

国際キリスト教大学基礎理学本館 PC トラス格子ばりの実験報告

増田 一 真* ・ 環 野 温 樹** ・ 舟 橋 功 男***
 小 林 昌 一**** ・ 原 喬***** ・ 寺 沢 輝 夫*****

前号で本建物の設計および工事報告をしたので、本号では第2編として、PCトラスばりの付帯実験として試みた両端固定の2/3模型と、両端支持の実物による載荷実験の報告をする。

1. 模型実験

(1) 実験計画

組立PCトラス格子の耐力と変形の性状を確かめるため、PCトラスの実際の応力状態を再現して観察できるよう2/3大の模型試験を行なった。寸法効果は縮尺比を r 、原設計を添字 R 、実験を T で表わすと、 $M_i = \alpha i l^3$ の関係から

$$M_T = r^3 M_R \dots\dots\dots(1)$$

トラス部材力 $N = M/l$, $j_T = r j_R$ ゆえ

$$N_T = r^2 N_R$$

PS力 $P_T = r^2 P_R$ とすると

$$\Sigma N_T = r^2 \Sigma N_R \dots\dots\dots(2)$$

$A_T = r^2 A_R$ であるから

$$\sigma_T = \Sigma N_T / A_T = \Sigma N_R / A_R = \sigma_R \dots\dots\dots(3)$$

となる。したがって各部寸法を r 倍した場合、単位荷重を原設計に等しく、PS力を r^2 倍すれば、原設計と全く同じ応力状態になる。

$$\text{変形量 } \Delta l_T = N_T l_T / EA_T = r^2 N_R \cdot r l_R / E r^2 A_R = r \Delta l_R$$

$$\therefore \epsilon_T = \Delta l_T / l_T = \Delta l_R / l_R = \epsilon_R \dots\dots\dots(4)$$

2次モーメント $M' \propto bEK R$, $R \propto \epsilon \therefore M' \propto K$

$$M'_T = \beta K_T = \beta r^3 K_R = r^3 M'_R, Z_T = r^3 Z_R$$

$$\text{ゆえに } \sigma'_T = \sigma'_R \dots\dots\dots(5)$$

となり、2次応力度においても、縮尺模型と原設計とは一致する。

(2) 試験体の設計と製作

以上のような関係にもとづき、柱づきの両端固定ばりを対象として選び、付図のような2/3縮小模型試験体を

* 増田構造事務所所長
 ** (株)竹中工務店設計部構造課長
 *** (株)竹中工務店技術研究所主任研究員
 **** (株)竹中工務店技術研究所
 ***** オリエンタルコンクリート(株)工務課長

設計し、導入PS力は $(2/3)^2 = 4/9$ 倍して図-1に示す設計値とした。製作は、木製型わくを用いて水平打ちし、振動機で締固めて蒸気養生を行なった。用いたPC鋼材とコンクリート強度およびヤング係数は表-1、2のとおりである。

表-1 PC鋼材および鉄筋の機械的性質

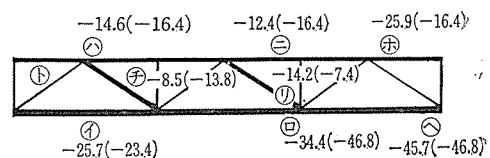
材種	直径(mm)	降伏点応力度(kg/mm ²)	引張強度(kg/mm ²)	破断伸び(%)
PC鋼棒	12	110以上	125以上	5.0
PC鋼線	5	145.1 μ	165.6 μ	4.5
鉄筋	9.1 12.4			

表-2 コンクリートの機械的性質

	圧縮強度(kg/cm ²)	ヤング係数(kg/cm ²)
トラスコンクリート	584	3.1×10^5
スラブコンクリート	499	3.0×10^5

プレストレスの導入は、斜材 → 上弦 1/2 → 下弦 1/2 → 上弦 1/2 → 下弦 1/2 の順に行ない、W.S.Gを用いてPS導入時のひずみを測定した。実測ひずみから求めた推定PS力と設計値との比較を図-1に示す。()は設計値である。

図-1 PS力の分布(単位t)



両縁のひずみ実測値を ϵ_1, ϵ_2 とすると

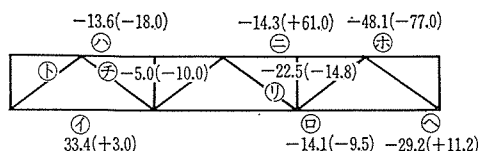
$$\left. \begin{aligned} \text{軸ひずみ } \epsilon_N &= (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2 \\ \text{曲げひずみ } \epsilon_H &= (\epsilon_1 - \epsilon_2) / 2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

となり

$$\left. \begin{aligned} N &= E_C \cdot \epsilon_N \cdot A_C \\ M &= E_C \cdot \epsilon_M \cdot Z_C \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

によって部材軸力と2次曲げモーメントが求まる、実測

図-2 2次応力分布 (単位: t/cm)



ひずみから求めた推定2次モーメントと設計値との比較を 図-2 に示す。() は設計値である。

図-1, 2 にみるように, 導入 P S 力の分布は仮定とかなりの差があり, 弦材に導入した P S 力は斜材に流れ, 複雑な分布を呈している。斜材 ②, ④ 点のひずみ実測値から求めた弦材 P S 導入時の斜材に流れる P S 力は, 表-3 に示すように合計において約 9% 程度の値となっている。

表-3 上・下弦 P S 導入時斜材 P S 力測定値

順 序	弦 材	弦材導入力	測 定 ②	測 点 ④
1	上 弦	8.2 t	0.6	0.3
2	下 弦	23.4 t	1.8	3.2
3	上 弦	8.2 t	1.9	0.3
4	下 弦	23.4 t	0.5	2.1
計		上 16.4 t 下 46.8 t	4.8 t	5.9 t

下弦中央 ④ 点の値は上・下弦導入力合計値が設計上では $16.4+46.8=63.2$ t となるのに, 実測値では $25.9+45.7=71.6$ t となって約 13% 増の値となっている。弦材導入力が他弦に流れる量を推定すると前記実測値から約 8% となり, $(46.8-16.4) \times 0.08=2.4$ t 程度である。② と ④ の合計 60.3 t の方が設計値に近く, 各値の誤差は大きい, ④ 点の測定値は少なくとも対象からはずした方がよいと思われる。P S 導入時のたわみは設計値より求まる値としては $(1.05-0.41) \times 2/3=0.43$ cm となり, 実測値とほぼ一致した。

P S 導入後, 両端で短柱に定着し, 両端固定トラスばりとし, スラブ打設を行なった。

(3) 載荷試験の方法

ひずみ測定は W.S.G. を用いて 13 ヲ所, 55 点について測定し, たわみは 1/100 mm 読みダイヤルゲージで 5 節点について下弦下面で測定した。載荷点は格子交点の 5 節点とし, 荷重間隔は格子床の積載荷重 L.L=0, 150, 300……1 200 kg/m² に対応する荷重とした。

原設計における格子自重は 0.29 t/m² (スラブ+仕上) 荷重は 0.37 t/m² であるから $\lambda=2.0$ m の格子については, $L.L=0.15$ t/m² $\times n$ に対して

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= 0.50 p = (1.32 + 0.30 n) t \\ p_2 &= 1.54 p = (2.69 + 0.92 n) t \\ p_3 &= 0.30 p = (0.54 + 0.18 n) t \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{ただし} \\ n = 0, 1, 2, \dots, 8 \end{array}$$

表-4 試験荷重表

n	L.L (kg/cm ²)	p ₁ (t)	p ₂ (t)	p ₃ (t)
0	0	1.32	2.69	0.54
1	150	1.62	3.61	0.72
2	300	1.92	4.53	0.90
3	450	2.22	5.45	1.08
4	600	2.52	6.37	1.26
5	750	2.82	7.29	1.44
6	900	3.12	8.21	1.62
7	1 050	3.42	9.13	1.80
8	1 200	3.72	10.05	1.98

となり, 試験荷重として 表-4 とした。

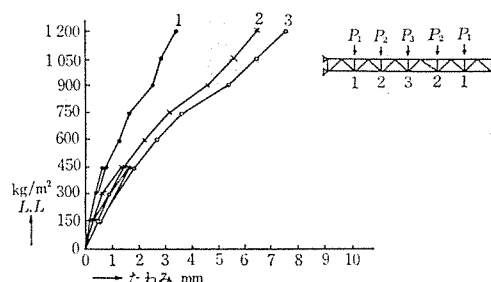
試験体自重は 1 格点につきトラス 0.4 t, スラブ 0.64 t で計 1.04 t であるから, 表-4 の荷重表から 1.04 t を差引いたものを試験体にかかる荷重となる。

(4) 試験結果

L.L=0, 150, 300……kg/m² に対する測定点のたわみを 図-3 に示す。

トラス部材の軸力測定結果は 図-4 のとおりである。

図-3 荷重-たわみ曲線



試験体は予想したより大きい剛性と耐力を示した。

図-5 および 写真-1 に示すように, L.L=750 kg/m² で外端の斜材に最初のきれつが見られ, 900 kg/m² で

図-4 上下弦材の荷重-軸力曲線

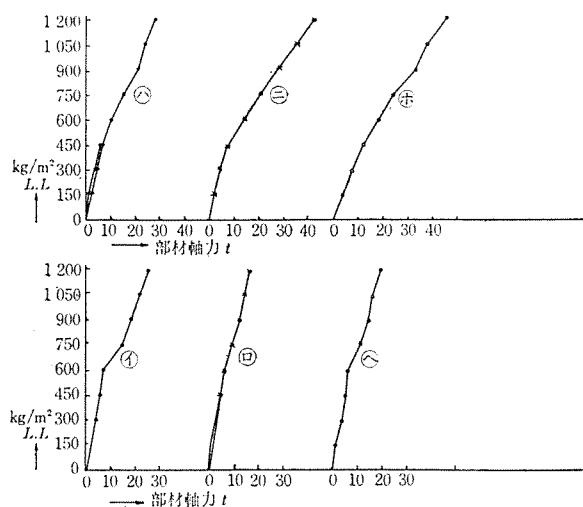


図-5 2/3 模型ばりのきれつ発生状況 (両端固定, 単位 L.L kg/cm²)

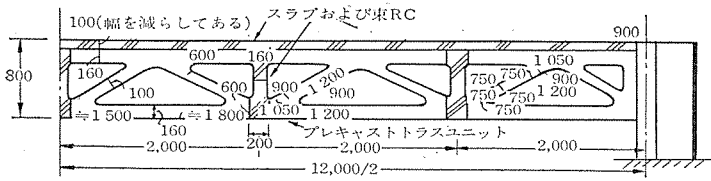


写真-1 模型実験きれつ状況



写真-2



端部上縁にきれつが入った。1,200 kg/cm²でもなお耐力を有しているのが、以後中央の荷重を増していったが明確な降伏状況は見られず、荷重をのぞくと顕著な復原力を示した(写真-2参照)。きわめて安定で剛性のあるコンクリートトラスであることは実験的に証明できたが、両端固定ばりとして実験したこと、トラス部材の剛度が大きいこと等のために、測定値と設計値が大きくくい違っている。ラチス剛度の大きいコンクリートトラスでは、節点ピンとしたトラスの部材力から2次応力を求めるという方法でなく、剛節トラスとしての解を求める方が良いように思われるので、今後の課題としたいと考えている。

2. 実物実験

(1) 実験目的

前章までに述べたように、設計段階および模型実験でかなり詳細な検討を行ない、さらに二、三の改良があって実物のPCユニットを製作した。これらの改良効果もふくめて実際のPCトラスの耐力、変形状態などを確認するため実物実験を計画し、工事作業所においてPCトラス組立てに先立ち実験を行なった。

実験は6個のユニットをならべPSを導入する過程とトラスばりの荷重の二段階に分けて行なった。以下にその概略を記す。

(2) PS導入試験

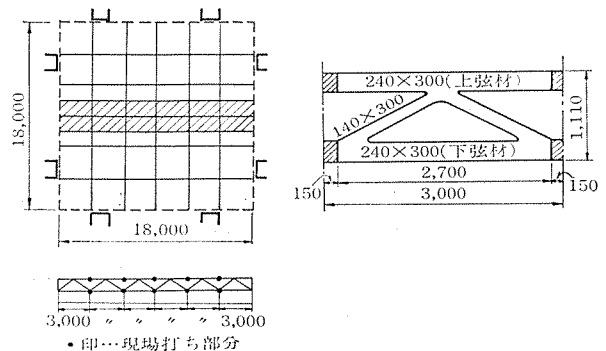
a) 試験体および測定概要 試験は交差ばりの一部を取出し図-6のように one way の

はりとして6個のユニットを接続し、設計緊張力を導入したときの各部の応力、変形を測定した。

1) 試験体

試験体は図-6の斜線部分のばりを対象とした。

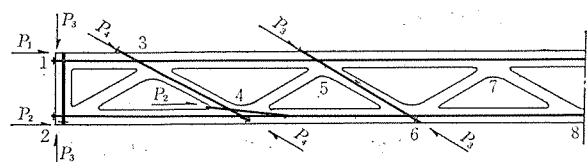
図-6



2) 設計緊張力(図-7参照)

- $p_1 = 35 \text{ t}$ (PC鋼棒 IV 1-27 ϕ).....上弦材
- $p_2 = 53 \text{ t}$ (ストランド 9-9.3 ϕ)...下弦材
- $p_3 = 18 \text{ t}$ (PC鋼棒 IV 2-12 ϕ).....(斜材 端部鉛直材)
- $p_4 = 36 \text{ t}$ (PC鋼棒 IV 2-16 ϕ).....斜材

図-7



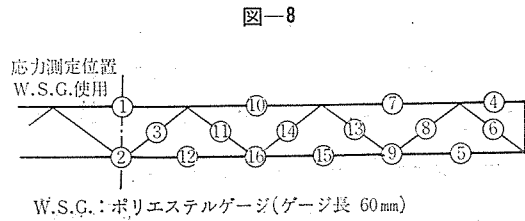
3) 緊張順序(実作業の緊張順序は実験にならう)

- ① 内側斜材緊張 18 t (5-6材, 5'-6'材)
- ② 外側斜材緊張 36 t (3-4材, 3'-4'材)
- ③ 端部鉛直材緊張 18 t (1-2材, 1'-2'材)
- ④ 上弦材 1/2 緊張 17.5 t (1-1'材)
- ⑤ 下弦材 1本目緊張 53 t (2-4'材)
- ⑥ 上弦材 1/2 緊張 17.5 t (1-1'材)

⑦ 下弦材 2 本目緊張 53 t (4-2' 材)

4) 応力測定位置

応力測定は W.S.G. を用い各測点 について上下左右の 4 面に貼付し、その平均ひずみをもって断面の応力を算出し、また相対する面のゲージにより部材に作用する曲げ応力についても検討した。ゲージの貼付位置は 図-8 に示される 16 ヶ所 (計 64 枚) である。



5) たわみ測定位置

緊張時のトラスのたわみについてはダイヤルゲージを用い、下弦材節点の垂直変位と両端の水平変位の測定を行なった。ゲージの取付位置および測点番号は 図-9 に示す。

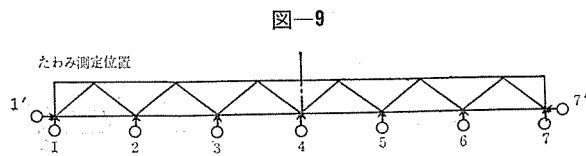


図-10 各緊張段階における部材のひずみ度

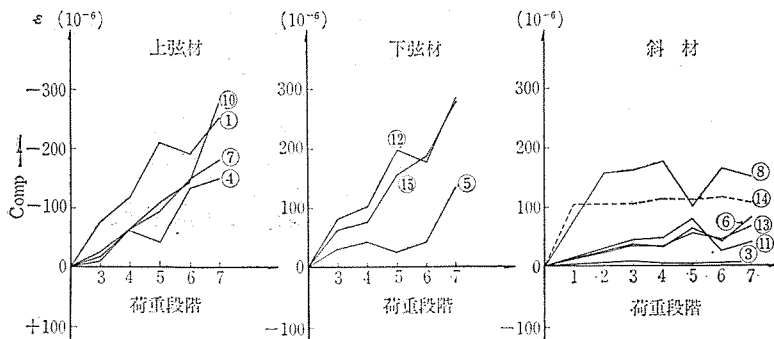
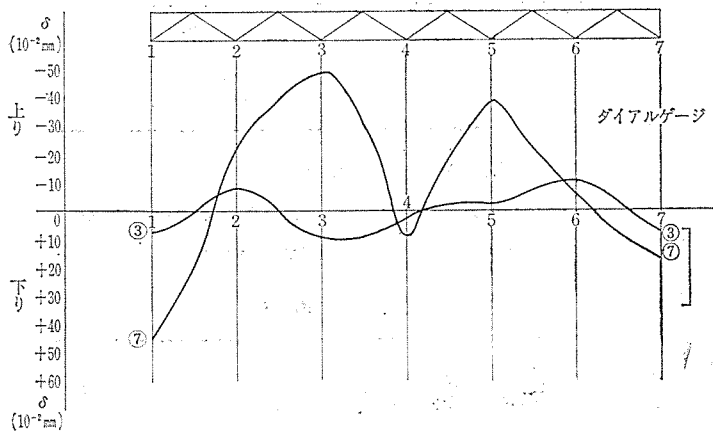
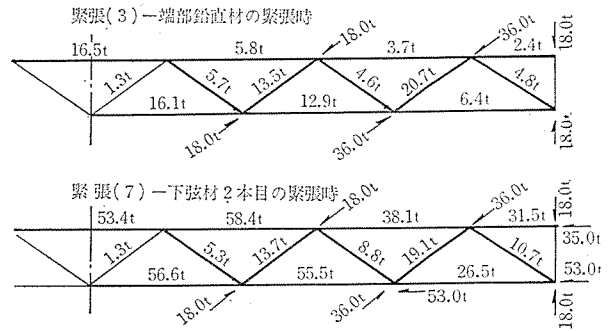


図-11 下弦材節点のたわみ



b) 試験結果および検討 各緊張段階における部材のひずみ度を 図-10 に、下弦材節点のたわみを 図-11 に示す。また緊張順序 (3) および (7) の場合についてはヤング率を $E=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定して部材に作用した応力を算出し 図-12 に示した。

図-12 緊張時における部材の応力の計算値



これらの結果より以下のことがらが考察されるように思われる。

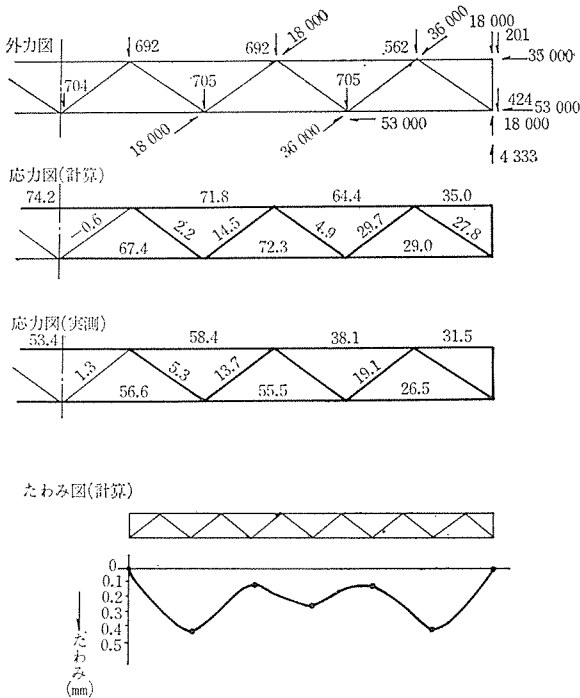
1) P S 力導入は上弦材 35 t, 下弦材中央 106 t を目標とし、上下弦の応力差 71 t によってあらかじめ与えられる上向きの曲げモーメント $71 \times 0.86 = 61 \text{ t} \cdot \text{m}$ を期待し、設計荷重による曲げモーメント $50.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ が作用しても上向きの曲げモーメントが残ることを予想した。

しかしながら、今回の測定によれば、中央部における上下弦の圧縮力の差はわずかであり、予想に反した結果となった。

$E=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した場合、中央部では測定ひずみより上弦材 53.4 t, 下弦材 56.6 t となり、その応力差はわずか 3.2 t であった。

2) このように予想と異なった導入力の性状を検討する一手段として P C ばかりを純粋なトラスと考えて緊張による力の流れを電子計算機を用いて解き、実測値との比較をしてみました。計算を行なったケースは緊張順序 (3) と (7) であるが、導入が完了した (7) の場合について応力およびたわみの計算結果は 図-13 となる (ただし $E=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)。図中の計算値と実測値を比較した場合数値の上ではかなり差がみられるが、力の流れの傾向はほぼ同じと考えてよいようである。したがって、このような断面を有するトラスの上下弦材に異なった力が別々に導入されるというより一体となって導入され、今回の実測値に近い応力性状であったと思われる。

図-13 PS 力導入完了時のトラスばりの応力およびたわみ



3) トラス下弦材圧縮力を測定より得られた 56.6 t とし、ひびわれモーメント（打継部があるため下弦材の圧縮力が 0 となるときのモーメントとする）を算出すると、 $M_{CR}=56.6 \times 0.86=48.7 \text{ t} \cdot \text{m}$ となるが、この時点ではすでにトラス自重によるモーメント (18.7 t・m) が加わっているため設計モーメントに対する比は $[48.7+18.7]/50.5=1.33$ となって、設計規準における $M_{CR} \geq 1.3 M$ 設の条件は満足している。さらに完全にでき上がった段階では、コンクリートスラブが圧縮側で協力するため中立軸が移動し、ひびわれモーメントは若干大きくなり安全側となると考える。

4) 部材応力については計算値に比して測定値の方が全体的に小さい傾向が出た。これは測定値の誤差によるものかあるいは緊張力のロスによるものか明らかではない。水平方向の緊張力の合計は中央において 141 t なのに対し、測定値では $E=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した場合で 110 t (78%)、 $E=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した場合で 128 t (91%) となっている。

5) 計算結果では上弦材の圧縮力が下弦材に比べて若干大きくなっているのに対し、測定値では下弦材の方が若干大きくあらわれている。これは下弦材節点が弾性支持されているためたわみが拘束され、その結果下弦材の圧縮力が増加し、上弦材の圧縮力が減少したものと思われる。

6) たわみについても計算値（両端支持）と測定値（下弦節点弾性支持）とではかなりの差がみられる。図-13 は下弦材節点の変形を示すものであるが、上弦材に

ついては逆に中央で上方に 0.7 mm 程度変形する値が得られた。

(3) 載荷試験

a) 試験体および測定概要 試験は前節の PS 導入試験に用いた試験体を使用し、下弦材各節点を支持した状態でコンクリートスラブを打設し、スラブ自重による載荷と積載荷重（載荷物として PC ユニットを使用）による載荷の 2 種について行った（写真-3、4 参照）。

写真-3 PC トラスばりの載荷試験

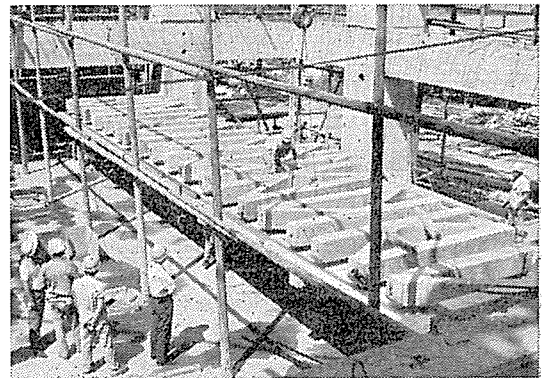


写真-4 PC トラスばりの実物試験体



1) 設計荷重による応力

設計荷重時の最大曲げモーメントおよびせん断力を表-5 に示す。

表-5

	$\max M_{\text{設}} \text{ t} \cdot \text{m}$	$\max Q_{\text{設}} \text{ t}$
L.L. によるもの	13.7	2.9
T.L. によるもの	50.5	11.9

2) 載荷荷重による応力

各載荷段階における最大応力の計算値を表-6 に示す。なお PC ユニット 1 個の重量は 1.27 t である。

表-6

	$\max M_0 \text{ t} \cdot \text{m}$	$\max Q_0 \text{ t}$
はり自重のみの場合	18.9	4.2
スラブが加えられた場合	53.5	11.9

各節点PCユニット1個載荷した場合	70.8	15.7
" 2個載荷した場合	88.1	19.5
" 3個載荷した場合	105.4	23.3

3) 載荷時応力の設計応力に対する比

Total L. の場合と Live L. の場合について載荷時応力の設計応力に対する比を求めると 表-7, 8 となる。

表-7

(T.L. に対する比)	M_0 t·m	M_0/M 設	Q_0 t	Q_0/Q 設
スラブのみ	53.5	1.06	11.9	1.00
ユニット1+スラブ	70.8	1.40	15.7	1.32
ユニット2+スラブ	88.1	1.75	19.5	1.64
ユニット3+スラブ	105.4	2.09	23.3	1.96

表-8

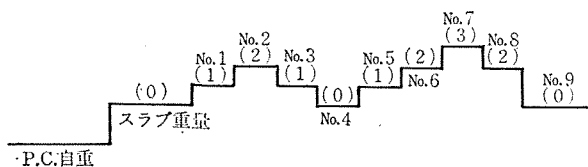
(L.L. に対する比)	M_0 - D M 設 t·m	$(M_0$ - D M 設)/ M 設	Q_0 - D Q 設 t	$(Q_0$ - D Q 設)/ Q 設
スラブのみ	16.3	1.19	2.9	1.00
ユニット1+スラブ	34.0	2.48	6.7	2.31
ユニット2+スラブ	51.3	3.74	10.5	3.62
ユニット3+スラブ	68.6	5.00	14.3	4.93

(D M, D Q は D.L. による曲げモーメントおよびせん断力)

4) 載荷順序

載荷順序は 図-14 による。図中の No. は載荷段階を示し、カッコ内の数字は PC ユニットの数である。

図-14



5) 応力, たわみ測定位置

応力およびたわみの測定位置に関しては PS 導入試験時と同じである。ただし, はり中央部の横倒れを調べるため, スラブ両縁にてたわみの測定を追加した。

図-15 PC コンクリート載荷の各段階におけるはりのたわみ

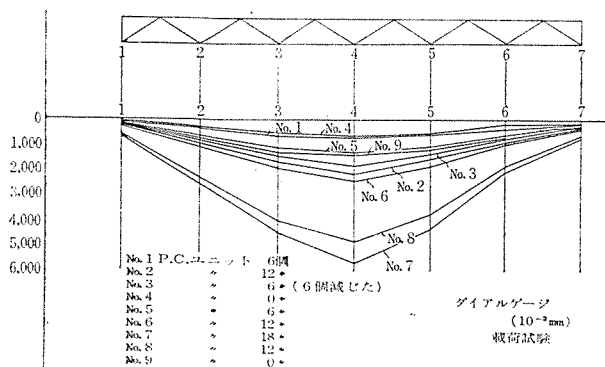


図-16 載荷時のはり中央点のたわみ

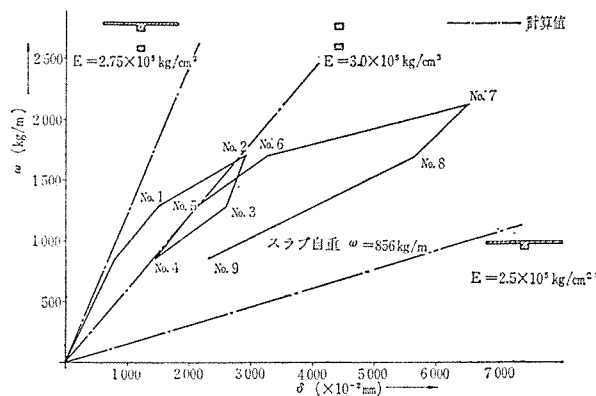
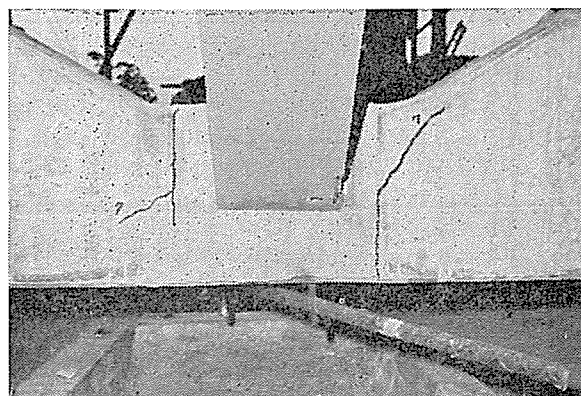


写真-5 実物試験きれつ状況



b) 試験結果および検討 PC ユニットの各段階におけるはりのたわみを 図-15 に, また中央点のたわみについてはスラブ自重をふくめたものを 図-16 に示す。きれつに関しては上弦材, 斜材には生じなかったが, 中央部下弦材の打継部およびその近傍には収縮きれつの跡が発達したものや, 新しいきれつがみられた。これらについては写真-5 にその概略を示した。

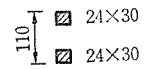
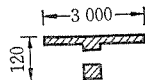
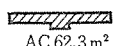
これらの結果より以下のことがらを推察した。

1) スラブ自重によるトラスの相対たわみは中央部で 8.0 mm であって, はりの剛性をスラブと一体と考えたときの変形に近い値である。またスラブ自重による曲げモーメントは 34.6 t·m でひびわれモーメント (M_{CR}) 以下であり, はりは弾性範囲と考えられます。

はりの断面を以下の三とおりと仮定した上で, スラブ自重によるたわみを算出すると表-9 となる。

2) 測定概要に記したように1回の載荷(荷重段階 No. 1)で各節点上に1個計6個のPCユニットをならべたが, このとき下弦材にきれつが入りたわみに若干の増加がみられた。したがって, この時点でひびわれモーメントに達したと判断される。このときの T.L. によるモーメントは 70.8 t·m であった。スラブと一体となった断面の計算によるひびわれモーメントは導入力を 56.6 t とすると $M=56.6 \times (0.835+0.195) = 58.3 \text{ t}\cdot\text{m}$,

表-9

仮定断面	断面2次モーメント (cm ⁴)	中央たわみ (cm)
(1) 	2.72 × 10 ⁶	1.44 (E=3.0 × 10 ⁵ kg/cm ²)* ¹
(2) 	6.26 × 10 ⁶	0.69 (E=2.75 × 10 ⁵ kg/cm ²)* ²
(3) 	8.45 × 10 ⁶	5.55 (E=2.5 × 10 ⁵ kg/cm ²)* ³

注:*¹ (1) の場合のヤング率は P C 材の強度より E=3.0 × 10⁵ kg/cm² と仮定した。

*² (2) の場合は圧縮側スラブ現場打であり、スラブコンクリートのヤング率を E=2.5 × 10⁵ kg/cm² と考え、スラブと P C 部材が一体となった場合として E=2.75 × 10⁵ kg/cm² と仮定した。

*³ (3) の場合は主としてスラブコンクリートとストランドによる断面と考え E=2.5 × 10⁵ kg/cm² と仮定した。ただしストランドは等価断面積に置換して行なった。

M_{CR}=18.7+58.3=77.0 t・m で、ほぼ実験値と一致した。実験より得られたひびわれモーメント M=70.8 t の設計モーメントに対する比は 70.8/50.5=1.40 となる。

3) はりの剛性は 図-16 に示されるように M_{CR} 以下ではスラブが一体となった場合の剛性に近く、きれつ

が入った後は剛性が大幅に低下し、圧縮側はコンクリートスラブ、引張側はストランドで構成された断面の性状を示している。

4) 今回の試験では破壊荷重の確認は行なっていないが、図-16 より w=2 500 kg/m 以上と推定される。このときの T.L. は w=2 500+466=2 966 kg/m 破壊モーメント M_B は

$$M_B = 1/8 \times 2966 \times 18^2 = 120 \text{ t} \cdot \text{m}$$

したがって設計荷重の破壊荷重に対する安全率は

$$\text{T.L. に対して } S_f = \frac{120}{50.5} = 2.38$$

$$\text{L.L. に対して } S_f = \frac{120-36.8}{13.7} = 6.07$$

破壊モーメントのひびわれモーメントに対する比は設計規準によると M_B ≥ 1.4 M_{CR} とされていて、今回の S_f=2.38 はこの値を満足している。

$$\therefore M_B \geq 1.4 M_{CR} \geq 1.4 \times 1.3 M_{設} = 1.82 M_{設}$$

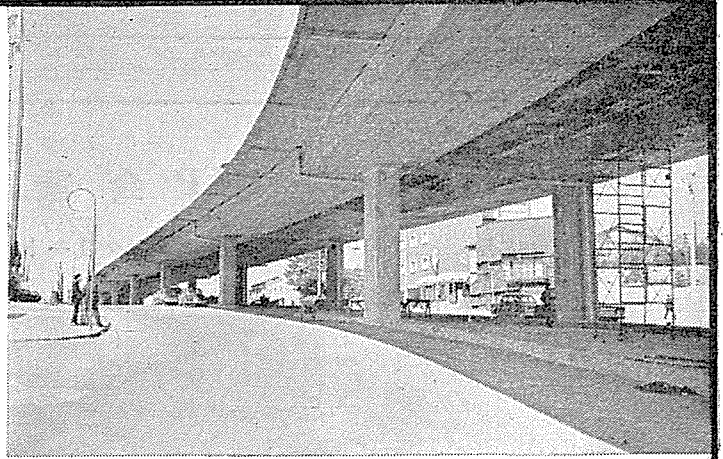
実物実験においては当初予定された性状とは多少異なる導入力となることが再確認された。しかしながら今回の導入力で設計規準の安全率は十分満足することが、載荷試験の結果から得られた。なお、実際の組立てにあたっては、この検討結果をもとに下弦材の緊張力を若干大きくして安全率をあげることとした。

模型、実物実験には筆者らのほかに、竹中技研の新田守、山口育雄、オリエンタルコンクリートの河合三郎、秋丸 実、沖田伸裕氏らが関係したことを付記する。

1967.5.12・受付



首都高速道路
2号線高架橋
(3径間連続PC函
ラーメン橋)

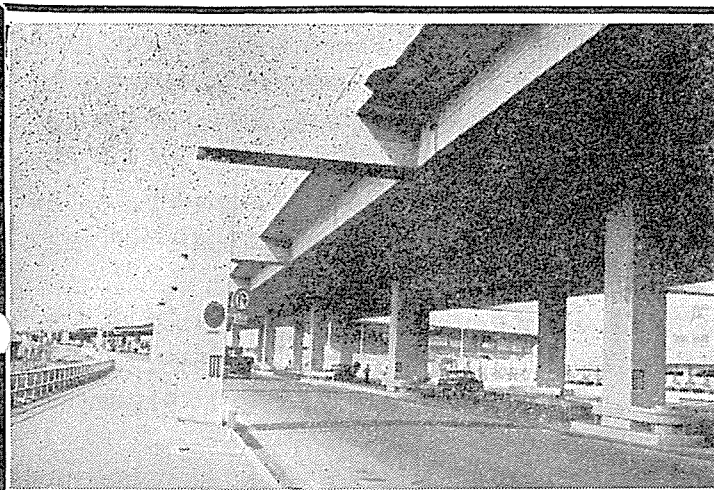


ピーエスコンクリート設計施工並に製作

日本ピー・エス・コンクリート株式会社

顧問 加賀山之雄 顧問 稲浦鹿蔵 取締役社長 有馬義夫

本社	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀 1400(代)
東京営業所	東京都千代田区大手町1丁目4番地(大手町ビル3階362号室)	電話東京 201-8651(代)
大阪営業所	大阪市北区堂島上2丁目39番地(毎日産業ビル別館5階)	電話大阪 361-7797
名古屋営業所	名古屋市中村区広井町2丁目54番地(交通ビル5階52号室)	電話名古屋 54-6536
福岡営業所	福岡市天神町3番地の1(福岡三和ビル6階)	電話福岡 74-9426
北陸営業所	福井県敦賀市泉125号2番地	電話 敦賀 1400



首都高速 高架橋新設工事

第106工区(その1) 高架橋上部新設工事

発注先 首都高速道路公団

橋長 526.00m
有効巾員 16.40m
桁長 56.60~94.40m
桁高 1.40m

P.C2室箱型連続桁

3径間連続5連, 2径間連続2連,
単桁1連

プレストレスト コンクリート B.B.R.V.工法、フレシネー工法 M.D.C.工法 橋梁、タンク等の設計施工

TOA 東亜コンクリート株式会社

取締役社長 高木 進

本社	東京都渋谷区栄通り1丁目5番地(長谷川スカイラインビル)	TEL 東京 (463) 7231
大宮工場	埼玉県大宮市大字高木字天神1469	TEL 大宮 (42) 1385~6
大阪営業所	大阪市北区山崎町47番地(海星ビル)	TEL 大阪 (341) 9081
名古屋営業所	名古屋市中村区高辻通り3の15(三富ビル)	TEL 名古屋 (871) 7311~5
福岡営業所	福岡市古小鳥町81(熊谷組ビル)	TEL 福岡 (52) 1401
札幌出張所	札幌市北2条西4丁目1番地(北海道ビル) 東京産業(株)気付	TEL 札幌 (22) 7146