

論文 梁主筋を後挿入するプレキャスト RC 柱梁接合部の力学性状

宮内 靖昌*1・毛井 崇博*2・上村 昌之*3・菅谷 公彦*4

要旨：柱と柱梁接合部を一体に製作したプレキャスト (PCa) 柱と左右の PCa 梁をそれぞれ個別に製作し、所定の位置に PCa 梁をセットした後、あらかじめ埋め込まれていたシース管に梁主筋を後から差し込み、シース管内にグラウトして PCa 柱と PCa 梁を一体化する鉄筋コンクリート骨組構造を提案した。このようなプレキャスト RC 構造の力学性状を検討するために、柱梁接合部を含む十字形部分骨組の実験を行った。実験の結果、プレキャストの試験体は、梁端部で主筋が降伏した後、最終的に柱梁接合部がせん断破壊したが、従来の一体打ちと同等以上の力学性能を有することが明らかになった。

キーワード：プレキャスト鉄筋コンクリート造, 柱梁接合部, シース管, あき重ね継手

1. はじめに

RC 造躯体工事の合理化を図るために、図-1 に示すように、柱梁接合部を含むプレキャスト (以下、PCa) 柱およびプレキャスト梁をそれぞれ個別に製作し、所定の位置に PCa 梁をセットした後、梁主筋を後から PCa 柱を貫通して差し込み、PCa 柱と PCa 梁の一体化を図る工法を提案した。梁主筋を後から差し込む位置 (梁端部下端および柱梁接合部の上下主筋位置) にはあらかじめシース管が埋め込まれており、シース管に梁主筋を挿入した後、無収縮モルタルをグラウトする。PCa 梁内のスパン中央部の下端主筋は梁端部まで延ばし、梁端部のドロップハンチ部で後挿入した梁主筋とシース管を介してあき重ね継手の全数継手としている。本論では、このようなプレキャスト工法を採用した RC 柱梁接合部の力学性状を実験により検討した結果について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1 に試験体の一覧を、図-2 に PCa 工法の試験体 PH11 の形状および配筋を、図-3 に各試験体の柱梁接合部および梁端部の断面を示す。試験体は4体で、柱梁接合部を含む十字形部分骨組の形状とし、試験体の形状は基本的に4体ともほぼ同一である。なお、試験体 PH2 の形状・配筋詳細は文献1) に示している。

試験体 PH1 は比較用の在来工法の試験体であり、シース管は使用しないで従来通り梁主筋を配筋した後、コンクリートを打設し、柱と梁のコンクリートは一度に打設した。これに対して、試験体 PH2, PH11 および PH12 は提案する PCa 工法の試験体である。試験体 PH1 および PH2 の配筋詳細はシース管使用の有無以外は同一である。梁端部には下端主筋を後挿入するためにドロップハ

ンチを設け、試験体 PH1~PH11 の梁端部の断面は $Bb \times Db = 250 \times 500 \text{ mm}$ 、中央部は $250 \times 400 \text{ mm}$ とした。試験体 PH12 は、梁主筋の径を大きくするために、梁幅 (350 mm) および柱幅 (500 mm) を大きくした。

梁下端主筋は端部で 4-D16、中央部で 5-D16 とし、加力時に中央部の下端主筋が曲げ降伏しないように、中央部の下端主筋を端部より多くした。梁上端筋は 5-D16 である。試験体 PH12 の梁主筋は、本数は同じで、径を D19 とした。

ドロップハンチ部の長さは実験変数とし、試験体 PH1 および PH2 で柱面から 820mm, PH11 で 680mm, PH12 で 840mm とし、表-1 に示すあき重ね継手の長さを確保した ($40 \sim 50 d_b$, d_b : 鉄筋径)。

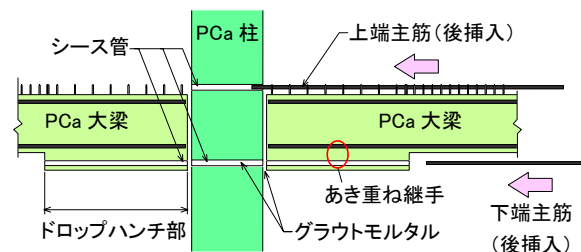


図-1 本研究の対象とするプレキャスト工法

表-1 試験体一覧

試験体	梁端部の諸元			
	断面 (mm)	下端主筋	あき重ね継手長さ	あばら筋
PH1 (一体打ち)	250 × 500	4-D16	800mm (50 d_b)	2-D6@100 (0.26%)
PH2			640mm (40 d_b)	4-D6@70 (0.73%)
PH11	250 × 500	4-D16	800mm (42 d_b)	4-D6@50 (0.73%)

*1 (株) 竹中工務店 技術研究所 主任研究員 博士 (工) (正会員)

*2 (株) 竹中工務店 技術研究所 主席研究員 博士 (工) (正会員)

*3 (株) 竹中工務店 東京本店設計部 構造担当副部長

*4 (株) 竹中工務店 東京本店設計部 構造課長代理

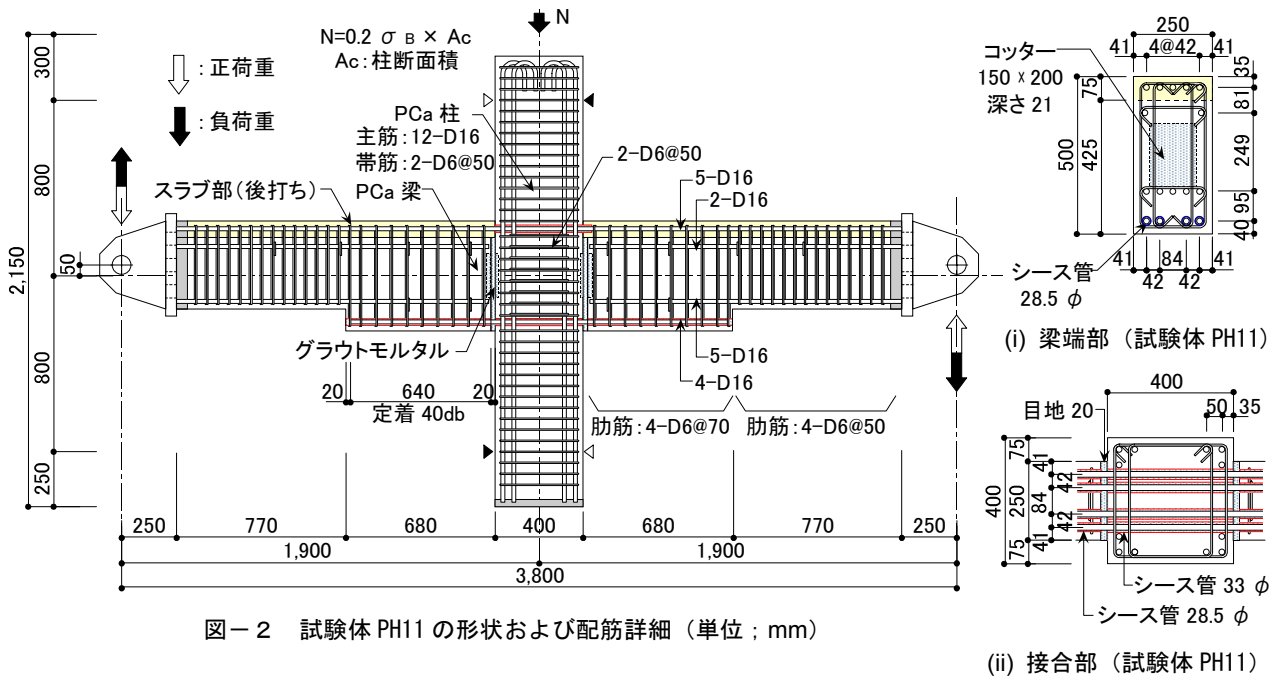


図-2 試験体 PH11 の形状および配筋詳細 (単位 ; mm)

梁端部 (ドロップハンチ部) のあばら筋比 P_w も、表-1 に示すように実験変数とし、試験体 PH1 および PH2 では $P_w=0.26\%$ とした。これに対して、試験体 PH11 および PH12 では、あき重ね継手の長さを短くするために、日本建築学会：重ね継手の全数継手設計指針 (案)²⁾ を参考にして $P_w=0.73\%$ とした。なお、梁中央部のあばら筋はせん断破壊しないように多くした。

試験体 PH2, PH11 において、梁端部の下端主筋位置および柱梁接合部の上下梁主筋位置に埋め込んだシース管 (プレレストコンクリート用スパイラル・シース) は、それぞれ外径 28.5mm, 33mm であり、試験体 PH12 ではすべて外径 33mm のものを用いた。

試験体 PH1, PH2, PH11 の柱断面は $B_c \times D_c=400 \times 400\text{mm}$, 引張主筋は 6-D16 である。また、試験体 PH12 は $B_c \times D_c=500 \times 400\text{mm}$, 引張主筋は 6-D19 である。

2.2 使用材料

試験体に打設したコンクリートは、粗骨材の最大径 10mm の普通コンクリートである。表-2 にコンクリートおよびグラウト (シース管内および PCa 柱と PCa 梁の目地部) の材料強度を、表-3 に鉄筋の降伏点強度を示す。柱および梁の主筋 (D16, D19) は SD390 材である。

2.3 加力方法

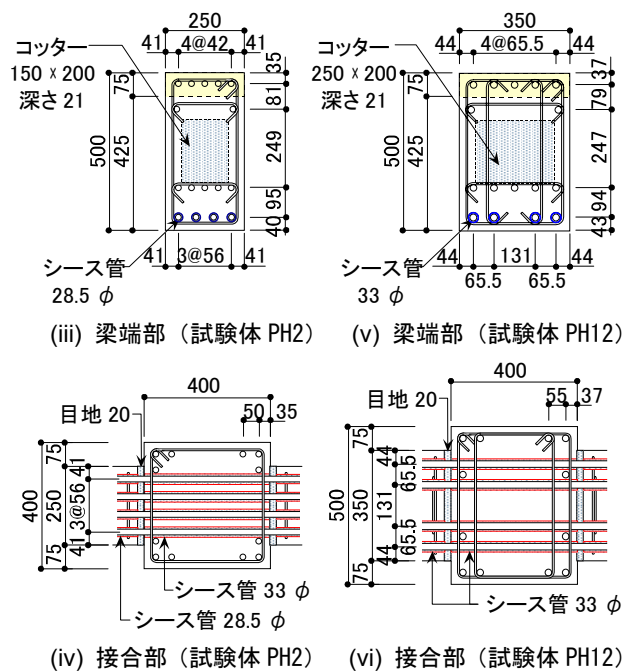


図-3 柱梁接合部および梁の断面 (単位 ; mm)

図-4 に加力方法の概要を示す。柱の反曲点位置をピン支持し、柱に一定の圧縮軸力 ($N=0.2\sigma_B \times B_c \times D_c$, σ_B : 加力開始時における柱コンクリートの圧縮強度)

表-2 コンクリートの材料強度

部位	PH1, PH2		PH11, PH12	
	圧縮強度	割裂強度	圧縮強度	割裂強度
柱, 梁	34.0	2.52	31.3	2.51
スラブ部	31.9	2.32	35.7	3.06
グラウト	28.1	-	49.7	-

単位 : N/mm^2

表-3 鉄筋の降伏点強度

	PH1, PH2		PH11		PH12	
	種類	σ_y	種類	σ_y	種類	σ_y
柱, 梁主筋	D16 (ねじ筋)	454	D16 (ねじ筋)	449	D19 (竹節)	468
せん断補強筋	D6	365	D6	356	D6	356

σ_y : 降伏点強度 (N/mm^2)

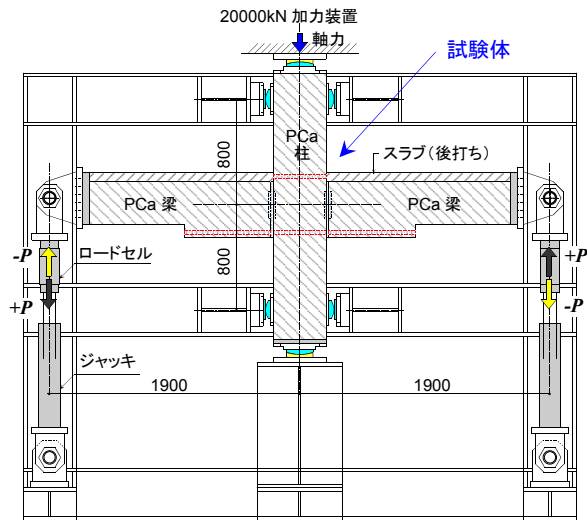


図-4 加力方法の概要

を載荷した後、両側の梁の先端部に逆対称のせん断力を加えた。加力は変位制御による正負繰り返し加力とした。制御変位は、柱反曲点位置に埋め込んだボルトに取り付けた計測フレームを用い、梁先端部の変位を計測して求めた十字形骨組の層間変形角 R とした。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図-5に層間変形角 $R=10/1000$ rad.時におけるひび割れ状況(片側の梁および柱梁接合部)を、写真-1に $R=40/1000$ rad.時における破壊状況を示す。

一体打ちの試験体 PH1 は、層間変形角 $R=0.5\sim 1.1/1000$ rad.でまず梁端部およびドロップハンチの段差部に曲げひび割れが発生し、その後曲げひび割れは徐々に梁スパンの全域に渡って発生し、曲げせん断ひび割れも発生した。 $R=5/1000$ rad.前後で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。 $R=5\sim 7/1000$ rad.で梁主筋が端部で引張降伏ひずみに達し、 $R=10\sim 20/1000$ rad.で最大耐力に達した。最終的には、梁端部の曲げ圧縮破壊となり、梁端部および

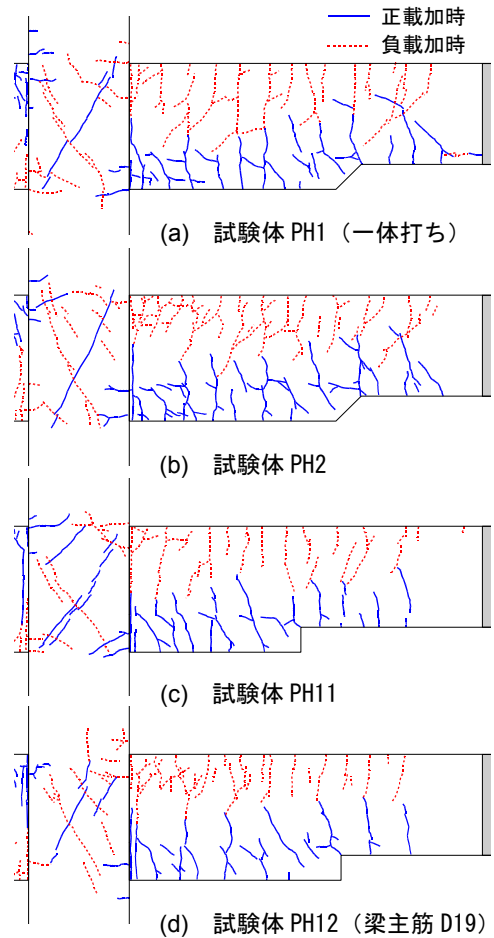
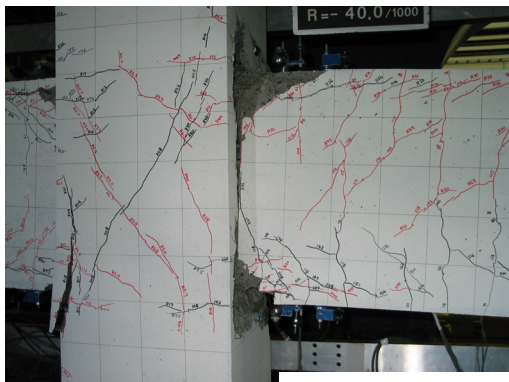


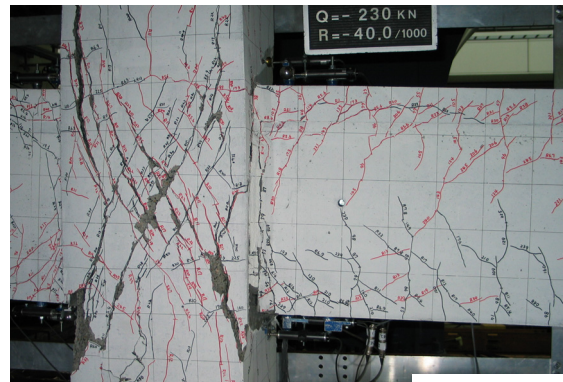
図-5 ひび割れ状況 ($R=10/1000$ rad.)

柱側面のかぶりコンクリートがはく落し、梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しも見られた。柱梁接合部のせん断ひび割れはさほど進展しなかった。

プレキャストの試験体 PH2 も、試験体 PH1 と同様なひび割れ発生状況を示し、また、 $R=5\sim 7/1000$ rad.で梁主筋が端部で引張降伏ひずみに達した。しかしながら、 $R=20/1000$ rad.のサイクル時に柱梁接合部のせん断ひび割れが進展し、最終的には柱梁接合部がせん断破壊した。



試験体 PH1(一体打ち)



試験体 PH2

写真-1 破壊状況 ($R=40/1000$ rad.)

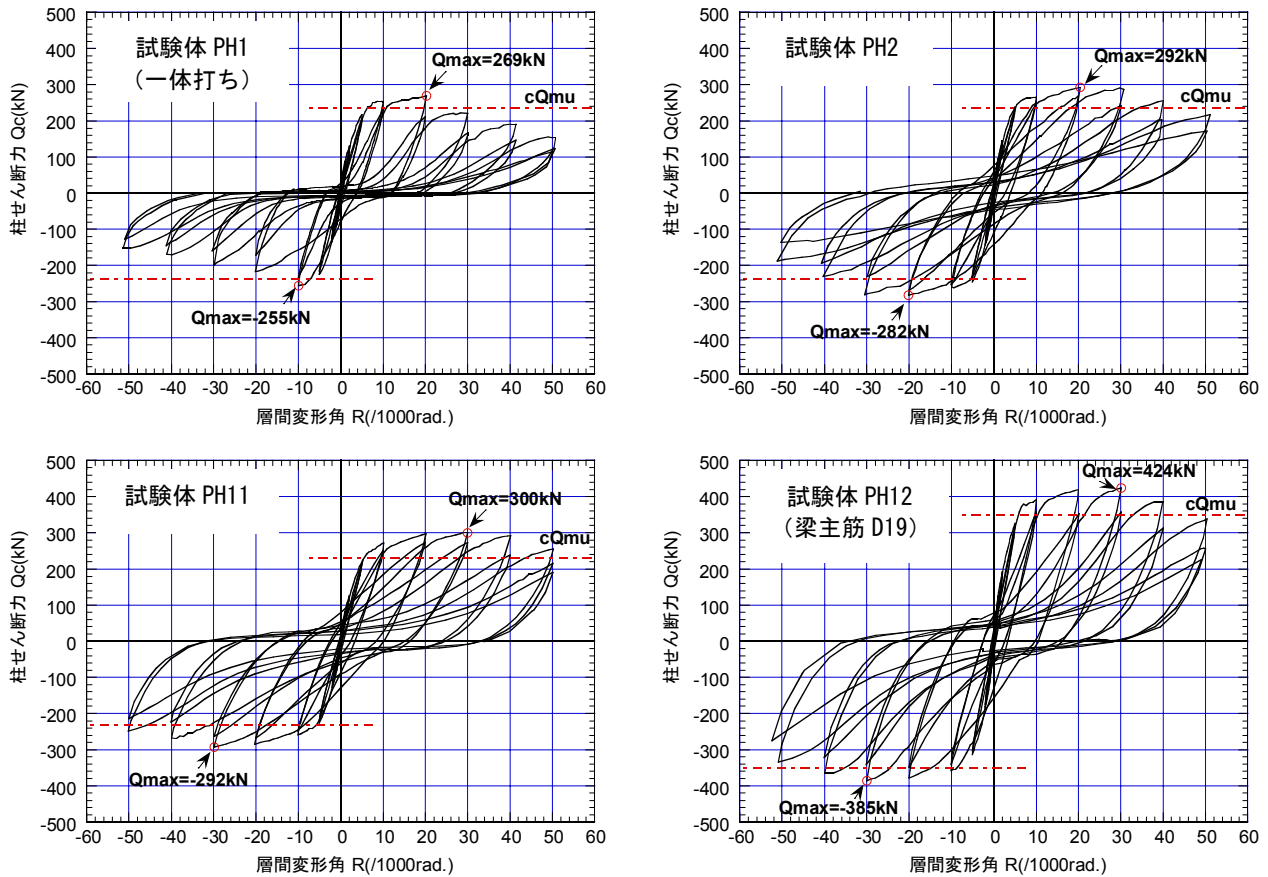


図-6 荷重-変位曲線

試験体 PH11 および PH12 も PH1, PH2 と同様なひび割れ状況を示し、梁主筋が端部で引張降伏ひずみに達した後、最終的には柱梁接合部がせん断破壊した。

なお、いずれの試験体も、ドロップハンチ部において、梁下端主筋に沿った付着ひび割れが若干みられたが、梁端部あき重ね継手部での付着破壊は認められなかった。

3.2 荷重-変位関係

図-6 に各試験体の荷重-変位曲線を示す。縦軸は梁せん断力から求めた柱のせん断力 Q_c (kN) を、横軸は層間変形角 R を示す。図中には終局耐力の計算値 cQ_{mu} を示す。終局耐力の計算値は、梁および柱の曲げ耐力、せん断耐力および柱梁接合部のせん断耐力をそれぞれ柱せん断力として求め、このうち最も小さい耐力とし、結果的に下式で計算した梁端部の曲げ耐力で決まる耐力 cQ_{mu} が終局耐力となった。

$$cQ_{mu} = (bQ_{mu1} + bQ_{mu2}) \cdot L / (2 \cdot H) \quad (1)$$

$$bQ_{mu} = bM_u / L_a = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d / L_a \quad (2)$$

ここで、

cQ_{mu} : 梁曲げ耐力時柱せん断力 (N)

bQ_{mu1} , bQ_{mu2} : それぞれ左右の梁の曲げ耐力時せん断力 (N)

a_t : 梁主筋の断面積 (mm^2)

d : 梁の有効せい (mm)

H : 柱のピン支持点間距離 (1600 mm)

L : 梁の加力点間距離 (3800 mm)

L_a : 梁の内法長さ (1700 mm)

σ_y : 梁主筋の降伏点強度 (N/mm^2)

また、表-4 に梁が曲げ降伏耐力に達した時の柱梁接合部のせん断応力度の計算値を示す。

試験体 PH1 は、 $R=6/1000$ rad.前後で梁端部が曲げ降伏した後、 $R=20/1000$ rad.で最大耐力に達し、その後荷重低下した。最大耐力後における履歴曲線のスリップ性状が顕著であった。試験体 PH2 も $R=20/1000$ rad.で最大耐力に達したが、 $R=30/1000$ rad.まで最大耐力をほぼ保持した。試験体 PH11, PH12 は $R=30/1000$ rad.で最大耐力に達した。PCa 試験体の履歴曲線はともに、試験体 PH1 よりスリップ形の履歴性状が改善されている。

また、いずれの試験体も、最大耐力は終局耐力の計算値より大きくなった。

3.3 梁主筋のひずみ状況

図-7 に試験体 PH1 および PH2 の梁上端主筋の端部におけるひずみ状況を示す。

(1) 全試験体とも梁上端主筋は、引張降伏ひずみに達していた。

(2) 従来の一体打ちの試験体 PH1 では、最大耐力に達した後、梁主筋のひずみは、正荷重時においても負荷重

表一 4 柱梁接合部のせん断応力度

試験体	柱梁接合部のせん断応力度	
	τ_j (N/mm ²)	τ_j/σ_B
PH1 (一体打ち)	4.46	0.13
PH2		
PH11	4.41	0.14
PH12	5.06	0.16

時においても、荷重の増大に伴い引張側にひずみが増大しており、柱梁接合部内において梁主筋が附着劣化した影響が認められた。

(3) これに対して、シース管を用いた試験体 PH2 では、上記のような附着劣化の様相は見られず、シース管を介して梁主筋の附着は保持されていたものと思われる。

3.4 柱梁接合部内通し配筋の附着強度

通し配筋された梁上端主筋の柱梁接合部内における附着応力度の推移状況を図一 8 に示す。附着応力度は、左右の梁端部における主筋のひずみから梁主筋の応力を求め、附着面積で除したものである。附着面積は、試験体 PH1 では梁主筋 (D16) の表面積、PCa 試験体ではシース管 (外径 33mm) の表面積とした。

各試験体とも梁主筋は引張降伏したため、附着応力度の上限はその時点までとした。主筋降伏時の附着応力度は、試験体 PH1 で約 4.4 N/mm²、PCa 試験体 PH2 および PH11 で約 2.2 N/mm² で、梁主筋を太くした試験体 PH12 で約 3.0 N/mm² であった。シース管の附着強度は一般に異形鉄筋より小さいといわれているが³⁾、この時点で梁主筋の抜け出しは見られず、上記程度の附着強度は発揮されていた。

なお、試験体 PH1 における通し配筋の附着強度は、日本建築学会の RC 靱性保証型設計指針⁴⁾によると以下になる。

$$\tau_u = 0.8 \cdot 0.7 \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \cdot \sigma_B^{2/3} \quad (3)$$

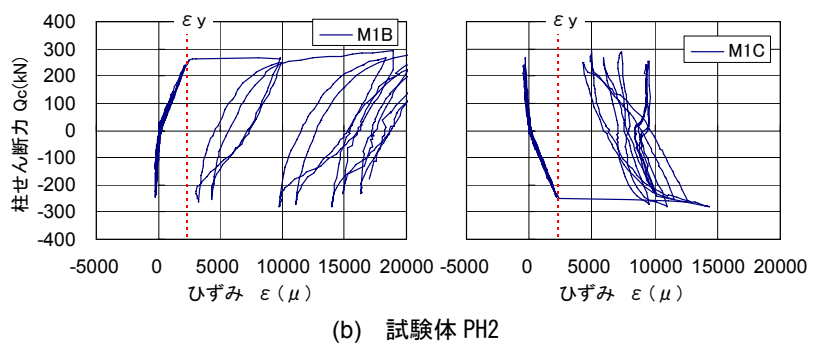
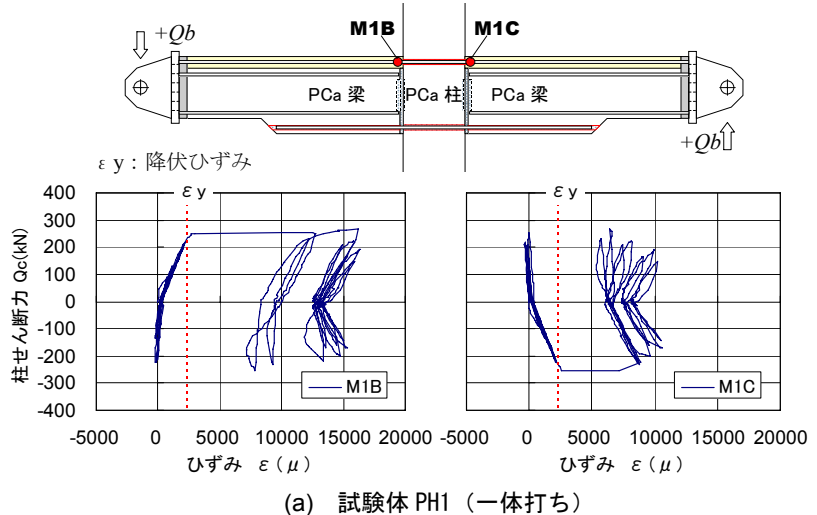
$$= 6.98 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

σ_0 : 柱の圧縮軸応力度
(6.41 N/mm²)

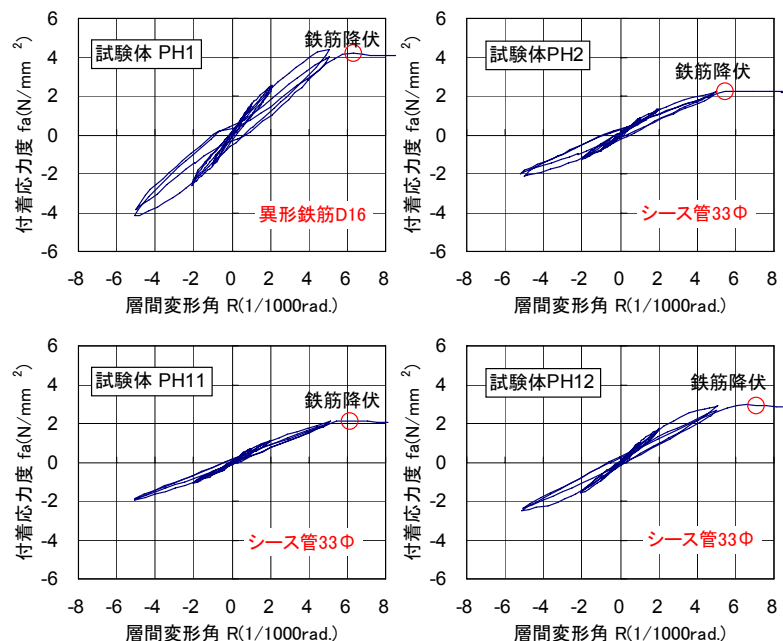
σ_B : 柱のコンクリート圧縮強度
(34.0 N/mm²)

すなわち、附着強度の計算によると、



図一 7 梁主筋 (D16) のひずみ状況

図一 8 に示す試験体 PH1 の附着応力度 (約 4.4 N/mm²) では、通し配筋の附着破壊は生じないと計算される。しかしながら、最終的には最大耐力後に附着破壊の様相がみられ、これは梁主筋にねじり鉄筋を使用したため、附着強度が若干小さくなったことの影響も考えられる。



図一 8 柱梁接合部通し配筋における梁主筋の附着応力度

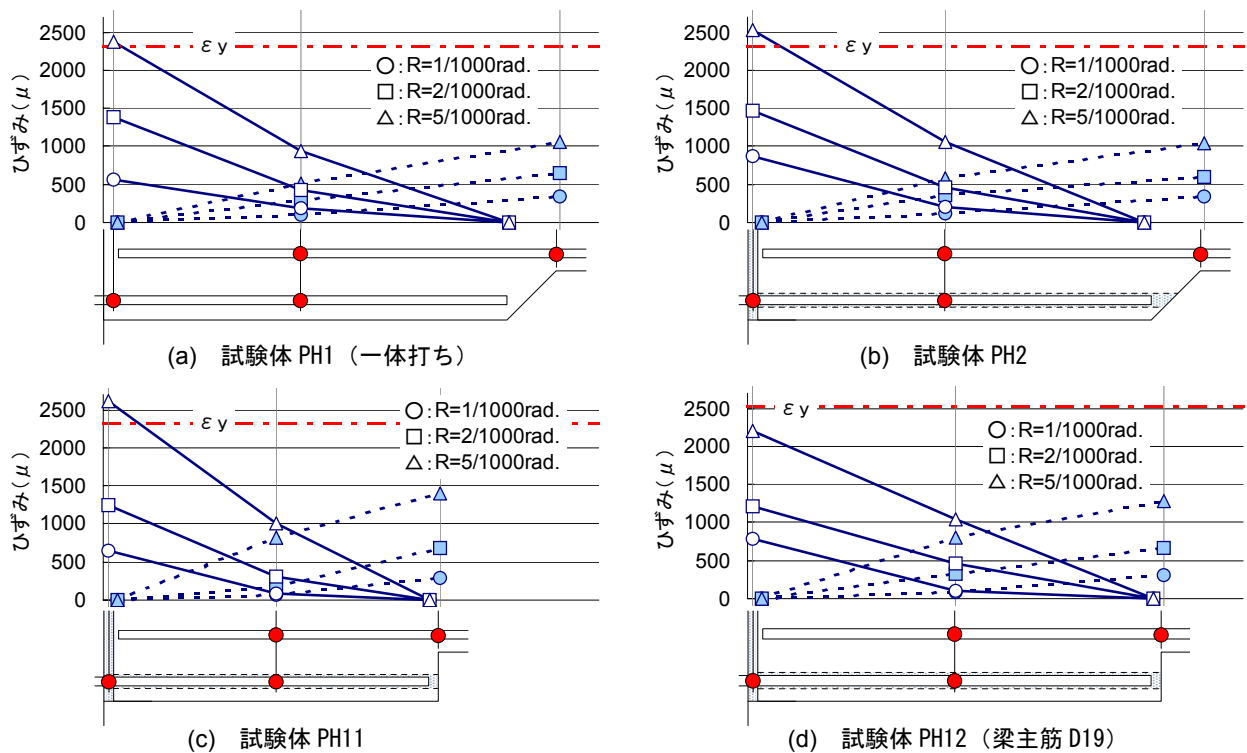


図-9 梁下端主筋のひずみ分布

一方、シース管を通し配筋に用いた PCa 試験体では、付着破壊の様相は認められず、在来工法で鉄筋の通し配筋として設計されたものを、シース管に置き換えても付着破壊は生じないものと思われる。

3.5 あき重ね継手部のひずみ分布

図-9 に梁下端主筋のあき重ね継手部におけるひずみ分布を示す。

(1) いずれの試験体も、あき重ね継手を介して、端部下端主筋から中央部下端主筋に引張応力が伝達されていることがわかった。

(2) 試験体 PH2 の梁下端主筋はシース管に挿入され、モルタルをグラウトされた鉄筋であるが、一体打ちの試験体 PH1 とほぼ同じひずみ状況を示した。すなわち、グラウトモルタルおよびシース管を介して、試験体 PH1 の鉄筋と同等な付着性状が得られていたことがわかった。

4. まとめ

柱梁接合部と一体に製作した PCa 柱および PCa 梁に埋め込んだ梁主筋用のシース管に梁主筋を後から挿入し、シース管内にモルタルをグラウトして PCa 柱と PCa 梁を接合一体化した柱梁接合部の力学性状を実験により検討した結果、以下のことが明らかになった。

- (1) いずれの試験体も、梁主筋が端部で引張降伏ひずみに達し、梁端部の曲げ降伏先行となった。
- (2) 梁主筋にシース管を用いた PCa 工法の試験体は、シ

ース管を用いていない比較用の一体打ちした試験体 PH1 と同等以上の力学性状を有することが確認できた。

- (3) 一体打ちの試験体 PH1 は、梁曲げ降伏後、最終的に柱梁接合部内に通し配筋された梁主筋が付着破壊した。これに対して、PCa の試験体 PH2 は、梁曲げ降伏後、柱梁接合部がせん断破壊した。すなわち、本実験では通し配筋したシース管の付着性状は異形鉄筋と同等以上であることがわかった。
- (4) 梁端部ドロップハンチ部のあき重ね継手において、あばら筋比を 0.7% にすると、重ね継手長さ $40d_b$ (d_b : 鉄筋径) でも付着破壊は生じなかった。

参考文献

- 1) 菅谷公彦, 上村昌之, 毛井崇博, 宮内靖昌: 梁主筋を後挿入するプレキャスト RC 柱梁接合部の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会, 構造 C-2, pp.667-668, 2007.8
- 2) 日本建築学会: 重ね継手の全数継手設計指針(案)・同解説, 1996.2
- 3) プレストレストコンクリート技術協会: 付着が拓く PC 構造の近未来(構造性能評価における鋼材付着の役割), 鋼材付着制御による PC 構造性能改善研究委員会シンポジウム資料, 2005.6
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.255-258, 1999