

# RCラメンプレハブ構造の開発(その1)

—柱梁接合部の実験—

江戸宏彰 竹本靖  
武田寿一 菊地利武

## Development of Prefabricated Reinforced Concrete Rigid Frame Structure (Part 1) —Experiments on Beam-to-Column Connection—

Hiroaki Eto                      Yasushi Takemoto  
Toshikazu Takeda              Toshitake Kikuchi

### Abstract

The aims of prefabrication of reinforced concrete rigid frame structures are saving manpower, shortening construction terms and improving structural quality. This report is concerned with the development of prefabrication and describes the test results of three beam-to-column connection specimens made by this construction system.

All specimens were of full-scale size and were of the beam-yielding type. They were built in the same way as in actual construction work.

The test results show that stiffness and strength are comparable to those of cast-in-place concrete structures. And it is suggested that this prefabricated structure will show a favorable hysteresis loop with adequate ductility up to large deflection if lapped splices of reinforcing bars in beam ends and spot-welding of stirrups to main reinforcing bars in beam ends, both of which were reasons for beam collapse, are avoided.

### 概要

本研究は、在来の現場打RCラメン構造をプレハブ化し、現場作業の省力化、工期の短縮及び品質の向上を目的として行っているもので、本報告は本工法によって製作された柱梁接合部試験体3体の実験結果の報告である。

試験体はいずれも梁降伏型で、施工性をみるため実物大とし、PC部材の組み建て及び現場打コンクリートの打設は、現場の施行条件に合わせて、立てて行った。実験は、地震時の応力状態を再現するために、柱に一定軸力をかけ、梁の反曲点にて正負交番繰返し逆対称水平加力を行った。その結果、剛性及び強度は在来工法によるものと同等の性能を有しており、また、破壊の原因となった梁端における上ば筋のPC部と現場打部との重ね継手及び梁端における梁主筋とスターラップとの点付溶接に留意すれば、大変形まで靱性のある良好な復元力特性を示すと推定された。

### 1. 序

本研究は、在来の現場打RCラメン構造をプレハブ化し、現場作業の省力化、工期の短縮及び品質の向上を図ることを目的として行っている一連の実験的研究である。

RCラメンプレハブ構造において、もっとも問題となるのは、プレキャストコンクリート(以下、PCと略す)部材同士の接合部の位置及び接合方法で、特に、接合部における鉄筋の継手方法が問題となる。

中低層建物(6階建程度)及び高層建物(10階建程度)を対象として、今回開発された本工法では、

(i) 運搬、組み建て及び鉄筋の継手方法など全体を考慮して、PC部材は単材(1ピースは、各柱梁接合

部間の内のり長さ)とする、

(ii) PC部材(PC柱及びPC梁)同士の接合部は、柱梁接合部とする、

(iii) 接合部における柱及び梁主筋の継手は、PC部材の製作及び組み建てに伴なう誤差の逃げがとれる、材長変化がない、ガス圧接工等の特殊技能士を必要としないこと等を考慮して、

PC柱内の主筋 — 接合部内に定着

PC梁内の下ば筋 — 接合部内に定着

梁の上ば筋 — 現場にて通し配筋

とする、

(iv) 高層建物の場合には、梁及び柱主筋の一部と接合部のせん断補強用スチールプレートを溶接した十字型スチールプレートにて、柱梁接合部を補強する、

(v) PC 柱と PC 梁の組み建てを行った後に、十字型スチールプレートの落とし込み（高層建物の場合のみ）及び梁の上ば筋の通し配筋を行い、その後、柱梁接合部、PC 梁端部のU型部、梁上部（スラブ厚部）及び PC 柱中空部（高層建物の場合のみ）に、現場打コンクリートを打設して、全体を一体とする。

本報告は、本工法で構築した構造物が地震時に示す挙動のうち、柱、梁及び柱梁接合部の個々の挙動を含めた骨組としての挙動が、設計時に想定した所要強度及び変形に対して十分安全で、かつ最終破壊までの挙動も十分良好であることを確認するために行った、十字型柱梁接合部実大試験体3体の正負交番繰返し逆対称水平加力実験結果の報告である。

## 2. 実験概要

### 2.1. 試験体

試験体の形状、寸法及び配筋を、図一1~3に示す。試験体は3体で、梁のスパン中央及び柱の階中央で切断して柱梁接合部をとり出した形をしており、No. 1 は中低層建物の中柱部、No. 2 は高層建物の中柱部、No. 3 は中低層建物の隅柱部を対象としている。

試験体はいずれも梁降伏型で、大きさは本工法の施工性をみるため実物大とし、PC 部材の組み建て及び現場打コンクリートの打設は、現場施工条件に合わせて立てて行った。

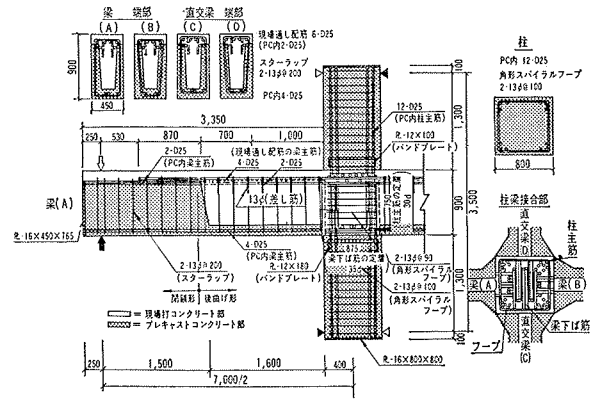
中低層用の柱は PC ムクもので、引張鉄筋比  $p_t=0.48\%$ 、せん断補筋比  $p_w=0.33\%$ 、高層用の柱は中空 PC 材（中空部は現場打コンクリートを打設する）で、柱端では  $p_t=0.72\%$ 、 $p_w=0.67\%$ である。梁の PC 材は梁の全せいからスラブ厚部のコンクリートを取り去った形状をしており、中央部の断面は長方形、端部の断面はU型で、柱梁接合部の型枠の役目をする水平ハンチをもっている。梁端では、中低層用は  $p_t=0.81\%$ （上ば筋）、 $0.54\%$ （下ば筋）、 $p_w=0.29\%$ 、高層用は  $p_t=1.28\%$ （上ば筋）、 $0.85\%$ （下ば筋）、 $p_w=0.45\%$ である。

### 2.2. 使用材料

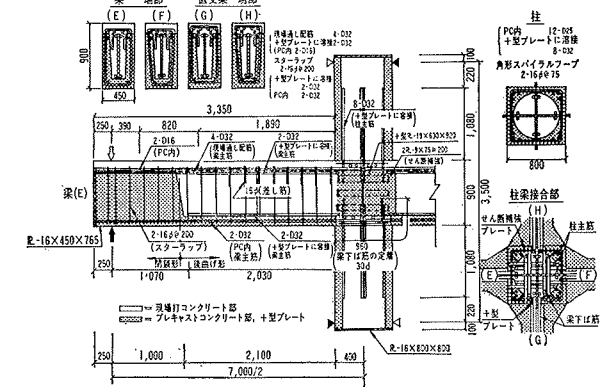
使用材料の性質（実験時の材料試験結果）を、表一1に示す。コンクリートは、細骨材は川砂、粗骨材はメサライトの1種軽量コンクリートで、設計基準強度  $F_c$  は PC 材、現場打ともに  $240 \text{ kg/cm}^2$ 、スランプは  $8 \text{ cm}$  (PC 材)、 $18 \text{ cm}$  (現場打) である。

### 2.3. 加力方法及び測定方法

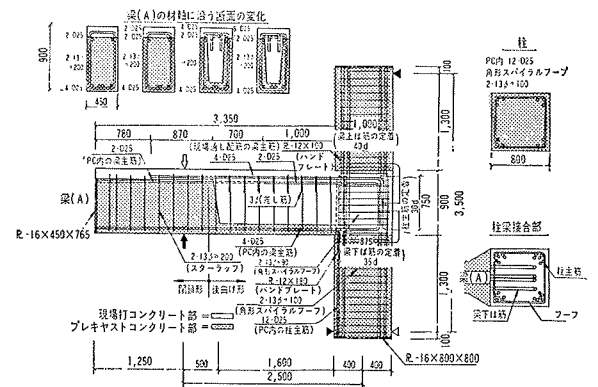
実験は、図一4に示す様に試験体を寝かせて、当技研大型構造物実験棟で行った。柱の軸力は一定で、 $\sigma_0=25 \text{ kg/cm}^2$  (No.1, 3)、 $35 \text{ kg/cm}^2$  (No. 2) とし、



図一1 試験体 No. 1 (中低層用中柱部)



図一2 試験体 No. 2 (高層用中柱部)



図一3 試験体 No. 3 (中低層用隅柱部)

コンクリート	$\gamma$	$c\sigma_B$	$cE_c$	$c\sigma_t$	養生条件	
	( $\text{ton/m}^3$ )	( $\text{kg/cm}^2$ )	( $\text{ton/cm}^2$ )	( $\text{kg/cm}^2$ )		
PC 材	1.90	396	200	29.1	空中放置	
現場打	1.91	361	185	22.6	空中放置	
鋼材	$s\sigma_y$	$s\sigma_{max}$	$sE$	使用部所		
	( $\text{kg/cm}^2$ )	( $\text{kg/cm}^2$ )	( $\text{ton/cm}^2$ )			
	D 25(SD 30)	3590	5670	1808	No. 1~3 柱の主筋	
	D 25(SD 35)	3870	6240	1777	No. 1, 3 梁の主筋	
	D 32(SD 35)	3950	6290	1920	No. 2 柱、梁の主筋	
	13φ (SR 24)	3190	4450	1823	No. 1, 3 フープ、スターラップ	
16φ (SR 24)	3210	4590	1922	No. 2 フープ、スターラップ		
R-19(SS41)	2540	4550	1942	No. 2 接合部の十字型プレート		

表一1 使用材料の性質

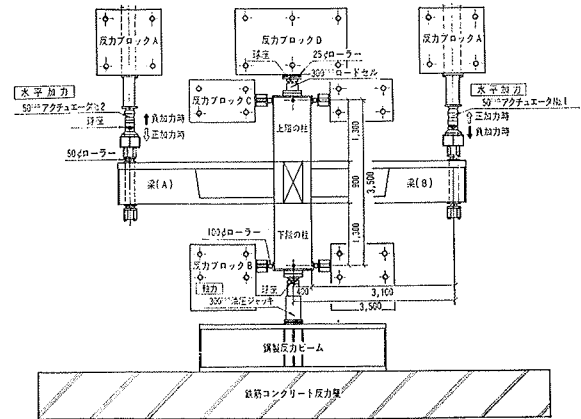
		降伏荷重										最大荷重					
		実験値 <sup>①</sup> (ton)		計算値 (ton)				実験値 設計荷重		実験値 降伏荷重 計算値		実験値 (ton)		計算値 <sup>③</sup> (ton)		実験値 計算値	
		上ば引張	下ば引張	上ば引張	下ば引張	上ば引張	下ば引張	上ば引張	下ば引張	上ば引張	下ば引張	上ば引張	下ば引張	上ば引張	下ば引張	上ば引張	下ば引張
		設計荷重 <sup>②</sup>	降伏荷重 <sup>②</sup>	設計荷重	降伏荷重	設計荷重	降伏荷重	設計荷重	降伏荷重	設計荷重	降伏荷重	設計荷重	降伏荷重	設計荷重	降伏荷重	設計荷重	降伏荷重
No.1	西梁	27.0	20.0	23.0	16.6	25.2	19.0	1.17	1.20	1.07	1.05	30.9	23.0	27.8	21.9	1.11	1.05
	東梁	27.1	20.0					1.18	1.20	1.08	1.05	30.1	27.1			1.08	1.24
No.2	西梁	44.3	30.0	36.3	24.5	39.3	25.6	1.22	1.22	1.13	1.17	52.0	35.0	45.0	31.2	1.16	1.12
	東梁	42.0	31.0					1.16	1.27	1.07	1.21	49.2	37.3			1.09	1.20
No.3	西梁	41.0	28.0	34.0	24.5	37.2	28.0	1.21	1.14	1.10	1.00	47.0	31.1	41.0	32.3	1.15	0.96

① 最外縁の引張鉄筋の歪が、降伏歪に達した時の荷重。 ②  $M_y = at \cdot ft \cdot j$  による。

③ コンクリートの  $\sigma \sim \epsilon$  曲線を軽量コンクリートに対して提案された黒正式  $\frac{c\sigma}{c\epsilon_B} = \sin \frac{\pi}{2} \left( -0.27 \left| \frac{c\epsilon}{c\epsilon_B} - 1 \right| + 0.73 \frac{c\epsilon}{c\epsilon_B} + 0.27 \right)$  として求めた。

表一 降伏荷重及び最大荷重

梁の反曲点位置で50ton アクチュエータによって、正負交番繰返し逆対称水平加力を行い、反力を柱の反曲点位置で100φのローラー支承によってとった。全体変形の測定は、柱の反曲点位置で支持したゲージホルダーに取り付けたダイヤルゲージ(精度1/100mm)によって、梁の反曲点位置で行い、歪の測定はワイヤストレーンゲージによって行った。また、柱梁接合部のせん断変形の測定は、コンクリート内へ対角方向に埋め込んだストレーンゲージ型変位計(精度 1/100mm)によって行なった。



図一 実験方法

### 3. 実験結果とその検討

#### 3.1. 破壊形式

3試験体とも、梁に曲げひびわれ、曲げせん断ひびわれが発生後、層間部材角  $R \approx 1/180$  (No. 1, 3),  $1/140$  (No. 2) の時に、梁端において梁の主筋が引張降伏した。

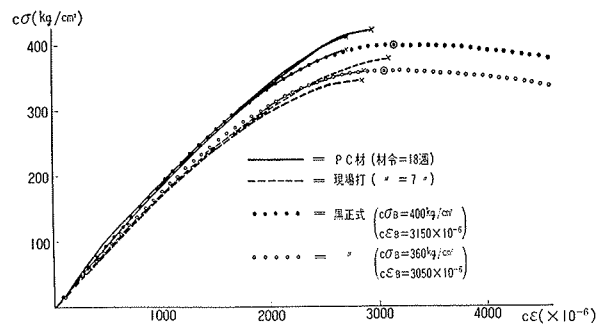
中低層用試験体 No. 1, 3は、梁主筋の引張降伏後、 $R \approx 1/60$  (3 $\delta_y$  付近) の時に、引張となる梁の上ばが付着割裂破壊して、耐力が低下した。これは、PC 梁内の上ば筋 (2-D25) と現場通し配筋の2段目の上ば筋 (2-D25) とを、応力のもっとも大きい梁端で重ね継手(継手長さ40d) したためと思われる。

高層用試験体 No. 2は、梁主筋の引張降伏後、 $R \approx 1/35$  (4 $\delta_y$ ) の時に、引張となる梁端部の下ば筋が破断して、耐力が低下した。これは、PC 梁製作時にスターラップを位置づけるために行った、スターラップと主筋との点付溶接に起因していると思われる。

なお、No. 1, 3の PC 柱には、最後まで曲げひびわれ、曲げせん断ひびわれは発見されず、No. 2 の PC 柱には、曲げひびわれ、曲げせん断ひびわれが発生したが、ヘアクラック程度であった。

#### 3.2. 降伏荷重及び最大荷重

降伏荷重及び最大荷重を、表一 2 に示す。梁の降伏



図一 5 コンクリートの  $\sigma \sim \epsilon$  曲線

荷重の実験値は、設計荷重の約 1.14~1.27 倍(平均 1.20倍), 降伏荷重計算値の約1.00~1.21倍(平均1.09倍), 最大荷重の実験値は、計算値の約 0.96~1.20倍(平均1.12倍)であった。

計算に用いたコンクリート  $\sigma \sim \epsilon$  曲線は、軽量コンクリートに対して提案された黒正式<sup>2)</sup>で、図一 5 に示す様に、コンクリートの圧縮試験結果と良く一致している。

#### 3.3. 荷重~変位曲線

図一 6 ~ 8 に、荷重~変位曲線を示す。3試験体とも、荷重~変位曲線には大変形時にも低荷重域にお

るスリップ現象はみられず、 $R=1/60$ で梁の上ばが付着割裂破壊 (No. 1,3),  $R=1/35$ で梁の下ば筋が破断 (No. 2) するまでは、耐力低下のない良い復元力特性を示している。

初期剛性の実験値は、弾性変形を梁、柱の曲げ変形、せん断変形と柱梁接合部のせん断変形の和として求め

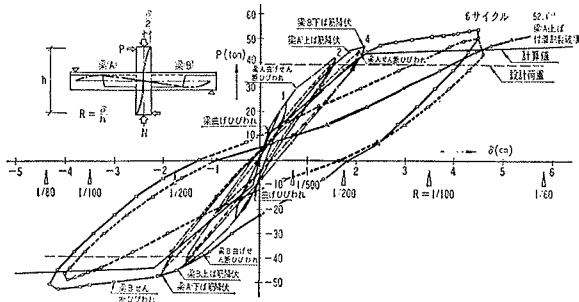


図-6 荷重～変位曲線——試験体 No. 1

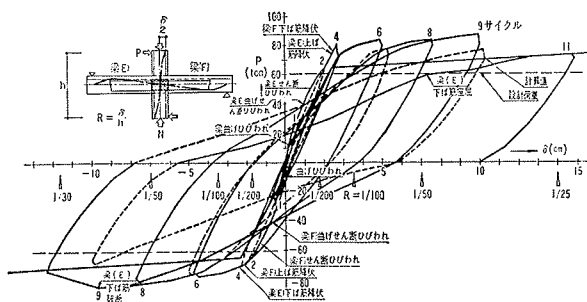


図-7 荷重～変位曲線——試験体 No. 2

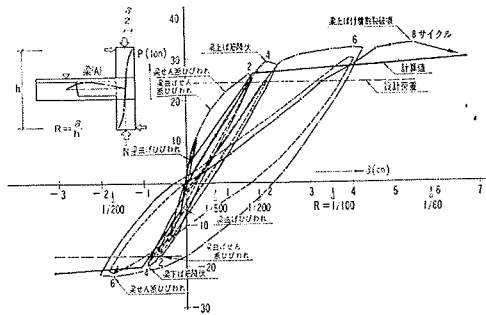


図-8 荷重～変位曲線——試験体 No. 3

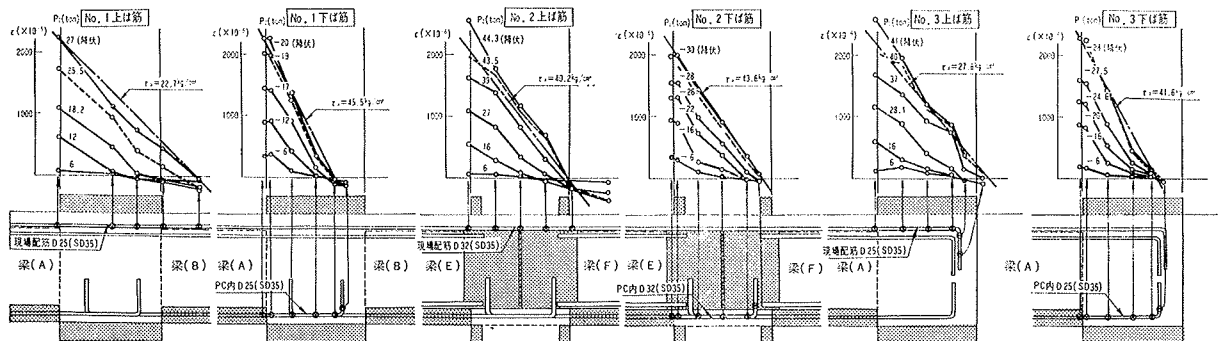


図-10 梁主筋の柱梁接合部内における歪分布

た、弾性剛性の計算値の約1.08~1.09倍であった。

降伏点剛性の実験値は、降伏変形を梁、柱の曲げ変形(コンクリートの $\sigma\sim\epsilon$ 曲線を黒正式とし、主筋の Bar Cutoff を考慮した)、せん断変形(弾性と仮定した)、鉄筋の抜け出しによる変形(引張鉄筋降伏時の平均付着応力度を、 $F_c=360\text{ kg/cm}^2$ として、RC規準の許容付着応力度式で求めた)と柱梁接合部のせん断変形(実験値)の和として求めた、計算値の約0.93~1.17倍(平均1.10倍)であった。

なお、図-6~8の計算値の第3勾配(降伏後の剛性)は、弾性剛性計算値の1%とした。

### 3.4. 柱梁接合部のせん断変形

図-9に、層せん断力P~柱梁接合部のせん断変形角 $\gamma$ 曲線の包絡線を示す。

初期剛性の実験値は、直交梁 (No. 1, 2)と十字型スチールプレート (No. 2)を無視して求めた、弾性剛性の計算値と良く一致している。

$P=15\text{ ton}$ 以後、層せん断力の増加に伴

なって、直交梁及び十字型プレートの効果が次第に大きくなっている。また、十字型プレートに貼ったロゼット型ワイヤストレーンゲージの測定結果をみると、梁主筋降伏時には、十字型プレートは十字型プレートに溶接した梁及び柱主筋の応力によるせん断力を負担している。

梁の上ば筋降伏時の  $\gamma=0.95\sim 1.09\times 10^{-3}$ , 最大荷重時の  $\gamma=1.42\sim 1.53\times 10^{-3}$ で、柱梁接合部は十分な耐力を有していると思われる。

### 3.5. 梁主筋の柱梁接合部内における付着性状

図-10に、梁主筋の柱梁接合部内における歪分布を

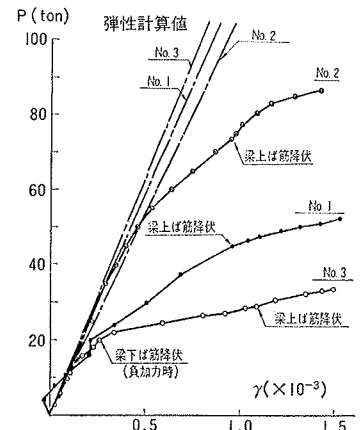


図-9 柱梁接合部のP~ $\gamma$ 曲線

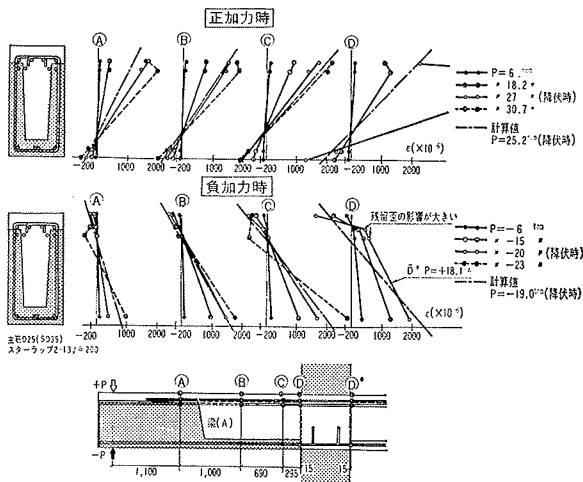


図-11 梁の断面の歪分布——試験体 No. 1

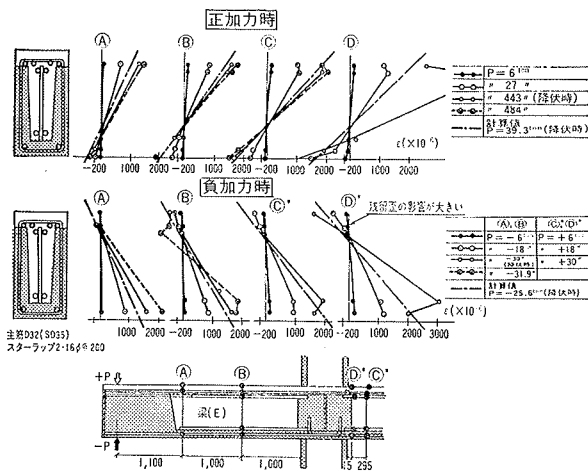


図-12 梁の断面の歪分布——試験体 No. 2

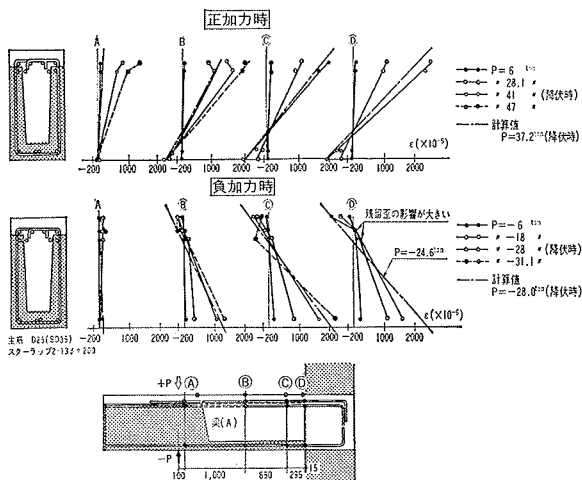


図-13 梁の断面の歪分布——試験体 No. 3

示す。歪分布は、上ば筋、下ば筋ともに、主筋降伏時にはほぼ直線になっている。この時の歪分布を、図中に一点鎖線で示した直線と仮定すると、No. 1, 3 の1段目及び2段目の上ば筋の降伏時の平均付着応力度  $\tau_a = 21.5 \sim 27.6 \text{ kg/cm}^2$  で、RC 規準の上ば筋の許容付着応力度式を用いて、 $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$  (設計基準強度) として求めた  $f_a = 23.1 \text{ kg/cm}^2$  の約 0.93~1.19 倍、 $F_c = 360 \text{ kg/cm}^2$  (現場打コンクリートの圧縮試験結果) として求めた  $f_a' = 27.9 \text{ kg/cm}^2$  の約 0.77~0.99 倍であった。

No. 2 の上ば筋、No. 1~3 の下ば筋の降伏時の  $\tau_a = 40.2 \sim 45.5 \text{ kg/cm}^2$  で、RC 規準のその他の鉄筋の許容付着応力度式を用いて求めた、 $f_a = 34.7 \text{ kg/cm}^2$  の約 1.16~1.31 倍、 $f_a' = 41.9 \text{ kg/cm}^2$  の約 0.96~1.09 倍であった。

図-10から、梁の下ば筋の柱梁接合部への定着長さ 35d (No. 1, 3), 30d (No. 2), 上ば筋の定着長さ 40d (No. 3) は、十分な長さであると思われる。

### 3.6. 梁の PC 部と現場打部との一体性

図-11~13に、梁の断面の歪分布を示す。歪分布はほぼ平面保持の法則を満足しており、PC 部と現場打部とは一体として働いているといえる。

また、引張鉄筋降伏時の歪分布は、コンクリートの  $\sigma \sim \epsilon$  曲線を黒正式として求めた計算値とほぼ等しい傾向を示している。

## 4. 結び

中低層建物(6階建程度)及び高層建物(10階建程度)を対象とする RC ラーメンプレハブ工法によって製作された十字型柱梁接合部実大試験体3体の実験結果から、剛性及び強度は在来の現場打コンクリート工法によるものと同等の性能を有しており、また、破壊の原因となった梁端における上ば筋の PC 部と現場打部との重ね継手及び梁端における梁主筋とスターラップとの点付溶接に留意すれば、大変形まで靱性のある良好な復元力特性を示すと推定される。

## 参考文献

- 1) 建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」
- 2) 黒正清治, 鈴木貞男「人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ性状に関する実験的研究」建築学会論文報告集 号外 昭和41年10月
- 3) 武藤清「耐震設計シリーズ 第2巻」丸善