

宿院高架橋における3主版桁の設計施工について

西 島 昭*
 山 川 孝 一**
 伊 藤 利 和***
 山 口 実****

1. ま え が き

すでに飽和状態となっている堺市周辺の交通量、現26号線、府道大阪和泉～泉南線の交通緩和のために工事が進められている第二阪和国道（堺市安井町～泉南市）のうち、特に阪神高速道路堺線のランプと中央環状線との交差点の混雑緩和、和歌山、臨海方面より阪神高速道路堺線を経て大阪方面への連絡を目的としている宿院高架橋の起点寄りに施工している3主版桁橋について述べる。

2. 設 計

(1) 設計概要

本高架橋は既成市街地をとるために施工中の環境阻害および完成後の騒音・振動等による沿道住民への配慮を重要視するとともに都市内高架橋としての造形美、平面交通をさまたげない施工法、工事の省力化・急速化等を考慮して横断形状はスレンダーな3主版桁形式として機械施工による分割方式を採用している。従来の5径間程度の連続桁では固定支承と可動支承との組合せによる形式が多い。この形式は長期荷重に対しては都合がよいが短期荷重（地震時反力）に対しては固定支承に集中して下部構造が不均等になることや、多径間にすることによる反力の増大、さらに美観的な観点からも、必ずしも合理的な設計とはいえなかった。そこで本橋では長期、短

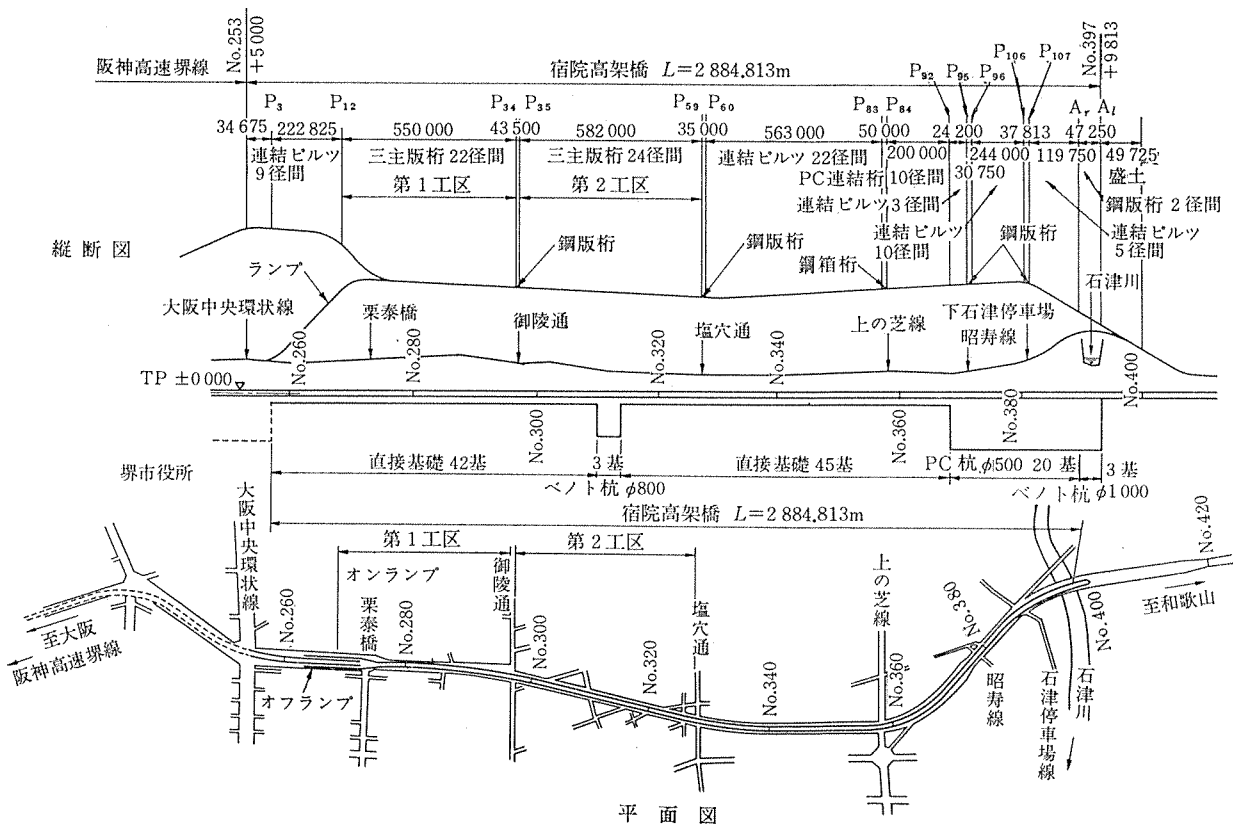


図-1 宿院高架橋平面および縦断面図

* 建設省浪速国道工事事務所 工務課長
 *** 建設省浪速国道工事事務所 建設技官

** 建設省浪速国道工事事務所 監督官
 **** ビ・エス・コンクリート(株) 宿院作業所長

期荷重ともに均等に水平反力を下部構造に伝達させるように、ゴム支承による反力分散方式を採用した。この方式を用いることによって下部構造の等剛性からくる平衡性、美観的要素および構造計算等にその効果は大きい。また移動式支保工による機械化施工によって平面の自動車交通の規制をなくして急速化、省力化、そして横断面形状からくる型わく組立て、脱型の容易さ、鉄筋およびPCケーブルのブロック化、コンクリート打設の容易さ等を図ることができる。

(2) 橋梁形式の比較検討

現地の立地条件の基に、橋梁形式として現場打コンクリート橋分野に絞り、2主版桁、3主版桁、3主格子桁ピルツ、ホーラスラブの4形式を対象とし比較検討を行い、経済性、施工性に優れた3主版桁形式を採用し、当初より単純桁として設計、施工されている基礎形式をも考慮しプレストレストコンクリート連続桁として、地震時水平反力の分散をはかれる構造とした。

(3) 設計条件

本橋における設計条件は表-1に示すとおりである。

表-1 設計条件

橋種	プレストレストコンクリート橋
構造形式	ゴム支承反力分散方式による多径間PC連続桁
支間および橋長	3~5 @ 25.000 = 75.000~125.000 m
幅員	(全幅) 17.600 m, (有幅) 2 @ 7.800 m (4車線)
荷重	TL-20
衝撃係数	$i=10/25+l$ (主桁) $i=20/50+l$ (床版)
横断勾配	1.5% 直線勾配 (標準幅員部)
縦断勾配	0.23% (標準部)
コンクリート強度	$\gamma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ (主桁, 横桁)

(4) 主桁の設計

主桁の断面力は、多径間連続桁の構造物を1スパンごとに分割して施工する分割施工法を採用したので、各施工段階、連続桁完成直後および $t=\infty$ における設計荷重時に対して1スパンを10等分し、おのおのの断面について検討した。なお、計算は複雑化するためすべて電算で求めた。また、分割施工による材令差のために発生するクリープによる2次反力の計算は、 $X_p=(X_B-X_C)(e^{-\rho}-1)$ なる Dischinger 公式により、クリープ係数は最終クリープ係数をPC設計施工指針より $\varphi_\infty=2.0$ としクリープ進行度 (ρ) はPC道路橋示方書の平均値の近似式を用い求め、各施工段階ごとに関するクリープ係数は、 $\varphi(t)=\rho \cdot \varphi_\infty$ により求めた。

特に、この種の橋梁では2次モーメントが相当大きくなるので、PCケーブルの配置には十分留意する必要がある(図-2参照)。

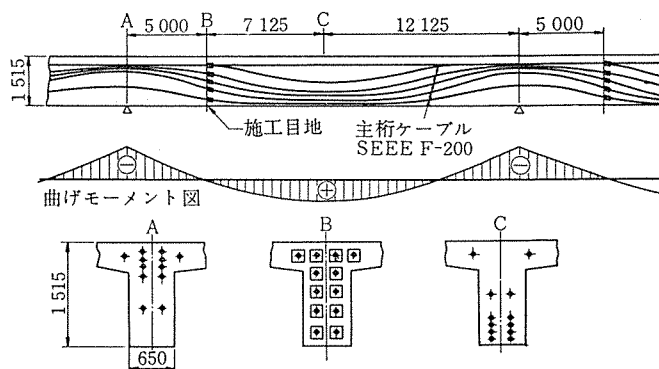


図-2 主ケーブル配置図

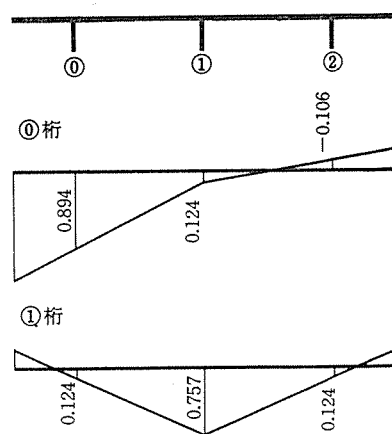


図-3 横分配曲線

主桁の横分配は、床版を無限に横桁があるとして主桁のねじり剛性を考慮した Homberg の方法より求めた。このときの横分配曲線は図-3のようになる。

(5) 床版の設計

設計モーメントは、床版が橋軸方向に単位幅の無限数の横桁によって結合された無限格子構造と考え、図-4のごとく不静定力、 M, T を各主桁の中心軸に作用させ主桁の曲げ剛性とねじり剛性を、それぞれ鉛直ばねと回転ばねによって置換させ静定基本系にし、求める Cart の方法により、このモーメントに外荷重をフーリエ級数に展開し単位長さあたりの荷重に換算して用いた床版としてのモーメントを加えて求めた。なお、本橋の Cart の方法にて求めた影響線は、図-5に示した。

この床版計算結果より、床版横締めプレストレスはSEE F-130を50cmピッチに配置し圧縮応力度は、シース内でのPC鋼線の移動等を考え、少なくとも

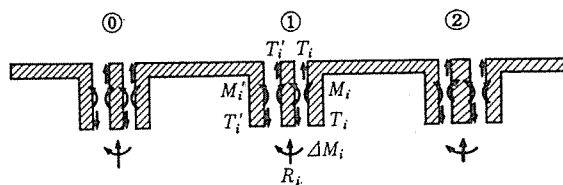


図-4 主桁に作用する不静定力

10 kg/cm² 残るような設計とした。

(6) 横桁の設計

本橋のような移動式支保工による施工方法を採用する場合

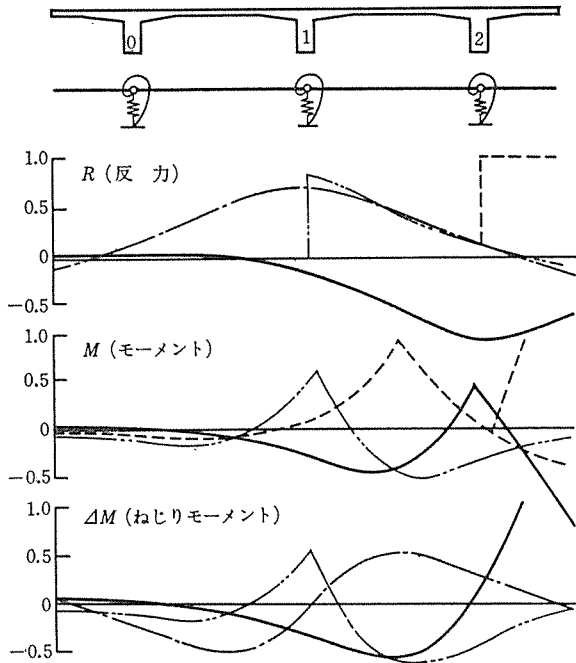


図-5 Cart の方法による影響線

横桁はすべて後打ち施工となるため、なるべくないことが望まれるが、主桁間の荷重分配を床版のみでなく横桁にも期待させるという考えから、本橋は格子桁理論により荷重分配計算を行い、各支点上およびスパン中央に横桁を設ける設計を行った。なお、横桁横締め PC ケーブルとして、C・C・L、φ17.8 を端支点横桁に 5 本、中間支点およびスパン中央横桁に 6 本配置した (図-6 参照)。

(7) 反力分散ゴム支承について

a) 構造と機能 反力分散ゴム支承は、U字状のベースプレート上に天然ゴムに合成ゴムをコーティングしたゴム沓 (リング沓) を置き、その上に主桁幅のスチール型わくを載せ、ジベル筋で主桁を、アンカーボルトで橋脚にゴム支承を、それぞれ固定支持させたものである (図-7 参照)。

従来、多径間連続桁形式では、桁の長期変形と短期変形の双方を満足するような反力分散の方法は、常に苦慮してきたところであるが、本橋の場合は、ゴム沓にあらかじめ長期変形と逆の方向にせん断変形を強制的に与えて、桁の長期変形をゴム自体のせん断変形で吸収し、長期変形終了時に上部工水平力を各橋脚に均等に分散させ

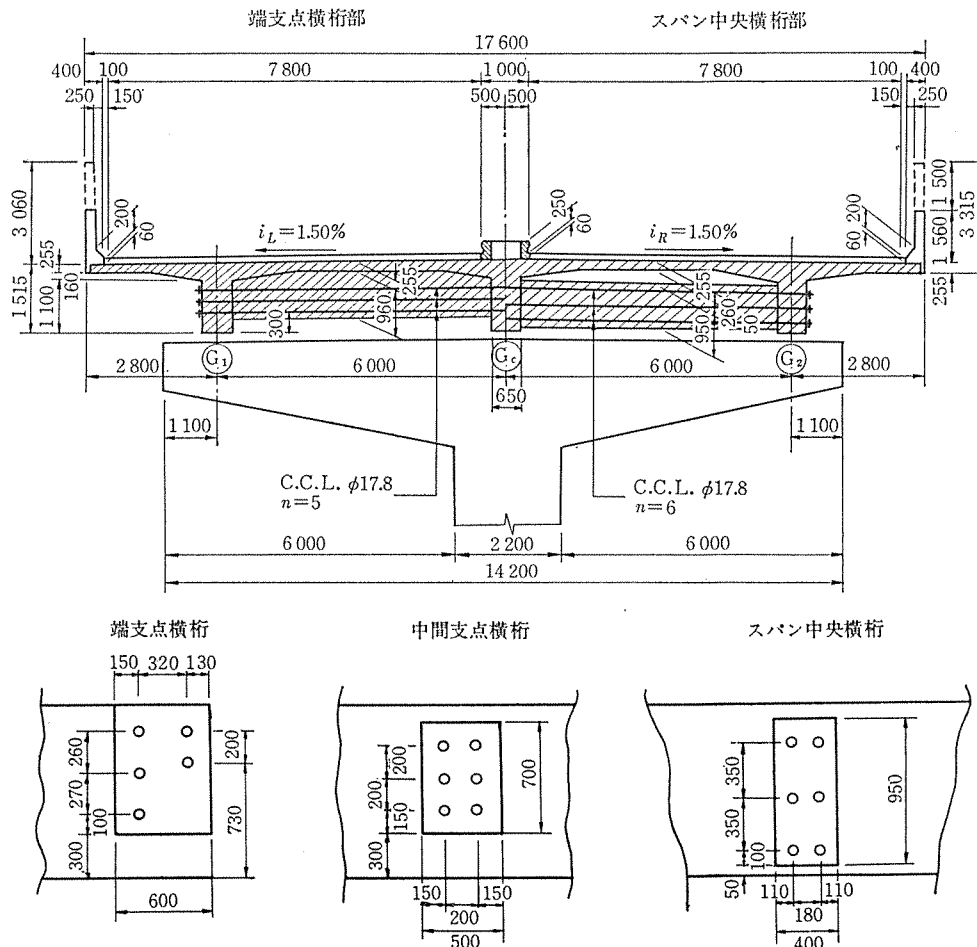


図-6 横桁ケーブル配置図

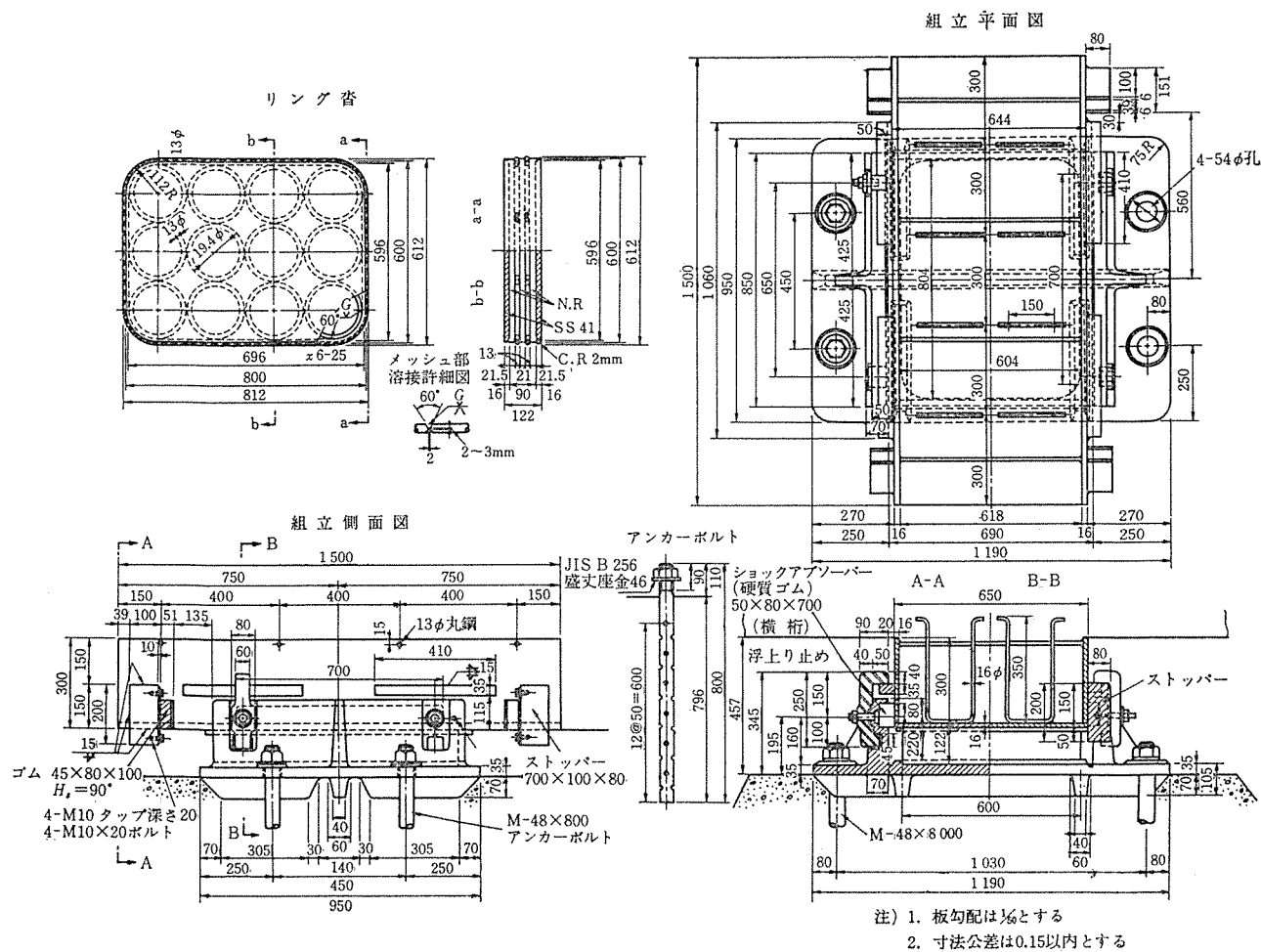


図-7 護ゴム沓構造図

表-2 ゴム沓の材質試験

試験項目	単位	規格値	試験方法	内部材	外部材	条件
				NR	CR	
静的せん断弾性率	老化前	kg/cm ²	13.5±2	JIS K 6380	NR	25% 圧縮 70°C×22 h
引張強さ	"	"	250 以上	JIS K 6301	"	
伸び	"	%	400 "	JIS K 6301	"	
引裂強さ	"	kg/cm ²	80 "	Aタイプ JIS K 6301	"	
圧縮永久ひずみ	—	%	30 以下	JIS K 6301	"	No. 3 オイル 20°C×22 h
接着強さ	—	kg/cm ²	50 以上 ラバフェリアー	JIS K 6301	"	
伸び	老化前	%	400 以上	JIS K 6301	CR	蒸留水 50°C×22 h
引裂強さ	"	kg/cm ²	40 "	Aタイプ JIS K 6301	"	
耐油性	伸び積	%	老化前の +20 以内 " +120 "	JIS K 6301	"	
耐水性	伸び量	"	老化前の +10 以内 " ⊕10 "	JIS K 6301	"	
備考	製作時におけるリング沓の加流は、プレス締付け厚は 30 kg/cm ² 以上、加流温度 (本加流) は 150°±10°C とし所定の時間加流を行った。					

る方法とした。本橋のゴム支承厚は総厚が 100 mm を越すためゴム沓規格値に例がなく、材質試験を行い表-2 に示す本橋用のゴム支承規格値を設けた。またゴム支承のせん断力は、ゴムのせん断弾性係数 (G) によって異

なるため模型実験を行い G の変化曲線を求め使用ゴム硬度より G=15 kg/cm² を採用した。

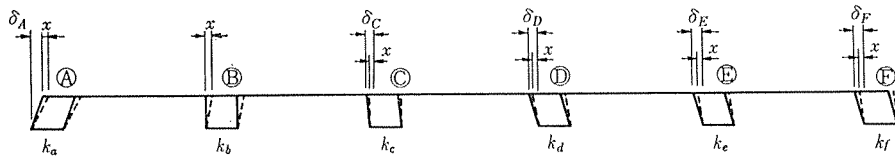
b) 反力分散の設計理論

1) 施工段階による収縮量：いま、5 径間連続桁を考

え、1 施工段階の周期を T 日とし、種々の長期変形を考慮し桁の不動点を求めることは難解であるから、本橋では 図-8 のように ㊸ 支点を施工中に仮固定し次の項目についてそれぞれ求めた。

- a. プレストレスによる弾性収縮量
- b. クリープによる収縮量
- c. 乾燥による収縮量
- d. 温度変化による伸縮量

2) 施工時の反力分散：第5スパン目をプレストレッシングした直後、最初仮固定していた ㊸ 支点の開放を行うと、各支点はゴムの弾性によってつり合うまで移動し落ちつく。その移動量は次式にて求まる。



$$k_a(x + \delta_A) + k_b \cdot x - k_c(\delta_C - x) - k_d(\delta_D - x) - k_e(\delta_E - x) - k_f(\delta_F - x) = 0$$

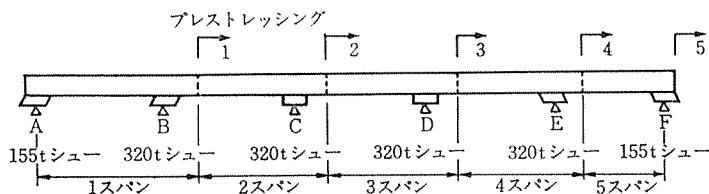
より、

$$x = \frac{-k_a \cdot \delta_A + k_c \cdot \delta_C + k_d \cdot \delta_D + k_e \cdot \delta_E + k_f \cdot \delta_F}{k_a + k_b + k_c + k_d + k_e + k_f}$$

ここに、ゴムおよび橋脚のばね定数 k_i は

$$k_i = \frac{1}{\frac{t_i}{GA_i} + \frac{h^3}{3EI_i} + \frac{h^2}{\sum n p_k t_i^2} + \frac{\sqrt[4]{K_p/4EI}}{n \cdot K_p \cdot D}}$$

分母の第1項はゴムに、第2項は橋脚の片持ばりとしてのたわみを示し、第3、第4項は基礎の回転と移動に関してのばね係数である。



- ㊸ 施工前の予備せん断量
 ←20 mm ←10 mm 0 0 10 mm → 15 mm →
- ㊸ プレストレス導入時の弾性変形の吸収
 A → 固定 1 ←C 2 ←D 3 ←E 4 ←F 5

図-8 施工時における反力分散

3) 完成時の反力分散：経年収縮終了時に各支点ほどの状態に落ちているか、施工時の反力分散より以下のようにして求まる。

第1スパンを $t = \infty$ とした場合を考えると、 $t_1 = 4T \sim t_2 = \infty$ までの収縮量 $\Delta l_{\text{㊸}}'$ は、

$$\begin{aligned} \Delta l_{\text{㊸}}' &= \Delta l_{\varphi}^{\infty-4T} + \Delta l_{\varepsilon}^{\infty-4T} \\ &= \int_0^{l'} \frac{\sigma_{cg} t}{E_c} (\varphi_{\infty} - \varphi_{4T}) dx + l' \cdot (\varepsilon_r^{\infty} - \varepsilon_r^{4T}) \end{aligned}$$

㊸ 支点が $\Delta l_{\text{㊸}}'$ だけ収縮を起したとするとつり合い式は、

$$\begin{aligned} k_a(\delta_A + \Delta l_{\text{㊸}}' - X) + k_B(\delta_B - X) \\ - k_C(\delta_C + X) - k_D(\delta_D + X) \\ - k_E(\delta_E + X) + k_F(\delta_F - X) = 0 \end{aligned}$$

となる。

前式より移動量 X が求まると各支点の変形量を計算できる。次に第2スパンを $t = \infty$ とした場合の $t_1 = 3T \sim t_2 = \infty$ までの収縮量 $\Delta l_{\text{㊸}}'$ を前記の方法にて求め移動量 X を出す。以下同様の方法にて第3スパンから第5スパンまで完成後の変形量が求められる。この変形量に対して、温度変化による変形量も考慮して各支点に与える。

以上のようにして予備せん断量を決定し下部橋脚に均等に分散させることができる。

4) 各支点の水平力：上部構造の地震時水平力を F とすると、各支点の水平変位量 δ_{eq} は、連続の条件より次のようになる。

$$\delta_{eq} = \frac{F}{\frac{1}{\delta_{sa}} + \frac{1}{\delta_{sb}} + \frac{1}{\delta_{sc}} + \frac{1}{\delta_{sd}} + \frac{1}{\delta_{se}} + \frac{1}{\delta_{sf}}}$$

ここに、 $\delta_{sa}, \delta_{sb}, \dots, \delta_{sf}$ は単位水平荷重 $P=1$ による各支点の変形量を表す。

よって各支点に作用する水平力 F_A, F_B, \dots, F_F は左右からの地震力を考慮して次式によって求まる。

$$F_A = \frac{\delta_{eq} \pm \delta_A}{\delta_{sa}}, \quad F_B = \frac{\delta_{eq} \pm \delta_B}{\delta_{sb}}, \quad F_F = \frac{\delta_{eq} \mp \delta_F}{\delta_{sf}}$$

(8) 主桁衝突緩衝ゴムパッドについて

多径間連続桁形式は、同スパン単純桁形式と比較して地震動による橋梁上部構造の挙動が及ぼす影響が大である。それゆえ地震動の影響によって伸縮目地幅が狭められ、やがて桁相互の接触、衝突という可能性が考えられる。このような上部構造相互間の衝突を緩和し、衝突による主桁の損壊や破壊を防ぐ目的で 図-9 に示す衝突緩衝ゴムパッドを本橋は設置した。

ゴムパッドの平面形状は、単位面積あたりの荷重に対する負荷効率がよい円形とし、外径は作用水平力 ($\Sigma H = 640 \text{ t}$)、ゴムパッド自体の最小破壊圧縮応力度 (500 kg/cm^2) を考慮し $\phi 370 \text{ mm}$ と決定した。また、ゴムパッド厚は取付けおよび最大圧縮ひずみ等を考慮し 70 mm と設計し、ゴムパッド自体の移動を防ぐ目的から主桁コンクリートへ 20 mm 埋め込み、取付ボルトにて固定した。

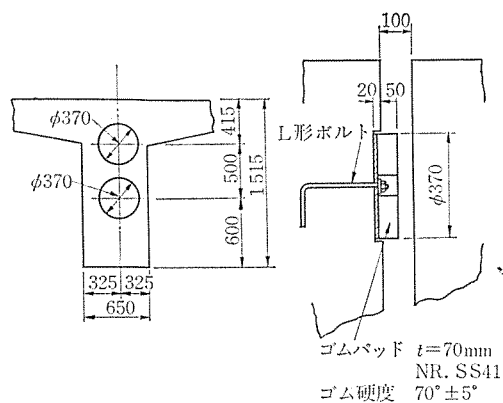


図-9 主桁衝突緩衝ゴムパッド

3. 施 工

(1) 工事概要

区間：堺市北安井町～同市高砂町

橋長：3 径間連続 1 連 }
 4 径間連続 2 連 } 46 スパン 延長≒1 132 m
 5 径間連続 7 連 }

着手：昭和 48 年 11 月 完成予定 昭和 50 年 9 月

施工：第 1 工区 オリエンタルコンクリート (株)

第 2 工区 ピー・エス・コンクリート (株)

(2) 施工方法

施工は移動式支保工を用い 1 径間ごとに主桁の PC 鋼線を緊張定着して仕上げ、次の径間はそこからさらにカップリングして PC 鋼線をつなぎアンカーとする。いわゆるコンクリート連続橋の施工における分割施工方法をとっている。カップリングの位置は死荷重による曲げモーメントがほぼ 0 となる箇所に向けている (支点より 5 m の所)。

(3) 施工順序 (図-10)

(4) サイクルタイム

主桁の鉄筋および PC はコンクリート養生期間中に別途ブロック加工しており (写真-1), 1 サイクルの工程は表-3 に示すように 15 日を標準としている。なお横桁についてはガーダーの関係で後打ち施工となる。

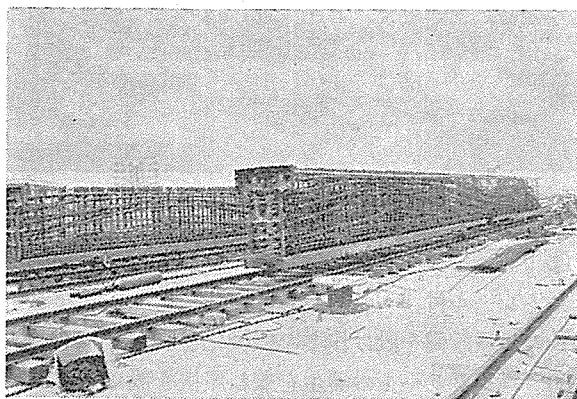
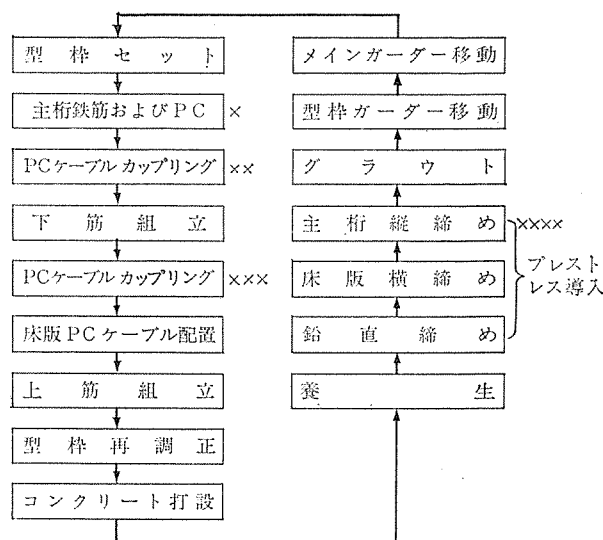


写真-1 ブロック施工



×	別途ブロック加工したもの
×	主桁部分のみ 10×F-200
×	床版部分のみ 2×F-200
×	$\sigma_{CK} \times 85\% \approx 350 \text{ kg/cm}^2$ 以上

別途に先行施工しているもの
防護ネット張り
ガーダー用ブラケットの取り付け
シューの据付け

図-10 施工順序フローチャート

表-3 サイクルタイム

工種	日数															計
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
型枠組立工	■															(1) 2
鉄筋 PC 鋼線工			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	(2) 3
コンクリート工						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	1
養生工							■	■	■	■	■	■	■	■	■	3
緊張グラウト工									■	■	■	■	■	■	■	(1) 2
型枠解体工													■	■	■	(1) 2
型枠ガーダー移動工															■	1
メインガーダー移動工															■	1
1 サイクル計	() は努力目標															(11) 15

(5) 移動式支保工

3 主版桁の全体を 2 工区に分け第 1 工区 (大阪より) ではピアの上から型わくガーダーをジャッキアップして固定する方法, 第 2 の工区 (和歌山より) ではメインガーダーをピア上にバンドで固定し型わくガーダーを吊る方法を採用している。ここでは第 2 工区の移動式吊支保工 (図-11) について述べる。

a) 仕様 (表-4)

b) 特徴

① 桁下空間を確保できるため平面部の交通をとしながら施工できる。

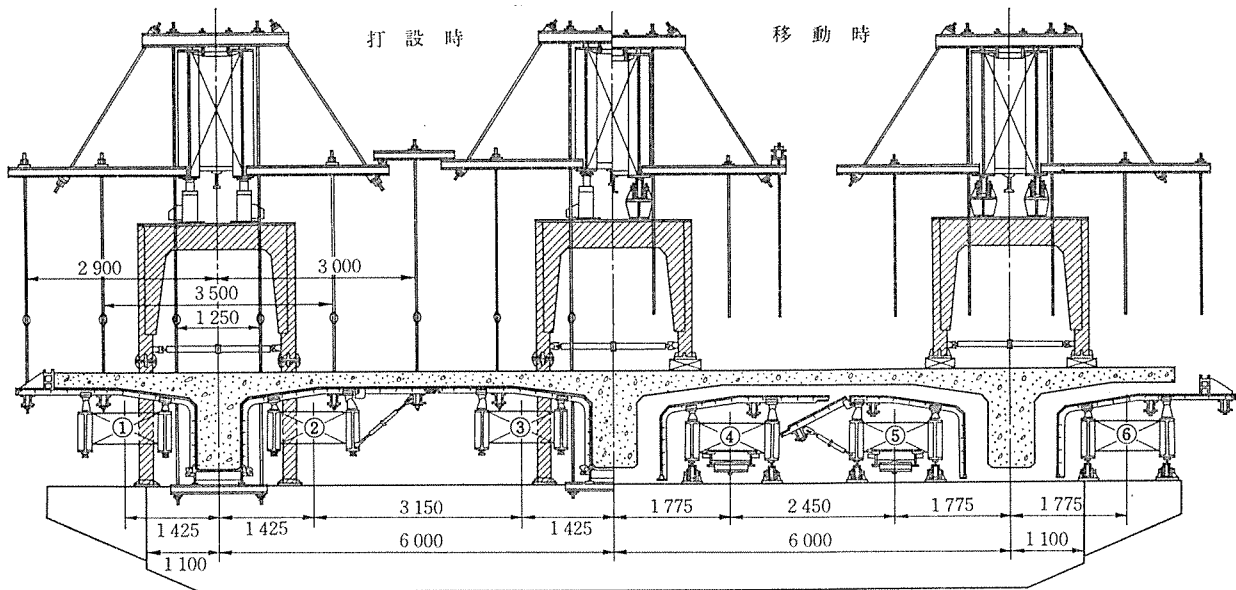


図-11 移動式吊支保工

表-4 移動式支保工仕様

内 訳	メインガーダー	型わくガーダー	備 考
1 ガーダー長さ	本体 36 m, 手延べ 23 m	本体 30 m, 手延べ 18 m×2	手延べ前後
2 " 高さ	1.9 m	0.6 m	
3 " 幅	0.8 m	1.2 m	
4 " 本数	3 本	6 本	
5 " 1本当り重量	55 t (手延べとも)	20 t (手延べとも)	
6 型わく重量	—	97 t	
7 ベンド重量	3 t/基 (9基)	—	各ベンド上に 100 t ジャッキ 各2台 Σ 12 台
8 ガーダー総重量	約 300 t		型わくベンドを含む
9 ガーダー移動速度	≒ 2.5 m/min	≒ 10 m/min	
10 移動動力	1.5 kW×2 台×3 基	11 kW (ウインチ)	
11 吊鋼棒	φ 23 mm 異形 PC 鋼棒	N=120 本 (標準部)	施工時≒ 5 t/本
12 施工縦断勾配		8%	

② 型わくが架設用ガーダーにセットされているため施工が迅速にできる。

③ 作業内容が各径間とも同じ繰り返しであり、また主桁部分の鉄筋および PC 鋼線の組立ては、ブロック化して別途に施工できるので、労務の省力化 (約 30 人/日) と同時に、管理が集中的にでき、工期が短縮され、かつ施工の経済性が発揮される。

④ ガーダーの規模が小型であり (他の移動式支保工等に比して)、自走式 (メインガーダーのみ) であるので移動が簡単でかつ安全である。

⑤ 道路の幅員に合わせてガーダーの本数を増減できるので幅員による制約は受けない。

⑥ 吊りガーダーと型わくが、セパレートされており吊鋼棒の調整により型わくの上げ下げが容易にでき、勾配等の調節が自由にできる。



写真-2 移動式吊支保工

⑦ メインガーダーには数多くのチエンブロック (ホイストレール付 3 t/台) 後方には門型クレーンなどいくつかの付属設備を設け作業の機械化を図っている。

⑧ コンクリートの養生を兼ね屋根を設けており、雨天でも作業が可能で夏場労務者の日除けとしても大いに

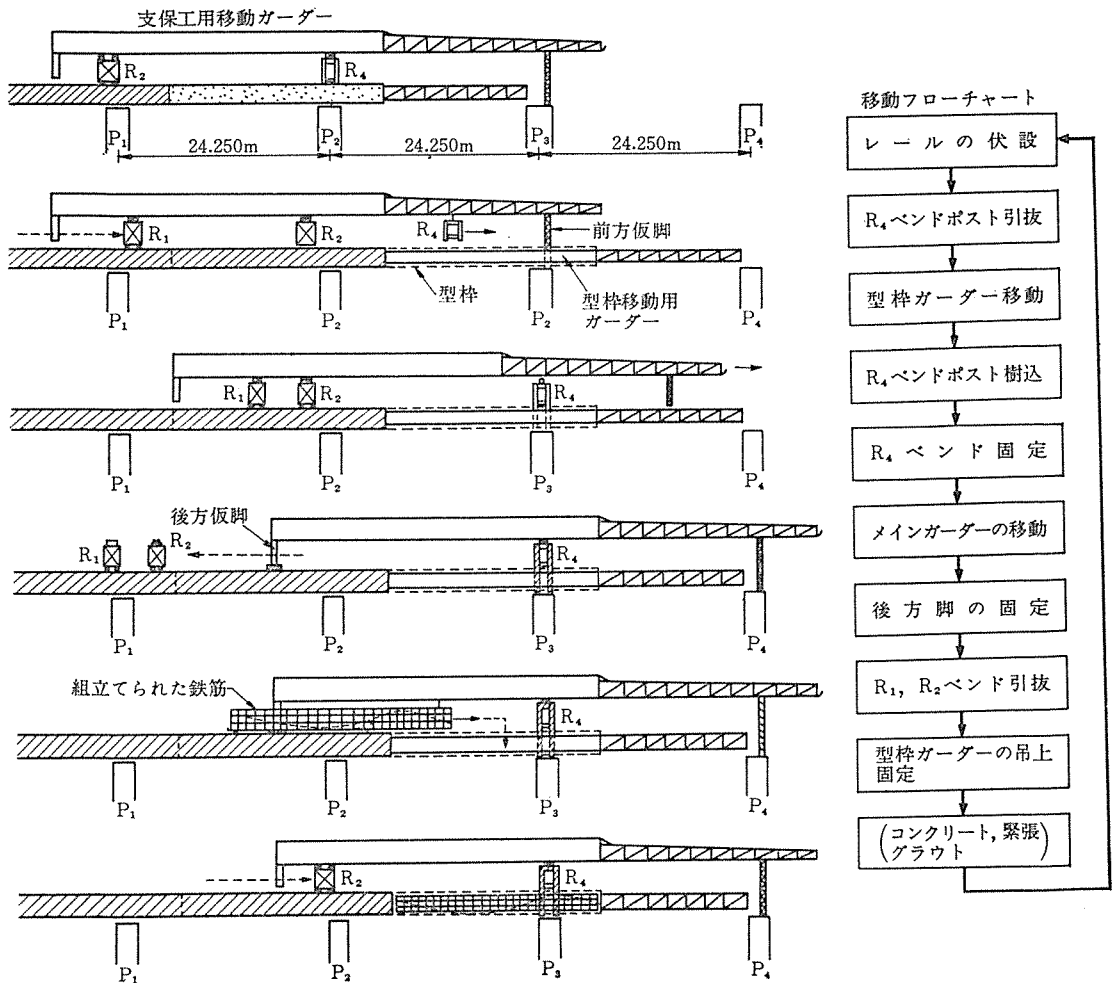


図-12 移動要領

役立っている。

c) 移動要領 (図-12)

(8) 安全対策

平面部の道路の交通をおしながらの施工であるので上から物を落とさないことが絶対条件となり、その対策を考えなくてはならない。図-13のように下部工施工の際ピアのほりにガス管を埋め込んでおき、ケーブルをとおしてその上に単管、足場板を結束してさらにネット、シートを張り万全を期している。ガーダーの移動、

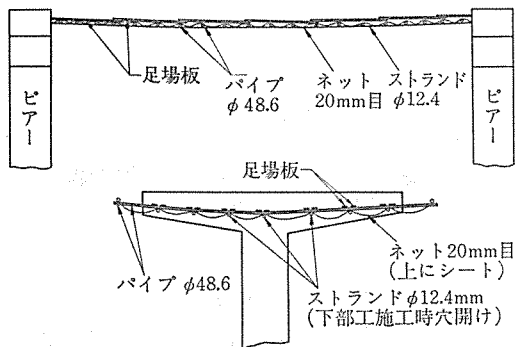


図-13 防護ネット

コンクリート打設、グラウトの施工の時には車線を 1/2 規制し、特に風雨の際の対策および事後処理について充分配慮している。メインガーダーは風速 40 m/sec 程度までは耐えうるように設計されており台風時にはさらにトラワイヤー等で補強し対処した。

(7) 施工管理

a) コンクリート セメントは早強を用い $\sigma_{ck}=400$ kg/cm² としているがミスパッチの管理として特に生コン車 1 台ごとにスランプテストを実施しチェックアウトを行っている。

b) PC 桁および床版の主ケーブルにはカップリングと緊張管理が比較的しやすい SEEE の F-200 および F-130 のケーブルを採用している。緊張順序は鉛直締め、床版横締め、主桁縦締めの順に 4 日目に実施しており、緊張管理は摩擦係数による方法を採用している。

c) たわみ たわみの要素としては、ガーダーの自重、主桁床版の自重、プレストレスの導入、コンクリートの乾燥収縮およびクリープ、プレストレスの減少、その他の死荷重など複雑な諸要素があるが、施工は吊鋼棒により調整が自由にできるので問題はない。たわみ量の

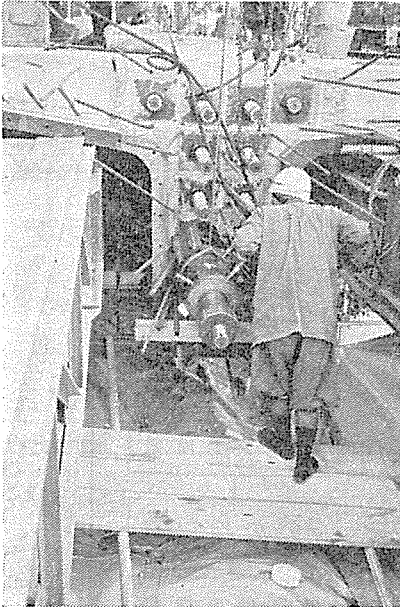


写真-3 プレストレスの導入

管理は仮定した値と実際とを対比するためにスパン中央とカップリング箇所において、コンクリートの打設前、打設直後、プレストレスの導入直後、 σ_{14} 、 σ_{28} 、 σ_{90} 、 σ_{180} 、 σ_{360} の段階で測定を実施している。

d) 支点沈下 3~5 径間の連続版とし各ピアーに上部上の荷重を均等に分散させているが、各ピアーそれぞれの不等沈下が心配となってくる。設計上は桁の支点部に 20 mm 程度の沈下が起るものと推定し配筋している。沈下の測定は、無載荷状態、コンクリート打設後、以降 1 か月ごとに行っている。なお供用開始の前後を問わず 20 mm 以上の支点沈下が起きた場合は支点部分においてジャッキアップする等考慮している。

e) ゴム沓 反力分散および材料試験については前述のとおりであるが、製品変形試験は 70 kg/cm² まで 2 度予備荷重を行い、10 kg/cm²、20 kg/cm²、30 kg/cm²、40 kg/cm²、50 kg/cm²、60 kg/cm²、70 kg/cm² の 7 点に順次荷重を 3 回繰り返し実施した。

f) 桁の伸縮量の長期測定 上部工の水平反力分散

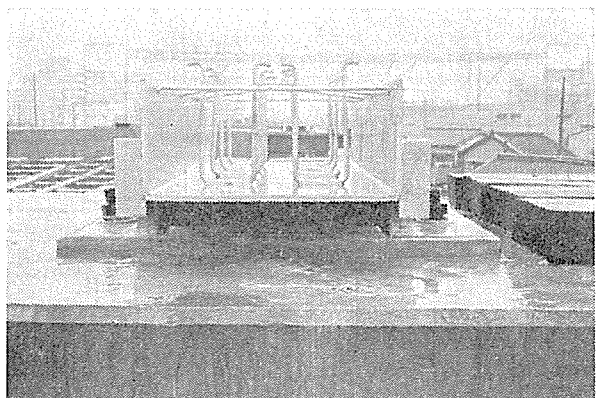
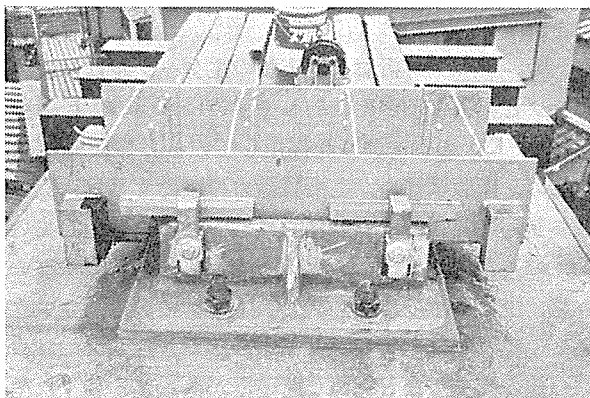


写真-4 ゴム沓

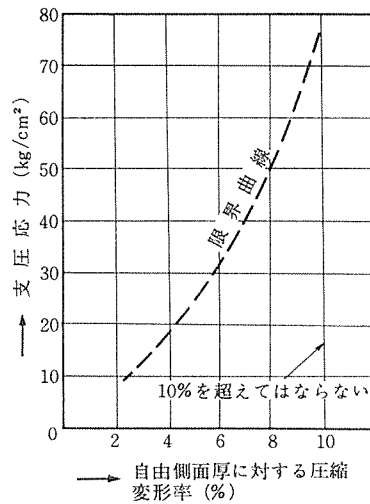


図-14 変形限界曲線

の計算に従いゴム支承の位置においてダイヤルゲージをセットし桁の伸縮量の測定を実施している。5 径間連続の場合、第 1 施工区間ではプレストレス導入後、第 2~第 4 径間ではプレストレス導入直前直後、第 5 径間においては沓のセッターおよびアジャスターを取り除いた直後に測定する。また別途に温度変化による伸縮量の測定を 1 日の温度差を考慮し実施する予定である。

4. あとがき

以上、本高架橋の設計および施工の概要を述べたが、設計面では主に新しく開発されたゴム支承体の概要とその設計理論を中心にした。これは地震国

日本の特異な環境条件下から生れ出た独自の発想の一例であって、将来、高次不静定構造物の経済設計に施工法を踏まえての開発研究また施工面ではおのずから今後は移動式支保工による施工が多くなると思うが、より早く、より安全に、より経済的な工法の開発研究が望まれる。なお別途に 3 主版桁の応力測定を実施し（コンクリート打設時にゲージは埋め込む）解析を行う予定にしている。

参考文献

- 1) ÉTUDE D'UNE DALLE NERVURÉE SANS ENTRETOISES EN TRAVÉE. P.D. Cart ANNALES '70
- 2) Zur Neufassung der italienischen Vorschrift für Flastomere-Lager. G. Saal, H. Saal, DER STAHLBAU '73
- 3) Factors influencing the longitudinal movement of a concrete bridge system with special reference to deck contraction. By J. Zederbaum, Concret Bridge Design
- 4) Distribution of longitudinal horizontal forces among bridge supports. A.A. Witecki, V.K. Raina
- 5) コンクリート構造物設計施工国際指針

1974.11.11・受付



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
($\ell=970\text{m}$)

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