

PC I形桁のたわみの計算について

(東北新幹線七北田川橋梁)

齋 藤 実*

1. ま え が き

PC 桁 (単純桁) は、桁自重、静荷重による下向きのたわみのほかに、ケーブル緊張、コンクリートの乾燥収縮、クリープ等による上向きのたわみを生ずることは、すでにご承知のことである。このためスラブ軌道区間の PC 桁は、これまでこれらを考慮して種々の方法により、桁製作時において逆キャンパーが施されてきた (表-1 参照)。しかし、表-1 に示した値では少ないという意

表-1 東北新幹線単純桁想定キャンパー量

(単位mm)

形式	支間			40m 以上
	20m 以下	20~30	30~40	
I 形桁	4 主	20	30	30
	6 主	20	30	40
	8 主		30	30
				30

見も強まり、もう一度見直す動きが広まってきた。当面 45 m 8 主の I 桁を例に取り、実際のたわみ値を比較検討して、何らかのたわみの推定式を導くことを試みた。

表-2 桁の測定たわみ量

主桁 No. (架設順)	コンクリート打設日	測定年月日	たわみ量 (mm)	横ぞり (mm)	備 考
2	S. 51. 12. 7	S. 51. 12. 13	-13.5	4.5	ケーブル No. 3~8 緊張直後
		S. 51. 12. 27	-22.5	10.0	ケーブル No. 1, 2 緊張直前
		S. 51. 12. 27	-25.5	12.0	ケーブル No. 1, 2 緊張直後
		S. 52. 2. 13	-30.0		
3	S. 51. 12. 20	S. 51. 12. 26	-13.5	4.0	ケーブル No. 3~8 緊張直後
		S. 51. 12. 27	-14.0	5.0	ケーブル No. 1, 2 緊張直前
		S. 51. 12. 27	-17.0	10.0	ケーブル No. 1, 2 緊張直後
		S. 52. 2. 27	-29.0		
4	S. 51. 12. 24	S. 51. 12. 28	- 5.5	3.0	ケーブル No. 4, 5 緊張直後
		S. 52. 1. 12	- 6.0	4.0	ケーブル No. 3, 6, 7, 8 緊張直前
		S. 52. 1. 12	-14.0	6.0	ケーブル No. 3, 6, 7, 8 緊張直後
		S. 52. 1. 21	-23.0	6.0	ケーブル No. 1, 2 緊張直前
		S. 52. 1. 21	-26	8.0	ケーブル No. 1, 2 緊張直後
		S. 52. 2. 28	-33		
5	S. 52. 1. 19	S. 52. 1. 23	-13.0	3.0	ケーブル No. 4~8 緊張直後
		S. 52. 1. 28	-15.0	3.0	ケーブル No. 1~3 緊張直前
		S. 52. 1. 28	-18.0	5.0	ケーブル No. 1~3 緊張直後
		S. 52. 2. 23	-26		
6	S. 52. 1. 25	S. 52. 1. 29	-14.0	3.0	ケーブル No. 4~8 緊張直後
		S. 52. 2. 3	-15.0	6.0	ケーブル No. 1~3 緊張直前
		S. 52. 2. 3	-18.0	8.0	ケーブル No. 1~3 緊張直後
		S. 52. 2. 27	-24		
7	S. 52. 1. 31	S. 52. 2. 4	-13.5	2.0	ケーブル No. 4~8 緊張直後
		S. 52. 2. 5	-13.5	3.0	ケーブル No. 1~3 緊張直前
		S. 52. 2. 5	-18.5	5.0	ケーブル No. 1~3 緊張直後
		S. 52. 3. 4	-27		
1	S. 52. 2. 7	S. 52. 2. 12	-13.5	5.0	ケーブル No. 4~8 緊張直後
		S. 52. 2. 12	-13.5	5.0	ケーブル No. 1~3 緊張直前
		S. 52. 2. 12	-17.0	8.0	ケーブル No. 1~3 緊張直後
		S. 52. 3. 30	-26		
8	S. 52. 2. 14	S. 52. 2. 20	-14.5	5.0	ケーブル No. 4~8 緊張直後
		S. 52. 2. 20	-14.5	5.0	ケーブル No. 1~3 緊張直前
		S. 52. 2. 20	-18.5	7.0	ケーブル No. 1~3 緊張直後
		S. 52. 2. 27	-20		

* 国鉄仙台新幹線工事局技術管理課設計係

桁のたわみはコンクリートの弾性係数による影響が大なので、弾性実験によるたわみの推定と実際のたわみ値とを比較する。

2. 桁のたわみ測定

桁のたわみ測定は、桁上面のコンクリート鉄筋を埋込み、その上にスタッフを立て、オートレベルによって支間中央と支点の読みの差によって求めた。表-2 にその結果を示す。

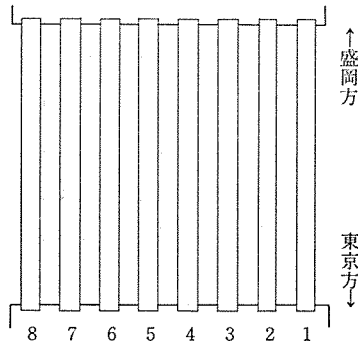


図-1 桁番号図

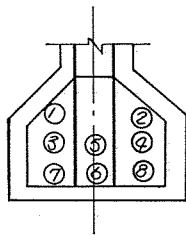


図-2 中央断面ケーブル番号図

表-3 使用材量

セメント	製品名:アサノペロセメント 種類:早強ポルトランドセメント
細骨材	産地:北上川 最大寸法:25mm 粗粒率:2.80 比重:表乾 2.55
粗骨材	産地:名取市高館 最大寸法:25mm 比重:表乾 2.67
AE減水剤	製品名:ボゾリス No. 5L 使用量:C×0.0025

プレストレスによるたわみは一般に次式で求められる。

$$\delta_p = -\frac{M_{p0} \cdot l^2}{8 E_b \cdot I_b} \cdot \left\{ 1 - \frac{2 M_{p1} \cdot l^2}{3 M_{p0} \cdot l^2} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

E_b : コンクリートの弾性係数

I_b : スパン中央の純断面における断面2次モーメント

M_{p0} : スパン中央断面におけるプレストレスによる曲げモーメント

l : スパン

M' : 支点断面におけるプレストレスによる曲げモーメント

l' : 支点より第1曲げ上げ始点までの距離

(1)式でも明らかなように、コンクリートの弾性係数 E_b が桁のたわみに及ぼす影響は大である。したがってコンクリートの弾性係数 E_b についての正確な資料は、桁のたわみの計算に対し重要な意味を示す。

3. コンクリートの弾性測定

コンクリートの弾性係数(以下 E_b と略す)はコンクリート供試体の圧縮試験において、コンクリート表面にひずみ計を接着する方法によって求めた。

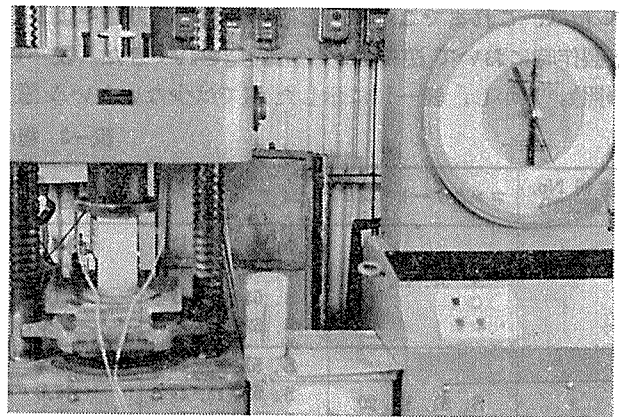


写真-1 左:測定用供試体 右:温度補償用材料

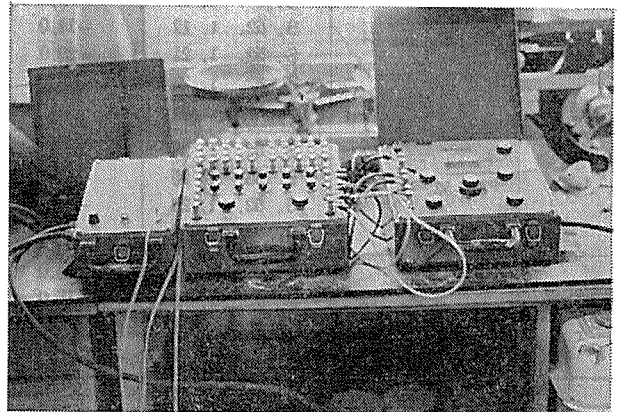


写真-2 ひずみ指示計とスイッチボックス

3.1 弾性係数測定値

桁 No. 2 の E_b を求める。

この場合 E_b はコンクリート応力により異なるので、率に強度の40%の応力時の tangent modulus とした。

表-4 配合表

単位量	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	水セメント比	細骨材率	空気量
	420 kg/m ³	168 kg/m ³	693 kg/m ³	1088 kg/m ³	1050 kg/m ³	40.0%	40.0%	3±1.0%

表-5

荷重P (t)	測定値	
	ひずみ計	平均
5	65	165
10	129	346
15	192	540
20	256	743
25	320	944
30	383	1233

表-6 圧縮強度試験成績 (早強セメント)

試験年月日	S. 52. 2. 13	S. 52. 1. 14	同 左
スランブ	7.0 cm	7.5 cm	7.5cm
空【気量	2.9%	2.6%	2.6%
養生方法	標準	同 左	同 左
材 令	6 日	28 日	同 左
供試体番号	φ 10 cm H20 cm	同 左	同 左
平均圧縮強度	380 kg/cm ²	519 kg/cm ²	528 kg/cm ²
備 考	緊張用	—	—

$\epsilon = 560 \times 10^{-6}$

したがって E_b は

$$E_b = 0.4\sigma_c / \epsilon = \frac{0.4 \times 503}{560 \times 10^{-6}} = 3.60 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

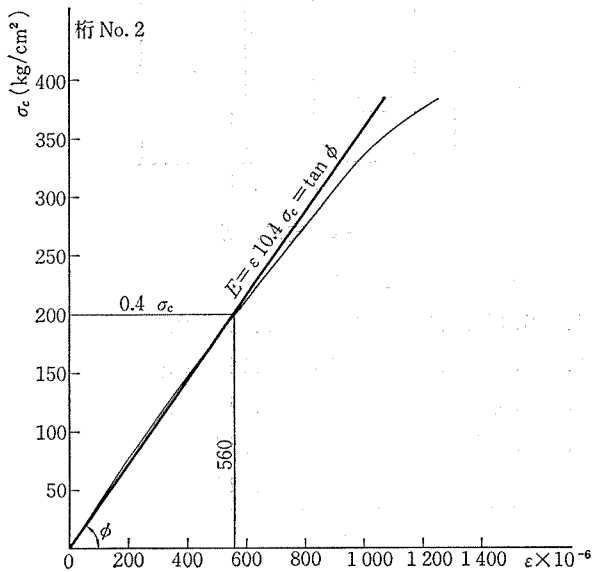


図-3 応力-ひずみ図

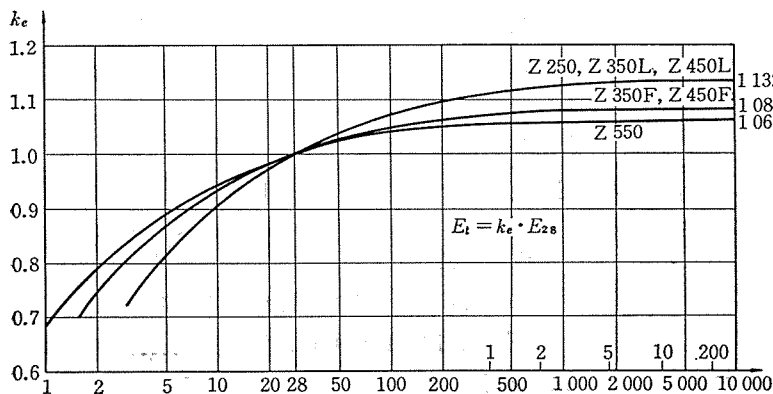


図-4

以下同様にして求めた材令28日の E_b を表-7 $E_b(1)$ にまとめた。

表-7

桁 No. (架設順)	材令28日の $E_b(1)$ (t/m ²)	緊張時の $E_b(2)$ (t/m ²)
2	3.60×10^6	3.49×10^6
3	3.44×10^6	3.10×10^6
4	3.00×10^6	3.00×10^6
5	3.46×10^6	3.22×10^6
6	3.39×10^6	3.12×10^6
7	3.83×10^6	3.37×10^6
1	3.53×10^6	3.11×10^6
8	3.16×10^6	2.81×10^6

ここで再度見直さなければならないのは、(1) 式に用いられる E_b は通常 $3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ を用いるが、緊張時におけるそれと、どの程度変るかという問題が生ずる。図-4 に示す曲線は、コンクリートの材令が弾性係数に及ぼす影響を表わしている。ここに示す Z 250, Z 350 L, Z 450 L はドイツにおけるセメントの分類表示であって、これは日本の普通セメントに略々該当するものである。Z 350 F, Z 450 F は早強セメントに該当し、Z 550 は超早強セメントに該当する。表-7 $E_b(2)$ は桁の全ケーブルを緊張した時点の E_b を示す。

4. 計算式によるたわみの誘導

4.1 (1) 式によるたわみの誘導

先に述べたように、プレストレスによるたわみ δ_p は、一般に (1) 式によって求まるとされている。したがって、ここでは各桁のたわみを (1) 式によって導いてみる。

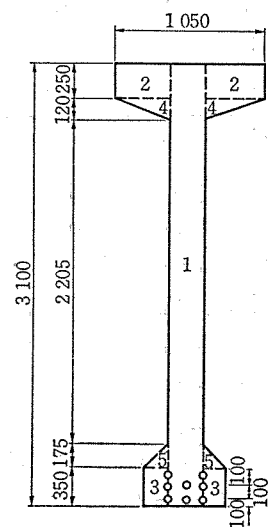


図-5 スパン中央断面

(1) スパン中央

◎総断面

報 告

$$b \times h = A \times e = A \cdot e$$

1. □0.25×3.10	0.775	1.55	1.201
2. □0.80×0.25	0.200	0.125	0.025
3. □0.35×0.35	0.123	2.925	0.360
4. △0.40×0.12	0.048	2.810	0.135
5. △0.175×0.175	0.031	2.692	0.083
Σ	1.188		

$$y' - e \quad A(y' - e)^2 \quad \frac{Ah^2}{12} \text{ or } \frac{Ah^2}{18}$$

1.	0.031	0.001	0.621
2.	1.394	0.389	0.001
3.	-1.406	0.243	0.001
4.	-1.291	0.080	0.000
5.	-1.173	0.043	0.000
Σ	0.756		0.623

$$y' = A \cdot e / A = 1.804 / 1.188 = 1.519 \text{ m}$$

$$y = H - y' = 3.100 - 1.519 = 1.581 \text{ m}$$

$$I = 0.756 + 0.623 = 1.379 \text{ m}^4$$

◎純断面（総断面よりシース孔の断面積を除去した断面）

PC 鋼線種別：12T12.4 1主桁当り8本

シース1本当り内径：70mm(65mm→70mmに変更)

ゆえにシース1本当りの断面積は、

$$A_k' = \pi r^2 = 3.142 \times 0.035^2 = 0.00385 \text{ m}^2$$

シース孔全面積

$$A_k = n \cdot A_k' = 8 \times 0.00385 = 0.0308 \text{ m}^2$$

PC 鋼線重心位置の計算

本数 (n)	下線からの距離 (y _p)	n · y _p
2	× 0.3	= 0.6
3	× 0.2	= 0.6
3	× 0.1	= 0.3
Σ8		1.500

$$y_p = \frac{\sum n \cdot y_p}{\sum n} = \frac{1.500}{8} = 0.188 \text{ m}$$

$$e_p = y_p - y = 0.188 - 1.581 = -1.393 \text{ m}$$

総断面に対する各々の変化量を求めると

$$\Delta A_c = -A_k = -0.0308 \text{ m}^2$$

部材重心軸

$$\Delta y_c = \frac{-A_k \cdot e_p}{(A - A_k)} = \frac{-0.0308 \times (-1.393)}{1.188 - 0.308} = 0.037 \text{ m}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} \Delta I_c &= \Delta A_c (e_p - \Delta y_c)^2 + A (\Delta y_c)^2 \\ &= -0.0308 \times (-1.393 - 0.037)^2 \\ &\quad + 1.188 \times (0.037)^2 \\ &= -0.063 + 0.002 \end{aligned}$$

$$= -0.061 \text{ m}^4$$

上縁より重心までの距離

$$y_c' = y' - \Delta y_c = 1.519 - 0.037 = 1.482 \text{ m}$$

下縁より重心までの距離

$$y_c = H - y_c' = 3.100 - 1.482 = 1.618 \text{ m}$$

断面2次モーメント

$$I_c = I + \Delta I_c = 1.379 - 0.061 = 1.318 \text{ m}^4$$

$$e_{p1} = y_p - y_c = 0.188 - 1.618 = 1.430 \text{ m}$$

(2) 支 点

◎総断面

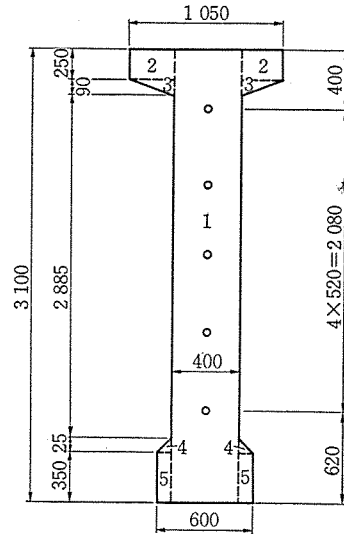


図-6 支点断面

$$b \times h = A \times e = A \cdot e$$

1.	0.45×3.1	1.395	1.55	2.162
2.	0.60×0.25	0.15	0.125	0.023
3.	0.60×0.09	0.054	0.280	0.015
4.	0.075×0.075	0.006	2.725	0.016
5.	0.15×0.35	0.053	2.925	0.155
Σ	1.658		2.371	

$$y' - e \quad A(y' - e)^2 \quad \frac{Ah^2}{12} \text{ or } \frac{Ah^2}{18}$$

1.	-0.12	0.020	1.17
2.	1.305	0.255	0.001
3.	1.15	0.071	0.000
4.	-1.295	0.010	0.000
5.	-1.495	0.118	0.000
Σ	0.474		1.118

$$y' = \frac{A \cdot e}{A} = 2.371 / 1.658 = 1.430 \text{ m}$$

$$y = H - y' = 3.100 - 1.430 = 1.670 \text{ m}$$

$$I = 0.474 + 1.118 = 1.592 \text{ m}^4$$

◎純断面

PC 鋼線重心位置の計算

本数 (n)	下縁からの距離 (y _p)	n・y _p
1	× 2.70	= 2.70
1	× 2.18	= 2.18
1	× 1.66	= 1.60
1	× 1.14	= 1.14
1	× 0.62	= 0.62
Σ5		8.30

$$y_p = \frac{\sum n \cdot y_p}{\sum n} = \frac{8.3}{5} = 1.66 \text{ m}$$

$$e_p = y_p - y = 1.66 - 1.587 = -0.073 \text{ m}$$

総断面に対する各々の変化量を求めると

$$\text{断面積 } 4A_c = A_k = -0.014 \text{ m}^2$$

$$\text{部材重心軸 } 4y_c = \frac{-A_k \cdot e_p}{(A - A_k)} = \frac{-0.002 \times (-0.073)}{1.66 - 0.002} = 0.000 \text{ m}$$

断面 2 次モーメント

$$\begin{aligned} 4I_c &= 4A_c(e_p - 4y_c)^2 + A(4y_c)^2 \\ &= -0.002 \times (-0.073)^2 \\ &= -0.000 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

純断面の諸常数を計算すると

上縁より重心までの距離

$$y_c' = y' - 4y_c = 1.430 \text{ m}$$

下縁より重心までの距離

$$y_c = H - y_c' = 3.100 - 1.430 = 1.670 \text{ m}$$

断面 2 次モーメント

$$I_c = I + 4I_c = 1.592 \text{ m}^4$$

$$e_{pa} = y_p - y_c = 1.66 - 1.67 = -0.01 \text{ m}$$

以上、これらの諸条件を基にたわみを求める。

4.1.1 桁 No. 2

この桁は、昭和51年12月13日に第1回のプレストレスを導入し、その後12月27日に2次プレストレスを与えている。表-2 からわかるとおり1次緊張によるクリープのたわみは $\{(-22.5) - (-13.5)\} = -9.0 \text{ mm}$ である。2次緊張後のたわみは -25.5 mm 。 $\{(-25.5) - (-9.0)\} = -16.5 \text{ mm}$ のそりが生じると考えられる。ただし、この値はクリープ、乾燥収縮等の影響は便宜上無視している。

(1) プレストレスによるたわみ

$$E_{20} = 3.49 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I_c = 1.318 \text{ m}^4$$

$$M_{p0} = \delta_{pa} \times 8 \text{ 本} \times e_{pc1}$$

$$= 106 \times 8 \times 1.430$$

$$= 1213 \text{ t}\cdot\text{m}$$

支点

$$y_p = 1.66 \text{ m}$$

$$e_p = y_p - y_c = -0.01 \text{ m}$$

$$M' = 106 \times 5 \times 0.01 = 5.3 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{p1} = M_{p0} - M' = 1213 - 5.3 = 1208 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} \delta_p &= -\frac{1213 \times 44.2^2}{8 \times 3.49 \times 10^6 \times 1.318} \\ &\quad \times \left\{ 1 - \frac{2 \times 1208 \times 18.343^2}{3 \times 1213 \times 44.2^2} \right\} \\ &= -0.056 \text{ m} \\ &= -56 \text{ mm} \end{aligned}$$

(2) 桁自重によるたわみ

$$\text{コンクリート } 2.369 \text{ kg/m}^3 \times 60.0 \text{ m}^3 = 142.0 \text{ t}$$

$$\text{鉄筋} = 9.75$$

$$\text{P C W} = 3.08$$

$$\text{グラウト} = 2.6$$

$$\text{コ ン} = 0.246$$

$$\text{シ ス} = 0.246$$

$$\Sigma = 157.9 \text{ t}$$

$$W = 157.9 \text{ t} / 44.2 \text{ m} = 3.57 \text{ t/m}$$

$$M_{d0} = \frac{WL^2}{8} = \frac{3.57 \times 44.2^2}{8} = 871.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

桁自重によるたわみは次式により求める。

$$\delta_{d0} = \frac{M_{d0} \cdot L^2}{9.6 \times E_b I_c} \dots \dots \dots (2)$$

$$\therefore \delta_{d0} = \frac{872 \times 44.2^2}{96 \times 3.49 \times 10^6 \times 1.318} = 0.039 \text{ m} = 39 \text{ mm}$$

(3) プレストレス導入時におけるたわみ

$$\delta_p - \delta_{d0} = -57 + 39 = 18 \text{ mm}$$

(4) 実測値との差

$$18 - 16.5 = 1.5 \text{ mm}$$

以下同様にして各桁に対して求めた結果を表-8 の(3)~(6)に示す。

表-8

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
桁 No.	全プレストレス導入時のコンクリート材令	プレストレスによるたわみ	桁自重によるたわみ	たわみの合計	実測値との差	(3)式によって求めた値と実測値との差
2	σ ₂₀	-57mm	39mm	-18mm	1.5mm	1.4mm
3	σ ₇	-64	43	-21	4.5	0.5
4	σ ₂₈	-66	45	-21	4.5	1.0
5	σ ₁₁	-62	42	-20	4.0	0.1
6	σ ₉	-64	43	-21	4.0	0.1
7	σ ₅	-59	40	-19	0.5	2.9
1	σ ₅	-64	43	-21	4.0	0.1
8	σ ₆	-71	48	-23	4.5	0.2

4.2 Thielen, Grosser および Kramer による変形計算式

(コンクリート 構造物のクリープと乾燥収縮/H. Riisch, D. Jungwirth 著/百島 祐信・訳から引用)

変形を計算するための実際に近い方法を導き出すこと

は考慮すべき影響が数多くあり、困難ともいえる。しかし最近、Thielen, Grosser および Kramer の提案によって種々の難問を考慮した構造物のたわみの計算式が発表されている。ひびわれの発生は、このたわみにおいて大きな影響を及ぼすが、一応ここでは、ひびわれの無い状態におけるプレストレストコンクリート構造の変形について扱うこととする。

4.2.1 ひびわれの無い状態におけるプレストレストコンクリート構造の変形

たわみの基本値である初期の時点 t_0 に生ずる弾性たわみについて、次式が適用される。

$$f_{b0}I = \beta \cdot M \cdot l^3 / (E_b \cdot I_b) \dots \dots \dots (3)$$

これから示すサフィックスの意味は次のとおりである。

- b : コンクリート
- d : 持続荷重成分
- $p = q - d$
- r : 拘束
- v : プレストレス力
- φ : クリープ変形
- s : 乾燥収縮
- t : 最終時点
- k_e : 図-4 による

表-9 に示す β はモーメント図の形に関する係数である。問題とする支間に作用する荷重を P で表わせば、モーメント係数 α を用いて支間中央の最大モーメントを、また片持梁の場合には固定端モーメントを次式で求められる。

$$M = \alpha \cdot P \cdot l \dots \dots \dots (4)$$

したがってクリープと乾燥収縮が作用する前の時点 t_0 について(3)式は、作用する荷重に関して次のように書き替えることができる。

$$f_{b0}I = \alpha \cdot \beta \cdot P \cdot l^3 / (E_b \cdot I_b) = r \cdot P \cdot l^3 / (E_b \cdot I_b) \dots \dots \dots (5)$$

以下に一般的構造系と荷重について剛性が一定の場合の係数 α, β および r の値の一覧表を示す。この資料は

すべて支間中央または片持梁の先端のたわみに関するものである。

鉄筋、PC 鋼材の影響を無視できるときは、クリープの作用により持続荷重に起因する変形成分は4倍の値に増大する。しかしクリープ係数は $\varphi = \epsilon_k / \epsilon_{e28}$ であること。すなわち E_{b28} をもととした変形であることに注意しなければならない。28日と著しく異なった時点 t_0 においてコンクリートに載荷した場合、クリープ変形の計算に当っては $f_{b0}I$ は $f_{b28}I = f_{b0}I \cdot E_{b0} / E_{28} = f_{b0}I \cdot k_e$ に変換しなければならない。

プレストレス力によるクリープについても同様のことがいえる。しかしさらにクリープと乾燥収縮の影響によりプレストレス力が、 V_0 から V_t に減少することも考える必要がある。これによるクリープ変形については平均値 $V = (V_0 + V_t) / 2$ を基準とする。以上まとめると時点 t_0 と t における変形量は次の式で表わされる。

$$\begin{aligned} \text{時点 } t_0 \quad f_{b0}I &= f_{b0d}I + f_{b0p}I + f_rI + f_{b0v}I \\ &= f_{b0q}I + f_rI + f_{b0v}I \dots \dots \dots (6) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{時点 } t \quad f_{bt}I &= f_{b0q}I + f_rI + f_{btv}I + k_e \cdot \varphi \\ &\left(f_{b0d}I + \frac{f_{b0v}I + f_{btv}I}{2} \right) \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

ただし、

$$f_{b0d}I = r_d \cdot P_d \cdot l^3 / (E_{b0} \cdot I_b) : f_{b0p}I = r_p \cdot P_p \cdot l^3 / (E_{b0} \cdot I_b)$$

r_d, r_p : 構造系および作用の種類に関する係数で断面2次モーメント一定の場合、複雑な荷重状態において表-9により荷重を部分的に分け、重ね合せによって得られる

E_{b0} : 載荷開始の時のコンクリートの材令によって定まる弾性係数、若い材令における載荷の場合 $E_{b0} = k_e \cdot E_{28}$

k_e : $= E_{b0} / E_{28}$ 図-4 から求まる

V_0, V_t : 時点 t_0 におけるプレストレス力、あるいはクリープと乾燥収縮により減少した時点 t におけるプレストレス力の値

表-9 剛性一定の場合の構造系の係数

載荷図 構造	\overleftarrow{M}				$\downarrow P$			$q = \frac{P}{l}$			$q = \frac{2P}{l}$		
	β	α	β	$10^3 \cdot \gamma$	α	β	$10^3 \cdot \gamma$	α	β	$10^3 \cdot \gamma$	α	β	$10^3 \cdot \gamma$
	0.50	1.000	0.333	333.3	0.5	0.25	125	0.333	0.20	66.0			
	0.063	0.250	0.0833	20.8	0.125	0.104	15.0	0.125	0.104	13.0			
	0.031	0.156	0.0584	9.32	0.0625	0.0834	5.24	0.0583	0.080	4.66			
		0.125	0.0417	5.21	0.0417	0.0625	2.61	0.0417	0.0625	2.61			

$f_p I$: 変位のない反力台によって作用する拘束
 実際にこれらの式を用い各桁のたわみ量を算定してみ
 る。ここでは前述した(1)式による値と比較するため、
 プレストレス導入時におけるたわみ量を算出する。クリ
 ープ、乾燥収縮等による影響については後述する。

(1) 桁 No. 2

$$E_{b7} = 3.49 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$a) \frac{E_{b7} \cdot I_b}{l^2} = \frac{3.49 \times 10^6 \times 1.318}{44.2^2} = 2356 \text{ t}$$

$t=0$ におけるたわみは 表-9 および (3) 式により

b) 死荷重(桁自重) g により

$$\frac{f_{g0} I \cdot E_{b7} \cdot I_b}{l^2} = \frac{\beta \cdot M \cdot l^2 \cdot E_{b7} \cdot I_b}{E_{b7} \cdot I_b \cdot l^2} = \beta M$$

$$= 0.104 \times 871.8$$

$$= 90.67$$

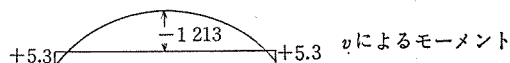
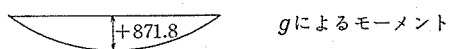


図-7

プレストレス力 v により;

プレストレスモーメントの分布を、支間における等分布
 状態と概ね対応すると考えると次のとおりになる。

$$c) \frac{f_b I \cdot E_{b7} \cdot I_b}{l^2} = -0.104 \times 1213 = -126.16$$

d) したがって

$$f_0 = (+90.67 - 126.16)$$

$$/ 2356$$

$$= -0.01506 \text{ m}$$

$$\approx -15.1 \text{ mm}$$

e) 実測値との差

$$16.5 - 15.1 = 1.4 \text{ mm}$$

以下同様に他の桁についても求め
 る。その集計は 表-8 の (7) に示
 す。表-8 の (6) と (7) を見てわか
 るとおり、Thielen, Grosser および
 Kramer の提案式による誘導は (1)
 式によるものと比べ誤差が少ないようである。

4.3 クリープ乾燥収縮等を考慮したたわみの算出

実測たわみには次の要素が含まれている。

- ① 桁自重に起因するクリープたわみ
- ② 初期プレストレスに起因するクリープたわみ
- ③ コンクリートのクリープ、乾燥収縮によるプレ
 ストレスの減少に起因する弾性たわみ
- ④ コンクリートのクリープ乾燥収縮によるプレ
 ストレスの減少に起因するクリープたわみ
- ⑤ 上載荷重に起因する弾性たわみ

⑥ 上載荷重に起因するクリープたわみ

今回の実験では、上載荷重は無載荷状態なので⑤⑥に
 よる値は無視する。

4.3.1

実際に各桁について解いてみる。例として桁 No. 2 の
 データをもとに算出すると次のようになる。

コンクリート打設後、材令67日目にたわみ量を測定し
 た。ここで言うとおかなければならないが、最終測定周
 期が比較的短いのは、桁の横締前のデータをもとにして
 いるためであり、横締後のデータを処理するためには多
 くの要素が含まれるので、ここでは考慮しなかった。

クリープ係数 φ_t は遅れ弾性変形成分と流動変形成分
 とに分けられる。このとき、 t_1 から t_2 まで一定の持続荷
 重が作用する場合を表わすには次に示す式となる。 $t_1 > t_2$
 の時点、すなわち供試体から荷重を下した後におけるク
 リープ係数 φ_t は

$$\varphi_t = \varphi_{v0} \cdot k_v(t_2 - t_1) + \varphi_{f0} \cdot (k_{f,t_2} - k_{f,t_1}) - \varphi_{v0}$$

$$\cdot k_{v1}(t_2 - t_1) \cdot k_v(t - t_2) \dots \dots \dots (8)$$

この関係式の第1項は、遅れ弾性変形の成分を表わ
 し、第2項は流動変形の成分である。第3項は t_2 のと
 きの荷重の取り下しの後に生ずる遅れ弾性変形の戻りに
 対応するものである。

(8) 式において

φ_{v0} : 遅れ弾性変形の最終値で0.4としている。

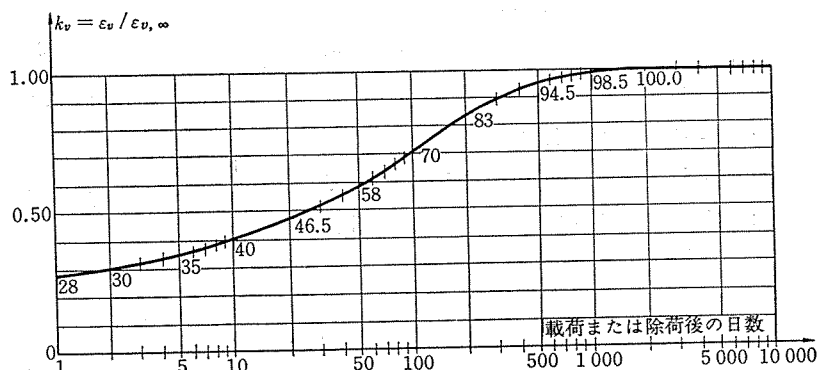


図-8 遅れ弾性変形の経時変化に対する係数 k_v

表-10

部材の状態	平均大気 の相対湿度 %	コンシステンシーの範囲 K2 (振動締)		
		基本流動係数 φ_{f0}	基本乾燥収 縮度 ϵ_{s0}	有効厚に 関する係数 k_{20}
水 中	100	0.8	+10	30
	95	1.1	0	10
著しく湿潤な大気中 例えば水面の直上な ど	90	1.3	-10	5
	80	1.7	-20	2.4
一般の屋外	70	2.0	-25	1.5
	60	2.4	-30	1.2
	50	2.7	-35	1.0
乾燥した大気中 例えば乾燥した屋内	40	3.0	-40	1.0

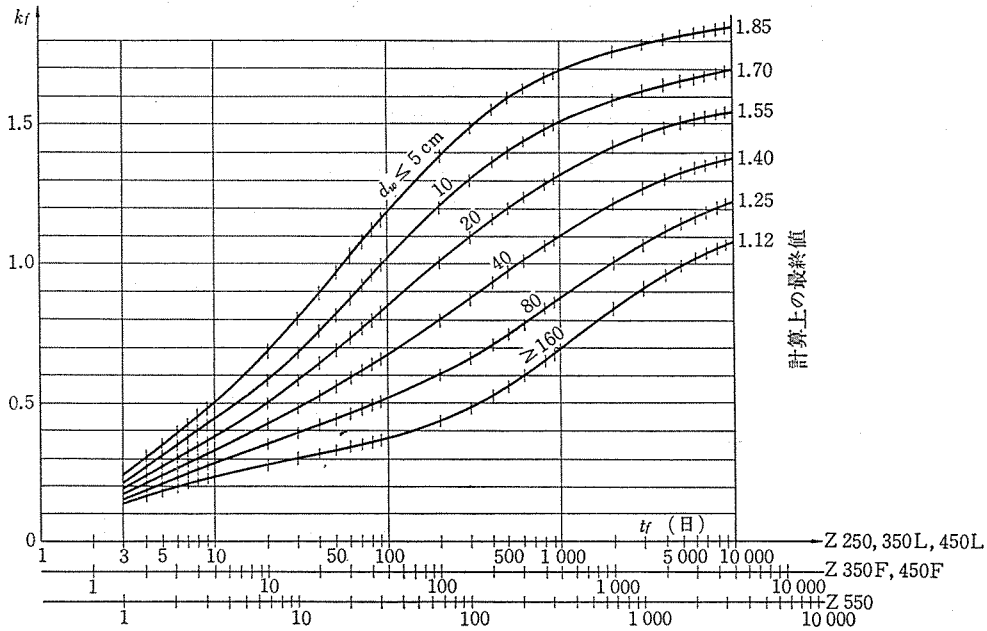


図-9 クリープ変形の時間的進展についてコンクリートの有効材令 t_f に関係のある係数 k_f

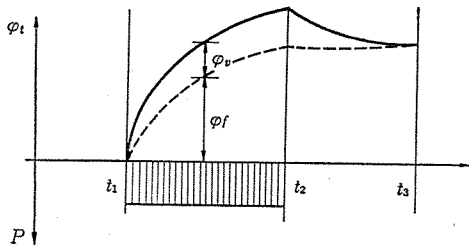


図-10

k_v : 図-8 による遅れ弾性変形の経時変化についての係数

φ_{f0} : 表-10による基本流動係数

k_f : 図-9 による流動の経時変化についての係数

t_f : 流動の場合のコンクリートの有効材令

$t_f = k_2 \cdot k_t \cdot t$ 係数 k_t は、コンクリートが厳しい温度にさらされるときに役立つ。例えば、寒中コンクリートなどの場合、一般の場合には $k_t = 1$ である。

k_2 : セメントの硬化速度を考慮するための係数で

$k_2 = 1$ Z 250, 350L, 450L

$k_2 = 2$ Z 350F, 450F

$k_2 = 3$ Z 550

図-9 における d_w は有効部材厚で、 $d_w = k_w \cdot 2F/U$ である。この場合 F は面積、 U は乾燥にさらされる断面の周長である。 k_w は 表-10 によって求める。

平均の大気相対湿度は 70% を用いた。

$$t_{f1} = k_2 \cdot t = 2 \times 6 = 12$$

$$t_{f2} = 2 \cdot (6 + 61) = 134$$

この場合材令67日以降に荷重を取りさったわけでもな

いので(8)式は次のようになる。

$$\varphi_t = 0.4 \cdot k_v (t_2 - t_1) + \varphi_{f0} \cdot (k_f, t_2 - k_f, t_1)$$

となる。

$$\varphi_{67} = 0.4 \times 0.62 + 2.0(0.80 - 0.43)$$

$$= 0.25 + 0.74$$

$$= 0.99 \quad (d_w = 50 \text{ cm とする})$$

したがって(7)式を用いて

$$f_{\varphi} \cdot E_b \cdot I_b / l^2 = 90.67 \times 0.99 - 126.67 \times 0.99$$

$$= 89.76 - 125.40$$

$$= -35.64$$

$$E_{b67} \cdot I_b / l^2 = 1.03 \times 3.60 \times 10^6 \times 1.318 / 44.2^2$$

$$= 2502 \text{ t}$$

$$f_{67} = f_0 - \frac{35.64}{2502} = -0.015 - 0.014 = -0.029$$

$$= -29 \text{ mm}$$

4.4 まとめ

クリープ、乾燥収縮等(表-11 参照)の影響を加味すると、実測値と比べて多少大きな値を示す。これは断面係数を便宜上中央断面におけるものを使用したためである。その他に大きな要因として、クリープ、乾燥収縮によるプレストレスの減少に起因するたわみを考慮して

表-11

桁 No.	材令	推定式による値	実測値
2	67	-29mm	-30mm
3	69	-32	-29
4	66	-36	-33
5	35	-29	-26
6	33	-29	-24
7	32	-27	-27
1	51	-31	-26
8	67	-24	-20

いない点である。いずれにしても、時間経過における影響は、様々な要素を考慮しなければならず、かなり難解である。しかし、こうしてある程度の近似値が求められたことは、今後の PC 桁架設におけるキャンバーのつけ方に大いに役立つことであろう。少なくとも 45m8 主桁を例にとっても、表-1 に示したキャンバー量では少ないことが理解できると思う。

参 考 文 献

- 1) Prof. Dr.-Ing. E.H. Hubert Rusch & Dr.-Ing. Dieter Junginuth/百島 祐信・訳: Berucksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke
- 2) 百島祐信: カンチレバ架設したプレストレストコンクリート橋における断面力及び挙動の研究
- 3) PC I 型 8 主桁 ($l=44.2\text{m}$) 設計計算書, 構造物設計事務所
- 4) 構造実験指導書, 土木学会

◀刊行物案内▶

プレストレスト コンクリート 第7回 FIP 大会特集増刊号 (英文)

体 裁: B5判 117 頁
 定 価: 1800 円 (会員特価 1500 円) 送 料: 200 円
 内 容: 1974 年 5 月ニューヨークで開かれた FIP (国際プレストレッシング連盟) 大会にわが国より提出された論文 (英文) をとりまとめたもので、詳細は会誌 16 巻 2 号参照。

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート 第8回 FIP 大会特集増刊号 (英文)

体 裁: B5判 123 頁
 定 価: 2500 円 (会員特価 2000 円) 送 料: 200 円
 内 容: 1978 年 5 月ロンドンで開かれた創立 25 周年 FIP (国際プレストレッシング連盟) 大会にわが国から提出した論文 (英文) をとりまとめたものです。

口絵は、過去 4 年間にわが国で施工された代表的 PC 構造から 18 件が紹介されています。

論文は、1. コンクリートの許容塩分 (大島), 2. 高性能減水剤の適用について (長滝), 3. 低温下における PC 部材の曲げ特性 (岡田・井畔), 4. 高性能減水剤を用いた高強度コンクリートの体積変化 (米倉・長滝), 5. モルタル目地接合部のあるポステンばりの強度と変形 (岡田・小林), 6. アンボンド PC ばりの疲労 (六車), 7. PC ばりの曲げ挙動 (岡田・小林), 8. 長スパン PC 舗装の設計施工 (岡田・藤井・橋詰・柳下), 9. PC 部材定着部におけるひびわれ中の制御 (藤井・牛島・梶村), 10. 3 級 PC ばりのわん曲特性 (岡田・豊福), 11. 2 階建 PC 建築物の静的および動的の水平荷重による影響 (岡本・山崎), 12. 実在建築物の動的性質 (町田), 13. 複合振れ曲げをうける PC 矩形断面ばり (岡田・児島), 14. 化学的にプレストレスを与えるための膨脹コンクリート (岡田), 15. 浜名大橋施工計画 (今村・根本・野尻), 16. PC トラス鉄道橋 (町田・近藤), 17. 20 年間の使用に耐えた PC 桁 (久保村・町田・宮本)