

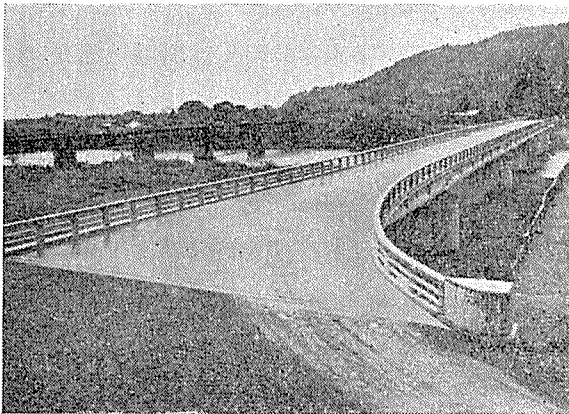
三条大橋 (PC 橋) 載荷試験について

松 野 英 三
高 島 一 郎

1. まえがき

三条大橋は府県道三条森町線の新潟県三条市籠場と南蒲原郡下田村間において、五十嵐川に架設された橋梁で

写真-1(a) 三条大橋全景



ある。

取付道路と橋の中心線は約 90° で交差するため、堤防上のみでは屈曲することが困難なので、橋の第一径間の上流側をバチ型にして巾員を拡大した。

写真-1(b) 拡大部型ワク組立中

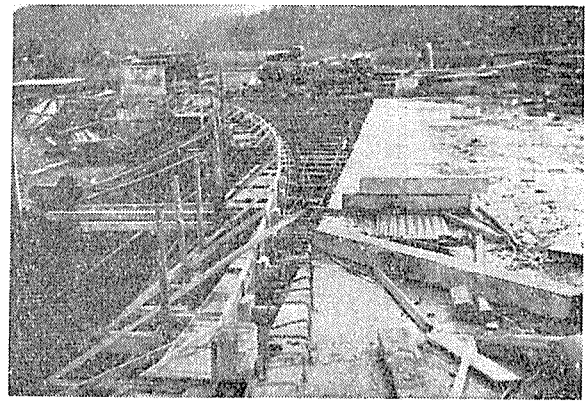
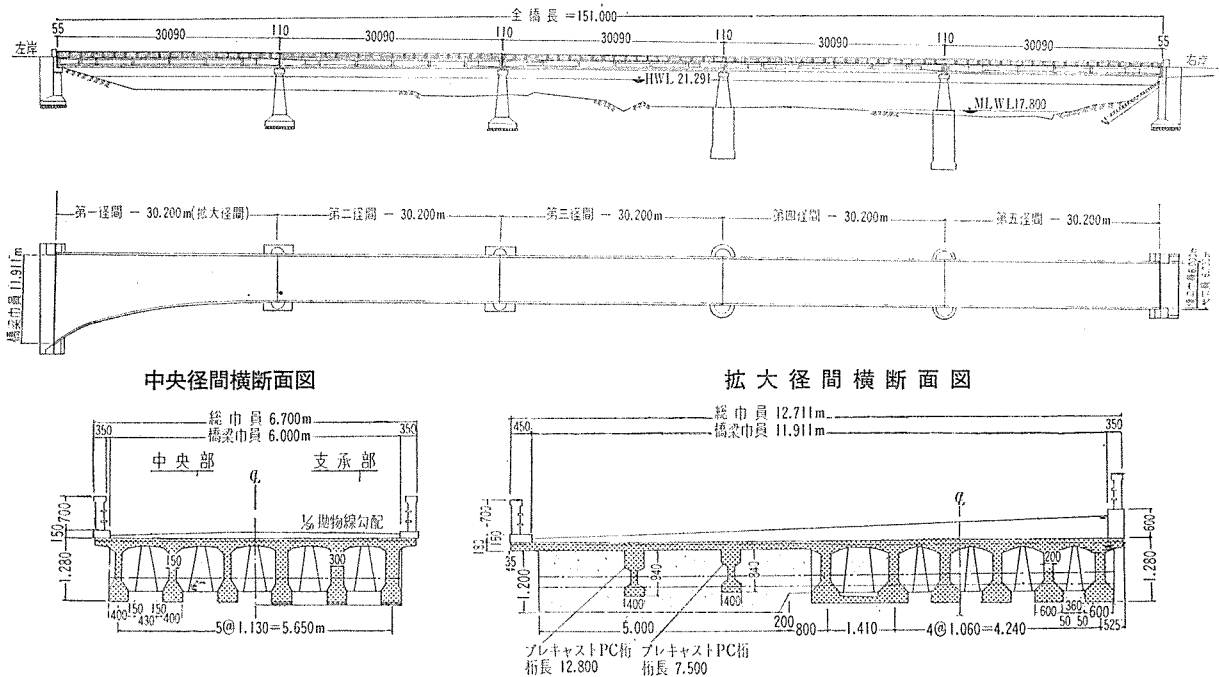


図-1 三条大橋 一般図



2. 設 計

(1) 設計方針

本橋はまえがきにおいて述べたとおり左岸取付道路と橋中心線の交角がほとんど直角であるため、左岸側第一

径間の橋巾を拡大することとした。図-1 に示すごとく第一径間支点より拡巾を始め、その間放物線と円を挿入し、巾員 6.00 m を拡巾終点において 11.911 m とする。ただしこれによって第一径間は、中央径間と異なり(2) において述べるような特殊な桁ならびとし、拡大部より

のネジリ モーメントに抵抗するものとする。また拡大部の横断勾配は道路構造令に従い片勾配とした。

(2) 構造および桁並び

第一径間の桁断面および桁並びは、図-2に示すごとく、本体は6本のT桁より構成され、拡大部を取りつけるために2本のプレキャスト桁を配置した。また拡大された部分の死荷重および活荷重が載荷したい、2本のプレキャスト桁の反力が本体に伝達され、大きいネジリ モーメントを生ずると考えられるので、特に桁 1, 2 の上下突縁を現場打ちコンクリートでつなぎ合成箱桁とし、ネジリモーメントに抵抗するものとする。拡大部横桁は、本体の横桁をそのまま延長し橋全体を格子状として横方向の剛性を保たせた。プレキャスト桁取付部には、特に桁取付横桁を配置し、径1 in (公称) の鋼棒9本を用い本体に緊結する。第二径間より第五径間までは6本のT型を等間隔に配置し、デッキタイプとした。

(3) 設計条件

- a) 型式：ポスト テンショニングT型単純バリ
- b) 橋長：5 @ 30.20 m=151.00 m
- c) 桁長：30.09 m
- d) 支間：29.55 m
- e) 巾員：拡大始点 6.00 m
拡大終点 11.911 m
- f) 荷重：T-20 L-20 雪荷重 100 kg/m²
- g) 桁高：1.28 m

(4) 設計

本橋の設計計算では、特に第一径間には拡大部を設ける関係上、T型断面と箱型断面を併用して用いたため、一般に行なわれるものに、二つ加えて計算を行なった。採用した材料強度および許容応力度はすべて「土木学会 プレストレスト コンクリート 設計施工指針」にもとづいて行なった。

1) 最大曲げモーメントの起る位置の確認

最大曲げモーメントの起る位置は、死荷重および活荷重によって決定されるものであるが、いま拡大部の荷重を2本のプレキャスト桁によって受け、その反力をおのおのの主桁の断面諸係数の比により、分配されるものと仮定して求めると図-3 のようになり、桁中央点より拡大支点側に 1.975 m の点に最大曲げモーメントが起り、以後この点について

図-2(a) 拡大部桁配置図

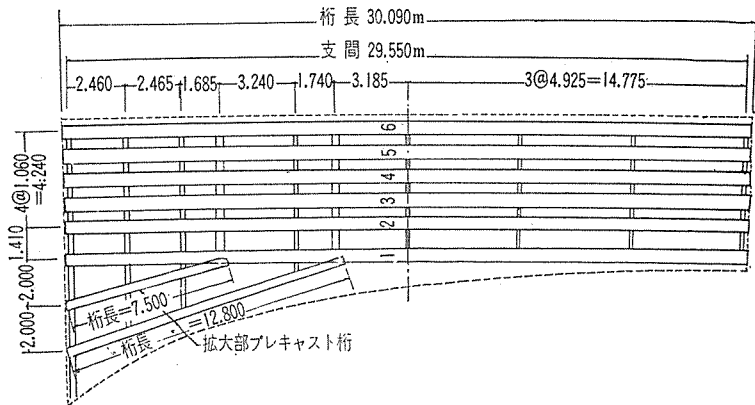


図-2(b) 桁断面図

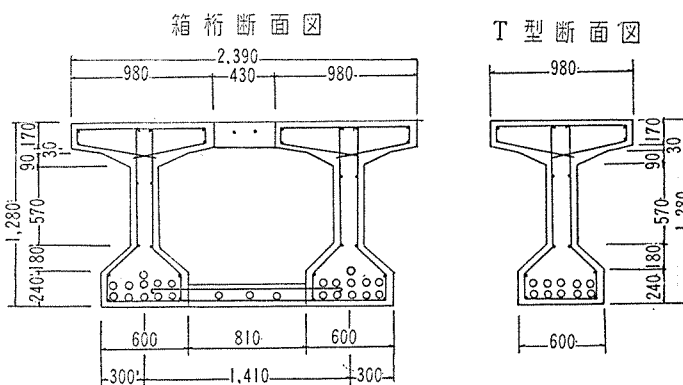


図-2(c) プレキャスト桁断面図

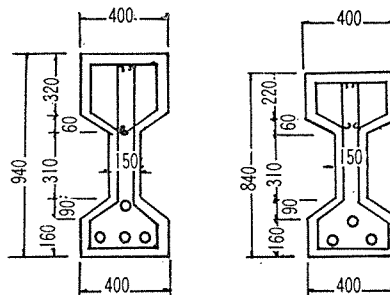
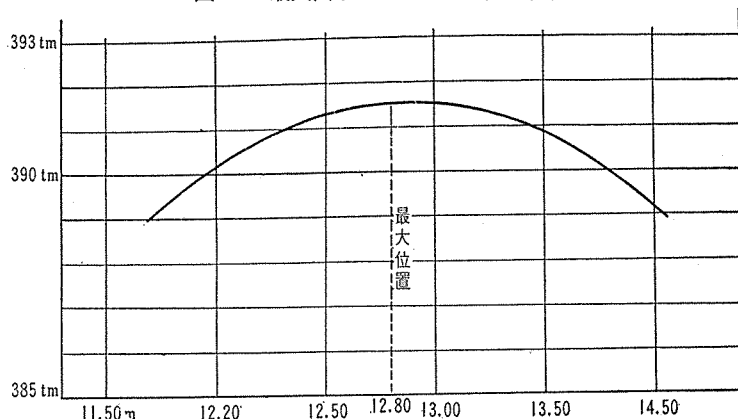


図-3 最大曲げモーメントの起る位置



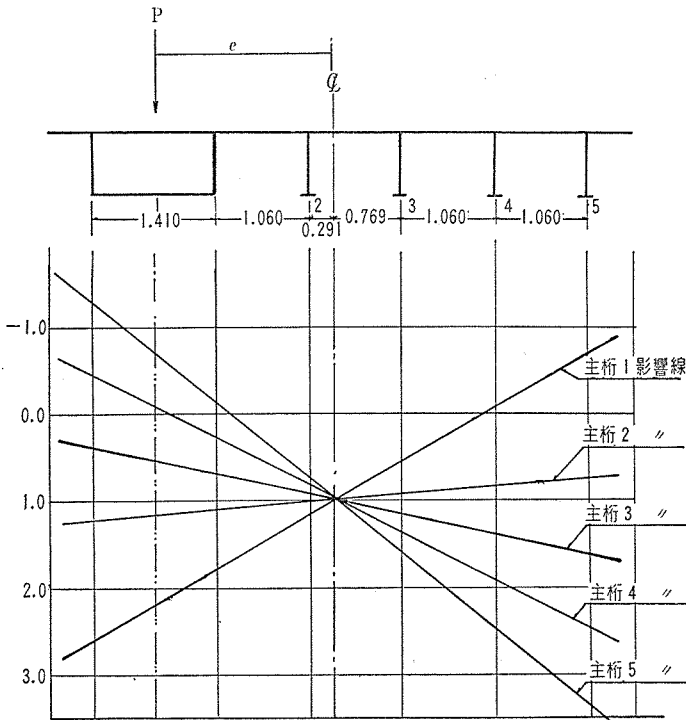
計算を進める。

2) 曲げモーメントおよびせん断力の計算 各荷重に対する曲げモーメントを求めるに当たり、各桁が同一の断面でないため、おのおのの桁の断面二次モーメントの比

報 告

により、荷重分配の影響線を求める。ここでは横桁の剛性が主桁の剛性に比較して無限に大きいものと見なし、各主桁に対する分配を求める。以上のような仮定のもとに、いま i 番目の主桁の曲げモーメントを次の式より求めた。

図-4 分布影響線



$$M_i = \mathfrak{M}_i = \mathfrak{M} \left[1 + \frac{\sum I_i}{\sum P_i^2 I} P_i e \right]$$

\mathfrak{M} : 橋の載荷巾 (i 桁に対する影響線の正となる区間に載荷した場合の曲げモーメント)

I_i : 第 i 番目の桁の断面二次モーメント

P_i : 橋巾の中央から第 i 番目の桁までの距離

e : 荷重が橋巾の中央から偏心して作用している場合の偏心量

ゆえに $\Delta i = 0$ なる点は $e_i = \frac{\sum (P_i^2 I_i)}{P_i \sum I_i}$

活荷重に対する曲げモーメントおよびせん断力は 図-4 に示した各桁の影響線より載荷巾、通減率および増加係数を求め計算した。各死荷重に対しても同様に曲げモーメントおよびせん断力を求めた。

3) プレストレスおよび合成応力度 前項において述べた分配係数を用い、曲げモーメントを求めるとT桁については耳桁(主桁5)が一番大きいですが、いま拡大部の反力を考慮すると主桁2の曲げモーメントの総和が最大となるので、以後箱桁と主桁2について計算を進めることとし、これらの合成応力度は表-1のとおりである。

ただし箱桁には、12φ7 m/mケーブルを25

表-1

	箱桁 (25 ケーブル)		下桁 (10 ケーブル)		備 考
	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁	
第1次プレストレスによるプレストレス (a)	-36.6	158.2	-64.4	266.8	$\sigma_{cat} = 170 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cat} = -10 \text{ "}$
桁自重によるもの (b)	80.5	-99.3	80.5	99.3	
第1次プレストレス導入直後 (a)+(b)=(c)	43.9	58.9	16.1	167.5	
第2次プレストレスによるプレストレス (d)	-27.3	131.0	—	—	$\sigma_{cat} = 130 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{cat} = 0 \text{ kg/cm}^2$
第2次プレストレスによる第1次プレストレスの減少 (e)	2.7	-11.5	—	—	
現場打ちコンクリートによるもの (f)	16.9	-19.7	6.0	-6.7	
第2次プレストレス導入直後 (c)+(d)+(e)+(f)=(g)	36.2	158.7	—	—	
上部構造物によるもの (h)	28.3	-31.5	28.3	-31.5	
静荷重載荷時 (g)+(h)=(i)	64.5	127.2	50.4	129.3	
コンクリートの乾燥収縮クリープによるもの (j)	-5.5	-23.5	10.2	-42.2	
プレキャスト桁によるもの(拡大部) (k)	36.9	-41.2	19.7	-22.0	
雪荷重によるもの (l)	5.6	-6.3	5.6	-6.3	
動荷重によるもの (m)	46.5	-51.8	43.0	-48.0	
全設計荷重 (i)+(j)+(k)+(l)+(m)=(n)	148.0	4.4	128.9	10.8	

本配置し、第一次緊張において6本、第二次緊張において11本と2回に分けて緊張を行なった。

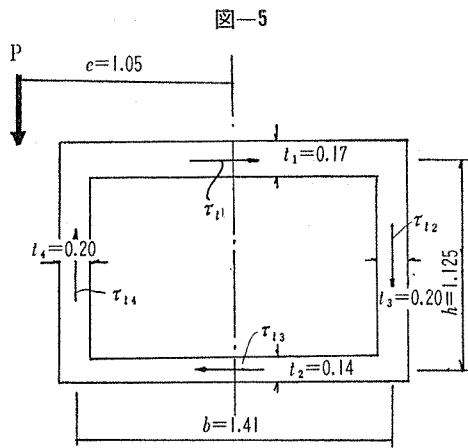
4) ネジリ モーメントおよびせん断応力度の計算 拡大部プレキャスト桁の反力によって生ずるネジリモーメントにより、主桁に大きいネジリが働らくと考えられ

るが、これを箱桁で抵抗させるものと一次のような計算を行なった。

ネジリ モーメント M_t は

$$M_t = Pe$$

P : 拡大部プレキャスト桁による反力=35.301 t



e : 箱桁中心線に対する偏心量 = 1.05 m
 設計荷重時におけるネジリモーメント
 $M_t : 35.301 \times 1.05 = 37.066 \text{ tm}$
 破壊荷重時におけるネジリモーメント
 $1.75 M_t = 64.866 \text{ tm}$
 ネジリによるせん断応力度は次式により求める。

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 b h t}$$

設計荷重時におけるせん断応力度

$$\tau_{t1} = 6.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{t2} = \tau_{t4} = 5.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{t3} = 8.3 \text{ kg/cm}^2$$

破壊荷重時におけるせん断応力度

$$\tau_{t1} = 12.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{t2} = \tau_{t4} = 10.0 \text{ kg/cm}^2$$

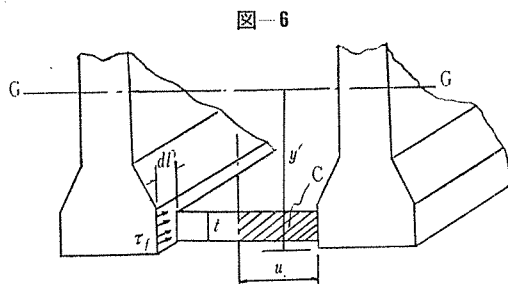
$$\tau_{t3} = 14.6 \text{ kg/cm}^2$$

プレキャスト桁を取りつけることによって生ずるネジリによるせん断応力を、すべて箱桁で受けると仮定するので、荷重によるせん断応力と同一方向のネジリによるせん断応力が働いたときに最悪の状態となるから、おのおのの値を加えて斜引張応力度を計算する。

5) 下フランジ現場打ちコンクリートと主桁との横方向プレストレスングによる安全度の検討 図に示す

ように橋軸方向の微小部分 dl に作用する水平せん断力 τ_f はハンチをつけた部分に作用する。応力度の合力 C から次のようにして求められる。

$$\tau_f = \frac{dC}{tdl}$$



$y = 0.652 \text{ m}$
 $t = 0.140 \text{ m}$
 $u = 0.405 \text{ m}$

$$\text{ここに } C = \int_{y'-t}^{y'} u \sigma_{cy} dy = \frac{Mu}{2I} [y'^2 - (y'-t)^2]$$

$$\text{すなわち } \tau_f = \frac{S \omega}{I \alpha_t} [y'^2 - (y'-t)^2]$$

τ_f はせん断力に比例するものであるから、支点断面について考える。主桁自重によるせん断力は τ_f には無関係であって、自重以外の静荷重および活荷重による支点せん断力 $\Sigma SA = 83.698 \text{ t}$ を用いて計算すると、 $\tau_f = 6.7 \text{ kg/cm}^2$ 横方向に $\phi 1'$ (公称) PC 鋼棒を 75 cm 間隔に配置して横締めをする。PC 鋼棒の有効プレストレスを $P_e = 21.0 \text{ t}$ とすると、主桁と現場打ち下縁版との間に作用する有効プレストレスは $\sigma_{P_e} = 20.0 \text{ kg/cm}^2$ 、橋軸方向の有効プレストレスは次のようになる。

$$A = 1134 \text{ cm}^2 \quad I = 18522 \text{ cm}^4$$

12 $\phi 7 \text{ m/m}$ の有効引張力を $P_e = 38.7 \text{ t}$ とすると、3 ケーブルであるから $3 P_e = 116.1 \text{ t}$ となる。

ゆえに $\sigma_{P_e} = 96.1 \text{ kg/cm}^2$ 主引張応力度 $\sigma_1 = 19.4 \text{ kg/cm}^2$ となり常に圧縮応力度となる。安全のため τ_f を 1.75 倍にしても 18.3 kg/cm^2 となり十分安全である。

6) 拡大部プレキャスト桁 拡大部に配置された 2 本のプレキャスト桁は図-7 に示すごとく、ポストテンシ

写真-2 プレキャスト桁

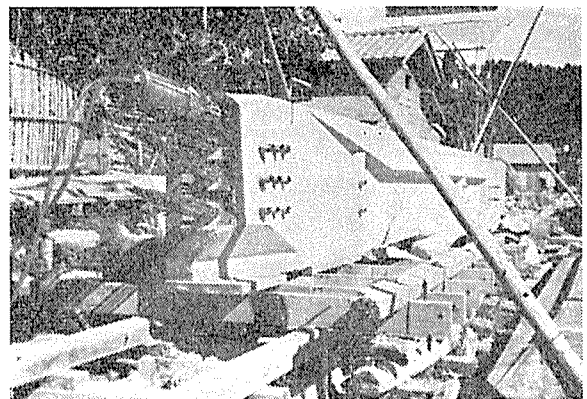
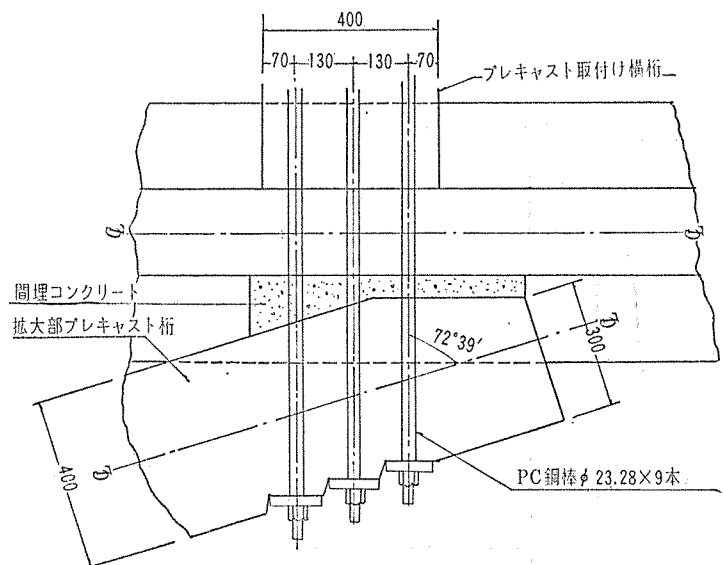


図-7 プレキャスト桁取付詳細図



報 告

ョニング I 型バリとし、一端を 9 本の鋼棒により本体に緊結するとともに、セン断力に抵抗するものとする。桁長 12.80 m の支点反力 P は、

$$P=30.00 \text{ t}$$

セン断応力度 $\tau=950 \text{ kg/cm}^2$ とすると 9 本あたりのセン断応力 $P=950 \times 4.254 \times 9=4040 \text{ kg}>36360 \text{ kg}$ 、ゆえに安全である。

3. 実橋の載荷試験

(1) 試験の目的

この試験は橋の剛性を考慮に入れて、仮定した各桁に対する荷重分配係数およびヤング係数などの当否を確認し、構造物の諸性質をも解明しようとするものである。試験された径間は第一径間（拡大部）と第二径間の二つである。

(2) 試験荷重、測定計器および載荷状態

試験は静的試験と動的試験に分けて実施した。試験荷重としてトラック 2 台を用い、おのおのに砂利を満載してその重量を 10 t とし、主桁のタワミおよびヒズミを

写真-3

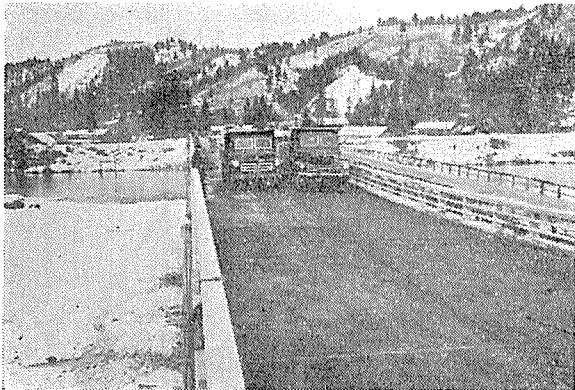
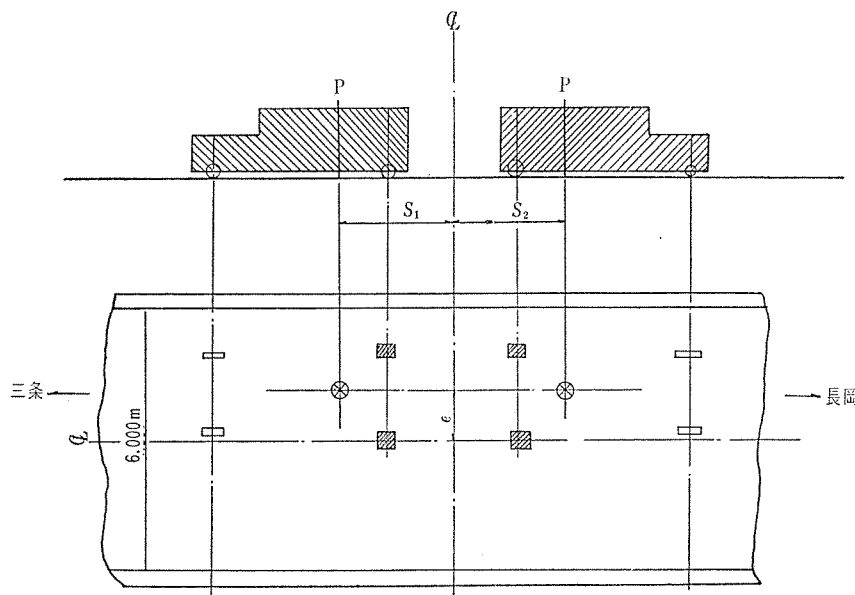


図-8



測定した。前輪荷重 2.9 t 後輪荷重 7.1 t であった。測定計器は、タワミ測定には 1/100 mm 読みのダイヤルゲージをヒズミ測定には電気抵抗線ヒズミ計およびオシログラフを用いた。測定点の数はダイヤルゲージを各主桁スパンの中央に 6 個、電気抵抗線ヒズミ計は総計 20 点とした。第一径間については拡大部プレキャスト桁についても、そのタワミおよびヒズミを測定するための測点を別に設けた。

(3) 静的試験

1) 第二径間におけるスパン中央のタワミより求めた荷重分配率の測定結果 スパン中央における各主桁のタワミ量を測定し、これより平均タワミを求め、各主桁のタワミとこの平均タワミとの比を求める。自動車の偏心量を種々変化させたときに、それぞれこれらの比 K_i を求めた。

$$K_i = \frac{i \text{ 番目の主桁スパン中央タワミ}}{\text{平均タワミ}}$$

荷重の載荷位置は表-2のとおりである。

表-2 試験時の自動車車輪位置

試験番号	自動車台数	S_1 (m)	S_2 (m)	偏心量 e (m)
1	1	1.13	0	+2.025
1'	1	1.13	0	+2.025
7	2	2.58	2.53	+2.025
2	1	1.13	0	+1.160
2'	1	1.13	0	+1.160
6	2	2.63	2.67	+1.160
3	2	2.53	2.53	+0.020
3'	2	2.65	2.51	+0.020
4	2	2.63	2.52	-1.160
4'	2	2.38	2.78	-1.160
5	2	2.59	2.70	-2.025
5'	2	2.71	2.53	-2.025

上表の各位置に自動車を載荷することによって、各主桁に起こるタワミは表-3のようにする。

載荷試験による測定結果は以上のような値を示すが Courbon の方法と Guyon, Massonnet の方法による計算値と比較する。

2) Guyon, Massonnet の計算方法との比較 Massonnet の計算ではタワミに関するパラメーターは次のようである。

$$\theta = \frac{b}{2a} \sqrt[4]{\frac{i}{j}}$$

ここに $2a$: 支間=29.55 m

$2b$: デッキ巾=6.56 m

表-3 測定結果および計算値

偏心量 試験番号	e=2.025			e=1.150			e=0.02		e=-1.160		e=-2.025		
	1	1'	7	2	2'	6	3	3'	4	4'	5	5'	
測定 タ ワ ミ mm ²	δ ₁	263	259	500	210	215	423	308	310	232	232	156	151
	δ ₂	227	225	432	193	197	386	315	315	268	271	224	221
	δ ₃	187	185	363	174	177	342	320	317	301	301	285	284
	δ ₄	152	150	292	158	159	305	330	327	342	343	356	366
	δ ₅	116	116	220	139	138	261	333	325	382	381	429	433
	δ ₆	75	78	151	117	116	217	334	325	417	406	495	498
	平均	170.2	169.0	326.5	165.5	167.3	322.8	323.8	320.3	323.5	323.0	323.9	325.7
K _i の 計 算 値	K ₁	1.55	1.59	1.54	1.27	1.23	1.31	0.95	0.96	0.72	0.72	0.48	0.47
	K ₂	1.33	1.33	1.33	1.17	1.18	1.19	0.97	0.97	0.83	0.84	0.69	0.68
	K ₃	1.10	1.09	1.12	1.05	1.06	1.06	0.93	0.98	0.93	0.93	0.88	0.88
	K ₄	0.89	0.88	0.90	0.95	0.95	0.94	1.02	1.01	1.06	1.06	1.10	1.13
	K ₅	0.68	0.63	0.63	0.84	0.82	0.81	1.03	1.03	1.18	1.18	1.33	1.34
	K ₆	0.44	0.46	0.47	0.71	0.69	0.67	1.03	1.00	1.29	1.25	1.53	1.54



$$i = \frac{\text{主桁の断面二次モーメント}}{\text{主桁間隔}} = 0.08331$$

$$j = \frac{\text{横桁の断面二次モーメント}}{\text{横桁間隔}} = 0.01106$$

ゆえに $\theta=0.19$ となる。ネジリを無視した場合 $K_0(\alpha=0)$ およびネジりを考慮した場合 $K_1(\alpha=1)$ をそれぞれ数表および図表より求める。

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

これらの各値を図示するとおのおのの偏心量に対しては、図-9 に示すようになる。実測値の K_i は、前記の $K_0(\alpha=0)$ と $K_1(\alpha=1)$ とのほとんど中間にあり、ネジリのパラメーター α を、どれくらいに選べれば実測値に近いかを逆算すると次のようになる。

$$\theta = 0.19$$

$$\alpha = 0.47 \quad (\sqrt{\alpha} = 0.675)$$

しかし一般に設計計算において用いられている方法によって、ネジリのパラメーター α を計算すると次のようになる。ネジリに関する係数 α は

$$\alpha = \frac{G_p r_p + G_q r_q'}{2 \sqrt{E P_i E g j}}$$

G_p : 主桁の剛性係数, G_j : 横桁の剛性係数

$$r_p = \frac{\text{1本の主桁のネジリコワサ係数}}{\text{主桁間隔}} = \frac{J_p}{P} = 0.002085$$

$$r_q = \frac{\text{1本の横桁のネジリコワサ係数}}{\text{横桁間隔}} = \frac{J_q}{q} = 0.003070$$

J は断面を長方形に分割して Saint Venant の理論を用いる。

$$J = \sum cab^3 \quad a > b$$

上式を近似的に次のようにする。

$$\alpha = \frac{(r_p + r_q)}{2 \sqrt{i j}} \times \frac{G}{E} \quad \frac{G}{E} \approx 0.43$$

$$\therefore \alpha = 0.08 \quad \sqrt{\alpha} = 0.283$$

すなわちネジリコワサについては相当のひらきが生じている。

3) Courbon の計算方法との比較 本橋の設計に用いた Courbon の計算結果を示すと、Guyon, Massonnet の方法によるネジリを無視した、 K_0 の値と大体一致しているが、測定値と比較すると過大な値を与えているので、Homberg の方法によってネジりを考慮に入れて、Courbon の式を次のように補正する。

$$K_i = 1 + \frac{\sum I_i}{\sum (P_i^2 I)} \times \frac{e P_i}{1 + \frac{l^2}{12} \times \frac{G}{E} \frac{\sum I}{\sum I_i P_i^2}}$$

$$\text{ここに } \sum I_i = 0.5432 \text{ m}^4$$

$$\sum P_i^2 I = 2.0232 \text{ m}^6$$

$$\frac{l^2}{12} = 72.767 \text{ m}^2 \quad \frac{G}{E} \approx 0.43$$

$$\sum I_i \approx 6 \times 0.0151 = 0.0906 \text{ m}^4$$

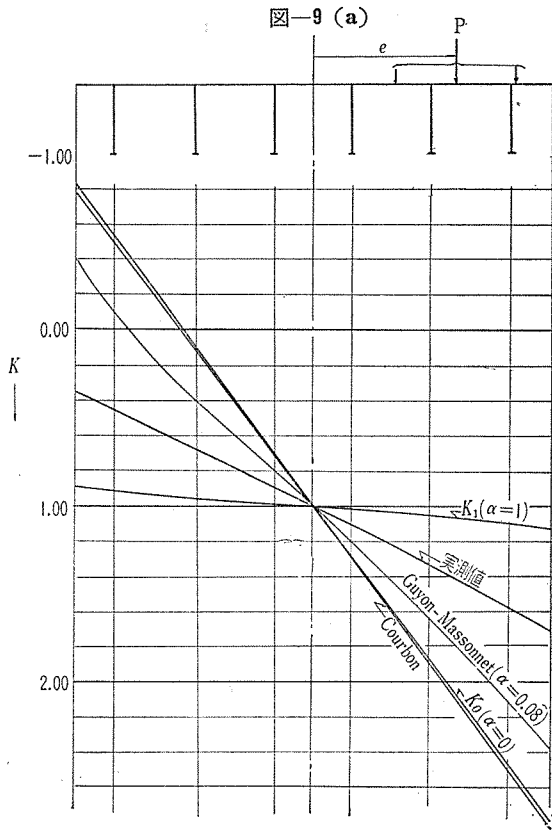
$$\text{ただし } I_i = \frac{1}{3} (1.13 \times 0.18^3 + 0.65 \times 0.15^3 + 0.40 \times 0.45^3) = 0.0151 \text{ m}^4$$

$$\therefore K_i = 1 + 0.111 e P_i$$

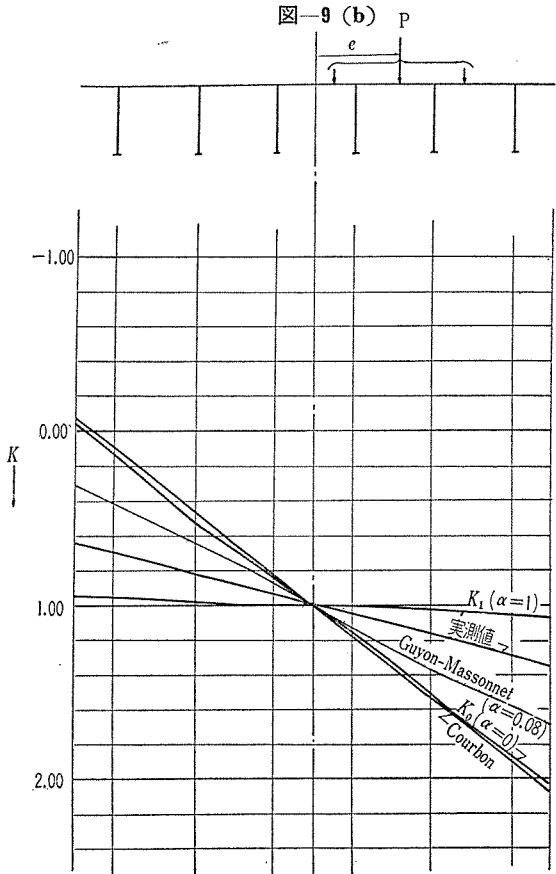
計算結果を示すと表-4 のとおりである。

表-4 補正した Courbon の K_i

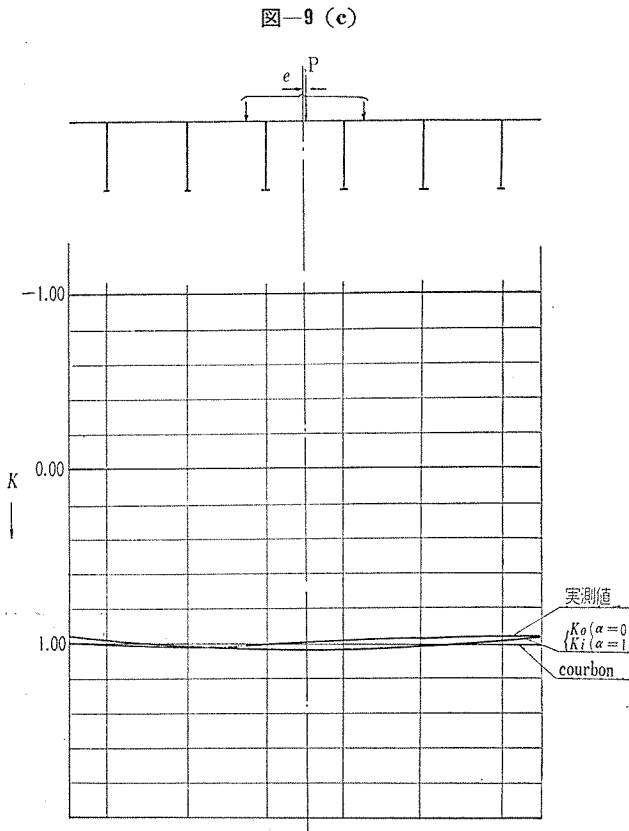
	e=2.025		e=1.160		e=0.020		e=-1.160		e=-2.025	
	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値
1	1.635	1.57	1.364	1.29	1.006	0.96	0.636	0.72	0.365	0.48
2	1.381	1.33	1.218	1.18	1.004	0.97	0.782	0.84	0.619	0.69
3	1.127	1.10	1.073	1.06	1.001	0.99	0.927	0.93	0.873	0.88
4	0.873	0.89	0.927	0.95	0.999	1.02	1.073	1.06	1.127	1.11
5	0.619	0.67	0.782	0.82	0.996	1.02	1.218	1.18	1.381	1.34
6	0.365	0.47	0.636	0.69	0.994	1.02	1.364	1.27	1.635	1.54



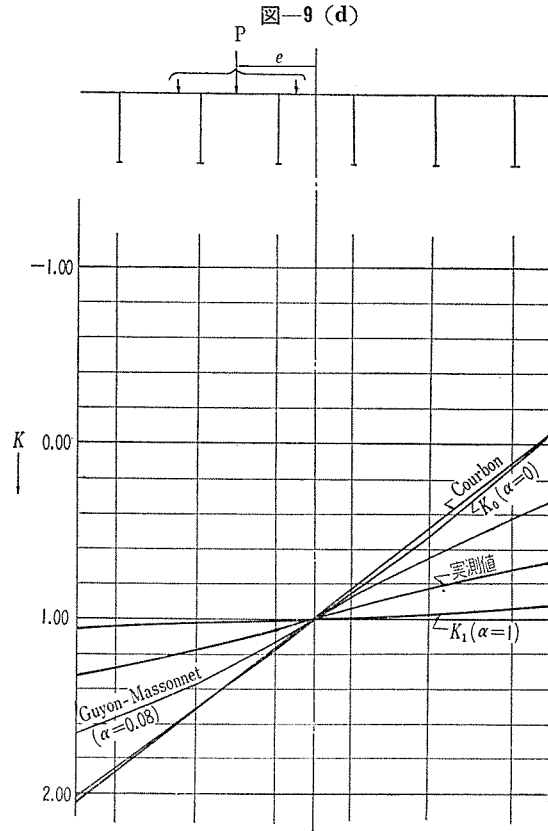
$e=2.025$ m の場合の K_i



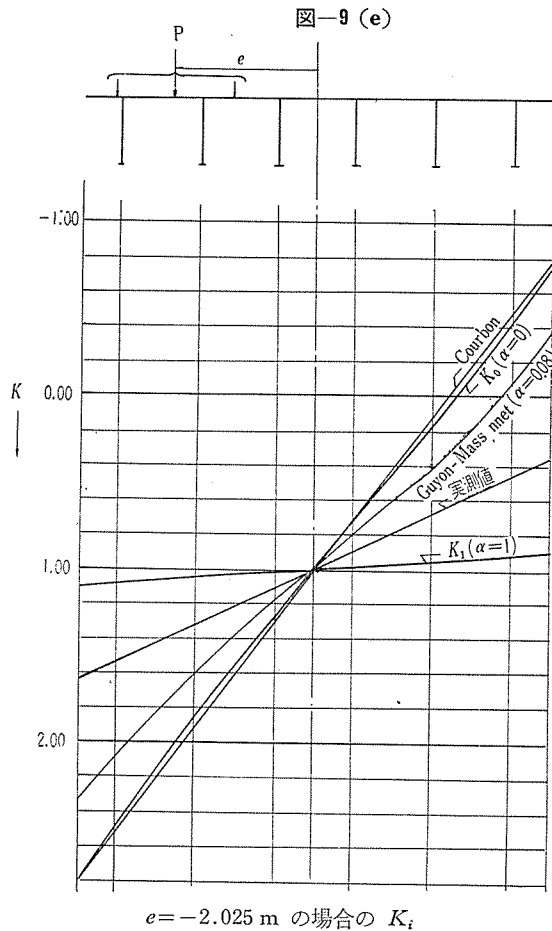
$e=1.160$ m の場合の K_i



$e=-0.020$ m の場合の K_i



$e=1.165$ m の場合の K_i



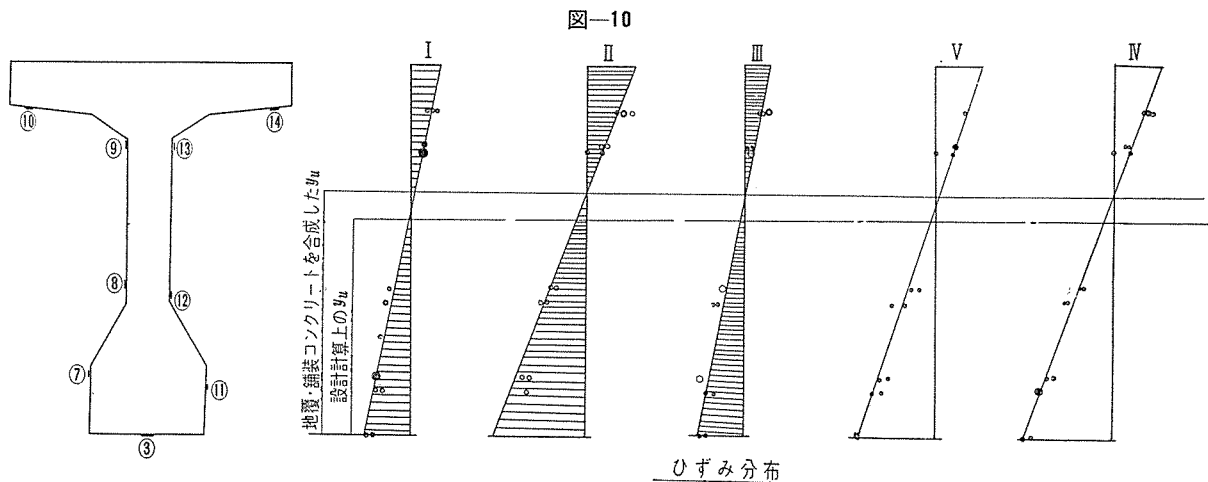
4) 曲げ剛度 EI の測定結果

①中立軸位置：スパン中央断面における主桁の各点のコンクリートヒズミ分配測定結果は図-10に各種偏心荷重に対して示してある。この測定における測定最大ヒズミ量の最大値でも 46×10^{-6} 程度のものであって、測定の精度はあまり良好とはいいいくいが一応図に示すヒズミ分布を用いて中立軸位置を求め、これを設計計算に用いた中立軸と比較すると、測定中立軸は計算値よりもやや上昇している。しかし舗装コンクリートおよび地覆コンクリートをも合成して曲げに抵抗するものとして中立軸を求めると、図-10に示す測定結果と比較的よく一致している。これらの状況より判断すると舗装などのコンクリートは主桁完成後に施工されているが、この程度の荷重に対しては完全に協同しているものと考えられる。

②ヤング係数 E の算出：スパン中央断面における測定平均タワミ $\delta_{l/2}$ を用いて、橋の曲げ剛度 EI はつぎの式で求められる。ただし計算には各自動車合力の作用点を支点より a の距離にあるものとした。

$$EI = \frac{Pa}{24} \left(3 - 4 \frac{a^2}{l^2} \right) l^2 \times \frac{1}{\delta_{l/2}}$$

ここに P ：自動車1台の重量



∴ $EI : 31.9 \times 10^5 \text{ tm}^2$

前記のように曲げに対して舗装地覆も一体となるものとするれば、断面二次モーメントは、 $I = 0.7173 \text{ m}^4$ となる。よってヤング係数は

$E_c = 31.9 \times 10^5 \div 0.7173 = 44.5 \times 10^5 \text{ t/m}^2$ となる。この値は一般に認められている値よりも多少大きい。

5) 下縁引張応力度 ヒズミ計によって測定されたヒズミの絶対値は、比較的小さいものである。これによって断定的な応力度を求めると精度がよくないので、測定応力度と各種計算法による計算応力度(地覆, 舗装をもふくめた断面を用いて求めた)を表-5に示してある。

測定応力度を求めるにはヒズミ測定平均値に $E_c = 4.45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ を乗じた。

表-5 測定応力と計算応力との比較 (kg/cm^2)

偏心 応力 測定	$e_1 = 2.025$				$e_2 = 1.160$				$e_3 = 0.02$			
	σ_m	σ_p	σ_{G-M}	σ_c	σ_m	σ_p	σ_{G-M}	σ_c	σ_m	σ_p	σ_{G-M}	σ_c
1	21	26	36	43	17	22	27	32	12	16	17	17
2	16	23	28	33	14	20	24	26	11	16	17	17
3	10	19	21	22	12	18	20	20	11	17	17	17
4	9	15	13	12	10	16	15	14	11	17	17	17
5	7.5	12	7	2	9	14	11	8	11	17	17	17
6	6	8	-2	-10	6	12	7	2	11	17	17	17

ここに σ_m ：測定ヒズミから求めた応力度

σ_p : タワミから求めた K_i を用いて求めた応力度

σ_{G-M} : Guyon-Massonnet で $\alpha=0.08$ としたときの計算応力度

σ_c : Courbonの方法によって求めた計算応力度
以上の表から求められた測定応力度は各計算値より小さいものとなっている。これは前記のように試験荷重が小さいため、測定ヒズミが小さく精度がよくないためと考えられる。

第一径間 (拡大部径間)

6) スパン中央断面のタワミから求めた荷重分配率

自動車の載荷方法は 図-8 の場合と同様であるが、拡大部の箱形断面の方向に対して偏心量を正として測定した。ただし、偏心量の測定の原点は 6.50 m の橋巾の中央すなわち 3.25 m の位置である。

偏心量を種々変化させた場合の第一径間スパン中央のタワミ測定結果から、その平均値を求め K_i をつぎの式で求めた。

$$K_i = \frac{\text{各主桁のタワミ}}{\text{平均タワミ}}$$

その結果は 表-6 のとおりである。

表-6 測定結果および計算値

偏心量 番号	I		II		III		IV		V		VI	VII	
	$e=2.026$		$e=1.68$		$e=0.26$		$e=-1.39$		$e=-2.05$		$e=1.33$	$e=2.55$	
	1	1'	2	2'	3	3'	4	4'	5	5'	6	7	
測定 タワミ 10 ⁻² (mm)	δ_1	224	229	216	219	194	192	182	186	162	162	162	110
	δ_2	206	210	201	202	192	193	181	182	169	171	147	100
	δ_3	196	196	191	194	194	192	192	192	186	187	138	90
	δ_4	177	179	183	181	193	191	201	197	203	201	133	82
	δ_5	167	168	180	176	195	193	209	207	214	216	129	74
	δ_6	145	148	161	158	189	184	213	210	230	230	115	62
平均	186.6	188.3	188.7	188.3	193.1	191.4	196.1	195.2	193.7	194.2	137.1	86.4	
K' の 計算 値	K_1	1.223	1.216	1.145	1.162	1.005	0.998	0.929	0.954	0.838	0.834	1.182	1.278
	K_2	1.104	1.115	1.065	1.072	0.995	1.006	0.924	0.933	0.874	0.881	1.072	1.157
	K_3	1.056	1.041	1.012	1.031	1.005	1.003	0.979	0.983	0.962	0.964	1.007	1.042
	K_4	0.949	0.951	0.970	0.961	1.000	0.998	1.025	1.010	1.045	1.035	0.970	0.949
	K_5	0.895	0.892	0.954	0.935	1.016	1.006	1.065	1.060	1.105	1.112	0.941	0.856
	K_6	0.777	0.786	0.854	0.840	0.980	0.962	1.085	1.075	1.195	1.183	0.832	0.718

ただし、試験 6, 7 は拡大部のみに自動車 2 台をそれぞれ縦列および並列としたときである。これらの結果を図示したのが、図-11 である。この場合にも前と同じように測定結果の計算による分配係数を Courbon の方法と比較すると次のようになる。

① Courbon の方法との比較: Courbon の方法による計算値は 図-11 に示すとおりであるが、ここでも Courbon の式にネジリを考慮し補正值を求める。

$$\sum I_i = 0.758 \text{ m}^4$$

$$\sum (P_i^2 I_i) = 2.677 \text{ m}^6$$

$$\sum I_i = 4 \times 1/3 (0.6 \times 0.4^3 + 1.06 \times 0.2^3 + 0.68 \times 0.2^3)$$

$$+ \frac{4 \times 1.41 \times 1.08}{2 \times 1.41/0.2 + 2 \times 1.08/0.2} = 0.29 \text{ m}^4$$

$$\therefore K_i = 1 + 0.065 e P_i$$

この計算結果を 表-7 に示す。

表-7 補正した Courbon の K_i

桁 No.	$e=2.45$		$e=1.65$		$e=0.26$		$e=1.39$		$e=2.05$		$e=1.33$		$e=-2.55$	
	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値	計算値	測定値
1	1.233	1.17	1.225	1.11	1.036	1.00	0.810	0.93	0.719	0.85	1.182	1.13	1.338	1.22
2	1.045	1.05	1.036	1.02	1.006	1.00	0.97	0.98	0.955	0.96	1.032	1.01	1.061	1.04
3	0.913	0.95	0.923	0.97	0.988	1.00	1.065	1.02	1.096	1.04	0.934	0.97	0.875	0.95
4	0.760	0.89	0.809	0.94	0.97	1.00	1.161	1.06	1.236	1.11	0.841	0.94	0.699	0.86
5	0.617	0.78	0.695	0.84	0.952	0.98	1.256	1.08	1.378	1.19	0.748	0.83	0.524	0.72

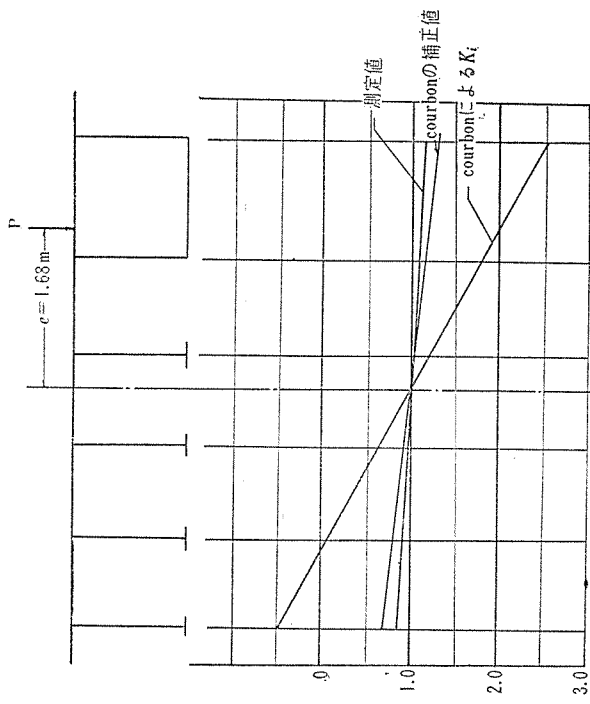
注: No.1 は箱形断面、測定の No.1 は箱形両側壁の平均 K_i を用いた。この場合にも補正した Courbon の値は測定値に近い値を与え、かつ安全側にある。またこの場合においても橋の断面は直線的に傾斜することを示している。

② 拡大部桁の影響について: 拡大部に配置されたプレキャスト桁は単純支承として、箱桁に緊結されているものとして設計されているので試験 6, 7 では次のように車の載荷位置を決めた。

試験 6 では、2 台の自動車の後輪が拡大部横桁の上に

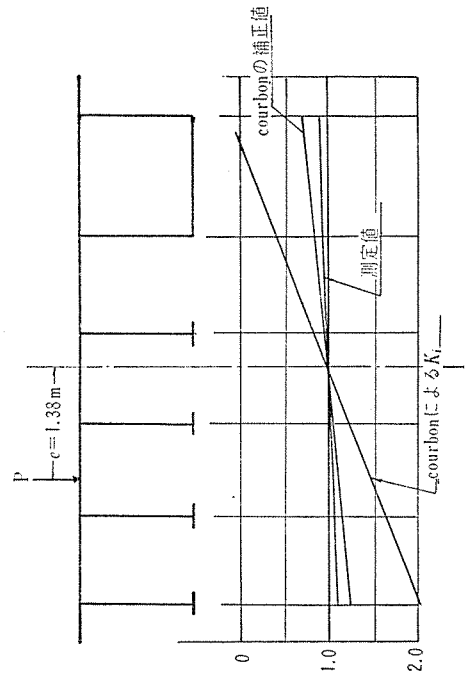
のり、前輪はアバット側に乗るように最大偏心で並列したものである。試験 7 では 1 台の車の後輪が拡大横桁上にのり、前輪がアバット側に乗るように 2 台の自動車を縦列とした。よって偏心量 e は 1.33 m, 2.55 m となり 表-6 の試験 VI, VII に示すような結果が得られる。

図-11 (b)



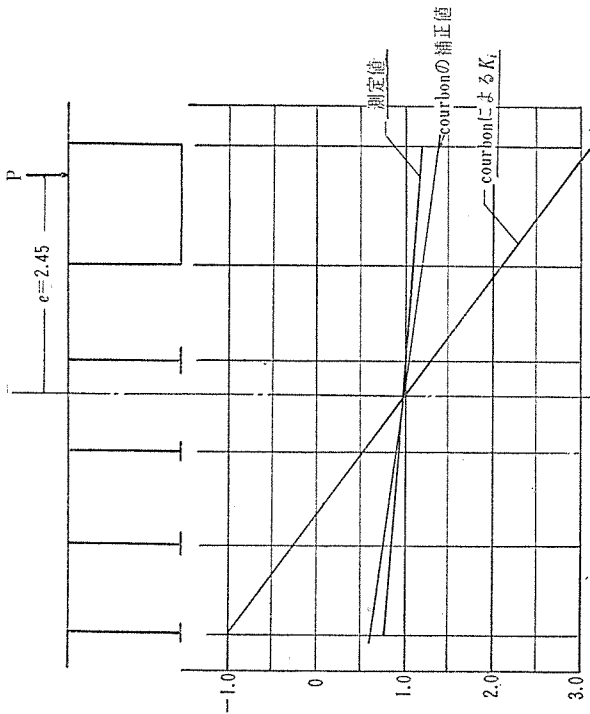
$e = 1.68$ の場合の K_i

図-11 (d)



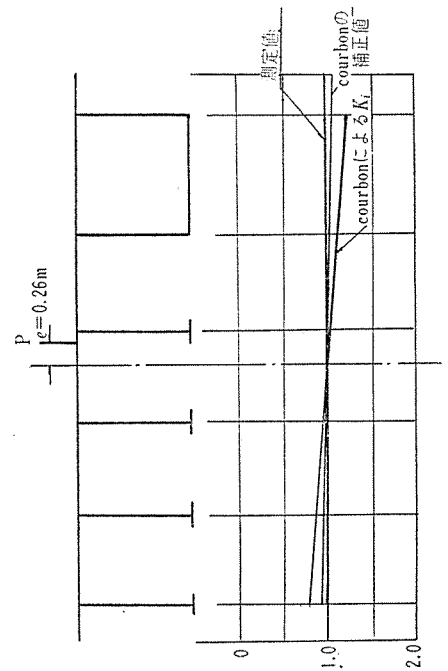
$e = -1.38$ の場合の K_i

図-11 (a)



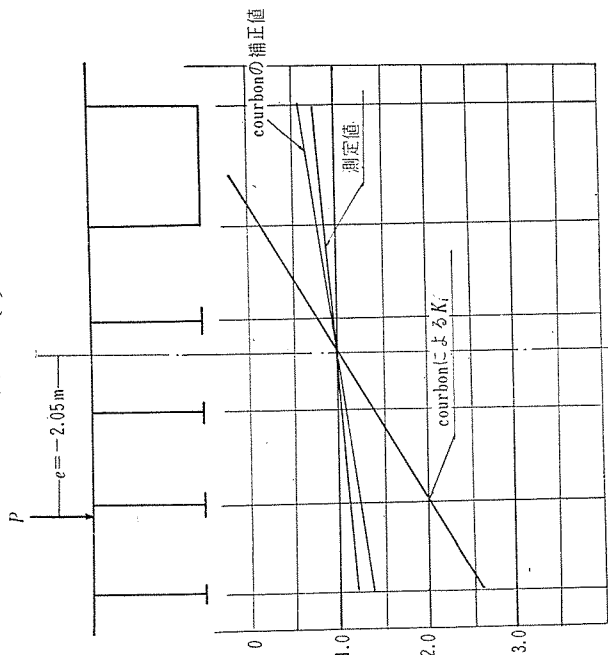
$e = 2.45$ の場合の K_i

図-11 (c)



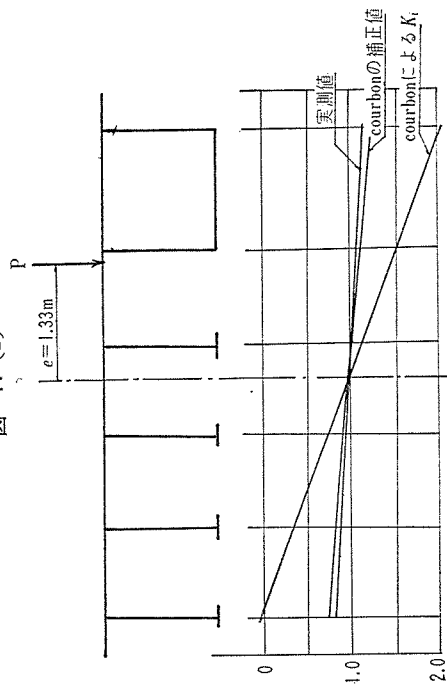
$e = -0.26$ の場合の K_i

図-11 (e)



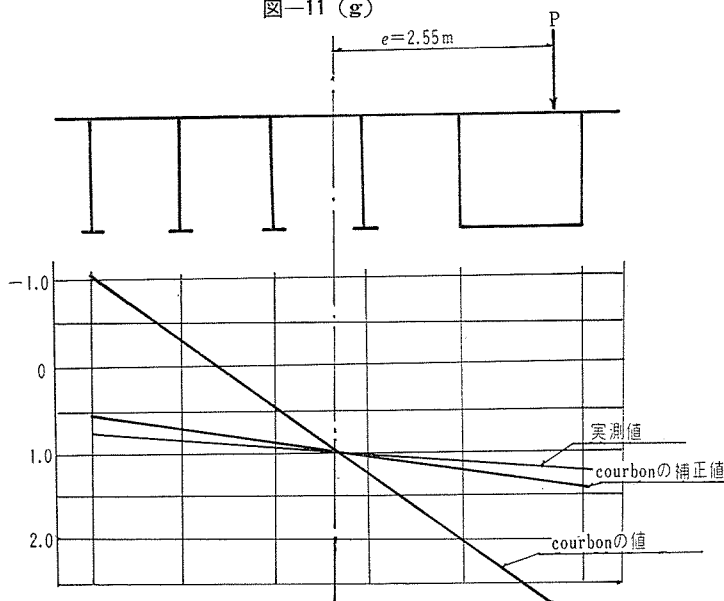
$e = -2.05$ の場合の K_i

図-11 (f)



$e = 1.33$ の場合の K_i

図-11 (g)



$e = 2.55$ の場合の K_i

また、おのおのの偏心量に対して補正したものは表-7のVI, VIIのとおりであり、この値も十分安全側で相当実測値に近いものである。

実際には、舗装厚さが下流側では、いちじるしく大きいものとなっているので、主桁5,4などでは計算結果よりも大きい断面二次モーメントを有しているため、荷重の分配は計算より良好となっていることが考えられる。

拡大部のプレキャスト桁のタワミおよびコンクリートヒズミを測定した結果は、図-12に示すとおりである。

これらの測定値では詳細なことまで判断するにはやや小さ過ぎるが、総体的にみて設計において仮定したとおり単純バリとして作用していることが判断できる。

(4) 動的試験

動的試験では自動車の走行速度を変化させ、またスパン中央に厚さ 20 mm の障害物を置いて走行自動車が、これを乗り越す場合のヒズミも測定した。

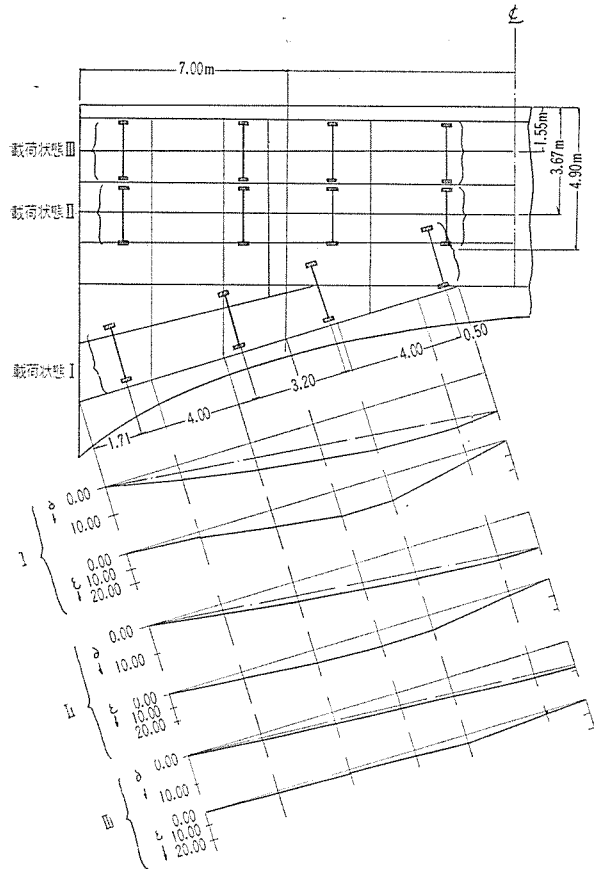
1) 固有振動数および減衰常数 固有振動数の測定結果および計算結果は表-8のとおりである。

表-8 固有振動数

	測 定 値	計 算 値
第 二 径 間	3.3	3.6
第 一 径 間	3.5	3.5

ただし自己振動数の計算には次の式を用いた。

図-12



計したものの1目盛は0.1mm
ひずみε 10⁻⁶

$$f = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI}{W}} g$$

$$E = 4.45 \times 10^9 \text{ kg/cm}^2$$

f: 振動数

l: 支間

g/W: ρ 密度

固有振動数については、計算値と測定値とは大体よく一致している。減衰係数は記録からは十分正確には求めにくい、大体において第一、二径間ともそれぞれ 0.39 程度であった。

2) 衝撃について 自動車を種々な速度で走行させ振動を起し、これを電磁オシログラフで記録した。オシロ記録の平均ヒズミ (η_m) と最大ヒズミ (η_{max}) との比を用いて、衝撃率として表わすこととし、表-9 に示した。

表-9 第二径間についての衝撃率
(下流より第3主桁下縁)

	第二径間について			第一径間について			備 考
	試験番号	走行速度	η_{max}/η_m	試験番号	走行速度	η_{max}/η_m	
自動車1台を下流側に最大偏心で走行	1	7.6	1.25	1	7.8	1.27	
	1'	9.0	1.23				
	2	20.8	1.31	2	10.8	1.30	
	2'	19.3	1.31				
自動車1台を橋の中央で走行	3	7.7	1.26	3	8.3	1.30	
	4	11.2	1.34	4	15.4	1.32	
	5	20.6	1.20	5	18.2	1.18	
自動車2台を縦列および一並列(第一径間)で中央を走行	6	7.4	1.21	6	8.3	1.31	
	6'	7.4	1.20				
自動車2台を並列で走行	7	5.7	1.06	7	9.0	1.22	
	7'	5.7	1.09				
	8	15.2	1.10	8	13.5	1.08	
長さ 20 mm の障害物を乗り越える	8'	15.4	1.30				
	9	6.8	1.26	9	8.3	1.33	スパン中央に長さ 20 cm 厚さ 20 mm 木板
	9'	6.0	1.30				
	10	21.2	1.04	10	18.0	1.33	
10'	18.0	1.12					

これらの結果より考えると試験された範囲での自動車走行速度では、速度の上昇とともに衝撃率は、上昇するようである。障害物乗り越しによる衝撃率は比較的小さいが、この程度の障害物では、いちじるしい影響を有しないようである。特に走行速度の大きい場合ほどその影響は小さくなった。

4. 結 び

以上三条大橋の構造概要ならびに載荷試験の結果について述べた。

今後新しく橋を架設するに際し、橋に付属するいろいろ困難な問題に遭遇することが常であるが、中でも大がかりな括巾は、もっとも困難であり、技術者を悩ます問題である。本橋に採用した方法が、これらの問題、解決への手助けとなればと思ひ、拙文ながら稿を草した次第である。

本橋の設計ならびに載荷試験をとおして猪股博士には、御丁寧なる御指導を賜わり、また中道俊孝君には、工事施行責任者として鋭意努力せられ、みごとに完成せられたことをあわせて深謝する次第である。

(松野:新潟県技師, 土木部道路課
高島:田島工業KK取締役, 工務部長)