

コンクリート構造物におけるASR損傷と 損傷後の構造性能の評価

上田 尚史¹・中村 光²・国枝 稔³・前野 裕文⁴・森下 宣明⁵・浅井 洋⁶

¹正会員 名古屋大学大学院助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)
E-mail: n.ueda@nagoya-u.jp

²正会員 名古屋大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³正会員 名古屋大学大学院准教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

⁴正会員 名古屋高速道路公社 建設部 (〒453-0804 名古屋市中村区黄金通7-28-1)

⁵正会員 名古屋高速道路公社 企画調査部 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内二丁目1-36)

⁶正会員 三井住友建設(株) 技術開発センター (〒270-0132 千葉県流山市駒木518-1)

ASRを生じた構造物の膨張挙動とそれに伴う損傷が構造性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、実験と解析による検討を行った。ASR膨張試験の結果、ASR膨張は構造物の配筋状態等の影響により方向性を持つことを示した。また、はり供試体から採取したコア供試体の材料特性は、膨張の程度に従った異方性に影響を受けるため、構造全体挙動を評価する際は、コアの採取位置や方向に注意する必要があることを示した。一方、ASR膨張解析と荷重作用解析を行なった結果、はり供試体から実構造物に至るまでASR損傷状況を概ね評価できることを示した。本研究の結果、RC構造はASR膨張が比較的小さい場合においても構造性能が低下するのに対して、プレストレス構造はASR膨張に対する抑制の効果が大きく、構造性能への影響は少ないことを示した。

Key Words : *Alkali Silica Reaction, ASR expansive analysis, damage evaluation, structural performance*

1. はじめに

高架橋をはじめとしたRCあるいはPC構造物において、アルカリシリカ反応(以下、ASR)が生じた事例が多数報告されている。ASRは、コンクリートに多数のひび割れを生じさせ、構造物の力学特性を変化させるとともに耐久性の低下を引き起こすため、ASR損傷した構造物の安全性や維持管理手法について十分に検討する必要がある¹⁾。そのためには、現状のASR損傷状況と耐荷力の評価をするとともに、将来にわたるASR損傷の進展予測とその損傷が構造性能に及ぼす影響を適切に評価する必要がある。

ASRを対象とした研究は、これまで精力的に行われてきており、大別すると以下の3つに分類することが出来る。(1) 材料的な視点から、化学反応と膨張量の関係などASRのメカニズムを対象とするもの²⁾、(2) 力学的な視点から、ASR膨張挙動の評価や膨張量とコンクリートの力学性能の関係の把握を目的としたもの^{3,4)}、(3) 構造的な視点から、ASR損傷したコンクリート部材の力学挙動の変化に着目したもの^{5,6)}、である。これ

らの研究からは、いずれも重要な知見が得られているものの、それぞれ個別に検討されている場合が多く、統一して評価されていないのが現状である。しかしながら、構造物のASR損傷評価と損傷後の構造性能を評価するためには上記の研究を関連付けることが望ましいと思われる。とりわけ、既設構造物のASR劣化の程度を把握する最も有力な情報は、コア採取から得られる圧縮強度や静弾性係数であり、それらから構造性能を把握することが出来れば、補修・補強方法に関する有力な情報となる。したがって、上記(2)と(3)を関連付けることでより合理的な検討が可能となると考えられる。

ASRを生じた構造物の劣化性状の評価・予測を行うにあたり、ASR膨張挙動の把握は必要不可欠である。既往の研究により、ASR膨張挙動は鉄筋やプレストレスによる拘束の影響を受けることが明らかとなっている。例えば、中島らは同一供試体内で配筋量の異なるRC部材を対象としたASR膨張試験を行い、コンクリートの膨張量が配筋量の少ない方向へ卓越することを明らかにしている⁷⁾。PC部材のASR膨張挙動については、プレストレスによる拘束の影響が大きい領域では膨張がほと

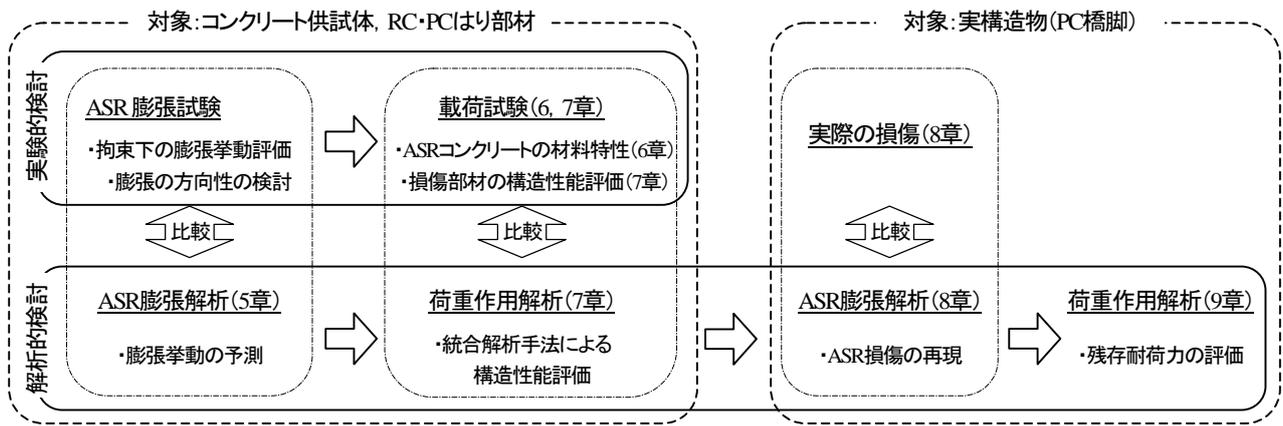


図-1 本研究の概要

んど生じないといった事例が数多く報告されている⁹⁾。

また、ASR を生じた構造物の構造性能評価を行うためには、構造物にどの程度の損傷が生じているかを明らかにする必要がある。ASR を生じたコンクリートに対して、供試体レベルでの力学特性に関する研究は多数行なわれており、膨張量の増加に従い圧縮強度、弾性係数、引張強度などの力学特性が低下することが明らかにされている^{1),3)}。一方、補強筋による拘束の影響を強く受けることで膨張が拘束された供試体の強度については、無拘束の供試体ほど低下しないとの報告もある⁴⁾。また、RC あるいは PC 部材においては、膨張量は鉄筋やプレストレスの拘束の影響を受けることで方向により異なるため、ASR 損傷が膨張量に従うのであれば、コンクリートに生じる損傷も方向性を持った性状となっている可能性が考えられる。

本研究では、ASR を生じた構造物における ASR 膨張挙動とそれに伴う損傷が構造性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、図-1 に示すように、実験と解析の両面から検討を行った。実験は、反応性骨材を用いたコンクリート供試体ならびに RC および PC はり部材を用いて ASR 膨張試験を行い、ASR 膨張とコンクリートに生じる損傷、ならびにはり部材における ASR 損傷の方向性の有無について検討した。また、ASR 損傷を生じたコンクリートの強度試験を行い、膨張に伴う材料特性の変化を確認するとともに、ASR 損傷を生じたはり部材の曲げ荷重試験を行った。解析は、実験供試体を対象として、膨張解析により膨張挙動の予測を行うとともに、ASR 膨張解析と荷重作用解析を統合した解析手法を用いて損傷した部材の構造性能の評価を行った。さらに、ASR 損傷が確認された実構造物を対象として ASR 膨張解析を行い、ASR 損傷の再現を試みるとともに、残存耐荷力について解析的に検討した。

2. 解析手法

(1) 解析の概要

ASR 損傷を生じたコンクリート構造物の構造性能を評価するためには、ASR 膨張による損傷の評価とその損傷が構造性能に及ぼす影響について、現在ならびに将来にわたって評価できることが望ましい。本研究では、ASR 膨張挙動の評価を対象とした ASR 膨張解析と、荷重が作用した際の構造性能の評価を対象とした構造解析手法を組み合わせることで、任意の時間における ASR 損傷構造物の構造性能を評価する。以下では、ASR 膨張解析における ASR 膨張モデルの概要と構造解析手法の概要ならびに、両者を統合するための手法について述べる。

(2) ASR 膨張解析におけるコンクリートの構成モデル

a) 鉄筋拘束下の ASR 膨張モデル⁹⁾

ASR 膨張を生じたコンクリートは、膨張に伴うひび割れの発生とともに、強度特性や剛性が低下する等の損傷を受けることが確認されている。著者らは、膨張ひずみの増加に伴い損傷が蓄積されると仮定し、次式に示す損傷理論に基づいた割線剛性型の構成式による鉄筋拘束下の膨張予測モデルを提案している。

$$\sigma(t) = (1 - \Omega) E_{c0} \cdot (\varepsilon_c(t) - \varepsilon_0(t)) \quad (1)$$

ここで、 $\sigma(t)$ 、 $\varepsilon_0(t)$ 、 $\varepsilon_c(t)$ は、それぞれコンクリートに生じる応力、ASR による自由膨張ひずみ、拘束下の膨張ひずみであり、時間 t の関数である。 E_{c0} はコンクリートの初期剛性である。また、 Ω は損傷を表わすパラメータであり、無損傷の状態を 0 とし、損傷が蓄積されるとともに 1 へと漸近する単調増加関数である。損傷パラメータ Ω は膨張ひずみ $\varepsilon_c(t)$ の関数とし、次式のようにモデル化される。

$$\Omega = 1 - \left(\frac{1}{1 + \alpha \sqrt{\varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cr}}} \right) \quad \varepsilon_c(t) > \varepsilon_{cr} \quad (2)$$

ここで、 ε_{cr} はひび割れ発生ひずみである。また、式中の α は損傷が蓄積する度合いを決定するパラメータであり、本研究では $\alpha = 1000$ とした⁹⁾。

本モデルの特徴は、膨張による損傷を直交異方性材料に適用することで、拘束力と方向性を考慮して拘束の影響を評価できることである。ただし、本モデルはクリープ等の時間依存性の変形も含んだマクロな膨張モデルであり、損傷パラメータ Ω は実際の損傷を直接表現するものではない。また、ひび割れそのものの挙動も考慮していない。本モデルを用いた RC 部材の ASR 膨張予測の詳細については、参考文献9)を参照されたい。

b) クリープ変形を考慮した ASR 膨張モデル¹⁰⁾

PC 部材のように、ASR 膨張が生じる以前にコンクリートに能動的な応力が作用する際には、その作用応力に対する時間依存変形であるクリープを考慮する必要がある。前述した ASR 膨張モデルは、ASR 膨張時の受動的な応力によるクリープ等の時間依存性変形挙動を含んだものである。そこで、クリープひずみの重ね合わせの原理から、ASR 膨張が生じる以前に作用した能動的な応力に起因するクリープひずみと受動的な応力によるクリープひずみは独立に考慮することができると仮定すれば、式(1)ならびに式(2)は以下のように修正される。

$$\sigma(t) = (1 - \Omega) E_{c0} \cdot (\varepsilon_c(t) - \varepsilon_0(t) - \varepsilon_{creep}(t)) \quad (3)$$

$$\Omega = 1 - \left(\frac{1}{1 + \alpha \sqrt{\varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cr} - \varepsilon_{creep}(t)}} \right) \quad \varepsilon_c(t) > \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{creep}(t) \quad (4)$$

ここで、 $\varepsilon_{creep}(t)$ は能動的に作用した応力により生じるクリープひずみである。

(3) 荷重作用解析におけるコンクリートの構成モデル

荷重作用解析におけるコンクリートの構成モデルには、格子等価連続体モデル¹¹⁾を適用した。格子等価連続体モデルは、コンクリートおよび補強筋の耐荷機構とひび割れ面におけるせん断伝達を等価な格子成分によりモデル化し、各格子成分に一軸の応力-ひずみ関係を用いることで構築される構成モデルである。

圧縮を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮強度までは Saenz の式¹²⁾を用い、その後は応力が直線的に減少するものとした。軟化域には、Nakamura & Higai¹³⁾が提案する圧縮破壊エネルギーを考慮することで、

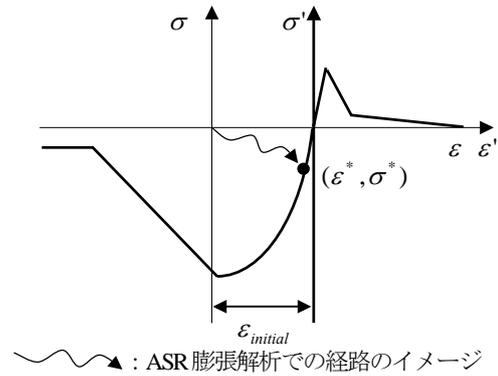


図-2 ASR 膨張解析と荷重作用解析の統合時に設ける応力-ひずみ関係の仮定

解の要素寸法依存性の低減を図った。また、ひび割れたコンクリートの応力-ひずみ関係は、引張破壊エネルギーを考慮した 1/4 モデルを仮定した。

(4) 鉄筋および PC 鋼棒 (鋼材) のモデル化

鋼材は、ASR 膨張解析ならびに荷重作用解析ともに同一のモデルを用いた。鋼材は、鉄筋および PC 鋼棒ともにトラス要素により離散的にモデル化し、鉄筋にはバイリニア型の応力-ひずみ関係を、PC 鋼棒にはトリリニア型の応力-ひずみ関係を適用した。トラス要素はコンクリート要素とは独立した節点により構成されるため、鋼材位置をコンクリートの要素分割に依存しないで直接モデル化することができる。また、両要素の節点間に付着応力-すべり関係を適用した付着要素を考慮することで、鋼材とコンクリートとの付着挙動をモデル化した¹⁴⁾。なお、鉄筋および PC 鋼棒の定着部は、該当箇所の付着強度を増加させることで、すべりが生じないようにモデル化した。

(5) ASR 膨張による初期ひずみ・初期応力状態を考慮した荷重作用解析手法^{10,15)}

a) ASR 膨張解析と荷重作用解析の統合

前述した ASR 膨張解析と荷重作用解析では、コンクリートの構成モデルが異なっている。ASR 膨張解析と荷重作用解析を統合するにあたり、図-2 に示すように σ - ε 座標系での ASR 膨張解析の結果から得られたひずみ、応力 (ε^*, σ^*) が、新たな座標系 σ' - ε' を設けることで、荷重作用解析で用いる応力-ひずみ関係上にあるものと仮定した。すなわち、荷重作用解析開始時には、コンクリートはひずみ ε^* と応力 σ^* が生じた状態であるとし、初期ひずみ・初期応力問題として取り扱うことで、ASR 膨張解析と荷重作用解析を統合する。なお、鉄筋および PC 鋼棒については、ASR 膨張解析と荷重作用解析で同一のモデルを用いているため、特別な仮定を設ける必要はない。

表-1 試験内容一覧

供試体	検討内容	载荷試験内容	供試体寸法 (mm)
無筋角柱供試体	・膨張ひずみの経時変化	—	100×100×400
円柱供試体	・膨張量と損傷 (材料特性の変化) の関係	圧縮強度試験 割裂引張強度試験	φ 100×200 φ 150×200
はり供試体 ^{*1}	・拘束の程度と膨張量の関係 ・膨張量と損傷の関係 ・ASR 損傷部材の構造性能	圧縮強度試験 ^{*2} 曲げ载荷試験	300×400×3500 (φ 100×200) ^{*3}
コア採取用供試体 ^{*1}	・膨張量と損傷の関係	圧縮強度試験 ^{*2}	300×400×2000 (φ 100×200) ^{*3}

*1 コア採取用供試体およびはり供試体はそれぞれ RC, PC-1, PC-2, PC-3 供試体の 4 種類を 1 体ずつ作製

*2 採取したコア (コア供試体) に対する試験

*3 コア供試体の寸法

b) ASR 損傷コンクリートのモデル化

上述したように ASR 膨張の影響は、荷重作用解析で初期ひずみ・初期応力問題とすることで考慮できる。さらに ASR の影響としては、膨張による損傷の蓄積が挙げられる。そこで、ASR 膨張により生じるコンクリートの損傷は、材料特性の低下と初期ひび割れを考慮することでモデル化した。

既往の実験より、ASR を生じた PC 部材中のコンクリートの材料特性は、膨張が拘束された方向ではそれほど低下しないのに対して、膨張が卓越する方向では大きく低下することが認められている¹⁶⁾。本研究では、各ガウス点における主軸 3 方向に対して、それぞれの主ひずみ (最大, 中間および最小主ひずみ) の大きさに従って材料特性を低下させることで ASR 損傷の方向性を考慮した。材料特性の低下は、弾性係数, 圧縮強度, 引張強度を対象として行なった。なお、圧縮側の応力-ひずみ関係の整合性をとるために、圧縮強度時のひずみについても膨張量に従って変化させた。膨張量と材料特性の低下に関するモデル化については、7. (2)において詳述する。

初期ひび割れは、ASR 膨張解析から得られた応力状態の主方向にひび割れ座標系を固定することで考慮した。ひび割れたコンクリートの構成則の特徴としては、ひび割れ面のせん断伝達応力がひび割れ幅の増加に伴い低下する点である。ASR 膨張により生じたひび割れ面のせん断伝達特性の低下は、ASR 膨張解析終了時における最大主ひずみの方向に対して垂直な方向にひび割れが生じているものと仮定し、ひび割れ面直交方向の膨張ひずみ (最大主ひずみ) から次式により初期ひび割れ幅を算定することでモデル化した。

$$w_{initial} = \beta \cdot \varepsilon_{c,max} \cdot l_{eq} \quad (5)$$

ここで、 $\varepsilon_{c,max}$ は最大主ひずみ、 l_{eq} は要素の等価長さであり、 β は膨張ひずみとひび割れ幅を関連付けるパラメータである。 β の値については 7. (2) で詳述する。

なお、荷重作用解析では、初期ひび割れ座標系と非直交方向のひび割れ座標系を考慮する多方向ひび割れモデルにより、荷重作用により生じるひび割れの発生を許容している。

3. 実験概要

(1) 実験項目

ASR 膨張挙動の評価と、ASR を生じたコンクリートの力学挙動を評価することを目的として、表-1 に示すように、無筋角柱供試体, 円柱供試体, はり供試体ならびにコア採取用供試体を用いて各種実験を行った。拘束のないコンクリートの ASR 膨張挙動を把握するために、無筋角柱供試体を用いて膨張ひずみ (自由膨張量) の経時変化の測定を行った。また、膨張に伴い材料特性がどの程度変化するかを検討することを目的とし、材齢毎に円柱供試体を用いた圧縮強度試験ならびに割裂引張強度試験を行った。構造物中のコンクリートは、様々な要因により拘束を受けているため、それらの拘束が ASR 膨張ならびに ASR 損傷へ及ぼす影響を確認することを目的とし、はり供試体の膨張性状を検討するとともに、はり供試体ならびにコア採取用供試体からコアを採取し強度試験を行うことで、膨張の方向性ならびに損傷の方向性の関係を検討した。さらに、ASR 損傷が構造性能に及ぼす影響を確認することを目的として、はり供試体を用いた曲げ载荷試験を行った。

(2) 使用材料および配合

使用材料を表-2 に、配合を表-3 に示す。セメントには早強ポルトランドセメントを用い、水セメント比を 45% とした。粗骨材には最大粗骨材寸法 20mm の養老産碎石を使用した。養老産碎石はチャートを含む骨材であり、「骨材のアルカリシリカ反応性試験 (化学法)」に

表-2 使用材料

材料名		仕様
セメント	早強ポルトランドセメント	密度 3.13 g/cm ³
細骨材	鬼怒川産川砂	密度 (表乾) 2.58 g/cm ³ , 粗粒率 2.47
粗骨材	養老産砕石	密度 (表乾) 2.62 g/cm ³ , 粗粒率 6.33
混和剤	AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体

表-3 配合表

最大粗骨材寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
20	10	4.5	45	43	175	389	728	980	1.362

表-4 はり供試体一覧

記号	要因	プレストレス量 (N/mm ²)	帯鉄筋比	位置補正 (mm)		
				PC鋼棒	上縁鉄筋	下縁鉄筋
RC	RC 供試体	0.0	0.24	-16	-3	+6
PC-1	プレストレス 1/2	4.5		-9	-14	+4
PC-2	基準供試体	9.5		-2	-5	+2
PC-3	帯鉄筋比 2倍	9.5	0.50	-11	-20	+3

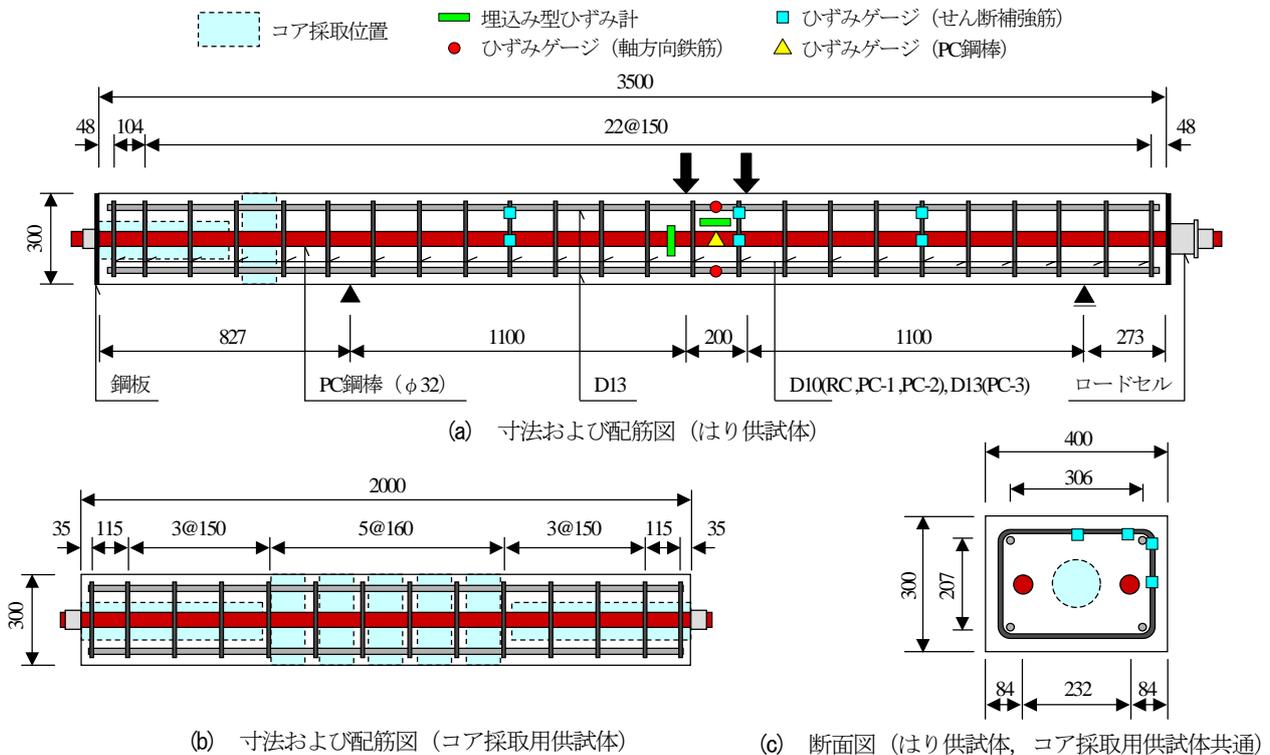


図-3 はり供試体ならびにコア採取用供試体の概要

よる試験の結果「無害でない」と判定された。ペシマム量は考慮せず、全て反応性骨材を用いた。細骨材には非反応性骨材の鬼怒川産川砂を使用した。セメント中のアルカリ量を補完する目的で、コンクリート中のアルカリ量 (Na₂O等量) が6kg/m³となるように水酸化ナトリウム (NaOH) 試薬で調整した¹⁷⁾。供試体製作に先立ち、本配合で100×100×400mmの無筋角柱コンクリート供試体を製作し、JIS法による促進試験を実施し、ASRによる0.2%以上の膨張率が生じることを確認した。

(3) 供試体形状

自由膨張試験用の無筋角柱供試体には、寸法 100×100×400mm を用いた。強度試験には円柱供試体を用い、圧縮強度の測定は寸法 φ100×200mm を用い、割裂引張強度の測定は寸法 φ150×200mm を用いた。

はり供試体は、軸方向と鉛直方向からコアを採取でき、曲げ試験も実施できるように製作した。供試体の概要を図-3(a)に示す。全長は 3.5m であり、一部でコア採取を行い、残りの部分で曲げ試験を行うこととした。断面

形状は、幅 400mm、高さ 300mm の矩形断面であり、2本の PC 鋼棒 ($\phi 32\text{mm}$, 弾性係数 $2.03 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, 降伏強度 1064N/mm^2) の間から軸方向のコア採取が行えるように間隔を 232mm とした。コアの物性を容易に評価できるように、PC 鋼棒は偏心しないで軸力のみを与える配置とした。なお、ASR 膨張試験時の張力変化を測定できるように、促進養生中は PC 鋼棒をアンボンドとし、曲げ荷重試験直前にグラウトを行った。帯鉄筋は、D10 または D13 を用い、軸方向の鉄筋には D13 を用いた。使用した鉄筋の弾性係数および降伏強度は、D13 鉄筋では $1.78 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, 348N/mm^2 であり、D10 鉄筋では $1.77 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, 363N/mm^2 である。なお、荷重試験終了後に供試体をはつり配筋位置を測定したところ、図-3 の配筋図に対して、表-4 に示すようにそれぞれの供試体毎に鉄筋および PC 鋼棒の高さが異なっていたことが確認された。

表-4 には供試体の一覧を示す。実験では、拘束の違いによる ASR 損傷状況を把握するため、導入プレストレス量とせん断補強筋量の違いを実験要因として、計 4 種類の供試体をそれぞれ 1 体ずつ作製した。基準となる供試体は、PC-2 であり、プレストレスによりコンクリートに作用する平均応力度は 9.5N/mm^2 である。PC-1 はプレストレスを PC-2 の 50% としたものであり、RC は 0N/mm^2 とした供試体である。PC-3 は、帯鉄筋比を PC-2 の 2 倍にした供試体である。また、十分なコア数を確保するために、各ケースについてコア採取だけを目的とした供試体として、図-3(b) に示す全長 2.0m のコア採取用供試体を同時に作製した。ここで、配筋、導入プレストレス量ならびに養生方法等の条件は、いずれも供試体と等しくした。

(4) 促進養生および測定項目

供試体はコンクリート打設後、材齢 1 日で脱型し、約 2 週間湿布養生を行った。その後、プレストレスを導入し、約 2 週間空中養生した後、材齢約 28~40 日でプレストレスの再調整を行い促進養生を開始した。促進養生方法は、コンクリート製品用蒸気養生槽を使用し、目標設定温度 40°C で養生した。1 日の養生サイクルは、 20°C/h の速度で蒸気を送り、目標温度を 4 時間保持して蒸気の供給を停止した。養生槽には保温シートを設置し、極力温度低下が生じないように配慮した。促進養生を開始して約 200 日養生した頃から無筋角柱供試体において膨張ひずみが頭打ちとなり、収束する傾向が認められたため、304 日から供試体を飽和 NaCl 溶液を含浸した敷布で供試体を覆い、その外周をポリエチレンシートで密閉した。養生中、敷布が乾燥しないよう NaCl 溶液を供給し、目標温度を 40°C に設定して養生した。

はり供試体には、図-3 に示すように帯鉄筋および軸

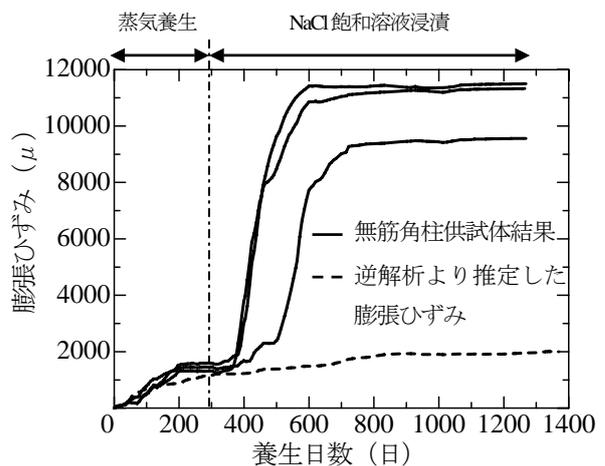


図-4 自由膨張ひずみの経時変化

方向鉄筋ひずみゲージを取付け、コンクリート中には埋込み型ひずみ計を軸方向および鉛直方向に配置した。PC 鋼棒は、促進養生中はアンボンドにしてはり端部に荷重計を配置し、PC 鋼棒の張力変化を測定した。

4. 無筋角柱供試体およびはり供試体の膨張挙動

(1) 無筋角柱供試体の膨張ひずみの経時変化

無筋角柱供試体において測定された膨張ひずみを図-4 に示す。膨張ひずみの計測は 3 供試体で実施し、供試体の中央に配置した埋込み型ひずみ計により計測した。また、促進養生開始時を基準としている。なお、図中には後述する部材の膨張挙動から逆解析により推定した膨張ひずみを併せて記載している。膨張ひずみは、154 日で 0.1% に達したが、200 日程度で増加が認められなくなった。約 300 日に養生方法を NaCl 飽和溶液に浸漬する方法に変更した後は、膨張ひずみの著しい増加が認められ約 600 日で 1.0% に達した。この結果から、膨張ひずみが一度収束したとしても、外部よりアルカリや水分の供給がある場合には、膨張ひずみは大幅に増加する可能性があることが示された。

(2) はり供試体の膨張ひずみの経時変化

a) 軸方向の膨張挙動

図-5(a)に、はり供試体のコンクリート軸方向ひずみの経時変化を示す。コンクリートのひずみは、はり中央に配置した埋込みひずみ計 (測長 100mm) によって測定した値であり、促進養生開始時を基準としている。図より、RC 供試体と PC 供試体ではコンクリートのひずみの変化が大きく異なっていることが認められる。RC 供試体は、養生開始から約 100 日後には膨張を始め、約 900 日で 800μ 程度に達し、それ以降の膨張は落ち着く傾向にある。一方、PC 供試体は、養生開始直後から収

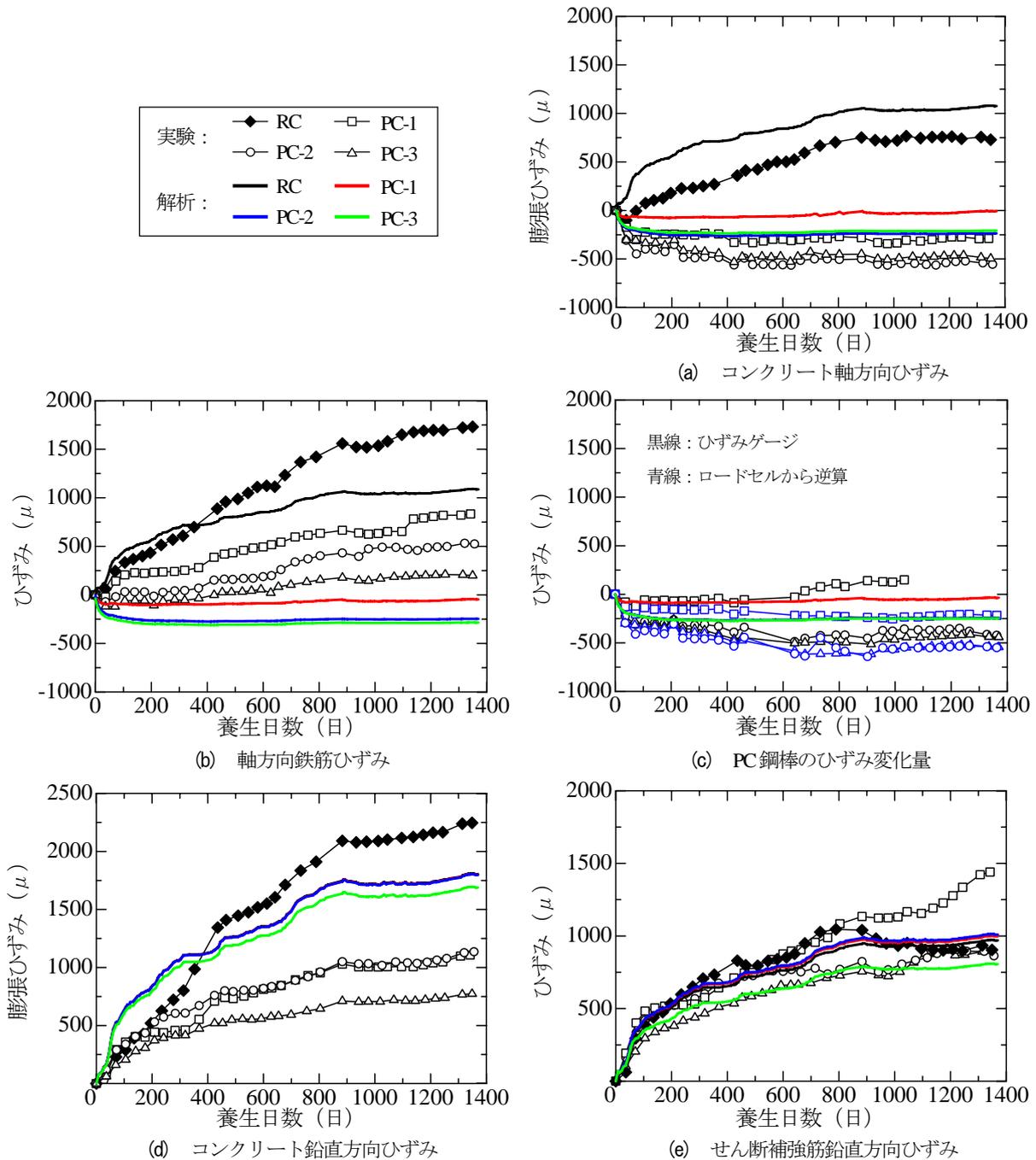


図-5 はり供試体の膨張ひずみおよび鉄筋ひずみの経時変化

縮を示し、300~500 μ 程度で推移している。

図-5(b)にはり供試体の軸方向鉄筋ひずみの経時変化を示す。軸方向鉄筋ひずみは、鉄筋の表裏に取付けたひずみゲージによる測定値を平均して算出した値である。RC および PC 供試体のひずみは、いずれも膨張を示しているが、RC 供試体に比べ PC 供試体の膨張ひずみは小さく、プレストレスの影響を受けていることが分かる。RC 供試体の鉄筋ひずみは、コンクリート軸方向ひずみの約 1.7 倍の値を示しており、コンクリートと軸方向鉄筋とでひずみ変化が異なる結果となっている。PC 供試体の軸方向鉄筋のひずみにおいても膨張を示しており、コンクリートひずみが収縮している結果と相反している。

一方、図-5(c)に PC 鋼棒のひずみの変化を示すが、養生初期において若干収縮の傾向を示した後、PC-1 供試体では数 100 μ 程度の膨張が生じるものの、PC-2 および PC-3 供試体では 500 μ 程度の収縮を示しており、コンクリート軸方向ひずみと同じ傾向の挙動を示している。また、図-5(c)には、ロードセルにおいて測定された荷重から逆算したひずみの変化量を青色で示すが、PC 鋼棒のひずみと同様の傾向を示していることが分かる。

コンクリート軸方向のひずみの経時変化と併せて考えると、本実験においては軸方向鉄筋のひずみは必ずしも部材の変形を正しく評価していないものと思われる。軸方向鉄筋ひずみがコンクリート軸方向および PC 鋼棒の

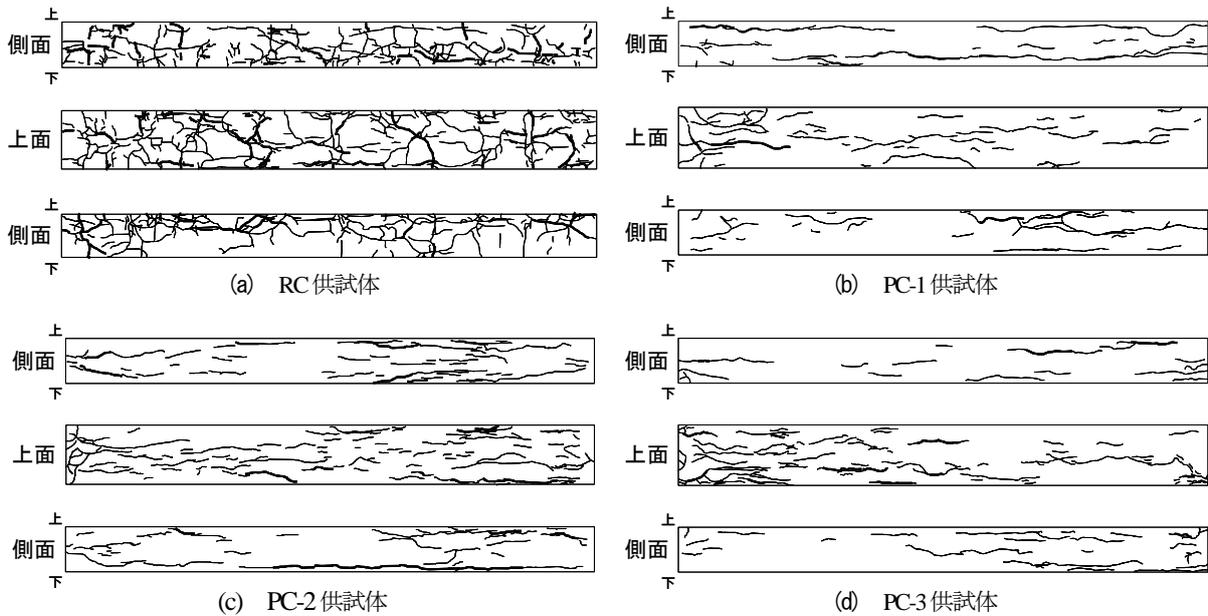


図-6 ひび割れ性状 (細線 : 0.1mm 以下, 太線 0.1mm 以上)

ひずみと異なる原因としては、ひび割れの発生により局所的なひずみが計測されたことや断面中心付近と表面付近では拘束の程度が若干異なるため膨張量が異なること等が考えられる。

b) 鉛直方向の膨張挙動

図-5(d)に、はり供試体のコンクリート鉛直方向ひずみの経時変化を示す。軸方向ひずみとは異なり、RC 供試体、PC 供試体ともに膨張を示している。RC 供試体の膨張ひずみは、2000 μ を超える大きさとなっているが、PC-1、PC-2 供試体では、1000 μ 程度となった。また、せん断補強筋比が大きい PC-3 の膨張ひずみは他の供試体より小さくなっており、せん断補強筋による拘束の効果が認められた。

図-5(e)に、せん断補強筋鉛直方向ひずみの経時変化を示す。せん断補強筋鉛直方向ひずみは、図-3(a)に示すように3つの断面においてせん断補強筋に貼付した4つのひずみゲージの内、鉛直方向のひずみ成分のみを平均したものである。RC、PC-1 および PC-2 供試体のひずみは PC-3 供試体のひずみより大きく、せん断補強筋量の違いが明確に生じていることが分かる。材齢 400 日以降において PC-2 供試体のひずみの増加は小さくなり、また材齢 800 日以降においては RC 供試体のひずみは減少する傾向が見られた。

c) ひび割れ性状

図-6 にはり供試体の促進養生材齢 1500 日におけるひび割れ図を示す。図において、ひび割れ幅 0.1mm 以上のものを太線で示している。RC 供試体のひび割れには方向性がなく全体的に大きなひび割れが生じている。一方、PC 供試体はプレストレス導入方向(軸方向)のひび割れが顕著であり、鉛直方向および軸直角方向(以

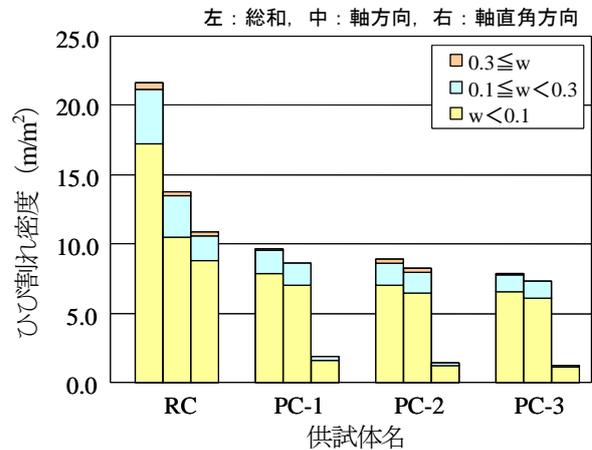


図-7 ひび割れ密度

下、軸直角方向で統一)のひび割れはほとんど生じていないことがわかる。また、軸方向のひび割れは上下面、側面のどちらも縁側でより大きなひび割れ幅となっていることが確認できる。ひび割れ幅は、RC 供試体、PC 供試体ともに、総ひび割れの 80%程度が 0.1mm 未満であった。

図-7 に各供試体でのひび割れ密度を示す。ひび割れ密度は、ひび割れの総延長を対象としたコンクリートの表面積で除すことで算出した。図より、PC 供試体は RC 供試体と比較してひび割れ密度は小さくなる結果となった。この結果から、プレストレスが作用することで ASR が抑制されることが改めて確認された。ただし、PC 供試体間には顕著な違いは認められず、プレストレス量の違いおよびせん断補強筋量による拘束の差による顕著な違いは認められなかった。

次に、ひび割れの方向性を検討するため、それぞれのひび割れを軸方向ならびに軸直角方向へ投影した長さを

用いて、方向別のひび割れ密度を算出した。図-7に軸方向ならびに軸直角方向のひび割れ密度を示す。なお、軸方向のひび割れ密度は、軸直角方向の膨張に対する指標であり、軸直角方向のひび割れ密度は、軸方向の膨張に対する指標であることに注意が必要である。また、投影長さによりひび割れ密度を算出しているため、各方向のひび割れ密度の和は総和と等しくならない。

図より、軸方向のひび割れ密度は、RC 供試体と PC 供試体で大きな違いは無く、いずれの供試体においても同程度であることが確認できる。一方、軸直角方向のひび割れ密度は、PC 供試体は RC 供試体と比較して小さくなっており、プレストレスによる拘束の影響が認められる。図-6に示すひび割れ図から、ひび割れは拘束の程度により方向性を持つことは明らかであるが、方向性を考慮したひび割れ密度を用いることで、ひび割れの程度を方向性も含めて定量的に評価できることが分かる。また、軸直角方向の拘束の程度は RC 供試体と PC 供試体で同じであり、軸方向のひび割れ密度も同程度であった。このことは、ASR 膨張は拘束の程度に影響を受けることで方向性を持った挙動を示すが、任意方向の膨張量はその方向の拘束の程度にのみ依存することを示唆している。

(3) 供試体寸法が膨張挙動に及ぼす影響

前項までの結果を基に、無筋角柱供試体とはり供試体の膨張挙動を比較すると、無筋角柱供試体では養生方法が変更されることで、膨張が急激に増加する結果となったが、はり供試体では軸方向、鉛直方向ともに、養生方法が変更された 300 日以降においても急激な膨張は生じておらず、膨張挙動に変化は認められない。これは、無筋角柱供試体のような小型の供試体では、ASR によりひび割れが生じることで、そのひび割れから水分やアルカリが多量に供給されたのに対して、はり供試体では、ひび割れ本数やひび割れ幅が相対的に小さくなるために、過大な膨張が生じなかったものと推察される。また、比較的ひび割れの本数が多く生じた RC 供試体において、300 日以降のコンクリートの膨張ひずみが若干ではあるが大きくなったことから、同様のことが推察される。養生方法の違いにより小型の無筋角柱供試体の膨張挙動は大きく変化するため、無筋角柱供試体を用いた自由膨張試験の結果を参考にして、はり供試体の膨張挙動を推定するには注意が必要である。

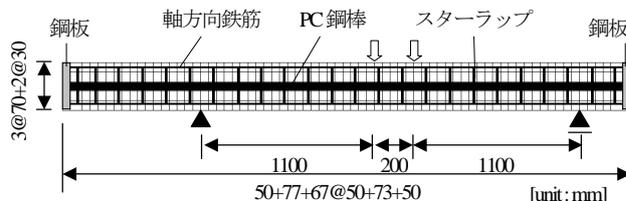


図-8 はり供試体の解析モデル

5. ASR 膨張解析によるはり供試体の ASR 損傷評価

(1) 解析モデル

図-8に解析モデルを示す。供試体は3次元ソリッド要素でモデル化し、断面の分割は高さ方向へ70mm×3要素+30mm×2要素とし、奥行き方向へ50mm×8要素で分割した。軸方向の分割は要素長さ50mmを基本とした。鉄筋ならびにPC鋼材は離散的にモデル化し、コンクリートとの付着を考慮した。なお、本研究ではASRによる付着特性の低下は考慮しないが、付着強度を低下させた解析を別途行った結果、本解析においては付着強度が膨張挙動に及ぼす影響は小さいことを確認している。また、実験ではPC鋼棒の定着のために供試体軸両端に鉄板が設置されていたため、解析においても鉄板をモデル化し、PC鋼棒を鉄板内に固定した。なお、前述したように、それぞれの供試体毎に鉄筋およびPC鋼棒の高さが異なっていたことから、本解析では表-4に示す補正值を直接解析モデルに反映して実際の配筋状態を考慮した。コンクリートの初期弾性係数は、健全な状態の弾性係数として後述する促進養生前の $32.3 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ を用いた。鉄筋ならびにPC鋼材の弾性係数および降伏強度は、それぞれ実験値を直接用いた。

前節で述べたように無筋角柱供試体とはり供試体の膨張挙動は大きく異なっていることから、ASR膨張予測解析に用いる自由膨張ひずみとして無筋角柱供試体のひずみ履歴を用いることは望ましくないと考えられる。そこで本研究では、逆解析により自由膨張ひずみを推定することとした。具体的には、前述した解析モデルを用い、プレストレスによるクリープの影響が小さく、かつ鉄筋による拘束の影響が明確なせん断補強筋の鉛直方向ひずみについて、PC-2供試体を対象として逆解析を行った。図-4に推定した自由膨張ひずみを破線で示す。材齢300日までは無筋角柱供試体から得られた膨張ひずみと同様の挙動であり、最終的には 2000μ 程度膨張するものである。

解析は、所定のプレストレスを導入した後、全てのガウス点に対して前述した逆解析により求めた自由膨張ひずみを入力することで行った。なお、プレストレスは、PC鋼棒要素に初期ひずみを与えることで導入した。なお、RC供試体についてはPC鋼棒は応力を負担しない

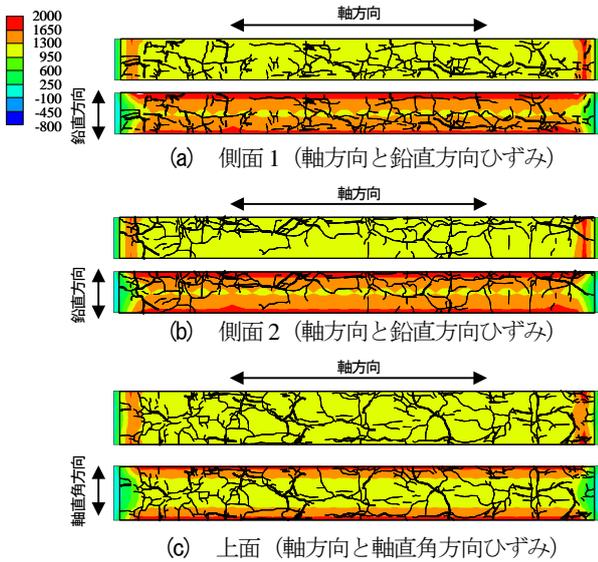


図-9 RC 供試体のひずみ分布とひび割れ性状の比較

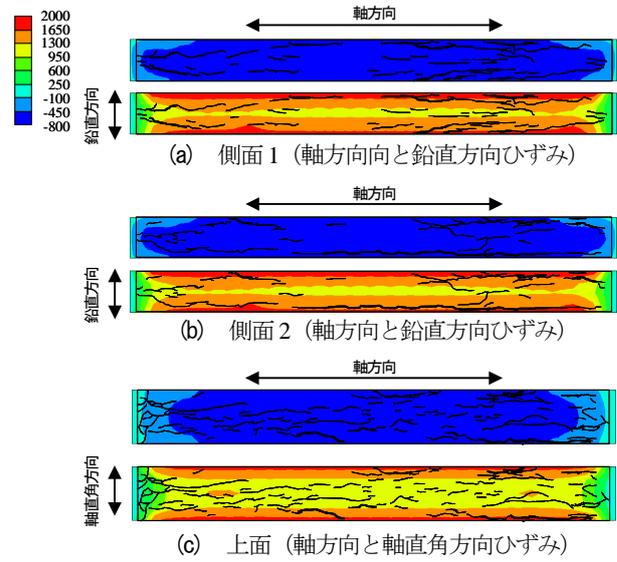


図-10 PC-2 供試体のひずみ分布とひび割れ性状の比較

ものとした。また、初期プレストレスによるクリープひずみは、コンクリート標準示方書における式(解5.2.15)¹⁹⁾に準じて算定した。

(2) 膨張ひずみの経時変化

図-5 に解析より得られた膨張ひずみならびに鉄筋ひずみの経時変化を示す。図-5(a)より、解析により得られたコンクリート軸方向の膨張挙動は、RC および PC 供試体ともに、実験結果よりも大きく評価しているが、プレストレスや鉄筋拘束の影響により膨張が抑制される傾向を概ね妥当に評価している。図-5(b)より、解析においては、軸方向鉄筋ひずみの経時変化は、RC, PC 供試体ともにコンクリート軸方向の膨張挙動と同様の傾向となっていることが分かる。前述したように、実験で計測された軸方向鉄筋ひずみは局所的なひずみが測定された可能性があることを考慮すると、実験における軸方向鉄筋ひずみは、解析により得られたひずみの経時変化と同様の傾向であったと推察される。また、図-5(c)に示す PC 鋼棒のひずみの経時変化から、解析結果は実験を概ね妥当に評価できていることが分かる。

図-5(d)および(e)のコンクリート鉛直方向のひずみとせん断補強筋鉛直方向ひずみより、解析は、帯筋量の大きい PC-3 供試体のひずみを他の供試体よりも小さく評価しており、帯筋の拘束の影響を概ね妥当に評価できていることが分かる。特に、拘束の程度がより大きい帯筋のひずみの経時変化においてその影響は顕著に現れている。

以上のことから、本研究で用いた膨張予測モデルを用いることで、鉄筋やプレストレスによる拘束の影響により膨張量が変化する傾向を概ね妥当に評価することができるといえる。

(3) ひび割れ性状と膨張ひずみの比較

図-9, 10 に RC 供試体および PC-2 供試体の ASR 膨張解析終了時(自由膨張ひずみ 2000 μ 時)のひずみ分布とひび割れ性状の比較を示す。軸方向ひずみに着目すると、RC 供試体ではおよそ 1000 μ 程度、PC-2 供試体では 500 μ 程度の大きさであり、一様な分布となっている。一方、鉛直方向ひずみならびに軸直角方向ひずみに着目すると、RC 供試体、PC-2 供試体のどちらも、縁側へ向かうほどひずみが大きくなっており、その大きさは中央で 1000 μ 程度、縁側で 2000 μ 程度となっている。RC 供試体では、鉄筋による拘束の程度の大きさは、軸方向、軸直角方向、鉛直方向(それぞれ鉄筋比 0.42%, 0.32%, 0.24%)であるが、解析の結果、膨張ひずみの大きさは、軸方向、軸直角方向、鉛直方向の順でひずみが大きくなる傾向となっている。このことは、PC-2 供試体においても同様である。なお、RC 供試体の部材両端において軸方向のひずみが大きくなっているが、その理由は鋼板により鉛直方向の膨張が拘束され主応力方向が変化したためであり、解析的な原因に因っている。

実験で観察されたひび割れ性状と比較すると、RC 供試体では、軸方向、軸直角方向ならびに鉛直方向の膨張ひずみの大きさに顕著な差は生じておらず、実験において方向性のないひび割れ性状となっていることと対応している。PC-2 供試体では、鉛直方向および軸直角方向のひずみが卓越結果となり、軸方向のひび割れが卓越するひび割れ性状と対応している。また、鉛直方向ならびに軸直角方向ひずみは供試体の縁側において大きくなっており、実験における供試体側面ならびに上面縁側に生じた幅の大きな軸方向ひび割れと概ね対応していることが分かる。以上の結果から、膨張ひずみ分布を用いることで、供試体に生じた ASR 損傷を概ね評価することが可能であるといえる。

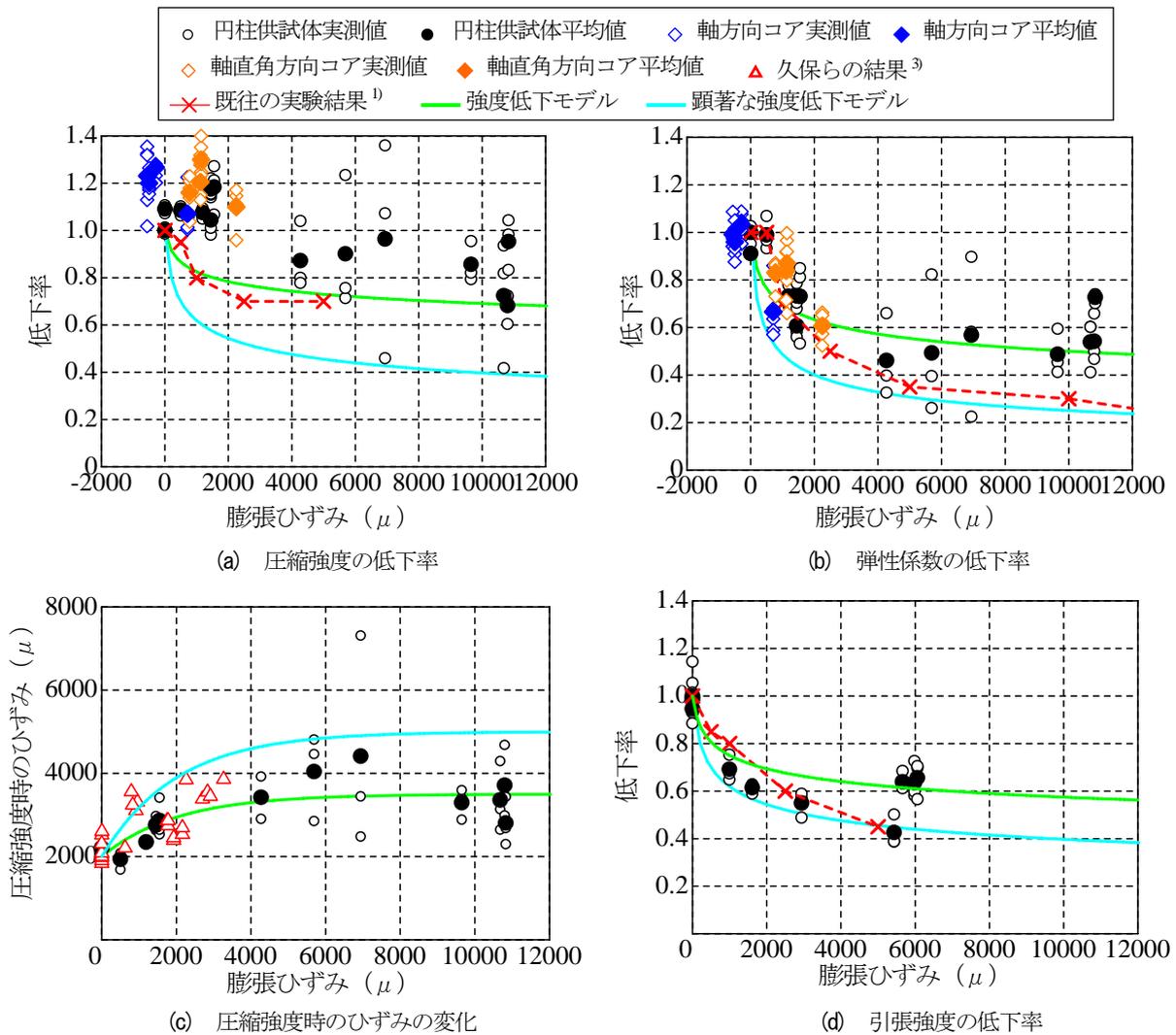


図-11 膨張ひずみと材料特性の関係

6. ASR コンクリートの材料特性

(1) 円柱供試体の材料特性

円柱供試体を対象とした圧縮強度試験ならびに割裂引張強度試験により、ASR を生じたコンクリートの膨張ひずみと材料特性の変化について検討した。なお、円柱供試体の膨張ひずみは直接計測していないが、無筋角柱供試体と比較して、養生方法は同じであり、無筋で寸法も同程度であることから、ASR 膨張挙動は同様であったとし、膨張ひずみとしては同材齢における無筋角柱供試体の膨張ひずみを用いた。また、割裂引張強度試験用の供試体は、はり供試体および圧縮強度試験用の供試体より約3ヶ月遅れて試験を開始したため、膨張ひずみは割裂引張強度試験用の供試体と同時に作製した無筋角柱供試体により測定された膨張ひずみを用いた。なお、促進養生前におけるコンクリートの材料試験の結果より、圧縮強度、弾性係数および引張強度は、それぞれ、 38.4N/mm^2 、 $32.3 \times 10^3\text{N/mm}^2$ および 3.41N/mm^2 であった。

a) 圧縮強度

図-11(a)に、円柱供試体による圧縮強度と膨張ひずみとの関係を示す。ここで、試験は各材齢に対して3体行い、個々の結果を白丸で、材齢ごとの平均値を黒丸で示す。図より、圧縮強度は膨張ひずみが 1000μ 程度まではほとんど変化しないが、膨張ひずみが大きくなるとその大きさに従って低下しており、 10000μ 以上においては、養生開始前と比較して約60%程度まで低下したことが確認できる。ただし、材齢の違いによる強度増加は考慮していないことに注意が必要である。

図-11(a)には、既往の研究により得られた膨張ひずみと圧縮強度の関係¹⁾についても併記している。本実験で得られた膨張ひずみと圧縮強度の低下の関係は、既往の研究と同様の傾向を示していることが分かる。

b) 弾性係数

図-11(b)に静弾性係数と膨張ひずみとの関係を示す。図-11(a)と同様に、個々の結果を白丸で、材齢ごとの平均値を黒丸で示す。図中には、既往の研究により得られた膨張ひずみと弾性係数の関係¹⁾についても併記して

いる。また、圧縮ひずみは、供試体に生じたひび割れの影響を極力除外するためにコンプレッソメータによる値により測定した。図より、静弾性係数は、圧縮強度に比べわずかな膨張ひずみから低下しており、圧縮強度の低下の割合に比べて大きい。また、膨張ひずみが4000 μ 以上においては、養生開始前と比較して50%程度で推移した。また、圧縮強度の場合と同様に、膨張ひずみと静弾性係数の低下の関係は、既往の実験結果と同様の傾向になっていることが確認できる。

c) 最大応力時のひずみ

図-11(c)に膨張ひずみと最大応力時のひずみの関係を示す。膨張ひずみが大きくなることで、最大応力時のひずみも大きくなる傾向があることが分かる。また図には、久保ら³⁾の実験で得られた結果も示すが、概ね同様の傾向を示している。このように、最大応力時のひずみについても圧縮強度や弾性係数と同様に膨張ひずみに従って変化するため、ASRを生じたコンクリート構造物の構造性能を評価する際には、コンクリート強度の低下を考慮するのみでは十分とはいえず、応力-ひずみ関係そのものが変化していることを考慮する必要があるといえる。

d) 引張強度

図-11(d)に、割裂引張強度試験により得られた円柱供試体による引張強度と膨張ひずみとの関係を示す。図より、引張強度は膨張ひずみが1000 μ 程度で急激に低下する傾向を示しており、静弾性係数と同様に膨張の影響を受けやすい結果が得られた。引張強度についても既往の実験結果と同様の傾向を示す結果が得られた。

(2) コア供試体の材料特性

はり供試体の膨張ひずみやひび割れ密度は、プレストレスが作用する軸方向と作用しない鉛直方向とで異なることから、コンクリートの材料特性もそれぞれの方向で異なることが予想される。そこで、はり供試体の軸方向と鉛直方向からそれぞれコアを採取し、方向の違いによる材料特性の違いについて検討した。また、先述したように、ASRによる膨張は、軸方向鉄筋や帯鉄筋、プレストレスによって拘束されている。コア削孔により膨張力が解放されると、コア供試体の材料特性は時間の経過にともなって変化することが考えられる。本試験では、コア供試体の材料特性の時間変化について検討した。

a) 材料特性の採取後の時間的影響

コア供試体の材料特性の時間変化を測定するため、PC-1 供試体の鉛直方向のコアを対象として圧縮強度試験を行った。コア採取は、図-3 に示すようにはり供試体とコア採取用供試体の両方から行った。コア供試体は、径 ϕ 100で採取し、高さ200mmに成形した。コア採取後から圧縮強度試験を実施するまでの時間を1時間、7日

表-5 コア採取から試験までの時間の影響

試験までの時間	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1時間	43.3	23.1×10 ³
7日	50.6	27.7×10 ³
28日	44.2	27.7×10 ³

および28日の3種類とし、それぞれ1体ずつ試験した。1時間後に圧縮強度試験を実施する供試体は、採取直後に成形して試験を実施した。他の2供試体は、コア採取から試験まで封緘し、20℃で養生した。圧縮強度試験時の縦ひずみは前節の円柱供試体の圧縮強度試験と同様にコンプレッソメータを用いて測定した。

表-5に、それぞれの圧縮強度および弾性係数の試験までの時間との関係を示す。7日後の試験では、1時間後より圧縮強度および静弾性係数が僅かに増加しているが、28日後の試験結果からは、圧縮強度は1時間後と同程度であり、静弾性係数は7日後の値と同程度であった。円柱供試体の結果においても個々の試料で劣化の程度が異なっていることから、コア採取から強度試験までの時間の違いによる強度の差異は、ばらつきの範囲内であると考えられる。通常、実構造物からコアを採取した場合、強度試験を行うまでにある程度の時間を要するため、応力緩和による材料特性の時間的な変化が懸念される。本実験の限られた範囲内の結果からではあるが、コア採取後の材料特性の変化は認められず、コア採取後からしばらく経過した後の強度試験結果を用いても構造物の材料特性を妥当に評価できる結果となった。ただし、コア採取後に再度ASR膨張が生じた場合にはこの限りではない。

b) 方向性の違いによる材料特性の変化

コア供試体の材料特性の変化について検討するため、RC 供試体ならびに PC 供試体からコア採取を行い（以後、RC コア供試体、PC コア供試体と呼ぶ）、圧縮強度試験を行った。コアの採取は、図-3 に示すように、はり供試体とコア採取用供試体の両供試体の軸方向ならびに鉛直方向から行った。コア供試体は、いずれも径 ϕ 100で採取し、高さ200mmに成形した。

図-11(a), (b)に、実験より得られたコア供試体の圧縮強度ならびに弾性係数を養生開始前の強度で正規化したものを菱形のプロットで示す。図中、青色および橙色はそれぞれ、軸方向および鉛直方向から採取したコアの結果である。また、白抜きは個別の結果であり、中塗は平均値を示している。膨張ひずみは、はり供試体において計測されたひずみの内、信頼性が高いと思われるコンクリートの膨張ひずみとし、それぞれコア採取の方向に対して計測されたものとした。

図より、コアの採取方向にかかわらず、膨張ひずみと圧縮強度および弾性係数の低下率の関係は、強度試験用の円柱供試体の結果と同様の傾向となっていることがわ

かる。前章で述べたように、はり供試体に見られるひび割れ性状は、拘束の程度と膨張の方向性により影響を受けていたが、コア供試体の強度試験から得られる強度低下率からも、膨張の方向性により損傷の程度が異なることを確認することが出来る。コア供試体においても膨張ひずみに伴う材料特性が低下する傾向は、強度試験用の供試体から得られる傾向と同様であるため、部材中のコンクリートにおいては、任意方向に対する膨張ひずみからその方向の損傷を推定できる可能性があるといえる。一方、ASRを生じた構造物の損傷状態を評価する際、通常はコア採取による強度試験が行われるが、コア供試体の材料特性は、膨張の程度に従った異方性に影響を受けることから、構造全体挙動を評価する場合は、コア供試体の採取位置や方向に注意する必要がある。

7. ASR 損傷を生じたはりの曲げ挙動評価

(1) 曲げ載荷試験

曲げ載荷試験は、図-3 に示すようにはり供試体に対してコアを削孔した範囲を除いて実施した。なお、コア採取位置は、コアを採取した直後に無収縮モルタルにより充填した。載荷試験はスパン 2400mm、載荷スパン 200mm の 2 点載荷により行った。支持条件は、片側ピン固定、他方をピンローラーとした。PC 鋼棒は曲げ載荷試験前にグラウトを行いコンクリートと一体化した。

図-12 に RC および PC 供試体の荷重-支間中央たわみ関係を示す。いずれの供試体においても、PC 鋼棒が降伏する以前に等曲げ区間の圧縮コンクリートが損傷することで終局に至った。なお、本実験では同一材齢かつ健全な (ASR 損傷の無い) 供試体の載荷試験は行っておらず、実験のみでは ASR 損傷が構造性能へ及ぼす影響を評価することは出来ない。そこで、次節において解析的な評価を行う。

(2) ASR 膨張により変化した材料特性のモデル化

前述したように、実験では円柱供試体とコア供試体を用いた試験を行い、膨張ひずみと強度低下関係が得られている。解析では図-11(a), (b), (d)の緑線で示す強度低下モデルにより材料特性を低下させた。ここで、図に示した強度低下モデルは、各ガウス点の主ひずみ ϵ_c の大きさの関数であり、次式で表される。

$$\mu = \left(\frac{1}{1 + 10000 \cdot \epsilon_c} \right)^\gamma \quad (6)$$

ここで、 μ は各種材料特性の低下率であり、 γ の値は圧縮強度、弾性係数および引張強度に対して、それぞれ

実験結果を参考にして平均的な損傷を表現するように 0.08, 0.15 および 0.12 とした。また、圧縮強度時のひずみは、図-11(c)の緑線のように次式で仮定した。

$$\epsilon_0^* = \epsilon_f \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{\epsilon_c}{0.002}\right) \right) + 0.002 \quad (7)$$

ここで、 ϵ_0^* は損傷後のコンクリートの圧縮強度時のひずみであり、膨張ひずみが大きくなるに従い ϵ_f へ漸近すると仮定している。ここに、 ϵ_f は 0.0015 とした。なお、2. (4) b) で述べたように、各ガウス点における主軸 3 方向に対して式(6), (7)を適用することで ASR 損傷の方向性を考慮している。

ASR膨張により生じた初期ひび割れとして、式(5)における β を、 $\beta = 300/l_{eq}$ とした。これは、要素の膨張量が 1000μ の時にひび割れ幅 0.3mm のひび割れが 1 本生じた場合に相当する。対象とした実験供試体には、高さ 300mm の断面に対して軸方向に幅 0.3mm の大きなひび割れが生じていたことから、その他の微細なひび割れを無視した場合、断面高さ方向の膨張量は 1000μ 弱となる。実験においてコンクリート鉛直方向の膨張ひずみは 1000μ 程度であったため、この仮定は概ね妥当であるといえる。膨張解析の結果から、鉛直方向には $1300\mu \sim 2000\mu$ の膨張ひずみが生じており、また各要素にひび割れが考慮されるため、部材全体としては初期ひび割れ幅を過大に評価し、せん断伝達傾向が大きく低下するものとなるが、今回対象としたはり供試体は、曲げ破壊型のはりであるため β の違いは構造性能に影響を及ぼさないことを確認している。

なお、ASRによる付着特性の低下は考慮しないが、付着強度を低下させた解析を別途行った結果、付着強度が曲げ剛性、耐荷性状ならびに変形性能に及ぼす影響は小さいことを確認している。

解析は、ASR膨張を考慮しない健全な場合 (健全はり)、ASR膨張により生じる初期応力のみを考慮し材料特性の変化は考慮しない場合 (ASR膨張はり) および ASR膨張により生じる初期応力と材料特性の変化を考慮する場合 2 ケース (ASR損傷はり、材料特性の低下が顕著な場合) の計 4 ケースを行い、ASR損傷が RC および PC はりの構造性能へ及ぼす影響を解析的に検討する。

(3) ASR 膨張が構造性能に及ぼす影響評価

a) ASR 膨張のみを考慮した場合

図-12 に、ASR 膨張はりの荷重-変位関係を実験結果と併せて示す。図には、健全はりの結果もあわせて示す。図において、黒色、青色はそれぞれ、健全はり、ASR 膨張はりである。また、表-6 に荷重載荷解析初期におけるプレストレス量 (導入されたケミカルプレスト

表-6 プレストレスの変化

	導入プレストレス量	ASR膨張なし	ASR膨張後	プレストレス増減
RC	0.0	0.0	0.7	+0.7
PC-1	4.8	3.8	4.2	+0.4
PC-2	9.5	7.8	8.1	+0.3
PC-3	9.5	7.6	7.8	+0.2

*ASR膨張なし：健全はりの載荷直前のプレストレス量（クリープ変形のみを考慮）

*単位はMPa

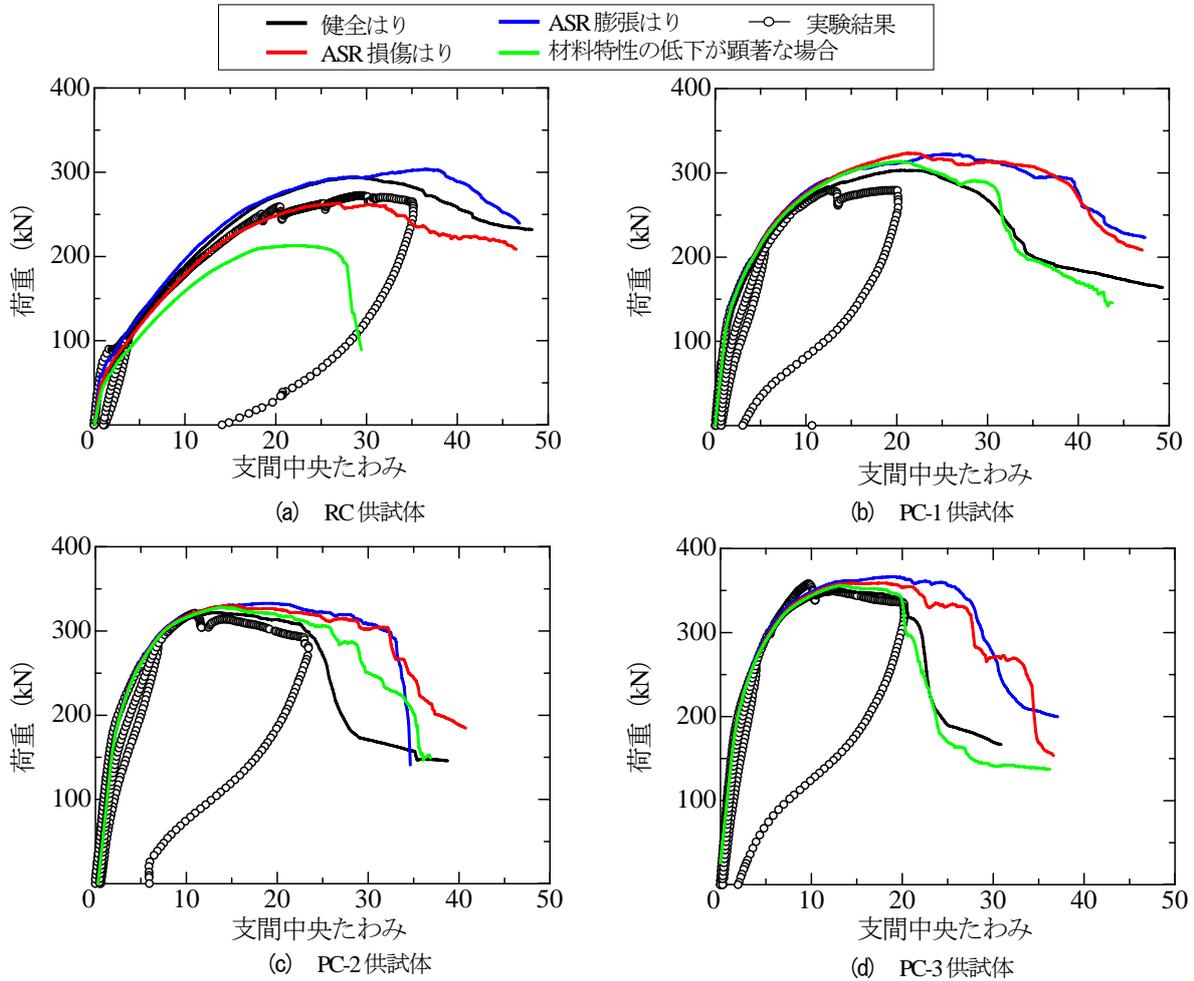


図-12 はり供試体の荷重-変位関係の比較

レス量)を示す。

図より、ASR膨張はりのひび割れ発生後の曲げ剛性は健全はりと比較して、RC供試体では若干増加したが、PC供試体ではほとんど変化しない結果となった。表-6より、RC供試体では、ケミカルプレストレスは0.7MPa程度導入されており、はりの曲げ剛性の増加に寄与したものと考えられる。一方、PC-1~PC-3供試体では、プレストレスの増減はそれぞれ0.2MPa、0.3MPaおよび0.4MPaであった。これは、ASR膨張により導入されるケミカルプレストレスとクリープ変形によるプレストレスの損失により、プレストレス量が相殺されたためであると考えられる。耐荷力に関しては、ケミカルプレストレスの影響によりRC供試体、PC供試体ともに、健全なものと比較して若干ではあるが最大荷重が増加する結

果となった。

b) ASRによる損傷を考慮した場合

図-12に、ASR損傷はりの荷重-変位関係を赤色の実線で示す。ASR損傷はりでは、膨張ひずみによってコンクリートの弾性係数は低下するが、軸方向の膨張ひずみがおよそ1200 μ と比較的大きいRC供試体では、部材軸方向の弾性係数はおよそ70%程度まで低下する。一方、軸方向のASR膨張量が小さいPC-1~PC-3供試体では、弾性係数はほとんど低下しない。その結果、RC供試体においては、健全なものと比較しておよそ50kN以降において部材の曲げ剛性が低下する結果となった。PC供試体では、曲げ剛性はほとんど低下せず、健全なものと同様の挙動が得られた。このことから、PCはりは軸方向の膨張を抑制する効果があり、結果としてコン

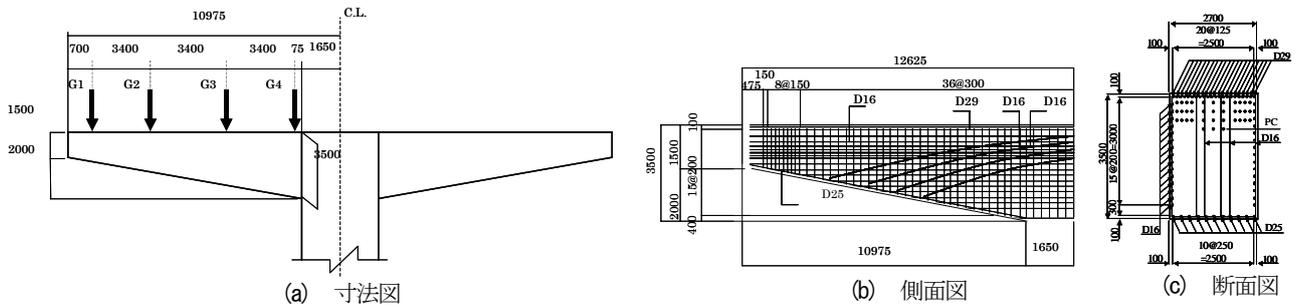


図-13 A橋脚の寸法ならびに配筋図

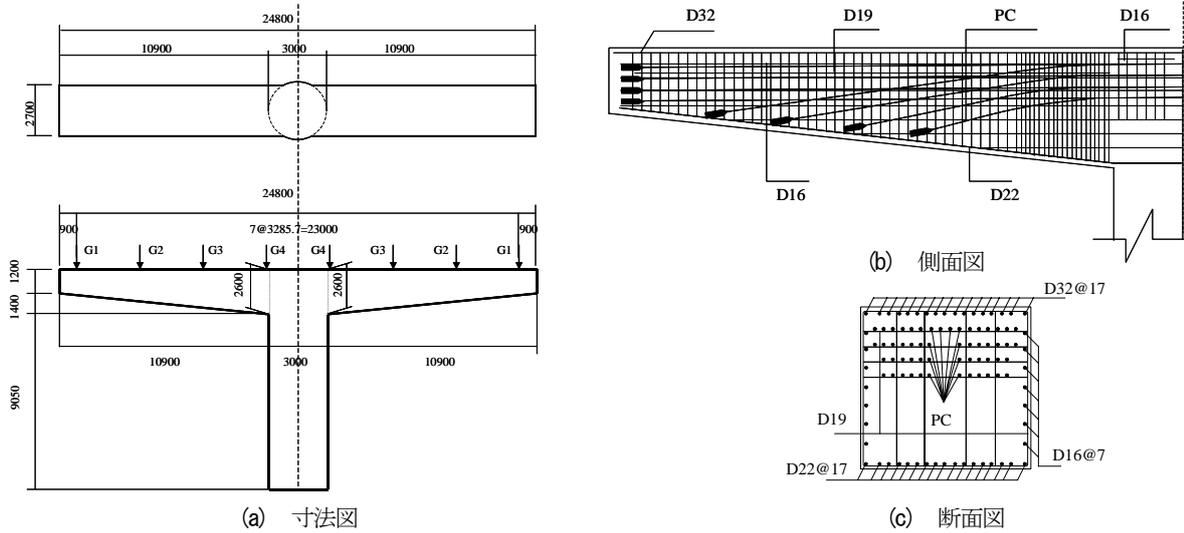


図-14 B橋脚の寸法ならびに配筋図

クリートの材料特性は低下せず、ASRが生じても健全なはりと同程度の耐荷性能を有することになる。また、最大荷重に関しては、RC供試体では、圧縮強度が80%程度まで低下することで、健全なものやASR膨張はりと比較して低下した。一方、PC-1~PC-3供試体では、圧縮強度の低下がほとんど無いため、基本的にはASR膨張はりと同様の結果となった。

ASR損傷はりの結果を実験結果と比較すると、RCおよびPC供試体のいずれにおいても初期剛性や最大荷重を概ね妥当に評価できていることが分かる。このことから、本解析は、ASR膨張量やそれに伴うケミカルプレストレスの効果、膨張により生じるコンクリートの損傷の影響を妥当に評価できているといえる。

(4) 材料特性の低下の程度が構造性能へ及ぼす影響評価

ASR膨張を生じたコンクリートの材料特性がどの程度低下するのかについては、未だ明確になっていないことから、ASR膨張による材料特性の低下がより顕著となる場合を仮定し、その影響について検討した。本節では、圧縮強度、弾性係数および引張強度について、式(6)中の γ のをそれぞれ0.20、0.30および0.20とした。同様に式(7)中の ε_f に対して0.0030を仮定した。それぞれ、図-11中の水色線のように、実験結果における低下率が大きなものと同程度となるようにモデル化している。

解析により予測された荷重-変位関係を図-12に緑色の実線で示す。図より、RC供試体では初期剛性、最大荷重ともに、ASR損傷はりと比較して大きく低下する結果となった。これは、軸方向の弾性係数と圧縮強度が大きく低下したためである。一方、PC供試体では、軸方向の膨張はほとんど生じていないため、弾性係数と圧縮強度ともにほとんど低下していない。その結果、PC供試体の挙動は健全なものと比較してほとんど変化しない結果となった。このことから、本研究で仮定した自由膨張2000 μ 程度であれば、PC構造はRC構造と比較してプレストレス導入方向のASR膨張を抑制することができ、その結果、ASRによる損傷の影響は小さく、構造性能は健全なものと同程度といえる。ただし、より大きな膨張が生じた場合については注意が必要である。

8. 実構造物を対象としたASR損傷評価解析

(1) 解析対象とひび割れ性状

本章では、実構造物を対象としてASR膨張解析を行い、ASR損傷評価解析手法の適用性を確認するとともに実構造物におけるASR損傷の傾向について考察を行う。解析は、実際にASRが確認されたPC橋脚として2

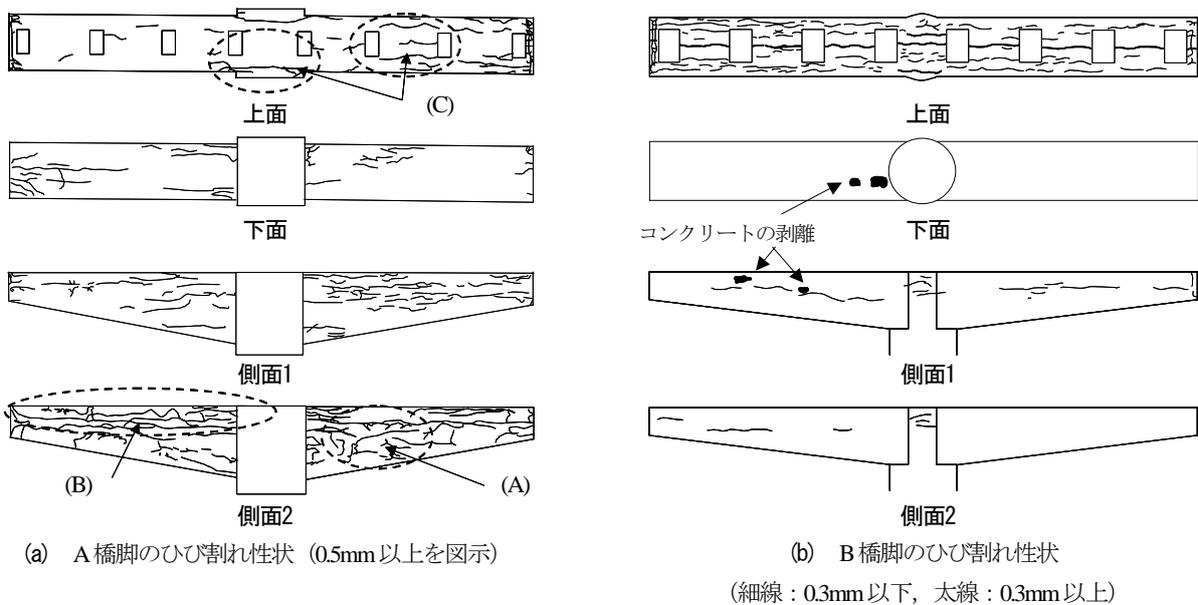


図-15 観察されたひび割れ性状

橋 (A 橋脚および B 橋脚) を対象とした。

a) A 橋脚の場合¹⁾

A 橋脚は、関西圏内の都市高速道路内の T 型 PC 橋脚であり、ASR により多数のひび割れが観察された橋脚である。A 橋脚の寸法および配筋図をそれぞれ図-13 に示す。はりの主筋は 21-D29 で PC 鋼材として V-110E が 36 本配置されている。PC 鋼材を含めた断面の鉄筋比は、はり付根において 0.61% である。スターラップは、3-D16 が 300mm ピッチで配置されており、せん断補強筋比は 0.15% である。導入プレストレスは、1 本あたり 815kN である。図-15(a) に A 橋脚において観察されたひび割れ性状を示す。A 橋脚では、はり全体に多数のひび割れが観察されているが、発生位置は大きく分けて、(A)はり付根付近の側面中央、(B)はり側面の上端側、(C)上面の中央ならびに橋脚上部張出部に分類することができる。また、下面においてもひび割れが確認されている。なお、一部で鉄筋の破断も確認されている。

b) B 橋脚の場合

B 橋脚は、中部圏内の都市高速道路内の T 型 PC 橋脚であり、ASR は確認されたものの比較的ひび割れが少なかった橋脚である。B 橋脚の寸法および配筋図をそれぞれ図-14 に示す。はりの主筋は、17-D32 で PC 鋼材として SWPR7B が 54 本配置されている、PC 鋼材を含めた断面の鉄筋比は、はり付根において 0.86% である。スターラップは 3-D19 が 200mm ピッチ (最大モーメント位置は 100mm ピッチ) で配置されており、せん断補強筋比は 0.32% (細密位置 0.64%) である。導入プレストレスは、1 本あたり 690kN である。B 橋脚は A 橋脚と比較すると、全体として鉄筋量が多くプレストレスも大きい。そのため、ASR に対する拘束が大きい構造であるといえる。

図-15(b) に B 橋脚において観察されたひび割れ性状

を示す。B 橋脚では、はり上面において軸方向に多数のひび割れが確認されており、ひび割れ幅の大きなひび割れが中央に 1 本生じていた。側面にも若干のひび割れが観察されているが、A 橋脚と比較してひび割れの数は少ない。下面は、一部でコンクリートの剥離が確認されたが、ひび割れはほとんど生じていなかった。なお、ひび割れ調査段階において、はりのスターラップが設計とは上下逆に配置されていたことが確認されていた。これについては、縮小模型実験が行われ、十分な構造性能を持つことが確認されている。

(2) 解析概要

図-16 にそれぞれ A 橋脚および B 橋脚の解析モデルを示す。A 橋脚、B 橋脚ともに、軸方向、奥行方向の対称性を考慮して 1/4 モデルでモデル化した。境界条件は、下端部を完全拘束とし、対象面は面外方向の変形を拘束した。鋼材はすべて離散鉄筋によりモデル化し、コンクリートとの付着特性を考慮した。なお、本研究では ASR による付着特性の低下は考慮しないが、付着強度を低下させた解析を別途行った結果、本解析においては付着強度が膨張挙動に及ぼす影響は小さいことを確認している。

解析は、以下の手順で行った。まずプレストレスを初期ひずみとして与えた後、構造物の自重を要素ごとに節点力として作用させるとともに、上部工死荷重および活荷重相当の荷重を支承位置に作用させた。その後、ASR 自由膨張を作用させることで ASR 膨張解析を行った。プレストレスの導入は、それぞれの PC 鋼材において所定の初期緊張力となるように初期ひずみを与えた。初期緊張力は、A 橋脚、B 橋脚でそれぞれ 1 本あたり 815kN および 690kN である。上部工死荷重および活荷重として

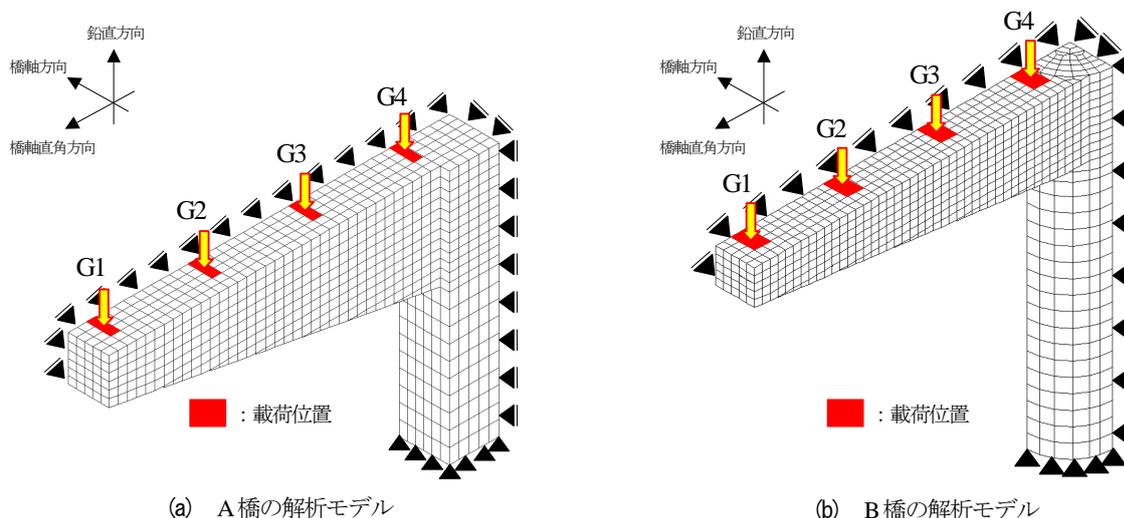


図-16 解析モデル

作用させた荷重は、図-13 および 14 の G1~G4 に対してそれぞれ、A 橋脚では、750kN, 812kN, 660kN および 720kN, B 橋脚では、41kN, 737kN, 736kN および 800kN である。自由膨張ひずみは、前章までの試験の結果を参考にして、より過大な ASR が生じた場合を仮定し、1000 日で 5000μ となるように線形的に漸増させ、全てのガウス点に様に与えた。また、初期プレストレスによるクリープ変形については、クリープ係数を 2.0 として考慮した。

(3) 膨張ひずみによる損傷評価

a) A 橋脚を対象とした損傷評価

図-17 に、解析より得られた膨張ひずみ分布をひび割れ性状と併せて示す。なお、ひずみ分布は対象性を利用して全体モデルとして示している。図-17(a), (b) および(c)はそれぞれ橋軸直角方向ひずみ、橋軸方向ひずみおよび鉛直方向ひずみの分布である。図-17(a)より、橋軸直角方向においては膨張ひずみは 1000μ 以下となっており、はりの軸方向鉄筋量が多いこととプレストレスが作用していることで、膨張が強く抑制されていることが分かる。図-17(b)の橋軸方向のひずみ分布から、はり上面においては側面へ向うほど膨張量が大きくなっており、橋脚上部張出部(橋脚とはりの接合部)において卓越した膨張が生じている。一方、下面においては、中央部のひずみが大きくなっており、実際のひび割れ性状を概ね再現している。図-17(c)の鉛直方向のひずみ分布から、側面においては膨張は下縁で小さく上縁で大きくなっていることが確認できる。膨張が小さい領域は、PC 鋼材が斜めに配置された領域と一致しており、PC 鋼材が鉛直方向の膨張を拘束していることが分かる。実際に観察されたひび割れ性状と比較すると、ひび割れが観察された領域において大きな膨張が生じており、特にひび割れ幅が大きい箇所では膨張ひずみが卓越する結果と

なっている。

b) B 橋脚を対象とした損傷評価

図-18 に、解析より得られた膨張ひずみ分布をひび割れ性状と併せて示す。なお、ひずみ分布は対象性を利用して全体モデルとして示している。図-18(a), (b) および(c)はそれぞれ橋軸直角方向ひずみ、橋軸方向ひずみおよび鉛直方向ひずみの分布である。なお、A 橋脚の結果と比較できるようにコンターの範囲は同一としている。図-18(a)より、橋軸直角方向のひずみ分布は、A 橋脚と同様にプレストレス等により膨張が拘束されていることが確認できる。図-18(b)の橋軸方向のひずみ分布から、はり上面では、中央においてひずみが卓越しており、観察されたひび割れ幅の大きなひび割れを精度良く予測していることが分かる。はり下面では、ひずみは小さくなっており、橋軸方向の膨張は、強く拘束されていると推察される。一方、図-18(c)の鉛直方向のひずみ分布から、側面においては、ひび割れが生じている高さ中央位置でひずみが卓越している。以上の結果から、膨張解析によりひずみが大きく生じている領域とひび割れが生じた領域は概ね対応していることが分かる。

c) ASR 膨張に関する考察

図-17, 18 のひずみ分布から、はり上面における橋軸方向ひずみに着目すると、A 橋脚と B 橋脚ではひずみの分布性状が明らかに異なっていることが分かる。A 橋脚では、側面側で大きなひずみとなっており、B 橋脚では、はり上面中央部において卓越している。同様に、側面における鉛直方向のひずみについても、A 橋脚は、側面において全体的に膨張量が大きいものに対して、B 橋脚は、側面中央位置において膨張が卓越していることが確認できる。これらの違いについて、B 橋脚は A 橋脚と比較して、せん断補強筋量が多いため側面の膨張が抑制されたものと考えられる。また、はり上面のひずみ分布の違いは、前述のようにスターラップの配置が異なって

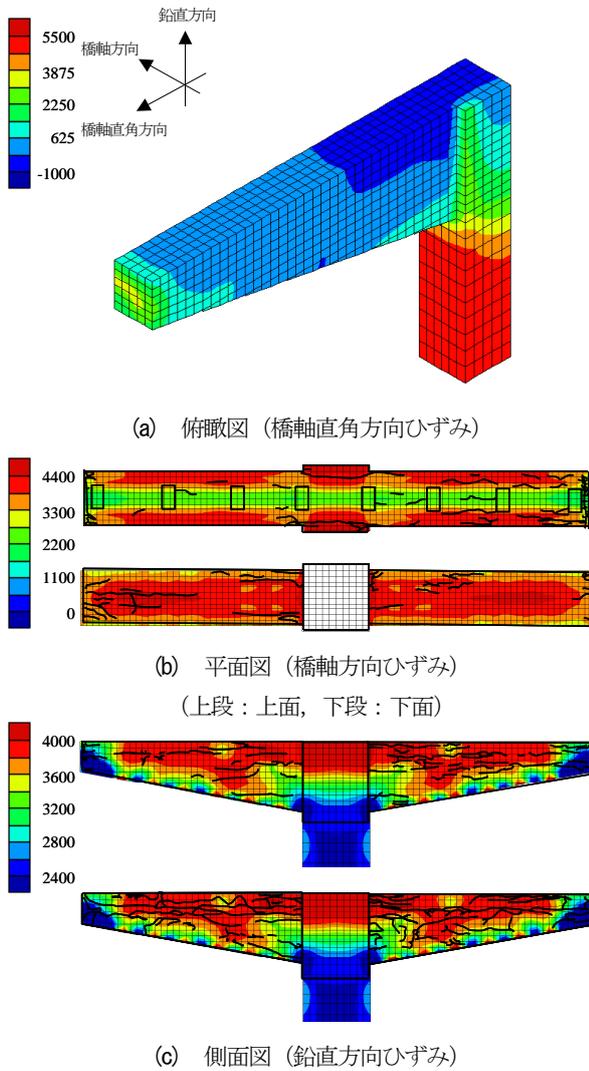


図-17 ひずみ分布とひび割れ性状の比較 (A 橋脚)

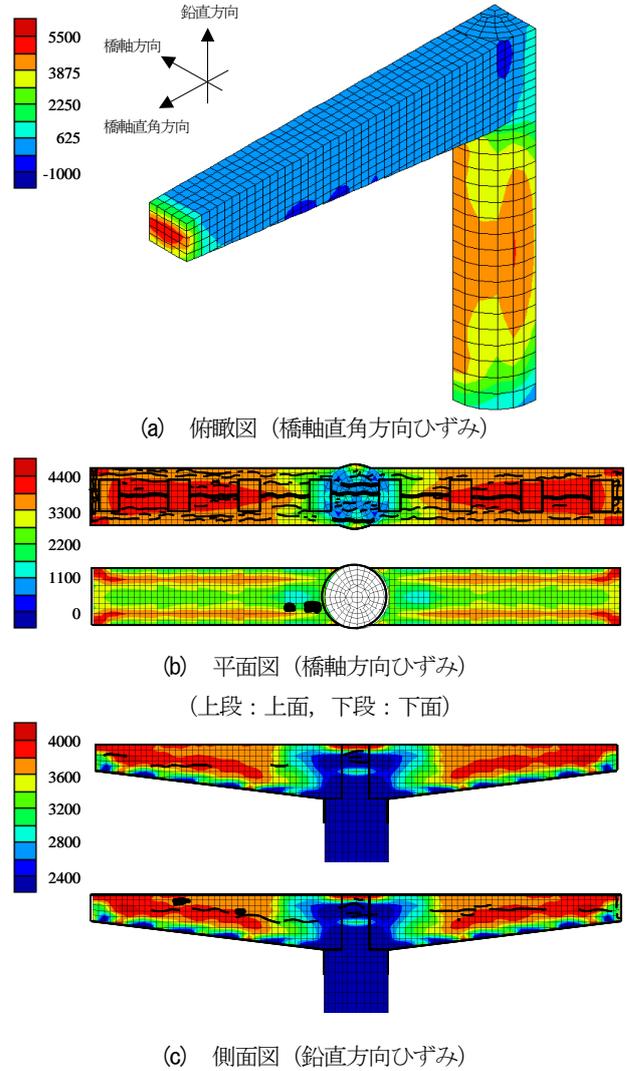


図-18 ひずみ分布とひび割れ性状の比較 (B 橋脚)

いたことに起因すると考えられる。これら解析でひずみが大きく予測された領域は実際のひび割れ性状と概ね対応している。

ASR 膨張解析において、自由膨張量の与え方等の解析条件は、A 橋脚、B 橋脚ともに同様である。したがって、膨張ひずみの分布性状に違いが生じた理由としては、橋脚の形状や鉄筋やプレストレスによる拘束等の構造的な要因と推察される。解析上自由膨張ひずみを全ての Gauss 点に等しく与えているにもかかわらず、解析より得られたひずみ分布性状が、実際のひび割れ性状と同様の傾向を示しているということを鑑みれば、ASR により損傷を生じる領域は主として構造的な要因に影響を受けることを示唆するものである。ASR によるひび割れは、構造的な要因を基本として、温度や湿度、水分供給等の環境条件によりその影響が顕在化するものと言える。

9. ASR 損傷を生じた実構造物の耐荷力照査

前章で検討した B 橋脚を対象として、ASR 損傷により耐荷力がどの程度変化するかを検討した。解析は、上部工死荷重および活荷重を漸増させる荷重制御で行った。なお、膨張に伴う材料特性の低下については、土木学会アルカリ骨材反応対策小委員会報告書でまとめられた既往の実験結果を参考にして、式(6)の γ の値を、圧縮強度、弾性係数および引張強度に対してそれぞれ、0.08、0.30 および 0.20 を用いた。圧縮強度時のひずみについては、式(7)の ε_f を 0.0030 とした。また、ASR による付着特性の低下は考慮しなかった。なお、本解析は、荷重制御による解析であるため、明確な最大荷重は得られない。本研究では、収束解が得られず変位が急激に増大した時点で解析を終了し、その前の釣合点を最大荷重とした。

図-19 に解析より得られた張出し部先端のたわみと荷重倍率の関係を示す。ここで、荷重倍率は、作用荷重を上部工死荷重と活荷重の和で除したものである。図中には解析結果として、ASR 膨張を考慮しない健全な場

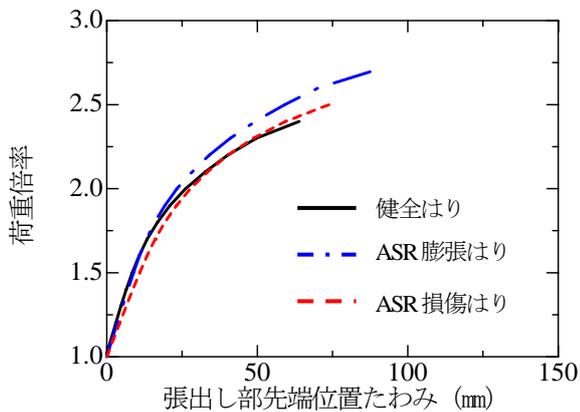


図-19 荷重倍率-変位関係

合(健全はり), ASR膨張により生じる初期応力のみを考慮し材料特性の変化は考慮しない場合(ASR膨張はり)およびASR膨張により生じる初期応力と材料特性の変化を考慮する場合(ASR損傷はり)の3つを示している。解析の結果, いずれの場合においても, 荷重倍率で2倍以上の耐荷力を有していた。ASR膨張はりは健全はりと比較して, 初期剛性, 耐荷力ともに増加する結果が得られた。また, ASR損傷はりにおいては, 健全はりと比較して初期剛性は若干低下するものの, 耐荷力は増加する結果が得られた。これらの結果は, プレストレスや鋼材の拘束の影響により, はり軸方向の膨張が大きく抑制されることでケミカルプレストレスが導入されたためであると考えられる。ただし, 7. (2) c)で述べたように, 材料特性の低下の程度が今回の解析で仮定したものよりも大きい場合には, ASR損傷はりの耐荷力は健全はりよりも低下する可能性があることに注意が必要である。なお, 本解析結果はクリープ係数を2.0と仮定した場合のものであるが, クリープ係数の違いはASR損傷はりの構造性能の変化にほとんど影響を及ぼさないことを確認している。

以上のことから, 今回仮定した自由膨張量 5000μ 程度のASR膨張であれば, 実構造物のような大型の構造物においても, 鋼材やプレストレスが十分にある場合には, ASR膨張が拘束されケミカルプレストレスが導入されるため, 構造性能はほとんど低下しないものと考えられる。また, 構造物の安全性を照査するためには, コンクリートの材料特性がどの程度変化しているのかを詳細に検討する必要があると考えられる。

10. 結論

本研究では, ASRを生じた構造物におけるASR膨張挙動とそれに伴う損傷が構造性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的として, 実験と解析による検討を行った。本研究で得られた結論を以下に示す。

RCおよびPCはりを対象として, ASR促進実験ならびに曲げ載荷試験を行うことで, 以下の知見を得た。

- (1) 小型の無筋角柱供試体とはり供試体とでは, 養生方法に依存してASR膨張挙動は異なることを示した。したがって, 無筋角柱供試体からはり供試体の膨張量を推定する際には注意が必要である。
- (2) はり供試体のASR膨張挙動は, 鋼材等の拘束の程度により方向性を持ったものになる。特に, プレストレスによる拘束によりASR膨張は大きく抑制される。
- (3) ASRコンクリートの材料特性は, 膨張ひずみにしたがって低下する。低下の程度は, 弾性係数, 引張強度が大きく, 圧縮強度はそれほど低下しない。また, ASR膨張ひずみと強度低下の関係は, 円柱供試体とコア供試体で同様の傾向を示し, 任意方向の材料特性は, その方向のコア供試体の材料特性により評価できる。
- (4) コア供試体の材料特性は, 膨張の程度に従った異方向性に影響を受けることから, 構造全体挙動を評価する場合は, コア供試体の採取位置や方向に注意する必要がある。
- (5) ASRを生じたPCはり供試体はRCはり供試体と比較して, 構造性能の低下は小さい。これは, プレストレスの拘束により部材軸方向に対してASR膨張がほとんど生じず, 材料特性の低下はほとんど生じないためである。

また, ASR膨張解析ならびに荷重作用解析を行うことで, 以下の知見を得た。

- (6) PCはり供試体を対象としてASR膨張解析を行った結果, プレストレスや鋼材により拘束を受けた際にASR膨張が抑制される現象を概ね評価できた。
- (7) ASRを生じたRCおよびPCはり部材の構造性能を解析的に評価できることを示した。特に, PCはり部材では, ASR膨張により導入されるケミカルプレストレスの積極的な影響と膨張により材料特性が低下する消極的な影響が相反していることを示した。その結果, 今回対象とした 2000μ 程度のASR膨張であれば, PCはり部材では, 健全なものと比較して構造性能はそれほど低下しないことを示した。
- (8) ASRを生じたPCはり部材の構造性能は, コンクリートの材料特性の低下の程度に影響を受けるため, ASRを生じたコンクリートの材料特性についてより詳細な検討が必要である。
- (9) 都市高速道路内のT型PC橋脚を対象としたASR膨張解析を行い, はり側面や上面において損傷が集中する傾向を解析的に評価可能であることを示した。ASR損傷を生じる領域は, 構造物の配筋状態等の構造的な要因により影響を受け, 温度や湿度, 水分供

給等の環境条件によりその影響が顕在化すると考えられる。

- (10) ASR 損傷を生じた PC 橋脚は、自由膨張ひずみが 5000 μ 程度の ASR であれば、健全なものと比較して、必ずしも耐荷力は低下しないことを解析的に示した。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー124, アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, 2005.
- 2) 日本コンクリート工学協会：作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会報告書, 2008.
- 3) 久保善司, 上田隆雄, 黒田保, 野村倫一：アルカリ骨材反応による膨張がコンクリートの力学性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.1691-1696, 2006.
- 4) 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.
- 5) 小柳治, 六郷恵哲, 内田裕市, 長瀬道雄：著しい AAR 損傷を生じた RC はりの挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.1, pp.947-952, 1993.
- 6) 小林和夫, 井上晋, 山崎應生, 中野錦一：アルカリ骨材反応を受けた PC はり部材の耐荷性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.1, pp.615-620, 1987.
- 7) 中島俊和, 久保善司, 鳥居和之：ASR 膨張がコンクリート構造物の鉄筋破断に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1535-1540, 2003.
- 8) 尾花祥隆, 鳥居和之：プレストレストコンクリート・プレキャストコンクリート部材における ASR 劣化の事例検証, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.1, pp.1065-1070, 2008.
- 9) 上田尚史, 澤部純浩, 中村光, 国枝稔：アルカリ骨材反応による RC 部材の膨張予測解析, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.4, pp.532-548, 2007.
- 10) 上田尚史, 中村光, 国枝稔：ASR を生じた PC はりの膨張挙動と損傷後の構造性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1261-1266, 2009.
- 11) 伊藤睦, Kongkeo P., 中村光, 田辺忠顕：格子等価連続体法による鉄筋コンクリート部材の有限要素解析, 土木学会論文集, No.767/V-64, pp.115-129, 2004.
- 12) Saenz, L.P. : Discussion of "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete" by Desayi and Krishnan, *ACIJ Proceedings*, Vol.61, No.9, pp.1229-1235, 1964.
- 13) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, ASCE, pp.471-487, 2001.
- 14) 澤部純浩, 上田尚史, 中村光, 国枝稔：せん断補強筋に定着不良が生じた RC はりのせん断破壊挙動解析, 土木学会論文集, Vol.62, No.2, pp.444-461, 2006.
- 15) 上田尚史, 中村光, 国枝稔：ASR 損傷した RC 部材の構造性能評価に関する解析的研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.7, pp.113-120, 2007.
- 16) 稲垣崇秀, 尾花祥隆, 石井豪, 鳥居和之：ASR 劣化 PC 梁試験体から採取したコアの力学的性質, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.31, No.1, pp.1237-1242, 2009.
- 17) 土木研究センター：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, pp.293-294, 1998.
- 18) 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梶展朗：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.
- 19) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 2007.

(2010.5.24 受付)

EVALUATIONS ON ASR DAMAGE OF CONCRETE STRUCTURE AND ITS STRUCTURAL PERFORMANCE

Naoshi UEDA, Hikaru NAKAMURA, Minoru KUNIEDA, Hirofumi MAENO, Noriaki MORISHITA and Hiroshi ASAI

In this paper, experiments and finite element analyses were conducted in order to evaluate effects of ASR on structural performance of RC and PC structures. From the experimental results, it was confirmed that the ASR expansion was affected by the restraint of reinforcement and the magnitude of prestress. The material properties of concrete damaged by ASR had anisotropic characteristics depending on the degree of ASR expansion. Therefore, when the structural performance of RC and PC structures were evaluated by using the material properties of core concrete, the direction and place where cylinder specimens were cored should be considered. On the other hand, by means of proposed analytical method, ASR expansion behaviors of RC and PC beams and changing of their structural performance were evaluated. As the results, it was confirmed that PC structure had much advantage comparing with RC structure regarding the structural performance under ASR damage because of restraint by prestress against the ASR.