

紅葉山線 夕張川橋梁の設計と施工について

ー デイビダーク工法 ー

正員 齊藤 富男*

1. はじめに

紅葉山線は、日高本線の鶴川と富内線の富内を経て、根室本線金山に至る線と、この途中経過地である占冠附近より分岐して夕張線紅葉山に至る線とを合せたもので、富内線は既に開通しており、富内～占冠間は現在予定線の段階である。金山～占冠～紅葉山間は現在計画区間に指定されそのうち占冠～紅葉山間の工事が全線にわたって進められている。

夕張川橋りようは、紅葉山起点0km 922mに位置し、2P～3P間で道々平取、夕張線と交叉し又夕張川の流心方向と24度の角度で架設される鉄道単線橋である。

本橋計画にあたっては、河川の影響及び道々交叉の問題等から、最大スパン80m、施工基面高が河床より20m以上となるので施工にあたっては、支保工を用いなくて施工出来るデイビダーク工法が採用された。

以下主としてデイビダーク工法によって施工された3径間連続PC桁の設計と施工についての概略を述べる。

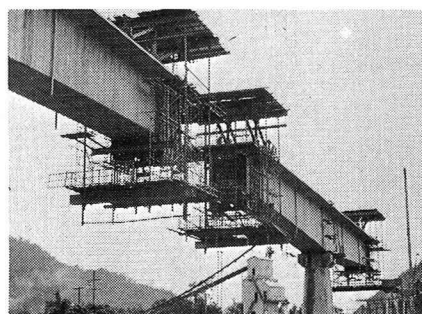


写真1 施工中の夕張川橋りよう

2. 工事概要

工事名；紅葉山線夕張川橋りよう工事

橋格、荷重；鉄道単線橋、KS-18

構造、形式；

下部工 橋台 ピアアバット形式

* 鹿島建設（株）札幌支店

橋脚 直接基礎 円形変断面鉄筋コンクリート
上部工 単純桁（フレッシェ式）＋3径間連続箱桁（デイビダーク式）

橋 長 ； 362.410m
支 間 ； 25.20×2＋(64.00＋80.00＋64.00)
＋25.20×4
巾 員 ； 5.80m
線路勾配 ； 12/1,000
工 期 ； 自 昭和45年7月24日
至 昭和46年12月23日 17箇月

3. 設計概要

3-1 下部工

各橋脚地点のボーリング調査結果より地表下2～6mに頁岩層があり、許容地耐力も常時100t/m²は十分期待出来るものと判断して基礎は全て直接基礎とした。

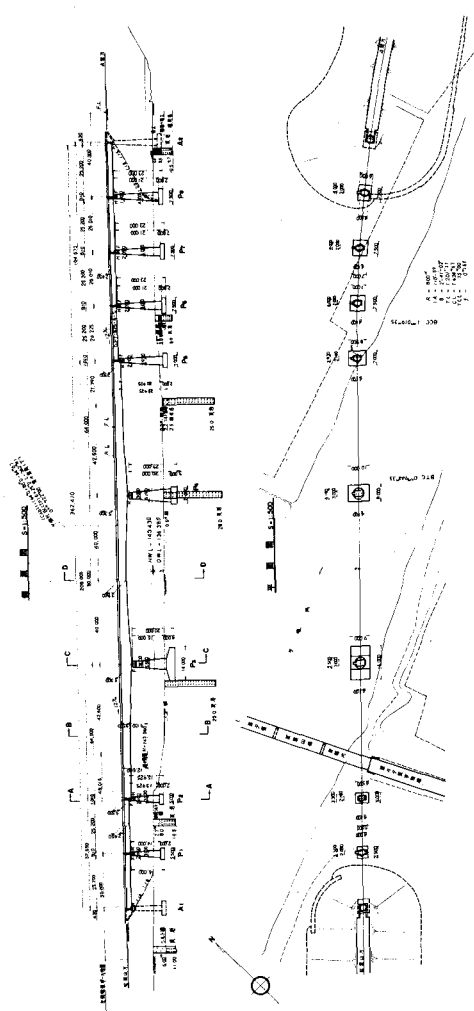
又連続桁の地震時水平力は、3Pで全て受け持つ構造とし、基準震度を0.15として、高さ15m以上の部分については、5m毎に5%の割増しを行って各断面を検討した。各橋脚の上部工反力は表-1の通りである。

表-1 橋脚反力

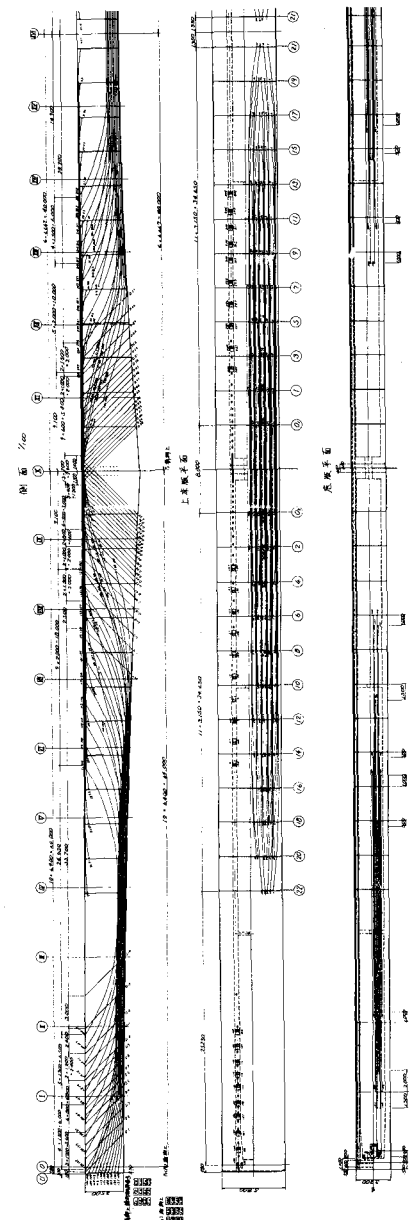
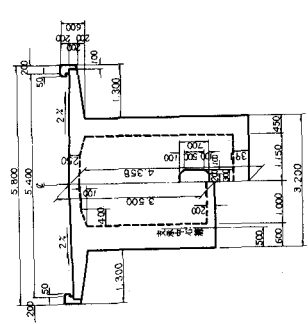
単位 (t)

		1A	1P	2P	3P	4P	5P	6P	7P	8P	2A
鉛直力	常 時	415	575	1,001	2,333	2,333	1,001	575	575	575	415
	地 震 時	160	320	568	1,625	1,625	568	320	320	320	160
橋軸方向	常 時	36	36	36	18.9		36	36	36	36	36
	地震時	51.2	60.8	76.0	693.9	162.5	76.0	60.8	60.8	60.8	51.2
水平力	常 時	10.8	10.8	10.8	10.8		10.8	10.8	10.8	10.8	10.8
	地震時	25.6	51.2	90.9	324.5	279.5	90.9	51.2	51.2	51.2	25.6

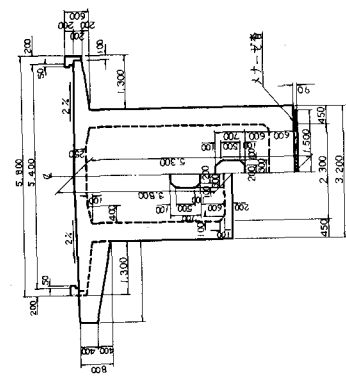
なお各橋脚フーチング及び橋体のコンクリート圧縮強度は、1P、6P、7P、8Pについては $\sigma_{ck}=180\text{kg/cm}^2$ 、2、3、4、5Pについては $\sigma_{ck}=240\text{kg/cm}^2$ とした。



A-A断面 B-B断面 1/50



C-C断面 D-D断面 1/50



3-2 上部工

3径間連続桁は、デイベーク式P S コンクリート箱桁橋で、桁高は2P、5P上で3.50m 3P、4P上で5.30m スパン中央で3.80mの2次放物線変化の変断面である。

設計計算断面は、側径間10等分、中央径間12等分合計32断面とし、各断面諸値、曲げモーメント、せん断力、各断面チェック等設計に必要なものは全て電子計算機で計算した。

3-2-1 影響線

本橋は3径間連続桁であるから対称荷重に対しては1次静定、非対称荷重に対しては2次の不静定構造となる。

従って図-2の基本系を図-3の如く3つの静定基本系に分け、支点10、22に不静定量として曲げモーメント $X_1 = 1^{\text{tm}}$ 、 $X_2 = 1^{\text{tm}}$ を考えて弾性方程式を解き、その X_1 、 X_2 から各点の曲げモーメント及びせん断力の影響線を求めた。

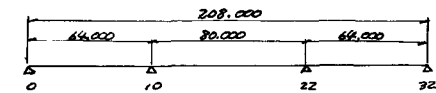


図-2 基本形

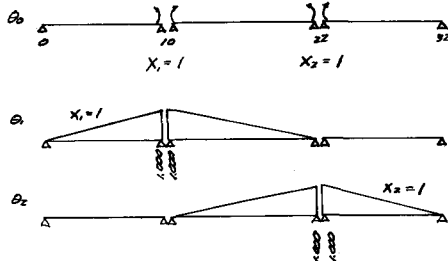


図-3 静定基本形

$$\text{弾性方程式} \quad \begin{cases} \theta_{11} X_1 + \theta_{12} X_2 = \theta_{10} \\ \theta_{21} X_1 + \theta_{22} X_2 = \theta_{20} \end{cases}$$

不静定モーメントの影響線は図-4の通りであり、荷重をその影響線上で移動させて M_{max} 、 M_{min} 、 S_{max} 、 S_{min} 等を計算した。

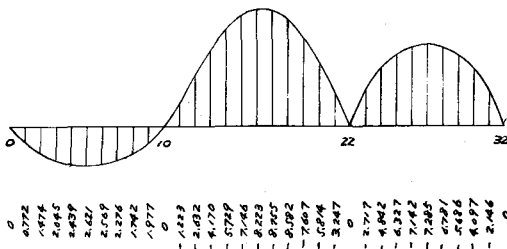


図-4 不静定モーメントの影響線

荷重は、活荷重 (KS-18を用い機関荷重及び列車荷重は等分布荷重になおし、衝撃係数は $1+i=1.27$)、自重、静荷重 (道床、軌道、高欄等) 雪荷重 (0.64 t/m)、プレストレスによる荷重を考慮した。

3-2-2 施工完了時 ($t=0$) と最終時 ($t=\infty$) の応力について

本橋は張出し架設をする為、施工終了時における支点反力と時間が経過した後の支点反力の間には、コンクリートのクリープにより相違が生じて来るが、もしクリープの進行度が無限であるならば理論上支点反力は全径間を支保工で施工した状態の値に近づくが、しかしクリープの進行度は $P-C$ 指針により有限値 $\varphi = 2.0$ であり従って、時間経過と共に反力の移動が行なわれる。

反力の移動は次式で示される。

$$R_{\infty} = R_B + (R_L - R_B) \times (1 - e^{-\varphi})$$

ここで R_{∞} : 最終時反力

R_L : 全径間支保工施工時の反力

R_B : 施工終了時の反力

φ : クリープ係数

本橋では施工終了時迄にクリープが40%進行しているものと考えた。従って施工終了時から最終時迄の φ は

$$\varphi = 2.0 \times 0.6 = 1.2 \quad 1 - e^{-1.2} \div 0.7 \text{ となり、}$$

最終時には施工終了時と支保工時との差の7割迄反力は移動すると考え、この状態は曲げモーメントについても同様と考えられる。

曲げモーメント移動状態を図-5に示す。

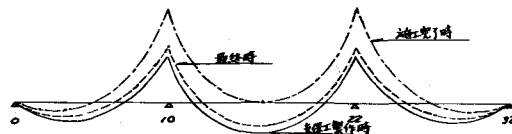


図-5 曲げモーメント移動図

曲げモーメント、せん断力の算出にあたっては、全径間を一度に支保工上で施工した状態と、各施工過程を経て施工完了した状態を算出し、クリープの進行度50%と、クリープ終了時の2時点の各種応力度の組合せについて、応力計算をした。

3-2-3 横方向の検討

横方向断面については、箱桁間隔が小さいので、鉄筋コンクリートで設計し、その構造をボックスラーメンとして検討した。

又本橋は鉄道単線橋であるため、どうしても桁高に比して桁巾が小さく、その上最大スパン80mと長い為、特に横方向の風荷重についての検討を行った。

横方向風荷重検討についての力学系は、固定橋脚3P(10点)の捩り剛性が大きいので固定支点と考えて、2つの系に分けて検討した。風荷重を図-6の如く、300kg/m²、列車荷重載荷時150/m²の場合と、地震時横荷重(震度0.2)の検討をした。

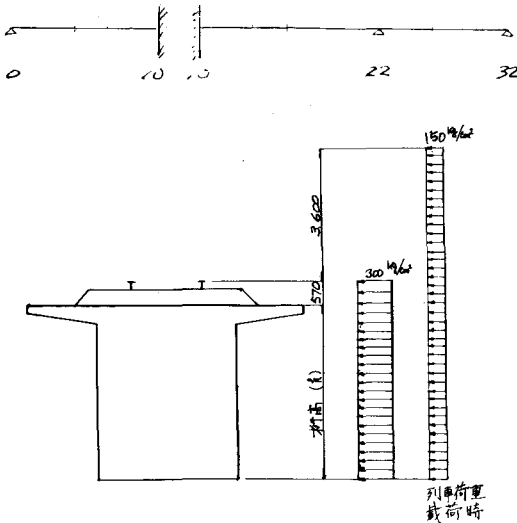


図-6 風荷重

応力度は表-2、表-3の通りである。

表-2 風荷重および横荷重による応力度の合成

		①		②		③		①+②+③	
		主 桁 の 応 力 度		風荷重による応力度		横荷重による応力度			
No.	t/m ²	M _l max	M _l min	M _l max	M _l min	M _l max	M _l min	M _l max	M _l min
2	σ_o	939	328	± 92	± 19	± 12	± 1	1,043 835	308 348
	σ_u	47	802	± 51	± 10	± 7	± 1	105 -11	791 813
4	σ_o	1,013	187	± 126	± 36	± 16	± 3	1,155 871	148 226
	σ_u	15	923	± 69	± 20	± 9	± 2	93 -63	901 945
6	σ_o	1,134	421	± 102	± 51	± 13	± 4	1,249 1,019	366 476
	σ_u	33	854	± 56	± 28	± 7	± 2	96 -30	824 884
8	σ_o	858	412	± 31	± 63	± 7	± 5	896 820	344 480
	σ_u	113	624	± 17	± 35	± 4	± 3	134 192	536 662
10	σ_o	709	158	± 39	± 186	± 3	± 14	751 667	-42 358
	σ_u	466	1,069	± 21	± 103	± 2	± 8	489 443	948 1,190
12	σ_o	787	437	± 35	± 63	± 7	± 6	829 745	368 506
	σ_u	315	736	± 19	± 35	± 4	± 3	338 292	698 774
14	σ_o	1,061	420	± 99	± 45	± 13	± 4	1,173 949	371 409
	σ_u	240	1,035	± 54	± 22	± 7	± 2	301 179	1,011 1,059
16	σ_o	872	152	± 106	± 23	± 13	± 2	991 753	127 177
	σ_u	108	999	± 59	± 12	± 7	± 1	174 42	982 1,012

注 σ_o : 桁上縁の応力度 σ_u : 桁下縁の応力度

表-3 地震荷重によるモーメントおよび応力度の合成

		地震によるモーメント(t-m)	①	②	① + ②
			主桁の応力度	地震による応力度	(t/m ²)
2	σ_o	734	468	± 209	677
	σ_u		630	± 115	745
4	σ_o	947	436	± 2 59	695
	σ_u		684	± 143	827
6	σ_o	612	732	± 157	889
	σ_u		496	± 87	583
8	σ_o	- 314	745	± 81	664
	σ_u		243	± 45	198
10	σ_o	- 1,883	628	± 411	217
	σ_u		554	± 227	327
12	σ_o	- 464	692	± 113	579
	σ_u		429	± 63	805
14	σ_o	509	650	± 141	791
	σ_u		750	± 78	828
16	σ_o	761	303	± 209	512
	σ_u		813	± 115	928

注 σ_o : 桁上縁の応力度

σ_u : 桁下縁の応力度

3-2-4 柱頭部仮固定設備

ワーゲンによる張出し架設中、3P、4P上に不均衡モーメントが生ずるので不均衡モーメント、その他の荷重を橋脚に伝える設備として仮固定装置を設ける。

仮固定装置は、圧縮力に対しては仮コンクリート沓($\sigma_{28}=400\text{ kg/cm}^2$)を、引張力に対してはPC鋼棒を用いた。張出し架設中に仮コンクリート沓に作用する最大圧縮力は21ブロックコンクリート打設時の1.106t、PC鋼棒に作用する最大引張力は、1ブロックコンクリート打設後ワーゲン前進時の100tであり、PC鋼棒6本に35t/本の緊張力を与えて抵抗させた。

3-2-5 支承

本橋は、3Pを固定支承として地震時水平力をとらせ、その他は全て可動支承で、2P、5Pでは350t、4Pでは1,200tである。

固定支承は鉄筋と硬鉛板(アンチモン1%含有)を用いたメナーゼヒンギス沓(1,200t)で可動沓はベアリングプレート沓である。メナーゼヒンギス沓は図-8の通り。

次にメナーゼヒンギス沓の計算例を示す。

最大反力: 常時 2,333t

$$H=694/48=14.5t$$

$$T=H \times \sqrt{2}=20.5t$$

$$\text{鉄筋の引張応力度 } \sigma = T / A_s = \frac{20,500}{11.4} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1,600 \times 1.5 = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{鉄筋のせん断応力度 } \tau = \frac{14,500}{11.4 \times \sqrt{2}} = 966 \text{ kg} < 800 \times 1.5$$

$$= 1,200 \text{ kg/cm}^2$$

3-2-6 施工中の応力度について

施工順序に従って、柱頭部コンクリート打設から、中央径間最終ブロック吊型枠除去迄の各施工状態の応力度を、設計断面について検討した。

1) ワーゲン部施工時の応力度

ワーゲン部施工中は柱頭部に、施工用仮固定装置が設けられているので剛結構造となっており、断面力の算定は片持梁とし、応力度の検討は電子計算柱を用いた。電子計算機入力データは、自重（各ブロックの長さ及び先端の寸法）、プレストレス（各ブロックに導入されるプレスト量）、ワーゲンの重量及び重心位置、である。

2) 側径間支保区間施工時の応力度

側径間支保区間施工の全ての工程が終了した後、施工用仮固定装置を解除して、構造系①から構造系②に移行するものとして断面力を算定し、応力度の検討を行った。

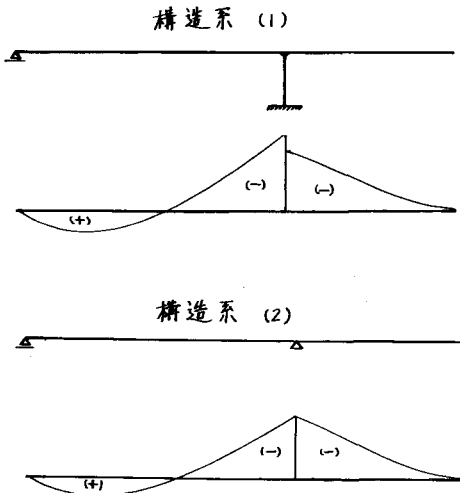


図 - 9

3) 中央径間最終ブロック施工時の応力度

最終ブロック施工時の応力度検討は、吊型枠セット、コンクリート打設時、プレストレス導入時及び吊型枠除去時とした。これは最終ブロックコンクリート打設後、

プレストレス導入によって静定系から、2次不静定系に移行する為である。

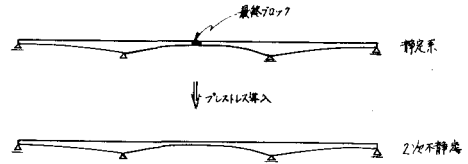


図 - 10

4. 施工 (特に3径間連続桁について)

4-1 仮設備

機資材及びコンクリート運搬には、ケーブルクレーンを設置した。ケーブルクレーンはスパンが255m、高さが43mで、55KW高速ウインチを使用し、吊上げ荷重3.0t 横行速度115m/min、巻上げ速度60m/minである。

コンクリートは0.8m³×2の全自動パッチャーブランを設置し、練り上がりコンクリートは、搬荷線（長さ30mにより運搬、1P、2P間でケーブルクレーンで吊り上げ打設した。

ケーブルクレーンは、単純架設時の邪魔になる為、3径間連続桁終了近くで撤去し、単純桁施工、連続桁未施工部分は2.0t パワーリッチ及びブトラックの併用とした。

4-2 3径間連続桁施工順序

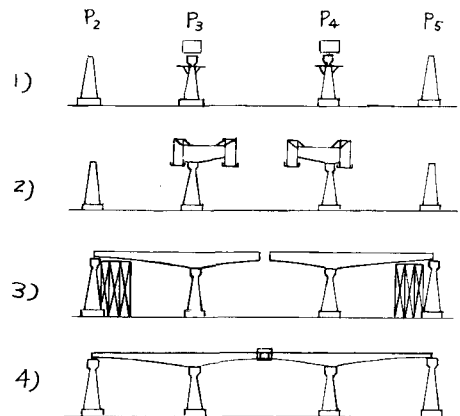


図-11 連続桁施工順序

1) 3P, 4P橋脚頭部にワーゲン組立用の柱頭部(8m (8m)を支保工上で施工し、主鋼棒及び仮締鋼棒を緊張する。

2) P3, P4柱頭部に1基目のワーゲンを組立て、

1ブロック施工後ワーゲンを移動し、次いで2基目のワーゲンを組立て、1～22ブロック迄2台のワーゲンを組立により両側に向って左右交互に張出し架設する。

3) 中央径間と側径間を同じ長さ迄張出し架設した後、ワーゲンを撤去し側径間支保工部分を施工する。

4) 側径間支保工部分プレストレス導入後中央径間接続部を吊型枠で施工する。

次に施工順序に従って各工種の施工概略を述べる。

4-3 柱頭部工

仮設施工後支保工(3P, 4P 橋脚埋込みI-250, 7本)上で柱頭部施工を行った。

柱頭部には、主鋼棒、斜鋼棒、横桁鋼棒等196本の鋼棒($\phi 27\text{mm}$, SBPC 95/120)が配置されるので、アップシュタントホルター(鋼棒支持具)によって正確に配置した。

コンクリートは、底版、主桁、床版の3回打ちとし、打設にあたっては、鋼棒配置の関係及び美観上の点から

底版は主桁巾を除いて打設し、桁に打斷目が出るのを防止した。

次いでコンクリート強度が $280\text{kg}/\text{cm}^2$ になった時点で鋼棒緊張しワーゲンを組立した。

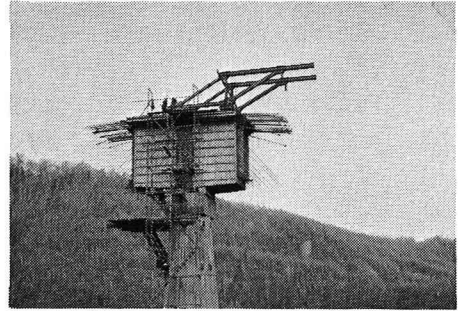


写真2 柱頭部施工とワーゲン組立

4-4 張出し架設工

3P, 4P 両柱頭部より、ワーゲン4基を使用して1

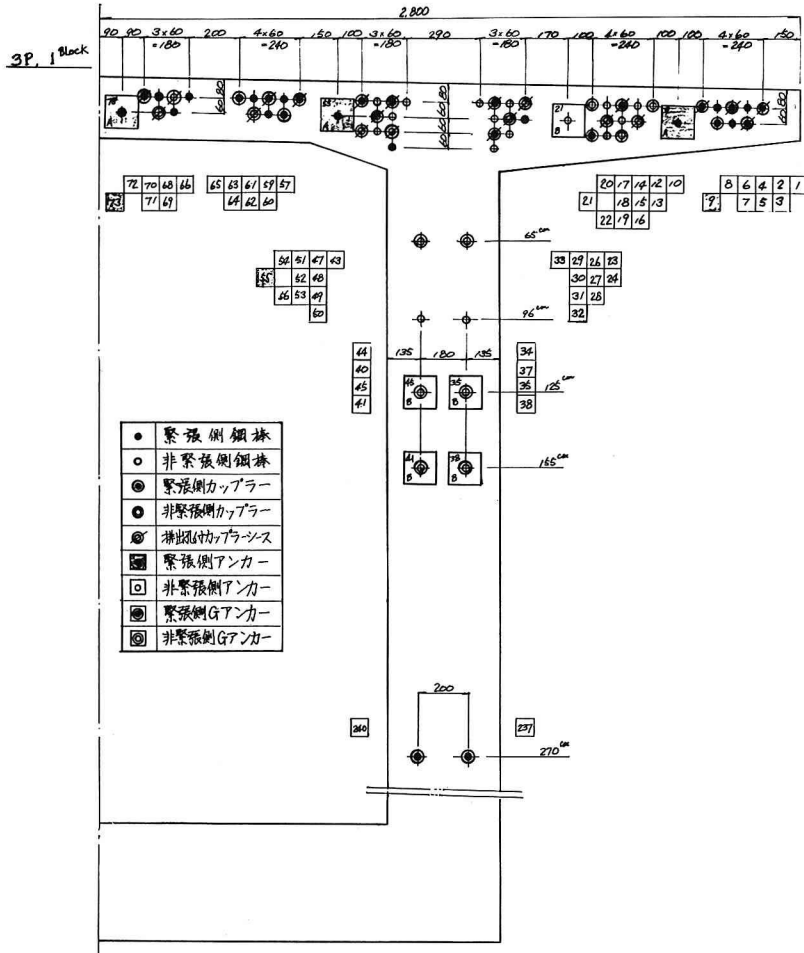


図-12 各断面鋼棒配置図

ブロック3.15mづつ同時に施工した。

PC 鋼棒は2ブロックづつカップラーで接続し、配置については各ブロック毎の鋼棒断面図を作成し、正確に組立てると共に、鋼棒配置の確認（特に緊張端と固定端の誤りの確認）及び作業能率の向上に役立たせた。

又ワーゲンによる作業は繰り返し作業であり施工リズムに乗る事が大切である。

例えば、鋼棒緊張時に緊張端と固定端の誤りから緊張不能となったとすると、その手直しに2、3日を費すのみならず、最悪の場合は、その鋼棒を放棄しなければならないなり、構造物は勿論工程的にも多大の影響を及ぼす事となる。その為に各作業員には仕事の内容を熟知させ、専門化を行って作業能率を向上させると共に誤りを防止した。

本橋鋼棒配置については、作業員4～5人で4台のワーゲンを1日～1日半サイクルで何んの誤りもなく施工した。

コンクリートは、ケーブルクレーンにより1m³ づつ運搬し、1ブロック1回打ちとし、コンクリート養生は約3日間散水養生を行った。コンクリート打設後12時間で妻型枠を解体し、チッピングをしてコンクリート面を粗に仕上げた。コンクリート強度が280kg/cm²になった時点でPC 鋼棒を緊張しワーゲンを移動したが、強度が出るには約50時間を要した。

工種	日	1	2	3	4	5	6	7
型枠・鋼棒配筋								
コンクリート打設								
養生								
プレストレスング								
ワーゲン前進・グランド								

図-13 標準工程表（1サイクル）

張出し架設標準サイクルは図-13の通りであるが、本橋では5日半～6日を要した。

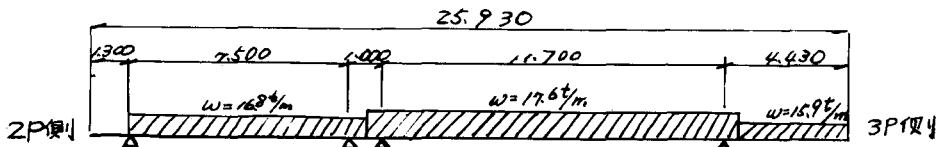
4-5 側径間支保工

3P、4P側支保工は、高さ（3P側14m、4P側17m）、荷重（約16t/m）共に大きく、又川中の施工である事、3P側は道路上を斜めに横断しなければならない事等を考慮して、支柱にはベコサポート、桁には300-Hを使用した。支保工概略は図-14の通りである。

ここでベコサポートは1本当たり許容支持力10t、ビティ棒3t、撓みは20～40mmを目安として計画し、荷重としては自重（コンクリート及び支保工）、作業荷重（0.15t/m²）水平荷重（0.5%）を考慮した。

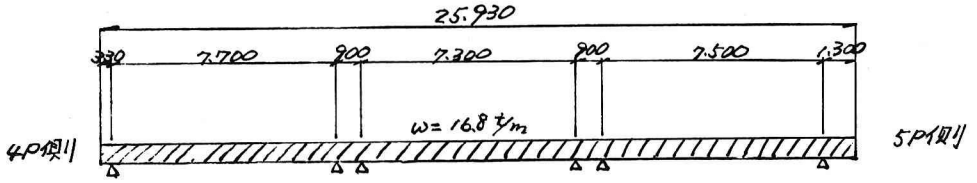
又各支柱は単管（φ48.6mm）で水平つなぎ、筋違いを

3P側 支保工



支柱基礎			H-250杭 長さ3.600 7本	H-250杭 長さ3.600 10本		コンクリート 直接基礎	コンクリート 直接基礎
支柱の種類 及び配列	H-250 5本 橋脚側		ベコサポート 5本 7列×1列	ベコサポート 5本 5列×2列 2列×1列		ベコサポート 5本 5列×2列 2列×1列	ビティ棒 7本 5列×8列
はりの種類 及び数量		H-300×300×10×8 8本			I-450×75×13×26 8本 H-300×300×10×15 4本 (上・下蓋板)		
支桌反力	63 ^t		71 ^t	112 ^t		112 ^t	2.6 ^t
計画上の 撓み(最大)		20 ^{mm}			37 ^{mm}		
実測上の 撓み(最大)		18 ^{mm}			23 ^{mm}		

4P側支保工



支柱基礎	コンクリート 直挿基礎		コンクリート 直挿基礎	コンクリート 直挿基礎		コンクリート 直挿基礎	コンクリート 直挿基礎		
支柱の種類 及び配列	ベコサート 7F 8列×1列		ベコサート 7F 8列×1列	ベコサート 7F 8列×1列		ベコサート 7F 8列×1列	ベコサート 7F 8列×1列		N-250 5本 橋脚側
はりの種類 及び数量		H-300×300× 10×15 8本			H-300×300× 10×15 8本			H-300×300× 10×15 8本	
支桌反力	70t		72t	68t		68t	71t		63t
計画上の 挠み(最大)		20mm			20mm			20mm	
実測上の 挠み(最大)		23mm			22mm			19mm	

図-14 支保工概略

とり橋軸直角方向の水平力をとらせ、橋軸方向水平力は同じく単管により橋脚に固定させた。
コンクリート打設中には、トランシット2台で支柱の

変位は殆んどなく、撓みは計算値とほぼ同じであった。
コンクリート打設順序は図-15の通りであり、撓みの大きな支点中間を打設し最後に支点上を打設してひび割

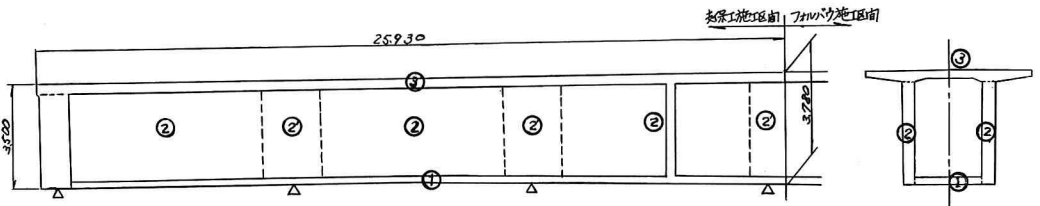


図-15 側径間コンクリート打設順序図

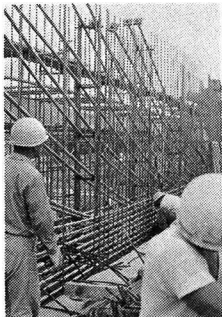


写真3 側径間支保工部鋼棒組立

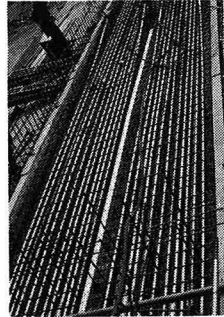


写真4 側径間支保工部鋼棒組立

PC鋼棒組立てはアップシユタントハンターを2.50m間隔に設け正確に配置した。

4—6 鋼棒緊張

で平均40t/本でプレスを導入し、引き越し、引き戻しを行ってプレストレス導入力の均等化をはかった。

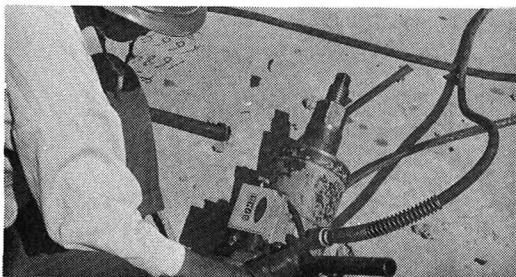
緊張値は、あらかじめ電算によって計算された緊張値表(表-4)によって、ジャッキのマノメーター示度と伸び量が所定の値に達する様に作業を行ったが、もしマノメーター圧力示度が所定の値に達しても、伸び量が所定の値に達しない場合は、鋼棒に打撃を与え摩擦による導入力 of 損失を少なくして所定の伸び量に達する様に施工した。

緊張值表

工事名		YUBO (GAWA KYORYO)										張設年月日		立会法測者					
												年 月 日		小田原 一					
鋼線索 番号	架設 順序	架設部 長	鋼線の 直径	鋼線の 断面積	計算上の 断面積	断面積に おける 鋼線の 割合	伸び 係数	伸び 係数	伸び 係数	伸び 係数	伸び 係数	圧力計の読み及び伸び(予定値)				圧力計の読み (測定値)	ラウト		
												①	②	③	④				
№	順	mm	mm	mm ²	mm ²	%	mm/mm	mm/mm	mm/mm	mm/mm	mm/mm	圧力計 kg/cm ²	伸び mm	圧力計 kg/cm ²	伸び mm	圧力計 kg/cm ²	伸び mm	kg/cm ²	
57	1	22.5	13.5	8.3	143.4	2.2	145.6	16.7	162.5	145.8	405	150.4	350	145.5	0	0.0	400/360	良	
41	2	30.0	12.5	7.7	132.4	2.0	134.8	5.6	140.4	134.8	405	139.7	350	134.4	0	0.0	405/360	良	
49	1	45.0	14.5	9.0	154.1	2.2	156.3	16.0	172.3	156.3	423	168.3	355	156.3	0	0.0	425/355	良	
51	2	45.0	14.5	9.0	154.1	2.2	156.3	16.7	171.7	156.0	402	160.7	350	156.0	0	0.0	400/360	良	
59	1	42.5	15.5	9.3	164.4	2.4	166.0	18.0	185.0	167.0	402	171.2	350	166.4	0	0.0	400/360	良	
19	1	44.95	15.5	9.4	164.4	2.2	166.7	18.7	185.3	166.6	402	171.1	361	166.7	0	0.0	405/365	良	
68	2	45.0	14.5	8.8	153.1	2.4	156.3	21.0	178.2	156.4	402	161.0	350	156.3	0	0.0	400/360	良	
4	5	55.25	17.5	10.4	185.4	2.6	183.0	21.9	209.7	187.8	402	191.4	360	187.4	373	188.0	400/375	良	
29	1	55.25	17.5	10.4	185.4	2.6	183.0	16.3	204.5	188.2	402	191.4	360	187.4	373	188.0	405/370	良	
47	2	55.25	17.5	10.4	185.4	2.6	183.0	16.6	204.5	187.9	402	191.4	360	187.4	373	188.0	400/370	良	
60	4	52.0	16.5	9.7	174.7	2.4	177.1	18.9	196.2	177.3	402	181.3	363	174.0	344	177.1	400/370	良	

1) 柱頭部及び各ブロックプレストレス導入 (0~22
ブロック)

側径間部鋼棒全体の約30%緊張後, 3 P, 4 P の仮締



めを開放し残り70%のプレストレスを導入し支保工を撤去する。

4-7 沓の施工

3Pメナーゼヒンズは、鉛板と鉄筋を組合せたものである。鉛板については、出来るだけ精度が高く、施工が容易で、均一なものという事で図-8の如く4個に細分し、それらを工場製作とし、各鉛板の充填は工場で配合した同種の鉛棒を現場に設備したるつぼとかし鉛板の接合部をバーナーで溶かしながら流し込み、冷却後表面仕上げをして防腐剤を塗布した。

- 34 -

状態等を知る為に配合試験及び箱抜きを含めた沓の実物大の模型実験を行った。沓模型は箱抜き部分を木製、ベッドプレート部分を透明なプラスチック製とし注入状態を観察出来る様に配慮した。注入は自然流下と手動式ダイヤフラムポンプ2台で行った。

次に上記試験及び実験をもとにした現場施工状況を示す。

1) モルタル配合は表-5の通りである。

表-5 沓グラウトモルタル配合表

セメント (C)	タスコン (T)	水 (W)	細骨材 (S)	ポゾリスNo.8 (P)	アルミ粉 (A)
150kg	19kg	84kg	169kg	422g	6g

水セメント比 $W/(C+T)=50\%$

2) ベッドプレートリブ下2～3cm位迄自然流下で行いその後はベッドプレートリブ交点附近にあらかじめ配管(φ12mm, 軟質塩ビ管)してある4本のパイプより手動式ダイヤフラムポンプにより中心より端の方へ気泡を押し出しながらベッドプレート上面迄注入する。

3) 注入したモルタルは3日間は湿潤養生を行う。

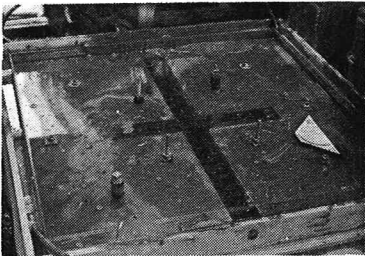


写真7 沓グラウト注入実験

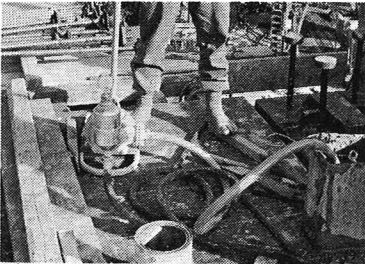


写真7 沓グラウト現場施工状況

4-8 施工管理

1) コンクリート

3径間連続桁のコンクリート示方配合は表-6の通りである。

コンクリート圧縮強度試験の為に供試体は、 σ_3 、 σ_7 、

表-6 コンクリート示方配合表

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラン プの範 囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメ ント比 率 s/a (%)	細骨材 (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
					水 W	セメン ト C	細骨材 S	粗骨材 G	混 和 剤	
									プラ ス ト グ リ ー ト	AER
2.5	6±1	4.5±1	38	37	152	400	674	1,170	1.6	0.12

σ_{28} 、各3本づつ採取した。 σ_3 は鋼棒緊張時の強度を確認する為に現場と同じ状態で養生し、他は標準養生を行った。

コンクリートの設計基準強度 400kg/cm²、目標強度 450kg/cm²としたが、又管理図で見ると、目標強度に近い値を示しているの、コンクリート管理は良好であったと思われる。

2) 緊張管理

鋼棒伸び量は、計算上の伸び量に対して、±3%の範囲内にあり良好な結果であったと思われる。

ジャッキは、緊張本数50本に1回の割合で、キャリブレーションを行い、ジャッキによる誤差のない様に注意した。

5. おわりに

「設計と施工が一体となった時出来上がったものは、周囲と見事な調和を見せ、人の目を楽しませ、心を感動させる」とは良く言われている事である。

本橋も関係各位の御協力で、その雄姿の大部分を見せ、全部を見せるのはあとわずかとなった。

工期は17箇月であるが、冬期間のブランクを除くと、実作業月数は約13箇月で、大変苦しい工程の連続であったが、完成迄のあと1箇月間、何事もないのを祈ってやまない。

土木工事と言うと以前はコンクリート、鉄筋、寸法等にうつな考えを持っている人が多かったが、技術が進歩し、今迄解明されなかった理論も電子計算機によって解明する事が出来る様になった現在では、鉄筋1本、コンクリートのかぶり、厚さ等1cmたりともおろそかに出来ないのではないか。何如なら上記理由により今迄予測的に計算されていたものが、シビアな計算に変わるの、余分な設計はしないという事になるからで、設計者は当然そうあるべきであり、理論解明の究極の意図はそこにあるのではないかと思うからである。従って施工者は、設計の本質をわきまえ、正しい施工をする事が必要ではないかと、本橋施工に携わり切に感じた次第である。

最後に本工事实施にあたり、企業者を始め種々御協力
載いた関係各位に対し、本誌上より厚く感謝の意を表す
る次第であります。

参 考 文 献

- 1) 土木学会, デイビダーク工法設計施工指針(案)
- 2) 日本鉄道施設協会, 土木工事標準示方書
- 3) " 建造物設計標準