

# 波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋 のクリープ解析法に関する研究

前田晴人<sup>1</sup>・酒井一<sup>2</sup>・小宮正久<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 (株)日本構造橋梁研究所 設計第二部 (〒107-0062 東京都港区南青山 5-12-4)

<sup>2</sup>正会員 (株)日本構造橋梁研究所 システム部 (〒107-0062 東京都港区南青山 5-12-4)

<sup>3</sup>フェロー会員 工博 (株)日本構造橋梁研究所 (〒107-0062 東京都港区南青山 5-12-4)

波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋の弾性たわみ特性は、通常のせん断変形を無視した梁理論では不十分であり、せん断変形を考慮して解析を行う必要のあることが明らかとなっており、クリープたわみ特性についてもせん断変形を考慮して解析する必要があることを示唆している。そこで本研究では、先に提案した鉄筋およびPC鋼材の拘束効果を考慮したクリープ解析法に、せん断変形の影響を考慮した基本式を提案し、せん断変形を考慮することがクリープ変形にどのような影響を及ぼすかについて考察した。さらに、実橋レベルの橋梁を例に取り、波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋のクリープによる変形量および拘束効果について考察した。

*Key Words* : composite structure, corrugated steel web, shear deformation, creep analysis

## 1. はじめに

波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋は、コンクリートウェブをもつ従来のPC箱桁橋と比べてウェブの自重が低減でき、また、波形鋼板のアコーデオン効果により上下コンクリートフランジへのプレストレス導入が効果的に行われるため、合理的な複合橋梁として近年使用実績が増えている。

波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋の断面力特性は、上下のコンクリートフランジのみで抵抗する曲げ部材として、平面保持の仮定に基づく通常の梁理論で十分に評価できる<sup>1)</sup>。しかしながらたわみ特性については、通常のせん断変形を無視した梁理論では不十分であり、せん断変形を考慮して解析を行う必要のあることが明らかとなっている<sup>2)</sup>。試算によると実橋レベルにおいて曲げ変形量とせん断変形量とがほぼ同程度になる場合もあり得る。せん断変形を無視した場合と考慮した場合とで弾性変形量が大きく異なることから、クリープによる変形量も大きく異なることが予想され、不静定構造物においては変形が拘束されることによる断面力およびプレストレスの減少量も異なることが予想される。

波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋のクリープ特性を扱った研究は、著者らの知る限りでは単純桁のクリープ特性を実験的に考察した研究<sup>3)</sup>のみであり、

解析的に扱ったものは見当たらない。この研究によると、単純桁のクリープ変形に関しては、波形鋼板のせん断変形の影響を無視し、コンクリート部材の曲げ変形の影響のみを考慮すればよいとされている。

筆者らは、先に、全体がコンクリートで構成される断面において、コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるひずみ変化を鉄筋およびPC鋼材が拘束する作用を考慮した、変形法によるクリープ解析法を提案した<sup>4)</sup>。この解析法の特徴は、変形法によるため任意の構造系・構造系変化に対して容易に対処できるとともに、クリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量を同時に算出できる点にある。

本研究では、先に提案した鉄筋およびPC鋼材の拘束効果を考慮したクリープ解析法に、せん断変形の影響を追加した基本式を提案する。また、その式を用いて、せん断変形がクリープ変形にどのような影響を及ぼすかについて考察する。さらに、実橋レベルの橋梁を例に取り、波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋のクリープによる変形量および拘束効果について考察する。

## 2. コンクリートウェブ断面に対するクリープ解析法<sup>4)</sup>

先に提案した、コンクリートウェブ断面に対する、鉄筋および PC 鋼材の拘束効果を考慮した変形法によるクリープ解析法は以下に示すとおりである。

### (1) 変形法の基本式

施工段階（以下、ステージという） $r-1 \sim r$ の間に進行するクリープひずみについてのつり合い式は、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によってコンクリート断面図心に生ずるひずみおよび曲率変化を、 $\epsilon_{cg}(t_r)$ 、 $\Phi_{cg}(t_r)$  また、断面に作用している軸力および曲げモーメントを  $N(t_r)$ 、 $M(t_r)$  とすると、式 (1) のように表わすことができる（図-1）。図-1における  $ym$ 、 $yn$  および  $yk$  は、それぞれコンクリート断面図心から鉄筋図心、PC鋼材図心および任意のひずみ算出位置までの距離を示す。

$$\begin{bmatrix} N(t_r) \\ M(t_r) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_1 & D_2 \\ D_2 & D_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_{cg}(t_r) \\ \Phi_{cg}(t_r) \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} F1 \\ F2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F1P \\ F2P \end{bmatrix} \quad (1)$$

ここに、

$N(t_r), M(t_r)$  :  $t_r \sim t_{r-1}$  における断面力の変化  
 $\epsilon_{cg}(t_r), \Phi_{cg}(t_r)$  :  $t_r \sim t_{r-1}$  におけるひずみおよび曲率の変化

$$D_1 = \phi_{r,r-1} E_c A_c + E_s A_s + E_p A_p$$

$$D_2 = E_s Q_s + E_p Q_p$$

$$D_3 = \phi_{r,r-1} E_c I_c + E_s I_s + E_p I_p$$

$$\psi_{r,r-1} = 1 / (1 + \phi_{r,r-1} / 2)$$

$\phi_{r,r-1}$  :  $r-1 \sim r$  に進行するクリープ係数

$E_c, E_s, E_p$  : コンクリート、鉄筋および PC 鋼材のヤング係数

$A_c, A_s, A_p$  : コンクリート、鉄筋および PC 鋼材の断面積

$Q_s, Q_p$  : 鉄筋および PC 鋼材のコンクリート断面図心まわり断面一次モーメント

$I_c, I_s, I_p$  : コンクリート、鉄筋および PC 鋼材の断面二次モーメント

$$F1 = \psi_{r,r-1} \left\{ \sum_{i=1}^{r-1} (\phi_{r,i} - \phi_{r-1,i}) N_c(t_i) + E_c \epsilon_{cg}(r,r-1) A_c \right\}$$

$$F2 = \psi_{r,r-1} \left\{ \sum_{i=1}^{r-1} (\phi_{r,i} - \phi_{r-1,i}) M_c(t_i) \right\}$$

$N_c(t_i), M_c(t_i)$  : ステージ  $i$  で作用する断面力

$\phi_{r,i}, \phi_{r-1,i}$  :  $i \sim r$  および  $i \sim r-1$  に進行するクリープ係数

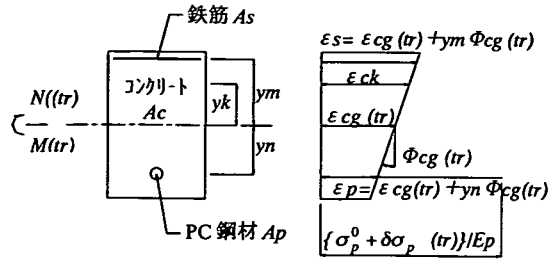


図-1 コンクリート断面における作用力とひずみ

$\epsilon_{cg}(t_r, r-1)$  :  $r-1 \sim r$  に進行するコンクリートの乾燥収縮度

$$F1P = A_p \{ \sigma_p^0 + \delta \sigma_p(t_r) \}$$

$$F2P = A_p \{ \sigma_p^0 + \delta \sigma_p(t_r) \} y_n$$

$F1P, F2P$  : プレストレスカの影響

$\sigma_p^0$  : 導入プレストレス

$\delta \sigma_p(t_r)$  : レラクセーションによる減少量

断面全体がコンクリートで構成され、せん断変形の影響が無視できる場合、式 (1) に基づく鉄筋および PC 鋼材の拘束効果を考慮した変形法によるクリープ解析の基本式は、部材  $i-j$  に対して式 (2) のように表すことができる。 $N, S, M$  はそれぞれ部材端における軸力、せん断力および曲げモーメントを表す。また、 $u, v, \theta$  はそれぞれ部材両端における軸方向、軸直角方向および回転方向の変位である。

$$\begin{bmatrix} N_i \\ S_i \\ M_i \\ N_j \\ S_j \\ M_j \end{bmatrix} = \frac{1}{\ell} \begin{bmatrix} D_1 & & & & & \\ 0 & \frac{12}{\ell^2} D & & & & \\ -D_2 & \frac{6}{\ell} D & D_4 & & & \\ -D_1 & 0 & D_2 & D_1 & & \\ 0 & -\frac{12}{\ell^2} D & -\frac{6}{\ell} D & 0 & \frac{12}{\ell^2} D & \\ D_2 & \frac{6}{\ell} D & D_5 & -D_2 & -\frac{6}{\ell} D & D_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -(F1-F1P) \\ 0 \\ (F2-F2P) \\ (F1-F1P) \\ 0 \\ -(F2-F2P) \end{bmatrix} \quad (2)$$

ここに、

$$D = D_3 - \frac{D_2^2}{D_1}, D_4 = 4D_3 - \frac{3D_2^2}{D_1}, D_5 = 2D_3 - \frac{3D_2^2}{D_1}$$

$\ell$  : 部材長 ( $i-j$  間)

式 (2) をマトリックス表示すると

$$\{F\} = [D] \cdot \{U\} + \{P\} \quad (3)$$

となる。 $\{F\}$  は節点力ベクトル、 $[D]$  は剛性マトリックス、 $\{U\}$  は節点変位ベクトルおよび  $\{P\}$  は荷重ベクトルである。

## (2) クリープ係数

道路橋示方書におけるクリープ係数は、当初文献5)を参考に定められていたが、近年の研究成果を踏まえ平成8年の改訂版から新たな修正式が用いられるようになった。ここではクリープ係数として道路橋示方書Iの解説に示された修正式を用いることとする<sup>6)</sup>。

クリープ係数の基本式は、遅れ弾性成分とフロー成分を考慮した式(4)で表すことができる。

$$\phi_{r,k} = \phi_{d0} \cdot \beta_d(t_r - t_k) + \phi_{fp} \{ \beta_f(t_r) - \beta_f(t_k) \} \quad (4)$$

ここに、

$\phi_{r,k}$ :  $t_k$  から  $t_r$  までに進行するクリープ係数

$\phi_{d0}$ : 遅れ弾性ひずみに対するクリープ係数で、一般に0.4

$\beta_d(t_r - t_k)$ : 遅れ弾性ひずみの経時変化に関する係数で文献6)による

$\phi_{fp}$ : フローひずみに対するクリープ係数で、一般の屋外の場合2.0

$\beta_f(t_r)$ : フローひずみの経時変化に関する係数で文献6)による

$t_r$ : コンクリートの温度およびセメント種類に対する補正後の材令

## (3) 乾燥収縮度

乾燥収縮度の基本式としては、式(5)を用いることとする<sup>6)</sup>。

$$\varepsilon_{cs}(t_r, r-1) = \varepsilon_{s0} \cdot \{ \beta_s(t_r) - \beta_s(t_{r-1}) \} \quad (5)$$

ここに、

$\varepsilon_{cs}(t_r, r-1)$ :  $t_{r-1}$  から  $t_r$  までに進行する乾燥収縮度

$\varepsilon_{s0}$ : 基本乾燥収縮ひずみで、一般の屋外の場合  $250 \times 10^{-6}$

$\beta_s(t_r)$ : 乾燥収縮ひずみの経時変化に関する係数で文献6)による

$t_r$ : コンクリートの温度に対する補正後の材令

## 3. 波形鋼板ウェブ断面に対するクリープ解析法の提案

波形鋼板ウェブ断面の場合、弾性たわみにおよぼすせん断変形の影響が大きいことが明らかとなっており<sup>2)</sup>、このことはクリープたわみについても当てはまることが予想される。

せん断変形を考慮する場合、曲げによるたわみを  $v^b$ 、せん断変形によって生ずるたわみを  $v^s$  とすると、

全体のたわみ  $v$  は次式で表される。

$$v = v^b + v^s \quad (6)$$

せん断力  $V_i$  が作用した場合、せん断変形による梁のたわみ  $v^s$  については、せん断変形理論より次の関係式が成立する。

$$\frac{dv^s}{dx} = -\frac{kV_i}{GA_s} \quad (7)$$

ここに、

$G$ : 波形鋼板のせん断弾性係数

$A_s$ : 波形鋼板の断面積  $= h_s \cdot t_s$

$h_s$ : 波形鋼板の高さ

$t_s$ : 波形鋼板の厚さ

$k$ : せん断修正係数  $= I / \gamma$

$\gamma$ : 波形鋼板の形状係数  $= L / \Sigma I$  (図-2)

$L$ : せん断スパン長

$\Sigma I$ : せん断スパン長内での波形鋼板の波形に沿った実長

せん断修正係数の定義については上平ら<sup>2)</sup>の研究に従った。

式(7)より、せん断による付加たわみ  $v^s$  の要素両端における節点値は、次式で与えられる。

$$v^s_i = c, \quad v^s_j = c - \frac{kV_i l}{GA_s} \quad (8)$$

ここに、 $c$  は積分定数である。

これらの結果より、節点変位ベクトルは次のように表すことができる。

$$\{U\} = \{U^b\} + \{U^s\} \quad (9)$$

ここに、

$$\{U^b\}^T = [u^b_i \ v^b_i \ \theta^b_i \ u^b_j \ v^b_j \ \theta^b_j]$$

$$\{U^s\}^T = [0 \ c \ 0 \ 0 \ c - kV_i l / GA_s \ 0]$$

また、式(3)の曲げ要素に対する基本式を次のように表す。

$$[D^b] \cdot \{U^b\} = \{F \cdot P\} \quad (10)$$

次に、式(9)の節点変位ベクトルを式(10)に代入すると、

$$[D^b] \cdot \{U\} - [D^b] \cdot \{U^s\} = \{F \cdot P\} \quad (11)$$

このうち、 $[D^b] \cdot \{U^s\}$  は  $\{F\}$  を用いて表すと、式(12)のようになる。

$$[D^b] \cdot \{U^s\} = [\alpha] \cdot \{F\} \quad (12)$$

ここに、

$$[\alpha] = \frac{12kD}{GA_s l^2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & l/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & l/2 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

式(12)を式(11)に代入して{F}について解くと、せん断変形を考慮したクリープ解析の基本式(13)を得ることができる。

$$\{F\} = [D^{b+s}] \cdot \{U\} + \{P\} \quad (13)$$

このうち、曲げ変形およびせん断変形を考慮した剛性マトリックス $[D^{b+s}]$ は、

$$[D^{b+s}] = \frac{1}{(1+\alpha)\ell} \begin{bmatrix} (1+\alpha)D_1 & & & & & \\ 0 & \frac{12}{\ell^2}D & & & & \text{sym} \\ -(1+\alpha)D_2 & \frac{6}{\ell}D & \alpha D_3 + D_4 & & & \\ -(1+\alpha)D_1 & 0 & 0 & (1+\alpha)D_2 & (1+\alpha)D_1 & \\ 0 & -\frac{12}{\ell^2}D & -\frac{6}{\ell}D & 0 & \frac{12}{\ell^2}D & \\ (1+\alpha)D_2 & \frac{6}{\ell}D & -\alpha D_3 + D_5 & -(1+\alpha)D_2 & -\frac{6}{\ell}D & \alpha D_3 + D_4 \end{bmatrix}$$

ここに、

$$\alpha = \frac{12kD}{GA_s \ell^2}$$

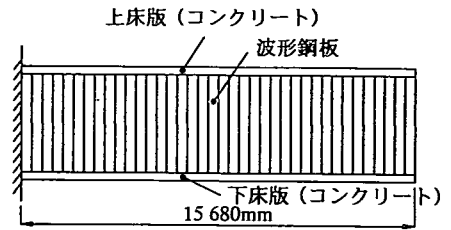
と表わすことができる。荷重ベクトル{P}は結果的にせん断変形を考慮しない場合と変わらない。

#### 4. 部分解析モデルに対する結果及び考察

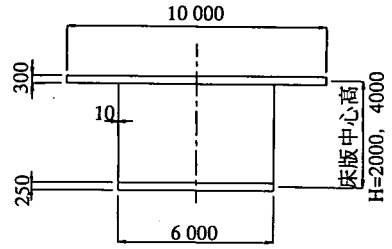
3. で示した解析法の妥当性を確認するために、上平ら<sup>2)</sup>が示した中規模径間連続PC箱桁橋の1/3支間を取り出した部分解析モデルを用いて検証を行う。弾性たわみについての検証は、文献2)に示されたFEM解析値との比較により行なう。また、クリープたわみについての検証は、上床版と下床版とを分離してモデル化した2層梁モデルおよび波形鋼板部も3層に分割して上下床版の層に加えた5層梁モデルとの比較により行なう。

##### (1) 解析モデル

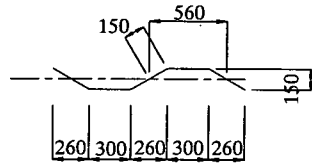
部分解析モデルは図-2に示すとおりである。支間は15.68m、上床版の幅と厚さはそれぞれ10m、0.3m、下床版の幅と厚さはそれぞれ6m、0.25m、床版中心高さは、H=2mおよび4mとした。波形鋼板ウェブは厚さが10mm、波形状として水平長と実長の比(形状係数 $\gamma$ )がおおむね既設橋の平均値0.933となるよう設定した。橋軸方向の要素分割は10等分とした。解析に用いた材料特性を表-1に、また、上下コンクリート床版のみを有効として計算した断面諸元を表-2に示す。荷重載荷時材令は、支保工施工を想定して30日とした。



(a) 側面図



(b) 断面図



$$\text{形状係数 } \gamma = \frac{560}{600} = 0.933$$

(c) 波形鋼板形状

図-2 部分解析モデル

表-1 部分解析モデルの材料特性

コンクリートのヤング係数 E(N/mm <sup>2</sup> )	3.1×10 <sup>4</sup>
相対湿度	70%
コンクリート温度	20℃
遅れ弾性ひずみクリープ係数 $\phi_{do}$	0.4
フローひずみクリープ係数 $\phi_{fo}$	2.0
セメントの種類による材令係数	1.0
温度に対する材令係数	1.0
コンクリートの有効部材厚 dw(m)	0.408
荷重載荷時材令(日)	30
波形鋼板のI'のせん断弾性係数 G(N/mm <sup>2</sup> )	7.7×10 <sup>4</sup>
せん断修正係数 k	1.072

表-2 部分解析モデルの断面諸元

	H=2m	H=4m
Ac(m <sup>2</sup> )	4.500	4.500
yco(m)	0.817	1.483
ycu(m)	-1.458	-2.792
Ic(m <sup>4</sup> )	4.030	16.030
Zco(m <sup>3</sup> )	4.933	10.809
Zcu(m <sup>3</sup> )	-2.764	-5.741
As(m <sup>2</sup> )	0.0345	0.0745

載荷荷重は図-3に示すとおりである。等分布荷重および片持ち梁先端への集中荷重は上平ら<sup>2)</sup>の設定と同様に、固定端上縁引張応力度が $3\text{N/mm}^2$ 程度となるように決定している。また、それらの引張応力度を打ち消す程度のプレストレス力として、全支間にわたって上縁から $0.1\text{m}$ 位置に配置した場合(プレストレス力A)および固定端では上縁から $0.1\text{m}$ 、自由端では断面図心となるように直線配置した場合(プレストレス力B)を設定した。導入プレストレスは $12\text{s}15.2$ を5本相当( $P_e=8,600\text{kN}$ ,  $A_p=5 \times 1,664=8,320\text{mm}^2$ ,  $\sigma_{pe}=1,034\text{N/mm}^2$ )とした。プレストレス力Bは波形鋼板ウエブを横切るため実際に内ケーブルとして配置することは不可能であるが、ここでは便宜上A, B両者とも内ケーブル扱とした。

部分解析モデルの分類を表-3に示す。

## (2) 変形量

片持ち梁先端の弾性鉛直たわみは、表-4に示すとおりである。分布荷重および集中荷重に対するせん断変形を考慮した弾性たわみは、文献2)に示されたFEM解析値とよく一致している。分布荷重、集中荷重およびプレストレス力Bの場合、全体変形に対するせん断変形の割合は、 $H=2.0\text{m}$ に対して $37\sim 44\%$ 、 $H=4.0\text{m}$ に対して $52\sim 59\%$ に達する。波形鋼板ウエブを有する箱桁断面の場合、せん断変形は無視できない割合を占めている。プレストレス力Aの場合、せん断方向の力が作用しないため、せん断変形は0となる。

表-3 部分解析モデルの分類

ケース	記号	床版中心高さH	荷重W	せん断の影響AS	プレストレス力PS
1	H2-WA-AS0-PS0	2m	分布	無視	無
2	H2-WA-AS0-PSA				A
3	H2-WA-AS0-PSB				B
4	H2-WA-AS1-PS0			考慮	無
5	H2-WA-AS1-PSA				A
6	H2-WA-AS1-PSB				B
7	H2-WB-AS0-PS0		集中	無視	無
8	H2-WB-AS0-PSA				A
9	H2-WB-AS0-PSB				B
10	H2-WB-AS1-PS0			考慮	無
11	H2-WB-AS1-PSA				A
12	H2-WB-AS1-PSB				B
13	H4-WA-AS0-PS0	4m	分布	無視	無
14	H4-WA-AS0-PSA				A
15	H4-WA-AS0-PSB				B
16	H4-WA-AS1-PS0			考慮	無
17	H4-WA-AS1-PSA				A
18	H4-WA-AS1-PSB				B
19	H4-WB-AS0-PS0		集中	無視	無
20	H4-WB-AS0-PSA				A
21	H4-WB-AS0-PSB				B
22	H4-WB-AS1-PS0			考慮	無
23	H4-WB-AS1-PSA				A
24	H4-WB-AS1-PSB				B

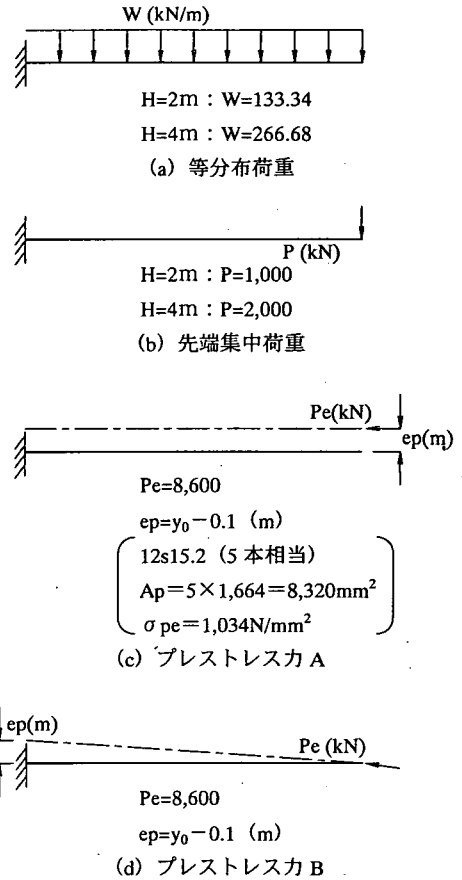


図-3 部分解析モデル載荷荷重

表-4 片持ち梁先端の弾性鉛直たわみ(mm)

(a)H=2.0m

	変形量(mm)			割合(%)		
	曲げ変形	せん断変形	合計	曲げ変形	せん断変形	合計
分布荷重	8.1	6.3	14.4 (14.0)	56	44	100
集中荷重	10.3	6.0	16.3 (16.0)	63	37	100
プレストレス力A	-6.1	0.0	-6.1	100	0	100
プレストレス力B	-4.0	-2.4	-6.4	63	37	100

(b)H=4.0m

	変形量(mm)			割合(%)		
	曲げ変形	せん断変形	合計	曲げ変形	せん断変形	合計
分布荷重	4.1	5.8	9.9 (9.7)	41	59	100
集中荷重	5.2	5.6	10.7 (10.5)	48	52	100
プレストレス力A	-2.9	0.0	-2.9	100	0	100
プレストレス力B	-2.0	-2.1	-4.1	48	52	100

( ) 内数字は文献2)のFEM解析結果(グラフからの読取り値)

片持ち梁先端のクリープ鉛直たわみは、表-5 (a) に示すとおりである。想定した4種類すべての荷重に対して、せん断変形によるクリープたわみは発生していない。また、図-4 に示す H=4.0m の2層梁モデルおよび5層梁モデルと本解析法による片持ち梁先端のクリープ鉛直たわみを比較した結果が表-5(b)であるが、値は3者ともよく一致している。2層梁モデルは、上下にコンクリート床版をモデル化した梁を配置し、その間を剛な部材で結んだモデルである。上下の梁には波形鋼板ウエブのせん断剛性に相当するせん断バネを分散配置している。5層梁モデルは、上下にコンクリート床版をモデル化した梁を配置し、その間を波形鋼板ウエブの断面積に相当する剛性を持つメッシュ部材でつないだモデルである。両モデルとも上下に配置した梁は、クリープ挙動を独立して考慮することができる。

片持ち梁先端の弾性たわみに対するクリープたわみの割合を換算クリープ係数とした場合、曲げ変形およびせん断変形に対する換算クリープ係数は、表-6 に示すとおりである。曲げ変形に対する換算クリープ係数はおおむね 2.2、せん断変形に対する換算クリープ係数は 0.0 となっている。この結果は、文献3)の単純桁に関する実験結果から得られた、単純桁のクリープ変形に関しては、波形鋼板のせん断変形の影響を無視し、コンクリート部材の曲げ変形の影響のみを考慮すればよい、という結論と一致する。

よって、道路橋示方書Iの表に示されたクリープ係数を用いてクリープたわみを求める場合には、せん断変形の影響を考慮しない弾性たわみにクリープ係数を乗じて求める必要がある。

### (3) クリープによる不静定力

片持ち梁の場合、変形が自由に行われるため変形が拘束されることによる不静定力は発生しない。そこで、この片持ち梁に各荷重を载荷させた後、すみやかに片持ち梁先端の鉛直方向を固定して突上げ片持ち梁とし、その後のクリープ変形が拘束されることにより発生する不静定力について考察する。

表-7 は、各荷重に対してせん断変形を無視した場合と考慮した場合の変形拘束端に発生する不静定反力を示したものである。

せん断変形を考慮した場合の不静定反力は、せん断変形を無視した場合に比べて、荷重の種類に関わらず、H=2.0m に対して 85%、H=4.0m に対して 74% となっている。表-6 に示したように片持ち梁の自由クリープたわみ自体は、せん断変形の影響を受けないため、せん断変形の影響を考慮した場合と無視した場合とで同値であった。この鉛直方向の自由クリ

表-5(a) 片持ち梁先端のクリープ鉛直たわみ(mm)

(a)H=2.0m

	変形量(mm)			割合(%)		
	曲げ変形	せん断変形	合計	曲げ変形	せん断変形	合計
分布荷重	18.0	0.0	18.0	100	0	100
集中荷重	22.9	0.0	22.9	100	0	100
プレストレス A	-13.1	0.0	-13.1	100	0	100
プレストレス B	-8.8	0.0	-8.8	70	0	100

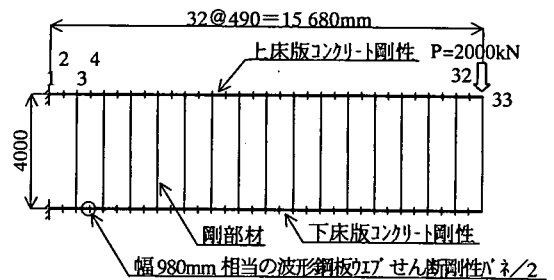
(b)H=4.0m

	変形量(mm)			割合(%)		
	曲げ変形	せん断変形	合計	曲げ変形	せん断変形	合計
分布荷重	9.1	0.0	9.1	100	0	100
集中荷重	11.5	0.0	11.5	100	0	100
プレストレス A	-6.4	0.0	-6.4	100	0	100
プレストレス B	-4.3	0.0	-4.3	100	0	100

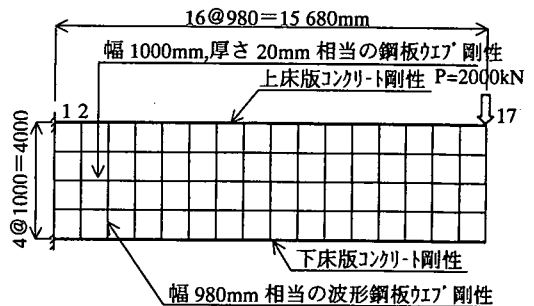
表-5(b) 各モデルによるクリープ鉛直たわみ比較

(H=4.0m)

	変形量(mm)	比率
本解析法による梁モデル	11.5	1.00
2層梁モデル	12.0	1.04
5層梁モデル	11.8	1.03



(a) 2層梁モデル



(b) 5層梁モデル

図-4 2層及び5層梁モデル

一プたわみを0とするための鉛直力がクリープによる不静定反力である。鉛直方向のクリープたわみを拘束しようとした場合、たわみ量は同値であっても、梁の見かけの剛性はせん断変形を考慮した場合の方が小さいため、不静定反力もせん断変形を考慮した場合の方が小さくなる。

#### (4) プレストレスの減少量

プレストレスの減少量は、PC鋼材配置位置におけるコンクリート断面の伸縮ひずみに比例する。せん断変形はコンクリート断面の伸縮ひずみに影響を与えないため、静定構造に対しては、せん断変形を考慮してもクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量は変わらない。

不静定構造の場合はせん断変形を拘束する不静定力によりPC鋼材配置位置のコンクリート断面に伸縮ひずみが発生する。H=2.0mのモデルにおいて、せん断変形を考慮した場合と無視した場合とのプレストレス減少量比率を図-5に示す。せん断変形を考慮した場合のプレストレス減少量は、無視した場合に比べて、完全固定端では93~96%となり、鉛直固定端では一致する。H=4.0mの場合も同様の傾向にあるが、プレストレスの減少量は最小で91%となっている。プレストレスによる減少量自体が初期導入プレストレスの10%程度であることを考慮すると、減少量に対する10%程度の差は導入プレストレスの1%程度となり、実用上無視できる値である。

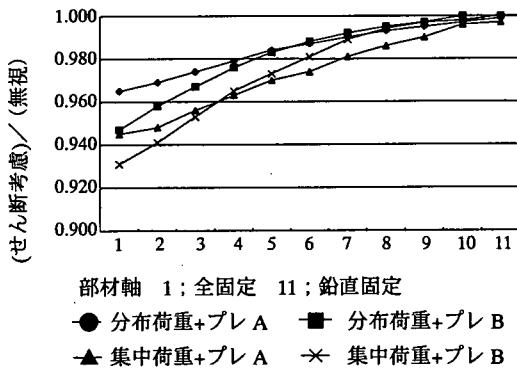


図-5 クリープ・乾燥収縮によるプレストレス減少量比較 (H=2.0m)

表-6 換算クリープ係数

(a)H=2.0m

		弾性	クリ-プ	換算
		たわみ $\delta$ (mm)	たわみ $\delta \phi$ (mm)	クリ-プ係数 $\delta \phi / \delta$
分布荷重	曲げ変形	8.1	18.0	2.2
	せん断変形	6.3	0.0	0.0
	合計	14.4	18.0	1.3
集中荷重	曲げ変形	10.3	22.9	2.2
	せん断変形	6.0	0.0	0.0
	合計	16.3	22.9	1.4
プレストレスカ A	曲げ変形	-6.1	-13.1	2.1
	せん断変形	0.0	0.0	-
	合計	-6.1	-13.1	2.1
プレストレスカ B	曲げ変形	-4.0	-8.8	2.2
	せん断変形	-2.4	0.0	0.0
	合計	-6.4	-8.8	1.4

(b)H=4.0m

		弾性	クリ-プ	換算
		たわみ $\delta$ (mm)	たわみ $\delta \phi$ (mm)	クリ-プ係数 $\delta \phi / \delta$
分布荷重	曲げ変形	4.1	9.1	2.2
	せん断変形	5.8	0.0	0.0
	合計	9.9	9.1	0.9
集中荷重	曲げ変形	5.2	11.5	2.2
	せん断変形	5.6	0.0	0.0
	合計	10.7	11.5	1.1
プレストレスカ A	曲げ変形	-2.9	-6.4	2.2
	せん断変形	0.0	0.0	-
	合計	-2.9	-6.4	2.2
プレストレスカ B	曲げ変形	-2.0	-4.3	2.2
	せん断変形	-2.1	0.0	0.0
	合計	-4.1	-4.3	1.0

表-7 突上げ片持ち梁における不静定反力比較

(a)H=2.0m

単位: kN

	せん断変形		比率 ②/①
	①無視	②考慮	
分布荷重	648	548	0.85
集中荷重	824	698	0.85
プレストレスカ A	-471	-400	0.85
プレストレスカ B	-314	-266	0.85

(b)H=4.0m

単位: kN

	せん断変形		比率 ②/①
	①無視	②考慮	
分布荷重	1297	962	0.74
集中荷重	1649	1226	0.74
プレストレスカ A	-910	-678	0.74
プレストレスカ B	-607	-452	0.74

## 5. 実橋設計への適用

ここでは実橋レベルのモデルを用いて、波形鋼板ウェブのせん断変形が橋梁全体に与える影響を考察する。

### (1) 解析モデル

解析に用いたモデルは中央径間が105mのPC3径間連続波形鋼板ウェブ箱桁ラーメン橋であり、骨組図を図-6に示す。支点条件は橋脚下端を完全固定、端支点を鉛直固定としている。プレストレスは全外ケーブルで対処している。断面は図-7に示すとおりであり、桁高は3.5~6.5mの間で変化させている。

架設は、まず橋脚の左右50.9mを片持ち架設(ステージ1)し、次に側径間部15.1mを支保工により架設閉合(ステージ2)して、最後に中央径間中央部3.2mを吊支保工により架設閉合(ステージ3)する標準的な方法および順序を想定した。各ステージで費やした日数は、それぞれ187日、45日および30日とした。

解析に用いた主な定数を表-8に示す。主桁の材令係数は早強ポルトランドセメントを使用するものとして2.0とした。

### (2) 完成時の弾性たわみ

ステージ3終了時点の構造系完成時における、片持ち架設部先端の鉛直方向弾性たわみは、表-9に示すとおりである。せん断変形を考慮すると、鉛直方向弾性たわみは自重およびプレストレスとも40~50%程度増加する。ただし、自重によるたわみとプレストレスによるたわみとは互いに相殺される方向に働くため、弾性変位に対する上げ越し量は、5~12mm増加させればよい。

主桁の完成時における弾性たわみ図を図-8に示す。

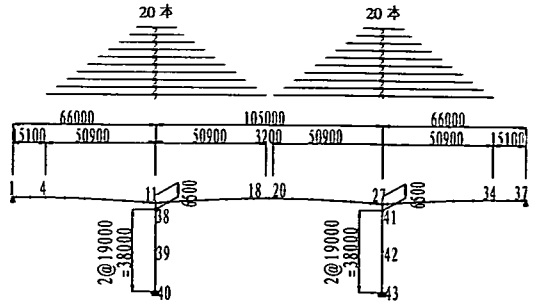
### (3) 完成時の反力

構造系完成時における端支点および橋脚下端における反力は、表-10に示すとおりである。せん断変形を考慮しても反力に有意な差は生じない。

### (4) 完成後の橋面工および活荷重による弾性たわみ

構造系完成後に作用する橋面工および活荷重による、側径間および中央径間中央の鉛直方向弾性たわみは、表-11に示すとおりである。せん断変形を考慮した場合、鉛直方向弾性たわみは橋面工および活荷重とも50%以上増加している。

負ケーブル：外ケーブル15S15.2



正ケーブル：外ケーブル15S15.2

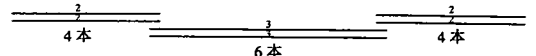


図-6 実橋レベル解析モデル骨組図

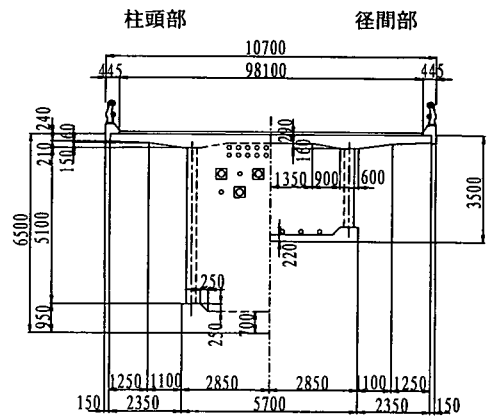


図-7 実橋レベル解析モデル断面図

表-8 実橋設計に用いた主な定数

コンクリートのヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	主桁	3.10×10 <sup>4</sup>
	橋脚	2.80×10 <sup>4</sup>
相対湿度		70%
コンクリート温度		20℃
遅れ弾性ひずみクリープ係数φ <sub>do</sub>		0.40
フローひずみクリープ係数φ <sub>f</sub>		2.00
基本乾燥収縮度ε <sub>o</sub>		-2.50×10 <sup>-4</sup>
セメントの種類による材令係数	主桁	2.00
	橋脚	1.00
温度に対する材令係数		1.00
波形鋼板のせん断弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )		7.70×10 <sup>4</sup>
せん断修正係数k		1.075



(5) 完成後の橋面工および活荷重による反力

構造系完成後における橋面工および活荷重による反力は、表-12 に示すとおりである。鉛直反力は、せん断変形を考慮した場合、より端支点側に配分される傾向にあるが、その値は僅かである。

むしろラーメン構造であるために、水平方向の変形が拘束されることにより発生する水平反力および曲げモーメントが、橋面工に対して30%程度、活荷重に対して10%弱ではあるが増加している。

表-9 完成時の鉛直方向弾性たわみ(mm)

節点番号	荷重	せん断変形の影響		比率 ②/①
		①無視	②考慮	
4 片持先端	自重	113.6	156.2	1.38
	プレストレス	-81.2	-111.9	1.38
	合計	32.4	44.3	1.37
18 片持先端	自重	100.8	143.7	1.43
	プレストレス	-68.2	-106.1	1.56
	合計	32.6	37.6	1.15

(6) クリープによるたわみ

クリープによる片持ち架設部先端および中央径間中央の鉛直方向たわみは、表-13 に示すとおりである。せん断変形を考慮すると、鉛直方向クリープたわみは、弾性たわみとは異なり自重+橋面工およびプレストレスとも2~5%程度減少するのみである。主桁のクリープたわみ図を図-9 に示す。

表-10 完成時の反力(kN,kN・m)

節点番号	方向	荷重	せん断変形の影響		比率 ②/①
			①無視	②考慮	
1 端支点	鉛直	自重	2924	2934	1.00
		プレストレス	105	80	0.76
		合計	3029	3014	1.00
40 橋脚 下端	水平	自重	-197	-210	1.07
		プレストレス	1164	1214	1.04
		合計	967	1004	1.04
	鉛直	自重	38971	38961	1.00
		プレストレス	-105	-80	0.76
		合計	38866	38881	1.00
回転	自重	-8738	-8598	0.98	
	合計	31940	32199	1.01	

(7) クリープによる不静定反力

クリープによる不静定反力は、表-14 に示すとおりである。自重+橋面工およびプレストレスによるクリープ変形を拘束することにより発生する不静定反力のうち、それぞれの鉛直反力は、せん断変形を考慮した場合約10%減少する。水平反力は、約25%減少する。また、曲げモーメントは自重+橋面工およびプレストレスに対してそれぞれ約40%および80%減少するが、符号が逆のため、両者を足しあわせた結果は約30%の減少におさまっている。

表-11 完成後の荷重による鉛直方向弾性たわみ(mm)

節点番号	荷重	せん断変形の影響		比率 ②/①
		①無視	②考慮	
5 側径間	橋面工	4.2	8.2	1.95
	活荷重	9.8	15.0	1.53
19 中央	橋面工	12.3	20.5	1.67
	活荷重	17.7	26.6	1.50

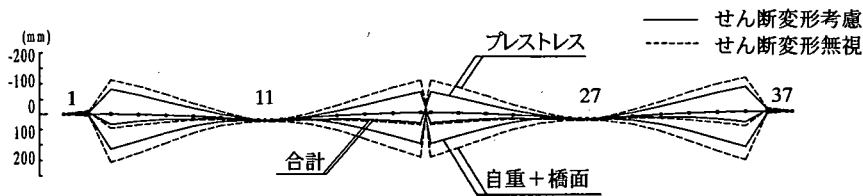


図-8 主桁の弾性たわみ

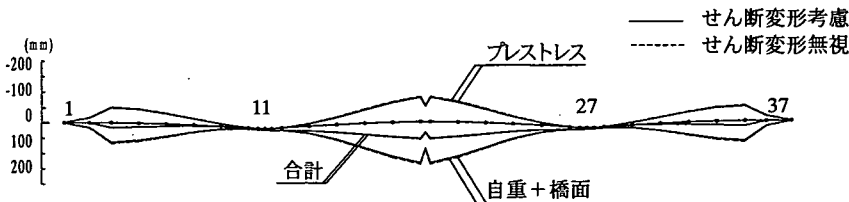


図-9 主桁のクリープたわみ

これらの結果より、実橋レベルの設計において、①弾性たわみについてはせん断変形を考慮して上げ越量を決定する必要のあること、②弾性解析による不静定反力はせん断変形を考慮しても有意な差が生じないこと、③クリープたわみについてはせん断変形を考慮しても有意な差が生じないこと、④クリープ解析による不静定反力はせん断変形を考慮した場合減少するが、その程度は、水平・鉛直・回転に対して一定でないこと、が明らかとなった。

## 6. まとめ

本論文において得られた結論は次のとおりである。

- (1) 波形鋼板ウエブ断面における、鉄筋および PC 鋼材の拘束効果を考慮したクリープ解析法の基本式は、式 (13) で表すことができる。
- (2) せん断変形を考慮すると、弾性たわみは増加する。
- (3) せん断変形を考慮した場合と無視した場合とで、クリープたわみに有意な差は生じない。
- (4) 道路橋示方書 I の表に示されたクリープ係数を用いてクリープたわみを求める場合には、せん断変形の影響を考慮しない弾性たわみにクリープ係数を乗じて求める必要がある。
- (5) クリープによる不静定力は、せん断変形を考慮した場合の方が、見かけの剛性が小さくなるため、一般的には小さくなる。
- (6) クリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量は、せん断変形を考慮すると、静定系である片持ち梁の場合には変化しないが、先端を拘束した突き上げ片持ち梁の場合には減少する。ただしその値は、実用上無視できる程度である。
- (7) 今回行った実橋レベルの設計において、せん断変形の影響を考慮することにより、弾性たわみは約 40% 増加したが、クリープによるたわみはほとんど変わらなかった。
- (8) 今回行った実橋レベルの設計において、弾性解析による鉛直反力は、せん断変形を考慮しても有意な差が生じなかった。
- (9) 今回行った実橋レベルの設計において、クリープ解析による不静定反力は、せん断変形を考慮した場合、鉛直に対して約 10%、水平力に対して約 20%、また曲げモーメントに対して約 30% 減少した。しかしながら全体に占める割合は小さい。

表-12 完成後の荷重による反力(kN,kN・m)

節点番号	方向	荷重	せん断変形の影響		比率 ②/①
			①無視	②考慮	
1 端支点	鉛直	橋面工	733	774	1.06
		活荷重	1611	1639	1.02
40 橋脚下端	水平	橋面工	-333	-440	1.32
		活荷重	-1137	-1203	1.06
	鉛直	橋面工	3632	3592	0.99
		活荷重	3525	3476	0.99
	回転	橋面工	-5107	-7037	1.38
		活荷重	-16515	-17931	1.09

表-13 クリープによる鉛直方向たわみ(mm)

節点番号	荷重	せん断変形の影響		比率 ②/①
		①無視	②考慮	
4 片持先端	自重+橋面工	66.8	63.9	0.96
	プレストレス	-51.6	-49.5	0.96
	合計	15.2	14.4	0.95
18 片持先端	自重+橋面工	136.5	132.2	0.97
	プレストレス	-82.7	-79.5	0.96
	合計	53.8	52.7	0.98
19 中央	自重+橋面工	86.6	83.2	0.96
	プレストレス	-53.5	-51.0	0.95
	合計	33.1	32.2	0.97

表-14 クリープによる不静定反力(kN,kN・m)

節点番号	方向	荷重	せん断変形の影響		比率 ②/①
			①無視	②考慮	
1 端 支点	鉛直	自重+橋面工	737	664	0.90
		プレストレス	-455	-413	0.91
		合計	282	251	0.89
40 橋脚 下端	水平	自重+橋面工	-706	-546	0.77
		プレストレス	392	307	0.78
		合計	-314	-239	0.76
	鉛直	自重+橋面工	-737	-664	0.90
		プレストレス	455	413	0.91
		合計	-282	-251	0.89
回転	自重+橋面工	-6012	-3692	0.62	
	プレストレス	1040	176	0.17	
		合計	-4972	-3516	0.71

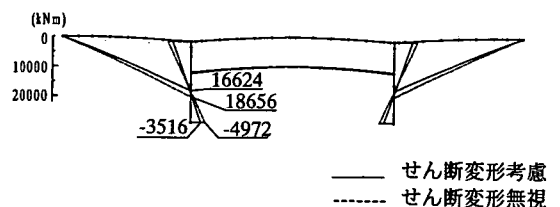


図-10 クリープによる不静定曲げモーメント

謝辞：本研究の遂行に当り、信州大学三井康司教授には種々の御助言をいただきました。また、実橋レベルの設計に関しては、株式会社 日本構造橋梁研究所設計第二部設計第五課の山本浩之氏に協力いただきました。ここに記して感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) Combault, J. (大浦隆訳)：シャロール近くのモーブレ高架橋，プレストレストコンクリート，Vol.34, No.1, プレストレストコンクリート技術協会，pp.63～71, 1992.1.
- 2) 上平謙二，立神久雄，本田秀行，園田恵一郎：波形鋼板を有する PC 箱桁橋のせん断およびねじり特性に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.40, No.3, プレストレストコンクリート技術協会，pp.16～25, 1998.5.
- 3) 脇中広司，山本直彦，上平謙二，園田恵一郎：波形鋼板ウェブ PC 構造のクリープ特性に関する研究，プレストレストコンクリート技術協会 第 8 回シンポジウム論文集，pp.37～42, 1998.10.
- 4) 小宮正久，酒井一，前田晴人：任意形コンクリート構造物のクリープ解析法に関する一提案，プレストレストコンクリート，vol.29, No.2, プレストレストコンクリート技術協会，pp.8～117, 1987.3.
- 5) H.リュッシュ，D.ユングビルト著，百島祐信訳：コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮，鹿島出版会，1976.
- 6) 道路橋示方書 I 共通編，日本道路協会，pp.30～38, 2002 年 3 月.

(2002. 5. 27 受付)

## STUDY ON CREEP ANALYSIS METHOD OF STEEL-CONCRETE MIXED GIRDERS WITH CORRUGATED STEEL WEB

Haruhito MAEDA, Hajime SAKAI and Masahisa KOMIYA

The elastic deflection of steel-concrete mixed girders with corrugated steel web is insufficient by the beam theory disregarding an usual shear deformation and it is clear that it should be analyzed in consideration of the shear deformation. It suggests that it is necessary to analyze the creep deflection in consideration of the shear deformation as well.

This study proposes the stiffness equation in consideration of the influence of the shear deformation, added to the creep analysis method by which the effect of the restraint of the reinforcing bar and the prestressing steel, previously proposed, is considered.

Moreover, the influence considering the shear deformation, exerted on the creep deflection was considered.