

ASRによる鉄筋損傷進展度に着目した大型供試体実験

Large specimen test conducted to evaluate the progress of cracking of reinforcing bars due to ASR

草野昌夫*, 幸左賢二**, 合田寛基***, 増田隆宏****
Masao Kusano, Kenji Kosa, Hiroki Goda and Takahiro Masuda

* 工修 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 (〒102-8465 千代田区六番町6-28)

** Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

*** 工修 九州工業大学大学院 工学研究科 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

**** 九州工業大学大学院 工学研究科 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

Using the expansive concrete, experimental tests were performed to investigate the failure mechanism of reinforcing bars due to ASR. As a result of the experiment, the cross section deformed roundly by the expansive concrete, and the angle of bending bars increased 2 degrees at the corner. The most progressed crack of reinforcing bars was 7.42% of the diameter of the reinforcing bars. There have a clear relationship between the increment of angle at the corner and the progress of crack of reinforcing bars.

Key Words : *alkali silica reaction, breaking of reinforcing bars, deformation characteristic*

キーワード: アルカリ骨材反応, 鉄筋破断, 変形特性

1. はじめに

近年, ASR 劣化を生じた実構造物で内部鉄筋が破断している事例が報告¹⁾されており, 構造物中の鉄筋損傷は構造物の耐荷性能を損なうことが懸念されている. そのため, 早期補強も念頭に置いた鉄筋の詳細調査が行われている.

鉄筋の詳細調査を行う構造物の選定について, 幅 2.0 ~ 5.0mm の連続した特徴的なひび割れを生じた構造物と定義している維持管理要領²⁾もあるが, 密度, 幅, 延長等のひび割れ性状と鉄筋損傷の関係を実構造物で詳細に検討した事例は少ない. また, 鉄筋損傷は鉄筋をはつりだして調査を行う以外に現状では適切な方法は無いが, 構造物に与える影響が大きい. そのため, 鉄筋損傷と密接に関係する外観劣化を明らかにし, 非破壊で鉄筋損傷位置を把握できることが望まれる.

以上のことから, 本研究では鉄筋破断を生じた実構造物を分析することでひび割れ性状と鉄筋損傷の関係を明らかにし, また供試体実験を行い劣化進展の経時変化を求めることで, 鉄筋損傷と密接に関係がある外観劣化(ひび割れ, 変形状)を特定することを目的とした.

図-1 に検討フローを示す. 本検討では, 実構造物の分析と供試体実験を行っている. まず, 実構造物の分析では比較対象として破断橋脚と未破断橋脚, さらに破断橋脚内の破断鉄筋調査範囲と未破断鉄筋調査範囲の2つ

ASR構造物のひび割れ状況分析	膨張コンクリート供試体実験
【目的】 ひび割れ性状と鉄筋損傷の関係の解明	【目的】 鉄筋損傷と密接に関係する外観劣化の特定
【検討】 鉄筋損傷の有無をパラメータとした実構造物のひび割れ性状分析	【検討】 経時変化を詳細に計測できる供試体を用いた実験
【分析項目】 ・破断橋脚と未破断橋脚の比較 ・破断箇所と未破断箇所の比較	【計測項目】 ・ひび割れ性状 (密度, 幅, 延長) ・変形状

図-1 検討フロー

を設定して, ひび割れ密度, 幅, 延長等のひび割れ性状の分析を行った.

次いで, 供試体実験は経時変化を詳細に把握するために, 膨張コンクリートを用いて ASR 劣化を再現した. ひび割れの発生傾向や進展過程, 実構造物では評価が困難である断面の変形状を経時的に確認した. また, 膨張収束後に帯鉄筋曲げ加工部をはつりだし鉄筋の亀裂進展を確認することでひび割れ, 変形状との関係を明確にし, 実構造物の外観から鉄筋損傷と密接に関係する項目の特定を行った.

2. 実構造物における鉄筋破断調査結果

2.1 対象橋脚の選定

本検討では、破断調査が行われた橋脚を用いて鉄筋損傷が経年的なひび割れの進展に及ぼす影響について検討を行った。

図-2 に分析対象とする橋脚を示す。関西地区の A 機関においては全 7984 基の中で ASR と判定された橋脚は 136 基存在し、外観劣化から判断した ASR 劣化の進行度によって 3 段階に分類を行っている。分類の定義を図-3 に示す。1 次分類は、梁上面・側面に幅 1.0mm 以上の連続ひび割れが存在することと定義している。2 次分類は幅 1.0mm 以上のひび割れが部分的に発生していること、3 次分類は幅 1.0mm 未満のひび割れで、補修後にひび割れの再発が起きているものである。1 次分類橋脚 22 基のうち、鋼板補強等により補強が完了している 4 基を除く 18 基（PC 梁橋脚 12 基、RC 橋脚 6 基）では鉄筋状況調査が行われており、その結果橋脚 5 基で鉄筋破断が確認されている。本検討では、まず 1 次分類橋脚 22 基で破断橋脚と未破断橋脚の劣化状況を比較することとした。

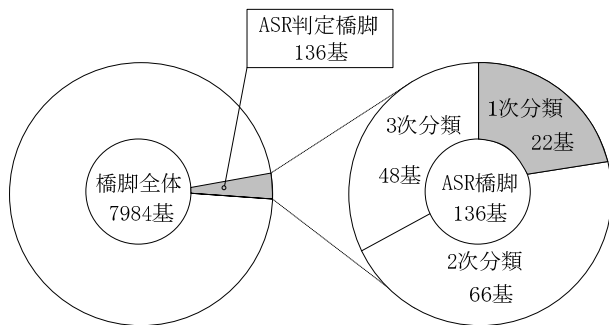
次に、破断橋脚内の破断鉄筋調査範囲と未破断鉄筋調査範囲でひび割れ状況の比較を行うための橋脚を選定した。本比較は外観劣化の経年変化に着目した分析を行うため、破断橋脚 5 基のうち、ひび割れの経時変化が明らかである橋脚 3 基（橋脚 A、B、C）を分析対象とした。表-1 に対象橋脚の構造形式、損傷箇所を示す。連続的に鉄筋破断が生じた場合、1 本のみ破断が生じた橋脚よりも外観劣化に特徴が生じやすいと考えられることから、配置が近い位置で複数のスターラップが鉄筋破断を生じた橋脚を type1、1 本のみ鉄筋破断が生じた橋脚を type2 として type ごとに比較を行った。

2.2 破断橋脚と未破断橋脚の比較

図-4 に 1 次分類橋脚 22 基のうち、早期に補強された 1 基を除く 21 基について累積ひび割れ密度の経年変化を示す。

ひび割れ密度は、対象面を梁側面・下面としており PC 橋脚で幅 0.2mm 以上、RC 橋脚で幅 0.3mm 以上のひび割れを用いて算出している。図より、鉄筋破断橋脚（図中 A、B、C）のひび割れ密度の平均値 $2.04\text{m}^2/\text{m}^2$ に対してその他の 18 基の平均値は $2.37\text{m}^2/\text{m}^2$ と明確な差は確認できず、破断を生じた橋脚と比べてひび割れ密度が大きい未破断橋脚が多数存在することから、累積ひび割れ密度と鉄筋破断に相関性は認められなかった。

また橋脚 A（type1）の累積ひび割れ密度 $1.25\text{m}^2/\text{m}^2$ に対して、橋脚 B、C（type2）の平均値は $2.38\text{m}^2/\text{m}^2$ とひび割れの発生状況と鉄筋破断状況が逆転していることから、type 別に分析を行った結果でも相関を確認できなかった。



(a) ASR判定橋脚数 (b) ASR判定橋脚内での劣化分類

図-2 分析対象橋脚の劣化程度

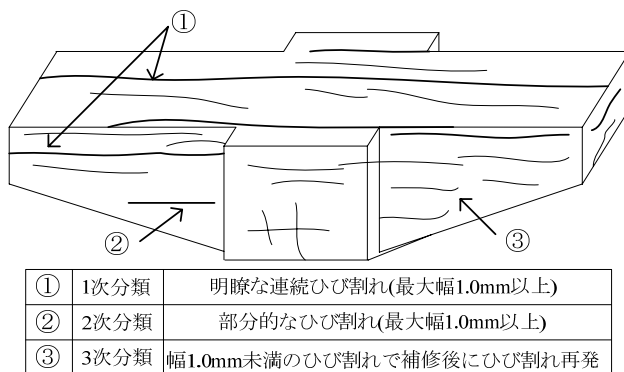


図-3 ASR 橋脚の分類基準

表-1 鉄筋破断橋脚の分析対象

分類	橋脚	構造形式	損傷箇所
type1 (複数破断)	A	PCT型梁	柱上梁天端 スターラップ
type2 (1本のみ破断)	B	PCT型梁	柱上梁天端 梁端部上側 スターラップ
	C	RCT型梁	梁側面上側・中央部・梁下面 スターラップ

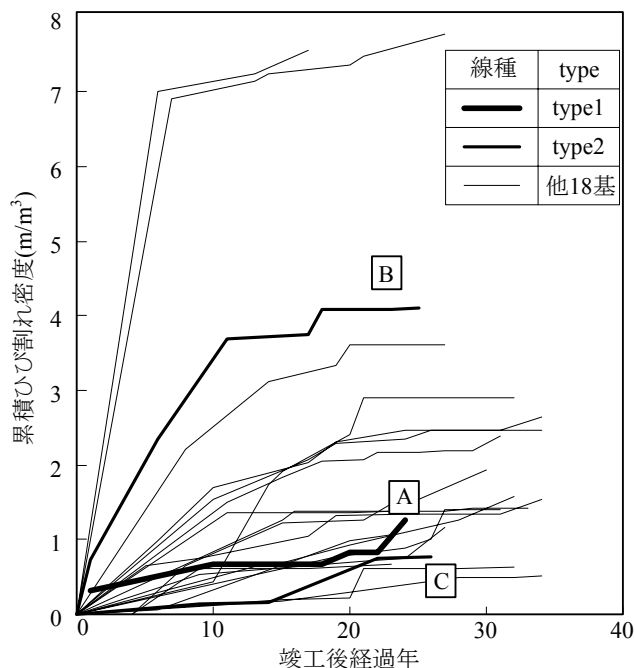


図-4 累積ひび割れ密度経年変化(1次分類22基)

2.3 橋脚内の破断鉄筋調査範囲と未破断鉄筋調査範囲の比較

(1) 分析箇所の選定手法

破断橋脚と未破断橋脚のひび割れについて、橋脚全体のひび割れ損傷を用いて比較した分析では、鉄筋破断の有無に関わらず橋脚全体にひび割れが発生し、破断橋脚でひび割れの進展が顕著になるといった明瞭な傾向を確認することが出来なかった。そこで、破断を生じた橋脚内で破断鉄筋調査範囲と未破断鉄筋調査範囲の分析範囲を設定し、範囲内におけるひび割れの分析を行った。分析を行う範囲の定義を図-5に示す。破断鉄筋調査範囲は、破断鉄筋位置を挟む2側面（上面、側面）のひび割れについて、1/2の長さまでを分析の範囲とした。軸方向の範囲は軸直角方向の対象長さ（ $a/2$ 、 $b/2$ ）を比較した際に長い方を採用している。また未破断鉄筋調査範囲も、破断鉄筋調査範囲と同じ配筋状況や軸直角方向長さ（ $a/2$ 、 $b/2$ ）とし、破断鉄筋調査範囲に隣接する位置で範囲設定を行った。

(2) 代表橋脚による経年変化の分析

type1に分類した橋脚Aの破断鉄筋調査範囲と未破断鉄筋調査範囲でひび割れの経年変化を比較した結果を図-6に示す。橋脚Aでは、竣工後25年時における調査で鉄筋破断が確認されており、破断時期の詳細については不明確であるが、本検討では鉄筋破断が生じ、拘束力が低下することで生じる特徴的な劣化の有無に着目しており、ひび割れ密度、最大ひび割れ幅の算出は、竣工後10年時は補修前のひび割れ図面、竣工後25年時は表面保護工をケレンした状態のひび割れ図面を用いている。そのため、ひび割れ密度は注入済みのひび割れも考慮することで経年変化を示し、幅は最大幅のひび割れに着目し、注入済みのひび割れが劣化進展により開口したものとして累積している。

ひび割れ密度の変化は、破断鉄筋調査範囲では竣工後10年までにひび割れ密度が $1.0\text{m}^2/\text{m}^2$ の進展が生じており、竣工後10年から25年までは $0.4\text{m}^2/\text{m}^2$ の進展、未破断鉄筋調査範囲では竣工後10年までは鉄筋破断調査範囲と同程度のひび割れの進展を生じているが、その後竣工後25年時まではほとんど進展が見られない結果となった。また最大ひび割れ幅は、竣工後10年時ですでに破断箇所近傍が幅 9.0mm となっている。竣工後25年時に確認されたひび割れ幅を累積すると、破断箇所調査範囲で 12mm 、未破断鉄筋調査範囲で 2.0mm と破断鉄筋調査範囲でのひび割れ幅の拡大が顕著であった。

以上の結果から、ひび割れ密度、最大ひび割れ幅ともに破断鉄筋近傍で劣化の進展が顕著であることから、対象とした橋脚3基で分析して傾向の確認を行った。

(3) ひび割れ密度による分析

分析対象とした3基で鉄筋破断調査時に作成された詳細なひび割れ損傷図面を用いて、ひび割れ密度の分析を行った結果を図-7に示す。ここでは傾向を得やすくす

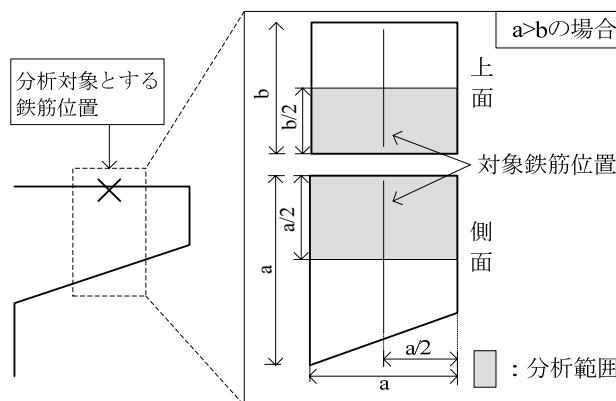


図-5 ひび割れ分析手法

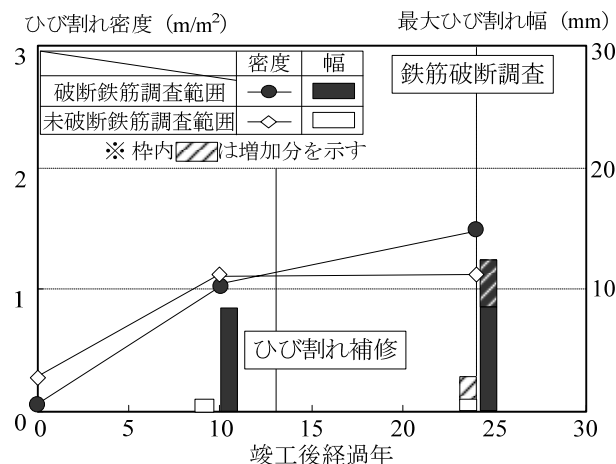


図-6 橋脚Aにおけるひび割れ経年変化

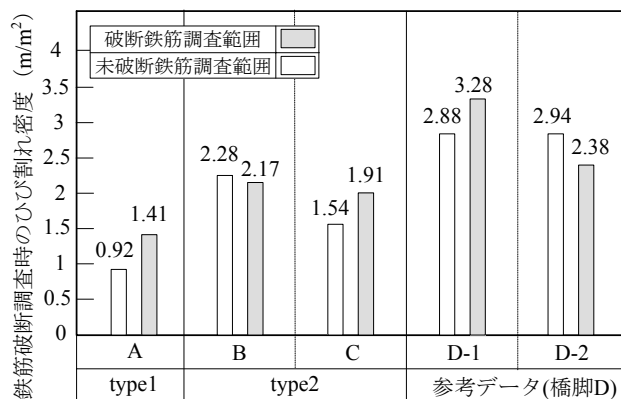


図-7 分析対象橋梁のひび割れ密度比較

るために、北陸地区でスターラップ曲げ加工部で破断が確認されたRC橋脚（橋脚D）をtype1として分析対象に追加した。この橋脚は、全体のひび割れ密度は $3.35\text{m}^2/\text{m}^2$ と、今回の分析対象橋脚の中でも比較的損傷が大きく、スターラップ曲げ加工部131箇所を調査した結果、31箇所破断が確認されている。その中で、隣接するスターラップ曲げ加工部が連続して6本以上破断している2箇所を分析範囲とした。図より、破断鉄筋調査範囲と未破断鉄筋調査範囲でひび割れ密度を比較すると、橋脚A、C、D-1は破断鉄筋調査範囲のひび割れ密度が未破断鉄筋調査範囲より大きくなっており、橋脚B、D-2では未破断鉄

筋調査範囲でひび割れ密度が大きくなっている。このように、橋脚ごとにひび割れ密度の大小は異なっているが破断鉄筋調査範囲と未破断鉄筋調査範囲ではひび割れ密度に大きな値の差は生じない結果となった。

(4) ひび割れ幅による分析

ひび割れ密度で破断鉄筋調査範囲と未破断鉄筋調査範囲で差が生じなかったため、分析範囲内の最大幅を持つひび割れとその延長を用いて鉄筋損傷によるひび割れ発生を検討を行った。

図-8に分析結果を示す。最大幅を有するひび割れの延長を比較した場合、破断鉄筋調査範囲におけるひび割れ延長の平均値が2.97m、未破断鉄筋調査範囲の平均値は2.79mとほぼ同じ値となっており、鉄筋破断を生じることでひび割れ延長に差が生じるという結果は得られなかった。また、最大ひび割れ幅を比較した場合、極端に幅の大きい橋脚A、Bの破断鉄筋調査範囲を除くと破断鉄筋調査範囲、未破断鉄筋調査範囲ともに幅1.0mm～3.0mm以内に収まっており鉄筋破断を生じることでひび割れ幅が大きくなる傾向は確認できなかった。

次いで、特に大きいひび割れ幅が確認された橋脚A、Bの破断鉄筋調査範囲内の最大ひび割れについて、図-9に発生箇所を示す。幅の広いひび割れ、鉄筋破断の発生箇所は橋脚A、Bのどちらも橋脚天端の断面変化部であり、配筋状況は断面変化部で鉄筋比に大きな差が生じている。断面変化部は拘束の弱い箇所であり、元々ひび割れが発生しやすい位置であるため、鉄筋破断によるひび割れであると関連付けるのは難しく、今後検討が必要と思われる。

3. 実験概要

3.1 供試体諸元

(1) 供試体形状および使用材料

実験に使用した供試体の形状を図-10に示す。本実験では、鉄筋がコンクリートにより拘束されている状態で、ASRによって内部に発生した膨張圧が鉄筋に与える影響および外観に生じる劣化現象に着目し、検討を行った。そのため、膨張コンクリートを普通コンクリートの中央部に打設できるように中空形状を適用した。普通コンクリートは表-2に示すように実際に鉄筋破断が生じていた単柱式橋脚RC梁の設計基準強度である27N/mm²を用いている。膨張コンクリートの配合は、既往の研究³⁾と同条件のW/C=40%、単位膨張材量200kg/m³とした。帯鉄筋については、入手した旧節形状D16鉄筋の長さが2m前後であったため図に示すように両端にフックを設けたL型形状の鉄筋とし、1つの断面につき旧節形状鉄筋D16、現行節鉄筋D16を組み合わせて使用することとした。曲げ加工半径は、既往の検討³⁾で大きな初期損傷が確認されている曲げ加工半径1.00dを採用した。また、鉄筋の曲げ加工部には経年変化の影響から、ひずみ時効が発生す

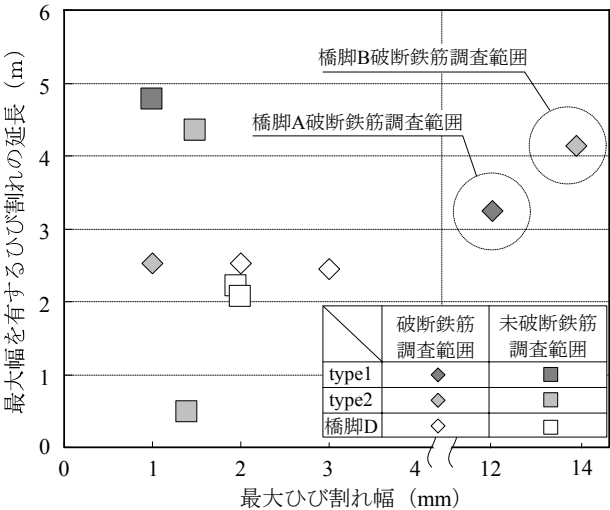


図-8 分析対象橋梁におけるひび割れ幅比較

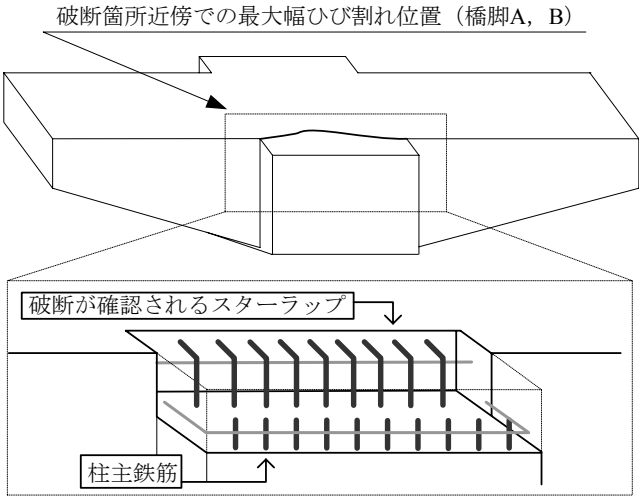


図-9 鉄筋破断位置とひび割れ発生位置の関係

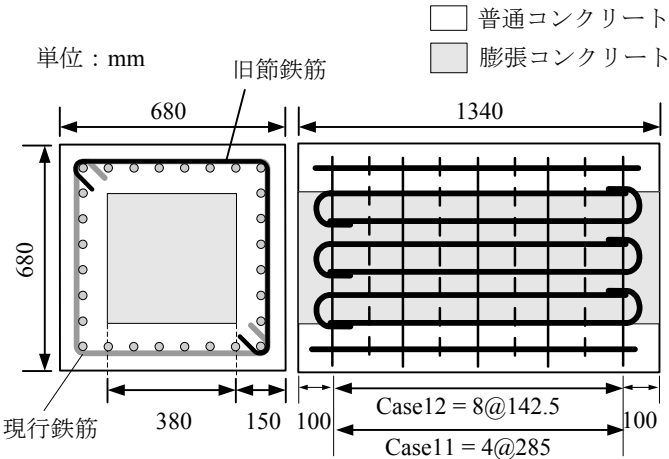


図-10 供試体形状

表-2 普通コンクリート配合

Gmax (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤 (kg/m ³)
			W	C	S	G	
20	46	43	175	381	718	1018	1.142

るため、加工後の鉄筋を120℃で10時間加熱処理し、ひずみ時効の再現を行った。供試体の普通コンクリート部分は中空形状で打設したのち、3週間養生をおこなった。その後実験開始時の圧縮強度が32N/mm²（呼び強度27N/mm²）であることを圧縮強度試験で確認し、膨張コンクリートを打設した。なお、本検討では鉄筋比をパラメータとして設定しており、図-11に示すように帯鉄筋を285mm間隔で5本配置し、帯鉄筋比が0.22%の供試体をcase11、鉄筋間隔を半分の142.5mmとして帯鉄筋を9本配置し、帯鉄筋比が0.39%の供試体をcase2とした。

3.2 各測定項目

(1) ひび割れ測定

ひび割れ測定は図-12の供試体側面図に示すように、実構造物で実際に鉄筋破断が確認されている旧節形状鉄筋側の2面を対象としてひび割れ損傷図をスケッチした。ひび割れ幅は供試体側面に100mm間隔で主鉄筋軸方向に測線を引き、ひび割れが測線と交差する位置で測定を行った。なお、ひび割れは実構造物での調査で用いられている0.2mm以上を対象としている。また、供試体の膨張量の指標として、ひび割れ幅の合計を供試体の測線長680mmで除すことで測線ひずみを算出しており、算出については式(1)を用いている。

$$(\text{測線ひずみ}) = \frac{(\text{ひび割れ幅合計})}{(\text{測線長})} \quad (1)$$

測定はひび割れ発生確認後より開始し、測定開始より8時間経過までは1時間ピッチ、以降は2～4時間ピッチとした。

(2) 変形量測定

図-12の供試体上面図に示すように、上端面に100mm間隔で設けている標点間の直線距離をノギス（0.05mm目量）で計測することで、供試体の変形状態の測定を行った。

なお、膨張変形による標点移動後の斜め距離、角度進展量の算出は供試体上端面を1000万画素のデジタルカメラで撮影した画像を用いている。撮影は供試体横に組んだ足場の上に供試体上面を撮影できるようにカメラを備え付け、実験終了まで固定状態で行った。画像測定は膨張コンクリート打設後より1時間間隔で行い、標点間距離の測定はひび割れ発生時より1時間間隔で行った。

(3) 鉄筋ひずみ測定方法

図-13にひずみゲージの貼付け位置を示す。帯鉄筋のひずみ測定は鉄筋の変形を考慮するため、曲げ加工の中心に位置する箇所（内側（A）、外側（B））、また変形が曲げ加工の中心に集中することを確認するために近傍（C：曲げ加工寸法Rの1/2）にひずみゲージを貼付けた。

また、直線部での変形状態、ひずみ発生時期を確認するために直線部（D）にもひずみゲージを貼付けた。た

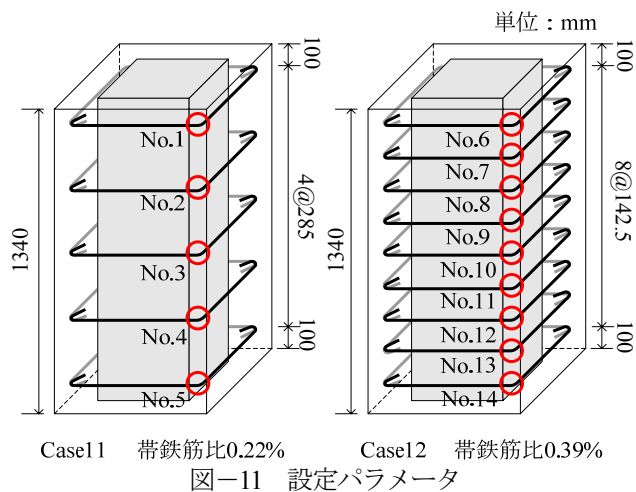


図-11 設定パラメータ

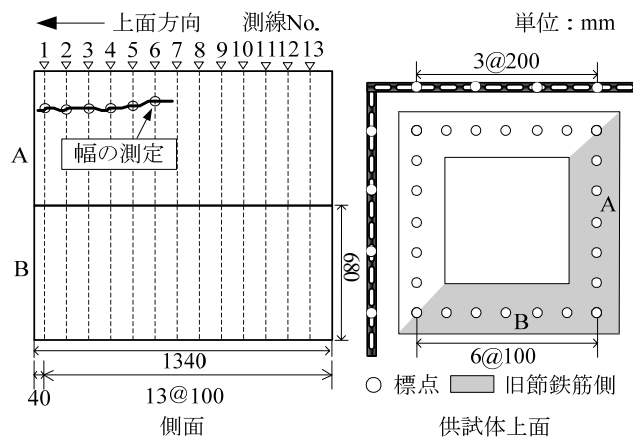


図-12 外観損傷測定箇所

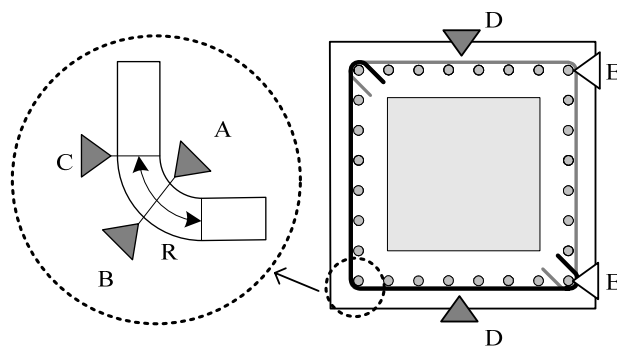


図-13 鉄筋ひずみ測定位置

だし、亀裂の進展評価を行う旧節鉄筋側の曲げ加工部にはひずみゲージは貼付けていない。主鉄筋ひずみについては曲げ加工部は着目していない為、全体系のひずみを代表して隅角部に位置する2本の主鉄筋（E）に2箇所、主鉄筋高さ中央位置にひずみゲージを貼付けた。打設直前にイニシャル値を計測し、計測間隔は打設直後より5分間隔で行った。

4. 実験結果

4.1 供試体損傷の経時変化

(1) ひび割れ性状、測線ひずみ

本実験では、帯鉄筋として旧節形状鉄筋を使用している2側面をひび割れ測定の対象面としており、図-14に

経時変化に伴うcase11およびcase12の測線ひずみとひび割れ密度の平均値を示す。測線ひずみは主鉄筋軸直角方向に引いた測線（計13測線）を用いて、各測線と交差するひび割れ幅を合計し測線長で除した値を示している。ひび割れ密度についてはひび割れの総延長を算出し、対象とする側面で除した値である。

case11, case12ともに打設後5時間より膨張を開始し、時間経過とともに測線ひずみ、ひび割れ密度の増加傾向が確認され、打設後30時間で増加傾向が収束している。膨張が収束した最終段階で、case11は測線ひずみ6496 μ 、ひび割れ密度5.58m/m²、case12は測線ひずみ2000 μ 、ひび割れ密度3.8m/m²となり、帯鉄筋比を倍にしたcase12で測線ひずみ、ひび割れ密度ともにcase11よりも小さくなる結果となった。

ここで、打設後9時間まではcase11とcase12でひび割れ密度、測線ひずみの進展傾向に大きな差が生じていない点に着目をして、膨張開始時点、打設後9時間、膨張収束時点のひび割れ損傷についてcase11とcase12で比較を行うこととした。

図-15にcase11とcase12で計測したひび割れ損傷図を示す。ひび割れの測定を行った2側面のうち、ひび割れの発生が多い面を用いて経時的なひび割れ損傷状況および幅の測定結果を示している。どちらの供試体も、主鉄筋比が非常に高い供試体となっているためにひび割れは主鉄筋方向に発生しており、ひび割れの発生傾向に着目すると、まず打設後6時間で中央部にひび割れが発生した。次いで、打設後9時間から端部付近でひび割れが発生し、ひび割れ発生状況に変化が生じた。その後、膨張が収束するまで特に端部付近のひび割れ幅が拡大する傾向が得られた。

本実験供試体では帯鉄筋比をcase11で0.22%、case12で0.39%としており、帯鉄筋比の影響を比較すると、ひび割れの発生順序に差は生じず、ひび割れの発生傾向は同様であった。また、ひび割れ幅については最終段階においてcase11で中央部の最大ひび割れ幅0.8mm、端部では4.0mmとなっており、case12では中央部で0.5mm、端部で2.5mmとなっており、帯鉄筋比の小さいcase11でひび割れ幅やひび割れ密度が大きくなる結果となった。

(2) 鉄筋ひずみ

図-16に鉄筋ひずみの経時変化についてcase11を例として示す。直線部 (D, E) のひずみを見ると本実験供試体が帯鉄筋に対し主鉄筋が多く配置されていることで、帯鉄筋の直線部 (D) のひずみが1800 μ と大きく進展しているのに対して、主鉄筋方向のひずみ (E) は膨張が終了するまでほとんど進展していない。また、初期に進展を見せている帯鉄筋の直線部 (D) ひずみは打設後約10時間で収束する傾向が確認された。曲げ加工部 (A, B, C) のひずみは、膨張初期に降伏ひずみとした1800 μ を超えており、膨張の進展とともに値が増加して計測不可となった。このように、膨張による変形が曲げ加工部に

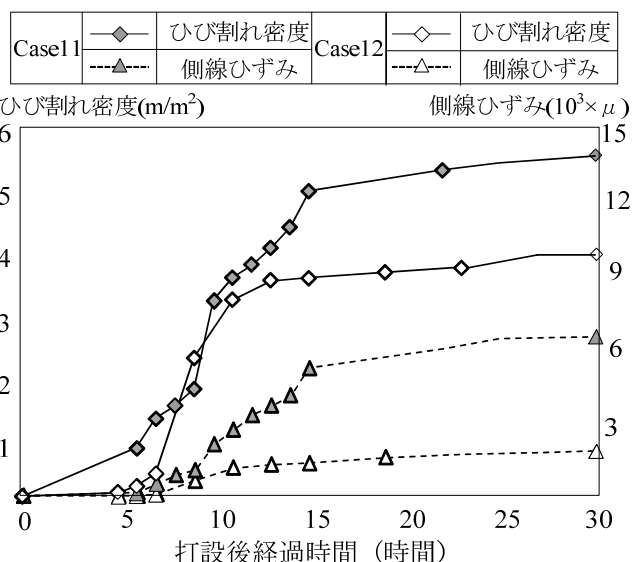


図-14 供試体損傷の経時変化

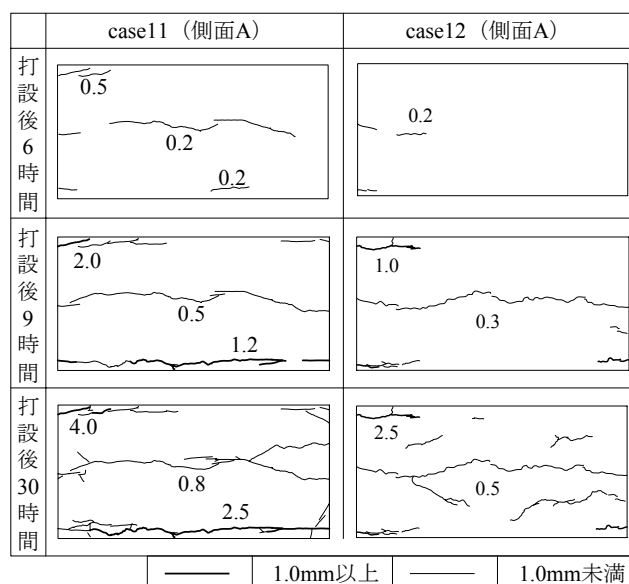


図-15 ひび割れ損傷図

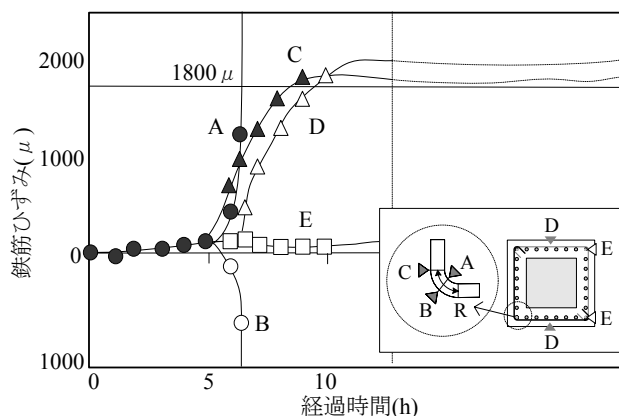


図-16 鉄筋ひずみ (case11)

集中する傾向は膨張コンクリートによる膨張とASRによる膨張で同様であると評価している既往の検討³⁾と、本実験供試体が同様の傾向を示していることから、本実験供試体でASR劣化が帯鉄筋に与える影響を十分再現できていると判断できる。

4.2 変形量検討

(1) 隅角部角度進展量

供試体上面に配置した標点の中で、隅角部に位置する標点と隅角部から100mmの距離に位置する2標点からなる3辺の長さから余弦定理を用いて角度を算出し、経時的な角度の変化（角度進展量）を分析した。帯鉄筋の曲げ加工部に位置する供試体上面2箇所を対象として行っており、結果を図-17に示す。膨張コンクリート打設前の隅角部の角度を初期値（0）とすると、膨張が収束した打設後30時間では現行側が2.1°、旧節側が1.8°とどちらも2°程度角度の進展が確認され、膨張により隅角部が曲げ戻される変形が生じていることを確認した。

ここで、図-18に示す供試体上面でのひび割れ発生と関連付けると、打設後9時間までは中央部のひび割れが進展する状態にあり、角度も経時的に進展しているが、打設後9時間を境にひび割れが隅角部付近でのみ進展している。角度についても打設後9時間以降は進展が収束しており、膨張に伴う変形特性が変化していることが認められた。そこで、隅角部の角度が進展している打設後9時間までの変形性状に着目し、変形量の検討を行った。

(2) 隅角部に着目した変形特性

ここで、ASR劣化を再現可能と判断した打設後9時間時点での変形を詳細に検討するため、図-19の模式図に示すように供試体が一様に膨張する場合の一樣変形と全体的に丸く膨らむ円弧変形に分割し検討を行う。手法として距離が延びる一樣変形と角度が広がる円弧変形を、供試体上面に配置した標点を用いて300mmの距離で作られる三角形（図-19中ABC）の斜辺長さを基準として検討した。斜辺長さ（mm）を膨張前の長さで除した値を斜辺変化量（%）として算出している。

図-19に例としてcase12の値を示す。まず一樣変形量は、側面方向の膨張を示す測線ひずみを平均することで、簡易的に一樣の変形量を求めた。case12では膨張前からの変化量は0.14%であった。円弧変形は図中のAとCを結ぶ斜辺距離の進展量1.18%から一樣変形分である0.14%を差し引くことで、全体変形に対する円弧変形の割合を求め、case12では1.04%となり円弧変形が大きいことを確認した。図-20にcase11,12の一樣変形量、円弧変形量の算出結果を示す。case11でもcase12と同様に一樣変形が0.32%、円弧変形が1.58%と円弧状変形が卓越する結果となった。ここで、変形量自体を比較するとcase11とcase12で帯鉄筋比等により値に差が生じていることから、全体の変形量を100%とした場合における一樣変形と円弧変形の分担割合を変形分担率（%）として比較を行った。

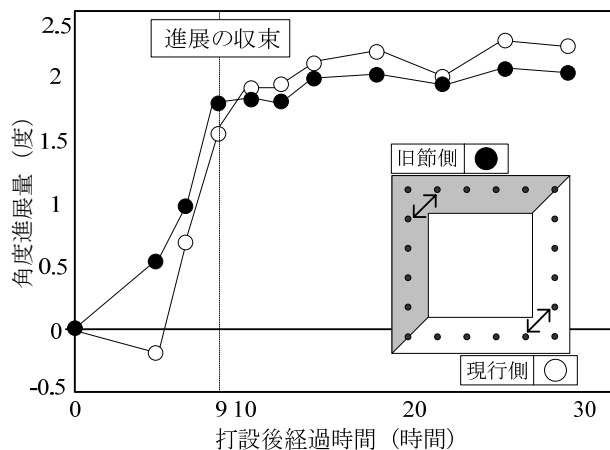


図-17 隅角部での角度進展量(Case12)

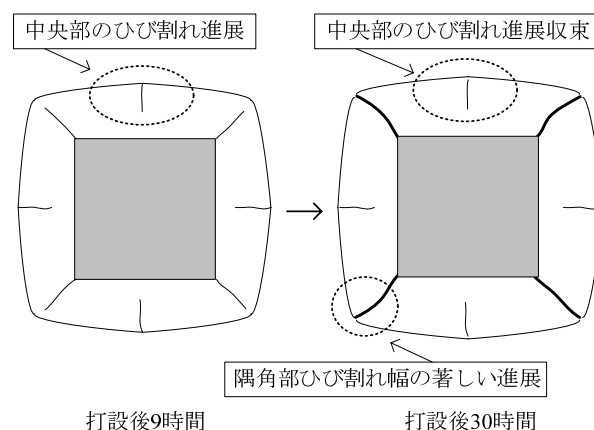


図-18 供試体上面におけるひび割れ

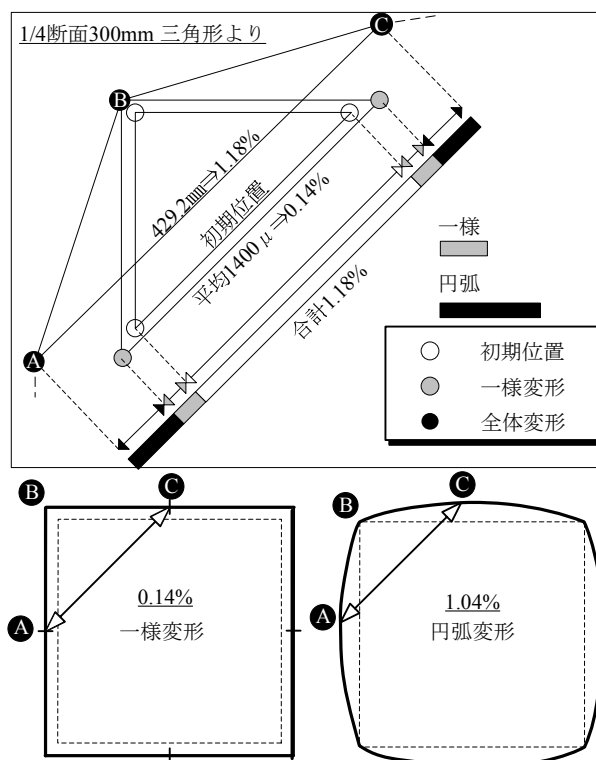


図-19 隅角部の変形特性

その結果、円弧変形の割合はcase11で83.2%、case12では88.1%となり、ほぼ同じ値を示すことから断面における変形は円弧状変形が卓越していることを確認した。

4.3 本実験供試体における外観劣化進展過程

本実験供試体のひび割れおよび変形の経時変化の計測結果から、供試体におけるひび割れの進展過程を図-21に示す。

打設後9時間までは、ひび割れは中央部、端部の順で発生し、全体的にひび割れが進展する傾向であった。また、変形については一様変形と円弧変形が混在しており、円弧変形が一様変形より卓越することが認められた。打設後9時間以降では、ひび割れは端部で新規のひび割れ発生やひび割れ幅の拡大が顕著であった。また、変形は打設後9時間までとは異なり、一様変形が卓越する状態であった。

それに伴い、隅角部の幅の広いひび割れ発生箇所に膨張が集中し、鉄筋を介して面間がずれる現象が生じた。前述した実構造物の分析結果では、ひび割れは橋脚全体に発生する傾向にあり、また端部では供試体で確認されずれが生じていない。このことから、本実験供試体の結果と実構造物のひび割れや変形を比較検討する際、打設後9時間までの実験結果を用いることとした。

4.4 亀裂進展状況

図-22に鉄筋亀裂進展結果を示す。本実験では、膨張収束後の供試体からはりだした鉄筋曲げ加工部を縦断面方向で1/2にカットし、顕微鏡を用いて断面観察を行っている。観察された亀裂は、曲げ加工時点で生じる亀裂（初期亀裂）と膨張の影響を受けて進展した亀裂（進展後亀裂）に分けて評価した。初期亀裂の平均値や最大値は、供試体とは別途作成した鉄筋曲げ加工部の試料を使用した材料試験で亀裂進展量（亀裂深さ/鉄筋径）を確認した試験結果を使用した。本検討では、試験後に供試体からはりだした鉄筋曲げ加工部で観察を行った亀裂について、初期亀裂平均値1.13%以下を進展が生じていない亀裂（初期亀裂）、平均値と最大初期亀裂2.04%の間を膨張により進展した可能性のある亀裂（進展後亀裂濃厚）、最大初期亀裂2.04%を越える値を膨張により進展した亀裂（進展後亀裂）とした。なお、鉄筋亀裂は亀裂深さを鉄筋径で除し、亀裂進展量（%）として算出した。図より初期亀裂平均の1.13%、最大値2.04%を上回る亀裂がcase11、case12ともに生じており、鉄筋損傷が十分進展する膨張を生じたことが確認された。また、最大亀裂はcase12の鉄筋No.8において生じた7.42%であった。case11、case12では鉄筋No.8を除くと亀裂の発生状況や進展量にほとんど差はなく、帯鉄筋比、帯鉄筋本数をパラメータとした試験体間の有意差は確認できなかった。

図-23に顕著な進展がみられた鉄筋No.8の亀裂状況を示す。7.42%進展した亀裂は、図中に示すように曲げ

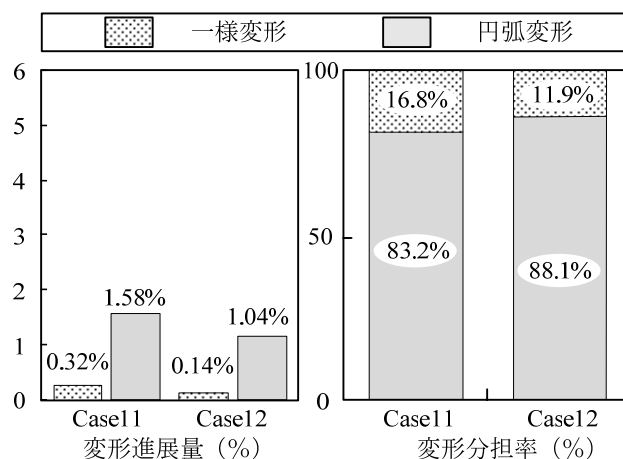


図-20 各膨張変形量、変形率

主変形は円弧変形	打設後9時間まで	ひび割れ状況	特徴
			・中央部→端部の順で全体にひび割れ発生 ・円弧変形が卓越した状態
主変形は一様変形	打設後9時間以降	ひび割れ状況	特徴
			・端部で著しいひび割れ幅の進展 ・一様変形が卓越した状態

図-21 本実験供試体のひび割れ進展過程

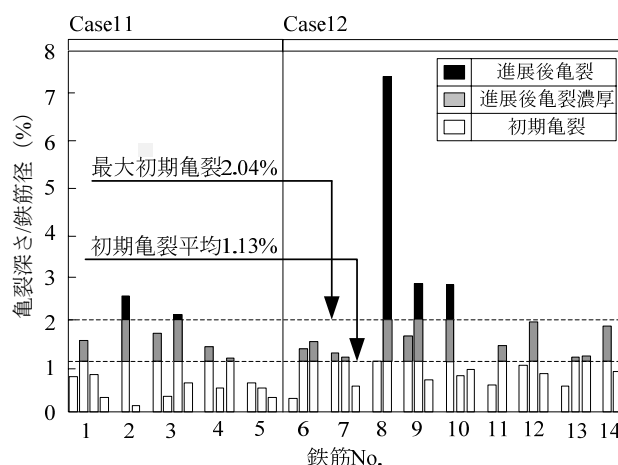


図-22 鉄筋亀裂進展状況

加工部の中心に最も近い位置で発生しており、主として進展する亀裂が、節が埋め込まれた位置に生じる亀裂ではなかった。曲げ加工の中央部で最大の進展後亀裂が確認されたことから、帯鉄筋が曲げ戻される挙動により亀裂の進展が生じたことが考えられ、鉄筋損傷と変形挙動は密接に関係すると考えられる。

5. 実構造物との外観劣化比較

5.1 比較内容と目的

供試体実験で、全体的にひび割れが発生して断面は丸く変形することを確認した。また、帯鉄筋曲げ加工部の鉄筋損傷と円弧変形による曲げ戻しに密接な関係があることが確認された。以上の供試体実験の結果を実構造物のひび割れと変形を用いて比較検討した。

ひび割れについては、本実験供試体のひび割れ損傷の進展過程を実構造物と比較するため、後述する図-24に示すように調査時期が異なる詳細なひび割れ図面を有する橋脚 A を比較対象とした。さらに、実構造物と同じ暴露環境下で長期計測実験が行われている他機関の供試体（以降、反応性骨材供試体）のひび割れ（材齢 9 ヶ月、材齢 33 ヶ月）も追加した。反応性骨材供試体は、後述する図-26に示すように本実験供試体と断面寸法が $600 \times 600\text{mm}$ と同等であり、ASR 劣化状態下にある PC 梁のせん断耐力について検討している。今回比較に用いた供試体は自然環境下での屋外暴露 33 ヶ月の時点でひび割れ密度 $6.6\text{m}^2/\text{m}^3$ 、軸直角方向のコンクリートひずみ平均 7000μ と著しい劣化を生じている。比較内容として、ひび割れ発生箇所を 2 分割（中央部、端部）し、ひび割れの分布状況を本実験供試体、橋脚 A、反応性骨材供試体で比較した。

変形については実構造物では断面変形を測定することが困難であるため、反応性骨材供試体と本実験供試体の隅角部の角度進展を比較することで、実構造物の変形状況を推定した。

5.2 ひび割れ発生状況比較

橋脚 A のひび割れ発生状況を図-24に示す。前述の図-8に示す検討で、橋脚全体にひび割れが発生する傾向が得られており、本実験供試体のひび割れ発生についても同様に全体的な発生傾向であった。そこで、ひび割れ計測面を端部と中央部に 2 分割し、ひび割れの進展傾向を比較した。図からわかるように、橋脚 A においてひび割れは竣工後 10 年時点で既に全体的に生じており、さらに 15 年経過した竣工後 25 年のひび割れと比較してもほとんど進展していないことが確認された。

中央部、端部別にひび割れの分布を比較した結果を図-25に示す。ここで、反応性骨材を使用した $600 \times 600\text{mm}$ 断面の供試体におけるひび割れについても後述する図-26に示すように 2 分割して比較対象に追加している。本実験供試体のひび割れ密度と比較して反応性骨材供試体のひび割れ密度は大きい、本実験供試体においても幅 1.0mm を超えるひび割れの発生は確認されており、十分劣化が進んだ実構造物の劣化状況を再現できているため、比較が可能であると判断した。また、本実験供試体はプレストレスによる内部応力状態を実験の制約から参考文献⁵⁾と同様に高鉄筋比の RC 供試体にて再現

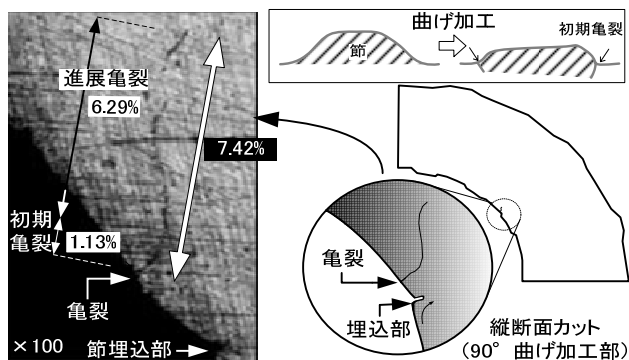


図-23 最大亀裂 鉄筋 No.8(Case12)

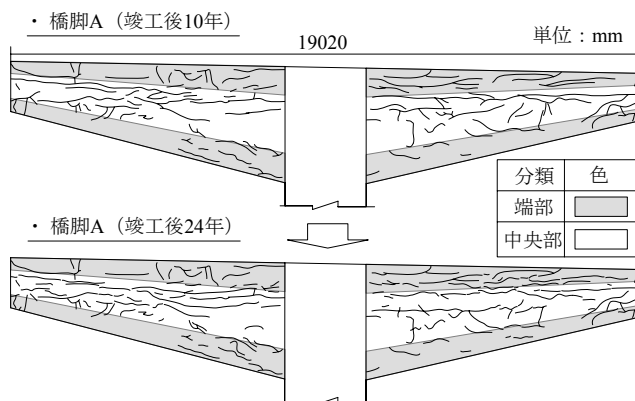


図-24 橋脚 A のひび割れ発生状況

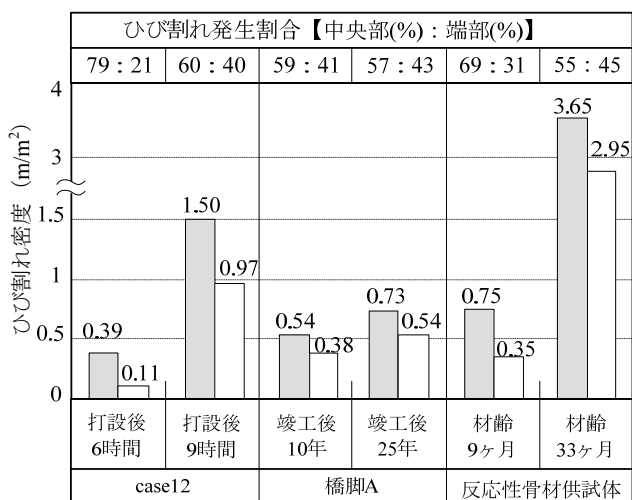


図-25 中央部：端部別ひび割れ密度の比較

しており、比較可能と判断している。

図から、本実験供試体、橋脚 A、反応性骨材供試体の全ての結果で中央部の方が端部に比べてひび割れの発生が多いことが確認された。本実験供試体（打設後 9 時間）のひび割れが中央部 $1.50\text{m}^2/\text{m}^3$ 、端部 $0.97\text{m}^2/\text{m}^3$ と、橋脚 A（竣工後 25 年）の中央部 $0.73\text{m}^2/\text{m}^3$ 、端部 $0.54\text{m}^2/\text{m}^3$ を超える値を示し、ひび割れの発生割合も同様であった。また、反応性骨材供試体を見ると材齢 9 ヶ月時点でひび割れの発生割合が中央部：端部で 69：31 から材齢 33 ヶ月では 55：45 と変化しており、実構造物でもひび割れが中央部に発生し、端部にひび割れ発生が移行していることが推測される。

5.3 断面変形状況比較

比較検討対象とした供試体形状を図-26に示す。供試体形状は本実験供試体の寸法に近い $600 \times 600 \text{mm}$ の正方形断面であり、長さ 4000mm の約 $1/3$ の地点を断面方向にカットし、表面に見えるひび割れの内部への進展および断面の変形状態を分析できる状態となっている。今回の分析ではこの反応性骨材供試体における断面変形を用いて、実構造物での ASR 膨張による変形挙動を評価することとした。

分析を行った結果を図-27に示す。まず、供試体表面から内部へと進展しているひび割れ状況は、鉄筋破断が生じていない箇所でも端部付近に幅 0.2mm を超えるひび割れが複数本発生することが確認された。また、本実験供試体同様に反応性骨材供試体の隅角部を用いて角度進展量を算出した結果では、屋外暴露による試験開始前の状態から供試体上面で 2.3° 、側面で 1.3° と全体で 3.6° 曲げ戻される変形を生じており、断面が丸く変形していることが確認された。

以上より、実構造物における全体にひび割れが発生する傾向は、断面が丸く変形するものに伴うひび割れであると考えられ、ひび割れ発生と鉄筋損傷の関係性は薄く、本実験供試体同様に円弧変形が生じて隅角部が曲げ戻される変形が鉄筋損傷と密接に関係することが確認された。

6. まとめ

実構造物のひび割れ損傷の分析結果と、ASR劣化を再現した大型膨張コンクリート供試体実験結果を用いて、鉄筋損傷とひび割れや断面変形の関係を検討した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 鉄筋破断を生じた実構造物を用いてひび割れの分析を行った結果、鉄筋損傷とひび割れの関係性は低く、実構造物では鉄筋損傷に関係なく橋脚全体にひび割れが生じることが確認された。
- 2) 膨張コンクリートを使用した供試体でASR劣化を再現した実験の結果、供試体断面で円弧変形し、隅角部で曲げ戻される方向に 2.0° 変形することが確認され、鉄筋の曲げ加工部で最大 7.42% の亀裂進展が生じたことから、密接に関係することが考えられる。
- 3) 大型反応性骨材供試体においても本実験供試体同様、劣化の進展に伴い隅角部で 3.6° 角度の進展が確認され、ひび割れは全体に分布して発生する傾向が得られた。この結果から、実構造物においても隅角部が曲げ戻される変形を生じることで鉄筋亀裂が進展すると推測される。

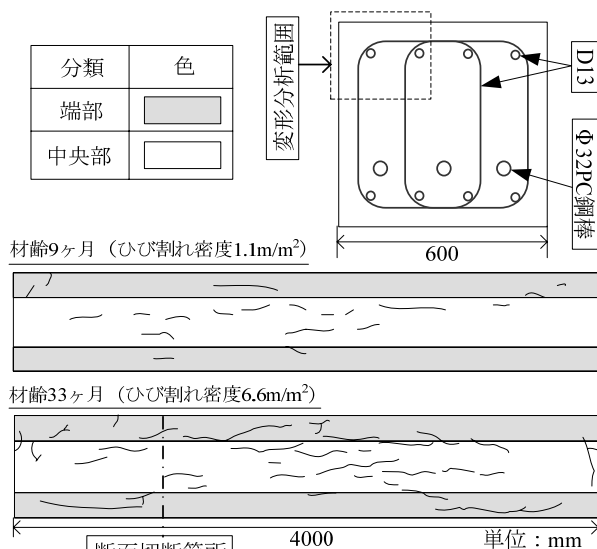


図-26 反応性骨材供試体概要

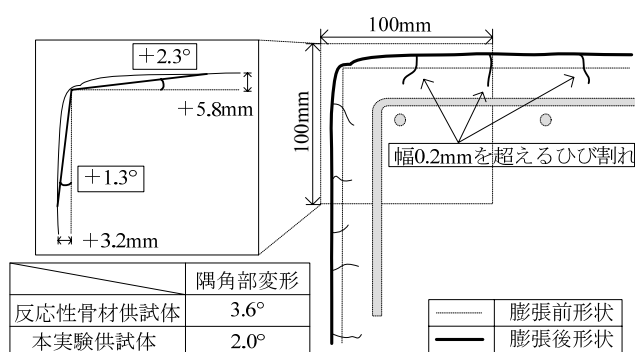


図-27 反応性骨材供試体における断面変形

参考文献

- 1) 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書—鉄筋破断と新たな対応—、コンクリートライブラリーNo.124, pp. I-2- I-77, 2005
- 2) ASR に対する対策検討委員会：道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領（案）、2003.3
- 3) 興梠展朗，幸左賢二，川島恭志，合田寛基：鉄筋の節形状とコンクリートの膨張が破断に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.719-724，2006.7
- 4) 幸左賢二，川島恭志，合田寛基，興梠展朗，五十嵐弘行：アルカリ骨材反応による鉄筋破断を模擬した供試体実験，構造工学論文集，Vol.53A，pp.968-979，2007.3
- 5) 武内康裕，幸左賢二，松本茂，橋場盛：炭素繊維を用いた梁のせん断補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1039-1044，2004.7

(2009年9月24日受付)