博　士　論　文

アルカリ骨材反応によるコンクリートの内部劣化と鉄筋損傷に関する研究

平成２８年３月

上　原　伸　郎

目　　次

第１章　序論

１．１　研究背景　・・・・・・・・・・・・・・・　１
１．２　既往の研究　・・・・・・・・・・・・・・・　２
１．２．１　外観ひび割れと内部ひび割れ　・・・・・・・・・・・・　２
１．２．２　鉄筋破断のメカニズムと実験的な再現・・・・・・・・・・　６
１．３　研究目的　・・・・・・・・・・・・・・・　１１
１．４　本研究の構成　・・・・・・・・・・・・・・　１２
第１章の参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・　１４

第２章　鉄筋破断を生じた代表的構造物の概略調査

２．１　概要　・・・・・・・・・・・・・・・　１５
２．２　鉄筋破断の現状　・・・・・・・・・・・・・・　１５
２．３　破断橋脚の調査結果　・・・・・・・・・・・・・・　１６
２．３．１　鉄筋破断率　・・・・・・・・・・・・　１６
２．３．２　鉄筋破断率と曲げ加工半径の関係　・・・・・・・・・・・　１８
２．３．３　鉄筋破断率と節形状の関係　・・・・・・・・・・・・　１８
２．４　まとめ　・・・・・・・・・・・・・・・　２０
第２章の参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・　２１

第３章　同一構造物内部で多数の鉄筋破断が生じたＡＳＲ構造物詳細調査

３．１　概要　・・・・・・・・・・・・・・・　２２
３．２　多数の鉄筋破断が生じたＡＳＲ構造物の概要・・・・・・・・・・・・　２２
３．２．１　対象橋梁諸元　・・・・・・・・・・・・　２２
３．２．２　コンクリートの力学的性状　・・・・・・・・・・・・　２４
３．２．３　外観損傷状況　・・・・・・・・・・・・　２５
３．２．４　外観ひび割れ損傷の経年変化　・・・・・・・・・・・・　２８
３．３　複数鉄筋の損傷分布に基づく傾向分析　・・・・・・・・・・・・・・　３０
３．３．１　対象橋脚の鉄筋損傷状況　・・・・・・・・・・・・　３０
３．３．２　隅角部ごとの損傷割合　・・・・・・・・・・・・　３１
３．３．３　ひび割れと鉄筋損傷状況　・・・・・・・・・・・・　３２
３．３．４　梁軸方向における損傷鉄筋分布　・・・・・・・・・・・・　３３
３．３．５　梁断面方向における損傷鉄筋分布　・・・・・・・・・・・・　３６
３．４　内部損傷分析　・・・・・・・・・・・・・・　３８
３．４．１　評価対象切断面　・・・・・・・・・・・・　３８

３．４．２　躯体内部のひび割れ損傷分布　・・・・・・・・・・・・　４０
３．４．３　内部ひび割れの方向性　・・・・・・・・・・・・　４０
３．４．４　断面における変形の推定　・・・・・・・・・・・・　４３
３．４．５　切断片の３次元的な損傷状況　・・・・・・・・・・・・　４４
３．５　まとめ　・・・・・・・・・・・・・・・　４６
第３章の参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・　４７

第４章　曲げ加工に伴う初期損傷とＡＳＲによる進展の可能性
４．１　概要　・・・・・・・・・・・・・・・　４８
４．２　曲げ加工によって生じる節形状の変形と初期亀裂の発生傾向・・・・・　４８
４．２．１　曲げ加工方法の変遷　・・・・・・・・・・・・　４８
４．２．２　鉄筋破断構造物における曲げ加工方法の推定・・・・・・・　４９
４．２．３　ハンドル型による損傷状況　・・・・・・・・・・・・　５０
４．２．４　ローラー型による損傷状況　・・・・・・・・・・・・　５６
４．２．５　曲げ加工に伴う節形状の変化と初期亀裂・・・・・・・・・　６１
４．３　鉄筋初期亀裂とＡＳＲによる亀裂進展　・・・・・・・・・・・・・・・　６２
４．３．１　実構造物からはつり出した鉄筋の節形状と亀裂・・・・・・　６２
４．３．２　曲げ加工時の初期亀裂と亀裂進展に関する一考察・・・・・　６５
第４章の参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・　６７

第５章　鉄筋材料特性と鉄筋損傷の感受性に関する評価
５．１　概要　・・・・・・・・・・・・・・・　６８
５．２　材料特性評価鉄筋の概説　・・・・・・・・・・・・・・・　６８
５．３　鉄筋材料特性の分析　・・・・・・・・・・・・・・・　６８
５．３．１　鉄筋の化学成分分析　・・・・・・・・・・・・　６８
５．３．２　引張強さ試験　・・・・・・・・・・・・　６９
５．３．３　シャルピー衝撃試験と窒素量　・・・・・・・・・・・・　７０
第５章の参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・　７２

第６章　ＡＳＲ長期暴露供試体の外観劣化と内部劣化の関係性評価
６．１　概要　・・・・・・・・・・・・・・・　７３
６．２　供試体概要　・・・・・・・・・・・・・・・　７３
６．２．１　モデルと供試体形状　・・・・・・・・・・・・　７３
６．２．２　使用鉄筋の概要　・・・・・・・・・・・・　７４
６．２．３　供試体暴露条件等　・・・・・・・・・・・・　７５
６．２．４　コンクリート配合　・・・・・・・・・・・・　７５
６．２．５　コンクリート劣化状況　・・・・・・・・・・・・　７６

６．３　外観劣化性状　・・・・・・・・・・・・・・・　７７
６．３．１　ひび割れ計測方法　・・・・・・・・・・・・　７７
６．３．２　暴露日数に伴う外観ひび割れ密度の推移・・・・・・・・・・　７７
６．３．３　外観ひび割れの特徴　・・・・・・・・・・・・　７８
６．３．４　外観ひび割れの経時的な変化　・・・・・・・・・・・・　７８
６．３．５　外観ひび割れと供試体側面の変形性状・・・・・・・・・・・　８０
６．４　内部劣化性状　・・・・・・・・・・・・・・・　８２
６．４．１　供試体切断および大型コア削孔　・・・・・・・・・・・・　８３
６．４．２　大型コア側面のひび割れ観察　・・・・・・・・・・・・　８３
６．４．３　切断面における内部ひび割れ観察の代表例・・・・・・・・・　８７
６．４．４　ＡＳＲ劣化進展に伴う内部ひび割れの変化・・・・・・・・・　９２
６．５　まとめ　・・・・・・・・・・・・・・・　９６
第６章の参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・　９８

第７章　ＡＳＲ暴露供試体による鉄筋破断の再現と周辺損傷との関係

７．１　概要　・・・・・・・・・・・・・・・　９９
７．２　供試体概要　・・・・・・・・・・・・・・・　９９
７．３　使用鉄筋　・・・・・・・・・・・・・・・　９９
７．４　鉄筋亀裂の進展傾向　・・・・・・・・・・・・・・・１０１
７．４．１　初期亀裂の形態　・・・・・・・・・・・・・１０１
７．４．２　進展亀裂の発生傾向と形態　・・・・・・・・・・・・１０２
７．４．３　初期亀裂と進展亀裂の形態比較に基づく推定・・・・・・・・１０３
７．５　外観損傷と亀裂進展率　・・・・・・・・・・・・・・・１０５
７．５．１　ひび割れ密度と亀裂進展率の関係　・・・・・・・・・・・・１０５
７．５．２　亀裂進展率に差が生じた要因の推定・・・・・・・・・・・・１０６
７．６　鉄筋破断に伴う周辺劣化性状　・・・・・・・・・・・・・・・１０８
７．６．１　鉄筋損傷箇所周辺におけるひび割れ密度・・・・・・・・・・１０８
７．６．２　鉄筋破断が伴わないひび割れ損傷形態・・・・・・・・・・・１１０
７．６．３　鉄筋破断により外観に生じる特徴的な変状・・・・・・・・・１１１
７．６．４　破断箇所周辺の内部損傷　・・・・・・・・・・・・・１１３
７．７　まとめ　・・・・・・・・・・・・・・・・１１５
第７章の参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・・１１７

第８章　ＡＳＲ損傷評価における検査手法の適用性検討

８．１　概要　・・・・・・・・・・・・・・・・１１８
８．２　漏洩磁束法による鉄筋破断調査に関する検討・・・・・・・・・・・１１８
８．２．１　判定方法の概要　・・・・・・・・・・・・・１１８

８．２．２　判定結果の比較および評価　・・・・・・・・・・・・１２１
８．２．３　測定結果のばらつきに関する評価　・・・・・・・・・・・・１２３
８．２．４　実構造物への適用に向けた課題について・・・・・・・・・・１２７
８．３　棒形スキャナを用いた内部ひび割れ観察手法に関する検討・・・・・・１２９
８．３．１　棒形スキャナを用いた内部観察と評価手法・・・・・・・・・１２９
８．３．２　精度の検証結果　・・・・・・・・・・・・１３０
８．３．３　棒形スキャナの適用性評価　・・・・・・・・・・・・１３４
第８章の参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・１３４

第９章　結論　・・・・・・・・・・・・・・・１３５

発表論文一覧　・・・・・・・・・・・・・・・１４１

謝　辞　・・・・・・・・・・・・・・・１４３

第1章 序論

１．１　研究背景

（１）アルカリ骨材反応への取り組みの現状

アルカリ骨材反応(以下，ASR)による劣化現象は，1930 年代のアメリカで最初に報告がなされ，1940 年に Stanton が初めて骨材とアルカリの反応であることを指摘した．その後カナダやヨーロッパのいくつかの国，アフリカやインドなどでも ASR 問題が報告された．

一方日本では，1950 年代に 100 種以上の骨材を対象に化学法による試験が行われたが，ASR を有する骨材はごく限られた地域で産出するだけであり，また，ASR による劣化事例も東北地方などで 2~3 件の報告があったが，全国的な問題としてはとらえられてはいなかった．しかしながら，1980 年代前半に阪神高速道路公団から ASR による劣化の報告がなされて以降，日本各地で ASR と疑われる事例が発見され始めた．1986 年に発足した日本コンクリート工学協会「アルカリ骨材反応調査研究委員会」や建設省総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」において全国的な調査を行った結果，ASR の劣化は国内幅広い地域に分布し，反応性骨材も火山岩，堆積岩などを起源とする多種多様なものが存在することが判明した．

ASR に関する規制，基準等については，建設省技術調査室から，1984 年「土木工事に係るコンクリート用骨材の取り扱いについて」，1986 年「アルカリ骨材反応暫定対策について」，1989 年「アルカリ骨材反応抑制対策について」，2002 年には国土交通省大臣官房技術調査課等から「アルカリ骨材反応抑制対策」が通達されている．日本工業規格では，1986 年に JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」にアルカリ骨材反応対策が盛り込まれ，付属書 1「レディーミクストコンクリート用骨材」に付属書 7 の化学法あるいは付属書 8 のモルタルバー法で試験し，無害と判定された骨材でなければならないとされた(3 種の抑制対策による例外規定あり)．また同年，JIS R 5210「ポルトランドセメント」では低アルカリ形が規定された．さらに，1992 年には，JIS A 1804「コンクリート生産工程管理用試験方法－骨材のアルカリシリカ反応性試験法(迅速法)」が制定された．2003 年には JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」の改訂に併せて，付属書 2「アルカリ骨材反応抑制対策の方法」においてアルカリ骨材反応抑制対策の優先順位が示され，「アルカリ総量規制」「高炉セメント B 種の使用または抑制効果のある混合セメントの使用」「試験により無害と判定された骨材の使用または安全と認められる骨材の使用」と見直された．

（２）アルカリ骨材反応の概説

アルカリ骨材反応(以下 ASR)は，骨材中の反応性シリカとセメントに含まれる硫酸アルカリや海砂などから供給される塩化ナトリウムが反応することにより生じるコンクリートの劣化原因の一つである．また近年では，骨材中に含まれるアルカリ成分が溶出することで長期的に反応を呈することも確認されている．ASR を発生する反応性鉱物は，無定形または不安定なシリカ鉱物(クリストバライト，トリジマイト，オパールなど)，微細な結晶粒や歪んだ結晶格子を持つ石英，シリケート鉱物(雲母，パーミキュライトなど)，火山ガラスなどである．

ASR では，反応性鉱物を含む骨材の周囲に白色不透明のアルカリシリカゲルが生成し，アルカリシリカゲルは，コンクリート中に内在あるいは外部から供給される水分を吸収することで膨張する．ASR 初期では，骨材内部やその周辺に微細なひび割れが発生する．その後，水分およびアルカリが供給される条件下で長い年月にわたり反応が進行することによって，コンクリート表面でのひび割れ発生，さらには幅が広く特徴的なひび割れに進展する．また，耐久性や耐荷性の低下を引き起こすなど，ASR 劣化は，構造体としてのコンクリート部材に大きな損傷を与える．

ASR による劣化は，使用材料や構造物の形状，応力状態，鉄筋・PC 鋼材による拘束条件によって異なるほか，環境条件(温度，湿度，日射など)にも大きく左右される．RC 構造物の場合，鉄筋の拘束方向に沿ってひび割れが生じ，さらに膨張が継続すると，軸方向に沿ったひび割れを連結するように軸直角方向にもひび割れが生じる．一方 PC 構造物の場合には，プレストレスによって軸直角方向のひび割れ進展が抑制されるため，軸方向に卓越したひび割れが PC 鋼材に沿って生じ，ひび割れ本数も限定されているものが多い．またひび割れは，部材全体に一様に生じる場合と部分的あるいは局所的に劣化程度が異なって生じる場合があるが，前記のように種々の要因によって多種多様な形態をとることから，一般的には後者の様相を呈する場合が多い．例えば橋脚の場合，降雨や日射，路面排水等の影響を受け，同一構造物内でも張出部などで局所的に著しい ASR 劣化を生じていることがある．特にここ数年では，ASR に起因する内部膨張によって，軸方向鉄筋圧接継手部やスターラップ(帯鉄筋)，折り曲げ鉄筋などの鉄筋曲げ加工部における鉄筋の破断現象が多数報告されており，大きな社会問題となっている．

したがって，ASR による劣化が生じたコンクリート構造物の診断や補修・補強の判断については，ASR 劣化が生じた対象構造物あるいは部材の現在の損傷程度，要因を適切に評価することが必要である．

１．２　既往の研究

１．２．１　外観ひび割れと内部ひび割れ

（１）既往の研究における知見

ASR による膨張の原動力は，骨材界面あるいは骨材内部で発生する ASR 反応であることに間違いない．しかし，顕微鏡レベルで確認されるような化学反応から，収束段階においてコンクリート構造物表面で確認される巨視的なひび割れにまで，どのようにひび割れが進展していくのかについては，十分に議論の余地を残す分野である．

したがって本項では，コンクリート表面と内部とのひび割れ成因について検討を加えている 4 件の論文について，以下にその要旨を記載する．なお，これらの検討結果を踏まえた今後の課題については，次項に改めて記すことにする．

まず，小林らの研究[1-4]では，コンクリートの内部と表面近傍とのアルカリ濃度差によって ASR 膨張量に差が生じ，この現象に起因して，コンクリート表面には二次的な作用としての巨視的なひび割れが生じるとしている．

論文では，コンクリート細孔溶液中のアルカリ量を求めた結果，部材周辺部の濃度は相対的に低く中央に向かって高くなることを示している(**図-1.1**)．これは，雨水などの浸透による水の供給と日射などによる蒸発によって水分の移動が繰り返されることで生じるとしている．ASR

はアルカリ濃度がある一定の限界値を超えた場合に生じることから，ASR による膨張は，部材全断面に一様に生じるものではなく，特に表層部においては，ASR による直接的な膨張挙動を示さないとしている(**図-1.2**)．すなわち ASR によってコンクリート構造物に生じているマクロなひび割れ（肉眼によって外部から認められるもの）のほとんどは，内部からの膨張力が表層部に伝達され，表層部において引張限界ひずみを超えた結果，本来の ASR とは直接関係のない部分(表層部)に二次的に発生したものと考察している．

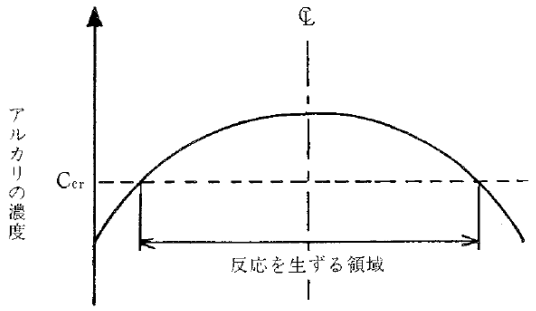


図-1.1 アルカリ濃度勾配と反応領域

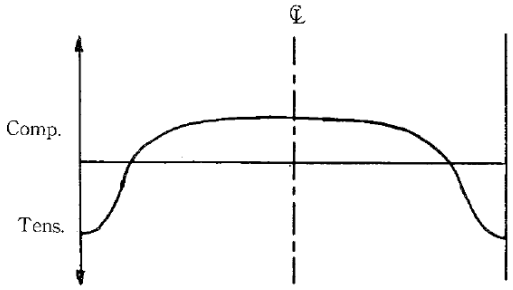


図-1.2 膨張ひび割れ直前の応力分布の概念

一方，鍵本らの研究[1-5][1-6]では，コンクリート内部と表面近傍が異なる原因でひび割れを生じる点については小林らの研究[1-4]と同様だが，その原因は，コンクリートの深さ方向に生じる湿度環境の差によって膨張量に差が生じた結果，コンクリート表面に巨視的なひび割れが生じるとしている．

論文では，コンクリート円柱（φ45×90cm）内部における湿度およびひずみを測定するとともに，表面ひび割れの発生状況を観察することによって，ASR 膨張過程と表面ひび割れ発生との関係を求めている．具体的な測定方法としては，**図-1.3** に示すように，供試体側面から 1，2，3，4，5，10，および 20cm の位置にひずみ計と温湿度計を埋設し，円周方向のひずみと相対湿度の経時変化を測定している（黒丸印が温湿度計，棒印がひずみ計）．養生は，材齢 73 日まで 35℃・R.H.60%，以降 292 日まで 40℃・R.H.70%，その後 R.H.95%に上昇させることで乾燥過程と再加湿過程を設定している．なお，乾燥過程については，ASR が発生しないとされる限界湿度 80%以下として設定している．

図-1.4 に示すように，乾燥過程では，円柱供試体の内部から表面向かって相対湿度が低下している．再加湿過程では，表面近傍の相対湿度が急激に上昇し，ASR 膨張の限界湿度 80%を超える状態になっている．**図-1.5** の結果と併せて考えると，乾燥過程においては表層部から 4cm 程度までが比較的反応性の低い層となり，活発な ASR 膨張が開始したより以深の内部コンクリートの膨張によって引張力を受け膨張側に移行する．再加湿過程では，**図-1.6** のように，いずれの深さでも再度膨張傾向に転じる．論文では 10cm と 20cm の膨張量が逆転する点を特に取り上げ，再加湿時の相対湿度の変化（**図-1.4**）との関連から，乾湿繰り返しが生じた場合には，コンクリート内部においても応力分布が一様ではなく複雑な状態になることを示唆している．

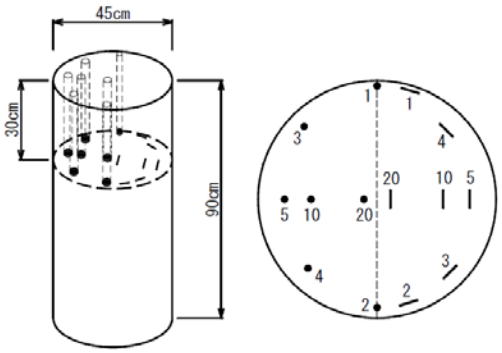


図-1.3 温湿度計, ひずみ計の埋設位置

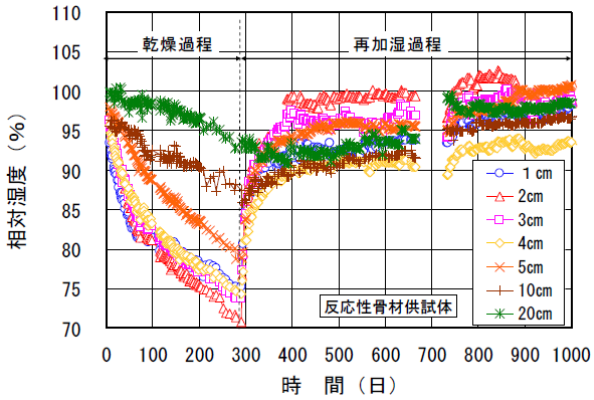


図-1.4 供試体内部の相対湿度の時間変化

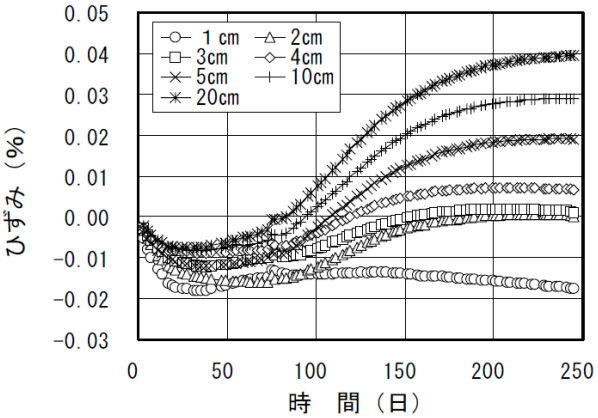


図-1.5 供試体内部のひずみの時間変化

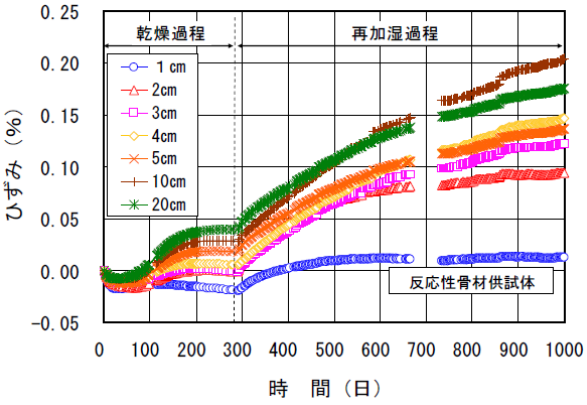


図-1.6 供試体内部のひずみの時間変化

次に，宮野らの研究[1-7]では，ASR 劣化現象はひび割れの生成によって特徴づけられるが，コンクリートの表面で観察される巨視的なひび割れとコンクリート内部で発生する微視的なひび割れはその生成原因が異なるとし，ASR による劣化現象をコンクリート内部の微細なひび割れの形成とその進展過程に関連付けて考察している．

論文では，反応性骨材の種類とコンクリートの養生条件をパラメータとし，コンクリート試験体(φ100×200mm)の中心部分から作製した薄片の偏光顕微鏡観察によって，骨材界面の反応痕跡や骨材からのひび割れ進展，ならびにモルタル中での連続的なひび割れ網の発達状況について詳細に観察している．具体的には，膨張率が少ないものは骨材粒子周辺に僅かな反応痕跡が認められる程度であり，膨張率が大きなコンクリート(0.35%程度)では，粒径が 5mm～10mm の骨材(安山岩砕石)の内部およびその界面に幅 20μm 程度のひび割れが多数発生しているほか，そのひび割れはセメントペースト層の細骨材粒子間に連続的に進展していることが確認されている．また，粒径 10mm 以上の大きな粒径のものには，反応の痕跡が全く認められなかったことから，安山岩砕石の反応は骨材粒径との密接な関係があるとしている．宮野らの研究 [7]において興味深いことは，膨張率 1.4%程度を示したコンクリート(50℃，飽和 NaCl 溶液浸漬)の組織観察結果が，前述の膨張率 0.35%程度のものと同程度であったことである．この結果から宮野ら[1-7]は，ある程度のコンクリートの膨張率(0.4%以上)が発生した場合には，その劣化度（ASR 劣化度基準[1-8]）の相違は比較的小さいとしている．

川端らの研究[1-9]では，反応性骨材を用いたコンクリートの表面におけるひび割れ損傷状況と顕微鏡レベルで観察される ASR 劣化基準[1-8]とを関連付け，ひび割れの発生および進展過程について考察している．

論文では，顕微鏡レベルの観察結果を，①none(ひび割れが認められない状況)，②minor(骨材内部のひび割れ発生)，および③moderate(骨材からセメント硬化体へのひび割れ進展)と区分し，**図-1.7** のように整理している．図中では，ASR による反応および膨張が認められた促進期間 46 日では骨材内部のひび割れ(minor)が卓越し，その後，骨材内部のひび割れはセメント硬化体へ進展している(moderate)．コンクリートの膨張・ひび割れ挙動と比較すると，促進期間 46 日ではコンクリートの膨張量が 0.1%を超えている．外観および顕微鏡観察では，コンクリート表面にひび割れが認められるもののセメント硬化体中にはほとんど損傷が認められていなかった．このことから川端ら[1-9]は，この時点においてセメント硬化体は弾性的に挙動しているが，マクロ的にはコンクリート表層付近に非膨張層が形成されているため，コンクリート表面ではひび割れが発生したと考察している．

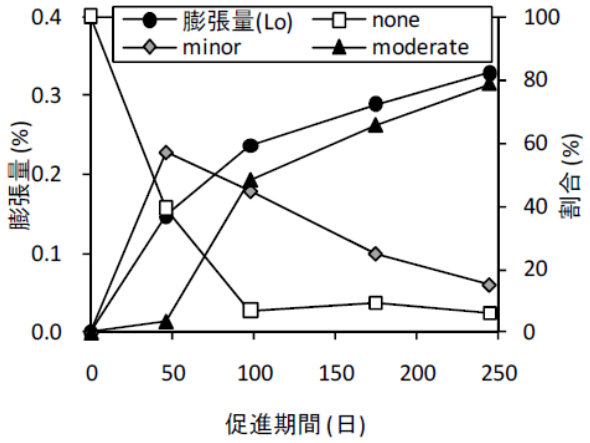


図-1.7 膨張量および ASR 劣化度の経時変化

（２）既往の研究における課題

前項で紹介した 4 件の論文では，いずれもコンクリートの表面で観察される巨視的なひび割れとコンクリート内部で発生する微視的なひび割れはその成因が異なるという点では一致している．すなわち，主にコンクリート表面の可視的なひび割れからアプローチした小林らの研究[1-4]ではアルカリ濃度，鍵本らの研究[1-5][1-6]では相対湿度が部材断面で分布することで内部応力が生じ，コンクリート表面においては，引張限界応力を超えることが巨視的なひび割れを発生させる要因としている．一方，微視的なひび割れからアプローチした宮野らの研究[1-7]や川端らの研究[1-9]では，顕微鏡レベルで観察される ASR 劣化基準[1-8]を基に，コンクリート表面に生じる可視的なひび割れとその発生時期を関連付けることができるとしている．

しかしながら，宮野らの研究[1-7]と川端らの研究[1-9]では，同一の ASR 劣化基準[1-8]を用いているにも関わらず，宮野ら[1-7]は，膨張量 0.35%と 1.4%とで劣化度に明確な相違がないとし，川端ら[1-9]は，外観と顕微鏡観察で見られた劣化度の相違をセメント硬化体の弾性的挙動と解釈するなど，一意的に現象を説明するには至っていない．また，アルカリや湿度の分布を考えた場合，自然環境下にあるコンクリート構造物では種々の環境条件が加わるため，各要

素が理想的に分布するとは考えにくい．さらには，いずれの研究も，対象としたコンクリートは無筋の供試体であり，鉄筋等の拘束を考慮したものではない．

他方，九州工業大学の現在までの研究では，実構造物を模擬し反応性骨材を使用した 1/8 モデルの小型供試体によって，内部と外部のひび割れ性状を目視により比較している．この実験の最大の特徴は，鉄筋による拘束条件を模擬している点であり，前述の 4 件の論文とは異なる視点で検討を行うことができる．すなわち，内部拘束条件下における，微細内部ひび割れ，視認内部ひび割れ，外部ひび割れ，巨視的外部ひび割れの進展過程などについて，視覚的に特徴的な知見を得ることができるものである．

したがって本研究では，反応性骨材を使用した RC 小型供試体を用い，内部から表面に至る対象断面において，ひび割れの発展性，連続性を見ることに主眼を置いた検討を行うべきと判断した．また，この成果によって ASR 膨張挙動の進展過程を理解する一助となり，構造物の維持管理手法を確立するうえでの有用な情報を与えると考える．

１．２．２　鉄筋破断のメカニズムと実験的な再現

（１）既往の研究における知見

鉄筋破断のメカニズムとしては，使用鉄筋の形状や加工方法によって生じる初期の材料欠陥に加えて，ASR で構造物内部に生じる過大な膨張圧によって鉄筋曲げ加工部が曲げ戻され，応力集中が起こることで鉄筋破断に至るものとされている．さらに近年では，連続的に複数の鉄筋が破断している構造物が確認されており，これらの現地調査などから，連続破断の進展過程についても検討が行われている．例えば鳥居ら[1-9]や大代ら[1-10]の調査では，調査対象構造物が異なるものの，連続的な鉄筋破断が生じる理由として，ASR 膨張が持続する場合には，1 本の鉄筋が破断すると他の鉄筋が引張応力を受け持つことになり，連続的に鉄筋破断が進行するとしている．連続破断が生じる箇所としては，環境等外的要因によるほか，鉄筋拘束比の小さな部材や段落し部など鉄筋比が変化する場所で生じやすいとされている[1-10]が，単数での鉄筋破断現象も含めて，鉄筋破断が実際に生じたタイミングとその時に生じている部材内部の応力状態については，必ずしも明確にされていない．

したがって本項では，鉄筋破断のメカニズムについて，特に，実験的再現を試みている論文 4 件を例に挙げ，以下に要旨を記載する．

田中らの研究[1-11]では，膨張コンクリート（水結合材比 0.23，膨張材 210kg/m^3）を使用して，**図-1.8** に示す供試体により，隅角部における鉄筋のひずみ分布を測定（**図-1.9**）している．なお，鉄筋曲げ加工半径は 1.5d である．試験の結果，鉄筋のひずみ分布は，①全域弾性範囲，②隅角部塑性後，③直線部中央の降伏後の 3 段階で傾向が異なるとし，特に弾性範囲内では，隅角部が受ける軸方向変形は小さく，曲げ変形が卓越するとしている(図-1.10)．

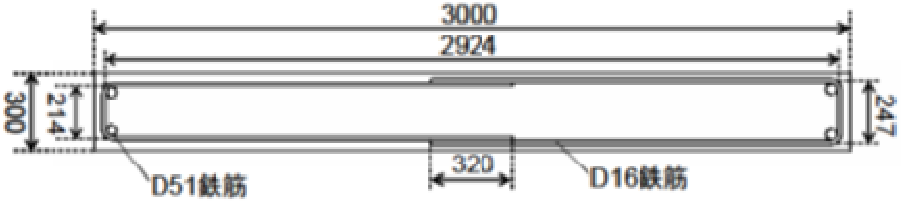


図-1.8　供試体概要

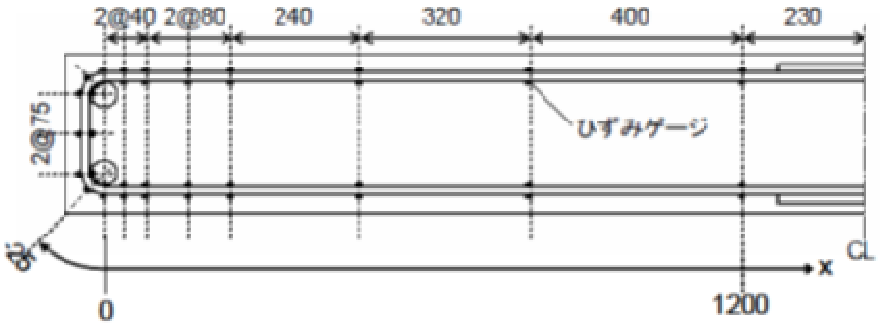


図-1.9　ひずみゲージの貼り付け位置

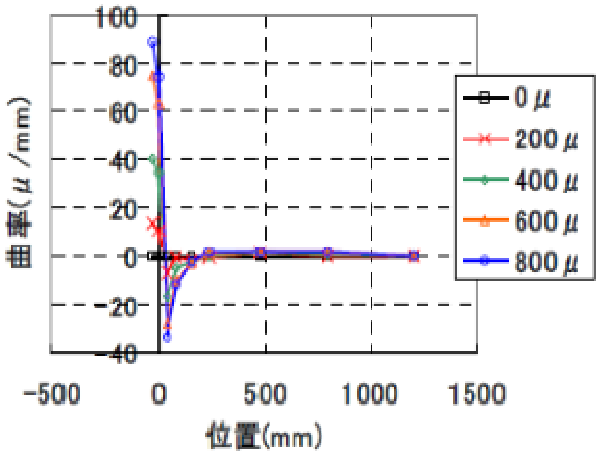


図-1.10　弾性域での鉄筋の曲率分布

鳥居らの研究[1-9]では，フーチングモデル試験体（図-1.11）で鉄筋曲げ加工部におけるひずみ分布を求めている．ひずみの経時変化を図-1.12 に示す．鉄筋ひずみ量は隅角部からの距離により大きく相違した．すなわち隅角部では，鉄筋比に関係なく比較的早期に降伏ひずみを超える大きなひずみが生じる一方で，隅角部より少し離れた位置では鉄筋のひずみが大きく減少しており，このことから，ASR 膨張による鉄筋ひずみは隅角部に集中する傾向があるとしている．

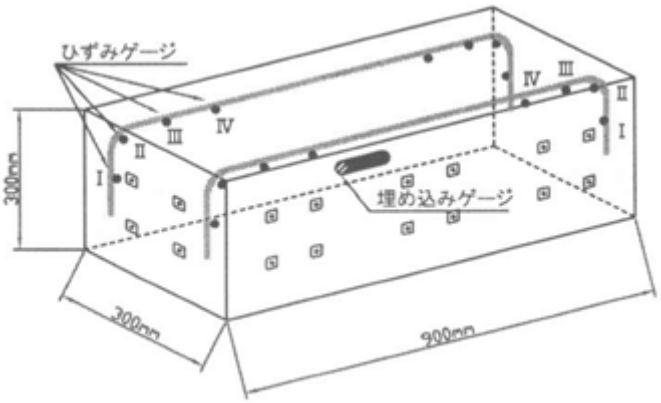


図-1.11　フーチングモデル試験体の概要

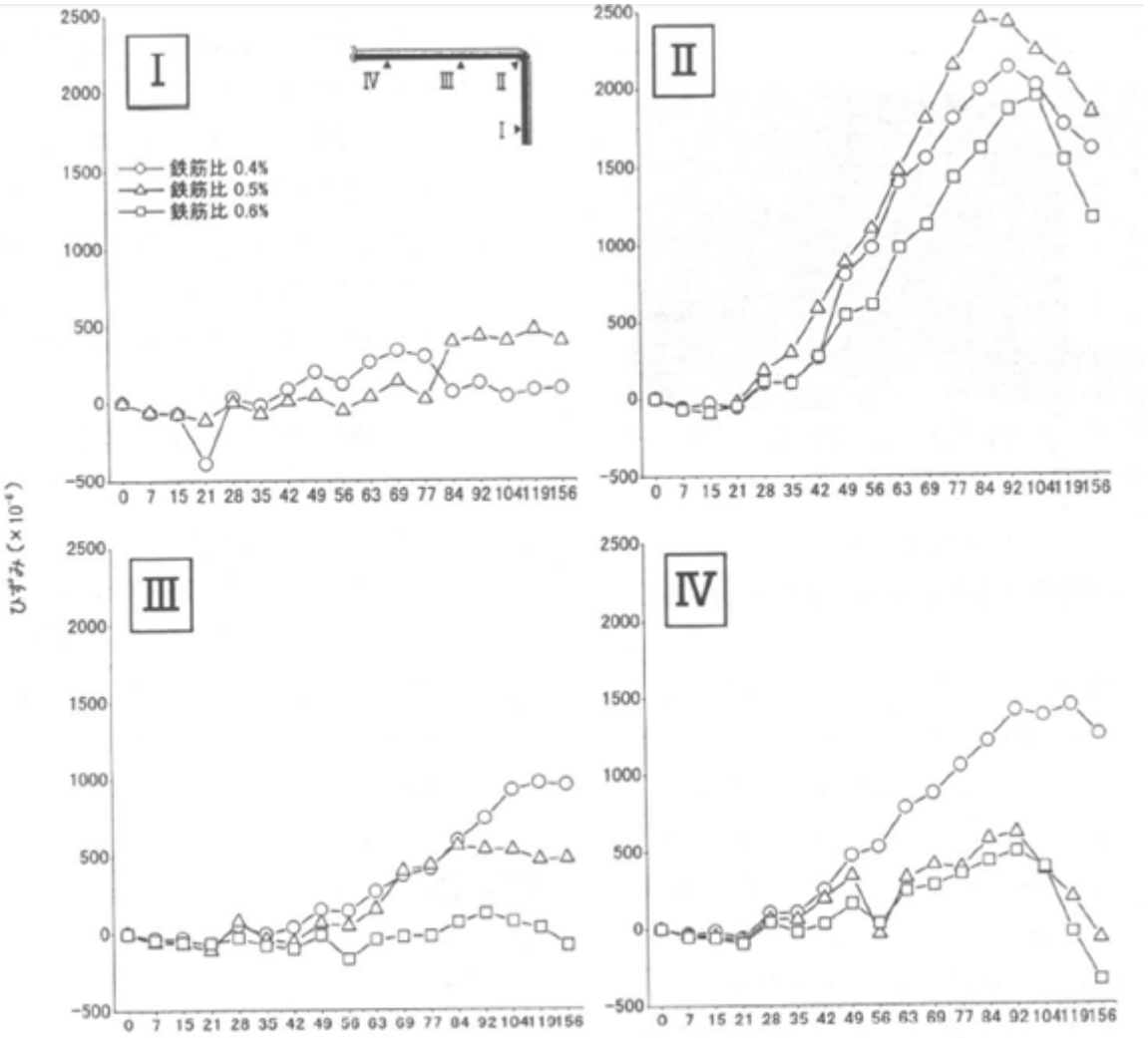


図-1.12　モデル試験体の鉄筋に発生したひずみの経時変化（横軸；暴露日数）

佐藤らの研究[1-12]では，鉄筋の破断現象が材料欠陥と力学的な応力集中現象の組み合わせによって生じるとし，その影響度合いを実験的に検討している．**図-1.13** に示すように，実験供試体では，膨張作用が忠実に帯鉄筋に伝達されることが必要であるため，帯鉄筋周辺部には剛性を確保する目的で帯鉄筋周辺のフレーム部に普通コンクリートを打設し，所定の養生期間後に内部コア部に膨張材を添加するコンクリート打設方法を採用している．また，その他の特徴として，フレームコンクリートと膨張コンクリートの境界面における応力伝達を確保するため，主な供試体で境界面を波形形状にしている．なお，膨張材の添加量は 200kg/m³ である．使用鉄筋は D16 異形棒鋼で曲げ加工半径を 1.0d としたものを基準とし，旧鉄筋での初期亀裂を模擬するために人工的に亀裂を形成させたもの，ならびに比較用として φ16 の丸鋼も用いている（**表-1.1**）．さらに，ひずみが局所化する位置と範囲を把握するために帯鉄筋にはひずみゲージを貼付している．

ひずみゲージの測定結果（**図-1.14**）から，膨張ひずみ 0.2%，0.4%以降で圧縮・引張ひずみがそれぞれ顕著に増加しており，帯鉄筋に曲げ戻し変形が生じていることが分かる．また，曲率分布からも隅角部おける局所化が明確に示された．一方で，直線部では円弧になるような変

形が生じていないことから，部材全体としては，ほぼ 4 角形の形状を保持したまま膨張変形が生じていたとしている．

また，**図-1.15** に示すように，供試体外部に設置した変位計の計測結果から，フレームコンクリートと膨張コンクリートの境界面を波形形状にした場合には，4 角形を保持し，若干，台形形状に変形した一方で，境界面が平面形状の場合と丸鋼を使用した場合については，直線部中央（変位 2）が最も変形していた．これらの部材全体の形状変化について次のように考察を加えている．すなわち，コンクリートから鉄筋軸方向の応力伝達が十分でない（打ち継ぎ目が平面形状あるいは丸鋼を使用した）場合には，コア（膨張モルタル）の膨張作用は膨張方向（X 方向）と平行な鉄筋（X 方向）を直接引っ張ることが難しく，膨張方向と直交する方向（Y 方向）の鉄筋を押し出すことで，結果として，隅角部を定着部としながら，平行な方向（X 方向）の鉄筋を間接的に引っ張るような機構が作用したために，円弧ではなく台形形状の変形が卓越したものとしている．

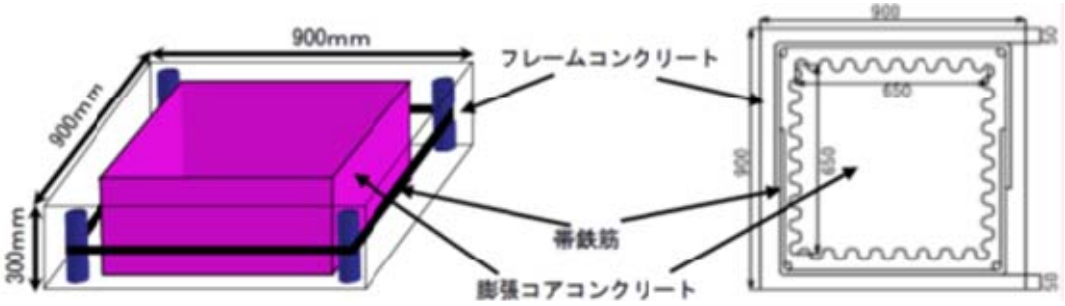


図-1.13　供試体立体図と平面図

表-1.1　供試体一覧

供試体名	鉄筋種類	鉄筋径	曲げ内半径	鉄筋劣化処理	鉄筋の節形状
No.1	異形鉄筋（SD295A）	D16	1d	無	現行節
No.2				人工ひずみ時効硬化	現行節
No.3				人工ひずみ時効硬化	模擬旧型節
No.4				無	現行節
No.5	丸鋼（SR235）	φ16		無	無（丸鋼）

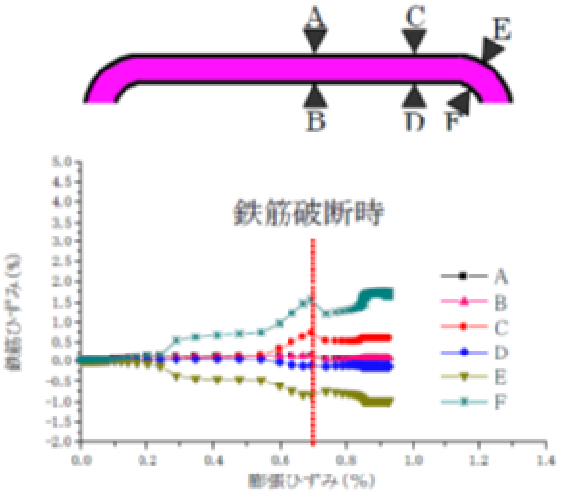


図-1.14　膨張ひずみと鉄筋ひずみ関係(No.3)

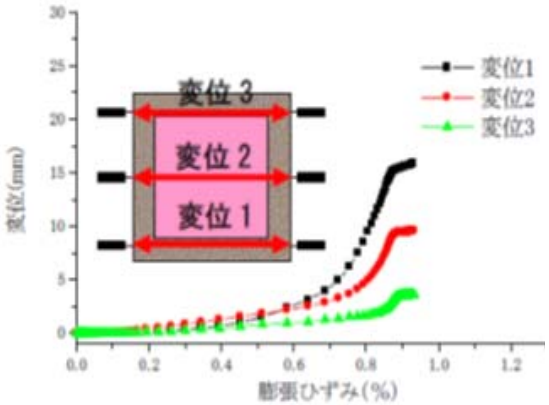


図-1.15　膨張ひずみと変位関係(No.2)

ユニークな研究として，西村らの研究[1-13]では，ASR による RC 構造物の鉄筋破断を解明するためには,骨材の膨張を忠実に再現できる膨張性のモデル骨材が必要であるとの考えから，膨張材と細骨材と水を用いた造粒物（**図-1.16**）を考案している．この造粒物を添加したコンクリートにより**図-1.17** に示す ASR 模擬平板を作成して膨張後の鉄筋を観察した結果，破断には至らなかったものの隅角部付近において亀裂が確認できたと報告している．



図-1.16 EMB(膨張材+細骨材+水の造粒物)

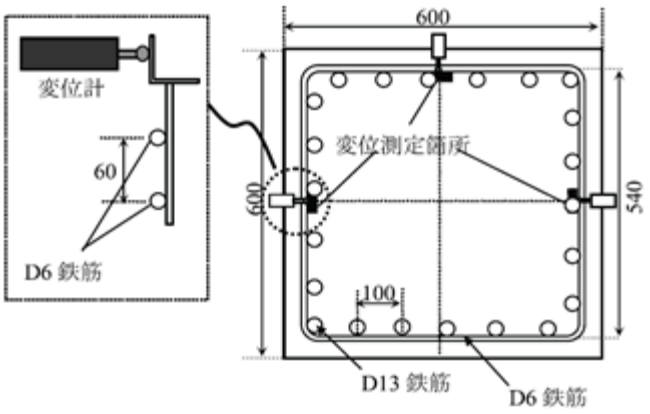


図-1.17 試験体の概要

（２）既往の研究における課題

久保らの研究[1-14]でも示唆されているように，鉄筋破断等によって拘束が解放された際には，その近傍で特徴的なひび割れが生じるものと考えられる．また，この現象は，鳥居ら[1-9]や大代ら[1-10]が行った実構造物の調査結果からも連続的な鉄筋破断現象の成因として考えられている．他方，九州工業大学においては，鉄筋の銘柄，形状，加工方法が鉄筋破断に大きく影響していることを明確に示している．さらに，フレームコンクリート（普通コン）に膨張コンクリートを内挿した大型供試体によって鉄筋破断現象を再現している．しかしながら，ASR の膨張挙動と鉄筋破断の時期については明確になっておらず，目視によって確認することができる外観ひび割れの進展過程とコンクリート内部で生じている鉄筋損傷との経時的な関係を得るには至っていない．

この関係を把握するには，コンクリート内部に生じている応力状態を理解する必要があると考える．具体的には，現在までに鉄筋破断が再現されている実験方法において，帯鉄筋に生じている応力を鉄筋のひずみ測定から改めて検討する必要があると考える.**図-1.18** に示すのは，九州工業大学で実施した鉄筋ひずみの測定結果である[1-15]．興味深い点は，図中の破線で示した部分である．曲げ加工部鉄筋の降伏と同じタイミングで曲げ加工部近傍の直線部分において引張ひずみが生じている（図中矢印）．なおこの実験は，前記の大型供試体を用いたものである．また，**図-1.14** で示した，曲げ加工部 E，F（グラフの最上線と最下線）の変曲点と曲げ加工部近傍 C，D の変曲点のタイミングが一致している．この結果も膨張コンクリートを併用した供試体である．

一方で，反応性骨材を使用し鉄筋比が比較的少ない供試体で鉄筋ひずみを測定した鳥居らの研究[1-9]では，**図-1.12** で示したように，曲げ加工部とその近傍での鉄筋ひずみ挙動に明確な関係性を見ることはできない．これらの違いは，フレームコンクリートで帯鉄筋を拘束する実

験と反応性骨材を使用した実験での相違か，鉄筋比の影響，あるいは部材寸法の影響なのか原因は定かではない．しかしながら，いずれにしても，曲げ加工部とその近傍の直線部分に生じるひずみが，鉄筋破断のメカニズムを理解する上で何らかの情報を与える可能性があると考えられる．

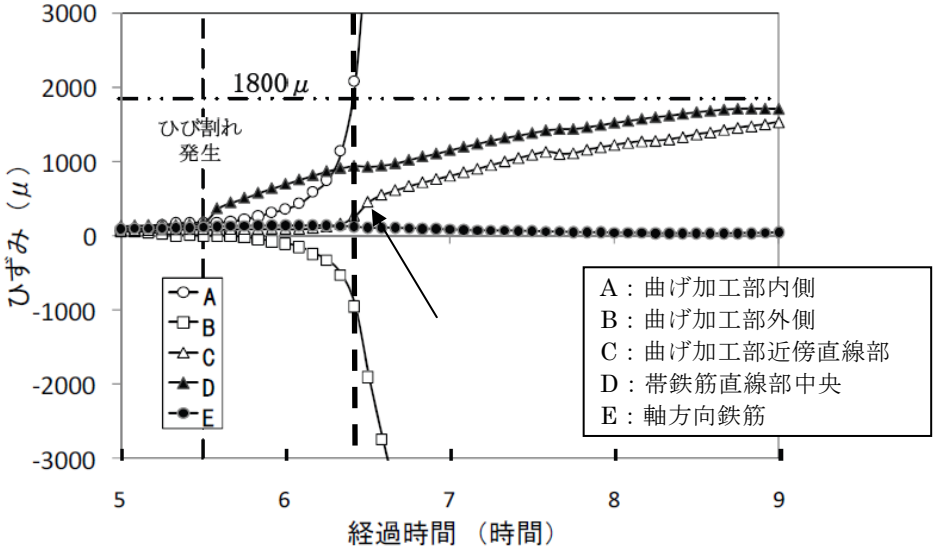


図-1.18　鉄筋ひずみの測定結果

１．３　研究目的

ASR 実構造物の維持管理業務では，外観の目視可能なひび割れ状況を記録することで一次点検が行われるが，外観ひび割れが同程度であっても，内部の状況や鉄筋損傷の程度は異なることもあり，外観検査のみで構造物の状態を正確に判断することは難しい．外観と内部劣化，鉄筋損傷との関係を検討した既往の事例は，顕微鏡による微視的な評価や促進養生，模擬実験によるケーススタディが多く，実構造物に生じた現象を適切に再現し，評価した事例は非常に少ない．

したがって本研究では，ASR 実構造物の外観調査から内部の状態を適切に評価することができる工学的知見を得るために，ASR 実構造物を対象とした詳細調査と反応性骨材を用いた RC 供試体の暴露試験を行い，外観損傷と内部劣化，および鉄筋損傷との相関性を明らかにすることを目的とした．

以下に本研究の課題を整理して示す．

【課題①】ASR 実構造物を対象とした様々な視点から損傷分析を行うことで，鉄筋破断などの著しい劣化現象が発生したメカニズムを明らかにする．

【課題②】RC 供試体の暴露試験によって，劣化進行の時間軸を実環境に近似した上で，ASR 劣化の経時的な変化を正確に捉える．

【課題③】ASR による外観と内部劣化，鉄筋損傷との相互関係を明確にする．

１．４　本研究の構成

本論文は，以下に示す全９章から構成されている．**図-1.19** に研究全体のフローを示し，それぞれの章の概要について以下に述べる．

第１章【序論】では，研究を実施するに至った研究背景，ASR によって生じるコンクリートの劣化現象と ASR の膨張作用による内部鉄筋の損傷メカニズムを解明する上での課題を整理し，本論文の研究目的について述べた．

第２章【鉄筋破断が生じた代表的実構造物の概略調査】は，ASR 劣化に伴う鉄筋損傷現象を総括的に捉えることを目的に，鉄筋損傷を生じた複数の構造物を対象として，特徴分析を試みた．その結果，節の高さと立ち上がり形状，ならびに 1.6d 以下の急激な曲げ加工などが共通的な特徴として見出された．

第３章【同一構造物内部で多数の鉄筋破断が生じた ASR 構造物の詳細調査】は，同一構造物内で鉄筋曲げ加工部の 40%程度が損傷した構造物を例に，外観調査，鉄筋損傷程度や分布，実橋切出し部材の断面における内部ひび割れなどから詳細分析を行った．その結果，鉄筋の損傷は，内部コンクリートの変形に伴ってスターラップ直線部分は押し出され，曲げ加工部には押し拡げられるような作用が加わったことによると推定された．

第４章【曲げ加工に伴う初期損傷と ASR による進展の可能性】は，曲げ加工時に発生する初期亀裂に着目し，３章で示した ASR 実構造物と概ね同様な旧基準鉄筋により，曲げ加工に伴う鉄筋の変形と初期亀裂の発生程度を詳細に調べた．

その結果，実構造物の曲げ加工部 44 本における節形状および進展亀裂量を対比することによって，鉄筋初期損傷程度が ASR による鉄筋損傷進展量に影響を及ぼす可能性が高いことを明らかにした．

第５章【鉄筋材料特性と鉄筋損傷の感受性に関する評価】は，鉄筋自体に損傷を助長する因子が潜在的に存在した可能性を考え，ASR 実構造物からサンプリングした鉄筋の成分分析と物理特性の確認を行った．一部の鉄筋では JIS 規格の破断伸びを満足しないことが明らかとなったが，鉄筋損傷と結びつく明確な特徴は生じなかった．

第６章【ASR 長期暴露供試体の外観劣化と内部劣化の関係性評価】は，ASR に伴うコンクリートの劣化性状を時系列的，かつ直接的に捉えることを目的に，反応性骨材を使用した RC 供試体を複数体作製し，長期の屋外暴露試験に供した．供試体の外観劣化，部材変形，および内部のひび割れ状況をさまざまな方法によって詳細に計測することで，相互に密接な関係があることを明らかにした．

第７章【ASR 暴露供試体による鉄筋破断の再現と周辺損傷との関係】は，反応性骨材を使用した RC 供試体の長期暴露試験によって生じた鉄筋損傷，さらには鉄筋破断の再現状況を詳細に分析し，外観や内部コンクリートにおける周辺の変状と関連付けることで，鉄筋破断によって特徴的な変状が生じることを明らかにした．

第８章【ASR 損傷評価における検査手法の適用性検討】は，鉄筋破断箇所の特定，あるいは内部劣化状況の直接的な検査に寄与する技術として，漏洩磁束法による鉄筋破断調査と小口径棒形スキャナーによる内部ひび割れ観察技術を各種実験に適用した事例について記述し，それぞれの精度と適用性について取り纏めた．

第９章【結論】では，本研究で得られた結論を取り纏めた．

本研究により，ASR 進展に伴いひび割れ形態，方向性，および部材変形に特徴的な変化が生じることが明確に示された．また，外観調査の指標としては，継続的な検査と一定期間内における劣化変状の変化量を捉えることが重要であると判断された．

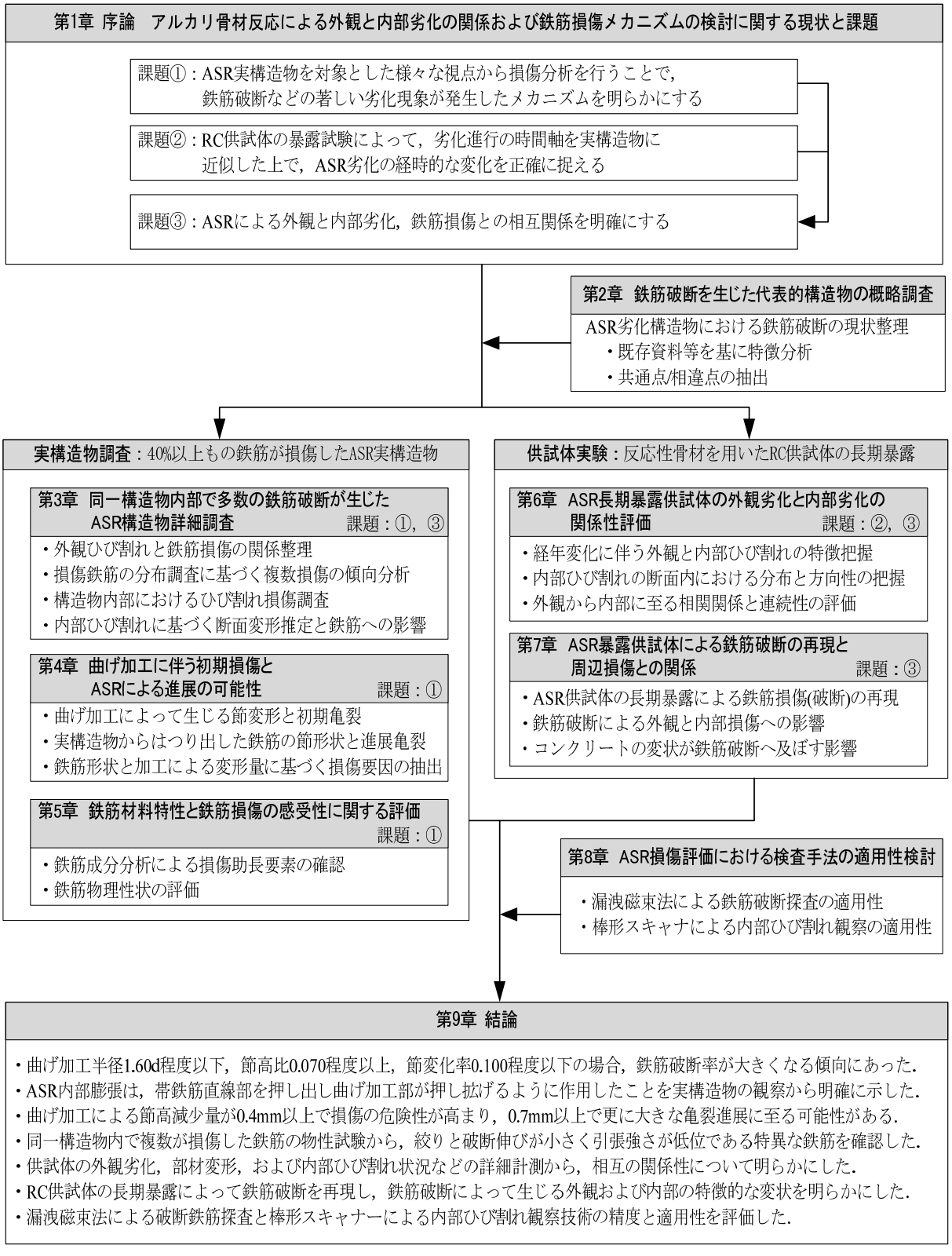


図-1.18　本研究フロー

第１章の参考文献

[1-1] 川村満紀，枷場重正：アルカリシリカ反応とその防止対策，土木学会論文集，Vol.348，V-1，pp.13-26，1984.8

[1-2] 合田寛基：アルカリシリカ反応による膨張挙動と鉄筋破断メカニズムに関する研究

[1-3] 久保善司，鳥居和之：アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化損傷事例と最新の補修・補強技術，コンクリート工学，Vol.40，No.6，pp.3-8，2002.6

[1-4] 小林一輔，白木亮司，河合研至：アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の膨張とひびわれの発生機構(Ⅰ)，生産研究，Vol.40，No.12，pp.619-619，1988.12

[1-5] 鍵本広之，川村満紀：大型コンクリート円柱内部における湿度およびひずみ測定による ASR 表面ひびわれ発生過程の解明，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1225-1230，2009.7

[1-6] 鍵本広之，川村満紀：乾燥・湿潤繰り返しを受ける反応性骨材含有コンクリート円柱内部のひずみ, 相対湿度および表面ひび割れの進展, コンクリート工学年次論文集, Vol.33，No.1，pp.977-982，2011.7

[1-7] 宮野暢紘，鳥居和之：ASR によるコンクリートの内部ひび割れの形成・進展過程の偏光顕微鏡観察，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1043-1048，2011.7

[1-8] Katayama,T.,Oshiro,T.,Sarai,Y.,Zaha,K.,andYamato,T.：Late-expansive ASR due to imported sand and local aggregates in Okinawa Island, southwestern Japan,Proceeding of the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete,Trondheim,Norway,,pp.862-873,2008

[1-9] 鳥居和之，池富修，久保善司，川村満紀：ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.595-600，2001.7

[1-10] 大代武志，原田政彦，中野政信，中挟靖：コンクリート橋梁の ASR による再劣化と対策工法の選定，コンクリート工学，VOl.44，No.12，pp.31-38，2006.12

[1-11] 田中泰司，西村次男，岸利治，魚本健人：コンクリートの膨張作用を受けた鉄筋隅角部のひずみ分布，土木学会第 59 回年次学術講演会，5-349，pp.695-696，2004.9

[1-12] 佐藤雅義，田中泰司，岸利治：ASR 膨張による断面の変形挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1287-1292，2007.7

[1-13] 西村次男，佐藤雅義，加藤佳孝，岸利治，魚本健人，小田部裕一，田中泰司：アルカリ骨材反応による RC 構造物の鉄筋破断に関する基礎的研究，生産研究，Vol.58，No.3，pp.233-236，2006.3

[1-14] 久保善司，渡邊悠輔，森寛晃，小川彰一：ASR 膨張が内部コンクリートの強度特性に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1071-1076，2008.7

[1-15] 稲垣裕之，幸左賢二，草野昌夫，合田寛基：大型 ASR 模擬供試体による鉄筋損傷進展評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1219-1224，2009.7

第2章　鉄筋破断が生じた代表的構造物の概略調査

２．１ 概要

アルカリシリカ反応（以下，ASR と表記）によるコンクリート構造物の顕著な劣化事例が報告されてから，既に 30 年以上が経過している．さらに，平成 11 年に鉄筋曲げ加工部における破断が報告されて以降，ASR によるコンクリート構造物の鉄筋破断事例は，ASR 劣化が多数報告されている石川県，富山県などを含み 13 道府県の構造物で合せて 50 件程度が確認されている[2-1]．また，近年においても新たな被害事例が報告されており，損傷構造物はさらに増加するものと予想される．

ここで，構造物における鉄筋破断発生数は，地域等によって異なっており，北陸地方では調査本数に対して 20%以上の鉄筋が破断した事例も報告されているが[2-2]，他の地域では，せいぜい数本程度の破断本数のものが多い．このように，鉄筋破断本数に地域的な格差があることを考えると，鉄筋の材料物性や施工に鉄筋の損傷要因が含まれている可能性も否定できない．

したがって本章では，まず，鉄筋破断が生じた構造物の特徴に関して，既存の資料やヒアリング結果などを基に取り纏めることで，共通の要因が存在するか否かについて調査することとし，全国で鉄筋破断が生じた構造物の調査履歴などから，複数の鉄筋破断が生じた橋脚を分類し，複数破断が生じた橋脚の特徴把握を行った．

２．２ 鉄筋破断の現状

鉄筋破断が確認されている構造物の中で，複数の鉄筋破断が生じた橋脚を分類し，複数破断が生じた橋脚の特徴把握を行った．具体的には，既往の調査報告や文献[2-3]，[2-4]，ヒアリング等から鉄筋破断が判明した 20 基の橋脚の中で，破断本数や破断状況，竣工年，使用鉄筋形状などのデータが取られていた 9 基の橋脚を対象に検討を行った．**表-2.1** に示すように，対象橋脚の多くは, 1970 年代に竣工された RC 梁で, 竹節形状の鉄筋が使用されていたことがわかる．また，損傷が生じた鉄筋の多くは，径 D16 の帯鉄筋であった．

表-2.1　調査橋脚の概要

橋脚	竣工年	地域	構造形式	節形状	鉄筋径	ひび割れ密度 (m/m^2) ＊＊	曲げ加工半径 (d)	節高 (mm)	節高比 (節高/鉄筋径)
A	1979	関西	PC	竹節	D16	1.25	1.69 d	1.14	0.071
B	1978	北陸	RC	竹節	D13	2.61	1.57 d	1.00	0.077
C	1979	北陸	RC	竹節	不明	-	-	-	-
D	1972	北陸	RC	竹節	D16	2.79	1.58 d	1.15	0.072
E	1979	関西	PC	竹節	D16	2.52	-	-	-
F	1977	関西	RC	波節	D16	1.16	1.80 d	1.00	0.063
G	1978	関西	RC	竹節	D16	0.76	1.70 d	1.10	0.069
H＊	1979	北陸	RC	竹節	D16	2.05	-	1.22	0.076
I＊	1985	沖縄	RC	竹節	D25	2.19	1.16 d	1.92	0.076

＊：H・Iはフーチングで鉄筋損傷　　＊＊：0.2mm以上のひび割れを対象

一般に鉄筋破断は，昭和 60 年以前に製造された鉄筋（以降，旧節形状鉄筋）を使用した橋脚で確認されているが，それ以降の鉄筋（以降，現行鉄筋）では，破断は確認されていない．これは，昭和 60 年代に疲労破壊を回避する目的で節形状が変更されたからである[2-5].

図-2.1 に，対象橋脚の竣工年と鉄筋形状変更時期の関係を鉄筋破断確認時期と併せて示す．今回，検討対象とした橋脚 9 基については，図に示すように，鉄筋形状変更以前に竣工されている．また，破断調査時期については，平成 11 年に関西地区で行われた破断調査を契機に，各機関で同様の調査が実施され，検討対象とした橋脚 9 基においても，この時期で破断が確認された．従って，検討対象とした橋脚 9 基は，竣工後概ね 20 年程度あるいはそれ以内の期間で鉄筋破断が生じた橋脚である．

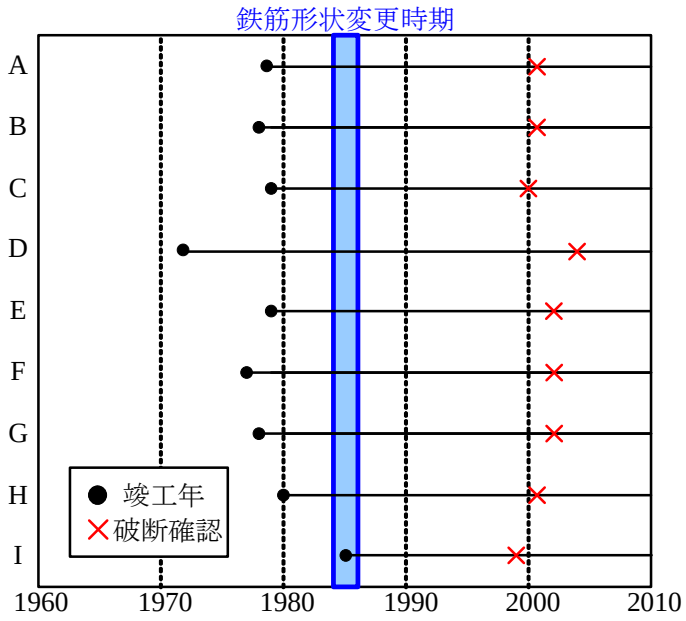


図-2.1　竣工年と鉄筋形状変更時期

２．３ 破断橋脚の調査結果

２．３．１　鉄筋破断率

本節では，検討対象とした橋脚 9 基の鉄筋破断状況について分類し，複数の鉄筋破断が生じた橋脚の鉄筋破断率について評価を行った．鉄筋破断本数と鉄筋破断率の関係を**図-2.2**，鉄筋破断が生じた橋脚梁上面の損傷例を**図-2.3** に示す．なお，鉄筋破断状況を比較する際に，各橋脚で鉄筋破断の調査本数や破断本数が異なるために，破断本数を調査本数で除すことで鉄筋破断率を算出した．

図-2.2 に示すように，橋脚 B～D および H，I（フーチングで鉄筋損傷）では，鉄筋破断率が 15%以上であった．また，橋脚 A と E～G は鉄筋破断率が 5%以下であり，橋脚 E，F，G については破断本数が 1，2 本程度で，他の橋脚に比べ，破断本数が少ない傾向にあった．

図-2.3(a)に，鉄筋破断率が小さい橋脚の損傷例として橋脚 E の鉄筋破断状況を示す．橋脚 E では，張り出し部において 1 本の鉄筋が単独で破断しており，両隣の鉄筋で破断は確認されていない．橋脚 E と同様に鉄筋破断率が小さい橋脚 F, G においても，単独で破断が生じていた．

図-2.3(b)に，鉄筋破断率が大きい橋脚の損傷例として橋脚 B の鉄筋破断状況を示す．図に示すように，橋脚 B では，単独の破断が見られるものの，多くの箇所で 2～3 本連続的に破断が生じており，張り出し部では，最大で 14 本の連続破断が生じている状況であった．なお，橋脚 B～D，H，I においても橋脚 B と同様に顕著な破断損傷が見られた．橋脚 A については，柱頭部で連続的に 2 本および 4 本の破断が確認されているが，柱頭部以外で連続破断が生じておらず，また，鉄筋破断率が他の橋脚（B～D，H，I）に比べて低いため，複数の鉄筋破断が生じた橋脚としての分類から除外した．

以上をまとめると，複数の鉄筋破断が生じた橋脚は，検討対象とした橋脚 9 基の内 5 基で確認され，鉄筋破断率 15%以上の損傷を生じており，2，3 本以上の連続的な破断箇所が存在していた．単数破断橋脚は，9 基中 3 基であり，鉄筋破断率は 5%以下で，1 本の鉄筋が単独で破断している傾向であった．

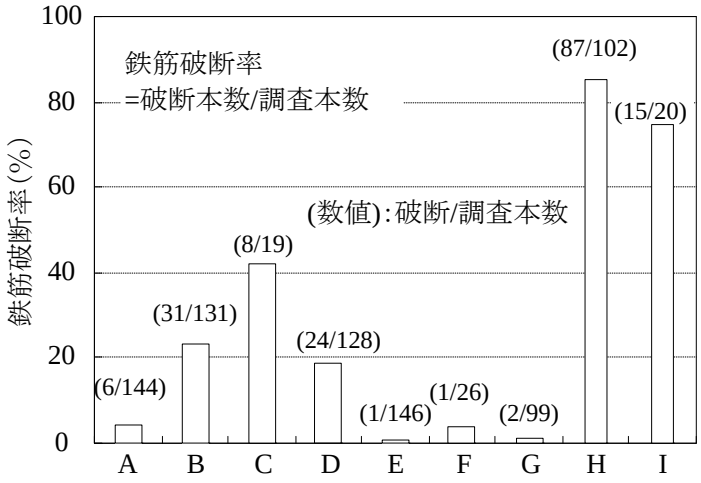


図-2.2　鉄筋破断本数と鉄筋破断率の関係

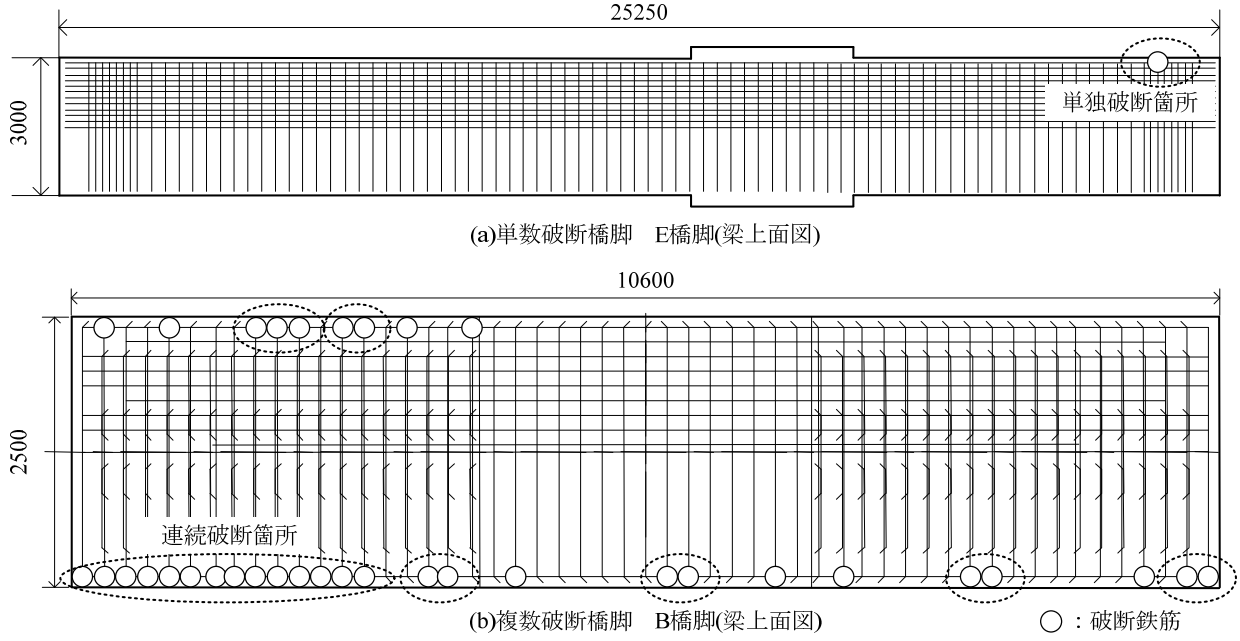


図-2.3　鉄筋破断が生じた橋脚の損傷例

２．３．２　鉄筋破断率と曲げ加工半径の関係

一般に，実構造物からはつり出された鉄筋の破断や亀裂は，曲げ加工部内側の節根元から入っており，曲げ加工部の外側に損傷は確認されていない．これは，鉄筋を曲げ加工する際に，曲げ加工部内側の節がめり込むことで，節根元に微細な亀裂が発生し，ASR 膨張による鉄筋の曲げ戻しにより，微細な亀裂近傍に応力集中が生じることで，亀裂が進展したことが原因として考えられている[2-3]．そこで，実際に曲げ加工が鉄筋損傷に与えた影響を調査するため，曲げ加工半径と鉄筋破断率の関係性について検討した．

図-2.4 に曲げ加工半径と鉄筋破断率の関係を示す．ここでは，曲げ加工半径を鉄筋径で除すことにより無次元化して比較している．図より，鉄筋破断率と曲げ加工半径の間には相関が見られた．複数の鉄筋破断が生じた橋脚である B，D およびフーチング I では，曲げ加工半径がそれぞれ 1.57d，1.58d，1.16d，橋脚 A では曲げ加工半径が 1.69d，単独で破断が生じた橋脚 F，G では，曲げ加工半径がそれぞれ 1.80d，1.70d という結果となった．道路橋示方書などで規定された最少曲げ加工半径 2.00d を下回るような急激な曲げ加工を施した場合，鉄筋破断が生じやすい結果となっており，曲げ加工半径 1.60d～1.80d において鉄筋破断は生じている．さらに，曲げ加工半径が 1.60d を下回った場合，鉄筋破断率が大きくなる傾向が見られた．

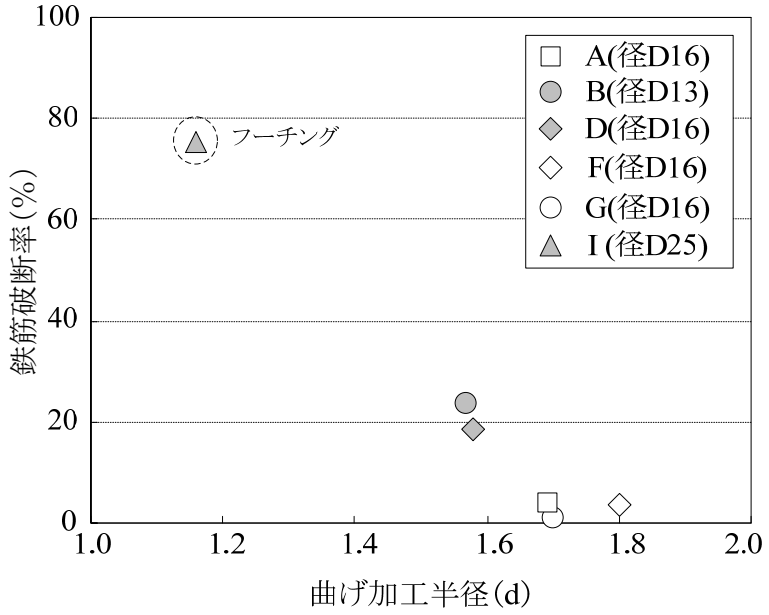


図-2.4　鉄筋破断率と曲げ加工半径の関係

２．３．３　鉄筋破断率と節形状の関係

既往の研究より，曲げ加工時に節根元に発生する微細な亀裂は，鉄筋の節高が高く，節変化量が小さいほど，節の立ち上がりが急であるため，大きくなりやすいことが明らかにされている[2-6]．そこで，節高と鉄筋破断率，節変化量と鉄筋破断率の関係性について検討した．節高および節変化量の計測方法については，**図**-2.5 に示すように，既往の研究[2-6]と同様の手法で行った．具体例として節変化量の計測方法は，節立ち上がり部分の直線部の延長と，鉄筋の直線部の延長により切り取られた節変化部の曲線に合わせて円を描き，その円の直径を節付け根部の節変化量として測定している．また，橋脚 I の鉄筋径は D25 であり，他の橋脚の鉄筋径

D16 と異なるため，節高および節変化量を鉄筋径で除した値として，節高比および節変化率を算出し比較を行っている．

図-2.6 に節高比と鉄筋破断率の関係を示す．図より，鉄筋破断率と節高比の間には，曲げ加工半径と同様に相関が見られた．複数の連続破断が生じた橋脚である B，D およびフーチング H，I では，節高比が 0.077，0.072，0.076，0.076，橋脚 A では節高比が 0.071，単独で破断が生じた橋脚 F，G では，節高比がそれぞれ 0.063，0.069 という結果となり，節高比が 0.070 程度を上回ると鉄筋破断率が大きくなる傾向にあった．

図-2.7 に節変化率と鉄筋破断率の関係を示す．図より，複数の連続破断が生じた橋脚である B，D およびフーチング H，I では，節変化率が 0.093，0.075，0.080，0.116，橋脚 A では節変化率が 0.138，単独で破断が生じた橋脚 F，G では，節変化率がそれぞれ 0.207，0.091 という結果となった．鉄筋径が D25 である橋脚 I では，節変化率が 0.100 を上回るものの，節変化率が 0.100 程度を下回ると鉄筋破断率が大きくなる傾向にあった．

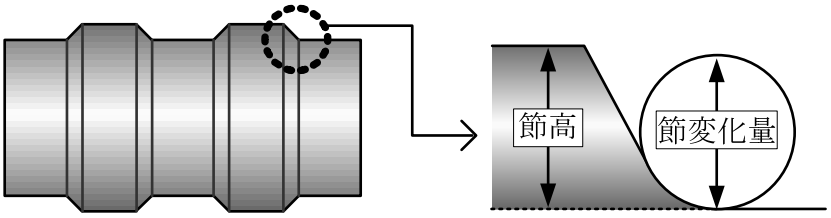


図-2.5　節高と節変化量の計測方法

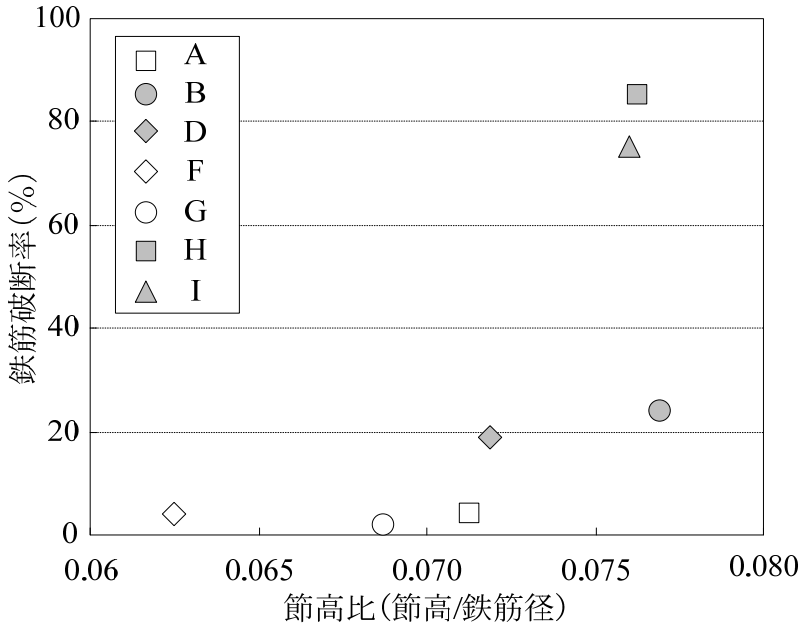


図-2.6　鉄筋破断率と節高比の関係

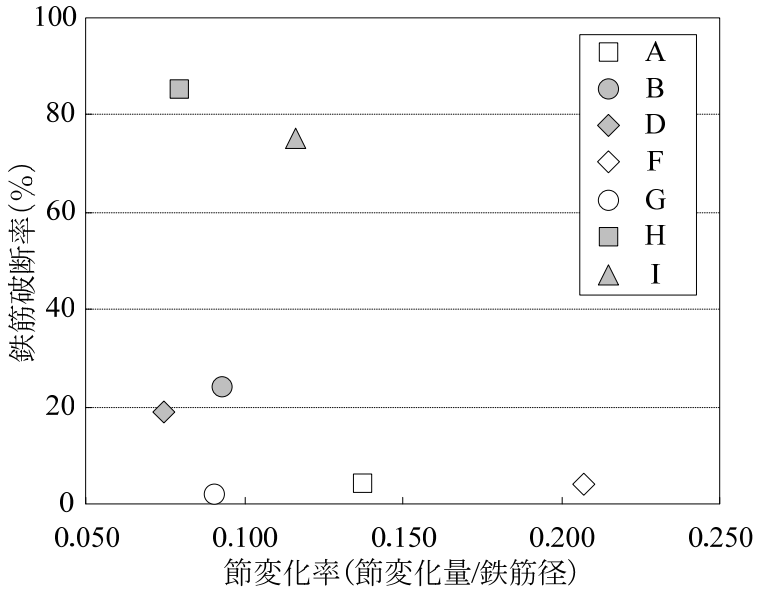


図-2.7　鉄筋破断率と節変化率の関係

２．４ まとめ

本章では，まず，鉄筋破断が生じた構造物の特徴に関して，既存の資料やヒアリング結果などを基に取り纏めることで，共通の要因が存在するか否かについて調査することとし，全国で鉄筋破断が生じた橋脚 9 基の調査履歴などから，複数の鉄筋破断が生じた橋脚を分類，複数破断が生じた橋脚の特徴把握を行った．分析結果より，以下のような共通点が明らかとなった．

(1) 対象橋脚の多くは 1970 年代に竣工された RC 梁で，竹節形状の鉄筋が使用されていた．また，損傷が生じた鉄筋の多くは D16 の帯鉄筋であった．対象橋脚 9 基は，竣工後概ね 20 年程度あるいはそれ以内の期間で鉄筋破断が生じた．

(2) 複数の鉄筋破断が生じた橋脚は，鉄筋破断率 15%以上の損傷を生じており，2，3 本以上の連続的な破断箇所が存在していた．一方，単数破断橋脚は，鉄筋破断率は 5%以下で，1 本の鉄筋が単独で破断している傾向であった．

(3) 道路橋示方書などで規定された最少曲げ加工半径 2.00d を下回るような急激な曲げ加工を施した場合，鉄筋は損傷を起こしやすく，曲げ加工半径が 1.60d を下回った場合，鉄筋破断率が大きくなる傾向が見られた．

(4) 節高比が 0.070 程度を上回ると鉄筋破断率が大きくなる傾向にあった．また，節変化率が 0.100 程度を下回ると鉄筋破断率が大きくなる傾向にあった．

第２章の参考文献

[2-1] Torii, K. , Yamato, H. and Liu, T. ：The Feature of Steel Bar Fracturing in ASR-Affected Bridge Pier and Its Mechanisms, Proceedings of the International Conference on Durability of Concrete Structures, Vol. 1, pp. 453-459, 2008

[2-2] 上原伸郎，幸左賢二，大代武志，山口和成：複数の鉄筋破断が生じた ASR 実構造物の鉄筋損傷評価，構造工学論文集，Vol. 59A，pp. 866-877，2013.3

[2-3] 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たなる対応－，コンクリートライブラリー，No. 124，pp. Ⅰ-32 - Ⅰ-65，2005

[2-4] 幸左賢二，川島恭志，合田寛基，興梠展朗：ASR 実構造物の鉄筋損傷に着目した調査・検討，構造工学論文集，Vol. 54A，pp. 723-730，2008. 3

[2-5] 豊福俊泰，吉岡博幸：セメントおよび電炉鉄筋の品質実態調査，セメント・コンクリート，No. 513，pp. 49-57，1989. 11

[2-6] 草野昌夫，幸左賢二，合田寛基，増田隆宏：ASR による鉄筋破断を生じた供試体の劣化性状評価，構造工学論文集，Vol. 57A，pp. 949-958，2011. 3

第3章　同一構造物内部で多数の鉄筋破断が生じたASR構造物詳細調査

３．１　概要

鉄筋破断は，鉄筋圧接部やスターラップ等の曲げ加工部で生じる現象であるが，特に，後者については，曲げ加工に伴い発生する初期の亀裂が基点となり，ASRの膨張作用が加わることで亀裂は進展し，場合によっては，破断にまで至ると考えられている[3-1]～[3-6]．しかしながら，既往の研究の多くは，ASR 劣化を模擬した実験的研究や解析的研究がほとんどであり，1本の鉄筋が破断に至るメカニズムは概ね明らかになったものの，実構造物内で生じている鉄筋損傷現象をひび割れ,あるいは部材変形などと関連付けて検討した例は少ないのが現状である．

したがって本章では，同一構造物内で40%以上にも及ぶ多数の鉄筋が損傷を起こした実構造物を検討対象とし，ASR構造物における鉄筋損傷要因と作用について検討した．第一に，部材位置毎の外観劣化状況とスターラップ曲げ加工部における鉄筋損傷状況との相関性を整理することで，それぞれの影響の有無について検討した．次いで，同一構造物内での損傷鉄筋の配列に基づく傾向分析から，多数の鉄筋に損傷が拡大した要因について一考を加えた．最後に，実橋の橋脚梁から切出された断面の観察と3次元的なひび割れ損傷状況を整理することで，構造物内部のひび割れ分布と方向性などを基に，ASR膨張による断面変形の推定，ならびに内部膨張作用が鉄筋曲げ加工部に及ぼした作用について検討した．

３．２　多数の鉄筋破断が生じたASR構造物の概要

３．２．１　対象橋梁諸元

今回検討の対象とした構造物は，北陸地方に位置し，1972（昭和47）年に完成した橋梁（以下D橋と称す；2章におけるD橋と同一構造物）である．**図-3.1**に橋梁側面図，**図-3.2**に橋脚概要図を示す．D橋は，2+2+3径間の鋼下路式単純ワーレントラス橋であり，下部工は張出式小判型RC橋脚6基からなる．建設後15年が経過した1987（昭和62）年頃から，躯体全面にASRによるひび割れが顕在化したため， 1987年から1990（平成2）年にかけてP1橋脚からP6橋脚，およびA1橋台，A2橋台の補修が行われた．補修は，建設省総合技術開発プロジェクト・コンクリートの耐久性向上技術の開発（土木構造物に関する研究成果）に基づき，エポキシ樹脂によるひび割れ注入，および柔軟形厚膜形被覆（A-1）による表面被覆が実施された．しかしながら，補修後5年程度が経過したころから，掛違い部を有するP2橋脚，およびP4橋脚の表面被覆上にひび割れが顕在化し，再劣化が急速に進行した（**写真-3.1**参照）．その後の詳細調査により，P2橋脚およびP4橋脚に複数の箇所で連続的な鉄筋破断が確認された．したがって，2004（平成16）年にはP2橋脚梁部と柱部，翌年にはP4橋脚梁部の打替えが行われた．さらに，その後の調査によってP6橋脚でも複数の鉄筋破断が確認されたため，2006（平成18）年には，P6橋脚梁部および柱部も打替えられている．

以上のように，D橋は，供用後17年の間にASR劣化が顕著に生じ，ひび割れ注入と表面被覆による補修後も5年程度の期間で表面被覆材を貫くほどのひび割れが発生するなど，わが国のASR橋梁の中でも極めて劣化度が高い橋梁として位置付けることができる．

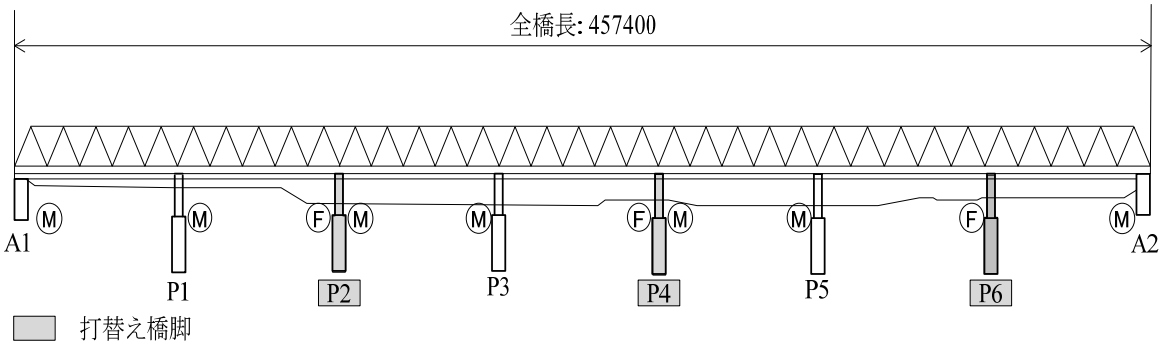


図-3.1　橋梁側面図

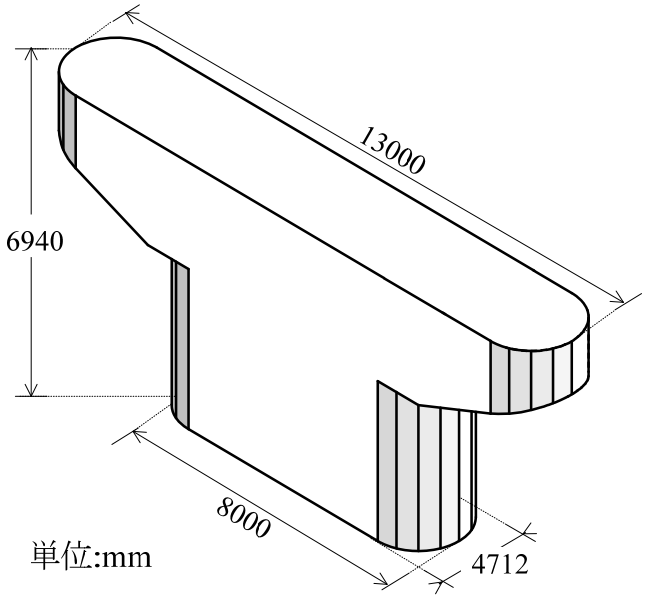


図-3.2　橋脚概要図



写真-3.1　P2 橋脚ひび割れ状況（再劣化；西側面）

３．２．２　コンクリートの力学的性状

D橋では，現在までにP2橋脚，P4橋脚，およびP6橋脚が打替えられている．また，打替え工事に合わせて，外観ひび割れ調査，コアによる圧縮強度，および静弾性係数の測定が行われた．外観ひび割れ状況については，次項で詳細に記述することとし，ここでは，P6橋脚梁部の柱頭部から採取した貫通コア（φ75×3000mm）によって確認された，打替え時におけるコンクリートの力学的な性状について記す．

P6 橋脚梁部で採取された貫通コアからは，かぶり部分のみならず鉄筋より深部の内部コンクリートにおいてもひび割れが確認されている．貫通コアで認められた内部コンクリートの状況を一例として**写真**-3.2 に示す．貫通コアからは，粗骨材内部やその周囲（**写真**-3.2(A)）において，顕著なひび割れ損傷が確認されるとともに，コアの割裂面では，コンクリート中の空隙内に白色のゲル状滲出物（**写真**-3.2(B)）が確認されるなど，明確な ASR 劣化が認められた．

図-3.3 に P6 橋脚から採取した貫通コアの圧縮強度および静弾性係数の試験結果[3-7]を示す．横軸はコンクリート表面からの距離を示しており，500mm までの比較的表面付近に位置する部分と 1300~2000mm 程度の深部について圧縮強度，および静弾性係数の試験が行われている．**図**-3.3 に示すように，圧縮強度については，梁部材の深さ方向において，設計基準強度 21N/mm² とほぼ同程度の計測結果が得られているが，静弾性係数については，圧縮強度値から想定される標準的な静弾性係数の推定値 23.5kN/mm² 程度に比べて 20~40%程度の値を示し，コンクリートの深部に至るまで大幅な低下が認められた．以上から，D 橋 P6 橋脚では，梁部材の深部に至るまで著しい ASR 劣化が生じていたことが確認されている．

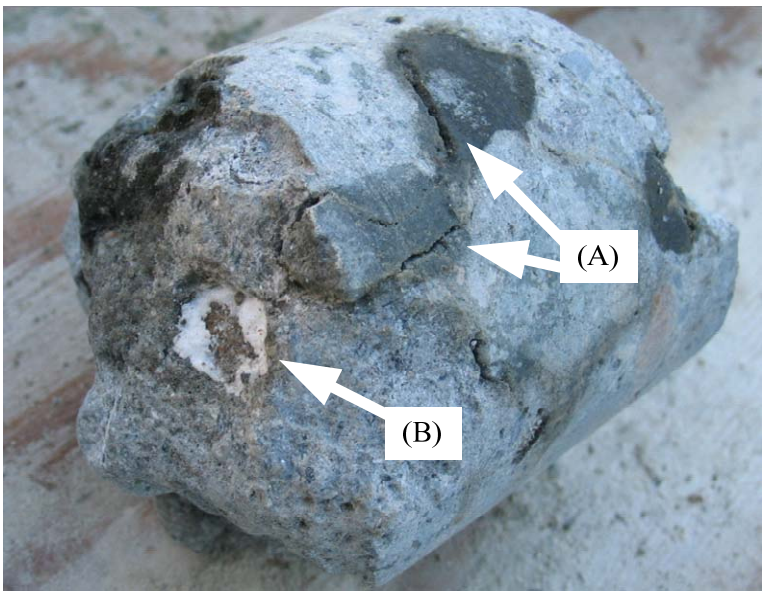


写真-3.2　P6 橋脚採取コアの状況 [3-7]

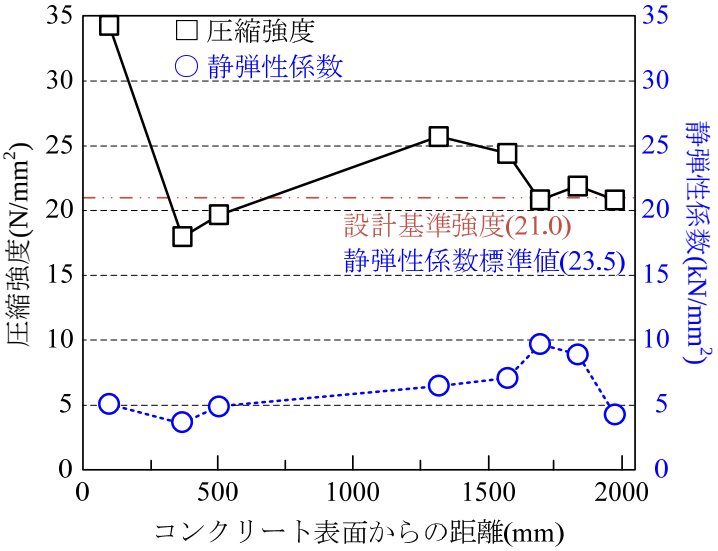


図-3.3　P6 橋脚貫通コアによる圧縮強度と静弾性係数の計測結果

３．２．３　外観損傷状況

本稿で検討対象としたD橋の各橋脚梁部におけるひび割れ状況を**図-3.4**に示す．打替え時に行われたひび割れ観察は表面被覆上からであり，被覆下には観察できなかった微細なひび割れもあると考えられるが，本項においては，特徴的なひび割れ損傷状況，およびその方向性等について概説することを目的とするため，顕著な損傷として表面被覆上に観察されたひび割れ図から評価を行うことにした．また，P2橋脚については，1989（平成元）年頃に実施されたひび割れ注入箇所の記録が残されていたことから，**図-3.4(1)**に示しているP2橋脚打替え時（2004年）におけるひび割れ状況と比較するため，**図-3.4(2)**に1989年のひび割れ注入箇所を示した．なお，**図-3.4**では，一例としてそれぞれの橋脚梁の東側面を示した．

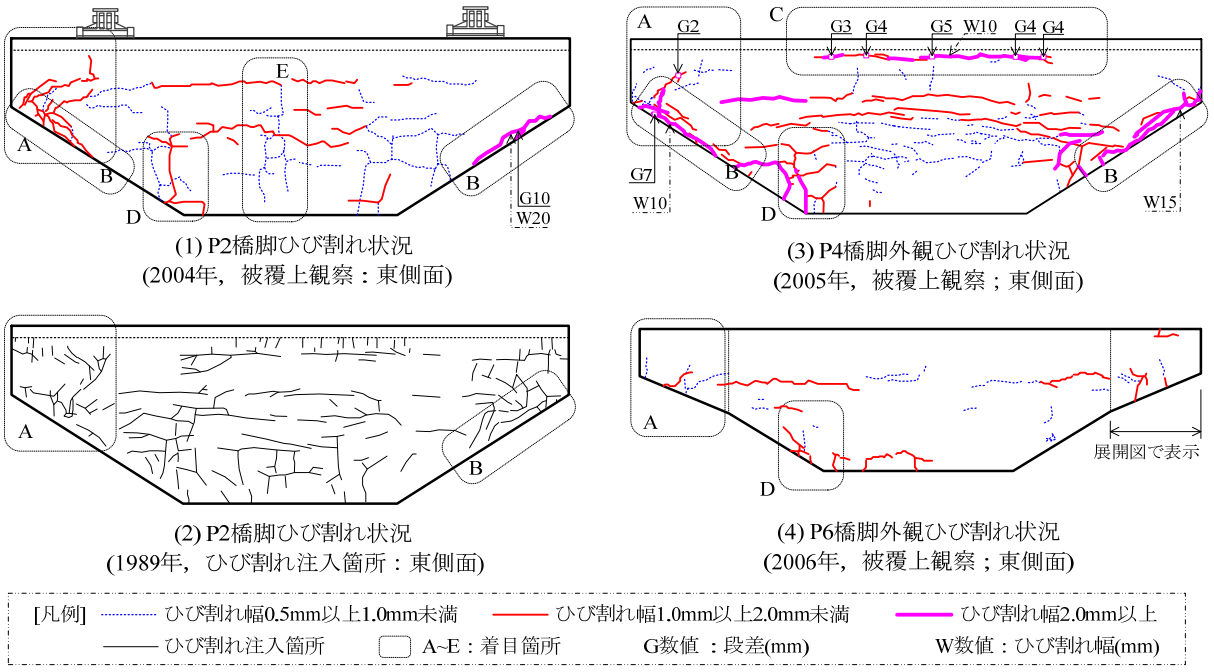


図-3.4　各橋脚梁部におけるひび割れ状況（東側面）

（１）腹部におけるひび割れの特徴

各橋脚打替え時におけるひび割れ状況（**図**-3.4(1)，(3)，および(4)）を概観すると，3橋脚ともに，腹部において水平方向のひび割れが卓越していることが明らかであり，被覆上ではあるものの幅1.0mm以上に進展し，特徴的に認められた水平方向のひび割れ発生位置は，梁天端から概ね1,000~1,500mmの位置であった．打替え時の調査データによると，本橋橋脚におけるコンクリートのかぶり厚さは，設計値100mmに対して，300mm程度のものも確認されているが，これを踏まえても，スターラップ曲げ加工部と水平ひび割れの発生位置とは，1,000mm程度の高低差となることから，鉄筋損傷との直接的な関連性は薄いと考えられる．

（２）着目箇所A

着目箇所Aでは，鉛直または若干の傾斜を持ちながら上下方向に発生したひび割れが認められる．ここで，着目箇所Aは，**図**-3.4各図の左側（上流側）であり，**写真**-3.1（P2左岸側）では右側にあたる位置である．**写真**-3.1を改めて見ると，下流側（写真左）には歩道が併設されているが，上流側（写真右）では，張出位置上部に構造物はなく，露出した状態にあることが分かる．**図**-3.4(1)に代表として示した支承の位置から考えると，着目箇所Aは，この露出部分に該当すると判断される．すなわち，着目箇所Aで認められた上下方向のひび割れは，他の箇所と比べて雨水等の外的要因の影響が加わったことで，特徴的に発生した可能性が窺われる．

（３）着目箇所B

梁下部の傾斜を有する隅角部の近傍である着目箇所Bを見ると，P2およびP4橋脚では，上流側と下流側ともに傾斜に沿った顕著なひび割れが発生しており，**図**-3.4中で「G」（段差）や「W」（ひび割れ幅）として示しているように，幅広く段差を伴う極めて顕著なひび割れ損傷が生じていた．P4橋脚における着目箇所Bの状況を**写真**-3.3に示す．なお，P6橋脚については，同様の箇所では特筆すべきひび割れ損傷は認められていない．着目箇所Bにおけるひび割れは，梁下面から200mm程度あるいはこれ以下の位置で発生しており，コンクリートのかぶり厚さ（100~300mm）を勘案すると，スターラップ曲げ加工部の位置と概ね一致することから，鉄筋損傷との関連性が十分に考えられる．なお，鉄筋損傷との関係性については，次節において詳述する．



写真-3.3　P4 橋脚における着目箇所 B の状況

（４）着目箇所C

着目箇所Cは，P4橋脚のみで特徴的に認められたひび割れ形態である．なお，**図-3.4**には示していないが，P4橋脚の左岸側では，同様のひび割れは認められていない．着目箇所Cの状況を**写真-3.4**に示す．当該箇所では，梁上部の掛け違い部天端から約200mmの位置において，ひび割れ幅2mm~4mm（最大幅10mm）で3mm~5mmの段差を有する水平方向のひび割れが約5mにわたり連続的に発生していた．しかし，他の橋脚および同橋脚の反対面で同様のひび割れが認められなかったことを考えると，P4橋脚右岸側に特有の要因があった可能性も考えられる．ここで，着目箇所Cと隣接する梁天端面には，表面被覆上に多くのひび割れが目視確認されており，伸縮装置の遊間からくる水分の影響を勘案すると，被覆材の遮水効果が特に低下していたことが要因の一つと推察された．いずれにしても，着目箇所Bと同様に，スターラップ曲げ加工部の埋設位置と概ね一致していることから，鉄筋損傷との関連性が十分に懸念される箇所と言える．



写真-3.4　着目箇所 C の状況

（５）着目箇所DおよびE

着目箇所Dでは，梁高が変化する位置において鉛直方向のひび割れが発生しておりP2橋脚，およびP4橋脚で顕著となっていた．当該箇所では，橋面排水管が設置されており（**写真-3.1**参照），この影響が及んだものと推察される．着目箇所Eは，P2橋脚の右岸側で確認された態様であり，他の橋脚では同様なひび割れは明確ではないが，比較的幅の小さなひび割れであることと，腹部の鉄筋拘束が弱い部分であることを考えると，亀甲状のひび割れが部分的に顕在化したと推察された．着目箇所Dについては，ひび割れ発生箇所とその形態を考えると，鉄筋損傷との関連性が懸念される箇所と言える．

３．２．４　外観ひび割れ損傷の経年変化

ここでは，D 橋の 3 橋脚の中で経年的なひび割れ損傷調査が実施された P2 橋脚を対象とし，1989（平成元）年と 2004（平成 16）年の調査結果からひび割れ損傷の経年変化について確認する．　なお，2004 年時については，表面被覆上からの調査であるため，被覆下に発生した微細なひび割れは考慮できない．しかしながら，ASR による特徴的な劣化は，被覆上の顕著なひび割れ劣化として観察されると考えられるため，本節では，経年変化の大まかな傾向について確認する．

（１）ひび割れ分布の分類方法

図-3.4(1)，および(2)に示した P2 橋脚梁東側面（右岸側）を概ね 1m×1m メッシュに区切り（以後，1m メッシュと称す），それぞれの区間で算出されたひび割れ密度（対象幅 0.1mm 以上；区間におけるひび割れ総延長を区間面積で除すことにより算出）を用いて作成したひび割れ密度の分布を**図-3.5(1)**，および(2)に示す．また，図中(i)~(iii)に示すように，スターラップ曲げ加工部を含む上隅角部，下隅角部，およびその他を腹部として 3 つの範囲を設定した．

(i)　　上隅角部：梁天端から下方に 1m の範囲

(ii)　　下隅角部：梁下面から鉛直上方に 1m 以上 2m 未満の高さを有する範囲

(iii)　　腹部：(A)および(B)に含まれない範囲

なお，掛け違い部の上段天端から高さ 1m 毎にメッシュの設定を行っているが，橋脚梁部の右岸側には掛け違い部の段差が存在するため，上隅角部のひび割れ密度については，掛け違い部分の高さ 200mm を減じた面積（幅 1000mm×高さ 800mm）を用いて算出している．

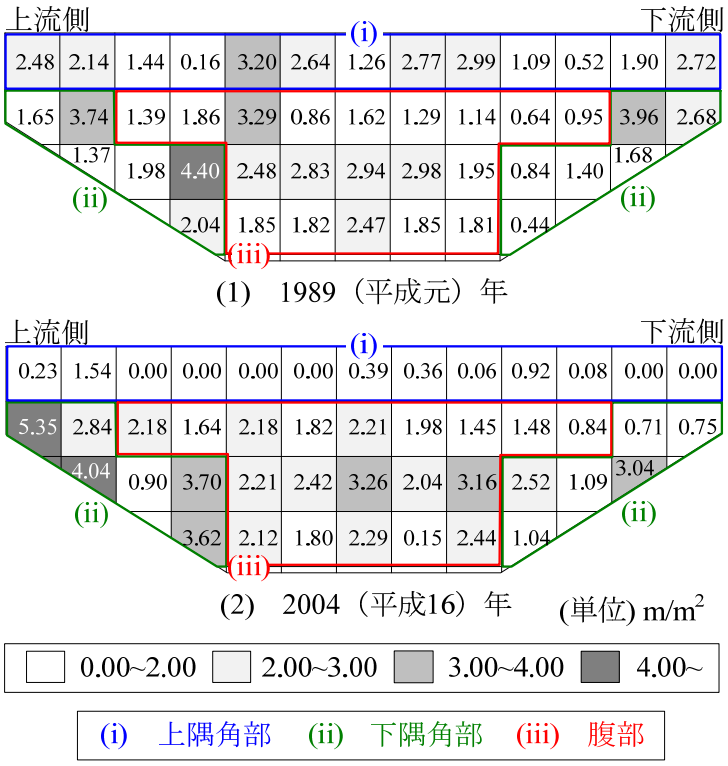


図-3.5　1m メッシュ区間のひび割れ密度分布

（２）ひび割れ密度の経年変化

図-3.6 に各範囲におけるひび割れ密度の経年変化を示す．**図-3.4** に示したように，P2 橋脚梁部におけるひび割れ箇所は，1989 年と 2004 年で必ずしも一致していないことから，**図-3.6** では，経年的な増加傾向を捉えることを目的に，1989 年の数値に 2004 年の数値を加えることにより，累積ひび割れ密度として表現した．

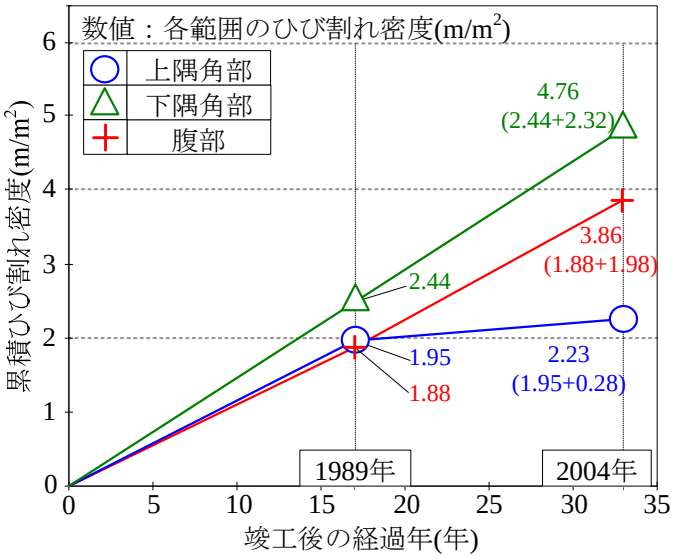


図-3.6　各範囲におけるひび割れ密度の経年変化

範囲ごとの全体的な傾向として，**図-3.6** に示した経年変化を見ると，下隅角部と腹部においては，竣工時をゼロとするとほぼ直線的にひび割れ密度の増加が確認できる．一方で，上隅角部については，1989 年時点まで他の範囲と同等なひび割れ密度を呈していたが，その後 2004 年までの間にはひび割れ密度の増加が少なく，他の範囲とは異なる傾向となっている．

次に，各メッシュにおけるひび割れ密度の算出結果を 1989 年と 2004 年における調査結果の比較として**図-3.7** に示す．なお，プロットは，前述の上隅角部，下隅角部，および腹部の 3 種類に区分して表記した．

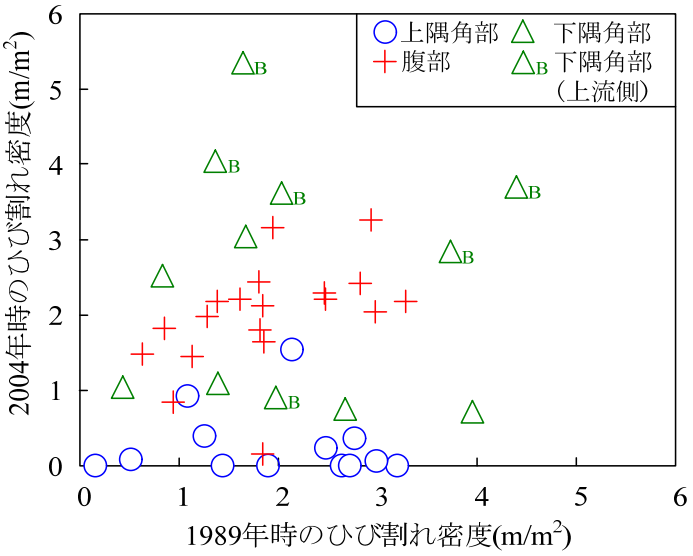


図-3.7　各メッシュにおけるひび割れ密度

腹部（図中＋印）における両調査時の数値を比較すると，概ね正の相関関係にあったことが窺える．腹部に分類した範囲は，比較的に外的要因が少ない箇所であることを考えると，1989年から2004年までの15年間についても内在的な要因によって，引き続きASR劣化が一定の割合で進行していたと考えることができる．一方で，下隅角部（図中△印）を見ると，**図-3.6**では腹部と同様な傾向となっていたものの，個別のメッシュから判断すると，位置ごとに傾向は大きく異なっている．特に，上流側の張出部付近（**図-3.4(1)**着目箇所B）では，他の箇所と比して1989年から2004年までの15年間で劣化が特に大きく生じていたことが確認でき，固有の劣化要因の存在が窺える．なお，上隅角部については，1989年から2004年までの15年間におけるひび割れ発生量が概ね少ないことから，当該箇所については，ひび割れ注入と表面被覆によってASRの発生が抑制されていたと推察される．

３．３　複数鉄筋の損傷分類に基づく傾向分析

本節では，D 橋 3 橋脚（P2，P4，P6）それぞれの打替え時において実施された鉄筋の詳細な目視観察結果を基に，本研究における一次調査として，部材位置ごとの損傷鉄筋数とその配列から分析を行うことで，鉄筋損傷の要因について一考を加える．なお，ひび割れが広く開口していた 3.2 節記載の着目箇所 C においては，曲げ加工部外側の鉄筋表面に腐食が認められるものもあったが，ほとんどの損傷鉄筋で顕著な鋼材腐食は認められなかった．

３．３．１　対象橋脚の鉄筋損傷状況

図-3.8 にスターラップ曲げ加工部で目視確認された対象橋脚の鉄筋損傷状況を示す．**図-3.8(1)**は，P2 橋脚東側面からみた鉄筋の損傷状況を示しており，**図-3.8(2)**に P4 橋脚，**図-3.8(3)**には P6 橋脚の同じく東側面からみた鉄筋損傷状況を示している．図中では，鉄筋の損傷状態によって 3 つのプロットに分けて表記している．橋脚からはつり出した鉄筋の目視観察結果から，破断していたものを破断鉄筋，亀裂が認められたものを亀裂鉄筋，および亀裂が確認されなかったものを健全鉄筋としている（**図-3.8(4)**参照）．なお，プロットのないところは調査を行っていない箇所である．また，**図-3.8(5)**に示すように，P2，P4 橋脚は掛け違い部を有していることから，2 つのスターラップ(i)および(ii)から構成され，P6 橋脚については，スターラップ(ii)のみで構成されている．なお，以後それぞれの曲げ加工部は，方向(地名の頭文字 T，K)と上下(U，L)を用いた**図-3.8(5)**に示す記号（TU，KU など）で表記する．

図-3.8 を見ると，3 つの橋脚それぞれで部材全体にわたり極めて多くの鉄筋が損傷（破断および亀裂）していることが分かる．また，損傷鉄筋の梁軸方向における配列を概観すると，**図-3.8(2)**中に示したように，(a)損傷鉄筋が連続的に確認される箇所，(b)隣接する鉄筋で亀裂が確認されず単独で鉄筋破断に至った箇所が認められた．さらに，(c)のような損傷鉄筋と目視上健全と判断された鉄筋が交互に配列するような箇所も確認された．なお，(a)，(b)，および(c)の配列は，各橋脚梁部の隅角部ごとの損傷程度によって，発生頻度が幾分異なるように見受けられるものの，P2，P4，および P6 橋脚でも同様の配列がそれぞれ確認される．

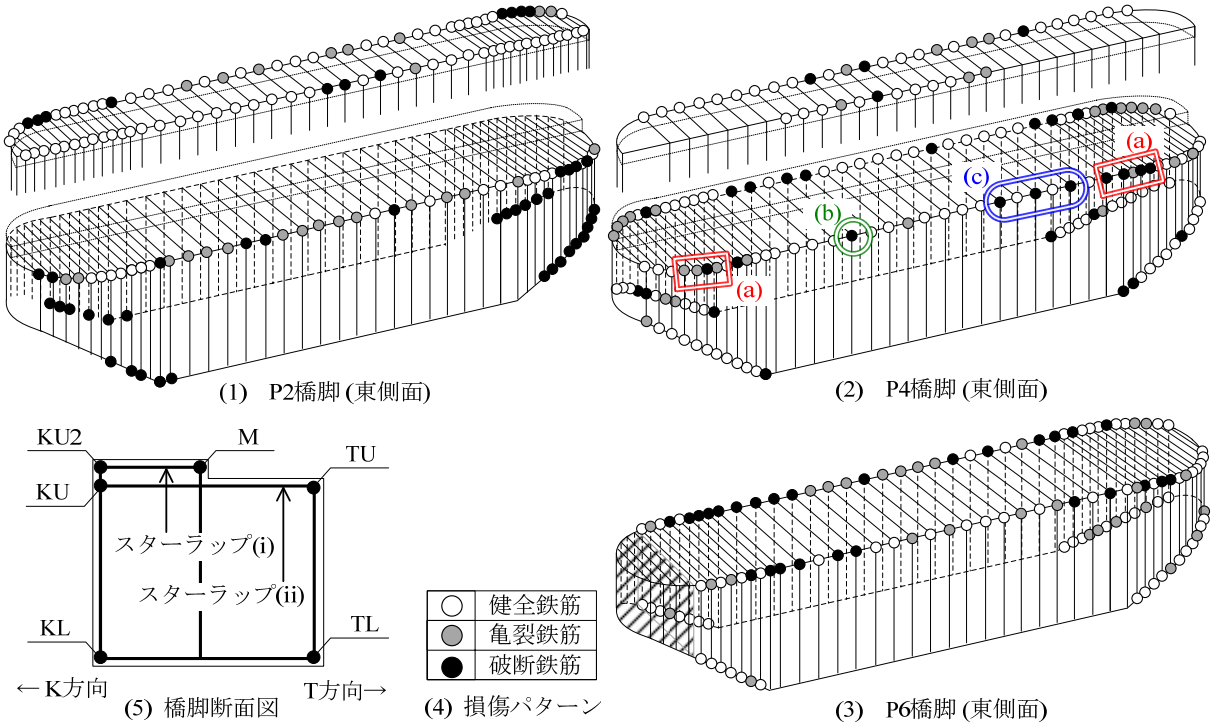


図-3.8　対象橋脚の鉄筋損傷状況

３．３．２　隅角部ごとの損傷割合

次に，梁軸方向の各隅角部に分類した損傷割合を**図-3.9** に示す．なお，損傷割合は，各隅角部の亀裂鉄筋と破断鉄筋の合計本数を当該隅角部の調査本数で除すことにより求めている．

図-3.9 より，掛け違い部の上段にあたる KU2 では損傷度 36%（P2）と 25%（P4），および M では 9%（P2），33%（P4）と他の上部隅角部よりも若干損傷割合が小さい傾向にあった．また，掛け違い部下段に位置する上部隅角部（TU，KU）は，P6 橋脚で損傷割合が 69%と大きくなっているが，P2 および P4 では概ね 50%の損傷割合となっている．下隅角部（TL，KL）では，全数調査が行われていない箇所があるものの，P2 橋脚で調査本数のすべてが破断しているなどの大きな損傷が生じており，一方で P4，P6 橋脚では，下隅角部（TL，KL）の方が他の隅角部と比べて損傷割合が概ね小さくなっていた．ただし，**図-3.9** に示す P2，P4，および P6 橋脚の各合計割合では，それぞれ 46%，35%，および 46%となっており，橋脚単位の損傷割合は，3 橋脚でほぼ同等となっている．

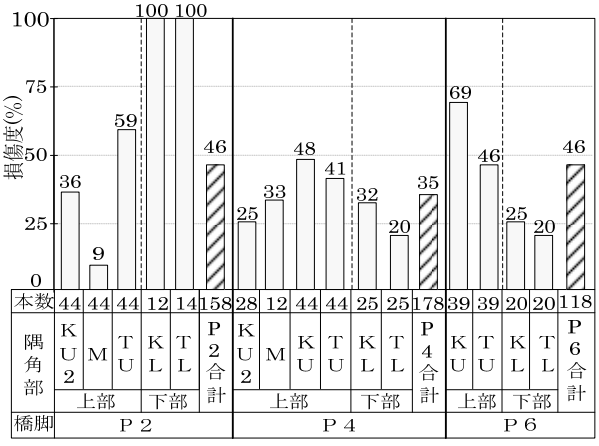
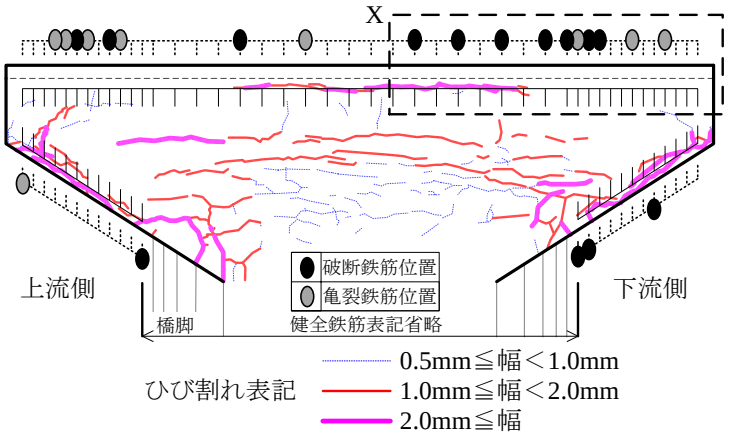


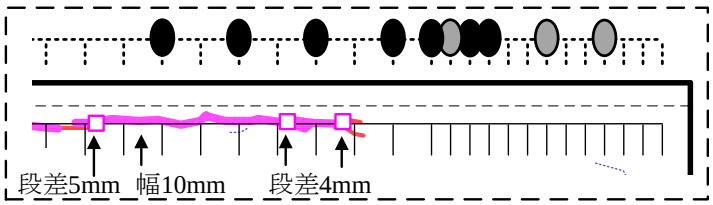
図-3.9　橋脚隅角部ごとの損傷割合

３．３．３　ひび割れと鉄筋損傷状況

3.2.3 項で着目箇所 A から E として示したように（**図-3.4** 参照），対象橋脚の梁側面には，いくつかの特徴的と思われるひび割れ損傷が認められている．**図-3.10** には，スターラップ曲げ加工部との位置関係から判断し，鉄筋損傷との関連性が窺われた着目箇所 A，B，および C に比較的大きなひび割れ損傷が生じていた P4 橋脚東側面を例に，ひび割れと鉄筋損傷箇所を対比させて示した．



(1)　P4梁部東側面全体図



(2)　X部拡大図

図-3.10　ひび割れと鉄筋損傷箇所の対比　(P4 橋脚梁部；東側面)

図-3.10 中では，梁側面内に実線で示した位置がスターラップ曲げ加工部の埋設箇所と対応している．ただし，鉄筋損傷状況の表記は，図中においてひび割れ表記と重なることを避けるため，梁側面の外側へ改めて示した破線上に示している．また，健全鉄筋の表記は省略した．

上流側張出部（**図-3.4(3)**，着目箇所 A）では，梁上部において複数本の損傷鉄筋（破断および亀裂）が確認されるが，梁上部付近のひび割れは，幅 0.5mm 以上 1.0mm 未満であり全体からすれば軽微なひび割れ損傷であった．

一方，梁下部（同，着目箇所 B）では，表面被覆が施された外観上において，連続的に発生した幅 2.0mm 以上のひび割れや一部（上流側亀裂鉄筋近傍）では 7mm の段差も確認されていたが，損傷鉄筋の発生本数は，上流側，下流側ともに 1 ないし 3 本程度に留まっていた．次いで，柱頭部に位置する梁上部（同，着目箇所 C）では，3.2.3 項で記述したように，おおよそスターラップ曲げ加工部と一致する位置で幅，長さともに卓越し，3mm から 5mm の段差を有する連続的なひび割れが確認されており，当該箇所では，損傷鉄筋も複数本確認された．ここで，**図-3.10(2)**に着目箇所 C から下流方向の拡大図を示す．拡大図の左側では，顕著なひび割れとともに鉄筋破断が生じているようにも見えるが，幅 10mm 段差 4mm を有する著しい連続的な

ひび割れにもかかわらず，破断鉄筋と健全鉄筋が交互に混在し，また，拡大図右側では，顕著な鉄筋損傷が認められたものの，明確なひび割れは認められていない．

ここで，参考文献[3-8]などによれば，ひび割れ幅 2mm 以上の連続ひび割れや，T 型橋脚上部で特徴的に認められるひび割れパターン（幅 1mm 以上の連続ひび割れ）が確認された場合には，内部の鉄筋が破断している恐れがあるとされている．本橋脚においても，顕著なひび割れ損傷が発生している箇所は，鉄筋破断が懸念される箇所ではあるものの，一方で，外観の損傷箇所と内部鉄筋の損傷程度は必ずしも一致していないことから，ひび割れ状況のみから鉄筋損傷，あるいは破断の位置を正確に特定することは難しいと考えられる．

３．３．４　梁軸方向における損傷鉄筋分布

D 橋では，橋脚梁の曲げ加工部で 40%前後の鉄筋損傷が生じており，連続的な鉄筋損傷も多数発生していた．既往の研究[3-6]では，**図-3.11** において，鉄筋損傷拡大時に想定されるメカニズムの例として示すように，1 本の鉄筋が破断に至り，周辺へその影響が及んだと推定されている．この場合，最初に破断した鉄筋（A）を概ね中心として，損傷が伝達されたような分布が形成されている可能性が考えられる．しかしながら，**図-3.8(2)**で既に示したように，損傷鉄筋が連続的に並んでいる箇所（図中(a)）がある一方で，破断鉄筋の両側が健全鉄筋というように損傷が単独で生じている箇所（図中(b)，(c)）も認められた．このことから考えると，既往の研究で想定されたメカニズムだけでは，単独で生じた鉄筋損傷箇所を十分に説明することができない．したがって本節では，破断鉄筋周辺における梁軸方向の損傷鉄筋分布を基に，鉄筋が損傷に至った進展の傾向について考察を加える．

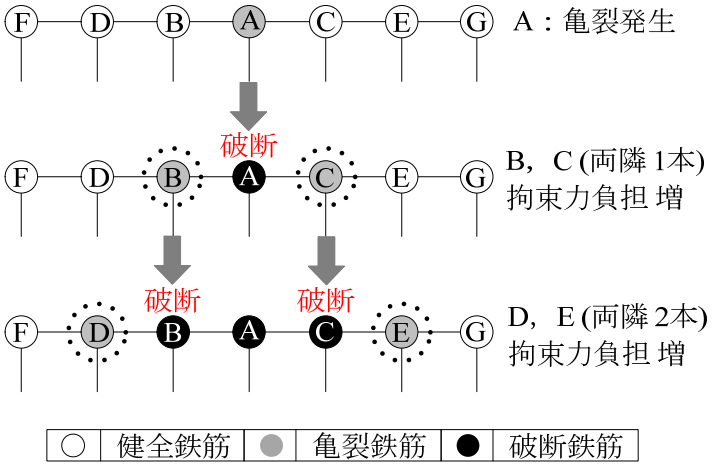


図-3.11　鉄筋損傷拡大時に想定されるメカニズムの例

（１）分析手法と定義

梁軸方向における損傷鉄筋分布の分析方法を**図-3.12** に示す．ここでは，3 橋脚それぞれの打替え時における目視観察結果から，破断鉄筋位置を基準として，両隣 3 本までの鉄筋の損傷状況に着目した分析を行う．具体的には，**図-3.12** に示す分析範囲(例)の破断鉄筋 A を基準とし，両隣 3 本の計 6 本（B～G）を破断鉄筋 A に対する分析対象とした．ついで，B と C を 1 本目，D と E を 2 本目，および F と G を 3 本目として，鉄筋の目視観察結果における損傷状態（破断，

亀裂，健全）に基づく分類を行い，P2，P4，および P6 橋脚それぞれの TU 隅角部のすべての破断鉄筋について同様な分類を行った．なお，**図-3.9** で既に示したように，対象橋脚の鉄筋損傷度は橋脚ごと，隅角部ごとに異なる数値を示していたが，橋脚単位の損傷度（P2；46%，P4；35%，P6；46%）と各橋脚の TU 隅角部の損傷度（P2-TU；59%，P4-TU；41%，P6-TU；46%）は，比較的同程度な数値を示しており，3 橋脚でほぼ同等な値であったことから，本項では，TU 隅角部を検討対象に選定した．

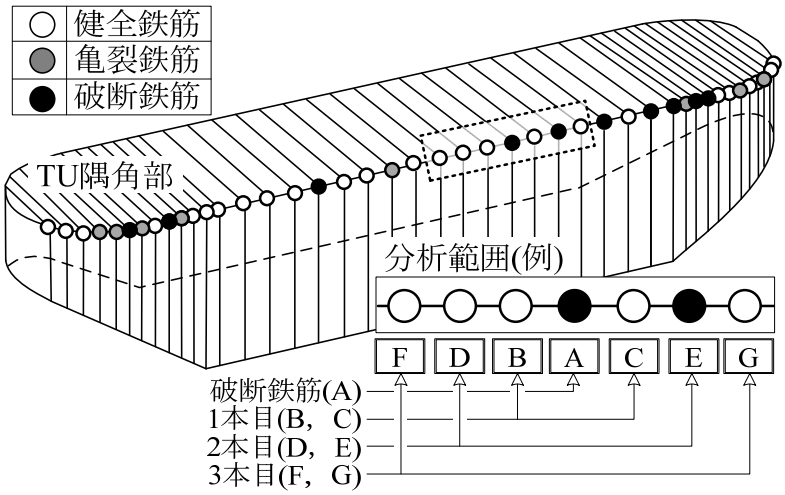


図-3.12　梁軸方向における損傷鉄筋分布の分析方法

（２）破断鉄筋周辺における鉄筋損傷状態の分析

図-3.13 に 3 橋脚の TU 隅角部における破断鉄筋周辺の損傷鉄筋分布を示す．破断鉄筋本数は，P2，P4 でそれぞれ 10 本，P6 橋脚では 11 本確認されている．なお，破断鉄筋を基準としたそれぞれの位置関係における評価の対象本数を図中に n=として記載しているが，P2 橋脚 TU 隅角部では上流側の梁端部で破断鉄筋が生じていたことから（**図-3.8(1)**参照），破断鉄筋の隣に鉄筋が存在しない場合もあり，n=17~19 と破断鉄筋本数に対して評価の対象本数が少なくなっている．また，各図の上部には，TU 隅角部（44 本）の損傷鉄筋存在割合を示しているが，P6 橋脚上流側は，スターラップ 4 本分の幅で梁端部を切断している関係で内部鉄筋の観察が行われていないことから，母数は 40 本となっている．

ここで，**図-3.13(2)**を用いて具体的に説明する．**図-3.13(2)**は P4 橋脚 TU 隅角部において破断鉄筋位置を基準とした鉄筋損傷割合を示したものである．P4 橋脚 TU 隅角部では，44 本の鉄筋のうち破断鉄筋が 10 本（22.7%），亀裂鉄筋 8 本（18.2%），健全鉄筋 26 本（59.1%）の分類結果となった．次に，破断鉄筋 10 本のそれぞれから 1 本目の順位となる鉄筋（**図-3.12** に示した B および C）は合計 20 本（n=20）あり，これらの損傷状態を整理した結果，破断鉄筋 4 本（20.0%），亀裂鉄筋 5 本（25.0%），および健全鉄筋が 11 本（55.0%）の割合となった．鉄筋の破断が及ぼした周辺への影響評価は，P4 橋脚 TU 隅角部の損傷鉄筋存在割合（前者）と破断鉄筋から 1 本目から 3 本目となる鉄筋の損傷状態（後者）をそれぞれ比較することにより行うことにした．

改めて**図-3.13** を見ると，**図-3.13(1)**に示した P2 橋脚における破断鉄筋位置を基準とした損傷鉄筋割合では，破断鉄筋の割合が 3 本目から 1 本目に向かって 11.8%，22.2%，42.1%と顕著に増加する傾向にあることが分かる．この傾向から考えると，P2 橋脚における鉄筋の損傷は，

破断鉄筋を基点として周囲に拡大する傾向を示していると考えられる．

次に，**図-3.13(3)**に示した P6 橋脚における破断鉄筋位置を基準とした損傷鉄筋割合を見ると，1 本目（両隣）よりも 2 本目，3 本目の方が破断鉄筋の割合が大きいことを考えれば，鉄筋損傷が伝達された傾向は明確ではないものの，P6 橋脚 TU 隅角部全体の破断鉄筋割合である 27.5%（11 本/40 本）と比べて，1 本目から 3 本目までがこれよりも高い比率（36.4%，45.5%，45.5%）を示していることを考えると，周囲に影響を及ぼした可能性も考えられる．

一方で，**図-3.13(2)**に示す P4 橋脚の傾向を見ると，破断鉄筋の隣（1 本目）に位置する破断鉄筋の割合は，P4 橋脚 TU 隅角部全体の破断鉄筋存在割合 22.7%（10/40 本）よりも小さく，また，亀裂鉄筋および健全鉄筋の傾向も破断鉄筋からの順位に基づく明確な傾向が認められない．

以上から，1 本の鉄筋が破断することで，周囲に影響を及ぼしながら損傷が拡大した場合と，周辺に有意な影響を及ぼさず，鉄筋損傷がランダムに拡大した場合の 2 通りが考えられた．後者のようにランダムな損傷分布が生じたことを考えると，配筋された鉄筋自体の特性や，ばらつきなども要因の一つと考えられる．

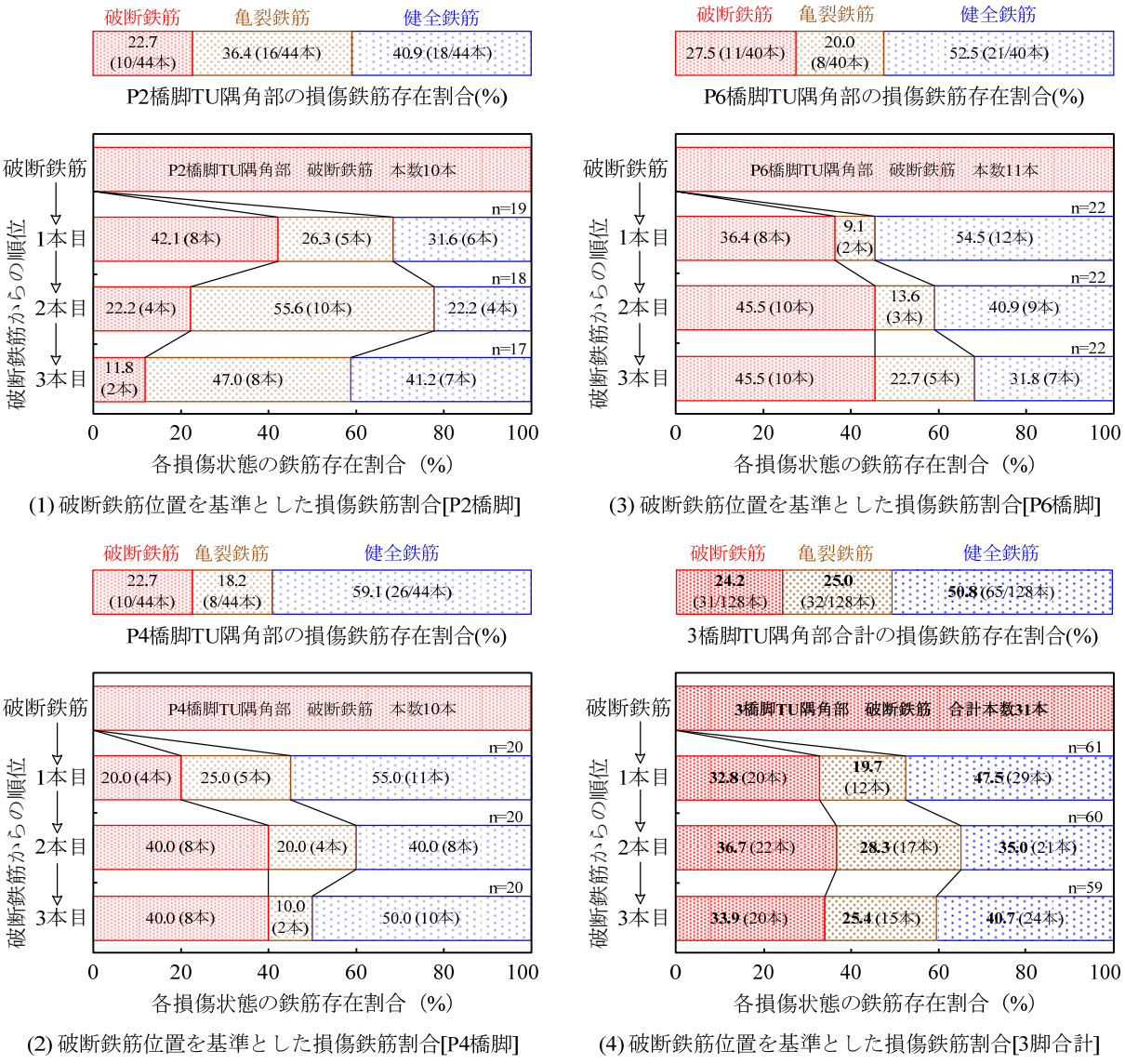
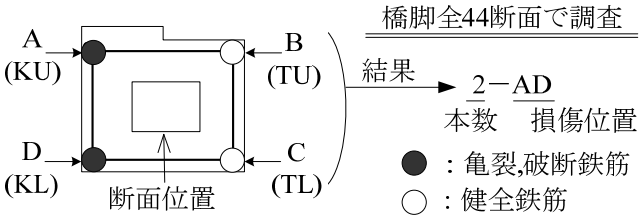


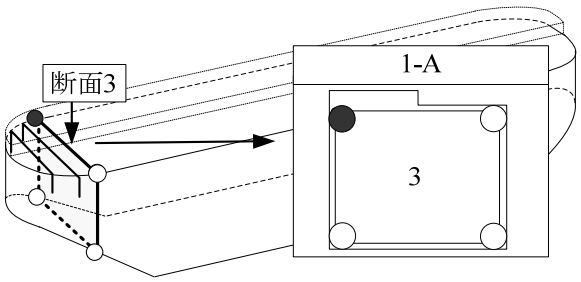
図-3.13　破断鉄筋周辺の損傷鉄筋分布

３．３．５　梁断面方向における損傷鉄筋分布

同一スターラップ内で生じた鉄筋の損傷が他の曲げ加工部に影響を及ぼすことも可能性としては考えられ，また，鉄筋加工に伴う何らかの不具合が生じ，損傷を助長する因子になったと考えると，同一鉄筋からなる特定のスターラップにおいて損傷が集中するなどの傾向が生じる可能性も想定された．したがって本項では，同一のスターラップにおける曲げ加工部 2 箇所ないし 4 箇所での鉄筋損傷状況をパターン分類し，鉄筋損傷の発生傾向に関する分析を行った．なお，分析対象は，P4 橋脚の TU，および KU を含む 44 本のスターラップ（梁部 26 本，柱部 18 本）とした．**図-3.14** に橋脚の各断面で発生したスターラップの損傷状況の調査方法を示す．なお，亀裂および破断鉄筋はいずれも損傷鉄筋として整理した．



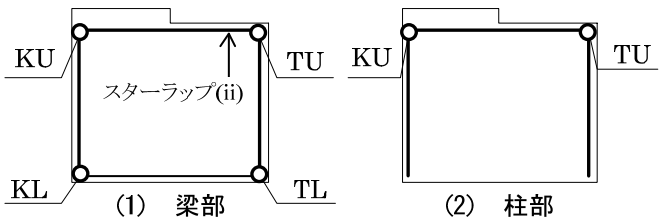
(1)　断面の鉄筋損傷状況



(2)　断面3の調査結果

図-3.14　断面の鉄筋損傷状況の調査方法

損傷状況の表記は，**図-3.14(1)**に示すように，断面内の隅角部を A（KU），B（TU），C（TL），および D（KL）とし，断面内に含まれる損傷数とその損傷位置を数値と記号で示している．例えば**図-3.14(1)**では，2 箇所の曲げ加工部で鉄筋が損傷しており，その位置は A（KU）と D（KL）であることから「2－AD」と表記する．なお，断面の模式図中央には，下流側から数えた鉄筋位置を数値で示す（1～44）．具体例として，下流側から 3 番目に位置するスターラップの分類結果を**図-3.14(2)**に示している．各隅角部の損傷鉄筋本数を**図-3.15** に示すが，本節で対象とする P4 橋脚隅角部では，KU で 21 本（梁部 15 本，柱部 6 本），TU で 19 本（梁部 13 本，柱部 6 本），TL で 5 本（梁部），KL で 8 本（梁部）の損傷鉄筋が確認されている．



	梁部				柱部	
隅角部	KU	TU	KL	TL	KU	TU
調査数(本)	26	26	26	26	18	18
損傷鉄筋(本)	15	13	8	5	6	6
損傷割合(%)	58	50	31	19	33	33

図-3.15　P4 橋脚各隅角部の損傷鉄筋本数

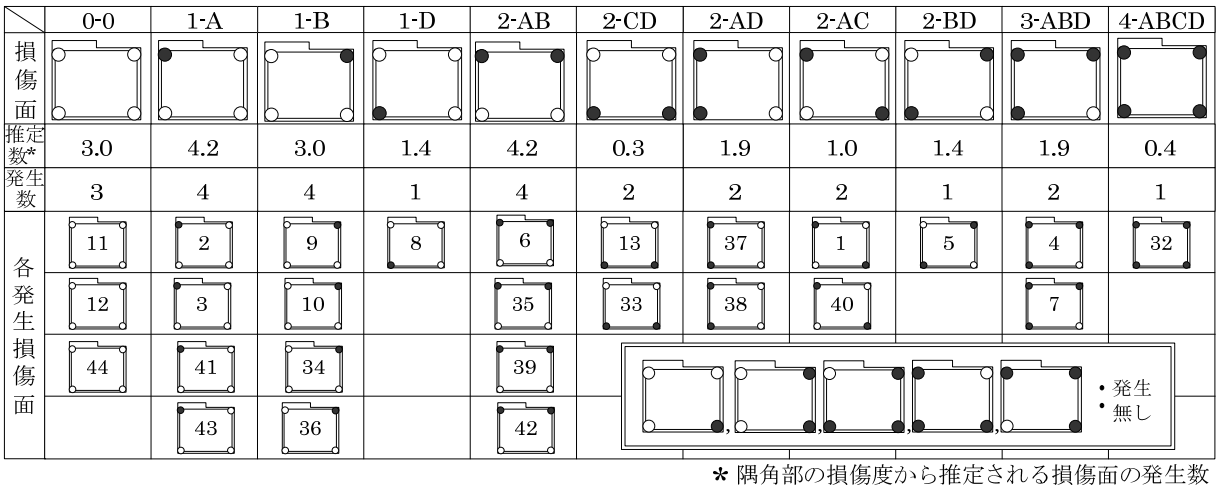
梁部のスターラップ 26 本で行った分類結果の一覧を**図-3.16** に示す．なお，図中の「発生無し」と記した 5 つの損傷パターンは確認されなかった．**図-3.16** より，最も多い損傷のパターンとしては，1－A，1－B，2－AB がそれぞれ 4 本となっている．また，同一スターラップの 1 箇所のみが損傷しているものは 9 本，2 箇所以上で損傷しているものは 14 本となっており，複数箇所で損傷しているものの方が多い結果となった．

ここで，**図-3.15** に示した P4 橋脚各隅角部の損傷割合を基に，鉄筋損傷位置の組み合わせから確率的に発生が見込まれるパターンごとの推定数を算出した結果，**図-3.16** に示す通りとなった．推定数の算出方法について，具体的に「2－AB」を例に挙げて以下に説明する．まず，**図-3.15** より梁部における隅角部の損傷割合は，A（KU）: 58%，B（TU）: 50%，C（TL）: 19%，D（KL）: 31%となっている．したがって，「2－AB」が発生する確率は 0.58×0.5×(1－0.19)×(1－0.31)，すなわち 0.16 となる．この値に梁部の調査本数 26 を掛け合わせることで推定数 4.2 を算出している．

各発生パターンの推定数は，**図-3.16** に同じく示している実際の発生数とよく一致しており，いずれかのパターンが特に多いなどの傾向は認められない．すなわち，P4 橋脚では，上部隅角部（TU，KU）の方が下部隅角部（TL，KL）よりも若干高い損傷割合を示していることから A（KU）と B（TU）を含む損傷パターンが比較的多くなっているが，これらも含めて，断面方向のスターラップ損傷は，隅角部ごとの損傷割合に基づきランダムな分布と判断された．

次に，柱頭部に位置するスターラップ 18 本の分類結果を**図-3.17** に示す．柱部についても梁部と同様に，確率的に求めた推定数と実際の発生数はよく一致しており，損傷パターンは隅角部の損傷割合に基づくランダムな分布であると判断された．

3.3.4 項「梁軸方向における損傷鉄筋分布」の結果を踏まえると，本橋脚では，梁軸方向および断面方向の双方において，損傷鉄筋の発生分布に明確な規則性を有していなかった．特に，健全鉄筋と健全鉄筋の間で破断鉄筋が存在したことなどを勘案すると，損傷鉄筋の分布は，隣接する鉄筋や周辺の応力状態に依存したというより，むしろ，橋脚全体で不規則に発生した結果とも考えられた．



* 隅角部の損傷度から推定される損傷面の発生数

図-3.16　各断面の鉄筋損傷（梁部）

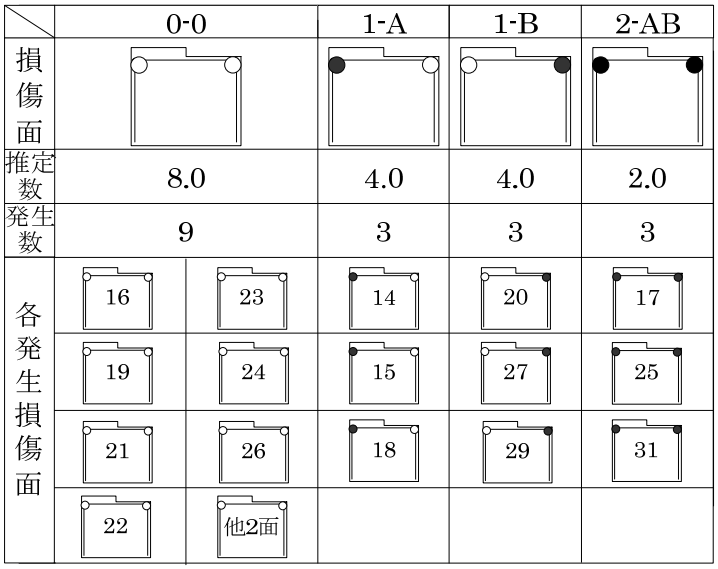


図-3.17　各断面の鉄筋損傷（柱頭部）

３．４　内部損傷分析

3.3 節において，コンクリート内部で生じている鉄筋損傷の状態は，外観上のひび割れ損傷と必ずしも密接な関係性を有していなかった．しかしながら，D 橋は複数の鉄筋が破断するほどの著しい変状が生じた構造物であり，鉄筋曲げ加工部に作用する部材変形などの影響は，内部のひび割れ損傷として観察される可能性があると考えられた．したがって，本節では，ASR によるコンクリートの内部劣化と部材変形について，P6 橋脚梁先端部における切断片の断面観察を基に考察を加えることにした．

３．４．１　評価対象切断面

P6 橋脚では，打替え時に梁軸直交方向の 2 断面でワイヤーソー切断が行われた．P6 橋脚張出部の切断位置を**図-3.18** に示す．P6 橋脚張出部の切断は，上流側の梁端部から 1100mm の位置（A 切断面と称す），および同 600mm の位置（B 切断面と称す）の 2 箇所で行われ，切断面の寸法は，A 切断面で 1900mm(h)×2820mm(w)，B 切断面で 1600mm(h)×2180mm(w)である．

躯体内部におけるひび割れの概観として，A切断面のひび割れ状況を**図-3.19**に示す．RC部材内部におけるひび割れに関しては，適切な鉄筋拘束が作用する場合，顕著な損傷を生じていないとも考えられたが，断面観察の結果からは，表層付近のみならず躯体深部においても顕著なひび割れが確認され，幅0.2mm以上のひび割れを評価対象としたA切断面のひび割れ密度は，6.13m/m^{2}となった．次項以降において，断面内のひび割れ分布，およびその方向性に着目した詳細な分析を行う．

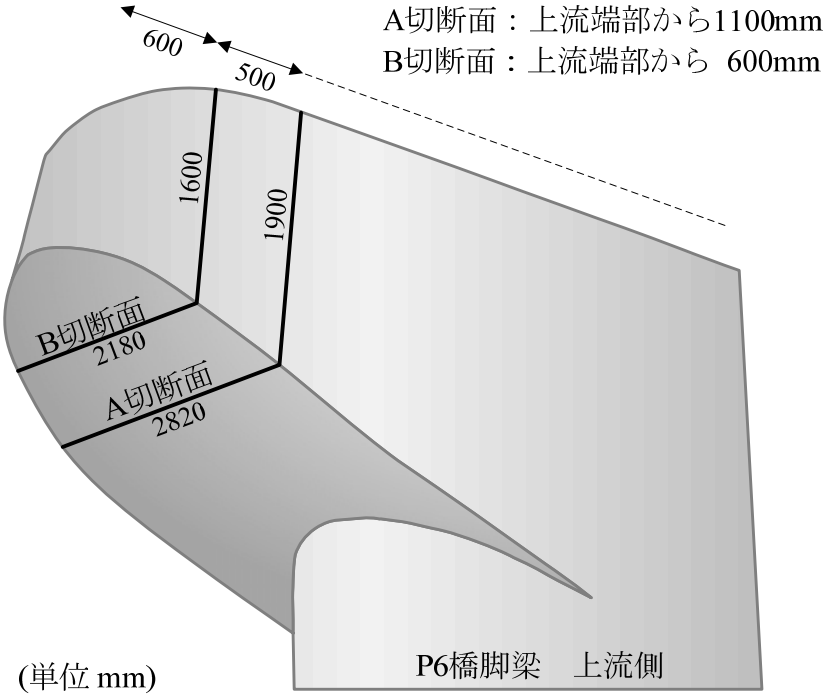


図-3.18　P6 橋脚張出部の切断位置

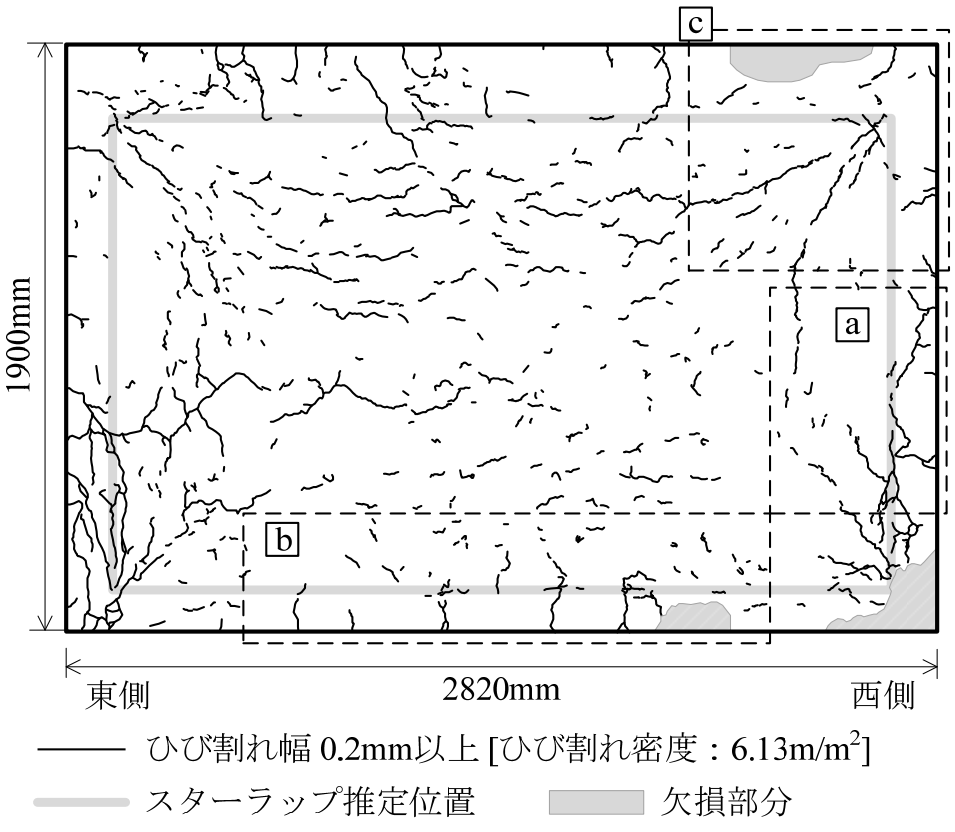


図-3.19　A 切断面のひび割れ状況

３．４．２　躯体内部のひび割れ損傷分布

本項では，内部ひび割れの分布を整理し，主にASRによる鉄筋損傷が生じやすいスターラップ筋との位置関係から一考を加える．

図-3.20にA切断面のひび割れ密度の分布を示す．図中に示したメッシュは，A切断面の幅方向，および高さ方向をそれぞれ10等分した100分割のメッシュとした．したがって，一つのメッシュの幅は282mm，高さは190mmとなっている．また，メッシュ内の数値は，各メッシュのひび割れ密度（幅0.2mm以上対象）である．A切断面全面から算出したひび割れ密度は6.13m/m²であったことから，**図-3.20**における表記では，メッシュごとのひび割れ密度6.1m/m²を境界としてひび割れが平均より小さいメッシュを無色（6.1m/m²以下），平均よりひび割れ密度が大きいメッシュは，図中に示す3つの範囲に区分し，灰色から黒色に着色して示した．

図-3.20をみると，ひび割れ密度が大きいメッシュは外周縁，あるいはこれより少し内側（1～2メッシュ程度）に多く分布していることが確認された．ここで，**図-3.19**に示したスターラップ推定位置と合わせて考えると，ひび割れ密度が大きなメッシュは，概ねスターラップに相当する位置，あるいは若干内側にあたる部分であり，特に，スターラップの内側にあたる位置では，顕著なひび割れ損傷を示す範囲が連続的に生じていることがわかる．

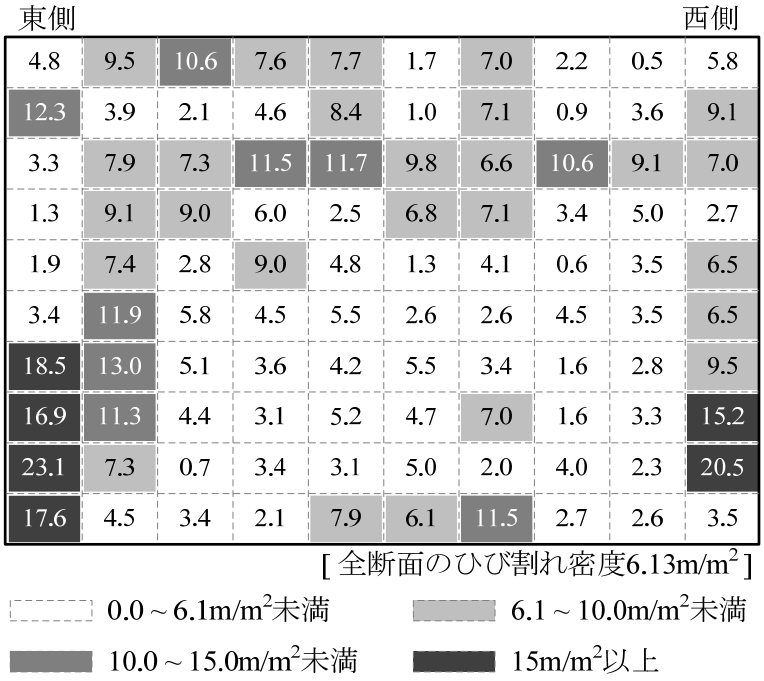


図-3.20　ひび割れ密度の分布

３．４．３　内部ひび割れの方向性

続いて本項では，内部ひび割れの方向性をメッシュごとに整理することにより，梁の断面内に生じた内部ひび割れの特徴について考察する．

（１）ひび割れ方向の算定方法

切断面で観察された幅0.2mm以上のひび割れを対象に，**図-3.21**に示す単位ひび割れとひび割れ角度を定義し，単位ひび割れの角度，および長さを算出した．なお，ひび割れ角度（θ）については，梁水平方向に対してなす角と定義し，θの範囲は0°以上180°未満とした．ここで，

図-3.21を用いて具体的に説明する．図中[A]のように，単独で観察されたひび割れについては，その両端を結ぶ直線（A_0A_1）をひび割れ長さ，θ_{a1}をひび割れ角度とした．図中[B]については，枝分かれした交点（B_0）を基点として，B_1，B_2，およびB_3とつなぐ3本の単位ひび割れに区分し，それぞれの端点を結ぶ直線（例えばB_0B_1）をひび割れ長さ，それぞれが梁水平方向となす角（例えばθ_{b1}）を単位ひび割れの角度とした．また，図中[C]のような，ひび割れの途中でメッシュ境界線が横断するような場合には，メッシュ境界線との交点（C_0）を基点とし，図中[B]の場合と同様に単位ひび割れ長さ，角度を算出した．

以上の方法で算出した単位ひび割れの長さ，および角度から，メッシュごとにひび割れの合成を行い，当該メッシュのひび割れ方向とした．

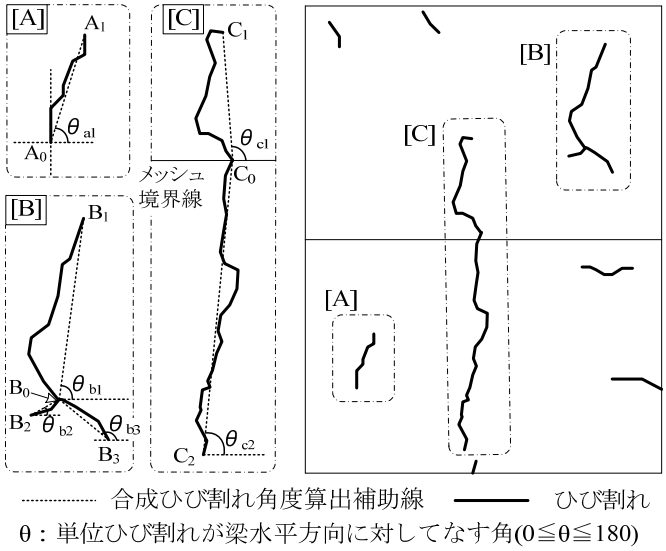


図-3.21　単位ひび割れとひび割れ角度の定義

（２）ひび割れ方向の分布

前項で算出したA切断面におけるメッシュごとのひび割れ方向を**図-3.22**に示す．なお，方向線の長さは各メッシュで算出されたひび割れ密度の大きさを示している．**図-3.22** を見ると，梁断面の内部では，ひび割れ密度が小さいものの，傾向としては，断面の横方向に沿ったひび割れが発生していることが分かる．

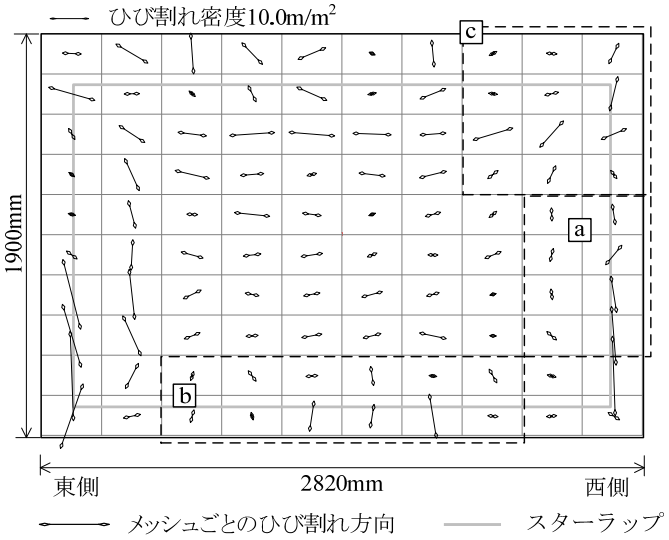


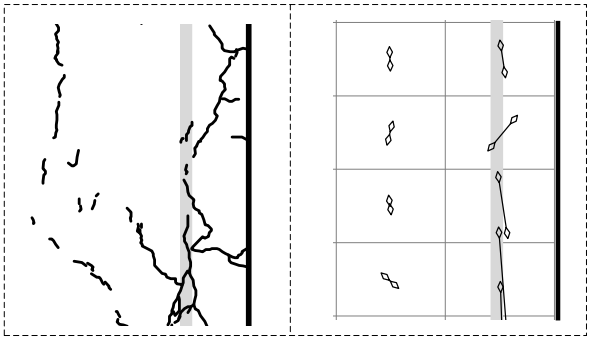
図-3.22　メッシュごとのひび割れ方向

続いて，**図**-3.22 中で a，b，および c として四角囲みした範囲について，当該範囲のひび割れ状況とひび割れ方向性を対比し，**図**-3.23 に示す．

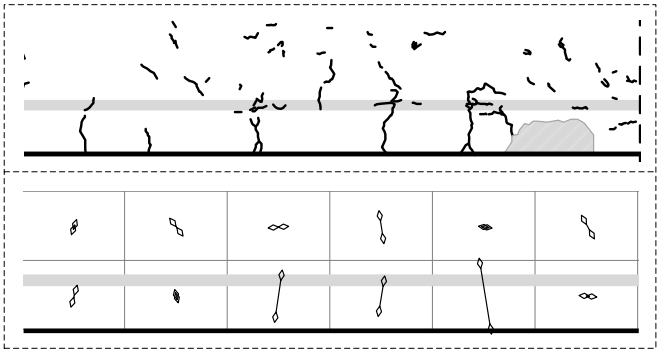
図-3.23(a)に示す形態は，スターラップ直線部分と概ね平行なひび割れとして確認されたものである．この形態は，コンクリート表面から比較的浅い領域のスターラップ近傍において認められ，特に，鉛直方向の梁側面において特徴的に認められた．

図-3.23(b)に示す形態は，コンクリート表面に対して直交する方向にひび割れが生じているものである．この形態は，梁上面および下面のコンクリート表面付近で認められた．また，スターラップよりも深い位置では，コンクリート表面，およびスターラップに対して平行なひび割れの方向へ変化する傾向にあった．

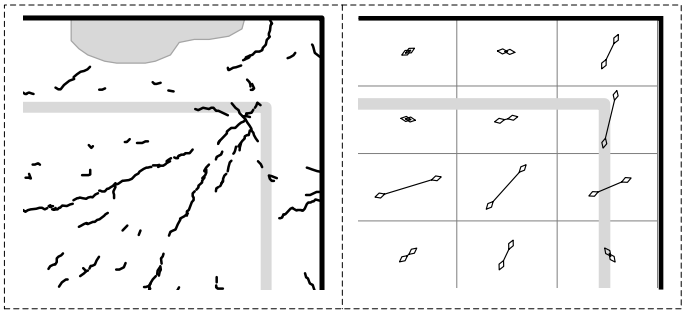
図-3.23(c)に示す形態は，梁隅角部からスターラップ曲げ加工部内側近傍に認められるものである．特徴としては，ひび割れ方向が水平方向に対して概ね 30°~60° 程度の角度をなしており，これらのひび割れは，鉄筋曲げ加工部へ向かって集中するような方向性を示していた．



(a)　梁側面近傍におけるひび割れ状況の一例



(b)　梁下面近傍におけるひび割れ状況の一例



(c)　梁隅角部におけるひび割れ状況の一例

図-3.23　ひび割れ状況とひび割れ方向性

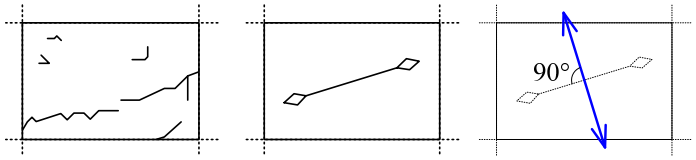
以上から，構造物内の深部においても顕著なひび割れ損傷が生じており，内部のひび割れは，概ねスターラップ位置を境界に，内側で部材の長軸方向に水平な形態として，上面，下面のかぶりではコンクリート表面に対して鉛直方向，側面下方ではコンクリート表面に対して水平方向に卓越する傾向を示していた．また，隅角部では，30~60° 程度の角度を持つ斜め方向のひび割れが特徴的に発生していることを確認した．

３．４．４　断面における変形の推定

本項では，前項で示したメッシュごとのひび割れ方向からコンクリートのひずみ方向を想定することで，部材断面内で生じた変形について推定を行う．

（１）想定ひずみ方向の定義

想定ひずみ方向の定義を**図-3.24**に示す．図(a)に示すひび割れ状況から，図(b)に示すメッシュごとのひび割れ方向を算定した．ひび割れ方向の算定方法は，前項「（１）ひび割れ方向の算定方法」において説明した通りである．次いで，図(c)に示すように，合成したひび割れ方向に対して直交する方向を各メッシュ内で生じたひずみの方向として，これを想定ひずみの方向と定義した．なお，矢印の長さは，各メッシュで算出された合成ひび割れの長さ，すなわち同一面積の各メッシュにおけるひび割れの密度を表している．



(a) ひび割れ状況　(b)ひび割れ方向　(c)想定ひずみ

図-3.24　想定ひずみ方向の定義

（２）想定ひずみと変形の推定

A切断面のひび割れ状況と想定ひずみの関係を**図-3.25**に示す．なお，特徴的なひずみの方向を示すために，**図-3.20**に示したひび割れ密度の分布のうち，ひび割れ密度の値が平均値（6.1m/mm²）を超えたメッシュについて想定ひずみの方向を表記し，これを下回るメッシュでは，想定ひずみの表記を省略している．

図-3.25より，スターラップ内側に着目すると，部材上部では上下方向（図中[1]周辺），部材側面では水平方向（図中[2]周辺）に卓越したひずみが想定される．また，隅角部付近においては，西側上部（図中[3]），東側上部（図中[4]）において約45°のひずみが想定される．

ここで，**図-3.25**に示す四角囲みのCは，**図-3.23(c)**と対応した箇所であるが，同図より，当該箇所のひび割れ方向性は，スターラップ曲げ加工部付近へ向かう明確な方向性を有していることが分かる．一方，スターラップから外側のかぶり部分に着目すると，部材の上端付近（図中[5]）および下端付近（図中[6]）のかぶり部分では，密度は小さいもののコンクリート表面に対して平行なひずみが優位となっている．東側面および西側面の下方（図中[7]，[8]）では，コンクリート表面に対して鉛直方向に大きなひずみが生じている．

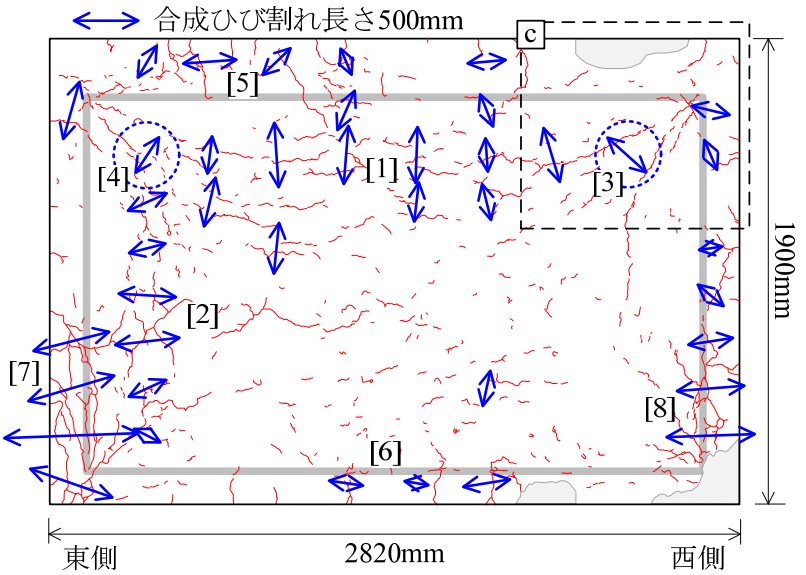


図-3.25　ひび割れ状況と想定ひずみの関係

３．４．５　切断片の３次元的な損傷状況

本項では，**図-3.18**に示した2つの切断面A，Bによって切り落とされた切断片を対象に，切断片の各面におけるひび割れ状況を観察することで，3次元的なひび割れ損傷状況を確認する．

図-3.26に切断片のひび割れ損傷図を示す．ここで，A切断面の寸法は1900×2820mm，B切断面は1600×2180mmとなっており，切断片の厚さは概ね500mm程度である．また，図示した梁下面，および東側面は，表面被覆材が存置された状態での観察結果となっている．なお，立体的なひび割れ損傷状況を表現するため，A切断面は投影図として示しており，前述までのひび割れ図（**図-3.19**，**図-3.25**）とは表裏を反転させている．したがって，図中O，P，およびQをそれぞれ合致する頂点として表している．以下に，図中の各着目点（[1A]，[2A]，等）について記述する．

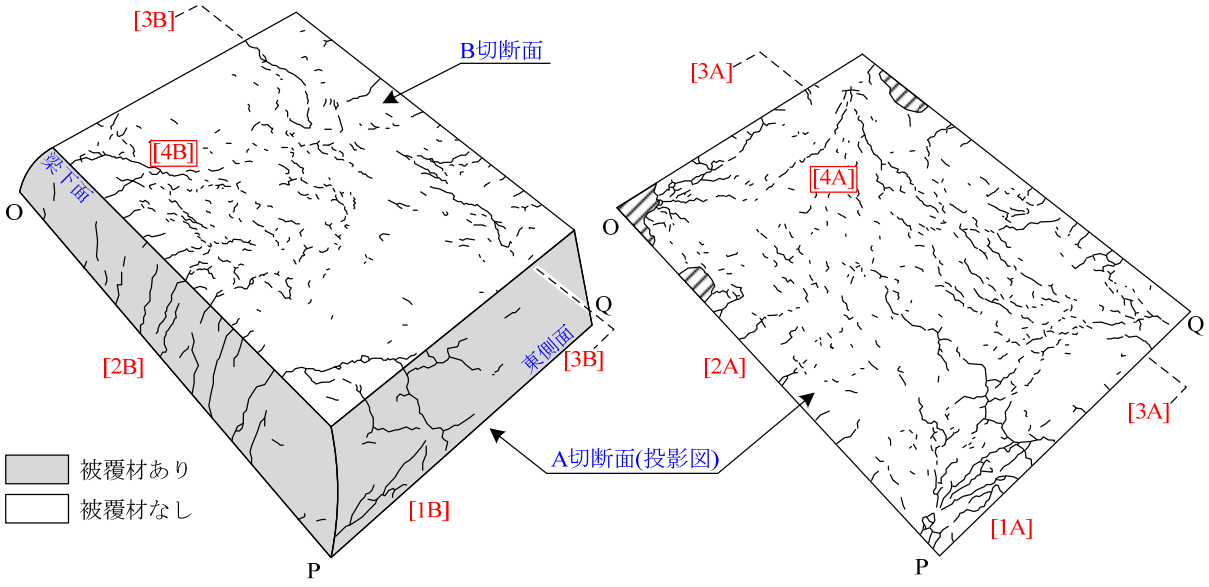


図-3.26　切断片のひび割れ損傷図

比較的大きな損傷が生じていた梁下側の隅角部（[1A]，[1B]）は，梁下面，東側面，およびA，B切断面を含めたひび割れのつながりから考えると，変状は，かぶり部分の表層付近において顕著となっていた．また，[2A]および[2B]で示すような，梁下表面で顕著に認められる梁軸方向に沿ったひび割れは，両切断面の観察から，ほとんど内部に進展していないことも明らかとなった．これら表層付近で卓越するひび割れは，表面から供給される水分の浸透する範囲内においてASR劣化が進展したか，あるいは内部からの膨張作用を受けた二次的な作用による曲げひび割れなどが推察されるが，いずれにしても表層付近の限定的な範囲で発生した損傷と考えられた．

スターラップの損傷に影響を及ぼすと考えられる，より深部の位置に着目すると，スターラップ直線部分よりも若干内側に位置する，[3A]および[3B]をそれぞれ結ぶ直線上の箇所で，両切断面ともにスターラップと概して平行に発生した水平ひび割れが，程度は異なるものの双方で認められた．また，**図-3.26**中で[4A]，[4B]として示した隅角部近傍では，A切断面とB切断面の双方で主に鉄筋曲げ加工部内側の領域において，概ね隅角部を2等分するような角度を有したひび割れが生じていた．これらのひび割れは，ASRによる膨張挙動とスターラップによる拘束条件とを反映した損傷状況と推察される．

以上より，実橋内部のひび割れ観察を基に，ASRによる内部膨張がスターラップに及ぼした影響を推定した結果，供試体実験や数値解析によって推定された損傷メカニズムと概ね一致する傾向が確認された．すなわち，ASRによる内部からの膨張作用は，矩形のスターラップ直線部を押し出すように作用し，併せて曲げ加工部を押し拡げるように作用したと考えられ，このような変形が，鉄筋の亀裂損傷，さらには破断現象を起こした要因の一つと判断された．

３．５　まとめ

本章では，同一構造物内で40%以上にも及ぶ多数の鉄筋が損傷を起こした実構造物を検討対象に，部材位置毎の外観劣化状況とスターラップ曲げ加工部における鉄筋損傷状況との相関性を整理することで，それぞれの影響の有無について検討した．また，同一構造物内での損傷鉄筋の配列に基づく傾向分析から，多数の鉄筋に損傷が拡大した要因について一考を加えた．最後に，実橋の橋脚梁から切出された断面の観察と3次元的なひび割れ損傷状況を整理することで，構造物内部のひび割れ分布と方向性などを基に，ASR膨張による断面変形の推定，ならびに内部膨張作用が鉄筋曲げ加工部に及ぼした作用について検討した．本研究で得られた知見を以下に示す．

1) 外観劣化と鉄筋損傷状況との関係を整理するとともに，損傷鉄筋の分布状況から鉄筋の破断が周囲に及ぼす影響について確認した．その結果，調査が行われた 3 橋脚のスターラップ曲げ加工部では，それぞれ調査本数に対して 40%程度（35%～46%）の鉄筋損傷が確認されたものの，鉄筋損傷が多く発生した箇所や損傷の分布に明確な傾向を見出すことはできなかった．

2) 多数の鉄筋損傷が生じた要因を検討するために，損傷鉄筋の梁軸方向における配列とスターラップごとに断面方向の損傷状況に着目した分析を行った．その結果，本橋脚では，梁軸方向および断面方向の双方において，損傷鉄筋の発生分布に明確な規則性を有していなかった．

3) 同一隅角部で検討した鉄筋損傷の拡大傾向からは，P2 橋脚において，破断鉄筋を基点とした損傷の拡大が窺われたものの，P4，P6 橋脚で認められた分布を併せて考えると，1 本の鉄筋が破断した場合，あるいは破断いたる過程の中で周囲の鉄筋の損傷に有意な影響を及ぼしたというより，橋脚全体で不規則に発生した結果とも考えられる．

4) 内部の劣化状況を確認するために，梁軸直交方向に切断した断面のひび割れ観察を行った．その結果，構造物内部においても顕著なひび割れ損傷が生じていることが確認された．内部ひび割れは，概ねスターラップ位置を境界として，スターラップの内側では部材の長軸方向に水平な形態として，上面，下面のかぶりではコンクリート表面に対して鉛直方向，側面下方では，コンクリート表面に対して水平方向に卓越する傾向を示していた．また，隅角部では，30~60°程度の角度を持つ斜め方向のひび割れが特徴的に発生していることが確認された．

5) ASR による変形がスターラップに及ぼした作用を推定するために，橋脚梁部から切り出された切断片の詳細なひび割れ観察を行った結果，ASR の内部膨張作用は，スターラップ直線部を押し出し，併せて曲げ加工部を押し拡げるように作用したと推察され，このような変形が鉄筋の亀裂損傷，さらには破断現象を起こした主な作用の一つと考えられた．

第３章の参考文献

[3-1] Torii, K., Yamato, H. and Liu, T. : The Feature of Steel Bar Fracturing in ASR-Affected Bridge Pier and Its Mecha-nisms, Proceedings of the International Conference on Du-rability of Concrete Structures, Vol. 1, pp. 453-459, 2008.

[3-2] 例えば，上原伸郎，幸左賢二，大代武志，山口和成：複数の鉄筋破断が生じた ASR 実構造物の鉄筋損傷評価，構造工学論文集，Vol. 59A，pp. 866-877，2013.

[3-3] 佐藤雅義，田中泰司，岸利治：ASR 膨張による断面の変形挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 1，pp. 1287-1292，2007.

[3-4] 古賀友一郎，玉越隆史，武田達也，平塚慶達 : ASR 劣化による鉄筋破断の再現試験報告，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 1，pp. 1323-1328，2007.

[3-5] 三浦良輔，吉田秀典，松島学，横田優：ASR によるコンクリート劣化と鉄筋の損傷に関する数値解析的検討，土木学会論文集 A，Vol. 65，No. 4，pp. 1037-1052，2009.

[3-6] 樽井敏三，鳥居和之：アルカリシリカ反応による鉄筋の破断機構，材料と環境，Vol. 59，pp. 143-150，2010.

[3-7] 大代武志：河川産骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁の維持管理に関する研究，金沢大学博士論文，2009.

[3-8] ASR に関する対策検討委員会 : アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン（案），2008.

第4章　曲げ加工に伴う初期損傷とASRによる進展の可能性

４．１　概要

3章において，鉄筋の損傷は，鉄筋自体の特性や初期損傷が一つの要因であると考えられ，また，ASRによる内部膨張作用によって鉄筋曲げ加工部は押し拡げられる変形を生じたことで鉄筋損傷につながったと推定された．本章では，鉄筋由来の要因として，曲げ加工に伴う初期亀裂とその生成要因に着目し，次いで　D橋からはつり出した鉄筋の形状，および損傷状況との比較から鉄筋損傷の要因について考察を加える．本章では，最初に，ASR構造物における鉄筋損が1985年以前のものであることを踏まえ，鉄筋曲げ加工方法の変遷，ならびに曲げ加工方法とその特徴などについて検討した．次に，曲げ加工に伴う節形状の変化と初期亀裂量の関係に着目し，実橋における損傷鉄筋の状況と比較することで，ASR劣化による鉄筋損傷の要因について考察を加えた．

４．２　曲げ加工によって生じる節形状の変形と初期亀裂の発生傾向

アルカリシリカ反応(以下，ASR)に起因する鉄筋曲げ加工部の破断現象については，ASR による内部膨張圧に加えて，鉄筋の曲げ加工に伴う初期損傷が鉄筋破断に至る大きな要因の一つであることが明らかとなっている[4-1]. 初期損傷を生じやすい鉄筋は, 1985 年に行われた JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」の改正以前に製造された鉄筋，いわゆる旧基準鉄筋であり，具体的には，節形状が現在に比べて急峻であることから，曲げ加工時に節がめり込みやすく，初期亀裂が比較的大きく生じることが要因として考えられる．次に，曲げ加工方法に着目すると，曲げ加工半径が小さいほど節のめり込み量が大きくなり，初期亀裂は大きく発生することが明らかとなっている[4-2]．ここで，鉄筋破断の確認された構造物は昭和 40 年代から 50 年代に竣工されたものが多く，当時の曲げ加工方法を考えると，主に現場内において，ハンドルを用いた曲げ加工（以下，ハンドル型）が行われるなど，現在とは異なる手法で加工された場合も考えられる．以上のことから，本節では，ASR 構造物で生じた鉄筋破断の要因として考えられる曲げ加工の影響について，ヒアリング等から再現した従前の方法と現在主流となっている方法で曲げ加工試験を行うことで，曲げ加工に伴う鉄筋の損傷評価を行った．

４．２．１　曲げ加工方法の変遷

曲げ加工方法の変遷に関して，曲げ加工機製造メーカ，西日本圧接業協同組合，およびゼネコン OB へのヒアリング，ならびに普通鋼電炉工業会資料[8-3]を基に取り纏めた概要を図-4.1 に示す．なお，各曲げ加工の具体的な方法については後述する．

1950 年以前には，ハンドル型は手動による方法が主な加工方法であったが，1950 年（昭和 25 年）に日本国内で初めて，手動部分を機械的な動力に置き換えたハンドル型機械曲げ機が販売された．ここで，簡単にハンドル型の原理を説明すると，鉄筋の曲げ加工部両端にあたる 2 点間を治具により固定し，これを折り曲げることで曲げ加工を行う方法である．その後，1962 年に現在の曲げ加工機と同様に曲げ加工内側に加工芯を有するローラー型鉄筋曲げ機（以降，

ローラー型）が開発され，現在ではこの手法が主流となっている．なお，図中の破線部分は，動力を機械化したハンドル型が併用されていたと想定される期間を示している．曲げ加工機の耐用年数は定かではないが，製造メーカへのヒアリングによれば，長い場合には約 20 年使用された場合もあったことから，ハンドル型曲げ加工機の併用期間を想定したものである．**図-4.1** より，鉄筋破断が生じた構造物の主な竣工年が 1965 年から 1985 年頃であることを勘案すれば，当該期間ではローラー型曲げ加工の他にハンドル型による曲げ加工も行われていた可能性が十分に考えられた．

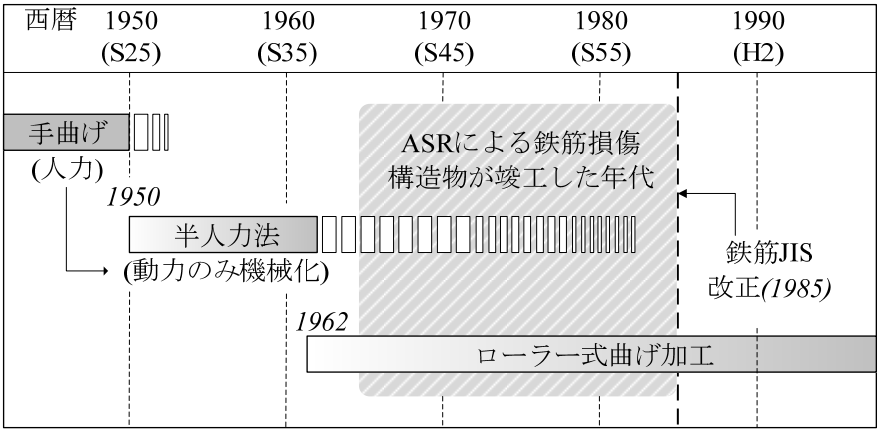


図-4.1　曲げ加工方法の変遷

４．２．２　鉄筋破断構造物における曲げ加工方法の推定

表-4.1 に既往の調査報告や文献，ヒアリング等から鉄筋破断が確認された構造物の中から，破断本数や破断状況，竣工年，使用鉄筋の形状等がデータとして入手できた 9 基の橋脚を示す．なお，節高と節変化量の計測方法は**図-4.2** に示す．**表-4.1** に示した橋脚で使用された鉄筋は，竣工年から判断して旧基準鉄筋が用いられており，現在の鉄筋と比較して，節高が高く節変化

表-4.1　調査対象 ASR 劣化構造物一覧

橋脚	竣工年	節形状	鉄筋径	曲げ加工半径 (d)	節高 (mm)	節変化率※	曲げ加工方法
A	1979	竹節	D16	1.69	1.14	0.138	ローラー型
B	1978	竹節	D13	1.57	1.00	0.094	ローラー型
C	1979	竹節	不明	—	—	—	不明
D	1972	竹節	D16	1.58	1.15	0.075	ローラー型
E	1979	竹節	D16	—	—	—	不明
F	1977	波節	D16	1.80	1.00	0.207	不明
G	1978	竹節	D16	1.70	1.10	0.091	ローラー型
H	1979	竹節	D16	—	1.22	0.080	不明
I	1985	竹節	D25	1.16	1.92	0.116	ローラー型

※：節変化率(節変化量mm)/鉄筋径(mm))

率が小さい形状を有している．また，道路橋示方書などで示されている規準値の 2.00d を下回っていた．続いて，資料等の中に掲出されている鉄筋の写真を基に，節の変形状況などから，曲げ加工方法の推定を行った．なお，曲げ加工方法に伴う節形状の変化については，次項以降で詳細に説明する．観察の結果 5 橋脚(A，B，D，G，および I 橋脚)においてローラー型曲げ加工によると思われる形状変化を確認することができた．ただし，他の 4 橋脚については，鉄筋の形状変化を十分に確認できる資料に乏しいことから，曲げ加工方法の推定には至らず，これら 4 橋脚については，ハンドル型によって施工された可能性を否定できない結果となった．

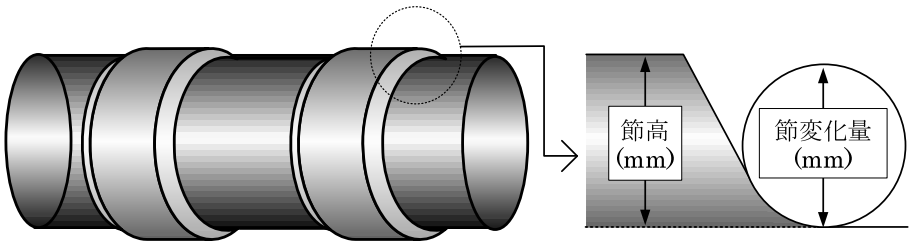


図-4.2　節高と節変化量の計測方法

４．２．３　ハンドル型による損傷状況

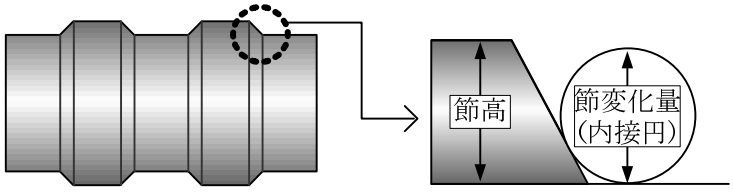
鉄筋の曲げ加工方法がローラー型に移行する以前に主流であったハンドル型について，加工に伴う損傷状況を調査した．今回使用した鉄筋のデータを**表-4.2** に示す．なお，動力が機械化されたハンドル型についても原理は手動と同様であることから，手動による曲げ加工方法によって評価を行った．

（１）評価対象鉄筋

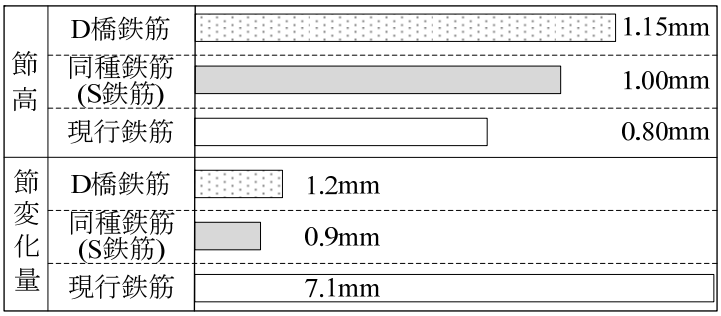
本項で使用した鉄筋は，前章で検討対象とした D 橋と同地域の同一河川水系に架橋され，1969（昭和 44）年に竣工した橋梁橋脚よりはつり出した D16 鉄筋（以降，S 鉄筋）を用いることにした．なお，D 橋の竣工年は 1972（昭和 47）年とほぼ同年代であるとともに，S 鉄筋の製造メーカを鉄筋に記されたロールマークから特定した結果，D 橋橋脚で主に使用された鉄筋と一致することが確認されている．

D 橋で使用された鉄筋，および本項で対象とする S 鉄筋の形状の計測結果を**図-4.3** に示す．なお，比較のために，現在北九州地域で流通している D16 鉄筋（以降，現行鉄筋）の形状を併記した．

異形鉄筋の形状は1985年のJIS改正以降，特に節変化量（**図-4.3(1)**右図：節の立ち上がり部分における内接円の直径と定義）を大きくするような変更が一般的に行われており， 1970年頃（昭和40年代）に用いられたD橋鉄筋とS鉄筋は，現行鉄筋と比較して節変化量が非常に小さいことが確認できる．すなわち，節の立ち上がりが急な形状となっており，このことが初期亀裂を生じやすくする要因であると考えられる．節高については，現行鉄筋の0.80mmと比べて，D橋鉄筋とS鉄筋はそれぞれ1.15mm，1.00mmと大きく相違しないことが確認された．以上より，D橋鉄筋，S鉄筋ともに現行鉄筋よりも初期亀裂を生じやすい急激な立ち上がりを示す形状であることが確認された．



(1) 鉄筋形状計測項目



(2) 鉄筋形状計測結果

図-4.3 評価対象鉄筋の形状計測結果

（２）ハンドル型曲げ加工方法

機械曲げ機の販売会社等からヒアリングした結果を基に，手曲げによる鉄筋の曲げ加工方法を再現した．なお，試験体は 12 本とした．**図-4.4** に曲げ加工方法を示し，作業状況の写真を**図-4.5** に示す．(a)に示すように，固定版上の 4 本のピンに鉄筋を固定し，ピンの端(A)から所定の距離(x)の位置(B)にハンドルを設置した．手曲げにおける曲げ加工半径は距離(x)を変えることで設定することができる．具体的には，距離(x)を大きくすると半径が大きくなり，小さくすると半径は小さくなる．今回使用した鉄筋は D16 であることから，曲げ加工半径を 1.50d にするために，距離(x)を曲げ加工部の内径と等しい 37.7mm(16×1.5×2×π÷4=37.7)とした．次に，(b)に示すように，設置したハンドルを手動で図中の矢印の方向に動かすことで，鉄筋を 90 度に曲げ加工した．なお，ハンドル型の機械化は，(b)に示す作用を機械の動力に置き換えたものである．曲げ加工に伴う鉄筋の損傷状況を調査するために，曲げ加工部に着目して，形状の変化と亀裂発生状況について計測した．

表-4.2 評価鉄筋データ

	使用年	節高 (mm)	鉄筋径	節 変化率	設定曲げ加工 半径(d)
使用鉄筋	1969	1.00	D16	0.056	1.50d

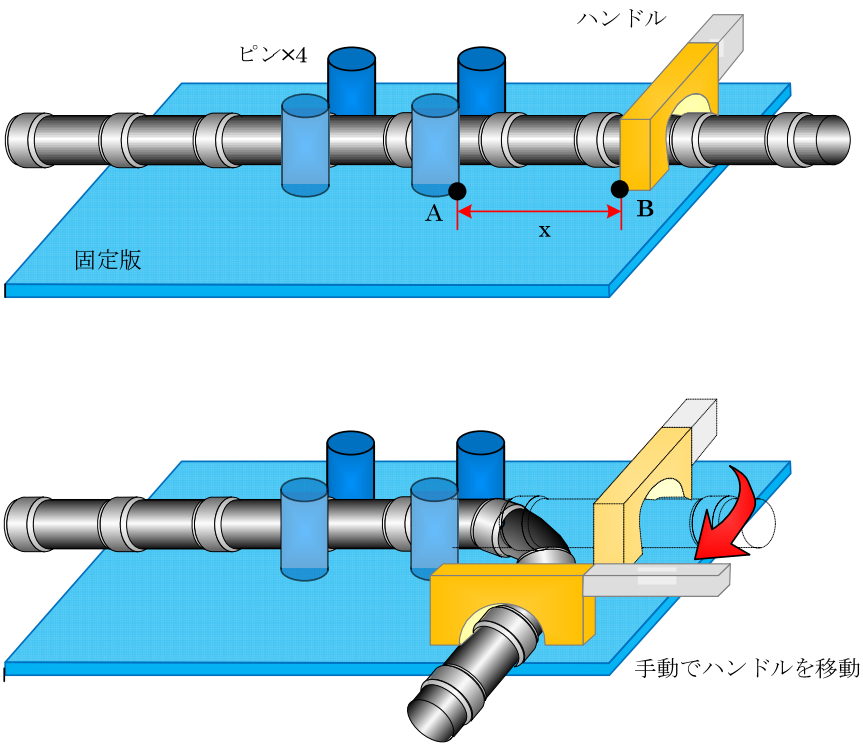
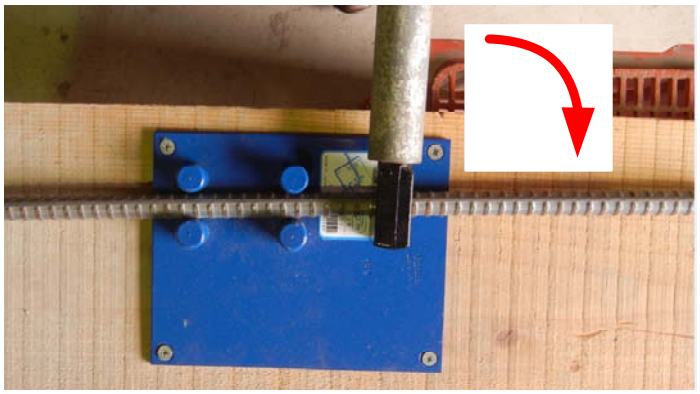


図-4.4　ハンドル式曲げ加工方法



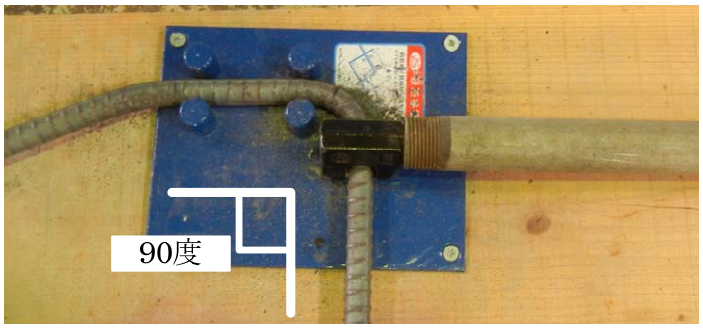
(1) 鉄筋固定版



(3) 鉄筋の固定とハンドル噛ませ状況



(2) ハンドル

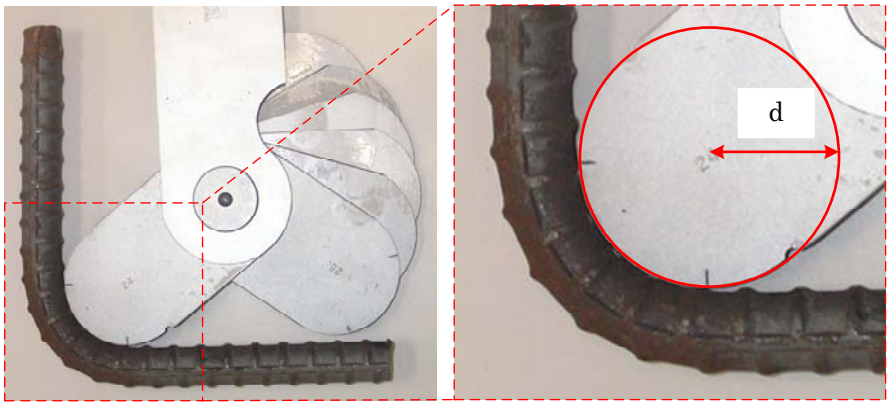


(4) 曲げ加工状況

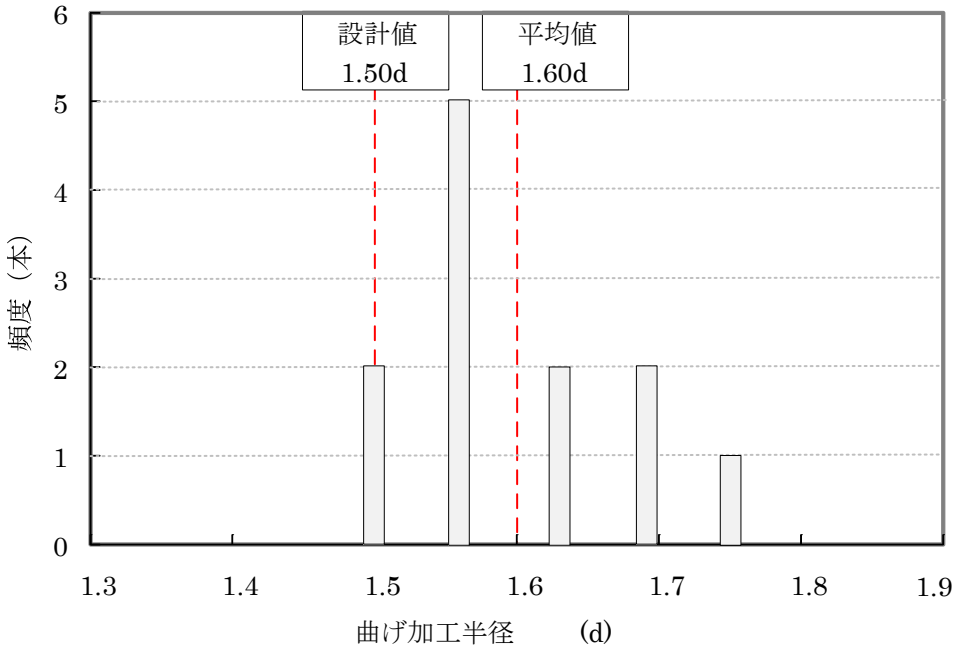
図-4.5　ハンドル式曲げ加工方法の作業状況

（３）ハンドル型曲げ加工方法の曲げ加工半径計測結果

図-4.6 に R ゲージを用いた曲げ加工半径の計測結果を示す．図より，計測値は 1.50d～1.75d であり，平均値は 1.60d となった．今回計測された曲げ加工半径の最大値である 1.75d から前述の距離(x)を算出すると，設定距離である 37.7mm に対して 6.2mm 大きい 43.9mm となる．ここで，設定値に対する計測結果のばらつきについて説明する．距離(x)に差が生じた原因として，ハンドルは鉄筋径ごとにサイズを変えて使用するものであるがハンドルと鉄筋の間には約 3mm のあそびが設けられており，誤差の要因として考えられる．また，ハンドルを設置する位置は施工者の目視判断であることから，数ミリのずれが生じることも予想される．これらのことから考えると，手曲げによる方法では場合によって曲げ加工半径に大きなばらつきが出る可能性が考えられる．



(a)　曲げ加工半径計測方法



(b)　曲げ加工半径計測結果

図-4.6　　R ゲージを用いた曲げ加工半径の計測結果

（４）ハンドル型曲げ加工方法に伴う鉄筋の損傷状況

ハンドル型曲げ加工方法によって生じる鉄筋の損傷状況を調査するために，曲げ加工部について節の変形と亀裂発生状況を計測した．**図-4.7** に初期損傷状況の計測方法を示す．計測においては，曲げ加工部を切り出し，その部分を軸方向に 1/2 カットした後，カットした面を写真撮影して鉄筋形状をトレースする．次に，カットした試料の節周辺における亀裂発生状況について，マイクロスコープ（100～1000 倍）を用いて観察した．なお，図中の番号 1 と 2 は鉄筋が固定版上のピンと当たる位置，番号 4 と 5 はハンドルを鉄筋に設置した位置である．また，節高の計測方法は，図中(a)に示すように，節付け根部分の両端である点 AB を結んだ直線と節の頂点の距離(y)を節高とした．

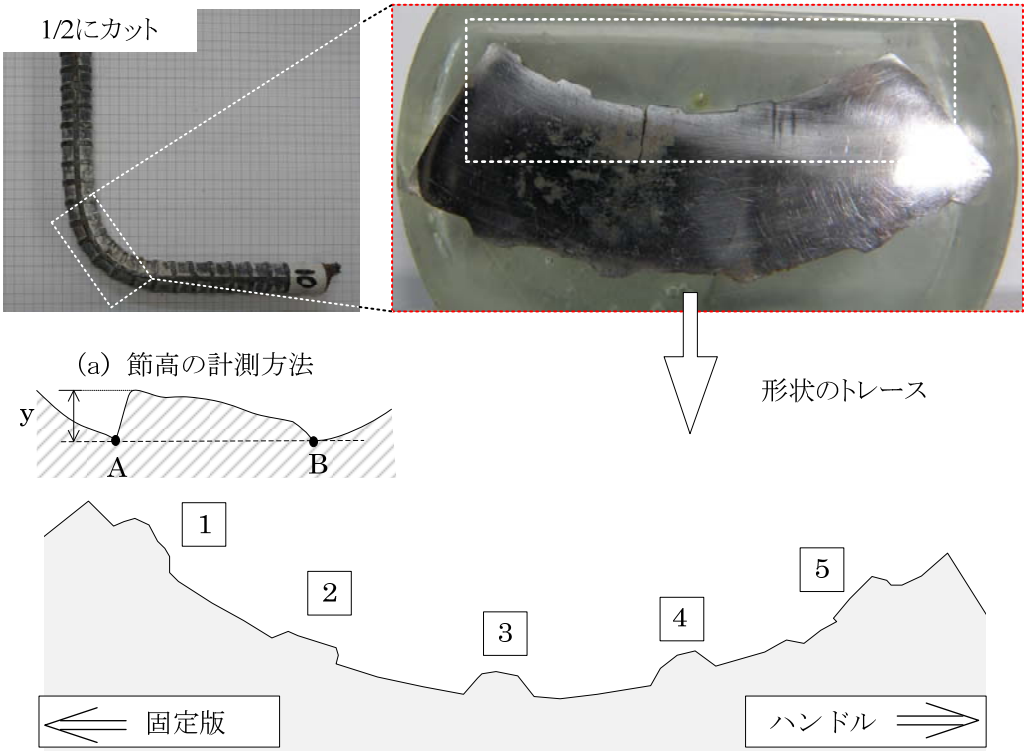


図-4.7　初期損傷状況の計測方法

図-4.8 に初期亀裂発生状況を示す．なお，縦軸の亀裂率は亀裂深さを鉄筋径で除した値とした．図中の数値は各試験体で発生した最大亀裂率である．図より，亀裂率の最大値は試験体 3 の節 5 で計測された 6.5%となり，各試験体の最大亀裂率の平均値は 1.4%となった．ただし，1.0%より大きな亀裂は，節がピンと当たる位置（節番号 1,2）とハンドルを設置する位置（節番号 4,5）で発生しており，曲げ加工の中心位置（節番号 3）で大きな亀裂は発生していなかった．

次に，**図-4.9** に最大亀裂が発生した試験体 3 の鉄筋形状のトレース結果を示す．なお，他の試験体でも同様の変形状況が確認されたことから試験体 3 を代表例として示した．ハンドルと当たる位置（節番号 5）では，**表-4.2** で示した節高の初期値 1.00mm に対して計測値は 0.15mm となっており，0.85mm 節がめり込んだ状態であった．他の 4 つの節（節番号 1～4）と比較すると，ハンドルを設置した位置では，極端に節がめり込むことが確認された．一方，曲げ加工

中心位置（節番号 3）では，節高 0.97mm が計測され，節はほとんどめり込まないことが確認された．

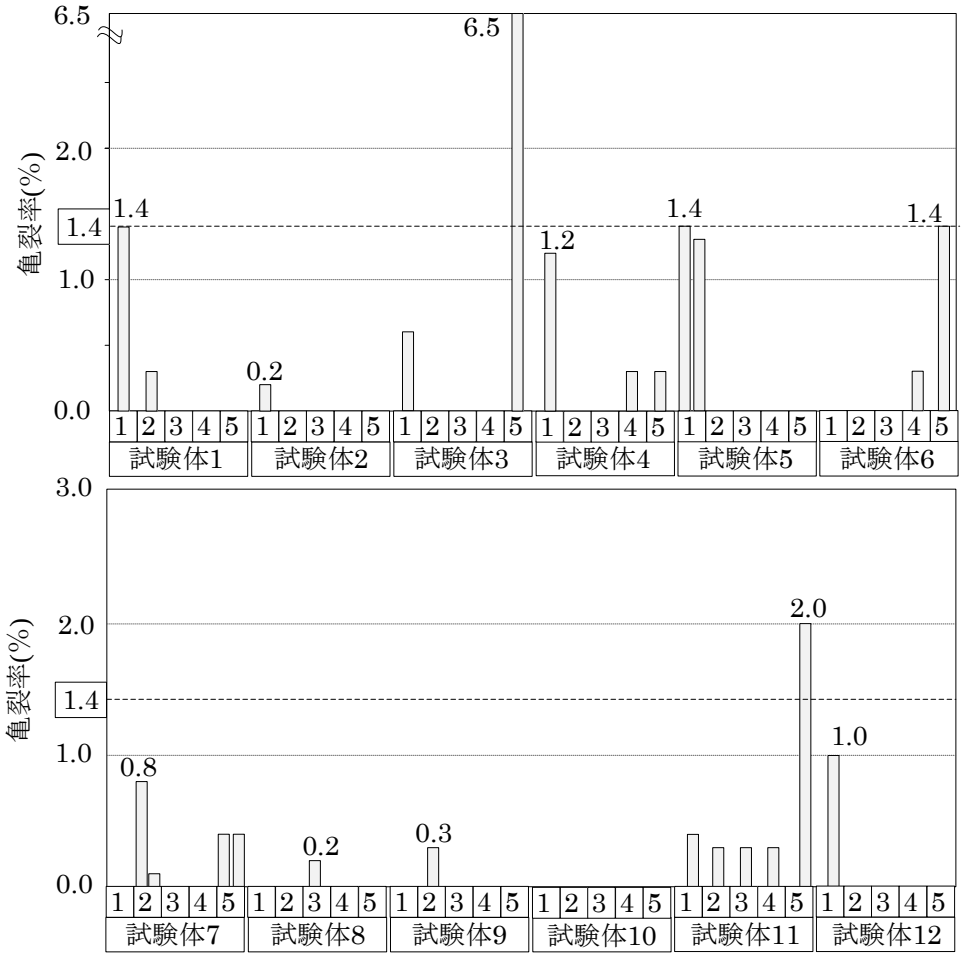


図-4.8　初期亀裂発生状況

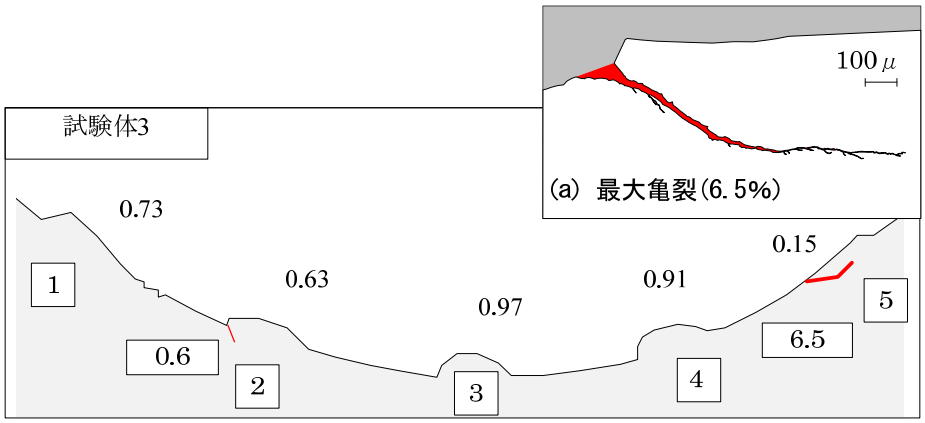


図-4.9　鉄筋形状と亀裂発生状況のトレース結果

次に，亀裂の発生状況について記述する．**図-4.9**(a)に示すように，最大亀裂(亀裂率 6.5%)の発生状況を観察した結果，節が剥がされるように亀裂が発生していることがわかる．**図-4.4** で示したように，ハンドル型ではハンドルの隅角部が 1 点で鉄筋に強い力を加えることになる．この接点において節がつぶされ，同時に剥離するような亀裂が発生したと推察される．ここで，既往の研究などから実構造物よりはつり出された破断鉄筋における破断面の角度を参考にすると，破断面は鉄筋に対して軸直角方向に生じている．このことから，今回のハンドル型で発生した最大亀裂は実構造物で確認されている鉄筋の亀裂と比較して，様相が異なるものであった．

４．２．４　ローラー型による損傷状況

本項では，現在，一般的に行われている鉄筋の曲げ加工方法であるローラー型曲げ加工方法について，曲げ加工に伴う初期損傷状況を調査した．なお，評価対象鉄筋は，ハンドル型曲げ加工試験と同様に S 鉄筋を使用している．

（１）ローラー型曲げ加工方法

図-4.10 にローラー型曲げ加工方法を示す．なお，評価に用いた鉄筋は**表-4.2** に示したものである．図(a)に示すように，曲げ加工半径が 1.50d になる大きさに設定された加工芯（直径 48mm）を使い，横節が加工芯に当たるように鉄筋をセットした．次に，図(b)に示すように，ローラーを機械式の動力によって矢印の方向に回転させることで，加工芯の円周に沿った曲げ加工を行った．拡大図に示すように，本研究では，ローラーと鉄筋の隙間(A)をパラメータとし，隙間 3mm と隙間無し，ならびに隙間による差を明確に求めるため隙間 10mm を加えた 3 水準で試験を行った．なお，試験数は隙間ごとに 6 本とした．ここで，隙間(A)は作業性や機械に与える負荷を考慮し，一般的には 3mm 程度とすることがメーカから推奨されている．しかしながら，施工者によって隙間の設定は異なることが考えられるほか，数種の鉄筋径に対応させるため，ローラーは可動式であることを考えると，設定値のずれや作業中の緩みも生じる可能性があるため，本研究では上記で示した 3 水準で試験を行った

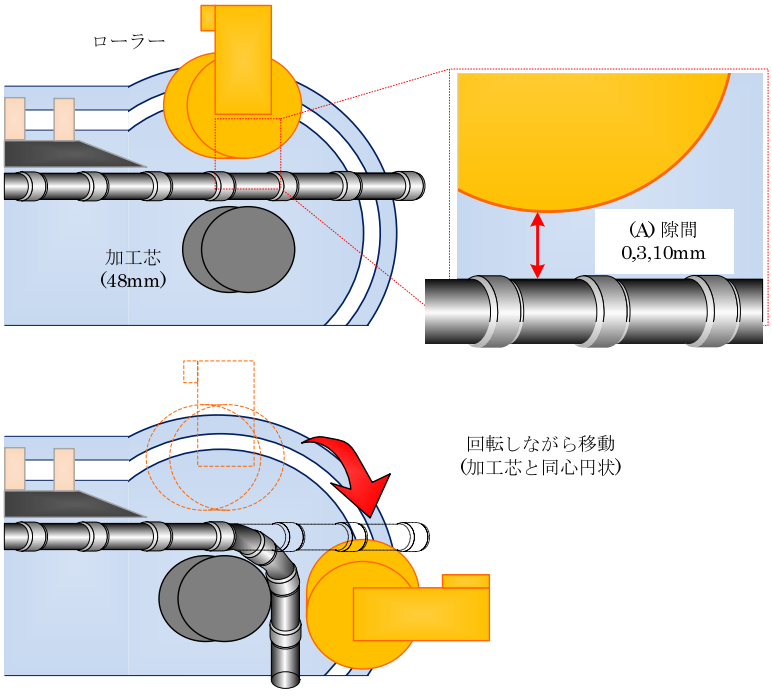


図-4.10　ローラー型曲げ加工方法

（２）ローラー型曲げ加工方法の曲げ加工半径計測結果

図-4.11 に隙間の設定ごとに曲げ加工半径を計測した結果を示す．図より，隙間の大きさに関わらず，計測値は 1.57d～1.69d となった．また，平均値は隙間 0mm で 1.61d，隙間 3mm で 1.62d，隙間 10mm で 1.65d となり，曲げ加工半径の平均値に差はほとんどみられなかった．ローラー型曲げ加工では，曲げ加工半径の大きさが鉄筋の曲げ加工部内側に当たる加工芯の大きさによって決まり，隙間の大小に関わらず，常に加工芯に沿った曲げ加工が行われたことから，ばらつきが小さくなったと考えられる．

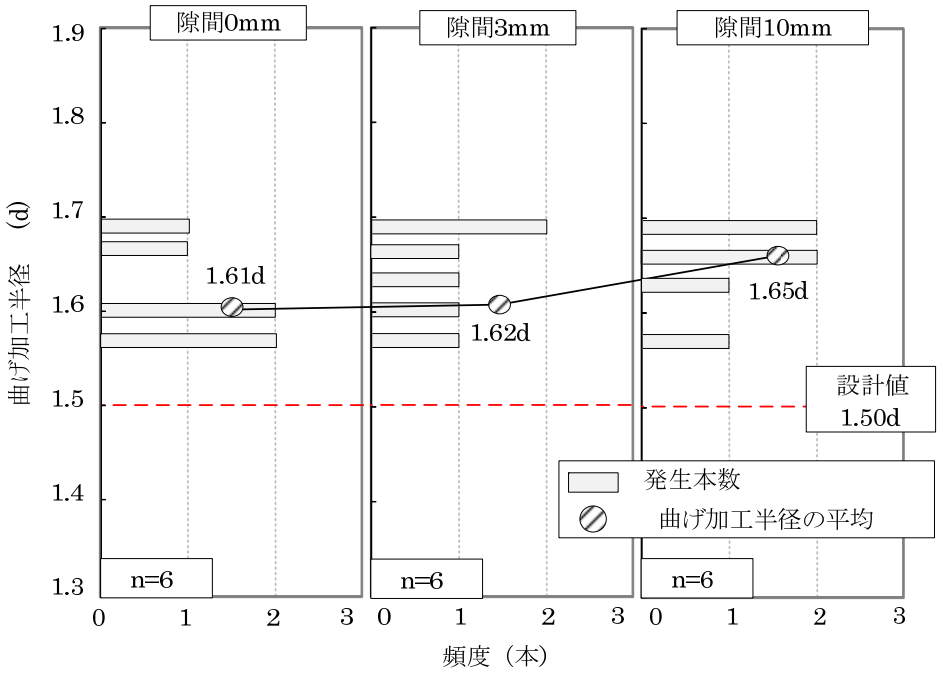


図-4.11　隙間設定ごとの曲げ加工半径計測結果

（３）ローラー型曲げ加工方法に伴う鉄筋の損傷状況

ハンドル型の計測方法と同様に，曲げ加工した鉄筋の加工部を切り出し，亀裂発生状況と節の変形状況を調査した．**図-4.12** に，亀裂率の計測結果を示す．**図-4.8** と同様に，縦軸は亀裂率（亀裂深さ/鉄筋径；%）とし，各試験体の最大亀裂率を数値で示した．また，各試験体の 1～5 は節番号を示しており，節番号 3 が曲げ加工部中央の位置であり，両側に各 2 ヶ所の計 5 ヶ所の節を観察した．

図-4.12(a)，(b)，および(c)より，各試験体の最大亀裂は，隙間 10mm で 0.0%～1.1%，隙間 3mm で 0.0%～1.7%，隙間 0mm で 0.3%～3.3%となった．また，各 6 本の試験体に発生した最大亀裂率をそれぞれ平均すると，隙間 10mm で 0.7%，隙間 3mm で 1.0%，隙間 0mm で 1.7%となった．隙間ごとの亀裂率を比較すると，鉄筋とローラーの隙間が狭いほど亀裂率が大きくなっており，その傾向は，隙間 3mm と 10mm との差よりも，隙間 0mm と 3mm との差の方が顕著であった．また，各試験体で最大亀裂が発生した節の位置をみると，多くのものは曲げ加工の中央付近（節番号 2，3，4）において発生していることが確認された．なお，図(b)に示す隙間 3mm の試験体 4 のように，全く亀裂が認められないものや，図(c)に示す隙間 0mm の試験体 1 のように，同水準の他の試験体と比べて亀裂が小さいものなど，計測結果に若干のばらつきも見受けられた．

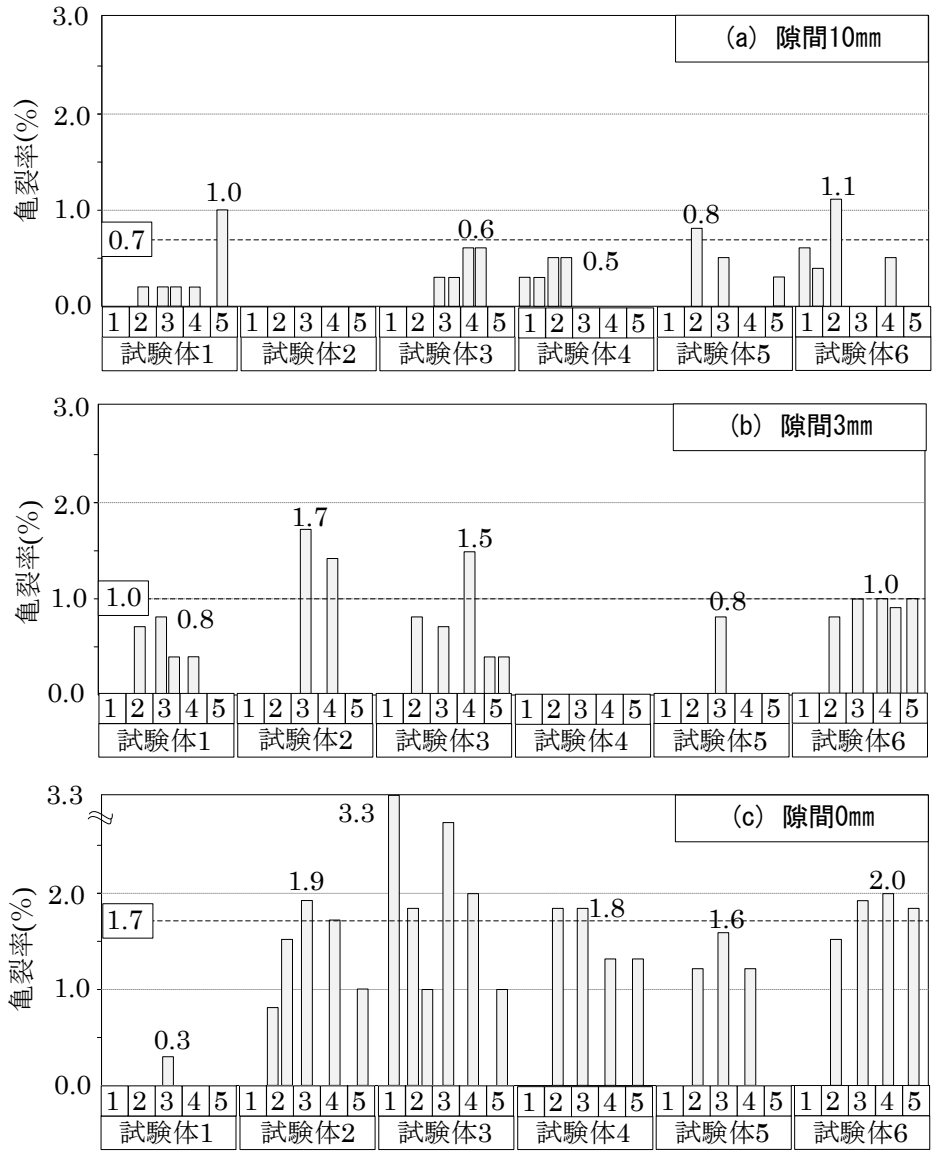


図-4.12　初期亀裂発生状況

続いて，**図-4.13** に各隙間の設定において，最大の亀裂が発生した試験体各 1 本に隙間 0mm において他の 5 本とは異なり亀裂がほとんど見られなかった試験体 1 を加えた計 4 本の鉄筋形状をトレースした．なお，節の上に記載した数値は加工後の節高であり，節周辺で観察された亀裂の向きと亀裂率も併せて示した．

図(a)に示す隙間 10mm の試験体 6 では，4 個の節が観察断面に含まれており，節高の平均は 0.59mm となっていた．図(b)では，隙間 3mm の試験体 2 で 5 個の節高の平均が 0.48mm，同じく図(c)，および(d)では，隙間 0mm の試験体 3 で 0.19mm，試験体 1 で 0.30mm となっていた．以上より，隙間の大きさによって節のめり込み量は大きく異なっており，隙間 0mm では完全に節がめり込む(節高 0.00mm)など，隙間ごとのめり込み量の差は，隙間 0mm と 3mm の間で顕著になる傾向が認められた．

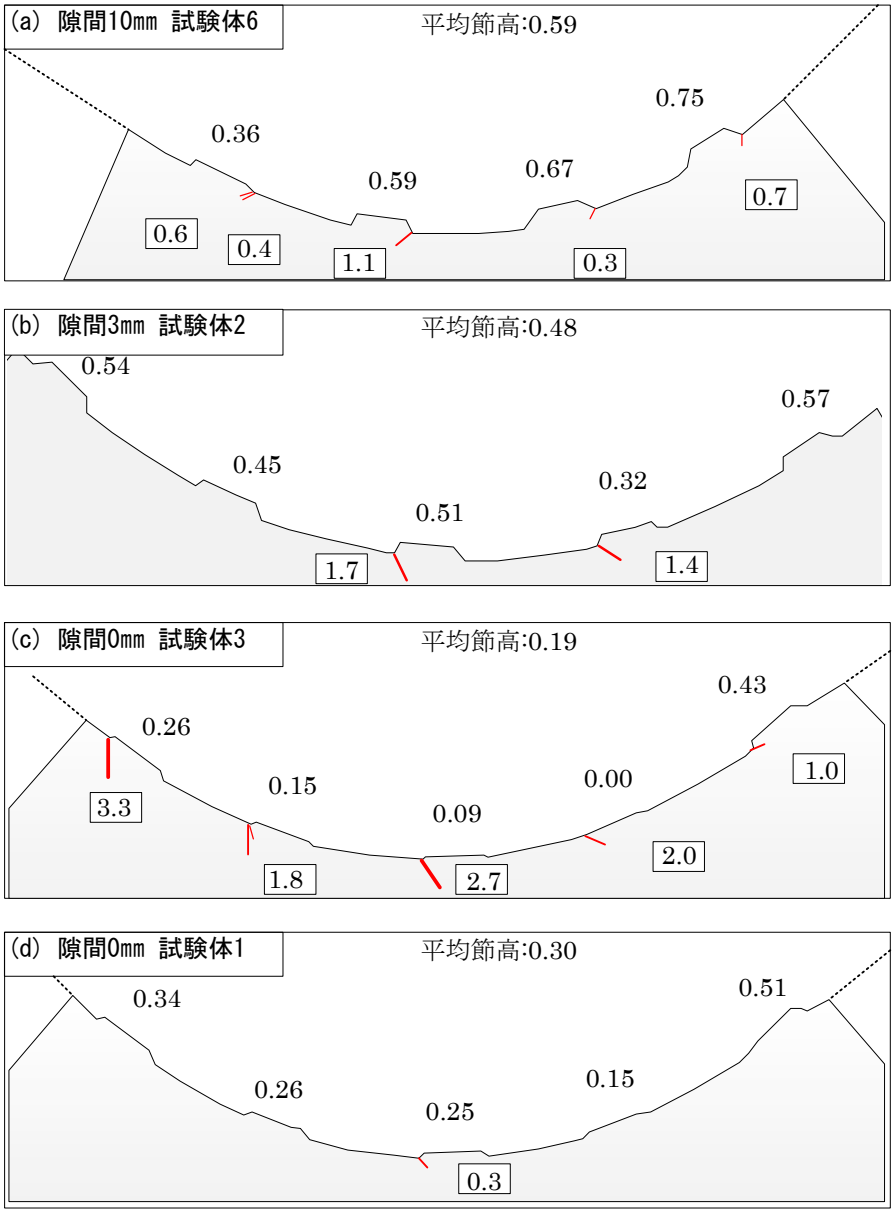


図-4.13　鉄筋形状と亀裂発生状況のトレース結果

（４）ローラー型曲げ加工方法における隙間設定と節のめり込み量

隙間の違いとめり込み量の差に関して，ローラー型曲げ加工時における鉄筋とローラーの動きを模式図に示し，想定される要因について説明する．

図-4.14 に，ローラーと鉄筋の間の隙間を 0mm にした曲げ加工状況の模式図を示す．鉄筋とローラーは隙間無く接していることから，ローラーと加工芯との距離(AC)は鉄筋径とほぼ等しく，作用力は鉄筋軸に対してほぼ垂直に加わる．次いで，ローラーが矢印の方向に移動した際に，凸部となる横節はローラーと加工芯の間の作用力が直接加わるため，大きく埋め込まれると考えられる．

図-4.15 に，ローラーと鉄筋の間に隙間を設けた場合の曲げ加工状況を示す．図(a)に示す通り，ローラーと鉄筋が接する位置は A'点となる．ただし，鉄筋の曲げ加工は加工芯に依存することから，鉄筋の曲がり始める点は C'点である．ここで，A'点と加工芯の中心(O)を結んだ直線上には，鉄筋と加工芯の間に隙間(y)が生じることになる．続いて，図(b)に示すように，ローラ

ーが移動していく際，図(a)で示した隙間(y)が維持された状態で鉄筋は曲げられる．この場合，鉄筋の曲がり点はローラーの移動位置より遅れるため，隙間(y)によって生じる空間の部分が応力を緩和する役割を果たしていると推察される．なお，鉄筋とローラーの隙間(A)を 0mm とした試験体 1 と 3 でめり込み量に差が生じたのも同様の要因と考えられる．すなわち，**図-4.16** に示すように，鉄筋設置時に横節がローラーにあたる状態で鉄筋をセットした場合には，結果として節高（1.0mm）分の隙間が生じたことと同様であるため，節のめり込み量に差を生じたと考えられる．

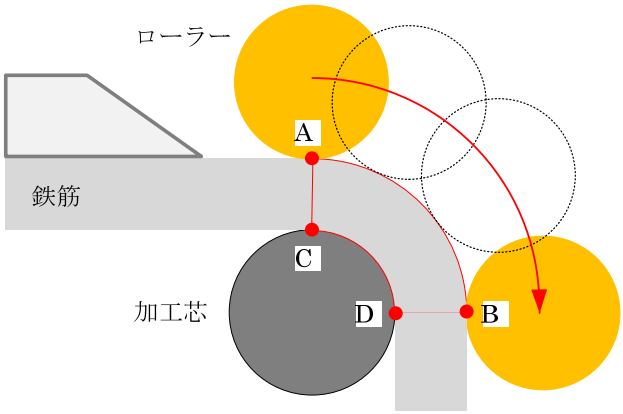
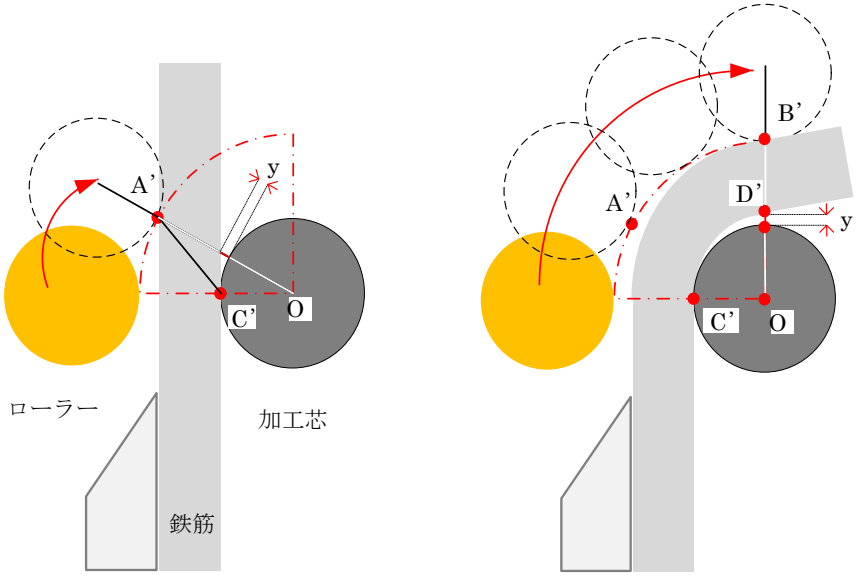
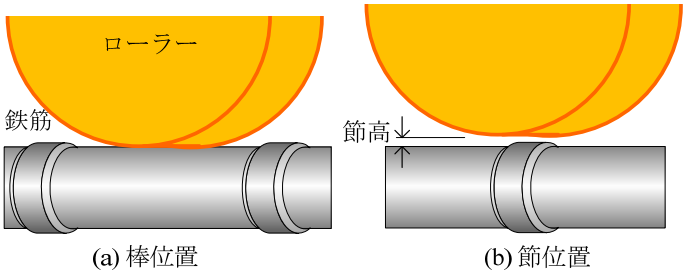


図-4.14　機械曲げに伴う鉄筋損傷状況(隙間 0mm)



(a) ローラーとの接点　　(b) 鉄筋の変形状況

図-4.15　機械曲げに伴う鉄筋損傷状況（隙間有り）



(a) 棒位置　　(b) 節位置

図-4.16　ローラーと鉄筋の接点相違による差（隙間有り）

（５）節のめり込み量と初期亀裂率の関係

本項では，節のめり込み量と亀裂の関係について整理する．**図-4.17** に隙間 0，3，10mm で計測を行った全ての節について，加工後の節高と発生した亀裂率をプロットした結果を示す．図より，隙間 0mm，3mm，および 10mm の 3 水準でプロットの分布は異なっているものの，曲げ加工後の節高が小さくなり，節のめり込み量が大きくなると，初期亀裂率も大きくなる傾向が確認された．ここで，**図-4.11** で既に示したように，鉄筋とローラーとの隙間の大小にかかわらず，**図-4.17** 上のすべての点は，曲げ加工半径が 1.57d～1.69d の範囲である．このことから考えると，同程度の半径で曲げ加工が行われた場合でも，例えば前項で示したような曲げ加工における設定の相違などによって節のめり込み量は異なる可能性があり，結果的にめり込み量が大きくなった鉄筋において，鉄筋損傷の危険性が高まることが考えられた．

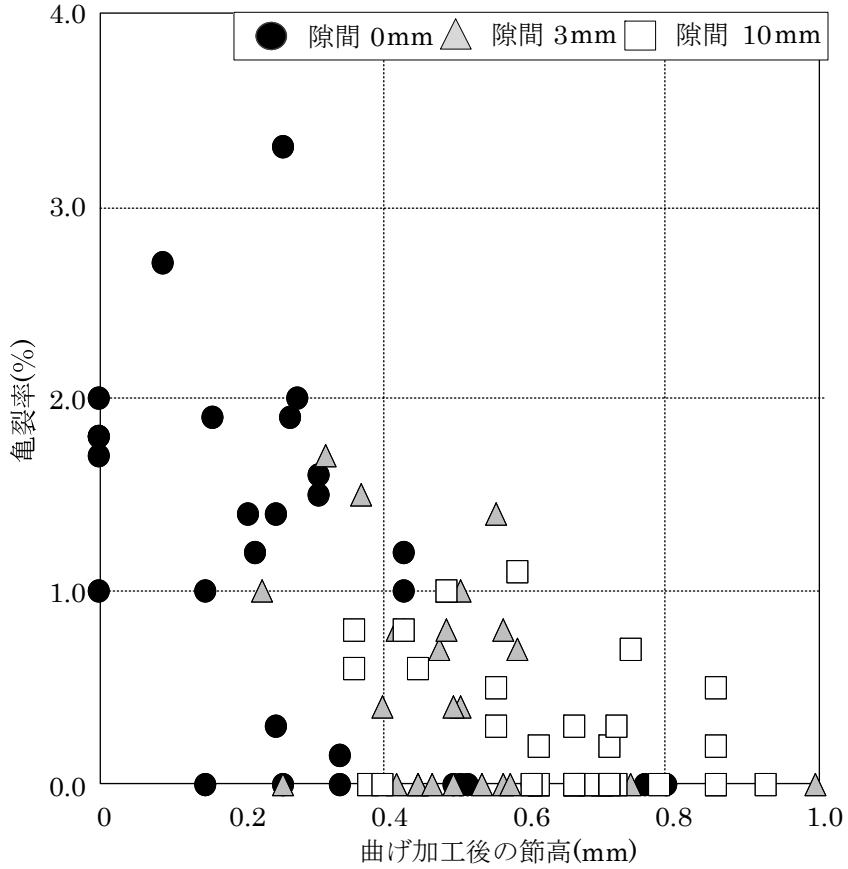


図-4.17　ローラー型による曲げ加工後の節高と亀裂率の関係

４．２．５　曲げ加工に伴う節形状の変化と初期亀裂

本項では，ASR による鉄筋損傷要因の 1 つである初期損傷に関し，曲げ加工方法の違いに着目した実験的検討を行った．現在一般的に実施されているローラー型曲げ加工方法とハンドル型曲げ加工方法について，曲げ加工に伴う節の変形性状，ならびに初期亀裂の状況を評価した結果，以下の知見が得られた．

1) ハンドル型曲げ加工方法では，曲げ加工半径の設定値 1.50d に対して 1.50d～1.75d となり，ばらつきが大きくなった．曲げ加工部の損傷状況を調査した結果，中央では，節の

めり込み量は総じて小さく，初期亀裂も生じにくいことが明らかとなった．次に，鉄筋を曲げる際に使用するハンドルが鉄筋に接する箇所では，亀裂率 6.5%の大きな初期亀裂を示したが，初期亀裂の発生方向は実構造物で確認される鉄筋亀裂の方向とは異なるものであった．

2) 現在一般的に行われているローラー型曲げ加工を行った結果，加工後の節高は，加工前の節高 1.00mm に対して，隙間 10mm で 0.59mm，隙間 3mm で 0.48mm，隙間 0mm では 0.19mm となった．これより，曲げ加工に伴う節のめり込み量は鉄筋とローラーの間隔を変えることによって変化し，両者の隙間を小さくするほど，節のめり込み量が大きくなることを明らかとした．

3) 曲げ加工半径は，隙間の大小にかかわらず，1.57d～1.69d となった．併せて，亀裂率と曲げ加工後の節高の関係を調査すると，節のめり込み量が大きくなると，初期亀裂率も大きくなる傾向が確認されたことから，同一の曲げ加工半径であっても，曲げ加工方法やその設定が変わることによって鉄筋の節のめり込み量とめり込みに伴う初期亀裂率が異なることを示唆した．

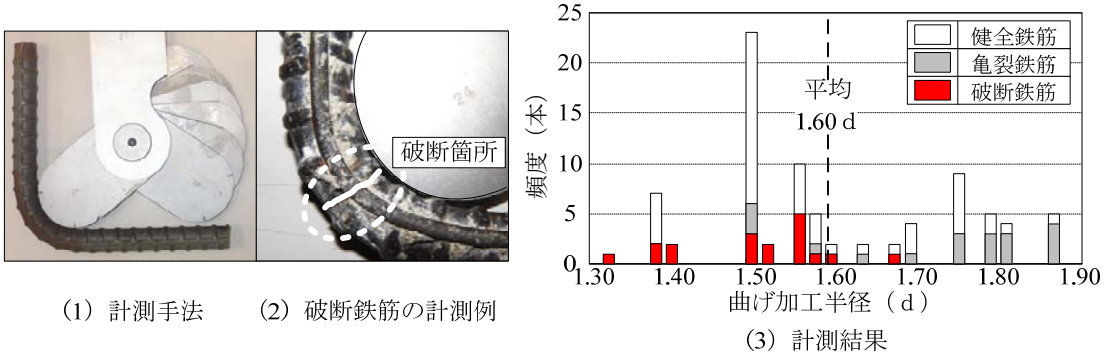
４．３　鉄筋初期亀裂と ASR による亀裂進展

本節では，鉄筋自体に由来する損傷要因として，前節で検討したローラー型曲げ加工方法によって発生した曲げ加工に伴う節形状の変化と初期亀裂の関係に着目し，実構造物からはつり出した折り曲げ加工部における節形状と進展亀裂量を比較することによって，鉄筋損傷に及ぼした曲げ加工時の影響について一考を加える．

４．３．１　実構造物からはつり出した鉄筋の節形状と亀裂

（１）曲げ加工半径

3 章において検討対象とした D 橋の P4 橋脚隅角部 TU，および KU からはつり出した 88 本の曲げ加工部を対象に，R ゲージを用いて曲げ加工半径の計測を行った．曲げ加工半径の計測手法と結果を図-4.18 に示す．なお，破断鉄筋の曲げ加工半径については，図-18(2)に示すように破断面同士を突き合わせ，曲げ加工の内側面が一致する状態に固定した後，曲げ加工半径を計測した．



（1）計測手法　　（2）破断鉄筋の計測例　　（3）計測結果

図-4.18　曲げ加工半径の計測手法と結果

既往の研究[4-3][4-4]より，初期亀裂は曲げ加工半径が小さいほど生じやすく，初期亀裂が鉄筋損傷に影響を及ぼすとされている．P4橋脚隅角部TU，およびKUの曲げ加工半径は，平均値で1.60d（dは鉄筋の公称直径）であるとともに，すべての計測結果が，道路橋示方書などで規定された最小曲げ加工半径2.00dを下回る急激な曲げ加工が施されていた．

（２）亀裂深さの詳細計測

D 橋 P4 橋脚隅角部 TU を対象に亀裂鉄筋，および健全鉄筋の亀裂発生状況を顕微鏡観察によって詳細に計測した．亀裂進展率の計測方法を**図-4.19** に示す．鉄筋亀裂の観察は，はつり出した曲げ加工部を樹脂で固定し，縦方向に 1/2 にカットした後，#1500 の研磨材で研磨した断面を顕微鏡により 100～1000 倍に拡大した画像から行った．また，亀裂進展率は，亀裂深さを鉄筋径で除すことによって算出した．

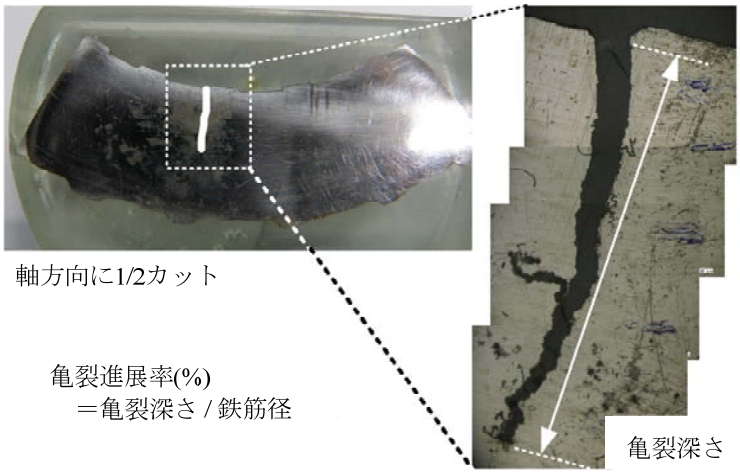
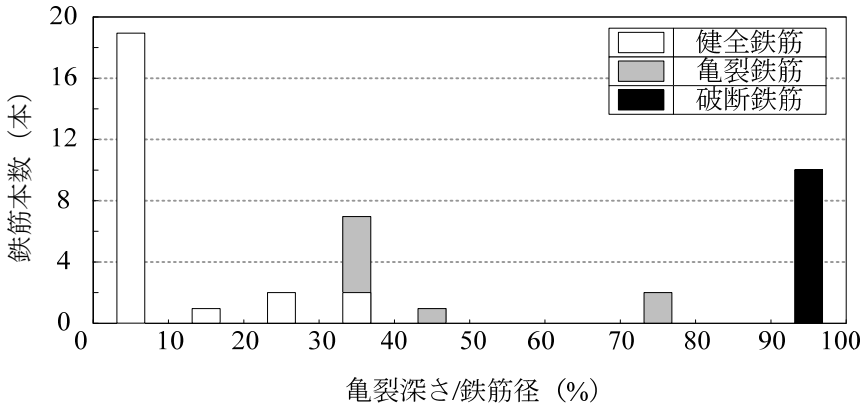


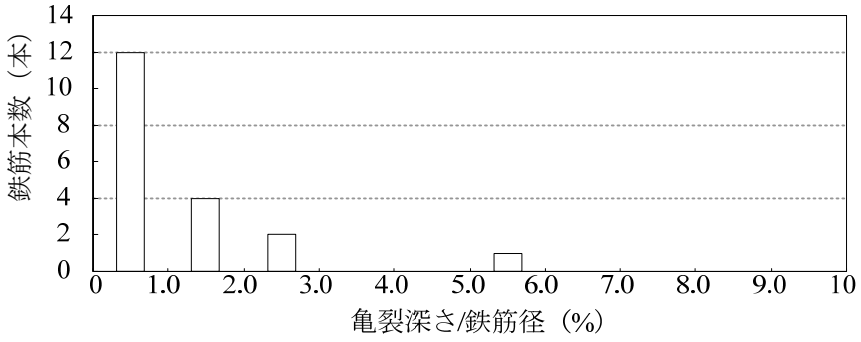
図-4.19　亀裂進展率の計測方法

亀裂進展率の計測結果を**図-4.20** に示す．**図-4.20(1)**より，亀裂鉄筋では 8 本中 2 本の鉄筋で亀裂進展率が 70～80%程度，残りの 6 本では，亀裂進展率が 30～50%程度の損傷を生じていた．次に，目視において健全と判断されたもの（図中，健全鉄筋）についても観察を行った 24 本全てで亀裂が観察され，そのうち 5 本では亀裂進展率 10～40%が確認された．ただし，残りの 19 本で認められた亀裂は 10%に満たない微細なものであった．なお，顕微鏡観察によって 10%以上の亀裂が認められ，前章で健全鉄筋に区分していた鉄筋 5 本は，破断鉄筋から数えて 3 本目，あるいはこれ以上離れた位置に分布するものであり，**図-3.13** で示した結果に影響を与えるものではないことも確認した．したがって以降では，目視により健全と判断された鉄筋のうち 10%以上の亀裂が確認されたものを亀裂鉄筋に再分類し，10%未満の微細な亀裂が確認された健全鉄筋を微小亀裂鉄筋と呼称することにする．

図-20(2)に，微小亀裂鉄筋を 1%ごとに区分した結果を示す．微小亀裂鉄筋は，ほぼ 3.0%未満の亀裂進展率として観察され，12 本は 1.0%にも満たないものであった．ここで，D 橋からはつり出した鉄筋の直線部分を曲げ加工半径 1.0d で改めて曲げ加工した際に確認された初期亀裂の最大値は，3.01%であった[4-5]．また，後述する同種鉄筋を曲げ加工半径 1.5d で曲げ加工した際の初期亀裂の最大値は 3.3%であった．このことから考えると，微小亀裂鉄筋の内 3.0%未満のものは，初期亀裂のまま進展していない可能性も考えられる．



（1）亀裂進展率



（2）拡大図 [0~10%範囲の詳細]

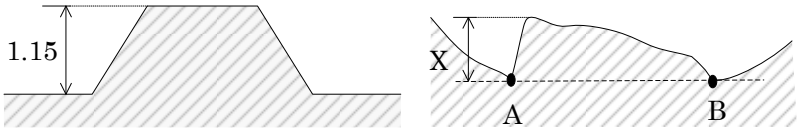
図-4.20　亀裂進展率計測結果

（３）曲げ加工部の節形状と亀裂深さ

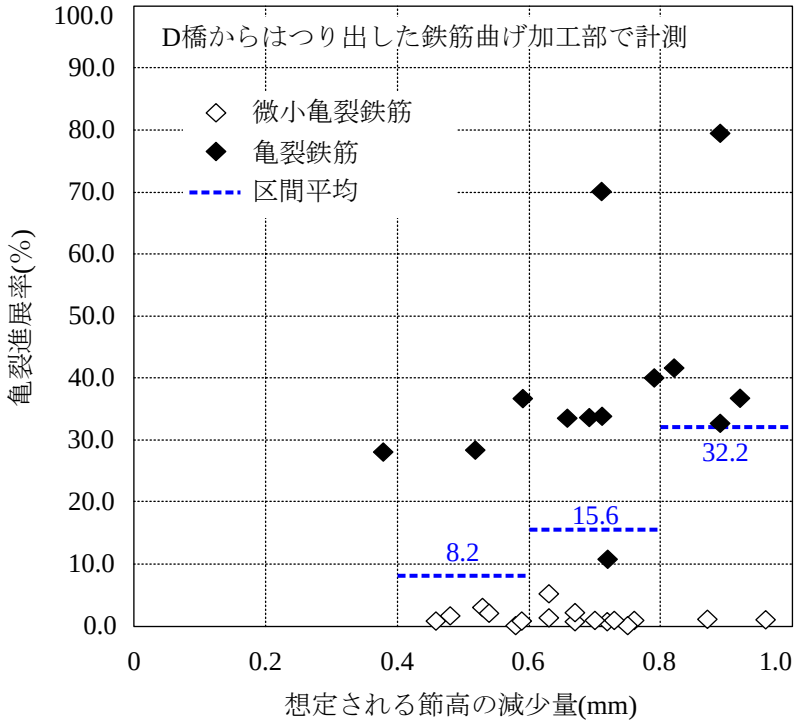
本項では，D橋橋脚からはつり出した曲げ加工部分の主に節高に着目した節形状の変形と前項で計測した亀裂深さとの関係を整理する．

図-4.21 に D 橋からはつり出した鉄筋の節高と亀裂進展率の関係を示す．曲げ加工前の節高は，D 橋からはつり出した鉄筋の曲げ加工がなされていない直線状の部分で**図-4.21**(1)に示す通り測定した結果，平均として概ね 1.15mm 程度であった．曲げ加工部分にあたる加工後の節高は，**図-4.21**(2)に示すように，節の付け根（A，B）を直線で結び，節の最も高い位置と直線 AB との距離と定義して計測した. **図-4.21**(3)では, 節高の平均 1.15mm を初期の節高と仮定し，はつり出した曲げ加工部において計測した節高を初期の節高から減じた量を節高の減少量として整理した．

図-4.21(3)より，節高減少量 0.4mm 程度における亀裂進展率は，大きいもので 30.0%程度であり，節高減少量 0.4mm から 0.6mm の区間平均（節高の減少量 0.4mm 以上を 0.2mm ピッチで集計）では，8.2%であった．これに対し，節高減少量 0.7mm 程度では 70%の亀裂進展率を示す鉄筋が確認され, 節高減少量 0.8mm から 1.0mm の区間平均は 32.2%と大きくなっている．以上から，節高の減少量が大きい鉄筋のすべてで顕著な亀裂進展が生じるわけではなく，ばらつきを有するものの，節高の減少量が大きかった鉄筋ほど相対的に亀裂の進展が大きくなる傾向にあったと考えられた．すなわち，曲げ加工時に節が大きく潰れるほど ASR 劣化に伴う鉄筋損傷の危険性は高まると考えられる．



（1）加工前節高　　（2）加工後節高(定義)



[想定される節高の減少量]
=はつり出し鉄筋の直線部で計測した平均節高 (1.15mm)
－曲げ加工部で計測した節高の実測値

（3）計測結果

図-4.21　亀裂進展率計測結果

４．３．２　曲げ加工時の初期亀裂と亀裂進展に関する一考察

本項では，前節4.2で示した，曲げ加工によって生じる節高の変化量と初期亀裂深さの傾向に着目し，実構造物からはつり出した鉄筋の節形状と進展亀裂量（**図-4.21**参照）との関係を比較することによって，ASRによる鉄筋損傷程度と初期亀裂との関係について一考を加える．両者を同様の方法によって比較するため，**図-4.17**に示した「ローラー型による曲げ加工後の節高と亀裂率の関係図」の横軸を節高の減少量に改め，**図-4.22**に再掲した．なお，遊間10mmの水準は，遊間設定間隔に伴う影響をより明確に得るため設定したものであり，通常の曲げ加工工程では，あまり発生しないとも考えられたため，**図-4.22**には，遊間0mmと3mmの値のみを用いた．

曲げ加工後の節高と初期亀裂率の関係を**図-4.22**に示す．**図-4.22**では，S鉄筋6本の曲げ加工試験で確認されたすべての初期亀裂を対象に，S鉄筋加工前の平均節高（前記1.0mm）から加工後の節高計測値（**図-21(2)**参照）を減じることで曲げ加工による節高の減少量を算出し，初期亀裂率（亀裂深さ/鉄筋径）との関係を示している．

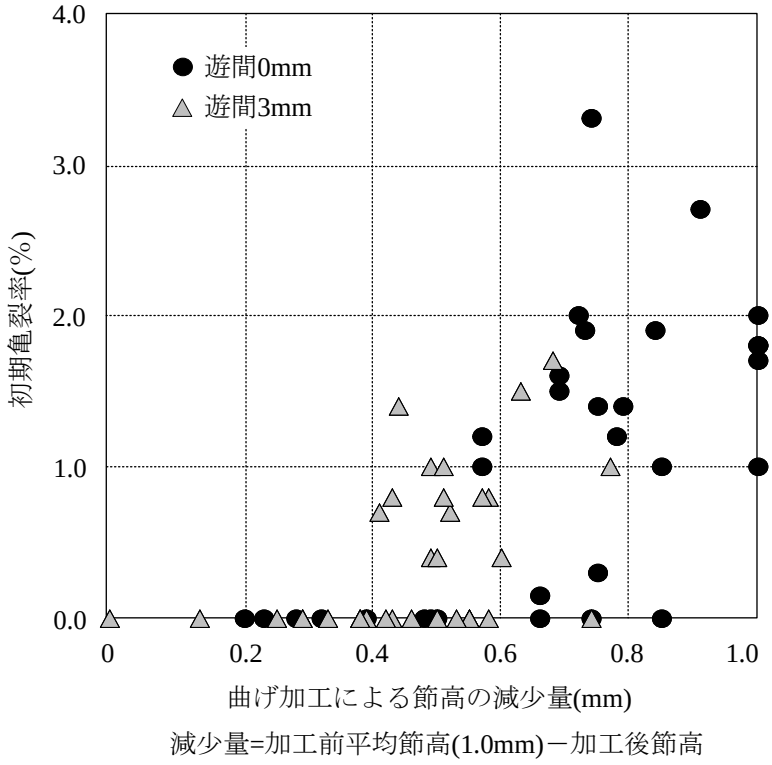


図-4.22　曲げ加工後の節高と初期亀裂率の関係

図-4.22 より，曲げ加工によって節が大きく潰されるほど初期亀裂率にばらつきが認められ，初期亀裂率の最大値は，節高の減少（埋め込み量の増大）に伴って大きくなることが確認された．また，遊間の小さい 0mm 設定の方が，節の潰れ方が大きく，初期亀裂率が高くなっていることが確認された．ここで，**図-4.22** に示した結果は，ローラーと加工芯との遊間距離を 2 水準で実施した結果であるが，遊間 0mm，3mm ともに加工後の曲げ加工半径は $1.57d$～$1.69d$ とほぼ等しい結果が得られている．このことから考えると，ローラー式曲げ加工機を用いた場合，曲げ加工半径は，使用する加工芯の径に依存するため，ほぼ同等の加工精度が期待されるものの，遊間設定のズレや作業中の緩みなどが生じた場合には，鉄筋に生じる初期亀裂率に差が生じる可能性があり，特に，遊間が狭くなった場合には，節が大きく潰れることで，比較的大きく初期亀裂が発生する可能性のあることを示唆するものである．

ここで，3 章では，ASR による内部膨張作用によって，鉄筋曲げ加工部は押し拡げられる変形を生じたことが鉄筋損傷につながったと推定され，また，損傷鉄筋がランダムな分布を示す箇所があることから，鉄筋の損傷程度には，鉄筋自体の特性や初期損傷の有無などもその要因として挙げられた．

図-4.22 に示した結果は，D 橋橋脚の鉄筋から求めた結果ではなく，あくまでこれに近い S 鉄筋を用いた試験結果であることから断言するまでには至らないが，前節**図-4.21** で示した D 橋はつり出し鉄筋の結果と比較すると，本研究の範囲内において，次のようなことが考えられる．すなわち，鉄筋の曲げ加工時に節がつぶれることで初期亀裂が生じ，大きく潰れるほど初期亀裂が大きく，またばらつきも大きくなる傾向にある．節高の減少量が 0.4mm を超える程度から ASR による亀裂進展の危険性が高まり，節が 0.7mm 程度以上潰れた場合には，更に大きな亀裂の進展につながる可能性があると考えられる．ただし，ばらつきも大きいことから，

節が大きく潰れた鉄筋すべてが大きな損傷を起こすものではなく，初期亀裂が大きかった鉄筋が選択的に亀裂進展，あるいは破断に至ったと考えられる．

第４章の参考文献

[4-1] 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たなる対応－，コンクリートライブラリー，No.124，pp.I-32-65，2005

[4-2] 幸左賢二，川島恭志，合田寛基，興梠展朗：ASR 実構造物の鉄筋損傷に着目した調査・検討，構造工学論文集，Vol. 54A，pp. 723-730，2008.3

[4-3] 幸左賢二，川島恭志，合田寛基，興梠展朗：ASR 実構造物の鉄筋損傷に着目した調査・検討，構造工学論文集，Vol. 54A，pp. 723-730，2008.

[4-4] 幸左賢二，川島恭志，合田寛基，興梠展朗：アルカリ骨材反応による鉄筋破断現象に関する実験的考察，土木学会論文集 E，Vol. 64，No. 2，pp. 371-388，2008.

[4-5] 例えば，上原伸郎，幸左賢二，大代武志，山口和成：複数の鉄筋破断が生じた ASR 実構造物の鉄筋損傷評価，構造工学論文集，Vol. 59A，pp. 866-877，2013.

第5章　鉄筋材料特性と鉄筋損傷の感受性に関する評価

５．１　概要

前章では，D橋に使用された鉄筋と同種のS鉄筋を用いた曲げ加工試験において，最大で3.3%の初期亀裂が確認された．さらに，D橋からはつり出し，目視によって損傷が確認されなかった鉄筋の亀裂進展率は，ほとんどが3.0%程度未満の亀裂率であったことから考えると，D橋橋脚では曲げ加工時の初期亀裂がほとんど進展しないまま残存した鉄筋があったものと推定される．しかしながら，D橋では極めて多くの鉄筋が損傷していたことから考えれば，初期亀裂の大小に加えて他の要因が複合的に作用した可能性も考えられる．したがって本章では，D橋橋脚からはつり出した鉄筋を用いて化学成分，引張強さ，およびシャルピー衝撃試験を実施することで，鉄筋の材料特性に着目した検討を行った．

５．２　材料特性評価鉄筋の概説

本章で取り扱う評価鉄筋は，D 橋橋脚からはつり出した D 橋鉄筋と，比較用として D 橋鉄筋と同種であり前章で曲げ加工の評価対象とした S 鉄筋，ならびに鉄筋破断が確認されている京阪神地区の実構造物からはつり出した JIS 改正以前の鉄筋（以降，A 鉄筋，B 鉄筋），加えて現在一般的に流通している現行鉄筋として，2005 年頃に北九州市で購入した鉄筋（以降，北九州品），普通鋼電炉工業会が 2004 年に取り纏めた電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書[5-1]に記載されている D16 鉄筋の平均値（以降，工業会調査品）を用いた．

鉄筋物性試験で対象とした鉄筋は，異形鉄筋であるため，各鉄筋で断面形状が異なることから，そのままの形状で鋼材の特性評価を行った場合には，形状効果が加味され，鋼材特性を比較することは難しい．このため，試験片作製は，JIS Z 2201 金属材料引張試験方法に準拠し，鉄筋形状を加工することで鉄筋断面の影響を排除した．また，引張試験は JIS Z 2241 金属材料引張試験方法，シャルピー衝撃試験は JIS Z 2242 金属材料のシャルピー衝撃試験方法に準拠した．なお，これらの試験は，全て常温で行った．

５．３　鉄筋材料特性の分析

５．３．１　鉄筋の化学成分分析

表-5.1 に鉄筋の成分分析結果を示す．P（リン）および S（硫黄）は鉄筋の脆化を引き起こすとされ，JIS においても 0.05 以下と規定されている．試験結果より，D 橋鉄筋，旧基準鉄筋，および現行流通鉄筋のすべてで JIS 規格を満足していることが確認された．続いて，N（窒素）は，鉄筋のひずみ時効に影響を及ぼすとされ，成分量が多い場合には鉄筋損傷が生じやすいとされている．今回行った試験結果では，D 橋鉄筋を含めた旧基準鉄筋の値は，現行流通鉄筋よりも低い値を示しており，N 値が D 橋鉄筋の鉄筋損傷の主要因とは判断されない数値結果となった．なお，同種鉄筋として前章で評価に用いた S 鉄筋の成分分析結果は，**表-5.1** に示した通り，Mn 値に若干の相違があるものの，その他は D 橋鉄筋とほぼ等価であることも確認された．

表-5.1　鉄筋の成分分析結果

鉄筋種別			C	Si	Mn	Cu	Ni	Cr	Mo	Al	P	S	N
評価対象鉄筋		D橋鉄筋	0.31	0.29	0.59	0.38	0.08	0.08	0.02	0.010	0.010	0.030	0.010
参考	旧基準(~1985年)	S鉄筋	0.30	0.24	0.79	0.41	0.09	0.13	0.01	0.008	0.015	0.027	0.010
		A鉄筋	0.17	0.37	1.47	0.19	0.06	0.03	0.01	0.030	0.012	0.017	0.006
		B鉄筋	0.25	0.18	0.77	0.19	0.13	0.17	0.02	0.001	0.018	0.030	0.009
	現行流通鉄筋	北九州品	0.23	0.10	0.59	0.35	0.07	0.22	0.01	<0.001	0.037	0.042	0.013
		工業会調査	0.21	0.16	0.65	0.33	0.20	−	−	−	0.028	0.033	0.012
JIS規格値			−	−	−	−	−	−	−	−	<0.05	<0.05	−

現行流通鉄筋）1985年のJIS改正以降に製造され近年流通していた鉄筋

[北九州品] 2005年頃に北九州市で購入　　[工業会調査] 普通鋼電炉工業会 電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書(2004年) 平均値

５．３．２　引張強さ試験

D 橋鉄筋の引張強度特性を把握するため，引張強さ試験を行い，併せて S 鉄筋，旧基準（鉄筋 A，B），および現行流通鉄筋（北九州品，工業会調査品）との比較を行った．**図-5.1** に引張強さと破断伸びの関係を示す．なお評価本数は，D 橋鉄筋 4 本，工業会調査品は参考文献[5-1]に示された 27 本の平均値，その他はそれぞれ各 1 本であり，すべての鉄筋は SD295，あるいはこれに相当する鉄筋である．

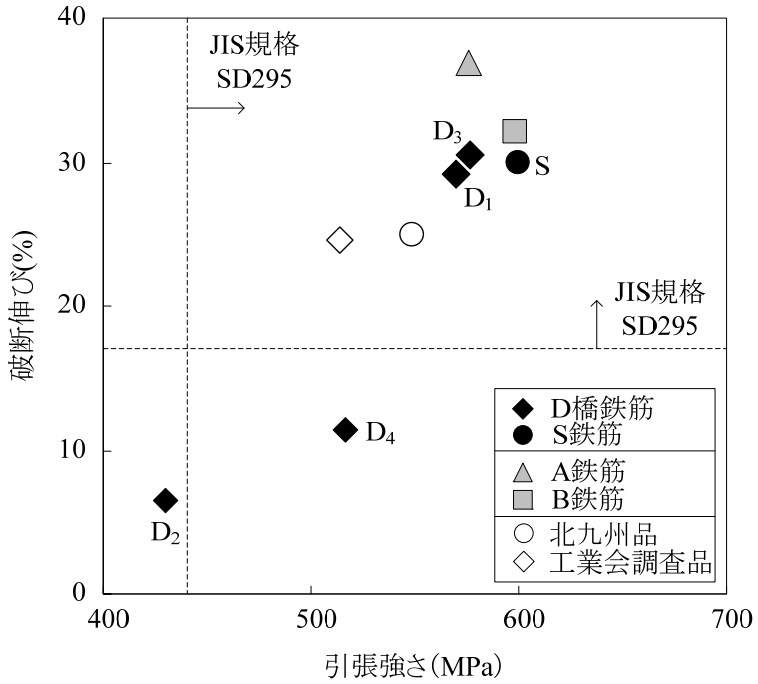


図-5.1　各鉄筋の引張強さと破断伸び

図-5.1 に示すように，D 橋鉄筋は 4 本の試験体のうち 2 本（D_2，D_4）で破断伸びの現行 JIS 規格を満足しなかった．さらにそのうちの 1 本（D_2）は，引張強さについても現行 JIS 規格を若干下回る値を示した．ここで，破断伸びと引張強さの双方で現行 JIS 規格を下回った鉄筋（D_2）と，ともに JIS 規格を満足した鉄筋（D_1）の 引張試験終了後における試験体の状況を図-5.2 に示す．

一般的に引張試験終了時における鉄筋の状態は，図に示す D_1 のようであり，鉄筋の伸びと絞り（図中 X）が生じる．しかしながら，JIS 規格を下回った D_2 では，絞りがほとんど生じない段階で引張方向に沿った縦方向の亀裂面の形成とともに破断に至っていた．鉄筋軸方向に亀裂が生じる現象は非常に奇異な現象であると言え，可能性としては，破断箇所近傍における介在物の存在が疑われるが，今回の実験では具体的な要因の解明には至っていない．

以上から考えると，D 橋鉄筋の試験数は 4 本と十分な数量で試験を行うことができなかったものの，その中で強度特性の特に低位なものが含まれていたことから，鉄筋自身に脆性的な破壊形態を呈する要因が含まれていた可能性が示唆される．

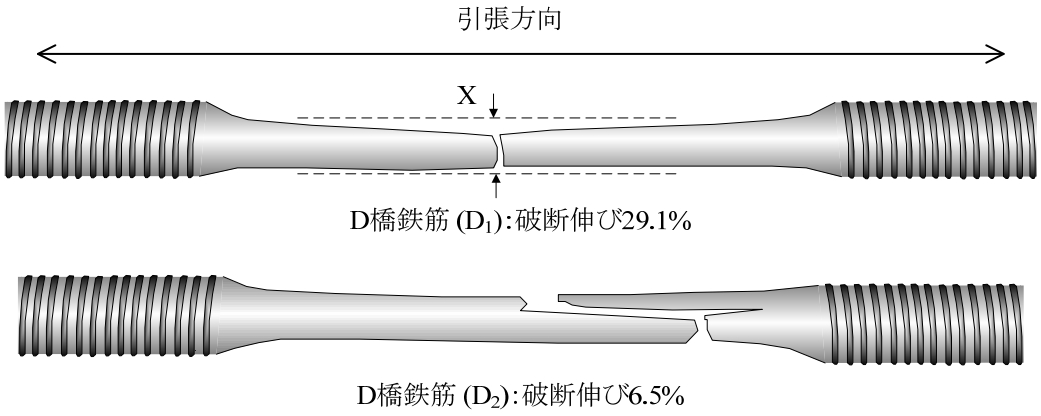


図-5.2　引張試験終了後における試験体の状況

５．３．３　シャルピー衝撃試験と窒素量

ASR による鉄筋の破断面は，脆性破面の様相を呈しており，伸びがなく脆性的な破壊を起こしていると考えられる．既往の研究[5-1][5-2][5-3]において，鉄筋自体の靭性能を確認する目的でシャルピー衝撃試験による評価が行われていることを参考に，本項では，シャルピー衝撃試験，ならびに鉄筋の靭性に影響を及ぼすとされる窒素量に着目して考察を加える．

本項の評価には，**表-5.1** に示した 6 種類のうち北九州品を除く 5 種類を用いた．シャルピー試験片は，JIS 2mm V ノッチとし，試験本数は，D 橋鉄筋 6 本，工業会調査品 15 本，およびその他の 3 種類は各 7 本となっている．窒素含有量とシャルピー衝撃試験により求めた吸収エネルギーの関係を**図-5.3** に示す．

既往の研究成果[5-2]などでは，窒素含有量が多い場合，吸収エネルギーが低下すると報告されており，窒素含有量が比較的多く含まれる鉄筋を使用したことが，ASR による鉄筋破断現象に影響を及ぼした可能性を示唆している．**図-5.3** に示すように，すべての鉄筋を含めた傾向を捉えると，概ね，窒素含有量の多い鉄筋ほど吸収エネルギーが低下しており，材料試験としては，既往の研究成果と一致する傾向が認められる．しかしながら，本報の検討対象であり，40%以上もの鉄筋で亀裂や破断などの損傷が確認された D 橋鉄筋（N=0.010%）を見ると，工業会調査品（平均 N=0.012%）よりもむしろ窒素含有量は小さい値となっていた．吸収エネルギーを見ても，D 橋鉄筋は 35J から 113J まで大きなばらつきを示しているものの，すべての試験片で工業会調査品の平均値 34.1J よりも大きな吸収エネルギーを示す結果となった．ここで，旧基準（1985 年 JIS 改正前）の鉄筋と現行流通鉄筋とを見比べると，D 橋鉄筋を含み今回試験

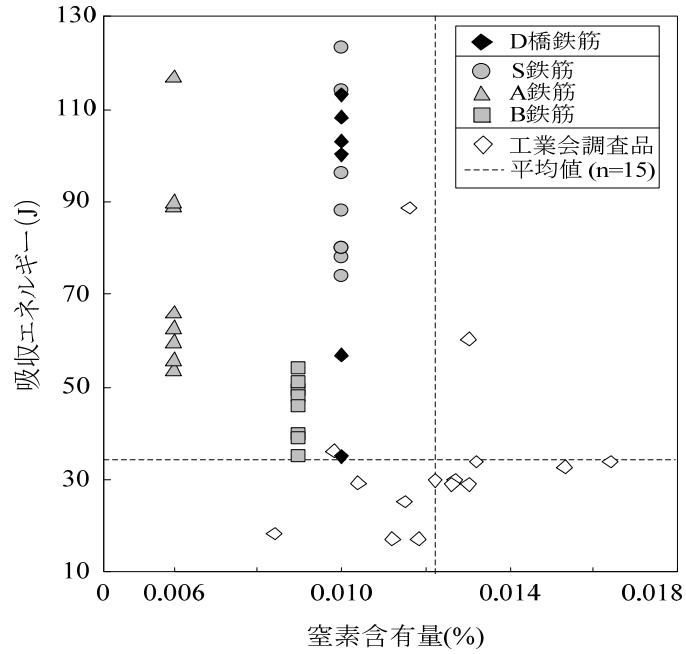


図-5.3　窒素含有量と吸収エネルギーの関係

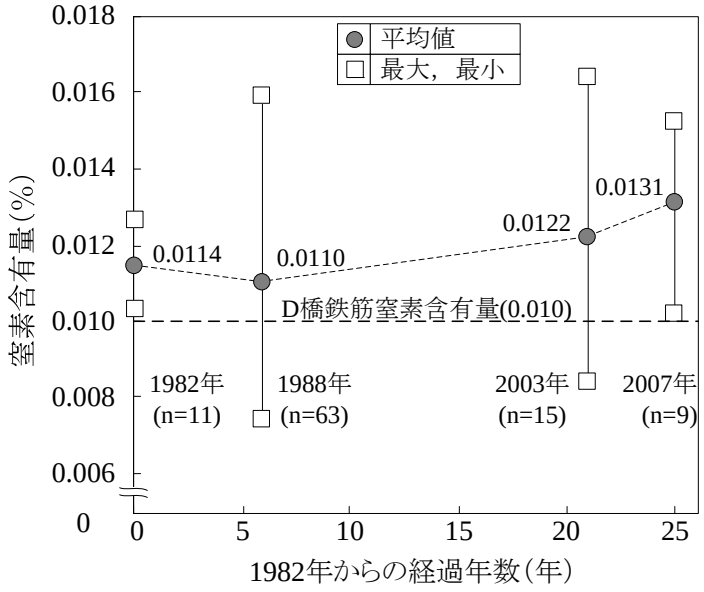


図-5.4　鉄筋中に含まれる窒素含有量の経年変化

験を実施した旧基準鉄筋は，概ね 2004 年の調査における工業会調査品よりも窒素含有量が少ない結果となっている．

次いで，窒素含有量については，JIS 規格等による規定値がないことから，3 つの文献[5-4][5-5][5-6]を参考に窒素含有量を整理し，経年的な変化として**図-5.4** に示した．図に示すように，いずれの年次においても窒素含有量は大きくばらついており，製造メーカ，あるいは製造年によってさまざまな窒素含有量を示す電炉鉄筋が製造されていることが分かる．しかしながら，ばらつきはあるものの，1982（昭和 57）年から 2007（平成 19）年にかけて，窒素含有

量の平均値は 0.011%程度から 0.013%へと増加傾向を示しており，D 橋鉄筋の分析値が 0.010%であったことを考えれば，D 橋鉄筋は，近年製造されている電炉鉄筋の窒素含有量のばらつきの範囲内であると考えられるとともに，現在の平均的な窒素含有量と大きく相違するものではなかったことが確認された．

以上から，今回実施したシャルピー衝撃試験では，D 橋鉄筋は現行流通鉄筋や他の旧基準鉄筋と比べて同等以上の吸収エネルギーを有する結果となった．ただし，吸収エネルギー値に影響を及ぼす窒素含有量は，そもそもその規定がないことからばらつく可能性を秘めており，窒素含有量の高いものが含まれた場合には，脆性的な破壊を呈する鉄筋，すなわち ASR 構造物中で大きく損傷する鉄筋も生じる可能性があると考えられる．

第５章の参考文献

[5-1] 普通鋼電炉工業会, 電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会 : 電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書, pp. 63-97, 2004. 10

[5-2] 樽井敏三，鳥居和之：アルカリシリカ反応による鉄筋の破断機構，材料と環境，Vol. 59, pp. 143-150，2010.

[5-3] 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たなる対応－，コンクリートライブラリー，No.124，pp.I-32-65，2005

[5-4] 藤本盛久，藤盛紀明，中込忠男，矢部喜堂，石川登：鉄筋コンクリート用棒鋼のシャルピー衝撃特性，日本建築学会論文報告集 No. 346，pp. 9-19，1984. 12

[5-5] 社団法人日本鉄鋼連盟，普通鋼電炉工業会：電炉鉄筋棒鋼の研究，pp. 1-35，1987. 3

[5-6] 普通鋼電炉工業会, 電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会 : 電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書, 2008. 10

第6章 ASR 長期暴露供試体の外観劣化と内部劣化の関係性評価

６．１　概要

1990年代には，アルカリ骨材反応（以下，ASR）により劣化した構造物であっても鉄筋などによる拘束がある場合には，内部コンクリートに顕著な劣化が生じず，耐荷性能等の大きな低下はないと考えられていた. たとえば, 小林の研究[6-1]では, ASRの膨張作用によって主鉄筋，スターラップ筋にそれぞれ大きな引張ひずみが生じ，コンクリート表面に多数のひび割れが観察されても, RC梁部材としての静的ならびに動的耐荷特性は健全なものと比較して劣らないと報告されている．一方，小柳らの研究[6-2]では，鉄筋が膨張を拘束することによってコンクリートにケミカルプレストレスが生じ，内部ひび割れのランダムな発生を抑制するとしている．

他方で，コンクリート表面に生じ我々が目視によって確認できるひび割れと，構造物内部に生じている内部ひび割れとの関係性についてもいくつかの知見が示されている．小林らの研究[6-3]では，コンクリート細孔溶液中のアルカリ量が外部と内部で異なることを，また，鍵本らの研究[6-4][6-5]では，コンクリートのかぶり方向における湿度環境の差を示した上で，コンクリート表面に生じる巨視的なひび割れは，内部コンクリートの膨張によって，表面に引張応力が生じることで発生するとしている．

これまでにもコンクリート内部の劣化に関する実験的な検討は，数多く報告されているものの，顕微鏡レベルの微視的な現象や促進養生条件下で材料品質の確認に主眼を置く検討事例が多く，長期暴露試験によって鉄筋損傷を含むASR内部劣化を検討した例は僅かである．

本章では，配筋条件下のASR供試体を作製し，4年以上に及ぶ長期屋外暴露試験に供することで，当該供試体の外観および内部のひび割れ性状を詳細に観察し，内部から外観に至るASR劣化の進展傾向について考察を加える．

６．２　供試体概要

６．２．１　モデルと供試体形状

供試体モデル化対象断面を**図-6.1** に示す．供試体は，鉄筋が損傷した場合，構造物の耐力低下が最も懸念される梁部付け根付近の断面を抽出してモデル化を行った. **図-6.1(a)** に示すモデル化対象断面は，2700×3490mm であるが，本研究の供試体では，局所的な膨張圧が生じないよう正方形断面に変更した．また，対象橋脚の梁部は PC 部材であるが，既往の文献[6-6]を参考に，鋼材の拘束条件を RC 単純梁に置き換えることとした．PC 梁の初降伏時の曲げ耐力が同等となる RC に換算した引張主鉄筋比 0.95%を基準とし，供試体 4 面で同様に鉄筋を配置したことから主鉄筋比は 3.0%となっている．

供試体寸法は，**図-6.2** に示す通り，**図-6.1** に示した橋脚梁部断面の 1/8 スケールを基準に 340×340mm の正方形断面とし，供試体長さは 670mm とした．

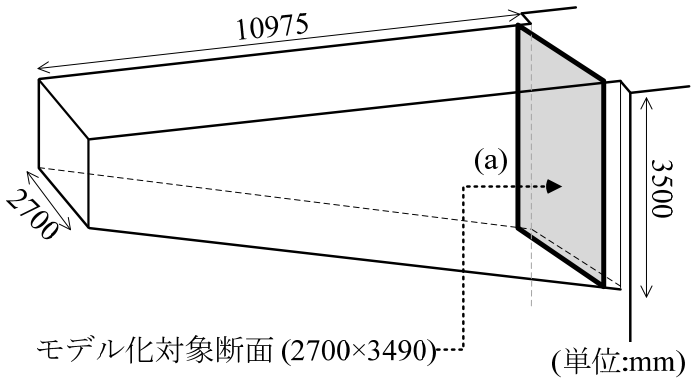
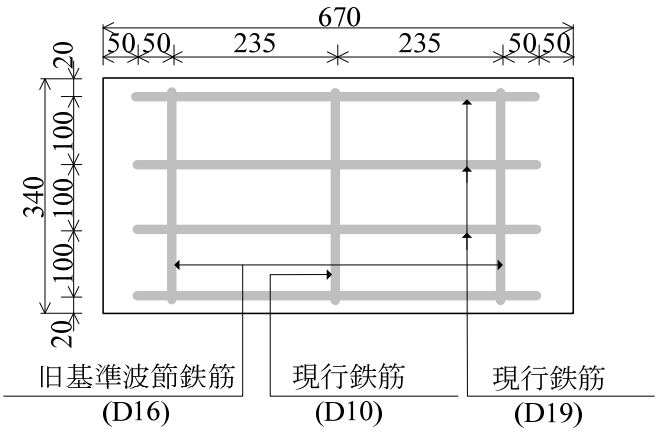
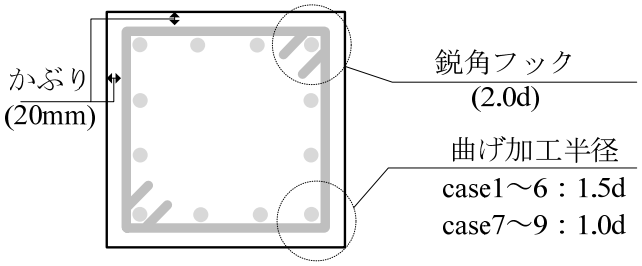


図-6.1　供試体モデル化対象断面



(1)　側面図



(2)　断面図

図-6.2　供試体寸法

６．２．２　使用鉄筋の概要

図-6.2 に示した通り，主鉄筋には，D19 異形棒鋼を 12 本配置した．主鉄筋の両端部は，定着を取るため L 形に加工して用いた．帯鉄筋は，供試体の両端部から 100mm 程度の位置に D16 異形棒鋼を各 1 本，供試体軸中央付近に D10 異形棒鋼を 1 本配置した．帯鉄筋比は 0.41%となっている．D19 の主鉄筋，および D10 の帯鉄筋には，現在，北九州地区で流通している鉄筋を加工して用いた．一方， D16 の帯鉄筋については，鉄筋破断が多数報告されている関西地区の橋梁からはつり出した鉄筋の直線部分を改めて曲げ加工することにより使用した．

ここで，現在までに鉄筋の破断が確認された ASR 劣化構造物は，1985 年以前に竣工した構造物である．加えて，異形鉄筋の形状は 1985 年の JIS 改正を境に節の立ち上がり部分がなだ

らかになるような形状変更が一般的に行われていることを考慮し，本研究では，実橋からはつり出した鉄筋を使用することとした．

また，鉄筋曲げ加工部では，経年に伴うひずみ時効硬化が生じていると考えられ，ASR 劣化構造物における鉄筋の損傷程度にも影響を及ぼすと考えられたことから，本研究においては，B. B. Hundy の提案式[6-7]を用いて，6 年経過相当のひずみ時効を与えた（120℃，10 時間）．

曲げ加工半径は，後述するシリーズ I（case1～3），およびシリーズ II（case4～6）で 1.5d（dは鉄筋の公称径），シリーズ III（case7～9）で，1.0dに設定した．

６．２．３　供試体暴露条件等

本研究で作製し，種々の試験に供した供試体水準の一覧を**表-6.1** に示す．

シリーズ I は，劣化度に伴う外観損傷とコンクリート物性の変化を見るために使用し，暴露日数 463 日から 1149 日で外観ひび割れ状況を基に判定した劣化度が小～大の供試体とした．なお，劣化度の評価は阪神高速道路公団が実施した構造物の健全度調査[6-8]を参考に，幅 0.2mm 以上のひび割れを対象としたひび割れ密度によって評価している（劣化度 小；2.0m/mm² 未満，劣化度 中：2.0 m/mm² 以上 5.0m/mm² 未満，劣化度 大；5.0m/mm² 以上）．

シリーズ II では，比較的劣化度が進んだ段階において，外観損傷とコンクリート内部での損傷との関係性を求めるために使用した．試験は，主にコア供試体側面と切断面における内部ひび割れ観察を重点的に実施し，外観損傷との比較を行った．

シリーズ III では，供試体の劣化度が極めて高度な状態とするため，4 年以上に及ぶ暴露期間を設定し，顕著な ASR 劣化と鉄筋損傷の関係性の把握，さらには鉄筋曲げ加工部における破断の再現を試みた．

なお，供試体の暴露条件としては，平均気温 16.6℃，年平均降水量 1738.3mm，年平均日照時間 1760.6 時間（屋外暴露試験を実施した 2008 年～2014 年の期間における北九州市八幡の年平均値）となっている．

表-6.1　供試体水準一覧

シリーズ	case	暴露期間(日)	ひび割れ密度(m/m²)	劣化度	主な項目
I	1	463	1.78	小	外観損傷とコンクリート物性の変化
	2	790	3.98	中	
	3	1149	5.39	大	
II	4	550	3.86	中	外観と内部損傷の関係性
	5	1168	5.01	大	
	6	1538	5.98	大	
III	7	1845	9.14	大	ASR劣化と鉄筋損傷の関係性 鉄筋破断の再現
	8	1523	6.72	大	
	9	暴露継続中	暴露継続中	—	

ひび割れ密度は幅0.2mm以上を対象とした

６．２．４　コンクリート配合

本実験で使用したコンクリートの配合を**表-6.2** に示す．設計基準強度は，単柱式橋脚 PC 梁の 35N/mm² を用いることとした．コンクリート配合は，W/C=46%，s/a=43%，単位水量は

175kg/m³であり，セメントには普通ポルトランドセメントを使用した．反応性骨材には，細骨材に長崎県産砕砂，粗骨材に北海道産砕石をそれぞれ使用した．反応性骨材の岩種はいずれも安山岩であり，反応性骨材の含有比率は，細骨材において反応性骨材と非反応性骨材の比率を6：4，粗骨材では同じく5：5とした．また，ASRの促進を目的として，コンクリートの等価アルカリ量を8kg/m³に設定し，シリーズI，IIではNaCl，シリーズIIIではNaOHを添加した．

表-6.2　コンクリート配合

単位量（kg/m³）							ASR促進剤 (Na_2Oeq) (kg/m³)
水	セメント	細骨材		粗骨材		混和剤	
		反応性	非反応	反応性	非反応		
175	381	431	287	509	509	1.14	8.0

６．２．５　コンクリート劣化状況

本実験で使用したコンクリートの外観ひび割れ密度と圧縮強度の関係を**図-6.3**に示す．外観ひび割れ密度の算出は，幅0.2mm以上のものを対象とし，ひび割れ長さの合計を評価面積で除すことにより求めた．なお，算出方法は次節において説明する．数値は3側面（上面，東面，西面）から算出したひび割れ密度の平均値を用い，図中では，便宜的に前述の阪神高速道路公団における健全度調査[6-8]に基づく劣化度の基準も併記した．

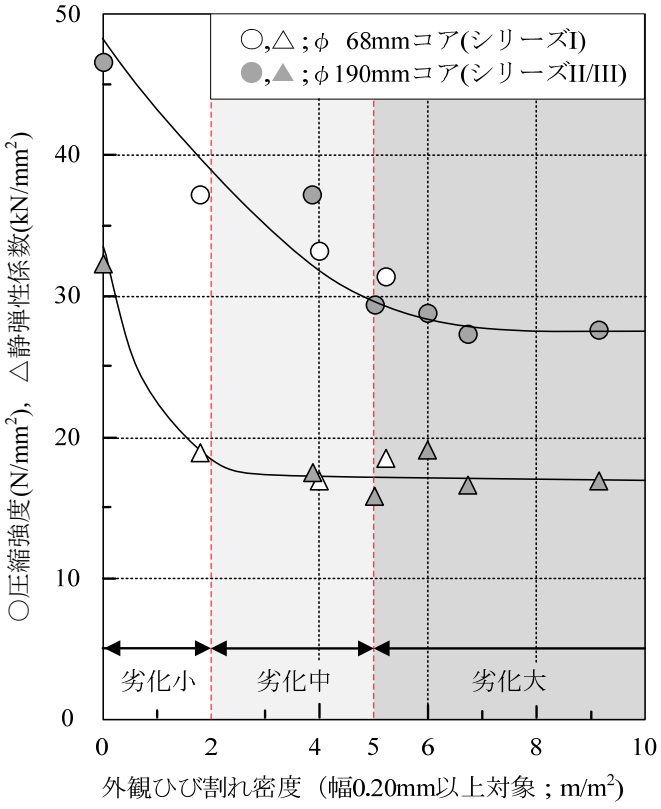


図-6.3　外観ひび割れ密度とコア強度／静弾性係数

圧縮強度は，各供試体から主鉄筋と同一方向で抜き取ったコアを用いて測定した．コア寸法および測定本数については，シリーズ I がφ68mm×136mm 程度で各 3 本ずつ，シリーズ II および III ではφ190×380mm 程度の各 1 本とした．なお，ひび割れ密度が 0m/mm² の値は，同一配合で別途作成した供試体（シリーズ IV case10；寸法 340×340×900mm）から材齢 28 日においてφ190mm×380mm のコアを採取し，計測したものであり，この値を初期値として使用した．

図-6.3 に示す通り，静弾性係数は，劣化初期から顕著に低下傾向を示し，外観ひび割れ密度が 2m/mm² 程度，すなわち劣化度「中」以降において約 40%低下で概ね一定の値を示す結果となっている．他方で，圧縮強度については，外観ひび割れ密度 5m/m² 程度まで低下傾向を示し，それ以降すなわち劣化度「大」以降は，概ね 40%低下で一定の値を示す傾向となった．

このような ASR 劣化初期において，圧縮強度よりも静弾性係数の低下が顕著にあらわれ，その後 ASR の進展に伴って圧縮強度が徐々に低下する傾向は，我が国の反応性骨材を用いた場合に一般的な傾向であるとされ，例えば，膨張量との関係として中田らの研究[6-9]などでも示されている．実構造物において膨張量の経時変化を計測することは難しいが，本研究結果のように，比較的容易な外観ひび割れ観察から構造物の劣化度を評価することで，内部コンクリートの劣化状態を推定することも可能であることを示唆する結果となった．

６．３　外観劣化性状

６．３．１　ひび割れ計測方法

外観ひび割れの計測では，主に，ひび割れ長さ（密度），およびひび割れ幅を計測の対象とした．計測の対象面は西面，東面，および上面とし，暴露日数に伴う外観ひび割れの経時変化を計測した．ひび割れ長さは，ひび割れを忠実にトレースし，その延長を累積することで求めた．ひび割れ密度の算出では，ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れ区間をひび割れトレース図から抽出後，その総延長を対象面積で除すことにより算出した．ひび割れ幅は，0.05mm 以上 0.2mm 未満，0.2mm 以上 0.4mm 未満，および 0.4mm 以上に分類して評価を行った．なお，本研究における劣化程度の判定基準は，3 つの観察面におけるひび割れ密度の平均値によって評価することとした．

６．３．２　暴露日数に伴う外観ひび割れ密度の推移

図-6.4 に case1～9 供試体の外観ひび割れ密度の経時変化を示す．**図**-6.4 に示すように，暴露期間を通して概ね一様な増加傾向となっており，約 1.5 年経過時に劣化度中（2.0m/m² 以上），約 3.5 年経過後には劣化度大（5.0m/m² 以上）と評価された．また，材齢 5 年が経過した時点において，ひび割れ密度 9~10m/m² 程度にも及ぶ極めて顕著な劣化状況となっている．ここで，ASR 促進剤として NaCl を用いた case1～6 と，NaOH を用いた case7～9 で材齢約 2 年から 3 年の間の外観ひび割れ密度に相違が見られた．促進剤が異なることでコンクリート自体の強度発現性に差が生じ，ASR による劣化程度に影響を及ぼした可能性も考えられたが，一方で，約 2 年～3 年という十分な材齢が過ぎた時点であること．ならびに，ASR による劣化が主に化学反応と反応生成物の膨潤によるものであることを勘案すると，供試体を作製した時期，季節が異

なったために，暴露期間中の温湿度等の差が影響を及ぼしたためと判断した．なお，各供試体で算出された外観ひび割れ密度，ならびに劣化度の判定結果は，**表-6.1** に記載している．

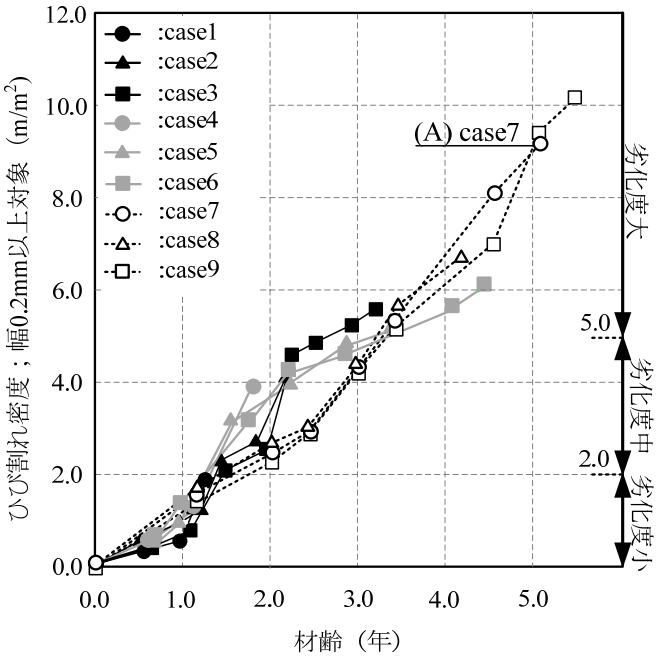


図-6.4　外観ひび割れ密度の経時変化

６．３．３　外観ひび割れの特徴

図-6.5 に外観におけるひび割れ状況として，現在までに内部観察等の試験を行った供試体の中で最も劣化度が進んだ状態であった case7（9.14m/m²）の東面をその代表例として示す．図中では，外観における経年変化の指標とした幅 0.2mm よりも，さらに細かいひび割れ（細破線）も参考として表記している．また，幅 0.2mm 以上のひび割れについては，特徴的な発生形態を見るため便宜的に幅 0.4mm 以上（太線）も区別して表記した．

図-6.5 より，外観ひび割れは，供試体軸方向に卓越しており，これを連結するように微細なひび割れが形成されている．特に，幅 0.2mm 以上を示すひび割れの大部分は，軸方向鉄筋の直上に形成されており，鉄筋位置と外観ひび割れとの相関を窺うことができる．一方，帯鉄筋の方向（供試体軸に垂直な方向）に発生したひび割れの量は少なく，また微細なものであり，帯鉄筋位置とひび割れ発生箇所に明確な相関は認められない．

６．３．４　外観ひび割れの経時的な変化

図-6.6 に case4～9 供試体の最終段階における外観ひび割れ図を示す．なお，case9 は現在も暴露継続中のため，現時点におけるひび割れ状況を示した．**図-6.6** では，それぞれの供試体の東面を代表として示しており，幅 0.2mm 以上のものを表記した．なお，括弧内で示した数値は，**表-6.1** の数値とは異なり，東面のみから算出したひび割れ密度の数値である．

図-6.6 から見て取れるように，各供試体とも供試体の軸方向に沿ったひび割れが特徴として現れており，それぞれの供試体の劣化程度は，最も劣化が進んだ case7（**図-6.5** 及び**図-6.6(5)**）の過程上に位置するものと判断した．

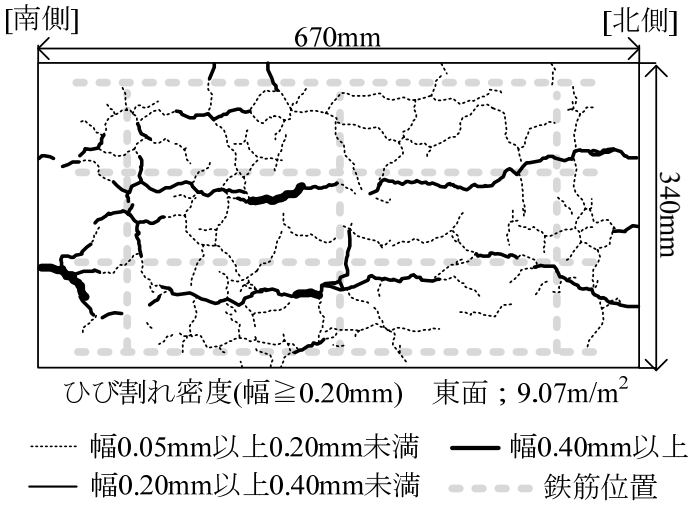


図-6.5　外観ひび割れ状況の一例（case7；東面）

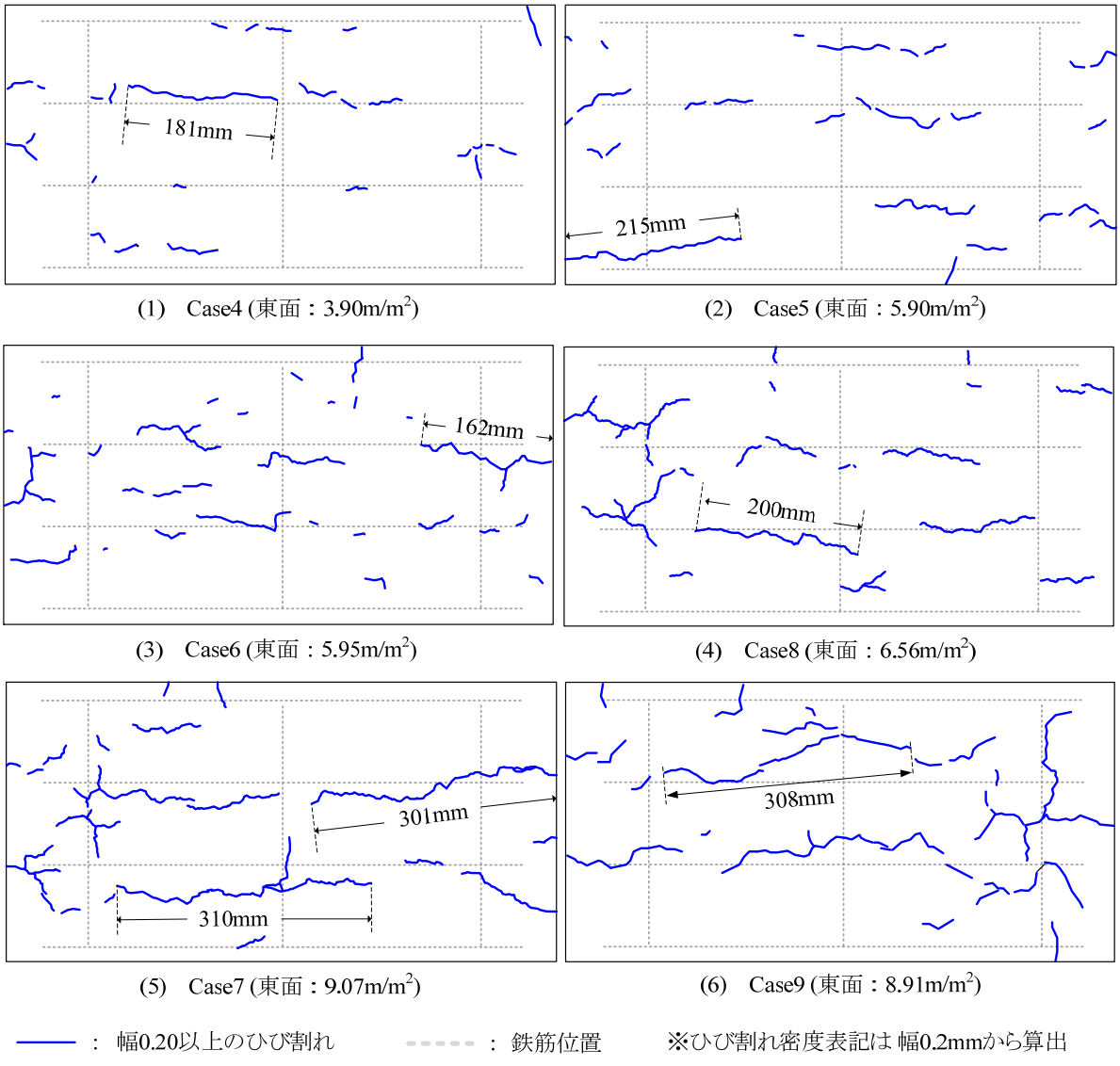


図-6.6　外観におけるひび割れ損傷図（各 case の東面を例示）

続いて，外観ひび割れを経時的な変化として捉える一つの方法として，ひび割れ密度の算出に用いたひび割れの個々の長さに着目して整理した．**図-6.7** に外観ひび割れ密度と平均ひび割れ長さの関係を示す．

対象としたひび割れは，東面，西面，および上面に発生した幅 0.2mm 以上のひび割れであり，ひび割れ長さは，**図-6.6** 中に例示しているように，連続したひび割れの両端を結んだ直線の長さと定義した．また，ひび割れが分岐する場合，主要なひび割れを選定する目的から，最長の区間を選択し，ひび割れ長さとした．**図-6.7** 中には，上記の定義に基づいて算出した各供試体の平均ひび割れ長さを括弧内の数値で示している．

図-6.7 より，各供試体のひび割れ密度および平均ひび割れ長さは，それぞれで各 3 側面の平均ひび割れ長さにおいて 15～30mm 程度の差があるものの，各供試体における平均値で考えると，外観ひび割れの全体の傾向としては，ASR 劣化の進展に伴い，ひび割れ長さは増大する傾向が認められた．以上の外観ひび割れの発生傾向，およびひび割れ長さの延伸傾向より，ASR による外観ひび割れは，劣化の進展とともに，主鉄筋に沿った方向へひび割れ長さが増大する傾向にあると考えられる．

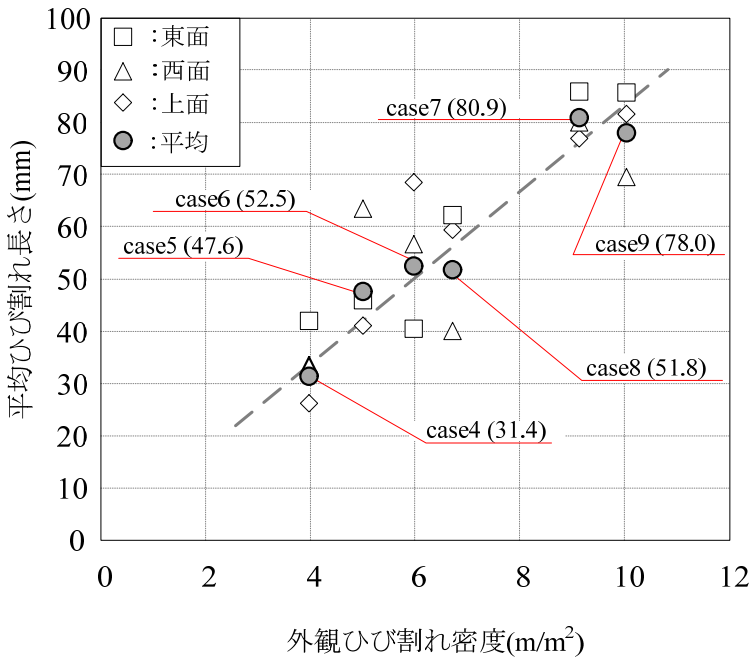


図-6.7　外観ひび割れ密度と平均ひび割れ長さの関係

６．３．５　外観ひび割れと供試体側面の変形性状

本項では，供試体側面の変形性状を簡易的な手法により測定し，ひび割れ発生位置と供試体表面の変形性状について比較する．

供試体表面の変形計測方法を**図-6.8** に示す．変形計測は，供試体側面に沿って直線状の基準線(棒)を設置し，供試体と基準線(棒)との距離を測定することで求めた．測定点は，供試体の隅角部から 20mm の位置を起点とし 50mm 間隔で 7 点とした．なお，測定結果は，測定点の両端にあたる図中 a および g で計測された La および Lg の計測値がそれぞれ 0mm となるように傾斜補正を行っている．したがって，b～f 点の変形量は，La と Lg の差分を a 点からの距離を

基に比例配分することで補正した．

計測結果の代表例として，**図**-6.9 に case6 供試体の東面における変形性状，**図**-6.10 に case7 供試体の上面における変形性状をそれぞれ同表面上におけるひび割れ，ならびに主鉄筋位置と併せて示す．なお，変形量の計測は，帯鉄筋が埋設されている位置で行うこととし，具体的には，供試体両端面からそれぞれ 100mm の位置，および供試体軸方向の中央にあたる端面から 335mm の位置とした．

図-6.9 および**図**-6.10 に示すように，供試体表面は概して丸く膨らむような変形性状となっており，それぞれの供試体で中央付近を最大として 1.0mm 程度の膨張変形が認められた．また，主鉄筋近傍で認められる特徴的なひび割れ発生箇所と供試体側面における変形量とは概ね一致していると考えられる．なお，case7 上面（**図**-6.10）では，クラックスケールによる実測値として，図中(a)の箇所において最大幅 3.0mm，段差 1.0mm の顕著なひび割れが供試体南西側で認められており，**図**-6.8 に示した測定方法においても，当該箇所を含む測線で同等の変位量が計測されたことから，相応の精度を持って表面の膨張変位量が計測されていると判断した．

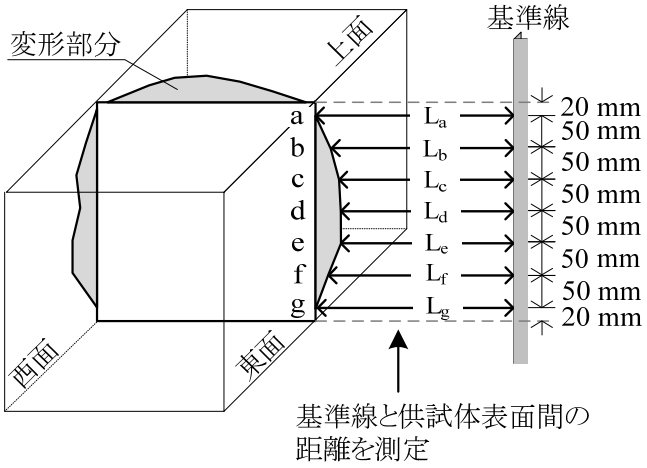


図-6.8　変形計測方法

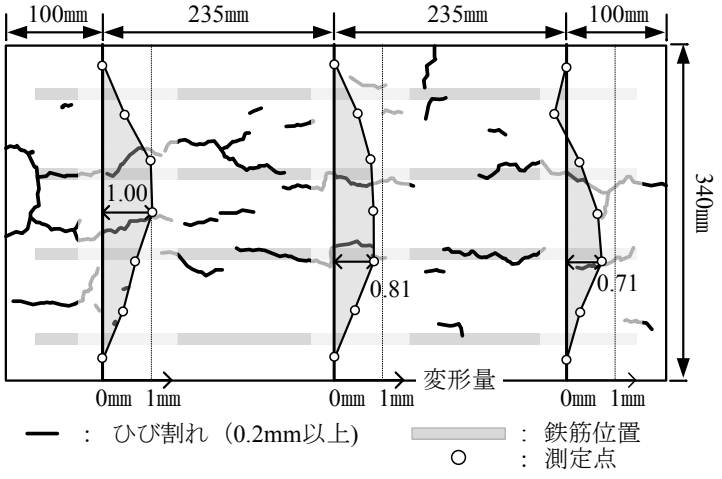


図-6.9　表面変形量と外観ひび割れの関係（case6 東面）

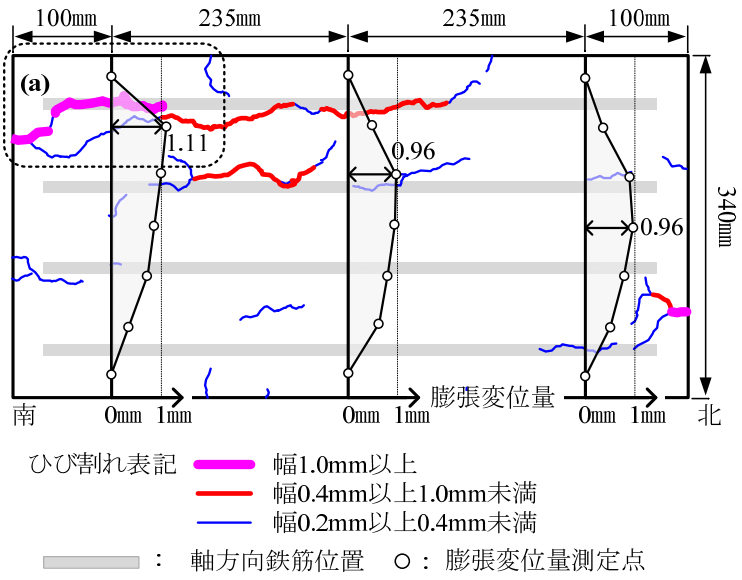


図-6.10　表面変形量と外観ひび割れの関係（case7 上面）

ここで，既往の研究[6-3][6-4][6-5]を参考にしたひび割れ発生の模式図を**図-6.11** に示す．図に示すように，ASR による内部膨張圧によって表面のコンクリート（かぶり部分）に変形が生じ，曲げ引張力がコンクリート表面に作用するため，表面ひび割れが生じる．また，ひび割れは，コンクリートのかぶり厚さが薄い主鉄筋上で多く発生し，コンクリート表面における変形量の増大とともに，ひび割れが開口することで，膨張圧を緩和したと考えられる．

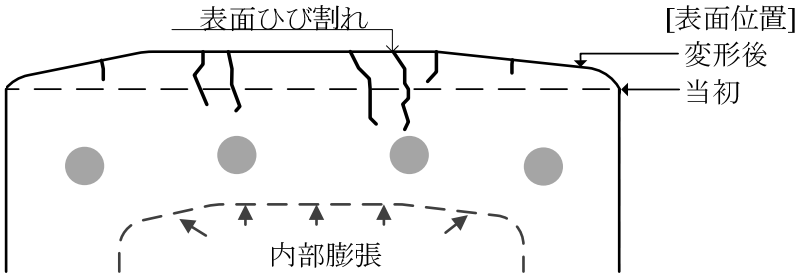


図-6.11　表面変形量と外観ひび割れの関係（case7 上面）

６．４　内部劣化性状

前節では，外観ひび割れの特徴的な形態，ならびに劣化進展に伴う経時的な変化について整理した．その結果，全体的な傾向としては，拘束条件の厳しい主鉄筋に沿ってひび割れが顕著となる傾向にあり，ひび割れ長さを増しながら劣化が進行することが明確となった．続いて本節では，供試体内部における劣化性状を評価するために，鉄筋内部に位置するコンクリートから削孔した大型コアの側面におけるひび割れ観察，ならびに供試体軸直交方向に切断した切断面の観察から，内部コンクリートのひび割れ発生傾向，ならびに ASR 劣化の経時変化に伴うひび割れの進展傾向について考察を行う．

６．４．１　供試体切断および大型コア削孔

内部コンクリートのひび割れ観察を行うために，供試体は**図-6.12** に示す通り，供試体南面から約 145mm の位置で，供試体軸に直交するように各供試体を切断した．なお，切断には固定式のウォールソーを用い，一辺 340mm の供試体断面を 1 回の作業で切り落とせるディスクサイズを選定した．また，切断後は，切断面を直ちに乾燥させ，可能な限り早期に断面の観察を行い，記録した．次に，供試体軸中心部分からφ190mm の大型コアを削孔し，供試体の両端面からそれぞれ 145mm の範囲を除外することで，評価対象のコア長さを 380mm として行った. なお両端部については, 配筋がなされていない部分を含むことから除外したものである．

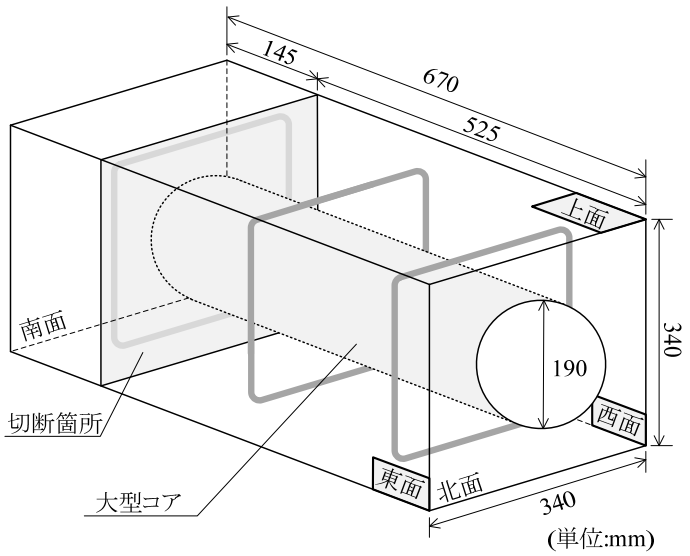


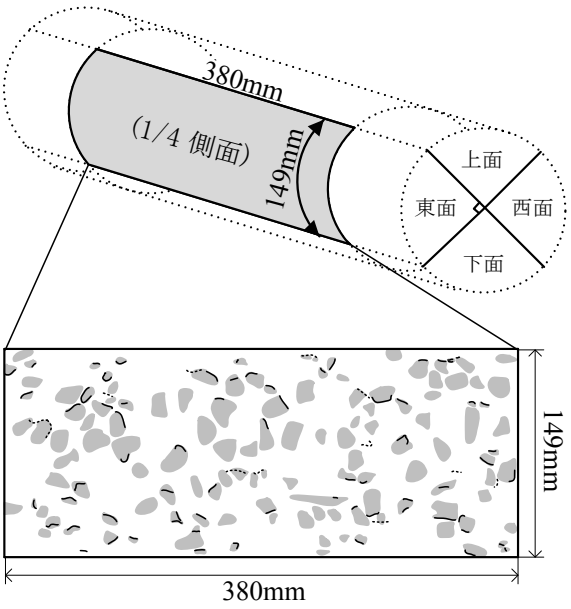
図-6.12　供試体切断箇所と大型コア削孔位置

６．４．２　大型コア側面のひび割れ観察

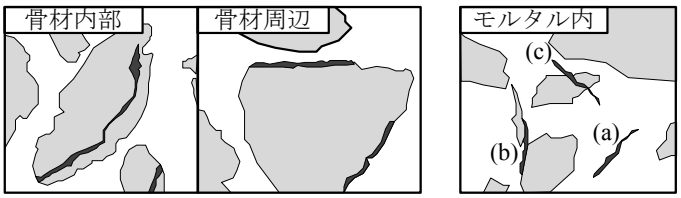
大型コア側面を対象とした内部ひび割れ観察は，case5（外観ひび割れ密度 5.01m/m^2），case6（同 5.98m/m^2），case8（同 6.72m/m^2），および case7（同 9.14m/m^2）で実施したが，内部ひび割れの発生傾向としては，ほぼ同様であったことから，本項では，暴露日数 1,538 日でひび割れ密度が 5.98m/m^2（幅 0.2mm 以上を対象）であった case6 供試体を代表例として考察する．

（１）ひび割れ分類の定義

図-6.13 に case6 供試体のφ190mm コア側面におけるひび割れ計測の模式図を示す．なお，**図-6.13(1)**では，観察面のサンプルとして，コア側面を便宜上 4 分割（東，西，上，および下面）した円弧部分を展開図（長さ 380mm，幅 149mm）として示している．また，**図-6.13(2)** に示すように，内部コンクリートのひび割れのうち，骨材内部（**図-6.13(2)**左）と骨材周辺（**図-6.13(2)**中央）を骨材部分のひび割れと定義し，**図-6.13(2)**右図に示すように，モルタル内部（**図-6.13(2)**右図中(a)），近接する粗骨材を連結するひび割れ（**図-6.13(2)**右図中(b)），ならびに粗骨材を貫くひび割れ（**図-6.13(2)**右図中(c)）をモルタル部分のひび割れと定義した．



(1) 大型コア側面の展開模式図（東側）



骨材部分のひび割れ　　モルタル部分の
ひび割れ

(2) ひび割れ性状に基づく分類例

図-6.13　大型コア側面におけるひび割れ観察例

（２）コア側面における内部コンクリートのひび割れ概要

図-6.14 に case6 供試体から削孔したφ190mm コア側面を便宜上 4 分割し，外観西面と同一の方位に向いた円弧部分を展開図として示す（**図-6.13** 参照）．ここで，ひび割れの詳細観察はコアの全側面を対象に実施しているが，西側に相当する 1/4 側面が最も平均的と判断されたため，**図-6.14** においては西面を例示することとした．なお，case6 供試体コア 1/4 側面の西面におけるひび割れ本数は，側面全体の 221 本に対して 54 本となっている．

図-6.13(2)で示したひび割れ性状の分類において，骨材内部としたものは**図-6.14** の(a_1)に示すような形態をなしており，多くの場合，骨材粒子の最大長を示す方向に沿って発生している．また，骨材内部にひび割れを有する骨材は，使用した安山岩粗骨材の中でも淡緑灰色～緑灰色を呈する安山岩において主に認められており，骨材種類に基づく特徴的なひび割れとして観察される．

図-6.13(2)で骨材周辺と分類したものは，**図-6.14** の(b_1)および(b_2)で示した形態で主に確認できる．すなわち，骨材粒子とモルタルの界面に沿った形で発生しているひび割れ(b_1)と，モルタル部分に目視可能なひび割れとして延伸することなく，(b_2)のように，骨材粒子の外形に沿って進展したと考えられるひび割れである．

また，**図-6.13(2)**でモルタル部分と分類したものは，**図-6.14** の(c_1)，(c_2)，および(c_3)のように観察される．すなわち，(c_1)のように粗骨材と接することなくモルタル内部において単独で発生しているもの，(c_2)のように，2 つの粗骨材周辺で発生しているひび割れが連結するようにモルタル部分を介して結合しているもの，また(c_3)のように，骨材内部あるいは周辺部に発生したひび割れがモルタル部分に延伸し，その先端がモルタル内部で収束しているものである．

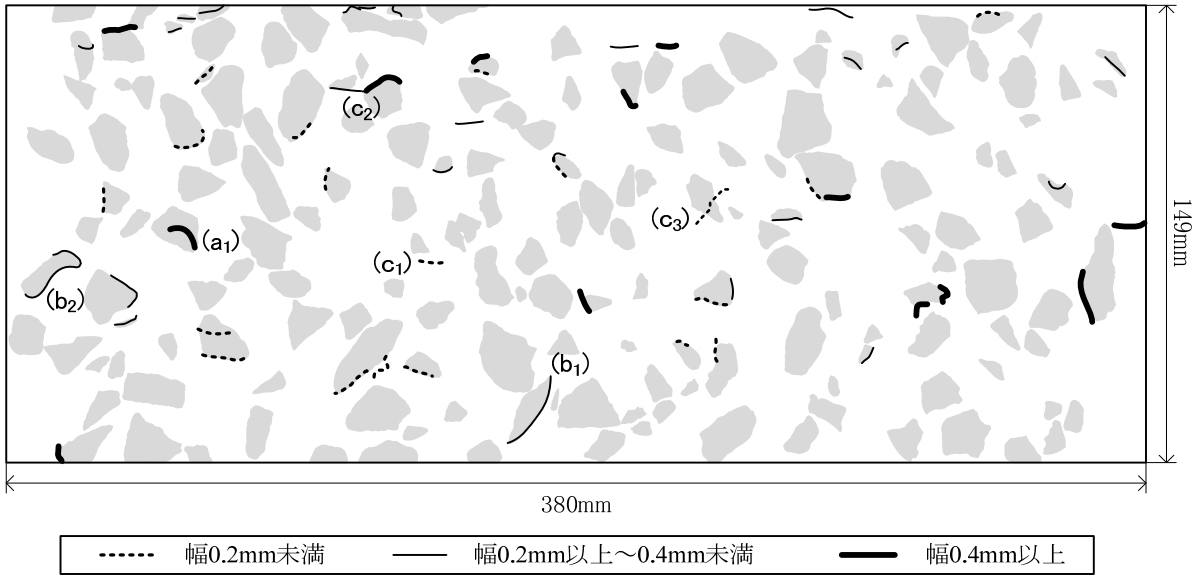


図-6.14　φ190mm コア側面展開図の 1/4 側面における内部ひび割れ観察図（case6 西面）

（３）コア側面におけるひび割れ長さと角度

図-6.15 に case6 供試体φ190mm コア全側面（φ190×380mm）において計測したひび割れの長さ - 角度関係図を示す．**図-6.15** 右側に示した棒グラフは，ひび割れ角度 10°毎の度数分布を示しており，上側に示した棒グラフは，ひび割れ長さ 5mm 毎に分類した度数分布を示している．

case6 供試体のコア全側面におけるひび割れ発生本数は，幅 0.05mm 以上のひび割れ幅を対象として 221 本であった. 平均ひび割れ長さは 9.24mm, 平均ひび割れ角度は 30.9°であった．なお，ひび割れ角度は，ひび割れの両端を結んだ直線と供試体軸方向とのなす角として算出している．**図-6.15** を見ると，ひび割れ長さは，一部を除き 20mm 程度以下となっており，次項で述べるが，**図-6.14** で例示したように，ひび割れが骨材周りで主に生成することから考えると，骨材の最大粒径（Gmax）に依存し，その粒径以下のひび割れ長さが主流になったものと考えられる．また，ひび割れ角度を見ると，平均値が 30.9°であることからも，幾分供試体軸方向に沿った方向が優位になっていると判断される．ただし，当該評価は，円柱の側面で実施していることから，曲率を有することと平面に補正しコンピューター画面で集計していることから考えると，測定方法に由来して軸方向が優位となった可能性も考えられる．測定方法に起因する誤差が生じている可能性はあるが，内部ひび割れの概略の傾向としては，6.3 節で示した外観ひび割れの傾向とは異なり，鉄筋内部のコンクリートでは，多様な方向性を有する短いひび割れが発生していることが明らかとなった．

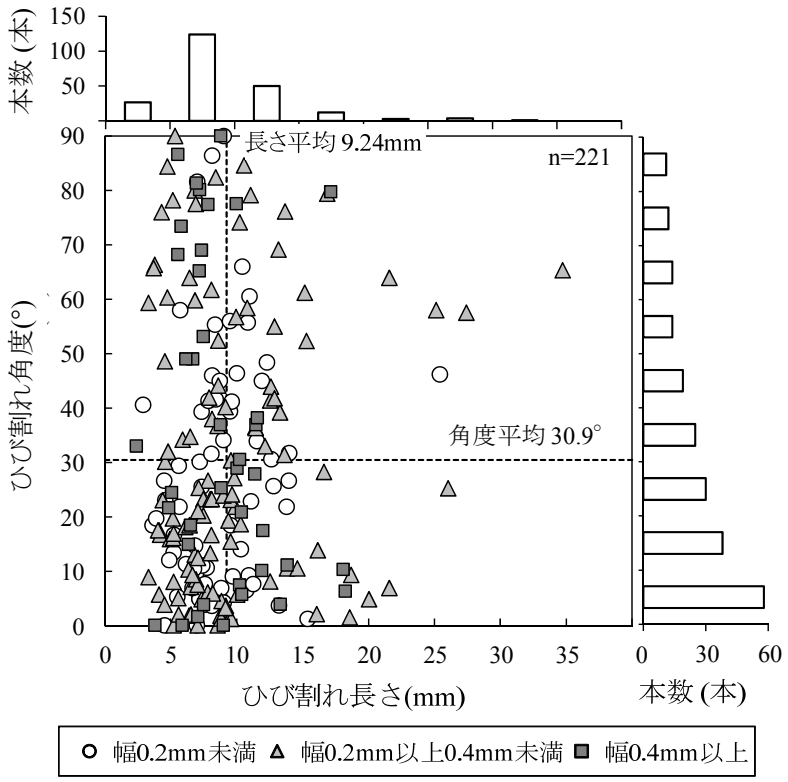


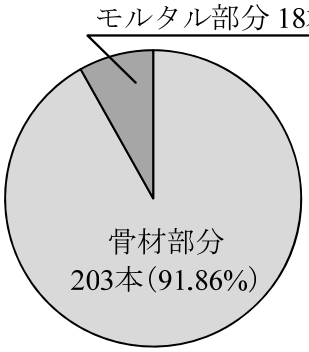
図-6.15　コア全側面におけるひび割れ長さ - 角度関係図（case6）

（４）ひび割れ形態の分類に基づく考察

case6 供試体から削孔したφ190mm コアの全側面（φ190×380mm）について，**図-6.13(2)**の分類に基づき骨材部分とモルタル部分のひび割れに分類し，考察を加える．

図-6.16 に大型コア側面におけるひび割れ発生の傾向を示す. **図-6.16(1)**に示す発生本数から，case6 供試体のφ190mm コア側面におけるひび割れ総本数は 221 本であったが骨材部分に発生したひび割れが 203 本（91.86%），モルタル部分が 18 本（8.14%）であり，大部分が骨材部分でのひび割れであった．次に，骨材部分とモルタル部分に発生したひび割れの特徴をそれぞれの平均値によって比較する．**図-6.16(2)**に示すように，骨材部分に発生したひび割れ長さの平均値は 9.10mm, モルタル部分の平均値は 10.86mm であり, ほぼ同等の傾向を示していた．ひび割れ幅については骨材部分の平均値が 0.25mm，モルタル部分の平均値が 0.28mm であり同等な値であった．続いて，コアの長軸方向に対するひび割れ角度を比べると，骨材部分が 32.1°，モルタル部分が 16.8°であり，モルタル部分に発生したひび割れの方が軸方向に沿った傾向をなしていた．

ここで，ASR による劣化の進展は，骨材周辺あるいは骨材内部から始まり，モルタル部分への延伸によって進展していくと考えられている[6-10]．また，既往の研究[6-11]などでは，安山岩を用いたコンクリートの ASR 反応は，骨材周辺部分において卓越するとされている．これらを勘案すると，当該供試体では，骨材部分に発生したひび割れがモルタル部分へ進展していく過程で，鉄筋の拘束条件に影響を受け，相対的に拘束力が弱い方向にひび割れが進展したと考えることができる．



	骨材部分	モルタル部分
本数(本)	203	18
平均長さ(mm)	9.10	10.86
平均幅(mm)	0.25	0.28
平均角度(°)	32.1	16.8

(1) 発生本数　　(2) ひび割れ性状の平均値

図-6.16　大型コア側面のひび割れ発生傾向(case6)

６．４．３　切断面における内部ひび割れ観察の代表例（case6 供試体）

本項では，切断面におけるひび割れ発生形態等について，case6 供試体の切断面を代表例として取扱い，内部ひび割れの分布，長さと本数に基づくひび割れ密度の算出，およびひび割れの方向性をコンクリートの深さ方向によって分類することで，内部ひび割れの発生傾向について取り纏める．

（１）case6 供試体切断方法

すでに**図-6.12** において各供試体の切断箇所を示したが，case6 については，初めて切断面の観察を行った供試体であることから，観察面を増やす目的で**図-6.17** のように 2 か所で切断を行い，4 つの断面で観察を行っている．

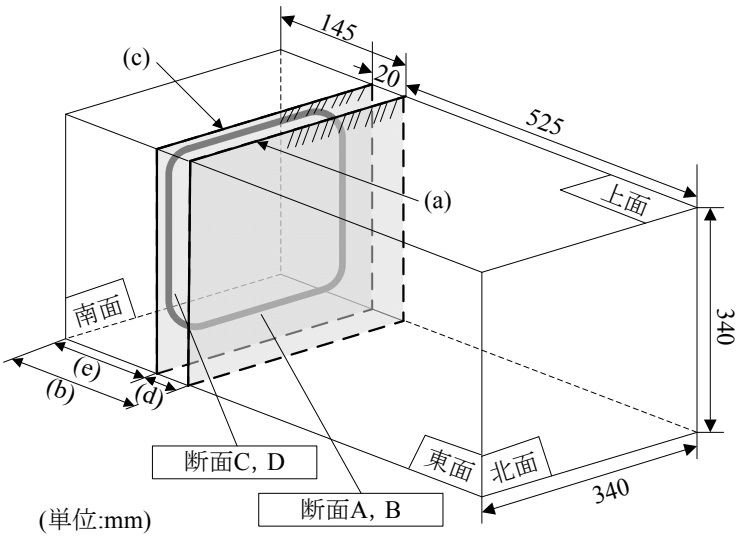


図-6.17　case6 供試体の切断箇所

切断は，最初に（a）に示す箇所（供試体南面から145mm）で切断し，その後，切断片（(b)：340×340×145mm）を（c）の位置でさらに切断した．切断後スライス状となった（d）の厚

さは概ね20mm程度である．なお，帯鉄筋は，(e) のブロックに含まれており，(c) の切断面には帯鉄筋の鋭角フック（**図-6.2(2)**参照）の一部が含まれていた．このことから，帯鉄筋と各切断面との距離は，(c) の切断面で概ね10～20mm，(a) の切断面で概ね30～40mm程度と推定される．したがって，これらの断面は主鉄筋，ならびに帯鉄筋によって拘束された内部コンクリートから供試体側面のかぶりコンクリートまでを連続的に観察することができるものと判断した．観察に用いた断面は，(a) の切断時に露出した断面Aおよび断面B，ならびに (c) の切断時に露出した断面CおよびDである．断面観察例として，断面Bにおける観察結果を**図-6.18**に示す．

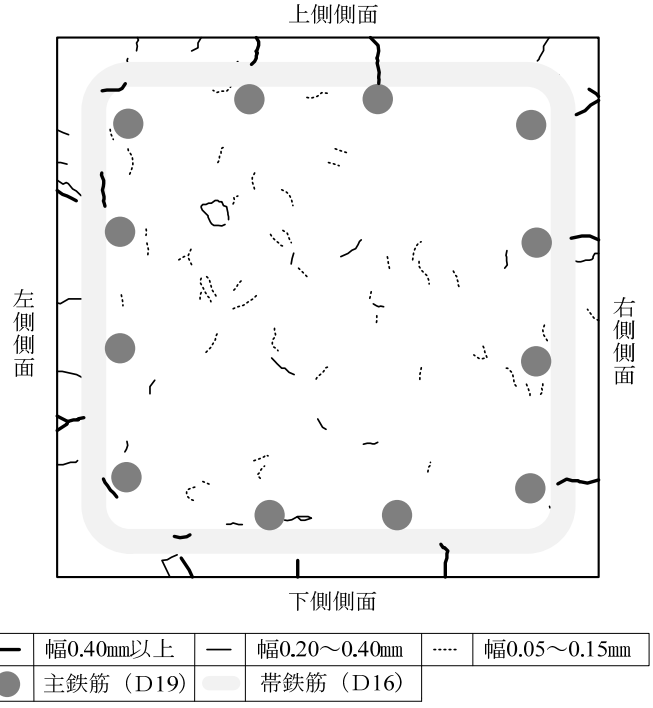


図-6.18　case6 供試体の切断面観察の一例（断面 B）

（２）ひび割れ生成領域の分類

帯鉄筋より外側のかぶりコンクリートと内部コンクリートとのひび割れ性状における差異を比較し評価するために，両者を分離するための領域を設定した．領域の区分については，既往の研究[6-12]において，既存の ASR 橋脚を模擬した大型 RC 円柱試験体の断面観察結果から，帯鉄筋の円周方向に沿った特徴的なひび割れが観察されていることなどを参考に，**図-6.19** に示すような 3 つの領域を設定した．3 つの領域は，帯鉄筋の外側で鉄筋を含まない「(a) かぶり領域」，主鉄筋と帯鉄筋が配筋されている「(b) 鉄筋領域」，および鉄筋が含まれない「(c) 内部コンクリート領域」である．具体的に「かぶり領域」は，4 つのコンクリート表面からそれぞれ 20mm の深さまでとし，「鉄筋領域」は帯鉄筋が D16，主鉄筋が D19 であることから「かぶり領域」との境界からさらに深さ方向へ 40mm（コンクリート表面から 60mm）までとした．「内部コンクリート領域」はその残部であり，供試体中心部分における 220×220mm の領域として設定した．なお，それぞれの評価対象面積は，「かぶり領域」が 25,600mm^2，「鉄筋領域」が 41,600mm^2，「内部コンクリート領域」が 48,400mm^2 である．

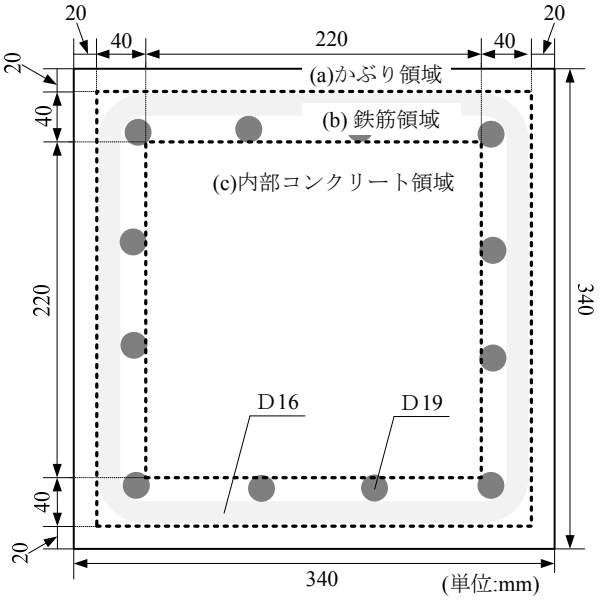
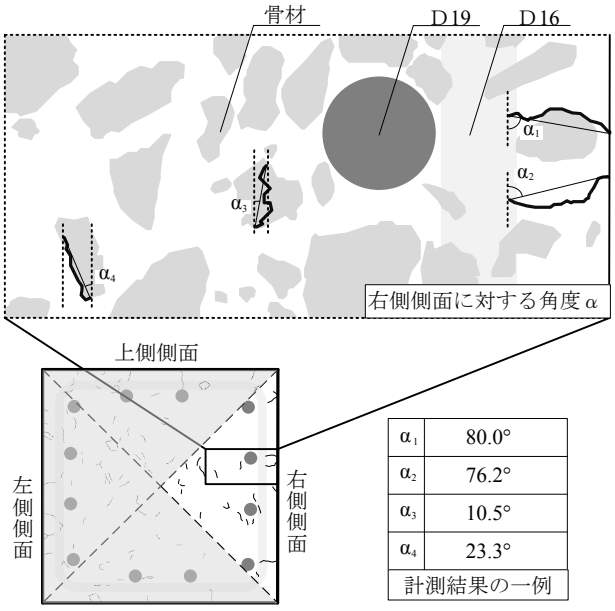


図-6.19　ひび割れ評価対象領域の設定

（３）ひび割れの計測方法

ひび割れ長さは，ひび割れをトレースした画像からその延長を求めることとし，ひび割れ幅については，0.05mm 以上 0.2mm 未満，0.2mm 以上 0.4mm 未満，および 0.4mm 以上の 3 水準に分けて分析した．ひび割れ角度は，**図-6.20** に示すように，断面を 2 つの対角線によって 4 つの 2 等辺 3 角形に分け，測定対象となるひび割れが含まれる 2 等辺 3 角形の底辺にあたる供試体側面の 1 辺に対する角度とした．**図-6.20** では，ひび割れ角度（α_x）を 4 つのひび割れについて計測した結果を例示している．4 つのひび割れは右側側面を底辺とする 2 等辺 3 角形に含まれるため，紙面の鉛直方向が 0°，水平方向が 90° としてそれぞれの角度を算出している．



α_1	80.0°
α_2	76.2°
α_3	10.5°
α_4	23.3°
計測結果の一例	

図-6.20　ひび割れ角度計測方法および計測例

（４）内部ひび割れ分析結果

① ひび割れ発生本数

図-6.21 に 4 つの断面（A～D）で観察したひび割れ本数を示す．なお，3 つの領域は，評価対象面積が異なるため，ひび割れ本数をそれぞれの領域における評価対象面積で除し，切断面の全断面積である 115,600mm²（340×340mm）当たりに換算した換算ひび割れ本数を併せて図示している．

図-6.21 より，換算ひび割れ本数を見ると，「かぶり領域」の 108 本に対して，「鉄筋領域」では 67 本，「内部コンクリート領域」では 70 本となっており，単位面積で比較すると「かぶり領域」において約 1.58 倍の発生本数となっていた．

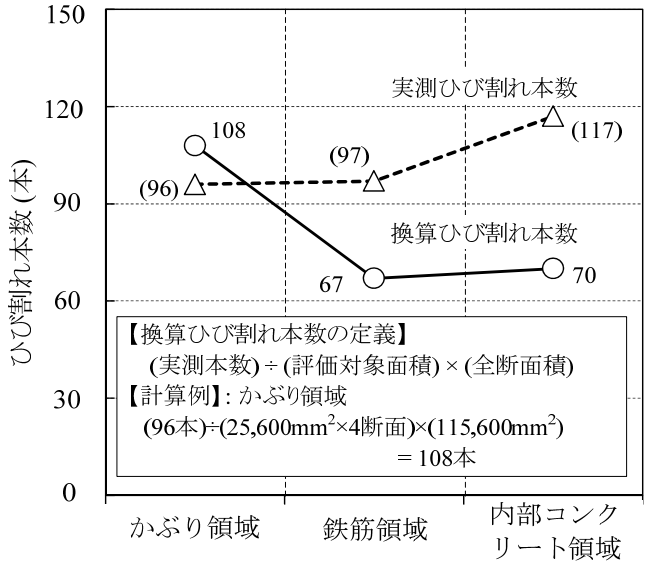


図-6.21　領域ごとのひび割れ本数

② ひび割れ密度

各領域のひび割れ密度を**図-6.22** に示す．ひび割れ密度は，ひび割れ幅 0.05mm 以上 0.2mm 未満，0.2mm 以上 0.4mm 未満，0.4mm 以上に分類して表記した．

全てのひび割れを対象としたひび割れ密度は，前項で換算ひび割れ本数の多かった「かぶり領域」で 14.01m/m² と 3 つの領域の中で最も大きな値となった．ひび割れ幅ごとの傾向を見ると，「かぶり領域」は，約半数にあたる 7.00m/m² が幅 0.4mm 以上のひび割れによって構成されている．「かぶり領域」および隣接する「鉄筋領域」を比較すると，「鉄筋領域」では，ひび割れ密度の合計が 7.57m/m² と「かぶり領域」の 54%程度で，0.4mm 以上でみると 1.10m/m² と「かぶり領域」の 16%程度に留まり，両者は明らかに異なる傾向を示した．

一方，「鉄筋領域」と「内部コンクリート領域」では，幅 0.2mm 未満のひび割れが 3.35m/m² と 5.60m/m² であり，若干異なる値を示すものの，すべてのひび割れ幅を対象に概観すれば，ひび割れ密度については，ほぼ同等の傾向であると判断される．

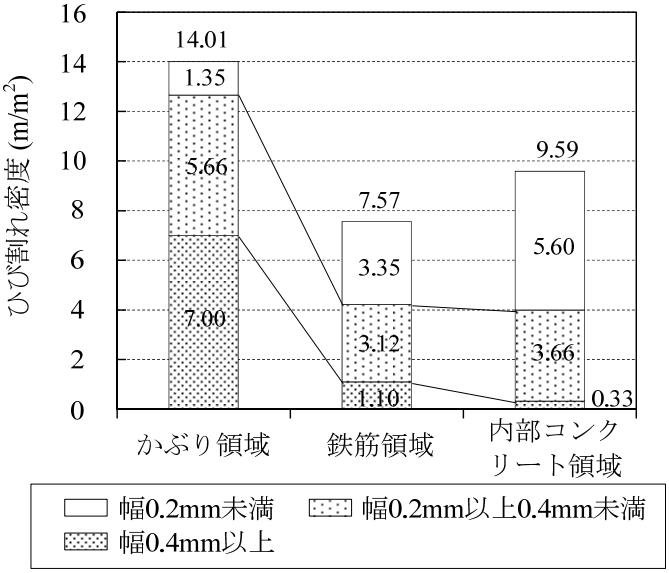


図-6.22　領域ごとのひび割れ密度

③ ひび割れ角度

図-6.20 に示した方法により，各ひび割れの角度を側面に対する角度として計測し，その結果を各領域に整理したひび割れ長さ－角度関係図を**図-6.23** に示す．左図は「かぶり領域」，中央は「鉄筋領域」，右図は「内部コンクリート領域」を示している．なお，それぞれの図でひび割れ幅 0.05mm 以上 0.2mm 未満，0.2mm 以上 0.4mm 未満，および 0.4mm 以上の 3 水準に分類し，異なるマーカによって表記している．

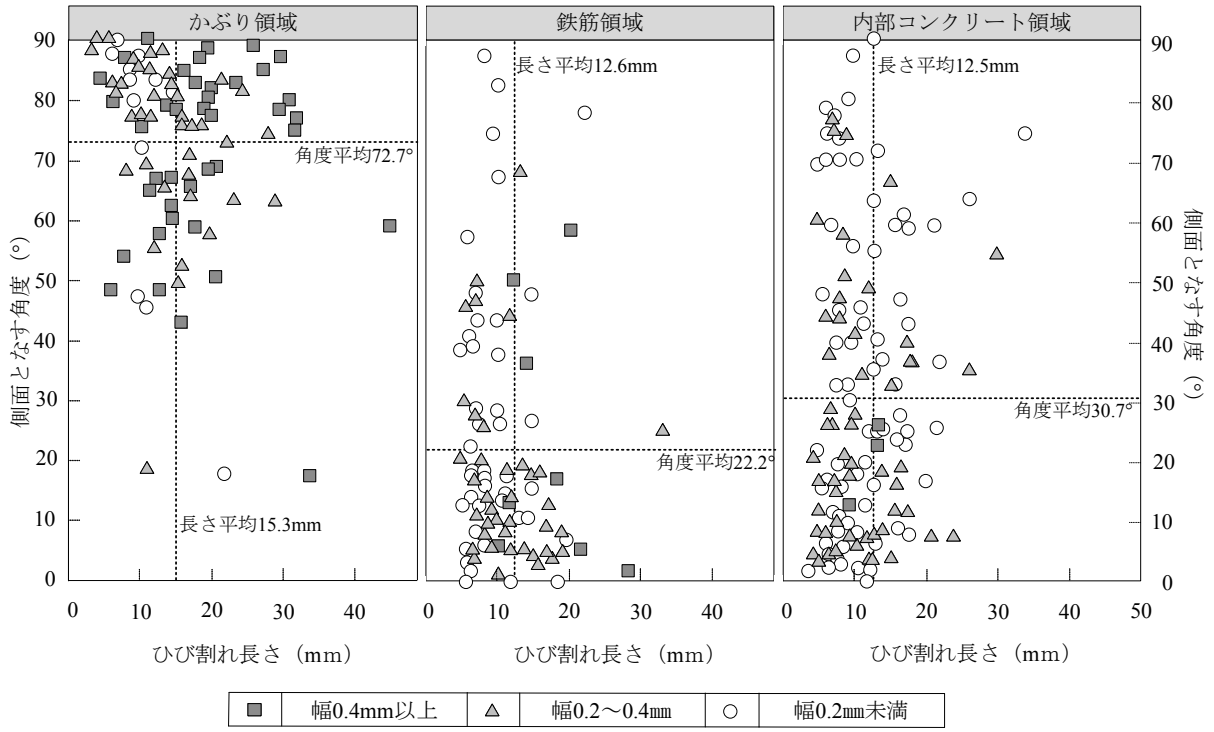


図-6.23　評価対象領域ごとのひび割れ長さ－角度関係図

図-6.23 に示すように「かぶり領域」では，側面に対して角度を持ったひび割れが主流をなしており，平均値は 72.7°となっている．「鉄筋領域」では，「かぶり領域」とは逆に，角度が小さいひび割れが主流として計測された．なお，平均値は 22.2°であった．次いで，「内部コンクリート領域」について見ると平均値は 30.7°であり，またプロット点を概観すると，側面に対する角度の小さいものが若干多いようではあるが，その分布は「鉄筋領域」とは明らかに異なり，広い範囲で角度のバラツキが認められる．

６．４．４　ASR 劣化進展に伴う内部ひび割れの変化

本項では，前項で記述した case6 供試体切断面における観察結果を基に，劣化度「大」に至った case6 供試体，case7 供試体，および case8 供試体に対象を拡大して，ASR 劣化進展に伴う内部ひび割れの変化について一考を加える．

（１）3体の供試体の内部ひび割れ外観

本項では，case6（外観ひび割れ密度 5.98m/m²），case8（同 6.72m/m²），および case7（同 9.14m/m²）供試体の帯鉄筋近傍における切断面を図示し，大まかな傾向について説明する．**図-6.24** に 3 体の供試体の切断面におけるひび割れ状況を示す．なお，case8 は，結果として 1 本の帯鉄筋に沿った位置で切断されたことから，図中では鉄筋を正確にトレースし，case6，case7，および case8 の他の 1 本については，推定位置として示した．

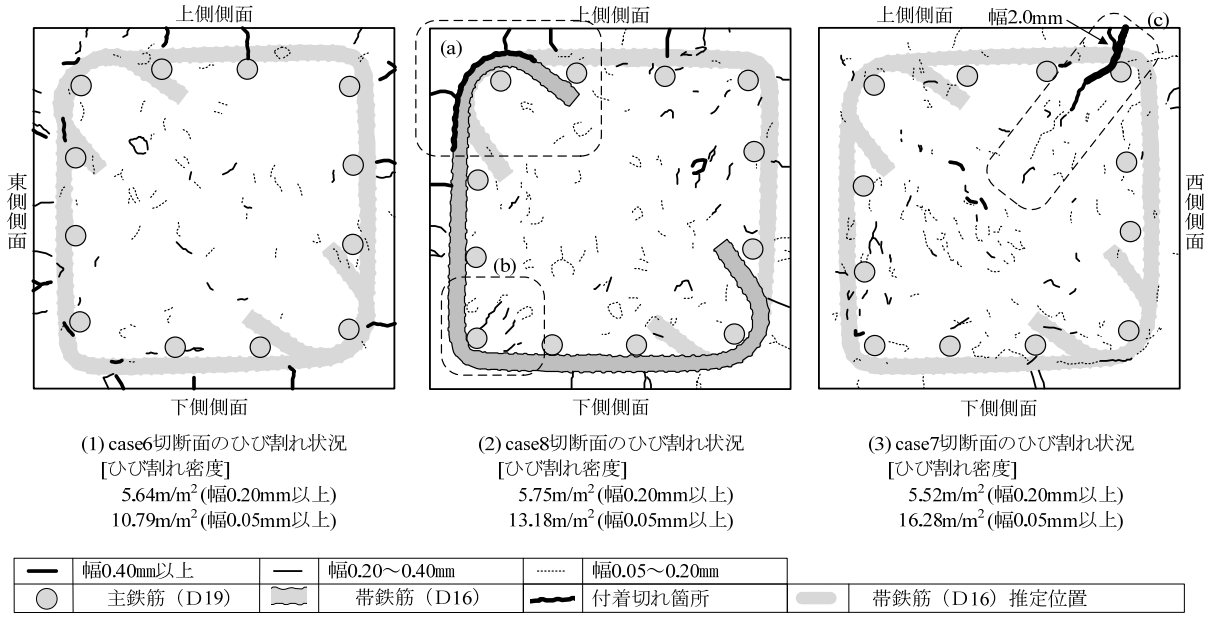


図-6.24　切断面のひび割れ状況

図-6.24(1)（case6 供試体切断面）では，前項でも示したように，外部に接続するひび割れは，表面に対して鉛直方向に生じ，その先端は帯鉄筋の深さで収束していた．一方，帯鉄筋と一致する深さに生じたひび割れは，概ね帯鉄筋に沿った方向（供試体表面に対して水平）に卓越する傾向が窺えた．

次に，case6 より劣化が進んだ case8 供試体（外観ひび割れ密度 6.72m/m²）の断面を見ると

（**図**-6.24(2)），図中(a)に示す箇所において鋭角フック（2.0d）の部分ではあるが，曲げ加工部の外側に明確な付着切れが確認され，かぶりを剥離するようにひび割れが発生していた．また，図中(b)では，曲げ加工部内側で側面に対して 45° 程度の角度を持つ複数のひび割れが確認された．

続いて，**図**-6.24(3)に示したcase7供試体（外観ひび割れ密度9.14m/m²）の切断面を見ると，図中(c)に示す箇所において，コンクリート表面付近で最大幅2.0mmを示す鉛直方向のひび割れを呈し，以深では，側面に対して45° 前後の角度をもって帯鉄筋位置を貫通するとともに，供試体中心付近まで延伸する非常に顕著なひび割れが確認された．なお，**図**-6.24(3)の図中(c)は，鉄筋破断が生じた箇所であり，詳細な観察結果は7章において記述する．

（２）外観ひび割れ密度とひび割れ密度

図-6.25 に外観観ひび割れ密度と内部ひび割れ密度の関係を示す．幅 0.20mm 以上を対象とした内部ひび割れ密度（図中，四角印）に着目すると，外観ひび割れ密度が 5.98m/m² であった case6 で内部ひび割れ密度が 5.64m/m², 同じく外観が 6.72m/m² の case8 で内部が 5.75m/m², 外観が 9.14 m/m² の case7 で内部が 5.52m/m² となった．**図**-6.25 からも明らかなように，劣化度「大」に進行した供試体を対象とした今回の結果では，外観ひび割れ密度（幅 0.20mm 以上対象）が増加しても，内部ひび割れのうち，幅 0.20mm 以上の比較的幅の大きなひび割れの量は，大きく変わらなかった．一方で，最小幅 0.05mm までの微細な内部ひび割れを含めて考えると（図中，丸印），外観ひび割れ密度の増加に伴って，内部ひび割れ密度も同じく増加する傾向が認められた．このことから考えると，内部ひび割れは，劣化度「大」（本稿では幅 0.20mm 以上で 5m/m² 以上と定義）に至るまでの間で，幅の増大を伴いながら進行するが，鉄筋による拘束条件によりある程度のレベルまで達した後は，微細なひび割れが増加することで，なお劣化が進行していくものと推定される．

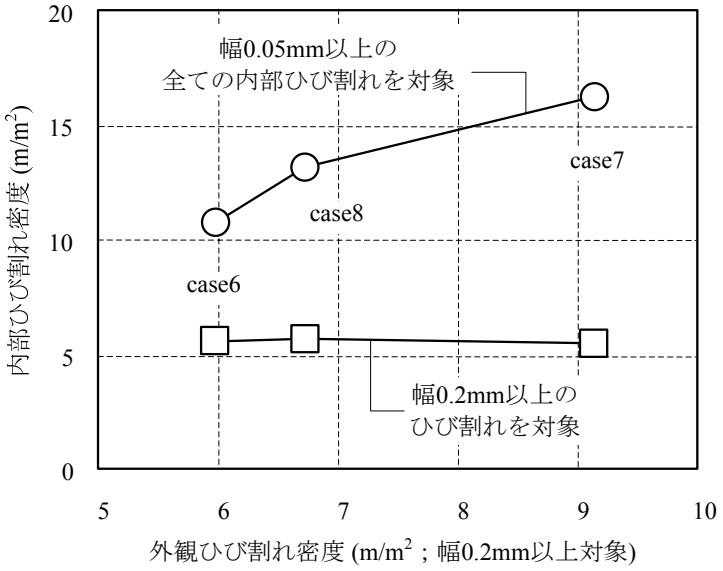


図-6.25　外観ひび割れ密度と内部ひび割れ密度の関係

（３）供試体内部ひび割れの特徴

① ひび割れ発生領域の分類

case6 を代表例として示した前項と同様に，case7 供試体と case8 供試体も帯鉄筋より外側のかぶりコンクリートと内部コンクリートとのひび割れ性状における差異を比較するために，両者を分離するための領域を設定した．領域の区分については，**図-6.19** ですでに示した通りである．なお，前述した**図-6-24(2)**の切断面におけるひび割れ図に示すように，case8 は帯鉄筋が露出する位置で切断されたため，鉄筋露出部分ではコンクリートのひび割れ観察が行えなかったことから，今回の検討では，「(b) 鉄筋領域」を除外し，「(a) かぶり領域」，および「(c) 内部コンクリート領域」の 2 つの領域について比較することとした．

② 内部ひび割れの発生本数

図-6.26 に切断面で観察した領域ごとのひび割れ本数を示す．なお，2 つの領域は，評価対象面積が異なるため，ひび割れ本数をそれぞれの領域における評価対象面積で除し，切断面の全断面積 115,600mm²(340×340mm)当たりに換算したひび割れ本数を併せて図示している．なお，**図-6.25** に示した通り，内部ひび割れは，微細なひび割れが増加することで進展していくと考えられたため，本節では微細なひび割れも含み，幅 0.05mm 以上のひび割れを対象とした．

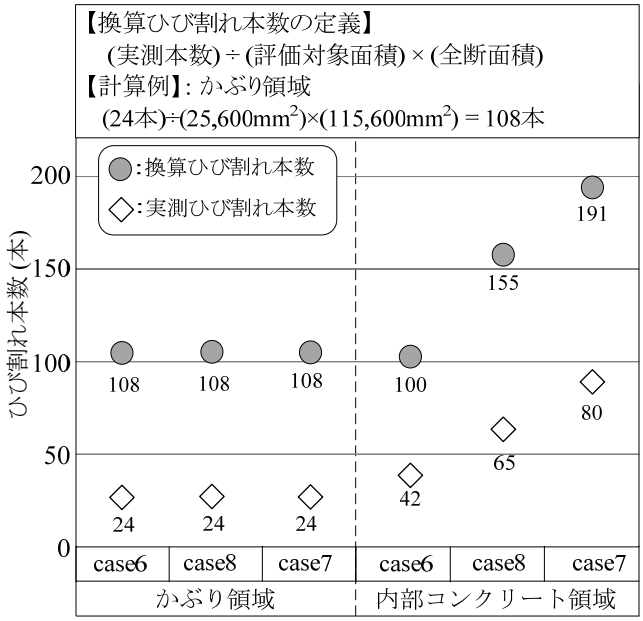


図-6.26　領域ごとのひび割れ本数

図-6.26 より，実測ひび割れ本数を見ると，「かぶり領域」において case6，case7，および case8 供試体の全てでひび割れは 24 本確認された．一方，「内部コンクリート領域」では，case6 で 42 本，case8 で 65 本，case7 では 80 本が確認された（試験の都合上，case8 は case7 よりも先に実験を行っており，case8 実験時の外観ひび割れ密度は 6.72m/m² に対して，case7 実験時の外観ひび割れ密度：9.14m/m²）．

続いて，換算ひび割れ本数に着目すると，case6 では，「かぶり領域」と「内部コンクリート領域」においてほぼ同数のひび割れ本数となっていたが，劣化が進展するごとに，「内部コンク

リート領域」におけるひび割れ本数が相対的に増加し始め，case7（外観ひび割れ密度 9.14m/m²では，かぶり領域換算ひび割れ本数 108 本に対して，内部コンクリート領域換算ひび割れ本数 191 本と約 1.8 倍のひび割れ本数か確認された．

前節におけるひび割れ密度の変化と併せて考えると，劣化度「大」以降における内部コンクリートでは，長さが短く，幅の細いひび割れが新規に発生することによって進展していくものと推察された．

③ 内部ひび割れの発生角度

ひび割れ角度と長さの計測方法は，case6 を代表例として前項で示した**図**-6.20 と同様である．**図**-6.20 に示した方法により，各ひび割れの角度を側面に対する角度として計測した．

ひび割れ長さと角度の関係を**図**-6.27 に，各領域で整理したひび割れ角度とひび割れ本数の関係を**図**-6.28 に示す．

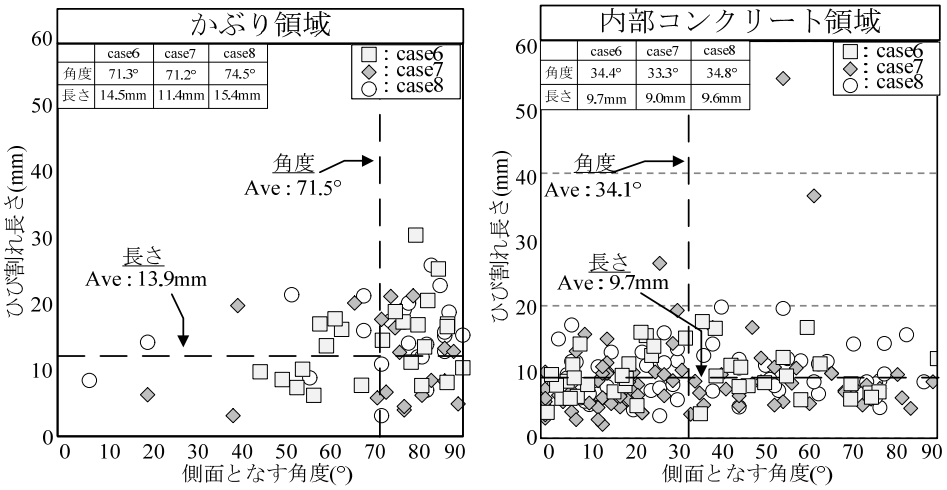


図-6.27　領域ごとのひび割れ角度と長さの関係

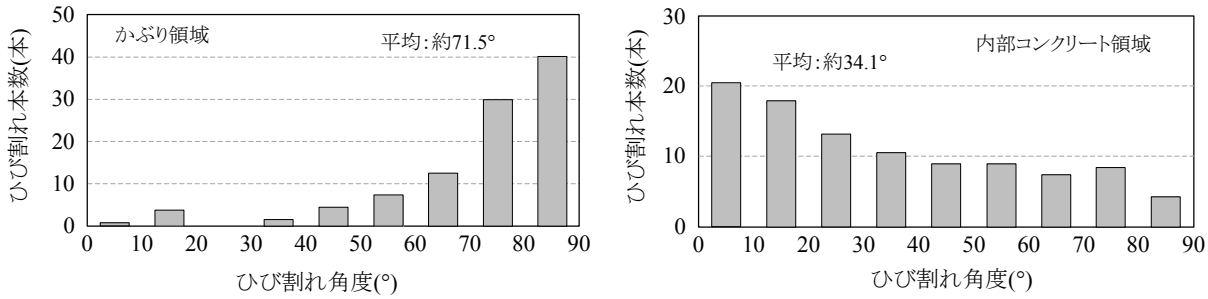


図-6.28　ひび割れ角度の度数分布

「かぶり領域」では，70～90° の角度を持つひび割れが多く存在し，その平均値は約 71.5° であった．「かぶり領域」で発生したひび割れの角度における特徴は，比較的ばらつきが小さく，概ね側面に対して直交方向に生じることが挙げられる．

次に「内部コンクリート領域」については，すべての度数でひび割れの存在が認められ，角度の平均は約 34.1° と比較的水平方向のひび割れが多い結果となった．また，度数分布を「か

ぶり領域」のものと比較すると，ばらつきが大きく生じていることが窺える．以上のことから，「内部コンクリート領域」に発生したひび割れの角度における特徴は，「かぶり領域」に比べてランダムであり，さまざまな角度を有していることが明らかとなった．「内部コンクリート領域」で認められたこのような傾向は，目視観察される内部ひび割れが骨材周辺に形成されている場合が多いこと[6-12]に起因していると考えられる．すなわち，内部ひび割れのほとんどは，骨材形状，および粒子径に依存したひび割れとして形成されるため，このような特徴が現れたと考えられる．

④ 内部ひび割れの形態と進展傾向

前項までの結果から，切断面の観察によって得られた供試体内部における目視可能なレベルのひび割れの発生傾向は，本研究の範囲内において，以下のように考えられた．

「内部コンクリート領域」，すなわち帯鉄筋より内部のコンクリートでは，主に骨材周辺において，骨材の形状に依存するため多様な方向を有し，骨材径より小さなひび割れが形成されるような様相を呈していた．**図-6-24**(3)中の(c)で示した特異な長さのひび割れについては，7 章で詳細に分析を行うが，このひび割れを除くと，帯鉄筋による拘束がある場合のひび割れは，幅，長さともに抑制される一方で，本数を増しながら劣化は進行し，前述のような骨材周辺で収束するひび割れ形態をなしたと推定された．

他方で「かぶり領域」では，内部と比べてひび割れ幅が大きく，骨材に沿った多様な方向性を持つひび割れではなく，コンクリート表面に対して垂直な方向が主流であり，ほとんどのひび割れが表面まで連続して形成されていた．さらに，かぶり領域に発生したひび割れ長さの大部分は 20mm 以下であり，帯鉄筋より浅い位置でひび割れは収束する傾向示した．このことから「かぶり領域」で観察されたひび割れは，曲げひび割れの様相と類似しており，したがって，コンクリート表面では，ASR 膨張によるひび割れの他，内部からの膨張力に起因する部材変形によって発生，あるいは進展したことも想定される．

６．５　まとめ

本研究では，主鉄筋および帯鉄筋を配筋した ASR 供試体を 4 年以上に及ぶ長期屋外暴露試験に供し，ASR 供試体の外観劣化状況，配筋内部から削孔した大型コア側面における内部ひび割れ観察，および軸直交方向に切断した断面の観察を行い，ASR の進行に伴う劣化進展の傾向と特徴について取り纏め，考察を加えた．以下に，本研究の範囲内で得られた知見を示す．

1) 外観ひび割れは，供試体軸方向に卓越し，これを連結するように微細なひび割れが形成された．特に，幅 0.2mm 以上を示すひび割れの大部分は，軸方向鉄筋の直上に形成されており，鉄筋による拘束条件との相関が窺えた．外観ひび割れ形態の経時変化を評価する一つの方法として，幅 0.2mm 以上になった外観ひび割れを対象に，その個々の長さに着目して整理した結果，外観ひび割れの全体の傾向としては，ASR 劣化の進展に伴い，ひび割れ長さは増大する傾向が認められた．外観ひび割れの発生傾向，およびひび割れ長さの延伸傾向より，ASR による外観ひび割れは，劣化の進展とともに，主鉄筋に沿った方向へひび割れ長さが増大する傾向にあることを明確に示した．

2) 供試体側面の変形性状を簡易的な手法により測定し，ひび割れ発生位置と供試体表面の変形性状について比較した．その結果，それぞれの供試体で中央付近を最大として 1.0mm 程度の膨張変形が認められ，主鉄筋近傍で認められる特徴的なひび割れ発生箇所と供試体側面における変形量とは概ね一致した．このように，供試体表面は概して丸く膨らむような変形性状となっていたことから，ASR による内部膨張圧によって表面のコンクリート（かぶり部分）に変形が生じ，曲げ引張力がコンクリート表面に作用したため，コンクリートのかぶり厚さが薄い主鉄筋上でひび割れが多く発生し，コンクリート表面における変形量の増大とともに，ひび割れが開口することで，膨張圧を緩和したと推察された．

3) 大型コア側面のひび割れ観察から，ひび割れ長さは，一部を除き 20mm 程度以下となっており，ひび割れが骨材周りで主に生成することから考えると，骨材の最大粒径に依存し，その粒径以下のひび割れ長さが主流になったものと推定された．ひび割れ角度は，幾分供試体軸方向に沿った方向が優位になっていた．観察対象が円弧状のコア側面であり，測定方法に起因する誤差が生じている可能性もあるが，概ね内部ひび割れは，外観ひび割れの傾向とは異なり，多様な方向性を有する短いひび割れが主流であることが明らかとなった．

4) 内部ひび割れを骨材部分とモルタル部分に分類して計測した結果，90%程度のものが骨材部分でのひび割れであり，安山岩を用いたコンクリートの ASR 反応は骨材周辺部分において卓越するとされる既往の研究などと一致するものであった．骨材部分とモルタル部分に発生したひび割れを比較すると，コアの長軸方向に対するひび割れ角度が，骨材部分で 32.1°に対し，モルタル部分では 16.8°であり，モルタル部分に発生したひび割れの方が軸方向に沿った傾向をなしていた．以上から，当該供試体では，骨材部分に発生したひび割れがモルタル部分へ進展していく過程で，鉄筋の拘束条件に影響を受け，相対的に拘束力が弱い方向にひび割れが進展したと考えることができる．

5) 供試体軸直交方向に切断した断面の観察からも，内部コンクリートのひび割れ形態は，骨材粒子の形状に依存するランダムなひび割れであり，主鉄筋，および帯鉄筋が配置された箇所では，コンクリート表面に対し水平なひび割れが卓越する傾向にあった．コンクリートの深さ方向に領域を区分し，内部ひび割れの発生傾向を調べた結果，かぶり部分では，ひび割れの方向がコンクリート表面に対して直交する方向であり，内部と比して明らかに幅が大きいこと，および帯鉄筋位置においてひび割れ深さが収束していることなどから，鉄筋を含む内部コンクリートが膨張することによって生じる曲げ引張作用によってひび割れが発生していることも考えられた．

6) 切断面の観察によって得られた供試体内部における目視可能なレベルのひび割れの発生傾向から，帯鉄筋より内部のコンクリートでは，帯鉄筋による拘束がある場合，ひび割れは，幅，長さともに抑制される一方で，本数を増しながら劣化は進行し，骨材周辺で収束するひび割れ形態をなしたと推定された．一方，かぶり部分は，内部と比べてひび割れ幅が大きく，骨材に沿った多様な方向性を持つひび割れではなく，コンクリート表面に対して垂直な方向が主流であり，ほとんどのひび割れが表面まで連続して形成されていた．さらに，

かぶり領域に発生したひび割れ長さの大部分は 20mm 以下であり，帯鉄筋より浅い位置でひび割れは収束する傾向示した．このことから「かぶり領域」で観察されたひび割れは，曲げひび割れの様相と類似しており，したがって，コンクリート表面では，ASR 膨張によるひび割れの他，内部からの膨張力に起因する部材変形によって発生，あるいは進展したと想定された．

第６章の参考文献

[6-1] 小林和夫：アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷重性能－はり部材－，コンクリート工学，　Vol. 24，No. 11，pp. 70-78，1986. 11

[6-2] 小柳洽，内田裕市，岩永武士，浅野幸男：低鉄筋比の　RC 部材における ASR の膨張拘束に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No. 52，pp. 786-791，1998

[6-3] 小林一輔，白木亮司，河合研至：アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の膨張とひび割れの発生機構(Ⅰ)，生産研究，Vol. 40，No. 12，pp. 616-619，1988. 12

[6-4] 鍵本広之，川村満紀：大型コンクリート円柱内部における湿度およびひずみ測定による ASR 表面ひび割れ発生過程の解明，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 1，pp. 1225-1230，2009. 7

[6-5] 鍵本広之，川村満紀：湿潤繰り返しを受ける反応性骨材含有コンクリート円柱内部のひずみ, 相対湿度および表面ひび割れの進展, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 1, pp. 977-982，2011. 7

[6-6] 阿部弘典，幸左賢二，田崎賢治，松本茂：炭素繊維シートによる RC 梁のせん断補強効果と抵抗メカニズム，構造工学論文集，Vol. 51A，pp. 1291-1298，2005.

[6-7] Hundy, B. B. : Accelerated strain ageing of mild steel, *Journal of the Iron Steel Institute*, pp. 34-38, Sep. 1954.

[6-8] 阪神高速道路公団：コンクリート構造物の健全度に関する調査研究業務（その 3）報告書，（財）阪神高速管理技術センター，1985.

[6-9] 中田正文，久保善司：骨材種類が ASR 劣化コンクリートの力学的性能および変形特性に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 1，pp. 1055-1060，2011.

[6-10] 川端雄一郎，広野真一，岩波光保，加藤絵万：岩石学的観察に基づく ASR による各種反応性骨材の損傷形態と損傷過程の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 1，pp. 1031-1036，2011. 7

[6-11] 小林一輔，白木亮司，森弥広：ASR を生じたコンクリートの圧縮強度性状に関する 2，3 の考察，土木学会論文集，Vol. 426，V-14，pp. 91-100，1991. 2

[6-12] 草野昌夫，幸左賢二，上原伸郎，柴田綾野：ASR 供試体の配筋条件下における内部劣化性状，構造工学論文集，Vol. 59A，pp. 878-888，2013.

第7章 ASR 暴露供試体による鉄筋破断の再現と周辺損傷との関係

７．１　概要

アルカリ骨材反応（以下，ASR）は，コンクリート構造物の内部に深刻なダメージを与えることは少ないとされてきた[7-1]．しかし，1990 年代後半より，構造物内部においても幅 2.0mm におよぶ顕著なひび割れが確認された事例[7-2]や，主にせん断補強筋の折り曲げ加工部における鉄筋破断が発生した事例[7-3]など，配筋内部においても著しい劣化現象が生じていることも報告されている．

ここで，現在でも通常の維持管理業務においては，主に外観ひび割れとその進展状況など，目視作業で行える簡易的な方法に基づく情報を頼りに，コンクリート構造物の健全度に対する一次判断がなされている．しかしながら，ASR 劣化が生じた構造物の外観におけるひび割れ性状は，外部環境，配筋状況などの影響を受けていることも考えられるほか，ASR 劣化は内部の温湿度とその履歴によっても異なる性状を示す[7-4]ことなどを勘案すれば，外観からの簡易的な情報のみで内部，さらには鉄筋破断の有無などの状況を正確に判断することは難しいのが現状である．

これまでにもコンクリート内部の劣化に関する実験的な検討は，数多く報告されているものの，鉄筋損傷に関する具体的な検討，あるいは再現を目的とした配筋条件下での検討事例は些少であり，また，鉄筋破断に伴う外観および内部損傷への影響について，実験的な検討を行った事例[7-5]も，膨張モルタルを用いて内部から膨張作用を加えた模擬的なものであり，反応性骨材を用いた供試体による鉄筋破断の再現とその周辺への影響について検討した事例はない．

したがって，本章では，主鉄筋および帯鉄筋を配筋した複数の ASR 暴露供試体のうち，目視において鉄筋亀裂が確認された case8 供試体（外観ひび割れ密度 6.72m/m^2，最大鉄筋亀裂進展率 31.5%），および鉄筋破断を再現した case7 供試体（外観ひび割れ密度 9.14m/m^2，最大鉄筋亀裂進展率 100%(破断)）を主な検討対象とし，鉄筋亀裂の進展傾向，進展率に差異が生じる要因の検討，ならびに鉄筋破断を再現した case7 供試体では，破断箇所周辺の外観，および内部におけるひび割れ損傷状態との関連を整理することで，鉄筋破断が及ぼす周辺への影響について一考を加える．

７．２　供試体概要

供試体モデル，寸法，使用材料，暴露条件などについては，6.2 節に記載のとおりであり，本章では，次節の使用鉄筋に関する記述以外を省略する．詳しくは，6.2 節をご参照頂きたい．

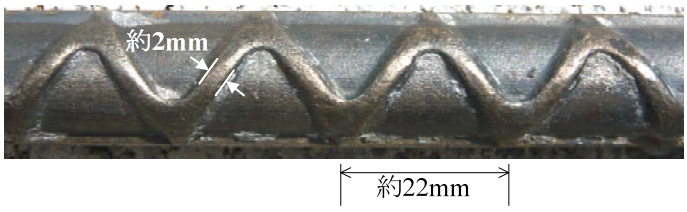
７．３　使用鉄筋

本研究では，反応性骨材を使用した RC 供試体の使用鉄筋のうち，供試体軸方向における両端の帯鉄筋に旧基準の D16 鉄筋を使用している（**図-6.2** 参照）．本研究における旧基準とは，1985 年に行われた JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」の改正以前のものを指している．

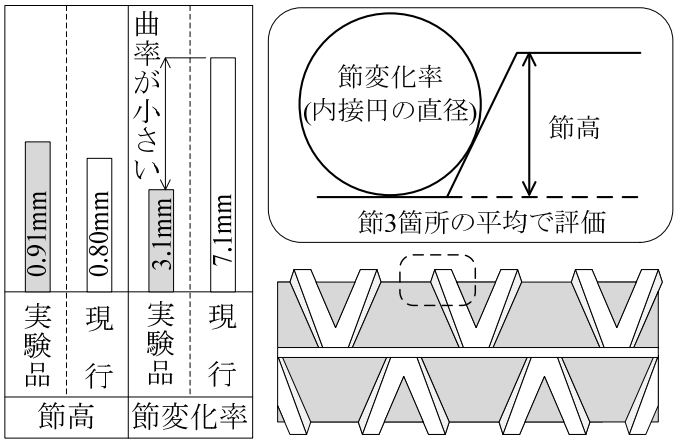
なお，1985 年の JIS 改正を境に，異形棒鋼の節の立ち上がり部分がなだらかになるような形状変更が一般的に行われている

本研究では，鉄筋破断が生じた構造物が多数報告されている関西地区の橋梁から採取した D16 鉄筋（旧基準波節鉄筋）を帯鉄筋として使用した．これは，既往の研究において，曲げ加工を行った際に発生する初期亀裂の有無，およびその程度がその後の亀裂進展に大きく影響を及ぼすと考えられていることに加え，前述のように節形状が急峻である旧基準（1985 年の JIS 改正以前）の鉄筋で，かつ破断等の著しい鉄筋損傷が懸念される地域で用いられたものを使用することによって，ASR による鉄筋損傷が再現できると考えたためである．また，鉄筋曲げ加工部では，経年に伴うひずみ時効硬化が生じていると考えられるため，本研究においては，B. B. Hundy の提案式[7-6]を用いて，6 年経過相当のひずみ時効を与えている（120℃，10 時間）．なお，曲げ加工半径は，シリーズ I（case1～3），およびシリーズ II（case4～6）で 1.5d（d は鉄筋の公称径），シリーズ III（case7～9）で，1.0dに設定した．

使用した鉄筋の形状を**図-7.1** に示す．節パターンは図中(1)に示すように，ピッチ約 22mm の波節となっており，節幅は概ね 2mm 程度である．図中(2)に示す節形状の計測方法によって，節高と節変化率を計測した結果，コンクリートとの付着を確保することを主に考慮する節高については，0.91mm の値が計測され，現行鉄筋の 0.80mm とほぼ同等の値であるとともに，現行の JIS において規定される節高（公称直径の 4.5%以上からその 2 倍以下）を満足していることが確認された．一方，現行の JIS において，D16 以上の異形棒鋼の付根部は応力集中の少ない形状とすることと記載されているものの，具体的な規定値がない節変化率（付根部の形状）については，現行の 7.1mm に対して今回使用した鉄筋は 3.1mm となっており，節形状が急峻である，すなわち応力集中が生じやすい節形状を有していることが確認された．



(1) 鉄筋の節パターン



(現行) 北九州地域で流通するD16竹節鉄筋で計測

(2) 節形状

図-7.1　使用鉄筋の形状

次に，ベンダーによって 90° の曲げ加工を行った際に，鉄筋曲げ加工部内側に生じた初期亀裂の計測結果を**図-7.2** に示す．なお，図中には，曲げ加工半径の設定値を $1.0d$ とし，現行鉄筋（竹節）と旧基準波節鉄筋のそれぞれ 6 本について計測した結果を示している．

現行鉄筋の全亀裂の平均値は 0.70%，6 本それぞれで計測された最大亀裂を平均した値は 0.81%，また，そのうちの最大亀裂は，1.44%の値が計測された．一方，実験に供した旧基準波節鉄筋では，同じく，1.13%，1.43%，および 2.07%となっており，それぞれ 1.5 倍程度の初期亀裂を示す結果となった．以上のように，当実験で行った曲げ加工試験では，初期亀裂に著しい数値的な差が生じることはなかったものの，総じて現行鉄筋よりも初期亀裂が大きく発生する傾向であることが確認できる．

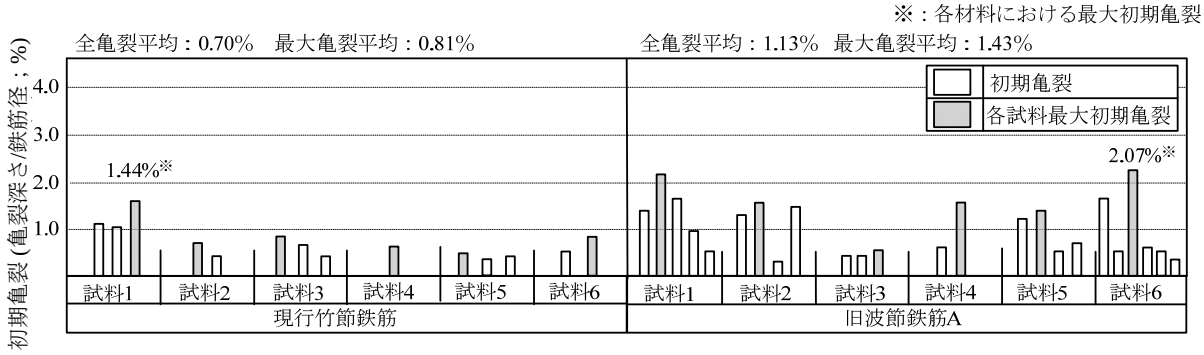


図-7.2　曲げ加工による亀裂の発生傾向（1.0D曲げ）

７．４　鉄筋亀裂の進展傾向

本節では，case6 供試体および case8 供試体から採取した帯鉄筋曲げ加工部を対象に，その縦断面をデジタルマイクロスコープによって詳細に観察した結果を基に亀裂の発生パターン，ならびに亀裂進展の傾向などについて考察を加える．

７．４．１　初期亀裂の形態

初期亀裂の発生形態の一例を**図-7.3** に示す．なお，図に示すのは，**図-7.2** で既に示した旧基準波節鉄筋で計測した初期亀裂の中から，特徴的に観察された 2 つの発生形態（試料 5 と試料 6 の最大亀裂）をトレースしたものであり，他の初期亀裂についても，どちらかの発生形態を示していた．なお，すべての亀裂は節の付根部分から発生していた．

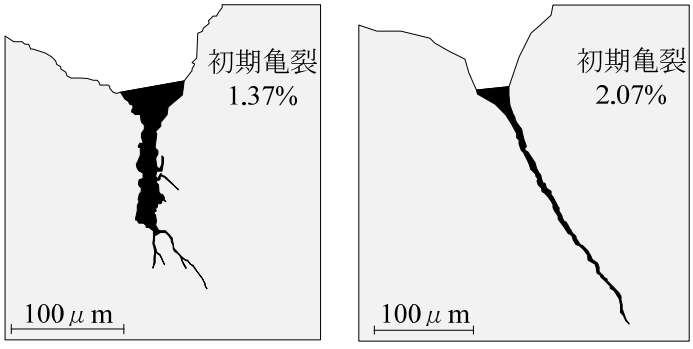


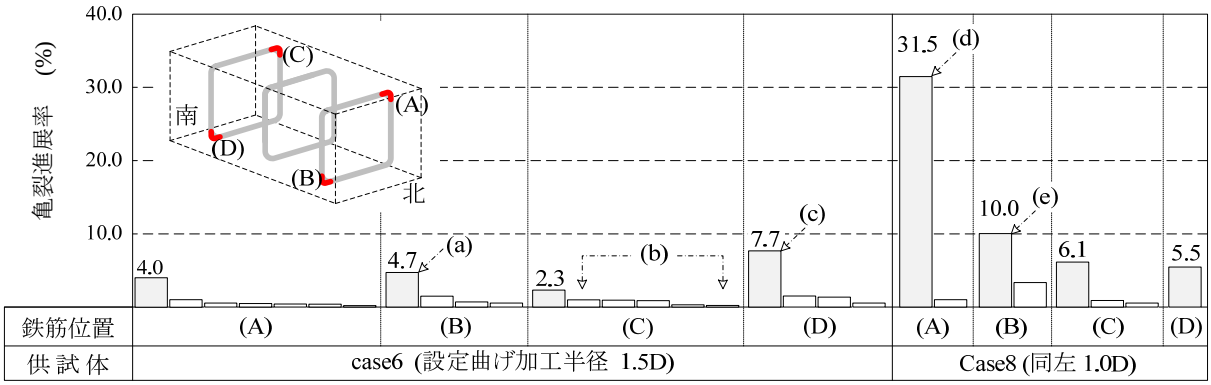
図-7.3　初期亀裂発生形態の一例

初期亀裂の発生形態の一つは，図中左に示すように，比較的幅の広いくぼみ状の亀裂の最深部，あるいはその側線部から複数の微細な糸状（ひげ状）の亀裂として確認された．他方は，図中右に示すように，前記と比べてくぼみ状部分の幅が狭い，あるいはくぼみ状の形態が明確には認められず，亀裂は直線状に伸びる形態をなしていた．さらに，**図-7.2** に示した初期亀裂のうち，亀裂深さの大きなものは，概ね後者の形態として観察された．

７．４．２　進展亀裂の発生傾向と形態

case6 供試体，および case8 供試体の屋外暴露試験後にそれぞれの曲げ加工部をはつり出し，鉄筋の損傷状況を観察した結果を**図-7.4** に示す．なお，帯鉄筋には，実構造物からはつり出した鉄筋を改めて曲げ加工した上で使用しているため，採取した鉄筋長さの都合上，前章，**図-6.2** で示したような鋭角フックの有する L 型形状の鉄筋 2 本を組み合わせて帯鉄筋としている．したがって，鉄筋損傷の評価は，**図-7.4** 中に示す(A)～(D)の 4 箇所について実施した．

曲げ加工半径の設定値が 1.5d である case6 供試体では，(A)～(D)で 2.3～7.7%の最大亀裂が観察され，**図-7.2** で示した当該旧基準鉄筋の初期亀裂（1.0d 設定）を勘案すると，鉄筋亀裂は若干進展していると判断することができる．一方，曲げ加工半径の設定値が 1.0d の case8 供試体では，5.5～31.5%の最大亀裂が観察され，31.5%が計測された亀裂に関しては，鉄筋軸方向切断面において，目視確認が可能な程度の幅を持つ大きな亀裂となっていた．なお，すべての亀裂は，節の付根部分から発生している．



塗りつぶしは各鉄筋の最大亀裂，(a)~(e)は以降で亀裂形態を説明するための記号

図-7.4　暴露試験後における鉄筋曲げ加工部内側の進展亀裂量

次いで，**図-7.4** に示した(a)～(e)の亀裂について，その発生形態を**図-7.5** に示す．

図中(a)は，1 本の亀裂が単独で発生しており，鉄筋表面から 0.3mm 程度の位置（図中(i)）で明確な亀裂幅の変化が認められた．

図中(b)は，くぼみ状の部分を基点とした幅の広い亀裂，あるいは直接くぼみ状の部分から微細な糸状（ひげ状）を呈する亀裂の発生が認められた．

図中(c)は，前記(a)と同様の形態と考えられる亀裂のほか，幅の広い亀裂（図中(a)の(i)以浅に相当する部分）の側面から蛇行しながら延伸する微細な亀裂が認められた．

図中(d)は，今回計測された最大の亀裂である．鉄筋表面近傍で観察される亀裂（図中(ii)）は，視認可能な程度に幅の大きな亀裂となっており，明らかに進展したものであると考えられる．

さらに，深部（図中(iii)）についても部分的に幅の広い部分を含み，蛇行と枝分かれを伴いながら無数の分岐点において選択的に亀裂が進展している様子が窺える．なお，図中(iv)において独立した亀裂として観察された部分については，1 つの切断面における観察であることから連続性の有無について不明であるが，後述する(e)の亀裂と比べると，独立して発生している可能性も考えられる．

図中(e)は，(a)あるいは(c)と同様に深さ 0.4mm 程度の比較的幅の広い亀裂が認められたほか，これとは独立した不連続な微細亀裂が観察されたものである．ただし，前述(d)とは若干様相が異なり，亀裂の延伸方向やその距離から考えると，さらに微細な亀裂，あるいは断面方向の手前か奥側で連続していることも考えられる．

今回観察された亀裂（**図-7.4** のすべて）は，**図-7.5** の(a)～(e)のいずれかの形態を呈していた．さらに，亀裂進展率の小さなものは(b)の形態をなすものが大多数を占め，一方で，最大の亀裂を含み 5%程度以上の亀裂進展率を呈したものは，(c)～(e)のように鉄筋表面付近で比較的幅の広い亀裂があり，その深部で微細な亀裂が蛇行，あるいは枝分かれしながら発生しているものであった．

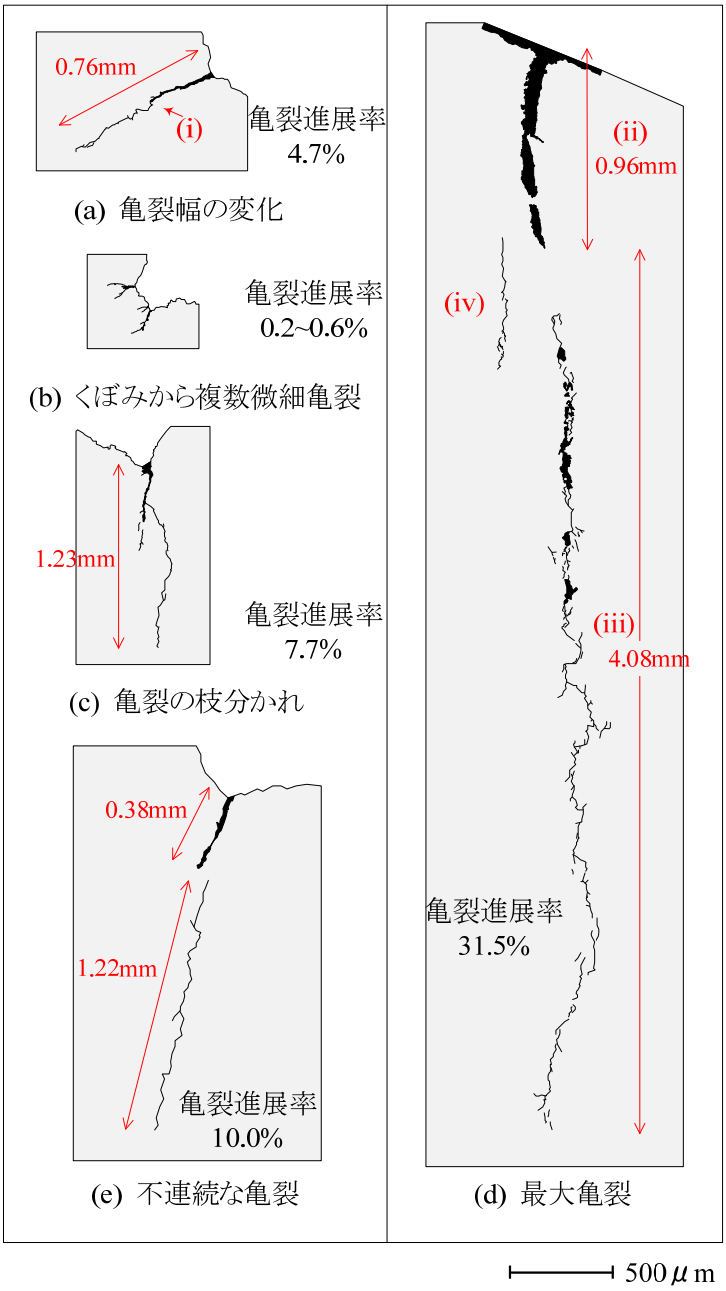


図-7.5 亀裂の発生形態

７．４．３　初期亀裂と進展亀裂の形態比較に基づく推定

本項では，曲げ加工時に発生した初期亀裂の形態と case6，および case8 供試体の鉄筋曲げ加工部の観察から認められた亀裂の形態を比較することで，供試体の ASR 膨張によって生じた鉄筋亀裂の進展パターンについて一考を加える．初期亀裂の形態とこれに対応すると判断される亀裂進展形態を**図-7.6** に示す．なお，初期亀裂を計測した鉄筋は，曲げ加工を行った後に供試体実験に用いることなく鉄筋を軸方向に切断して計測を行ったものである．すなわち，亀

裂形態の比較は，同一鉄筋の使用前後を直接比較するものではない．したがって，**図-7.3**，および**図-7.5** で示した亀裂の形態を基に，初期亀裂とこれに対応すると考えられる進展亀裂を判断し，比較を行う．

図-7.6(1)初期亀裂，および(2)初期亀裂に対応すると考えられる進展形態の双方の左側に示すトレース図を比較すると，両者とも深さ 0.1mm 前後で比較的幅の広い亀裂を鉄筋表面付近で有している．また，双方とも糸状（ひげ状）の微細亀裂が発生しているが，(2)左図の方が糸状の微細亀裂が若干深くまで伸びており，この差が亀裂の進展量であると推察される．しかしながら，その差分は些少であり，ほとんど進展が生じていないとも判断できる．一方で，(1)および(2)の右図に示すトレース図を比較すると，鉄筋表面付近ではともに若干幅の広い亀裂が観察され，その深さは概ね 0.3mm 程度である．さらに，(2)の右図では，明確に幅が異なる微細な亀裂が 0.4mm 程度ではあるものの亀裂を延長するように生じていることが確認される．このような形態の相違から考えれば，図中に示すように亀裂幅が明確に変化する地点を境として，曲げ加工時に生じた初期亀裂とこれを基にした進展亀裂とに分けることができると考えられる．

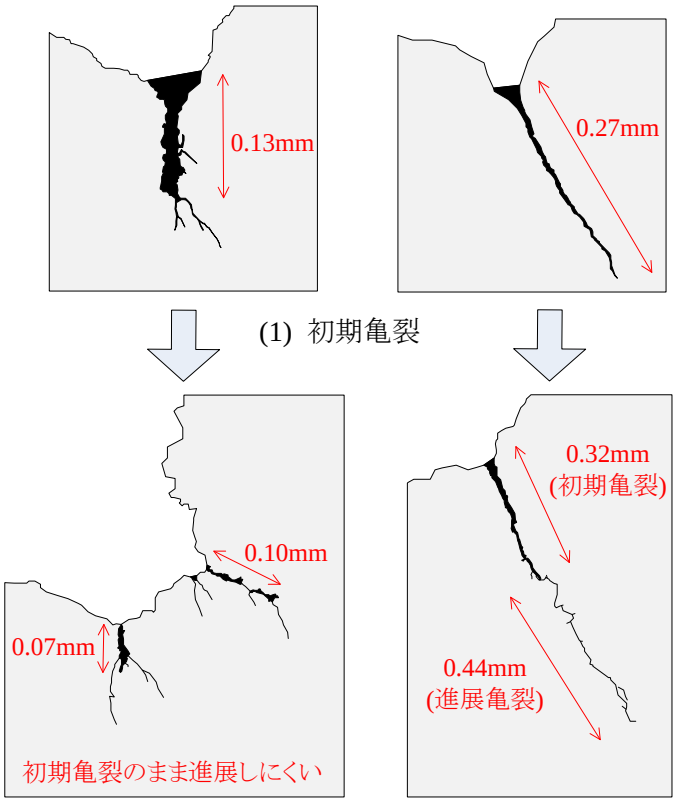


図-7.6　亀裂進展パターンの推定

以上から推測すると，曲げ加工によって節がめり込む際にくぼみ状の変形が生じた場合には，くぼみ部分に複数の微細な亀裂が生じていることが多く，それぞれが変形を負担すると考えられることと，鉄筋曲げ加工部が曲げ戻しの作用を受けた場合には，くぼみ自体が開口することも考えられることから，鉄筋亀裂の進展は生じにくいと考えられた．一方で，初期損傷として明確なくぼみ状の形態が発生せず，独立した 1 本の亀裂として初期亀裂が発生するような場合

には亀裂の先端部分，あるいはその近傍において亀裂が進展しやすいと推察された．また，亀裂深さが 10%程度（例えば**図-7.5(e)**）では，初期亀裂と考えられた部分の亀裂幅が開口していないことや進展亀裂の幅が微細であることを考えると，内部膨張によって生じる鉄筋の変形量が非常に少ない段階でも鉄筋の亀裂が進展している可能性も考えられる．

次に，今回観察された最大亀裂である 31.5%の亀裂（**図-7.5(d)**）では，鉄筋表面付近に位置する亀裂と進展亀裂と考えられる部分（**図-7.5(iii)**）の鉄筋表面側で亀裂幅が大きくなっていることから，大きな変形が生じた場合には，亀裂の開口を伴いながら亀裂がさらに進展していくと考えられる．

７．５　外観損傷と亀裂進展率

７．５．１　ひび割れ密度と亀裂進展率の関係

図-7.7 に損傷評価鉄筋位置，**図-7.8** に亀裂進展率計測方法と定義を示す．**図-7.7** に示すように，case1～case8（外観ひび割れ密度 1.78m/m²～9.14m/m²）の各供試体から図中(1)～(4)に該当する鉄筋曲げ加工部をはつり出し，**図-7.8** に示すように，樹脂加工後，鉄筋軸方向に 1/2 カットし，#1500 番までの研磨紙を用いて鏡面仕上げをした後に 100～1,000 倍の倍率としたマイクロスコープを用いて亀裂深さを測定した．また，亀裂深さを鉄筋の公称径で除すことにより亀裂進展率を定義した．

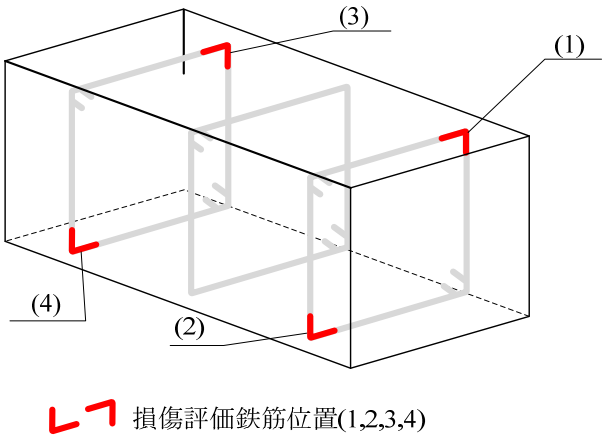


図-7.7　損傷評価鉄筋位置

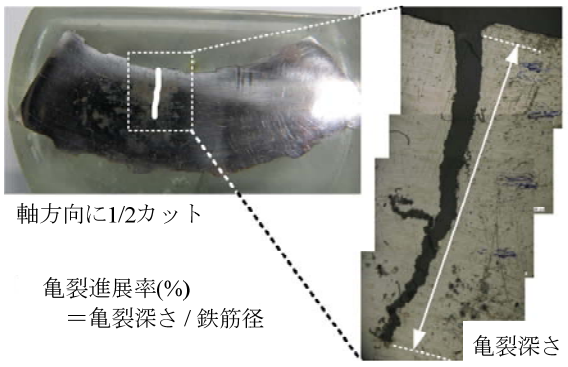


図-7.8　亀裂進展率計測方法と定義

図-7.9 に外観ひび割れ密度と鉄筋亀裂進展率の関係を示す．**図-7.9** に示した記号は，各試料（各 case の損傷評価鉄筋(1)～(4)）で認められた最大の亀裂進展率を白色の記号で示し，case 毎の鉄筋 4 本の最大亀裂進展率を平均したものが灰色の記号となっている．なお，case1~6 供試体では，帯鉄筋の曲げ加工半径を 1.5d，case7,8 供試体では，同じく 1.0d と設定しているため，記号の形を丸と四角に区別して示した．

外観における劣化度が最も大きかった case7 供試体では，損傷評価鉄筋(1)～(4)それぞれで，最大亀裂進展率（鉄筋亀裂長さ/鉄筋径）(1) 14.8%，(2) 8.0%，(3) 100%（破断），および(4) 40%が確認された．また，case8 供試体では，(1) 31.5%（最大），(2) 10.0%，(3) 6.1%，および(4) 5.5%の鉄筋亀裂が確認された．**図-7.9** を概観すると，外観ひび割れ密度（劣化度）が進むほど鉄筋

亀裂は大きく（深く）なっているようにも見える．一方で，case1~6 供試体において確認された最大亀裂進展率は，それぞれ 4.7%, 6.2%, 6.0%, 1.5%, 6.0%, 7.7%であり，劣化度小（2.0m/m² 未満；case1），劣化度中（2～5m/m² 未満；case2,4），劣化度大（5m/m² 以上；case3,5,6）を比較しても，最大鉄筋亀裂進展率の大きな差が見られなかった．前述のように，曲げ加工半径を 1.0d に設定した case7，8 供試体においては，それぞれ 31.5%，100%もの鉄筋亀裂進展率が確認されており，外観ひび割れ密度が同程度であった case6（5.98m/m²）と case8（6.72m/m²）の比較では，鉄筋亀裂進展率に比較的大きな差が生じる結果となった．

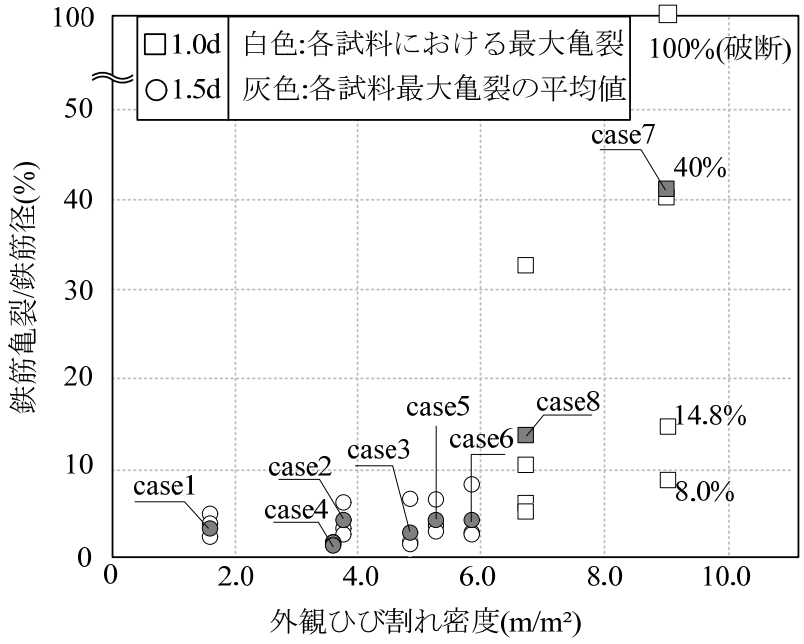


図-7.9　外観ひび割れ密度と鉄筋亀裂進展率の関係

７．５．２　亀裂進展率に差が生じた要因の推定

図-7.9 からは，外観ひび割れ密度 6.00m/m² 程度を境に鉄筋亀裂が進展すると考えることもできるが，本項では，外観ひび割れ密度が同程度であっても，内部の鉄筋曲げ加工部に生じた鉄筋亀裂進展率に差が認められた要因の可能性として，曲げ加工に伴って生じる初期亀裂程度の差に着目した．case1～6 と case7，8 は，設定の曲げ加工半径が前者で 1.5d，後者では 1.0d であったことは既に記した通りである．この差が，ASR 劣化による鉄筋亀裂の進展に結びつく初期亀裂の状態に差異を生じさせていた可能性を考えた．

したがって本項では，曲げ加工半径の設定値を 1.0d，1.5d，および 2.0d とした場合に，曲げ加工によって生じた初期亀裂の発生傾向を比較することとした．ここで，本研究の case1～case9 供試体では，関西地区の実構造物からはつり出した 1985 年以前の旧基準鉄筋（波節）を使用しているが，本節で後述する曲げ加工半径の設定が初期亀裂程度に及ぼす影響を十分に調べるだけの数量が確保できなかった．したがって，本節における検討では，case1～case9 に使用した鉄筋と同様に，やはり関西地区の実構造物から採取した竹節形状の旧基準鉄筋を用いることにした．厳密な数値比較はできないものの，曲げ加工半径の緩急が初期亀裂程度に与える影響としては，同様な傾向を示すと判断した．なお，曲げ加工には，現在一般的に用いられているローラー型の曲げ加工試験機を用いた．試験は曲げ加工半径の水準毎に各 5 本で行った．

図-7.10 に，曲げ加工半径と初期亀裂の発生傾向を示す．図中には曲げ加工半径ごとに鉄筋 5 本の観察から認められた初期亀裂の各計測値，その平均値，ならびに各試験体（1 水準 5 本）で計測された最大亀裂の平均値を示している．**図-7.10** から明らかなように，バラツキがあるものの曲げ加工半径の設定値を小さくするほど初期亀裂が大きく発生する傾向にある．また，$1.5d$ 程度以下から初期亀裂の平均と最大初期亀裂の平均に差が生じていることから考えると，曲げ加工半径が小さくなるほど，特定の初期亀裂が他と比して大きく発生する可能性があることが窺える．

以上から考えると，本研究の使用材料および検討範囲内では，曲げ加工半径が $1.5d$ であった供試体の初期亀裂は比較的小さく，ASR 劣化に伴う鉄筋亀裂進展量も相対的に小さいと考えられる．一方で，曲げ加工半径 $1.0d$ で設定した case7，8 については，鉄筋亀裂進展が生じやすい初期状態を呈していたことが想定され，劣化程度が極めて大きくなった case7（外観ひび割れ密度 9.14m/m²）では，40%におよぶ亀裂，さらには鉄筋の破断を再現するに至ったと推察された．すなわち，ASR による劣化度が同程度であっても，鉄筋損傷の程度に差が生じる理由のひとつには，曲げ加工に起因して鉄筋にあらかじめ生じていた初期亀裂の大小が大きく影響を及ぼすことが考えられる．加えて，初期亀裂深さのばらつきも考えると，何らかの理由で初期亀裂が大きく生じた場合に，ASR による膨張作用が加わることで，場合によっては破断にまで至ると考えられる．

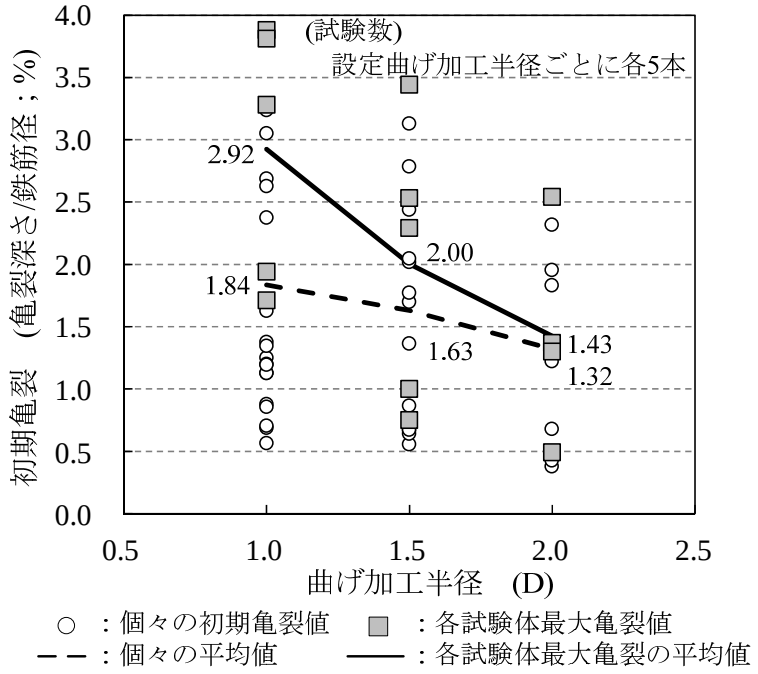


図-7.10 曲げ加工半径と初期亀裂の発生傾向

７．６　鉄筋破断に伴う周辺劣化性状

６章では，外観ひび割れの特徴と経時的な変化を捉え，次いで，切断面の観察から内部ひび割れの密度や角度を基にした特徴的な形態と劣化進展の傾向を示し，さらに外観に基づく劣化度と内部鉄筋の損傷程度との関係についてそれぞれ記した．７章では，前節（7.5 節）において，外観ひび割れ密度と鉄筋亀裂進展率との関係について記した．本節では，これらの関係性に着目することとし，鉄筋破断が伴わない場合の外観と内部ひび割れの関係，加えて，破断が生じた場合に破断箇所周辺で特徴的に発生する劣化性状について取りまとめる．

７．６．１　鉄筋損傷箇所周辺におけるひび割れ密度

本項では，帯鉄筋隅角部の近傍に着目し，ひび割れの状況と鉄筋損傷との関係について検討を行った．

（１）評価面におけるひび割れと鉄筋亀裂

図-7.11 に隅角部に着目した外観評価範囲を示す．外観評価範囲は，損傷評価鉄筋位置(1)～(4)における近傍のコンクリート表面に設定することにした．なお，評価範囲の軸方向長さを 220mm，軸直角方向長さを 170mm と設定した．なお，損傷評価鉄筋位置(1)，(3)に対しては，それぞれ損傷評価鉄筋位置を挟む評価範囲(a)と(b)，(d)と(e)の 2 範囲ずつ行った．損傷評価鉄筋位置(2)，(4)に対しては，下面のひび割れ観察を行っていないため，それぞれ評価範囲(c)，(f)の１範囲ずつで評価を行った．

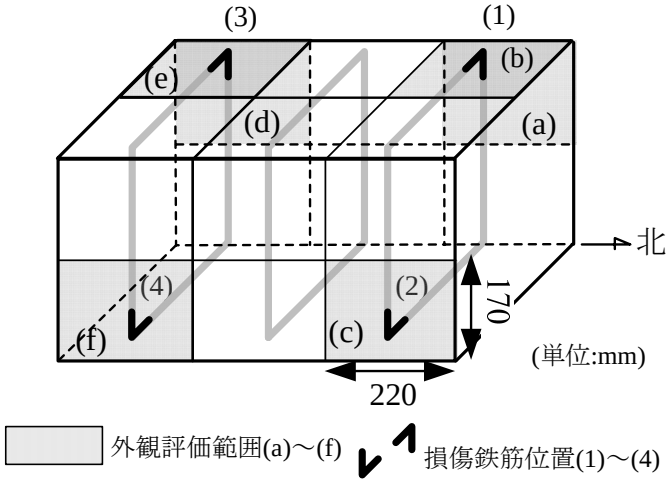


図-7.11　評価対象面

図-7.12 に case7 供試体の各評価範囲のひび割れ状況を示す．鉄筋破断が生じていない場合には，評価範囲のひび割れの長さや幅に大きな差は見られなかった．しかしながら，破断鉄筋位置近傍の評価範囲(d)，(e)では，鉄筋破断の生じていない評価面(a，b，c，f)よりもひび割れが多く見られた．また，評価範囲(e)で認められた幅 0.2mm 以上のひび割れのうち約半数は，幅 0.4mm 以上であり，評価範囲(d)と比べるとひび割れ幅の大きさに違いが認められた．

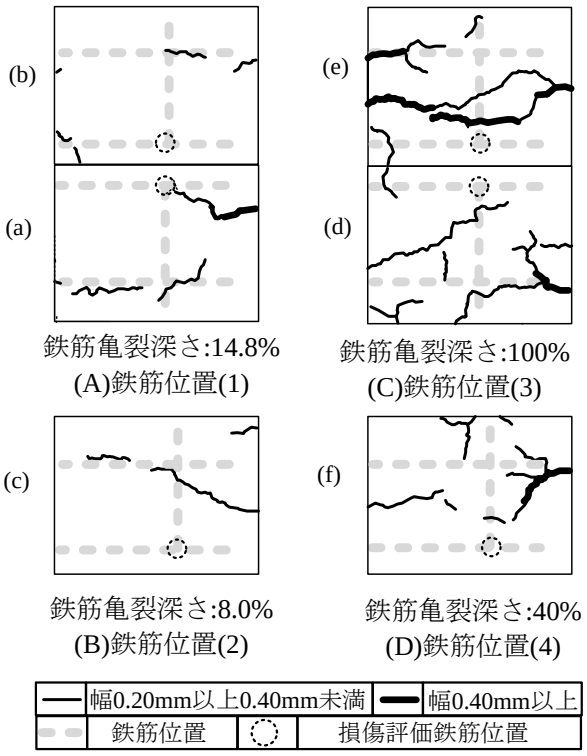


図-7.12　各評価範囲のひび割れ状況（case7）

図-7.13 に鉄筋亀裂進展率と各評価面におけるひび割れ密度の関係について示す．図に示すように，破断の生じていない評価範囲の最終ひび割れ密度は 3.5～12.0m/m² となっているが，亀裂進展率 31.5%の評価範囲のひび割れ密度はそれぞれ 3.5m/m²，7.7m/m² となっており，亀裂進展率 6.1%の評価面のひび割れ密度と同程度となっていることから，鉄筋亀裂進展率の大小に関わらず鉄筋による拘束力は保持されるため，鉄筋亀裂の大きさと評価範囲のひび割れ密度の関係性は低いことが考えられる．一方，鉄筋破断が生じている case7 供試体評価範囲のひび割れ密度は 17.8m/m²，17.5m/m² と非常に大きな値となった．

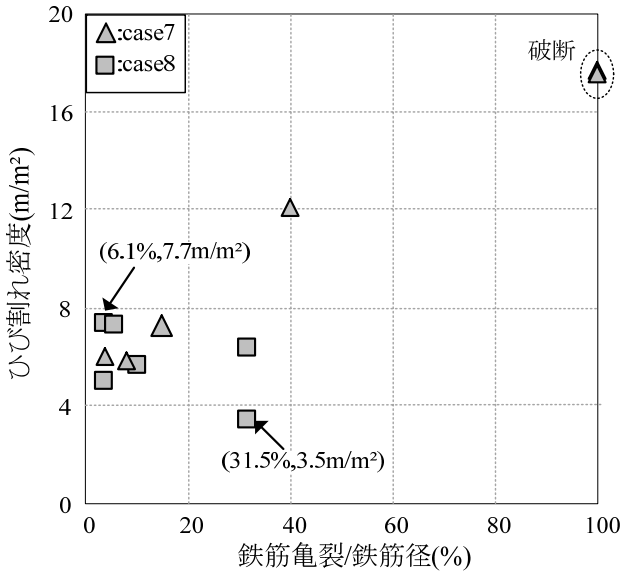
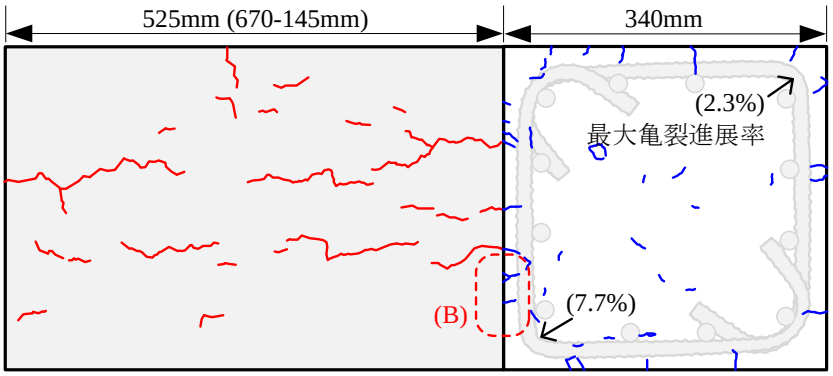


図-7.13　亀裂進展率とひび割れ密度の関係

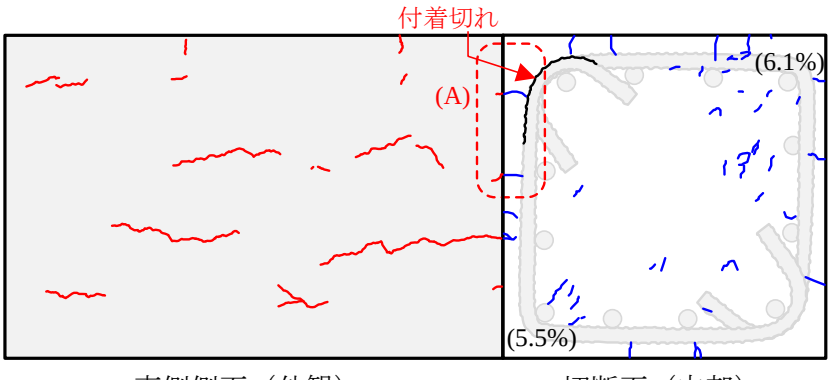
７．６．２　鉄筋破断が伴わないひび割れ損傷形態

図-7.14 に case6 と case8 供試体の最終段階における展開図を示す（切断面と東側側面の幅 0.2mm 以上のひび割れを代表として表記）．なお，case6 の最終ひび割れ密度（幅 0.2mm 以上対象）は 5.98m/m²，case8 の最終ひび割れ密度は，6.72m/m² である．また，case6 の最大亀裂進展率は，切断面近傍に存在する 2 ヵ所の曲げ加工部で 2.3%と 7.7%，同じく case8 では，2 ヵ所で 6.1%と 5.5%であった（図中では曲げ加工部近傍に括弧内数値で表記）．

図-7.14 を見ると，外観において幅 0.2mm 以上として観察されたひび割れは，内部においても深さ方向に連続したひび割れとして観察されている．前述までに記した「かぶり領域」における内部ひび割れの特徴と併せると，case6 および case8 供試体の劣化レベルにおいては，コンクリート表面で比較的幅の広いひび割れとして観察されたひび割れも，帯鉄筋以浅において収束したと考えられる．さらに，**図-7.14(2)**，(A)で記した箇所では，外観で観察されたひび割れが，内部では鉄筋曲げ加工部外縁に生じた付着切れ部分に吸収されるようなひび割れ形態となっていた．これらを勘案すると，外観に生じているひび割れは，その深さ方向において直線的に進展するものの，鉄筋拘束の影響を受け，ひび割れ深さとしては一旦収束するものと考えられる．



(1) case6の側面と切断面（外観ひび割れ密度5.98m/m^2）



(2) case8の側面と切断面（外観ひび割れ密度6.72m/m^2）

図-7.14　case6 および case8 供試体の展開図

他方で，「内部コンクリート領域」のみで確認されるひび割れと外観ひび割れには，一定の関係性が認められない．また，外観に生じているひび割れが鉄筋以浅で収束していることも考えると「内部コンクリート領域」に発生しているひび割れは，外観観察のみからでは，評価することが難しい劣化損傷であるとも言える．なお，**図-7.14(1)**，(B)に示すように，内部と外観とが繋がっていないひび割れについても，例えば(B)の箇所では，外観上に幅 0.2mm 未満のひび割れが存在していることから，切断時にひび割れ境界が若干崩れたことで，内部の方が外観よりも幅広いひび割れとして観察されたものと考えられる．

７．６．３　鉄筋破断により外観に生じる特徴的な変状

case7 供試体（外観ひび割れ密度 9.14m/m²）では，**図-7.11** に示した損傷評価鉄筋位置(3)において鉄筋破断が再現された．破断鉄筋周辺の外観におけるひび割れ損傷状況を**図-7.15** に示す．

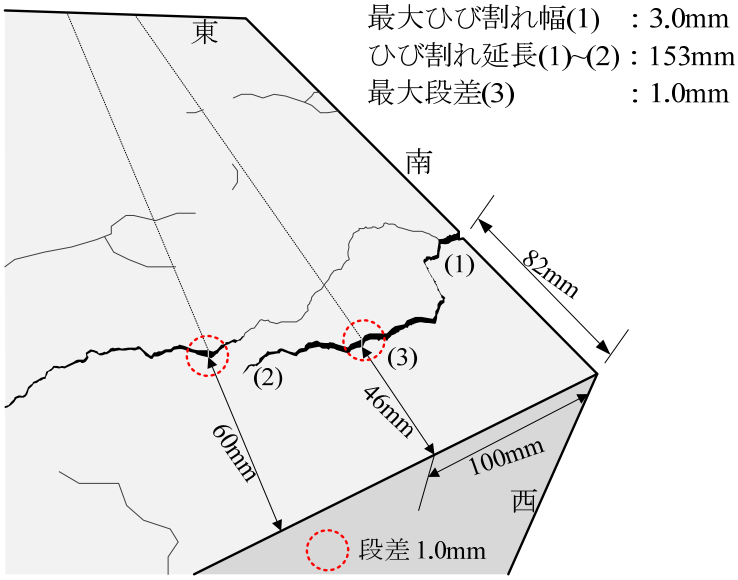


図-7.15　破断鉄筋周辺のひび割れ損傷状況（case7 上面）

破断鉄筋周辺では，幅の広い特徴的な外観ひび割れが発生しており，その最大幅は，図中(1)に示す箇所において幅 3.0mm にも及ぶものであった．ひび割れは，南西端部より 82mm の位置から図中(2)の位置まで連続しており，直線距離で 153mm の長さを有していた．また，図中(3)に示した箇所において，1.0mm の段差が確認された．この段差の位置は，南端部より 100mm，西端部より 46mm であり，破断が生じた帯鉄筋曲げ加工部直上の位置と概ね合致している．鉄筋破断を再現した既往の文献[7-7]についても，破断箇所周辺において段差を伴う，数 mm の幅を有するひび割れが発生したと報告されていることも勘案すると，case7 上面の破断鉄筋周辺で確認された段差を伴う幅の大きなひび割れは，鉄筋破断に誘発された現象である可能性が考えられた．

次に，破断鉄筋周辺において，特徴的に認められたひび割れ幅の経時変化について分析を行うこととした．**図-7.16** にひび割れ幅分析方法および測線位置を示す．分析の対象としたひび割れは，特徴的なひび割れに絞る目的で，解体直前の材齢 1845 日時点で，ひび割れの端点を

結んだ長さが，帯鉄筋間隔 235mm の半分程度の 120mm 以上のものとした．また，ひび割れ幅は，帯鉄筋と同一距離の測線上のひび割れを併せて評価する目的から，各測線を跨いだ箇所のひび割れ幅を累積することで求めた. 測線設置位置は, 図-7.16 に示すように, 端部から 10mm の位置を基点とし，50mm ピッチで計 14 本とした.

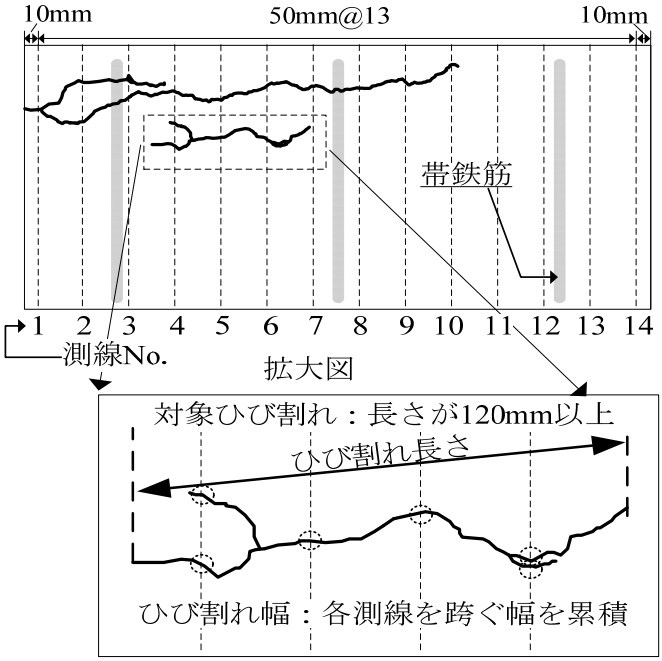


図-7.16　側線位置およびひび割れ幅分析方法

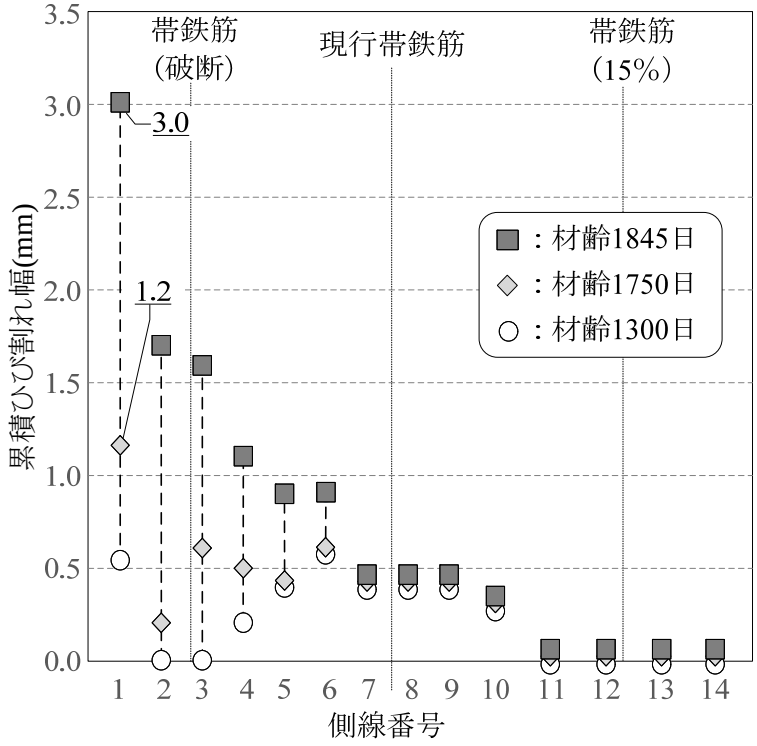


図-7.17　側線位置およびひび割れ幅分析方法

図-7.17 に各測線上のひび割れ幅の経時変化を示す．図には，解体直前の材齢 1845 日，その 3 ヶ月前の 1750 日，および 1 年半前に当たる 1300 日について，それぞれの時点における測線上の累積ひび割れ幅を示した．

図-7.17 において，破断した帯鉄筋に近い測線 2～4 を見ると，材齢 1300 日から材齢 1750 日において，測線 3 を中心に累積ひび割れ幅が大きく変化しているように見える．さらに，僅か 3 ヶ月後の材齢 1845 日では，破断鉄筋周辺の測線 1～6 において急激にひび割れ幅が増大し，特に測線 1 では，1.2mm から 3.0mm まで急激な幅の増加が確認されている．一方で，現行鉄筋周辺の測線 7～9，および亀裂が 14.8%にとどまった鉄筋周辺の測線 10～14 のひび割れ幅は，破断鉄筋周辺で見られた急激な幅の増大は見られなかった

これらの結果より，帯鉄筋が健全，あるいは破断に至らない程度の損傷状態では，帯鉄筋による拘束力が作用し，ASR 膨張を抑制できているが，鉄筋破断により ASR 膨張に対する拘束力を失った場合，自由に近い状態での膨張が可能となったと考えられ，ごく短い期間の間に，図-7.15 で確認されたような段差の形成と図-7.17 で確認されたような急激なひび割れ幅の増大が生じたと判断された．

７．６．４　破断箇所周辺の内部損傷

前項では，破断箇所周辺において生じた外観の変状について分析を行った．本項では，同じく破断箇所周辺における内部ひび割れと外観ひび割れのつながり，および内部の変状について分析を行う．

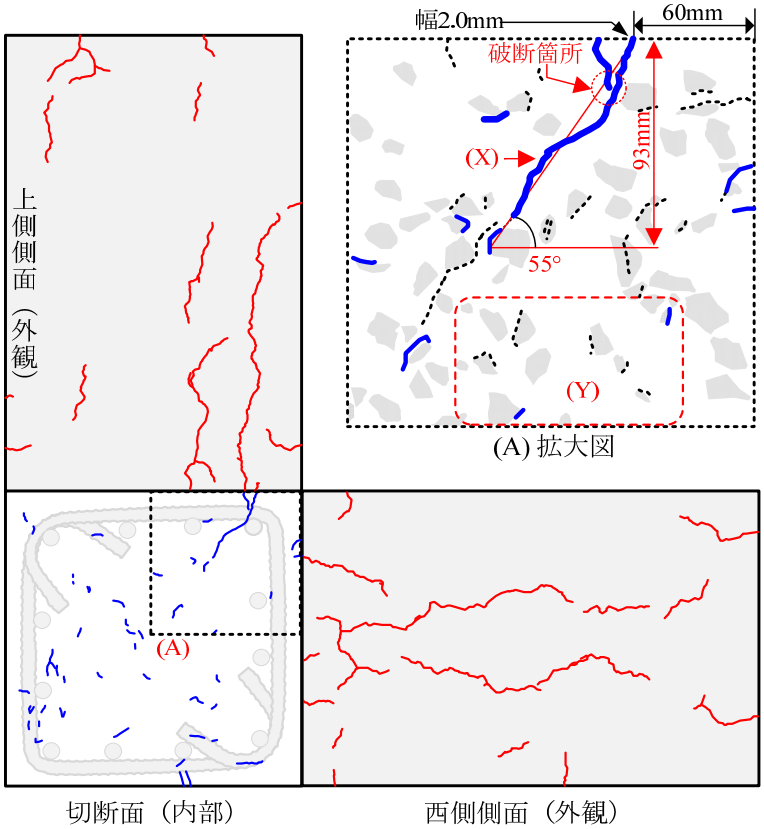


図-7.18　側線位置およびひび割れ幅分析方法

図-7.18 に鉄筋破断が生じた case7 供試体の展開図を示す．図中では，切断面に接続する側面として，鉄筋破断が生じた隅角部を形成する上側側面と西側側面を図示した．また，切断面における破断箇所周辺（図中(A)）の状況を拡大図にして併記した．

7.6.2 項で示したように，外観上から深さ方向に伸びるひび割れは，ごく浅いものがほとんどであり，また，外観上で 0.2mm 以上として観察されたひび割れであっても，内部（切断面）において 0.2mm 未満，あるいは目視レベルでは明確に観察できないひび割れがあったことも考えると，外観ひび割れの深さは case6，case8 よりもむしろ浅いようにも見受けられた．

一方で，鉄筋破断箇所にあたる図中(A)の部分では，(A)拡大図に示すように，外観上で幅 2.0mm を呈し，内部方向へ直線深さで 93mm の長さを有する極めて顕著なひび割れ損傷（図中 X）が確認された．このひび割れは，内部においても幅 1.0mm 以上として観察されるものであり，同じく図中に示した（Y）のように骨材形状に依存する大部分の内部ひび割れとは，明らかに様相が異なるものであった．また，図中 X の内部ひび割れは，外観上において急激に段差および幅の増大を示した外観ひび割れと連続しており，西側側面から 60mm 程度の位置より深さ方向に約 55° の角度で延伸していることから，鉄筋曲げ加工部における破断現象の影響を大きく受けていることが明確に示唆されるものであった．

なお，**図**-7.18 において同じく示した西側側面では，このような特徴的なひび割れは観察されていない．一般的に，実構造物で鉄筋破断が生じた隅角部においても，隅角部を形成するコンクリートの 2 側面で著しい損傷が同様に生じてはおらず，破断箇所との相対的な位置関係によって，選択的に片面側においてひび割れ損傷が発達したものと推察する．

続いて，具体的な破断状態と前述の特徴的なひび割れの位置関係を改めて確認するために，切断片をはつり，鉄筋破断箇所を露出させて観察した．破断箇所の状況を**図**-7.19 に示す．図に示すように，特徴的なひび割れは鉄筋破断箇所を貫通していることが確認されたことから，今回 case7 供試体で確認された外観損傷は，鉄筋破断の影響を大きく受けた特異なものであった可能性が高いと判断した．

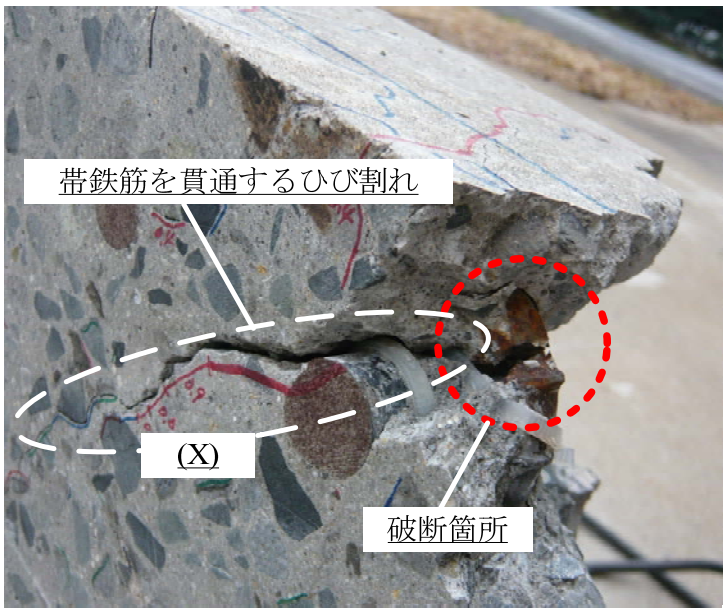


図-7.19　破断箇所の状況

本実験結果から，ASR 膨張によって鉄筋破断が生じることで，外観におけてひび割れ幅の急激な増加と段差が形成され，内部においては，破断位置を貫通し，内部の中心方向へ延びる顕著なひび割れが発生するケースを明確に観察することができた．このような顕著な変状は，鉄筋破断箇所を貫通し，ひび割れが連続的に形成された供試体上面において認められており，西側側面においては観察されていない．加えて，case6 供試体，および case8 供試体では，外観ひび割れと内部ひび割れは独立しているような様相を呈していたことなどを勘案すると，鉄筋破断によって膨張作用に対する拘束力が低下，あるいは喪失したことによって，外観および内部に生じていた比較的微細なひび割れが，コンクリート中における弱部となり，これらが連続的に接続するとともに，さらなる膨張作用によって幅の広いひび割れになったものと考えられ，同時に，段差も生じたものと判断した．なお，case8 の隅角部内側で認められた，やや方向性(隅角部に対して 45° 程度)を有する内部ひび割れは，case7(破断供試体)における貫通ひび割れの前段に生じた，内部における弱点部とも考えられる．

さらに，これらの変化は僅か 3 ヶ月程度で生じたものと推定された．今回の結果を基にすれば，通常の点検業務においても，外観ひび割れの幅の増大と段差の形成を正確に測り，これらの変化率（短期間での数値変化）を評価することで，鉄筋破断を判断する特徴的な指標の一つになり得ると考えられた．

７．７　まとめ

本章では，主鉄筋および帯鉄筋を配筋した複数の ASR 暴露供試体のうち，目視において鉄筋亀裂が確認された case8 供試体(外観ひび割れ密度 6.72m/m^2, 最大鉄筋亀裂進展率 31.5%)，および鉄筋破断を再現した case7 供試体（外観ひび割れ密度 9.14m/m^2，最大鉄筋亀裂進展率 100%(破断)）を主な検討対象とし，鉄筋亀裂の進展傾向，進展率に差異が生じる要因の検討，ならびに鉄筋破断を再現した case7 供試体では，破断箇所周辺の外観，および内部におけるひび割れ損傷状態との関連を整理することで，鉄筋破断が及ぼす周辺への影響について一考を加えた．以下に，本研究の範囲内で得られた知見を示す．

1) 1985 年の JIS 改正以前に用いられた旧基準波節鉄筋を曲げ加工することで生じた初期亀裂の形態を詳細に観察した結果，比較的幅の広いくぼみ状の亀裂を基点として複数の微細な亀裂が発生しているものと，明確なくぼみを伴わず直線状に延びた亀裂の 2 つの形態が認められ，比較的大きな初期亀裂は，概ね後者の形態を示した．

2) ASR 供試体からはつり出し，鉄筋曲げ加工部内側において確認された進展亀裂の形態と，別途実施した曲げ加工に伴う初期亀裂の形態を比較した結果，本研究において比較的大きく生じた進展亀裂は，鉄筋表面から直線的に鉄筋断面方向に伸びており，また，亀裂幅の変化が生じた付近が，初期亀裂と進展亀裂の境界であると推定された．

3) 曲げ加工によって節がめり込む際にくぼみ状の変形が生じた場合には，鉄筋亀裂の進展は生じにくく，一方で，初期損傷として明確なくぼみ状の形態が発生せず，独立した 1 本の亀裂として初期亀裂が発生するような場合には，亀裂の先端部分，あるいはその近傍において亀

裂が進展しやすいと推察された．また，大きな変形が生じた場合には，亀裂の開口を伴いながら亀裂がさらに進展していくと考えられた．

4) 実構造物からはつり出した旧基準鉄筋を用い，曲げ加工半径の設定値を $1.0d$ として作成した配筋条件下の ASR 供試体を長期の屋外暴露試験に供することによって，鉄筋曲げ加工部の鉄筋破断を再現した．

5) ASR による劣化度が大きく，また同程度であっても，鉄筋損傷の程度に差が生じる理由のひとつには，曲げ加工に起因して鉄筋にあらかじめ生じていた初期亀裂の大小が大きく影響を及ぼすことが考えられた．加えて，曲げ加工に伴う初期亀裂深さのばらつきも考えると，何らかの理由で初期亀裂が大きく生じた場合に，ASR による膨張作用が加わることで，場合によっては破断にまで至る可能性があることを示した．

6) 帯鉄筋曲げ加工部周辺のコンクリート表面に評価範囲を設定し，鉄筋損傷と外観ひび割れ密度の関係を求めた結果，鉄筋亀裂進展率が 31.5%の周辺で外観ひび割れ密度が比較的小さい 3.5m/m^2，鉄筋亀裂進展率 6.1%の周辺では，比較的大きな 7.7m/m^2 を示すなど，破断が生じていない鉄筋周辺では，鉄筋損傷と外観ひび割れ密度に一定の傾向は認められなかった．

7) 内部コンクリートのひび割れ性状，および鉄筋損傷状況から考えると，帯鉄筋が破断に至らない程度の損傷状態では，帯鉄筋による拘束力が作用することで ASR 膨張を抑制できているが，鉄筋破断により ASR 膨張に対する拘束力を失った場合には，段差を伴うひび割れや，急激なひび割れ幅の増大が生じることも確認された．また，破断箇所に生じた顕著なひび割れは，表面からコンクリート内部の深い位置まで延伸する形態をなしている可能性があることを示した．今回の結果を基にすれば，通常の点検業務においても，外観ひび割れの幅の増大と段差の形成を正確に測り，これらの変化率（短期間での数値変化）を評価することで，鉄筋破断を判断する特徴的な指標の一つになり得ると考えられた．

第７章の参考文献

[7-1] 例えば，小林和夫：アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷重性能－はり部材－，コンクリート工学，Vol. 24，No. 11，pp. 70-78，1986.

[7-2] Ono, K. , Taguchi, M. : Long-Term Behavior of AAR Bridge Pier and the Internal Deterioration, *11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction,* pp. 1167-1174, 2000.

[7-3] 例えば，湊俊彦，鳥居和之：コンクリート構造物の鉄筋破断および配筋不良の ASR 劣化に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 1，pp. 989-994，2010.

[7-4] 鍵本広之，安田幸弘，木下茂，川村満紀：大型コンクリート円柱における ASR 表面ひび割れの発生メカニズム，コンクリート工学論文集，Vol. 25，pp. 201-211，2014.

[7-5] 幸左賢二，草野昌夫，合田寛基，柴田綾野：ASR 膨張を模擬した供試体による劣化性状評価，土木学会論文集 E2，Vol.69，pp. 166-181，2013

[7-6] Hundy, B. B. : Accelerated strain ageing of mild steel, *Journal of the Iron Steel Institute*, pp. 34-38, Sep. 1954.

[7-7] 鳥居和之，池富修，久保善司，川村満紀：ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 2，pp. 595-600，2001.

第8章 ASR 損傷評価における検査手法の適用性検討

８．１　概要

ASR 構造物の劣化程度に関する一次判断は，コンクリート表面に発生したひび割れなどの目視観察が基本となる．しかしながら，劣化構造物の表面性状と内部性状は必ずしも連続的につながったものではないと考えられ，表面のみならず構造物内部の状態も十分に把握する必要があると言える．本章では，非破壊方法の一つとして，漏洩磁束法による鉄筋破断調査に関する検討結果，ならびに微破壊試験方法による構造物内部の評価として小径コア(φ25mm)を用いた棒形スキャナの検討結果について記述する．

８．２ 漏洩磁束法による鉄筋破断調査に関する検討

ASR の著しく進行した構造物において，鉄筋の曲げ加工部や圧接部で破断や亀裂が数多く確認されており[8-1]，破断鉄筋の補強などの早急な対応が求められることから，破断の確認調査が行われている．鉄筋破断の確認は，はつり調査を行うのが一般的であるが，はつり調査は構造物の躯体を傷つけることになるため，非破壊で鉄筋破断箇所が検出可能な漏洩磁束法は，非常に優位な技術であると考えられた．したがって本節では，株式会社四国総合研究所が開発した「M.EYE チェッカー」を用いる手法に着目し，その測定原理等に基づく精度の評価を行った．

８．２．１　判定方法の概要

本項では，阪神高速技術株式会社の判定方法と九州工業大学で新規に提案した判定方法について概説する．なお，「M.EYE チェッカー」の基本操作方法については，カタログ等を参照することとし，ここでは測定原理を簡単に記述する．

（１）漏洩磁束法の測定原理

図-8.1 に磁束密度の計測方法を示す．図中(1)に示すのは鉄筋の着磁法である．鉄筋は強磁性体であり，図に示すように磁石を近づけると鉄筋自体が磁気を帯び，磁束を発生する．この現象を利用してコンクリート表面から鉄筋位置で磁石を滑らせることで鉄筋に磁束を発生させる．この鉄筋から発生する磁束を図中(2)に示すようにコンクリート表面の鉄筋位置で磁気センサを滑らせ，その変化を計測する．鉄筋が健全であれば磁束密度は乱れないが，図中(2)に示すように鉄筋破断が発生すると破断箇所で漏洩磁束が発生し，健全時から磁束が変化するため，その差を比較することで破断の判断を行う．

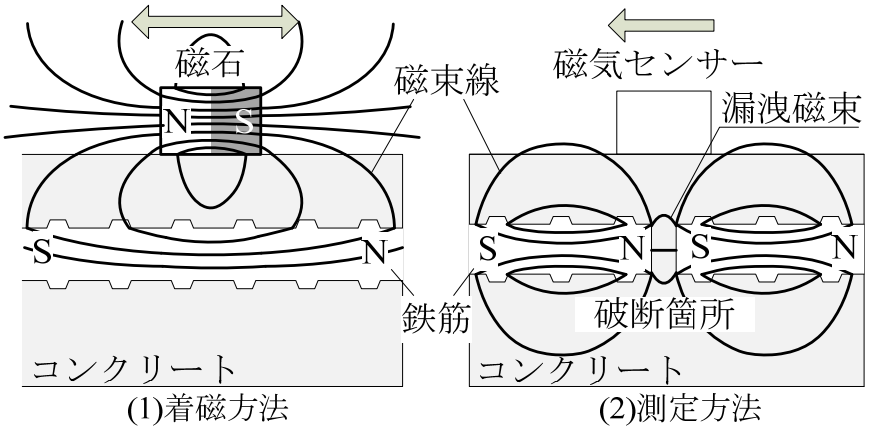


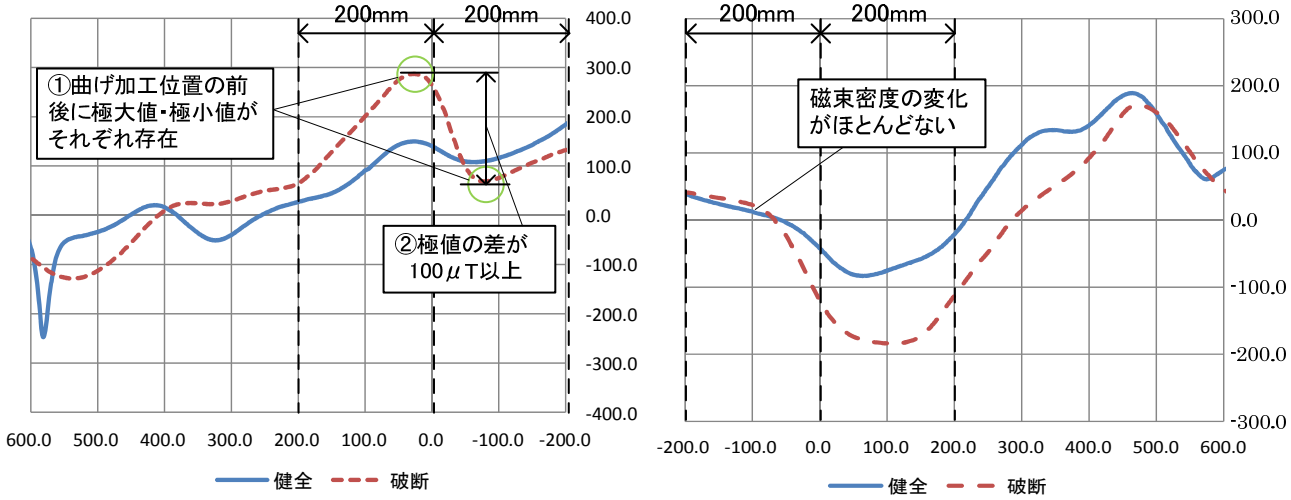
図-8.1　磁束密度の計測方法

（２）阪神高速技術株式会社の判定方法

以下の 2 つの条件が，曲げ加工部を挟む 2 側面のうち 1 側面でも満たされた場合，「鉄筋が破断している可能性がある」と判定する．（**表-8.1** 参照）

条件 1)　鉄筋曲げ加工部位置を中心とした前後 200mm 範囲に極大値・極小値が存在する

条件 2)　極値（極大値・極小値）の差が 100μT 以上



（a）鉄筋破断波形例　　（b）極値除外例

図-8.2　阪神高速技術株式会社の判定例

表-8.1　阪神高速技術株式会社の判定基準

			側面B		
			変曲点あり		変曲点なし
			100μT以上	100μT未満	
側面A	変曲点あり	100μT以上	破断の疑い	破断の疑い	破断の疑い
		100μT未満	破断の疑い	健全	健全
	変曲点なし		破断の疑い	健全	健全

（３）新規判定方法の提案

本項では，阪神高速技術株式会社の判定方法をベースに新規判定方法を提案する．**図-8.3** に破断箇所の測定結果例を示す．ここで阪神高速技術株式会社の判定方法では，極大値と極小値の有無，およびその差（図中 B）を判定根拠としているが，**図-8.3** で示すように，破断鉄筋で明確な極大値と極小値とを持たない場合が存在する（**図-8.3** の場合は極大値がない）．

したがって新規判定方法では，極大値と極小値の内どちらか一方のみを特徴的に示す場合も包含するように，**図-8.3** に示す i と p の差（図中 A）から，その絶対値が 100μT 以上であれば鉄筋破断の疑いがあると判定することにする．また，新規判定方法における判定範囲は，曲げ加工部を基準として±0.2m の範囲とする．

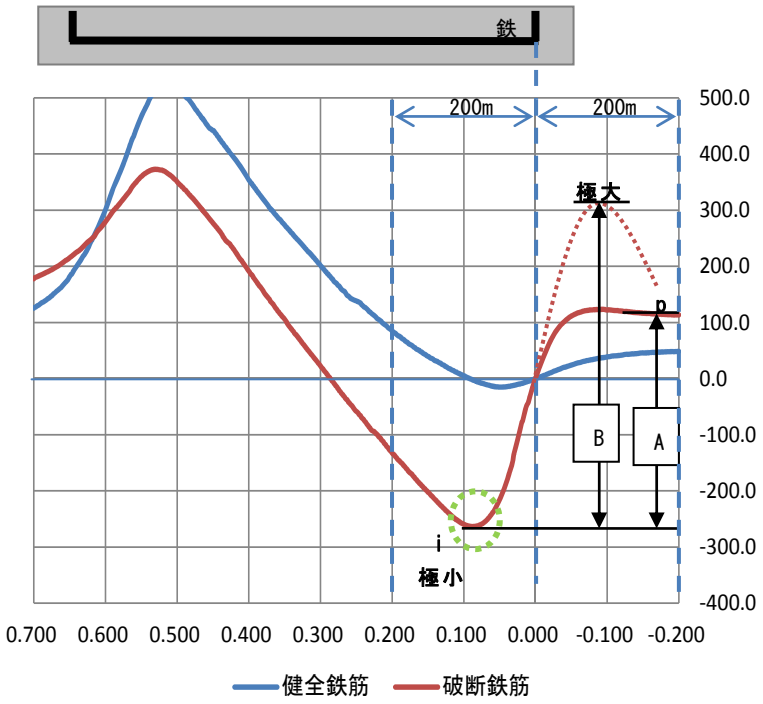


図-8.3　新規判定方法の例

８．２．２　判定結果の比較および評価

本項では，鉄筋組みモデルを用いて判定結果の比較とその評価を行った．

（１）供試体概要

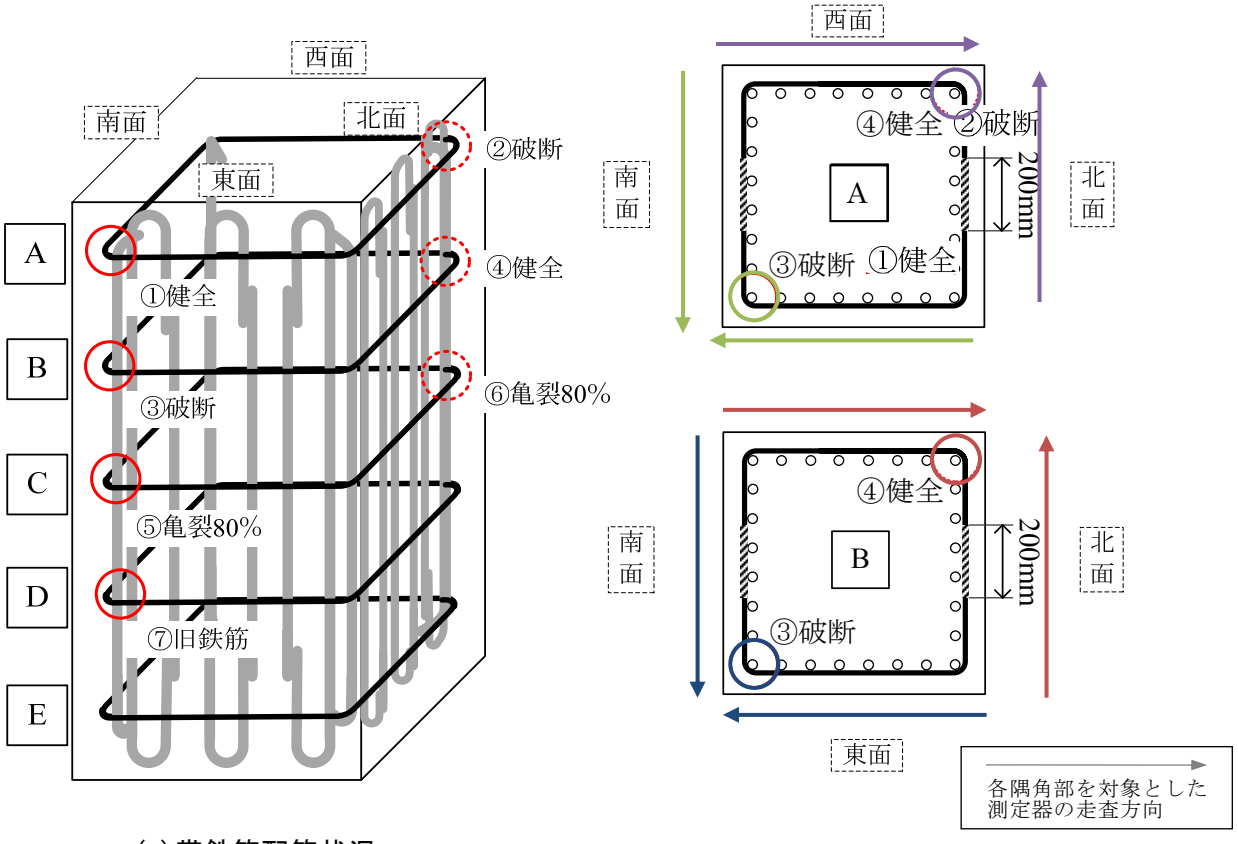
供試体概要を図-8.4 に示す．本実験では，合板内に図-8.4 のような配筋を施しており，コンクリートは打設していない．破断箇所（②，③）については，あらかじめ切断した鉄筋をプラスチック製の結束バンド等で固定し，破断鉄筋を模擬している．

亀裂（⑤，⑥）については，グラインダーで強制的に切り込みを入れ亀裂鉄筋を模擬しているが，今回の検討では，評価を行っていない．なお，帯鉄筋は D16 である．

表-8.2　新規判定方法の判定基準

		側面B	
		100μT以上	100μT未満
側面A	100μT以上	破断の疑い	破断の疑い
	100μT未満	破断の疑い	健全

本実験では，①（健全：東と南に挟まれる隅角部），②（破断：西と北に挟まれる隅角部），③（破断：同），および④（健全：同）で計測をおこなったが，傾向が同様であったことから，代表例として，①と③の測定結果と評価について示す．



(a) 帯鉄筋配筋状況　　(b) 供試体断面と測定器走査方向

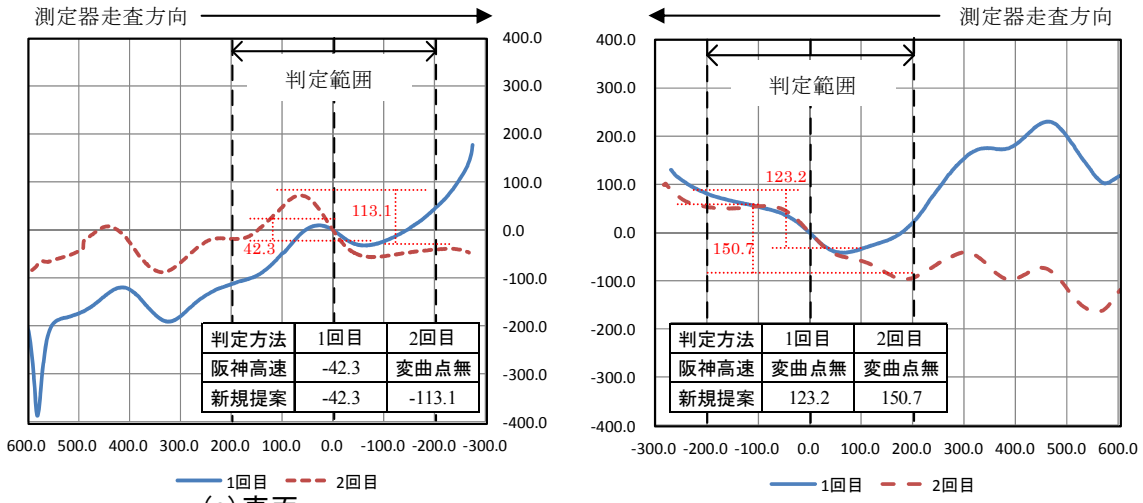
図-8.4　鉄筋組みモデル供試体の概要

（２）測定結果と評価

表-8.3 に示すとおり，阪神高速技術株式会社の判定方法では，良好な結果が得られ，新規判定方法では，破断鉄筋を健全と誤認することなく判定することができた．

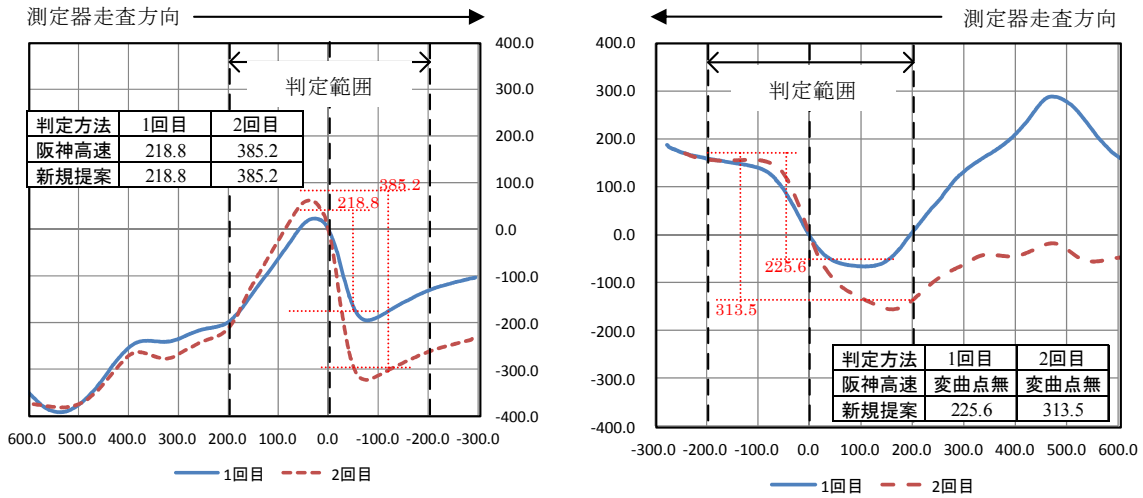
表-8.3　鉄筋組みモデル供試体による判定と評価結果

判定方法	評価	コメント
阪神高速技術	○	健全は，変曲点無し又は 100 μT 以下，破断は 100 μT 以上で判定可能 ただし，隅角部③（**図-8.6**）では片面で判定（**図-8.6(b)**で変曲点無し）
新規判定方法	△	破断鉄筋では正確な判定が行えた．健全鉄筋では東面 2 回目と南面で 100 μT を上回り（**図-8.5(a)(b)**），正確な判定を行うことができなかった



(a) 東面　　(b) 南面

図-8.5　隅角部①（健全）



(a) 東面　　(b) 南面

図-8.6　隅角部③（破断）

８．２．３　測定結果のばらつきに関する評価

本項では，繰り返し測定時のばらつきと，再着磁を行う場合の影響について確認した．

評価試験は，合板内に図-8.7 のように配筋を施し，コンクリートを打設していない鉄筋組みのモデル供試体を用いて行った．測定箇所は，①健全（接触あり）と③破断（接触あり）の２つの隅角部であり，東面を測定対象面として測定器の走査方向を，北側（A 側）から南側（C 側）に向かう方向とした．なお，接触の有無については，帯鉄筋と主鉄筋が直接接触している状態で配筋されたものを「接触あり」と表記している．

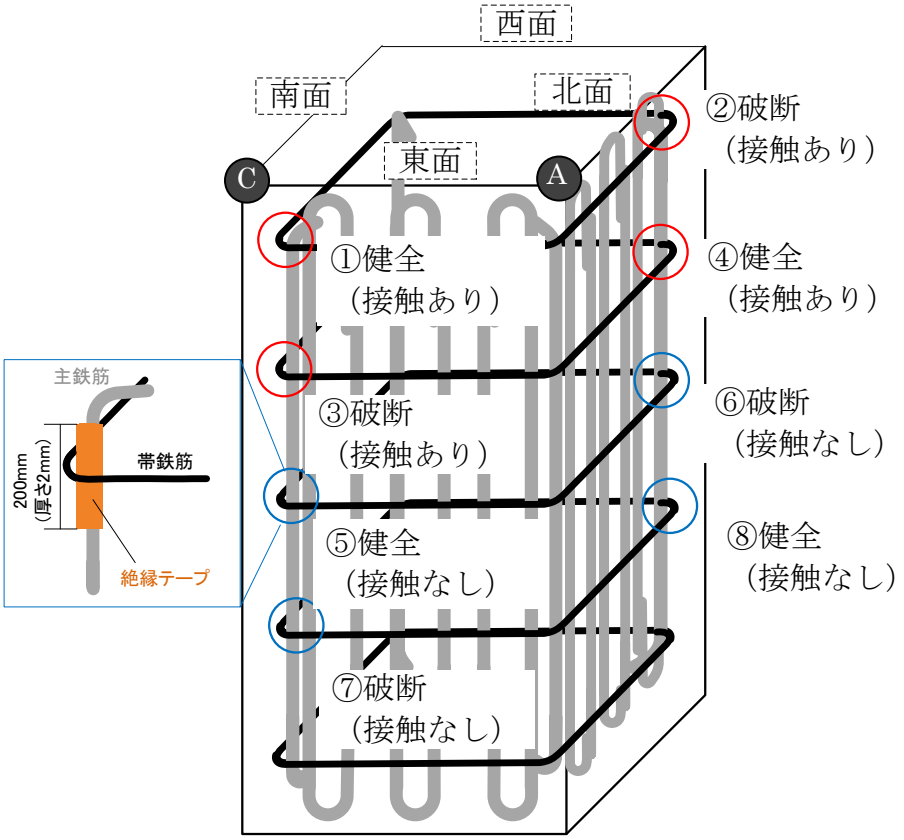


図-8.7　鉄筋組みモデル供試体の概要

（１）計測繰り返し回数に着目したばらつきの確認

着磁後直ちに 3 回の計測を行った．測定結果を図-8.8，図-8.9 に示す．3 回の測定に要した時間はおおよそ 40 分であったが，健全鉄筋，破断鉄筋ともにほぼ同様な波形が得られたことから，ばらつきは少ないものと判断できる．

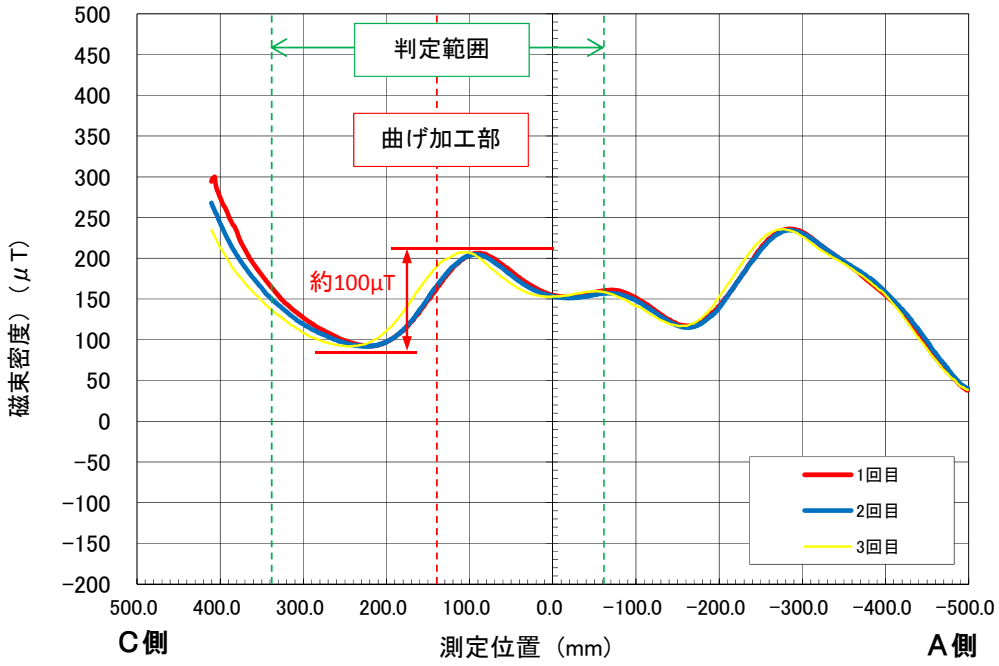


図-8.8　①健全の測定結果

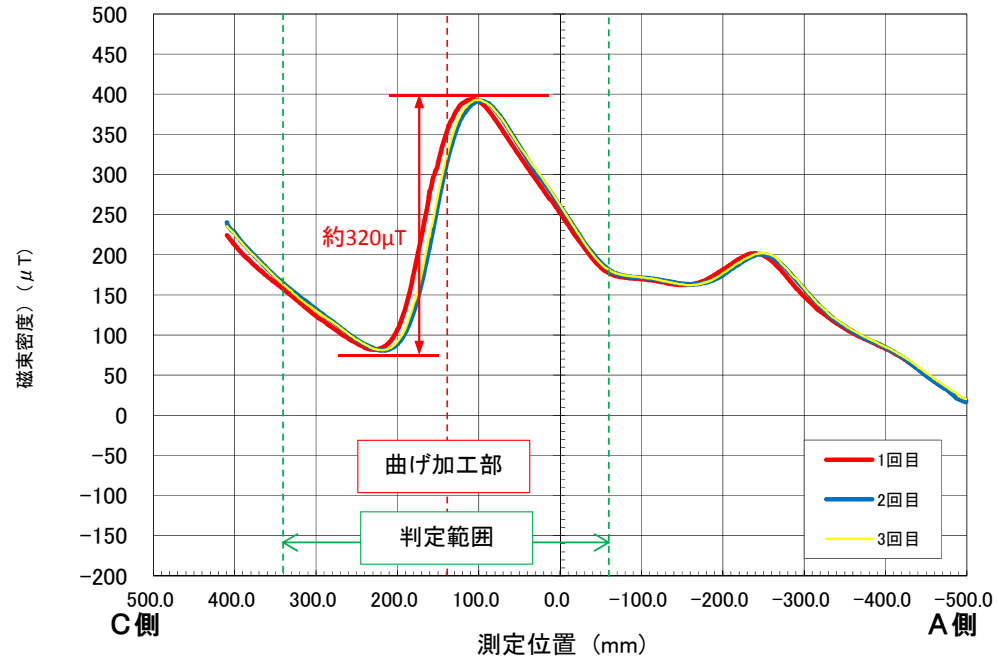


図-8.9　③破断の測定結果

（２）着磁後の経過時間に着目したばらつきの確認

着磁から約 4 時間後に再度同様の測定を 3 回行い，経過時間による計測値の変化を確認した．測定結果を**図-8.10**，**図-8.11** に示す．図中では，着磁後直ちに測定した 3 回の結果と併せて示す．測定の結果，健全鉄筋，破断鉄筋ともにほぼ同様な波形が得られたことから，ばらつきは少ないものと判断できる．

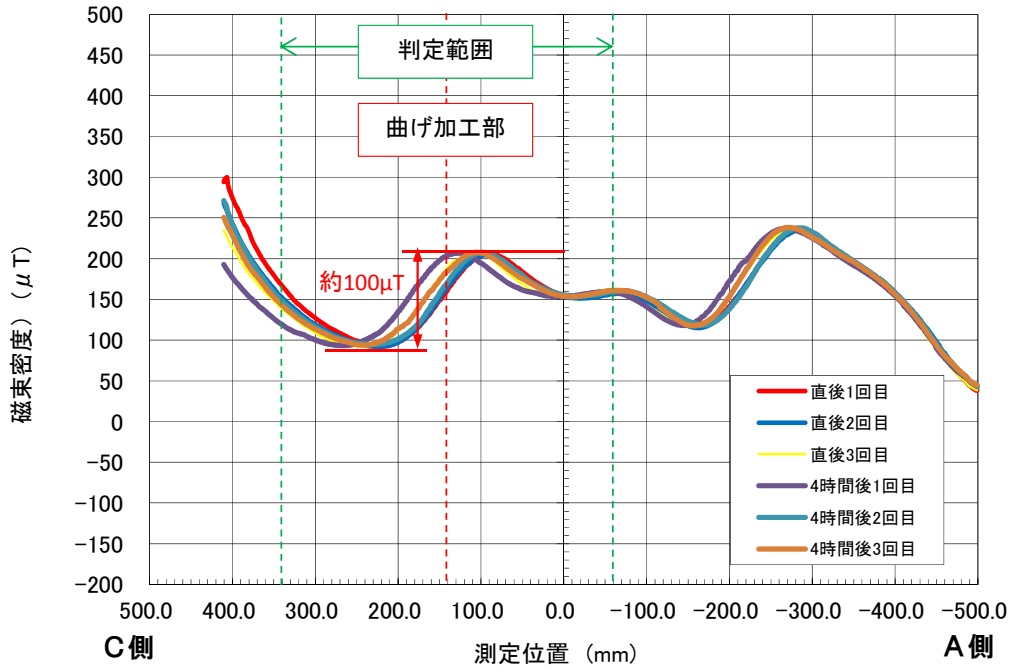


図-8.10　①健全の測定結果

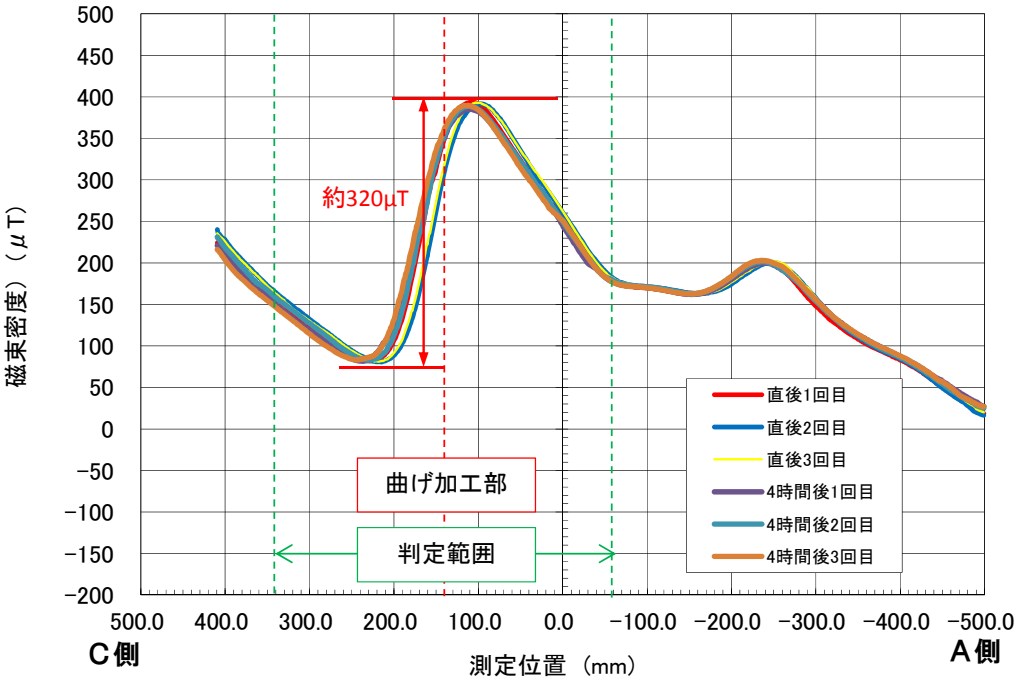


図-8.11　③破断の測定結果

（３）再着磁が計測値に与える影響の評価

初回着磁から 5 時間後に再着磁を行い測定値に与える影響について確認した．図-8.12，図-8.13 に測定結果を示す．前項で示したとおり，時間経過による影響はないものと考え波形を比較すると，測定器の走査起点から曲げ加工部手前までの区間で，再着磁後の磁束密度が小さく計測された．ただし，判定結果に与える影響は少ないと考えられ，また再着磁後のばらつきも少ないと判断される．

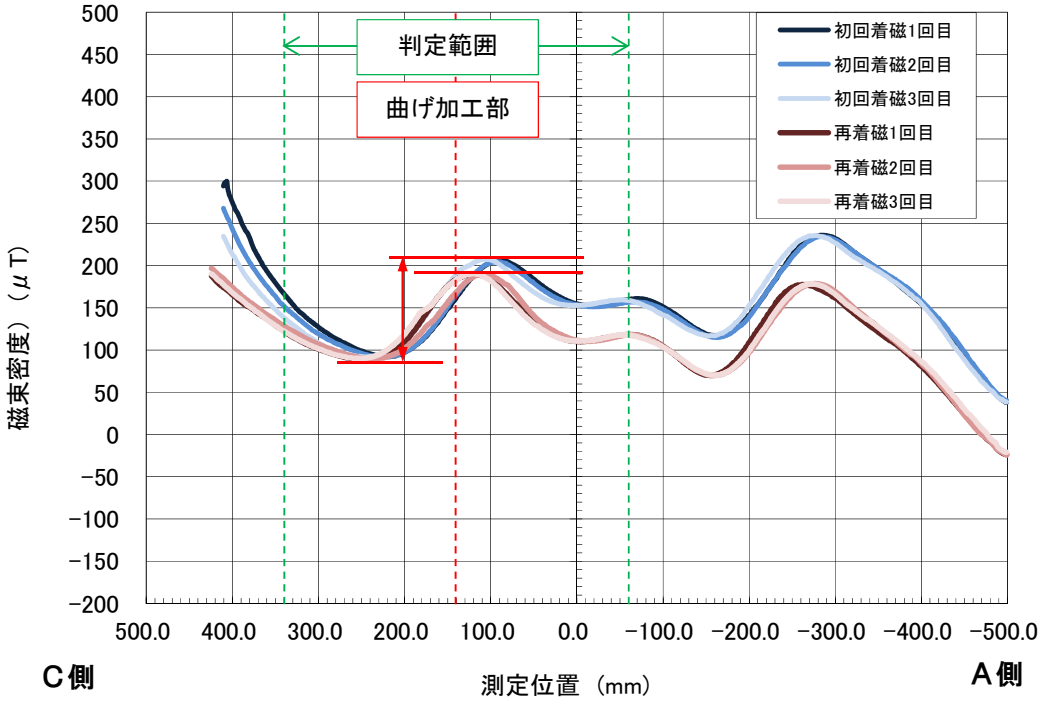


図-8.12　①健全の測定結果

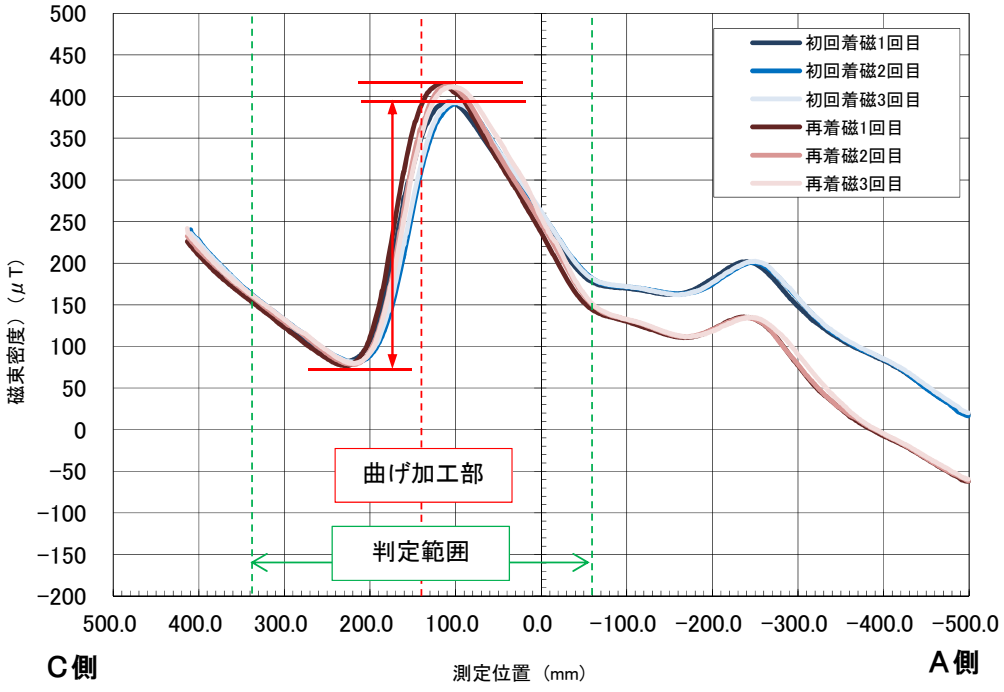


図-8.13　③破断の測定結果

（4）ばらつきに関する評価のまとめ

前項（1）から（3）において，「M.EYE チェッカー」による測定結果のばらつきについて，1 回着磁後の繰り返し測定によるばらつき，同じく経過時間による影響，および再着磁を行った際の影響について確認した．**表-8.4** に評価結果の一覧表を示す．

測定の結果，数時間程度であれば，繰り返し測定や経過時間によるばらつきは少なく，安定した測定結果が得られると考えられる．再着磁を行う際には，若干の影響（磁束密度の変化）が見込まれるため，再着磁前後の変化量を押さえておく必要がある．

表-8.4　ばらつきに関する評価のまとめ一覧表

着磁回数	着目点	鉄筋状態	評価	コメント
着磁 1 回	繰返測定	健全	◎	3 回の測定において，ばらつきは見られなかった
		破断	◎	
	経時変化	健全	◎	約 4 時間後の測定において，着磁直後の値と同等の値が得られたことから，数時間での変化は少ないと判断された．また，3 回の測定値にばらつきは見られなかった
		破断	◎	
再着磁後		健全	○	曲げ加工部を挟む領域の判定に係わる数値には大きな差がなく，判定結果が異なるような影響はないと判断された．しかし，もっとも遠い位置から曲げ加工部手前までで若干小さな磁束密度が検出されたことから，再着磁前後の変化量を押さえておく必要がある
		破断	○	

８．２．４　実構造物への適用に向けた課題について

「M.EYE チェッカー」の基本的な性能について，概ね良好な評価が得られたものと判断される．実構造物の設計条件や実務上の作業性を考慮し，また判定精度のさらなる改善を図ることによって，実構造物への適用も十分に可能と考えられる．今後，実構造物への適用に向けた検討を行う場合は，実構造物をできる限り正確に模擬した実寸法に近いモデル供試体等によって詳細な検討を加えるとともに，実構造物における試行などから適用範囲ならびに判定基準を選定する必要がある．

本項では，実構造物への適用に向けた課題として，今後評価を行うべき事項について 1)～6)に記す．

1) 帯鉄筋間隔(ピッチ)による影響の評価

測定結果に最も影響与える要素は，磁性体の存在およびその密度と考えられる．したがって，実構造では，鉄筋ピッチが密になっている箇所や梁端部では曲率を有する箇所などもあることから，対象とする鉄筋の近傍に他の鉄筋が存在する場合やその間隔につ

いて，実構造物を正確に模擬した実験により精査する必要があると考えられる．

2) 破断ギャップの程度による影響の評価

より安全な段階で補修・補強の判断をするためには，破断した鉄筋を可能な限り早期に発見する必要がある．構造物中における鉄筋破断の進展状況など現在でも不明な点が多く，また，ASR の進行が長期に渡り徐々に進行することも勘案すると，検出可能な最低限の破断ギャップ（破断面間隔）を求めておく必要がある．

3) かぶりコンクリート厚さによる影響の評価

磁束密度を計測する当該検査方法では，鉄筋に付加される着磁の強さ，ならびに測定器で計測される磁束密度の強さ双方において，コンクリートのかぶり厚が影響を及ぼすことは原理的にも明らかである．実構造物には，種々のかぶり厚さが設計されており，また，施工上若干の変動が予想されることから，かぶり厚の相違による影響をコンクリート構造物あるいは供試体を用いた試験によって精査する必要がある．

4) 鉄筋径の違いによる影響の評価

鉄筋径の差異によっても計測値は変化するものと予想されることから，鉄筋径をパラメータとした検討を行う必要がある．さらに，鉄筋径とかぶり厚との相関によってもその傾向は異なるものと考えられる．したがって，鉄筋径とかぶり厚さの代表的な組み合わせなどにより，この影響について精査する必要がある．

5) 鉄筋位置と計測位置とのズレによる影響の評価

実構造物では，設計図書あるいは鉄筋探査等の方法によって対象鉄筋の位置を割り出したのち鉄筋破断の調査を行うことになる．作業環境や効率を考えると，測定器の走査位置は必ずしも対象鉄筋の直上にならない，あるいは斜交して測定されることが考えられる．これらのズレについてその誤差と判定基準の精査を行う必要も考えられる．

6) 内部欠陥の有無による影響の評価

鉄筋破断が生じた曲げ加工部では，かぶりコンクリートの付着切れも確認されている．この場合，僅少ではあるが，磁束密度の計測経路上に不連続箇所（空洞）が存在することになる．漏洩磁束法の原理からすれば，あまり大きな影響を及ぼすものではないと思われるが，確認をしておく必要があると判断される．

８．３ 棒形スキャナを用いた内部ひび割れ観察手法に関する検討

本節では，配筋条件下で長期暴露試験に供した ASR 供試体を検討対象とし，内部コンクリートの観察手法の一つとして開発され，近年使用実績のある棒形スキャナを用いた小径コア内壁の展開画像による観察を行い，当該手法による ASR 内部ひび割れの観察精度と適用性について検討した．

８．３．１　棒形スキャナを用いた内部観察と評価手法

棒形スキャナは付着切れ，剥離，中性化深さの判断などに近年適用されている[8-2]．しかし，前章までで述べたように，ASR によって生じる内部ひび割れは，主に骨材周りにおいてその粒径に沿う短いひび割れが多く，さらに，ひび割れ幅の計測については，最少幅として 0.05~0.1mm 程度までが観察対象になると考えられる．

したがって本節では，棒形スキャナを用いた小径コア内壁の撮影画像を用いて，ASR 内部コンクリートのひび割れ形態を観察し，同一コアの目視観察結果と比較することでひび割れ観察精度の検討を行った．

（１）棒形スキャナ計測方法

図-8.14 に棒形スキャナを用いた内部ひび割れの撮影方法を示す．具体的には，観察用の小径コア（φ25mm）を削孔し，洗浄および十分な乾燥ののち，図中(a)示すように棒形スキャナを挿入する．次いで，図中(b)のようにセンサを回転させることでコア内壁の展開画像を得ることができる．なお，センサの測定深さは 210mm である．

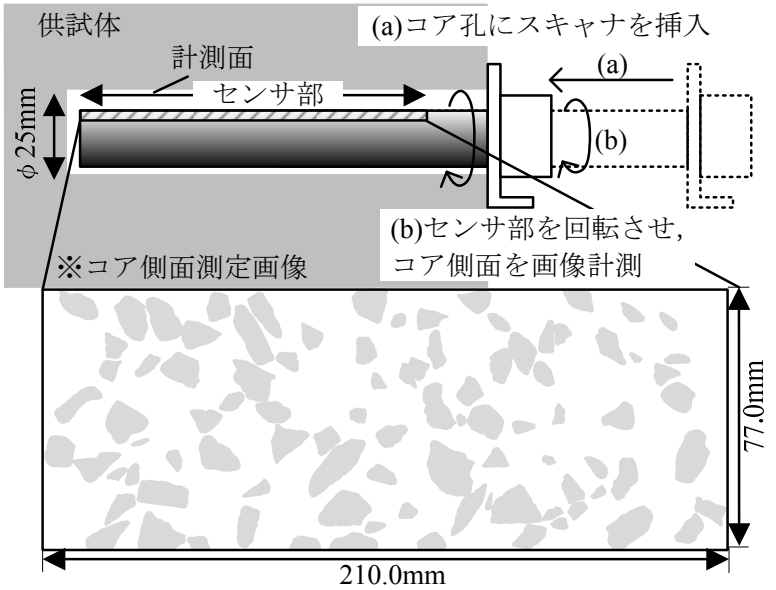


図-8.14　棒形スキャナを用いた内部ひび割れの撮影方法

（２）展開画像による計測精度の検証手法

棒形スキャナの計測精度の検証には，**図-8.15** に示す 340×340×145mm 部分の断面中央付近において削孔した 9 本のコア孔を用いた．それぞれのコア内壁を棒形スキャナで撮影した後，**図-8.16** に示すように，コア孔を軸方向に切断し，目視観察結果と展開画像の計測結果を比較することによって棒形スキャナの精度検証を行った．

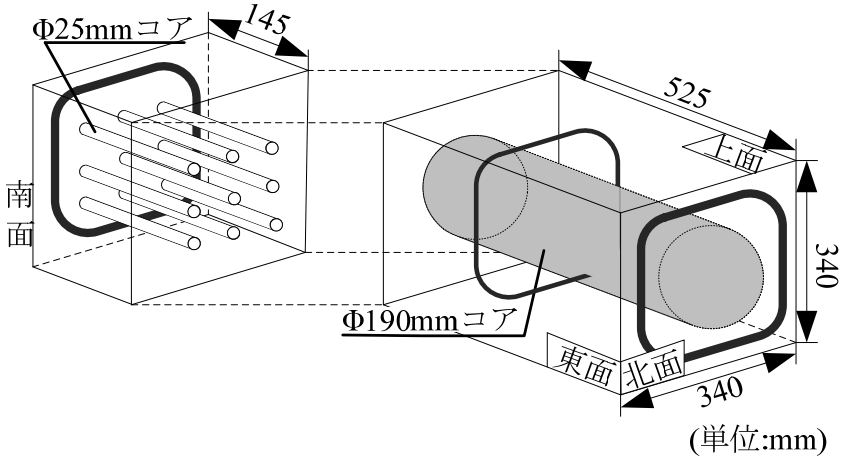


図-8.15　コア削孔位置（case8 供試体使用）

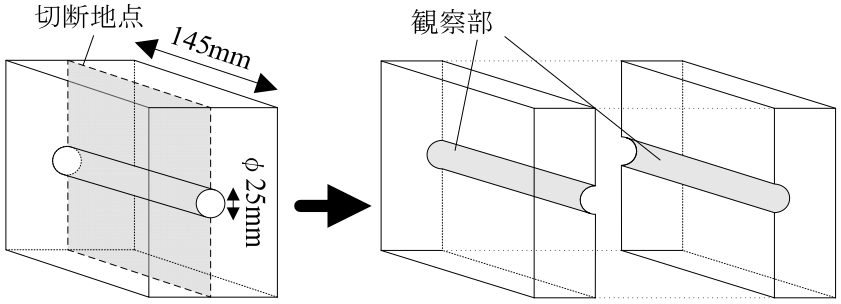


図-8.16　φ25mm コア目視観察方法

８．３．２　精度の検証結果

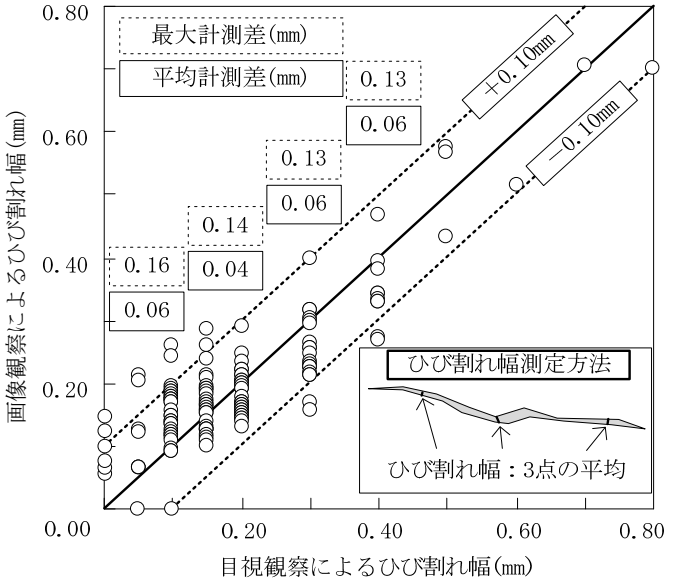
目視観察とスキャナ画像を用いた観察結果について，ひび割れ幅の比較を**図-8.17** ひび割れ長さの比較を**図-8.18** に示し，両図には誤差が生じた要因説明として，観察されたひび割れの代表例を模式図にして併記した．

（１）ひび割れ幅の差

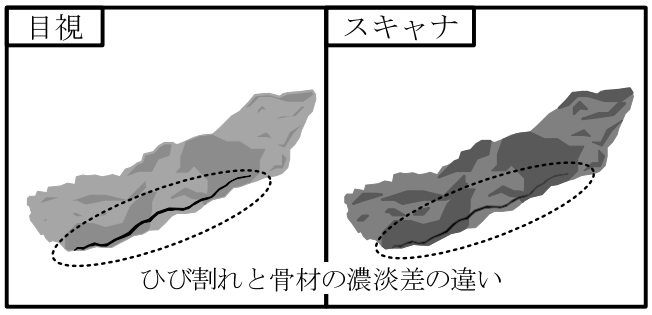
ひび割れ幅は，**図-8.17**(1)中に示すように，1 つのひび割れに対して 3 点でひび割れと直交する方向に幅を計測し，その平均値を用いている．

図-8.17(1)より，ひび割れ幅の誤差について目視観察による数値を基準として，ひび割れ幅ごとにその差を見ると，平均計測差は 0.04~0.06mm 程度となり，最大計測差は 0.13~0.16mm とな

った．また，概ね±0.1mm 程度の範囲にほとんどのひび割れ計測結果が含まれることから，ひび割れ幅に対する棒形スキャナの計測誤差は，±0.1mm 程度であると判断される．ここで，**図-8.17(2)**には，ひび割れ幅の計測において生じた誤差の要因について示している．主に骨材内部に発生したひび割れを判断する際には，スキャン画像上で骨材自体と骨材内部のひび割れの濃淡差が小さくなることが多く，この場合には，ひび割れと骨材の境界部分が不鮮明になることから，ひび割れ幅の判断に誤差が生じたものと考えられる．なお，今回使用した棒形スキャナの解像度は 600dpi（ピクセル長約 0.042mm）であり，また，模擬ひび割れを観察し精度の検証を行った際に生じた誤差は，0.10mm~0.13mm 程度であったとされている[8-3]．この点からも今回の結果は，概ね妥当な範囲であると考えられる．



(1) 目視と画像による計測結果の比較(ひび割れ幅)



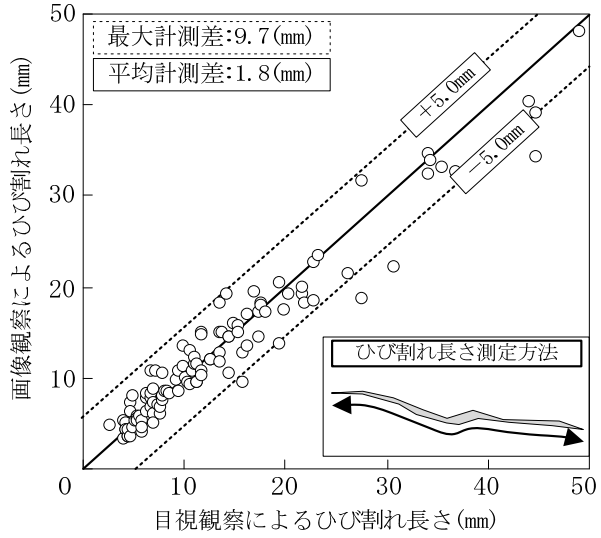
(2) ひび割れ幅に生じる誤差の要因(模式図)

図-8.17　棒形スキャナの計測誤差（ひび割れ幅）

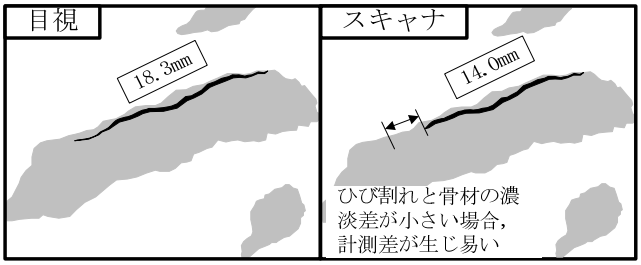
（２）ひび割れ長さの差

図-8.18(1)より，ひび割れ長さの誤差については，平均計測差で 1.8mm，最大計測差は 9.7mm であった．また，5 本のひび割れを除いて±5mm 程度の範囲に収まっており，このことから，棒形スキャナを用いた画像観察において，ひび割れ長さは比較的精度よく計測することが可能と判断される．

ここで，**図-8.18**(1)より，比較的大きな誤差が生じているものは，目視観察結果よりも画像観察結果において，ひび割れ長さが短く計測されたもの（図中 X=Y の下側）である．この要因については，**図-8.18**(2)の模式図に示すように，ひび割れの端部でひび割れ幅が徐々に小さくなるような場合には，前項で示したひび割れ幅に生じる誤差の要因と同様に，骨材とひび割れの境界部分が不鮮明となる場合があり，その結果，目視で確認できたひび割れ端部が，棒形スキャナの画像ではひび割れとして認識できないことが主な原因として考えられた．



(1) 目視と画像による測定結果の比較(ひび割れ長さ)



(2) ひび割れ長さに生じる誤差の要因(模式図)

図-8.18　棒形スキャナの計測誤差（ひび割れ長さ）

（３）コア径が観察結果に与える影響

コア径の相違により観察面の曲率が変わることで,観察結果に差が生じることも考えられる．曲率が変化した場合には,ひび割れ延長が切断面によって分断される可能性が高まることから，ひび割れ長さの計測結果が最も影響を受けると想定される．したがって本項では，内部ひび割れの計測長さに着目し,φ190mm コア側面と φ25mm コア切断開口面との目視観察結果の比較を行った．なお，評価した供試体は反応性骨材を使用した長期暴露試験体の case8 である．

ひび割れ長さ計測結果を 5mm ごとに分類したひび割れ本数の分布を**図-8.19** に示す. φ190mm コア側面の観察対象面積は 313,374mm^2，φ25mm コア切断開口面の観察対象面積は 102,494mm^2 である．計測された総ひび割れ本数は，φ190mm コア側面で 182 本であり，φ25mm コア切断開口面では 160 本であった．ひび割れ長さごとの本数に着目すると，両者とも 20mm 以下のものが全体の約 85%を占め，長さ 5mm～10mm のひび割れが最も多く観察されるなど，ほぼ同様の傾向として確認された．このことから，ひび割れの約 85%が長さ 20mm 未満であった今回の実験においては，φ25mm とφ190mm のコア側面の曲率の差が，ひび割れ長さの計測結果に与える影響は小さかったと考えられる．

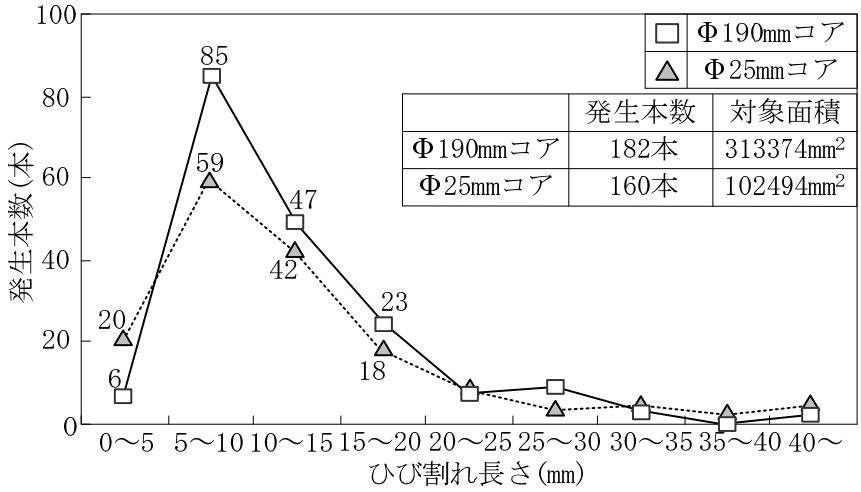


図-8.19　コア径の違いによるひび割れ長さ計測の比較

一方で，両者の観察対象面積は前述の通り異なっており，φ25mm コア切断開口面におけるひび割れ本数をφ190mm コア側面の面積で換算すると，換算ひび割れ本数は 489 本（160 本÷102,494mm^2×313,374mm^2）となる．換算本数にこのような差が生じた理由としては，観察箇所が同一ではないことが要因の一つとして考えられる．ここで，φ25mm の観察位置の違いによるひび割れ本数の差を**図-8.20** に示す．図中に示す西面，上面，および東面の表記は，**図-8.15** で示した供試体観察対象部位の方位を示している．

図-8.20 より，φ25mm コアそれぞれの切断開口面で観察されたひび割れ本数は，12 本から 24 本まで約 2 倍の差が生じていることが確認された．この結果から，コンクリート内部のひび割れは，鉄筋拘束の影響などにより偏在している可能性もあるため，コア削孔箇所が異なる場合には，コアの側面上に現れるひび割れ本数に差が生じることも考えられる．また，削孔径が小さい場合には，その傾向が顕著になると推察される．以上のことから，小径コアによって内部ひび割れを評価する場合には，削孔本数を十分に確保し，平均化を図るなどの注意が必要と考えられる．

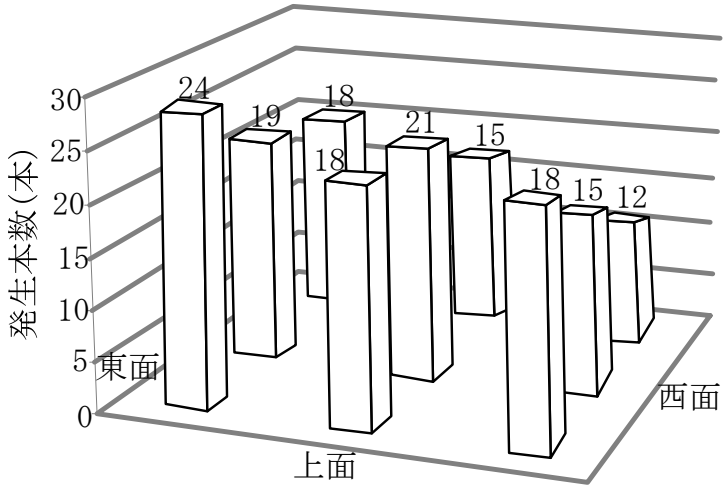


図-8.20　φ25mm コアの観察位置によるひび割れ本数の差

８．３．３　棒形スキャナの適用性評価

本節では，ASR が生じたコンクリートの内部観察手法として，小径コアを用いた棒形スキャナによる観察方法の精度，適用性について検討した．本研究の範囲で得られた結果は以下の通りである

1) 棒形スキャナを用いた観察手法の精度を同一コア側面の展開画像と目視観察の比較によって検証した結果，その精度は，ひび割れ幅で±0.1mm 程度，ひび割れ長さで±5mm 程度であった．また，ASR 内部ひび割れを観察する上では，ひび割れと骨材の境界部分における濃淡差に起因して，計測結果に誤差が生じる可能性があることを示した．

2) 今回検討したコア径の範囲（φ25mm，φ190mm）では，コア側面あるいは内壁面の観察によって ASR コンクリート内部のひび割れ形態を同様に観察できると考えられたが，観察箇所の違いに起因するばらつきが生じる場合があり，特に，小径コアの場合には，十分な削孔本数の確保が必要であることを示唆した．

第８章の参考文献

[8-1] 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書 - 鉄筋破断と新たなる対応 - ，コンクリートライブラリー，No. 124，pp. I - 2 – I - 77，2005 .

[8-2] 伊藤幸広，高橋洋一，宮本則幸：コンクリート構造物検査用棒形スキャナの開発，建設の施工企画，pp. 19-24，2007.10

[8-3] 志岐和久，伊藤幸広，石橋孝治，山内直利，宮本則幸：棒形スキャナによるコンクリート構造物の検査精度に関する研究，土木学会西部支部研究発表会，V-009，pp. 741-742，2013.3

第9章 結論

本論文は，同一構造物内で 40%以上もの鉄筋が損傷した ASR 実構造物を対象として，詳細な調査分析を行うとともに，反応性骨材を用いた RC 供試体の長期暴露試験を実施し，下記 3 項目の課題に着目することで，ASR に起因した外観損傷と内部劣化，ならびに鉄筋損傷との相関性を明らかにし，ASR 劣化構造物の外観調査から内部の状態を適切に評価することができる工学的知見を得ることを目的とした一連の研究成果をまとめたものである．

〔課題①〕ASR 実構造物を対象とした様々な視点から損傷分析を行うことで，鉄筋破断などの著しい劣化現象が発生したメカニズムを明らかにする．

〔課題②〕RC 供試体の暴露試験によって，劣化進行の時間軸を実環境に近似した上で，ASR 劣化の経時的な変化を正確に捉える．

〔課題③〕ASR による外観と内部劣化，鉄筋損傷との相互関係を明確にする．

本研究によって得られた結論を以下に列挙する．

第２章では，課題①～③に対する検討を進めるに当たり，まず，ASR 劣化に伴う鉄筋損傷現象を総括的に捉えることを目的として，既存の資料やヒアリング等から得た，鉄筋損傷が生じた複数の構造物を検討対象に，その特徴分析を行った．その結果，本研究の成果により，以下の共通点を明らかとした．

(1) 対象橋脚の多くは 1970 年代に竣工された RC 梁で，竹節形状の鉄筋が使用されていた．また，損傷が生じた鉄筋の多くは D16 の帯鉄筋であった．対象橋脚 9 基は，竣工後概ね 20 年程度あるいはそれ以内の期間で鉄筋破断が生じた．

(2) 道路橋示方書などで規定された最少曲げ加工半径（2.0d）よりも急激な曲げ加工が行われており，特に，曲げ加工半径が 1.60d を下回る場合に，鉄筋破断率（調査本数に対する破断鉄筋の割合）が大きくなる傾向にあった．

(3) 節高比（鉄筋公称径に対する節高さの比）が 0.070 程度を上回ると鉄筋破断率が大きくなる傾向にあり，節変化率（鉄筋公称径に対する節立上り部における内接円直径との比）が 0.100 程度を下回ると鉄筋破断率が大きくなる傾向にあった．

第３章では，課題①と③に対して，同一構造物内で鉄筋曲げ加工部の 40%程度もの鉄筋が損傷した ASR 実構造物を対象に，部材位置毎の外観劣化状況とスターラップ曲げ加工部における鉄筋損傷状況との相関から相互に影響を及ぼした可能性について整理し，ついで，同一構造物内での損傷鉄筋の配列に基づく分析から，多数の鉄筋に損傷が拡大した要因について考察した．加えて，実橋の橋脚梁から切出された断面の観察と 3 次元的なひび割れ損傷状況を整理することで，構造物内部のひび割れ分布と方向性などを基に，ASR 膨張による断面変形の推定，ならびに内部膨張作用が鉄筋曲げ加工部に及ぼした作用について検討した．本研究の成果により以下の結論が得られた．

(1) 同一構造物内で 40%程度（調査本数に対して 35～46%）もの鉄筋損傷が認められた 3 橋脚を対象に，外観劣化と鉄筋損傷状況との関係について整理したが，鉄筋損傷が多く発生した箇所や損傷鉄筋の分布に明確な傾向は認められなかった．

(2) 多数の鉄筋損傷が生じた要因を検討するために，損傷鉄筋の梁軸方向における配列とスターラップごとに断面方向の損傷状況に着目した分析を行った結果，検討対象橋脚では，梁軸方向，ならびに断面方向の双方において，損傷鉄筋の発生分布に明確な規則性は認められなかった

(3) 3 橋脚それぞれの同一隅角部における損傷鉄筋の分布を基に分析した結果，1 本の鉄筋が破断した場合，あるいは破断いたる過程の中で周囲の鉄筋の損傷に有意な影響を及ぼしたというより，むしろ橋脚全体で不規則に鉄筋の損傷が発生したと考えられた．

(4) 対象橋脚を梁軸直交方向に切断した切断面のひび割れ観察から，構造物内部においても顕著なひび割れ損傷が生じていることを確認し，内部ひび割れの分布，および方向性から構造物の断面変形を推定した結果，ASR の内部膨張作用は，スターラップ直線部を押し出し，併せて曲げ加工部を押し拡げるように作用したと判断され，このような変形が鉄筋の亀裂損傷，さらには破断現象を起こした主な作用の一つと考えられた．

第４章では，第 3 章において損傷鉄筋の発生分布に明確な規則性が認められなかったことから，課題①に対して，鉄筋自体に由来する損傷メカニズムを明らかとすることを目的に，ASR 実構造物の曲げ加工部 44 本における節形状と進展亀裂量を詳細に調べ，同種の旧基準鉄筋（1985 年 JIS 改正以前の鉄筋）の曲げ加工に伴う変形，および初期亀裂の発生傾向と対比することによって，鉄筋初期損傷が ASR によって生じた鉄筋損傷進展に及ぼした影響について考察した．本研究の成果により以下の結論が得られた．

(1) 現在一般的に行われているローラー型曲げ加工を行った場合，鉄筋とローラーとの間隔を変えることによって曲げ加工に伴う節のめり込み量は大きく変化し，両者の隙間を小さくするほど，節のめり込み量が大きくなることを明らかとした

(2) 鉄筋の亀裂率（公称径に対する亀裂深さ）と曲げ加工後の節高の関係を分析した結果，節のめり込み量が大きくなると，初期亀裂率も大きくなる傾向が確認された．

(3) ローラー式曲げ加工機を用いた場合，曲げ加工半径は，使用する加工芯の径に依存するため，ほぼ同等の加工精度が期待されるものの，隙間設定のズレや作業中の緩みなどが生じた場合には，鉄筋に生じる初期亀裂率に差が生じる可能性があり，特に，隙間が狭くなった場合には，節が大きく潰れることで，比較的大きく初期亀裂が発生する可能性のあることを示した．

(4) ASR 実構造物からはつり出した鉄筋曲げ加工部の節形状と進展亀裂量との関係に対して，曲げ加工に伴う節形状の変化と初期亀裂率との関係を対比した結果，鉄筋の曲げ加工時に節がつぶれることで初期亀裂が生じ，大きく潰れるほど初期亀裂が大きく，ばらつきも大きくなる傾向にある．さらに，節高の減少量（節変形によって減少した節高）が 0.4mm を超える程度から ASR による亀裂進展の危険性が高まり，減少量が 0.7mm 程度以上潰れた場合には，更に大きな亀裂進展につながる可能性があると考えられ，初期亀裂が大きかった鉄筋が選択的に亀裂進展，あるいは破断に至ったと考えられた．

第５章では，課題①に対して，ASR 実構造物から採取し進展亀裂量を計測した 44 本の鉄筋において，初期亀裂のまま進展せず残存したと考えられた鉄筋と，大きく破断にまで至った鉄筋が混在していたことから，鉄筋自体に損傷を助長する因子が潜在的に存在した可能性を考え，

ASR 構造物からサンプリングした鉄筋の成分分析と物理特性の確認を行った．その結果，以下の結論が得られた．

(1) 鉄筋の脆化に影響を及ぼすと考えられる P（リン）と S（硫黄）の含有量，ならびに鉄筋のひずみ時効に影響を及ぼすとされる N（窒素）含有量は，それぞれ通常の範囲内であり，化学成分からは，特に問題となる成分は認められなかった．

(2) ASR 実構造物からはつり出した鉄筋のサンプル数は 4 本と少ないが，その中で強度特性（引張強さ）の特に低位なものが含まれており，さらに，この鉄筋は絞りがなく破断伸びも小さかったことから，鉄筋自身に脆性的な破壊形態を呈する要因が含まれていた可能性が示唆された．

第６章では，課題②と③に対して，主鉄筋および帯鉄筋を配筋した ASR 供試体を 4 年以上に及ぶ長期屋外暴露試験に供し，ASR 供試体の外観劣化状況，配筋内部から削孔した大型コア側面における内部ひび割れ観察，および軸直交方向に切断した断面の観察を行い，ASR の進行に伴う劣化進展の傾向と特徴について取り纏め，考察を加えた．その結果，以下の結論が得られた．

(1) 外観ひび割れは，主鉄筋方向に卓越するなど，配筋下における拘束条件に依存した ASR 劣化の特徴を有するものであった．また，外観ひび割れの発生傾向，およびひび割れ長さの延伸傾向より，ASR による外観ひび割れは，劣化の進展とともに，主鉄筋に沿った方向へひび割れ長さが増大する傾向にあることを明確に示した．

(2) 供試体側面の変形性状を簡易的な手法により測定し，ひび割れ発生位置と供試体表面の変形性状について比較した結果，主鉄筋近傍で認められる特徴的なひび割れ発生箇所と供試体側面における変形量とは概ね一致した．供試体表面は概して丸く膨らむような変形性状を示したことから，ASR による内部膨張圧によって表面のコンクリート（かぶり部分）に変形が生じ，曲げ引張力がコンクリート表面に作用したため，コンクリートのかぶり厚さが薄い主鉄筋上でひび割れが多く発生し，コンクリート表面における変形量の増大とともに，ひび割れが開口することで，膨張圧を緩和したと推察された．

(3) 内部ひび割れは，ひび割れが骨材周りで主に生成することから考えると，骨材の最大粒径に依存し，その粒径以下のひび割れ長さが主流になったものと推定された．また本研究の範囲内において，内部ひび割れは，外観ひび割れの傾向とは異なり，多様な方向性を有する短いひび割れが主流であることが明らかとなった．

(4) モルタル部分に発生，あるいは延伸した内部ひび割れの角度は，供試体軸方向に削孔した大型コアの長軸方向に沿った傾向をなしていたころから，骨材部分に発生したひび割れがモルタル部分へ進展していく過程で，鉄筋の拘束条件に影響を受け，相対的に拘束力が弱い方向にひび割れが進展したと考えられた．

(5) 切断面で観察された目視可能なレベルのひび割れの発生傾向から，帯鉄筋より内部のコンクリートでは，帯鉄筋による拘束がある場合，ひび割れは，幅，長さともに抑制される一方で，本数を増しながら劣化は進行し，骨材周辺で収束するひび割れ形態をなしたと推定された．一方，かぶり部分は，内部と比べてひび割れ幅が大きく，骨材に沿った多様な方向性を持つひび割れではなく，コンクリート表面に対して垂直な方向が主流であり，ほとんどのひび割れが表面まで連続して形成されていた．

(6) さらに，かぶり領域に発生したひび割れ長さの大部分は 20mm 以下であり，帯鉄筋より浅い位置でひび割れは収束する傾向を示した．このことから「かぶり領域」で観察されたひび割れは，曲げひび割れの様相と類似しており，コンクリート表面では，ASR 膨張によるひび割れの他，内部からの膨張力に起因する部材変形によって発生，あるいは進展したと考えられた．

第 7 章では，課題③に対して，反応性骨材を使用した RC 供試体の長期暴露試験によって生じた鉄筋損傷，さらには鉄筋破断の再現状況を詳細に分析し，外観や内部コンクリートにおける周辺の変状と関連付けることで，鉄筋破断によって生じる特徴的な変状を明らかにした．以下に結論を示す．

(1) 1985 年の JIS 改正以前に用いられた旧基準波節鉄筋を曲げ加工することで生じた初期亀裂の形態を詳細に観察した結果，比較的幅の広いくぼみ状の亀裂を基点として複数の微細な亀裂が発生しているものと，明確なくぼみを伴わず直線状に延びた亀裂の 2 つの形態が認められ，比較的大きな初期亀裂は，概ね後者の形態を示した．

(2) ASR 供試体からはつり出し，鉄筋曲げ加工部内側において確認された進展亀裂の形態と，別途実施した曲げ加工に伴う初期亀裂の形態を比較した結果，本研究において比較的大きく生じた進展亀裂は，鉄筋表面から直線的に鉄筋断面方向に伸びており，また，亀裂幅の変化が生じた付近が，初期亀裂と進展亀裂の境界であると推定された．

(3) 曲げ加工によって節がめり込む際にくぼみ状の変形が生じた場合には，鉄筋亀裂の進展は生じにくく，一方で，初期損傷として明確なくぼみ状の形態が発生せず，独立した 1 本の亀裂として初期亀裂が発生するような場合には，亀裂の先端部分，あるいはその近傍において亀裂が進展しやすいと推察された．

(4) ASR 実構造物からはつり出した旧基準鉄筋を用い，曲げ加工半径の設定値を $1.0d$ として作成した配筋条件下の ASR 供試体を長期の屋外暴露試験に供することによって，鉄筋曲げ加工部の鉄筋破断を再現した．

(5) 帯鉄筋曲げ加工部周辺のコンクリート表面に評価範囲を設定し，鉄筋損傷と外観ひび割れ密度の関係を求めた結果，破断が生じていない鉄筋周辺では，鉄筋損傷と外観ひび割れ密度に一定の傾向は認められなかった．

(6) 内部コンクリートのひび割れ性状，および鉄筋損傷状況から考えると，帯鉄筋が破断に至らない程度の損傷状態では，帯鉄筋による拘束力が作用することで ASR 膨張を抑制できているが，鉄筋破断により ASR 膨張に対する拘束力を失った場合には，段差を伴うひび割れや，急激なひび割れ幅の増大が生じることも確認された．また，破断箇所に生じた顕著なひび割れは，表面からコンクリート内部の深い位置まで延伸する形態をなしている可能性があることを示した．

第 8 章では，課題③における成果に基づき，構造物の維持管理業務における ASR 劣化度の評価に資する検査方法として，磁束漏洩法による損傷鉄筋の探査と棒形スキャナを用いた内部ひび割れ観察手法の精度と適用性について検討した．その結果，以下の知見が得られた．

(1) 漏洩磁束法の基本的な性能について，概ね良好な評価が得られたものと判断された．実構造物の設計条件や実務上の作業性を考慮し，以下の検証を行うことで実構造物への適用が

十分に可能と考えられる．①帯鉄筋間隔(ピッチ)による影響，②破断面間隔による影響，③かぶり厚さによる影響，④鉄筋径の違いによる影響，⑤鉄筋位置と計測位置とのズレによる影響，⑥内部欠陥の有無による影響

(2) 棒形スキャナを用いた観察手法の精度を同一コア側面の展開画像と目視観察の比較によって検証した結果，その精度は，ひび割れ幅で±0.1mm 程度，ひび割れ長さで±5mm 程度であり，ASR 内部ひび割れを観察する上では，ひび割れと骨材の境界部分における濃淡差に起因して，計測結果に誤差が生じる可能性があることを示した．また，観察箇所の違いに起因するばらつきが生じる場合があり，特に，小径コアの場合には，十分な削孔本数の確保が必要であることを示した．

本研究によって，実際に著しい ASR 劣化が生じた構造物がいかなるものか，数多くのより具体的な知見を得たものと考える．また，従来，ASR による外観劣化と内部劣化，および鉄筋損傷については，微視的な評価や促進養生，あるいは膨張材等によって内部膨張を模擬する実験によって示されてきたが，本研究で取り纏めた RC 供試体の長期暴露試験による時系列的な劣化現象の整理よって，劣化進展に伴うひび割れの形態，方向性，および部材変形において特徴的な変化が生じることを明確に示したことは，構造物の維持管理業務における有用な知見を提供したものと考える．

ここで，主に，反応性骨材を用いた RC 供試体の長期暴露試験で得られた知見を基にした ASR 構造物の調査点検時における適用について示す．

(i) RC 供試体の長期暴露試験によって明らかとなったように，ASR 劣化に伴う外観上の変状については，長さを増すことによって進展する．

(ii) 外観上において，ひび割れ密度，幅の急激な増大，段差の発生が確認された場合には，鉄筋の破断が疑われることから，一定期間内における変状の変化量（急激な傾向の変化）と捉えることが重要である．

(iii) 鉄筋の損傷は，鉄筋の製造年代，銘柄，加工半径，および加工時の変形性状に大きく影響を受けるため，これらの調査を行うことが重要であり，既往の ASR 構造物に対する調査結果と照らし合わせることで，鉄筋損傷の可能性について情報を得ることができる．

(iv) ASR による劣化状況は，構造物の深さ方向に異なる可能性があるため，劣化が進行した構造物の調査時にコア採取等で内部の調査を行う場合には，帯鉄筋(スターラップ)より十分に深い位置まで削孔し，内部の観察と評価行う必要がある．

(v) 鉄筋破断が懸念される程度の著しい劣化が内部において発生している場合，鉄筋曲げ加工部内側に位置するコンクリートで隅角部を等分するような方向性を有するひび割れが生じている可能性がある．

本研究の RC 供試体を用いた長期暴露試験によって，ASR 構造物における劣化進展を鉄筋破断現象まで含めて再現し，外観と内部および鉄筋損傷の傾向と関係性について明らかにしたものと判断した．ただし，ひび割れ長さ／幅などには，主に寸法効果によるスケールの差も生じていると考えられる．したがって今後は，この寸法の差を補間し，数値的な評価を行うための検討が望まれる．また，構造物内部の状態を評価する必要があることは本研究において示した

通りであるが，一方で，内部観察および調査手法は現在まで確立されておらず，本稿 8 章で示したような，漏洩磁束法による非破壊鉄筋調査手法，棒形スキャナや内視鏡などを用いた内部観察手法などの開発が望まれるところである．

今後は，破断が生じた鉄筋と亀裂で留まった鉄筋の差異をさらに明確にするため，鉄筋破断面の詳細観察を行いたいと考えている．また，今回，概ね 3 ヶ月程度の期間で鉄筋破断が生じ，その期間で供試体の内外に急激かつ特徴的な変状が生じることを明らかとしたが，特に内部の変状については，供試体を解体する必要があることから，最終段階における観察から推定するに留まっている．したがって，第 8 章で示した評価手法などを活用し，内部の変化を同一供試体で時系列的に捉えるための検討を今後行いたいと考えている．

研究発表論文一覧

査読付き論文集

［第２章に関する論文］

1) 上原伸郎，幸左賢二，大代武志，山口和成：複数の鉄筋破断が生じたASR実構造物の鉄筋損傷評価，構造工学論文集，Vol.59A，pp.866-877，2013.

［第３章に関する論文］

1) 山口和成，幸左賢二，大代武志，上原伸郎：鉄筋破断が生じたASR構造物の損傷評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.955-960，2013.
2) 原口政仁，幸左賢二，上原伸郎，大代 武志：複数の鉄筋破断が生じたASR劣化構造物の特性分析，プレストレストコンクリート工学会，第22回シンポジウム論文集，pp.367-372，2013.
3) 上原伸郎，幸左賢二，大代武志，原口政仁：多数の鉄筋破断が生じたASR劣化構造物の特性分析，構造工学論文集，Vol.60A，pp.729-739，2014.
4) 上原伸郎，幸左賢二，大代武志：内部コンクリートのひび割れと鉄筋損傷に着目したASR実構造物の劣化要因推定，土木学会論文集E2，Vol.71，No.4，pp.348-364，2015.

［第４章に関する論文］

1) 原口政仁，幸左賢二，上原伸郎，大代 武志：複数の鉄筋破断が生じたASR劣化構造物の特性分析，プレストレストコンクリート工学会，第22回シンポジウム論文集，pp.367-372，2013.
2) 原口政仁，幸左賢二，上原伸郎：曲げ加工方法の相違による鉄筋の初期損傷評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.1，pp.1108-1113，2014.
3) 上原伸郎，幸左賢二，大代武志：内部コンクリートのひび割れと鉄筋損傷に着目したASR実構造物の劣化要因推定，土木学会論文集E2，Vol.71，No.4，pp.348-364，2015.

［第５章に関する論文］

1) 上原伸郎，幸左賢二，大代武志，山口和成：複数の鉄筋破断が生じたASR実構造物の鉄筋損傷評価，構造工学論文集，Vol.59A，pp.866-877，2013.

［第６章に関する論文］

1) 草野昌夫，幸左賢二，上原伸郎，柴田綾野：ASR供試体の配筋条件下における内部劣化性状，構造工学論文集，Vol.59A，pp.878-888，2013.
2) 上原伸郎，幸左賢二，上園祐太：ASR供試体を用いた鉄筋損傷の再現実験，構造工学論文集，Vol.60A，pp.740-750，2014.
3) 上原伸郎，幸左賢二，上園祐太：反応性骨材を用いた暴露供試体の長期劣化，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.1，pp.700-705，2014.
4) 上園祐太，幸左賢二，上原伸郎，益田 紘孝：鉄筋破断を生じたASR 供試体の劣化性状評価，

構造工学論文集，Vol.61A，pp.672-682，2015.

［第７章に関する論文］

1) 上原伸郎, 幸左賢二, 上園祐太 : ASR供試体を用いた鉄筋損傷の再現実験, 構造工学論文集, Vol.60A，pp.740-750，2014.
2) 上原伸郎，幸左賢二，上園祐太 : 反応性骨材を用いた暴露供試体の長期劣化，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.1，pp.700-705，2014.
3) 上園祐太，幸左賢二，上原伸郎，益田紘孝 : 鉄筋破断を生じたASR 供試体の劣化性状評価, 構造工学論文集，Vol.61A，pp.672-682，2015.
4) 益田紘孝，幸左賢二，上原伸郎，上園祐太：鉄筋破断を生じたASR供試体のひび割れ挙動, コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.883-888，2015.

［第８章に関する論文］

1) 上原伸郎，幸左賢二，草野昌夫，久保佑太 : アルカリシリカ反応によるコンクリート内部ひび割れの評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.721-726，2013.

謝　辞

本論文は，ASR 実構造物の外観調査から内部の状態を適切に評価することができる工学的知見を得るために，ASR 実構造物を対象とした詳細調査と反応性骨材を用いた RC 供試体の暴露試験を行い，外観損傷と内部劣化，および鉄筋損傷との相関性を明らかにすることを目的とした一連の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の貴重なご指導，ご協力を賜りました．

九州工業大学・幸左賢二教授には，本研究を始める機会を与えていただくとともに，本研究の遂行ならびに本論文をまとめるにあたり，細部にわたるまで懇切丁寧なご指導とご教示を賜りました．ここに深甚なる感謝の意を表します．また，九州工業大学大学院・恵良秀則教授，九州工業大学大学院・山口栄輝教授，九州工業大学大学院・日比野誠准教授には，本論文の審査をしていただくとともに，貴重なご教示を賜りました．心より感謝と御礼申し上げます．さらに，富山県高岡土木センター大代武志博士には，ASR 実構造物の調査にあたって貴重な試験データの提供ならびに数多くの助言を賜りました．心より御礼申し上げます．また，常日頃から ASR に関して屈託のない議論をさせて頂いた九州工業大学合田寛基助教に感謝いたします．

筆者が九州工業大学大学院の社会人博士課程の学生として，研究に取り組む機会を与えていただいた住友大阪セメント株式会社の関係各位に厚く感謝の意を表します．このような機会を認めていただき，多大なご支援とご配慮をいただいた，中尾正文代表取締役執行役員副社長，小林茂広元技監，井ノ川尚元顧問，榊原弘幸執行役員セメント・コンクリート研究所長に改めて感謝の念を表します．さらに，業務上の配慮を賜った二川敏明セメント・コンクリート研究所副所長，草野昌夫コンクリート技術センター長，小西正芳セメント生産・リサイクル技術グループリーダーをはじめとする，職場の方々に心より感謝を申し上げます．

また，九州工業大学で本研究を遂行するにあたり，ASR 実構造物における鉄筋破断状況の調査分析，RC 長期暴露供試体の計測などにおいて多くの方々にご協力を頂きました．とくに，本研究を共に実施してきました山口和成氏，原口政仁氏，鄭玉龍氏，久保佑太氏，上田達也氏，王惊旻さん，上園祐太氏，益田紘孝氏，矢野佑輔氏には，大変お世話になりました．厚くお礼を申し上げます．その他，コンクリート研究室の卒業生および現役の皆さんのおかげで，有意義な研究生活を送ることができました．ここに，感謝の意を表します．

本論文は，このように多くの方々からのご指導，ご助言をいただくことにより，まとめることができました．ここに全ての方々のお名前を挙げることはできませんが，心より感謝申し上げます．ありがとうございました．

最後に，これまで暖かく見守り応援してくれた両親と，いつも笑顔を絶やさず，筆者を励まし支え続けてくれた妻・綾子と長女・彩織，次女・幸穂に心から感謝の意を表し，謝辞といたします．

平成 28 年 3 月
上原　伸郎