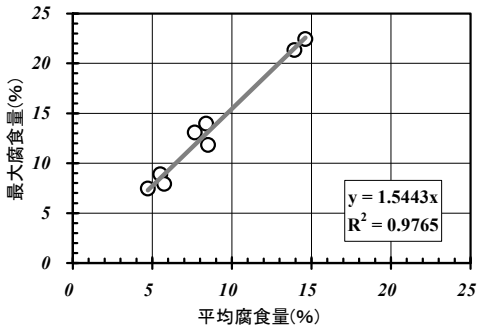
図 4.2-5(a)には，通電時間と腐食量の関係を示す．主鉄筋の腐食量は，上部鉄筋の方が下部鉄筋よりも大きくなる傾向にあった．これは，上部と下部における若干のかぶりの違いやブリージングなどによるコンクリートの品質に起因していると考えられる．主鉄筋の腐食量は，上部と下部で若干異なるものの，その平均値については，通電時間と比較的良好な線形関係にあった．**図 4.2-5**(b)には，1 本ずつで測定した場合の主鉄筋腐食量の平均値と最大値の関係について示している．電食試験においては，4 本の主鉄筋腐食量の平均値と最大値はほぼ線形関係にあり，最大値は平均値の約 1.5 倍程度であった．**図 4.2-5**(c)に，主鉄筋の腐食量と最大ひび割れ幅の関係を示す．主鉄筋の平均腐食量が 5%以上で表面に主鉄筋にそったひび割れが確認された．表面にひび割れが発生して以降は，腐食量が増加するに従ってひび割れ幅も増加する傾向にある．**表 4.2-3** に各試験体の主鉄筋の平均腐食量と電食時間毎の平均値の一覧を，**図 4.2-6** には一般的な劣化進行過程の区分[11]を示す．今回の試験体の場合は，約 5%がひび割れの発生する鉄筋腐食量と判断できることから，電食時間 18 時間は進展期，電食時間 72 時間は加速期に対応すると考えられる．厳密な区分けは難しいが，電食時間 144 時間(鉄筋腐食量約 14%)は，試験体の劣化状況などから判断して，ある程度劣化が進行した劣化期に対応すると考えられる．

表 4.2-3 腐食量一覧

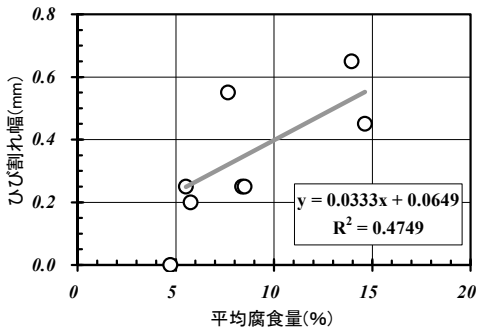
試験体	電食時間 (時間)	主鉄筋の平均 腐食量(%)	電食時間毎 の平均(%)
Ｂ３	18	4.72	4.72
Ａ３	36	5.51	5.63
Ａ４	36	5.75	
Ａ５	72	8.38	8.19
Ａ６	72	8.51	
Ｂ４	72	7.67	
Ｂ５	144	14.6	14.4
Ｂ６	144	13.9	



(a) 通電時間と主鉄筋腐食



(b) 主鉄筋の平均腐食量と最大腐食量



(c) 主鉄筋の平均腐食量と最大ひび割れ幅

図 4.2-5　電食試験結果

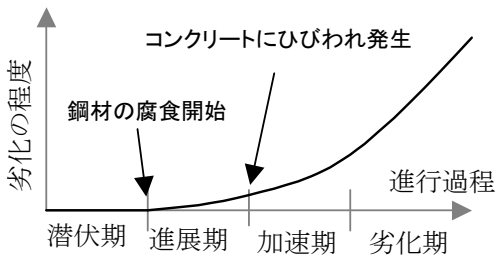


図 4.2-6 一般的な劣化進行過程の区分 [11)]

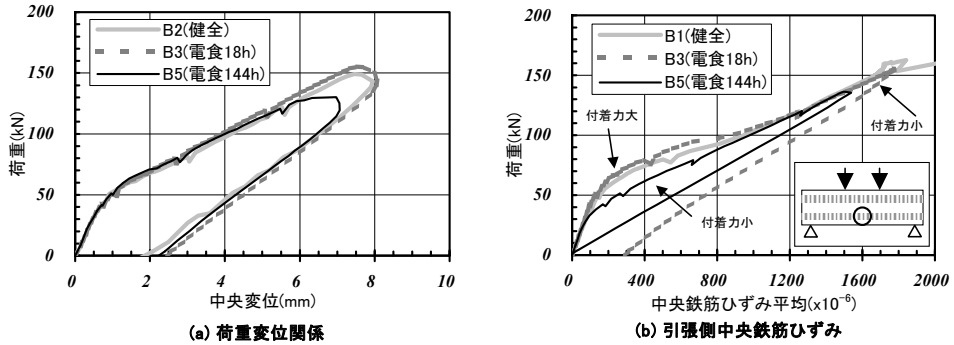
(2) 載荷結果

図 4.2-7(a)は，鉄筋降伏前後の範囲における荷重－変位関係について腐食量の影響を比較したものである．電食試験 18 時間では耐力の低下はほとんどないが，電食 144 時間程度で約 2 割程度降伏耐力が低下している．しかし，剛性はあまり低下していない．耐力の低下は鉄筋の断面減少に起因すると考えられるが，図 4.2-7(b)の荷重-中央鉄筋ひずみ関係から電食 144 時間では，コンクリートと鉄筋界面の付着力も低下していると考えられる．なお，鉄筋ひずみゲージはコーティングしており，貼付位置については鉄筋腐食が非常に軽微であった．

載荷パターンと腐食量が荷重変位関係に与える影響については，図 4.2-8 に示す．コンクリートの圧壊以降単調載荷した試験体については，腐食量が増加するほど耐力はやや低下する傾向にあるものの，塑性率(最大荷重時変位/鉄筋降伏変位)で 30 程度の高い変形性能があることが分かる．これは，鉄筋降伏後に逆方向に単調載荷したものでも，初期から単調載荷したものでも，大きな差は認められない．従って，鉄筋降伏レベルの交番載荷がその後の耐力，変形性能に及ぼす影響は小さいものと考えられる．一方，コンクリートの圧壊確認後に逆方向に載荷した試験体については，腐食量が大きいほど耐力，変形性能ともに低下する結果となった．単調載荷した試験体については，コンクリートの圧壊後も十分に圧縮鉄筋が圧縮力を分担して，圧縮鉄筋が座屈しにくいのに対して，コンクリートの圧壊以降に逆方向へ載荷した試験体では，正方向載荷時の残留ひずみがあることに加えて，腐食ひび割れによってかぶりコンクリートによる拘束力が小さくなるために，圧縮鉄筋が座屈しやすくなり，耐力および変形性能が著しく低下したものと考えられる．

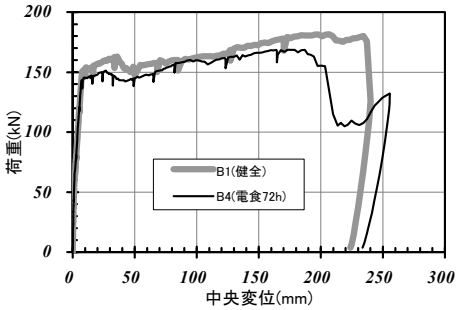
図 4.2-9 は，載荷上面のコンクリートの圧縮ひずみおよび圧縮側の鉄筋ひずみと中央変位との関係について示している．この図より，鉄筋が腐食するとコンクリートの圧縮ひずみが低下する変位レベルが小さくなる傾向にあること，コンクリートの圧壊以降，圧縮側鉄筋に徐々に圧縮力が作用していく様子が分かる．

図 4.2-10 は，鉄筋降伏時の健全な試験体と鉄筋が腐食した試験体のひび割れ状況を示したものである．腐食によるひび割れがあると，その付近では，載荷によるひび割れは発生しにくく，ひび割れの分散性が悪くなることが分かる．また，主鉄筋にそった試験体側面のひび割れは，かぶりコンクリートの剥落を誘発する可能性がある．

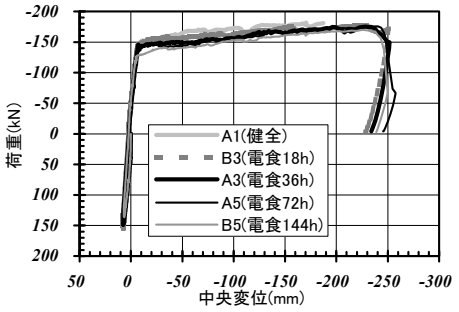


(a) 荷重変位関係　　(b) 引張側中央鉄筋ひずみ

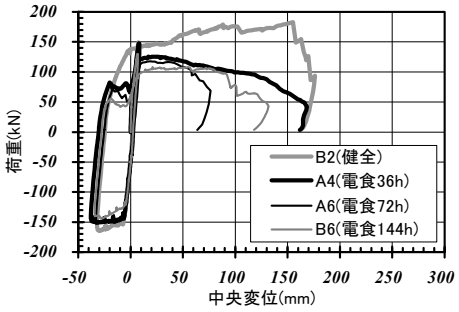
図 4.2-7 載荷試験結果(鉄筋降伏前後)



(a) 単調載荷

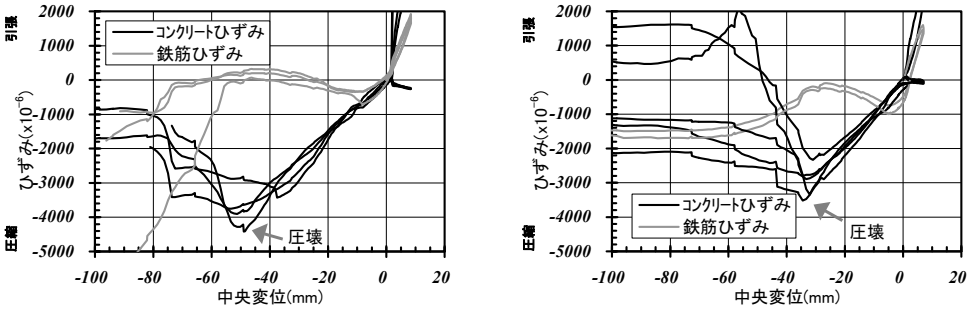


(b) 交番載荷1



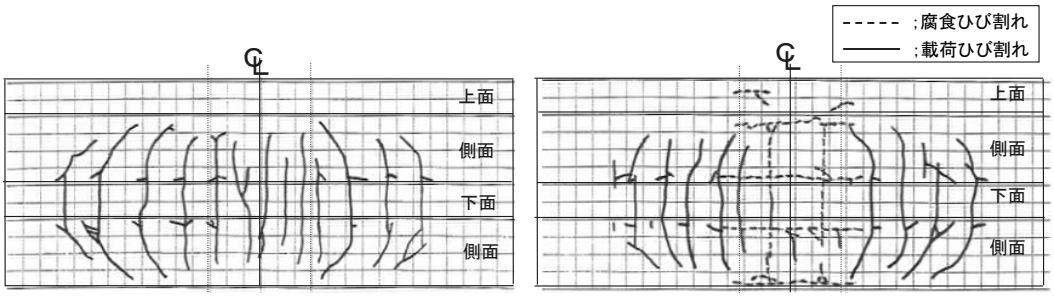
(c) 交番載荷2

図 4.2-8 載荷試験結果(荷重変位曲線全体)



(a) A1試験体(健全)　　(b) B5試験体(電食144h)

図 4.2-9 載荷試験結果(載荷面上部のｺﾝｸﾘｰﾄひずみと鉄筋ひずみ)



(a) B2(健全)；鉄筋降伏時　　(b) A6(電食 72h)；鉄筋降伏時

図 4.2-10 ひび割れ状況比較

4.3　鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断載荷実験

4.3.1　実験概要

(1) 試験体の仕様

想定する破壊モード，4.2 節の供試体諸元，試験装置の能力などを勘案して，**図 4.3-1** に示すような供試体の形状と配筋とした．主鉄筋は D22 鉄筋(SD390)であり，80mm 間隔で 2 本配置した．主鉄筋比は1.11%である.せん断補強鉄筋(SD295)についてはD6鉄筋を300mmピッチで配置した．供試体下面のかぶりは 39mm，側面は 49mm である．想定する破壊モードは，腐食がない状態で，せん断補強鉄筋がある場合，ない場合ともに，斜引張破壊モードである．

コンクリート及び鉄筋の材料試験結果を**表 4.3-1** に示す．なお，試験方法については，コンクリートは「JIS A 1108」に準拠，鉄筋は「JIS Z 2241」に準拠した．

(2) 腐食方法

鉄筋腐食を生じさせるために，比較的短期間に鉄筋を腐食させることができる電食を実施した．電食の概要を**図 4.3-2** に示す．供試体の電食区間全体を 3%NaCl 溶液に浸し，鉄筋をプラス極，鋼製エキスパンドメタルをマイナス極として，直流定電流 15A を通電した．鉄筋の腐食量は通電電流量(電流値×時間)に概ね比例する．

(3) 載荷方法と計測位置

載荷は変位制御で行い，中央から 30cm の位置 2 点を上側から加力した．底部支持条件は，片側ローラー，片側固定の単純支持である．載荷実験の実施状況を**図 4.3-3** に示した．載荷におけるせん断スパン長は 90cm，せん断スパン比は 2.57 である．なお，変位計やひずみゲージの計測位置は**図 4.3-4** に示すとおりである．

(4) 実験ケース

実験ケースを**表 4.3-2** に示す．主たる実験パラメータは，せん断補強鉄筋の有無と腐食程度(通電時間)である．供試体の寸法と配筋は，せん断補強鉄筋の有無を除いて，全て同一である．腐食程度については，**表 4.3-3** に示す目視による鉄筋腐食区分 [12]におおよそ対応させて，通電時間を 0 時間，18 時間，36 時間，72 時間，144 時間の 5 段階とした．なお，供試体数の制約，重要性などを勘案して，せん断補強鉄筋のない通電時間 18 時間の実験ケースは設定しなかった．

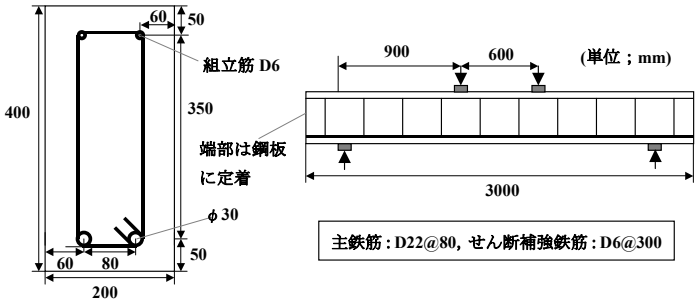


図 4.3-1 供試体の形状と配筋

表 4.3-1 材料試験結果

(a) コンクリート

設計基準強度 (N/mm^2)	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
40	140(実験開始日)	48.7	35.6
	155	48.1	36.8
	168(実験最終日)	46.6	36.8
平均		47.8	36.4

(b) 鉄筋

種別	規格	公称断面積 (cm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
D22	SD390	3.871	429	613	191.0
D6	SD295	0.3167	279	451	167.3

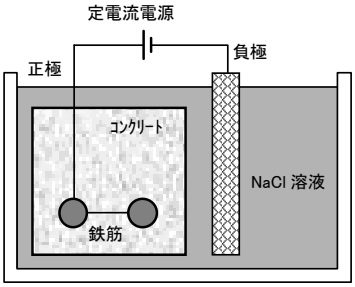


図 4.3-2 電食の概要

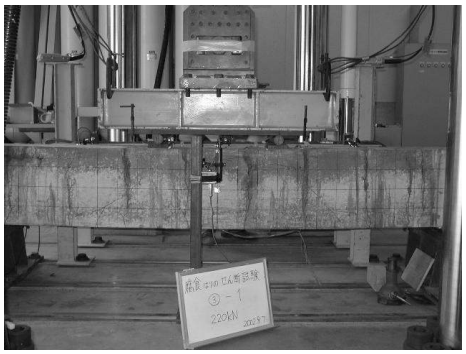


図 4.3-3 載荷実験の実施状況

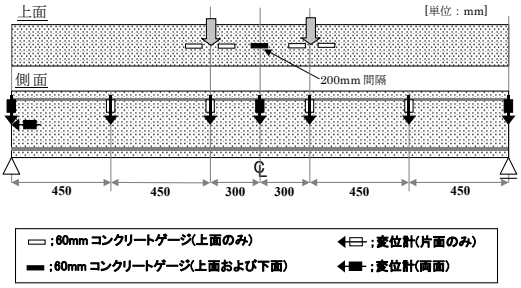


図 4.3-4 計測位置図

表 4.3-2 実験ケース

No.	供試体名	せん断補強鉄筋の有無	通電時間
1	N-0h	なし	0 時間
2	N-36h	なし	36 時間
3	N-72h	なし	72 時間
4	N-144h	なし	144 時間
5	A-0h	あり	0 時間
6	A-18h	あり	18 時間
7	A-36h	あり	36 時間
8	A-72h	あり	72 時間
9	A-144h	あり	144 時間

表 4.3-3 目視による鉄筋腐食度の区分 [12)]

腐食度	腐 食 状 態
腐食なし	腐食を認めず
A	点錆び程度の表面的な腐食
B	全体に表面的な腐食
C	浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食
D	断面欠損の明らかな著しい腐食

4.3.2 実験結果および考察

(1) 電食結果

a. 電食後の状況

電食後における供試体状況の例を**図 4.3-5** に示す．コンクリートに発生しているひび割れ面に錆び汁が析出していることが分かる．これは，鉄筋の膨張によって発生したひび割れに腐食生成物が溶け出していることを示している．主鉄筋の腐食状況としては，せん断補強鉄筋なし供試体の方がせん断補強鉄筋あり供試体よりも腐食程度が大きくなる傾向にあった．これは，せん断補強鉄筋がない場合の方が鉄筋の表面積の合計が小さくなるためであると考えられる．なお，供試体全体の総腐食量としては，通電電流量が同じであるため，物理的には，せん断補強鉄筋がある場合も，ない場合もほぼ同程度とみなすことができる．

載荷後に供試体を解体し，鉄筋の腐食状況を調査し，**表 4.3-3** に示す目視による鉄筋腐食度の区分 [12)]に対応させた結果を**表 4.3-4** に示す．電食 18 時間の A-18h 供試体では，主鉄筋に沿った腐食ひび割れは発生しておらず，部分的な点錆び程度であるため，腐食度 A と見なすことができる．N-36h 供試体および，A-36h, A-72h 供試体では，全体に表面的な腐食であったため，主鉄筋の腐食状態は

腐食度Bになると考えられる．N-72h 供試体と A-144h 供試体では浅い孔食などの軽微な断面欠損が認められたので，腐食度 C に区分される．N-144h 供試体では，断面欠損の明らかな著しい腐食であったので，腐食度 D になると判断した．また，せん断補強鉄筋の腐食程度は同一電食時間では主鉄筋よりも外観上大きくなる結果となった．これは，せん断補強鉄筋の方が主鉄筋よりもかぶりが小さいため腐食が進行しやすかったと考えられる．A-18h 供試体では，主鉄筋に沿ったひび割れは発生していなかったが，せん断補強鉄筋に沿ったひび割れは発生していた．せん断補強鉄筋は，全体的に腐食していたため，腐食度 B に相当すると考えられる．A-36h 供試体では浅い孔食などの軽微な断面欠損が認められたので，腐食度Cに対応するとみなした．A-72h 供試体と A-144h 供試体では断面欠損の明らかな著しい腐食としている腐食度 D に対応すると判断した．



図 4.3-5 電食後における供試体状況(N-144h)

表 4.3-4 鉄筋の腐食状況と腐食度との対応

腐食度	せん断補強なし	せん断補強あり	
	主鉄筋	主鉄筋	せん断補強鉄筋
A		A-18h	
B	N-36h	A-36h A-72h	A-18h
C	N-72h	A-144h	A-36h
D	N-144h		A-72h A-144h

表 4.3-5 各供試体の鉄筋腐食量

鉄筋種別	供試体名	腐食量(%)	
		質量差	強度差
主鉄筋	N-36h	2.2	3.5
	N-72h	6.9	7.3
	N-144h	17.7	24.4
	A-18h	0.2	0.6
	A-36h	0.8	1.3
	A-72h	1.8	2.8
	A-144h	6.8	10.6
せん断補強鉄筋	A-18h	6.8	7.6
	A-36h	14.0	21.3
	A-72h	22.8	38.0
	A-144h	32.3	52.9

b. 鉄筋腐食量の計測

鉄筋の腐食量は，同一試験片に対して，質量差に基づく方法と，強度差に基づく方法の 2 通りの方法で同定した．これは，電食，自然暴露などの劣化促進手法を問わず，鉄筋の腐食性状にはばらつきが存在するため，鉄筋腐食のばらつきを考慮するためである．なお，試験片は，解体後に載荷による影響の少ない供試体端部から切り出した．

質量差に基づく方法は，「コンクリート構造物の腐食・防食に関する実験方法ならびに規準(案)」[10]に準拠して計測した．10%クエン酸水素二アンモニウム溶液に約 3 日間浸漬後，腐食生成物を除去して鉄筋の質量を測定し，電食していない鉄筋を同様に処理した後の質量との差を腐食量とした．強度差に基づく方法は，電食した鉄筋の引張試験を実施し，電食していない鉄筋の引張荷重との差から鉄筋の断面積の減少率を同定し，これを腐食量とした．なお，鉄筋の腐食量は，約 30cm の試験片 3 本の平均値である．

各供試体における質量差と強度差に基づく腐食量一覧を**表 4.3-5** に示す．腐食量の測定結果は，腐食量を求める方法，鉄筋径，せん断補強鉄筋の有無で，変動する傾向にあった．質量差に基づく方法では，ある区間の平均的な値が得られるのに対して，強度差に基づく方法ではある区間における腐食量の最大値に対応する値が得られると考えられる．実際に，強度差に基づく方法の方が腐食量を大きめに評価する結果となっている．

図 4.3-6 には，強度差および質量差による腐食量の関係を示した．腐食量(劣化の程度)によっても若干異なると考えられるが，今回の実験の範囲では，強度差と質量差に基づく腐食量はほぼ線形関係にあり，質量差に基づく腐食量に対して強度差に基づく腐食量は，主鉄筋の場合は 1.36 倍，せん断補強鉄筋の場合は 1.62 倍となった．これは，せん断補強鉄筋の方が主鉄筋よりも鉄筋断面積が小さいため，相対的に孔食などの断面欠損の影響が大きくなるためであると考えられる．

c. ひび割れ幅と鉄筋腐食量

最大ひび割れ幅と鉄筋腐食量(強度差)との関係を**図 4.3-7** に示す．ひび割れ幅はクラックスケールにより目視で読み取った．これによると，最大ひび割れ幅は鉄筋腐食量が増加するにしたがって概ね線形的に大きくなっていることが分かる．これは，腐食ひび割れ発生後には，鉄筋の腐食膨張に伴う変位量がひび割れ幅の増加になるためであると考えられる．しかしながら，主鉄筋の方がせん断補強鉄筋よりも鉄筋腐食に伴ってひび割れ幅が大幅に増加する傾向にあった．これは，鉄筋径の差異が主要因であるが，せん断補強鉄筋の方がかぶりも小さいため，電食では腐食ひび割れ発生後は錆が溶け出しやすく，ひび割れ幅が大きくなりにくかったと推察されることも要因のひとつと考えられる．

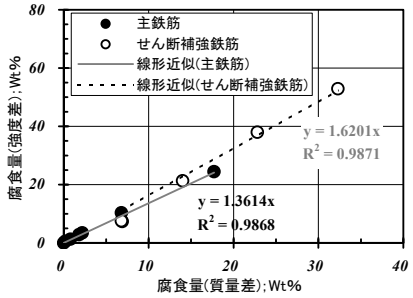


図 4.3-6 強度差と質量差による腐食量の関係

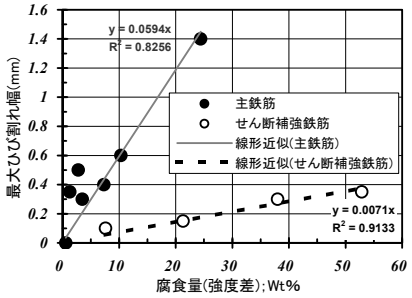


図 4.3-7 最大ひび割れ幅と腐食量(強度差)の関係

(2) 載荷結果

表 4.3-6 に載荷結果の一覧を，**図 4.3-8** に載荷で得られた荷重－変位関係の比較を示す．せん断補強鉄筋がない場合とせん断補強鉄筋がある場合の実験ひび割れ図を**図 4.3-9** と**図 4.3-10** にそれぞれ示す．

a. せん断補強鉄筋がない場合

電食時間が 72 時間までは，主鉄筋が腐食することにより，鉄筋が腐食していない場合よりも，耐力が増加する傾向にあった．供試体のひび割れ状況としては，鉄筋が腐食している場合の方が，載荷点下部近傍の曲げひび割れが進展し，ひび割れ幅が大きくなり，斜めひび割れが発生しにくくなった(**図 4.3-9**(c)参照)．

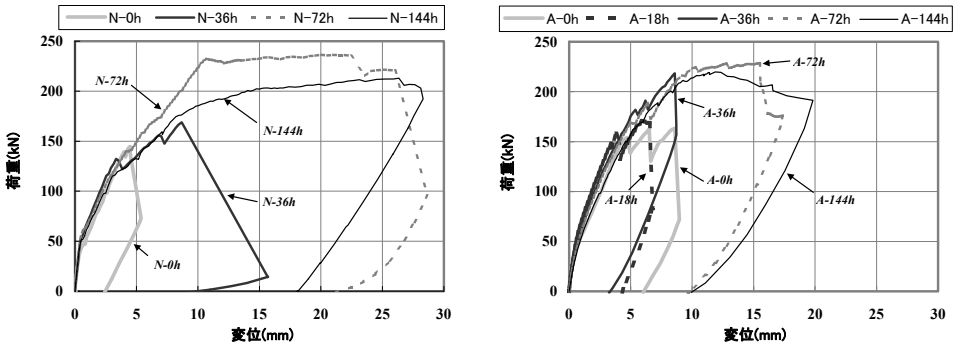
電食時間が 72 時間以降では，曲げ破壊する結果となり，電食時間が 144 時間の供試体は，電食時間が 72 時間の供試体に比べて耐力が低下した．これは，主鉄筋の腐食による断面欠損に伴い，曲げ耐力が低下し，破壊モードが，せん断破壊モードから曲げ破壊モードに変化したためであると考えられる(**図 4.3-9**(d)参照)．

b. せん断補強鉄筋がある場合

せん断補強鉄筋がある場合，主鉄筋よりもせん断補強鉄筋の方が腐食しやすいため，せん断補強鉄筋が受け持つせん断力は，低下していると考えられるが，腐食程度が大きくなるに従い，供試体の最大荷重としては増加する傾向にあった．

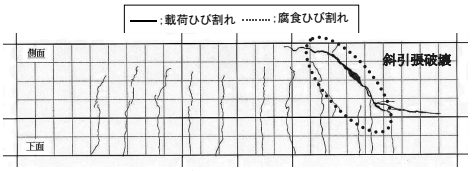
電食時間が 18 時間の供試体については，電食してない場合と比べて，耐力は若干低下した．18 時間の電食時間では，腐食による主鉄筋に沿った軸方向ひび割れが発生しないため，鉄筋とコンクリートとの付着力はほとんど低下していないと判断できる．したがって，せん断補強鉄筋が腐食した分，わずかにせん断耐力が低下したものと考えられる．

電食時間が 36 時間以降では，腐食による主鉄筋に沿った軸方向ひび割れが発生し，せん断耐力の増加も顕著になった．電食時間 72 時間では，せん断圧縮破壊モードとなり，電食時間 144 時間では，曲げ破壊モードとなった(**表 4.3-6** 参照)．

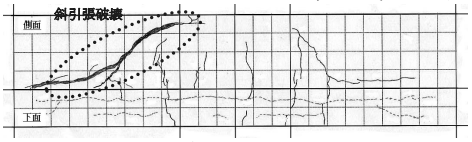


(a) せん断補強鉄筋なし　　(b) せん断補強鉄筋あり

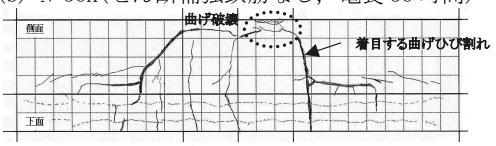
図 4.3-8 荷重－変位関係比較



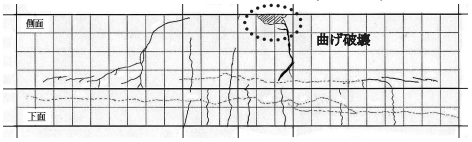
(a) N-0h(せん断補強鉄筋なし，電食 0 時間)



(b) N-36h(せん断補強鉄筋なし，電食 36 時間)

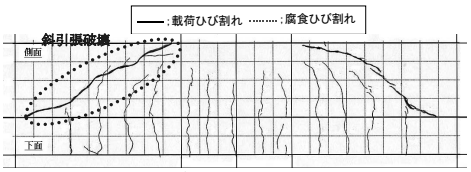


(c) N-72h(せん断補強鉄筋なし，電食 72 時間)

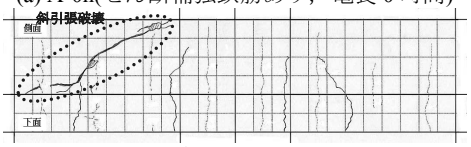


(d) N-144h(せん断補強鉄筋なし，電食 144 時間)

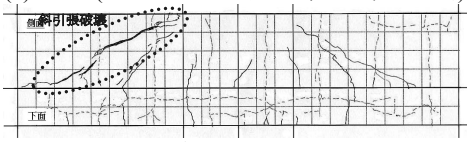
図 4.3-9 実験ひび割れ図(せん断補強鉄筋なし)



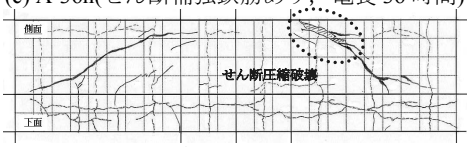
(a) A-0h(せん断補強鉄筋あり，電食 0 時間)



(b) A-18h(せん断補強鉄筋あり，電食 18 時間)



(c) A-36h(せん断補強鉄筋あり，電食 36 時間)



(d) A-72h(せん断補強鉄筋あり，電食 72 時間)



(e) A-144h(せん断補強鉄筋あり，電食 144 時間)

図 4.3-10 実験ひび割れ図(せん断補強鉄筋あり)

また，供試体のひび割れ状況より，せん断補強鉄筋がある場合については，せん断補強鉄筋の腐食によって発生した垂直方向のひび割れが存在するため，斜めひび割れの貫通が抑制される効果が観察された(**図 4.3-10**(e)参照)．初期に垂直方向の貫通ひび割れを導入した RC はり部材では，初期ひび割れが存在するために，斜めひび割れが進展しにくく，せん断耐力が増加する場合があると報告されている [13),14)]．これより，せん断補強鉄筋が腐食して，垂直方向のひび割れが発生することによっても，同様な効果が存在するものと考えられる．

表 4.3-6 載荷実験結果一覧

供試体名	最大荷重(kN)	破壊形態
N-0h	144.8	斜引張破壊
N-36h	168.8	斜引張破壊
N-72h	236.4	曲げ破壊
N-144h	213.0	曲げ破壊
A-0h	172.8	斜引張破壊
A-18h	170.7	斜引張破壊
A-36h	218.5	斜引張破壊
A-72h	228.6	せん断圧縮破壊
A-144h	219.9	曲げ破壊

4.4 鉄筋腐食がはり部材の耐荷機構に及ぼす影響

4.4.1 鉄筋腐食が生じたＲＣはり部材の耐荷機構

(1) 画像計測方法

a. 格子法による画像計測

格子法 [8)]によるひずみ計測は，試験体に取り付けたターゲットの動きをデジタルカメラなどで撮影し，画像処理により変形前後の位置を測定して変位・ひずみを算出する方法である．使用した画像計測装置は，市販のデジタルカメラ（2832×2128 画素）と画像処理用ノートパソコン，画像処理ソフトウェアから構成される．

図 4.4-1 に示した流れに沿って画像処理を行った．計測画像(a)にはカメラのレンズの収差が生じているため，格子状に点群を印刷したキャリブレーション板を種々の角度から撮影した画像を用い，ピンホールカメラの原理による処理を施し，放射状のひずみを除去した(b)．カラー画像(RGB)から色相，色彩，明度(HSI)に変換し，彩度の画像を取り出した(c)．100×100 ピクセルで平均化した画像との動的しきい値を用いて２値化した(d)．認識した領域の特徴（サイズ，丸み）を用いてフィルター処理を行い，ターゲットのみを抽出した(e)．筆者の経験では，この方法は，腐食した RC 試験体に赤錆が付着した画像や，変形後のひび割れが生じた画像に対しても，赤色ターゲットの認識率が高い．ターゲットは円形のものを使用しているため，量子化(アナログ→デジタル変換)された領域を円にフィッテングし，円の中心位置をターゲットの座標とした(f)．

b. 計測精度の確認

画像計測精度については，計測範囲とデジカメの解像度の比によって変化し，試験体周辺の照明の変化などもノイズの原因となる．今回の試験条件では，1 つの画素サイズは約 0.3mm であり，円近似を用いてターゲット周囲のノイズを除去してサブピクセル精度でターゲット位置を求めている [9)]．

1/100mm まで直読可能なマイクロメータの先端にターゲットを配置し，RC はり部材に適用した画像計測条件とほぼ同等の条件で，1/10mm 刻みで 3.0mm 移動させ，画像計測による計測値との比較を行った．マイクロメータ設定値と計測値の比較を示した**図 4.4-2** より，1/10mm 刻みの微細なターゲットの移動に対しても，十分な精度で計測されていることが分かる．**図 4.4-3** に示すターゲット設定値と計測結果の誤差についてのヒストグラムでは，誤差は全て 0.1mm 以内に収まっており，適用した条件での画像計測の精度は 0.001～0.1mm であると言える．

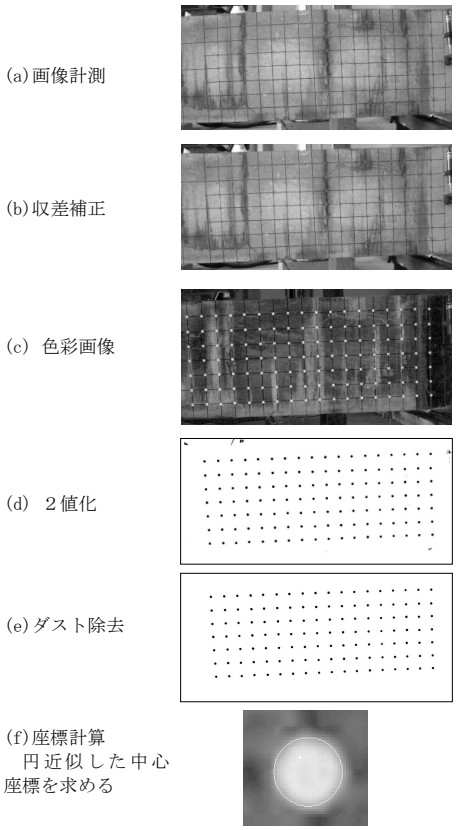


図 4.4-1 画像処理手順

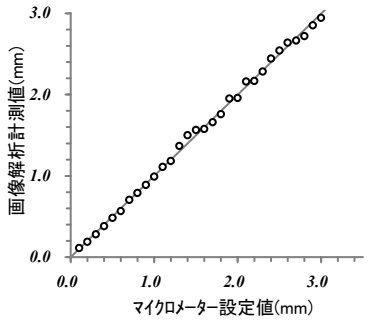


図 4.4-2 精度検証用画像計測結果

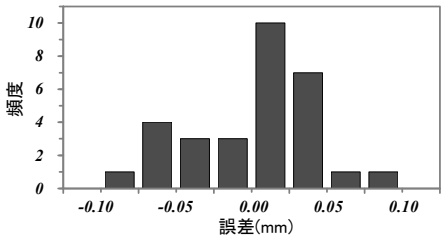


図 4.4-3 誤差のヒストグラム

(2) 画像計測結果および考察

4.3 節で記載した鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断載荷実験におけるせん断補強鉄筋がある場合の腐食なしの試験体(A-0h)と電食時間が 72 時間の試験体(A-72h)の２ケースについて画像計測を実施した．**図 4.4-4** に示すように，腐食なしの試験体では 150kN 程度でせん断破壊を生じ荷重が急激に低下したが，腐食させた試験体では 230kN 程度まで荷重が上昇し，その後ウェブコンクリートの圧壊により最終的な破壊に至った．この荷重変位関係の図中に示した，ひび割れ発生時点と圧壊に至った時点における画像計測結果を，それぞれ**図 4.4-5** と**図 4.4-6** に示す．なお，主ひずみのコンター図は，赤色を引張，青色を圧縮として表示している．

a. 腐食なし試験体

図 4.4-5 に腐食なし試験体のせん断ひび割れ発生前後における画像計測の結果を示す．せん断ひび割れが発生する前(a)では，ひずみ分布はひび割れに沿って 0.5%程度のひずみ集中域が見られるが，卓越したせん断ひび割れが発生した後(b)は，そのせん断ひび割れに沿って 2%を越える主引張ひずみが集中している状況がわかる．これに対し，主圧縮ひずみについては，せん断ひび割れ発生によってもひずみはゼロのままで，ほとんど変化は見られない．

b. 腐食あり試験体

図 4.4-6 に腐食あり試験体のせん断ひび割れ発生時および圧壊発生時における画像計測の結果を示す.せん断ひび割れ発生時(a)の主引張ひずみのコンター図では,せん断ひび割れに沿って 0.5%程度のひずみの集中域が見られるが，腐食が無い場合とは若干分布状況が異なり，２箇所のひび割れに集中している傾向が見られる．圧壊発生時(b)における計測画像と主ひずみのコンター図では，主引張ひずみはせん断ひび割れに沿って集中し，最大で 8%程度まで達した．これに対し，主圧縮ひずみも斜めひび割れに沿ってアーチ状に集中し，局所的に-2%の圧縮ひずみに達している状況がうかがえる．

これは，**図 4.4-7**(a)に示すように斜めひび割れの発生では終局には至らず，せん断耐荷機構が変化することを示している．すなわち，主鉄筋の腐食による軸方向ひび割れの発生に伴って，主鉄筋とコンクリートとの付着性能が大きく低下すると，せん断スパン内で主鉄筋とコンクリート間の応力伝達がされず，せん断スパン外の定着部が引張応力を分担し，引張主鉄筋より上部でアーチ状の圧縮領域が形成されることなる [15]．このため，**図 4.4-7**(b)に示すようないわゆるアーチ的耐荷機構の効果で，せん断耐力が高まる結果になったと考えられる．

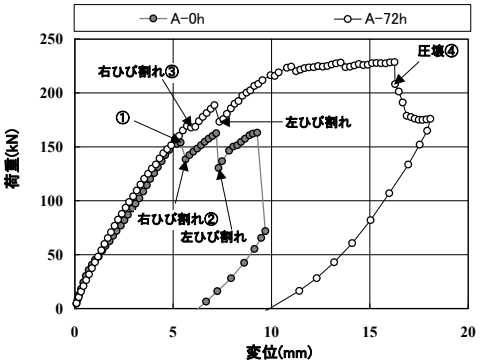
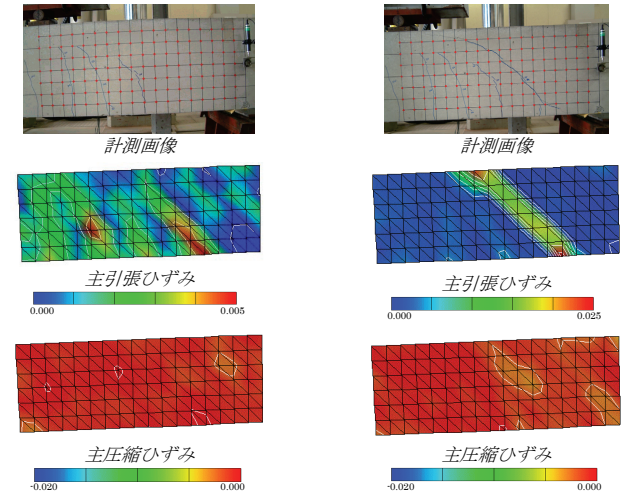
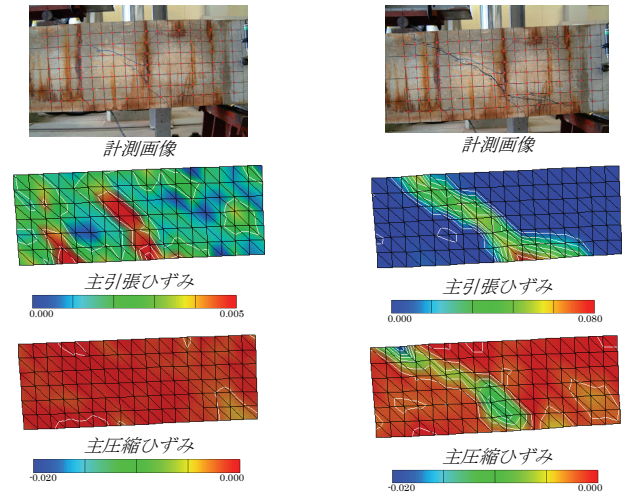


図 4.4-4 荷重変位関係の比較(画像計測)



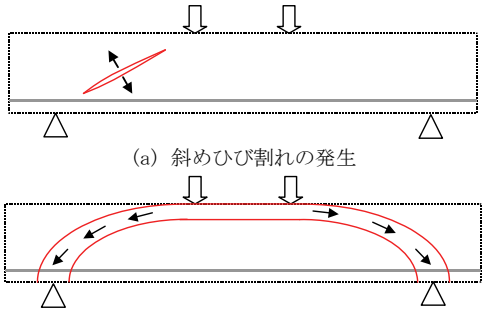
(a) せん断ひび割れ発生前(①)　　(b) せん断ひび割れ発生後(②)

図 4.4-5 腐食なし試験体・画像計測結果(A-0h)



(a) せん断ひび割れ発生時(③)　　(b) コンクリート圧壊発生時(④)

図 4.4-6 腐食あり試験体・画像計測結果(A-72h)



(a) 斜めひび割れの発生

(b) アーチ的耐荷機構

図 4.4-7 せん断耐荷機構に関する概念図 [19)]

4.4.2　鉄筋腐食が曲げ耐力に与える影響評価

4.2 節で記載した鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の曲げ載荷実験における主鉄筋の平均腐食量と力学特性の関係を図 4.4-8 に示す.

鉄筋降伏荷重およびコンクリート圧壊時の荷重は主鉄筋の平均腐食量とほぼ線形関係にあることがわかる．鉄筋降伏変位については，平均腐食量 5～8%まではほとんど低下していないが，平均腐食量8%以降では徐々に低下している.鉄筋が腐食した場合,ひび割れが表面に表れるまでは,鉄筋腐食による膨張圧により，付着力が増大する傾向にあり [16)]，ひび割れが表面に発生して以降については，付着力が低下することにより局所的に発生する鉄筋ひずみは緩和されると考えられる．コンクリート圧壊時の変位については，鉄筋が腐食すると低下する傾向にあるが，ひび割れ

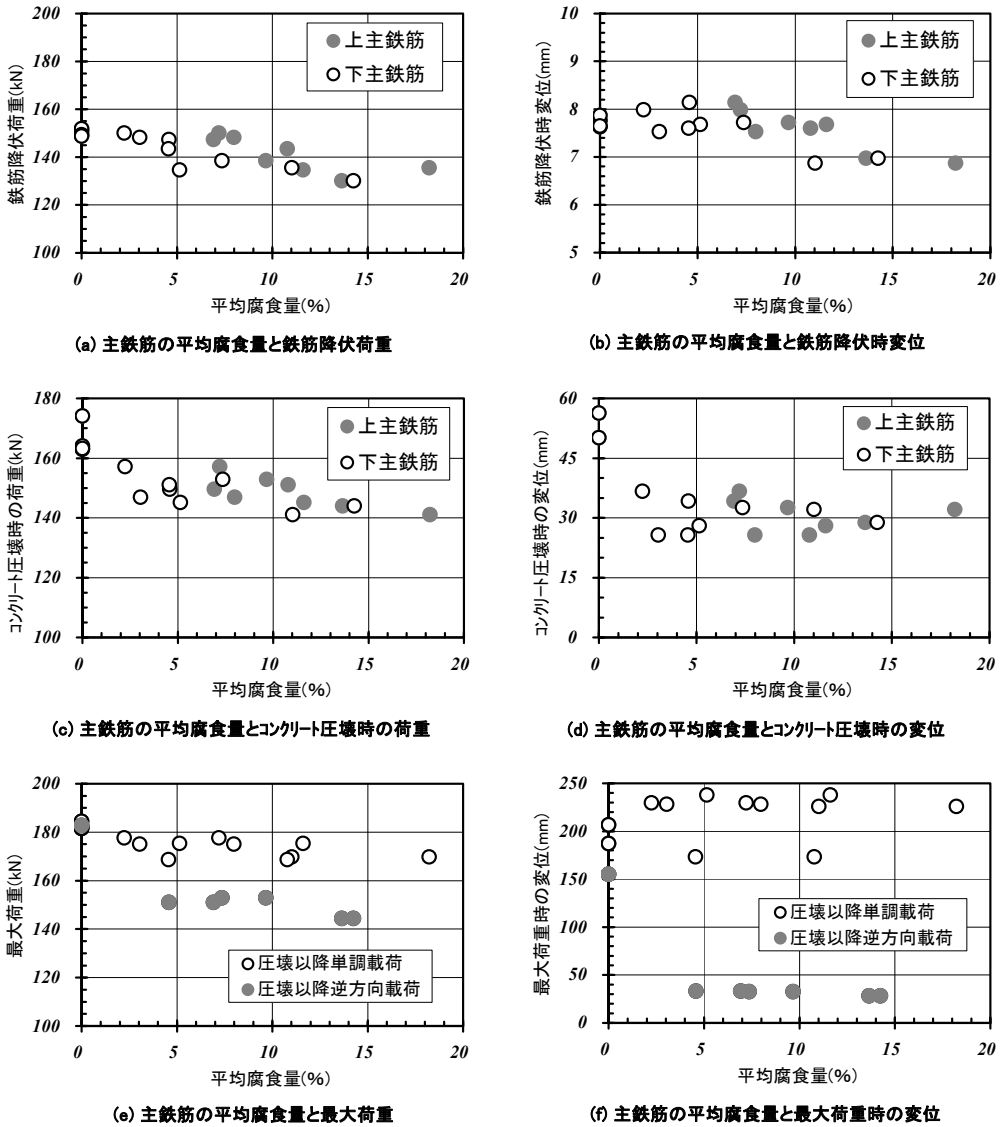


図 4.4-8 主鉄筋平均腐食量と力学特性

が発生する腐食量と考えられる約 5%以降はほとんど変らない．鉄筋比の高い RC 部材は，鉄筋腐食により，かぶりコンクリートが鉄筋配置面にそって剥落しやすくなり，複鉄筋の場合は，圧縮側のかぶりコンクリートがはがれやすいことにより，載荷面上部におけるコンクリートの圧縮ひずみの低下も早くなると考えられる．最大荷重および最大荷重時の変位については，コンクリートの圧壊以降の載荷方法および腐食量が大きく影響する結果となった．特に，通常鉄筋コンクリート部材の終局状態と考えられるコンクリートの圧壊以降では，交番載荷が終局変形性能に与える影響は大きい．

図 4.4-9 には，腐食による鉄筋の断面減少のみを考慮して，コンクリート標準示方書[設計編][17]に示されている断面計算手法を用いて，降伏モーメントと終局モーメントを計算し，実験結果と比較検討したものを示す．降伏耐力，終局耐力ともに，鉄筋の腐食量 15%の範囲まで概ね良好に評価可能であることが分かる．ただし，変位量については，前述の通り鉄筋腐食量との線形関係が必ずしも成り立たないため，鉄筋の断面減少のみを考慮することでは正確に評価することができない．変位量を正確に評価するためには，コンクリートと鉄筋界面の付着特性などを適切に評価する必要があると考えられる．

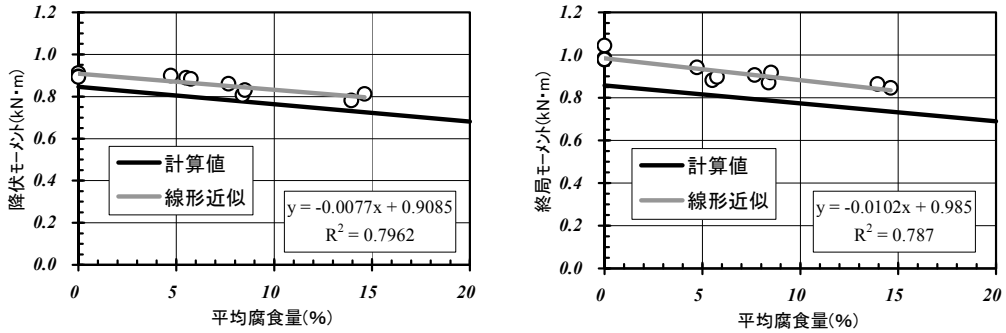


図 4.4-9 耐力と計算式の関係

4.4.3 鉄筋腐食がせん断耐力に与える影響評価

(1) コンクリート分担力

4.3 節で記載した鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断載荷実験におけるせん断補強鉄筋がない場合の主鉄筋の腐食量(強度差)とコンクリート分担力の関係を**図 4.4-10** に示す．**図 4.4-10** におけるせん断耐力，曲げ耐力の計算値(土木学会式)[17]は，主鉄筋の腐食量に応じて主鉄筋量を低減したものである．なお，断面耐力を算定する際には，実験結果との比較を行うため，全ての安全係数を 1.0 とした．以降も同様である．

主鉄筋が腐食しても，コンクリート分担力は低下せず，増加する傾向にあった．これは，主鉄筋が腐食して，主鉄筋の断面積が減少すると，曲げ耐力が低下する一方で，主鉄筋とコンクリートとの付着性能が低下することにより，前述のとおりせん断破壊モードが斜め引張破壊からせん断圧縮破壊に移行したためである[18]．

(2) せん断補強鉄筋分担力

せん断補強鉄筋がある場合の主鉄筋の腐食量(強度差)とせん断補強鉄筋分担力，ならびにせん

断補強鉄筋の腐食量(強度差)の関係を**図 4.4-11** に示す．なお，**図 4.4-11** におけるせん断補強鉄筋分担力の計算値は，腐食によるせん断補強鉄筋の断面減少に応じてせん断補強鉄筋量を低減したものである．**図 4.4-12** には，せん断補強鉄筋があるはり部材の主鉄筋腐食量とせん断耐力の関係を示す．

径が細いせん断補強鉄筋の方が主鉄筋よりも腐食しやすいため，主鉄筋腐食量の増加に伴って，せん断補強鉄筋分担力は，大きく低下する結果となった．しかしながら，せん断補強鉄筋が腐食し，せん断補強鉄筋分担力が低下したとしても，コンクリート分担力が大きく増加したため，せん断補強鉄筋がある場合についてもせん断耐力としては，増加したものと考えられる．

(4) せん断耐力評価法

実験結果より，RC はり部材が鉄筋腐食すると，せん断耐力に占めるコンクリート分担力については増加する傾向にあることが分かった．したがって，鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断耐力におけるコンクリート分担力については，既往のせん断耐力評価法(土木学会式)を適用すれば，安全側に評価することが可能であると考えられる．

一方，せん断補強鉄筋分担力については，せん断補強鉄筋の腐食量に比例して低下すると考えられる．したがって，せん断補強鉄筋の腐食については，適切に考慮する必要がある．鉄筋は腐食が激しい箇所に損傷が集中しやすいため，RC はり部材のせん断耐力に占めるせん断補強鉄筋分担力を評価する場合には，強度差に基づく方法など区間の最大値に相当する鉄筋腐食量を用いるのがよいと考えられる．

実際の構造物において，区間の最大値に相当する腐食量を求めるためには，一般的には鉄筋の切り出しが必要となる．**図 4.2-5(b)**や**図 4.3-6** に示したように，強度差と質量差に基づく腐食量には線形関係が認められるので，区間の平均的な腐食量が既知の場合には，劣化進行過程や鉄筋径などに応じた低減係数を用いて区間の最大値に相当する腐食量を評価することも可能であると考えられる．

(5) 破壊モードの判定

鉄筋腐食に伴う破壊モードの移行メカニズムに関して，せん断スパン比 a/d と各破壊モードの曲げせん断耐力の相互関係を**図 4.4-13** に示す．一般的に，曲げ耐力は，主鉄筋の腐食による断面欠損に伴って低下する．また，せん断耐力は，付着劣化により，斜めひび割れの発生では破壊に至らず(棒部材式)，せん断圧縮破壊する(ディープビーム式)ことが明らかになった．これは，みかけのせん断スパン比が小さくなるというように理解される．このため，破壊モードが斜引張破壊から曲げ破壊またはせん断圧縮破壊に移行することになる．

今回の実験結果では，鉄筋が腐食すると，せん断補強鉄筋の有無に関わらず，せん断耐力は増加する傾向にあった．しかしながら，せん断補強鉄筋比が本実験の範囲と比べて大きい場合には，せん断耐力は低下する可能性がある．一方，曲げ耐力に関しては，主鉄筋の腐食量に比例して，耐力は低下する [2)]．したがって，前述したように既往の曲げ耐力・せん断耐力評価法(土木学会式)に，鉄筋の腐食量に応じて鉄筋量を低減し，RC はり部材の曲げ耐力・せん断耐力比を評価することにより，破壊モードをせん断破壊しない側に判定することが可能であると考えられる．

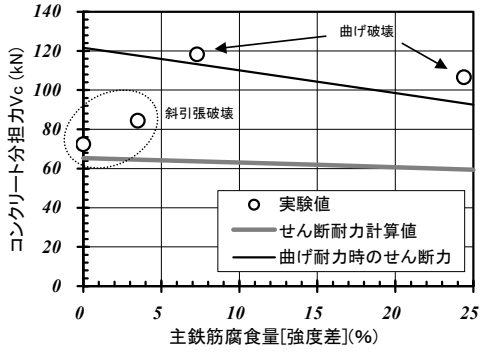


図 4.4-10 主鉄筋腐食量とコンクリート分担力の関係(せん断補強鉄筋なし)

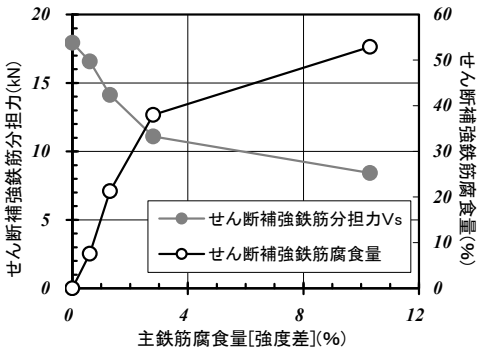


図 4.4-11 主鉄筋腐食量とせん断補強鉄筋分担力の関係

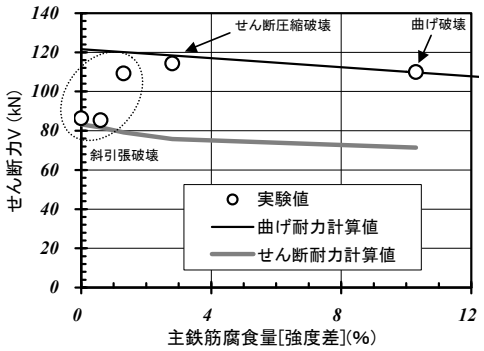


図 4.4-12 主鉄筋腐食量とせん断耐力の関係(せん断補強鉄筋あり)

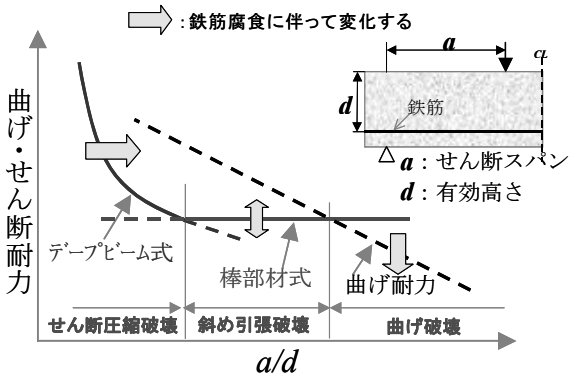


図 4.4-13 鉄筋腐食に伴う破壊モードの移行に関する概念図

4.5 第４章のまとめ

本研究で実施した範囲で得られた主な成果をまとめると次の通りである.

(1) 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の曲げ載荷実験

a) 荷重は鉄筋腐食量の増加に伴って概ね線形的に低下した．変位については，鉄筋降伏変位がひび割れ発生腐食量である 5%の範囲まであまり低下しないのに対し，コンクリート圧壊時の変位は 5%以降ほとんど変わらない結果となった.

b) 鉄筋降伏域では，交番載荷が RC はり部材の耐力，変形性能に与える影響は小さいが，コンクリートの圧縮破壊以降では，正負交番載荷と鉄筋腐食が圧縮側主鉄筋の座屈に与える影響は大きく，RC はり部材の変形性能を大きく低下させる可能性がある.

(2) 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断載荷実験

a) 実験におけるひび割れ発生状況や終局時の損傷状態によれば，主鉄筋が腐食すると，載荷点下部の曲げひび割れが進展・拡大することが分かった．これは，コンクリートに斜めひび割れが発生しにくくなるためである．この傾向は，主鉄筋に沿った軸方向ひび割れの発生以降に顕著になる．また，せん断補強鉄筋がある場合については，せん断補強鉄筋の腐食によって発生した垂直方向のコンクリートひび割れが存在するため，斜めひび割れの貫通が抑制される効果がある.

b) 実験で得られた荷重－変位関係に基づけば，腐食程度が大きい方が鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐力が高くなる傾向にあることが確認された．一般に，せん断耐力はコンクリート分担力とせん断補強鉄筋分担力の和としてほぼ評価できる．このため，実験で得られた最大荷重および腐食量に基づき，各分担力を評価すると，腐食程度が増加するにしたがって，せん断補強鉄筋分担力は低下するが，その減少分に比べてコンクリート分担力の増加分が上回り，せん断耐力が高まる場合のあることが分かった.

(3) 鉄筋腐食がはり部材の耐荷機構に及ぼす影響

a) 格子法による画像計測に基づいてひずみ測定を実施し，鉄筋腐食により試験体が斜引張破壊モードからせん断圧縮破壊モードに移行し，アーチ状の圧縮領域が形成され，最終的な破壊に至

ることを明らかにした．これは，主鉄筋とコンクリートとの付着性能が低下すると，せん断スパン間で平面保持が保たれず，引張主鉄筋より上部のコンクリートでアーチ機構を形成するためである．

b) 鉄筋腐食箇所が局所的である場合は，腐食による鉄筋の有効断面積の減少のみを考慮すれば，降伏耐力および終局耐力を現行のコンクリート標準示方書設計編に示されている断面計算法を用いて，腐食量が約 15%の範囲まで概ね良好に評価可能である．

c) 鉄筋腐食した RC はり部材のせん断耐力におけるコンクリート分担力については，既往のせん断耐力評価法（土木学会式）を適用すれば，安全側に評価可能である．せん断補強鉄筋分担力を評価する場合には，鉄筋は腐食が激しい箇所から降伏し易いため，強度差に基づく方法など区間の最大値に相当する鉄筋腐食量を用いるのがよいと考えられる．

［第４章の参考文献］

1) 土木学会：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向(その 2), コンクリート委員会腐食防食小委員会報告, コンクリート技術シリーズ 40, 2000.
2) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能, コンクリート技術シリーズ, No.71, 2006.
3) 土木学会：続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能, コンクリート技術シリーズ, No.85, 2009.
4) 松尾豊史, 松村卓郎, 金津努, 岡市明大：鉄筋腐食が正負交番載荷した RC はりの力学特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp1321-1326, 2001.
5) 小林孝一：塩害により劣化した RC 部材の耐震性に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.16, No.2, pp.49-50, 2005.
6) 武若耕司,松本進：コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.6, pp.177-180, 1984.
7) 岡田清・小林和夫・宮川豊章・九富 理：鉄筋腐食における鉄筋軸方向ひびわれがコンクリート部材特性に与える影響, 第 7 回コンクリート工学年次論文報告集, pp113-116, 1985.
8) 矢川元基, 松浦真一, 安藤良夫：点認識画像処理を用いた非接触ひずみ解析法, 日本機械学会論文集（A編）, 第 49 巻 447 号, pp.1435-1443, 1983.
9) 酒井理哉, 松尾豊史, 鬼束俊一, 原田光男：円筒型 RC 構造物の局所変形箇所における画像計測, コンクリート工学年次論文集, pp.1141-1146, 2001.
10) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の腐食・防食に関する実験方法ならびに規準(案), 1987.
11) 土木学会：【2013 年制定】コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013.
12) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針, 2013.
13) MAEKAWA,K. ISHIDA,T. and KISHI, T. : Multi-scale modeling of Concrete Performance - Integrated Material and Structural Mechanics - , Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.1, No.2, pp91-126, 2003.
14) PIMANMAS,A. HOSODA,A. MAEKAWA,K. : Shear behavior of RC beams containing vertical penetrating pre-cracks, 土木学会第 55 回年次学術講演会, V-519, 2000.
15) 池田尚治, 宇治公隆：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 293 号, pp.101-109, 1980.
16) 西内達雄, 金津努, 石田博彰, 松村卓郎：塩害劣化を受ける鉄筋コンクリートの力学基本特性－ひび

われ発生機構および付着特性ー, 電中研報告 U92060, 1993.
17) 土木学会:【2007 年制定】コンクリート標準示方書[設計編], 2008.
18) 松尾豊史, 酒井理哉, 松村卓郎, 金津努:鉄筋腐食した RC はり部材のせん断耐荷機構に関する研究, コンクリート工学論文集, 第 15 巻, 第 2 号, pp.69-77, 2004.
19) 田辺忠顕, 檜貝勇, 梅原秀哲, 二羽淳一郎 : コンクリート構造, 6 章せん断耐荷力と変形, 1992.

第５章 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷特性

5.1 第５章の概要

火力・原子力発電所における鉄筋コンクリート製地中構造物は臨海部に建設され，箱型の鉄筋コンクリート製ボックスカルバート(以下，RCボックスカルバートと称す)であることが多い．これらの構造物を合理的に維持管理していくためには，臨海鉄筋コンクリート構造物に最も影響する経年劣化である塩害に伴う鉄筋腐食とRCボックスカルバートの耐荷力や変形性能との対応関係などを明確にしていく必要がある．

鉄筋コンクリート製地中構造物の構造性能を評価する上で最も重視される耐震性能に対しては，これまでにRCボックスカルバートを対象とした研究が精力的に進められてきた[1),2)]．地中構造物であるため，地震時には地盤変形の影響が大きいことやRCボックスカルバートが不静定構造であることなどが特徴である．「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針」[1)]によれば，地中構造物には，施設に大きな影響を与えるおそれがあると想定される地震においても，取水・通水機能を維持し，構造物の内空空間を確保するために，頂版が崩落しないことや側壁・隔壁が倒壊しないことが要求されている．この中で，曲げ変形の照査用限界値として層間変形角1/100が規定されている．

臨海鉄筋コンクリート構造物では，経年化に伴って塩害や中性化などの劣化が進行すると，鉄筋腐食が生じる．鉄筋が腐食した鉄筋コンクリートでは，腐食により鉄筋の断面積が減少するだけではなく，鉄筋とコンクリートの付着力の低下，鉄筋の腐食膨張によるひび割れの発生と進展などの種々の現象が生じる．鉄筋腐食に関しては，現在までに，数多くの研究がなされているが，鉄筋腐食が鉄筋コンクリートの力学特性に与える影響については十分に明らかにされているとは言い難い．特に，鉄筋腐食が力学特性に及ぼす影響に関する研究は，断面や部材レベルの検討がほとんどであり[3)]，構造物レベルで実験的に研究した事例は極めて少ない[4)]．

本章では，鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの耐荷性能を実証することを目的として，実環境を想定した電食と実規模載荷実験を実施した．まず，5.2 節において，実規模 RC ボックスカルバート供試体を用いた実験の概要について記載した．鉄筋腐食を生じさせるためには，電食を行った．破壊モードについては，曲げ破壊モードおよびせん断破壊モードの 2 つに着目した．次に，5.3 節では電食結果，載荷結果およびそれらの考察をとりまとめた．さらに，5.4 節では，実験結果に基づいて，曲げ破壊およびせん断破壊する RC ボックスカルバートの耐荷力や変形性能に及ぼす鉄筋腐食の影響を評価した．

5.2 実規模載荷実験

(1) 実験条件

本研究では，鉄筋コンクリート製地中構造物として，取水路を対象とした．対象とした取水路の埋設条件を**図 5.2-1** に示す．地表面(E.L+4.1m)から取水路下端(E.L-2.9m)までは砂層であり，これより以深は岩盤である．取水路はこの岩盤に直接支持されている．砂層には地下水が存在し，地下水面は E.L±0.0m にある．取水路には海水が流れており，海水面も E.L±0.0m にある．

供試体の形状と寸法を**図 5.2-2** に示す．供試体寸法は幅 3.0m×高さ 3.8m×奥行き 0.5m である．

側壁と頂版の部材厚は 600mm で，主鉄筋のかぶりは 90.5mm である．電力施設における RC ボックスカルバートとしては，比較的小さな構造寸法[1)]ではあるが，典型的形状の取水路である．なお，部材厚，かぶり，主鉄筋配筋などの各種条件は，文献[5)]の「照査例 III」に基づいて設定した．また，鉄筋は実構造物と概ね同様になるように配筋し，コンクリート打設は，底版，側壁，頂版の 3 回に分けて行った．供試体の製作図を**図 5.2-3** に示す．供試体は，側壁にせん断補強鉄筋があるものとせん断補強鉄筋がないものの 2 種類とした．1970 年代以前に竣工した比較的古い構造物には，せん断補強鉄筋は配筋されていないものが存在する．引張鉄筋比は 0.344%であり，鉄筋の機械的性質を**表 5.2-1** に示す．主鉄筋には，降伏強度が高い SD490 を用いて，曲げ耐力を増加させることにより，供試体をせん断破壊しやすい条件とした．せん断補強鉄筋は面外変形に対してせん断に抵抗するようにスターラップとして配置した．セメントには普通ポルトランドセメントを用いて，コンクリートの設計基準強度を 24N/mm^2 とし，コンクリートの配合は**表 5.2-2** のようにした．コンクリートの材料試験結果を**表 5.2-3** に示す．コンクリートは打設後 2 ヵ月以上経過していたが，実験期間も 2 ヵ月以上に及んだため，実験期間中のコンクリート強度に若干の増加が見られた．しかしながら，頂版，側壁，底版の全てが 31.6～37.8N/mm^2 の範囲に収まっていた．

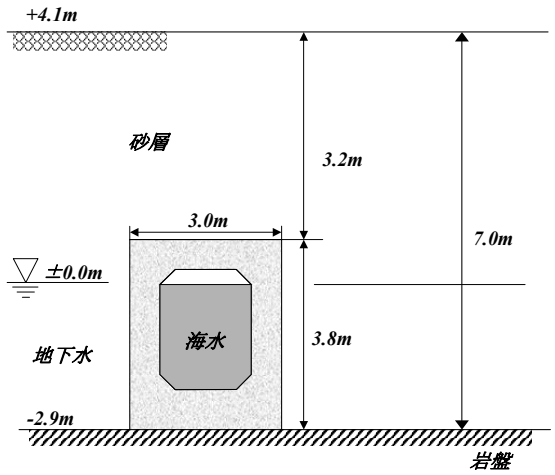


図 5.2-1 対象とした取水路の埋設条件

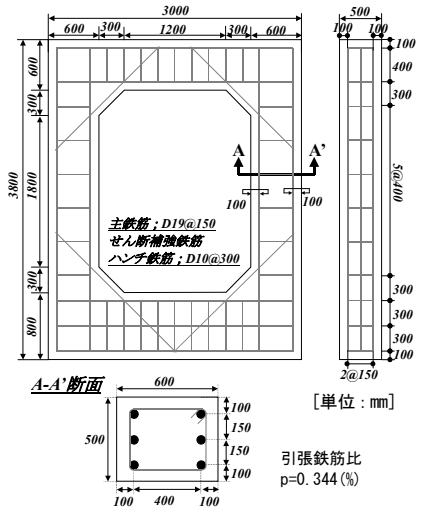


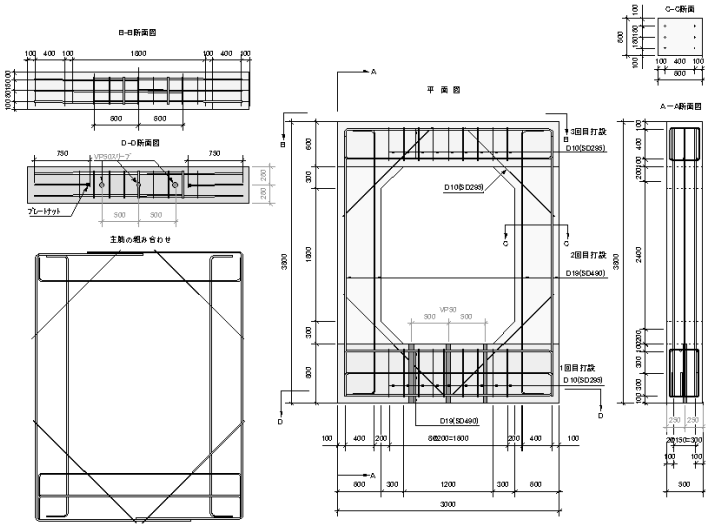
図 5.2-2 供試体の形状と寸法

表 5.2-1 鉄筋の機械的性質

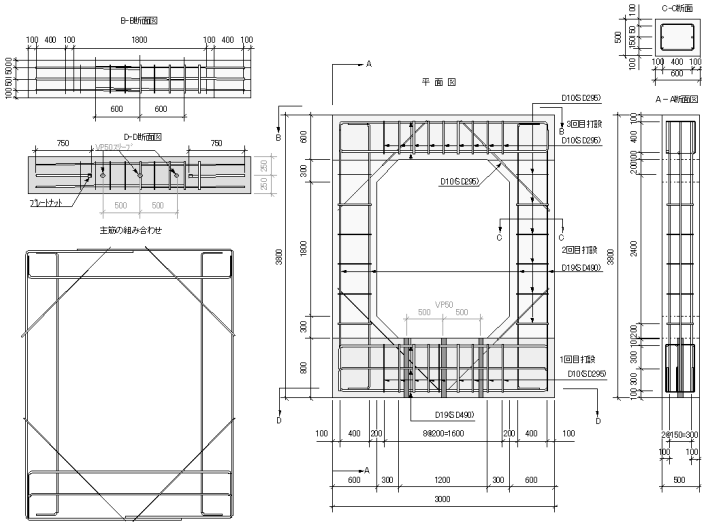
種別	主鉄筋	せん断補強鉄筋
呼び名	D19	D10
規格	SD490	SD295
降伏強度 (N/mm^2)	515	381
引張強度 (N/mm^2)	698	540
伸び (%)	18	25

表 5.2-2 コンクリートの配合

粗骨材最大寸法 (mm)	水セメント比 W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位量(kg/m^3)			
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
20	57	18	4.5	181	318	811	969



(a) せん断補強鉄筋あり供試体



(b) せん断補強鉄筋なし供試体

図 5.2-3 供試体の製作図（単位：mm）

(2) 実験ケース

実験ケースは，**表 5.2-4** に示す 8 体である．検討するパラメータは，(a)せん断補強鉄筋の有無(破壊モード)と(b)腐食状態(腐食程度と腐食箇所)である．各実験ケースと検討するパラメータとの対応関係を**表 5.2-5** に示した．

供試体の破壊モードについては，鉄筋腐食が生じていない状態では，せん断補強鉄筋がある場合は曲げ破壊モード，せん断補強鉄筋がない場合はせん断破壊モードでそれぞれ終局状態に達するように設計した．これにより，せん断補強鉄筋の有無が鉄筋コンクリートの耐荷性能に与える影響，および鉄筋腐食がせん断耐力と曲げ耐力に与える影響を評価することができる．

腐食状態のうち腐食程度については，腐食ひび割れの発生と鉄筋腐食量に着目して，**図5.2-4**に

示すように腐食なし，腐食小，腐食大の3段階に区分けした[6]．腐食ひび割れがコンクリート表面全体にわたって発生した直後の状態を腐食小とした．腐食ひび割れの発生は，後述する電食中にコンクリートひずみを計測し，この値から推定した上で，目視で確認した．コンクリート表面に錆び汁が滲出し，断面欠損が明らかな腐食程度を腐食大とした．腐食大の腐食量としては，耐荷性能に影響がある程度を想定して，平均断面減少率で約10%を目標とした．

腐食箇所については，構造物の埋設条件に基づいて，実際に生じる可能性のある腐食状態を考慮して，**図5.2-5**に示すように部材中央部(区間I)と部材端部(区間II)の2箇所とした．ここで，構造物は**図5.2-1**を参照すれば，地下水位以下に埋設されている条件としているので，構造物の外側は酸素の供給がない腐食しにくい環境である．このため，**表5.2-4**に示されている区間Iは，構造物の内側に主鉄筋の配置方向に沿ったひび割れが生じることを想定している．一方，区間IIは，側壁上端部の内外面における鉄筋が腐食することを想定している．この部位は海水の干満作用を受けやすい箇所である．ここで，N-L2-A供試体については最も厳しい変状が生じたケースとして，**図5.2-5 (b)**に示すような側壁上端部のコンクリートの打継ぎ面に初期欠陥がある条件を想定し，供試体には同部にあらかじめ貫通したスリット(厚さ0.4mm)を挿入してその影響を考慮することにした．

なお，実際には片側の部材のみではなく，両側の部材が鉄筋腐食することも考えられるが，必ずしも両側の部材が同程度に腐食する訳ではないため，今回の実験では，片側の鉄筋腐食のみが進行した場合に対して，健全な部材と対比して，その影響を把握することとした．

表 5.2-3 コンクリートの材料試験結果

No.	部位	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	備考(供試体名称)
1	頂版	76	32.9	N-L1-N
	側壁	83	33.3	
	底版	99	33.2	
2	頂版	82	33.5	N-S1-N-1
	側壁	89	33.6	
	底版	105	34.1	
3	頂版	90	33.6	A-N-N
	側壁	97	34.3	
	底版	113	34.9	
4	頂版	100	31.6	N-N-N
	側壁	107	32.9	
	底版	123	33.9	
5	頂版	107	33.8	A-S2-N
	側壁	114	37.8	
	底版	130	35.4	
6	頂版	116	35.4	A-L1-N
	側壁	123	36.0	
	底版	139	34.3	
7	頂版	130	35.6	N-L2-A
	側壁	137	37.8	
	底版	153	34.8	
8	頂版	138	34.0	N-S1-N-2
	側壁	125	37.5	
	底版	161	34.9	

表 5.2-4 実験ケース一覧

供試体名称	せん断補強鉄筋	腐食程度	腐食箇所	スリット
A-N-N	あり	なし	なし	なし
A-S2-N	あり	小	区間 II	なし
A-L1-N	あり	大	区間 I	なし
N-N-N	なし	なし	なし	なし
N-S1-N-1	なし	小	区間 I	なし
N-S1-N-2	なし	小	区間 I	なし
N-L1-N	なし	大	区間 I	なし
N-L2-A	なし	大	区間 II	あり

表 5.2-5 各実験ケースと検討するパラメータの対応関係

腐食状態 / せん断補強鉄筋	なし	腐食小		腐食大	
		区間 I	区間 II	区間 I	区間 II
あり (曲げ破壊型)	A-N-N		A-S2-N	A-L1-N	
なし (せん断破壊型)	N-N-N	N-S1-N-1 N-S1-N-2		N-L1-N	N-L2-A スリットあり

※ 図中における赤線の四角形は電食箇所を示している.

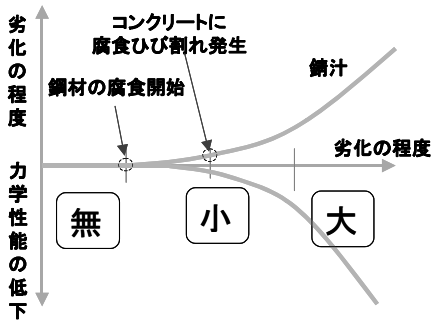
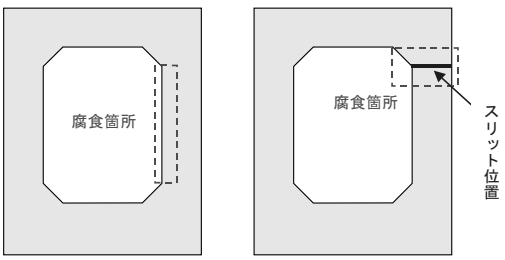


図5.2-4 劣化の程度と力学性能の関係



(a) 区間I (b) 区間II

図5.2-5 腐食箇所の概略

(3) 実験方法

a. 腐食方法

鉄筋腐食を模擬するために，比較的短期間に鉄筋を腐食させることが可能な電食を実施した．電食の概要を**図5.2-6**に，その実施状況を**図5.2-7**に示す．供試体の電食区間を3%NaCl溶液に浸し，鉄筋を陽極，鋼製エキスパンドメタルを陰極として，直流定電流を通電する．鉄筋の腐食量は通電電流量(電流値×時間)に概ね比例する．積算電流量としては，腐食小が600Ah，腐食大が2400Ahとした．すなわち，腐食大は腐食小の4倍の積算電流量となっている．

鉄筋の腐食量は，載荷後に供試体を解体し切り出した試験片に対して，質量差に基づく方法と強度差に基づく方法の2通りの方法で求めた．質量差に基づく方法では，「コンクリート構造物の腐食・防食に関する実験方法ならびに規準(案)」[7]に準拠して計測した．10%クエン酸二アンモニウム溶液に約3日間浸漬後，腐食生成物を除去して鉄筋の質量を測定し，電食していない鉄筋を同様に処理した後の質量との差を腐食量とした．強度差に基づく方法では，電食した鉄筋の引張試験を実施し，電食していない鉄筋の引張荷重との差から鉄筋の断面積の減少率を同定し，これを腐食量とした．

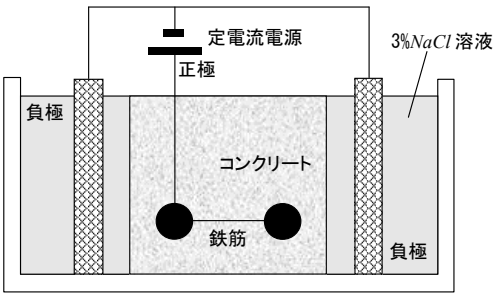


図5.2-6 電食の概略

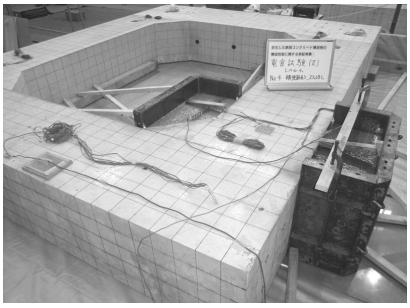


図5.2-7 電食の実施状況(区間Ⅱ)

b. 載荷方法

載荷方法の概略を**図5.2-8**に，載荷装置の詳細を**図5.2-9**にそれぞれ示す．供試体上部には土被り厚さ3.2m相当の上載荷重(治具等を含めて鋼板の質量は8800kg)を載荷した．供試体側部には，静止側方土圧相当の荷重を奥行方向2本のPC鋼棒の緊張力により側壁2箇所に載荷した(目標値は56kN,PC鋼棒1本あたり14kN)．底面は完全固定条件となるように，PC鋼棒の緊張力で固定した．正負交番強制変位載荷の手順を**図5.2-10**に示す．地震時におけるRCボックスカルバートの変形挙動を想定し，油圧アクチュエーターを用いて供試体頂版中央の水平変位を層間変形角1/1000ピッチで変位制御により正負漸増載荷を行った．ここで層間変形角は，頂版中央の水平変位を底面からの計測高さで除したものとした．紙面右方向を正方向とする．層間変形角±2/100以降または最大荷重の8割に達した段階で単調載荷とした．

また，供試体の計測位置図を**図5.2-11**に示す．本実験における計測内容は次のとおりである．

①荷重：頂部水平荷重1点，側壁水平荷重(PC鋼棒ひずみ)4点

②変位：頂版(水平方向)4点，頂版(鉛直方向)3点，側壁(水平方向)2点，底版(水平方向)2点，底版(鉛直方向)2点

③コンクリートひずみ：頂版(内側)1点，側壁上部4点，側壁中央(内側)2点，側壁下部4点
④鉄筋ひずみ：主鉄筋ひずみ 12 点，せん断補強鉄筋ひずみ 24 点

なお，鉄筋ひずみゲージには，防水加工を施した．防水されていれば，腐食は進行しないため，電食後も計測可能であった．しかし，腐食が著しいものに関しては，防水加工していない箇所からの腐食が進行して，計測不能になる場合もあった．

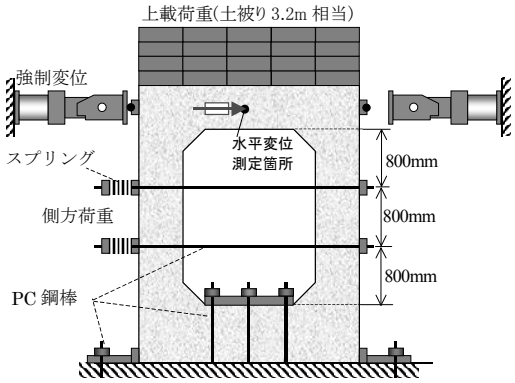
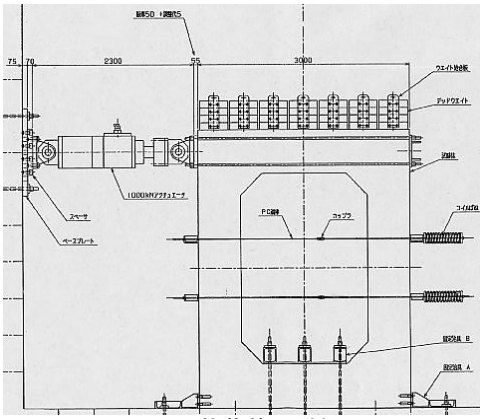


図 5.2-8 載荷方法概略図


図 5.2-9 載荷装置詳細図

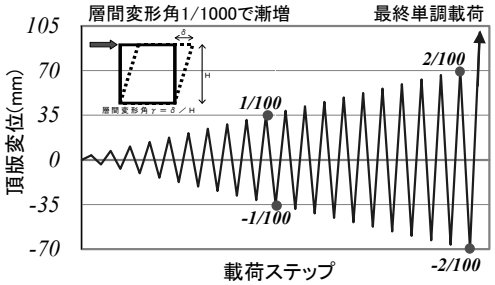
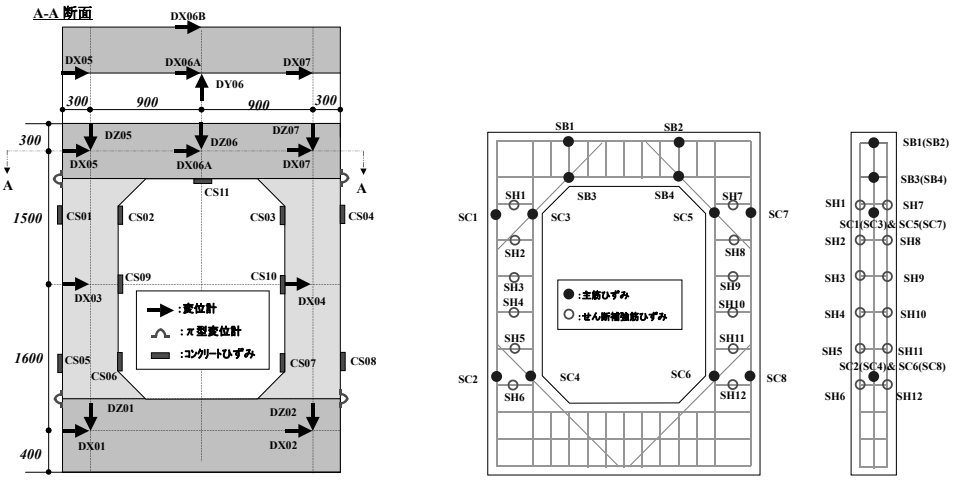


図5.2-10 正負交番強制変位載荷の手順



(a) 変位計およびコンクリートひずみ　　(b) 鉄筋ひずみ
図 5.2-11 計測位置図

5.3　実験結果および考察

5.3.1 電食結果および考察

(1) ひび割れ状況

電食後の各供試体には，主鉄筋の配置方向に沿った複数の腐食ひび割れが観察された．腐食区間Iの供試体内側(長さ1800mm×奥行き500mm)における電食後のひび割れ状況を図5.3-1に示す．せん断補強鉄筋がないN-S1-N-2供試体とN-L1-N供試体では，主鉄筋の配置方向に沿ったひび割れは2本であった．主鉄筋の本数は3本であるため，3本の腐食ひび割れが生じることが予想されたが，主鉄筋の配置間隔とかぶり厚さの相対関係などが影響したと考えられる[8),9)]．また，腐食程度が大きい方がひび割れ幅も大きかったが，腐食が進行しても，ひび割れ幅はあまり増加しなかった．これは，3本の主鉄筋から生じた腐食ひび割れが進展して供試体内部で2本となったことにより，表面への腐食ひび割れが進展しにくかったものと推察される．一方，せん断補強鉄筋があるA-L1-N供試体では，端部では3本のひび割れであったが，中央部では1本のひび割れ状況となった．また，外観目視で中央部が若干盛り上がっているのが明らかであった．これは，鉄筋の錆が供試体内部で生じていた腐食ひび割れに充填され膨張したものと考えられる．

これらより，実規模での断面諸元では，腐食ひび割れの発生やひび割れ幅には，鉄筋の配筋状態やかぶり厚さが大きく影響することが明らかになった．

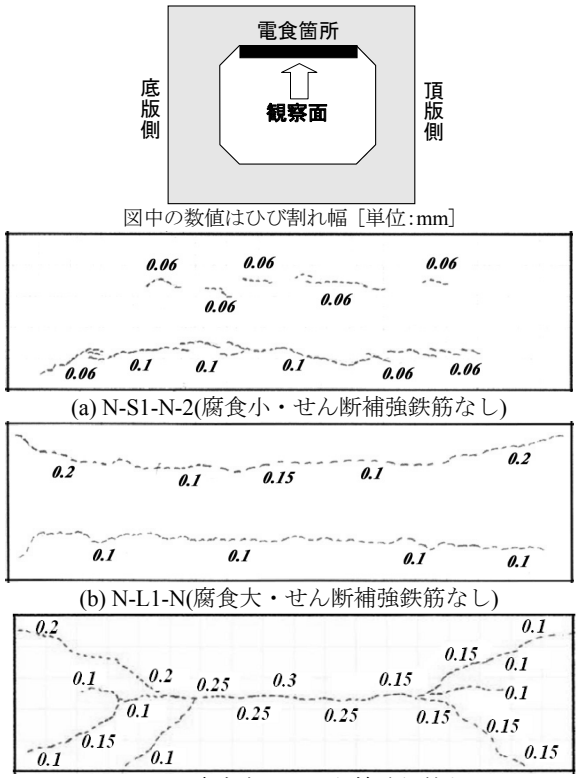


図 5.3-1 電食後のひび割れ状況

(2) 供試体の腐食状態

載荷後に供試体を解体して，鉄筋や供試体内部の腐食状況について確認した．鉄筋の腐食状況の例を図5.3-2に示す．腐食小では全体に表面的な腐食で，浅い孔食などが局所的に認められる軽微な腐食であった．腐食大については，断面欠損を伴う明瞭な腐食が認められた．初期欠陥を模擬したスリットがある場合には，スリット近傍の主鉄筋が局所的に著しく腐食していた．これは，鉄筋が直接塩水に接するためであると考えられる．

供試体内部の腐食状況の例を図 5.3-3 に示す．せん断補強鉄筋のある腐食大の A-L1-N 供試体では，主鉄筋とせん断補強鉄筋の配置面に沿って，供試体内部で腐食ひび割れが進展し，錆び汁が付着している状況が認められた．このため，鉄筋の配置間隔が密な場合には，腐食ひび割れが外部に進展せず，内部で腐食ひび割れが生じやすいと考えられる [10),11)] ．また，スリットのある N-L2-A 供試体では，スリットから錆が滲出し電食中に溶け出すとともに，供試体内部で発生していた腐食ひび割れにも錆が付着していることが確認できた．これより，初期欠陥があるような場合には，局所的に著しい腐食が生じやすいことが分かった．



(a) N-S1-N-1(腐食小)

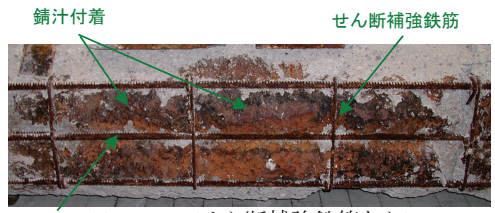


(b) N-L1-N(腐食大)

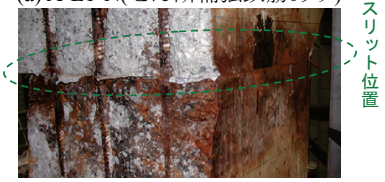


(c) N-L2-A(スリットあり)

図 5.3-2 主鉄筋の腐食状況



(a) A-L1-N(せん断補強鉄筋あり)



(b) N-L2-A(スリットあり)

図 5.3-3 供試体の腐食状況の例

(3) 鉄筋腐食量

各供試体における鉄筋の腐食量と伸びの一覧を**表**5.3-1に示す．腐食量の計測には，主鉄筋は長さ約600mm，せん断補強鉄筋は長さ約300mmで腐食箇所から切り出した試験片を用いた．質量差に基づく方法は腐食区間の平均的な値であるのに対して，強度差に基づく方法は腐食区間における腐食量の最大値に対応する値になる．このため，**表**5.3-1の腐食量の測定結果では，強度差に基づく腐食量は質量差に基づく腐食量よりも大きくなる傾向が認められた．

図5.3-4に，鉄筋腐食量とひび割れ幅や鉄筋の力学特性などの諸特性との関係を示した．**図**5.3-4(a)では，腐食量の増加に従って，ひび割れ幅が増加している傾向がある．しかし，腐食量(強度差)が大きい場合は，ひび割れ幅の増加傾向は相対的に小さくなった．これは，前述したように鉄筋の錆が内部の腐食ひび割れや外部に流出するためであると考えられる．**図** 5.3-4(b)より，スリットがない場合については，主鉄筋の質量差と強度差の腐食量には，概ね線形関係が見られる．今回の実験の範囲では，質量差の腐食量に対して強度差の腐食量は，主鉄筋の場合は約 1.5 倍となった．ただし，スリットがある場合については，局所的な腐食が顕著であり，質量差に基づいた腐食量よりも，強度差に基づいた腐食量の方が著しく大きくなった．**図** 5.3-4(c)より，主鉄筋の腐食量よりもせん断補強鉄筋の腐食量の方が大きくなった．A-L1-N 供試体におけるせん断補強鉄筋の腐食量(強度差)は約 45%であった．これは，せん断補強鉄筋の方が主鉄筋と比べて径が小さく，かぶりも小さいためであると考えられる．さらに，**図** 5.3-4(d)より，腐食量(強度差)の増加に従って，鉄筋の伸びが大きく低下していることが分かる．伸びの低下割合は腐食量(質量差)よりも腐食量(強度差)との相関が強く認められた．これは，最も腐食した区間で鉄筋が破断しやすいためであると考えられる[3),12)]．

(4) 塩害による腐食性状との対応

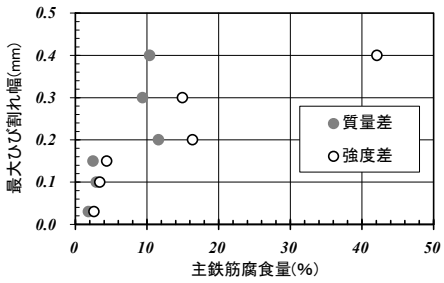
本研究では，電食により鉄筋腐食を生じさせたが，電食による腐食性状は，腐食生成物の化学成分，腐食ひび割れ発生後に錆びが溶け出すなどの点において，実際の塩害による腐食性状とは異なることが指摘されている[9),13),14)]．しかしながら，電食と塩害による腐食では，鉄筋の断面減少や腐食ひび割れの発生，鉄筋とコンクリートの付着力低下など鉄筋コンクリートの力学特性を評価する上で重要となる現象が生じるという観点では概ね同様であると考えられる．

電食と塩害による鉄筋腐食では，いずれの場合においても腐食性状にばらつきを有する．既往研究では，質量差に基づく平均的な腐食量を対象としており，材料特性上のばらつきを含んだ評価となっている場合が多い[3)]．電食結果では，**図**5.3-2(c)や**図**5.3-4(b)に示したようにスリットで模擬したような初期欠陥が存在する場合には，局所的に著しい腐食が生じた．また，前述したように鉄筋は腐食が激しい箇所から降伏しやすいため，腐食した鉄筋の伸びの低下割合などは，区間の平均値に相当する腐食量よりも区間の最大値に相当する腐食量との相関がよかった．したがって，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートの力学特性を評価するにあたっては，平均的な腐食量とともに，強度差に基づく方法など最大値に相当する腐食量についても考慮することが重要であると考えられる．

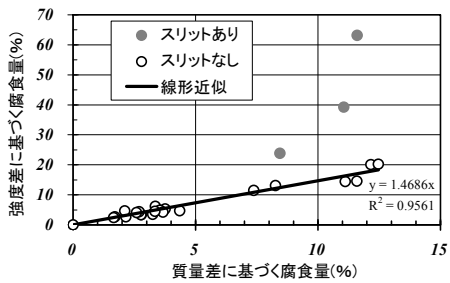
表 5.3-1 鉄筋の腐食量一覧

供試体名称	種別	質量差 (%)	強度差 (%)	伸び (%)
A-S2-N	主鉄筋	2.5	4.4	12.3
	せん断補強鉄筋	4.5	3.9	13.1
A-L1-N	主鉄筋	9.4	14.9	7.6
	せん断補強鉄筋	22.4	44.5	6.4
N-S1-N-1	主鉄筋	1.8	2.6	12.8
N-S1-N-2	主鉄筋	2.9	3.4	12.8
N-L1-N	主鉄筋	11.6	16.4	7.9
N-L2-A	主鉄筋	10.4	42.1	3.2

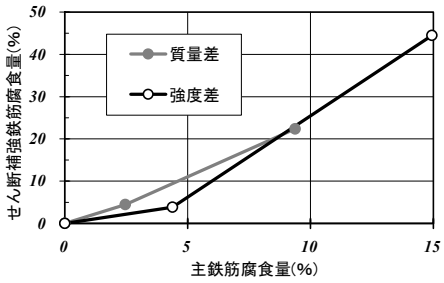
※腐食量の計測値は6～9本の平均とした



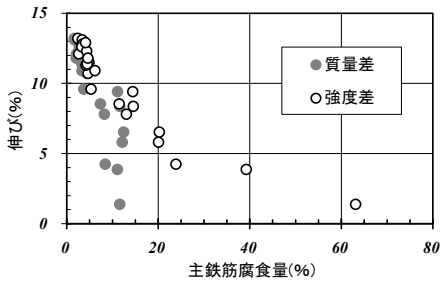
(a) 主鉄筋腐食量と最大ひび割れ幅



(b) 質量差と強度差の腐食量(主鉄筋)



(c) 主鉄筋とせん断補強鉄筋の腐食量



(d) 腐食量と伸び(主鉄筋)

図 5.3-4 腐食量と諸特性の関係

5.3.2 載荷結果および考察

(1) A-N-N 供試体

A-N-N 供試体の載荷結果における頂版部の水平荷重－水平変位関係と供試体の損傷状況を図 5.3-5 に示す．載荷初期には隅角部に微細なひび割れが発生し，コンクリート打ち継ぎ面からもひび割れが発生した．打継ぎ面では，通常のコンクリート部より相対的に引張強度が低くなり．この部分から，ひび割れが発生しやすかったためと考えられる．しかしながら，その後のひび割れの進展状況から最大荷重や破壊モードにはあまり影響していなかった．その後，側壁下端のハンチ上側から底版部にかけての斜めひび割れが発生したが，ひび割れ幅は大きくならなかった．これは，せん断補強鉄筋が荷重分担をしたためであると考えられる．隅角部のせん断補強鉄筋については降伏しており，せん断ひび割れが進展するのを抑制するのに寄与していることが分かる．

そして，両側の側壁下端の隅角部において，コンクリート片が剥離しながら，荷重が徐々に低下したが，終局に至るまで内空空間を保持していた．

なお，全ての隅角部ではなかったが，最大荷重前には，主鉄筋およびせん断補強鉄筋の降伏を確認することができた．これは，以降のせん断補強鉄筋のある供試体全てに共通していた．

(2) A-S2-N 供試体

A-S2-N 供試体の載荷結果における頂版部の水平荷重－水平変位関係と供試体の損傷状況を図 5.3-6 に示す．A-N-N 供試体と同様に，側壁下端において斜めひび割れが発生した後，隅角部におけるコンクリート部の損傷が進展しながら，荷重が徐々に低下していった． すなわち，鉄筋腐食が水平荷重－水平変位に関係に与える影響は顕著ではなかった．これは，最終的な破壊位置が側壁下端であったのに対して，腐食箇所が側壁上部であり，腐食レベルも小さかったためであると考えられる．

(3) A-L1-N 供試体

A-L1-N 供試体の載荷結果における頂版部の水平荷重－水平変位関係と供試体の損傷状況を図 5.3-7 に示す．側壁下端において斜めひび割れが発生して，腐食によるひび割れと載荷によるひび割れがつながる様子が観察された．その後，電食区間に発生したひび割れが進展しながら，徐々に荷重低下し，かぶりコンクリート部分が剥落していった．

せん断補強鉄筋がある場合，腐食が大きい供試体では，腐食がない供試体と比べて，最大荷重以降に荷重の低下度合いが大きくなった．これは，主に，せん断補強鉄筋の腐食量(強度差)が約 45%と大きく，図 5.3-3(a)に示したように，腐食した側壁内側のかぶり部が剥がれやすかったためであると考えられる．

(4) N-N-N 供試体

N-N-N 供試体の載荷結果における頂版部の水平荷重－水平変位関係と供試体の損傷状況を図 5.3-8 に示す．最大荷重前から隅角部に微細なひび割れが発生し，最大荷重後に側壁下端のハンチ上側から底版部にかけて斜めひび割れが発生した．これは，応力の流れからこの部位にひび割れが入りやすく，ひび割れが入った結果として，主鉄筋フック部の定着力が低下したためと考えられる．そして，両側の側壁下端の隅角部において，斜めひび割れが発生した後，最初に発生した斜めひび割れのひび割れ幅が拡大し，荷重が低下した．しかしながら，損傷が進展しても急激に荷重低下することはなかった．

なお，最大荷重前には，鉄筋降伏を確認することはできなかった．これは，以降のせん断補強鉄筋のない全供試体に共通していた．ただし，最大荷重後の繰返し過程において，部分的に鉄筋の降伏を確認した．

(5) N-S1-N-1 供試体

N-S1-N-1 供試体の載荷結果における頂版部の水平荷重－水平変位関係と供試体の損傷状況を図 5.3-9 に示す．荷重－変位関係については，正側と負側で最大荷重値が異なる結果となった．これ

は，鉄筋腐食させた箇所が供試体の一部分であるため，影響度合いが異なったためと考えられる．載荷前に観察された腐食ひび割れは供試体内側のみであったが，電食結果における腐食状況の確認より，供試体内部では奥行き方向の腐食ひび割れもある程度発生していたものと推察された．内面にも腐食ひび割れが鉄筋腐食した部位については，載荷時に入ったひび割れが腐食によって生じたひび割れと結合することによって，荷重が低下したものと考えられる．斜めひび割れを誘発するようなひび割れがある場合には耐力が低下し，逆に斜めひび割れの発生を疎外するような直交方向のひび割れがある場合には耐力が増加する場合があることが報告されている[15]．

(6) N-S1-N-2 供試体

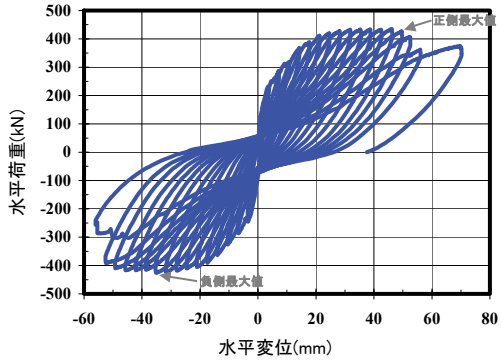
N-S1-N-2 供試体の載荷結果における頂版部の水平荷重－水平変位関係と供試体の損傷状況を図 5.3-10 に示す．N-S1-N-2 供試体は N-S1-N-1 供試体と全く同じ条件設定とし，再現性の確認を行った．最大荷重前に，載荷時に入ったひび割れが腐食によって生じたひび割れとつながることが観察されたのは全く同様であった．しかし，N-S1-N-1 供試体では，腐食した側壁の損傷が進行したのに対して，N-S1-N-2 供試体では，剛性の高い健全な側壁に損傷が集中した．ただし，最大荷重には大きな差異は見られなかった．すなわち，最大荷重後の損傷については，ひび割れの進展程度や腐食のばらつきなどを含む各種の変動要因の影響を受けやすいものと考えられる．

(7) N-L1-N 供試体

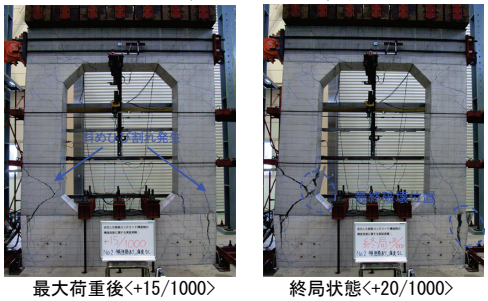
N-L1-N 供試体の載荷結果における頂版部の水平荷重－水平変位関係と供試体の損傷状況を図 5.3-11 に示す．ひび割れ状況としては，電食で生じた腐食ひび割れのひび割れ幅が繰返し載荷の過程において大きくなる傾向にあった．しかし，主鉄筋の平均腐食量が 10%程度の大きな腐食程度でも，腐食がない場合と比較して，最大荷重はあまり低下しなかった．これは，腐食した側壁の部材剛性が先行して低下した結果，剛性の高い側壁に損傷が集中したためと考えられる．

(8) N-L2-A 供試体

N-L2-A 供試体の載荷結果における頂版部の水平荷重－水平変位関係と供試体の損傷状況を図 5.3-12 に示す．スリットの影響で著しく主鉄筋が腐食していたため，相対的に変形の小さい段階で，腐食部位に斜めひび割れが発生することにより，最大荷重を示した．この最大荷重は他の供試体よりも小さい．これは，主鉄筋の腐食量(強度差)が約 42%と大きく，図 5.3-3(b)に示したように局所的に著しく腐食していたためと考えられる．しかし，その後の繰返し載荷では，腐食していない側壁が最終的な破壊位置となった．

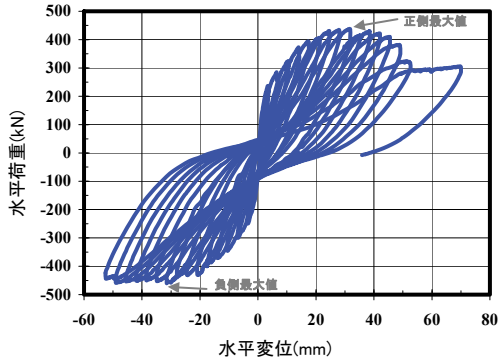


(a) 水平荷重－水平変位関係

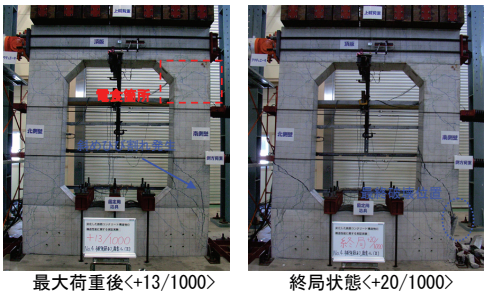


(b) 供試体の損傷状況

図 5.3-5 A-N-N 供試体の主な載荷結果

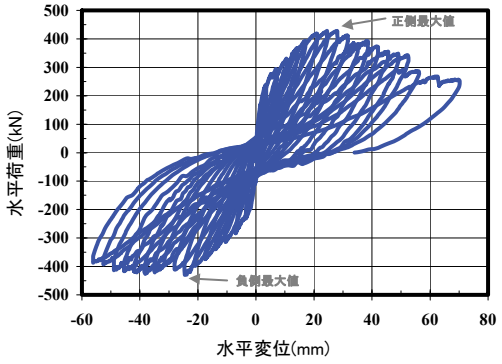


(a) 水平荷重－水平変位関係

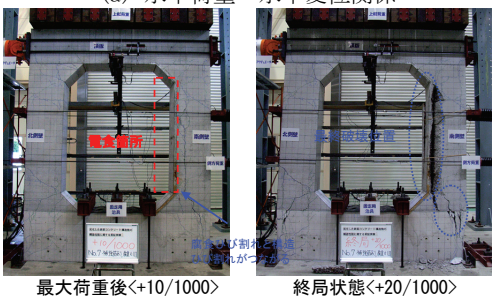


(b) 供試体の損傷状況

図 5.3-6 A-S2-N 供試体の主な載荷結果

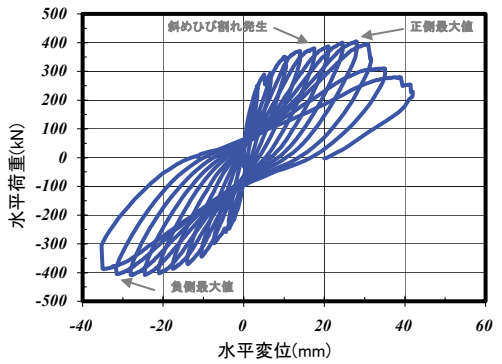


(a) 水平荷重－水平変位関係

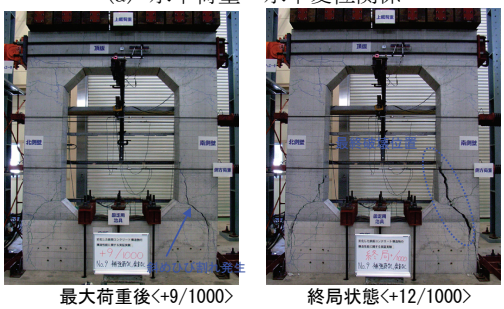


(b) 供試体の損傷状況

図 5.3-7 A-L1-N 供試体の主な載荷結果

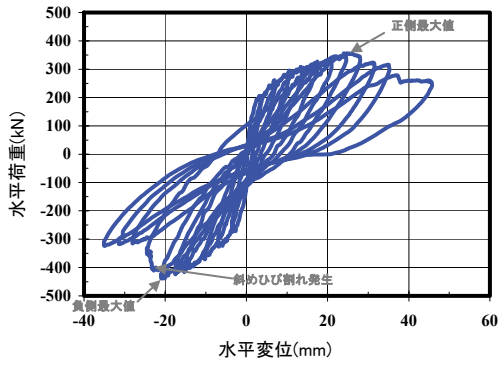


(a) 水平荷重－水平変位関係

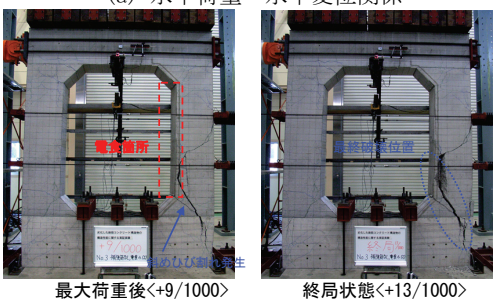


(b) 供試体の損傷状況

図 5.3-8 N-N-N 供試体の主な載荷結果



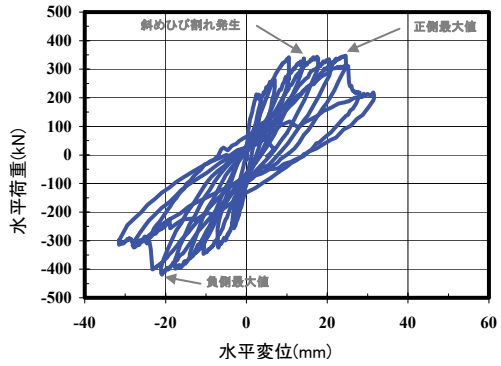
(a) 水平荷重－水平変位関係



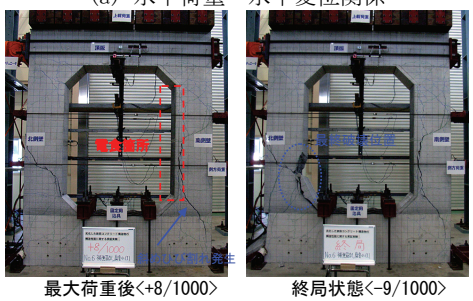
最大荷重後<+9/1000>　　終局状態<+13/1000>

(b) 供試体の損傷状況

図 5.3-9 N-S1-N-1 供試体の主な載荷結果



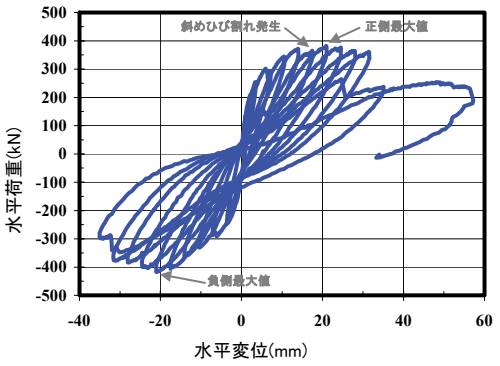
(a) 水平荷重－水平変位関係



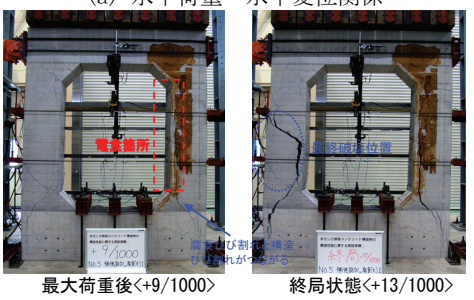
最大荷重後<+8/1000>　　終局状態<-9/1000>

(b) 供試体の損傷状況

図 5.3-10 N-S1-N-2 供試体の主な載荷結果



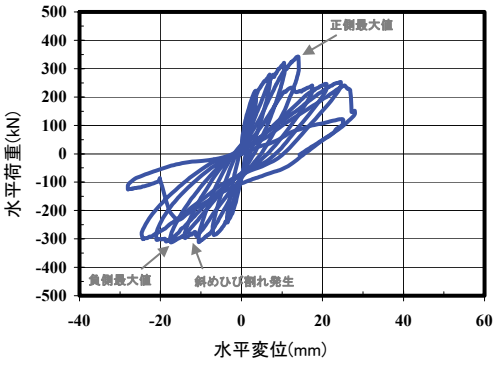
(a) 水平荷重－水平変位関係



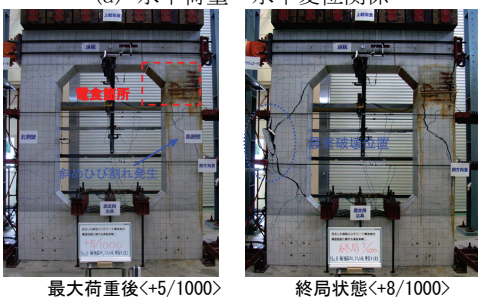
最大荷重後<+9/1000>　　終局状態<+13/1000>

(b) 供試体の損傷状況

図 5.3-11 N-L1-N 供試体の主な載荷結果



(a) 水平荷重－水平変位関係



最大荷重後<+5/1000>　　終局状態<+8/1000>

(b) 供試体の損傷状況

図 5.3-12 N-L2-A 供試体の主な載荷結果

5.4　耐荷特性に及ぼす鉄筋腐食の影響評価

5.4.1 実験結果の比較検討

(1) 荷重比-変形角関係の比較

表 5.2-4 に示した各供試体の頂版部の水平荷重と変形角の包絡線(スケルトン・カーブ)を腐食がない健全な供試体の最大荷重で正規化した結果を**図 5.4-1** に示した．これによると，せん断補強鉄筋のある供試体はせん断補強鉄筋のない供試体に比べて，最大荷重後に延性的な挙動を示し，変形性能が大きいことが分かる．これは，せん断補強鉄筋が斜めひび割れの進展を抑制するためである．

せん断補強鉄筋のある供試体は曲げ降伏後，荷重は徐々に低下している．鉄筋腐食による最大荷重の低下度合いは小さいが，鉄筋腐食の程度が大きいほど最大荷重後の低下度合いが大きくなっている．一方，せん断補強鉄筋がない供試体は，せん断補強鉄筋のある供試体よりも変形角の小さい段階で，荷重低下している．鉄筋腐食による最大荷重の低下度合いよりも，最大荷重時における変形角の低下度合いの方が大きくなっている．

しかしながら，せん断補強鉄筋がある場合もない場合も全供試体について，劣化箇所に損傷が発生しても急激に進展することはなく，終局状態に至るまで内空空間を確保していた．ここで，終局状態とは水平荷重が最大荷重の 8 割を下回った後に除荷した状態を示す.以後も同様である．これは，不静定構造である RC ボックスカルバートでは，劣化箇所の耐力が低下しても，荷重を再分配する効果があり，静的構造と比べて，局所的な劣化の影響を相対的に受けにくいためであると考えられる．これについては，以降でのひび割れ破壊状況や鉄筋ひずみ状況および鉛直変位－層間変形角関係の結果に対しても考察を加える．

(2) ひび割れおよび破壊状況

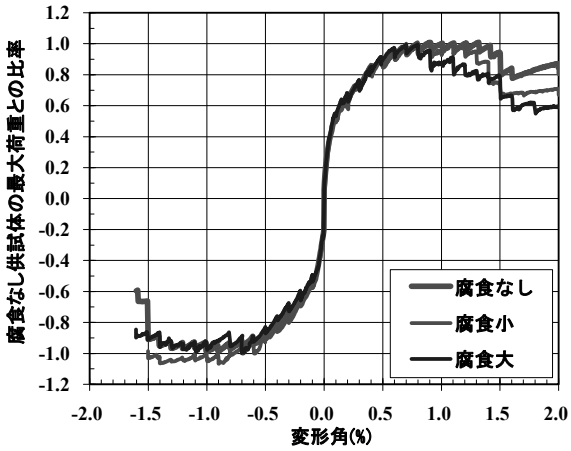
せん断補強鉄筋がある供試体では，腐食箇所により終局状態に与える影響が異なった．A-S2-N 供試体と A-L1-N 供試体の終局状態を**図 5.4-2** に示す．これによると，A-S2-N 供試体では鉄筋腐食が生じた右側壁上端部ではなく，右側壁下端が終局部位になった．これは，**表 5.3-1** に示したように腐食程度が小さく，腐食箇所は損傷が生じやすい箇所ではなかったためであると考えられる．一方，A-L1-N 供試体では腐食箇所においてかぶりコンクリートが剥落した．これは，せん断補強鉄筋の腐食量(強度差)が約 45%と大きく，**図 5.3-3** (a)に示したように腐食ひび割れが主鉄筋とせん断補強鉄筋側壁の配置面に沿って広がっていたためと考えられる．なお，供試体の奥行き方向長さは 50cm であったため，奥行き方向の拘束がある場合よりもかぶりコンクリートが剥落しやすかったものと推察される．これより，腐食の発生領域が損傷破壊状況に影響を及ぼすことが分かった．

せん断補強鉄筋がない場合，腐食が小さい供試体では，載荷時に発生した斜めひび割れが電食時に生じた腐食ひび割れと結合するのが観察された．N-S1-N-1 供試体と N-S1-N-2 供試体の終局状態を**図 5.4-3** に示す．N-S1-N-1 供試体と N-S1-N-2 供試体は全く同じ条件設定とし，再現性の確認を行ったものである．これによると，N-S1-N-1 供試体では，鉄筋腐食が生じた右側壁の損傷が進行したのに対して，N-S1-N-2 供試体では，鉄筋腐食が生じていない左側壁に損傷が集中した．ただし，最大荷重には大きな差異は見られなかった．すなわち，最大荷重後の損傷については，ひ

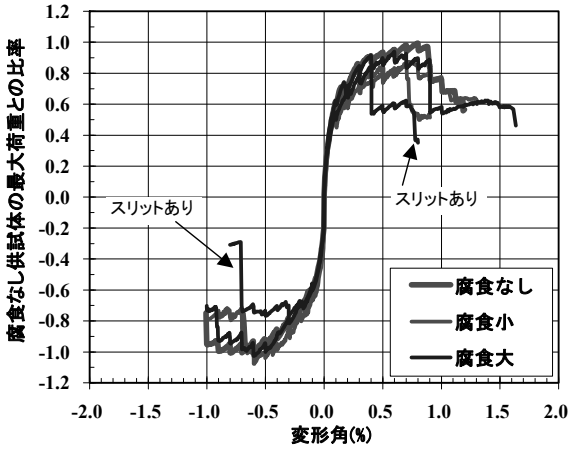
び割れの進展程度や腐食のばらつきなどを含む各種の変動要因の影響を受けやすいものと考えられる．

せん断補強鉄筋がない場合，腐食が大きい供試体では，まず，右側壁の腐食箇所に斜めひび割れが発生したが，鉄筋腐食が生じていない左側壁が終局部位となった．N-L1-N 供試体と N-L2-A 供試体の終局状態を**図 5.4-4** に示す．これらの供試体では，腐食した側壁の部材剛性が先行して低下した結果，剛性の高い側壁に損傷が集中したためと考えられる．これより，劣化した部材が必ず先に破壊するわけではないことが分かる．

これらのことは，不静定構造物では，劣化箇所から損傷が生じたとしても応力が分散され，より損傷が小さく剛性の高い部材が荷重を多く分担するためであると考えられる．このため，RC ボックスカルバートでは，劣化が生じた部材から破壊する場合も劣化が生じていない部材から破壊する場合もありえる．

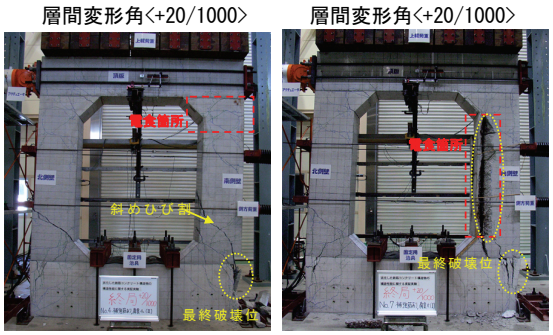


(a) せん断補強鉄筋あり(曲げ破壊モード)



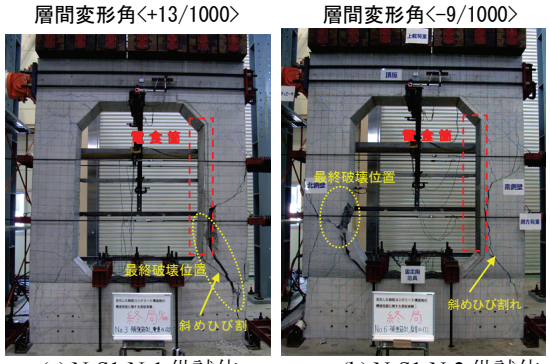
(b) せん断補強鉄筋なし(せん断破壊モード)

図 5.4-1 荷重－変形角関係の包絡線比較



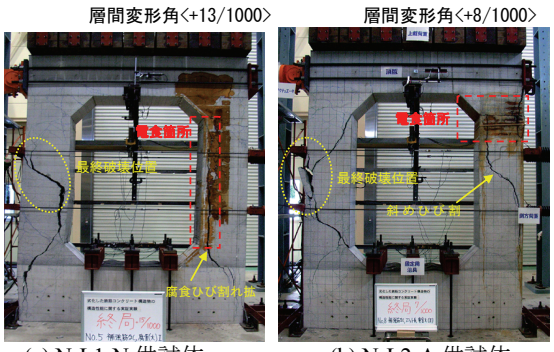
(a) A-S2-N 供試体　　(b) A-L1-N 供試体

図5.4-2　せん断補強鉄筋あり供試体の終局状態



(a) N-S1-N-1 供試体　　(b) N-S1-N-2 供試体

図5.4-3 せん断補強鉄筋なし供試体の終局状態(腐食小)



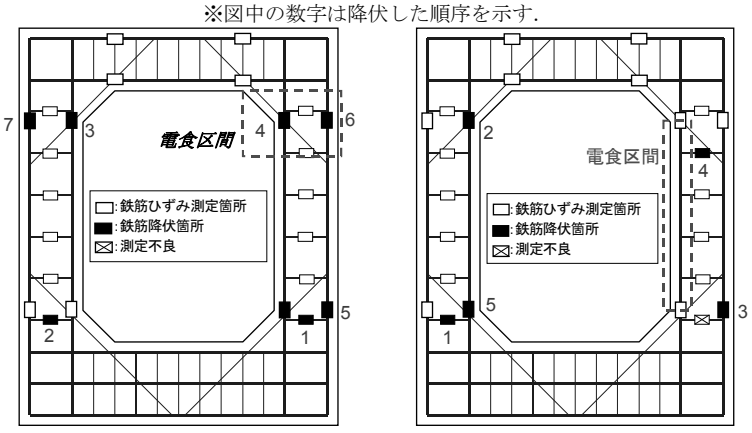
(a) N-L1-N 供試体　　(b) N-L2-A 供試体

図5.4-4 せん断補強鉄筋なし供試体の終局状態(腐食大)

(3) 鉄筋ひずみ状況

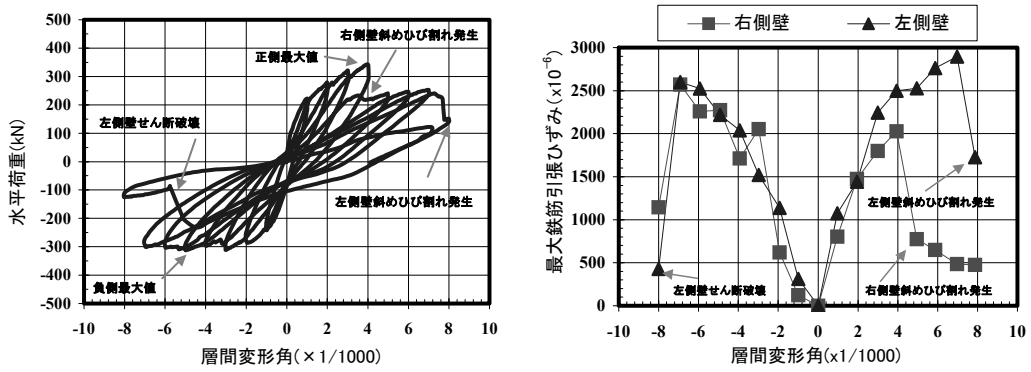
既往の研究[3),16),17)]では，RCボックスカルバートは不静定構造であるため，曲げ破壊モードでは，断面内に複数の塑性ヒンジが形成され，局所的な損傷が分散し，変形性能が高いことが示されている．本実験のように鉄筋腐食が生じた場合においても，せん断補強鉄筋があり曲げ破壊する供試体では，同様な挙動を示した．A-S2-N供試体とA-L1-N供試体の鉄筋降伏の順序を**図5. 4-5**に示す．これによると，正負交番載荷の繰返し過程で，左右の側壁の主鉄筋およびせん断補強鉄筋が順次降伏していることが分かる．これより，不静定構造であるRCボックスカルバートでは荷重が再分配されるため，劣化箇所で断面耐力が低減しても，その影響は小さくなるものと考えられる．

せん断破壊する場合については，鉄筋腐食の影響が顕著であったN-L2-A供試体の載荷結果における水平荷重－層間変形角関係および実験から得られた両側壁の最大鉄筋引張ひずみ－層間変形角関係を**図5. 4-6**に示した．**図5. 4-6**(a)によれば，N-L2-A供試体は，層間変形角4/1000で右側壁の腐食箇所から斜めひび割れが発生して最大荷重を示した．負側では層間変形角-5/1000で最大荷重を示した後，腐食が生じていない左側壁に発生していた斜めひび割れが進展して，せん断破壊した．また，N-L2-A供試体は鉄筋降伏していないため，発生する最大鉄筋引張ひずみの大小関係が各側壁の大略的な荷重分担の程度を示すとみなした．**図5. 4-6**(b)によると，正側載荷では，右側壁に斜めひび割れが発生した層間変形角5/1000以降に，両側壁に発生する最大鉄筋引張ひずみが大きく異なった．すなわち，右側壁に比べて左側壁の荷重分担が大きくなったと考えられる．これは，せん断破壊する場合においても，不静定構造では，劣化箇所の耐力が減少しても，荷重を再分配する機構が働くことを示している．この結果，層間変形角8/1000において，右側壁に斜めひび割れが発生したものと推察される．一方で，負側載荷では，層間変形角7/1000までは，両側壁に発生している最大鉄筋引張ひずみは概ね同程度となっている．これは，右側壁は，層間変形角5/1000で斜めひび割れが発生した後も，負方向の載荷時には，荷重分担していることを示している．



(a) A-S2-N供試体　　(b) A-L1-N供試体

図5. 4-5 鉄筋の降伏順序



(a) 水平荷重－層間変形角関係　　(b) 最大鉄筋引張ひずみ－層間変形角関係

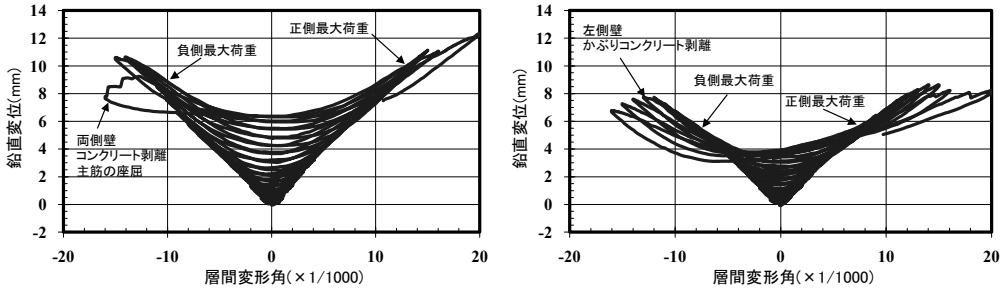
図5.4-6 N-L2-A供試体の主な載荷結果

(4) 鉛直変位－層間変形角関係

せん断補強鉄筋がある供試体のうち，A-N-N供試体とA-L1-N供試体の鉛直変位－層間変形角関係を**図5.4-7**に示す．なお，鉛直変位は頂版中央の上方変位を正とした．これによると，せん断補強鉄筋がある供試体では，層間変形角の増加に伴って，鉛直変位が増加していることが分かる．腐食がないA-N-N供試体では，最大荷重まで，正の鉛直変位が増加した後，両側壁下端でかぶりコンクリートの剥落や主鉄筋の座屈があり，鉛直変位が減少した．一方，腐食が大きいA-L1-N供試体でも，鉛直変位は増加したが，腐食がない場合よりも小さかった．最大荷重後も鉛直変位は増加したが，腐食ひび割れのひび割れ幅が大きくなり，鉛直変位は減少する傾向にあった．これは，主鉄筋が降伏して鉛直変位が増加する影響よりも，コンクリートが損傷して鉛直変位が低下する影響が大きかったためであると考えられる．

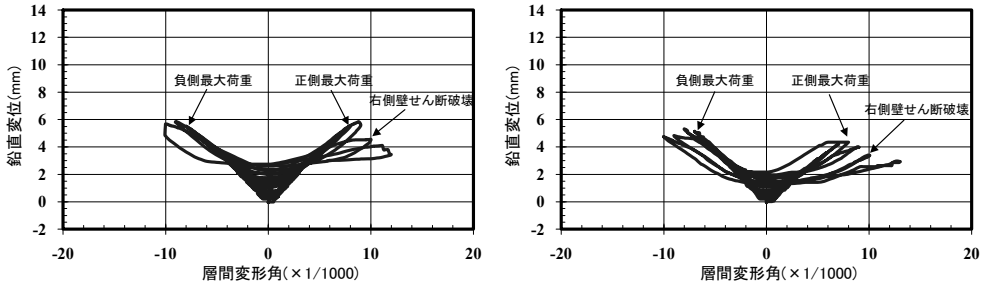
せん断補強鉄筋がない供試体のうち，N-N-N供試体とN-S1-N-1供試体の鉛直変位－層間変形角関係を**図5.4-8**に示す．これによると，両供試体とも最大荷重前に両側壁で斜めひび割れが発生した後，片側の斜めひび割れが進展してせん断破壊することにより，鉛直変位が減少した．腐食があるN-S1-N-1供試体の方が，腐食がないN-N-N供試体よりも最大荷重後に鉛直変位が低下しやすい傾向が認められる．これは，N-S1-N-1供試体では，電食時の腐食ひび割れと載荷時の斜めひび割れが繋がったためであると考えられる．

内空空間を確保するという観点では，鉛直変位が大きく低下しないことが重要となる．鉛直変位の増減には，隅角部における鉄筋のひずみ状況とコンクリートの損傷状況が大きく影響する．鉄筋が降伏した場合は鉛直変位の増加程度も大きい．コンクリートが圧縮破壊したり，かぶりコンクリートが剥落した場合や，斜めひび割れが発生して，ひび割れ面がずれてせん断破壊した場合などに鉛直変位が低下する．しかしながら，破壊後においても，主鉄筋のダウエル効果やせん断ひび割れ面のかみ合いもあるため，高軸力下でなければ，直ちに崩壊することはないと考えられる．ただし，耐荷性能を満足する場合でも，過度な損傷や劣化が生じている場合には，耐久性や使用性などの観点から補修，補強などの対策がなされる．



(a) A-N-N供試体　　(b) A-L1-N供試体

図5.4-7　鉛直変位－層間変形角関係(せん断補強鉄筋あり)



(a) N-N-N供試体　　(b) N-S1-N-1供試体

図5.4-8 鉛直変位－層間変形角関係(せん断補強鉄筋なし)

(5) 鉄筋腐食の要因別影響評価

鉄筋コンクリートに生じる鉄筋腐食は，大略的には，①鉄筋腐食による断面欠損，②鉄筋とコンクリートの付着力の低下，③腐食によるひび割れ発生という 3 種類の要因により耐荷特性に影響を与える．本項目では，破壊モードおよび腐食程度毎に鉄筋腐食の要因別に影響評価を行った．既往の知見を踏まえて，本研究における実験に対しておける耐荷特性に与える鉄筋腐食の要因分析を行った結果を**表 5.4-1** に示す．

せん断補強鉄筋があり，曲げ破壊モードの場合，腐食が小さい段階では，鉄筋とコンクリート間の付着力の低下や腐食ひび割れは荷重の増減には直接的に貢献しないので，最大荷重に対しては比較的影響は小さかったと考えられる．しかし，損傷部位に腐食ひび割れがある場合は，最大荷重以降の変形挙動に影響を与える可能性がある．一方，腐食が大きい段階では，鉄筋の断面欠損に応じて耐力が若干低下する傾向が認められる．主鉄筋の断面欠損による耐力低下や鉄筋とコンクリート間の付着力の低下に加えて，特に，**5.3.2(3)** で考察したようにせん断補強鉄筋の腐食に伴う腐食ひび割れの拡張によって，最大荷重以降の荷重の低下度合いが相対的に大きくなる．

せん断補強鉄筋がなく，せん断破壊モードの場合，腐食が小さい段階では鉄筋の断面欠損や付着力の低下の影響は比較的小さく，腐食小の N-S1-N-1 や N-S1-N-2 供試体の実験結果が示すように腐食ひび割れの影響が大きかった．特に，変形性能に与える影響が大きい．一方，腐食が大きくなった段階では，相対的に鉄筋の断面欠損や付着力の低下の影響が大きくなるものと考えられる．なお，初期欠陥に伴う局所的な腐食が耐荷力に与える影響は大きく，特に，変形性能に与える影響が大きいと考えられる．

表 5.4-1 耐荷特性に与える鉄筋腐食の要因別評価

種別			鉄筋の断面欠損	付着力の低下	腐食ひび割れ
曲げ破壊	腐食小	荷重	△	△	△
		変形	△	△	○
	腐食大	荷重	○	△	△
		変形	○	○	◎
せん断破壊	腐食小	荷重	△	△	○
		変形	△	△	◎
	腐食大	荷重	○	○	○
		変形	○	○	○

※◎：影響大きい，○：影響あり，△：影響小さい

5.4.2 各供試体の劣化程度の評価

(1) 塩害環境下における一般的な劣化進行過程

コンクリート標準示方書[維持管理編][6]では，塩害環境下における一般的な鉄筋コンクリート構造物の劣化進行過程を図 5.4-9 のように区分けしている．劣化進行過程概念は，劣化の程度と力学性能の低下(部材または構造物)の組み合わせにより，表現される．劣化の程度には，部材や構造物の区別はなく，構造性能の低下とは必ずしも一致しない．すなわち，劣化が同程度でも，構造性能の低下は，劣化箇所や荷重，変形または部材，静定構造物，不静定構造物などで異なる．ここでは，劣化進行過程における劣化程度については，文献[5]に基づいて，表 5.4-2 のように設定した．なお，図 5.3-4(b)では約 1.5 倍であったが，既往の研究[18),19)]に基づいて，主鉄筋の腐食量の最大値は，局所的な腐食が進行しなければ，平均値の 2 倍までの範囲に収まるものとみなした．ここで，局所的とは，ひび割れや初期欠陥などがあらかじめ存在するなどの要因により，腐食量の平均値と最大値の差異が他の箇所に比べて大きい状態を示す．

(2) 劣化進行過程の劣化程度との対応付け

本研究における電食および載荷結果を踏まえて，各供試体の劣化状況を図5.4-10に示すように塩害環境下における一般的なRC構造物の劣化進行過程[6]と対応付けた．腐食がないA-N-N供試体およびN-N-N供試体は，潜伏期である．腐食小のA-S2-N, N-S1-N-1, N-S1-N-2供試体は，主鉄筋に沿った腐食ひび割れが発生した段階であり，主鉄筋の腐食量(質量差)が3%程度であることから，加速期前期とみなした．スリットがあるN-L2-A供試体は，主鉄筋の腐食量(強度差)が42.1%と局所的な腐食が著しく，耐力も低下していることから，劣化期に位置づけた．腐食大のA-L1-NおよびN-L1-N供試体については，観察された腐食ひび割れ幅は大きくないが，錆汁が滲出しており，主鉄筋の腐食量(質量差)が10%程度で，局所的な腐食も進行していなかったことから，概ね加速期後期に対応すると判断した．

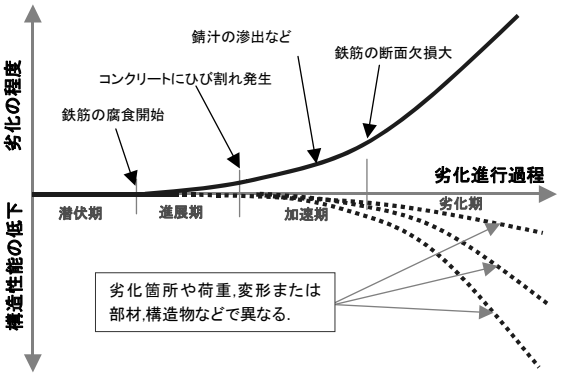


図 5.4-9 塩害環境下の一般的な劣化進行過程に関する概念図 [6)]

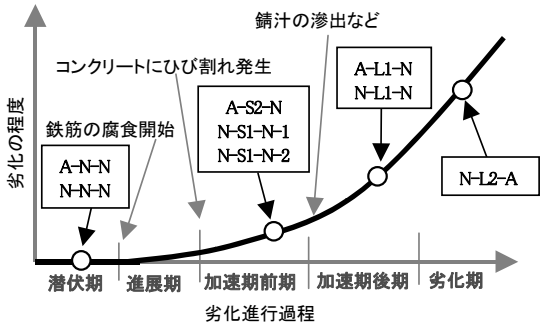


図 5.4-10 劣化進行過程における劣化程度との対応付け

表 5.4-2 劣化グレードと腐食状態の対応 [6)]

劣化グレード	腐食状態
潜伏期 （状態 I-1）	腐食なし.
進展期 （状態 I-2）	腐食が開始, 外観上に腐食ひび割れなし.
加速期前期 （状態 II-1）	外観上に腐食ひび割れあり. 主鉄筋腐食量は平均 5%以下かつ最大 10%以下.
加速期後期 （状態 II-2）	錆汁が見られる,局所的な腐食進行なし. 主鉄筋腐食量は概ね平均 10%まで, 最大 20%未満.
劣化期 （状態 III）	局所的に腐食進行,ひび割れ幅が大きい. 主鉄筋腐食量は平均 10%以上かつ最大 20%以上.

5.4.3 鉄筋腐食が生じたＲＣボックスカルバートの耐荷性能

(1) 曲げ破壊モード

せん断補強鉄筋がある供試体は腐食程度にかかわらず，全ての供試体で主鉄筋が最大荷重前に降伏し，曲げ破壊した．劣化進行過程における劣化程度に対応付けた各供試体の初期剛性，最大荷重，最大荷重の変形角，終局時の変形角について，劣化がない健全な場合と比較した残存割合を図5.4-11に示す．なお，初期剛性は，供試体の損傷が比較的軽微な層間変形角3/1000における割線剛性とした．また，終局時の変形角は，最大荷重の約8割となった変形角である．

a) 初期剛性

図5.4-11(a)より，劣化が進展するに従って，初期剛性は若干低下する傾向にあるが，差異は小

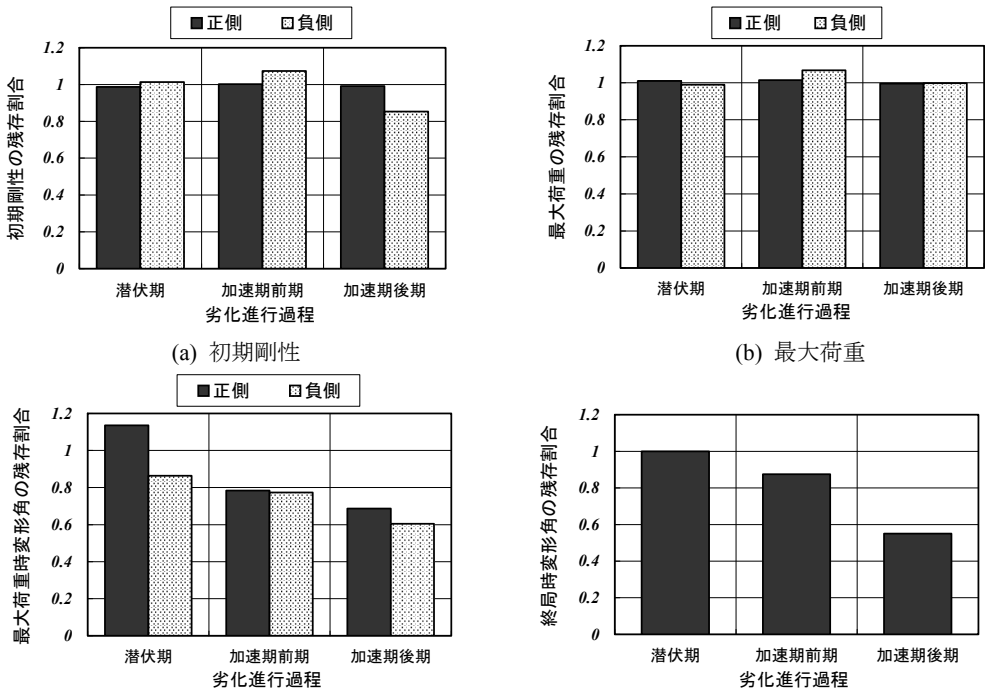
さかった．これは，腐食箇所が構造物の片側の部材に限定されていたためであると考えられる．これより，腐食程度が軽微であれば，最大荷重に達する前の変形角の小さい段階における剛性に与える影響は小さいとみなせる．

b) 耐荷力

鉄筋腐食が生じたRCはり部材の曲げ耐力については，既往の研究において，主鉄筋の腐食に伴って低下することが明らかにされている[6),18),20)]．これに対して，**図5.4-11**(b)では，劣化が進行しても，最大荷重はほとんど低下しなかった．これは，本実験で想定した条件であれば，不静定構造であるRCボックスカルバートでは，腐食が進行しても静定構造のように耐力低下が生じにくく，腐食程度が大きい場合でも耐力の低下は顕著ではないことを示している．

c) 変形性能

鉄筋腐食が生じたRCはり部材の曲げ耐力時変位に関しては，既往の研究において，腐食程度が小さくとも曲げ耐力時変位の低下程度が大きい場合が報告されている[21),22)]．これは，**5.4.1(5)**でも考察したように，変形性能の低下には，鉄筋の断面減少量の程度よりも，腐食ひび割れが発生する領域の方が相対的に大きく影響するためと考えられる．**図5.4-11**(c)(d)でも，劣化が進行するにしたがって，最大荷重時の変形角，および終局時の変形角は小さくなる傾向にあった．加速期前期で最大荷重時の変形角は22%，加速期後期で終局時の変形角は45%低下した．これは，不静定構造では，荷重には再分配される機構が働くため，構造物全体としての耐荷力は低下しにくいが，各部材の荷重分担割合は変化し，構造物は等しく変形するため，各部材の変形性能が低下した影響は受けやすいものと考えられる．



(a) 初期剛性　　(b) 最大荷重

(c) 最大荷重時の変形角　　(d) 終局時の変形角

図 5.4-11　劣化進行過程と耐荷性能の関係(曲げ破壊モード)

(2) せん断破壊モード

せん断補強鉄筋がない供試体は腐食程度にかかわらず，全ての供試体で主鉄筋が最大荷重前には降伏せず，斜めひび割れが進展して，せん断破壊した．せん断破壊モードに対して，劣化進行過程における劣化程度に対応付けた各供試体の初期剛性，最大荷重，最大荷重の変形角，終局時の変形角について，劣化がない健全な場合と比較した残存割合を**図5.4-12**に示す．

a) 初期剛性

図 5.4-12(a)では，劣化が進展するに従って，変形角 3/1000 時点における剛性は若干低下する傾向する傾向があった．加速期前期に位置づけた供試体で，正側の剛性が 13%低下しているのは，**5.3.2(5)**でも考察したように，腐食ひび割れの影響が大きかったと考えられる．なお，負側の剛性は逆に増加している．正負交番載荷で繰り返し作用を受けた場合には，剛性が低下することを踏まえれば，有意な差異ではないと考えられる．

b) 耐荷力

鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断耐力については，既往の研究において，鉄筋腐食が生じてもせん断耐力は低下する場合よりも増加する傾向があることが報告されている [23)-25)]．これは，主鉄筋の付着が小さくなることにより，引張側主鉄筋より上部でアーチ状の圧縮領域が形成され，せん断耐力が高まるためである [23)]．なお，定着部に鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の載荷実験 [26)]では，定着部が損傷することにより，せん断耐力が大きく低下する可能性が指摘されている．また，新たなひび割れの発生を誘発するようなひび割れがある場合には耐力が低下し，逆に新たなひび割れの発生を阻害するようなひび割れがある場合には耐力が増加する場合があることが報告されている [27)]．

一方，**図5.4-12**(b)では，劣化期を除けば，最大荷重の低下割合は，最小で約85%となった．加速期前期に位置づけた実験結果において，正側と負側で低下度合いが異なっているのは，前述のとおり腐食ひび割れの影響である．加速期後期に位置づけた供試体では，最大荷重の低下度合いは顕著ではない．これは，RCボックスカルバートのせん断耐荷力に対しては，鉄筋の断面減少自体の影響が小さかったためと考えられる．また，劣化期に位置づけた供試体については，主鉄筋の腐食量(強度差)が約40%と著しい腐食であったにもかかわらず，最大荷重の低下割合は約20%であった．これは，**5.3.2(8)**でも考察したとおり，せん断破壊モードにおいても，不静定構造では，劣化箇所の耐力が低減すれば，荷重の再分配作用があるので，静定構造よりも劣化の影響を相対的に受けにくいためと考えられる．

c) 変形性能

図5.4-12(c)(d)より，劣化が進展するに従って，最大荷重時の変形角および終局時の変形角は低下する傾向が認められた．加速期前期で最大荷重時の変形角は25%，加速期後期で終局時の変形角は55%低下した．**図5.4-12**(b)との比較に基づけば，鉄筋腐食が耐荷力に与える影響よりも，変形性能に与える影響の方が大きいと考えられる．これは，主に，腐食ひび割れの影響で，より変形の小さな段階で，斜めひび割れが誘発されやすくなるためであると考えられる．単調載荷の場合であれば，腐食ひび割れが斜めひび割れの発生を抑制する場合もあり得るが，繰返し荷重が作用する場合には必ずしもこの効果を期待することはできない．

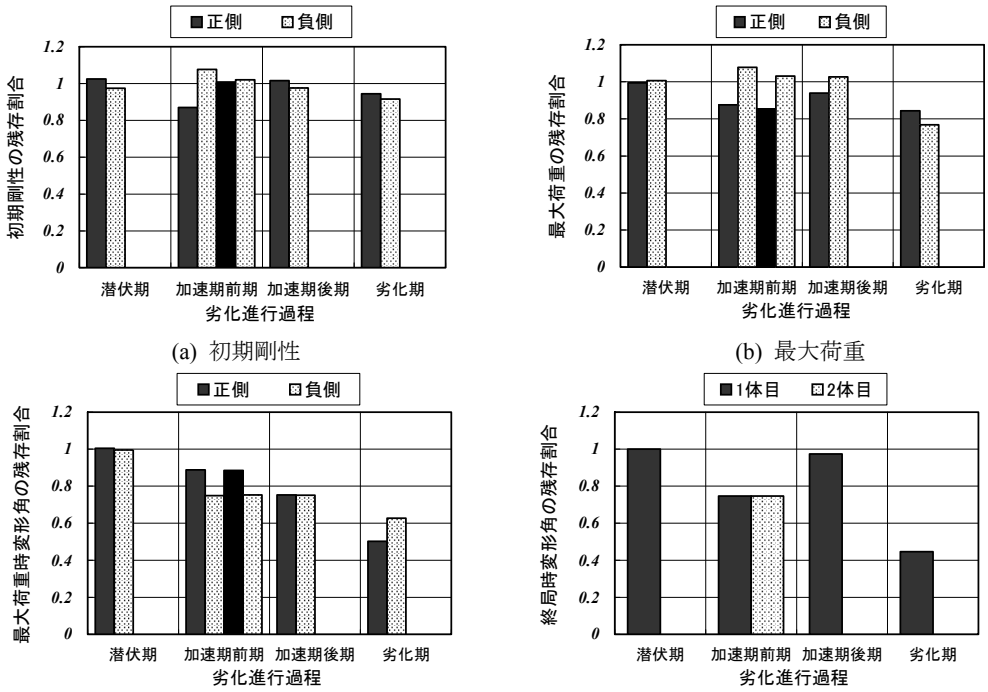


図 5.4-12 劣化進行過程と耐荷性能の関係(せん断破壊モード)

5.5 第５章のまとめ

本研究では，実環境を想定した鉄筋腐食が生じた実規模 RC ボックスカルバート供試体の載荷実験を行った．一連の電食結果，載荷結果に基づいて，実規模 RC ボックスカルバートの腐食性状と損傷破壊状況を把握するとともに，鉄筋腐食が耐荷特性に及ぼす影響を評価した結果，以下の知見を得た．

1) 電食結果に基づいて，スリットで模擬したような初期欠陥が存在する場合には，鉄筋が直接塩水に接するため，局所的に著しい腐食が生じることを示した．鉄筋は腐食が激しい箇所から降伏するため，腐食した鉄筋の降伏強度や伸びの低下割合などの力学特性は，区間の平均値に相当する腐食量よりも強度差に基づく方法など区間の最大値に相当する腐食量との相関がよい．
2) 電食結果では，供試体内部で主鉄筋とせん断補強鉄筋が配筋された面に沿って腐食ひび割れが形成されるのが観察された．腐食が進行しても，内部の腐食ひび割れに錆び汁が析出し，表面に生じる腐食ひび割れの幅が小さくなる傾向があった．これらより，実規模の断面諸元では，配筋状態やかぶりが，腐食性状に与える影響が大きいことが明らかになった．
3) 載荷時におけるひび割れ発生状況や終局時の破壊状況に基づけば，せん断補強鉄筋がない供試体では，載荷前に発生していた腐食ひび割れと載荷時に入った斜めひび割れが結合することによりせん断耐力が低下することが確認された．一方，せん断補強鉄筋がある供試体の鉄筋腐食が進行した場合には，腐食ひび割れが発生していた箇所でかぶりコンクリートが剥落しやすくなり，曲げ耐力以降に変形性能が低下することが分かった．
4) 載荷で得られた荷重－変位関係によれば，主鉄筋の最大腐食量が約 15%であった腐食程度の大

きい供試体では，腐食がない場合と比較して，曲げ耐力の低下割合は，数%の範囲に収まっていた．これは，RC ボックスカルバートでは，隅角部付近で鉄筋降伏や斜めひび割れなどの損傷が生じても，塑性ヒンジが形成され荷重が再分配されるので，局所的な鉄筋腐食が構造系の耐荷力に及ぼす影響は小さいことを示している．

5) コンクリート標準示方書に示された塩害環境下の一般的な劣化進行過程（潜伏期，進展期，加速期，劣化期）における劣化程度と RC ボックスカルバートの耐荷力の関係を対応付けて整理した．この結果，劣化の進行にしたがって，耐荷力よりも変形性能の低下割合が相対的に大きくなることが示された．また，劣化期に至らない範囲では，曲げ耐力はほとんど低下しないが，せん断耐力は腐食ひび割れの発生する加速期以降に低下する傾向にあり，潜伏期に比べて最小で約 85%になった．

[第５章の参考文献]

1) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル, 2005.
2) 大友敬三，末広俊夫，河井正，金谷賢生：強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究，土木学会論文集, No.724/I-62, pp.157-175, 2003.
3) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ, No.71, 2006.
4) 松尾豊史，松村卓郎，遠藤達巳，金津努，橘泰久：強制的に腐食させた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの載荷試験，土木学会第 56 回年次学術講演会, V-359, pp.718-719, 2003.
5) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン, 2012.
6) 土木学会：【2013 年制定】コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013.
7) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準(案), 1987.
8) 松島学，堤知明，関博，松村邦人：鉄筋の腐食によるひび割れモード，コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.1, pp.727-732, 1993.
9) 土木学会：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向－コンクリート委員会腐食防食小委員会報告－，コンクリート技術シリーズ, No.26, 1997.
10) 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報告集, Vol.10, No.2, pp.505-510, 1988.
11) 荒木弘祐，服部篤史，宮川豊章：鉄筋の腐食膨張によるかぶりコンクリート剥離現象とその予測，土木学会論文集, No.802/V-69, pp.209-221, 2005.
12) 大屋戸理明，金久保利之，山本泰彦，飯島亨：実構造物の調査結果に基づく腐食鉄筋の力学性状の評価，土木学会論文集 E, Vol.63, No.1, pp.143-155, 2007.
13) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書, 1998.
14) 岩波光保，横田弘，佐藤文則：鉄筋腐食が RC はりの耐荷特性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1501-1506, 2002.
15) MAEKAWA,K. ISHIDA,T. and KISHI, T. : Multi-scale modeling of Concrete Performance – Integrated Material and Structural Mechanics, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.1, No.2, pp91-126, 2003.
16) 曽良岡宏，足立正信，本田国保，田中浩一：地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1123-1128, 2001.
17) 橘泰久，佐藤誠，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する研究－その 1 載荷実験に基づく非線形挙動の検討－，地震工学研究発表会講演論文集, Vol.26, pp.889-892, 2001.
18) 島弘，堤知明，入江正明，鈴木正敏：鉄筋が腐食した一方向スラブの曲げ耐力，コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.563-568, 1990.
19) 大屋戸理明，西脇敬一，長谷川雅志，永岡高：長期暴露した鉄筋コンクリート梁の劣化性状と耐力，

コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.877-882, 1995.
20) 松尾豊史, 松村卓郎, 金津努, 岡市明大:鉄筋腐食が正負交番載荷した RC はりの力学特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp1321-1326, 2001.
21) Okada, K., Kobayashi, K. and Miyagawa, T.: Influence of longitudinal cracking due to reinforcement corrosion on characteristics of reinforced concrete members, ACI Structural Journal, Title no.85-S16, pp.134-140, 1988.
22) 小林孝一:塩害により劣化した RC 部材の耐震性に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.16, No.2, pp.49-59, 2005.
23) 松尾豊史, 酒井理哉, 松村卓郎, 金津努:鉄筋腐食した RC はり部材のせん断耐荷機構に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.15, No.2, pp.69-77, 2004.
24) 佐藤吉孝, 山本貴士, 服部篤史, 宮川豊章:鉄筋腐食の生じた RC 部材のせん断耐荷特性の検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.4, pp.33-38, 2004.
25) 角田真彦, 渡辺健, 三木朋広, 二羽淳一郎:局所的な鉄筋腐食を有する RC はり部材のせん断耐力性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1705-1710, 2008.
26) 武若耕司, 松本進:コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.6, pp.177-180, 1984.
27) Kukrit, T. and Maekawa, K.: Computational performance assessment of damaged RC members with fractured stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.3, No.1, pp.123-136, 2005.

第６章　材料非線形解析による鉄筋腐食を伴う鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能評価

6.1　第６章の概要

火力・原子力発電所は臨海部に建設されるため，経年化に伴って塩害などの劣化が進行すると，鉄筋腐食が生じる．電力施設に係わる鉄筋コンクリート製地中構造物，箱型の鉄筋コンクリート製ボックスカルバート(以下，RC ボックスカルバートと称す)が鉄筋腐食した場合の耐荷性能を評価するためには，有限要素解析に基づいた詳細な手法が有効となる[1),2)]．

既往の研究において，鉄筋腐食が鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力に及ぼす影響については解析的な検討が行われているが，構造性能を評価する上で重要となるせん断耐力に及ぼす影響については，適切な解析手法は必ずしも明確になっていない[3)]．また，これまでの研究は鉄筋コンクリート断面または鉄筋コンクリート部材を対象としたものがほとんどであり，実規模構造物を対象として，材料劣化を考慮した有限要素解析法の適用性を検証した事例は極めて少ない．

本研究では，鉄筋腐食を伴う RC ボックスカルバートの耐荷性能評価に用いる非線形解析手法を構築することを目的として，鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断載荷実験および鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの載荷実験のシミュレーション解析を実施することにより，**第３章**で提案した鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルを用いた材料非線形解析手法の適用性を検証した．まず，6.2 節では，鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断載荷実験に対するシミュレーション解析を行った．次に，6.3 節において，鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの載荷実験のシミュレーション解析を実施した．さらに，6.4 節では，この結果を踏まえて，鉄筋腐食した RC ボックスカルバートの耐荷性能評価に対する，本研究で用いた材料劣化のモデル化手法の適用性検証を行った．

6.2　鉄筋腐食が生じた RC はり部材の材料非線形解析

(1) 解析概要

a. 解析手法

解析手法としては，コンクリートに分散ひび割れモデル[4)]を適用し，鉄筋コンクリート要素として材料非線形を考慮した．分散ひび割れモデルでは，要素剛性を分散するひび割れの平均的な剛性として評価する．鉄筋コンクリート要素は，コンクリートと鉄筋の材料構成則の重ね合わせで表現する．解析コードは，非線形 FEM プログラム「WCOMD-SJ」(ver7.7)を使用した．解析コードの概要を**表 6.2-1** に示す．詳細については，文献[5)]を参照されたい．

鉄筋腐食に伴う材料劣化のモデル化は，3.4 節に基づいた．本研究における材料劣化のモデル化は，鉄筋の降伏強度を最大腐食量に基づいて，コンクリートと鉄筋の付着力をコンクリートの引張軟化曲線下の面積に基づいてそれぞれ低減させていること，および鉄筋腐食に伴って発生する腐食ひび割れを初期引張ひずみとして考慮していることが特徴である．

b. 解析条件

解析対象は，4.3 節で示した鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断載荷における供試体とした．

部材寸法は長さ 3m×高さ 40cm×奥行 20cm，せん断スパン比 2.57，主鉄筋比 1.11%である。実験では，腐食程度(通電時間)を主な実験パラメータとして，主鉄筋の平均腐食量が 0～17.7%までの範囲に対して検討が行われた。解析メッシュを**図 6.2-1** に示す. 要素寸法 10cm の矩形を基本として，構造諸元・配筋状態に応じてモデル化した。鉄筋コンクリート部には非線形性を考慮した鉄筋コンクリート要素(平面応力要素)を用い，載荷点，支持点および定着部は局所的な変形を避けるため弾性要素とした．支持条件は単純支持とし，鉛直下方向きの強制変位を試験体上面に漸増的に作用させた．コンクリートや鉄筋の物性値については**表 4.3-1** の材料試験結果を適用した．その他の解析用入力物性はコンクリート標準示方書[6]に基づいて設定した. 鉄筋の腐食領域は供試体の電食箇所に基づいて**図 6.2-1** 中に色付けした箇所とした．各供試体の鉄筋腐食量は，載荷後に試験体を解体し切り出した鉄筋の腐食性状から判断して，同一条件(鉄筋の種別および電食の有無)の腐食区間では同一の平均腐食量と最大腐食量とし，**表 4.3-5** に示した実験結果を用いた.

表 6.2-1 解析コードの概要[5]

項目	内　容
解析種類	静的解析(線形･非線形) 動的解析(線形･非線形) 直接積分法(Newmark β)
次元	二次元
反復計算法	Newton-Raphson 法
境界･荷重条件	【地盤・境界条件】 固定条件，側面混合境界 【荷重】 自重，節点荷重，強制変位 地震動入力(加速度)
要素の種類	平面応力・ひずみ要素(8 節点) ジョイント要素(6 節点)
鉄筋コンクリートの構成則	岡村・前川モデル 鉄筋コンクリート要素モデル テンションスティフニグモデル 【コンクリート】 弾塑性破壊モデル 圧縮剛性低下，引張剛性低下の考慮 分散ひび割れモデル 多方向ひび割れモデル 接触密度関数に基づくせん断伝達モデル 【鉄筋】 バイリニア 加藤モデル(除荷，載荷)
その他	【収束判定基準等】 収束判定誤差；10^{-3} ニューマークの β 法；γ=0.7，β=0.36

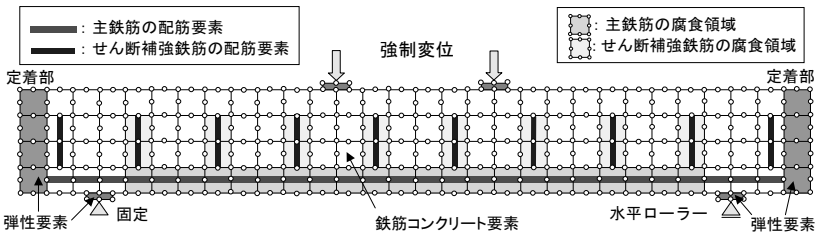


図 6.2-1 解析メッシュ図

c. 解析ケース

シミュレーション解析の解析ケースを**表 6.2-2** に示す．シミュレーション解析では，鉄筋腐食が生じていない場合，主鉄筋が腐食している場合，主鉄筋およびせん断補強鉄筋が腐食している場合を対象とした．破壊モードは，それぞれ，斜引張破壊，曲げ破壊，せん断圧縮破壊であった．なお，実験結果では，鉄筋腐食に伴って主鉄筋とコンクリートとの付着性能が大きく低下すると，いわゆるアーチ的耐荷機構により，斜めひび割れ発生時点では破壊に至らず，せん断耐力が高まることが明らかとなっている。

鉄筋腐食が生じていない場合については，せん断補強鉄筋のない N-0h 供試体とせん断補強鉄筋のある A-0h 供試体を対象とし，それぞれ解析ケースを解析 1，解析 2 とした．

主鉄筋が腐食している場合については，せん断補強鉄筋がなく主鉄筋が腐食した N-144h 供試体を対象とした．解析 3 では，主鉄筋の腐食度を D とした．また，解析 3a では，腐食区間が耐荷特性に及ぼす影響を把握するため，腐食区間を左側支点脇 40cm のみとした．

せん断補強鉄筋が腐食している場合としては，せん断補強鉄筋および主鉄筋が腐食した A-72h 供試体を対象とした．解析 4 と解析 4a では，主鉄筋の腐食度を B，せん断補強鉄筋の腐食度を D とした．なお，事前の感度解析によれば，せん断補強鉄筋量に対して，コンクリートの断面積が大きいため，初期時点では，せん断補強鉄筋に沿った腐食ひび割れは発生しなかった．また，A-72h 供試体では供試体表面にせん断補強鉄筋による腐食ひび割れは発生していたが，**図 4.3-10(d)**に示した実験のひび割れ発生状況からは，せん断補強鉄筋による腐食ひび割れは全断面を貫通しておらず，斜めひび割れの発生には大きくは影響しなかったと考えられる．これらのことより，解析 4 では，せん断補強鉄筋の腐食膨張については考慮しないこととした．その上で，せん断補強鉄筋による腐食ひび割れが顕著な場合については，解析 4a で検討することとした．解析 4a では，せん断補強鉄筋近傍の腐食ひび割れ状況を再現するために，せん断補強鉄筋の腐食膨張ひずみ量として，**式(3-5)**における鉄筋の配置間隔 w を，健全鉄筋の直径として評価した．解析 4b では，定着部の損傷が耐力に与える影響が大きいとの報告[7),8)]に基づいて，供試体全長の主鉄筋全体が腐食したと想定した．定着がない条件を模擬するため，供試体両端部については弾性要素としなかった．

表 6.2-2 解析ケース

解析区分 （破壊形態）	解析 対象	解析 ケース	着目点
鉄筋腐食なし （斜引張破壊）	N-0h	解析 1	せん断補強鉄筋なしの場合
	A-0h	解析 2	せん断補強鉄筋ありの場合
主鉄筋の腐食 （曲げ破壊）	N-144h	解析 3	実験結果との対応
		解析 3a	腐食区間が左側支点脇 40cm のみの場合
せん断補強鉄筋の腐食 （せん断圧縮破壊）	A-72h	解析 4	実験結果との対応
		解析 4a	せん断補強鉄筋による腐食ひび割れが顕著な場合
		解析 4b	定着部を含む供試体全長が腐食している場合

(2) 解析結果および考察

a. 鉄筋腐食が生じていない場合

せん断補強鉄筋のない N-0h 供試体とせん断補強鉄筋のある A-0h 供試体の荷重－変位関係の実験結果と解析結果の比較を**図 6.2-2** に示す．これよると，いずれの場合も最大荷重までの荷重－変位関係については概ね良好に一致していることが分かる．なお，せん断補強鉄筋のある A-0h 供試体については斜めひび割れ発生後にせん断補強鉄筋が荷重を分担するため，せん断補強鉄筋のない場合よりも変形が進んだ段階で荷重低下している．

また，解析 1 と解析 2 の最大荷重直後におけるひび割れ図と変形図を**図 6.2-3** と**図 6.2-4** にそれぞれに示す.解析 1 の結果は,**図 4.3-9**(a)に示した実験ひび割れ図と,解析 2 の結果は**図 4.3-10**(a)に示した実験ひび割れ図と良好に一致しており，実験結果と解析結果ともに斜引張破壊が卓越する破壊モードとなっている．

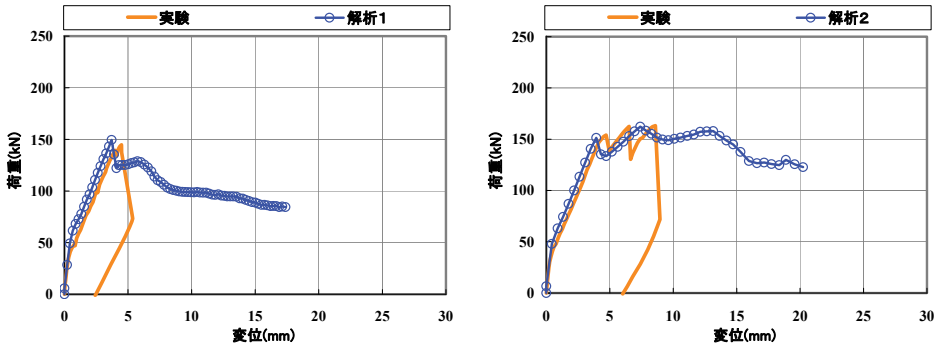
なお，本解析は二次元解析であり，解析対象は構造物の横断面の一部を切り出してきたものに相当するため，平面応力状態で解析を行っている．一方で，奥行方向に長い構造物を対象とする場合は平面ひずみ状態で解析を行うことになる．このため，前述の鉄筋腐食がない N-0h 供試体を対象に，平面応力状態(奥行 2cm，20cm，200cm)，平面ひずみ状態(奥行 2cm，20cm，200cm)に対するパラメータ解析を行った結果を**図 6.2-5** に示す。図中の荷重値は奥行 20cm 当たりの荷重である。これによると，最大荷重以降に若干の差異があるものの，今回の検討の範囲では，平面状態のモデル化および奥行方向の影響は小さいことが確認された(1%未満)。

b. 主鉄筋が腐食している場合

せん断補強鉄筋がなく主鉄筋が腐食した N-144h 供試体の荷重－変位関係の実験結果と解析結果の比較を**図 6.2-6** に，解析 3 および解析 3a におけるひび割れ図と変形図を**図 6.2-7** と**図 6.2-8** にそれぞれ示す．ひび割れ図の凡例については図中に示した．以後も同様である．

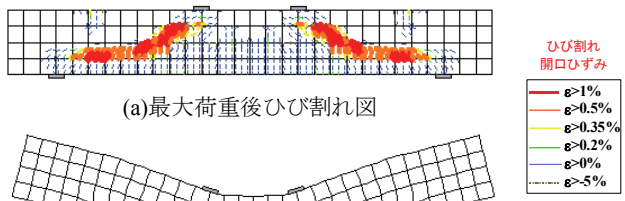
これによると，初期勾配や最大荷重時変位が小さくなっているものの，最大荷重値については実験結果と解析結果は概ね一致していた。これは，初期時点における腐食ひび割れおよび鉄筋とコンクリートの付着劣化の影響が大きく表れたためでないかと考えられる。なお，最大荷重以降については，支持点部における変形状況や腐食ひび割れの発生状況などが影響すると考えられ，必ずしも良好には一致しなかった。また，解析 3 の結果は，**図 6.2-7** に示すように載荷スパン内の主鉄筋に沿ってひび割れが発生し，支持点部における変形が大きくなっている．最大荷重後に載荷点の等モーメント区間で圧壊しており，**図 4.3-9**(d)に示した実験結果とも対応している．

一方で，**図 6.2-6** に示した解析 3a は，左側支点脇 40cm の区間(**図 6.2-8**(b)参照)のみが腐食区間であった場合の解析結果である。解析 3a では，**図 6.2-8**(b)に示すように，腐食がある区間の方が斜めひび割れは進展しやすく，最大荷重も腐食がない場合よりも小さくなった。これは，腐食区間によっては，斜めひび割れを進展させる場合があることを示している。



(a) N-0h 供試体　　(b)A-0h 供試体

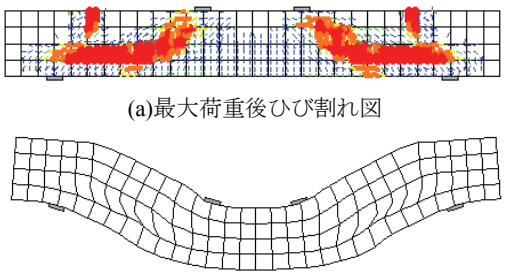
図 6.2-2 実験結果と解析結果の比較(鉄筋腐食が生じていない場合)



(a)最大荷重後ひび割れ図

(b)最大荷重後変形図<変形倍率 50 倍>

図 6.2-3 ひび割れ図および変形図(解析 1)



(a)最大荷重後ひび割れ図

(b)最大荷重後変形図<変形倍率 50 倍>

図 6.2-4 ひび割れ図および変形図(解析 2)

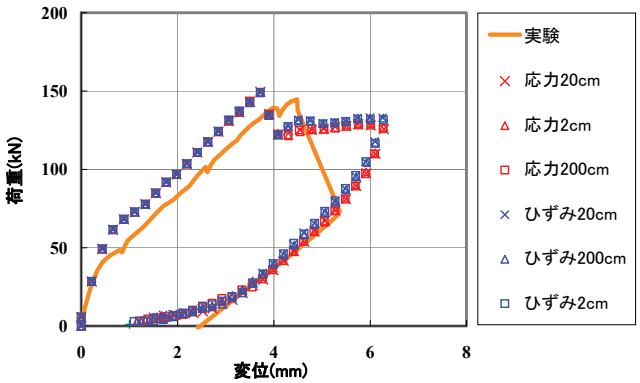


図 6.2-5 平面応力・ひずみ状態に対する検討(N-0h 供試体)

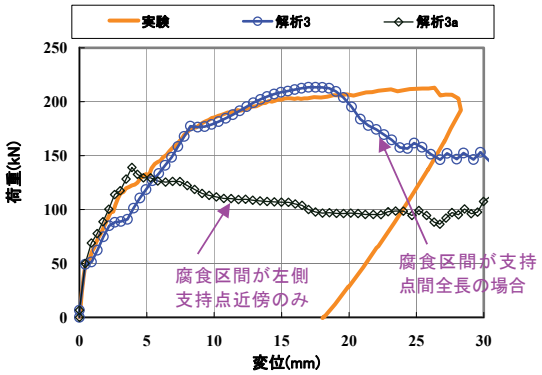
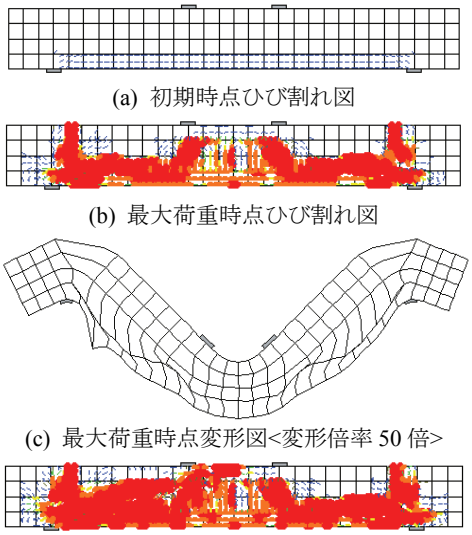


図 6.2-6 実験結果と解析結果の比較(N-144h 供試体)



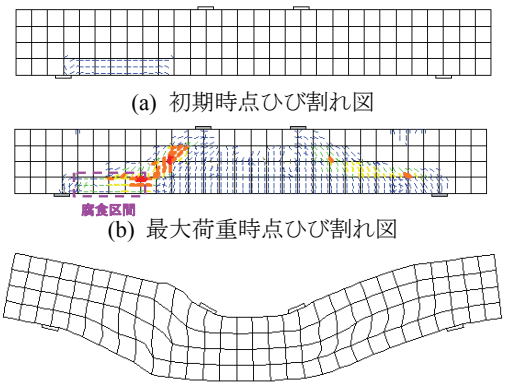
(a) 初期時点ひび割れ図

(b) 最大荷重時点ひび割れ図

(c) 最大荷重時点変形図<変形倍率 50 倍>

(d) 終局時点ひび割れ図

図 6.2-7 ひび割れ図および変形図(解析 3)



(a) 初期時点ひび割れ図

(b) 最大荷重時点ひび割れ図

(c) 最大荷重直後の変形図<変形倍率 50 倍>

図 6.2-8 ひび割れ図および変形図(解析 3a)

c. せん断補強鉄筋が腐食している場合

せん断補強鉄筋および主鉄筋が腐食した A-72h 供試体の荷重－変位関係の実験結果と解析結果の比較を**図 6.2-9** に示す．解析 4 と解析 4a におけるひび割れ図と変形図を**図 6.2-10** と**図 6.2-11** にそれぞれ示す．

解析 4 の結果は，**図 6.2-10**(b)に示すように最大荷重時点に斜めひび割れが発生しており，供試体載荷部の圧縮縁は比較的健全な状態であった．その後，終局時には，**図 6.2-10**(c)(d)に示すようにせん断スパン内の損傷が大きくなり，**図 4.3-10**(d)に示した実験結果とも対応している．また，実験結果と解析結果ともにせん断圧縮破壊モードで終局に至っている．また，最大荷重までの荷重－変位関係については概ね良好に一致していた．

解析 4a の結果は，**図 6.2-11**(a)に示すように初期時点でせん断補強鉄筋に沿った腐食ひび割れが発生していることが分かる．最大荷重時のひび割れ状況としては，せん断補強鉄筋による初期ひび割れがあるため，解析 4 よりも斜めひび割れが大きく進展していない．このことより，斜引張破壊モードの場合は，せん断補強の腐食ひび割れがせん断ひび割れの発生を抑制する効果があると考えられる．しかしながら，せん断圧縮破壊モードのような場合には，せん断補強鉄筋による腐食ひび割れがあることより，**図 6.2-11**(c)に示すようにせん断スパン内のせん断変形が生じやすくなり，最大荷重としては低下する傾向にあった．

さらに，**図 6.2-9** に示した解析 4b では，供試体全長にわかって主鉄筋全体が腐食した場合を想定した。定着がない条件を模擬するため，供試体両端部については弾性要素としなかった．解析 4b の結果は，**図 6.2-12** に示すように最大荷重時には，供試体両端で局所的に大きな変形が生じ，解析 4 の約 1/2 の最大荷重となった。したがって，鉄筋腐食が生じることにより，最大荷重が増加する場合もあるが，荷重が大きくなることより，定着部に発生する応力も増大することから，鉄筋腐食により定着性能が低下する恐れがあるような場合には腐食鉄筋の引抜け挙動等を適切にモデル化する必要がある．

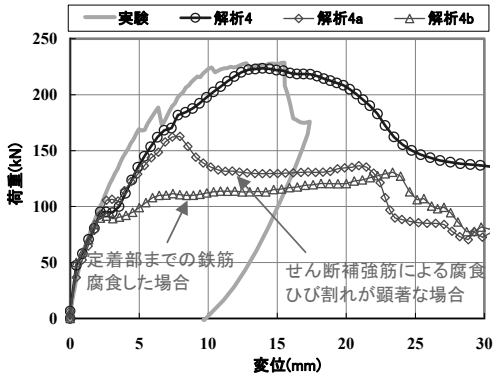
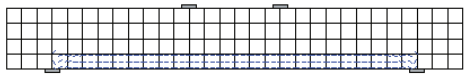
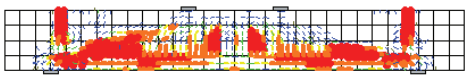


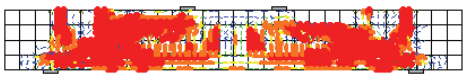
図 6.2-9 実験結果と解析結果の比較(A-72h 供試体)



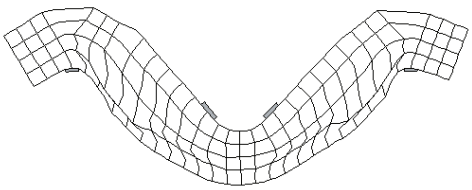
(a) 初期時点ひび割れ図



(b) 最大荷重時点ひび割れ図

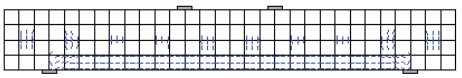


(c) 終局時点ひび割れ図

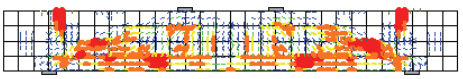


(d) 終局時点変形図<変形倍率 50 倍>

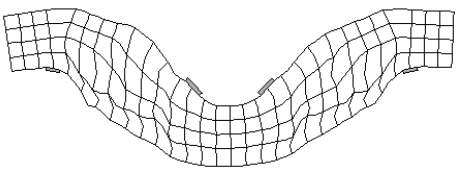
図 6.2-10 ひび割れ図および変形図(解析 4)



(a) 初期時点ひび割れ図

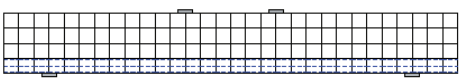


(b) 最大荷重時点ひび割れ図

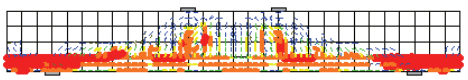


(c) 終局時点変形図<変形倍率 50 倍>

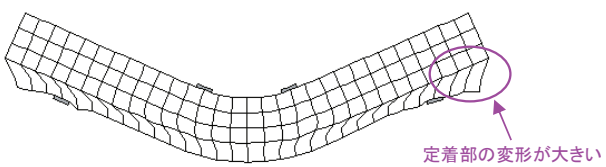
図 6.2-11 ひび割れ図および変形図(解析 4a)



(a) 初期時点ひび割れ図



(b) 最大荷重時点ひび割れ図



(c) 最大荷重時点変形図<変形倍率 50 倍>

図 6.2-12 ひび割れ図および変形図(解析 4b)

6.3 鉄筋腐食が生じたＲＣボックスカルバートの材料非線形解析

6.3.1 解析概要

(1) 解析条件

シミュレーション解析におけるモデル化の概要を**図 6.3-1** に示す．鉄筋腐食に伴うモデル化手法については，3.4 節に示した材料劣化の力学モデルを適用した．供試体には，鉄筋コンクリート要素を用い，要素寸法 10cm の矩形を基本として，構造諸元・配筋状態に応じて平面応力要素でモデル化した．鋼材部は弾性要素とし，コンクリート打継ぎ面には接合要素を用いた．頂版部の載荷位置における PC 鋼棒はトラス要素により模擬して，左右の載荷板を結合した．要素分割を行うにあたっては，**式 6-1** を目安として，鉄筋位置，鉄筋の付着有効領域および無筋領域を区分した[9]．なお，腐食した場合には鉄筋の付着有効領域も変化すると考えられるが，腐食がない場合の要素分割に対して，腐食の影響を考慮することとした．

$$l_{max} = \sqrt{\pi/4} D_b \sqrt{f_{sy}/f_t} \qquad \text{式 6-1}$$

ここに，l_{max}：鉄筋 1 本あたりの付着有効面積を正方形で考えた場合の 1 辺の長さ(mm)，D_b：鉄筋の直径(mm)

コンクリートや鉄筋の材料強度には**表 5.2-3** に示した材料試験結果を適用し，その他の解析用入力物性値はコンクリート標準示方書[6]に基づいて設定した．対象とした腐食区間では，主鉄筋ごとに腐食程度はやや異なったものの，鉄筋軸方向の腐食性状は概ね同様であったため，**表 5.3-1** 中に示した同一の鉄筋腐食量の平均値と最大値を用いた．

頂版上部には土被り厚さ 3.2m 相当の上載荷重を考慮した．上載荷重は錘を模擬した弾性要素として，全質量を一致させた．供試体側部には静止側方土圧相当の荷重を作用させた．側方荷重および供試体固定のための鉛直方向のプレストレスは，初期荷重として与えた．境界条件は，底面を完全固定とした．

荷重の入力順序は，腐食ありのケースでは最初に腐食膨張ひずみを導入した．次に，自重および上載荷重を与えた後，側方荷重および鉛直荷重を作用させた．その後に，変位制御で水平方向に正負交番載荷した．正負交番強制変位載荷の手順を**図6.3-2**に示す．せん断補強鉄筋なしの場合は±1/100の層間変形角まで，せん断補強鉄筋ありの場合は±2/100の層間変形角(R)までを目安として解析を行った．ここで層間変形角とは，頂底版間の相対変位を構造物高さで除したものである．紙面右方向を正方向とする．

なお，剛性や鉄筋降伏前後の挙動には，コンクリート打継ぎ面や隅角部における鉄筋の伸び出しの影響が認められたため，これらの影響は実験結果を踏まえて接合要素(局所的な変形を考慮するために用いるジョイント要素)を用いて考慮した．また，供試体底版の主鉄筋定着部において鉄筋を折り曲げ配置をしている影響等で鉄筋量が多くなっているため，実験結果において，鉛直方向にひび割れが発生しやすかった．そこで，本解析では，事前の解析的検討および主鉄筋定着部における鋼材の配置状況を勘案して，簡便に底版のかぶりコンクリート部の引張強度を50%に低減させることとした．

(2) 解析ケース

シミュレーション解析では，第5章に示した載荷実験における実験ケース(**表5.2-4**)のうち，**表6.3-1**に示すせん断補強鉄筋の有無および腐食程度，打継ぎ面に初期欠陥がある場合を想定したスリットの有無をパラメータとした9ケースを対象とすることとした．腐食箇所は，側壁中間部内側(区間Ⅰ)と側壁上端両側(区間Ⅱ)の2箇所とした．N-L2-A供試体については，コンクリートの打継ぎ面に初期欠陥がある条件を設定し，あらかじめ貫通したスリットを挿入することにより，鉄筋腐食が著しい場合を想定した．

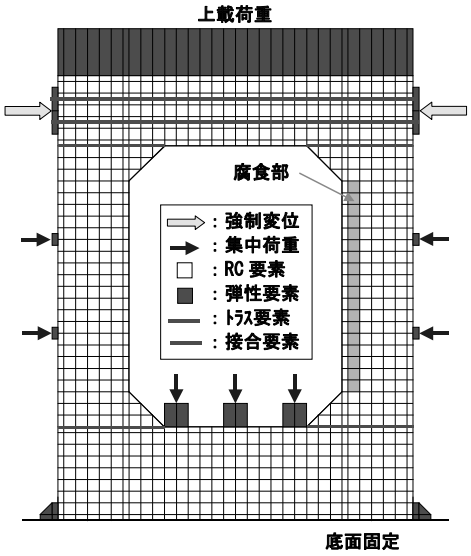


図 6.3-1 有限要素解析メッシュ図

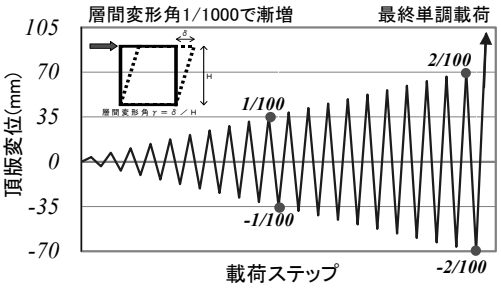


図 6.3-2 正負交番強制変位載荷の手順

表 6.3-1 解析ケース(RC ボックスカルバート)

解析対象	解析ケース	主鉄筋腐食量(%)		腐食度	着目点
		平均値	最大値		
N-N-N		0.0	0.0	なし	腐食なし(せん断破壊)
A-N-N		0.0	0.0	なし	腐食なし(曲げ破壊)
N-S2-N		2.9	3.4	B	腐食小(せん断破壊)
A-S2-N		2.5	4.4	B	腐食小(曲げ破壊)
N-L1-N		11.6	16.4	D	腐食大(せん断破壊)
A-L1-N	解析 A	9.4	14.9	D	腐食大(曲げ破壊)
	解析 B	9.4	14.9	D	かぶり剥落を考慮
N-L2-A	解析 C	10.4	42.1	D	局所的な腐食
	解析 D	10.4	10.4	D	腐食ひび割れなし

6.3.2 シミュレーション解析結果および考察

(1) 水平荷重－水平変位関係

各供試験体に対する水平荷重と水平変位関係に関する解析結果を**図 6.3-3** に示す．これによると，せん断補強筋がある場合は，せん断補強筋がない場合に比べて，延性的な挙動をすることを解析的に再現している。また，腐食がある場合については，最大荷重付近までの荷重－変位関係については概ね良好に評価しているが，最大荷重以降の変形性能の評価精度が劣ることが分かる．ただし，スリットがあるケースについては，必ずしも荷重変位関係を精度よく再現することができなかった．鉄筋腐食が局所化した場合については，解析における鉄筋腐食の考慮手法をさらに検討する必要がある．

曲げ破壊モードに対する層間変形角 1/1000，3/1000，10/1000 および最大荷重時の解析結果の比較を**図 6.3-4** に，せん断破壊モードに対する比較を**図 6.3-5** にそれぞれ示す．これによると，曲げ破壊モードでは層間変形角が小さい段階では腐食に伴う耐荷力の低下が生じているものの，層間変位角 1/100 および最大荷重時にはその影響は小さくなっていることが分かる。一方で，せん断破壊モードの方が曲げ破壊モードよりも鉄筋腐食に伴う耐荷力の低下傾向が相対的に大きくなる傾向が認められる。

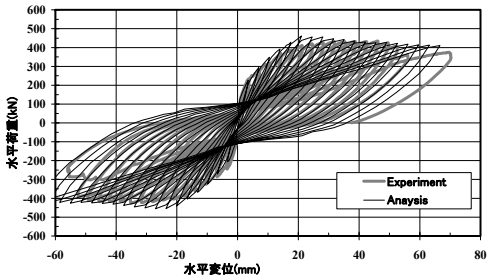
(2) 鉛直変位－水平変位関係

各供試験体に対する鉛直変位と水平変位関係に関する解析結果を**図6.3-6**に示す．なお，鉛直変位は頂版中央の上方変位を正とした．実験では，せん断補強筋がある場合は，主鉄筋の降伏に伴って，鉛直変位が増加したが，せん断補強筋がない場合は，斜めひび割れ発生後に，せん断ひび割れ面がずれて鉛直変位が徐々に低下した．解析結果は，主鉄筋の降伏に伴って，鉛直変位が増加する状況および斜めひび割れ発生後に鉛直変位が低下する傾向についても，解析的に概ね再現している．

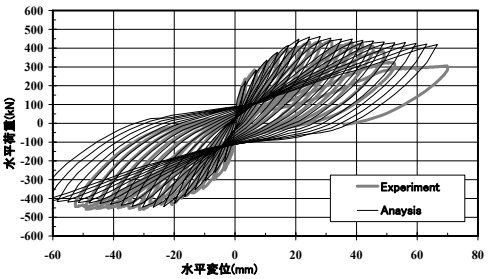
(3) ひび割れ損傷状況

各供試験体における変形図とひび割れ図に関する解析結果を**図 6.3-7** と**図 6.3-8** にそれぞれ示す．変形図は，変形状態を強調するために変形量は 10 倍に拡大して表示している．

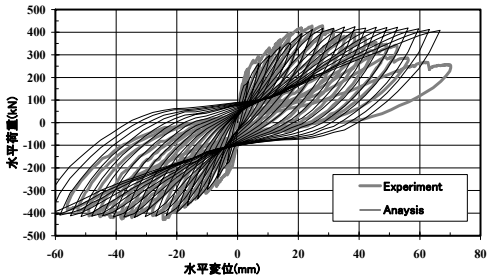
これによると，解析結果の変形状況とひび割れ発生状況は実験結果と完全に対応している訳ではないが，鉄筋腐食がある箇所の変形状況とひび割れ発生が顕著になる状況については概ね対応していた。せん断補強鉄筋がない場合については，実験で確認された斜めひび割れが底版に向けて進展する現象が，解析結果でも再現された．また，腐食ありのケースでは，腐食に伴って発生した主鉄筋に沿うひび割れが載荷によって発生する斜めひび割れと繋がるケースも確認された．スリットありの N-L2-A 供試体では，損傷がスリット位置に集中している状況を再現している．一方で，解析では損傷が腐食している部位に集中しており，実験と一致しないケースも存在する．特に，腐食小のせん断補強筋なしの結果ではこの傾向が大きい．腐食小については，平均腐食量が 2～3%であったが，腐食によるひび割れが鋭敏に影響したためと考えられる．



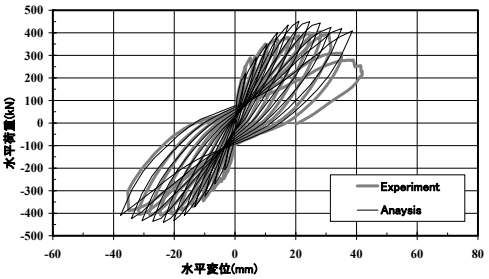
(a) A-N-N（せん断補強鉄筋あり・腐食なし）



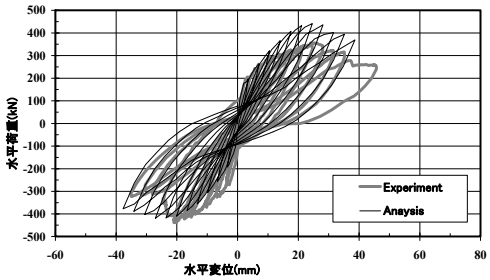
(b) A-S2-N（せん断補強鉄筋あり・腐食小）



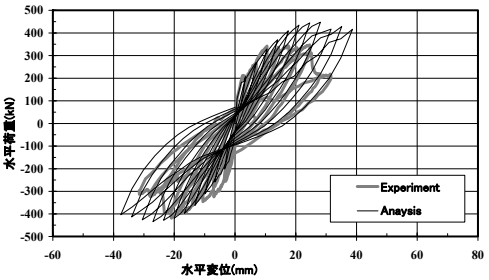
(c) A-L1-N(せん断補強鉄筋あり・腐食大)



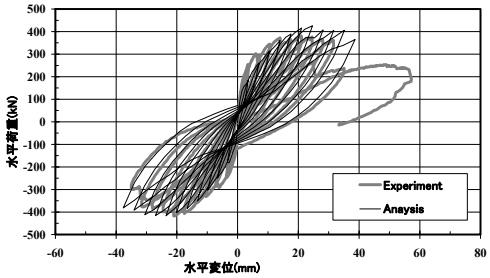
(d) N-N-N（せん断補強鉄筋なし・腐食なし）



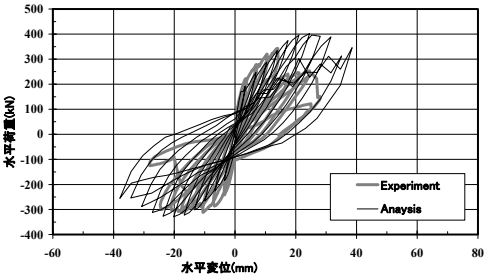
(e) N-S1-1（せん断補強鉄筋なし・腐食小）



(f) N-S1-2（せん断補強鉄筋なし・腐食小）

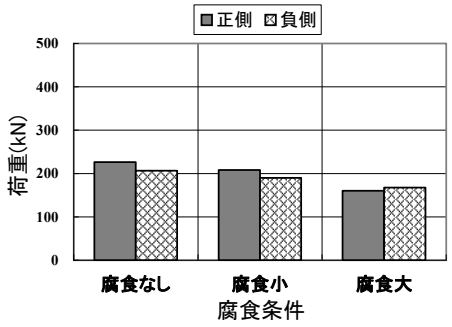


(g) N-L1-N（せん断補強鉄筋なし・腐食大）

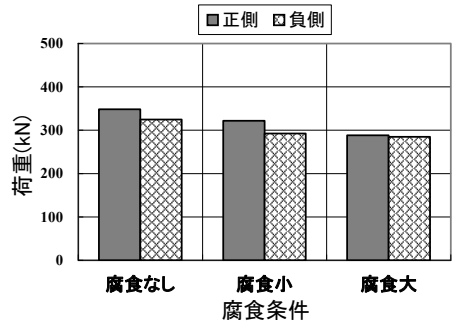


(h) N-L2-A（せん断補強鉄筋なし・腐食大・スリットあり）

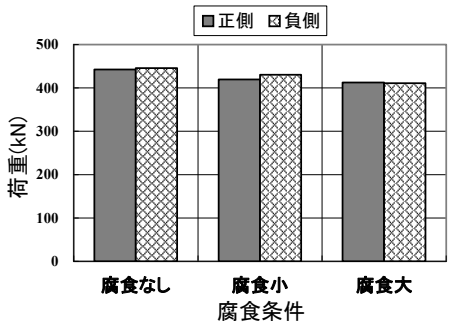
図 6.3-3　水平荷重－水平変位関係比較（シミュレーション解析）



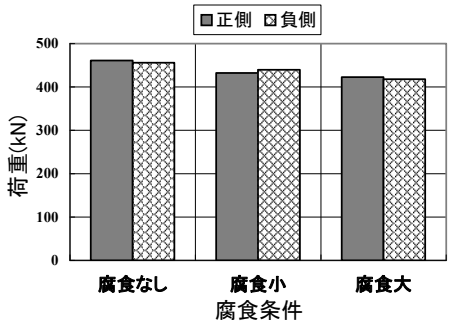
(a) 層間変形角 1/1000



(b) 層間変形角 3/1000

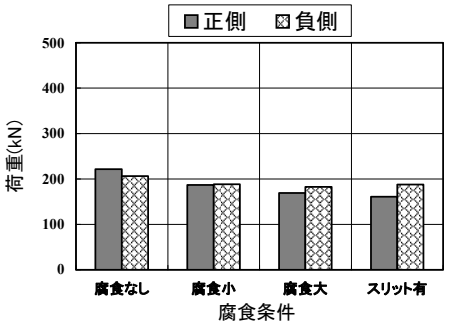


(c) 層間変形角 10/1000

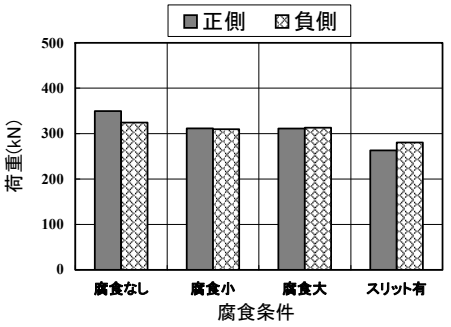


(d) 最大荷重

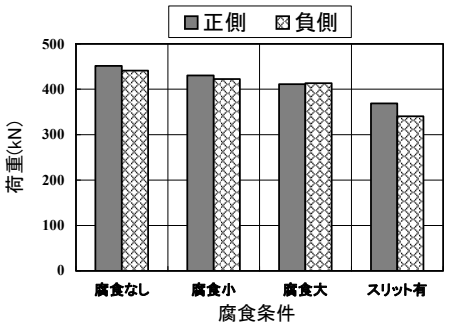
図 6.3-4　解析結果の比較(曲げ破壊モード)



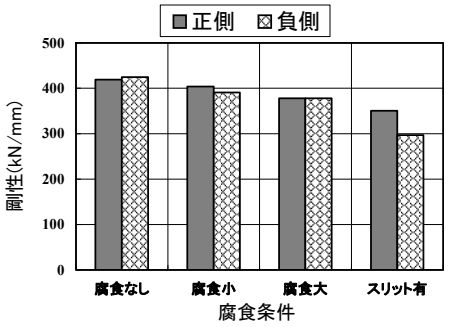
(a) 層間変形角 1/1000



(b) 層間変形角 3/1000

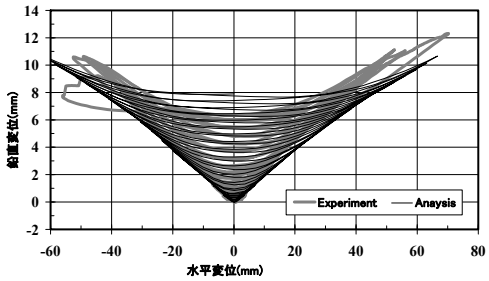


(d) 最大荷重

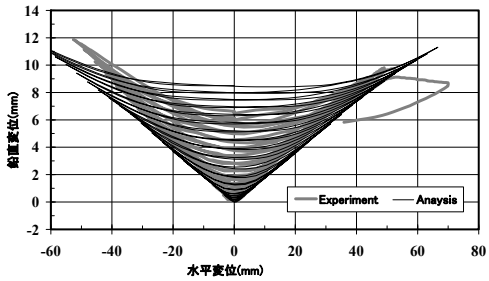


(d) 層間変形角 10/1000

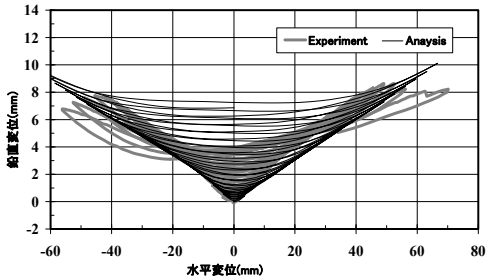
図 6.3-5　解析結果の比較(せん断破壊モード)



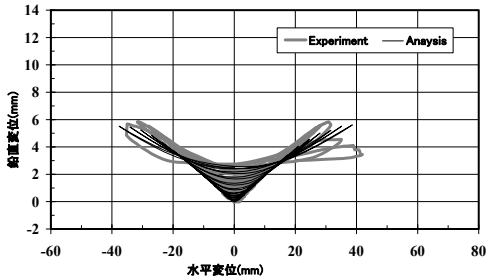
(a) A-N-N（せん断補強鉄筋あり・腐食なし）



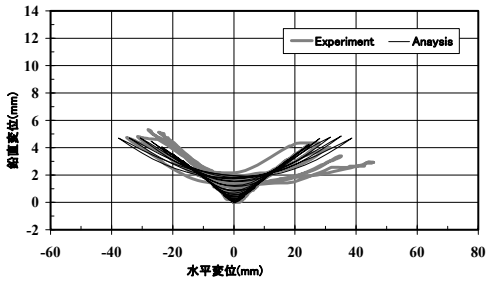
(b) A-S2-N（せん断補強鉄筋あり・腐食小）



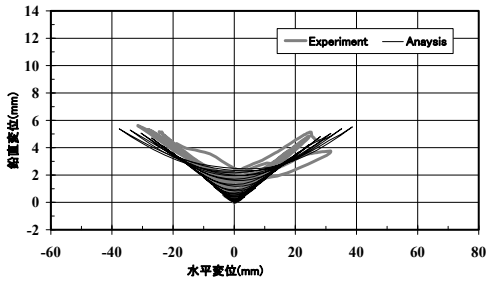
(c) A-L1-N(せん断補強鉄筋あり・腐食大)



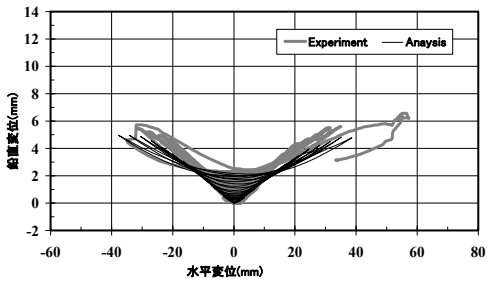
(d) N-N-N（せん断補強鉄筋なし・腐食なし）



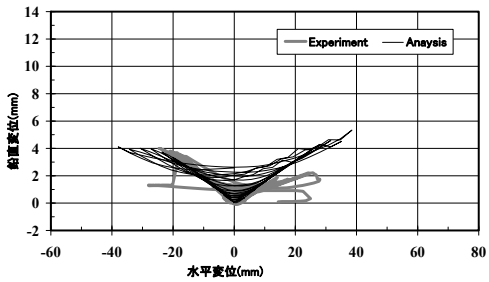
(e) N-S1-1（せん断補強鉄筋なし・腐食小）



(f) N-S1-2（せん断補強鉄筋なし・腐食小）

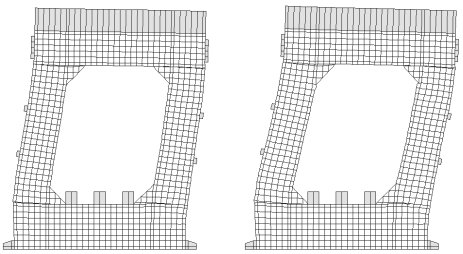


(g) N-L1-N（せん断補強鉄筋なし・腐食大）



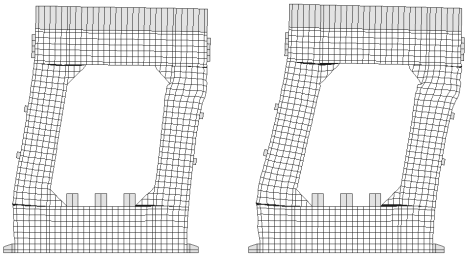
(h) N-L2-A（せん断補強鉄筋なし・腐食大・スリットあり）

図 6.3-6　鉛直変位－水平変位関係比較（シミュレーション解析）



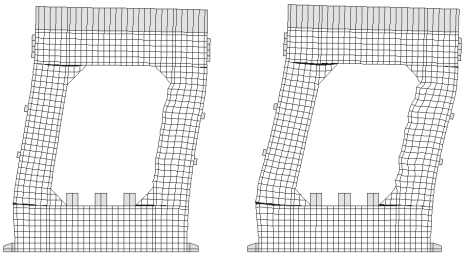
R=+10/1000　R=+14/1000

(a) A-N-N（せん断補強鉄筋あり・腐食なし）



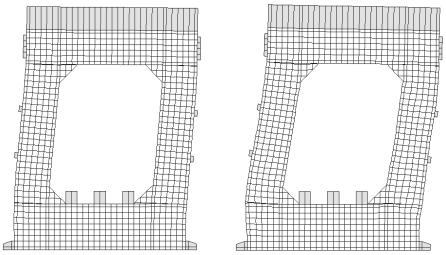
R=+10/1000　R=+14/1000

(b) A-S2-N（せん断補強鉄筋あり・腐食小）



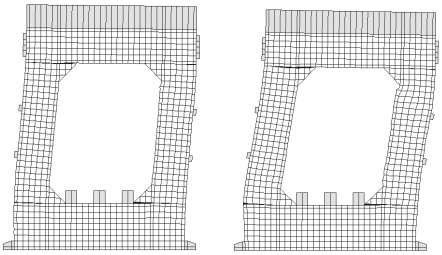
R=+10/1000　R=+14/1000

(c) A-L1-N(せん断補強鉄筋あり・腐食大)



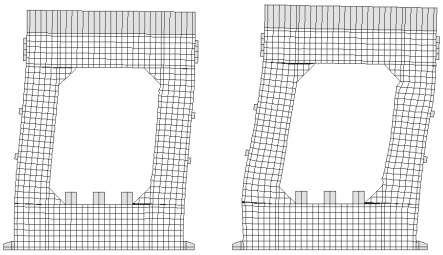
R=+6/1000　R=+10/1000

(d) N-N-N（せん断補強鉄筋なし・腐食なし）



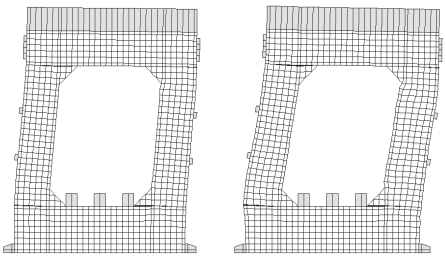
R=+6/1000　R=+10/1000

(e) N-S1-1（せん断補強鉄筋なし・腐食小）



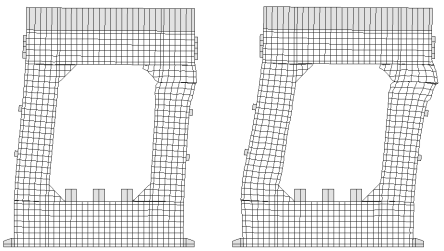
R=+6/1000　R=+10/1000

(f) N-S1-2（せん断補強鉄筋なし・腐食小）



R=+6/1000　R=+10/1000

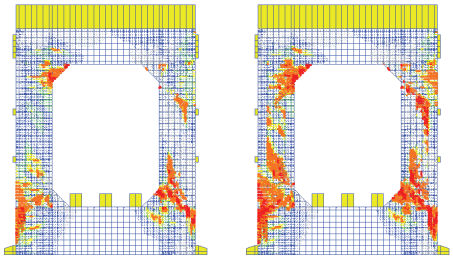
(g) N-L1-N（せん断補強鉄筋なし・腐食大）



R=+6/1000　R=+10/1000

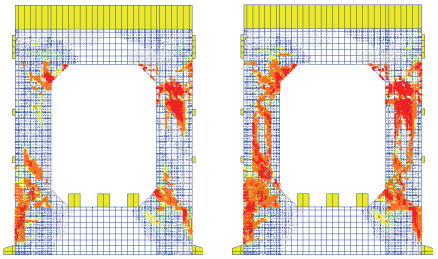
(h) N-L2-A（せん断補強鉄筋なし・腐食大・スリットあり）

図 6.3-7　シミュレーション解析変形図



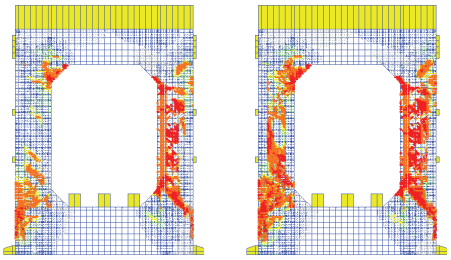
R=+10/1000　R=+14/1000

(a) A-N-N（せん断補強鉄筋あり・腐食なし）



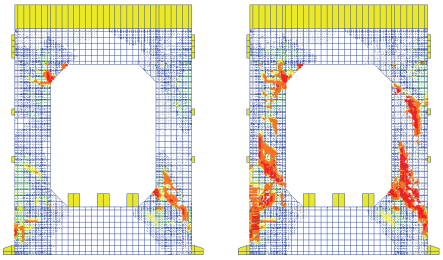
R=+10/1000　R=+14/1000

(b) A-S2-N（せん断補強鉄筋あり・腐食小）



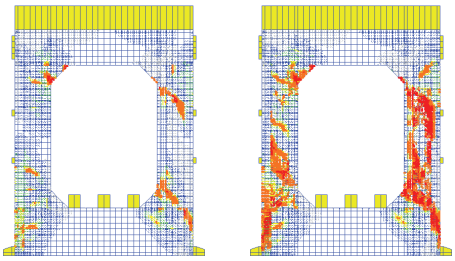
R=+10/1000　R=+14/1000

(c) A-L1-N(せん断補強鉄筋あり・腐食大)



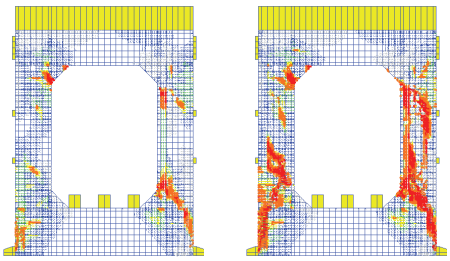
R=+6/1000　R=+10/1000

(d) N-N-N（せん断補強鉄筋なし・腐食なし）



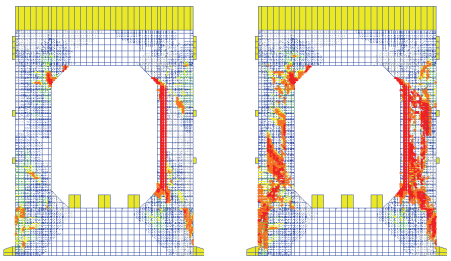
R=+6/1000　R=+10/1000

(e) N-S1-1（せん断補強鉄筋なし・腐食小）



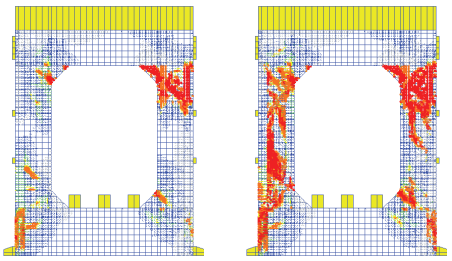
R=+6/1000　R=+10/1000

(f) N-S1-2（せん断補強鉄筋なし・腐食小）



R=+6/1000　R=+10/1000

(g) N-L1-N（せん断補強鉄筋なし・腐食大）



R=+6/1000　R=+10/1000

(h) N-L2-A（せん断補強鉄筋なし・腐食大・スリットあり）

図 6.3-8　シミュレーション解析ひび割れ図

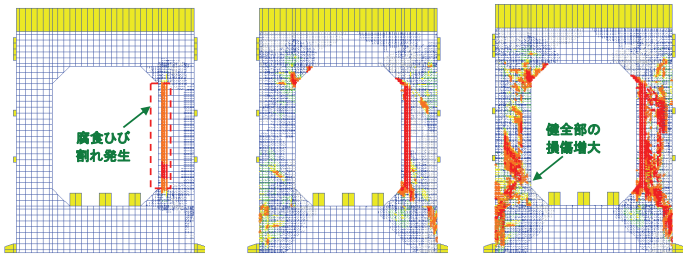
6.3.3 鉄筋腐食が耐荷特性に与える影響

(1) ひび割れ損傷状況

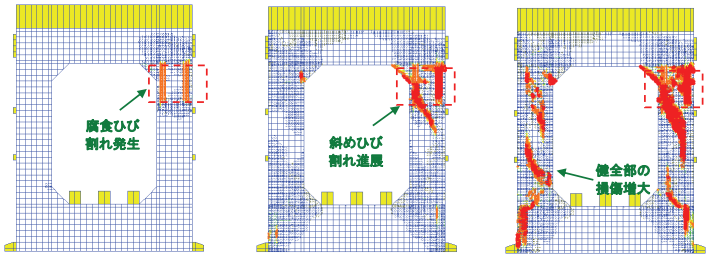
腐食がある供試体の解析におけるひび割れ発生状況を**図 6.3-9** に示す．これによると，載荷前に，腐食膨張ひずみにより，主鉄筋方向に沿った腐食ひび割れが生じていることが分かる．このため，載荷する層間変形角が大きくなるにしたがって，隅角部にもひび割れが生じているものの，腐食ひび割れ部のひずみが大きくなっている．これは，腐食ひび割れ部でせん断伝達がなされるため，正負交番作用により，せん断ひずみが大きくなるためであると考えられる．その後，腐食ひび割れと載荷によるひび割れがつながっている様子が見てとれる．鉄筋腐食が生じた箇所でのひび割れは進展するものの，最終的には，鉄筋腐食が生じた箇所のみのひび割れが進展するのではなく，鉄筋腐食が生じていない側にもひび割れが発生していることが分かる．これは，腐食した側壁の部材剛性が先行して低下した結果，剛性の高い側壁に損傷が集中したためである．このように，RC ボックスカルバートでは，劣化が生じた部材から破壊する場合も劣化が生じていない部材から破壊する場合もありえる．

(2) 荷重の分担機構

腐食がある供試体の断面力図(せん断力と曲げモーメント分布図)を**図 6.3-10** に示す．これによると，各供試体において逆対称曲げモーメント分布が解析で明瞭に現れており，鉄筋腐食が生じた部材・部位では，鉄筋腐食が生じていない部材・部位よりも分担する曲げモーメント・せん断力が低下していることが分かる．このため，曲げ破壊には曲げモーメントが大きい箇所，せん断破壊にはせん断力が大きい箇所が，腐食の影響が相対的に大きくなる．また，鉄筋腐食が生じたとしても，各部材に作用する曲げモーメントは大きくは変化していないが，スリットがある N-L2-A 供試体のように局所的に著しく腐食した場合には曲げモーメントの変曲点が若干上方に移動した．これらは，不静定構造である RC ボックスカルバートでは，荷重が再分配されることを示している．このため，RC ボックスカルバートでは静定構造と比べて，腐食箇所に損傷が生じても，耐荷力が低下しにくいと考えられる [10),11)]．一方で，不静定構造における荷重の分担機構は，上述のように部材剛性との相対関係において決まるため，正負交番載荷を受ける RC ボックスカルバートでは，鉄筋腐食に伴って耐荷力が増加する効果も受けにくいものと考えられる．

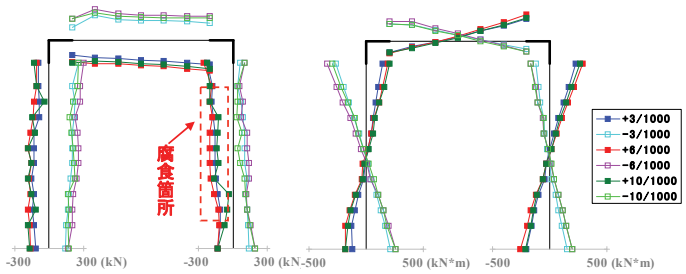


(a) N-L1-N 供試体

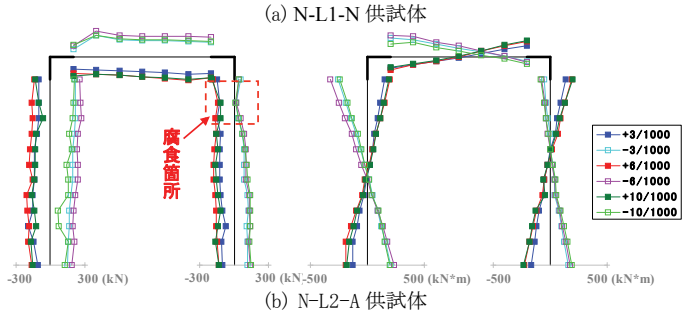


(b) N-L2-A 供試体

図 6.3-9　ひび割れ状況(解析)



(a) N-L1-N 供試体



(b) N-L2-A 供試体

図 6.3-10　断面力図(せん断力と曲げモーメント)

6.4 鉄筋腐食に伴う材料劣化を考慮した非線形解析手法の適用性

(1) 鉄筋腐食が生じていない場合

腐食のない場合におけるせん断補強鉄筋があるA-N-N供試体とせん断補強鉄筋がないN-N-N供試体に対して，荷重－変位関係の実験結果と解析結果を比較した結果を図6.3-3(a)(d)に示した．初期剛性や鉄筋降伏前後の挙動には，コンクリート打継ぎ面や隅角部における鉄筋の伸出しの影響が認められたため，これらの影響は実験結果を踏まえて接合要素を用いて考慮した．これによると，シミュレーション解析の荷重－変位関係は最大荷重以降に関しては実験結果を必ずしも良好に再現できていないものの，最大荷重近傍までに関しては概ね良好に再現していることが分かる．また，ひび割れ状況についても実験結果と解析結果は，概ね対応していた．ポストピーク以降の挙動の評価にあたっては，損傷の局所化等に関する解析モデルや要素分割等のモデル化の影響および実験の再現性などについて課題が残されていると考えられるが，本研究で用いた解析手法は，腐食がないRCボックスカルバートの最大荷重近傍までの耐荷力や変形性能の評価に適用可能であることが確認できた．

(2) せん断破壊供試体に鉄筋腐食が生じた場合

まず，鉄筋腐食が生じたN-L1-N供試体における荷重－層間変形角関係の実験結果と解析結果および鉄筋腐食が生じていないN-N-N供試体の解析結果の比較を図6.3-11(a)に示す．これによると，水平荷重－層間変形角関係に関しては，腐食あり供試体(N-L1-N)の解析結果は，腐食なし供試体(N-N-N)の解析結果に比べて，荷重を少し低めに評価し，実験結果に近い結果となった．最大荷重以降に関しては実験結果を必ずしも良好に再現できていないものの，最大荷重近傍までに関しては概ね良好に再現している．また，ひび割れ状況については，N-L1-N供試体の載荷実験では，鉄筋腐食した右側壁で腐食によるひび割れが進展した．腐食なし供試体の解析結果は，腐食ひび割れの進展状況を再現できていないが，腐食あり供試体の解析結果は実験のひび割れ状況を概ね再現している．

次に，腐食がある場合におけるせん断補強鉄筋がないN-L1-N供試体の解析ひび割れ発生状況を図6.3-11(b)に示す．解析では，載荷前に，腐食膨張ひずみにより，主鉄筋方向に沿った腐食ひび割れが生じていることが分かる．なお，解析における腐食ひび割れは，耐荷力に影響を及ぼすことが想定される断面奥行き方向のひび割れである．載荷する変形角が大きくなるにしたがって，隅角部にもひび割れが生じているものの，腐食ひび割れ部のひずみが大きくなっている．これは，腐食ひび割れ部でせん断伝達がなされるため，正負交番作用により，せん断ひずみが大きくなるためであると考えられる．

(3) 曲げ破壊試験体に鉄筋腐食が生じた場合

腐食がある場合におけるせん断補強鉄筋がある A-L1-N 供試体の実験結果と解析結果の比較を図 6.3-12 に示す．実験では，腐食箇所の損傷が大きくなり，最大荷重後に腐食部のかぶりが剥離する傾向にあった．解析結果は実験のひび割れ状況と最大荷重までの荷重－変位関係を概ね再現しているが，最大荷重後の軟化領域は必ずしも再現できなかった．これは，解析において，腐食部におけるかぶりコンクリートの剥落を適切に表現できていないためと考えられる．これを踏ま

えて，腐食部のかぶりコンクリートを載荷前からないものとした解析を実施した結果を**図 6.3-13** の解析結果Aに示した．この解析では，主鉄筋はもちろん，付着の効果も考慮していない．解析結果Aは，最大荷重後に軟化した挙動を概ね再現可能であった．なお，図中には最大荷重後，層間変形角 7/1000 から層間変形角 8/1000 時に腐食部のコンクリート強度(圧縮強度，引張強度)を 1/100 とし，付着もないものとした解析結果Bも併せて示した．これは，実験事実に基づいて，載荷途中におけるかぶりの剥落による剛性低下を模擬したことに概ね対応する．この結果より，腐食部のかぶりコンクリートの剥落状況を忠実に再現すれば，最大荷重以降についても解析精度が向上すると考えられる．

(4) 局所的に著しい鉄筋腐食が生じた場合

N-L2-A 供試体における荷重－層間変形角関係の実験結果と解析 C の比較を**図 6.3-14** に示す．比較のため，腐食ひび割れと局所的な腐食(平均腐食量のみを考慮)を考慮しない解析 D も併せて示した．これによると，解析 C は解析 D に比べて，最大荷重やひび割れ状況は近い状況になっている．特に，腐食ひび割れを考慮しない場合(＝解析 D)は，腐食が生じていない側から損傷が進展した．また，鉄筋腐食が RC ボックスカルバートのせん断耐荷特性に与える影響については，耐荷力よりも変形性能に及ぼす影響の方が相対的に大きかった．これは，せん断ひび割れの進展に与える腐食ひび割れの影響が大きいためである．

しかし，斜めひび割れが進展して，荷重が低下する層間変形角については良好には評価出来なかった．これは，第５章に示した実験結果において腐食ひび割れに起因した斜めひび割れの進展が急激であったためと考えられる．本解析では鉄筋の平均腐食量と最大腐食量に基づいて，腐食した鉄筋の材料特性をモデル化しているが，局所的な鉄筋腐食の影響が大きい場合には，必ずしも適用性が十分ではなかった．鉄筋の腐食分布や局所的な腐食ひび割れなどについてもさらに詳細にモデル化していく必要があると考えられる

(5) 適用性評価

6.2 節において，鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断載荷実験結果に対して，シミュレーション解析を実施した．この結果では，ひび割れの発生状況や損傷状況については実験結果と解析結果で概ね一致した．また，最大荷重までの荷重－変位関係が解析的に再現可能であった．これより，本検討で用いた材料劣化の力学モデルは鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断耐力評価に適用可能であることが確認できた．一方，6.3 節では，鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの載荷実験結果に対して，シミュレーション解析を実施した．この結果，腐食が大きい実験ケースに対して，せん断補強鉄筋がない場合，ある場合ともに，実験結果におけるひび割れ発生状況や破壊状況などを概ね良好に再現可能であった．また，実験で得られた荷重－変位関係を最大荷重までの範囲においてほぼ再現し，最大荷重値の誤差は約 4%であった．

しかしながら，最大荷重以降は必ずしも良好な解析精度は得られなかった．ポストピーク以降の挙動の評価にあたっては，損傷の局所化等に関する解析モデルや要素分割のモデル化の影響および実験の再現性などについて課題が残されている．一方で，解析では，一様に鉄筋腐食しているものとしてモデル化しているが，実際には部位ごとに腐食の進展に差が生じることも推察され

る．また，本モデル化では，腐食ひび割れを二次元で評価しているが，実際には三次元的に腐食ひび割れが発生する．解析における鉄筋腐食の考慮方法についてもさらに高精度化を図る必要がある．

以上より，本研究で提案した材料劣化の力学モデルを用いた材料非線形解析は，鉄筋腐食に伴う損傷や定着の腐食などが顕著に進行せずに，平均腐食量が約 10%，最大腐食量が約 40%までの範囲において，すなわち，劣化進展過程における加速期までにおいて，鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの最大荷重までのひび割れ損傷状況や耐荷力評価に適用可能であると考えられる．

これらのことは，詳細調査などにより劣化状態を精密に把握できた場合に，材料非線形解析による鉄筋腐食を伴う RC ボックスカルバートの耐荷性能評価が可能となることを示している．一方，詳細調査を実施しない場合や簡便に評価したい場合には，劣化箇所の劣化グレードを推定した上で，**表 3.4-5** に示した力学モデルのパラメータを用いて，解析するとよい．

なお，電食による腐食性状は，腐食生成物の化学成分，腐食ひび割れ発生後に錆びが溶け出すなどの点において，実際の塩害による腐食性状とは異なることが指摘されている [12),13)]．しかしながら，電食と塩害による腐食では，鉄筋の断面減少や腐食ひび割れの発生，鉄筋とコンクリートの付着力低下など鉄筋コンクリートの数値解析における材料劣化のモデル化という観点では基本的に同様であると考えられる．ただし，対象とする腐食環境や構造物の特性などによっては，付着係数や腐食膨張係数などの値や適用範囲を精査して用いなければならない．

6.5 第６章のまとめ

本章で得られた主な成果をまとめると次の通りである．

(1) 鉄筋腐食が生じたRCはり部材の材料非線形解析

鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断載荷実験結果に対して，腐食量に応じた構成則パラメータを設定したシミュレーション解析を実施した．この結果，主鉄筋とコンクリートの付着劣化が生じることにより，せん断耐力が増加する挙動などを解析的に再現することが可能であった．また，本解析では，実験で得られた荷重－変位関係を，最大荷重までの範囲においてほぼ再現し，せん断耐力実験値と概ね一致することが確認できた．これより，本検討で用いた材料劣化の力学モデルは，主鉄筋の平均腐食量が概ね 10%までの範囲において，鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐力評価に適用可能であることが確認できた．

(2) 鉄筋腐食が生じたＲＣボックスカルバートの材料非線形解析

鉄筋腐食が生じた典型的形状の実規模RCボックスカルバートの載荷実験に対して，前述の材料劣化のモデル化手法を適用した材料非線形解析を用いて，シミュレーション解析を実施した．その結果，腐食ひび割れの影響を適切に考慮することで，実験結果における腐食ひび割れの発生状況および腐食ひび割れと載荷によるひび割れが繋がる状況などを概ね評価可能であり，実験で得られた荷重－変位関係を最大荷重までの範囲においてほぼ再現していた．

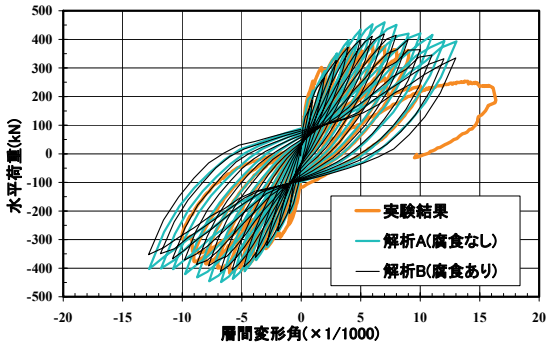
また，RC ボックスカルバートでは，不静定構造で荷重が再分配されるため，局所的な材料劣化により荷重が増加する効果も低下する効果も受けにくいものの，せん断ひび割れの進展に与える腐食ひび割れの影響が大きく，耐荷力よりも変形性能に及ぼす影響が相対的に大きいことなどを示した．

(3) 鉄筋腐食に伴う材料劣化を考慮した非線形解析手法の適用性

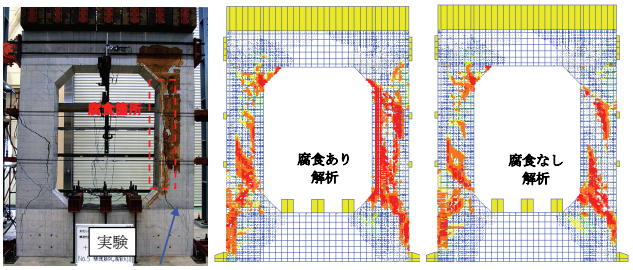
鉄筋腐食が生じたRCはり部材のせん断載荷実験および鉄筋腐食が生じたRCボックスカルバートの載荷実験のシミュレーション解析より，本研究で提案した材料劣化の力学モデルを用いた材料非線形解析に基づく手法は，局所的に著しい腐食が進展せずに，主鉄筋の平均腐食量が概ね10%までの範囲において，劣化進行過程における加速期までにおいて，鉄筋腐食が生じたRCボックスカルバートの耐荷力評価に適用可能であることが確認できた．

[第６章の参考文献]

1) 土木学会:【2013 年制定】コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013.
2) 土木学会:原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン，2008.
3) 土木学会:材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ，No.71, 2006.
4) 土木学会:非線形解析によるコンクリート構造物の性能照査－手順と検証例・照査例－，コンクリート技術シリーズ No.66, 2005.
5) 岡村　甫，前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.
6) 土木学会:【2012 年制定】コンクリート標準示方書[設計編], 2013.
7) 武若耕司,松本進:コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.6, pp.177-180, 1984.
8) MAEKAWA,K., ISHIDA,T. and KISHI, T. : Multi-scale modeling of Concrete Performance - Integrated Material and Structural Mechanics - , Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.1, No.2, pp91-126, 2003.
9) An,X.:せん断を受ける鉄筋コンクリートの破壊解析と耐震性能の照査法に関する研究，東京大学博士論文，1996.
10) 曽良岡宏，足立正信，本田国保，田中浩一：地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1123-1128, 2001.
11) 松尾豊史，松村卓郎，玉田潤一郎:鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能に関する実証研究，土木学会論文集 E, Vol.65, No.3, pp.404-418, 2009.
12) 土木学会：鉄筋腐食・防食および補修に関する研究の現状と今後の動向－コンクリート委員会腐食防食小委員会報告－，コンクリート技術シリーズ, No.26, 1997.
13) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，1998.



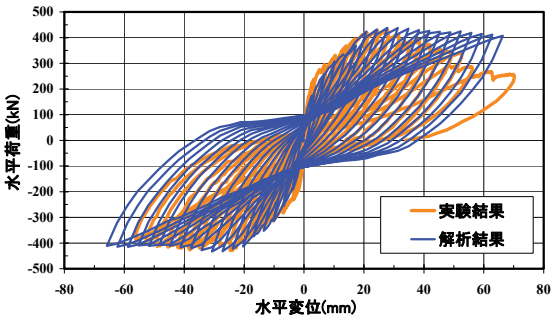
(a) 水平荷重－層間変形角関係



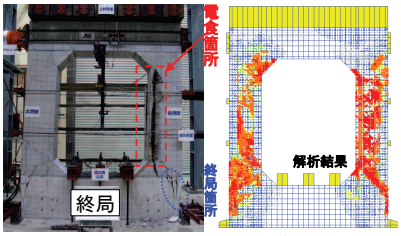
腐食ひび割れと載荷ひび割れが連結

(b) ひび割れ状況(R=+10/1000)

図 6.3-11　N-L1-N 供試体の解析結果



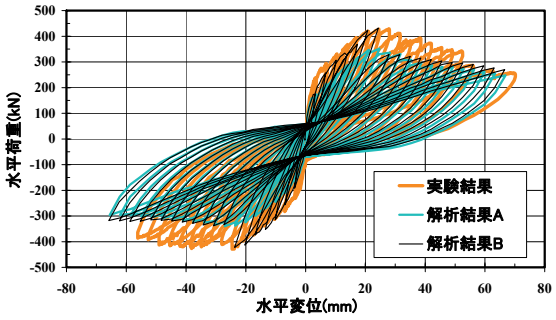
(a) 荷重－変位関係



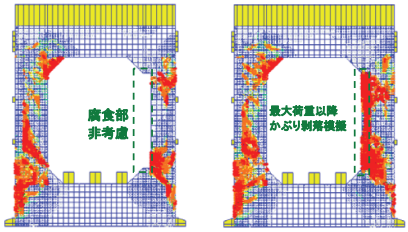
実験損傷状況　　解析ひび割れ図(終局時)

(b) ひび割れ状況

図 6.3-12 実験結果と解析結果の比較(A-L1-N 供試体)

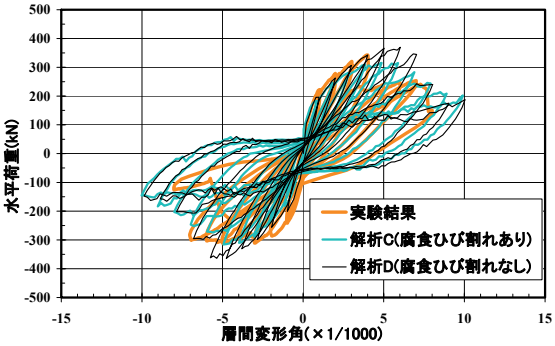


(a) 荷重－変位関係

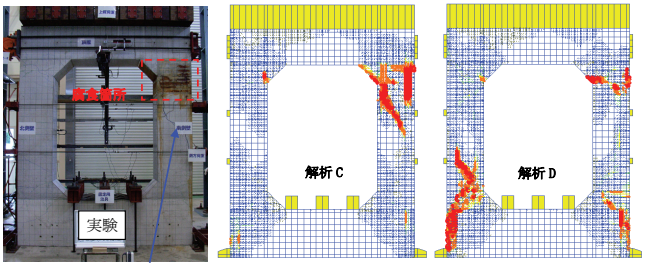


(b) 解析ひび割れ状況(終局時)

図 6.3-13 かぶりの剥落を模擬した場合の解析結果(A-L1-N 供試体)



(a) 水平荷重－層間変形角関係



(b) ひび割れ状況(R=+5/1000)

図 6.3-14 N-L2-A 供試体の解析結果

第７章　鉄筋腐食を考慮した残存耐荷性能評価手法

7.1　第７章の概要

電力施設における既設コンクリート構造物の中には経年劣化事象が懸念されているものがある．これらを合理的に維持管理していくためには，構造性能に着目することが重要な課題となっている[1),2)]．これらの構造物の耐荷性能を評価する場合には，有限要素解析に基づいた詳細な手法が有効となる．一方で，維持管理の実務への適用を意図して，構造解析を用いる場合でも，材料劣化の影響を簡便に評価できる実用的な方法が求められているが，これまで妥当性が十分に確認されていない。

第７章では，パラメータ解析結果および，既往の実験結果などを総合的に勘案して，RC ボックスカルバートの耐荷性能に及ぼす鉄筋腐食の影響を評価するとともに，鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの耐荷性能を簡便に評価することが可能な方法を提案することを目的としている．本章では，7.2 節において，**第６章**で適用性を検証した解析手法を用いて，腐食程度や腐食箇所などが耐荷性能に与える影響を評価するために，パラメータスタディを行った．また，7.3 節では，一般的な塩害環境下の劣化進行過程[3)]に対応付けて残存耐荷性能を評価することが可能な劣化係数を設定した．

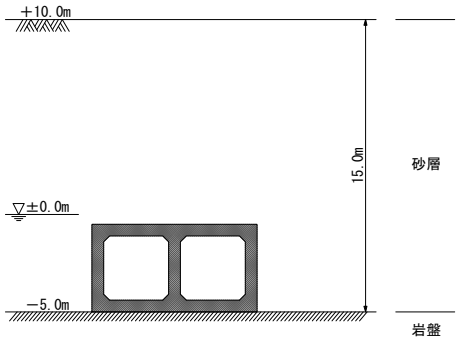
7.2　パラメータ解析による鉄筋腐食の影響評価

(1) 解析条件

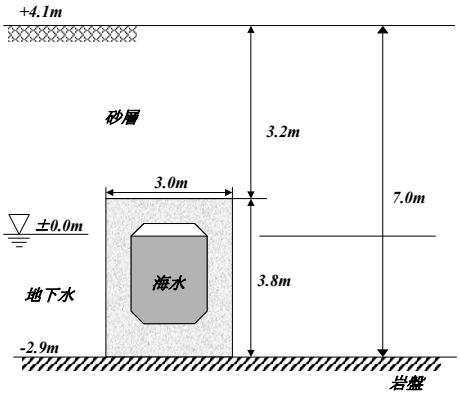
パラメータ解析では，**図 7.2-1** に示す「屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<照査例>」[4)]に記載されている海水管ダクトと取水ピットおよび**第５章**で示した取水路の３つの構造形式を対象とした．海水管ダクトでは，曲げ破壊に対する検討，取水路ではせん断破壊に対する検討，取水ピットでは不静定次数が大きい場合の検討を行う．

構造条件としては，土被り厚さと部材厚さをパラメータとした．海水管ダクトでは，圧縮応力下における軸力比の影響を検討するために，部材厚さを一定として，土被り厚を変化させた．取水路では，構造寸法の影響を検討するために，軸力比を概ね一定として，部材厚 60cm，100cm，200cm の場合を対象とした．

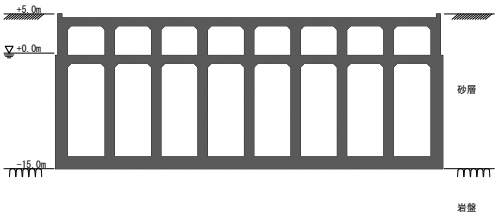
劣化条件は，腐食程度と腐食箇所をパラメータとした．腐食程度については，腐食ひび割れの発生と鉄筋腐食量に着目して，腐食なし，腐食小，腐食中，腐食大の 4 段階に区分けした．コンクリート表面に腐食ひび割れが発生した後の状態を腐食小とした．コンクリート表面に錆び汁が析出し，断面欠損が明らかな腐食程度を腐食中とした．顕著な変状が生じて，耐荷性能に影響がある程度を腐食大とした．ただし，腐食大については，**第６章**で検討した適用範囲外であるが，第３章で検討した範囲で顕著に腐食した場合の参考として設定した．各ケースの鉄筋腐食量については，**第３章**から**第５章**に示した実験結果および既往文献[2)]に基づいて，**表 7.2-1** のように設定した．腐食箇所については，海水管ダクト，取水路，取水ピットの埋設条件に基づいて，実際に生じる可能性のある腐食状態を考慮して，**図 7.2-2** に示すように種々の条件を設定した．海水管ダクトでは，側壁や隔壁の端部と中間部および側壁・隔壁の端部と隅角部のみが腐食した場合について検討した．取水路では，側壁の端部と中間部や頂版の中間部および両側壁や隅角部のみ，鉛直部材が腐食した場合を対象とした．取水ピットでは，側壁の上端部と中間部や隔壁上端部，および全側壁・隔壁端部が腐食した場合を想定した．



(a)海水管ダクト(曲げ破壊に対する検討)



(b)取水路(せん断破壊に対する検討)

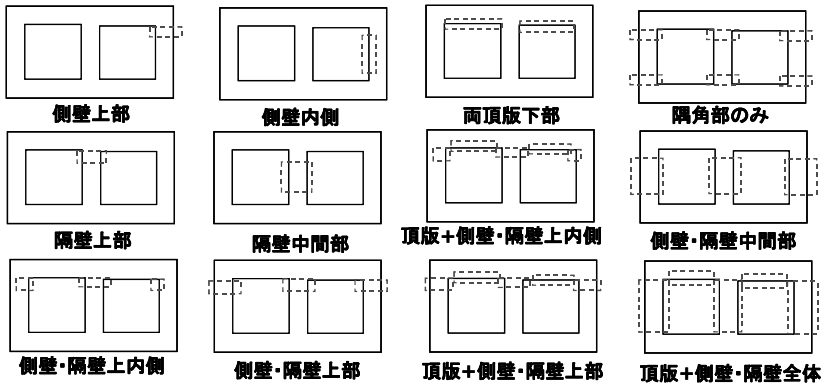


(c)取水ピット(不静定次数に対する検討)

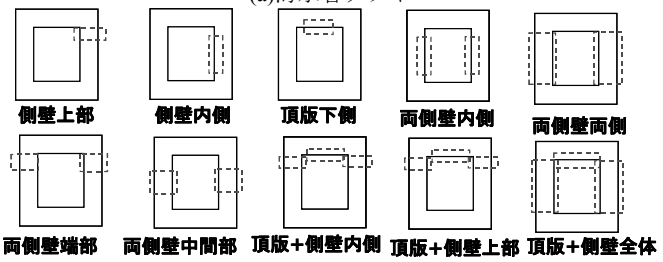
図 7.2-1 対象とする構造物

表 7.2-1 想定した鉄筋腐食量

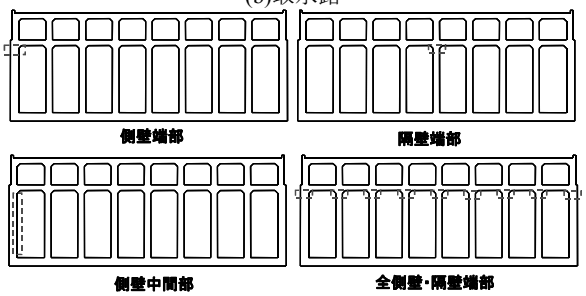
劣化の程度	鉄筋腐食量	想定した条件
腐食小	平均 2% 最大 3%	観察され得る劣化状態.
腐食中	平均 5% 最大 10%	想定しえる最大の劣化状態.
腐食大	平均 20% 最大 50%	可能性は低いが, 最悪の劣化状態.



(a)海水管ダクト



(b)取水路



(c)取水ピット

図 7.2-2 腐食箇所

解析結果の比較検討ケースを**表 7.2-2** に示した．海水管ダクトでは，腐食程度と腐食部位に加えて，埋設深さ(土被り厚)，コンクリート強度についても検討の対象とした．取水路では，腐食程度と腐食部位に加えて，寸法効果(部材厚)，鉄筋量(鉄筋径の増減により鉄筋量を変化させた)についても検討した．取水ピットでは，不静定次数が高い場合に対して，腐食程度と腐食部位の影響を検討した．

取水路の場合における解析条件の例を**図 7.2-3** に示す．初期荷重としては，自重および静止土圧を考慮した．水圧について影響が軽微であるため，無視した．構造物上部には土被り厚さ相当の分布荷重を考慮するとともに，構造物側部には静止側方土圧相当の分布荷重を作用させる．底面は厳しい条件として完全固定とした．正負交番強制変位載荷の手順は**図 6.3-2** と同様である．腐食量に応じた構成則パラメータについては，3.4 節に示したモデル化手法を適用した．なお，実現象では，自重や土圧が作用している状態で，鉄筋腐食に伴うひび割れが発生するが，解析プログラムの制約上，腐食膨張ひずみを先に導入した．ただし，実構造物では，自重や土圧により発生する引張ひずみは数 μ 程度の弾性範囲であり，この順番が発生ひずみに与える影響は小さいことを解析および実験で確認している．

表 7.2-2 解析結果の比較検討ケース

(a) 海水管ダクト

項目	共通条件	パラメータ	ケース名
腐食程度	側壁中間部・土被り 10.5m	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	A-MM-S2, A-MM-M2, A-MM-L2
	隔壁端部・土被り 10.5m	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	A-MM-S3, A-MM-M3, A-MM-L3
	隔壁中間部・土被り 21.0m	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	A-LM-S4, A-LM-M4, A-LM-L4
	隅角部のみ・土被り 10.5m	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	A-MM-S7, A-MM-M7, A-MM-L7
	頂版下部＋側壁隔壁上部・土被り 10.5m	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	A-MM-S9, A-MM-M9, A-MM-L9
	頂版下部＋側壁隔壁全体・土被り 10.5m	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	A-MM-S10, A-MM-M10, A-MM-L10
腐食部位	腐食小・土被り 10.5m	①側壁端部, ②側壁中間部, ③隔壁端部	A-MM-S1, A-MM-S2, A-MM-S3
	腐食中・土被り 10.5m	①側壁端部, ②側壁中間部, ③隔壁端部, ④側壁・隔壁の上端部内側, ⑤両頂版下部,	A-MM-M1,A-MM-M2, A-MM-M3, A-MM-M5, A-MM-M6
	腐食中・土被り 10.5m	①側壁・隔壁中間部, ②側壁・隔壁上部, ③頂版下部＋側壁・隔壁上部, ④頂版下部＋側壁・隔壁	A-MM-M7, A-MM-M8, A-MM-M9, A-MM-M10
埋設深さ	腐食小・側壁端部	①0.0m, ②10.5m, ③21.0m	A-SM-S1, A-MM-S1, A-LM-S1
	腐食中・側壁端部	①0.0m, ②10.5m, ③21.0m	A-SM-M1, A-MM-M1, A-LM-M1
	腐食中・隔壁中間部	①0.0m, ②10.5m, ③21.0m	A-SM-M4, A-MM-M4, A-LM-M4
ｺﾝｸﾘｰﾄ強度	腐食小・隔壁端部	①18N/mm^2, ②24N/mm^2, ③30N/mm^2	A-MS-S3, A-MM-S3, A-ML-S3
	腐食中・側壁中間部	①18N/mm^2, ②24N/mm^2, ③30N/mm^2	A-MS-M2, A-MM-M2, A-ML-M2
	腐食中・隔壁端部	①18N/mm^2, ②24N/mm^2, ③30N/mm^2	A-MS-M3, A-MM-M3, A-ML-M3

(b) 取水路

項目	共通条件	パラメータ	ケース名
腐食程度	部材厚 60cm・側壁端部	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	B-SS-S1, B-SS-M1, B-SS-L1
	部材厚 60cm・側壁中間部	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	B-SS-S2, B-SS-M2, B-SS-L2
	部材厚 60cm・頂版下部＋側壁・隔壁上部	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	B-SS-S9, B-SS-M9, B-SS-L9
	部材厚 100cm・頂版下部＋側壁・隔壁全体	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	B-MM-S9→10, B-MM-M9→10, B-MM-L9→10
	部材厚 200cm・側壁中間部	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	B-LL-S2, B-LL-M2, B-LL-L2
腐食部位	腐食小・部材厚 60cm	①側壁端部, ②側壁中間部, ③側壁上端内側, ④頂版下部	B-SS-S1, B-SS-S2, B-SS-S3, B-SS-S4
	腐食中・部材厚 60cm	①側壁端部, ②側壁中間部, ③側壁上端内側, ④頂版下部	B-SS-M1 , B-SS-M2 , B-SS-M3 , B-SS-M4
	腐食中・部材厚 100cm	①両側壁中間部, ②両側壁上部, ③両側壁内側, ④両側壁 , ⑤頂版下部＋側壁上部, ⑥頂版下部＋側壁全体	B-MM-M5, B-MM-M6, B-MM-M7, B-MM-M8, B-MM-M9, B-MM-M10
	腐食中・部材厚 200cm	①側壁端部, ②側壁中間部, ③両側壁	B-LL-M1, B-LL-M2, B-LL-M7
寸法効果 (部材厚)	腐食小・側壁中間部	①60cm, ②100cm, ③200cm	B-SS-S2, B-MM-S2, B-LL-S2
	腐食中・側壁端部	①60cm, ②100cm, ③200cm	B-SS-M1, B-MM-M1, B-LL-M1
	腐食中・側壁中間部	①60cm, ②100cm, ③200cm	B-SS-M2, B-MM-M2, B-LL-M2
鉄筋径 (鉄筋量)	腐食小・頂版中間部・部材厚 100cm	①D19, ②D25, ③D32	B-MS-S4, B-MM-S4, B-ML-S4
	腐食中・側壁端部・部材厚 100cm	①D19, ②D25, ③D32	B-MS-M1, B-MM-M1, B-ML-M1
	腐食中・側壁中間部・部材厚 100cm	①D19, ②D25, ③D32	B-MS-M2, B-MM-M2, B-ML-M1

(c) 取水ピット

項目	共通条件	パラメータ	ケース名
腐食程度	側壁端部	①腐食小, ②腐食中, ③腐食大	C-M-S1, C-M-M1, C-M-L1
腐食部位	腐食中	①側壁端部, ②側壁中間部, ③隔壁端部, ④全側壁・隔壁の端部	C-M-M1, C-M-M2, C-M-M3, C-M-M4

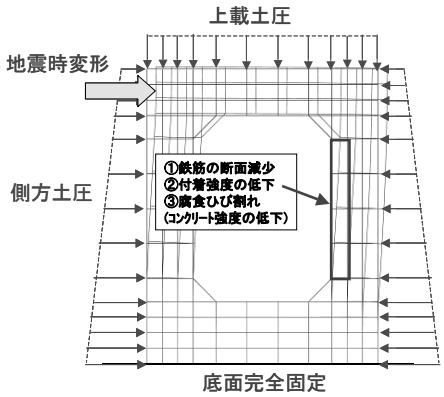


図 7.2-3 解析条件の例(取水路の場合)

(2) 解析結果および考察

a. 海水管ダクトにおける曲げ破壊の検討

ここでは，腐食程度，腐食部位，埋設深さ，およびコンクリート強度が，腐食がない健全な場合と腐食があり劣化した場合の最大荷重の比(以下，最大荷重比と記す)に与える影響を比較検討した結果を図 7.2-4 に示した.

まず，腐食程度が最大荷重比に与える影響を比較した例として，土被り 10.5m で隔壁端部が腐食した条件下で腐食小，腐食中，腐食大の場合の結果を図 7.2-4(a)に示す．これによると，腐食程度が小さく腐食が局所的である場合には腐食の影響は軽微であるが，腐食程度が大きくなった場合には，最大荷重比が腐食程度に応じて低下していることが分かる．これは，図 7.2-5 のひび割れ状況比較に示すように，腐食部においてひび割れが多く発生したためである．側壁中間部が腐食した条件などでも概ね同様な傾向であった.

次に，腐食箇所が最大荷重比に与える影響を比較した例として，土被り 10.5m で腐食が中程度である条件下で，側壁端部，側壁中間部，隔壁端部，側壁・隔壁の端部が腐食した場合の結果を図 7.2-4(b)に示す．これらによると，腐食程度が一箇所である場合は複数箇所腐食した場合に比べて，鉄筋腐食の影響が比較的小さいことが分かる．これより，同じ腐食程度でも腐食領域が局所的であるか全体的であるかによっても，耐荷性能に与える影響度合いは異なると考えられる.

続いて，埋設深さが最大荷重比に与える影響を比較した例として，側壁端部が中程度腐食した条件下で，埋設深さが 0.0m，10.5m，21.0m の場合の結果を図 7.2-4(c)に示す．これによると，埋設深さが大きいほど最大荷重比が低下している傾向が認められる．これは，土被りが大きいほど高軸力になるため，不静定構造において荷重が再分配される効果を受けにくいためであると考えられる.

さらに，コンクリート強度が鉄筋腐食なしと鉄筋腐食ありの最大荷重比に与える影響を比較した例として，隔壁端部が中程度腐食した条件下で，コンクリート強度が 18N/mm^2，24N/mm^2，30N/mm^2 の場合の結果を図 7.2-4(d)に示す．これらによると，腐食する部位によって影響度合いは若干異なっていたが，今回検討したコンクリート強度の変動の範囲では，コンクリート強度が最大荷重比に与える影響は大きくなかった.

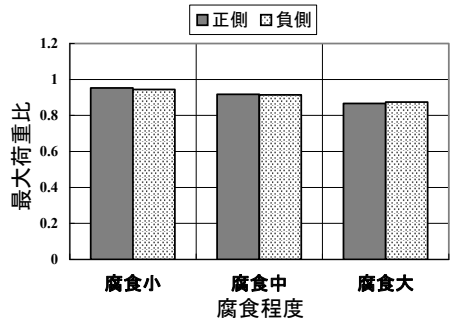
b. 取水路におけるせん断破壊の検討

ここでは，腐食程度，腐食部位，寸法効果(部材厚)，および鉄筋径(鉄筋量)が，最大荷重比に与える影響を比較検討した結果を図 7.2-6 に示した．

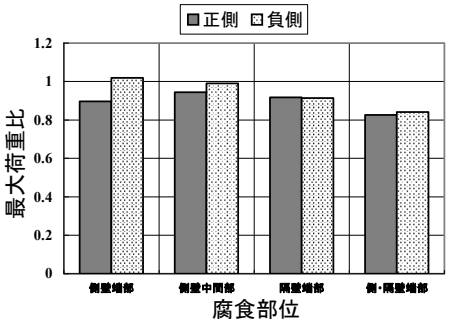
まず，腐食程度が最大荷重比に与える影響を比較した例として，部材厚が 60cm で側壁内側中間部が腐食した場合の結果を図 7.2-6(a)に示す．これによると，腐食程度が大きくなるにしたがって最大荷重比は低下する傾向にあることが分かる．腐食箇所が複数の場合には低下度合いも大きかったが，寸法(部材厚)が大きい場合には低下度合いが小さくなる傾向にあった．

次に，腐食箇所が最大荷重比に与える影響を比較した例として，部材厚が 60cm で腐食が中程度である条件下で,側壁上端部,側壁内側中間部,頂版内側中間部が腐食した場合の結果を図 7.2-6(b)に示す．これによると，最大荷重の低下度合いに与える腐食部位の差異は比較的小さかった．腐食領域が広いほど，低下度合いは若干大きくなる傾向にあったが，寸法が大きい場合については低下度合いも小さかった．

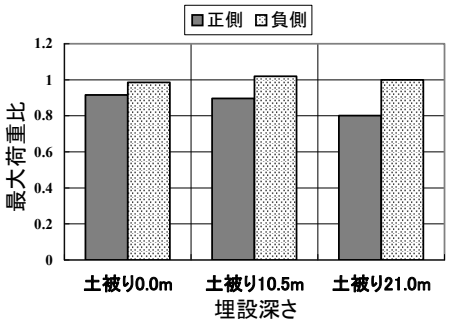
続いて，寸法効果(部材厚)が最大荷重比に与える影響を比較した例として，側壁内側中間部が中程度腐食した条件下で，部材厚が 60cm，100cm，200cm であった場合の結果を図 7.2-6(c)に示す．この結果より，寸法が大きいほど最大荷重比の低下度合いは小さいことが分かる．これは，図 7.2-7 に示すように部材寸法が大きい場合の方が，部材寸法に対するかぶりの比率が小さくなるため，鉄筋腐食の影響も表面的になるためであると考えられる．



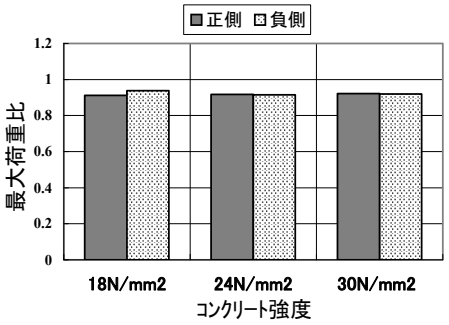
(a)腐食程度＜隔壁端部・土被り 10.5m＞



(b)腐食部位＜腐食中・土被り 10.5m＞

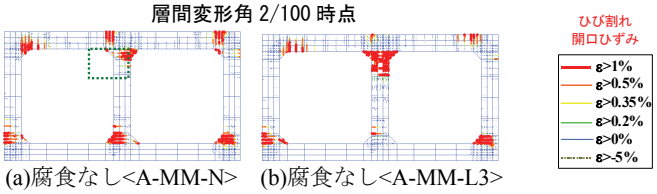


(c)埋設深さ＜腐食中・側壁端部＞



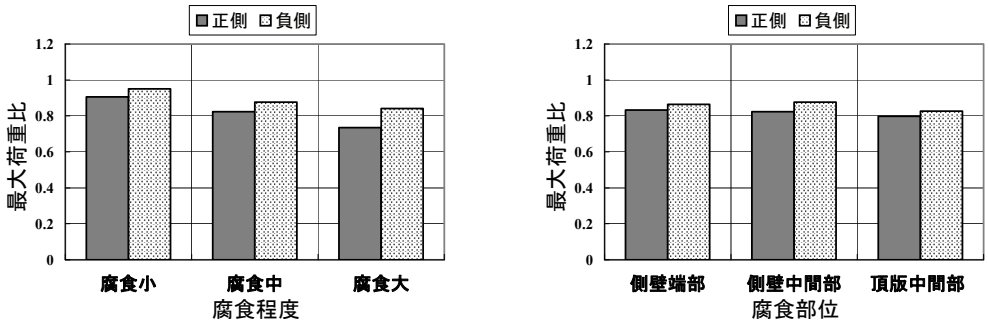
(d) ｺﾝｸﾘｰﾄ強度＜腐食中・隔壁端部＞

図 7.2-4 解析結果比較(海水管ダクト)

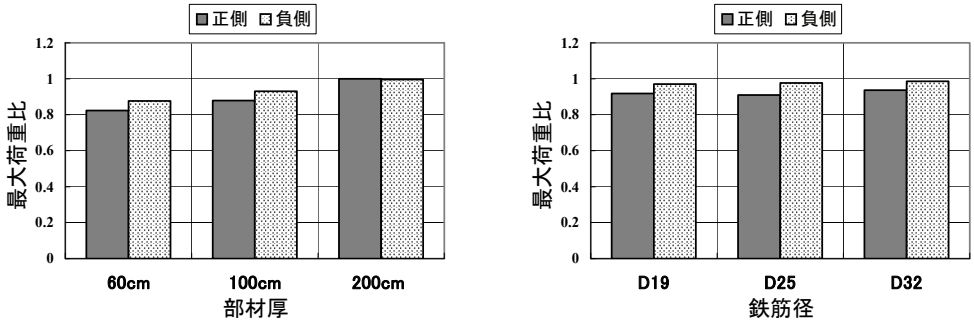


(a)腐食なし<A-MM-N>　(b)腐食なし<A-MM-L3>

図 7.2-5 ひび割れ状況比較(海水管ダクト)

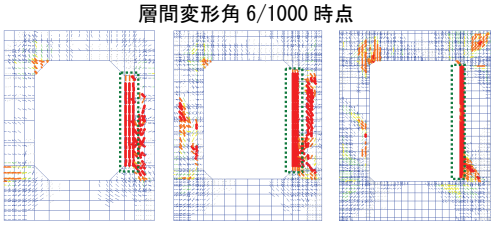


(a)腐食程度 ＜部材厚 60cm・側壁中間部＞　(b)腐食部位＜腐食中・部材厚 60cm＞



(c)寸法効果(部材厚)＜腐食中・側壁中間部＞　(d)鉄筋量(鉄筋径)＜腐食中・側壁端部＞

図 7.2-6 解析結果比較(取水路)



(a)部材厚 60cm (b)部材厚 100cm (c)部材厚 200cm
<B-SS-M2>　<B-MM-M2>　<B-LL-M2>

図 7.2-7 ひび割れ状況比較(取水路)

さらに，鉄筋径(鉄筋量)が最大荷重比に与える影響を比較した例として，側壁中間部が中程度腐食した条件下で，主鉄筋の鉄筋径が D19, D25, D32 に変化した場合の結果を図 7.2-6(d)に示す．これより，鉄筋径(鉄筋量)が最大荷重比に与える影響は小さいことが分かる．これは，主鉄筋の断面減少が与える影響が小さいことを示していると考えられる．すなわち，鉄筋腐食に伴うひび割れ発生や鉄筋とコンクリートの付着劣化が相対的に大きく影響すると考えられる．ただし，鉄

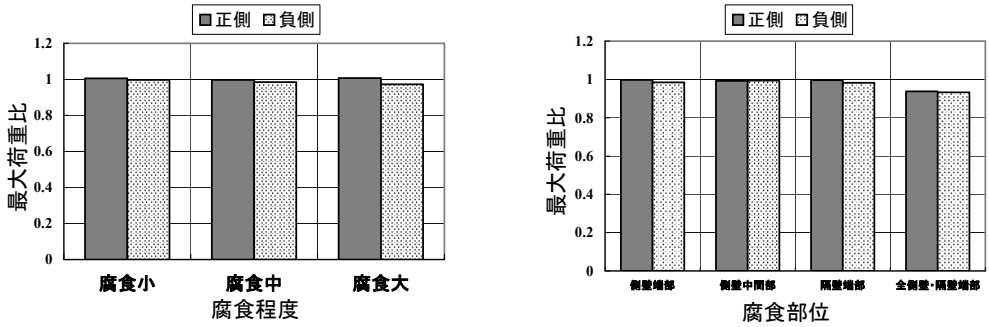
筋量が多い場合の方が最大荷重の絶対値としては大きくなっており，鉄筋量が多い方が高剛性となるため，同一層間変形角における損傷状況としては激しくなる傾向にあった．

c. 取水ピットにおける不静定次数の検討

ここでは，腐食程度，腐食部位が，最大荷重比に与える影響を比較検討した結果を**図 7.2-8** に示した．

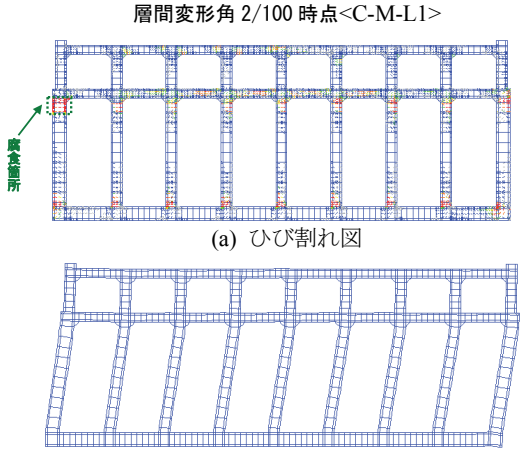
まず，取水ピットの側壁上端が鉄筋腐食した場合について，腐食程度が最大荷重比に与える影響を比較した結果を**図 7.2-8**(a)に示す．これによると，最大荷重の低下はほとんどないことが分かる．これは，**図 7.2-9** に示すように，2 層 8 連のような高次の不静定構造であるためと考えられる．このため，高次の不静定構造物が局所的に劣化している場合は耐荷性能に与える影響は小さいとみなすことができる．

次に，腐食が中程度である場合に対して，腐食部位が最大荷重比に与える影響を比較した結果を**図 7.2-8**(b)に示す．腐食部位は，取水ピットの側壁上端，側壁中間部，隔壁上端，および側壁・隔壁上端を検討の対象とした．これによると，複数箇所が腐食しているような場合には，腐食の程度に応じて，最大荷重比も若干低下している．このため，高次の不静定構造物であっても，全体的に腐食している場合には腐食程度に応じて耐荷性能の低下を考慮する必要がある．



(a)腐食程度 ＜側壁端部＞　　(b)腐食部位 ＜腐食中＞

図 7.2-8 解析結果比較(取水ピット)



(a) ひび割れ図

(b) 変形図

図 7.2-9 ひび割れ・変形図(取水ピット)

(3) 臨海部取放水系 RC ボックスカルバートに生じる劣化条件

腐食が中程度である場合に対して，曲げ破壊(海水管ダクト)およびせん断破壊(取水路)に対して，腐食部位が最大荷重比に与える影響を比較した結果を**図 7.2-10** に示す．これによると，海水の干満・飛沫作用を受けて最も劣化しやすい側壁上部や頂版下部に鉄筋腐食が限定される場合には，耐荷力の低下程度は小さいことが分かる．海中部や土中部でも，海水による塩化物イオンの浸透の影響を受けるものの，酸素濃度が低いため，一般に鉄筋腐食が生じにくい環境である．しかしながら，海中部や土中部を含めて，部材全体に鉄筋腐食が生じた場合には，耐荷力の低下程度も大きくなる。鉄筋腐食が顕著な場合や部材全体に生じる場合などには，必ずしも既往の評価式などを適用できないため，材料非線形解析に基づく方法などにより耐荷力を算出することが有効である．

7.3 残存耐荷性能評価に用いる劣化係数の設定

7.3.1 劣化係数の概要

劣化係数は，RC 構造物の劣化状態に関する詳細な情報の取得が難しい場合に，グレード分けした劣化状態の判断基準に基づいて劣化の影響を安全側に定量評価する手法である．本手法は，「耐震性能照査指針・マニュアル」[4]で示されている鉄筋腐食の発生を許容する場合の限界値の低減率(20%)に代わるものと考えてよい．

劣化係数は，**式 7-1** に示すように，劣化グレードに応じて，耐荷性能の残存割合を評価するために導入するものである．

$$R_d' = \kappa_{cr} R_d = \kappa_{cr} R(\gamma_m)/\gamma_b \qquad \text{式 7-1}$$

ここに，κ_{cr} ： 劣化を考慮した限界値の残存割合，以下，劣化係数と称す．R_d ： 照査用限界値 $R_d = R(\gamma_m)/\gamma_b$，$\gamma_m$ ：材料係数，γ_b ：部材係数，R_d' ： 調査時点における照査用限界値

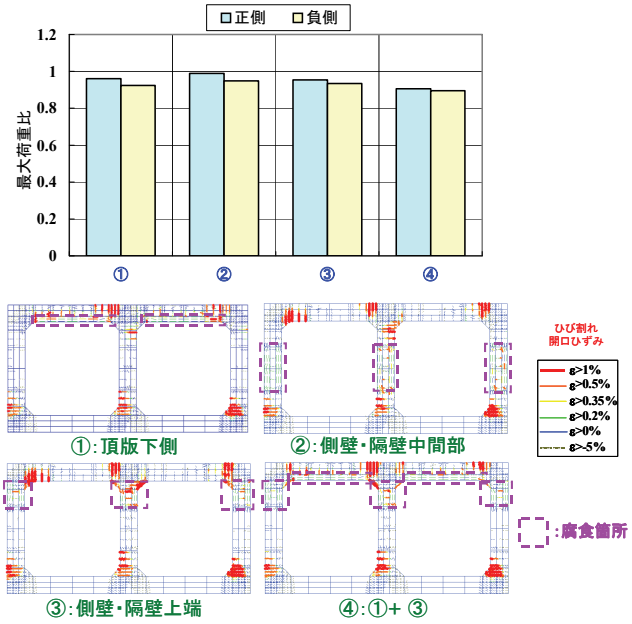
なお，劣化係数は，劣化の影響が比較的軽微な場合に，設計値を用いた数値解析を用いた応答値と限界値の算出結果に対して，限界値側で劣化の影響を考慮するために用いる．

7.3.2 既往の実験結果に基づく評価

(1) 曲げ破壊モード

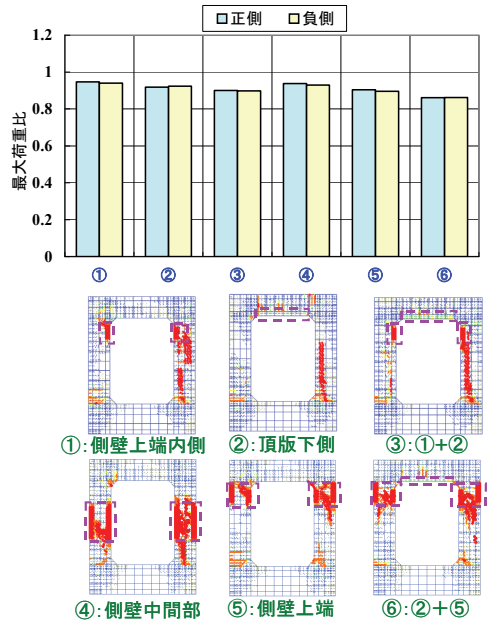
既往研究 [5),6)]における検討結果より，耐荷性能を評価するにあたっては，強度差に基づく方法，つまり最大値に相当する腐食量を用いて，鉄筋腐食の影響を考慮した方がよいと考えられる．**図 7.3-1** には，鉄筋腐食量(最大値)と文献 [5)-9)]における曲げ耐力比の関係を示す．これによると，曲げ耐力は鉄筋腐食量に比例して低下していることがわかる．本実験結果が，既往の実験結果に比べて低下率が低いのは，鉄筋コンクリート製ボックスカルバートでは隅角部に塑性ヒンジが形成され，局所的な材料劣化の影響を受けにくいためと考えられる．

図 7.3-2 には，鉄筋腐食量(質量差)と終局変位低下割合の関係を示した [8)-11)]．変形性能に関しては，最大腐食量で整理した研究事例が少なかったため，平均腐食量で整理した．これによると，腐食程度が小さくても変形性能の低下が大きい場合と腐食程度が大きくても変形性能の低下が小



ひび割れ図(R=20/1000)

(a) 曲げ破壊モード(海水管ダクト)



ひび割れ図(R=7/1000)

(b) せん断破壊モード(取水路)

図 7.2-10 腐食箇所が耐荷性能に及ぼす影響(パラメータ解析)＜腐食中＞

さい場合が見られた．これは，変形性能の低下には，鉄筋の断面減少量の程度よりも，ひび割れが発生する領域の広さの方が相対的に大きく影響するためと考えられる．ただし，鉄筋腐食量の増加に伴って，鉄筋の伸びは大きく低下する傾向があるため，顕著に劣化した場合の変形性能の低下度合いについても留意する必要がある．

(2) せん断破壊モード

図 7.3-3 には，既往の研究[12)-15)]におけるせん断耐力と鉄筋腐食量(平均値)の関係を示した．鉄筋腐食量については，研究事例の多い平均腐食量で整理した．これよると，鉄筋が腐食してもせん断耐力におけるコンクリート分担力は低下せずにむしろ増加する傾向があることが分かる．これは，斜めひび割れを誘発するようなひび割れがある場合には耐力が低下し，逆に斜めひび割れの発生を疎外するような直交方向のひび割れがある場合には耐力が増加する場合があるためと考えられる．なお，定着部の損傷を考慮した鉄筋コンクリートはり部材のせん断載荷実験[12)]では，定着部の損傷により，せん断耐力が大きく低下する場合があることを示している．

また,せん断耐力におけるせん断補強鉄筋分担力については,文献[15)-17)]などで検討されている．せん断耐力とせん断補強鉄筋腐食量(平均値)の関係を図 7.3-4 に示す．これによると，鉄筋が腐食してもせん断耐力におけるせん断補強鉄筋分担力はあまり低下していないことが分かる．これは，せん断破壊に係わる斜めひび割れの進展にせん断補強鉄筋が貢献しない場合は，影響が小さいことを示していると考えられる．しかしながら，せん断補強鉄筋の方が鉄筋径は小さく，かぶりも小さくなるため，劣化が顕在化した場合には，せん断補強鉄筋分担力が低下することが懸念される．

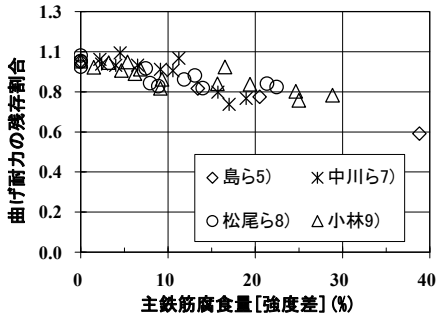


図 7.3-1 曲げ耐力と主鉄筋腐食量の関係

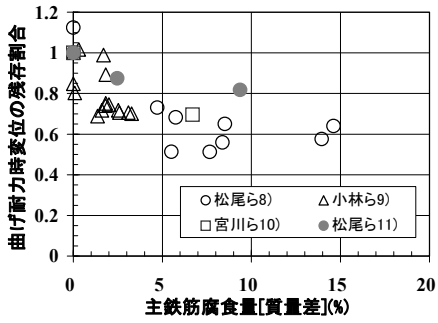


図 7.3-2 曲げ耐力時変位と主鉄筋腐食量の関係

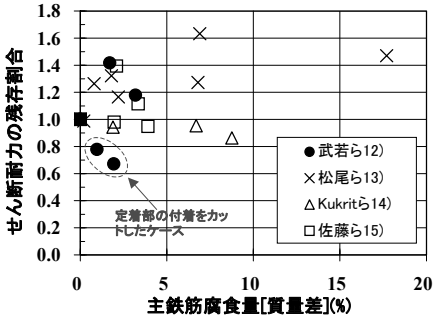


図 7.3-3 せん断耐荷力と主鉄筋腐食量の関係

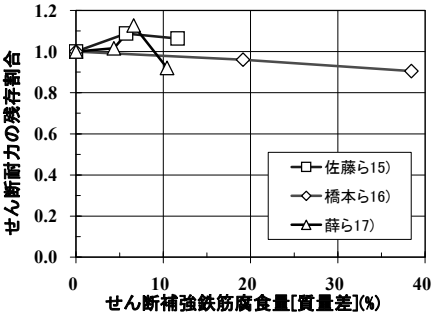


図 7.3-4 せん断耐力とせん断補強鉄筋腐食量の関係

7.3.3　劣化係数の設定

(1) 劣化進行過程の劣化程度との対応付け

土木学会のコンクリート標準示方書[維持管理編][3)]では，塩害環境下における一般的な鉄筋コンクリート構造物の劣化進行過程を**図 7.3-5** のように区分けしている．また，各劣化進行過程における劣化の具体的な状態については，**表 7.3-1** に示すように定めている．劣化進行過程概念は，劣化の程度と構造性能の低下(部材または構造物)の二つの組み合わせにより，表現される．劣化の程度には，部材や構造物の区別はなく，構造性能の低下とは一意には対応していないと考えられる．すなわち，劣化が同程度でも，構造性能の低下は，部材，静定構造物，不静定構造物または荷重，変形などで異なる．

パラメータ解析結果では，**図 7.2-10** に示すように，腐食程度が同一でも，腐食領域が局所的な場合と構造物全体である場合では構造性能の低下割合に差異があった．これは，ボックスカルバートが不静定構造のため，局所的な劣化の影響を受けにくいが，全体的に腐食した場合には，その効果を十分に発揮できないためと考えられる．また，局所的な腐食の場合でも，高軸力下の部材などの場合には，影響度合いが大きかったので，構造物が複数箇所腐食した場合と同様に扱うこととした．これらを踏まえて，劣化進行過程と腐食程度・腐食領域の対応を**表 7.3-2** のように区分けした．さらに，本研究における実験結果，パラメータ解析結果および既往の研究成果を勘案して，劣化した場合における耐荷性能の残存割合である劣化係数の値を**表 7.3-3** のように設定した．以降，曲げ系の破壊とせん断破壊に区分けして，**表 7.3-3** で設定した根拠を記載する．

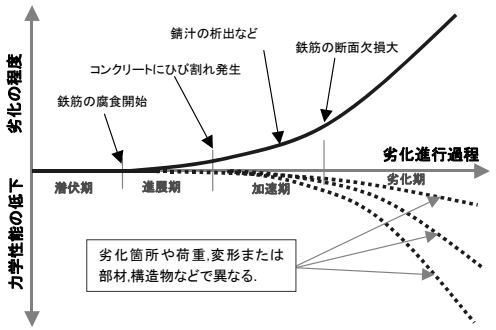


図 7.3-5 塩害環境下における一般的な劣化進行過程に関する概念図 [1)]

表 7.3-1 劣化グレードと劣化状態 [3)]

劣化グレード	劣化の状態
潜伏期 (状態Ⅰ-1)	外観上の劣化が見られない．腐食発生限界塩化物イオン濃度以下.
進展期 (状態Ⅰ-2)	外観上の劣化が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以上，腐食開始.
加速期前期 (状態Ⅱ-1)	腐食ひび割れ発生．全体に表面的な腐食.
加速期後期 (状態Ⅱ-2)	腐食ひび割れが複数発生，ひび割れ幅が増加．浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食．錆汁が見られる.
劣化期 (状態Ⅲ)	腐食ひび割れが多数発生，ひび割れ幅が大きい．断面欠損の明らかな著しい腐食．錆汁が析出している．はく離・剥落も見られる.

表 7.3-2 劣化進行過程と腐食程度・腐食領域の対応

腐食領域 / 腐食程度	局所的 （部材の一部に限定的）	全体的 （複数箇所または部材全体）
腐食小	加速期前期	加速期後期
腐食中	加速期後期	劣化期
腐食大	劣化期	劣化期

表 7.3-3 劣化に伴う耐荷性能の残存割合(劣化係数)

劣化グレード / $\gamma_{b,cr}$		潜伏期 (I-1)	進展期 (I-2)	加速期前期 (II-1)	加速期後期 (II-2)	劣化期 (III)
曲げ破壊	曲げ耐力 $\gamma_{b,crm}$	1.0	1.0	0.95	0.90	適用外
	曲げ変形 $\gamma_{b,crr}$	1.0	0.90	0.80	0.60	適用外
せん断破壊	ｺﾝｸﾘｰﾄ分担力 $\gamma_{b,crc}$	1.0	0.90	0.85	0.80	適用外
	せん断補強分担力 $\gamma_{b,crs}$	1.0	1.0	0.90	0.80	適用外

※適用対象は一般的な臨海取放水系鉄筋コンクリート製カルバートにおいて，干満帯･飛沫帯に鉄筋腐食が限定的に生じる場合．鉄筋腐食が顕著な場合や部材全体に生じる場合など劣化期は適用対象外

(2) 曲げ破壊

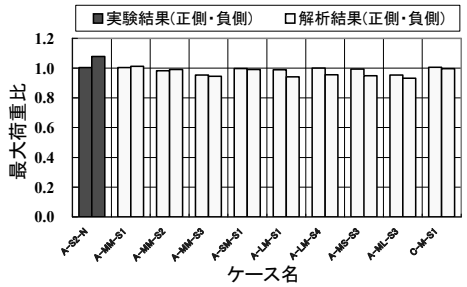
a. 曲げ耐力

各劣化進行過程における曲げ耐力の低下度合いについて，実験結果と解析結果を**図 7.3-6** に示した．なお，実験結果と解析結果については，正負交番載荷を行っているため，各ケースについて，正側の値と負側の値を記載した．これよると，劣化期においては，曲げ耐力が大きく低下する場合があるものの，加速期前期では，曲げ耐力の残存割合は最大で 0.95 であり，加速期後期でも残存率は 0.90 程度であることが分かる．これを踏まえて，**表 7.3-3** に示すように曲げ耐力の劣化係数を設定した．

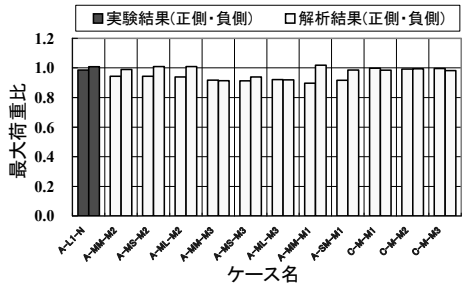
ただし，既往の研究[5)-9)]において，進展期では鉄筋の腐食は軽微であり，鉄筋腐食が曲げ耐力に与える影響は小さいことが明らかになっているため，進展期の劣化係数は 1.0，すなわち，耐荷性能の低減はないものとみなすこととした．

b. 曲げ変形

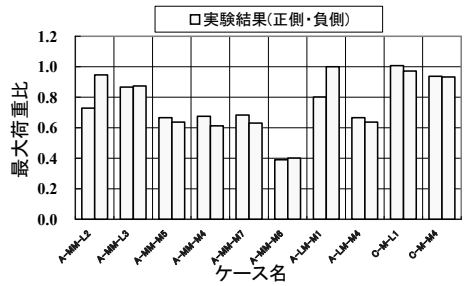
既往の研究[8)-11)]において，劣化による曲げ変形の低下度合いは曲げ耐力よりも顕著であるとの報告がある．これは，変形性能の低下には，鉄筋の断面減少量の程度よりも，ひび割れが発生する領域の広さの方が相対的に大きく影響するためと考えられる．しかしながら，本検討の対象とする RC ボックスカルバートの載荷実験における曲げ変形の低下度合いは，既往のはり部材を対象とした載荷実験よりも小さかった．これは，ボックスカルバートが不静定構造のため，局所的な劣化の影響を受けにくいためと考えられる．**第５章**における実験結果では，主鉄筋の平均腐食量が約 10%で曲げ変形の低下度合いが 2 割程度であったことから，加速期前期であれば，少なくともこの範囲内に収まるものと判断して，加速期前期の劣化係数を 0.8 とした．進展期については，潜伏期と加速期前期の中間であるとみなして，0.9 とした．加速期後期は，ある程度劣化が進展している状態である．このため，既往のはり部材実験において腐食量 5%～15%程度で曲げ変形が 4 割程度低下していることを勘案して，加速期後期の劣化係数を 0.6 とした．



(a) 加速期前期



(b) 加速期後期



(c) 劣化期

図 7.3-6 曲げ耐力と劣化進行過程の関係

(3) せん断破壊

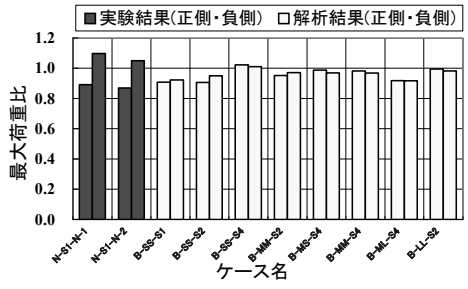
a. コンクリート分担力

各劣化進行過程におけるせん断補強鉄筋のない構造物のせん断耐力の低下度合いについて，実験結果と解析結果を**図 7.3-7** に示した．これによると，劣化期におけるせん断耐力の残存割合は最大で 0.5 程度であるものの，加速期前期におけるせん断耐力の残存割合は最大 0.85 程度で，加速期後期においても概ね 0.8 の範囲内に収まっていることが分かる．これらを踏まえて，**表 7.3-3** に示すようにせん断耐力におけるコンクリート分担力の劣化係数を設定した．

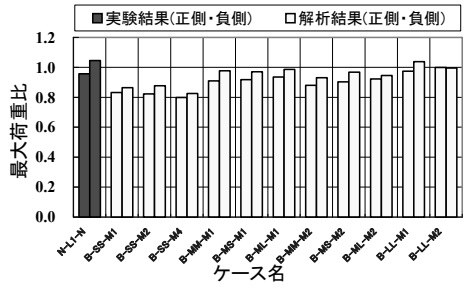
なお，進展期については外観上の腐食によるひび割れは見受けられない状態であるが，内部に腐食によるひび割れが発生していることが否定できない状態である．既往の研究[15)-17)]では，鉄筋の腐食量よりも腐食によるひび割れがせん断耐力に及ぼす場合があることを指摘している．このため，加速期前期と加速期後期の劣化係数の差分が 0.05 であることを勘案して，進展期の劣化係数を 0.90 とした．

b. せん断補強鉄筋分担力

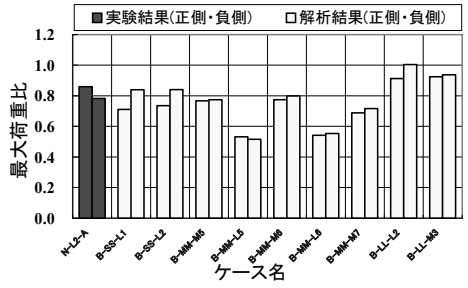
図 7.3-4 に示した実験のように，せん断補強鉄筋の腐食がせん断耐力に与える影響は小さいことも考えられる．しかしながら，せん断補強鉄筋は主鉄筋よりも腐食しやすい傾向にあるとも報告されている．したがって，腐食する部位によっては，せん断耐力におけるせん断補強鉄筋分担力は低下する可能性がある．このため，**第５章**の実験結果における**図 5.3-4(c)**では，せん断補強鉄筋の腐食量が概ね主鉄筋の腐食量の 2 倍であったことなどを勘案して，せん断補強鉄筋分担力の低下度合いは，曲げ耐力の低下度合いの 2 倍とみなして，劣化係数を定めた．



(a) 加速期前期



(b) 加速期後期



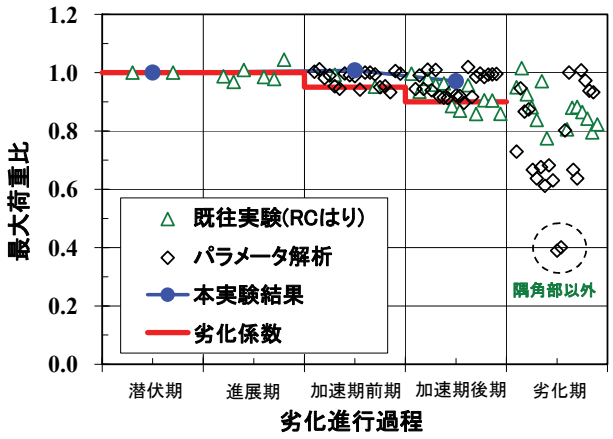
(c) 劣化期

図 7.3-7 せん断耐力におけるコンクリート分担力と劣化進行過程の関係

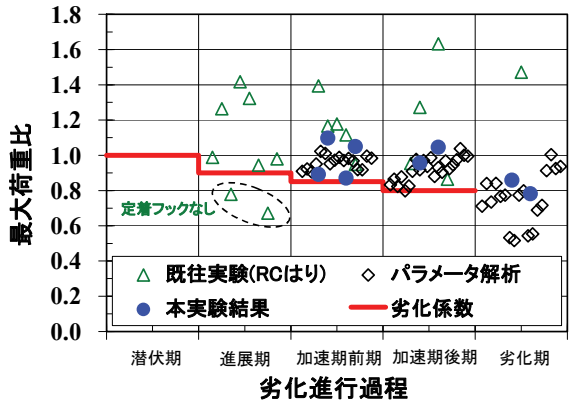
(4) 適用範囲および留意事項

7.3.2 に示した既往の実験結果(RC はり部材)，**第５章**の実験結果(RC ボックスカルバート)，および 7.2 に示したパラメータ解析結果を用いて，最大荷重比と劣化進行過程の対応関係を整理した結果を**図** 7.3-8 に示す．劣化係数は，実験結果，解析結果に基づいて，既往の研究成果や既往の指針などを参考にして安全側に設定したものである．

本研究で設定した劣化係数は，本研究の対象である火力・原子力発電所における取放水系 RC ボックスカルバートであり，不静定な構造形式である場合を適用対象としており，一般的な鉄筋コンクリー構造物全てを対象としている訳ではない．基本的な考え方はその他の構造形式にも適用できるが，数値については別途検討する必要がある．また，劣化状態については，一般的な臨海取放水系 RC ボックスカルバートにおいて，干満帯・飛沫帯で鉄筋腐食が限定的に生じる場合とし，鉄筋腐食が顕著な場合や部材全体に生じる場合など劣化期は適用外である．したがって，劣化グレードが適用範囲外となった場合には，材料非線形解析に基づく方法などより詳細な方法を用いるか，対策を施す必要がある．



(a)曲げ耐力



(b)せん断耐力(コンクリート分担力)

図 7.3-8 最大荷重比と劣化進行過程の対応関係の整理

7.4 第７章のまとめ

本章で得られた主な成果をまとめると次の通りである．

(1) パラメータ解析による劣化の影響評価

適用性を検証された解析手法を用いて，腐食程度（主鉄筋の平均腐食量：0～20%）や腐食箇所（主に側壁中間部，隔壁端部）などが耐荷性能に与える影響を評価するために，海水管ダクト，取水路，取水ピットを対象として，合計 75 ケースのパラメータスタディを行った．この結果，鉄筋腐食量の増加に伴って曲げ耐力が低下することや，腐食領域が広いほど，せん断耐力の低下度合いも大きくなる傾向にあること，不静定次数が高い方が耐荷力の低下割合が小さいことなどが分かった．

(2) 残存耐荷性能評価に用いる劣化係数の設定

既往の研究成果および，パラメータ解析結果などを総合的に勘案して，塩害環境下の一般的な劣化進行過程（潜伏期，進展期，加速期，劣化期）における劣化程度と鉄筋腐食が生じた RC ボックスカルバートの耐荷性能を対応付けることにより，劣化進行過程に応じた残存耐荷性能を評価することが可能な劣化係数を設定した．この結果，鉄筋腐食の進行にしたがって，曲げ耐力よりもよりもせん断耐力の低下割合が相対的に大きくなることが示された．また，耐荷力よりも変形性能の低下割合が大きくなる傾向にあり，加速期までの範囲において，曲げ耐力の劣化係数が 0.9 であるのに対して，曲げ変形の劣化係数は 0.6 となった．この劣化係数を健全時の照査用限界値に乗じることで，材料非線形解析によらず，鉄筋腐食の影響を簡便に考慮することが可能となる．

[第７章の参考文献]

1) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ，No.71, 2006.
2) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン，2008.
3) 土木学会：【2007 年制定】コンクリート標準示方書[維持管理編], 2008.
4) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル, 2005.
5) 島弘，堤知明，入江正明，鈴木正敏：鉄筋が腐食した一方向 RC スラブの曲げ耐力，コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.563-568, 1990.
6) 土木学会：材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ, No.71, 2006.
7) 中川貴之，瀬下雄一，堤知明，安田登：塩害劣化環境下にある RC 構造物の維持管理支援システムの開発，コンクリート工学, Vol.40, No.3, pp.53-58, 2002.
8) 松尾豊史，松村卓郎，金津努，岡市明大：鉄筋腐食が正負交番載荷した RC はりの力学特性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1321-1326, 2001.
9) 小林孝一：塩害により劣化した RC 部材の耐震性に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.16, No.2, pp.49-50, 2005.
10) 宮川義範，松村卓郎，玉田潤一郎,岩森暁如：塩害劣化した鉄筋コンクリート部材の動的載荷実験，平成 20 年度全国大会第 63 回年次学術講演会, V-207, pp.413-414, 2008.
11) 松尾豊史，松村卓郎,玉田潤一郎：鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能に関する実証研究，土木学会論文集 E, Vol.65, No.3, pp.404-418, 2009.
12) 武若耕司，松本進：コンクリート中の鉄筋腐食が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.6, pp.177-180, 1984.
13) 松尾豊史，酒井理哉，松村卓郎，金津努：鉄筋腐食した RC はり部材のせん断耐荷機構に関する研究，コンクリート工学論文集, Vol.15, No.2, pp.69-77, 2004.

14) Kukrit,T. and Maekawa,K. ：Computational Performance Assessment of Damaged RC Members with Fractured Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.3, No.1, pp.123-136, 2005.
15) 佐藤吉孝, 山本貴士, 服部篤史, 宮川豊章：鉄筋腐食の生じた RC 部材のせん断耐荷特性の検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.4, pp.33-38, 2004.
16) 橋本航, 森川英典, 小林秀恵：鉄筋腐食を考慮した RC はり部材のせん断耐荷性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1009-1014, 2003.
17) 薛昕, 関博：スターラップが腐食した RC はりのせん断挙動について, 土木学会第 60 回年次学術講演会概要集, V-369, pp.735-736, 2004.

第８章　結論

8.1　研究成果のまとめ

本論文では，まず，鉄筋腐食が鉄筋コンクリートの材料特性に及ぼす影響を明らかにした上で，有限要素解析における鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルを提案した．次に，鉄筋腐食が鉄筋コンクリートはり部材の耐荷機構に及ぼす影響を明らかにするとともに，鉄筋腐食を伴う実規模鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの損傷破壊過程を把握することにより，鉄筋腐食が耐荷特性に及ぼす影響を評価した．さらに，鉄筋腐食を伴う RC ボックスカルバートの耐荷性能評価に用いる材料劣化の力学モデルの適用性を検証するとともに，鉄筋腐食を考慮した照査用限界値推定法を提案した．

本研究で得られた成果をまとめると，以下のようになる．

第３章 鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデル

(1)両引き実験に基づく鉄筋腐食の影響評価

電食により鉄筋を強制的に腐食させた鉄筋コンクリート試験体の両引き実験を実施した．実験パラメータは，腐食程度(通電時間)と試験体寸法(かぶり)である．腐食程度は，電食の通電時間を 0 時間，4 時間，8 時間，48 時間，96 時間の 5 段階とし，試験体の断面寸法は 6cm×6cm(かぶり 2cm)，10cm×10cm(かぶり 4cm)，15cm×15cm(かぶり 6.5cm)の 3 種類とした．

一連の実験結果に基づいて，腐食程度やひび割れなどが鉄筋やコンクリートの材料特性および鉄筋とコンクリートの付着特性に及ぼす影響について調べた．その結果，鉄筋のみかけの降伏強度の低下割合は腐食した区間の最大値に相当する腐食量との相関が良いこと，腐食程度が大きいほどテンション・スティフニングも低下する傾向にあること，などを明らかにした．

(2)鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルの提案

本研究では，まず，鉄筋については，鉄筋断面積を腐食した区間の平均値に相当する腐食量に応じて，鉄筋の降伏強度を腐食した区間の最大値に相当する腐食量に応じてそれぞれ低減することにより，腐食した鉄筋の材料劣化をモデル化した．次に，コンクリートと鉄筋の付着力低下をコンクリートの引張応力－ひずみ曲線下の面積を低減させることにより考慮した．さらに，鉄筋腐食に伴って発生する腐食ひび割れを考慮するために腐食膨張ひずみを作用させることとした．

腐食量に応じた構成則パラメータを設定した材料非線形有限要素解析コードを用いて，平均腐食量 0～20%までの範囲における両引き実験結果に対して，シミュレーション解析を実施した．この結果，本研究で提案する力学モデルに基づく解析は，鉄筋の荷重－ひずみ関係に関する実験結果の剛性や鉄筋の降伏荷重などを良好に評価可能であることがわかった．これより，鉄筋の腐食発生から腐食ひび割れ発生以降，概ね平均腐食量が 20%までの範囲において，提案した力学モデルが適用可能であることが確認された．

これらの実験ならびに解析などで得られた知見に基づいて，鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルにおける腐食量や付着係数，腐食膨張ひずみなどのパラメータを塩害環境下の一般的な劣化進行過程(潜伏期，進展期，加速期，劣化期)に対応付けた．

第４章 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の耐荷特性

本研究で実施した範囲で得られた主な成果をまとめると次の通りである．

(1) 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材の曲げ載荷実験

a) 荷重は鉄筋腐食量の増加に伴って概ね線形的に低下した．変位については，鉄筋降伏変位がひび割れ発生腐食量である 5%の範囲まであまり低下しないのに対し，コンクリート圧壊時の変位は 5%以降ほとんど変わらない結果となった．

b) 鉄筋降伏域では，交番載荷が RC はり部材の耐力，変形性能に与える影響は小さいが，コンクリートの圧縮破壊以降では，正負交番載荷と鉄筋腐食が圧縮側主鉄筋の座屈に与える影響は大きく，RC はり部材の変形性能を大きく低下させる可能性がある．

(2) 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断載荷実験

a) 実験におけるひび割れ発生状況や終局時の損傷状態によれば，主鉄筋が腐食すると，載荷点下部の曲げひび割れが進展・拡大することが分かった．これは，コンクリートに斜めひび割れが発生しにくくなるためである．この傾向は，主鉄筋に沿った軸方向ひび割れの発生以降に顕著になる．また，せん断補強鉄筋がある場合については，せん断補強鉄筋の腐食によって発生した垂直方向のコンクリートひび割れが存在するため，斜めひび割れの貫通が抑制される効果がある．

b) 実験で得られた荷重－変位関係に基づけば，腐食程度が大きい方が鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐力が高くなる傾向にあることが確認された．一般に，せん断耐力はコンクリート分担力とせん断補強鉄筋分担力の和としてほぼ評価できる．このため，実験で得られた最大荷重および腐食量に基づき，各分担力を評価すると，腐食程度が増加するにしたがって，せん断補強鉄筋分担力は低下するが，その減少分に比べてコンクリート分担力の増加分が上回り，せん断耐力が高まる場合があることが分かった．

(3) 鉄筋腐食がはり部材の耐荷機構に及ぼす影響

a) 格子法による画像計測に基づいてひずみ測定を実施し，鉄筋腐食により試験体が斜引張破壊モードからせん断圧縮破壊モードに移行し，アーチ状の圧縮領域が形成され，最終的な破壊に至ることを明らかにした．これは，主鉄筋とコンクリートとの付着性能が低下すると，せん断スパン間で平面保持が保たれず，引張主鉄筋より上部のコンクリートでアーチ機構を形成するためである．

b) 鉄筋腐食箇所が局所的である場合は，腐食による鉄筋の有効断面積の減少のみを考慮すれば，降伏耐力および終局耐力を現行のコンクリート標準示方書設計編に示されている断面計算法を用いて，腐食量が約 15%の範囲まで概ね良好に評価可能である．

c) 鉄筋腐食した RC はり部材のせん断耐力におけるコンクリート分担力については，既往のせん断耐力評価法(土木学会式)を適用すれば，安全側に評価可能である．せん断補強鉄筋分担力を評価する場合には，鉄筋は腐食が激しい箇所から降伏しやすいため，強度差に基づく方法など区間の最大値に相当する鉄筋腐食量を用いるのがよいと考えられる．

第５章 鉄筋腐食が生じた鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの耐荷性能

本研究では，実環境を想定した鉄筋腐食が生じた実規模RCボックスカルバート供試体の載荷実験を行った．供試体寸法は，高さ3.8m×幅3.0m×奥行き0.5m，部材厚60cmで，主鉄筋のかぶりは90.5mmである．鉄筋腐食を生じさせるために電食を実施し，変位制御で静的に正負交番載荷を行

った．実験パラメータは，(a)せん断補強鉄筋の有無(破壊モード)，(b)腐食状態(主に腐食程度)とした．破壊モードについては，せん断補強鉄筋がある場合は曲げ破壊，せん断補強鉄筋がない場合はせん断破壊するようにそれぞれ設計した．また，海水の干満作用により，実際に鉄筋腐食が生じる可能性のある側壁内側などを腐食箇所とした．腐食程度としては，腐食ひび割れが発生した直後の軽微な状態を腐食小とし，コンクリート表面に錆び汁が滲出し，断面欠損が明らかな状態を腐食大とした．

一連の電食結果，載荷結果に基づいてRCボックスカルバートの腐食性状および損傷破壊過程を解明するとともに，鉄筋腐食が耐荷性能に及ぼす影響を評価した結果，以下の知見を得た．

①電食結果では，供試体内部で主鉄筋とせん断補強鉄筋が配筋された面に沿って腐食ひび割れが形成され，腐食ひび割れに錆び汁が付着しているのが観察された．このため，腐食が進行しても，内部の腐食ひび割れに鉄筋の錆が充填され，表面に生じる腐食ひび割れ幅の増加傾向が小さくなったものと考えられる．

②電食結果に基づいて，スリットで模擬したような初期欠陥が存在する場合には，鉄筋が直接塩水に接するため，局所的に著しい腐食が生じることを示した．鉄筋は腐食が激しい箇所から降伏しやすいため，腐食した鉄筋の伸びの低下割合などの力学特性は，区間の平均値に相当する腐食量よりも強度差に基づく方法など区間の最大値に相当する腐食量との相関がよかった．

③載荷時におけるひび割れ発生状況や終局時の破壊状況に基づいて，せん断補強鉄筋がない供試体では，載荷前に発生していた腐食ひび割れと載荷時に入った斜めひび割れが結合することによりせん断耐力が低下する場合があることが分かった．一方，せん断補強鉄筋がある供試体の鉄筋腐食が進行した場合には，腐食ひび割れが発生していた箇所でかぶりコンクリートが剥落しやすくなり，曲げ耐力以降に変形性能が低下することが確認された．

④載荷結果では，主鉄筋の最大腐食量が15%程度の著しい腐食でも，腐食がない場合と比較して，最大荷重の低下割合は数%の範囲内であった．これは，不静定構造であるRCボックスカルバートでは，腐食箇所に損傷が生じても，荷重が再分配されるので，破壊モードにかかわらず，静定構造と比べて，局所的な材料劣化の影響を受けにくいためと考えられる．

⑤塩害環境下の一般的な劣化進行過程(潜伏期，進展期，加速期，劣化期)における劣化程度とRCボックスカルバートの耐荷性能の関係を対応付けて整理した．この結果に基づいて，(a)破壊モードによって劣化が耐荷性能に及ぼす影響程度は異なり，劣化期に至らない範囲では曲げ耐力はほとんど低下しないが，せん断耐力は潜伏期に比べて最小で約85%になること，(b)耐荷力よりも変形性能の低下割合が大きく，変形性能は腐食ひび割れが発生する加速期以降に劣化の進行にしたがって低下する傾向があることなどを示した．

第６章 鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの材料非線形解析

(1)鉄筋腐食が生じたRCはり部材の材料非線形解析

鉄筋腐食が生じた RC はり部材のせん断載荷実験結果に対して，腐食量に応じた構成則パラメータを設定したシミュレーション解析を実施した．この結果，本解析では，実験で得られた荷重－変位関係を，最大荷重までの範囲においてほぼ再現し，せん断耐力実験値と概ね一致することが確認できた．また，ひび割れ発生状況などを解析的に再現可能であった．これより，本検討で用いた材料劣化の力学モデルは，主鉄筋の平均腐食量が概ね 10%までの範囲において，鉄筋腐食が

生じた鉄筋コンクリートはり部材のせん断耐力評価に適用可能であることが確認できた.

(2)鉄筋腐食が生じたＲＣボックスカルバートの材料非線形解析

鉄筋腐食が生じた典型的形状の実規模RCボックスカルバートの載荷実験に対して，前述の材料劣化のモデル化手法を適用した材料非線形解析を用いて，シミュレーション解析を実施した．その結果，本解析は，実験結果における腐食ひび割れの発生状況および腐食ひび割れと載荷によるひび割れが繋がる状況などを概ね再現可能であった．また，実験で得られた荷重－変位関係を最大荷重までの範囲においてほぼ再現していた.

(3)鉄筋腐食に伴う材料劣化を考慮した非線形解析手法の適用性

鉄筋腐食が生じたRCはり部材のせん断載荷実験および鉄筋腐食が生じたRCボックスカルバートの載荷実験のシミュレーション解析より，本研究で提案した材料劣化の力学モデルを用いた材料非線形解析に基づく手法は，局所的に著しい腐食が進展せずに，主鉄筋の平均腐食量が概ね10%までの範囲において，劣化進行過程における加速期までにおいて，鉄筋腐食が生じたRCボックスカルバートの耐荷力評価に適用可能であることが確認できた.

第７章 鉄筋腐食を考慮した照査用限界値推定法

(1)パラメータ解析による劣化の影響評価

適用性を検証された解析手法を用いて，腐食程度(主鉄筋の平均腐食量：0～20%)や腐食箇所(主に側壁中間部，隔壁端部)などが耐荷性能に与える影響を評価するために，海水管ダクト，取水路，取水ピットを対象として，合計75ケースのパラメータスタディを行った．この結果，鉄筋腐食量の増加に伴って曲げ耐力が低下することや，腐食領域が広いほど，せん断耐力の低下度合いも大きくなる傾向にあること，不静定次数が高い方が耐荷力の低下割合が小さいことなどが分かった.

(2)残存耐荷性能を簡便に考慮可能な劣化係数の設定

既往の研究成果および，パラメータ解析結果などを総合的に勘案して，塩害環境下の一般的な劣化進行過程(潜伏期，進展期，加速期，劣化期)における劣化程度と鉄筋腐食が生じたRCボックスカルバートの耐荷性能を対応付けることにより，劣化進行過程に応じた残存耐荷性能を評価することが可能な劣化係数を設定した．この結果，鉄筋腐食の進行にしたがって，曲げ耐力よりもせん断耐力の低下割合が相対的に大きくなることが示された．また，耐荷力よりも変形性能の低下割合が大きくなる傾向にあり，加速期までの範囲において，曲げ耐力の劣化係数が0.9であるのに対して，曲げ変形の劣化係数は0.6となった．この劣化係数を健全時の照査用限界値に乗じることで，材料非線形解析によらず，鉄筋腐食の影響を簡便に考慮することが可能となる.

8.2 今後の研究課題

(1) 鉄筋腐食のばらつきの把握および劣化予測

a)非破壊検査法

コンクリートのひび割れ状況や錆汁の有無などの外観目視では，広範囲の情報を取得できるが，鉄筋の腐食状態などを精密に把握することは難しい．コンクリートコアの採取や鉄筋のはつりだしによる破壊試験を実施することにより，精密な情報を得ることができるが，同時に構造物を局所的に損傷させてしまうことから，実施できる箇所や調査箇所は限られる．弾性波や電磁波などを利用した非破壊検査法は，適用範囲が限定され，コア採取法などによる破壊試験に比べると精

度は劣るのが一般的である．しかしながら，より汎用的で精度の高い非破壊検査法の開発が望まれる．

b)劣化予測

劣化予測は構造物の部位，部材に該当する劣化機構を推定し，適切なモデルにより行う必要がある．しかしながら，現状では劣化予測を定量的に評価することが困難な場合も多い．この場合は半定量的に構造物の性能をグレードで区分けするグレーディングを用いて性能を評価することとなる．

c)鉄筋腐食以外の経年劣化への拡張

本研究では，電食により鉄筋腐食を生じさせた．電食と塩害による腐食では，鉄筋の断面減少や腐食ひび割れの発生，鉄筋とコンクリートの付着力低下など鉄筋コンクリートの力学特性を評価する上で重要となる現象が生じるという観点では概ね同様であると考えられる．しかしながら，電食による腐食性状は，腐食生成物の化学成分，腐食ひび割れ発生後に錆びが溶け出すなどの点において，実際の塩害による腐食性状とは異なることが指摘されている．

本研究では，鉄筋腐食が鉄筋コンクリート構造物の耐荷性能に与える影響を検討したが，鉄筋腐食以外の凍害や，化学的侵食，アルカリ骨材反応など劣化要因に関しては検討できていない．さらには，これらの現象が複合化している場合も想定されるため，今後検討をしていく必要があると考えられる．

(2) 鉄筋腐食に伴う材料劣化の力学モデルの高精度化

a)三次元化

本解析は二次元解析であるため，平面に沿ったひび割れは考慮しておらず，腐食ひび割れの発生に伴って生じる奥行き方向の腐食ひび割れを対象としている．このため，腐食ひび割れの発生状況を忠実には，解析的に再現できていない．三次元解析を実施すれば，ある程度再現可能であると考えられる．

b)最大荷重以降の評価

最大荷重以降の挙動というのは，コンクリートの剥落や鉄筋の座屈など局所的な損傷が進んだ段階で，腐食がない場合に関しても解析上種々の難しい問題を含んでいると考えられる．また，実験の再現性という観点でも，特にせん断実験などでは同一の実験をしても，必ずしも全く同じ挙動を示すとは限らない．本論文では，鉄筋腐食が生じた場合でも最大荷重近傍まで解析可能であることまでを示しており，最大荷重以降に関しては，今後の課題である．

c)損傷や初期欠陥

既設コンクリート構造物の維持管理では，地震作用，施工などによる要因で損傷や初期欠陥が生じているものがあり，構造性能への経年的な影響が懸念される場合がある．また，著しく劣化が進行する場合というのは，施工，材料，構造などの要因などが重なって，塩害作用によって均等に劣化するというよりは，局所的に顕著に劣化している場合が多い．

(3) 性能照査の枠組みの構築

a)劣化係数に基づく方法の高精度化

本研究で設定した劣化係数は，本研究の対象である火力・原子力発電所における取放水系 RC ボックスカルバートであり，不静定な構造形式である場合を適用対象としており，一般的な鉄筋コンクリート構造物全てを対象としている訳ではない．劣化状態については，一般的な臨海取放水系 RC ボックスカルバートにおいて，干満帯・飛沫帯に鉄筋腐食が限定的に生じる場合とし，鉄筋腐食が顕著な場合や部材全体に生じる場合など劣化期は適用外である．基本的な考え方はその他の構造形式にも適用できるが，数値については別途検討する必要がある．

また，劣化係数は，実験結果，解析結果に基づいて，既往の研究成果や既往の指針などを参考にして安全側に設定したものである．例えば，パラメータ解析結果では，部材厚が大きくなってもかぶりの寸法はあまり大きくはならないため，部材厚が大きいほど劣化の影響は小さくなる結果となっているが，こうした効果は今回の検討では取り入れられていない．劣化係数の数値は，本検討で推奨するものであり，今後の研究成果の蓄積によって高精度化していく必要があると考えられる．

b)実測値の利用

維持管理段階では，既設構造物を対象としているため，設計段階とは異なり，コンクリートや鉄筋材料強度に実測値を用いることが可能となる．既設構造物では，施工における品質管理の程度や材料試験片と構造物中との材料強度の差異などは考慮する必要はなく，これらの点では材料係数の低減が可能となる．しかしながら，試料数が限定される場合や試験方法により試験データのばらつきや偏りが大きくなる場合には逆に材料係数を大きくしなければならない可能性もある．これらのことに留意して，実測値を用いる必要がある．

ただし，コア採集等により構造物に損傷を与えることが困難である場合も想定されることから，安全側に設計強度を用いることを否定するものではない．

c)性能照査の枠組みの構築

劣化が顕著になった場合には必ずしも既往の評価式などを適用できないため，構造解析によって限界値を算出することが有効となる場合がある．

層間変形角の照査の場合は，耐力の照査とは異なり，応答計算に用いる材料物性を材料係数で除することでは，層間変形角を必ずしも安全側に評価できない．このため，応答計算は材料実測値の平均値を用いることが必要となる．こうした場合には，材料強度のばらつきの影響を考慮するために，部材係数を割り増すことなどが必要となる．

d)補修・補強をした場合

補修した場合において，一旦浸入した塩化物イオンが除去されるわけでない．補修・補強を行った場合においても，完全に元の状態に戻る訳ではない．発生したひび割れをアクリル樹脂やエポキシ樹脂を注入して補修しても，環境条件や現場施工において，完全に補修できるとは限らない．十分な補強を施した場合であっても，考慮する地震動レベルやあるいは構造物や部材に要求される耐震性能のレベルが高く変更された場合などには，要求性能を満足しなくなる可能性がある．示方書［維持管理編］では，このような場合を既存不適格と称している．このような場合は，構造物が要求性能を満足しているか否かを再度確認する必要がある．

以上

部材非線形解析を用いた既設構造物の構造健全性評価例

1. はじめに

一般的な健全性評価は，初期の確認，維持管理条件の設定，定期点検および評価・判定，詳細調査および評価・判定などで構成される．耐震性能照査は，詳細調査および評価・判定の段階にて実施されるものである．維持管理における耐震性能照査は，詳細調査結果等に基づいて解析手法や評価方法が選定される．ここでは，劣化が軽微である場合を想定して，初期の確認段階での情報や第７章に示した劣化係数に基づいて簡便かつ効率的に耐震性能照査を行った上で，劣化予測結果に基づいて時間的な変化を考慮した構造健全度を評価した事例を紹介する．既設の取水路を対象とし，部材非線形解析を用いて構造健全性評価を行う方法を例示する．

本評価例の手順を**図 1-1** に示す．詳細調査時における部材非線形解析を用いた既設構造物の耐震性能照査は，維持管理時の要求性能の確認，初期の確認と評価，詳細調査および耐久性評価，耐震性能照査，構造健全度の評価・判定の順に行う．維持管理時の要求性能では，構造物に要求されている耐震性能と維持管理時に求められる目標性能を示す．初期の確認と評価では，照査条件を整理した上で，地盤－構造物連成系の部材非線形地震応答解析を実施して，解析結果の確認と設計時における耐震性能照査を行う．詳細調査および耐久性評価では，詳細調査結果と詳細調査結果を用いた劣化予測，および劣化予測結果に基づいた耐久性評価を行う．耐震性能照査では，解析結果や詳細調査結果を踏まえて，詳細調査時点における構造物の耐震性能を照査する．構造健全度の評価・判定では，今回詳細調査時点，次回点検時点，予定供用期間終了時点の構造健全度を評価した上で，対策の要否を判定する．

なお，経年的な劣化の影響については，劣化予測結果を踏まえて，劣化係数により考慮する．また，使用性などに関する評価は定期点検および評価・判定で別途なされているものとし，ここでは，耐震性能のみに着目して構造健全性評価を行った事例を示す．

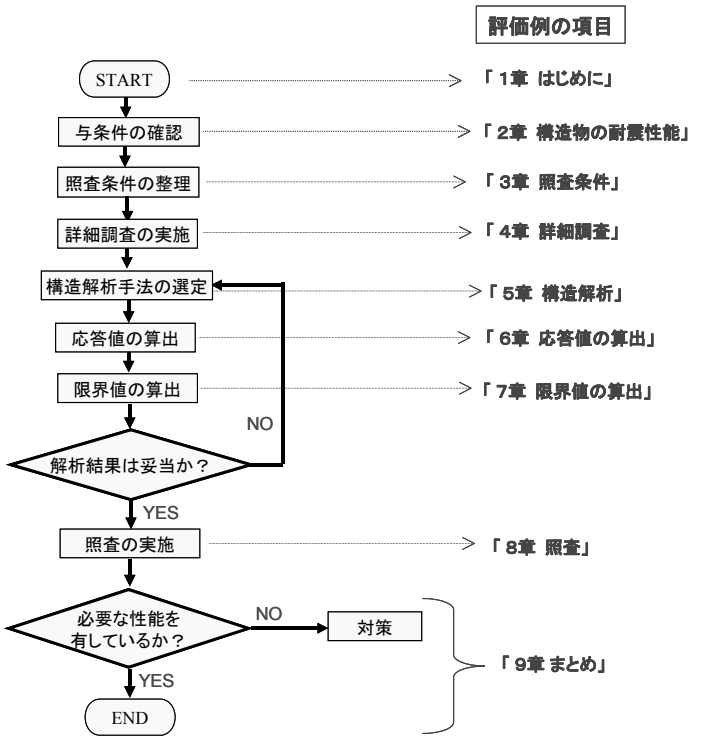


図 1-1　部材非線形解析を用いた既設構造物の構造健全性評価の手順

2. 維持管理時の要求性能

取水路は，火力・原子力発電所に必要な冷却水を通水するための構造物であり，機器や配管を支持しない構造物である．取水路の機能を考慮すると，基準地震動による地震力に対しても，冷却機能が維持できるように冷却水を通水することが求められていることになる．

取水路の耐震性能照査にあたって，工学的観点から，対象構造物に求められる具体的な性能を整理した．それを**表 2-1** に示す．

表 2-1　地震時に求められる取水路の性能

取水路の機能		想定される地震においても，必要水量を確保する．
取水路の性能	要求性能	想定される地震においても，必要水量を確保し，取水路の通水機能を損なわない．
	目標性能（耐震性能）	基準地震動に対して，以下の条件を満足する． ①構造物が崩壊しない． ②取水路の機能維持のために取水路に求められる条件を満足する．(注)
備考		（注）本検討においては，取水路の機能維持のための付帯条件は考えていない．

本検討においては，『構造物が崩壊しない』ことが，取水路の許容される限界状態となる．

したがって，取水路の要求性能に対する維持管理時の目標性能（耐震性能）は次のように示される．

『予定供用期間にわたって，基準地震動に対して，構造物が崩壊しない．』

以下，取水路についてのこの維持管理時の目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する．

3. 照査条件

(1) 一般条件

・構造形式　1連ボックスカルバートの鉄筋コンクリート構造物

・構造寸法　幅 3.0m×高さ 3.8m，内空寸法は 1.8m×2.4m

・基礎形式　岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

照査対象とする取水路の構造図を**図 3-1** に示す.

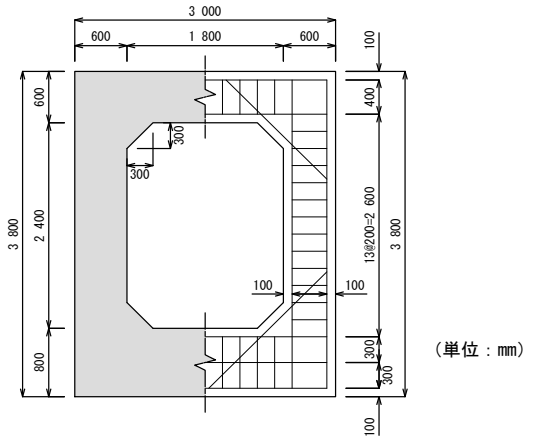


図 3-1　取水路の構造図

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を**図 3-2** に示す.

断面	部材厚D (cm)	主鉄筋 配筋	主鉄筋量A_s (cm^2)	せん断補強筋 配筋	せん断補強筋量 A_w(cm^2)
断面１	60	D19@150	19.1	D16@300 Ss=200	6.61
断面２	60	D19@150	19.1	D16@300 Ss=200	6.61
断面３	60	D19@150	19.1	D16@300 Ss=200	6.61
断面４	80	D19@150	19.1	D16@300 Ss=200	6.61

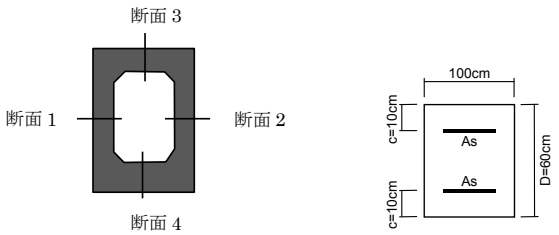


図 3-2　部材断面および断面諸元

c．使用材料

設計時における材料の特性値を**表 3-1** に示す．

表 3-1　設計時における材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート※1)	－	圧縮強度の特性値　f'_{ck}	24 N/mm^2
		ヤング係数の特性値　E_c	25 kN/mm^2
鉄筋※2)	SD345	引張降伏強度の特性値　f_{yk}	345 N/mm^2
		圧縮降伏強度の特性値　f'_{yk}	345 N/mm^2
		ヤング係数の特性値　E_s	200 kN/mm^2

※1）JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート
※2）JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

(3) 自然・地質条件

a．地質条件

取水路周辺の地質条件を**図 3-3** に示す．地表面（E.L+4.1m）から E.L－2.9m までは砂層であり，これより以深は岩盤である．取水路はこの岩盤に直接支持されている．

b．地下水条件

砂層には地下水が存在し，地下水面は E.L±0.0m にある．

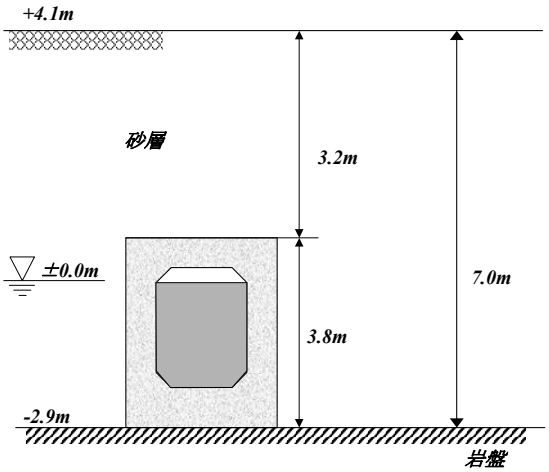


図 3-3　取水路周辺の地質条件

c．地盤物性

地盤の初期物性値を**図 3-4** に，砂層の $G/G_0-\gamma$，$h-\gamma$ 関係を**図 3-5** に示す．この地盤は仮想的なモデル地盤であり，せん断波速度が深度にかかわらず一定としている．なお，現実の自然地盤（とくに表層地盤）では，深度に応じた拘束圧の変化に伴い，その影響によりせん断波速度も変化する．この速度分布をモデル化する方が適切と考えられる．

	単位体積重量 γ (kN/m³)	ポアソン比 ν	S 波速度 V_S (m/sec)	せん断弾性定数の初期値 G_0 (kN/m²)	減衰定数の初期値 h_0 (%)
+4.1m					
砂層①	17.7	0.40	200	72,000	2.0
± 0.0m					
砂層②	19.6	0.48	200	80,000	2.0
− 2.9m					
岩 盤	19.6	0.33	700	980,000	2.0
−7.9m					

図 3-4　地盤の初期物性値

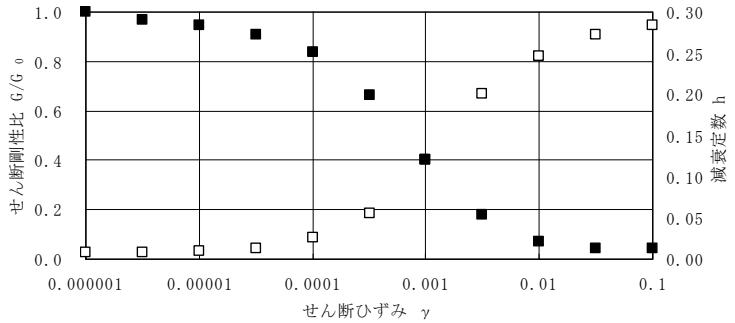


図 3-5　砂層の $G/G_0-\gamma$，$h-\gamma$ 関係

(4) 荷重条件

照査用地震動の加速度時刻歴を図 3-6 に示す.

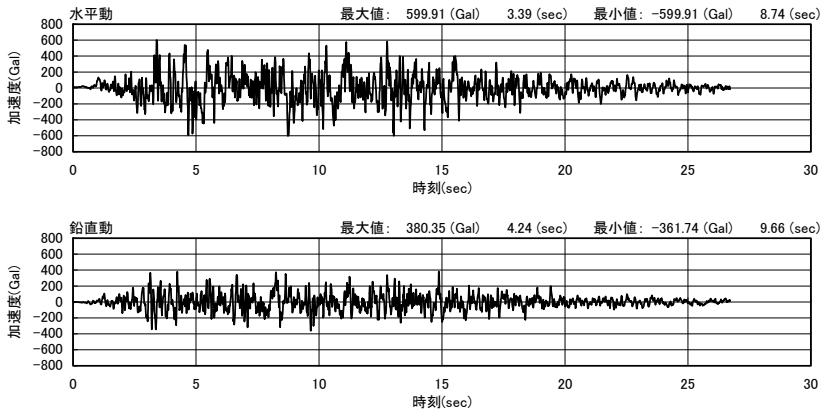


図 3-6　基準地震動の加速度時刻歴波

4. 構造解析

解析は，構造物の部材非線形性を考慮した地盤－構造物連成系の二次元地震応答解析を用いる．また，初期応力状態を考慮するために自重解析を実施する．解析手順を**図 4-1** に示す．

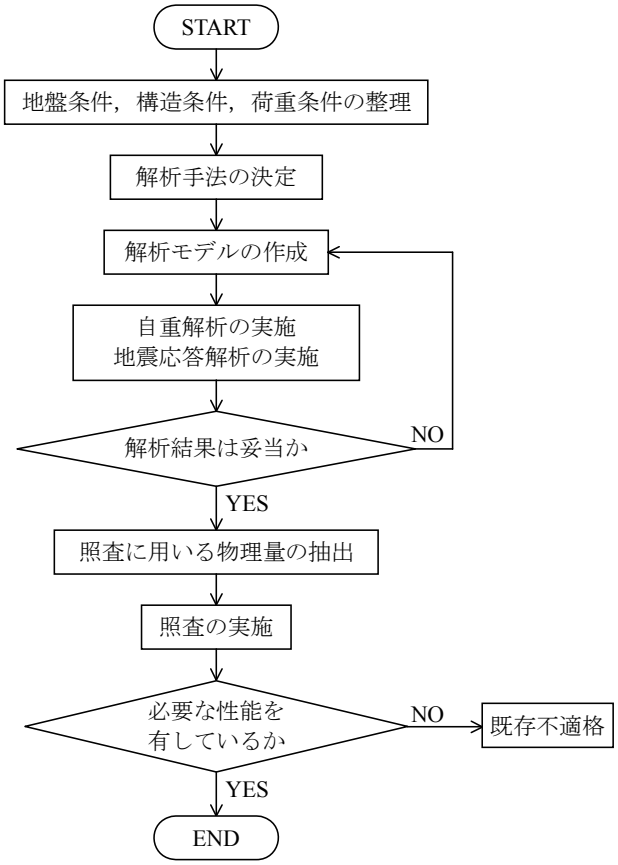


図 4-1　地盤-構造物連成系の地震応答解析の解析手順

4.1 自重解析

(1) 解析モデル

構造物をはり要素，地盤を平面ひずみ要素でモデル化した．構造物の要素分割については，部材厚さに基づき要素長を決定した．地盤の要素分割については，鉛直方向に対して，対象とする地震波の最短波長の 1/5 以下となるようにし，水平方向にはそれに対して過度に扁平とならないように分割した．解析領域の境界条件は，モデルの底面は固定境界，側方は鉛直ローラー境界とした．解析モデルを**図 4-2** に示す．

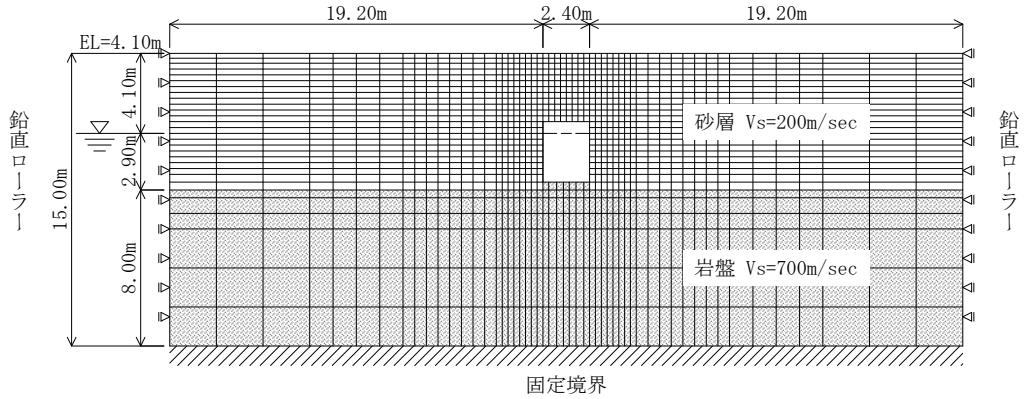


図 4-2　自重解析に用いる解析モデル（地盤－構造物連成系）

(2) 材料の物性値

地盤および構造物の物性値は，基本的には地震応答解析における値と同一とした．なお，砂層のポアソン比については，静止土圧係数 K_0＝0.5 相当の 0.33 とした．また，地下水による土圧への影響を考慮するために，地下水位以深の砂層の単位体積重量は，水中重量γ_w（$\gamma_{sat}-1$；γ_{sat} は飽和重量）を用いた．

(3) 自重解析の実施

地下水の作用により構造物に働く浮力は，構造物壁面に作用する表面力として考慮し，静水圧に相当する分布荷重を与えた．また，自重解析終了時点は，地震時の初期定常状態であることを勘案し，変位についてはこの状態を基準とし，応力や断面力については，地震応答解析に引き継いだ．

4.2 地震応答解析

(1) 解析モデル

基本的には，自重解析に用いた要素分割を用いるが，モデルの側方と底面の境界は粘性境界によりモデル化した．また，構造物内の内容水による動水圧については，コンクリートに対する付加質量として考慮した．なお，構造物－地盤間では，滑り・剥離などの現象が生じる場合があるため，側壁－地盤間および頂版－地盤間において，Mohr-Coulomb 則に従うジョイント要素を適用した．解析モデルを**図 4-3** に示す．

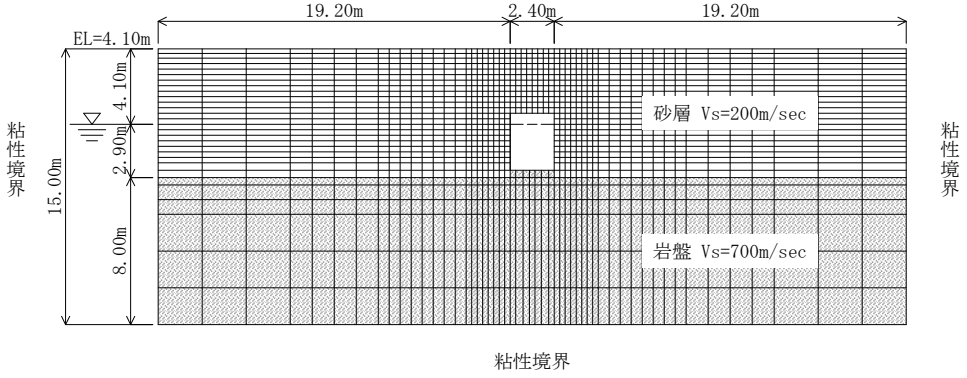
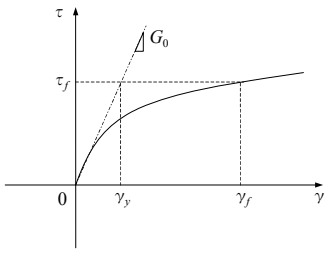


図 4-3　地震応答解析に用いる解析モデル（地盤－構造物連成系）

(2) 地盤の物性値

解析に用いる地盤の初期物性値は，**図 3-4** に示すものである．非線形特性としては，**図 3-5** に示すひずみ依存特性を用いた．その数学モデルは，全応力履歴モデルである Ramberg-Osgood モデル（以降 R-O モデル，**図 4-4** 参照）を用いることとし，想定される地盤のひずみレベルに応じて必要なパラメータ（α，β）を設定した（**表 4-1** 参照）．また，地下水位以深の砂層地盤については，間隙水中を伝播する鉛直動の影響を適切に考慮するためにひずみレベルによらず体積弾性係数を一定とし，地下水面より上方の不飽和地盤ではポアソン比を一定とした．



$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1.0 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^{\beta}}$$

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_y} - 1 \quad （ただし、\ \gamma_y = \tau_f / G_0 ）$$

$$\beta = \frac{2\pi h}{2(1 - G/G_0) - \pi h}$$

図 4-4　R-O モデルの概要

表 4-1　R-0 モデルのパラメータ

地質区分	フィッティングポイント			パラメータ		
	γ_f	G/G_0	h	γ_y	α	β
砂層① （地下水面より上）	4.36×10^{-3}	0.16	19.52	1.48×10^{-3}	10.89	1.14
砂層② （地下水面より下）	7.37×10^{-3}	0.08	21.21	2.43×10^{-3}	19.09	1.14

(3) 構造物の物性値

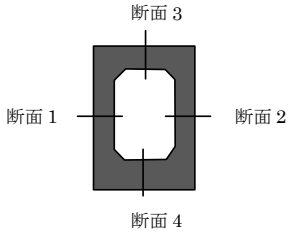
構造物の断面諸元および初期物性値を**表 4-2** に示す．構造物の非線形特性は，曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係（$M-\phi$ 関係）として考慮するものとし，RC 部材の曲げに関する非線形性を考慮した軸力変動型トリリニアモデルを用いた（**図 4-5** 参照）．このモデルは，第 1 折れ曲がり点（ϕ_{cr}，M_{cr}）が『曲げひび割れ発生』，第 2 折れ曲がり点（ϕ_y，M_y）が『断面降伏』に対応するものである．

トリリニアモデルの各特性点（折れ曲がり点）は断面計算により求めた．コンクリートの応力ーひずみ曲線は**図 4-6** に示すものを用いた．また，ひび割れの特性点を求める場合のみ引張領域を考慮するものとした．鉄筋の応力ーひずみ曲線についてはバイリニア型とした．各部材の代表的な部位における $M-\phi$ 曲線の詳細を**表 4-3** に示す．

表 4-2　構造物の初期物性値

断面	部材厚 D（cm）	かぶり c（cm）	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m^3)	コンクリートの圧縮強度 f'_c（N/mm^2）	コンクリートの引張強度 f'_t（N/mm^2）
断面 1	60	10	0.2	35.7	24	1.91
断面 2	60	10	0.2	35.7	24	1.91
断面 3	60	10	0.2	24.0	24	1.91
断面 4	80	10	0.2	43.4	24	1.91

※）コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 24.0$ kN/m^3 に内容水の質量を付加した値である．



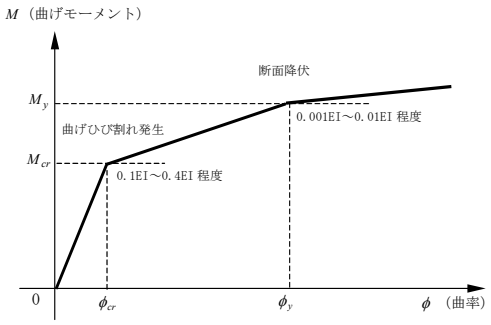


図 4-5　M－φ関係のトリリニアモデル

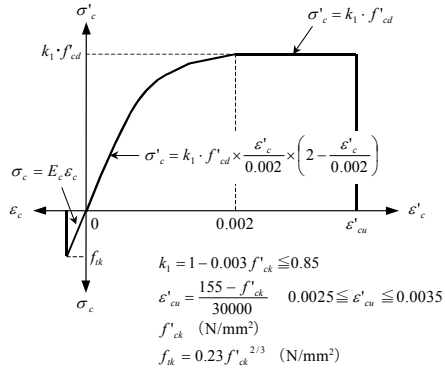


図 4-6　コンクリートの応力－ひずみ曲線

表 4-3　構造物の非線形特性

断面	モーメント符号	ひび割れ点		降伏点	
		ϕ_{cr}（1/m）	M_{cr}（kN・m）	ϕ_y（1/m）	M_y（kN・m）
断面 1	＋側	2.83×10^{-4}	119.7	4.40×10^{-3}	288.9
	－側	-3.16×10^{-4}	－131.4	-4.69×10^{-3}	－365.4
断面 2	＋側	2.89×10^{-4}	121.8	4.41×10^{-3}	291.2
	－側	-3.28×10^{-4}	－135.8	-4.75×10^{-3}	－382.2
断面 3	＋側	2.91×10^{-4}	122.5	4.56×10^{-3}	328.5
	－側	-2.75×10^{-4}	－117.0	-4.41×10^{-3}	－292.4
断面 4	＋側	2.29×10^{-4}	226.4	3.19×10^{-3}	527.9
	－側	-1.94×10^{-4}	－197.1	-2.92×10^{-3}	－366.9

(4) その他の解析条件

その他の解析条件は，解析プログラムに依存することが多いが，本検討においては以下の通りとした．

a. 入力条件

図 3-6 に示した解放基盤表面の地震動を入射波とみなして，地盤－構造物連成系の二次元モデルの底面粘性境界に（2*E*）として，水平動と鉛直動を同時入力した．

b. 積分手法

Newmark *β*法（*β*=0.25，*γ*=0.5）を用いた．

c. 非線形収束計算手法

Newton-Raphson 法を用いた．

d. 減衰条件

履歴減衰のほかに Rayleigh 減衰を考慮した．具体的には，予め実施した初期の全体剛性行列に対する固有値解析の結果（1 次固有振動数 6.83Hz）をもとに，一次モード減衰比を 2.0%とした剛性比例型の Rayleigh 減衰を考慮した．

5. 初期の確認と評価

構造物の評価に先立ち，地盤および構造物の応答を確認した．そして，構造物が崩壊していないことを確認するために，曲げ系の破壊に対する照査を行い構造系全体の安全性を確認した．また，せん断破壊を回避するために，全部材に対してせん断力の照査を行った．

5.1 解析結果の確認

(1) 地盤－構造物連成系の応答

図 5-1 に地盤－構造物連成系の最大応答にかかわる諸図を示す．**図 5-1(a)**と**(b)**は最大変形図である．岩盤との境界面を境に，砂層地盤が大きく変形し，１次のせん断変形が卓越していることがわかる．また，構造物の変形は地盤変形に概ね追随しているが，地盤変形よりも多少変形が小さくなっている様子が伺える．**図 5-1(c)**と**(d)**は，それぞれ，地盤の最大せん断応力度分布と最大せん断ひずみ分布を示している．構造物周辺は多少の乱れが見受けられるが，ほぼ水平に層状の分布をしており，自由地盤のせん断振動に近い挙動となっていることが確認できる．また，地盤のせん断ひずみの最大値は砂層地盤の最深部に発生し，その最大値は 10^{-3} オーダーの後半の値となっている．

図 5-2 には構造物の各床版部および地表面の応答加速度の時刻歴を示す．水平動については，どの位置もほぼ同位相の応答加速度波形を示していることがわかる．鉛直動についても概ね同位相である．**図 5-3(a)**には地表面の応答変位，**図 5-3(c)**には構造物の層間の相対変位の時刻歴を示している．水平の最大変位は，地表面で 1.5cm，構造物の層間変位でその大きさは最大で 0.5cm 程度であることがわかる．鉛直変位の最大値は水平変位のそれに比べて十分小さいことがわかる．

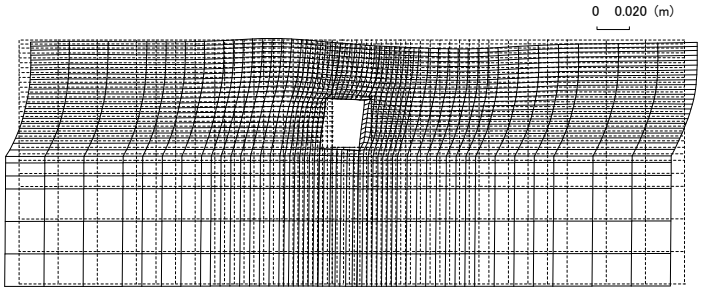
表 5-1 に主要な応答解析結果の最大値を示す．

表 5-1 最大応答値

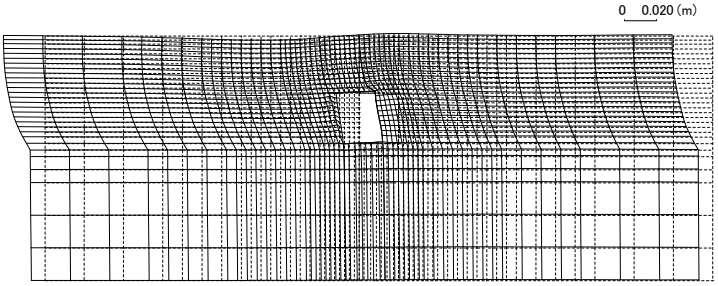
項目	最大応答値
地表面位置の最大水平応答加速度(Gal)	750
地表面位置の最大鉛直応答加速度(Gal)	700
頂版位置の最大水平応答加速度(Gal)	659
頂版位置の最大鉛直応答加速度(Gal)	356
底版位置の最大水平応答加速度(Gal)	589
底版位置の最大鉛直応答加速度(Gal)	353
頂版－底版間の水平層間変位(cm)	0.46
頂版－底版間の鉛直層間変位(cm)	0.01

(2) 構造物の応答

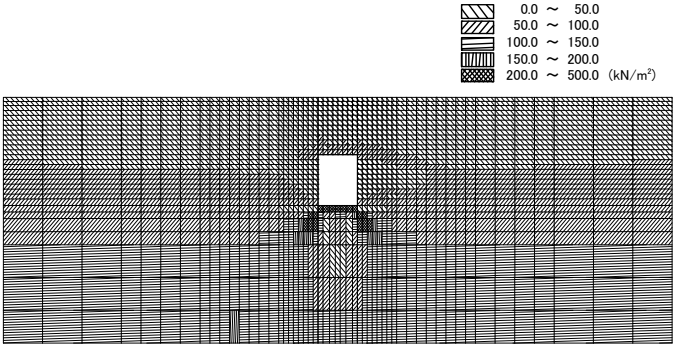
図 5-4 には構造物の変形量と断面力の最大値分布を示す．基本的には各部材の隅角部付近に大きな断面力が発生していることがわかる．**図 5-5** は構造物の層間変形が最大となる時刻における変形図と断面力図を示す．各部材の断面力はラーメン変形に伴う分布形状となっている．



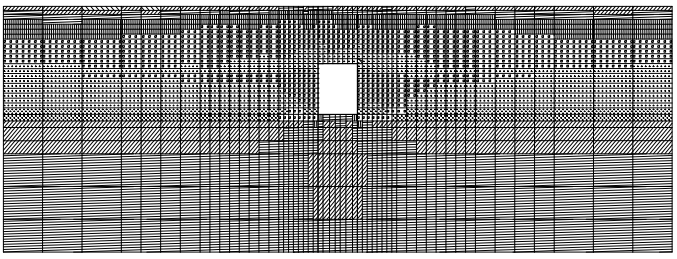
(a) 最大変形図（右向き層間変形最大時）



(b) 最大変形図（左向き層間変形最大時）

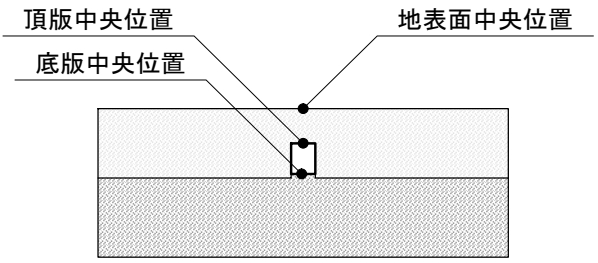


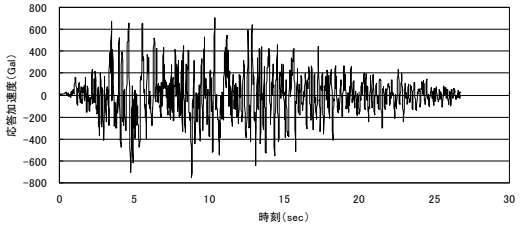
(c) 最大せん断応力度分布



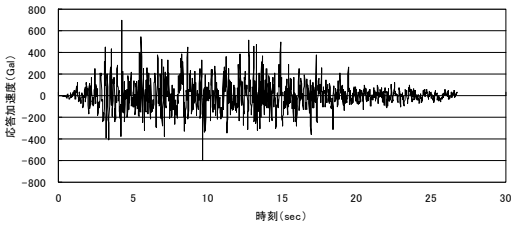
(d) 最大せん断ひずみ分布

図 5-1 最大応答図

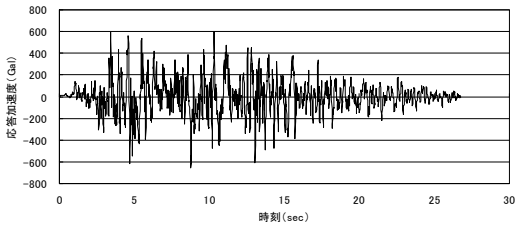




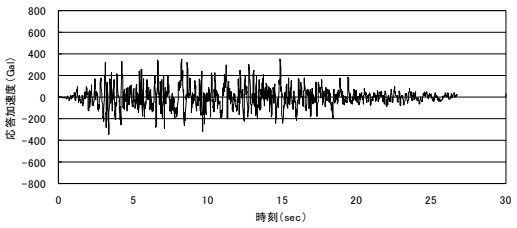
(a) 地表面中央位置の水平加速度



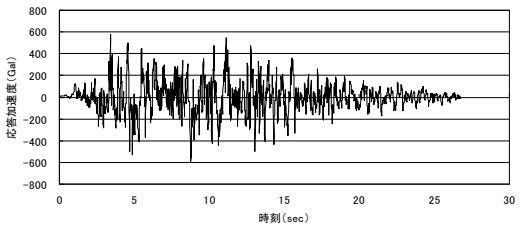
(b) 地表面中央位置の鉛直加速度



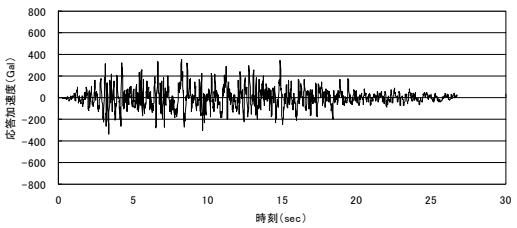
(c) 頂版中央位置の水平加速度



(d) 頂版中央位置の鉛直加速度

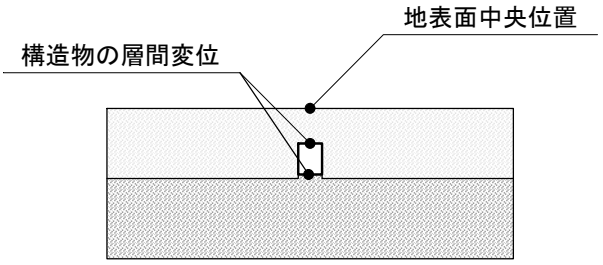


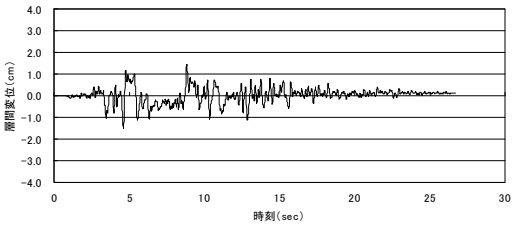
(e) 底版中央位置の水平加速度



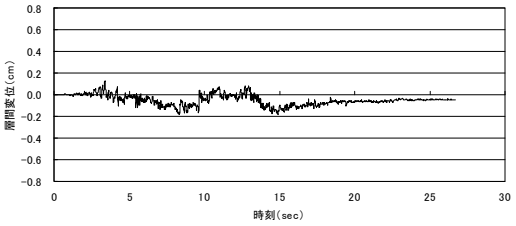
(f) 底版中央位置の鉛直加速度

図 5-2　応答加速度の時刻歴

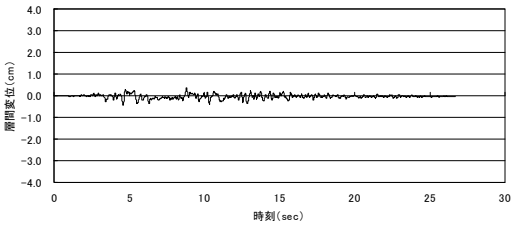




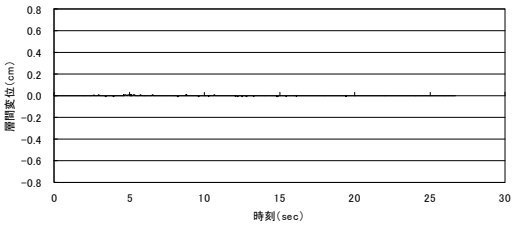
(a) 地表面水平変位（構造物中央断面）



(b) 地表面鉛直変位（構造物中央断面）

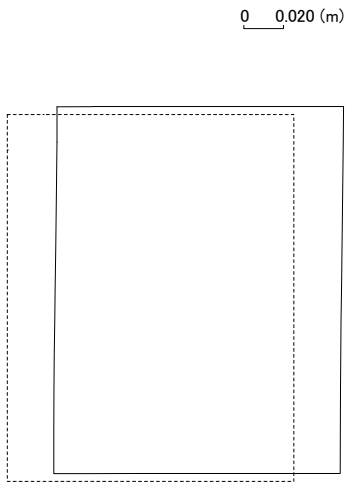


(c) 構造物の水平層間変位

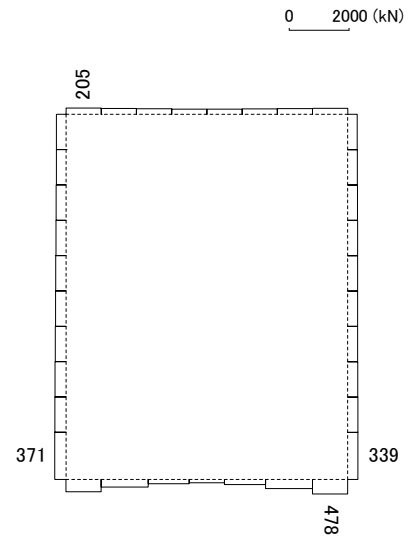


(d) 構造物の鉛直層間変位

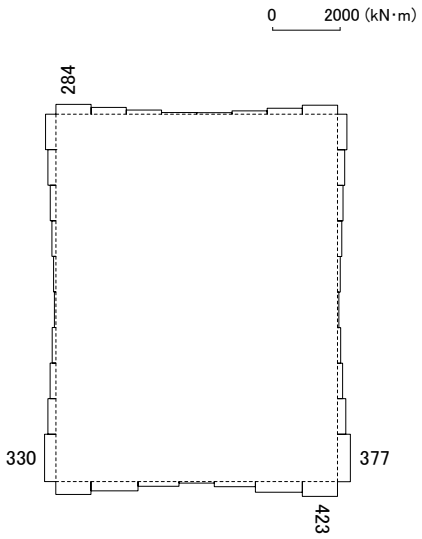
図 5-3　応答変位の時刻歴



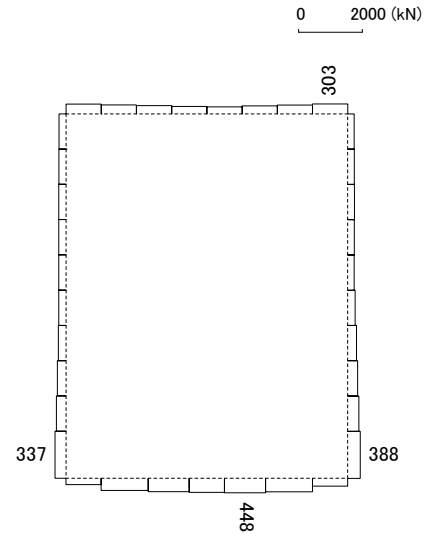
(a) 最大変形図



(c) 軸力

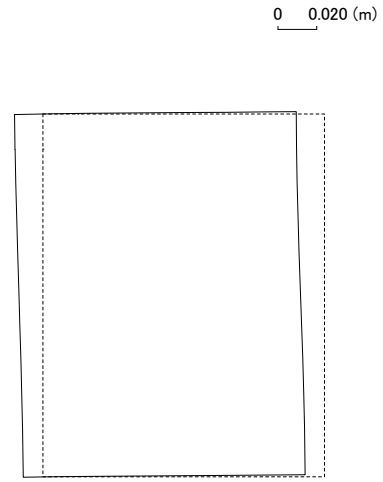


(b) 曲げモーメント

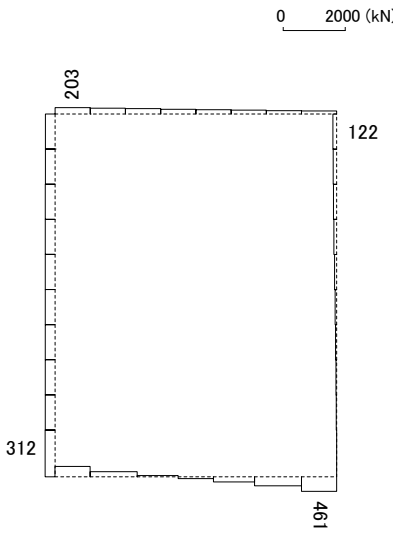


(d) せん断力

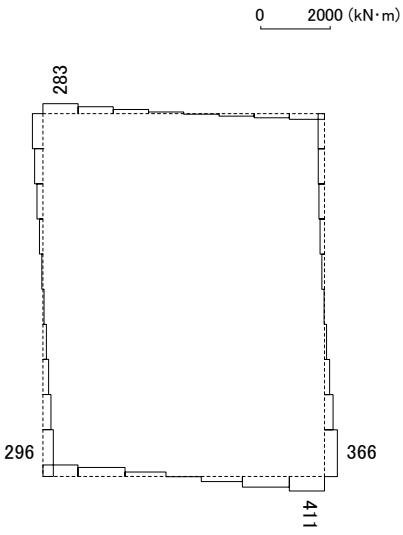
図 5-4 最大断面力図



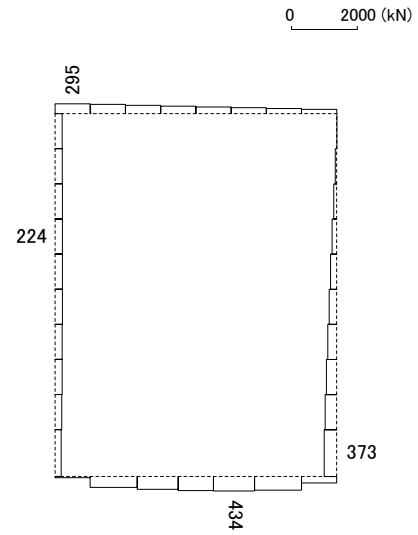
(a) 最大変形図



(c) 軸力



(b) 曲げモーメント



(d) せん断力

図 5-5 構造物最大変形時の断面力図（発生時刻 4.61sec）

5.2 初期の評価

照査に先立ち，構造物各部位の断面降伏等の損傷状況を把握した．そして，構造物が崩壊していないことを確認するために，曲げ系の破壊に対する照査を行い構造系全体の安全性を確認した．また，せん断破壊を回避するために，全部材に対してせん断力の照査を行った．コンクリートや鉄筋の強度については設計時の基準強度を用いることとした．また，部分安全係数は**表 5-2** に示す値を用いた．

表 5-2 耐震性能照査における部分安全係数

安全係数			変形による照査(曲げ)		断面力による照査(せん断)	
			応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート		1.0	1.0	1.0	1.3
	鉄筋		1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤		1.0	－	1.0	－
部材係数	曲げ		－	1.0	－	－
	せん断*1	コンクリート	－	1.0	－	1.3
		鉄筋	－	1.0	－	1.1
荷重係数			1.0	－	1.0	－
構造解析係数*2			1.2～	－	1.05～	－
構造物係数			1.0		1.0	

*1) 曲げせん断破壊防止のために層間変形角が 1%を超える場合には部材係数を 1.0～1.5 倍に割り増す。
*2) 地盤・構造物連成非線形地震応答解析を用いる場合の数値。土圧などの分布荷重が作用する場合の断面力を照査する場合は 1.0 としてよい。

(1) 損傷状況の確認

構造物の各部位が断面降伏をしているか否かを，最大発生曲率 $\phi_{\max}$ と降伏曲率 ϕ_y との大小比較により判定し，損傷状況を把握したが，断面降伏には至っていないことが確認された．

(2) 曲げ系の破壊の照査

曲げ系の破壊の照査として，構造物全体系の変形に関する照査を行った．その手順は，構造物の最大層間変形角を求めて，それに構造解析係数を乗じたものが限界変形角以下であることを確認した．

$$\gamma_i \cdot R_d \,/\, R_u \leqq 1.0 \qquad (5\text{-}1)$$

ここに，γ_i ：構造物係数（＝1.00）

R_d ：照査用の層間変形角（$=\gamma_a \cdot R$）

γ_a ：構造解析係数（＝1.20）

R ：応答計算による最大層間変形角（$=\Delta/H$）

Δ ：最大層間変位(m)

H ：芯々長さ(m)

R_u ：限界層間変形角

表 5-3 に層間変形角についての照査結果を示す．最大の水平層間変位に対して，変形に関する構造解析係数 1.20 を乗じて算定した変形角が限界層間変形角以下に収まることが確認された．

(3) せん断破壊の照査

せん断破壊を回避するために，全部材に対して下式によりせん断力の照査を行う．

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leqq 1.0 \qquad (5\text{-}2)$$

ここに，γ_i ：構造物係数（＝1.00）

V_d ：部材の設計せん断力（$=\gamma_a \cdot V$）

γ_a ：構造解析係数（＝1.05）

V ：応答計算によるせん断力値

V_{yd} ：部材各断面の設計せん断耐力

設計せん断耐力V_{yd}は，等価せん断スパン比を考慮したせん断耐力により評価した．

表 5-4 にせん断耐力の照査結果を示す．照査の結果，構造物の全部材でせん断破壊しないことが確認された．

以上より，構造系全体の変形挙動が安定していることを確認するとともに，曲げ系の破壊，せん断破壊のいずれの破壊も生じないことを確認した．したがって，取水路の設計時点における耐震性能は満足される．

表 5-3　層間変形角による変形照査結果（設計時点）

	部材種別			左側壁	右側壁
限界層間変形角	構造物高さ（軸心間距離）	H	(m)	3.10	3.10
	構造物の内空高さ	h	(m)	2.40	2.40
	部材厚	t	(m)	0.60	0.60
	コンクリート圧縮強度	f'_c	(N/mm^2)	24.0	24.0
	鉄筋降伏強度	f_y	(N/mm^2)	345	345
	鉛直部材に作用する軸応力	σ_0	(N/mm^2)	0.52	-0.02
	限界層間変形角	R_u		0.012	0.014
最大層間変形角	層間での最大相対変位	Δ	(cm)	0.46	0.46
	構造解析係数	γ_a		1.20	1.20
	層間高さ	H	(m)	3.10	3.10
	最大層間変形角	R		0.0015	0.0015
	照査用の層間変形角	R_d	$(=\gamma_a R)$	0.0018	0.0018
照査	構造物係数	γ_i		1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot R_d / R_u$			0.15	0.13
	安全性の判定			OK	OK

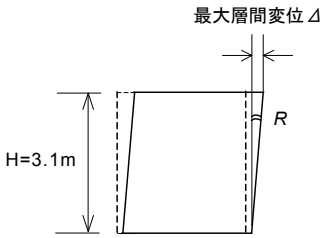


表 5-4(1)　取水路のせん断力に関する照査（設計時点）

（等価せん断スパン比を考慮した耐力評価、正側最大せん断力発生時）

				1	2	3	4	5	6	7	8
				左側壁上	左側壁下	右側壁上	右側壁下	頂版左	頂版右	底版左	底版右
断面諸元	部材の腹部の幅		b_w (cm)	100	100	100	100	100	100	100	100
	断面の高さ		D (cm)	60	60	60	60	60	60	80	80
	部材の有効高さ		d (cm)	50	50	50	50	50	50	70	70
	かぶり		c (cm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	引張側鋼材の断面積		A_s (cm^2)	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10
	引張鉄筋比		p_v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.27	0.27
	せん断補強筋の断面積		A_w (cm^2)	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61
	せん断補強筋比		p_w (%)	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度		α_s (deg)	90	90	90	90	90	90	90	90
	せん断補強鉄筋の配置間隔		s_s (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
材料強度	コンクリート設計基準強度		f'_{ck} (N/mm^2)	24	24	24	24	24	24	24	24
	コンクリート材料係数		γ_c	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	コンクリート設計圧縮強度		f'_{cd} (N/mm^2)	18	18	18	18	18	18	18	18
	鋼材の引張降伏強度の特性値		f_{ky} (N/mm^2)	345	345	345	345	345	345	345	345
	鋼材の材料係数		γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度		f_{wyd} (N/mm^2)	345	345	345	345	345	345	345	345
設計断面力	構造解析係数		γ_a	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	設計曲げモーメント		M_d (kN･m)	−114.2	117.3	118.0	−118.5	109.9	−78.4	−172.6	197.4
	設計軸方向圧縮力		N'_d (kN)	−37.7	6.3	312.9	330.6	167.9	121.3	−85.0	210.0
	設計せん断力		V_d (kN)	124.7	259.2	204.3	189.2	245.6	173.9	364.4	437.5
	せん断スパン比		a / d	2.77	2.02	2.35	2.42	1.95	1.65	1.27	1.29
設計せん断耐力	棒部材式	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm^2)	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
			β_d	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.09	1.09
			β_p	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.65	0.65
			β_n	0.93	1.01	1.27	1.28	1.15	1.15	0.87	1.14
			β_a	1.26	1.44	1.35	1.33	1.47	1.60	1.85	1.83
			γ_{b1}	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			γ_{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bc}	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			V_{cd} (kN)	205.7	254.3	298.9	298.0	296.7	324.0	324.8	422.3
		せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	60.9	60.9
			γ_{b1}	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
			γ_{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bs}	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
			V_{sd} (kN)	450.7	450.7	450.7	450.7	450.7	450.7	631.0	631.0
		棒部材式によるせん断耐力	V_{yd} (kN)	656.4	704.9	749.6	748.7	747.4	774.7	955.8	1053.2
	ディープビーム式	ディープビーム的破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{dd} (N/mm^2)	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
			β_d	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.09	1.09
			β_p	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.65	0.65
			β_a	0.58	0.98	0.77	0.73	1.04	1.35	1.91	1.87
			γ_{b1}	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			γ_{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bc}	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			V_{cdd} (kN)	156.1	265.7	208.3	197.4	281.5	364.7	596.8	583.0
		せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	ϕ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			V_{sdd} (kN)	450.7	450.7	450.7	450.7	450.7	450.7	631.0	631.0
		ﾃﾞｨｰﾌﾟﾋﾞｰﾑ式のせん断耐力	V_{ydd} (kN)	606.8	716.4	659.0	648.1	732.2	815.4	1227.7	1213.9
	設計せん断耐力		V_{yd} (kN)	656.4	716.4	749.6	748.7	747.4	815.4	1227.7	1213.9
照査	構造物係数		γ_i	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	照査値		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.20	0.38	0.29	0.27	0.35	0.22	0.31	0.38
	安全性の判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
備　考				棒部材式	DB 式	棒部材式	棒部材式	棒部材式	DB 式	DB 式	DB 式

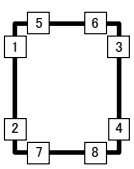
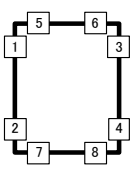


表 5-4(2)　取水路のせん断力に関する照査（設計時点）

（等価せん断スパン比を考慮した耐力評価、負側最大せん断力発生時）

				1	2	3	4	5	6	7	8
				左側壁上	左側壁下	右側壁上	右側壁下	頂版左	頂版右	底版左	底版右
断面諸元	部材の腹部の幅		b_w (cm)	100	100	100	100	100	100	100	100
	断面の高さ		D (cm)	60	60	60	60	60	60	80	80
	部材の有効高さ		d (cm)	50	50	50	50	50	50	70	70
	かぶり		c (cm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	引張側鋼材の断面積		A_s (cm^2)	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10
	引張鉄筋比		p_v (%)	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.27	0.27
	せん断補強筋の断面積		A_w (cm^2)	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61
	せん断補強筋比		p_w (%)	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度		α_s (deg)	90	90	90	90	90	90	90	90
	せん断補強鉄筋の配置間隔		s_s (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
材料強度	コンクリート設計基準強度		f'_{ck} (N/mm^2)	24	24	24	24	24	24	24	24
	コンクリート材料係数		γ_c	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	コンクリート設計圧縮強度		f'_{cd} (N/mm^2)	18	18	18	18	18	18	18	18
	鋼材の引張降伏強度の特性値		f_{sy} (N/mm^2)	345	345	345	345	345	345	345	345
	鋼材の材料係数		γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度		f_{wyd} (N/mm^2)	345	345	345	345	345	345	345	345
設計断面力	構造解析係数		γ_a	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	設計曲げモーメント		M_d (kN･m)	132.0	-133.3	-107.3	131.1	-74.5	97.7	173.0	-159.4
	設計軸方向圧縮力		N'_d (kN)	307.0	315.3	-70.5	-19.7	69.5	156.9	173.0	-78.0
	設計せん断力		V_d (kN)	-222.7	-218.3	-128.2	-304.2	-148.3	-243.5	-393.7	-316.9
	せん断スパン比		a / d	2.37	2.41	2.68	1.97	1.78	1.76	1.25	1.32
設計せん断耐力	棒部材式	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd} (N/mm^2)	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
			β_d	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.09	1.09
			β_p	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.65	0.65
			β_n	1.23	1.24	0.87	0.97	1.09	1.16	1.13	0.87
			β_a	1.34	1.33	1.27	1.46	1.53	1.54	1.87	1.81
			γ_{b1}	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			γ_{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bc}	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			V_{cd} (kN)	290.2	288.5	193.9	248.6	294.4	314.3	427.7	318.1
		せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	z (cm)	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	60.9	60.9
			γ_{b1}	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
			γ_{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bs}	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
			V_{sd} (kN)	450.7	450.7	450.7	450.7	450.7	450.7	631.0	631.0
		棒部材式によるせん断耐力	V_{yd} (kN)	740.8	739.2	644.6	699.3	745.1	765.0	1058.7	949.1
	ディープビーム式	ディープビーム的破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{dd} (N/mm^2)	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
			β_d	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.09	1.09
			β_p	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.65	0.65
			β_a	0.76	0.73	0.61	1.02	1.20	1.22	1.95	1.83
			γ_{b1}	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			γ_{b2}	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bc}	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			V_{cdd} (kN)	205.4	198.5	165.6	277.7	323.9	329.6	608.2	569.8
		せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	ϕ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			V_{sdd} (kN)	450.7	450.7	450.7	450.7	450.7	450.7	631.0	631.0
		ディープビーム式のせん断耐力	V_{ydd} (kN)	656.1	649.2	616.3	728.4	774.6	780.2	1239.2	1200.8
	設計せん断耐力		V_{yd} (kN)	740.8	739.2	644.6	728.4	774.6	780.2	1239.2	1200.8
照査	構造物係数		γ_i	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	照査値		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.32	0.31	0.21	0.44	0.20	0.33	0.33	0.28
	安全性の判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
備　考				棒部材式	棒部材式	棒部材式	DB 式	DB 式	DB 式	DB 式	DB 式



6. 詳細調査および耐久性評価

6.1 外観目視確認

定期点検時における外観目視によるひび割れ状況の確認結果を**図 6-1** に示す．塩害に起因すると推定される主鉄筋方向に沿った腐食ひび割れが確認された．最大ひび割れ幅は，0.1㎜ であり，錆汁の析出は観察されなかった．

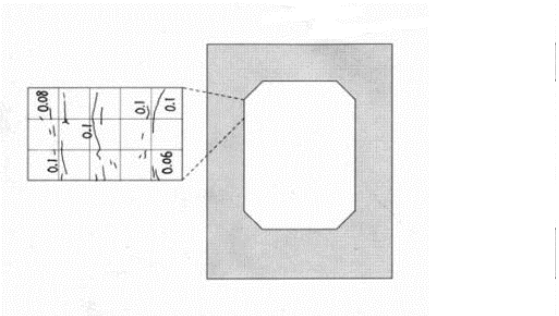


図 6-1　対象構造物の点検時点におけるひび割れ状況

6.2 耐久性評価

(1) 変状の原因推定

変状の原因は塩害と推定された．なお，中性化と凍害については，影響は許容範囲内であり，問題がないことが確認されている．

(2) 劣化のグレード

塩害環境下における劣化グレードと劣化状態の関係を**表 6-1** に，詳細調査および耐久性評価結果を**表 6-2** に示す．詳細調査の結果，変状の原因は，塩害に起因するひび割れであることが確認された．劣化グレードは，詳細調査時点で，状態Ⅱ-1（加速期前期）と判断されたものとする．これを受けて，劣化係数を用いた部材非線形解析による既設構造物の耐震性能照査を実施することとした．

表 6-1　塩害環境下における劣化グレードと劣化状態 [2)]

構造物の劣化グレード	劣化状態
状態Ⅰ-1（潜伏期）	外観上の変状が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以下
状態Ⅰ-2（進展期）	外観上の変状が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以上，腐食が開始
状態Ⅱ-1（加速期前期）	腐食ひび割れが発生，錆汁が見られる
状態Ⅱ-2（加速期後期）	腐食ひび割れが多数発生，錆汁が見られる，部分的なはく離・はく落が見られる，腐食量の増大
状態Ⅲ（劣化期）	腐食ひび割れが多数発生，ひび割れ幅が大きい，錆汁が見られる，はく離・はく落が見られる，変位・たわみが大きい

表 6-2　詳細調査および耐久性評価結果

変状の原因推定	劣化グレード	評価および判定
塩害に起因するひび割れ	状態Ⅱ－1 (加速期前期)	劣化係数を用いた部材非線形解析による耐震性能照査を実施

6.3 耐震性能照査のための詳細調査

(1) 鉄筋材料

構造物の健全な部分から切り出した鉄筋の材料試験結果を**表 6-3** に示す．施工時において提出される鉄筋のミルシートの数値と大きな相違がないことを確認しておくとよい．なお，せん断補強筋については，ミルシートを確認した結果に基づいて，主鉄筋と同等であるとみなした．

表 6-3　鉄筋の機械的性質

種別	呼び名	規格	降伏強度(N/mm^2)	引張強度(N/mm^2)	伸び(%)
主鉄筋	D19	SD345	395	584	18

(2) コンクリート材料

構造物の健全な部分と劣化した部分からコンクリートのコア抜きを行い，コンクリートの材料試験を行った．コンクリートのコア抜きは，それぞれ頂版，側壁，底版を対象とし，各箇所３本のコアを採取した．なお，劣化した部分に対しては，腐食ひび割れの影響がないように劣化した部位の近傍よりコア抜きした．コンクリートの材料試験結果を**表 6-4** に示す．各部位における材料試験結果はそれぞれ 3 体の平均である．これより，コンクリートの圧縮強度には，健全部も劣化部も大きな相違はなく，経年的な劣化はほとんどないことが確認された．なお，構造物の 3 つの部位から各々3 本のコアが採取できたことから，以後の検討における既設構造物の材料係数は，設計時と同様であるとみなすこととした．

表 6-4　コンクリートの材料試験結果

供試体	部位	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 ×10^4(N/mm^2)
竣工時	頂版	33.55	3.04
	側壁	34.30	3.14
	底版	34.93	3.03
詳細調査時	頂版	33.79	2.97
	側壁	37.80	2.90
	底版	35.42	3.06

7. 耐震性能照査

これまでに実施された情報を踏まえ，詳細調査時点での劣化状況を考慮した既設構造物の耐震性能を照査する．部材非線形解析を用いた既設構造物の耐震性能照査の流れを**図 7-1** に示す．これまでの検討により，初期の確認と評価において，対象構造物が設計時点での耐震性能が確保されていること，詳細調査において，対象構造物は状態Ⅱ-1（加速期前期）の劣化グレードであることが明らかとなっている．照査に先立ち，構造物の劣化状況を確認するとともに，各破壊モードに対する劣化係数を設定した．そして，構造物が崩壊していないことを確認するために，曲げ系の破壊に対する照査を行い構造系全体の安全性を確認した．また，せん断破壊を回避するために，全部材に対してせん断力の照査を行った．詳細調査時における既設構造物での評価・判定であることから，コンクリートや鉄筋の強度は実測値を用いることとした．

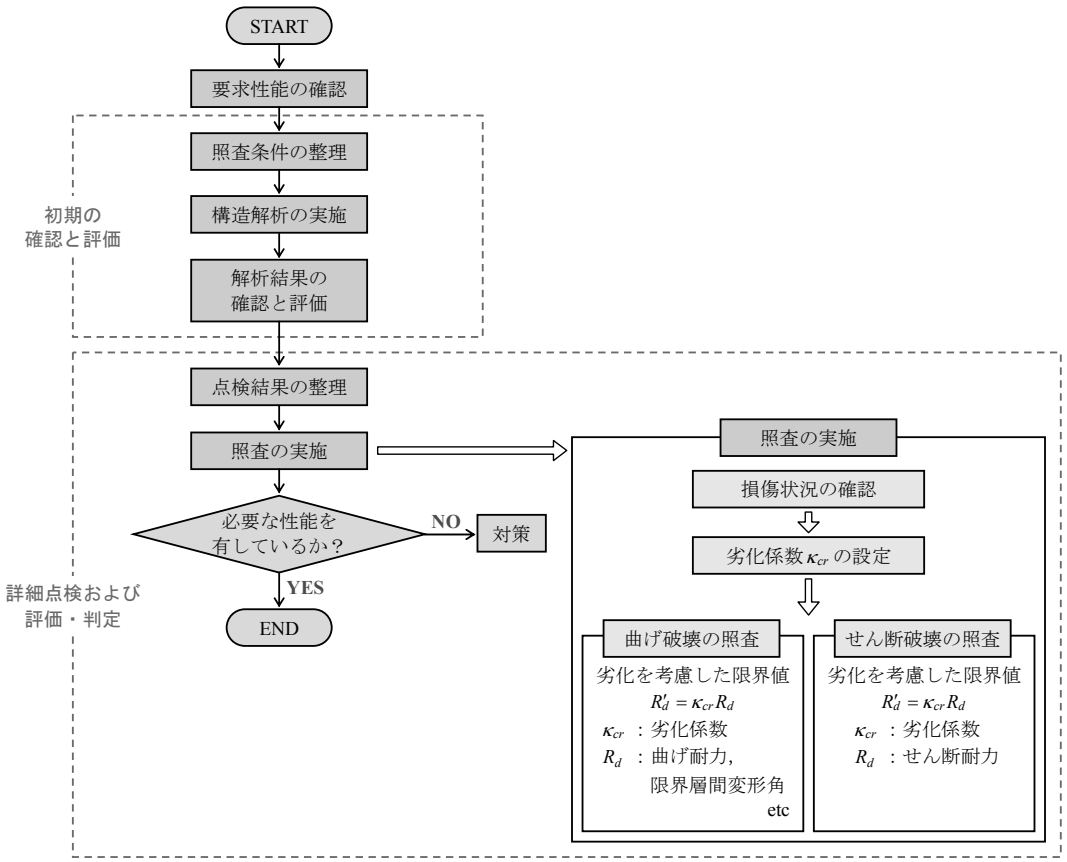


図 7-1　詳細調査時における既設構造物の耐震性能照査の流れ（部材非線形）

7.1 劣化状況の確認

構造物の劣化グレードは状態Ⅱ-1（加速期前期）であることが確認されたが，その劣化状況に対応する劣化係数を設定する（⇒7.5.3(5)参照）．**表 7-2** に劣化係数を示す．これより，曲げ変形に対する劣化係数は0.80，せん断に対する劣化係数のうち，コンクリート分担分については0.85，せん断補強筋分担分については0.90と設定した．なお，劣化係数は部材毎に適用することも可能であるが，ここでは，安全側に構造物全体に対して適用することとした．

表 7-2 劣化係数

劣化係数＼劣化グレード		潜伏期（Ⅰ-1）	進展期（Ⅰ-2）	加速期前期（Ⅱ-1）	加速期後期（Ⅱ-2）	劣化期（Ⅲ）
曲げ	曲げ耐力の劣化係数 κ_{crm}	1.0	1.0	0.95	0.90	適用外
	曲げ変形の劣化係数 κ_{crr}	1.0	0.90	0.80	0.70	適用外
せん断	ｺﾝｸﾘｰﾄ分担力の劣化係数 κ_{crc}	1.0	0.90	0.85	0.80	適用外
	せん断補強筋分担力の劣化係数 κ_{crs}	1.0	1.0	0.90	0.80	適用外

詳細調査時点に対応する劣化係数

7.2 曲げ系の破壊の照査

曲げ系の破壊の照査として，構造物全体系の変形に関する照査を行った．その手順は，構造物の最大層間変形角を求めて，それに構造解析係数を乗じたものが限界変形角以下であることを確認した．

$$\gamma_i \cdot R_d \,/\, R'_u \leqq 1.0 \qquad (7\text{-}1)$$

ここに，γ_i ：構造物係数（＝1.00）

R_d ：照査用の層間変形角（＝$\gamma_a \cdot R$）

γ_a ：構造解析係数（＝1.20）

R ：応答計算による最大層間変形角（＝Δ / H）

Δ ：最大層間変位(m)

H ：部材の芯々長さ(m)

R'_u ：劣化を考慮した限界層間変形角（＝$\kappa_{crr} R_u$）

R_u ：限界層間変形角

κ_{crr} ：劣化係数

表 7-3 に層間変形角についての照査結果を示す．構造材料については実強度を用いている．具体的には，コンクリート強度は，**表 6-4** のうち鉛直部材である側壁の実強度を用いることとし，鉄筋強度は**表 6-3** の降伏強度を用いた．その結果，最大の水平層間変位に対して，変形に関する構造解析係数1.20を乗じて算定した変形角が限界層間変形角以下に収まることが確認された．

7.3 せん断破壊の照査

せん断破壊を回避するために，全部材に対して下式によりせん断力の照査を行う．

$$\gamma_i \cdot V_d / V'_{yd} \leqq 1.0 \qquad (7\text{-}2)$$

ここに，γ_i ：構造物係数（＝1.00）

V_d ：部材の設計せん断力（$=\gamma_a \cdot V$）

γ_a ：構造解析係数（＝1.05）

V ：応答計算によるせん断力値

V'_{yd} ：劣化を考慮した設計せん断耐力（$=\kappa_{crc}V_{cd}+\kappa_{crs}V_{sd}$　但し，$V_{yd}=V_{cd}+V_{sd}$）

V_{yd} ：部材各断面の設計せん断耐力

V_{cd} ：コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} ：せん断補強筋が分担するせん断耐力

κ_{crc} ：コンクリート分担分に対する劣化係数

κ_{crs} ：せん断補強筋分担分に対する劣化係数

設計せん断耐力V_{yd}は，等価せん断スパンを考慮したせん断耐力により評価した．**表 7-4** にせん断耐力の照査結果を示す.構造材料については曲げ系破壊の照査と同じく実強度を用いている.コンクリート強度は，**表 6-4** の部材毎の強度を用いた．鉄筋強度は**表 6-3** の降伏強度を用いた．照査の結果，構造物の全部材でせん断破壊しないことが確認された.

以上より，詳細調査時点における構造物の劣化状況を考慮しても，構造系全体の変形挙動が安定していることを確認するとともに，曲げ系の破壊，せん断破壊のいずれの破壊も生じないことを確認した．したがって，詳細調査時点においても，取水路の耐震性能は確保されている.

表 7-3　層間変形角による変形照査結果（詳細調査時点）

	部材種別			左側壁	右側壁
限界層間変形角	構造物高さ（軸心間距離）	H	(m)	3.10	3.10
	構造物の内空高さ	h	(m)	2.40	2.40
	部材厚	t	(m)	0.60	0.60
	コンクリート圧縮強度の実測値	f'_c	(N/mm^2)	37.8	37.8
	鉄筋降伏強度の実測値	f_y	(N/mm^2)	395	395
	鉛直部材に作用する軸応力	σ_0	(N/mm^2)	0.52	-0.02
	限界層間変形角	R_u		0.013	0.014
	曲げ変形に対する劣化係数	κ_{crr}		0.80	0.80
	劣化を考慮した限界層間変形角	$R'u$		0.010	0.011
最大層間変形角	層間での最大相対変位	Δ	(cm)	0.46	0.46
	構造解析係数	γ_a		1.20	1.20
	層間高さ	H	(m)	3.10	3.10
	最大層間変形角	R		0.0015	0.0015
	照査用の層間変形角	R_d	($=\gamma_a R$)	0.0018	0.0018
照査	構造物係数	γ_i		1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot R_d / R_u$			0.17	0.16
	安全性の判定			OK	OK

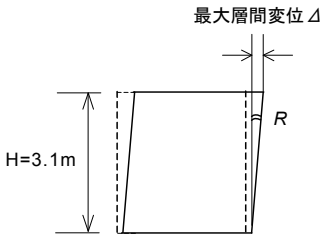


表 7-4(1)　取水路のせん断力に関する照査（詳細調査時点）

（等価せん断スパン比を考慮した耐力評価、正側最大せん断力発生時）

					1	2	3	4	5	6	7	8
					左側壁上	左側壁下	右側壁上	右側壁下	頂版左	頂版右	底版左	底版右
断面諸元	部材の腹部の幅		b_w	(cm)	100	100	100	100	100	100	100	100
	断面の高さ		D	(cm)	60	60	60	60	60	60	80	80
	部材の有効高さ		d	(cm)	50	50	50	50	50	50	70	70
	かぶり		c	(cm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	引張側鋼材の断面積		A_s	(cm^2)	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10
	引張鉄筋比		p_v	(%)	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.27	0.27
	せん断補強筋の断面積		A_w	(cm^2)	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61
	せん断補強筋比		p_w	(%)	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度		α_s	(deg)	90	90	90	90	90	90	90	90
	せん断補強鉄筋の配置間隔		s_s	(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
材料強度	コンクリート設計基準強度		f'_{ck}	(N/mm^2)	37.8	37.8	37.8	37.8	33.8	33.8	35.4	35.4
	コンクリート材料係数		γ_c		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	コンクリート設計圧縮強度		f'_{cd}	(N/mm^2)	29.1	29.1	29.1	29.1	26.0	26.0	27.2	27.2
	鋼材の引張降伏強度の特性値		f_{sy}	(N/mm^2)	395	395	395	395	395	395	395	395
	鋼材の材料係数		γ_s		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度		f_{wyd}	(N/mm^2)	395	395	395	395	395	395	395	395
設計断面力	構造解析係数		γ_a		1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	設計曲げモーメント		M_d	(kN･m)	−114.2	117.3	118.0	−118.5	109.9	−78.4	−172.6	197.4
	設計軸方向圧縮力		N'_d	(kN)	−37.7	6.3	312.9	330.6	167.9	121.3	−85.0	210.0
	設計せん断力		V_d	(kN)	124.7	259.2	204.3	189.2	245.6	173.9	364.4	437.5
	せん断スパン比		a／d		2.77	2.02	2.35	2.42	1.95	1.65	1.27	1.29
設計せん断耐力	棒部材式	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd}	(N/mm^2)	0.62	0.62	0.62	0.62	0.59	0.59	0.60	0.60
			β_d		1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.09	1.09
			β_p		0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.65	0.65
			β_n		0.93	1.01	1.27	1.28	1.15	1.15	0.87	1.14
			β_a		1.26	1.44	1.35	1.33	1.47	1.60	1.85	1.83
			γ_{b1}		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			γ_{b2}		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bc}		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			V_{cd}	(kN)	239.3	295.8	347.8	346.8	332.5	363.2	369.8	480.8
		せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	z	(cm)	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	60.9	60.9
			γ_{b1}		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
			γ_{b2}		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bs}		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
			V_{sd}	(kN)	516.0	516.0	516.0	516.0	516.0	516.0	722.4	722.4
		棒部材式によるせん断耐力	κ_{crc}		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
			κ_{crs}		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
			V_{yd}	(kN)	667.8	715.8	760.0	759.2	747.0	773.1	964.5	1058.8
	ディープビーム式	ディープビーム的破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{dd}	(N/mm^2)	1.02	1.02	1.02	1.02	0.97	0.97	0.99	0.99
			β_d		1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.09	1.09
			β_p		0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.65	0.65
			β_a		0.58	0.98	0.77	0.73	1.04	1.35	1.91	1.87
			γ_{b1}		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			γ_{b2}		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bc}		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			V_{cdd}	(kN)	195.9	333.5	261.5	247.8	334.0	432.8	725.0	708.2
		せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	ϕ		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			V_{sdd}	(kN)	516.0	516.0	516.0	516.0	516.0	516.0	722.4	722.4
		ﾃﾞｨｰﾌﾟﾋﾞｰﾑ式のせん断耐力	κ_{crc}		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
			κ_{crs}		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
			V_{ydd}	(kN)	631.0	747.9	686.6	675.0	748.3	832.3	1266.4	1252.2
	設計せん断耐力		V_{yd}	(kN)	667.8	747.9	760.0	759.2	748.3	832.3	1266.4	1252.2
照査	構造物係数		γ_i		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	照査値		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$		0.20	0.36	0.28	0.26	0.34	0.22	0.30	0.37
	安全性の判定				ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ
備　考					棒部材式	DB 式	棒部材式	棒部材式	DB 式	DB 式	DB 式	DB 式

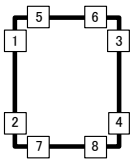
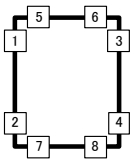


表 7-4(2)　取水路のせん断力に関する照査（詳細調査時点）

（等価せん断スパン比を考慮した耐力評価、負側最大せん断力発生時）

					1	2	3	4	5	6	7	8
					左側壁上	左側壁下	右側壁上	右側壁下	頂版左	頂版右	底版左	底版右
断面諸元	部材の腹部の幅		b_w	(cm)	100	100	100	100	100	100	100	100
	断面の高さ		D	(cm)	60	60	60	60	60	60	80	80
	部材の有効高さ		d	(cm)	50	50	50	50	50	50	70	70
	かぶり		c	(cm)	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	引張側鋼材の断面積		A_s	(cm^2)	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10
	引張鉄筋比		p_v	(%)	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	0.27	0.27
	せん断補強筋の断面積		A_w	(cm^2)	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61	6.61
	せん断補強筋比		p_w	(%)	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	補強鉄筋と部材軸とのなす角度		α_s	(deg)	90	90	90	90	90	90	90	90
	せん断補強鉄筋の配置間隔		s_s	(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
材料強度	コンクリート設計基準強度		f'_{ck}	(N/mm^2)	37.8	37.8	37.8	37.8	33.8	33.8	35.4	35.4
	コンクリート材料係数		γ_c		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	コンクリート設計圧縮強度		f'_{cd}	(N/mm^2)	29.1	29.1	29.1	29.1	26.0	26.0	27.2	27.2
	鋼材の引張降伏強度の特性値		f_{sy}	(N/mm^2)	395	395	395	395	395	395	395	395
	鋼材の材料係数		γ_s		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	せん断補強鉄筋の設計降伏強度		f_{wyd}	(N/mm^2)	395	395	395	395	395	395	395	395
設計断面力	構造解析係数		γ_a		1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	設計曲げモーメント		M_d	(kN･m)	132.0	-133.3	-107.3	131.1	-74.5	97.7	173.0	-159.4
	設計軸方向圧縮力		N'_d	(kN)	307.0	315.3	-70.5	-19.7	69.5	156.9	173.0	-78.0
	設計せん断力		V_d	(kN)	-222.7	-218.3	-128.2	-304.2	-148.3	-243.5	-393.7	-316.9
	せん断スパン比		a／d		2.37	2.41	2.68	1.97	1.78	1.76	1.25	1.32
設計せん断耐力	棒部材式	斜め引張破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{vcd}	(N/mm^2)	0.62	0.62	0.62	0.62	0.59	0.59	0.60	0.60
			β_d		1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.09	1.09
			β_p		1.23	1.24	0.87	0.97	1.09	1.16	1.13	0.87
			β_n		1.23	1.24	0.87	0.97	1.09	1.16	1.13	0.87
			β_a		1.34	1.33	1.27	1.46	1.53	1.54	1.87	1.81
			γ_{b1}		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			γ_{b2}		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bc}		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			V_{cd}	(kN)	337.6	335.7	225.6	289.2	329.9	352.3	487.0	362.2
		せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	z	(cm)	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	60.9	60.9
			γ_{b1}		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
			γ_{b2}		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bs}		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
			V_{sd}	(kN)	516.0	516.0	516.0	516.0	516.0	516.0	722.4	722.4
		棒部材式によるせん断耐力	κ_{crc}		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
			κ_{crs}		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
			V_{yd}	(kN)	751.4	749.7	656.1	710.2	744.8	763.8	1064.1	958.0
	ディープビーム式	ディープビーム的破壊モードにおいてコンクリートが分担するせん断耐力	f_{dd}	(N/mm^2)	1.02	1.02	1.02	1.02	0.97	0.97	0.99	0.99
			β_d		1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.09	1.09
			β_p		0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.65	0.65
			β_a		0.76	0.73	0.61	1.02	1.20	1.22	1.95	1.83
			γ_{b1}		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			γ_{b2}		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			γ_{bc}		1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
			V_{cdd}	(kN)	257.8	249.1	207.8	348.5	384.3	391.0	738.9	692.2
		せん断補強鋼材により受持たれるせん断耐力	ϕ		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
			V_{sdd}	(kN)	516.0	516.0	516.0	516.0	516.0	516.0	722.4	722.4
		ﾃﾞｨｰﾌﾟﾋﾞｰﾑ式のせん断耐力	κ_{crc}		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
			κ_{crs}		0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
			V_{ydd}	(kN)	683.5	676.1	641.0	760.6	791.1	796.8	1278.2	1238.6
	設計せん断耐力		V_{yd}	(kN)	751.4	749.7	656.1	760.6	791.1	796.8	1278.2	1238.6
照査	構造物係数		γ_i		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	照査値		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$		0.31	0.31	0.21	0.42	0.20	0.32	0.32	0.27
	安全性の判定				ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ	ＯＫ
備　考					棒部材式	棒部材式	棒部材式	DB 式	DB 式	DB 式	DB 式	DB 式



8. 構造健全度の評価・判定

8.1 構造健全度の評価

構造健全度は**表 8-1** に示すように区分する。

表 8-1 構造健全度の区分

構造健全度	内容	適用する 劣化グレード	耐震性能の状態
A	要求性能をみたす. 劣化は認められない. 設計時の性能を上回る.	Ⅰ-1, Ⅰ-2	当該時点の照査用限界値が, 設計時の照査用限界値を上回り, 照査用応答値も上回る.
B	要求性能をみたす. 劣化は認められる. 設計時の性能を上回る	Ⅱ-1, Ⅱ-2	当該時点の照査用限界値が, 設計時の照査用限界値を上回り, 照査用応答値も上回る.
C	要求性能を満たす.	劣化グレードによらない.	当該時点の照査用限界値が設計時の照査用限界値を下回るが, 照査用応答値を上回る.
D	要求性能を満たさない.	劣化グレードによらない.	当該時点における照査を満たさない.

(1) 詳細調査時の評価

「6. 詳細調査および耐久性能評価」より，詳細調査時における劣化グレードはⅡ-1(加速期前期)である．また，「7. 耐震性能照査」における結果より，詳細調査時における評価は要求性能を満たしており，設計時の照査用限界値を上回っていることが明らかとなっている．このため，詳細調査時における構造健全度の区分はＢとなる．

(2) 次回点検時の評価

「評価・照査例Ⅱ」より，次回点検時点における劣化グレードはⅡ-1(加速期前期)である．

次回点検時の評価を行った結果を**表 8-2** に示す．曲げ系の破壊に対しては十分な裕度があることが確認されているため，ここでは，せん断破壊に対して照査した結果のみを示している．また，地震応答解析結果である設計せん断力 V_d は厳密には各時点で若干異なるが，劣化係数では劣化の影響を限界値側で考慮することとしているため，評価時点に依らず一定である設計時点の値を用いている．次回点検時点には，設計時の照査用限界値を上回っており，要求性能を満足している．このため，次回点検時における構造健全度の区分はＢとなる．

(3) 予定供用期間終了時の評価

「評価・照査例Ⅱ」より，予定供用期間終了時点における劣化グレードはⅡ-2(加速期後期)である．

予定供用期間終了時の評価を行った結果を**表 8-2** に示す．予定供用期間終了時点には，設計時の照査用限界値を下回っているが，要求性能を満足している．このため，予定供用期間終了時点における構造健全度の区分はＣとなる．

表 8-2　構造健全度の評価結果（せん断力に対する照査）

	初期時		詳細調査時	次回点検時	予定供用期間終了時
	設計時	竣工時			
設計せん断力 $\gamma_a \cdot V_d$(kN)	319.4	319.4	319.4	319.4	319.4
ｺﾝｸﾘｰﾄ強度(N/mm^2)	24	34.3	37.8	37.8	37.8
鉄筋強度(N/mm^2)	345	395	395	395	395
V_cの劣化係数 κ_{crc}	1.0	1.0	0.85	0.85	0.8
V_sの劣化係数 κ_{crs}	1.0	1.0	0.9	0.9	0.8
設計せん断耐力 V_{yd}(kN)	728.4	848.0	760.6	760.6	691.6
コンクリート分担力 V_{cd}(kN)	277.7	332.0	296.2	296.2	278.8
せん断補強筋分担力 V_{sd}(kN)	450.7	516.0	464.4	464.4	412.8
照査値 $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	0.44	0.38	0.42	0.42	0.46
安全性の判定	OK	OK	OK	OK	OK
備考			設計時のせん断耐力を上回る	設計時のせん断耐力を上回る	設計時のせん断耐力を下回る

※）詳細調査時点における評価で最も厳しかった右側壁下での照査結果

8.2　対策の要否判定

対策の判定基準例と推奨される対策は**表 8-3** に示すとおりする．

表 8-3　対策の判定基準と推奨される対策

詳細調査時における判定結果				推奨される対策
詳細調査時	次回点検時	予定供用年数経過時	判定	
A	A	A	AAA	無処置
		B	AAB	無処置
		C	AAC	無処置
		D	AAD	計画的に補修
	B	B	ABB	無処置
		C	ABC	無処置
		D	ABD	計画的に補修
	C	C	ACC	経過観察
		D	ACD	計画的に補修
	D	D	ADD	早急に補修，次回点検時に補強
B	B	B	BBB	無処置
		C	**BBC**	**無処置**
		D	BBD	計画的に補修
	C	C	BCC	経過観察
		D	BCD	計画的に補修
	D	D	BDD	早急に補修，次回点検時に補強
C	C	C	CCC	経過観察
		D	CCD	計画的に補修
	D	D	CDD	早急に補修，次回点検時に補強
D	D	D	DDD	早急に補修・補強

本評価例の判定結果

構造健全度を評価した結果，**表 8-3** に基づけば，構造健全性の判定はＢＢＣとなる．詳細調査時点では劣化進展の程度は顕著ではなく，予定供用期間終了までにおいて要求性能を満足している．このため，直ちに補修・補強の対策を施す必要はないと判断される．ただし，予定供用期間時点においては劣化進展の程度が顕著となる可能性もあるため，経過観察の処置をとるか，必要に応じて，次回点検時において補修のうち劣化進行抑制の処置をとることを検討するとよい．

9. まとめ

「8. 構造健全度の評価・判定」の結果より，経年劣化の影響を考慮した上でも，曲げ系の破壊，せん断破壊のいずれも生じないことを確認した．このため，照査対象とした取水路は今回の詳細調査時点から予定供用期間終了時までにおいて地震時に要求されている性能を満足する．したがって，直ちに補修・補強の対策を施す必要はないと判断した．

本照査の結果を適切に記録した後に，与条件に変化がないことを確認し，次回点検の作業手順に移ることとする．

参考文献

1）土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005.

2）土木学会：【2013 年制定】コンクリート標準示方書[維持管理編]，2013.

材料非線形解析を用いた既設構造物の耐震性能照査例

1. はじめに

取水路を対象構造物として，第6章に示した材料非線形解析を用いた既設構造物の耐震性能照査の方法を例示する．本照査例は，構造解析に材料強度の実測値を用いた上で劣化の影響を考慮していること，および限界値の算出に構造解析を用いていることが大きな特徴である．

詳細調査時における材料非線形解析を用いた既設構造物の耐震性能照査例の手順を**図 1-1** に示す．本照査例では，構造物の耐震性能，照査条件，詳細調査，構造解析，応答値の算出，限界値の算出，照査，まとめの順に記載する．構造物の耐震性能は，設計時に構造物に要求されている耐震性能を示す．照査条件では，設計時における構造条件，地盤条件，入力条件等に関して整理するものである．詳細調査では，外観目視点検，劣化予測，耐震性能照査のための詳細調査を示す．構造解析では，解析手法，地盤のモデル化，構造物のモデル化，および材料劣化のモデル化を示す．応答値の算出には，地盤－構造物連成系の時刻歴地震応答解析を用いる．限界値の算出には，劣化を考慮したプッシュオーバー解析に基づく方法を用いた．照査では，損傷状況に対するひずみの照査，全体変形に対する層間変形角の照査を行う．

経年的な劣化の影響については，詳細調査を踏まえて考慮することとする．なお，材料非線形解析を適用する場合の劣化予測は，経時的な劣化領域や劣化程度を詳細に予測して行うことが望ましい．しかしながら，現状では，全部材の詳細な劣化予測を厳密に行うことは困難である．したがって，材料非線形解析は，主に，劣化が顕著な場合に調査時点の耐震性能のみを照査するために用いることとした．また，使用性などに関する評価は定期点検および判定で別途なされるものとし，ここでは，耐震性能のみに着目した照査の例を示す．

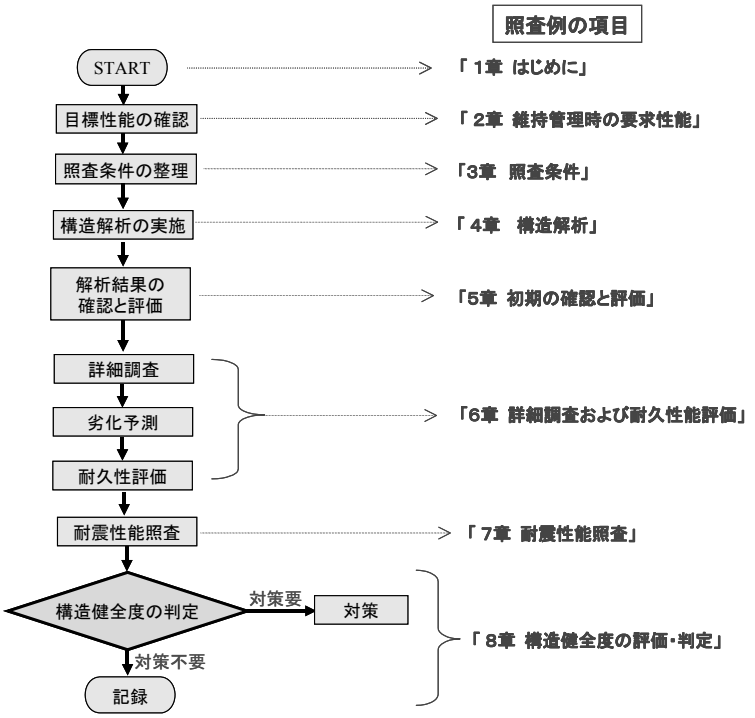


図 1-1　本照査例の手順（材料非線形解析）

2. 構造物の耐震性能

取水路は，火力・原子力発電所に必要な冷却水を通水するための構造物であり，機器や配管を支持しない構造物である．取水路の機能を考慮すると，基準地震動による地震力に対しても，冷却機能が維持できるように冷却水を通水することが求められていることになる．

取水路の耐震性能照査にあたって，工学的観点から，対象構造物に求められる具体的な性能を整理した．それを**表 2-1** に示す．

表 2-1　地震時に求められる取水路の性能

取水路の機能		想定される地震においても，必要水量を確保する．
取水路の性能	要求性能	想定される地震においても，必要水量を確保し，取水路の通水機能を損なわない．
	目標性能（耐震性能）	基準地震動に対して，以下の条件を満足する． ①構造物が崩壊しない． ②取水路の機能維持のために取水路に求められる条件を満足する．(注)
備考		（注）本検討においては，取水路の機能維持のための付帯条件は考えていない．

本検討においては，『構造物が崩壊しない』ことが，取水路の許容される限界状態となる．

したがって，取水路の要求性能に対する維持管理時の目標性能（耐震性能）は次のように示される．

『予定供用期間にわたって，基準地震動に対して，構造物が崩壊しない．』

以下，取水路についてのこの維持管理時の目標性能（耐震性能）に関する照査を実施する．

3. 照査条件

(1) 一般条件

・構造形式　　1連ボックスカルバートの鉄筋コンクリート構造物

・構造寸法　　幅 3.0m×高さ 3.8m，内空寸法は 2.4m×1.8m

・基礎形式　　岩盤に直接支持

(2) 形状寸法

a. 構造図

照査対象とする取水路の構造図を**図 3-1** に示す.

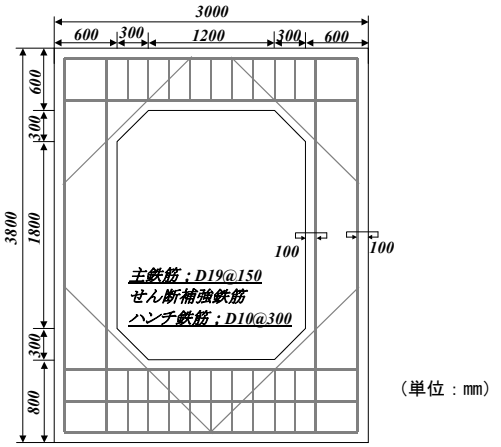


図 3-1　取水路の構造図

b. 部材断面

部材断面および断面諸元を**図 3-2** に示す.

断面	部材厚D (cm)	主鉄筋 配筋	主鉄筋量A_s (cm^2)	せん断補強鉄筋 配筋	せん断補強鉄筋量 A_w(cm^2)
断面１	60	D19@150	19.1	なし	0
断面２	60	D19@150	19.1	なし	0
断面３	60	D19@150	19.1	D16@300 Ss=200	6.61
断面４	80	D19@150	19.1	D16@300 Ss=200	6.61

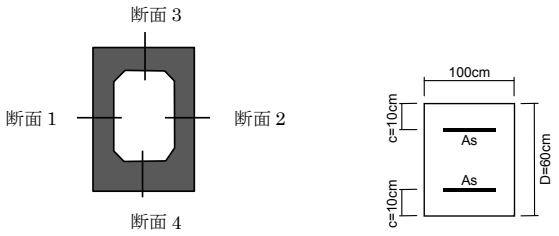


図 3-2　部材断面および断面諸元

c. 使用材料

使用材料は，コンクリートと鉄筋である．設計時における材料の特性値を**表 3-1** に示す．本照査例では，解析用入力物性に，設計時における材料の特性値ではなく，詳細調査で取得した実測値を用いることになるので，設計時における材料の特性値は参考値となる．

表 3-1　設計時における材料の特性値

材料	仕様	項目	
コンクリート※1)	－	圧縮強度の特性値　f'_{ck}	24 N/mm^2
		ヤング係数の特性値　E_c	25 kN/mm^2
鉄筋※2)	SD345	引張降伏強度の特性値　f_{yk}	345 N/mm^2
		圧縮降伏強度の特性値　f'_{yk}	345 N/mm^2
		ヤング係数の特性値　E_s	200 kN/mm^2

※1）JIS A5308 に適合するレディミクストコンクリート
※2）JIS G3112 に適合する鉄筋コンクリート用棒鋼

(3) 自然・地質条件

a. 地質条件

取水路周辺の地質条件を**図 3-3** に示す．地表面（E.L+4.1m）から E.L－2.9m までは砂層であり，これより以深は岩盤である．取水路はこの岩盤に直接支持されている．

b. 地下水条件

砂層には地下水が存在し，地下水面は E.L±0.0m にある．

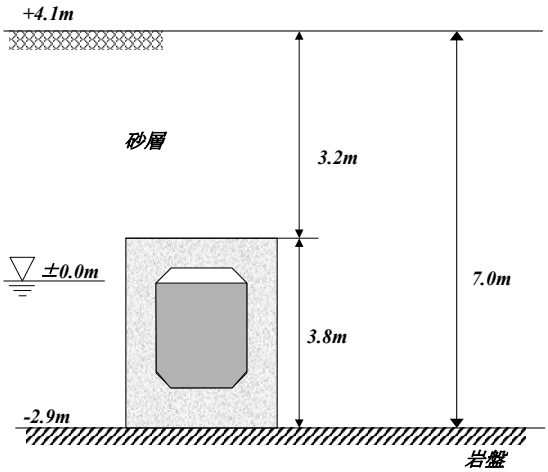


図 3-3　取水路周辺の地質条件

c. 地盤物性

地盤の初期物性値を**図 3-4** に，砂層の $G/G_0-\gamma$，$h-\gamma$ 関係を**図 3-5** に示す．この地盤は仮想的なモデル地盤であり， せん断波速度が深度にかかわらず一定としている．なお，現実の自然地盤（とくに表層地盤）では，深度に応じた拘束圧の変化に伴い，その影響によりせん断波速度も変化する．この速度分布をモデル化する方が適切と考えられる．

	単位体積重量 γ (kN/m³)	ポアソン比 ν	S 波速度 Vs (m/sec)	せん断弾性定数の初期値 G0 (kN/m²)	減衰定数の初期値 h0 (%)
＋4.1m					
砂層①	18.0	0.40	300	165,000	2.0
▽ ± 0.0m					
砂層②	20.0	0.48	300	184,000	2.0
－ 2.9m					
岩　盤	20.0	0.33	700	1,000,000	2.0
－7.9m					

図 3-4　地盤の初期物性値

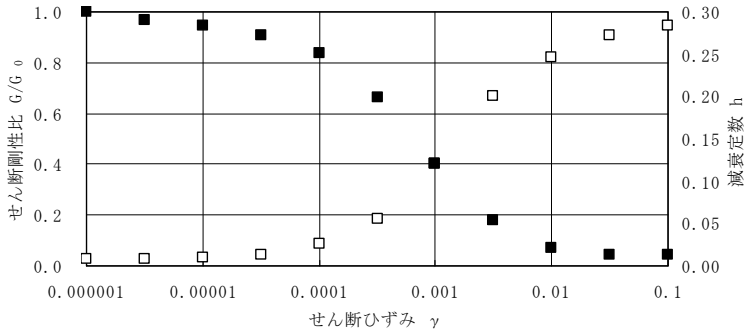


図 3-5　砂層の $G/G_0-\gamma$，$h-\gamma$ 関係

(4) 荷重条件

照査用地震動の加速度時刻歴を**図 3-6** に示す.

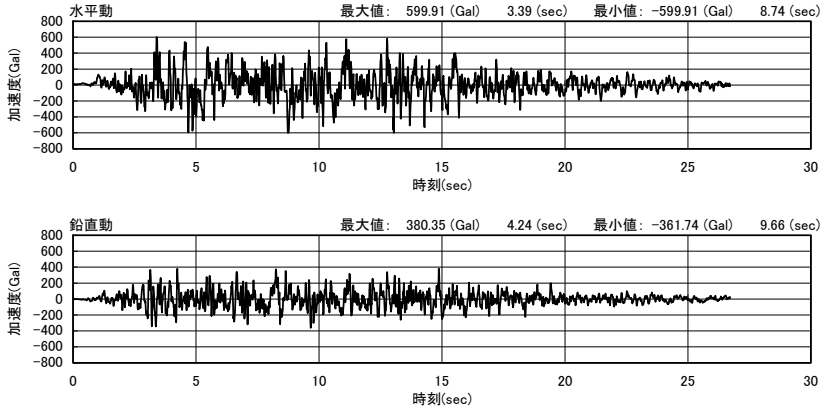
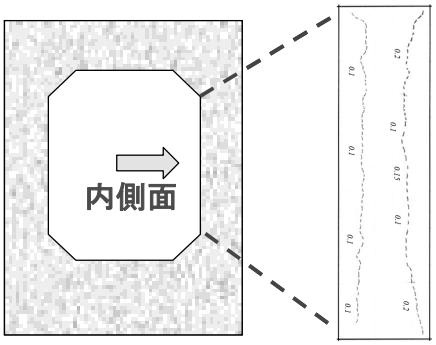


図 3-6　基準地震動の加速度時刻歴波

4. 詳細調査

(1) 外観目視確認

外観目視において確認されたひび割れ状況を**図 4-1** に示す．塩害に起因すると推定される主鉄筋方向に沿った腐食によるひび割れが確認された．最大ひび割れ幅は 0.2㎜ であり，錆汁の析出が観察された．



［単位:mm］

図 4-1　詳細調査時におけるひび割れ状況

(2) 耐久性評価および判定

a. 変状の原因推定

変状の原因は塩害と推定されたため，劣化予測は塩害を対象とする．なお，中性化と凍害については，影響は許容範囲内であり，問題がないことが確認されているものとする．

b. 評価および判定

塩害環境下における劣化グレードと劣化状態の関係を**表 4-1** に．詳細調査時点で，状態Ⅱ-2（加速期後期）であると判断されている．耐久性評価における塩害の許容グレードは状態Ⅱ-2 に至らないことであるので，照査調査時点で耐久性評価を満たしていない．これを受けて，劣化を考慮した材料非線形解析による耐震性能照査を実施することとした．

表 4-1　塩害環境下における劣化グレードと劣化状態

構造物の劣化グレード	劣化状態
状態Ⅰ-1（潜伏期）	外観上の変状が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以下
状態Ⅰ-2（進展期）	外観上の変状が見られない，腐食発生限界塩化物イオン濃度以上，腐食が開始
状態Ⅱ-1（加速期前期）	腐食ひび割れが発生，錆汁が見られる
状態Ⅱ-2（加速期後期）	腐食ひび割れが多数発生，錆汁が見られる，部分的な剥離・剥落が見られる，腐食量の増大
状態Ⅲ（劣化期）	腐食ひび割れが多数発生，ひび割れ幅が大きい，錆汁が見られる，はく離・はく落が見られる，変位・たわみが大きい

表 4-2　耐久性評価および判定

外観目視点検	変状の原因推定	劣化グレード	評価および判定
ひび割れあり 最大ひび割れ幅 0.2mm 錆び汁の析出あり コンクリートの浮きを確認	塩害に起因するひび割れ	状態Ⅱ－2 （加速期後期）	劣化を考慮した材料非線形解析による耐震性能照査を実施

(3) 耐震性能照査のため詳細調査

a. 鉄筋材料

構造物の健全な部分から切り出された鉄筋の材料試験結果を**表 4-3** に示す．なお，施工時における提出される鉄筋のミルシートの数値と大きな相違がないことを確認しておくとよい．

構造物の劣化した部分から切り出された鉄筋の腐食量を**表 4-4** に示す．鉄筋の腐食量は，同一試験片に対して，質量差に基づく方法と，強度差に基づく方法の２通りの方法で求めた．質量差に基づく方法は，『コンクリート構造物の腐食・防食に関する実験方法ならびに規準(案)』に準拠して計測した．10%クエン酸二アンモニウム溶液に約３日間浸漬後，腐食生成物を除去して鉄筋の質量を測定し，電食していない鉄筋を同様に処理した後の質量との差を腐食量とした．強度差に基づく方法は，劣化した鉄筋の引張試験を実施し，劣化していない鉄筋の引張荷重との差から鉄筋の断面積の減少率を同定し，これを腐食量とした．質量差に基づく方法はある区間の平均的な値であるのに対して，強度差に基づく方法はある区間における腐食量の最大値に対応する値になる．

表 4-3　鉄筋の機械的性質

種別	呼び名	規格	降伏強度(N/mm^2)	引張強度(N/mm^2)	伸び(%)
主鉄筋	D19	SD345	395	584	18

表 4-4　鉄筋の腐食量一覧

	主鉄筋		
	質量差 (%)	強度差 (%)	伸び (%)
個別	11.59	14.58	8.36
	12.16	20.08	5.81
	11.11	14.42	9.41
平均	11.62	16.36	7.86

※下線は，腐食量の最大値，伸びの最小値を示す．

b. コンクリート材料

構造物の健全な部分と劣化した部分からコンクリートのコア抜きを行い，コンクリートの材料試験が行われた．コンクリートのコア抜きは，それぞれ頂版，側壁，底版を対象とし，各箇所３本のコアを採取した．なお，劣化した部分に対しては，腐食によるひび割れの影響がないように劣化した部位の近傍よりコア抜きするように配慮した．コンクリートの材料試験結果を**表 4-5** に示す．材料試験結果は 3 体の平均である．これより，コンクリート圧縮強度自体には，健全部も劣化部も大きな相違はなく，経年的な劣化がないことが確認された．

表 4-5　コンクリートの材料試験結果

供試体	部位	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 $\times 10^4$(N/mm^2)
竣工時	頂版	33.80	3.07
	側壁	33.93	3.14
	底版	35.39	3.02
点検時	頂版	32.90	3.14
	側壁	33.32	3.11
	底版	33.21	3.11

5. 構造解析

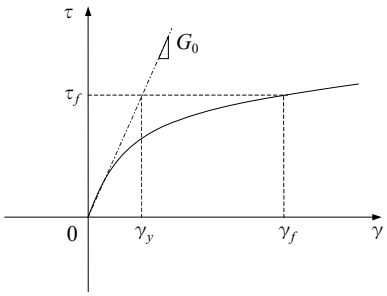
(1) 解析手法

解析は，地盤と構造物の非線形性を考慮可能な二次元解析を用いた．地盤には，全応力履歴モデルである Ramberg-Osgood モデル（以降 R-O モデル）を用いる．構造物には，鉄筋コンクリート要素として材料非線形を考慮した分散ひび割れモデルを用いる．解析コードは，非線形ＦＥＭプログラム「WCOMD-SJ」(Ver7.7)を使用した[3)]．

以降，地盤のモデル化，構造物のモデル化，材料劣化のモデル化の順に記載する．

(2) 地盤のモデル化

解析に用いる地盤の初期物性値は，**図 3-4** に示すものである．また，非線形特性としては，**図 3-5** に示すひずみ依存特性を用いた．その数理モデルは，全応力履歴モデルである Ramberg-Osgood モデル（以降，R-O モデル，**図 5-1** 参照）を用いることとし，想定される地盤のひずみレベルに応じて設定した必要なパラメータ（α，β）を**表 5-1** に示した．



$$\tau = \frac{G_0\gamma}{1.0+\alpha\left|\frac{\tau}{\tau_f}\right|^{\beta}}$$

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_y} - 1 \quad （ただし、\ \gamma_y = \tau_f / G_0）$$

$$\beta = \frac{2\pi h}{2(1-G/G_0)-\pi h}$$

図 5-1　R-O モデルの概要

表 5-1　R-O モデルのパラメータ

地質区分	フィッティングポイント			パラメータ		
	γ_f	G/G_0	h	γ_y	α	β
砂層①（地下水面より上）	2.1×10^{-3}	0.27	0.17	5.42×10^{-4}	2.87	1.22
砂層②（地下水面より下）	3.5×10^{-3}	0.17	0.20	5.96×10^{-4}	4.87	1.27

(3) 構造物のモデル化

コンクリートの応力－ひずみ曲線は，**図 5-2** のものを用いた．圧縮側の応力－ひずみ曲線を**図 5-2(a)**に示す．ただし，圧縮強度 f'_c に対応するピークひずみ ε_{peak} は下式により定義する．

$$\varepsilon_{peak} = 140\sqrt{f'_c(\mathrm{kgf/cm^2})}\times10^{-6} = 447.2\sqrt{f'_c(\mathrm{N/mm^2})}\times10^{-6} \qquad (5\text{-}1)$$

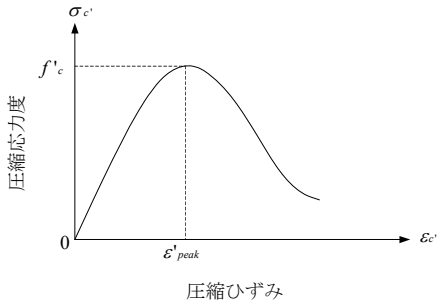
ここに，　ε_{peak}　：ピークひずみ

f'_c　：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

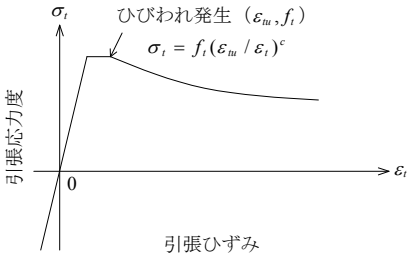
引張側の応力－ひずみ曲線を，**図 5-2(b)**に示す．ただし，引張硬化係数 c は 0.4 とした．

$$\sigma_t = f_t(\varepsilon_{tu} / \varepsilon_t)^c$$

ここに，　σ_t　：コンクリートの平均引張応力度(N/mm²)
　　f_t　：コンクリートの引張強度(N/mm²)
　　ε_{tu}　：ひび割れ発生時のひずみ
　　ε_t　：コンクリートの平均引張ひずみ
　　c　：引張硬化係数



(a)圧縮側



(b)引張側

図 5-2　コンクリートの応力－ひずみ関係

なお，ひび割れ発生時のひずみ ε_{tu} は，コンクリートの引張強度 f_t，ピークひずみ ε_{peak}，コンクリートの圧縮強度 f_c' から，次式により計算した．

$$\varepsilon_{tu} = 2f_t / E_c = f_t\varepsilon_{peak} / f'_c \left(= 102.9 f'^{1/6}_c \times 10^{-6}\right) \qquad (5\text{-}2)$$

ここに，　ε_{tu}　：ひび割れ発生時のひずみ
　　f_t　：コンクリートの引張強度(N/mm²)
　　f_c'　：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
　　ε_{peak}　：圧縮ピークひずみ
　　E_c　：コンクリートのヤング係数(N/mm²)

また，鉄筋の応力－ひずみ曲線はバイリニア型とした．

(4) 材料劣化のモデル化

材料非線形解析を適用する場合には，鉄筋腐食による断面欠損やひび割れ発生によるコンクリート強度の低下，鉄筋とコンクリートの付着性能の低下，および腐食領域などを解析上で適切に考慮する．

a. 鉄筋

鉄筋のヤング係数については，区間の平均的な物理量に対応するため，鉄筋の断面積を区間の平均的腐食

量に基づいて低減することとした．しかし，鉄筋は均一に腐食しないため，鉄筋の降伏強度については，式(5-3)に示すように区間の最大値に相当する鉄筋腐食量に基づいて低減することとした(**図 5-3(a)**参照)．

$$f'_{sy} = \frac{1-\gamma_{max}}{1-\gamma_{ave}} f_{sy} \tag{5-3}$$

ここに，f_{sy}　：鉄筋の降伏強度(N/mm^2)

f'_{sy}　：腐食鉄筋のみかけの降伏強度(N/mm^2)

γ_{ave}　：鉄筋腐食による断面積減少率の平均値

γ_{max}　：鉄筋腐食による断面積減少率の最大値

b．コンクリートと鉄筋の相互作用

鉄筋に沿った軸方向の腐食ひび割れが発生した場合には，コンクリートと鉄筋の付着性能も低下する．コンクリートと鉄筋の付着特性については，コンクリートの引張軟化モデルにおいて，式(5-4)の中の付着係数ｃにより考慮することとした(**図 5-3(b)**参照)．付着係数ｃは，鉄筋の付着有効領域においては，異形鉄筋に対して 0.4 を，無筋部分ではひび割れ後の脆性的な挙動を表現するために 2.0 を用いる．数値が小さい方がテンション・スティフニング効果は大きく，延性的となる．本解析では，コンクリートと鉄筋の付着特性については，コンクリートの引張軟化特性として，鉄筋腐食箇所では付着係数を 2.0 とした．

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon_t} \right)^c \tag{5-4}$$

ここに，σ_t　：コンクリートの引張応力(N/mm^2)

f_t　：コンクリートの引張強度(N/mm^2)

c　：付着係数

ε_t　：引張ひずみ

ε_{tu}　：ひび割れ発生ひずみ

c．コンクリート

鉄筋腐食により，コンクリート強度そのものは変化しないものとした．しかし，鉄筋の腐食膨張によりコンクリートに発生するひび割れについては，初期引張ひずみを作用させることにより考慮することとした．

本解析では，二次元解析であることを踏まえて，初期引張ひずみを，式(5-5)に示す腐食膨張ひずみとして考慮した(**図 5-3(c)**参照)．腐食による膨張量を鉄筋の配置間隔および腐食鉄筋が存在する要素幅で平均している．膨張係数αの値については，腐食生成物の流出はないものとして，4.0 とした[4)]．

$$\varepsilon_{cor} = \alpha A_s \gamma_{ave} / w / l \tag{5-5}$$

ここに，ε_{cor}　：腐食膨張ひずみ量

α　：腐食膨張係数(＝4.0)

A_s　：健全鉄筋の断面積(mm^2)

γ_{ave}　：鉄筋腐食による断面積減少率の平均値

w　：鉄筋の配置間隔(mm)

l　：腐食鉄筋が存在する要素幅(mm)

6. 応答値の算出

(1) 応答値の算出手法

応答値の算出には，地中構造物の耐震計算法として最も厳密な地盤－構造物連成系の時刻歴地震応答解析手法を用いることとした.

以降，解析条件として，解析モデル，自重解析，地震応答解析について示した上で，解析結果を記載する.

(2) 解析条件

a. 解析モデル

構造物および地盤を平面ひずみ要素でモデル化した．地震応答解析に用いる有限要素解析メッシュ図を**図6-1**に示す.使用要素は，コンクリートのひび割れの進展や塑性化等の現象の複雑さと解析精度を勘案して，8節点アイソパラメトリック要素とし，2次の形状関数を用いた.

地盤の要素分割については，構造物周辺は密に分割し，側方は側方境界の影響が構造物に及ばないように領域を十分に広くとり，また，高次の形状関数を有する要素を用いていることを勘案して多少粗めの分割とした．ただし，側方境界周辺の要素分割についても，過度に扁平とならないように分割した.

構造物の要素分割については，主鉄筋位置に配慮した．すなわち，主鉄筋を含む要素については，主鉄筋が要素図心を通るように要素の配置および分割を行った.材料劣化のモデル化方法については，「7. 限界値の算出」にて記載する.

b. 自重解析

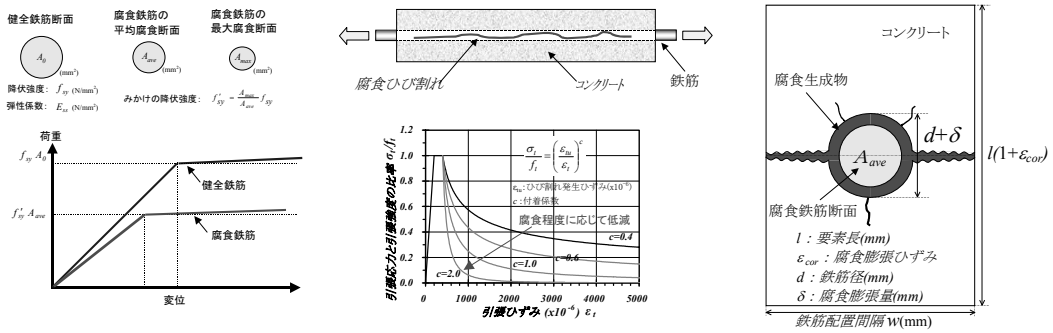
自重解析は，時刻歴地震応答解析において，対象構造物およびその周辺地盤の初期状態を求めるために実施するものである．自重解析で用いる地盤の側方境界条件は，水平方向を拘束し，鉛直方向を非拘束とし，底面境界条件は固定とした.水平方向を拘束するのは，地盤の側方へのはらみだしを防ぐためである.また，地盤および構造物の境界面に過大なせん断応力が発生する傾向にありその影響を除去する必要があること，地震応答解析時には境界面においてすべり・剥離挙動が生じる可能性があることを勘案して，側壁－地盤間および頂版－地盤間においてMohr-Coulomb則に基づいたジョイント要素を設けた.

対象とする取水路の内容水および地下水により働く静水圧は，影響が小さいため無視した．また，自重解析終了時点は，地震時の初期定常状態であることを勘案し，変位についてはこの状態を基準とし，応力や断面力については，地震応答解析に引き継いだ.

c. 地震応答解析

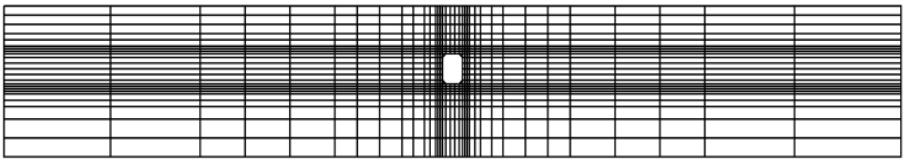
地震応答解析で用いる地盤の側方境界条件は，水平方向を非拘束し，鉛直方向を拘束とし，底面境界条件は固定とした．地盤－構造物連成系の二次元モデルの底面境界が固定境界であることを考慮して，一次元重複反射理論による等価線形解析における解析モデル下面での上昇波（E）および下降波（F）のうち，(E+F)を抽出して二次元モデルの底面固定境界に入力した.

地震応答解析において用いる時間刻みの間隔は，応答値の解析精度と解の安定性を考慮して，用いる時間積分法と反復収束計算法に応じて設定しなければならない．積分手法には，Newmark β法を用い，$\gamma=0.7$，$\beta=0.36$とした．非線形収束計算手法には，Newton-Raphson法を用い，時間刻みは0.01秒とした．なお，減衰条件については，履歴減衰のほかには減衰を考慮しないこととした.

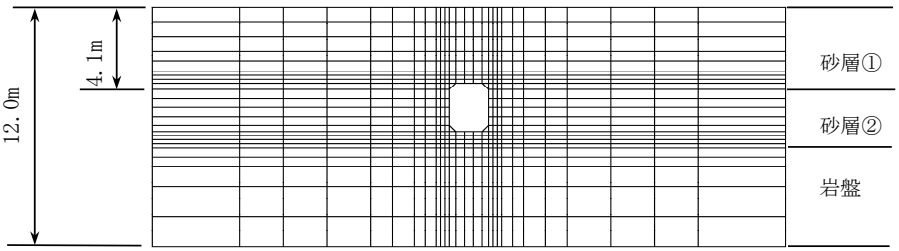


(a) 腐食鉄筋の力学特性　　(b) 引張軟化特性　　(c) 腐食膨張ひずみ

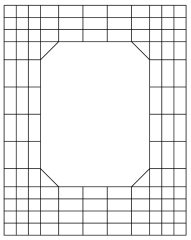
図 5-3 モデル化手法の概要



(a) 全体図



(b) 解析主要部



(c) 構造物要素分割図

図 6-1　地震応答解析に用いる有限要素解析メッシュ図

(3) 解析結果

a. 地盤－構造物連成系の応答

図 6-2 には，構造物最大変形時における地盤-構造物連成系の変形図を示す．正側最大変形時および負側最大変形時において，構造物の変形は地盤の変形に比べて小さくなっていることが分かる．これは，構造物の剛性が地盤の剛性に比べて相対的に高いことおよび，構造物の底版を岩着しているためである．なお，側壁－地盤間においてジョイント要素を考慮しているため，引張側の側壁では地盤とのはく離が生じている．このため，側壁の圧縮側と引張側では，地盤の変形程度が異なる結果となっている．

図 6-3 には，構造物周辺地盤のせん断応力－せん断ひずみ履歴を示す．これによると，地表面から岩盤に至るにしたがって，地盤のせん断応力，せん断ひずみともに大きくなっている．砂層地盤最深部の最大せん断ひずみは 1.5×10^{-3} 程度である．

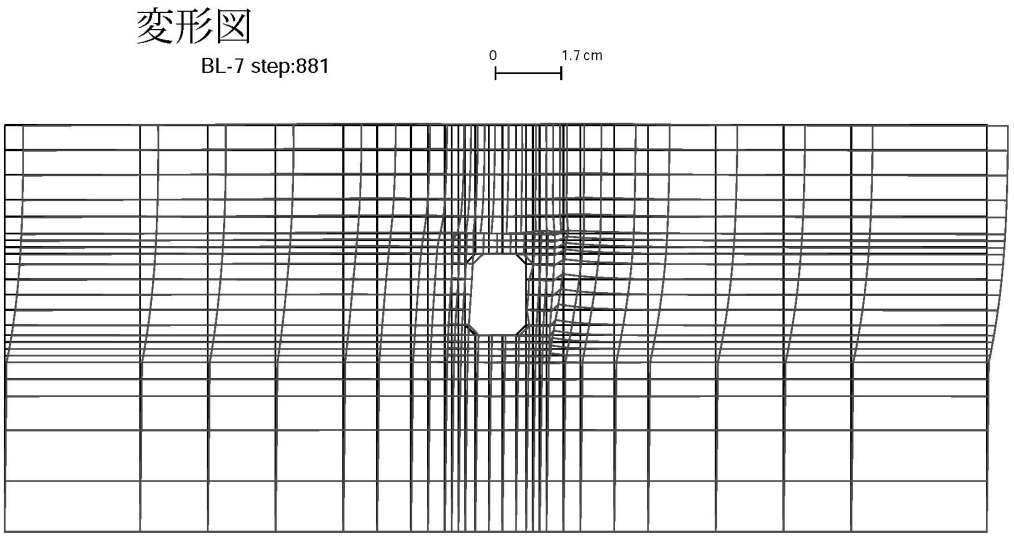
図 6-4 には，構造物の影響が小さい側方地盤と構造物埋設位置における地表面変位と層間変位を示した．構造物が埋設されている影響で，構造物埋設位置の地表面変位の方が側方地盤の地表面変位より約 12%小さくなり，構造物の層間変位は側方地盤の層間変位(構造物埋設位置)の約 46%となっている．

b. 構造物の変形挙動

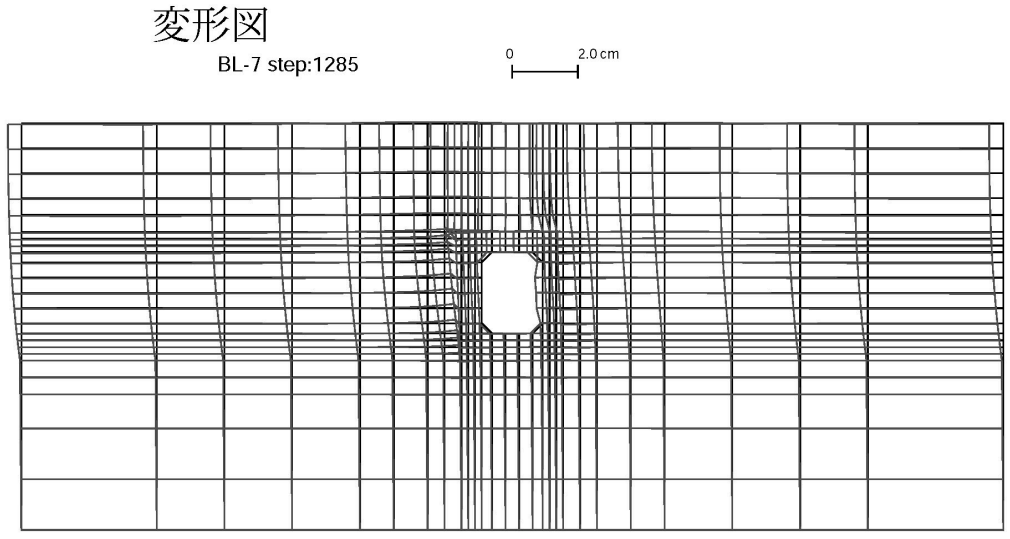
図 6-5 には，構造物最大変形時における地盤-構造物連成系の断面力図を示す．正側最大変形時および負側最大変形時ともに，ラーメン変形に伴う断面力分布となっており，曲げモーメントおよびせん断力ともに側壁下端部において最大値が発生している．地震時には，曲げモーメントとせん断力は両部材とも正負交番の状況にある．軸力については正側最大変形時および負側最大変形時で概ね対応はしているが，両部材で軸力の程度は若干異なっている．

図 6-6 に側壁下部の断面力の時刻歴を示す．この図の断面力の出力位置は，ハンチ部ではなく，せん断力の照査位置に近いハンチ前面の要素としている．腐食している側壁よりも健全な側壁の曲げモーメントやせん断力の方が大きくなっている．これは，腐食している側壁の剛性が低下した結果，相対的に剛性の高い健全な側壁の方が荷重分担したためと考えられる．

図 6-7 には構造物変形図を，**図 6-8** には構造物ひび割れ図をそれぞれ示す．正側最大変形時および負側最大変形時ともに，構造物はせん断変形しているが，特に負側最大変形時に腐食部位の変形が大きくなっている．これは，正側変形時には腐食部位は概ね引張状態であるが，負側変形時には腐食部位は概ね圧縮状態になるためと考えられる．ひび割れ状況は，正側最大変形時および負側最大変形時ともに腐食部位のひび割れが卓越しているが，基本的に側壁上下端の隅角部においてひび割れが発生している．解析ではハンチ筋を考慮していないので，ハンチ部にも若干ひび割れが発生している．



(a) 正側最大変形時(発生時刻 8.81 秒)



(b) 負側最大変形時(発生時刻 12.85 秒)

図 6-2　地盤-構造物連成系の変形図

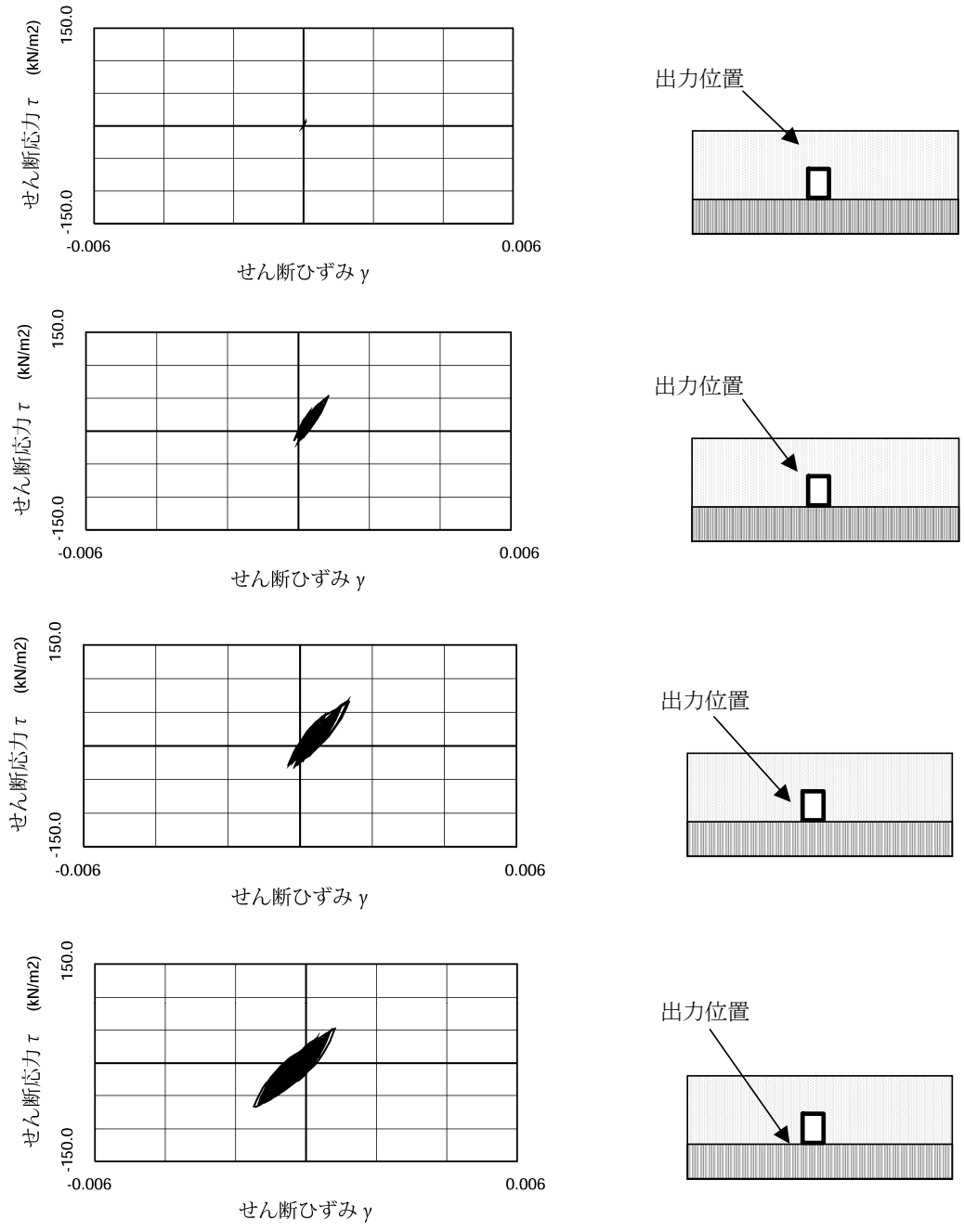
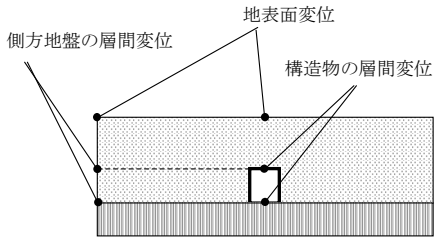
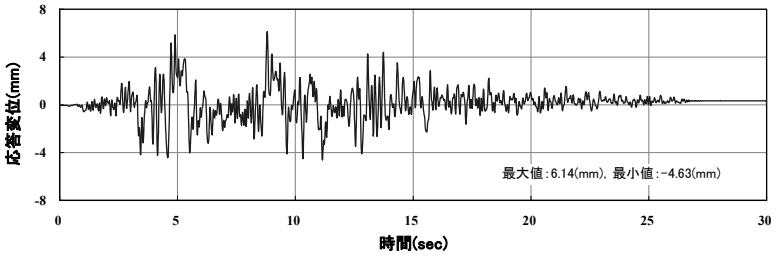
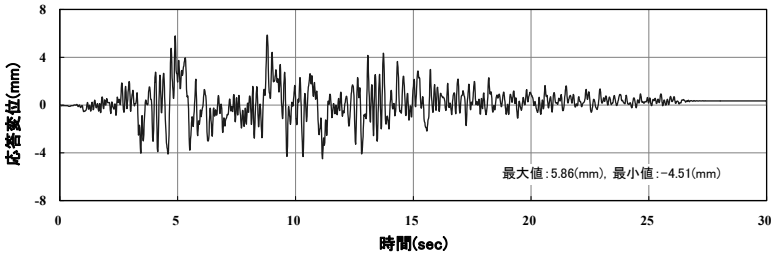


図 6-3　構造物周辺地盤の $\tau - \gamma$ 履歴

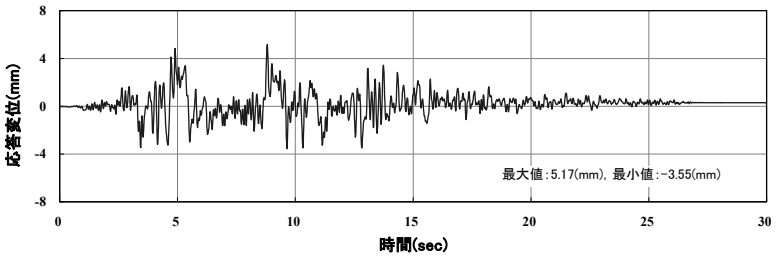




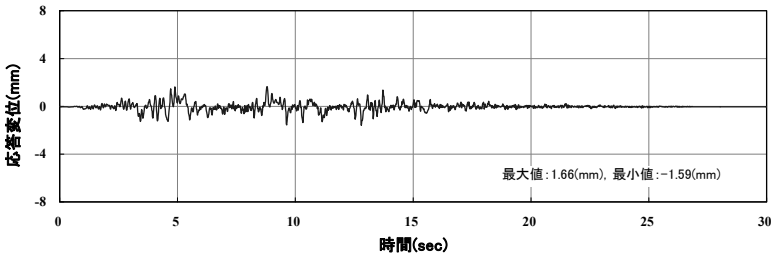
(a) 地表面変位(側方地盤)



(b) 地表面変位(中央位置)

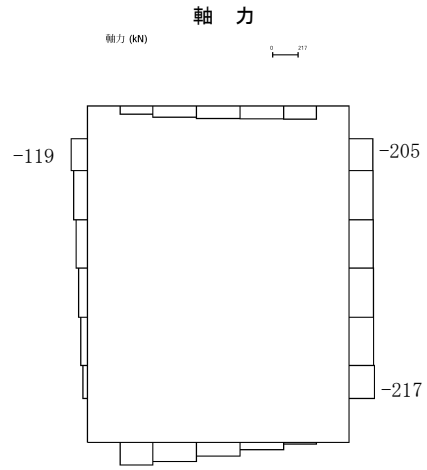


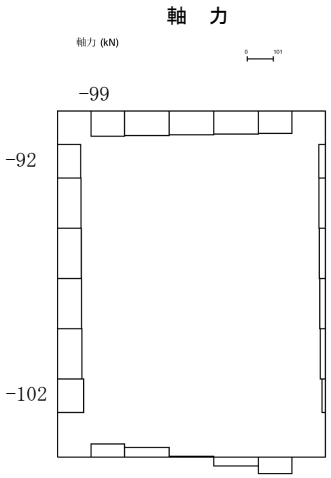
(c) 側方地盤の層間変位(構造物埋設位置)

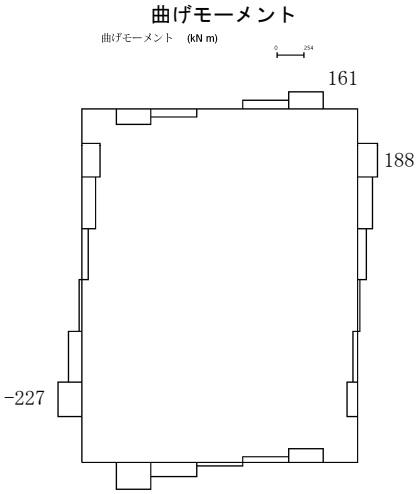


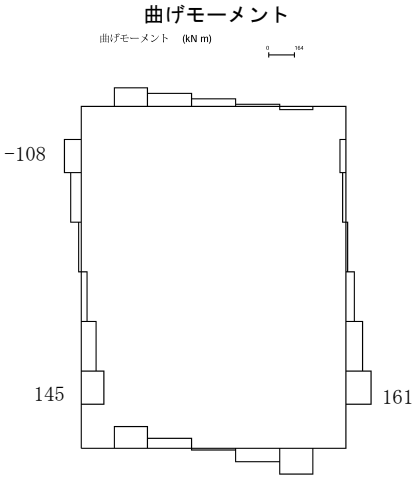
(d) 構造物の層間変位

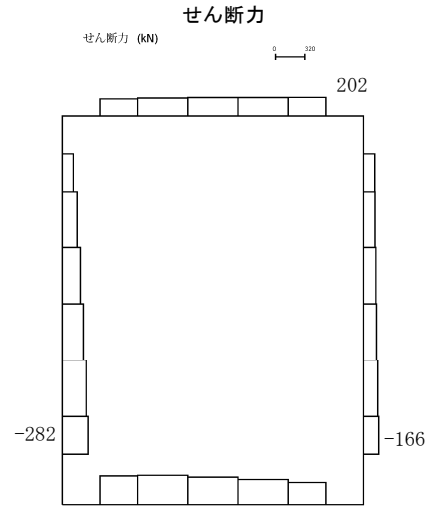
図 6-4 応答変位の時刻歴

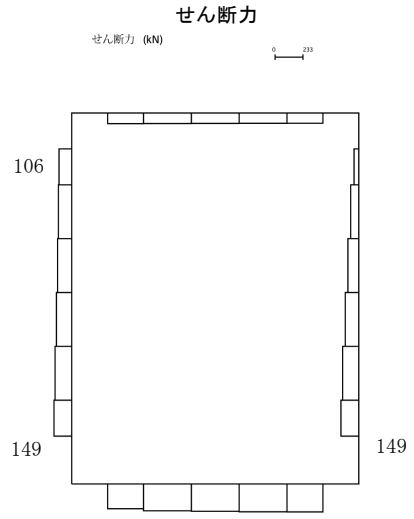






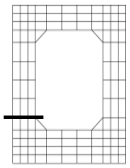


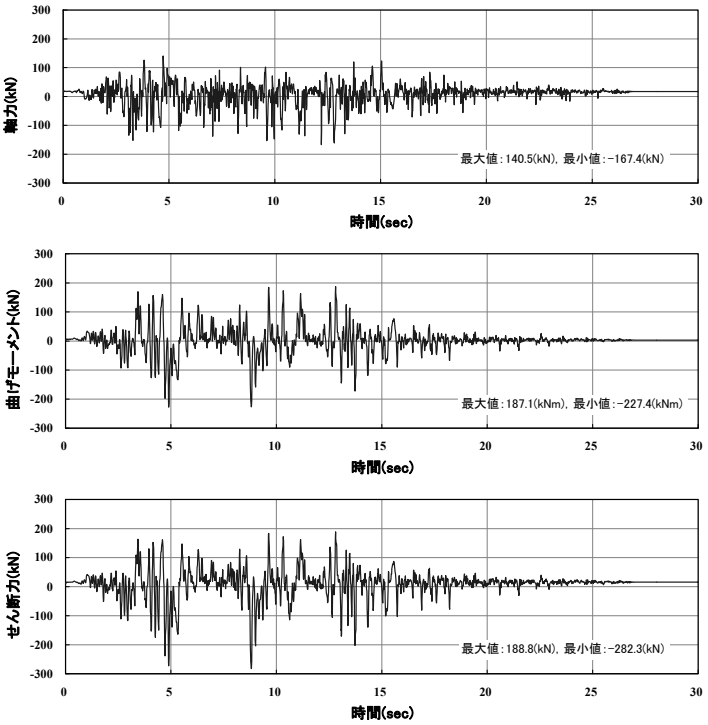




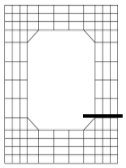
(a) 構造物正側最大変形時　　(b) 構造物負側最大変形時

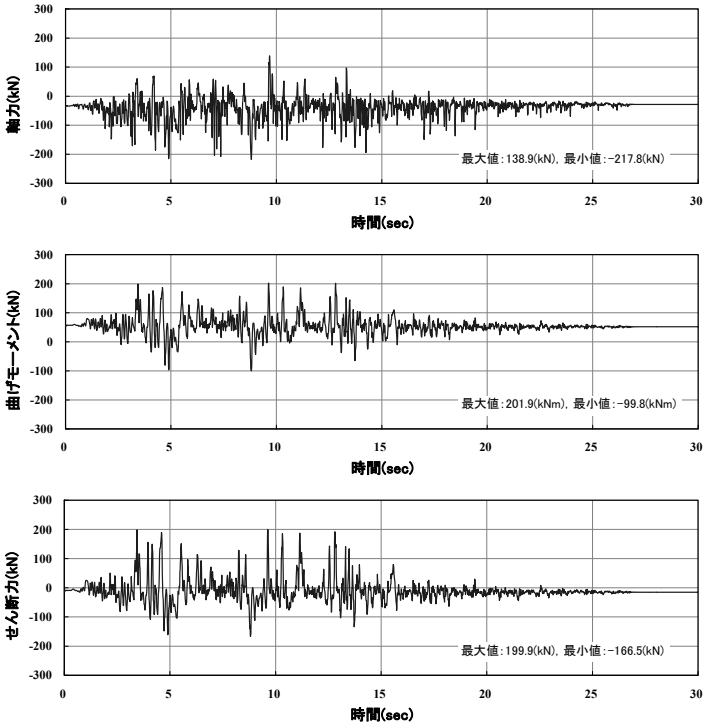
図 6-5　断面力図





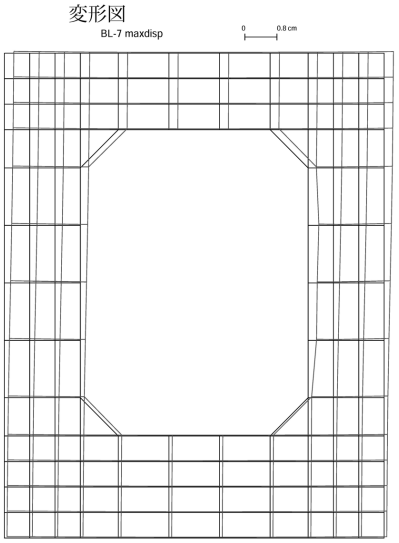
(a) 左側壁下端(健全側)

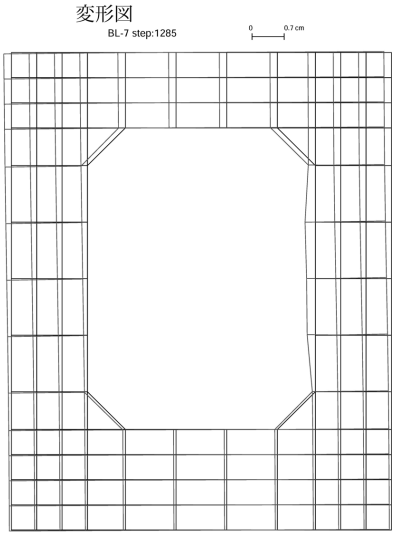




(b) 右側壁下端(腐食側)

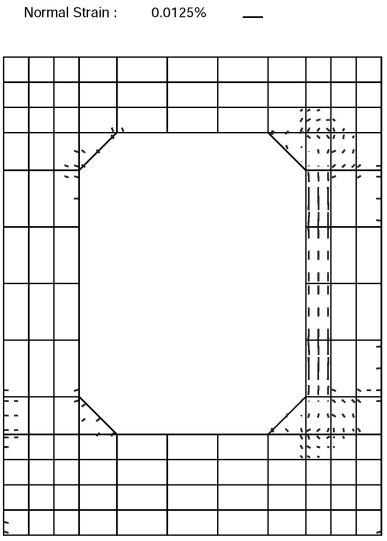
図 6-6 断面力時刻歴

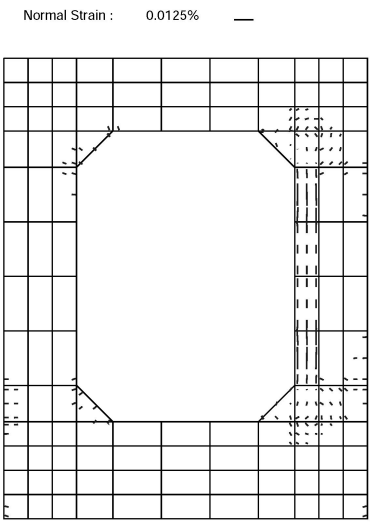




(a) 正側最大変形時(発生時刻 8.81 秒)　　(b) 負側最大変形時(発生時刻 12.85 秒)

図 6-7　構造物変形図





(a) 正側最大変形時(発生時刻 8.81 秒)　　(b) 負側最大変形時(発生時刻 12.85 秒)

図 6-8　構造物ひび割れ図

7. 限界値の算出

(1) 限界値の算出手法

本照査例では，材料非線形解析を用いたプッシュオーバー解析に基づいて限界値を算出することとした．以降，解析条件として，解析モデル，作用荷重について示した上で，解析結果を記載する．

(2) 解析条件

a. 解析モデル

解析で用いた構造物の有限要素分割図は，「6. 応答値の算出」に記載されている**図 5-2** と全く同様であるが，底面は完全固定条件とした． 構造物の材料劣化については，「4. 詳細調査」で得られた情報に基づいて，「5. 構造解析」に示した方法に基づいてモデル化した．有限要素分割図における材料劣化のモデル化を**図 7-1** に示す．コンクリートや鉄筋などの材料特性値は実測値に基づいて定め，鉄筋の断面減少量については，**表 4-4** の鉄筋腐食量を用いた．

b. 作用荷重

作用荷重としては，自重，静止土圧，地震の影響を考慮した．静止土圧は，上載荷重と側方荷重を考慮する．構造物上部には土被り厚さ相当の分布荷重を考慮するとともに，構造物側方部には静止側方土圧相当の分布荷重を作用させる．地震の影響としては，地震時における構造物のせん断変形を想定して，構造物の水平方向変位を**図 7-2** で示すように変形角 1/1000 ピッチで±1/100 まで変位制御により正負交番の漸増載荷を行う．ただし，±1/100 までに最大値が不明瞭な場合は，1/100 または-/100 時点を最大荷重と判断するものとする．これは，材料劣化した場合における大変形領域での解析精度および，「マニュアル」[2)]において±1/100 を限界層間変形角の目安としていることなどを勘案したものである．なお，破壊ひずみとして，RC 要素のひび割れ面に平行および鉛直方向の圧縮，引張，せん断ひずみをそれぞれ 99%と定義している．解析途中で，これらの制限値に達した場合には，破壊に至ったものとみなし，計算を強制終了した．

作用荷重の入力順序は，最初に鉄筋腐食に伴った材料劣化を考慮するために腐食ひずみを導入した後，自重，上載荷重，側方荷重を与えた後に，変位制御で水平方向に交番載荷した．

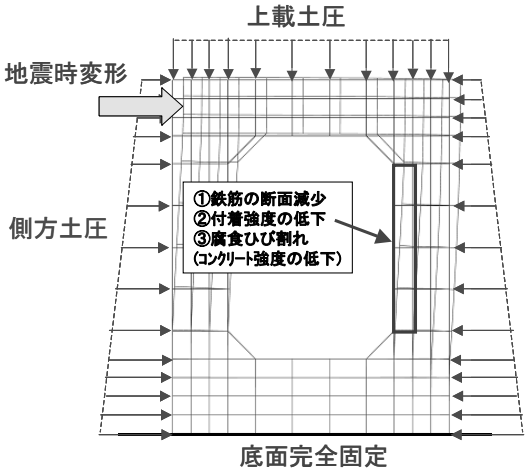


図 7-1 設定する解析条件の概略図

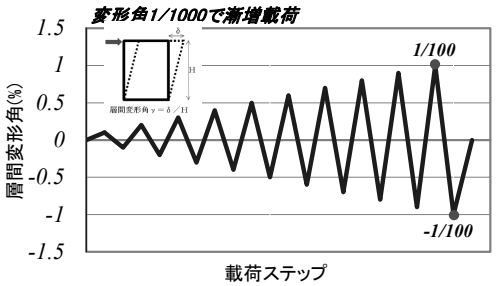
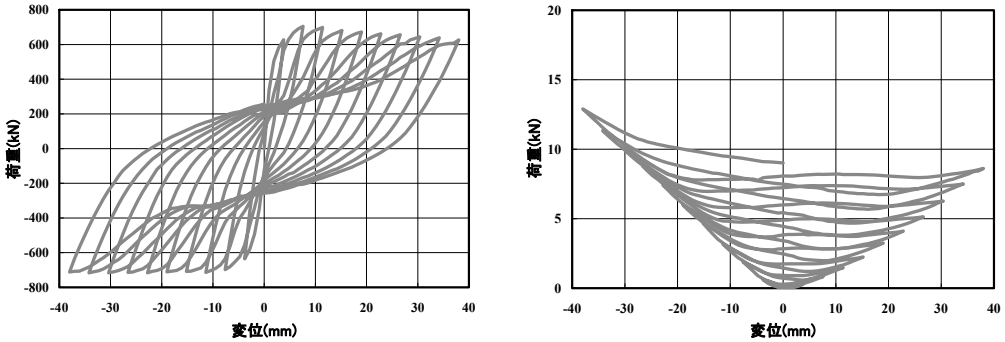


図 7-2 作用させる水平変位載荷履歴

(3) 解析結果

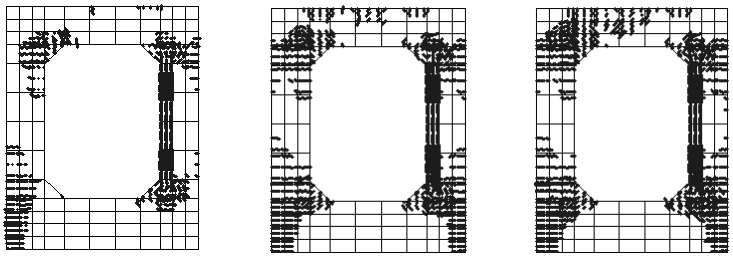
図 7-3 には，プッシュオーバー解析結果のうち，水平荷重－水平荷重関係および水平変位－鉛直変位関係を示した．水平荷重－水平荷重関係が正側と負側で異なるのは，鉄筋腐食している箇所が一部分であり，影響度合いが異なったためである．水平変位－鉛直変位関係が左右で非対称となっているのも同様である．負側の最大荷重は明瞭ではないが，正側では，変形角+2/1000 時に最大荷重を示した．地震動の入力方向を限定することはできないため，最大荷重としては正側の最大荷重と負側の最大荷重の低い方で評価する必要がある．

プッシュオーバー解析結果における解析ひび割れ図を**図 7-4** に，解析変形図を**図 7-5** にそれぞれ示した．正側の最大荷重時の変形角+2/1000 時とその前後の状況を示した．ひび割れ状況としては腐食部位のひび割れ状況が顕著となっているが，最大荷重以降に隅角部にも多くのひび割れが発生していることがわかる．変形状態として，腐食部位の変形が大きくなっているものの，構造物の全体変形としては内空空間を十分に確保している状態である．



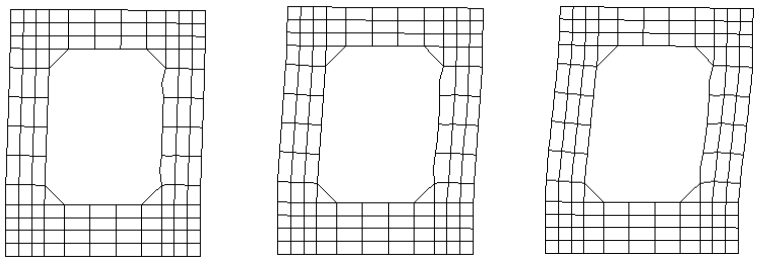
(a) 水平荷重－水平荷重関係　　(b) 水平変位－鉛直変位関係

図 7-3　プッシュオーバー解析結果



(a) 変形角+1/1000 時　(b) 変形角+2/1000 時　(c) 変形角+3/1000 時

図 7-4　解析ひび割れ図(限界値の算出)



(a) 変形角+1/1000 時　(b) 変形角+2/1000 時　(c) 変形角+3/1000 時

図 7-5　解析変形図(変形倍率 20 倍)

8. 照査

(1) 照査の方法

本照査例では，**図 8-1** に示す流れで詳細調査時における材料非線形解析を用いた既設構造物の耐震性能照査を行った．照査は，照査項目毎に，応答値が所要の安全性をもって限界値に到達しないことを確認することによって行うものである．本照査例では，応答値の算出，限界値の算出ともに構造解析を用いていることが大きな特徴である．一般的には，部材の破壊に対する曲げ系の破壊の照査とせん断破壊の照査を行うが，本照査例では，損傷状況に対するひずみの照査と全体変形に対する層間変形の照査を行うこととした．これは，劣化が顕著した場合には必ずしも既往の評価式などを適用できないため，構造解析によって限界値を算出することが有効であるためである．損傷状況に対するひずみの照査としては，構造物の各部位の損傷状況を把握し，損傷の進んでいる箇所に対して圧縮ひずみに関する照査を行った．また，構造系全体の変形挙動の安定性を確認するために，全体変形に対する層間変形角の照査を行った．

部分安全係数については，**表 8-1** に示す値を用いた．なお，本照査例では，構造解析の解析用入力物性として実測値の平均値を用いていることから，層間変形角の照査を行う場合には，材料強度のばらつきの影響を考慮するために，部材係数を割り増すこととした．これは，耐力の照査とは異なり，層間変形角の照査の場合は，構造解析に用いる材料物性を材料係数で除することでは，層間変形角を必ずしも安全側に評価できないためである．

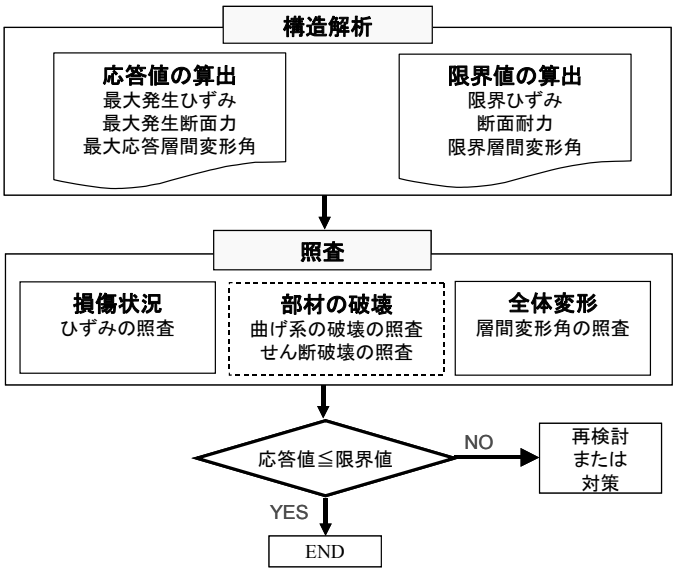


図 8-1　本照査例における照査の流れ

表 8-1　既設構造物の耐震性能照査における部分安全係数

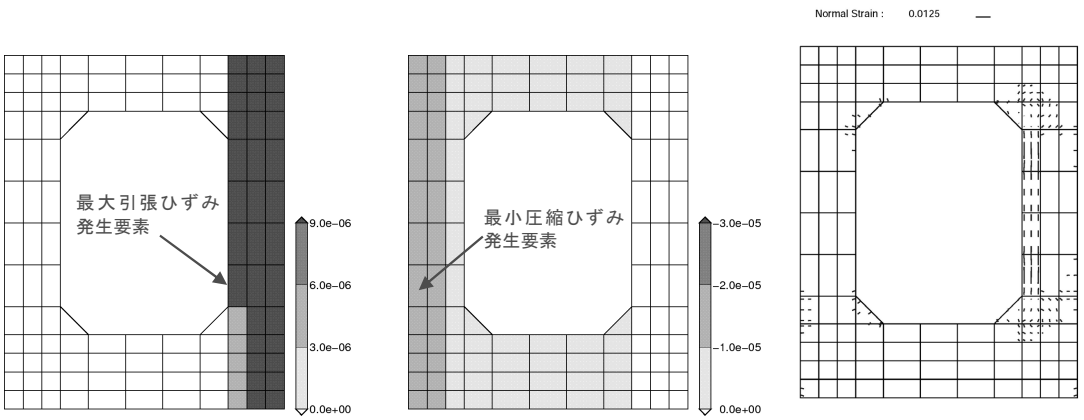
安全係数			変形による照査(曲げ)		断面力による照査(せん断)	
			応答値算定	限界値算定	応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート		1.0	1.0	1.0	1.3
	鉄筋		1.0	1.0	1.0	1.0
	地盤		1.0	－	1.0	－
部材係数	曲げ		－	1.0	－	－
	せん断*1	コンクリート	－	1.0	－	1.3
		鉄筋	－	1.0	－	1.1
荷重係数			1.0	－	1.0	－
構造解析係数*2			1.2～	－	1.05～	－
構造物係数			1.0		1.0	

*1)曲げせん断破壊防止のために層間変形角が 1%を超える場合には部材係数を 1.0～1.5 倍に割り増す。
*2)地盤・構造物連成非線形地震応答解析を用いる場合の数値。

(2) 損傷状況に対する圧縮ひずみの照査

地震応答解析における構造物の損傷状況を**図 8-2** に示す．基本的には，腐食部位のひび割れが大きく，側壁の上下端にひび割れが多く発生している．損傷状況として，要素の圧縮ひずみ，引張ひずみの発生状況もひび割れの発生状況と概ね対応している．

表 8-2 にひずみの最大応答値を示す．局所的に過度な損傷を発生させないためには，これらの値が適切な範囲内に収まっている必要がある．本照査例では，圧縮ひずみは-0.01，引張ひずみ+0.03，せん断ひずみ±0.02 の範囲内であることを必要条件とした．**表 8-2** の数値はこれらの数値の範囲内に収まっていることが確認できる．なお，鉄筋腐食が軽微である場合には，鉄筋の伸び性能が問題となることは極めて稀であるが，過度に腐食している場合には，鉄筋が延性的な挙動をすることが期待できないことも想定されるため，過度な引張ひずみが発生していないか否かについて確認しておかなければならない．



(a)損傷の程度（引張ひずみ）　(b)損傷の程度（圧縮ひずみ）　(c)ひび割れ発生状況(累積)

図 8-2　地震応答解析における構造物の損傷状況

表 8-2　最大応答値

項目	最大応答値
構造物の層間変形角(%)	0.044
構造物の最小圧縮ひずみ	-0.820×10^{-5}
構造物の最大引張ひずみ	0.106×10^{-4}
構造物の最大せん断ひずみ	-0.850×10^{-4}

次に，損傷が進んでいる箇所に対して，被りコンクリートの圧縮ひずみに関する照査を行った．損傷が最も大きい箇所は左側下端部であり，この箇所での被りコンクリートの維ひずみの時刻歴を**図 8-3** に示す．この維ひずみは，ガウス点の維ひずみを直接出力したものではなく，ハンチ近傍の有限要素の圧縮縁に位置する 2 節点間の平均ひずみであり，2 節点間の部材軸方向の相対変位を要素長で除したものである．変形に関する構造解析係数γ_a＝1.20 を考慮しても，圧縮の維ひずみは，かぶりコンクリートが剥落しないための限界ひずみ 1.0%（10000×10^{-6}）に対しては十分に余裕があることが確認された(**表 8-3** 参照)．

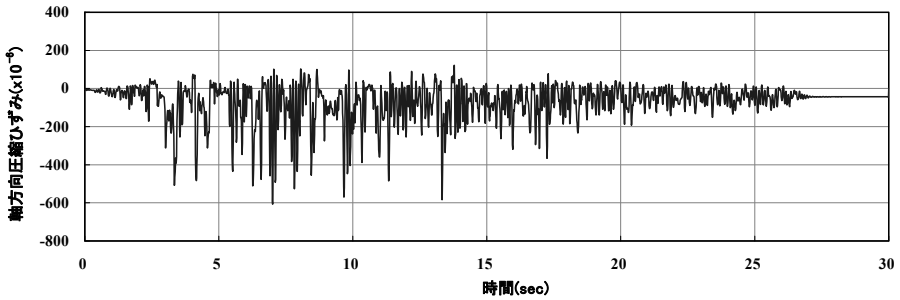


図 8-3　側壁下端部での軸方向ひずみの時刻歴波形

表 8-3　損傷状況に対する圧縮ひずみの照査結果

圧縮縁の最大ひずみ　ε	6.07×10^{-4}
構造解析係数　γ_a	1.20
照査用の圧縮ひずみε_d　（$=\varepsilon\cdot\gamma_a$）	7.3×10^{-4}
限界ひずみ　ε_r	1.0×10^{-2}
構造物係数　γ_i	1.00
$\gamma_i\cdot\varepsilon_d/\varepsilon_r$	0.07
安全性の判定	OK

(3) 全体変形に対する層間変形角の照査

構造物が崩壊しないことを確認するために，式(8-1)に基づいて，構造系全体の変形挙動に対する層間変形角の照査を行った．

$$\gamma_i \cdot R_d \,/\, R_{ud} \quad \leqq \quad 1.0 \tag{8-1}$$

ここに，γ_i ：構造物係数（＝1.00）

R_d ：照査用の層間変形角（＝$\gamma_a \cdot R$）

γ_a ：構造解析係数（＝1.20）

R ：応答計算による最大層間変形角（＝Δ / H）

Δ ：最大層間変位(m)

H ：構造物の高さ(m)

R_{ud} ：照査用の限界層間変形角（＝R_u / γ_b）

R_u ：構造解析による限界層間変形角（＝Δ / H）

γ_b ：部材係数

照査に用いる応答値は，「6. 応答値の算出」に示した地盤-構造物連成系の時刻歴地震応答解析における最大層間変形角を用いた．**図 8-4** は構造物の頂底版間の層間変位を構造物高さで除した層間変形角の時刻歴を示している．構造物変形は地盤変形よりもかなり小さくなっていることが分かる．これは，構造物の剛性が地盤に比べて相対的に高いためである．構造物の応答層間変形角の最大値は 0.00044 である．

照査に用いる限界値は，「7. 限界値の算出」に示したプッシュオーバー解析における最大荷重時の層間変形角を用いた．**図 8-5** はプッシュオーバー解析結果における最大荷重比と層間変形角関係を示した．最大荷重時の層間変形角 0.002 を，限界層間変形角として用いることとした．

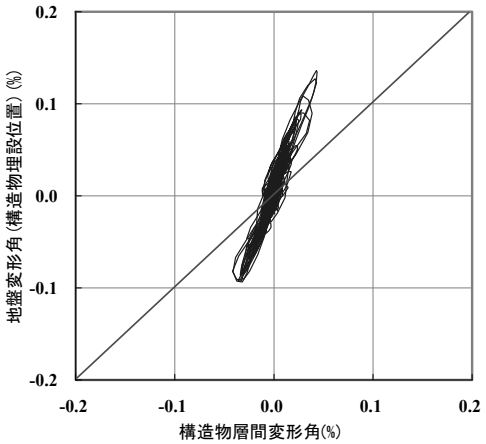


図 8-4 地盤と構造物の層間変形角の関係

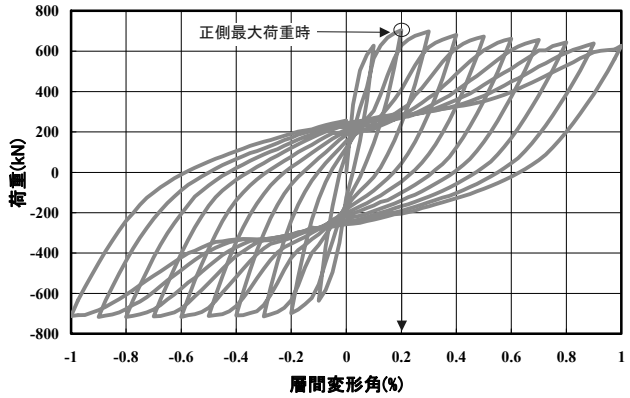


図 8-5　最大荷重比と層間変形角の関係(解析結果)

照査用応答値は，応答値解析で得られた最大層間変形角を，層間変形角の評価精度を勘案して，構造解析係数γ_a＝1.2 で乗じた．

照査用限界値は，プッシュオーバー解析で得られた限界層間変形角を部材係数で除した．部材係数については，評価手法の精度に関する部材係数γ_{b1}および繰返し作用に起因した曲げせん断破壊防止のための裕度γ_{b2}を考慮する必要がある．部材係数γ_{b1}には，コンクリートの一般的な部材係数 1.3 を用いることとした．なお，適用する解析手法の評価精度が部材係数γ_{b1}の設定範囲内に収まることが別途検証されている必要がある．さらに，本照査例では，材料強度の特性値として，実測値の平均値を用いていることから，材料強度のばらつきの影響を適切に考慮する必要がある．このため，部材係数γ_{b1}を一般の場合の 1.1 倍とすることした．これは，コンクリートの一般的な材料係数 1.3 の三乗根をとったものである．次に，繰返し作用に関する部材係数γ_{b2}については，構造解析を用いて，繰返し作用の影響を考慮した上で，限界値を算出しているため，γ_{b2}＝1.0 とした．なお，構造解析において，繰返し作用の影響が適切に考慮されない場合はγ_{b2}＝1.2 とする必要がある．**表 8-4** には，構造物の変形に対する層間変形角の照査をした結果を示す．全体変形に対する層間変形角の照査に，プッシュオーバー解析に基づく限界層間変形角 0.002 を用いると，たとえ，評価精度に関する部材係数γ_{b1}＝1.3 を 1.1 倍に割り増したとしても，照査用限界値は照査用応答値に対して十分に余裕がある状態であり，照査を満足する結果となった．

表 8-4　層間変形角による照査結果

照査用応答値	最大層間変形角 R	0.00044
	構造解析係数 γ_a	1.2
	照査用の層間変形角 R_d（$=\gamma_a \cdot R$）	0.0005
照査用限界値	限界層間変形角 R_u	0.002
	解析手法の精度などに関する部材係数 γ_{b1}	1.3
	部材係数 γ_{b1} の割り増し	1.1
	繰返し作用に対する部材係数 γ_{b2}	1.0
	照査用の限界層間変形角 R_{ud} （$=R_u / \gamma_{b1} / \gamma_{b2}$）	0.0014
照査	構造物係数 γ_i	1.0
	照査値 $\gamma_i R_d / R_{ud}$	0.36
	安全性の確認	ＯＫ

9. まとめ

「8. 照査」の結果より，経年による材料劣化を考慮した上でも，地震において生じる局所的な損傷は許容の範囲内であり，過度な損傷が生じないことを確認するとともに，構造物の層間変形角に対する照査を実施することにより，構造系全体の変形挙動も安定しており，構造物全体系の破壊は生じないことを明らかにした. したがって, 照査対象とした取水路は詳細調査時点において地震時に要求されている性能を満足する.

なお，材料非線形解析は，主に，劣化の影響が顕著な場合に詳細調査時点の耐震性能を評価するために用いることとしている．このため，劣化の進行性については過去の点検・調査結果の経時変化などから判断して対策を検討する必要がある.

参考文献

1) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン, 2012.

2) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005.

3) 岡村 甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.

4) Kukrit,T. and Maekawa,K. :Computational Performance Assessment of Damaged RC Members with Fractured Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.3, No.1, pp.123-136, 2005.

謝　辞

本論文は，著者が一般財団法人電力中央研究所において，自主研究「火力発電所コンクリート構造物の劣化評価・対策技術手法の開発」および電力共通研究「原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性に関する研究」などの研究の一環として進めた，経年劣化した鉄筋コンクリート製地中構造物の構造性能評価に関する研究成果をとりまとめたものです。この間，研究を進めるにあたり，多くの方々からご指導，ご協力を賜りました。

東京工業大学・二羽淳一郎教授には，学位論文の提出をお願いした日から完成に至るまで約 7 年が経過し，お忙しい身でありながら何度も懇切丁寧な御指導を賜り，途中何度もあきらめかけていた著者を温かく特には厳しく叱咤激励し，御指導を続けて頂きました。初めて著者が二羽教授の御指導を賜ったのは，名古屋大学工学部土木工学科卒論生としてコンクリート研究室に在籍時であり，当時，無知無学で身勝手だった著者に，指導教官してパワフルな御指導・御鞭撻を賜りました。コンクリートに生じるひび割れ・破壊の挙動を力学に説明するコンクートの破壊力学に関する研究は，現在でも，研究の基礎になっている。研究者としての姿勢や態度についても学ぶべきところが多く，深く感謝し，心より御礼申し上げます。また，本論文の副査を御快諾頂き，貴重なご意見を賜りました東京工業大学・大即信明教授，東京工業大学・岩波光保教授，東京工業大学・竹村次朗准教授，東京工業大学・佐々木栄一准教授に深く御礼を申し上げます。

著者は，平成 7 年に電力中央研究所に入所し，材料構造部および構造工学領域のコンクリート工学グループにて，本研究に係る業務に従事しました。この間，金津努博士(現株式会社セレス)，大友敬三博士，松村卓郎博士には，公私にわたり多大なご指導を賜りました。また，山本広佑博士，豊田幸宏氏には，本研究に取り組む機会と環境を与えて頂くとともに，貴重なご助言を賜りました。深く感謝申し上げます。

電力共通研究「原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性に関する研究」では，土木学会・原子力土木委員会・構造健全性評価部会(主査 : 宮川豊章・京都大学)の委員ならびに関係各位には貴重なご助言を頂きました。また，東京大学大学院工学系研究科の前川宏一教授が開発された解析コード「WCOMD-SJ」を使用させて頂きました。ここに，謝意を表す次第である。

本研究の実験や解析およびそのデータ整理には，大塚仁氏をはじめとする株式会社カワシマ計測工業の方々，土屋智史博士(株式会社コムスエンジニアリング)，松本敏克博士をはじめとする株式会社ニュージェックの方々，田代勝浩氏をはじめとする株式会社セレスの方々には多大なご協力をいただきました。また，共和技研，三友エンジニアリング，株式会社電力計算センターの皆様に多くのご助力を頂きました。そして，電力中央研究所の西内達雄博士，宮川義範氏をはじめとするコンクリート工学グループのメンバーには貴重なご助言，ご協力をいただきました。ここに，厚く御礼を申し上げます。

最後に，今でも体を心配してくれる両親と，いつも帰宅を温かく迎えてくれる妻・美代子，峻平，峻弥の息子たちに心から感謝し，結びとします。