

プレストレスト コンクリート  
設計法 (5)

猪 股 俊 司\*

例題—II

(II) プレストレスト コンクリート (ポストテンション) 道路橋設計計算 (図-B 参照)

荷重…T-14, L-14, スパン…21.2m, 幅…6.0m

コンクリートの品質… $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$

PC 鋼線の品質… $\sigma_{pu}=165 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{py}=145 \text{ kg/cm}^2$

許容応力度 (a) コンクリート……

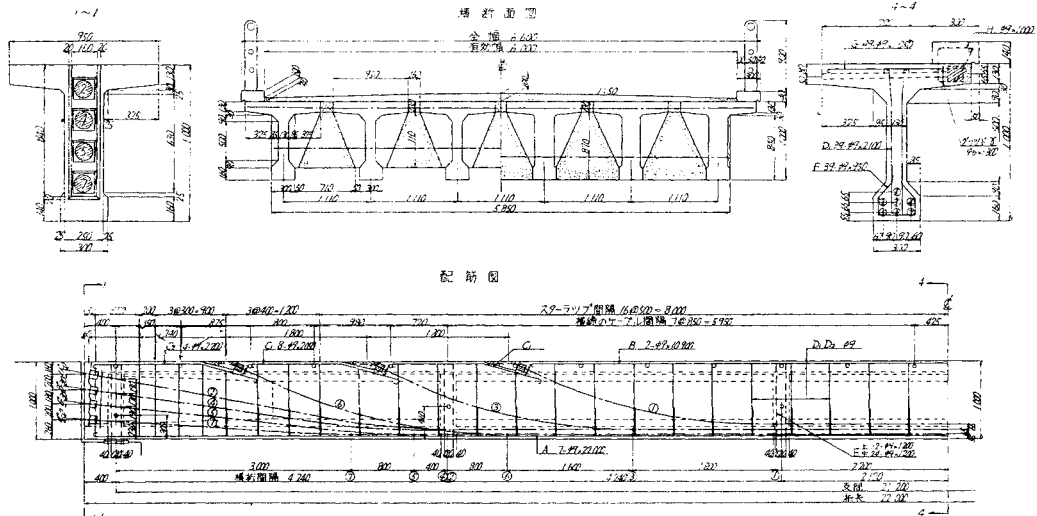
$\sigma_{cat}=170 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{cat}'=0 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{cae}=130 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{cae}'=0 \text{ kg/cm}^2$

(b) PC 鋼線  $\sigma_{bat}=130 \text{ kg/mm}^2, \sigma_{pae}=99 \text{ kg/mm}^2$

プレキャスト プレストレスト コンクリート主桁を架設後、各主桁突縁間および横桁間に現物打ちコンクリート ( $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$ ) を施工し、これらを橋軸に直角方向にプレストレッシングして、横桁、主桁を格子構造として作用させる。主桁は取扱いの便を考慮して重量を軽減する目的で断面寸法を小とし、使用本数を増し、6本とする。以上の仮定に従つて、設計の結果 図-B のようなものが定まつたとき、これが応力度計算を実施する。それにはつぎの方法に従うのが便利である。

図-B



(A) スパン中央断面の諸元 計算結果は右表のようである。

(B) 曲げモーメント  $\frac{21.2^2}{8} = 56.2 \text{ m}^2$

$\frac{21.2}{4} = 5.3 \text{ m}$

i) プレキャスト桁自重によるもの:

自重…… $2.4 \times 0.294 = 0.706 \text{ t/m}$

横桁重量……耳桁 0.133 kg

中間桁 0.211 kg

曲げモーメント……

耳桁  $Md_1 = 0.706 \times 56.2 + 0.133 \times 12.72 = 41.4 \text{ t}\cdot\text{m}$

中間桁  $Md_1 = 0.706 \times 56.2 + 0.211 \times 12.72 = 42.4 \text{ t}\cdot\text{m}$

ii) 現場打ちコンクリート重量によるもの:

重量…… $0.13 \times 0.16 \times 2.4 = 0.05 \text{ t/m}$

	主桁 1 本 (コンクリート 断)	主桁 1 本 (換算断面)	橋の断面 主桁 6 本フ ラン ジ現場打ち コンクリート
断 面 積 (m <sup>2</sup> )	$A_c = 0.287$	$A_e = 0.2964$	$A = 1.884$
断面図心と上縁との距離 (m)	$y_c' = 0.350$	$y_e' = 0.367$	$y' = 0.350$
断面図心と下縁との距離 (m)	$y_c = 0.650$	$y_e = 0.633$	$y = 0.650$
断面 2 次モーメント (m <sup>4</sup> )	$I_c = 0.03185$	$I_e = 0.03459$	$I = 0.2145$
断面係数上縁につき (m <sup>3</sup> )	$I_c / y_c' = 0.0909$	$I_e / y_e' = 0.0943$	$I / y' = 0.613$
下縁につき (m <sup>3</sup> )	$I_c / y_c = 0.0490$	$I_e / y_e = 0.0547$	$I / y = 0.330$
偏 心 量 (m)	$e_{pc} = 0.549$	$e_{pe} = 0.532$	$e_p = 0.549$
回 転 半 径 (m <sup>2</sup> )	$r_c^2 = 0.1107$	$r_e^2 = 0.1166$	$r^2 = 0.1137$

横桁重量……0.342 t

曲げモーメント……

耳桁  $Md_2 = \frac{1}{2} \times (0.05 \times 56.2 + 0.342 \times 12.72)$

$= 2.18 \text{ t}\cdot\text{m}$

中間桁  $Md_2 = 2 \times 2.18 \times 5.35 \text{ t}\cdot\text{m}$

iii) 上部構造物重量によるもの:

舗装 (平均厚さ 7.5 cm)  $0.075 \times 6 \times 2.3 = 1.035$

\* 正員、極東鋼鉄コンクリート振興KK 設計部長

高欄重量  $2 \times 0.200 = 0.400$   
 地覆重量  $2 \times 0.30 \times 0.15 \times 2.4 = 0.216$   
 計  $1.651 \text{ t/m}$   
 曲げモーメント  $Md_3 = 1.651 \times 56.2 = 92.7 \text{ t}\cdot\text{m}$

iv) 活荷重による曲げモーメント:

衝撃係数  $i = 1 + \frac{20}{50 + 21.2} = 1.281$   
 線荷重  $3.5 \text{ t/m} \times 1.281 = 4.48 \text{ t/m}$   
 分布荷重  $0.245 \text{ t/m}^2 \times 1.281 = 0.314 \text{ t/m}^2$

横桁の剛度を主桁の剛度に比して非常に大きいものと考え、主桁  $i$  にたいする曲げモーメントの割増しの係数はつぎのようになる。

$$\Delta i = 1 + 6 \times \frac{n+1-2i}{n^2-1} \cdot \frac{e}{\lambda} \dots\dots\dots \text{(II)}$$

ここに  $n$ : 主桁本数  
 $e$ : 活荷重合力の作用点と橋中心との距離 (荷重の偏心量)  
 $\lambda$ : 主桁間隔

上記の割増し係数は横桁の剛度を無限に大きいと仮定したが、さらに正確さを要求するならば、直交異方向性版としての理論を用いて、Y. Guyon; Massonnet の表によつて計算すればよい。Guyon は主横両桁のよじり抵抗を無視したものであり、Massonnet は、これらのよじり抵抗を考慮したものである。

Y. Guyon: "Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisees par des entretoises" Ann, Pts et Chaussées de France, 1946. Massonnet "Contribution au calcul des ponts à poutres multiples" Ann, Trav. Publ. de Belgique, jun. octobre et décembre 1950.

"Méthode de calcul des ponts à poutres multiples tenant compte de leur résistance à la torsion" Mém. A.I.P.C. Vol. X 1950.

"Compléments à la methode de calcul des ponts à poutres multiples". Bruxelles. Gmprimrie. G.I.G. 1954.

以上のような文献にあたえられた図表を参照して、直交異方向性版としての解は非常に容易に求められる。ここでは一応上記の横桁を無限に剛なものとして取扱うことにする。一般にこれは耳桁にたいして安全側の設計曲げモーメントをあたえる。

(II) 式を用いて、割増し係数  $\Delta i$  の各主桁にたいする影響がとなる位置を求める。

耳桁にたいして

$$e_1 = -\frac{6^2-1}{6(6+1-2)} \times 1.11 = -1.29 \text{ m}$$

第1中間桁にたいして

$$e_2 = -\frac{6^2-1}{6(6+1-2 \times 2)} \times 1.11 = -2.16 \text{ m}$$

ゆえに各主桁にたいする最悪荷状態は  
 耳桁について  $W = 30 + 1.29 = 4.29 \text{ m}$

$$d_1 = 1 + \frac{30}{35} \times \frac{0.855}{1.11} = 1.66$$

第1中間桁について  $W = 30 + 2.16 = 5.16 \text{ m}$

$$d_2 = 1 + \frac{18}{35} \times \frac{0.42}{1.11} = 1.195$$

幅 1 m 当りのスパン中央曲げモーメントは

$$M_l = 4.48 \times 5.3 + 0.314 \times 56.2 = 41.4 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

ゆえに耳桁応力度計算には

$$M_l = 41.4 \times 1.66 \times 4.29 = 295 \text{ t}\cdot\text{m}$$

第1中間桁の応力度計算には

$$M_l = 41.4 \times 1.195 \times 5.16 = 255.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(C) 曲げ応力度の計算 プレキャスト主桁の自重による曲げモーメントに抵抗する断面はコンクリート断面である。プレストレスをあたえた直後グラウチングをして付着をおこさせるから、上突縁、横桁間の現場打ちコンクリートによる曲げモーメントに抵抗する断面は各主桁の換算断面である。上部構造物および活荷重による曲げモーメントに抵抗する断面は橋全体の断面である。以上のことを考慮して曲げ応力度の計算に用いる断面係数を(A)の表からえらばなければならない。

i) 自重によるもの:

耳桁

$$\sigma_{cd1}' = \frac{41.4}{0.0909} = 456 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{cd1} = -\frac{41.4}{0.0490} = -846 \text{ t/m}^2$$

中間桁

$$\sigma_{cd1}' = \frac{42.4}{0.0909} = +467 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{cd1} = -\frac{42.4}{0.0490} = +866 \text{ t/m}^2$$

ii) 現場打ちコンクリートによるもの:

耳桁

$$\sigma_{cd2}' = \frac{3.6}{0.0943} = 38 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{cd2} = -\frac{3.6}{0.0547} = -66 \text{ t/m}^2$$

中間桁

$$\sigma_{cd2}' = \frac{8.1}{0.0943} = 86 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{cd2} = -\frac{8.1}{0.0547} = -148 \text{ t/m}^2$$

iii) 上部構造物によるもの:

耳桁, 中間桁ともに同じ

$$\sigma_{cd3}' = \frac{92.7}{0.613} = 151 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{cd3} = -\frac{92.7}{0.330} = -281 \text{ t/m}^2$$

iv) 活荷重によるもの:

耳 桁

$$\sigma_{cl}' = \frac{295}{0.613} = 481 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{cl} = -\frac{295}{0.330} = -893 \text{ t/m}^2$$

中間桁

$$\sigma_{cl}' = \frac{255.5}{0.613} = 417 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{cl} = -\frac{255.5}{0.330} = -775 \text{ t/m}^2$$

(D) プレストレスの計算 プレストレスをあたえるときの PC 鋼線引張応力度をスパン中央で  $\sigma_{pt} = 105 \text{ kg/mm}^2$  とする。フレッシュケーブルを用いて 1 ケーブル  $12 \phi 5 \text{ mm}$  とすると、1 本の引張力は  $P_t = 24.8 \text{ t}$  となる。したがって全引張力は

$$7 \times 24.8 = 173.6 \text{ t}$$

ゆえにプレストレスは

$$\sigma_{cl}' = \frac{173.6}{0.287} \times \left(1 - \frac{0.549 \times 0.350}{0.1107}\right) = -443 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{cl} = \frac{173.6}{0.287} \times \left(1 + \frac{0.549 \times 0.650}{0.1107}\right) = 2550 \text{ t/m}^2$$

コンクリートのクリープ係数  $\varphi = 2.0 k$ , 乾燥収縮量  $\varepsilon_s = 15 \times 10^{-5} k$ ,  $n = 5.7$ ,  $\varphi_{\infty} = 1.15 \times 400 = 460 \text{ kg/cm}^2$ , プレストレスをあたえるときの  $\sigma = 350 \text{ kg/cm}^2$  とすると  $\sigma/\sigma_{\infty} = 0.76$  したがって,  $k = 1.0$  とする。プレストレスをあたえた直後には自重が作用し, その後の配荷重が作用するまである程度の時間が経過するが, コンクリートの乾燥, クリープ等による PC 鋼線引張応力度の減少量を計算するには, 簡単のためプレストレスをあたえた直後にすべての死荷重が作用するものと仮定する。このような仮定のもとでプレストレスをあたえた直後の PC 鋼線図心位置のコンクリート応力度を求める。(3.11 b) 式において  $E_p = 19.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ ,  $n = 5.7$  とする。

$$\begin{aligned} \sigma_{cl} - \sigma_{cwd} &= \frac{173.6}{0.287} \left(1 - \frac{0.549}{0.1107}\right) - \frac{41.4}{0.03185} \\ &\times 0.549 - \frac{3.6}{0.03459} \times 0.532 - \frac{92.2}{0.2145} \\ &\times 0.549 = 2.254 - 1.006 = 1.248 \text{ t/m}^2 \\ \frac{J P_n}{P_t} &= \frac{15 \times 10^{-5} \times 19.5 \times 10^6 + 5.7 \times 2.0 \times 1.248}{105.000 \div 5.7 \times 2.254 \times \left(1 + \frac{2.0}{2}\right)} \\ &= \frac{17.155}{130.0730} = 0.131 = 13.1\% \end{aligned}$$

PC 鋼線のレラクセーションを 5% と考えて, 全引張力の減少量は  $13.1 + 5 = 18.1\%$  となる。

ゆえに有効プレストレスは

$$\sigma_{ce}' = (1 - 0.181) \times (-443) = -363 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{ce} = (1 - 0.181) \times 2550 = 2088 \text{ t/m}^2$$

すなわち, プレストレスの減少量は

$$-\sigma_{cl}' + \sigma_{ce}' = +443 - 363 = -80 \text{ t/m}^2$$

$$-\sigma_{cl} + \sigma_{ce} = -2550 + 2088 = -462 \text{ t/m}^2$$

これは, 耳桁, 中間桁とも同一とする。

(E) 応力度表 応力度は次のようになる。

	耳 桁		第 1 中間桁	
	上 縁 応力度 (t/m <sup>2</sup> )	下 縁 応力度 (t/m <sup>2</sup> )	上 縁 応力度 (t/m <sup>2</sup> )	下 縁 応力度 (t/m <sup>2</sup> )
(a) 自重	+456	-846	+467	-866
(b) プレストレス ( $t=0$ )	-443	+2550	-443	+2550
(c) 現場打ち	+38	-66	+86	-148
(d) 上部構造物	+115	-281	+151	-281
(e) 乾燥収縮, クリープ等による プレストレスの変化	+80	-462	+80	-462
(f) 活荷重	+481	-893	+417	-775
(a)+(b) プレストレスをあたえた直後……	+13	+1704	-24	+1684
(a)+(b)+(c)	+51	+1638	+110	+1536
(a)+(b)+(c)+(d)	-202	-1357	+261	+1255
(a)+(b)+(c)+(d)+(e) クリープ等のおわつた直後……	-282	+895	-341	+793
(a)+(b)+(c)+(d)+(e)+(f)	+763	+2	-758	+18

以上の表から, プレストレスをあたえた直後では ( $170.0 \text{ kg/cm}^2$ ) の許容応力度をコンクリートの乾燥収縮, クリープ, 等のおわつたのちでは ( $130.0 \text{ kg/m}^2$ ) の許容応力度を満足することが明らかである。

(F) セン断力およびセン断応力度 計算の方法を示すため, ここでは支点断面のセン断応力度の計算を示すことにする。

耳桁に作用するセン断力はつぎのようになる。

$$S_{d1} = 7.77 \text{ t}, S_{d2} = 0.62 \text{ t}, S_{d3} = 2.92 \text{ t}, S_l = 9.28 \text{ t}$$

$$S_p = P \sin \alpha = 0.522 P$$

断面の諸元を計算するにあたって, 簡単のために総断面について  $r$  の値を用いる (本講座, (3), (4) 参照)。

計算結果はつぎのようになる。

$$A = 0.3615 \text{ m}^2, y' = 0.389 \text{ m}, y = 0.611 \text{ m}$$

$$I = 0.03785 \text{ m}^4, r^2 = 0.1048 \text{ m}, e_p = 0.116 \text{ m}$$

面積モーメント  $Q$  は上突縁と腹部の接合部 (a-a), 下突縁と腹部の接合部 (b-b), 断面図心 (g-g) について求める。

$$Q_{a-a} = 0.04617 \text{ m}^3, Q_{b-b} = 0.02865 \text{ m}^3$$

$$Q_{g-g} = 0.05135 \text{ m}^3$$

プレストレスをあたえた直後ケーブル 1 本当りの引張力は  $P_t = 24.8 \text{ t}$  であるから,

$$S_p = 0.522 \times 24.8 = 13.67 \text{ t}$$

となる。したがって, このときコンクリートでうけられるセン断力  $S_c$  はつぎのようになる。

$$S_c = 7.77 - 13.67 = -5.90 \text{ t}$$

セン断応力度を計算する場合の腹部幅  $b$  としてはシース直径  $3.2 \text{ m}$  をさし引いたものとする。すなわち,  $b = 0.25 - 0.032 = 0.218 \text{ m}$ 。プレストレスをあたえた直後のセン断応力度はつぎのようになる。

$$\sigma_{aa} = -\frac{5.9 \times 0.04617}{0.218 \times 0.03785} = -33 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{gg} = -37 \text{ t/m}^2, \sigma_{bb} = -21 \text{ t/m}^2$$

PC 鋼線引張応力度の, コンクリート乾燥収縮, クリープ, 等による減少量を, 簡単のためスパン中央の値と

同じとし、18.1%を用いる。これによる  $S_p$  の減少量は 2.47 t である。これだけコンクリート断面に作用するせん断力が増加したと考えられる。このせん断力によるせん断応力度の計算にはグラウチング後の  $b$  を用いて、0.25 m とする。これによるせん断応力度は、 $\tau_{aa}=12 \text{ t/m}^2$ 、 $\tau_{gg}=13 \text{ t/m}^2$ 、 $\tau_{bb}=8 \text{ t/m}^2$  となる。

現場打ちコンクリート、上部構造物、等の重量によるせん断力は、3.54 t であり、活荷重によるせん断力は 9.28 t である。

これらのせん断力によるせん断応力度を計算すると、次表のようになる。

せん断応力度 (単位  $\text{t/m}^2$ )

	断面 a-a	断面 g-g	断面 b-b
(a) プレストレスをあたえた直後	-33	-37	-21
(b) 上部構、現場打ちによるもの	+18	+19	+10
(c) コンクリート乾燥収縮、クリープによるもの	+12	+13	+8
(d) 活荷重によるもの	+45	+51	+29
(a)+(b)+(c)	-3	-5	-3
(a)+(c)+(d)	+42	+46	+26

上表から、全死荷重が作用し、コンクリートの乾燥収縮、クリープ、等のおわつたのちではせん断応力度は断面図心位置で  $-0.5 \text{ kg/cm}^2$  にすぎない。活荷重の作用したときでも、 $+4.6 \text{ kg/cm}^2$  にすぎない。

(G) 斜張応力度および破壊にたいする安全度 プレストレスをあたえた直後でのプレストレスはつぎのようになる。

$$\sigma_{ct}' = \frac{99.2}{0.3615} \left( 1 - \frac{0.389 \times 0.116}{0.1048} \right) = 156 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{ct} = \frac{99.2}{0.3615} \left( 1 + \frac{0.611 \times 0.116}{0.1048} \right) = 460 \text{ t/m}^2$$

有効プレストレスは、

$$\sigma_{ce}' = 136 \text{ t/m}^2, \sigma_{ce} = 377 \text{ t/m}^2$$

となる。

断面 a-a, g-g, b-b におけるプレストレスは次表のようになる。

プレストレスの値 (単位  $\text{t/m}^2$ )

	断面 a-a	断面 g-g	断面 b-b
プレストレスをあたえた直後	+212	+274	+404
有効プレストレス	+174	+224	+331

したがって斜張応力度はつぎのようになる。

プレストレスをあたえた直後

$$\text{断面 a-a } \sigma_1 = \left( \frac{212}{2} \right) - \sqrt{\left( \frac{212}{2} \right)^2 + 33^2} = -5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{断面 g-g } \sigma_1 = \left( \frac{274}{2} \right) - \sqrt{\left( \frac{274}{2} \right)^2 + 37^2} = -5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{断面 b-b } \sigma_1 = \left( \frac{404}{2} \right) - \sqrt{\left( \frac{404}{2} \right)^2 + 21^2} = -1 \text{ t/m}^2$$

すなわち、いずれの場合でも、許容応力度  $9 \text{ kg/cm}^2$  以下となつている。

破壊にたいするせん断力はつぎの式で求まる。

$$S_c = 1.75 \times (7.77 + 0.62 + 2.92 + 9.28) - 0.522 \times 20.3 = 25.4 \text{ t}$$

したがって、せん断応力度はつぎのようになる。

$$\tau_{aa} = 124 \text{ t/m}^2 \quad \tau_{gg} = 138 \text{ t/m}^2 \quad \tau_{bb} = 77 \text{ t/m}^2$$

ゆえに、斜張応力度はつぎのようになる。

$$\text{断面 a-a } \sigma_1 = \left( \frac{174}{2} \right) - \sqrt{\left( \frac{174}{2} \right)^2 + 124^2} = -65 \text{ t/m}^2$$

$$\text{断面 g-g } \sigma_1 = \left( \frac{224}{2} \right) - \sqrt{\left( \frac{224}{2} \right)^2 + 138^2} = -66 \text{ t/m}^2$$

$$\text{断面 b-b } \sigma_1 = \left( \frac{331}{2} \right) - \sqrt{\left( \frac{331}{2} \right)^2 + 77^2} = -17 \text{ t/m}^2$$

いずれも、許容値  $16 \text{ kg/cm}^2$  より小さいから、腹鉄筋についての計算は不要である。安全のためおよび組立用として  $\phi 9$  を 20~30 cm 間隔にスターラップを配置しておく。

実際の設計計算にあつては、さらに二、三の断面について、特に腹部幅を拡大し始める断面、PC 鋼線を曲げ上げて定着しおわつた断面、等について、せん断応力度を計算し、斜張応力度の検討をする必要がある。これらの断面の方が支点断面におけるよりも、斜張応力度については不利となることが多いからである。

土木建築  設計施工

建設大臣登録(ニ)第8号

西松建設株式会社

取締役社長 西松三好

本社 東京都港区芝西久保桜川町13  
電話芝(43)代表・4101~10・3552

支店 東京・仙台・大阪・福岡・高松

鋼橋  鉄骨

松尾橋梁株式會社

取締役社長 松尾岩雄

本社及大阪支店  
大阪市大正区福町二丁目三五三六  
電話泉尾(65)1243~1246

東京支店工場  
東京都江東区南砂町四丁目六二四  
電話深川(64)4131~4135