

報告

[1209] 一括打設されたアーチリブコンクリートの施工時の挙動

浅沼 潔\*<sup>1</sup>、竹下 治之\*<sup>2</sup>、大野 幹雄\*<sup>3</sup>、田中 正和\*<sup>4</sup>

1. はじめに

コンクリートアーチ橋の架設方法としては、メラン工法やカンチレバー工法など種々あるが、アーチ支間が比較的短かく、しかも、支保工の組立てが容易な場所では、一般に、支保工形式で施工される例が多い。この場合、アーチリブ部のコンクリート(以下、リブコンクリートと称す)の打込みにあたっては、支保工の変形によって既設のコンクリートに過大な変形が生じないように、アーチリブ両端のスプリング部を後打ちするなどの配慮がなされている。

しかし、アーチ支間が比較的短く、リブコンクリートの打込み量が比較的少ない場合には、支保工の難しさ、変形の複雑さ、あるいは新旧コンクリートの打継部の一体性や工期などの点を考慮すると、スプリング部からクラウン部まで連続して一括打設する方が、コンクリートの品質や施工性の面で有利になる場合もあるものと考えられる。

本報告では、このような条件のもと、一括打設方法で施工されたリブコンクリートの計測結果をもとに、打込み時のスプリング部の挙動について検討を行うとともに、コンクリート硬化時の温度応力に関するコンクリートの物理的特性について報告する。

2. 施工概要

2.1 対象構造物および施工方法

対象としたコンクリートアーチ橋の一般図を図-1に示す。本橋は支間56.1m、ライズ11.43mの固定アーチ橋で、アーチリブは厚さ1m、幅3.6mの矩形断面であり、左右の橋台は4.932mの高低差がある非対称構造である。

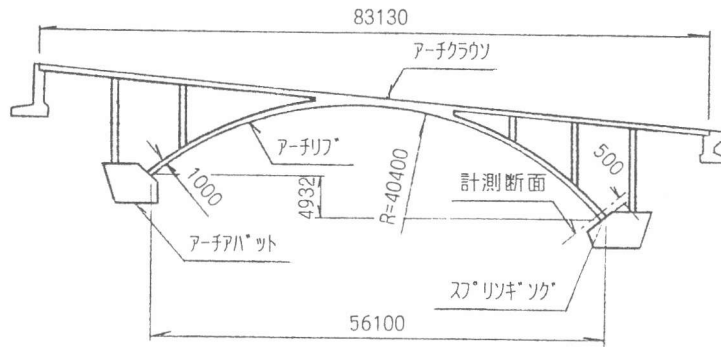


図-1 一般図

表-1 使用材料

使用材料	種類	基本物性
セメント	普通ポルトランドセメント	比重 3.16
細骨材	混合砂 (高根島沖海砂 40% 佐柳島地先海砂 60%)	比重 2.53、吸水率 1.61 F M 2.75
粗骨材	府中市河佐町産砕石	最大寸法 20mm、比重 2.82 吸水率 0.551、F M 6.62
混和剤	A E 減水剤 (遅延形)	リグニンスルホン酸化合物
	流動化剤	メラミンスルホン酸系化合物 比重 1.13

施工時の型枠支保工は、橋下空間を交通に供する必要があったため、両橋台部とクラウン部で回転支持されたトラス支保工を採用した。このため、コンクリートの打込みの進行とともにスプリング部において正負の曲げモーメントが発生するため、これらの応力

\*1 日本国土開発(株) 技術研究所 コンクリート研究室主任研究員 (正会員)

\*2 日本国土開発(株) 技術研究所 コンクリート研究室長、工博 (正会員)

\*3 日本国土開発(株) 広島支店 山陽自動車道 美ノ郷トンネル建設工事共同企業体所長

\*4 日本国土開発(株) 技術研究所 コンクリート研究室研究員 (正会員)

によるひび割れの発生が危惧された。解析的検討を行った結果、両

表-2 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スリット (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )					
					水	セメント	粗骨材	細骨材	AE減水剤	流動化剤
20	8→12	4±1	55.9	47.2	165	295	834	1043	0.849	2.0

端スプリング部からクラウン部へと一括打設しても、スプリング部に過大のひずみが発生することはなく、下記のような対策を採ることにより、同部でのひび割れ発生を防止できるものと判断されたため、両端部からの一括打設方法で施工することとした。

上記理由から、施工時のスプリング部のコンクリートの変形能力を大きくするために、遅延形のAE減水剤を使用するとともに、側圧が過大とまらない範囲内で打込み速度を速くした。実施工では、平均打込み速度約27m<sup>3</sup>/h、打込み時間約8.5時間であった。

コンクリート打設4日後にアーチリブの上面および側面の型枠を脱型し、8日後に支保工を移動した後、アーチリブの下面の型枠を脱型した。なお、施工時期は7月である。

### 2.2 使用材料および配合

表-1に使用材料を、表-2にコンクリート配合を示す。前述したように施工時のコンクリートの変形能力を大きくするために幾分凝結速度を遅らせることとし、このために遅延形AE減水剤を使用した。なお、水和熱やブリーディングの低減、打込みや締固めなどの施工性の改善を図る目的で、現場で高性能減水剤を添加し流動化した。

## 3. 計測概要

### 3.1 アーチリブの計測

計測位置は、コンクリートの打込み時に変形がより大きくなる下段のスプリング部近傍(図-1参照)とし、この断面内に図-2に示すような計器類を設置した。計測期間は、打込み時から十分にコンクリート温度が安定するまでの10日間とした。

なお、コンクリート打込み時には、図-3に示す位置でトラス支保工の鉛直変位を計測した。

### 3.2 コンクリートの物性試験

コンクリートの物性を把握するために、打込み時に凝結試験を、また、所定の材齢で圧縮強度試験および静弾性係数測定試験を行った。

## 4. 計測結果および考察

### 4.1 コンクリートの物性

#### (1) 圧縮強度および静弾性係数

図-4に圧縮強度と積算温度(Σ(平均養生温度+10℃)×経過時間)の関係を、図-5に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。クリープ係数の算定に

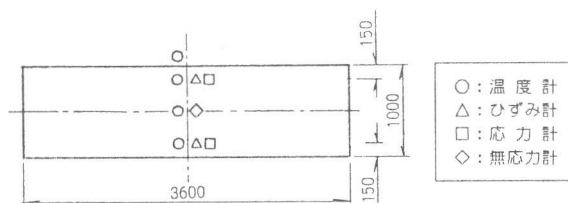


図-2 計器設置位置(断面図)

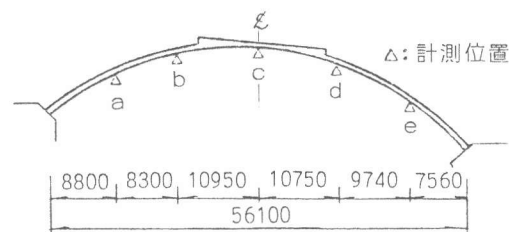


図-3 支保工の変位計測位置

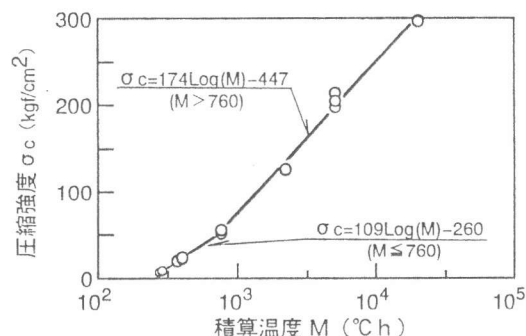


図-4 積算温度と圧縮強度の関係

用いる静弾性係数は、図中に示す関係式から算定した。すなわち、計測位置の積算温度から、図-4に示す近似式を用いて圧縮強度を求め、次いで、図-5に示す関係から静弾性係数を算定した。一般に、静弾性係数は圧縮強度の平方根の関数として表される場合が多い[1]が、ここでは試験値と計算値の誤差を小さくするために、圧縮強度のべき乗の2種類の関数で近似した。

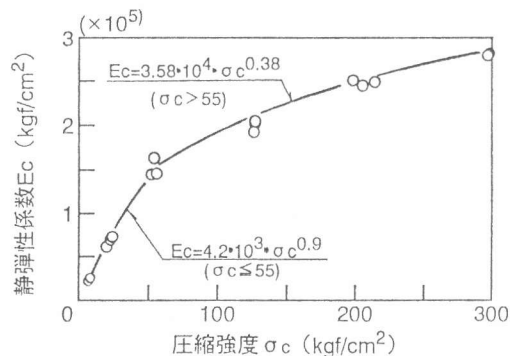


図-5 圧縮強度と静弾性係数の関係

## (2) 熱膨張係数

熱膨張係数は、コンクリートが十分硬化した後では材齢の影響はあまり受けないが、硬化初期には材齢によって大きく変化する[2]。従って、計測したひずみ値から発生応力に関する実ひずみおよびクリープ係数を正確に

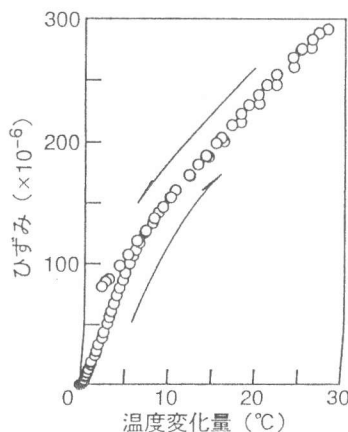


図-6 無応力計のひずみと温度変化量の関係

求めるためには、コンクリートの硬化状況に即した熱膨張係数を正しく評価する必要がある。このため、図-6に示す無応力計のひずみと温度変化量の関係からコンクリートの熱膨張係数を求め、表-3に示すように整理した。

表-3 熱膨張係数

	積算温度 M (°C h)	熱膨張係数 (×10 <sup>-6</sup> /°C)
温度上昇時	M ≤ 200	21.56
	200 < M ≤ 260	15.66
	260 < M ≤ 300	10.22
	300 < M	7.58
温度降下時	M ≤ 3700	6.77
	3700 < M ≤ 5900	8.03
	5900 ≤ M	9.16

後述する実ひずみの算定に用いる熱膨張係数は、計測位置の積算温度に応じて同表に示す値を使用した。

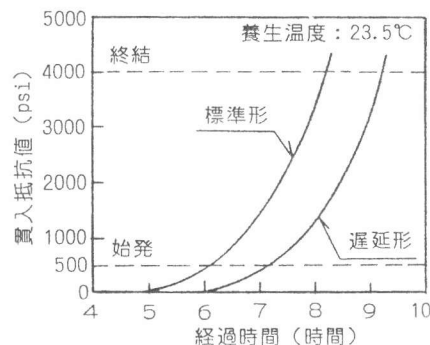


図-7 凝結試験結果

## (3) 凝結硬化速度

図-7に凝結試験結果を示す。同図に示されるように、遅延形のAE減水剤を使用することにより、標準形の場合に比べて約1時間凝結速度を遅延させることができた。

## 4.2 コンクリートの温度

図-8にコンクリート温度の経時変化を示す。打込み温度は26°Cであり、材齢1~1.3日で、上部、中央部、下部、それぞれ、49.4、56.1、51.9°Cの最高温度を示した。その後、コンクリート温度は緩やかに低下し、材齢約8~9日で外気温とほぼ平衡状態となった。

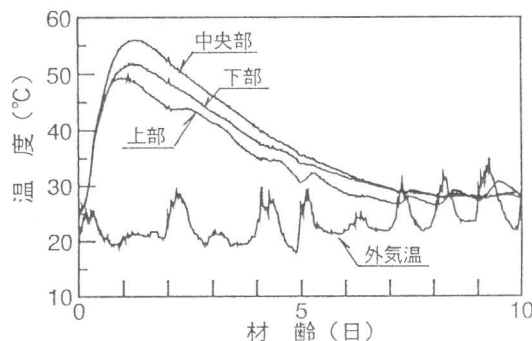


図-8 コンクリート温度の経時変化

## 4.3 トラス支保工の変形

図-9にトラス支保工の鉛直方向の変位を示す。なお、同図には、理論解析による打込み終了時の変位も併記した。計測断面に近い点eでは、1ブロックの打込み時に19.5mmの最大変位を生じているが、この打込み時期が、スプリング部に最も大きな曲げモーメントを作用させること

が分かる。打込み終了時のクラウン部の最大変位は29.5mmであり、解析値(32.6mm)とほぼ同等の値を示した。

#### 4.4 コンクリートの実ひずみ

図-10に打込み時の実ひずみの経時変化を示す。ここに示す実ひずみとは、式(1)によって算定されるひずみ値であり、打ち込まれたリブコンクリートの自重による弾性ひずみとクリープひずみからなる。なお、

計測ひずみの初期値は、計測器埋設位置のコンクリートの弾性係数の発現状況を考慮し、同図に示すように計測器埋設2時間後の値とした。

$$\Delta \varepsilon_{e,t} = \Delta \varepsilon_{m,t} - \alpha_t \cdot \Delta T_t \quad (1)$$

ここに、 $\Delta \varepsilon_{e,t}$ :材齢tにおける実ひずみ(弾性ひずみ+クリープひずみ)の変化量

$\Delta \varepsilon_{m,t}$ :材齢tにおける計測ひずみの変化量

$\alpha_t$ :材齢tにおける積算温度に対応した熱膨張係数(1/°C)

$\Delta T_t$ :材齢tにおける温度変化量(°C)

図-10に示されるように1ブロック打込み終了時まで、実ひずみはアーチリブの上部では引張側、下部では圧縮側に推移するが、それ以後は上部も圧縮側に移行する。これは、スプリング部に作用する断面力のうち、打込み初期は曲げモーメントの影響が大きい、打設の進行に伴い軸力の影響が支配的となるためである。

計測結果では、1ブロック打込み終了時にアーチリブ上部で最大66 $\mu$ の引張実ひずみを示したが、これに含まれる弾性ひずみがこの時点におけるコンクリートの変形能力を上回るとひび割れが発生するものと考えられる。この実ひずみと後述するクリープ係数1.7(図-12参照)を用いて、関係式( $\varepsilon_e = \varepsilon_0(1 + \phi(t))$ )、ここに、 $\varepsilon_e$ :実ひずみ、 $\varepsilon_0$ :弾性ひずみ、 $\phi(t)$ :材齢tにおけるクリープ係数)から弾性ひずみを求めると24 $\mu$ となる。一方、ごく若材齢時のコンクリートの変形能力については、研究例が非常に少なくまだ不明の点も多いが、笠井[3]の研究をもとに積算温度からコンクリートの引張伸び能力を推定すると50 $\mu$ 程度となる。

これらの結果から、スプリング部にはひび割れは発生せず、リブコンクリートを一括打設してもひび割れが発生するなどの施工上の問題はなかったことが分かる。事実、計測ひずみにはひび割れ発生に伴う急変は見られず、しかも、脱型後の表面の観察からもひび割れ発生は認めら

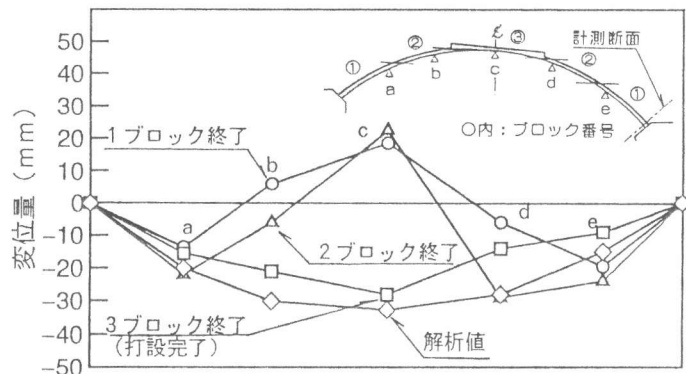


図-9 支保工の変位

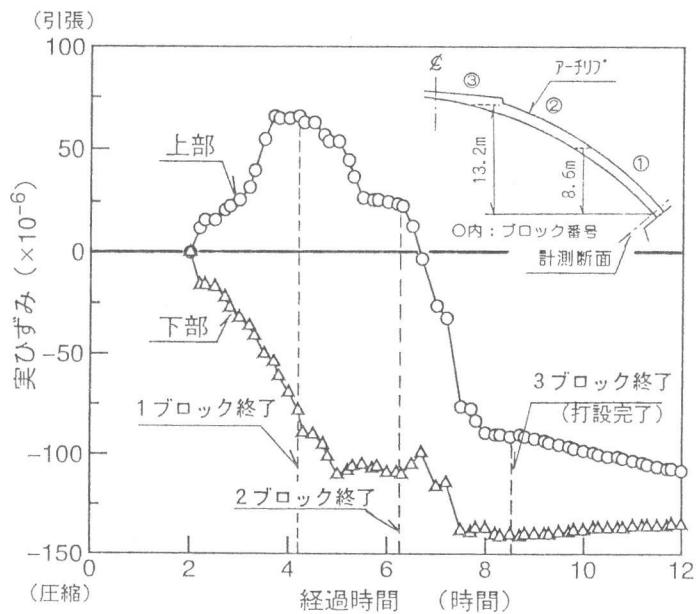


図-10 打込み時の実ひずみ

れなかった。なお、本計測結果から推定すると、約 $140\mu$ （引張伸び能力 $50\mu \times (1 + 1.7(\text{クリープ係数}))$ ）程度の実ひずみまではひび割れの発生はないものと考えられる。

#### 4.5 コンクリートの応力

図-11にコンクリート応力の経時変化を示す。同図と図-8を見比べると、コンクリート応力は温度上昇に伴いアーチリブ上部、下部ともに圧縮応力が発生し、上部は下部に比べてより大きな圧縮応力が発生する。その後は、温度降下とともに上部の応力は引張側に移行するが、下部の応力は圧縮応力が増加する傾向を示す。これは、主にリブコンクリートの水和熱の発生に起因する温度応力の影響によるものである。

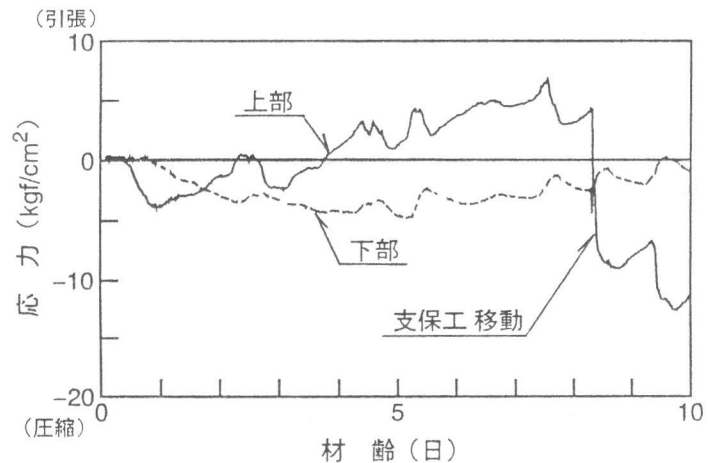


図-11 コンクリート応力の経時変化

すなわち、温度上昇時は、リブコンクリートの体積膨張が橋台により拘束されることによって、圧縮の軸力および上部に圧縮応力を生じさせる曲げモーメントが発生するが、これらのうち軸力の作用が卓越するため、全断面圧縮応力となる。一方、温度降下時は、リブコンクリートの収縮が同様に拘束されることによって、引張の軸力および上部に引張応力を生じさせる曲げモーメントが発生し、この時点からは後者の作用が卓越するためであると考えられる。

温度変化量が約 $30^{\circ}\text{C}$ とかなり大きく変化したにも関わらず、スプリング部に発生した温度応力は上部および下部ともに比較的小さくなったが、これは、アーチリブの部材断面がスレンダーなため、体積変化に基づく変形が容易になったためと考えられる。従って、本橋と同様の条件で施工されるコンクリートアーチ橋についても、リブコンクリート施工時の温度応力は比較的小さくなるものと考えられる。実測結果では、アーチリブ上部で材齢7.5日に最大引張応力 $6.8\text{kgf}/\text{cm}^2$ を示したが、同材齢の推定引張強度（ $=1.4\sqrt{\sigma_c}$  [4]、 $\sigma_c$ は計測位置の積算温度を用いて図-4より算定）は $22\text{kgf}/\text{cm}^2$ であることから、ひび割れは発生しないことが分かる。

また、図-10および図-11から、スプリング部近傍のリブコンクリートで、特にひび割れの発生が危惧される硬化初期においては、施工時の応力および硬化時の温度応力とも、圧縮ひずみが卓越しており、一括打設によるひび割れの発生は1ブロック打込みの初期を除いて特に問題がないことが分かる。なお、材齢8.3日でアーチリブ上部の応力が圧縮側に約 $17\text{kgf}/\text{cm}^2$ 急変しているが、これは支保工の移動によってアーチリブの自重がスプリング部に作用したためであり、理論解析から求めた応力の変化量（ $=20\text{kgf}/\text{cm}^2$ ）とほぼ同等の値を示した。

#### 4.6 クリープ係数および弾性係数低減率

コンクリート硬化時の温度応力解析を精度良く行うためには、若材齢時のコンクリートのクリープ特性を正しく評価する必要がある。ここでは、各材齢の前後における実ひずみおよび応力の変化量をもとに有効弾性係数を求め、式(2)から各材齢の平均的なクリープ係数および弾性係数低減率を算定した。これらの結果を、図-12および図-13に示す。

$$E_e = \Delta \sigma_m / \Delta \varepsilon_e = E_c / (1 + \phi(t)) = E_c \cdot R \quad (2)$$

ここに、 $E_e$ : 有効弾性係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )       $\Delta \sigma_m$ : 発生応力の変化量 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )  
 $\Delta \varepsilon_e$ : 実ひずみの変化量       $E_c$ : 積算温度から求めた静弾性係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )

$\phi(t)$ :材齢  $t$  におけるクリープ係数       $R$ :弾性係数低減率

クリープ係数は温度上昇時で1.53～1.75の値を示したが、温度降下時は材齢とともに増加し、温度が外気温とほぼ平衡状態となる材齢約8～9日では0.8～0.92

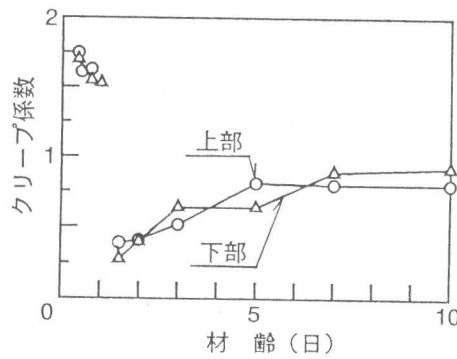


図-12 クリープ係数

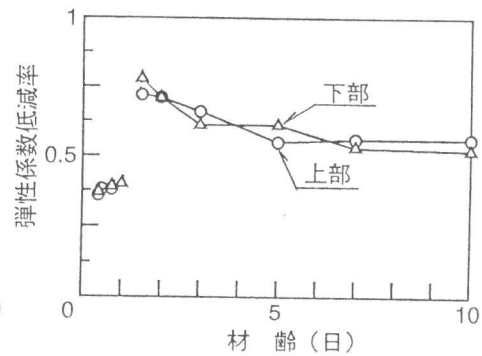


図-13 弾性係数低減率

の値を示した。温度上昇時の値については、発生した応力が比較的小さく、しかも、応力計の精度上の問題もあり一概には言えないが、降下時の値については既往の報告例[5]よりも小さい値を示した。これは、コンクリートの材料および配合、温度履歴、拘束条件、部材寸法、発生応力度など様々な要因によるものと考えられるが、特に発生応力が小さいことによる応力レベルの違いの影響が大きいものと考えられる。

弾性係数低減率は温度上昇時は0.38程度であったが、温度降下時は材齢とともに減少し、温度が安定した材齢約8～9日では0.52～0.56の値を示した。

## 5. まとめ

比較的小規模のコンクリートアーチ橋の施工において、アーチリブコンクリートの打込みをスプリング部からクラウン部まで連続して一括打設で行い、その施工時および硬化時の計測結果から、スプリング部の挙動ならびに温度応力に関するコンクリートの物理的特性について検討を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- (1)本橋と同規模程度のコンクリートアーチ橋を施工する場合は、遅延形混和剤を使用する、打込み速度を速くするなど、スプリング部のコンクリートの変形能力を大きくするための対策を講じることによって、ひび割れを発生させることなく、アーチリブコンクリートの一括打設を行うことができるものと考えられる。
- (2)本橋のようにトラス支保工を採用し一括打設をする場合は、両端部近傍のコンクリート打込みによる、スプリング部の最大引張ひずみについて事前に検討する必要があるが、その後の打込みによる悪影響は少ない。また、施工後に発生するコンクリート硬化時の温度応力によっても、ひび割れ発生に対する悪影響は特にないものと考えられる。
- (3)本計測の範囲では、コンクリート硬化時のクリープ係数は温度上昇時で1.53～1.75、温度が外気温とほぼ平衡状態となる材齢約8日で0.8～0.92であった。従って、弾性係数低減率は、温度上昇時で約0.38、温度降下時は材齢とともに減少し材齢約8日で0.52～0.56となった。

## 【参考文献】

- [1]日本コンクリート工学協会、マスコニートの温度応力研究委員会報告書、pp. 9-13、1985. 11
- [2]田沢栄一：コンクリートの硬化時温度応力の問題点、コンクリート工学、Vol. 24、No. 12、pp. 11-20、1986. 12
- [3]笠井芳夫：コンクリートの初期引張強度に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol. 7、No. 7、pp. 1-10、1969. 7
- [4]土木学会、コンクリート標準示方書 施工編、PP. 139-140、1991. 9
- [5]田辺忠顕ほか：マスコニートの温度応力問題における岩盤あるいは旧コンクリートの外部拘束効果、マスコニートの温度応力発生メカニズムに関するコシカム論文集、日本コンクリート工学協会、pp. 83-90、1982. 9