

多数段配置 PC 緊張材および普通鉄筋を有する PC 断面のクリープ解

猪 股 俊 司*

変動する応力をうけるコンクリート部材についてのクリープの影響を検討するにあたって、従来一般にクリープ速度法が用いられた。すなわち、ひずみ変化の時間的微分方程式として次式が用いられてきた^{1), 2)}。

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E(t)} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{E(0)} \cdot \frac{d\varphi}{dt} + \frac{\varepsilon_{s\infty}}{\varphi_{\infty}} \cdot \frac{d\varphi}{dt} \quad \dots\dots\dots (1a)$$

ここに、乾燥収縮進行度はクリープ進行度に相似と仮定してある。

コンクリートヤング係数 $E(t) = E(0)$ と仮定して、しばしば次式がクリープ解に用いられている。

$$\frac{d\varepsilon}{d\varphi} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{d\varphi} + \frac{\sigma}{E} + \frac{\varepsilon_{s\infty}}{\varphi_{\infty}} \quad \dots\dots\dots (1b)$$

上記式 (1) は次の仮定の上に成立している。

1) クリープ関数 $\varphi(t, T_0)$ (ここに t_0 は載荷時材令である) の時間軸の原点は T_0 であって、載荷継続時間の関数である。

2) あとで作用する応力変化に対するクリープ曲線は、最初材令 T_0 で載荷したときのクリープ曲線をひずみ軸に平行に鉛直移動させたものである。すなわち 図-1 に示すように、材令 T_0 で載荷されたときの任意時点 t におけるクリープ関数を次のように表わすと、

$$k_0 \cdot \varphi_N \cdot f(t) = \varphi_{\infty} \cdot f(t) \quad \dots\dots\dots (2)$$

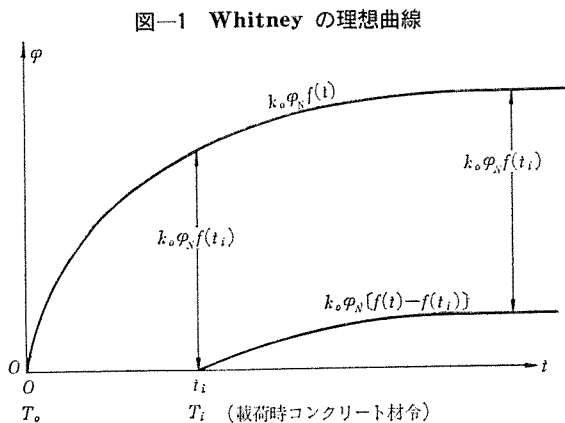


図-1 Whitney の理想曲線

材令 T_i で載荷されたときのコンクリート クリープ関数は次式で与えられる。

$$k_0 \varphi_N [f(t) - f(t_i)] \quad \dots\dots\dots (3)$$

これは Whitney の理想曲線と呼ばれるものである。

ここに、 φ_N は環境の湿度、断面の仮想厚さ、コンクリート配合、によって定まるクリープ係数であり、 k_0 はコンクリート材令 T_0 で載荷されたことに対する補正係数であり、 $f(t)$ は載荷後経過時間に関するクリープ進行度を表わす関数であって、 $f(t_{\infty}) = 1$ である³⁾。

以上 2 つの仮定は、計算の便利のためのものではあるが、実際の現象とは異なっており、第一の仮定は一般的累加原則に反しており、各荷重または応力変化ごとにその変化がおこった時点からの経過時間に応じたクリープひずみを考慮して加算する必要がある。第二の仮定は実際の測定結果とは一致していない。すなわち、式 (1) によると任意時点 t_i (コンクリート材令 T_i) に一定応力変化 $\Delta\sigma_i(t_i)$ のおこる場合、材令 $T_0 (T_0 < T_i)$ で最初に作用する応力 σ_0 に対するクリープ曲線を用い、コンクリートひずみは次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \varepsilon_0 [1 + k_0 \varphi_N f(t)] \\ & + \sum \Delta\varepsilon_i(t_i) [1 + k_0 \varphi_N \{f(t) - f(t_i)\}] + \varepsilon_s(t) \quad \dots\dots\dots (4a) \end{aligned}$$

ここに、 $\varepsilon_0 = \sigma_0 / E_0$ 、 $\Delta\varepsilon_i(t_i) = \Delta\sigma_i(t_i) / E_i \doteq \Delta\sigma_i(t_i) / E_0$ ひずみの最終値は t_{∞} において、

$$\varepsilon_{\infty} = \frac{\sigma_0}{E} (1 + \varphi_{\infty}) + \sum \frac{\Delta\sigma_i}{E} [1 + \varphi_{\infty} \{1 - f(t_i)\}] + \varepsilon_{s\infty} \quad \dots\dots\dots (4b)$$

ここに、 $\varphi_{\infty} = k_0 \varphi_N$

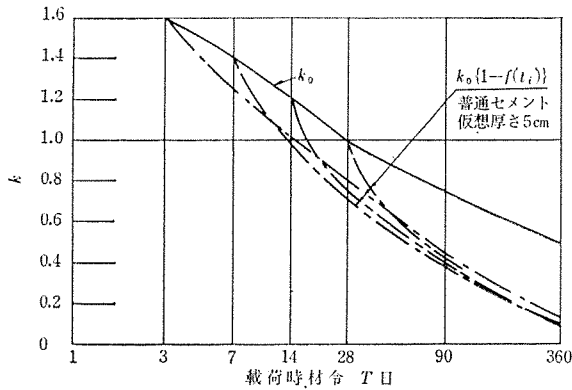
しかるに一般の累加原則によると、コンクリートひずみは次式で与えられる³⁾。

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \varepsilon_0 [1 + k_0 \varphi_N f(t)] \\ & + \sum \Delta\varepsilon_i(t_i) [1 + k_i \varphi_N f(t - t_i)] + \varepsilon_s(t) \quad \dots\dots\dots (5a) \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{\infty} = \frac{\sigma_0}{E} (1 + k_0 \varphi_{\infty}) + \sum \frac{\Delta\sigma_i(t_i)}{E} (1 + k_i \varphi_N) + \varepsilon_{s\infty} \quad \dots\dots\dots (5b)$$

* 工博 (株) 日本構造橋梁研究所

図-2 最初に載荷するときのコンクリート材令に対する k_0 と任意材令に載荷するときの $k_0\{1-f(t_i)\}$



式 (4 b), (5 b) 両式が同一結果を与えるためには,
 $k_i = k_0\{1-f(t_i)\}$ (6)

が成立する必要がある。 $k_i = k(T_i)$ 曲線を CEB-FIP 国際指針の値を用い、また $f(t)$ 同じく同指針の値を用いて $k_0\{1-f(t_i)\}$ を計算し、 k_i および $k_0\{1-f(t_i)\}$ を比較したものを 図-2 に示す。

図-2 で明らかなように、式 (6) は成立しないことが明らかである。以上のことから変化する応力を受ける場合のクリープ解に式 (1) を適用することは不相当であることが明らかである。

累加式を用いる場合、応力度が時間とともに変化するならば、次の一般式を用いる必要がある。

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \frac{\sigma_0}{E_0} [1 + k_0 \varphi_N f(t)] \\ & + \int_0^{\theta} \frac{d\sigma(\theta)}{d\theta} \cdot \frac{1}{E(\theta)} \\ & \times [1 + k(T_\theta) \varphi_N f(t-\theta)] d\theta + \varepsilon_{so} f(t) \dots (7) \end{aligned}$$

式 (7) の積分方程式を解くことの困難な点は $k_0 \varphi_N$, $E(\theta)$, $f(\theta)$ が時間の関数であって、これを数学的に計算するに便利な数式で表現することである。多くの実験結果から、これら関数を数式で与え、式 (7) を数値積分によって解くことができる。

Trost⁴⁾ はレラクセーション係数 η を導入することによって、応力度が時間とともに変化する場合のコンクリートひずみ変化 $\bar{\varepsilon}(t)$ と応力度変化 $\bar{\sigma}(t)$ との関係式を次のように与えている。

$$\begin{aligned} \bar{\varepsilon}(t) = & \frac{\sigma_0}{E} \cdot \varphi(t, T_0) + \frac{\bar{\sigma}(t)}{E} [1 + \eta \cdot \varphi(t, T_0)] \\ & + \varepsilon_s(t) \dots (8) \end{aligned}$$

この式 (8) は、コンクリート クリープ進行度と相似のひずみ進行度を示すような場合にのみ、適用可能である。

図-3 には Trost の与えたレラクセーション係数 η と、最初に載荷するときの材令 T_0 との関係が示されて

図-3 レラクセーション係数 η (Trost)

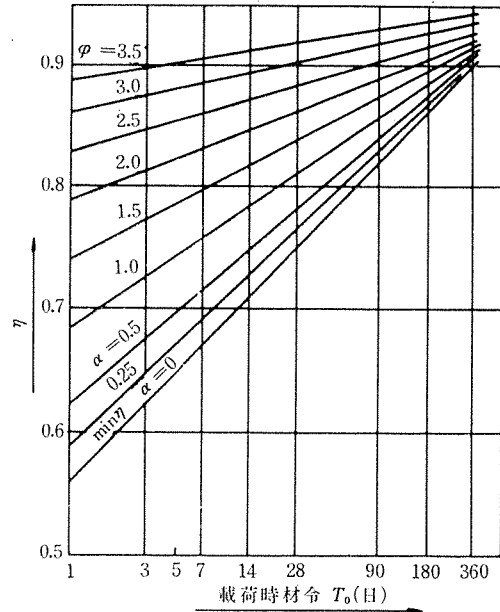
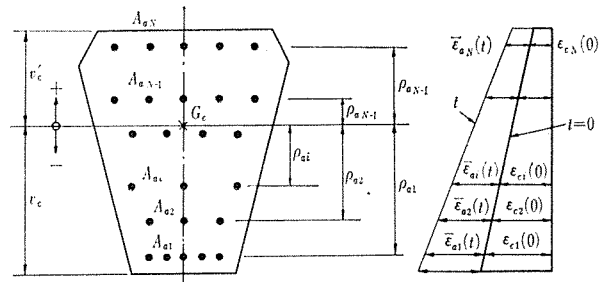


図-4 鋼材配置およびひずみ分布



いる。

図中 α は断面に配置されている鋼材の影響を与える係数であって次式で与えられる。

$$\alpha = \frac{np(1+e^2/r^2)}{1+np(1+e^2/r^2)} \dots (9)$$

ここに、 p : 鋼材断面積比、 n : ヤング係数比、 e : 偏心量、 r : コンクリート断面の断面 2 次半径

図で明らかなように $0.5 < \alpha < 1$ であって、一般の PC 部材では $\eta=0.5$ と近似的においてもよい。

以上のレラクセーション係数を用いた累加法によって PC 緊張材および普通鉄筋の配置されている断面応力度変化を計算することとする。

PC 緊張材および普通鉄筋が配置されている場合の解として、クリープ速度法による連立微分方程式の解を求める方法^{5), 6)}, Busemann の Kriechfaser 法を適用する方法^{7), 8)}等があるが、これは前述のようにクリープ速度法を基礎としているので、理論的な欠陥がある。

よって累加法による解を求める必要がある。

PC 緊張材、普通鉄筋をまとめて鋼材と呼びサフィックス α を付けて表わす。各段鋼材断面積を $A_{\alpha 1}$, $A_{\alpha 2}$, ..., $A_{\alpha n}$; コンクリート断面図心 (普通鉄筋断面も差し

引くことに注意)に関する偏心量を $e_{a1}, e_{a2}, \dots, e_{aN}$ とする (図-4)。

M_D を持続荷重によるモーメント, $N_c(t), N_a(t)$ はそれぞれ任意時点におけるコンクリート断面および鋼材断面に作用する軸方向力とする。 $M_c(t)$ および $M_a(t)$ は時点 t におけるコンクリート応力度によるモーメントおよび鋼材応力度によるモーメントとする。

軸方向外力はないものと仮定するとつり合い条件は,

$$\left. \begin{aligned} N_c(t) + N_a(t) &= 0 \\ M_c(t) + M_a(t) &= M_D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

で表わされる。

最初に応力度を作用させた時点(コンクリート材令 T_0) から任意時点 t までの内力の変化量を次式で表わす。

$$\left. \begin{aligned} \bar{N}_c(t) &= N_c(t) - N_c(0) \\ \bar{M}_c(t) &= M_c(t) - M_c(0) \\ \bar{N}_a(t) &= N_a(t) - N_a(0) \\ \bar{M}_a(t) &= M_a(t) - M_a(0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

式 (11) を式 (10) のつり合い方程式に代入し, $t=0$ におけるつり合い条件を考慮すると,

$$\left. \begin{aligned} \bar{N}_c(t) + \bar{N}_a(t) &= 0 \\ \bar{M}_c(t) + \bar{M}_a(t) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

で与えられる。

第 i 段の鋼材ひずみ変化を $\bar{\epsilon}_{ai}(t)$ で表わすものとするれば, $\bar{N}_c(t)$ は式 (12) を用いて, 次のように与えられる。

$$\bar{N}_c(t) = -\bar{N}_a(t) = -E_a \sum_{i=1}^N A_{ai} \cdot \bar{\epsilon}_{ai}(t) \dots (13)$$

ここに, E_a : 鋼材ヤング係数

同様に $\bar{M}_c(t)$ も式 (12) を用いて次のように与えられる。

$$\bar{M}_c(t) = -\bar{M}_a(t) = -E_a \sum_{i=1}^N A_{ai} \cdot \bar{\epsilon}_{ai}(t) \cdot e_{ai} \dots\dots\dots (14)$$

よって第 j 番段の鋼材におけるコンクリート応力度変化は次のようになる。

$$\bar{\sigma}_{cj}(t) = \frac{\bar{N}_c(t)}{A_c} + \frac{\bar{M}_c(t)}{I_c} \cdot e_{aj} \dots\dots\dots (15)$$

式 (15) に, 式 (13), (14) 両式を代入して,

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{cj}(t) &= -\frac{E_a}{A_c} \sum_{i=1}^N A_{ai} \cdot \bar{\epsilon}_{ai}(t) - \frac{E_a}{I_c} \sum_{i=1}^N A_{ai} \\ &\quad \times \bar{\epsilon}_{ai}(t) \cdot e_{ai} \cdot e_{aj} \\ &= -E_a \sum_{i=1}^N \mu_{ai} (1 + e_{ai} \cdot e_{aj} / r^2) \bar{\epsilon}_{ai}(t) \end{aligned} \dots\dots\dots (16)$$

ここに, $\mu_{ai} = A_{ai} / A_c$

第 j 段の $t=0$ におけるコンクリート弾性ひずみを,

$$\epsilon_{cj}(0) = \frac{\sigma_{cj}(0)}{E_c} \dots\dots\dots (17)$$

とする。 $\sigma_{cj}(0)$ は $t=0$ における第 j 段鋼材位置コンクリート応力度である。

レラクセーション係数を用いた累加式 (8) を用いて, 式 (16), (17) 両式を考慮して次式が得られる。

$$\begin{aligned} \bar{\epsilon}_{cj}(t) &= \epsilon_{cj}(0) \varphi(t, T_0) \\ &\quad - \frac{E_a}{E_c} \sum \mu_{ai} \left(1 + \frac{e_{ai} \cdot e_{aj}}{r^2} \right) \bar{\epsilon}_{ai}(t) \\ &\quad \times [1 + \eta \varphi(t, T_0)] + \epsilon_s(t) \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

鋼材とコンクリートとは付着しているとすれば, 次のひずみ適合条件式が成立する。

$$\bar{\epsilon}_{cj}(t) = \bar{\epsilon}_{aj}(t) \dots\dots\dots (19)$$

式 (18) を式 (19) に代入し, $E_a/E_c = n$ とおくと, 次式が求められる。

$$\begin{aligned} \bar{\epsilon}_{aj}(t) + n \sum_{i=1}^N \mu_{ai} \left(1 + \frac{e_{ai} \cdot e_{aj}}{r^2} \right) \\ \times [1 + \eta \varphi(t, T_0)] \bar{\epsilon}_{ai}(t) \\ = \epsilon_{cj}(0) \varphi(t, T_0) + \epsilon_s(t) \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

次の記号を用いるものとする。

$$b_{ij} = n \mu_{ai} \left(1 + \frac{e_{ai} \cdot e_{aj}}{r^2} \right) [1 + \eta \varphi(t, T_0)] \dots (21)$$

式 (21) の記号を用いると式 (20) は次のように書ける。

$$\begin{aligned} \begin{vmatrix} (1+b_{11}) & b_{21} & b_{31} & \vdots & b_{N1} \\ b_{12} & (1+b_{22}) & b_{32} & \vdots & b_{N2} \\ b_{13} & b_{23} & (1+b_{33}) & \vdots & b_{N3} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ b_{1N} & b_{2N} & b_{3N} & \vdots & (1+b_{NN}) \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \bar{\epsilon}_{a1}(t) \\ \bar{\epsilon}_{a2}(t) \\ \bar{\epsilon}_{a3}(t) \\ \vdots \\ \bar{\epsilon}_{aN}(t) \end{vmatrix} \\ = \begin{vmatrix} \epsilon_{c1}(0) \varphi(t, T_0) + \epsilon_s(t) \\ \epsilon_{c2}(0) \varphi(t, T_0) + \epsilon_s(t) \\ \epsilon_{c3}(0) \varphi(t, T_0) + \epsilon_s(t) \\ \vdots \\ \epsilon_{cN}(0) \varphi(t, T_0) + \epsilon_s(t) \end{vmatrix} \dots\dots\dots (22) \end{aligned}$$

式 (22) を解いて各鋼材ひずみ変化 $\bar{\epsilon}_{ai}(t)$ ($i=1 \sim N$) を求めることができる。鋼材応力度変化 $\bar{\sigma}_{ai}(t)$ はヤング係数 E_a を $\bar{\epsilon}_{ai}(t)$ を乗じて求められる。式 (22) の両辺に E_a を乗じ, $\epsilon_{ci}(0) \cdot E_a = \sigma_{ci}(0) \cdot E_a / E_c = n \sigma_{ci}(0)$ であることを考えると, 式 (22) は次のようになる。

$$\begin{aligned} \begin{vmatrix} (1+b_{11}) & b_{21} & b_{31} & \vdots & b_{N1} \\ b_{12} & (1+b_{22}) & b_{32} & \vdots & b_{N2} \\ b_{13} & b_{23} & (1+b_{33}) & \vdots & b_{N3} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ b_{1N} & b_{2N} & b_{3N} & \vdots & (1+b_{NN}) \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \bar{\sigma}_{a1}(t) \\ \bar{\sigma}_{a2}(t) \\ \bar{\sigma}_{a3}(t) \\ \vdots \\ \bar{\sigma}_{aN}(t) \end{vmatrix} \\ = \begin{vmatrix} n \sigma_{c1}(0) \varphi(t, T_0) + E_a \epsilon_s(t) \\ n \sigma_{c2}(0) \varphi(t, T_0) + E_a \epsilon_s(t) \\ \vdots \\ n \sigma_{cN}(0) \varphi(t, T_0) + E_a \epsilon_s(t) \end{vmatrix} \dots\dots\dots (23) \end{aligned}$$

式 (23) を解いて各段の鋼材応力度変化を求めること

が可能である。

各段鋼材応力度変化 $\bar{\sigma}_{ai}(t)$ が定まれば、式 (16) から、各段鋼材位置コンクリート応力度変化は次式で与えられる。

$$\bar{\sigma}_{cj}(t) = - \sum_{i=1}^N \mu_{ai}(1 + e_{ai} \cdot e_{aj}/r^2) \cdot \bar{\sigma}_{ai}(t) \dots (24)$$

コンクリート断面図心と上下両縁の距離をそれぞれ、 v_c' , v_c とおけば、上下両縁コンクリート応力度の変化は、それぞれ次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \text{上縁 } \bar{\sigma}_{cv'}(t) &= - \sum_{i=1}^N \mu_{ai}(1 + e_{ai} \cdot v_c'/r^2) \bar{\sigma}_{ai}(t) \\ \text{下縁 } \bar{\sigma}_{cv}(t) &= - \sum_{i=1}^N \mu_{ai}(1 + e_{ai} \cdot v_c/r^2) \bar{\sigma}_{ai}(t) \end{aligned} \right\} \dots (25)$$

$t=0$ における第 i 段鋼材応力度を $\sigma_{ai}(0)$ 、コンクリート応力度を $\sigma_{ci}(0)$ とおけば、 $t=\infty$ における応力度は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ai}(\infty) &= \sigma_{ai}(0) + \bar{\sigma}_{ai}(\infty) \\ \sigma_{ci}(\infty) &= \sigma_{ci}(0) + \bar{\sigma}_{ci}(\infty) \end{aligned} \right\} \dots (26)$$

PC緊張材が1段のみに ($N=1$) 配置されている場合には、式 (23) は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} (1 + b_{11}) \bar{\sigma}_{a1}(\infty) &= n \sigma_{c1}(0) \varphi_{\infty} + E_a \cdot \varepsilon_{s\infty} \\ \bar{\sigma}_{a1}(\infty) &= \frac{n \sigma_{c1}(0) \varphi_{\infty} + E_a \cdot \varepsilon_{s\infty}}{1 + b_{11}} \\ &= \frac{n \sigma_{c1}(0) \varphi_{\infty} + E_a \cdot \varepsilon_{s\infty}}{1 + n \mu_{a1}(1 + e_{a1}^2/r^2)(1 + \eta \varphi_{\infty})} \end{aligned} \right\} \dots (27)$$

式 (27) で $\eta=0.5$ とすれば、PC緊張材引張応力度の減少量 (クリープおよび乾燥収縮によるもの) を計算するのに従来一般に用いられてきたものと一致する。

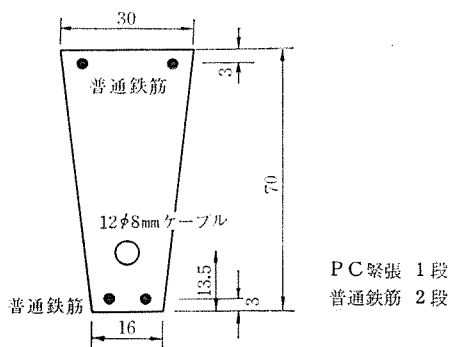
以上の計算方法を図-5に示す断面に適用する。

PC緊張材は $12\phi 8$ mm フレシネーケーブルで、ケーブル断面積は 6.032 cm^2 、最初の引張応力度は 11000 kg/cm^2 とする。シース直径は 5.0 cm (断面積 19.64 cm^2) とする。

次の3つの場合を計算する。

a) PC緊張材のみで普通鉄筋の配置がない場合

図-5 断面寸法



b) PC緊張材とともに上下に 2-D 13 mm (断面積それぞれ 2.534 cm^2) が配置されている場合

c) PC緊張材とともに上下に 2-D 19 mm (断面積それぞれ 5.730 cm^2) が配置されている場合

作用する接統曲げモーメント $M_D = 11.5 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

クリープ係数 $\varphi_{\infty} = 2.5$

乾燥収縮 $\varepsilon_{s\infty} = 20 \times 10^{-5}$

弾性係数比 $n = 6$

プレストレスング時材令を7日とし、 $\eta = 0.67$ とする。

鋼材ヤング係数は簡単のためPC鋼材、普通鉄筋とも $E_a = 20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定する。

計算にあたって、プレストレスング直後の応力度の計算断面諸元は、シース穴断面を差引き普通鉄筋を考慮した換算断面に関するものであり、クリープ解を実施するときの計算断面諸元はシース穴、普通鉄筋断面を差引いたコンクリート断面に関するものである。

表-1には断面諸元が示されている。

表-2には最初のプレストレスング力 66350 kg および M_D による各段鋼材位置コンクリート応力度および

表-1 断面諸元

検討する場合		a	b	c	
コンクリート断面	A	1 590	1 585	1 579	cm^2
	v'	31.1	31.1	31.1	cm
	v	-38.9	-38.9	-38.9	cm
	e_{a1}		-35.9	-35.9	cm
	e_{a2}	-25.4	-25.4	-25.4	cm
	e_{a3}		28.1	28.1	cm
	I	624 640	619 380	612 730	cm^4
	r^2	392.8	390.8	388.1	cm^2
鉄筋のみ換算断面	A		1 615	1 648	cm^2
	v'		31.2	31.3	cm
	v		-38.8	-38.7	cm
	e_{a1}		-35.8	-35.7	cm
	e_{a2}		-25.3	-25.2	cm
	e_{a3}		28.2	28.3	cm
	I		656 220	696 030	cm^4
	r^2		406.3	422.4	cm^2

表-2 各鋼材応力度、各段鋼材位置コンクリート応力度 (kg/cm^2), $t=0$ 時点

検討する場合		a	b	c
コンクリート	応力度			
	$\sigma_{cv'}(0)$	+15.1	+16.0	+16.8
	$\sigma_{c3}(0)$		+18.3	+19.1
	$\sigma_{c2}(0)$	+63.5	+61.5	+59.2
	$\sigma_{c1}(0)$		+70.0	+67.0
	$\sigma_{cv}(0)$	+75.1	+72.3	+69.3
鋼材	$\sigma_{a2}(0)$		+110	+115
	$\sigma_{a2}(0)$	-11 000	-11 000	-11 000
	$\sigma_{a1}(0)$		+420	+402

注: M_D によるPC緊張材引張応力度は無視してある。

表-3 b_{ij} の 値

検討する 場合 i j	a			b			c		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
1	—	—	—	0.1103	0.2036	-0.0406	0.2516	0.2054	-0.0931
2	—	0.1609	—	0.0855	0.1619	-0.0212	0.1950	0.1632	-0.0489
3	—	—	—	-0.0406	-0.0505	0.0775	-0.0931	-0.0515	0.1767

表-4 応力度変化 (kg/cm²)

検討する 場合 応力度変化	a	b	c
$\bar{\sigma}_{a3}(t)$	—	+719	+706
$\bar{\sigma}_{a2}(t)$	+1 165	+1 068	+967
$\bar{\sigma}_{a1}(t)$	—	+1 137	+1 016
$\bar{\sigma}_{cv'}(t)$	+4.5	+3.8	+2.4
$\bar{\sigma}_{cv}(t)$	-15.5	-20.6	-25.4

表-5 応力度の総括表 (kg/cm²)

検討する 場合 応力度	a		b		c	
	$t=0$	$t=\infty$	$t=0$	$t=\infty$	$t=0$	$t=\infty$
$\sigma_{cv'}$	+15.1	+19.6	+16.0	+19.8	+16.8	+19.2
σ_{cv}	+75.1	+59.6	+72.3	+51.7	+69.3	+43.9
σ_{a3}	—	—	+110	+829	+115	+821
σ_{a2}	-11 000	-9 810	-11 000	-9 932	-11 000	-10 033
σ_{a1}	—	—	+420	+1 557	+402	+1 418

び鋼材応力度が示されている。圧縮応力を正、引張応力を負とする。

式 (23) を解くに必要な係数式 (21) を計算すると 表-3 のようになる。この係数を用いて式 (23) の解を求めると 表-4 に示す鋼材応力度変化が求められる。この鋼材応力度変化 $\bar{\sigma}_{ai}(t)$ による上下両縁 コンクリート応力度変化を式 (16) で求めることができる。これをも 表-4 に示してある。

コンクリートのクリープ、乾燥収縮による各応力度変化を考慮して $t=\infty$ における各応力度を定めると 表-5 のようになる。

以上の計算結果により次のことが明らかとなる。

1) 普通鉄筋の存在はコンクリート クリープ および乾燥収縮による P C 緊張材引張応力度の損失を減少させる。普通鉄筋断面積の増加とともに、この損失の減少率は小となる。しかし、有効引張応力度としてはそれほど大きい差は認められない。

上記の例で緊張材引張応力度の損失は、a の場合を 1.00 とすると、b, c の場合でそれぞれ、0.916; 0.830 となる。有効引張応力度を a の場合を 1.00 とすると、b, c の場合でそれぞれ、1.012; 1.023 である。

2) 普通鉄筋の存在はプレストレスを与えた直後、最も大きい圧縮応力をうける外縁における圧縮応力度を著しく減少させる。

上記の例で持続荷重用時、コンクリート クリープおよび乾燥収縮終了後、圧縮応力度は a の場合 1.00 をとすると、b, c の場合それぞれ 0.867; 0.737 となる。圧縮応力度減少量は a, b, c の場合について、1.00; 1.329; 1.639 となる。

プレストレスを与えた直後、最少圧縮応力度をうける外縁の応力度は、コンクリート クリープ および乾燥収縮終了後も a, b, c, の各場合について著しい差はない。

これらの影響は普通鉄筋がクリープおよび乾燥収縮ひずみを拘束する結果が、コンクリート応力度については不利に作用することを示すものである。

以上のことから P C 緊張材断面積に比して大きい断面積の普通鉄筋の配置されている断面(たとえば III 種の検討をする場合) のクリープ、乾燥収縮によるコンクリート応力度の検討をする場合には、

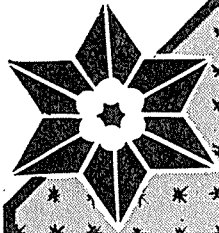
普通鉄筋のひずみ拘束の影響を無視できないことが明らかである。

参 考 文 献

- 1) Dischinger : "Untersuchung über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und Kriechen des Betons bei Bogenbrücken" Bauingenieur, Heft 5/6, 1939
- 2) Pucher : "Lehrbuch des Stahlbetonbaus" 3 Auflager 1961
- 3) CEB-FIP コンクリート 構造物設計施工国際指針, 鹿島出版会
- 4) Trost : "Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton", Beton und Stahlbetonbau, 10/11, 1967
- 5) Säger : "Der Einfluss des Krichens und Schwindens in Spannbeton-Konstruktion", Werner-Verlag 1955
- 6) Knittel : "Der Einfluss des Krichens und Schwindens auf den Spannungszustand in Tragwerken aus Vorgespannten Beton", Der Bauingenieur, No. 1, 1954
- 7) Habel : "Berechnung von Querschnitten mit mehrlagiger Spannbewehrung nach dem Verfahren von Busemann" Beton und Stahlbetonbau, 49 Heft 2, 1954
- 8) Zacher : "Der Einfluß des Krichens auf die Vorspannung in Querschnitten mit Mehrlagiger Spannbewehrung und zusätzlicher schlaffer Bewehrung" Beton und Stahlbetonbau, Heft 3, 1954

1971.11.4・受付

東京製鋼製品



PPC

JIS G 3536

鋼線・鋼より線
BBR工法鋼線
多層鋼より線 (19~127本より)

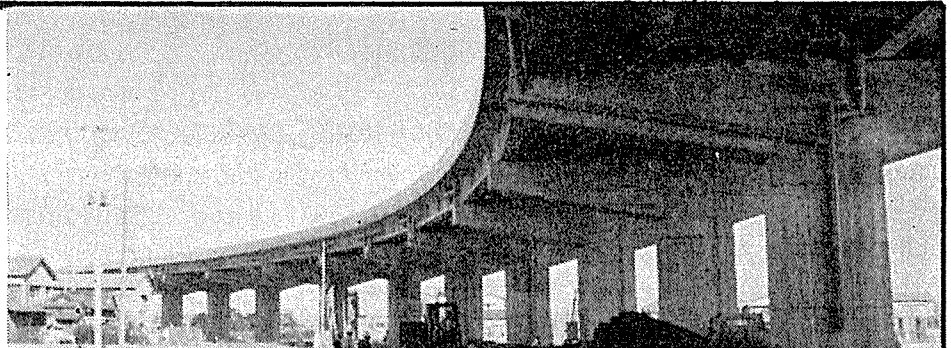
製造元 東京製鋼
発売元

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階
電話 (211) 2851 (大代表)



鋼弦コンクリート

設計
施工
製造



首都高速道路7号線

九州鋼弦コンクリート株式会社

取締役社長 山崎 銆 秋

本店	福岡市天神二丁目12番1号 天神ビル (〒810)
	電話 福岡(092)76-5027・74-2374・74-0291 (75-6031-内線317・346・347)
福岡支店	福岡市天神二丁目14番2号 証券ビル (〒810)
	電話 福岡(092)74-7963・78-3961・75-1343 (75-1961-内線235・230)
建築事業部	福岡市天神二丁目12番1号 証券ビル (〒810)
	電話 福岡(092)77-4029 (75-1961-内線222)
大阪支店	大阪市北区芝田町97 新梅田ビル (〒530)
	電話 大阪(06)372-0382~0384
東京支店	東京都港区新橋四丁目24番8号 第二東洋海事ビル (〒105)
	電話 東京(03)432-6877~6878
営業所	大分営業所・宮崎営業所・広島営業所
工場	山家工場・大東工場・関東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場