

論文 高強度コンクリートを用いた RC 造短柱の耐震性能に関する実験的研究

佐藤 幸博^{*1}・佐々木 仁^{*2}・高森 直樹^{*3}・寺岡 勝^{*4}

要旨：本報は、超高層鉄筋コンクリート（RC）造集合住宅の下層階に適用する設計基準強度 100N/mm^2 の高強度コンクリートを用いた柱部材の曲げせん断加力実験についての報告である。実験は、実状を考慮したクリアスパンの試験体を用い、せん断補強筋比、軸力比、軸筋比、シアスパン比を変数として行った。実験結果に対し、軸力のみが作用した時、およびせん断ひび割れ発生前後の挙動に焦点を当て考察した。

キーワード：超高層鉄筋コンクリート造、高強度材料、短柱、せん断ひび割れ

1. はじめに

本稿は、超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造集合住宅の下層階に適用する設計基準強度 $F_c=100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた短柱の曲げせん断加力実験を行った結果について述べるものである。これまでの研究では、シアスパン比 $M/(QD)=1.5$ 程度、クリアスパン比 $L/D=3.0$ 程度の試験体を用いた加力実験が多く行われてきている¹⁾が、超高層 RC 造集合住宅における下層階の柱は $L/D<2.4$ の場合がほとんどである。また、下層階の側柱は、地震力の作用により軸力の変動とともに $M/(QD)$ も変化するが、既往の側柱を対象とした実験では軸力のみ変動させたものがほとんどで、 $M/(QD)$ が同時に変化する側柱の実験例は極めて少ない。筆者らは、 $F_c\geq 100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた RC 短柱について、変動軸力を受ける場合も含めて実験を行い、正負の最大耐力に顕著な差を生じる場合があること、部材角 $R=1/100\text{rad}$ 程度で軸破壊を生じる等の不安定な挙動を生じる場合があることを報告してきた^{2),3)}。

本研究では、これらの点に着目し、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた RC

短柱を対象とし、形状や反曲点の移動に関し実状に即した加力実験を行った。本報告では、実験結果の概要、ならびに構造設計において層間変形角 $1/100\text{rad}$ 程度を期待する超高層 RC 造骨組の柱の部材角が、最下層を除き $1/300\text{rad}$ 程度以下であることを考え合わせ、構造設計を行う上で特に重要と考えられる、(1)軸力のみが作用した時の性状と、(2) $R\leq 1/200\text{rad}$ の範囲の性状を中心に考察した結果について述べる。なお、本実験結果の内、最大耐力等の全体性状については既に文献 4)において報告している。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、断面の配筋詳細を図-1にそれぞれ示す。試験体は実物の約 $1/3$ 縮尺寸法で、柱断面 $B\times D=300\times 300(\text{mm})$ 、クリアスパン長 $L=700(\text{mm})$ 、 $L/D=2.33$ のもの計 6 体である。実験変数は横補強筋比 p_w 、軸圧比 $\eta(=N/(BD\sigma_B))$ 、 N ：軸力、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度）、軸方向鉄筋比 p_g 、および $M/(QD)$ である。HNO.16～20 は中柱を、HNO.21 は側柱を想定した試験体である。また、HNO.20 は、曲げせん断加力実験

*1 (株)フジタ 技術センター 主任研究員 工修 (正会員)

*2 (株)フジタ 技術センター 主任研究員 博士(工学) (正会員)

*3 (株)フジタ 技術センター 主任 工修 (正会員)

*4 (株)フジタ 技術センター 副所長 博士(工学) (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名	軸筋		せん断補強筋		軸力比 $\eta=N/(BD\sigma_B)$	シア スパン比 $M/(QD)$
	配筋	$p_g(\%)$	配筋	$p_w(\%)$		
HNO.16	8-D13 +8-D16	2.90	4-D6 @55	0.78	0.3	1.17
HNO.17			4-D8 @55	1.21		
HNO.18			6-D8 @60	1.67		
HNO.19						
HNO.20 [※]	8-D13	4.17	4-D8 @55	1.21	0.2	1.17 ～3.20
HNO.21	8-D13 +8-D16 +4-D19				0.3	
					$-0.75a_g \cdot \sigma_y$ ～0.59	
共通事項	$B \times D=300 \times 300$ (mm), $L=700$ (mm), $L/D=2.33$					

※約4ヶ月間の長期持続圧縮荷後に曲げせん断加力実験実施

実施前に約4ヶ月間の長期持続圧縮荷荷を行い、クリープひずみを生じさせ、それが曲げせん断性状に与える影響を調べた試験体である。

軸方向鉄筋には USD685, 横補強筋には USD785 の高強度鉄筋をそれぞれ用いた。横補強筋は、四角形と八角形の帯筋を組み合わせた形状を基本とした。 $p_w=1.67\%$ の HNO.18 では、上記の帯筋に井形の横補強筋を追加した。HNO.20, 21 の芯鉄筋には、横補強筋として D6@110 を配した。

2.2 使用材料

使用した材料の力学的性質を表-2に示す。試験体のコンクリートは平打ちとし、打設後は表面を湿布およびシートで覆い、加力実施日まで実験室内に放置した。コンクリートの粗骨材には最大径 13mm の砕石を用いた。曲げせん断加力実験実施時のコンクリート材齢は、HNO.20 以外が 91~121 日、HNO.20 が 245 日である。

2.3 加力方法および計測方法

HNO.21 の加力経路を図-2に、変位計測方法を図-3にそれぞれ示す。加力は大野式加力により行い、HNO.16~20 では一定軸力により、また HNO.21 では図-2 の加力経路に従い軸力と $M/(QD)$ を変動させ、それぞれせん断力を載荷した。なお、HNO.21 の加力経路は、下層階の側柱に対し、クリアスパンに対する反曲点高さの比が圧縮側柱で最大約 1.4, 引張側柱で 0.5 と仮定し決定した。せん断力載荷は、柱クリアスパン両端の相対変位をクリアスパン長で除した部材

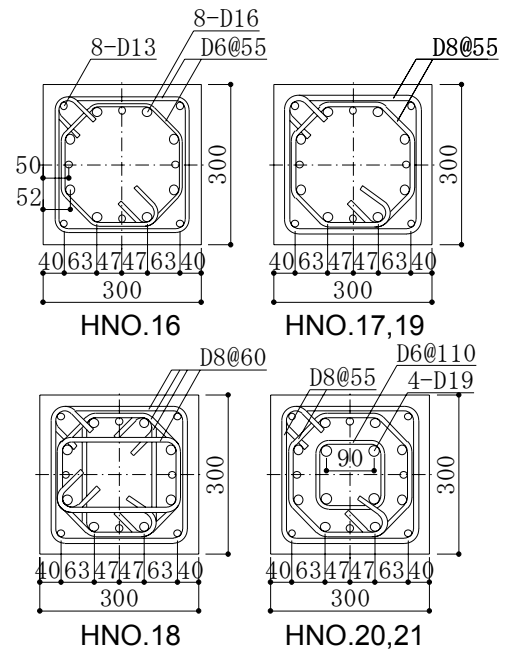


図-1 試験体断面の配筋詳細

表-2 使用材料の力学的性質
(a) コンクリート

σ_B	ε_B	E_c^*	σ_t	ν^*	適用
122.0	3688	3.988	7.00	0.201	HNO.16~18
122.2	3652	4.108	7.23	0.225	HNO.19
132.5	3698	4.281	7.21	0.222	HNO.20
123.3	3629	4.070	6.53	0.195	HNO.21

[試験法]圧縮: JIS A 1108, 割裂: JIS A 1113 (ともに $\phi 100 \times 200$ シリンダー使用), [記号] σ_B : 圧縮強度 (N/mm^2), ε_B : 圧縮強度時ひずみ度 (μ), E_c : ヤング係数 ($\times 10^4 N/mm^2$), σ_t : 割裂引張強度 (N/mm^2), ν : ポアソン比, $\ast \sigma_B/3$ 時

(b) 鉄筋

径(材質)	σ_y	E_s	σ_u	ε_u	適用
D13 (USD685)	720.9	1.907	931.2	9.6	柱主筋
D16 (USD685)	751.6	2.473	973.4	11.6	
D19 (USD685)	754.2 [*]	1.997	946.9	9.7	HNO.20, 21 芯鉄筋
D6 (USD785)	756.4 [*]	1.904	931.6	9.7	HNO.16 横補強筋
D8 (USD785)	793.9 [*]	2.039	964.5	11.7	HNO.17~21 横補強筋
D6 (SD295A)	329.3 [*]	1.825	505.8	23.3	HNO.20, 21 芯鉄筋 横補強筋

[試験法] JIS Z 2241 (JIS 2201 2 号試験片使用), [記号] σ_y : 降伏点 (N/mm^2), E_s : ヤング係数 ($\times 10^5 N/mm^2$), σ_u : 引張強さ (N/mm^2), ε_u : 伸び (%), $\ast 0.2\% \text{ off set}$ 法による

角 (R) による変位制御とし、正負交番漸増載荷した。加力スケジュールは、 $R=1.25 \times 10^{-3} \text{ rad}$ を正負 1 回繰り返した後、 $R=2.5, 5.0, 7.5, 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で正負 2.5 回繰り返した。すなわち、正側のみか

らの部材角増加による損傷の偏りを回避することを意図し、所定回数繰り返し後に与える新規部材角を正負交互とした。その後は、 $R=15$ 、 20 、 $30 \times 10^{-3} \text{rad}$.を正負2回、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$.を正負1回繰り返した。

3. 実験結果の概要

3.1 曲げせん断加力実験結果の概要

実験結果の一覧を表-3に、各試験体の無次元化せん断力～部材角(R')関係包絡線(正側)を図-4にそれぞれ示す。図-4に示す部材角は、図-3で示した試験区間の埋込ボルトに取り付けた変位計より得られた部材角であるが、後述の弾性剛性計算値との比較のため、加力スタブによる拘束の影響が大きい上下端部40mm区間を除く範囲の部材角(R')である。無次元化せん断力はせん断力を最大荷重時のそれで除した値である。

各試験体の破壊経過は概ね次の通りであった。ひび割れの発生は、 $R=1.25 \times 10^{-3} \text{rad}$.ではほとんど無く、 $R=2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$.前後で曲げひび割れ、 $R=2.5 \sim 5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$.でせん断ひび割れおよび圧縮端に僅かなコンクリートの圧壊がそれぞれ生じた。その後、曲げ圧縮降伏が先行した試験体では、顕著なコンクリートの圧壊、主筋の圧縮降伏により、また、せん断圧縮破壊が先行した試験体では、せん断圧壊、せん断ひび割れの拡幅、横補強筋の降伏により、それぞれ最大荷重に達した。最大荷重以降は、破壊モードに関わらず比

較的安定した履歴性状を示し、特に曲げ圧縮降伏が先行した試験体では $R > 27 \times 10^{-3} \text{rad}$.の大変形

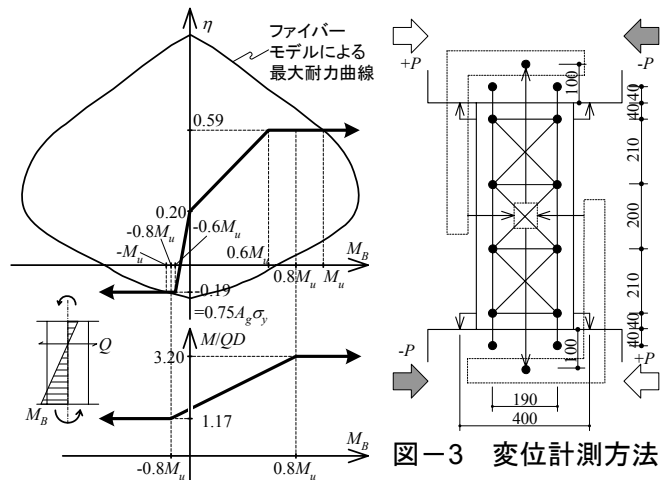


図-2 HNO.21の加力経路

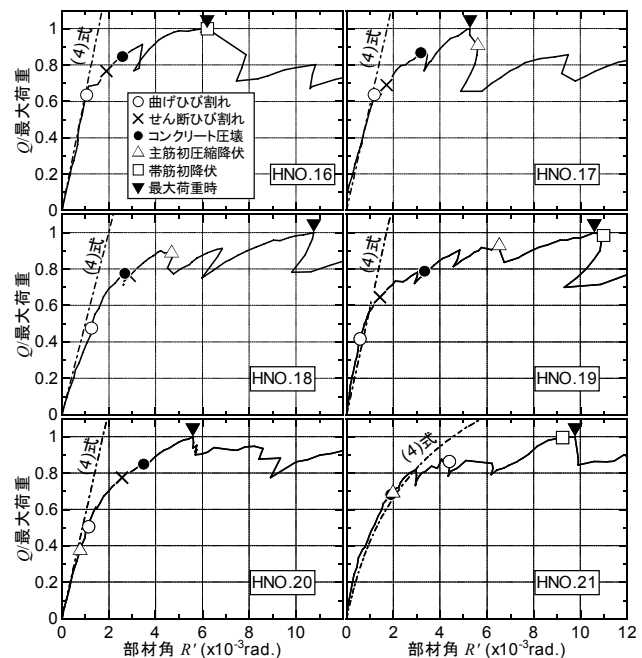


図-4 無次元化せん断力～部材角(R')関係

表-3 実験結果一覧 包絡線(正側)($P-\Delta$ 効果無視)

試験体名	正負	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		コンクリート圧壊		主筋初降伏※		帯筋初降伏		最大荷重時		限界変形	軸力保持限界	破壊モード
		Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R			
HNO.16	正	567.2	2.26	685.2	3.03	757.2	3.76	893.5	7.64	893.5	7.64	893.5	7.64	15.03	—	SC
	負	488.3	2.01	708.7	3.74	846.2	5.19	729.6	5.54	—	—	846.2	5.19	9.96	27.00	
HNO.17	正	632.6	2.49	684.9	2.91	861.5	4.77	900.0	7.60	—	—	991.9	7.53	20.04	—	FC→SC
	負	554.6	2.23	741.9	3.66	928.8	6.76	886.7	8.30	805.1	10.09	954.5	7.51	20.01	41.41	
HNO.18	正	545.1	2.50	873.1	5.00	889.4	4.83	1016.2	7.56	—	—	1145.0	15.13	30.16	87.26	FC
	負	633.0	2.49	866.1	4.20	897.3	4.53	1036.7	7.77	929.8	8.96	1098.3	15.06	30.03	—	
HNO.19	正	416.9	1.51	643.4	3.00	787.9	5.47	927.9	9.79	984.0	14.99	998.9	14.71	20.09	—	FC→SC
	負	319.3	1.24	676.7	3.87	790.4	5.74	882.5	9.50	—	—	985.2	15.19	20.04	66.83	
HNO.20	正	547.4	1.91	839.3	3.99	921.0	5.00	405.8	1.27	1013.3	12.86	1082.8	7.50	20.06	51.61	FC→SC
	負	480.3	1.83	866.0	4.99	843.4	4.97	1032.0	9.04	—	—	1036.8	10.07	20.06	—	
HNO.21	正	336.8	7.43	—	—	265.9	3.31	269.1	3.46	387.9	14.37	389.4	15.10	27.29	68.41	FC
	負	90.6	1.06	111.7	2.53	—	—	176.7	9.47	—	—	>436.9	>40.20	—	—	FT

注) [単位] Q:せん断力(kN), R, R':部材角($\times 10^{-3} \text{rad}$), [破壊モード]「SC」:せん断圧縮破壊, 「FC→SC」:曲げ圧縮降伏後のせん断圧縮破壊, 「FC」:曲げ圧縮破壊, 「FT」:曲げ引張降伏, 「限界変形」は最大荷重の80%を安定して保持できる最大部材角, 「—」はそれぞれの現象が生じなかったことを示す, 「限界変形」と「軸力保持限界」についてはRのみ示す

※ HNO.21負のみ引張降伏, ほかは圧縮降伏

まで所定軸力を保持した。今回の実験では、 $F_c=100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートに対し、十分な横補強筋量、高強度の軸筋、および一定軸力試験体への芯鉄筋の付加により、顕著な正負耐力差や急激な軸破壊などの不安定な挙動は見られなかった。

3.2 長期持続圧縮載荷実験結果の概要

HNO.20 では、曲げせん断載荷を行う前に、約 4 ヶ月間の長期持続圧縮載荷を行い、クリープひずみを生じさせた。平均軸ひずみ度の推移を図-5 に示す。なお、平均軸ひずみ度は、コンクリート、主筋ともに試験体の中央高さ位置で測定した値で、コンクリートのそれは 4 面に貼付したひずみゲージの平均、主筋のそれは 4 隅の主筋に貼付したひずみゲージの平均である。同図において(A)と(B)の合計がクリープひずみである。今回の実験では、約 4 ヶ月間という短期間でクリープひずみを生じさせるために、 $\eta=0.5\sim 0.65$ の高応力を作用させた。その結果、約 4 ヶ月間で、クリープ係数 0.7 程度に相当する約 650μ のクリープひずみがコンクリートに生じ、主筋の圧縮ひずみ度は約 800μ 増加した。

4. 考察

4.1 軸力載荷時における挙動について

HNO.20 に関し、軸力～軸ひずみ関係を図-6 に、軸力導入時および長期持続圧縮載荷時の軸ひずみ分布を図-7 に、主筋のひずみ分布を図-8 に、横補強筋のひずみ分布を図-9 にそれぞれ示す。なお、図-6 の軸ひずみは試験区間内の埋込ボルトに取り付けた変位計による区間平均で、図-7 のそ

れは試験体上下端部 40mm 区間を除いた範囲の平均である。各図中には次式による計算値を合わせて示した。

$$K_0 = BD \left\{ 1 + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1 \right) p_g \right\} E_c \quad (1),$$

$$\varepsilon_0 = \frac{0.3BD\sigma_B}{K_0} \quad (2),$$

$$\varepsilon_H = \nu \cdot \varepsilon_0 \quad (3),$$

ただし、 K_0 ：軸剛性、 ε_0 ：軸ひずみ、 ε_H ：横ひずみ。

$\eta=0.3$ の軸力導入時には、試験体上下端を除く範囲の区間平均軸ひずみ、初期軸力導入時の軸剛性、および試験区間端部を除く範囲の横補強筋のひずみは、いずれも計算値と概ね対応して

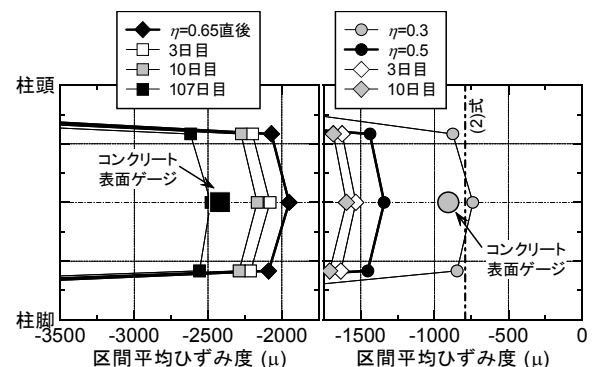


図-7 長期圧縮載荷時の軸ひずみ分布 (HNO.20)

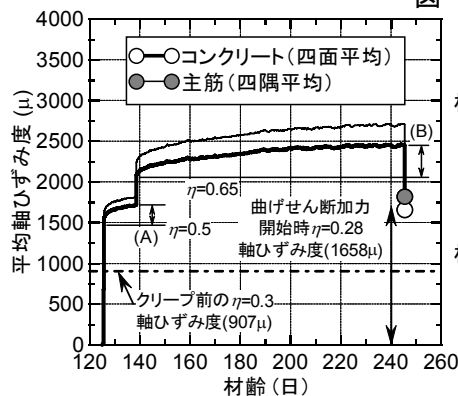


図-5 クリープひずみの推移

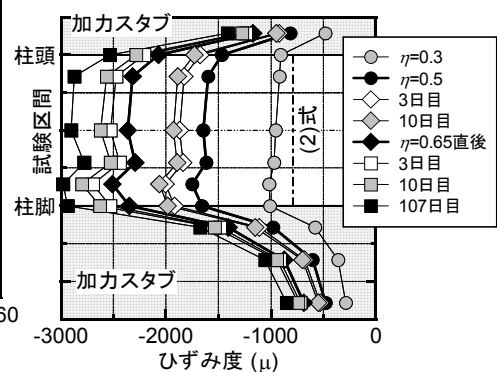


図-8 長期圧縮載荷時の主筋ひずみ分布 (HNO.20)

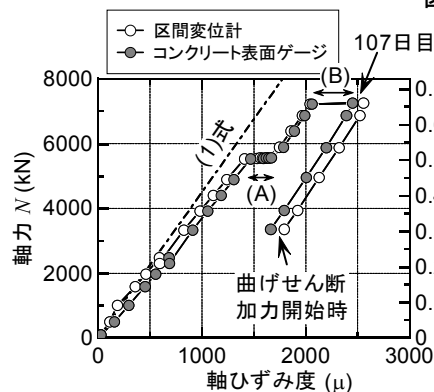


図-6 軸力～軸ひずみ関係

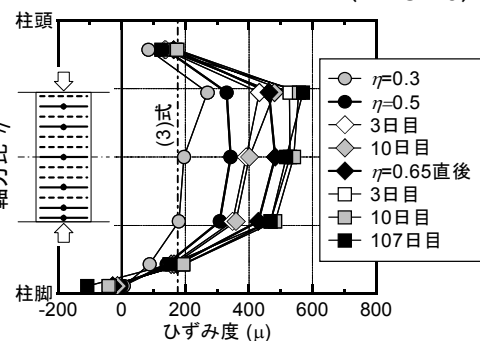


図-9 横補強筋ひずみ分布 (HNO.20)

いる。これに対し、主筋のひずみ度は計算値に比較して2割程度大きい。また、図-7、図-8の比較より、区間平均軸ひずみは、試験体の柱頭、柱脚近傍が他の部分に比較して大きいのにに対し、主筋のひずみは全試験区間ほぼ同程度である。これより、試験体の加力スタブ近傍では、コンクリートの収縮の影響により局部的に軸剛性が低下したことが考えられる。

長期持続圧縮載荷による軸ひずみおよび主筋のひずみの増加は、載荷後から約3日間が大きく、その後は小さい傾向を示した。この傾向は横補強筋の場合にはあまり顕著ではない。横補強筋のひずみは、部材の圧縮クリープにより100～150 μ 増加した。

4.2 曲げせん断加力初期の性状について

前出の図-4中には次式による弾性剛性計算値を併記した。

$$K_e = \frac{1}{\frac{L^3}{12E_c I_e} + \kappa \frac{L}{G_c A_e}} \quad (4),$$

ただし、 L ：クリアスパンから両端40mmずつを減じた長さ(=620mm)、 I_e ：鉄筋を考慮した断面二次モーメント、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数、 A_e ：鉄筋を考慮した等価断面積、 κ ：形状係数(=1.2)。

初期剛性と弾性剛性計算値との比較において、計算値における柱長さを $L+0.5D$ として実験値と比較する手法が多く採られるのに対し、ここでは、加力スタブの影響を強く受ける上下端部40mm区間の計測範囲を除く中央部分の範囲において比較を行った。その結果、いずれの試験体も、 $Q \sim R'$ 関係上において、初期剛性と弾性剛性計算値が概ね良好に対応した。

各現象の生じた部材角(R')と軸力比との関係を図-10に示す。各現象の発生部材角は、概ね、曲げひび割れが $R'=0.1\%$ 、せん断ひび割れが $R'=0.2 \sim 0.3\%$ 、コンクリート圧壊が $R'=0.3\%$ である。曲げひび割れおよびコンクリート圧壊発生時の R' は η と強い層間が見られた。

$\eta=0.5 \sim 0.65$ で圧縮クリープひずみを生じさせ

たHNO.20は、 $\eta=0.28$ まで軸力を減少させて曲げせん断実験を行った結果、主筋の圧縮降伏がごく初期に生じ、これに伴う剛性低下が早期に生じた。なお、曲げせん断載荷開始時の軸ひずみ度は-1700～-1800 μ (圧縮)程度、横補強筋のひずみ度は約+350 μ (引張)であった。

4.3 初せん断ひび割れ発生から $R=1/200\text{rad.}$ までの挙動について

ここでは、HNO.17を例に挙げ、初せん断ひび割れの発生から $R=1/200\text{rad.}$ の繰り返し時の挙動について考察する。せん断ひび割れの発生状況、対応する横補強筋のひずみ分布、ひび割れ面の挙動等を図-11にまとめて示す。初せん断ひび割れは $R=-1/200\text{rad.}$ を目標とする加力において発生した。せん断ひび割れの発生により、柱中央高さの横補強筋ひずみは約800 μ 急増して約1100 μ に達し、この時のせん断ひび割れ幅は0.06mmである。 $R=-1/200\text{rad.}$ ピーク時には、せん断ひび割れが増加・拡幅し、横補強筋ひずみ度は約2000 μ 、せん断ひび割れ幅は0.08mmに達している。除荷時でも、横補強筋ひずみ度は約900 μ までしか減少せず、ひび割れ幅も0.04mm以下と僅かではあるが残存している。その後の正加力時では、負加力で発生したせん断ひび割れは閉じることなくひび割れ面に沿ってずれるように挙動している。これにより横補強筋のひずみは正加力側初せん断ひび割れ発生以前でも漸増し、 $R=+1/200\text{rad.}$ ピーク時の横補強筋ひずみは負側の時に比べて大きい。以上より、横補強筋はせん断ひび割れの拡幅低減のみならず、せん断ひび割れ面でのずれに対する抵抗にも寄与していることがわ

かる。また、後で発生した正加力側せん断ひび割れは、負加力側せん断ひび割れの影響を受

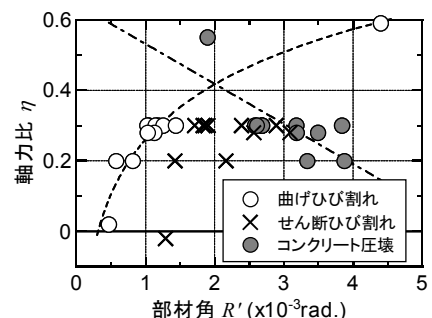


図-10 各現象の発生部材角と軸力比との関係

け、柱軸に対する角度が大きく、ひび割れ長さが短く、さらに発生荷重も小さい。以上より、横補強筋量はひび割れ幅の低減のみならず、せん断ひび割れ発生後の一体性確保という点も考慮して定める必要がある。

5. まとめ

$F_c=100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた RC 造短柱に関し、曲げせん断加力実験および考察の結果、以下の知見が得られた。

- 1) 今回実験を行った $F_c=100\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた試験体では、破壊モードに関わらず大変形時まで比較的安定した性状を示した。
- 2) 加力スタブによる拘束の影響を取り除いた初期剛性は弾性剛性計算値と概ね良好に対応した。
- 3) 横補強筋量は、せん断ひび割れの拡幅低減とせん断ひび割れ面でのずれ低減による一体性確保の両方を考慮して定める必要がある。

【謝辞】本実験を行うにあたり、京都大学大学院渡邊史夫教授にご指導、ご助言を戴きました。ここに記して深謝致します。また、試験体製作、

加力実験には林和也、西田浩和、片寄哲務の各氏の協力を得た。

参考文献

- 1) 例えば、渡辺英義、小坂英生、小室努、是永健好、川端一三、渡邊史夫：超高強度コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下における構造性能、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、構造Ⅳ、pp.151-154、2003.9
- 2) 寺岡勝、高森直樹、佐藤幸博、佐々木仁：鉄筋コンクリート構造の耐震設計と部材性能評価についてのいくつかの疑問、コンクリート工学、Vol.41、No.4、2003.4
- 3) 佐藤幸博、佐々木仁、高森直樹、寺岡勝、内田和弘：超高強度材料を用いた RC 短柱の耐震性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造Ⅳ、pp.481-484、2004.8
- 4) 佐藤幸博、佐々木仁、高森直樹、林和也、寺岡勝、渡邊史夫：超高強度材料を用いた RC 短柱の耐震性能に関する実験的研究（その 5）、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、構造Ⅳ、pp.177-178、2005.9

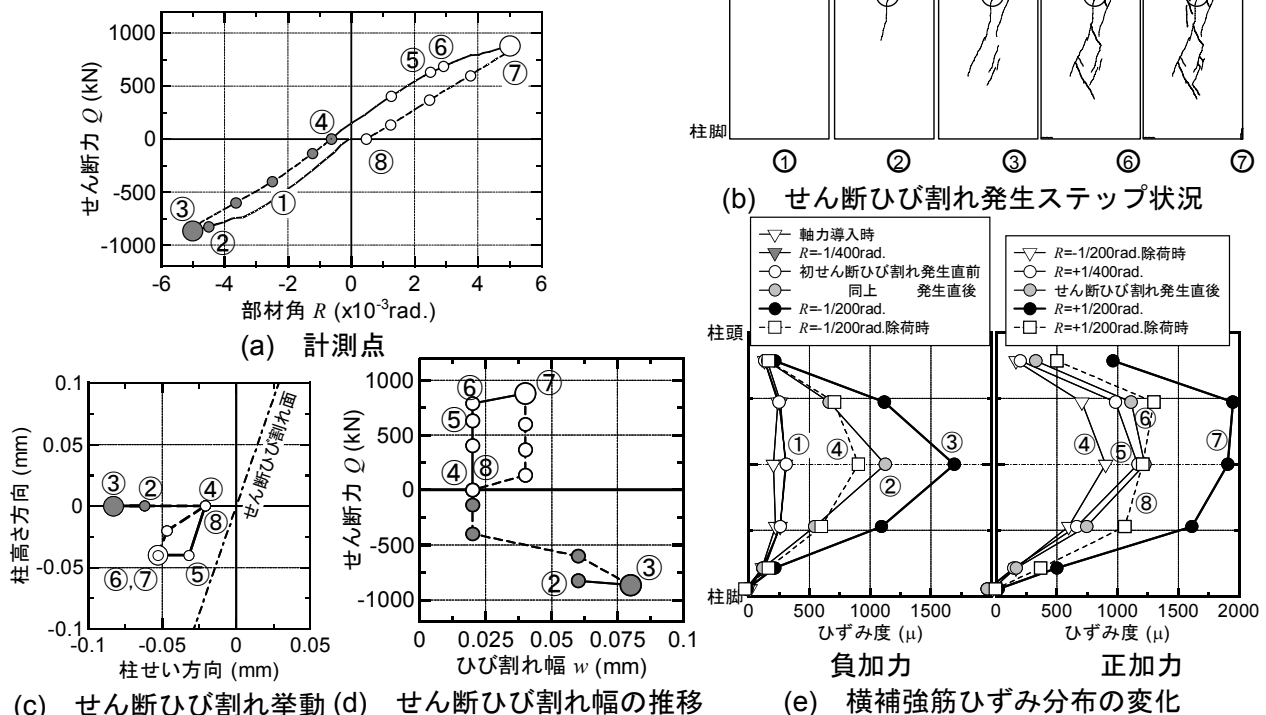


図-11 せん断ひび割れ発生時の挙動例 (HNO.17)