

プレストレストコンクリート
構造計算入門

(3)

断面仮定

渡辺 健*

デザイナーが基本計画をするとき、スパンや、階高を決定するため、柱、はりの大きさの大略の寸法を知るためと、基本計画が決定し、構造計算をするとき、始めに略算にて断面仮定をしなければならないのは、鉄筋コンクリート造等の他の構造と同様である。

1. 仮定断面用建物の重さ

一体式現場打構造のプレストレストコンクリート造(PC)の場合は、鉄筋コンクリート造(RC)に比較し

表-1 コンクリートの平均厚

構造	RC	PC (一体 現場打)	PC (一体 現場打)	PC (一体 現場打)	PC (組立)
スパン (m)	7.000	1.5000	30.000	40.000	20.000
床スラブ (cm)	12	12	12	12	9
小はり (cm)	3.5~4	3.5~4	3.5~4	3.5~4	9
はり (cm)	3.5~4	3.5~4	8	14	6
柱 (cm)	3.5~5	3.5~5	4~5.5	4.5~6	5
合計 (cm)	25	25	30	35	20

表-2 断面仮定用荷重

	RC	PC (一体 現場打)	PC (一体 現場打)	PC (一体 現場打)	PC (組立)
スパン (m)	7	15	30	40	20
大はり (kg/m ²)	850	850	1000	1100	700
軸力, 地震時 水平応力 (kg/m ²)	1200	1200	1300	1400	1000

て、柱、床スラブ、桁方向はり、小ばりの重さは、ほぼ同じで、大スパンPCはりが、スパンに比例して重くなる。組立て構造PCでは、スラブを組立て構造PC板とし、はりをI型にすることが多いので、現場一体式より軽くなる。外側の壁はRC等と同じであるが、建物内部の壁はスパンが大きくなるほど少なくなるので、壁の重さは少ない。

桁方向スパンは、6~7m ぐらいが一般的であり、表-2の値は一般的な場合で、とくに床の積載荷重が重い用途の建物ではこれより大きくなる。

2. はり

一体打ち建物のはりは、T型ばりとすることが多い。

表-3 断面の比較 $M_L=150\text{ t}\cdot\text{m}$

RC	一体式 P.C.	プレキャスト PC
<p>12-D25 120 16-D25 60 $F_c = 240\text{ kg/cm}^2$ SD=35</p>	<p>B=350 12 35 $F_c = 350\text{ kg/cm}^2$ PC鋼線 12-7φ-9ケーブル</p>	<p>100 17.5 20 17.5 55 $F_c = 400\text{ kg/cm}^2$ PC鋼線 12-7φ-7ケーブル</p>
S.R.C.	S	
<p>100 55 鉄骨 SM50 T250×25 鉄筋 SD40 6-D25</p>	<p>90 30 SM50 H-912×302×34×28</p>	

* 建設計所所長

はりのせいは、スパンの 1/20 程度の大きさとし、4 階建ぐらいまでは、各階とも同じはりせいとすることが多い。

はりの幅	スパン 15 m 程度まで幅	$b=35$ cm
	スパン 30 m	" $b=40$ cm
	スパン 40 m	" $b=55$ cm

いずれの場合にも、はり端より 3~5 m の位置より水平ハンチを $b+20$ cm つける。P C 鋼綱定着部配置のためと、下層の階になるほど、大きくなる水平応力に対処するためである。

倉庫、工場などで D.L にくらべ L.L が大きい場合は、無載荷時に端部下側、中央上側に引張りが生ずる恐れがあるので、端部に垂立ハンチをつけるのがよい。

通常はせん断耐力より断面が決定することはないが、倉庫などでは、せん断耐力より断面を決定する場合があります。

3. 柱

柱断面の大きさは 5 階建ぐらいまでならば、各階とも同じ断面にすることが多い。最上階は鉛直荷重による端部の曲げモーメントが大きいため、下層の階は、地震時水平応力による曲げモーメント、せん断力が大きいためである。

1 階の柱断面は、水平荷重時のせん断応力度より決められる。

表-4

	F_c (kg/cm ²)	$\tau=Q/bD$ (kg/cm ²)	$\sigma_c=N/bD$ (kg/cm ²)	
RC	210	9	45	はり下でコンクリートを打継ぐ
RC	300~350	12	50	
PC	300~400	15	60	

表-4 の値は耐震壁の分担がない場合であり、耐震壁を設けて水平力を分担させることは、部材も鉄筋量も少なくなり有効であるが、プレストレスによる変形に抵抗しないように配置しなければならない。

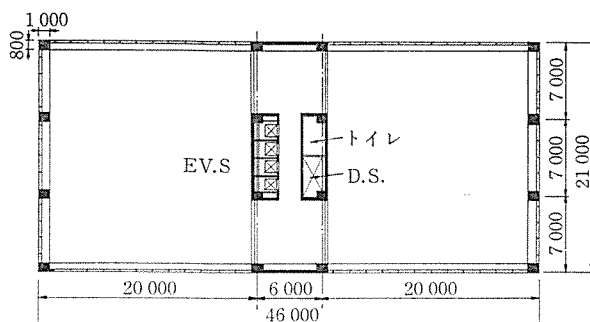


図-1

一体打不静定構造の場合、平家または最上階の柱で鉛直応力の曲げモーメントにて決まる場合は、はりのせいの 0.8~1 倍ぐらい、 D と b との比は 1:0.7~0.8 とする。

鉛直応力にて決定の場合は、プレストレスによる不静定応力（軸方向力、節点回転モーメント、クリープなど）により曲げモーメントが差し引きされて少なくなるが、不静定応力は変動するので、計算で定値のとおり鉄筋を少なくしない。

はりとの剛比は 1:7 程度が望ましい、柱の剛度が小さいと、大スパンのためはりの振動、たわみによる障害が生ずる。

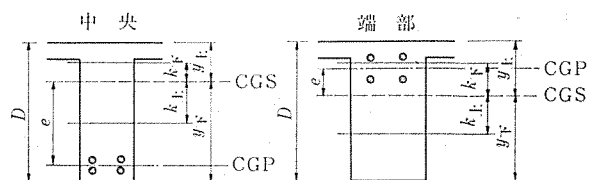
大スパンの平家建、最上階の柱等で、軸力が少なく曲げモーメントが大きい場合はプレストレスを導入するとよい。

併用構造で柱 RC とする場合は、短期応力に対しては終局強度を算定し PC 部分との安全度を統一して設計する。

4. 断面略算の手順

(1) はり（一体打）

1) はりせい (D) スパンの 1/20 程度に仮定する。 $D=l/20$ はり幅 (b) は、35~50 cm 程度とする。端部に水平ハンチを $b+20$ cm 程度つける。スラブの有効幅は RC と同じにする。以上により断面積 (A_c) を求める。



注) CGS=断面の重心
CGP=PC鋼材の重心

図-2

2) M_0 を求める。

表-2 の荷重を等分布と仮定して $M_0(1/8 \omega l^2)$ を求める。

3) プレストレス力を求め、PC 鋼材、その配置および PC 工法（定着方式）を定める。

断面の有効プレストレス ($\sigma_g=P_e/A_c$) をコンクリートの許容圧縮応力度 ($f_c=F_c/3$) の 0.4~0.45 倍と仮定し、 $P_e=\sigma_c \times A_c$ より P_e を求める。有効プレストレス P_e は、PC 鋼材の引張荷重 (P_u) の約 1/2 である (PC 鋼材緊張力 $P_0=0.7 P_u$ 、摩擦損失 10%、クリープ等 $\eta=0.85$) から P_e の 2 倍の値を PC 鋼材表の引張荷重の項

より求める。

- 4) PC鋼材の配置を仮定する。
- 5) 断面の核の長さ (k) を求める。

中央断面許容抵抗モーメント

$${}_rM_c = P_e(e+k_2) \geq 0.75 \sim 0.85 M_0$$

端部断面許容抵抗モーメント

$${}_rM_E = P_e(e+k_1)$$

$${}_rM_c + {}_rM_E \geq 1.1 \sim 1.2 M_0$$

とする。

T型はり中央の (e+k₂) とはりせい (D) との比

はりせい D (cm)	e+k
100	0.65 D=65 cm
150	0.7 D=105 cm
200	0.75 D=150 cm

簡単に抵抗モーメントを求めるのならば

$${}_rM_c = P_e \times 0.7 D$$

より求めてもよい。

端部と中央の抵抗モーメントの和を M₀ より 20% 大きいのは、2次応力の変動と、PC鋼材の配置および曲げ形状により端部と中央を同時に、 ${}_rM = \text{設計モーメント}$ にすることが難しいためである。

倉庫等、L.L が大きい場合は D.L による M₀ (M_D) が

$$(e-k_1) \times P_e \leq 0.7 M_D$$

でないと端部下側と、中央上側でコンクリートに引張りが生ずるから注意を要する。

(2) 柱

RCの場合、柱幅 (b) は、はりの端部の幅の 1.2 倍程度とする。最大鉄筋量は定着具の配置を考慮して

$$P_t = 1.0 \sim 1.3\%$$

それ以上になる場合は、断面を大きくする。

PC柱の場合、柱の抵抗モーメント ({}_rM) は、はり式の P_e に柱軸力 N を加えて求める。

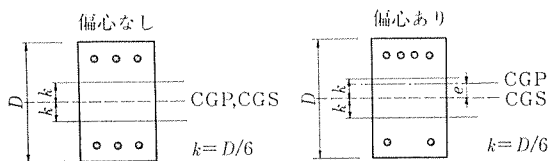


図-3

$$\text{偏心なし, } {}_rM = (P_e + N) \frac{D}{6}$$

$$\text{偏心あり, } {}_rM = (P_e + N) \left(e + \frac{D}{6} \right)$$

柱、はりともPCの場合は定着部付近の割裂補強鉄筋は十分に配置しなければならない。

(3) プレキャスト部材組立式

はりは施工法 (組立、架設順序) によって、中央と端

部の曲げモーメントを調節可能であるので、断面の仮定より先に仕口、ジョイントの型式および施工法を決定しなければならない。

- 1) はりせいは、スパンの 1/17 ~ 1/18 に仮定する。

断面は、I型など断面積に対して核の長くなる効率のよい形が有効である。

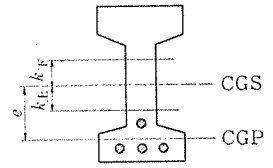


図-4

- 2) M.C, はり自重のみの M₀ を求める。

3) 断面の平均有効プレストレス (σ_g) を矩形断面と、I型断面の場合は、σ_g = 0.5 f_c, T型断面の場合は σ_g = 0.35 f_c 程度とし、P_e = σ_g × A_c より P_e を求める。P_e ≒ 2 P_u とする。

- 4) PC鋼材の配置を定める。

中央 ${}_rM = P_e(e+k_下)$

端部 ${}_rM = P_e(e+k_上)$

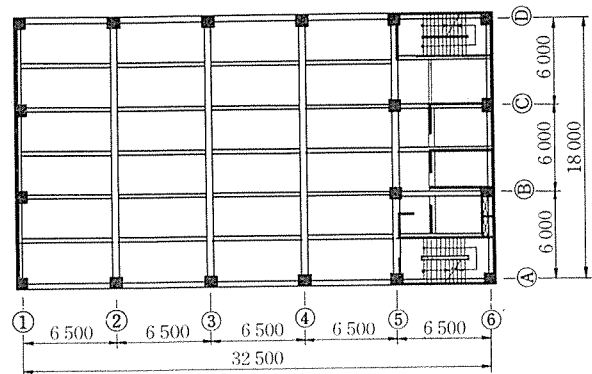
ラーメン剛接後に全荷重載荷時の

中央 ${}_rM = P_e(e+k_下) \geq M_0 - 0.65 c + M_P$

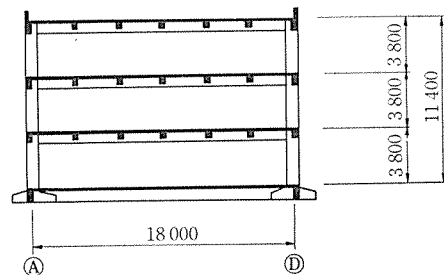
端部 ${}_rM = P_e(e+k_上) \geq c$

はりの D.L による M_D ≥ P_e(e-k_上) とすれば、施工中 (はりの運搬、架設時) にはり中央上縁が引張りにならない。DT スラブなどで、PC鋼材に曲げ上げがない場合は、e ≤ k₁ とする。

組立プレキャストの柱の算定手順は一体構造と同じで



梁伏図



断面図

図-5

ある。

5. 仮定断面の算出例

(1) 設計条件

18 m × 32.5 m, 3階建の事務所建物を計画する。図-5のごとくスパン18 mのはりPC, 桁方向, 柱, スラブ, 小ばり壁はRCの併用構造, コンクリート強度は基礎, 地中ばりの他は $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$ とする。

(2) 断面仮定

a) はり中央 $D=1800 \text{ cm} \times 1/20=90 \text{ cm}$ $b=40 \text{ cm}$
 はり端部 $D=90 \text{ cm}$ $b=60 \text{ cm}$

b) 柱 $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$ のRCとする。

柱軸力を推定する負担面積 $18 \text{ m} \times 0.5 \times 6.5 \text{ m}=58.5 \text{ m}^2$

表-2より荷重 1.25 t/m^2 と仮定する。

1階柱 $N=58.5 \text{ m}^2 \times 3 \text{ 層} \times 1.25 \text{ t/m}^2=219.4 \text{ t}$

	B	t	A	y	Ay	Ay^2	A	t^2
①	400	12	4800	84	403200	33868800	1/12	4800
②	40	78	3120	39	121680	4745520	1/12	3120
					$A_c=7920$	524880		
						38614320	1639440	

+ 1639440

40253760

- 34745229

5468530 $\text{cm}^4 = I_c$

$y_{\text{下}} = \frac{Ay}{A} = 66.273 \text{ cm}$

$y_{\text{上}} = 90 - 66.273 = 23.727 \text{ cm}$

$A \times y_{\text{下}}^2 = 7920 \times 66.273^2 = 34785229$

断面係数 $z_{\text{上}} = I_c / y_{\text{上}} = 230477 \text{ cm}^3$ $z_{\text{下}} = I_c / y_{\text{下}} = 82515 \text{ cm}^3$

断面の核 $k_{\text{上}} = z_{\text{上}} / A_c = 29.1 \text{ cm}$ $k_{\text{下}} = z_{\text{下}} / A_c = 10.4 \text{ cm}$

端部

スラブ有効幅 (B) は $12t + b = 12 \times 12 + 60 = 204 \text{ cm}$ または柱のせい (D) の2倍とする。

$B = 2 \times D = 2 \times 90 \text{ cm} = 180 \text{ cm}$

$D=90 \text{ cm}$, $b=60 \text{ cm}$, $B=180 \text{ cm}$ として中央と同様に求める。

$A_c = 5040 \text{ cm}^2$ $y_{\text{上}} = 33.86 \text{ cm}$ $y_{\text{下}} = 56.14 \text{ cm}$

$I_c = 4011700 \text{ cm}^4$ $z_{\text{上}} = 118490 \text{ cm}^3$ $z_{\text{下}} = 71460 \text{ cm}^3$

$k_{\text{上}} = 25.3 \text{ cm}$ $k_{\text{下}} = 14.2 \text{ cm}$

(3) M_0 を求める

表-2の荷重 850 kg/cm^2 を使用する $\omega = 0.85 \times 6.5 = 5.53 \text{ t/m}$

$M_0 = \omega l^2 / 8 = 5.53 \times 18^2 \times 1/8 = 223.8 \text{ t-m}$

柱の必要断面積は表-3より

$A = N / \sigma = 219400 / 50 = 4388 \text{ cm}^2 \leq b \times D$

$= 70 \times 80 = 5600 \text{ cm}^2$ OK

水平力によるせん断力

$Q = 219.4 \text{ t} \times 0.2 \times 1.5 = 65.82 \text{ t}$

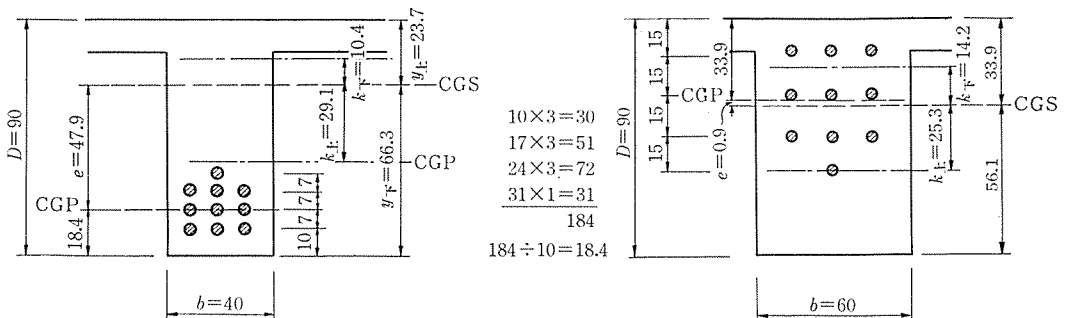
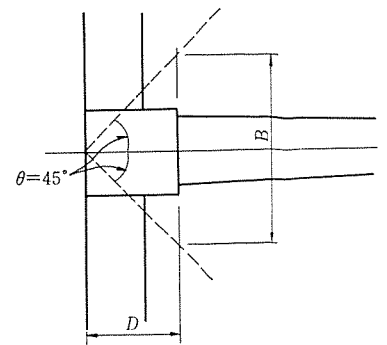
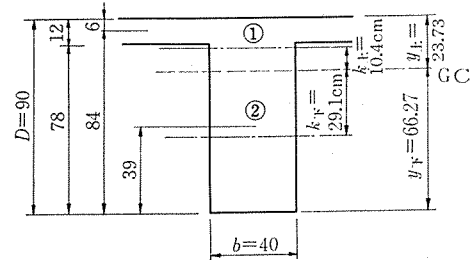
$\tau = Q / bD = 65.820 / 5600 = 11.75 \text{ kg/cm}^2$ OK

桁方向その他, RCと用様であるので省略。

PCばりの A_c , 核の長さを求める。

中央断面

$B=400$ (RC 規準による)



講 座

(4) プレストレス力を求めて、鋼材配置を決め抵抗モーメントを求める。

$$F_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c = 116.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{仮定有効プレストレス } \sigma_g' = 116.6 \times 0.4 = 46.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{必要プレストレス } \sigma_g = P_e/A_c \text{ より } P_e = 46.6 \times 7920 = 369002 \text{ kg}$$

$$2P_e = 2 \times 369072 = 738144 = P_u \dots\dots$$

フレシネー工法とする。

$$12-7 \phi \quad P_u = 71400 \text{ kg/1 ケーブル}$$

$$2P_e/P_u = 10.3 \quad 10 \sim 11 \text{ ケーブル}$$

$$12-8 \phi \quad P_u = 90600 \text{ kg/1 ケーブル}$$

$$2P_e/P_u = 8.14 \quad 8 \sim 9 \text{ ケーブル}$$

12-7φ-10 ケーブルを使用する場合

$$P_e = 0.5 \times P_u \times 10 = 357 \text{ t}$$

$$\text{中央 } rM_c = P_e(e + k_F) = 357(0.479 + 0.104)$$

$$= 208.1 \text{ t}\cdot\text{m} > 223.8 \times 0.8 = 1.79 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\text{端部 } rM_E = P_e(e + k_U) = 357(0.009 + 0.253)$$

$$= 93.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$rM_c + rM_E = 301.6 > 223.8 \times 1.2$$

$$= 268.6 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$$

(4) 柱

$$D = 80 \quad b = 70$$

最上階設計時 RC

$$M_E = 93.5 \text{ t}\cdot\text{m} \text{ (はり端 } rM_E)$$

$$N = 58.5 \times 1.25 = 73.1$$

$$N/bD = 13 \text{ kg/cm}^2, \quad M/bD^2 = 20.9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f_t = 2000, \quad f_c = 90, \quad P_t = 1.3\%$$

PS 偏心なし

$$\frac{P_e + N}{A_c} \leq 0.45 f_c \rightarrow P_e + N = 0.45 f_c \cdot A_c = 293832 \text{ kg}$$

$$rM = (P_e + N)k = 293832 \times D/6 = 39.2 \text{ t}\cdot\text{m} < 93.5$$

以上の結果偏心が必要である。

$$P_e = 0.45 f_c \cdot A_c - N = 293832 - 73100 = 220732 \text{ kg}$$

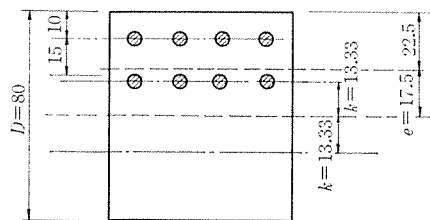
$$2P_e = 2 \times 220732 = 441464 = P_u$$

PC鋼棒 26mm (B種2号 SBPR 95/120) を使用する。

$$P_u = 530.9 \times 120 = 63708 \text{ kg}$$

$$2P_e/P_u = 6.9 \dots \rightarrow 8 \text{ 本}$$

$$P_e = P_u/2 \times 8 \text{ 本} = 254.8 \text{ t}$$



$$rM = (P_e + N)(e + k) = (254.8 + 73.1)(0.175 + 0.133) = 101 \text{ t}\cdot\text{m} > 93.5 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$$

精算のとき柱の不静定応力を考慮する。

1階柱

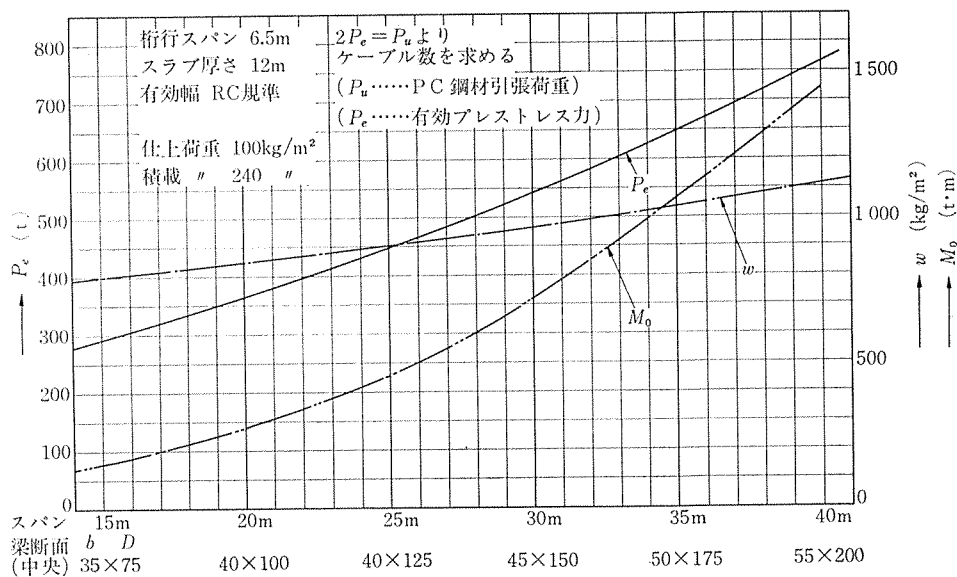
$$N = 73.1 \text{ t} \times 3 = 219.3 \text{ t}, \quad Q = 219.3 \times 0.3 = 65.7$$

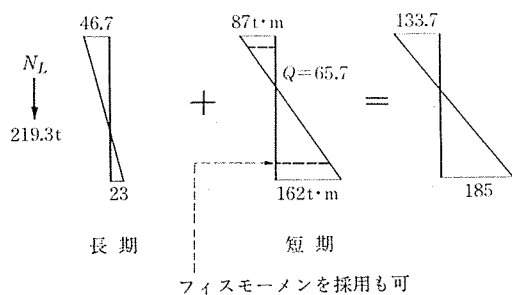
鉛直のはり端の半分が柱頭に

$$M = 93.5 \times 0.5 = 46.7$$

反曲点高 $y_0 = 0.65$ と仮定

表-4 一体打PCはり断面仮定





$$\tau = Q/br = 65700/70 \times 65 = 14.4 \text{ kg/cm}^2$$

せん補強必要あり

水平荷重時柱軸力は仮定断面には省略しても大差ない。

算定はRC規準による。

(5) プレキャスト床材その他

DTスラブなど単純ばりで使用するものは、負担幅が少ないので応力が少ない場合でもはりせいは、 $D=l/30$ より大きくする。仕上モルタル等も通常より厚く(4~5cm)とし、ワイヤーメッシュ等で補強し、仕上材も長尺もののリノリューム等きれつ表われないものが望ましい。

階高制限のある建物にPCを採用するのは有効であるが、よりはりせいを少なくする場合とか、2方向大スパンの場合は、格子ばりがよい。正方形でなく、たて、よこの長さが異なる場合は菱目格子にすれば、各はりのモーメントがほぼ等しくなる。いずれの場合にもはりせいは $D=l/30$ 程度にできる。

プレストレスト コンクリート 第7回 FIP 大会特集増刊号 (英文)

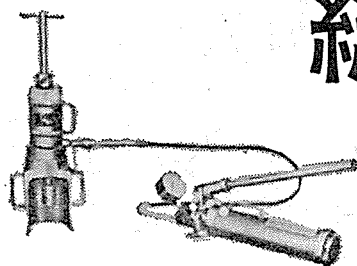
昭和 49 年 5 月発行 B5判 117 頁

定 価：1800 円 (会員特別頒価 1500 円)

送 料：100 円

内 容：1974 年 5 月ニューヨークで開かれた FIP (国際プレストレッシング連盟) 大会にわが国より提出された論文 (英文) をとりまとめたもので、詳細は会誌 16 巻 2 号参照。

PC 用 油 圧 機 器 の 総 合 メ ー カ ー



センターホールジャッキ・モリプラー
PAT.No. 467154

住友 DWジャッキ
PAT.No. 226429

製造元

K.K 平林製作所

京都市宇治市槇島町目川 8
TEL 宇治 (0774) 22-3770 番

発売元

草野産業株式会社

本 社
大阪市東区備後町 1 丁目 11 番地
TEL 大阪 (261) ~ 8710-8720
東京事務所
東京都千代田区神田錦町 3 丁目 21 番地
柴田錦橋ビル TEL (201) ~ 3546