

## せん断破壊する RC 造柱の変位一定偏心加力実験

Anti-symmetric axial loading tests under constant drift angle  
of reinforced concrete columns failing in shear

○李 柱振\*、高田 雅之\*\*、菅 勝博\*、中村 友紀子\*\*\*、加藤 大介\*\*\*\*

Li ZHUZHEN, Masayuki TAKATA, Katsuhiko SUGA, Yukiko NAKAMURA, Daisuke KATO

本研究は、鉄筋コンクリート造柱の軸力負担能力喪失点の評価式を提案することを最終目的としている。柱の軸力負担能力を検討する上で基本となる考え方は中心軸圧縮を受ける場合の挙動であるが、実際の柱は曲げ、軸力およびせん断力を受けるために、その対応づけは簡単ではない。そこで、曲げせん断加力載荷法と中心軸圧縮載荷法とを結びつけるものとして、「一定変位下での軸圧縮実験」を計画した。本報告ではせん断破壊する部材を対象とした。試験体は計6体であり、2体は中心圧縮、4体はそれぞれ一定変位下で圧縮実験を行った。

**Keywords** reinforced concrete, column, shear failure, axial load carrying capacity, eccentric axial loading

RC造柱 せん断破壊 軸力負担能力 偏心圧縮実験

## 1. 研究目的

本研究は、RC造柱部材を対象にし、せん断破壊により軸力負担能力を失うメカニズムを実験的に解明し、軸力負担能力喪失変形の評価式を提案することを最終的な目的としている。

1995年1月に発生した兵庫県南部地震では、腰壁・たれ壁の取り付け短柱、ピロティ部分の柱のせん断破壊による層崩壊が多くみられた。所定の軸力を負担できなくなったところが軸力負担能力喪失点であるが、この軸力負担能力喪失点に着目されたのは最近であり、研究例は少ない。曲げ挙動により軸力負担能力を失うメカニズムは既往の研究手法の延長で評価でき、筆者らも検討を行ってきた[1]。一方、せん断破壊の影響に関しては田才ら[2]や芳村ら[3]の研究があるが、曲げ挙動とはメカニズムが異なるので研究例は少なく、今後検討する余地がある。

柱の軸力負担能力を検討する上で基本となる考え方は中心軸圧縮を受ける場合の挙動であるが、実際の柱は曲げ、軸力およびせん断力を受けるために、その対応づけは簡単ではない。そこで、曲げせん断加力載荷法と中心軸圧縮載荷法とを結びつけるものとして、「一定変位下での軸圧縮

実験」を計画した。この手法は曲げ破壊形式の柱を対象にした文献[4]と同様のものである。本報告ではせん断破壊する部材を対象とした。試験体は計6体であり、2体は中心圧縮、4体はそれぞれ一定変位下で圧縮実験を行った。偏心量、横補強筋詳細(90°、135°フック)を実験パラメータとした。

## 2. 試験体

試験体の形状及び配筋を図1に示す。試験体は180mm×180mm×1200mmの長方形であるが、基礎治具で挟み込まれている端部を基礎部分と考えるため、実際の試験範囲は360mmである。また、軸変形は試験体中央部310mmの区間を試験体の両面で2箇所ずつ、計4箇所測定した。

主筋比、帯筋比、帯筋間隔( $s=70\text{mm}$ )は一定とし、実験パラメータは配筋詳細の相違と加力方法とした。試験体に用いた材料は、主筋D10(SD345)、帯筋D6(SD295)を用いる。各試験体の諸元を表1に、試験体に用いた鉄筋の強度試験結果を表2に示す。

帯筋の配筋詳細については、試験体Pシリーズは悪い配筋例として90°フック付(余長8d)とし、試験体Hシリーズは通常の配筋例として135°フック付(余長6d)

\*新潟大学自然科学研究科 大学院生, Graduate student, Niigata Univ.

\*\*東京大学工学系研究科 大学院生, Graduate student, Univ. of Tokyo

\*\*\*新潟大学工学部建設学科 講師 工博, Lecturer, Dept. of Archi., Niigata Univ.

\*\*\*\*新潟大学工学部建設学科 教授 工博, Professor, Dept. of Archi., Niigata Univ.

とした。なおこのフック部分は同じ隅角部に連続して配筋されないように 90° ずつローテーションして配置した。

試験体はせん断ひび割れがせん断破壊に先行し、また、せん断破壊が曲げ降伏に先行するように設計した。図 2 (a) は軸力をパラメータにして各種強度を計算したものである。せん断ひび割れ強度は主応力度を用いたもの、せん断強度は建築学会の靱性保証型耐震設計指針の式と Mohr-Coulomb の破壊基準によるものの 2 つを用いた。なお、本研究ではひび割れの角度が重要なので、図 2 (b) にせん断ひび割れ角度も示した。図 2 より、通常の曲げせん断加力を行う場合、前述の条件を満たす軸力として 150kN を選定した。なお、この場合でも曲げひび割れが先行して入ることは許容した。

表 1 試験体諸元

試験体	Pシリーズ	Hシリーズ
断面 (mm)	180 × 180	
高さ (mm)	360	
主筋 (SD345)	4-D10	
引張主筋比	0.0044	
帯筋 (SD295)	90° フック	135° フック
帯筋間隔 (mm)	70	
帯筋比	0.0051	
コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	33.7	

表 2 鉄筋強度

種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D10	383	521
D6	316	490

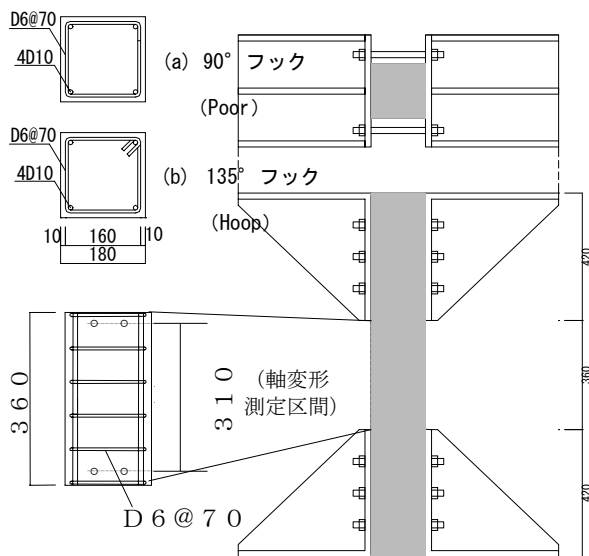
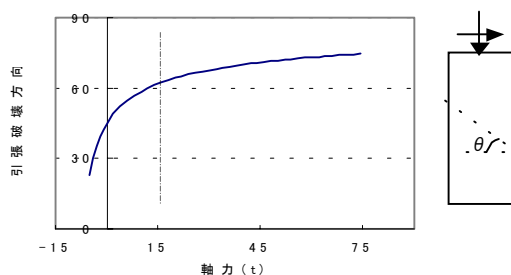
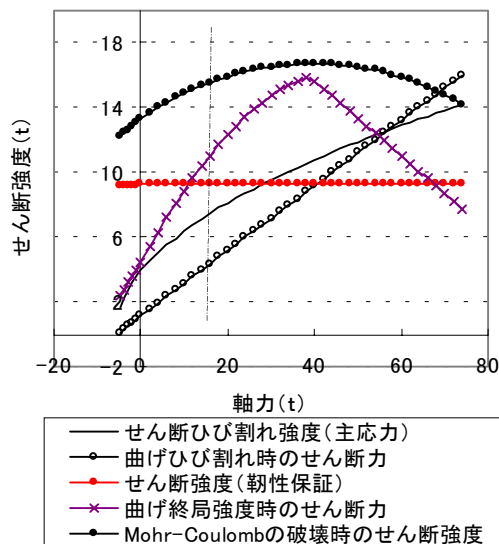


図 1 試験体形状及び配筋図



(b)せん断ひび割れの角度



(a)軸力をパラメータにした各種強度

図 2 材料強度による試験体設計

### 3. 加力装置

図 3 に加力装置を示す。試験体は上下の端部を基礎治具で挟み込み、この基礎治具を下部は加力フレームに、上部はブレ止め付きの L 型フレームに固定した。載荷は、水平力は水平方向のジャッキにより、軸力は上部の鉛直方向ジャッキおよび試験体左右のジャッキにより行った。水平力を載荷する場合は、試験体の上下で逆対象変形になるようにしたが、これは左右の鉛直ジャッキにより制御した。

載荷履歴を表 3 に示す。試験体 P-0、H-0 は単調中心軸圧縮とした。他の試験体は事前に横力を載荷し、せん断ひび割れを両方向に入れた上で、ある一定変位を保ったまま圧縮力を載荷した。具体的には、試験体 P-1 及び H-1 は、一定軸力 150kN の下で、1/100、1/50rad の部材角をそれぞれ 2 回ずつ繰り返した。その後水平変位を 7.2mm (部材角を 1/50rad) に保ちながら軸力を漸増載荷した。試験体 P-2 は 150kN の一定軸力を加え、1/100rad の部材角を 2 回繰り返した後、水平変位を 3.6mm に保ちながら軸力を漸増載荷にした。試験体 H-2 は軸力 150kN を保ち、部材角 1/50rad と 1/100rad それぞれ 2 回ずつ繰り返したのち、水平変位を 0 に戻して軸力を漸増載荷した。

#### 4 実験結果

図4に6体の試験体の軸力-軸方向変位関係(上図)と水平力-軸方向変位関係(下図)を示す。いずれも軸力載荷部分のみ示している。また、ここでの軸方向変位とは図

1の試験体配筋図にあるように、試験区間の中心をはさんだ310mmでの軸変形とした。なお、軸力-軸方向変位関係には実験中に観察された現象も一部示している。また、単純軸方向載荷を行った試験体H-0とP-0には計算値も示

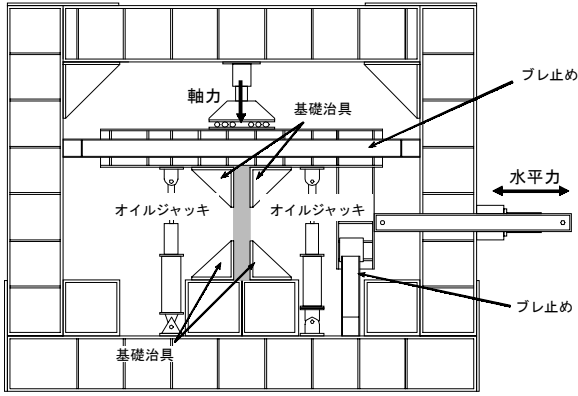


図3 加力装置

表3 載荷履歴

試験体	加力形態	最大水平部材角(rad)	軸加力時部材角(rad)
P-0	軸方向加力	0	0
P-1	水平加力 後軸方向	1/50	1/50
P-2	水平加力 後軸方向	1/100	1/100
H-0	軸方向加力	0	0
H-1	水平加力 後軸方向	1/50	1/50
H-2	水平加力 後軸方向	1/50	0

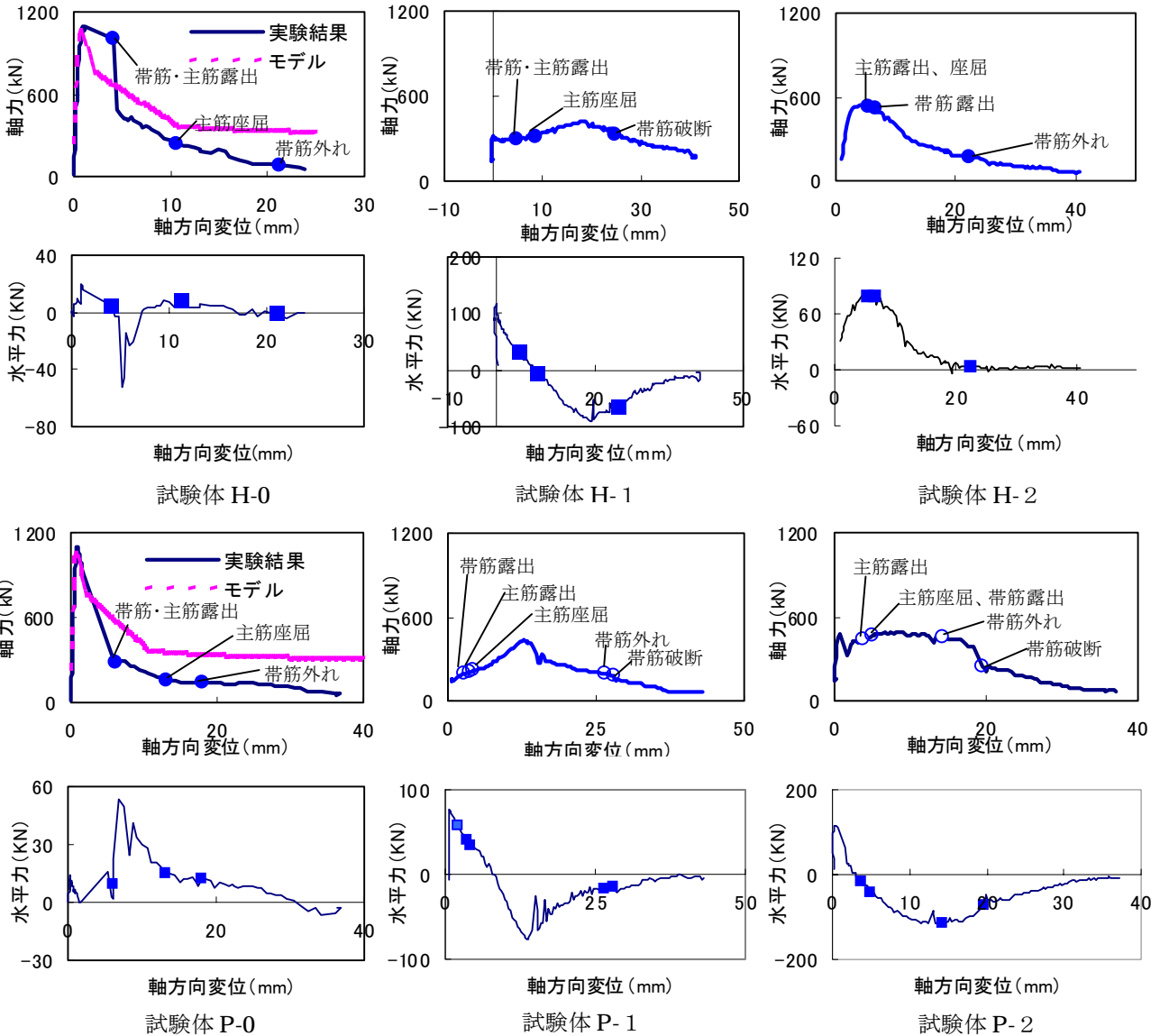


図4 実験結果(軸力-軸変形、水平力-軸変形)

した。計算値は、拘束コンクリートは文献[5]に従い、また、主筋は座屈を考慮した文献[6]に従った。座屈を考慮した主筋の軸力-軸方向変位関係には、その座屈が帯筋の間隔の何倍でおこったか（文献[6]では座屈区間と呼んでいる）が重要であるが、ここでは実験結果をみて全て3区間座屈として計算した。図5は水平力を載荷した試験体 H-1 と P-1 の水平力載荷直後のひび割れ図である。他の試験体のデータもまとめて表4に示した。ほぼ図2(b)で示した角度でせん断ひび割れが生じていることがわかる。

破壊経過であるが、試験体 H-0 は、中心軸圧縮を開始し、軸方向変位 4.1mm でかぶりコンクリートが圧壊し、主筋と帯筋が露出した。その後、軸方向変位 11.3mm で主筋が座屈し、軸方向変位 21.2mm で帯筋が外れた。最終的には破壊が激しくなり変位が測定できなくなったところで実験を終了した。

試験体 P-0 は、中心軸圧縮を開始し、軸方向変位 1.3mm でかぶりコンクリートの剥落が起こる。その後、軸方向変位 6.2mm で主筋・帯筋が露出し、軸方向変位 13.2mm で主筋が座屈し、軸方向変位 18.1mm で帯筋が外れた。

試験体 H-1 は、±4 サイクルの加力終了時点で、せん断ひび割れ幅 1.05mm（ひび割れ角度 64°（試験体正面と背面の平均））が確認された。その後、偏心軸載荷開始し、軸方向変位 4.6mm で帯筋と主筋が露出し、軸方向変位 8.3mm で主筋が座屈した。軸方向変位 24.7mm で帯筋が破断した。

試験体 P-1 は、偏心軸載荷開始時に、せん断ひび割れ幅 1.55mm（ひび割れ角度 67°）が確認された。その後、軸方向変位 2.2mm で帯筋が露出、軸方向変位 3.7mm で主筋が露出し、軸方向変位 4.3mm で主筋が座屈した。軸方向変位 26.4mm で帯筋のフックが外れ、軸方向変位 27.9mm で帯筋が破断した。

試験体 H-2 は、±4 サイクルの加力終了時点で、せん断ひび割れ幅 3.0mm（ひび割れ角度 58°（試験体正面と背面の平均））が確認された。その後、中心軸載荷開始し、軸方向変位 5.3mm で主筋が露出し座屈、軸方向変位 8.1mm と 10.0mm で別の主筋が座屈した。軸方向変位 22.3mm で帯筋が外れた。

試験体 P-2 は、±2 サイクルの加力終了し、偏心軸載荷開始時に、せん断ひび割れ幅 0.06mm（ひび割れ角度 67.5°）が確認された。その後、軸方向変位 3.7mm で主筋が露出、軸方向変位 5.0mm で主筋が座屈し、軸方向変位 14.3mm で帯筋のフックが外れ、軸方向変位 19.6mm

で帯筋が破断した。

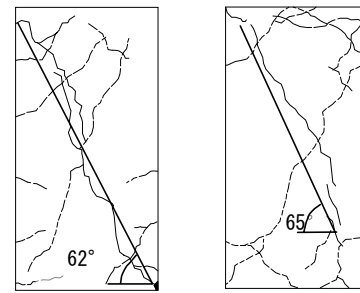


図5 水平力載荷直後のひび割れ図

表4 せん断ひび割れ角度(度)

試験体名	正面	背面	平均値
H-1	62	66	64
P-1	65	69	67
H-2	59	57	58
P-2	63	72	67.5

## 5. 考察

単調中心軸圧縮を行った試験体 H-0, P-0 において、実験結果と計算値を比較すると、最大耐力までは実験値と評価式はほぼ一致している。しかし、軸方向変位 5.0mm 以降は実験値が評価式より小さい。これは、計算では帯筋はいつまでも有効としているが、実際には外れたり破断したりしているのが一つの大きな原因だと考えられる。

次に、偏心軸圧縮を行った H-1、P-1、H-2、P-2、の結果であるが、事前の水平力加力により最大圧縮強度が低下することがわかる。また、この低下は与えた水平変形が大きいほど激しい（P-1 と P-2）、加力時の水平変形が大きいほど激しい（H-1 と H-2）、ことがわかる。配筋詳細の影響は最大強度には現れなかった（H-1 と P-1）。

## 参考文献

- [1] 佐々木潤一郎、加藤大介：RC造柱のひび割れ幅、圧壊領域長さおよび軸力負担性能の評価法、第24回コンクリート工学年次論文報告集24-2、2002年、pp.253-258
- [2] 渡辺篤史、田才晃：柱のせん断劣化過程における残存軸耐力と損傷修復性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、pp.337-342
- [3] 童泰之、中村孝也、芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、No.3、2001、pp.217-222
- [4] 羽廣重夫、加藤大介：鉄筋コンクリート造柱の変位一定偏心加力実験、日本建築学会北陸支部研究報告集、1989年、pp.49-52
- [5] 加藤大介：角形補強筋で拘束されたコンクリート柱の軸応力度-歪度関係に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第422号、1991.4、pp65-74
- [6] 加藤大介：鉄筋コンクリート部材の主筋の座屈性状に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第436号、1992年、6月、pp.135-143