

## PRC 梁と X 形配筋柱を用いた中層事務所ビル設計

辻 英 一\*  
保 田 秀 樹\*\*  
徳 永 雄 一 郎†  
南 敏 和††

### 1. はじめに

本建物はJR 奈良駅の北側に位置する RC 造 6 階建の事務所ビルである。一般的に事務所ビルの設計においては、フレキシビリティに富んだ大スパン架構を低コストで実現することが要求される。この建物についてもコストと使用性の両面から検討し、構造種別としては RC 造を選択した。しかし、大スパン架構を RC 造で設計する場合に、次の点が問題となる。1つは大スパン梁としたときの曲げたわみやひびわれによる障害であり、もう

1つは柱 1 本当たりの地震時応力が大きくなることによる耐震設計の難しさ（とくにせん断力に対する設計）であろう。この建物では、対応策として大スパン梁にプレストレスを与えて PRC 造とし、ひびわれ制御をはかるとともに、柱には X 形配筋を用いて耐震設計を容易にした。また、大区画の外壁部分にアフターボンド工法によりプレストレスを導入して収縮ひびわれの低減をはかった。以下、本建物の構造設計概要とプレストレス導入部材の計測結果について報告する。

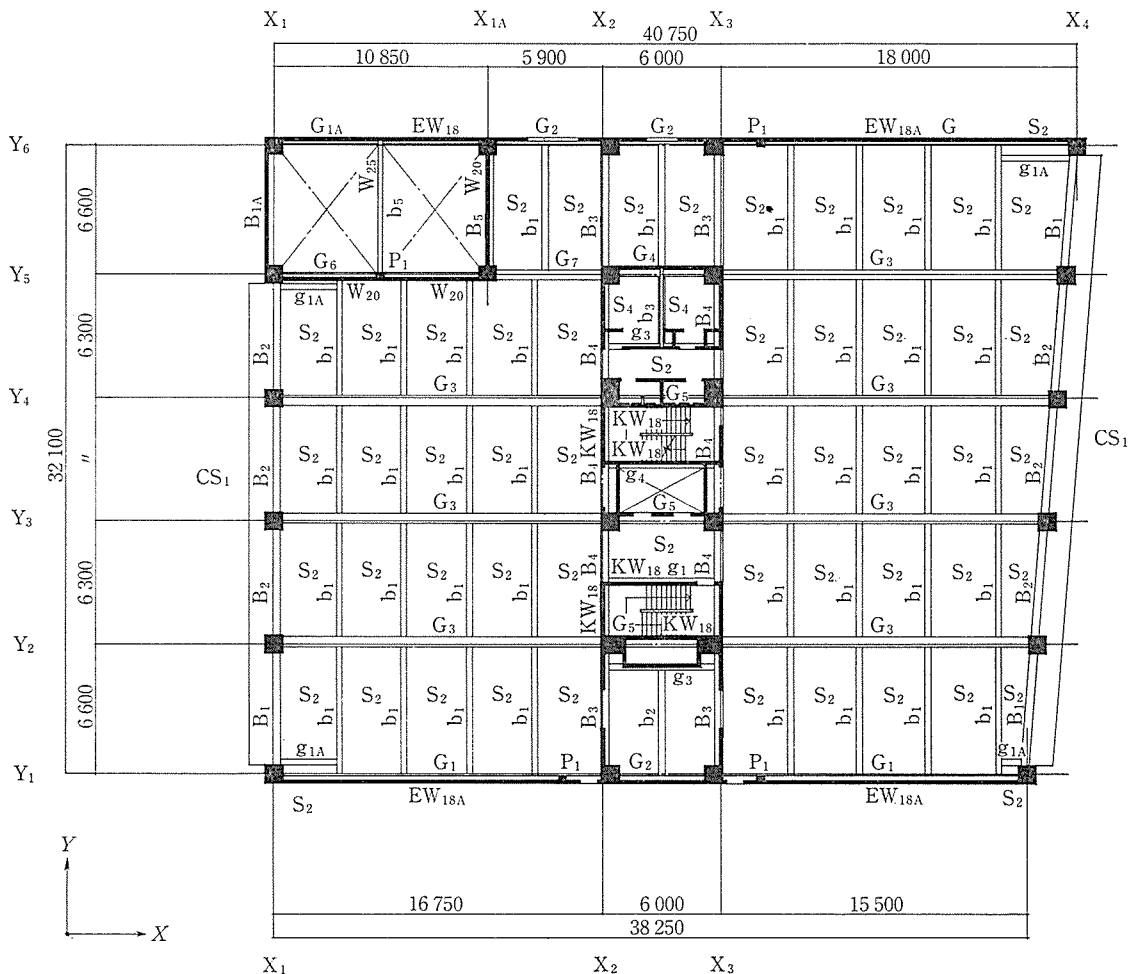


図-1 基準階伏図

\* (株) 安井建築設計事務所構造部長  
\*\* (株) 安井建築設計事務所構造部主任

† オリエンタルコンクリート(株) 大阪支店建築部副部長  
†† 神鋼鋼線工業(株) 生産技術部技術課

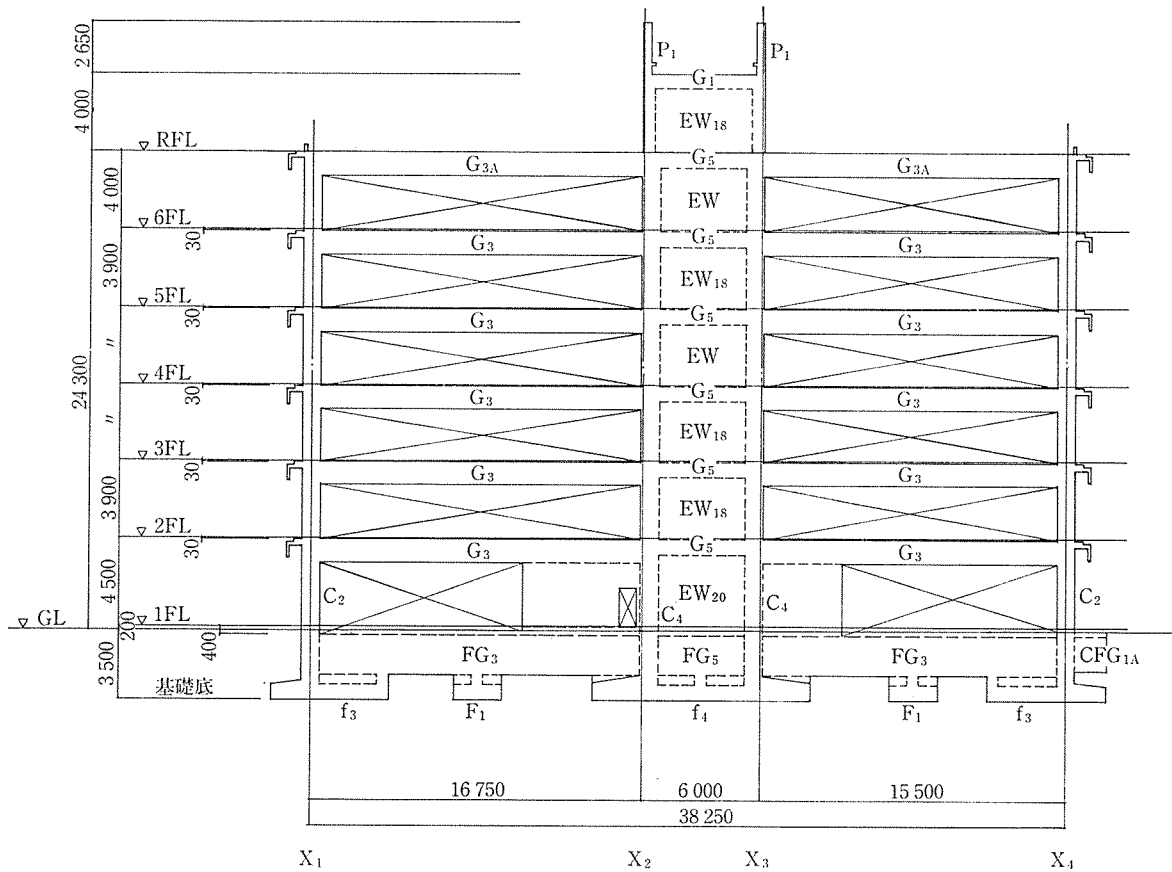


图-2 Y<sub>2</sub> 通り軸組図

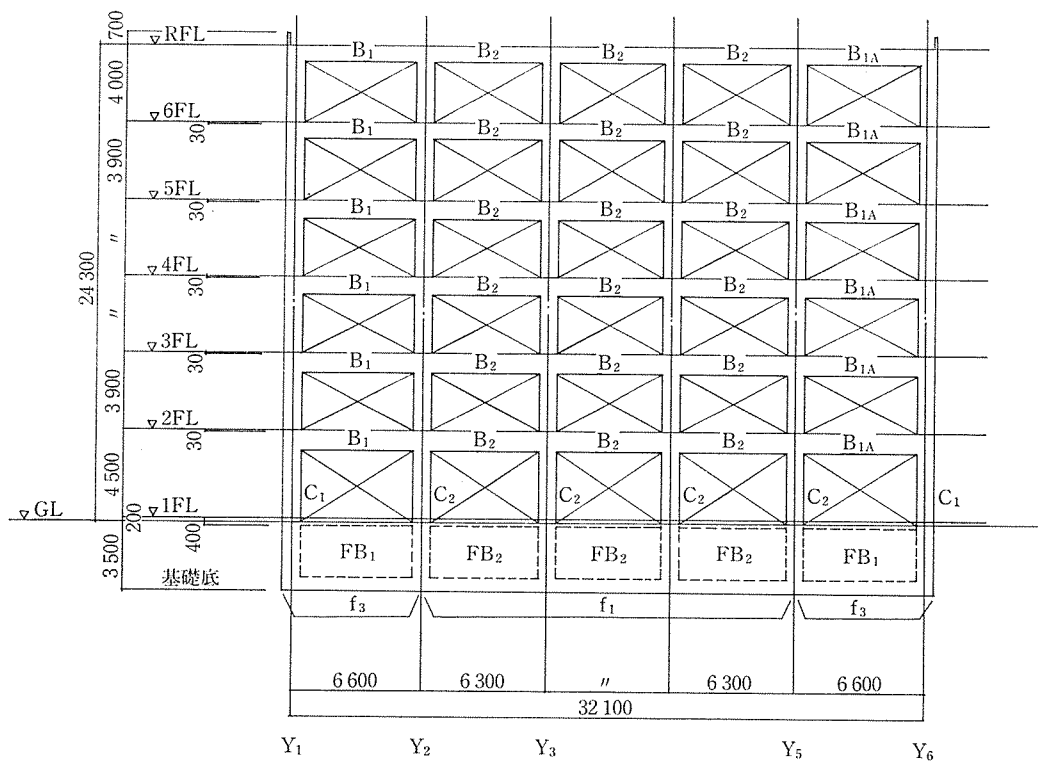


图-3 X<sub>1</sub> 通り軸組図

## ◇工事報告◇

### [建物概要]

建設地：奈良市

建物用途：事務所

建物規模：6階建

建築面積：1930 m<sup>2</sup>

延床面積：8542 m<sup>2</sup>

軒高：24.3 m

構造種別：RC造

基礎形式：直接基礎

設計：安井建築設計事務所

施工：浅沼組

## 2. 構造設計概要

この建物は、図-1 に示すように  $X$  方向は約 16.0 m の大スパン梁を架け、 $Y$  方向は 6.3 m の均等スパンで構成されている。プレストレスを導入したのは、2階以上の  $Y_2 \sim Y_5$  通りの大スパン大梁である。プレストレスレベルは部材の曲げひびわれを許容するパーシャルプレストレスリング（PRC 梁）であるが、理由は次の2点による。

- ① フルプレストレスで設計するよりもコンクリート設計基準強度や PC 鋼材量を少なくできるので、経済性に優れ、また施工管理も容易である。
- ② 耐震性能の一つである、部材の履歴吸収エネルギー量は PC 部材よりも PRC 部材の方が大きいので、本建物のような中高層 RC 造には PRC の方が適している。

耐震設計は図-4 のフローに示すように、一次設計で部材の許容応力度設計と層間変形角のチェックを行った後に、二次設計として静的増分解析により保有水平耐力の検証を行った。また、この建物は PRC 部材を用いているので、日本建築センターのプレストレスコンクリート造設計施行指針（以下「PC 指針」）による検討も行った。

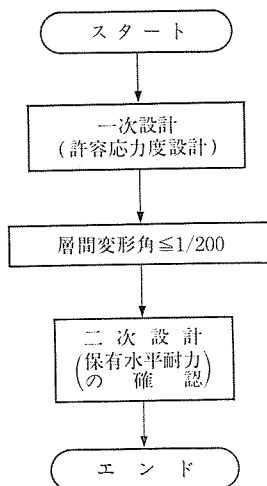


図-4 耐震設計フロー

ている。このように現行の設計体系にしたがうことにしたので、この建物では、やや形式的ではあるが新耐震設計法としての極限設計（Capacity Design）と PC 指針の終局強度設計（Ultimate Strength Design）を併用することとなる。本建物は高さが 25 m であり、RC 造建屋としては高いほうなので、耐震設計では架構の耐力と靱性確保にとくに留意した。 $X$  方向の耐震要素には  $Y_1 \cdot Y_2$  通りの妻壁を連層耐震壁として活用し、一次設計用地震力の 70% を負担させている。これにより、 $Y_2 \sim Y_5$  通りのラーメン架構の設計用応力は長期応力が卓越することになり、長期の鉛直荷重時応力をキャンセルするプレストレス造に適したものとなった。なお、二次設計時で求まる建物の崩壊メカニズムは、耐震壁基礎部の浮き上がりモードで決まっており、必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の倍率は、1.6 倍であった。

一方、 $Y$  方向は純ラーメン架構だけで構成したので、柱梁部材設計では地震時応力が卓越する。とくに柱は曲げ応力のみならずせん断応力も大きいので、 $X$  形配筋を用いた。二次設計段階での崩壊メカニズムは、靱性確保のうえから梁降伏形とするのが望ましいものとされているので、柱の曲げ強度は梁のそれを 1.2 倍以上上回るものとした。このとき、せん断破壊を先行させないようにせん断補強を在来工法ですると、過密フープが避けられないこととなる。今回は  $X$  形配筋を用いて、デザイン上要求される断面で過密フープを避けることができた。設計された結果としての  $Y$  方向のメカニズムは設定どおりの梁降伏型となっており、保有水平耐力の必要保有水平耐力に対する倍率は、1.1 倍となっている。

使用材料は、3階床以下のコンクリート設計基準強度を 270 kg/cm<sup>2</sup> とし、3階柱以上を 240 kg/cm<sup>2</sup> とした。鉄筋は柱・梁主筋に SD 35 ( $\phi \leq 25$ )、SD 40 ( $\phi \leq 29$ ) を用いた。

## 3. PRC 大梁の設計

PRC 大梁の設計は、長期荷重時の曲げひびわれ幅を 0.2 mm 以下とするⅢ種 PC 部材として行った。設計順序は、

- ① まず、固定荷重 ( $G$ ) によるモーメントをキャンセルするようなプレストレス力 ( $P$ ) と偏心距離 ( $e$ ) を定める。
- ② それにより生じる架構の二次応力による曲げモーメント ( $M_p$ ) と長期荷重 ( $G+P$ ) によるモーメント ( $M_L$ ) の組合せに対して断面算定を行う。
- ③ このとき引張縁応力度の生じる断面位置について曲げひびわれ幅の検討をして、最大ひびわれ幅が 0.2 mm 以下であることを確かめる。

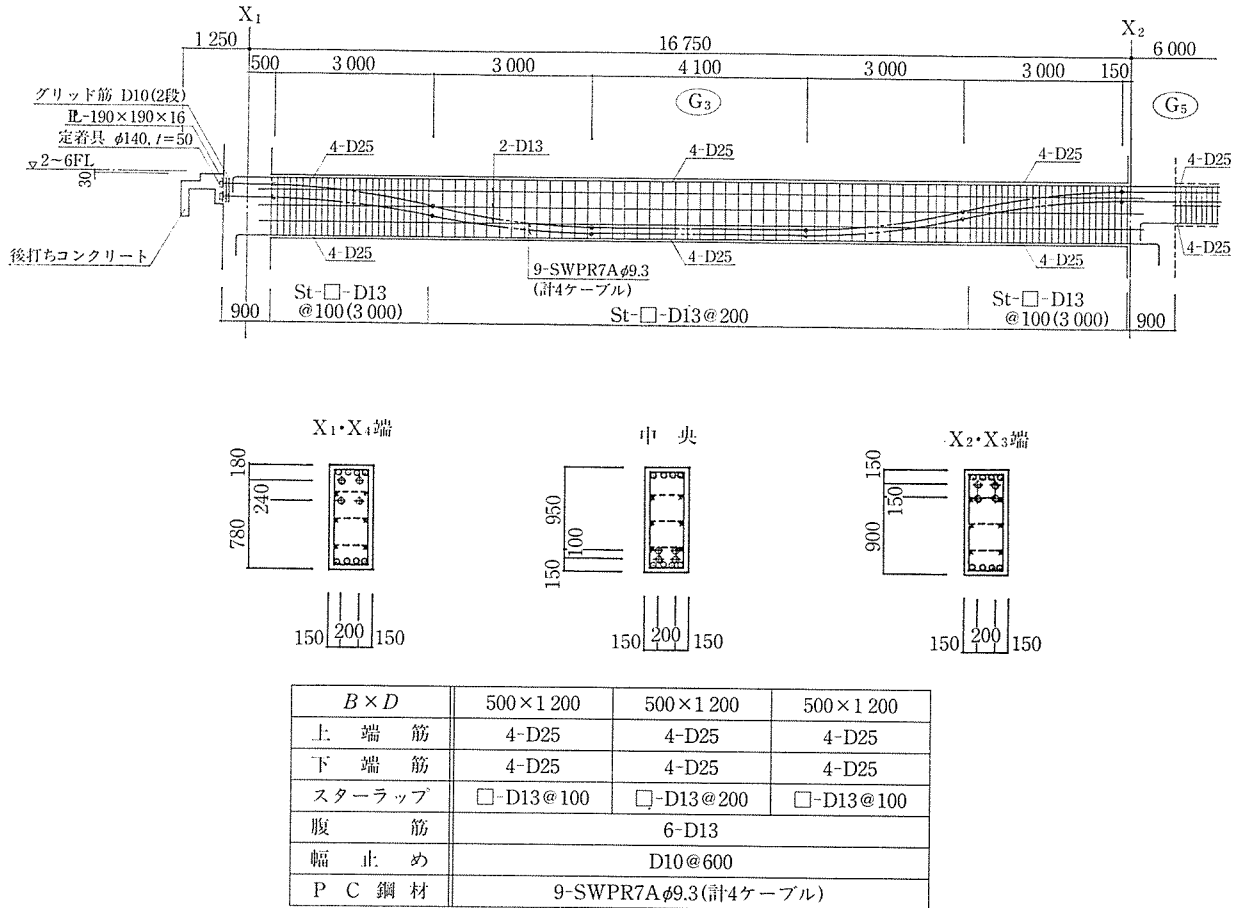


図-5 PRC 大梁詳細図

なお、ひびわれ幅は引張断面側のコンクリートを無視し、日本建築学会「PRC 構造設計施工指針」<sup>3)</sup>によって算定した。

- $w_{max} = 1.5 w_{av}$  : 最大ひびわれ幅
- $w_{av} = l_{av} (\epsilon_{av} + \epsilon_{sh})$  : 平均ひびわれ幅
- $\epsilon_{av} = (\sigma_t - k_1 \cdot k_2 \cdot F_t / P_e) \times 1 / E_s$  : 平均鉄筋ひずみ
- $\epsilon_{sh} = 2 \times 10^{-4}$  : 乾燥収縮ひずみ
- $l_{av} = 2(c + s/10) + k \cdot \phi / P_e$  : 平均ひびわれ間隔

引張応力が生じているのは 2~R 階の X<sub>2</sub>, X<sub>3</sub> 端上端であり、-14.4 kg/cm<sup>2</sup> が最大値であるが、これに対するひびわれ幅は 0.1 mm であり、許容ひびわれ幅以下となっている。

次に、終局時に対する部材の検討は、1.7(G+P), 1.2G+2.0P, および、G+P±1.5K の 3 種の応力組合せで行い、部材の曲げ耐力がいずれの組合せ応力をも上回っていることを確認した。

PRC 部材の断面形状は B×D=50 cm×120 cm であり、梁成はスパンのほぼ 1/15 となっている。プレストレスは 9.3 φ の PC 鋼 9 本より線 4 ケーブルで導入し、緊張力 (P) 140 t、プレストレスによる平均圧縮応力度 (P/A) 20 kg/cm<sup>2</sup> である。なお、X 方向の建物長さはほぼ 40 m なので、緊張工事は X<sub>1</sub> 通りと X<sub>4</sub> 通りからの

両引きで行い、それぞれの柱に定着具をセットした。このため、X<sub>1</sub>, X<sub>4</sub> 通りからの持ち出しスラブ部分は、PC 緊張後にコンクリートを打設した。

耐震設計における二次設計での終局メカニズム時には、PRC 梁の端部は曲げ降伏に達しており、低層部の曲率靱性率  $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$  ( $\phi_u$ : メカニズム時曲率,  $\phi_y$ : 曲げ降伏時曲率) は最大 7 程度となっている。このため、鋼材係数  $q_{sp}$  を 0.25 以下として部材靱性能力を確保した。

また、この梁には空調設備用のダクト貫通孔 (300 φ) を設けることが必要であった。PC 梁に貫通孔を設けることによる曲げ耐力と曲げ剛性の低下に関しては、孔中心を断面重心位置にもってこることで影響を緩和できるが、せん断耐力はある程度低下することが予想される<sup>5), 6)</sup>。そこで、有孔 PC 梁についてはあまり研究されていないこともあり、以下のプロセスで検討を行った。

	FEM による応力解析	
長期時	コンクリートに生じる引張応力度 $\sigma_t < F_t$ の確認 縁応力度のチェック	
終局時	終局時設計用せん断耐力 有孔梁せん断耐力となるよう せん断補強を行う。	$Q_{UD}$ の算定 $Q_u > Q_{UD}$

◇工事報告◇

$$Q_{UD} = Q_L + Q_M$$

$Q_L$  : 長期荷重時で両端ピンとしたときのせん断力

$Q_M$  : メカニズム時せん断力

FEM による解析は有孔梁と無孔梁の両方に対し、鉛直荷重 (V.L.), プレストレス荷重 (P.L.) の2種の荷重条件で計4ケースについて孔径を変えて行った。解析モデルを図-6に、解析結果を表-1に示すが、これから以下のことがいえる。

- 1) V.L. に対しては孔の下端に材軸方向の大きな引張力が発生するが、V.L.+P.L. の長期荷重時では打ち消しあう。
- 2) P.L. に対しては孔の左右に材軸と直角方向に引張力を生じるが、これも V.L.+P.L. では打ち消しあう。

3) 長期荷重時に生じる引張応力度は、最大 5.4 kg/cm<sup>2</sup> (節点 No. 138) であり、コンクリートの引張強度 (8 kg/cm<sup>2</sup> 程度) 以下となる。

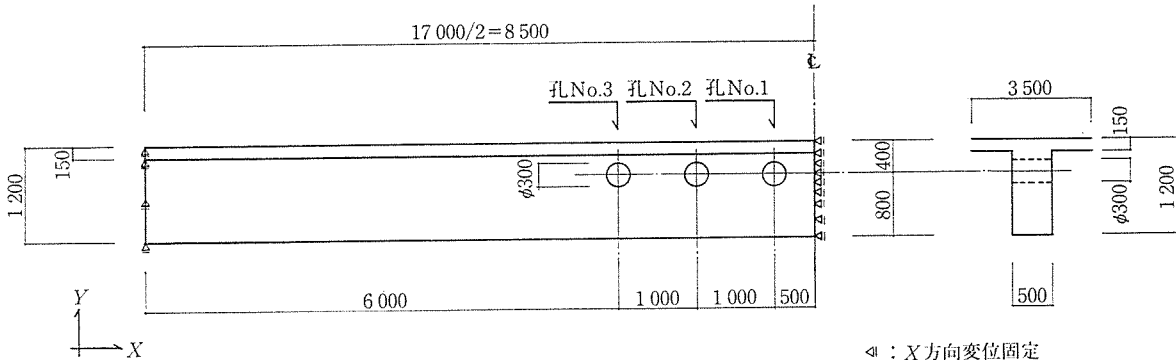
4) 孔径を梁成の 1/3 以下とし断面重心に孔中心をあわせれば、無孔梁に比べて大きな応力の相違はない。

次に縁応力度の比較を無孔梁と有孔梁について示すと表-2 となり、孔の有無による影響は小さいという結果になっている。

せん断耐力式については、有孔 RC 梁に対する下記の式<sup>4)</sup> があげられる。

<有孔梁委員会式>

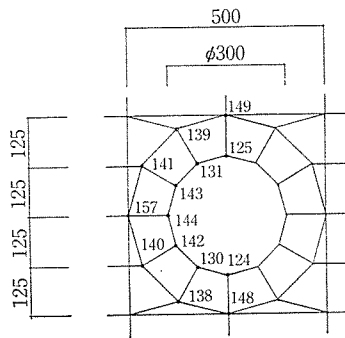
$$Q_u = F_c \cdot b \cdot j \{ 0.143(1 - 1.61 H/D) + 0.22 \sum P_{wo} \cdot w \sigma_y / F_c \} \dots\dots\dots (1)$$



◻ : X方向変位固定  
 ▲ : Y方向変位固定  
 注) FEM解析は、XY方向変位、XY平面内の回転の3自由度とした。

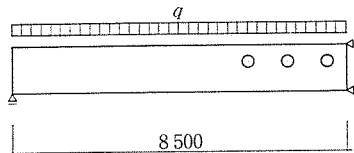
孔廻りのメッシュモデル

注) 図中の数値は、孔No.3部の節点番号を示す。



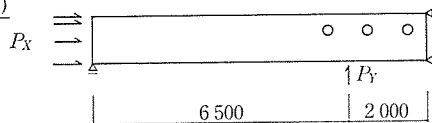
荷重ケース

V.L. (鉛直荷重)



鉛直分布荷重 :  $q = 7.05 \text{ t/m}$

P.L. (プレストレス力)



軸圧縮力 : 154.0t (14.7kg/cm<sup>2</sup>)  
 吊り上げ力 :  $P_y = 15.78 \text{ t}$

図-6 FEM 解析モデル

表一 FEM 解析結果  
(単位: kg/m<sup>2</sup>, 引張→+, 圧縮-)

節 点 No.	応 力 種 別	荷 重 ケ ー ス					
		V.L.		P.L.		V.L.+P.L.	
		有 孔	無 孔	有 孔	無 孔	有 孔	無 孔
125	$\sigma_x$	-24.18	-16.70	-20.90	-8.17	-45.08	-24.87
	$\sigma_y$	-3.33	-3.69	-4.52	0.80	-7.85	-2.89
	$\tau_{xy}$	-3.73	-3.65	3.18	3.34	-0.55	-0.31
	$\sigma_1$	-2.68	-2.74	-3.92	1.90		
124	$\sigma_x$	43.57	24.62	-49.72	-25.03	-6.15	-0.41
	$\sigma_y$	5.96	0.15	-7.58	-0.77	-1.62	-0.62
	$\tau_{xy}$	-4.79	-4.28	4.06	3.56	-0.73	-0.72
	$\sigma_1$	44.17	25.35	-7.19	-0.26		
144	$\sigma_x$	0.80	4.87	-3.93	-16.91	-3.13	-12.04
	$\sigma_y$	-8.22	-2.95	8.02	0.62	-0.20	-2.33
	$\tau_{xy}$	-2.40	-4.62	2.90	3.76	0.50	-0.86
	$\sigma_1$	1.40	7.02	8.68	1.39		
138	$\sigma_x$	40.47	37.47	-35.07	-30.11	5.40	7.36
	$\sigma_y$	-1.63	-4.98	-1.23	1.50	-2.86	-3.48
	$\tau_{xy}$	-6.16	-5.09	6.07	3.80	-0.09	-1.29
	$\sigma_1$	41.35	38.07	-0.17	1.95		
139	$\sigma_x$	-29.14	-28.62	-4.30	-3.36	-33.44	-31.98
	$\sigma_y$	-3.36	-1.44	2.06	-0.01	-1.30	-1.45
	$\tau_{xy}$	-4.62	-3.20	0.43	3.21	-4.19	-0.01
	$\sigma_1$	-2.68	-1.07	2.09	1.93		

表二 縁応力度比較

断 面 諸 元	無 孔 梁	有 孔 梁
断 面 積 $A$ (cm <sup>2</sup> )	11.1×10 <sup>8</sup>	9.6×10 <sup>8</sup>
断面 2次モーメント $I$ (cm <sup>4</sup> )	14.9×10 <sup>6</sup>	14.4×10 <sup>6</sup>
断 面 図 心 $Y_{上}$ (cm)	35.9	33.7
断 面 図 心 $Y_{下}$ (cm)	84.1	86.3
断 面 係 数 $Z_{上}$ (cm <sup>3</sup> )	4.15×10 <sup>5</sup>	4.28×10 <sup>5</sup>
断 面 係 数 $Z_{下}$ (cm <sup>3</sup> )	1.77×10 <sup>5</sup>	1.67×10 <sup>5</sup>
偏 心 距 離 $e$ (cm)	64.1	66.3
導 入 力 $P$ (t)	162.1	162.1
曲 げ モーメント $M_D$ (t·m)	128.8	128.8
縁 応 力 度 $\sigma_{上}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	20.6	21.9
縁 応 力 度 $\sigma_{下}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.5	4.0

縁応力度

$$\sigma_{上} = \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{Z} + \frac{M_D}{Z}$$

$$\sigma_{下} = \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{Z} + \frac{M_D}{Z}$$

<広沢式>

$$Q_u = b \cdot j \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (180 + F_c) (1 - 1.61 H/D)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sum P_{wo} \cdot w \sigma_y} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

(1) 式ではせん断耐力に影響を与える  $P_t$  や  $M/Q \cdot d$  の効果が入り込まれていないが、(2) 式ではそれらを評価している。有孔 PC 梁のせん断耐力については、現在のところ本岡氏らの矩形有孔 PC 梁の一連の研究がある。その実験結果によれば、(1) 式はかなり大きめのせん断耐力を与えるのに対し、(2) 式はバラツキが大きいものの実験値の平均を予測するものとして、(2) 式に

よりせん断補強筋を算定した。なお、二次設計としての終局時設計用せん断力は、

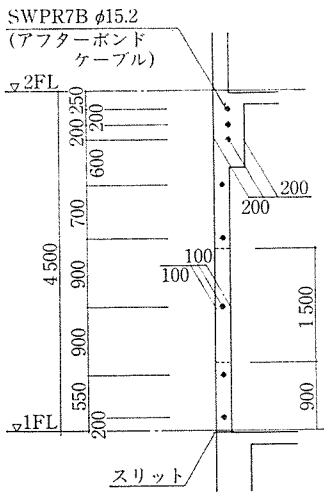
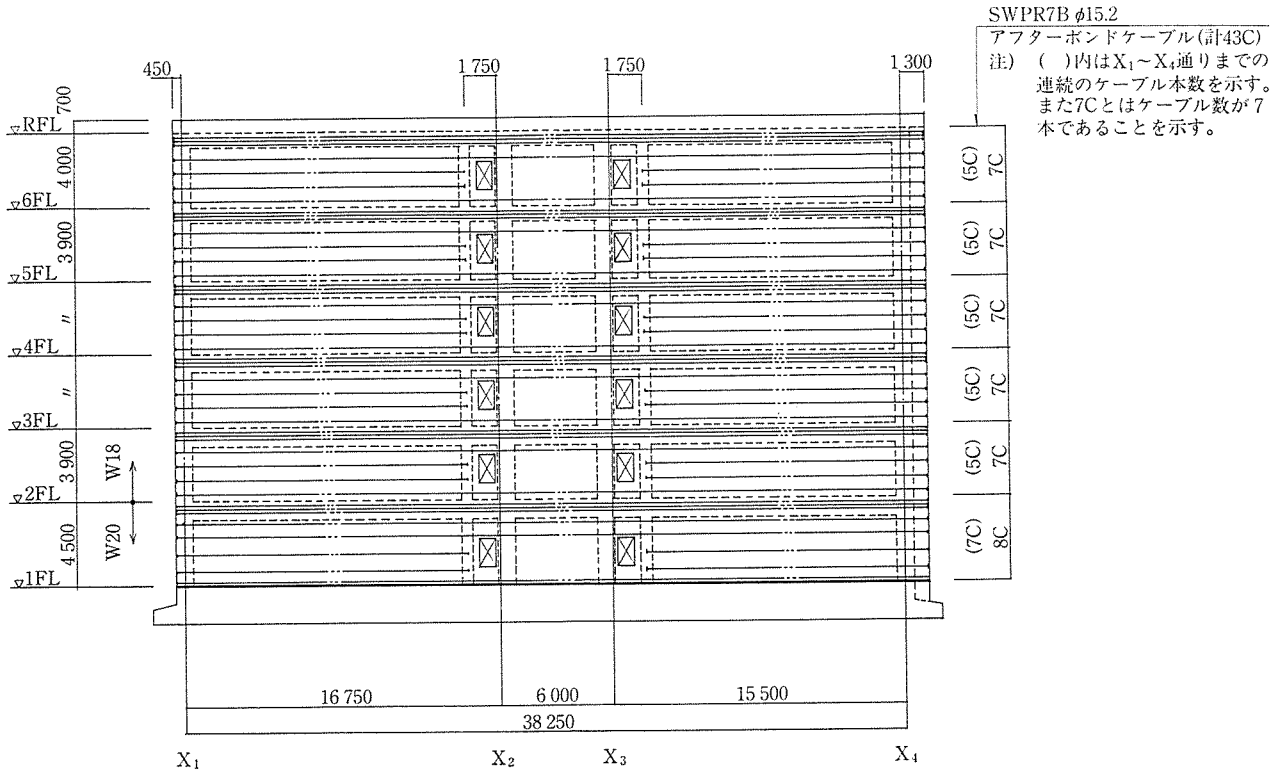
$$\left. \begin{aligned} &1.7 Q_L \\ &Q_L + 2.25 F_{es} \cdot Q_E \\ &Q_L + 1.1 Q_M \end{aligned} \right\} \text{のうちの大きなる値とした。}$$

#### 4. アフターボンド工法による外壁のひびわれ制御

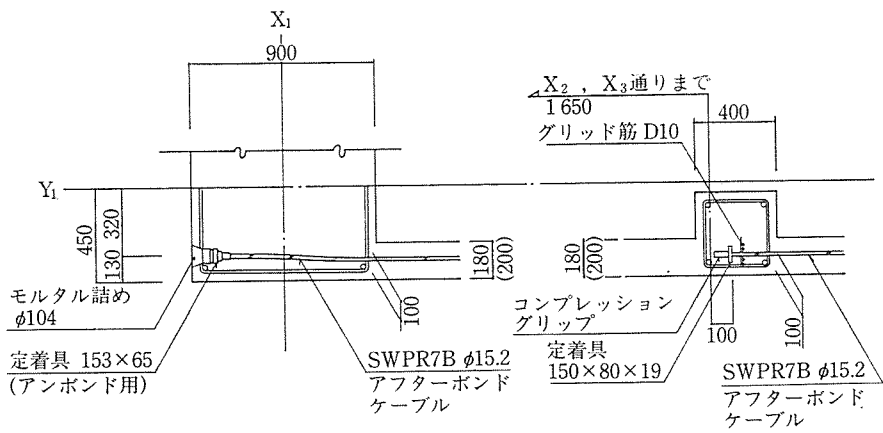
この建物の南北面の妻壁は、各階の内法寸法が高さ 3.3 m × 幅 14.3 m で面積が 47.2 m<sup>2</sup> となり、ひびわれ対策の目安となる 20 m<sup>2</sup> を大きく超えている。そこで収縮ひび割れ防止のためにプレストレスを導入した。ケーブルは 7 本よりの PC 鋼より線 15.2 mm を使用し、壁内は 1 m ピッチ、梁内には 3 本を水平配置して、CCL 工法により平均プレストレス量 10 kg/cm<sup>2</sup> を与えることとした。今回、とくに工夫した点は 1 階床位置にもうけた水平スリットである。1 階壁にプレストレスを与えても基礎梁の拘束のため、1 階壁脚ではプレストレスがほとんど入らないか、かえって両隅部では引張力を生じることとも考えられる。そこでスラブ上端位置にスリットをもうけて 1 階部分にプレストレス導入後、無収縮モルタルを充填することとした。スリットの仕様を 図-8 に示す。スリットの幅が小さいとプレストレス導入時に柱主筋に急激なせん断変形が強制されるので幅寸法を主筋径以上 (30 mm) とした。PC 鋼材としてアフターボンド PC 鋼材を用いているが、これは 図-9 に示すように一般の PC 鋼材に常温硬化性の樹脂を塗布し、表面に凹凸のあるシースで被覆したものである。樹脂の硬化開始時間と完了時間は添加する硬化剤の量によって数ヶ月から 1 年以上まで自由に調節でき、硬化後はボンド工法と同等以上の付着力が確保できる。そこで、硬化開始時間をプレストレス導入時よりも後に設定しておけば、導入時にはアンボンド鋼材として施工完了後にはボンド鋼材として取り扱える。この工法の利点は、次のとおりである。

- ① アンボンド鋼材とほぼ同寸法であるため、取扱いが容易である。すなわち、小さい梁断面・スラブ・薄い壁などに対する使用性に優れている。また、摩擦係数はアンボンド鋼材と同等で  $\lambda=0.002 \sim 0.003$  1/m 程度である。
- ② 樹脂硬化後は PC 鋼材と樹脂が接着することとシース表面の凹凸の結果により、コンクリートとの間に付着力が伝達できるのでコンクリートとの一体性が確保できる。
- ③ 全長にわたり樹脂を塗布するとともに、さらに、その上からシースで被覆するので耐食性に優れてい

◇工事報告◇



Y<sub>1</sub>通りPC鋼材配置図



定着部納り図

図-7 外壁 PC 鋼材 配置 図

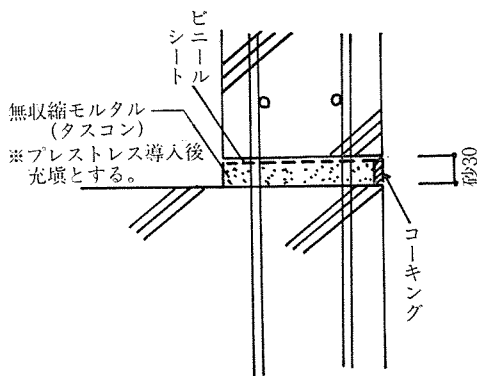


図-8 スリット詳細

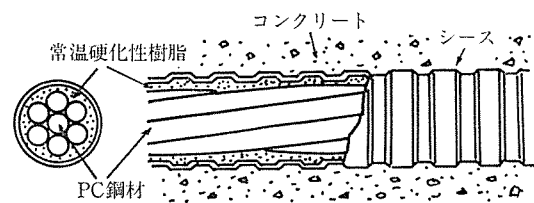
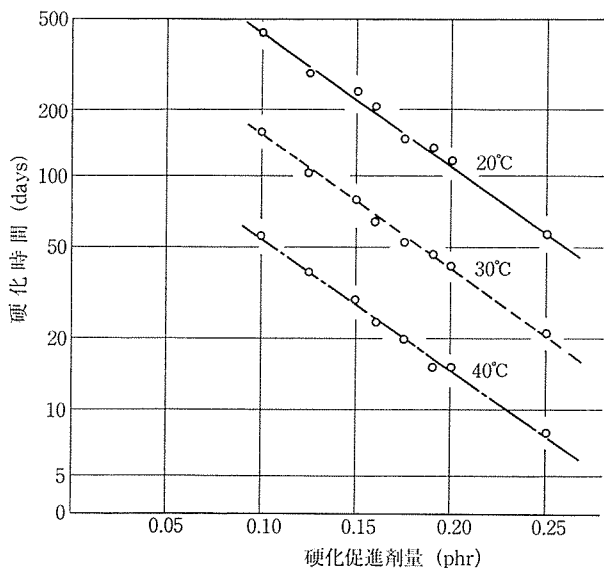


図-9 アフターボンド PC 鋼材



図一10 樹脂の硬化特性 (phr:重量でエポキシ樹脂 100 に対する量)

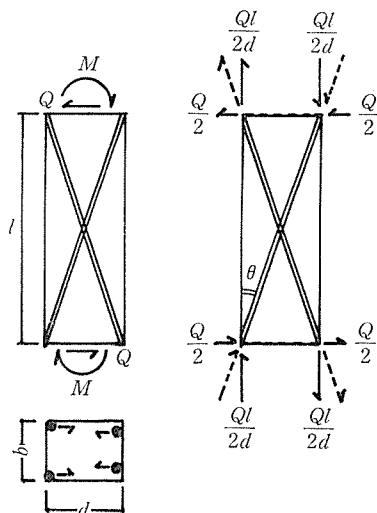
る。

アフターボンド鋼材に塗布する樹脂の硬化特性を図一10に示す。硬化時間は、硬化剤の量に比例して直線的に短縮している。また、引抜き試験結果からは、ボンド鋼材を上回る引抜き耐力と付着力が得られている。

この工法は、これまでのアンボンド工法に比べて耐久性と安全性の両面から優れているといえるが、まだ実施例が少ないため、本工事では基本特性値のデータ収集を目的として現場計測を行った。

### 5. X形配筋柱の設計

前述したように、柱のY方向主筋については、せん断耐力と靱性を確保するためにX形配筋を使用している。X形配筋とは部材端どうしの対角を結んでタスキ掛



図一11 X形配筋部材の抵抗機構

けにした配筋法<sup>9)</sup>のことである。その力学的特徴は、逆対称曲げとせん断を受ける部材においては、鉄筋だけでそれらの応力に抵抗しうる釣合系を構成できる点にある。そのため、破壊性状がコンクリートの脆性に支配されにくく、靱性に富んだRC部材の設計が可能となる。また、X形筋軸力の $\cos \theta$ 成分が曲げに抵抗し、 $\sin \theta$ 成分がせん断に抵抗するので、主筋を曲げとせん断の両者に効かせることができる点で合理的な配筋法といえる。さらに、X形配筋は部材中央に向けて鉄筋のコンクリートかぶり寸法が増していくので、繰返し曲げせん断を受けても付着割裂破壊しにくいことが実験的にも確かめられており、引張主筋比の大きな部材にX形配筋を用いれば有利となる。

このX形配筋は、1971年にニュージーランドのPaulayにより耐震壁の境界梁に用いられたのが最初の試みである。我が国においては、若林・南氏らによりX形配筋を柱や梁に用いた実験や、一方向だけでなく多方向X形配筋についても研究が進められている。

一方、X形配筋を用いた建物も1980年より建設されており、現在までに竣工したものは約20棟を数え、実用設計式も提案されている。

図一12にX形配筋部材の設計フローを示す。X形配筋部材の曲げ耐力の算定は一般の平行配筋柱と同様に行うが、X形配筋断面積には $\cos \theta$  ( $\theta$ はX形筋と材軸のなす角度)を乗じて等価な平行配筋として扱うこととする。なお、柱の終局曲げ耐力の評価には次式を用いた。

$$M_u = 0.8 \sum a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D (1 - N/B \cdot D \cdot F_c)$$

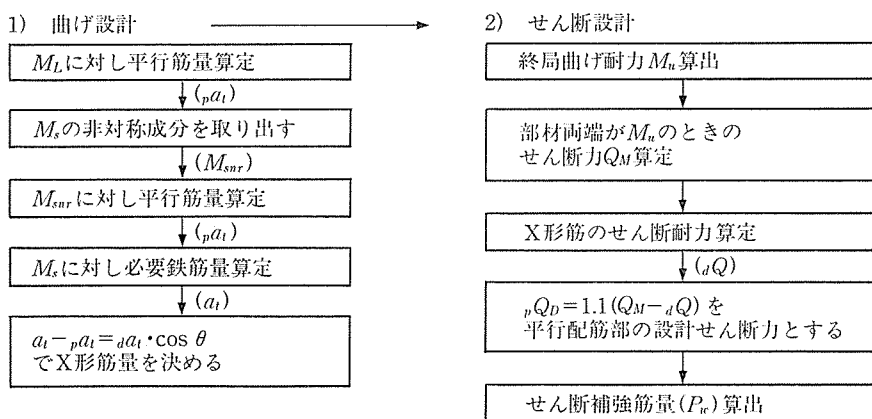
$$\sum a_t = p a_t + a a_t \cdot \cos \theta$$

$$N = N_L + 2 N_E$$

$p a_t$ : 平行配筋引張主筋量

$a a_t$ : X形配筋引張主筋量

せん断力については、平行配筋部分とX形配筋の累加



図一12 X形配筋部材の断面算定フロー



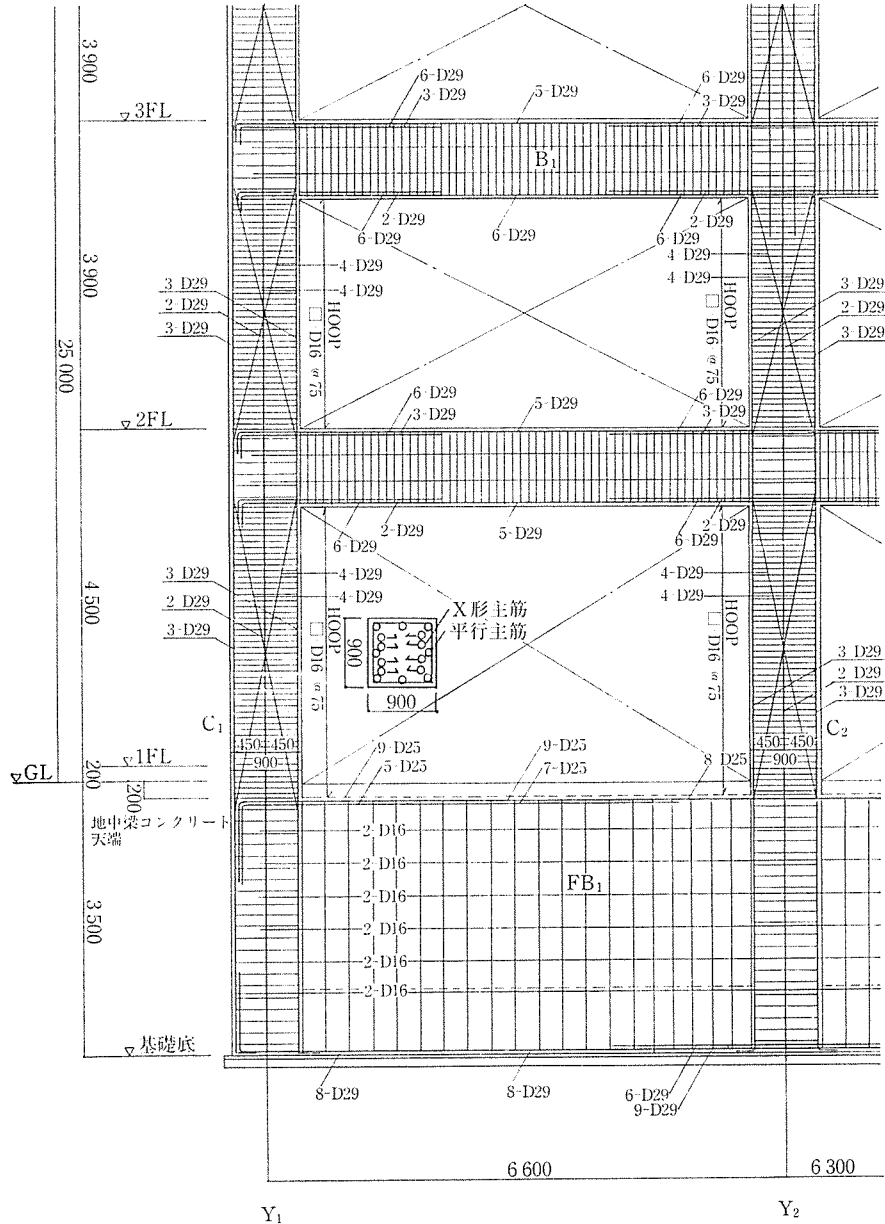


図-13 X<sub>1</sub> 通り架構配筋図

で評価できるとする下式を用いた。

$$Q_u = pQ_u + dQ_u$$

$pQ_u$  としては一般に使用されている修正荒川式を用いた。

$$pQ_u = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (F_c + 180)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot w f_t + 0.1 \sigma_o} \right\} b \cdot j$$

$$dQ_u = 2 a a_t \cdot \sin \theta \cdot d \sigma_y$$

$dQ_u$  を与える式中の係数 2 は、X 形筋の引張・圧縮筋がともにせん断耐力に抵抗すると考えているからである。なお、せん断耐力式としては現在、南氏らにより理論式<sup>10)</sup>が提案されており、これを用いればさらに精度よく耐力を算定できる。X 形配筋部材の断面算定上の注意

点としては、X 形配筋は部材変形がある程度進まないと効果を発揮しないことと、地震時曲げ応力が必ずしも逆対称とならないことであろう。そこで、X 形配筋は平行配筋と組み合わせて用いることとし、長期応力や地震時曲げ応力の非対称成分は平行配筋のみで設計することとした。ただ、X 形配筋部材の特性である靱性ある部材とするには引張主筋量の 1/3 程度以上を X 形筋にする必要があるため、ここでは 1/2 以上を X 形筋としている。X 形配筋を用いた結果、平行配筋のみでは必要フープ筋量  $P_w = 1.02\%$  だったものが、 $P_w = 0.34\%$  となり、過密フープを防止でき、施工手間も軽減できた。

X 形筋の施工において問題となるのは、鉄筋の折り曲げ位置の精度確保である。この現場では、あらかじめ折り曲げた柱頭筋を柱脚筋に圧接して一層分の X 形筋を組

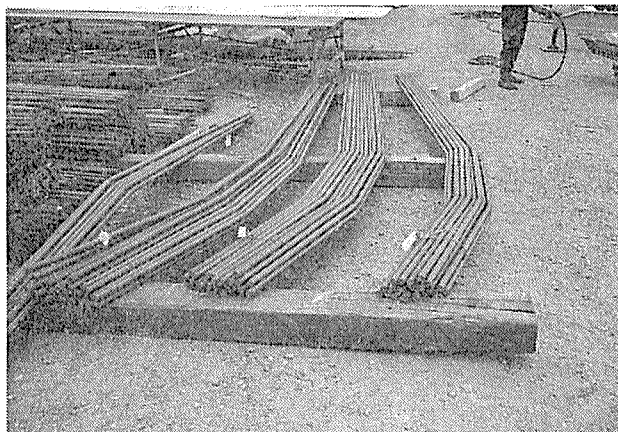


写真-1 X形筋曲げ加工後



写真-2 X形筋継手部切りそろえ

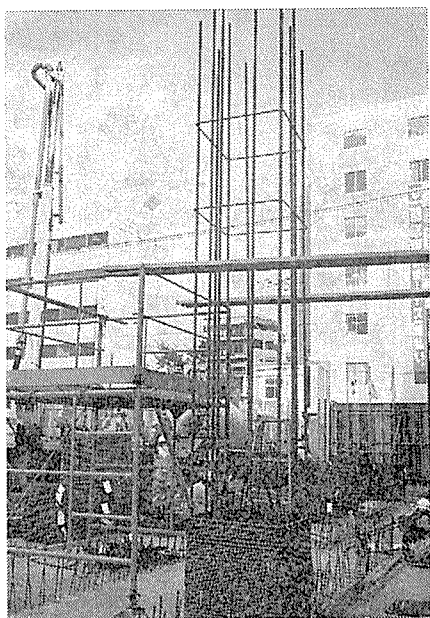


写真-3 平行筋組立完了 (X形筋未圧接)

み立てているが、圧接により鉄筋径相当分の縮みが生じる。そこで柱頭筋はその径の分だけ長く加工しておいて、柱脚筋を切りそろえたうえで圧接した。その結果、各階でのX形筋折り曲げ点レベルは  $\pm 10$  mm 以下におさまった。施工順序を写真-1~4 に示す。

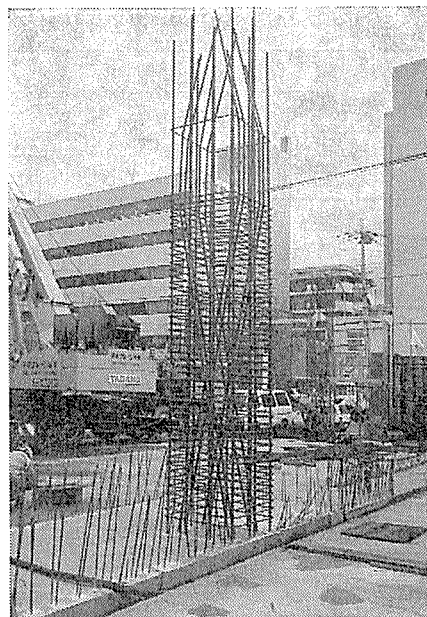


写真-4 柱筋組立完了

## 6. 計測結果

工事管理のため、PRC 大梁プレストレス導入時の挙動、プレストレスを与えた外壁コンクリートひずみ、アフターボンドの硬化特性、の3項目を計測した。各階のプレストレス導入順序は、 $Y_0$  通りの外壁  $\rightarrow Y_1$  通りの外壁  $\rightarrow Y_2$  通りの大梁  $\rightarrow Y_3$  通りの大梁となっている。以下に各項目の計測結果を示す。

### ① 大梁プレストレス導入時の挙動

- i)  $Y_1$  通りの外壁にプレストレスを導入すると、スラブにもその力がほぼ  $45^\circ$  で伝達されていき、圧縮応力と引張応力が発生する。最大引張ひずみは  $30 \times 10^{-6}$  で、引張応力度としては約  $7 \text{ kg/cm}^2$  となった。
- ii) 次に2通り大梁の緊張直後には、この部分が圧縮応力に転じ約  $11 \text{ kg/cm}^2$  となる。このとき、大梁端部近傍では  $Y$  方向に約  $7 \text{ kg/cm}^2$  の引張応力を生じる。いずれの場合も引張応力度はコンクリートの引張強度以下なので、プレストレス導入によって、ひびわれを生じることはいえる。

### ② 外壁コンクリートひずみ

$Y_1$  通り壁を緊張直後は平均で約  $23 \times 10^{-6}$  の引張ひずみを生じている。 $X_1$  通り柱脚では基礎梁の拘束により上部と下部で  $17 \times 10^{-6}$  のひずみ差を生じるものの、中央では壁脚のスリットによって拘束はなくなり、壁板上下部でひずみ差は見られなくなっている。 $Y_2$  通りの大梁緊張により、スラブに流れていた導入力が壁に戻るため、 $Y_2$  梁緊張後は平均で  $33 \times 10^{-6}$  の圧縮ひずみとなる。これを応力度に換算すると、約  $8 \text{ kg/cm}^2$  の圧縮応力度が生じていることになる。これは設計値の  $10 \text{ kg/}$

◇工事報告◇

表—3 アフターボンド PC 鋼材摩擦係数測定結果

ケーブル長	39.036 m					
予想硬化時間	3 か月			6 か月		
経過時間*1	25日	52日	92日	25日	52日	92日
摩擦係数 $\lambda$	0.0038	0.0259	—*2	0.0028	0.0025	0.0473

\*1 経過時間は、アフターボンド PC 鋼材製造日からの日数。  
\*2 緊張側荷重を 18tf にしても、固定側荷重は 0 のままであった。

表—4 アフターボンド PC 鋼材緊張管理結果

ケーブル No.	ケーブル長 (m)	伸 び (mm)		誤 差 (%)
		測定値	計算値	
1	19.013	122.9	120.9	1.7
2	16.738	104.5	106.7	-2.1
3	19.738	108.1	106.7	1.3
4	16.738	109.4	106.7	2.5
5	19.013	121.7	120.9	0.7
6	19.013	121.7	120.9	1.7
7	19.013	119.2	120.9	-1.4
8	19.013	122.9	120.9	1.7
C1	39.036	240.9	240.1	0.3
C2	39.036	237.2	240.1	-1.2
C3	14.088	92.2	89.3	3.2
C4	14.088	90.9	89.3	1.8
C5	39.036	233.5	240.1	-2.7
C6	39.036	248.2	240.1	3.4
C7	39.036	243.3	240.1	1.3
C8	39.036	243.3	240.1	1.3
C3'	15.328	97.1	97.0	0.1
C4'	15.328	100.8	97.0	3.9

cm<sup>2</sup> の 80% であり、残りの 20% は床や基礎梁へ流れているものと考えられる。

③ アフターボンドの硬化特性

硬化時期の異なる（3か月と6か月）試験用の配線を2本追加し、プレストレスを与えずにコンクリート内に埋設した。その後、本鋼材とコンクリートとの摩擦係数の経時変化を3か月間にわたり計測し、樹脂の硬化特性を調査した。その結果を表—3に示すが、硬化時期が3か月タイプの摩擦係数（初期値  $\lambda=0.0028$  1/m）は、25日後には 0.0038 1/m と若干大きくなっており、さらに52日後には 0.0259 1/m と相当硬化が進んでいることがわかる。92日後には緊張側で 18t の荷重を加えても、固定側には荷重は伝達されず樹脂が完全に硬化していることが確認された。また、6か月硬化タイプのものは、52日目までは摩擦係数の変化は見られなかったが、92日目には 0.044 1/m となり、硬化が開始しているのが観察された。以上のことから、ほぼ設定どおりに硬化が進行していることが確認された。なお、本鋼材の樹脂の硬化は化学反応によっているので、硬化時間は温度の影響を受ける。大きな温度変化を生じる要因として、コンクリートが硬化するときの水和熱が考えられるので、アフターボンド PC 鋼材の配線位置のコンクリートの温度を

測定した。今回の使用状況では、ピーク時でも気温に対して約 15°C の上昇であり、その影響時間も短いことから、それほど大きな影響は見られなかった。

また、実際に緊張したアフターボンド PC 鋼材の緊張管理結果を表—4に示す。この場合、アンボンド PC 鋼材と同様に  $\lambda=0.0025$  1/m と仮定し伸びの計算値を求め、実測値と比較した。この結果、実測値はすべて計算値に対して建築学会で規定されている  $\pm 5\%$  の範囲内にあり、アフターボンド PC 鋼材の緊張管理はアンボンド PC 鋼材と全く同一の方法でできることが確認できた。

7. おわりに

本建物のような高層大スパン建築物は SRC 造として設計されるのが一般的であるが、ここでは大スパン構造物の耐震設計で問題となる柱部分に X 形配筋を用いて強度と靱性を増し、RC 構造物の高層化を実現したものである。X 形配筋については、現在も研究途上であるが、RC 構造物の適用可能領域を拡大する技術として、今後の発展を期待したい。

なお、X 形配筋の設計法について貴重なご助言をいただいた大阪工業大学の南宏一先生、施工において労力を惜しまず協力して下さった浅沼組現場事務所の大杉所長、小田主任はじめ多くの方々に厚くお礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 日本建築センター：プレストレストコンクリート造設計施工指針，1983
- 2) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造設計施工規準・同解説，1987
- 3) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種 PC）構造設計・施工指針・同解説，1986
- 4) 広沢，清水：鉄筋コンクリート造有孔ばりのせん断強度とじん性，建築技術，1979.3，p. 93
- 5) 本岡，中山ほか：矩形開口を有するプレストレストコンクリート部材の強度と変形性状に関する実験的研究，その3，その4，日本建築学会大会学術講演梗概集，1985.10，p. 1189
- 6) 北川，辻，土居，鈴木ほか：多数の大型貫通孔を有する実大 PC 小梁の載荷実験，その1，その2，日本建築学会大会学術講演梗概集，1989 発表予定
- 7) 亀高，松谷ほか：RC 建築物におけるアンボンド工法の利用，建築技術，1981.9，p. 115
- 8) 鈴木，大野ほか：プレストレスングによるコンクリート壁体の収縮ひびわれ制御，日本建築学会近畿支部研究報告集，1987.5，p. 25
- 9) 南，若林ほか：X 形配筋柱のすべて，建築技術，1986.11
- 10) 倉本，南：靱性を考慮した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式，コンクリート工学年次論文報告集，1988.6

【1989 年 5 月 10 日受付】