

論文 高軸力を受けるモルタル充填式鉄筋継手を有したプレキャスト柱部材の構造特性に関する実験研究

藤田将輝*¹・松崎育弘*²・中野克彦*³・阿瀬正明*⁴

要旨：高軸力（圧縮，引張，変動）下において，モルタル充填式鉄筋継手と高強度材料を用いたプレキャスト柱部材の曲げせん断実験を行い，一体打ち部材と比較して，耐力・変形性能共に同等以上の性能を発揮することを確認した。また，曲げ降伏耐力については既往の一体打ちの式を用いることにより概ね評価することができること，スリーブ有無による変形成分への影響はほとんど見られないことを明らかにした。なお，接合面の水平方向ずれ量は圧縮軸力下ではほとんど見られないが，引張軸力下では部材角 $1/100ra$ d. 以上になると，部材の総変形量中にずれ量が10%程度生じている結果を示した。

キーワード：プレキャスト柱部材，モルタル充填式鉄筋継手，高軸力，高強度材料

1. はじめに

近年の鉄筋コンクリート（以下，RC）構造物はプレキャスト（以下，PCa）化が幅広く実用化されると共に，RC構造物の高層化に伴い，使用材料の高強度化が見受けられ，今後この傾向はますます進んでいくものと思われる。しかし，高強度の主筋及びコンクリートを用いた高軸力下におけるPCa柱部材において，降伏ヒンジ領域に全数配置した鉄筋継手の影響を把握するための実験研究はまだ少ないのが現状である。そこで，本研究ではモルタル充填式鉄筋継手により主筋を材端部で接合したPCa柱部材の曲げせん断実験を行い，耐力と変形性能について着目し，高軸力下において曲げとせん断力を受けるPCa柱部材の鉄筋継手の影響について知ることを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1に試験体一覧を，図-1に試験体形状を示す。試験体は超高層建築物の下層部を想

表-1 試験体一覧

No.	コンクリート設計基準強度 Fc(N/mm ²)	主筋	軸力比 [*] N/No	配筋形状 (スリーブ配置)	加力方向	
No.1	47.0	12-D19	0.40	Ctype	主軸方向 45°方向	
No.2				Etype		
No.3				Atype		
No.4						0.25
No.5						20-D19
No.6	58.8	12-D19	0.40	Atype		
No.7	47.0	20-D19	-0.70~0.50			
No.8						

*軸力は圧縮を+，引張を-とする。圧縮時No=b・D・Fc，引張時No=ΣA・σy

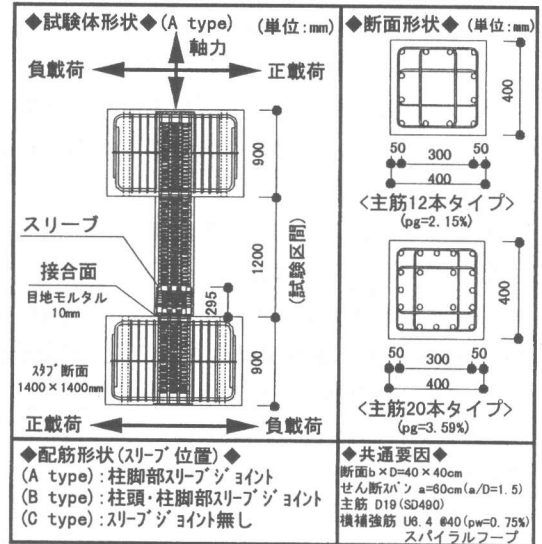


図-1 試験体形状図

- * 1 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
- * 2 東京理科大学教授 工学部第一部建築学科 工博 (正会員)
- * 3 東京理科大学助手 工学部第一部建築学科 (正会員)
- * 4 日本プラインススリーブ(株) エンジニアリング部 次長

定し、実大の約1/2縮尺モデルの8体を設定した。試験体形状は断面寸法 $b \times D = 40 \times 40 \text{ cm}$ 、せん断スパン $a = 60 \text{ cm}$ ($a/D = 1.5$)とし、主筋にはD19 (SD490)、横補強筋にはU6.4 (SBPD1275)の囲型スパイラルフープ@40 ($p_w = 0.75\%$)を用いた。変動要因はコンクリート設計基準強度、軸力比、配筋形状(スリーブ位置)、加力方向、主筋本数とした。PCa試験体は基本的に柱脚部のみにスリーブを設けているが、柱頭部に設けた場合の影響についても調べるためNo.2では柱頭部・柱脚部両方にスリーブを設けた。

打設方法は各試験体とも、柱と上下スタブのコンクリートを分離して、縦打ちに行った。この際、接合面の目荒らし等の処理については特に行わなかった。接合(建方)に関しては従来の敷モルタルは使用せず、継手内に注入するモルタルを、継手下端より接合モルタルとして流入させ、継手内と一体化させる方式とした。表-2にコンクリート、表-3に鉄筋の材料試験結果を示す。モルタル強度については材齢4週で $110.7 \text{ (KN/mm}^2\text{)}$ であった。

2.2 載荷方法

図-2に載荷装置及び載荷スケジュールを示す。載荷方法は試験体の下スタブを固定し、柱頭にL型加力梁を用いて試験体中央部が反曲点となるように逆対称正負交番漸増繰返し載荷とした。

軸力はNo.1, 2, 3, 6では軸応力度が $0.40c\sigma_B$ 、No.4では $0.25c\sigma_B$ となる一定圧縮軸力を、No.5では $0.70\sigma_y$ となる一定引張軸力を、No.7, 8では変動軸力を作用させた。変動軸力については水平力の一次関数 ($N = 10Q + 1000$)とし、圧縮軸力、引張軸力の上限値は圧縮軸応力度が $0.50c\sigma_B$ 、引張軸応力度が $0.70\sigma_y$ に相当するものとした。

3. 実験結果及び考察

表-4に実験結果一覧を示す。

表-2 コンクリート材料試験結果

No.	圧縮強度 $c\sigma_B$ (N/mm^2)	ヤング係数 E_c ($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)	割裂強度 $c\sigma_t$ (N/mm^2)
No.1	51.5	3.37	3.99
No.2	50.5	3.44	4.15
No.3	52.3	3.46	4.17
No.4	45.9	3.41	4.11
No.5	53.2	3.51	4.26
No.6	66.0	3.68	4.46
No.7	53.5	3.53	4.28
No.8	53.7	3.54	4.30

表-3 鉄筋材料試験結果

	降伏強度 σ_y (N/mm^2)	引張強度 σ_u (N/mm^2)	降伏歪み ϵ_y (μ)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)	伸び δ (%)
D19 (SD490)	551.7	734.0	3080	1.91	15.8
U6.4 (SBPD1275)	1195.6	1342.6	6870	1.94	6.1

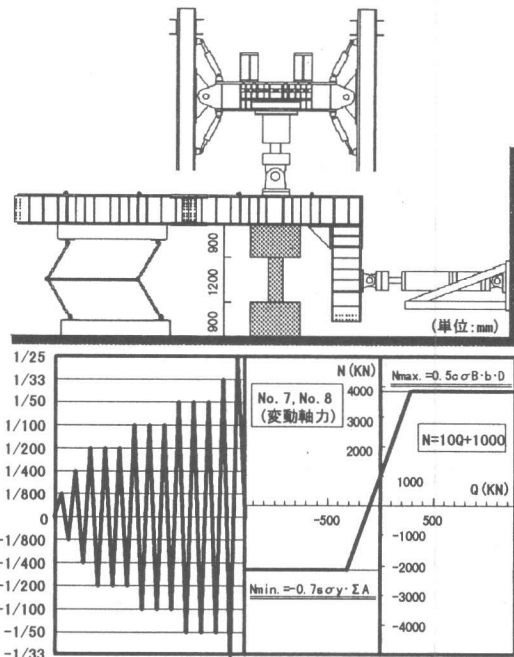


図-2 載荷装置及び載荷スケジュール

表-4 実験結果一覧

	軸力 N (KN)	曲げひび割れ発生時		せん断ひび割れ発生時		最大耐力時		部材曲げ降伏時		破壊モード
		Qmc (KN)	δ (mm)	Qsc (KN)	δ (mm)	Qmax (KN)	δ (mm)	Qy (KN)	δ (mm)	
No.1	3190	642.1	3.32	827.9	6.04	922.3	12.18	921.6	10.21	曲げ圧縮破壊
		-544.4	-2.59	-740.3	-4.94	-905.7	-24.41			
No.2	3040	588.3	3.03	588.3	3.03	1060.4	24.34	1012.6	15.07	曲げ圧縮破壊
		-576.9	-3.04	-790.0	-6.04	-1043.2	-12.13			
No.3	3040	562.6	2.71	825.8	6.03	1024.5	24.24	992.3	12.11	曲げ圧縮破壊
		-510.3	-2.32	-665.8	-3.65	-995.0	-24.34			
No.4	1910	460.3	3.05	466.4	3.06	969.4	24.30	903.0	15.22	曲げ破壊
		-394.5	-1.62	-688.6	-4.82	-949.5	-24.32			
No.5	-2250	---	---	148.3	5.30	330.4	38.62	178.9	7.13	曲げ破壊
		---	---	-191.7	-5.53	-363.3	-24.22			
No.6	4170	482.7	1.79	940.8	5.50	1103.0	12.14	1103.0	12.14	曲げ圧縮破壊
		-660.6	-3.04	-736.0	-3.56	-1027.6	-24.27			
No.7	-2250 ~3770	651.8	3.41	793.7	4.83	1061.8	19.84	1047.1	12.16	曲げ破壊
		-98.8	-0.54	-171.5	-3.12	-418.8	-36.95			
No.8	-2250 ~3770	510.0	2.18	835.5	4.69	1110.8	24.45	1065.9	12.29	曲げ破壊
		-104.7	-0.83	-176.4	-3.22	-409.2	-36.94			

実験値では上段に正載荷時の値を、下段に負載荷時の値を示す

3.1 破壊性状

図-3に最終破壊状況図の一例を示す。軸力比の低いNo. 4, 引張軸力のNo. 5, 変動軸力のNo. 7, 8では曲げ降伏先行型の破壊モードを示し, No. 1, 2, 3, 6では材端部の圧壊, 剥落の領域が拡大することにより耐力低下が生じる曲げ圧縮破壊の様相を示した。

圧縮軸力下で一体打ち試験体のNo. 1では, 加力を進めるにつれ, 材端部で圧壊が見られ, その後は圧壊, 剥落の領域が拡大していった。PCa試験体のNo. 2, 3, 4, 6でもほぼ同様な破壊性状を示した。また, 引張軸力下であるNo. 5では, 軸力導入時の $N=595\text{KN}$ の時点で, 引張ひび割れが試験区間全体で水平方向に発生した。同時にPCa接合部の目開きが確認された。水平加力時には細かいせん断ひび割れが発生したが, あまり進展はしなかった。圧壊, 剥落についても見られなかった。

今回の実験では全てのPCa試験体において, スリーブの直上部分でひび割れが集中するような傾向は見られなかった。

3.2 変形性状

図-4にNo. 1, 2, 3, 図-5にNo. 3, 4, 図-6にNo. 3, 6, 図-7にNo. 5, 図-8にNo. 7, 図-9にNo. 8のせん断力(Q) - 相対変位(δ)包絡線関係をそれぞれ示す。図は全ての試験体においてP- Δ 効果による影響を考慮したものである。

図-4より, 圧縮軸力下で柱脚部にスリーブを有するNo. 3では部材角(R)1/400のサイクルで曲げひび割れが発生し, R=1/200のサイクルで細かいせん断ひび割れが多数発生した。その後, 材端部で圧壊が見られ, R=1/100で主筋が圧縮降伏し, 最大耐力を迎えた。以後のサイクルでは急激な耐力低下は見られず, 良好な履歴性状を示した。一体打ちであるNo. 1, 柱頭部・柱脚部にスリーブを有するNo. 2と比較してみると, 加力初期の剛性には差が見られず, 最大耐力はNo. 2, No. 3, No. 1の順に高い値を示した。最大耐力以降の履歴性状は同様な耐力低下を示した。配筋形状(スリーブ

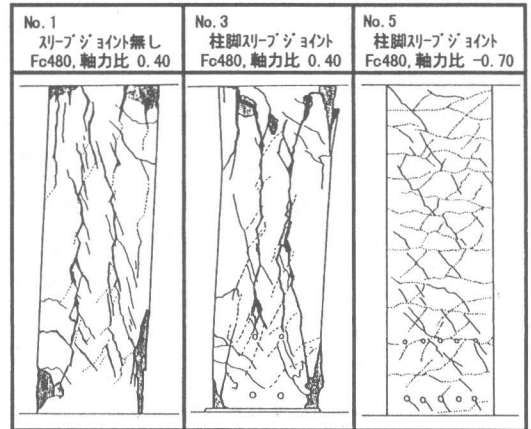


図-3 最終破壊状況の一例

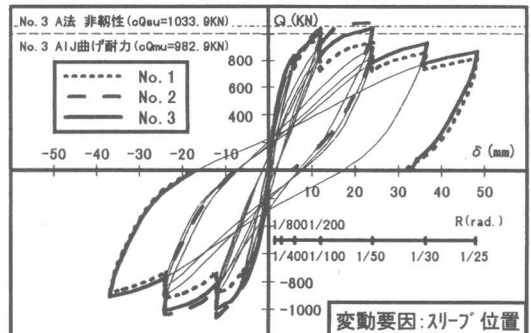


図-4 Q- δ 関係包絡線 (No. 1, 2, 3)

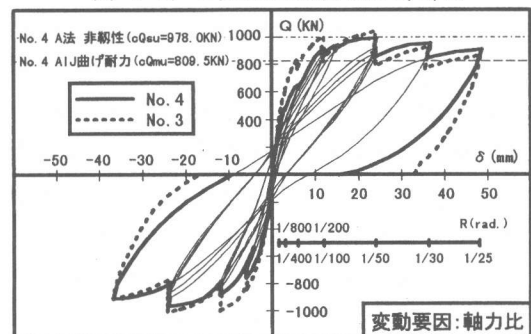


図-5 Q- δ 関係包絡線 (No. 3, 4)

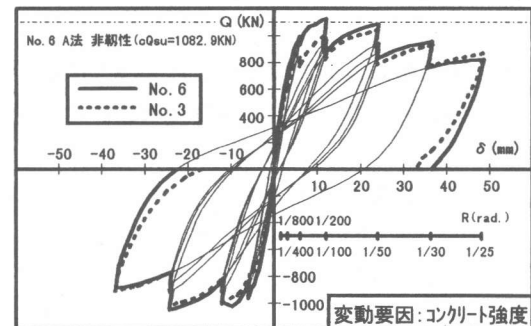


図-6 Q- δ 関係包絡線 (No. 3, 6)

位置)による履歴性状への影響についてはほぼ無いものと思われる。図-5より、No.3に対して、軸力比を0.40から0.25にしたNo.4ではNo.3と比べ、加力初期から剛性は低くなり、最大耐力は約60KN低い値となった。最大耐力以降の履歴性状は耐力低下が小さく、最大耐力に対する最終サイクル時(R=1/25)での耐力低下率はNo.3では17%であったのに対して、No.4では8%となった。図-6より、No.3に対して、コンクリート強度を47.0(KN/mm²)から58.8(KN/mm²)にしたNo.6ではNo.3に比べ、加力初期の剛性は高くなり、最大耐力は約80KN高い値を示した。最大耐力以降の履歴性状では顕著な耐力低下が見られ、最終サイクル時(R=1/25)での耐力低下率は27%となった。

図-7より、引張軸力下であるNo.5ではR=1/200のサイクルにて細かいせん断ひび割れが多数発生し、R=1/100のサイクルにて主筋が引張降伏した。その後、サイクルを重ねるにつれて耐力は上昇していき、正載荷時には加力を終了させたR=1/33で最大耐力となった。

図-8、図-9より変動軸力下で、主軸方向加力であるNo.7ではR=+1/200のサイクルにて曲げひび割れが発生し、同サイクルにて細かいせん断ひび割れが多数発生した。引張軸力時である負荷荷のR=-1/155で主筋が引張降伏し、次の正載荷で主筋の圧縮降伏が確認された。その後、最大耐力を迎え、以降のサイクルでは顕著な耐力低下を示した。45°方向加力であるNo.8と比較してみると、加力初期の剛性に差はなく、最大耐力はほぼ同等な値を示した。最大耐力以降の履歴性状はNo.8では顕著な耐力低下は見られず、良好な履歴性状を示した。

3.3 柱主筋の歪み性状

図-10にNo.1とNo.3の柱主筋の歪み分布を示す。図は正載荷側のみを示した。一体打ち試験体のNo.1とPCa試験体のNo.3とでは柱主筋の歪み分布にさほど大きな差は見られなかった。しかし、全てのPCa試験体において、ス

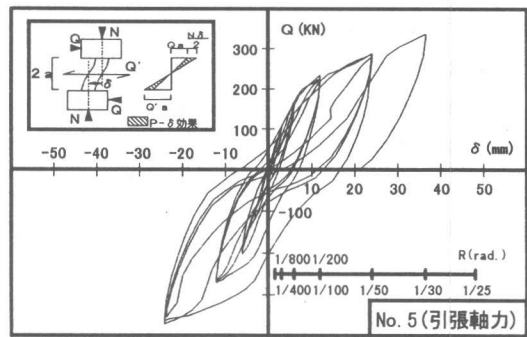


図-7 Q-δ関係包絡線 (No.5)

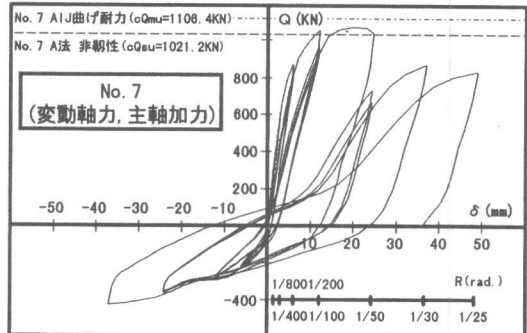


図-8 Q-δ関係包絡線 (No.7)

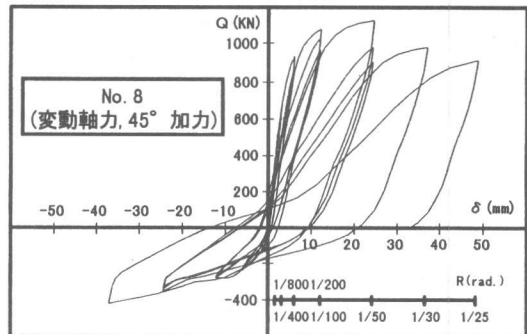


図-9 Q-δ関係包絡線 (No.8)

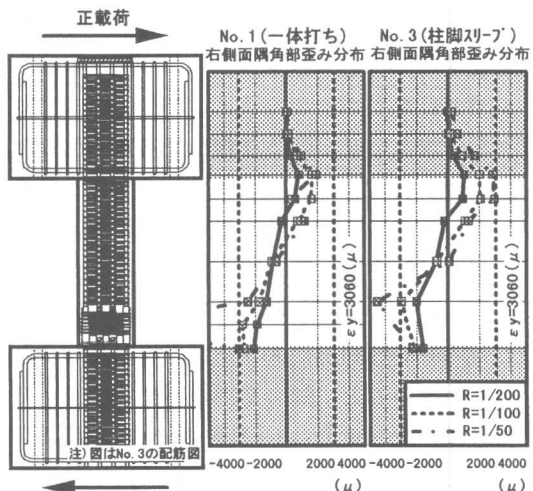


図-10 柱主筋の歪み分布 (No.1,3)

表-5 実験結果と計算値の比較

No.	実験値 eQ (KN)	曲げ降伏耐力の実験値と計算値の比較					せん断耐力計算値(せん断余裕度)			
		A1J曲げ 略算式 ^[1] cQm1 (KN)	NewRC曲げ 耐力式 ^[2] cQm2 (KN)	断面曲げ解析 関数法 ^[3] cQm3 (KN)	断面曲げ解析 係・峠野式 ^[3] cQm4 (KN)	カク*ン式 ^[4] cQsu1 (KN)	広沢修正式 cQsu2 (KN)	学会指針式(A法) 非靱性式 cQsu3 (KN)	学会指針式(A法) 靱性1/25rad. cQsu4 (KN)	
No. 1	+ 921.6	989.4 (0.93)	956.7 (0.96)	958.9 (0.98)	931.6 (0.99)	471.4 (0.51)	779.2 (0.85)	1029.1 (1.12)	420.4 [1.81]	
No. 2	+ 1012.6	989.7 (1.04)	956.3 (1.06)	944.1 (1.07)	915.6 (1.11)	469.4 (0.46)	764.9 (0.78)	1022.0 (1.01)	417.0 [2.08]	
No. 3	+ 992.3	982.6 (1.01)	991.7 (1.00)	982.5 (1.03)	932.2 (1.06)	472.4 (0.48)	772.0 (0.78)	1033.9 (1.04)	422.8 [2.02]	
No. 4	+ 903.0	809.0 (1.12)	840.6 (1.07)	829.3 (1.09)	809.0 (1.12)	460.6 (0.51)	868.3 (0.74)	978.4 (1.08)	399.1 [2.24]	
No. 5	+ 178.9	(—)	174.1 (1.03)	178.4 (1.00)	178.4 (1.00)	821.2 *1) (0.22)	(—)	(—)	(—)	
No. 6	+ 1103.0	1178.2 (0.94)	1110.3 (0.99)	1141.1 (0.97)	1099.5 (1.00)	496.9 (0.45)	905.0 (0.82)	1082.7 (0.98)	447.6 [1.81]	
No. 7	+ 1047.1	1108.8 (0.95)	1139.3 (0.92)	1122.0 (0.93)	1103.9 (0.95)	469.0 (0.47)	847.6 (0.81)	1021.3 (0.98)	418.3 [1.96]	
No. 8	- 289.4	(—)	-174.1 (1.55)	-246.8 (1.09)	-244.4 (1.10)	821.2 *1) (0.33)	(—)	(—)	(—)	
	+ 1065.9	1106.8 (0.96)	1139.3 (0.94)	848.6 (1.26)	860.0 (1.24)	521.0 (0.49)	(—)	(—)	(—)	
No. 8	- 248.6	(—)	(—)	-272.0 (0.91)	-260.5 (0.95)	855.5 *1) (0.29)	(—)	(—)	(—)	

○内の値は実験値を計算値で除した比較値を表す

□内の値はせん断余裕度を表す

□内の値は最終変形時耐力をcQsu4で除した値

*1)カク*ン式のNo. 5, 7(-), 8(-)はQsu=sw・wy・b・jtとしている

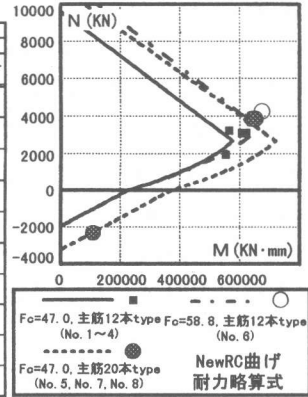


図-11 M-N 相関関係

リーブの直上部分で接合部の歪みより大きな値を示す傾向が見られた。これはスリーブの曲げ剛性が主筋の曲げ剛性よりも大きいため、スリーブの直上に歪みが集中するのではないと思われる。

3.4 曲げ降伏耐力

表-5に実験結果と計算値との比較を、図-11に本実験のNewRC曲げ耐力略算式による曲げモーメント(M)-軸力(N)相関関係を示す。全ての試験体においてほぼ計算曲線上に載っており、断面曲げ解析でも概ね良好な対応を示した。曲げ降伏耐力に関しては既往のRC部材の式を用いることにより、PCa部材も概ね評価できるものと思われる。また、せん断耐力計算値を曲げ耐力実験値で除したせん断余裕度についてはウルボン式で0.45~0.51、広沢修正式では0.74~0.85、学会指針式(A法)非靱性式で0.98~1.12の範囲にあった。しかし、全ての試験体において最終サイクルに至るまで横補強筋の降伏は確認されず、脆性的なせん断破壊は見られなかった。

3.5 水平ずれ変形

図-12にPCa試験体であるNo. 3, No. 5の柱頭部, 柱脚部のせん断力(Q)-接合部水平ずれ変形(δsd)関係を、図-13に正載荷時におけるNo. 1, 3, 5の部材総変形量に占める柱頭, 柱脚接合部の水平ずれ変形量比-部材角(R)関係を示す(δsd:図-16参照)。圧縮軸力下であるNo. 1, No. 3では水平ずれ変形量は柱頭部, 柱

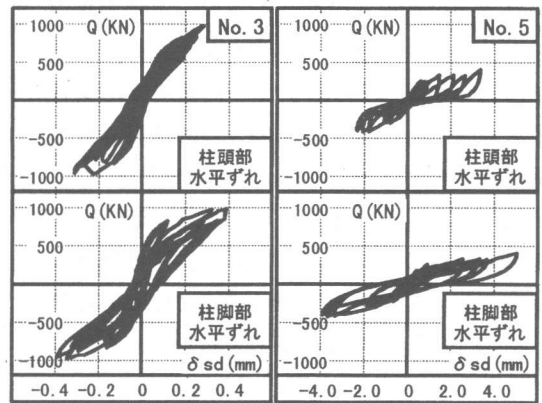


図-12 Q-δsd関係

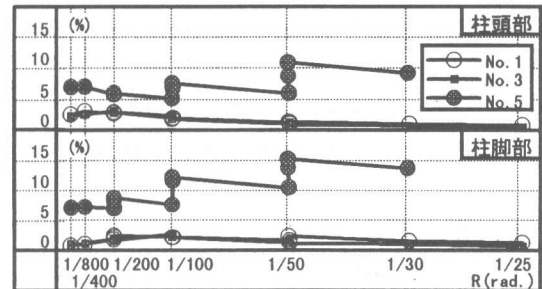


図-13 水平ずれ変形量比-部材角関係

脚部共に同様な値を示し、R=1/100以上の水平ずれ変形量比は2%程度であった。引張軸力であるNo. 5ではR=1/100以上の柱脚部の水平ずれ変形量は、柱頭部の水平ずれ量の2倍程度となり、柱脚部の水平ずれ変形量比は10%程度となった。

スリーブの有無による接合面での水平ずれ変形への影響は圧縮軸力下ではほとんど見られなかった。

3.6 変形成分

図-14に $R=1/100$ 時の曲率分布の一例を示す。柱中央部でひび割れ等による測定誤差の影響が見られたが、全ての試験体において柱材端部で曲率が集中していた。一体打ち試験体のNo.1とPCa試験体のNo.3とでは曲率分布に違いは見られなかった。今回の実験ではPCa試験体におけるスリーブ部と一般部での曲率の差は確認されなかった。引張軸力のNo.5でも差は見られず、圧縮軸力と同様な分布を示した。また、図-15に $R=1/100$ 時におけるNo.1,3,5の変形成分割合を示す。それぞれの変形算出方法は図-14に示す変位計の測定値を用いて、図-16に示すように幾何学的条件より算出した。変形成分割合は各区間の変形量を全て加えて、部材としての変形量と考え、部材の水平変位で除した値である。変形成分割合の合計が100%とならないのは、材端部の曲げ変形と主筋の抜け出し変形で2回同じ値を加えていることなどが考えられる。このことを踏まえて、No.1とNo.3で比較してみると、ほぼ同様な変形成分割合を示した。スリーブを設けることによる変形成分性状への影響については見られなかった。引張軸力のNo.5では他の試験体に比べ、せん断変形割合が小さくなり、水平ずれ変形割合が大きくなった。

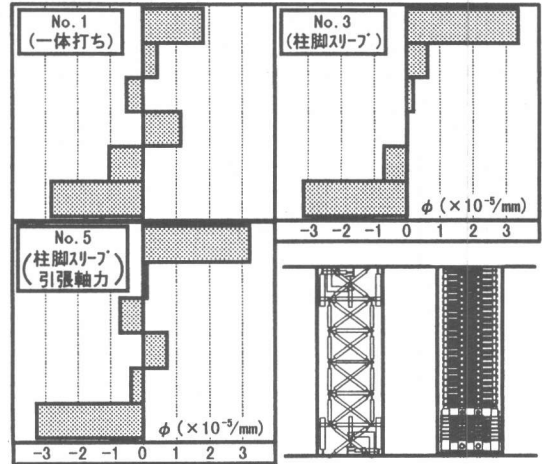


図-14 $R=1/100$ 時 曲率分布 (No. 1, 3, 5)

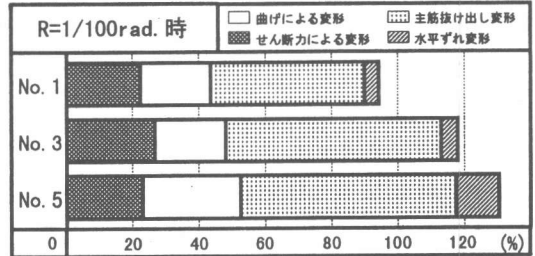


図-15 $R=1/100$ 時 変形成分割合 (No. 1, 3, 5)

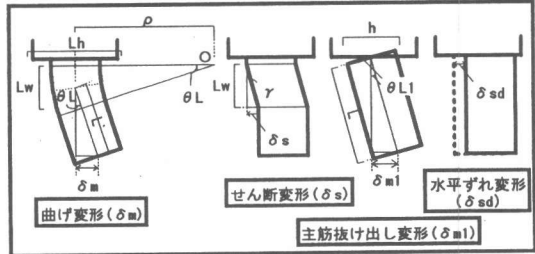


図-16 各変形算出方法

4. まとめ

高強度材料を用いた、高軸力下におけるPCa柱部材の曲げせん断実験より、以下の知見が得られた。

- ①スリーブ継手を設けたPCa柱部材は一体打ち柱部材と比較して、耐力・変形性能ともに同等以上の性能を発揮することを確認した。
- ②曲げ降伏耐力に関しては一体打ち柱部材に用いられる既往の式によって概ね良好な対応を示すことが確認された。
- ③接合面での水平方向ずれ量は圧縮軸力下ではほとんど見られないが、引張軸力下では部材角 $1/100\text{rad}$.以上で、部材の総変形量中に

ずれ量が10%程度生じていることを示した。

- ④スリーブの有無による変形成分への影響はほとんど見られなかった。

【謝辞】本研究を行うに当たり、戸田建設(株)、東京理科大学大学院生の奥本拓也、卒研生の伊藤一隆、加藤征寛、福島東陽 諸氏に多大なる御協力を頂きました。ここに厚く謝意を表します。

【参考文献】 [1]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1991 [2](財)国土開発技術研究センター：例えば，平成4年度 NewRC研究開発概要報告書，平成5年3月 [3]建設省総合技術開発プロジェクト：コンファイト'コンクリートWG 研究成果報告書，平成5年3月 [4]鉄筋コンクリート造梁，柱のせん断補強筋としてPC鋼棒リブ'ンを使用する工法設計指針・同解説，平成7年12月