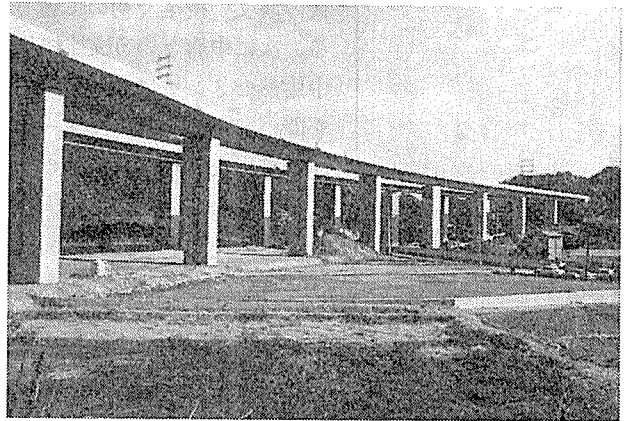


## 伊川谷高架橋の設計と施工

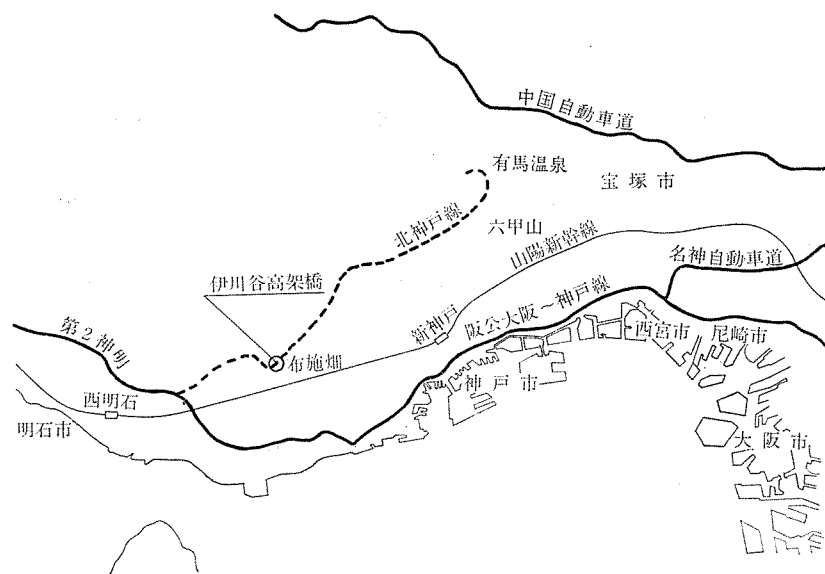
新 井 克 己\*  
水 元 義 久\*\*  
蔵 本 修\*\*\*

### 1. はじめに

神戸市道高速道路北神戸線は、西、北神戸部の開発に伴い、都市計画道路等とともに地域相互間、並びに市街地との連絡を円滑にしようとするものである。ルートとしては一般国道2号(第二神明道路)の潤和(神戸市西区伊川谷町潤和)を起点として東へ井吹、前開、布施畑と進み、さらに六甲山系の背後に位置する、藍那、箕谷、唐櫃を経て終点の五社(神戸市北区有野町)までの延長27.5kmとなっており、その構造は地形上、全線のうち土工部分が約5割、トンネル部分が約2割を占めている。なお、一般国道2号(第二神明道路)より布施畑西出入路までの区間(L=7.3km)については昭和61年4月に供用開始している。



写真—1 伊川谷高架橋



図—1 北神戸線路線図

伊川谷高架橋は、北神戸線の 前開～布施畑間に位置し、西から太山寺トンネルを出てすぐの谷間において県道神戸・明石・宝塚線と伊川を跨ぐ PC 連続箱桁橋である。この付近は六甲山脈の西北部にあたり、現在は緑に囲まれた山間部であるが、近くには昭和60年のユニバ

ーシアード神戸大会が開催された神戸総合運動公園、学園都市、西神団地、および白川台・名谷の住宅地帯などが建設されており、近年都市化が急速に進んでいる。

本報告は、大型移動吊支保工によって施工した、最大支間42mのPC連続箱桁橋の設計とその施工について紹介するとともに、本橋で採用したゴム支承を用いた水平力分散方式についても簡単に述べる。

工事概要は下記のとおりである。

工事名：布施畑第1工区 PC 桁  
工事

工事場所：神戸市西区伊川谷町布施畑字内山

工期：昭和59年2月～昭和61年3月

構造形式：PC 3径間および4径

間連続1室箱桁

橋長：東行線 429m

西行線 388m

有効幅員：8.700m (非常駐車帯部：11.200m)

径間割：東行線 (3 @ 35.5) × 2 連 + (3 @ 36.0) × 2 連

西行線 4 @ 37.0 + (37.0 + 42.0 + 40.25) + 3 @ 40.25

\* 阪神高速道路公団神戸建設部調査役  
\*\* 阪神高速道路公団神戸建設部設計課長  
\*\*\* ピー・エス・コンクリート(株)大阪支店設計課

線形：平面線形  $R=500\text{ m} \sim A=250\text{ m}$   
 縦断線形 上り 2.87%～上り 0.50%  
 (V.C.L=240 m)  
 横断線形  $i=4.0\% \sim -3.6\%$

施工法：大型移動吊支保工による分割施工

主要材料：コンクリート ( $\sigma_{ck}=400\text{ kg/cm}^2$ ) 5 300 m<sup>3</sup>  
 ( $\sigma_{ck}=270\text{ kg/cm}^2$ ) 570 m<sup>3</sup>  
 PC 鋼材 (SWPR 7 B 12 T 12.7) 129 t  
 (SWPR 1 12  $\phi$  7) 75 t  
 (SBPR 95/120  $\phi$  32) 13 t  
 鉄筋 (SD 30) 617 t

## 2. 設計

### 2.1 構造形式・工法の選定

本橋は都市化の進む地域の中で現在の自然環境と調和した構造物であること、および架設地点の地質が花崗岩質 ( $N$  値=50 以上) の良好な地盤であることなどの条件により上部工は等断面で、かつ、等支間割りの3径間およびPC 4径間連続箱桁を採用した。一方、下部工は地震時の上部工水平力をゴム支承のせん断変形により分散させることにより各橋脚の断面形状の統一化を図った直接基礎形式とした。

一般的に、架設工法を選定する場合、架設地点の自然・計画・環境条件に調和した合理的かつ経済的な工法であると同時に、上部工の構造形式や施工の安全性、工期などを検討したうえで決定する必要がある。本橋では以下に示す諸条件を検討した結果、大型移動吊支保工による分割施工法を採用した。

- ① 架設地点は交通量の多い主要県道上にあり、しかも見通しの悪いトンネルの出入口であるため、仮設物による県道上の防護が困難である。
- ② 主要河川である伊川は、降雨期にはかなりの水量が予想されるため、河川内に仮設構造物を設置できない。
- ③ 桁下は急な斜面や崖があり複雑な地形を有しているため、通常の支柱式支保工による施工が困難である。
- ④ 上部工の構造形式は、景観上の配慮より等断面で、しかもほぼ等径間の桁が連続している。
- ⑤ 供用開始時期の関係で、工期短縮が最重要課題である。

なお、図-2 に示す東行  $A_1-P_3$ 、および西行  $A_1-P_4$  には、非常駐車帯が設置されるため、箱桁幅、張出し床版長が変化すること、および桁下から地盤面までの高さが比較的低いことより全支保工による施工を行った。

### 2.2 設計条件

Vol. 28, No. 6, Nov. 1986

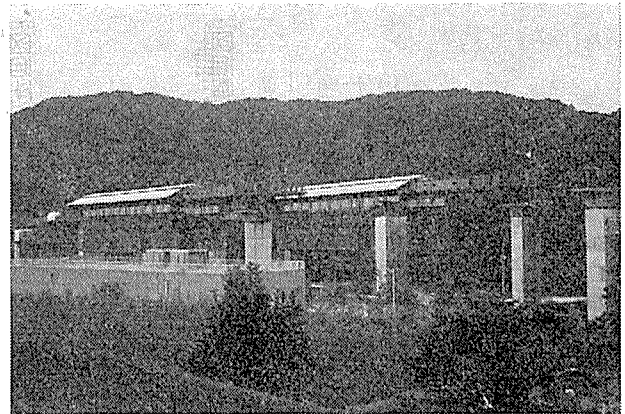


写真-2 移動吊支保工による施工

#### (1) 設計条件

道路規格：第2種 第2級

設計速度：60 km/h

荷重：活荷重 TL-20

：衝撃係数  $i=10/(25+L)$

：風荷重 300 kg/m<sup>2</sup> (活荷重無載荷時)

150 kg/m<sup>2</sup> (活荷重載荷時)

：舗装 アスファルト舗装 (75 mm)

：高欄 鉄筋コンクリート壁式高欄

：付属設備 50 kg/m<sup>2</sup> (全幅員に対して)

：温度差  $\pm 5^\circ\text{C}$

：水平震度  $K_h=0.18$

破壊荷重：1.3 (死荷重)+2.5 (活荷重+衝撃)

：1.0 (死荷重)+2.5 (活荷重+衝撃)

：1.7 (死荷重+活荷重+衝撃)

#### (2) 材料特性

コンクリート：(主桁)  $\sigma_{ck}=400\text{ kg/cm}^2$

(壁高欄)  $\sigma_{ck}=270\text{ kg/cm}^2$

PC 鋼材：(主鋼材) SWPR 7 B 12 T 12.7

(横締め鋼材) SWPR 1 12  $\phi$  7

(鉛直鋼材) SBPR 95/120  $\phi$  32

鉄筋：SD 30

(一般部)  $\sigma_{sa}=1\,800\text{ kg/cm}^2$

(床版)  $\sigma_{sa}=1\,400\text{ kg/cm}^2$

(スターラップ)  $\sigma_{sa}=3\,000\text{ kg/cm}^2$

### 2.3 主桁の設計

#### (1) 設計手順

本橋の設計手順を図-3 に示す。

#### (2) 構造寸法

本橋の桁高は、東行線が 2.0 m (桁高/支間=1/18)、西行線が 2.2 m (桁高/支間=1/19) の一定とした。ウェブ間隔は、活荷重に対する上床版の検討、および箱桁としての機能を考慮して外側間で 5.2 m とした。なお、箱断面は下部工の形状と合わせるために勾配 (1:0.2)

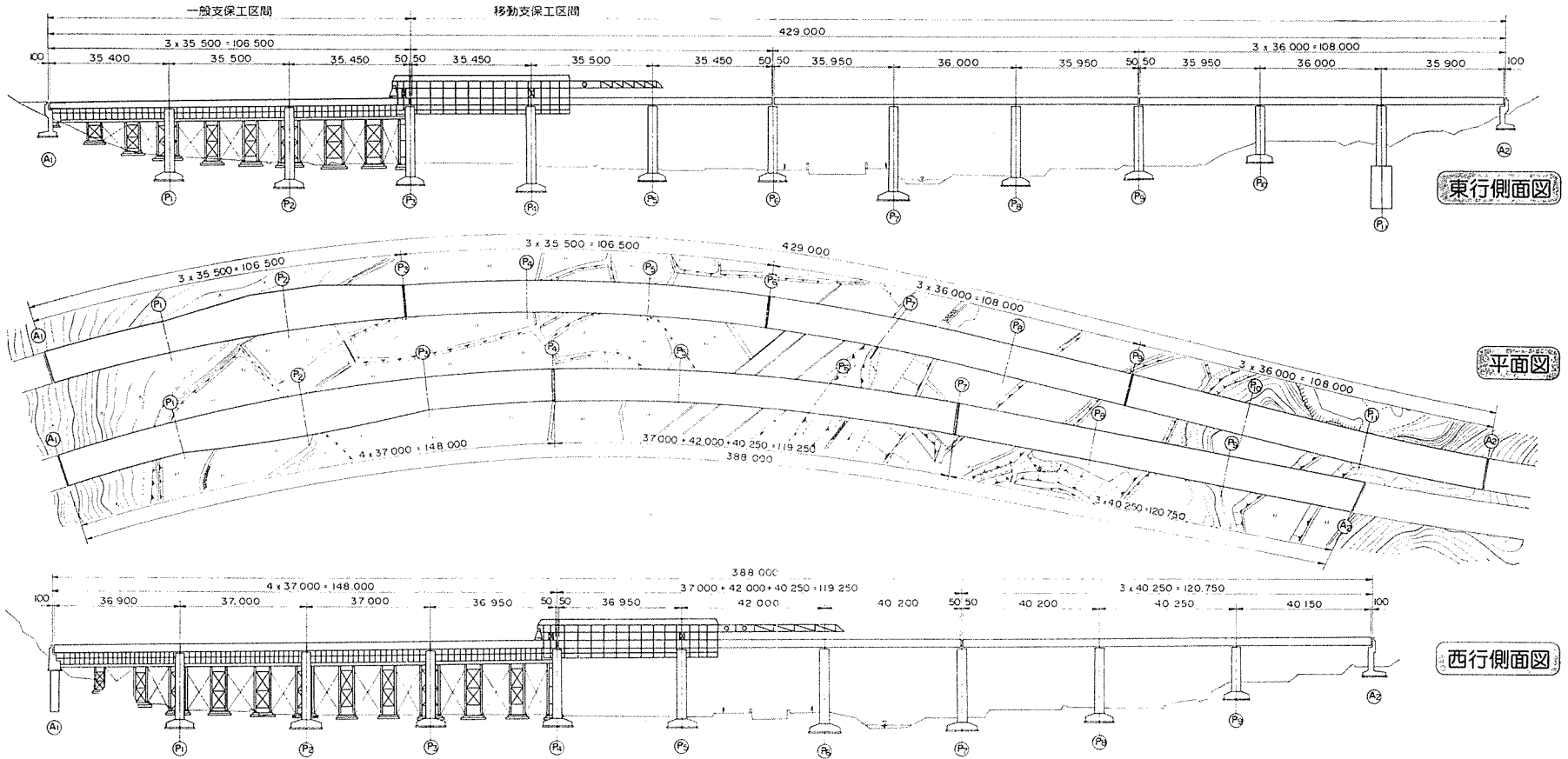


図-2 一般図

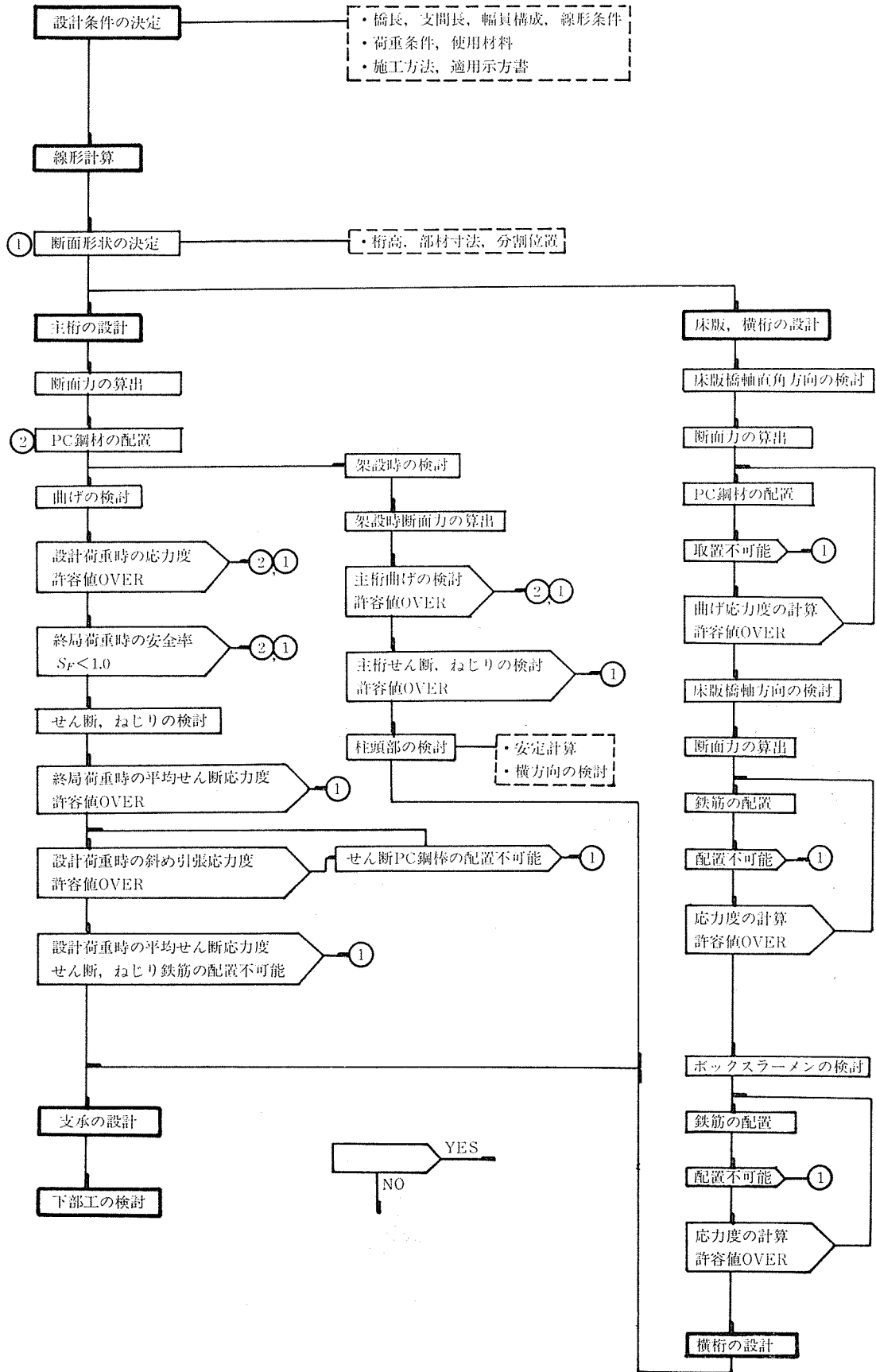
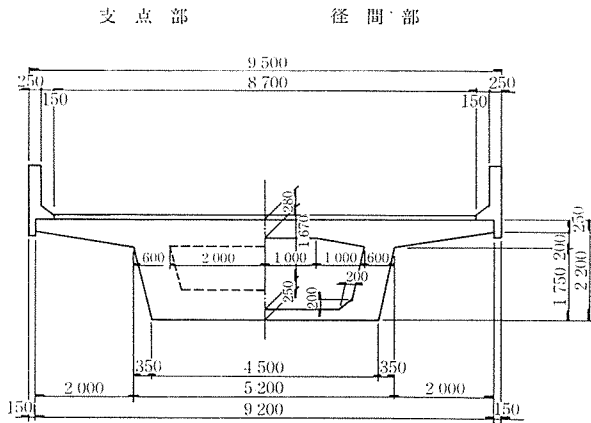


図-3 設計手順



図—4 標準断面図(西行)

をウェブにつけた。

上床版厚は、床版としての機能および PC 鋼材の定着等を考慮し、張出し床版端部で 25 cm、ウェブ付根部で 45 cm、中間床版部で 28 cm とした。

下床版厚は、ねじりに対する箱桁としての機能、および、ウェブや上床版とのバランスより 25 cm とした。

ウェブは、せん断、およびねじりに対する検討、PC 鋼材の配置および定着等(特に、本橋の場合には分割施工時に開断面にて PC 鋼材の定着を行う)を考慮して 60 cm の等厚とした。

一方、橋軸方向の分割位置は断面力の変動が小さい断面であることを考慮して、支間の約 2 割の位置とした(東行=7.5 m、西行=8.5 m)。

西行の主桁標準断面図を 図—4 に示す。

(3) 断面力の算出

本橋の場合、平面線形が  $R=500$  m の曲線橋であること、および活荷重の横方向偏載荷の影響を考慮して、実際の線形に沿った任意格子理論により断面力を算出した。その結果、設計ねじりモーメントは最大 240 t·m (西行  $P_4-P_7$ ) であった。また、本橋は移動吊支保工

表—1 設計荷重時の曲げモーメント

		④	⑩	⑮	⑳	㉔
		36 450	42 000			39 700
		$P_4$	$P_5$	$P_6$		$P_7$
		(t·m)				
主桁自重	弾 性	1 885	-1 684	1 666	-1 991	2 200
	ク リ ープ	-266	-664	-664	-663	-265
橋 面 荷 重		364	-556	216	-635	442
プレストレス 2 次	弾 性	254	635	831	1 026	410
	ク リ ープ	219	547	394	240	96
活 荷 重		705	-665	656	-724	780
合 計		3 161	-2 387	3 100	-2 747	3 663

による分割施工を行うため各施工段階および完成時における構造系が異なる。よって、弾性的な断面力のほかに構造系変化に伴うクリープによる断面力を考慮する必要がある。その断面力は次式に示す Dischinger の式により算出した。

$$X_{\phi} = (X_L - X_B) \cdot (1 - \exp(-\phi)) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $X_{\phi}$ : 構造系変化により発生する断面力

$X_B$ : 施工段階にしたがって生じる断面力

$X_L$ : 支保工上で一度に施工したときの断面力

$\phi$ : クリープ係数

表—1 に西行  $P_4-P_7$  の設計荷重時の曲げモーメントを示す。

(4) PC 鋼材の配置

本橋において使用した PC 鋼材は、以下のとおりである。

主方向 PC 鋼材 SWPR 7 B 12 T 12.7

横方向 PC 鋼材 SWPR 1 12  $\phi$  7

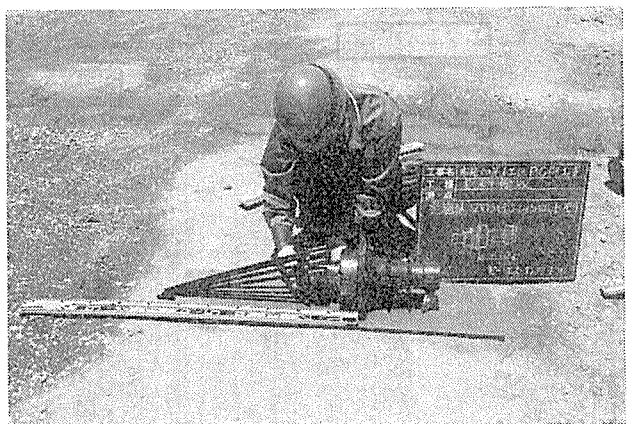
鉛直方向 PC 鋼材 SBPR 95/120  $\phi$  32

PC 鋼材の選定は、以下の諸点を考慮して行った。

- ① 移動支保工による分割施工のため、ケーブルの接続が可能で、その施工が容易で、安全であること。
- ② 接続部の前後で、ケーブルに大きな角変化を生ずるため容易に曲げ変形に対処できるケーブルであること。
- ③ 接続部は曲げモーメントの変曲点付近としたため、定着スペースが小さく、1 本あたりの引張力の大きいケーブルであること。

以上の条件より本橋では、SWPR 7 B 12 T 12.7 を主方向鋼材とした。なお、ケーブルの定着工法は、曲げモーメントに対してコントロールポイントである中間支点上へのセットの影響を小さくするため、定着時の Pull-in の少ないフレシネー工法 V システムを採用した(写真—3)。

PC 鋼材の配置は、設計荷重に対して適度の安全性を



写真—3 フレシネー 12V13 定着具

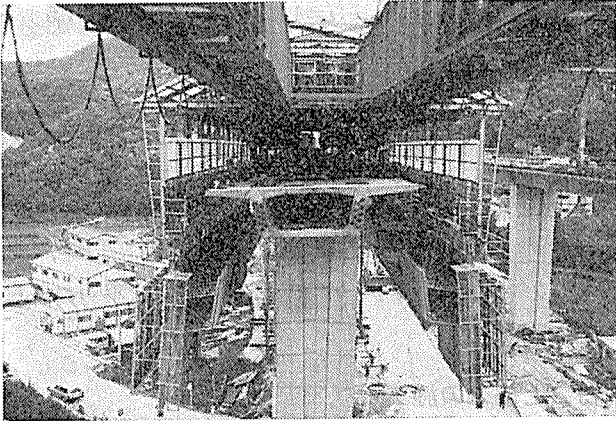


写真-4 打継ぎ部の定着

有するとともに、将来構造物としての機能を損なわないことを基本とするとともに、経済性を考え、プレストレスの偏心効果が最大に利用できるように決定した。また、本橋では、各施工段階で、片引き緊張を行うため、第1、第2径間では、第3径間に比べ、支間中央部におけるPC鋼材の摩擦による応力損失が大きくなる。その結果、西行P<sub>4</sub>-P<sub>7</sub>では、表-1に示すように、第3径間にて、正の最大曲げモーメントが発生しているにもかかわらず、第1、および第2径間に18本、第3径間に16本の主鋼材を配置した。打継ぎ部におけるPC鋼材の定着を写真-4に示す。

一方、床版はPC構造とし、12φ7を50cm間隔に、また、主桁ウェブには、せん断およびねじりモーメントにより発生する斜め引張力に対して、鉛直鋼棒SBPR95/120φ32を支点付近に50cm間隔で配置した。

## 2.4 下部工の設計

### (1) 水平力分散方式

最近の橋梁は、振動、騒音問題や交通量の激増に伴う伸縮装置の維持、管理等の問題に対して多径間連続桁を採用するケースが多くなってきている。この場合、問題点として、地震時の上部工水平力や端支点における常時の移動量の処理方法等が挙げられる。水平力については、従来のように固定脚に全水平力を負担させる方法では固定脚の形状が大きくなり、用地問題、経済性、美観上不利となる場合が多い。一方、温度変化による変位は多径間になるにしたがい大きくなり、適切な伸縮装置を選定することが困難となり、伸縮装置の工事費の増加につながる。これらの問題の対処法として本橋ではゴム支承を用いた水平力分散方式を採用した。

一般的に、ゴム支承は回転変位に対してゴムの鉛直変形で、水平方向変位に対してはゴムのせん断変形に対処するように設計する。また、固定と可動の差異は、アンカーボルトが橋軸方向変位に対して移動できるか否かにより区別しており、地震時の水平力はアンカーボルトの

せん断力として下部工へ伝達される。これに対し、水平力分散方式では上記のような支承の機能に加え、地震時の水平力に対してもゴム支承のせん断伝達能力を期待するものであり、各橋脚と上部工との結合を半固定として、地震時の上部工水平力はゴム支承のせん断力として下部工へ伝達する。一方、常時のクリープ、乾燥収縮、温度変化による水平変位はゴム支承のせん断変形と橋脚の可撓性によって吸収させるため、下部工の負担する水平力は、ゴム支承のせん断変形能力を変化させることにより調整することができる。また、ゴム支承を介するこ

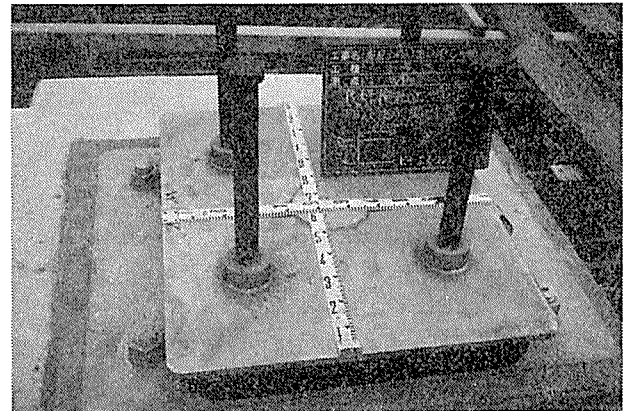


写真-5 せん断キー付きゴム支承

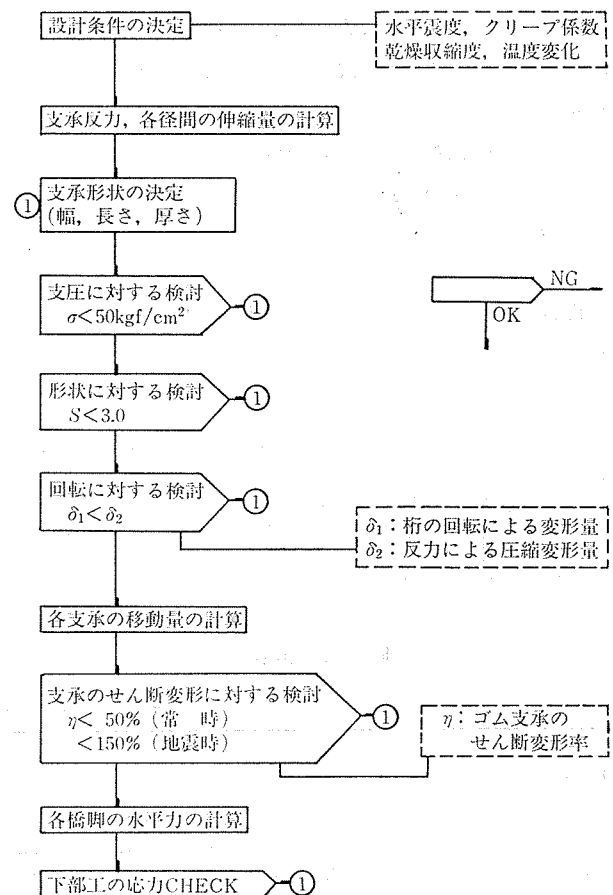


図-5 支承の設計手順

とにより、下部工設計において支配的となる地震力は、北神戸線のような1種地盤では、橋梁の固有周期を大きくすることができ、地震入力を大きく緩和することが可能である。本橋では、支承のせん断ばねをコントロールすることにより下部工水平力の均一化を図り、各橋脚とも同一断面形状とした。

図一5に支承の設計手順を、写真一5に本橋に使用した支承の一般形状を示す。

(2) 水平力の算出

本橋では、以下に示す方法により下部工水平力を算出した。

(a) 常時の移動量

図一6に示すように橋脚①において変形を拘束すると、橋脚①に生ずる拘束力  $F$  は

$$F = K_{m2} \cdot \Delta_2 + K_{m3} \cdot \Delta_3 + \dots + K_{mi} \cdot \Delta_i + \dots + K_{mn} \cdot \Delta_n \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $K_{mi}$  :  $i$  橋脚の水平方向合成ばね定数

$$K_{mi} = \frac{K_{si} \times K_{pi}}{K_{si} + K_{pi}}$$

$K_{si}$  : 支承の水平方向ばね定数

$K_{pi}$  : 橋脚の水平方向ばね定数

$\Delta_i$  :  $i$  橋脚の移動量(橋脚①を拘束した状態)。各径間の伸縮量を  $\Delta L_i$  とすると、

$$\Delta L_i = \Delta L_1 + \Delta L_2 + \dots + \Delta L_{i-1}$$

ここで、拘束力  $F$  を解放させた場合、橋梁全体の変位が  $\Delta \epsilon_1$  だけ戻ったとすると、次式が成立する。

$$\Delta \epsilon_1 = F / \sum K_{mi} \quad (i=1, 2, \dots, n) \dots \dots \dots (3)$$

よって、各橋脚の移動量  $\Delta \epsilon_i$  は式(4)のようになる。

$$\Delta \epsilon_i = \Delta \epsilon_1 - \Delta_i \dots \dots \dots (4)$$

(b) 地震時の移動量

地震時の移動量はすべての橋脚で一定値であり、式(5)で示される。

$$\Delta \epsilon_{Ei} = H_t / \sum K_{mi} \quad (i=1, 2, \dots, n) \dots \dots \dots (5)$$

$H_t$  : 上部工死荷重による全水平力

(c) 設計水平力

各橋脚の設計水平力は、考慮している荷重状態における移動量にばね定数を乗ずることにより算出される。

$$\text{(常時)} \quad H_{pi} = \Delta \epsilon_i \cdot K_{mi} \dots \dots \dots (6)$$

$$\text{(地震時)} \quad H_{pEi} = (\Delta \epsilon_i + \Delta \epsilon_{Ei}) \cdot K_{mi} \dots \dots \dots (7)$$

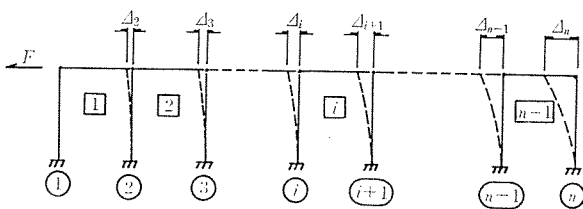
表一2に西行  $P_4$ — $P_7$  の支承寸法と設計水平力の計算結果を示す。

3. 上部工の施工

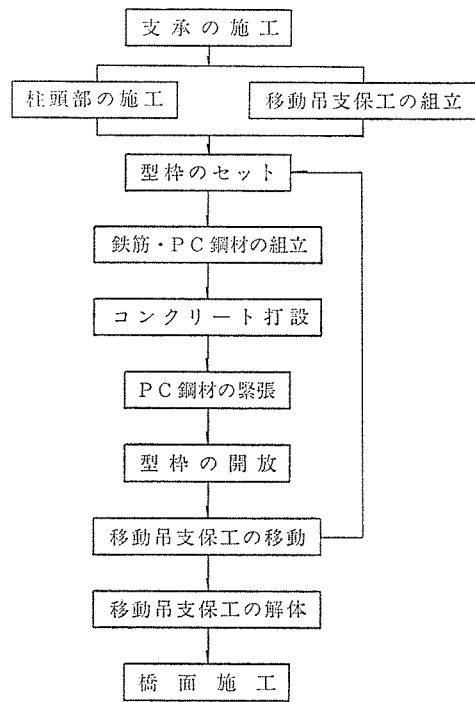
3.1 施工順序

本橋の施工順序は図一7に示すように、移動吊支保工施工に先だって、まず支承施工後に移動吊支保工の前方支持架台を受けるために、柱頭部をブラケット支保工上にて施工した。

移動吊支保工の組立ては、最初の施工径間である、東行  $P_3$ — $P_4$ 、西行  $P_4$ — $P_5$  径間上にて行った。その際、工程上、全支保工施工部より移動吊支保工施工部を先行したため、後方支持架台、および走行架台の組立て用支



図一6 水平力分散機構



図一7 施工順序

表一2 支承寸法と設計水平力(西行  $P_4$ — $P_7$ )

橋脚	支承反力 (t)	支承形状 $a \times b \times t$	水平方向ばね定数 (t/cm)			移動量 (cm)		支承のせん断変形率 (%)		水平力 (t) (常時+地震時)
			橋脚	支承	合成	常時	地震時	常時	地震時	
$P_4$	253.5	750 × 850 × 126	64.4	14.4	11.7	3.7	7.4	32.9	98.9	129.9
$P_5$	564.1	1150 × 1050 × 126	62.5	27.1	18.9	1.1	7.4	8.3	64.6	160.7
$P_6$	616.9	1200 × 1050 × 136	61.4	25.5	18.0	1.5	7.4	10.4	61.8	160.2
$P_7$	272.6	700 × 850 × 135	51.8	12.2	9.9	3.7	7.4	30.0	89.5	109.9

工種 \ 日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
支保工移動据付け工																					
外型枠開閉セット																					
鉄筋組立工																					
PCケーブル組立工																					
内型枠組立セット																					
コンクリート打設工																					
養生工																					
緊張工																					

図-8 標準工程

保工を全支保工施工部（東行 P<sub>2</sub>-P<sub>3</sub>、西行 P<sub>3</sub>-P<sub>4</sub>）に四角支柱とH鋼にて製作し（この支保工は、後に施工する全支保工部の支保工と一部兼用した）、支持架台をその上で組み立てた後に、本体の組立てを行った。

移動吊支保工組立て後は、図-6 に示すように、型枠セットから移動吊支保工の移動を繰り返しながら橋体の施工を行った。なお、本橋の標準工程の1サイクルは20日であった（図-8）。

### 3.2 柱頭部の施工

移動吊支保工施工時に前方 R<sub>1</sub> 脚を支持するため、施工に先だって各橋脚に柱頭部分を施工する必要がある。柱頭部の大きさは R<sub>1</sub> 脚に作用する反力の大きさや移動

吊支保工移動時の水平力および地震時に対する安定の問題などにより決定されるが、本橋の場合、これらの検討の結果、橋軸方向の長さを 2.5 m とした。

一方、橋軸直角方向については、R<sub>1</sub> 脚支持時の柱頭部横方向の検討を行った結果、柱頭部に配置されている横桁および床版の PC 鋼材（12φ7）を緊張するため、張出し床版を含めた全断面を場所打ち施工した。また、架設中の地震および移動吊支保工移動時の水平力に対する安全性を確保するため、仮支承を設置した。

### 3.3 移動吊支保工の構造

本橋で使用した移動吊支保工は図-9 に示すように型枠、コンクリート、およびその他の全荷重を受け持つメ

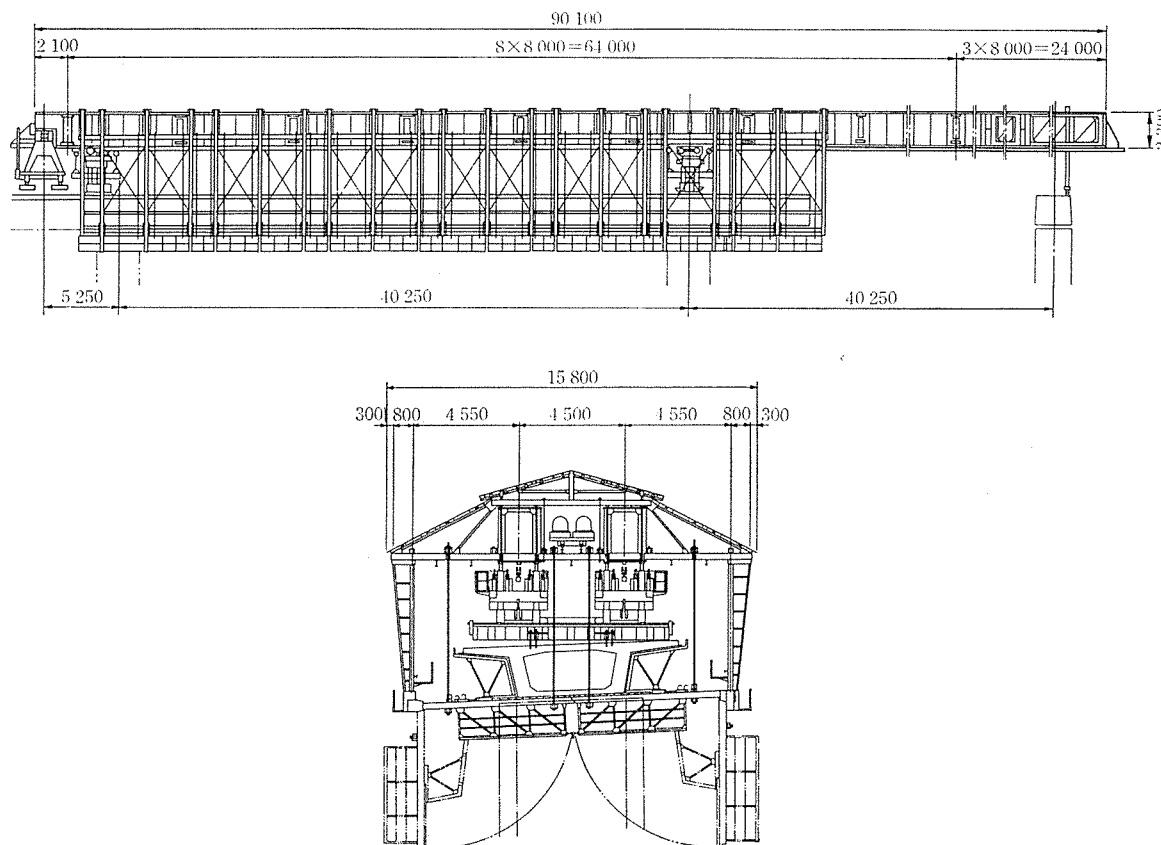


図-9 移動吊支保工の構造



◇工事報告(投稿)◇

インガーダー 2 本を前方柱頭部の  $R_1$  支持台と後方橋面上の  $R_2$  支持台にて支持し、そのガーダーより異形鋼棒 ( $\phi 26$ ) で型枠支保工を吊り下げる構造としている。また、平面曲線は  $R=500\text{ m}$  であり、支保工移動時にメインガーダーの先端が橋脚中心から約 2.6 m シフトする。これに対応するため  $R_1$  および  $R_2$  支持台は横方向へ油圧ジャッキにてスライドできる構造としている。

底枠はトラス構造としており、図-9 のようにメインガーダーから横方向 4 列の鋼棒にて吊り下げられているが、鉄筋および PC 鋼材組立て時の作業荷重に対しては外側の鋼棒のみで抵抗できるように設計しているため、内側の鋼棒はコンクリート打設直前にセットした。これにより鉄筋組立てや内枠セット時の作業スペースが確保され作業性の向上が図れた。また、内枠は解体時の開口スペースが小さい ( $60\text{ cm} \times 80\text{ cm}$ ) ため、組立て、および解体可能なトラス構造とした。なお、内枠はあらかじめ後方の橋面上にて組み立てておき、下床版、ウェブ鉄筋組立て後に支保工内のホイストクレーンでセットを行った。

3.4 コンクリートの打設

主桁コンクリートの設計基準強度は  $\sigma_{ck}=400\text{ kg/cm}^2$  であり、早強ポルトランドセメントを使用した。表-3 にその配合を示す。

コンクリートの打設はポンプ車 2 台で行い、全断面を 1 回打ちした。1 回の打設量は約  $180 \sim 290\text{ m}^3$  である。打設順序はメインガーダーの応力、およびたわみを考慮して主桁前方より片押し打設を行い、旧コンクリートとの打継ぎ部を最後に打設した。また、コンクリートの養生は施工時期が夏期に集中していることより散水養生とした。

3.5 移動吊支保工の移動

移動吊支保工の移動は図-10 に示すように 3 基の支持架台を順次移動することにより行った。その際、図-10 の ③ の状態における主桁を検討した結果、 $R_2$  支持台直下の主桁下縁に  $-40\text{ kg/cm}^2$  程度の引張力が生ずるため、ボックス内下床版にアウトケーブル方式にて架設用 PC 鋼材 (異形鋼棒  $\phi 32$ ) を配置した。

3.6 PC 鋼材の緊張

本橋は片押し分割施工のため、主鋼材は片引き緊張とした。緊張作業はコンクリートの圧縮強度が  $340\text{ kg/cm}^2$  以上であることを確認した後に、フレシネー S6 型 V ジ

ャッキを用いて行った。その際、ケーブル 1 本あたりの緊張力が大きいと主桁横方向に過大な偏心力を生じさせないこと、および作業性を考慮した結果、2 台のジャッキを用いて、両ウェブに配置されている同一形状ケーブルを同時に緊張した。また、本橋では  $40\text{ m} \sim 50\text{ m}$  の PC 鋼材を片引き緊張するため計算伸びは  $250\text{ mm} \sim 300\text{ mm}$  となる。一方、ジャッキのストロークは  $300\text{ mm}$  であるため鋼材のたるみ等を考慮すると、一度に最終緊張力まで緊張できない。そこで、本橋では最終緊張力の 50% 程度 (圧力計示度で  $250\text{ kg/cm}^2$ ) で、一たん仮定着を行い、ジャッキを戻した後に、再度、最終緊張力まで緊張した。

3.7 たわみ管理

本橋の場合、分割施工のため、各施工段階における断面力が変化するとともに、各径間のコンクリートの材令も異なるので、全支保工施工の場合とはたわみが異なる。よって、各施工段階毎の荷重状態におけるたわみを計算して、主桁施工時の上げ越し量を決定した。

たわみの計算において考慮した要素は以下のとおりである。

- ① 弾性たわみ
- ② クリープたわみ
- ③ 支保工メインガーダーのたわみ

なお、移動吊支保工荷重による主桁のたわみは最終的には回復するが、載荷時の構造系と除荷時の構造系が異なること、および工程の 1 サイクルが約 20 日であるので、弾性たわみとクリープたわみを考慮した。以上の計算の結果、荷重による主桁のたわみは東行線第 1 施工段階で  $13\text{ mm}$ 、第 2 施工段階で  $10\text{ mm}$ 、第 3 施工段階で  $3\text{ mm}$ 、の上げ越し量となった。

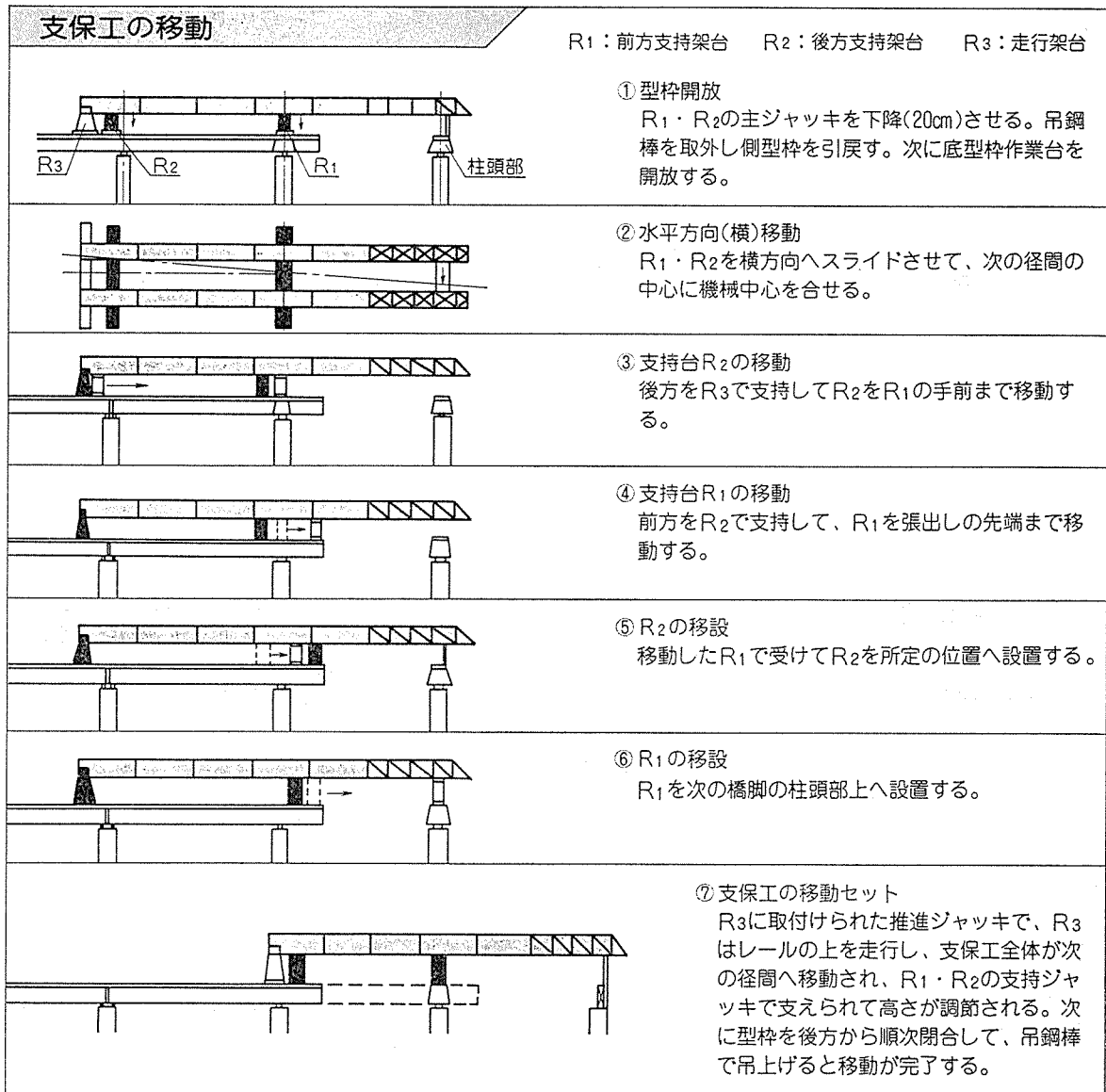
一方、主桁コンクリート打設時のコンクリート荷重によるメインガーダーのたわみは、計算上、第 1 施工段階で  $66\text{ mm}$ 、第 2 施工段階で  $37\text{ mm}$ 、第 3 施工段階で  $46\text{ mm}$  であり、ほぼ実測値と一致した。このように、移動吊支保工による施工では支保工の構造上、主桁自身のたわみ量に比べ、メインガーダーのたわみが卓越する結果となった。

4. あとがき

従来、曲率半径の小さい橋梁や、支間  $40\text{ m}$  を超える PC 箱桁橋を移動吊支保工により施工する場合、メイン

表-3 主桁コンクリートの配合

設計基準強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	スラブの 範 囲 ( $\text{cm}$ )	組骨材の 最大寸法 ( $\text{mm}$ )	空気量の 範 囲 (%)	水 セメント比 $W/C$ (%)	細骨材率 $S/a$ (%)	単 位 量 ( $\text{kg/m}^3$ )				
						水 $W$	セメント $C$	細骨材 $S$	組骨材 $G$	AE 減水剤
400	$8 \pm 1.5$	25	$4 \pm 1$	36.0	37.8	174	483	620	1025	0.966



図一10 移動吊支保工の移動

ガーダーの応力上の問題、経済性的の問題などが工法選定の支障となっていた。また、多径間連続桁橋に上部工重量の大きいPC橋を採用することは、一般的に不利であるとされてきた。しかしながら、本橋では、応力上、および経済性的の問題に対して、メインガーダーを2本にすることにより、曲線橋の偏心荷重に対処するとともに、機械総重量の軽量化を図り、また、多径間連続桁橋へのPC橋の適用性に対しては、ゴム支承のせん断変形能を

期待した水平力分散方式を採用することにより対処した。このことは、中規模径間橋梁におけるPC橋梁の可能性を拡大させ、また、伸縮装置の維持、管理問題に対する多径間連続橋の増加傾向のなかで、今後のPC橋梁の進むべき、ひとつの方向を示唆するものと思われる。

最後に、本橋梁の設計、および施工に携わった関係各位に、心より感謝いたします。

【昭和61年8月7日受付】