

プレストレスト コンクリート けた を並列した床版橋 の横方向剛度について

猪 股 俊 司*

1. まえがき

短スパンのプレストレスト コンクリート橋では多数のプレキャストけた をスパン方向にならべ、それらけた目地間にコンクリートを現場打ちし、これらすべてのけたを横方向（スパンに直角な方向）にボルトのような繋材を配置して結合するか、プレストレスをあたえるかするのが普通である。

橋の表面舗装だけでは横断面上での各けた に荷重を分配させるには十分な剛性を有しているとは考えられない。したがって現場打ちコンクリート内に埋込んだ連結用のボルトまたは横方向プレストレスの圧縮力だけが、荷重の横方向分配に対して有効に作用すると考えられる。多くの場合けた の断面はI形を用い、目地コンクリートの くさび としての使用が有効に働くようにしてある。しかし、単に横方向にボルトを配置したような構造では、相隣れる けた がヒンジによつて結合されたような極端な場合に近い状態になる場合も考えられる。それは現場打ちコンクリートの乾燥収縮の結果、プレキャストけた と現場打ちコンクリートとが完全に分離したような状況になることも考えられるからである。荷重分布の範囲、その大きさ、などは明らかに橋の横方向の剛性の大きさに関係するものである。横方向曲げモーメントが横方向抵抗モーメントを越えるようになれば、けた相互の連結の効果は低下し、最初の荷重分配能力は破壊されてしまうことになる。床版橋の設計にあつて、スパン方向およびスパンに直角方向の曲げモーメント、 M_x および M_y は直交異方性版として弾性理論を適用して、容易に求められるものである。しかし、この弾性理論が適用できるためには、横方向に十分な剛度を有していることが必要である。以上の理由から横方向にもプレストレスを与えて、すべてのプレキャストけたをプレストレスングによつて、結合することが有効であると考えられる。

以上の理由から筆者は模型床版橋を造つて、載荷試験を実施し荷重の横方向分布について検討した。

2. 計 算 法

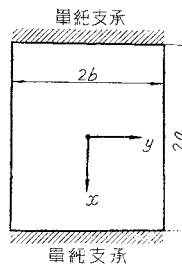
計算法としては直交異方性版の理論を適用するのが最も簡便である。このために、Guyon, Massonnet, によつて用意された数表の利用が非常に便利である。この理論を適用するにあつて、2つのパラメーターが必要である。すなわち曲げに関するもの θ とねじりに関するもの α とである。すなわち θ, α はつぎの式を用いて表わされる。

$$\theta = \frac{b}{2a} \sqrt{\frac{4i}{j}} \dots\dots\dots(1)$$

$$\alpha = \frac{G(r_p + r_q)}{2EVij} \dots\dots\dots(2)$$

- ここに、 $2b$: 床版の幅 $2a$: 床版のスパン
- i : 単位幅当りの断面2次モーメント
- j : スパン方向単位長当りの断面2次モーメント
- G : セン断弾性係数
- r_p : 単位幅当りのねじり係数
- r_q : スパン方向単位長当りのねじり係数(図-1 参照)

図-1 床版橋



Guyon, Massonnet の理論ではポアソン比は0として近似解を求めているから、異方性版でない場合には(1), (2)両式はつぎのようになる。

$$\theta = \frac{b}{2a}, \alpha = 1 \dots\dots\dots(3)$$

Guyon はねじりを無視して $\alpha = 0$ の場合を取り扱い、Massonnet は $\alpha = 1$ の場合を取り扱っている。任意の α の値については、分配係数 K_α はつぎの式で求められる。

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 K_0 : $\alpha = 1$ の場合の分配係数

K_1 : $\alpha = 1$ の場合の分配係数

分配係数 K はつぎのような関係を表わすものである。

$$K = \frac{\text{(ある点に集中荷重} P \text{が使用したときのタワミ)}}{\text{(} P/2b \text{なる線荷重が作用したとき全幅にわたつて同一のタワミを生ずるとしたときのタワミ)}} = \frac{w(y)}{\text{平均} w}$$

* 正員 工博 極東鋼弦コンクリート振興KK, 東京都立大学講師

いる。これは自重による曲げ応力度が下縁で与えられたプレストレスより大きくなっているために、けたには最初から自重のもとでひびわれを発生した状態にあるためである。このようなけたの曲げ剛性を計算することは非常に困難なことである。下突縁の間の現場打ちコンクリート打込みの不完全さを考慮して、断面2次モーメントの計算値としては、下突縁から上の部分だけとする。またコンクリートのヤング係数は断面ごとに異なるが、簡単のために現場打ちコンクリートとプレキャストコンクリートのヤング係数の平均値を用いることにする。よつて計算値は、

$$EI = \frac{1}{2}(4.1 + 3.3) \times 10^5 \times \frac{40}{12} \times 11^3 = 1.64 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

となり、測定値に対して5%の差がある。

(3) 試験けたC 鉄筋コンクリート構造のように考え、引張側のコンクリートはこれを無視すると、つぎのようになる。

$$n = 6.4 \quad A_s = 7.6 \text{ cm}^2 \quad d = 7.5 \text{ cm} \quad b = 40 \text{ cm} \\ I = 1340 \text{ cm}^4$$

コンクリートのヤング係数は平均値を用いてつぎのように計算できる。

$$EI = 3.7 \times 10^5 \times 0.134 \times 10^4 = 0.50 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

測定値は $0.62 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$ となつており計算値との差は24%となつている。このような構造ではEIの正しい値を計算することが困難であることは当然である。

4. 集中荷重をうける床版橋についての試験

図-2の試験けたAに示すプレキャストプレストレスコンクリートけた24本をスパン350cmで並列し、目地コンクリートを施工して床版橋を製作した。試験用版は版1および版2であつて、版1では横方向に直径14.4mmのPC鋼棒を用いてプレストレスが与えられており、版2では直径22mmのボルトを20cm間隔にそう入したものである。供試版についての寸法、プレストレスなどは表-1に示してある。載荷試験は写真

表-1 試験版の諸元

スパン (2a)	350 cm
幅 (2b)	324 cm
プレキャストプレテンションけた	
断面寸法	15×13×370 cm
本数	24
PC鋼線	
直径	5 mm (異形)
本数	5本 (1本のけた当り)
偏心量	2.4 cm
有効プレストレス+自重による曲げ応力度けた1本当りの設計曲げモーメント	上縁 21 kg/cm ² 下縁 97 kg/cm ² 48 600 kg-cm
横方向プレストレス	
上縁	試験版 1. -1 kg/cm ² 試験版 1. 0
下縁 (現場打ちコンクリート)	Test A 37 kg/cm ² Test B 19 kg/cm ²
横方向設計曲げモーメント	試験版 1. 試験版 1. Test A 746 kg-cm/cm Test B 383 kg/cm ²

—1に示すようにスパン中央に15×15cm区間で一点集中荷重によつて実施した。版のタワミはスパン中央および1/4スパンの両断面で、横断方向に9個のダイヤルゲージを用いて測定された。またコンクリートの上下両縁ヒズミをスパン方向およびスパンに直角方向の両方向について電気抵抗線ヒズミ計を用いて測定した。

写真-1 載荷試験状況



5. 試験結果の検討

Guyon, Massonnetの与えた表を用いて、試験の結果を検討することにする。このためにはまず(1)式の θ を定める必要がある。これには3.で述べた試験結果から求められた両方向の曲げ剛性を用いて容易に計算できる。試験結果から求められる i, j は次のようになる。

$$i = \frac{1}{E} \times 2.72 \times 10^9 / 26.5 = \frac{1}{E} \times 0.1027 \times 10^9 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

$$j = \frac{1}{E} \times 1.74 \times 10^9 / 40 = \frac{1}{E} \times 0.0435 \times 10^9 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

(試験版1)

$$= \frac{1}{E} \times 0.62 \times 10^9 / 40 = \frac{1}{E} \times 0.0155 \times 10^9 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

(試験版2)

よつて

$$\theta = \frac{162}{350} \sqrt[4]{\frac{0.1027}{0.0435}} = 0.57 \quad (\text{試験版1})$$

$$\theta = \frac{162}{350} \sqrt[4]{\frac{0.1027}{0.0155}} = 0.74 \quad (\text{試験版2})$$

となる。 i, j として前記の計算値を用いても θ は i, j の比の $\sqrt[4]{\quad}$ で表わされているので、試験結果の i, j を用いても θ の値の差は小さいものである。

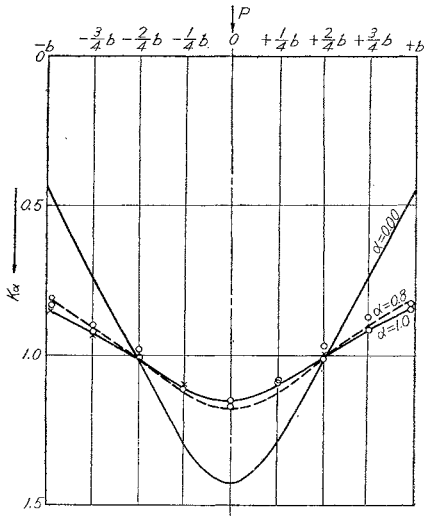
(1) 分配係数K スパン中央断面で横断方向に等間隔に配置された9個のダイヤルゲージの測定結果を用いて平均タワミは容易に計算できる。分配係数Kは測定された各点のタワミを前記平均タワミによつて割ることによつて、各種の偏心載荷時の各点のKが求められる。

これらの K を荷重の小さい範囲内で求め図示したものが図-4であつて、供試版1について代表的なものを示した。図-5には供試版2についての代表的な試験結果を示してある。

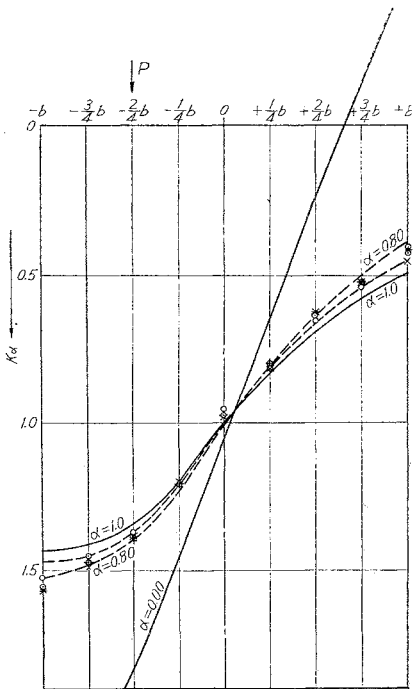
測定結果と Guyon, Massonnet の数表から求められた結果とを比較するため、図-4.5にはそれぞれ数表から求めた $\alpha=0, \alpha=1$ の場合の外に(4)式を用いて $\alpha=$

図-4 供試版1についての分配係数 K_α

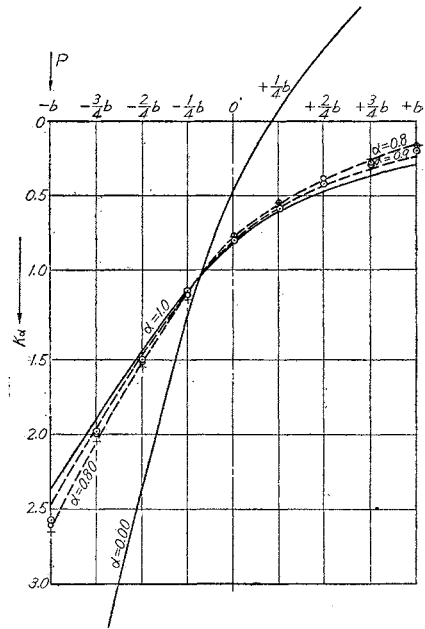
(a) 荷重点 0



(b) 荷重点 $-\frac{2}{4}b$



(c) 荷重点 $-b$



0.7, 0.8, 0.9 とした場合の K の分布をも示してある。

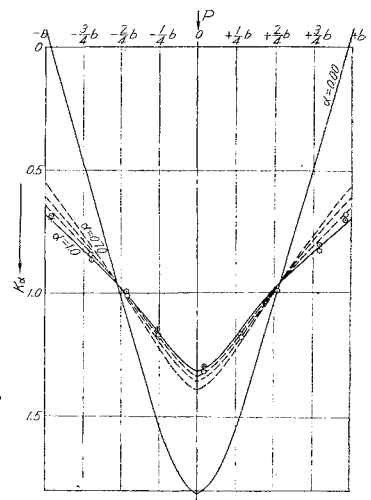
図-4.5の結果から、供試版1の場合には $\alpha=0.85$ 供試版2の場合には $\alpha=0.75$ とした場合が測定結果と試験結果とがよく一致することを示している。集中荷重の偏心量が0の場合、すなわち版の中央に集中作用する場合には、 α は前記の値より大であり、版端に作用する場合には α は前記の値より小さいものとなるようであるが、実際上の目的からは前記 α の値を用いて十分であると考えられる。

(2) 平均曲げモーメント 前記の分配係数 K はタ

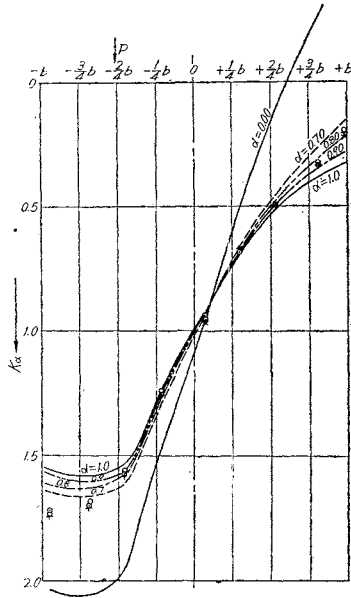
ワミ曲線から求められたものである。同様に軸方向の曲げモーメントの横断面に沿つての分布が求めれば、軸方向曲げモーメントに関する分配係数も求められる。測定された上下両縁のヒズミと、前記3.で述べた試験の際の試験けたAの上下両縁ヒズミと曲げモーメント曲線とを比

図-5 供試版2についての分配係数 K_α

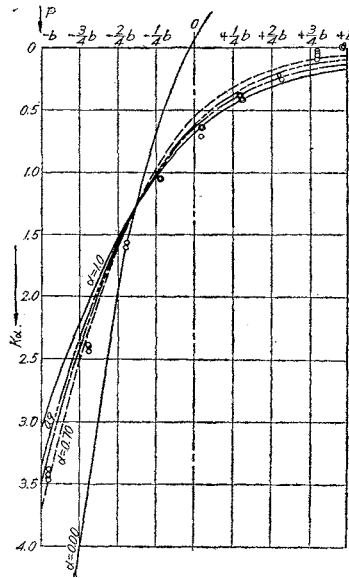
(a) 荷重点 0



(b) 荷重点 $-\frac{2}{4}b$



(c) 荷重点 $-b$



における軸方向曲げモーメント M_x (y) を、つぎの式で求めることにする。

$$M_x(y) = 1.1 \times K_\alpha(y) M(\text{平均})$$

この式から荷重点曲げモーメントを $1.1 \times K_\alpha$ で割って平均軸方向曲げモーメントを計算することができる。結果を表-2~4 に示してある。これらの表から測定結果を理論値とは供試版 2 の場合を除いて非常によく一致していることがわかる。

(3) 横方向曲げモーメント M_y

Guyon, Massonnet によると、 M_y はつぎの式で求められる。

$$M_y = \sum_{n=1}^{\infty} \mu(n, \theta) \cdot r_n \cdot b \cdot \sin \frac{n\pi}{2a} x \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 μ は Guyon, Massonnet の与えた数表から求める。 r_n は、荷重をフェリー級数に展開したときの第 n 項の係数。

荷重版は $15 \times 15 \text{ cm}$ であるが、試験床版の中立軸位置では $30 \times 30 \text{ cm}$ に分布するものとしてフェリー級数に展開するとつぎようになる。

$$r_n = \frac{4P}{2an} \sin \frac{n\pi}{2} \cdot \sin \frac{d\phi}{2}$$

$$d\phi = \frac{\pi \cdot 2c}{2a} = \frac{\pi \times 0.30}{3.50} \doteq 15^\circ 30'$$

$$r_1 = 0.569 P, r_2 = -0.558 P, r_3 = 0.572 P, \dots \dots$$

スパン中央において第 3 項まで考えて、

$$M_y = b[\mu_1(\theta) \cdot r_1 - \mu_2(\theta) \cdot r_2 + \mu_3(\theta) \cdot r_3] \dots \dots (6)$$

理論値と試験結果とを比較すると表-5, 6 のようになる。この結果を比較すると大体の一致を示している。この誤差の原因は第一に測定ヒズミの値が小さいことによつてこの測定ヒズミから曲げモーメントを求めるとき (3 の試験の供試体 B, C の曲げモーメント-ヒズミ曲線から求める) におこる誤差であり、第二には横断方向にそつての係数 μ の変化が大きいことによるものと考えら

較して、試験版の各点における軸方向曲げモーメントを求めることが可能である。この方法は正確なものとはいえないが、大体の値を推定することは可能となる。以上の方法で求めた K の値は大体においてタフミから求めた K と一致することがわかる。しかし荷重点においては局部的影響が明らかに現われ前記タフミから求めた K よりも大きいものとなつている。よつてこれに対する安全度を考えて、前記の分配係数 K_α を用いたとき、位置 y

表-2 スパン中央断面のスパン方向曲げモーメント測定値と計算値との比較 (試験版 1. Test A. 荷重 $P=6.0 \text{ t}$)

荷重点	荷重点の測定曲げモーメント (kg-m)	分配係数 K_α	測定平均曲げモーメント (kg-m)	理論平均曲げモーメント (kg-m)
0	6 600	1.17	5 140	5 250
$b/4$	6 700	1.23	4 960	
$2b/4$	7 800	1.38	5 140	
$3b/4$	10 500	1.97	4 850	
b	14 800	2.54	5 300	
			平均 5 080	

表-3 スパン中央断面のスパン方向曲げモーメント測定値と計算値との比較 (試験版 1. Test B. 荷重 $P=3.0 \text{ t}$)

荷重点	荷重点の測定曲げモーメント (kg-m)	分配係数 K_α	測定平均曲げモーメント (kg-m)	理論平均曲げモーメント (kg-m)
0	3 450	1.17	2 670	2 625
$b/4$	3 580	1.23	2 650	
$2b/4$	3 980	1.38	2 550	
$3b/4$	4 980	1.97	2 300	
b	6 900	2.54	2 470	
			平均 2 530	

表-4 スパン中央断面のスパン方向曲げモーメント測定値と計算値との比較 (試験版 2. 荷重 $P=4.0 \text{ t}$)

荷重点	荷重点の測定曲げモーメント (kg-m)	分配係数 K_α	測定平均曲げモーメント (kg-m)	理論平均曲げモーメント (kg-m)
0	4 960	1.36	3 320	3 500
$b/4$	5 300	1.39	3 470	
$2b/4$	5 660	1.61	3 200	
$3b/4$	8 150	2.10	3 530	
b	13 400	3.58	3 400	
			平均 3 390	

表-5 載荷点における横方向曲げモーメント M_y
(試験版 1. $\theta=0.57, \alpha=0.85$)

載荷点	理論値 (tm/m)	測定曲げモーメント (tm/m)	
		Test A	Test B
0	0.125 P	0.123 P	0.131 P
b/4	0.118 P	0.111 P	0.120 P
2b/4	0.110 P	0.120 P	0.125 P
3b/4	0.086 P	0.091 P	0.078 P

れる。最も大きい誤差の原因は試験版がねじり剛性を有すること、およびポアソン係数を無視していること、などによるものであろう。荷重の偏心が小さい場合にスパン中央で大きい曲げモーメントを生じ、試験版1ではスパン方向最大曲げモーメントの約42%、試験版2では約28%となつている。

(4) タワミ 荷重-タワミ曲線は図-6, 7にその代表的なものを示してある。荷重-タワミ曲線は横方向に対してフルプレストレスングとする設計荷重以上となると、わずかに彎曲する傾向を示している。この設計荷重以上に荷重が増加するとタワミの増加は荷重の増加よりも急激となつている。これは単に載荷点ばかりでなく、無載荷点においても同様である。これは現場打ちコンクリート目地が破壊しないかぎり、無載荷点においても大きく荷重を受けることが可能であることを示すものである。

試験版2においては、荷重-タワミ曲線に急激な折れ曲がり点を示していない。これは横方向の曲げ剛性が約1450 kg-cm/cmの曲げモーメントまでほとんど一定である事実(図-2参照)によつて説明できる。計算タワミも記入してあるが、測定結果とよく一致している。

(5) ヒズミ曲線 図-8~10にはヒズミの測定結果を示してある。

6. ひびわれ荷重と破壊荷重

ひびわれ荷重および破壊荷重試験は試験版1 (Test A のプレストレスを与えグラウチング実施したもの) および試験版2について、版の中央に集中荷重を加えて実施した。

最初のひびわれがプレキャスト プレストレスト コンクリートけた 下縁に発生したのは、試験版1では20t、試験版2では16tであつた。並列された各けた間が開口する状況は目地コンクリートとプレキャストけたとの間の外観が悪いために、明確には認められないものがあつた。

ひびわれは荷重の増加にしたがつて次第に増加した。ひびわれ発生方向は版の中央から大

表-6 載荷点における横方向曲げモーメント M_y
(試験版 2. $\theta=0.74, \alpha=0.75$)

載荷点	理論値 (tm/m)	測定曲げモーメント
		(tm/m)
0	0.094 P	0.096 P
b/4	0.091 P	0.085 P
2b/4	0.084 P	0.087 P
3b/4	0.071 P	0.075 P

体放射線状となつているが、主なるひびわれは、スパン中央において支承に平行なる方向に各プレキャストけた下縁に発生したひびわれを結んだものであつた。

図-6 荷重-タワミ曲線, 荷重点0, 供試版1, Test A

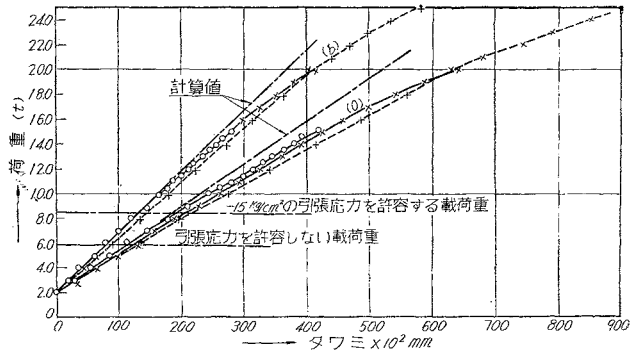


図-7 荷重-タワミ曲線, 載荷点0, 供試版2

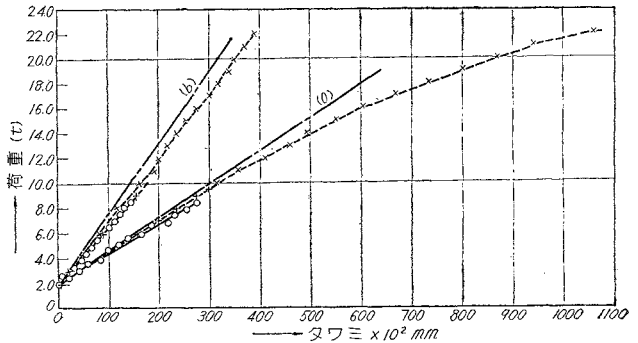


図-8 荷重-上縁ヒズミ曲線, 載荷点0, 試験版1, Test A

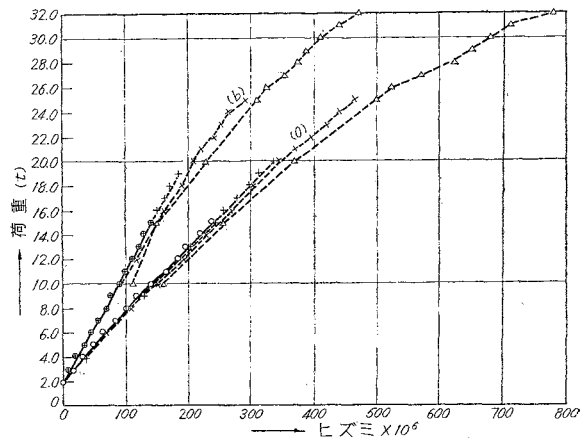


図-9 荷重—上縁ヒズミ曲線, 載荷点0, 供試版2

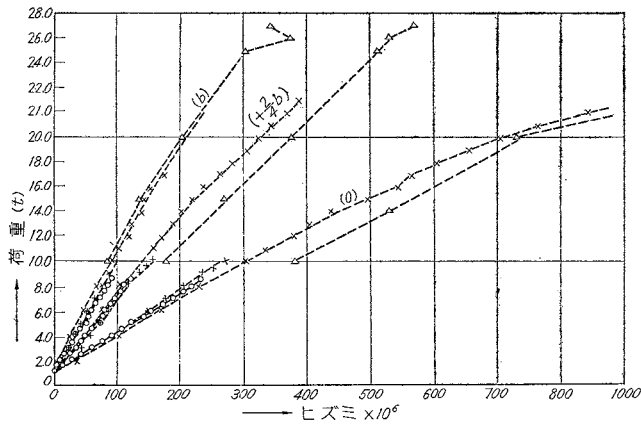
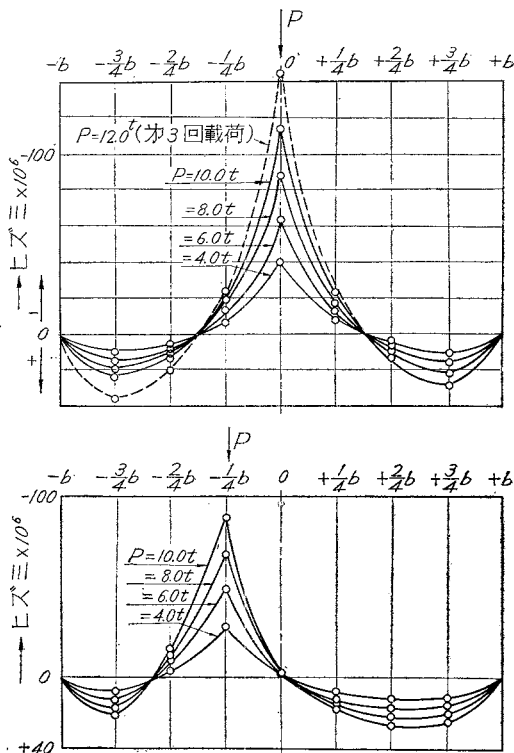


図-10 横方向ヒズミ分布 (供試版 1, Test A, 上図は上縁, 下図は下縁について)



破壊荷重は試験版1および2に対してそれぞれ40.5tおよび30.0tであつた。プレキャストけたは非常に大きいタワミを生じ、載荷点付近において圧縮側コンクリートは完全に破壊を生じ、下面ではコンクリートが相当区間にわたつて落下した。ひびわれおよび破壊したコンクリートの状況を版の下面から見たものを図-11, 12に示してある。試験版1では版の幅全体にわたつてひびわれが発生したのに対し試験版2では版の幅の約2/3区間だけにひびわれが発生したにすぎなかつた。これは横方向にプレストレスをあたえた試験版1の方が、試験

版2よりも荷重の横方向分配に対して非常に有効であることによるものである。

(1) ひびわれ荷重 3. で述べた試験けたAのひびわれモーメントは1.89t・mであつた。もし荷重分配係数がすでに求められた荷重の小さい範囲内の値と同一であると仮定して、ひびわれ荷重から、曲げモーメントを求めるときのようになる。

$$\begin{aligned} \text{試験版1 } M_c &= 1.1 \times 1.17 \times \frac{20 \times 3.5}{4} \\ &\times \frac{1}{12} = 1.88 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{試験版2 } M_c &= 1.1 \times 1.36 \times \frac{16 \times 3.5}{4} \\ &\times \frac{1}{12} = 1.75 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

すなわち試験けたAについて求められたひびわれ曲げモーメントに比較して試験版1の場合はよく一致しているが、試験版2の場合は小さい値となつている。これは試験版2ではひびわれ発生のように大きい荷重をうけた時の荷重分配係数Kは、小さい荷重範囲内で求められた値よりも大きいものとなつたためと考えることができる。すなわち試験版2ではKの値が荷重の小さい範囲に比較して約10%増加したものと考えればひびわれ荷重は説明できる。

(2) 破壊荷重 3. で述べた試験けたAの破壊曲げモーメントは $M_u = 3.08 \text{ t} \cdot \text{m}$ であつた。

もし破壊が横方向の強度が十分であつて、図-13に示すようにスパン中央に一本のイールドラインが発生

図-11 試験版1のひびわれ状況

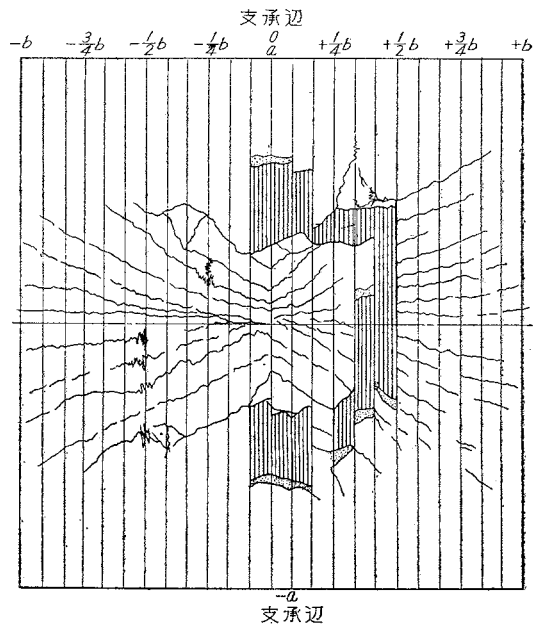


図-12 試験版2のひびわれ状況

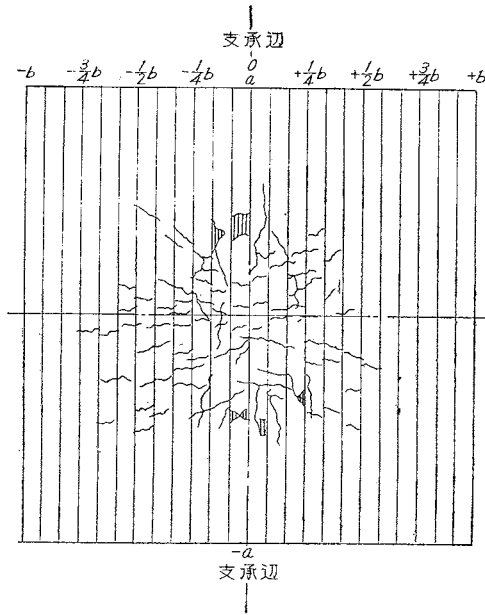
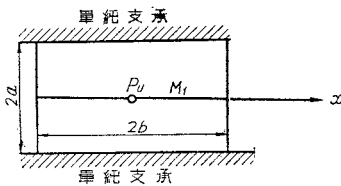


図-13 スパン中央に生ずるイールドライン



することによつておこるものとすれば、破壊荷重はつぎの式であたえられる。

$$P_u = 4M_1(2b/2a) \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 M_1 は版の正の曲げモーメント

に対する単位幅当りの破壊抵抗モーメントである。試験けたAの破壊曲げモーメントの値を用いて、

$$M_1 = 3.08/0.265 = 11.6 \text{ t} \cdot \text{m/cm}$$

となる。よつて (7) 式を用いて

$$P_u = 4 \times 11.6 \times \frac{3.24}{3.50} = 43 \text{ t}$$

試験版1および2に対して破壊荷重は40.5tおよび30tであつた。試験版1の試験結果と実験結果とはよく一致し、その差は5%にすぎない。しかし試験版2では試験結果は計算値に比して非常に小さいものであつた。これは、試験版2のように横方向にボルトを配置して連結したような構造では横方向の強度が十分でないため大きい荷重に対する分配が、いちじるしく悪いためであると考えられる。この試験に用いられた一点集中荷重の設計荷重を前記分配係数を用いて、軸方向に対してはフルプレストレッシングとなるようにして計算すると表-7のようになる。載荷点の偏心量が増加するほど急激に許容荷重は小さくなつていく。

版の中央に載荷された場合の許容荷重を用いて破壊安全率を求めると、試験版1で3.9、試験版2では3.4と

表-7 軸方向にフルプレストレッシングとしたときの設計一点集中荷重

載荷点	試験版1	試験版2
0	10.4 t	8.9 t
b/4	9.8 t	8.7 t
2b/4	8.8 t	7.5 t
3b/4	6.1 t	5.8 t
b	4.8 t	3.4 t

なる。横方向にもフルプレストレッシングであることを要求すれば、許容荷重は6.0tであつて、試験版1についての破壊安全率は6.6となり、他の構造物に比較して、いちじるしく大きいものとなる。試験版1でもし20kg/cm²の引張応力を許容するパーシャルプレストレッシングとすれば、破壊安全率は40.5/9.2=4.4となる。版の中央に載荷したときの荷重-タワミ、荷重-ヒズミ曲線の直線性が成立しなくなるのは大体9.0t程度である。これらのことから、横方向に対してパーシャルプレストレッシングとするか、フルプレストレッシングとするかは、経済的問題を含めて困難な問題となる。これらに関しては、さらに将来の試験研究が望まれる。

7. むすび

プレストレストコンクリート床版橋の設計にあつては、分配係数 K_α を用いる計算方法は非常に便利なものであり、かつ信頼できる結果を与えることが明らかである。横方向曲げモーメント M_y を計算することが容易となり、横方向に関する許容荷重が計算できる。よつて横方向にプレストレスを与えた床版橋の曲げモーメントを正確に計算できる。またこの試験の結果の範囲内では、この種形式の床版橋の α は0.85程度と考えられる。

横方向に与えるプレストレスの大きさについては、さらに将来の研究が望まれる。すなわち、パーシャルプレストレッシングとするか、フルプレストレッシングとするかは、経済的問題も含めて考究されなければならない。フルプレストレッシングとすれば、横方向に与えなければならないプレストレスは大となり、経済的問題がおけると同時に破壊に対する安全度が他のけた橋の主げたに対して要求されている値に比較して非常に大きいものとなり、他の形式の橋の安全率と釣合がとれないことになる。これを解決するには、横方向にはパーシャルプレストレッシングを許容し、破壊荷重を Yield line theory により検討し十分な破壊安全度を有する程度に収めるのが合理的であろうと考えられる^{1), 2), 3)}。

本研究は昭和31年度建設技術研究補助金によつて実施されたものであつて、土木研究所 田原部長、手塚 国広両技官の御援助をうけた。また試験には渡辺、松村両君の労によるところが多かつた。

参考文献

- 1) Morice: "Minimum transverse strength of slab bridges" Magazine of Concrete Research, No. 23, 1956
- 2) Morice & Reynolds: "The strength of simply supported slab bridge subjected to concentrated loads" paper presented at the Symposium on Strength of Concrete Structures" London, May 1956
- 3) Reynolds: "The strength of right prestressed concrete slab bridges with edge beams" Magazine of Concrete Research, No. 27, 1957