

総武本線・中川放水路橋梁の設計および施工

鳥 居 敏 則*・橘 田 敏 之**

斎 藤 正 幸*・榊 原 貞 臣*

1. ま え が き

国鉄総武本線・東京～津田沼間線路増設工事は、昭和46年10月の使用開始を目標に、全線にわたり急ピッチに進められている。このうち新小岩～小岩間中川放水路橋梁は設計・施工上多くの困難な条件に遭遇したが、関係者の協力によってこれを克服し、他に例をみない3径間連続複線下路PC桁としてこのほど完成した。本文はその計画、設計、施工の諸点について記述するものである。

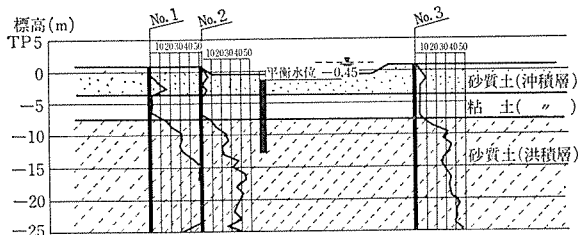
2. 基本計画

(1) 架橋地点の概況

総武本線・新小岩～小岩間を流れる中川放水路は、一般には新中川と称され、東京周辺の治水計画の一環として、昭和24年から31年にわたり開さくされたものである。

付近一帯は沖積低地であるが、下総台地に隣接しており、比較的浅く洪積層が表われ、構造物地盤としては比較的良好である(図-1)。

図-1 地 質 図



現在線橋梁は、上路飯桁支間 $16\text{m} \times 2$ 連、 $19.2\text{m} \times 2$ 連、下路構桁 $46.8\text{m} \times 1$ 連からなる複線橋梁で、放水路の開さくにもない当時の線路の下流側に新設されたものである。したがって、上流側には取付部分の用地がそのまま確保されていた。今回の線路増設にあたってはこのような環境から、上流側旧線路敷に、現在線と並行にできるだけ近接させて新橋梁を設置することとなった。

(2) スパン割

* 国鉄東京第一工事局 ** 国鉄構造物設計事務所

スパン割は河川管理者と協議の結果、現在線橋梁にあわせ中央を 48m とし、両側 37.35m の3径間とし、下部構造を流水方向にあわせるために斜角 80° と決定した。

(3) R.L～桁下端間

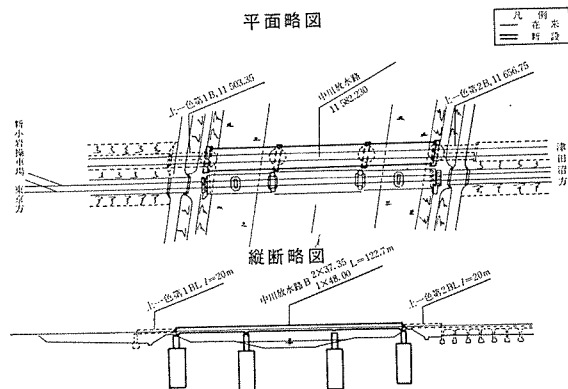
橋梁の東京方には約 600m をへだてて新小岩操車場があり、操車場に影響をおよぼさないよう線路勾配を 10% の最急勾配でとりつけると、橋梁上の R.L は $\text{AP.}7.004\text{m}$ となる。これに対し河川管理上の計画高水位は $\text{AP.}5.100\text{m}$ であるので、 1.904m の範囲に桁厚と桁下余裕を取る必要がある。河川管理者側からは桁下余裕を 1.4m とすることを希望されたが、協議の結果、桁下維持高を $\text{AP.}6.00\text{m}$ と決定した。したがって、R.L～桁下端間は 1.004m で設計することが条件となった。

(4) 構造の選定

橋梁の構造は上記の条件からおのづから限定されることとなった。すなわち、スパン 46m で R.L～桁下端間を 1m とするためには上路形式の採用は不可能であり、可能な形式として下路飯桁および下路PC桁の2つについて検討した。その結果、たまたまコンクリートの直結軌道桁が技術開発されたこともあって、下路PC桁は3径間連続桁とし直結軌道を採用することにより、R.L～桁下端間を 95cm まで縮少することができ、経済的にも有利であることがわかった。これにより3径間連続下路PC桁直結軌道方式を採用することに決定した。下部

図-2

平面略図



構造はこれに対応し、円形断面の潜函基礎とし、橋脚躯体には逆台形を採用した（図-2）。

（5） 施 工 計 画

施工にあたっては、河川中央 30 m の区間は舟航のため常時あけておかなければならず、兩岸とも堤防に平行に堤内側に区道があり、高水敷も満潮時には滞水して通路とならない不利な条件があった。このため、第1案：側径間場所打、中央径間プレキャスト桁架設（床版は吊型わくによる場所打）、第2案：プレキャスト桁架設（床版は吊型わくによる場所打）、第3案：プレキャストブロックによる架設（床版は吊型わくによる場所打）の3案について検討したが、現場環境に適合する第1案を採用することとした。

3. 設 計 概 要

新小岩操車場構内の施工基面高および中川放水路高水位より厳しい桁高の制限をうけたため、下路形式断面が採用され、かつ主桁の桁高をできるだけ小さくおさえるため、連続構造が使用されることになった。

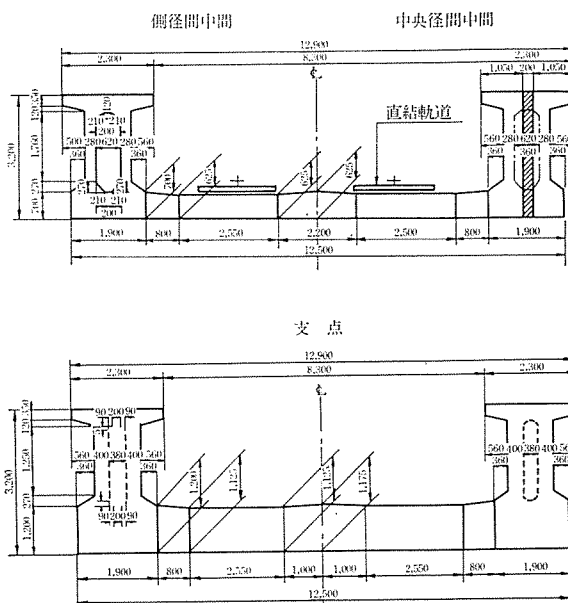
連続構造の採用により主桁桁高が低くなるので車窓からの乗客の眺望を妨げることがなくなり、かつ桁の工事費の低減をはかることが可能になった。

断面形状は、図-3 に示すように複線2主桁で、1主桁は支点を除き箱形の断面を形成している。

箱形とした理由は、中央径間の中央の一部が舟行のため他径間のような支保工上の場所打ちができないため、やむをえずこの部分はI形断面を移動架設し、のち合成して箱形断面としたが、この部分と側径間および、はね出し部断面を一致させることがPCケーブルおよび鉄筋配置上、都合がよいためである。

中央径間 48 m のうち移動架設を行なう部分は中央部 30 m である（図-4 参照）。

図-3 断 面 図



（1） 橋梁の構成順序と構造系の変化

桁は支保工上の場所打ちにより側径間および中央径間のはね出し部を先に施工し、ついで移動架設によりI形桁を所定の中央径間中央まで運搬し、I形桁を相互に目地コンクリートにより接続して箱形の主桁を構成し、さらに中央径間のはね出し部との間に目地コンクリートを打設し、これが硬化したのちプレストレスにより一体化する。

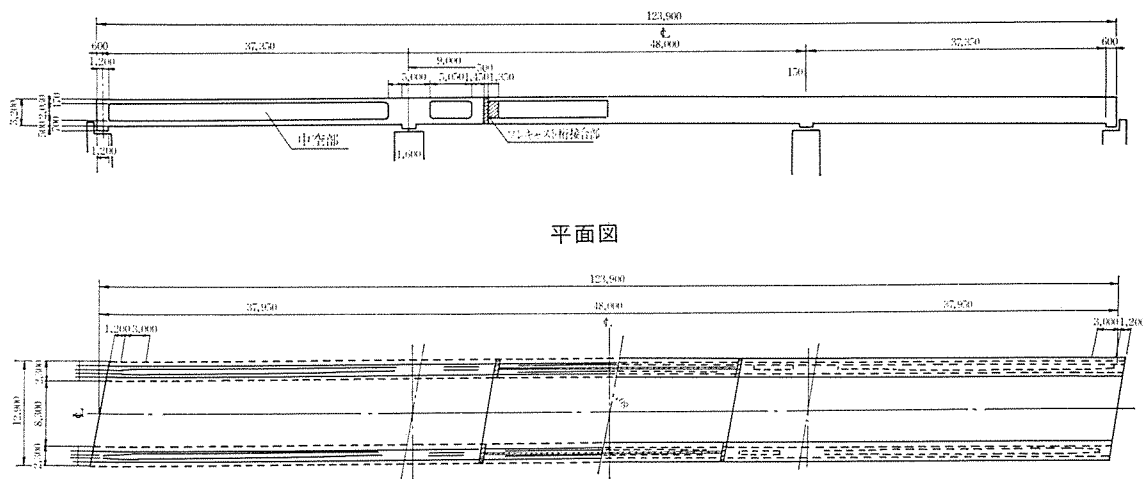
中央径間の下スラブは、すでに構成ずみの中央径間箱形主桁を利用し、これにスラブ用つり足場を設け、このうえにスラブ コンクリートを打込む。

この段階で連続桁の構成が終了する。以上を構造系別に順を追って述べると、つぎようになる。

- 1) はね出しを有する下路断面単純構造
- 2) 側径間およびはね出し部が下路断面で中央部が

図-4 構 造 概 要

側面図



箱形主桁で下路断面主桁と剛結された3径間の連続構造

3) 三径間下路断面連続構造

(2) 設計条件および設計数値の概要

設計条件および設計数値の概要を続いて列記する。記述中の断面位置は支点を0, 1.0, 2.0, 3.0とし中間を10等分して示している。

- 1) 設計条件(表-1)
- 2) 断面概要および工事数量(表-2(a)(b))
- 3) 主桁曲げモーメント, 曲げ応力度(表-3)
- 4) 主桁ねじりモーメント(表-4)
- 5) 主桁の曲げせん断力(表-5)
- 6) 曲げ破壊安全度

側径間の最小値 1.5, 最大値 3.1

表-1 設計条件

形式	3径間連続複線下路橋		
スパン	37.350 m + 48.000 m + 37.350 m		
活荷重	KS-18		
衝撃係数	$i=0.253$		
コンクリート	強度	設計基準強度	400 kg/cm ²
		プレストレス導入時	350 "
	許容曲げ応力度	プレストレス導入時	圧縮側 -15 "
			引張側 170 "
		全静荷重用時	圧縮側 0 "
			引張側 170 "
	斜め引張応力度	全設計荷重用時	引張側 -5 "
			圧縮側 130 "
		全設計荷重用時	ねじり考慮 12 "
	破壊荷重用時	最大値	50 "
		許容値	25 "
鋼材	許容支圧応力度		110 "
	P C 鋼より線	引張強度	176 "
		降伏点応力度	150 "
		レラクセーション	5%
	P C 鋼棒	許容応力	135 kg/cm ²
		プレストレス中プレストレス導入直後	123 "
		設計荷重用時	106 "
	鉄筋	引張応力度	110 "
		降伏点応力度	98 "
		許容応力	86 "
鉄筋	許容引張応力	プレストレス中プレストレス導入直後	77 "
		設計荷重用時	66 "
			1600 "

表-2(a) 主桁断面諸数値

	中央断面	支点拡張部
A (m ²)	12.86	15.22
I (m ⁴)	14.06	15.83
z ₀ (m ³)	6.426	7.627
z _u (m ³)	13.902	14.088
y ₀	2.188	2.076
y _u	1.012	1.124

値は総断面に対するもの

表-2(b) 工事数量

主桁コンクリート体積	1 695 m ³
P C 鋼材量	109.6 t
主方向ケーブル	(62.4)
横断ケーブル	(32.3)
鉛直鋼棒, その他	(14.9)
鉄筋	101.0 t

表-3 主桁の曲げモーメント, 曲げ応力度

位置		0.4 (側径間)	1.0 (中央支点)	1.5 (中央径間)
曲げモーメント (tm)	全静荷重による	4 061	-6 990	2 333
	活荷重 max	2 632	437	3 105
	min	-936	-3 634	-592
	支点沈下による	± 580	± 1 485	± 469
曲げ応力度 (kg/cm ²)	不静定による	-942	-2 413	-2 413
	全静荷重による	64/-29	-87/ 49	69/-57
	活荷重 max	41/-19	5/ 3	47/-22
	min	-15/ 7	-44/ 25	-9/ 4
力	支点沈下	± 9/± 4	± 18/± 10	± 7/± 3
	不静定	-15/ 6	-31/ 17	-45/ 42
	プレストレス導入時	41/ 34	104/ 13	37/ 95
	静荷重用時	50/ 23	48/ 35	38/ 78
度	設計荷重時	91/ 4	4/ 60	85/ 56
	支点沈下時	100/ 0	-14/ 70	92/ 53

注: 曲げ応力度の欄中の数値は左側は上縁, 右側は下縁応力度を示す。

継目位置の主桁の曲げ応力度

プレストレス導入時 60/27

静荷重用時 36/35

全設計荷重時 49/28, 20/44

支点沈下を生じたとき 61/21, 8/51

表-4 主桁ねじりモーメント (tm)

位置	種類	静荷重用時	活荷重による	全設計荷重時
0		0	0	0
1		28	27	55
2		27	29	56
3		22	36	58
4		15	56	71
5		13	68	81
6		16	68	84
7		17	58	75
8		14	61	75
9		17	71	88
10 (中間支点)		28	75	103
11		36	72	108
12		14	59	73
13		0	46	46
14		0	53	53
15 (桁中央)		0	59	59
ねじりモーメント最大値		28	75	108

注: 本数値は端より 1.9 m 幅の主桁部 1 本に対するねじりモーメント

表-5 主桁せん断力 (t)

位置	種別	全静荷重による	活荷重による	設計荷重時	支点沈下によるもの
端支点		510	320	830	± 40
側径間中間支点		-913	-365	-1 278	± 40
中央径間		1 005	490	1 440	± 62

中間径間の最小値 2.5, 最大値 7.1

主桁継目部(場所打ち部とプレキャスト部の間) 5.6

7) 主桁斜引張応力度

主桁の斜引張応力度は断面 1.2 において生ずるので, この位置の検討を行なった結果を示す(表-6)。

8) 曲げねじりせん断補強

一主桁当り, スターラップとして D 19 を 4 本 20 cm 間隔に, また P C 鋼棒 φ 27 (3 種) を 2 本, 40 cm 間

表-6 各径間最大最小主応力度 (kg/cm^2)

種 別	位置	時		破 壊 時		破 壊 時 継 目
		0.8	1.0	0.8	1.1	
σ_x		39	40	0	0	0
σ_y		14	26	14	15	7
τ_{xy}		27	32	51	57	35
$\sigma_I(-)$		-3	0	-44	-50	-32
$\sigma_{II}(+)$		56	66	58	65	39

注： τ_{xy} には曲げ、ねじりせん断応力度を含む。表-7 スラブ横方向曲げ応力度 (kg/cm^2)

位置	種 別	曲 げ 応 力 度	位置	種 別	曲 げ 応 力 度
0.4	プレストレス導入時	2/76	1.0	プレストレス導入時	6/150
	全 静 荷 重 時	19/59		全 静 荷 重 時	44/112
	設 計 荷 重 時	60/ 9		設 計 荷 重 時	122/ 9

曲げ応力度は 上縁値/下縁値を示す

隔に配置した。

9) スラブ横方向曲げ応力度 (表-7)

10) スラブの斜引張応力度

破壊安全度検討のさいのせん断応力度は、中間スラブで $6.8 \text{ kg}/\text{cm}^2$ が最大値となっており、また端支点、中間支点との横桁部における最大値は $16.6 \text{ kg}/\text{cm}^2$ となっており、いずれも斜引張応力度の許容値 $20 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以下のせん断応力度となっている。

11) 反 力 (表-8)

(3) 設計上の検討事項

中央径間の一部の複動架設という架設上の条件は本橋の断面決定に対し特殊な制約となり、断面ばかりでなく橋梁の架設順序、構造モデル、PC鋼材の配置などに大きな影響を与える。以上について具体的に述べる。

a) 断面計画 中央スパン中央部は移動架設重量、舟行上の制約から、適当な移動架設桁の長さを決定する必要がある。

移動架設桁の重量制限より、本橋では一主桁をさらに2等分したI形桁に分割して移動作業が容易に行なえるように考慮した。移動桁の重量決定には、側径間上の移動架設、できれば製作ができる範囲の重量を選定するのが、架設を経済的に行なうための条件になる。

側径間部、およびはね出し部断面は、従来の下路橋の断面形と異なっている。これは、中央径間の移動架設部のI形断面と接続するうえから選ばれた断面形であるが、横締PCケーブルの定着部の配置上からも、外側スラブのはね出した本設計の断面形は好ましいので、今後、中央径間その他に一部分の移動架設を行なう必要のない桁の場合でも、本橋の断面形状の検討が十分考慮さ

れるものと思われる。

b) PCケーブルの配置 本橋はケーブル配置上とくに他のPC桁と区別して慎重に検討を要するものに、中央径間とはね出し部を貫通してそう入するPCケーブルの配置形状がある。

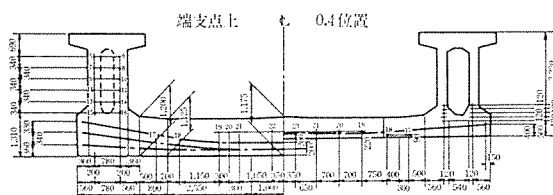
本橋ではこの結合ケーブルとして主桁上縁に水平に配置するもの、下スラブに水平に配置するもの、および主桁腹部を曲げ上げ、曲げ下げ配置したものの3種類の結合ケーブルがある。このうち最後のケーブルは、角変化、およびケーブル長など、いずれも最も大きくなっており、なるべくこの種のケーブルは、さらに摩擦損失の少ない配置形状に変更するのが望ましいものである。

なお、本ケーブルは、実際の施工では、幸いにも問題なく施工が行なわれている。

c) PC鋼材、鉄筋などの配置計画 下路橋の特徴として、PC鋼材、鉄筋が混雑して配置が容易に行なえないことが多い。

本橋では、混雑を避けるのに有効な配置方法として主ケーブルを横締ケーブルの上部に配置した(図-5)。

図-5 PC鋼棒配置



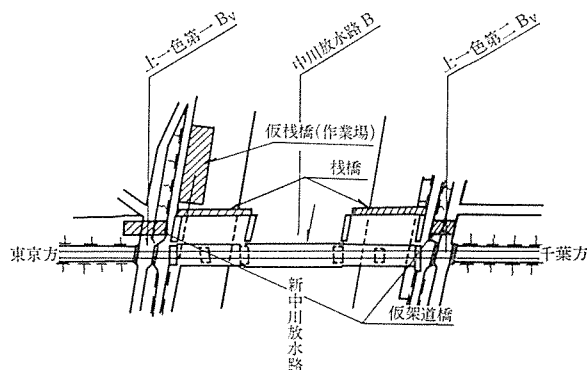
しかしながら種々の配置上の問題があるので、本橋ではスターラップ、横締ケーブル、鉛直PC鋼棒などの配置図をとくに用意して、配置上の問題点の解決をはかった。

4. 施 工

(1) 材 料

a) PC鋼線 PC鋼線は1ケーブルあたり12本の7本- $\phi 12.4$ のストランドを使用しているが、その製品試験結果を表-9に示す。ストランドの定着はフレシネ

図-6 現場一般図



表—9 ストランド試験成績

試験項目	引張荷重	0.2% 永久伸び に対する荷重	破断時伸び	レラクセー ション	ヤング率
試験回数	50回	8	50	7	8
平均値	17360 kg	15880 kg	3.5%以上	1.45%	1.96×10^6 kg/cm ²

ーアウトコーンを使用した。なお、ケーブルの総本数は443本で総延長は10.6kmである。

b) PC鋼棒および JRS アンカープレート PC鋼棒は3種 SBPC 110 で、主桁鉛直締めが $\phi 27$ (1076本)、主桁上突縁横締めが $\phi 24$ (56本)、主桁接合部が $\phi 33$ (16本) の3種類を使用している。その製品試験結果を表—10に示す。PC鋼棒埋込み定着部は主桁鉛直締め固定端に日本国有鉄道規格 JRS-5A-13AR6 の埋込みアンカープレートを、緊張端およびその他は標準のアンカープレートを使用している。

表—10 鋼 棒 試 験 成 績

呼 径	試験項目	平 行 部				ね じ 部
		引 張 荷 重	降伏点荷重	伸 び	ヤング率	引 張 荷 重
$\phi 24$	試験回数	7回	7	7	7	4
	平均値	kg/mm ² 126.6	kg/mm ² 116.9	8.0%	kg/cm ² 1.994×10^6	kg/mm ² 116.2
$\phi 27$	試験回数	12回	12	12	12	12
	平均値	kg/mm ² 125.8	kg/mm ² 114.3	7.8%	kg/cm ² 1.987×10^6	kg/mm ² 115.6
$\phi 33$	試験回数	1—	1	1	1	2
	平均値	kg/mm ² 125.8	kg/mm ² 115.8	8.0%	kg/cm ² 1.993×10^6	kg/mm ² 116.5

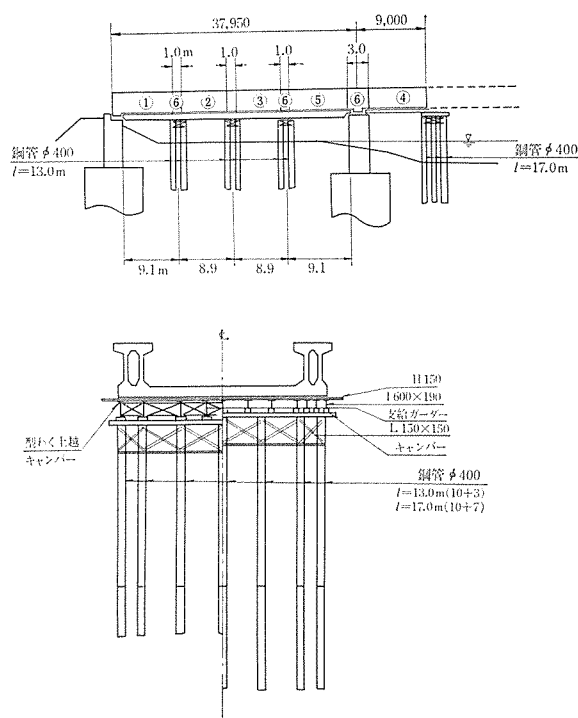
c) シ ー ス ストランド用シースは結合ケーブルおよび各ケーブルの定着部付近1.0mについては $\phi 72$ でシースのつぶれを防ぐため、とくに肉厚の大きい0.32mmを、他のケーブルについては $\phi 65$ 、肉厚0.30mmのワインディングシースを使用し、施工上のトラブルの原因となるシース継目を少なくするための現場製作により継目を省略した。鋼棒用シースは鋼棒 $\phi 24$ （主桁上突縁横締め）には $\phi 35$ を、鋼棒 $\phi 33$ （主桁接合部）には $\phi 45$ のワインディングシースを、また主桁鉛直鋼棒 $\phi 27$ には $\phi 35$ で厚さ $t=1.6$ mmの薄肉ガス管を施工上の理由により使用している。なお、現場製作のワインディングシースは、防錆を目的として、油槽を通した薄肉帯鉄板により加工した。

(2) 側 径 間 工

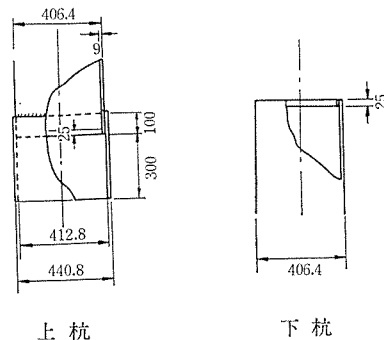
a) 支 保 工 支保工の構造を図—7に示す。支保工の基礎杭は鋼管 $\phi 400$ で、根入れは10.0mのものを用いた。杭の載荷荷重は31t、支持力は86tである。この杭は2本継ぎで、上部10.0mを撤去する要求が河川管理者より出されたので、その継手構造を図—8に示すようにした。

b) 型 わ く 型わくは埋殺しになる箱型主桁の中空型わく、端版、支点部付近の一部、およびコーン受台

図—7



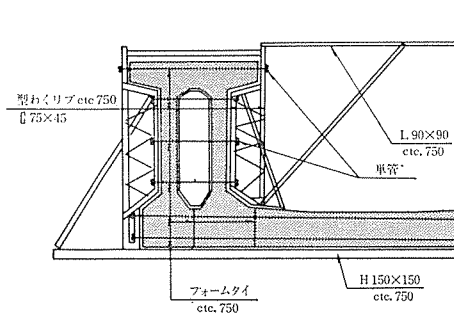
図—8 鋼 管 継 手



を除きすべてメタルフォームを使用した。型わく支保工を図—9に示す。リブは支保工の載荷荷重を軽減するため軽量型鋼を主体とした。

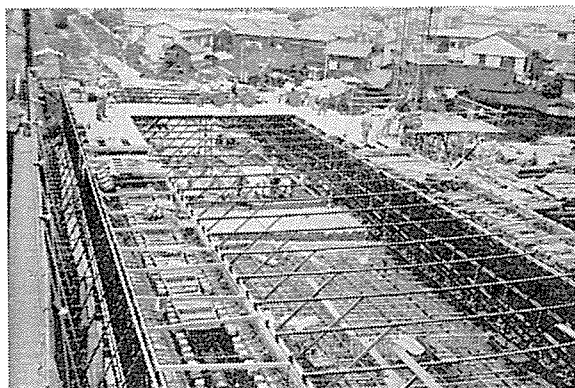
コンクリート型わく支保工の沈下に対する型わくの上げ越し量は計算により最大、側径間で10mm、張出部で14mmで、キャンバーは支保工桁上にモルタルにより確保するようにし、さらにそのうえに堅木、鉄板等で調整した。

図—9



c) コンクリート工 コンクリート工は 図-8 に示すように5ブロックに分け、1日の最大打設量を小さく押え、またコンクリートに対する支保工沈下の影響が少ないようにした。目地は幅1m(ピアー上の目地は3m)の二枚目地で、18#-5mm 目の金網で仕切った。各ブロックの打設順序は堤防側からを原則としたが、主ケーブルの定着部をもつ主桁張出部は早期のコンクリート強度をより大きくするために、打設順序を入れかえた。また、断面内順序は全断面場所打ち施工とした。コンクリ

写真-1 右岸側径間コンクリート工



ート打込口は両主桁とスラブ2カ所の計4カ所に、取入口は主桁、スラブの2カ所に分け、主桁打込みのコンクリートはタワーにより上げ、小運搬はスラブ打込みのコンクリートと同様、ねこ車によった。型わくバイブレーターは両主桁に上下2段に3カ所、計12台を途中1回移動し、棒状バイブレーターは5台を使用した。コンクリートはレディミクストコンクリートで、その運搬時間は約20分であった。その配合、および実施試験結果を表-11, 12 に示す。なお、セメントは小野田セメント、骨材は鬼怒川産を使用した。

表-11 側径間コンクリート配合

セメントの種類	設計基準強度	粗骨材最大寸法	スラブの範囲	エアーの範囲
早強ポルトランドセメント	400 kg/cm ²	25 mm	8±2.5 cm	3±1.0%

W/C	s/a	単 位 量 kg/m ³				ボゾリス No. 8
		W	C	S	G	
39.7%	35.0%	165	415	618	1147	1.04

(3) 中央径間工

a) プレキャスト桁製作 中央部30.0mの主桁は、両端に50cmの目地を考え、長さ29.0mの非対称I型断面プレキャスト桁4本により構成されるもので、プレキャスト桁は完成した右岸側径間上の2基の製作ベースで製作した(図-10, 11 参照)。側径間スラブの許容応力の関係で1本のプレキャスト桁の製作、架設(縦取りまで)が終了してから、つぎのプレキャスト桁のコン

表-12 コンクリート試験値

	打設量	平均スラブ値	平均エアー	平均 σ_{28}	σ_{28} 変動係数	備 考
側径間右岸	m ³	cm	%	kg/cm ²		
左岸	660	8.2	3.3	459	8.4	6/3~6/13
小 計	663	8.0	3.5	478		6/27~7/2
	1323	8.1	3.4	468	7.6	
プレキャスト桁						
1	51	9.5	3.5	416		9/9
2	54	8.9	3.5	538		9/24
3	51	8.9	3.5	601		10/7
4	51	8.3	3.5	538		10/16
小 計	207	8.9	3.5	523	12.8	
中央部1	156	7.3	3.7	σ_5 (410)		12/17
2	17	7.7	3.0	σ_5 (413)		12/18
小 計	173	7.3	3.7	σ_5 (411)	1.4	
計	1703					

図-10

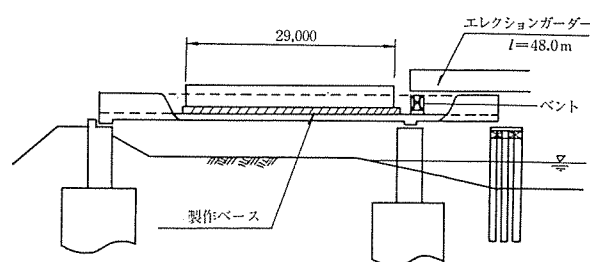
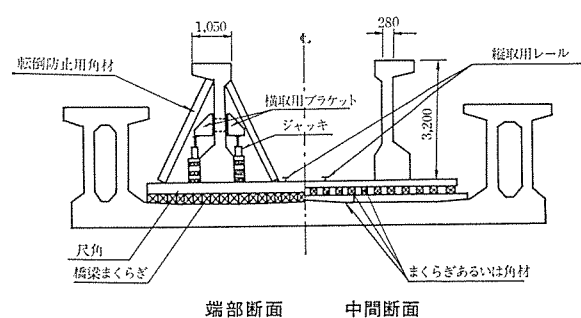


図-11



クリート工を行ない。製作ベースを交互に使用した。コンクリート工はタワーを堤防上に設け、側径間主桁上を小運搬路とした。型わくバイブレーターは桁片面のみに6基配置した。コンクリートは日立セメントの普通ポルトランドセメントを使用した。その配合、および実施試験結果を表-12, 13 に示す。

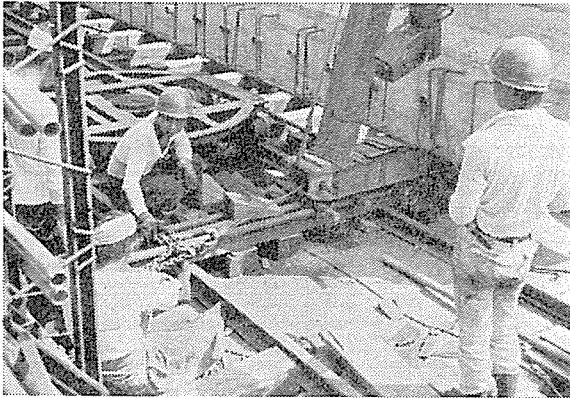
表-13 プレキャスト桁コンクリート配合

W/C	S/a	単 位 量 (kg/m ³)				ボゾリス No. 8
		W	C	S	G	
39.2%	35.0 kg	165	420	615	1145	1.05

b) プレキャスト桁架設 架設はまず製作ベースから縦取り位置までの第一次横取り、縦取り、さらにその縦取位置から所定の位置までの第二次横取りの3つに分けられる。

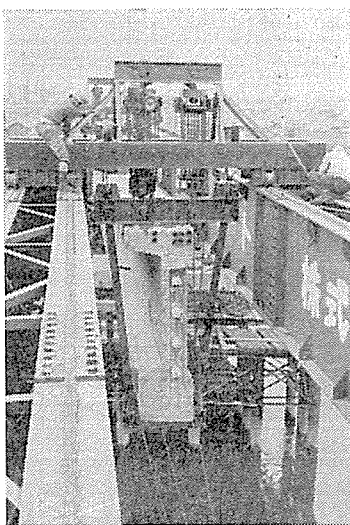
第一次横取りはあらかじめ桁端ウェブに $\phi 140$, ϕ

写真-2 プレキャスト桁架設（第1次横取）



90 の 2 つの穴をあけておき、そこに鋼製のブラケットを取付け、4基の 100t ジャッキでジャッキアップし、その下にレール、コロ棒、鋼製横取用ふねをそう入して、レバブロック2基で操作し、縦取用軌道上のトロにセットした。プレキャスト桁は重量 125t、高さ 3200、ウェッブ 280、上フランジ 1050、下フランジ 850 で非常にスレンダーであるため横取りの際の横振れが心配されたが、約 4mm に押えることができた。

写真-3 プレキャスト桁架設（ガーダーエレクションによる縦取）



縦取りは架設ガーダーによった。エレクションガーダーは全長 48.0m の二連で、左岸側径間上で組立て手延式により仮設した。その支点部のベントの断面を 図-12 に示す。桁の吊上げ、吊下しはチェーンブロック、引込みはウインチによった。

第二次横取りは第1次と同様であるが、ジャッキはブラケットを用いず桁下面にあて操作した(図-13 参照)。横取りは大したこともなく施工できたが、すでにセット

図-12

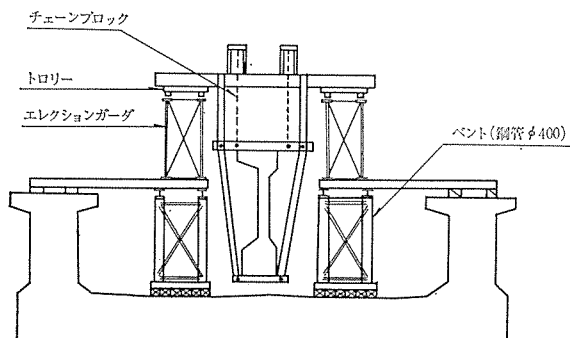
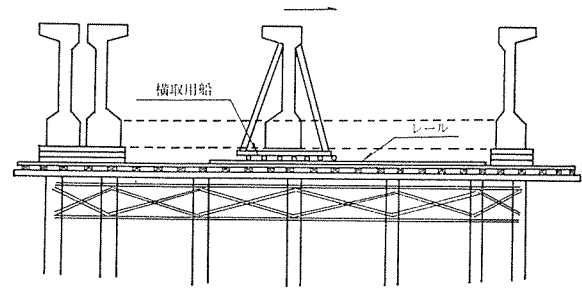


図-13



された外側主桁は、つぎに横取りしてくる内側主桁の影響で支保工が沈下変形して、高さが狂ってしまい、2本のプレキャスト桁を所定の同じ高さにセットするのに、大変苦勞をした。

c) 主桁の連続合成 横取りで支保工上の所定の位置にセットされたプレキャスト桁の桁間 20cm のコンクリート工を吊型わくにより施工し、主桁を箱型断面にする。つぎに場所打主桁とプレキャスト桁間の目地 50cm の施工をするが、そのコンクリート工に先だって、図-14 に示す吊装置によりプレキャスト桁重量を場所打主桁に持たせ、荷重の連続性を計った。また、このときにケーブルをそう入したが、その方法はPCケーブルの先端にキャップをかぶせ3分ワイヤーを用いウインチで引込んだ。コンクリート硬化後、この結合ケーブル、接合部鋼棒を緊張して主桁の連続合成ができる。

d) 床版工 中央部 30.0m のスラブは連続合成の完成した主桁にガーダー8連($l=16$ m)を渡し吊鋼棒によって吊型わくを施し、場所打コンクリートによって

図-14 プレキャスト桁吊装置

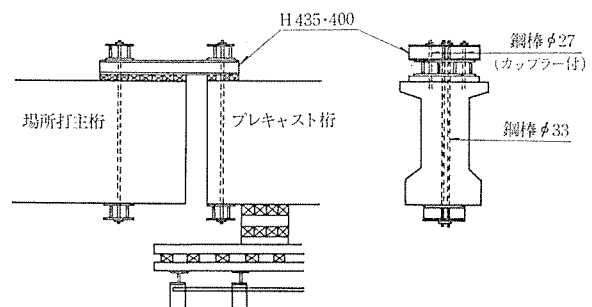


図-15

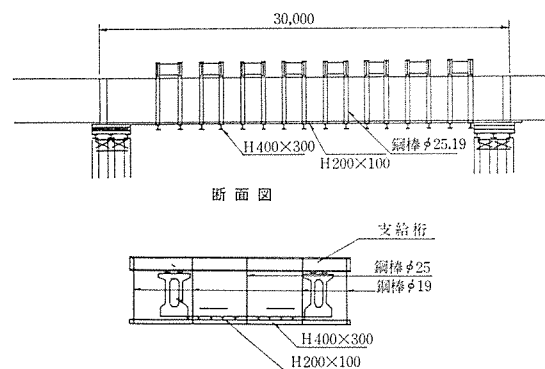
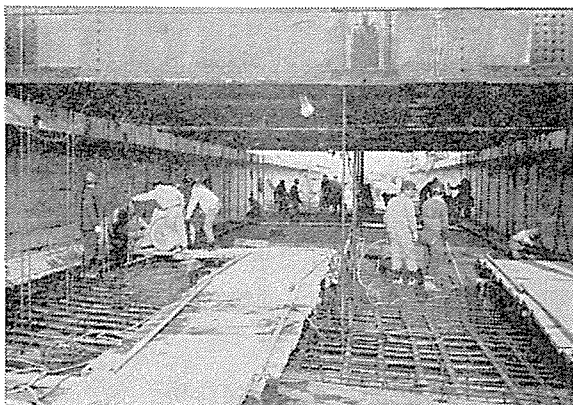


写真-4 中央部スラブコンクリート工



施工する。型わくの上げ越し量は最大 12 mm である。コンクリート工は 3 ブロック (幅約 9.0 m) に分け、4 つの二枚目地 (幅約 0.8 m) を設け、桁の中央より両端へ向ってコンクリートを打設し、コンクリート取入口は 2 カ所とした。コンクリートは工程の関係で早強セメントを使用し、配合は側径間場所打コンクリートと同じとした。

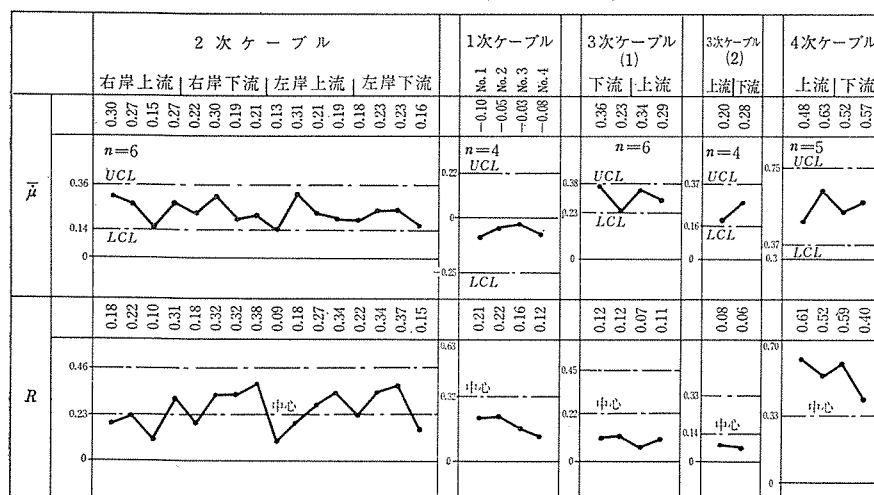
(4) 緊張工

ストランドのそう入は主ケーブルについてはキャップを用いてウインチで行ない、スラブ横締ケーブルは人力によりそう入した。緊張工はストランドはフレシネージャッキ S-6 B 型、鋼棒は 50 t センターホール ジャッキを用いた。摩擦係数測定のための試験緊張は主ケー

表-14 摩擦測定試験結果

	試験本数	$E \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$			μ		μ 管 理 限 界				
		$\bar{E}$	上 限	下 限	$\bar{\mu}$	$\bar{\mu}$	1 本 毎		グ ル ー プ		
							上 限	下 限	n	上 限	下 限
2次ケーブル	10	1.96	2.08	1.96	0.29	0.25	0.52	-0.02	6本	0.36	0.14
1次ケーブル	4	1.87	1.95	1.87	0.30	-0.02	0.45	-0.48	4	0.22	-0.25
3次ケーブル(1)	6	1.83	2.01	1.83	0.39	0.42	0.68	0.16	6	0.53	0.31
〃 (2)	2	1.89	1.99	1.89	0.31	0.26	0.47	0.05	4	0.37	0.16
4次ケーブル	5	2.00	2.03	2.00	0.51	0.56	0.99	0.13	5	0.75	0.37

図-16 緊張管理図



ルについては 5 回に分けて行なったが、スラブ横締ケーブルについては、隣接の現在線橋梁に支障してできず、主ケーブルの結果を参考とした。仮緊張は場所打部についてコンクリート打設後 3 日目 (コンクリート強度平均 370 kg/cm^2) に主ケーブルの一部 (2 次ケーブル 8 本、4 次ケーブル 6 本) を行なった。本緊張は主桁鉛直鋼棒の一部、スラブ横締ケーブルの一部緊張後、主ケーブル、その後スラブ横締ケーブル、主桁上突縁横締鋼棒、鉛直締鋼棒の順に行なった。また、主ケーブルの全体的な順序は 2 次、1 次、3 次、4 次ケーブルの順である。表-14 図-16 に摩擦係数、ヤング係数測定試験の解析結果、および緊張管理図を示す。

グラウト工についてはミキサは PM-570 型 (日本産業社製)、ポンプは API 型アジポンプ (三和機材社製) を使用した。配合は表-15 に示す。その試験結果はフロー値 13 秒、24 時間後のブリージング率、および膨張率はそれぞれ 0、2.0%、また σ_{28} は 246 kg/cm^2 であった。

表-15 グラウト配合

W/C	フライアッシュ	ポゾリス No. 8 (×C)	Al (×C)
40%	0	0.25%	0.007%

(5) 施工の問題点

a) 結合ケーブルのシースについて 結合ケーブルのストランドはコンクリート打込みに先立ってそう入できないので、コンクリート打設の際シースを損傷して、のちにストランドのそう入が不能になる可能性がある。これを防止するためつぎの 3 通りの処置をとった。

1) シースの継ぎたしを少なくするため、シースを現場製作とし、長尺もののシースを使用する。

2) シースの強度を増すために、肉厚を 0.02 mm 厚くする。技術的には 0.35 mm まで可能とこのことであったが、現場製作上の制約から 0.32 mm となった。

3) 万ーシースが変形しても所定の 12 本のストランドがそう入できるようにシース内の断面を確保するため、15 本のストランドを仮そう入する。

b) 目地部付近のスラブ横締ケ

表-16 工 程 表

	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
側径間支保工 右岸													
側径間支保工 左岸													
側径間工 右岸													
側径間工 左岸													
プレキャスト桁 製作架設													
連 連 合 成													
中央部支保工													
中央部床版工													

ケーブルについて 中央径間の両サイド 9.0 m は支保工上で施工し、中央 30.0 m はのちに吊型わくにより施工したが、この目地部付近のスラブ横締ケーブルは間隔 60 cm で配置されており、設計でも 1.33 本/m を必要とする計算がなされているので、横締ケーブルは目地をはさんで同時期に緊張しなければならない。しかし、プレキャスト桁の架設等のため張出部スラブは側径間スラブと同時期に緊張し、吊型わくスラブコンクリート打込み前にこの緊張力を解放し、吊床版コンクリート打設後再び緊張するようにすればよい。ところが、この横締ケーブルは長さが 10.9 m しかないためコーンを解放するのに必要なケーブルの伸び量が得られず、現在用いている装置では解放できない。そこで検討した結果、緊張力の分布角度を 45° とすれば、解放しなかった場合、緊張応力が約 50% 降下すると考えられたが、ケーブルの緊張力に余裕が平均約 28 t あるので、これを残さず緊張すれば不過分は約 25% に押えられ、設計荷重に対して悪くても 7 kg/cm² のパーシャルになると計算されたので、接合部のスラブ横締めケーブルの弛緩は行なわなかった。そして、これを確認するため目地付近にカールソンを埋込み、その緊張力をチェックしたところ、ヤング率を $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とすると設計値 61 kg/cm² の点の実測値が 57 kg/cm² となり、これは列車荷重に対し 5 kg/cm² の圧縮力になる。

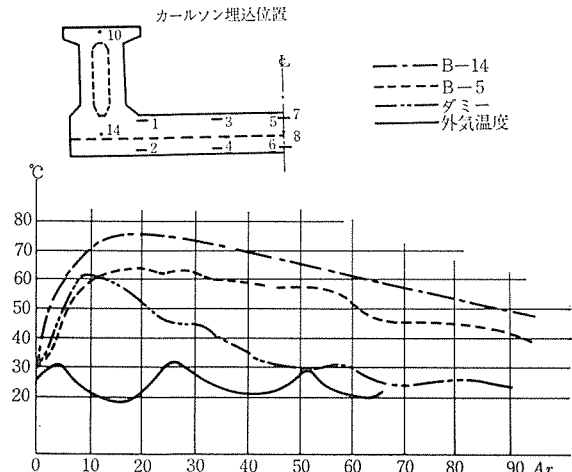
c) 中央スラブコンクリート工について 中央部のスラブコンクリートはあたかも剛な型わくの中にコンクリートを打設するようなもので、スラブコンクリートが周囲のわくに拘束されるので橋軸直角方向のクラックの発生が心配された。そこで 4・(3)・d) に述べたように 4 カ所の二枚目地を設けるブロックに分けてコンクリート打設を行なった。しかしながら目地コンクリートにクラックが発生したが、これはコンクリートをはつて調べたところ、ひびわれの深さが 1~2 cm 程度と浅い表面のヘアークラックであったので直ちにセメントペーストを注入し仮緊張を施こした。このクラックは表面の乾燥収縮によるものが主原因と思われたが、ブロック割り施工をしたため、この程度ですんだものと思われる。

5. 試 験

本橋には、施工中、あるいは将来の載荷状態における応力状態を調べるため、約 30 個のカールソンを埋込んでいる。また、今後表面ケージも多数設ける予定であるが、これらのデーターが得られれば、今後の下路連続 PC 桁の設計、施工に役立つものと期待している。

施工中に側径間ピアー上目地（幅 3 m、コンクリート体積約 55 m³）のコンクリート温度測定を行なったが、その結果を参考に 図-17 に示す。

図-17 温度測定結果



6. あとがき

本橋梁は桁高制限を極度に受け、かつ長スパンを要求される場合に最も適した新たな構造の PC 桁であって、スパンの長大、下路の連続構造という点で、今日のところ国内はもとより国外にも、まだ実施の例を聞かない規模のものである。

工事施工の結果、頭初に施工上の問題点とされたプレキャスト主桁の横締め、はね出し部とプレキャスト桁との接合、およびこれを貫通する PC ケーブルのそう入など、いまだ例をみない困難な工事の連続であったが、これらはすべて十分満足できる状態で施工が完了した。

本工事の結果、この程度の大規模な PC 工事でも十分注意すれば満足のできる施工が行なえることが明らかになった。

本工事の実施にあたっては、東京大学 国分教授の御指導を仰ぎ、また構造物設計事務所 尾坂、小池両技師の設計・施工にわたる御指導を受けたものである。

設計は（株）日本構造橋梁研究所、施工はオリエンタルコンクリート（株）により行なわれた。

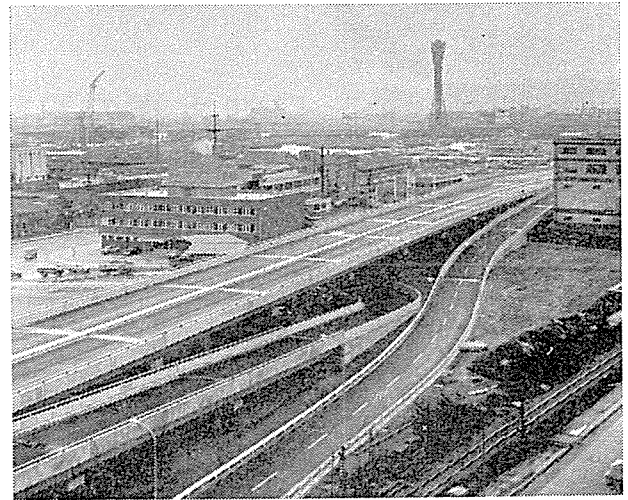
ここに記して謝意を表する次第である。

1969.2.10・受付



鋼弦コンクリート

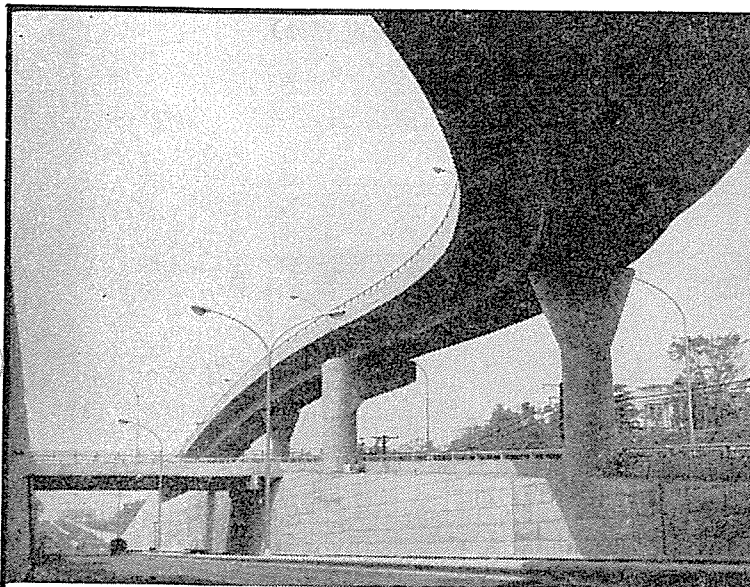
設 計
施 工
製 造



九州鋼弦コンクリート株式会社

代表者 取締役社長 山 崎 鋼 秋

本 社	福岡市天神2丁目12番1号(天神ビル)	TEL 大代表(75) 6031
大阪事務所	大阪市北区芝田町97(新梅田ビル)	TEL 代表(372) 0384
東京営業所	東京都港区新橋4丁目24番8号(第2東洋海事ビル)	TEL (431) 6 4 4 7
大分出張所	大分市府内町2の3(吉良ビル)	TEL (2) 9 8 5 0
宮崎営業所	宮崎県宮崎市二葉町1	TEL 5 2 2 0
福岡山家工場	福岡県筑紫郡筑紫野町山家	TEL (二日市) 2733~5
大阪大東工場	大阪府大東市新田	TEL 大東(72) 1 0 1 0
工 場	夜 須 ・ 甘 木 ・ 大 村	



BBRV、MDC、フレッシュネー、マニエル工法による プレストレスト・コンクリート

- 構造物の設計・施工
- 製品の製造・販売
(ケタ、ハリ、矢板、床板、屋根版他)
- コンクリートポール・パイル・ブロック

首都高速道路公団 421工区高架橋

橋長 203.77m 幅 6.0~8.7m

型式 BBRV方式 ポストテンション工

連続箱桁及単純桁橋



北海道ピー・エス・コンクリート株式会社

本社・東京営業所	東京都豊島区巣鴨6丁目1344番地(大塚ビル)	東京(918)6171(代)
札幌営業所	札幌市北三条西4丁目(第一生命ビル)	札幌(24)5121
仙台事務所	仙台市元寺小路172番地(日本オフィスビル)	仙台(25)5381
静岡事務所	静岡県静岡市泉町7の44(マルエムビル)	静岡(85)6618
名古屋事務所	名古屋市中区栄町4丁目1番地(栄町ビル)	名古屋(961)8780
大阪事務所	大阪市北区万才町43番地(浪速ビル東館)	大阪(361)0995~6
福岡事務所	福岡市大名1丁目9番21号	福岡(75)3646
札幌別工場	北海道札幌別郡登別町字千歳	札幌別(2)221
掛川工場	静岡県掛川市富部	掛川(2)7171(代)