

オールプレファブ方式PC橋“二子棧道”の設計・製作・架設

大 杉 正 長*
 細 川 久 雄**
 松 野 操 平***

1. ま え が き

本年3月、箱根湯本から芦の湖にぬける延長13775mの箱根バイパスが完成した。これによって在来一級国道一号線の交通を大いに緩和することができた。二子棧道はこのバイパスが二子山の麓を通る地点に架設されている。

架設地点は交通が不便なこと、標高が高く気温が低いこと、凍害のおそれがあり、現場でコンクリートを施工できる期間が非常に短いこと、等の理由でできるだけ現場施工の負担を軽くし、工期を短縮する方法を考えねばならなかった。下部工までふくめたオールプレファブ方式PC橋にすることで、これらの難問題を見ごとに解決し得たのである。

本橋では基礎フーチングが場所打ちコンクリートで作られたほかは、橋脚縦部材(脚柱)、横部材(枕ばり)は、おのおの数個のブロックに分けて工場製作され、現場はこれらのプレキャストブロックをポストテンションにより、一体構造とする作業が行なわれた。橋桁はプレテンション工場製作桁を並べ現場で横締め作業により一体とされて作られた。

二子棧道の架設地点は関東大震災のときに地すべりを起した所であり、地面は急勾配で傾斜

している。そのため下部工橋脚は山側で短かく、谷側で長くなった不等脚ラーメン構造とせざるを得ず、また地盤の許容支持力も15 t/m²程度しか期待できないという相当条件の悪い所であった。

2. 構造計画

二子棧道が架設された地点は、半径100mの円曲線とクロソイド曲線との接合部分である。スパン割は図-1に示すように、道路中心線において4@11.00m=44.00mである。

橋格は一等橋(TL-20)、桁長11.46~10.46m、スパン11.10~10.10m、桁高55cm、巾員8.92~9.00m、曲率半径100m、縦断勾配8%、横断勾配6%、等の設計条件のもとに構造計画を立てた。

まず、橋脚は各支点で2本とすることにし、その橋脚は道路曲線の接線に直角に配置することにした。これにより各径間の形を同形の扇形にすることができた。

図-1 一般図

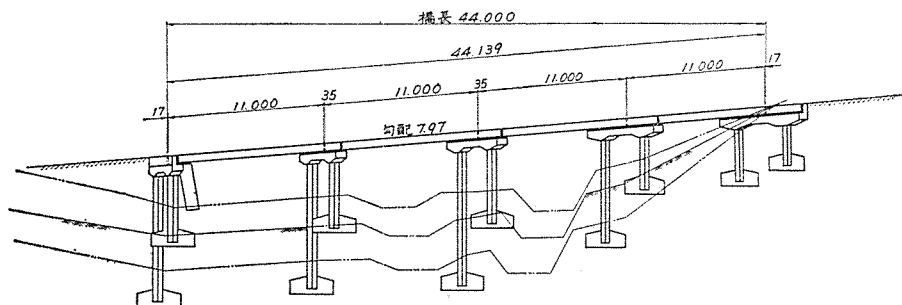


写真-1 完成した二子棧道

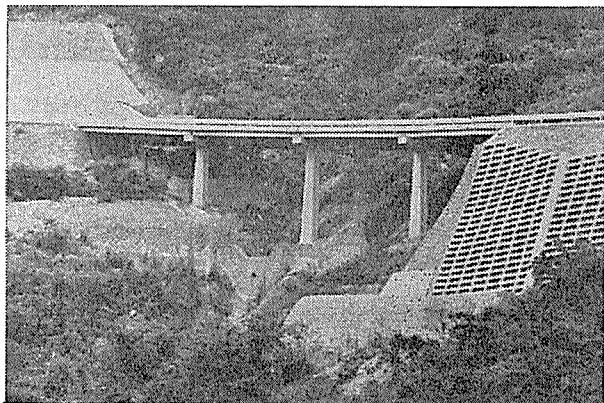
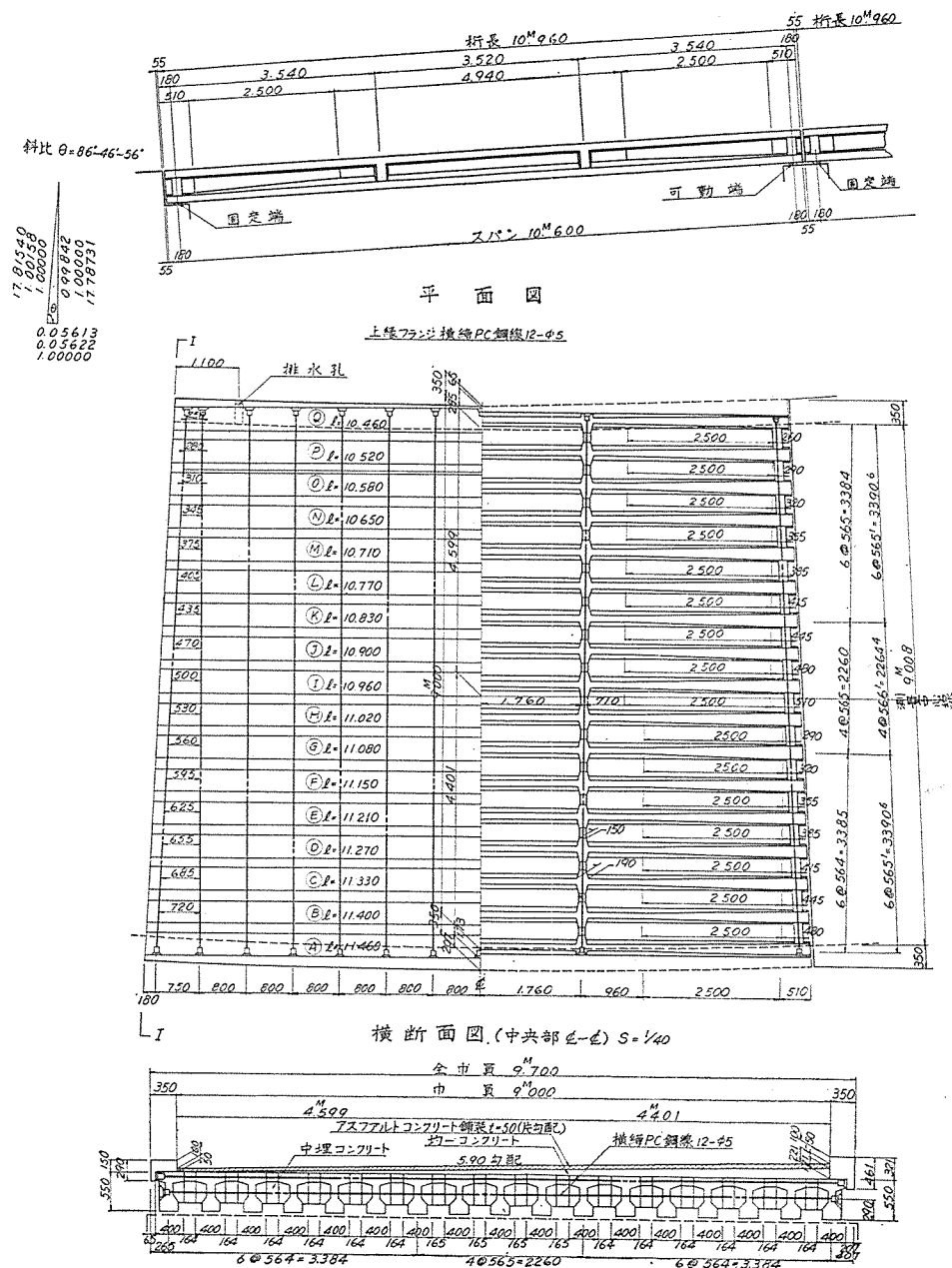


写真-2 二子棧道付近の道路線形クロソイド反向曲線



* 日本道路公団高速道路第3部副参事 ** 日本鋼弦コンクリートKK設計課長 *** 日本道路公団高速道路第1部技師

図-2 第1径間I桁側面図



主桁は各橋脚（橋台）の中心を結んだ線に平行に並べることとし、道路線形は地覆の耳桁からの突出部を変えることにより保つことにした。

下部構造は図-3 に示すように不等脚固定ラーメン構造とし、フーチングのコンクリートおよび目地のコンクリートを現場打ちとするほかは、橋脚枕ばりは、ともにプレファブ方式PC構造とすることにした。下部工をPCにすることで自重を軽くし、地盤に働く反力を緩和することをねらったものである。

枕ばりと谷側脚は3つのブロックに分け、山側脚は2ブロックに区切った。分け方をきめるときには工場製作をなるべく容易にすること、運搬に便利な形とすること、重量が3.5tを超えないようにすること、等の考慮

を払った。

3. 構造設計

(1) 上部構造

設計上の諸元を下に示す。

a) 材料強度

コンクリート

$$\sigma_{28} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (プレストレス導入時)}$$

PC鋼線 ($\phi 2.9 \text{ mm}$)

$$\sigma_{pu} \geq 195 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{py} \geq 175 \text{ kg/mm}^2$$

b) 適用示方書

昭和30年制定・土木学会プレストレスコンクリート設計施工指針

図-3 橋梁断面図

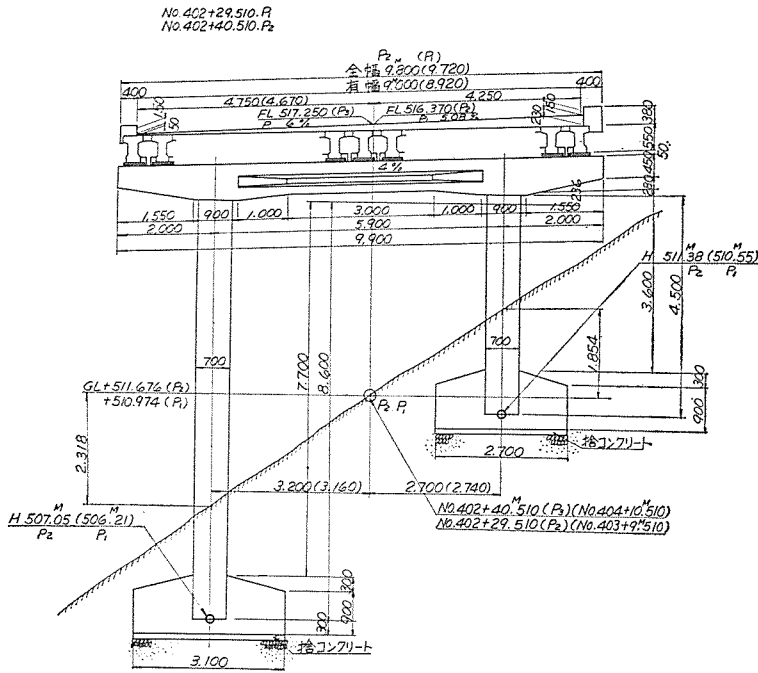


写真-3 上部 PC 桁端型わく

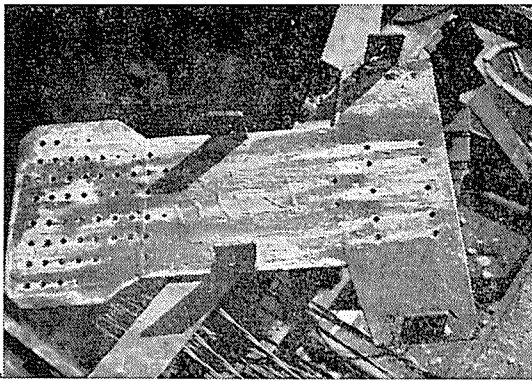


表-1 A 桁と I 桁に対する曲げモーメント総括表

桁	荷重	曲げモーメント (t・m)			
		桁自重	桁間コンクリート	舗装地覆高欄	活荷重
A 桁	桁	4.72	0.79	4.93	13.80
I 桁	桁	4.33	0.72	3.02	12.54
					合計曲げモーメント
					24.24
					20.61

表-2 曲げ応力度と有効プレストレスによる合成応力度 (kg/cm²)

桁	諸元	荷重による曲げ応力	PC鋼線材 α・φ2.0	有効プレストレス	合成
					応力度
A 桁	上縁	+124.3	138 本	0	+124.2
	下縁	-163.1			+165.7
I 桁	上縁	+106.1	122 本	0	+106.1
	下縁	-143.9			+149.2

表-3 プレストレストと荷重によるたわみ (t・m)

たわみ	荷重	たわみ (t・m)				
		プレストレス	桁自重	桁間コンクリート	舗装地覆高欄	活荷重
A 桁	桁	-1.16	0.36	0.06	0.34	0.95
I 桁	桁	-0.96	0.31	0.05	0.19	0.79
						合成たわみ
						0.55
						0.38

図-2 に示したように、主桁 17 本を配列する部分が扇形になっているので、各主桁長は全部異なることになる。最外側の耳桁と最内側の耳桁では曲げモーメントにも相当の差異が生ずるので、主桁断面形状は外側耳桁で決定した。

PC 鋼線は A 桁から H 桁までの 8 本は A 桁で決まった量を用い、I 桁から Q 桁の 9 主桁では同様に I 桁で決まる量を、そのまま使用することにした。

主桁の支点付近の腹部拡大部の長さは最も桁長の短い場合に拡大部始点を合わせ、あとは桁長が長くなるにしたがって桁端部型わく (写真-3) を調節することにより部材を製作できるようにした。このため、一般には桁長が異なる場合は桁一本ごとに型わくを改造している手間をはぶくことができた。

活荷重および舗装高欄荷重の各主桁への分担率は Guyon-Massonnet により、A 桁と I 桁についてのみ計算し、他の桁への分担率はこの結果から比例配分的に求めた。

この場合、計算上の手段として、格子理論の性質を示す θ の値、およびねじりのパラメータ α の値を決めるにあたって、抵抗巾を桁軸に直角方向の巾 (9.50 m) に採ることとした。またスパンには抵抗巾の中心部の支間 (10.60 m) を採った。このように b と l をとると $\theta = 0.9\sqrt{\alpha} = 0.37$ をうる。この θ と α を使って求めた A 桁と I 桁の曲げモーメントおよび曲げ応力度の総括表を表 1, 2 に示す。

また主桁のたわみ状態を A 桁と I 桁について比較すると表-3 のようになる。

橋軸直角方向に対する床版の計算は四辺固定支承版と考え Pigeud の理論で行なった。この結果、PC 鋼線 (φ5 mm) を 80 cm ピッチに入れた。横桁は Guyon-Massonnet で設計した結果、曲げモーメントに対して 12-φ5 mm PC 鋼線 1 ケーブルを使用すれば十分であった。

(2) 下部構造

下部構造設計における諸元を示すと以下のとおりである。

a) 材料強度

コンクリート

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

$$\sigma_{c1} = 400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (プレストレス導入時)}$$

PC 鋼線 (φ5 mm)

$$\sigma_{pu} \geq 165 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{py} \geq 145 \text{ kg/mm}^2$$

b) 適用示方書

昭和30年制定・土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針

地面が急勾配となっていることから、下部構造は図-3に示したような不等高脚固定II型ラーメン構造とした。

その形状寸法を図-4に示す。この場合、枕ばりの張出し長を決めるにあたっては死荷重による脚柱の曲げモーメントをなるべく小さくするよう考慮を払った。

この橋脚は、基礎のならしコンクリート打設後、各ブロックを積み上げ、フーチングのコンクリートで固定して組立てられた。枕ばりポストテンションニングはブロック間目地部にモルタルコーキングをし、その硬化後に行なった。

そのあとで枕ばりをのせ、脚最上端から片引き縦締めをして枕ばりと脚を一体のII型ラーメン構造としたのである。

すなわち下部構造ができ上がった状態では脚は単に軸方向力をうける柱、枕ばりは両端にはね出し部を有する単純ばりであり、上部工死荷重と活荷重など下部工完成後に働く各種荷重に対してはII型ラーメンとして働くわけである。計算もまた各段階について行なったことはいうまでもない。

枕ばりの自重による両端はね出しばりとしての曲げモーメントおよびせん断力は図-5に示す。

下部構造完成後の不

等脚II型ラーメンとしての計算は下に示す方程式を用いて解いた。

$$\text{剛度 } k_1 = \frac{I_1}{\xi h}, \quad k_2 = \frac{I_2}{l_2}, \quad k_3 = \frac{I_1}{h}$$

$$R_1 = \frac{R_2}{\xi}, \quad R_2 = \frac{\alpha}{h},$$

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} = \frac{I_1}{\xi h} \cdot \frac{l_2}{I_2}$$

$$\beta = \frac{k_3}{k_2} = \frac{I_1}{h} \cdot \frac{l_2}{I_2}$$

節点方程式

$$M_{AB} = \alpha \left(\theta_B - \frac{3R_2}{\xi} \right) - C_{AB}$$

$$M_{BA} = \alpha \left(2\theta_B - \frac{3R_2}{\xi} \right) + C_{AB}$$

$$M_{BC} = (2\theta_B + \theta_C) - C_{BC}$$

$$M_{CB} = (2\theta_C + \theta_B) + C_{CB}$$

$$M_{CD} = \beta(2\theta_C - 3R_2) - C_{CD}$$

$$M_{DC} = \beta(\theta_C - 3R_C) + C_{DC}$$

平衡方程式(表-4に示す)。

表-4

	θ_B	θ_C	R_2	荷重項
1	N_1	1	$-3\alpha/\beta$	$C_{BC} - C_{BA} - C_B$
2	1	N_2	-3β	$C_{CD} - C_{CB} + C_C$
3	α/ξ	β	$-N_3$	$A/3$

ここに

$$A = (C_{CD} - C_{DC}) + \frac{(C_{AB} - C_{BA})}{\xi} + \left(\frac{R_{0BA}}{\xi} - R_{0CD} \right) h$$

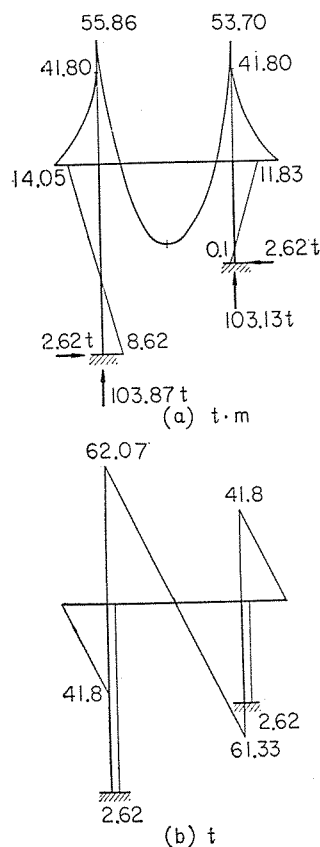
$$N_1 = 2(1 + \alpha)$$

$$N_2 = 2(1 + \beta)$$

$$N_3 = 2 \left(\beta + \frac{\alpha}{\xi^2} \right)$$

同様に温度変化時および地震時に対しても方程式

図-6 上部工からの荷重による曲げモーメント(a)およびせん断力図(b)



を立てうる(略)。計算により求めた曲げモーメントおよびせん断力図を図-6, 7, 8に示す。

以上の曲げモーメント, せん断力を用いて断面応力の計算を行なった結果を表-5に示す。

枕ばりの断面は図-9

図-7 温度変化による曲げモーメント(a)およびせん断力図(b)

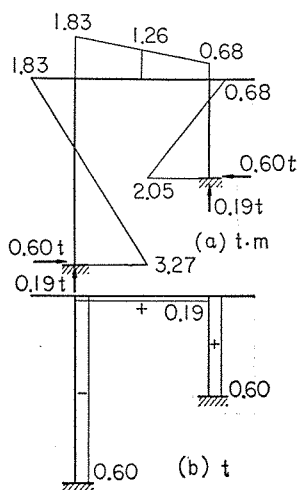


図-10(a)

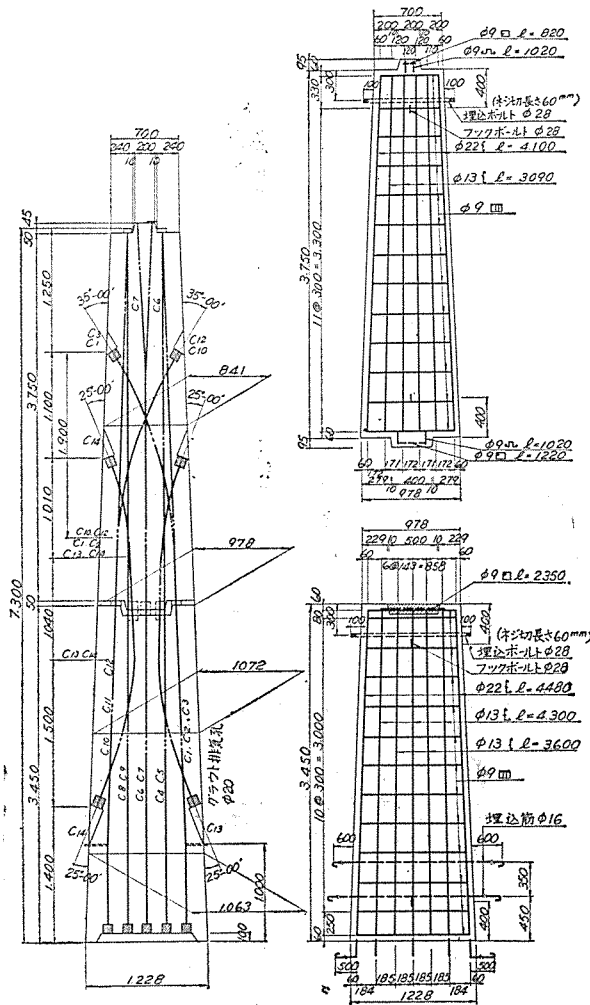


図-10(b)

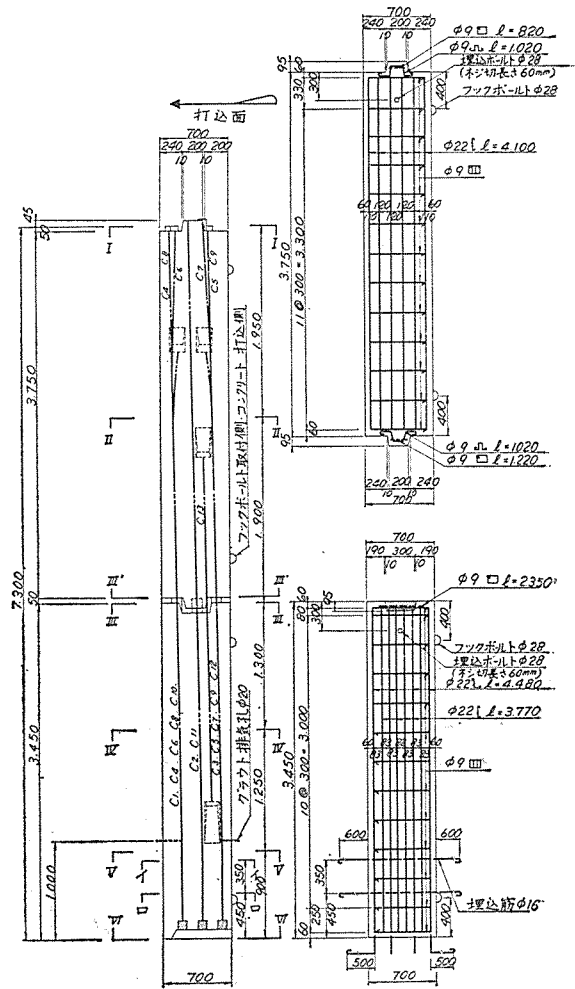


図-10(c)

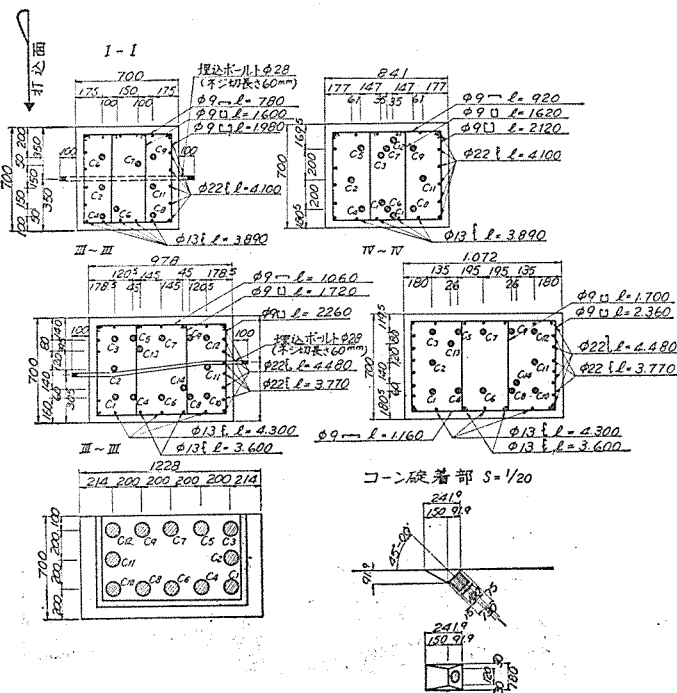


表-5 P₀ 橋脚における曲げ応力度 (kg/cm²)

枕ばり	位置	有効プレストレス				合成応力度
		自重	載荷重	温度変化	合計	
枕ばり	中央					
	上縁	+0.6	+4.7	+68.5	+2.3	+76.1
	下縁	+94.4	-4.9	-70.2	-2.6	+16.7
	B					
脚	上縁	+93.1	-3.3	-85.0	-2.7	+2.1
	下縁	-19.9	+3.3	+45.8	+2.9	+72.1
	A					
	外側	+14.3		+23.1		+37.4
柱	内側	+37.1		+0.7		+37.8
	B					
	外側	+47.1		-5.6		+41.5
	内側	+18.9		-49.8		+68.7
柱	C					
	外側	+31.2		0		+31.2
	内側	+18.4		+43.8		+62.2
	D					
外側	+17.1		+18.7		+35.8	
内側	+28.9		+11.9		+40.8	

に示すとおり中央ではり高 66 cm, はり巾 80 cm, 支点でおおの 73 cm, 80 cm とした。脚柱断面は枕ばりとの接合部で 70×70 cm とし、橋軸方向にのみ 3.6% の勾配でフーチングに向かって拡大した。枕ばりの接合部の断面を同じに勾配を一定にしたことは、主桁の場合、同様工場製作を容易にするためで、これにより主桁の場合と同様、型わく端板位置をずらすだけで同じ型わくをすべてのブロックの製作に用いることができた。

図-11 主ばり側面図

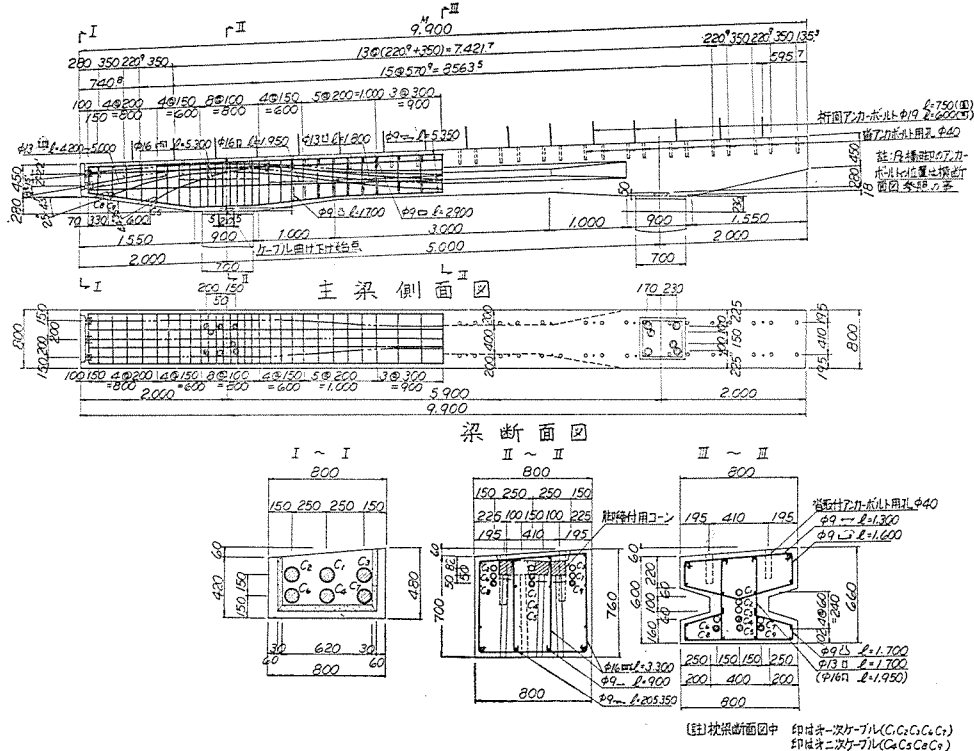


写真-4 工場における枕ばりの鉄筋, PC鋼線, 型わく組立作業



写真-5 (a) 工場における脚柱ブロックの鉄筋, PC鋼材, 型わく組立作業 (上側より見る)

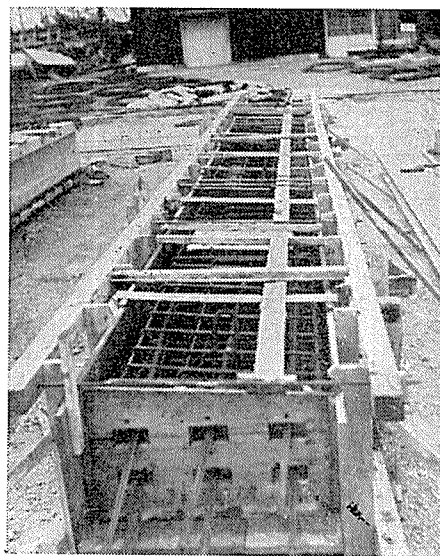


写真-5 (b) 工場における脚柱ブロックの鉄筋, PC鋼材, 型わく組立作業 (下側より見る)

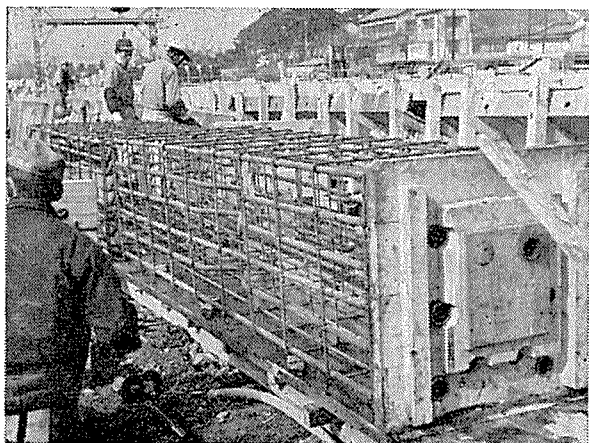


写真-5 (c) 定着端面型わくはコーンが設置されている

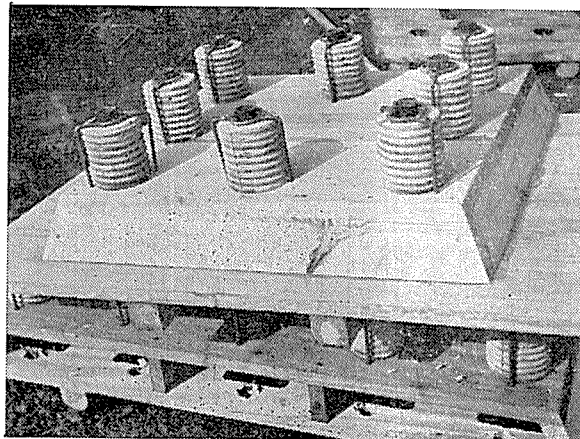


写真-5(d) 目地部の型わく



写真-5(e) 工場製作された脚柱ブロック

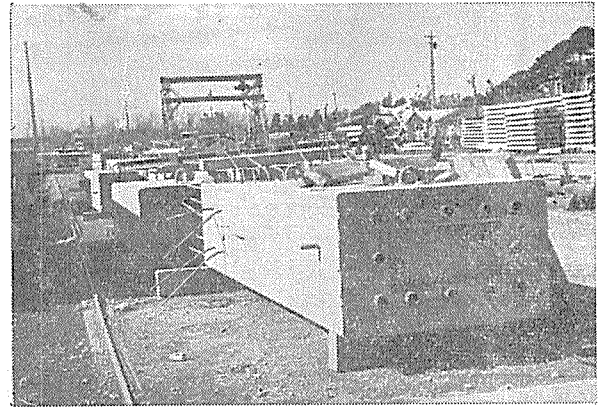


写真-6 工場製作された枕ばり



表-6 各橋台、橋脚の脚柱長と断面寸法 (m)

橋脚 寸法	P ₁ 橋台		P ₂ 橋脚		P ₃ 橋脚		P ₄ 橋脚		P ₅ 橋台	
	山側	谷側	山側	谷側	山側	谷側	山側	谷側	山側	谷側
脚柱長	3.60	7.70	3.60	7.70	4.20	8.30	2.70	6.40	1.90	1.90
枕ばりとの 接合部断面	0.70 ×	0.70 ×	0.70 ×	0.70 ×	0.70 ×	0.70 ×	0.70 ×	0.70 ×	0.70 ×	0.70 ×
フーチング 基部断面	0.96 ×	1.26 ×	0.96 ×	1.26 ×	1.00 ×	1.30 ×	0.89 ×	1.16 ×	0.83 ×	0.83 ×
フーチング 寸法	3.70 ×	4.50 ×	3.70 ×	4.50 ×	3.70 ×	4.50 ×	3.50 ×	4.00 ×	3.00 ×	3.00 ×
	2.70	3.10	2.70	3.10	2.70	3.10	2.50	3.00	2.20	2.20

各橋脚（橋台）の脚長と断面寸法を 表-6 に示す。
脚柱の各ブロック目地部および脚柱と枕ばりの接合部の構造は 図-12 に示すごとく、せん断応力に抵抗させるためホゾを設けた。また前に述べたとおり縦締めを行なう前に、この部分に固練りモルタルを填充し、コーキングした。

橋脚の最下部のブロックには 図-13 に示すように現場打ちフーチングとの連結用鉄筋を配置し、設計上の仮定（脚下端は固定）が十分守られるようにした。

4. 施 工

下部構造の施工順序は以下のとおりである。

基礎工（掘削、締固め）が終わったのち、ならしコンクリートを打設する。その上に脚柱最下端ブロックを建て

図-12

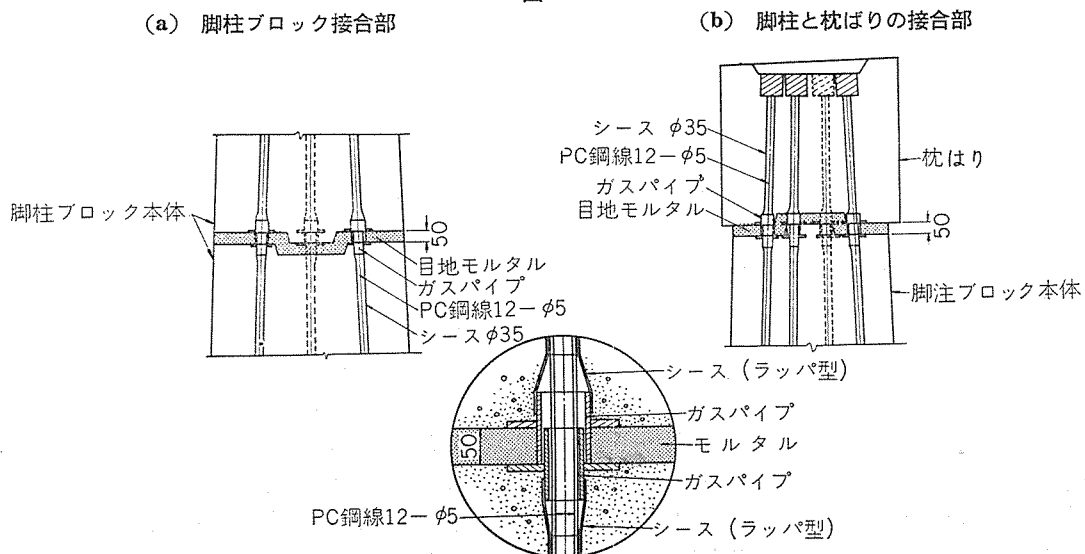
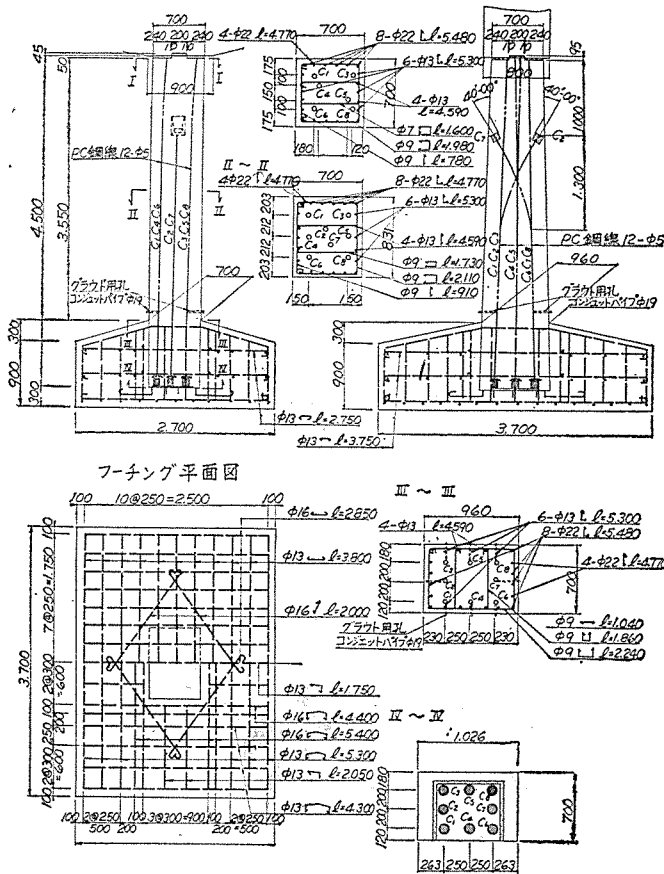
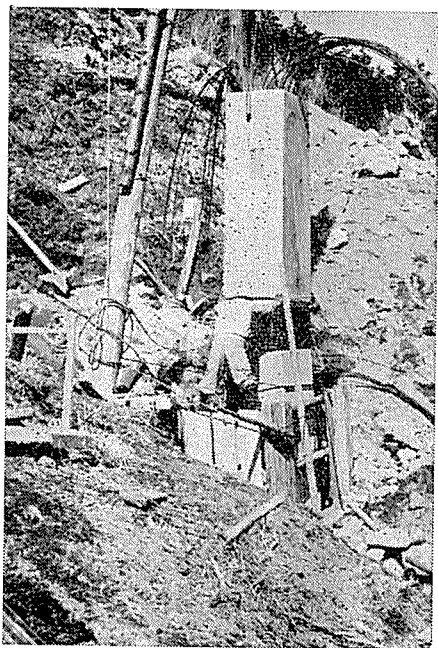


図-13 短脚ケーブル配置図



込みフーチング コンクリートを打設して固定する。ブロックの吊込みは山側に敷かれたトロ線を用い、台車で吊込み位置まで運搬し、二またクレーンでブロックを吊上げ、所定の位置に吊下ろす方法で行なわれた。このとき各ブロックを一体にするためのポストテンション用PC

写真-7 P₁川側脚柱2段目
ブロックの建込み



鋼線は、あらかじめ最下端ブロック内にアンカーし、配置しておいた。この場合、アンカー部はポストテンション前にフーチング中に埋まってしまうので、あらかじめポストテンション時の緊張力と同じ張力で引張っておき、フレッシュコンクリートを安定させておくことにした。こ

写真-8 P₁川側脚柱のフーチングとの結合鉄筋

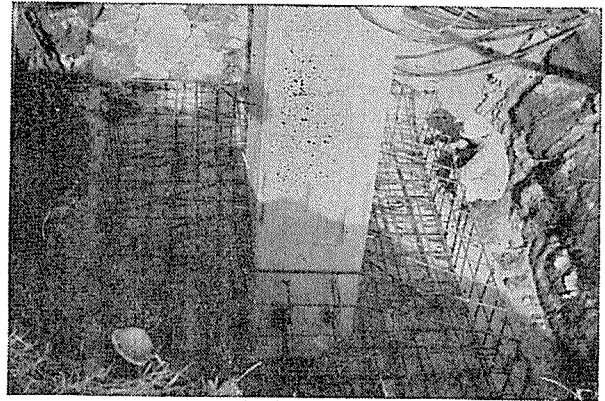


図-14 PC鋼線固定端定着部

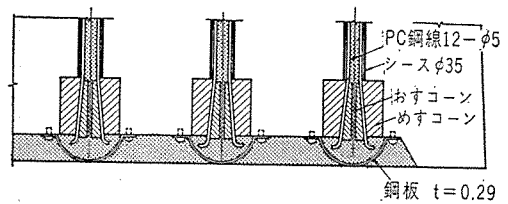
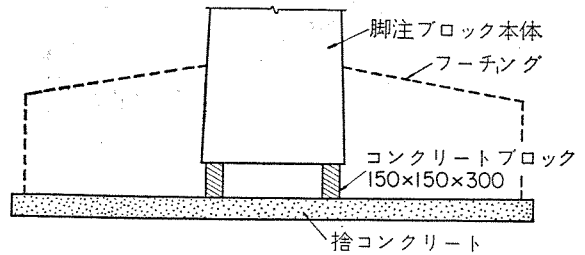
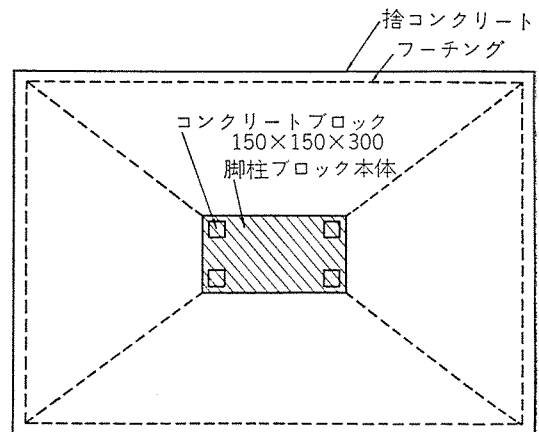


図-15

(a) 断面図



(b) 平面図



れにより、おすコーンを十分めすコーン中に圧入させ、上端で片引きを行なったときPC鋼線定着部がスリップする危険性を防いだ。

これらの機能が十分発揮されうるよう、下端固定端付近の構造細目には考慮を払い、図-14のようにした。

脚柱最下部ブロック下面とならしコンクリート面の間には図に示すように脚柱ブロックが垂直に設置されるよう調整用コンクリートブロック (15×15×30 cm) を入

れ、これでブロックを支持した。

脚柱の2段目および3段目ブロックの架設は、クレーンを利用して吊上げたうえブロックのシースに、下側ブロックのシースから出ているPC鋼線をさし込み、徐々に吊下げて上下ブロックを接合する方法で行なわれた。この間、吊っているブロックが傾かないよう十分注意を払った。傾きを防ぐため簡単な支保工を組みガイドとした。

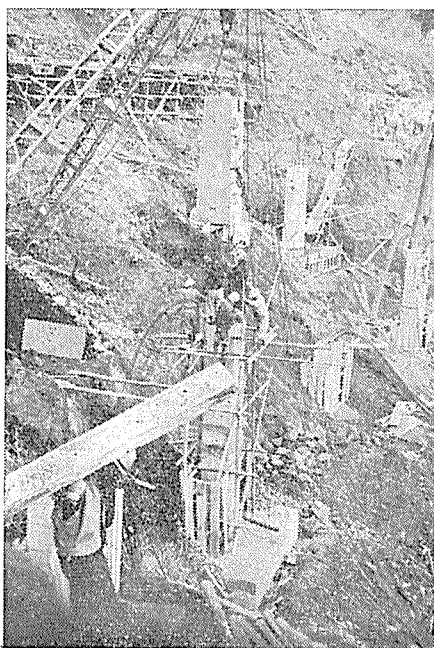
各脚柱ブロック間の接合目地部では、目地の間隔が一定に保たれるような細目上の注意を払った。すなわち、図-16に見られるようにブロックからガス管の頭を5cmのぞかせておき、これで間隔を正確に保つようにした。

脚柱の架設組立てが完了してから、各ブロック間の目地をモルタルコーキングした。

三つのブロックに分けられた枕ばりが目地モルタルのコーキングとポストテンションングで一本ものにされ、トロ線で運ばれ、二またクレーンで脚柱上に吊込まれ設置される。設置された枕ばりと脚柱上端との接合部も脚柱相互の結合部と同様の処置がされており、ポストテンションングにより脚柱と結合される。組立て後の状況を写真-11に示す。

PC鋼線の緊張は長脚短脚を交互に行ない、弾性変形による影響をできるだけ少なくするよう注意した。枕ばりの上で片引きを行なったPC鋼線は固定端がフーチング中に埋込んであるが、前述したとおり、あらかじめ所定緊張力に等しい力で仮緊張を行ない定着部の安定をしておいたのでスリップの危険性はもちろなく、セット量

写真-9 P₃川側脚柱の3段目
ブロック建込み



も小さかった。またグラウチングはフーチング中に埋込まれた固定端側から、フーチングを通して配置しておいたビニール管を通して行なった。

上部工主桁は工場製作のプレテン桁であり、現地に運搬後は脚柱のときに利用したトロ線と台車で架設径間まで移動し、写

写真-10 目地部モルタルコーキング

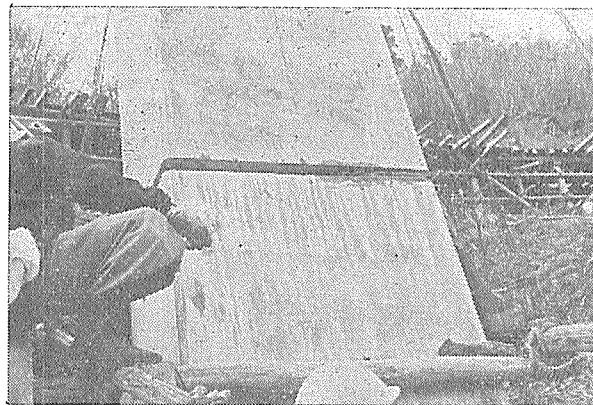


写真-11 組立て一体化が完了し、上部主桁をのせ始めた下部工

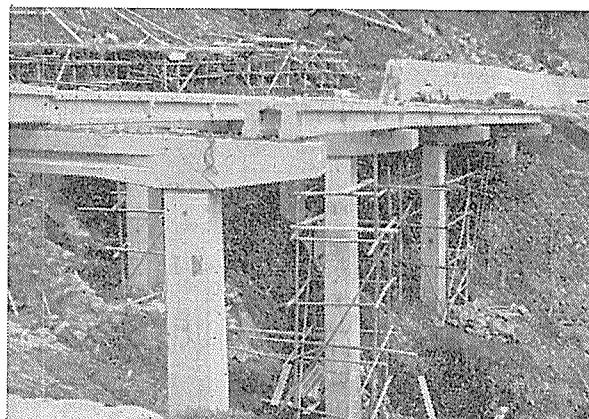
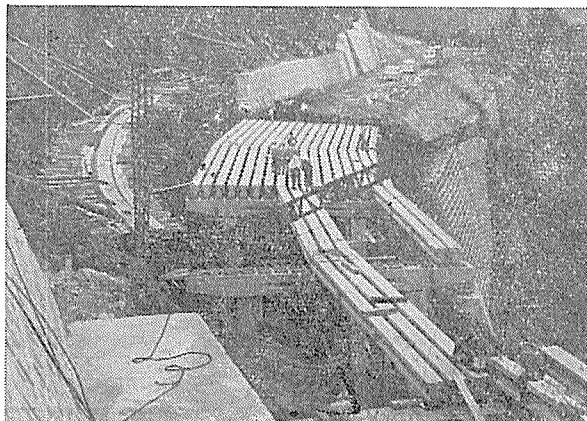
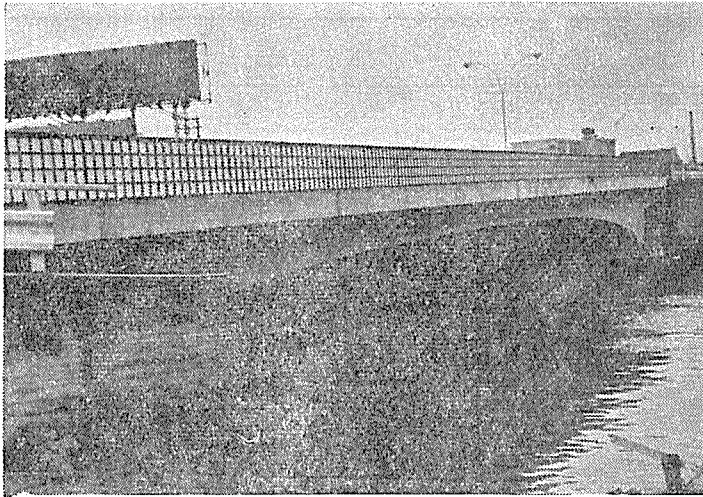


写真-12 地震応力に対し配置されているPC鋼線の緊張



写真-13 上部工主桁架設状況





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

穴守橋

発注者 東京都
橋長 55.10m × 1 = 55.20m
有効巾員 27.00m
型式 PC箱型
2ヒンジラーメン

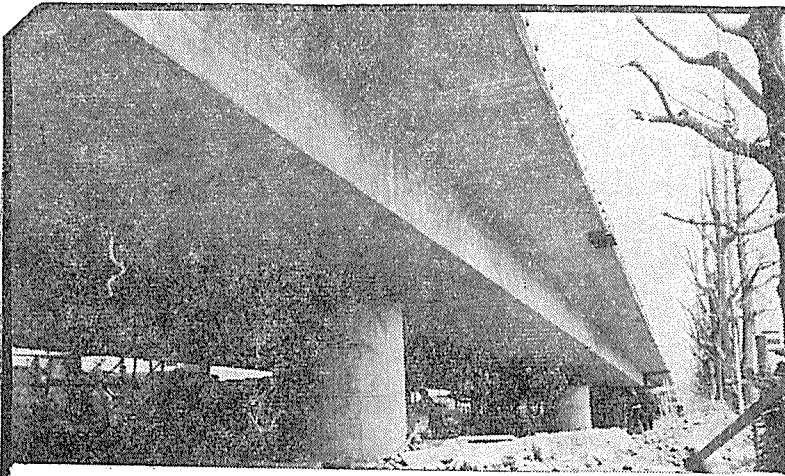


オリエンタルコンクリート株式会社

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



高架橋新設工事

第414号(その2) 第415号(その1) 工区

発注者=首都高速道路公団

橋長 420.00 m

巾員 15.00 m

桁長 105.00 m

桁高 1.40 m

3径間連続桁(2箱桁型式)

場所 千駄ヶ谷駅前

プレストレストコンクリートBBRV工法 橋梁タンク等設計施工



東亜コンクリート株式会社

取締役社長 白石 宗城

本社	東京都新宿区南元町8番地(多土ビル)	電話東京(341)4226
大宮営業所	大宮市日進町2丁目1950番地	電話大宮1366
大阪営業所	大阪市北区梅田町43番地(大和ビル45号室)	電話大阪(361)6826
名古屋出張所	名古屋市昭和区高辻通3の15(高辻ビル)	電話名古屋(88)4364
福岡出張所	福岡市長浜町1の16(東亜ビル)	電話福岡(75)5436~9