

論文 反応性骨材を使用した大型 PC 桁供試体の劣化性状評価

上園 祐太^{*1}・幸左 賢二^{*2}・上原 伸郎^{*3}・原口 政仁^{*4}

要旨: アルカリシリカ反応が生じた PC 桁の長期的な劣化性状を評価するために、反応性骨材を使用した大型の PC 桁供試体を用いて屋外暴露試験を実施している。約 1 年半が経過した ASR 劣化進展期において、PC 軌道桁を模擬し、引張側に偏心構造とした本研究の PC 供試体では、相対的に拘束度が小さな供試体上部でひび割れ損傷、断面変形が顕著になるとともに、供試体は上方に反り返るような挙動を示した。緊張力の経時変化は、予測式から求めた値より低下割合が小さく、また、アルカリシリカ反応による劣化が顕在化して以降は、アルカリシリカ反応による膨張作用が緊張力の変化に影響を及ぼすと推察された。

キーワード: ASR, PC, 緊張力, 部材変形, 長期屋外暴露

1. はじめに

アルカリシリカ反応(以下、ASR)が PC 部材の耐荷力に及ぼす影響は少ないとされていたが、一方で、ASR 劣化は、PC 部材のメンテナンス上の大きな問題のうちの 1 つとしても位置づけられている。本研究では、ASR が生じた PC 部材の長期的な性状を評価するために、反応性骨材を使用した大型の PC 桁供試体を 4 体(No.1~4)製作し、PC 桁供試体の ASR 劣化性状を 5 年間に渡って評価することを全体計画としている。No.1~2 供試体を用いて緊張力導入初期性能の評価、No.3~4 供試体を用いて PC 部材の ASR 劣化性状評価を行うことを予定している。本稿では、約 1 年半が経過した時点における評価として、主に No.4 供試体のひび割れ性状、部材の断面変形、反り返り量の計測結果、緊張力の経時変化から ASR 劣化の発生傾向、および緊張力変化と ASR の影響について報告する。

2. 供試体概要

2.1 計測手法の概要

本稿で取り扱う PC 桁供試体の暴露状況を図-1 に示す。本研究では、PC 供試体の長期的な断面変形や反り返り量などを全体変形として捉えた。具体的には、図に示すよ

床版にアンカー固定され、格子状に緊結したアングルをうに、PC 桁供試体に生じた部材の変位は、コンクリート基準として、経時的に計測した。また、ロードセルを定着部に設置することで、緊張力の経時変化を直接計測することとした。なお、各測定項目の具体的な方法については、各章で説明する。

2.2 供試体形状

本研究では、供試体長さ 4500mm、幅 350mm、厚さ 550mm の長方形充実断面からなる供試体を作製した。図-2 に供試体の縦断面図、図-3 に供試体横断面図を示す。緊張方法はφ19.3mm の PC 鋼より線を 4 本配置した

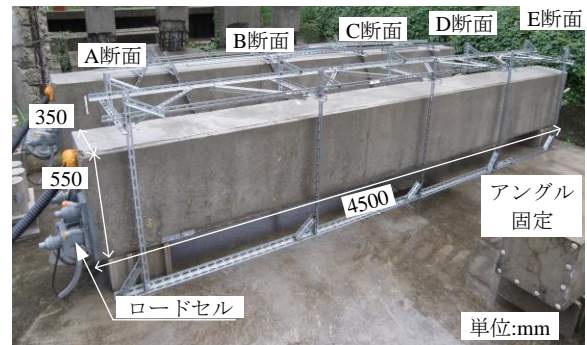


図-1 PC桁供試体暴露状況

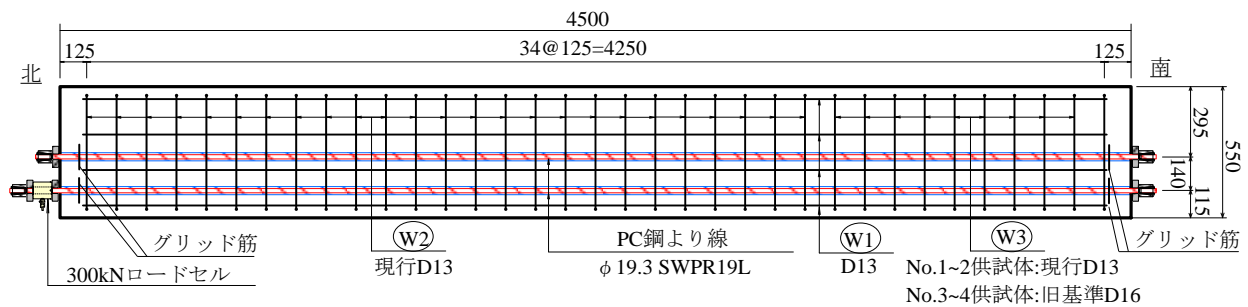


図-2 供試体縦断面図

*1 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (学生会員)
 *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 住友大阪セメント(株) セメント・コンクリート研究所 (正会員)
 *4 九州工業大学大学院 工学府 建設社会工学専攻 (学生会員)

ポストテンション方式とした。鉄筋はSD345, D13を軸方向鉄筋, 帯鉄筋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取り出した旧基準(1985年以前)鉄筋で一部(W3)の帯鉄筋を置き換えて使用している。材齢が比較的浅い現在においては, 明確な変状の差異は確認できておらず, 今後, さらに劣化が進展した際の検討項目としている。

2.2 使用材料

コンクリート配合を表-1に示す。セメントには普通ポルトランドセメントを使用し, 反応性骨材には, 細骨材に長崎県産砕砂, 粗骨材には北海道産砕石をそれぞれ使用した。なお, 反応性骨材の岩種はいずれも安山岩である。また, ASRの促進を目的とする添加剤として, コンクリート中における等価アルカリ量が 8kg/m^3 となるようにNaClを添加した。

材料物性値を表-2に示す。本研究で作製した供試体の圧縮強度は, No.3, No.4 供試体それぞれ 51.5N/mm^2 , 48.0N/mm^2 , また, 静弾性係数は $3.59 \times 10^4\text{N/mm}^2$, $3.27 \times 10^4\text{N/mm}^2$ である。PC鋼より線, 鉄筋の材料物性値は引張試験により求めた。なお, PC鋼より線の初期緊張力の設計値は 1116N/mm^2 であり, 0.2%降伏強度の約63%となっている。

3. 屋外暴露に伴う部材変状

ASRが発生した部材に現れる変状を把握するため, ひび割れ性状, 断面変形, 反り返りの計測を実施した。また, 供試体作製時に採取し, 同様に屋外暴露したテストピースの圧縮強度, 静弾性係数の試験を行った。No.3, No.4 供試体は平成24年3月末に作製し, 緊張力導入初期の状態の確認のため, 3ヶ月間空調のない屋内で養生

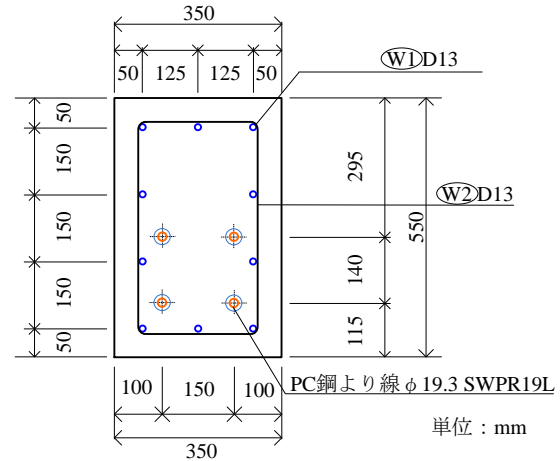


図-3 供試体横断面図

表-1 コンクリート配合

単位量 (kg/m ³)							
水	セメント	細骨材		粗骨材		促進添加剤	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

表-2 材料物性値

使用材料	材料物性値		
	コンクリート (材齢28日)	圧縮強度 (N/mm ²)	No.3
No.4			48.0
静弾性係数 ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)		No.3	3.59
		No.4	3.27
PC鋼より線	0.2%降伏強度 (N/mm ²)	1773	
	設計初期緊張力 (N/mm ²)	1116	
	弾性係数 ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	19.12	
鉄筋 (W1, W2)	降伏強度 (N/mm ²)	365	
	引張強さ (N/mm ²)	554	

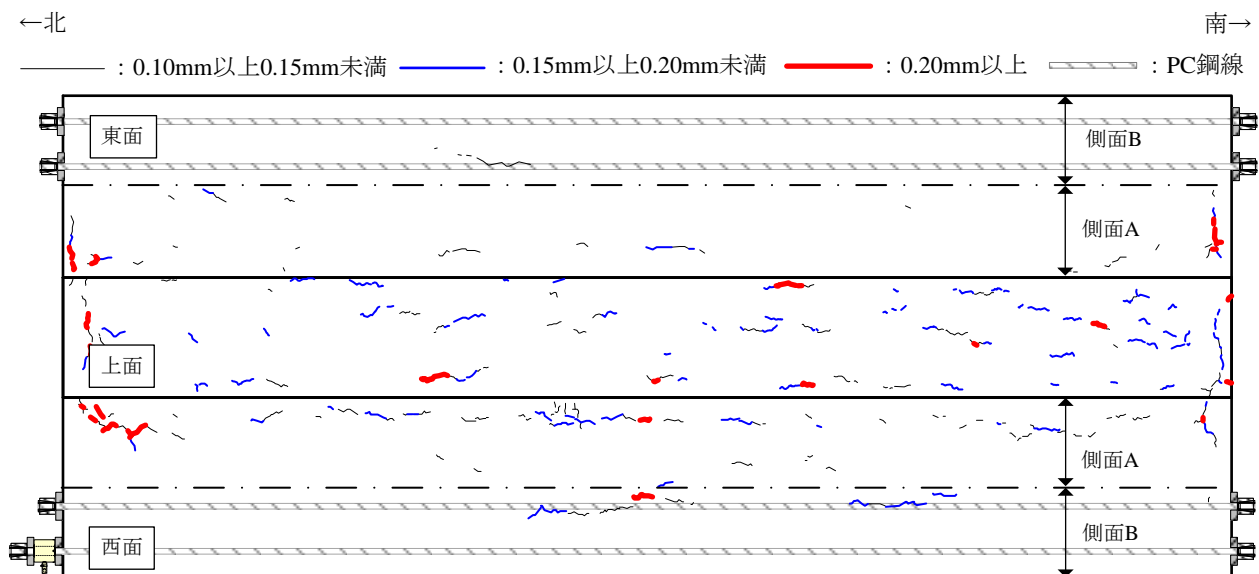


図-4 暴露後13ヶ月におけるひび割れ状況

した後、屋外に13ヶ月間(390日)暴露している。本章では、代表例としてNo.4供試体の部材変状を示す。

3.1 ひび割れ性状

平成25年9月に行った屋外暴露後390日におけるひび割れ観察結果を図-4に示す。本研究では、クラックスケールによって計測できる最小幅である幅0.05mm以上のひび割れを分析対象としているが、図中では、ひびわれ進展の傾向を分かりやすくするため、0.10mm以上のひび割れを表記している。

(1) ひび割れ密度の経時変化

図-5にひび割れ密度(対象ひび割れ総延長/評価対象面積)の経時変化を示す。暴露後230日(平成25年3月)に行ったひび割れ観察では、幅0.10mm以上のひび割れは認められなかったが、2ヶ月後の暴露後280日(同年5月)の観察では、幅0.10mm以上のひび割れ密度は0.35m²、暴露後390日(同年9月)の観察では、さらにひび割れ密度は増加し1.84m²となった。幅0.05mm以上を対象としたひび割れ密度に着目すると、No.4供試体では、暴露後230日の観察において0.45m²、暴露後390日の観察では4.17m²となり、暴露後230~390日の期間で、急激にひび割れ密度が増加している。以上より、No.4供試体は、現在、ASR劣化判定における状態Ⅱ(進展期)と推察される。

(2) ひび割れ分布

図-4に示した暴露後390日におけるひび割れ状況を概観すると、緊張力導入方向に延びるひび割れが卓越しており、ASR劣化したPC部材に生じるひび割れ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見られる。ここで、ひび割れの傾向を確認するため、図-4中に示すように、供試体側面を高さ方向に2等分し、側面の上部を側面A、下部を側面Bと分類した。本研究において分析対象としている幅0.05mm以上の各範囲におけるひび割れ密度を図-6に示す。図に示す通り、供試体上面のひび割れ密度は6.17m²と最も多く、側面のひび割れ密度(西面; 3.46m²、東面; 2.88m²)の2倍程度の値である。また、側面ごとに着目すると、ひび割れの約85%が側面A、すなわち供試体上部に多く発生していることが分かる。

ここで、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340×340×670mmのRC供試体で行った屋外暴露試験結果¹⁾を参考にすると、既往の研究では、側面(高さ340mm×幅670mm)を高さ方向に5等分し、各範囲におけるひび割れ状況について検討を行っており、側面に発生するひび割れは上部と下部で明確な差異が認められなかったとされている。以上のことから、図-6に見られた側面の上部と下部の差異は、降雨と日射の

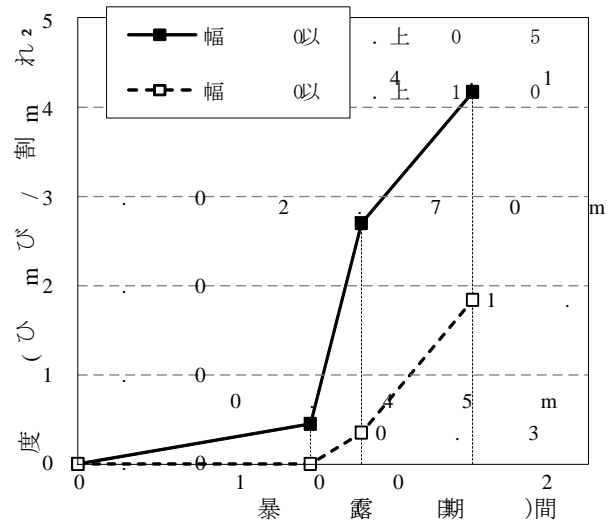


図-5 ひび割れ密度の経時変化

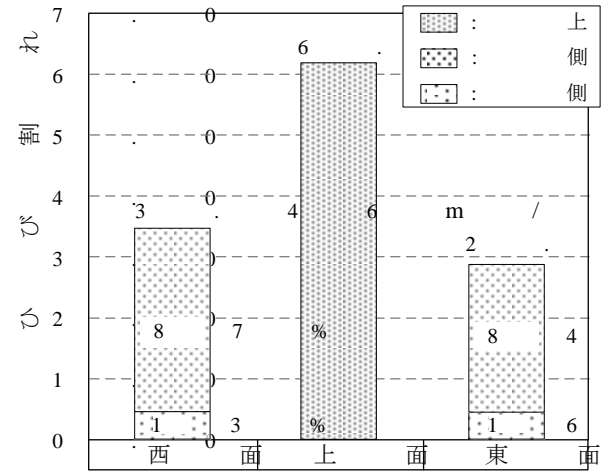


図-6 ひび割れ分布

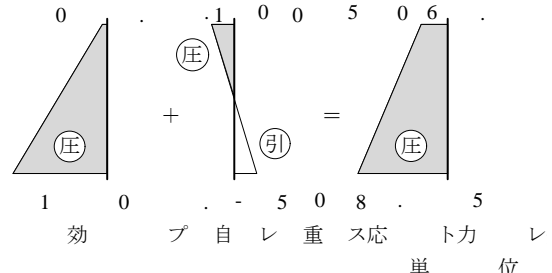


図-7 (緊張応力分布)

影響が支配的であったとは判断されない。他方で、今回のPC供試体は、下側にPC鋼より線を4本配置した偏心構造となっており、緊張力定着時の応力分布は図-7に示すように、上方に向かうほど相対的に圧縮応力は小さくなっている。このことから考えると、ASRの膨張力に対する拘束力は供試体上部ほど小さく、ひび割れは上部に集中したと考えられる。

3.2 断面変形

図-8に断面変形、および反り返り計測方法を示す。断面変形と次節で示す反り返りは、屋外暴露当初から供試体周囲に固定したアングルと供試体との距離を計測

することで求めた。なお、図-8 に示す側面の変位を断面変形，上面の変位を反り返り量として評価した。

図-9 に断面変形の計測結果を示す。測定点は、供試体の下面の隅角部から 25mm の位置を基点に、100mm 間隔で 6 点とした(図-8 参照)。また、供試体の南端を基準として、250mm(A 断面)，1250mm(B 断面)，2250mm(C 断面)，3250mm(D 断面)，4250mm(E 断面)の 5 断面について計測を行った。図中には、C 断面(供試体中央位置)の計測値と、C 断面から等しい距離の A 断面と E 断面、および B 断面と D 断面のそれぞれ 2 断面の平均値、ならびに全 5 断面の平均値をプロットしている。図-9 に示すように、供試体側面は概して丸く膨らむような変形性状となっており、既往の研究¹⁾と同様に、ASR 膨張による円弧状の断面変形が生じたと考えられる。しかしながら、本研究の PC 供試体では上部で 0.25mm，下部で 0.1mm 程度の膨張変形となっており、わずかな変化量ではあるものの、傾向としては上部付近が最も膨張していた。供試体の上下で差異が認められたことから考えると、前節と同様に、緊張力が下側に偏心し、ASR 膨張に対する拘束力は上部のほうが小さいことがこのような傾向を示した要因の 1 つとして考えられる。

3.3 反り返り

図-10 に反り返りの計測結果を示す。測定点は、供試体上面を対象に西側の隅角部より 25mm の位置を基準として 100mm 間隔で 4 点(図-8 参照)とし、前述の 5 断面(A~E 断面)で計測を行った。図-10 には各断面の計測値および、平均値をプロットした。図に示すように、供試体軸方向の中央部の C 断面で 1.05mm，端部は A 断面で 0.19mm，E 断面で 0.10mm の膨張が計測された。現状では、わずかな変化量ではあるものの、端部の断面より中央部の断面の膨張量が大きいことからすると、上方に反り返っている傾向があると考えられる。ここで、当該 PC 供試体のモデルとした PC 軌道桁の反り返り計測結果²⁾を参考にすると、反り返り量は個々の PC 桁で異なるものの、約 30 年で 30mm 程度の反り返りが発生していると報告されている。PC 軌道桁の標準スパンは 20000mm で、No.4 供試体の 4 倍程度の寸法である。単純計算ではあるが、反り返りがスパン長に比例するとすれば、No.4 供試体は最終的に 8mm 程度の反り返りが発生すると推察される。現在、No.4 供試体の反り返り量は 1.0mm 程度であり、今後、さらに反り返り量の増加が予想される。

3.4 圧縮強度・静弾性係数

同様に暴露したテストピースによる圧縮強度，および静弾性係数の経時変化を図-11 に示す。同図には、No.3 供試体の計測結果も併せて示した。

材齢 1 ヶ月の圧縮強度は No.3 で 51.5N/mm²，No.4 で 48.0N/mm² となっている。材齢 10 ヶ月ではそれぞれ 70.0

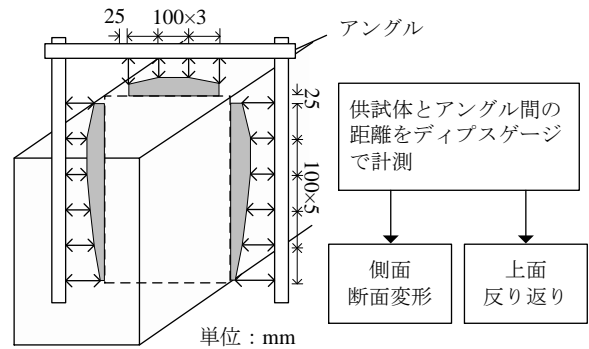


図-8 断面変形および反り返り計測方法

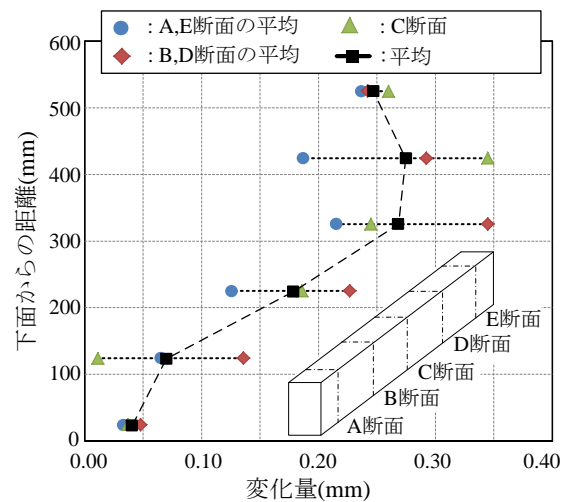
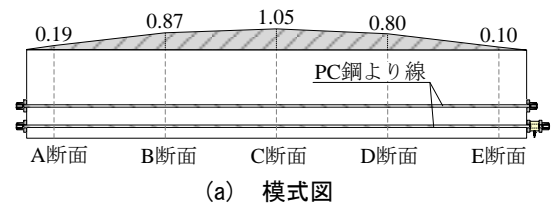
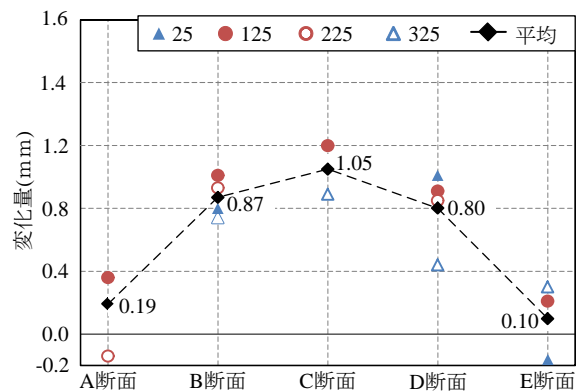


図-9 断面変形の計測結果



(a) 模式図



(b) 反り返り量

図-10 反り返りの計測結果

N/mm²，62.9N/mm² 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，No.3 で 3.59×10⁴N/mm²から 3.86×10⁴N/mm²，No.4 では 3.23×10⁴N/mm²から 3.70×10⁴N/mm²に増加している。しかしながら，材齢 12 ヶ月の時点では，圧縮強度に大きな変

化がないものの、静弾性係数は、No.3 で $3.47 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、No.4 で $3.31 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ と両者とも 10% 程度の低下現象が確認された。続いて材齢 18 ヶ月では、静弾性係数はさらに低下し、圧縮強度についても 10% 程度の低下が認められている。

4. 緊張力の経時変化

4.1 計測方法

緊張力の経時変化は、PC 鋼より線の定着部に設置したセンターホール型ロードセルによって継続的に計測した。ロードセルは、No.3 供試体、No.4 供試体ともに、下段西側の PC 鋼より線に設置しており(図-4 参照)、緊張力の経時的な変化を計測することから、シース管へのグラウト注入は行わないこととした。なお、グラウト注入は PC 鋼より線 4 本すべてにおいて実施していない。

緊張力の経時変化を図-12 に示す。図中では、PC 鋼より線定着時を基準材齢とし、590 日程度までの期間(平成 25 年 11 月時点)における No.3 供試体と No.4 供試体の計測結果を示している。また、後述するが、プレストレストコンクリート標準示方書³⁾の式によって求めた緊張力変化の予測値も併せて示した。

4.2 計測結果

No.3, No.4 供試体ともに、セットロス等を考慮し、設計値 $272 \text{kN}(1116 \text{N/mm}^2)$ に対して 10~15% 程度大きな緊張力を加えたが、定着後に確認された導入緊張力は、No.3 供試体で 264.1kN 、No.4 供試体で 250.2kN と差が生じる結果となった。その後、両者とも緊張力は低下する傾向を示しており、ほぼ定常状態になったと考えられた 200 日時点(以後、エリア A とする)では、No.3 供試体で $21.4 \text{kN}(8.1\%)$ 、No.4 供試体では $16.5 \text{kN}(6.7\%)$ の低下となった。200 日以降(以後、エリア B とする)も緊張力の低下が若干量確認されており、590 日時点では、緊張力導入後に対して、No.3 供試体で $24.0 \text{kN}(9.1\%)$ 、No.4 供試体では $19.0 \text{kN}(7.6\%)$ の緊張力低下が確認されている。また、200 日時点を基準とすると、200~590 日の期間で、No.3 供試体で $2.6 \text{kN}(1.1\%)$ 、No.4 供試体では $2.5 \text{kN}(1.1\%)$ の緊張力低下が確認されている。

4.3 予測値との比較

図-12 中にプレストレストコンクリート標準示方書³⁾の式を用いて算出した No.4 供試体の予測値を併せて示した。緊張力の経時的な減少量としては、一般的に、PC 鋼材のリラクゼーション、コンクリートのクリープ、コンクリートの収縮、および鉄筋の拘束の 4 項目を考慮することとされている。本稿では、前者の 3 項目を考慮の対象とし、鉄筋拘束については、本供試体の軸方向鉄筋が D13(150mm ピッチ)であることから比較的少量の鉄筋配置と考え、特に考慮しないものとして引張応力度の減

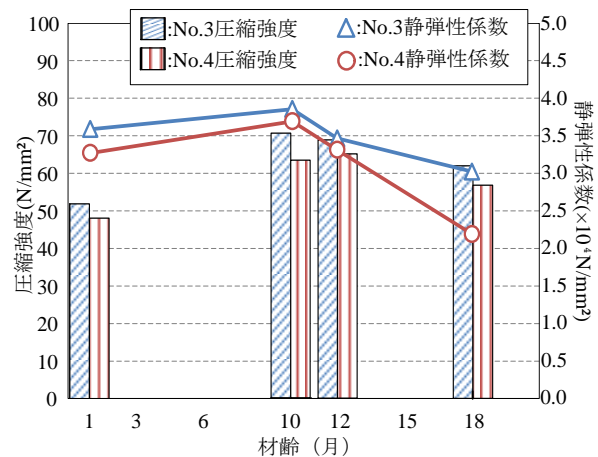


図-11 コンクリートの強度変化(テストピース)

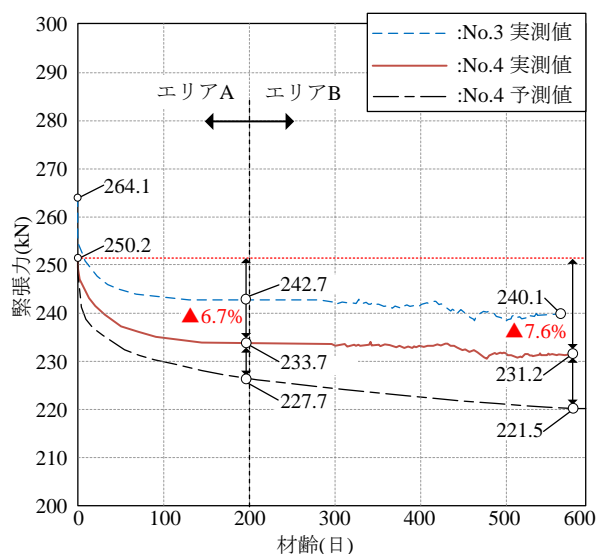


図-12 緊張力の経時変化

少量を算出することにした。なお、クリープと乾燥収縮度の算出時に考慮した環境条件は、福岡県の年平均気温 20°C 、年平均相対湿度 70% である。

図-12 より、No.4 供試体の実測値と予測値とを比較すると、比較的大きく緊張力が低下した初期の段階においてその差が大きくなる結果となっており、200 日までの時点(エリア A)では、実測値が 233.7kN に対し、予測値は 227.7kN となり約 6.0kN (対実測値 2.5%) の差が生じる結果となった。また、590 日時点(エリア B)では実測値は 231.2kN に対し、予測値は 221.5kN となり約 9.7kN (同 4.2%) の差が生じており、エリア B ではエリア A に比べて漸減するものの両者の差は広がる結果となっている。

ここで、初期の段階で両者に差が生じた要因について考察を行う。なお、エリア B については、次節において記述する。

PC 鋼材のリラクゼーションによる減少量については、24 時間で 60% 程度が生じるとされている⁴⁾。リラクゼーションは経時的に生じると考えられるが、経時的な変化を算出する適切な予測式がないことから、今回の予測値

においては、当初の段階からリラクゼーションによる緊張力減少量の全量を減じている。また、今回用いた緊張力変化の予測式は設計上で用いられるものであり、コンクリートの寸法変化が無筋コンクリートの結果に基づくものであることや、設計上の安全率が盛り込まれていることも考えられる。これらのことが、実測値と予測値に差が生じた要因として考えられる。

4.4 ASRによる影響の推定

次にエリアBにおける実測値と予測値の差について考察する。エリアBにおける実測値と予測値との比較を図-13に示す。図中では、両者の差を明確にするために、材齢200日時点における実測値と予測値の数値が同一となるように、予測値に一定の値を加えて、補正值とした。また、材齢200日以降においてASRによる膨張ひずみと関連付けた考察を行うため、縦軸は引張力とPC鋼より線の弾性係数から算出した換算ひずみ量とした。

本稿においては、材齢200日頃を境に緊張力の低下がほぼ定常状態になったと判断し、エリア分けを行った。ここで、図-5に示したひび割れ密度の経時変化を見ると、材齢330日(暴露期間230日)程度から供試体表面にひび割れが生じ始めていることと、図-11に示したテストピースの強度試験結果が、材齢10ヶ月を経過した頃から低下傾向を示していることから考えると、エリアBでは、断面変形や部材の反り返りなどASR膨張による影響が生じ始めていると推察される。したがって、本節では、PC供試体のおおよその膨張量を測線ひずみから類推することにした。対象とする範囲は、定着部近傍にあたる供試体両端部から250mmを除外した幅4000mm、高さ550mmの2側面(東面、西面)とした。

材齢500日(暴露期間400日)程度において対象範囲の幅0.05mm以上のひび割れ密度は $3.07\text{m}^2/\text{m}^2$ であり、70%程度が幅0.05mmのものであった。また、発生方向は図-4に示したように水平方向が卓越していた。このことから、 1m^2 あたりに発生した水平ひび割れは、長さ1mのものが3.07本あると仮定した。次いで、3.07本に幅0.05mmを乗じた値を供試体高さ550mmに対する測線ひずみとして算出すると、供試体鉛直方向の測線ひずみは約 280μ となった。ここで、既往の研究⁵⁾における計測結果を参考にすると、緊張力方向に生じたひずみは、鉛直方向に対して概ね1/4程度となっている。以上から、供試体の軸方向におけるひずみ量は 70μ 程度であると推定した。

図-13を見ると、材齢400日以降で実測値に若干のばらつきが生じているが、材齢500日程度における実測値と補正值との差は概ね 100μ 程度となっている。今回の比較は、あくまで概算レベルのものであり明確なものではないが、変化量のオーダーとしては一致する結果であ

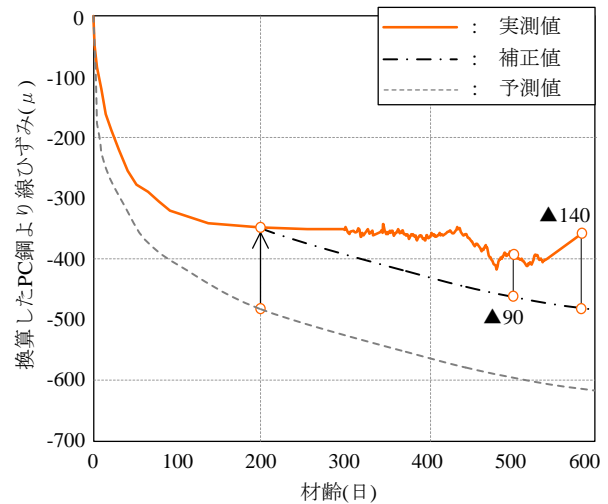


図-13 エリアBにおける実測値と予測値の差

ったことから、実測値と補正值との差は、ASRの膨張作用による可能性も考えられる。

5. まとめ

本研究では、ASR劣化が生じたPC桁の長期的な劣化性状を評価するために、反応性骨材を用いた大型のPC桁供試体を屋外暴露試験に供している。約1年半が経過した現在のひび割れ性状、断面変形、反り返り、ならびに緊張力の経時変化を計測することによって、以下の知見を得ることができた。

- (1) 緊張力を引張側に偏心させた本研究のPC桁では、ASR劣化判定の状態II(進展期)に相当する現時点において、ひび割れ損傷と断面変形が相対的に拘束度の小さい供試体上部において卓越したと考えられた。また、PC桁供試体は、反り返るような挙動を呈した。
- (2) 実測した緊張力変化をプレストレストコンクリート標準示方書の予測値と比較した結果、材齢200日頃から実測値の低下割合は小さくなり、ASRによる膨張がその要因として推察された。

参考文献

- 1) 土肥宏記, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: ASRを生じた構造物の隅角部の変形性状の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.983-988, 2010.7
- 2) 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, 2011.6
- 3) 土木学会: 昭和53年制定プレストレストコンクリート標準示方書, pp.7-26, 1979
- 4) 猪股俊司: プレストレストコンクリートの設計および施工, 技報堂, pp.16-57, 1957
- 5) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会: ASR対策委員会報告書, pp.62-65, 2009