

論文 複数の鉄筋破断を生じた ASR 実構造物の損傷度評価

山口 和成^{*1}・幸左 賢二^{*2}・大代 武志^{*3}・草野 昌夫^{*4}

要旨：本検討では、ASR により鉄筋損傷を生じた実構造物の経年的な調査データを基に、鉄筋損傷が外観劣化に与える影響および鉄筋の物性値が鉄筋損傷へ与える影響について検討を行い、以下のことが確認された。ひび割れ損傷と鉄筋破断の分析から、最大ひび割れ幅が 2.0mm 程度以上の特徴的なひび割れ性状を生じた箇所は複数の鉄筋破断を生じる可能性がある。また、鉄筋の材料試験を行ったところ、既往の研究で検討した鉄筋と同程度の形状であり、損傷を生じやすい鉄筋であることが確認できた。配筋位置と鉄筋損傷の状況からは、鉄筋破断の進展に 2 種類の破断パターンがある可能性が示唆された。

キーワード：ASR, 実構造物, ひび割れ密度, 鉄筋破断

1. はじめに

ASR 劣化が生じた実構造物は、その物自体の構造、供用中の環境などによってさまざまな劣化性状を示すため、実構造物から得られた情報を基に、適切な処置を施すことが必要である。したがって、定期点検などで得られたひび割れ損傷図面などを適切に保管・管理することが推奨され、その後の補修・補強時の重要な資料として活用されている。

一方近年では、特に ASR 劣化が激しいと考えられる構造物において、内部鉄筋が破断する現象も確認されており、構造体としての耐力低下が懸念されることから、実構造物自体から得られる情報を基に、鉄筋破断現象の有無を特定可能とする診断技術の開発が望まれている。

筆者らは上記に鑑み、橋梁の調査時に得られたひび割れ損傷図などをより詳細に分析することで、ひび割れ損傷状況と鉄筋破断との関連性について検討している¹⁾。

本稿では、複数の連続的な鉄筋破断が生じた橋梁の調査データを新たに入手し、複数の鉄筋破断箇所のひび割れ性状について、過年度までの研究成果と比較した。さらに、連続的な鉄筋破断現象と鉄筋の材料特性ならびにその配筋状態から、鉄筋破断の特徴について考察を加えた(図-1 参照)。

2. 対象実構造物の概要

2.1 実構造物諸元

本研究では、複数の連続的な鉄筋破断を生じた北陸地区の A 橋橋脚を検討対象とした。A 橋は、昭和 47 年に完成した鋼下路式単純ワーレントラス橋で、橋脚は張出式小判型 RC 橋脚 6 基である。平成元年にその躯体全面にひび割れが顕在化したため、エポキシ樹脂によるひび割れ注入および表面被覆による補修が実施された。この

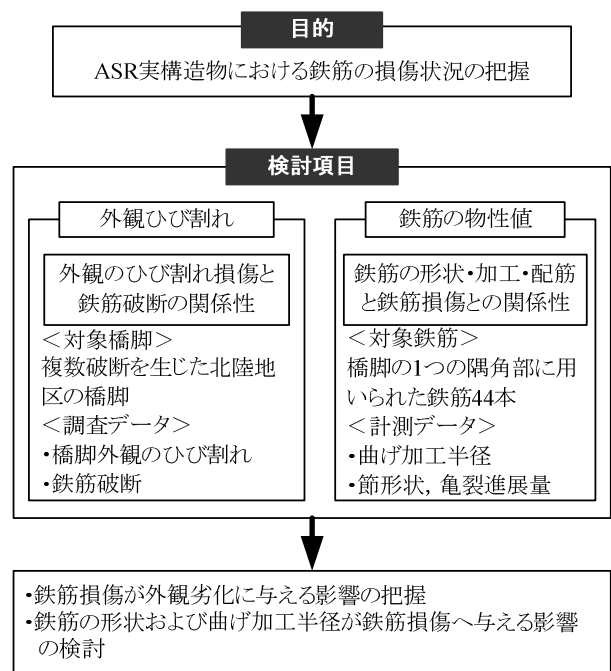


図-1 検討フロー

補修により 4 基は健全性を保持しているが、掛違い部がある P2 および P4 橋脚では、補修後約 5 年が経過した頃から、路面排水などの影響と考えられるひび割れが表面被覆上に顕在化するなど、再劣化の進行が確認された。中でも P2 橋脚は、複数箇所連続的な鉄筋破断が確認されたことから、平成 16 年に橋脚の打換えが行われている²⁾。

2.2 対象橋脚のひび割れ損傷概要

図-2 に A 橋橋脚の代表例として、P2 橋脚のひび割れ損傷状況を示す。図では、平成元年と平成 16 年の調査時において確認されたひび割れ発生の状況を併せて示した。図に示すように、ひび割れの延伸方向は、水平、

*1 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科教授 Ph.D. (正会員)

*3 富山県富山土木センター 施設管理課道路施設班 博工 (正会員)

*4 住友大阪セメント株式会社 セメント・コンクリート研究所 工修 (正会員)

鉛直方向共にほぼ同様である。また、ASR劣化の特徴である主鉄筋方向のひび割れについて整理すると、橋脚水平方向(主筋に対して0~45°の範囲)における幅0.2mm以上のひび割れを対象としたひび割れ密度は、平成元年時の調査で1.42m/m²、平成16年時の調査では1.37m/m²であった。

3. ひび割れ損傷状況に着目した鉄筋破断の関係性

本章では、構造物のひび割れ損傷状況の分析から鉄筋破断との関係性を求めることで、外観観察から構造物内部で生じている鉄筋破断の程度(破断本数や連続性)の把握を目的とする。上記の目的から、対象とするA橋橋脚は、調査時により詳細なひび割れ損傷状況が記録されているP2橋脚を選定した。

3.1 橋脚梁部の累積ひび割れ密度

筆者らは、既往の研究¹⁾において、鉄筋破断本数が橋脚梁1基中で1~6本程度の橋脚を対象とした累積ひび割れ密度と鉄筋破断の関係性について検討を行っている。一方、本研究で対象とするA橋P2橋脚は、梁上部の隅角部で21本、梁下部の隅角部で26本の鉄筋破断が確認された橋脚であり、特にASR劣化が顕著な橋脚であると言える。ここで、ひび割れ密度は、各構造物全体のひび割れ損傷状況を示す代表的な指標であると考えられることから、本節では、A橋P2橋脚梁部の累積ひび割れ密度について、既往の研究¹⁾との比較を行うことにより、鉄筋破断を生じた構造物と累積ひび割れ密度の関係性について検討を加えた。

A橋P2橋脚の比較として用いた既往の研究¹⁾について概説する。既往の研究¹⁾では、関西地区でASRと判定された橋脚21基を対象に分析を行っている。図-3に、橋脚21基の代表例としてB橋脚梁部における累積ひび割れ密度の経年変化を示す。累積ひび割れ密度の算出については、図中(1)に示す竣工後10年調査時のひび割れ密度に、補修後の図中(2)に示す竣工後24年調査時のひび割れ密度を加算している。なお、定期点検時(竣工後18、20、22年)のひび割れ密度はプロット数を増やすために示しているものである。

本研究では、関西地区の橋脚21基の内、スターラップで鉄筋破断が確認された橋脚4基を比較対象として用いた。なお、4基の内、近い位置で複数破断(6本)が生じた橋脚がB橋脚(図-3参照)、破断鉄筋が1本のみ確認された橋脚がC橋脚、D橋脚、E橋脚である。

図-4に、A橋P2橋脚梁部における累積ひび割れ密度の経年変化を上記4橋脚と併せて示す。前述の通りA橋P2橋脚は、鉄筋破断が複数発生しており、破断が確認された4橋脚に比べ破断本数が多いことから、橋脚梁部全体の状況を示す累積ひび割れ密度において、他の4橋脚

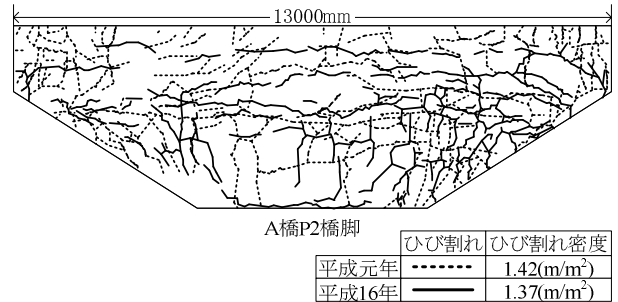


図-2 P2橋脚のひび割れ損傷状況

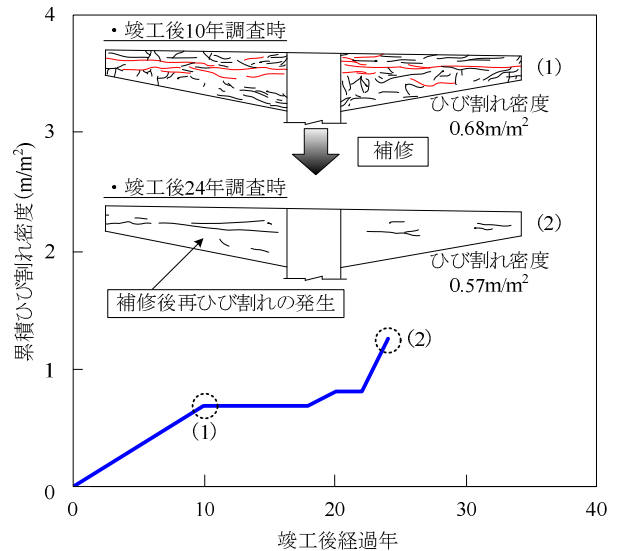


図-3 関西地区橋脚の累積ひび割れ密度 (B橋脚)

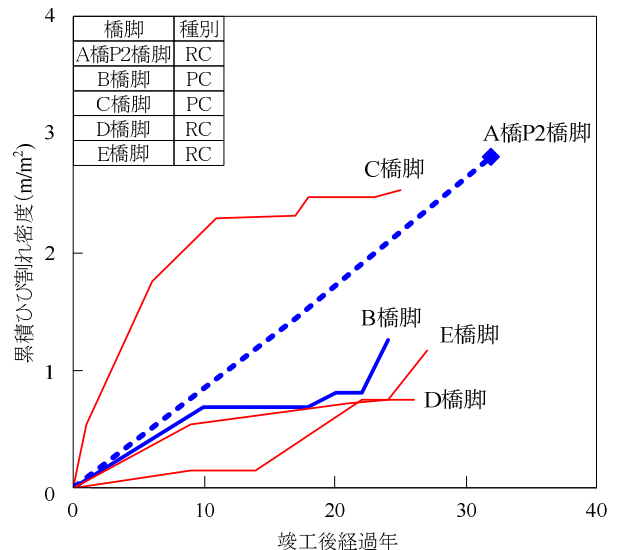


図-4 累積ひび割れ密度の経年変化

とは明確に異なる結果を示すものと考えられた。しかしながら、A橋P2橋脚梁部の累積ひび割れ密度の最終値が2.79m/m²であったのに対し、関西地区の橋脚4基の累積ひび割れ密度の最終値はB橋脚で1.25m/m²、C橋脚で2.52m/m²、D橋脚で0.76m/m²、E橋脚で1.16m/m²であり、図からも明確な差異を認めることはできなかった。

3.2 P2橋脚内の破断箇所と未破断箇所の比較

本節では、複数の鉄筋破断を生じた箇所で大きなひび

割れ幅等、特徴的なひび割れ性状が発生すると考え、A橋 P2 橋脚梁部の鉄筋破断箇所と未破断箇所のひび割れ密度、ならびに最大ひび割れ幅に着目した検討を行った。

(1) 分析範囲の設定手法

分析範囲の設定は、既往の研究¹⁾を参考に図-5に示す手法を用いた。まず、複数の鉄筋破断位置を挟む2面（側面、上面）から、側面長 a 、上面長 b をそれぞれ算出し、それぞれの1/2長さ（側面長 $a/2$ 、上面長 $b/2$ ）を主鉄筋直角方向の分析範囲長とした。次に、側面長 a と上面長 b を比較した際に大きい長さを主鉄筋方向の分析範囲長とし、範囲内に発生したひび割れについて分析を行った。また、未破断箇所についても、破断箇所と同様に分析範囲の設定を行った。

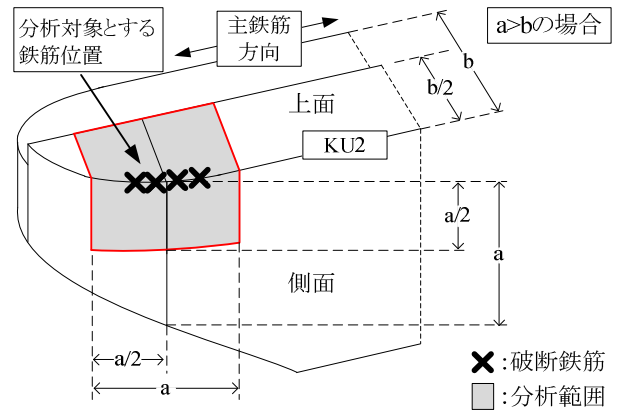


図-5 ひび割れ分析範囲

(2) 代表橋脚による経年変化の分析

図-6にP2橋脚の範囲内における累積ひび割れ密度ならびにひび割れ幅の経年変化を示す。なお、本検討では、平成元年と平成16年に実施された調査結果を基に算出している。破断箇所における累積ひび割れ密度の経年変化を見ると、梁上部での破断箇所では $0.90\text{m}^2/\text{m}^2$ から $2.32\text{m}^2/\text{m}^2$ に増加し、梁下部での破断箇所では $0.91\text{m}^2/\text{m}^2$ から $1.33\text{m}^2/\text{m}^2$ に増加しており、経年変化において若干の相違が見られた。

一方で、2つの未破断箇所では $1.47\text{m}^2/\text{m}^2$ から $2.78\text{m}^2/\text{m}^2$ 、 $1.81\text{m}^2/\text{m}^2$ から $3.68\text{m}^2/\text{m}^2$ となり、平成元年および平成16年時の双方において破断箇所を越える累積ひび割れ密度であった。次に、最大ひび割れ幅に着目すると、梁上部の破断箇所ならびに未破断箇所においては同等の値であったが、梁下部の破断箇所においては、平成16年時に 20mm の特徴的と思われる最大ひび割れ幅が計測された。なお、鉄筋の破断時期と時系列的なひび割れ幅の拡大時期を特定することが難しいことから、今回得られた幅 20mm のひび割れは、連続的な鉄筋破断を直接的に示すものとは断定できない。

(3) 鉄筋破断箇所に着目したひび割れ損傷状況の比較

P2橋脚の鉄筋破断箇所に着目し、ひび割れ損傷状況との関係性について検討を加えた結果、最終調査時点において、P2橋脚梁下部に特徴的とも思われる最大ひび割れ幅が計測された。従ってここでは、3.1節で比較対象とした関西地区の4橋脚、ならびに同じく既往の研究¹⁾で検討された橋脚の中から、複数の鉄筋破断が生じた北陸地区のF橋脚も加えて、橋脚ごとの鉄筋破断箇所におけるひび割れ損傷状況の差異について検討を加える。なおF橋脚は、経年的なひび割れ計測値がない橋脚であるが、本節ではひび割れ損傷状況の最終値を検討対象とするため、本節の比較対象として加えたものである。

図-7に最大ひび割れ幅とひび割れ密度の関係を示す。図中では、橋脚ごとにマーカ種類を変え、未破断箇所は

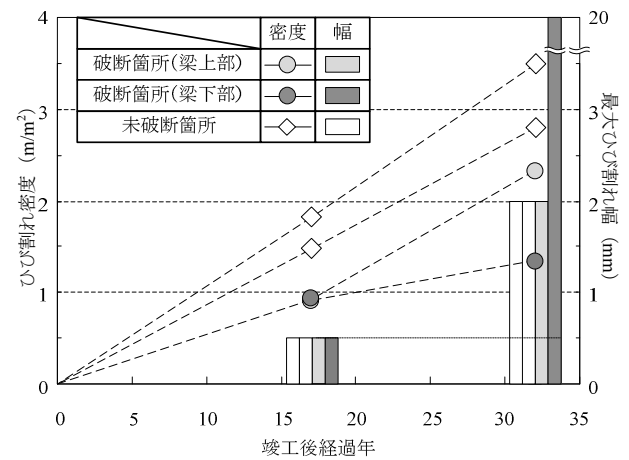


図-6 P2橋脚におけるひび割れ密度とひび割れ幅

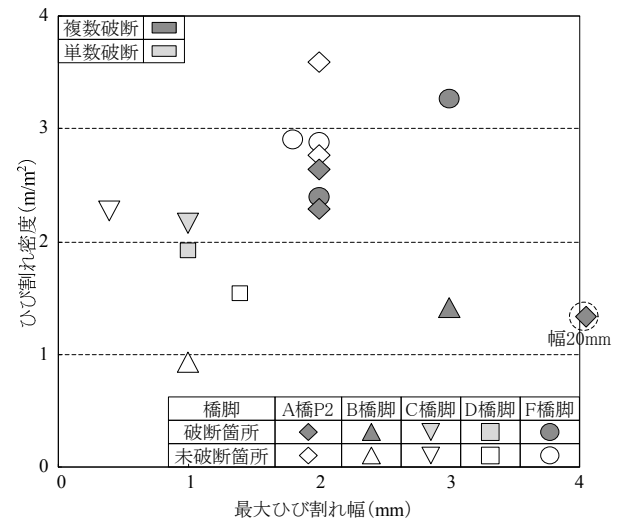


図-7 最大ひび割れ幅とひび割れ密度

白抜きで示し、破断箇所については、複数の鉄筋破断が確認されている橋脚を黒塗り、1本程度の鉄筋破断が確認されている橋脚を灰塗りで表記している。

図より、橋脚ごとの区別を行わず、すべてのプロット点を対象として最大ひび割れ幅とひび割れ密度の関係性を見ると、両者には明確な相関性が認められない。続

いて、橋脚ごとの破断箇所と未破断箇所との比較からその関係性について確認する。

ひび割れ密度を比較すると、破断箇所が未破断箇所と比べて一様大きくなる傾向は見られず、橋脚ごとに異なる傾向を示すものと考えられる。次に、破断箇所と未破断箇所の最大ひび割れ幅に着目すると、複数の鉄筋破断が生じた橋脚では、2.0mm以上の最大ひび割れ幅を示しており、他のプロット点と比べ若干大きな値を示しているものと考えられる。また、本研究で対象としたA橋P2橋脚では、20mmの最大ひび割れ幅が計測されたことも併せると、最大ひび割れ幅から鉄筋破断の有無を一意的に判断することはできないが、複数の鉄筋破断が生じている箇所では他の箇所と比較して、幅の大きなひび割れが生じている可能性があるものと考えられる。

4. 鉄筋損傷状況

本章では、実構造物で使用された鉄筋の材料特性ならびに鉄筋の複数の連続的な鉄筋破断の特徴について考察を加える。そのため本章では、梁隅角部に配筋された鉄筋がすべて採取され、かつ配筋位置との対応が明らかとなっているA橋P4橋脚を検討対象に選定した。なおP4橋脚は、A橋において顕著な再劣化が認められた2基のうちの1基であり、前章で対象としたP2橋脚とは同型同寸の梁形状で、ひび割れ損傷状況、鉄筋破断本数とともにほぼ同等の橋脚である。

4.1 鉄筋の材料試験

本節では、実際にP4橋脚からはつり出した鉄筋を用い、節形状の確認およびはつり出された直線部分に曲げ加工を施すことによって生じる初期亀裂の発生状況を確認することとした。

(1) 節形状の測定

既往の研究³⁾では節形状に着目した分析をしており、旧節形状鉄筋(竣工後30年程度経過した橋脚からはつりだした鉄筋)は現行鉄筋と比べて節高が高く節変化率が小さいため、初期亀裂が生じやすい要因であることを明らかにしている。そこで、既往の研究³⁾と同様の手法を用いてP4橋脚鉄筋の節高および変化率の計測を行った。評価は、既往の研究³⁾で用いられた旧節形状の鉄筋A(波節鉄筋)、鉄筋B、C(竹節鉄筋)との比較によって行った。なお、P4橋脚からはつり出した隅角部の竹節鉄筋を鉄筋Dとした。

図-8に節高および節変化率 ϕ の結果を示す。鉄筋Dの節形状について、節高は1.15mm、節変化率 ϕ は1.2mmであった。ここで既往の研究³⁾より、鉄筋A~Cの節高は、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」の節高の許容限度(0.7~1.4mm)内ではあるが、鉄筋B、Cの節高は許容限度の上限値に近い値であり、初期亀裂が生じやす

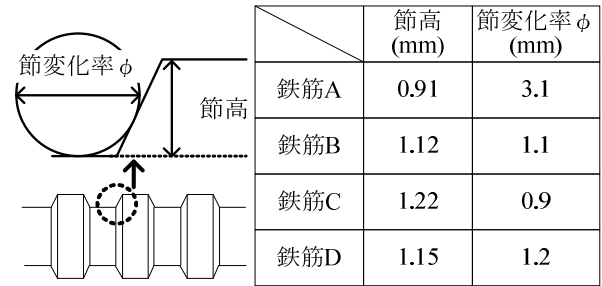


図-8 鉄筋節形状

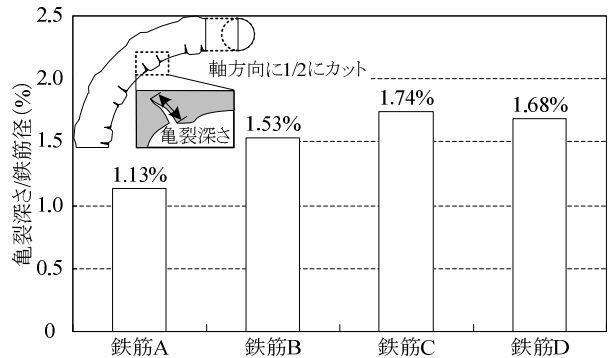


図-9 初期亀裂結果

い鉄筋であることが確認されている。今回計測した鉄筋Dの節形状の結果から、鉄筋Dは鉄筋B、Cと比較して節高および節変化率が同程度のため初期亀裂が生じやすい鉄筋と考えられる。

(2) 初期亀裂発生状況

節形状の測定結果より、鉄筋Dは初期亀裂が発生しやすい鉄筋ということが確認された。そこで、曲げ加工を行い初期亀裂の発生状況を確認した。初期亀裂の評価方法は、鉄筋Dの直線部を既往の研究³⁾と同様に1.0dで曲げ加工し、その部位を軸方向に1/2にカットした後、カットした断面を、顕微鏡を用いて50~200倍に拡大し断面を観察することで亀裂深さを測定した。初期亀裂は、亀裂深さを鉄筋径で除した値とした。図-9に曲げ加工により発生する初期亀裂の観察結果を示す。鉄筋Dの初期亀裂は1.68%で、節形状の結果と同様に初期亀裂の大きい鉄筋B、Cと同程度となった。以上の結果から、節形状で推測した通り鉄筋Dは破断の要因である初期亀裂が発生しやすい鉄筋であることが確認できた。

4.2 実構造物の鉄筋損傷状況

(1) P4橋脚の鉄筋損傷状況

P4橋脚からはつり出した鉄筋について目視による外観観察を行い、破断が確認された鉄筋を破断鉄筋、亀裂が確認された鉄筋を亀裂鉄筋、健全と判断された鉄筋を健全鉄筋とした。図-10にA橋P4橋脚梁部の鉄筋損傷状況を示す。図中(a)の橋脚断面図では、スターラップ(1)は掛違い部の鉄筋を、スターラップ(2)は梁部の鉄筋をそれぞれ示している。スターラップ(1)の隅角部を

それぞれ KU2, M, スターラップ (2) の隅角部をそれぞれ KU, TU, KL, TL とした。また、図中(b)では鉄筋損傷状況について、打換え時の調査結果を基に亀裂鉄筋箇所と破断鉄筋箇所の確認を行った。なお、図中 (c) に示す鉄筋損傷率は、式 (1) により算出している。

$$\text{鉄筋損傷率} = \frac{\text{破断および亀裂本数}}{\text{調査本数}} \quad \dots (1)$$

梁上部である TU, KU, M, KU2 の鉄筋損傷率はそれぞれ 41%, 48%, 33%, 25% で、梁上部の平均は 39.1% となった。ここで、鉄筋の曲げ加工半径および亀裂観察を行うために、梁上部の鉄筋損傷率が平均的な隅角部 TU を以降の分析対象とした。なお、はつり出した隅角部 TU の鉄筋 44 本においては、破断鉄筋は 10 本、亀裂鉄筋は 8 本、健全鉄筋は 26 本確認されている。

(2) 亀裂鉄筋の亀裂進展量

目視観察では、亀裂鉄筋の具体的な亀裂深さを把握することが困難である。ここでは、ASR 劣化により鉄筋に生じた亀裂深さの確認を行うため、亀裂鉄筋 8 本の亀裂深さを計測し亀裂進展量を算出した。算出方法は、初期亀裂観察で用いた方法と同様に顕微鏡観察で亀裂深さを計測し、亀裂深さを鉄筋径で除した値を亀裂進展量とした。

亀裂鉄筋 8 本の亀裂深さを観察した結果、亀裂進展量が 70~80% におよぶ鉄筋が 2 本確認された。残り 6 本の亀裂鉄筋は、亀裂進展量が 30% 程度であることが確認された。

(3) 曲げ加工半径

既往の研究結果⁴⁾より、曲げ加工半径が 2.00d を下回ると鉄筋は損傷を生じやすいことが明らかにされている。本検討では、複数の鉄筋破断を生じた橋脚に用いられた鉄筋の曲げ加工半径の特徴を把握するため、R ゲージと画像計測それぞれで曲げ加工半径の計測を行った。なお、破断鉄筋は破断面を合わせて曲げ加工半径の計測を行った。

図-11 に隅角部 TU からのはつり出した鉄筋 44 本の曲げ加工半径計測結果を示す。R ゲージによる曲げ加工半径の測定結果の平均は 1.58d、画像測定による曲げ加工半径の測定結果の平均は 1.52d となった。隅角部 TU の鉄筋曲げ加工半径は、ばらつきが見られるもののすべての計測結果について 2.00d を下回っているため、亀裂や破断が生じやすい鉄筋であることを確認した。

(4) 鉄筋損傷と配筋の関係性

前項までの検討結果より、本橋脚は筋形状等の鉄筋の材料特性や曲げ加工半径の点から、亀裂や破断を生じやすい鉄筋を用いていることが確認できた。ここでは、配

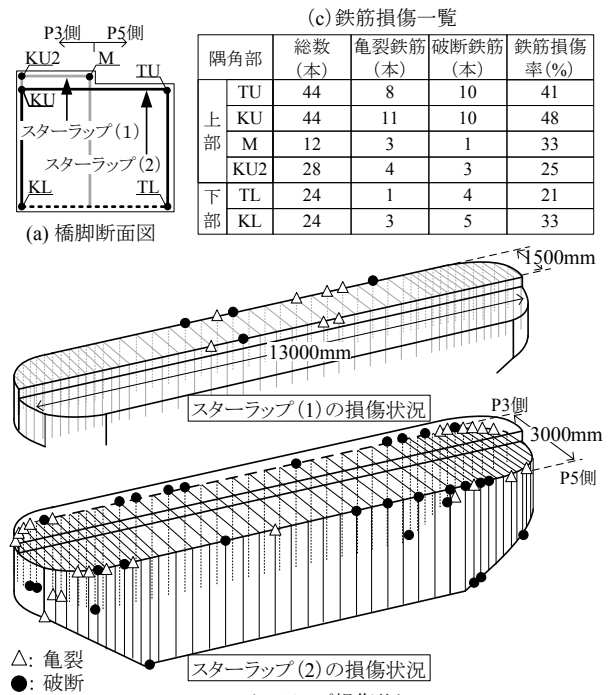


図-10 P4 橋脚の鉄筋損傷概要

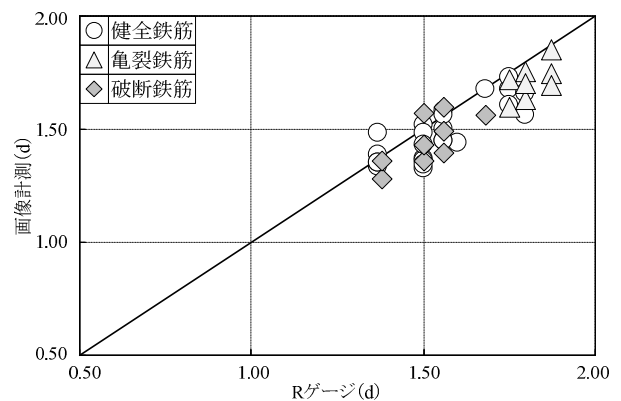


図-11 曲げ加工半径の計測結果

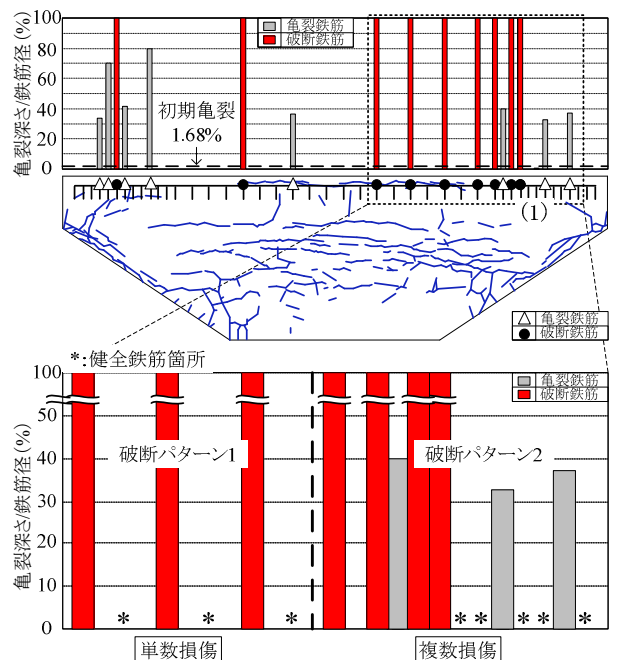


図-12 亀裂進展量とスターラップ位置

筋状況が鉄筋に与える影響を確認するため破断鉄筋、亀裂鉄筋が最も多い箇所に着目し、鉄筋の損傷状況を基に配筋との関係性について検討を行った。

図-12 に亀裂進展量とスターラップ位置の関係図を示す。図中 (1) より、隅各部 TU において鉄筋破断の傾向には2つのパターンがあることを確認した。すなわち、図中の破断パターン1のように、破断が生じた鉄筋の隣に配筋された鉄筋が損傷していないケース、一方で破断パターン2のように、破断鉄筋周辺の連続した配筋に30～40%程度以上の亀裂が進展しているケースである。そこで、破断パターン1のように破断鉄筋の両隣りが健全鉄筋の場合を単数損傷、破断パターン2のように破断鉄筋の両隣りが損傷（破断あるいは亀裂）を生じた鉄筋の場合を複数損傷と定義した。

次に、他の隅角部についても同様に目視で判断した鉄筋の損傷状況を基に配筋との関係性について確認を行った。図-13 に A 橋 P4 および P2 橋脚それぞれの隅角部の鉄筋損傷状況を示す。本検討では、前節まで対象としてきた P4 橋脚の隅角部 TU (図中 a) と比較するため、P4 橋脚の隅角部 KU2 (図中 b)、P2 橋脚の隅角部 TU (図中 c)、P2 橋脚の隅角部 KU2 (図中 d) を対象とした。

図より、他の隅角部についても、単数損傷と複数損傷の2つの破断パターンが認められた。また、今回対象とした P4、P2 橋脚それぞれにおいて、単数損傷は梁中央部で、複数損傷は梁端部で発生している傾向が見られた。複数損傷が生じた原因は、鉄筋破断が生じた際に、破断箇所まで拘束力が減少することによって、その両隣りから徐々に損傷が進展していったものと推察される。単数損傷については、複数損傷に至る劣化進展の途中段階の可能性もあると思われる。

5. まとめ

本研究では、複数の連続的な鉄筋破断が生じるなど、顕著な ASR 劣化を示す橋脚に着目し、分析を実施した。具体的には、ひび割れ損傷状況の詳細分析結果と鉄筋破断箇所との関係性、ならびに鉄筋の材料特性と配筋状況から鉄筋破断の特徴について検討を加えた結果、以下の知見が得られた。

- (1) 橋脚梁隅角部において、複数の鉄筋破断が生じた A 橋 P2 橋脚 (47 本破断)、B 橋脚 (6 本破断)、F 橋脚 (35 本破断) では、2.0mm 程度以上の比較的大きな幅のひび割れを生じている可能性があると考えられる。
- (2) 鉄筋破断の状況から ASR 劣化が特に著しいと考えられる A 橋橋脚について、使用鉄筋の材料特性を確認し

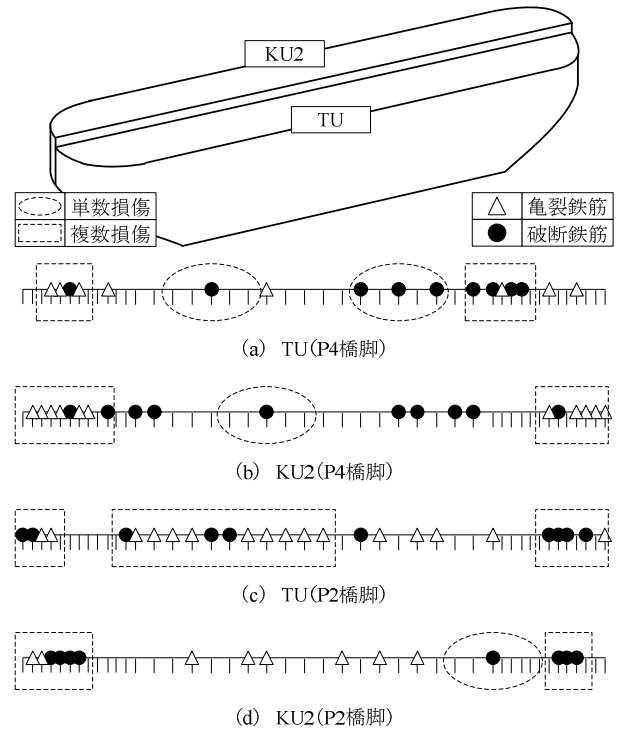


図-13 隅角部の鉄筋損傷状況

た結果、既往の研究³⁾において特に鉄筋損傷の可能性が高いとされる旧節形状鉄筋と同程度の特性が確認され、ASR 劣化を進展させる要因が認められた。

- (3) 鉄筋損傷程度を実構造物中での配筋位置と対応させることにより、同一構造物内における鉄筋破断箇所の特徴を検討した結果、鉄筋破断が単独の鉄筋で生じている箇所と大きな鉄筋亀裂および鉄筋破断が連続的に生じている箇所が確認された。

参考文献

- 1) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 増田隆宏: ASR による鉄筋損傷進展度に着目した大型供試体実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.891-900, 2010.3
- 2) 大代武志, 原田正彦, 中野政信, 中狭靖: コンクリート橋脚の 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
- 3) 稲垣裕之, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: 大型 ASR 模擬供試体を用いた各種鉄筋の亀裂進展度評価, コンクリート年次論文集, Vol.32, No.1, pp.977-982, 2010.7
- 4) 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興昭展朗: 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