

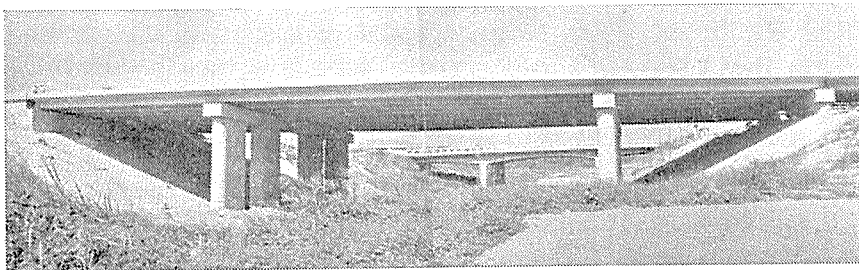
3 径間 P C 連続桁 (小畑川橋) の試験について

林 宣 熙*
細 川 久 雄**

1. ま え が き

この試験は、京都府乙訓郡大山崎村地内に架設された名神高速道路の小畑川橋について、プレストレス導入試験から静的載荷試験に至るまで実施したものである。

写真—1 完成後の小畑川橋



本橋はフレッシュナー方式の P C 橋で、サイド スパン 16.00 m、センター スパン 26.30 m からなる橋長 59.30 m の 3 径間連続桁橋である。主な設計条件を示すと、荷重一等橋 (T-20, L-20)、幅員 2 @ 9.40 m、斜角左 76°、橋面横断勾配 5 %、曲線半径 1 000 m (主桁は直線に配置) の曲線橋である (折込付図 参照)。

この P C 橋は、全幅の中央で橋軸方向に幅 30 cm の縦目地を設け、2 回に分割して全径間にわたり支保工上 (支保工にプレート ガーダーを使用) でコンクリートを打設し、一次プレストレスを導入したものである。その後、縦目地が施工され横締めを行なって、幅員 9.40 m が一体となってから二次プレストレスを導入したものである。

したがって、試験は上り線について、3 回に分割して行なった。第一回目は下流側部分における第一次プレストレス導入試験、第 2 回目は 2 次プレストレス導入試験、第 3 回目は自動車載荷による静的試験と、このほかにコンクリートのクリープ試験について行なったのである。以上のうち、今回は第一次プレストレス導入試験と載荷試験について報告する。

第一次プレストレス導入試験の主要目的は、プレストレス導入過程において、桁自重 およびプレート ガーダー (支保工) の復元力の影響による各断面の応力の変化状態、たわみおよび支点の移動量について、測定し解析

を行なうものである。また、載荷試験は、本橋完成後に橋梁全体が、横方向に相当の剛度を有する一体構造として、設計では Y. Guyon-C. Massonnet の理論を適用し、各主桁相互間の応力分配を求めている。したがって、これらの点について自動車を種々の状態に載荷し、

静応力ならびに静たわみを測定し、設計計算と比較検討を行ない、構造物の安全性を確認するとともに Y. Guyon-C. Massonnet の応力分配理論の不静定構造物への適用性について、究明するために行なったものである。

以上のごとく、本試験は小畑川橋の施工にあたって生ずる、構造上の諸問題の解析と各種施工段階における安全性を確認するとともに、この種の P C 橋梁の設計上、施工上の構造的諸性質の明確化を行うために行なったのである。

2. 試験概要

(1) 試験項目

測定項目は、大きく分類してつぎの 5 項目について、施工進行度と平行し、この試験を実施した。

- ① 予備試験
- ② 下流側主桁部における第一次プレストレス導入試験

③ 第二次プレストレス導入試験

④ 自動車による静的載荷試験

⑤ コンクリートのクリープ試験

これらの各項目のうち、本報告においては②、④について述べる。

(2) 測定法の種類および測定器材

本橋梁の測定に使用した、測定器材の種類と使用目的は、表—1 に示すとおりである。

3. 下流側主桁部における第一次プレストレス導入試験

下流側主桁部における第一次プレストレス導入にともなう主桁のひずみ状況の測定は、静的電気抵抗線ひずみ計と簡易直読式ひずみ計とを併用して行なった。

* 日本道路公団技師

** 日本鋼弦コンクリート K K 設計課長

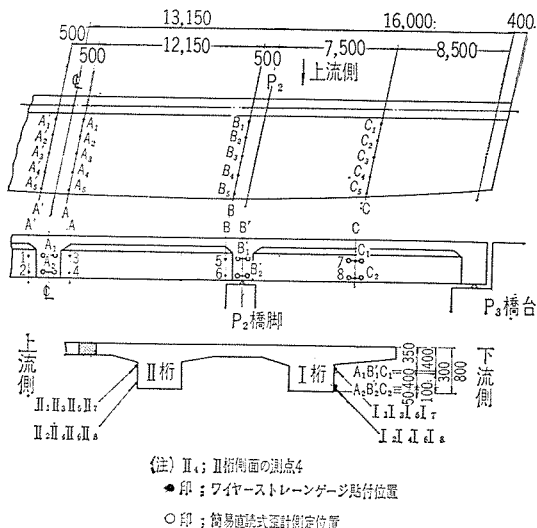
表-1

測定器材	測定対象	摘 要
静的電気抵抗線のひずみ計	桁の静的ひずみ測定	新興通信工業KK製 (インジケータ PS 7-LT 型, ペーパーゲージ S-4)
簡易直読式ひずみ計	桁のひずみ測定	八千代製作所製 (型式 KS-400)
レベルおよびスタップ	桁のたわみ状態の測定	
ダイヤルゲージ	支点の移動量およびたわみ状態測定	東京精密工業KK製 (ストローク 30 mm or 20 mm)
その他 (温度計, 湿度計等)	温度, 湿度の変化観測	

(1) プレストレス導入応力度の測定

(a) 測定位置 ひずみの測定位置は, プレストレスおよび桁自重による曲げ応力度の変化が大きい点を選び側径間の中央断面, 中間支点上断面, 中央径間のセンター

図-1 ワイヤーストレンゲージおよび簡易直読式ひずみ計測点



ワイヤー ストレンゲージの温度および乾燥収縮によるひずみの補正ゲージ(ダミー)は、コンクリート打設時に採取した50×50×100 cmの立方体コンクリートブロックを使用して、被試験体と同一条件となるようにした。

簡易直読式ひずみ計は、機械的にコンクリートの伸縮を測定するものであるから、各測定ごとに同一測点を5回ずつくり返して行ない、その平均値をとるようにした。

温度および乾燥収縮によるコンクリートの伸縮量の補正は、写真-2の試験体を利用して、主桁の測定と同時に同方法にて測定を行なった。

写真-2 補正用コンクリート供試体

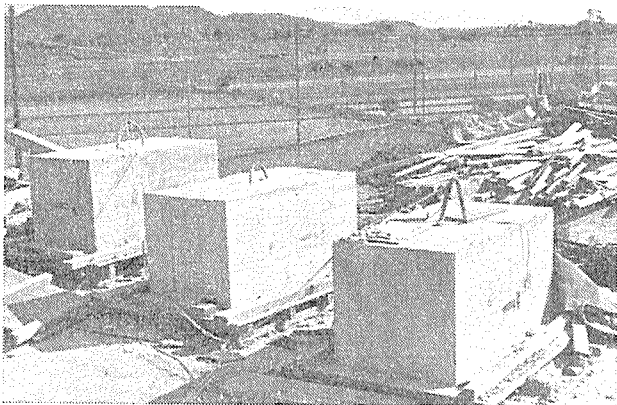


写真-3 ひずみ測定状況(その1)

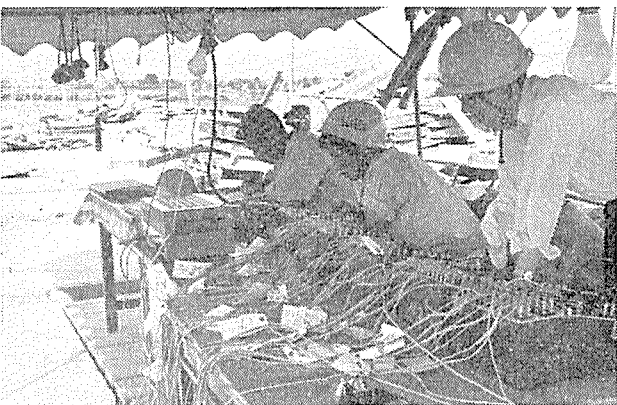


写真-4 ひずみ測定状況(その2)



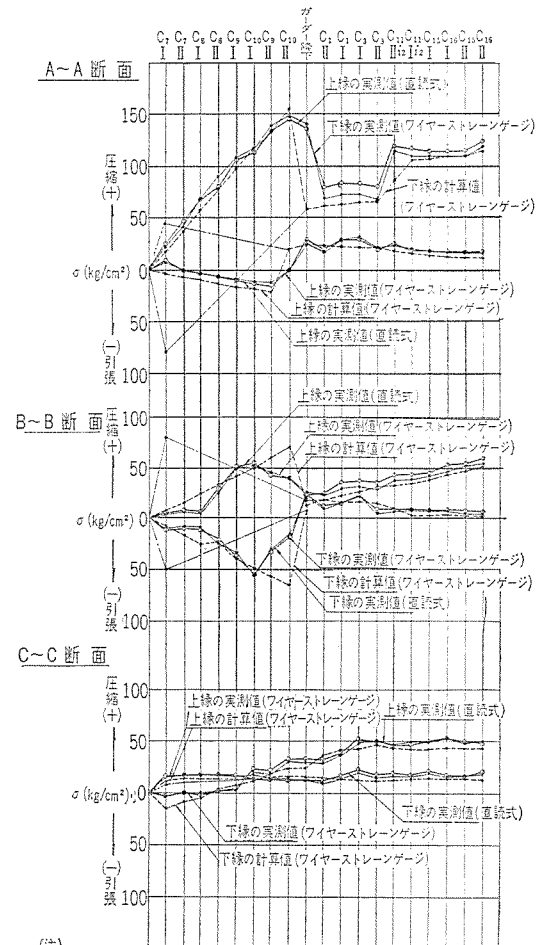
写真-3はワイヤー ストレンゲージによるひずみ測定状況であり、写真-4は簡易直読式ひずみ計によるひずみ測定状況を示したものである。

(c) 測定結果および考察 第一次プレストレス導入時においては、プレート ガーダーによってコンクリート桁を等分に支持している状態で行なった。

この測定は前記のごとく、ワイヤー ストレンゲージと簡易直読式ひずみ計とを併用して行なったが両者とも同一傾向を示した。したがって、簡易直読式ひずみ計でも短期間の測定であれば精度は多少おちるが、経済的に測定することができる。

そこで、各測点におけるヒズミの値より A~A, B~B, C~C 断面について桁の上下縁に対する応力度に換算し、その変化状態について計算値と比較すると、図-3に示すごとくである。この場合、測定ひずみより応力度算出に用いたコンクリートの弾性係数は、予備試験において、日本道路公団名神高速道路試験所で測定した値を用いることにした。その値はφ15×30 cmの供試体を使用して、ワイヤー ストレンゲージで測定した結果

図-3 各断面のワイヤーストレンゲージの実測値と計算値の比較



(注) 印区間に於いては、プレストレス導入前初より自重を考慮した場合は、●印はワイヤーストレンゲージ ○印は簡易直読式歪計である。

$\bar{E}_c = 310\,000 \text{ kg/cm}^2$ であった。

図-3 から明らかなごとく A~A, B~B 断面においては、ケーブル⑩の緊張後プレートガーダーの降下を行なうまで、桁自重は全く作用しない状態であった。したがって、PCケーブル C₁₀I の緊張後において、実測値は A~A 断面で $\sigma_{ct}' = -11.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = 117.0 \text{ kg/cm}^2$, B~B 断面で $\sigma_{ct}' = +52.5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = -54.0 \text{ kg/cm}^2$ であった。これに対し、桁自重を無視してプレストレストとそれにとまう二次モーメントによる計算値は A~A 断面で $\sigma_{ct}' = -18.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = +117.5 \text{ kg/cm}^2$, B~B 断面で $\sigma_{ct}' = 51.5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = -48.7 \text{ kg/cm}^2$ である。この場合、B~B 断面においても全ケーブルで均等にプレストレスを行ない、それにしたがって桁自重の応力も作用するものであれば、 54 kg/cm^2 に達するような引張応力も生じないはずである。しかし、実際は1ケーブルずつ緊張を行なったので、その過程においてコンクリート断面の図心から緊張完了後のPC鋼線の図心との偏心量の関係およびコンクリート打設時にたわんでいたガーダー自身の復元力などの影響によって、予期以上の引張応力が生ずるものである。

C~C 断面においては、プレストレスの当初より桁自重の作用が認められる。これはプレートガーダー自身の復元力が、側径間よりも中央径間の影響が大であるため、側径間に正の曲げモーメントが生じたものと考えられる。

また、A~A 断面と B~B 断面では、桁自重の影響時期に差を生じている。A~A 断面では、プレストレスとそれにとまう二次モーメントによる応力が、計算値で $\sigma_{ct}' = -24.2 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = 155.1 \text{ kg/cm}^2$ (ケーブル⑩緊張後) になったとき、ガーダーを降下して初めて桁自重が除々に作用し、降下後の実測値は $\sigma_{ct}' = 29.5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = 74 \text{ kg/cm}^2$ (計算値 $\sigma_{ct}' = 23.5 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = 63.2 \text{ kg/cm}^2$) であった。その後、ケーブル③以後の緊張においては、桁自重による曲げモーメントも完全に作用し、プレストレスによる応力度の増加状況が認められる。

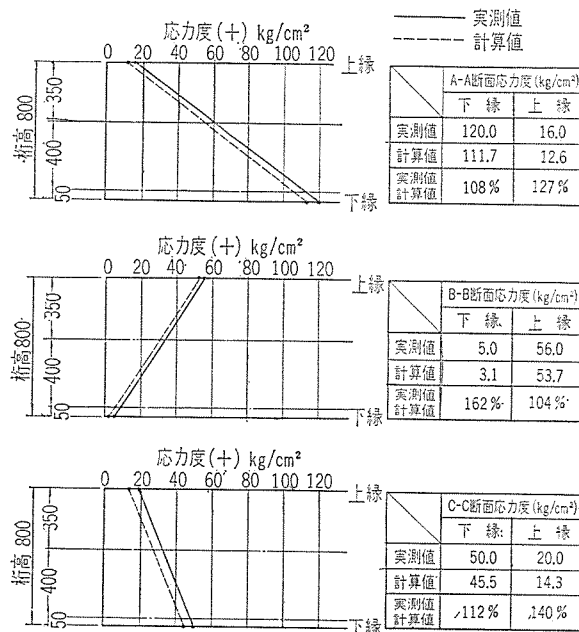
B~B 断面では桁自重作用時期が、A~A 断面よりも少し早くケーブル C₁₀I の緊張後より作用し始め、プレートガーダーの降下後、すなわちケーブル①の緊張前においては桁自重も完全に作用し、計算値とよく一致している。そのときの実測値は $\sigma_{ct}' = 26.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = 23 \text{ kg/cm}^2$ (計算値 $\sigma_{ct}' = 14.2 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ct} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$) であった。

ガーダー降下後、すなわちケーブル④の緊張前において B~B 断面では、桁自重が完全に作用しているが、A~A 断面では完全に作用していない状態である。これはガーダー降下も 2~2.5 cm ジャッキで降下したときの

状態であったために、復元力 3.6 cm との差による影響が A~A 断面と B~B 断面とにあらわれたものと考えられる。

つぎに第一次PCケーブル緊張完了後における、実測値と計算値とを比較すれば、図-4 のようになる。

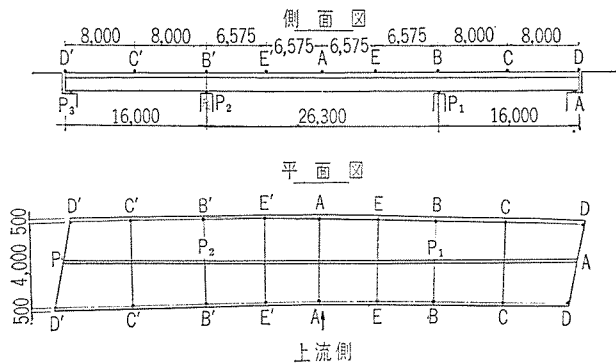
図-4 ワイヤーストレインゲージによる応力度の
実測値と計算値との比較



(2) プレストレス導入時における桁のたわみの測定

(a) 測定位置および方法 桁の反りの測定は、レベルと標尺により測定した。その測点は図-5に示すように、桁上面に18点を取り、各PCケーブル緊張ごとに測定を行なった。

図-5 レベルの測定

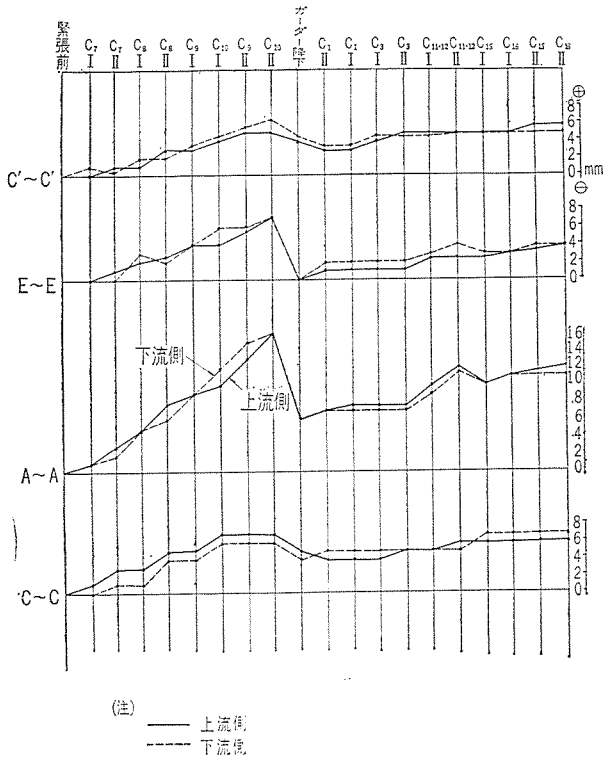


レベルは P₁ 橋脚上の上流側に設置し、風振動その他の影響で移動しないようにして、測点 18 点が一度に視読できるようにした。

(b) 測定結果および考察 各ケーブル緊張ごとに生ずる、桁の反り状態を測定した結果を示すと、図-6, 7 のとおりである。

図-6 は各断面について、ケーブル緊張工程と桁の反りとの進行状態の関係を示したものであり、図-7 は桁

図-6 各断面における桁の反りの進行状態



長方向に対する変化状態を示したものである(注: 図中実線は上流側, 点線は下流側を示す)。

プレストレスを与える前においては, コンクリート桁はプレート ガーダーによって等分に支承されている状態であったが, 各P C鋼線を緊張して応力を導入すると図-6,7 から推定できるように, 桁はまず最初に支間中央付近より反りが生じ始め, プレストレスの増加とともに, 次第にその支承位置が, 支点の方向に伝わってゆく状態であった。

本橋の場合は, プレート ガーダーを完全に降下するまでの桁の反りはプレストレス モーメントによるもののほかに, コンクリート打設時にたわんでいるガーダー自身の復元力によるものであることが図-7 より認められる。

ケーブル ⑨ ⑩ の緊張が完了すると, 中央径間のセンター(A~A 断面)において 16 mm の反りを生じた。このときは, 桁自重による曲げ引張応力度の 80% 程度の圧縮応力が与えられている状態なので推定反りも 11 mm であったが, 実際は 16 mm の反りを生じている。その差 5 mm はコンクリートの弾性係数その他にも関係するが, おもにガーダー自身の復元力に起因しているものと考えてよからう。ケーブル③の緊張後においては, 桁自重による曲げモーメントに抵抗できるだけのプレストレスも導入されたので, その後はプレストレス モーメントによる桁の反りが生ずる状態となったものと推定できる。

図-7 ケーブル緊張ごとに生ずる桁の反り状態

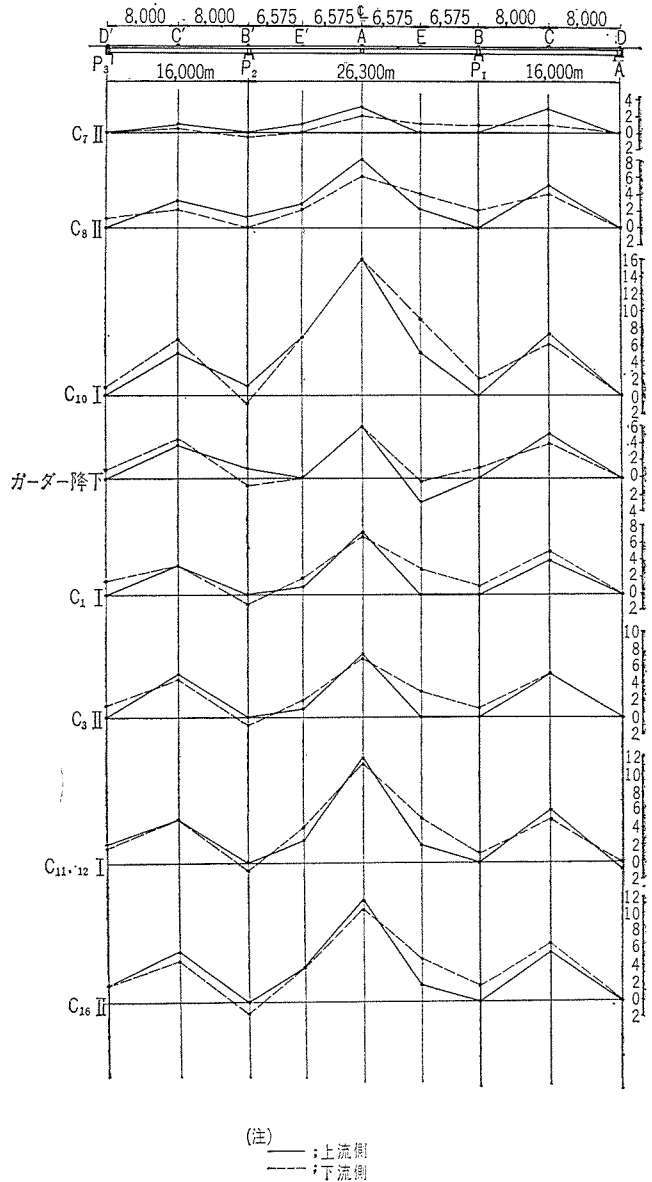
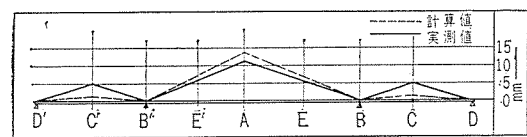


図-8 計算値と実測値とのたわみの比較



したがって, 一次ケーブル緊張後の桁のたわみについて, 計算値と実測値とを比較すると 図-8 のようになる。

側径間の中央点における実測値のたわみを δ_{sf} , 計算値を δ_{sm} とし, 中央径間の実測値を δ_{cf} , 計算値を δ_{cm} として両者の比率を求めるとつぎのようになる。

側径間

$$\text{たわみ比} = \frac{\text{実測値}}{\text{計算値}} = \frac{\delta_{sf}}{\delta_{sm}} = \frac{5.50}{1.30} = 4.2$$

中央径間

$$\text{たわみ比} = \frac{\text{実測値}}{\text{計算値}} = \frac{\delta_{cf}}{\delta_{cm}} = \frac{11.5}{14.2} = 0.81$$

以上の結果より側径間においては、計算値より桁の反りが大きく、中央径間では実測値と計算値は比較的一致していることが認められる。

また、本橋梁は曲線橋であるが、主桁は直線に配置しているため、上流側と下流側の主桁断面は各断面とも対称でない。そのため、プレストレス導入量と自重による曲げモーメントが相反し、上流側測点と下流側測点とでは相当量のたわみ差が生ずるかに思われたが、実測の結果この程度の断面偏心率においては、けん著な差は認められなかった。

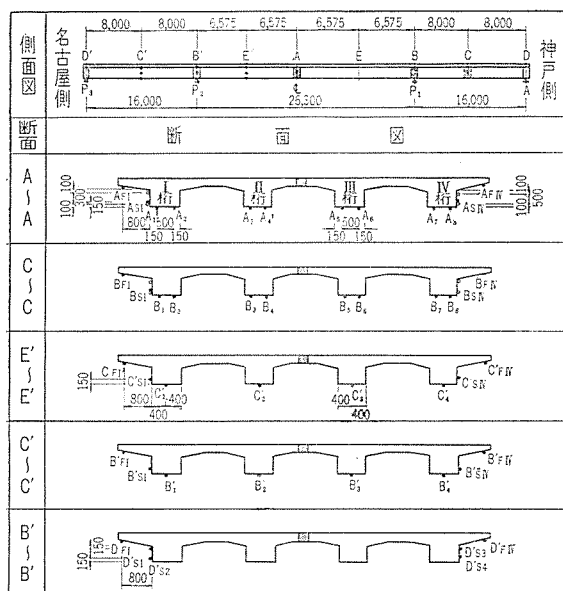
4. 静的載荷試験

本試験は一次、二次プレストレス導入および横締めが終った状態、すなわち地覆舗装高欄等の付帯しない桁について、2台の自動車を載荷して、そのときの桁の静応力と静たわみを測定したものである。

(1) 測定位置および方法

コンクリートの応力度の測定は、電気抵抗線ひずみ計および簡易直読式ひずみ計を用いて行なった。桁のたわみの測定はダイヤルゲージを使用して、これを桁下縁に取付けて測定を行なった。その測定位置および記号は図-9に示すとおりである。

図-9 電気抵抗線ひずみ計および簡易直読式ひずみ形の測点



(注) ●印は電気抵抗線計の測点
○印は簡易直読式計の測点

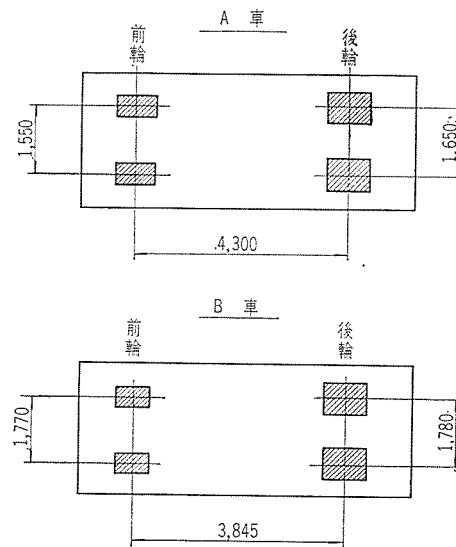
(2) 載荷位置および方法

載荷用自動車としては、普通トラック 6t積 (A車) と 7t積 (B車) にコンクリートブロックおよびIビームを満載して実施した。そのトラックの重量および寸法は、表-3、図-10に示すとおりである。

表-3 トラック重量

トラック記号	総重量	後輪	前輪	積載物
A車	16.16 t	13.04 t	3.12 t	コンクリートブロック
B車	15.82 t	12.52 t	3.30 t	Iビーム

図-10 トラックの寸法



載荷位置は図-11に示すとおりで、その方法は測定開始前にコンクリートの残留ひずみをおこさせておき、測定値が載荷重によってのみ生ずるひずみとなるよう数

図-11 自動車の載荷位置

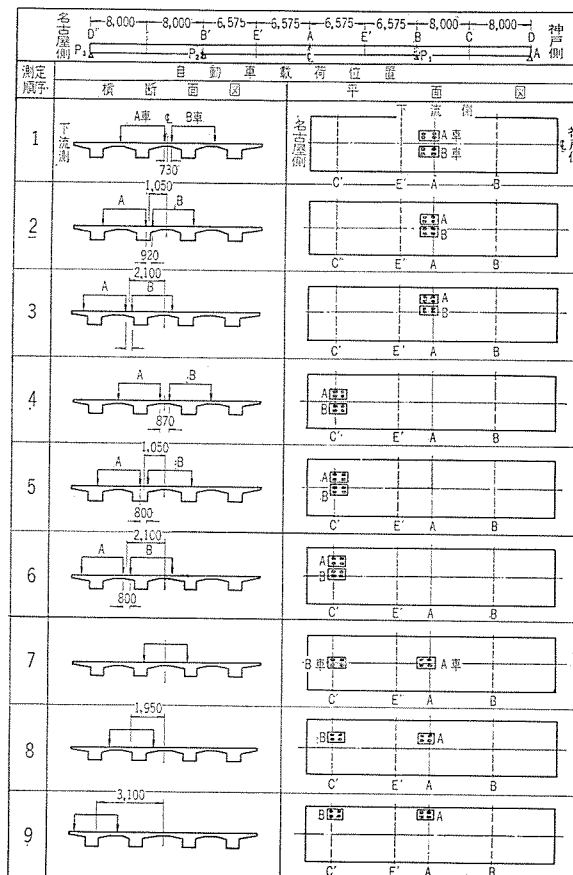
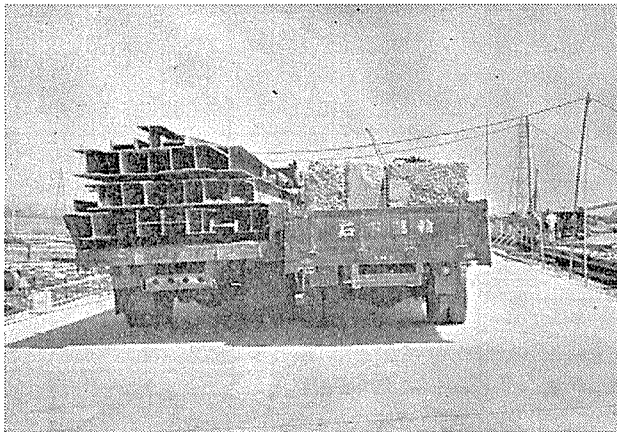


写真-5 自動車載荷状況



回橋上に自動車を走行させた。そののち、所定の位置へ2台のトラックを直列または並列に種々の状態に載荷した。

(3) 測定結果および考察

主として本橋のネジリ剛性、曲げ剛性について、静的ひずみおよび、たわみの測定結果から考察を加えることにする。

まず、A~A 断面と C'~C' 断面の桁下縁について、各桁の測定ひずみよりコンクリートのヤング係数 $E_c = 3.25 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として応力度を求め、計算値と比較すると表-4 に示すとおりである。またダイヤルゲージによるたわみの実測値と計算値とを比較すると表-5 の

表-4 各主桁下縁の応力度の実測値と計算値の比較 (kg/cm²)

測定番号	主桁断面 応力	I 桁		II 桁		III 桁		IV 桁	
		実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値
1	A~A	-17.4	-24.8	-19.8	-28.2	-20.4	-28.2	-17.5	-24.8
	C'~C'	+ 5.5	+ 7.9	+ 6.4	+ 8.9	+ 6.3	+ 8.9	+ 5.8	+ 7.9
2	A~A	-22.8	-31.8	-21.1	-30.7	-19.7	-26.0	-14.6	-19.5
	C'~C'	+ 6.8	+10.1	+ 6.2	+ 9.7	+ 5.5	+ 8.2	+ 4.2	+ 6.2
3	A~A	-27.4	-38.6	-23.2	-32.5	-18.3	-26.2	-13.2	-19.2
	C'~C'	+ 9.1	+12.3	+ 7.1	+10.3	+ 6.0	+ 8.3	+ 4.4	+ 6.8
4	A~A	+ 1.8	+ 2.5	+ 2.5	+ 3.4	+ 2.5	+ 3.4	+ 1.9	+ 2.6
	C'~C'	-12.3	-17.1	-18.8	-20.0	-19.0	-20.0	-12.5	-17.5
5	A~A	+ 2.3	+ 3.1	+ 3.2	+ 3.9	+ 2.2	+ 3.2	+ 1.3	+ 1.8
	C'~C'	-15.4	-22.2	-19.6	-27.9	-16.2	-22.2	- 8.9	-12.3
6	A~A	+ 3.7	+ 4.6	+ 2.9	+ 3.8	+ 1.8	+ 2.3	+ 0.8	+ 0.9
	C'~C'	-24.5	-33.5	-18.4	-28.0	-12.5	-17.2	- 5.7	- 7.0
7	A~A	- 7.6	-10.6	-10.9	-14.5	-11.0	-14.5	- 7.8	-10.6
	C'~C'	- 4.1	- 5.4	- 5.2	- 7.1	- 5.8	- 7.1	- 4.4	- 5.4
8	A~A	-13.2	-18.1	-10.2	-15.1	- 6.5	-11.0	- 5.2	- 7.4
	C'~C'	- 6.7	- 8.9	- 5.0	- 7.4	- 3.4	- 5.4	- 2.6	- 3.3
9	A~A	-17.1	-23.7	-10.9	-15.6	- 6.3	- 8.8	- 2.9	- 3.0
	C'~C'	- 8.3	-11.6	- 5.2	- 7.7	- 3.4	- 4.4	- 0.1	- 1.5

注：表中+は圧縮応力，-は引張応力を示す。

表-5 主桁下縁より 10 m 上方の測点における直読式ひずみ計と計算値の応力度の比較 (kg/cm²)

測定番号	断面 主桁 応力	A~A		B~B		C~C	
		実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値
1	I 桁	-15.9	-23.0	0	0	+ 3.9	+ 5.6
	IV 桁	-15.9	-23.0	0	0	+ 3.9	+ 5.6
2	I 桁	-20.4	-28.0	+ 8.5	+11.0	+ 5.5	+ 7.7
	IV 桁	-12.3	-17.0	+ 8.1	+11.0	+ 2.6	+ 3.5
3	I 桁	-24.7	-35.0	+ 7.8	+11.0	+ 7.2	+10.0
	IV 桁	- 8.8	-12.5	+ 7.8	+11.0	+ 1.6	+ 2.2
4	I 桁	+ 1.9	+ 2.4	- 2.9	- 1.8	- 0.7	- 0.9
	IV 桁	+ 1.9	+ 2.4	- 2.9	- 1.8	- 0.7	- 0.9
5	I 桁	+ 2.3	+ 3.1	+ 1.3	+ 1.8	- 0.9	- 1.3
	IV 桁	+ 1.3	+ 2.0	+ 1.3	+ 1.8	- 0.9	- 1.3
6	I 桁	+ 2.6	+ 3.8	- 1.9	- 2.5	- 1.3	- 1.7
	IV 桁	+ 0.9	+ 1.4	- 1.9	- 2.5	- 0.7	- 1.0
7	I 桁	+ 7.8	+11.0	+ 3.2	+ 4.6	+ 1.6	+ 2.2
	IV 桁	+ 8.1	+11.0	+ 3.2	+ 4.6	+ 1.6	+ 2.2
8	I 桁	-11.4	-16.0	+ 3.2	+ 4.6	+ 2.9	+ 4.0
	IV 桁	- 4.2	- 5.9	+ 3.2	+ 4.6	+ 0.7	+ 0.8
9	I 桁	-14.6	-21.0	+ 2.9	+ 4.6	+ 5.2	+ 7.3
	IV 桁	- 2.0	- 2.7	+ 3.2	+ 4.6	0	+ 0.2

注：表中+は圧縮応力，-は引張応力を示す。

とおりである。

以上の測点結果のうち、測定番号3における A~A 断面について、測定値より得た荷重分担係数と理論計算によって求めた分配係数について比較する。

本橋の設計に用いた荷重の各桁に対する分担力は、Y. Guyon-C. Massonet の方法によったものである。この場合、直交異方性版の性質を示す係数 θ は次式によって求められる。

$$\theta = \frac{b \sqrt[4]{E_I \cdot J_I \cdot q_t}}{l \sqrt{E_t \cdot I_t \cdot q_t}}$$

ここに式中

$2b$: 橋の抵抗幅

l : スパン (本橋は連続桁橋であるため)

E_I : 主桁コンクリートの弾性係数

E_t : 横桁コンクリートの弾性係数

I_I : 主桁の断面二次モーメント

I_t : 横桁の断面二次モーメント

表-6 各主桁のたわみの実測値を計算値との比較 (δ×100 mm)

測定 番号	主桁 断面 応力	I 桁		II 桁		III 桁		IV 桁	
		実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値	実測値	計算値
1	A~A	594	774	615	886	613	886	590	774
	C'~C'	-112	-143	-149	-213	-147	-214	-108	-143
2	A~A	783	975	776	927	666	791	522	586
	C'~C'	-173	-209	-191	-231	-155	-182	-83	-93
3	A~A	903	1181	753	969	590	709	373	423
	C'~C'	-256	-278	-209	-228	-157	-144	-73	-53
4	A~A	-113	-148	-129	-165	-124	-165	-108	-148
	C'~C'	180	202	225	303	227	303	185	202
5	A~A	-125	-185	-116	-176	-105	-150	-95	-112
	C'~C'	225	294	235	326	195	260	105	135
6	A~A	-174	-232	-140	-178	-105	-135	-78	-79
	C'~C'	290	394	255	332	195	207	94	82
7	A~A	175	317	225	365	230	365	187	317
	C'~C'	29	30	49	50	51	50	30	30
8	A~A	285	476	240	405	175	293	95	174
	C'~C'	48	52	51	55	29	34	8	12
9	A~A	347	629	257	419	142	232	25	72
	C'~C'	82	85	46	48	17	19	3	3

注：表中+は下方，-は上方のたわみを示す。

q_l ：主桁間隔

q_t ：横桁間隔

つぎにねじり剛度率 α は次式にて求められる。

$$\alpha = \frac{\frac{J_l}{q_l} + \frac{J_t}{q_t}}{2 \cdot \sqrt{\frac{E_l \cdot J_l}{q_l} \cdot \frac{E_t \cdot J_t}{q_t}}}$$

ここに式中

J_l ：主桁のねじり剛性

J_t ：横桁のねじり剛性

本橋の場合、A~A 断面について上式によって求めると $\theta=0.47$ 、 $\alpha=0.393$ であった。ここで、任意の α に対する分配係数曲線 K_α は θ と α の関係により次式にて求めるものである。

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

ここに

K_0 ： $\alpha=0$ の場合に対する K の値

K_1 ： $\alpha=1$ の場合に対する K の値

以上の方法により、任意の偏心荷重に対する各桁の分担係数が求められる。

つぎに、Courbon's Method は主桁に対し横桁の剛度が無限大に大きい橋梁であるという仮定のもとに導いた次式により、分配係数 K_c を求めることができる。

$$K_c = \left(1 + \frac{6(n+1-2i)}{n^2-1} \cdot \frac{l}{\lambda} \right)$$

ここに式中

n ：主桁本数

i ：桁番号 1, 2... i 番目の桁

e ：荷重 (トラック) の偏心量

λ ：主桁間隔

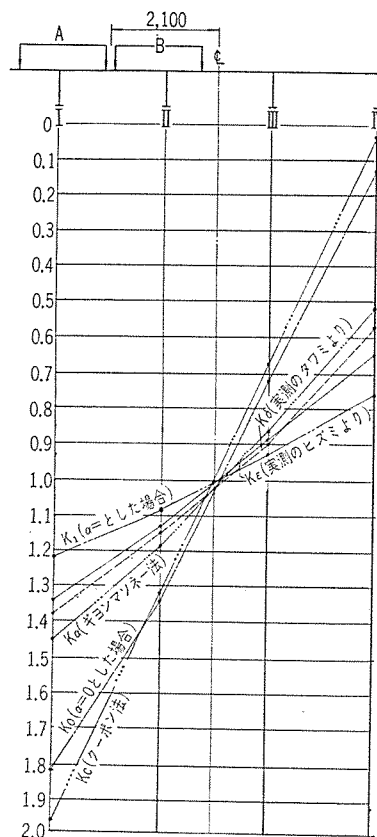
以上の方法により荷重分配係数を Y. Guyon-C. Massonnet のほかに Guyon, Massonnet, Courbon について計算し、実測値より求めた分担係数と比較すると表-6のごとくなる。図-12 は表-6の値を示したものである。

表-7 測定番号3に対する A~A 断面における各主桁の荷重分配係数

荷重分配係数	桁番号	桁番号			
		I	II	III	IV
計算値	Guyon (K_0)	1.82	1.34	0.72	0.13
	Massonnet (K_1)	1.22	1.09	0.93	0.76
	Guyon-Massonnet (K_α)	1.45	1.19	0.87	0.52
	Courbon (K_c)	1.97	1.32	0.68	0.03
実測値	ひずみから求めた値 (K_s)	1.34	1.13	0.89	0.65
	たわみから求めた値 (K_δ)	1.38	1.15	0.90	0.57

以上の結果、各桁の荷重分担は、Guyon-Massonnet で求めた値と実測値とは、ほぼ同じ傾向を示していることが認められる。その差は耳桁において 5

図-12 各方式より求めた荷重分配係数 ~6% のものであった。



た。また、Guyon および Courbon の方法は非常に安全側であり、 $\alpha=1$ とした場合は危険側の計算値を示しているものである。

そこでねじり剛度率 α に関して、実測値より求めた α と設計計算に用いた α とを比較することにする。

直交異方性版の性質を示す係数 θ は、設計計算に用いた値をそのままにすると、 α は $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$ の式より

$$\sqrt{\alpha} = \frac{K_\alpha - K_0}{K_1 - K_0}$$

上式において、 K_α は実測値より求められる分配係数であり、 K_1, K_0 は本橋の場合 A~A 断面において $\theta=0.47$, C'~C' 断面において $\theta=0.72$ から求めた Y. Guyon および C. Massonnet 係数から求められる。

したがって、測定番号の、3 について I 桁の分配係数 K_α よりねじり剛度率 α を求めると表-7 のようになる。

表-7 実測値と計算値との K_α および α の比較

測定番号	断面係数	A~A 断面		C'~C' 断面	
		計算値	実測値	計算値	実測値
2	K_α	1.19	1.14	1.16	1.15
	α	0.393	0.585	0.341	0.444
3	K_α	1.44	1.38	1.57	1.47
	α	0.393	0.530	0.341	0.560

以上の結果より推察できることは、計算上のねじり剛度率 α よりも本橋のごとき構造の橋は大きいことが認められる。つぎに直交異方性版の性質を示す係数 θ の値について考察する。これは l に関し本橋の設計計算においては、inflexion point 間の距離を想定し、支点間距離の 0.65 を用いて θ を求めたものである。したがって、測定番号 1 について、実測値の分配係数より θ の値を導くことにする、まず任意の θ に対する分配係数の計算値と実測値を比較すると表-9 のとおりである。

表-8 任意の θ に対する K_α の計算値を実測値の K_α との比較

径 間	θ の値	荷重分配係数 K_α				
		I 桁	II 桁	III 桁	IV 桁	
C'~C' 断面 ($\alpha=0.341$ と して)	任意の θ	0.5	0.91	1.10	1.10	0.91
	に対する	0.6	0.85	1.15	1.15	0.85
	計算値	0.7	0.179	1.23	1.23	0.79
	設計値	0.72	0.81	1.21	1.21	0.81
	実測値		0.85	1.16	1.15	0.85
A~A 断面 ($\alpha=0.393$ と して)	任意の θ	0.35	0.99	1.02	1.02	0.99
	に対する	0.40	0.96	1.04	1.04	0.96
	計算値	0.45	0.95	1.05	1.05	0.95
	設計値	0.47	0.95	1.06	1.06	0.95
	実測値		0.98	1.01	1.02	0.98

表-8 より実測値の θ は C'~C' 断面で 0.60, A~A 断面で 0.37 と求められる。この値は設計値の θ に対して、16%~20%程度小さい値となる。これは θ の計算式における l のとり方に関係するもので、Sattler 法にて補正を行うと表-9 のとおりである。

以上の結果、直交異方性版の性質を示す係数 θ の値の計算において、 $0.65l$ にとったことはやや小さいことが認められる。

しかしながら、本載荷試験においては、橋梁全体が横方向に相当の剛度を有する一体構造として、計算値と似

表-9 θ の各値の比較

	中央スパン		側スパン	
	θ の値	l_2' : 単純桁の換算値	θ の値	l_1' : 単純桁の換算値
設計値				
Guyon-Massonnet	0.47	0.65 l_2	0.72	0.65 l_1
Sattler の補正	0.368	0.82 l_2	0.50	0.94 l_1
実 測 値	0.37	0.83 l_2	0.60	0.78 l_1

通った傾向を示していることが立証できる。

5. 結 論

以上、小畑川橋について実施した各種の試験結果より得られた結論を要約するとつぎのようになる。

(1) プレストレスにとまなうコンクリートのひずみの変化状態は、ワイヤーストレインゲージと簡易直読式ひずみ計によって実測したが、直読式ひずみ計でも十分使用目的を満足した。実測したヒズミとそれに対応する計算値とは、近似的によく一致していることが認められた。しかし、一次プレストレスの場合、ケーブルの配置状態と緊張順序、支保工を除去して桁自重を作用させる時期等の相対的關係において、予期以上の引張応力がコンクリートに生ずる場合もあるので、今後この種の橋梁においては十分注意を要する。

(2) プレストレスにとまなう桁の反りは、総体として計算値より実測値の方がやや小さいようであったが、近似的には良く一致している状態であった。

(3) 完成後の橋について載荷試験を実施した結果、各主桁の横方向の剛性は非常に良く、完全に橋全体が一体となり、相互作用を呈していることが認められた。

設計計算では、荷重分担の計算手段として、Guyon-Massonnet の理論を適用しているが、その場合、格子理論の性質を示す係数 θ の値の内 l を支点間距離の 0.65 l を採用している。この値はやや小さいことが認められた。しかし実測値より橋のねじり剛度率を求めてみると $\alpha=0.53$ となり、計算値より大きいことが認められた。

したがって、上記の θ および α の値によって生ずる誤差は、耳桁の荷重分担率に対して 5~6% である。

6. あとがき

本試験は、橋梁工事の施工工程にとまなうて約 2 ヶ月半にわたり、プレストレス導入試験から載荷試験までを実施したものである。この間、降雨その他の悪条件のもとで測定を行なう場合もあり、測定精度を低下させることもあった。

また、紙面の都合上、今回報告できなかった測定項目については、別の機会をかりて報告する。今後、この種の PC 橋において何らかの参考になれば幸甚である。

1963. 11. 6・受付

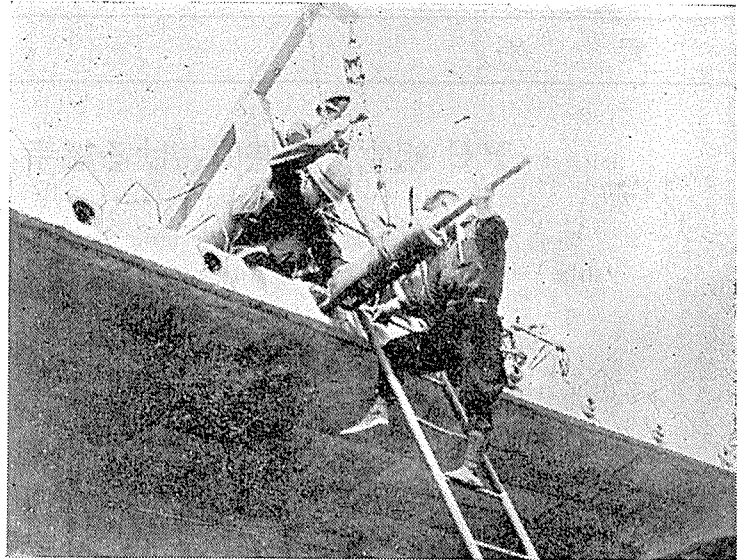
OX JACKS

プレストレスト・コンクリート

各工法用ジャッキ

その他各種機械

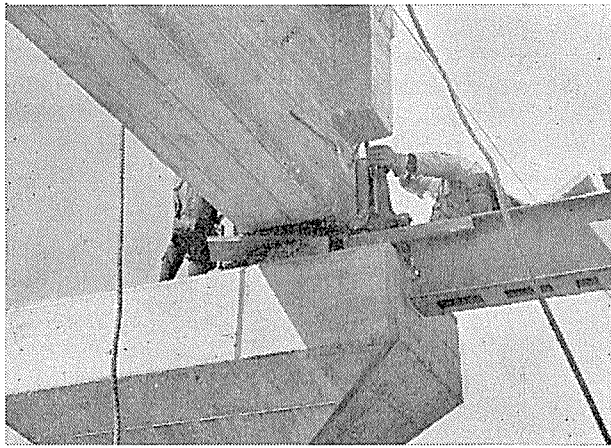
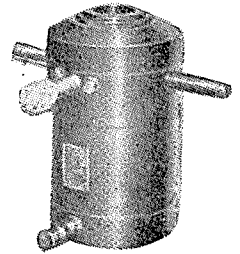
設計・製作・指導



山本扛重機株式会社

東京都中央区新富町二丁目八番地

TEL 東京 (551) 局 2115~9



●D.S.F パッド

(橋梁の弾性可動支承材)

●BROF ジョイント

橋梁および道路用、伸縮継手装置

~~~~~  
 苫小牧工業港・高架線(日高線)  
 発注者：北海道開発局



## 東京ファブリック工業株式会社

本店 東京都新宿区上落合1の271 電話 東京代表 (362) 7110~25・直通 (369) 8760・8761  
 新宿分室 東京都新宿区角筈1の788 電話 (361) 1941・8203 (371) 7855  
 大阪出張所 大阪市北区堂島船大工町15(堂栄ビル2階) 電話 大阪 (312) 2558 (361) 5571・5862  
 名古屋出張所 名古屋市中区矢場町1の64(鈴木ビル3階) 電話 名古屋 (24) 0727・2048  
 九州出張所 北九州市小倉区博労町48(大家ビル3階) 電話 小倉 (52) 5069・8307  
 札幌出張所 札幌市大通西13丁目の4(札幌砂利工業ビル2階) 電話 札幌 (5) 5468 (6) 9014