

移動型枠支保工による PC 厚肉床版施工時 ひび割れ評価法の提案

石川 靖晃*1・西垣 義彦*2・田辺 忠顕*3

1. 序 論

近年、橋梁施工においては「省力化と機械化施工」が基本思想となっており、少数主桁に長支間の場所打ち PC 床版を組み合わせた施工形式が積極的に導入されようとしている。この方法の大きな特徴は、厚肉 PC 床版を移動型枠支保工でブロック施工(写真-1)を行うことであり、省力化および機械化施工という点で大きな利点を有している。なお、本論文では、PC 厚肉床版は 10 m 以上の長大床版支間に対して決定する PC 床版厚 50 cm 程度のものを指すものとする。一方、PC 床版が厚肉となるため、温度応力等によるひび割れ発生の危険性が高くなるといった問題点も有している。このような問題を詳細に検討するためには、PC 床版中心部と表面部の初期ひずみ差による床版自体の内部拘束や、鋼桁および打継目による床版の外部拘束のみならず、型枠支保工の移動による桁変形作用の影響を厳密に考慮する必要がある。言い換えれば、時間によって変動する外的な荷重を受ける構造体の初期応力問題を解くことに帰着する。現状では、このような問題を解析的に検討するツールとしてソリッド要素を用いた 3 次元有限要素法が一般的であり、相当の自由度まで対処できるような汎用プログラムが各所で開発されている。この方法はさまざまな検討要因を境界条件の中に容易に取り入れることができ一方で、入力データの作成および計算時間がきわめて大きくなるという欠点がある。したがって事前に対策工の効果を解析



写真-1 移動型枠支保工による PC 厚肉床版施工
(提供：第二東名高速道路藁科川橋工事)

的に検討しようとしても十分な検討ができない場合が多い。

一方、部材断面内のひずみ分布が直線的であるとみなされる場合、自由度を減らす方法としてはソリッド要素を用いずに、梁あるいは板要素等を用いる方法がある。その際、梁要素内での初期ひずみの取り扱い、および連続打設による要素断面形状の時間変化の 2 点を考慮する必要がある。これらの考慮は理論的にきわめて容易であるにもかかわらず、現在までまったく行われていなかった。本研究では、温度応力解析の簡便法である CP 法¹⁾の概念を用いて、初期ひずみ成分を梁要素内に導入することにより、初期ひずみと外荷重を受ける任意の梁構造に対する簡便な変形解析手法を提案した。そして、本手法を用いて第二東名高速道路中之沢橋のひび割れ発生の理論的妥当性を検証すると同時に、各種対策工の効果がごく簡単に検討できることを示した。すなわち、移動型枠支保工による厚肉 PC 床版の施工において、施工条件の違いによるひび割れ発生の危険度を、各種対策工について簡易に検討し得ることを示した。

2. 断面形状の時間変化を考慮に入れた初期ひずみおよび外力を受ける梁構造の変形解析理論

打設中の PC 厚肉床版さらには移動型枠支保工を含む橋桁構造を、図-1 に示すように剛性や断面形状が異なる梁要素から構成される梁構造であると仮定し、外的な力に加えておのおのの梁要素が、温度変化や乾燥収縮等の初期ひずみ履歴を受ける場合を考える。梁要素は床版のブロックが打設された場合には、鋼桁と床版を一つの梁要素として考える。すなわち、要素断面は時間ステップごとに変化するものとする。ただし、個々の梁要素内では断面の剛性および形状は、長手方向について一様であると仮定する。以降に述べる解析手法は二軸曲げの場合でも適用可能であるが、簡単のため一軸曲げのみを対象とする。

今、この梁の 1 つの要素を取り出し、局所座標系 (ξ, η, ζ) を図-2 のように与える。また、断面は図-2 に示すように、異なるヤング率 E_k をもついくつかの領域 A_k から構成されているとする。このとき、この要素の重心 ζ_g は次式で与えられる。

$$\zeta_g = \frac{\sum_k E_k \int_{A_k} \xi dA_k}{\sum_k E_k A_k} \quad (1)$$

*1 Yasuaki ISHIKAWA : 名城大学理工学部 建設システム工学科 助教授
*2 Yoshihiko NISHIGAKI : (株)ピーエス三菱 技術本部 土木技術第一部 次長
*3 Tadaaki TANABE : 名古屋大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 教授

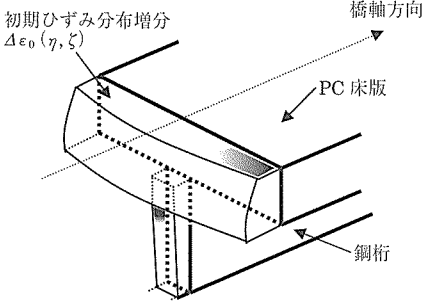
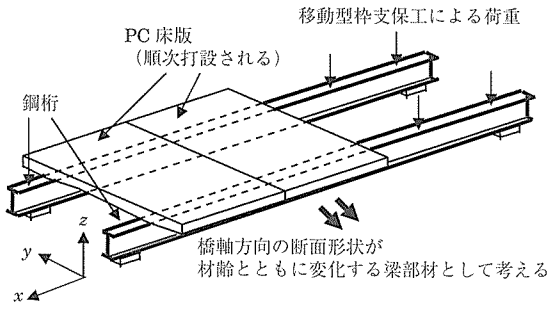


図 - 1 初期ひずみと外力を受ける梁構造

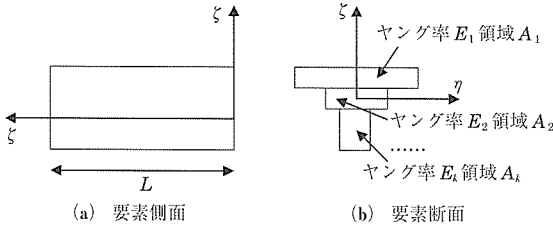


図 - 2 要素に対する局所座標系

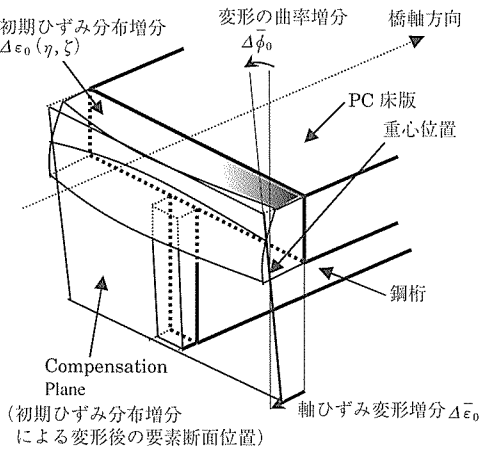


図 - 3 Compensation Plane

ただし、 ξ_g は一般的には、要素ごとさらには時間ステップごとに異なる値をとるものとする。また、この要素の任意断面に、初期ひずみ分布増分 $\Delta\epsilon_0(\eta, \zeta)$ を与えた場合を考える。要素断面が変形後も平面を保つと仮定した場合、初期ひずみによる変形後の要素断面は当然平面を保つ。この平面が存在する位置は Compensation Plane とよばれている¹⁾ (図 - 3)。この考え方は、土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾ にも採用されている。このとき、重心位置における自由な軸ひずみ変形増分 $\Delta\bar{\epsilon}_0$ および変形の曲率増分 $\Delta\bar{\phi}_0$ は次式で表される。

$$\Delta\bar{\epsilon}_0 = \frac{\sum_k E_k \int_{A_k} \Delta\epsilon_0(\eta, \zeta) dA_k}{\sum_k E_k A_k} \quad (2)$$

$$\Delta\bar{\phi}_0 = \frac{\sum_k E_k \int_{A_k} (\Delta\epsilon_0(\eta, \zeta) - \Delta\bar{\epsilon}_0)(\zeta - \zeta_g) dA_k}{\sum_k E_k \int_{A_k} (\zeta - \zeta_g)^2 dA_k} \quad (3)$$

この Compensation Plane を用いると、梁要素が自由変形する場合においても、初期ひずみ勾配の影響による梁要素内部の内部拘束応力が次式のように求められる。

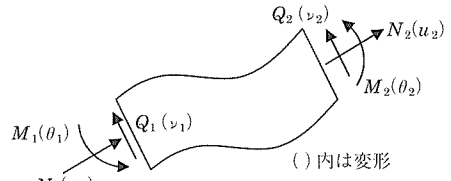


図 - 4 梁要素の節点力と節点変位の定義

$$\Delta\sigma_1(\eta, \zeta) = E_k (\Delta\bar{\epsilon}_0 + (\zeta - \zeta_g) \Delta\bar{\phi}_0 - \Delta\epsilon_0(\eta, \zeta)) \quad (4)$$

式(4)からわかるように、内部拘束応力は構造体全体の境界条件とは無関係に算定される。そのため、後述する構造体全体の剛性方程式から導かれる断面応力に $\Delta\sigma_1(\eta, \zeta)$ を加える必要があることは注意しなければならない。

つぎに構造全体の剛性方程式を誘導する。これは一般的な梁理論によって算出できる。

今、梁要素が図 - 4 に示されるように変形したとすると、要素内の重心軸上の軸変位 u は次式で表される。

$$u = \left(1 - \frac{\xi}{L}\right) u_1 + \frac{\xi}{L} u_2 \quad (5)$$

ただし、 L は要素長さである。要素内の式(5)の変形に対応する重心軸上の軸ひずみ ϵ は式(5)を ξ で1回微分することにより

$$\epsilon = -\frac{u_1}{L} + \frac{u_2}{L} \quad (6)$$

また、要素内の鉛直方向変位 v を次式のように ξ の3次関数で補間する

$$v = a_1 + a_2 \xi + a_3 \xi^2 + a_4 \xi^3 \quad (7)$$

境界条件で $\xi = 0$ で $v = v_1, v' = \theta_1, \xi = L$ で $v = v_2, v' = \theta_2$ を式(7)に代入し、整理すると、要素内の鉛直方向変位 v は次式で表される。

$$v = \left[1 - 3\left(\frac{\xi}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{\xi}{L}\right)^3\right] v_1 + \left[3\left(\frac{\xi}{L}\right)^2 - 2\left(\frac{\xi}{L}\right)^3\right] v_2 + \left[L\frac{\xi}{L} - 2L\left(\frac{\xi}{L}\right)^2 + L\left(\frac{\xi}{L}\right)^3\right] \theta_1 + \left[-L\left(\frac{\xi}{L}\right)^2 + L\left(\frac{\xi}{L}\right)^3\right] \theta_2 \quad (8)$$

よって、要素内の任意の位置での曲率 ϕ は式(8)を2回 ξ で微分することにより得られる。すなわち、

$$\phi = \left[-\frac{6}{L^2} + \frac{12}{L^3} \xi \right] v_1 + \left[\frac{6}{L^2} - \frac{12}{L^3} \xi \right] v_2 + \left[-\frac{4}{L} + \frac{6}{L^2} \xi \right] \theta_1 + \left[-\frac{2}{L} + \frac{6}{L^2} \xi \right] \theta_2 \quad (9)$$

式(6)と式(9)を行列表示すると次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon \\ \phi \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{L^2} + \frac{12}{L^3} \xi & -\frac{4}{L} + \frac{6}{L^2} \xi & 0 & \frac{6}{L^2} + \frac{12}{L^3} \xi & -\frac{2}{L} + \frac{6}{L^2} \xi \end{bmatrix} \{d\} = [B]\{d\} \quad (10)$$

ただし、 $\{d\}$ は節点変位ベクトルであり $\{d\} = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2\}^T$ で定義する。ただし、上付き添字 T は転置を表す。

式(10)により、要素内の重心軸上の軸ひずみおよび曲率は、節点変位と ξ を用いて表現することができる。

全軸ひずみ増分 $\Delta\varepsilon$ および全曲率増分 $\Delta\phi$ は、弾性軸ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_c$ および弾性曲率増分 $\Delta\phi_c$ および前述の初期変形増分の和で表される。すなわち、

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon \\ \Delta\phi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_c \\ \Delta\phi_c \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\phi_0 \end{Bmatrix} \quad (11)$$

この式(11)の初期ひずみ成分の付加が本提案理論の新たなところのひとつといつてよい。つぎに、要素内の任意断面の軸応力増分 $\Delta\sigma_{NR}$ および曲げ応力増分 $\Delta\sigma_{MR}$ は、次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{NR} \\ \Delta\sigma_{MR} \end{Bmatrix} = E_k \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_c \\ (\xi - \xi_g) \Delta\phi_c \end{Bmatrix} \quad (12)$$

したがって、要素内の任意断面の応力増分 $\Delta\sigma(\eta, \xi)$ は式(4)の内部拘束応力増分 $\Delta\sigma_I(\eta, \xi)$ と式(12)から次式で表される。

$$\Delta\sigma(\eta, \xi) = \Delta\sigma_I(\eta, \xi) + \Delta\sigma_{NR} + \Delta\sigma_{MR} \quad (13)$$

要素に作用する外力ベクトルを $\{\Delta f\} = \{\Delta N_1, \Delta Q_1, \Delta M_1, \Delta N_2, \Delta Q_2, \Delta M_2\}^T$ と定義する。そして、幾何学的境界条件を満たす任意の仮想変形を要素に与えた場合、仮想仕事の原理より式(14)がつねに成立する。ただし、内部拘束応力 $\Delta\sigma_I(\eta, \xi)$ に起因する断面力は断面内でつねに釣り合い、この力が仮想変形によりなす仕事は恒等的に0であるので式(14)中に内部拘束応力の項は含める必要は無い。

$$\int_A \int_L (\Delta\sigma_{NR} \delta\varepsilon + \Delta\sigma_{MR} (\xi - \xi_g) \delta\phi) dAdL - \delta\{d\}^T \{\Delta f\} = 0 \quad (14)$$

式(10)~式(12)を式(14)に代入し整理すると、次式が得られる。

$$\delta\{d\}^T ([K]\{\Delta d\} - \{\Delta f_0\} - \{\Delta f\}) = 0 \quad (15)$$

ただし、

$$[K] = \int_L [B]^T [D] [B] dL, \quad [D] = \begin{bmatrix} EA & 0 \\ 0 & EI \end{bmatrix}, \\ \{\Delta f_0\} = \int_L [B]^T [D] \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\phi_0 \end{Bmatrix} dL, \quad EA = \sum_k \int_{A_k} E_k dA_k, \\ EI = \sum_k \int_{A_k} E_k (\xi - \xi_g)^2 dA_k \quad (16)$$

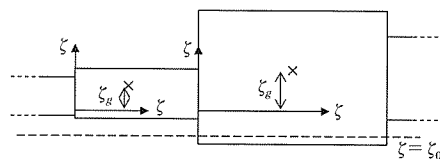


図-5 要素ごとの重心位置と基準軸との関係

である。

式(15)は任意の仮想変形について成立する必要があるの、結局、次式が成立する。

$$[K]\{\Delta d\} - \{\Delta f_0\} - \{\Delta f\} = 0 \quad (17)$$

式(17)が要素レベルでの剛性方程式となる。要素の断面重心座標が一致している場合は、構造全体の剛性方程式は、式(17)を節点で単に重ね合わせるにより得られるが、本節で対象としている梁構造は、要素ごとに断面重心が異なり、コンクリートの硬化時間によっても異なる。そのため、図-5に示すように直線の部材を構成する要素すべてに基準軸 ζ_0 を与え、節点変位および節点力が作用する位置を座標変換する必要がある。各要素の重心位置 ζ_g と基準軸 ζ_0 との距離 ℓ を $\ell = \zeta_g - \zeta_0$ と定義すると、新たな局所座標系 (ξ, η, ζ_0) に対応する各要素の節点変位ベクトル $\{d'\}$ は、幾何学的考察から次式で表される。

$$\{d'\} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -\ell & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -\ell \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \{d\} = [Tc]\{d\} \quad (18)$$

ただし、一般的に ℓ は各要素ごとに異なり、さらに梁のヤング率が時間に変化するため時間ステップごとにも変化する。また、新たな局所座標系に対する節点力 $\{f'\}$ に関しては、自由体での力の釣り合い条件から最終的に

$$\{f'\} = [Tc]^T \{f\} \quad (19)$$

を得る。式(18)式(19)を式(17)に代入すると、局所座標系 (ξ, η, ζ_0) に対する要素の剛性方程式は次式で得られる。

$$[Tc]^T [K] [Tc] \{\Delta d'\} - [Tc]^T \{\Delta f_0\} - \{\Delta f'\} = 0 \quad (20)$$

式(20)の形であればすべての要素において xz 座標系に関する通常を重ね合わせが可能となり、通常梁の解析とまったく同一の方法で変形解析を行うことが可能となる。

3. 本解析法の妥当性検証

3.1 施工検証実験の概要

現在、少数主桁と場所打ちPC床版を組み合わせる方法により第二東名高速道路の建設が行われており、それに伴い、いくつかの施工検証実験例が報告されている²⁾³⁾⁴⁾。本節では一例としてPC床版の施工検証実験⁴⁾を用いて本手法の妥当性の検証を試みた。

施工検証実験は図-6に示すように2つの鋼桁上にセメントの種類が異なるブロックを打設することにより行われた。また、ブロック①およびブロック③は早強セメント、

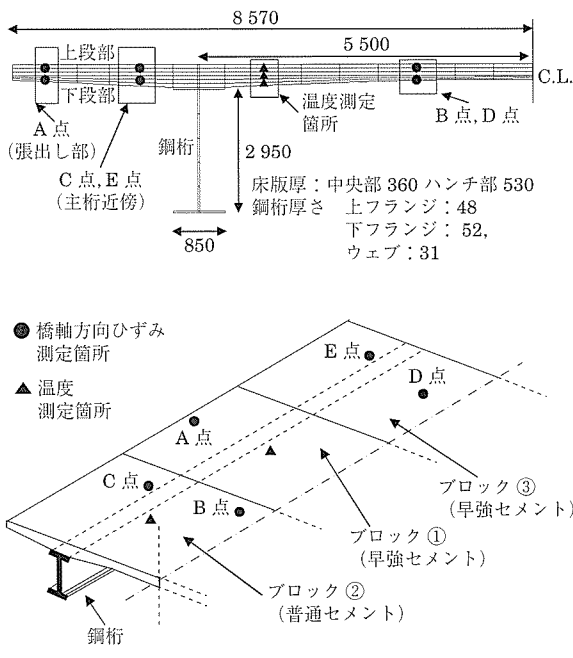


図-6 解析対象床版断面および上面図

ブロック②は普通セメントを使用しており、すべてのブロックに膨張材が混入されている。また、図-6右中のA～E点では、上段部および下段部（図-6左）で、橋軸方向ひずみが鉄筋計により計測されている。さらに、ブロック①およびブロック②それぞれ3箇所（図-6左）に熱伝対を埋め込むことにより温度が計測されている。打設手順については以下の（Step 1）～（Step 6）のとおりである（図-7）。

（Step 1）

2つの鋼桁上の中央部に移動型枠（重さ1100kN）を設置する。ただし、解析では、型枠を集中荷重として扱ったため、図-7では275kN（=1100kN÷4）を鋼桁2箇所作用させている。

（Step 2）

型枠設置後すぐにブロック①を打設する。

（Step 3）

材齢3日目にブロック①の移動型枠を移動させ、移動型枠をブロック①の両側に設置する。

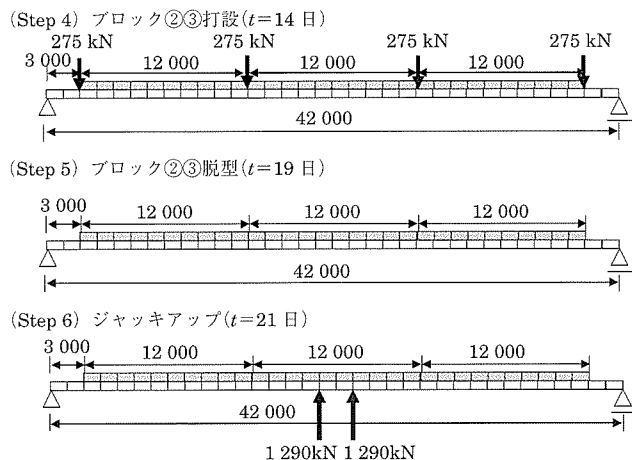
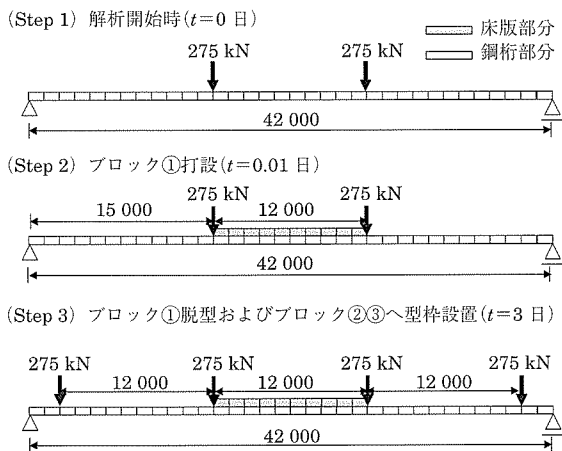


図-7 PC床版の打設手順

（Step 4）

ブロック①の材齢が14日となったとき両移動型枠中にブロック②およびブロック③を打設する。この間、ブロック①～③においてはそれぞれ打設後数日後に橋軸直角方向にプレストレスが施されている。

（Step 5）

ブロック①の材齢が19日となった時点でブロック②およびブロック③にある移動型枠を撤去する。

（Step 6）

ブロック①の材齢が21日に達したとき打設された桁に移動型枠による負の曲げモーメントの発生を模擬するという意味で、ブロック①底部の鋼桁中央部を鋼桁一本あたり最大2580kN（2箇所×1290kN）までジャッキアップする。

（Step 6）の時点で、ブロック①の下段部に多くのひび割れが生じた（図-8）。最大ひび割れ幅は0.04mm程度である。また、ジャッキアップする直前まではブロックのどの位置でもひび割れは発生せず、さらにジャッキアップ後においても床版上面部にはほとんどひび割れは生じなかった。

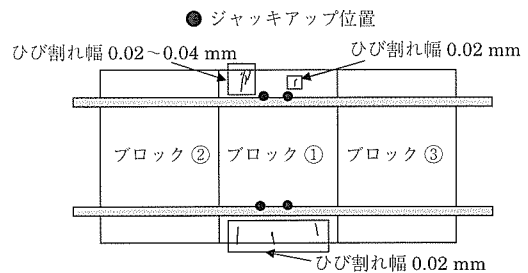


図-8 床版下面部におけるジャッキアップ後のひび割れ概要図

3.2 施工検証実験に対する解析検討

3.1で述べた施工検証実験に対して、2.に示した本解析法を適用した。解析の手順として、まず図-6に示す断面を用いて物性の異なる床版断面毎に2次元FEMによる温度解析を行い。それぞれの温度履歴を算定した。温度解析

表 - 1 温度解析(施工検証実験)に用いた熱特性値

熱特性値	コンクリート (普通)	コンクリート (早強)	鋼桁
熱伝導率 (W/m℃)	2.7	2.7	25
密度 (kg/m ³)	2 300	2 300	7 850
比熱 (kJ/kg℃)	1.31	1.31	0.4
断熱温度上昇量 (℃)	$Q_{\infty} = 56.6$	$Q_{\infty} = 62.3$	—
$Q(t) = Q_{\infty} (1 - \exp(-rt))$	$r = 1.72$	$r = 2.20$	—
t : 材齢 (日)	文献4)の実測値を元に決定		
初期温度 (℃)	30	30	30
外気温は文献4)から25℃(一定)と仮定した			
部位	材齢 (日)	熱伝達率 (W/m ² ℃)	
床版上面	0~0.25	14.0	
	0.25~7	12.0	
	7~	14.0	
床版側面	0~4	6.0	
	4~	14.0	
鋼桁表面	—	12.0	

に用いた熱特性値は表 - 1 に示すとおりである。温度経時変化の解析および実測結果を図 - 9 に示す。続いて図 - 7 に示す打設手順を考慮し、前述の解析手法を用いて、荷重の変化と温度ひずみを同時に考慮に入れた応力解析を行った。変形解析に用いた材料特性値を表 - 2 に示す。ただし、コンクリートのヤング率および一軸圧縮強度については文献4)の測定値を補間することにより決定し(図 - 10 (a)(b)),

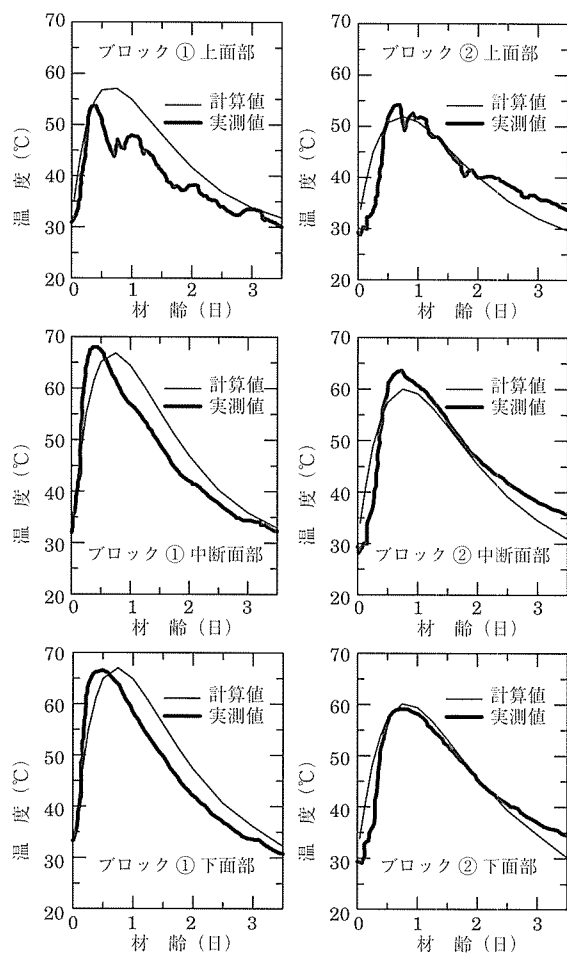


図 - 9 温度経時変化の計算および実測結果

表 - 2 変形解析(施工検証実験)に用いた材料特性値

熱特性値	コンクリート (普通)	コンクリート (早強)	鋼桁
ヤング率 (N/mm ²)	$\frac{30\,000t}{t+1.0}$	$\frac{30\,000t}{t+0.7}$	210 000
t : 材齢 (日)			
一軸圧縮強度 f_c (N/mm ²) t : 材齢 (日)	$\frac{46.1t}{t+1.5}$	$\frac{48.1t}{t+1.5}$	—
一軸引張強度 (N/mm ²)	0.44 $\sqrt{f_c}$ (文献5)より)		
線膨脹係数	10×10^{-6}	10×10^{-6}	12×10^{-6}

コンクリートの一軸引張強度についてはコンクリート標準示方書⁵⁾に記述されている一軸引張強度の算定式を使用した。

解析の際、膨脹材による初期ひずみについては、1 m × 1 m × 床版厚の寸法を有する供試体から計測された初期ひずみの経時変化⁴⁾を補間して与えることにより考慮した(図 - 11)。その結果、膨脹材による初期ひずみ ϵ_{sh} を早強セメントを用いたコンクリートでは

$$\epsilon_{sh} = \begin{cases} 3.0 \times 10^{-4}t & t \leq 0.5 \\ (150 - 6.3(t - 0.5)) \times 10^{-6} & t > 0.5 \end{cases} \quad (21)$$

普通セメントを用いたものは

$$\epsilon_{sh} = \begin{cases} 2.4 \times 10^{-4}t & t \leq 0.5 \\ (120 - 6.3(t - 0.5)) \times 10^{-6} & t > 0.5 \end{cases} \quad (22)$$

で与えることにした。ただし、 t は材齢(日)である。

ひずみの経時変化の解析結果を図 - 12 に示す。図 - 12 には、本手法の解析結果に、実測値および3次元FEM解析結果⁴⁾を重ねて示している。ただし、ひずみの経時変化の実測値は、ブロックによっては張出し部のみで測定している場合と、張出し部および中央部で測定している場合と

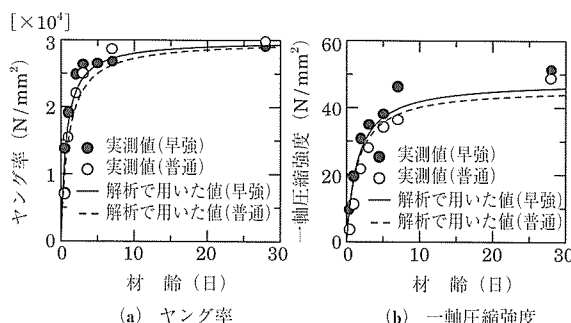


図 - 10 ヤング率および一軸圧縮強度の実測値⁴⁾

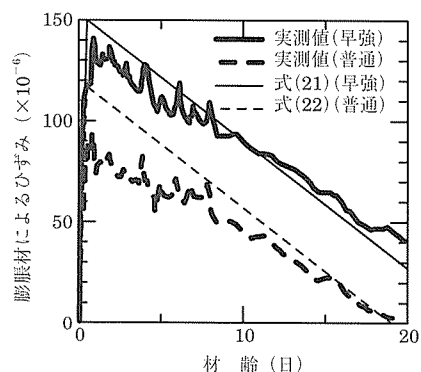


図 - 11 膨脹材による初期ひずみの実測値⁴⁾

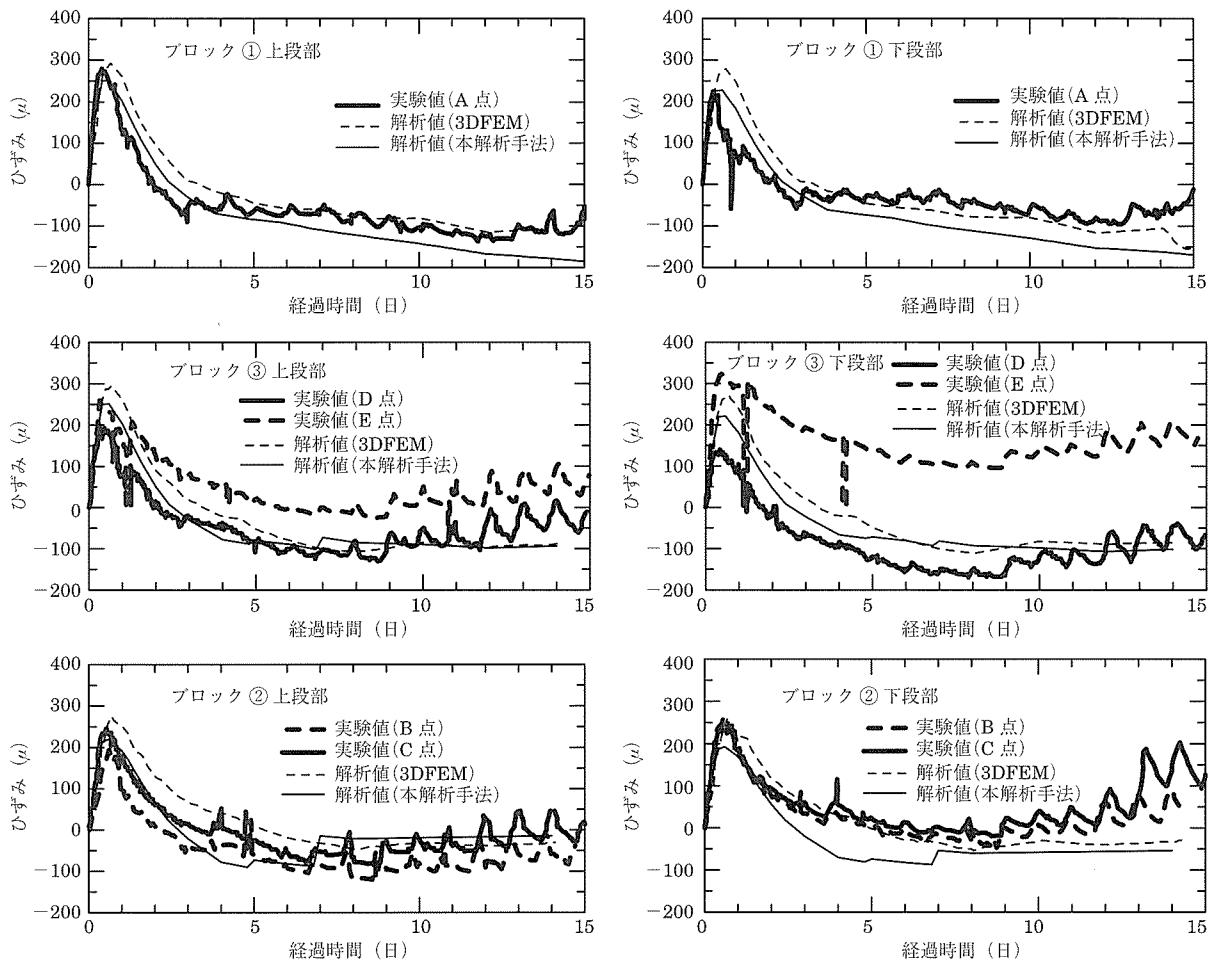


図 - 12 ひずみ経時変化の比較

があり、図中のひずみ経時変化の実測値はその両者を示している。一方、3次元 FEM 解析によるひずみの経時変化は、B 点と C 点、また D 点と E 点ではほとんど同じ値であったため、3次元 FEM によるひずみの経時変化はブロック②では C 点、ブロック③では E 点の解析結果のみを示している。本手法で算定されるひずみは、断面の高さのみの関数となり、断面内の同一の高さの位置では、同一ひずみとなるので、その値を示してある。

図 - 12 からひずみ履歴に関しては本手法と 3次元 FEM 解析手法はともに実測値の傾向をよく捉えていることがわかる。なお、本手法および 3次元 FEM 解析手法は、鋼桁とコンクリート床版は完全に付着していると仮定しているが、実際には鋼桁とコンクリート床版はジベルで結合されている。両者の付着はきわめて大きいと考えられるため、本手法の仮定は、本節で示した施工例のような問題であれば、解析検討を行ううえで、とくに障害は無いと考えられる。

本手法による応力の経時変化を図 - 13 に示す。ただし 3次元 FEM による応力の経時変化は文献⁴⁾で提供されていないため、図中に示していない。なお、本解析では全解析期間を通して主桁近傍付近コンクリート床版で引張応力が最大となったため、応力の経時変化は主桁近傍付近のみを示している。経過時間 21 日目にブロック①スパン中心部に $1290 \text{ kN} \times 2 = 2580 \text{ kN}$ のジャッキアップによる荷重を作

用させたとき、すべてのブロックの応力は引張側に転じ、とくにブロック①の下段部において 4.0 N/mm^2 を超える引張応力、ブロック①上段部では 3.0 N/mm^2 を超える引張応力が発生している。ひび割れ指数の最小値を算定するとブロック①下段部では 0.73、ブロック①上段部では 0.91 となる。

ただし、ひび割れ指数 $I_{cr}(t)$ は

$$I_{cr}(t) = f_t(t) / \sigma(t) \quad (23)$$

で定義される⁵⁾。ここで $f_t(t)$ および $\sigma(t)$ は、それぞれ、材齢 t 日における一軸引張強度および最大主引張応力である。ひび割れ指数が安全係数 γ_{cr} 以上であれば、ひび割れ照査は合格としてよいとされている⁵⁾。安全係数とひび割れ発生確率の関係⁵⁾を図 - 14 に示す。

これより、ブロック①上段部ではひび割れ発生確率は約 90 %、下段部では約 97 % となる。このことから、ひび割れはブロック①の下段部でとくに生じる可能性が強いことが推測される。これは実測の結果とも一致している。

以上より、本手法は実証実験の応力発生状況をよく説明しており、かつ、本手法は 3次元 FEM に比べ簡便にもかかわらず、その予測精度は 3次元 FEM と同等であることが示された。

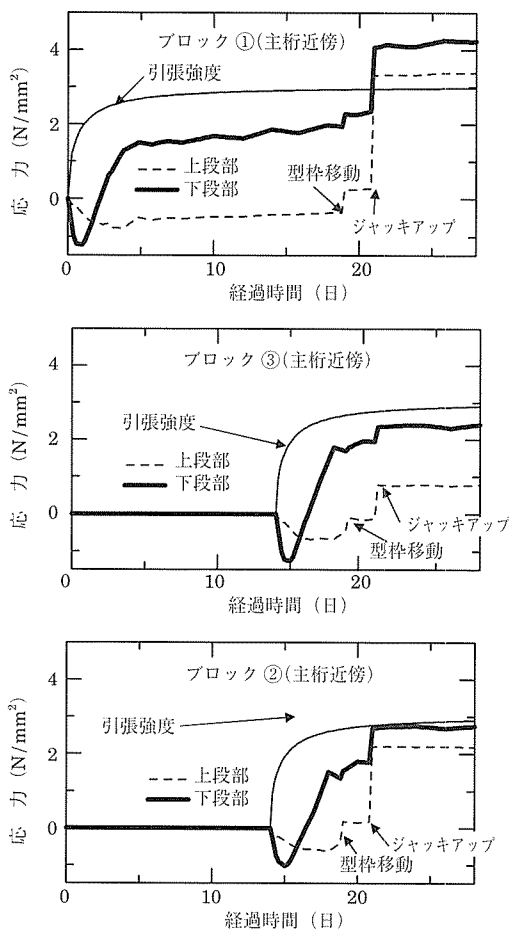


図 - 13 本手法による応力の経時変化

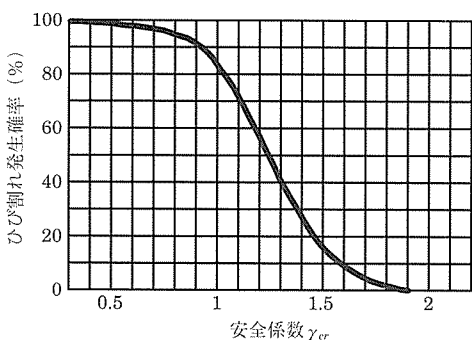


図 - 14 安全係数とひび割れ発生確率の関係⁵⁾

4. PC 床版ひび割れ危険度の検討とひび割れ対策の一例

4.1 中之沢橋の施工および変形解析概要

長支間場所打ち PC 床版施工が初めて実施された第二東名高速道路中之沢橋（以下中之沢橋）ではコンクリート打ち込み直後の温度応力によるひび割れが発生し問題となった³⁾。このようなひび割れ現象に対しさまざまな視点から温度応力を解析検証し具体的な対策を示している例は現在まできわめて少なかった。本節では、中之沢橋の施工例をもとに上述の解析手法を用いてひび割れ問題に対して検討を行った。初めに中之沢橋の施工概要について簡単に説明する。図 - 15 に示すように、中之沢橋は 2 径間で構成されてお

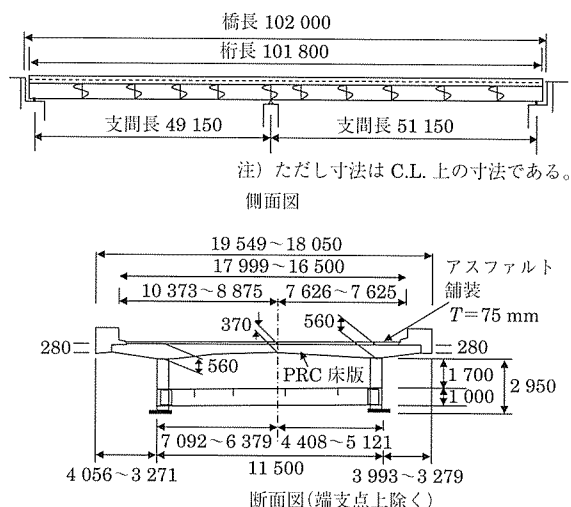


図 - 15 第二東名高速道路中之沢橋構造図

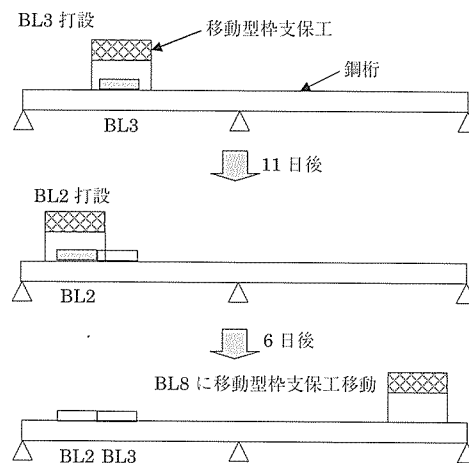


図 - 16 中之沢橋施工手順概要

り、支間長は約 50 m である。また床版厚は主桁上で 56 cm 支間中央では 37 cm である。中之沢橋は図 - 16 に示すように平成 12 年 11 月から移動式型枠支保工にて施工開始され、最初に BL3 が打設され、続いて 11 日後に BL2 が打設された。ひび割れは施工開始後 17 日後に BL8 の施工準備を始める際に BL2 の下段部で観測された。ひび割れ概要を図 - 17 に示す。橋軸直角方向の最大ひび割れ幅は約 0.15 mm であった。なお、中之沢橋においては膨張材は使用していない。

続いて解析方法について述べる。中之沢橋断面は 3. の図 - 6 で示した断面に類似しているため、図 - 6 の断面を用いることにより中之沢橋の断面剛性および温度履歴を算定することにした。解析に用いた熱特性値および材料特性値は基本的には 3. で用いたもの（表 - 1,2）と同じである。ただし、解析時期を考慮して初期温度および外気温は、解析開始から 11 日までは 15℃、11 日以降は 20℃と与えた。初期温度を低下させたため、断熱温度上昇量中の Q_{∞} に 67.3℃と表 - 2 の値と比べ 5℃高くした値を与えた。解析で用いた打設履歴は図 - 18 に示すとおりである。解析では 2 パターンの打設履歴（打設スケジュール 1 および打設スケジュール 2）を考えている。打設スケジュール 1 は実際

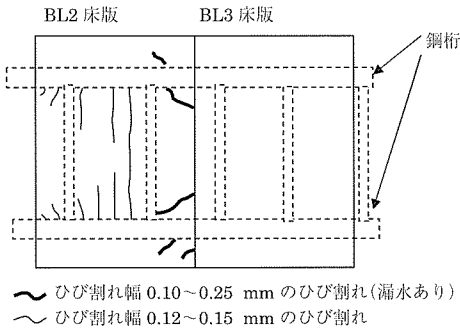


図 - 17 BL2 床版下面部ひび割れ概要図

中之沢橋における長支間場所打ち PC 床版施工過程を模擬している。一方で打設スケジュール 2 はひび割れ対策工の検討例として、仮に BL8 を最初に打設し、その後 11 日後に BL2 を打設した場合を検討している。対策工の検討ケースは、打設スケジュール 1 および膨張材を用いないケースを標準として、膨張材の有無、打設履歴の違い、床版に強制荷重を与えた場合および鋼桁に強制温度を与えた場合を想定した。

4.2 膨張材の有無が応力に及ぼす影響

打設スケジュール 1 および膨張材無しの場合が中之沢橋のケースであるが、この場合の主桁近傍の応力の経時変化を図 - 19、打設スケジュール 1 および膨張材を用いるケースのそれを図 - 20 に示す。ただし、図中の計算結果は 2 種類の境界条件下であり、完全固定支持となっているケースを“拘束度が大きい”、ローラー支持となっているケースを“拘束度が小さい”と以降よぶことにする。中之沢橋の支承はゴム支承であり、温度応力に着目すれば、拘束度が大きい場合に近いと考えられる。応力の表示断面位置は図

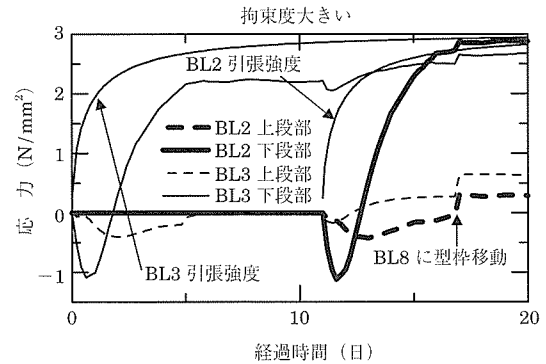
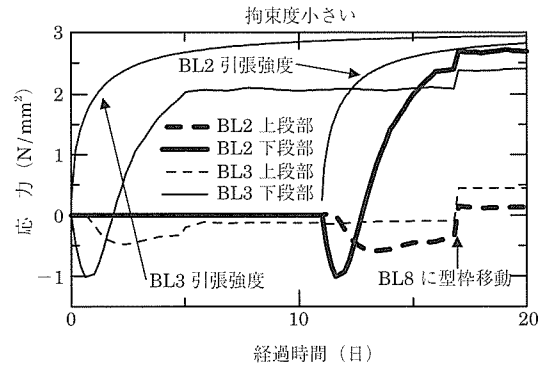
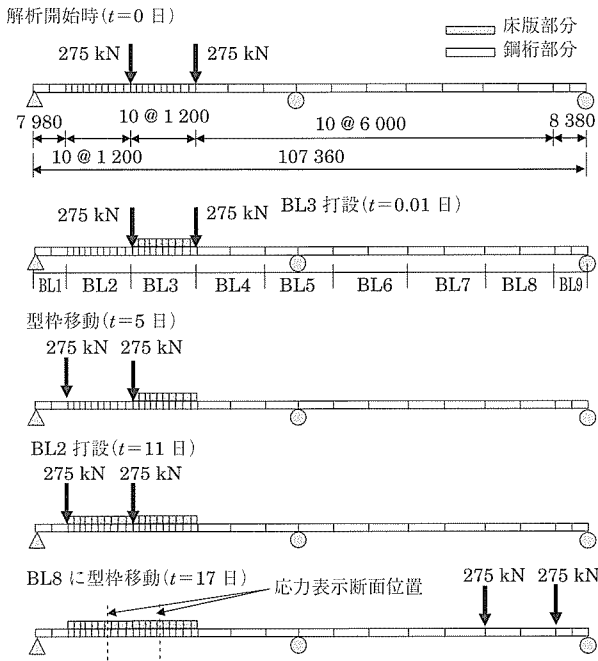


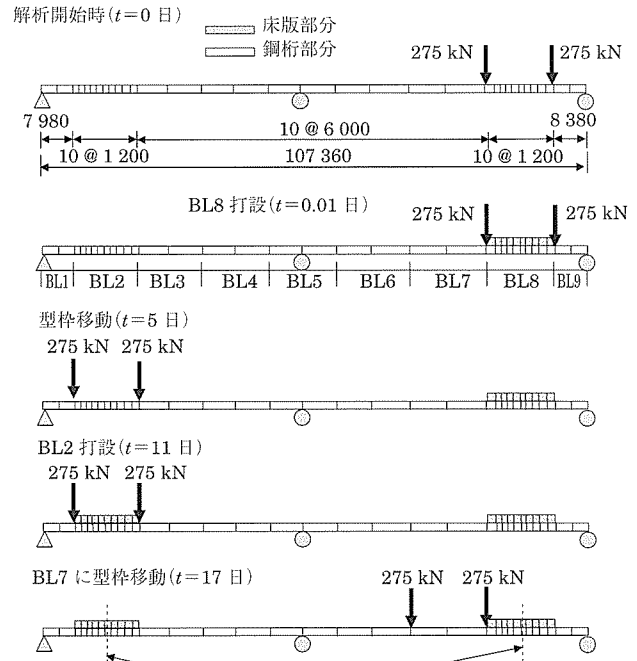
図 - 19 膨張材無しの場合の応力の経時変化 (打設スケジュール 1)

- 18 に示すとおりであり、上段部および下段部は図 - 6 に示す位置とまったく同じである。また、応力の経時変化は橋軸方向ではほぼ一様となった。なお、膨張材の考慮は式 (21) により与えている。図 - 19 および図 - 20 から、いずれの解析においても、移動型枠支保工が BL8 に移動した時点で BL2 床版の下段部において引張応力が最大となること



(ただし支持条件○は、“拘束度が大きい”では△(鉛直水平方向共に固定)，“拘束度が小さい”では△(鉛直のみ固定)を表す。)

(打設スケジュール 1)



(打設スケジュール 2)

図 - 18 梁要素によるモデル化および荷重条件

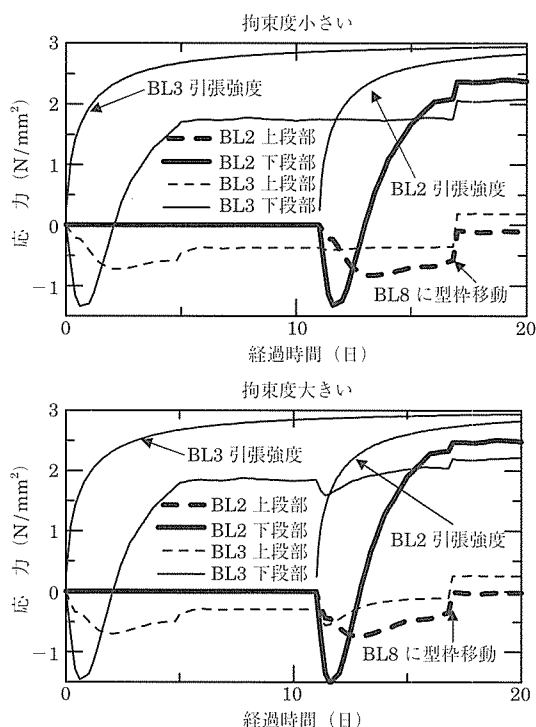


図 - 20 膨張材ありの場合の応力の経時変化 (打設スケジュール 1)

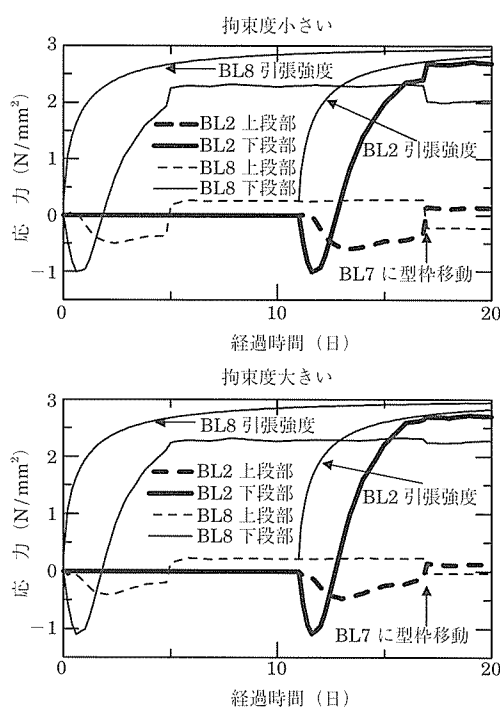


図 - 21 膨張材無しの場合の応力の経時変化 (打設スケジュール 2)

がわかる。膨張材による初期ひずみを考慮しない場合は、拘束度が大きいケースにおいて引張強度を上回る一方で、膨張材による初期ひずみを考慮に入れた場合は圧縮力が作用することにより、BL8 に型枠が移動した時点でも応力は引張強度を下回っている。すなわち、この解析結果は中之沢橋のひび割れ発生を説明すると同時に、膨張材を用いていたら、多少それが緩和されていた可能性があることを推察させる。拘束度が小さい場合の BL2 下段での最小ひび割れ指数は、膨張材を考慮した場合では 1.15、膨張材を考慮しない場合では 1.00 となり、拘束度が大きい場合のそれは、膨張材を考慮した場合では 1.14、膨張材を考慮しない場合では 0.96 となった。これらの数値の差は、膨張材を混入した場合の効果を定量的に示しており、ひび割れ指数で 0.15 から 0.18 程度の向上となっている。

4.3 打設履歴の違いが応力に及ぼす影響

図 - 21 に打設スケジュール 2 および膨張材を用いないケースにおける主桁近傍の応力の経時変化を示す。図 - 21 と図 - 19 では打設履歴のみが異なっている。図 - 21 において BL2 に発生する最小ひび割れ指数は、拘束度の大小にかかわらず 1.00 程度となり、打設スケジュール 1 および膨張材無しのケースでかつ拘束度が大きい場合のひび割れ指数と比較しても、0.04 程大きくなる程度である。このことは、鋼桁の支点拘束が強い場合には、打設順序の違いにより引張応力を低減させる可能性があるが、低減の程度はきわめて小さいことを示唆している。

4.4 床版への強制荷重による引張応力の低減効果

前述したように移動型枠荷重は床版に引張応力を生じさせる場合もあり、そのことがひび割れ発生につながる可能性が強いことが示された。逆にいえば、床版に圧縮応力

(ここでのケースでは正の曲げモーメント) が作用するような荷重状態を考えた場合、床版に生じる引張応力は低減することが期待される。そこで、打設スケジュール 1 および膨張材無しのケースにおいて、鋼桁 BL8 部分に型枠が移動することと同時に、カウンターウェイトの重量に相当する外荷重を床版 BL3 両端部に分担し作用させることを考える。カウンターウェイトの重量はそれぞれ 1 000 kN および 2 000 kN とした。図 - 22 に BL2 における主桁近傍下段部の応力の経時変化を示す。

カウンターウェイトの重量に伴い BL2 部分には正の曲げモーメントが生じ、床版部分には圧縮応力が発生する。とくに拘束度が小さい場合では、2 000 kN のカウンターウェイトが作用した場合、BL2 下段部に発生する最大引張応力は、カウンターウェイトを考慮しない場合に比べて約 20% 引張応力が低減することがわかる。ひび割れ指数で比較すると、2 000 kN のカウンターウェイトを作用させた場合は、ひび割れ指数は 1.19、カウンターウェイトが作用しない場合は 1.00 となり、ひび割れ指数にして 0.19 の向上となる。一方、拘束度が大きい場合は、拘束度が小さい場合に比べ、引張応力の大きな低減は見られない。実際問題としては、床版部にカウンターウェイトを載せることの困難さ、およびカウンターウェイトの撤去の時期という点が問題ではあるが、支点拘束が小さい場合においては、床版に生じる引張応力を低減させる有効な方法のひとつであるといえる。

4.5 鋼桁の強制温度による引張応力の低減効果

鋼桁は床版に比べきわめて薄肉であり、温度変化の程度は床版に比べきわめて小さい。ゆえに、初期ひずみによる床版の変形を、ほとんど初期ひずみが無い鋼桁が拘束する形となることが多い。言い換えると、もし、鋼桁に床版と同程度の初期ひずみが発生するならば、床版に対する鋼桁

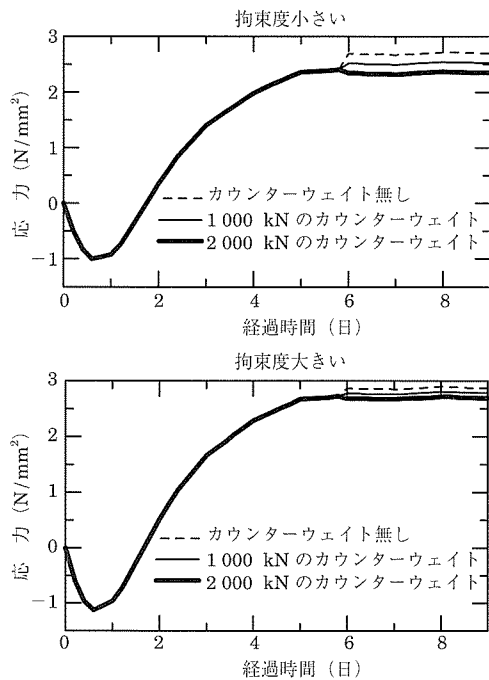


図 - 22 カウンターウェイトの程度による膨脹材無しの場合の BL2 下段部応力の経時変化 (打設スケジュール 1)

の拘束は低減されることが期待される。

そこで、鋼桁の上にコンクリートが打設されたとき、図 - 23 中に枠囲みで示した温度履歴を BL2 に相当する鋼桁部分に強制的に与えることを考える。図 - 23 に BL2 の主桁近傍下段部の応力の経時変化を示す。ただし、点線は鋼桁に強制温度を与えない場合の応力経時変化を表している。

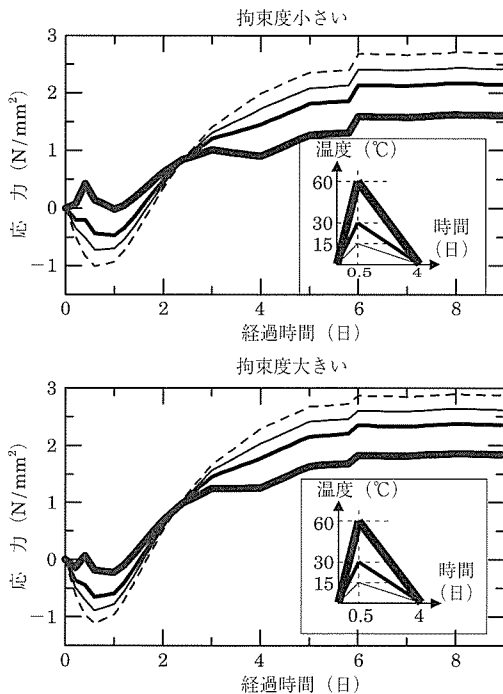


図 - 23 鋼桁に強制温度を与えた場合の膨脹材無しの場合の BL2 下段部応力の経時変化 (打設スケジュール 1)

BL8 に型枠が移動した時点では、強制温度のピークを 60℃とした場合の引張応力は、強制温度を与えない引張応力に比べ拘束度が小さい場合では約 40%程度、拘束度が大きい場合でも 30%程度低減され、拘束条件によらず、鋼桁に強制的に与える温度上昇量が大きいほど、引張応力の発生を抑制できることがわかる。ひび割れ指数で比較すると、強制温度を与えない場合のひび割れ指数は 0.96~1.00、強制温度のピークを 60℃に与えた場合では 1.56~1.81 となり、ひび割れ指数にして 0.60~0.81 の向上となる。実際にはなかなか大変なことであろうが、床版を打設する際に打設箇所に相当する鋼桁部分を前もって 60℃程度暖め、半日程度経ってから外気温まで数日かけてゆっくり冷やすといったひび割れ対策が、もし可能とするならば、本論文の検討範囲内では、もっとも効果的であることがわかる。

5. 結 論

以上述べてきたように、CP 法と梁要素を用いた FEM 解析を組み合わせるにより少数主桁上に打設される厚肉コンクリート床版の簡易な温度応力解析手法を示したが、この解析法を用いると、わずかな計算時間で各種対策工の効果が定量的に得られることになる。なお、これらの検討を 3次元 FEM で行うことも当然可能ではあるが、本手法は作業時間や計算費用の面で圧倒的に優れることを強調しておきたい。これらの検討結果を列記すると以下のようである。

(1)初期ひずみと外荷重を同時に考慮する梁要素による変形解析手法を開発した。その結果、本手法は簡便であり、かつソリッド要素を用いた 3次元有限要素解析並みの予測精度を有することが示された。

(2)厚肉 PC 床版のひび割れ問題について解析検討を行った結果、本論文の検討範囲内では、拘束度が大きな場合は膨脹材の混入によりひび割れ指数は 0.18 程度、拘束度が小さい場合はカウンターウェイトを床版に作用させることによりひび割れ指数は 0.19 程度向上する可能性があることが示された。

(3)本論文の検討範囲内では、支点拘束条件にかかわらず、鋼桁をプレヒーティングすることにより、プレヒーティングしない場合に比べひび割れ指数を 0.60~0.81 程度向上させることが可能であることを示した。

(4)本論文の検討範囲内では、床版の打設履歴が床版に生じる引張応力におよぼす影響は支点拘束条件によらずきわめて小さい可能性があることが示された。

謝 辞

本論文の作成に当たっては、「第二東名高速道路長支間場所打ち PC 床版の設計施工に関する技術検討委員会委員長」大阪大学大学院松井繁之先生、日本道路公団静岡建設局の寺田典生氏、本間淳史氏、日本橋梁建設協会の八部順一氏には施工検証実験の計測データの提供ならびに 3次元 FEM 計算結果の引用を快諾頂き厚く御礼申し上げます。

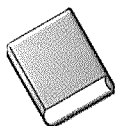
また、株式会社宮地鉄工所の上原正氏、河西龍彦氏ならびに駒井鉄工株式会社の高瀬和男氏の方々には上記文献を

参考するにあたって引用許可のみならず、PC厚肉床版施工に関する貴重な御指示を賜りました。深く感謝いたします。

参考文献

- 1) (社)日本コンクリート工学協会：マスコンクリートの温度応力研究委員会報告書，1985年
- 2) 本間淳史，長谷俊彦，榎原和成，中村和己，上原正，河西龍彦：長支間場所打ちPC床版の設計と施工—第二東名高速道路薬科川橋一，橋梁と基礎，pp.2-pp.10，2002年10月
- 3) 寺田典生，福永靖雄，本間淳史，會澤信一，高瀬和男，福田長司郎：長支間場所打ちPC床版における温度応力に関する考察，橋梁と基礎，pp.36-pp.45，2002年9月
- 4) 平成13年度第二東名高速道路長支間場所打ちPC床版の設計施工に関する技術検討報告書，財団法人高速道路技術センター，2002年3月
- 5) コンクリート標準示方書・施工編，土木学会，2001年

【2002年11月19日受付】



刊行物案内

フレッシュマンのためのPC講座

プレストレストコンクリートの世界

頒布価格：会員特価 3 000 円（送料400 円）
：非会員価格 3 600 円（送料400 円）

体 裁：A4判，140頁

内容紹介

＝基礎編＝

- 基礎 編1 PCとは何か
- 基礎 編2 PCはどんなものに利用できるか
- 基礎 編3 プレストレスの与え方について考えてみよう
- 基礎 編4 プレストレスは変化する
- 基礎 編5 荷重と断面力について考えてみよう
- 基礎 編6 部材に生じる応力度について考えてみよう
- 基礎 編7 プレストレス量の決め方について考えてみよう
- 基礎 編8 PCに命を与えるには(プレストレスングとその管理)
- 基礎 編9 PCを長生きさせよう

○申込み先：

(社)プレストレストコンクリート技術協会 事務局
〒162-0821 東京都新宿区津久戸町4番6号 第3都ビル5F
TEL：03-3260-2521 FAX：03-3235-3370

＝PC橋編＝

- PC橋 編1 PC橋にはどんなものがあるか
- PC橋 編2 PC橋を計画してみよう
- PC橋 編3 PC橋を設計してみよう
- PC橋 編4 現場を見てみよう

＝PC建築編＝

- PC建築 編1 PC建築とは
- PC建築 編2 PC建築にはどんなものがあるか
- PC建築 編3 プレキャストPC建築の設計について考えてみよう
- PC建築 編4 PC建築でオフィスを設計してみよう

資 料 PCを勉強するときの参考図書
索 引