

# プレファブ工法による立体交差

## — 4線下路PC桁による架道橋の設計施工について —

田 中 行 男\*

### 1. 概 要

東京都の街路整備計画にともなって山手線五反田、目黒間の旧大崎道架道橋（幅員 3.6 m）を幅員 40 m の架道橋に改築するとともに、高速道路2号線をその上部で横断せしめ二重立体交差とする工事が東京都より国鉄に委託され東京工事局がその設計施工を担当したが、架道橋については前例のない4線下路形式のPC橋をまったく新しい横桁そう入工法とも称すべき新構造形式を採用して実施したので、その概要を述べることにする（口絵写真参照）。

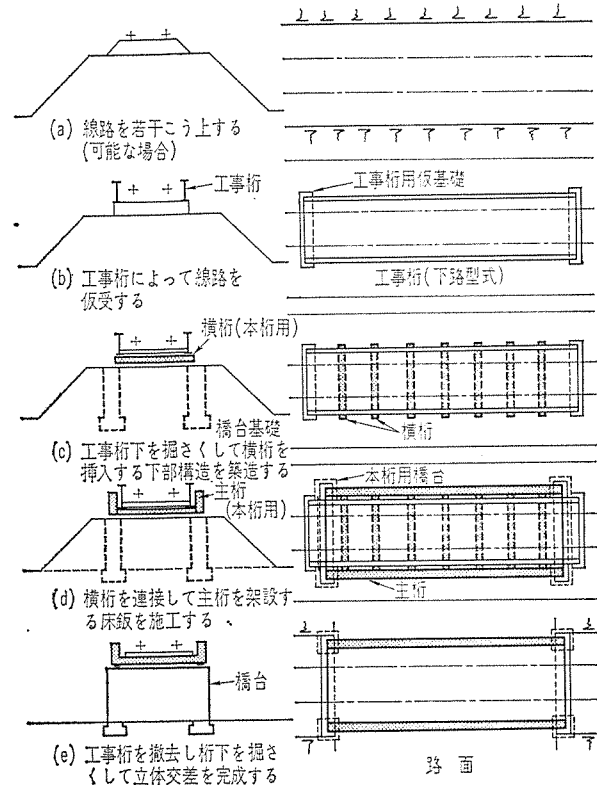
2号線の道路構成は、車道幅員 13.00 m×2、歩道幅員 4.50 m×2、中央分離帯 5.00 m、計 40.00 m であり、山手線の下を、桁下空高 4.50 m で線路の下部を横断する。また高速2号線は、幅員 16.00 m で2号線の中心線に沿って高架となり、山手線をまたいで上部を横断するものである。

山手線はこの区間では盛土構造であるので下部横断方式が好ましいが、山手電車線、貨物線合わせ4線の列車運転回数は合計1日760回に達し、貨物線は真夜中がかえって列車密度が高いので、従来の立体交差工事の方式によることは、桁架設に必要なとされる4時間以上の間合が取れないこと、および列車間合を利用して行なういわゆる線路閉き工事でも96回もの多きに達し工期が長くなるなどの不利な点があるので、新たに横桁そう入式の架道橋構造を採用した。さらに本橋が都心部に位置するため騒音を減殺することが好ましいこと、また保守上の問題を考慮してPC桁として実施することとしたものである。

この構造形式の特長は、図-1に見るように、下部構造の築造が比較的容易に施工できることである。すなわち線路の両側に橋台、橋脚の基礎を施工し、この上に桁式の橋台、橋脚の躯体を施工して下部構造を完成させる。上部構造の築造は、工事桁で支持された線路の下にPCの横桁を横からそう入し、両側にはこれらPC桁を接続する主桁を現場打ちするものであって上部構造の施工過程はまったく線路に支障せず工事が遂行できるのであって、列車の徐行を最小限にとどめることができる。

\* 国鉄建設局長（前東京工事局長）

図-1 新構造形式の概要



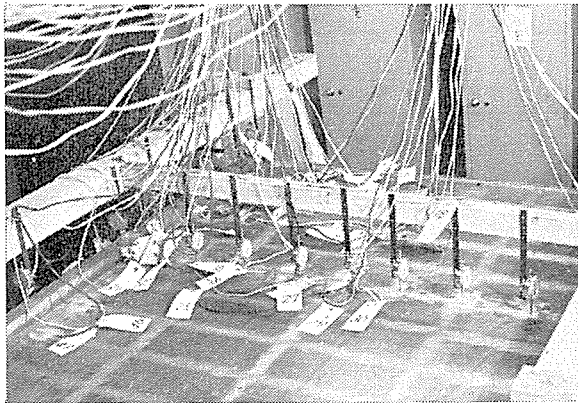
本橋は、図-2に見るごとくPC構造としてはきわめて複雑な構造である。主桁は、幅 1.3 m、高さ 2.6 m の矩形中空断面上部構造の最も重要な役割をもつ部材である。床組からのすべての荷重は、横桁から主桁を経て支承部に伝達される。3本の縦桁は相隣接する横桁の連続性を保持することを主目的として設計した。

横桁は、上下部突縁幅 0.62 m 高さ 1.20 m のI型断面であり、両端は主桁に固定される。この横桁の端モーメントによって主桁には大きなねじりモーメントを生ずる。この主桁のねじりモーメントを減少するためには端部横桁を廃止するとともに端部横桁と主桁との結合はヒンジ構造とするなどの配慮をした。

以上のごとく新構造形式の採用は画期的なものであるが、設計・施工の安全確実を期するために実橋の1/13.3の模型を製作して荷重の分配、応力計算方法の検討を行ない、また主桁のねじり抵抗を明らかにするためスパン約 5.0 m の中空PC桁による曲げとねじりモーメントを加えた場合の実験を行なった。



写真—1



第2回の試験は、主桁のねじりモーメントを計算するために横桁の端固定モーメントを測定するために行なった。ダイヤルゲージは主桁支承部と中央横桁に合計13個、ワイヤーストレインゲージは横桁の下縁および主桁側の上縁中間の一部とに合計48枚取り付け測定を行なった。載荷重は各線路に載荷し、線路方向には載荷状態を  $3/10L$ 、 $5/10L$ 、 $8/10L$ 、満載と変えて試験を行なった。

**b) 試験結果と考察**

1) 第1回試験(曲げモーメントを主体とした試験):

⑧ 横桁の曲げモーメント; 本構造の理論解法は直交異方性版の理論にもとづいた Guyon Massonnet の解法を応用して補剛格子版に関する C.E. Rowe の計算法にしたがって、たわみおよび応力を求め、荷重試験による結果と比較した。その結果はかなりよく一致した。

横桁に生ずる最大曲げモーメントは、横桁を単純支承として求めた曲げモーメントの90%程度になっている。

⑨ 主桁の曲げモーメント; 主桁のスパン中央の曲げモーメントは、スパン方向の曲げモーメントを主桁のみで受けるとした場合を100として、ねじり抵抗を無視して計算する格子桁の場合には88、異方性版として計算する場合91、となるが、実測値はこれらの計算値に近い値となっている(表—1)。

表—1 各種計算法による主桁のスパン中央の曲げモーメント

計 算 法	曲げモーメント (kg·cm)	割 合 (%)	注
① Guyon Massonnet の計算法の応用による計算	10 114	91	9%は縦桁の負担
② 格子桁の計算	9 763	88	12%は縦桁の負担
③ 全曲げモーメントを主桁で受けるものとしての計算	11 100	100	

模型桁の縦桁と主桁の断面2次モーメントの比は0.042:1であり、縦桁で受け持つ曲げモーメントは小さい。

⑩ 縦桁の曲げモーメント; 3本の縦桁のスパン中央

における上下縁の応力の実測値は主桁の場合と違って計算値とはあまり合致しない。これは、縦桁の分担する曲げモーメントが小さいために主桁支承条件のわずかな変動が、縦桁の分担割合に大きく影響し、また、縦桁の支承の不完全さの与える影響も考えられる。

2) 第2回試験(ねじりモーメントを主体とする試験):

⑪ 主桁のねじりモーメント; 主桁に生ずるねじりモーメントあるいはねじり応力を知るには主桁腹部に直角方向のワイヤーストレインゲージを貼りつけて測定しうるわけであるが、実際に生ずるひずみが非常に小さいため、信頼性が少ない。よって各横桁端部の固定モーメントから間接的に計算したが、曲げ応力度の実測値から横桁に生ずる曲げモーメントを計算するには、上床版が横桁として働く有効幅を定めなければならない。このため、横桁の上下縁と中間での測定値を利用して中立軸の位置を見出し、有効幅を決定する方法を取った。この有効幅を使って、横桁のモーメント図を作成し、ついで主桁に沿う端部固定モーメント図を作成する。これらから主桁のねじりモーメントの分布が求められる。この結果から、主桁端部では、実際にはかなり回転が拘束されているはずにもかかわらず、むしろ、この回転が自由であるとした独立横桁の仮定の方が全般的に良く合致している。これは、床版をとおし横桁のたわみが伝達され端横桁が実質的に固定と考えられなくなるためであろう。実験結果から主桁のねじりモーメントは、両端がねじり回転に対し自由の場合の独立横桁の仮定による計算方法を用いれば、実用上十分安全であると考えられる。

**(2) 中空断面 PC 桁のねじり試験**

中空断面のPC桁が、曲げモーメント、ねじりモーメント、せん断力を同時に受けた場合の挙動を明らかにし必要な設計資料を得る目的でねじり試験を行なった。

試験は、載荷方法によって静的載荷試験および動的載荷試験にわけ、また比較のためそれぞれ単純曲げ試験を行なった。

a) 実験計画 試験桁の構造は図—4に示すごとくスパン4.6m、断面形状は幅30cm、高さ50cmの矩形中空断面であり、中空の肉厚は7cmである。PC鋼棒φ20(SBPC95)8本を配置し、桁端でわずかに曲げ上げである。

ねじりモーメントを与えるために、桁の中央2カ所に突出部を設けた。突出部は実際の桁に似せて、中空断面桁のほぼ半分の高さでPC鋼棒で取付けた。なおこの試験桁に用いた材料の諸性質は表—2,3に示す。

1) 静的載荷試験: 加圧は100t油圧ジャッキを用い、Iビームと球支承により荷重分配装置を作り載荷し、加圧の大きさは、ジャッキの圧力計およびロードセ

図-4 ねじり試験桁概略構造

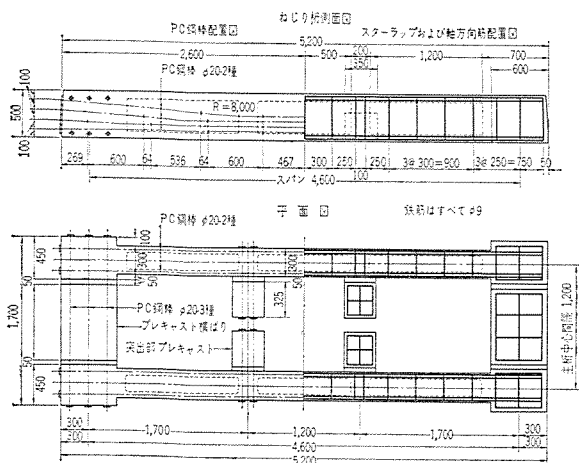


表-2 試験桁コンクリートの諸性質

項目	プレストレス導入時		載荷試験時				
	強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	材令 (日)	材令 (日)	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン係数	ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )
単試験桁	20	516	35	545	41	0.18	300 000
ねじり試験桁							
載荷偏心 47.5 cm	7	490	32	514	40	0.20	337 000
載荷偏心 23.0 cm	23	542	31	555	39	0.20	300 000

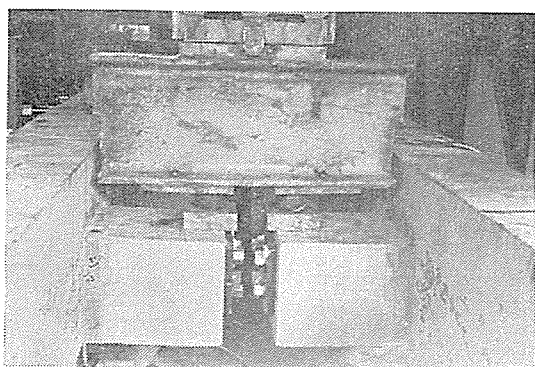
各強度は供試体 3 個以上の平均値でありポアソン係数、ヤング係数は 2 個の測定値の平均値である。

各試験桁用の P C 鋼棒は φ20, SBPC 95 (2 種) が使用された。

表-3 P C 鋼棒試験結果

種類	引張強度 (kg/mm <sup>2</sup> )		降伏点応力度 (kg/mm)		伸び (%)
φ20 2種(SBPC95)	規格	使用品	規格	使用品	規格
	95 以上	110	80 以上	96	5.0 以上 7.2

写真-2



ルによって決定した。比較のため単純曲げ試験も行なったが、荷重は 4 t ピッチで増加させ、初きれつ荷重および破壊状況を調べることにした (写真-2)。

ねじりの影響を知るために、偏心量は 47.5 cm および 23 cm の 2 種類としてねじり試験を行なった。

2) 動的載荷試験：ローゼンハウゼン型疲労試験機を

使用し静的載荷試験と同様の荷重装置によって載荷した。荷重は単純曲げの場合 2 t ピッチで 22 t まで増し、以後 5 t 置きに 35 t まで増し各荷重ごとに 20 万回のくり返し荷重を加え累計 200 万回とした。ねじり試験は 15 t より 1 t ピッチ 20 t まで増し、おのおの 20 万回ずつ合計 100 万回の載荷を行ないその後静的試験を 4 t ピッチで破壊まで行なうこととした。

いずれもひずみはワイヤーストレインゲージにより測定し、おのおの載荷段階ごとに桁のひずみをダイヤルゲージにより測定した。

b) 試験結果と考察

1) 静的載荷試験：まず、単純曲げの場合には初ひびわれが 22~23 t 載荷、すなわちコンクリートの斜引張応力 35~43 kg/cm<sup>2</sup> で生じ、試験桁のスパン中央桁下端に認められ、桁下面では桁に直角に入っている。

つぎにねじり試験の結果であるが、偏心 47.5 cm 載荷では、36 t で初ひびわれが、内側面腹部中央荷重載荷点付近より発生しており、これは計算によると 24 kg/cm<sup>2</sup> となりワイヤーストレインゲージによる値 20 kg/cm<sup>2</sup> と同程度となっている。この値は、引張強度のおおよそ 1/2 となっている。また、載荷位置に近い突出部上面端部より初ひびわれが生じて、緩やかな傾斜で発達しており、腹部に鉛直方向の引張応力が生じていることを十分注意する必要がある。下縁ひびわれは 30~36 kg/cm<sup>2</sup> の引張応力度で、外側面ひびわれは、同じく 16 kg/cm<sup>2</sup> 程度で生じている。偏心 23 cm の載荷の場合にも、中立軸付近のひびわれは曲げモーメントの大小に無関係に、ねじりを受ける各所に散在しており、曲げモーメントの大小とねじり抵抗との関係は明らかでない。ひびわれは、同一断面では中立軸位置でもっとも発生しやすく、上下縁端に近づくにつれ発生しにくい。これは上下縁では曲げせん断力が小となりしたがってその合成値も小となるためである。

2) 動的載荷試験結果：単純曲げ試験の結果初ひびわれは 80 万回程度で中央に発生しており、低い引張応力によって生じている。すなわち動的載荷の場合には静的載荷に比しひびわれ荷重はかなり低い。またひびわれの発生状態は、動的荷重の場合スパン中央に集中し、かなり長く伸びていることが静的載荷の場合とは異なっている。

ねじり試験の結果は、初ひびわれは 20 万~30 万回で腹部内側に生じており、このときの主引張応力は 8 kg/cm<sup>2</sup> 程度である。静的載荷の場合と発生角度、ひびわれ図型では異なる所がない。

3) ねじり桁設計上留意すべき事項：ねじりを受ける桁が曲げとせん断力を同時に受ける場合、ねじりせん断力と曲げせん断力の方向が等しくなる側面と相反する側

面がある。初ひびわれは両せん断応力が重なる側面の中立軸付近に発生し、荷重の増加にしたがって下面および他の側面に発達しているの、せん断鉄筋を十分主引張応力に耐えるよう用いるか、またはプレストレスを加えて主引張応力を少なくしてひびわれの発生を防ぐことが必要である。

初ひびわれの方向は中立軸位置において計算により求められるのであって、ひびわれはこの方向に向って伸びているので、この方向に対してせん断鉄筋を配置することが合理的である。

### 3. PC 桁の設計

この橋梁は、主桁、横桁、縦桁の3部材から組立てられた複雑な構造をしているので、設計・施工上とくに下記の諸点に考慮を要する。すなわち 1) 各部材は、外力、隣接部材より伝達される力を明らかにして各部材に十分な強度をもたせること、2) 継手の設計を安全かつ合理的にすること。3) 部材の結合、緊張の順序は弾性変形、クリープ変形の影響による2次応力を極力少なくするように選ぶ必要がある。

### (1) 横桁の設計

横桁の中央の正の曲げモーメントは、中央付近の横桁において最大となり、この値は黄銅製模型の実験結果から、単純桁の曲げモーメントの90%を設計曲げモーメントとして採用した。

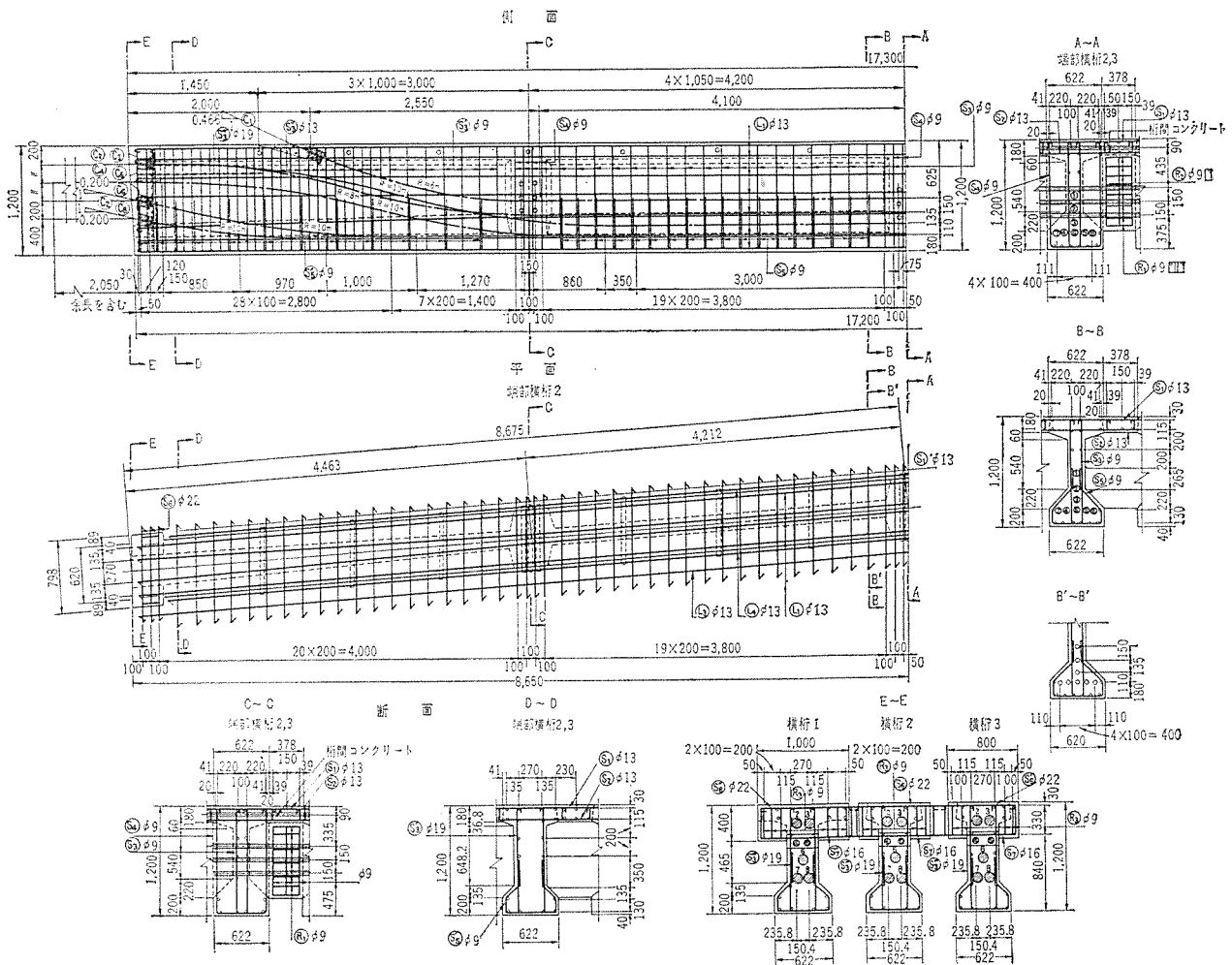
主桁端部付近の横桁では、縦桁に分担される度合が高く縦桁の位置において横桁に負の支点モーメントを生ずることとなり、支承端に近いほど横桁の正の曲げモーメントは小さくなり、各横桁に生ずる曲げモーメントは順次異なるが、一本ごとにPCケーブルの配置の異なった横桁を製作することは実用的でないので、2種類に大別することとした。

横桁の設計曲げモーメントは表-4に示すとおりであり、図-5に示すようにφ7mm 12本東PCケーブル

表-4 横桁の設計曲げモーメント (単位 t·m)

	横桁が直接負担する $M_B$		縦桁と分配して負担する $M_B$			合 計
	横 自 重	床版・縦 桁	コンクリート道床バラスト	軌 道	活荷重	
スパン中央	42.7	11.9	39.4	4.2	157	255.2
緑 端	0	0	2.6	0.3	103	105.9

図-5 端部横桁ケーブル、鉄筋配置



10本を使用した。シースはφ45mmを用いた。

(2) 主桁の設計

格子桁の計算によると、縦桁は縦方向曲げモーメントの10%程度しか分担しないが、模型試験結果よりわかるように主桁のねじり抵抗を考慮すると縦桁の分担はさらに小さくなる。一方主桁は最も重要な部材であり多少の安全を見ておくべきであり、縦方向の全曲げモーメントを主桁で受けるとしても安全であるよう設計した。この主桁にかかる曲げモーメントは表-5に示すとおりである。

主桁に生ずるねじりモーメントは、横桁が独立して主桁に取付けられていると考えると非常に大きな値になるが実験結果ではかなり計算値より小さい。特にスパン端部では、せん断応力が大きいのでねじりの影響をできるだけ小さくすることが望ましいので、端部横桁はヒンジ

表-5 主桁の設計曲げモーメント (スパン中央)

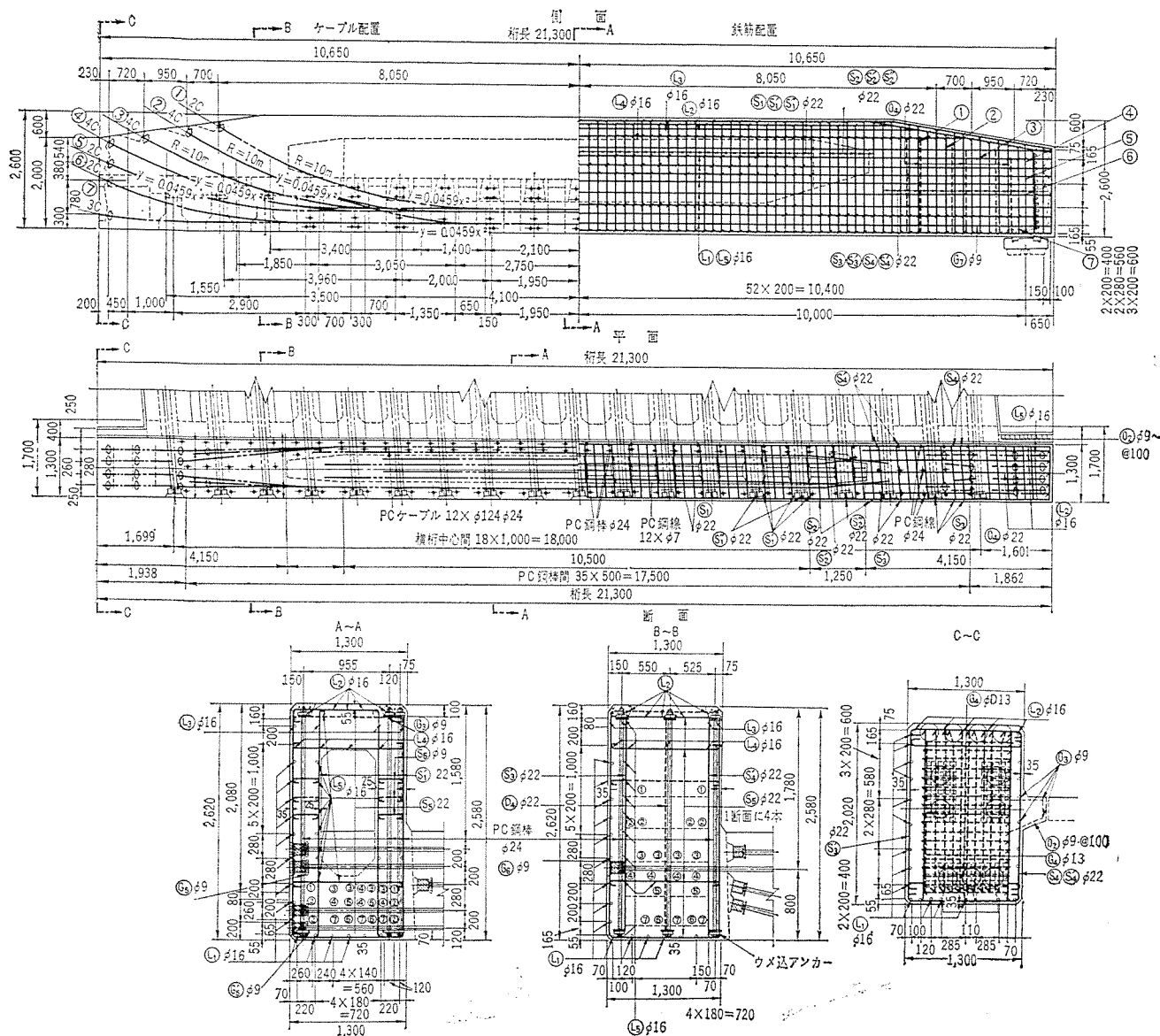
単位 t·m

主桁が直接負担する曲げモーメント		縦桁と分配して負担する曲げモーメント				合計
主桁自重	横桁重量	床版コンクリート縦桁コンクリート	排水工コンクリート道床パラス	軌道	活荷重	
530	400	106	453	45	1100	2634

(注) 荷重を全部主桁で分担し、縦桁の分担を考慮しない場合構造としてねじりの影響を確実に小さくすることとした。このようにして主桁端部のねじり回転を拘束しないようにすること、および横桁が実際にはスラブにより連結されていることなどによって主桁のねじりモーメントはかなり軽減されることとなる。

主桁断面は、横桁との取付け、施工の便を考えると充腹断面がよいが、主桁内部の温度上昇を避け、鉛直方向プレ

図-6 主桁ケーブル鉄筋配置



報 告

ストレスによる圧縮応力を大きくし腹部に働く斜め引張応力を軽減する効果を大きくするため中空断面とした。

主桁の設計は図-6に示すごとくφ12.4mm 12本よりケーブル 21本をφ70mm シースにより配置し、鉛

直締めはPC鋼棒 φ24mm を、斜引張応力の大きくなる内側腹部に2列、外側に1列配した(写真-3)。

主桁の腹部に生ずる主引張応力は表-6に示すとおりである。

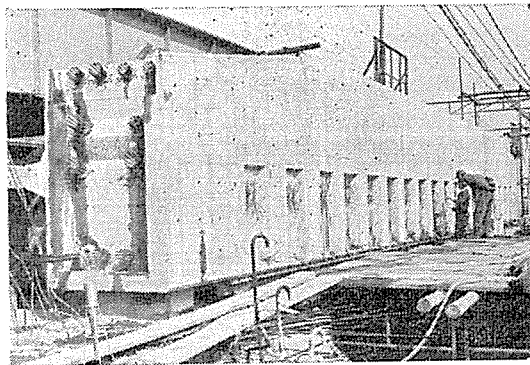
表-6 主桁腹部主引張応力度表

単位 kg/cm<sup>2</sup>

交点よりの距離	0.28 m	1.07 m		1.73 m		5.0 m		8.0 m		10 m	備 考
		-Δl	+Δl	-Δl	+Δl	-Δl	+Δl	-Δl	+Δl		
荷重種別											
設計荷重作用時	-14	0	-1	-2	-2	-2	-10	-10	-13	-10	桁内側 外側
破壊荷重作用時	-12	-7	-2	-3	-8	-22	-35	-40	-40	-42	内側 外側

- (注) 1) 応力計算位置は、主桁中立軸である。  
 2) 横桁により鉛直方向に生ずる引張応力はPC鋼棒により打消すので、表では曲げせん断力・ねじりせん断応力および軸方向応力より合成した主引張応力値を示す。  
 3) -Δl・+Δl は表示・位置のそれぞれ前後であることを示す。

写真-3



(3) 主桁と横桁の接合部の設計

主桁と横桁を全部剛結した場合、主桁にねじり回転を受け、ねじりによるひびわれを生じる危険性があり、これを避けるため、端部付近の3本の横桁はヒンジ構造で主桁に連結することとし、その他の中間横桁は、主桁と剛結することとした。主桁と中間横桁の剛結は図-7に見るごとくφ7-12ケーブル7本を両主桁外側より緊張することにより行ない、ヒンジ構造の場合には、絶縁材を主桁間に入れケーブル2本を締めることとした。

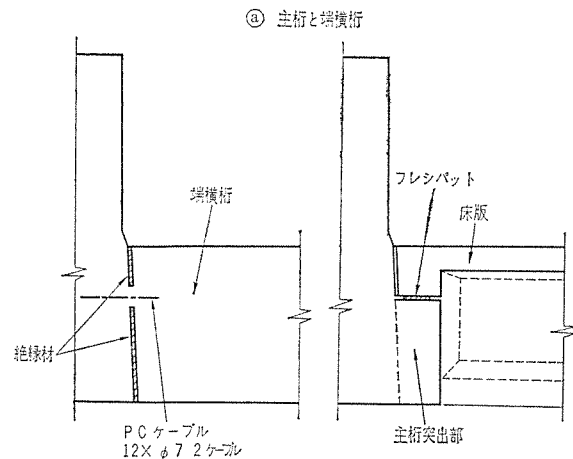
(4) プレストレッシングおよび施工の順序について

主桁の緊張には、横桁の緊張を拘束しないこと、横桁の一部は、工事桁の支承としてすでに使用されており、この盛替えなどを考慮してプレストレスの順序を定めた。これらの順序は図-8に示すごとく、各緊張は3回にわかれ全体で12段階の手順によることとした。

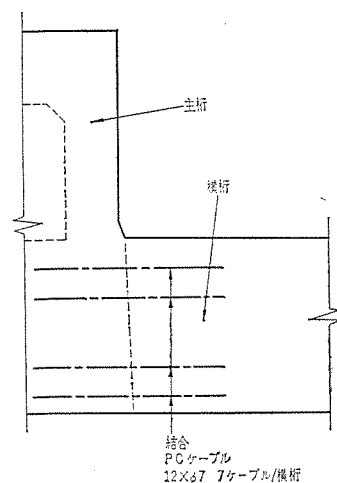
1) 横桁据付：製作ヤードより工事桁下に搬入、線路直角方向にそう入配置する。運搬据付の際に支保工の沈下に注意を要する。

2) 主桁およびスラブコンクリート打設：横桁そう入後主桁コンクリートを打設、ついで床版コンクリートを打設するが、中間横桁と端横桁の間の床版コンクリート

図-7 主桁と横桁の結合部構造図



① 主桁と中間横桁



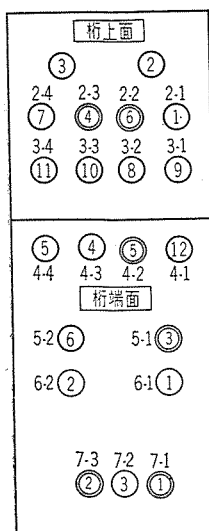
は打設しない。

主桁型わくの変形、沈下の無いよう注意する。コンクリートの打設の際、バイブレーターのシースへの接触を避ける。



図-8 大崎架道橋 PC 桁緊張計画

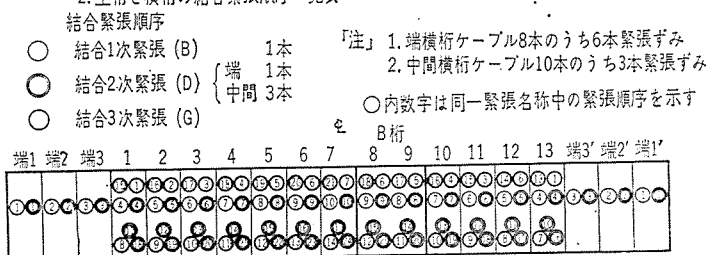
1. 主桁緊張順序一覧表(緊張端部位置を示す)



- 主桁緊張順序
- 仮緊張 (A) 3本
  - 1次緊張 (C) 同締め直し
  - 2次緊張 (E) 6本
  - 3次緊張 (H) 12本

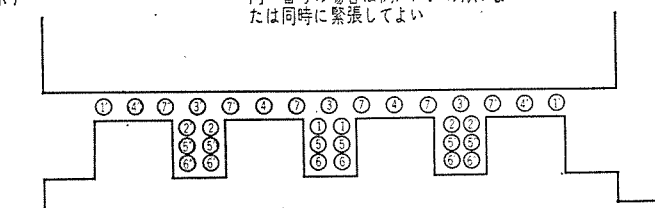
「注」 1-1, 1-2, 2-1...7-3等はケーブル番号を示す

2. 主桁と横桁の結合緊張順序一覧表



3. 床版縦桁 緊張順序 (F)

「注」 緊張は番号順におこなうものとする  
同一番号の場合は例7'7'の順かまたは同時に緊張してよい



4. 緊張作業一連順序

- (A) (B) (C) (D) (E) (F) (G) (H)

3) 主桁仮緊張：主桁ケーブル 6-1・6-2・7-2 の 3本をスパン中央において 40 t となるように仮緊張する (最終緊張=125 t)。これは主桁コンクリート打設後の硬化収縮にともなうひびわれを防ぐためのものであるが、緊張時のコンクリートの強度は  $\sigma_{4-5} = 200 \text{ kg/cm}^2$  以上であることを要する。

4) 結合1次緊張：横桁端1および1'よりはじめ逐次中央に向かってケーブル1本ずつを緊張する。主桁コンクリートの強度  $\sigma_{6-7} = 300 \text{ kg/cm}^2$  以上。床版コンクリートの強度は  $200 \text{ kg/cm}^2$  以上とする。

5) B桁の荷重分散：工事桁の重量をB桁と4本の横桁で支持しB桁と隣接の横桁とのそりの差を減少させるためB桁とその両側の4本の横桁と工事桁の間にパッキングをそう入する。

6) 主桁1次緊張 (横桁に荷重がかからない限度内)

主桁の自重による曲げモーメントを打消すため主桁ケーブル 21 本中 3本を仮緊張してあるから、その3本 6-1・6-2・7-2 の締なおしを行なう。

緊張にともなう主桁、横桁の移動量を測定する。主桁コンクリート  $\sigma_{7-8}$  は  $350 \text{ kg/cm}^2$  以上であることを確認する。

7) 結合2次緊張：主桁の2次緊張によって主桁と横桁の接合部にせん断力が働くので、これに対して緊張する。端横桁の中の1本、中間横桁の中の3本の緊張を行なう。緊張にともなう主桁の傾斜、横桁のそりを測定する。床版コンクリートの強度は  $200 \text{ kg/cm}^2$  以上であることを要する。

8) 中間横桁、端横桁間の床版コンクリート打設：結合2次緊張終了後、中間横桁と端横桁間とのそりを調整してその後に行なう。

9) 主桁2次緊張：主桁および横桁自重による曲げモーメントを打消し主桁の強度を増加する。主桁ケーブル 7-1・7-3・5-1・2-3・4-2・2-2 の順で6本を緊張する。

10) 床版と縦桁の緊張：縦桁のケーブル18本、床版のケーブル15本、計33本を1本当りの緊張力が中央で43 t になるように緊張する。

11) 結合3次緊張 (最終)：各中間横桁のケーブル3本を緊張する。

12) 主桁3次緊張 (最終)：主桁の残りケーブル12本を全緊張する。全緊張終了後各ケーブル中央のプレストレス導入力は 125 t となる。

4. 施工概要

(1) 横桁の製作、架設

a) 製作 プレファブ方式であるから横桁の製作場所は自由ではあるが、幸い拡幅工事の放射2号線の道路敷を利用することができ、ここで製作し仮置きすることとした。在来道路勾配は 3.5% であり、製品の取扱いは、なるべく衝撃を与えぬ方が好ましいので、コンクリート打込みにやや難があるが、路面なりに製作台を設けることとした。無筋コンクリート厚 15 cm の基礎を打設し、その上にまくらぎ、レールを敷いた構造であり3基準備した。



横桁の種類は、中間桁、端桁とあるがこれらに共用できる型わくを工夫し、メタルフォームを採用することとして底板3組、側板1組を製作転用した。なお底板は製作台上のレールに溶接した。

コンクリートは、小野田レミコン品川工場の生コンクリートを使用した。強度は  $\sigma_{28}=450 \text{ kg/cm}^2$ 、スランブ3~5 cm、骨材の最大寸法は 25 mm とし、セメントは早強を用いた。その配合は表-7 のとおりである。

表-7 横桁コンクリート配合表

w/c (%)	c (kg)	w (kg)	S/A (%)	S (kg)	G (kg)	ポゾリス No. 8 (kg)
34	450	153	31.3	548	1217	1.1

横桁の製作時期は、8月より12月と盛夏より冬季にわたった。その季節的影響をのぞくため、最初の8月~9月は日没後、それ以降は日中に施工した。締固めには型わくバイブレーターを1.5m間隔にウェブ両側面千鳥に取付け、さらに棒状バイブレーター2台を使用した。

養生としては、夏季は散水冷却してシートでおおい直射日光を避け、秋、冬季には単にシートでおおい保温する程度にとどめた。なお、型わく取りはずしは、コンクリート打設終了後20~24時間で行なった。

横桁の一次緊張は、主桁との結合緊張をのぞいたケーブルにつき行なうこととし、中間横桁では自重を支えるに十分な3本だけを一次緊張した。一次緊張時のコンクリート強度は  $385 \text{ kg/cm}^2$  以上とした。コンクリートの強度は表-8に示すごとく設計強度  $\sigma_{28}=450 \text{ kg/cm}^2$  に対し十分な強度を有し、変動もきわめて少なかった。一次緊張時の材令は4~5日であった。

表-8 横桁コンクリートの強度

材 令	平均値	変動係数
$\sigma_s$	$369 \text{ kg/cm}^2$	9.3 %
$\sigma_p$	標準養生	414
	現場養生	404
$\sigma_1$	465	6.4
$\sigma_{28}$	534	4.5

(注)  $\sigma_p$  は一次緊張時の強度

**b) 架 設** 横桁の大部分は、前述のごとく製作ヤードで一次緊張を終わって製品としてストックされたわけであるが、この間現場では、線路を仮受けするために工事用下路飯桁が3径間組立てられた。その際両端の支承は仮橋台が設けられたが、重要なことは、中間2カ所の橋脚支承は、中間横桁をあらかじめ打設しておいてその上に受けたことである。もちろんこの横桁は、線路を支えている工事用下路飯桁からの全荷重を支持するように補強されており、またレールくい基礎により沈下の恐れが

ないように十分に支えられている。

この工事桁の下に横桁をそう入し、正規の位置にならべて線路の両側に主桁を場所打ちするのであるから、横桁の据付けおよび施工中の不陸を生ぜしめぬためには特別の考慮を払った。すなわち、横桁据付用ステーキングは鋼製とし、その上に50 kg レール2本を敷き横取据付、位置の整正に便ならしめた。

横桁の架設は、まず製作ヤード内の仮置桁を運搬用に敷設した軌道により、門型クレーンの所まで運ぶ。門型クレーンは写真-4に見られるごとく、高さ14 m、幅6 mのパイプ造のもの

2基よりなり、地上より約4 m 正規の横桁の高さに組立られた搬入用ステーキングの高さまでつり上げられ、道路を横断して、線路直下、工事桁の下、据付用ステーキング上に縦引きされる(写真-5)。この間、道路交通は、う回させ約10分間の交通シャ断をして、安全を期した。ついで50 kg レール上を横移動し仮据付後、位置の整正を行なった。なお桁一連では19本の横桁があるが、工事用桁の支承にあらかじめ2本打設されているので、この桁の左右おのおのに計17本を縦引きしたわけである。

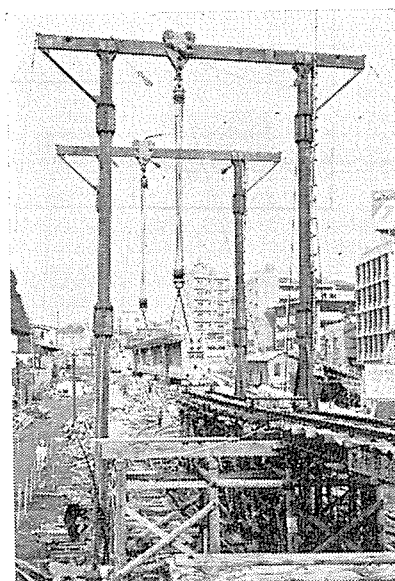


写真-4

(2) 主桁コンクリートの打込試験

**a) 試験体の製作** 主桁は現場打ちでしかも高さ2.6 m、幅1.3 m、長さ20.0 mというマシブなものであるため、コンクリートの硬化熱による温度上昇と外側面が冷気により冷却されるため温度勾配が急傾斜になること、および温度上昇による長期強度の低下などのために、ひびわれを生じることが考えられる。しかし工程上から特別の支障がない限り早強セメントを用いることとした。

一方この構造の特徴としてあらかじめそう入したプレキャスト横桁と主桁の結合緊張が必要であり、そのコーンのあと埋め部分は、道路正面に露出される。そこで主桁の外側に用いる型わく材を適当に選んで、あと埋め部分が目立たないようにするのが好ましい。

以上2つの事がらをこの試験により決定することとした。試験体は表-9に示すごとく、実物と同一断面のも

表-9 試験体の種類

試験体の種類	コンクリート配合の種類	試験体の寸法 (m)	熱電対の埋込個数	型わくの種類
A	1	2.6×1.3×2.5	61	ラワン, 耐水ベニヤ, ハードボード各1面, その他杉板厚 24 mm
B	1,2	0.8×0.8×0.8	1	側面4面発泡スチロール厚 50 mm, 底面杉板厚 24 mm
B'	1,2	0.8×0.8×0.8	1	杉板厚 24 mm
C	1,2	0.5×0.5×0.5	1	Bと同じ
D	1,2	0.2×0.2×0.2	1	Bと同じ

の、一辺がそれぞれ 80 cm, 50 cm, 20 cm の立方体のも  
のからなる。

なお、コンクリート配合の種類1は、早強セメントを用いた主桁コンクリートと同一配合のものであり、配合の2は普通セメントを用いた配合を示す。

**b) 試験結果** 温度勾配は、図-9に見られるごとく表面に近いほど急傾斜であり、気温が0°C以下に下がることを考慮すると、厚い木製型わくを採用することが必要である。断面が大きくなると中央部分の最高温度が上昇するのであるが、図-10に示すごとく最高 60°C であり一般に許容される限度内にとどまった。図-10からわかるごとく材令20時間でほぼ最高温度に達し約 10 時間持続し 30 時間以後は徐々に冷えている。温度上昇による長期強度の低下は 図-11 に普通セメントと早強セメントを用いたモールドの

図-9 温度分布断面図 (材令 10 時間)

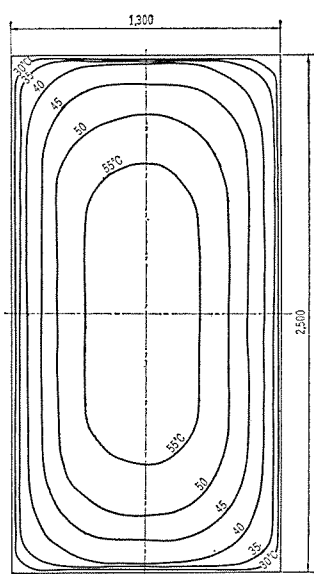
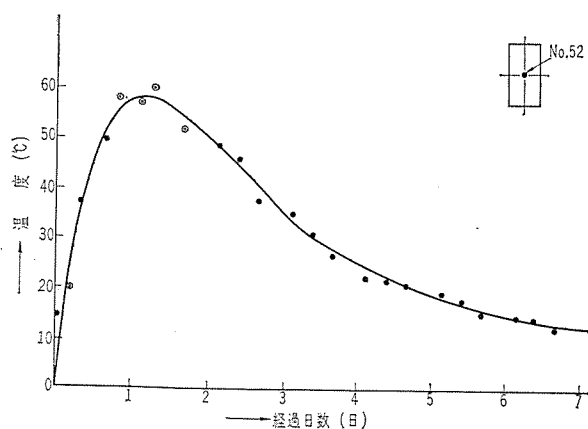
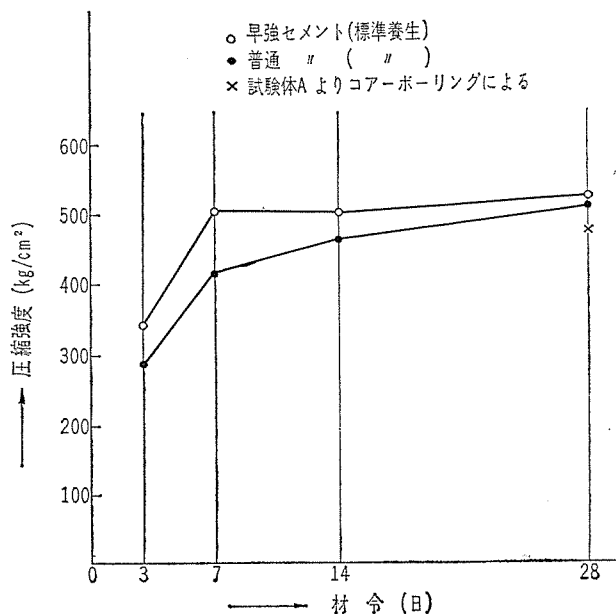


図-10



圧縮強度の増加曲線から容易に推定できるのであるが、材令 28 日の試験体中心部からコアボーリングしたコンクリートの圧縮強度は 475 kg/cm<sup>2</sup> と 10% 程度低い

図-11



値を示した。この値は、コア採取による強度低下を考慮すると温度上昇の影響はないと判断されるのである。

型わく材の種類によりコンクリート表面の仕上り状態はかなり特徴があるといえる。メタルホームが艶があるのに比しハードボードを用いると艶消しの効果があり、杉板はメタルホームに近く、ラワンと耐水ベニヤはこれらの中間である。ハードボードは吸水性が少ないためか表面にペーストが浮き、たたくとこれがはく離するのが見られた。

(3) 主桁その他の施工

主桁1本のコンクリートの自重は約 160 t となり、十分強固なスレージングを設ける必要があり、古レールぐいを打ち込みその上部に敷コンクリートを打設し、スレージングは鋼製とするなど沈下を生ぜしめぬよう留意した。

型わくには、主桁と横桁との結合緊張のためのコーン台の部分横桁1本ごとにとまめて約 0.5 m × 1.0 m の額縁を取り付け、厚さ約 10 cm だけこの部分を凹ませるようにした。型わく材は道路正面すなわち外側はラワン材厚 30 mm とし、内側は木製パネルに耐水ベニヤ張り、底板はメタルホームとした。

主桁コンクリートは、設計強度  $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$  とし、

早強セメントを使用し、スランプはシー스가数多く三方向にいりこんでいるので軟か目として4~6 cm とし粗骨材の最大寸法は 25 mm とした。表-10 に配合を示す。

表-10 主桁コンクリート配合表

w/c (%)	c (kg)	w (kg)	S/A (%)	S (kg)	G (kg)	ポズリス No. 8 (kg)
41	400	146	33.3	614	1244	1.0

なお、スラブ、ストリンガーは横桁と同一配合のコンクリートを使用した。

主桁コンクリートは1本当り 65.8 m<sup>3</sup> であるが、短形中空断面なので下部、側壁部、上部と3層にわけて打込み、1日で完了した。打設は、主桁横にタワーを組み、これによりつり上げ、足場をネコ車2台で運搬した。締固めには、棒バイブレーター8台、型わくバイブレーター3台を用いた。

養生はシート2枚重ねでおおい、打設終了後2~5日で型わくを外した。

主桁コンクリートの強度は表-11に示すごとく、材令7日で設計強度をこした。

表-11 コンクリート強度

材令	主桁コンクリート		スラブ、ストリンガー	
	平均値 kg/cm <sup>2</sup>	変動係数 %	平均値 kg/cm <sup>2</sup>	変動係数 %
$\sigma_3$	291	14.4	375	15.2
$\sigma_7$	406	10.8	489	7.9
$\sigma_{28}$	512	7.7	556	3.7

(4) 緊張結果

a) 主桁の緊張 主桁には、図-7に示すごとく、 $\phi$  12 mm $\times$ 12 本、公称 165 t フレシネー ケーブルが1本当り 21 本使用されている。国鉄では鬼怒川橋梁、第8利根川橋梁について大規模に使用されたものであるが、従来測定資料が少ないので緊張結果および見かけの摩擦係数について報告し参考に供したい。

主桁の緊張は前述のごとく、横桁との締結、鉛直締め

表-12 主桁の緊張計算結果一覧表

ケーブル No.	緊張順序	緊張力 (t)	マンメーター読み (kg/cm <sup>2</sup> )	伸び (mm)	許容もどり (mm)
6-1	1	133.1	456 594	123 124	1.8 13.2
6-2	2	"	"	"	"
7-2	3	132.1	452 521	121 121	1.8 7.7
7-1	4	"	"	"	"
7-3	5	"	"	"	"
5-1	6	131.2	449 592	122 122	1.8 13.9
2-3	7	130.8	448 610	108 126	1.8 18.8
4-2	8	130.4	446 608	124 137	1.8 16.4
2-2	9	130.0	450 605	107 125	1.8 18.7
2-1	10	129.6	444 604	106 124	1.8 19.3
1-1	11	129.0	442 599	98 115	1.8 17.9
1-2	12	"	"	"	"
4-3	13	128.1	438 597	122 137	1.8 16.6
4-4	14	"	"	"	"
5-2	15	127.5	437 575	117 118	1.7 13.5
2-4	16	127.1	435 591	104 122	1.7 19.0
3-2	17	126.1	432 589	112 128	1.7 15.7
3-1	18	"	"	"	"
3-3	19	"	"	"	"
3-4	20	"	"	"	"
4-1	21	125.0	428 582	119 134	1.7 16.2

(注) 上表中上段の数字は  $\mu=0$  下段の数字は  $\mu=0.6$  としたときの数値を示す。

と3軸方向の緊張を順次行なうのであって、途中でひびわれの発生を生じないように考慮した。主桁のプレストレスは全弾性変形が終了後に 125 t になるよう緊張力を定めた。緊張順序とケーブルの伸び、緊張力を表-12に示す。

主桁緊張管理図より求めた見かけの摩擦係数  $\mu$  の値を表-13に示す。表-13より測定回数84本による平均値および分散はつぎのごとくである。

$$\bar{\mu} = 0.226 \pm 0.018, V = 0.0833$$

表-13 主桁 165 t ケーブルの見かけのヤング係数

位置	ケーブル No.	緊張月日 $\mu$																				
		1 1	1 2	2 1	2 2	2 3	2 4	3 1	3 2	3 3	3 4	4 1	4 2	4 3	4 4	5 1	5 2	6 1	6 2	7 1	7 2	7 3
新宿方	貨物線側主桁	9413	"	"	9327	"	9414	"	"	"	"	"	9327	9413	"	9326	9413	9314	"	9423	9314	9326
	山手線側主桁	413	"	"	327	"	413	414	"	"	"	"	327	413	"	326	413	314	"	"	214	326
品川方	貨物線側主桁	430	"	"	424	"	5.1	"	"	"	"	"	424	430	5.1	424	430	410	"	424	413	424
	山手線側主桁	430	"	424	"	5.1	"	"	"	5.1	"	"	424	430	"	"	"	419	417	424	417	424

$$E_p = 20 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

なお、シースは直径 72 mm の普通の外リブ、ワインディングシースを使用した。また平均曲げ角  $\alpha/L$  ( $\alpha$ : 曲げ上げ角,  $L$ : ケーブル長さ) は 0.048~0.12 である。

b) 横桁の緊張 横桁各ケーブルの緊張は、架設時に必要な一次緊張および、主桁との結合をもちかけた 2 次緊張にわかれ、引張力は、全プレストレス導入後の弾性変形を考慮して、表-14 のごとく導入した。この 2 次緊張は、主桁コンクリート打設後であるため、横桁製作後約 3 カ月の時日が経過し、その間にシースのさびがいろいろしくなれば摩擦が大となる。そこでさびの生じにくいといわれる FM シースおよび、燐酸加工を施したシースを用い、比較のため従来のシースも少量用いた。

横桁の緊張結果より  $E_p=1.95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ,  $r=0.03$  とした場合の緊張の軌跡の勾配  $\mu$  の値を求めそれぞれ

表-14 各横桁の緊張計算結果

桁名称	端 横 桁 1				端 横 桁 2,3				中 間 横 桁					
	ケーブル No.	Pt	$\sigma_m$	$\Delta l$	ケーブル No.	Pt	$\sigma_m$	$\Delta l$	緊張種別	ケーブル No.	Pt	$\sigma_m$	$\Delta l$	
一次緊張	1	45.9	290	72	1	46.0	290	72	一次緊張	1	46.5	295	70	
		50.0	385	78		61.0	385	78			6,7	55.4	352	76
	2	45.9	290	92	2	46.0	290	92		6,7	46.5	295	92	
		55.0	410	100		64.5	410	100		63.5	405	100		
	3	45.9	290	92	3	46.0	290	92		二次緊張	2	46.5	295	106
		56.8	410	100		64.4	410	100				65.5	415	124
6	45.9	290	90	6	46.0	290	90	3	46.5		295	106		
	56.1	350	96		55.0	350	96		66.8		424	124		
7,8	45.9	290	90	7,8	46.0	290	92	4,5	46.5		295	106		
	52.0	350	94		55.0	350	94		64.7		410	122		
二次緊張	4,5	45.9	290	106	4,5	46.0	290	106	8	46.5	295	104		
		63.9	405	122		64.1	405	122		59.2	375	116		
									9,10	66.5	295	106		
										55.2	340	110		

表-15 横桁  $\mu$  値 (新宿方スパン)

位置	ケーブル No. 桁 No.	C <sub>1</sub>	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
		新宿方	端横桁 1	8.10.11	"	"	9.3.12	9.3.14	8.10.11	8.10.11	8.12.11	
0.2	0.33			0.30	0.43	0.44	0.60	0.31	0.35			
"	2		8.9.1	"	"	9.3.12	9.3.14	8.9.1	?	8.9.1		
			0.30	0.30	0.31	0.49	0.47	0.29	0.30	0.30		
"	3		8.9.9	"	"	9.3.12	9.31.5	8.9.9	"	"		
			0.22	0.35	0.29	0.42	0.49	0.60	0.40	0.49		
中間横桁	4		8.8.27	9.4.7	9.4.5	9.3.13	9.3.15	8.8.27	"	9.3.15	9.3.21	9.4.6
			0.32	0.32	0.40	0.40	0.48	0.25	0.25	0.42	0.30	0.12
"	5		8.8.23	9.4.7	?	9.3.13	9.3.15	8.8.23	"	9.3.15	9.3.21	9.4.6
			0.20	0.35	0.38	0.41	0.33	0.30	0.25	0.49	0.60	0.60
"	6		8.9.3	9.4.7	9.4.5	9.3.13	9.3.15	8.9.3	"	9.3.15	9.3.21	9.4.6
			0.00	0.39	0.38	0.38	0.43	0.27	0.34	0.60	0.60	0.60
"	7		8.9.6	9.4.7	9.4.5	9.3.13	9.3.15	8.9.6	"	9.3.15	9.3.21	9.4.6
			0.40	0.36	0.29	0.30	0.50	0.38	0.20	0.60	0.60	0.60
"	8		8.9.13	9.4.7	9.4.6	9.3.13	9.3.15	8.9.13	?	9.3.16	9.3.21	?
			0.40	0.35	0.26	0.40	0.38	0.08	0.30	0.60	0.50	0.60
"	9		8.9.26	9.4.7	9.4.6	9.3.13	9.3.15	8.9.26	8.9.26	9.3.15	9.3.21	9.4.7
		0.35	0.40	0.40	0.42	0.42	0.22	0.22	0.53	0.33	0.60	
B <sub>1</sub>	10	8.10.15	9.4.7	9.4.6	9.3.13	9.3.15	3.10.15	3.10.15	9.3.16	9.3.21	9.4.7	
		0.29	0.40	0.30	0.31	0.50	0.30	0.43	0.60	0.37	0.41	
"	11	8.10.9	9.4.12	9.4.6	9.3.13	9.3.15	8.10.9	8.10.9	9.3.13	9.3.21	9.4.7	
		0.51	0.34	0.25	0.44	0.41	0.28	0.30	0.40	0.49	0.31	
"	12	8.10.2	9.4.7	9.4.5	9.3.13	9.3.15	8.10.2	8.10.2	9.3.15	9.3.21	9.4.6	
		0.39	0.40	0.30	0.38	0.43	0.26	0.22	0.40	0.50	0.60	
"	13	8.10.7	9.4.6	9.4.6	9.3.13	9.3.15	8.10.7	8.10.7	9.3.15	9.3.21	9.4.6	
		0.15	0.30	0.30	0.41	0.30	0.10	0.10	0.50	0.60	0.60	
"	14	8.9.29	9.4.7	9.4.5	9.3.13	9.3.15	3.9.29	9.3.15	9.3.15	9.3.21	9.4.6	
		0.00	0.30	0.31	0.30	0.31	0.23	0.03	1.20	0.50	0.50	
端横桁	15	8.9.22	8.9.22	"	9.3.12	9.3.15	8.9.22	"	"			
		0.23	0.41	0.40	0.39	0.37	0.33	0.56	0.46			
"	16	8.9.16	8.9.16	8.9.16	9.3.12	9.3.15	8.9.16	8.9.16	8.9.16			
		0.37	0.36	0.30	0.42	0.30	0.60	0.30	0.50			
"	17	8.9.19	8.9.19	8.9.19	9.3.12	9.3.15	8.9.19	"	"			
		0.20	0.20	0.35	0.35	0.31	0.30	0.40	0.40			

(注) 網中 P, F はおのおの、リン酸塩加工シースおよび F, M シースを示す。

表-16 横桁  $\mu$  値 (品川方スパン)

位置	ケーブル No.		C <sub>1</sub>	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	桁 No.											
品川方	端横桁	18	8.11.27	"	"	9.4.15 F	9.4.19 F	8.11.27	8.11.26	8.11.27		
			0.23	0.30	0.30	0.36	0.24	0.39	0.40	0.40		
		19	8.11.13	"	8.11.12	9.4.15 F	9.4.19 F	8.11.13	8.11.14	8.11.13		
		0.40	0.40	0.40	0.50	0.31	0.50	0.60	0.50			
		20	8.12.16	8.12.16	8.12.16	9.4.15 F	9.4.19 F	8.12.16	8.12	8.12.16		
		0.30	0.41	0.40	0.46	0.42	0.40	0.50	0.40			
	中間横桁	21	8.12.27	9.4.28 F	9.4.27 F	9.4.15 F	9.4.19 F	8.12.27	8.12.27	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
			0.49	0.42	0.24	0.30	0.30	0.40	0.40	0.26	0.45	0.32
		22	8.12.20	9.4.28 F	9.4.27 F	9.4.15 F	9.4.19 F	8.12.20	8.12.20	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
		0.40	0.40	0.32	0.43	0.40	0.28	0.29	0.30	0.58	0.30	
		23	8.12.23	9.4.28 F	9.4.28 F	9.4.15 F	9.4.19 F	8.12.23	8.12.23	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
		0.40	0.28	0.27	0.41	0.37	0.30	0.31	0.34	0.60	0.33	
		24	8.12.16	9.4.28 F	9.4.27 F	9.4.15 F	9.4.19 F	8.12.16	8.12.16	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
		0.40	0.40	0.33	0.27	0.40	0.32	0.32	0.43	0.60	0.90	
		25	8.10.17	9.4.28 F	9.4.27 F	9.4.15 F	9.4.18 F	8.10.17	8.10.17	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
		0.40	0.28	0.31	0.26	0.49	0.36	0.38	0.30	0.47	0.45	
		26	8.10.11	9.4.28 F	9.4.27 F	9.4.15 F	9.4.18 F	8.10.11	8.10.11	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
		0.50	0.23	0.32	0.36	0.33	0.30	0.30	0.41	0.54	0.34	
		27	8.10.21	9.4.28 F	9.4.27 F	9.4.29 F	9.4.18 F	8.10.21	8.10.21	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
		0.30	0.37	0.32	0.38	0.35	0.38	0.45	0.30	0.20	0.35	
		28	8.11.1	9.4.28 F	9.4.27 F	9.4.15 F	9.4.18 F	8.11.1	8.11.1	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
		0.40	0.34	0.30	0.30	0.58	0.40	0.40	0.35	0.60	0.60	
		29	8.11.16 P	9.4.28 P	9.4.27 P	9.4.15 P	9.4.18 P	8.11.16 P	8.11.16 P	9.4.19 P	9.4.28 P	9.4.20 P
		0.39	0.28	0.25	0.70	0.55	0.37	0.36	0.48	0.58	0.59	
		30	8.11.19 P	9.4.28 P	9.4.27 P	9.4.17 P	9.4.18 P	8.11.19 P	8.11.19 P	9.4.19 P	9.4.28 P	9.4.20 P
		0.39	0.30	0.33	0.40	0.55	0.36	0.36	0.40	0.49	0.70	
		31	8.11.29	9.4.28 F	9.4.27 F	9.4.15 F	9.4.18 F	8.11.29	8.11.29	9.4.19 F	9.4.28 F	9.4.20 F
		0.32	0.31	0.40	0.39	0.38	0.34	0.15	0.46	0.56	0.70	
	端横桁	32	8.12.4	8.12.4	8.12.4	9.4.15 F	9.4.18 F	8.12.4	8.12.4	8.12.4		
			0.20	0.30	0.30	0.36	0.35	0.39	0.49	0.35		
		33	8.12.9	8.12.9	8.12.9	9.4.15 F	9.4.18 F	8.12.9	8.12.9	8.12.9		
		0.23	0.24	0.29	0.26	0.38	0.28	0.29	0.23			
		34	8.12.11	8.12.11	8.12.11	9.4.15 F	9.4.18 F	8.12.11	8.12.11	8.12.11		
		0.11	0.21	0.30	0.39	0.46	0.35	0.36	0.38			

表-17

	平均値	分散	資料数
FM シース	$\mu=0.405 \pm 0.023$	$V=0.064$	$n=30$ 本
リン酸加工シース	$\mu=0.4336 \pm 0.0373$	$V=0.099$	$n=30$
ワインディングシース	$\mu=0.430 \pm 0.0332$	$V=0.087$	$n=29$

} 新宿方径間につき

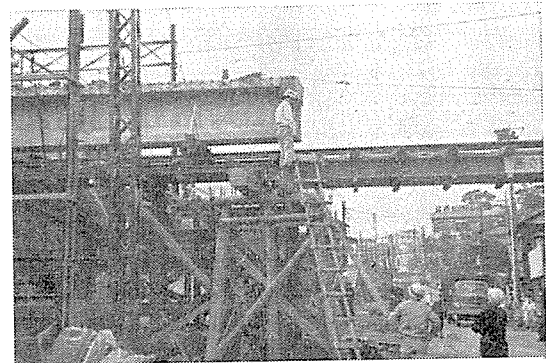
表-15, 16 に示す。以上から見かけの摩擦係数  $\mu$  はそれぞれ表-17 のごとくなる。

すなわち、見掛けの摩擦係数の平均値はFMシース、リン酸加工、普通シースの順に大きくなるが、分散もF

表-18 コンクリート打設より緊張までの経過日数

シースの種類		平均経過日数	最短経過日数	最長経過日数
横次 桁緊 一張	WS	5.2	4.0	11.0
	WSP	4.6	3.0	5.0
	FM	4.8	4.0	5.0
横合 桁緊 結張	WS	205.7	182.0	231.0
	WSP	271.7	155.0	418.0
	FM	163.0	115	204
主桁	WS	28.2	14.0	52.0

写真-5



Mシースが最も少なく、他のものよりすぐれている。製作より緊張までの日数を表-18 に示すがFMシースはやや経過日数が少な目である。また以上の値は新宿

方径間の値であるが、ほとんど全部FMシーソを用いた品川方径間においては、見かけの摩擦係数はつぎのとおり、少な目である。

$$\text{平均値 } \bar{\mu} = 0.389 \pm 0.031 \quad \text{分散 } V = 0.124 \quad \text{資料の数 } N = 63$$

### 5. む す び

本工事は、近い将来大いに推進される必要のある立体交差工事のうち、列車運転の面からの制約を受けてその施工が危険かつ困難で工事費も多額となり、工期も長期を要する下部横断方式の架道橋の工事の迅速、安全な施工法として採用した新構造形式の架道橋の工事である。完成の姿は4線下路形式のPC橋であってその幅員と径間がほぼ等しいものとなった。この規模のPC下路橋は

今日のところは国内はもちろん国外においてもまだ実施の例は聞かないものである。工事実施の結果は試験的工事として十分時間をかけて施工したが、工事の安全度、施工の速度などすべての点で十分満足すべきものであった。特に橋梁が発する騒音の度合は他の構造のものに比して最低の測定結果を示した。本構造形式が立体交差工事の促進のために役立てば幸いである。

本工事の実施については東京大学・国分先生の御指導を仰ぎ、菅原・操・野口 功・町田富士夫・橘田敏之君などの国鉄の新鋭技術陣の援助を頂いた。ここに付記して謝意を表する次第である。

1965.2.20・受付

### 転勤（または）転居ご通知のお願い

会誌発送その他の場合、勤務箇所の連絡先が変更になっていて、お知らせがないため郵便物の差しもどしをうけることがたびたびあります。不着の場合お互いに迷惑になるばかりでなく、当協会としても二重の手数料と送料とを要することになりますので、ご変更の場合はハガキで結構ですからただちにご一報下さいますようお願いいたします。

(事務局)

## 水道管の革命!!



安くて強い

### “プレストレストコンクリート管”

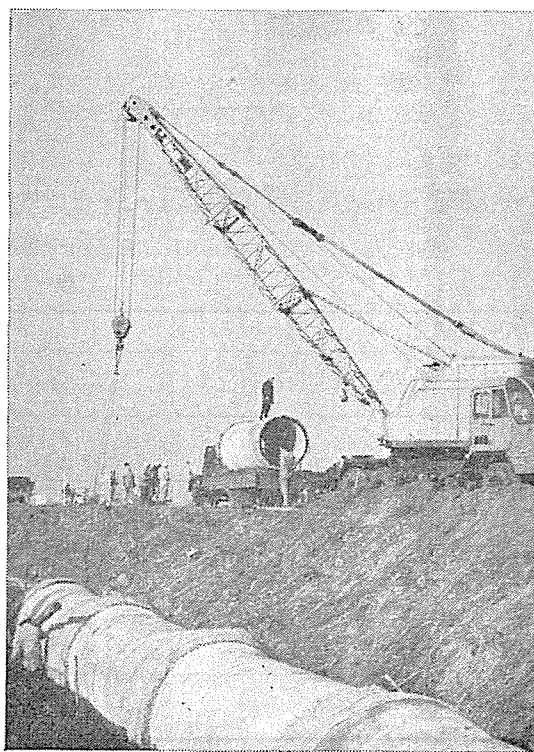
特 長

1. 設計水圧に応じた合理的な管が製造出来る。
2. 同じ水圧または口径に対して鉄管類より遥かに安い。
3. 高圧に堪えて破壊することなく特殊な複元性がある。
4. 内面が平滑で永久に変化しない為流量が減少しない。

本 社 東京都中央区日本橋本石町3-6

電 話 (241) 2111 (代表)

工 場 横浜・名古屋・大阪・岩国



**帝国ヒューム管株式会社**