

# 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<sup>†</sup>

FUNDAMENTAL STUDIES ON THE PRE-HINGED PRETENSIONING METHOD

渡辺 明\*・M.R. カルマチャリヤ\*\*・前原 昭一郎\*\*\*  
By Akira Watanabe, M.R. Karmacharya and Shoichiro Maehara

## 1. 緒 言

ロングラインシステムによるプレテンション方式PC部材の製作にあたって、PC鋼線を曲線配置することは至難で、従来種々のくふうが行なわれてきたが十分に実用化されるまでには至っていない。そして、プレキャストPC部材の使用率が高まり、土木建築の各方面に広く活用されるようになった現在「プレテンション方式では原則として鋼線を直線配置するしかない」ということがいろいろの不便と問題を生ぜしめている。一般にプレストレスは、部材の引張部に十分に偏心して導入されてこそ大きな効力を発揮するものであり、部材圧縮部に圧縮応力を導入することは逆効果を招く。

たとえばPC連続ばかりをプレテンション方式で製作するような場合、鋼線は部材断面の団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団心に入れれば、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、それが不变であるような場合には、たとえばPEP工法<sup>②</sup>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計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、筆者らは上記問題点を簡易な方法で解消する一策としてPHP工法を開発した。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。

本文は PHP 工法に関する基礎的研究の報告であり、まず、第1章に本工法が開発された経緯、意義などを述べる。第2章に PHP 工法の原理、適用法などを示し、同工法の橋梁床版への応用に関しては第3章に、また、まくらぎへの応用に関しては第4章に述べる。そして第5章に結言を示す。

なお、設計上必要な事項に関してはプレストレスコンクリート設計施工指針（土木学会）および Practical recommendations for the design and construction of prestressed concrete structures (FIP 1966) によるものとする。

## 2. PHP 工法の原理と適用法

PC構造（はり、柱など）の一部にヒンジを設けたい場合がある。そのような場合、一般には別々に製作された部材間にヒンジ金具をそう入する方法が採られる。しかしながら、そのような方法ではヒンジ金具の費用がかさみ、かつ取付けの手間などもかかるので、筆者らはそれに準ずる方法として次のとおり新工法を考案した。

すなわち、プレテンション方式でPC部材を造る際、ある断面に弹性係数の非常に小さなサンドウイッチプレートをそう入したのち、コンクリートを打設し、プレストレスリングを行なえば、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、筆者らはこれを Pre-hinged Pretensioning 工法と名付け PHP 工法と略称する。

\* 正会員 工博 九州工業大学教授 開発土木工学科

\*\* 学生会員 九州工業大学大学院修士課程

\*\*\* 正会員 新日本コンクリート（株）取締役

† 土木学会第24回年次学術講演会にて一部発表

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。

### 3. PHP 工法の橋梁床版への応用

PHP 工法は部材に作用する正負曲げモーメントを、ヒンジを設計することにより正または負のいずれかに均一化する工法であるから、複雑な曲げモーメントを受ける部材をプレテンション方式で製作する場合の全般に活用できる。

さて、図-1 に示すとき鋼製床桁上に PC 床版を並べる簡単な跨道橋に本工法を適用してみよう。その適用

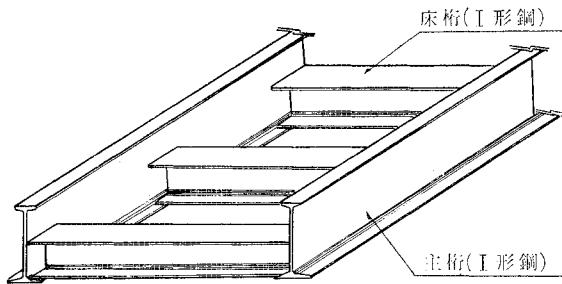


図-1 跨道橋床組

表-1 設計条件

活荷重	0.5 t/m <sup>2</sup>
スパン(床版)	4.0 m
橋長	24.0 m
スパン(主桁)	22.0 m
幅員	2.0 m

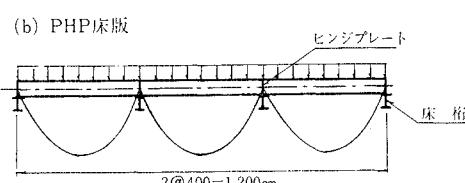
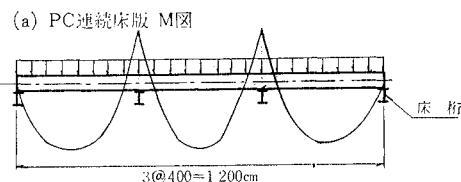


図-2 床版モーメント図

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-1 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で、部材に作用するモーメントは図-2 (a) となり正負の曲げモーメントが交互に交錯する。PC 床版を通常の方法で設計製作する場合には第1章で述べたごとく、鋼線は図心に対称配置するほかない、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-2 (b) に示すとく支承断面にヒンジプレートをそう入り、PHP 工法を適用すれば、床版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。この場合、ヒンジ部は図-3 のようになる。

#### (1) モーメントの算定と部材断面の決定<sup>3)</sup>

まず、PC 連続床版を用いる場合につき行なう。表-1 に基づき、床版部材に PC 連続床版 10×50×1200(cm) (抵抗モーメント  $M_a = 0.660 \text{ t}\cdot\text{m}$ ) を仮定して算定を行なう。 $w_d$ : 自重、 $w_I$ : 活荷重とすれば、図-2 (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

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

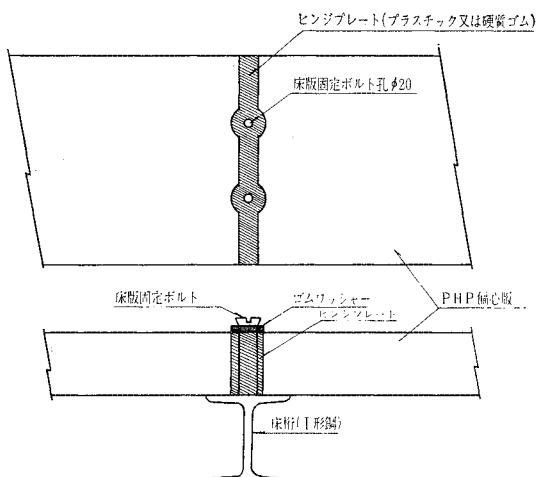


図-3 ヒンジ部詳細図

表-2 設計諸元(PC連続床版)

種別	単位	数値
幅	cm	50
厚	cm	10
断面積	cm <sup>2</sup>	500
図心より上縁までの距離	cm	5
図心より下縁までの距離	cm	-5
断面二次モーメント	cm <sup>4</sup>	4 166.7
圧縮応力度	kg/cm <sup>2</sup>	600
引張応力度	kg/cm <sup>2</sup>	70
プレストレス導入時圧縮応力度	kg/cm <sup>2</sup>	400
部材{許容曲げ引張応力度}	kg/cm <sup>2</sup>	18
圧縮部{許容曲げ圧縮応力度}	kg/cm <sup>2</sup>	160
部材{許容曲げ引張応力度}	kg/cm <sup>2</sup>	18
引張部{許容曲げ圧縮応力度}	kg/cm <sup>2</sup>	160
弾性係数	E <sub>c</sub> kg/cm <sup>2</sup>	4.5×10 <sup>5</sup>
クリープ係数の割増し係数	k	1.7
クリープ係数	φ	2k=3.4
乾燥収縮度	ε <sub>s</sub>	20×10 <sup>-6</sup>
破壊時の最大ひずみ度	ε <sub>cu</sub>	0.0025
線径	mm	Φ2.9 2本より
本数	本	20
偏心量	e <sub>P1</sub> cm	2.5
△	e <sub>P2</sub> cm	-2.5
e <sub>1</sub> 位置の断面積	A <sub>P1</sub> cm <sup>2</sup>	0.132×10=1.32
e <sub>2</sub> 位置の断面積	A <sub>P2</sub> cm <sup>2</sup>	0.132×10=1.32
1本当り緊張力	p kg	1 845
全緊張力	P kg	36 900
弾性係数	E <sub>P</sub> kg/cm <sup>2</sup>	2.0×10 <sup>6</sup>
引張応力度	σ <sub>pu</sub> kg/cm <sup>2</sup>	20 000
許容引張応力度	σ <sub>psa</sub> kg/cm <sup>2</sup>	12 000
レラクセイション係数	K	0.05
その他の	n	4.4
コンクリートとPC鋼線との弾性係数比	α	0.834
塑性域における応力分布図についての係数	β	0.454
同上分布図の作用点についての係数		

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

次にPHP工法を用いる場合を検討する。表-1に基づき、床版部材にPHP床版 $7 \times 50 \times 1200$ (cm)(抵抗モーメント $M_a=0.680 \text{ t}\cdot\text{m}$ )を仮定して算定を行なう。図-2(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

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} (w_d + w_f) l^2 \\ &= \frac{1}{8} (0.086 + 0.250) \\ &\times 4^2 = 0.672 \text{ t}\cdot\text{m} < M_a \end{aligned}$$

表-3 設計諸元(PHP床版)

記号	数値	記号	数値
b	50 cm	σ <sub>K'</sub>	600 kg/cm <sup>2</sup>
h	7 cm	σ <sub>K</sub>	70 kg/cm <sup>2</sup>
d	5 cm	σ/σ <sub>∞</sub>	400/(σ <sub>K'</sub> ×1.1)=0.606
A	350 cm <sup>2</sup>	σ <sub>co,a'</sub>	18 kg/cm <sup>2</sup>
I	1 429.2 cm <sup>4</sup>	σ <sub>co,a</sub>	160 kg/cm <sup>2</sup>
y <sub>0</sub>	3.5 cm	σ <sub>cu,a'</sub>	18 kg/cm <sup>2</sup>
y <sub>u</sub>	-3.5 cm	σ <sub>cu,a</sub>	0.38 σ <sub>K'</sub> =228 kg/cm <sup>2</sup>
e <sub>K</sub>	1.5 cm	k	1.7
P	1 850×16=29 600 kg	φ	2k=3.4
A <sub>P</sub>	0.132×16=2.112 cm <sup>2</sup>	ε <sub>s</sub>	2.0×10 <sup>-5</sup>
K	0.05	ε <sub>cu</sub>	0.0025
E <sub>P</sub>	2.0×10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>	α	0.834
E <sub>c</sub>	4.4×10 <sup>5</sup> kg/cm <sup>2</sup>	β	0.454
n	4.4	β/α	0.545
σ <sub>py</sub>	19 500 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>psa</sub>	2 000 kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>pu</sub>	20 000 kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>sa</sub>	1 400 kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>pi,a</sub>	0.7×σ <sub>pu</sub> =14 000 kg/cm <sup>2</sup>		
σ <sub>pa</sub>	0.6×σ <sub>pu</sub> =12 000 kg/cm <sup>2</sup>		

[注] 各記号の意味は表-2に同じ。なお

σ<sub>pi,a</sub>: PC鋼線の初期許容緊張応力度

σ<sub>psa</sub>: PC鋼線を補強筋として用いた場合の許容応力度

σ<sub>sa</sub>: PC鉄筋の許容応力度

となるので同版を使用することにする。

## (2) 部材設計と強度および設計図

(1) で定めたPC連続床版、PHP床版の各場合に対し、表-2、表-3に示した設計諸元に基づき換算断面、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を計算し、両者対比して示すと表-4のごとくなる。なお設計図をそれぞれ図-4、図-5に示す。

## (3) 両者の比較

図-4、図-5、表-4からわかるようにPHP床版を

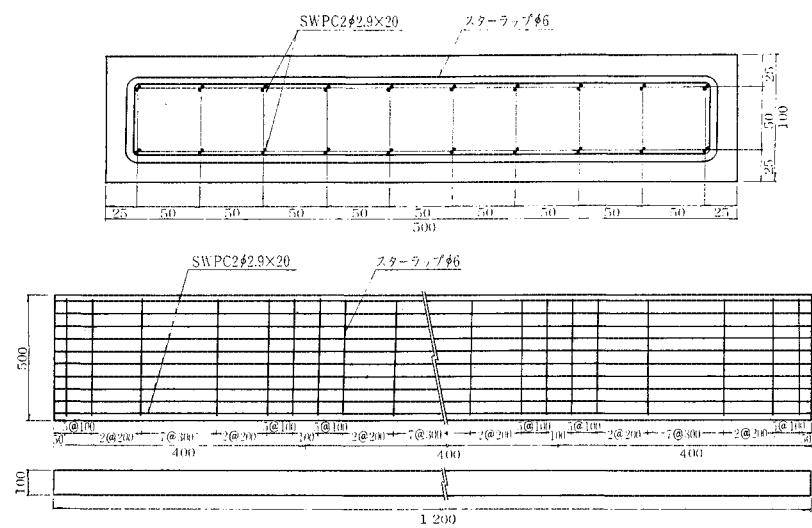


図-4 PC連続床版

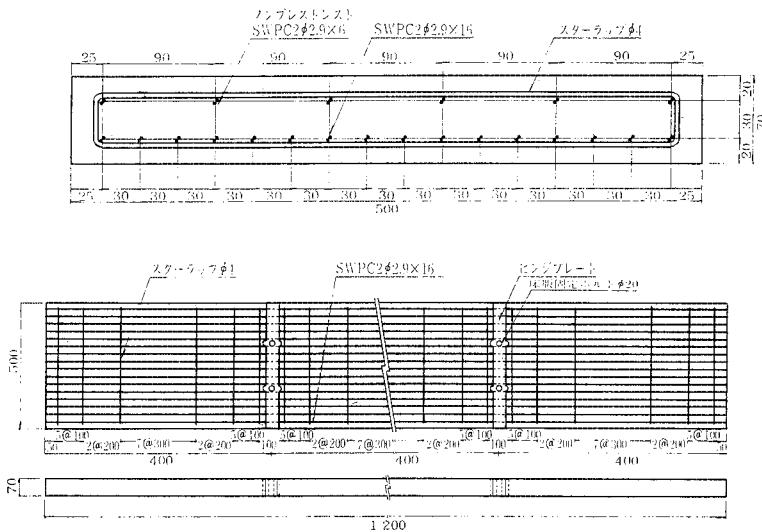


図-5 PHP 床版

表-4 PC 連続床版と PHP の諸植比較

種類 諸植	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
$A_e$ (cm <sup>2</sup> )	509	357
$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	4 222	1 445
$\sigma_{ceo}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	60	-18
$\sigma_{ceu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	60	145
$\sigma_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	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

用いれば、普通のPC連続床版より版厚を3cm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。

#### 4. PHP工法のまくらぎへの応用

この工法をまくらぎへ応用することを思い立った動機は、たまたま、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に始まる。

周知のとおり、まくらぎには中央で負の曲げモーメント、レール座面付近で正の曲げモーメントが生じる。この解析には、一般に弾性曲線法が用いられるがモーメント分布、応力状態は支持条件によりかなり違ってくる。

支持条件としては、まくらぎの中央部に支持反力が生じない場合、道床の保守が悪くて中央にも若干支持反力が生ずる場合、そして全長にわたり一様支持の場合などが考えられ、さらに、まくらぎの敷設法、路盤の条件、道床の締固めのいかんによっては次のとおり異常な支持

状態も起こり得よう。すなわち、レール位置に対して反力の合力の作用点が内側に移動する場合で、特にまくらぎ端が道床から浮き上がった場合には反力が極端に内側に偏り、いわゆる“馬乗り状態”も現出されよう。このような条件下で、かつ列車荷重、回数、速度などの増大に対処するためにはまくらぎの設計、施工法にはいろいろ問題が生じてくる。

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に同断面の高さを小さくする方法を探

っている<sup>4)</sup>。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、保守が完全とはいがたい一般的軌道の場合、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”的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時、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。

そこで筆者らは、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くふう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。

##### (1) 弾性曲線法によるまくらぎ解析<sup>5), 6), 7)</sup>

一般にまくらぎを設計しようとする場合には、これを一様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、これを一様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採られている<sup>4)</sup>。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、筆者らは、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探るが、問題となる道床反力係数  $k$  値の変化が部材の断面力にどのような変化をもたらすかを調べるために、 $k$  値を幅広く変化させて、そのおののの  $k$  値について理論解を求ることとする。

### a) 基本微分方程式とその解

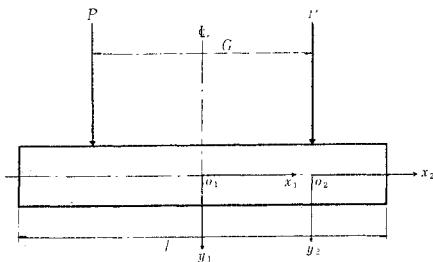


図-6 座標系

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-6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。

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

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。

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

ただし、 $\beta = \sqrt{K/4EI}$

したがって各断面力は次のとく得られる。

たわみ角  $\theta$  :

$$\begin{aligned} \theta' &= -e^{-\beta x}(A - B) \cos \beta x \\ &\quad - e^{-\beta x}(A + B) \sin \beta x + e^{\beta x}(C + D) \cos \beta x \\ &\quad + e^{\beta x}(D - C) \sin \beta x \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(3)$$

曲げモーメント  $M$  :

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

せん断力  $S$  :

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

分布反力  $p$  :

$$\begin{aligned} EIy'''' &= EI[-4\beta^4\{e^{-\beta x}(A \cos \beta x + B \sin \beta x) \\ &\quad + e^{\beta x}(C \cos \beta x + D \sin \beta x)\}] = -ky \\ &\quad \dots\dots\dots(6) \end{aligned}$$

さて、荷重作用点間  $G$  と区間外では弹性曲線は不連続で、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  $y_1'=0$  が成立するのに對し、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。

### b) 解析結果と両者の比較

8個の境界条件により、おのの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、a) 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の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えが、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-7は超重量用試作PCまくらぎ ( $E_c=450\,000\text{ kg/cm}^2$ ,  $I=20\,408\text{ cm}^4$ ) が道床反力係数  $k=6\text{ kg/cm}^3$  の道床上に敷設された場合のレール圧  $P=30\text{ t}$ ,  $35\text{ t}$  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。

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、 $k=6\text{ kg/cm}^3$ ,

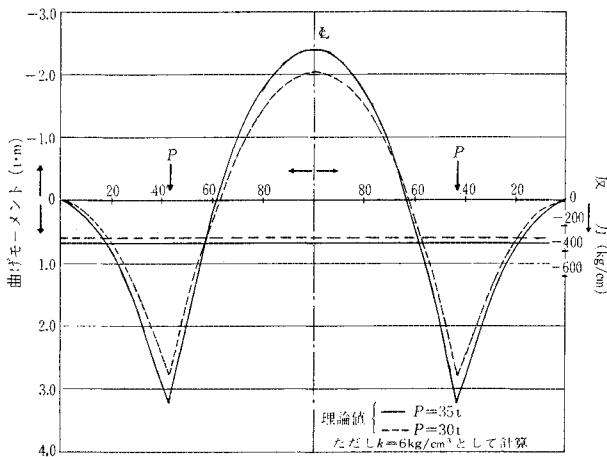


図-7 超重用試作 PC まくらぎの曲げモーメントおよび反力図

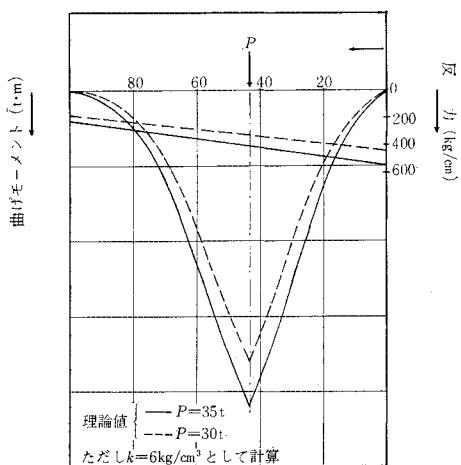


図-8 超重用試作 PHP まくらぎの曲げモーメントおよび反力図

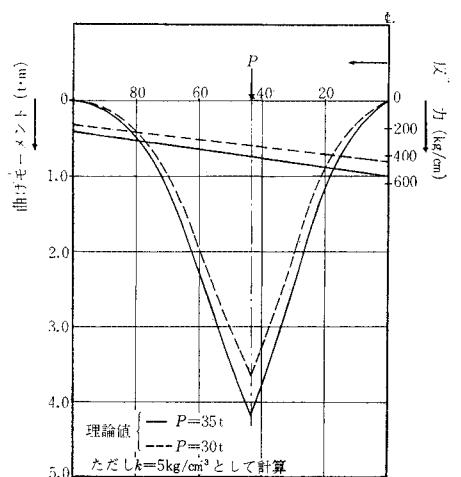


図-9 超重用試作 PHP まくらぎの曲げモーメントおよび反力図

$P=30t, 35t$  に対し図-8 のようになる。なお、 $k$  の変化に対する影響を調べるために  $k=5 kg/cm^3$  の場合についても計算して示せば図-9 となる。 $k$  値による差異は、この場合ほとんど認められない。

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<sup>2)</sup>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、仮に生じても、抵抗モーメントはその量的配慮のみで事足り好都合である。

しかしながら、PHP 工法まくらぎでは中央をヒンジにしたことにより、中央の負曲げモーメントは消滅するが荷重作用点下で正曲げモーメントが増大することは避けられない。したがって、在来工法まくらぎにおける正負曲げモーメント絶対値の和と新工法まくらぎにおける正負曲げモーメントのいずれが小さいか、を調べることが両者の優劣を決める一つのポイントになることはいうまでもない。

この観点から図-7、図-8、図-9などを考察すると、明らかに、中央にヒンジを設けてもそれによって負の曲げモーメントが減殺されたほどには正の曲げモーメントが増大していないことがわかり、PHP 工法まくらぎの新たな利点として注目される。ただし、反力の最大値は PHP 工法まくらぎの方が在来工法まくらぎの場合より 40% くらい大きくなっている。

## (2) 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＝25t、衝撃率＝30%，レール圧＝17t

なお、ヒンジプレート（図-10）としては疲労、老化の懸念がなく、かつコンクリートとの付着性のよい表面組織を有するものを選び、その厚さおよび弾性係数は、その部分のプレストレス  $5 kg/cm^2$  程度の残存と適当なヒンジ作用を期すべく算出決定した。ここに  $5 kg/cm^2$  程度のプレストレスを残したのは、ヒンジ作用によりヒンジ部が開口し、雨水などの侵入により鋼線が腐食するのを防止するためと、運搬時の便のため、かつ横圧に対

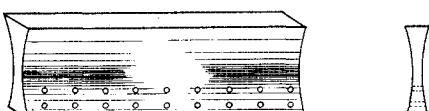


図-10 PHP まくらぎ用ヒンジプレート

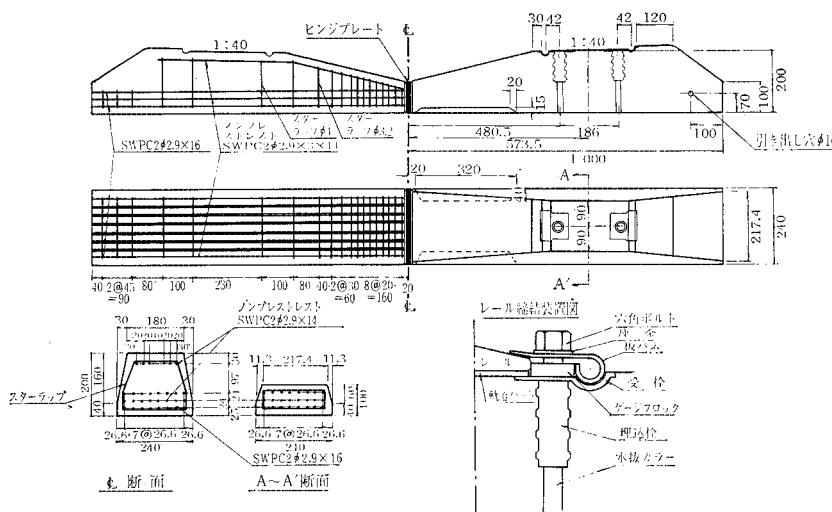


図-11 PHP まくらぎ設計図

する安全性も確保する意味からで、部材の使用条件に伴い、このプレストレス量やヒンジプレートの形状構造はおのずから決定される。種々の断面形状の部材について種々の度合のセミヒンジを試作し、それぞれのヒンジ作用につき、さきに実験解析した結果、ヒンジ部に簡単ならせん鉄筋またはスターラップを使用しておけば、ヒンジ破壊の懸念も十分に解消することがわかったので、本設計にそれを反映せしめる。

紙面の都合上、設計計算過程は省略し設計図のみ図-11に示す。

### (3) まくらぎに関する実験

#### a) 実験概要

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。

輪重な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、などを調べるために、筆者らは八幡製鉄(株)(現新日本製鉄)、日本プレスコンクリート(株)の協力を得て、同製鉄(株)戸畠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写真-1に示すH形鋼供試まくらぎ( $I=4980 \text{ cm}^4$ 、底幅20.4cm)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452t、写真-2)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回実験では写真-3に示す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ヶ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103tを用いた。

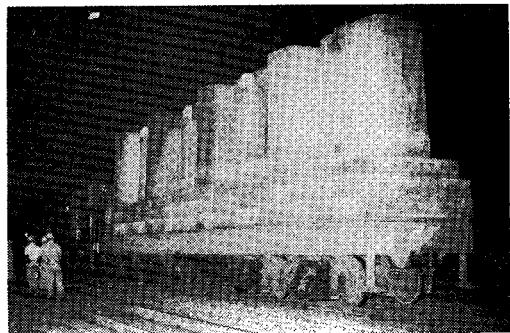


写真-2 鋼塊台車

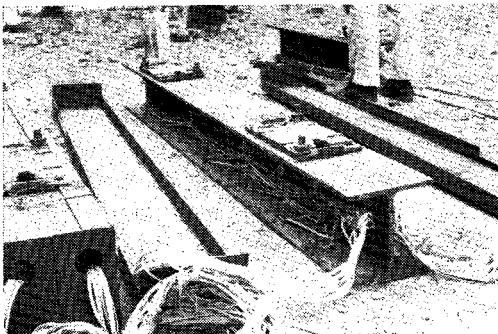


写真-1 H形鋼供試まくらぎ

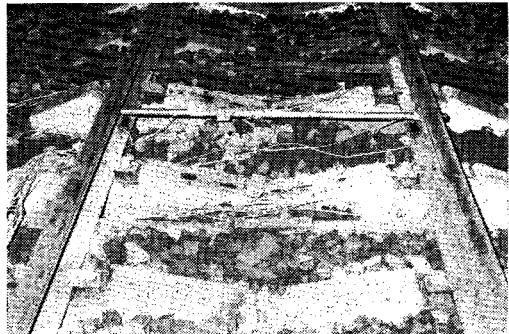


写真-3 PHP まくらぎ

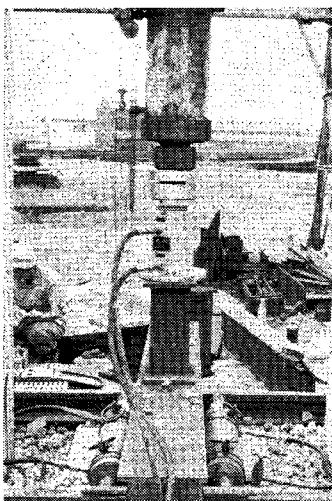


写真-4 横圧試験

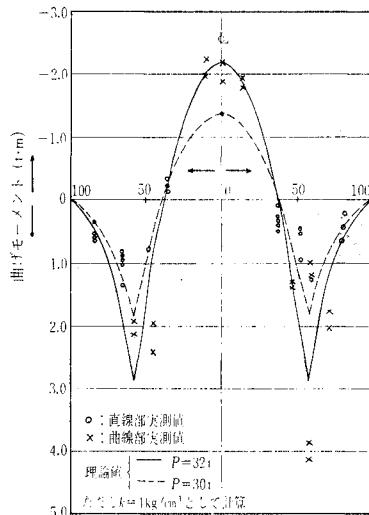


図-12 H形鋼供試まくらぎの曲げモーメントの実測値と理論値

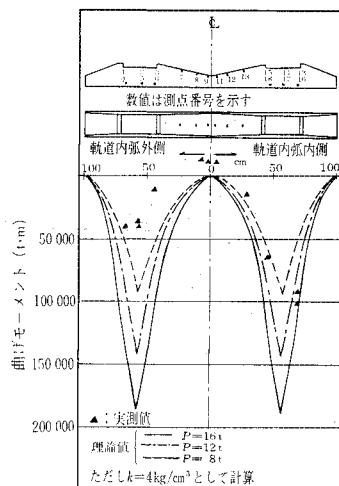


図-13 軽量用 PHP まくらぎの曲げモーメントの実測値と理論値

また、PHP まくらぎに関し横圧試験（写真-4）、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。

#### b) 実験結果

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-12 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  $P=20 \text{ t}$ ,  $30 \text{ t}$  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。

走行荷重総重量  $452 \text{ t}$  から平均輪重を計算すると  $27.6 \text{ t}$  となるから、その  $60\%$  をレール圧と仮定しても約  $17 \text{ t}$  であり、それに仮に  $20\%$  の衝撃率を考慮したとしても約  $20 \text{ t}$  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  $15 \text{ km/hr}$  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。

次に、図-13 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  $7.6 \text{ t}$  となる。なお、この場合右側の実測

値の方が左側のそれ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、支承状態の偏り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。

### 5. 結 言

以上、PHP 工法を橋梁床版に応用した場合と、まくらぎに応用した場合の 2 例について、理論的実験的に検討した。

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、単純版を並べる方式をあえて採らず 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。

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ってはねかえる」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-7) 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-8) 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。このことは筆者ら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 まくらぎの方が大

きくなっている点、留意すべきである。

実験の結果、道床状態のいかんによってはまくらぎのモーメント図がきわめて複雑異常に分布することもある。

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つ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。

これらの各測定結果は既述のとおり、敷設後さして時間をおかずに行なったものであるが、その経年変化の様相を確認する目的で、昭和 43 年初夏に数百丁、同年秋にさらに数百丁のまくらぎを、新日本製鉄戸畠八幡両製造所構内線に試験的に敷設し、定期的に調査を継続してきたが異状を認めず、昭和 44 年秋には、両構内とも本格採用にふみきっている。

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。

浅学なる筆者らの本研究に対し広く各位のご批判、ご

叱正を仰ぐ次第である。

終りに、PHP まくらぎ実験に際しご協力賜った新日本製鉄（株）並びに日本プレスコンクリート工業（株）の関係者各位にお礼申し上げます。

また、本研究に関し貴重なるご教示、ご助言を賜わりました猪股俊司博士並びに九州工大出光隆講師に深甚なる謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 渡辺 明・前原昭一郎・M.R. カルマチャリヤ：PHP 工法に関する基礎的研究、土木学会第 24 回年次学術講演会講演集、昭和 44 年 9 月。
- 2) 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、昭和 43 年 12 月。
- 3) 猪股俊司：プレストレスコンクリートの設計および施工、技報堂、昭和 42 年 2 月。
- 4) 三浦一郎：プレストレスコンクリートまくら木の設計および製作方法、鉄道技術研究報告、No. 307、1962。
- 5) 佐藤 裕：軌道力学、鉄道現業社、昭和 42 年 9 月。
- 6) 八十島義之助：鉄道軌道、技報堂、昭和 42 年 3 月。
- 7) 小林 勇・伊藤富雄・後藤尚雄：鉄道工学、丸善。

(1970.2.13・受付)

(1971.7.13・再受付)