

【論文・報告】

中間横桁のないPC1室箱桁橋の設計

Design of One Box Girder Concrete Bridge with out Cross Beam

野田行衛
Yukie NODA

1. まえがき

近年、片持張出し工法によるプレストレストコンクリート橋の架設例が多く、幅員が広い場合にも1室箱断面が採用されている。

箱桁橋は、曲げ剛性およびねじり剛性が大きいため、張出し床版が大きい場合や長大スパン橋梁に対して経済的に有利な構造である。

PC箱桁橋の横桁あるいは隔壁は、橋台や橋脚上に設ける支点上横桁と支間に配置される中間横桁がある。

支点上横桁は、橋台や橋脚に直接荷重を伝達し、大きな反力を受けるが、横桁自重による横断面力の増加はほとんどないことから、マッシブな構造であっても不利とはならない。

一方、中間横桁は、活荷重の偏心外力による箱断面の変形を拘束するために配置されるが、横桁の重量や数は横断面力に影響を与えることから、できる限り小さくするのが経済的である。

わが国の道路橋示方書においては、1支間あたり最低1箇所に中間横桁あるいは隔壁を設けることが規定されているが、コンクリート箱桁断面では、鋼箱桁橋などと異なり、横方向剛性が極めて大きく、中間横桁を配置することなく外力に対して十分抵抗できる構造である。

ねじり荷重による箱桁橋の断面変形が生じた場合の断面力の計算法は、文献1)～5)に示されている。

この中で、Steinleの論文は、曲げねじりとセン断変形を考慮した断面変形理論を展開し、さらに、これらを簡略化した単純断面変形理論にもとづいて、設計に適用しやすい形で断面力を求めているのが特徴である。

本稿では、Steinleが導入しているそり関数の概念を用

いて、ウエブのたわみに着目した微分方程式から解を求め、設計への適用例を示す。

2. 荷 重

箱桁橋に偏心外力が作用すると、荷重系を次のように分解して考えることができ、個々の荷重に対する応力と変形を概念的に示すと図-1のようになる。

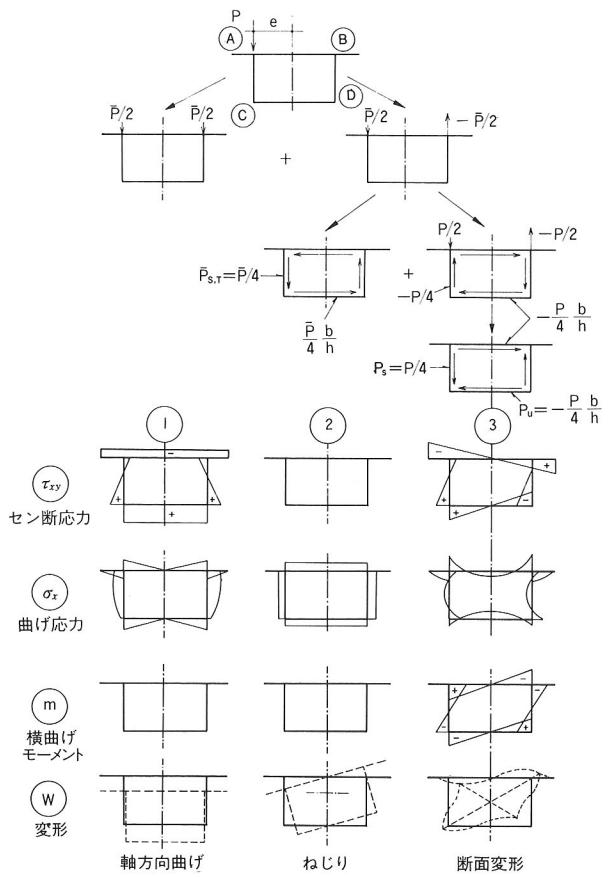


図-1 荷重系の分解

*川田建設株式会社工事本部技術部技術開発課係長

荷重系-①：対称荷重系

軸方向は、通常の梁理論により解析し、曲げモーメント (M_B) セン断力 (Q)、軸力 (N) が求められる。横方向は、ラーメン構造として解析する。

荷重系-②：ねじり荷重系

軸方向は、ねじり理論により解析し、ねじりモーメント (M_T) が求められる。曲げねじり理論を適用すると、純ねじりモーメント (M_{Tp}) のほかに、二次ねじりモーメント (M_{Ts})、曲げねじりモーメント (M_w) が求められる。横方向の曲げは生じない。

荷重系-③：断面変形荷重系

この荷重系は、それ自身つりあい状態にあるため、外力とつりあいを形成しない。したがって支点反力には何ら影響を与えないものである。

軸方向と横方向の曲げが生じる。

3. 断面変形の基本式

以下では、荷重系-3の断面変形に対する計算方法についてのみ扱うものとする。

ここで使用する記号を次のように定義する。

- | | |
|---------------|--------------|
| B : 上床版幅 | t_o : 上床版厚 |
| b : 下床版幅 | t_u : 下床版厚 |
| h : ウエブ高 | t_s : ウエブ厚 |
| ℓ : スパン長 | |

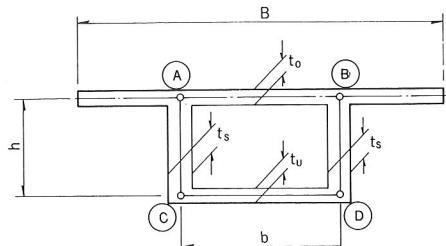


図-2 箱桁断面図

$M_{o,s}, M_{o,o}, M_{o,u}$: 1本梁としてのウエブ、上下床版曲げモーメント

$Q_{o,s}, Q_{o,o}, Q_{o,u}$: 1本梁としてのウエブ、上下床版セン断力

N_o, N_s, N_u : 上床版、ウエブ、下床版の軸力
 T_o, T_u : 上床版、下床版とウエブの接合面に生ずるセン断力 ($T_A = -T_B$)

$T_o, T_c = -T_d = T_u$	
q_o, q_u	: 上床版、下床版に作用するセン断流
$\sigma_{s,A}, \sigma_{s,C}$: ウエブ上下縁応力
$\sigma_{o,A}, \sigma_{o,C}$: 上下床版応力 (節点AとC)
A_o, A_s, A_u	: 上床版、ウエブ、下床版の断面積
I_o, I_s, I_u	: 上床版、ウエブ、下床版の断面二次モーメント
I_{si}	: 仮想断面二次モーメント
E_c	: コンクリート弾性係数
e_o, e_u	: 仮想重心から上下縁までの距離
W_o, W_s, W_u	: 上床版、ウエブ、下床版の変形量
P_s	: ウエブに作用する断面変形分布荷重
n_s	: ウエブに生じる鉛直力
$\gamma (= \gamma_1 + \gamma_2)$: 变形角
M_s	: ウエブ曲げモーメント
K	: ラーメン剛性
$\lambda = \sqrt{\frac{K}{4EI_{si}}}$: 特性値
$\bar{I}_s, \bar{I}_o, \bar{I}_u$: ウエブ、上下床版横方向断面二次モーメント
m_A, m_B	: 節点横曲げモーメント

以下の計算では、次の仮定を適用する。

- ① 通常の曲げ理論の仮定を適用する。
- ② セン断変形は無視する。
- ③ 断面は、橋軸方向に一定とし、1軸対称断面とする。

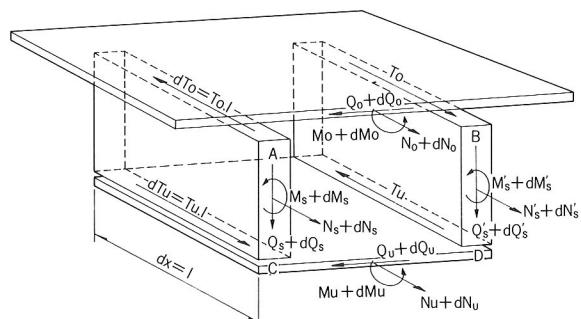


図-3 断面力

偏心外力が作用すると、箱桁断面はもはや形状を保持せず、部材間に変形角が生じ、両ウエブのたわみに相対的な差が生じる。

箱断面の変形は、折板としての縦方向変形とボックスラーメンとしての横方向の変形が同時に生じるもので、上下床版とウエブの接合面には、軸方向のセン断力 T_o, T_u が発生する (図-3 参照)。

図-3は、ウエブ要素のつりあいを示しているが、上床版の接合面にセン断力を加えることにより、ウエブだけを独立に取扱うことが可能となる。

このセン断力は、1軸対称の箱断面を仮定すると、上床版および下床版の両面上に、大きさが等しく、反対方向に作用することから、

$$T_A = -T_B = T_o, \quad T_c = -T_d = T_u \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

となる。

(1) 断面力と応力

各部材要素の軸方向つりあい式は、次のようになる。

ウエブ：

$$\text{曲げモーメント} \quad M_s = M_{o,s} - \frac{h}{2} (T_o + T_u) \quad \dots \dots \dots \quad (2-a)$$

$$\text{軸力} \quad N_s = T_o - T_u \quad \dots \dots \dots \quad (2-b)$$

$$\text{セン断力} \quad Q_s = Q_{o,s} \quad \dots \dots \dots \quad (2-c)$$

上床版：

$$\text{曲げモーメント} \quad M_o = M_{o,o} + T_o \cdot b \quad \dots \dots \dots \quad (2-d)$$

$$\text{軸力} \quad N_o = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (2-e)$$

$$\text{セン断力} \quad Q_o = Q_{o,o} \quad \dots \dots \dots \quad (2-f)$$

下床版：

$$\text{曲げモーメント} \quad M_u = M_{o,u} + T_u \cdot b \quad \dots \dots \dots \quad (2-g)$$

$$\text{軸力} \quad N_u = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (2-h)$$

$$\text{セン断力} \quad Q_u = Q_{o,u} \quad \dots \dots \dots \quad (2-i)$$

各部材の直応力は、曲げ応力と軸応力の合計であるから、次式で与えられる。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

ここで

$$\text{ウエブ} \quad A_s = t_s \cdot h, \quad I_s = t_s h^3 / 12$$

$$\text{上床版} \quad A_o = t_o B, \quad I_o = t_o h^3 / 12$$

$$\text{下床版} \quad A_u = t_u \cdot b, \quad I_u = t_u h^3 / 12$$

である。

ウエブと上下床版の各部材変位は、各点で等しくなければならず、したがって、各点の伸びと応力も等しくなければならない。

節点Aと節点Cの連続条件から、

$$\sigma_{s,A} = \sigma_{o,A} \quad \dots \dots \dots \quad (4-a)$$

$$\sigma_{s,C} = \sigma_{o,C} \quad \dots \dots \dots \quad (4-b)$$

となる。

ここで、ウエブ上下縁応力 $\sigma_{s,o}$ と $\sigma_{s,u}$ を求めるために、(2-a)～(2-i)式を(3)式に代入し、(4-a)、(4-b)の条件式を用い、整理すると次式が得られる。

$$T_o = C_o \frac{M_{o,s}}{h}, \quad C_o = \frac{\alpha_o(\alpha_u+4) - (2\alpha_u+3)}{(\alpha_o+2)(\alpha_u+2)+1} \quad \dots \dots \dots \quad (5-a)$$

$$T_u = C_u \frac{M_{o,s}}{h}, \quad C_u = \frac{\alpha_o(\alpha_u-2) + 4\alpha_u - 3}{(\alpha_o+2)(\alpha_u+2)-1} \quad \dots \dots \dots \quad (5-b)$$

ここで

$$\alpha_o = \frac{12I_o}{A_s b^2}, \quad \alpha_u = \frac{12I_u}{A_s b^2}$$

である。

また、上下床版に作用するセン断流 q_o 、 q_u は、次式で与えられる。

$$\tau \cdot t_o = q_o = \frac{d T_o}{dx} = \frac{C_o}{h} \frac{d M_{o,s}}{dx} = C_o \frac{Q_{o,s}}{h} \quad \dots \dots \dots \quad (6-a)$$

$$\tau \cdot t_u = q_u = \frac{d T_u}{dx} = \frac{C_u}{h} \frac{d M_{o,u}}{dx} = C_u \frac{Q_{o,u}}{h} \quad \dots \dots \dots \quad (6-b)$$

(5-a, b)式を(2-a, b)式に代入し、さらに(3)式に代入すると、次式のようになる。

$$\sigma_{s,o} = -K_o \frac{M_{o,s}}{I_s} \frac{h}{2}, \quad K_o = \frac{2(\alpha_u+3)}{(\alpha_o+2)(\alpha_u+2)-1} \quad (7-a)$$

$$\sigma_{s,u} = +K_u \frac{M_{o,s}}{I_s} \frac{h}{2}, \quad K_u = \frac{2(\alpha_o+3)}{(\alpha_o+2)(\alpha_u+2)-1} \quad (7-b)$$

上式からウエブ上縁と下縁に生じる曲げ応力を求めることができると、さらに簡単化するために、仮想断面二次モーメント I_{si} を導入し、従来の梁の概念をそのまま適用できるようにする。

断面変形によって生じる曲げ応力度がゼロとなる軸を仮想重心軸とすると、上下縁の応力比は、(7-a, b)式から

$$\left| \frac{\sigma_{s,o}}{\sigma_{s,u}} \right| = \frac{\alpha_u+3}{\alpha_o+3} \quad \dots \dots \dots \quad (8)$$

となる。

したがって、仮想重心から上、下縁までの距離を e_o および e_u とすると、比例計算から、次式が得られる。

$$e_o = \frac{\alpha_u+3}{\alpha_o+\alpha_u+6} \quad \dots \dots \dots \quad (9-a)$$

$$e_u = h - e_o = \frac{\alpha_o+3}{\alpha_o+\alpha_u+6} \quad \dots \dots \dots \quad (9-b)$$

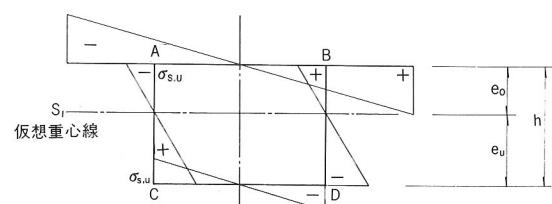


図-4 仮想重心位置

(9-a, b)式を(7-a, b)式に代入すると、簡単な式が得られる。

$$\sigma_{s,o} = \frac{M_{o,s}}{I_{si}} e_o \quad \dots \dots \dots \quad (10-a)$$

$$\sigma_{s,u} = \frac{M_{o,s}}{I_{si}} e_u \quad \dots \dots \dots \quad (10-b)$$

ここで

$$I_{si} = \frac{(\alpha_o + 2)(\alpha_u + 2) - 1}{\alpha_o + \alpha_u + 6} I_s \quad \dots \dots \dots \quad (10-c)$$

である。

(10) 式から、断面変形荷重に対して、ウエブを単独の梁として応力計算することができる。

一般のコンクリート橋では、 $I_{si}/I_s > 1$ である。

(2) 外力と変形

断面変形荷重が部材に作用すると、ウエブには軸方向の曲げと横方向の変形が生じる。

以下では、軸方向と横方向の外力と変形に分けて考える。

a) ウエブ板の軸方向曲げ

上下床版とウエブがヒンジ結合された構造に断面変形荷重が作用した状態を考えると、ウエブ板の外力 P_s とたわみ W_s との関係は、通常の梁理論から次のように与えられる。

$$EI_{si} W_s^{\text{v}} = P_s \quad \dots \dots \dots \quad (11)$$

つぎに、節点が剛結合された場合に断面変形荷重がウエブに作用すると、接合面には、面外の曲げモーメント m_s とセン断力 q_s 、さらに鉛直方向力 n_s が発生する(図-5参照)。

この中で鉛直方向のたわみに関係するのは、 n_s のみでその他の断面力は影響を与えない。

図-5の記号を参照すると、鉛直方向力 n_s は、

$$n_s = n_{s,u} - n_{s,o} \quad \dots \dots \dots \quad (12)$$

である。したがって、剛結合された場合の方程式は、(11)式に(12)式を加えることにより、求めることができる。

$$EI_{si} W_s^{\text{v}} = P_s + n_s \quad \dots \dots \dots \quad (13)$$

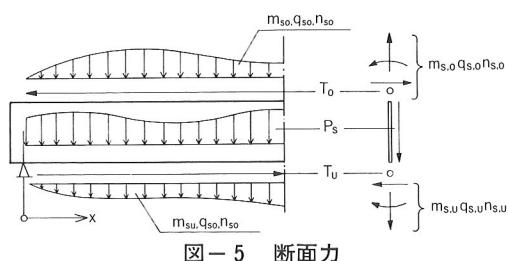


図-5 断面力

b) 箱要素($d_x = 1$)の横方向曲げ

ウエブと上下床版がヒンジ結合の場合、ウエブ板に作用する外力は、 P_s のみであるが、節点を剛結することにより新たなセン断力dTが作用し、したがって、ウエブ要素の外力の合計は、

$$\bar{P}_s = P_s + dT \quad \dots \dots \dots \quad (14)$$

$$\bar{P}_o = b/h\bar{P}_s, \bar{P}_u = b/h\bar{P}_s \quad \dots \dots \dots \quad (15)$$

となり、この外力によりラーメン箱断面には横方向曲げモーメントが発生する(図-6参照)。

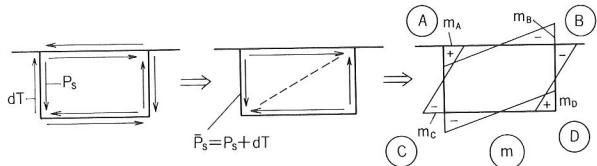


図-6 横方向曲げモーメント

断面変形荷重 \bar{P}_s と横曲げモーメント m との関係は、たわみ角法により得られる。

材端モーメントを変形角 γ であらわすと次のようになる。

$$m_{AB} = m_A = \frac{6E\bar{I}_s\bar{I}_o(\bar{I}_{sb} + 3\bar{I}_{uh})}{\bar{I}_s^2 b^2 + 2\bar{I}_s b h (\bar{I}_u + \bar{I}_s) + 3\bar{I}_o \bar{I}_u h^2} \gamma \\ = K_A \cdot \gamma \quad \dots \dots \dots \quad (16-a)$$

$$m_{CB} = m_C = \frac{6E\bar{I}_s\bar{I}_o(\bar{I}_s b + 3\bar{I}_{uh})}{\bar{I}_s^2 b^2 + 2\bar{I}_s b h (\bar{I}_u + \bar{I}_o) + 3\bar{I}_o \bar{I}_u h^2} \gamma \\ = K_c \cdot \gamma \quad \dots \dots \dots \quad (16-b)$$

ここで、 $m_{A,C}$

$$m_{A,C} = \text{材端モーメント}, \bar{I}_s, \bar{I}_o, \bar{I}_u = \frac{t_s^3}{12}, \frac{t_o^2}{12}, \frac{t_u^3}{12}$$

$$\gamma (= \gamma_1 + \gamma_2) = \text{変形角}$$

次に外力と変形角の関係を求めるとき、ウエブ部材についての層方程式から次式が得られる(図-7参照)。

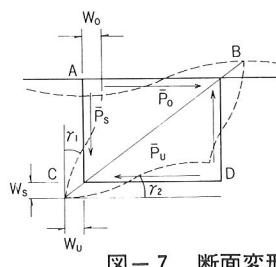


図-7 断面変形

$$\bar{P}_s = \frac{2}{b} (m_A + m_C) \\ = \frac{2}{b} (K_A + K_c) \gamma \\ = \frac{b}{4} \cdot K \cdot \gamma \quad \dots \dots \dots \quad (17)$$

ここで

$$K = \frac{4}{b} \cdot \frac{2}{b} (K_A + K_c) \quad \dots \dots \dots \quad (18)$$

である。

(18)式に(16)式の K_A と K_c を代入し、整理すると

5. 特性値 $\lambda\ell$ の影響

特性値 $\lambda\ell$ は、仮想断面二次モーメント I_{s1} を有するウエブ板の軸方向曲げ剛性 EI_{s1}/ℓ^4 と箱桁断面の横方向剛性Kの比率であり、軸方向や横方向の断面力は、この比率により影響を受ける。

コンクリート箱桁橋のラーメン剛性Kは、両極端の場合として、 $K=0$ から $K=\infty$ が考えられ、実際の構造物のラーメン剛性はこの間にある。

すなわち、 $K=0$ の場合は、接合面がヒンジ結合の状態を意味し、基本方程式は(11)式となる。

また、 $K=\infty$ の場合は、断面変形がない状態を意味する。

一般のコンクリート橋では、 $\lambda\ell = 4 - 8$ 程度の範囲にあり、断面変形の影響は死荷重や活荷重による断面力に比較して、きわめて小さいものである。

図-9は、 $\lambda\ell$ を1~10の間で変化させたときのウエブたわみ W_s と曲げモーメント M_s の分布図を示す。

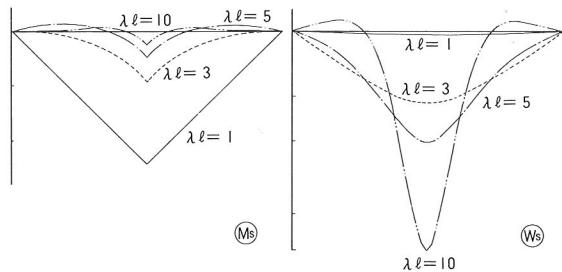


図-9 断面変形の集中荷重によるたわみと曲げモーメント

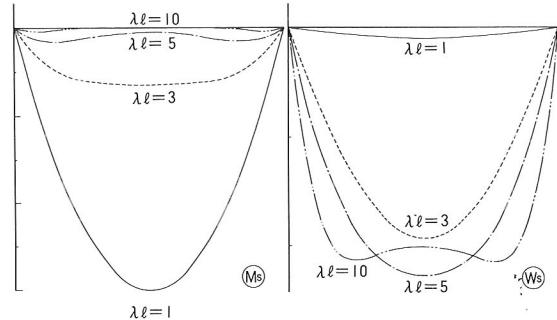


図-10 断面変形の等分布荷重によるたわみと曲げモーメント

図-9は、支間中央に断面変形の単位集中荷重を載荷したときのたわみと曲げモーメントの分布を示し、図-10は、等分布荷重($P_s=1$)を載荷したものである。

曲げモーメントは $\lambda\ell$ が大きくなると、全体に与える影響が小さくなり、局部的な分布となる。

このことは、集中荷重に対しては、横桁を多数配置しなければ、断面変形による応力を押えることができないことを意味する。

6. 中間横桁がある箱桁橋

中間横桁を配置した場合の力学特性をみるために、以下で検討するものとする。

スパンの中間に剛な横桁がある場合には、横桁自体の弾性変形を無視するものとすると、その位置において断面変形は生じないが、壁面にそって拘束力が発生する。

これは、弾性支承上の梁を想定すると、中間横桁の位置に剛支承がある場合に相当する。

ウエブ、上下床版と横桁の面に生じる拘束力は、1次不静定力 X_1 を導入し、連続条件を用いることにより求めることができる。

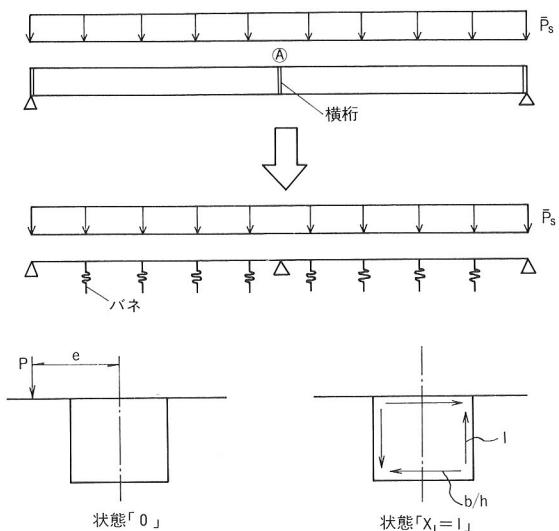


図-11 中間横桁を配置した解析モデル

状態「0」は横桁のない状態で、断面変形荷重 P_s により、横桁配置される位置Aに生ずるウエブの変形 $W_{s1,0}$ は、(25)式から

$$W_{s1,0} = \frac{P_s}{K} \left(1 - \frac{2\cosh \frac{\lambda\ell}{2} \cos \frac{\lambda\ell}{2}}{\cosh \lambda\ell + \cos \lambda\ell} \right) \quad \dots\dots\dots (27-a)$$

となる。

一方、状態「 $X_1=1$ 」は、A点のウエブに単位外力を作用させた状態であり、これにより、Aに生じる変形 $W_{s1,1}$ は、(26)式から次のようになる。

$$W_{s1,1} = -\frac{\lambda \cdot 1}{2K} \frac{\sinh \lambda\ell - \sin \lambda\ell}{\cosh \lambda\ell + \cos \lambda\ell} \quad \dots\dots\dots (28)$$

A点に剛な横桁を配置すると変形がゼロという条件から、

$$W_{s1,0} + W_{s1,1} X_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (29)$$

であり、したがって、不静定力 X_1 は次のようになる。

$$X_1 = \frac{2P_s}{\lambda} \frac{\cosh \lambda\ell + \cos \lambda\ell - 2\cosh \lambda\ell / 2 \cos \lambda\ell / 2}{\sinh \lambda\ell - \sin \lambda\ell} \quad \dots\dots\dots (30)$$

横桁を配置することにより、桁に生じる断面力は、重ね合わせにより求めることができます。

$$e_u = h - e_o = 255 - 54.1 \\ = 200.9 \text{ cm}$$

$$I_{sl} = \frac{(11.765+2)(0.98+2)-1}{11.765+0.98+6} \times 5.527 \times 10^7 \\ = 1.18 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\bar{I}_s = 40^3/12 = 5333 \text{ cm}^2 \quad \bar{I}_o = 30^3/12 = 2250 \text{ cm}^2 \\ \bar{I}_u = 20^3/12 = 667 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_0 = b/h \cdot \bar{I}_s / \bar{I}_o = 500/255 \times 5333/2250 \\ = 4.647$$

$$\gamma_u = b/h \cdot \bar{I}_s / \bar{I}_u = 500/255 \times 5333/667 \\ = 15.677$$

$$K = \frac{48 \times 3.5 \times 10^5 \times 5333}{500^2 \times 255} \frac{4.647 + 15.677 + 6}{(4.647 + 2)(15.677 + 2) - 1} \\ = 317.56 \text{ kg/cm}$$

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{317.56}{3.5 \times 10^5 \times 1.18 \times 10^8}} = 1.665 \times 10^{-3}$$

したがって

$$\lambda l = 1.665 \times 10^{-3} \times 5200 \\ = 8.674$$

使用鋼材 マルチストランドケーブル

12T12.4 (As=1115mm²)

有効係数 $\eta = 0.85$

② 断面力の算出

設計計算は、支間中央について行う。

断面変形荷重を求めるにあたり、偏心荷重は図-12に示すように軸直角方向に等分布するが、ここではウエブ上に集中荷重が作用するものとする。

厳密には、横方向の影響線を求めて断面力を計算すべきであるが、近似的に集中荷重とすることにより、一般には安全側の応力値を求めることができる。

偏心分布活荷重 $P_v = 0.35t/m^2 \times 4.45m = 1.558t/m$

偏心集中活荷重 $P_c = 5t/m \times 4.45m = 22.25t$

したがって

断面変形分布荷重 $P_{s,v} = \frac{1}{4} \times 1.558t/m = 0.39t/m$

断面変形集中荷重 $P_{s,c} = \frac{1}{4} \times 22.25t = 5.56t$

となる。

④ 死荷重による曲げモーメント $M_d = 6472t.m$

⑤ 活荷重による曲げモーメント $M_e = 1437t.m$

⑥ 断面変形による軸方向曲げモーメント (25式より)

$$M_{s,v} = \frac{3.9}{2 \times (1.665 \times 10^{-3})^2} \left[\frac{2 \sinh 4.337 \sin 4.337}{\cosh 8.674 + \cos 8.674} \right] \\ = -1.688 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2 \text{ (分布荷重による)}$$

$$M_{s,c} = \frac{5560}{4 \times 1.665 \times 10^{-3}} \left[\frac{\sinh 8.674 + \sin 8.674}{\cosh 8.674 + \cos 8.674} \right]$$

$= 8.352 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$ (集中荷重による)

⑦ 横方向曲げモーメント

$$W_s = \frac{0.001665 \times 5.560}{2 \times 317.56} \times \frac{\sinh 8.674 - \sin 8.674}{\cosh 8.674 + \cos 8.674}$$

$$= 0.0146 \text{ cm}$$

$$r = \frac{4.647 + 3}{15.677 + 3} = 2.658$$

$$m_A = -m_B = \frac{500}{2(2.658 + 1)} \times 317.56 \times 0.0146$$

$$= 317 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$m_C = -m_D = -2.658 \times 317 = -843 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

③ 応力の算出

PC鋼線 (12T12.4) を図-15に示すように38本配置するものとする。(下縁側応力に着目する)

④ 死荷重による曲げ応力

$$\sigma_{d,u} = 6472/6.8561 \times (-1.8128) \\ = -171.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

⑤ 活荷重による曲げ応力

$$\sigma_{e,u} = 1437/6.8561 \times (-1.8128) \\ = -38.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

⑥ 断面変形による曲げ応力

$$\sigma_{p,u} = 8.1832 \times 10^5 / 1.18 \times 10^8 \times (-200.9) \\ = -1.4 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

⑦ プレストレス力

$$\text{軸力 } N = 3564 \text{ t}$$

$$\text{曲げモーメント } M = 5591 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{v,u} = 3564/6.47 + 5591/6.8561 \times (1.8128) \\ = 203.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

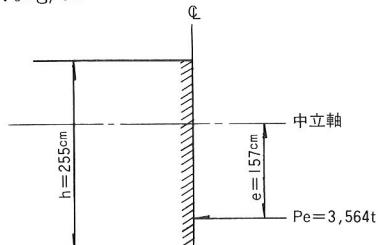


図-14 PC鋼線図心位置

⑧ 合成応力度

$$\sigma_u = \sigma_{d,u} + \sigma_{e,u} + \sigma_{p,u} + \sigma_{v,u} \\ = -171.1 - 38.0 - 1.4 + 203.0 \\ = 4.7 \text{ kg}/\text{cm}^2 > -15 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (許容値)}$$

設計計算結果から、断面変形の等分布荷重による応力は、支間中央ではほとんど無視できるもので、集中荷重による応力が支配的となる。しかしながら、これらの応力は、死荷重や活荷重による曲げ応力に比較し、きわめて小さいものであった。したがって、本例の場合には、断面変形による応力は、横横の重量により生ずる応力とほとんど相殺される程度であり、横横を取り除くことが可能であることを示している。また横横の施工は、一般に煩雑で豆板などが生じやすいことを考えると、中間横横の存在は、経済的にならないものと思われる。

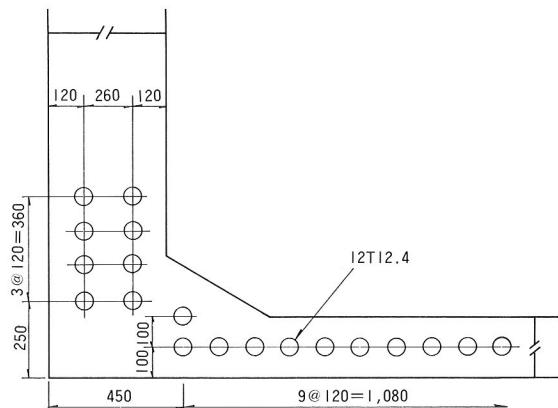


図-15 PC鋼線の配置

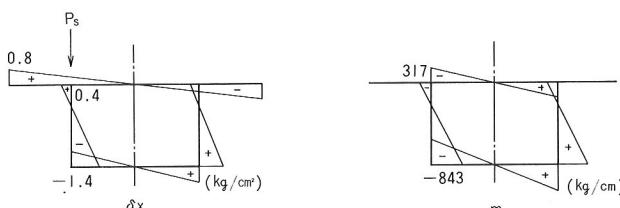


図-16 軸方向応力と横曲げモーメント分布

9. あとがき

PC箱桁橋は、連続桁型式が多いことから、連続桁に対する断面変形の検討をする必要があるが、今回は単純桁の計算法のみを示した。

前述したように、 λl が大きくなると断面変形の影響が局部的になることを考えると、連続桁の場合、単純桁を基本とした簡易計算が可能と考えられる。

これらの簡易計算法については、別に報告するものとする。

本稿は、主に文献 6) をもとに追加補足し、設計計算に適用したものであることを付記する。

参考文献

- 1) 平島、白木：任意四角形断面箱桁のセン断変形を考慮した断面変形理論、土木学会論文報告集、第271号、pp. 1 ~ pp.12、1978年3月。
- 2) 尾崎：折板構造解析による单一箱桁の曲げねじりについて、土木学会論文報告集、pp. 1 ~ 12、1970年7月。
- 3) A.Steinle : Torsion und Profilverformung beim einzelligen Kastenträger, BETON-UND STAHL-BETONBAU, 9 / 1970.
- 4) M.Mrotzek : Berechnung von Hohlkastenträgern ohne Querschotter, BETON-UND STAHLBETON-BAU, 12 / 1970.
- 5) R.Dabrowski : Der schubverformungseinfluß auf die wölbkrafttorsion der kastenträger mit verformbarem biegesteifem Profil, DER BAUINGENIEUR, 11 / 1965.

6) Berechnungsmethoden für Massivbrücken, Universität Stuttgart, 1977.

7) C.Menn : Stahlbeton brücken, Springer Verlag, 1986.

8) K.Hayashi : Theorie des Trägers auf Elastischer Unterlage Springer Verlag, 1925.