

## プレストレスト鉄筋コンクリート構造 (PRC 構造) の設計と施工

須 賀 好 富\*  
関 口 恭 子\*\*

プレストレスト鉄筋コンクリート構造（以下 PRC という）は、本格的なプレストレストコンクリート構造（以下 PC という）と鉄筋コンクリート構造（以下 RC という）の中間を埋めるものとして新しく登場してきた。PRC の適用は PC からのアプローチ（部材に若干のひび割れを許す）と、RC から（わずかな応力導入によって過大なたわみを防ぎ、ひび割れをコントロールする）のものがあ、り、それだけ応用範囲の広い構造である。ここに紹介する数例は実施設計・施工例であり、その考え方の大部分は、後者、すなわち RC からのアプローチと考えられる。これら実例からも推測されるように、PRC は建築物の新しい造形を可能にしている。すなわち、RC の適用範囲をやや超える場合には、PRC とすることによって安全な構造物をつくることのできる、新しい構造方式として飛躍的に発展するだろう。

PRC の構造計画を整理すると、次のようになる。

- 1) やや大きいスパン (12 m~18 m) の場合（一般的には SRC 構造とされるが、PRC の方が経済的かつ工期が早いメリットがある）
- 2) 梁せいを小さくしたい場合（RC ではスパンの 1/10, PRC は 1/15, PC は 1/20 ぐらい）
- 3) 荷重が大きい場合（屋上庭園や機械室・倉庫荷重の場合）
- 4) 小梁をなくし大きいスラブとする場合（高くてすっきりした天井となる、型枠工事が容易になるなど施工性にすぐれている）
- 5) 片持梁の持出し長さが大きい場合
- 6) 壁や床のひび割れを防ぐために

以下に順を追って実例を紹介するが、PC に関する新しい告示がまだ出ていない時点での設計であるので、厳密に言えば PRC が認知されていない状況で、対役所の折衝は困難を極めた。したがって、RC 設計を行い、余力としてプレストレスを導入するという苦肉の策も紹介することになるが、これらは告示の発効以後は当然すっきりするであろう。そしてそれを契機として PRC はより広範に実務設計者に関心を持たれることと思う。PC

が「身近」になり、RC の「質が向上」するのが、PRC であるからである。

### 実例 1 我孫子ビル (写真-1)

構 造：RC 構造・地上 4 階建（余力として大梁にプレストレスを導入）

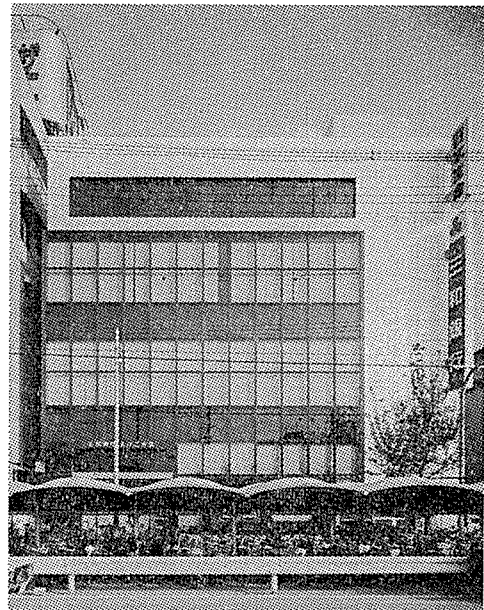


写真-1

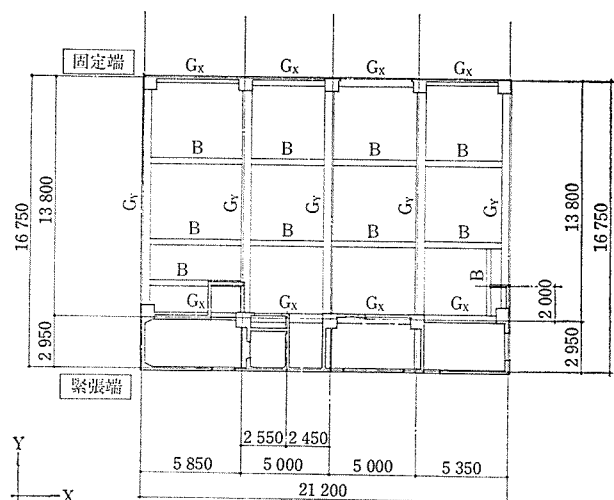


図-1 2 階 梁 伏 図

\* 近畿大学理工学部建築学科助教授

\*\* キンキ構造設計

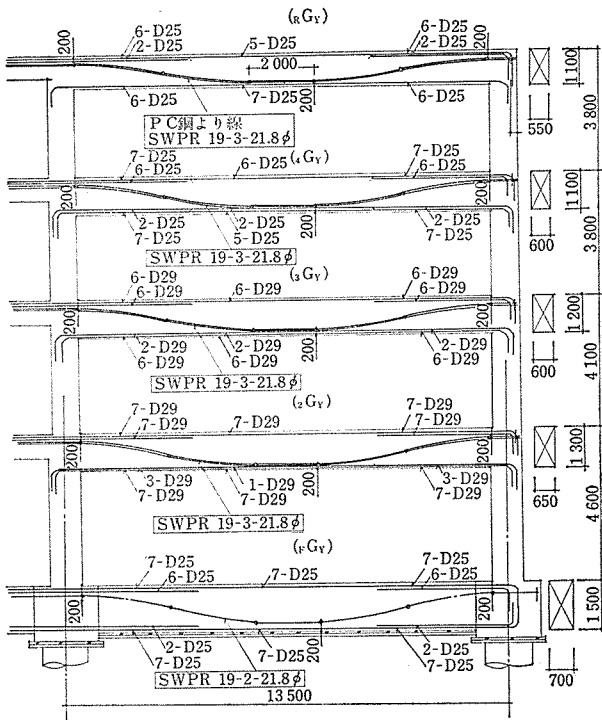


図-2 (a) RC として計算 (プレストレスは余力)

建築面積 : 370.49 m<sup>2</sup>  
 延床面積 : 1 435.79 m<sup>2</sup>  
 設計・施工 : (株) 森本組  
 構造設計 : キンキ構造設計

この建物は図-1の梁伏図に示すようにスパンが13.8 m と RC の規模を超えているので、当初 SRC として計画された。しかし、工費・工期の面で RC が検討され、余力として大梁にプレストレスを導入し、過大なわみの防止とひび割れコントロールがされた。PC 鋼材には、アンボンド鋼より線 (各階 3-21.8φ) が用いられ、長方形梁に対する平均プレストレス力は 17 kg/cm<sup>2</sup>~23 kg/cm<sup>2</sup> であった。基礎梁にも約 7.6 kg/cm<sup>2</sup> の応力導入を行っている。なお短スパンの梁は純 RC としている。

SRC との比較の結果、工費は鉄骨の分がなくなるので、PC 鋼材と普通鉄筋の増加をみても約 800 万円 (1 m<sup>2</sup> 当り 5 600 円) 安くなった。また、工期も 1 か月半縮小されると試算されている。

図-2 に 2 つの架構図が示されているが、図-2 (a) はプレストレスを余力とした実施例があり、図-2 (b) は PRC としてプレストレスも計算に組込んだものである。当然のことながら、後者の方が梁せいを小さくできる。2 階梁について、これらの比較を示したものが図-3 であり、梁せいが同じであれば普通鉄筋を 6-D 29 から 2-D 29 に減らすことができ、また梁せいを小さくすることもできる。

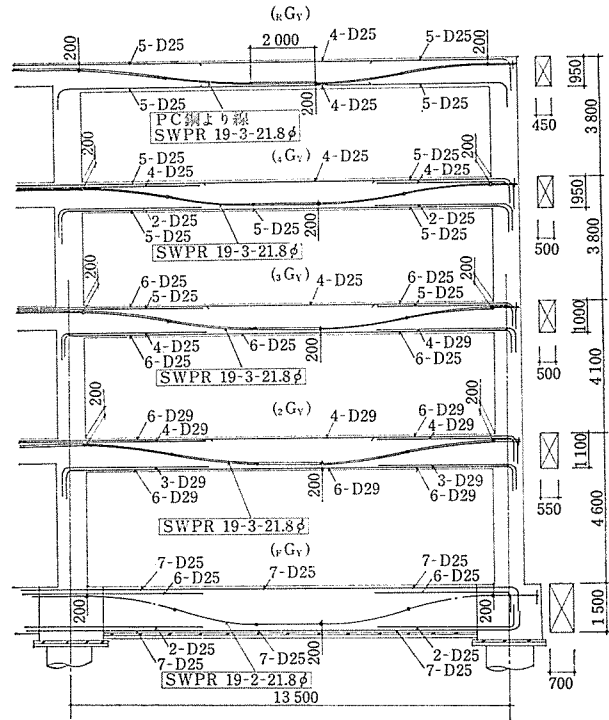


図-2 (b) PRC 構造 (梁せいが小さくなっている)

写真-2 はアンボンド鋼材の配線の状態を示したもので、写真-3 は緊張作業を示す。

次に参考までに、2 階梁を PRC とした場合のひび割

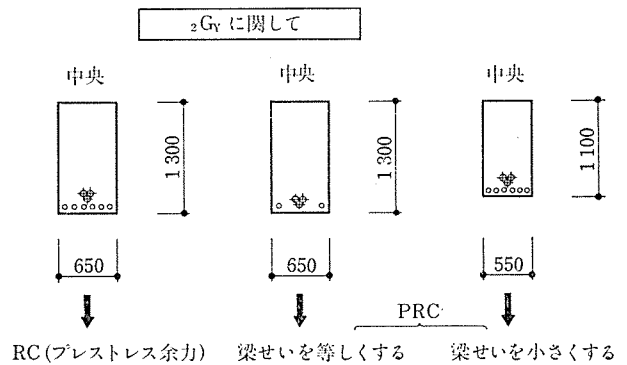


図-3

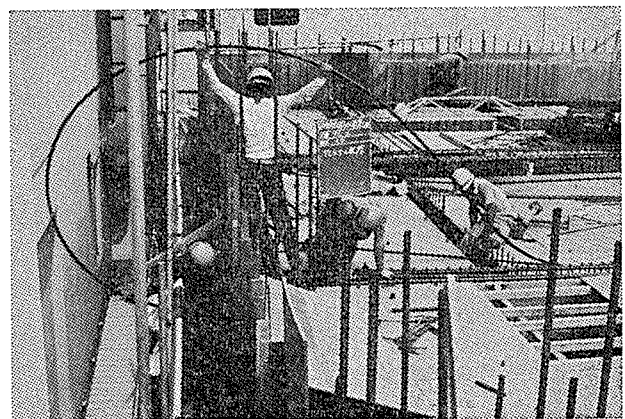


写真-2

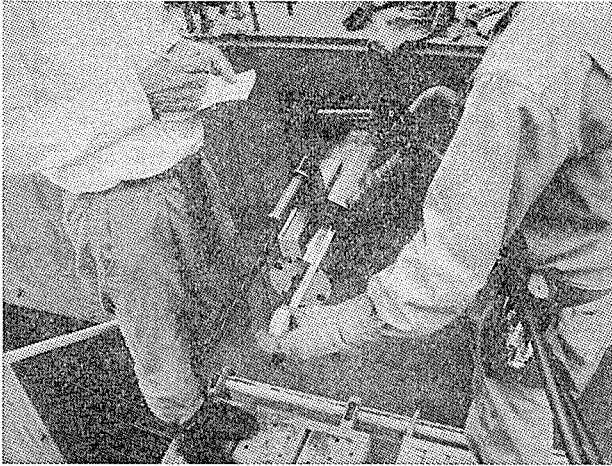


写真-3

れ幅の検討と断面算定の結果について記す。なお、キャンセル荷重を固定荷重に等しくして、プレストレスを決定している。

《 計 算 例 》

設計方針

1. 隣接壁等の拘束により  $P/A$  (プレストレスによる圧縮応力度) を無視し,  $Pe$  (プレストレスによる偏心モーメント) の効果のみを考える。
2. 最大ひび割れ幅は, 0.2 mm 以下とし, その時の  $f_s$  (鉄筋許容応力度) を求める。したがって梁許容曲げモーメントは  $M_A = a_t \times f_s \times j + \eta Pe$  となる。
3.  $\epsilon_{sh}$  (乾燥収縮ひずみ) =  $3.0 \times 10^{-4}$

(1) ひびわれ幅の検討

$$[M = 46.6 + 15.3 = 61.9 \text{ t}\cdot\text{m}]$$

$$b = 55 \text{ cm}, D = 110 \text{ cm}, d = 100 \text{ cm},$$

$$j = 87.5 \text{ cm}$$

$$\text{主筋 } 5\text{-D } 25 \quad a_t = 25.35 \text{ cm}^2$$

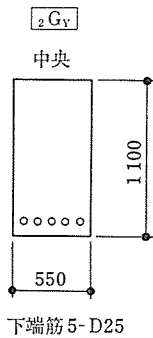
• 最大ひび割れ幅  $w_{\max} = 1.5 w_{\text{ave}}$

• 平均ひび割れ幅  $w_{\text{ave}} = (d\epsilon_{s,\text{ave}} + \epsilon_{sh}) \cdot l_{\text{ave}}$

• 平均ひび割れ間隔  $l_{\text{ave}} = 2 \left( c + \frac{s}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{\phi}{P_e}$

ここで、  
 鉄筋のかぶり厚さ  $c = 5.0 \text{ cm}$   
 引張鉄筋径  $\phi = 2.5 \text{ cm}$   
 引張鉄筋間隔 (中心距離)

$$s = \frac{b - 2c - \phi}{m - 1} = \frac{55 - 2 \times 5 - 2.5}{5 - 1} = 10.625 \text{ cm}$$



引張鉄筋断面積  $A_s = 25.35 \text{ cm}^2$   
 (一段配筋の鉄筋量)  
 引張有効鉄筋比  $P_e = \frac{A_s}{A_e} = \frac{A_s}{(2c + \phi)b} = \frac{25.35}{(2 \times 5 + 2.5) \times 55} = 0.0369$

$$l_{\text{ave}} = 2 \left( 5 + \frac{10.625}{10} \right) + 0.1 \times \frac{2.5}{0.0369} = 18.9 \text{ cm}$$

$$w_{\text{ave}} = \frac{w_{\max}}{1.5} = \frac{0.02}{1.5} = 0.01333 \text{ cm}$$

$$w_{\text{ave}} = (d\epsilon_{s,\text{ave}} + \epsilon_{sh}) \cdot l_{\text{ave}} \text{ より}$$

$$d\epsilon_{s,\text{ave}} = \frac{w_{\text{ave}}}{l_{\text{ave}}} - \epsilon_{sh} = \frac{0.01333}{18.9} - 3.0 \times 10^{-4} = 4.0529 \times 10^{-4}$$

引張鉄筋の平均ひずみ増分

$$d\epsilon_{s,\text{ave}} = \frac{1}{E_s} \left( d\sigma_{s,\text{max}} - k_1 k_2 \frac{\sigma_{ct}}{P_e} \right)$$

ここで,  $d\epsilon_{s,\text{ave}}$ : コンクリート応力が 0 の時点からの鉄筋の平均ひずみ増分

$d\sigma_{s,\text{max}}$ : ひび割れ断面における鉄筋高さ位置コンクリートの応力が 0 の時点からの鉄筋の応力増分 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$E_s$ : 引張鉄筋のヤング係数 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\sigma_{ct}$ : コンクリートの引張強度 =  $F_c/10 = 240/10 = 24.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$

$k_1 k_2$ :  $1/(2.0 \times 10^3 \times d\epsilon_{s,\text{ave}} + 0.8)$

$$= 1/(2.0 \times 10^3 \times 4.0529 \times 10^{-4} + 0.8) = 0.621$$

上式より,

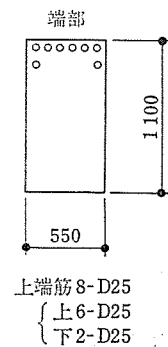
$$d\sigma_{s,\text{max}} = d\epsilon_{s,\text{ave}} \times E_s + k_1 k_2 \frac{\sigma_{ct}}{P_e} = 4.0529 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^6 + 0.621 \times \frac{24.0}{0.0369} = 1255 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

ゆえに,

$$M_A = a_t \times f_s \times j + \eta Pe = 25.35 \times 1255 \times 87.5 \times 10^{-5} + 0.85 \times 108.2 \times 0.53 = 27.8 + 48.7 = 76.5 \text{ t}\cdot\text{m} > 61.9 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$[M = 77.6 - 16.2 = 61.4 \text{ t}\cdot\text{m}]$$

$b = 55 \text{ cm}, D = 110 \text{ cm},$   
 $d = 100 \text{ cm}, j = 87.5 \text{ cm}$   
 主筋 8-D 25  $a_t = 40.56 \text{ cm}^2$   
 $c = 5.0 \text{ cm}, \phi = 2.5 \text{ cm}$   
 $s = (55 - 2 \times 5 - 2.5)/6 - 1 = 8.5 \text{ cm}$   
 $A_s$  (一段目, 6-D 25) =  $30.42 \text{ cm}^2$



$$P_e = 30.42 / (2 \times 5 + 2.5) \times 55 = 0.0442$$

$$l_{ave} = 2 \left( 5 + \frac{8.5}{10} \right) + 0.1 \times \frac{2.5}{0.0442}$$

$$= 11.7 + 5.7 = 17.4 \text{ cm}$$

$$w_{ave} = 0.01333 \text{ cm}$$

$$\Delta \varepsilon_{s,ave} = 0.01333 - 3.0 \times 10^{-4} = 4.66 \times 10^{-4}$$

$$k_1 k_2 = 1 / (2.0 \times 10^3 \times 4.66 \times 10^{-4} + 0.8) = 0.577$$

$$\Delta \sigma_{s,max} = 4.66 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^6 + 0.577$$

$$\times \frac{24.0}{0.0442} = 1291 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_A = 40.56 \times 1291 \times 87.5 \times 10^{-5} + 0.85$$

$$\times 111.1 \times 0.35 = 45.8 + 33.1$$

$$= 78.9 \text{ t}\cdot\text{m} > 61.4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(2) 曲げの検討

<中央>

長期 ( $M_u$  のみ検討)

設計応力

$$M_L = +46.6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_p = +15.3 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 1.7 \times 46.6 + 15.3$$

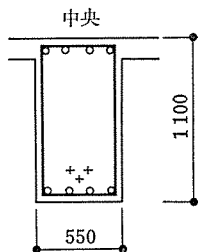
$$= 94.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_u$  の検討

$$\therefore M_u = \left\{ \frac{7}{8} \times 4 \times 6.42 \times 3.5 \right.$$

$$\times 100 + 151.5 \times \left( 90 - \frac{1}{8} \times 100 \right) \left. \right\} \times 10^{-2}$$

$$= 78.6 + 117.4 = 196.0 \text{ t}\cdot\text{m} > 94.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$



上筋 4-D29  
下筋 4-D29  
3-21.8φ  
スターラップ  
□-D13@150

<端部>

長期

(D端)  $M_L = -67.3 \text{ t}\cdot\text{m}$

上端  $M_p = +14.3 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$M_u = -1.7 \times 67.3$$

$$+ 14.3$$

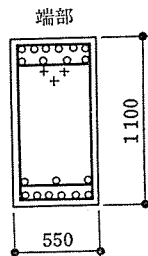
$$= -100.1 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(C端)  $M_L = -77.6 \text{ t}\cdot\text{m}$

上端  $M_p = +16.2 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$M_u = -1.7 \times 77.6$$

$$+ 16.2 = -115.7 \text{ t}\cdot\text{m}$$



上筋 10-D29  
下筋 9-D29  
3-21.8φ  
スターラップ  
□-D13@75

地震時

(D端)  $M_s = \mp 98.6 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$M_u = -67.3 + 14.3 \mp 1.5 \times 1.0 \times (98.6 - 19.1)$$

$$\times 0.45 = -188.0 \text{ t}\cdot\text{m} \text{ (上端), } 82.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(下端)

(C端)  $M_s = \mp 159.3 \text{ t}\cdot\text{m}$

$$M_u = -77.6 + 16.2 \mp 1.5 \times 1.0 \times (159.3 - 19.1)$$

$$\times 0.45 = -287.5 \text{ t}\cdot\text{m} \text{ (上端), } 164.7 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(下端)

設計応力

上端引張  $M_u = -188.0 \text{ t}\cdot\text{m}$  (D端),

$$M_u = -287.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$
 (C端)

下端引張  $M_u = 82.0 \text{ t}\cdot\text{m}$  (D端),

$$M_u = 164.7 \text{ t}\cdot\text{m}$$
 (C端)

$M_u$  の検討 (C端で検討)

上端引張  $M_u = \left\{ \frac{7}{8} \times 10 \times 6.42 \times 3.5 \times 100 + 3 \right.$

$$\times 50.5 \times \left( 110 - 20 - \frac{1}{8} \times 100 \right) \left. \right\} \times 10^{-2}$$

$$= 196.6 \text{ t}\cdot\text{m} + 117.4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$= 314.0 \text{ t}\cdot\text{m} > 287.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

下端引張  $M_u = \frac{7}{8} \times 9 \times 6.42 \times 3.5 \times 100 \times 10^{-2}$

$$= 177.0 \text{ t}\cdot\text{m} > 164.7 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(3) せん断力に対する検討

長期時 (D端)  $Q_L = 32.0 \text{ t}$

$$Q_u = 1.7 \times 32.0 = 54.4 \text{ t}$$

地震時 (D端)  $Q_s = 19.1 \text{ t}$

$$Q_u = 32.0 \pm 1.5 \times 1.5 \times 1.0 \times 19.1$$

$$= 75.0 \text{ t} \text{ (上端), } -11.0 \text{ t} \text{ (下端)}$$

梁両端降伏時のせん断耐力

$$Q_u = \frac{314 + 157.3}{13.5 - 0.9} = 37.4 \text{ t}$$

長期荷重時せん断耐力

$$Q_A = 7.4 \times 55 \times 100 \times \frac{7}{8} \times 10^{-3} = 35.6 \text{ t} > 32.0 \text{ t}$$

地震時せん断耐力

$$\sigma_p = 111.1 \times 10^3 / 55 \times 100 = 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_w = 0.62\%$$

stp □-D 13@75 → 両端部から 250 cm の範囲とする

(中央 □-D 13@150)

$$\therefore Q_u = 55 \times \frac{7}{8} \times 100 \{ (11 + 0.1 \times 20.2) + 0.5 \times 3000$$

$$(0.00262) \} \times 10^{-3} = 81.6 \text{ t} > 75.0 \text{ t}$$

実例 2 日本材料学会会館 (写真-4)

構造: PRC 構造 3階建

建築面積: 166 m<sup>2</sup>

延床面積: 500 m<sup>2</sup>

設計: キンキ構造設計

施工: 鴻池組

この建物の前面道路は狭く、3階建とするためには梁せいをスパン 7.5 m に対して各階 55 cm と小さくしなければならなかった。そこで大梁を PRC としてこれに

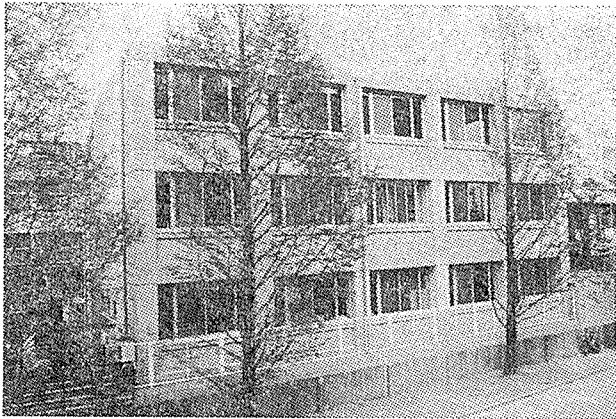


写真-4

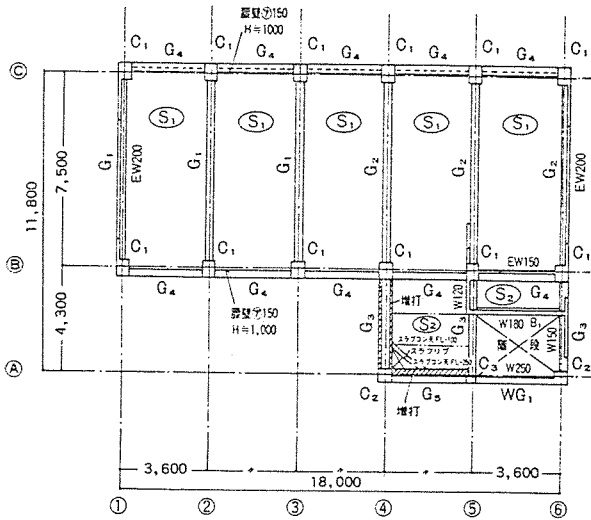


図-4 2階柱・壁, 3階床梁・床版伏図

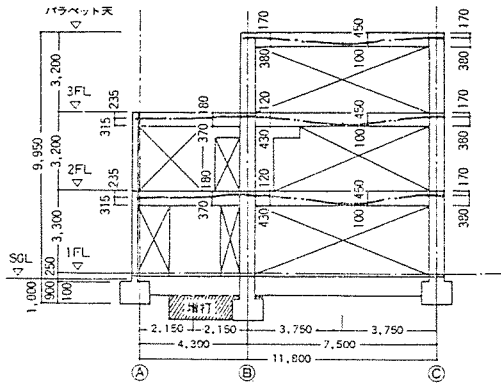


図-5 ⑤通り軸組図

対処するほか、スラブが 3.6m×7.5m と大きいので、アンボンド鋼材によってストレスを導入し、小梁をなくすることによって施工の合理化をはかっている。また外壁にもアンボンドケーブルを使用し、ひび割れを防止した。

コンクリート強度は 240 kg/cm<sup>2</sup> (緊張時は 220 kg/cm<sup>2</sup>)、プレストレス導入力は大梁で約 18 kg/cm<sup>2</sup>、スラブと壁は約 11 kg/cm<sup>2</sup> である。図-4 に梁伏図、図-5、

注) アンボンドPC鋼材  
 - - - アンボンドケーブル SWPR15.2φを示す  
 — アンボンドケーブル SWPR12.7φを示す

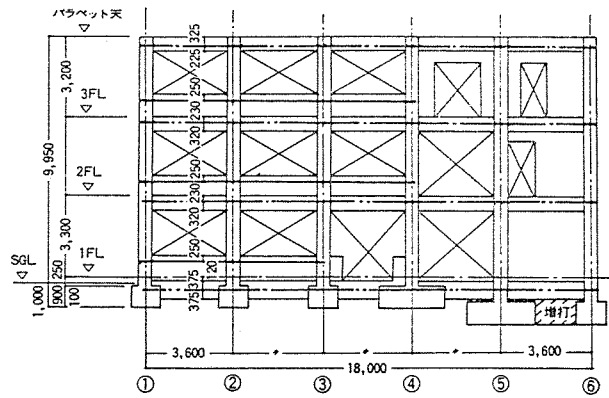


図-6 ⑤通り軸組図

符 号	G <sub>1</sub>	
	端 部	中 央
R		
b × D	400 × 550	
上 筋	3-D22	2-D22
下 筋	2-D22	2-D22
スターラップ	2-D13 @ 250	
腹 筋	-	
P C 鋼 材	アンボンドケーブル SWPR 7B 3-15.2φ	
3		
b × D	400 × 550	
上 筋	4-D22	2-D22
下 筋	4-D22	2-D22
スターラップ	2-D13 @ 250	
腹 筋	-	
P C 鋼 材	アンボンドケーブル SWPR 7B 3-15.2φ	
2		
b × D	400 × 550	
上 筋	4-D22	2-D22
下 筋	4-D22	2-D22
スターラップ	2-D13 @ 250	
腹 筋	-	
P C 鋼 材	アンボンドケーブル SWPR 7B 3-15.2φ	

図-7 大梁断面リスト

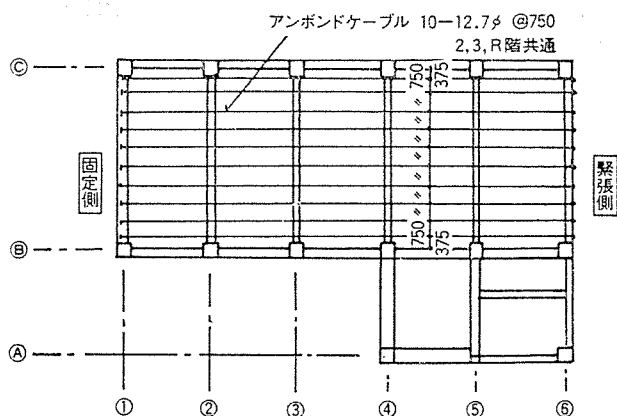


図-8 スラブアンボンドケーブル配線標準図

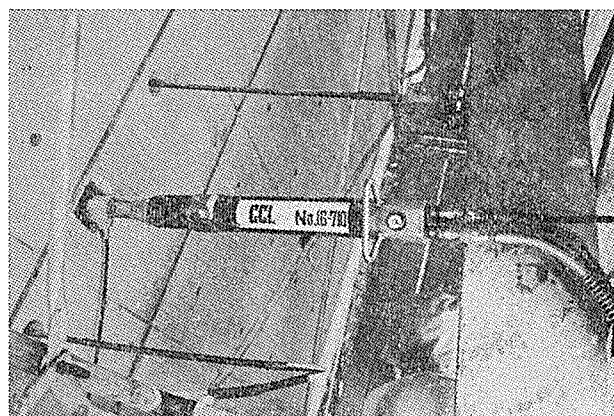


写真-5

図-6 に軸組図，図-7 に大梁断面リスト，図-8 にスラブのアンボンドケーブル配線図を示す。

また写真-5 はスラブケーブル，写真-6 は壁ケーブルの緊張状態を，写真-7 は大梁の緊張端を示す。

### 実例 3 ニッタムアー名張工場

設 計：建築デザイン

施 工：大林組・竹中工務店 JV

この建物は2階建の工場管理棟で，主体構造がPC（I種）となっている。スパンがx方向7.5m，y方向15mに統一されているので，施工性はすこぶるよい。そこで小梁をなくした7.5m×15mの大きい1枚スラブとして設計して，型枠工事の合理化をはかっている。

スラブの構造計算は告示前であるので，RCとし，プレストレスは余力として導入，過大なわみの防止とひび割れ幅のコントロールをしている。スラブ厚は，PRCであることから，RC規準とPC規準で規定している数値の中間値として，22cmとした。

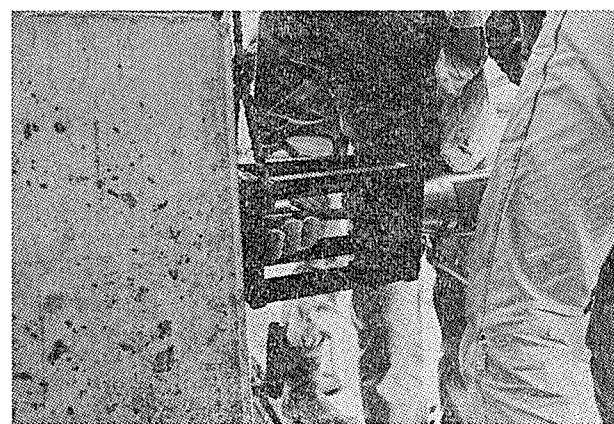


写真-6

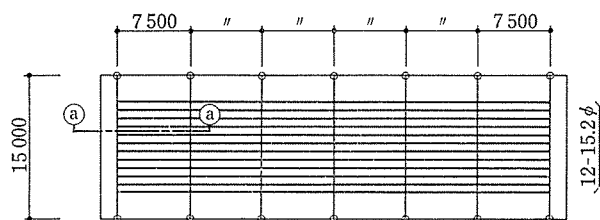


図-9 R階，2階スラブアンボンドPC鋼材配置図

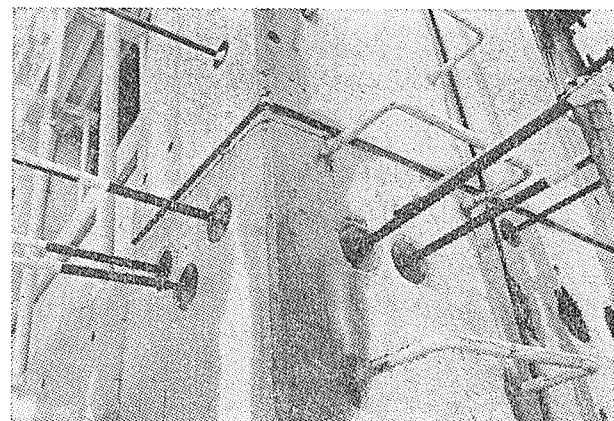


写真-7

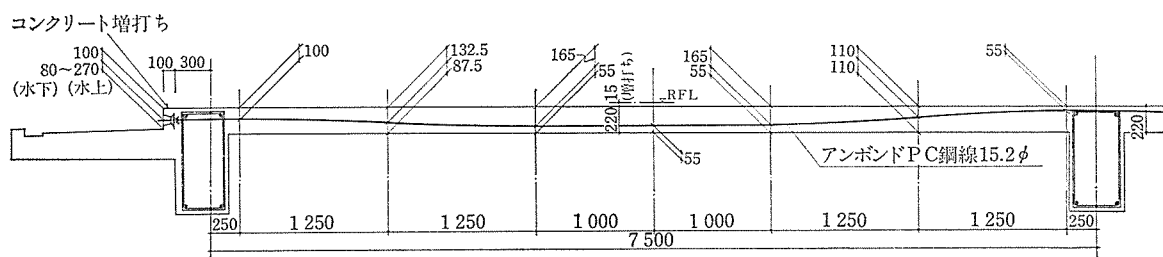


図-10 アンボンド鋼材詳細図

図-9 にアンボンド鋼材 (12-15.2φ) の配置図, 図-10 と写真-8, 9 にその詳細を示した。しかし, プレストレスを単に余力として考えるだけでなく, 積極的にその偏心モーメントを計算, 残りを普通鉄筋で負担することになると, 普通鉄筋は大幅に減少する。PC 鋼材の量を一定にすれば PRC スラブは図-11 (b) のようにな

り, 図-11 (a) に比べると普通鉄筋量が  $23.2 \text{ kg/m}^2$  から  $13.7 \text{ kg/m}^2$  に減少するので極めて経済的になる。



写真-8

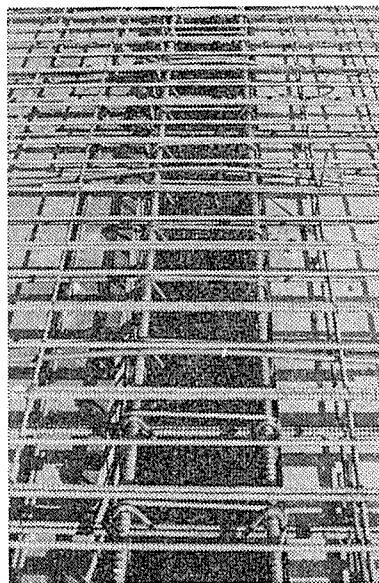


写真-9

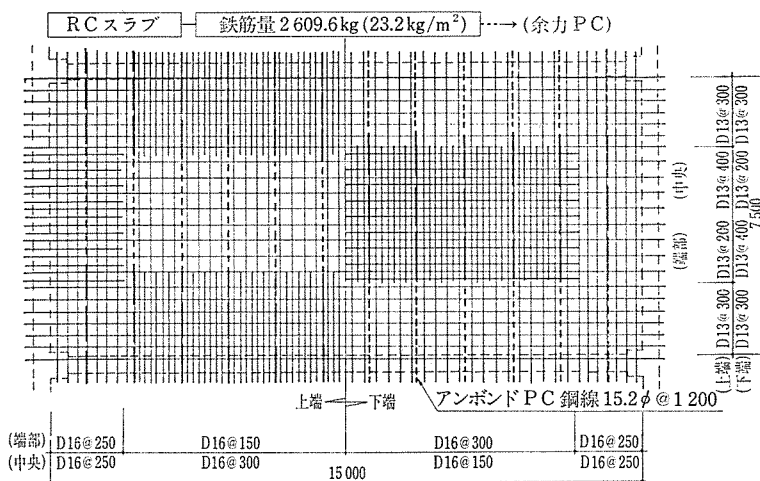


図-11 (a) RC スラブ (プレストレスは余力)

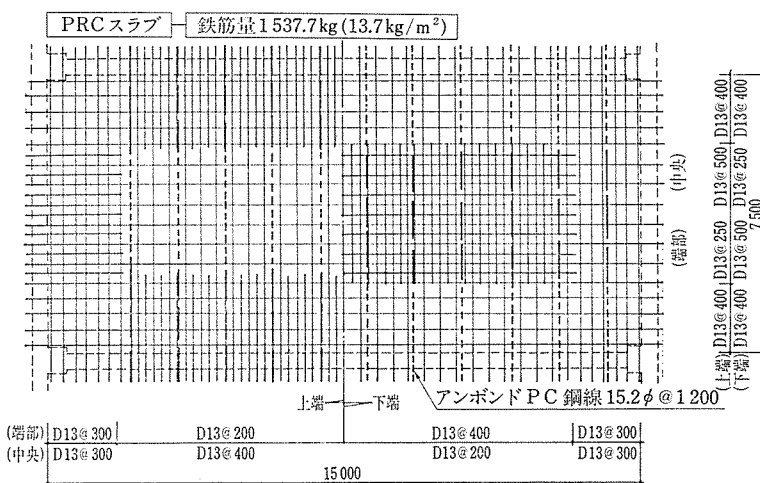


図-11 (b) PRC スラブ

実例 4 シャルレビル

構 造 : SRC 4 階建, 地下 1 階  
 建築面積 : 632 m<sup>2</sup>  
 延床面積 : 3 394 m<sup>2</sup>

設 計 : 美建・設計事務所  
 構造設計 : キンキ構造設計  
 施 工 : 竹中工務店

この建物は敷地全体に地下室が構築される。1 階床には植樹のため土が盛られ荷重が大きい。しかも梁は 10

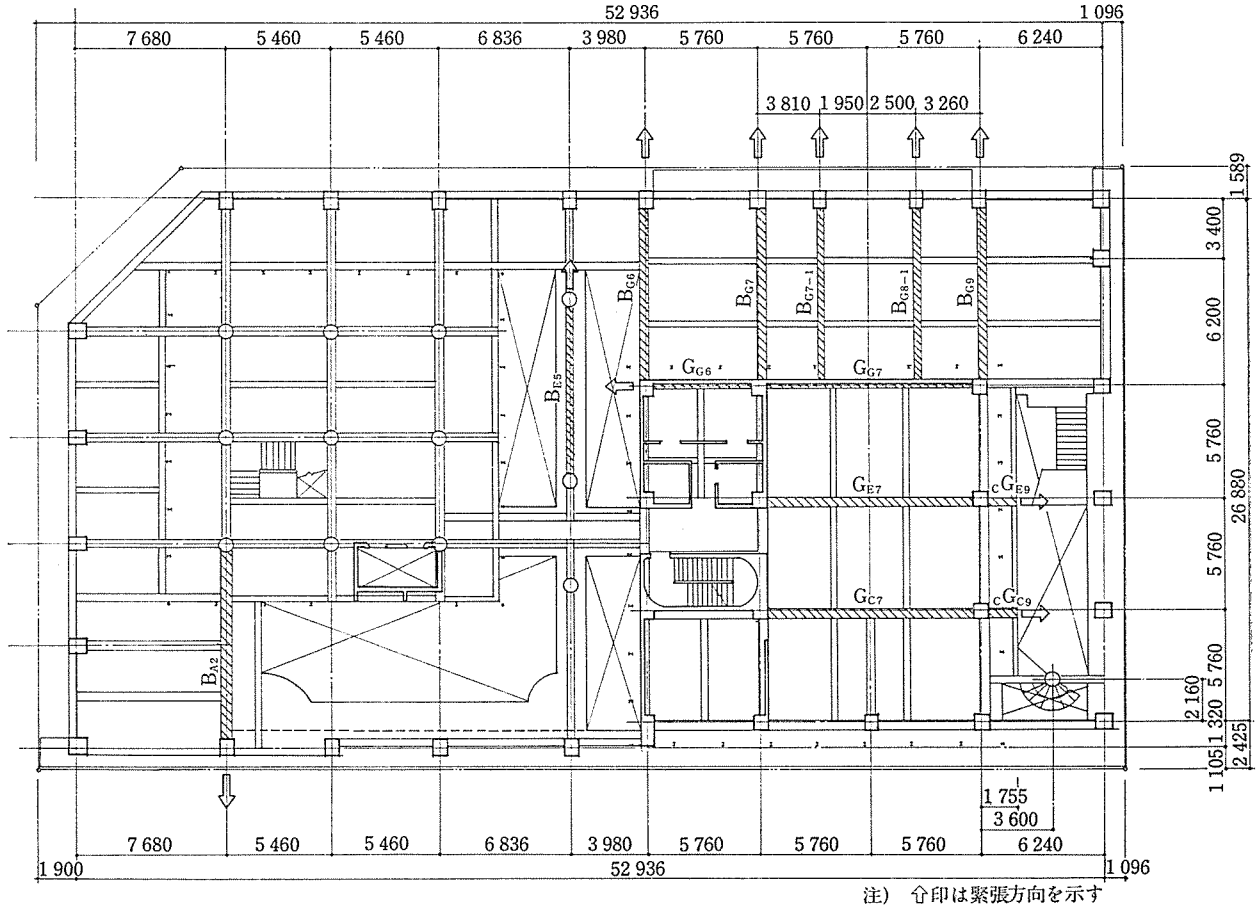


図-12 床 梁 伏 図

符 号	G <sub>c7</sub>		B <sub>c7-1</sub>	
	端 部	中 央	端 部	中 央
断 面				
	↓ 500	↓ 500	↓ 600	↓ 600
上 端 筋	8-D25	4-D25	7-D25	4-D25
下 端 筋	4-D25	5-D25a	4-D25	6-D25
ス タ ー ラ ッ プ	D10□-@150	D10□-@125	D10□-@150	
腹 筋	2-D10		2-D10	
P C 鋼 材	SWPR 19	3-21.8φ	SWPR 19	2-21.8φ
平均プレストレス量	20.6kg/cm <sup>2</sup>		15.3kg/cm <sup>2</sup>	
ス パ ン	11.52m		9.6m	

図-13 大 梁 リ ス ト



報 告

mを超えるスパンとなっているので、過大なたわみの防止とひび割れコントロールのためにアンボンド鋼材を使用してプレストレスを与えた。また梁せいの制限のある部分（スパン 9.6 m で梁せい 75 cm）にもプレストレスを導入した（図-12 のハッチした梁）。その大梁の断面リストの一例を図-13 に示す。断面設計は RC とし、プレストレス力は余力として考えている。

実例 5 ジッタ岡山店（写真-10）

構 造：RC 2 階建，地下1階  
 建築面積：273.72 m<sup>2</sup>  
 延床面積：705.03 m<sup>2</sup>  
 設 計：美建・設計事務所  
 構造設計：キンキ構造設計  
 施 工：清水建設

この建物は正面ファサードに持出し長さ 4 m の片持梁がでている。その先端に植樹による土の荷重がかかってくるので、これを PRC 梁とした。さらに片持梁を支える柱にも長期に大きい曲げモーメントを受けるので、



写真-10

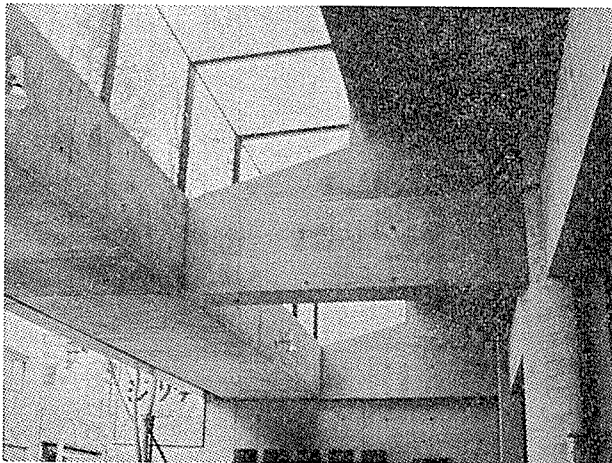


写真-11

柱頭のみ PRC としている。鋼材はすべてアンボンド鋼棒 26 mm を使用した。平均プレストレス力は 10.1 kg/cm<sup>2</sup> である。図-14 に梁伏図，図-15 に軸組図，図-16 と写真-11 に詳細図を示す。

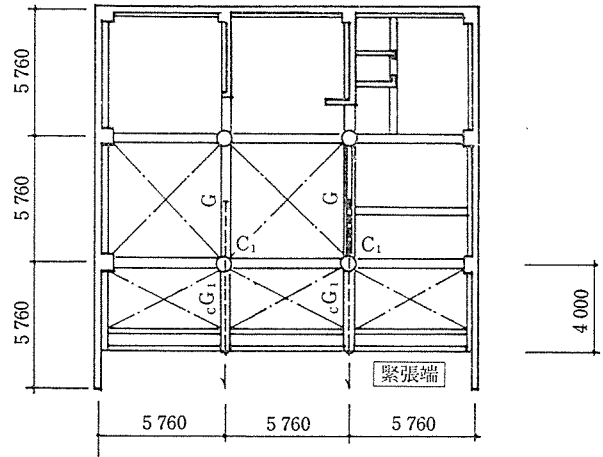


図-14 床梁伏図

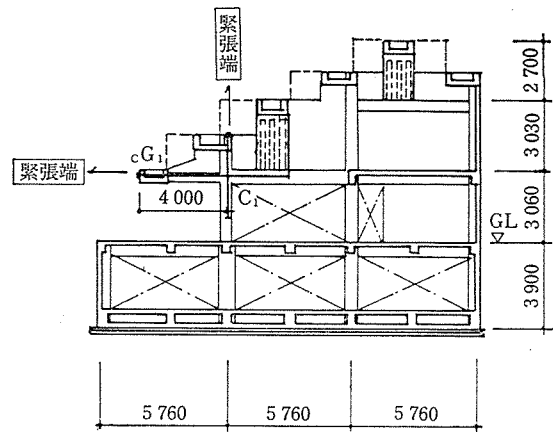


図-15 軸組図

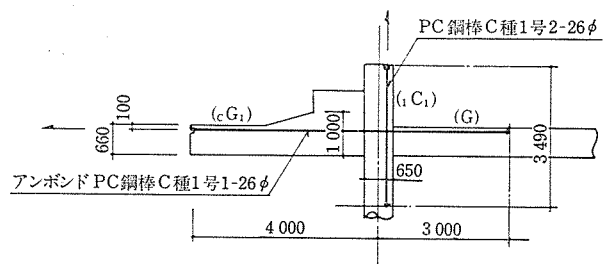


図-16 片持梁詳細図（緊張順 柱→片持梁）

実例 6 加茂町ニュータウン中央集会所

構 造：RC 2 階建  
 建築面積：675.2 m<sup>2</sup>  
 延床面積：1 083.2 m<sup>2</sup>  
 設 計：滝光夫

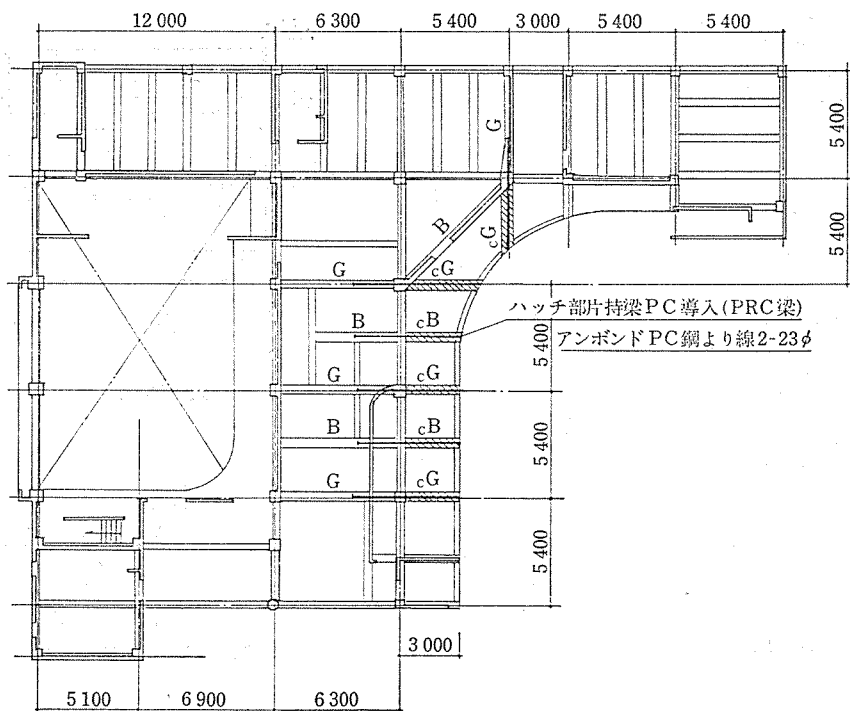


図-17

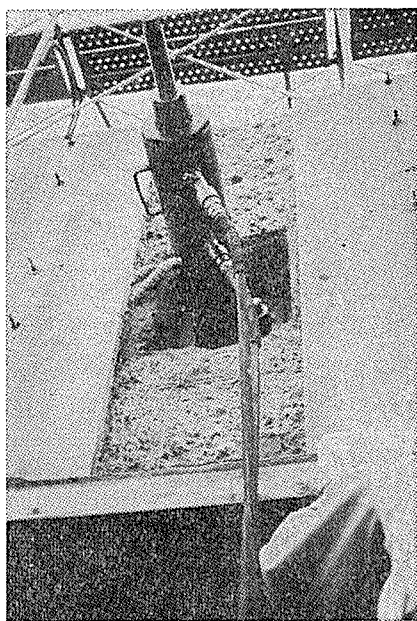


写真-12

構造設計：キンキ構造設計  
 施工：浅沼組

この建物の前面に持出し長さ 3m の片持梁がでてい  
 る(図-17 のハッチ部分の梁)。この梁を PRC とし  
 た。平均プレストレスは  $14.6 \text{ kg/cm}^2$  である。写真-12  
 は片持梁先端における緊張作業を示している。

実例 7 竹中工業所分室(写真-13)

構造：RC(1部S)2階建

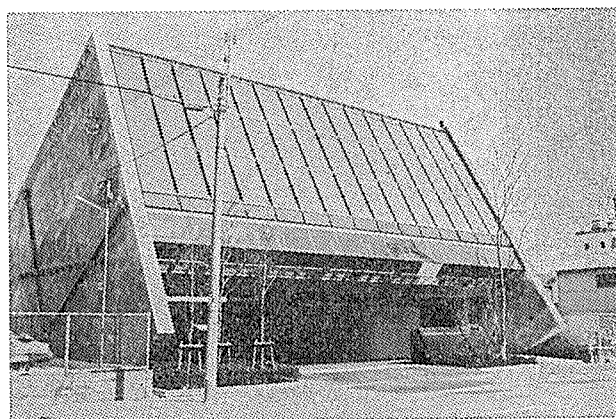


写真-13

建築面積：256.88  $\text{m}^2$   
 延床面積：325.53  $\text{m}^2$   
 設計：美建・設計事務所  
 構造：キンキ構造設計  
 施工：全建開発

この建物はスパン約 17m のボイドスラブ構造で、両  
 端は 45cm 厚の RC 壁によって支持されている。スパン  
 が大きいのでボイドスラブを PRC としてアンボンド  
 鋼より線 2-17.8φ をボイドピッチ (65cm ごと) に入  
 れている。平均プレストレスは約  $10 \text{ kg/cm}^2$  である。  
 図-18 に梁伏図、図-19 に軸組図、図-20 にボイド  
 スラブ詳細図を示す。

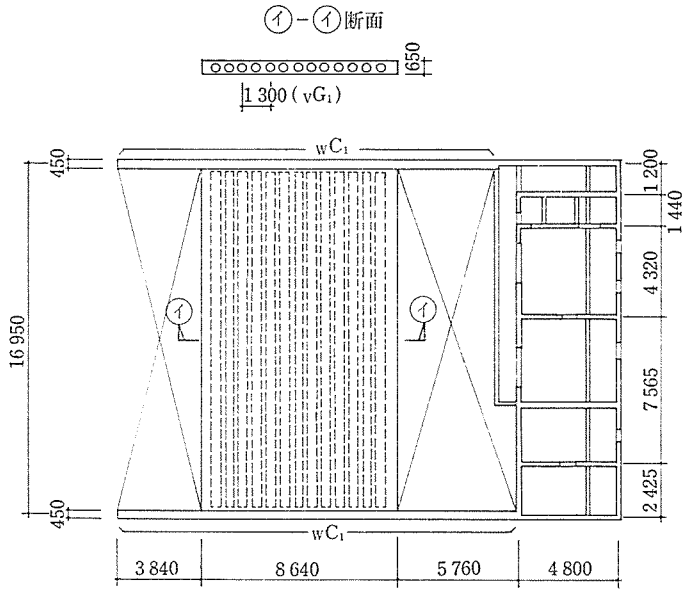


図-18 床梁伏図

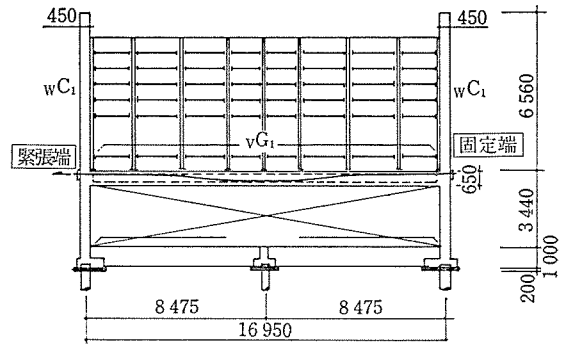


図-19 軸組図

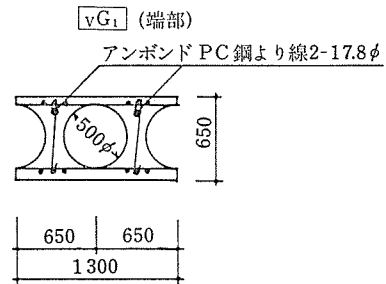


図-20 ポイドスラブ詳細図

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート構造物設計図集 (第2集)

本書は協会設立 20 周年行事の一環として、前回発行した設計図集の様式にならない編集した、その第2集です。協会誌第 10 巻より 21 巻に亘る巻末折込付図を主体とし、写真ならびに説明を付し、その他参考になる PC 構造物についてとりまとめた設計図集で、PC 技術者の座右に備え付けるべき格好の資料と考えます。

希望者は代金（現金為替または郵便振替 東京 7-62774）を添え、下記宛お申し込みください。

体 裁：B 4 判 224 頁

定 価：9,000 円（会員特価 7,000 円） 送 料：1,000円

内 容：PC 橋梁（道路および鉄道）74 件、PC 建築構造物 25 件、その他タンクおよび舗装等 10 件

申 込 先：（社）プレストレストコンクリート技術協会

〒102 東京都千代田区麴町 1-10-15（紀の国やビル）電話 03 (261) 9151