

PEP 工 法 と PHP 工 法

渡 辺 明*

1. ま え が き

プレストレスト コンクリートの製造方式は、プレテンション方式とポストテンション方式に大別され、それぞれに一長一短あることは周知のとおりである。このいずれの場合でもプレストレスングの根本原則は「将来引張応力の生ずる部分に、より大きい圧縮応力を、圧縮応力の生ずる部分により大きい引張応力を導入する」ということにあるから、より实际的、より経済的な設計、施工を行なうためにはそれぞれの方式について工夫すべき余地が残されているし、場合によっては、両方式を併用することが望ましいこともありうる。また、構造物の真の強さを高めるため近年特に“柔構造”への認識が普遍化してきたが、これは“柳に風折れなし”という自然に学んだ叡知の実践であったわけで、また“後で折れる所は初めから折っておく”という思想の設計がきわめて合理的で有利な結果をもたらすことは容易に予測されうることである。PEP 工法 (Post-Eccentric Pretensioning Method) は前者に属するものであり、PHP 工法 (Pre-hinged Pretensioning Method) は後者に属する。

本文では、まずこれらの工法開発の経緯、原理、適用法等を述べ、引続き理論的研究結果を要約報告する。詳細は土木学会論文集¹⁾²⁾を参照していただきたい。

2. PEP 工法

(1) PEP 工法開発の経緯と原理

一般のプレテンション方式PC矢板のような薄肉構造物では、鋼線の偏心が十分にとれないことと、施工上の理由などから鋼線を対称配置とし、断面にプレストレスを等分布させる方法がとられ、導入しうるプレストレスは部材引張側に必要な値というよりは、むしろ、圧縮側の許容圧縮応力度から制限され、限られた断面での自由な強度設計が行なわれにくい現状にある。

また、プレテンション方式PC桁、PCまくら

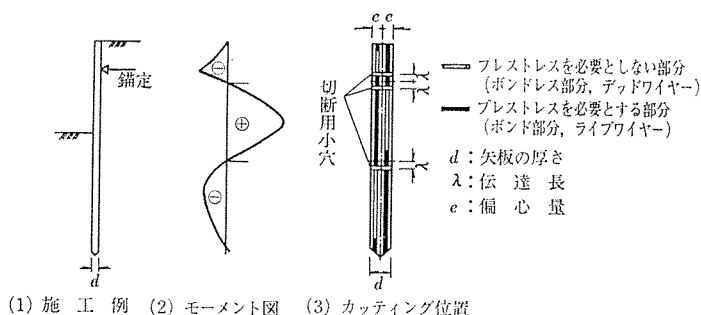
ぎなどのように、断面のプレストレスを偏分布させうる場合でも、鋼線が直線配置であるためにプレストレス量は桁全長にわたって一定となり、不経済な設計とならざるを得ない。さて、プレテンション方式の構造物ではポストテンション方式における曲線配置に匹敵するプレストレス分布を生ぜしめることは不可能であろうか。

筆者は鋼線を部分的にカッティングを行なえば、圧縮側に不必要なプレストレスが導入されているという弊害が除け、かつ、ポストテンション方式における曲線配置に匹敵するプレストレス分布が得られるのではないかと考えた。この場合、カッティング後のボンド定着は十分で、その付着長は一定とする。そして、この矢板ではカッティングの時期は地中への打ち込み後とする、もちろん PEP 矢板の設計にあたっては、④ 外力モーメントの分布を的確に知ること、⑥ 矢板内部の外力モーメントに対応する抵抗モーメント分布を生ぜしめること (プレストレス再分布)、すなわち、適切なるカッティング位置を決定すること、などの2項目について十分検討されなければならない。

(2) PEP 工法の適用とその効果

外力によって圧縮を生ずる区間、つまりプレストレスを除去したい区間から、2 倍の伝達長を差し引いた部分のPC鋼線にあらかじめ発泡スチロールパイプなどを取り付けておき、コンクリートがPC鋼線に付着しないようにする。また、カッティング箇所には鋼線に垂直にあらかじめビニールパイプなどを取り付けておき、コンクリートの硬化後、このPC鋼線が外部から見えるような

図-1 カッティング例



* 工博 九州工業大学教授 開発土木工学科

ガス切断用の小穴を設ける。一般に、緊張された鋼線はせん断強度が低下するため、タガネを用いても容易に切断しうる。矢板の地中深く埋め込まれた部分に対しては、ガス切断が困難となるので、高圧電流による切断を行なう。高熱を与えると鋼線はなまるので、完全に切断する必要はない。

鋼線を中立軸に対して対称配置した従来のPC矢板に比べて本工法を採用した場合の効果を知るために、SPS 150×400 矢板について抵抗モーメントの計算を行なってみる。

a) 記号の説明 PC設計施工指針の記号を準用する。

b) 許容応力度³⁾

① コンクリートに関するもの

設計荷重作用時

$$\text{部材圧縮部 } \sigma'_{co,a} \leq 0.085 \sigma'_k \quad \sigma_{co,a} \leq 0.29 \sigma'_k$$

$$\text{部材引張部 } \sigma'_{cu,a} \leq 0.085 \sigma'_k \quad \sigma_{cu,a} \leq 0.38 \sigma'_k$$

施工完了までの間に一時的に作用する荷重に対して

$$\text{部材圧縮部 } \sigma_{co,a} \leq 0.50 \sigma'_k$$

$$\text{部材引張部 } \sigma_{cu,a} \leq 0.10 \sigma'_k \quad \sigma_{cu,a} \leq 0.38 \sigma'_k$$

② PC鋼線に関するもの

$$\text{設計荷重作用時 } \sigma_{pa} \leq 0.60 \sigma_{pu}$$

$$\text{プレストレス導入時 } \sigma_{pi,a} \leq 0.70 \sigma_{pu}$$

c) 設計諸元 表-1 のように定める。

表-1 設 計 諸 元

記 号	諸 元	記 号	諸 元
b	40 cm	σ_{py}	19 500 kg/cm ²
h	15 cm	σ_{pu}	20 000 kg/cm ²
d	12.5 cm	σ_{pia}	14 000 kg/cm ²
A	600 cm ²	σ_{pa}	12 000 kg/cm ²
I	11 250 cm ⁴	σ'_k	600 kg/cm ²
y_0	7.5 cm	σ_k	70 kg/cm ²
y_u	7.5 cm	σ_{coa}	51 kg/cm ²
e_{p1}	5 cm	σ_{coa}	174 kg/cm ²
e_{p2}	-5 cm	σ'_{cua}	51 kg/cm ²
A_{p1}	$0.132 \times 12 = 1.584$ cm ²	σ_{cua}	228 kg/cm ²
A_{p1}	$0.132 \times 12 = 1.584$ cm ²	σ_{coa}	300 kg/cm ²
P	$1 800 \times 24 = 43 200$ kg	σ'_{cua}	60 kg/cm ²
K	0.05	σ_{cua}	228 kg/cm ²
E_p	2.0×10^6 kg/cm ²	k	1.7
E_c	4.5×10^5 kg/cm ²	φ	3.4
n	4.4	ε_s	20×10^{-5}

d) 抵抗モーメントの計算

① 従来工法による矢板の抵抗モーメント

$$A_{e1} = A + (n-1) \Sigma A_{pn} = 610.8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$I_{e1} = I + A g_e^2 + (n-1) \Sigma A_{pn} (e_n - g_e)^2 = 11 519 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$P_i = P(1-K) = 41 040 \text{ (kg)}$$

$$\sigma_{pi} = P_i / \Sigma A_{pn} = 12 955 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < \sigma_{pi,a} \\ = 14 000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ci} = P_i / A_{e1} = 67.2 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < \frac{1}{2} \sigma$$

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - n \sigma_{ci} = 12 659 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

プレストレスは全断面に均等なので

$$\sigma_{ct} = \sigma_{pt} \cdot \Sigma A_{pn} / A_{e1} = 65.7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_{p\varphi}}{\sigma_{pt}} = \frac{n \varphi \cdot \Sigma \sigma_{cp,t} + E_p \cdot \varepsilon_s}{\sigma_{pt} + n \sigma_{cp,t} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)} = 0.103$$

$$\sigma_{p\varphi} = (\sigma_{p\varphi} / \sigma_{pt}) \sigma_{pt} = 1 304 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$\sigma_{c\varphi}$ は全断面に均等なので

$$\sigma_{c\varphi} = \sigma_{p\varphi} \cdot \Sigma A_{pn} / A_{e1} = 6.8 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ce} = \sigma_{ct} - \sigma_{c\varphi} = \frac{\sigma_{pt} \cdot \Sigma A_{pn}}{A_{e1}} - \frac{\sigma_{p\varphi} \cdot \Sigma A_{pn}}{A_{e1}} \\ = \frac{(\sigma_{pt} - \sigma_{p\varphi}) \cdot \Sigma A_{pn}}{A_{e1}} = \sigma_{pe} \cdot \Sigma A_{pn} / A_{e1} \\ = 58.9 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{pe} = \left(1 - \frac{\sigma_{p\varphi}}{\sigma_{pt}}\right) \sigma_{pt} = \sigma_{pt} - \sigma_{p\varphi} = 11 355 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ < \sigma_{pa} = 12 000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

したがって、従来工法のPC矢板の設計荷重時に対する抵抗モーメント部材は引張部において、

$$M = -\frac{I_{e1}}{y_{eu}} (\sigma_{ce} + \sigma'_{cu,a}) = 1.68 \text{ (t} \cdot \text{m)} \dots\dots\dots (1)$$

② PEP 工法による矢板の抵抗モーメント

$$A_{e2} = A + (n-1) \Sigma A_{pn} = 605.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$g_e = (n-1) \Sigma A_{pn} \cdot e_n / A_{e2} = -0.044 \text{ (cm)}$$

$$e_{p3} = e_n - g_e = -4 956 \text{ (cm)}$$

$$I_{e2} = I + A \cdot g_e^2 + (n-1) \Sigma A_{pn} (e_{p3})^2 = 11 383 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$y_{e0} = y_0 - g_e = 7 544 \text{ (cm)}$$

$$y_{eu} = y_u - g_e = -7 456 \text{ (cm)}$$

$$P_t = \sigma_{pt} \cdot A_{p2} = 20 052 \text{ (kg)}$$

$$\sigma_{cp,t} = \frac{P_t}{A_{e2}} \cdot \left(1 + \frac{e_{p3}^2}{r^2}\right) \text{ ここに, } r = \sqrt{I_{e2} / A_{e2}}$$

$$\therefore \sigma_{cp,t} = \frac{P_t}{A_{e2}} + \frac{P_t}{A_{e2}} \cdot \frac{e_{p3}^2}{I_{e2} / A_{e2}} = \frac{P_t}{A_{e2}} + \frac{P_t \cdot e_{p3}}{I_{e2}} \cdot e_{p3} \\ = 76.4 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\frac{\sigma_{p\varphi}}{\sigma_{pt}} = \frac{n \varphi \Sigma \sigma_{cp,t} + E_p \cdot \varepsilon_s}{\sigma_{pt} + n \sigma_{cp,t} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)} = 0.114$$

$$\sigma_{p\varphi} = (\sigma_{p\varphi} / \sigma_{pt}) \sigma_{pt} = 1 443 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{pe} = (1 - \sigma_{p\varphi} / \sigma_{pt}) \sigma_{pt} = \sigma_{pt} - \sigma_{p\varphi} = 11 216 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ < \sigma_{pa} = 12 000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$P_e = \sigma_{pe} \cdot A_{p2} = 17 766 \text{ (kg)}$$

$\sigma_{c\varphi}$ は全断面に均等ではなく、偏心のある負のプレストレスとして計算する。

$$\sigma_{c\varphi,u} = \frac{A_{p2} \cdot \sigma_{p\varphi}}{A_{e2}} + \frac{A_{p2} \cdot \sigma_{p\varphi} \cdot e_{p3}}{I_{e2}} \cdot y_{eu}$$

$$\sigma_{c\varphi,o} = \frac{A_{p2} \cdot \sigma_{p\varphi}}{A_{e2}} + \frac{A_{p2} \cdot \sigma_{p\varphi} \cdot e_{p3}}{I_{e2}} \cdot y_{e0}$$

したがって、

$$\begin{aligned}\sigma_{ce,u} &= \sigma_{ct,u} - \sigma_{c\varphi,u} = \frac{\sigma_{pt} \cdot A_{p2}}{A_{e2}} + \frac{\sigma_{pt} \cdot A_{p2} \cdot e_{p3}}{I_{e2}} \cdot y_{eu} \\ -\sigma_{c\varphi,u} &= \frac{P_e}{A_{e2}} + \frac{P_e \cdot e_{p3}}{I_{e2}} \cdot y_{eu} = 87.0 (\text{kg/cm}^2) \\ \sigma_{ce,o} &= \frac{P_e}{A_{e2}} + \frac{P_e \cdot e_{p3}}{I_{e2}} \cdot y_{e0} = -29.1 (\text{kg/cm}^2)\end{aligned}$$

したがって、PEP 工法による PC 矢板の設計荷重時に対する抵抗モーメントは部材引張部において、

$$M = -\frac{I_{e2}}{y_{eu}} \cdot (\sigma_{ce,u} + \sigma'_{cu,a}) = 2.10 (\text{t} \cdot \text{m}) \dots\dots (2)$$

③ PEP 工法適用の効果：PEP 工法による矢板の抵抗モーメントは、従来工法による矢板のそれに対して次のように増加している。

$$\frac{2.10 - 1.68}{1.68} \times 100 = 28.6\% \text{ (増)}$$

また、矢板を施工現場に打ち込むまでに矢板にかかるいろいろな荷重は、一時荷重として取り扱われるので、PEP 工法による矢板の一時荷重に対する抵抗モーメントは式(1)の $\sigma'_{cu,a} = 0.085 \sigma_k'$ (設計荷重)を $0.10 \sigma_k'$ (一時荷重)と置き換えたのに等しい。したがって、カッティング前でも

$$M = -\frac{I_{e1}}{y_{eu}} (\sigma_{cc} + \sigma'_{cu,a}) = 1.83 (\text{t} \cdot \text{m})$$

(3) 矢板計算法の一提案

矢板の計算にあたって、主働土圧はどのように働くか、その区間をどう取り扱うか、また根入部の抵抗力をどう取り扱うかで従来いろいろな計算法が提案されている。筆者は主働側を $P_1 = C_a \cdot r \cdot x + C_a \cdot q$ 、受働側に Chang の式 $P_2 = E_s \cdot y_2$ を用いることにし、矢板変形後も土圧分布は変わらないものとした。したがって、

$$EI \cdot \frac{d^4 y_1}{dx^4} = -P_1 = -(K_1 x + K_2) \dots\dots\dots (3)$$

$$EI \cdot \frac{d^4 y_2}{dx^4} = -P_2 = -E_s y_2 \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

P_1, P_2 : 主働側および受働側の矢板に働くそれぞれの水平分布荷重

y_1, y_2 : 主働側および受働側のそれぞれの矢板のたわみ

x : 矢板の深さ C_a : 主働土圧係数

r : 土の単位体積重量 q : 載荷重

EI : 部材の曲げ剛さ E_s : 土の弾性係数

$K_1 = C_a \cdot r, K_2 = C_a \cdot q$

また、土の弾性係数 E_s は

$$E_s = k_h \cdot B, k_h = 0.691 N^{0.405} \text{ (4)}$$

を用いる。

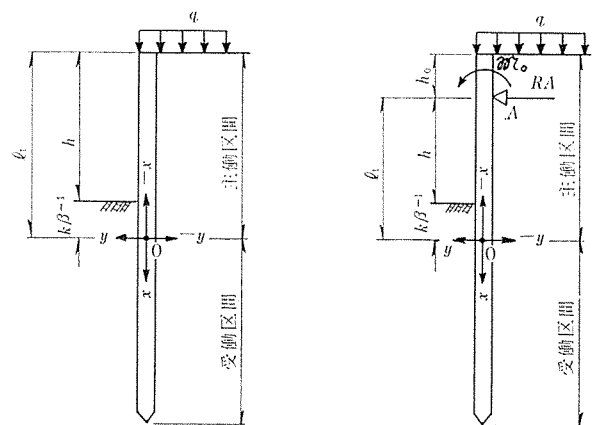
ここに、 B : 部材幅、 N : N 値、 k_h : 地盤反力係数

Chang の式によると、埋め込み始端では、たわみが最大で反力が最大となる。ところが、砂地盤のごとく粘着力 $C=0$ となるような場合、 $P_2=0$ となって不合理が生ずる。この解決法として、たとえば、埋め込み始端付近で塑性領域を考えて解く長⁵⁾、竹下⁶⁾らの方法が提案されているが、筆者は主働土圧が働く区間を決める意味からも、埋め込み始端下 $k\beta^{-1}$ ($k:1$ より小さい定数、 $\beta^{-1} = \sqrt[4]{EI/E_s}$; 特性長) の点に原点を定め、それより上側には主働土圧が働くとし、それより下側には Chang の式が適用できるとして、それぞれ主働区間、受働区間と名付けた。そして実験によって各土質に応ずる k の値を導くことにした。

a) 主働土圧が作用する場合

1) 座標系

図-2 座 標 系



(1) 自由端矢板

(2) 固定端矢板

2) 一般解

① 主働側

$$y_1 = \alpha_1 x^5 + \alpha_2 x^4 + c_1 x^3 + c_2 x^2 + c_3 x + c_4 \dots\dots\dots (5)$$

$\alpha_1 = K_1/120 EI, \alpha_2 = K_2/24 EI$ c_1, c_2, c_3, c_4 ; 積分定数

② 受働側 :

$$y_2 = e^{-\beta x} (c_5 \cos \beta x + c_6 \sin \beta x) + e^{\beta x} (c_7 \cos \beta x + c_8 \sin \beta x)$$

根入長が $\pi \beta^{-1}$ 以上あれば根入長を無限としても誤差が少ないことが確かめられているので、根入長は無限と仮定する。上式より $x=\infty$ のとき y_2 は有限ということから、 $c_7=c_8=0$ 。したがって、

$$y_2 = e^{-\beta x} (c_5 \cos \beta x + c_6 \sin \beta x) \dots\dots\dots (6)$$

c_5, c_6, c_7, c_8 ; 積分定数

3) 境界条件

$x=0$ のとき、自由端矢板、固定端矢板とも

$y_1=y_2, y_1'=y_2', y_1''=y_2'', y_1'''=y_2'''$
 $x=-(h+k\beta^{-1})=l_1$ のとき, 自由端矢板は

$$y_1''=0, y_1'''=0$$

錨定端矢板は $y_1=0, y_1'=-\mathfrak{M}_0/EI$

4) 逐次微分係数の基本形

① 主働側

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= \alpha_1 x^5 + \alpha_2 x^4 + c_1 x^3 + c_2 x^2 + c_3 x + c_4 \\ y_1' &= 5\alpha_1 x^4 + 4\alpha_2 x^3 + 3c_1 x^2 + 2c_2 x + c_3 \\ y_1'' &= 20\alpha_1 x^3 + 12\alpha_2 x^2 + 6c_1 x + 2c_2 \\ y_1''' &= 60\alpha_1 x^2 + 24\alpha_2 x + 6c_1 \\ y_1'''' &= 120\alpha_1 x + 24\alpha_2 \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

② 受働側

$$\left. \begin{aligned} y_2 &= e^{-\beta x} (c_5 \cos \beta x + c_6 \sin \beta x) \\ y_2' &= \beta e^{-\beta x} \{-c_5 (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ &\quad + c_6 (\cos \beta x - \sin \beta x)\} \\ y_2'' &= 2\beta^2 e^{-\beta x} (c_5 \sin \beta x - c_6 \cos \beta x) \\ y_2''' &= 2\beta^3 e^{-\beta x} \{c_5 (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ &\quad + c_6 (\cos \beta x + \sin \beta x)\} \\ y_2'''' &= -4\beta^4 e^{-\beta x} (c_5 \cos \beta x + c_6 \sin \beta x) \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

5) 積分定数の決定

① 自由端矢板の場合

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= -(10\alpha_1 l_1^2 + 4\alpha_2 l_1) \\ c_2 &= 20\alpha_1 l_1^3 + 6\alpha_2 l_1^2 \\ c_3 &= -\{10\alpha_1 l_1^2 (4l_1\beta - 3) + 12\alpha_2 l_1 (l_1\beta - 1)\} / \beta^2 \\ c_4 &= \{10\alpha_1 l_1^2 (2l_1\beta - 3) + 6\alpha_2 l_1 (l_1\beta - 2)\} / \beta^3 \\ c_5 &= \{10\alpha_1 l_1^2 (2l_1\beta - 3) + 6\alpha_2 l_1 (l_1\beta - 2)\} / \beta^3 \\ c_6 &= -(20\alpha_1 l_1^3 + 6\alpha_2 l_1^2) / \beta^2 \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

② 錨定端矢板の場合

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= \frac{1}{3} \cdot \beta^3 \frac{a_1 a_6 + a_4 a_5 - a_2 a_6 - a_3 a_5}{a_1 a_4 - a_2 a_3} \\ c_2 &= -\beta^2 \cdot \frac{a_1 a_6 - a_3 a_5}{a_1 a_4 - a_2 a_3} \\ c_3 &= \beta \cdot \frac{a_1 a_6 - a_3 a_5 - a_4 a_5 + a_2 a_6}{a_1 a_4 - a_2 a_3} \\ c_4 &= \frac{a_4 a_5 - a_2 a_6}{a_1 a_4 - a_2 a_3} \quad c_5 = \frac{a_4 a_5 - a_2 a_6}{a_1 a_4 - a_2 a_3} \\ c_6 &= \frac{a_1 a_6 - a_3 a_5}{a_1 a_4 - a_2 a_3} \end{aligned} \right\} \dots (10)$$

ここに,

$$\begin{aligned} a_1 &= (l_1\beta)^3 - 3l_1\beta + 3 & a_2 &= l_1\beta \{(l_1\beta)^2 - 3l_1\beta + 3\} \\ a_3 &= 2l_1\beta^3 & a_4 &= 2l_1\beta^3 - 2\beta^2 \\ a_5 &= -3(\alpha_1 l_1^5 + \alpha_2 l_1^4) & a_6 &= -(20\alpha_1 l_1^3 + 12\alpha_2 l_1^2 \\ & & & + \mathfrak{M}_0/EI) \end{aligned}$$

$$\mathfrak{M}_0 = -\int_0^{h_0} c_a(rz+q)(h_0-z)dz = h_0^2(h_0-3q)/6$$

6) 断面力の計算

以上の式を用いると下記の諸値が求まる。

$$\text{たわみ: } y \quad \text{たわみ角: } \theta = y'$$

$$\text{曲げモーメント: } M = -EI \cdot y''$$

$$\text{せん断力: } S = EI y''' \quad \text{分布荷重: } P = -EI y''''$$

(4) 実験

a) 室内模型実験とその結果 模型実験槽に一定の締固め状態で土を入れ, それに模型矢板を埋め込み, 集中荷重を作用させた場合の任意点のひずみを測定し, 抵抗モーメントを逆算しようとしたものである。そして(3)で述べた筆者の計算結果と比較検討を行なった。

SS-41, $33 \times 4.7 \times 1020$ の平鋼 2 枚を, それぞれ中央に幅 16 mm, 深さ 2.1 mm の溝をフライス加工し, その溝面にストレインゲージ (共和電業製 KP 6 A₁) 12 枚ずつを図-4の位置に接着剤 PC 12 で貼布した。リード線には 0.4 mm ϕ のエナメル線を用いた。そしてその 2 枚を図-3のように接着剤 PC 12 で貼り合わせて模型矢板を作製した。模型矢板の EI を測定した結果は $4.8 \times 10^5 \text{ kg-cm}^2$ であった。

実験には, 試料として 3 種類の砂を用いた。

図-3 模型矢板の断面図

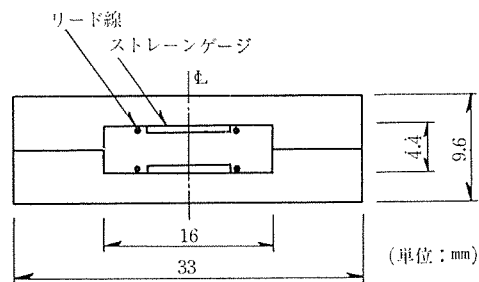


図-4 ストレインゲージ貼布位置

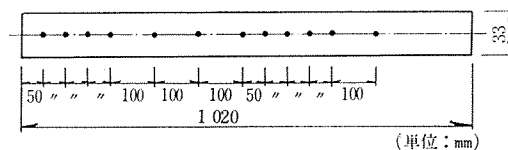


図-5 抵抗モーメント図 (実測)

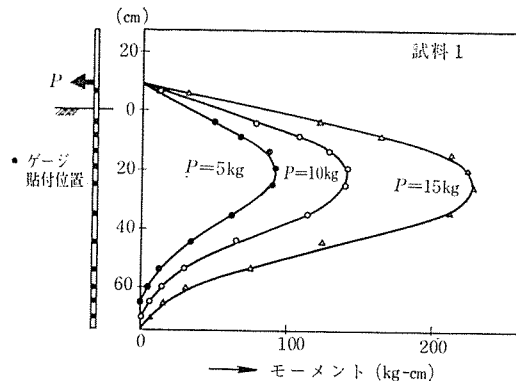


図-6 抵抗モーメント図 (実測)

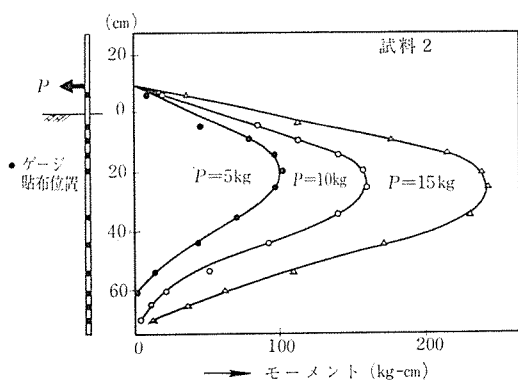
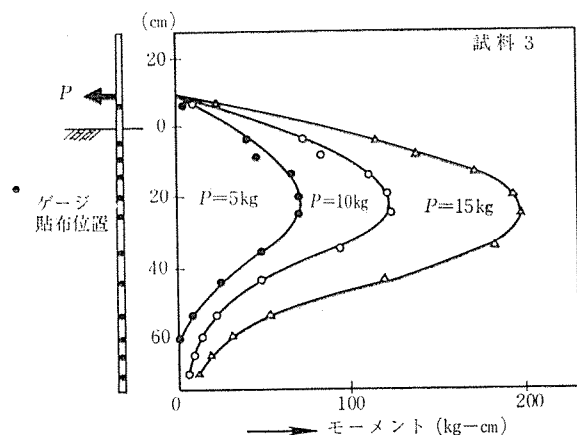


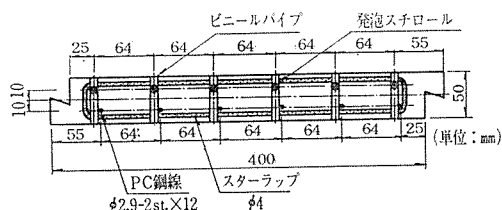
図-7 抵抗モーメント図 (実測)



測定したひずみから抵抗モーメントを逆算して図示すると 図-5~7 のようになる。

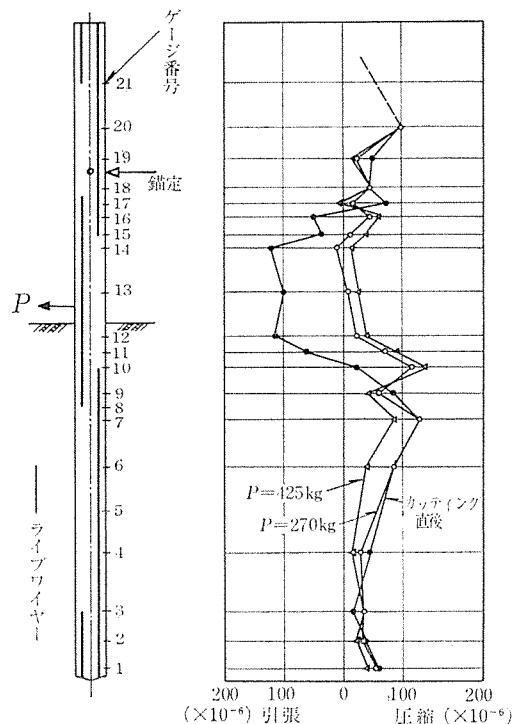
b) PEP 矢板現場実験とその結果 SPS 050×4500 矢板を PEP 化準備し (図-8), それを用いて自由端矢板, 錨定端矢板の場合のカッティングによる効果を知るために, 実際に矢板を土に埋め込んで, カッティングおよび荷重を作用させたときの矢板に生ずる任意点のひずみを測定した。

図-8 PEP 化準備完了の PC 矢板



SPS 050×4500 矢板を地中に 2500 mm 埋め込み, 錨定端矢板の場合アンカー位置で矢板がたわみを生じないようにし, そのときのひずみの読みを 0 に合わせ, 自由端矢板の場合にはある初期荷重を与えたときのひずみの読みを 0 に合わせた。そして, 下記の順序で矢板に生ずる任意点のひずみを測定した。なお, 実験規模が大きすぎて土盛りが困難であったため, 荷重としては主働土

図-9 カッティング直後および P 載荷時の実測ひずみ



圧および載荷重の代りに集中荷重を想定した。測定順序は次のとおりである。

① 錨定端矢板の場合: カッティング荷重 220 kg-荷重 270 kg-荷重 320 kg-荷重 370 kg-荷重 425 kg

② 自由端矢板の場合: 荷重 425 kg を作用させたあとに, カッティングを行なう。

測定したひずみを錨定端矢板の場合について示せば 図-9 のようになる。

錨定端矢板の場合, カッティングを行なった結果, プレストレス再分布に基づくひずみの性状がよく現われ, その後の荷重による分布性状の変化も明確に認められる (図-9)。しかし, 矢板埋め込み部のひずみは地上部のそれより拘束を受けるはずであるが, 図-9 では逆の結果が出ている。これは矢板製造過程において, その上下面におけるコンクリートの硬化収縮などの差に起因する内部応力が潜在しており, カッティングによって一方側のプレストレスを除去した際, そりを生じたためではないかと思われる。

自由端矢板の場合は, 425 kg 初期集中荷重を与え, その後カッティングを行なってプレストレス再分布に基づくひずみを測定したが, この場合もカッティングによる良好な結果が認められた。

(5) 結 言

PEP 工法を適用する場合, 前述したように外荷重を的確に知ることが第一条件である。しかしながら現状では矢板に作用する土圧論についてまだ未解明な分野が多い。そこで, 矢板を計算する場合, 筆者は埋め込

み始端下 $k\beta^{-1}$ の点を原点として、それ以下の部分に Chang の式を適用し、それ以上の部分に主働土圧が作用するという考え方で進めた。

実験結果から得られた部材の抵抗モーメント曲線は、筆者の計算法から得られたものと定性的に非常によく合致する。ただし、筆者の計算法では抵抗モーメントの最大点は、外荷重に無関係に k 値の増加にしたがって下降する。同一の k に対しては荷重の増加にともなって、抵抗モーメントの最大値が増大するのみで、最大点は変化しない。一方、実験結果からは抵抗モーメントの最大点は、荷重の増加にしたがって下降の傾向が認められる。

この要因の一つとして β の値が考えられる。すなわち、 β は土の弾性係数 E_s と部材の曲げ剛さ EI の関数であり、うち EI はかなりの精度で測定を行なったものの、 E_s は $E_s = k_h \cdot B$, $k_h = 0.691 N^{0.406}$ というかなり無理な仮定や実験式から求めたためであろう。また、 E_s はプレシオメーター法によって直接求めることもできる。なお、筆者の計算法がよく合致することを逆に利用すれば、より正確に E_s を求めることもできる。

筆者はとりあえず本工法を PC 矢板に適用したが、本工法を用いれば、従来、ポストテンション方式でしか施工できなかった曲線ケーブルに基づくプレモーメント図に相当するものを有する部材が、カッティングによってプレテンション方式の直線ケーブルでも造られうることになる。したがって、本工法の応力範囲はきわめて広くとくに薄肉の床版などに適用すれば、その有用性が発揮されるものと思われる。

3. PHP 工法

(1) PHP 工法開発の経緯と原理

PC 連続ばりをプレテンション方式で製作するような場合、鋼線は部材断面の図心に配することを余儀なくされ、したがって、導入しうるプレストレスは使用コンクリートの引張、圧縮両許容応力度の和の半分までを経済的限界とする以外にない。限界を越えたプレストレスを部材図心に入れば、部材圧縮部が引張部よりも先に許容値に達し部材の曲げ耐力はかえって減少してしまう。

そこで部材に作用する断面力が定性、定量的に正確に推計され、それが不変であるような場合には、たとえば前記 PEP 工法¹⁾によって、作用する外力モーメントに適応したプレストレス再分布をはかることも一策であろう。ただし、モーメント図が不確定で（荷重移動、地震力などのため）反曲点が大きく移動する懸念のある場合には、この方法は不適である。

さて、筆者は上記問題を簡易な方法で解消する一策として PHP 工法を開発した。すなわち、プレテンション

方式で PC 部材を造る際、ある断面に弾性係数の非常に小さなサンドウィッチプレート（ヒンジプレートと呼称する）をそう入したのち、コンクリートを打設し、プレストレスを行なえば、同断面のプレストレスはほとんど減殺せられ、そこに準ヒンジ作用を期待することができるというものである。

サンドウィッチプレート（ヒンジプレートと呼称する）としては老化、疲労などの懸念のないプラスチックや硬質ゴムなどを用いる。通常の場合、ヒンジ作用によりヒンジ部が開口し雨水などの侵入で鋼線が腐食することのないように、また運搬時の便などのためにもヒンジ部に若干のプレストレスを残存させる。本工法を、たとえば連続床版に適用し支承上断面をヒンジ化すれば、部材は正の曲げモーメントのみを受けることとなり、鋼線を死荷重相殺相当分だけのプレモーメントを得るように、下縁に偏心させて配置することが可能となり、限られた部材厚さの中でプレストレス力による十分な部材補強が実現して、死荷重のより小さい、より経済的な床版を得ることができる。

おりしも北九州地区某社の社内線路において PC まくらぎの中央断面あたりに大きなクラックが発生し、あるいは折損したのを調査したことから端を発し、“後で折れる所は初めから折っておく”の知恵に習って本工法をまくらぎへ適用してみることにした。

(2) PHP 工法の橋梁床版への適用とその効果

図-10 に示すごとき鋼製床桁上に PC 床版をならべる簡単な跨道橋に本工法を適用してみよう。その適用効果を知る目的で、まず在来 PC 連続床版を用いる場合を計算し、ひき続き PHP 工法を適用した場合を計算して両者を比較検討する。ただし設計条件は表-2 による。

PC 連続床版が受ける外力は、死荷重および群集荷重

図-10 跨道橋床組み

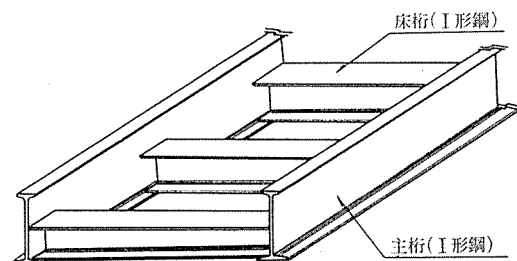
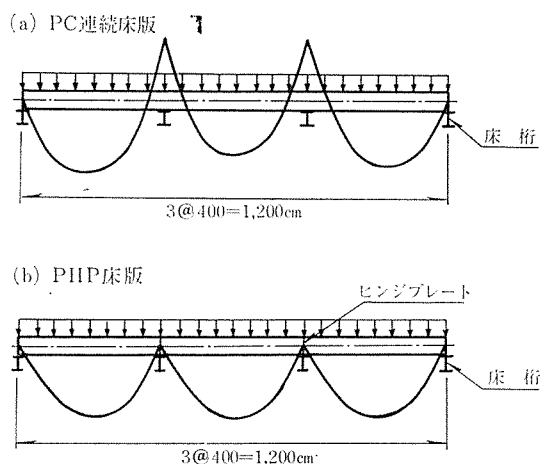


表-2 設計条件

活	荷	重	0.5 t/m ²
床	版	ス	4.0 m
橋		長	24.0 m
主	桁	ス	22.0 m
幅		員	2.0 m

図-11 床版モーメント図



で、部材に作用するモーメントは図-11(a)となり、正負の曲げモーメントが交互に交さくする。P C床版を通常の方法で設計製作する場合には(1)で述べたごとく鋼線は図心に対称配置するほかなく、部材断面をできるだけ薄いものにして死荷重を軽減しようとしても、外力に即応するプレストレスの導入は不可能であるから、部材厚さは必然的にある算定限界を下まわり得ないことになる。

そこで、図-11(b)に示すごとく支承断面にヒンジプレートを入し、PHP工法を適用すれば、床桁上でヒンジ作用が営まれるから正の曲げモーメントのみを受ける部材として設計計算すればよく、したがって、鋼線

を下縁側に偏心させて配置することが可能となり、限られた部材厚さ内でより大きな抵抗モーメントを得ることが期待される。

a) モーメントの算定と部材断面の決定⁷⁾ まず、P C連続床版を用いる場合につき行なう。表-2に基づき床版部材にP C連続床版 10×50×1200(cm) (抵抗モーメント $M_a=0.660$ t-m) を仮定して算定を行なう。 w_d :自重, w_l :活荷重とすれば、図-11(a)に示すこれら等分布荷重を受ける3スパン連続床版において、最大モーメントは支承上に生じ、その値は

$$M_{\max} = \frac{1}{10} (w_d + w_l) l^2 = \frac{1}{10} (0.123 + 0.250) \times 4^2 = 0.597 \text{ t-m} < M_a$$

となる。次に厚さ9cmのP C床版で計算すると $M_{\max}=0.535$ t-m となり、この版の抵抗モーメントを超過する。よって10×50×1200(cm)の版を使用する。

次にPHP工法を用いる場合を検討する。表-2に基づき、床版部材にPHP床版 7×50×1200(cm) (抵抗モーメント $M_a=0.680$ t-m) を仮定して算定を行なう。図-11(b)に示すごとく支承上の断面をヒンジにした場合の最大モーメントはスパン中央に生じ、その値は

$$M_{\max} = \frac{1}{8} (w_d + w_l) l^2 = \frac{1}{8} (0.086 + 0.250) \times 4^2 = 0.672 \text{ t-m} < M_a$$

となるので同版を使用することにする。

b) 部材設計と強度比較 a) で定めたP C連続床

図-12 P C 連続床版

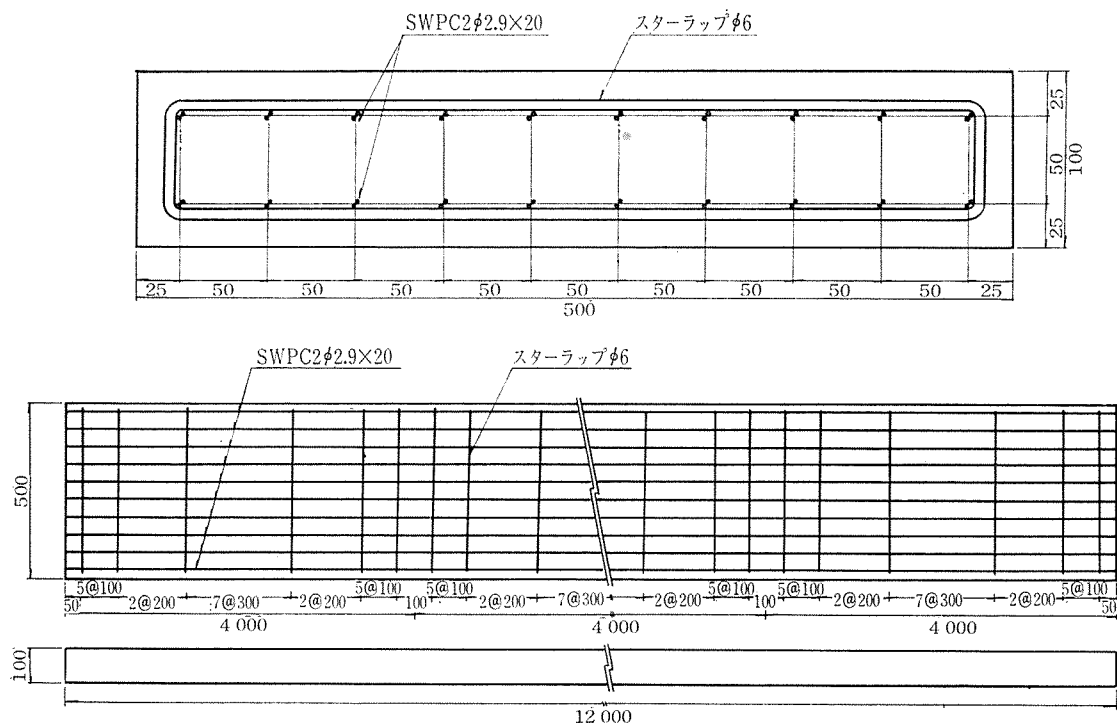
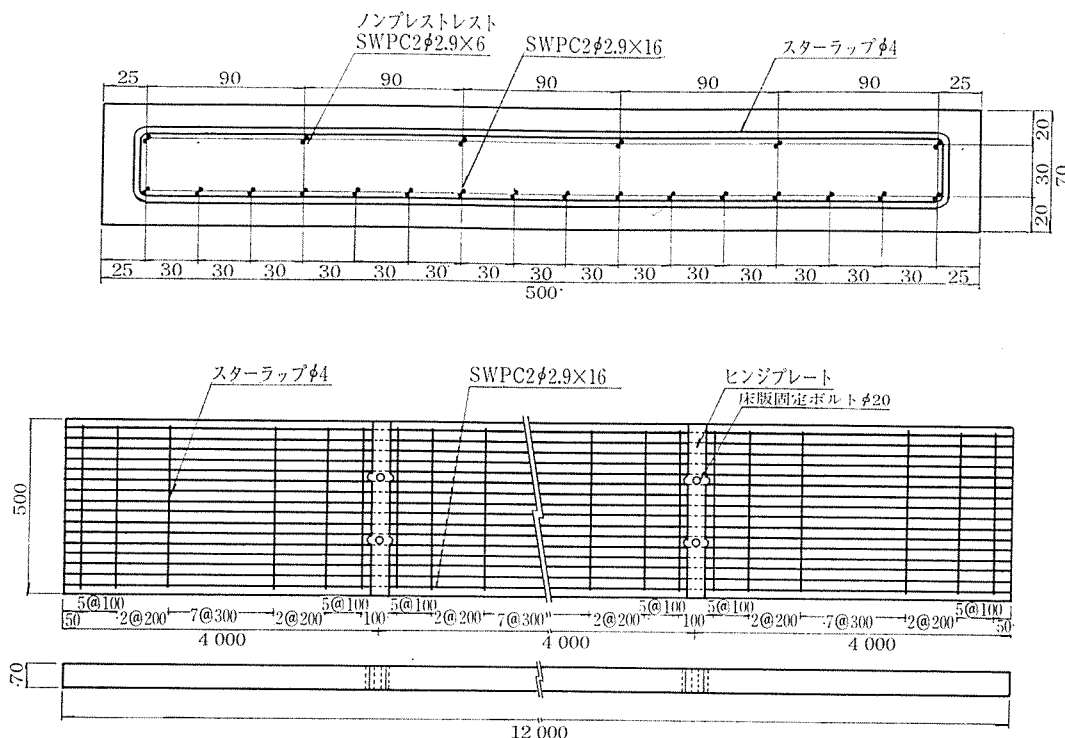


図-13 PHP 床 版



版, PHP 床版の各場合に対し換算断面, 有効プレストレスなどを算出し, 設計モーメント, ひびわれモーメント, そして破壊モーメントなどを計算し, 両者対比して示すと表-3のごとくなる。なお, 設計図をそれぞれ図-12, 13 に示す。

図-12, 13, 表-3 からわかるように, PHP 床版を用いれば, 普通のPC連続床版より版厚を3 cm も薄くでき, かつ鋼線量もSWPC 2φ2.9を20本から16本に減少でき, 約2割節約されたことがわかる。

表-3 PC 連続床版と PHP 床版の諸値比較

種 類	PC 連続床版 (中心プレストレス) 10×50×1200 cm	PHP 床 版 (偏心プレストレス) 7×50×1200 cm
諸 値		
A_e (cm ²)	509	357
I_e (cm ⁴)	4 222	1 445
σ_{ceo} (kg/cm ²)	60	- 18
σ_{ceu} (kg/cm ²)	60	145
σ_p (kg/cm ²)	116	109
M_a (t·m)	0.66	0.67
M_c (t·m)	1.10	0.89
M_u (t·m)	1.83	1.78

ただし, e : 終局有効 o : 上縁 u : 下縁

(3) PHP 工法のまくらぎへの適用と効果

一般にプレテンション方式PCまくらぎにおいては, その中央断面に問題があり, 同断面のプレストレスが外力のモーメントに対して効果的に働くようにするため同

断面の高さを小さくする方法をとっている⁸⁾。このため, 中央断面では断面2次モーメントがいずれも小さく, 抵抗モーメントも小さくなっている。そこで, 国鉄新幹線などでは, まくらぎ中央部の道床をえぐり取り, 凹形の道床になるように保守し, 中央部での道床反力を減殺するように留意工夫されている。しかしながら, 保守が完全とはいいがたい一般の軌道の場合, 輪重が繰り返し作用すれば, 道床反力分布の大きい部分でより大きな弾性変形や塑性流動を生じ, 道床の変形はしだいに残留累加され“馬乗り状態”の現出される傾向に拍車がかかるものと考えられる。このような事情を考慮するとき, まくらぎ中央断面の設計は非常に困難であることがわかる。

そこで筆者は, まくらぎ設計に際しては中央断面の負の曲げモーメントに対して特別の対策を工夫研究する必要があると考え, 一策としてPHP工法をまくらぎに適用試行した。

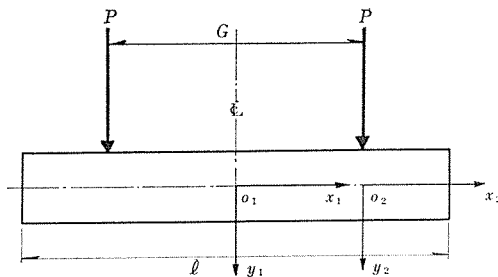
a) 弾性曲線法によるまくらぎ解析⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾ 一般

にまくらぎを設計しようとする場合には, これを一樣な弾性床上のはりとして解析する方法がとられている。しかしながら, 実際の軌道はその保守状況, 特に突固めの要領いかんで異なり, これを一樣な弾性床と考えることはできないし, また, 道床は, レール敷設後, 車両の繰り返し荷重などによって変化, 変形していく不完全構造物であり, したがって, 道床反力係数 k 値も時と場所により異なり, かつ不規則に変化するものと考えられる。

このような条件を前提として厳密に解析することはもちろん不可能で、現行の設計法では適宜種々の道床反力状態を仮定して解析する方法がとられている⁶⁾。ところがこれらの仮定はいずれも、まくらぎを剛体とみなしたものであり、道床反力分布を左右する重要な要因、すなわち、まくらぎの曲げ剛性と荷重の大きさに起因する部材のたわみによる反力分布状態の変化が、考慮されていない。

このような見地から、筆者は、理論的にはやはり弾性床上のはりとして解析する方法をとるが、問題となる道床反力係数値の変化が部材の断面にどのような変化をもたらすかを調べるため、 k 値を幅広く変化させて、そのおのおの k 値について理論解を求めることとする。

図—14 座 標 系



b) 基本微分方程式とその解 いま、まくらぎの断面 2 次モーメントが部材全長にわたり一定であるとすると、図—14 に示すように、右手下向きの 2 つの座標系を想定した場合、両座標系において次の弾性方程式が成立する。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + KY = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

式 (1) において $E \cdot I$ 、および $K (=bk)$ 、ただし b はまくらぎ幅が x にかかわりなく一定であれば、式 (1) は定数係数をもつ 4 階線形同次微分方程式であり、その一般解は式 (2) で与えられる。

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 $\beta = \sqrt[4]{K/4EI}$

したがって、各断面力は次のごとく得られる。

たわみ角 θ :

$$y' = \beta [-e^{-\beta x} (A - B) \cos \beta x - e^{-\beta x} (A + B) \sin \beta x + e^{\beta x} (C + D) \cos \beta x + e^{\beta x} (D - C) \sin \beta x] \quad \dots (3)$$

曲げモーメント M :

$$-EI y'' = -EI [2\beta^2 \{-e^{-\beta x} (B \cos \beta x - A \sin \beta x) + e^{\beta x} (D \cos \beta x - C \sin \beta x)\}] \quad \dots\dots\dots (4)$$

せん断力 S :

$$-EI y''' = -EI [2\beta^3 \{e^{-\beta x} \{(A + B) \cos \beta x - (A - B) \sin \beta x\} + e^{\beta x} \{(D - C) \cos \beta x - (C + D) \sin \beta x\}\}] \quad \dots\dots\dots (5)$$

分布反力 P :

$$EI y'''' = EI [-4\beta^4 \{e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x)\}] = -k_y \quad \dots\dots\dots (6)$$

さて、荷重作用点間 G と区間外では弾性曲線は不連続で、荷重作用点で各逐次微分係数は同値に収束する。そこで未知の積分定数を座標系 (x_1, y_1) について、 A, B, C, D 座標系 (x_2, y_2) については A', B', C', D' とすると、これらを定めるために 8 個の境界条件が必要であることはいうまでもない。このことは周知であるので、いちいち境界条件を掲げないが、在来工法まくらぎの $x_1=0$ の点でたわみ角が 0、すなわち $y_1'=0$ が成立するのに対し、PHP まくらぎの場合には $x_1=0$ で曲げモーメントが 0、すなわち $y_1''=0$ となることに大きな相違点がある以外、他の条件は両者同じである。

c) 解析結果と両者の比較 8 個の境界条件により、おのおの場合について未知の 8 個の積分定数に関する 8 元の連立 1 次方程式ができると、1 組の E, I, G, l, P, k に対して電子計算機のマトリックスサブルーチンを用いて積分定数を定めれば、b) の各式によって G 区間第 1 座標系、区間外第 2 座標系を用い、おのおのの断面力を計算することができる。

計算にあたって、部材の曲げ剛性 EI は一定とし、それが部材全長にわたって必ずしも一定でないものについては、 EI が一定である区間ごとにおのおの独立した座標系を想定し、特に、 EI がある割合で変化する区間はその区間をさらに小さな区間に区分し、その区間内では EI を一定として、各区間にさらに独立した座標系を想定する。このようにすれば、単に座標系の数が増すだけで、少なくとも各区間内だけでは EI を一定として扱えるので、式 (1) およびその逐次微分係数はそのまま使用できる。境界条件についても、上述の各場合の条件に単に各区間の隣接する点で 4 個の逐次微分係数が同値となるという条件を加えるだけで、解析の方法に本質的な変化はない。ただ、座標系の数が多くなるため、各区間の未知の積分定数を定めるための連立方程式元数は増すが、これは電算のマトリックスのサブルーチンを大きくする結果となるだけで、特に電算の計算所要時間を著しく増加させる結果にはならない。

図—15 は超重量用試作 PC まくらぎ ($E_c=450\,000$ kg/cm^2 , $I=20\,408$ cm^4) が道床反力係数 $k=6$ kg/cm^3 の道床上に敷設された場合のレール圧 $P=30$ t, 35 t に対するまくらぎモーメント図ならびに道床反力図である。反力図がほぼ直線的で等分布に近いのは、このまくらぎ剛性が著しく大きいからである。

図-15 超重用試作 PC まくらぎの曲げモーメントおよび反力図

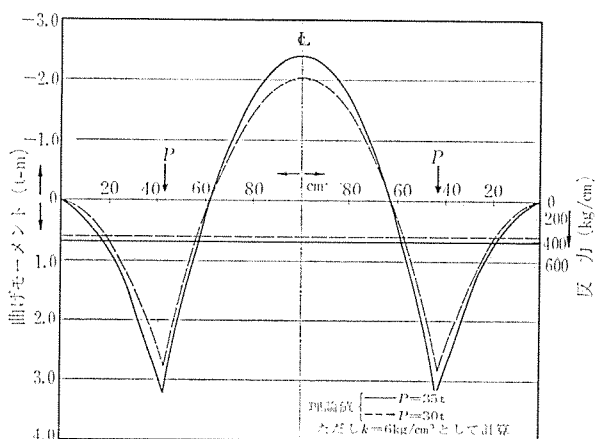


図-16 超重用試作 PHP まくらぎの曲げモーメントおよび反力図

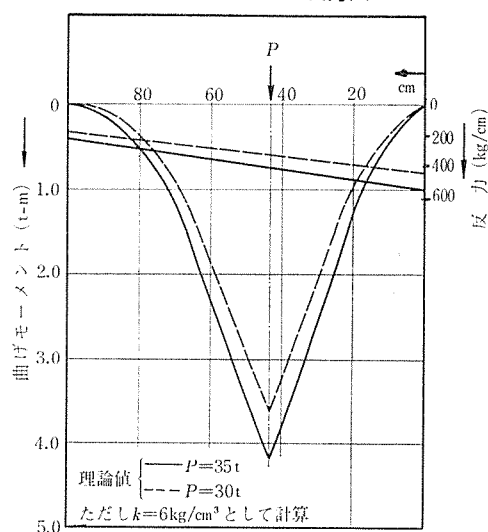
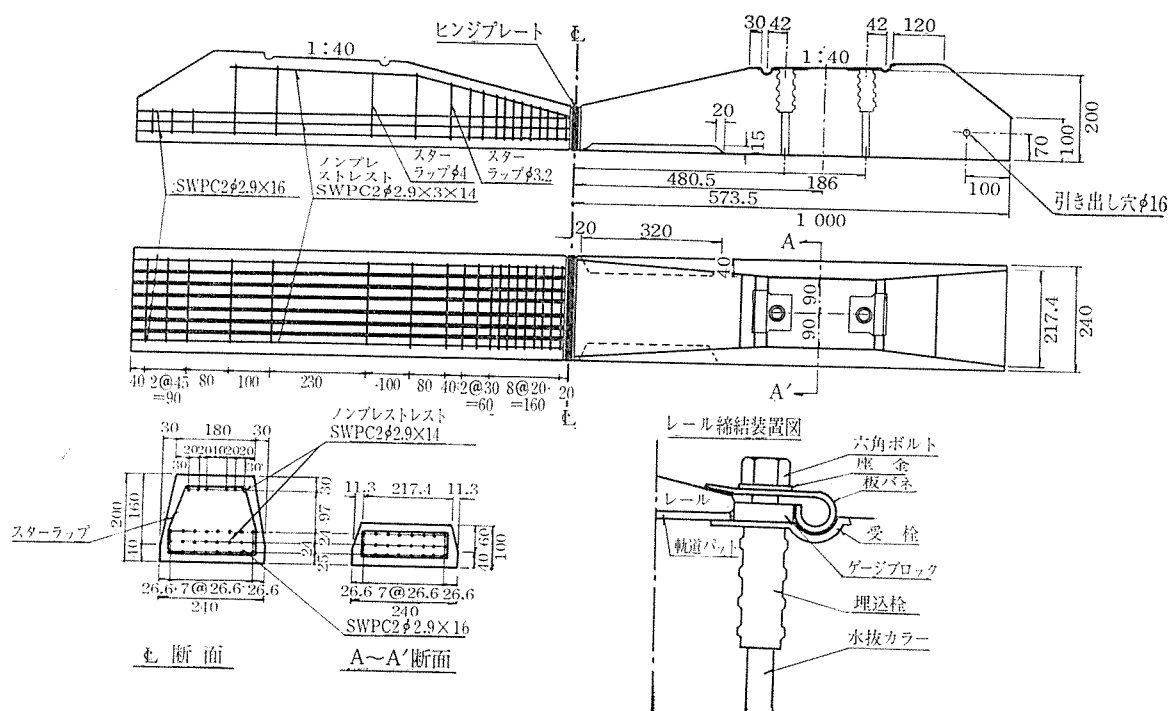


図-17 PHP まくらぎ設計図



次に前記 PC まくらぎと同じ曲げ剛性を有し、かつ中央にヒンジを設けた PHP まくらぎでは、 $k=5 \text{ kg/cm}^3$ $P=30 \text{ t}$, 35 t に対し 図-16 のようになる。なお、 k の変化に対する影響を調べるため $k=5 \text{ kg/cm}^3$ の場合についても計算したが、 k 値による差異は、この場合ほとんど認められなかった。

d) PHP 工法まくらぎの設計製作 いま、狭軌、超重量用 PHP まくらぎを次の条件下で設計してみよう。

設計方式：フルプレストレス方式

設計条件：輪重=25 t, 衝撃率=30%, レール圧=17 t

誌面の都合上、設計計算過程は省略し設計図のみ 図-17 に示す。

e) まくらぎに関する実験とその結果 まくらぎの理論的解析にあたって設定した多くの仮定が果たして正しいか否かを確かめるためには、実際に測定してみるほかない。

輪重はどの程度左右対称であるのか、まくらぎ下の道床反力係数は果たして均一であるのか、また地盤を弾性体とみなし、その変位に比例した反力が生じるとした仮定は正しいのか、などを調べるため、新日本製鉄戸畑製造所構内において次に示す現場測定を実施した。

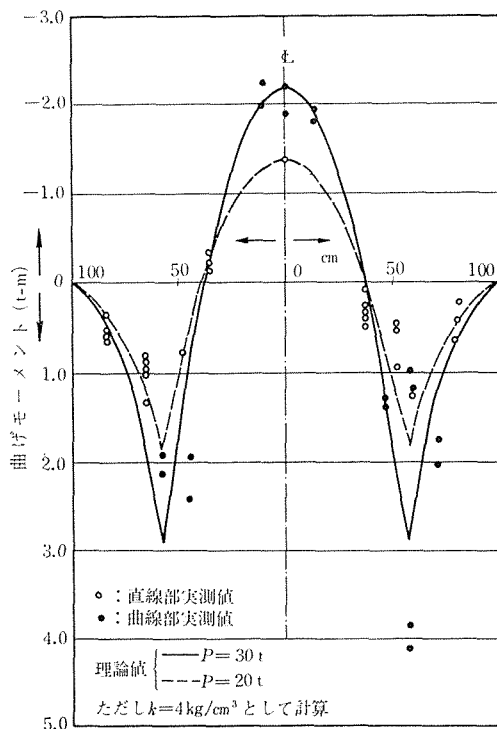
第 1 回実験では供試体として H 形鋼供試まくらぎ ($I=4980 \text{ cm}^4$, 底幅 20.4 cm) を用い同構内線路中の直線部と曲線部に、在来まくらぎと差し換えの形で 2 個ずつそう入敷設した。その際の荷重としては同構内を走行する最大荷重 (鋼塊台車, 総重量 452 t) を用い、測定は電気抵抗線ひずみ計により、供試体敷設の翌日実施した。

第2回実験では PHP まくらぎを用い、これら 150 本を同構内軌道曲線部に一括して敷設し、1 か月の道床安定期間をおいたのち、動応力を測定した。なお、今回の荷重は前回のそれより軽く総重量 103 t を用いた。

また、PHP まくらぎに関し横圧試験、締結装置試験、そしてまくらぎ破壊試験などもあわせ行なった。

H 形鋼供試まくらぎに関する実測ひずみからモーメントを逆算して、一括してプロットすれば 図-18 の各値のごとくなる。いま、比較のため $k=4 \text{ kg/cm}^3$ と仮定し、レール圧 $P=20 \text{ t}$, 30 t の場合につき理論値を示せばそれぞれ破線、実線のとおりである。

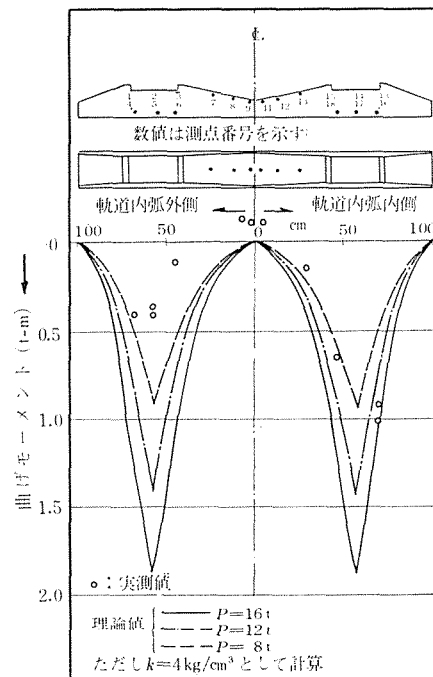
図-18 H 形鋼供試まくらぎの曲げモーメントの実測値と理論値



走行荷重総重量 452 t から平均輪重を計算すると 27.6 t となるから、その 60% をレール圧と仮定しても、約 17 t であり、それに仮に 20% の衝撃率を考慮したとしても約 20 t であるから、実測値の中にはかなり過大なものが認められる。すなわち、曲線部の場合、右側レール下断面の正のモーメント値に異常に大きな値が実測され、また、まくらぎ中央断面の負モーメントにも過大値が認められる。この理由としては、荷重の偏心、まくらぎ支承状態の不均一などが考えられ、道床のタンピングの良悪、レベルの良否などがかなり微妙に影響するようと思われる。

なお、超重車両のため最高速度 15 km/h 程度までしか出せず、全体的に低速であったためか、速度の差による影響は大して認められなかった。

図-19 軽量用 PHP まくらぎの曲げモーメントの実測値と理論値



次に、図-19 は PHP まくらぎのモーメントの実測結果と、 $k=4 \text{ kg/cm}^3$, $P=8, 12, 16 \text{ t}$ とした場合の理論曲線とをあわせ示したものである。携行した動ひずみ計の接点数が少なかったため測点数が非常に少ないが、右端近傍の 2 測点を除けばほぼ $P=8 \text{ t}$ の理論値内におさまっている。ちなみに、この場合の荷重からレール圧を計算すると約 7.6 t となる。なお、この場合右側の実測値のほうが左側のそれらより過大となっているのは、第 1 回実験の場合と同様、荷重の偏心、支承状態のかたよりのなどによるものであろう。

ヒンジ部に若干の負モーメントが実測されたのは、この部分にプレストレスが残存しており、完全なるヒンジでないことから容易に理解できる。

(4) 結 言

PHP 工法を橋梁床版に適用した本例の場合の鋼線量の節約は 2 割、版厚の節減量は 3 割にもおよんだ。なおこの場合、単純版をならべる方式をあえてとらず PHP 工法を採用したのは、前者の方式だと版端定着などに余分の手間と経費を要するばかりでなく、定着に起因して生ずる版端負モーメント対策も講じねばならなくなるなど、やっかいな問題が生じるためである。また、版が橋軸方向に連続しているため地震時などに床桁からはずれて落下する懸念のないのも好都合である。

次に、まくらぎを弾性曲線法で理論解析した結果、PHP 工法を適用しても「一般まくらぎの場合の中央負モーメントの減少分は、そのまま正モーメントの増加分

となつてはねかえる」ということにならず、本例の $P=35\text{ t}$ の場合、普通まくらぎのモーメントの絶対値和が $3.2+2.1=5.3\text{ t}\cdot\text{m}$ (図—15) であるのに対し、PHP まくらぎの正モーメントは $4.2\text{ t}\cdot\text{m}$ (図—16) となっており、つまり $(4.2/5.3)\times 100=79\%$ に減少していることがわかる。このことは筆者の予期せぬ好結果で、PHP まくらぎにもう一つの利点を加えることとなった。

しかしながら、一面、反力は PHP まくらぎのほうが大きくなっている点、留意すべきである。

PHP 工法まくらぎの中央部は完全ヒンジでないから若干の負モーメントが発生する理屈であるが、実測の結果も予想どおりであり、当初の設計方針に誤りのなかったことが確認された。

また、横圧試験、締結装置試験などの結果も良好で問題ないことがわかった。

4. あとがき

PEP 工法、PHP 工法は、これまで行なわれてきた各種工法の型を破るとき斬新さもなければ画期的なものでもない。PEP 工法は従来のプレテンション方式 PC 部材の圧縮部の鋼線を切断し不要なプレストレスを除去したにすぎず、PHP 工法もまた適当な断面にヒンジプレートを用意したのちプレストレスを施したにすぎないからである。しかしながら、わずかにこれだけの所作を加えただけで節約されうる部材断面、鋼線量の大きいことには驚かされる。

ものには積極的利用と消極的利用の二面があり、前者については、一般に評価され取り組まれやすいのに対し後者は軽視され、捨ておかれる傾向が強いことは広く痛感されるところであるが、本工法も後者に属するため気付かれず、また気付かれても実行されないままに今日に至った感が強い。消極的利用という面に対する認識を一段と強めた次第である。

この PEP の考え方は他の構造物にもきわめて利用範囲が広いと思われるが、PEP 工法は外荷重によって圧縮の生ずる側のプレストレスを除去することであり、こ

の場合、最も重要なことは外荷重を的確に把握しなければならないということである。

PHP 工法によれば、中央ヒンジのため曲げモーメントの符号はすべて正となるから、PEP 工法を適用したまくらぎにおけるような曲げモーメント図が不確定であることによる障害は生じない。そして外力モーメントによる極端なる偏分布が仮に生じて、抵抗モーメントはその量的配慮のみで事たり好都合である。

本工法は、これらの他道路舗装版、連続柵版、その他にも応用されうるものと思われ、その適用効果が期待されると信ずる。

謝 辞

本工法は、新日本コンクリート(株)との共同研究により生れたことを付記し、同社前原昭一郎氏に深甚なる謝意を表します。

また、本研究に対し貴重なるご教示、ご助言を賜りました猪股俊司博士に厚くお礼を申し上げ、さらに広く各位のご批判、ご叱正を仰ぐ次第である。

参 考 文 献

- 1) 渡辺 明・加藤啓文・前原昭一郎: PEP 工法 (ポスト・エキセントリック・プレテンション工法) 矢板に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 160 号, 1968 年 12 月。
- 2) 渡辺 明・M.R.カルマチャリヤ・前原昭一郎: PHP 工法 (プレ・ヒンジト・プレテンション工法) に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 195 号, 1971 年 11 月。
- 3) 土木学会: プレストレスト コンクリート設計施工指針 (昭和 36 年度)
- 4) 福岡正巳・宇都一馬: ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向 k 値測定について, 土と基礎, 特集号-1 (1959)
- 5) 長 尚: 頭部が剛結された杭の横抵抗計算法, 土木技術, 16-5 (1961)
- 6) 竹下 淳: 横荷重をうけるクイに関する 2, 3 の考察, 土木学会北海道支部技術資料, 18 (1962)
- 7) 猪股俊司: プレストレスト コンクリートの設計および施工, 技報堂, 昭和 42 年 2 月
- 8) 三浦一郎: プレストレスト コンクリートまくら木的设计および製作方法, 鉄道技術研究所報告, No. 307, 1962
- 9) 佐藤 裕: 軌道力学, 鉄道現業社, 昭和 42 年 9 月
- 10) 八十島義之助: 鉄道軌道, 技報堂, 昭和 42 年 3 月
- 11) 小林 勇・伊藤富雄・後藤尚雄: 鉄道工学, 丸善

1972. 3. 6・受付

会 員 増 加 に つ い て お 願 い

会員の数はその協会活動に反映するもので、増加すればそれだけ多くの便益が保証されています。現在の会員数は創立当時に比較すると約 4 倍の 1 670 余名ですが、まだまだ開拓すべき分野が残されております。お知合いの方を一人でも余計ご紹介下さい。事務局へお申し出で下されば入会申込書はすぐお送りいたします。