

## 東京楽天地ボーリング場 PC 構造について

石 突 正\*

## 1. はじめに

プレストレスト コンクリートは建築においても、各種の構造方式が広く用いられるようになった。しかしながら、現場打一体式 PC ラーメンは、あまり積極的には用いられなかった。これは、建築ラーメンが高次不静定であり、とくに柱が剛強な場合、変形の拘束が大きく、プレストレス導入のさい生ずる 2 次モーメントを計算する必要があるため、設計ならびに施工上の困難がともなうことによるものと思われる。

昨年秋完成した楽天地ボーリング場は、経済的な一体式 PC 構造を作る現場打ラーメン方式の一例と考える。ここに誌面をかりて、設計施工の概略を報告しようとするものである。

## 2. 建物概要と構造計画

## (1) 建物概要

建築主：KK 東京楽天地

設計施工：KK 竹中工務店東京支店

PC 工事：ピー・エス・コンクリート KK

工期：昭和 39 年 3 月～10 月

所在地：東京都墨田区江東橋 2 丁目 12

規模：ボーリング アレー 3 階建

付属部分；4 階建 中 2 階付

建築面積；1 231.42 m<sup>2</sup>

延べ面積；3 971.59 m<sup>2</sup>

構造：躯体；鉄筋コンクリート造 一部鉄骨造  
基礎；アースドリルによる場所打 RC くい

## (2) 構造計画

敷地の形状から、平面がやや不規則となり、ボーリング アレー部分は 1 スパンの 3 層ラーメンであるが、付属施設部分は中 2 階をふくめ 5 層となり、かつ普通 RC 構造が有利であるが、ボーリング アレー部分の PC ばりのプレストレッシングの工程を入れても、全体の工期に支障とならないと考えられたので、躯体全体をほとんど同様な手順で施工できる利点と、1 スパンであるため

プレストレッシングに特別の工夫を要しないことをあわせて検討し、現場打ラーメンとすることに決定した。

現場打ラーメンにプレストレスを導入する際、柱脚を一時的にピンとしたり、柱頭の拘束を解除しておいたりあるいは柱を細くして曲げ抵抗を減じプレストレス導入後、合せ柱としたり、もしくは柱にもプレストレスを導入するなど、2 次モーメントを減少させる工夫があるが、完成後における、コンクリートの乾燥収縮ならびにクリープによる 2 次モーメントまでもなくすることはできない。したがって、施工の単純化に主眼をおき、特別な工夫は行なわず、一挙に各階床スラブまでコンクリート打を行なうよう計画した。ただ、妻壁ならびに付属施設部分の普通 RC 部分へ、プレストレス力が逃げることを防止するため、その間のスラブは中央に目地をとり、プレストレス導入後にコンクリートを打継ぐようにした。

ボーリング アレー部分は、張間 25.82 m、桁行方向 5.90 m × 6 = 35.4 m の 3 階建で、PC ばりは 2 階、3 階の床大ばり計 10 本である。屋根ばりも当初 PC ばりとする計画であったが、地盤が軟弱であるため屋上の利用を止め、鉄骨トラスの勾配屋根に変更された。

PC ばりは中央断面で、せいをおおむねスパンの 1/20 とし、135 cm とし幅を 36 cm、端部で水平垂直両方にハンチをとり、せい 150 cm、幅 50 cm とした。

柱は、1, 2 階とも 75 cm × 110 cm、3 階 75 cm × 90 cm の普通 RC とし、床スラブは  $t=12$  cm の現場打 RC スラブとし、RC 小ばりを約 3.20 m 間隔に配置した (図-1, 2)。

## 3. 設計について

## (1) 設計方針

各階床スラブまでコンクリート打し、プレストレス導入強度に達した際、全プレストレスを導入する。PC ばりの下の支柱を残したまた上層のコンクリート打を行なう計画としたので、コンクリートの自重によるモーメントが全部作用しないので、プレストレスは 1/2 程度を導入し、残りの 1/2 は上層のコンクリート打後導入することが良いと考えられるが、支柱に支持される D.L. の割

\* ピー・エス・コンクリート KK 建築部次長

図-1 2階床はり伏図

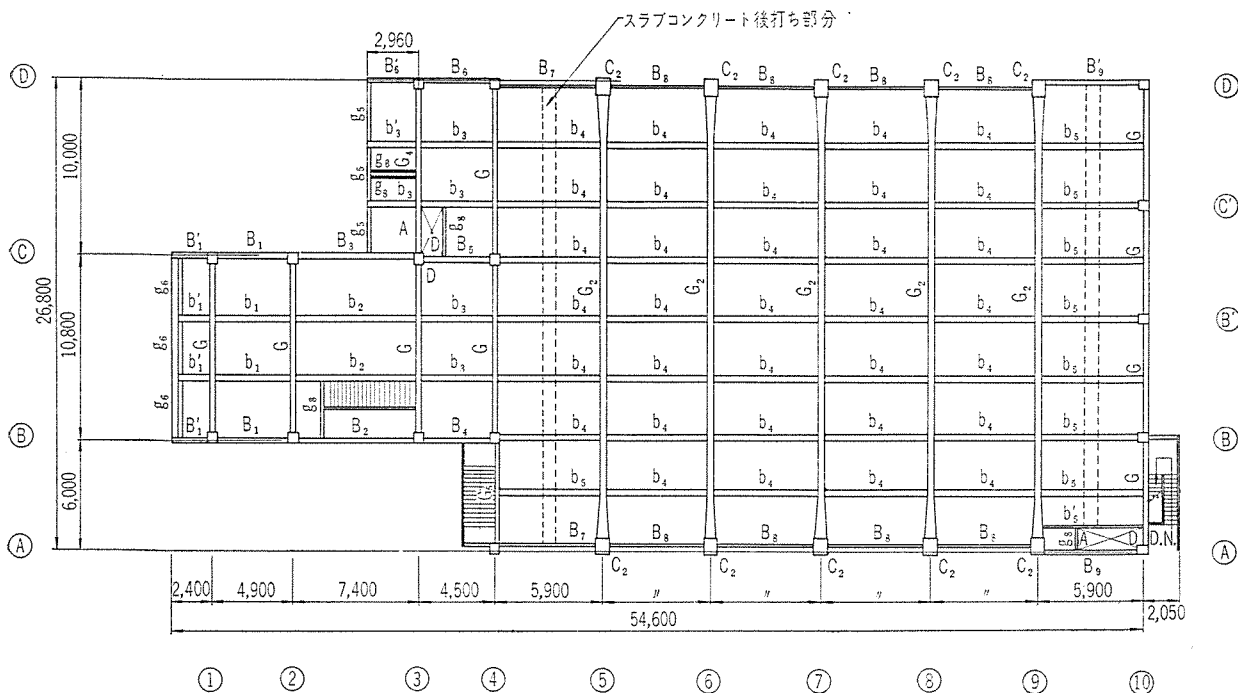


図-2 PC ラーメン軸組図

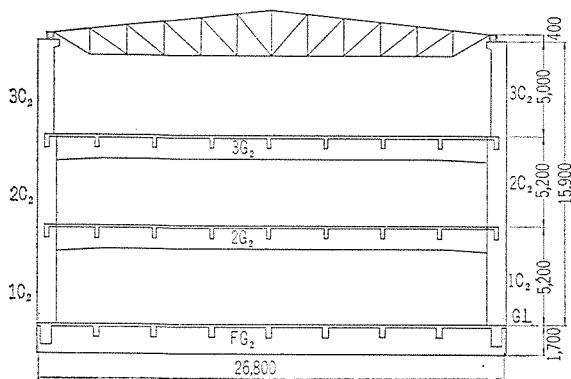
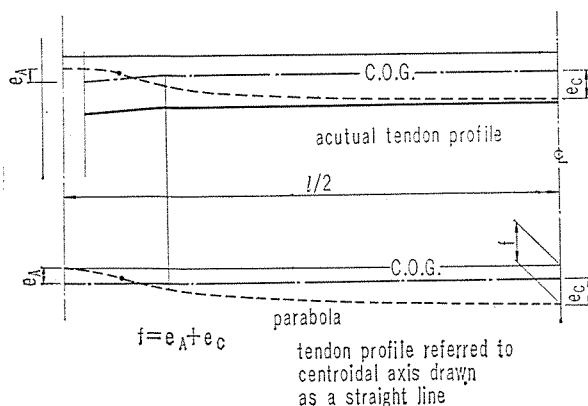


図-3



D.L. のモーメントは各段階ごとに全部作用するものとして、導入プレストレスと合成しチェックした。荷重ならびにプレストレスによる2次モーメントは固定モーメント法により計算した。スラブを同時にコンクリート打ちする場合、スラブの有効幅のとり方が問題となるが、今回は剛比計算・応力計算・断面設計のおおのの一貫して  $B=b+12t$  とし  $B=180\text{ cm}$  を用いた。またはり端にハンチをとったため、はりの中立軸が折れるが、これを図のように直線に引き直して、プレストレス力の偏心による固定モーメントの値を計算した (図-3)。

(2) 材料の許容応力度, その他

a) 材料の許容応力度

PC 用

材 料	(kg/cm <sup>2</sup> )							ヤング係数 $E_c$
	許容圧縮 $f_c'$	$f_c$	許容引張 $f_t'$	$f_t$	斜引張 $\sigma_t$	引張強度 $F_t$	曲げ引張 強 $\sigma_{tu}$	
concrete $F_{28}=350$	140	122.5	0*	0	8.6	24.5	40.8	$30 \times 10^4$

\* プレストレス導入時、部材圧縮側は  $f_t'=18\text{ kg/cm}^2$

材 料	断 面 積 $A_s$	引張荷重 $P_u$	降伏荷重 $P_y$	許容荷重 $P_i$	ヤング係数
BBRV cable 32- $\phi 6$	mm <sup>2</sup> 28.27 $\times$ 32	146.55 t 162 kg/mm <sup>2</sup>	126.65 t 140 kg/mm <sup>2</sup>	95.26 t	kg/cm <sup>2</sup> 200 $\times$ 10 <sup>4</sup>

b) プレストレス有効率 ; 静定構造物の場合と同様  $\eta=0.85$  と仮定する。

c) 床 荷 重

合が不明瞭であり、計算もより複雑となるので、各階ごとに一度に全プレストレスを導入した。したがって

(kg/m<sup>2</sup>)

	屋 根			屋 根 (鉄骨)			4 F l 機 械 室			3, 2 F l			1 F l		
	D.L.	L.L.	T.L.	D.L.	L.L.	T.L.	D.L.	L.L.	T.L.	D.L.	L.L.	T.L.	D.L.	L.L.	T.L.
床 用	483	180	663	165	60	225	610	550	1 160	408	300	708	655	300	955
ラ ー メ ン 用	483	130	613	165	0	165	610	400	1 010	408	270	678	655	270	925
地 震 力 用	483	60	543	165	0	165	610	200	810	408	160	568	—	—	—


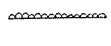

d) 震度  $K=0.2$

(3) 部材断面諸数値

a) P C ラーメン部材剛比

部 材	$b$	$B$	$D$	$t$	$I$	$l$	$K$	$k$
${}_2G_2, {}_3G_2$	36 cm	180 cm	135 cm	12 cm	$12\ 348 \times 10^3 \text{ cm}^4$	2 600 cm	$6\ 840 \text{ cm}^3$	0.43
${}_R G_2$	65		170		26 530	1 340	19 800	1.24
${}_1C_2, {}_2C_2$	75		110		8 319	520	16 000	1.0
${}_3C_2$	75		90		4 555	480		

b) 鉛直荷重時  $C, M_0, Q$

は り	荷 重 状 態	$l_x$	$l_y$	$ciw$	$M_0/w$	$Q/w$	$w$	$C$ (t-m)	$M_0$ (t-m)	$Q_l$
${}_2G_2$	 DL						3 450	206.50	309.75	46.23
${}_3G_2$	 LL							354.10	531.05	82.22
${}_R G_2$								78.20	119.40	31.92
								124.80	191.30	49.67

c) 柱の軸力

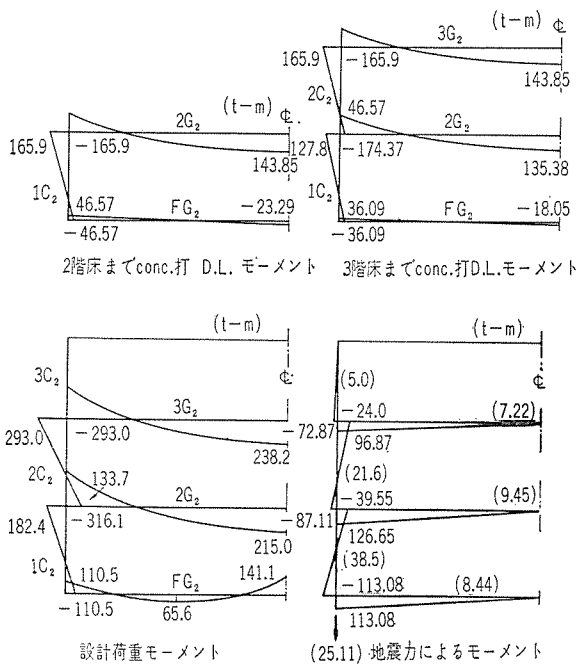
(t)

柱		3F	2F	1F	Base
$C_2$	荷 重	25.119	92.245	93.603	63.998
	軸 力	25.1	117.3	210.9	247.9

d) 地震時水平力 (P C ラーメン用)

屋根  $H_R=10 \text{ t}$  3階  $H_3=33.2 \text{ t}$  2階  $H_2=33.8 \text{ t}$

図-4 荷重によるモーメント



(3) 荷重によるモーメント (図-4)

a) 鉛直荷重

(t-m)

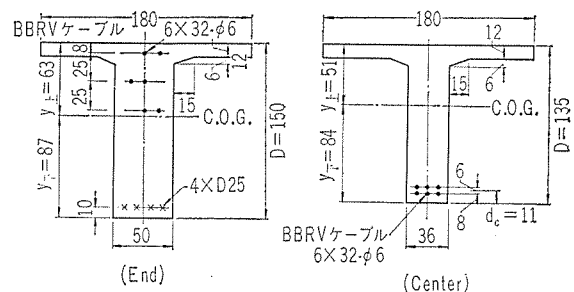
荷 重 段 階	${}_2G_2$		${}_3G_2$	
	両 端	中 央	両 端	中 央
床コンクリート打 (D.L.)	-165.9	143.35	-165.8	143.85
設 計 荷 重 時 (T.L.)	-316.1	215.0	-293.0	238.2

b) 地震時水平力

(t-m)

地 震 時	${}_2G_2$		${}_3G_2$	
	両 端	中 央	両 端	中 央
	$\pm 126.65$	0	$\pm 96.687$	0

図-5 P C ばりの断面図



(4) プレストレスによる2次モーメント

a) P C ばりの断面諸数値 (図-5)

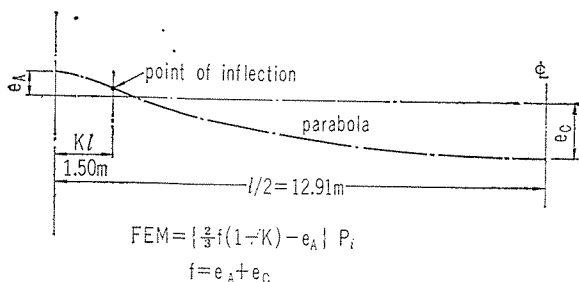
(端部)  $A_c=9\ 190 \text{ cm}^2$

$I_c = 20\,458\,890\text{ cm}^4$   
 $y_{上} = 63\text{ cm}; z_{上} = 324\,744\text{ cm}^3$   
 $y_{下} = 87\text{ cm}; z_{下} = 235\,159\text{ cm}^3$

(中央)

$A_c = 6\,678\text{ cm}^2$   
 $I_c = 12\,347\,586\text{ cm}^4$   
 $y_{上} = 51\text{ cm}; z_{上} = 242\,110\text{ cm}^3$   
 $y_{下} = 84\text{ cm}; z_{下} = 146\,995\text{ cm}^3$

図-6



b) Cable 配置と FEM (図-6)

$e_a = 63 - 33 = 30\text{ cm}$        $e_c = 84 - 11 = 73\text{ cm}$   
 $a = Kl = 1.50$      $l = 2\,582\text{ cm}$

$FEM = \left\{ \frac{2}{3} f(1-K) - e_a \right\} \times P_i = 166\text{ t-m}$

$K = \frac{a}{l} = 0.059$

$f = e_a + e_c = 103\text{ cm}$

$P_i = 80 \times 6 = 480\text{ t}$

c) プレストレス力によるはりの弾性収縮による FEM

$\sigma_g = 60\text{ kg/cm}^2$  と仮定  $\Delta l = \sigma_g \frac{l}{E} = 0.58\text{ cm}^*$

(5) 断面設計

a) プレストレス導入時 ( ${}_2G_2, {}_3G_2$ )

(端 部)

D.L. モーメント       $-165.9\text{ t-m}$   
 応 力 度       $\begin{cases} D\sigma_{上} = -51.0\text{ kg/cm}^2 \\ D\sigma_{下} = +70.6\text{ kg/cm}^2 \end{cases}$   
 プレストレス力       $480\text{ t}$   
 プレストレス モーメント       $480 \times 0.3 + 153.2 = 297.2\text{ t-m}$   
 プレストレス       $\begin{cases} p\sigma_{上}' = +143.7\text{ kg/cm}^2 \\ p\sigma_{下}' = -73.8\text{ kg/cm}^2 \end{cases}$   
 合成応力度       $\begin{cases} \sigma_{上} = +92.7\text{ kg/cm}^2 < 0.4 F_{28} \\ \sigma_{下} = -3.2\text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

b) 設計荷重時

${}_2G_2$  (端 部)

設計荷重時モーメント       $-316.1\text{ t-m}$   
 応 力 度       $\begin{cases} \sigma_{上} = -97.3\text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = +134.0\text{ kg/cm}^2 \end{cases}$   
 プレストレス力       $408\text{ t}$   
 プレストレス モーメント       $408 \times 0.3 + 143.2 = 265.6\text{ t-m}$

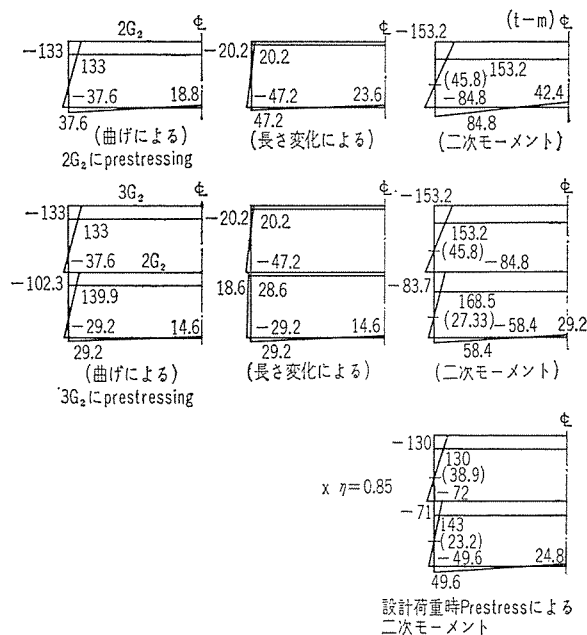
(中 央)

$143.85\text{ t-m}$   
 $\begin{cases} D\sigma_{上} = +59.4\text{ kg/cm}^2 \\ D\sigma_{下} = -98.0\text{ kg/cm}^2 \end{cases}$   
 $480\text{ t}$   
 $480 \times 0.73 - 153.2 = 197.2\text{ t-m}$   
 $\begin{cases} p\sigma_{上}' = -9.8\text{ kg/cm}^2 \\ p\sigma_{下}' = +205.8\text{ kg/cm}^2 \end{cases}$   
 $\begin{cases} \sigma_{上} = +49.6\text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = +107.8\text{ kg/cm}^2 < 0.4 F_{28} \end{cases}$

(中 央)

$215.0\text{ t-m}$   
 $\begin{cases} \sigma_{上} = +88.8\text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = -146.0\text{ kg/cm}^2 \end{cases}$   
 $408\text{ t}$   
 $408 \times 0.73 - 143.2 = 154.64\text{ t-m}$

図-7 プレストレス導入による 2次モーメント図



$*FEM = \frac{6EI}{h^2} \cdot \frac{\Delta l}{2} = 145\text{ t-m}$

d) プレストレスによる 2次モーメント (図-7)

2次モーメント	${}_2G_2$		${}_3G_2$	
	両 端	中 央	両 端	中 央
曲げ変形による	133.0	133.0	133.0	133.0
長さ変化による	20.2	20.2	20.2	20.2
合 成	153.2	153.2	153.2	153.2
設 計 荷 重 時	143.2	143.2	130.0	130.0

プレストレス	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p上} = +126.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{p下} = -67.8 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p上} = -3.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{p下} = +166.4 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$
合成応力度	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{上} = +28.9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = +66.2 \text{ kg/cm}^2 < 0.35 F_{28} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{上} = +85.0 \text{ kg/cm}^2 < 0.35 F_{28} \\ \sigma_{下} = +20.4 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$
${}_3G_2$	(端 部)	(中 央)
設計荷重時モーメント	-293.0 t-m	238.2 t-m
応 力 度	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{上} = -90.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = +125.0 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{上} = +98.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = -162.2 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$
プレストレス	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p上} = +122 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{p下} = -62.6 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p上} = -8.3 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{p下} = +174.9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$
合成応力度	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{上} = +31.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = +62.4 \text{ kg/cm}^2 < 0.35 F_{28} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{上} = +90.2 \text{ kg/cm}^2 < 0.35 F_{28} \\ \sigma_{下} = +12.7 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

(6) きれつ安全度

${}_2G_2$	(端 部)	(中 央)
プレストレス	$p\sigma_{上} = +126.2 \text{ kg/cm}^2$	$p\sigma_{下} = +166.4 \text{ kg/cm}^2$
設計モーメント	$M_{cr} = (p\sigma_{上} + \sigma_{tu}) \times Z_{上} = 542.25 \text{ t-m}$	$M_{cr} = (p\sigma_{下} + \sigma_{tu}) \times Z_{下} = 304.57 \text{ t-m}$
	$M_A = 316.1 \text{ t-m}$	$M_c = 215 \text{ t-m}$
	$\frac{M_{cr}}{M_A} = \frac{542.25}{316.1} = 1.72 > 1.3$	$\frac{M_{cr}}{M_c} = \frac{304.57}{215} = 1.42 > 1.3$
${}_3G_2$	(端 部)	(中 央)
プレストレス	$p\sigma_{上} = +122 \text{ kg/cm}^2$	$p\sigma_{下} = +174.9 \text{ kg/cm}^2$
	$M_{cr} = 528.61 \text{ t-m}$	$M_{cr} = 317.07 \text{ t-m}$
	$M_A = 293 \text{ t-m}$	$M_c = 238.2 \text{ t-m}$
	$\frac{M_{cr}}{M_A} = \frac{528.61}{293} = 1.8 > 1.3$	$\frac{M_{cr}}{M_c} = \frac{317.07}{238.2} = 1.34 > 1.3$

(7) 曲げ破壊安全度

a) 曲げ破壊強度

(端部断面)

$$T_1 = \text{BBRV } 32-\phi 6 \times 6 \text{ cable} = 126.65 \times 6 = 759.9 \text{ t}$$

$$n_1 = \frac{T_1}{0.83 b F_{28}} = \frac{759.900}{0.83 \times 50 \times 350} = 52.32 \text{ cm}$$

$$M_{B1} = T_1 \times (d_1 - 0.42 n_1) = 759.9 \times (1.17 - 0.42 \times 0.523) = 721 \text{ t-m}$$

$$T_2 = \text{SS } 49 \text{ 4-D } 25 \text{ (} A_s = 20.28 \text{ cm}^2 \text{)} = 60.84 \text{ t}$$

$$n_2 = \frac{T_2}{0.83 \cdot B \cdot F_{28}} = \frac{60.840}{0.83 \times 180 \times 350} = 1.2 \text{ cm}$$

$$M_{B2} = T_2 \times (d_2 - 0.42 n_2) = 60.84 \times (1.40 - 0.42 \times 0.012) = 84.87 \text{ t-m}$$

(中央断面)

$$T = 759.9 \text{ t}$$

$$n = \frac{T}{0.83 \cdot B \cdot F_{28}} = \frac{759.900}{0.83 \times 180 \times 350} = 14.5 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$nB = 14.5 \times 180 = 2610 \text{ cm}^2$$

$$A_F = 12 \times 180 + \frac{66 + 53.6}{2} \times 2.5 = 2309.5 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{A_F}{nB} = \frac{2309.5}{2610} = 0.884$$

$$\therefore \bar{n} = rn = 0.884 \times 14.5 = 12.8 \text{ cm}^*$$

$$*M_B = 0.83 B \bar{n} F_{28} (d - 0.42 \bar{n})$$

$$= 0.83 \times 180 \times 12.8 \times 350 \times (124 - 0.42 \times 12.8)$$

$$= 793.8 \text{ t-m}$$

b) 曲げ破壊安全度

	${}_2G_2$		${}_3G_2$	
	End	Center	End	Center
$2(G+P) + M_p$	$-316.1 \times 2 + 143 = -489.2 \text{ t-m}$	$215.0 \times 2 + 143 = 573 \text{ t-m}$	$-293 \times 2 + 133 = -453 \text{ t-m}$	$238.2 \times 2 + 133 = 609 \text{ t-m}$
$1.2(G+P) + M_p + 1.5K$	$-316.1 \times 1.2 + 143 - 126.65 \times 1.5 = -426.3 \text{ t-m}$		$-293 \times 1.2 + 133 - 96.87 \times 1.5 = -363.91 \text{ t-m}$	
$(G+P) + M_p - 1.5K$	$-316.1 + 143 + 126.65 \times 1.5 = 20.88 \text{ t-m}$		$-293 + 133 + 96.87 \times 1.5 = -14.69 \text{ t-m}$	
$M_B$	$M_{B1} = -721 \text{ t-m}$ $M_{B2} = 84.87 \text{ t-m}$	$M_B = 793.8 \text{ t-m}$	$M_{B1} = -721 \text{ t-m}$ $M_{B2} = 84.87 \text{ t-m}$	$M_B = 793.8 \text{ t-m}$

(8) せん断破壊安全度

前項から  ${}_2G_2, {}_3G_2$  とも、鉛直荷重に対しては中央断面が先に曲げ破壊に達することがわかる。しかしながら終局耐力に達するまで、はりのモーメント分布の割合が一定とすると、あまりに過大なせん断耐力を要求することになるので、中央断面で曲げ破壊する単純ばりで見なし

て安全を確認することにした。

(端部断面)

$$Q_s = \frac{b_0 I}{S_0} \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_t)^2 - \sigma_g^2} = 191.1 \text{ t}$$

$$\sigma_g = 44.37 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_t = 24.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_0 = 50 \text{ cm} \quad I = 20\,458\,890 \text{ cm}^4 \quad S_0 = 189\,225 \text{ cm}^3$$

$$w_B = \frac{8 M_B}{l^2} = \frac{8 \times 793.8}{26^2} = 9.39 \text{ t/m}$$

$$Q_B = 9.39 \times 26 \times \frac{1}{2} = 122.07 \text{ t}$$

$$Q_s > Q_B$$

設計荷重時  $Q_A = 82.22 \text{ t}$

$$\frac{Q_s}{Q_A} = \frac{191.1}{82.22} = 2.32 > 2.0$$

(ハンチ始点)  $x = 3.225 \text{ m}$

$$Q_s = \frac{b_0 I}{S_0} \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_t)^2 - \sigma_g^2} = 160.1 \text{ t}$$

$$\sigma_g = 61 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_t = 24.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_0 = 36 \text{ cm} \quad I = 12\,347\,586 \text{ cm}^4 \quad S_0 = 127\,000 \text{ cm}^3$$

$$Q_B = 9.39 \times (13 - 3.225) = 91.79 \text{ t}$$

$$Q_s > Q_B$$

設計荷重時  $Q_x = 62 \text{ t}$

$$\frac{Q_s}{Q_x} = \frac{160.1}{62} = 2.58 > 2.0$$

(9) 補 遺\*

設計荷重時の応力度

	(端 部)	(中 央)
設計荷重モーメント	-288 t-m	243 t-m
応 力 度	$\sigma = \mp 153.5 \text{ kg/cm}^2$	$\begin{cases} \sigma_{上} = +42.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = -138.4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
プレストレス 力	408 t	408 t
プレストレスモーメント	$408 \times 0.42 + 162.35 = 333.71 \text{ t-m}$	$408 \times 0.92 - 162.35 = 213.01 \text{ t-m}$
プレストレス	$\begin{cases} \sigma_{p上} = +233.4 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{p下} = -122.6 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$	$\begin{cases} \sigma_{p上} = -2.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{p下} = +156.6 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
合成応力度	$\begin{cases} \sigma_{上} = +79.9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = +30.9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$	$\begin{cases} \sigma_{上} = +40.6 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = +18.2 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
$B = 180 \text{ cm}$ の場合		
合成応力度	$\begin{cases} \sigma_{上} = +31.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = +62.4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$	$\begin{cases} \sigma_{上} = +90.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{下} = 12.4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

設計荷重時の  ${}_3G_2$  の応力度は  $B = 180 \text{ cm}$  とした場合の方が不利となっている。したがって  $B = 180 \text{ cm}$  として設計する方がより余裕のある設計となっていることがわかる。

b) 建物の固有周期

P C ラーメンの張間方向に地震力が作用した場合は、スパンが大きいので相当大きいたわみを生ずることが懸念される。基礎ぐいの弾性変形による基礎の沈下ならびに

\* a) スラブの有効幅について

今回はスラブの有効幅を  $B = b + 12t = 180 \text{ cm}$  としたが、端部断面ではスラブを無視し矩形ばりとし、中央断面でははり間隔に等しく  $B = 590 \text{ cm}$  として、 ${}_3G_2$  について設計荷重時の応力度を検討する。

剛比は、柱  $C_2$   $k_c = 1.0$ 、はり  $G_2$   $k_b = 0.63$  となるので、設計荷重時のモーメントを修正し、端部で  $M_A = -288 \text{ t-m}$  中央で  $M_c = 243 \text{ t-m}$  を得る。

断面諸数値

(端部)	(中央)
$A_c = 7\,500 \text{ cm}^2$	$A_c = 11\,598 \text{ cm}^2$
$I = 14\,062\,500 \text{ cm}^4$	$I = 18\,108\,793 \text{ cm}^4$
$z = 187\,500 \text{ cm}^3$	$y_{上} = 31.8 \text{ cm} \quad z_{上} = 569\,458 \text{ cm}^3$
	$y_{下} = 103.2 \text{ cm} \quad z_{下} = 175\,473 \text{ cm}^3$

$$e_A = 75 - 33 = 42 \text{ cm} \quad e_c = 103 - 11 = 92 \text{ cm}$$

ケーブルの偏心による FEM

$$FEM = \left\{ \frac{2}{3} f(1-K) - e_A \right\} P_i = 201.6 \text{ t-m}$$

はりのプレストレス力による長さの変化は同じゆえ

$$FEM = 145 \text{ t-m}$$

曲げによる 2 次モーメント  $M_1 = 163.5$

長さ変化による "  $M_2 = 27.5$

$$M_p = 191 \text{ t-m}$$

$$\eta = 0.85$$

$$M_{pe} = 162.35 \text{ t-m}$$

浮き上がり、すなわち建物の回転を無視し、各階の水平変位を略算し、これから建物の固有周期を求める。

$$\delta_3 = \frac{Q_3 h_3^3}{3 EI} + \theta h_3 = 0.192 + 0.544 = 0.74 \text{ cm}$$

$$I = 4\,556\,250 \text{ cm}^4 \quad h_3 = 450 \text{ cm}$$

$$Q_3 = 5 \text{ t}$$

$\theta$  は  ${}_3C_2$  柱脚の回転角、 ${}_3G_2$  の端部の回転角に等しい。

$$\theta = \frac{M_A l}{6 EI} = \frac{9\,687\,000 \times 2\,600}{6 \times 300\,000 \times 12\,347\,586}$$

$$\delta_2 = \frac{Q_2}{D_2} \frac{h_2^2}{12 EK_0} = 0.82 \text{ cm}$$

$$Q_2 = 21.6 \text{ t} \quad D_2 = \frac{0.43}{2.43} \quad K_0 = 16\,000 \text{ cm}^3$$

$$\delta_1 = \frac{Q_1}{b_1} \frac{h_1^2}{12 EK_0} = 1.02 \text{ cm}$$

$$Q_1 = 38.5 \text{ t} \quad D_1 = \frac{0.68}{2.68}$$

$$\therefore \Sigma \delta = 2.58 \text{ cm}$$

$$T = 0.175 \sqrt{\delta} = 0.175 \sqrt{2.58} = 0.28 \text{ sec}$$

この値は普通RCの3階建の建物の固有周期に一致する。

$$\begin{cases} T = (0.07 \sim 0.09)N & (\text{谷口博士}) \\ T = (0.023 \sim 0.05)H \\ T = (0.142 \sim 0.3) \frac{H}{\sqrt{b}} \\ N = 3 \quad T = 0.21 \sim 0.27 \text{ sec} \\ H = 15.2 \text{ m} \quad T = 0.35 \sim 0.75 \text{ sec} \\ D = 26 \text{ m} \quad T = 0.43 \sim 0.9 \text{ sec} \end{cases}$$

#### 4. 施工について

##### (1) 型わく工事

PCばりのせいが75cm程度までは、型わくの組立は一般RCと同様にできるが、はりのせいが1mを越すとケーブルを配置するため、はりの側わくの片側をあけておかなければならない、したがって床スラブの型わくも一つおきにしか組立てられない。

型わくはプレキャスト部材の場合と異なり、棒状バイブレーターを用いてコンクリート打ができるので、特に強固にする必要はない。

##### (2) PCケーブル工事

BBRV工法のケーブルは、通常鋼線の切断を工場で行なうが、本工事の場合は敷地に余裕がなく、幸い工場

写真-1 BBRVケーブル梱包

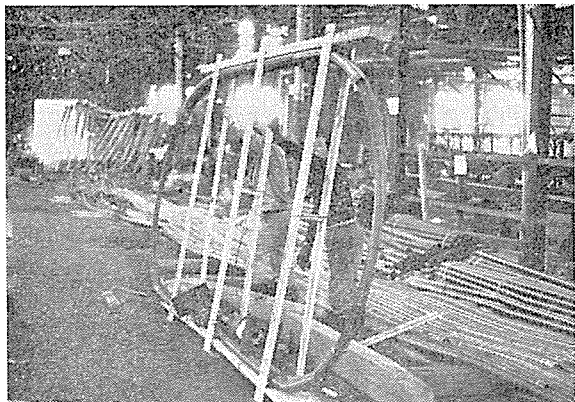


写真-2 ケーブル固定端 (ファンアンカー)

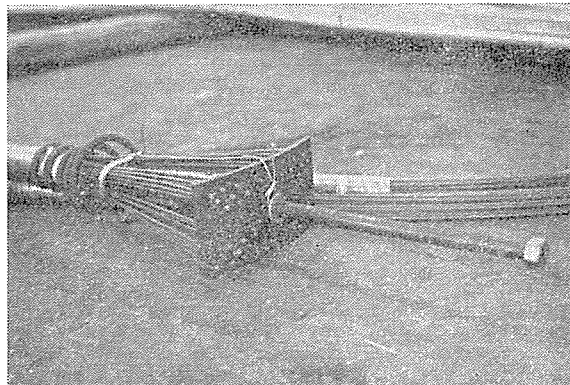
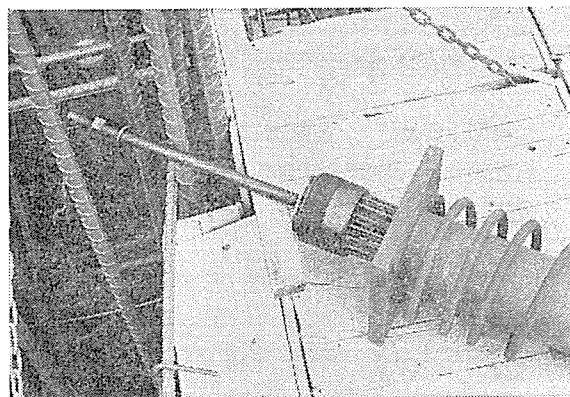


写真-3 BBRVケーブル 32-φ6 緊張ヘッド



が川崎市で近いため、headingならびにケーブル製作まで工場で行なった。

ケーブルは、写真-1のように長円形に巻いてわく組により梱包したが、円弧部分を裸にしておかなければならないので、径55mmと65mm2種類のシースを用い直線部分で重ねておき、現場搬入後スラブ型わくの上でのばし、裸の部分へシースを引き出してかぶせた。

本工事に使用したケーブルはBBRV100tケーブルで、大スパンの場合は割合有利に使用できるが、建築の場合はり端で柱の主筋やRC桁の鉄筋が錯綜し、トランペットシースの配置に困難を生じやすい。

今回も二列にトランペットシースをならべることができないので、全ケーブルを引違いに片引きするようにした。固定端は写真-2のような、ファンアンカーを用い、柱頭でのケーブル端部のおさまりを解決した。また片引としたためにケーブルの緊張力は、はりの全長にわたって一定となった(写真-3)。

##### (3) コンクリート工事

コンクリートは竹中工務店深川加崎町のコンクリートプラントから生コンクリートを運搬した。配合はつぎの表のように決定された。

PCラーメンと普通RC部分とは、スラブ中央に目地

	条 件			配 合							備 考
	骨材最大寸法 (mm)	強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )	スラブ (cm)	水セメント比 w/c (%)	細骨材率 S/A (%)	セメント C (kg)	水 W (kg)	砂 S (kg)	砂 利 G (kg)	AE 剤 (g)	
はり床	25	F <sub>3</sub> =280 F <sub>28</sub> =350	17	38.8	34.0	438	170	605	1 170	17 500	普通ポルトランドセメント ポゾリス
柱 壁	25	F <sub>28</sub> =350	20	39.8	38.3	450	179	661	1 067	18 000	

を設け、P Cばりにプレストレスを導入後コンクリートを打ち継いだ。柱頭はケーブルの定着部がスラブ上面に近いので、柱のコンクリートはスラブから 30 cm 上方で打継いだ。

### 5. あとがき

本工事は、在来のRC構造の施工技術をそのまま利用し、予想どおりの成果をおさめることができた。今後、市街地における重層P C建築に多く使用され、ますます


発展することが期待される。

したがって、スラブの有効幅のとり方、コンクリートの乾燥収縮やクリープにともなう応力の再配分の問題、プレストレス導入方法等今後さらに設計や施工に関する研究や工夫が必要と考える。

最後に、本工事に關し指導協力をいただいた竹中工務店の皆様方に厚く感謝の意を表する次第である。

1965.6.8・受付

東京製鋼製品



# P C

## JIS G 3536

鋼線・鋼より線  
B B R 工法 鋼線  
多層鋼より線 (19,37本より)

製造元 **東京製鋼株式会社**  
発売元 **東網商事株式会社**

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階  
電 話 (211) 2 8 5 1 (大代表)