

首都高速道路 432 工区 (その 2) 工事の設計と施工について

玉 置 脩*
 田 中 登**
 木 村 甚 吉**

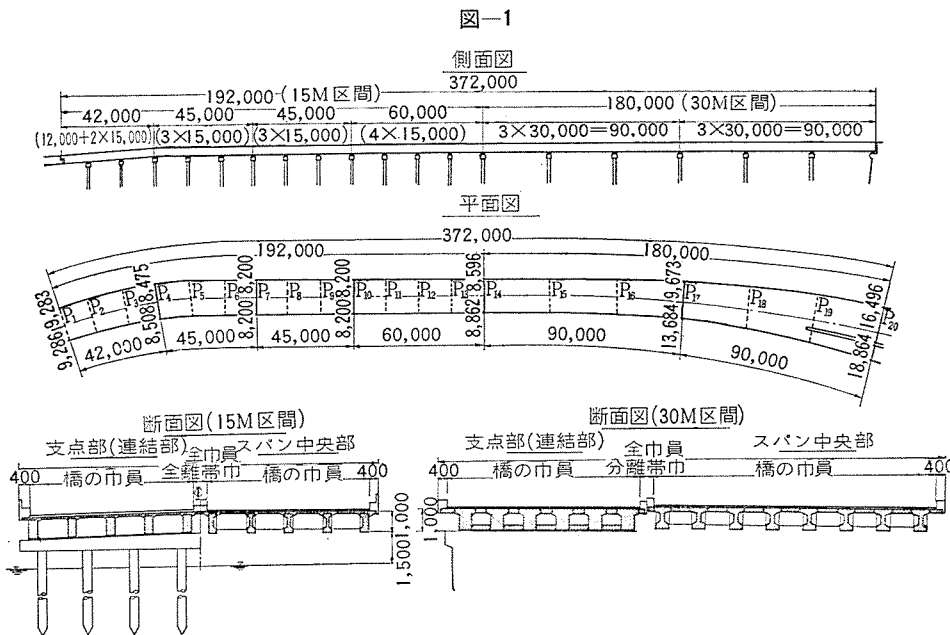
1. まえがき

本橋は、首都高速道路 4 号線 432 区 (その 2) 高架橋上部構造新設工事として、千鳥ヶ淵水上公園上にかかるもので、目下昭和 38 年 12 月末竣工を目ざして、工事が進められている。工事概要は次のとおりである。

- 工 事 費：200 740 000 円 (支給材をふくむ)
- 工 期：昭和 37 年 6 月 16 日～昭和 38 年 12 月 31 日
- 橋 格：1 等橋 T.L-20
- 橋 長：372 m
- 橋の幅員：標準部 全幅 16.4 m
- 構造形式：プレキャスト PC 3 径間および 4 径間連続桁

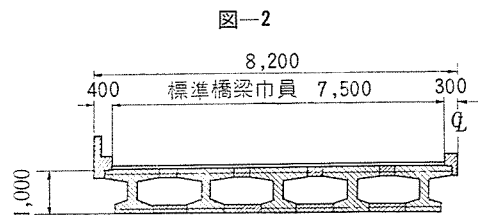
を横断する所は水上公園の機能を阻害しないようにするため、できるだけスパンを長くする必要があったので、桁高 1 m で可能なスパンとして 30 m を選んだ。道路に沿った所は、現場付近にプレキャスト桁の製作場所がなく、別の場所で製作した桁を現場まで運搬して架設しなければならないため、運搬が可能な長さ、重量から、スパンを 15 m とした。30 m の桁は、スパン 15 m 部分を完成後、その上で製作することとした。高架高速道路は伸縮継手の連続を避けるため、連続桁構造を多く採用しており、この工区も連続桁である。

30 m スパンは 3 径間の連続桁とし、30 m のプレキャスト単純桁を架設後、現場でキャップケーブルによって連続桁とする方法を用いた。断面は、外観上 図-2 のようにプレキャストの I 桁を現場打ちコンクリートでつないで、Box Section とすることが当初考えられた。しかし各ピアの位置で横断勾配が異なり、となりあったピア上の横断勾配が逆方向になるところもあって、橋面がねじれてくるので、Box Section では、この調節は困難である。それでプレキャスト桁



2. 計画と構造形式

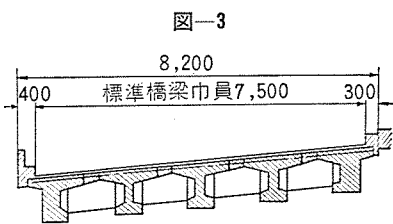
本橋は千鳥ヶ淵水上公園上にかかるので、外観上、施工上種々の制約を受けている。外観上は桁高を 1 m、水面上桁下余裕高を 1.5 m とおさえられ、施工上は支保工を組むことが許されていない。このため主桁はすべてプレキャストとなった。スパン割については、水上公園



の断面は T. Section とし、図-3 のように上フランジは各位置は横断勾配に合わせて製作することにした。このようにしないと、プレキャスト桁断面の上フランジの

* 首都高速道路公園工務部第一設計課
 ** ピー・エス・コンクリートKK東京事務所

左右で舗装厚が異なり、橋面の最終仕上がりに大きく影響してくる。T. Section にすると、主桁の本数および主桁の PC ケーブルがいくらか増えるが、下フランジのコンクリートおよび横締め PC ケーブルが節約できる。本橋の場合は桁高に制限があり、T. Section でも Box Section でも応力的に大きい差がないが、支点付近だけは下スラブを合成することにした。



15 m スパンは 3 および 4 径間連続桁とし、15 m の I. Section プレキャスト単純桁を架設後、現場で横桁、床版を施工して、ずれ止め鉄筋によってプレキャスト桁と床版は合成桁として働くようにし、またキャップケーブルを用いず、床版の鉄筋によって連続桁とする方法をとった。この方法はあとで述べるように検討すべき点もあるが、施工もやりやすく工期も早く、きわめて経済的である。

3. 設 計

(1) 設計条件

a) 15 m スパン

形 式：ポストテンション方式プレキャスト PC 3~4 径間連続合成桁

プレストレス：パーシャル プレストレッシング

衝撃係数： $i=10/25+l$

主桁コンクリートの圧縮強度

材令 28 日 $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$

プレストレスを与えるとき $\sigma_{cut}=320 \text{ kg/cm}^2$

場所打ちコンクリートの圧縮強度

材令 28 日 床版 $\sigma_{28}=300 \text{ kg/cm}^2$

" 横桁 $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$

b) 30 m スパン

形 式：ポストテンション方式プレキャスト PC 3 径間連続桁

プレストレス：パーシャル プレストレッシング (径間中央)
：フル プレストレッシング (中間支点上)

衝撃係数： $i=10/25+l$

主桁コンクリートの圧縮強度

材令 28 日 $\sigma_{28}=450 \text{ kg/cm}^2$

プレストレスを与えるとき $\sigma_{cut}=380 \text{ kg/cm}^2$

場所打ちコンクリートの圧縮強度

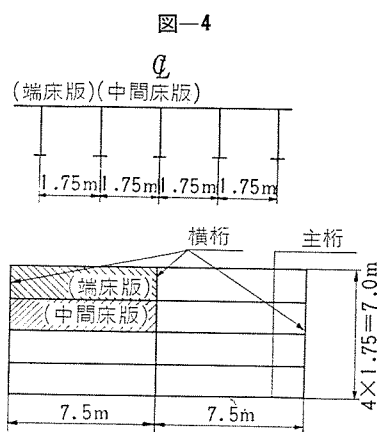
材令 28 日 連続部目地 $\sigma_{28}=450 \text{ kg/cm}^2$

" 床版・横桁 $\sigma_{28}=350 \text{ kg/cm}^2$

(2) 床版の設計

スパン 15 m 区間の床版は鉄筋コンクリート構造であり、スパン 30 m 区間の床版はプレストレス コンク

リート構造であるが、いずれの場合も曲げモーメントの計算は Pigeand の表を用いた。Pigeand の表による方法は広く一般に用いられているが、そのほか二、三の計算方法による曲げモーメントの値を、スパン 15 m 区間の床版 (図-4) について示すと、表-1 に示すようになる。ただしそれぞれ支承状



態が異なっているため、これらの値をそのまま比較してもあまり意味がないと考えられる。

表-1

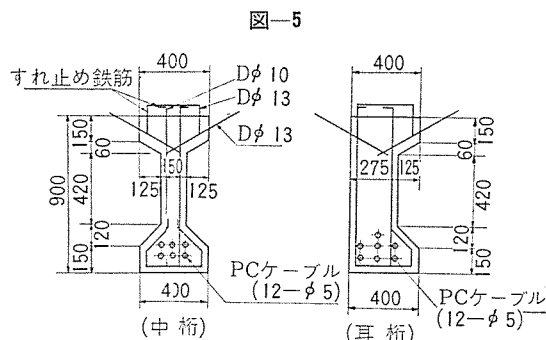
種 別	スパンモーメント			支点モーメント			支 承 状 態
	死荷重	活荷重	計	死荷重	活荷重	計	
Pigeand	0.165	1.51	1.775	—	—	—	四辺準 固定支承
河道路橋 設計示方書	0.118	1.73	1.848	-0.165	-1.73	-1.895	連続版
Pucler	0.068	1.22	1.288	-0.138	-2.66	-2.798	中間スパン 固定支承
Rüsch	0.104	1.68	1.784	-0.208	-2.60	-2.808	架スパン 固定支承
Hoeland	—	—	—	-0.14	-1.814	-1.954	架スパン Case I
				-0.14	-2.26	-2.400	架スパン Case II

(3) 主桁の設計

(A) スパン 15 m 区間

図-1 のようにこの区間は、3, 3, 3, 4 径間の連続合成桁として設計した。桁自重、横桁コンクリートおよび床版コンクリートの重量は単純桁で受け持ち、地震、高欄、舗装の重量および活荷重は、連続桁で受け持つものと考えて計算した。主桁断面は図-5 のとおりである。

a) 荷重分配 荷重分配は、Guyon, Massonet の理論を連続桁に拡張適用した、Sattler の理論を用いた。その計算方法について簡単に述べる。いま断面二次モーメント I_p を有する連続桁の代りに、ある一つの単純桁



報 告

(理想化した単純桁) を考える。この単純桁が、スパン中央で連続桁と同一のたわみを生ずるために必要な、断面二次モーメントを I_p^0 とする。荷重 $P=1$ による、連続桁のスパン中央におけるたわみは次のようにかかる。

$$\delta_d = \frac{l^3}{EI_p} \cdot \frac{1}{C} \dots\dots\dots (1)$$

理想化した単純桁のスパン中央におけるたわみは、次のようになる。

$$\delta_f = \frac{1}{48} \cdot \frac{l^3}{EI_p^0} \dots\dots\dots (2)$$

ここで $\delta_d = \delta_f$ とすると

$$I_p^0 = \frac{C}{48} \cdot I_p = \mu I_p$$

$$\mu = \frac{C}{48} \dots\dots\dots (3)$$

いま Guyon, Massonnet の単純格子構造の曲げ剛性に関するパラメーター

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{I_p \cdot q}{I_q \cdot p}}$$

に対して、 I_p の代わりに I_p^0 を代入すると、連続桁の場合の θ が計算される。すなわち

$$\theta^0 = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{I_p^0 \cdot q}{I_q \cdot p}} = \theta \sqrt[4]{\mu} \dots\dots\dots (4)$$

この新しい θ^0 の値によって、Guyon, Massonnet の曲線表 (または係数表) を用いて、個々の主桁に対する横方向分配係数が求められる。種々のスパンを有する連続格子桁に関しては、おのこのスパンについて異なった θ の値と、 θ^0 の値が存在するわけである。同様にして、ねじりの影響を表わすパラメーター α^0 も、次式で表わされる。

$$\alpha^0 = \frac{\alpha}{\sqrt[4]{\mu}} \dots\dots\dots (5)$$

以上のことから、等径間の3連続格子桁について、 μ の値を算出してみる。

① 側径間：側径間の中央に $P=1$ が載ったときの、載荷点のたわみを計算する(図-6)。

$$R_W = R_A + R_{A'} = \frac{l^2}{16} - \frac{l^2}{60} = \frac{2.20}{48} l^2$$

$$EI_C \delta_C = \frac{2.20}{48} l^2 \times \frac{l}{2} - 0.20 l \times \frac{l}{2} \times \frac{l}{6} \times \frac{1}{2}$$

$$= \frac{1.4}{96} l^3 = \frac{1}{68.57} l^3$$

∴ $C = 68.57$ $\mu = \frac{68.57}{48} = 1.4285$

$\sqrt[4]{\mu} = 1.093$ $\sqrt{\mu} = 1.195$

② 中央径間：中央径間の中央に $P=1$ が載ったときの、載荷点のたわみを計算する(図-7)。

図-6

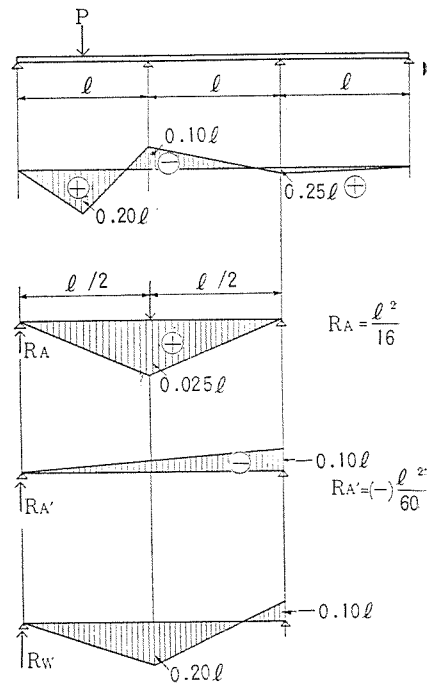
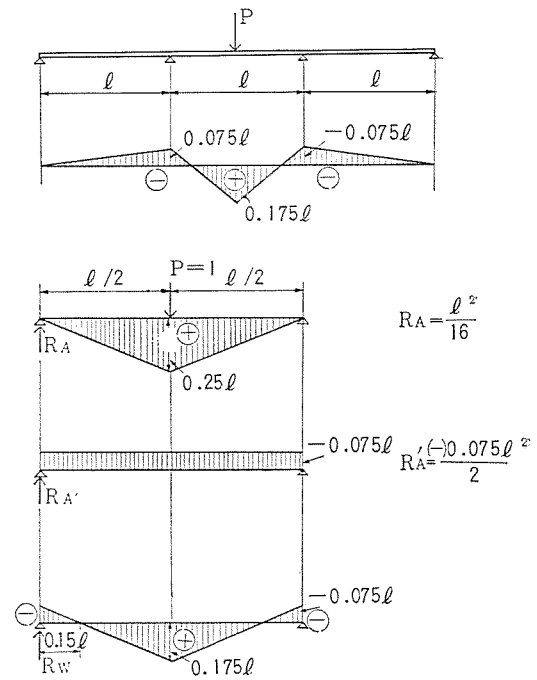


図-7



$$R_W = R_A + R_{A'} = \frac{l^2}{16} - \frac{0.075}{2} l^2 = \frac{1}{40} l^2$$

$$EI_C \delta_C = \frac{1}{40} l^2 \times \frac{l}{2} \times 0.075 l \times 0.15 l \times \frac{1}{2} \times 0.45 l$$

$$- \frac{1}{2} \times 0.35 l \times 0.175 l \times \frac{1}{3} \times 0.35 l = \frac{1}{87.28} l^3$$

∴ $C = 87.28$ $\mu = \frac{87.28}{48} = 1.818$

$\sqrt[4]{\mu} = 1.161$ $\sqrt{\mu} = 1.348$

以上の μ を用いて各径間の θ, α を求め、荷重分配係数を計算した。

b) コンクリートのクリープ、乾燥収縮による内部応力 (3 径間連続桁の耳桁について)

① 仮定:

床版施工時の主桁コンクリートの材令 45 日
高欄, 地覆, 舗装施工時の主桁コンクリートの材令 75 日

床版施工時の床版コンクリートの材令 30 日

クリープ係数 φ の値: $\varphi_{(\infty)}=2.0, \varphi_{(75)}=1.28, \varphi_{(45)}=1.035, \varphi_{(30)}=0.834$

乾燥収縮度 ϵ の値: $\epsilon_{(\infty)}=15 \times 10^{-5}, \epsilon_{(75)}=9.6 \times 10^{-5}, \epsilon_{(45)}=7.76 \times 10^{-5}$

主桁コンクリートのヤング係数: $E_C=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

床版コンクリートのヤング係数: $E_S=3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

床版の断面積: $A_S=1867 \text{ cm}^2$

② 乾燥収縮の差による内部応力: 乾燥収縮の差による内部応力は次のようになる。

$$N_{\epsilon_1}' = A_S \cdot E_S \cdot \epsilon$$

$$M_{S_1}' = N_{\epsilon_1}' (y_V'' - y_S')$$

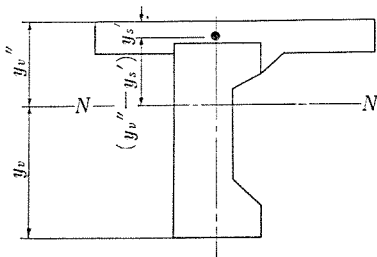
ここで、床版の乾燥収縮ひずみは、材令 0 よりとることとすると、

$$\text{ここで } \epsilon = \epsilon_{\infty} - (\epsilon_{\infty} - \epsilon_{45}) = 7.76 \times 10^{-5}$$

$$y_V'' = 39.54 \text{ cm}$$

$$y_S' = 7.76 \text{ cm}$$

図-8



$$\therefore N_{\epsilon_1}' = 1867 \times 3.0 \times 10^5 \times 7.76 \times 10^{-5} = 43500 \text{ kg} = 43.5 \text{ t}$$

$$M_{\epsilon_1}' = 43500 \times (39.54 - 7.76) = 1382000 \text{ kg-cm} = 13.82 \text{ t}\cdot\text{m}$$

この $N_{\epsilon_1}', M_{\epsilon_1}'$ はコンクリートのクリープを考えると、最終的には次の係数を乗じた値となる。

$$f_C = \frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}$$

$$\text{ここで } \varphi = \frac{1}{2} \{ \varphi_{(\infty)} - \varphi_{(30)} + \varphi_{(\infty)} - \varphi_{(45)} \} = 1.066$$

$$\therefore f_C = 0.557$$

$$\therefore N_{\epsilon}' = N_{\epsilon_1}' \cdot f_C = 43.5 \times 0.557 = 24.23 \text{ t}$$

$$M_{\epsilon}' = M_{\epsilon_1}' \cdot f_C = 13.82 \times 0.557 = 7.70 \text{ t}\cdot\text{m}$$

この M_{ϵ}' により、連続支点に不静定モーメント $M_{\epsilon X_2}$ が生ずるので、3 連モーメントの式を用いて解くと次のようになる。

$$M_{\epsilon X_1} = M_{\epsilon X_2} = -\frac{6}{5} M_{\epsilon}' = -\frac{6}{5} \times 7.70 = -9.23 \text{ t}\cdot\text{m}$$

③ クリープ差による内部応力: クリープ差による内部応力は次のようになる。

$$N_{SC} = A_S E_S (\epsilon_{CS} - \epsilon_{CB})$$

$$M_{SC} = -N_{SC} (y_V - y)$$

ここで

$$\epsilon_{CS} = \frac{\sigma_{Sm}}{E_S} (\varphi_{(\infty)} - \varphi_{(0)}) = \frac{4}{3.0 \times 10^5} \times 2 = 2.67 \times 10^{-5}$$

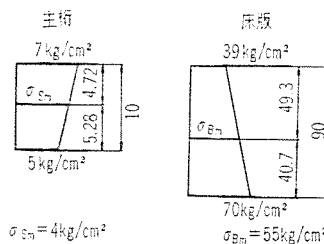
$$\epsilon_{CB} = \frac{\sigma_{Bm}}{E_C} (\varphi_{(\infty)} - \varphi_{(45)}) = \frac{55}{3.5 \times 10^5} (2 - 1.035)$$

$$= 15.17 \times 10^{-5}$$

$$y_V = 60.46 \text{ cm}$$

$$y = 40.7 \text{ cm}$$

図-9



$$\therefore N_{SC} = 1867 \times 3.0 \times 10^5 \times (2.67 \times 10^{-5} - 15.17 \times 10^{-5}) = -70000 \text{ kg} = -70.0 \text{ t}$$

$$M_{SC} = -70000 \times (60.46 - 40.7) = -1383000 \text{ kg-cm} = -13.83 \text{ t}\cdot\text{m}$$

最終的には次のようになる。

$$f_C = 0.557$$

$$N_{S\varphi} = N_{SC} \cdot f_C = -70.0 \times 0.557 = -39.0 \text{ t}$$

$$M_{S\varphi} = M_{SC} \cdot f_C = -13.83 \times 0.557 = -7.70 \text{ t}\cdot\text{m}$$

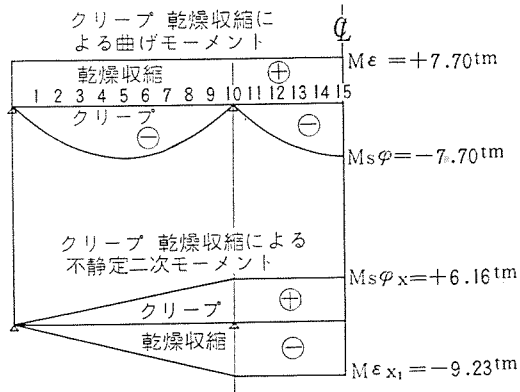
この $M_{S\varphi}$ により不静定モーメントが生ずるので、3 連モーメントの式を用いて解くと次のようになる。

$$M_{S\varphi X} = -\frac{4}{5} M_{S\varphi} = -\frac{4}{5} \times -7.70 = +6.16 \text{ t}\cdot\text{m}$$

以上の結果を図示すれば、図-10 のようになる。

連続部支点のクリープによる不静定モーメントは、側径間の最大曲げモーメントの 6.4%、乾燥収縮による不静定モーメントは 9.6% 程度となっている。またクリープ、乾燥収縮による曲げモーメントと、それによって生ずる不静定モーメントを全部加えたものは、側径間の 0.4 l 点では、最大曲げモーメントの 1% くらいであり、連続部支点では、最小曲げモーメントの 10.6% 程度と

図-10



なるが、これは付号が逆であるから有利に作用することになる。

④ クリープによる反力移動について：クリープによる反力移動は次式で計算される。

$$R_{\phi} = (R_b - R_a) \frac{1 - e^{-\phi}}{\phi}$$

ここで R_a : 静定反力

R_b : 不静定反力

R_{ϕ} : クリープによる反力移動

各荷重による R_{ϕ} を計算すると表-2 のようになる。

表-2 反力移動

	桁自重	床版	プレストレスモーメント	合計
端支点反力 ${}_1R_{\phi}$	-0.40	-0.38	+1.05	+0.27
中間支点反力 ${}_2R_{\phi}$	+0.40	+0.37	-1.05	-0.28

(単位：t)

c) 主桁と床版とのずれ止めの設計について ずれ止めに作用する力として考えられるものは、各荷重によるせん断力（鋼道路橋合成桁設計施工指針 39 条により、死荷重によるせん断力としては、合成後にかかる死荷重のほかに、合成されない死荷重の 1/2 を考慮する）とクリープ、乾燥収縮および温度変化によるせん断力がある。計算は連続桁であるが単純桁として行ない、クリープと乾燥収縮による軸力は方向が相反するので、この両者と温度変化との組み合わせが最悪となる場合について考えた。本橋の場合は温度変化と乾燥収縮の組み合わせが最大となるので、これによってずれ止め鉄筋の間隔を決めている。

d) 連続部の考え方について プレキャスト PC 単純桁を架設後、横桁、床版を施工し、支点部は図-11 のように床版の鉄筋によって鉄筋コンクリートとして働くようにした連続桁構造においては、床版コンクリートが打設されて連続桁となるまでの間に、横桁コンクリートと一体に打設された連続部目地コンクリートと、プレ

図-11

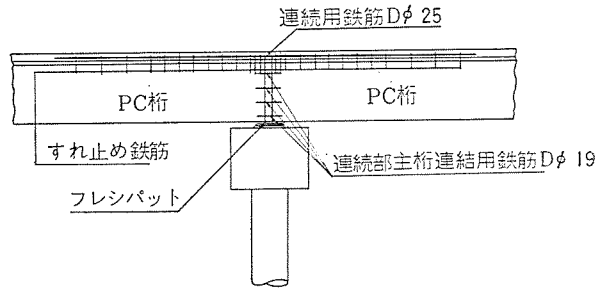
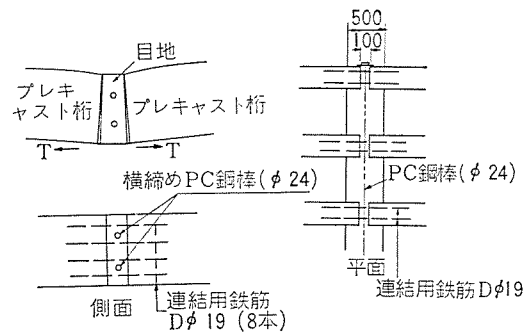


図-12



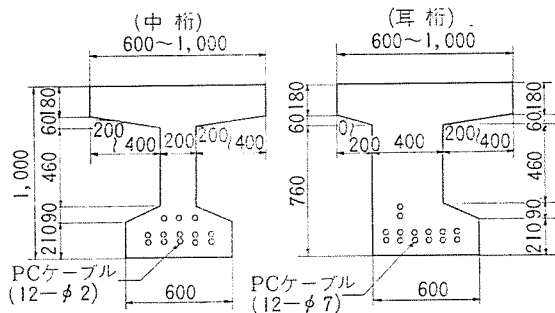
キャスト桁の桁端との間が、クリープや乾燥収縮によって開こうとする傾向を示すことが考えられる。この開こうとする力は、連続桁となってしまうと、床版の鉄筋によって伝えられるから、目地コンクリート打設より連続桁となるまでのわずかの期間だけ働らくと考えられ、この期間を仮定して計算してみると、Dφ 19 の鉄筋 3 本でこの力に抗しよう。しかし実際には、この期間も桁によって異なるので、図-12 のように安全をみて Dφ 19 の鉄筋 8 本をプレキャストの桁端から出して、溶接してつないでいる。このほか連続部支点上の横桁はφ 24 PC 鋼棒 2 本で横締めされており、横桁の幅は目地の幅より広いので、プレキャスト桁と横桁との間には横締めによる摩擦力が作用しているから、連続部が開こうとする力を十分抑制していると考えられる。

以上のようにスパン 15 m 区間の主だった点を述べてきたが、ずれ止めの設計および、連続部の考え方については、まだ不明確な点があり、今後十分な検討が必要であると思われる。

(B) スパン 30 m 区間

$P_{14} \sim P_{20}$ を 3 径間の連続桁 2 連とし、設計計算は $P_{14} \sim P_{17}$ までの上り線、下り線、 $P_{17} \sim P_{20}$ までの上り線、下り線の 4 区間に分けて行なった。この区間は図-1 でもわかるように橋の幅員が各ピアの位置で異なり、主桁本数を一定にすることはできないので、各区間で主桁本数を変えた。設計計算上においては、今日まで行なわれてきた例ととくに変わった点はないが、幅員が異なり、横

図-13



断勾配が各位置において異なっているため、本橋の設計に苦労したのは、応力計算よりもディティールの問題であった。すなわち、主桁の断面形状を、各応力度を満足すると同時に、主桁の製作、架設その他舗装等もふくめてすべての施工がしやすく、またでき上がりの外観がおかしくないようにすることが、重大な要素となった。主桁の標準断面形状は 図-13 のとおりであるが、各桁はすべて長さ、断面が異なり、上フランジの幅、および厚さも異なっているため、横締めケーブルの配置もさまざまであり、設計図面はきわめて煩雑となった。計算は 15 m スパンと同様に、桁自重、横桁、支点付近の上下床版の重量は単純桁で受け持ち、地覆、高欄、上床版(間詰め)、舗装の重量および活荷重は連続桁で受け持つものとして行なった。荷重分配の計算は 15 m 区間と同様にして求めた。連続の方法は 図-14 のようにキャップケーブルにより行なっている。主桁の PC ケーブルの決定は、桁架設時に、すでに架設された 30 m の単純桁上を、となりのスパンのプレキャスト桁が移動するときの荷重を考えて、連続桁として、必要な本数より多目にしてある。したがって不静定モーメントに対する検討は、プレストレスによる二次モーメントのみを考えた。キャップケーブルによる曲げモーメントの分布を 図-15 (a) のように考えれば、それによって 図-15 (b) のような不静定モーメントが生ずる。その値は、次式によって計算

図-14

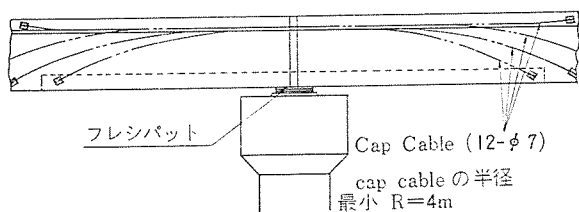
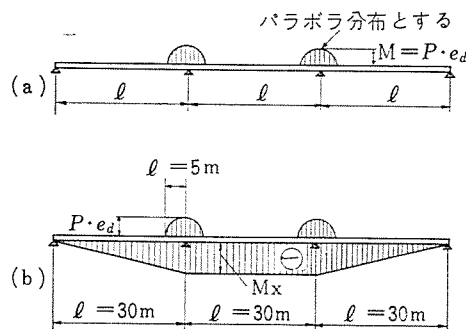


図-15



される。

$$M_x = \frac{6}{5l} \cdot P \cdot e_p \cdot l_1 \left(\frac{4}{3} - \frac{l_1}{4l} \right)$$

いまキャップケーブル (12-φ7) 8本使用した場合について M_x を求めてみると $M_x = -21.4 \text{ t} \cdot \text{m}$ となる (下り線 $P_{17} \sim P_{20}$)。この値は、側径間の最大曲げモーメントの 8.6%、連続部支点の最小曲げモーメントの 14% 程度である。

(4) 支承の設計

支承はフレシパッド支承を用い、地震力はネオプレレンのせん断ひずみ抵抗によって、各連続桁の中間支点のピアに伝え、安全のため支承間にストッパーを設けて、不時の危険にそなえている。桁間隔がせまく、ストッパーを設けられない箇所は、アンカーボルトを使用した。本橋の各支点到に用いたフレシパッドの枚数その他を表-3 に示す。

表-3 (a) 15 m 区間

ピア位置	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	P ₁₀	P ₁₁	P ₁₂	P ₁₃	P ₁₄
フレシパットの形状	B	A	A	B	B	A	A	B	B	A	A	B	D	C
フレシパットの板数	8	1	1	2	2	1	1	2	2	1	1	2	2	1
備考	*													

注: A型; 400×400×12 C型; 400×400×14 * : アンカーボルトを用いる所
B型; 400×150×12 D型; 400×400×14

表-3 (b) 30 m 区間

ピア位置	P ₁₄	P ₁₅	P ₁₆	P ₁₇	P ₁₈	P ₁₉	P ₂₀
フレシパットの形状	F	E	E	F	F	E	E
フレシパットの板数	4	1	1	3	3	1	1
備考					* 上線のみ		

注: E型; 600×500×14 F型; 600×200×14

4. 施 工

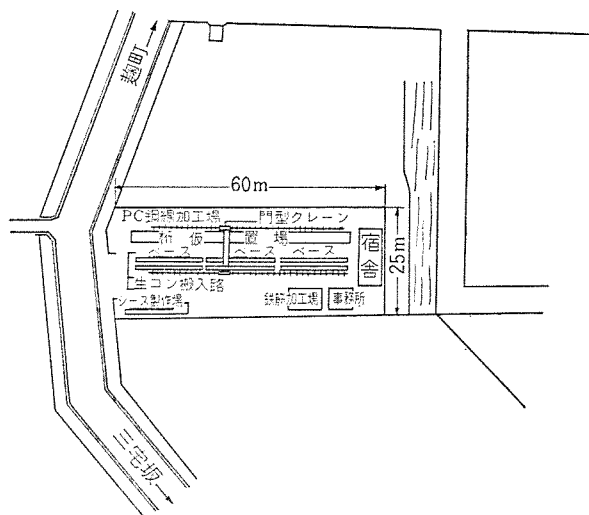
施工については現在工事中であるため、スパン 15 m 区間の主桁の製作、運搬、架設、横桁、床版の施工について報告し、スパン 30 m 区間の施工については、施工計画を簡単に述べることにする。

スパン 15 m 区間の施工順序は

- ① プレキャスト PC 単純桁の製作、運搬、架設
- ② 支点部、スパン中央部横桁コンクリートの架設、横締め (PC 鋼棒: $\phi 24$)
- ③ 床版コンクリートの打設 (連続桁となる)
- ④ 地覆、高欄、舗装の施工

である。主桁の製作は、架設現場より約 1.5 km 離れた千代田区隼町地内で行なわれ、**図-16** に示すように 6 基のベース、2 組半の型わくを用いて順次製作している。

図-16



プレキャスト桁は、とくに変わったものではないが、**写真-1, 2, 3** にみられるように、合成桁としてのずれ止め鉄筋がかなり密に入っており、さらに上フランジの横面より、30 cm ピッチに D $\phi 13$ が補強のために配置されていることが、型わくの組立、取はずしを面倒にしている。主桁 1 本あたりのコンクリート容積は、中桁が 4.2 m³、耳桁が 4.8 m³ であり、三菱の生コン車 (3 m³ 積) をベースに横づけにし、直接打設している。架設現場では下部工が並行して施工されているので、でき上がった桁は **写真-4** に示すように門型クレーンを用いて吊り上げ、所定の位置に一時仮置きする。主桁の運搬は **写真-5** に示すように 12 t 積みトレーラーで行ない、車の数の少ない夜間、あるいは休日を選んで慎重になされた。運搬された桁は **写真-6** に示すように、12 t 吊り門型クレーンにより吊上げられ、所定の位置に一時仮置きされ、**写真-7** に示す 16 m ガーダー (1 本ガーダー) により

写真-1 主桁の配筋 (15 m 桁)

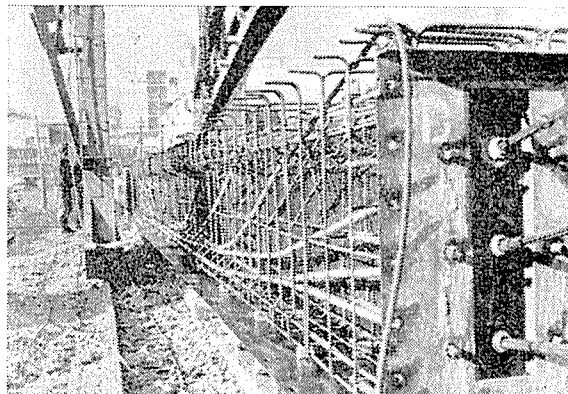
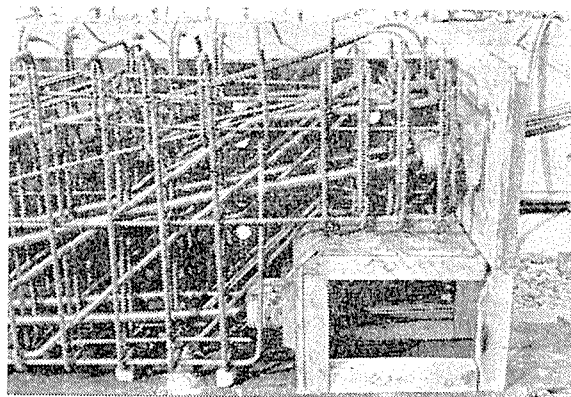


写真-2 同 上

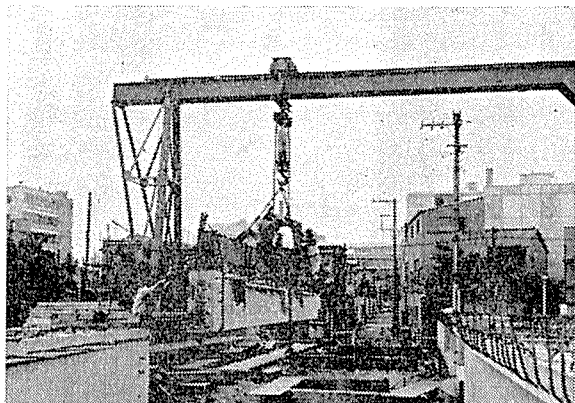


写真-3 主桁の配筋 (12 m 桁端部)

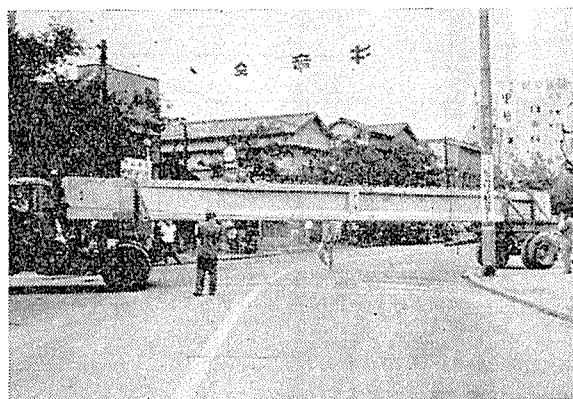


架設される。主桁を所定の位置に架設するには、ガーダー上より横移動金具 (スチールボール使用) を用いて横方向に移し、二またにより除々におろしてゆく。主桁が所定の位置に全部すえられると、横桁のコンクリートを打ち横締めをし、続いて床版が施工される。支点部横桁は **図-17** および **写真-8** に示すように、地震時の安全を計るためにストッパーが設けられている。床版の配筋を **写真-9** に示す。床版コンクリートの打設はいろいろ

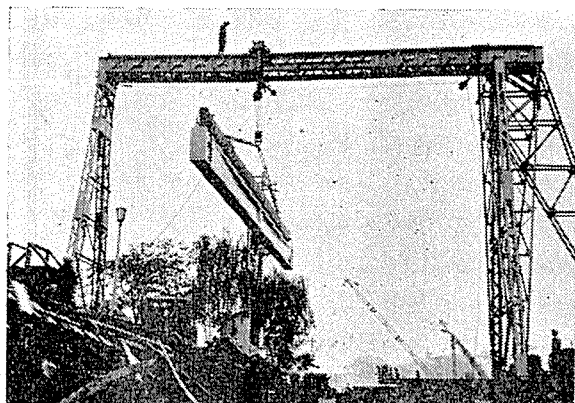
写真—4 製作場所における主桁の吊上げ



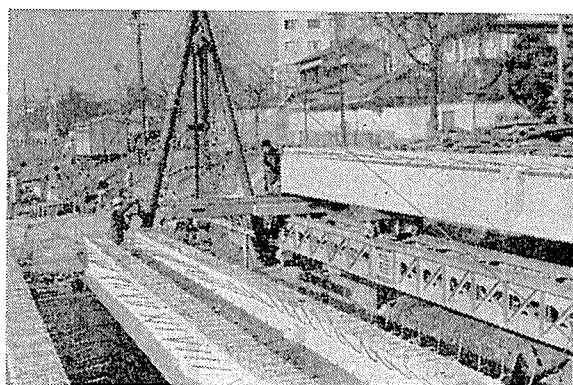
写真—5 主桁の運搬



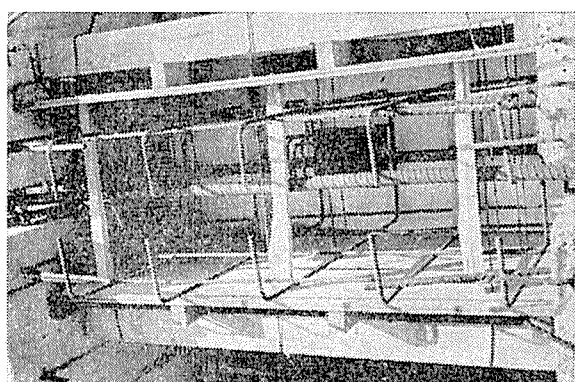
写真—6 架設現場における主桁の吊上げ



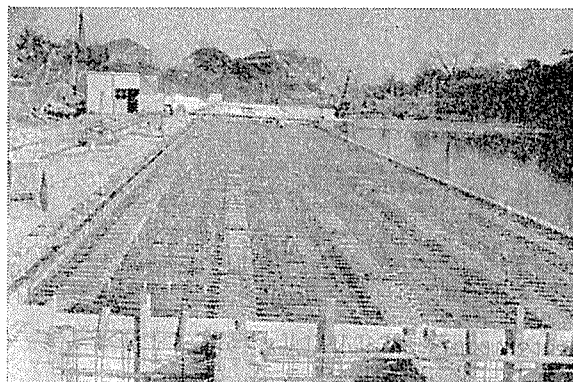
写真—7 ガーダー上よりの横移動



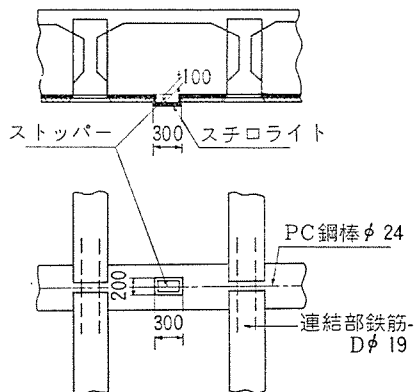
写真—8 連続部支点上の横桁の配筋およびストップパー



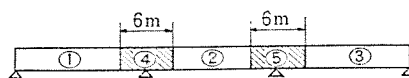
写真—9 床版配筋



図—17



図—18



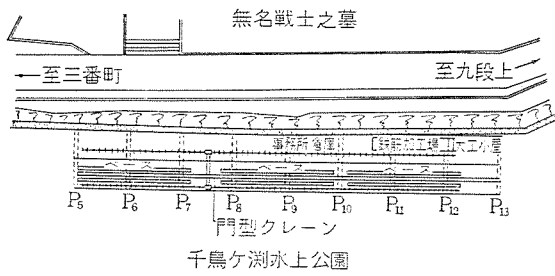
と問題はあったが、図—18に示すような順序で行なわれた。スパン 15m 区間は以上のような順序で施工され、

現在 $P_1 \sim P_3$ 区間を残して大体完了している。スパン 30m 区間の施工順序は次のようである。

- ① プレキャスト PC 単純桁の製作、架設
- ② 支点上の左右 3.5m 区間の上下床版(間詰め)、横桁コンクリートの打設、横締め (PC 鋼線 12-φ5)
- ③ 連続部キャップ ケーブルの緊張 (連続桁とする)
- ④ スパン中央部の上床版(間詰め) コンクリートの打設、横締め (PC 鋼線 : 12-φ5)
- ⑤ 地覆、高欄、舗装の施工

主桁の製作は、スパン 15m 区間の床版上に、図—19

図-19



(2) スパン 30 m 区間 (主桁本数 114 本)

コンクリート	主桁用	1760 m ³
	場所打ち用	444 m ³
	計	2204 m ³
鉄	筋	181.1 t
	PC 鋼線 (φ7)	144.9 t
	" (φ5)	18.9 t

5. あとがき

のようにベースを設け、2組半の型わくを用いて製作中であるが、主桁の本数が全体で114本あり、フランジ幅、厚さ、桁長などのいずれかが異なっているため、製作、とくに型わくの組立、配筋、ならびに鋼材配置は周到な計画のもとに行なわれている。主桁の架設は36mガーダー(1本ガーダー)を用いることになっている。

最後に主要材料を示すと次のとおりである。

(1) スパン 15 m 区間 (主桁本数 130 本、内 10 本は 12 m 長)

コンクリート	主桁用	568 m ³
	場所打ち用	597 m ³
	計	1165 m ³
鉄	筋	139.1 t
	PC 鋼線 (φ5)	21.1 t
	PC 鋼棒 (φ24)	3.04 t

本橋のスパン 15 m 区間は、床版の鉄筋によって、連続部が鉄筋コンクリートとして働らくように作られた、PC 連続合成桁であるが、ずれ止めの鉄筋や連結部の考え方を、いっそうはっきりさせるために、実験を行なうことになっている。実験は実物大のプレキャスト PC 単純桁 2 本を、できるだけ現場の条件にあわせてつないだ 2 径間の連続桁を、載荷によって破壊して、連続部の状態をしらべることを目的とした実験を中心とし、そのほか、合成桁のハンチやジベル筋の形状を変えて行なう、載荷試験などをふくんでいる。

実験の結果は、別の機会に報告することもできると思われるが、これらの方法に対して、忌憚のない御批判をいただければ、さいわいである。

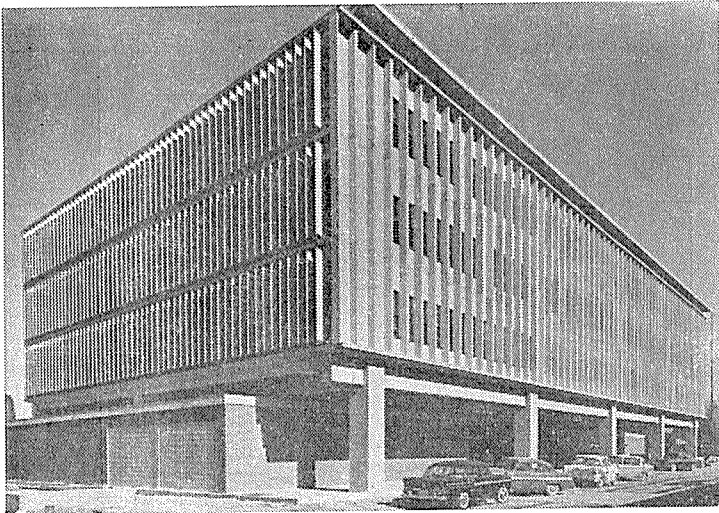
1963.2.28・受付

東京製網製品

PC WIRE & STRAND

製造元 **東京製網株式会社**
 発売元 **東網商事株式会社**

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階
 電話 (211) 2851 (大代表)



プレストレスト コンクリート
製品の製造と建設工事設計施工

埼玉県農林会館

地下1階地上4階建事務棟
現場打一体方式
延 4200 m²



オリエンタルコンクリート株式会社

取締役会長 松井 春生

取締役社長 小林 郁文

本社 東京都千代田区五番町5 TEL (331)1171(代表)
丸ビル事務所 東京都千代田区丸の内2の2 (丸ビル513区) TEL (201)0653・3109
営業所 大阪・福岡 工場 多摩・尻無川・鳥栖・旭川
出張所 北海道(札幌市)・仙台・名古屋・広島・宮崎

プレストレスト コンクリート

興和コンクリート株式会社

取締役社長 田中 茂 美
工学博士
本社 東京都中央区銀座西6丁目6番地(台同ビル)
電話 東京(571)代表 8655~7

営業所 大阪・名古屋
工場 大月・豊橋

日本道路公団
名神高速道路跨道橋