

釈迦ヶ池橋の設計と施工計画について

田 原 保 二*
清 野 茂 次**

1. ま え が き

本橋は、日本道路公団名神高速道路の吹田工区内、釈迦ヶ池に架設されているもので、中央部にヒンジを有するPC3径間連続箱桁橋である。

この種のPC橋は、すでにわが国においても二、三の架設された実例があり、特に目新しい構造形式ではない。しかし本橋では、特殊な架設法を採用していることとPC鋼線を用いているところに特徴をもっている。

わが国における数少ないPC長大橋の実例の一つとして設計、施工計画に関する主要点をここに報告し、今後の研究資料に供するものである。なお本橋は現在施工中である関係上、施工結果についての報告はできないが、これらについては別の機会に報告することにする。

2. 設計計画概要

釈迦ヶ池橋は文字どおり丘陵地にある貯水池に架設される橋で、場所的条件より橋の外観美ということに重点をおいて計画されたものである。橋の長さは地形的条件

によって114.30mと決定され、そのスパン割は橋の外観美という観点より3径間の連続桁形式を選定することにした。

このような条件より、PC構造と鋼構造の2種類についてまず概略の比較設計を行ない各種の見地より比較検討された。PC橋は図-1に示された形式について、鋼橋は3径間連続合成桁について、おのこの性質を比較すると表-1のようになる。

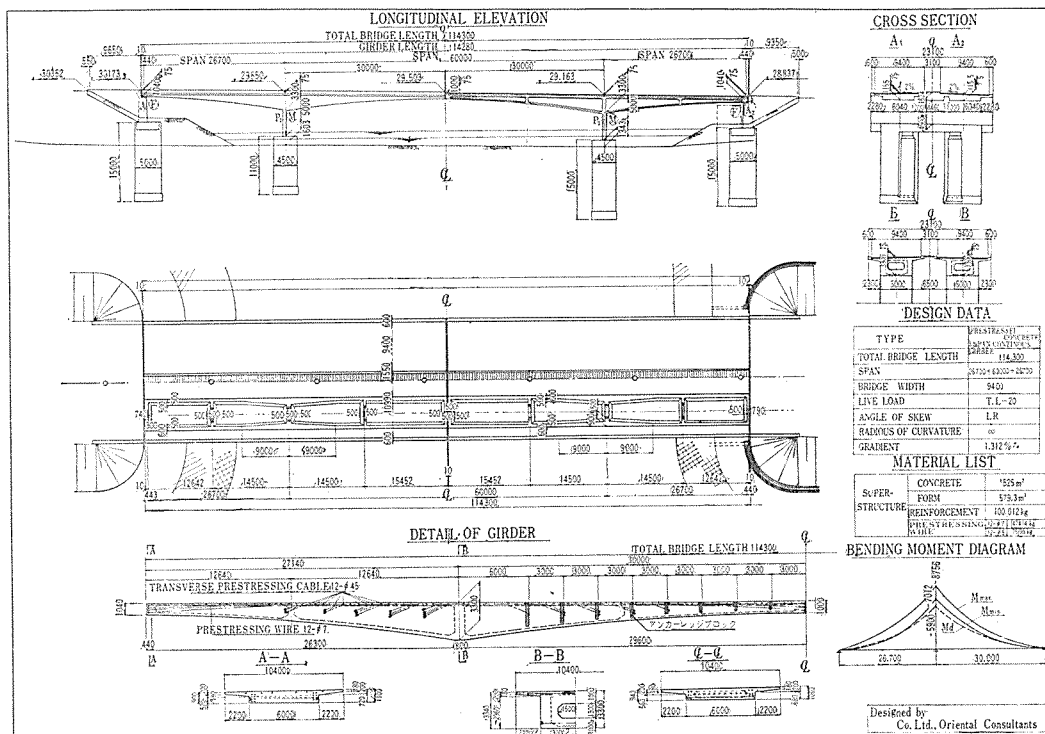
表-1 各条件の比較表

	PC3径間連続桁橋	3径間連続合成桁橋
① 外 観	○	⊗
② 工費(上下部とも)	○	○
③ 工 期	×	○
④ 施工の難易	⊗	○
⑤ 維持費	○	×

○：有利 ×：不利 ⊗：やや不利

上記の比較表の結果でも明らかのように、両者の間にはほとんど差が認められず、この場合での決定的条件は

図-1



* 日本道路公団総裁室調査役 工学博士

** KKオリエンタルコンサルタンツ設計第四課長

外観美にあるとして、本橋は、PC連続桁橋の形式を採用することになった。

3. 設 計

(1) 設計概要

PC橋の設計を行なう場合には必ずどのような施工順序と方法により行なうかを考慮しなければならない。

本橋は3径間連続桁であるが、中央部にヒンジを設けているため1次の不静定構造となる。また中央ヒンジは水平方向に可動できるようになっており、施工順序は静定構造の状態が進められるため、プレストレスによる2次応力は生じない。またすべての対称荷重は静定構造と同じ状態で作用し、活荷重(不对称荷重)のみが1次の不静定構造の状態に作用することになる。

架設は側径間を全ステーキングによる場所打とし、中央径間は、スパン長を20等分し(1区間3.0m)各ブロックごとに移動ステーキング上でコンクリートを場所打し、コンクリートが所定の強度に達したときにプレストレスを与えプレストレスによって自重を支えられる状態で次のブロックに移動する工法である。詳細については後述する。プレストレスは諸条件を考えてフレシネーケーブルによるポストテンション方式とした。

水平力にたいする固定点は両橋台とし水平ロッカーによって桁より橋台に伝達されるように計画した。また橋台支承における上向反力は鉛直に配置されたPC鋼棒によって定着される。橋脚は、実際には両端埋込みの構造となっているが、主桁との剛比の比がいちじるしく小さいため、橋全体とくに上部桁の応力解析には両端ヒンジのロッカー橋脚と考えることにしても支障ない。

(2) 設計条件

橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋
 型 式：PC3径間連続箱桁橋

(中央ヒンジ)
 ポストテンション方式

橋 長：114.30 m
 支 間：26.70 m + 60.00 m
 + 26.70 m
 巾 員：2 × 9.40 m
 全 巾：0.60 m + 9.40 m
 + 3.10 m + 9.40 m
 + 0.60 m = 23.10 m

橋面横勾配：2.0% (直線)

斜 角：LR

活 荷 重：T.L-20 t (荷重載荷巾 5.50 m)

衝撃係数： $i=20/50+l$

材料強度および許容応力度

コンクリート

材令 28 日の圧縮強度 $\sigma_{28}=350 \text{ kg/cm}^2$

プレストレスを与えるとき $\sigma_{ci}=200 \text{ "}$

許容圧縮応力度 { 直 後 $\sigma_{cat}=150 \text{ "}$

{ 設計荷重作用時 $\sigma_{ca}=115 \text{ "}$

許容引張応力度 { 直 後 $\sigma_{cat}'=-9.0 \text{ kg/cm}^2$
 { 設計荷重作用時 $\sigma_{ca}=-13.5 \text{ "}$
 許容斜引張応力度 { 設計荷重時 $\sigma_{1a}=-8.5 \text{ "}$
 { 破 壊 時 $\sigma_{1a}'=-14.0 \text{ "}$

PC 鋼 線 $\phi 7 \text{ m/m } \phi 5 \text{ m/m}$
 引張強度 $\sigma_{pu} \text{ 155 kg/mm}^2, 165 \text{ kg/mm}^2$
 降伏点応力度 $\sigma_{py} \text{ 135 " 145 "}$
 有効引張応力度 $\sigma_{pe} \text{ 85~90 " 90~97 "}$
 許容応力度 { 設計荷重時 $\sigma_{pa} \text{ 93 " 97 "}$
 { 直 後 $\sigma_{pat} \text{ 115 " 123 "}$
 { 初 張 $\sigma_{pat} \text{ 121.5 " 130 "}$

PC鋼棒 ($\phi 24 \text{ SBPC 95}$)
 引張強度 $\sigma_{pu}=95 \text{ kg/mm}^2$
 降伏点応力度 $\sigma_{py}=80 \text{ "}$
 導入時許容応力度 $\sigma_{pa}=55 \text{ "}$
 安全度：破壊に対して $F \geq 2.0$ (全荷重)
 たわみ度 $\delta \leq l/1000$

(3) 床版の設計

1) 設計上の仮定

床版の設計計算は次の仮定のもとに計算する。

a) 張出部の応力は鋼道路橋設計示方書に示されている略算式によって求める。

b) 箱断面内にたいする応力は輪荷重載荷断面における Box Rahmen と仮定して計算し、輪荷重の荷重ならびに応力分布有効巾は RC 示方書 118 条の規定に従った。

c) プレストレスを与えることによって生ずる2次応力は標準断面にたいする値を求め、その他の断面はこれに準じた。

以上のような仮定のもとに各応力を算出し、所要の断面とプレストレスを決定する。

2) 曲げモーメントの計算

上記の仮定によって求めた各断面の曲げモーメントについてその結果のみを示すと 表-2 のようになる。

表-2 床版各断面の曲げモーメント

断 面		断 面			
		①	②	③	④
荷 重	死荷重 $M_d(t\cdot m)$	-3.15	-1.56	+0.77	-3.90
	活荷重 $M_l(t\cdot m)$	最大 —	-1.64	+3.28	0.04
	最少	-4.88	-5.75	-1.64	-0.07
合 計	最大	-3.15	-3.20	+4.05	-3.86
	最少	-8.03	-8.31	-0.87	-3.97

3) 曲げ応力度

表-2 に示された曲げモーメントのうち、①、③断面について検算を行なう。④断面は、鉄筋コンクリート床版であるから最終曲げモーメントで所要鉄筋量を算出するがここでは省略する。

プレストレスには PC 鋼線 $\phi 5 \times 12$ を 65 cm

図-2 床版 P C 鋼線の配置

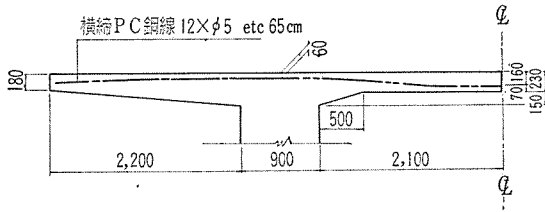
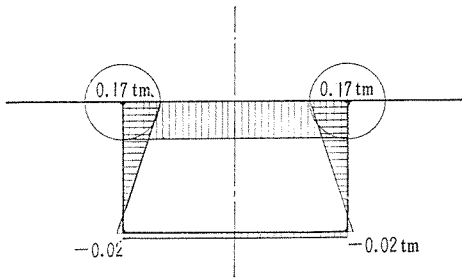


図-3 弾性変形による2次応力



間隔に 図-2 に示す配置とすると (Box Rahmen とし て計算した), 弾性変形による2次応力は 図-3 のよ うになる。

P C 鋼線の有効引張力は各種の条件を考慮して ① 断 面で $\sigma_{pe}=90 \text{ kg/mm}^2$, ③ 断面で $\sigma_{pe}=97 \text{ kg/mm}^2$ と なる。

以上の諸元より各断面の応力度を求めて合成すると表 -3 に示された状態となり, すべて安全である。

表-3 曲げ応力度の合成表 (kg/cm²)

断面		① 断面		③ 断面	
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
応 力 度					
プレストレス		26.3	-9.1	-2.6	+33.2
2 次 応 力 度		—	—	1.9	-1.9
荷重の応力度	max	—	—	45.9	-45.9
	min	-33.4	33.4	-9.9	9.9
合 計	max	—	—	45.2	-14.6
	min	-7.1	24.3	-10.6	41.2

図-4 スパン割と記号

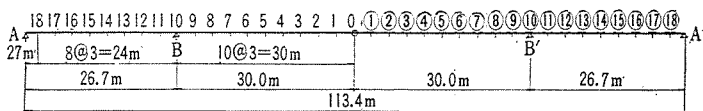
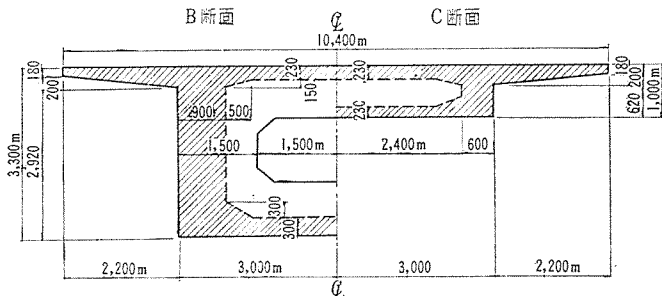


図-5 断 面 図

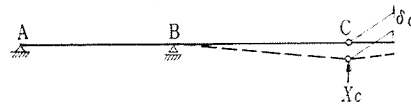


(4) 主桁の設計

1) 設計計算に用いる構造基本値とその記号

設計計算に用いるスパンおよび断面の記号は 図-4 に示されているように約束する。また主要断面を示すと 図-5 のようになる。断面の変化は B~C 間を2次のパラボラによってすりつけたものである。

図-6



2) 影響線の計算

本橋は, 先にも述べたとおり1次の不静定構造である。いまC点に関するたわみの関係より次の式が成立する。

$$P_i \delta_{ci} = X_c \delta_{cc} \dots\dots\dots(1)$$

- ここに P_i : 任意断面 i に作用する荷重
- δ_{ci} : i 断面に P_i が作用した場合の C 点のたわみ (C 点自由と考える)
- δ_{cc} : C 点に単位荷重が作用したときに C 点に生ずるたわみ (C 点自由とする)

ゆえに

$$X_c = \frac{P_i \delta_{ci}}{\delta_{cc}}$$

いま, C 点はヒンジで結合されているため C 点に生ずる不静定反力 X_{ci} は次のようになる ($P_i=1$)。

$$X_{ci} = \frac{\delta_{ci}}{2 \delta_{cc}} \dots\dots\dots(2)$$

δ_{ci} , δ_{cc} はモールの定理を適用し数値積分によって容易に求まり, X_{ci} を知ることができる。不静力 X_{ci} が求まれば, 他のすべての応力に関する影響線は静定構造と同様に計算することができる。

3) 曲げモーメントおよび, せん断力の計算

先に求めた影響線を用いて曲げモーメントおよび, せん断力を計算すると 表-4,5, 図-7 のようになる。ただし桁自重は一端張り出しの単純桁として計算する。

4) 曲げ応力度の計算

設計荷重によって生ずる曲げ応力度と有効プレストレスを各断面について計算すると 表-6 のようになる。

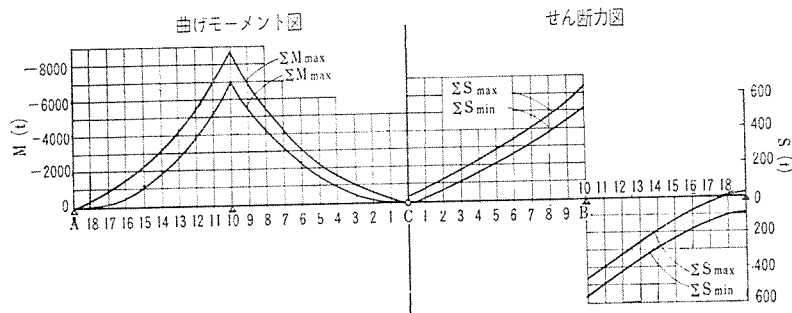
有効プレストレスの計算には各断面について有効係数 $\eta (\eta = P_e / P_i)$ を求め 詳細な計算を行ったものである。

有効係数の計算に考慮した事項は次のとおりである。

表-4 曲げモーメントの集計

断面	桁自重 $M_{dl}(t\cdot m)$	その他の死荷重 $M_{ds}(t\cdot m)$	活 荷 重		合 計	
			$M_{l\max}(t\cdot m)$	$M_{l\min}(t\cdot m)$	$M_{\max}(t\cdot m)$	$M_{\min}(t\cdot m)$
1	-67.2	-1.4	79.6	-88.9	11.0	-157.5
2	-237.2	-50.9	130.1	-202.8	-158.0	-490.9
3	-512.0	-116.9	156.0	-317.9	-472.9	-946.8
4	-894.6	-203.7	163.6	-441.3	-934.7	-1534.6
5	-1389.2	-317.5	157.8	-580.3	-1548.9	-2287.0
6	-2002.8	-458.4	144.0	-737.8	-2317.2	-3199.0
7	-2744.5	-624.0	126.6	-915.7	-3241.9	-4284.2
8	-3627.1	-815.0	119.8	-1115.2	-4322.3	-5557.3
9	-4669.7	-1031.5	+126.2	-1338.1	-5575.0	-7039.3
10	-5895.6	-1273.5	+157.4	-1586.4	-7011.7	-8755.5
11	-4660.9	-874.4	334.4	-1341.6	-5200.9	-6876.9
12	-3609.3	-667.4	465.2	-1171.8	-3811.5	-5448.5
13	-2717.7	-502.7	534.0	-1001.9	-2686.4	-4222.3
14	-1967.0	-355.1	559.2	-832.1	-1762.9	-3154.2
15	-1344.6	-233.1	533.9	-662.4	-1043.8	-2240.1
16	-841.0	-136.3	461.0	-492.5	-516.3	-1469.8
17	-449.5	-65.0	342.2	-322.6	-172.3	-837.1
18	-165.7	-20.3	180.2	-153.5	-5.8	-339.5

図-7 応 力 図



- a) 定着コーンのセット≒4.0 mm
- b) コンクリートの弾性変形による損失

$$\Delta\sigma_p = \frac{n}{2} \left(\sigma_{cp} \times \frac{N-1}{N} - \sigma_{ob} \right)$$

c) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮

$$\sigma_{p\phi} = n \varphi (\sigma_{ctg} + \sigma_{cd1g}) + E_c \varepsilon_s$$

$$\varphi = 2.0, \varepsilon_s = 12 \times 10^{-5}$$

と仮定する。

d) PC鋼線のレラクセーション5%

表-6の結果よりすべての断面で各許容値以下となっていることがわかる。なお中央スパンのコンクリート打継目においては(1~8断面),すべてフルプレストレスングとし,その他の断面はパーシャルプレストレスングとなっている。

5) せん断応力度の計算

コンクリート断面に作用するせん断力は,荷重によるせん断力とPC鋼線の弯曲による垂直分力との和である。なお荷重によるせん断力は桁高の変化を考慮して次の式によって修正した値とした。

$$S_1 = S - \frac{M}{d} \tan \alpha$$

ここに M : 曲げモーメント

d : 桁高

α : 部材下面が水平線となす角

破壊に対する安全度を検討するための荷重は $S=1.75$

表-6 曲げ応力度とその合成 (kg/cm²)

断面	桁高	ケーブル本数	$P_c(kg)$	$e_p(cm)$	プレストレス		荷重による応力度		合計	
					上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
1	1024	16	585784	9.47	16.3	6.6	-11.0	16.4	5.3	23.0
2	1095	22	832782	24.76	30.7	-1.9	-30.7	45.7	0.0	43.8
3	1213	34	1309637	34.12	50.0	-10.4	-49.2	78.4	0.8	68.0
4	1378	46	1765914	44.97	70.4	-16.9	-68.0	99.5	2.4	82.6
5	1591	56	2146964	54.41	80.1	-17.9	-76.7	113.6	3.4	95.7
6	1851	64	2468155	68.60	89.9	-21.7	-88.8	120.3	1.1	98.6
7	2158	72	2784654	82.26	96.8	-23.6	-95.5	127.4	1.3	103.8
8	2512	80	3094799	102.66	99.3	-25.9	-97.4	119.2	1.9	93.3
9	2914	84	3289882	122.12	96.6	-27.6	-98.6	117.3	-2.0	89.7
10	3300	84	3346965	141.24	89.9	-28.0	-99.2	116.5	-9.3	88.5
12	2512	70	2738335	102.60	87.5	-22.9	-95.3	116.8	-7.8	93.9
14	1851	56	2176445	68.81	79.0	-19.4	-87.3	118.5	-8.3	99.1
16	1378	38	1493544	42.62	57.2	-12.0	-64.1	95.5	-6.9	83.5
18	1095	22	898515	14.32	26.7	6.7	-21.2	31.6	5.5	38.3

表-5 せん断力の集計表

断面	S_{d1} (t)	S_{d2} (t)	$S_l(t)$		合 計	
			$S_{l \max}$	$S_{l \min}$	S_{\max}	S_{\min}
A	-45.8	-3.4	+72.7	-56.6	+23.5	-105.8
B _{-JA}	-394.6	-78.9	+5.1	-102.6	-468.4	-576.1
B _{+JC}	+441.2	+84.9	103.2	-4.6	629.3	521.5
C	0	0	31.8	-31.8	31.8	-31.8

注：途中断面のせん断力は 図-7 を参照

図-8 設計荷重作用の合成せん断力と抵抗せん断力

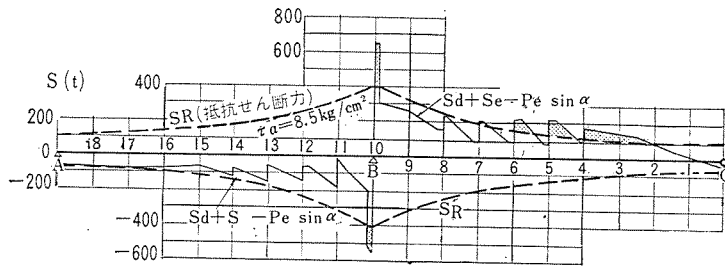
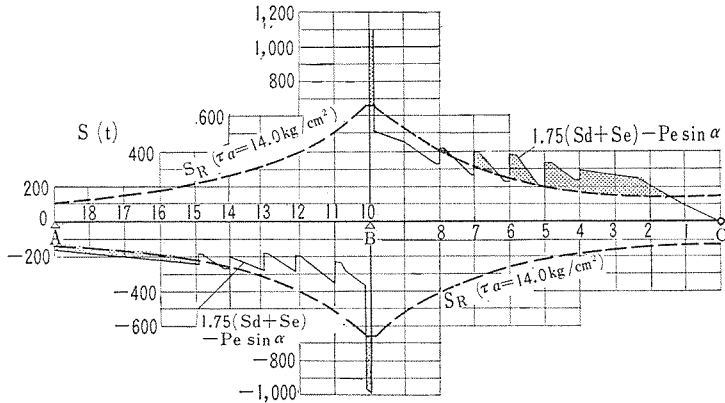


図-9 破壊荷重作用時の合成せん断力と抵抗せん断力



($S_{1d}+S_{1l}$) として検算した。

いまコンクリート断面に作用するせん断力を、設計荷重作用時と破壊荷重作用時について計算し図に示すと図-8,9 のようになる。図-8,9 に示されている抵抗せん断力は、軸方向圧縮力を $\sigma_c=0$ と仮定し $\tau_a=8.5 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_a'=14.0 \text{ kg/cm}^2$ とした場合の値で、この S_R と $S_{d+l}-P_e \sin \alpha$ の関係より斜引張応力度の検算を行なわなければならない断面を発見するのである。

斜引張応力度 σ_1 は次の式によって計算する。

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_c}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_c^2 + 4 \cdot \tau^2}$$

所定の各断面について σ_1 を検算した結果⑩断面で破壊荷重作用時に $\sigma_1=20 \text{ kg/cm}^2$ となり許容値をこえた。しかしその他の断面ではすべて許容値以下となっているため計算上のスターラップは不必要である。⑩断面ではスターラップの必要量を計算によって求めたものである。

なお主桁が箱断面である関係上、ねじれによるせん断応力度についても検算した。この場合

の最大値は腹部で $\tau_1=1.5 \text{ kg/cm}^2$, 床版部で $\tau_2=3.0 \text{ kg/cm}^2$ 程度となり、全体的にはほとんど問題とならなかった。しかし計算上スターラップの不必要な部分でも、箱断面のねじれ、床版より伝達される曲げモーメントその他を考慮して相当量の腹鉄筋を配置することにした。

6) 安全度の計算

曲げ破壊にたいする安全度について計算すると次のようになる。

$$T = 155 \times 461.8 \times 84 = 6\,012\,000 \text{ kg}$$

$$a = T/b \times \sigma_{28} = 6\,012\,000 / 600 \times 350 = 28.8 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

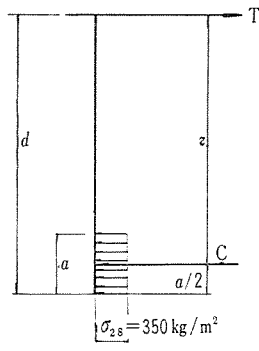
$$Z = d - a/2 = 304.0 \text{ cm}$$

$$\therefore M_R = T \cdot Z = 18\,300 \text{ t-m}$$

作用曲げモーメントは

$$M_l = -1\,586.4 \text{ t-m}, M_d = -7\,169.1 \text{ t-m}$$

図-10



したがって
活荷重にたいする

安全度

$$F = \frac{M_R - M_d}{M_l} = \frac{18\,300 - 7\,169.1}{1\,586.4} = 7.0$$

全荷重にたいする安全度

$$F = M_R / \Sigma M = 18\,300 / 8\,755.5 = 2.1 > 2.0$$

7) たわみ

たわみの計算には、モールの定理を適用し各荷重作用ごとに、各点のたわみを算出した。これらの結果をたわみ曲線によって示すと図-11 のようになる。

活荷重によるたわみ度は次のようになる。

$$\delta_l/l = 4.92/6\,000 = 1/1\,220 \text{ (C 点のたわみ)}$$

(5) 支承の設計

構造的性質上、中央部および端部には特殊な支承を用

図-11 主桁のたわみ曲線

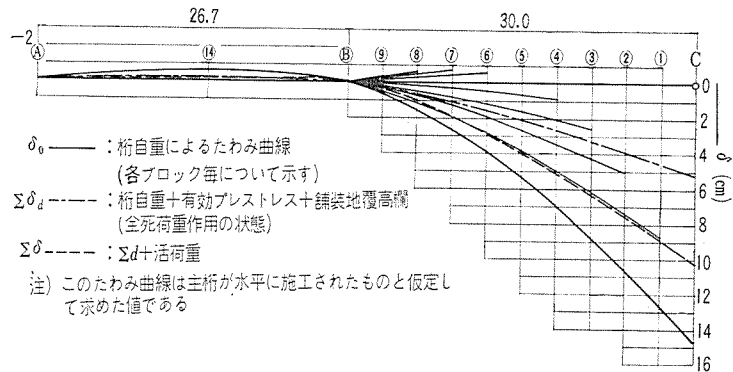


図-12(a) 水平コンクリート ロッカー

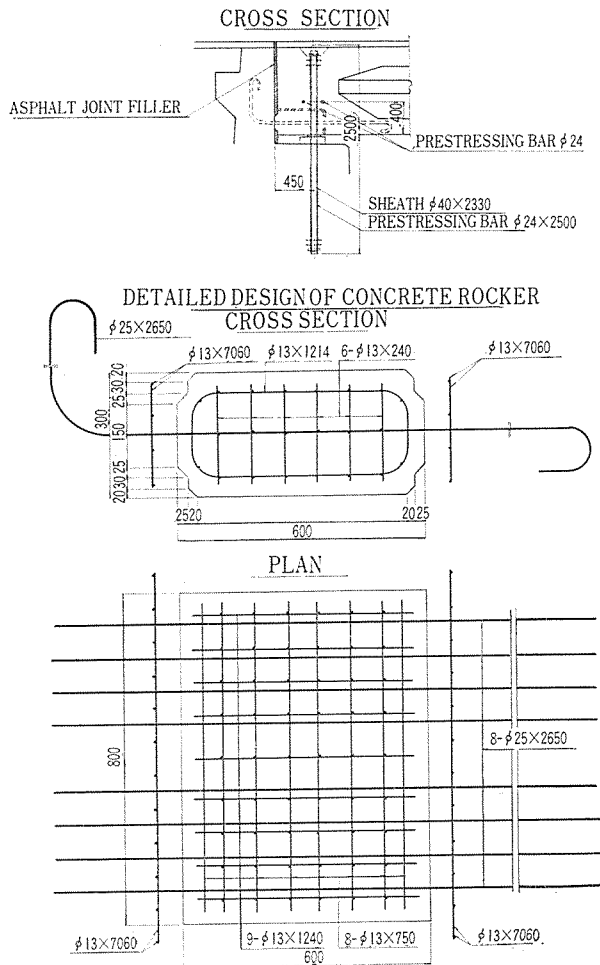
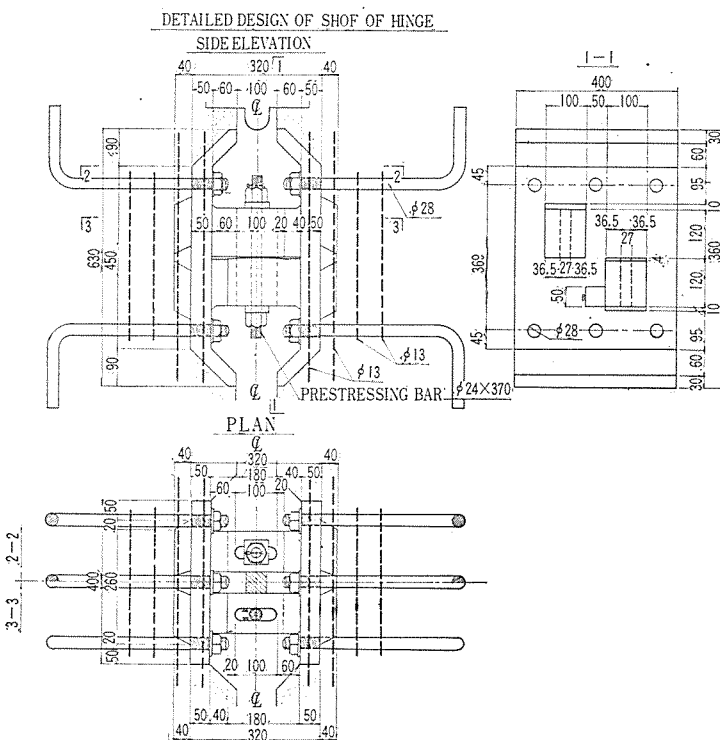


図-12(b) 中央ヒンジ支承



いることにした。ここでは 図-12(a), (b) に設計図を示すことにし、計算内容は省略する。

本橋の設計詳細図は、本誌 Vol. 3, No. 5 巻末付図を参照されたい。

4. 施工計画

(1) 施工計画概要

前述したとおり、本橋の最大の特徴は架設方法にある。橋体の施工順序は、作業の段取り、施工工期などによって多少の変更はあるが、原則として次に示す順序にしたがって行なうものとする。

a) 側径間は片側ずつ総足場方式によってコンクリートを打設する。コンクリートが所定の強度に達したのち仮支柱を設置し仮プレストッシングを行ない、そののち足場を解体する。支保工はトラス構造を用いる (図-13 a)。

b) 側径間で用いたトラスを2組に分け中央スパンへ移動し、中央点付近に作られた築島にさし渡す。このトラスを利用して両橋脚側より中央に向かって進行できるように移動ステージングを組み、型わくを設置する。

c) 設置された型わくに3mブロックに分けてコンクリートを打設し、所定のプレストッシング、グラウトを行なったのち、中央に向かって前進する (図-13 b), c) 参照)。

d) 最終ブロックに与えるプレストレスは両橋台側桁端よりジャッキングを行ない、その他のブロックは各ブロック断面で行なう。またすべて片びきとした。

以上の原則にしたがって以下各項について説明する。

(2) 支保工および型わく工

支保工には、支柱式、ビーム式、その他各種の方式があるが、この橋では、地形的、地形的条件よりビーム式(トラス)を用いるのが最もよいと考えた。

トラスは、その利用度を最も有効にするために、側径間では2組を同時に使用し、中央径間の施工時にはこの2組のトラスを、1組ずつに分け両側より同時にコンクリート打設ができるように計画されたものである。

トラスの組み合わせは 図-14 に示されているとおり主構4本を1組とし、運搬、移動を容易にするよう2本組、1本組に分割することもできる。また主要部はすべてピン結合とした。

図-13 架設説明図

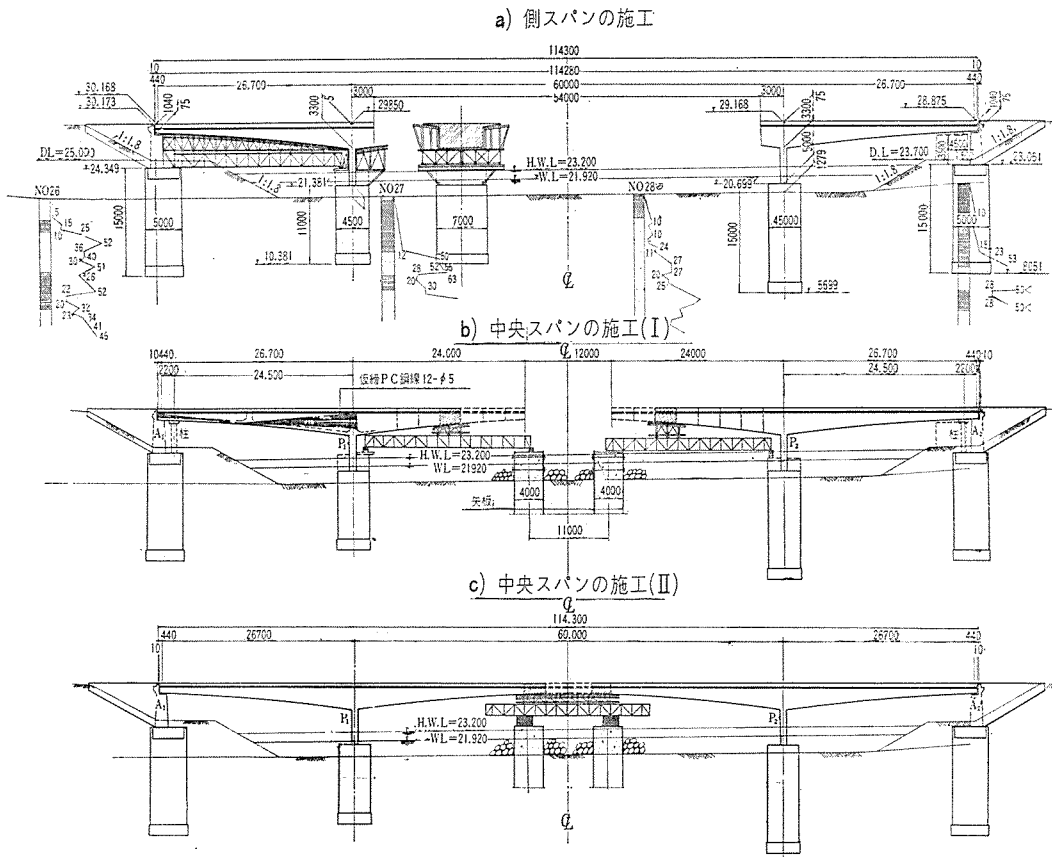
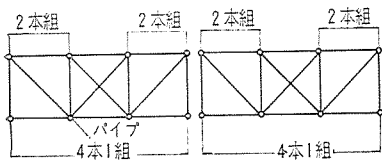


図-14 トラスの組合せ (断面図)

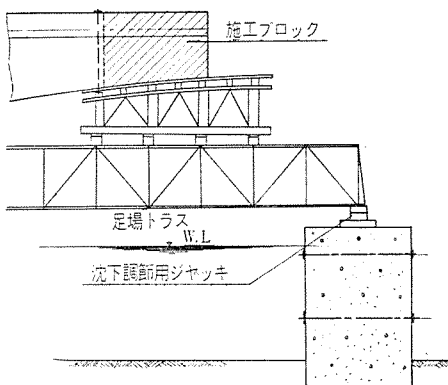


トラスの主要材にパイプを用いると、2組のトラスに用いる鋼材重量は60t程度となる。また、たわみの

最大量は $\delta \approx 10$ cm 程度となった (側径間施工時)。

中央径間の施工時には、図-15 に示されているようにトラス支承部へジャッキをそう入し沈下の調整ができるようにする。また中央径間に用いる資材は側径間の施工に用いた材料をほとんどそのまま使用できるように計画した。

図-15



各ブロックごとの端断面は、アンカーレッジ ブロック (コンクリート製) を取り付け、これを型わくにも用いていることになっている。

(3) コンクリートの打設

足場の上で連続的にコンクリートを打設する場合にはその足場の変形状態を十分研究し、コンクリート硬化後コンクリートに不等な応力が作用しないように計画しなければならない。また、大量のコンクリートを必要とする場合は、1日に打込むことのできる最大量を検討し、どの部分からどのような順序で打込めばよいかも研究する必要がある。

側径間に必要なコンクリート量は約 200 m³ であるから一般の場合5日~7日の打込み日数を必要とする。

また中央径間の1ブロックは、最大 24 m³ 程度であるから1日で十分打込むことができる。

各ブロックは両端から中央に向かって進行する関係上、対称ブロックについては同一速度で進むのが理論的にはよいことになるが、実際は大して問題とならない。したがって型わくの転用その他を考え2~3ブロックずれて進行するのがよいと思われる。

(4) プレストレッシング

PC構造ではプレストレッシングがその構造の生命と

なる。したがって、その作用には十分な注意と努力が必要であることはいうまでもない。

本橋のプレストレッシングは、次の順序と原則にしたがって行なわなければならない。

- a) 側径間の仮締
- b) 橋台と主桁結合部（PC鋼棒）
- c) 側径間の床版横締（全体の 1/3 程度）
- d) 主桁のプレストレッシング（各ブロックごと）
- e) 完成ブロックの床版横締（1/3 程度）
- f) 主桁のプレストレッシング完了後、残りの全横締を行なう

これらの事項について説明を加えてみよう。

1) 側径間の仮締

側径間は一時的に単純ばりとなり、これを支えるための仮締を必要とする。PC鋼線はすべてアウトケーブルとし、4ケーブルずつ同時にジャッキングする方式とした。これは解放を容易ならしめるために行なったものである。また、仮締に使用したPC鋼線は、すべて床版の横締に転用できるよう計画されている。

仮締は、中央径間の施工が進むにつれて解放しなければならない。

2) 床版の横締

床版の横締は、全スパンにわたって同時に行なうのがよいが、施工中の荷重その他が床版に作用するとコンクリートにひびわれの発生するおそれがある。したがって完了部分から3本に1本の割合でジャッキングし、残りは全スパン完了後おこなうことにする。プレストレッシングは、交互の片びきとするのがよい。

3) 主桁のプレストレッシング

主桁のプレストレッシングは、そのブロックのコンクリート強度が $\sigma_{ci} = 200 \text{ kg/cm}^2$ 以上に達したならば行なってよい。これは一度に与えるプレストレスが非常に小さいことと、コーン定着部にはアンカーレッジブロックを用いて補強しているためである。このようにして施工速度が速くなるように計画した。ジャッキングは2台のジャッキにより対称的に片びきによって行なう必要がある。

コーンのセット量は 4 mm と仮定し、損失量を算出

しているから、多い場合には再緊張を行なわねばならない。

(5) その他の事項

1) 施工時の上げこし

施工時の上げこしは、計算上明確でない点もあるが、各種の条件を考慮して決定しなければならない。ここでは、考慮しなければならない事項について列記しておく。

- a) トラスのたわみおよび足場のひずみ量
- b) コンクリートの弾性変形、クリープおよび乾燥収縮による変形
- c) その他の要素による変形

2) アンカーレッジブロック

アンカーレッジブロックは先にも述べたとおりブロック端に使用するプレキャストコンクリート製品である。このブロックは埋込みとなり主桁の一部を形成するため、主桁のコンクリート同等以上の品質のものでなければならない。また、コーンを埋込んだ状態で製作するため、正確に作りまたセットする必要がある。

以上のほかにも各種の事項があるが紙面の都合上、省略する。しかし施工にあたっては十分な研究の上、実施することが望ましい。

5. あとがき

わが国におけるPC技術は、過去10年間の間にいちじるしい発展をとげてきたが、PC長大橋に関する点ではまだ未知の分野が多く、特に架設技術の面で多くの問題が残されている。

本橋はPC橋としてかなり長大スパンのものであり、各種の問題点があると思われる。特に架設法には新たな工法を計画しており、今後も引続き十分な検討を行なうとともに施工の進行にともない、多くの実験研究を行なって残された問題点を次第に解決して行きたいと考えている。

最後に本橋の計画、設計にあたって関係者の助言と御協力にたいし感謝の意を表するとともに、直接の施工者は本橋の性質と構造を十分検討し、綿密な計画と研究によって完全な目的物を完成されることを切に希望する。

1961.11.1・受付

プレストレスト コンクリート設計施行規準・同解説 日本建築学会発行

日本建築学会構造標準委員会で立案したもので、去る10月末に刊行されました。建築学会会員で特価券添付（建築雑誌8、9月号参照）の場合には会員特価が適用されますので直接同学会（中央区銀座西3-1）に御申込み下さい。

1 体 裁 : A5判 340頁 2 定 価 700円（〒130円）会員特価 630円（〒130円）