

1 階柱脚をプレキャスト化した高強度柱部材の構造実験

Loading Tests of High-Strength RC Column which employs Precast Element of Column Base

田野 健治 KENJI TANO

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

山中 久幸 HISAYUKI YAMANAKA

谷垣 正治 MASAHARU TANIGAKI

建築生産計画部 松本 啓二 KEIJI MATSUMOTO

1 階柱の柱脚端より柱せいと同等な高さまでと、それより上部の柱部材を別のプレキャスト部材で構成する、プレキャスト工法を用いた高強度鉄筋コンクリート柱の構造実験を実施し、柱脚を場所打ちコンクリートとする旧来のプレキャスト工法の試験体との比較を行った。その結果、本プレキャスト工法による柱部材は、大変形時まで旧来のプレキャスト工法による柱部材とほぼ同様の構造性能を有していることが確認された。

キーワード：高強度柱，柱脚，プレキャスト，構造実験

The structural performance of High-strength RC Column, which employs precast element of column base, was compared with Precast Column of conventional method by a series of loading tests. Through these tests, it was confirmed that the performance of RC Column with precast element of column base showed almost the same characteristics as the Precast Column of conventional method in the range of large deformation.

Key Words: High-Strength RC Column, Column Base, Precast, Loading Tests

1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造建物の施工では、品質の確保、施工の省力化、工期の短縮の観点から、部材のプレキャスト（以下、PCa）化が積極的に行われている。一方、PCa 部材の接合にはさまざまな機械式継手工法が用いられているが、機械式継手は塑性変形性能が要求されるヒンジ領域には設けてはならず、そのことが、部材の PCa 化を計画する上での制約のひとつとなっている。実際、1 階の柱の場合は、柱脚にヒンジを計画することが多いため、1 階柱を PCa 化せずに現場打ちコンクリートを打設するか、あるいは柱脚を部分的に現場打ちコンクリートとし、その上部から PCa 化することなどが行われている。

しかし、高層建物の 1 階の柱には高強度コンクリートが採用されることも多く、現場での高度な品質管理と施工技術が不可欠となっており、本来はこのような部位を PCa 化し品質確保を確実にすることが望ましいと考える。

そこで、筆者らは PCa 化の進んでいない柱脚を含む 1 階柱を PCa 化するために、ヒンジを計画する柱脚部とそ

の上部の柱を別々の PCa 部材で構成する PCa 工法（以下、本 PCa 工法）の開発を行うこととした。

本報告では、本 PCa 工法を用いた柱部材の構造性能を検証することを目的として実施した柱の曲げせん断実験結果について報告する。

2. 工法概要

図-1に、本 PCa 工法の概要を旧来の PCa 工法と比較して示す。本工法は、柱脚端から柱せい分の長さの部位を PCa 部材（以下、柱脚 PCa）として 1 階柱を構築するものである。柱脚 PCa は、シース管が内蔵され、PCa 組立て時に柱主筋を通す貫通孔を有する部材である。

その施工手順は、まず柱脚 PCa を 1 階床から突出した柱主筋に通し、シース管内および下端目地部に高強度モルタルを充填し、柱主筋とコンクリートとの一体性を確保する。次に、機械式継手を配した上部の PCa 部材（以下、上部 PCa）を設置し、PCa 部材間の目地と機械式継手内に高強度モルタルを充填するものである。

本工法では、目地部が柱脚 PCa の上下に存在している。また、柱脚 PCa の柱主筋はシース管内にあり、せん

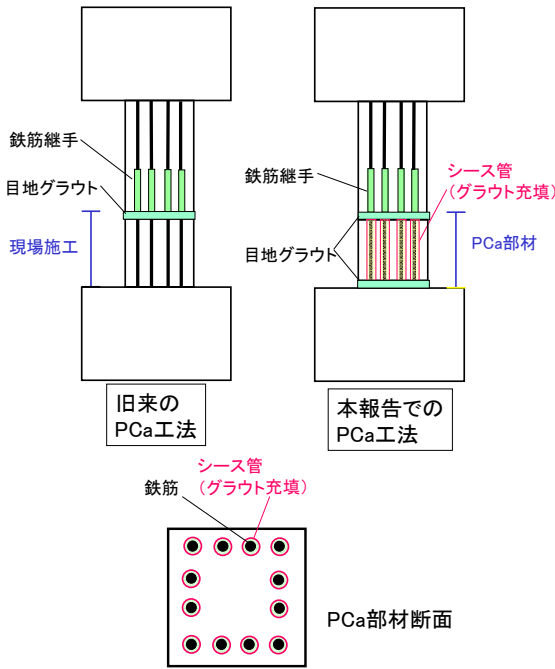


図-1 プレキャスト部材の概要

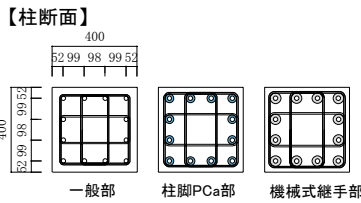
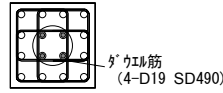


表-1 試験体一覧

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
	断面 $B_c \times D_c$ (mm)	400 × 400		
せん断スパン比 M/QD	3.0			
主筋 配筋	12-D19 (SD490)			
P_g (%)	2.15			
フープ	配筋	4-H6@45 (SHD685)		
	P_w (%)	0.70		
組立形式	在来工法	PCa工法 (ヒンジ領域外継手)	PCa工法 (ヒンジ領域外継手) + 接合部ダウエル筋 (4-D19)	PCa工法 (ヒンジ領域外継手)
	軸力作用方法	変動		
軸力比	圧縮 $N/(B_c \cdot D_c \cdot F_c)$	0.30		0.35
	引張 $N/(\sum \sigma_t \cdot \sigma_y)$	-0.90		-
試験体	No. 5	No. 6		
断面 $B_c \times D_c$ (mm)	330 × 330			
せん断スパン比 M/QD	3.0			
主筋 配筋	12-D19 (SD490)			
P_g (%)	3.16			
フープ	配筋	4-H6@50 (SHD685)		
	P_w (%)	0.76		
組立形式	PCa工法 (ヒンジ領域外継手)			
軸力作用方法	変動	一定		
軸力比	圧縮 $N/(B_c \cdot D_c \cdot F_c)$	0.30	0.30	
	引張 $N/(\sum \sigma_t \cdot \sigma_y)$	-0.90	-	

【a-a'断面】



【柱断面】

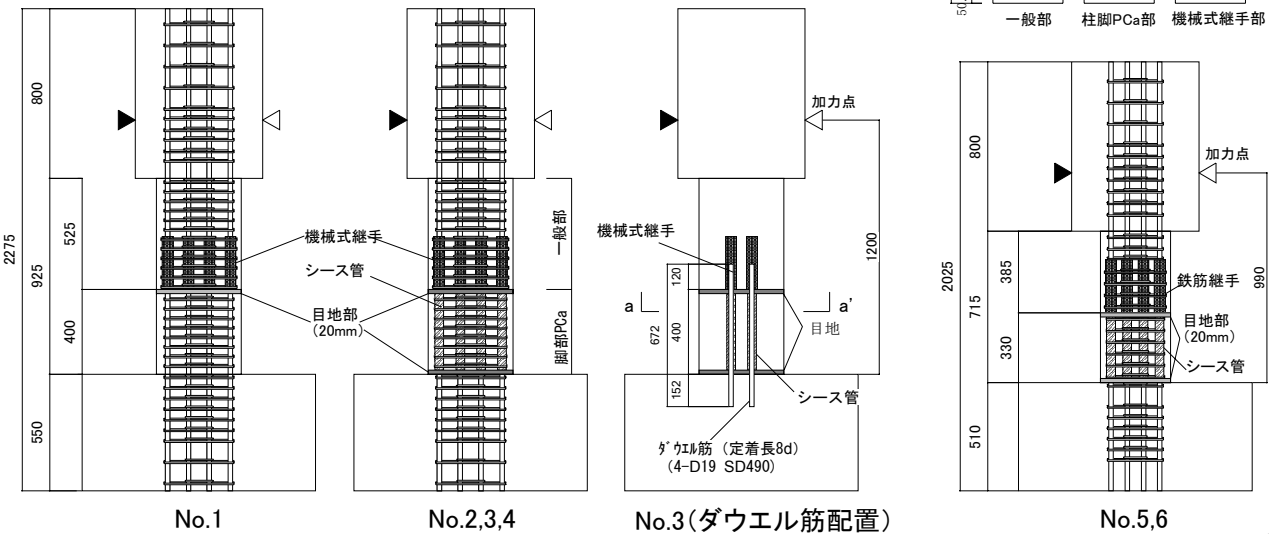
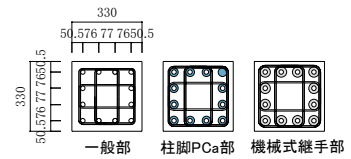


図-2 試験体配筋

断補強筋がシース管の外側に配された状態となっている。これらの点が旧来の工法と異なっている。

3. 実験概要

(1) 試験体

表-1に試験体一覧を、図-2に試験体の配筋を示す。試験体は、上下に加力用スタブを有する縮尺約1/2.5～3.0

の柱試験体6体からなり、No.1～4は約60N/mm²、No.5～6は約100N/mm²のコンクリート圧縮強度である。せん断スパン比 M/QD は3.0である。試験体の製作方法は、No.1は旧来のPCa工法、他の試験体はすべて本PCa工法である。また、No.3試験体には、目地部での水平ずれを抑制するために、上下2箇所目地部を貫通するダウエル筋(4-D19)を配置している。写真-1に本PCa工法での試験体の製作手順を示す。また、以下にその手順

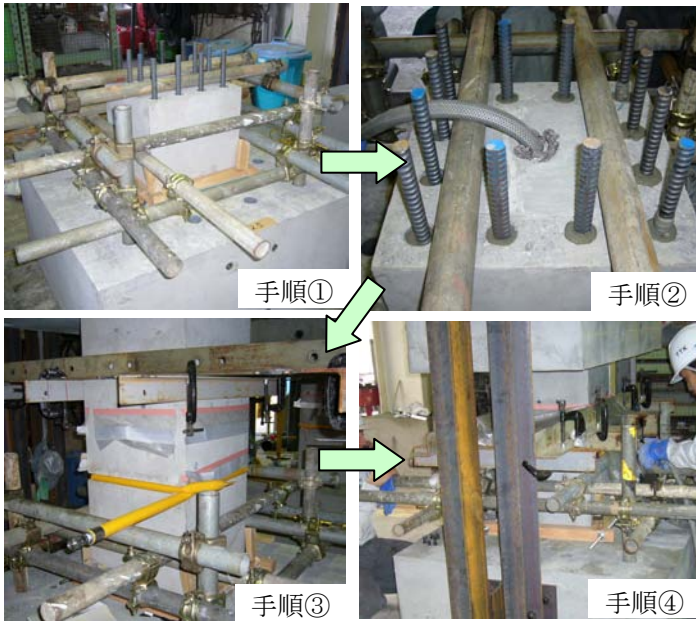


写真-1 試験体の製作手順

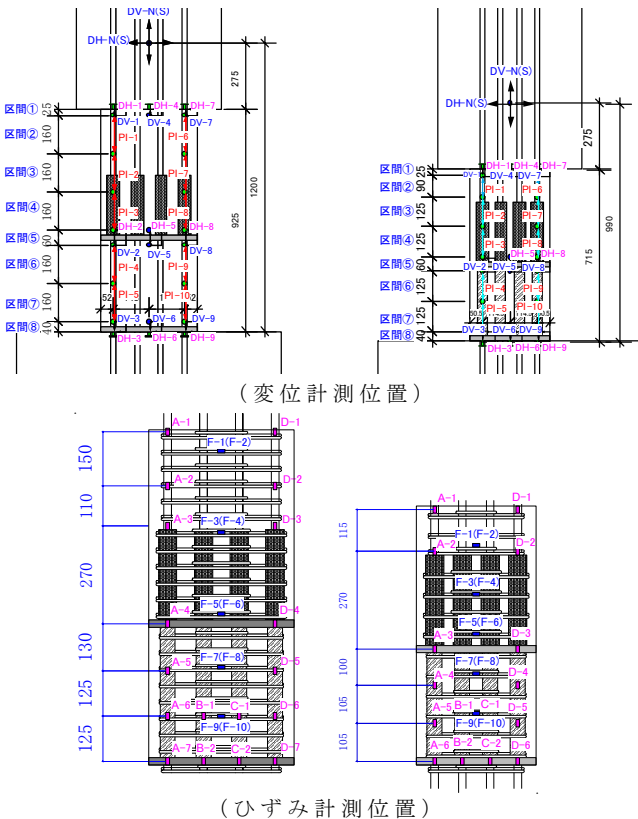


図-5 変位計測・ひずみ計測位置

を説明する。

- ①柱脚端の目地部に目地高さ分（20mm）の鋼製スペーサーを柱断面の四隅に配置した後に、柱脚PCaをセットし、目地部外周に型枠を設置する。
- ②柱脚PCaの中央に開けたグラウト材注入口より、高強度モルタルを注入し、下部の目地部とシース管内に充填されたことを確認する。

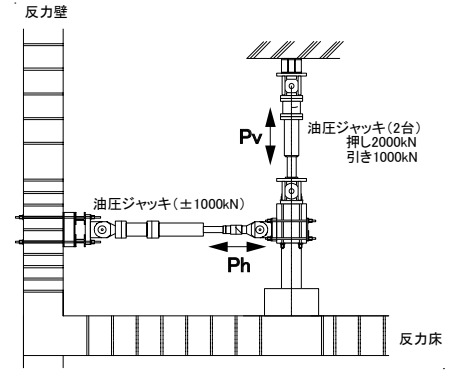
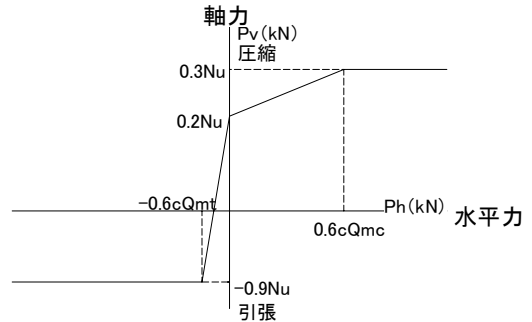


図-3 加力装置



Ph : 水平荷重 (kN) Pv : 軸力 (kN)
 N_u : 圧縮耐力 (kN) ($0.85 \cdot A_c \cdot \sigma_B + A_g \cdot \sigma_y$)
 N_t : 引張耐力 (kN) ($A_g \cdot \sigma_y$)
 A_c : コンクリート断面積 (mm^2) A_g : 鉄筋断面積 (mm^2)
 σ_B : コンクリート強度 (N/mm^2) σ_y : 鉄筋降伏点 (N/mm^2)

図-4 変動軸力のスケジュール

表-2 材料試験結果

(鋼材)							
部位	種類	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 ($\times 10^5$)N/mm ²	降伏ひずみ μ ($\times 10^6$)	伸び %	
主筋	D19(SD490)	515	691	1.91	3480	16.5	
帯筋	D6(UHD685)	713	923	1.89	4400	14.4	
(コンクリート・モルタル)							
試験体	コンクリート			モルタル(下目地)		モルタル(上目地)	
	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 ($\times 10^5$)N/mm ²	割裂強度 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 ($\times 10^5$)N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 ($\times 10^5$)N/mm ²
No.1	62	2.99	4.8	-	-	111	3.94
No.2	59	3.00	4.8	107	3.64	122	4.01
No.3	66	2.90	4.9	107	3.69	132	4.08
No.4	71	3.19	4.9	112	3.81	134	4.14
No.5	102	3.96	6.1	154	4.19	157	4.52
No.6	106	3.82	4.6	154	4.23	160	4.63

- ③柱脚PCaの上部に手順①と同様にスペーサーを配置し、上部PCaをセットし、目地部外周に型枠を設置する。
 - ④上部PCaに配置した機械式継手のうちの1箇所への注入口より高強度モルタルを注入し、上部の目地部とすべての機械式継手内に充填されたことを確認する。
- 表-2に鋼材とコンクリートの材料試験結果を示す。

(2) 加力方法

図-3に加力装置図を、図-4に変動軸力のスケジュールを示す。加力は、試験体の上部ピン位置に2台の油圧ジャッキ（押2,000kN，引1,000kN）により軸力を与え、柱の反曲点位置に油圧ジャッキ（押引1,000kN）により

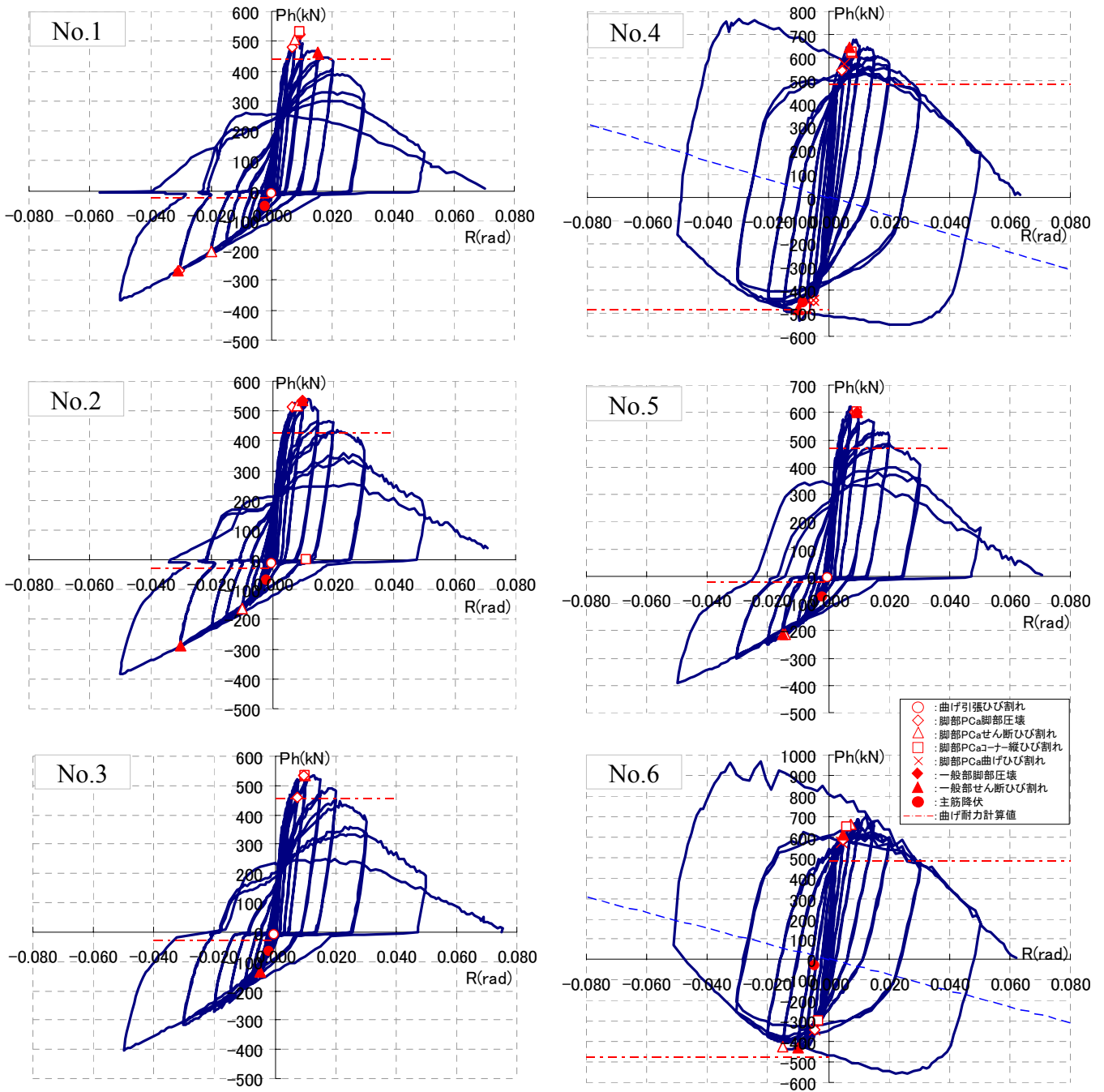


図-6 水平荷重 (Ph) - 変形角 (R) 関係

水平力 (Ph) を作用させ、水平方向に正負交番繰返し加力する方法とした。なお、作用軸力は、No.4, No.6を一定軸力とし、その他を変動軸力とした。試験体の加力履歴は、変形角 $R = \pm 1/800\text{rad}$ を1回、 $R = \pm 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33\text{rad}$ を各2回、その後 $R = +1/20\text{rad}$ まで加力を行った。

(3) 計測方法

図-5に変位計測およびひずみ計測位置を示す。変位は、水平荷重 (Ph) の作用位置の水平変位および鉛直変位、柱の最外主筋位置での区間鉛直変位、PCa部材間

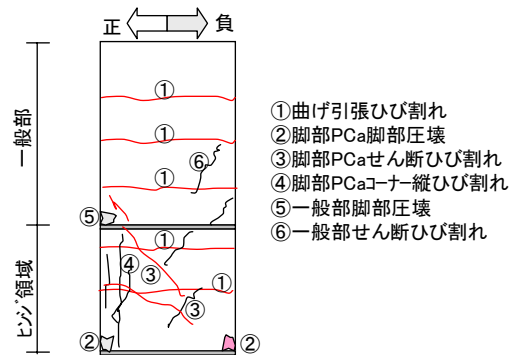


図-7 破壊進展状況 (変動軸力)

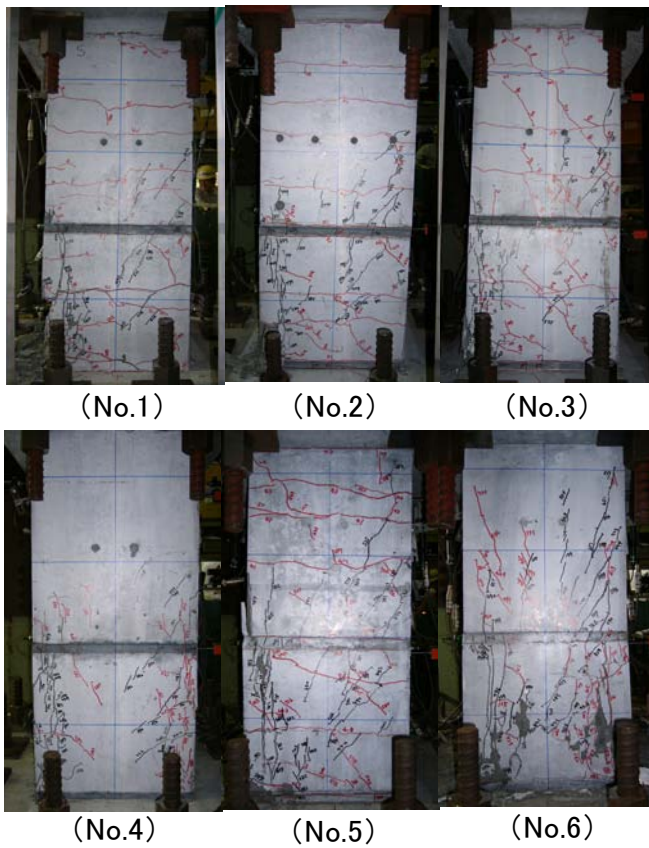


写真-2 ひびわれ状況 (1/50rad)

の水平ずれ変位を計測した。ひずみの計測は、主筋、せん断補強筋について計測した。

4. 実験結果および考察

(1) 破壊状況および水平荷重－変形角関係

図-6に水平荷重 (Ph) と変形角 (R) の関係を、図-7に破壊進展状況を、写真-2に各試験体の $R=1/50rad$ 時のひび割れ状況を示す。また、図-6にはACIのストレスブロック法による曲げ耐力計算値を示す。破壊状況は、軸力の作用で大きく異なるので、以降は、変動軸力を与えた試験体と一定軸力を作用させた試験体で分けて述べる。

a) 変動軸力 (No. 1～3, No. 5)

各試験体ともに $R=1/800rad$ 時に材軸方向全域に曲げ引張ひび割れ (図-7, ①) が発生し、 $R=1/400rad$ 時に最外部の主筋が引張降伏、 $R=1/100rad$ 時まで全断面の主筋が引張降伏した。その後は、 $R=1/133rad$ 時まで脚部 PCa において脚部の圧壊 (②)、せん断ひび割れが生じ (③)、 $R=1/100rad$ 時に断面の圧縮側コーナー部分に縦ひび割れが生じる (④) のとほぼ同時に水平荷重が低下した。また、水平荷重の低下とほぼ同様なタイミングで、一般部において脚部圧壊 (⑤)、せん断ひび割れ (⑥) が確認された。履歴性状についてみると、本PCa

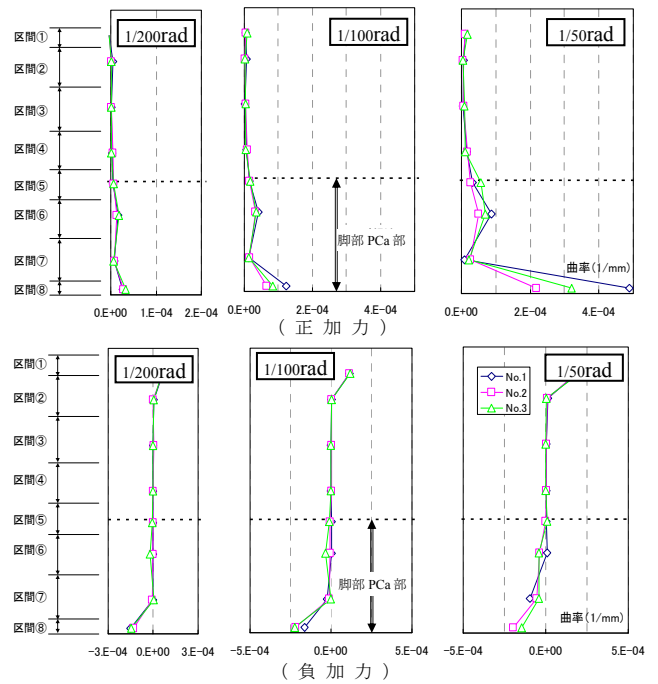


図-8 変形角 (R) と曲率分布の関係

工法で製作された試験体は、旧来の PCa 工法の No.1 とほぼ同様の履歴形状を示した。なお、No.2 試験体においては、脚部 PCa 圧縮部の損傷が他の試験体に比べて軽微であったために、 $R=1/67rad$ 時においても水平荷重が上昇し最大荷重に達した。

b) 一定軸力 (No. 4, No. 5)

各試験体ともに $R=1/200rad$ 時に脚部 PCa において、脚部の圧壊、曲げひび割れが生じた。その後 $R=1/133rad$ 時に脚部 PCa において、圧縮側コーナー部縦ひび割れ、せん断ひび割れが発生するとともに水平荷重低下に至り、ほぼ同時に一般部においてせん断ひび割れが確認された。主筋は $R=1/100rad$ 時に引張降伏した。それ以降の加力では、水平荷重低下の現象がみられることなく、大変形領域においても紡錘形の履歴性状を示した。

(2) 変形角と曲率分布の関係

図-8にNo.1～3の変形角 (R) と材軸方向を8分割し計測した曲率分布の関係を示す。正加力時において、脚部の圧壊現象が現れていない $R=1/200rad$ でのNo.1～3の曲率分布は、ほぼ同様であった。しかし、 $R=1/100rad$ 以降の脚部圧壊後の曲率分布では、柱脚 PCa 部においてNo.1, No.3の曲率がNo.2に対して大きな値となった。また、局所的な曲率の増加は区間⑥、区間⑧において顕著であった。負加力時の曲率分布においては、各試験体間での相違はなかった。

(3) 主筋のひずみ分布

図-9にNo.1～3の変形角 (R) と主筋のひずみ分布の

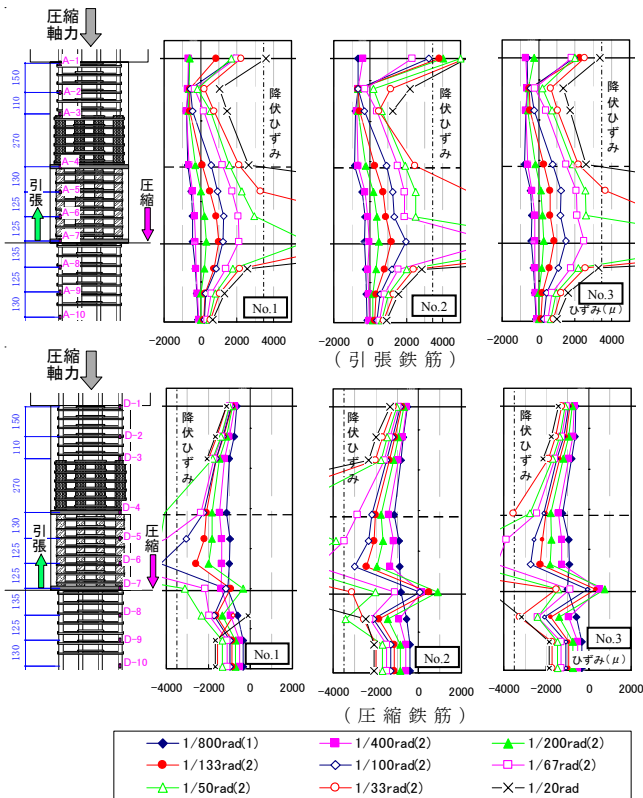


図-9 主筋のひずみ分布

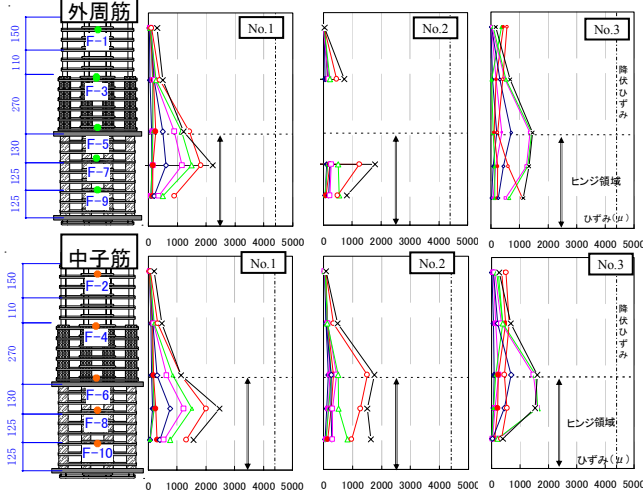


図-10 せん断補強筋のひずみ分布

関係を示す。No.1~No.3の引張側鉄筋のひずみ分布によると、本PCa工法のNo.2, 3では1/67rad以降の変形角で目地部のひずみが若干大きくなっているが、全体にほぼ同様の性状を示している。柱脚PCaの圧縮側鉄筋では、1/100rad以降の変形角で従来のPCa工法のNo.1は、No.2, No.3に比べて大きな値を示している。

(4) せん断補強筋のひずみ分布

図-10にNo.1~3の変形角(R)とせん断補強筋のひずみ分布の関係を示す。No.1~3は変形角の増加とともにひずみも増加し、ひずみは柱脚PCa部が一般部に比べて大きな値となっている。また、柱脚PCa部のひずみ分

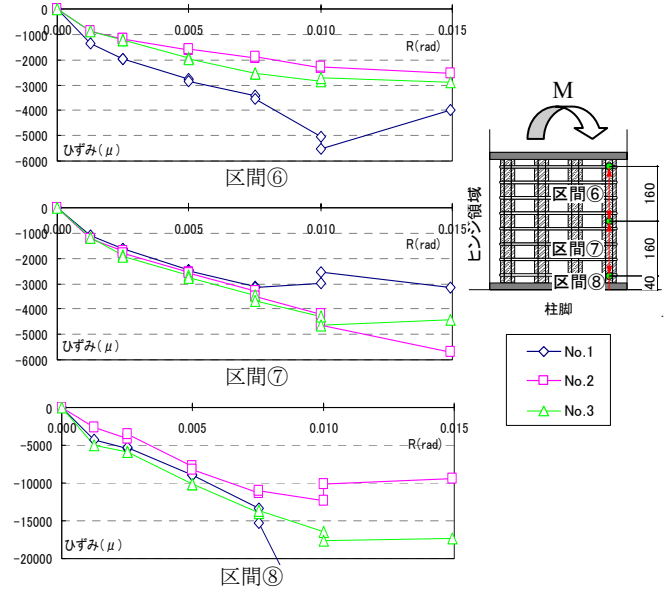


図-11 脚部PCaでの圧縮ひずみの推移

布はNo.2, 3が一定なのに対して、No.1では脚部PCa中央のひずみが大きなものとなっている。

(5) 脚部PCaでの圧縮ひずみの推移

図-11にNo.1~3の脚部PCaでの圧縮ひずみの推移を示す。脚部PCaでの圧縮ひずみは、図に示すように区間⑥~⑧の3区間に分割し変位計にて計測し、その区間での平均ひずみとしている。本PCa工法のNo.2, 3の圧縮ひずみは、最大水平荷重に至るR=1/100rad程度まで、変形角の増加に伴い大きくなっている。また、ひずみの値は脚部に近い区間ほど大きな値となっている。それに対して、従来のPCa工法であるNo.1は、R=1/133radまではNo.2, 3とほぼ同様に推移しているが、それ以降、脚部PCa中央部分の区間⑦でNo.2, 3と比較して小さな値、区間⑥, 区間⑧で大きな値となっている。

(6) 脚部PCaでの水平ずれ挙動

図-12にNo.1~3の変形角(R)と目地部での水平ずれの関係を示す。目地部での水平ずれは、最初に引張軸力を与えた加力サイクルから生じる。引張軸力を与えた負加力時の上目地部の水平ずれ(以下、Dh5)は、従来のPCa工法のNo.1が最も大きく、次いで本PCa工法であるNo.2が大きい、最も小さいのはダウエル筋を目地部に配したNo.3であった。下目地部の水平ずれ(以下、Dh6)はNo.2が最も大きく、次いでNo.1とNo.3で、ほぼ同様な値であった。引張軸力を与えた目地部での各試験体間での水平ずれ量の相違は、目地の箇所数およびダウエル筋の有無による影響であると思われる。また、圧縮軸力を与えた正加力時の水平ずれの大きさは、

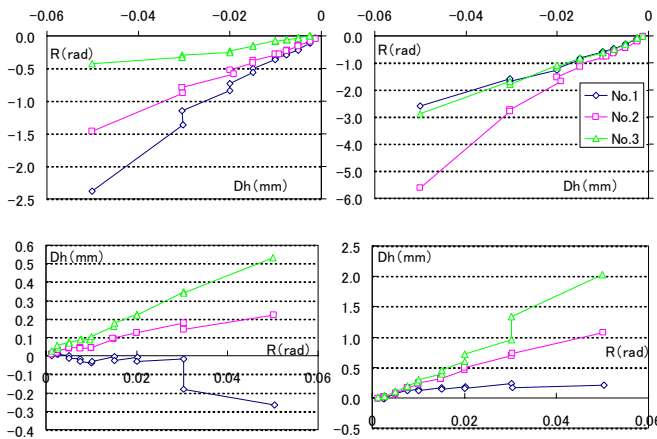


図-12 目地部での水平ずれの推移

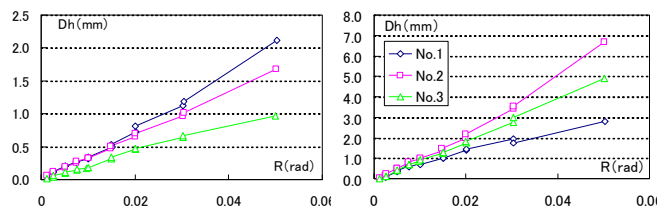


図-13 1サイクルでの目地部での水平ずれの推移

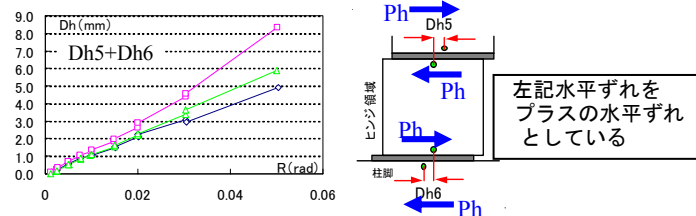


図-14 総水平ずれの推移

Dh5, Dh6ともに引張時の水平ずれとは逆の傾向となっている。これは、負加力時の残留水平ずれが正加力時の水平ずれに影響を及ぼしているためと思われる。そこで、PCaの施工方法およびダウエル筋の水平ずれに対する影響をみるために、図-13に1サイクル（負加力時のピークから正加力時のピークまで）での目地部の水平ずれの推移を示す。Dh5では、旧来のPCa工法のNo.1の水平ずれが最も大きい。次いで本PCa工法のNo.2が大きく、ダウエル筋を設けたNo.3が最も小さい。旧来のPCa工法のNo.1の水平ずれが最も大きいのは、目地数が1箇所であり、そこに水平ずれが集中したためである。

DH-6でも、打継ぎ面のないNo.1を除き、水平ずれ量の大小関係は同様であった。

図-14に図-13のDh5とDh6を足し合わせた柱部材の総水平ずれを示す。総水平ずれは、本PCa工法のNo.2が最も大きく、続いてダウエル筋を配したNo.3が、最も総水平ずれが少ないのは旧来のPCa工法のNo.1であった。No.2の総水平ずれの全変形に締める割合は、 $R=1/100\text{rad}$ 時で約4.4%、 $R=1/50\text{rad}$ 時で約4.7%であった。

5. まとめ

脚部PCaに本PCa工法を用いた柱部材の構造性能を検証することを目的として実施した柱の曲げせん断実験結果について報告した。結果をまとめると以下のとおりである。

- ①旧来のPCa工法と本PCa工法の柱部材では、破壊性状および履歴性状に大差がないことを確認した。
- ②目地の数を増やすと水平ずれ量が大きくなる傾向にあるが、目地部にダウエル筋を配することで、水平ずれは抑制される傾向にあることを確認した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説1999, 1999
- 2) 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, 1999