

プレストレスト コンクリート トラスに関する模型試験

猪 股 俊 司*

1. まえがき

PC 構造物の径間を経済的に増加させるため 技術的問題点として、(1) 使用材料の許容応力度を大きくできるような材料品質の改善、(2) コンクリート単位容積重量の減少すなわち軽量骨材の使用、(3) 内力の抵抗腕長の増大可能な構造の採用、(4) 構造物単位幅あたりに作用させることのできるプレストレスング力の増加、などがある。

以上のうちで (3) の構造型式についていえば、PC 鋼材をコンクリート断面の外に配置するのも一方法であるが、防錆の点で問題が残ることになる。PC 鋼材をコンクリート部材断面中にそう入し、かつ内力の抵抗モーメント腕長を増加させるにはトラス構造とするのが有利である。すなわちトラスとすれば内力の腕長は上下両弦材中心間隔と一致し、腕長を大とすることが容易である。このような理由から、長大径間のコンクリート橋に PC トラスを応用することは有利であるといえる。また充腹構造でないので自重も減少される利点がある。

2. PC トラスの設計計算法

PC トラスを設計する場合、次の順序によればよい。

(1) 各節点をピン結合と仮定して設計荷重による各部材軸応力を計算する。

(2) 以上で求めた各部材応力を用い、Williot の方法などによってトラスの変形図を求め、各部材回転角を求める。部材回転角 R_{uk} が求まれば、両端が固定であると仮定した場合の固定端モーメント $\bar{M}_{u,k-1} \cdot \bar{M}_{u,k}$ は次式で求まる。

$$\bar{M}_{u,k-1} = \bar{M}_{u,k} = -6EK_{u,k} \cdot R_{u,k} \dots\dots(1)$$

ここに、 $K_{u,k} = I_{u,k} / l_{u,k}^3$

1つの節点に集まるすべての部材固定端モーメントが (1) 式で求められたならば、これを例えば Kani の方法を用いて平衡させると各節点モーメントが求められる。

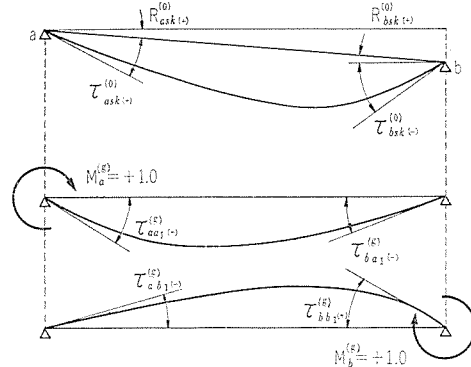
(3) プレストレスングによる軸応力度および2次モーメントによる曲げ応力度を計算するには、設計荷重に対する場合と全く同様な方法を用いる。すなわち、各部材に生ずるプレストレスングによる応力度を節点ピンとして静定で求め、変形図をえがき、部材回転角を求

め、つぎに固定端モーメントを (1) 式で求め、これを平衡させて節点モーメントを計算する。以上の方法で計算したプレストレスと設計荷重による応力度との和を求め許容応力度の条件が、満足されるかどうかを検討する。

(4) コンクリートの乾燥収縮、クリープによるプレストレスの変化を計算するには次の近似的計算法を用いる。

プレストレスを与えた直後の部材断面力(軸力および曲げモーメント)を節点の剛性を考慮して求める。次に節点をピンに置きかえて、各部材を $t=0$ で与えられた断面力を受けた単純支承ばりと考える。コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によって部材断面には回転 v_k および v_s を生じ、また ϵ_{sk} だけ短縮する。したがって各節点位置における部材切縁回転角 $\tau_{sk}^{(0)}$ および他部材短縮による部材回転角 $R_{sk}^{(0)}$ が求められる(図-1)。

図-1 切縁回転角, 部材回転角



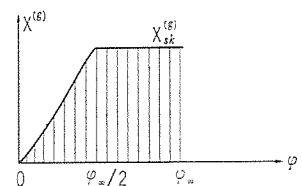
節点で部材は剛結されているから、部材端を固定としたとき、上記 $\tau_{sk}^{(0)}$ および $R_{sk}^{(0)}$ を打消すための固定端モーメントが新しく発生することになる。この発生モーメントを $\bar{M}^{(g)}$ とすると、次の関係式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} (\tau_{ask}^{(0)} + R_{ask}^{(0)}) + \bar{M}_a^{(g)} \cdot \tau_{aa1}^{(g)} + \bar{M}_b^{(g)} \cdot \tau_{ab1}^{(g)} &= 0 \\ (\tau_{bsk}^{(0)} + R_{bsk}^{(0)}) + \bar{M}_a^{(g)} \cdot \tau_{ba1}^{(g)} + \bar{M}_b^{(g)} \cdot \tau_{bb1}^{(g)} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(2)$$

発生モーメントまたは発生軸力など、発生断面力 $X^{(g)}$ を計算する場合、 $X^{(g)}$ と φ との関係を図-2 のように仮定する。

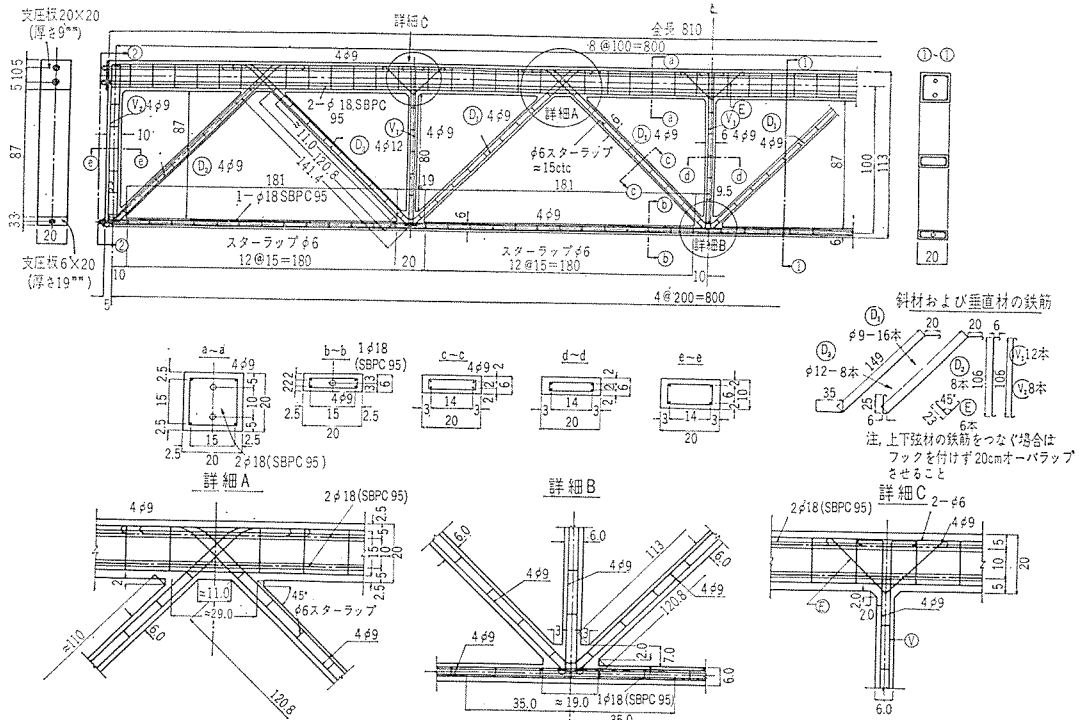
(2) 式を解いて発生固定モーメント $\bar{M}_{sk}^{(g)}$ を求めたならば、たとえば、Kani の方法などを用いて平衡させ

図-2 発生断面力と φ との関係



* KK 日本構造橋梁研究所 工博

図-3 プレストレスト コンクリート供試ばり (スパン 8.0 m)



各節点モーメントが求められる。

以上 (1)~(4) に示す計算を実施すれば、PC トラスの応力計算ができたことになる。

3. 模型トラスの設計

載荷試験装置の能力、製作および試験の便を考慮して図-3 のように、全長 8.10 m、上下両弦材中心軸間隔 1.00 m、パネル間隔 1.00 m とした。部材最小寸法はコンクリート打ちの便も考慮して最少 6.0 cm とした。垂直材および斜材はプレストレスを与えず鉄筋コンクリート構造とし、上下両弦材のみにプレストレスを与えた。上弦材は格間中央にも載荷することを考え 2φ18(SBPC 95) により、下弦材は 1φ18(SBPC 95) によってそれぞれ一様なプレストレスを静定としたとき与えた。ピン

結合トラスと考えた場合、設計荷重として集中荷重 $P=4.00\text{ t}$ が許容される。この場合、鉄筋コンクリート部材の鉄筋引張応力度は 1120 kg/cm^2 である。

プレストレスは、上弦材について $2 \times 15.0\text{ t} = 30.0\text{ t}$ 、下弦材について 10.7 t とした。

(1) プレストレスによる 2 次モーメント

プレストレスによる 2 次モーメントを計算するには 2. において述べたように、ピン結合のトラスの上下両弦材に静定状態でプレストレスを与えたとして、上下両弦材圧縮応力を求め、変形図をえがく (図-4)。

これから各部材の部材回転角 R を計算し、固定端モーメントを (1) 式で求める。これを Kani の方法によって平衡させて (図-5)、2 次モーメントが求められる。

各部材について最大 2 次モーメントを受ける断面の応

図-4 プレストレスによるピン結合トラスの変形図

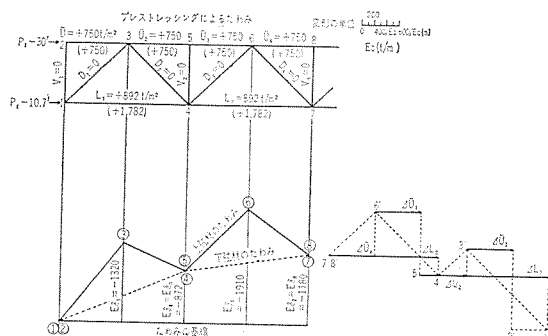
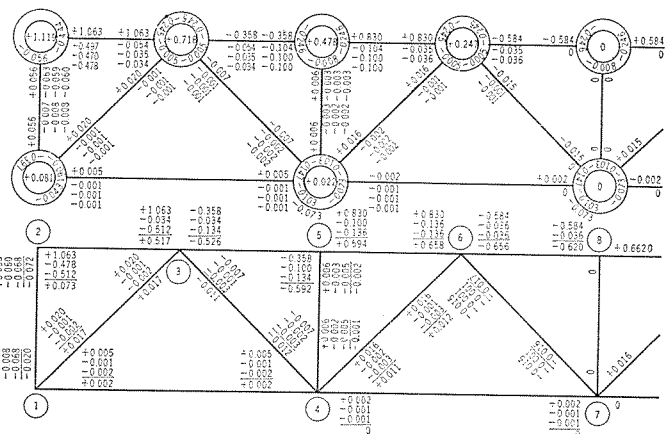


図-5 プレストレスによる 2 次モーメントの計算



力を求めるとつぎのようになる。

上弦材プレストレス格点 ⑥

$$\frac{30\,000}{392} \pm \frac{65\,800}{1\,314} = 77 \pm 50 = \begin{cases} +127 \\ +27 \end{cases} \text{ kg/cm}^2$$

下弦材プレストレス格点 ④

$$\frac{10\,700}{116} \pm \frac{200}{120} = 92 \pm 2 = \begin{cases} +94 \\ +90 \end{cases} \text{ kg/cm}^2$$

垂直材格点 ② $\pm \frac{7\,200}{334} = \pm 22 \text{ kg/cm}^2$

斜材格点 ③ $\pm \frac{1\,700}{120} = \pm 14 \text{ kg/cm}^2$

すなわち、上弦材の剛度が大きいので、上弦材の2次モーメントは相当大きいものとなっている。しかし、これら計算値は理論上の格点位置における値であって、格点からある距離はなれた断面では、それほど大きいものとはならない。

(2) 試験荷重(集中1点荷重 $P=4.0\text{ t}$)による軸力および2次モーメント

各上弦材格点に載荷した場合の軸力および2次モーメントを 2. で述べた方法によって計算する。例えば格点 8 (スパン中央) に載荷した場合のピントラスとしての部材軸力および変形図、これから求めた固定端モーメントを平衡させる計算は 図-6, 7 に示してある。

図-6 格点 ⑧ 載荷時ピントラスの変形

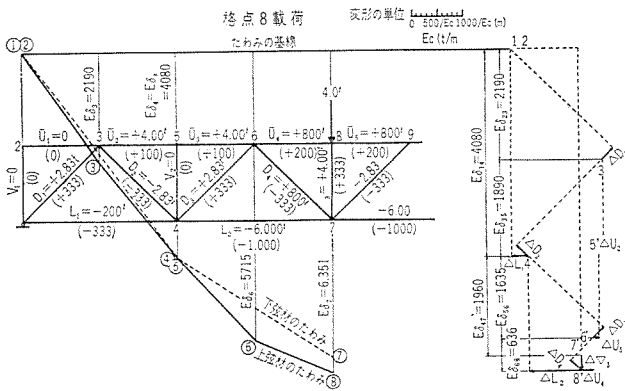
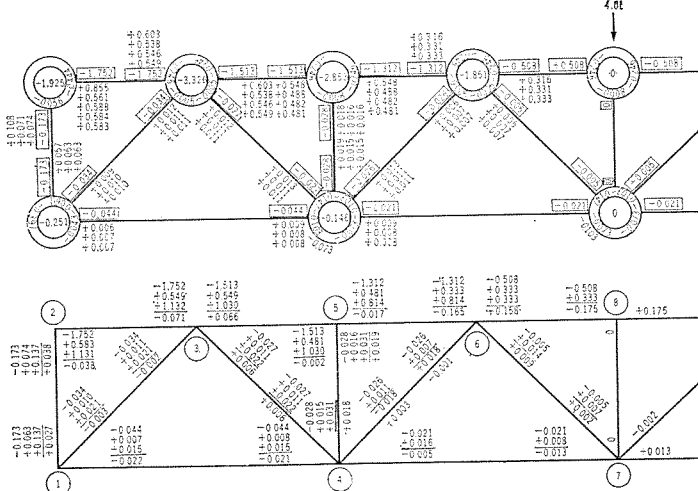


図-7 格点 ⑧ に $P=4.0\text{ t}$ 載荷した場合の2次モーメントの計算



4. 模型トラスの製作

(1) 使用材料の品質およびコンクリート打ち用いられた PC 鋼棒および鉄筋の機械的性質は 表-1 に示してある。

コンクリートは粗骨材最大寸法が 10 mm, 単位セメント量 400 kg/m^3 ; $w/c=40\%$ の配合のものであって、圧縮強度は 表-2 のようであった。

表-1 PC 鋼棒および鉄筋の機械的性質

品 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	17.6	115	125	9.3
鉄 筋	9.1	34.1	48.3	—
	12.4	34.1	49.5	—

表-2 コンクリート圧縮強度

材 令 (日)	平均圧縮強度 (kg/cm ²)	備 考
28	548	プレストレスを与えたとき 載荷試験時
42	577	
130	716	

注: 載荷試験時の平均引張強度 = 26 kg/cm^2

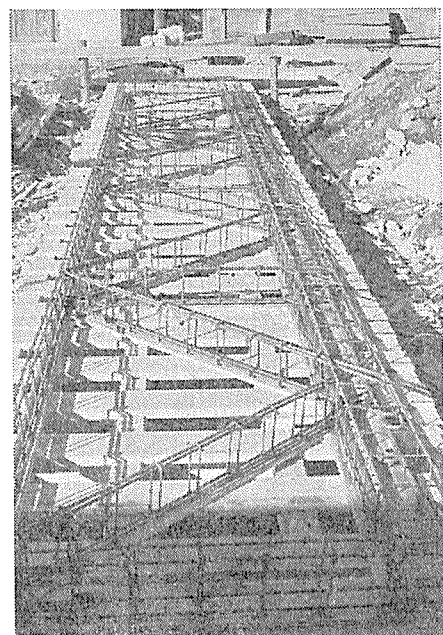
模型トラスは木製型わくを用い水平位置でコンクリート打ちを実施した(図-8)。締固めには振動機を用い、のち約1週間シートでおおい養生した。その後は屋外に装置した。

(2) プレストレッシング

プレストレスはコンクリート材令 42 日のときに、次の順序で実施した。

a) 下弦材 PC 鋼棒を 10.7 t で緊張定着

図-8 鉄筋配置状況



b) 下弦材 PC 鋼棒 2 本のうち 1 本を、最初 7.5 t で緊張定着

c) 他の 1 本を 15.0 t で緊張定着してから、最初の PC 鋼棒を再び 15.0 t で緊張定着しなおす。

プレストレスング時のコンクリート各部のひずみを電気抵抗線ひずみ計を用いて測定した。同時に標準供試体を用いてヤング係数を測定した結果、圧縮応力が 150 kg/cm² 以下の範囲では、 E_c はつぎのような平均値がえられた。

$$E_c = 3.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

5. 載荷試験の方法

模型トラスを 8.0 m スパンの単純支承とし、両支点には直径 30 mm の丸鋼をそう入した。コンクリートひずみは電気抵抗線ひずみ計によって 66 カ所について測定し、たわみは 1/100 mm 読みのダイヤル ケージ 9 台を用い、両端支点付近、スパン中央、1/4 検点および各格間中央点について、下弦材下面で測定した。

載荷点はスパン中央格点 ⑧、および上弦材の各格点 ⑥、⑤、③ に移動載荷するとともに、各格点の中央、すなわち、格点 ⑧、⑥ の中央点、⑥、⑤ の中央点、⑤、③ の中央点などにも順次載荷した。

荷重は設計荷重 $P=4.0 \text{ t}$ まで 0.5 t おきに増加させ、各載荷点ごとに 2 回くり返した。格点 ⑧、⑥ の中央点に載荷する時は、載荷点 ⑥ とよんでいる。

以上のように設計荷重 $P=4.0 \text{ t}$ までの載荷試験を終了したら、載荷点 ⑥ で 10.0 t まで荷重を増加させ、次に載荷点 ⑧ では 13.0 t まで載荷した。最後に荷重点を ⑧ に移動し、破壊するまで荷重を増加させた。

載荷試験時のコンクリート ヤング係数は、標準供試体について測定した結果つぎのようであった。

$$E_c = 3.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

6. 試験結果とその整理

(1) プレストレスの分布

プレストレスング作業中に測定したコンクリートひずみと、 $E_c = 3.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ のヤング係数とを用いて、プレストレスを求めた。これと同時に (1) の計算結果で求められた計算プレストレス分布とを比較するため、これらを 図-9, 10 に示した。

この比較図から明らかなように、測定結果と計算結果とは良く一致したと考えられる。垂直材、斜材について

図-9 測定プレストレス分布と計算結果との比較 (上下両弦材)

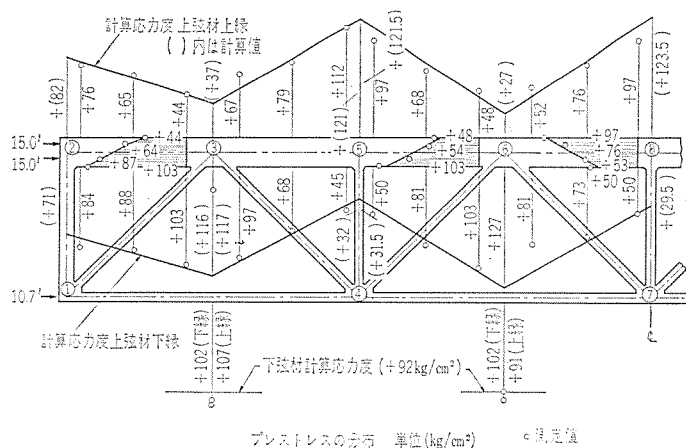
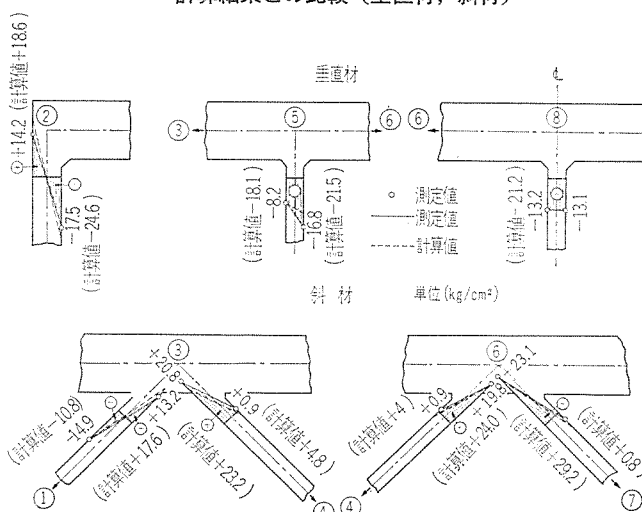


図-10 測定プレストレス分布 (2 次応力度) と計算結果との比較 (垂直材, 斜材)



は測定ひずみ値が非常に小さいため、これから換算された応力度の誤差も大きいものとなるものは当然考えられるところであるが、傾向としてはよく計算結果と一致している。

以上要するに、(1) で述べたプレストレスングによる 2 次モーメントおよび 2 次応力度は測定結果と一致し計算法として十分信頼できる。

(2) 荷重 4.0 t までの載荷試験

載荷の順序は、⑧、⑥、⑤、③ の順である。

部材コンクリート一断面の両縁で測定されたひずみを ϵ_1, ϵ_2 とすると、軸ひずみおよび曲げひずみは、それぞれつぎのよのように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \text{軸ひずみ} \cdots \cdots \epsilon_N &= \frac{1}{2}(\epsilon_1 + \epsilon_2) \\ \text{曲げひずみ} \cdots \cdots \epsilon_M &= \frac{1}{2}(\epsilon_1 - \epsilon_2) \end{aligned} \right\} \cdots \cdots (3)$$

したがってコンクリート ヤング係数 E_c 、断面積 A_c 、断面係数 Z_c を用いて、軸力 N と曲げモーメント M とはつぎの式から求められる。

図-11 (a) 荷重-たわみ曲線 載荷点 ⑧

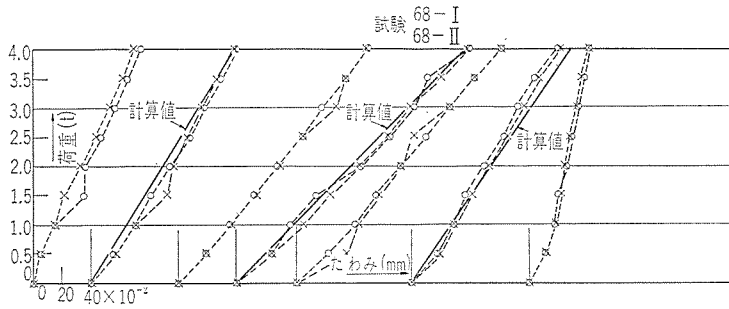
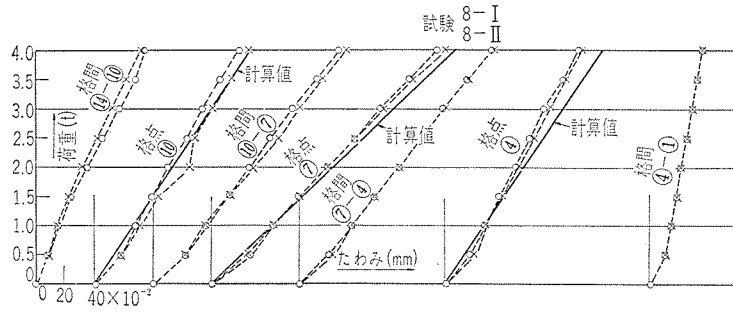


図-11 (b) 同上 載荷点 ⑧

図-12 (a) 荷重-たわみ曲線 載荷点 ⑥

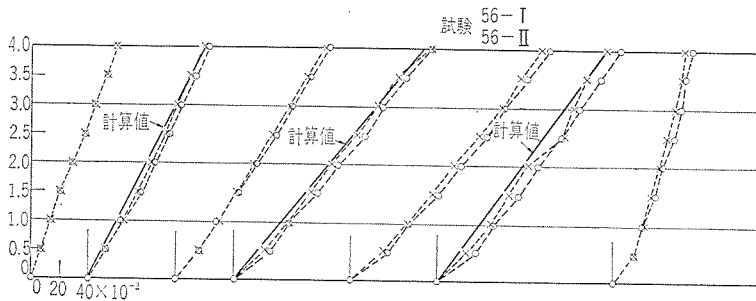
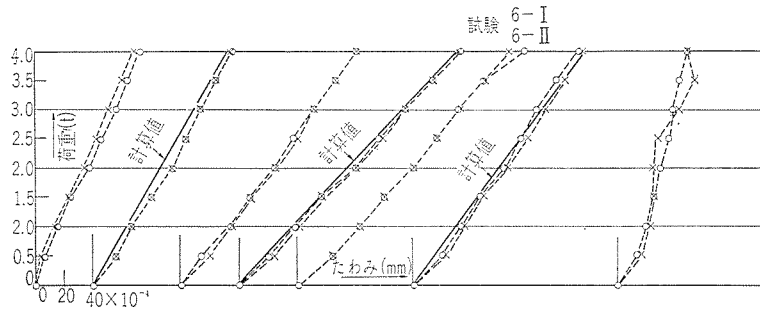


図-12 (b) 同上 載荷点 ⑥

$$\left. \begin{aligned} N &= E_c \cdot \epsilon_N \cdot A_c \\ M &= E_c \cdot \epsilon_M \cdot Z_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

測定結果の整理にあたって計算 3.(2) より求められた ϵ_N および ϵ_M と、 ϵ_1, ϵ_2 の測定結果を用いて (3) 式から求めた ϵ_N および ϵ_M とを比較することとする。 $E_c = 3.8 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した。

たわみは図-6 に示すように、格点をピン結合としたとき図式でこれを求めた。この格点ピンとして求めたたわみと実測結果とを比較検討することにする。

図-11~12 に格点 ⑧ と格間 ⑥ の中央などに載荷した場合のたわみ荷重関係図を一例として示してある。図中実線で示したものは格点をピンとして計算したときのものである。

実測値と計算値とは、比較的よく一致している。

図-13~16 には荷重と軸ひずみ および曲げひずみの測定結果の数例が示されている。この図中実線は 3.(2) に述べた計算結果を示すものである。

これらの結果から軸ひずみについては各格点をピンとしてトラスの軸力を求めた結果と比較的よく一致していることがわかる。

しかしながら曲げひずみについては、計算結果よりも小さい値となっている場合が多いが、傾向としては比較的よく計算結果と一致している。曲げひずみは測定ひずみの差として求められているので、比較的誤差は大きくなっているであろうことも考えられる。

載荷点 ⑤ の試験において斜材 (3).4 に $P=3.5 \text{ t}$ で

ひびわれが認められた。この場合ピン結合としての引張力は、3.71 t であるから、コンクリート引張応力度は、

$$\sigma_c = -\frac{3710}{120} = -31 \text{ kg/cm}^2$$

となる。コンクリート引張強度は、平均 26 kg/cm² であったから、これは当然である。また格点 ③ の近所で斜材 3-4 にも曲げひびわれが生じたが、これらはいずれも微細なものにすぎなかった。

以上 4.0 t までの載荷試験の結果では、3.(2) に述べた計算法が十分実用的であることを示している。

(3) 4.0 t 以上の載荷試験

格点 ⑥ では P=10.0 t まで載荷した。図-17 には荷重-たわみの関係が示してある。荷重 6.5 t で下弦材 4-7 で引張りによるひびわれが肉眼で認められると同時に、たわみ増加率も大となっている。このときの下弦材の計算引張応力度は、12200/120=102 kg/cm² である。コンクリートの有効プレストレスは、減少量を 10% とすると 83 kg/cm² となる。よってコンクリートの引張強度 26 kg/cm² を考えると、ひびわれ時の応力度は (83+26)=109 kg/cm² となり、結果は計算で考えられる値

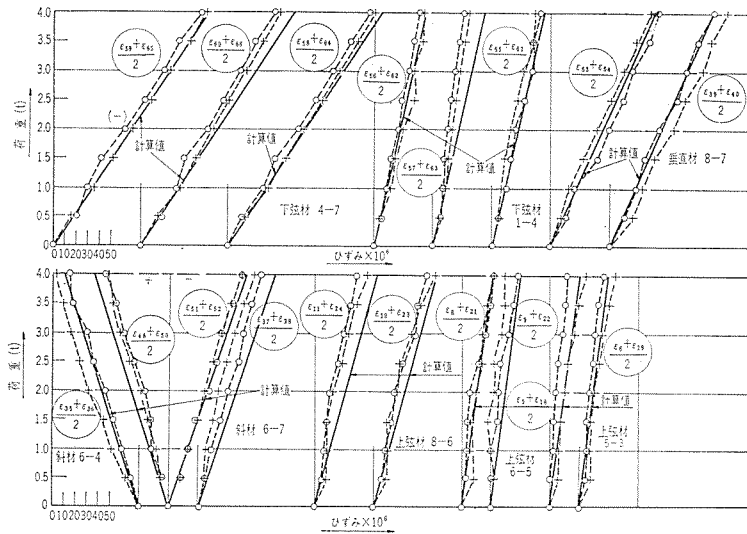


図-13 載荷点 ③ 荷重-軸ひずみ、荷重-曲げひずみ曲線

図-14 載荷点 ⑧ 荷重-軸ひずみ、荷重-曲げひずみ曲線

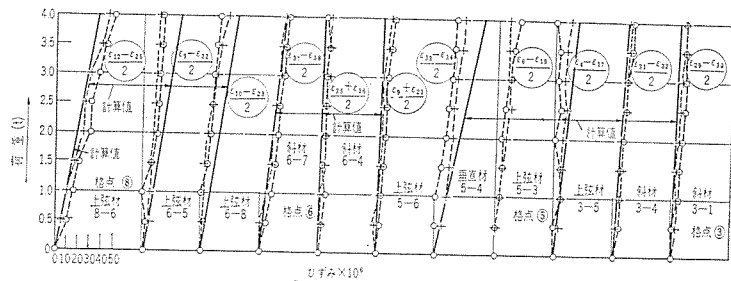


図-15 載荷点 ⑥ 荷重-軸ひずみ、荷重-曲げひずみ曲線

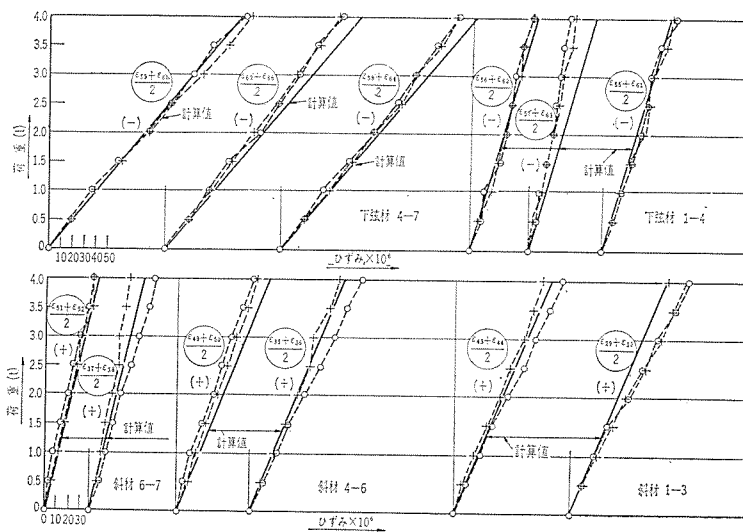


図-16 載荷点 ⑥ 荷重一軸ひずみ、荷重一曲げひずみ曲線

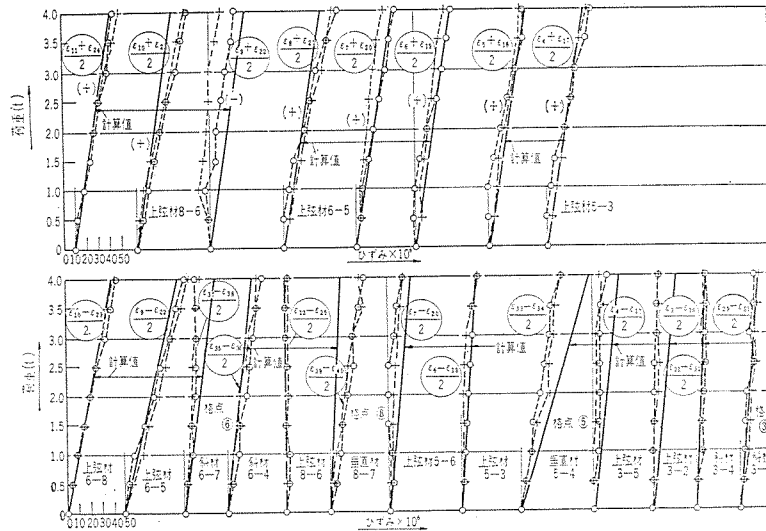
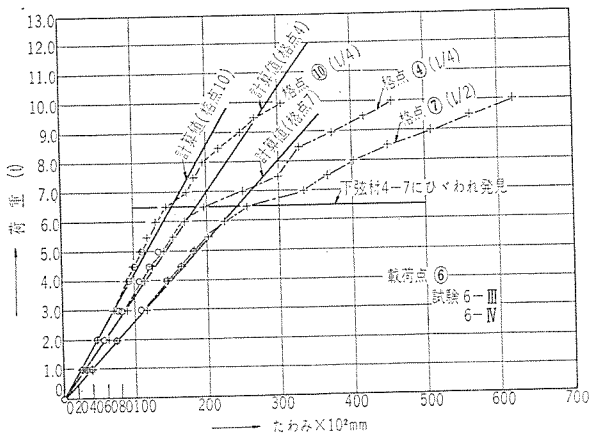


図-17 格点 ⑥ に $P=10.0\text{ t}$ まで載荷したときの荷重一たわみ曲線



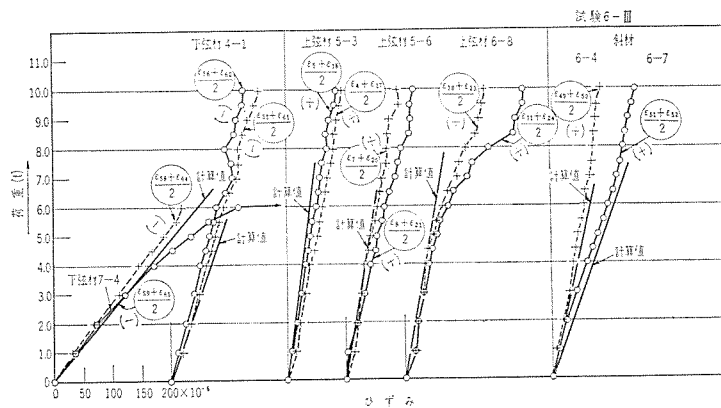
とよく一致している。

また $P=6.5\text{ t}$ のとき格点 ④ の結合部にひびわれを認めた。

図-18 には 荷重一軸ひずみの関係を示してある。下弦材 4-7 の軸ひずみは、 $P=6.0\text{ t}$ より急増している。上弦材、斜材についても $P=6.5\text{ t}$ では計算値と大体一致している。

次に載荷点を格点 ⑥ と ⑧ との中央 ⑯ に移し、 P

図-18 格点 ⑥ に 10 t まで載荷したときの荷重一軸ひずみ曲線



$=13.0\text{ t}$ まで載荷した。この場合、上弦材 6-8 の下縁にひびわれを発見したのは 10.0 t のときであった。

最後に載荷点を格点 ⑧ に移し、破壊をおこすまで荷重を増加させた。この場合の荷重一たわみ、荷重軸ひずみの関係を図-19, 20 に示してある。

たわみは常に計算値よりも大きくなっているが、圧縮ひずみは $P=4.0\sim 6.0\text{ t}$ 程度までは大体計算値に近い値となっており、これ以上の荷重では計算値以上となっている。

格点 ⑩ の結合部分が、すでにいちじるしいひびわれを発生していたため、スパン中央載荷にもかかわらず、トラスの変形はスパン中央に対して対称でなくなり、 $P=10.0\text{ t}$ 以上では格点 ⑩ のたわみが急激に増加した。

図-21, 22 に格点のひびわれ状態および破壊時の状態が示してある。垂直材鉄筋の下弦材への定着が不完全であったため、 $P=12.8\text{ t}$ で下弦材は垂直材、斜材と分離した状態となり、荷重は増加せず変形が極端に増加し、格点 ⑨ ではコンクリートが圧縮破壊を生じた。この格点 ⑨、格点 ⑩ の最後の状態は 図-23 に示してある。

ひびわれ発生状況は 図-24 に示してある。

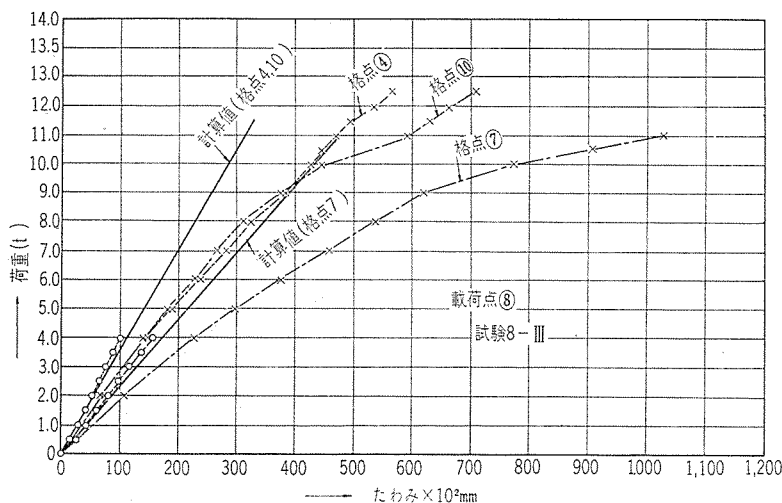
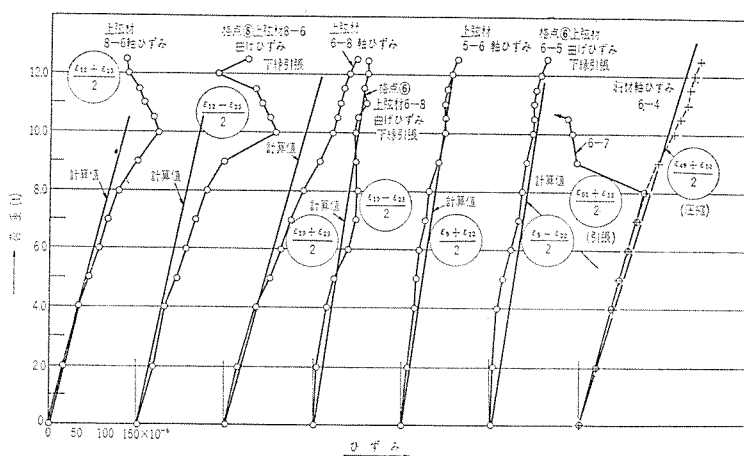


図-19 荷重—たわみ曲線
載荷点 ⑧

図-20 荷重—軸ひずみ, 荷重—曲げひずみ曲線
載荷点 ⑧ (破壊試験最大荷重 128 t)



7. 結 論

本模型試験結果の範囲内において次のように結論できる。

(1) プレストレスの分布は格点の剛性による2次モーメントをも考慮すれば十分正確にこれを計算することができる。

(2) 荷重によるトラスのたわみ計算には格点がピン

結合であるとして計算して十分正確である。

(3) 荷重による部材軸力もまた格点ピン構造として計算してよい。

(4) 格点の剛性により2次モーメントは2. で述べた方法によって求めてよい。

(5) 各格点における部材の結合は十分強固なものとし、特に引張力を受ける部材の定着については設計上十分な検討をする必要がある。

図-21 格点 ⑩, 載荷点 ⑥, $P=13.0 t$ で傾斜のひびわれ発生

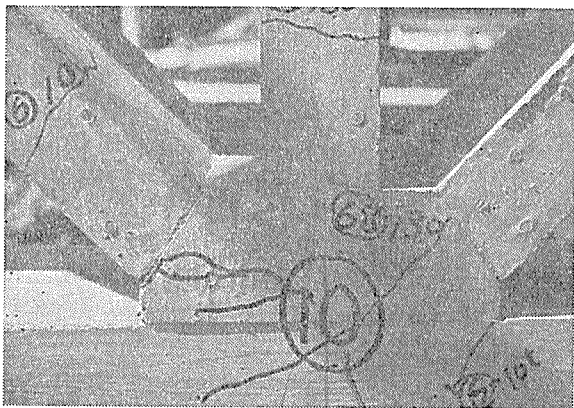
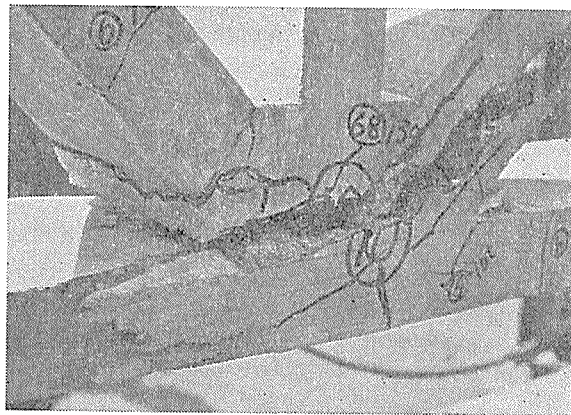


図-22 格点 ⑩, 載荷点 ⑧, $P=12.8 t$ で鉄筋ぬける



(6) ひびわれ荷重は曲げ部材の場合と同様に相当正確にこれを推定することができる。破壊荷重によっては、さらに将来の研究に待たなければならないところが多い。

以上要するに本研究の範囲内において PC トラスは十分実用的な構造方式であると考えられる。なお本研究は昭和 36 年度建設省工業技術研究補助金によってなされたものの一部である。

図-23 格点 ⑨, 格点 ⑩ 破壊状況, 格点 ⑩ は下に見える格点, 格点 ⑨ は圧縮破壊を生じている格点

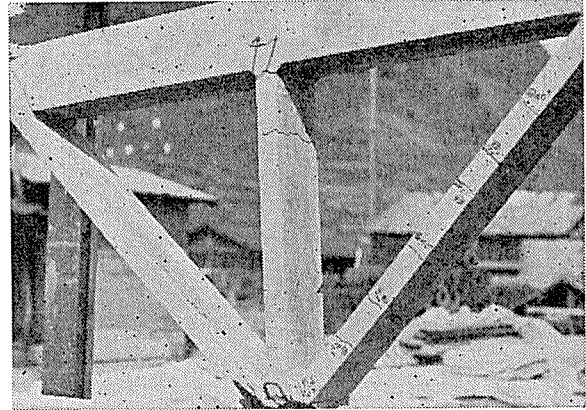
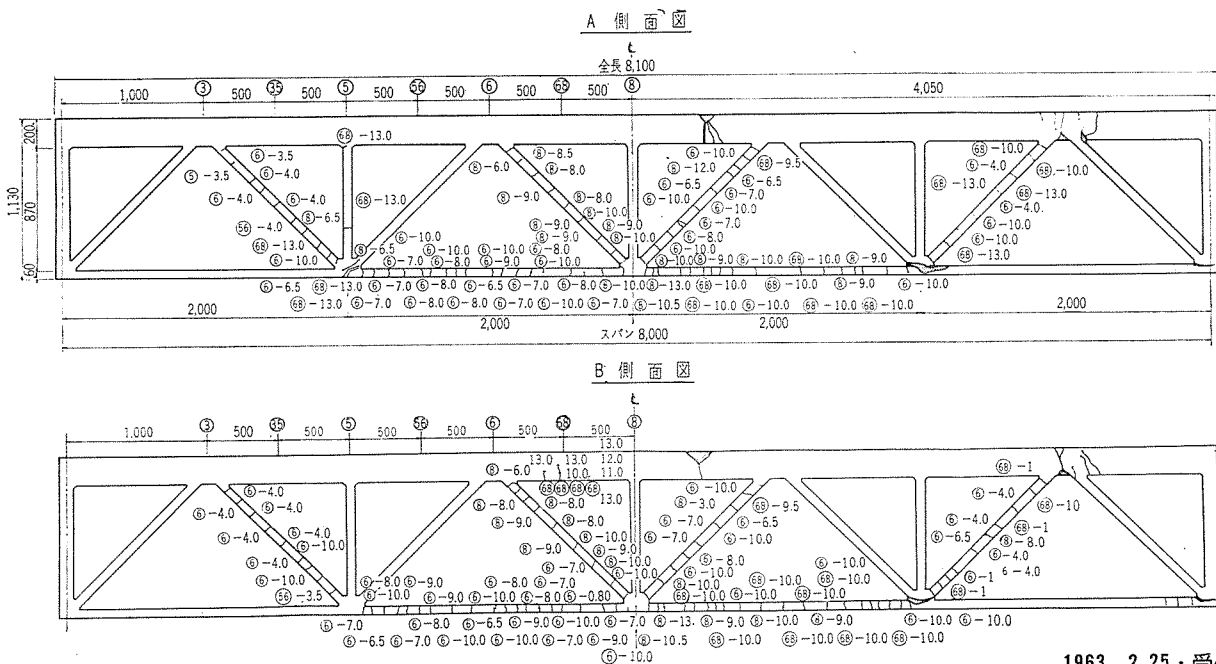


図-24 プレストレスト コンクリート供試りひびわれ図



1963. 2.25・受付

(35 ページより続く)

はセメント PZ 375, w/c 45%, それに注入補助剤として 2~3% の INTRAPLAST "Z" が加えられている。

次に橋脚について、その特徴を説明する。柱は上から下まで全部同一断面で厚さ 24 cm の "日" 型断面 8.20×2.50 m スライディング フォームをつかってコンクリートを打った。この橋の一つの特徴は、柱の上下にピンを持っていることである。このピンは上下ともに、巾 30 cm の鉛板で作られている。施工中は柱を固定させる必要があるが、これは下側のピンに鉄製のクサビをかけて、柱を固定させた。下のピンは施工後すべて、地中にうまってしまうのでコーキング材 (IGAS-Kitt) でピンを包んである。柱高さは上下のピン間隔 21.50~37.30 m である。1963 年 2 月現在、約 1 スパンを残してコンクリート打ち完了非常な寒さのため一時工事を中止している。

この PC 橋の設計は "Zivil-Ingenieur-Büro, Dipl.-Ing, Rudolf Werner, Wien", 施工は, "Bangesellschaft

H. Rella & Co.

当記事は, "Verkehrs-Wirtschaft" 3~4/62 より。

独文記事タイトル

"Der Autobahn-Talübergang Brenntemais"

(ウィーンにて 笹川 和郎・記)

■ 筆者紹介 ■ 笹川和郎 (ささがわ・かずお) 氏は昭和 30 年 3 月, 東京都立大学工学部建設工学科 (建築コース) を出て鹿島建設 KK 設計部に勤務, 37 年 9 月より 1 年間の予定でウィーン工科大学 (構築学専攻) に留学中であります。現住所は次のとおりです。

Studentenheim Nr 306, Pfeilgasse 4, Wien VIII, Wien, Osterreich