

## 第2, 第3 阿武隈川橋梁の設計施工について (1)

西田正之\* 加藤勝美\*\*\*  
鳥居興彦\*\* 小林明夫†

### 1. はじめに

東北新幹線の工事着手率は現在約 60% であるが、長大トンネルや駅、また長大橋梁等の長期間の工期を有するものから順に施工されていった。第2, 第3阿武隈川橋梁も、この例にもれず昭和 48 年 1 月に下部工事が着手され、引続き上部工事も 48 年 12 月に発注された。そして 21 か月の工期を経て、50 年 8 月にその本体工事は竣工した。橋梁は第2 橋, 第3 橋ともにディビダーク

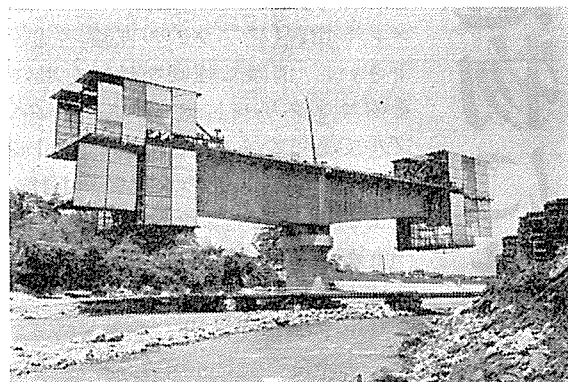


写真-1 ワーゲン張出し中の第2 橋 1P

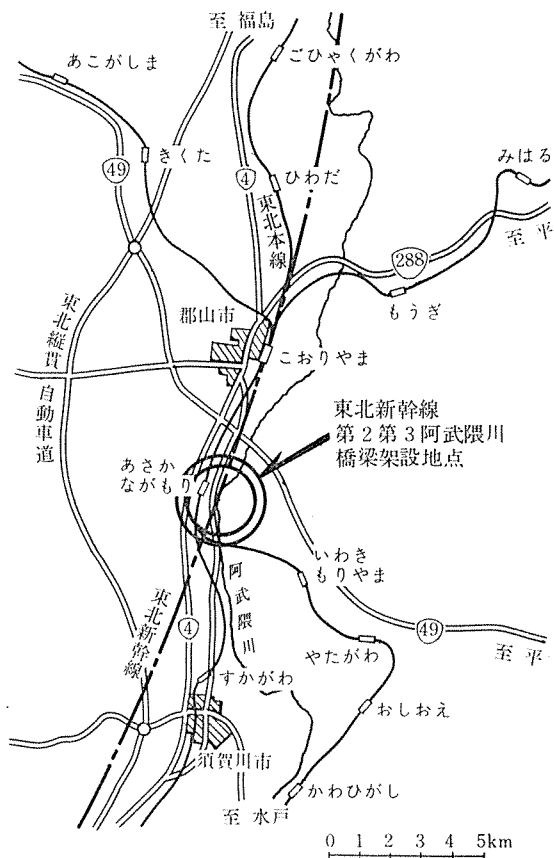


図-1 架設位置図

工法による PC 桁で、スパンがそれぞれ 105 m と 96 m の長大スパンを有する 5 径間 および 4 径間連続桁である。架設位置は 図-1 に示すように福島県郡山市のはずれであり、東北本線郡山駅の南方約 5 km のところである。

また第2, 第3阿武隈川橋梁とよばれるのは、東北新幹線と阿武隈川はほぼ平行に走っているため前後で 5 か所交差するが、その第2 番目と第3 番目に交差する部分に架設されるためである。

橋梁は非常に大きな構造物となったため、硬化熱によるひびわれ防止のための温床線の使用や発熱量の少ないコンクリート配合の研究、また下部工事においては D-51 mm 太径鉄筋や中庸熱セメントの使用等種々の新しい試みもなされたので、それらを中心に工事の報告をしていきたい。

### 2. 計 画

#### (1) ディビダーク工法を取った理由

付近は住宅地で民家が密集しており、また学校が数多くあるので騒音上の問題から鉄桁を避けてコンクリート桁とした。そしてコンクリート桁とした場合、グラウンドからの支保工形式では支保工のためのベースコンクリートを支えるのに長さ約 10 m の H 鋼杭が大量に必要なことや、また付近には平安朝時代の住居跡である徳定遺跡が存在するためその遺跡保護をしながら支保工を組ま

\* 国鉄仙台新幹線工事局長

\*\* 国鉄工事積算室補佐 (元仙台新幹線工事局南郡山工事区長)

\*\*\* 国鉄仙台新幹線工事局南郡山工事区助役

† 国鉄構造物設計事務所補佐

表-1 構造概要

		第2阿武隈川橋梁	第3阿武隈川橋梁
橋 種	種	ディビダーク式ポストテンションPC桁	同 左
	長	526.5 m	385.5 m
スパン 割り		105 m等径間, 5 径間連続	96 m等径間, 4 径間連続
下部 構造	躯体	直径6.5 m円形	同 左
	基礎	すべて直接基礎	3 Pのみケーソン 他は直接基礎
桁		PC 1室複線箱桁 (幅 11.3 m)	同 左
支 承		コロウェルド複数ローラー支承	同 左

ねばならないこと等を考え合わせると空中張出し工法で施工の方が経済的なため、長大スパンで実績のあるディビダーク工法を採用した。

(2) スパン 105 m の決定経緯

スパンが 105 m と長大に決定された経緯について述べると、まず阿武隈川の計画高水流量は 4900 t/sec であり、河川工作設置基準ではこれに対してスパンを 44.5 m以上とすることが決められている。しかし新幹線は重要構造物であり、河川改修等の際に簡単に線路付け替え等ができない等の理由から、建設省との協議の結果、1 ランクアップのスパン 54.5 mが決められた。ところがこの 54.5 m という数値は河川に直角な方向の距離であり、河川と新幹線とは約 30°の角度で交わるため、新幹線の走る方向に換算すると、スパンはその倍の 109 mになる。これに付近の地形等の条件を加味してスパン 105 m が決定された。

また第3橋についてもほぼ同様の経緯でスパン 96 m が決定された。

3. 設 計

(1) 構造形式

第2橋梁はスパン 105 m の5径間連続桁で橋長 526.5 m、第3橋梁はスパン 96 m の4径間連続桁で橋長 385.5 mのディビダーク式複線1室断面のPC箱桁である。

桁高は第2橋の場合、支点

上で 8.5 m あり、またウェブ厚も 115 cm と厚く、マスコンクリート構造物となった、断面は変断面で桁高の変化は2次曲線と直線の組合わせである。上部の軌道構造はバラスト軌道である。

表-2 設計条件一覧表(下部)

項 目		第2阿武隈川橋梁	第3阿武隈川橋梁	
設 計 荷 重		N-18	P-19	
許 定 応 力 度	鉄筋 S D -35	くり返し応力を受ける場合 くり返し応力を受けない場合		
		1800 kg/cm <sup>2</sup> 2000 kg/cm <sup>2</sup>		
	コンクリート	$\sigma_{ck}$	橋脚橋台頭部	350 kg/cm <sup>2</sup>
			フーチング、躯体	270 kg/cm <sup>2</sup>
	曲げ圧縮応力度	橋脚橋台頭部	115 kg/cm <sup>2</sup>	
		フーチング、躯体	90 kg/cm <sup>2</sup>	
設 計 震 度	水 平 鉛 直	0.2 0		
基礎の許容支持力	常 時	150 t/m <sup>2</sup> (A <sub>2</sub> は 50 t/m <sup>2</sup> )	150 t/m <sup>2</sup>	
	地震時	225 t/m <sup>2</sup> (A <sub>2</sub> は 75 t/m <sup>2</sup> )	225 t/m <sup>2</sup>	

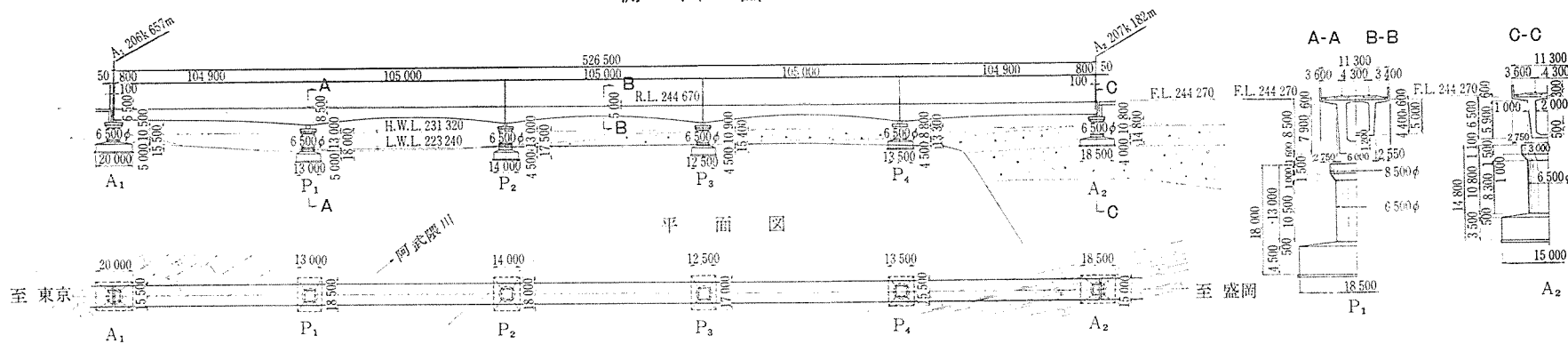
表-3 設計条件一覧表(上部)

項 目		第2阿武隈川橋梁	第3阿武隈川橋梁
設 計 荷 重		N-18	P-19
破 壊 係 数		1.75 × (死荷重 + 列車荷重 + 衝撃) 1.3 × 死荷重 + 2.5 × (列車荷重 + 衝撃)	
設 計 震 度	水 平 鉛 直	0.2 0	
地 震 時 水 平 力 分 担 率		1A + (1P + 2P + 3P + 4P + 2A) = 0.4 + (0.2 × 5) = 1.4	1A + (1P + 2P + 3P + 2A) = 0.4 + (0.25 × 4) = 1.4
許 容 応 力 度	コンクリート	設計基準強度	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
		曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 130 \text{ kg/cm}^2$
		曲げ引張応力度 (設計荷重時)	$\sigma_{ca}' = 0 \text{ kg/cm}^2$
	斜引張応力度 (設計荷重時)	$\sigma_{1a} = -9 \text{ kg/cm}^2$	
	斜引張応力度 (破壊荷重時)	$\sigma_{1a}' = -20 \text{ kg/cm}^2$	
	PC鋼棒 SBPR 95/120 $\phi 32, \phi 26$	引張強度	120 kg/mm <sup>2</sup>
		降伏点強度	95 kg/mm <sup>2</sup>
	鉄筋(SD-35)	引張応力度	$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
ヤング係数	コンクリート	$E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	
	P C 鋼 棒	$E_p = 2.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	
ク リ ー プ 係 数	$\phi = 2.0$		
乾 燥 収 縮 度	$\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}$		
P C 鋼 棒 レ ラ ク セ ー シ ョ ン	$\eta = 3.0\%$		

第 2 橋梁全体図

側面図

断面図



第 3 橋梁全体図

側面図

断面図

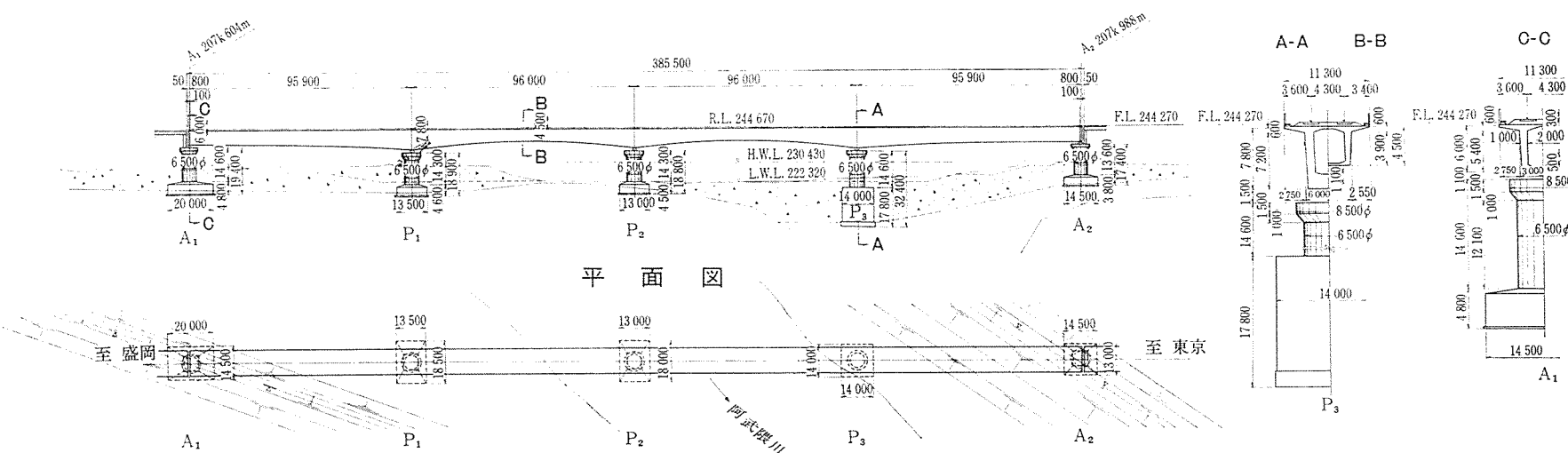
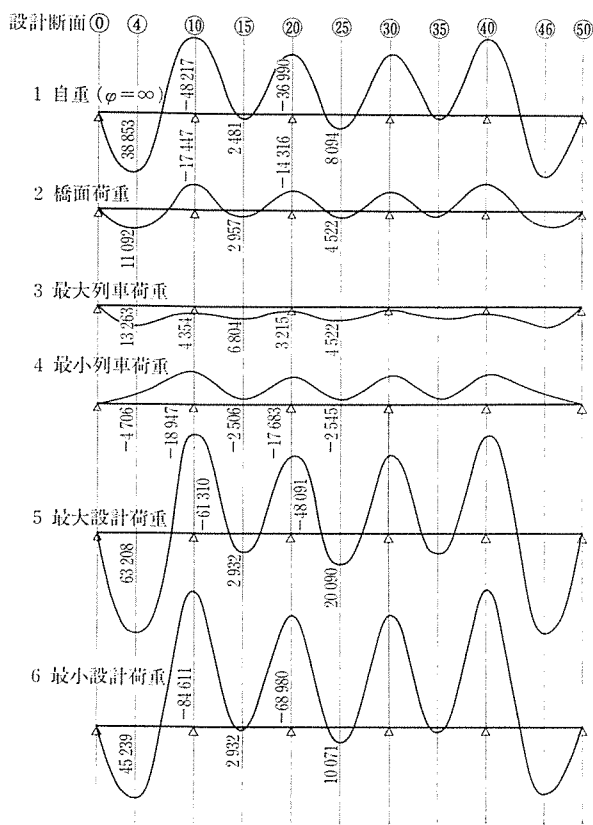


図-2 橋梁全体図



図—3 第2阿武隈川橋梁曲げモーメント図

またピアは円形であるが、その直径は河川の阻害率から 6.5 m におさえられた。

表—1 にその構造大要を、そして図—2 に橋梁の全体図を示す。

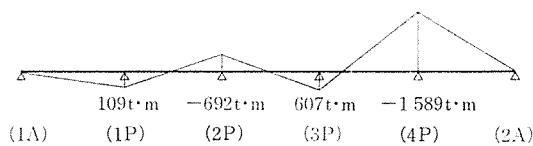
(2) 設計条件

表—2 および表—3 にその設計条件の一覧表を示す。特に地震時の各ピアへの水平分担力についてみると、各ピアおよび 2A (第2アバット) で静的計算による地震力を取り、さらに 1A で静的計算による地震力の4割相当分の力を余分にとっている。これは同時に行った動的解析においてその水平力が静的な計算を行った場合の約 1.4 倍になっているためである。図—3 に各荷重が載った場合の曲げモーメントを示す。

(3) ピアの不等沈下に対する検討

第2橋 2A および第3橋 3P (第3ピア) は他の基礎にくらべて多少地盤支持力が落ちるため、不等沈下の心配があった。そこで、沈下量を 50 mm 以内として設計された基礎に対して、桁の方も安全であるかどうかの検討が必要であった。以下に第2橋 2A の沈下の場合について述べる。

まず、ピアの沈下は徐々に進行するものであるから、一度に沈下した場合に



図—4 第2橋支点沈下時曲げモーメント

くらべてその生ずる応力はコンクリートのクリープにより緩和される。その最終的に生ずる応力は次のようになる。ただし式の誘導については長くなるので、ここでは省略するものとする。

$$X_{\infty} = X \cdot \frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}$$

ここに、

$X_{\infty}$  : 最終的に生ずる応力

$X$  : 沈下が一度に生じた場合の応力

$\varphi$  :  $X$  が作用しているときのクリープ係数

本橋では  $\varphi = 1.2$  であるから上式は

$$X_{\infty} = 0.583 X$$

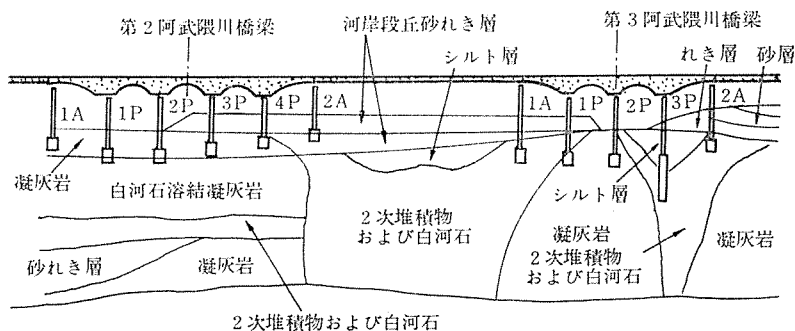
となる。つまり一度に 5 cm 沈下したときに生ずる応力の 0.583 倍になる。

そこで 2A が 5 cm 沈下したときに生ずる不静定応力を求めると 図—4 のようになる。ただしこの応力はすでに 0.583 倍してある。

そしてこの応力によって生ずる最大応力度は、引張側で  $-5 \text{ kg/cm}^2$ 、圧縮側で  $6 \text{ kg/cm}^2$  程度であり、設計荷重時の応力度と合成しても許容応力度内におさまる安全である。

(4) 基礎

橋梁架設地点の地質は第3紀および第4紀に属する凝灰岩よりなり、その上に砂、シルト、泥等の阿武隈川の氾濫堆積物が 5~7 m の厚さでかぶさっている。岩の一軸圧縮強度は  $150 \sim 450 \text{ kg/cm}^2$  であり、岩を 3 m も掘削すると良質な岩が出てくるため、その基礎構造は直接岩着基礎とした。ただし第3橋 3P のみは旧阿武隈川の谷間に位置しているため着岩深度も深く、21.5 m 掘り下げたニューマチックケーソンとした。図—5 にその地質図を示す。



図—5 地質図

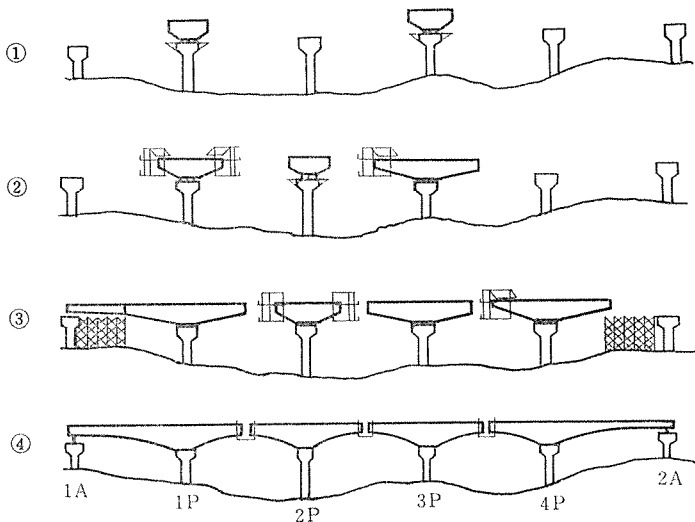


図-6 架設順序図

4. 施工時の応力度

(1) 施工順序

施工順序は、図-6 に示すように一般的な張出し工法と同じである。第2橋の場合、1つのピアからの張出しブロックの数は片側 13 ブロックである。また、両側の側径間部はグラウンドよりの支保工で施工した。以下に張り出し時および側径間支保工施工時の応力度について述べるものとする。

(2) 施工時の許容応力度

a) コンクリート

施工時の割増し 30%

設計基準強度  $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ圧縮応力度

部材圧縮部  $\sigma_{ca} = 130 \text{ kg/cm}^2$

部材引張部  $\sigma_{ca} = 130 \times 1.3 = 169 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ引張応力度

部材圧縮部  $\sigma_{ca} = -15 \text{ kg/cm}^2$

b) 鉄筋 (SD-35)

施工時の割増し 30%

$\sigma_{sa} = 1800 \times 1.3 = 2340 \text{ kg/cm}^2$

(3) ワーゲン張出し終了時の曲げモーメントおよび応力度

図-7 にワーゲン張り出し終了時の曲げモーメントを示す。③の状態での応力度は、支点上で、上縁  $88.2 \text{ kg/cm}^2$ 、下縁  $29.5 \text{ kg/cm}^2$  の圧縮応力度であり先端では、上縁  $21 \text{ kg/cm}^2$ 、下縁  $2 \text{ kg/cm}^2$  の圧縮応力度である。またプレストレスによる軸力は支点上で  $15225 \text{ t}$  である。

(4) 支保工施工時の曲げモーメントおよび応力度

図-8 に支保工施工時の曲げモーメントを示す。⑤の状態での応力度は a-a 断面で上縁  $51.3 \text{ kg/cm}^2$ 、下縁

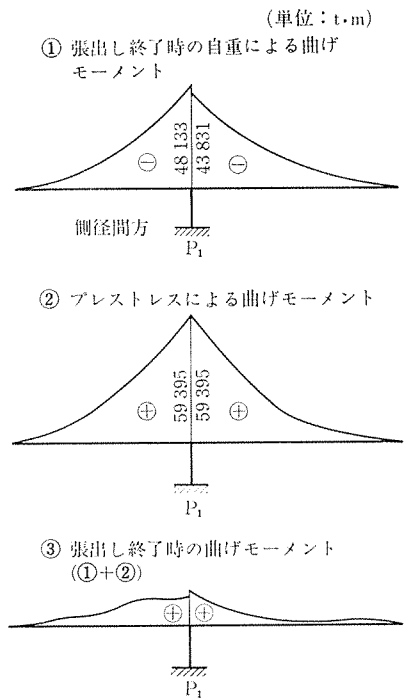


図-7 張出し終了時の曲げモーメント

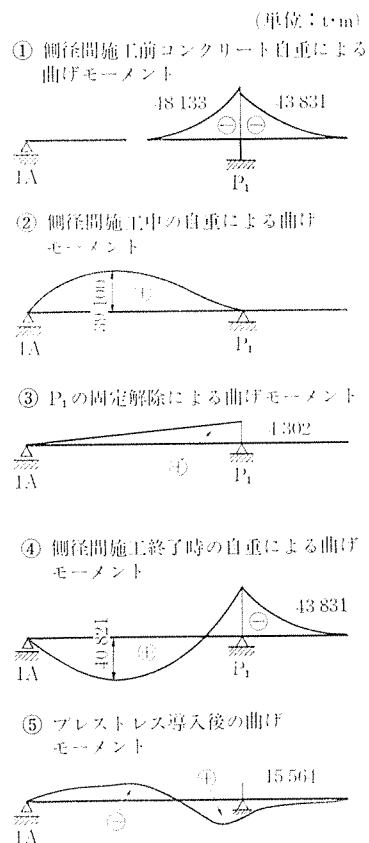


図-8 側径間施工時の曲げモーメント

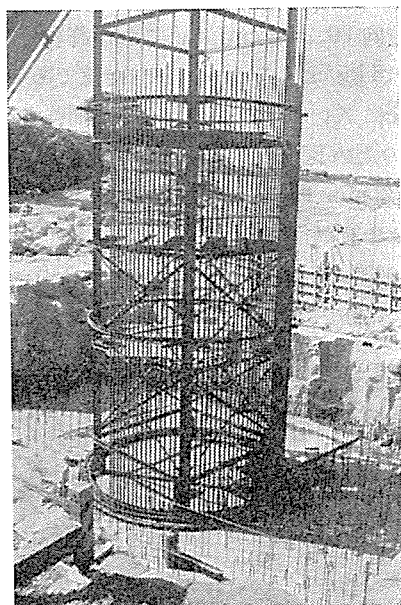
$141.6 \text{ kg/cm}^2$ 、b-b 断面で上縁  $93.6 \text{ kg/cm}^2$ 、下縁  $-4.3 \text{ kg/cm}^2$  である (負は引張り)。

以上の施工中の過程において、各設計断面に生じている最大の引張応力に対して、必要な引張鉄筋量を算定し

た。

### 5. D 51 mm 太径鉄筋について

本橋梁工事の特色のひとつにピアールの主筋に直径 51 mm の太径異形鉄筋を使っていることがあげられる。これは上部構造物が大きいため、ピアール一本あたりの鉛直および水平反力がそれぞれ 9 000 t および 3 000 t と非常に大きくなったのに対して、河川の阻害率よりピアールの直径が 6.5 m とおさえられているためである、仮に



写真—2 D 51 mm 太径鉄筋建込み

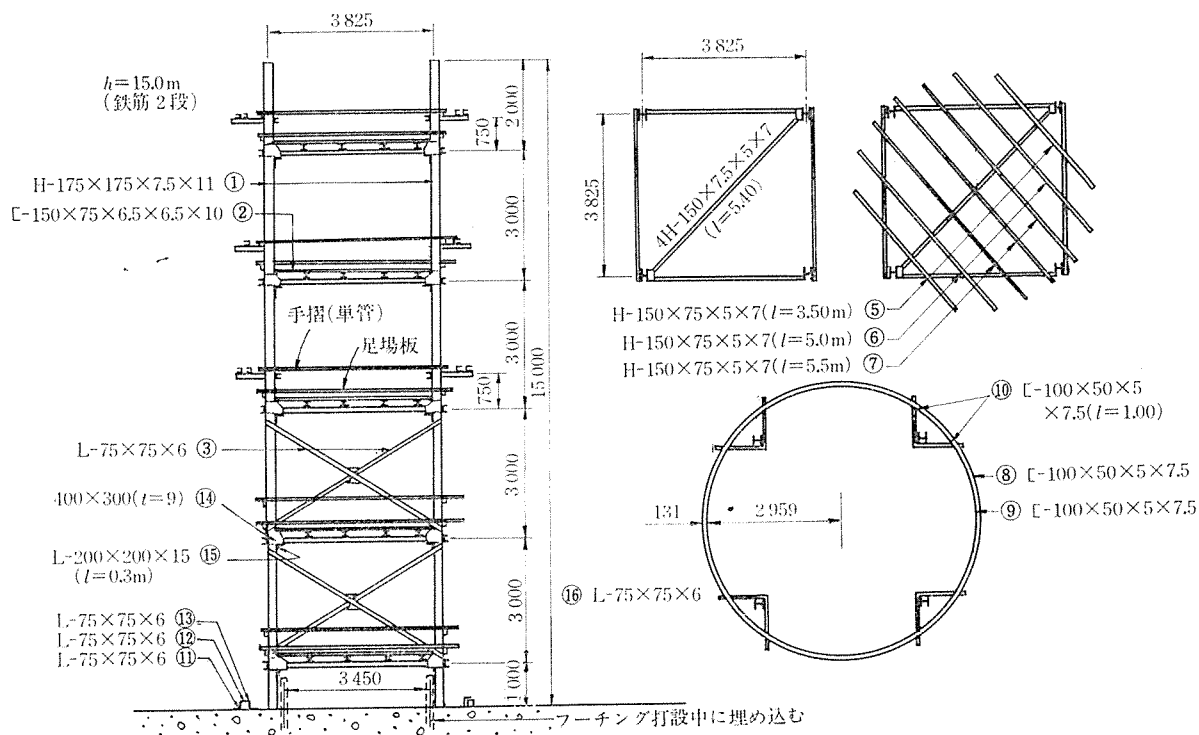
D-32 mm 鉄筋で設計すると、5 段配筋となり、施工上多くの問題が残る。また SRC についても、付着の点で問題が残るということで、結局 D 51 mm 筋を 2 段に配筋して施工した。鉄筋は施工上の弱点を極力避けるため、継手は設けずすべて 1 本物とした。その結果 1 本の最大長さは 17 m、重量は約 270 kg となった。またその材質は SD-35 であり、許容応力は表—2 のとおりである。

D 51 mm 鉄筋の建込みには、正しい位置に配筋し固定するため、まず鉄筋を支えるやぐらを組み立てた。やぐらは、図—9 に示すように、175 mm × 175 mm の H 鋼 4 本を主柱とするもので、これに 150 mm のチャンネルをガイドリングとして取り付けた。そしてこのガイドリングに φ6 mm の鉄線を鉄筋のピッチに溶接し、建て込まれた鉄筋に対して、この鉄線を折り曲げて固定した。

鉄筋の建込みは、当初 2 本吊りや、3 本吊りの特殊金具を作っているいろいろと試みたが、結局台付ワイヤーを二重に締め、1 本 1 本トラック クレーンでつるすのが一番能率よく、以後すべてその方法で施工した。

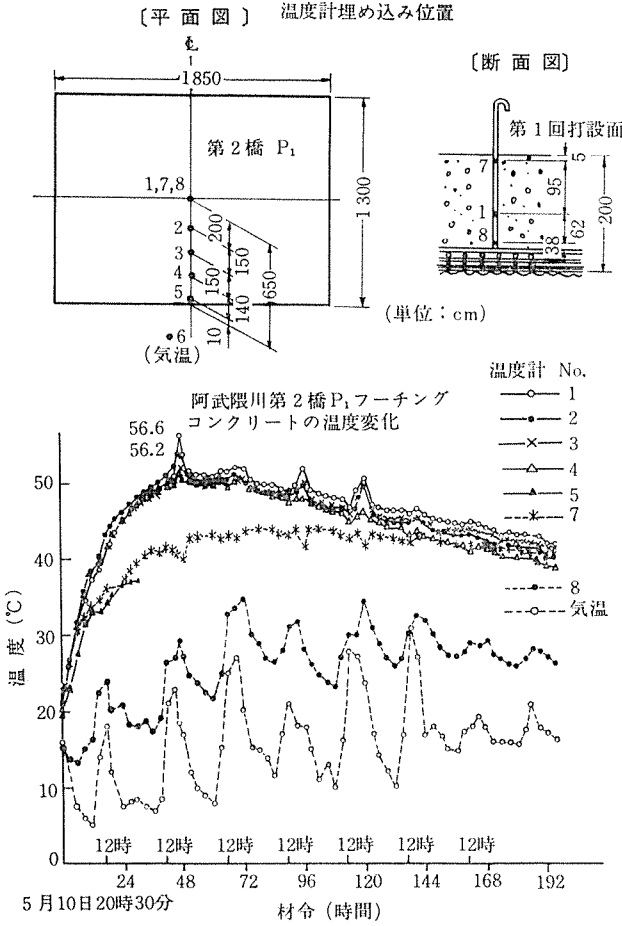
### 6. 橋梁下部コンクリート

コンクリートは分割して打設しても 1 回の打設数量が大きくマスコンクリートとなるため、発熱量の少ない中庸熱セメントを使用した。これにより硬化熱を低くし、構造物の内部と外部の温度差により生ずるクラックを防



図—9 D-51 mm 鉄筋用建込みやぐら

こうとした。図—10 に示すようにフーチングのなかに銅コンスタンタンによる熱電対温度計を埋め込んでおき、その硬化の温度を測定したが、その結果最高温度は打設後 48 時間で 56.6°C と低く、また構造物内、外部の温度差も 26°C と小さく、クラックはいらなかった。



図—10 フーチング温度測定

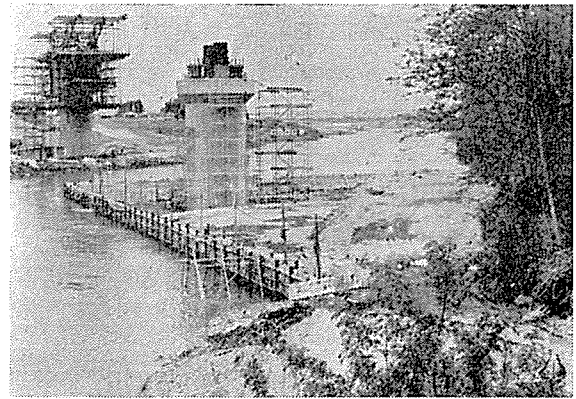
この点中庸熱セメントの使用は成功であった。

表—4 にその示方配合を示す。

またコンクリートの打設はフーチング、躯体ともにポンプ車により施工した。

### 7. アバット頭部の PC 鋼棒によるプレストレス

第2橋 1A においてストッパー 1 基あたりにかかる地震時水平力は、橋軸方向 1350 t、橋軸直角方向 293 t である。これによってコンクリートの受けるせん断応力度は、橋軸方向 30.2 kg/cm<sup>2</sup> で、これは許容せん断応力度である 10.5 kg/cm<sup>2</sup> をオーバーした値である。そこでアバット頭部にプレストレスを導入して補強する必要があった。そのため図—11 のようにアバット頭部に SBPR 95/120、φ32 mm のディビダーク鋼棒 40 本を配置した。1 本あたりの有効プレストレスは 52.5 t である。これにより 2100 t の応力を橋軸方向に導入することができ、その結果せん断応力度は 6.7 kg/cm<sup>2</sup> となり許容せん断



写真—3 河の中でのピア—工事

表—4 示方配合 (下部工事)

	$\sigma_{ck}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	セメント種類	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	耐久性から定まる最大 W/C	強度より定まる最大 W/C	W/C	S/a	単 位 量				備 考
										W	C	S	G	
ピア—頭部	350	中庸熱セメント	25	6±1.5	4.5±1	53	44	44	37	133	302	705	1191	川砂利, 川砂ボゾリスNo. 8 0.25%
フーチング ピア—躯体 ケーソンふた	270	〃	40	12±2.5	4.0±1	〃	48.2	46.4	36	130	280	695	1236	川砂利, 川砂ボゾリスNo. 8 0.85%
ケーソン作業室 〃 躯体 止水壁	240	普通セメント	〃	〃	〃	53	52	52	33	143	275	610	1248	
ケーソン中埋 河床埋もどし	180	〃	〃	〃	〃	58	61.7	58	35	142	245	657	1229	
均しコンクリート	120	〃	〃	〃	〃	—	75.7	75	38	142	190	730	1200	

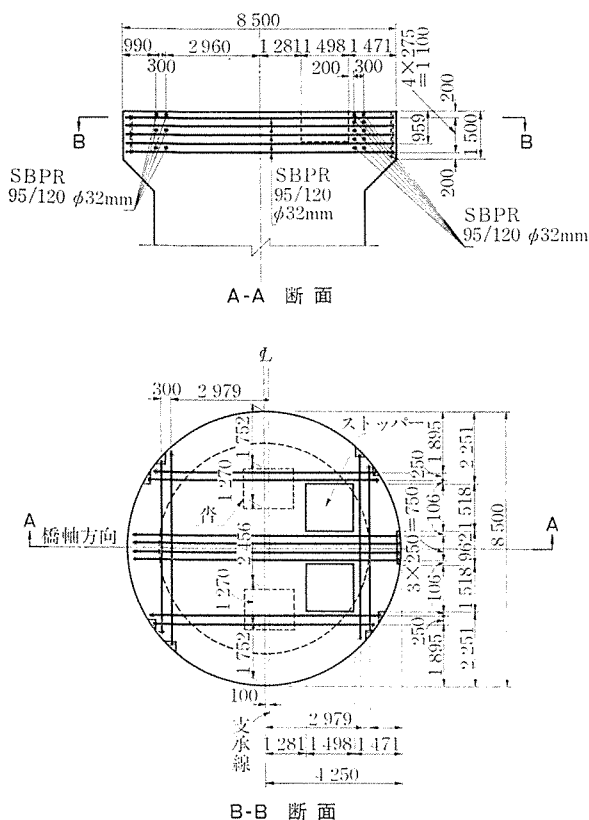


図-11 第1橋台頭部鋼棒配置図

応力度以内におさまった。

2A および第3橋 1A, 2Aについても同様にPC鋼棒を配置した。

### 8. 大形フライフォルバウワーゲン

本橋梁は、ディビダーク式による張出し工法で施工されたため、コンクリート打ち込みからPC鋼棒緊張までの間、自重はフライフォルバウワーゲンによって支持された。ワーゲンは図-12に示すように鉄骨構造でできており、すでにできあがったコンクリートブロック中にアンカーされたPC鋼棒によって桁に固定されている。当工事では第2橋、第3橋とも従来用いられているものより大型のワーゲンが使われた。つまり普通のワーゲンの許容支持力が100t前後であるのに対して、160t位まで支えることができ、したがって、コンクリートの1回の打設量も、従来40m<sup>3</sup>位であったのが約65m<sup>3</sup>まで打設することができた。これにより当橋梁のような大断面を有する桁でも、桁高に応じて長さ2.5~5mのブロックを1回に施工することができた。

ワーゲンの弾性変形は、鉄骨構造各部材の弾性変形の鉛直方向成分の和として扱われるが、コンクリートブロックの先端で、10~16mmくらいであり、各ブロックによって多少

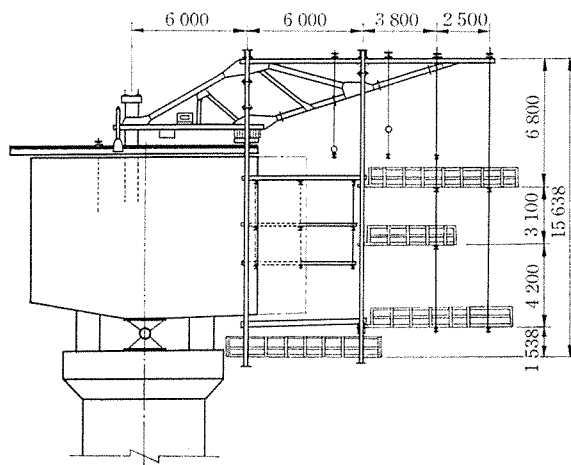


図-12 ワーゲン側面図

の違いがある。またワーゲンを組み立てた後の最初のコンクリートブロックに対しては、ワーゲンの各部のゆるみを考慮してディビダーク工法設計施工指針 26条の解説の規定に従って2mmの割り増しを考えた。

なおワーゲンの自重は80tであり、ぎ装を含めると約100tになる。

### 9. 工程およびワーゲン部1サイクルタイム

上部工事は約21か月の工期を有し、昭和48年12月着手されたが、張り出し部には、第2橋、第3橋あわせて約300のコンクリートブロックがある。当然これらコンクリートブロックを施工するための1サイクルタイムが全体の工程に大きな影響を与えることになる。そこで検討を重ねた結果、当初表-5に示すような標準工程を考え、1サイクルタイムを10日とした。これは過去の例等を参考としたものであるが、普通ワーゲンを用いた場合に比べ、大型であるためやや1サイクルタイムを増やして計画した。しかし実際には労働力の不足や寒冷地施工等の悪条件も手伝って1サイクルタイムは13日位になった。標準工程でみると、型枠、鉄筋、鋼棒組みのところが4日では少し無理だったように思える。1サイクルタイムでの遅れは、側径間の支保工を余分に1基追加したことによって、全体工程では遅れないようにした。

表-5 大型ワーゲンによる標準工程

標準工程 (10日)		第1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	8日	9日	10日
コンクリート打設		■									
コンクリート養生			■	■	■	■					
プレストレス導入						■	■				
ワーゲン移動据付							■	■			
型枠、鉄筋、鋼棒組									■	■	■
検 測											■



また当工事ではワーゲンを8基もってきて4組のワーゲンにて施工した。その主な理由は、当初の土木工事完了予定時期から逆算すると4組のワーゲンが必要であったことと、もう一つは張り出した状態で地震がきた場合の危険性を考えて、張出しが終わったらなるべく早く中央部を連結して完成した橋梁にしたかったことによる。つまり T 字型の状態では片側 150 m も張り出して、地震がきた場合、その影響を考えると少しでも T 字型での放置期間を短くしたかったためである。

### 10. 柱頭部支保工および仮固定構造

#### (1) 新しいタイプの支保工

ディビダーク式張出し工法を行うにあたって、まずフライフォルバワーゲンを据え付ける部分を各ピアー上に支保工で作らなければならない。一般に柱頭部と称するこの部分を当工事では大型ワーゲンをを用いる関係から 12 m の長さとした。

そして従来、その柱頭部の支保工としてピアー側面に H 鋼を埋め込んだり、また H 鋼を取り付けるためのボルトを埋め込んでいた。しかし今回は、ピアーの主筋が密なため、H 鋼を埋め込むには鉄筋を切断しなければいけないので、それをきらったことや、またボルトの埋め込みも施工終了後、切断あとが残り美観をそこねる点で

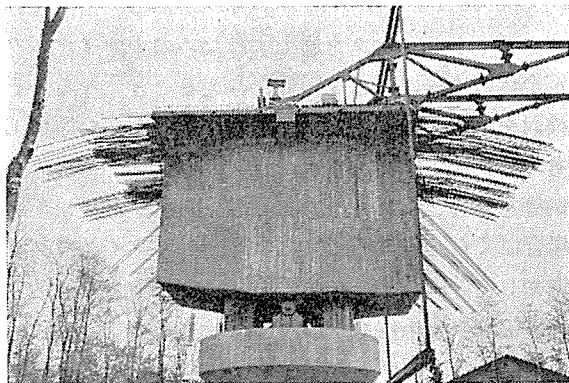


写真-4 柱頭部コンクリートブロックおよびワーゲン組立

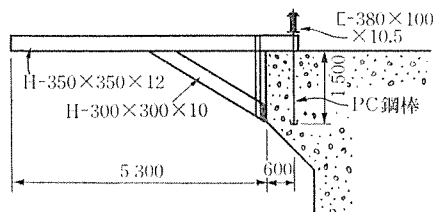


図-13 柱頭部支保工図

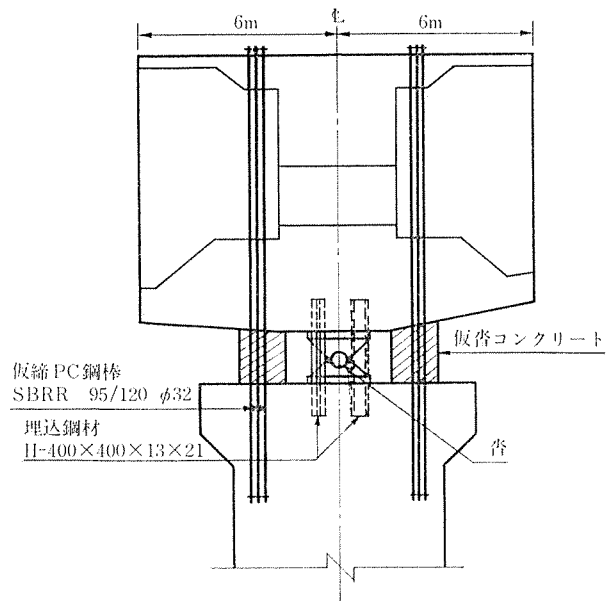


図-14 柱頭部仮固定図

避けたため新しいタイプの支保工を用いた。つまり 図-13 に示すように H 鋼を組んだトラスを、ピアーの天端に埋め込まれた PC 鋼棒で圧着してブラケットとした。この支保工を用いるとピアー側面にいさゝ埋込み材を用いないので使用後傷跡が残らない利点がある。

支保工先端でのたわみも 2 mm 以内におさまり非常に良好な結果であった。

なお PC 鋼棒は φ32 mm B 種 2 号を用い、1 本あたり 64 t で緊張した。

#### (2) 仮固定構造

柱頭部コンクリートブロックには 図-14 に示すように架設中の種々の応力に抵抗するためコンクリートの仮沓、仮締め PC 鋼棒および水平抵抗力としての H 鋼も埋め込まれた。仮沓は本沓の両側に設けられ、その強度は桁本体と同じく 400 kg/cm<sup>2</sup> である。仮締め PC 鋼棒は 1 か所 6 本、本沓をはさんで 4 か所にあり、合計 1200 t の力で柱頭部ブロックをピアー本体に締め付けている。この仮沓と仮締め PC 鋼棒で張り出し中の不均衡モーメントに対処している。また桁とピアーを 400 mm の H 鋼 4 本で連絡し、仮設時の水平力に抵抗できるようにした。

以上の設備は桁が中央部で連結され 1 本の橋となった時点ですべて取りこわされた。

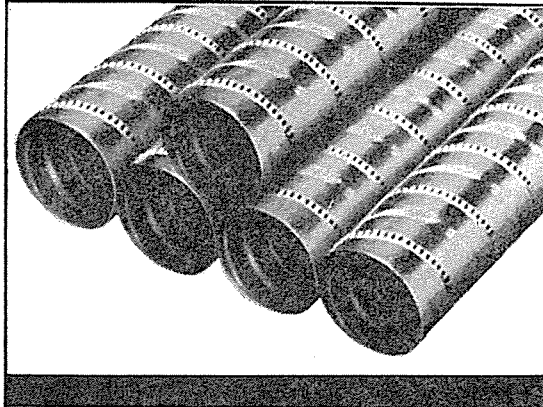
(つづく)

1975.9.8・受付

# スパイラル・シース®

〈標準型・WS型〉

●PC構造物・  
工法に抜群の好  
評をいただいで  
おります



スパイラル・シースに  
は標準型とWS型の二  
種類があり、用途、工  
法などによりご選択い  
ただけます。

●用途  
道路橋・鉄道橋、モノ  
レール桁、ダム、水槽、  
タンク、海洋開発、沈  
埋トンネル、PCセグ  
メント、舗装、プール、  
PCパイル、PCヒュ  
ーム管、他各種のPC  
構造物。

■国土建設に貢献するー



PC器材の専門メーカー

鋼弦器材株式会社

取締役社長 平野勝之助

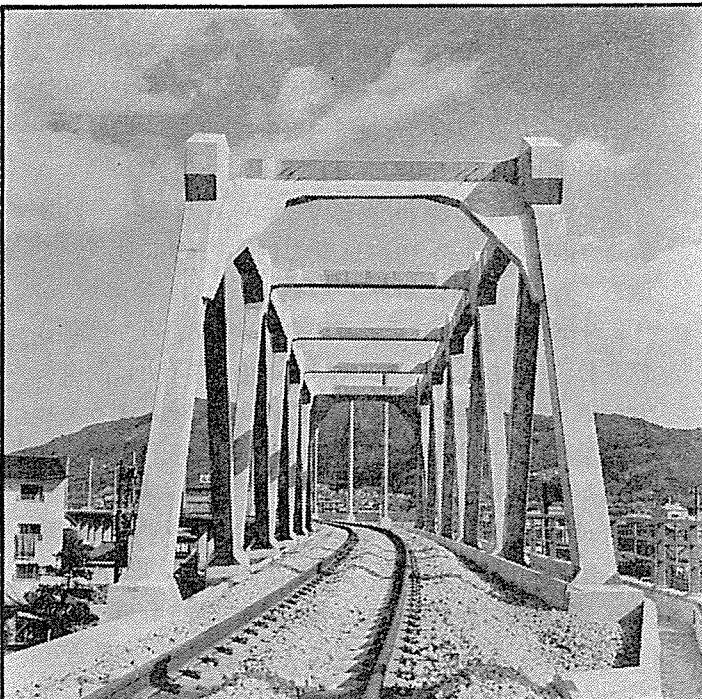
本社工場 〒220 横浜市西区中央2丁目42番6号

電話 横浜045(321)5851番(代表)

大阪工場 〒570 大阪府守口市大久保町2丁目166番地

電話 大阪06(902)6473~4番

■神奈川県工業試験所  
で製品の優秀性実証!



## PC長大橋梁に 豊富な経験

山陽新幹線  
岩鼻架道橋  
(PCトラス)



## オリエンタルコンクリート株式会社

取締役社長 東 善 郎

東京都千代田区五番町五番地 TEL (261)1171(代)