

米神橋の設計と施工について

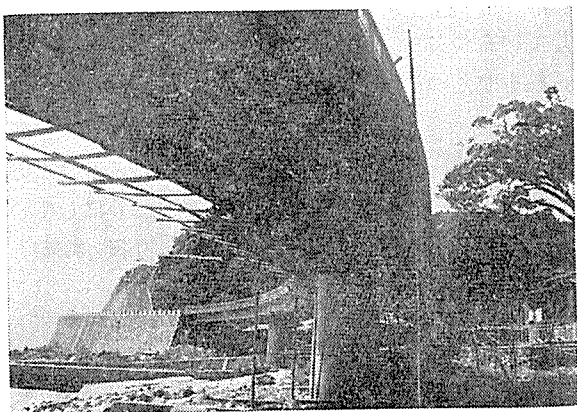
西 山 啓 伸

1. ま え が き

(1) 架設地点、架設条件

本橋は、神奈川県小田原市において、二級国道下田・小田原線が米神地内で、米神漁港をまたぐところにかか

写真-1 架 設 状 況



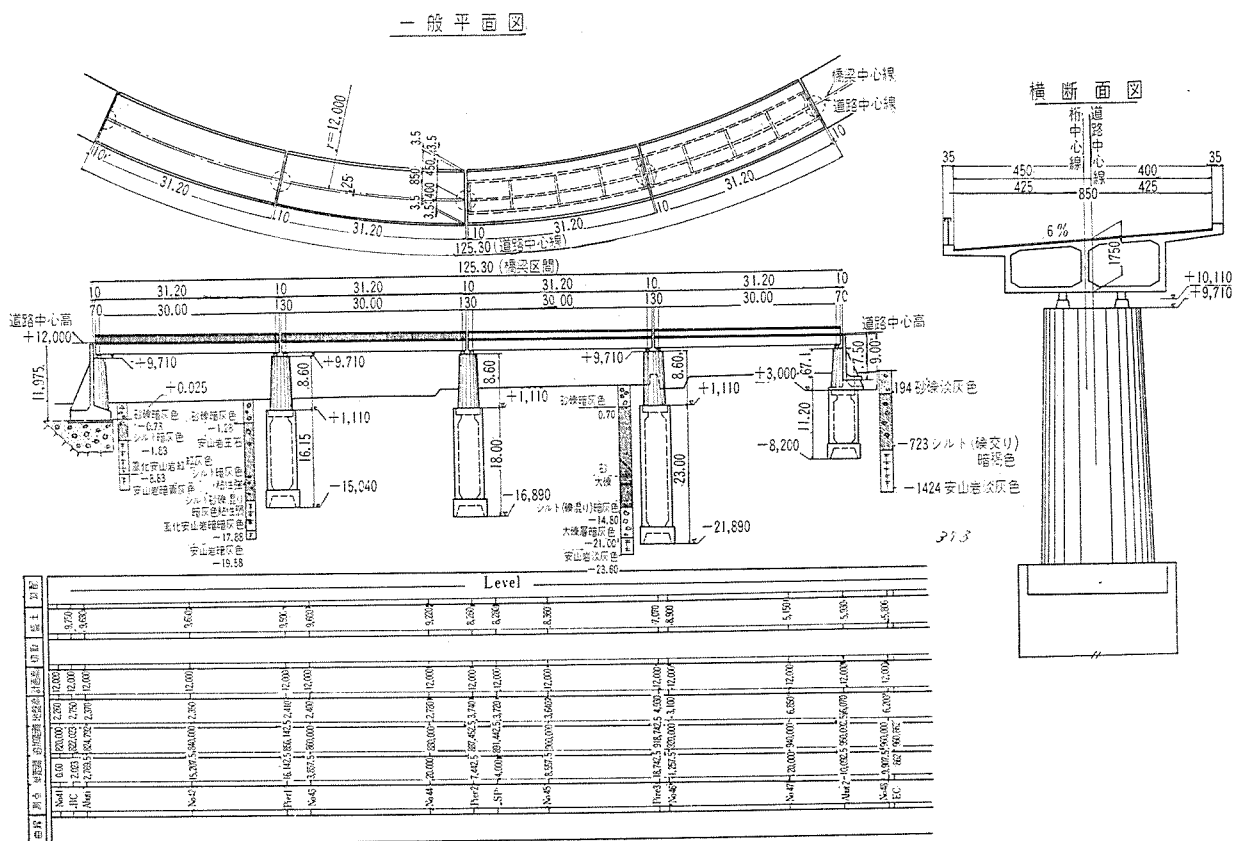
る橋で、34 年および 35 年度の国庫補助工事として施工されたものである。

(2) タイプ決定の経緯

本橋は当初直線橋としてディビダーク工法の 3 径間中央ヒンジつき構橋で計画をしたのであるが、本地点が海岸線であるため、経済的選定路線が入り組んでおり、当地点を曲線とすることが、交通工学上からも要望されるので曲線橋を採用した。また本橋架設地盤が非常に軟弱で、岸盤線が非常に深く、不静定構造に不適であるので単純桁とした。しかしながら曲線橋としての構造からはむしろ、連続桁とした方が桁自体の安定性がよいと思われる。将来はこの方面に発展して行くべきである。

また本橋は海岸線に沿っているが、防錆性のよいコンクリート構造であるので、耐久性も優れていると思われる。曲線桁の解析に当っては桁を箱型断面として、各部応力は曲げモーメント、ネジリ モーメント、せん断力および曲げネジリ モーメントを計算し、それより求めた。

図-1



(3) 下部工概要

本橋下部工基礎工法については上部構造が要求する条件などにより、基礎として正確であり、かつ所定地盤の地層および地耐力を正確に測定できるケーソン工法をおもに採用した。

写真-2 橋 脚



本橋下部工内容は橋脚3基（基礎ケーソン）、橋台2基（終点側はケーソン）で、工事着手は昭和34年8月、ケーソンの送気開始は10月19日で、全工事竣工が昭和35年2月中旬であった。下部基礎工は地質コアボーリングにより地表転石層よりシルト層を経て、14mまたは24m（各橋脚位置による）に第3紀層安山岩があることがわかったので、これに達するため、また途中転石が多いので、長さ23~8.2mの圧気ケーソン工法を採用した。起点側橋台は-2~-4mに安山岩があるため、そこまで床掘りを行ない、水中プレキャストコンクリート基礎を施工し、その上に扶壁式鉄筋コンクリートで築造、終点側橋台はケーソン基礎のため橋脚と同一とし、両側土留のみを扶壁式鉄筋コンクリートとした。ケーソンは、上部構造の関係から橋脚に円形断面を採用したので、ケーソン躯体を円形とし、沈下行程中、移動を最少限にとどめるために作業室部分のみを八角形とした。

内容	地 質	型 状	最大内圧	最大最小1日沈下量	沈下期間	移 動	コンクリート量	鋼 材 量
ケーソン								
P ₁	砂礫 シルト 風化安山岩 安山岩	円形15.04	24#	0.34 ~2.86	19日	20cm	173.6	11.2
〃 P ₂	砂礫 シルト 安山岩	〃 16.89	26#	0.41 ~1.98	23日	20cm	190.8	11.8
〃 P ₃	砂礫 シルト 風化安山岩 安山岩	〃 21.89	31#	0.1 ~1.66	25日	25cm	235.3	14.4
〃 A ₂	砂礫 シルト 安山岩	〃 8.20	13#	0.43 ~1.61	14日	8cm	129.0	9.3
橋台 A ₁	砂礫 風化安山岩 シルト 安山岩	扶壁式					367.2	13.3
〃 A ₂		円形					52.6	2.9
〃土留め		扶壁式					106.1	5.7
橋脚 P ₁		円形					68.8	3.3
〃 P ₂		〃					68.8	3.3
〃 P ₃		〃					68.8	3.3

沈下については、転石層およびシルト層内の転石のため、ケーソン1基あたり平均100回の発破を使用し、また自重が軽いため水荷重のみでは沈下せず、最後には振動発破を使用せざるを得なかった。ただ本橋は漁港をまたぐ橋であるから洪水による被害はなく、波による被害が若干あったのみである。しかし現場が狭いため各段取りに苦労した。設計に際して用いられた条件の概要は次のとおりである。

1. 死荷重反力：152.6 t
2. 活荷重反力：108.1 t
3. 地震係数：0.25
4. 地耐力：200 t/m²

2. 上部工の設計

(1) 曲線桁理論式

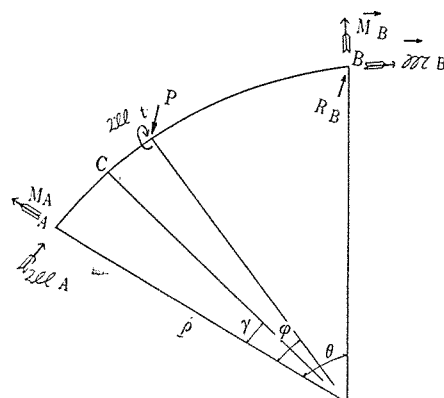
次のように仮定した。

- a) 単一曲り棒と仮定
- b) $M_A = M_B = 0$ 両支点の曲げモーメント0
- c) A点は橋軸線方向不動（二支持点にする）
- d) 両支点における反ネジリモーメントは（ $M_A \neq 0$, $M_B \neq 0$ ）0でない。

以上の仮定と平衡条件より

$$\sum V = 0 \quad \therefore R_A + R_B = P \dots \dots \dots (1)$$

図-2



$$M_A = 0 \quad \therefore P \rho \sin \varphi - R_B \rho \sin \theta - M_B \sin \theta = 0 \dots \dots (2)$$

また

$$M_B - R_A \rho (1 - \cos \theta) + M_A \cos \theta + P \rho [1 - \cos(\theta - \varphi)] = 0 \quad (3)$$

単純ネジリ角は左右相等しいから、いまA, P二点の間のネジリ角 β_A , P, B二点間の単純ネジリ角 β_B とすれば、

$$\begin{aligned} \beta_A &= \int_0^\varphi M_C \cdot \rho \, d\tau \\ &= \frac{1}{K} \left[M_A \int_0^\varphi \cos \tau \cdot \rho \, d\tau + R_A \rho \int_0^\varphi (1 - \cos \tau) \rho \, d\tau \right] \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{K} (\rho \mathfrak{M}_A \sin \varphi + R_A \rho^2 \varphi - R_A \rho^2 \sin \varphi)$$

また

$$\beta_B = -\frac{1}{K} [\mathfrak{M}_B \rho \sin(\theta - \varphi) + R_B \rho^2 (\theta - \varphi) - R_B \rho^2 \sin(\theta - \varphi)]$$

$\beta_A + \beta_B = 0$ であるから

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_A &= \frac{\mathfrak{M}_B \sin(\theta - \varphi)}{\sin \varphi} - \frac{R_A \rho \varphi}{\sin \varphi} + R_A \rho + \frac{R_B \rho (\theta - \varphi)}{\sin \varphi} \\ &\quad - \frac{R_B \rho \sin(\theta - \varphi)}{\sin \varphi} = \frac{\mathfrak{M}_B \sin(\theta - \varphi)}{\sin \varphi} - \frac{P \rho \varphi}{\sin \varphi} \\ &\quad + P \rho - R_B \rho + \frac{R_B \rho \theta}{\sin \varphi} - \frac{R_B \rho \sin(\theta - \varphi)}{\sin \varphi} \\ &= \frac{\mathfrak{M}_B \sin(\theta - \varphi)}{\sin \varphi} - \frac{P \rho \{\varphi - \sin \varphi\}}{\sin \varphi} \\ &\quad - \frac{R_B \rho \{\sin \varphi - \theta + \sin(\theta - \varphi)\}}{\sin \varphi} \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

(3) と (4) 式より $\mathfrak{M}_A$ を消去

$$\begin{aligned} P \rho (1 - \cos \theta) - R_B \rho (1 - \cos \theta) \\ + \mathfrak{M}_B \sin(\theta - \varphi) \cdot \frac{\cos \theta}{\sin \varphi} - \frac{P \rho \{\varphi - \sin \varphi\} \cos \theta}{\sin \varphi} \\ - \frac{R_B \rho \{\sin \varphi - \theta + \sin(\theta - \varphi)\} \cos \theta}{\sin \varphi} \\ - P \rho \{1 - \cos(\theta - \varphi)\} + \mathfrak{M}_B = 0 \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

(2) と (5) 式より

$$\begin{aligned} P \rho \left[\left\{ \cos(\theta - \varphi) - \frac{\varphi \cos \theta}{\sin \varphi} \right\} \sin \theta - \sin \varphi - \sin(\theta - \varphi) \cos \theta \right] \\ = R_B \rho \left[\left\{ 1 - \frac{\theta \cos \theta}{\sin \varphi} + \frac{\sin(\theta - \varphi) \cos \theta}{\sin \varphi} \right\} \sin \theta - \sin \theta \right. \\ \left. - \frac{\sin \theta \sin(\theta - \varphi) \cos \theta}{\sin \varphi} \right] \end{aligned}$$

$$\therefore R_B = P \varphi / \theta \dots\dots\dots (6)$$

$$R_A = P(\theta - \varphi) / \theta \dots\dots\dots (7)$$

$$M_B = 0 \text{ より } P \rho \sin(\theta - \varphi) - R_A \rho \sin \theta - \mathfrak{M}_A \sin \theta = 0$$

$$\therefore \mathfrak{M}_A = P \rho \left\{ \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin \theta} - \frac{(\theta - \varphi)}{\theta} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

ゆえに任意点 (C点) の曲げモーメント

$$M_C = \frac{P \rho \sin \sin(\theta - \varphi) \sin r}{\sin \theta}$$

C点 (A, P 二点間の任意点) $\dots\dots\dots (9)$

$$S_C = R_A \dots\dots\dots (10)$$

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_C &= \mathfrak{M}_A \cdot \cos r - R_A \rho (1 - \cos r) \\ &= P \rho \left\{ \frac{\sin(\theta - \varphi) \cos r}{\sin \theta} - \frac{(\theta - \varphi)}{\theta} \cdot \cos r \right\} \\ &\quad - P \rho \left\{ \frac{\theta - \varphi}{\theta} - \frac{\theta - \varphi}{\theta} \cos r \right\} \\ &= P \rho \left\{ \frac{\sin(\theta - \varphi) \cos r}{\sin \theta} - \frac{\theta - \varphi}{\theta} \right\} \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

以上集中荷重載荷時の各数値が求まる。

次に等分布荷重載荷時には

$$R_A = \int_0^\theta q \frac{\theta - \varphi}{\theta} \rho d\varphi = q \rho \theta - \frac{1}{2} q \rho \frac{\theta^2}{\theta} = \frac{1}{2} q \rho \theta \dots\dots\dots (12)$$

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_A &= q \rho \int_0^\theta \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin \theta} \rho d\varphi - q \rho \int_0^\theta \frac{\theta - \varphi}{\theta} \cdot \rho d\varphi \\ &= -q \rho^2 \left(\frac{\theta}{2} - \tan \frac{\theta}{2} \right) \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

$$M_C = q \rho^2 \left\{ \frac{\cos \left(r - \frac{\theta}{2} \right)}{\cos \frac{\theta}{2}} - 1 \right\} \dots\dots\dots (14)$$

また $\vec{m}_t$ なるネジリ モーメントが作用するとき (P 点に作用) 上記集中荷重の場合と同様の計算を続けると

$$\mathfrak{M}_B = -\vec{m}_t \frac{\sin \varphi}{\sin \theta}, \quad R_B = 0 \dots\dots\dots (15)$$

$$\mathfrak{M}_A = -\vec{m}_t \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin \theta}, \quad R_A = 0 \dots\dots\dots (16)$$

次に $\vec{m}_t$ が全桁長にわたって分布するとき

$$\mathfrak{M}_B = -\vec{m}_t \int_0^\theta \frac{\sin \varphi}{\sin \theta} \rho d\varphi = \vec{m}_t \rho \frac{\cos \theta}{\sin \theta} - \vec{m}_t \rho \cdot \frac{1}{\sin \theta} \dots\dots\dots (17)$$

$$\begin{aligned} M_C &= -\vec{m}_t \cdot \rho \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \cdot \sin r + \vec{m}_t \rho \frac{\sin r}{\sin \theta} \\ &\quad - \vec{m}_t \rho + \vec{m}_t \rho \cos r \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

ゆえに上記各式より曲げモーメント, セン断力, ネジリ モーメントなどが求まる。これから 各応力が計算できる。

(2) 設計条件

a. 橋 種: プレストレスト コンクリート道路橋
b. 型 式: ポストテンショニング方式, 箱桁断面, コンクリート現場打設。

c. 橋 長: 125.30 m

d. 桁 長: 31.20 m

e. 支 間: 30.00 m

f. 有効巾員: 8.50 m

g. 総 巾 員: 9.10 m

h. 橋面横断勾配: 片勾配 6% (直線)

i. 橋梁半径: 119.75 m

j. 道路半径: 120.00 m

k. 設計荷重: T.L. 20 t

l. 材料品質:

- ① コンクリート $\sigma_{cs} = 400 \text{ kg/cm}^2$
プレストレス導入時圧縮応力度 350 kg/cm^2
- ② P C 鋼線 $\phi 5 \text{ mm}$ $\sigma_{py} \geq 140 \text{ kg/mm}^2$
 $\sigma_{pu} \geq 165 \text{ kg/mm}^2$

m. 許容応力度:

- ① コンクリート; プレストレスを与えた直後
 $\sigma_{cat} = 170 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{cat}' = -10 \text{ kg/cm}^2$

全設計荷重作用時；

$$\sigma_{cae} = 130 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{cae'} = 0 \text{ kg/cm}^2$$

腹鉄筋を必要としない斜引張応力度

$$\sigma_{cal} = -16 \text{ kg/cm}^2$$

設計荷重作用時の斜引張応力度

$$\sigma_{cal} = -9 \text{ kg/cm}^2$$

鉄筋 SS 41

n. 安全率：

ヒビレ安全率 $F.S. \geq 1.4$ (活荷重に対して)

破壊に対する安全率

$$F.S. \geq 2.0 \text{ (全荷重に対して)}$$

3. 設計計算

(1) 床板の設計

a) 活荷重による曲げモーメント

① 片持部：

$$\text{衝撃係数 } 1+i = 1 + \frac{20}{50+1.1} = 1.39$$

片持部の活荷重に対する影響面 (Pucher の表による)

$$\eta = 1/30 \cdot (10.00 + 10.41 + 11.50 + 12.10 + 11.00)$$

$$\times 1/5 = 0.368$$

ゆえに曲げモーメントは、

$$M = -1.39 \times 0.368 \times 8.0 \text{ t} = 4.11 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

鋼道路橋示方書に示されている略算式によると

$$M = 1.39 \times \frac{8.0 \times 1.1}{2 \times 1.1 + 0.4} = 4.77 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

片持部影響面において、輪荷重を可能な範囲で影響値が最大になる位置においたとき $\eta = 0.385$ となり

$$M = -1.39 \times 0.385 \times 8.0 = 4.3 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

(設計曲げモーメント)

② 両端固定板：

$$\text{衝撃係数 } 1 + \frac{20}{50+2.35} = 1.38$$

両端固定板影響面

$$M_{xm} = \frac{2 \times 1.38}{8\pi} \times 8.0 \times 1.77 = 1.55 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{xe} = -\frac{1.38}{8\pi} \times 8 \times 6.5 = -2.85 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

b) 死荷重による曲げモーメント

① 張出部：張出部コンクリート重量

$$wd_1 = 0.15 \times 2.4 \times 1.9 = 0.684 \text{ t/m},$$

$$wd_2 = 0.15 \times 2.4 \times 1.9 \times \frac{1}{2} = 0.342 \text{ t/m}$$

舗装重量

$$wd_3 = 0.056 \times 2.2 \times 1.6 = 0.197 \text{ t/m}$$

高欄重量

$$Wd_4 = 0.300 \text{ t/m (仮定)}$$

ゆえに曲げモーメントは

$$Md_1 = 0.684 \times 0.95 = 0.65 \text{ t} \cdot \text{m/m},$$

$$Md_2 = 0.342 \times 0.633 = 0.216 \text{ t} \cdot \text{m/m},$$

$$Md_3 = 0.197 \times 0.8 = 0.158 \text{ t} \cdot \text{m/m},$$

$$Md_4 = 0.300 \times 1.8 = 0.54 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

高欄推力

$$H = 0.25 \text{ t/m}$$

$$Mh = 0.25 \times 0.9 = 0.225 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

ゆえに死荷重によるモーメントの総計は、

$$M_D = Md_1 + Md_2 + Md_3 + Md_4 + Mh$$

$$\div -1.80 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\therefore \Sigma M = M_D + M_L = -4.3 - 1.8 = -6.2 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

② 両端固定板：

$$a = 2.55 \text{ m} \quad b = 10.0 \text{ m}$$

床板厚平均 0.20 m $wd_1 = 2.4 \times 0.2 = 0.48 \text{ t} \cdot \text{m/m}$

舗装厚 0.056 m $wd_2 = 2.2 \times 0.056 = 0.123 \text{ t} \cdot \text{m/m}$

$$\therefore \Sigma = 0.603 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

ゆえに

$$M_{xmd} = \frac{0.603 \cdot 2.55^2}{24} = 0.1635 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{xed} = 0.327 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\Sigma M_{xm} = M_{xmd} + M_{xmi} = 1.55 + 0.164$$

$$= 1.71 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\Sigma M_{xe} = M_{xed} + M_{xel} = -2.85 - 0.33$$

$$= -3.18 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

c) 各断面応力度

① 張出部：

$$Z = 100 \times 30^2 / 6 = 15 \text{ 000 cm}^3$$

$$\sigma_d = \pm 158 \text{ 000} / 15 \text{ 000} = \pm 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{l+d} = \pm 620 \text{ 000} / 15 \text{ 000} = \pm 41.35 \text{ kg/cm}^2$$

プレストレス (100 kg/mm² で導入)

$$\sigma_p = \frac{2.5 \times 23 \text{ 580}}{30 \times 100} \pm \frac{23 \text{ 580} \times 2.5 \times 7.5}{15 \text{ 000}} = 49.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{or } -9.9 \text{ kg/cm}^2$$

② 両端固定板端部：

$$\sigma_{l+d} = 318 \text{ 000} / 15 \text{ 000} = \pm 21.17$$

$$\sigma_p = \frac{2.5 \times 23 \text{ 580}}{30 \times 100} \pm \frac{2.5 \times 25 \text{ 938} \times 5}{15 \text{ 000}} = 39.2 \text{ or } 0$$

③ 中央部：

$$Z = 100 \times 15^2 / 6 = 3 \text{ 750}$$

$$\sigma_{l+d} = 171 \text{ 000} / 3 \text{ 750} = 45.6$$

$$\sigma_p = 2.5 \times 23 \text{ 580} / 15 \times 100$$

$$\pm \frac{2.5 \times 23 \text{ 580} \times 2.5}{3 \text{ 750}} = 78.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ or } 0$$

(2) 主桁の設計

a) 死荷重による曲げモーメントの算式 等分布荷

重による各点の曲げモーメントは、式 (14), (18) により

$$M_c = q\rho^2 \left\{ \frac{\cos\left(r - \frac{\theta}{2}\right)}{\cos\frac{\theta}{2}} - 1 \right\} \dots\dots\dots (14)$$

$${}_2M_c = -q \cdot e \cdot \rho \frac{\cos \theta}{\sin \theta} \cdot \sin r + q \cdot e \cdot \rho \frac{\sin r}{\sin \theta} - q \cdot e \cdot \rho + q \cdot e \cdot \rho \cos r \dots\dots\dots (18)$$

$C_1(r=0.1\theta)$, $C_2(r=0.2\theta)$, $C_3(r=0.3\theta)$, $C_4(r=0.4\theta)$, $C_5(r=0.5\theta)$ の各点についての ${}_1M_c$, ${}_2M_c$ は

M_c	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
${}_1M_c$	40.439 q	71.844 q	94.143 q	107.637 q	111.967 q
${}_2M_c$	0.068 qe	0.121 qe	0.158 qe	0.181 qe	0.189 qe

b) 影響線 集中荷重による曲げモーメントは式(9)より

$$M_c = \frac{P \rho \sin(\theta - \varphi) \sin r}{\sin \theta}$$

M_c の影響線は

$P=1$ とする

注目点 荷重点	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
C_1	2.699	2.404	2.096	1.807	1.508
C_2	2.404	4.809	4.192	3.616	3.017
C_3	2.094	4.161	6.232	5.418	4.524
C_4	1.807	3.616	5.422	7.219	6.049
C_5	1.517	3.047	4.551	6.021	7.515
C_6	1.212	2.426	3.639	4.834	6.020
C_7	0.902	1.813	2.719	3.614	4.521
C_8	0.602	1.209	1.814	2.412	3.016
C_9	0.302	0.605	0.906	1.205	1.506

c) 死荷重による曲げモーメント

桁中央断面(自重) $qd_1=8.24$ t/m
 地覆, 舗装高欄 $qd_2=1.488$ t/m
 横桁の重量(10カ所当り) $qd_3=2.98$ t
 増加断面(支点) $qd_4=(8.24+1.00)$ t/m
 (増加断面は支点との間 9.0m で漸増する)

地覆舗装, 高欄以外の死荷重による各点の曲げモーメント

	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
${}_1M_{cd1}$ t・m	356.0	632.0	779.7	893.6	983.0

地覆舗装, 高欄による各点の曲げモーメント

	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
${}_1M_{cd2}$ t・m	60.2	106.9	140.0	159.3	166.7

d) 活荷重による曲げモーメント

ント

活荷重

線荷重 $p=5000 \times \alpha$

$$=4970 \text{ kg/m}$$

$$\text{ただし } \alpha = \left(1 - \frac{8.5-5.5}{50}\right)$$

$$=0.994$$

等分布荷重

$$p'=350 \times \alpha = 348 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{衝撃係数 } i = \frac{20}{50+30} = 0.25$$

等分布荷重(桁単位長あたり)

$$q_l = 0.348 \times 8.5 \times 1.25 = 3.6975 \text{ t/m}$$

線荷重(桁集中荷重)

$$P = 4.970 \times 8.5 \times 1.25 = 52.8063 \text{ t}$$

活荷重による各点の曲げモーメント

	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
${}_1M_{cql}$	149.1	265.5	348.0	397.4	413.2
${}_1M_{cp}$	142.5	254.0	331.9	381.2	396.8

e) プレストレス 曲線部材のプレストレスは直線部材と同様な断面応力状態となる。それは次のように証明することができる(図-3,4 参照)。

$$PY \cos \theta - \int_0^\theta \frac{P}{\rho} \cdot \rho Y \sin \varphi d\varphi = PY$$

$$P(X+\rho) - P \rho \cos \theta - \int_0^\theta \frac{P}{\rho+X} (\rho+X) \rho \sin(\theta-\varphi) d\varphi = PX$$

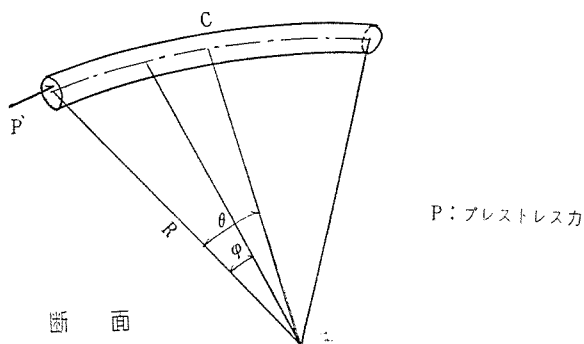
f) 断面の諸数値

$$I_y = I_x \sin^2 \alpha + I_y \cos^2 \alpha$$

$\sin \alpha = 0.06$ $\cos \alpha = 1$ と仮定する

総断面

図-3



断面

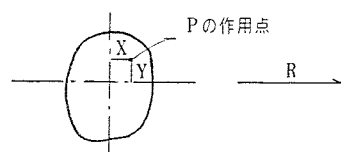
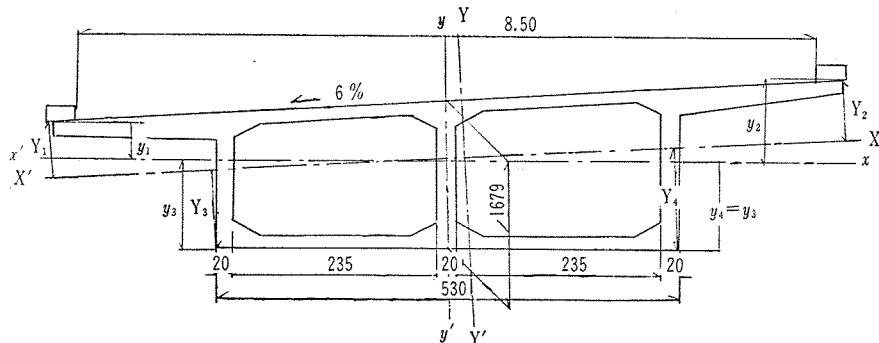


図-4



$$A = 3.453 \text{ m}^2 \quad I_y = 1.536 \ 422 \text{ m}^4$$

$$I_x = 21.1212 \text{ m}^4$$

$$I_{\xi\eta} = \frac{1}{2} (I_x - I_y) \sin 2\alpha + I_{xy} \cos 2\alpha$$

$$\therefore \tan 2\alpha = 2 I_{xy} / (I_x - I_y), \quad I_{xy} = 0.896 \text{ m}^4 \text{ であるから}$$

$$\therefore \tan 2\alpha = 2 \times 0.896 / (21.1212 - 1.536 \ 422) = 0.0915$$

$$2\alpha = 5^\circ 14' \quad \alpha \doteq 2^\circ 37'$$

ゆえに主軸上の断面二次モーメント I_X, I_Y は

$$I_X = 21.1212 \cos^2 2^\circ 37' + 1.536 \ 422 \times \sin^2 2^\circ 37' \\ + 0.896 \times \sin 5^\circ 14' = 21.1621 \text{ m}^4$$

$$I_Y = 1.536 \ 422 \times \cos^2 2^\circ 37' + 21.1212 \sin^2 2^\circ 37' \\ - 0.896 \times \sin 5^\circ 14' = 1.495 \ 43 \text{ m}^4$$

P C 鋼線の中心の座標: (x, y) 座標では $(4.52 \text{ cm}, 91.8 \text{ cm})$

(X, Y) 座標を座標 (A, B) とすると

$$A = 4.52 \sin \alpha - 91.8 \cos \alpha = -91.7,$$

$$B = -4.52 \cos \alpha - 91.8 \sin \alpha = -8.7$$

総断面積 3.453 m^2

断面図心位置

$$y_{3,4} = 101.8 \text{ cm}, Y_3 = 89.39 \text{ cm}, Y_4 = 113.58 \text{ cm},$$

$$y_1 = 38.9 \text{ cm}, y_2 = 94.5 \text{ cm}, Y_1 = 59.87 \text{ cm},$$

$$Y_2 = 73.93 \text{ cm}, x_3 = -269.52 \text{ cm}, x_4 = +260.48 \text{ cm},$$

$$X_3 = -273.89 \text{ cm}, X_4 = 255.56 \text{ cm}, x_1 = -459.52 \text{ cm},$$

$$x_2 = 450.48 \text{ cm}, X_1 = -457.75 \text{ cm}, X_2 = 454.79 \text{ cm}$$

断面二次モーメント

$$I_x = 21.1212 \text{ m}^4, I_X = 21.1621 \text{ m}^4, I_y = 1.536 \ 422 \text{ m}^4$$

$$I_Y = 1.495 \ 43 \text{ m}^4$$

断面係数

$$Z_{y_{3,4}} = 1.536 \ 422 / 1.018 = 1.509 \text{ m}^3$$

$$Z_{Y_3} = 1.495 \ 43 / 0.8939 = 1.673 \text{ m}^3$$

$$Z_{Y_4} = 1.495 \ 43 / 1.1358 = 1.317 \text{ m}^3$$

$$Z_{y_1} = 1.536 \ 422 / 0.389 = 3.949 \text{ m}^3$$

$$Z_{Y_1} = 1.495 \ 43 / 0.5987 = 2.497 \text{ m}^3$$

$$Z_{Y_2} = 1.495 \ 43 / 0.7393 = 2.023 \text{ m}^3$$

$$Z_{X_3} = 21.162 / 2.7389 = 7.726 \text{ m}^3$$

$$Z_{X_4} = 21.162 / 2.5556 = 8.284 \text{ m}^3$$

$$Z_{X_1} = 21.162 / 4.5775 = 4.623 \text{ m}^3$$

$$Z_{X_2} = 21.162 / 4.5479 = 4.653 \text{ m}^3$$

純断面

純断面積 3.3895 m^2

断面図心位置

$$y_{3,4} = 1.035 \text{ m},$$

$$Y_3 = 0.9109,$$

$$Y_4 = 1.1530 \text{ m},$$

$$y_1 = 0.3618 \text{ m},$$

図-5

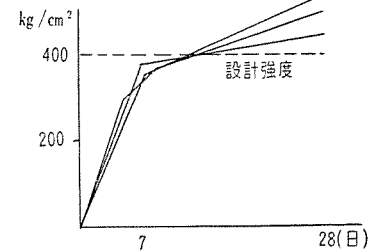
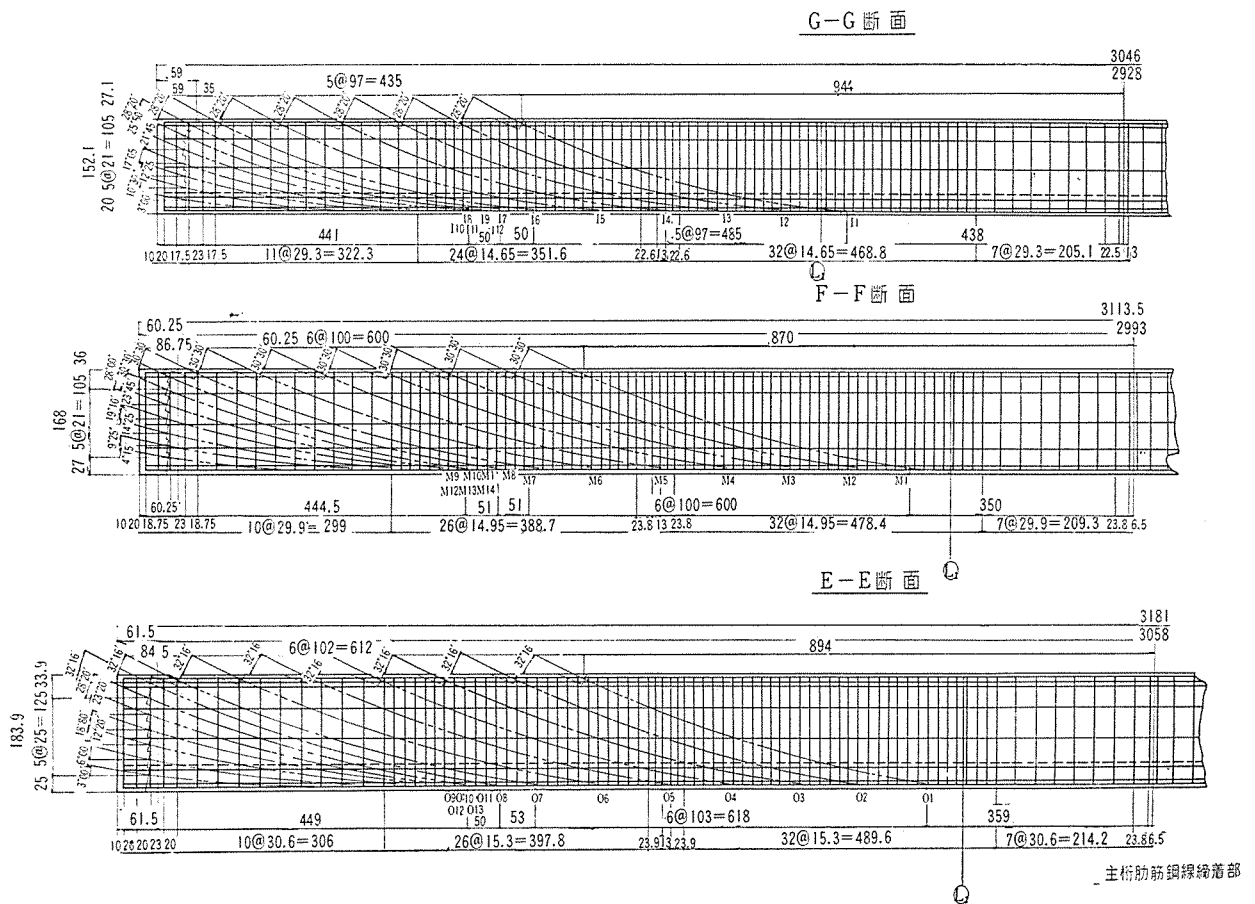


図-6



$y_2=0.928\text{ m}$, $Y_1=0.5816\text{ m}$, $Y_2=0.7222\text{ m}$
 x 座標 X 座標は前記絶断面にほとんど等しい。

断面二次モーメント

$$I_x=21.1207\text{ m}^4, I_X=21.1616\text{ m}^4$$

$$I_y=1.4819\text{ m}^4, I_Y=1.441\text{ m}^4$$

断面係数

$$Z_{y_{3,4}}=1.4819/1.035=1.432\text{ m}^3$$

$$Z_{Y_3}=1.441\text{ m}^3/0.9109=1.584\text{ m}^3$$

$$Z_{Y_4}=1.441\text{ m}^3/1.153=1.251\text{ m}^3$$

$$Z_{y_1}=1.4819/0.3618=4.096\text{ m}^3$$

$$Z_{Y_1}=1.441\text{ m}^3/0.5816=2.48\text{ m}^3$$

$$Z_{y_2}=1.4819/0.928=1.597\text{ m}^3$$

$$Z_{Y_2}=1.441\text{ m}^3/0.7222=1.996\text{ m}^3$$

$$Z_{X_3}=21.1616/2.6952=7.7264\text{ m}^3$$

$$Z_{X_4}=21.1616/2.5556=8.280\text{ m}^3$$

$$Z_{X_1}=21.1616/4.5775=4.623\text{ m}^3$$

$$Z_{X_2}=21.1616/4.5479=4.654\text{ m}^3$$

g) プレストレスによる中央点応力度

$$\sigma_{X_1}=1\,710.45 \times 0.087/4.623=32.18\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{X_2}=\quad\quad\quad/4.654=-31.96\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{X_3}=\quad\quad\quad/7.7264=19.25\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{X_4}=\quad\quad\quad/8.2807=-17.96\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{Y_1}=1\,710.45 \times 0.9321/2.48=-643.7\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{Y_2}=\quad\quad\quad/1.996=-800.0\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{Y_3}=\quad\quad\quad/1.584=1\,007.0\text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{Y_4}=\quad\quad\quad/1.251=1\,275.1\text{ t/m}^2$$

ゆえに $P/A=504.6\text{ t/m}^2$ であるから

$$\sigma_4=-17.96+1\,275.1+504.6=1\,797.2\text{ t/m}^2$$

$$\quad\quad\quad=179.7\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3=-19.3+1\,007.0+504.6=1\,530.8\text{ t/m}^2$$

$$\quad\quad\quad=153.1\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1=32.18-643.7+504.6=-106.9\text{ t/m}^2$$

$$\quad\quad\quad=-10.7\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2=-31.96-800.0+504.6=-327.4\text{ t/m}^2$$

$$\quad\quad\quad=-32.7\text{ kg/cm}^2$$

h) コンクリートの乾燥収縮, クリープ, PC 鋼線の

リラクゼーションによる減少量

$$\text{クリープ係数 } \varphi=2.0k$$

$$\text{乾燥収縮 } \epsilon_s=12.5 \times 10^{-5} \times 0.6k$$

$$\sigma/\sigma_\infty=350/460 \div 0.75 \text{ ゆえに } k \div 1$$

PC 鋼線図心位置のコンクリート応力度は, プレストレス導入直後

$$\sigma_{ctp}=\frac{1\,710.45}{3\,389.5 \times 10} \left\{ 1 + \frac{0.9321^2}{0.4253} \right\} = 153.5\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cd}=-62.0\text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ce}=-62.0+153.5=91.5\text{ kg/cm}^2$$

$$r=0.01395 \quad \frac{n r}{1+n r}=0.07365$$

$$1-e^{-0.073\,65 \times 2.0}=1-0.863=0.137 \quad \therefore \mu=9.83$$

$$\therefore \frac{\epsilon_s}{p} E_c = \frac{12.5 \times 10^{-5} \times 0.6}{2.0} \times 3.5 \times 10^5 = 13.1$$

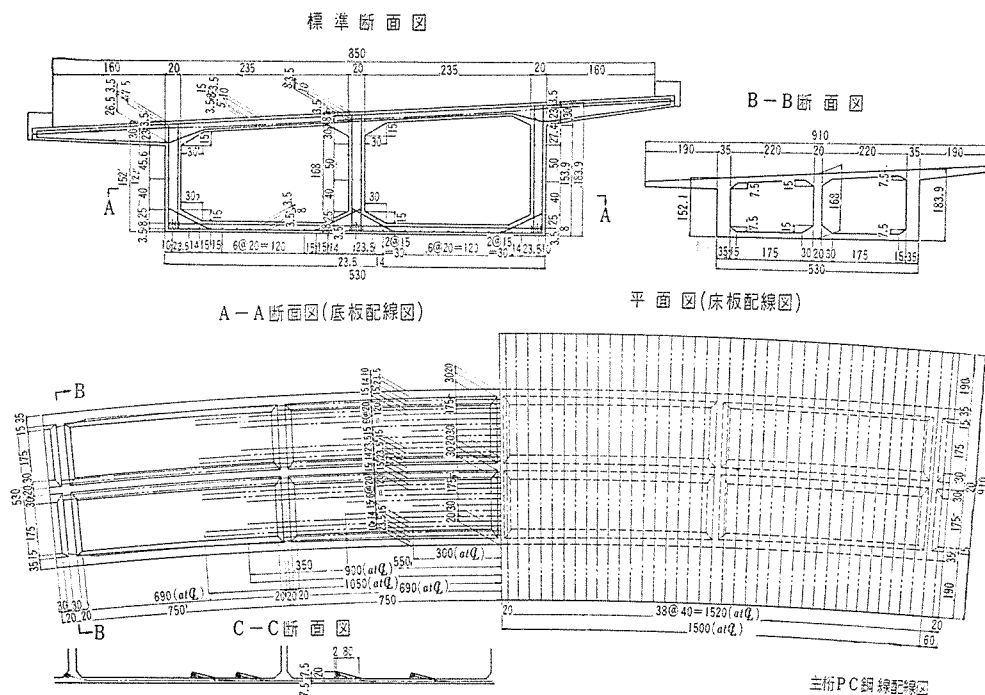
$$\therefore (13.1+9.15) \times 0.015\,549\,6 \times 9.83 = 159.9$$

$$\therefore P_e=0.95 P_t-159.9=1\,624.9-159.9=1\,465.0$$

$$\therefore P_e/P_t=1\,465.0/1\,710.45=0.856$$

ゆえに地覆, 高欄および活荷重が載荷するときの応力

図-7



(合成応力, j) 参照)

導入時

$$\sigma_1 = 24.68 - 10.7 = 14.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 61.6 - 32.7 = 28.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = -68.7 + 153.1 = 84.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = -68.7 + 179.7 = 111.0 \text{ kg/cm}^2$$

有効 (載荷時)

$$24.7 - 0.856 \times 10.7 = 15.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$61.6 - 0.856 \times 32.7 = 33.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$-68.7 + 0.856 \times 153.1 = 62.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$-68.7 + 0.856 \times 179.7 = 85.2 \text{ kg/cm}^2$$

i) 地覆, 高欄および活荷重による曲げモーメントおよび応力換算断面

$$(n-1)A_s = 0.0155494 \times (5.7-1) = 0.073082 \text{ m}^2$$

$$\therefore A = 3.453 + 0.0730 = 3.526 \text{ m}^2$$

$$0.7308 \times 0.915 / 3.526 = 0.019$$

$$3.526 \times 0.019^2 = 0.00127$$

$$\text{また } 0.07308 \times 0.918^2 = 0.061588$$

$$\therefore I_X = 1.53642 + 0.061588 - 0.00127 = 1.5967 \text{ m}^4$$

$$y_3 \text{ or } y_4 = 99.9 \text{ cm}, y_4 = 40.8 \text{ cm}, y_2 = 96.4 \text{ cm}$$

ゆえに断面係数

$$W_3 \text{ or } y_4 = 1.5982 \text{ m}^3, W_1 = 3.913 \text{ m}^3, W_2 = 1.656 \text{ m}^3$$

地覆および高欄による曲げモーメントおよび応力

$$Md_2 = 166.7$$

$$\therefore \sigma_3 \text{ or } y_4 = 104.2 \text{ t/m}^2, \sigma_1 = 42.55 \text{ t/m}^2, \sigma_2 = 100.6 \text{ t/m}^2$$

活荷重による曲げモーメントおよび応力

$$M_L = 396.8 \times 1.25 = 396.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_Q = 330.7 \times 1.25 = 413.2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\therefore \Sigma M_{\text{live}} = 810.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\therefore \sigma_3 \text{ or } y_4 = -506.7 \text{ t/m}^2, \sigma_1 = 206.9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 419.0 \text{ t/m}^2$$

j) 合成応力

$$\sigma_1 = 15.5 + 20.7 + 4.3 = 40.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 33.6 + 10.1 + 48.9 = 92.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 62.3 - 10.4 - 50.6 = 1.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 85.2 - 10.4 - 50.7 = 24.1 \text{ kg/cm}^2$$

k) ヒビワレに対する安全率 コンクリートの曲げ

引張強度を 50 kg/cm^2 とする

全荷重に対する安全率

$$F_4 = \frac{179.7 \times 0.856 + 50}{68.7 + 50.7 + 10.4} = 1.58$$

$$F_3 = \frac{153.1 \times 0.856 + 50}{68.7 + 50.7 + 10.4} = 1.40$$

活荷重に対する安全率

$$f_4 = 1 + \frac{24.1 + 50}{50.6} = 2.46$$

$$f_3 = 1 + \frac{1.2 + 50}{50.6} = 2.01$$

1) 破壊に対する安全率 引張側にある鋼材は $\phi 5 \text{ mm}$ の P C 鋼線 $66 \times 12 = 792$ 本および鋼線 $\phi 9 \text{ mm}$ が 32 本であるから

$$A_p = 792 \times 0.1952 = 154.6, A_s = 32 \times 0.6594 = 21.1$$

$$\text{P C 鋼線引張強度 } 16500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{鉄筋降伏点応力度 } 24.00 \text{ kg/cm}^2$$

ゆえに

$$T = 154.6 \times 16500 + 2400 \times 21.1 = 2601000 \text{ kg}$$

$$a = \frac{2601000}{910 \times 400} = 7.1 \text{ cm}$$

抵抗モーメントは安全側として

$$d = 1.53 + 0.075 - 0.07 \times \frac{1}{2} = 1.57$$

$$M_T = 2.601 \times 1.57 = 4083.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

ゆえに

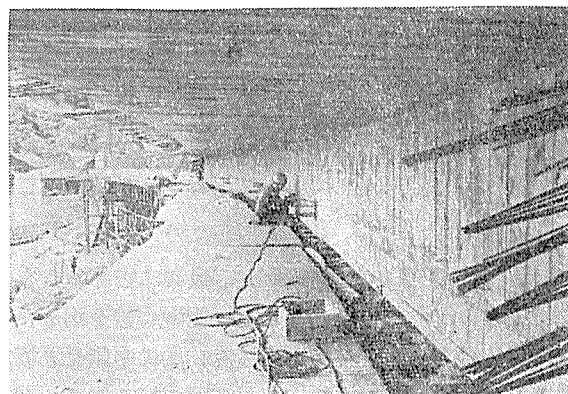
$$F.S. = \frac{4083.5}{983 + 166.7 + 648.1} = 2.3$$

以上計算の概要を述べたが, セン断力およびセン断応力, 曲げネジリ応力等については別の機会に発表する予定である。

4. 上部工工事概要

本工事は別子建設KKが, 昭和34年12月28日に契約, ただちに諸準備に着手し, 昭和35年2月10日に現場乗込みを開始し, 支保工用ガーダーを架設した。そして4月12日, 第1回のコンクリートを打設した。昭和35年8月下旬に本工事は完了した。目下応力測定を実施中である。

写真-3 桁上突縁突出部



(1) 支保工

この架設地点は漁港で舟の出入があるため中央部に7.5m くらいの中の開口部を2カ所必要とするので, 図のような支保工を採用した。図のような脚上にガーダーを3本並列して並べその上に尺角を敷き並べた。

(2) 型ワケ

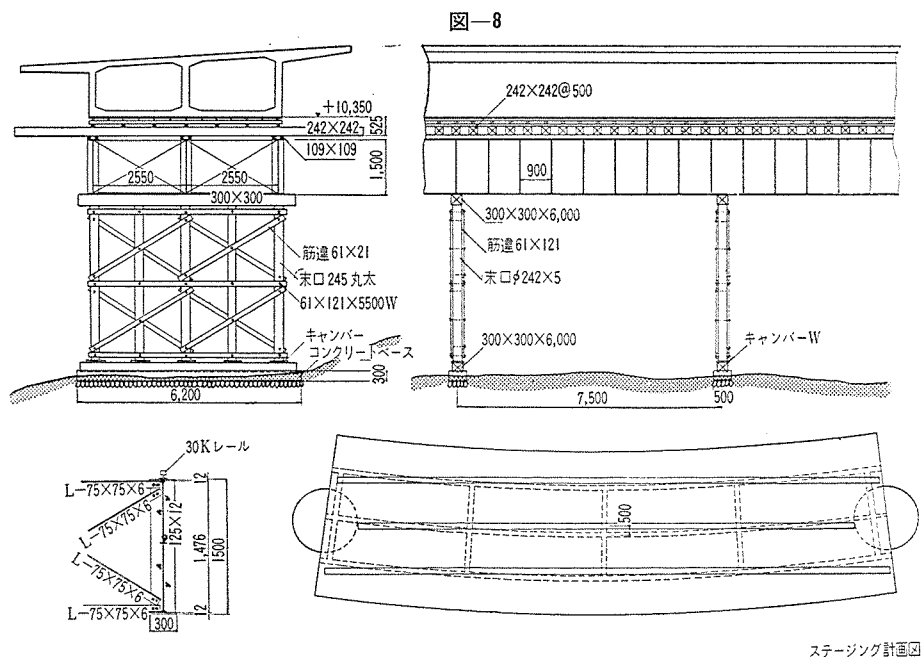
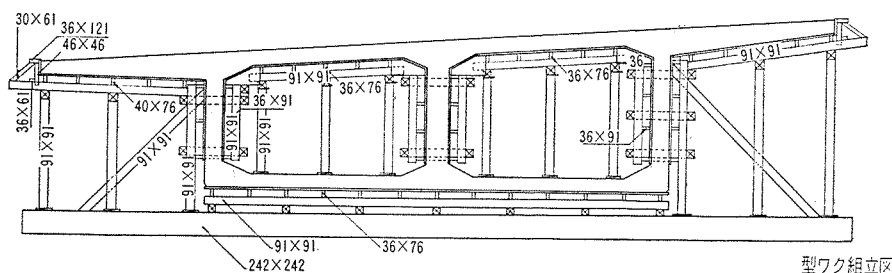
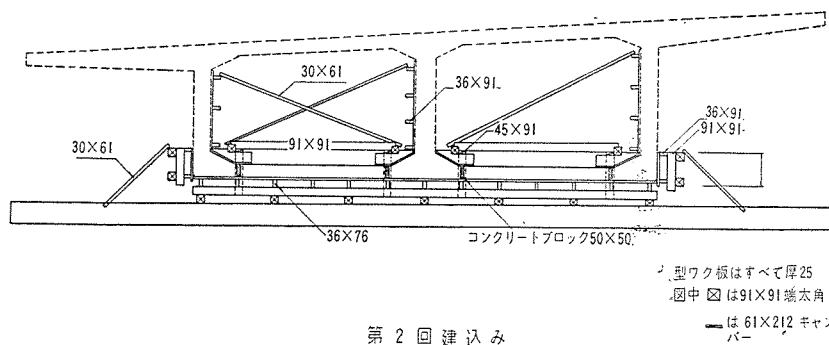


図-9

第1回建込み



24 mm の木製型ワクを使用して最初に底部のせき板を支保工上の尺角に張り、その上に桁中心線を画き、その上で下突縁部側面せき板を建込み、次に中側せき板、腹部用側面外せき板および床版用下面の板を作る。型ワクは使用に先だち原寸および仮組み検査をした。脱型剤は第1回目は鉱油を使用し、第2回以後は水溶性切削油を使用した。

(3) コンクリート

コンクリートは $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$ を要求されるので細心の注意をもって配合設計および現場配合設計を行なわ

ねばならない。

骨材

示 方 配 合

粗骨材最大粒径	スランブ	水 量	セメント	w/c	G/S	砂	砂 利
25 mm	5~7	189	450	42.0%	1.97	645 kg	1446 kg

バッチ配合 (16 切ミキサー 12 切練上げ)

粗骨材最大寸法	スランブ	水 量	セメント	w/c	G/S	砂	砂 利
25 mm	5~7 cm	63 l	150 kg	42.0%	1.97	215 kg	424 kg

砂 酒匂川産 荒目

F.M.=2.90 比重=2.66

砂利 酒匂川産 25 mm

F.M.=7.26 比重=2.77

(4) コンクリート打設

バッチャー プラントは小田原側橋台上に設け、運搬車によりコンクリートを打設、棒状バイブレイター4台(2 IP 2台, 1 IP 2台)を使用し、コンクリートは1日最大 60.0 m³ で、打設時間は12時間くらいを要した。打継目についてはいろいろ検討した結果、施工上から下突縁、腹部、上突縁にわけて3回でコンクリートを打設した。下突縁コンクリートは施工がむずかしく時間を一番多く要した。

(5) プレストレス

a) 損失計算 角変化による摩擦損失については垂直方向(円周面上の)角変位と、水平方向(円の接線変化)角変位があるため立体的な角変化を計算しなければならない。

それでその角変化を α とし、水平方向 φ 、垂直方向を θ とすると $\alpha = \cos^{-1} \cos \varphi \cdot \cos \theta$ で計算した。

b) 緊張方法 引張力(マノメーター)の読みを一定にし、各PC鋼線の伸びを計算し、それにより緊張した。プレストレス作業はジャッキ4台を用い、最初に両外側桁を同時に対称に緊張した(水平方向の曲げモーメントが生じにくいように)。

c) 緊張表

5. 結 び

PC曲線橋の設計施工はなにぶんにも初めてであり、いろいろ困難なことがあった。特にプレストレスをする

外桁 緊張力 32.05 t

PC鋼線	O ₁	O ₂	O ₃	O ₄	O ₅	O ₆	O ₇	O ₈	O ₉	O ₁₀	O ₁₁	O ₁₂	O ₁₃
伸び(mm)	108.7	120.3	131.0	143.5	155.1	166.7	178.4	180.4	185.1	187.8	192.3	195.8	198.5

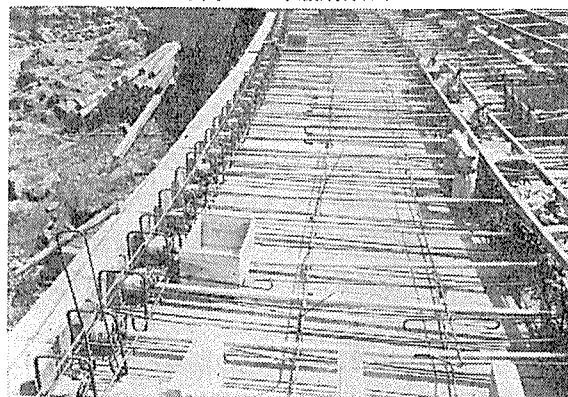
中桁 緊張力 31.80 t

PC鋼線	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀	M ₁₁	M ₁₂	M ₁₃	M ₁₄
伸び(mm)	106	117.5	129.0	140.5	152.0	163.5	175.0	177.0	179.8	184.2	187.0	189.4	192.8	194.0

内桁 緊張力 31.70 t

PC鋼線	I ₁	I ₂	I ₃	I ₄	I ₅	I ₆	I ₇	I ₈	I ₉	I ₁₀	I ₁₁	I ₁₂	I ₁₃
伸び(mm)	106.8	117.7	128.6	139.5	150.4	161.3	172.2	173.7	175.0	178.3	181.4	182.8	185.6

写真-4 床版鋼線配置



と曲線部材は折れてしまうのでは無いかという考えは現在では非常に馬鹿げたことであるが、最初大変心配したことである。

そのほかいろいろ困難な問題があった。特に施工時の型枠製作、建込み、プレストレスの導入等であった。

終りにのぞみ施工者たる別子建設KKが、工事完成のため最大限の努力をもって誠心誠意施工されたことに対して、関係諸氏に深甚の謝意を表わす次第である。

また現在応力測定実施中であるので測定結果がまとまり次第発表する予定である。

(神奈川県 小田原土木出張所)

御 投 稿 の お 願 い

この雑誌はプレストレスト コンクリートの世界でも珍しい専門雑誌の一つです。会員諸兄の技術向上にいささかでも役立つように日夜苦心して編集に当たっておりますが、多くの問題を広くとりあげるのは、これではなかなか大変なことです。一方的になっても困りますし、とにかく皆様の卒直な声をお聞かせ願えません。自由に気楽に意見を述べて頂く会員欄、疑問点を相談していただきたい質疑応答欄、工事状況、施工の苦心点を現場から速報してほしい工事ニュース欄、口絵写真欄、その他報告、資料など、御気軽にどしどし原稿をお寄せ下さい。また、新設してほしい欄とか、もっと充実してほしい欄、雑誌に対する建設的な御意見なども募ります。御投稿にあたっては前号の会告欄に発表いたしました投稿規定にしたがってください。以上の原稿、御意見などはすべて下記へお送り願います。

東京都千代田区丸ノ内3の8 PC技術協会編集委員会 電話(271) 6131~5