

東名高速道路“川音川橋”の設計について

笹戸 松 二*・今 井 勤***
宮 本 潔**・安 田 準****

1. ま え が き

川音川橋は神奈川県松田町に位置し、国道246号線、小田急線および県道を跨ぐ、東名高速道路で最大のPC長大橋である。本橋は地上約40mの高さに架設されるが、人家、鉄道、道路などの上を地上交通を妨げることなく安全に作業が進められるようにディビダークPC方式による片持張出工法を採用した。

本橋の構造系は2径間T型連続ラーメンであり、片持張出し架設時には構造形式上仮支柱を必要とするなど、今まであまり例のない構造ならびに架設方法である。

この報告書では構造形式決定までの経緯と架設の基本方針および上部工の詳細設計の特異な点について述べることにする(図-1)。

2. 構造形式の決定

東名高速道路の建設事業が決定し、小田原市近郊における通過地点を松田に選定したとき、すでにこの地点には大型の橋梁が必要であることが認められていた。架橋地点には“まえがき”にも述べたように多くの交通障害があると同時に酒匂川の支流である川音川が流れており、この河川管理上から河川内には橋脚を1本しか立てることが認められなかった。また国道、小田急線などを相互関連して跨ぐためには径間は90m前後が最適であった。現地における地質調査の結果、平坦部は地表面下2~3m程度でN値70以上の砂礫層に達し、直接基礎で十分安全であることが認められた。

当初この橋梁について鋼橋案(鋼連続トラス)とPC橋案(ディビダーク連続桁)について比較検討を行なった。この時点での工費比較では鋼橋案、PC案ともほぼ等しかったが、鋼橋案は塗装費、維持補修費を要し、その他の条件でPC橋案が経済的に有利と認められPC案で実施することに決定した(表-1参照)。PC橋案と

して図-2の5案が考えられた。なお、中央ヒンジ形式案はコンクリートのクリープたわみによって車の高速走行性が悪くなる恐れがあり、また90m前後のスパン割とした場合ワーゲンの組立解体作業が国道、小田急線、および県道の付近になる箇所が多くなるので、今回の比較設計案からは除外した。

- ① 3径間連続ラーメン (82+106+82m)×2
- ② “ (90+90+90m)×2
- ③ 2径間連続ラーメン (90+90m)×3
- ④ 3径間連続ラーメン (82+106+82m)×1
5径間連続桁 +(5×60)×1
- ⑤ ゲルバー形式7径間連続ラーメン
(5×90+73+47)

上記の5案について経済性、施工の難易、走行性、美観等について比較検討した結果、次の理由によって③案の2径間T型ラーメン案を採用した。

(a) 経済性：各案とも大差ない。

表-1 川音川橋形式別工費比較表
(PC橋と鋼橋)

種 別	鋼 橋	PC橋	摘 要
形式および延長	3径間連続トラス 570m	箱桁Tラーメン 570m	
上 部 材 料	鋼 材 t	3 370	—
	コンクリート m ³	3 200	12 010
	鉄 筋 t	544	1 226
	PC鋼材 t	—	1 049
	工 費(千円)	989 000	915 000
m ² 当り工費(円)	79 200	73 300	12 483 m ²
形式および形状	中空箱形柱式橋脚 C.C. Pile 井筒	同 左	
下 部 材 料	コンクリート m ³	17 961	20 619
	鉄 筋 t	1 599	2 168
	C.C. Pile m	1 362	1 362
	井 筒 基	3	3
	工 費(千円)	389 500	427 000
m ³ 当り工費(円)	31 200	34 200	
上・下部合計工費(千円)	1 378 500	1 342 000	
同上・m ² 当り工費(円)	110 400	107 500	

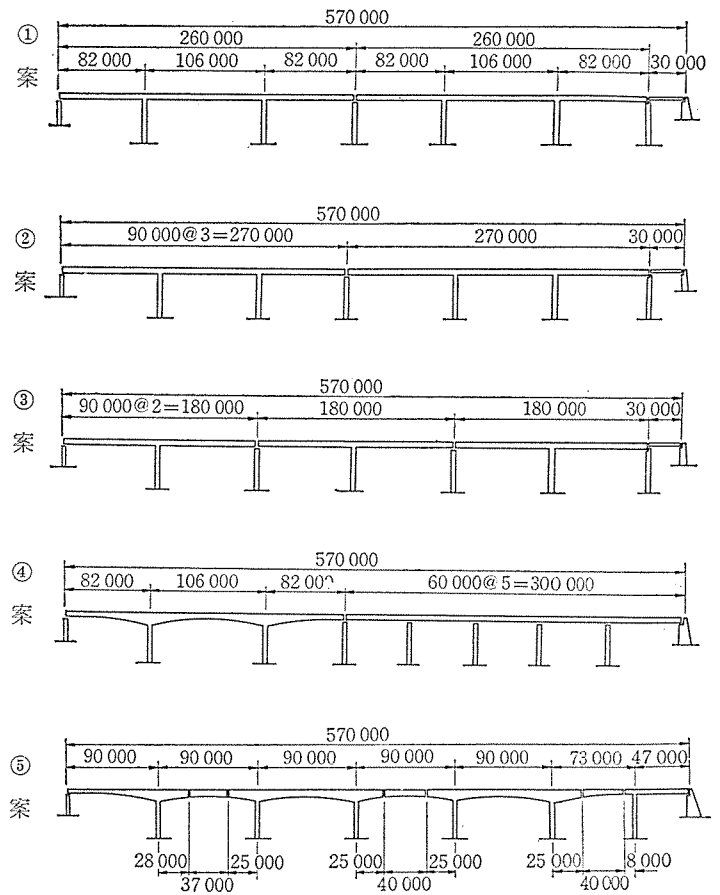
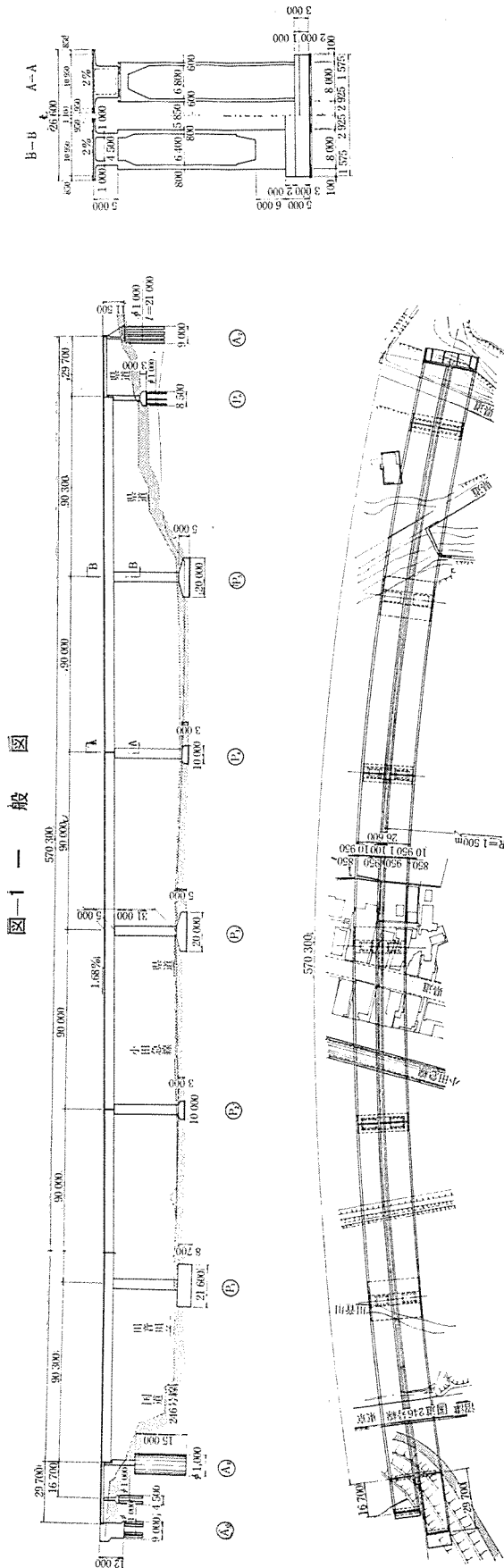
* 日本道路公団京浜建設局特殊構造設計課長

** 日本道路公団京浜建設局松田工事事務所技術課長

*** 住友建設(株)設計部PC設計課長、川音川橋作業所長

**** 住友建設(株)川音川作業所

図-2 計画設計比較案



(b) 施工の難易：等桁高の方が容易である。

(c) ワーゲンの台数および組立解体：③案に比べ他の案は同工期とした場合、ワーゲンの台数が増す。

(d) 工期：ワーゲンの組立解体の回数が多いことは工程上不利な案である。

(e) 走行性：車の走行上からは伸縮継手の少ない①②④案がよい。

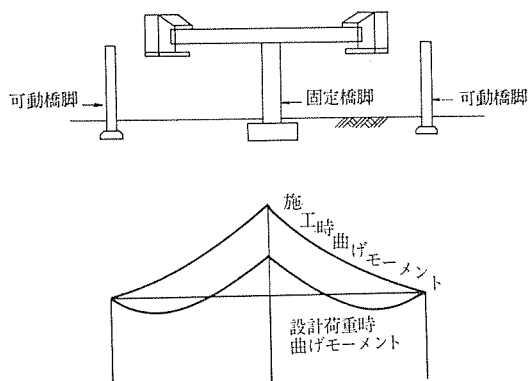
(f) 美観：山間部の道路と異なり、町中を通過する道路であり、また交通の要衝地でもあるため自然とよく合致した美観上すぐれたものがよい。この点等径間、等桁高は有利である。

3. 架設の基本計画

地上条件によって支保工を必要としないディビダーク工法を採用し、種々検討の結果2径間T型ラーメンを採用したが、その架設方法の検討が詳細設計および施工の方針を決定するものとなる。

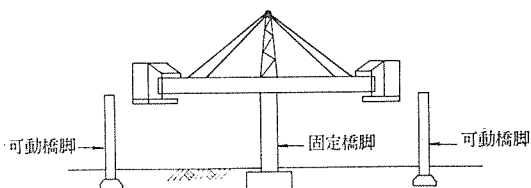
2径間T型ラーメンを図-3のように固定橋脚より可動橋へ向って単純な片持張出し施工のみで完成させようとするれば、架設時応力の方が完成時応力より大きくなり、部材寸法および鋼棒量は架設時に決定されることになり非常に不経済となる。

図-3



そこで架設時応力が完成時応力より大きくならないように仮支柱で桁を支える方法が考えられる。また本橋のような2径間T型ラーメンでは仮支柱で支えるほかにピロン方式と呼ばれているが、柱頭部に支柱を建ててそれから鋼棒を張り渡して桁を吊り上げる方法(図-4参照)もあるが、施工の精度、地震時橋脚応力、経済性、作業の安全性などの点から仮支柱方式を採用した。

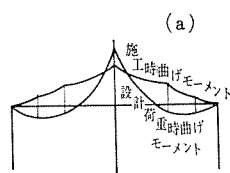
図-4



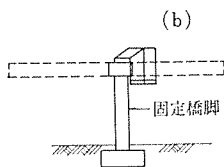
つぎに仮支柱で桁を支え架設する場合の基本方針を記す。

① 架設時固定橋脚上の曲げモーメントが完成後設計

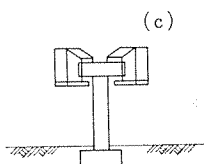
図-5 架 設 方 法



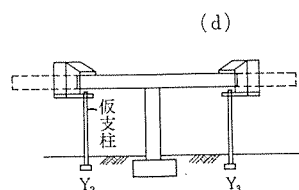
(a) 2径間連続ラーメンであるため、支間中央付近における施工中の応力状態は完成後の応力状態と異った傾向を示すので、施工中は4本の仮支柱を建てて支えると共に橋桁には、仮プレストレスを導入して架設作業を進める。



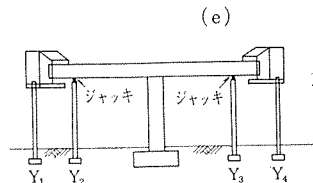
(b) 固定橋脚柱頭部に1台目のワーゲン(Vorbau Wagen 架設作業車)を組立てNo.1, No.2ブロックを施工しワーゲンを前進する。



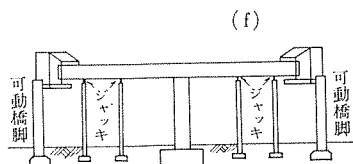
(c) ワーゲンを前進することにより空いた柱頭部に2号車を反対向きに組立て反対側のブロックを施工し、以後バランスをとりながら左右交互に架設作業を進める。



(d) 桁が伸びるに従い架設時応力が非常に大きくなり施工中の曲げモーメントを抑制するために仮支柱で桁を支え仮鋼棒を上床版に配置する。



(e) 仮支柱をすぎて橋脚をのぼしてゆくときまた架設応力が大きくなり、2本目の仮支柱を建ててさらに橋脚を伸ばす。



(f) 橋体が完成し、ワーゲンを撤去し全プレストレスの導入が終了後可動橋脚の上で橋桁を約15cmジャッキアップして、施工中の曲げモーメントを調整する。次に仮支柱を取りのぞいて、2径間ラーメン橋とする。

荷重作用時の曲げモーメントと同じになるまでは単純な片持張出し架設ができる(ほぼスパンの1/2まで)(図-5(c))。

② スパン中央付近に第一の仮支柱を建て片持張出し施工を進める(図-5(d))。その際正の曲げモーメントを生じる区間には桁の上縁には鋼棒は配置されていないから片持張出し架設をするための鋼棒が必要になる。これは上床版の上に配置し、架設完了後撤去する。

③ また片持張出し架設のできる長さは下床版の厚さに左右される。下床版はもともと引張側であるから鋼棒、鉄筋の配置上から決ってくる最小厚となっているので架設時の圧縮応力には抵抗できる限界があるからである。本橋の場合第二、第三の片持張出し長さを21~24.5mとし、もう1本ずつ両径間に仮支柱を建てる(図-5(e))。

④ 可動橋脚まで橋桁が伸びると桁端で緊張する鋼棒(桁の下縁に配置された正の曲げモーメントに抗するもの)の緊張を行ない、上床版上に配置した架設用鋼棒の緊張力を解放する。これによって仮支柱に作用している反力はほとんど可動橋脚へ移行する。しかし可動端の反力は計算値とは一致しない。仮支柱の位置によってその差違はまちまちであるが、本橋の場合、一般に計算値より小さいので計算値と一致するまでジャッキで桁端を押し上げてやる(図-5(f))。

4. 設計条件

橋 種 : プレストレスト コンクリート道路橋

橋 格 : 1等橋 (TL-20)

P C方式 : T型ラーメン部 ディビダーク工法

単純ばり フレシネー工法
 形式：箱型断面 2 径間 T 型ラーメン，ならびに 2
 室箱型断面単純ばり
 支 間：29.0+89.616+4@88.800
 +89.616+29.0 m
 幅 員：2 @10.95 m
 横断勾配：2% 直線片勾配
 縦断勾配：1.68% 直線勾配
 曲率半径：1500 m

衝撃係数： $i = \frac{10}{25+l}$ (桁)， $i = \frac{20}{50+l}$ (床版)

震 度： $K_H=0.2$ ， $K_V=\pm 0.1$

- { 1) $0 < H < 15$ 基準震度の割増なし
- { 2) $15 \leq H \leq 5$ m ごとに 5% 割増し

材料強度：

コンクリート 主桁； $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$
 下部；地覆高欄
 斜鋼棒 $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$

PC 鋼棒 $\phi 33$ 2 種，縦締め
 $\phi 27$ 2 種，横締め
 引張強度 10 500 kg/cm^2
 降伏点応力度 8 000 kg/cm^2

PC ケーブル (12 $\times\phi$ 12.4 mm ストランド)
 引張強度 16 400 kg/cm^2
 降伏点応力度 14 000 kg/cm^2

鉄筋 SD 30

破壊に対する安全度：

$$\frac{\text{曲げ破壊モーメント}}{1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重})} > 1.0$$

$$\frac{\text{曲げ破壊モーメント}}{\text{死荷重} + \text{活荷重}} > 1.8$$

$$\frac{\text{曲げ破壊モーメント}}{\text{死荷重および地震荷重の最も不利な組合せ}} > 1.5$$

クリープ係数： $\phi=2.0$ ，乾燥収縮度 $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$

リラクゼーション PC 鋼棒 3%
 PC ストランド 5%

許容応力度：

[A] コンクリート $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$

- a) 許容曲げ圧縮応力度
 - 部材圧縮部 115 kg/cm^2
 - 部材引張部 150 kg/cm^2
- b) 許容軸方向圧縮応力度
 - 部材圧縮部 95 kg/cm^2
 - 部材引張部 127.5 kg/cm^2
- c) 許容曲げ引張応力度 13.5 kg/cm^2
- d) 許容斜引張応力度

- 設計荷重作用時 {
 - せん断力による応力 8.5 kg/cm^2
 - せん断力とねじりによる応力 11.0 kg/cm^2
- 破壊安全度の検討時 {
 - せん断力による応力 36 kg/cm^2
 - せん断力とねじりによる応力 45 kg/cm^2
- 許容値 {
 - せん断力による応力 18 kg/cm^2
 - せん断力とねじりによる応力 22.5 kg/cm^2
- e) 架設時の許容曲げ引張応力度 5 kg/cm^2
- f) 許容応力度の割増し

	部材引張部許容引張応力度 (kg/cm^2)	部材圧縮部許容圧縮応力度 (kg/cm^2)	
		割 増 率	曲 げ
1. 主荷重 + 温度変化	18.5	15%	132.25
2. 主荷重 + 衝突荷重	27.5	50%	172.50
3. 死荷重 + 地震荷重	27.5	50%	172.50
4. 死荷重 + 温度変化 + 地震荷重	32.5	65%	189.75
5. 施工中の一時的荷重	18.5	30%	149.50

[B] PC 鋼棒 80/105 住友電工 ($\phi 33$, $\phi 27$)
 プレストレッシング中 7 200 kg/cm^2
 プレストレスを与えた直後 6 800 kg/cm^2
 全設計荷重作用時 6 000 kg/cm^2

[C] PC ケーブル (12- ϕ 12.4 mm)
 プレストレッシング中 13 500 kg/cm^2
 プレストレスを与えた直後 12 390 kg/cm^2
 全設計荷重作用時 10 620 kg/cm^2

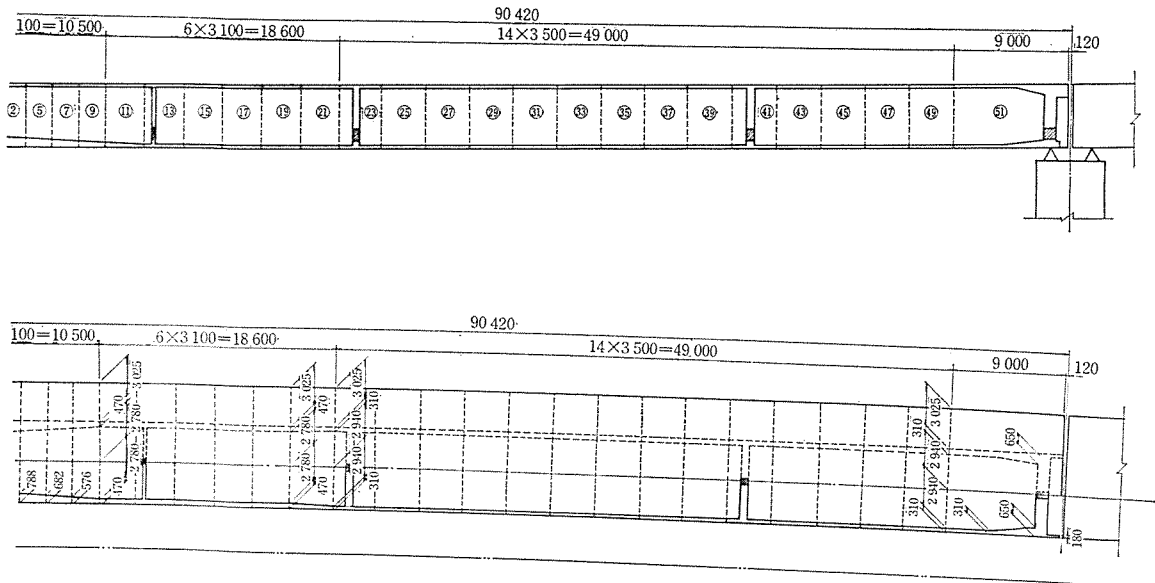
[D] 鉄筋の許容応力度
 SD 30 許容引張応力度 1 800 kg/cm^2
 許容応力度の割増し

荷 重	割増率 (%)	許容引張応力 (kg/cm^2)
主荷重 + 温度変化 + 乾燥収縮	15	2 070
主荷重 + 衝突荷重	50	2 700
死荷重 + 地震の影響	50	2 700
死荷重 + 温度変化 + 乾燥収縮 + 地震の影響	65	2 970

設計条件は以上のとおりであるが，本橋では特に

- ① パーシャルプレストレスとしたが，斜引張応力については不明な点もあるのでフルプレストレスとした。
- ② 床版には設計荷重に近い荷重がかなりの頻度で作用するので，死荷重作用時にはフルプレストレス，活荷重の 75% が作用したときには $13.5 \times 1/2 = 6.75 \text{ kg/cm}^2$ の許容引張応力という制限をつけ加えた。
- ③ 水平地震震度を基準値 $K_H=0.2$ とし，高さによる割増しをした。
- ④ 上下床版の温度差を考慮することにしたが，上床

寸 法 図



b) 径間中央部 径間中央部におけるせん断力は橋脚頭部付近に比較して小さく、ウェブの幅はせん断応力よりもむしろPC鋼材の配置から最小幅が決定される。また径間中央部のウェブ幅をできるだけ薄くして桁自重を軽減することが経済設計の基礎となる。したがって、施工可能な最小幅として本橋の場合 31 cm とした(図-10 参照)。

(5) 断面の変化

図-6 の主桁寸法図から明白なように、部材寸法の変化点はすべて施工継目とした。これは型わくの建込み等、架設時の施工性を向上するためである。したがって、断面の変化点は左右対称ではないが、設計等で非対称性を考慮してあり問題とならない。

(6) 施工ブロックの長さ

片持張出式施工法をとる場合、一施工ブロックの長さが 2~4 m 程度では 1 ブロックの施工に要する日数には大差がない。したがって、大型のワーゲンを準備して 1 施工ブロックの長さを大きくする方が工期を短期することになり経費的に有利である。本橋の場合、径間中央部の標準施工区間ではブロック長 3.5 m、柱頭部付近は主桁断面が大きいのと、主PC鋼棒の定着箇所数を多く要する理由からこれを 2.1 m とした。

柱頭部の支保工上施工区間は支保工ができるだけ小さくすむようにワーゲン 1 台が組立可能な長さ 8.15 m とした。また左右交互に片持張出し施工をして橋桁が伸びる場合、施工ブロックの分割方法によっては橋脚に一方の曲げモーメントが作用する可能性がある。これをさけるため、柱頭部支保工上施工区間を橋脚軸に対して標準部施工ブロック長 3.5 m の 1/2 をずらし、名古屋側

4.95 m、東京側 3.2 m とし、ワーゲンを交互に移動したとき、橋脚に作用する曲げモーメントの方向が交互に変化し、基礎地盤に有害な変形が生じないようにした。

(7) 柱頭部の構造

主桁と橋脚の接合する柱頭部は、主桁に生じた力を橋脚に無理なく伝達するため図-6 のようなトラス構造とした。トラスの斜材には $\phi 27$ mm PC鋼棒を配置し、力の流れに対処した。トラス構造部の計算方法は二、三発表されているが、本橋では別の観点から計算したのでその考え方について簡単に後述する。

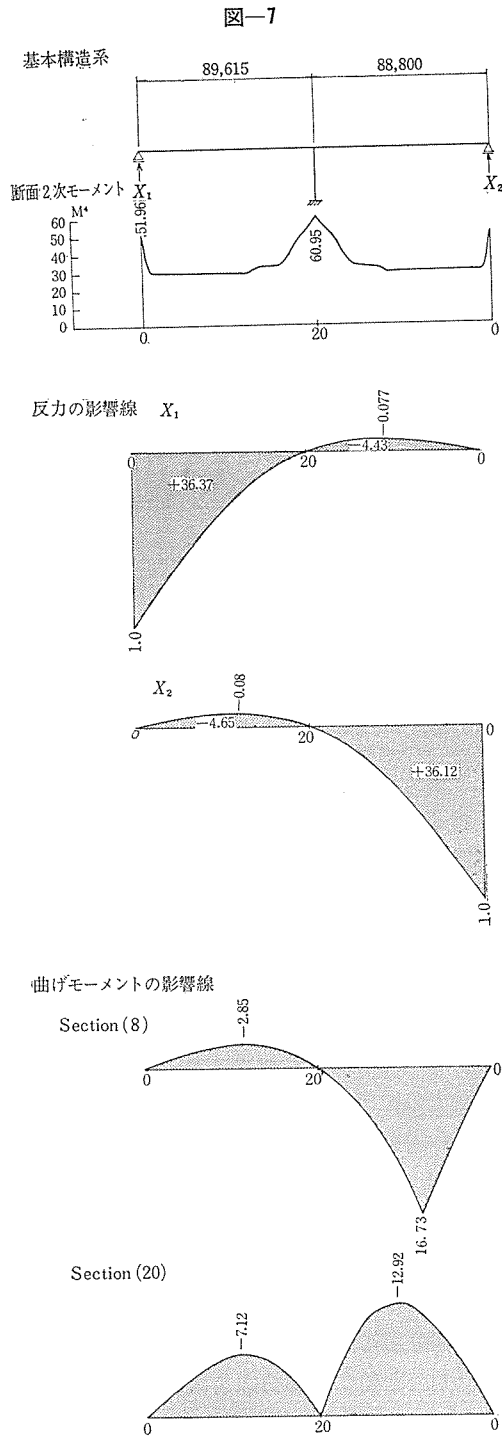
(8) 横桁の位置

横桁はPC道路橋設計施工指針においては最大間隔を 25 m と規定している。コンクリートの箱桁断面においてかならずしも必要とは考えられないし、また外国の橋梁においては横桁を全く設けていない例もある。本橋においては仮支柱の必要から、また一応指針に従う方針から径間の 4 等分点に設けた。もちろん仮支柱の位置が地上の条件でやむを得ず 4 等分点を設けられないときは横桁の位置をこれに合わせて多少移動した。

6. 構造解析

(1) 構造形式

本橋は主橋部橋長約 540 m を 3 つに分割し、その一つは各約 90 m の径間を有する 2 径間T型ラーメン構造である。したがって、橋脚は 1 本おきに主桁と剛結され、他は鋼製可動支承にて主桁を支持している。上下線を合わせてこの 2 径間T型ラーメンが 6 個あることになる。今このうちの 1 ラーメンを取り出すと図-7 のような構造系となる。本橋は曲線橋であるが、曲率の影響は



きわめて小さく (6.(6) 参照), 無視すると 図-7 から
も明白なように構造系は 2 次の不静定であり, 両側の支
承反力を不静定力 X_1, X_2 に選び構造解析を行なった。
この X_1, X_2 に関して次の構造方程式が成立する。

$$\begin{cases} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 - \delta_{10} = 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 - \delta_{20} = 0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

ここに

δ_{11} ; 1 点に $X_1=1t$ が作用したとき 1 点の X_1 方向
の変位量

δ_{12} ; 2 点に $X_2=1$ " "

δ_{21} ; 1 点に $X_1=1t$ が作用したとき 2 点の X_2 方向
の変位量

δ_{22} ; 2 点に $X_2=1$ " "

δ_{10} ; 荷重の作用による 1 点の X_1 方向の変位量

δ_{20} ; " 2 X_2 "

$$\left(\delta_{ik} = \int \frac{M_i M_k}{EI} dx = \Sigma \frac{M_i M_k}{EI} \cdot dx \right)$$

設計断面として主桁は 1 径間を 20 点に分割 (89.616/
20=4.4808 m, 88.800/20=4.4400 m), 橋脚は 8 点に分
割 (35.547/8=4.4434 m) した。

各設計断面に単位荷重を載荷し, (1) の弾性方程式
を解き反力 X_1, X_2 の影響線 (図-7) を求め, これか
ら各点の曲げモーメント, せん断力の影響線を作成す
る。これらの計算はすべて電子計算機を用いた。

(2) 主桁の曲げモーメント

表-2 に主桁の主要設計断面における曲げモーメント
を示し, また 図-8 は曲げモーメント図を示したもので
ある。

(3) PC 鋼棒の本数

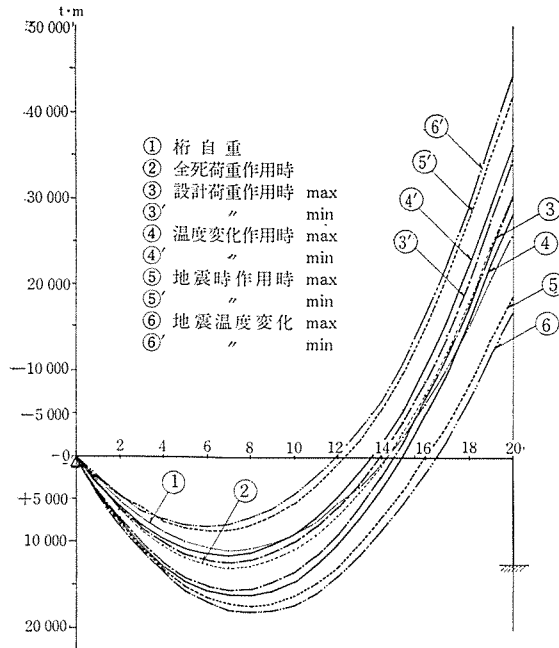
各設計断面に生じるコンクリート応力が許容値以内
になるように PC 鋼棒の配置位置と本数を決定する。

各設計断面での必要本数に応じて PC 鋼棒を配置す
るとその長さは種々雑多となる。これら長さの異なる PC
鋼棒を同一の力で緊張した場合, ある断面での緊張力に
は鋼棒とシース間の摩擦力のため差を生ずる。長い鋼棒
による緊張力を使って PC 鋼棒本数を求めれば鋼棒本数

表-2 主要設計断面における曲げモーメント

	桁自重		死荷重		活荷重		温度変化		地震時 (K_V+K_H)	
	①	②	③		④		⑤			
			max	min	max	min	max	min		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
4	8 703.9	1 636.7	2 053.8	-316.4	387.2	-387.2	2 780.0	-2 780.0		
8	10 607.4	1 986.4	2 739.9	-632.8	777.3	-777.3	4 736.9	-4 736.9		
12	5 767.7	1 049.3	2 152.2	-949.1	1 168.5	-1 168.5	5 876.7	-5 876.7		
16	-6 157.0	-1 174.8	-660.5	-1 486.8	1 559.7	-1 559.7	7 627.1	-7 627.1		
20	-25 683.2	-4 498.4	0	-4 082.0	1 950.8	-1 950.8	11 649.8	-11 649.8		

図-8 曲げモーメント図



が不必要に多くなり、不経済となる。また応力的にも実際と差異を生じる。このため各断面における必要本数の概略を決め、応力の検算においては各設計断面での各鋼棒の緊張力を求め、それを合計してその断面での緊張力とした。この結果、各P C鋼棒の導入緊張力は一定となり、作業上非常に便利となる。

(4) 斜引張応力の計算

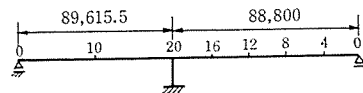
斜めにP C鋼材を配置して引張力を与える場合、コンクリート断面に作用するせん断力として、外力のせん断力からP C鋼材の引張力の鉛直分力を差し引いた値として従来計算していた。本橋の場合、考え方として斜めP C鋼材によるプレストレスは内部応力であり、せん断力が減少するのではなく、せん断応力が減少するとして次のような計算方法をとった。

$$\sigma_I = \frac{(\sigma_x + \sigma_{xp}) + (\sigma_y + \sigma_{yp})}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\{(\sigma_x + \sigma_{xp}) - (\sigma_y + \sigma_{yp})\}^2 + 4(\tau - \tau_p)^2}$$

ここに

総括表

(スパン長 $l=88.800$ m)



(単位 t·m)

全死荷重作用時	設計荷重作用時		温度変化作用時		地震時作用時		地震温度変化	
	①+②+③		①+②+③+④		①+②+⑤		①+②+④+⑤	
	max	min	max	min	max	min	max	min
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10 340.6	12 394.4	10 024.2	12 781.6	9 637.0	13 120.6	7 560.6	13 507.8	7 173.4
12 593.8	15 333.7	11 961.0	16 111.0	11 183.7	17 330.7	7 856.9	18 108.0	7 079.6
6 817.0	8 969.2	5 867.9	10 137.7	4 699.4	12 693.7	940.3	13 862.2	-228.2
-7 331.8	-6 671.3	-8 818.6	-5 111.6	-10 378.3	295.3	-14 958.9	1 855.0	-16 518.6
-30 181.6	-30 181.6	-34 263.6	-28 230.8	-36 214.4	-18 531.8	-41 831.4	-16 581.0	-43 782.2

σ_x : 荷重によって断面に作用している水平方向応力度
 σ_{xp} : 斜めP C鋼材によって " "
 σ_y : 荷重によって断面に作用している鉛直方向応力度
 σ_{yp} : 斜めP C鋼材によって " "
 τ : 荷重によって起こるせん断応力度
 τ_p : 斜めP C鋼材によって " "

計算例

設計断面2における設計荷重作用時について説明する。図-13において、中立軸に関する斜引張応力を求める。

$$\sigma_x = 491 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{xp} \text{ 断面を通過する鋼棒本数 } N = \frac{5.00}{3.20} = 1.56 \text{ 本}$$

両ウェブで $N = 1.56 \times 2 = 3.12$ 本
 有効プレストレス $P_e = 47 \text{ t/本}$

$$\sigma_{xp} = \frac{N \times P_e \times \sin \theta}{A} = \frac{3.12 \times 47 \times 0.707}{7.89} = 13.2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_y = 0$$

$$\sigma_{yp} \text{ ウェブ単位長さを通る鋼棒本数}$$

$$N = \frac{1}{3.20} = 0.312 \text{ 本}$$

両ウェブで $N = 0.312 \times 2 = 0.624$ 本
 $N' \times P_e \times \cos \theta = \frac{0.624 \times 47 \times 0.707}{1 \times 0.31 \times 2} = 33.5 \text{ t/m}^2$

$$\tau = \frac{SQ}{bI} = \frac{528 \times 6.97}{0.62 \times 29.7} = 200 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_p \text{ : 断面を通過する鋼棒本数 } N = \frac{5.00}{3.20} = 1.56 \text{ 本}$$

両ウェブで $N = 2 \times 1.56 = 3.12$ 本
 $\therefore \tau_p = \frac{N \times P_e \times \cos \theta}{A''} = \frac{3.12 \times 47 \times 0.707}{5 \times 0.31 \times 2} = 33.5 \text{ t/m}^2$

$$\tau_p = \sigma_{yp}$$

$$\sigma_I = \frac{(\sigma_x + \sigma_{xp}) + (\sigma_y + \sigma_{yp})}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\{(\sigma_x + \sigma_{xp}) - (\sigma_y + \sigma_{yp})\}^2 + 4(\tau - \tau_p)^2}$$

$$= \frac{(491 + 13.2) + (0 + 33.5)}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\{(491 + 13.2) - (0 + 33.5)\}^2 + 4(200 - 33.5)^2}$$

$$= -20 \text{ t/m}^2 > -85 \text{ t/m}^2$$

図-9 PC 鋼 棒 配 置 図

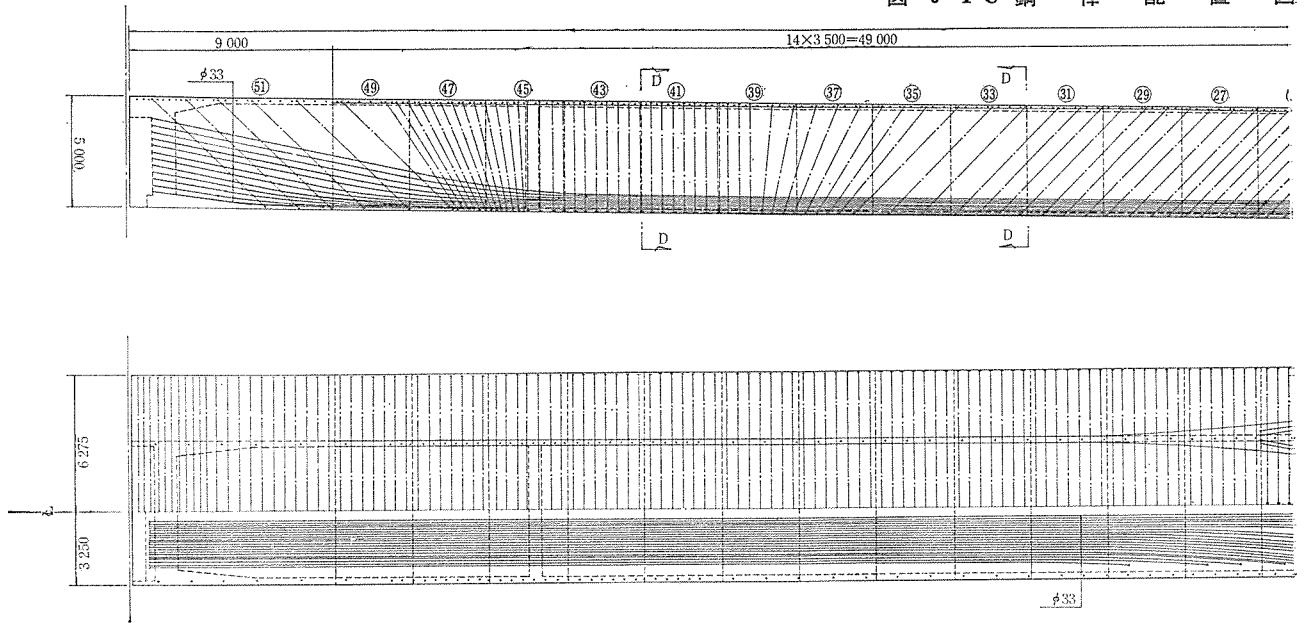
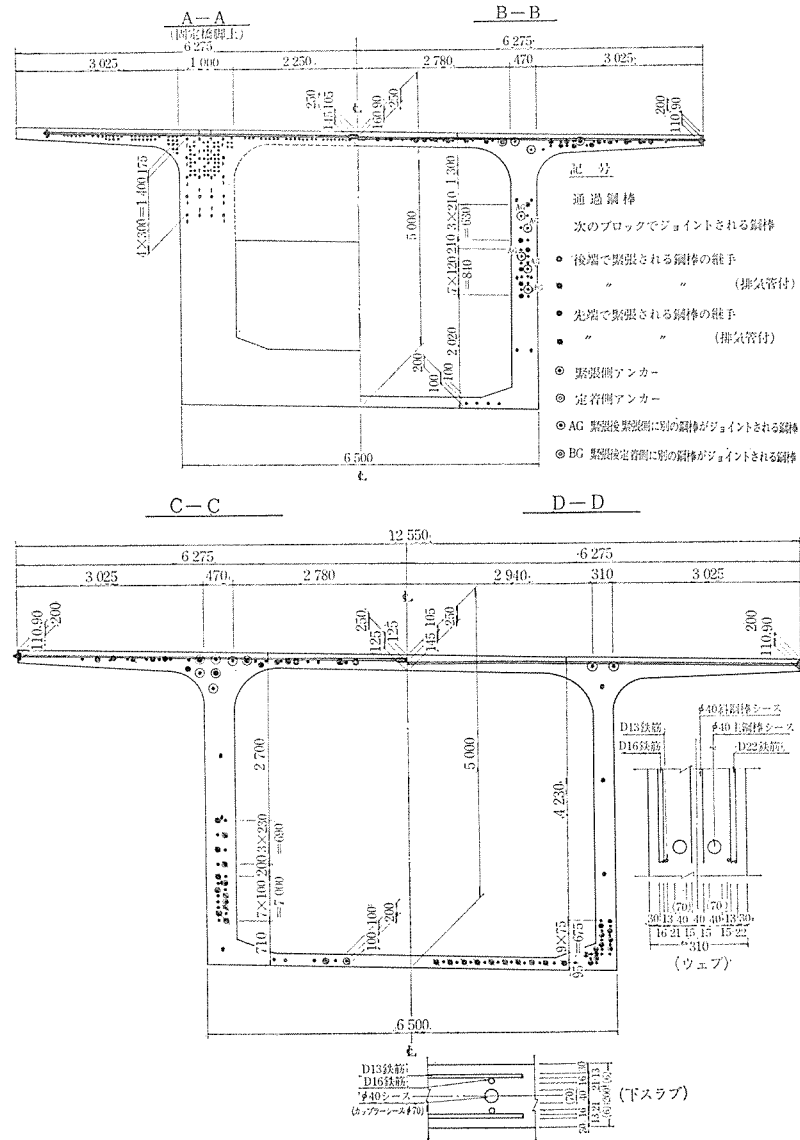


図-10 PC 鋼棒配置図 (断面図)



(側面図・平面図)

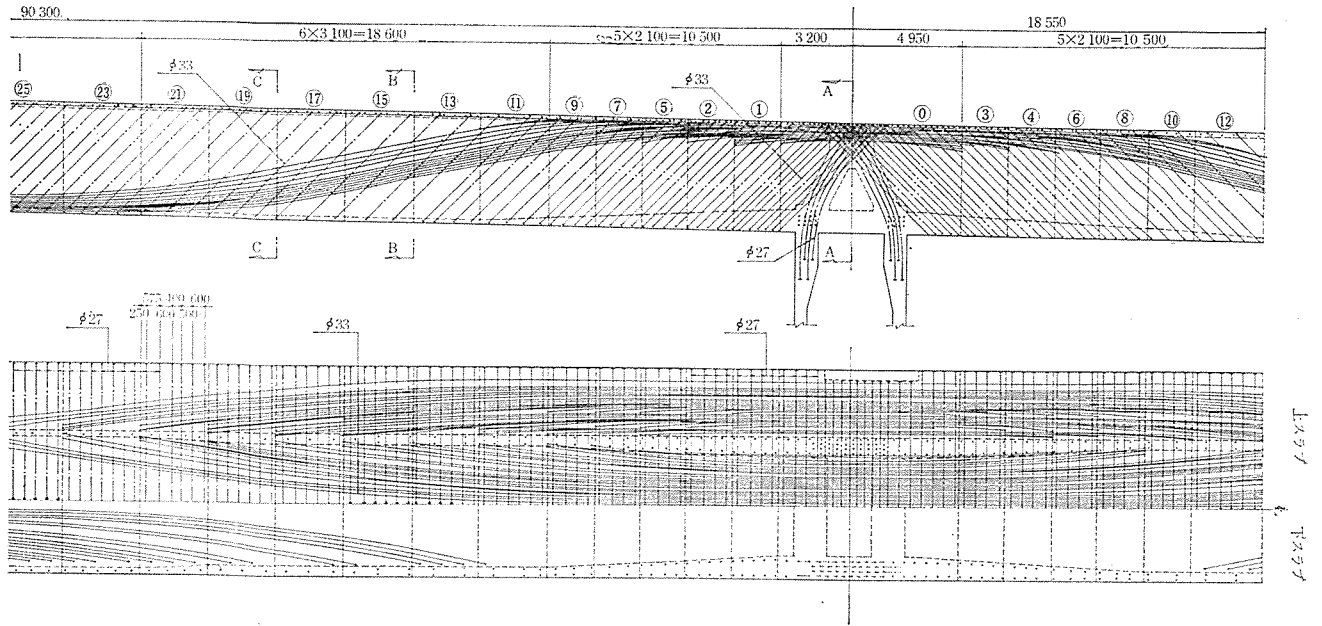


図-11 PC鋼棒本数図

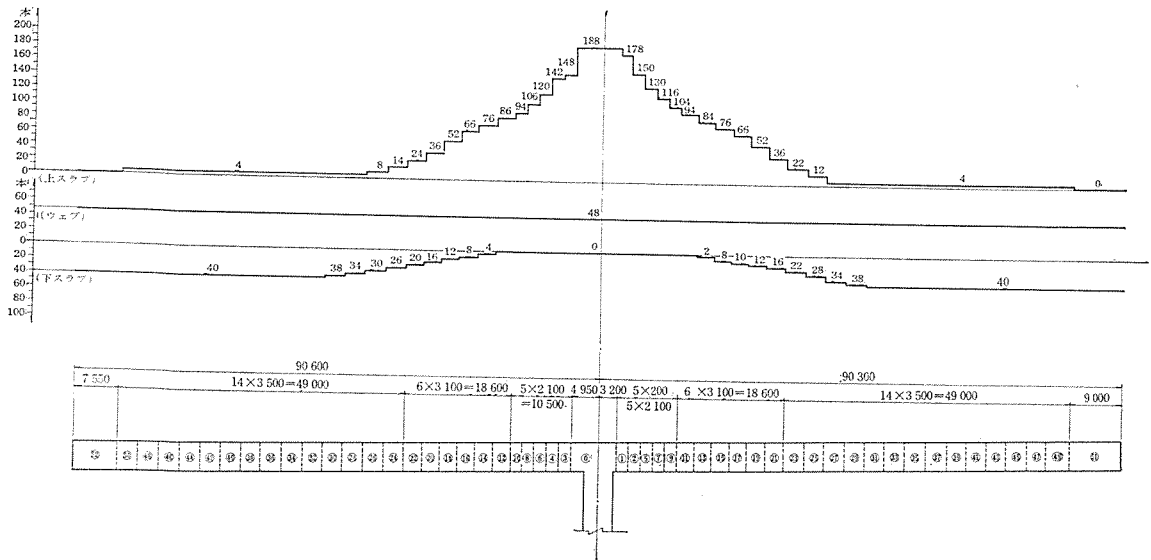
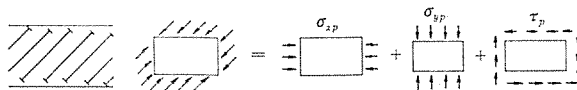


図-12 斜めPC鋼材の働き

斜PC鋼材の働き



σ_{sp} = 断面をよぎるPC鋼材緊張力の水平分力を全断面積で除したもの
 σ_{sp} = ウェブ単位長さをよぎるPC鋼材緊張力の鉛直分力をウェブ単位長当たりの面積で除したもの
 τ_p = 断面をよぎるPC鋼材緊張力の鉛直分力をウェブ断面積で除したもの

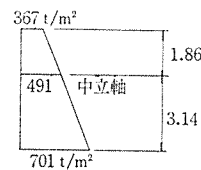
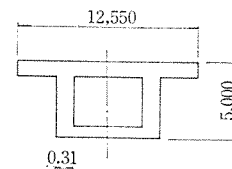
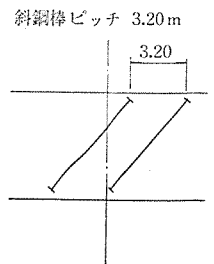


図-13

$A = 7.89 \text{ m}^2$
 $I = 29.7 \text{ m}^4$
 $Q = 6.97 \text{ m}^3$
 $D = 0.31 \times 2 = 0.62 \text{ m}$
 $S = 528 \text{ ton}$



(5) 柱頭部の設計

柱頭部の構造としてトラス構造を採用したことは前述した。ここに簡単に設計計算上の考え方を述べる。図-14において橋脚上に生じた曲げモーメント M_e , M_r の差 M_d が橋脚に伝達される方法はトラスの頂点Aから斜材を伝える力とウェブの曲げにより伝える力に分解される。上床版に生じた引張力差 T_d のうち斜材へ伝えるもの T_d' を求め、トラスの力のつり合を考慮し、 C_{SA} , T_{SA} に対して部材断面、PC鋼棒量の算定をする。

軸力に関しては一部の力は主桁ウェブから直接橋脚に、一部はウェブから斜材に伝わり、橋脚へ流れると考えた。

また軸力がウェブから斜材を通して橋脚に伝達される時、A点に橋軸直角方向に引張力が生じる。これに対処するためPC鋼棒で横締めをする。格点BCには常時この種の引張力は生じないが、地震時(水平力が作用する場合)には生じる。また図-14に示す接合面A-A, B-B, C-C および斜材とウェブとの接合面のせん断応力についても検討しなければならないし、 M_d のうちウェブの曲げにより伝わるものについても検討しなければならない。柱頭部の設計方法については別の機会に詳述したい。

(6) 曲率の影響

本橋は図-1に見られるように、半径1500mの曲線橋である。一径間の支間約88.8mに対する中心角 θ は $\theta = \frac{88.8}{1500} = 0.0592 \text{ rad} = 3^\circ 23' 31''$ であり、きわめて直線橋に近いものである。一応簡単に単純ばりと仮定して曲率の影響を近似的に計算した。

a) 曲げモーメントの増加 文献(11)によれば曲線単純ばりは直線単純ばりに比し曲げモーメントが増大し、曲率角 θ が小さい場合は

$$M_{kr} = M_{ger} + \Delta M$$

$$= M_{ger} + P_1 l^2 \frac{\theta^2}{\pi^4} \cdot \sin \pi \frac{x}{l}$$

等分布荷重が作用する場合

$$P_1 = \frac{4}{\pi} \cdot P_0$$

スパン中央における曲げモーメント増加率 $\Delta M/M_{ger}$ は

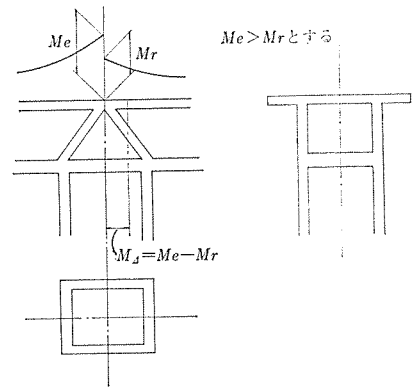
$$\left. \begin{aligned} \Delta M &= \frac{4}{\pi} P_0 l^2 \cdot \frac{\theta^2}{\pi^4} \sin \pi \frac{0.5l}{l} = 4 P_0 l^2 \frac{\theta^2}{\pi^5} \\ M_{ger} &= \frac{P_0 l^2}{8} \end{aligned} \right\} (4)$$

$$\frac{\Delta M}{M_{ger}} = \frac{32 \times \theta^2}{\pi^5} = \frac{32 \times 0.0592^2}{3.1416^5} = 0.037\%$$

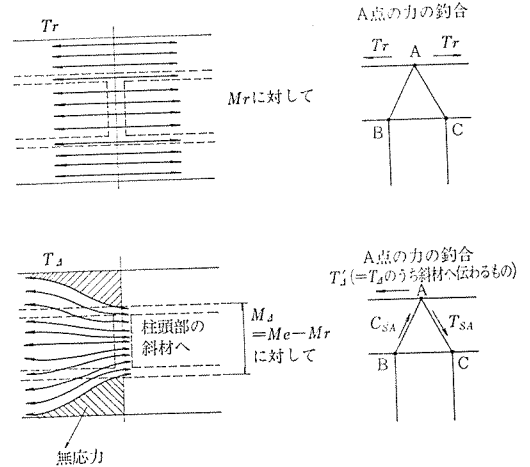
b) 曲げねじりモーメント M_w 文献(9)によれば、単純ばりに等分布荷重が作用したときの M_w は

図-14 柱頭部の力の伝達

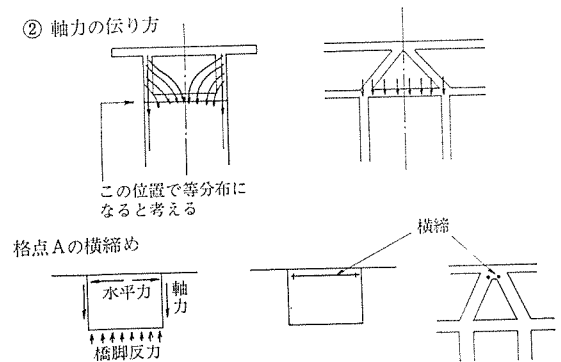
① 曲げモーメントの伝わり方



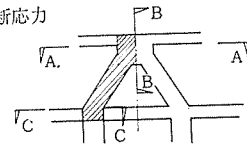
引張応力線



② 軸力の伝わり方



接合面のせん断応力



$$M_w = RP_0 \left\{ \frac{L_1}{\alpha^2 + 1} \cdot \frac{\sin \varphi + \sin(\theta - \varphi)}{\sin \theta} - \left(\frac{L_1}{\alpha^2 + 1} - \frac{L_2}{\alpha^2} \right) \times \frac{\sinh \alpha \varphi + \sinh \alpha(\theta - \varphi)}{\sinh \alpha \theta} - \frac{L_2}{\alpha^2} \right\}$$

ここに、 R : 曲率半径

P_0 : 荷重強度

$$L_1 = \frac{1}{3} (R_a^3 - R_i^3)$$

$$L_2 = \frac{R}{2} (R_a^2 - R_i^2)$$

$$\alpha = R \sqrt{\frac{G_s \cdot J}{E_s \cdot C_w}}$$

R_a : 外半径

R_i : 内半径

G_s : せん断弾性係数

J : ねじり断面二次モーメント

E_s : 弾性係数

C_w : 拘束ねじり断面モーメント

計算結果は

$M_w = 28.5 \text{ t} \cdot \text{m}$ で下縁応力は 1.72 t/m^2 であり、曲げによる応力のわずか 0.15% であった。以上の検討により曲線の影響を無視し、直線橋として計算をした。

ただしせん断応力の検討および特に支承の設計には単純ねじりによる影響を考慮した。

7. む す び

東名高速道路は昭和 44 年 5 月に川音川橋ならびに酒匂川をまたぐ鋼連続トラス橋の完成で全線が開通した。わが国の高速自動車道はついに東海道を制覇したわけであるが、この最後の工区に 2 つの大きな橋梁構造物があったことは注目に値する。とくにこの川音川橋は PC 長大橋が本格的に高速自動車道に建設された初めてのものであり、また、架設構造的にも新規性の多いものであ

た。設計計算上、これらの新規性を十分に検討して今回の完成を見たことは建設省始め、道路公団本社、京浜建設局等各関係機関、ならびに施工にあたった住友建設、池田建設川音川橋共同企業体の努力によるところが多かった。ここに誌上で謝意を表すものである。

示方書（指針）および参考文献

- 1) 土木学会：ディビダーク工法設計施工指針（案）
- 2) 土木学会：プレストレスト コンクリート設計施工指針
- 3) 日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書
- 4) 日本道路公団：プレストレスト コンクリート 道路橋設計示方書解説（案）
- 5) 日本セメント技術協会：終局強度理論による鉄筋コンクリート設計施工基準
- 6) Portland Cement Association Research and Development Laboratories : Precast-Prestressed Concrete Bridges.
- 7) 猪股俊司：プレストレスト コンクリートの設計および施工，土木学会監修，技報堂
- 8) 横道英雄：コンクリート橋，土木学会監修，技報堂
- 9) 小西一郎・小松定夫：単純支持曲線桁橋の立体的解析，土木学会論文集第 90 号
- 10) 坂 静雄：両端弾性固定の張出し曲梁，建築雑誌第 530 号
- 11) H. Bechert : Zur Berechnung gekrümmter einfeldriger Brücken, Beton-und Stahlbetonbau, 1963. 12.
- 12) H. Wittfoht : Kreisförmig Gekrümmte Träger, Springer-Verlag.
- 13) G. Franz : Konstruktionslehre des Stahlbetons Band I, Springer Verlag.
- 14) A. Pucher : Einflußfelder elastischer Platten, Springer-Verlag.
- 15) H. Homberg, W. Ropers : Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke, Springer-Verlag.
- 16) 日本道路公団・住友建設：天草 3 号橋設計計算書
- 17) Dyckerhoff & Widmann K.G. : Statische Berechnung "Rheinbrücke Bendorf" 1969.6.9・受付