

## PC 梁の ASR 劣化を模擬した大型供試体実験

九州工業大学院工学部 正会員 ○ 稲垣 裕之  
 九州工業大学工学部 正会員 Ph. D. 幸左 賢二  
 住友大阪セメント株式会社 草野 昌夫  
 九州工業大学工学部 正会員 合田 寛基

### Abstract

An actual structure damaged by the fracturing of reinforcing bars due to ASR (Alkali Silica Reaction) was analyzed. From the analysis, it was inferred that large deformation had been caused around the position of fractured reinforcing bars. To investigate the relationship between the damage of reinforcing bars vs. their cracking and deformation, we conducted an experiment using 1/4 scale specimens of a given bridge by imitating the ASR expansion pressure with the use of expansive concrete. As a result, it was found that the deformation at the corner area was predominantly caused by circular arc expansion rather than uniform expansion.

Key words : Alkali silica reaction , Breaking of reinforcing bars , Expansion pressure

### 1. はじめに

現在、アルカリ骨材反応（以下、ASR と表記）が著しく進行した構造物において、鉄筋の曲げ加工部で亀裂・破断が生じた事例が数多く確認されている<sup>1)</sup>。実構造物では、隅角部で幅 2.0mm 以上のひび割れが発生している箇所は、鉄筋破断の可能性があるとされているが、実損傷から経験的に得られた指標であり、鉄筋損傷とひび割れの関係性について十分な検討は行われていない。

そこで、本研究では図-1 に示すように、鉄筋破断が生じた実構造物の鉄筋損傷位置やひび割れ発生状況の調査から、鉄筋損傷位置付近に幅の広いひび割れが発生していると確認された PC 梁橋脚をモデルとして供試体を作製し実験を行った。実験では隅角部の膨張に伴うひび割れや変形に着目し、ASR 膨張による変形・ひび割れと鉄筋損傷の関係性について検討した。

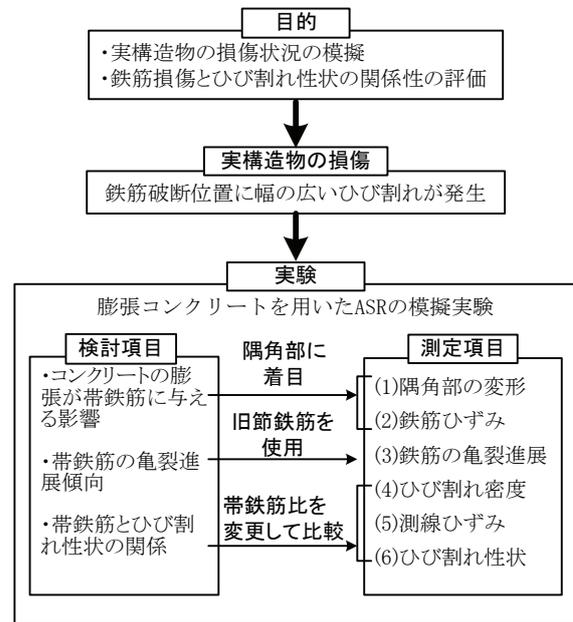


図-1 研究フロー

### 2. 実構造物の損傷状況

#### 2.1 対象橋脚の選定と損傷状況

関西地区の A 管理者において ASR と判定された橋脚は 7984 基中 136 基存在し、特に外観劣化の著しい橋脚 21 基の中の 18 基 (PC 梁橋脚 12 基, RC 橋脚 6 基) で鉄筋状況調査が行われた結果、橋脚 5 基で鉄筋破断が確認された。そこで、鉄筋破断と外観損傷の関係性を見るため構造種別、鉄筋損傷の有無で分類を行った橋脚 18 基の累積ひび割れ密度の経年変化を図-2 に示す。累積ひび割れ密度は、ひび割れ総延長を対象面積

で除した値を経年的に合計して算出を行っている。対象とするひび割れは PC 梁橋脚では幅 0.2mm 以上, RC 橋脚では幅 0.3mm 以上とし, 対象面は天端と梁側面 (2面) の 3 面とした。また, 既往の研究<sup>2)</sup>ではひび割れ密度  $2.0\text{m}^2/\text{m}^2$  を超えるとコンクリートの圧縮強度などの物性値が明らかに低下する傾向が確認されている。そこで, ひび割れ密度が  $2.0\text{m}^2/\text{m}^2$  未満を劣化度 3, 物性値の低下が起こるひび割れ密度が  $2.0\text{m}^2/\text{m}^2 \sim 5.0\text{m}^2/\text{m}^2$  の範囲を劣化度 2, 特に劣化が著しい状態であるひび割れ密度  $5.0\text{m}^2/\text{m}^2$  以上を劣化度 1 とした。

鉄筋破断が確認された橋脚 5 基の構造種別は PC が 2 基 (Type I), RC が 3 基 (Type III) であり鉄筋破断が生じた橋脚に構造種別の差異は見られなかった。また, 鉄筋破断橋脚 (Type I, III) は 5 基中 3 基が累積ひび割れ密度  $2.0\text{m}^2/\text{m}^2$  未満で劣化度 3 に位置することから, 鉄筋破断と橋脚全体での損傷との相関性が低いと考えられる。そこで, 鉄筋破断位置付近の隅角部に着目し, 鉄筋破断数が最も多い劣化度 3 に位置する PC 梁橋脚 1 基についてひび割れの発生状況を詳細に検討した。

図-3 に調査対象とした PC 梁橋脚のひび割れ損傷図を示す。鉄筋破断・亀裂は主に柱上部 (図中の点線で囲んだ部分) で発生しており, 竣工後 22 年・24 年時に 2 回に分けて計 144 本の鉄筋を調査したところ, 鉄筋破断・亀裂が各 6 箇所確認された。また, 鉄筋損傷部付近では最大幅 11mm の連続したひび割れが発生しており, 隅角部に膨張が集中していることが確認された。このことから, 鉄筋損傷が生じた隅角部では大きな膨張変形が発生していることが考えられる。しかし, 実構造物では鉄筋破断時期が明確ではなく, 幅の広いひび割れが鉄筋破断により発生したものかを特定することが困難である。そこで, 詳細調査した PC 梁橋脚をモデル橋梁として選定し, ASR を膨張コンクリートで模擬した供試体実験で, 帯鉄筋隅角部の損傷を再現するとともに, 実構造物では測定が困難である隅角部での膨張変形を経時的に計測し, 膨張による変形およびひび割れと鉄筋損傷の関係性について検討を行った。

### 2.2 供試体モデル化

図-4 に供試体モデルに使用した断面を示す。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柱部付け根付近の梁断面を抽出してモデル化を行った。モデル化断面は  $3490 \times 2700$  であるが, 膨張圧が均等にかかるように正方形断面に変更し,  $680 \times 680$  の 1/4 スケールにした供試体を作製した。また, 単純な構造にするため PC を RC 換算したモデル橋脚の引張主鉄筋比 0.95% とほぼ同様の値の 1.03% を用いて, 供試体の各辺で膨張圧が均等になるよう配置した。その結果, 断面としては主鉄筋比が 3% となった。

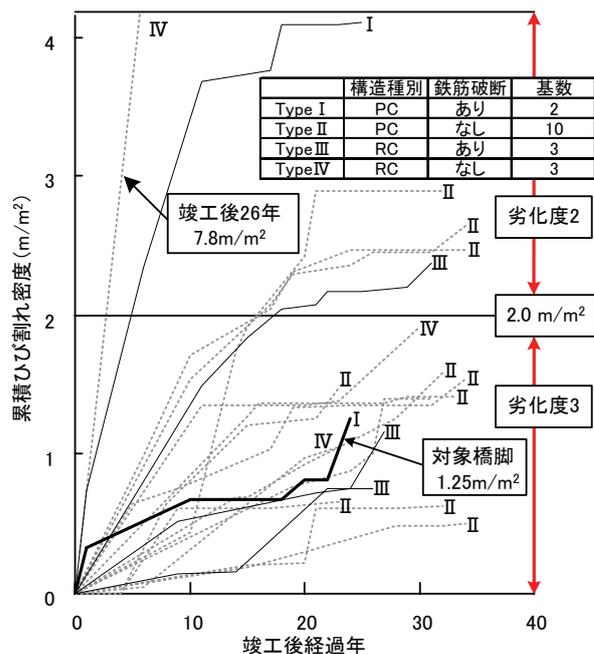


図-2 累積ひび割れ密度

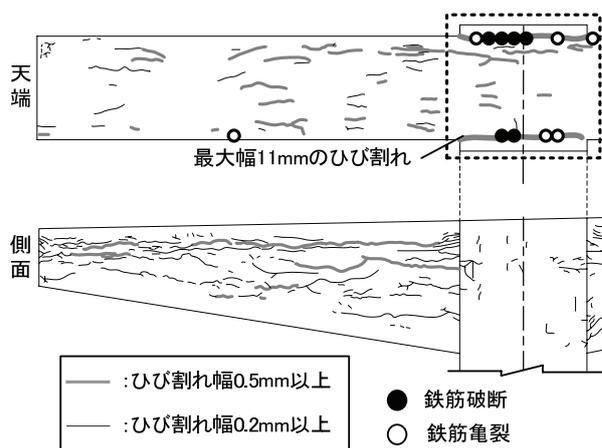


図-3 損傷概要 (竣工 24 年後調査時)

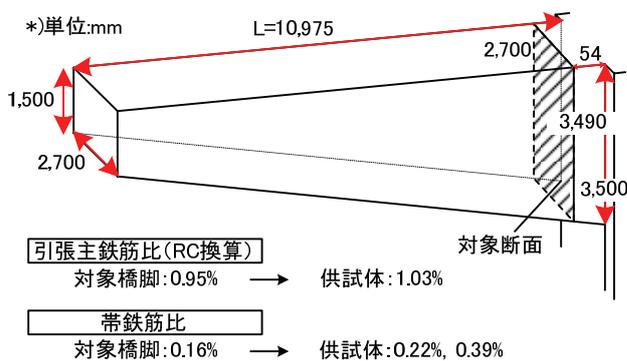


図-4 供試体モデル断面

3. 実験概要

3.1 供試体諸元

図-5 に供試体形状を示す。本研究では鉄筋の付着を十分にとるため普通コンクリートを中空形状で作製し、ASR によって内部に発生する膨張圧を再現するために膨張コンクリートを普通コンクリート供試体内部に打設した。普通コンクリートの配合表を表-1 に、膨張コンクリートの配合は、既往の研究と同条件の W/C= 40%, 単位膨張剤量 200kg/m<sup>3</sup> とした。

図-6 に帯鉄筋の配置図を示す。モデル実橋の帯鉄筋比 0.16% に対して、実際の構造物から入手した旧節形状鉄筋の鉄筋径が D16 であったことより、Case11 では 5 本使用 (帯鉄筋比 0.22%), ほぼ倍の 9 本使用 (帯鉄筋比 0.39%) した Case12 を作製した。また形状としては同様に入手した鉄筋の長さの制約より、両端にフックを設けた L 型形状の鉄筋を 2 本使用し、1 つの断面に旧節形状 D16 鉄筋, 現行節 D16 鉄筋を組み合わせている。また鉄筋の曲げ加工部には経年変化の影響によるひずみ時効を考え、加工後の鉄筋を 120℃ で 10 時間熱処理を行った。

実験は普通コンクリートの圧縮強度が 32~34N/mm<sup>2</sup> (呼び強度 27 N/mm<sup>2</sup>) であることをシリンダー圧縮試験により確認した後膨張コンクリートの打設を行った。

3.2 各測定方法, 測定ピッチ

(1) ひび割れ測定方法

ひび割れ測定は、図-7 に示すように鉄筋破断の可能性の高いと考えられる旧節形状鉄筋側の 2 面を対象とし、100mm 間隔で引いた主鉄筋軸方向の測線に重なる位置でひび割れ幅を測定した。ひび割れは実構造物での調査で用いられている 0.2mm 以上を対象とした。ひび割れ発生より計測を開始し、打設後 8 時間までは 1 時間ピッチ, 以降は 2~4 時間ピッチで計測を行った。

(2) 変形量測定方法

供試体上端面の変形量測定に用いる標点位置測定面を図-7 に示す。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) で計測し、Case12 ではより詳細に変形挙動を計測するため、供試体現行節鉄筋側の 2 面まわりにアングルを立て、標点間距離だけではなく移動量もわかるように測定を行った。測定は、ひび割れ発生時より 2~4 時間ピッチで行った。

(3) 鉄筋ひずみ測定方法

供試体内部鉄筋ひずみ測定はひずみゲージを使用して行った。帯鉄筋は、隅角部に着目して後述する図-10 に示すように曲げ加工部の内側 (a), 外側 (b), 近傍 (c) に 3 箇所, 直線部 (d) に 1 箇所, ひずみゲージを張付けた。ただし、旧節鉄筋側の曲げ加工部には亀裂の進展評価を行うためひずみゲージは貼付けていない

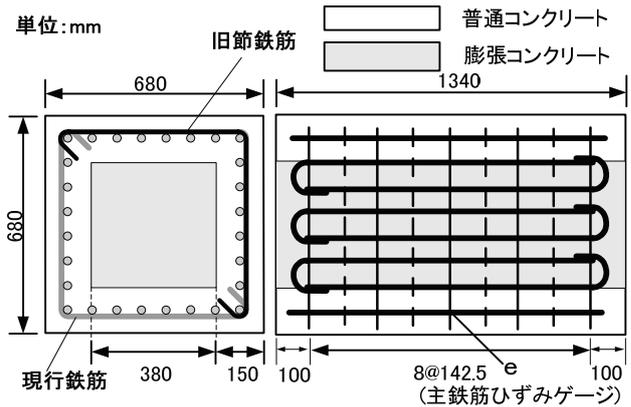


図-5 供試体形状

表-1 普通コンクリート配合表

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

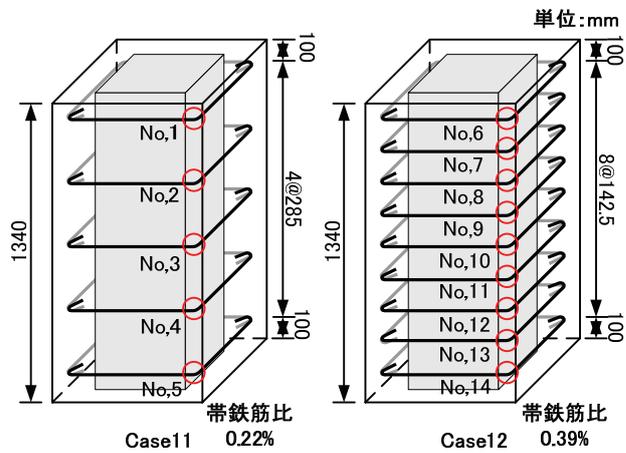


図-6 帯鉄筋配置, 鉄筋 No.

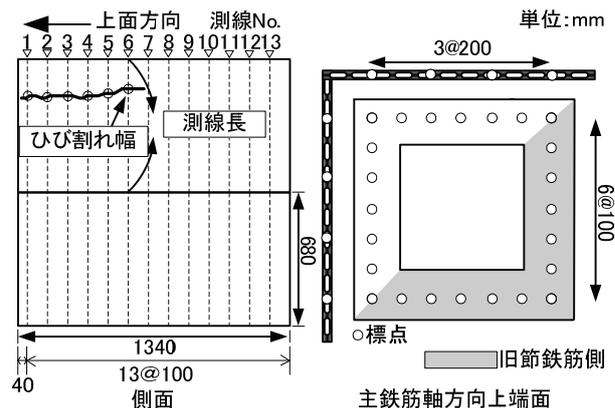


図-7 標点位置, ひび割れ測定, 測線位置

い。主鉄筋は、隅角部に位置する主鉄筋中央部にひずみゲージを張付けた (図-5, e)。打設直前にイニシャル値を計測し、打設直後より5分間隔の計測を行った。

(4) 鉄筋損傷度評価方法

実験終了後に、対象鉄筋の曲げ加工部をはつりだし鉄筋の亀裂損傷程度を検討した。はつりだした鉄筋は既往の研究<sup>3)</sup>と同様に樹脂加工し縦断面にカットした1/2断面をマイクロSCOPEによって50~200倍に拡大し、亀裂発生位置と亀裂の進展量を測定した。

4. 実験結果

本実験供試体はいずれも膨張コンクリート打設後5~6時間でひび割れの発生が確認され、ひび割れの進展、収束を経て、打設後30時間程度でひび割れ幅、延長の進展が完全に停止したため実験終了とした。

(1) 測線ひずみ、ひび割れ性状

図-8に測定対象とした側面2面より算出した測線ひずみ、ひび割れ密度の経過図を示す。測線ひずみは図-7に示すように計13本の測線上で、測線と交差するひび割れ幅合計を測線長で除し、膨張の量を表している。図中ではその2面の平均値を示す。最終状態での測線ひずみはCase11で6496 $\mu$ 、Case12で1836 $\mu$ 、ひび割れ密度はCase11で5.47m/m<sup>2</sup>、Case12で3.16m/m<sup>2</sup>と差が生じた。これは膨張初期(劣化3)では、膨張量、ひび割れ密度ともに進展傾向に差がなかったことから、帯鉄筋比が大きいCase12では膨張が抑制されたと考えられる。検討対象橋脚18基を分類した指標を用いると、本実験のひび割れ密度は劣化領域1, 2に相当しており、実構造物で特に劣化が厳しい状態と同程度までの膨張量を再現できたと考えられる。

図-9に、各劣化に対応するひび割れ損傷図を示す。劣化3で中央に主鉄筋軸方向のひび割れが発生しており、劣化2になると隅角部で比較的幅の広いひび割れが確認された。Case11では隅角部のひび割れがさらに幅を広げて進展しており、ある程度膨張が進展した後は既存のひび割れのみが進展する傾向であると考えられる。後述する変形検討では供試体変形は主に丸く膨らむ変形であることが確認されている。これより側面中央付近のひずみに比べ、隅角部では鉄筋が曲げ戻されることで曲げ加工部近傍に局所的なひずみが集中することで、図-12に示すような位置に幅の大きなひび割れが発生する傾向が考えられる。

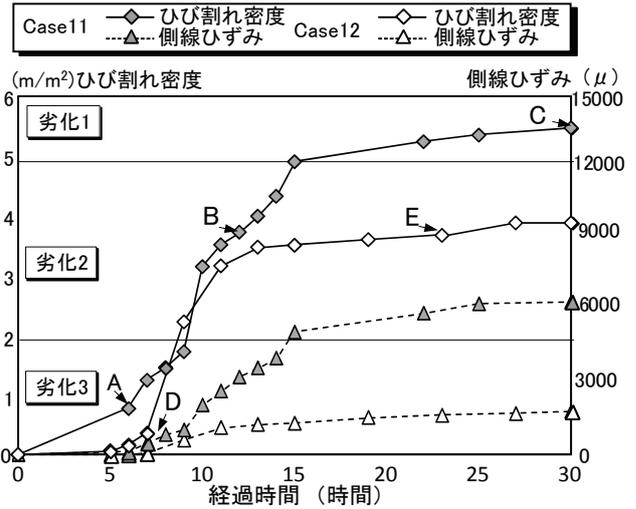


図-8 側線ひずみ、ひび割れ密度経過図

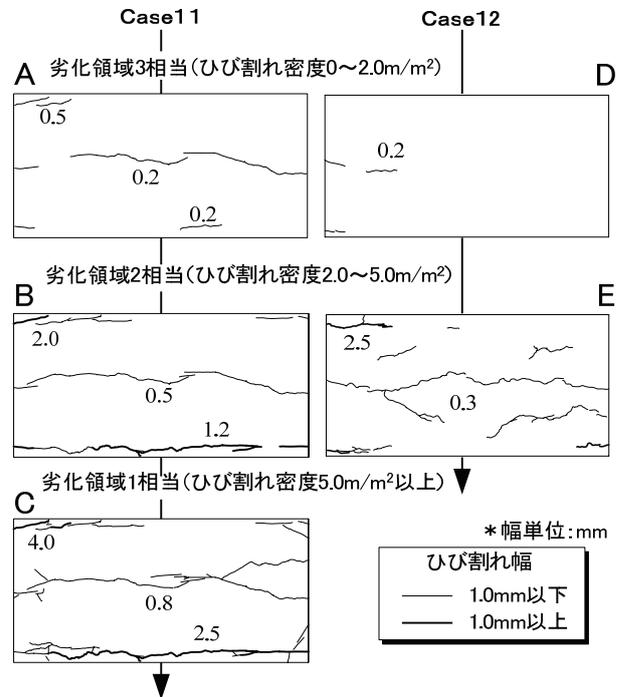


図-9 ひび割れ損傷 経過図 (Case11, 12)

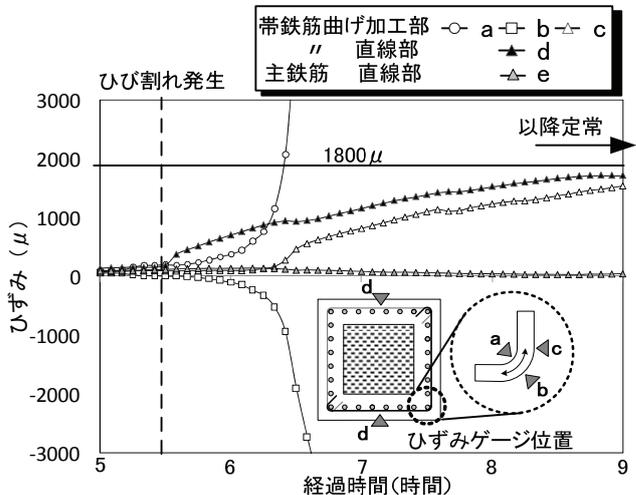


図-10 標点位置、ひび割れ測定、測線位置

(2) 帯鉄筋, 主鉄筋ひずみ

図-10 に鉄筋ひずみの経過図を示す。直線部 (d, e) のひずみを見ると, 本実験供試体の帯鉄筋比は 0.22~0.39% であるが, 主鉄筋比は 3.0% と大きいことから, 直線部 (d) のひずみは 1800 $\mu$  と大きく, 主鉄筋 (e) は膨張終了までほとんど進展していない。また, 曲げ加工部 (a) および (b) で急激なひずみ進展が起きており, 曲げ加工部に変形が集中する傾向が確認された。

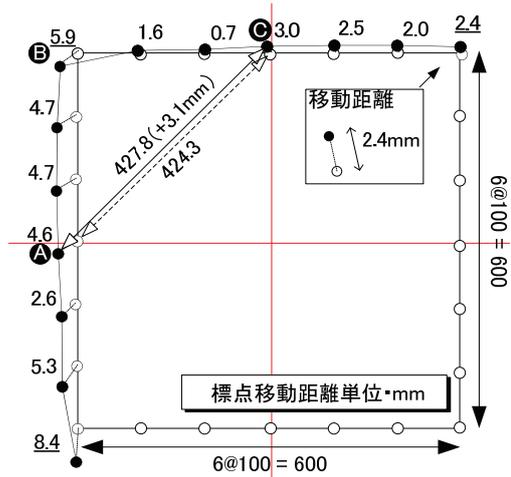


図-11 標点変形 (Case12)

5. 変形量検討

5.1 一様変形と円弧変形

図-11 に Case12 でアングル上標点より測定した供試体上標点の移動測定結果を示す。これより隅角部は直線部に比べて大きな変形であり, 全体は四角形状に一樣には膨張していないことが確認できる。そこで変形を検討するために, 全体の変形を供試体が一樣に膨張する場合の一樣変形と全体的に丸く膨らむような円弧変形に分けて検討を行う。手法としては距離が延びる一樣変形と角度が広がる円弧変形を, 300mm 間隔の標点で作られる三角形 (図-11 中 ABC) の斜辺量を基準として検討した。なお, 斜辺量 (%) は算出した値を膨張前の斜辺距離 (mm) で除した値とする。図-12 に例として Case12 の値を示す。まず一樣変形量は側面方向である側線ひずみを平均して算出した。Case12 では 0.28% である。次に円弧上変形は A から B の斜辺進展量 1.05% から一樣変形分 0.28% を差し引き 0.77% となり, 円弧変形が大きいことを確認した。図-13 に Case11, 12 の一樣変形量, 円弧変形量の結果を示す。Case11 も同様に一樣変形 0.6%, 円弧変形 5.3% となり円弧状変形が卓越する結果となったが Case11, 12 では変形総量に差が生じているため, それぞれ分担率を比較した。分担率は各 Case で変形総量を 100% とした場合の各変形が占める割合である。その結果, 円弧変形の割合は Case11 で 89.8%, Case12 で 73.3% となり, どちらも 7~9 割程度円弧状変形が卓越していることを確認した。以上より変形特性としては円弧状変形が卓越しており, 帯鉄筋には軸方向に引張変形を起こすよりも, 曲げ戻し方向の変形が顕著であると確認された。

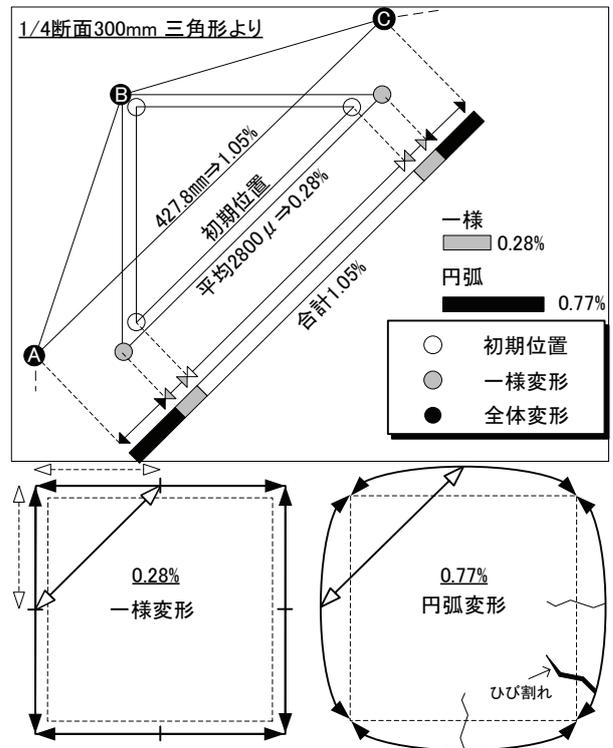


図-12 一樣変形, 円弧変形算出 (Case12)

図-13 に Case11, 12 の一樣変形量, 円弧変形量の結果を示す。Case11 も同様に一樣変形 0.6%, 円弧変形 5.3% となり円弧状変形が卓越する結果となったが Case11, 12 では変形総量に差が生じているため, それぞれ分担率を比較した。分担率は各 Case で変形総量を 100% とした場合の各変形が占める割合である。その結果, 円弧変形の割合は Case11 で 89.8%, Case12 で 73.3% となり, どちらも 7~9 割程度円弧状変形が卓越していることを確認した。以上より変形特性としては円弧状変形が卓越しており, 帯鉄筋には軸方向に引張変形を起こすよりも, 曲げ戻し方向の変形が顕著であると確認された。

5.2 亀裂進展量

膨張実験終了後, 内部からの膨張圧による鉄筋損傷を確認するため亀裂進展量を計測した。鉄筋は供試体上断面から順に Case11 では No. 1~5, Case12 では No. 6~14 とした。亀裂進展量は亀裂の先端までの直線距離

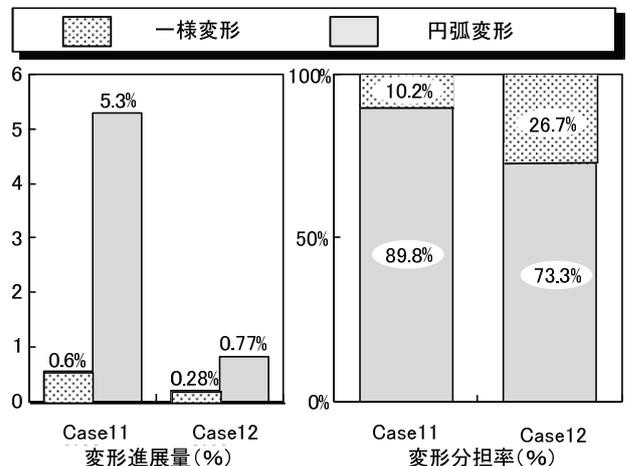


図-13 各膨張変形量, 変形率

を鉄筋径で除すことで、全体の進展割合を算出している。また既往の材料試験結果より、曲げ加工部内側の節が埋め込まれることで初期亀裂が発生することがわかっており、初期損傷量は平均値より 1.13%とした。図-14 に鉄筋亀裂進展量結果を示す。初期亀裂平均の 1.13%に対し、亀裂進展は 2.04%となり供試体でも膨張圧で亀裂が進展することが確認された。最大亀裂は鉄筋 No.8 で 7.42%であり、全体では鉄筋 No.8 を除くと発生状況に、膨張量、ひび割れ性状が異なる Case11, 12 で差異は見られなかった。

図-15, 16 に本実験で最大の進展がみられた鉄筋 No.8 の亀裂、既往の小型膨張コンクリート実験<sup>3)</sup>で 31.8%進展した亀裂を示す。初期損傷は主に加工によって節の埋め込み位置で亀裂が発生するとされている。30%以上進展した亀裂の発生位置は節埋め込み位置から発生しており、No.8 の亀裂はその節埋め込み部から少し離れた箇所が発生している。しかし、どちらも曲げ加工部の中心位置に近い節の傍で発生しており、膨張によって曲げ戻し変形の影響を多く受ける箇所でも進展する結果となった。以上より、膨張コンクリートにより帯鉄筋曲げ加工部で亀裂進展が確認され、亀裂の進展は曲げ加工部中心付近の節埋め込み部近傍で発生する傾向が確認された。

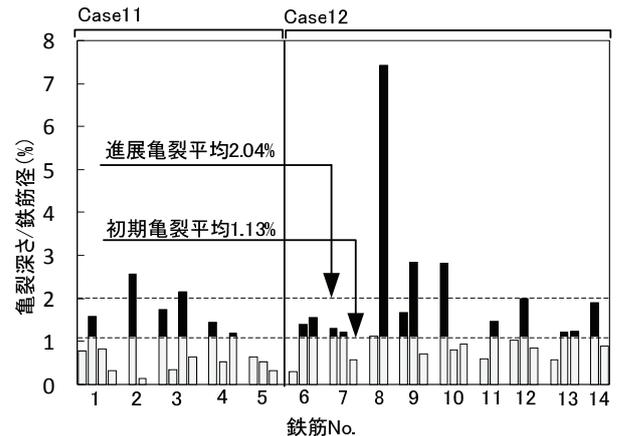


図-14 鉄筋亀裂進展量 (Case11, 12)

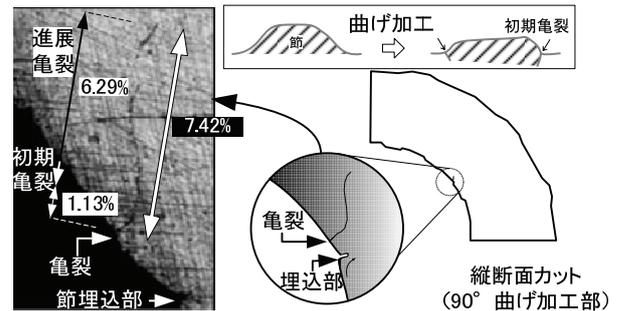


図-15 最大亀裂 鉄筋 NO.8 (Case12)

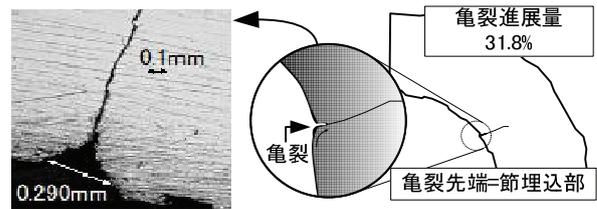


図-16 30%を超える進展亀裂 (Case7)

6. まとめ

本研究では ASR による鉄筋曲げ加工部の破断現象、隅角部の変形に着目し、膨張コンクリートを用いて実構造物を 1/4 にスケールダウンした大型供試体実験を行うことにより以下の知見が得られた。

- (1) 内部から膨張力を受けた供試体実験の結果、膨張量にしたがって隅角部に幅の大きいひび割れが進展することを供試体でも確認できた。また、隅角部の変形に着目した検討を行った結果、全体膨張を一様変形と円弧変形の 2 種に分類でき、膨張量に関わらず円弧膨張が全体の 73~90%程度を占め、損傷が集中している帯鉄筋曲げ加工部には曲げ戻し変形が主に影響していることを確認した。
- (2) 旧節形状鉄筋曲げ加工部にて鉄筋亀裂進展を確認した結果、ひび割れ、変形との明確な関係性は確認できなかったが、曲げ加工段階で発生する初期亀裂平均 1.13%に対して、進展後亀裂は最大 7.42%、平均は 2.03%であり、鉄筋損傷は膨張により進展することが確認でき、位置としては曲げ加工部中心に近い節埋め込み部付近で進展しやすい傾向が認められた。

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, コンクリートライブラリー124, pp. I-32-I-65, 2005. 8
- 2) 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) 阪神高速道路管理技術センター, 1985. 3
- 3) 興梠展朗, 幸左賢二, 合田寛基, 五十嵐弘行: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