

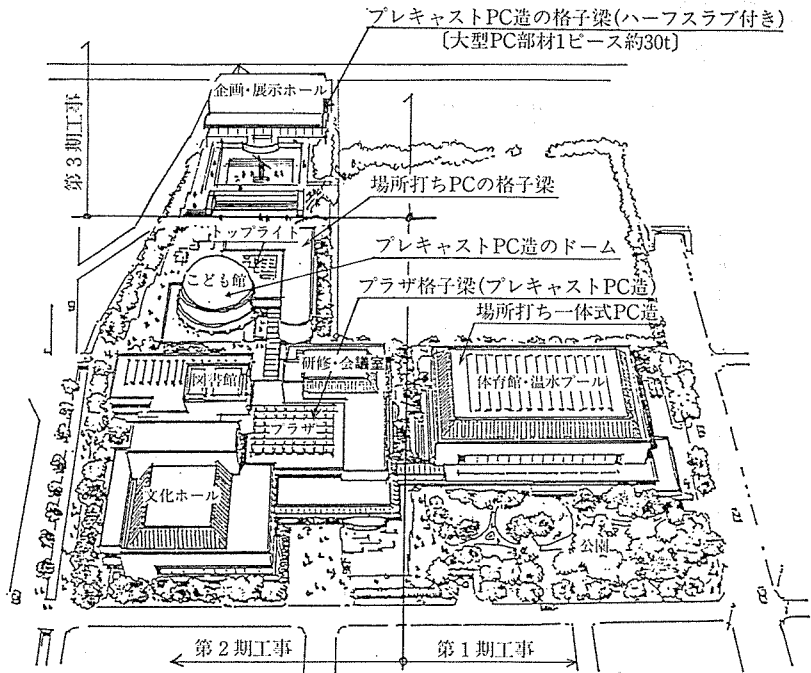
# 松山市総合コミュニティセンター新築工事 (Ⅲ期)

## —大型プレキャスト格子梁使用の企画・展示ホールの設計と施工—

世 良 耕 作\*  
 藤 井 忠 義\*\*

### 1. はじめに

本プロジェクトはすでに本誌 Vol. 30, No. 3, 1988 の工事報告で記しているように、施設が大規模であることから、工事がⅠ、Ⅱ、Ⅲ期に分割されて発注された。そのために施設全体が完成するまで実に5年を要している。もちろん、四国地方としては最大級のコミュニティ施設である。プロジェクトの内容から、建築計画上柱の少ない比較的大空間を必要とする施設が多くて、構造的には魅力あるプロジェクトであった。大スパンをローコストでということで、我々は第Ⅰ期～第Ⅲ期に至るまでプレストレストコンクリート構造（以下 PC 構造と呼称）をテーマにその使い方を執拗に追求してきた。それも強引にではなく、建築計画上極く自然に PC 構造が生まれてくるような使い方をしてきたつもりである。ここで紹介するのは、本プロジェクトの最終に当たる第Ⅲ期工事の設計、施工および構造躯体の計測等の概要についてまとめたものである。



図一 全体概要図

### 2. 建物概要

第Ⅲ期工事の建物概要について以下に記す。

工事名称：松山市総合コミュニティセンター  
 企画・展示ホール新築工事（第Ⅲ期）

発注者：松山市

建設地：松山市湊町8丁目100番地ほか

用途：企画・展示ホールおよび駐車場

建築面積：1 767.23 m<sup>2</sup>

延床面積：10 569.32 m<sup>2</sup>

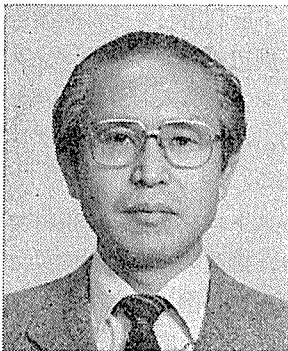
主要構造：RC造，SRC造，プレキャストのPC造，S造

設計監理：日本設計・佐藤武夫設計 JV

施工：清水・大成・フジタ・間 JV

PC工事：黒沢建設

工期：昭和61年7月～昭和63年2月（8か月）



\* Kosaku SERA  
 (株)日本設計事務所  
 取締役設計本部副本部長・  
 構造設計部長



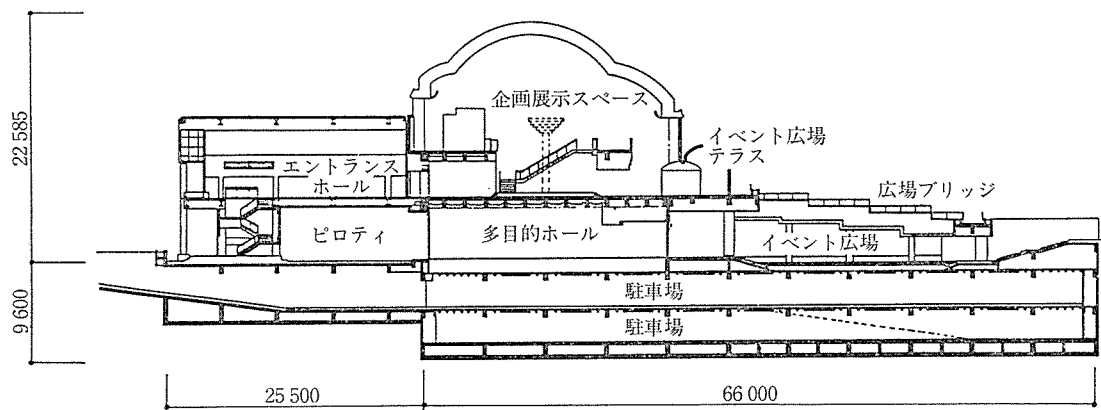
\*\* Tadayoshi FUJII  
 清水建設(株)  
 技術研究所主任研究員



写真—1 完成状況（外観）



写真—2 完成状況（内観）



図—2 企画・展示ホール，駐車場断面図

### 3. 構造設計

#### 3.1 建築概要

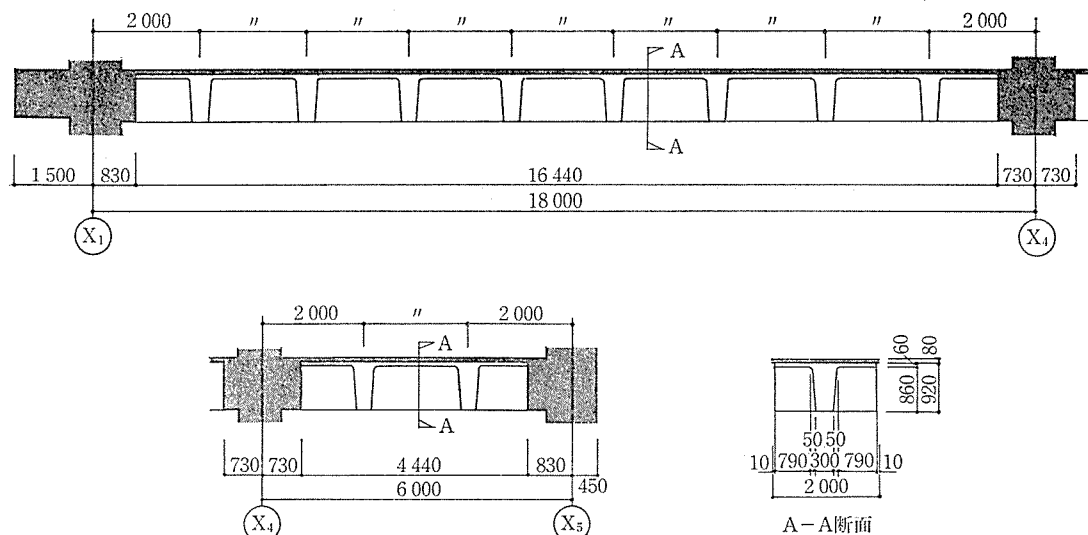
この建物は地下2階地上3階建の建物である。機能的には、地下が駐車場（150台収容）、1階が地域の産業、文化に関連した展示スペースと屋外につながるイベント広場、2階が展示ホールのエントランスと地域の観光案内の展示PR、3階が市民の文化情報の企画・展示ホールとなっており、地上階はいずれも無柱空間が要求されるものばかりである。構造的には、地下がRC造とSRC造、地上がSRC造とプレキャストのPC造で屋根がS造となっている。図—2に建物の断面を示す。

#### 3.2 構造計画

第Ⅲ期は工期が通常より短いうえに、地上と地下の面積比率が2:3で地下の方が多くて、工期的にはますます不利になることから、基本設計の段階から工期を守るための工夫をしてきた。地下工事を待って地上階の工事を始めるのではなく、地上と地下をある程度ラップさせること、仮設をできるだけ減らし本設との併用を考慮すること、床等では無足場工法を積極的に採用すること、鉄筋コンクリート工事では現場施工を減らし省力化をはか

る等をからめて構造計画を行ってきた。その結果、二段施工を採用することになった。すなわち、仮設を兼ねた本設柱としてSRC造用の鉄骨柱を地下2階から建て、いち早く中間階に養生を兼ねた本設の床を造って地下と中間階を同時施工する方法である。その中間階に敷設する床は、梁付きのハーフスラブのプレキャスト部材（以下PCa部材と呼称）で、しかも長大なPCa部材であることからプレストレスを導入している。また、鉄骨の柱、梁との接合方法は、PCa部材の両端にあらかじめアンカーされている鉄骨のプレートを利用してせん断接合をしている。最終的には、柱、周辺梁および床のコンクリートを打設した後、プレストレスを導入して剛接合となり、建物全体が一体化される。なお床はトッピングのコンクリートによる合成床である。

本計画のPCaのプレレストレストコンクリート部材で構成された空間は長方形であり、構造的には一方向梁であるが、意匠的な意図と仕上げ工事の削減を考慮して開放しの格子梁としている。したがって、応力解析も格子梁モデルで行った。また、水平力に対しては、柱に接合されている部分の格子梁を大梁モデルとして、架構全体の応力解析を行ったが、格子梁空間周辺の架構が、より



図—3 PCa 部材の形状

表—1 PC 鋼材, PC 鋼棒の種類と特性

PC 鋼材	使用鋼材 SWPR 7B		3本×12.7φストランド	5本×12.7φ本ストランド	7本×12.7φストランド
	断面	面積 A	2.961 cm <sup>2</sup> /ケーブル	4.936 cm <sup>2</sup> /ケーブル	6.91 cm <sup>2</sup> /ケーブル
	引張	荷重 P <sub>u</sub>	56.1 t/ケーブル	93.5 t/ケーブル	130.9 t/ケーブル
	降伏	荷重 P <sub>y</sub>	47.7 t/ケーブル	79.5 t/ケーブル	111.3 t/ケーブル
	破断時	伸び	3.5% 以上		
	レラクゼーション		3.0% 以下		
	弾性係数		1.95×10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>		
PC 鋼棒	使用鋼棒 SBPR 95/110		26φ		
	断面	面積 A	5.309 cm <sup>2</sup>		
	引張	荷重 P <sub>u</sub>	58.4 t		
	降伏	荷重 P <sub>y</sub>	50.44 t		

剛性が高いために格子梁に生ずる応力は微少であることを確認し、格子梁は鉛直時の応力で設計している。図—3に PCa の PC 部材の形状、図—4 に同部材の割付け図を示す。

### 3.3 使用材料

PCa-PC 部材に使用したコンクリートおよび PC 鋼材について以下に示す。

(1) コンクリート (単位: kg/cm<sup>2</sup>)

設計基準強度:  $F_{28} = 350$

プレストレス導入時圧縮強度:  $F = 300$

許容圧縮応力度 導入時:  $f_c' = 0.45 F_c = 157.5$

設計時:  $f_c = \frac{1}{3} \cdot F_c = 116.7$

引張強度:  $\sigma_t = 0.07 F_c = 24.5$

曲げ引張強度:  $\sigma_b = \frac{5}{3} \cdot \sigma_t = 40.8$

許容引張応力度 導入時:  $f_t' = 18.0$

設計時:  $f_t = 11.7$

許容斜張応力度:  $f = 0.07 f_c = 8.2$

弾性係数:  $E_{pc} = 2.95 \times 10^5$

### (2) PC 鋼材

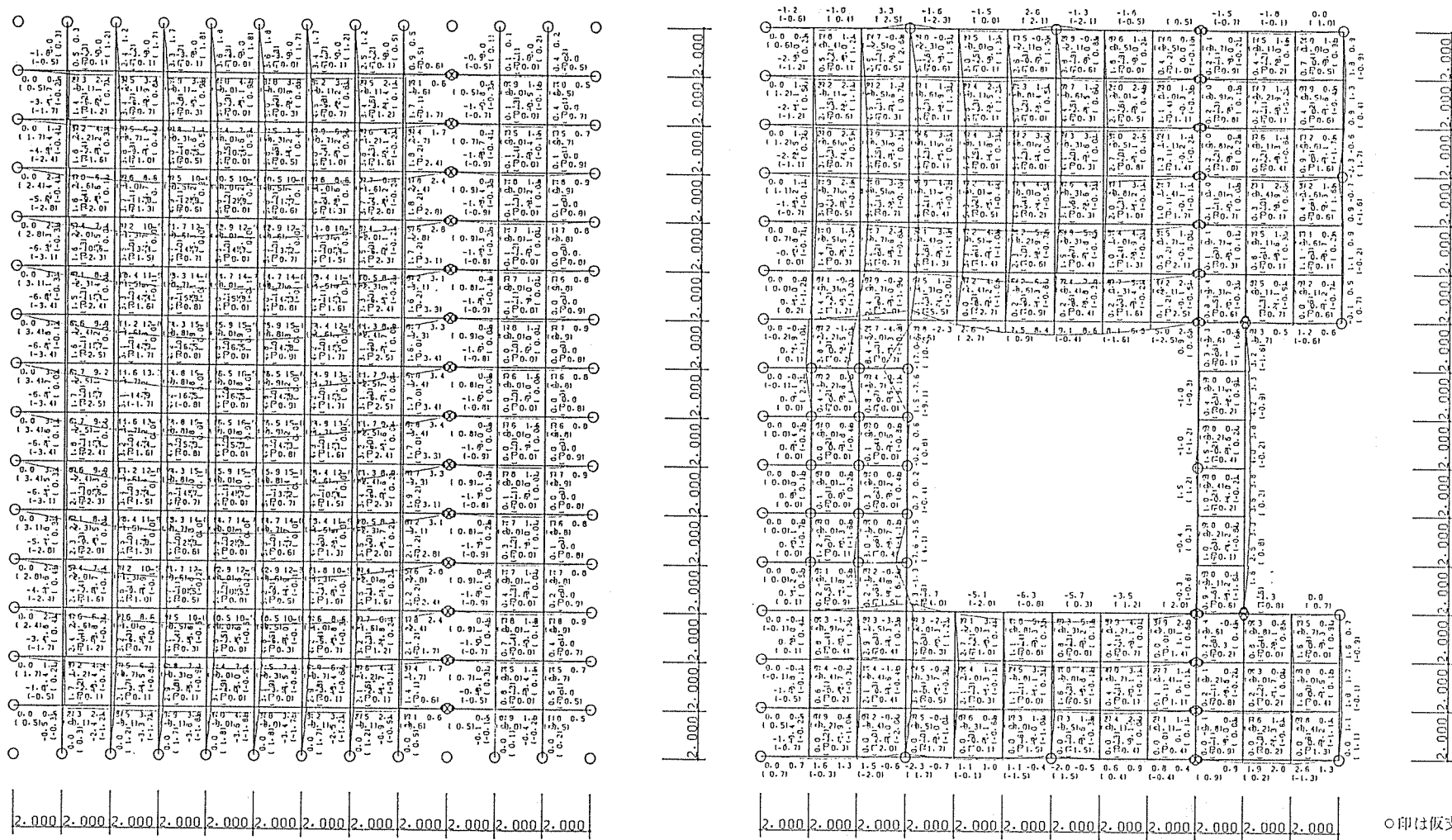
使用した PC 鋼材, PC 鋼棒の種類と特性を表—1 に示す。

### 3.4 応力解析

本計画のような組立工法は、施工の順序により部材に生ずる応力が変化するので、設計時点で部材の製作、組立順序、コンクリートの打設等を明確に把握する必要がある。この特性を有効に利用すれば、部材の応力を施工計画により制御することができる。本計画では施工に伴う荷重、支持条件等の変化を追って次のような応力解析を行った。

- 1) プレキャストコンクリート部材の製作時、工場で一次緊張した後、脱型のための吊り作業時のシンプルビームとしての応力の把握。
- 2) 現場搬入後、架設し、格子梁の長手方向を周辺鉄骨梁と一体にするために二次緊張をした後、柱、周辺大梁および床のコンクリートを打設したときの格子梁としての応力解析。





○印は仮支柱

図-5 トップコンクリート打設時の応力





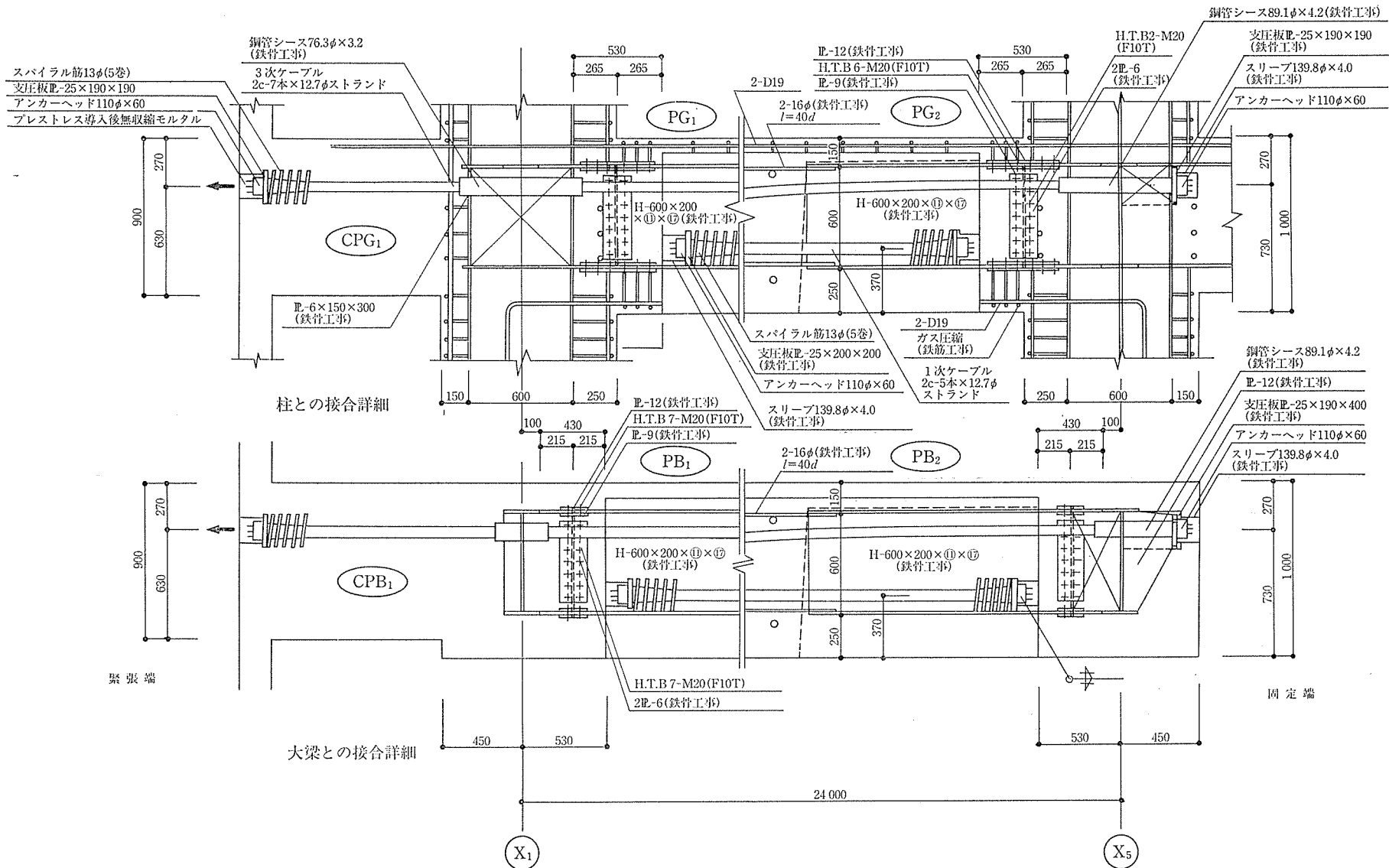


図-8 接合部詳細図 (3次ケーブル端部詳細図)



- 3) 格子梁の短辺方向を三次緊張したときの架構としての二次応力の解析。
- 4) 三次緊張後、部分的に使用していた仮支柱撤去時の格子梁の応力解析。
- 5) 完成後、積載荷重による格子梁の応力解析。
- 6) 3.2 で記した水平力による応力解析。

以上施工順序に応じて、6 ケースについて格子梁の応力を求めた。なお、二次緊張（長手方向）はプレキャスト部材の一体化を図るために行ったものであり、全体としての応力変化は微小と判断したので、このときの応力解析は省略した。6 ケースの応力解析のうち、図—5 にトップコンクリート打設時、図—6 に仮支柱を撤去したときのそれぞれの格子梁の応力を示す。3階は部分的に吹抜けがあるために局部的に応力の乱れがあるが、その他は格子梁効果は弱くほとんど短辺方向の負担となっている。格子梁の応力解析は、日本設計事務所が開発した電算プログラム Cross によっている。

### 3.5 断面算定

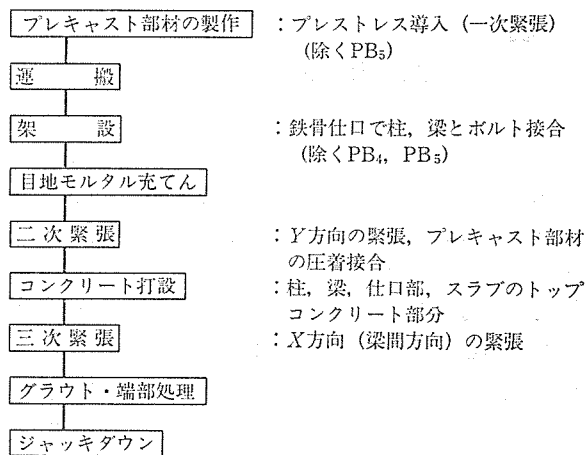
断面算定は前項で求めた応力を組み合わせて行った。特にストランドの配置は、一次～三次緊張による応力の変化に対応できるように決めている。断面算定は日本建築学会のプレレストコンクリート設計施工規準・同解説によっている。断面はすべてフルプレストレスングで設計している。図—7 に PCa 部材のストランド配線図、図—8 に PCa 部材の接合詳細図を示す。

## 4. 施 工

### 4.1 施工の概要

施工手順の概要を 図—9 に示す。

最初に幅 1.98 m、長さが最大 17.04 m、最小 0.63 m、厚さ 6 cm のスラブ付き格子梁の PCa 部材 92 体を工場で作成した。大部分の PCa 部材は、工場での吊上げ脱型、運搬、揚重、架設のためプレストレス導入（一次緊張）を行った。



図—9 施工手順の概要

張）を行った。

これらの PCa 部材を現場に搬入後、クレーンで吊り上げて 2 階、3 階の順で鋼製架台上に敷き並べた。

鉄骨の柱および周辺梁との接合は PCa 部材の両端から突出した H 形鋼と、柱、梁から突出した H 形鋼ブラケットを突き合わせ、スプライスプレートにより高力ボルト接合した。

次に、部材相互間の目地部分にモルタル詰めを行い、Y 方向のみプレストレスを導入（二次緊張）し、PCa 部材相互を一体化した。

二次緊張後、現場打ちコンクリート部分の配筋を行い、RC 造の壁、SRC 造の梁、柱および PCa 部材で構成されたスラブ上のトップコンクリート部分のコンクリート打設を 2 階、3 階の順で行った。

コンクリートの所要強度確認後、X 方向（長手、梁間方向）のプレストレス導入（三次緊張）を行い、その後グラウト、端部処理を行った。

最後に、PCa の部材を仮支持している鋼製支柱の撤去（ジャッキダウン）を行って無柱空間の PC 格子梁を完成させた。

### 4.2 プレキャストコンクリート (PCa) 部材の製作

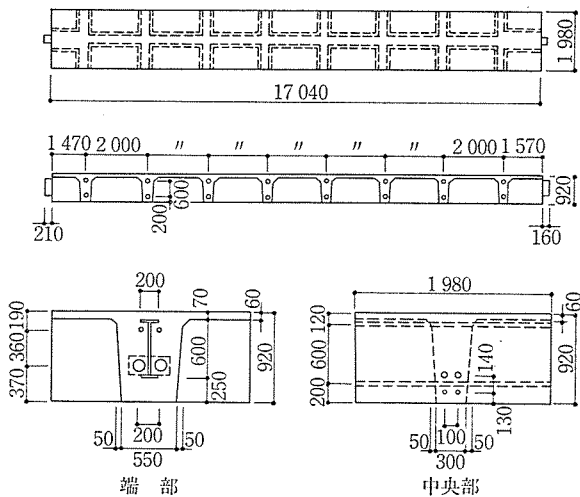
PCa 部材は 表—2 に示す 12 種類で、その形状を 図—10 に示す。部材の長手方向中央部には縦リブがあり、両端部には鉄骨柱、梁との接合用仕口（H 形鋼 600×200×11×17）が突出している。

縦リブ中には製作時の一次緊張用のシース 2 本と現場での三次緊張用のシース 2 本が存在する。また、横リブが 2 m ピッチであり、横リブ中にも現場での二次緊張用のシース 2 本が貫通している。最大の PCa 部材は長さ 17.04 m の PB<sub>1</sub> で重量約 30 t である（写真—3）。

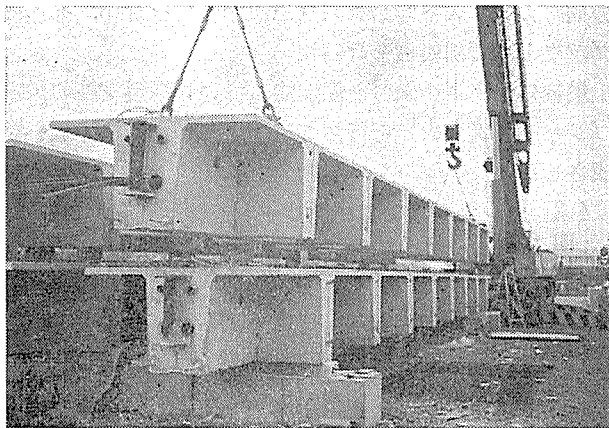
工場における PCa 部材の製作フローを 図—11 に示す。型枠組立、配筋、PC 鋼材の配線後、コンクリート

表—2 プレキャスト部材の種類

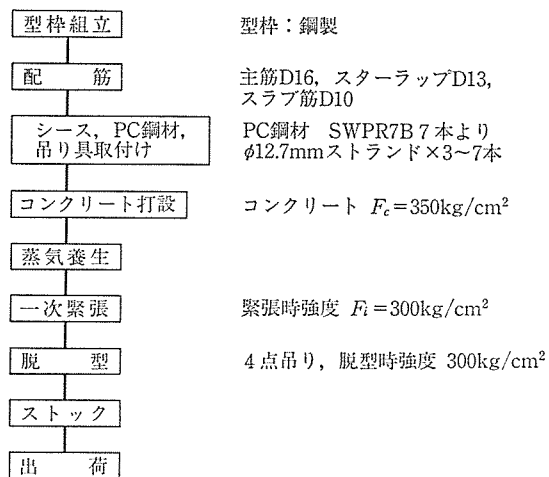
記号	長さ L (mm)	幅 B (mm)	高さ L (mm)	部材数			プレ スの 有 無	一次緊張の ケーブル
				合計	2 階	3 階		
PG <sub>1</sub>	16 440	1 980	920	5	4	1	○	2c×7×φ12.7
PG <sub>1A</sub>	16 440	1 980		6	4	2	○	2c×7×φ12.7
PG <sub>2</sub>	4 440	1 980		1	—	1	○	2c×5×φ12.7
PG <sub>2A</sub>	4 440	1 390		2	—	2	○	2c×5×φ12.7
PG <sub>3</sub>	6 170	1 980		1	—	1	○	2c×5×φ12.7
PB <sub>1</sub>	17 040	1 980		4	10	4	○	2c×7×φ12.7
PB <sub>1A</sub>	17 040	1 980		2	10	2	○	2c×7×φ12.7
PB <sub>2</sub>	5 140	1 980		4	—	4	○	2c×5×φ12.7
PB <sub>2A</sub>	5 140	1 980		2	—	2	○	2c×5×φ12.7
PB <sub>3</sub>	6 470	1 980		4	—	4	○	2c×5×φ12.7
PB <sub>4</sub>	11 160	1 190		1	—	1	○	1c×5×φ12.7
PB <sub>5</sub>	630	1 980		40	20	20	—	—
				92	48	44		



図—10 PCa 部材の形状 (PB<sub>1</sub>)



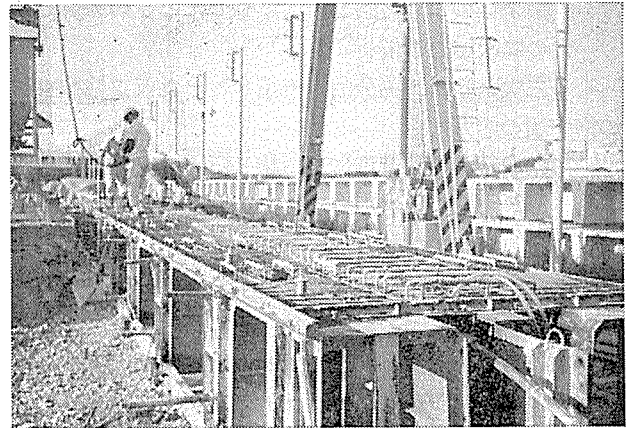
写真—3 PCa 部材の全景



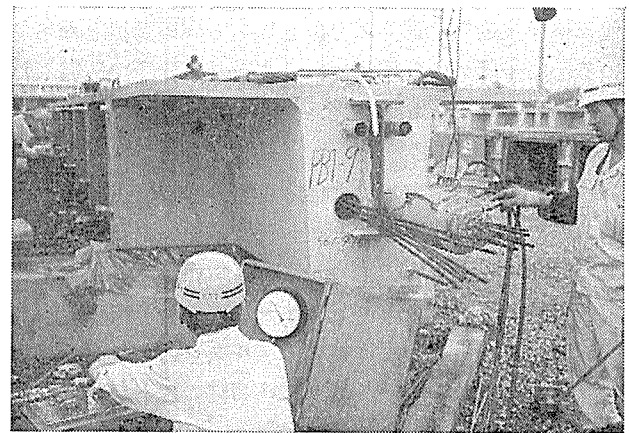
図—11 PCa 部材の製作フロー

を打設した。コンクリートは  $F_c=350\text{kg/cm}^2$ , スランプ 8 cm, 空気量 2% で打設はバケット打ちとし、棒状バイブレーターで振動締固めを行った。

コンクリートの打設後、3~5 時間の前置きをした後、夜間に蒸気養生を行った。蒸気養生は最高温度  $60\pm 5^\circ\text{C}$



写真—4 PCa 部材のコンクリート打設状況



写真—5 一次緊張の様子

で 6 時間持続させ、昇温勾配  $13.3^\circ\text{C/hr}$ , 降温勾配  $10^\circ\text{C/hr}$  である。

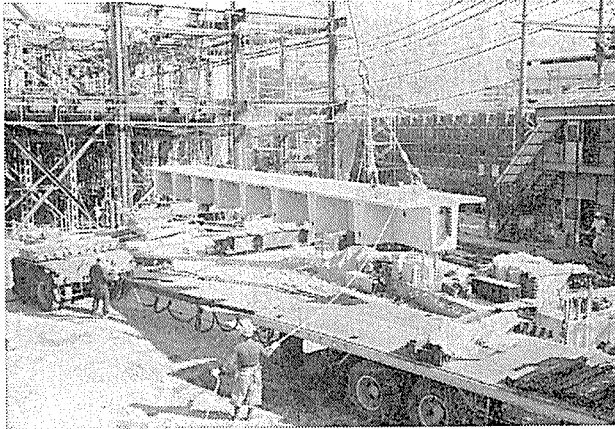
翌日、強度が  $300\text{kg/cm}^2$  以上を確認して、VSL 工法でプレストレス導入（一次緊張）を行い、その後型枠から吊上げ脱型を行った。緊張力は大型の PG 1, PB 1 部材の場合、1 ケーブル ( $7\times\phi 12.7\text{mm}$ ) 当たり、緊張端 97.0 t, 中央部 83.5 t で、2 ケーブルを片引きで緊張した（写真—5）。

#### 4.3 運搬、揚重、セット

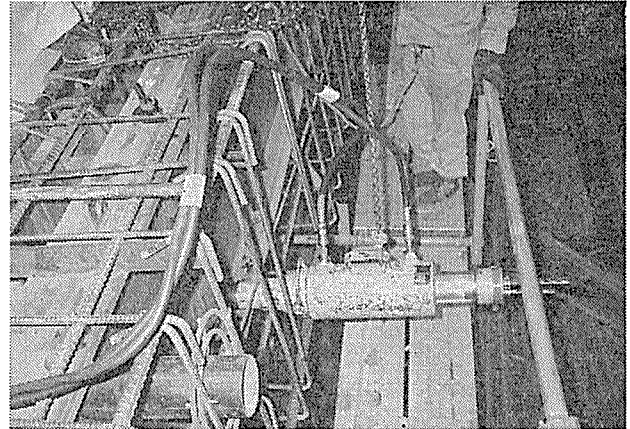
PCa 部材の運搬は、最大の部材の重量が約 30 t と極めて大きいことから大型トレーラトラックにて運搬した。製作は福岡県で行い、部材を積載した大型トレーラトラックごとフェリーにのせて瀬戸内海を渡り、四国松山市まで運搬した。

揚重は能力  $200\text{t}\cdot\text{m}$  の大型クローラークレーンにて 2 階、3 階の順で行った（写真—6）。

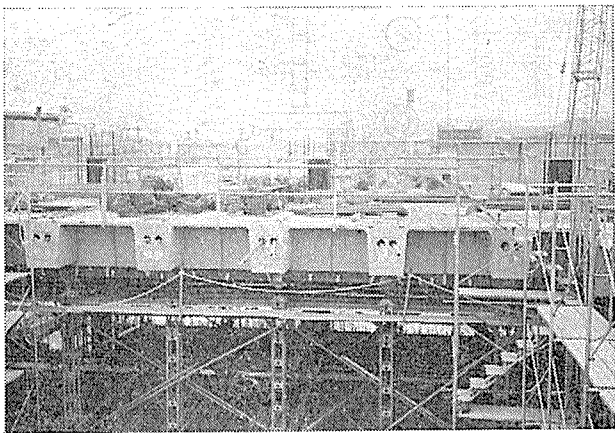
PCa 部材を仮受けする支持架設材は、大型サポート（四角四柱）上に H 形鋼 ( $\text{H} 300\times 300$ ) を置き、その上に部材をセットし、両端部で部材を支持した。セット後の状況を写真—7 に示す。



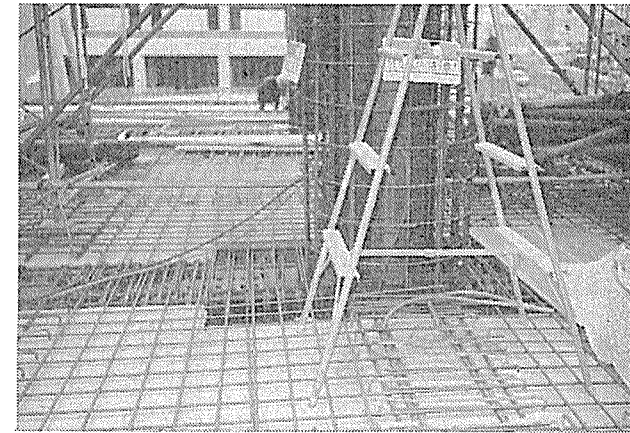
写真—6 PCa 部材の揚重



写真—8 3階二次緊張状況



写真—7 PCa 部材のセット状況



写真—9 トップコンクリート部配筋

#### 4.4 二次緊張

PCa 部材を鋼製架台上にセットした後、PCa 部材相互間の目地（幅 20 mm）を無収縮モルタルで充填した。

目地モルタルの強度が PCa 部材の強度 ( $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$ ) 以上発現後、二次緊張を VSL 工法で行った。

PC 鋼材は  $3 \times \phi 12.7 \text{ mm}$  ストランド 2 ケーブルで直線配置されており、端部緊張力は 1 ケーブル当たり 38.5 t である。ただし、3 階の大開口部に面する箇所の下側 1 ケーブルは  $7 \times \phi 12.7 \text{ mm}$  ストランドで、端部緊張力は 90 t である。

二次緊張は 2 階ではすべて両引き緊張を行い、3 階の吹抜けに面する所は開口部側を固定端として片引き緊張を行った。緊張端は梁の H 形鋼のフランジ部分にアンカプレート、アンカーヘッドを据えて、クサビ定着した。また、固定端部も緊張端部と同様にストランドをクサビ定着した（写真—8）。

#### 4.5 コンクリートの打設

二次緊張後、トップコンクリート部分（厚さ 8 cm）のスラブ筋の配筋および柱、周辺大梁の配筋を行い、2 階のコンクリート打設（1 階の柱、壁、2 階の梁、スラ

ブ、トップコンクリート）を行った。

コンクリートの圧縮強度は PCa 部材と同じ  $F_c=350 \text{ kg/cm}^2$ 、スランプ 18 cm で、ポンプ打ちを行った。

PCa 部材の縦リブ、横リブ位置の上部にはトップコンクリートとのせん断伝達のため逆 U 字形の鉄筋が埋め込まれ突出している。

2 階コンクリート打設後、同様に 3 階のコンクリート打設（2 階の柱、壁、3 階の梁、スラブ、トップコンクリート）を行った。

#### 4.6 三次緊張

2 階および 3 階分の現場打ちコンクリートの強度が  $300 \text{ kg/cm}^2$  以上を確認した後、三次緊張（3 回目のプレストレス導入）を行った。

三次緊張は PCa 部材の長手方向 2 スパン（18 m と 6 m）の PCa 部材をつなぐ形の緊張であり、PCa 部材の中間に存在する鉄骨の柱、梁を貫通させて PC ケーブルを配置し、VSL 工法により 2 ケーブルを緊張した。

各ケーブルは  $PG_1, PG_3$  では  $7 \times \phi 12.7 \text{ mm}$ 、 $PB_1, PB_3$  では  $5 \times \phi 12.7 \text{ mm}$  で、導入力は  $PG_1, PB_1$  の中央部で 160 t、114.3 t、 $PG_3, PB_3$  の緊張端では



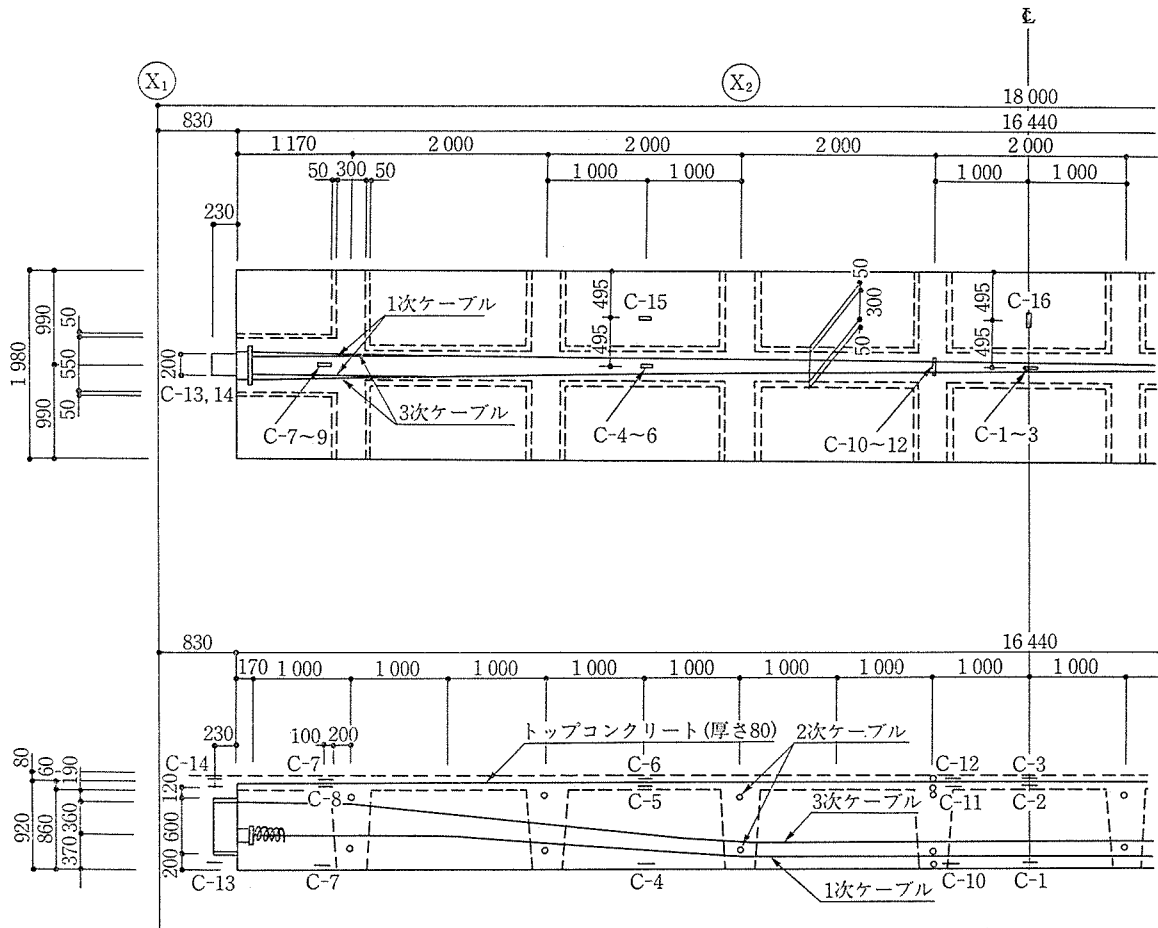


図-13 コンクリートのひずみの測定位置

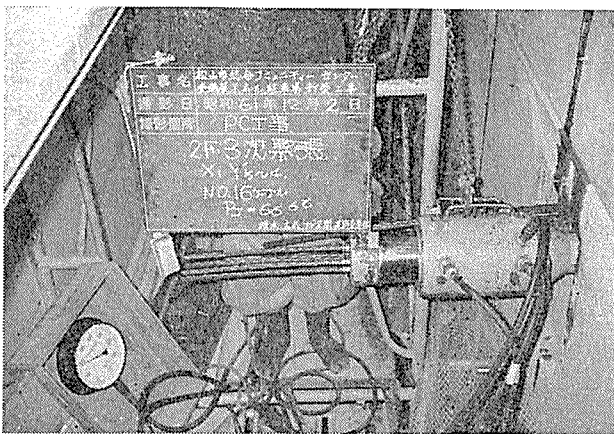


写真-10 三次緊張状況

180 t, 128.6 t である。

三次緊張を行うことですべてのプレストレス導入を終え、その後ジャッキダウン（PCa 部材を仮支持している鋼製支柱の撤去）を行い、自由支持状態とした。ジャッキダウンは最初に3階支柱を、次に2階の支柱を撤去した。

## 5. 計 測

### 5.1 目 的

Vol. 31, No. 3, May 1989

本建物の2階、3階床はスラブ付きの PCa 格子梁部材を2方向からプレストレスで締め付けて組み立てる格子梁構造で、過去に例のない大型の PCa 部材を使用し、工場での部材製作時の緊張を含めて、緊張を3回行う特殊な構造である。

このハーフスラブ付き PCa 格子梁は梁、スラブ（厚さ6cm）の上部に厚さ8cmのトップコンクリートを打設して合成するもので、梁、柱接合部も鉄骨仕口で接合した後、現場打ちコンクリートを打設して一体化した。

この PCa 格子梁の組立構造の緊張時、コンクリート打設時等のスラブのむくりやたわみ、コンクリートのひずみ（応力）等の測定を行って本構造の挙動の把握とその構造安全性の確認に資することを目的とした。

### 5.2 計測の項目、位置、方法

#### (1) 計測項目

計測の項目は主に以下のようなものである。

- ① 2階、3階の PCa 格子梁の緊張時、コンクリート打設時、ジャッキダウン時等のたわみ。
- ② PCa 格子梁の縦リブ、横リブ、スラブのコンクリートのひずみ（応力）。
- ③ 現場打ちコンクリートのスラブ、接合部のコンク

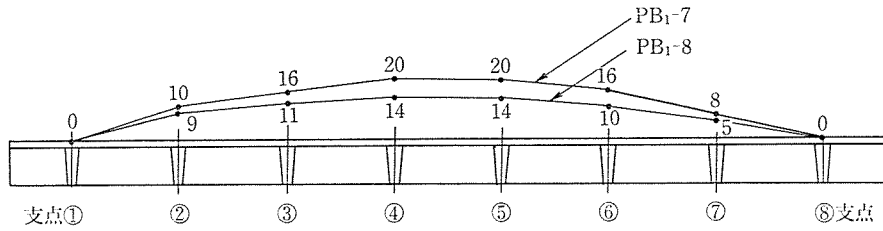
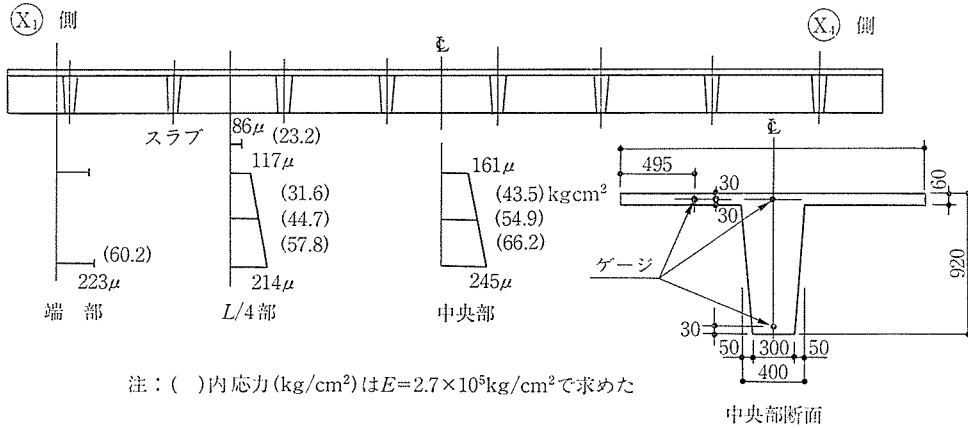


図-14 PCa 部材の一次緊張後のむくり量 (mm)



注：( )内応力(kg/cm<sup>2</sup>)は $E=2.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ で求めた

図-15 一次緊張による導入ひずみ (応力)

リートのひずみ (応力)。

(2) 計測位置

スラブのたわみの計測位置を 図-12 に、また、プレキャスト格子梁中に埋設したモールドゲージの位置を 図-13 に示す。モールドゲージを埋設した PCa 部材は 2 階 Y<sub>4</sub> 通りの PG<sub>1</sub>、1 体である。

(3) 計測の方法

PCa 格子梁のたわみは、電気式ダイヤルゲージで測定した。また、コンクリートのひずみは、PCa 部材、または現場打ちコンクリートの所定位置にコンクリート用モールドゲージ (PML-30) を埋設して測定した。

これらのゲージはスイッチボックス ASW 324 に接続し、ストレインメーター (TDS 301) で測定した。

測定時期は工場での PCa 部材の製作時 (主に緊張時、吊上げ時)、現場での緊張 (二次緊張、三次緊張) 時とコンクリート打設時、ジャッキダウン時等である。

5.3 結果と考察

計測した結果のうち主要なものについて記す。

(1) PCa 部材の工場製作時の挙動

工場製作したスラブ付き PCa 格子梁の一次緊張時のむくり、コンクリートひずみ (応力) について計測した結果を示す。

① 緊張による PCa 部材のむくり

PCa 格子梁中最大の PB<sub>1</sub> (長さ 17.04 m) の一次緊張後のむくりを 図-14 に示す。

緊張は 7×φ 12.7 mm のケーブル 1 本当たりで端部緊

張力 97.0 t を与え、使用ケーブル数は 2 本である。

支店間 14 m で測定した中央部のむくりは 14.0~20.0 mm とかなり大きく、計算値より大きい。以後のトップコンクリート自重、積載荷重によるたわみを考慮しても最終的にはむくりが多少残留するものと思われる。

② 緊張による PCa 部材のコンクリートひずみ (応力)

PG<sub>1</sub> の PCa 部材の一次緊張によるひずみ変化を示すと 図-15 のようである。ここでは緊張時のコンクリートのヤング係数を試験から求め、 $E=2.70 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  として計算した応力も示す。

一次緊張により縦リブには 45~55 kg/cm<sup>2</sup> とかなり大きなプレストレスが導入されており、スラブには 23.2 kg/cm<sup>2</sup> のプレストレスが導入されている。

これはスラブ付き T 形梁の全断面が均一な圧縮応力を受けると考えた平均プレストレスの計算値  $43.9 \text{ kg/cm}^2$  ( $\sigma = P/A = 97.0 \times 2 \times 0.95 / 4.198 = 43.9 \text{ kg/cm}^2$ ) に比べて良い一致を示しており、以後のトップコンクリート自重、積載荷重に対して導入プレストレスが有効に働くといえる。また、吊上げによる応力は、4 点吊りの吊上げ用アンカー間隔が 14 m と本緊張時の支店位置とほぼ同じであったことから、緊張後の応力状態とほとんど変わらなかった。

(2) 現場での施工時の挙動

1) 二次緊張時

二次緊張 (Y 方向、横締め) により PCa 部材の短手

表—3 二次緊張による導入ひずみ、応力

ゲージ記号	位置	導入ひずみ (×10 <sup>-6</sup> )	導入応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	導入応力の平均 (kg/cm <sup>2</sup> )
C-10	横リブ X <sub>2</sub> ~X <sub>3</sub> 通り 中央部	下端	108	31.9
		上端	41	
11				22.0
16	ス ラ ブ	80	23.6	

注) 応力は  $E=2.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  で求めた。

表—4 2階コンクリート打設によるひずみ、応力

ゲージ記号	位置	導入ひずみ (×10 <sup>-6</sup> )	導入応力 (kg/cm <sup>2</sup> )
C-1	長手梁中央	下端	7 (引)
		上端	-10 (圧)
2			3.0
10	短手梁中央	下端	10 (引)
11		上端	-10 (圧)
			3.0

注) 応力は  $E=2.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  で求めた。

表—5 コンクリート打設時のたわみ (3階)

ゲージ記号	位置	たわみ (mm)
V-9	Y <sub>4</sub> 通り, X <sub>1</sub> ~X <sub>2</sub> 通り中央	0.45
10	Y <sub>4</sub> 通り, 吹抜け部周辺	0.61
11	Y <sub>6</sub> 通り, X <sub>2</sub> ~X <sub>3</sub> 通り中央	0.98
12	Y <sub>5</sub> 通り, 吹抜け部周辺	0.91
13	Y <sub>3</sub> 通り, 吹抜け部周辺	0.60

方向の横リブ、スラブにはプレストレスが導入されている。

測定結果は表—3 のようで、横リブ、スラブに平均 20 kg/cm<sup>2</sup> の圧縮応力が導入されており、16 体の PCa 部材どうしを十分圧着接合している。

2) コンクリート打設時

二次緊張後、2階、3階の順でコンクリート打設を行ったが、その際に得られた結果について以下に記す。

① 2階コンクリート打設による格子梁のたわみ

コンクリート打設により生じたたわみは V-5 (Y<sub>3</sub> 通りスパン 18m の中央) で 0.62mm, V-7 (Y<sub>6</sub> 通り中央) 0.77mm で、中央部では 0.6~0.8mm のたわみを生じている。

② 2階コンクリート打設による格子梁の PCa 部材のコンクリートひずみ (応力)

コンクリート打設前後のひずみを表—4 に示す。コンクリート打設に伴う曲げ応力は PCa 部材の長手方向、短手方向の両方で、下端の引張、上端の圧縮応力ともに約 3 kg/cm<sup>2</sup> であり、応力的には極めて小さい。

③ 3階コンクリート打設による格子梁のたわみ

3階のスラブ部分のトップコンクリート打設に伴う 3階格子梁のたわみを表—5 に示す。コンクリート打設により 0.5~1.0mm のたわみを生じており、V-13 (Y<sub>6</sub>

表—6 三次緊張による導入ひずみ、応力

ゲージ記号	位置	導入ひずみ (×10 <sup>-6</sup> )	導入応力 (kg/cm <sup>2</sup> )
C-1	縦リブ中央部	下端	122
		上端	7
		トップコン	17
2			2.1
3			5.0
4	縦リブ L/4 部	下端	70
5		上端	22
6		トップコン	56
			16.5
7	縦リブ端部	下端	-14
9		トップコン	84
			-4.1
13	長手梁端部仕口部	下端	-5
14		上端	75
			-1.5
15	格子梁中央部	ス ラ ブ	58
			17.1

注) 応力は  $E=2.95 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  から求め、圧縮を+, 引張を-とした。

表—7 ジャッキダウン時のたわみ (3階)

ゲージ記号	位置	たわみ (mm)
V-9	Y <sub>4</sub> 通り, X <sub>1</sub> ~X <sub>2</sub> 通り中央	2.53
10	Y <sub>4</sub> 通り, 吹抜け部周辺	2.58
11	Y <sub>6</sub> 通り, X <sub>2</sub> ~X <sub>3</sub> 通り中央	1.66
12	Y <sub>5</sub> 通り, 吹抜け部周辺	2.30
13	Y <sub>3</sub> 通り, 吹抜け部周辺	0.64

通りスパン 18m の中央) 0.6mm と 2階格子梁のコンクリート打設時のたわみとほぼ等しい。

しかし、開口部周辺は片持ち梁状態のため、そのたわみ V-11, 12 は 0.9~1.0mm と他の位置のたわみより大きかった。

3) 三次緊張時

① 2階格子梁のむくり

二次緊張によりスパン 18m の中央部で 1.6~2.4m のむくりを生じている。

② 2階格子梁の緊張時のコンクリートひずみ (応力)

2階格子梁の緊張時のコンクリートひずみ (応力) を表—6 に示す。三次緊張ケーブルの配置位置に沿った応力の分布状態を示しており、緊張による長手方向の最大圧縮応力は C-1 (中央部下端) の 36.0 kg/cm<sup>2</sup> である。

また、PCa 部材のスラブ部分のみならず、トップコンクリートのスラブ部分にも圧縮応力 (5.0 kg/cm<sup>2</sup>) が導入されている。

4) ジャッキダウン時

三次緊張後、PCa 部材を支持していた鋼製支柱の撤去 (ジャッキダウン) を 3階、2階の順に行った。

① 3階格子梁のたわみ

ジャッキダウンによるたわみを表—7 に示す。ジャッ

表—8 ジャッキダウン時のコンクリートの  
変動ひずみ、応力

ゲージ 記号	位 置	変動ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	変動応力 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
C-1	縦リブ中央部	下 端	-6
2		上 端	44
3		トップコン	28
4	縦リブ L/4 部	下 端	-11
5		上 端	48
6		トップコン	39
7	縦リブ端部	下 端	13
9		トップコン	15
10	横リブ中央部	下 端	5
11		上 端	25
12		トップコン	13
13	長手梁端部仕口部	下 端	66
14		上 端	-65
15	格子梁中央部スラブ	長手方向	23
16		短手方向	21

注) 応力は  $E=2.95 \times 10^6 (\text{kg}/\text{cm}^2)$  から求め、圧縮を+, 引張を-とした。

表—9 ジャッキダウン後の経時クリープ  
ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )

ゲージ 記号	位 置	J.D 後1月後の クリープひずみ
C-1	縦リブ中央部	下 端
2		上 端
3		トップコン
4	縦リブ L/4 部	下 端
5		上 端
6		トップコン
7	縦リブ端部	下 端
9		トップコン
10	横リブ中央部	下 端
11		上 端
12		トップコン
13	長手梁端部仕口部	下 端
14		上 端
15	格子梁中央部スラブ	長手方向
16		短手方向

注) ひずみは圧縮を+, 引張を-で示す。

キダウンによるたわみは 0.6~2.6 mm であり、吹抜け部周辺では 1.7~2.6 mm と大きい。

② 2階格子梁のたわみおよびコンクリートのひずみ(応力)

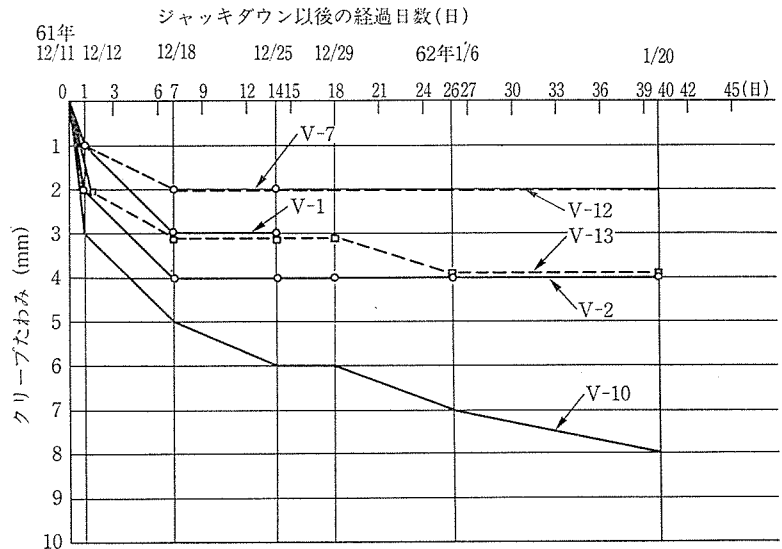
ジャッキダウン時のたわみは 0.1~1.7 mm である。V-4 のたわみはスパンが 6 m と小さいためほとんど生じず、V-8 は壁、柱に隣接しているため、たわみは 0.1 mm と小さい。スパン 18 m の格子梁中央部のたわみは 0.6~1.7 mm である。

ジャッキダウン時のひずみ(応力)を表—8 に示す。

ジャッキダウンによるひずみは、格子梁自重が作用する形のひずみ(応力)挙動を示す。すなわち、梁中央部では下端に引張、上端に圧縮を生じ、逆に端部では下端に圧縮、上端に引張を生じる。ジャッキダウンで発生した応力は中央部より端部が大きく、端部では下端の圧縮応力が  $19.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 、上端の引張応力が  $19.2 \text{ kg}/\text{cm}^2$  である。ただし端部上端には二次緊張により  $22.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$  の圧縮応力が導入されており、ジャッキダウン時に発生する引張応力はプレストレスより小さい。

5) クリープひずみ、たわみ

ジャッキダウン後 40 日間のクリープひずみ、たわみ



図—16 ジャッキダウン後の格子梁のクリープたわみ

を表—9, 図—16 に示す。

ジャッキダウン後もジャッキダウン時に生じた挙動がそのままクリープにより継続して進行するひずみ挙動が見られる。しかし、そのひずみ増大量はわずかである。

ジャッキダウン後のクリープたわみは約 1 か月後にほぼ定常状態に達したと思われ、最大のクリープたわみは 3階吹抜け部周辺の V-10 で 8 mm である。

5.4 計測のまとめ

企画・展示ホールの 2階, 3階のスパン  $18 \times 30 \text{ m}$  のスラブ付き格子梁による大空間は、工場での部材製作時



の一次緊張および現場での二次緊張により導入されたプレストレスが、施工時の作業荷重やスラブのトップコンクリート自重が作用した後にも引張を生じることなく有効に働いていることが計測を通してわかった。

また、三次緊張により導入されたプレストレスは、PCa 部材を柱、梁と剛に一体化し、ジャッキダウン後も格子梁はフルプレストレスの状態にあり、設計荷重が作用しても問題ないことがわかった。

計測を行った Y<sub>4</sub> 通り、スパン 18 m の格子梁の中央たわみで考えると、

工場での一次緊張時のむくり	約 15 mm
コンクリート打設によるたわみ	約 1 mm
三次緊張によるむくり	約 2 mm
ジャッキダウンによるたわみ	約 2 mm
クリープたわみ	約 4 mm

であり、最終的には約 10 mm のむくりを残している状態にある。設計荷重により約 3~4 mm のたわみ発生が予測されるが、それでもなおむくりが残留する良好な状態にあると言える。

また、PCa 部材中央部下端 (C-1) のコンクリートひずみ (応力) で考えると、

一次緊張による圧縮ひずみ (応力)	245 $\mu$ (66.2 kg/cm <sup>2</sup> )
コンクリート打設による引張ひずみ (応力)	7 $\mu$ ( 2.1 kg/cm <sup>2</sup> )
三次緊張による圧縮ひずみ (応力)	40 $\mu$ (11.8 kg/cm <sup>2</sup> )
ジャッキダウンによる引張ひずみ (応力)	17 $\mu$ ( 5.0 kg/cm <sup>2</sup> )

であり、最終的には 70.9 kg/cm<sup>2</sup> の圧縮応力が残留する

こととなり、設計荷重の作用後も圧縮応力が残留する良好な状態にあると判断される。

本工事での計測を通して、本組立構造の格子梁の構造的挙動が把握され、その構造的安全性が確認できた。

今後この種の大型 PCa 部材による組立構造の設計、施工にこれらのデータが活用されれば幸いである。

#### 謝 辞

松山市総合コミュニティセンターⅢ期工事の企画・展示ホールは、工期の短縮を狙って過去日本の建築物に例のない長さ 17 m、重量約 30 t の大型プレキャストコンクリート格子梁部材を使用し、プレストレスで圧着接合する特殊構造を採用した。その結果、短い工期にもかかわらず無事に工事を終えることができた。

本工事の設計、施工および計測に関しては、JV の野田晴清総轄、現場の上山隆所長、津守氏の協力を得た。また PC 工事を担当した黒沢建設、PCa 部材の製作を担当された関係者等多くの方々の協力を得た。

これらの方々に対し誌上を借りて深く感謝の意を表す。

#### 参 考 文 献

- 1) 世良, 藤井: 松山市総合コミュニティセンター新築工事——プラザ屋根のプレキャスト格子梁の設計と施工——, プレストレストコンクリート, Vol. 30, No. 3, May 1988
- 2) 世良, 藤井: 松山市総合コミュニティセンター新築工事——こども館のプレキャストドームの設計と施工——, プレストレストコンクリート, Vol. 30, No. 3, May 1988
- 3) 世良耕作: 建築家の狙いに応えた三種類のプレレストレストコンクリート造格子梁の例, Structure, No. 28

【1989年3月8日受付】