

論文 軸力増加を考慮した曲げ降伏後せん断破壊型 RC 柱の崩壊実験

中村 孝也*1・宮嶋 恭平*2・武田 尚之*3

要旨：複数種の柱からなる鉄筋コンクリート（RC）建物では地震時に、脆弱な柱が先にせん断破壊した後、その柱の軸力が減少し梁を介して移動して、隣接する比較的靱性のある柱の軸力が増加すると考えられる。軸力増加する柱は、塑性化後の靱性が低下して危険であるという観点から、曲げ降伏後せん断破壊する RC 柱の軸力増加を考慮した静的加力実験を行い、一定軸力の場合と比較検討した。実験変数は軸力比および軸力増加時水平変形とした。実験の結果、軸力増加する柱の崩壊水平変形は、増加前軸力比で一定軸力載荷した柱よりも小さくなること、等が明らかとなった。

キーワード：鉄筋コンクリート柱、曲げ降伏後せん断破壊、軸力増加、崩壊

1. はじめに

複数の種類の柱からなる鉄筋コンクリート（RC）建物では地震時に、図-1 のように脆弱な柱が先にせん断破壊した後、柱の変形が進むと脆弱な柱の軸力が減少し梁を介して移動して、周囲の比較的靱性のある柱の軸力が増加する、いわゆる軸力再配分が生じると考えられる。ここで、軸力増加する柱は、それを考慮しない場合と比べて塑性化後の靱性が低下するため崩壊の危険が高まるのが危惧される。ここで、本論における崩壊は柱が軸力保持能力を喪失することと定義し、大地震時に甚大な被害をもたらす落階の契機になる現象と考える。既往の研究において、曲げ降伏に先行してせん断破壊する RC 柱の軸力増加を考慮した崩壊実験が行われている¹⁾。しかしながら、曲げ降伏後せん断破壊する柱の崩壊現象に対しては、一定軸力下での実験は行われているものの²⁾、軸力増加を考慮した実験は行われていない。つまり、軸力増加する柱の崩壊性状に関して、一定軸力載荷した柱との関係は不明瞭である。そこで本論では、曲げ降伏後せん断破壊する RC 柱の軸力増加を考慮した崩壊実験を行い、一定軸力の場合と比較検討する。更に軸力増加時の水平変形が崩壊性状に及ぼす影響を検討する。

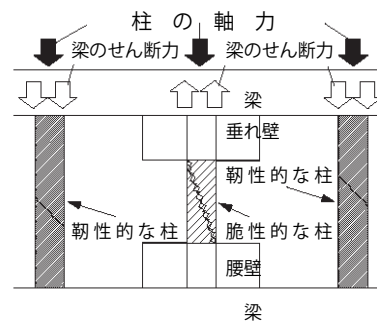


図-1 実建物イメージ

2. 試験体概要

表-1 および図-2 に示す 1/2 スケール試験体を 6 体製作した。試験体名は実験変数である軸力増加の有無および軸力増加時水平変形の違いを示すが、これらについては第 3 章で後述する。試験体の形状、配筋は同一で、柱断面寸法 ($b \times D$) = 300 mm × 300 mm, 柱内法高さ (h_0) = 1200 mm, 主筋比 (p_g) = 1.69%, 横補強筋比 (p_w) = 0.21% とした。ここで、過去の実験²⁾においてせん断余裕度が 0.79 から 0.95 の範囲の柱が曲げ降伏後せん断破壊したと報告されていることから、本実験におけるせん断余裕度

表-1 試験体諸元

試験体名 ⁽¹⁾	柱内法高さ h_0 (mm)	断面 $b \times D$ (mm)	h_0/D	軸力比 ⁽²⁾ η	主筋比 p_g (%)	横補強筋比 p_w (%)	軸力増加時水平変形 (%)	せん断強度 ⁽³⁾ V_u (kN)	曲げ終局強度 ⁽⁴⁾ V_f (kN)	せん断余裕度 V_u / V_f
FS2-3A	1200	300 × 300	4	0.2 → 0.3	1.69 (12-D13)	0.21 (2-D6@100)	3.75	155	169	0.92
FS2-3B							2.87			
FS2-3C							2.50			
FS2-3D				0.75			154	167	0.92	
FS2				—						
FS3				—			171	213	0.80	

(1) 試験体名の最初の数値は初期軸力比, 2 つめの数値は増加後の軸力比, 末尾のアルファベットは軸力増加時水平変形の違いを示す。(2) 軸力比 $\eta = N / (bD\sigma_B)$, (N :軸力, σ_B :コンクリート実強度)。(3) 荒川最小式による値。(4) 建築学会曲げ耐力略算式³⁾による値。(3), (4)の強度は初期軸力比を用いて算定した値を示す。

*1 新潟大学 工学部工学科建築学プログラム准教授 博士 (工学) (正会員)

*2 新潟大学 大学院自然科学研究科

*3 大成建設 (株) 修士 (工学)

もその範囲内になるように設計した。なお、図-2の「歪計測位置」については4.2節(1)で述べる。

材料は普通強度のものを使用した。材料試験結果を表-2に示す。鉄筋は主筋にD13(SD345)、横補強筋にD6(SD295A)を用いた。コンクリートの諸特性は実験前と実験後の平均値で、これらの値を強度計算などに用いた。コンクリートのヤング係数は1/3割線弾性係数とした。

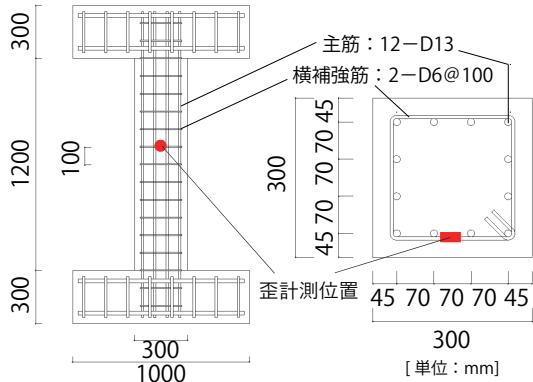


図-2 試験体形状と配筋

表-2 材料試験結果

(a) 鉄筋

試験体	呼び名	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	降伏歪 ϵ_y (%)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
FS2-3A, FS2-3B, FS2-3B	D13	354	0.21	1.69×10^5
	D6	422	0.25	1.69×10^5
FS2-3D, FS2, FS3	D13	364	0.20	1.73×10^5
	D6	423	0.24	1.71×10^5

(b) コンクリート

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時歪 ϵ_B (%)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
FS2-3A, FS2-3B, FS2-3B	25.5	0.21	2.30×10^4
FS2-3D, FS2, FS3	25.7	0.21	2.57×10^4

3. 加力概要

3.1 加力装置と載荷履歴

加力装置を図-3に示す。加力は逆対称変形を保つ形式とし、試験体に軸力を作用させた状態で静的な水平一方向加力を行い、最終的に崩壊するまで行うことを原則とした。ここで、本論における崩壊は柱が所定の軸力を保持不可能になる状態と定義する。載荷履歴は、図-4に示すように水平変形±0.5%、±1%、±2%を各1サイクル加えた後、正方向に押し切る載荷とした。ここで、本論における水平変形は柱内法高さで割った部材角で表す。

3.2 実験変数 (軸力増加性状)

実験変数は軸力増加の有無および軸力増加時水平変形とした。軸力を増加させる試験体を4体、軸力一定で行う試験体を2体とした(表-1)。

軸力増加する試験体 (FS2-3A, FS2-3B, FS2-3C, FS2-3D) では、加力の途中で軸力比を0.2から0.3に増加させた。なお、増加後の軸力比0.3は設計における上限値(0.33)に近い値を想定したものである。ここで、軸力増加時の水平変形は先行して破壊するより脆性的な柱の変形性能や軸力保持性能に依存するため、その変形は一概には決められず様々な値を取り得ると考えられる。そこでまず、最大耐力後に変形が増大した時点での軸力増加を想定し、試験体FS2-3A, FS2-3B, FS2-3Cでは軸力増加時水平変形をそれぞれ3.75%, 2.87%, 2.5%とした(これらの値は加力中に破壊状況を判断しながら決定した)。4.1節で後述するように実験時には曲げ降伏後、水平変形が3%程度のときに突然部材中央部にせん断ひび割れが発生する破壊²⁾が生じた。そこで軸力増加点は、FS2-3AとFS2-3Bでは部材中央部せん断ひび割れの発生後、FS2-3Cでは部材中央部せん断ひび割れの発生前、とした。一方、FS2-3Dでは、最大耐力以前の比較的小さい変形で軸力移動が生じることを想定し、軸力増加時水平変形を0.75%とした。なお、現実には破壊状況の変化により軸力の再配分量が増減しながら崩壊に向かうと考えられ、過去の研究^{4),5)}においてもそのような性状が確認されている。しかしながら、現時点ではその複雑な性状を捉えることが困難であるため、本論では軸力再配分に伴う軸力増加はある一点で一回のみ生じると仮定した。

軸力一定の試験体では、軸力増加する試験体との比較を行うため、増加前の軸力比0.2(試験体FS2)および増加後の軸力比0.3(試験体FS3)で加力を行った。

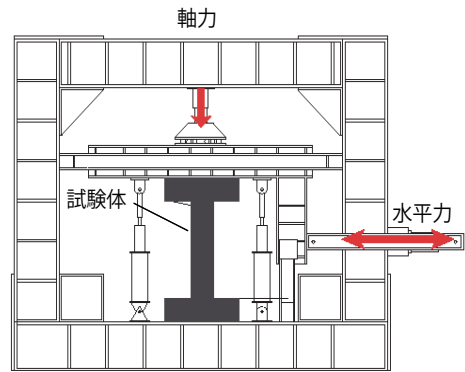


図-3 加力装置

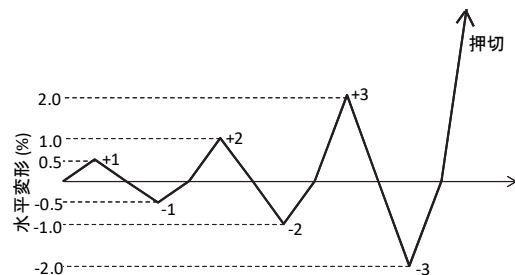


図-4 載荷履歴

表-3 実験結果一覧

試験体	最大耐力時 (正側)		最大耐力時 (負側)		部材中央部せん断破壊時	崩壊時	
	最大耐力(kN)	水平変形(%)	最大耐力(kN)	水平変形(%)	水平変形(%)	崩壊水平変形(%)	崩壊鉛直変形(%)
FS2-3A	<u>188</u>	1.79	-187	-1.90	3.28	3.75	0.02
FS2-3B	<u>186</u>	1.38	-184	-1.50	2.87	3.96	0.11
FS2-3C	182	1.33	<u>-193</u>	-1.85	3.11	5.83 以上	0.35 以上
FS2-3D	<u>196</u>	0.93	-190	-0.95	—	1.79	0.15
FS2	177	1.33	<u>-178</u>	-1.42	1.83	5.83 以上	0.25 以上
FS3	<u>196</u>	0.95	-188	-0.98	1.00	1.71	0.37

4. 実験結果

実験結果一覧を表-3 に示し、各試験体の破壊過程について述べる。ここで、表-3 の最大耐力の下線は正負の最大耐力 (絶対値) のうちで大きい方を示す。

4.1 最大耐力後に軸力増加する試験体の比較

(1) 破壊過程

最大耐力後の比較的変形が大きい時点で軸力を増加させた試験体 FS2-3A, FS2-3B, FS2-3C の破壊過程を比較する。各試験体の水平力-水平変形関係を図-5 に、FS2-3B の破壊状況を写真-1 に示す。

FS2-3B を例にして試験体の崩壊過程を示す。水平変形 -0.58% のときに危険断面の主筋が引張降伏した後、斜め方向に曲げせん断ひび割れが発生した。その後、水平変形 2.87% の時 (図-5 の■印) にそれまでひび割れが全くなかった部材中央部にせん断ひび割れが突然発生して耐力が低下した (写真-1 (b))。この部材中央部のせん断破壊は文献 2) で述べられており、曲げ降伏後せん断破壊のひとつの形態であるとみなせる。部材中央部せん断ひび割れの直後 (水平変形 2.87% 時) に軸力を軸力比 0.2 から 0.3 に増加させると耐力低下が顕著となり、やがて水平変形 3.96% の時に軸力が保持できなくなり崩壊した。ここで、崩壊までに経験した最大の水平変形を崩壊水平変形と定義するが、その値は 3.96% となる。この時、部材中央部に生じたせん断ひび割れ周辺の破壊が顕著であった。また、FS2-3B の水平変形-鉛直変形関係を図-6 に示す。ここで、鉛直変形は柱内法高さで除した値 (%) で示す。部材中央部せん断破壊の直後に軸力を増加させると鉛直変形が伸びから縮みに転じて急増した。その後崩壊の直前から鉛直変形が急増し、鉛直変形 0.11% のときに崩壊した (崩壊鉛直変形 0.11%)。このような軸力増加後の鉛直変形の挙動は、他の試験体でも同様であった。

FS2-3A は、FS2-3B と同様に端部の曲げ破壊が生じた後、部材中央部のせん断ひび割れが水平変形 3.28% のときに発生した。その後、水平変形 3.75% の時に軸力を増加させた。このとき所定の軸力まで増加させる途中で崩壊に至った。これより崩壊水平変形は 3.75% となる。崩壊鉛直変形は 0.02% であった。

FS2-3C は、初期の材端部の破壊性状は FS2-3B と同様

であった。その後、部材中央部のせん断ひび割れが発生する前に、水平変形 2.5% の時に軸力を増加させた。これは、FS2-3B と FS2-3A が部材中央部のせん断破壊後の軸力増加となったため、比較のためそれらより小さい水平変形で軸力を増加させることを意図したものである。軸力増加後しばらくは耐力低下が発生せず、水平変形 3.11% の時に部材中央部のせん断ひび割れが発生した。その後緩やかに耐力が低下したが、水平変形 5.83% の時に加力装置の限界により加力を終了した (崩壊までの加力はいえなかった)。よって崩壊水平変形は 5.83% 以上と評価される。また、加力終了時の鉛直変形は 0.35% であった (崩壊鉛直変形 0.35% 以上)。

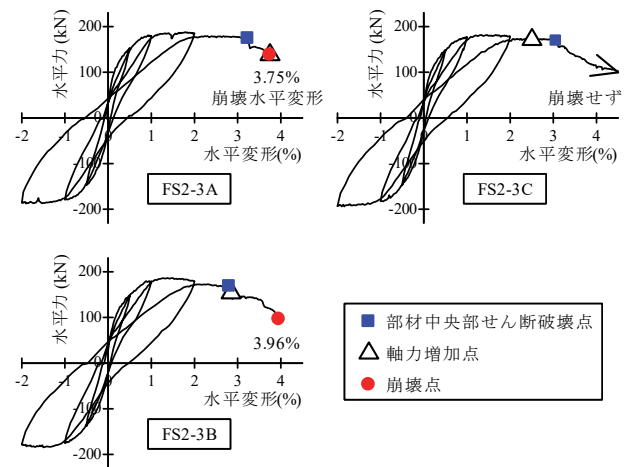


図-5 水平力-水平変形関係 (FS2-3A, FS2-3B, FS2-3C)



(a) せん断破壊前 (水平変形 2.85%) (b) せん断破壊後 (2.87%) (c) 崩壊時 (3.96%)

写真-1 破壊過程 (FS2-3B)

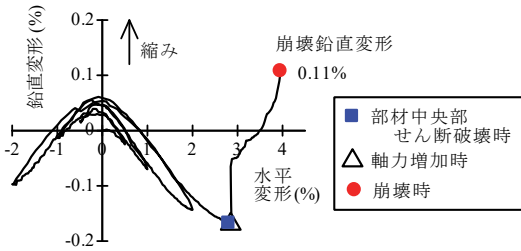


図-6 水平変形－鉛直変形関係 (FS2-3B)

3体の結果をまとめると、部材中央部のせん断破壊前に軸力増加させた FS2-3C の崩壊水平変形と崩壊鉛直変形は、部材中央部のせん断破壊後に軸力増加させた FS2-3B と FS2-3A よりも大きくなった。これに関して次で述べる。

(2) 部材端部回転角

柱脚部の回転角より軸力増加にともなう端部の破壊性状について検討する。柱脚部回転角は図-7 に矢印で示す2つの変位計により算出した。FS2-3B と FS2-3C の水平変形と柱脚部回転角関係を図-8 に示す(回転角は時計回りが正)。ここで、FS2-3A は計測結果が FS2-3B と同様であったため考察から除く。図-8 より、FS2-3B は部材中央部せん断ひび割れ発生および軸力増加以降の回転角の変化の度合がそれ以前とほぼ等しいのに対し、FS2-3C は軸力増加直後から回転角の増加度合が急激に大きくなった。また、部材中央部せん断ひび割れ発生後、しばらくしてからそのせん断ひび割れが開いていき、端部での回転の増加が収まった。なお、柱頭の回転角も柱脚と同様の傾向を示した。これより、軸力増加のタイミングが部材中央部せん断ひび割れ発生以前の場合、ひび割れ発生後の場合と比べ、端部での破壊が進むことが考えられる。つまり、FS2-3C は部材中央部せん断ひび割れ発生前に軸力を増加させたことによりその時点で破壊していた端部での破壊が進み、部材中央部の破壊が抑制されたため、FS2-3B に比べて曲げのな性状がよりあらわれて靱性的となり、結果として崩壊水平変形が大きくなったと考えられる。一方、部材中央部せん断ひび割れ発生後に軸力を増加させた FS2-3B では、その時点で破壊していた部材中央部のせん断ひび割れ周辺に損傷が集中し、崩壊が早まったと考えられる。

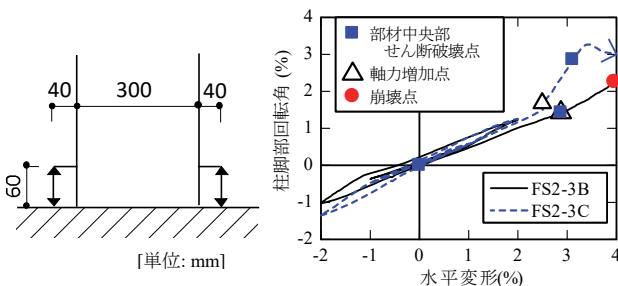


図-7 変位計位置 図-8 水平変形－柱脚部回転角関係

4.2 最大耐力前に軸力増加する試験体と一定軸力試験体の比較

(1) 破壊過程

最大耐力前の変形が小さい時点で軸力を増加させた試験体 FS2-3D と、その増加前の軸力比 0.2 (FS2) および増加後の軸力比 0.3 (FS3) でそれぞれ一定軸力载荷した場合の比較を行う。3つの試験体の水平力－水平変形関係の包絡線(正方向加力時)を図-9 に、破壊状況を写真-2 に示す。

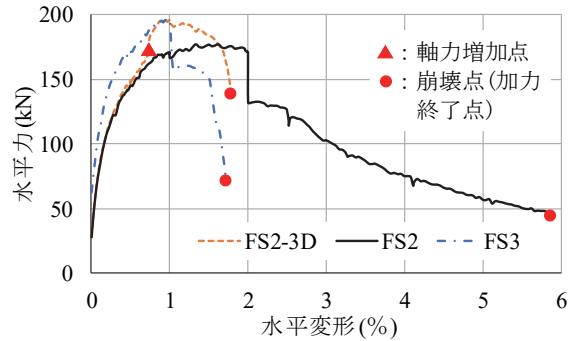


図-9 水平力－水平変形の包絡線 (FS2-3D, FS2, FS3)

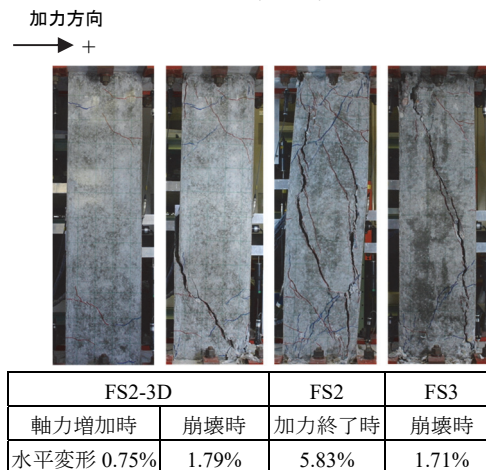


写真-2 破壊状況 (FS2-3D, FS2, FS3)

FS2-3D は、部材端部に軽微な曲げひび割れが発生した後、水平変形 0.75%のときに軸力比を 0.2 から 0.3 に増加させたのと同時に曲げ降伏が生じた。その直後から水平力の増加度合が大きくなり、水平変形 0.93%の時に最大耐力 (196kN) を迎えた。その時の軸力比は 0.3 であるため、最大耐力は軸力比 0.3 で計算した曲げ終局強度 (213 kN : 表-1 の FS3 の欄の値) に近くなった。その後、水平変形 1.79%のときに水平力が比較的大きな状態で柱脚部のせん断ひび割れ幅が急激に大きくなり (写真-2)、軸力を保持できなくなって崩壊した (崩壊水平変形 1.79%)。このような崩壊時の状況は文献 2) で報告されている曲げ降伏後の部材端部せん断破壊と同じであった。また、崩壊鉛直変形は 0.15%であった。

FS2 は、軸力比 0.2 (FS2-3D の増加前軸力) で一定軸力載荷した。水平変形が 0.98% の時に曲げ降伏が発生し、その後水平変形-1.42% の時に最大耐力 (-178kN) を迎えた。水平変形が 1.83% のときに部材中央部にせん断ひび割れが発生した。その後、加力装置の限界まで加力を続けても崩壊には至らず、水平変形 5.83% で加力を終了した (崩壊水平変形 5.83% 以上)。加力終了時の鉛直変形は 0.25% であった (崩壊鉛直変形 0.25% 以上)。

FS3 は、軸力比 0.3 (FS2-3D の軸力増加後) で一定軸力載荷した。水平変形 0.88% の時に曲げ降伏が発生し、水平変形 0.95% の時に最大耐力 (196kN) を迎えた。水平変形 1.0% のときに部材中央部にせん断ひび割れが発生し、水平変形 1.71% のときに崩壊した (崩壊水平変形 1.71%)。また、崩壊鉛直変形は 0.37% であった。

3 体の結果をまとめると、図-9 より、軸力増加させた試験体 FS2-3D は軸力増加により一時的に水平力が増加し、最大耐力、最大耐力時変形、崩壊水平変形がいずれも増加後軸力での一定軸力の試験体 FS3 と同程度となった。つまり、FS2-3D は最大耐力前の水平変形 0.75% の時に軸力増加を行っており、崩壊水平変形 (1.79%) は軸力増加前の軸力比で一定載荷した試験体 (FS2:5.83% 以上) よりも小さく、軸力増加後の軸力比で一定載荷した試験体 (FS3:1.71%) に近くなった。最大耐力前に軸力を増加させる場合、その後の最大耐力時や崩壊時における軸力が大きく影響するといえる。

なお、FS2-3D は最大耐力や崩壊水平変形の値が軸力増加後の値で一定載荷した FS3 に近似しているが、破壊モードは異なった。写真-2 より各試験体の破壊モードを比較すると、FS2-3D は部材端部に斜め方向の曲げせん断ひび割れが発生した後、それが伸長して崩壊した。一方、FS2 と FS3 は曲げ降伏後部材中央部にせん断ひび割れが生じて崩壊した。

ここで、FS2-3D と FS3 における横補強筋の歪性状を比較する。横補強筋歪計測点を図-2 に示すが、これは FS3 で部材中央部のせん断ひび割れが発生した付近 (写真-2) に貼付したものである。水平変形-横補強筋歪関

係を図-10 に示す (縦軸は下向きが伸び)。図-10 より、軸力増加後の軸力で一定載荷した FS3 はせん断ひび割れが入る水平変形+0.8% 程度までは FS2-3D と同じような横補強筋歪の値を示したが、せん断破壊発生時に急激に値が増加して降伏歪の値に達した。一方、FS2-3D は歪の急増がなく降伏歪の値には達しなかった。FS3 には部材中央部にせん断ひび割れが生じ、FS2-3D にはそれが生じなかったことから、当然ではあるが FS3 の方が FS2-3D よりも部材中央部の横補強筋の歪が大きかった。

(2) 破壊モードの相違について

前述の通り軸力増加させた FS2-3D では部材端部のせん断破壊が生じた一方、FS2 と FS3 では部材中央部のせん断破壊が生じて破壊モードが異なったのであるが、これに関して FS2-3D と FS3 を比較して検討する。

水平変形に伴う柱脚部回転角の変化を図-11 に示す。ここで、柱脚回転角は図-7 と同様の変位計により算出した。図-11 より、一定軸力載荷した FS3 は、せん断ひび割れ発生後も柱脚回転角の変化の度合はあまり変わらなかった。それに対して軸力増加した FS2-3D では、軸力増加直後から回転角の増加度合が大きくなっているが、前述のようにこの時に曲げ降伏が生じていたため、コンクリートの破壊が顕著になった部材端部に軸力増加の影響による破壊が集中したと考えられる。一定軸力の FS3 と比べて、軸力増加させた FS2-3D では軸力増加後の部材端部の曲げ破壊の程度が大きくなり、崩壊時の急激な端部のせん断破壊を誘発したと考えられる。ただし、曲げ破壊の程度と端部のせん断破壊の関係は現状では明らかではないことに留意が必要である。

正加力時に圧縮側となる柱脚部のコンクリートの歪性状について、水平変形に伴う変化を図-12 に示す (縦軸は正が縮み)。コンクリートの歪は、図-7 に示した危険断面から高さ 60 mm の範囲における縁の歪度として計測した。圧縮側歪は初期の段階では FS3、FS2-3D 共に同程度の値を示しているが、軸力増加後は FS2-3D の増加度合が大きくなり、崩壊点では FS2-3D の方が FS3 と比べてかなり大きい値を示している。このことは前者の

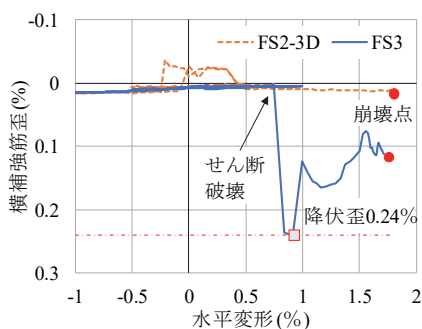


図-10 水平変形-横補強筋歪関係

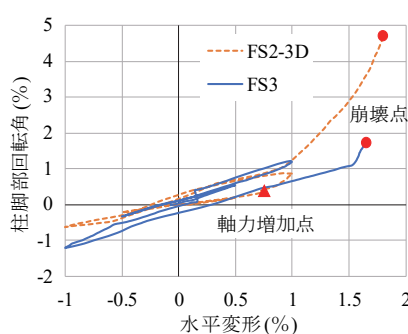


図-11 水平変形-柱脚部回転角関係

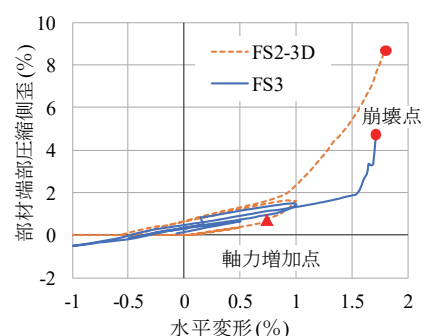


図-12 水平変形-柱脚部圧縮歪関係

方がコンクリートの破壊の程度が大きいことを意味するが、文献2)では曲げ降伏後部材端部でせん断破壊する現象の要因として端部コンクリートの破壊の進行が挙げられており、本論における FS2-3D においても軸力増加の影響により端部コンクリートの破壊が進んだため端部のせん断破壊が生じやすくなったと考えられる。

以上より、破壊モードの相違については、FS2-3D では部材中央部にせん断ひび割れが生じる以前かつ曲げ降伏が生じた状態で軸力増加させたことが影響して部材端部でのせん断破壊が生じたと考えられる。なお、FS2-3D と FS3 で破壊モードが異なっても崩壊水平変形は同程度であったが、これは文献2)で示された結果と同様であった。

5. 軸力増加時水平変形と崩壊水平変形の関係

試験体 FS2-3A, FS2-3B, FS2-3C, FS2-3D の軸力増加時水平変形と崩壊水平変形の関係を図-13 に示す。図-13 には軸力増加前後の軸力比でそれぞれ一定軸力載荷した試験体 FS2 と FS3 の崩壊水平変形も直線で示す。図-13 より、軸力増加させた試験体の崩壊水平変形は FS2 と FS3 の間に分布していることが分かる。ただし、FS2-3C と FS2 は崩壊までの加力を行えなかったため、どちらの崩壊水平変形が大きいのかは不明である。ここで、最大耐力後に軸力増加させた試験体を比較すると、4.1 節で前述した通り軸力増加時水平変形の違いにより FS2-3A と FS2-3B は崩壊したが、FS2-3C は崩壊しなかった。また、これらと FS2-3D を比較すると、FS2-3D は最大耐力前の早い段階で軸力増加させたために崩壊性状が増加後軸力比で一定軸力載荷した FS3 に最も近くなり、崩壊水平変形が小さくなったといえる。

以上より、軸力増加する柱の崩壊水平変形は、増加前軸力比で一定軸力載荷した柱よりも小さくなり崩壊が早まるといえる。ここで、軸力増加する試験体に対しては、軸力増加時水平変形を最大耐力時以前とした FS2-3D の崩壊水平変形が最も小さくなり、軸力増加時水平変形を最大耐力時以降で部材中央部せん断ひび割れ発生前とした FS2-3C の崩壊水平変形が最も大きくなった。

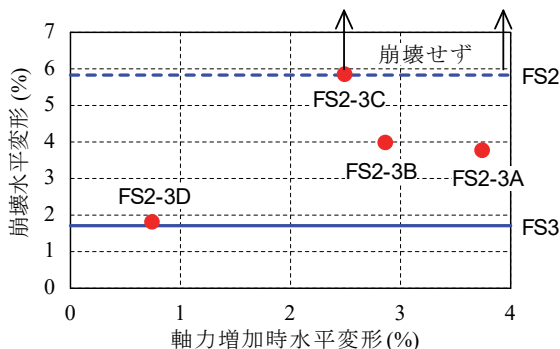


図-13 軸力増加時水平変形－崩壊水平変形関係

6. まとめ

曲げ降伏後せん断破壊する RC 柱を対象として、地震時の軸力再配分に伴って軸力増加する柱の静的加力実験を行った。軸力増加する試験体では加力の途中で軸力比を 0.2 から 0.3 に増加させて崩壊性状を検討し、併せて軸力比 0.2 と 0.3 で一定軸力載荷した試験体との比較も行った。本検討の範囲内で得られた結論を以下に示す。

- (1) 最大耐力後の比較的変形が大きい時点で軸力増加させた試験体に関して、部材中央部せん断ひび割れが発生する以前に軸力を増加させた試験体 FS2-3C は、部材中央部せん断ひび割れが発生した後に軸力を増加させた試験体 FS2-3A と FS2-3B に比べて崩壊水平変形が大きくなった。これは、後者では破壊が部材中央部に集中したのに対し、前者では軸力増加直後から部材端部の破壊が進行し、より曲げ的な破壊性状を示したためであると考えられる。
- (2) 最大耐力前の変形が小さい時点で軸力増加させた試験体 FS2-3D と増加後軸力での一定軸力試験体 FS3 を比較すると、最大耐力と崩壊水平変形は同程度であった。最大耐力前に軸力を増加させる場合、その後の最大耐力時や崩壊時における軸力が大きく影響するといえる。
- (3) 軸力増加する柱の崩壊水平変形は、増加前軸力比で一定軸力載荷した柱よりも小さくなった。

謝辞

本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(C) (課題番号: 17K06636) の一環として行った。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 武田尚之, 中村孝也: せん断破壊型鉄筋コンクリート柱の軸力増加を考慮した崩壊性状評価, 構造工学論文集, Vol.64B, pp.357-364, 2018.3
- 2) 高稲宜和, 芳村 学, 石神誠一: 曲げ降伏後せん断破壊する鉄筋コンクリート柱の崩壊に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 583 号, pp.91-98, 2004.9
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.9
- 4) Elwood, K. J. and Moehle, J. P.: Shake Table Tests on the Axial Load Failure of Reinforced Concrete Columns, Proceedings of fib Symposium -Concrete Structures in Seismic Regions-, 2003.5
- 5) 高橋直紀, 向井智久, 衣笠秀行, 福山 洋: 脆性部材および剛梁からなる RC 造架構の安全性評価に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第 33 巻, 第 2 号, pp.853-858, 2011.7