

## 邑上橋の設計と施工について

山田 祐一\*・犬塚 幸夫\*\*  
 奥山 俊彦\*・野須 守\*\*  
 古屋 野頌司\*・荒谷 克男\*\*

### 1. まえがき

邑上橋は、一般県道飯井・宿線が、岡山市内ヶ原と邑久郡邑久町八丁の一級河川吉井川を横断する部分に架設されたディビダーク式PC橋梁である。

昭和45年度より、橋梁整備事業として、国庫補助事業に採択され、吉井川改修事業（建設省中国地方建設局岡山河川工事事務所）との合併により施工されたものである。

一級河川吉井川は、岡山県下の三大河川の一つであり、延長130km、流域面積2060km<sup>2</sup>、最大洪水量8000m<sup>3</sup>/secを有する河川である。

### 2. 邑上橋の概要

工 事 名：岡山県邑上橋建設工事  
 路 線 名：県道飯井・宿線  
 工事場所：岡山県内ヶ原～岡山県邑久郡邑久町八丁  
 河 川 名：一級河川・吉井川  
 橋 長：52.5+5×74.0+52.5=475.0m  
 幅 員：8.0m（車道6.5+歩道0.75×2）  
 橋 格：一等橋 活荷重 TL-20  
 橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋  
 形 式：ディビダーク式ポストテンションPC箱桁橋  
 構 造：中央ヒンジ付7径間連続ラーメン橋  
 橋面勾配：縦断勾配 1.0%（2次放物線）  
 横断勾配 1.5%

### 3. 設計について

#### （1）橋梁形式の選定

橋種の選定にあたり、ヒンジ付ラーメン、連続桁、トラス、単純合成桁の各形式について比較検討を行い、その結果、工

費、施工方法、橋梁の維持管理費、美観等を考慮して、図-1に示すようなスパン中央にヒンジを有する7径間連続ラーメン橋とし、橋長475.0m、支間割52.0+5×74.0+52.0m、車道幅員6.50m、歩道幅員0.75m（両側）、全幅員8.80mのディビダーク式PC橋に決定した。

#### （2）下部工の設計概要

架橋地点の地質構成は、比較的簡単な層をなしている。図-2に示すように表土層、砂層、砂礫層の三層から構成され、全体的にみると、基礎支持層は下層の砂礫層と考えられる。

① 表土層：地表面より0.5～1.0mの厚さで分布し、茶褐色のシルト質の砂である。

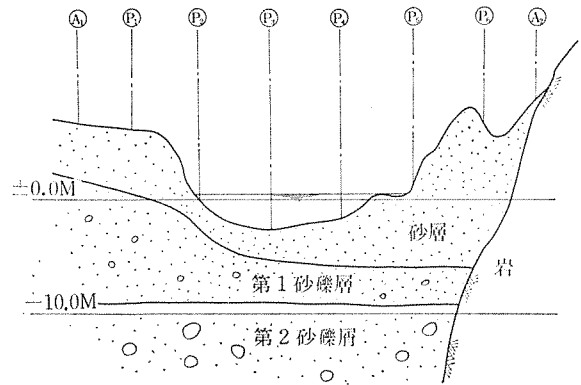


図-2 土質概略図

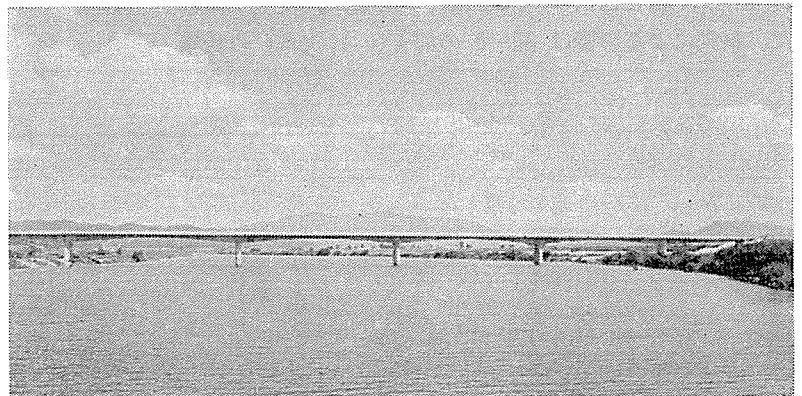
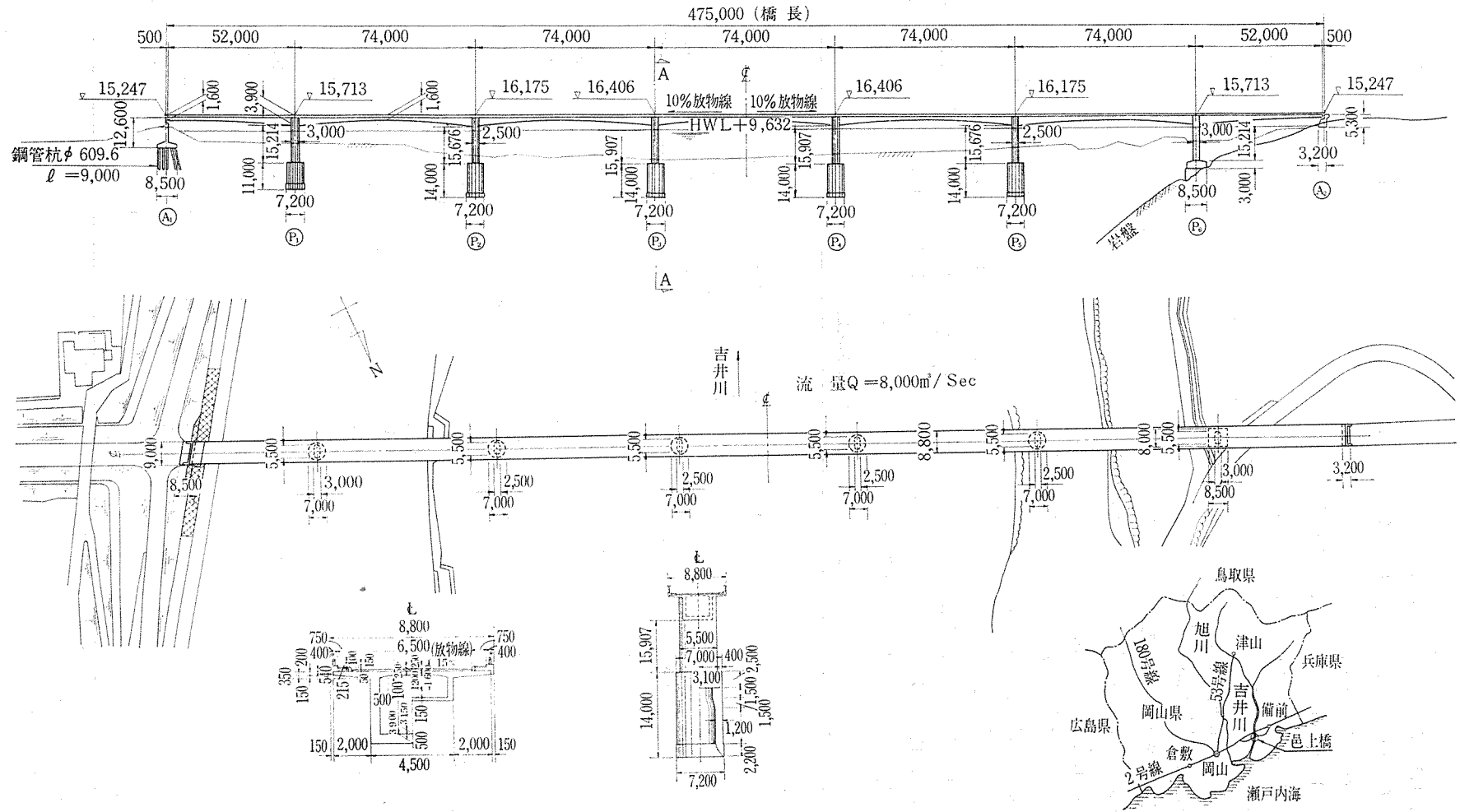


写真-1 邑上橋全景

\* 岡山県土木部道路建設課  
 \*\* 鹿島建設株式会社



图一 一般图

報 告

② 砂 層：層厚が3~4m で、砂粒子は細粒で揃っており、粘土分はほとんど含まれていない。

③ 砂礫層：EL-20.0m くらいまで砂礫層が分布するが、 $N$  値は20~50 とばらつきが大きい。サンプリングの観察により、EL-9.5m 付近で、色、粘土構成等で分けられる。第一層は、粒径 2~5mm が主体で、砂分が多く、粒土構成の良い砂礫であり、第二層は、粒径 5~15mm が主体で、砂分も少なくなっている。以上の考察により、ほぼ理想的な土層構成と考えられる。

当初、鋼管杭を基礎とする  $A_1$  橋台と重力式の  $A_2$  橋台およびオープンウェルを基礎とする橋脚で計画されていたが、その後の土質調査で右岸側の  $P_0$  橋脚の地点は約 30 度の傾斜をもった岩盤層があり、その岩盤の上にはシルトと細砂が互層に堆積していることがわかった。通常、岩盤にウエル工法を適用することはまれであり、ウエルが沈下作業中に岩盤の傾斜に沿ってすべる恐れがある。したがって、 $P_0$  橋脚の計画を変更し、直接基礎とした。他の基礎は当初の計画どおり変更はなかった。

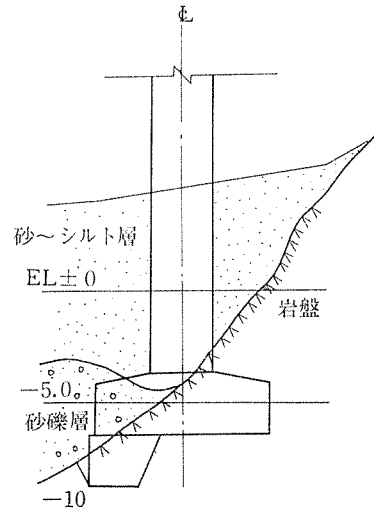


図-3  $P_0$  橋脚付近の地質図

(3) 上部工の設計概要

a) 概 要 断面形状は図-1に示すとおりである。桁高は橋脚上 3.90m でスパン中央および側径間端部で 1.60m の変断面である。力学的な構造は図-4に

表-1 断面性能および応力度検討表

名 称 設 計 断 面			0	4	8L	8R	11	14	
主 桁 高	(m)		1.600	2.274	3.900	3.900	2.274	1.600	
主 桁 上 ス ラ ブ 厚	(m)		0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	
主 桁 下 ス ラ ブ 厚	(m)		0.200	0.288	0.500	0.500	0.253	0.150	
主 桁 ウ ェ ブ 厚	(m)		0.420	0.420	0.420	0.420	0.360	0.300	
全 断 面 積	(m <sup>2</sup> )		4.141	5.029	7.171	7.171	4.699	3.697	
曲 げ 応 力 度 (t/m <sup>2</sup> )	$t = \varphi/2$	$l_{max}$	$\sigma_0$	116	781	619	665	594	0
			$\sigma_u$	350	340	685	632	389	0
		$l_{min}$	$\sigma_0$	116	360	320	182	109	0
			$\sigma_u$	350	929	1038	1204	1176	0
	$t = \infty$	$l_{max}$	$\sigma_0$	110	777	534	563	530	0
			$\sigma_u$	320	220	681	651	396	0
		$l_{min}$	$\sigma_0$	110	356	235	79	44	0
			$\sigma_u$	329	810	1035	1222	1183	0
曲 げ 全 破 壊 度 (t/m <sup>2</sup> )	活荷重による曲げモーメント最大時	破壊モーメント	0	2857	—	—	—	0	
		抵抗モーメント	0	6319	—	—	—	0	
	活荷重による曲げモーメント最小時	破壊モーメント	—	-1488	-20478	-21359	-6156	0	
		抵抗モーメント	—	-4140	-27085	-27085	-8268	0	
斜 応 引 力 張 度 (t/m <sup>2</sup> )	$t = \varphi/2$	設 計 荷 重 時	53	—	97	70	85	66	
		破 壊 荷 重 時	-95	—	-189	-177	-161	-55	
	$t = \infty$	設 計 荷 重 時	49	—	94	67	82	66	
		破 壊 荷 重 時	-114	—	-189	-180	-193	-55	
鋼 応 力 棒 度 (t/m <sup>2</sup> )	$t = \varphi/2$	上 側 鋼 棒	—	-66369	-68331	-69200	-68495	—	
		下 側 鋼 棒	-67328	-67972	—	—	—	—	
	$t = \infty$	上 側 鋼 棒	—	-61536	-63157	-64125	-63504	—	
		下 側 鋼 棒	-63366	-61664	—	—	—	—	

記号の説明  $t = \varphi/2$  : 桁完成後、クリープが 1/2 進行した時点

$t = \infty$  : クリープ終了時

$\varphi$  : 施工終了時より最終時 ( $t = \infty$ ) までに生ずるクリープ係数

$\sigma_0$  : コンクリート上縁応力度

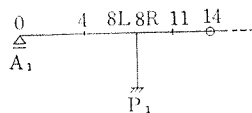
$\sigma_u$  : コンクリート下縁応力度

許 容 値 曲げ応力度 圧縮応力度……1300 t/m<sup>2</sup>

引張応力度……0 t/m<sup>2</sup>

斜引張応力度……-200 t/m<sup>2</sup>

鋼棒応力度……-71250 t/m<sup>2</sup>



示すような7次の不静定構造になっている。P<sub>1</sub>~P<sub>6</sub> 橋脚上は、上部構造と剛結し、A<sub>1</sub> および A<sub>2</sub> 橋台上を可動支承とし、さらに P<sub>1</sub>~P<sub>6</sub> 径間の中央に鉛直力だけを伝達し、曲げモーメントと橋軸方向の水平移動を拘束しないヒンジ支承を設けた中央ヒンジ付7径間連続ラーメン箱桁となっている。

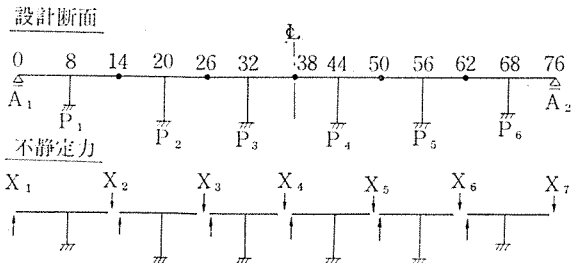


図-4 構造系図

**b) 応力度の検討** 本橋の力学系は、7次の不静定構造であるが、橋中心より左右に対称構造であるので、応力計算の断面として、側径間 52.0 m を 8 等分、中央径間 74.0 m を 12 等分の計 38 断面について応力度の検討を行った。

前記 38 断面について、次の 4 項目の検討を行った。

- ① 曲げ応力度の検討（設計荷重時）
  - ② 曲げ破壊安全度の検討
  - ③ せん断応力度（斜引張応力度）の検討（設計荷重時・破壊荷重時）
  - ④ PC 鋼棒応力度の検討
- 以下に検討結果の一部を示す、

**c) 上げ越しについて** 当ディビダーク工法は、前に記したように、3.50 m の張出し施工の繰返しであり、各施工位置において、主桁自重、プレストレス、静荷重などによる弾性変形、将来のクリープ変形を予測し、それだけ計画縦断高より上げ越しをして型枠を設置し、コンクリートを打設しなければならない。

1) 施工完了時に必要な上げ越し量：施工完了時 ( $t=0$ ) 以後、持続荷重によって生ずる変形に対する上げ越し量を検討した。変形には、弾性変形と塑性変形があり、コンクリートのクリープ等によって生ずる塑性変形は弾性変形のクリープ係数倍、すなわち

$$\delta_{pl} = \varphi \cdot \delta_{el}$$

となる。

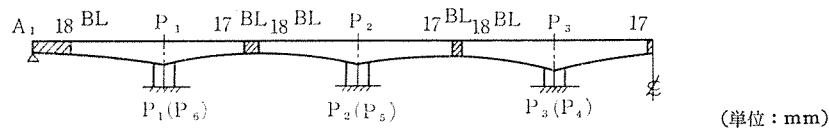
ここでは、持続荷重として、自重、プレストレス、鋼棒応力度の減少および静荷重（橋面荷重）が考えられる。

自重、プレストレスによる弾性変形は施工途中において順次生じてしまい  $t=0$  時には完了しているので、自重、プレストレスによる変形は塑性変形のみ考慮する。

鋼棒応力度の減少による変形はコンクリートのクリープに従って発生する変形であるから、弾性変形と塑性変形の両者を考慮する。

このとき、塑性変形は、 $\delta_{pl} = 1/2 \cdot \varphi \cdot \delta_{el}$  である。静荷重（橋面荷重）に関しては、 $t=0$  以後に載荷されるものであるから、弾性変形、塑性変形の両者について考慮する。この計算に用いるクリープ係数  $\varphi$  はプレストレスが

表-2 たわみ一覧表



断 面 項 目	P <sub>1</sub>				P <sub>2</sub>			P <sub>3</sub>		
	A <sub>1</sub>	18 BL	⌀	17 BL	18 BL	⌀	17 BL	18 BL	⌀	17 BL
上げ越し量	0	13.4	0	85.1	118.8	0	56.8	101.2	0	71.7
1. 張出し施工によるたわみ	0	-22.5	0	24.2	-24.3	0	18.8	-24.9	0	18.7
2. 側径間施工によるたわみ	0	4.9	0	-4.8	0	0	0	0	0	0
3. 中央連結部施工によるたわみ	0	3.2	0	-21.7	-12.1	0	-13.4	-13.4	0	-13.1
4. 桁完成後に生ずるたわみ										
・ 桁自重による塑性たわみ	0	-51.9	0	-183.8	-183.5	0	-164.9	-165.3	0	-174.2
・ プレストレスによる塑性たわみ	0	81.4	0	204.6	204.4	0	192.1	191.8	0	198.1
・ 鋼棒応力度減少による弾性たわみ	0	-6.6	0	-13.5	-13.5	0	-13.5	-13.5	0	-15.9
・ " 塑性たわみ	0	-6.6	0	-13.5	-13.5	0	-13.5	-13.5	0	-15.9
・ 橋面荷重による弾性たわみ	0	-5.1	0	-25.5	-25.4	0	-20.8	-20.8	0	-23.1
・ " 塑性たわみ	0	-10.2	0	-51.1	-50.9	0	-41.6	-41.6	0	-46.3
小 計	0	1.0	0	-82.8	-82.4	0	-62.2	-62.9	0	-77.3
最 終 値 $t=\infty$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

クリープ係数  $\varphi=2.0$  弾性係数  $E_c=3.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$

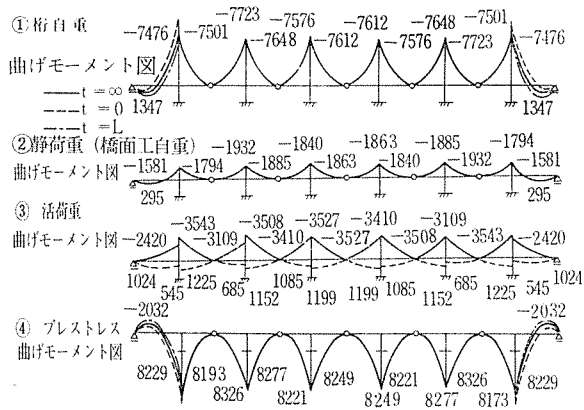


図-5 応力図

導入される時のコンクリート強度を考慮して平均的に  $\phi = 2.0$  とした。

表-2 に、邑上橋の上げ越し計算の総括表の一部を示す。

(4) 主要材料

上、下部工の主要材料は次表のとおりである。

◎上部工

種 別	仕 様	単 位	数 量
コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$	$\text{m}^3$	2 580
	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	"	260
型 枠	主 桁	$\text{m}^2$	10 430
	地 覆, その他	"	1 180
鉄 筋	SD 30	t	220
P C 鋼 棒	SBPR 95/120 $\phi$ 26	"	200
シ ュ ー	175 t 可動シュ-	組	4
	中央ヒンジシュ-	"	10
高 欄		m	950
舗 装	$t = 75 \text{ mm}$	$\text{m}^2$	3 090
	$t = 30 \text{ mm}$	"	570
照 明		か所	8

◎下部工

種 別	仕 様	単 位	数 量
コンクリート	$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	$\text{m}^3$	3 800
	$\sigma_{ck} = 160 \text{ kg/cm}^2$	"	100
中詰コンクリート	単位セメント量 $370 \text{ kg/cm}^3$	"	280
型 枠	$\text{kg/m}^3$	$\text{m}^2$	6 100
鉄 筋	SD 30	t	340
築 島		$\text{m}^3$	1 400
掘 削		"	9 000
鋼 管 杭	$\phi$ 609.6 mm	t	41
刃 口 金 具	SS 41	"	23

4. 施工について

(1) 下部工の施工

下部工事は河川管理上、渇水期(47年10月~48年5月)中に施工を完了しなければならないため、施工管理はもちろん、工程管理を重点的に行った。

仮設栈橋は右岸側  $P_5$  橋脚付近より  $P_1$  橋脚に向けて仮設を行い、ウエル周辺の材料運搬、土砂の排出等の車両交通を確保することにした。

仮設栈橋は、一般部の幅員 4.0 m、拡幅部で 8.0 m とし、総延長 249 m、構造はすべて鋼製からなり、杭は H-250 $\times$ 250 $\times$ 9/14、はりおよび桁には H-300 $\times$ 300 $\times$ 10/15、覆工板は  $t = 200 \text{ mm}$ ,  $B = 1.0 \text{ m}$ ,  $l = 2.0 \text{ m}$  およびブレース材として L-100 $\times$ 100 $\times$ 10 を使用した。

三脚デリッキはウエルと仮設栈橋に隣接したところに設け、諸材料の吊込み、およびウエル内の沈下掘削土の排出に使用した。

ウエル施工に当っては、 $P_1$  および  $P_5$  橋脚の 2 基は洪水敷にあるため山土を 50 cm の厚さに盛土を行い十分に締固めて築島した。 $P_2$ ,  $P_3$  および  $P_4$  橋脚のウエルは河川内になるため鋼矢板 II 型を周辺部に建込み中詰土砂を用いて円型の築島を設け、引続き刃口金物据付、ウエル躯体を沈下掘削を繰返し施工を行った。沈下掘削土の

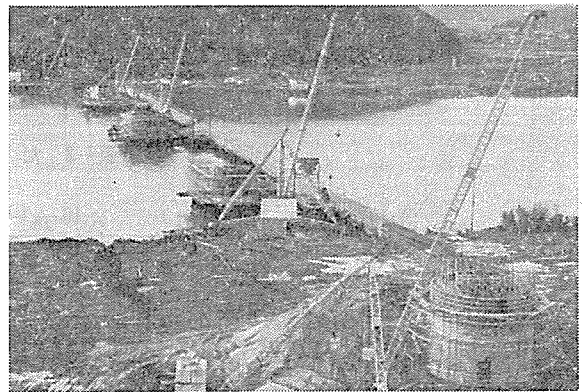


写真-2 下部工事全景

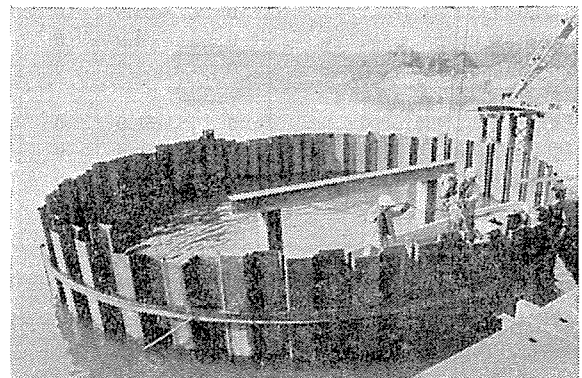


写真-3 築島用セル型矢板仮締切

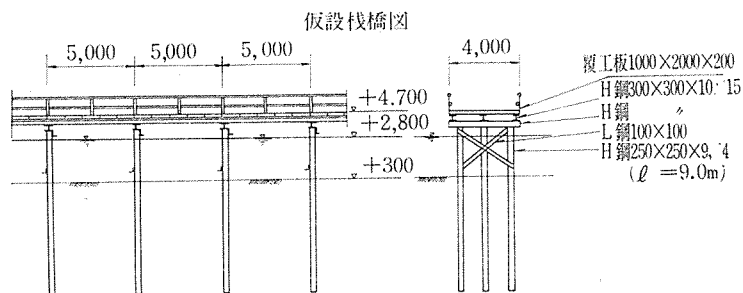
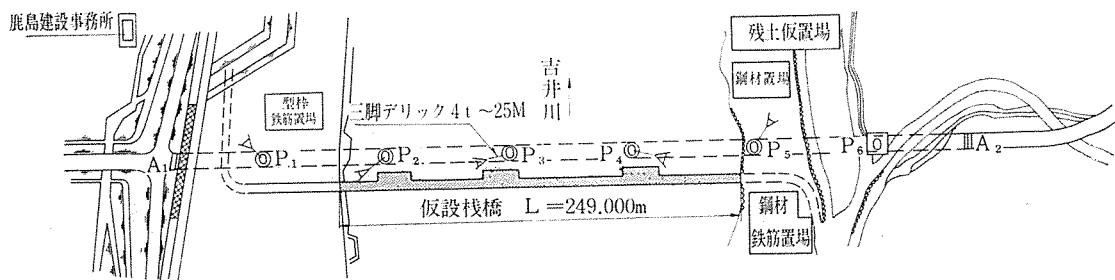


図-6 下部工事仮設平面図

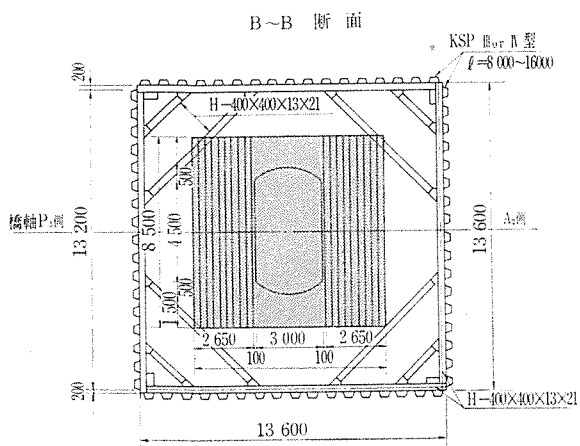
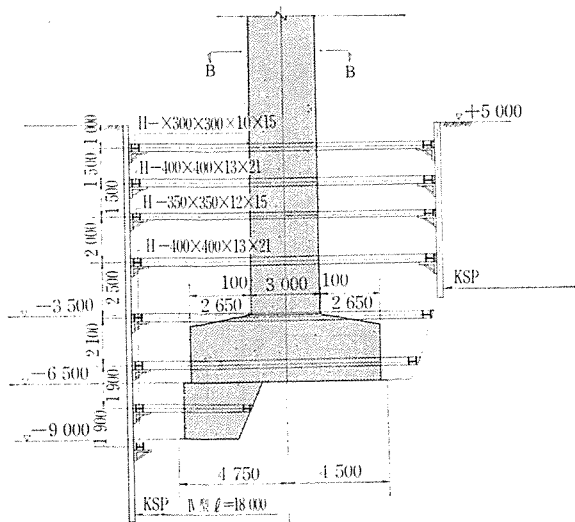
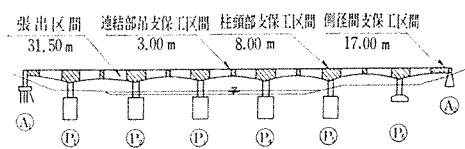


図-7 P<sub>6</sub> 仮設図

作業	1		2		3		4		5		6		7		
	6	12	18	6	12	18	6	12	18	6	12	18	6	12	18
ワーゲン移動・据付	■														
型枠・鉄筋・鋼棒		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
コンクリート打設								■	■	■	■	■	■	■	■
養生									■	■	■	■	■	■	■
プレストレスング															■
ワーゲン移動準備															■

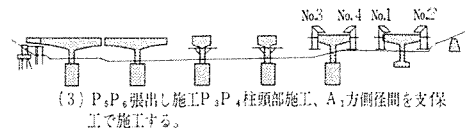
図-8 ワーゲン1サイクルの標準工程



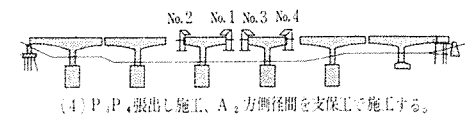
(1) P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> 柱頭部を支保工で施工する



(2) P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> 柱頭部施工後、ワーゲンを組立て張出し施工をする。  
P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub> 柱頭部支保工区間を施工する。



(3) P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub> 張出し施工、P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub> 柱頭部施工、A<sub>1</sub> 方側径間を支保工で施工する。



(4) P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub> 張出し施工、A<sub>2</sub> 方側径間を支保工で施工する。



(5) P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub> 張出し架設終了後ワーゲンを撤去し、中央連結部を吊支保工で施工し、桁は完成する。

図-9 上部工施工順序図

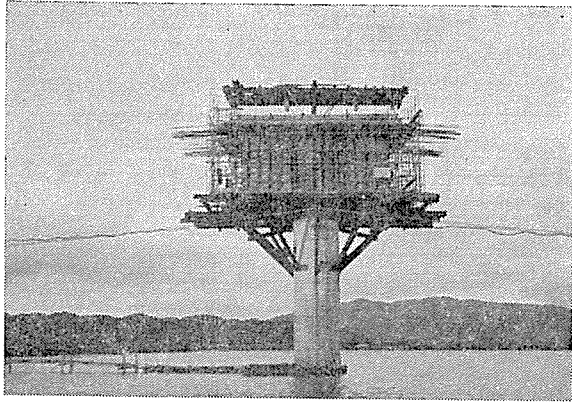


写真-4 柱頭部支保工 (P<sub>1</sub>)

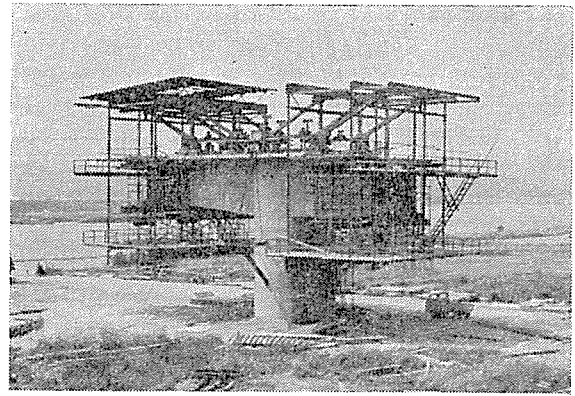


写真-5 フォルパワーゲン

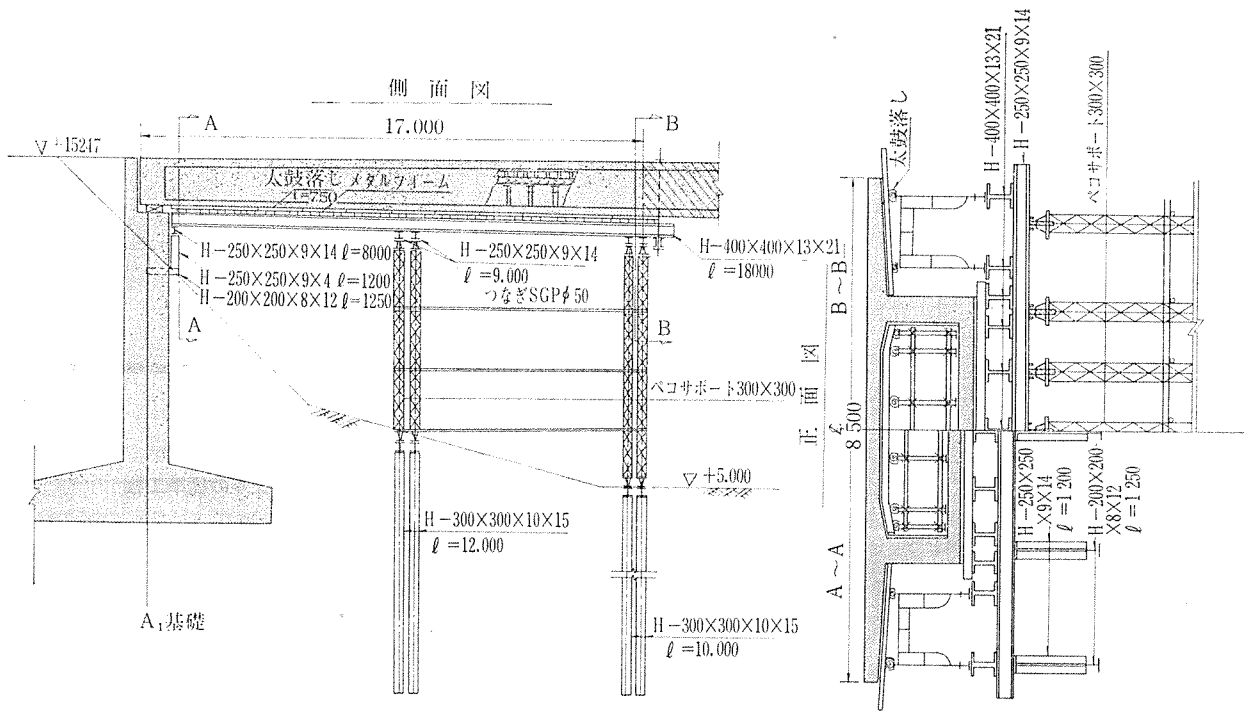


図-10 側径間支保工図

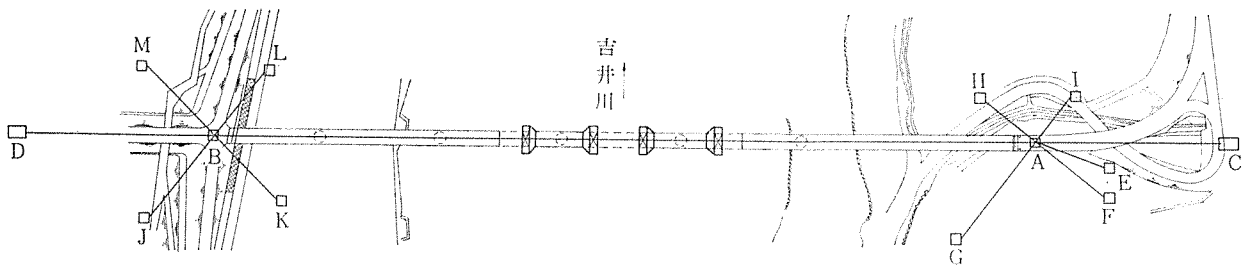
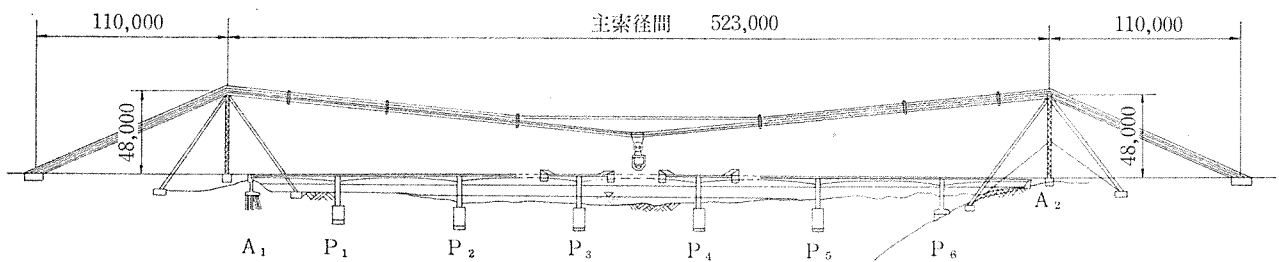


図-11 ケーブルクレーン設備配置図

表-3 全体工程表

名称	47							48							49											
	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7
仮設工	[Gantt chart showing temporary work phases]																									
P <sub>1</sub> 橋脚	[Gantt chart showing P1 bridge pier construction phases]																									
P <sub>2</sub> "	[Gantt chart showing P2 bridge pier construction phases]																									
P <sub>3</sub> "	[Gantt chart showing P3 bridge pier construction phases]																									
P <sub>4</sub> "	[Gantt chart showing P4 bridge pier construction phases]																									
P <sub>5</sub> "	[Gantt chart showing P5 bridge pier construction phases]																									
P <sub>6</sub> "	[Gantt chart showing P6 bridge pier construction phases]																									
A <sub>1</sub> A <sub>2</sub> 橋台	[Gantt chart showing bridge abutment construction phases]																									
側径間	[Gantt chart showing side span construction phases]																									
中央径間	[Gantt chart showing central span construction phases]																									
その他	[Gantt chart showing other construction phases]																									

排出は仮設栈橋上に設置したホップに仮受けし、ダンプトラック等にて排出する方法を用いた。

最後に P<sub>6</sub> の掘削作業中に、橋軸直角方向への岩盤の傾斜が約 45 度あること、また岩質の違いが確認され、基礎構造および仮設工等の変更が生じ (図-7 参照) 工期遅延の一因となった。

(2) 上部工の施工

下部工事は濁水期間 (10 月~5 月) 中に工程どおり施工を終了したが、引き続き上部工の施工は仮設栈橋を撤去しなければならず、代りにケーブルクレーンを架設し、諸材料の運搬、支保工材の仮設、フォルバウワーゲンの組立、解体およびコンクリートの打設等に使用した。上部工事は柱頭部支保工区間、張出区間、側径間支保工区間、中央連結部の吊支保工区間に分かれ、特に張出区間の施工方法はディビダーク工法の特徴であるカンチレバー架設法により 1 ブロック 3.5 m を 108 ブロックに分け、各橋脚 (柱頭部) より中央に向かってフォルバウワーゲンをを用いて施工する。P C 鋼棒は引張強度 120 kg/mm<sup>2</sup>、降伏点応力度 95 kg/mm<sup>2</sup> 以上の SBPR-B 種 2 号 (φ26 mm) を使用した。また、コンクリートは早期強度が要求されるので、セメントは早強セメントを使用した。

カンチレバー架設はフォルバウワーゲン 2 台 1 組で、橋脚から左右交互に張出して架設し、全体で 4 台 2 組の 2 回転用とした。

上部工は下記の順序により施工した (図-9 参照)。

- ① 柱頭部 8.0 m を支保工で施工する。

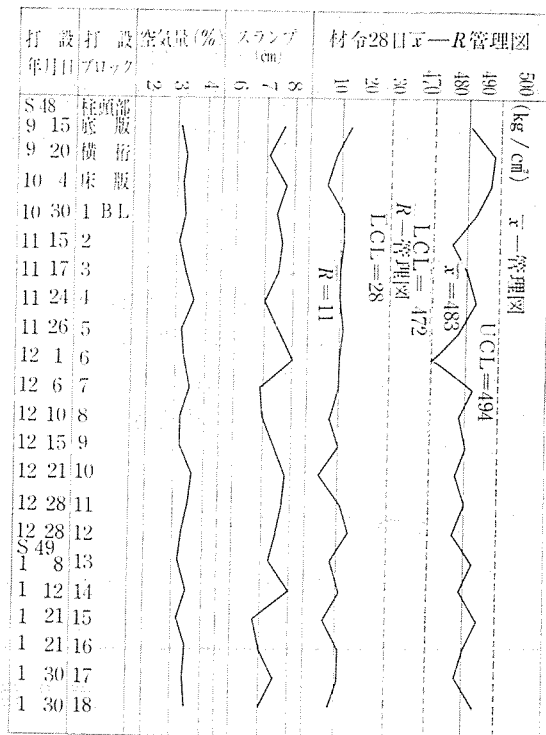


図-12 P<sub>6</sub> コンクリート管理図

- ② 移動式作業車 (フォルバウワーゲン) を組み立て、左右交互に張出し架設を行い、片持ばりを施工する。
- ③ 側径間を支保工で施工する。
- ④ 中央ヒンジ部の最終ブロックを吊り支保工で 5 か所同時に施工し、桁は完成する。
- ⑤ 主桁完成後、橋面工を仕上げて施工を終了する。

5. 品質管理

(1) 緊張管理

P C 鋼棒のプレストレス導入は、P C 鋼棒の伸びによるものと圧力によるものとを併用し、緊張計算値を正確に導入するよう努め、ジャッキおよびポンプのキャリブレーションを適宜行い、正確な導入を徹底した。

(2) コンクリート

コンクリートの示方配合は表-4 のとおりである。圧縮強度は各ブロックごとにテストピースを作成し、2 日または 3 日、および 28 日の強度を求めた。プレストレス導入時のコンクリート強度は 260 kg/cm<sup>2</sup> と規定し、

表-4 コンクリート配合表

細骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	単位水量 W (kg/m <sup>3</sup> )	単位セメント量 C (kg/m <sup>3</sup> )	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/A (%)	単位細骨材量 S (kg/m <sup>3</sup> )	単位粗骨材量 G (kg/m <sup>3</sup> )	分散剤 P No. 5 L or 8 (kg/m <sup>3</sup> )	備考
25	8	0	169	296	57	43.5	827	1087	0	下部工, 井筒橋脚
25	7±1	3~5	151	400	37.8	34	606	1222	1000	上部工, 本体

\* 設計基準強度 σ<sub>ck</sub> = 210 kg/cm<sup>2</sup> (下部工) σ<sub>ck</sub> = 400 kg/cm<sup>2</sup> (上部工)



## 報 告

材令2日、または3日の強度によりプレストレス導入の可否をチェックした。テストピース採集はコンクリート打設現場にて6本を採集し、スランプ、空気量の測定を行い、できるだけ均一なコンクリートを打設するよう努めた。材令28日の品質管理の一例をP<sub>6</sub>について図-12に示す。

### (3) グラウト

グラウトの配合は施工開始前に試験練りを実施し、コンシステンシー試験、ブリージング率、および膨張率試験、強度試験等を行って配合を決定し、グラウト前に圧縮空気、または水によりシース内をきれいに清掃し、低い方から高い方へ注入した。

## 6. あとがき

邑上橋は、計画策定から完了までに5か年を要したが

その間いろいろと指導を得た建設省道路局地方道課の方々、ならびに中国地建岡山河川工事事務所の方々に、本誌をかりて深く感謝の意を表する次第である。

邑上橋本体の工事は、昭和47年6月24日から昭和49年7月30日まで約2か年と1か月の工期を要し、当初計画より2か月遅延した。この原因は、先にも記したようにP<sub>6</sub>橋脚基礎の変更も一因であるが、最大の原因は昭和48年度の石油不足に伴う、資材の不足、特にセメント不足であった。資材、労務費の高騰により当初より大幅に事業費が上まわったのであるが、ここに無事完成し地域産業の発展の一助となることを大いに期待する次第である。

1974.10.23・受付

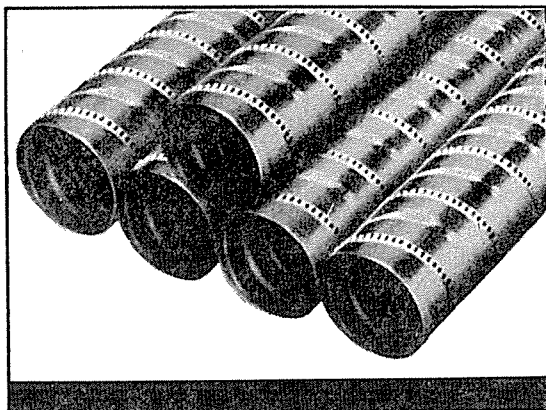
## 第8回 FIP 国際会議

第8回 FIP 国際会議は 1978 年 4 月 30 日～5 月 5 日にわたり、ロンドンのヒルトンホテルで開催されることに決定した。

# 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パイプ、PCヒューム管、他各種のPC構造物。

■神奈川県工業試験所で製品の優秀性実証!

■国土建設に貢献する一



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)

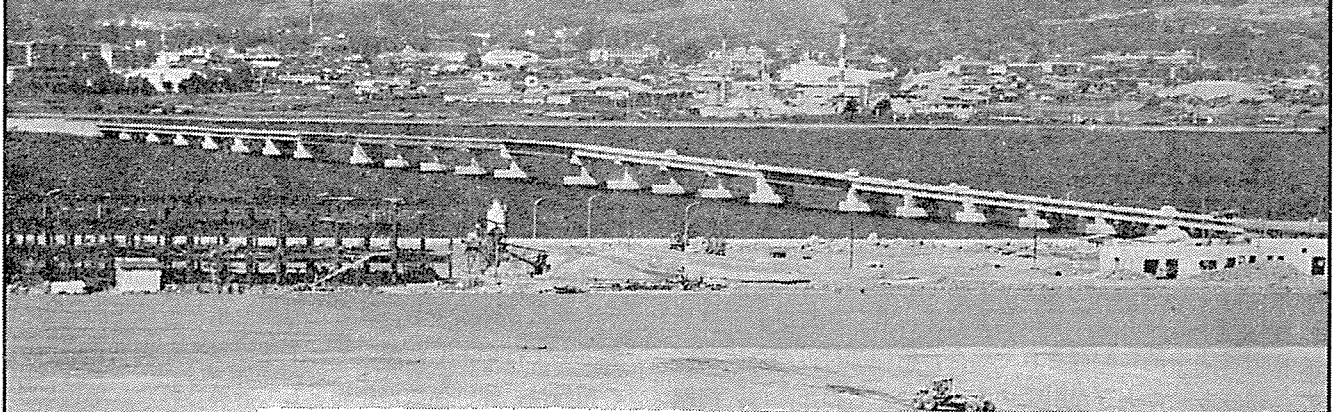
大阪工場 〒570 大阪府守口市大久保町2丁目166番地

電話 大阪06(902)6473～4番



# 富士ピー・エス・コンクリート株式会社

(旧社名 九州鋼弦コンクリート株式会社)



取締役社長 山崎 鋼 秋

本 社 福岡市中央区天神二丁目12番1号天神ビル(〒810)  
 電話 福岡(092)721-3471~3・721-3468~9  
 福岡支店 福岡市中央区天神二丁目14番2号福岡証券ビル(〒810)  
 電話 福岡(092)721-3475~6・721-3481~3  
 建築事業部 福岡市中央区天神二丁目14番2号福岡証券ビル(〒810)  
 電話 福岡(092)721-3485~7  
 大阪支店 大阪市北区芝田町97新梅田ビル(〒530)  
 電話 大阪(06)372-0382~0334  
 東京支店 東京都港区新橋四丁目24番8号第二東洋海事ビル(〒105)  
 電話 東京(03)432-6877~6878  
 営業所 大分営業所・宮崎営業所・広島営業所  
 工場 山家工場・大東工場・関東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場

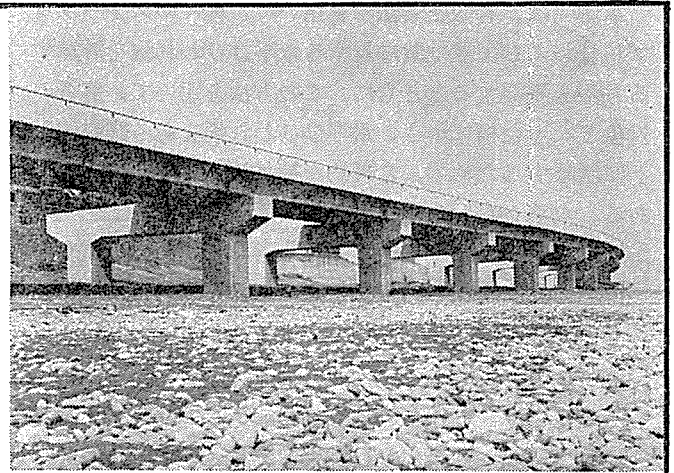
大村空港大橋  
(ℓ=970m)

## プレストレスト

## コンクリート

### 建設工事—設計施工

### 製 品—製造販売



建設省 西湘バイパス道路



# 日本鋼弦コンクリート株式会社

取締役社長 仙波 隆

本 社 東京都新宿区西新宿1丁目21番1号 電話 (343) 5281 (代表)  
 営業所 東京 Tel 03(343)5271 工場 多摩工場 Tel 0423(64)2681~3  
 大阪 Tel 06(371)7804~5 滋賀工場 Tel 07487(2)1212  
 中部 Tel 07487(2)1212 相模原工場 Tel 0427(78)1351  
 仙台 Tel 0222(23)3842