

## 数値解析によるPC桁供試体のASR劣化性状評価

九州工業大学	○上園 祐太
九州工業大学 正会員 Ph. D.	幸左 賢二
九州工業大学	鄭 玉龍
住友大阪セメント(株)	上原 伸郎

Abstract : Large-scale PC specimens using reactive aggregates were made and exposed to outdoor condition in order to investigate the variation of behaviors for PC structure induced by Alkali-silica reaction. In this study, after around 3 years of exposure, the specimen for which ASR deteriorations have been confirmed is selected for evaluation. FEM analysis is also carried out by considering the expansion and the material degradation due to ASR. By importing the free expansion, it is verified that expansion in the axial direction has the trend to be restricted when performing the material degradation. However, the expansion in the perpendicular direction to the axis is obvious. Therefore, cracks generate along the axial direction, which is corresponding to the crack conditions of specimen.

Key words : Prestressed Concrete, Alkali-Silica Reaction, FEM

### 1. はじめに

従来の研究によると、アルカリシリカ反応(以下、ASR)がPC部材の耐力に及ぼす影響は少ないとされてきたが、近年、図-1に示すように、供用30年が経過したモノレールPC軌道桁等において、40mm以上の反り反りが生じ、耐力、および使用性能の低下が懸念される事例<sup>1) 2)</sup>もあり、ASR劣化は、PC部材のメンテナンス上の問題の1つである。したがって著者らは、ASRを生じたPC部材の長期的な劣化挙動の評価を目的に、反応性骨材を使用した大型のPC桁供試体(No.1~4)を用いてPC部材のASR劣化性状を5年間にわたって評価することを全体計画としている。本稿では、打設後約3年が経過したNo.4供試体を対象に、ASRによる膨張ひずみ、および材料劣化を考慮した2次元弾塑性FEM解析により、ASR劣化時におけるPC桁供試体の性状評価を行った。

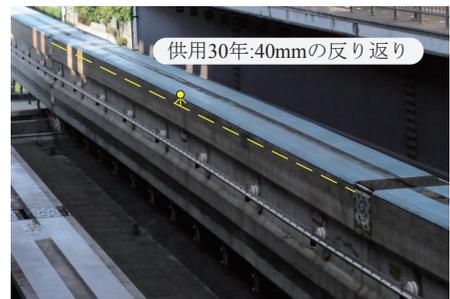


図-1 劣化事例

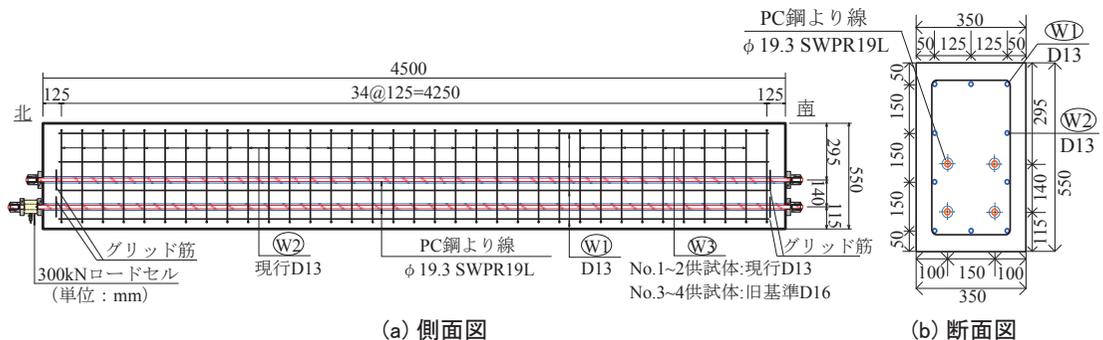


図-2 供試体形状図

## 2. 供試体概要

本研究では、図-1 に示した PC 軌道桁をモデルとし、図-2 に示すように、長さ 4500mm、幅 350mm、高さ 550mm の長方形充実断面からなる供試体を製作した。緊張方法は、φ19.3mm の PC 鋼より線を 4 本配置したポストテンション方式とし、鉄筋は SD345, D13 を軸方向鉄筋 W1, 帯鉄筋 W2 にそれぞれ用いたが、No.3, No.4 供試体については、ASR による鉄筋損傷が発生した実構造物を模擬する目的で、鉄筋損傷が確認された実構造物からはつり出した旧基準 (1985 年以前) 鉄筋で一部 (W3) の帯鉄筋を置き換えて使用した。帯鉄筋量は、本供試体のモデルとした PC 軌道桁を参考に決定した。コンクリート配合は、表-1 に示す通りで、反応性骨材は北海道産を使用した。なお、緊張力導入直後の応力分布は、図-3 に示すように、上縁で 0.66N/mm<sup>2</sup>、下縁で 9.75N/mm<sup>2</sup> となっている。

## 3. 実験結果

供試体は、緊張力導入初期の状態の確認のため、90 日間空調のない屋内で養生した後、庇のない屋外に 1000 日暴露している。

### 3.1 ASR ひび割れ劣化状況

本研究では、上面と両側面の計 3 面を評価対象面とし、クラックスケールで計測可能な幅 0.05mm 以上のひび割れを対象とした。図-4 に No.4 供試体の材齢 900 日の西面のひび割れ状況を示す。同図は供試体軸方向の北側から 2250mm を示し、幅 0.10mm 以上のひび割れを表記している。図-4 を概観すると、緊張力方向のひび割れが卓越しており、ASR 劣化した PC 部材の特徴が現れている。また、ひび割れは、供試体の上部に多く発生する傾向が認められた。

図-5 に No.4 供試体のひび割れ密度 (対象ひび割れ総延長/評価対象面積) の経時変化を示す。材齢 330 日以降、ひび割れ密度は急激に増加し、材齢 900 日時点では、7.41m<sup>2</sup>と大きく劣化が進展した。また、図中にはひび割れ幅の推移も併せて示した。材齢 380 日時点で、幅 0.10mm 以上のひび割れについても確認され、材齢 900 日現在では、半数以上のひび割れが幅 0.10mm 以上となっている。以上より、本供試体は ASR 劣化の進展期であると推察される。

### 3.2 コンクリート物性

供試体同様に暴露したテストピースによる圧縮強

表-1 コンクリート配合

単位量 (kg/m <sup>3</sup> )							
水	セメント	細骨材		粗骨材		促進剤	AE 減水剤
		反応性	非反応	反応性	非反応		
175	381	459	289	509	501	11.6	1.14

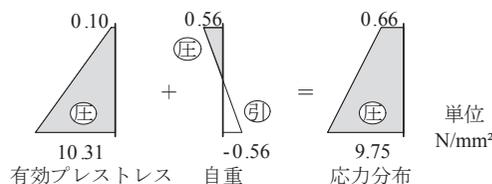


図-3 応力分布(緊張力導入時)

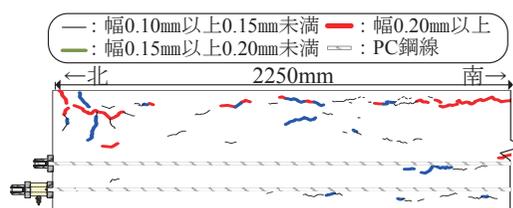


図-4 材齢900日のひび割れ状況(西面)

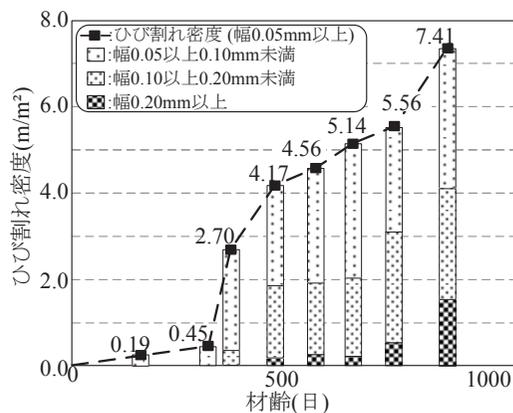


図-5 ひび割れ密度の経時変化

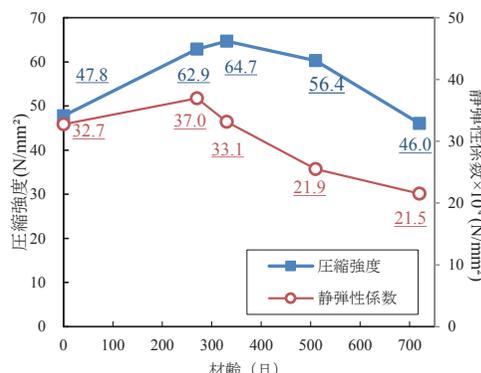


図-6 コンクリート物性

度、および静弾性係数の経時変化を図-6に示す。材齢28日の圧縮強度は $48.0\text{N/mm}^2$ となっている。材齢300日では $62.9\text{N/mm}^2$ となっており、約1.3倍の強度増進が認められた。静弾性係数も同様であり、 $3.23 \times 10^4\text{N/mm}^2$ から $3.70 \times 10^4\text{N/mm}^2$ に増加している。しかしながら、材齢365日の時点では、圧縮強度に大きな変化がないものの、静弾性係数は、 $3.31 \times 10^4\text{N/mm}^2$ と10%程度の低下現象が確認された。続いて材齢730日では、静弾性係数はさらに低下し、圧縮強度についても29%の低下が認められた。

### 3.3 コンクリート表面ひずみ

図-7にコンクリート表面ひずみの計測結果を示す。計測箇所は、端部より250mmの位置を基点とし、1000mmピッチの計5つ断面について鉛直方向の表面ひずみをコンタクトゲージにより計測を行った。なお、初期値は材齢400日に計測を行った。図より、材齢530日に $522\mu$ のひずみが計測された後、経時的にひずみは増加し続け、材齢1000日時点では、 $1455\mu$ のひずみが計測された。図-4に示したひび割れ密度の経時変化と比較すると、概ね類似した劣化傾向であることが確認された。

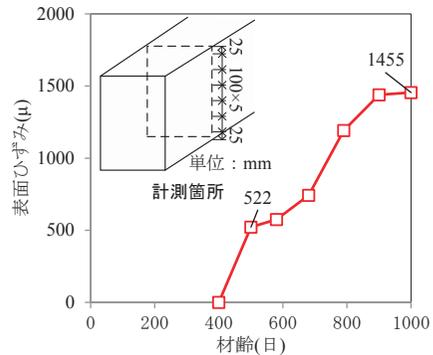


図-7 コンクリート表面ひずみ

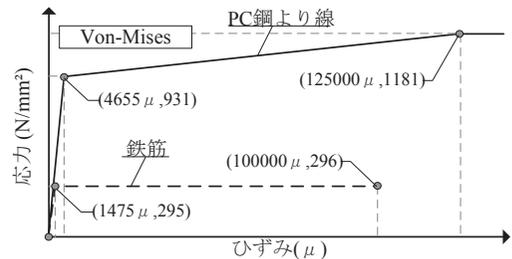


図-8 鋼材の応力-ひずみ関係

## 4. 解析モデル

3章で示したように、ひび割れ発生、およびコンクリート物性の劣化は、材齢300日ごろから進展する傾向が確認された。したがって、本章以降では、材齢300日以降の膨張ひずみ、および材料劣化を考慮した解析を行うこととした。なお、膨張ひずみのみを考慮したものを case1、膨張ひずみ、および材料劣化を考慮したものを case2 とした。

### 4.1 モデル化

実験結果を評価するため、PC桁供試体について2次元弾塑性FEM解析を実施した。初期の荷重条件に自重を与えた後、PC鋼より線をモデル化した埋め込み鉄筋要素に緊張力となる引張応力を与えることにより、供試体に今回着目する材齢300日時点のプレストレスを作用させた。また、コンクリートの要素寸法は、 $50\text{mm} \times 50\text{mm}$ とし、軸方向に90分割、高さ方向に11分割した。なお、解析は汎用解析コードDIANA9.4.4を使用した。

### 4.2 鋼材モデル

図-8に鋼材の応力-ひずみモデルを示す。構成則はVon-Misesの条件とし、コンクリート要素の位置関係にとらわれずに配筋が可能であり、コンクリート要素と完全付着である埋め込み鉄筋要素とした。図に示すように、鉄筋はバイリニア、PC鋼材はトリリニアとしてモデル化を行った。なお、コンクリートが劣化した場合における付着の低下については、本稿では考慮しないこととした。

### 4.3 コンクリートモデル

図-9にコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。引張側については、最大主応力基準を用い、圧縮側については、Drucker-Pragerを用いた。また、ひび割れモデルは、多方向固定ひび割れモデルとした。図-10に圧縮側コンクリートの応力-ひずみ関係を示す。一般に、ASRが発生した場合、初期勾配については、最大応力が $f_a$ から $f_b$ へ低下し、軟化域では、変曲点が $\epsilon_a$ から $\epsilon_b$ へ変化することにより最大応力以降の応力

低下に差が生じる. 以上のような ASR によるコンクリート劣化の特徴を, PC 桁供試体と同時期に作製したテストピース, および同一配合のテストピースによる強度試験結果を参考にモデル化を行った. 図-10 に示すように, 圧縮側の応力-ひずみ関係は, 初期勾配の最大応力が  $f_a=64.7\text{N/mm}^2$  から  $f_b=32.4\text{N/mm}^2$  まで 50%低下し, 軟化域では, 変曲点が  $\epsilon_a=5000\mu$  から  $\epsilon_a=2500\mu$  へ変化するモデルとし, 劣化が開始した材齢 300~1000 日 にかけて, 単調に変化させることとした.

4.4 膨張ひずみ

本稿の解析で与える膨張ひずみ量は, No.4 供試体と配合, 暴露条件がほぼ同様であり, 供試体寸法  $340\times 340\times 670\text{mm}$  の RC 供試体で行った屋外暴露試験結果を参考にすることとした. なお, RC 供試体の鉛直方向の拘束はないと見なし, 標点間距離 100mm のコンタクトゲージによる表面ひずみの計測結果を用いることとした. 図-11 に対象とした RC 供試体の鉛直方向ひずみの計測結果を示す. 計測値は, 100 日ごろから膨張ひずみが発生し, その後, 経時的に膨張ひずみは増加し続け, 最終計測値である材齢 700 日では  $2000\mu$  の膨張ひずみが計測された. この膨張傾向を模擬し, 近似した傾きの軸切片を解析対象とした材齢 300 日に補正し, さらに材齢 1000 日まで延長すると,  $2500\mu$  となった. 以上より, 本稿の解析では, 材齢 300~1000 日 にかけて膨張ひずみ  $2500\mu$  を単調に与えることとした.

5. 解析結果

5.1 変形状況

図-12 に各 case の変形状況を示す. なお, 図中には, 軸方向, および鉛直方向への最大変位を示した. 図中 (a) に, 初期の変形状況を示す. ここでいう初期状態とは, 自重, およびプレストレスを载荷した状態である. 軸方向へは, 下側で  $1.1\text{mm}$  の収縮が生じ, 断面中央部において, 上方へ  $1\text{mm}$  反り返る挙動が生じた. 次に図中 (b) に, case1 の膨張後の変形状況を示した. 軸方向へ  $9.6\text{mm}$  膨張し, 中央断面では上方へ  $2.9\text{mm}$  の反り返りが生じる結果となった. 同様に, 図中 (c) に case2 の膨張後の変形状況を示した. 軸方向へ  $8.5\text{mm}$  膨張し, 中央断面では上方へ  $4.3\text{mm}$  の反り返りが生じる結果となった. 本稿で詳細に示してはいないが, 実験供試体においても,  $3\text{mm}$  程度の反り返りが発生しており, 同様の傾向が確認された. 以上のような変形が生じた場

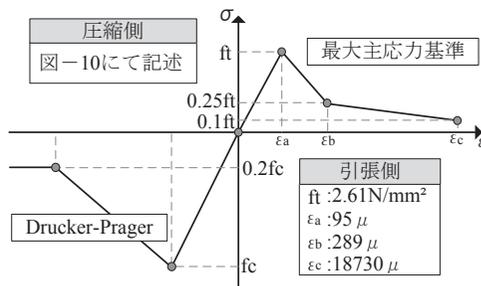


図-9 コンクリートの応力-ひずみ関係

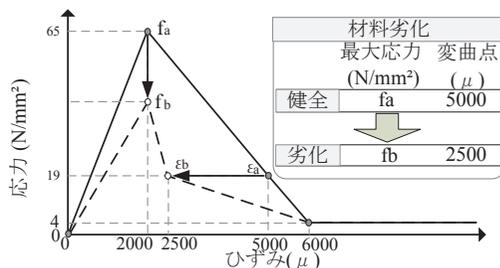


図-10 圧縮側コンクリートの応力-ひずみ関係

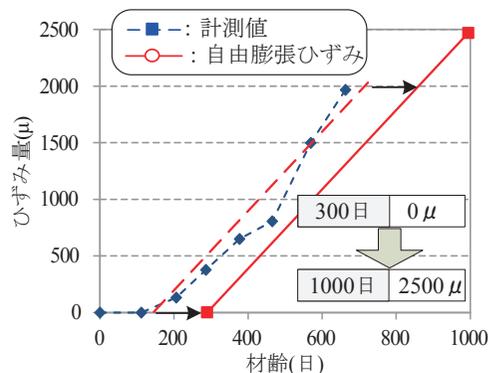


図-11 膨張ひずみの経時変化

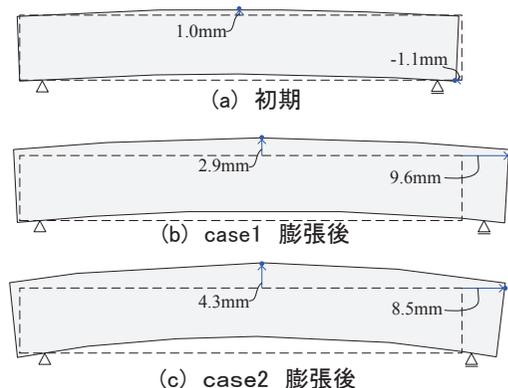


図-12 変形状況

合における中央断面の軸方向, および鉛直方向のひずみ変化について次節に示す。

5.2 ひずみ分布

(1) 軸方向ひずみ

図-13 に各 case における中央断面の軸方向のひずみ変化を示す。初期については, 上部で $-54\mu$ , 下側で $-238\mu$ で全断面圧縮となっている。2500 $\mu$  与えた後の case1 のひずみ変化量は, 上部で2429 $\mu$ , 下部で2323 $\mu$ となり, 上下では5%の差異が生じた。上下差が生じた要因としては, PC 桁供試体は, 下側に PC 鋼材を配置した偏心構造となっており, 下側の鋼材比が多いため, 上部と比し, 下部での拘束が卓越し, 5%の上下差が生じたと考えられる。次に, case2 では, 上部で2304 $\mu$ , 下部で1943 $\mu$ となり, 19%の上下差が生じた。case 1 と比し, 全体的にひずみ変化量が小さくなった要因としては, 弾性係数が低下したことにより, 鋼材拘束の効きが大きくなったためであると考えられる。また, 上下差が19%と大きくなった要因としては, PC 鋼材が下側に偏心し, 鋼材量が多いこと, および弾性係数が低下したことにより, コンクリート要素が収縮したことが考えられる。以上より, 軸方向については, 材料劣化させると膨張が抑制される挙動, および上下の膨張量の差が顕著となる挙動が確認された。

(2) 鉛直方向ひずみ

図-14 に中央断面の鉛直方向のひずみ変化を示す。初期については, 上部で10 $\mu$ , 下側で45 $\mu$ であり, 微量ではあるが, 全断面引張側となっている。引張ひずみの要因としては, プレストレス導入によるポアソン効果であると考えられる。次に, 2500 $\mu$  与えた後の case1, および case2 のひずみ変化量は, それぞれ上部で2435 $\mu$ , 2425 $\mu$ , 下部で2495 $\mu$ , 2485 $\mu$ となった。上下の差は, 上部の方が2%程度大きな変化量となった。これは, 図-

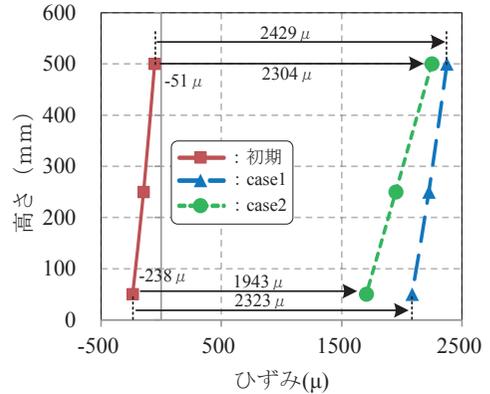


図-13 軸方向ひずみ分布

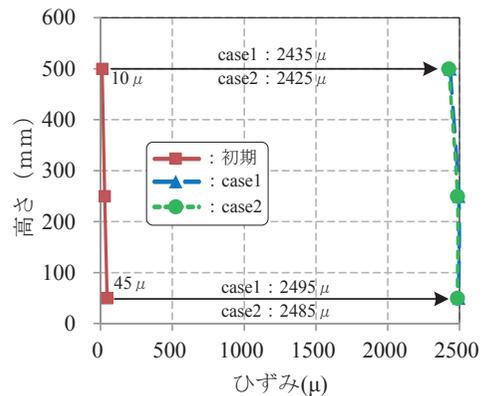


図-14 鉛直方向ひずみ分布

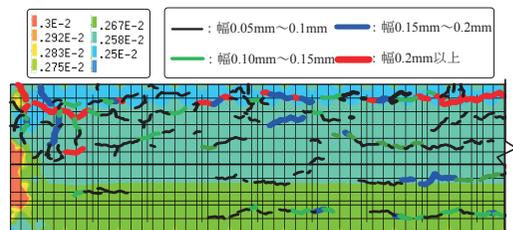


図-15 主ひずみ分布とひび割れ状況の比較

13 で示すように, 軸方向へのひずみは下側の方が拘束されるため, ポアソン効果により, 鉛直方向へ下側の方が大きなひずみ変化が生じたと考えられる。また, case1 と case2 では, 両者ともに同程度の値となったことから, 鉛直方向の膨張挙動には材料劣化による差異はほとんどないことが確認された。

5.3 主ひずみ分布

図-15 に主ひずみ分布とひび割れ状況の比較を示す。なお, ここでは, 代表として case2 について西面北側の1/2を示した。case2 では, case1 と同様に, 鉛直ひずみが卓越する傾向, およびかぶり部において卓越する傾向については実験結果と概ね合致しているが, 下部と比し, 上部のひび割れが卓越する傾向は合致しない結果となった。合致しない要因としては, 降雨や日射の影響を受けやすい上面側が最も劣化しやすいため, 膨張ひずみの絶対量は, 下部と比し, 上部が多いことが考えられる。今回の解析では, 全高さで同一の膨張ひずみを与えたため, 上部でひび割れが卓越する傾向を再現できなかったと考えられる。

### 5.4 考察

以上より、材料劣化、および膨張ひずみを考慮した本稿の解析では、軸方向への鉄筋拘束効果が小さいことが確認された。ここで、軸方向の拘束鋼材比に着目した既往研究<sup>3)</sup>による拘束鋼材比 - 膨張ひずみ関係を図-16に示す。図中には、エネルギー一定則に基づいた式により算出した理論値を併せて示しており、理論値算出に用いたコンクリートと鋼材の弾性係数は、本解析の case2 で使用した値を用い、自由膨張ひずみ  $\epsilon_0$  には、実験値と同程度の  $6000\mu$  として理論値を算出した。なお、参考として、本解析で用いた自由膨張ひずみ  $2500\mu$  として算出した理論値を併せて示した。既往研究の試験結果では、拘束鋼材比が非常に小さい場合には、ほとんど拘束されないが、0.5%までに急激に拘束が効くような結果となっている。一方、理論値に着目すると、拘束鋼材比が非常に大きい領域においても、ほとんど拘束されない結果であり、実験値とは大きく異なる曲線となっている。ここで、上田ら<sup>4)</sup>は、ひび割れ発生ひずみ  $100\mu$  を超えると、弾性係数は急激に低下すると考え、弾性係数を90%程度低下させ、理論式における分母を非常に小さくすることにより、拘束条件下のASR膨張挙動を表現している。理論値と実現象の挙動が異なる要因としては、理論値では、膨張力と鋼材拘束力が釣り合うとされているが、実現象における膨張力は非常に小さく、拘束鋼材が0.5%程度以上配筋されると、膨張が大きく拘束される可能性が考えられる。

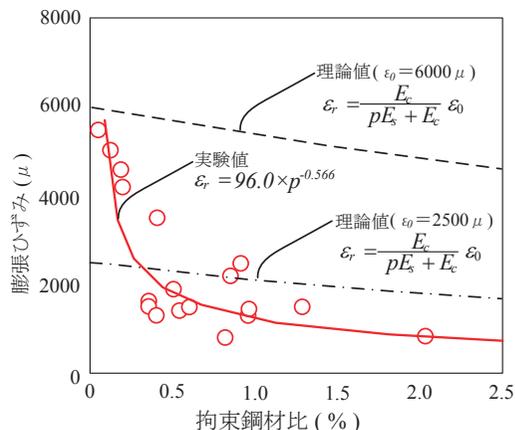


図-16 鋼材比-膨張ひずみ関係

### 6. まとめ

打設後約3年が経過し、ASR劣化が進展した大型PC桁供試体の試験結果、および実験供試体を対象に材料劣化と膨張ひずみを考慮した2次元弾塑性FEM解析を行うことにより、以下の知見を得た。

- 1) 材齢900日時点で、幅0.05mm以上のひび割れを対象としたひび割れ密度は7.41m<sup>2</sup>となり、本供試体は劣化進展期であると判断された。また、1500 $\mu$ の鉛直方向ひずみが計測され、弾性係数についても著しい低下が確認された。
- 2) 数値計算を実施した結果、材料劣化を考慮したcase2では、健全なcase1と比し、軸方向への膨張が断面の平均としては12%抑制される結果となった。また、材料劣化を考慮したcase2の方が、上下のひずみ差が顕著となる傾向が確認された。一方、鉛直方向への膨張挙動には、材料劣化の有無はほとんど影響しない結果となった。
- 3) 実験供試体と同様に、解析結果についても供試体中央部が2.9~4.3mm上方へ反り返る挙動が発生した。このような変形が発生した要因として、PC鋼線の拘束条件の差異により、軸方向ひずみの上下差が生じたことによるものである可能性が考えられた。

### 参考文献

- 1) 北九州市：北九州モノレール長寿命化計画，北九州市建築都市局都市交通政策課，pp.39，2011.6
- 2) 石橋忠良：PC 鉄道構造物の劣化事例と対策，プレストレスト・コンクリート，Vol.45，No.1，pp.72-75，2003.1
- 3) 土木学会：アルカリ骨材反応対策委員会報告書，第2編，pp.116，2005
- 4) 上田尚史：ASR を生じたコンクリート構造物の劣化予測と構造性能評価に関する研究，名古屋大学博士論文，2011