

山陽新幹線今坂橋梁の設計と施工

小 須 田 紀 元*
小 林 隆 久**

1. 概 要

山陽新幹線今坂橋梁は、山陽新幹線新大阪起点 435 k 614 m 820～435 k 912 m 050 の区間（山口市大字江崎字今坂）に建設の3径間連続PC桁を主構造とし、前後

にPC単純桁、RC単純桁各2連を含む鉄道橋である（図-1）。

本文では、特に連続桁部分について述べるものとする。

今坂橋梁は 435 k 767 m 310 で、国道2号線小郡バイ

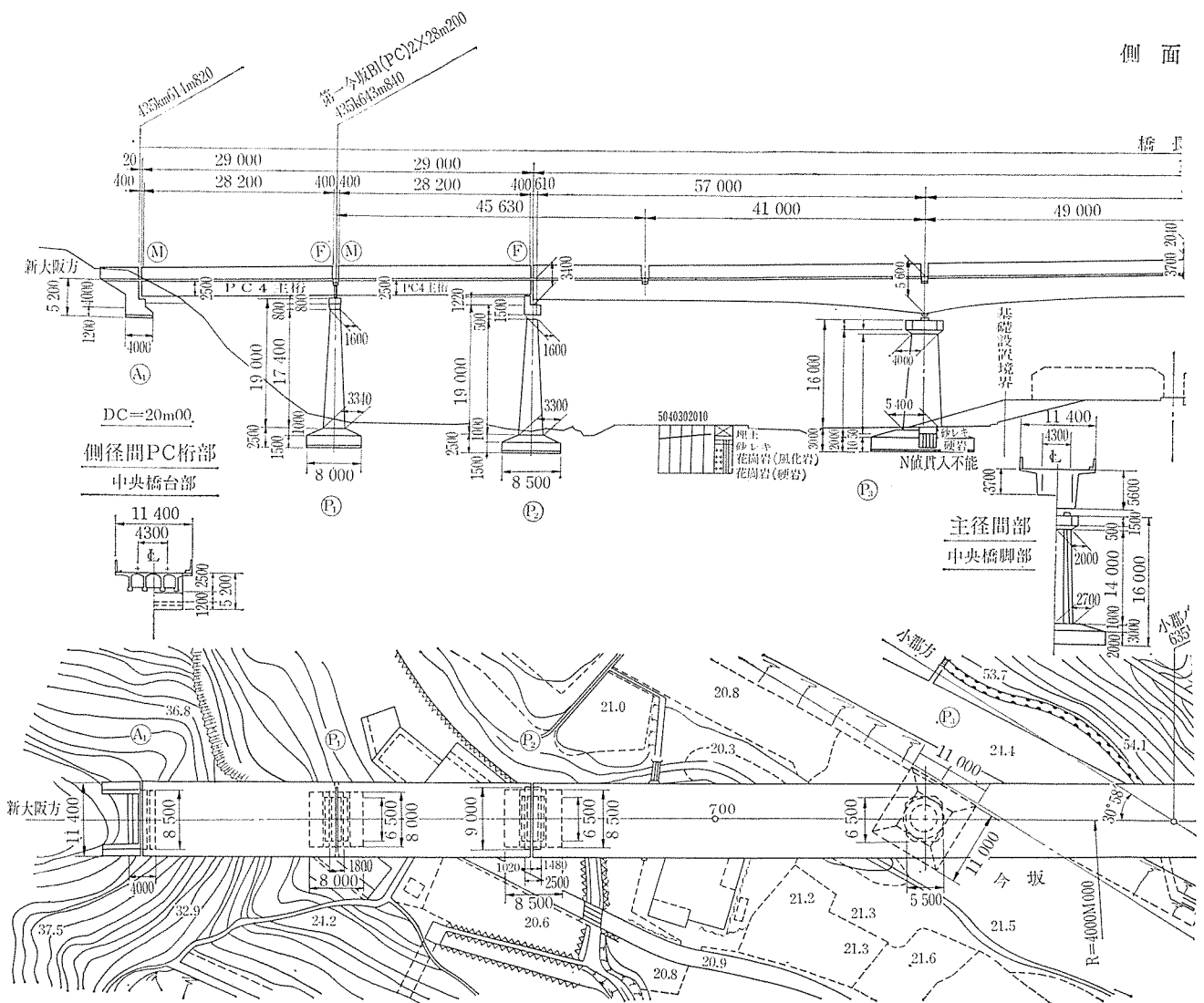


図-1 全

* 国鉄構造物設計事務所

** 国鉄下関工事局 幹線小郡工事区

パス、山口宇部有料道路加速車線と、約 31° で交差している。

当初は、バイパスグリーンベルト使用案と、門型橋脚使用案等の単純桁での立体交差を計画、検討したが、道路に関する規制、施工上の諸問題および経済面により、困難であるとの結論に達した。

そこで、本橋では約 80 m 区間を 1 径間で渡ることと

した。

2. 構造形式の選択

構造形式の選択にあたって、図一2 に示す4種の構造案について、概略設計を行い、工費について比較検討するほか、美観、架設法の難易、将来の保守作業量、騒音の程度等を含め総合的に判断することにした。

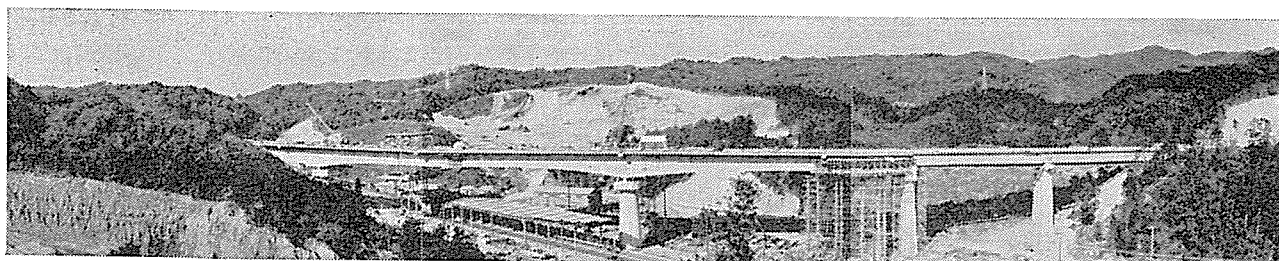
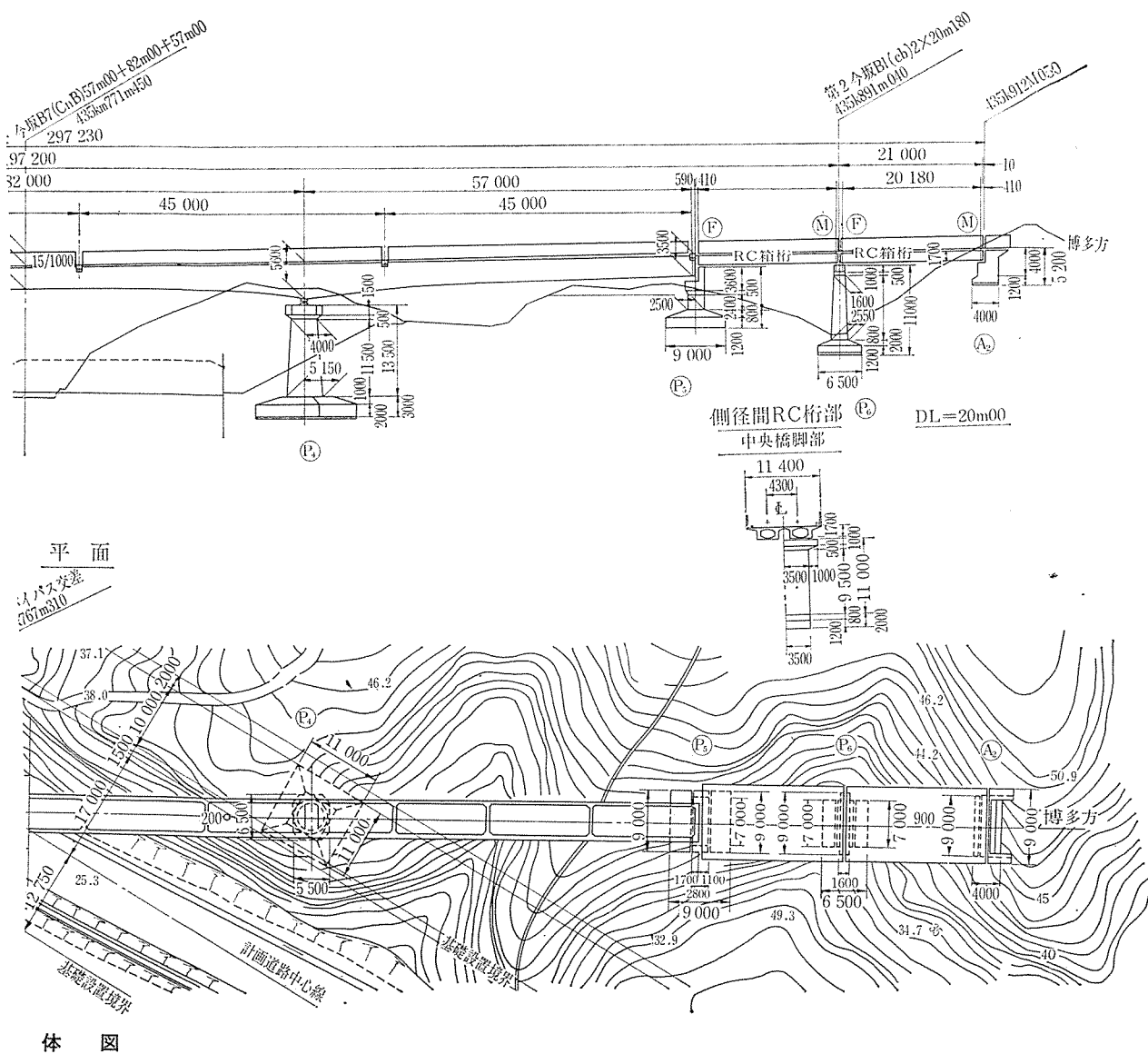
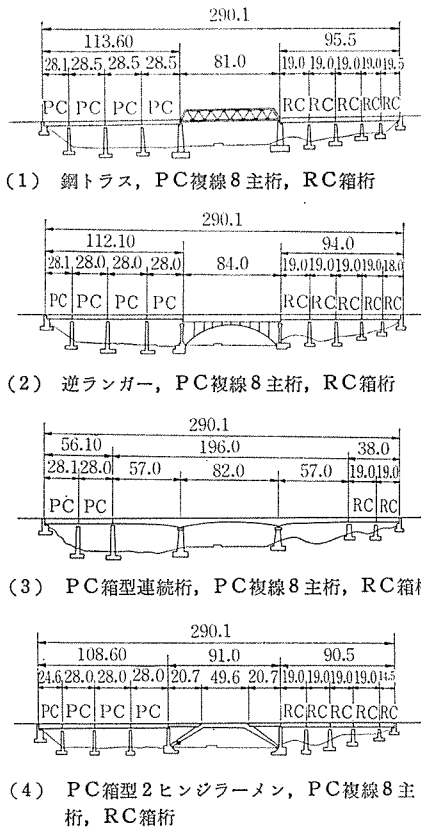


写真-1 今坂橋梁全景





図—2 橋梁全体図(略図)

表—1 総工費比較表

S. 47.9

形式 No.	主径間(百万円)			側径間(百万円)			単価 (万円) (m当り)	総工費 (百万 円)
	上部工	下部工	計	上部工	下部工	計		
1	101.8	15.8	115.9	104.6	45.5	150.1	91.7	266
2	110.2	17.6	127.8	103.2	45.5	148.7	95.3	277
3	164.4	35.3	199.7	49.0	16.8	65.8	91.5	265
4	110.5	17.7	128.1	99.8	45.5	145.3	94.3	273

表—2 単 価 表

S. 47.9

種	別	単	位	単 価 (万円/m³)
P	C	桁	コンクリート体積	8.0/m³
R	C	桁	コンクリート "	3.7/m³
鋼		桁	鋼材重量	22.0/t
橋台	軀	体	コンクリート体積	1.3/m³
	基	礎	"	0.9/m³
橋脚	軀	体	"	1.7/m³
	基	礎	"	1.1/m³

表—1 は工費の比較表である。表中形式 No. は、図—2 に対応するものである。

表—2 に工費積算の基準とした単価表を示した。

以上の結果、工費的に PC 連続桁および鋼トラスの場合が最も安く、ほとんど変りない値となった。

工費以外の比較要素を判断に入れると、美観、保守、騒音等に関して、PC 連続桁に優位性が認められる。

本橋の架橋地点は、花崗岩の岩盤(中硬岩～硬岩)が地

表に露出しており、崖錐等の堆積物の層も非常に薄く、基礎は、直接基礎として設計できた。

このように地盤条件の良いことが、PC 連続桁の工費が比較的安くなる要因となっているものと考えられる。

3. 設計方針

(1) 一般

この橋梁は、3 径間連続桁 (57.0 m+82.00 m+57.00 m) で主桁断面が 2 主桁 1 室の箱桁で、主要桁高は端支点で 3.5 m、中間支点で 5.6 m、スパン中央で 3.7 m の変断面で、その間は直線と 3 次曲線で結ばれている。

設計上、考慮した施工方法は、まず橋脚上で支保工を用いて柱頭部 8.0 m 区間をコンクリート打ちし、仮シューと仮締鋼棒を用いて、張出架設時の不对称モーメントを橋脚に伝える。

その後、橋脚の両側に 40.0 m 張出し施工する。

次に側区間の残りの部分を支保工上で施工し、最後に中央連結部を吊型わくを用いて施工して 3 径間連続桁を完成する。

この橋梁は施工中の構造系と施工完了後の構造系が異なるので、施工中(張出し架設中)に作用している断面力(桁自重、1 次プレストレス)は、施工が完了し、構造系が、連続桁となった後、コンクリートのクリープによって時間とともに徐々に変化する。

この変化量は、次式によって計算することにした。

$$\Delta X_{\varphi} = (X_L - X_B)(1 - e^{-\varphi})$$

ここで、 ΔX_{φ} : クリープ終了後の断面力の変化量

X_L : 支保工上で連続桁を一体打ちした場合の断面力

X_B : 張出し架設して連続桁を完成したときの断面力

張出し架設中のクリープの進行度は、30% と仮定して設計することにした。

このため $(1 - e^{-\varphi})$ の値は 0.75 とすることにした。

橋梁完成後 6 か月経過した後、列車荷重が作用するものとし、応力度の検討は、 $\varphi=1.0$ と $\varphi=2.0$ となる時期について行うことにした。

支保は全支保を可動とし、ローラーシューを用い、地震時水平力は、橋脚上に設けたストッパーでとらせることとし、常時の水平力は P_4 橋脚上に設けるばね付きのストッパーでとらせることにした。

ストッパーの水平力分散効果の誤差を考慮して、地震時水平力は 50% 割増し、 P_3 、 P_4 、 P_5 で、おのおの 50% の水平力を分担させることにした。

(2) 設計条件

本橋の設計条件は次のとおりである。

- 1) 橋 種：ディビダーク式ポストテンションPC箱型鉄道橋（複線 One Box 型）
- 2) 構 造：3 径間連続桁
- 3) 橋 長：197.2 m
- 4) 支 間：57.0+82.0+57.0 m
- 5) 列車荷重：NP-19
- 6) 衝撃係数： $i=0.186$
- 7) 震 度： $K_H=0.16$, $K_V=0.0$
- 8) 破壊安全度： $1.3 \times \text{死荷重} + 2.5 \times \text{活荷重}$
または、 $1.75 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重})$
- 9) 許容応力度：設計基準強度 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$
 - ① コンクリート

許容曲げ圧縮応力度	130 kg/cm ²
許容曲げ引張応力度	0 kg/cm ²
許容斜引張応力度（設計荷重時）	-9 kg/cm ²
許容斜引張応力度（破壊荷重時）	-20 kg/cm ²
 - ② PC鋼棒 SBPC 95/120 $\phi 26 \text{ mm}$

設計荷重作用時許容引張応力度	6 600 kg/cm ²
プレストレス導入直後許容値	8 075 kg/cm ²
プレストレス導入時許容値	8 550 kg/cm ²
 - ③ 鉄筋 (SD-35)

許容引張応力度	1 800 kg/cm ²
---------	--------------------------
- 10) ヤング係数：

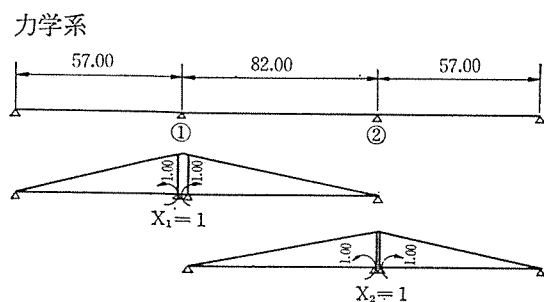
コンクリート $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
PC 鋼材 $E_p=2.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- 11) そ の 他：

クリープ係数	$\varphi=2.0$
乾燥収縮度	$\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$
レラクセーション	$\eta=3\%$

(3) 影響線の算出

影響線は弾性方程式によって計算する。

a) 中間支点モーメントの計算 静定基本系として、中間支点上で切斷した単純桁を選び、中間支点上の曲げモーメントを不静定モーメントに選ぶと、次式の弾性方程式が成立つ。



弾性方程式

$$\tau_{11}X_1 + \tau_{12}X_2 = -\tau_{20}$$

$$\tau_{21}X_1 + \tau_{22}X_2 = -\tau_{20}$$

ここに、 τ_{11} ：①支点到 $X_1=1$ なる端モーメントを作
用させるときの①点のたわみ角

τ_{12} ：②点到 $X_2=1$ を作用させるときの①点
のたわみ角

τ_{10} ：実荷重による①点のたわみ角

τ_{21} ：①点到 $X_1=1$ を作用させるときの②点
のたわみ角

τ_{22} ：②点到 $X_2=1$ を作用させるときの②点
のたわみ角

τ_{20} ：実荷重による②点のたわみ角

$$X_1 = -\alpha_{11}\tau_{10} - \alpha_{12}\tau_{20}$$

$$X_2 = -\alpha_{21}\tau_{10} - \alpha_{22}\tau_{20}$$

ここに、

$$\alpha_{11} = \frac{\tau_{22}}{\tau_{11}\tau_{22} - \tau_{21}\tau_{12}}$$

$$\alpha_{12} = \frac{\tau_{12}}{\tau_{11}\tau_{22} - \tau_{21}\tau_{12}}$$

$$\alpha_{21} = \frac{\tau_{21}}{\tau_{11}\tau_{22} - \tau_{21}\tau_{12}}$$

$$\alpha_{22} = \frac{\tau_{11}}{\tau_{11}\tau_{22} - \tau_{21}\tau_{12}}$$

単位荷重の作用点に応じた τ_{10} , τ_{20} を計算し、前式に代入すれば、その X_1 , X_2 は、中間支点の不静定曲げモーメントの影響線の作用点の値となる。

また、各分割点の曲げモーメント、せん断力、および反力の影響線は次式で表わせる。

$$M_X = M_0 + M_1X_1 + M_2X_2$$

$$S_X = S_0 + S_1X_1 + S_2X_2$$

$$R_X = R_0 + R_1X_1 + R_2X_2$$

ここに、 M_i ： i 点到単位曲げモーメントが作用する
ときの X 点の曲げモーメント ($i \neq 0$)

S_i ： i 点到単位曲げモーメントが作用する
ときの X 点のせん断力 ($i \neq 0$)

R_i ： i 点到単位曲げモーメントが作用する
ときの X 点の反力

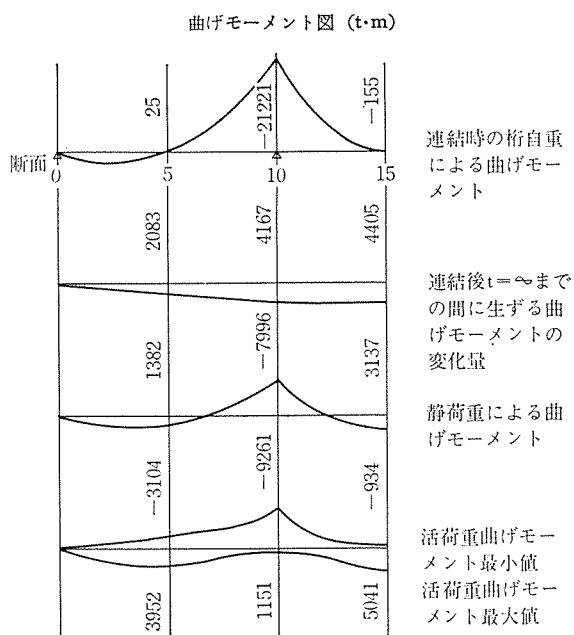
M_X , S_X , R_X ：任意点 X の曲げモーメント、せん断力、反力、これは、 X 点の M , S , R に関する影響線の単位荷重作用点における縦距をあらわす。

4. 設 計

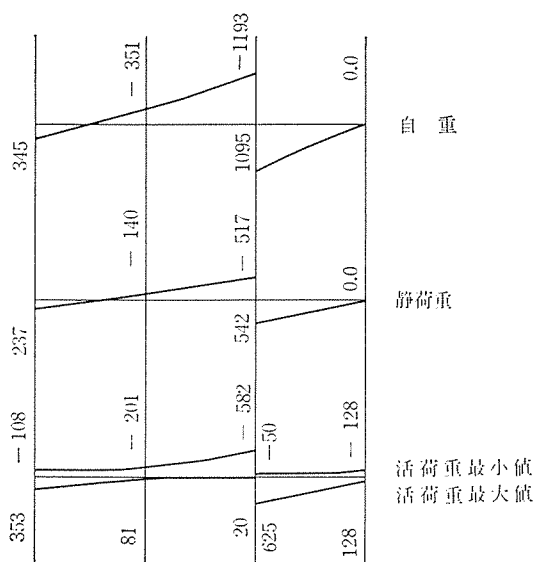
(1) 主方向の設計

a) 設計断面力 図-4 に曲げモーメント図、せん断力図を示す。

クリープによる 2 次応力計算には、構造系の変化の影響を考慮した。計算方法は、3. (1) によった。



せん断力図(t)



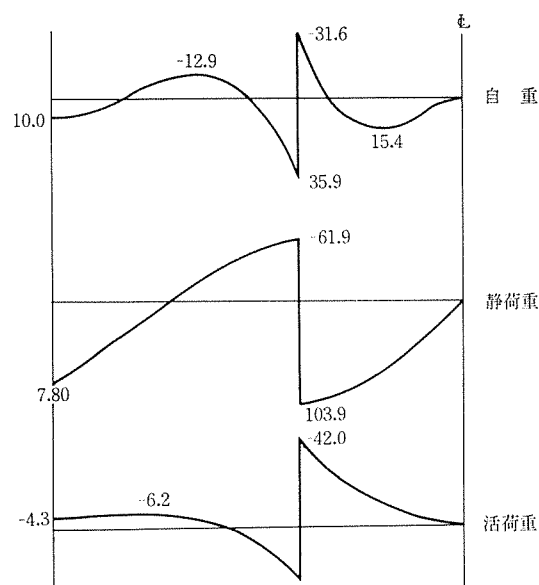
図—4

主鋼棒の緊張力の減少の影響は、静定分と不静定分が考えられるので、この相方を設計に加味した。

主鋼棒の緊張力は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮、レラクセーションによって減少する。

このため、プレストレスは減少する。この結果プレストレスによる曲げモーメントの分布が変化するため、2次不静定モーメントが生ずる。したがって、プレストレスの変化の内容は、単純な緊張力の減少分と2次モーメントの影響分となる。

本橋は曲線橋であるが、 $R=4000$ m であり直線橋と考えても、曲げモーメント、せん断力については問題とならないので、曲線の影響はねじりモーメントについての



図—5 ねじりモーメント図 (t・m)

み考慮した。ねじりモーメントの計算式は次式を用いた。

$$M_{t1} = \left\{ \frac{1-6k^2+4k^3}{24} \right\} \left(\frac{l^3}{r} \right) w \quad \text{.....(1)}$$

$$M_{t2} = \frac{(1-3k^3)}{6} \left(\frac{l}{r} \right) M_b \quad \text{.....(2)}$$

$$M_{t3} = \frac{(1-2k)}{2} lt \quad \text{.....(3)}$$

式(1)は等分布鉛直荷重が作用する場合に適用し、式(2)は、不静定曲げモーメントの影響によるねじりモーメントの計算に用い、式(3)は、ねじり荷重に適用する。

ここで、 r : 曲線半径 (m)

l : スパン (m)

k : ねじりモーメント算定位置までの支点よりの距離とスパンの比

w : 等分布鉛直荷重強度 (t/m)

M_b : 端モーメント (t・m)

t : ねじり荷重強度 (t・m/m)

M_t : ねじりモーメント

図—5 にねじりモーメントを示す。

表—3 に主鋼棒の配置位置および配置数を示した。

表中の断面番号は、各径間を10等分し、端支点より記番したものである。

b) 合成応力度 設計荷重作用時の合成応力度を表—4に示す。

斜引張応力度が、許容値を越える場合は、斜鋼棒を用いて補強し、斜引張応力度をてい減した。

斜鋼棒による斜引張応力度のてい減量は次式によって算定した。

表-3 主 PC 鋼棒配置表

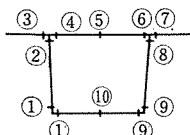
断面 No.	静定系で導入する PC 鋼棒 (φ 26)				不静定系で導入する PC 鋼棒 (φ 26)			
	上 緑 群 鋼 棒 本 数	下 緑 群 鋼 棒 本 数	上 緑 群 鋼 棒 図 心 (m)	下 緑 群 鋼 棒 図 心 (m)	上 緑 群 鋼 棒 本 数	下 緑 群 鋼 棒 本 数	上 緑 群 鋼 棒 図 心 (m)	下 緑 群 鋼 棒 図 心 (m)
0		36		1.567				
1		94		2.687				
2		128		2.965				
3		140		3.198				
4	12	136	0.120	3.248				
5	28	128	0.119	3.162				
6	52	108	0.116	2.788				
7	76	46	0.125	2.200				
8	128	36	0.139	0.821				
9	206		0.178					
10	248		0.216					
11	180		0.158			12		0.779
12	92		0.131			42		2.884
13	36		0.118			120		3.099
14	12		0.120			172		3.251
15						180		3.355

表-4 主方向合成応力度

(t=∞ クリーブ終了時)

種 別 位 置			側 径 間 中 央 部		柱 頭 部			中 央 径 間 中 央 部			
			コンクリート (kg/cm ²)		鋼 棒 (kg/mm ²)	コンクリート (kg/cm ²)		鋼 棒 (kg/mm ²)	コンクリート (kg/cm ²)		鋼 棒 (kg/mm ²)
			上 緑	下 緑		上 緑	下 緑		上 緑	下 緑	
					上 緑			下 緑			上 緑
プレストレス導入時	プレ ス ト レ ス 自 重 作 用 直 後	-8.5	151.4	66.5	156.2	-57.2	66.5	-14.3	190.1	66.5	
		20.6	108.3	67.1	89.0	24.8	66.0	20.7	140.3	68.0	
設計荷重作用時	有効プレストレス 全静荷重作用時	-6.9	125.4	54.5	136.8	-49.5	57.6	-11.6	153.3	52.1	
		38.7	58.0	55.9	41.6	70.0	58.8	49.2	66.6	55.8	
	全設計荷重 作用時	最 大 最 小	73.7	7.5	58.8	45.5	64.9	58.6	90.8	7.3	59.2
			17.4	88.7	54.2	8.7	114.0	60.7	41.5	77.6	55.2

表-5 横方向応力度



		(kg/cm ²)									
端 支 点	プレストレス 導入時	上 緑	下 緑	1	2	3	4	5	6	7	8
		262	207	10.6	13.6	6.7	13.2	9.8	S	S	S
中 間 支 点	全設計荷重時	上 緑	下 緑	421	380	15.2	12.9	-2.0	12.4	11.7	462
		252	170	2.8	-1.2	24.7	-0.8	3.6	196	286	466
端 支 点	全設計荷重時	上 緑	下 緑	292	374	15.2	10.9	11.7	9.7	11.7	298
		292	374	15.2	10.9	11.7	9.7	11.7	298	272	681

(1or1', 2, 8, 9or9', 10はRC構造)

$$\sigma_p = \frac{P}{b_0 a} = \frac{\sqrt{2} P}{b_0 l}$$

ここで、P: 斜鋼棒緊張力 (t)

b₀: 腹部幅 (m)

l: 斜鋼棒配置間隔 (m)

σ_p: 斜引張応力度でい減量 (t/m²)

上式は、斜鋼棒を橋面に対して 45° に配置し、斜引張応力度が 45° 方向で最大値をとると考えたときの簡易計

算式である。

(2) 横方向の設計

断面内に生ずる断面力は、箱形ラーメンとして算定した。なお床板横締めによる不静定モーメントを応力計算に加味した。応力度の計算結果は表-5 に示すとおりである。

5. 施 工

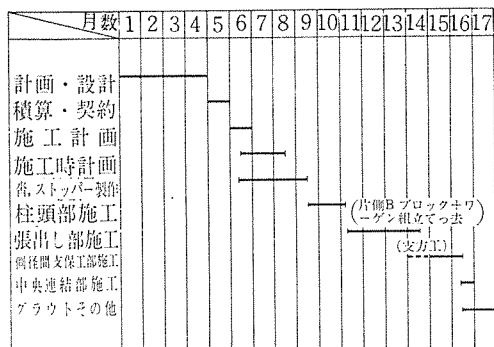
ここでは、計画から施工を担当し、感じた事柄、または進行に伴い種々の討議および記録、あるいは失敗、対策等を、現場本位にまとめた。

(1) 工事数量・工程・工費

表-6 工事数量表

工 事	種 別	数 量
コ ン ク リ ー ト	σ _{ck} = 400 kg/cm ²	2 370 m ³
	型 枠	6 900 m ²
	鉄 筋	SD 35 168 t
	鋼 棒	φ 26, SBPR 95/120 178 t
シ ュ ャ ッ プ	2 281 t 用	4 基
	550 t 用	4 基
	可 動	8 基
	半 固 定	4 基

表-7 計 画 工 事 工 程 表



注: 1. 施工時には, 下部工が完了していること。
 2. 3径間連続桁で, ワーゲン4基使用の場合, (中央連結部でワーゲンが競合するため片側を2ブロック遅らせる)。
 3. 桁端において, かけ違いの施工は, 連続桁ウェブの緊張作業があるため注意を要す。
 4. 横桁の施工時期は, 後日とする。
 5. その他は, 各工種間における作業(仮設製作でつぎおよび緊張後の後理等)に必要な日数である。

張り出し部1サイクル工程表

	1	2	3	4	5
	24 4 8 12 16 20	24 4 8 12 16 20 24	4 8 12 16 20	24 4 8 12 16 20	24 4 8 12 16 20 24
型枠・鉄筋 鋼 棒・工	→	→	→		
コンクリ ート打設			→		
養生			→	→	→
緊張工					→
ワーゲン 移動据付					→

注: 1. カンチレバー工法の1サイクル標準工程は, 大小種々橋桁にもよるが, 一般に1週間といわれている。上期工程表は最短工程と思われる。
 2. コンクリート打設には, ポンプ車(スランプ7±1cm)を使用する。
 3. プレストレス導入時のコンクリート強度を230kg/cm²(早強セメント使用)とする。
 4. 横桁は後日打設とする。
 5. 熱熱工の導入。

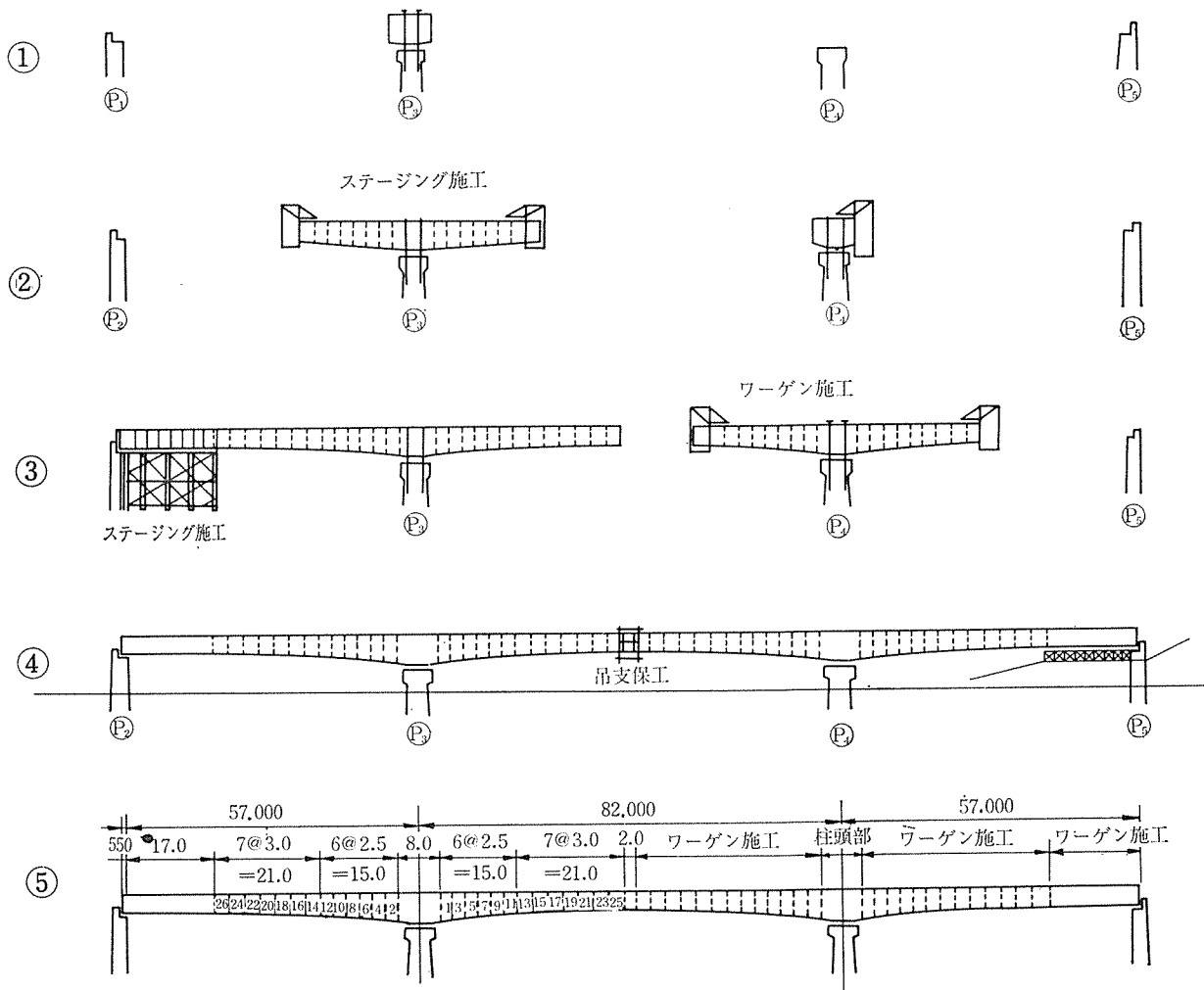


図-6 3 径間連続桁架設方法および施工順序

表-8 単価分析表 (スライドを除く)

工 事 種 別	m ³ あたり 金 額	備 考
型 枠	9 190	{ (2.91 m ³ /m ³) 吊端、型わく、支保工を含む
鉄 筋	4 220	{ (71 kg/m ³)
コンクリート打設	11 120	{ 継目処理、小運搬、給水、登り橋を含む
P C 鋼 棒、敷 設	24 100	{ (76 kg/m ³)
緊 張	3 870	
グラウト	1 680	
支保、シュー・ストッパー	11 480	15% (純工事費)
仮 固 定	530	
フォルパウワーゲン	6 070	支保工を含む
支 保 工 (柱 頭 部)	1 080	
そ の 他	5 170	{ 電機設備およびクレーンその他機器損料等
地 覆 砂 利 止	1 160	
一 般 共 通 費	1 550	
諸 経 費	9 500	
計	90 720	1 091 千円/m 12.0 m ³ /m 95.7 千円/m ²
土 工 基 本 賃 金	2 210	
積 算 年 月	S. 47-9	

表-6~8 は、工事数量、工程、工費を示す。なお、工程表は、工事計画から施工完了（同橋長の場合）までの、順調な月数を示す。また、ワーゲン部の1サイクル工程表は、最短と思われる、やはり施工性からも1週間は必要であろう。

(2) 施工順序ならびに作業車概要

中間橋脚の施工が終了すると、続いてシュー、ストッパーの設置を行う。そして、仮シュー施工後、主桁製作工事にかかる。主桁架設方法と施工順序は 図-6、また作業車概要は 図-7 に示す。

(3) 仮シュー、仮締工

橋脚には、シューが設置されているが、主桁を片持施工で架設していくために桁を橋脚に一時固定する必要がある。このため、図-8 のようにコンクリート製の仮支承を設け、あらかじめ橋柱に埋込まれた P C 鋼棒 (φ26 mm) で、緊張、仮固定を行い、桁完成後に撤去する。また 3 P 側は、可動シューであるため施工中の地震時水平力を取らず目的でレールを 4 か所に設置した。

なお施工において、仮シューは、撤去時のために、施工時水平力のからみもあるが、桁と仮シュー間に鉄板等で縁切りしたい。仮締工による桁補強には、チャンネルを使用した。

a) 設計の考え方 張り出し架設中あるいは、ワーゲン撤去時における橋脚上に作用する圧縮力は仮シューコンクリートで、アンバランスモーメントによる引張力は、仮締鋼棒でとらせる。

$$\sigma = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{l}$$

N: 圧縮力, n: 支持数, M: アンバランスモーメント, l: 支持間距離

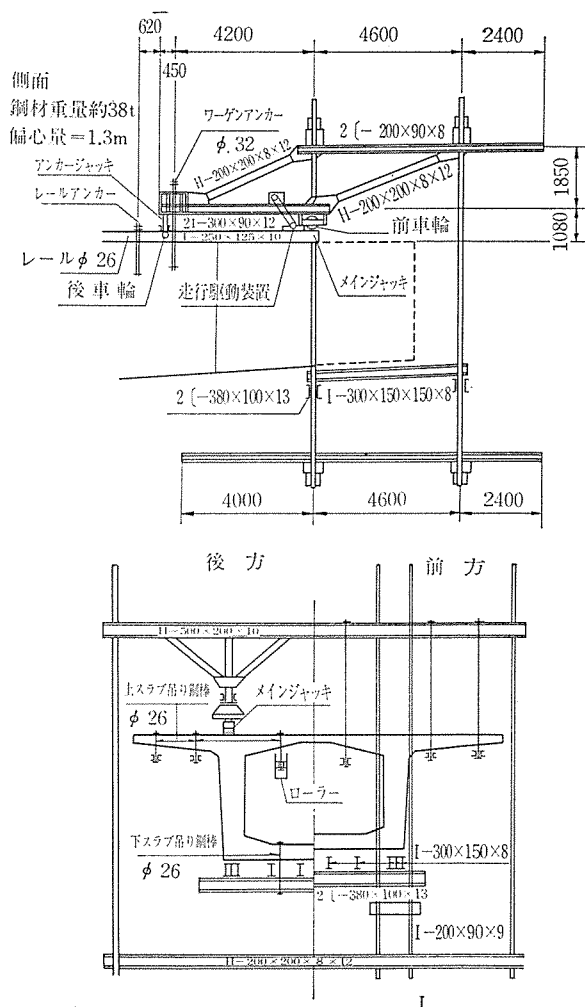


図-7 カンチレバー作業車の概要

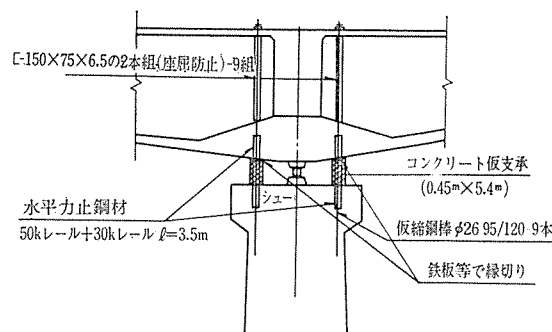
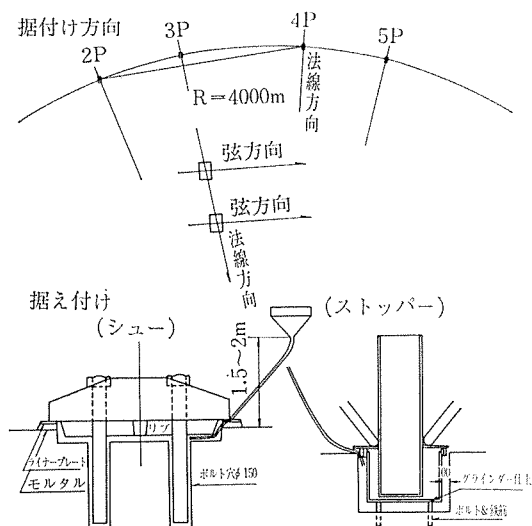


図-8 仮シュー、仮締工

上式より、仮シューコンクリートの検討は、桁支承を無視した2点支持、仮締鋼棒は桁支承を考慮した3点支持で行った。

(4) シュー、ストッパー

a) 反力、水平力 シューは、可動シューで、端支点での1シュー当り反力は 550 t, 中間支点で 2 281 t である。ストッパーは、常時において、2 P, 3 P, 5 P は可動、4 P は固定である。地震時において、2 P はその反力の地震時係数分、3 P, 4 P, 5 P は全水平力の 50% 分を持たしている。



図—9

b) 据付け (図—9) 据付け方向は、曲線半径 $R=4000\text{ m}$ と大きいので、接線方向固定側への弦方向、その中間方向等が考えられるが、ここでは弦方向とした。なお桁直角には、法線方向とした。また、据え方は、シュウはモルタルでライナープレートを固め、ストッパーはボルトおよび鉄筋で高さを決めてセットした。なお箱抜き施工は、型わくを緊結することが大事である。グラウトは、無収縮剤、強度、流動性等を考え LL-636 を使用した。ただセメント系の材料は、練り混ぜの程度、養生水分等で、大きくばらつきがあるため注意を要する。連続桁のように反力の大きいものは、品質が一定の樹脂系の材料を使用したい。

c) ストッパーの補強鉄筋 本橋梁では、水平力を全下部構造に分散させるためにストッパーを使用しているが、このための補強鉄筋量が大きく、配筋が難しい。これは設計上の課題として、早急に解決する必要があると感じた。

d) 検査、仮付け、精度 シュウ、ストッパーの検査は、外形検査がほとんどといってよいくらいのものであり、品質管理はメーカーの製作基準において検査報告書を作成し納品しているのが現状である。これらは、構造、材料、工費、工期、メーカー等考え直す点が多々あると思う。またシュウ、ストッパーは、現場にセットされてくるのでセット量の変更はできない。だから温度変化は考えているものの、桁連結時期はセット時にメーカーと連絡を取ることが大切である。ある一定のセット量でセットされたシュウ、ストッパーは、その位置がずれないように仮付けされている。シュウは上シュウとサイドブロックの間にくさび止めし、上シュウと下シュウは鉄板で溶接止めしてある。施工においてはシュウ高が高ければ仮付けの撤去もやりやすいが、端支点はむずかしい。ストッパーもスライディングプレートと本体を溶

表—9

シュールセット量					列車作用時 (mm)	内盛長さ (mm)
	ℓ_1 (mm)	ℓ_2 (mm)	ℓ_3 (mm)	ℓ_4 (mm)		
P ₂	12	65	28	61	44	165
P ₃	7	40	16	37	10	123
P ₅	5	25	11	24	6	101

上道中心

固定側

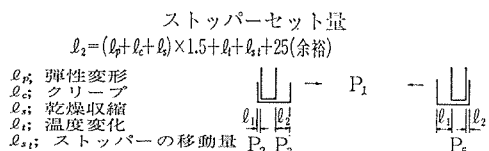
内盛長さ

列車荷重用時

下道中心

セット位時

ℓ_1 : 弾性変形による短縮
 ℓ_2 : クリープ、乾燥収縮による短縮
 ℓ_3 : 温度変化



ストッパーセット量									
$\ell_2 = (\ell_1 + \ell_2 + \ell_3) \times 1.5 + \ell_4 + 25$ (余裕)									
ℓ_1 : 弾性変形	ℓ_2 : クリーブ	ℓ_3 : 乾燥収縮	ℓ_4 : 温度変化	ℓ_5 : ストッパーの移動量	P_2, P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
中央径間閉合時	セット時	ℓ_1	ℓ_2	ℓ_3	ℓ_4	ℓ_5	ℓ_6	ℓ_7	ℓ_8
春・or 秋 (温度変化無視)	クリップ、乾燥収縮終了時	53	152	41	114	130	130	84	36
夏 (現数値)	クリップ、乾燥収縮終了時	130	75	88	67	130	130	54	66
夏 (現数値) (温度変化考慮)	クリップ、乾燥収縮終了時	25	180	25	130	130	130	95	25
		102	103	72	83	130	130	65	55

接止めしている。これは、ドライパッキングが 20 mm でほとんどがグラウトで埋め込まれる状態である。仮付けはボルト等で簡単に撤去できる方法が望ましい。据付けは高さ、水平においてシュウはソールプレート、ストッパーはスライディングプレートを基準に、方向においては、シュウはベッドプレート、ストッパーはスライディングプレートのポンチマークを使用した。なおシュウ、ストッパーは、高さ方向、水平面等の位置を図面上明確に示しておくことが必要である。

e) セット量 なお、ストッパーのセット量は施工時期に変更がある場合でも表—9 に示すように問題はない。

(5) コンクリート工

a) 生コンクリート

① 試験練り：施工に先だち生コンクリートは、示方配合表 (表—10) に基づいて、また施工方法、施工の容

表—10 示方配合表

設計基準強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	セメントの種類	粗骨材最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	最大水セメント比 (%)	単位セメント量 (kg/m ³)
400	早強ボルトランドセメント	20	5±1	4.5±1	39	415

表—11 モルタルの配合および圧縮強度試験結果

配合 番号 No.	モ ル タ ル の 配 合						モルタル フロー ー値 (mm)	モルタル圧縮強度材令 28 日 (kg/cm ²)				標準砂を 100 とし た場合の 強度比 (%)	標準偏差 (kg/cm ²)
	W/C (%)	水 量 (kg)	セメント 量 (kg)	細骨材量	細骨材中に含まれる貝類の混合比 (%)			X ₁	X ₂	X ₃	平 均 値		
					細 骨 材	貝 類							
1	50.0	360	720	2 460	100	—	193	471	469	459	466	100	8.2
2	〃	〃	〃	〃	99.5	0.5	194	446	440	456	447	95.9	6.7
3	〃	〃	〃	〃	99.0	1.0	190	440	451	431	441	94.6	8.2
4	〃	〃	〃	〃	98.0	2.0	194	425	435	425	428	91.8	4.7
5	〃	〃	〃	〃	96.0	4.0	187	415	400	405	407	87.3	6.3

(宇部生コンクリート試験)

- (1) 実験に用いたセメントは、宇部普通ポルトランドセメント。
- (2) 使用細骨材は使用中のものを 5m/m ふるいでカットしたものを水洗いして用いた。
 - 1) 標準砂とは 5m/m ふるいを通過したものの中から貝類を除去したものである。
 - 2) 実験に用いた貝類は使用中の砂に含まれている貝類を 1.2m/m～5m/m のふるいで選別水洗いしたものである。
 - 3) 細骨材中の貝類混入量は内割とした。
- (3) モルタルの配合中水とセメントの配合比はいつでも重量比 1:2 である。
- (4) モルタルの練り混ぜおよびフロー試験は JIS R 5201 に準じて成形した。
- (5) 供試体成形およびキャッピングは $\phi 5\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ の型わくを用い成形後 12 時間でキャッピング 24 時間後に脱型した。
- (6) 供試体養生は脱型後材令 28 日まで $21 \pm 2^\circ\text{C}$ の水中で養生を行った。
- (7) モルタルの圧縮強度試験は JIS A 1108 に準じて行った。

易性、でき上り状態、ひびわれ、打設速度、工程上の早期強度等を考え次のような変更および目標により試験練りを行った。

ス ラ ン プ $5 \pm 1 \rightarrow 7 \pm 1$

柱頭部側径間部 (一部)

早強セメント → 普通セメント

張り出し部 (2 日強度)

230 kg/cm² 以上

② 有機不純物：細骨材中に含まれる有機不純物は、ほとんどの場合標準色を示し、貝類においては、細骨材中に貝類を混入したモルタルの配合および圧縮強度試験 (表—11) により、判別は難しいが、配合 No. 2 (95% 以上) で指導した。

③ 海砂と塩分：コンクリート細骨材中に含まれる塩分量は次のように示されている。

(i) JASS-5-20-4B (建築学会)：細骨材の絶対乾燥状態の重量に対して塩化ナトリウムとして 0.01% 以下でなければならない。

(ii) 「PC 橋のプレストレッシングと設計施工」によれば塩分はセメント使用量の 1% を越えない範囲で使用する。

(iii) 「プレストレスト コンクリートの設計」によればセメント量の 3～4% 以上の塩化カルシウムを含むコンクリートは、PC 鋼材を腐食し破断する恐れがある。

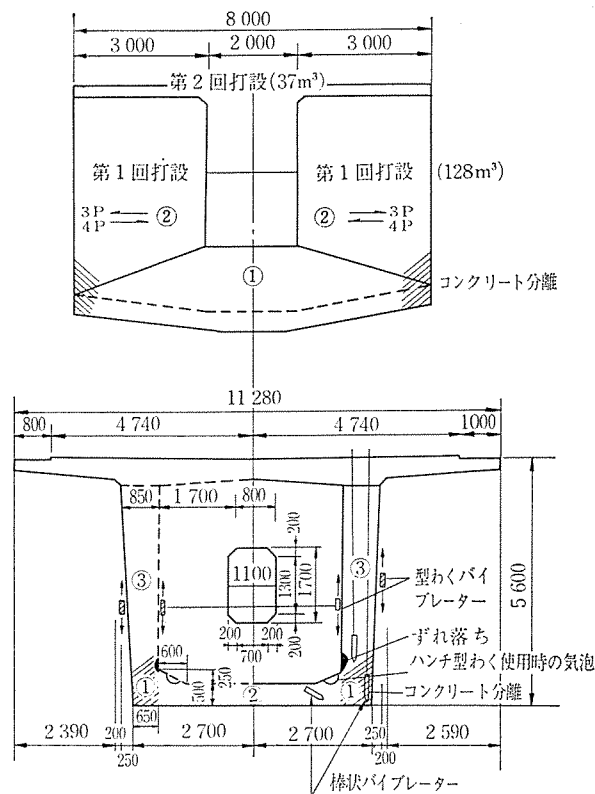
(iv) JIS A 5335「プレテンション方式遠心力プレストレスト コンクリートくい」の混和材料に関する解説中には許容塩化カルシウム量はセメント量の 0.05% 以下。

(v) イギリスでは PC 等の重要構造物で塩分許容含

有量は、セメント重量の 0.1% (細骨材重量の約 0.4%) としている。

本橋梁は、海砂を使用したのであるが、塩分の抜き打ち検査によると細骨材重量の平均 0.022% であり、これは生コン会社に野積みされたものである。

上記指導は、細骨材中の塩分のみについて指定しているが混和剤および水にも含まれているため、それらを含めて練り混ぜたまだ固まらないコンクリート中の塩分含



図—10 柱頭部コンクリート打設

有量を簡単な検出方法で示してほしいものである。

なお塩分総含有量は、混和剤にもよるが、セメント量の 0.03~0.08% であった。

b) コンクリート打設

① 柱頭部：柱頭部は、図-10 のように下床版、ウェブ部分と、上床版部分の 2 回打設とした。打設回数は 1~3 回打設まで考えられるが、これは温度差による収縮クラックを問題にしている、できるだけ少なくしたい。

打設方法は、3P 側でバケット、4P 側でポンプを使用した。バケット打設は 6 m³/h 程度で打設時間が長く、施工が難になりがちである。また打込作業よりバケットに手を多く取られる。ポンプ打設は、打設速度が早いいため硬化待ちを必要とし、打ち方がむずかしい。また支保工、型わくに注意を要する。

打設順序は、中間支点横桁を打設し、ウェブ両先端部から中央部へ、またウェブ下隅を固め下スラブからウェブ上部の順に打設する。これは、3P 側において中央部より端部へ打設したとき、ウェブ下隅先端にコンクリート分離を起したためである。原因は斜鋼棒によるものと考えられる。処置はジャンカ部にエポキシ樹脂指剤を使用した ADOX 工法により注入補修した。

設計においても斜鋼棒はウェブに最大 2 列程度が施工がしやすいと思われる。ちなみに本橋梁では、φ26 を φ32 に変更すれば鋼棒本数は約 2/3 になり、2 列でよく施工性から有利になる。

締固め方法は棒状バイブレータ 6 基 (φ60, φ45) と、型わくバイブレータ 6 基で行った。バイブレータ使用には、ずれ落ち、気泡等注意し、特に型わくバイブレータは、順次移動しないと、まだ固まらないコンクリートと、型わくの間にはく離が起り、面が粗雑になる。

打継目処理は、チッピング時の鋼棒への影響、チッピング状態および施工性から面木を棲型わくに打ち付けることとした。その他、シュー、ストッパー付近の鉄筋、補強筋部、および上スラブ、ウェブ上の鋼棒密集部、アンカー部等は、入念に打設する必要がある。

② 張り出し部、側径間支保工部、中央連結部、張り出し部は、全断面同時打設とし、斜鋼棒部は先端から後方に向って打設した。工程的に早強セメントを用い、打設には、ポンプ車を使用した。また、横桁は後日打設とし、上スラブに打設用箱抜きおよび空気抜きを設けた。

側径間支保工部は、ウェブまでと、上スラブの 2 回打設とし、支保工を重点に、不等沈下を注意し、基礎を堅固にした。

中央連結部は、鋼棒密集部がウェブ下方にあり、鋼棒継手部のカップラーシースによって間隔が少なくなり、

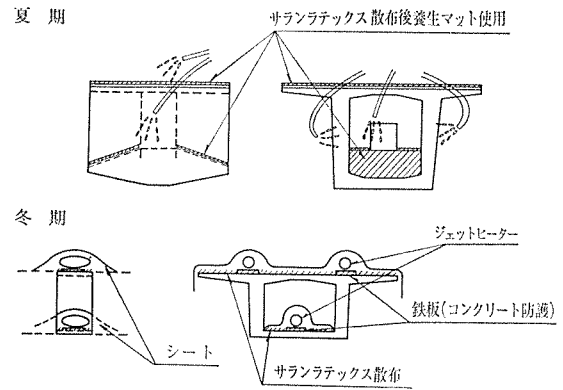


図-11 養生

クラック

柱頭部

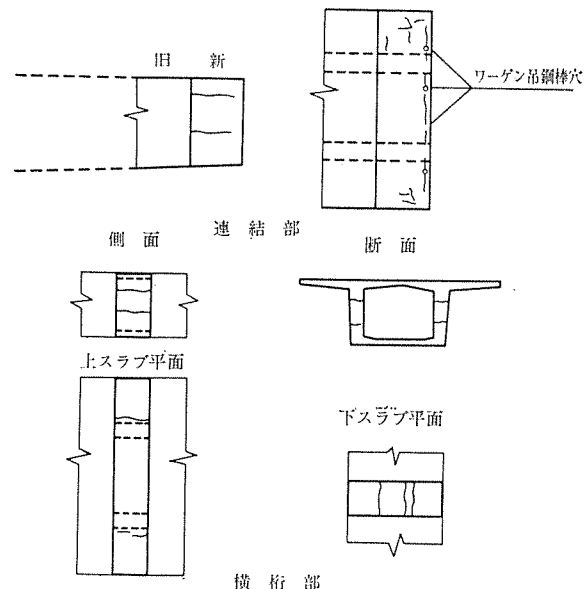
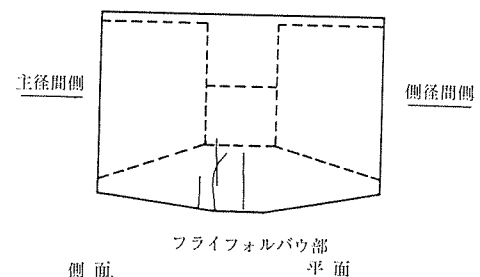


図-12

打設時は、注意した。

c) 養生 (図-11) 柱頭部施工は暑い時期、張り出し部、側径間部、連結部は、寒い時期に向い打設終了は、3月下旬であった。コンクリート養生は、急激な温度変化、直射日光、風等による乾燥を防ぐ目的で、夏期

は、側面は散水、平面は水分の蒸発を防ぐためサランラテックスを散布し、なお発泡性養生マットに水をしませて表面を覆い湿潤状態を保つようにした。冬期は、平面にサランラテックスを散布し、シートでおおいジェットヒーターで保温した。特にフライフォルバウ部は、早期強度を必要とするため養生には十分注意した。養生期間は型わく撤去時までとした。

d) クラック(図-12) 柱頭部は、側面においてウェブ部分に、下から1m~2m、幅0.01mm、位置的には主径間側に多く中心から1.5m程度、側径間側には、中心から0.3~0.5m付近にあり、型わく撤去時にはすでに生じていた。これは硬化熱によるものであろう。スラブには、張り出し隅付近に打設後1時間あまりで生じ、床版下面までは達していない。これは養生の不十分と天端均しの不十分による乾燥収縮クラックである。フライフォルバウ部は、ウェブに新、旧コンクリート打継目から桁方向に入っている。これは、コンクリート温度差により生じるものである。上スラブにおいて吊鋼棒穴にそって入っているほかは、乾燥収縮クラックである。これらは、各ブロック全部ではなく5~6ブロックであった。柱頭部、フライフォルバウ部には、下スラブでのクラックは見当らなかった。

連結部の施工は、工程的に、側径間部の緊張が終らないうちに、コンクリート打設を行わなければならなかった。そのためクラックが多く出た。温度差、乾燥収縮によるものもあろうが、施工順序による応力的なものもあるのではなかろうか。補修にはアドックスを用いた。

横桁部検査孔は、乾燥収縮および硬化熱によると思われるクラックが生じた。これは、打設時期にかかわらず生じるクラックと考えられる。

なお、側径間部は特に乾燥収縮クラック以外は出ていない。

(6) PC工および鉄筋工

a) PC鋼棒の品質 PC鋼棒は、B種2号(SBPR 95/120)丸棒26mmであり、品質はJIS G 3109に適合するものである。PC鋼棒の試験としては、引張強度、降伏点応力度、伸びを測定するための引張試験、他にレラクセーション試験がある。また応力-ひずみ曲線、あるいは荷重-ひずみ曲線は試験によって求めておかねばならない。しかし以上の各種試験を現場で実施することが困難であるため、事前にメーカーの行う試験に立会って、管理状況を把握して、品質の確認を行った。その後においては、材料入荷時にメーカーが付ける試験成績書で管理した。

貯蔵は、曲げ、応力集中、腐食を受けないように注意し、溶接作業等を近くで行う場合は、PC鋼材を急熱急

冷しないように注意した。

b) PC付属品 以下付属品関係の施工を含め注意点をのべる。

① ディビダークアンカー

○固定側アンカー：定着位置、間隔の確保およびアンカーとカラーナットの溶接度。

○緊張側アンカー：斜鋼棒および桁鋼棒の密集点での位置、間隔確保また、緊張順序においての配置およびアンカー下面でのコンクリートのつまりぐあい。

② JRSアンカー：品質管理(規格と製品のチェック)(横締固定側)施工状態

③ カップラー：セット状況(ねじ込み不足等)

④ シース：張り出し継手部の破損および変形

⑤ カップラーシース：セット位置および間隔の確保緊張側間隔のチェック(緊張方向の明示)

⑥ グラウトホース：取付部のチェック

鋼棒別確認およびホース長の決定

c) アンカープレートの破断 横締鋼棒固定側に一部JRSアンカープレートを使用したところ、緊張作業後、JRSアンカープレートのねじ部が破断した。以下事故の状況および対策について述べる。

① 緊張状況：横締鋼棒(φ26mm)に所定の緊張力(38t)を導入した。設計緊張力では、伸びが出ないため引き越しを行い、その後所定の緊張で伸びを出した。緊張を終りスピンドルをはずした時、アンカーが切れた。

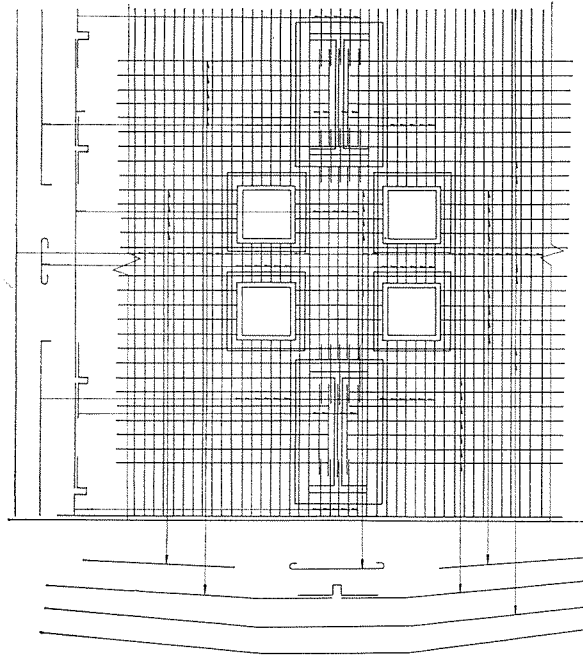
② アンカー部状況：アンカープレートのねじは完全に切れており、鋼棒ねじ部は全く損傷を受けていない。

③ 原因：主因としては、アンカープレート自体に高周波焼入れを施していないことである(JRS 05099-1 A-13 AR 6 C)。その他、ねじ切り不良、過大緊張が考えられる。

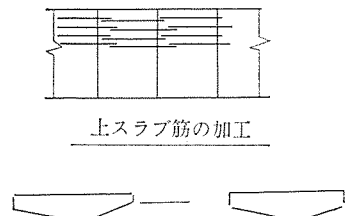
④ 処置および対策：このアンカープレート使用は、3ブロックであったため、すでに施工済みの所は、緊解して、はつり出しその後部にナットを施した。それ以後は、ディビダークアンカーを使用した。この事故は使用材料の品質の管理が不充分であった結果生じたものであるが、盲点となりやすい事柄であるので、今後充分注意したい。

d) 防錆処理 桁鋼棒、斜鋼棒の緊張端ねじ部は、鋼棒配置後緊張するまでに、かなり長い期間放置するので腐食する恐れがある。特に柱頭部上に、ワーゲンレーを安定に保たせるため、砂を敷いたが、砂に含まれる塩分および雨水の吸い込み等により腐食が激しかった。

柱頭部配筋図
(軸方向および直角方向筋)

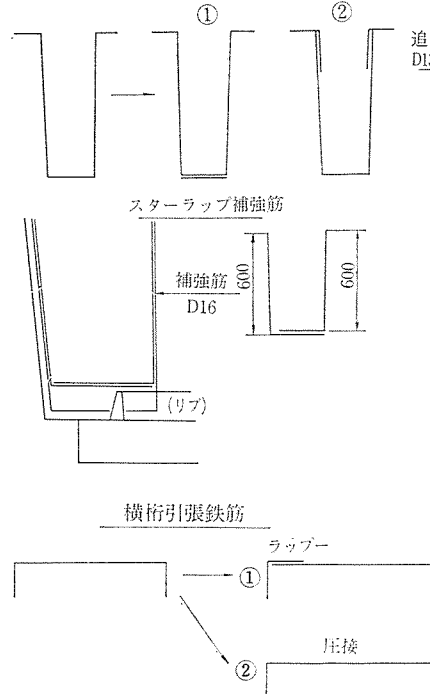


軸方向のラップ位置

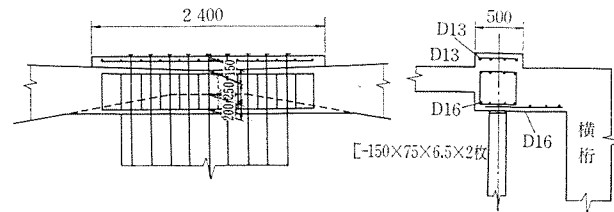


上スラブ筋の加工

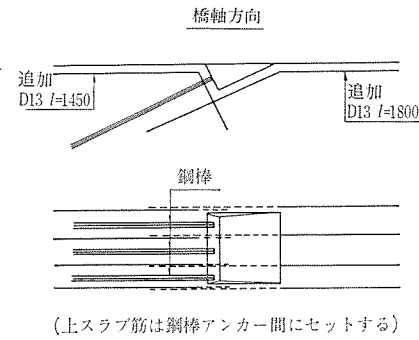
スターラップ筋のラップ



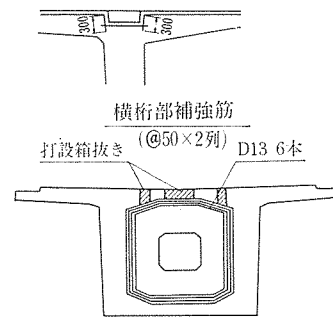
仮締バックリング防止鋼材のスラブ補強



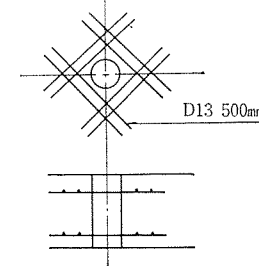
曲げ上げ鋼棒定着切り欠き部補強筋



橋軸直角方向



排水管補強筋



ワーゲン下スラブ吊り鋼棒補強筋

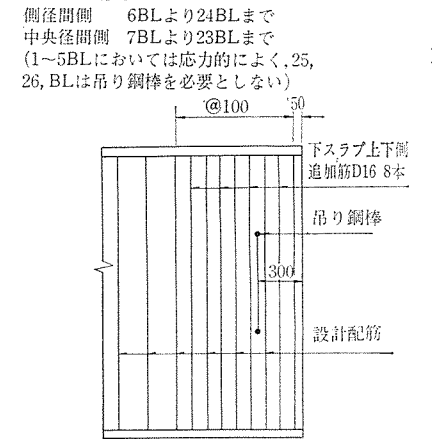


図-13 鉄筋加工,組立補強図

この腐食防止の最も簡単な方法は、ねじ部にキャップをかぶせ結束線等で、しばっておくことである。ねじ部をビニールテープでまく方法もあるが、長期間放置する場合は、ビニールテープが、ぼろぼろになり除去作業に時間がかかり必ずしも完全に除去できない恐れがあるため注意を要する。

e) PC鋼棒の現場加工 PC鋼棒は、弾性曲げ最小半径を 18 m と定められている。本工事に於いて、曲げ半径 18 m 以下の鋼棒種類は、柱頭部桁鋼棒、張り出し部の上スラブ鋼棒、横締鋼棒である。よって、これらは塑性曲げ加工（最小半径 6 m まで）をしなければならない。施工上柱頭部桁鋼棒（曲げ半径 10 m 以下）においては、バーベンダーで加工したが、上スラブ鋼棒、横締鋼棒（曲げ半径 14 m）は、施工および S 字カーブの加工に難点があり、弾性曲げ組立を行った。今後は、工場加工を考えるべきであり、特に横締鋼棒は、余程の熟練者でない限りねじれ等の問題で現場加工は難しい。

f) PC鋼棒の配置 鋼棒組立ては、設計図と別に、各施工区間ごとに作成した配置図に従って配置し、高さ関係に付いては特に注意した。

柱頭部、側径間部は、ハルター（鋼棒受け台）を用い、調整することとしたが、鋼棒ピッチおよびその付属品等によって、セットができない所は、柵筋もしくは増筋で処置した。これらは、鋼棒径を大きくして本数を減らすとか、鋼棒群間をもっと広げるとかの工夫が必要である。張り出し区間は、端において型わくでセットした。また、鋼棒は緊張方向により接続位置をいくらか変えているが、カップラーシース等にも緊張側を明示すればよいのではなかろうか。

横締鋼棒のセットは、カップラー部および斜鋼棒アンカー部は、所定の所に入らないのが実情であり、現場で横締位置を移動し処置している状態であるが、重要構造物になればなるほど設計をもっと詳細までやっておかないと、ややもすれば雑に処置されてしまう傾向にあるのは注意すべきである。なおシースの継手部、アンカー部、グラウトホース取付部は、コンクリートペーストが浸入しないように、ブラックテープ、ビニールテープ、NS ビンデにてしっかりと保護した。特にグラウトホースとアンカーのツバは、結束線で止めた。グラウトホースには、鋼棒番号を付ける方向に進めたが、工程に追われて完備されなかったのが残念である。

g) 鉄筋加工組立 鉄筋の加工、組立、補強は、応力を考え 図-13 のように行った。特にシュー、ストップ付近は、鉄筋量が多く施工がやりにくく、時間を要した。

(7) 緊張工

a) キャリブレーション キャリブレーションは、図-14 のセットで、実際に使用するポンプの圧力計読みをダイナモメーターによって、その誤差を確認し補正して所定の緊張力をポンプのマノメーターに定める作業である。

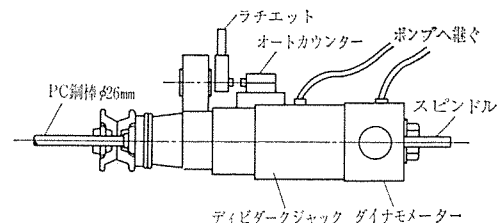


図-14 キャリブレーション

現場では、ダイナモメーターを常備し、ジャッキとポンプの組合せを変更したとき、桁鋼棒、下スラブ鋼棒、連結鋼棒等の各最初に行った。また、指針 19 条 (2) の条件においては、緊張管理表の提出されるのが遅く、キャリブレーションが行えなかったのが実情である。

ジャッキに付いているオートカウンターについても、キャリブレーションを行うように規定されているが、緊張する鋼棒の 1 本目でオートカウンターの読みと、伸び計で示された伸び量の誤差をはかり、以後その誤差を考慮して所定の伸びを考え緊張を行いジャッキをはずした後、伸び計により確認した。

b) 緊張前および緊張時の注意点

- ① 腐食防止の徹底およびねじ部の整備。
- ② 伸び量はオートカウンターの読みを推定にとどめ伸び計で測定する。
- ③ 桁鋼棒と斜鋼棒の接近している箇所は、アンカープレート裏面のコンクリートの詰りぐあいを確認する。
- ④ カラーナットのゆるみ直し。

c) 緊張時期とコンクリート強度 張り出し施工中において、緊張時期の選定は、工程上から大きく響いてくる。

当初設計では、 σ_{28} の 70% 以上の 280 kg/cm^2 と定めたが、張り出し施工中においては、全プレストレスの一部しか与えないため、指針 18 条によった。そこで定着具よりの縁辺距離を大きくし導入時コンクリート強度を 230 kg/cm^2 にとった。「DIN」によれば、プレストレス導入に必要な最少強度は、 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ の 80% 以上であるから 320 kg/cm^2 となっている。

中央連結部のように一度に大きなプレストレスを与える場合は、指針に規定されている与える圧縮力の 1.7 倍以上の圧縮強度が出たことを確認して、緊張を与えた。ここでは 300 kg/cm^2 以上である。

これらは、設計の段階で十分に縁辺距離を取るように

報 告

鋼棒を配置すべきである。なぜなら工期に際して施工は、遅れがちであり、また配置もくろいがちである。これは設計図の段階で無理な配置によることも、原因しているの大きいと考える。

d) 緊張管理 すべての断面に所定の緊張力が導入されたかどうかは、鋼棒の伸び量で判定する。

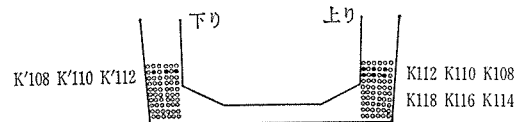
1本ごとの管理で計算により求められた伸び量が出れば、すべての断面で所定の緊張力が導入されていると判断できるが、鋼棒全部が所定の伸び量が出ることは、不可能である。そこで、ある同一断面に入っている鋼棒について、グループごとに管理を行い、伸び量の平均値を求め確認していった。ここでは同じ長さの鋼棒を1グループとした。同時に伸びより推定される緊張力と圧力計より推定される緊張力の誤差についても管理を行った。グループごとの管理の結果、上スラブ鋼棒、底版鋼棒において、伸び量が平均値で負になった。しかし他の鋼棒群が伸びているため、各断面での緊張力は不足していなかった。なお横締鋼棒、斜鋼棒は1本ごとの指針に定められている許容伸び量に付いて確認して、群管理は行わなかった。

e) 所定の伸びが出ない場合および緊張不可能な場合

の処置 キャリブレーションを行って定められた圧力でもなおかつ所定の伸びが出ない場合がある。その原因を次に示す。

- 1) 摩擦が計算値以上に大きい場合。
- 2) シースの破損によってセメントペーストがシース内に流れ込んだ場合。
- 3) カップラーシースの変形により、カップラーがぶつかって動かない場合。
- 4) カップラーの緊張側と固定側のつなぎ間違い。

上記に示した事柄のうち、摩擦が異常に大きい場合は、スピンドルの頭部にキャップをして、それに打撃を与えることによって、摩擦を切ることができる。また引き越し、引きもどし作業によっても伸びを出すのに有効である。シース内に流れこんだ場合は、それが一部分であれば、打撃を与えることによって、セメントペーストは切れるが、広範囲に渡った場合は、打撃を与えても切れない。3)、4)においても同じであるが、伸び量よりつまっている箇所を推定して、はつり込めばよいのであるが、鋼棒の集中している箇所および、他の鋼棒への影響、コンクリートの問題等があり、また施工においても困難を要す。しかし、単独で表面に近い鋼棒の場合は、はつって処理できる。これらの原因による鋼棒の伸び量不足分は、わずかであれば、他の鋼棒で補うことができるが、不足分が多い場合は、原因を確め、新たに鋼棒を、アウトケーブル的に配置して処置することが必要で



注:) 黒丸が緊張不可能な鋼棒を示す。

図-15 中央連結鋼棒配置図

ある。本橋梁の場合も図-15に示す中央連結桁鋼棒において、9本の緊張不可能な鋼棒があった。

① 原因：緊張不可能な鋼棒に付いて、圧力と伸び量を測定した。そのほとんどが圧力 200~250 kg/cm²（伸び量 34~45 m）あたりより急に伸びを示さなくなった。これは、明らかにカップラー部の欠陥によるものと思われる。また、K 108, 110, 112 のグループと K' 108, 110, 112 のグループは、それぞれ左、右に対称に配置された鋼棒である。まして、K 114, 116, 118 も、1グループを成している。よって、これらは、カップラー部の接続違いと判断した。

② 処置と対策：この9本を他の鋼棒で補うのは、不可能である。そこで、異常鋼棒9本を無視して、図-16のように、新たに鋼棒をハンチ部に設置した。

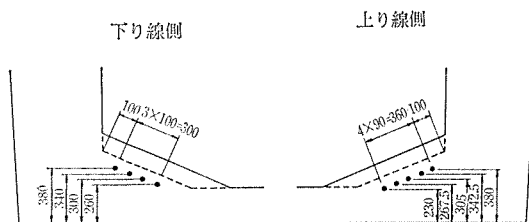


図-16 ハンチ部の鋼棒配置

新しく入れる際には、緊張不可能分9本の鋼棒によるコンクリート応力度の不足分より、コンクリート応力度 3 kg/cm² の余裕を考慮した。これは、ハンチ部の補強と、新しい鋼棒と異常鋼棒との不静定モーメントの差を考えた処置である。

緊張不可能な鋼棒の処置は、グラウトを行う前に水を通し、水が反対側に抜けるようであれば、グラウトを行い、水が抜けなければ、緊張をゆるめることとした。

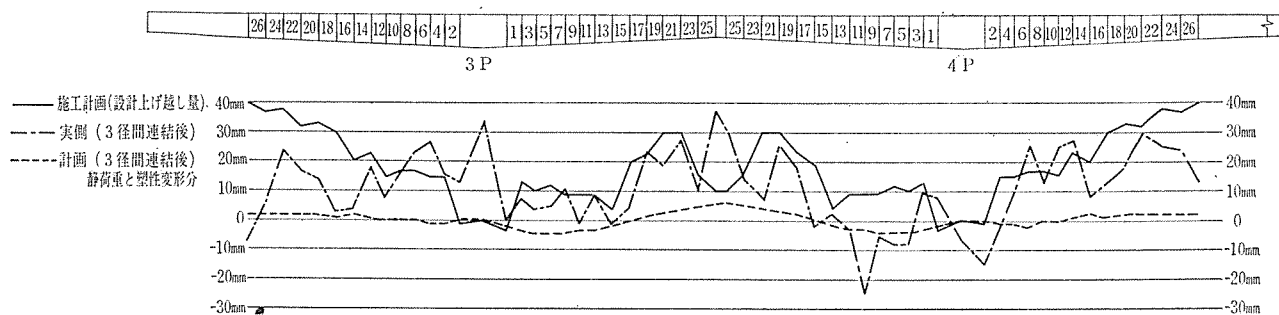
これは、後の事故防止を考慮した処置である。

(8) 施工時計算

a) P C鋼棒緊張計算 設計書に、記されている導入緊張力は、1本あたり $P_t=34.5$ t である。これを満足するように、緊張端アンカー部での、緊張力を下記の値とした。

桁 鋼 棒	$P_t=41$ t
中央スラブ鋼棒	$P_t=38$ t
側径間下スラブ鋼棒	$P_t=35.7$ t

上記の値で緊張力を与えたものは、摩擦で減少されて



図—17

いく。

ある断面の緊張力を P_i ，導入緊張力を P_t とすると，

$$P_i = P_0 \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda l)}$$

で表わされる。

μ ：角変化1ラジアンあたりの摩擦係数=0.26， α ：角変化ラジアン， λ ：P C 鋼棒 1 m あたりの摩擦係数=0.002 262， l ：鋼棒長

上記の式により，各断面の緊張力を求め，伸び量の計算を行う。伸び量の計算は，ディビダーク指針により規定されていて，この伸びにより緊張管理を行う。

ディビダーク指針により，角変化1ラジアンあたりの摩擦係数は，0.26 と規程されている。また，縦振動を与えた場合は，この 0.26 は，長さによって減じてよいことになっている。

実際の施工では，ほとんどの鋼棒は，縦振動および，引き越し，引きもどしを与えて，伸びを出している状態で，摩擦係数 $\mu=0.26$ を減じるまでにはいかなかった。

また，側径間側桁鋼棒，下スラブ鋼棒は，当初の緊張計算の計画と緊張順序が逆になり，伸び量を変更したが，その量はごくわずかであった。

b) 上げ越し計算 張り出し施工していく場合の上げ越し量は，ディビダーク指針により行った。

1) 上げ越し計算と実際の施工で異なった点

① 版上死荷重の増加：増加分

$$4wd = 15.26 - 13.24 = 2.02 \text{ t/m}$$

版上死荷重でのたわみは，最大で 25 ブロックの先端で，当初設計 -22.0 mm である。増加荷重分によるたわみは，-2.6 mm である。これは完成時の桁たわみに影響を及ぼさない。

② 側径間下スラブ鋼棒の緊張時期

上げ越し計算では，側径間下スラブ鋼棒は，中央直結後に緊張すると計画されているが，実際の施工では，3 P 側側径間下スラブ鋼棒は，中央直結前に緊張したため，計画値と誤差が生じてくる。

その誤差は次のとおりである。

26 BL 先端 25 BL 先端

連結前に緊張	12.4 mm	-15.5 mm
連結後に緊張	11.8 mm	-10.4 mm
差	0.6 mm	-5.1 mm

実際は，3 P 側側径間の 25 BL 先端で測量した結果計画より 2 cm 位高かったが，連結前に 3 P 側側径間下スラブ鋼棒を緊張すると，緩和される傾向にあるのでよいとした。

図—17 は，設計上げ越し量（実線）で，型わくセットを行い，中央連結鋼棒緊張後の計画値（破線）と実測値（一点鎖線）である。

3 P 柱頭部で 33 mm 計画値より上がっているのは，橋脚の沈下，支保工の沈下，なじみを考慮して，型わくセット高を決めたが，橋脚の沈下がまったくなかったためと考えられる。そこで 4 P 柱頭部の型わくセットは，この橋脚の沈下を無視して行った。その結果は，7 mm だけ計画値より下がった。この誤差は，支保工のなじみによるものと考えられる。各ブロックの実測値は，全体的に計画値より高くなっている。また，3 P 側 25 ブロックおよび 4 P 側 9 ブロックの箇所は，型わくセット時におけるミスと考えられる。

2) 上げ越し計算について

一般に上げ越し量は，mm 以下を四捨五入して求めている。そのため，張り出し施工中におけるたわみ量は，そのブロックと次のブロックの 1 mm の誤差が累計されると大きな誤差となって，施工基面高に支障をきたすおそれがある。よって今後は 0.1 mm 単位まで求めるべきである。

なお，施工過程および，施工順序変更時には，上げ越し高さと，既設物を検討し修正する必要がある。

また，クリープにおいては，桁完成後かなりの期間がたつて終了するものであり，上げ越し値と，実際値との比較を確かめるのは容易ではない。

(9) グラウト工

1) 配合条件：

① 流下時間の範囲

有溝コーンを用いる場合

7～12 秒

- 有溝コーンを用いない場合 5~7 秒
- ② アルミ粉末の量 Al/C 0.005~0.015 %
- ③ 水セメント比 W/C 42~47 %
- ④ 膨張率の範囲 0~5 %
- ⑤ 圧縮強度 (型わく方法) 1 週強度 150 kg/cm²
4 週強度 200 kg/cm²

2) 試験練り:

1 バッチ配合

普通ポルトランドセメント (kg)	水 (kg)	水セメント 比 (%)	減水剤ポリス No. 8 (g)	アルミ粉末 (g)
40	17	42.5	100	2

上記配合によりフロー値, プリージング率, 圧縮強度の各試験を行った結果, 配合条件に適していた。

3) 注 入: グラウト注入は, 鋼棒緊張後, ただ

ちに行うのが, 原則であるが, 現実には後になってしまった。また, グラウトホースに, 鋼棒番号札の取付も最初のみにとどまったのが, 実情である。

しかし, 注入前には, 必ず水とおしを行い, シース内を充分ぬらし, シースの閉塞の有無を確認した後, 連続して行った。

6. あとがき

以上, 設計と施工の概要を記した。特に施工に関しては, 施工中生じた種々の問題をありのままに述べることで, 最も, 参考になるものと考え, 外見をはばかりのような事柄についてもあえて報告したものである。

1974.6.20・受付

転勤 (または転居) 御通知のお願い

御勤務箇所 (会誌発送, その他の通信宛先) の変更の御通知をお願い致します。

会誌発送その他の場合, 勤務箇所の連絡先が変更になっていて, 御知らせがないため郵便物の差戻しを受けることがたびたびあります。不着の場合お互いに迷惑になるばかりでなく, 当協会としても二重の手数と郵送料とを要することになりますので, 変更の場合はハガキで結構ですからただちに御一報下さるよう御願い致します。御転勤前後勤務先に送ったものがそのまま転送されないで御入手になれない場合等は, 当方として責任を負いかねますから御了承願います。

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

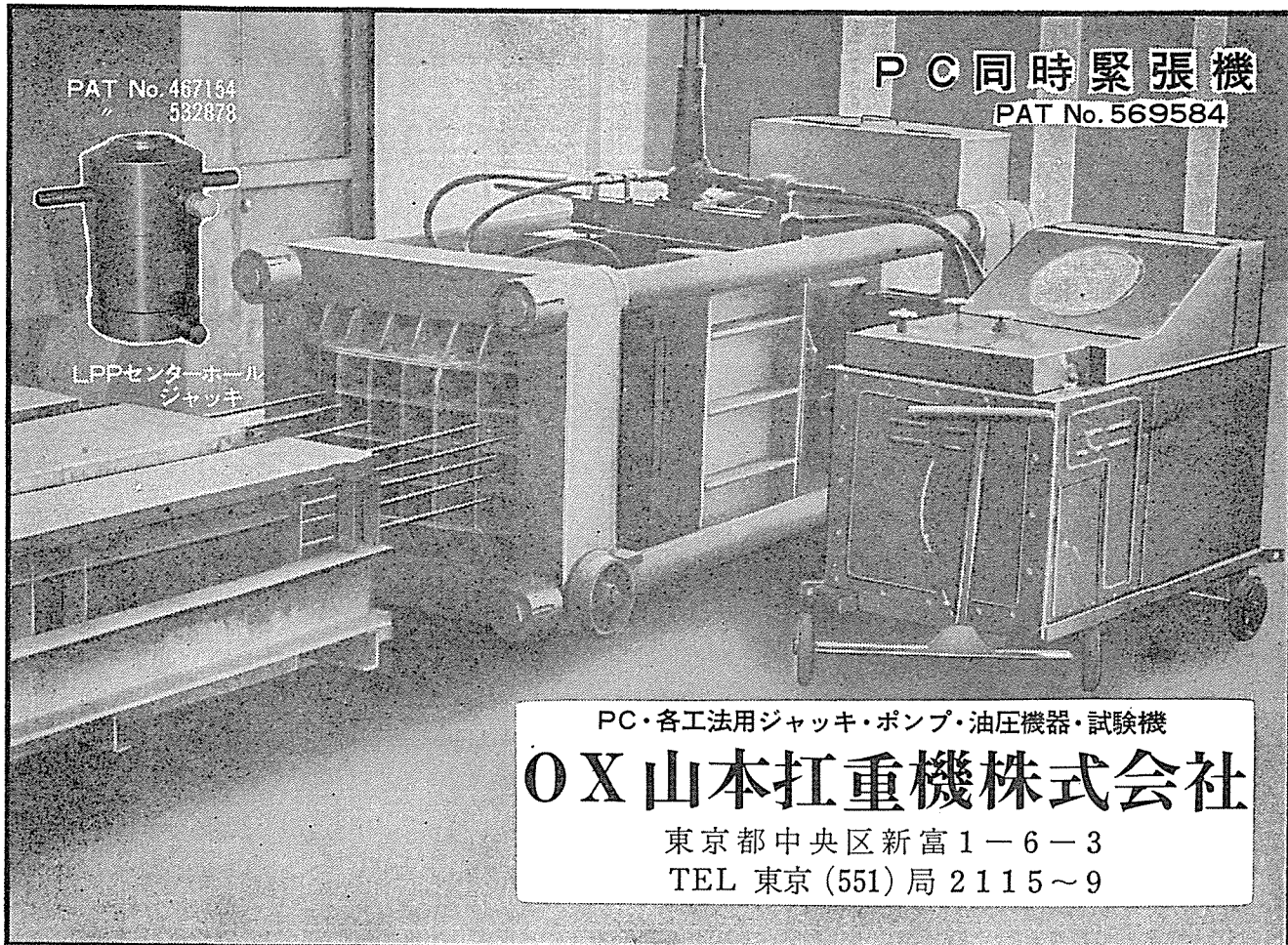
本 社 東京都新宿区西新宿 1 丁目 21 番 1 号 電話 (343) 5281 (代表)

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



PAT No. 467154
532878

PAT No. 569584

LPPセンターホール
ジャッキ

PC・各工法用ジャッキ・ポンプ・油圧機器・試験機

OX 山本扛重機株式会社

東京都中央区新富1-6-3
TEL 東京 (551) 局 2115~9



PC長大橋梁に 豊富な経験

山陽新幹線
芦田川橋りょう

KK オリエンタルコンクリート株式会社

取締役社長 東 善 郎

東京都千代田区五番町5番地 TEL (261) 1171 (代)