

## プレキャストプレストレストコンクリート梁・柱接合部の挙動

加 藤 博 人\*  
岡 本 伸\*\*  
草 刈 道 治\*\*\*

### 1. はじめに

プレキャストプレストレストコンクリート（以下プレキャスト PC と称する）梁を、現場打ちの鉄筋コンクリート柱等に PC 鋼材を使って緊結し、建物を建設する構法は盛んに行われている。プレキャスト PC 構法では、部材は工場生産されるため高精度、高品質が容易に達成でき、現場作業の省力化、施工の合理化、工期の短縮という面からも利点は大きく、種々の接続構法が開発されている。以前のプレキャスト構法では、接合部を応力や変形の小さいスパン中央付近に設ける場合が多かったが、最近ではスパン端部で接合するケースも多くなっている。

一方、建設される建物の構造安全性は、外力に対して危険断面になると想定される接合部の構造性能に左右されることが多く、特にわが国のような地震国では、部材が確実に接合され、地震時の繰返し変形に対して接合部の一体性、信頼性が確保されていることが必要となる。

建築学会 PC 設計施工規準<sup>1)</sup>では、プレキャスト PC 部材の設計も一体打ち PC 部材と同等に行うことを規定しているが、その終局域特性に着目し、耐震安全性を検討した研究は、十分に行われているとは言えない<sup>2)</sup>。

ここではプレキャスト PC 梁・柱接合部が、地震時に想定される大変形正負繰返し加力を受けた場合の挙動を把握する目的で行った実験結果について報告する<sup>3)</sup>。

### 2. 実験概要

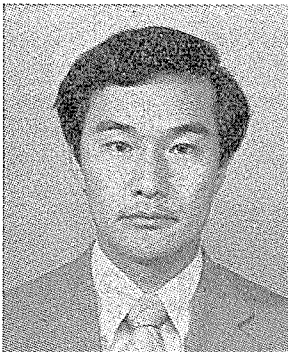
#### 2.1 試験体形状

現在、一般に行われているプレキャスト PC 構法を想定して試験体の設計を行い、以下の項目を実験変数とした。

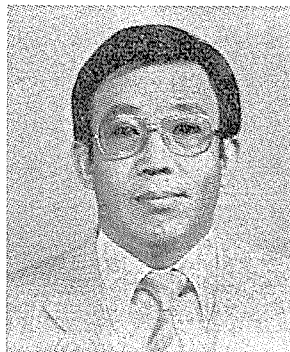
- (a) 一体梁と合成梁の違い
- (b) 合成梁の後打ちコンクリート強度の影響
- (c) 接合目地の違いによる影響
- (d) 普通鉄筋補強量
- (e) 導入プレストレスレベル

試験体は実物の約 1/2 縮尺モデルとなる 30×50 cm の矩形断面の片持ち梁、計 11 体である。試験体形状を図-1 に、試験体諸元一覧を表-1 に示す。PC 梁は、いずれも実験時の固定端となる柱部に、2本の PC 鋼棒で圧着接合される。No. 1 は、一体打ちされた PC 梁を圧着したもので、普通鉄筋は配筋されていない。No. 2~7 の試験体は、スラブ下面までを予め製作し柱に圧着後、スラブ部分を打設し一体とする合成プレキャスト梁で、それぞれ導入プレストレスレベル、普通鉄筋量等を変化させている。No. 2, No. 3 は特に導入プレストレスレベルを低くし、プレストレスト鉄筋コンクリート構造的な設計となっている。No. 8 は No. 2~7 と同様合成梁であるが、後打ちスラブのコンクリート強度をプレキャスト PC 梁部分と同じとし、後打ちコンクリートの強度の影響を観察することを目的とした。以上の試験体は、すべて 2 cm のモルタル目地によって柱に圧着されている。

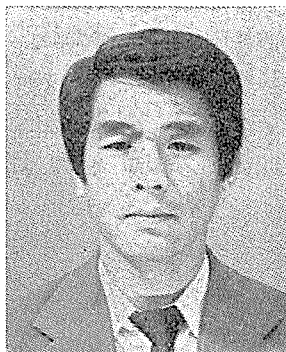
No. 9, No. 10 は一体梁、No. 11 は合成梁を 10 cm のコンクリート目地で圧着した試験体で、No. 10, No. 11 では打継ぎコンクリート部に鉄筋の補強を行っている。さらに、No. 2~5, No. 11 では、復元力特性を改善する目的で、柱部からシーすを設置しておき、梁下端



\* Hiroto KATO  
建設省建築研究所第 4 研究部研究員



\*\* Shin OKAMOTO  
建設省建築研究所企画部長、工博



\*\*\* Michiharu KUSAKARI  
オリエンタルコンクリート(株)プレハブ部課長

表—1 試験体諸元

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10	No. 11	
梁種別	一体梁	合成梁						一体梁	合成梁			
目地(目地幅)	モルタル(2cm)						コンクリート(10cm)					
目地補強	—————						—————	□ 2-D 6	—————			
コンクリート $F_c$	400.0											
$f_c'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	559.0			520.0				559.0		520.0		
$E_c$ ( $\times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup> )	3.46			3.22				3.46		3.22		
後打ち コンクリート $F_c$	—————		240.0				400.0		—————		240.0	
$f_c'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	—————		328.0				499.0		—————		328.0	
$E_c$ ( $\times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup> )	—————		2.76				2.95		—————		2.76	
PC鋼材	2-23 $\phi$	2-17 $\phi$	2-13 $\phi$	2-23 $\phi$								
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	8.31	4.54	2.654	8.31								
$f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	12100.	12100.	14200.	12100.								
$E_s$ ( $\times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup> )	2.03	2.04	2.06	2.03								
$d_s^{*2}$ (cm)	上端	25.0	30.0				25.0		30.0			
	下端	25.0	20.0				25.0		20.0			
普通鉄筋	—————	3-D 19	3-D 22	3-D 10	3-D 10 <sup>*3</sup>	—————				3-D 10		
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	—————	8.61	11.61	2.14	2.14	—————				2.14		
$f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	—————	3742.0	4009.0	3882.0	3882.0	—————				3882.0		
$E_t$ ( $\times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup> )	—————	1.95	1.73	1.70	1.70	—————				1.70		
$d_t^{*2}$ (cm)	—————	45.0				—————				45.0		
$q$ (N) <sup>*1</sup>	上端	0.152	0.222	0.194	0.367	0.272	0.254	0.254	0.152		0.272	
	下端	0.152	0.133	0.116	0.220	0.163	0.163	0.152	0.152		0.163	
$q$ (A)	上端	0.120	0.178	0.171	0.299	0.219	0.204	0.204	0.234	0.120		0.219
	下端	0.120	0.104	0.101	0.189	0.138	0.138	0.129	0.129	0.120		0.138
$\lambda_p$ (N) <sup>*5</sup>	1.0	0.624	0.418	0.692	0.934		1.0			0.934		
$\lambda_p$ (A)	1.0	0.630	0.447	0.684	0.924		1.0			0.924		
導入プレストレス力 $P_i$ (kg)	72720.	39720.	22060.	72720.								
$e$ (cm)	0.0	3.26				5.0		0.0		3.26		
$P_e/B \cdot D \cdot F_c^{*4}$	0.103	0.070	0.046	0.129				0.103		0.129		
せん断スパン比	7.20											

\*1  $q = (A_s \cdot f_s + A_t \cdot f_t) / B \cdot D \cdot F_c$ , (N) : 規格値, (A) : 実強度

\*2 梁圧縮縁からの距離

\*3 梁下端普通鉄筋無し

\*4  $P_e = 0.85 \cdot P_i$ ,  $B \times D = 30 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$

\*5  $\lambda_p = A_s \cdot f_s / (A_s \cdot f_s + A_t \cdot f_t)$

にも鉄筋を配筋している。

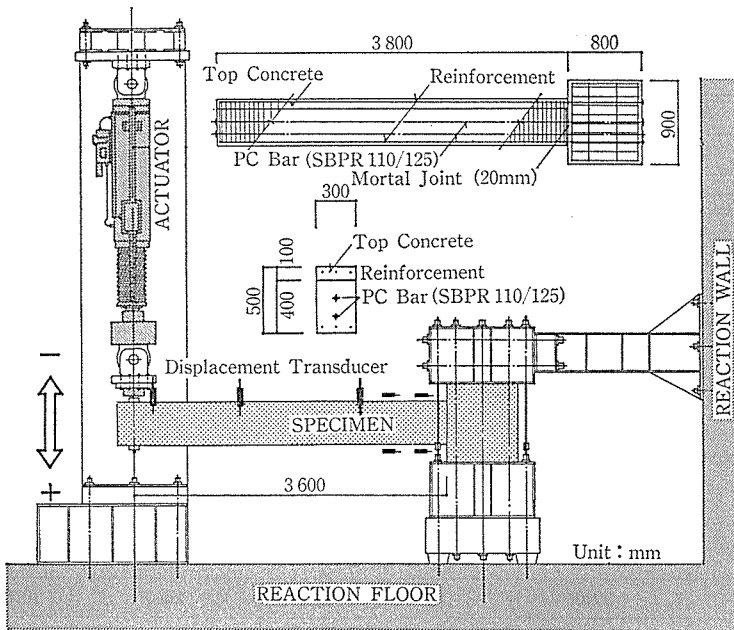
コンクリートは、プレキャスト部分が設計基準強度  $F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$  の早強コンクリート、後打ち部分のコンクリートは  $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$  の普通コンクリートである。圧着部のコンクリート (No. 9~11) には、プレキャスト部分と同等のコンクリートを使用している。また、目地モルタル (No. 1~8) はプレミックスタイプの小野田プレユーロックスを使用し、 $F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$  とした。コンクリート試験結果を表—1 に併せて示す。

PC鋼棒はC種1号 (SBPR 110/125) を、鉄筋はD 10 (SD 30), D 19, D 22 (SD 35) を使用し、それぞれの機械的性質を表—1 に併せて示す。

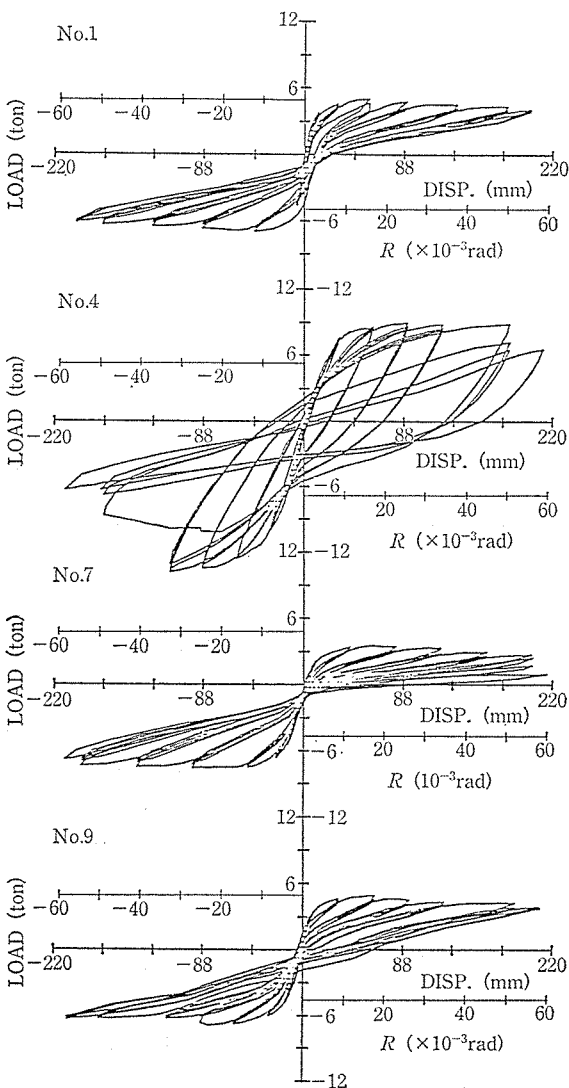
## 2.2 加力・計測方法

実験は柱部分を固定し、梁先端部をアクチュエーターでつかんで正負繰返し漸増載荷を行った。加力方法を図—1 に示す。載荷スケジュールは、材料の規格値を用い学会略算式で計算したきれつ荷重時で2回、同じく曲げ破壊耐力時で3回の繰返し加力を行い、その後、曲げ破壊耐力時の変形  $\delta_y$  の整数倍  $2\delta_y, 3\delta_y \dots n\delta_y$  でそれぞれ3回ずつの繰返しを基本とし、変形角約 1/17 に至るまで載荷を行った。

計測は、梁先端部の変位、荷重のほか、柱部分から不動点梁を延ばし梁中間点3か所の変位、梁・柱接合部の回転 (柱面から  $0.75D, 1.50D$  ( $D$ : 梁せい)), 圧着部の開きを、それぞれ変位計で計測した。PC鋼棒、普通鉄筋にはひずみゲージを貼付し、計測した。試験体の



図—1 試験体・加力状況



図—2 荷重—変形曲線

ひび割れ、およびひび割れ幅は目視により観察している。

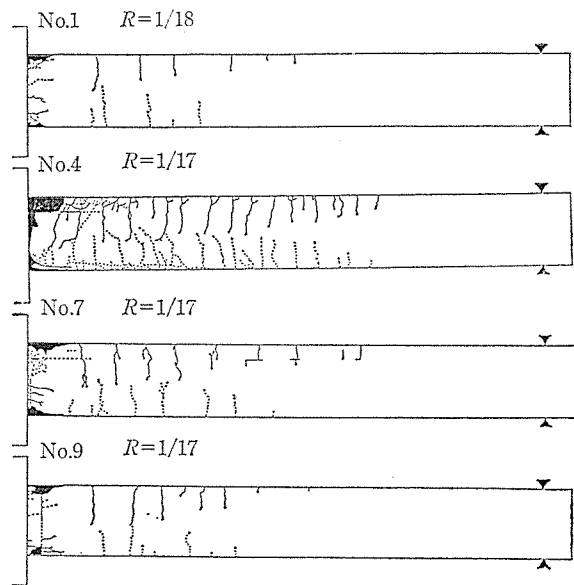
### 3. 結果と考察

#### 3.1 荷重—変形関係

実験結果から、特徴的な試験体 No. 1, No. 4, No. 7, No. 9 について、図—2 に荷重—変形関係を、図—3 に最終破壊状況を比較して示す。No. 1 は、残留変形の少ない高度な復元性を示し、変形角約 1/17 まで耐力低下の少ない安定した履歴性状を示す。破壊状況も接合目局部で圧壊を起こしているものの、ひび割れの発生は少ない。

No. 4 は、負加力時に最大耐力が計算耐力の約 1.4 倍となり、変形角約 1/30 までは紡錘形の安定した履歴性状を示すが、負加力時の変形角約 1/30 を超える

ループで、圧縮鉄筋の座屈により最大耐力の約 0.6 に耐力が低下している。本試験体では圧縮鉄筋の影響、引張鉄筋のひずみ硬化による強度の上昇等が、耐力の上昇に寄与していると考えられる。鋼材係数は No. 1 の約 2 倍と大きく、圧縮側コンクリートが圧縮限界ひずみに達した後の耐力低下が著しい。最終破壊状況は、上部後打ちコンクリート部が大きく圧壊し、鉄筋も座屈し、ひび割れは梁長の 3/4 程度まで発生している。また、梁下端には材軸方向にひび割れが梁長の 1/3 程度まで進展しているが、これは下端に柱部分からシースを設置し、鉄筋を配筋した長さに対応する。



図—3 最終破壊状況

No. 7, No. 9 とも、高度な復元性を示し、変形角約 1/20 まで著しい耐力低下はほとんど見られない。No. 7 の正側加力で、変形角約 1/20 以後に耐力低下を起こしているが、これは目地モルタルの下部が落下したためである。また、後打ちコンクリートが圧縮側となる負加力時の復元力特性の形状は No. 1 とほぼ同じであり、後打ちコンクリートの強度の違いによる影響は、ここでは明確でない。

一方、No. 9 も No. 1 と同じく安定したループを描いているが、目地コンクリートの下部が変形の増大に伴い圧壊落下するため、正側加力時の残留変形が大きくなる傾向が観察される。

### 3.2 試験体耐力

試験体 No. 2~No. 7, No. 11 では、梁上端のスラブ部分（厚さ 10 cm）を後打ちしており、梁断面高さ方向でコンクリート強度が変化しているため、上端が圧縮域となる場合には通常用いる計算式では、曲げ破壊耐力の算定が難しい。そこで、図-4 に示すように、任意に設定した圧縮側コンクリート縁ひずみに対し、断面の平面保持の仮定により力の釣合条件を満足する中立軸位置を、試行錯誤的に求める方法により精算を行った<sup>4)</sup>。

本計算では、コンクリート断面を要素分割せず、圧縮側コンクリートの合力およびその作用位置は、それぞれの強度のコンクリートごとに、横拘束筋の効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ特性モデルを使用し、設定されたひずみに対するストレスブロック係数  $k_1$  および  $k_2$  を、積分により直接計算して求めた。コンクリートの引張応力は考慮していない。

PC 鋼材、並びに普通鉄筋の応力-ひずみ特性には、鋼材のひずみ硬化を考慮したモデルを使用し、それぞれの位置での応力を計算した。力の釣合式を以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} T &= A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_s + A_t \cdot f_t \\ C &= {}_1k_1 \cdot B \cdot x_n \cdot F_{c1} + {}_2k_2 \cdot B \cdot x_n \cdot F_{c2} \\ C &= T \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

計算結果を表-2 に、実験結果と比較して示す。

計算値は、いずれもコンクリートの圧縮ひずみ  $\epsilon_c = 0.3\%$  での値である。表中  $M_{Eq}$  が本手法により計算した耐力、 $M_{AIJ}$  は圧縮側となるコンクリートの強度を使って下記の学会略算式<sup>1)</sup>により計算した耐力を示す。また、左添え字  $N, A$  は、それぞれ材料の規格強度、実強度を使用して計算したことを表わし、表-1 の値を使用した。

$$x = \frac{A_s \cdot f_s + A_t \cdot f_t}{0.83 \cdot B \cdot F_c}$$

$$M_{AIJ} = (d_s - 0.42x) A_s \cdot f_s + (d_t - 0.42x) A_t \cdot f_t \dots\dots\dots (2)$$

$NM_{Eq}$  は、鋼材係数が大きい No. 2, No. 4, No. 5, No. 11 の試験体では実験値の 0.8~0.75, 他の試験体ではほぼ 0.9~0.85 程度で、安全側の評価となっている。また、 $NM_{AIJ}$  も  $NM_{Eq}$  と同等な値となっている。 $A M_{Eq}$  は、No. 2, No. 4 の一側を除き、約 10% 以内の精度で実験値を良く推定できている。

No. 2~5, No. 11 は、いずれも梁下端に柱部分から鉄筋を挿入した試験体であり、鉄筋の効果が問題となる。一例として、No. 4 の下端鉄筋目地位置に添付したひずみゲージの荷重-ひずみ関係を、図-5 に示す。図より、ひずみは最大 2000  $\mu$  程度まで達しており、差し筋が有効に効いていたことが分かる。

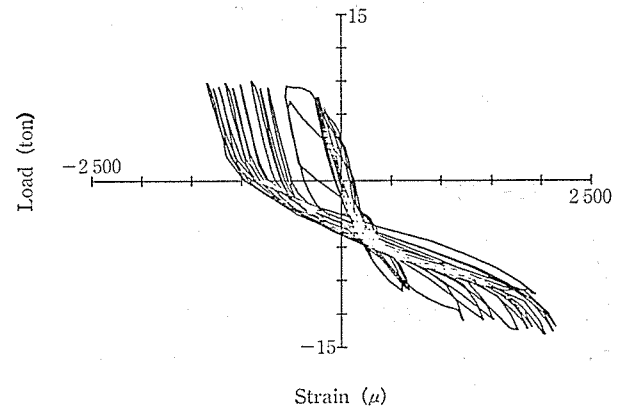


図-5 接合部鉄筋荷重-ひずみ曲線（試験体 No. 4）

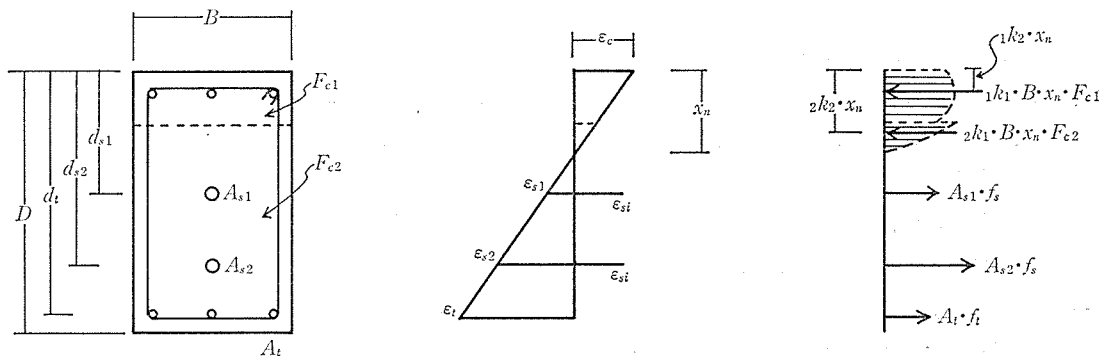


図-4 試験体耐力計算方法



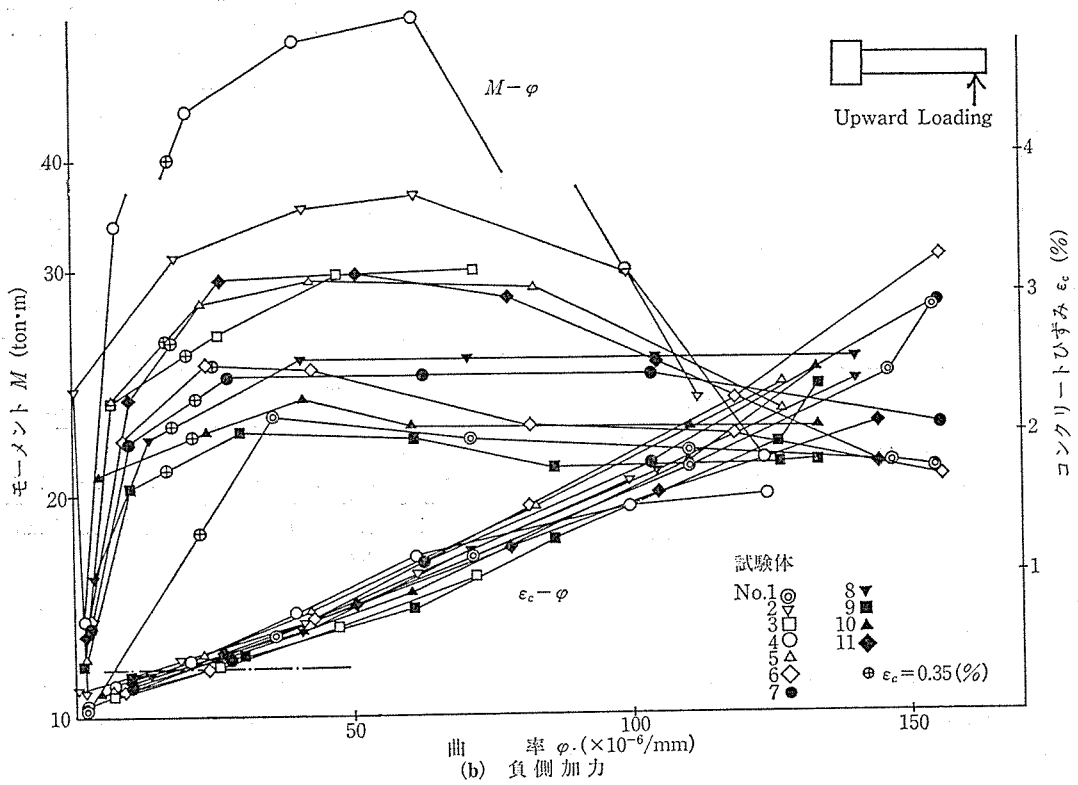
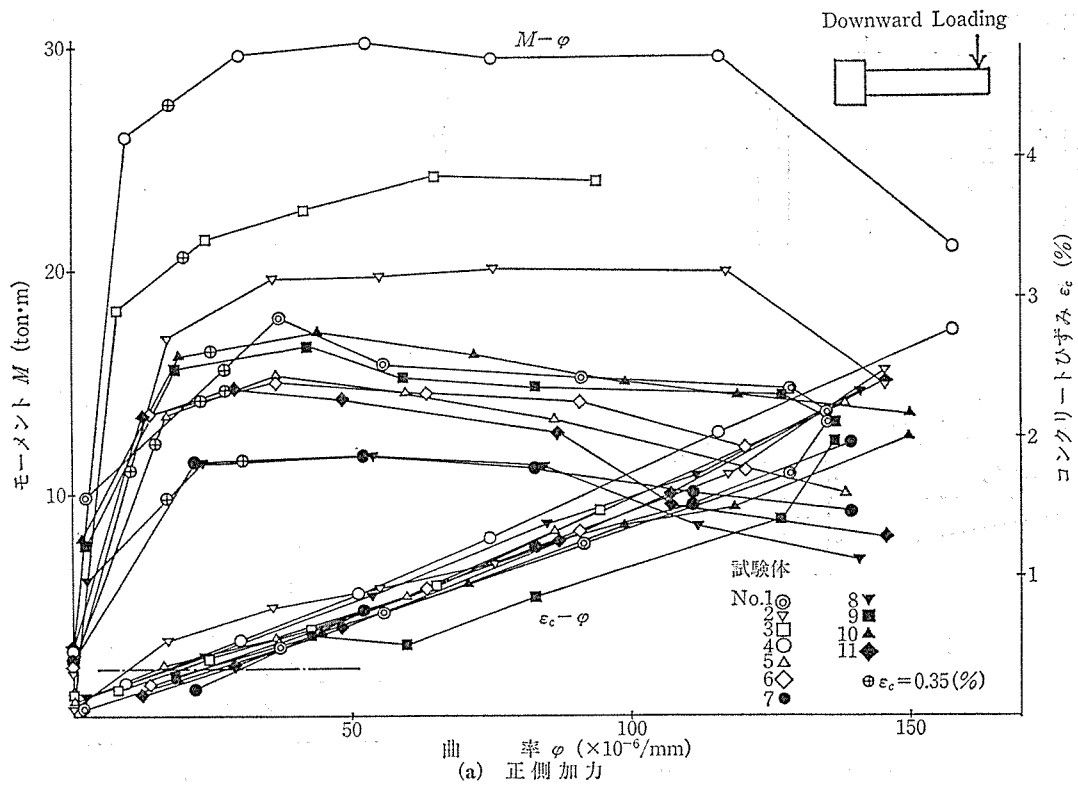


図-6 モーメント-曲率関係

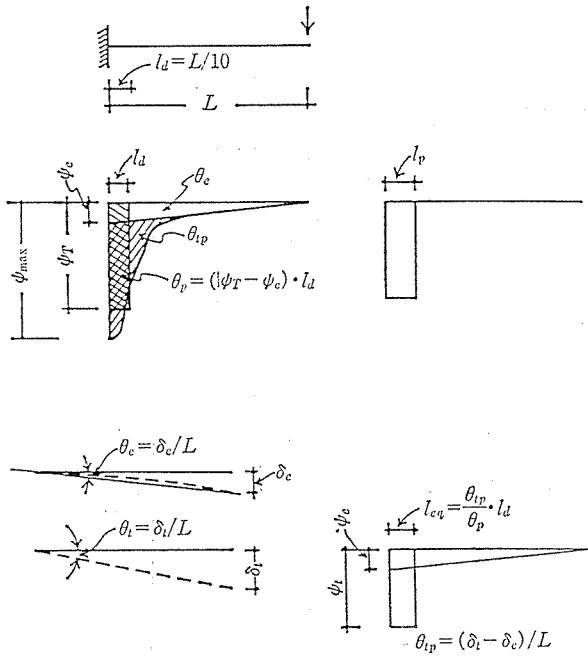


図-7 終局域での曲率分布の仮定

算できる<sup>4)</sup>。

$$l_{eq} = \frac{(\delta_t - \delta_e)/L}{(\varphi_t - \varphi_e)} \dots \dots \dots (4)$$

$\delta_t$ : 全たわみ測定値

$\delta_e$ : 弾性たわみ計算値

$\varphi_t$ : 検長  $l_d$  間の平均曲率測定値

$\varphi_e$ : 検長  $l_d$  間の平均弾性曲率計算値

$L$ : スパン長

(4) 式で求めた値を梁せい  $D$  で徐した値 ( $l_{eq}/D$ ) と、変形角の関係を 図-8 に加力方向別に示す。正側加力では  $l_{eq}/D$  は、変形角  $R \approx 1/100$  を超えるとほぼ 0.9 と一定している。負側加力の場合には、全体にばらつきが大きい、後打ちスラブ部分が圧縮域となる合成梁では、一体梁に比べて  $l_{eq}/D$  は大きくなり、ヒンジ領域が広がる傾向がみられる。これまで行ってきた長方形断面の一体梁に関する実験を整理すると、スパンと  $l_{eq}$  の関係は近似的に (5) 式のように表わすことができる。この式を使って求めた  $l_{eq}/D$  の値は 1.132 であった。

$$\frac{l_{eq}}{D} = \frac{0.06 \times L}{D} + 0.7 \dots \dots \dots (5)$$

図-9 には、試験体 No. 9 の柱面から  $0.75 D$  の範囲での平均回転角と、全体変形角の関係を示したものであるが、両者は良く一致しており、この範囲に回転が集中していることが分かる。

また、図-10 には同じく試験体 No. 9 のコンクリート目地部接合面の開きを、変形レベル毎に示している。  $2\delta_y$  程度までは柱側接合面の方が大きく開いているが、変形が大きくなるに従って梁側に移行しているのが観察

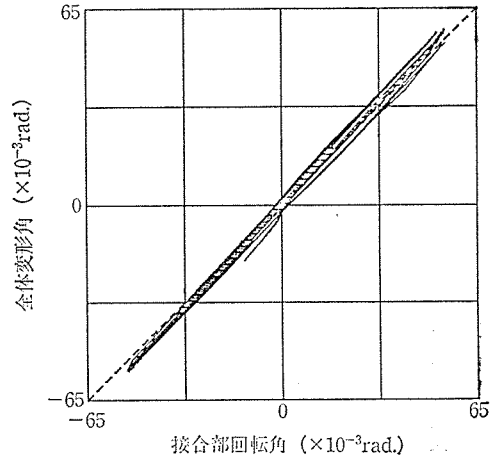


図-9 全体変形角-接合部回転関係 (試験体 No. 9)

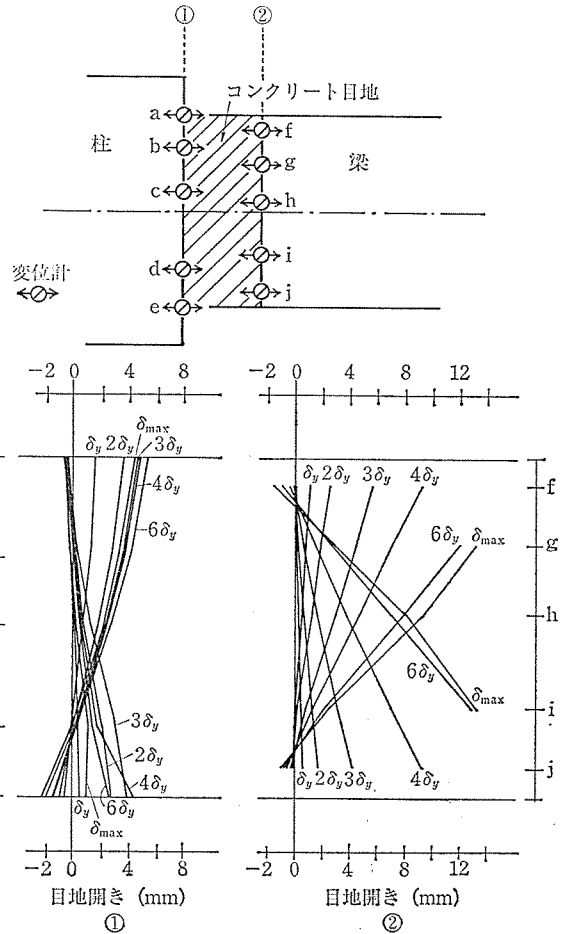


図-10 接合部目地開き (試験体 No. 9)

される。これは、 $R \approx 1/50$  付近で梁側接合面の上下でコンクリートの圧壊が起こり、以後の回転が集中したためである。

### 3.5 等価粘性減衰定数

図-11 には等価粘性減衰定数 ( $h_{eq}$ ) と変形角の関係を示した。同図より、鋼材係数の大きい No. 2, No. 4

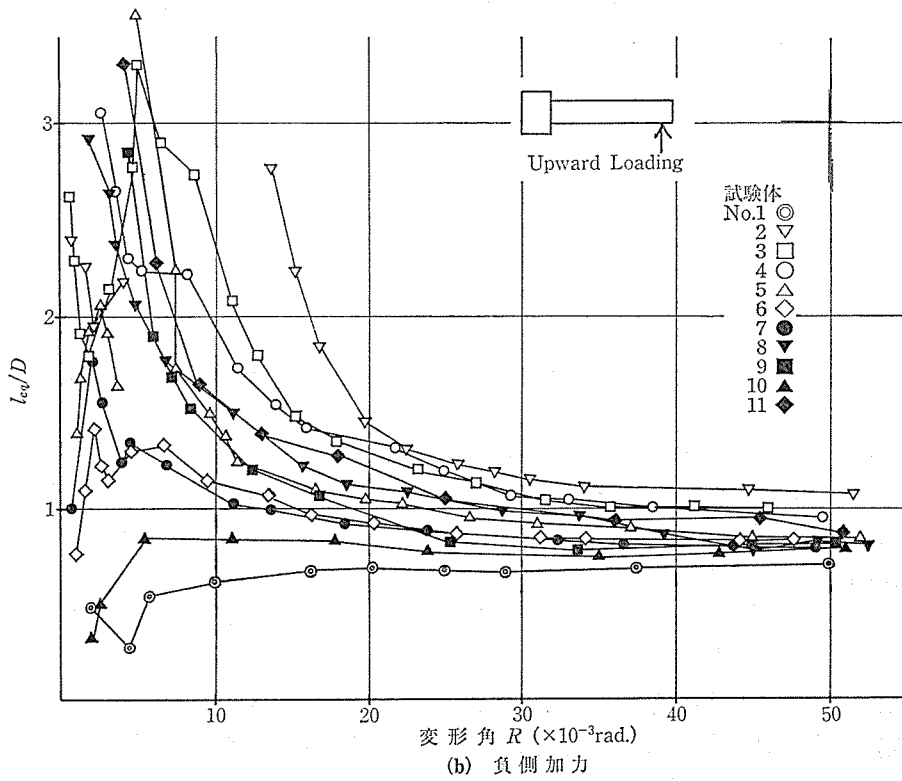
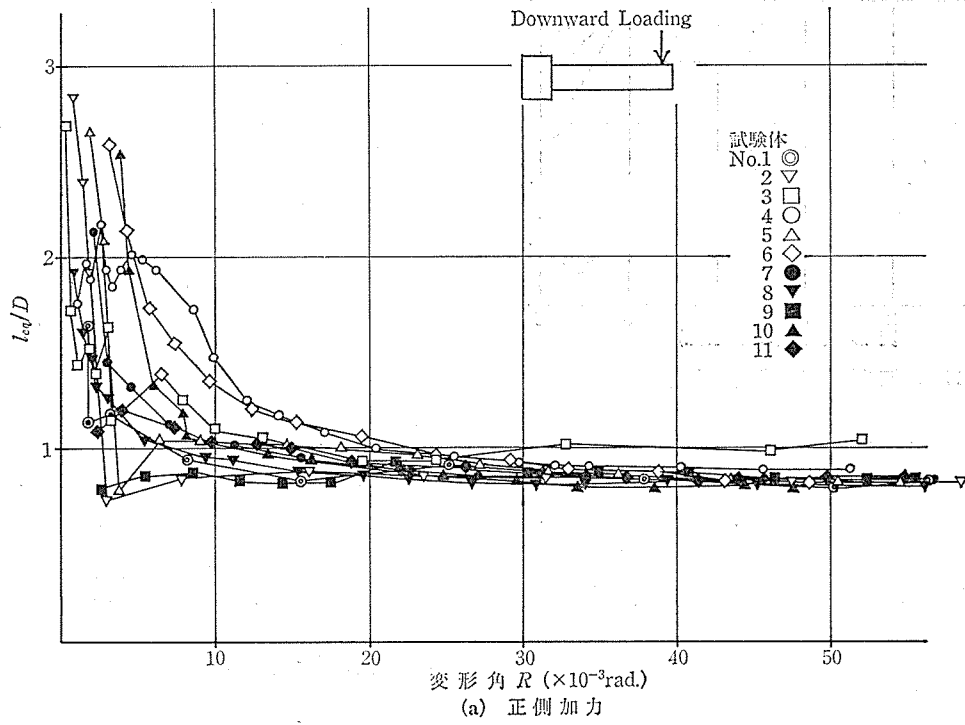


図-8 等価塑性ヒンジ長比-変形角関係



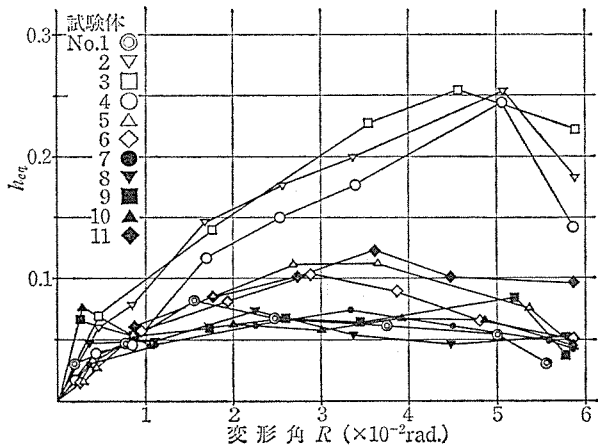


図-11 等価粘性減衰定数-変形角関係

およびプレストレストレレベルの低い No. 3 の試験体で  $h_{eq}$  は大きく、 $R=1/50$  で 0.15 程度の値となる。一方、No. 1, No. 7~10 試験体では同じく  $R=1/50$  で約 0.06 と大きな違いがみられる。また、少量の普通鉄筋 (D 10) を配筋している No. 5, 6, 11 の試験体は、両者の中間的な値 (0.08) となった。

#### 4. ま と め

本実験では、各試験体とも変形角  $1/50$  程度までは、耐力低下の少ない安定した履歴形状を示し、目地の違いが耐力および復元力特性に及ぼす影響は、さほど明確ではなかった。しかし、変形角  $1/50$  を超えるような大変

形繰返し時には、目地の下部が圧壊し、落下するため残留変形の増大や、耐力低下を起こす場合もあり、プレキャスト PC 構造の設計に際しては考慮すべきであろう。

また、梁-柱一体打ち構造の場合に比べ、プレキャスト PC 構造では、塑性ヒンジが接合部により集中する傾向が現われており、接合部に十分な靱性を持たせることが必要と思われる。

プレキャスト PC 構造は、今後さらに増加すると考えられるが、合成梁とする場合には、コンクリートの違いによる乾燥収縮の影響やクリープ、接合面の付着性能等、解明しなければならない点は多く、今後の課題である。

#### 謝 辞

本試験体を製作するに当たり、PC 鋼材を提供して頂いた高周波熱錬株式会社に、深く感謝いたします。

#### 参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」
- 2) 本岡，他：「海洋コンクリート構造物の接合法に関する実験的研究」昭和 56 年建築学会大会梗概集，pp. 2473-2474
- 3) 加藤，他：「プレストレストコンクリート梁・柱接合部に関する実験的研究」昭和 62 年建築学会大会梗概集，pp. 1119-1122
- 4) 岡本：「プレストレストコンクリート造骨組架構の耐震性に関する基礎的研究」京大学位論文

【昭和 63 年 1 月 22 日受付】

#### ◀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