

紀勢本線有田川橋梁 3 径間連続 PC 桁の設計施工について

小 池 晋*
日 下 部 好 男**
野 口 寛**

1. ま え が き

有田川橋梁は、国鉄第 3 次長期計画にもとずき、紀勢本線白浜～海南間線路増設工事のうち、藤並～紀伊宮原間に別線で建設した複線鉄道橋である。有田川は、川幅約 500 m であるが、現在線有田川橋梁は、建設してから 40 年間に約 4.0 m 河床が低下したこと、また昭和 28 年 7 月に大水害をうけたこと等を考慮した結果、避溢橋を併設することとした。そのため、図-1 に示すように総延長 912 m の長大橋梁となったのである。この構造はつぎのとおりである。

本流部分：上部構造；3 径間連続 PC 桁（支間 32.0 + 32.5 + 32.0 m）4 連（12 径間）
軌道は、道床コンクリートによる直結軌道。

基 礎；円形ケーソン

鳥尾川と遊水池部分：

上部構造；単純 PC 桁（支間 25.20 斜角

71°）3 連、軌道は、普通の有道床

基 礎 H 鋼杭

避溢橋部分 2 線 2 柱式スラブ高架橋（3 径間連続ラーメン、支間 12.0 + 16.0 + 12.0 m 等）と単 T 桁（38 径間）、軌道は、一部直結構造

基 礎 H 鋼杭

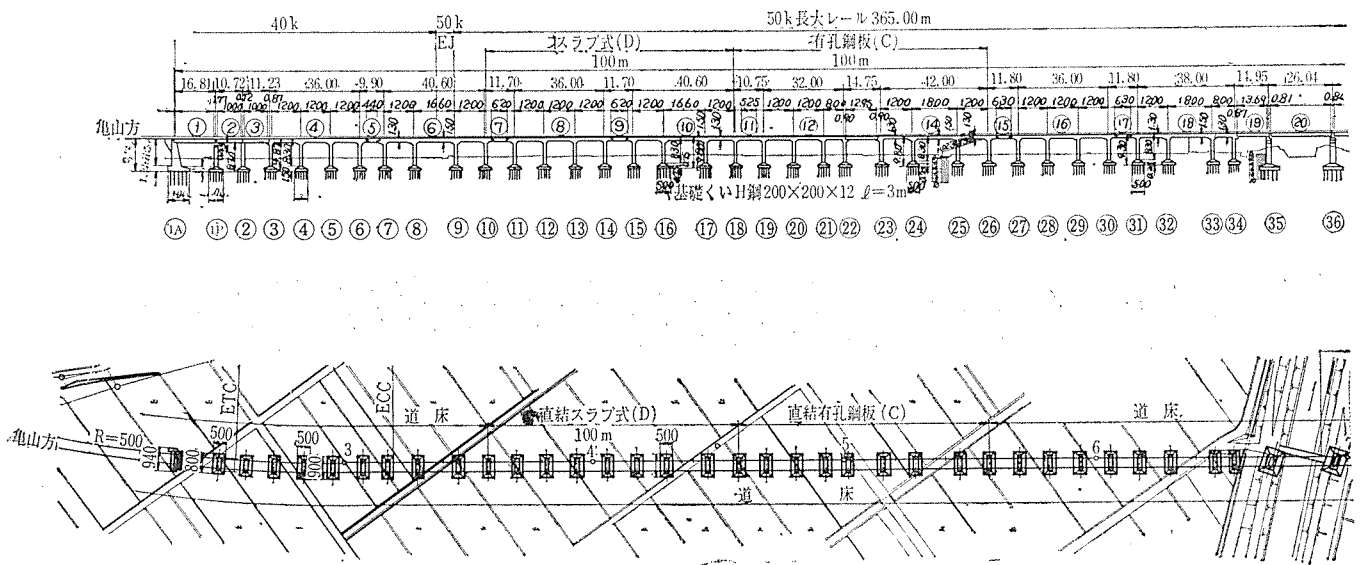
有田川橋梁の特徴は、直結軌道を用いたプレキャスト合成連続桁を採用し、工期的には、上部構造および下部構造を合せて、12 ヶ月間の短期間で完成させたことにある（注：1 参照）。以下連続桁についてのべる。

2. 基本計画

a) 支 間 有田川の計画洪水流量は、約 4500 m³/sec、支間 30 m 以上で渡る必要がある。流心方向と線路は 71° の角度で交わるため、32.50 m に決定した。

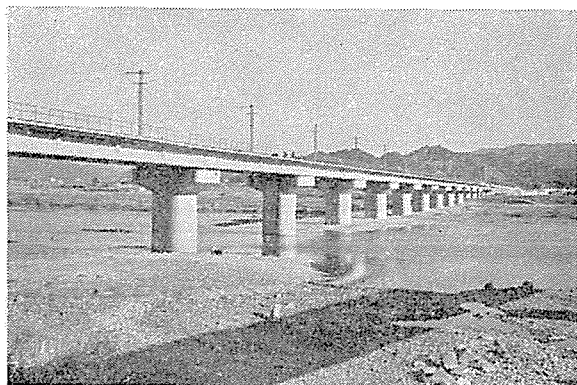
b) 桁 高 橋梁のとりつけ盛土区間の線路縦断

図-1 有 田 川 橋



* 国鉄構造物設計事務所 ** 国鉄大阪工事局 藤並工事区

写真-1 有田川橋梁全景



勾配を 16% とする必要があったので、桁高は、1.80 m (レール面上から桁下まで 2.15 m) とした。

c) 橋梁の形式 下路 PC 桁, 上路鋼桁, 3 径間連続 PC 桁等を比較検討した結果, 連続桁として, 直結軌道とすることがもっとも経済的であるので, これを採用することとした。

d) 基礎 地質は, 玉石まじり砂れき層で河床から 5 m 以下は N 値 50 以上で, 支持層としては, 十分な地層である。しかしながら, 付近の道路橋施工のとき, 河床から 10 m 掘削したとき, 直径 1 m の流木が出てきたことがあった。橋桁を連続桁としたので, 支点の不等沈下をさけるためと, 流木が出たとき, 処置しやすいように, 円形ケーソンを採用することにした (実際施工時に, 河床から 5.0 m 沈下したとき, 47 号, 49 号では, 直径 0.9 m の流木が 1 か所 3 本おり重なってでた)。

3. 設 計

(1) 設計の特徴

全長 31.8 m の I 型桁を, ポストテンション方式で作して, 橋脚上に架設したのち, 桁間 0.8 m の継目コンクリートを現場で打設し, 継ぎケーブル等によって, 3 径間連続合成桁とする。

なお, 直結軌道用短まくらぎ下の道床コンクリートを桁の一部として合成している。さらに, フレシネー工法による連続合成を行なうように, 設計した点などである。

有田川は, 洪水が多い河川である上に, 架設地点の橋脚の高さが約 10 m もあるので, 現場打コンクリートとするためのステージングに多額の工費と, 多分の危険性が考えられるほか, これまで施工された同程度の連続桁の例から考えて, 1 セット約 3 カ月の工期を必要とするので, 工期の面からもプレキャスト単純桁を架設後, 連続合成桁とする本工法はきわめて有利な工法である。断面は 図-2 に示すように, スパン中央では, 1 線 2 主桁の I 型断面とし, 負の曲げモーメントが作用する支点付近は, 架設後, 箱形に合成することにした。

橋脚は流心と平行に造られたが, 桁の支承の方向を斜め (流心方向と平行) にすると, 橋脚上の継ぎ目地も斜めとなり, 施工上いくぶん困難となるほか, ねじりモーメント等も生じることが考えられたので, 直角にシューをすえる構造とした。そのため, 同一橋脚上において上下線の支承中心線は, 1.43 m ずれることになった。また, 支承の配置は, 上下線同一橋脚に固定支承をすえること

梁 一 般 図

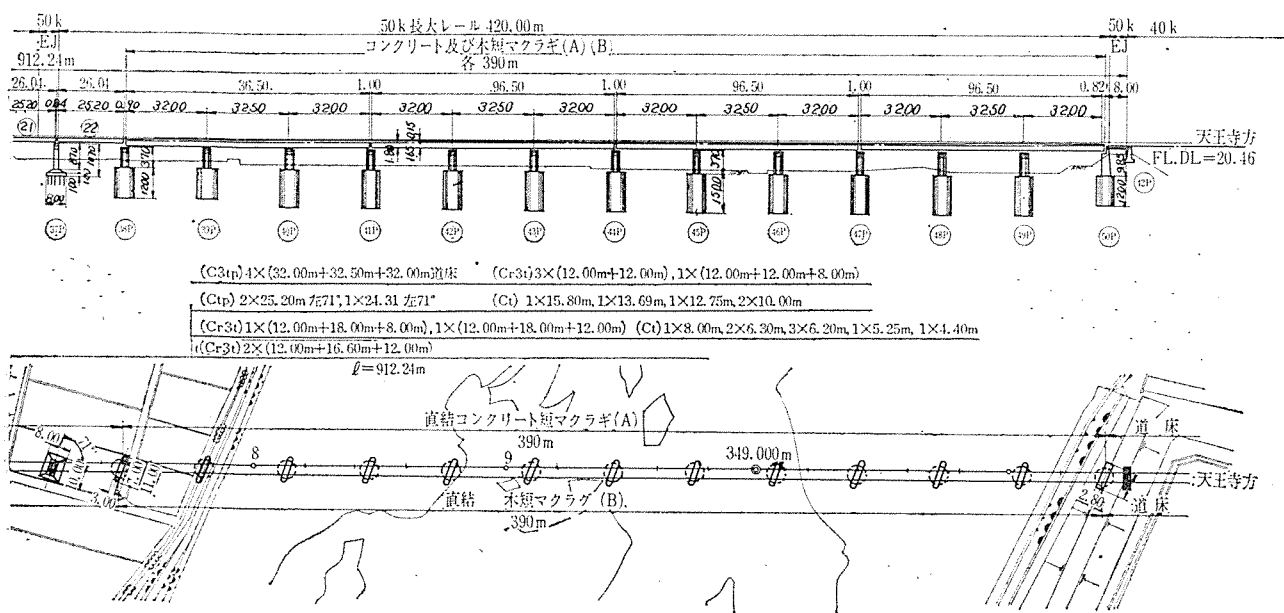
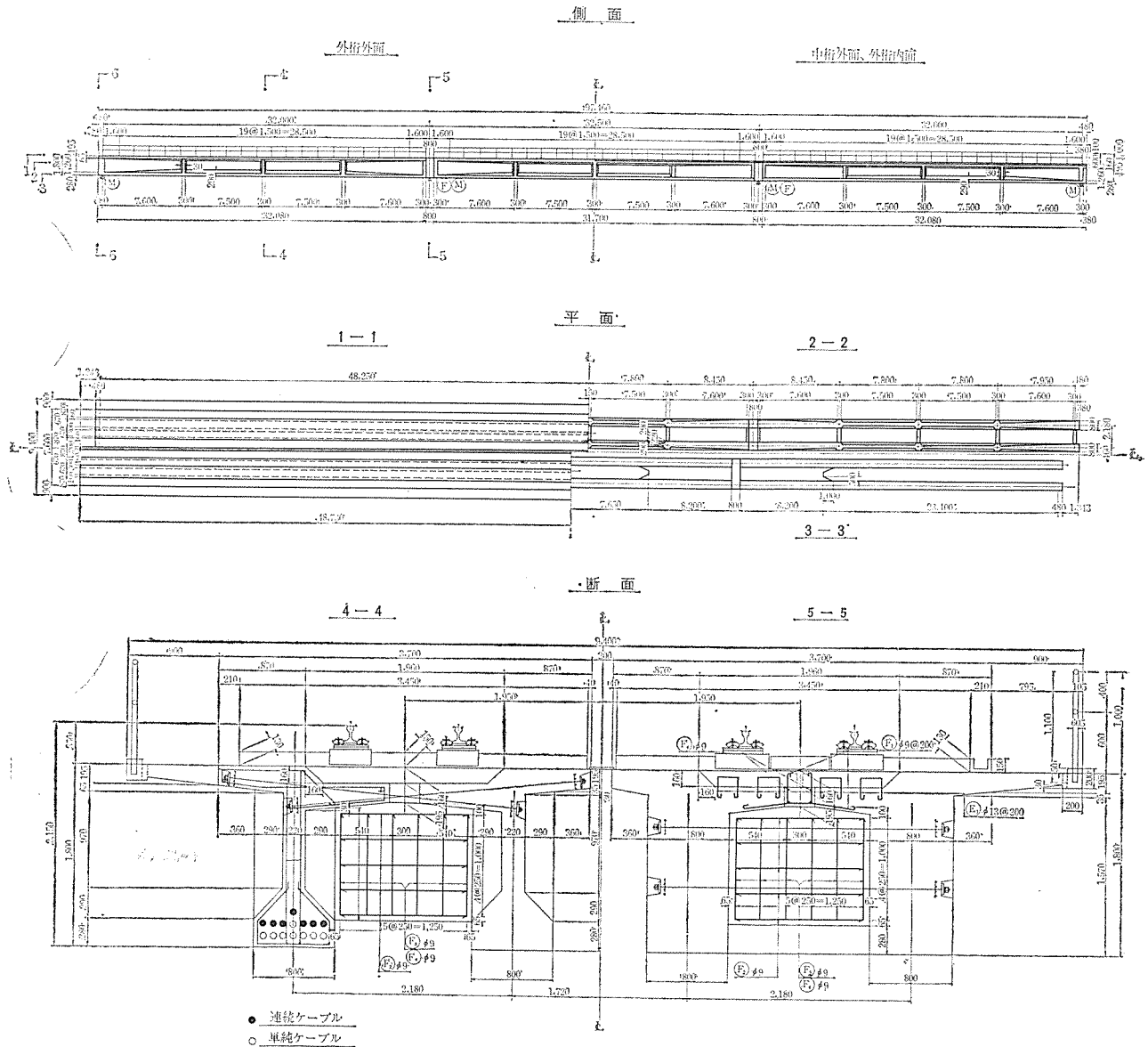


図-2 3 径間連続PC桁一般図



は、好ましくないので、これを分散させた。なお支承としては、ベアリングプレート支承を用いた。

橋桁に、直結軌道を採用した例は、国鉄においては、新幹線 新横浜～小田原間角田橋梁において、延長約250 mのスラブ高架橋上に用いられているが、PC桁で施工したものは、本線では最初であり、この直結方式を採用すると、レール面から桁下までの高さが節約できるほか線路の保守費が節減できる。なお軌道の死荷重が減るため、桁も経済的に設計できる、等の利点が考えられる。本橋梁の場合、橋脚の不等沈下のおそれが少ないことから、本格的に直結軌道を施工することにしたのである。桁と直結用短まくら木との結合の関係から、図-2の断面に示すように、プレキャスト桁の上突縁を非対称にして、凹を設ける形としている。また、直結軌道のため、将来桁のクリープ等によるたわみの変化を、極力小

さくする必要があるので、プレストレスによる2次応力をできるだけ小さくするように考慮した。

(2) 設計条件

つぎに本橋梁に用いた一般的な設計条件を示すと、下記のとおりでである。

橋梁形式：プレキャスト合成PC連続桁（スパン中央は2主桁，支点付近は箱型）

橋長：97.46 m；3径間連続桁単線並列 4連
スパン割：32.0+32.5+32.0 m

活荷重：KS-16

衝撃係数：0.34

クリープ係数： $\phi=2.0$

乾燥収縮度： $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$

レラクセーション：5.0% (12- $\phi 8$ について)

破壊荷重： $1.3 \times$ 死荷重 $+2.5 \times$ 活荷重，または1.75

×(死荷重+活荷重)
 ヤング係数： $E_P=2\,000\,000\text{ kg/cm}^2$
 $E_C=350\,000\text{ kg/cm}^2$
 コンクリートの強度および許容応力度その他
 設計基準強度： $\sigma_{28}=400\text{ kg/cm}^2$
 許容応力度：プレストレス導入直後(圧縮)； 170 kg/cm^2
 プレストレス導入直後(引張)； -15 kg/cm^2
 設計荷重作用時(圧縮)； 130 kg/cm^2
 設計荷重作用時(引張)； 0 kg/cm^2
 設計荷重作用時(斜引張)； -9 kg/cm^2
 破壊の安全度検討荷重作用時(斜引張)許容値； -20 kg/cm^2
 最大値； -40 kg/cm^2

P C 鋼材の強度および許容応力度その他

P C 鋼 線：12- $\phi 8$

引 張 強 度； 155 kg/mm^2
 降伏点応力度； 145 kg/mm^2
 設計荷重作用時の許容引張応力度； 93 kg/mm^2
 緊張作業中の許容引張応力度； 121 kg/mm^2

P C 鋼棒 $\phi 24$ (SBPC 110)

引張強度； 110 kg/mm^2
 降伏点応力度； 95 kg/mm^2
 設計荷重作用時許容応力度； 66 kg/mm^2

(3) プレキャスト単純桁の設計上の問題点

a) 非対称断面の検討 プレキャスト単純桁で問題となるのは、架設後2主桁を一体とするまでは、主桁は非対称断面であるので、このために生じるプレストレス、および桁自重応力の分布について検討した。表-1 はプレキャスト桁の断面要素を示し、表-2 は主桁を対称形と考えた場合のプレストレスと死荷重との合成応力を示す。これに対しての裏づけとして、表-3 において、非対称桁としての応力分布を、図-3 の A, B, C, D の各点で求めた。この結果、とくに問題となる下縁では、対称断面として求めた値に対して、 $\pm 1\text{ kg/cm}^2$ の差でしか

表-1 プレキャスト桁の断面要素 (コンクリート断面, 1主桁当り)

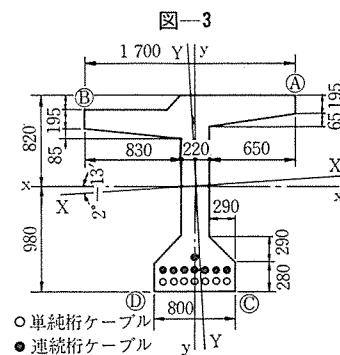
	中央断面	支点断面
断 面 積 $A(\text{m}^2)$	0.999	1.326
中立軸より上縁および下縁までの距離 $\left\{ \begin{array}{l} Y'(\text{m}) \\ Y(\text{m}) \end{array} \right.$	0.82	0.825
断面2次モーメント $I(\text{m}^4)$	0.397	0.433
断 面 係 数 $\left\{ \begin{array}{l} Z'(\text{m}^3) \\ Z(\text{m}^3) \end{array} \right.$	0.484	0.525
	0.405	0.444

表-2 スパン中央断面のプレストレスと死荷重との合成応力度 (単純桁として)

部 位 応 力 度	$\sigma_c (\text{kg/cm}^2)$		備 考
	上 縁	下 縁	
プ レ ス ト レ ス	-37.7	156.7	$\phi=0.4$ $\epsilon_s=3\times 10^{-5}$
桁 自 重	71.6	-88.5	
縦 目 地, 横 桁, 底 板	6.9	- 8.2	
有 効 プ レ ス ト レ ス	-35.2	146.1	
合 成 プレストレス導入直後	33.4	68.2	
応 力 度 死 荷 重 作 用 時	42.8	49.4	

表-3 プレストレスおよび桁自重応力との合成応力度 (単位 kg/cm^2)

	σ_p	σ_{d_0}	$\sigma_p + d_e$
A	-46	78	32
B	-14	50	36
C	149	-82	67
D	158	-89	69



なかった。

b) 架設荷重の検討

単純桁として仮設され、まだ、各プレキャスト主桁とも独立の形で、仮シュー(サンドジャッキ)上にセットされている上を、つぎのプレキャスト桁が縦取りされるので、約 55 t の集中移動荷重を考慮して、 -15 kg/cm^2 以内の引張応力となるように、設計されている。もちろん全引張応力はこれを鉄筋でうけもたせるように $\phi 13$ 7本を配慮した。

c) 連続合成後のクリープの影響に対する検討

プレキャスト桁のプレストレスは、将来のクリープによって生じる2次応力を考慮して、前述の表-2 に示すように、死荷重作用時、主桁の上下縁に、ほぼ等しい圧縮応

図-4 (a) 中間支点上ケーブル配置図

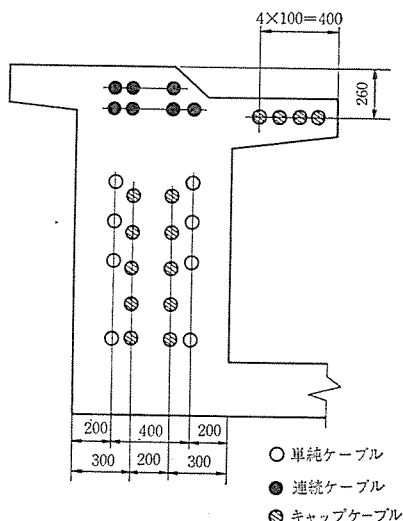
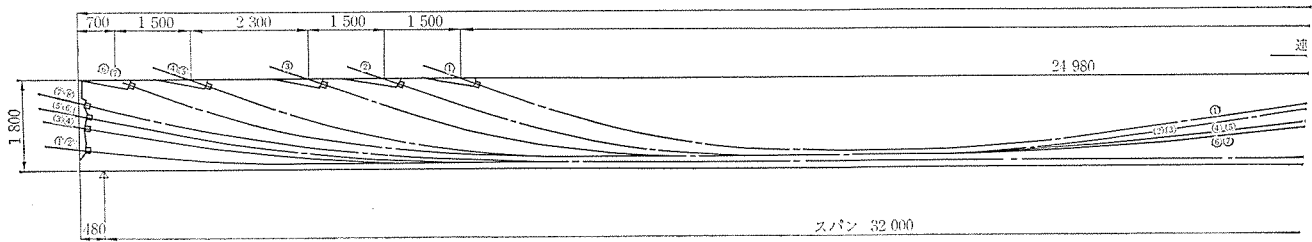


図-4 (b) ケーブル配置図(支点付)



力が生じるように考慮した。

(2) 連続合成された桁

a) 断面方向および橋軸方向の合成桁として、荷重分担その他 プレキャスト単純桁を橋脚上に架設したのち、上スラブ縦目地、横桁、および中間支点の前後 8.2 m の下スラブ コンクリートを打設して、この区間を箱型断面とし、横桁部の横締め、上スラブの交差横締めを完了したのち、橋脚上の連続合成目地部のコンクリートを打設し、連続ケーブルおよび継ぎケーブル(キャップケーブル)によって、連続合成を実施する(図-4 (a), (b) 参照)。

直結軌道工事は、連続合成後に行なわれるので、図-2 に示す上突縁凹部のコンクリートは、スパン中央付近(活荷重に対して圧縮応力の生ずる範囲)は、主桁圧縮部として活荷重合成が考えられる。また、支点付近は、引張応力を生ずる部分であるので、設計上の活荷重合成は考えないことにした。しかし、もしも支点付近でこの部分に生じたひびわれに応力が集中して PC 部材としての主桁上突縁にまで、そのひびわれが侵入するようなことがないように、この部分の全引張応力を鉄筋でとらせることにした。これは同時に、載荷時の桁のたわみ変形をより小さくすることをも考えたものである。

表-4 は各荷重状態と、そのときに考えられる抵抗断面を示したものである。

なお 表-5 は、連続合成後の断面要素を示す。

中間支点付近は箱型断面となり、キャップケーブル、連続ケーブル等の定着のため、主桁腹部も厚く、その断

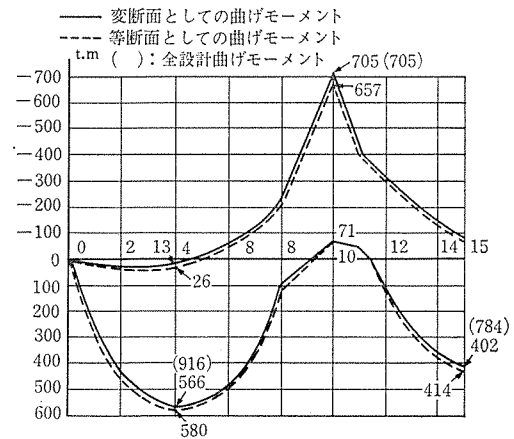
表-4 各種荷重状態とその際の抵抗断面の形状

曲げモーメント	抵抗断面の形状
桁自重曲げモーメント	プレキャスト単純桁, 純断面
連続合成のため、縦目地、横桁支点付近の箱型断面用下スラブ等の場所打ちコンクリートによる曲げモーメント	プレキャスト単純桁, PC 鋼材等の換算断面
直結軌道工事のための場所打ちコンクリートおよび橋側歩道等による曲げモーメント	連続合成用断面における PC 鋼材等の換算断面
活荷重衝撃その他による曲げモーメント	同上断面、ただし、スパン中央付近の +M に対しては上スラブ凹部④を考えた換算断面

表-5 連続桁の断面要素(半断面のコンクリート総断面について)

	中央断面	支点断面
断 面 積 $A(m^2)$	1.172	1.818
中立軸より上縁および下縁までの距離 $\begin{cases} Y'(m) \\ Y(m) \end{cases}$	0.715	0.914
断面 2 次モーメント $I(m^4)$	0.472	0.581
断 面 係 数 $\begin{cases} Z'(m^3) \\ Z(m^3) \end{cases}$	0.660	0.636
	0.485	0.656

図-5 連続桁としてから作用する死活荷重による曲げモーメント



面 2 次モーメントはスパン中央断面の断面 2 次モーメントより相当大きくなるので、連続桁となつてから作用する死活荷重に対して、変動面の影響を考慮した場合と、等断面と考えた場合の M_{max} および M_{min} を比較すると 図-5 に示すようであり、大差はなかった。

b) クリープによって生ずる 2 次応力その他 本橋のように、単純桁として導入されたプレストレスが、その後連続桁となった場合、クリープの影響によって 2 次モーメントが生じる。

2 次応力の計算式および計算結果を示すとつぎのようである(図-6 参照)。

$$M_{\phi} = (M_d^0 - M_d) \cdot \mu \cdot (1 - e^{-\phi}) + (M_p^0 - M_p) \cdot \mu \cdot (1 - e^{-\phi})$$

↑ 静定構造物より不静定構造物に変化するため、桁自重モーメントがクリープの影響によって変化するための不静定力。
↑ 静定構造物として与えたプレストレスが、不静定構造物に変化するため、クリープによって変化する不静定力。

上式中 M_d^0 , M_d , M_p^0 , M_p については 図-6 の説明を参照のこと。

近のキャップケーブルをのぞく)

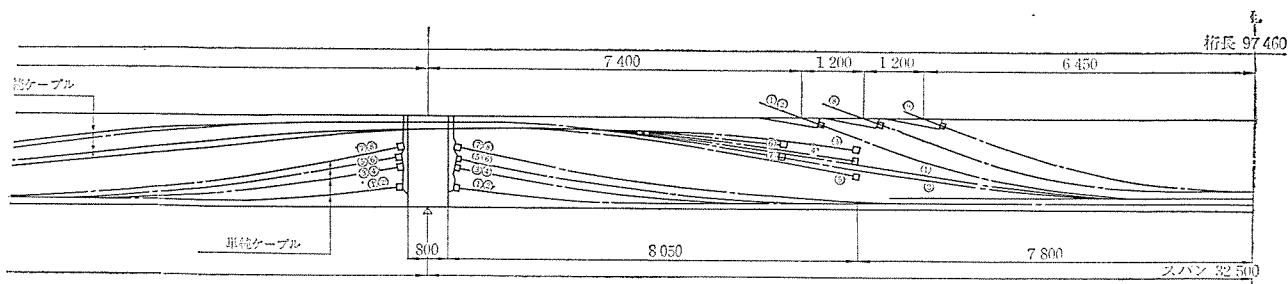
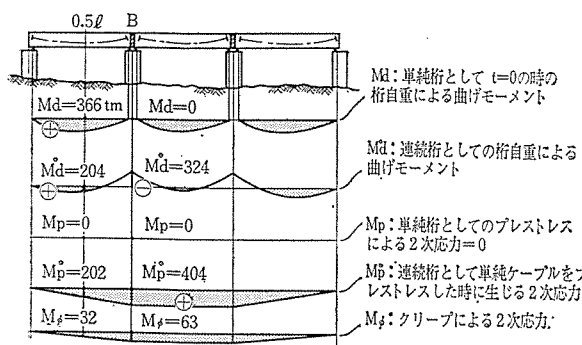


図-6



$$\mu = e^{-\phi}, \text{ いま } t=0.1 \text{ 年 } \phi=2.0 \text{ とすると}$$

$$\mu (1 - e^{-\phi}) = e^{-0.1}(1 - e^{-2}) = 0.78$$

$$\therefore M_p = (-324 - 0) \times 0.78 + (404 - 0) \times 0.78 = -253 + 316 = 63 \text{ t}\cdot\text{m}$$

…… B断面における不静定モーメント

本橋の場合は、すでに述べたように、プレキャスト単純桁として、導入したプレストレスを死荷重とバランスさせ、なるべく、クリープ変形を少なくするように考慮してあったので、上記計算結果の示すように、その値は比較的小さく、全設計曲げモーメントの9%以下であった。

このほか、単純桁で緊張するケーブル、および、連続桁としてから緊張するケーブルのクリープ、乾燥収縮によるプレストレスの減少量の考え方は、つぎのようにした。

いまスパン中央について考えると単純桁の状態を導入されたプレストレスが、連続桁となってから、クリープ、乾燥収縮等によって減少する量は、連続合成までを1ヵ月と考え、この間のクリープ、乾燥収縮は全体の20%が終了し、PC鋼材のレラクセーションは5%全量が終了しているものとして計算した。

なお、連続合成がなされたのち、連続ケーブル7本によるプレストレスに対しては、コンクリート打設後2ヵ月近く経過するので、C.S. Whitneyの法則によると、 $\phi = 2.0 \times \frac{3}{4}$, $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5} \times \frac{3}{4}$ 程度と考えられるが、安全を考えて、 $\phi = 2.0$, $\epsilon_s = 15 \times 10^{-5}$ の値を用いた。

c) ロングレール縦荷重 本橋梁上には、ロングレ

ールを敷設するので、橋梁上に、ロングレールの可動区間がくる場合も考慮しロングレールの伸縮による水平力を考慮した。

PC鉄道橋設計基準では、ロングレール縦荷重として一軌道、単位長さあたり表-6に示す値が、レール底面において、軌道と平行に作用するものとしている。

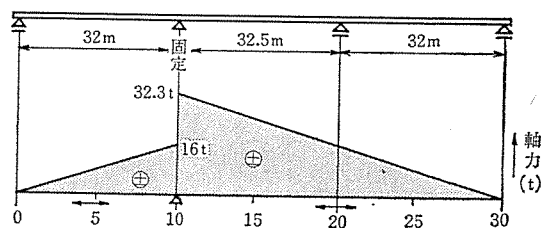
表-6 ロングレール縦荷重

桁長 l (m)	橋長 L (m)	ロングレール縦荷重 (t·m)
$l < 60$	$L < 60$	0
"	$60 \leq L < 100$	1.0
"	$100 \leq L$	1.5
$l \geq 60$	橋梁端に伸縮継目施工	0.5

図-7は、固定橋脚を中心にした、ロングレール縦荷重による軸力の分布を示したものである。

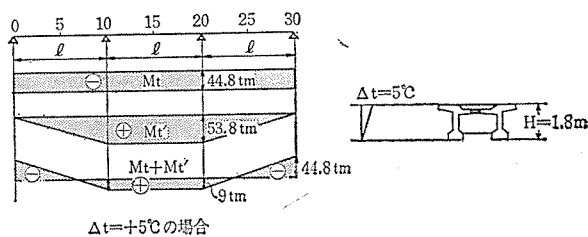
軸引張力について検討してみると、このために生じる最大引張応力度は、断面積の比較的小さい断面付近において 2 kg/cm^2 程度が生じることになる。

図-7



d) 温度応力 本橋梁は、直結軌道であるため、日光の直射および気温低下、風雨の影響等を、直接主桁上突縁で受けるので、道床砂利のあるものに比べて、主桁上下縁に温度差が生じやすい。いま、これまで同種のPC橋梁で測定した温度差の資料等を参考として、上下縁の温度差を $\Delta t = 5^\circ\text{C}$ と仮定し、そのとき生じる温度応力を求めると以下のようなものである(図-8参照)。

図-8



$$\Delta t = \pm 5^{\circ}\text{C}, \alpha = \frac{10}{1\,000\,000} = 10^{-5} \dots (\text{コンクリートの膨張係数})$$

$$H = 1.8 \text{ m}, E = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \dots (\text{コンクリートのヤング係数})$$

$$I = 0.462 \text{ m}^4 \dots (\text{主桁断面 2 次モーメント})$$

$\Delta t = \pm 5^{\circ}\text{C}$ の温度差によって生じるひずみ分布と同一の分布を生じさせるための曲げモーメント M_t を求めるとつぎのようになる

$$M_t = \pm \alpha \cdot \Delta t \cdot E \cdot I \cdot \frac{1}{H} \dots \dots \dots (1)$$

M_t を 3 径間連続桁に作用させた場合の不静定反力によるいわゆる不静定モーメント M_t' は、つぎのようになる。

$$M_t' = \mp \frac{6}{5} \alpha \cdot \Delta t \cdot E \cdot I \cdot \frac{1}{H} \dots \dots \dots (2)$$

ゆえに式 (1) より

$$M_t = 10^{-5} \times 5 \times 3.5 \times 10^6 \times 0.462 \times \frac{1}{1.8} = \pm 44.8 \text{ t} \cdot \text{m}$$

また式 (2) より

$$M_t' = \mp \frac{6}{5} M_t = \mp 53.8 \text{ t} \cdot \text{m}$$

∴ $M_t + M_t' = \pm 44.8 \mp 53.8 = \pm 9 \text{ t} \cdot \text{m}$ … 中間支点上において、温度変化によって生じる曲げモーメント

以上の結果を用いて、温度応力 σ_t を求めると、10 断面で $\sigma_t = \pm 1.5 \text{ kg/cm}^2$ 、15 断面で $\sigma_t = \pm 2 \text{ kg/cm}^2$ 程度である。

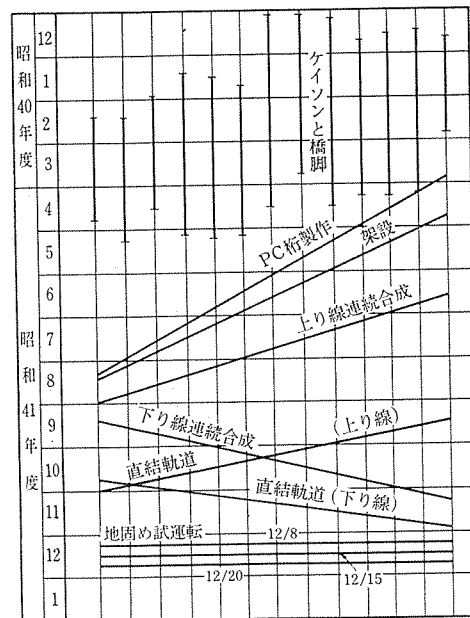
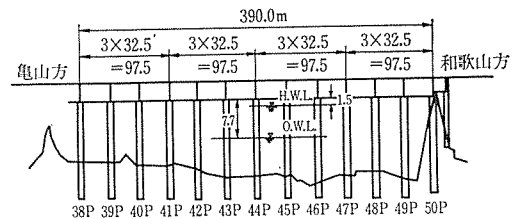
4. 施 工

(1) 施工の概要

まず工程は、3 月下旬からプレキャスト桁の製作を始めて、7 月末には主桁 48 本の製作、架設を終えて、上り線の部分は、8 月末日までに、下り線の部分は 10 月末日までに、連続桁として合成し、上り線は、直結軌道の施工、有田川前後の軌道工事、試運転を経て、12 月上旬、営業運転を計画していた。

下部構造の工程は、図-9 に示すように一部は 3 月末日、最後は 5 月上旬である。したがって、桁の製作ヤードは、有田川の右岸に設けて、片側から架設の必要があった。架設の方法は、エレクションガーダーを 2 列にならべて、この間をアイバーによるだき込む吊下げ工法を採用した。桁重量は 100 t、また桁が変断面であるので、重心位置が少し偏心している上に、キャップケーブル等の定着用の階段状の突起が支点付近の主桁腹部内側に設けられているため、よりいっそう不安定となり架設中に相当注意を要した。コンクリート打設については、施工時期が一部暑い頃になること、1 本の打設量が 40 m³ であり、業者の手持ちの運搬装置は一般に 4~6 m³/h の打設速度のものであるため、7~10 時間を要した。なお、主桁が変断面である上に鉄筋、PC 鋼材等が非常に多い

図-9 連続桁部分の全体工程



ので、困難な問題が多かった。

プレストレスングについては、支点付近のキャップケーブルは、箱形断面の中で施工することになり、施工時期が猛暑のとき、まるでむし風呂の中での作業であった。また連続ケーブルは長さ 54 m のものもあり、そう入等に苦労した。

直結軌道は、比較的良好な精度の施工ができた(注 2 参照)。

(2) 工 程

前述のように、約 130 日間に、48 本の桁を製作する必要があったが、問題は製作ヤードを 1 か所に集中する必要があった。これは下部構造の一部は、3 月末日に、またその全部は、5 月末日完成予定であったためと、河川敷、その他の低地は、洪水の影響をうける心配があること、によるためである。ところが線路の施工基面の一部を桁の製作ヤードとしたが、橋梁のアプローチのため 16% の勾配がついていて、水平区間がわずかしかないため、自由にヤードを設けられない、という苦しい点があった。

プレキャスト桁の製作および、連続合成完了までの所要日数の平均的な値はつぎのようである。型わく組立 2 日、鉄筋組立 2 日、ケーブル配置 4 日、コンクリート打込み 1 日、養生 5 日、緊張(1 次) 1 日、グラウト 1 日、

でプレキャスト桁は、14日に1本の割合で製作された。

また連続合成は、主桁間目地、横桁、底板のコンクリート等は、配筋型わくをふくみ10日、養生3日、緊張グラウト5日と、大体18日を要した。

(3) PC桁製作ヤード、型わく、配筋

プレキャスト桁製作ヤードは、現在線にほぼ平行した位置に設け製作ベース6基を計画した。この付近は橋梁にとりつくため盛土高は10m前後もあり、しかも急速な盛土施工直後であったため、製作ベースの沈下は当然予想された。よってベース路盤は十分に締め固め、支点となるベース両端には鉄筋を入れ、さらに橋台裏近くのベース支点部には木杭20本あまり打込み、緊張後の支点沈下にそなえた。それでも緊張による50tの支点部荷重によって1~3cmの支点沈下を示し、橋台裏近くのベースでは12~15cmも沈下した。支点沈下は、桁

製作のつどベース整正を行なう必要があり、これは工程にも影響を与えることになる。

また、沈下がひどければ桁本体にひびわれの生じる恐れもあるので、盛土を急速に施工した場合および橋台裏等のように締め固めの不十分になりやすい場所は、とくに注意したい。

型わくは鋼製型わくとし、桁2.5本分製作した。製作に当りもっとも複雑で苦心したところは、桁側面から階段状に突き出たキャップケーブルおよび連続ケーブルの定着部であった。

型わくバイブレーターは、3/4 IP、毎分3600回転のものを常時10台とりつけた。その取付け位置としては桁下面より60cmの高さとし、間隔は中央部で両側2mピッチ、階段状突起部分では向い側1mピッチとした。主桁断面のうちでもキャップケーブルはとくに複雑であ

図-10 PC桁製作ヤード
平面

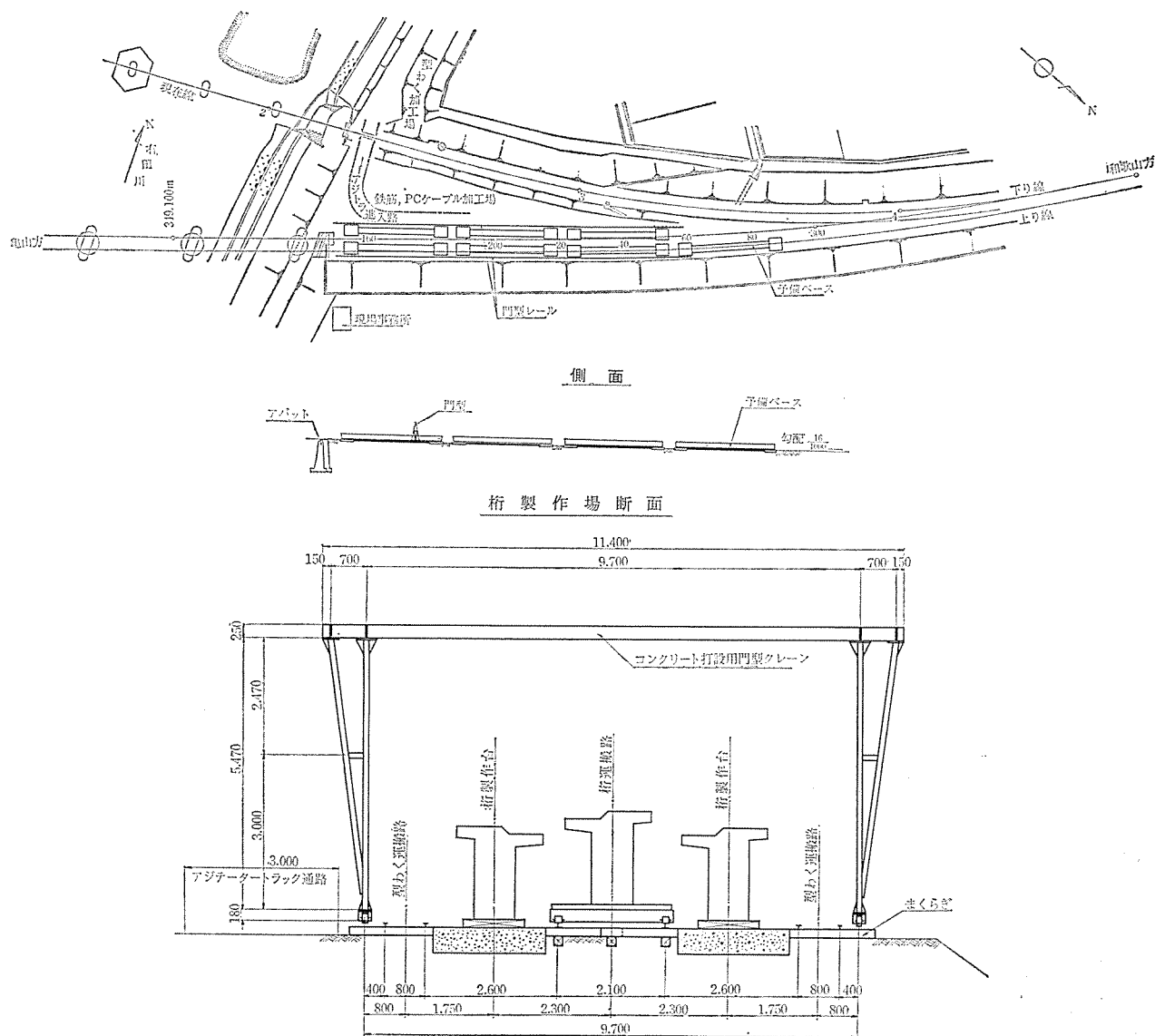
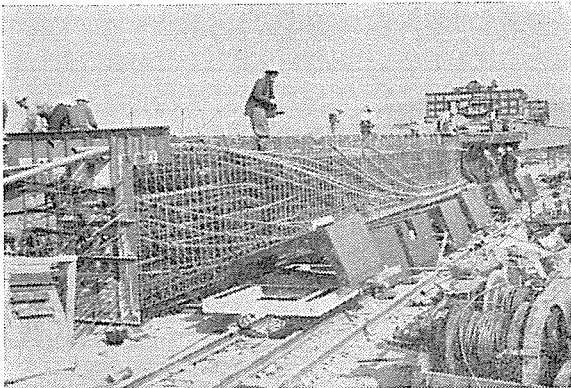
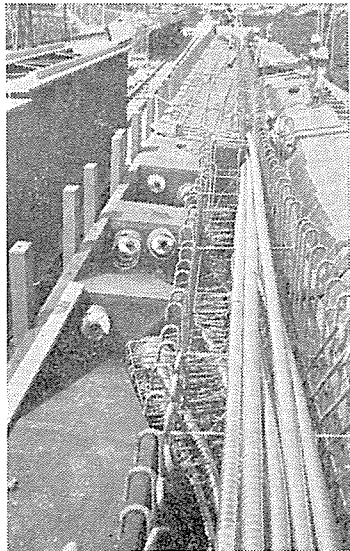


写真-2



り、そのうえ主桁重量を制限したため、その断面は、他の鉄道橋に比べてきわめて小さいので、単位コンクリート量当りの鉄筋量が多くなっており、鉄筋とシースとがあらゆる断面で交差しているため施工が相当困難であって、写真-2, 3 に示すようである。シースの配置誤差は、「PC 鉄道橋設計施工基準」に許容偏位を縦方向に

写真-3



は桁高の 1/200 以内、水平方向には 10 mm 以内と決められているが、PC 鋼線は曲線半径の中心に向かって集まる傾向があるので、現場ではシースの配置はプレストレスが大きく出る方向にのみ 1~2 cm の縦方向偏位を許した。シースは $\phi 50, 60$ の太いものを使用したので、とくに気をつけた。2 cm の偏位として計算した場合、 6 kg/cm^2 の応力変化をした。水平方向では、PC ケーブル重心位置が 2 cm 偏位すると、下縁左右プレストレスの差は約 7 kg/cm^2 となる。この点、有田川プレキャスト主桁は非対称であるためとくに気を配った。

(4) コンクリートの施工

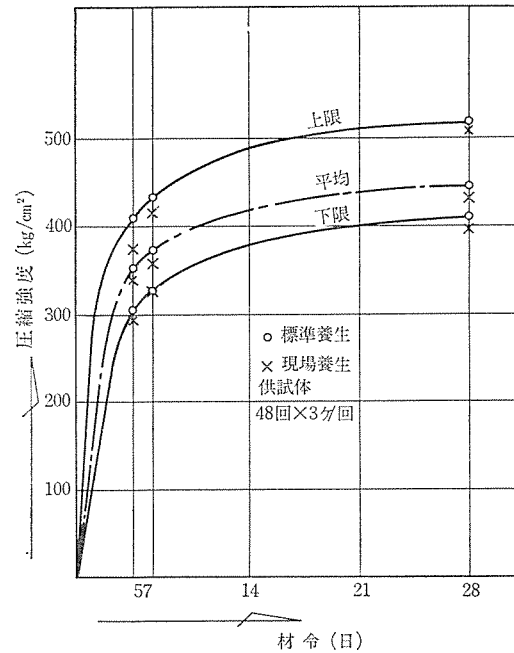
配合に関しては、単位セメント量をあまり多くすると経済的に不利なばかりでなく、コンクリート硬化の際の発熱量が大きくなり、ひびわれが発生したり、コンクリートの乾燥収縮およびクリープが大きくなる、などの欠点が生じやすいことを考え、 w/c を小さくしてセメント量を押えようとした。しかし本橋のように、比較的部材断面が小さく構造が複雑のうえに鉄筋ケーブルの多い桁に対して、スランプ 3~5 cm では打設が困難であり、アジテータートラックから取り出すのに長時間を要する恐

れも考えられたので、スランプは 7 cm とした(表-7 および 図-11 参照)。なお、有田川産の細骨材粗粒率は月々相当大きく変化するので毎月粒度試験を行ない、配合を考慮した。

表-7 コンクリートの示方配合

圧縮強度 σ_{28}	骨材 寸法 mm	スラ ンプ %	空気量 %	w/c %	S/A %	1 m ³ に使用する材料 (kg)					備 考	
						セメ ント	水	砂	砂利	ポリリス No. 5		
400	350	25	7	45±1	38.0	33	400	152	590	1 200	2.000	PC 桁 橋側歩道
240	—	25	12	45±1	53.0	38	283	150	709	1 166	1.415	

図-11 桁コンクリート強度

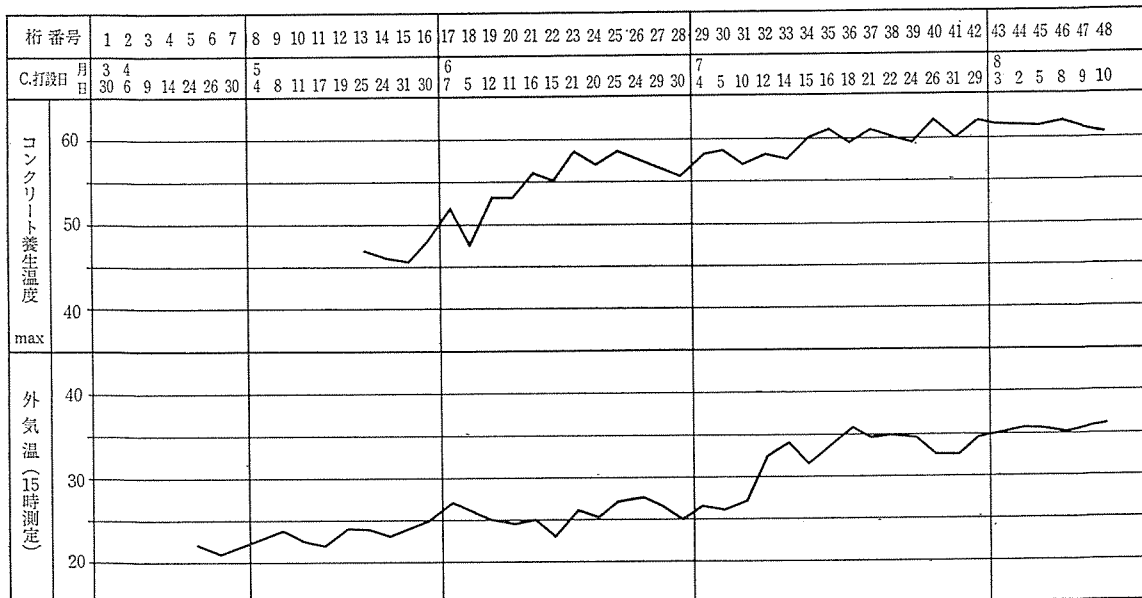


コンクリートの打設に際しては、まず生コンの排出しやすい車 3 台を指定した。ヤード内での生コン運搬には四輪トロを持ち込み、打設には 2 t 吊りホイストつき門型クレーンを使用した。打込み中の型わく振動機は、常時 10 台取り付け打込み断面にしたがって移動した。打込み方法は、まず T 型断面の首部までを最初に打込み、しかるのち、上フランジ部を打設した。これは T 型断面の首部で、コンクリートのセット量による打設継目を防止するように考えた打ち方である。コンクリート打設後 5 日間は主桁をかますおよびシートでおおい、なお上部からビニールパイプで散水養生を行なった。夏季養生は硬化熱に対し注意したが、硬化熱温度実測で 60°C を越えたものもあった。硬化熱による温度上昇は、セメントの種類、量、打込み方法、養生温度、断面の大小、等によること、本工事中種々の条件を実測した結果の一部を示すと 図-12 のようである。

(5) プレストレッシング

有田川橋梁に使用した PC 鋼線は、12- $\phi 8$ mm の冷間引抜鋼線であり、住友金属および神戸製鋼の製品を使用

図-12 コンクリート桁の養生中の温度



した。PC鋼線は、とくにさびやすいため、保存は雨にぬれぬよう、また入荷は必要以上に入れぬよう分割してとりよせた。

プレストレッシング計算上の考え方を述べる。シンプルケーブルの緊張順序は、断面的および作業能率と安全性を考慮して決めた。緊張計算には、鋼材とシーースとの摩擦損失を考えた式 $P=P_0 e^{(\mu\alpha+l)}$ $\div P_0(1+\mu\alpha+l)$ によった。シンプルケーブルは左右対称であるため中央より、またキャップケーブルは片引きであるため、固定端より緊張計算を押し進めればよいが、連続ケーブルは左右まったく非対称な配置で、なお、両引きすべきケーブルであるため、不動点を求める必要が起った。この不動点とは、PC鋼線応力度が桁のある断面でつりあう点、すなわちPC鋼線の移動が0の点である。この点を求めるため、まず連続ケーブルの両端よりそれぞれ片引き緊張計算を行なって各断面の緊張力を求め、これをグラフにプロットして交差する点、すなわち不動点を求めた。こうして求めた点から緊張計算を行えば、左右両端における緊張力はほとんど一致した。このように計算した結果の鋼線伸び量は当然両端において相当異なってくる。

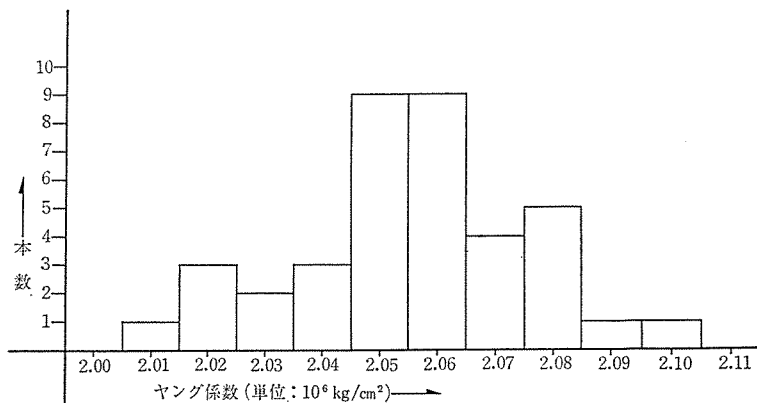
以上の考え方によって施工した場合、各断面において計算どりの伸び量を示すかどうかチェックのため、中間支点部の場所打継目部をとる連続ケーブル用シーースに観測窓を設けてPC鋼線の移動量を測定したところ、計算値に一致した。本緊張に先だちシンプル

キャップ、連続ケーブルともPC鋼材の摩擦係数 μ および、見掛けのヤング係数 E の測定を行なって、正確な引止線を求めた。

表-8 は、単純ケーブルおよび連続ケーブルの摩擦係数 μ および見掛けのヤング係数 E を示したものである*。

* 注 PC鋼材メーカーによる $\phi 8$ 鋼線のヤング係数および降伏点応力度の試験結果は注 図-1, 2 のようであった。

注 図-1 PC 鋼線ヤング係数の度数分布 (試料総本数 38 本)



注 図-2 PC 鋼線降伏点応力度の度数分布 (試料総本数 23 本)

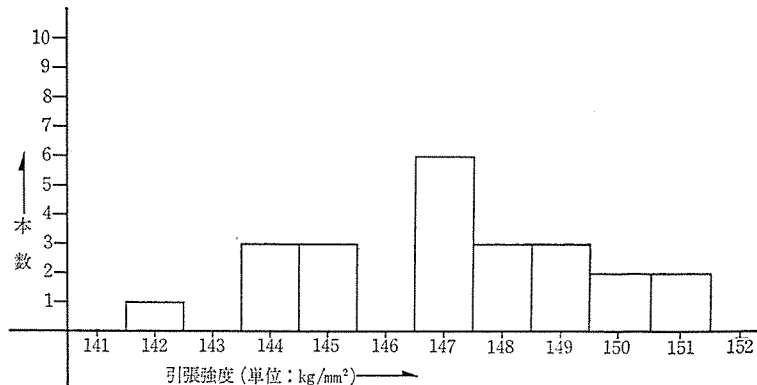


表-8 摩擦係数および見掛けのヤング係数測定結果

ケーブル名称	$E_p \times 10^6$ kg/cm ²	ケーブル1本ごと (μ)		ケーブル1グループごと (μ)		ケーブル1グループごと (R)			記事
		上限	下限	上限	下限	上限	中心	下限	
		単純ケーブル	2.02 ~2.06	$\bar{x}+3\sigma$ 0.56	$\bar{x}-3\sigma$ 0.11	$\bar{x}+1.5\sigma$ 0.45	$\bar{x}-1.5\sigma$ 0.22	0.35	
連続ケーブル	1.96 ~2.04	1.01	0.14	0.79	0.36	0.68	0.30	0	資料数7

$\mu: \lambda/\mu=0.0133$ と仮定して求めた単位角変化あたりの摩擦係数

E_p : PC鋼材の伸びから緊張力を推定する場合のもので、センタースパイラルの変形、シース内の遊び等の影響を含めた見掛けのヤング係数

(6) 主桁架設

主桁は、キャップおよび連続ケーブル緊張端用の継ぎケーブル定着部の階段状の突起部が、重量にして約7tの偏心荷重として作用するうに、主桁が非対称面であるので、横取り、縦移動に対しては細心の注意を払う必要があった。

さらに連続部鉄筋、ボックス部鉄筋、歩道鉄筋が横取り、縦移動、架設に対し種々な支障をきたした。とくに縦移動は、現場が16%の上り勾配であるので、トロには必ずもどり止めくさびをつけたほか、トラワイヤーを設けた。架設機は、手延式エレクション ガーダー(全長78m)を用いた。使用に当っては綿密な応力検討を行った。とくに三角支柱に対しては左右十分なトラワイ

写真-4 支点キャップおよび一部連続ケーブル緊張端部(箱桁の中)

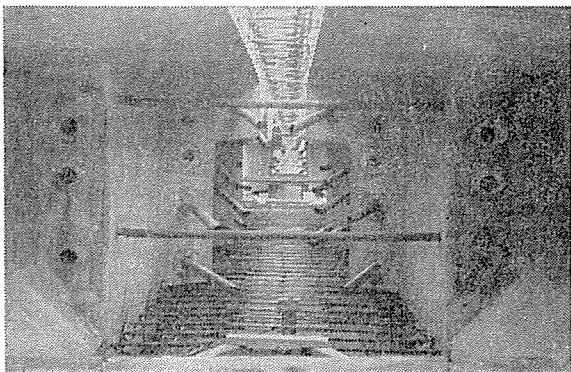
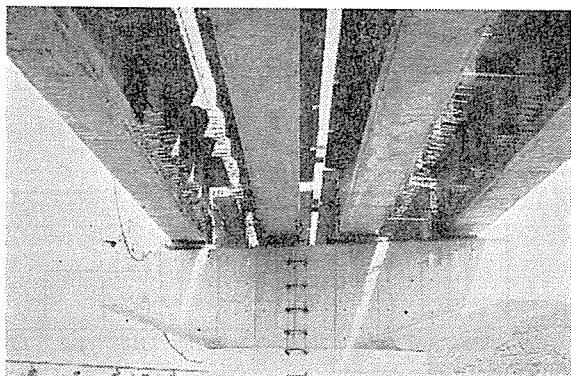


写真-5 架設したプレキャスト桁



ヤーを設備した。計算の結果、架設時プレキャスト桁上を主桁が移動するとき、中央で11 kg/cm²の引張応力が働くことになる。そのため架設荷重が両主桁に等しく分配されるよう、桁引出しレールを布設した。さらに桁をガーダーに取り込むための仮設軌道のカーブは図-13のように径間の中央部をすぎてから序々に取り付けた。主桁をガーダーにつり上げてから橋脚上におろす作業は約30分で完了したが、斜角の橋脚のためその後の横取り、すえつけに相当時間を要した。中間橋脚上には、可動と固定シューが2個ずつすえつけてあるが、この部分は、のちに連続合成する部分であるため、架設する主桁には当然仮シューが必要となる。しかしこの仮シューも連続作業後簡単に撤去できるものでなければならない。これに適するものに砂ジャッキを考えた。図-14で示す砂ジャッキの厚さ26cmは、ピアと桁下面との所要空間である。砂は乾燥砂であり、なお湿気をふくんだ場合の砂体積の変動によって、主桁すえつけ所定高に変化を生じないようにパテをぬりつけて防水をした。

結果的には砂ジャッキも50tの長期荷重(1~2ヵ月)により、あるものは2cmも仮シューが沈下し、連続作業の際、各桁とも高さを再調整する必要があった。連続合成後の砂ジャッキ撤去はボルトをはずして散水すれば簡単に除去できた。

架設には、横取り6人、縦移動4人、架設6人が標準であった。架設は最高一日で2本できた。もっとも時間を要したのは、桁おろし後の横取りである。これは直桁を斜角の橋脚に架設するためであり、斜角の方向に支承線を配置し、斜スパンの連続桁とした方が、少なくとも橋脚の設計および桁架設には有利と思われるが、その反面、設計施工上で、別に考慮しなければならない種々の問題も生じてくるのが考えられるので、今後この点について検討すべきであると思われる。

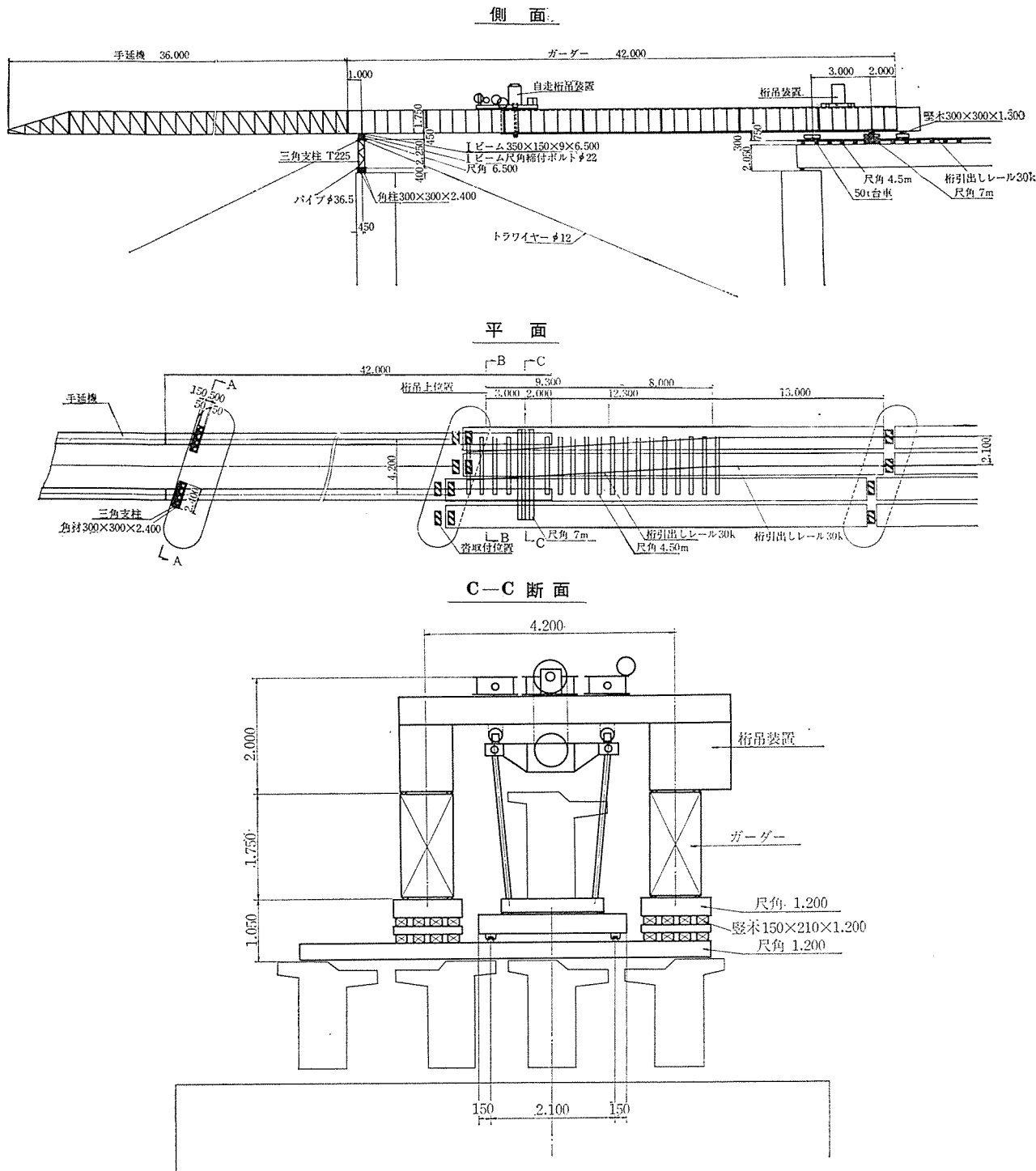
なお、主桁すえつけの際は、架設後施工される連続ケーブル等の緊張による単性変形乾燥収縮および、クリープによる桁短縮量だけ、前もって反対方向に桁を移動させておき、支承構造を考慮して、桁の可動支承が最後まで、ストッパー等につき当らぬようにすることも必要である。

(7) 桁の連続合成

場所打コンクリートは底板、横桁、縦目地、連続桁連結部の順に打設した。緊張順序は横締め、キャップ、連続の順とし、緊張段取りとしてはつぎのように考えた。

a) キャップおよび連続ケーブルそう入は、コンクリート打設前に行なう。なお、連続ケーブルで54mのもので、先端にキャップをかぶせた状態にして、10人で押し込めば、意外と簡単にPC鋼線のそう入ができ

図-13 架 設 一 般 図



た。PC鋼線総量 135 t、ケーブル本数では 1088 本をとおしたがそう入不可能なケーブルは 1 本もなかった。支点部通過の連続ケーブルは、設計上、上フランジ部に配置されているので、この部分において、グラウチング時の空気排水孔を設けた。

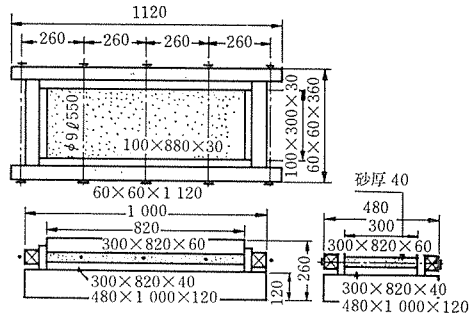
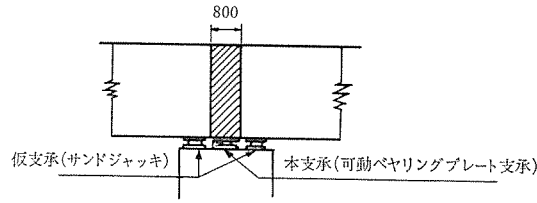
なお、連続ケーブルのシースは空の状態ですプレキャスト桁に埋込まれるので、コンクリート打設中に変形せぬように、シース中に塩化ビニールパイプ φ40 のものをそう入しておいた。

b) 横締め緊張は φ24 mm PC鋼棒を使用し、これはコンクリートの圧縮強度が 240 kg/cm² に達すれば行なった。

c) コンクリート打設後 3 日間、湿潤養生を行ないキャップケーブルを 3~4 本緊張した。これは連続部コンクリート打設継目に桁の温度による収縮でクラックが生ずるのを防ぐため、材令 5 日をまたがずして緊張をしたものであり、良好な結果が得られた。

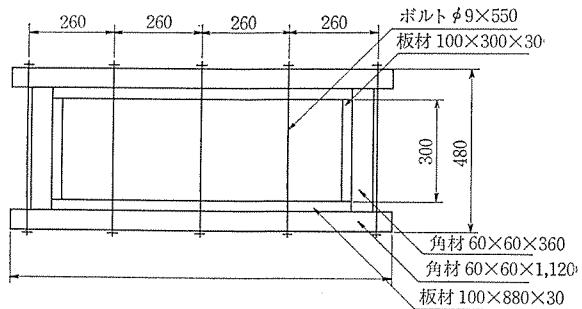
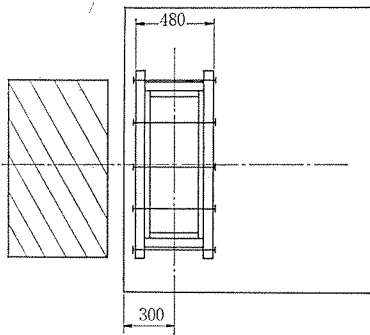
d) 養生 5 日後、残りのキャップケーブルを本格的に

図-14 砂 ジャ ッ キ 詳 細 図



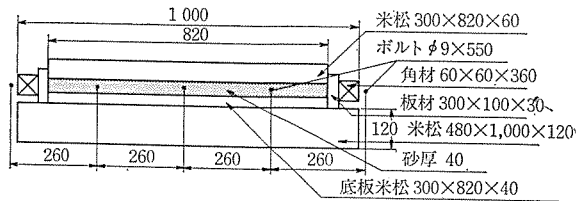
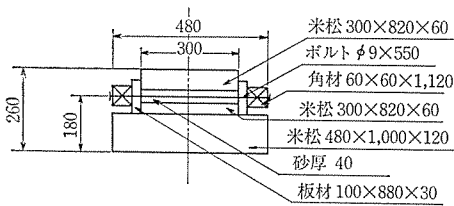
砂ジャッキ位置図

平面図



断面図

側面図



緊張した。キャップケーブルの緊張作業は、前述のようにボックスの中で行なうため、非常に困難であり、作業員の出入りには縦目地の一部を利用した。写真-4 でわかるようにボックスの中は、ケーブル端 38 個がでていて、3 人以上入ることはできず、12-φ8 mm 用の重いジャッキは三またによりフランジをとおして吊下げて緊張作業を行なった。ボックスの中は無風状態であり、なお夏季でもあるので緊張作業としては一番苦しくまた危険な場所であった。緊張には、電動式油圧ポンプ 2 台を備え、作業は 6 人で行なった。緊張順序は両主桁に偏心応力が生じぬよう交互に緊張を行なった。なお、作業時絶対に緊張したケーブルを目前にせぬような緊張順序を考

えたことにより安心して緊張作業ができた。

e) 連続ケーブル緊張作業は、同じボックスの中に連続ケーブルの緊張端があるので、安全のためまずキャップケーブルにグラウチングした。のちに連続ケーブルの緊張を行なった。

f) 連続ケーブルの緊張に先だち、摩擦試験を行なった結果、とにかくケーブル長が 54 m もあるため所定の応力が導入できない状態が生じた。さらにこれは桁製作後、相当の期間が経ているためシースがさびていることにもよった。そこで石けん水(家庭用中性洗剤)の濃度を種々かえて摩擦試験を行なった結果、 $\mu=0.6$ 程度のものが 0.3 程度に下がった。しかし水だけで実験したと

ころ同程度下がったので、水で間にあえばこれに越したことはないので連続ケーブルの緊張はすべて注水して緊張を行なった。なお、念のため石けん水でねりあげたモルタル供試体を作り、圧縮強度を調べたところ強度に異状はなく、さらに2ヵ月間石けん液に浸したPC鋼線のテストピース 21 本について試験したが異常は認められなかった。なお、この場合の濃度は容積比で 1/20 である。

5. 載荷試験

載荷試験は、国鉄技術研究所の関係者により、主として、直結軌条構造に関する各種の測定のため、D-51 機関車を重連して、速度 5~60 km/h の間で各種の速度に対して行なわれた。

PC桁の主要断面の応力に対しても同時に測定されているので、いずれくわしくは、技術研究所から発表される予定であるが、その一部を示すと 図-15 のようである。PC鉄道橋の応力測定値は一般に計算値の 70% 程度の値を示すことが多い。これは、設計上の主桁断面を用いるためで、実際は、このほかに、歩道、防水コンクリート、高欄等が加わり、このため変動応力が小さくなる。

本橋では計算値として、これらの設計断面以外のものも考慮して求めた。

6. あとがき

有田川橋梁は、昭和 42 年 1 月 20 日、単線の営業運転を開始したが、かえりみると、急速施工、連続合成、直結軌道の施工、応力測定など多種多彩な内容豊富な新工法の施工であったが、本稿では、主に、連続桁の設計施工に関係した、問題点だけを取り上げて説明したが、

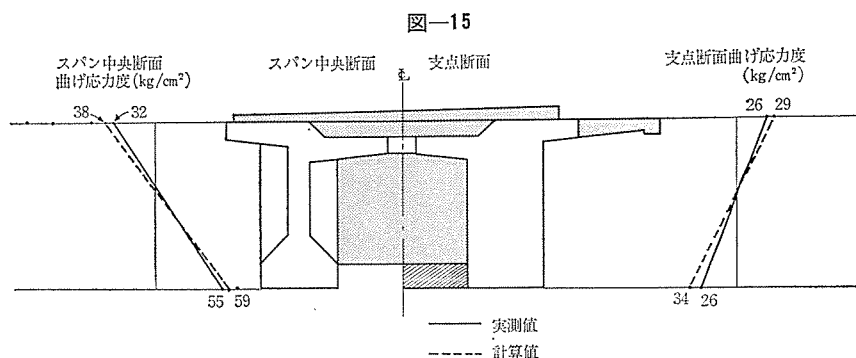
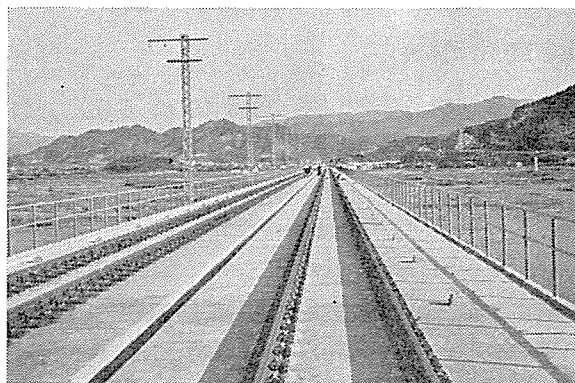


写真-6 直結軌道の完成した PC 桁



まだ不十分な点も各所に残されていることをお詫び致します。なお直結軌道に関する各種の試験も実施されたが、この結果については、その関係者から他日発表される予定です。

終りに本施工について、終始ご指導を頂いた多くの方々に、誌上をかりて、厚くお礼申しあげます。

(参考) 注 1: コンクリートおよび合成構造における急速施工に関する研究「紀勢本線有田川橋梁の設計施工における急速施工への検討」宮口尹秀・小池 晋, 1966 11. 25 土木学会ほか

注 2: 第 34 回土木工事施工研究会講演「有田川橋梁直結軌道の設計施工について」

3: 菅原 操・野口 功 共著: PC工事の施工管理, 山海堂

4: 西山啓伸・石沢正俊・秋元泰輔: PC連続箱けた橋のブロック工法, 土木施工 7 卷 3 号

1967. 2. 17・受付