

論文 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の軸力減少を考慮した崩壊実験

中村 孝也*1・瀧田 一平*2・竹村 蒼也*2

要旨：せん断破壊型鉄筋コンクリート柱の軸力減少を考慮した崩壊実験を行い、軸力が一定の場合との比較を行った。試験体は比較的新しい建物に含まれる脆性柱を想定して鉄筋量が多いものとした。初期の軸力比を0.3から0.6の比較的高軸力とし、軸力を減少させる試験体では加力の途中で軸力をもとの70%または40%まで減少させた。実験の結果、高軸力を受ける柱であっても、軸力減少を考慮すれば大きな水平変形まで崩壊しないことなどを明らかにした。

キーワード：鉄筋コンクリート柱、軸力減少、せん断破壊、高軸力、崩壊

1. はじめに

脆性部材を含む鉄筋コンクリート(RC)建物の耐震性評価においては、脆性柱の最大耐力以降の挙動や、軸力保持能力を失って崩壊するときの変形を考慮することが重要である。これは、古い建物だけでなく、一部に脆性部材を含む新しい建物にも当てはまる。過去にはせん断破壊型柱の崩壊実験が実施され^{1),2)}、実験結果を基にした崩壊水平変形推定式も提案されている³⁾。しかし、それらの検討には次のような課題が残されていた。ひとつは柱の軸力を一定としていた点である。柱にせん断破壊が生じて鉛直変形(縮み)が増大すると、梁にせん断力が生じて当該柱の軸力が周辺の健全な柱に移動する(図-1)。つまり、崩壊が近づく柱の軸力は減少するのである。そのような軸力減少は過去の脆性柱と靱性柱が混在する骨組の振動実験⁴⁾で確認されているが、当該柱にどのような影響があるのかは明らかになっていない。また、柱単体での軸力減少を考慮した崩壊実験は少ない例があるものの^{5),6)}、いまだ検討が不十分な段階にある。次に、過去の実験は比較的低軸力を受ける柱を対象としており、高軸力を受ける柱の崩壊性状が明らかになっていないことも課題であった。文献5),6)により、軸力減少は柱の崩壊変形を増加させ、荷重変形関係を改善させることがわかっている。そうであれば高軸力を受けて構造的に不利であると判断される柱であっても軸力減少の考慮によって評価を高められる可能性がある。

そこで本論では、比較的高軸力を受けるせん断破壊型RC柱の軸力減少を考慮した崩壊実験を行い、軸力が一定の場合との比較を行う。試験体は比較的新しい建物に含まれる柱を想定して鉄筋量が多いものとした。柱の軸力減少による影響を把握できれば、脆性柱を含む建物の最大荷重以降の挙動をより正確に評価する際に有用となる。

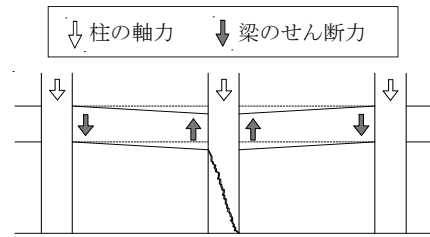


図-1 軸力減少のメカニズム

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は比較的新しい建物の鉄筋量が多い柱を想定した。これは、文献5),6)では、1971年以前の古い建物を想定した横補強筋比 p_w が小さい柱を主な対象にしており、それ以降の p_w が大きい柱の検討が不十分であったためである。鉄筋量が多いせん断破壊型の柱を検討する目的として以下の2つを考えている。1)耐震診断の対象となる1971年から81年の間に建設された建物は p_w が比較的大きいため、それらの柱の耐震性評価の精密化を図る。2)新規設計ではせん断破壊型柱は推奨されていないが、せん断破壊する柱でも軸力減少を考慮すれば大変形領域まで崩壊しないことが予想される。その性状を生かせば建物中の一部にせん断破壊型柱を許容して設計の自由度を高められる可能性もあるため、その見直しを探る。

試験体は約1/2スケールであり、全8体を作製した。これらは全てせん断破壊するように設計した。試験体一覧を表-1に、試験体形状と配筋を図-2に示す。使用した鉄筋とコンクリートの材料特性を表-2に示す。

共通事項

柱断面寸法($b \times D$)を270 mm × 270 mm、柱内法高さ(h_0)を540 mmとした。なお、クリアスパン比 (h_0/D) は2.0であり、耐震診断上は極脆性柱と評価される短柱となる⁷⁾。主筋比 p_g は2.18%、横補強筋比 p_w は比較的新しい柱を想定して0.47%とした。

*1 新潟大学 工学部建設学科准教授 博士(工学) (正会員)

*2 新潟大学 工学部建設学科学部生

表-1 試験体諸元一覧

試験体名 ⁽¹⁾	シリーズ名	柱内法高さ h_0 (mm)	断面 $b \times D$ (mm)	h_0/D	主筋比 p_g (%)	横補強筋比 p_w (%)	軸力比 ⁽²⁾ η	諸耐力計算値		
								せん断強度 V_s (kN) ⁽³⁾	曲げ強度 V_f (kN) ⁽⁴⁾	せん断余裕度 V_s/V_f
N3	シリーズ N3	540	270 × 270	2.0	2.18 (8-D16)	0.47 (2-D6@50)	0.3 (一定)	244	464	0.52
N3-21							0.3 → 0.21 (100%→70%)			
N3-12							0.3 → 0.12 (100%→40%)			
N21	シリーズ N5						0.21 (一定)	235	415	0.56
N5							0.5 (一定)	206	404	0.51
N5-20							0.5 → 0.20 (100%→40%)			
N6	シリーズ N6	0.6 (一定)	206	397	0.52					
N6-24		0.6 → 0.24 (100%→40%)								

(1) N の次の数字は初期の軸力比を示し($\eta=0.3, 0.21, 0.5, 0.6$), ハイフン以降は減少後の軸力比を示す($\eta=0.21, 0.12, 0.20, 0.24$)。 (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 min 式による値。 (4) 建築学会曲げ耐力略算式⁸⁾による値。

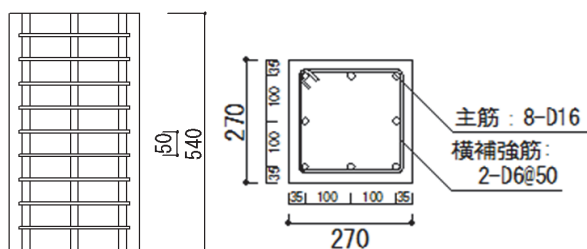
表-2 材料特性

(a) 鉄筋

シリーズ名	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)
シリーズ N3	D16	397	0.21	1.89×10^5
	D6	378	0.22	1.72×10^5
シリーズ N5	D16	386	0.21	1.84×10^5
シリーズ N6	D6	425	0.28	1.52×10^5

(b) コンクリート

シリーズ名	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)
シリーズ N3	30.4	0.25	2.09×10^4
シリーズ N5	19.4	0.22	1.94×10^4
シリーズ N6			



[単位:mm]

(a) 試験区間の立面 (b) 柱断面
図-2 試験体形状と配筋

実験パラメータ

実験パラメータは軸力の載荷方法であり、一定軸力および軸力減少とした。シリーズ N3 の軸力比 η は、試験体 N3 では 0.3 の一定軸力、N3-21 では 0.3 から 0.21 に減少 (100%→70%)、N3-12 では 0.3 から 0.12 に減少 (100%→40%)、N21 では 0.21 の一定軸力、の 4 種類とした。ここで、N21 では加力初期から、N3-21 における減少後の軸力を用いた一定軸力の加力を行なう。これは、減少前の軸力と減少後の軸力のどちらが崩壊時の変形に大きな影響を及ぼすのかを調べるためである。シリーズ N5 の η は、試験体 N5 では 0.5 の一定軸力、N5-20 では 0.5 から 0.2 に減少 (100%→40%) の 2 種類とした。シリーズ N6 の η は、試験体 N6 では 0.6 の一定軸力、N6-24 では 0.6 から 0.24 に減少 (100%→40%) の 2 種類とした。なお、各シリーズにおいて一定軸力の試験体 N3, N5, N6 を基準試験体とする。既往の実験^{5),6)}での η は約 0.2 の比較的低軸力が主であったが、本実験ではそれよりも高い軸力レベルとして基準試験体の η を 0.3 から 0.6 とした。

2.2 加力概要

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、試験体に所定の軸力を作用させた状態で水平 1 方向の正負交番載荷を行い、最終的に崩壊するまで加力

した。ここで、本論における崩壊とは柱が軸力保持能力を喪失することを指す。

載荷履歴は、水平変形 $\pm 0.5\%$, $\pm 1\%$, $\pm 2\%$ を各 1 サイクル加えた後、軸力を保持できなくなるまで正方向に押し切る載荷とした。ここで、水平変形は柱内法高さで割った部材角で表す。

2.3 軸力減少点

軸力を減少させる試験体においては、加力の途中で軸力を減少させた。ただし、軸力減少の詳細な過程は明らかになっていないため、軸力減少点の仮定が必要である。本論での軸力減少点は、各シリーズの一定軸力の基準試験体の結果を基に決定した。まず、図-1 に示すような軸力の減少は鉛直変形 (縮み) の増大によって生じると想定される。実験結果の例として N3 の水平力-水平変形関係を図-4 (a) に、鉛直変形-水平変形関係を図-4 (b) に示し、せん断破壊直後と崩壊点の破壊状況を写真-1 に示す。ここで、鉛直変形は柱内法高さで割った値で示す。図-4 と写真-1 から、水平変形-1.3%でせん断破壊した後、荷重が低下し始めた領域では鉛直変形が小さく、かつひび割れ幅も小さいが、その後水平変形の増加に伴い鉛直変形が増加し、崩壊点の手前で鉛直変形の増加量が大きくなっていることがわかる。従って、せん断

破壊後、水平変形と鉛直変形が増大して崩壊に近づいたときに軸力を減少させることとした。本論ではそれを水平力が最大耐力の10%程度まで減少した時点とした。このときの水平変形を表-3に示す。なお、当該柱の軸力減少は、梁のせん断力増大や周辺柱の軸力増大を引き起こすため、それによる周辺部材の破壊の恐れも生じるが、検討範囲を絞るために、本研究では当該柱に連なる梁と周辺柱は十分に強いものと仮定した。

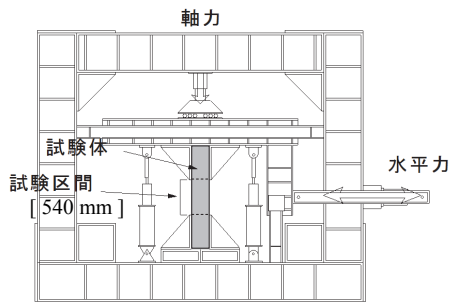
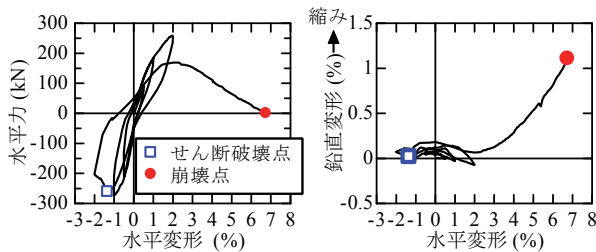
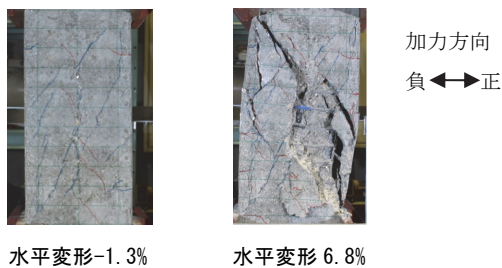


図-3 加力装置



(a) 水平力-水平変形関係 (b) 鉛直変形-水平変形関係

図-4 実験結果の例 (N3)



(a) せん断破壊直後 (b) 崩壊点

写真-1 破壊状況 (N3)

3. 実験結果

3.1 崩壊過程

水平力-水平変形関係を図-5に、鉛直変形-水平変形関係を図-6に示す。ここで、図-5、図-6は各試験体の区別を明確にするため、正方向加力の包絡線で示す。実験結果一覧を表-3に示す。最大耐力は全ての試験体で負方向加力時に迎えたため表-3では絶対値で示す。

N21を除くすべての試験体が曲げ降伏以前にせん断破壊した(N21は曲げ降伏後のせん断破壊)。いずれの試験体も複数のせん断ひび割れ発生後、水平変形が増加する

につれて、それらのせん断ひび割れが拡大した。その後の押し切り載荷時に、水平力がゼロ付近まで低下した時に崩壊した。ここでN3-12は、加力装置の変形限界に達したため加力が終了した。しかし崩壊はしていないものの、水平力がゼロ付近で実験が終了しているため崩壊に近い状況であると考え、その最終変形を崩壊変形とした。以上を踏まえ、崩壊時の水平変形を「崩壊水平変形」、同じく鉛直変形を「崩壊鉛直変形」と呼ぶ。

以下に試験体ごとの崩壊過程を記す。

N3 水平変形-1.0%の時に最大耐力-274kNに達した。崩壊水平変形は6.8%、崩壊鉛直変形は1.1%であった。

N3-21 水平変形-1.0%の時に最大耐力-263kNに達した。水平変形5.8%の時に軸力をもとの70%まで減少させた。

軸力減少点に至るまでの挙動はN3とほぼ同様であったが、軸力減少後は水平力の低下と鉛直変形の増加がN3と比べて緩やかとなった(図-5(a)、図-6(a))。崩壊水平変形は9.0%、崩壊鉛直変形は1.5%であり、いずれもN3より大きくなった。このような性状は全ての軸力減少試験体で同様であったため、以下では記述を省略する。

N3-12 水平変形-0.8%の時に最大耐力-255kNに達した。水平変形6.1%の時に軸力をもとの40%まで減少させた。崩壊水平変形は13.0%、崩壊鉛直変形は2.2%であった。

N21 水平変形-1.5%の時に最大耐力-262kNに達した。崩壊水平変形は9.5%、崩壊鉛直変形は1.5%であった。

N5 水平変形-1.0%の時に最大耐力-205kNに達した。崩壊水平変形は6.5%、崩壊鉛直変形は1.4%であった。

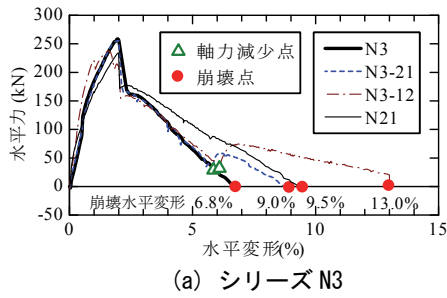
N5-20 水平変形-0.9%の時に最大耐力-198kNに達した。水平変形6.5%の時に軸力をもとの40%まで減少させた。崩壊水平変形は13.4%であった。なお、N5-20は測定装置の不具合により鉛直変形の測定を加力途中で終了したため、崩壊鉛直変形は不明である。

N6 水平変形-1.0%の時に最大耐力-208kNに達した。崩壊水平変形は5.0%、崩壊鉛直変形は1.2%であった。

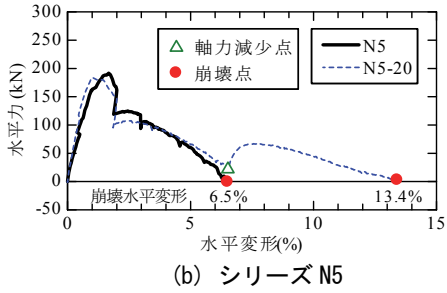
N6-24 水平変形-0.9%の時に最大耐力-225kNに達した。水平変形4.1%の時に軸力をもとの40%まで減少させた。崩壊水平変形は9.2%、崩壊鉛直変形は1.6%であった。

表-3 実験結果一覧

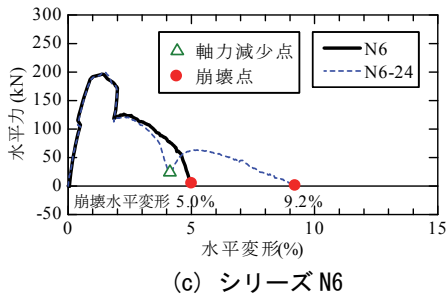
試験体名	最大耐力 (kN)	軸力減少時 水平変形(%)	崩壊水平変形(%)	崩壊鉛直変形(%)
N3	274	—	6.8	1.1
N3-21	263	5.8	9.0	1.5
N3-12	255	6.1	13.0	2.2
N21	262	—	9.5	1.5
N5	205	—	6.5	1.4
N5-20	198	6.5	13.4	—
N6	208	—	5.0	1.2
N6-24	225	4.1	9.2	1.6



(a) シリーズ N3

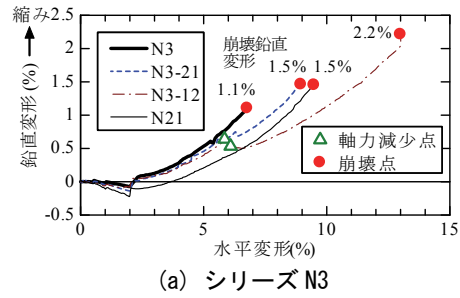


(b) シリーズ N5

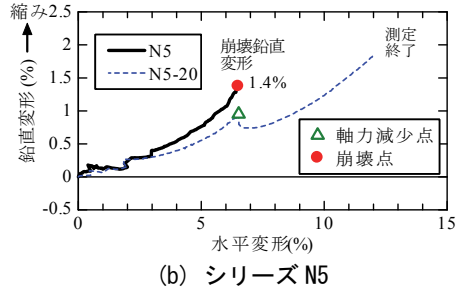


(c) シリーズ N6

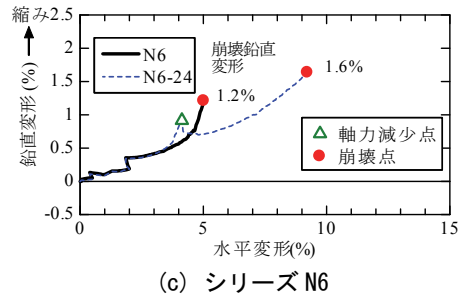
図-5 水平力-水平変形関係



(a) シリーズ N3



(b) シリーズ N5



(c) シリーズ N6

図-6 鉛直変形-水平変形関係

3.2 崩壊水平変形の増加倍率

N21 を除く 7 体の崩壊水平変形を図-7 に示す。一定軸力の基準試験体では崩壊水平変形が5%から7%程度であるのに対して、軸力を減少させると、基準試験体の崩壊に近い点で軸力を減少させたにも関わらず、崩壊水平変形が増大して9%から13%程度となった。具体的には、シリーズ N3 の崩壊水平変形は、N3-21 が N3 の 1.3 倍、N3-12 が N3 の 1.9 倍となった。シリーズ N5 の崩壊水平変形は、N5-20 が N5 の 2.1 倍となった。シリーズ N6 の崩壊水平変形は、N6-24 が N6 の 1.8 倍となった。これより、高軸力を受ける柱であっても、軸力減少を考慮すれば大きな水平変形まで崩壊しないと評価することができると考えられる。

基準試験体に対する崩壊水平変形の増加倍率を図-8 の横軸に示す。図-8 の縦軸は値が小さいほど軸力の減少度合いが大きいことを示す。図-8 より、軸力の減少度合いが大きいほど崩壊水平変形の増加倍率が大きいことが分かる。軸力減少度合いに対する崩壊水平変形の増加倍率は、もとの軸力の70%まで軸力を減少させると1.3倍、40%まで軸力を減少させると約2倍となった。

3.3 主筋の歪

主筋の歪から軸力減少の性状を検討する。主筋の歪測

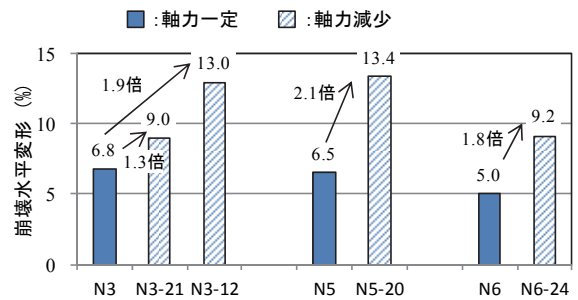


図-7 崩壊水平変形

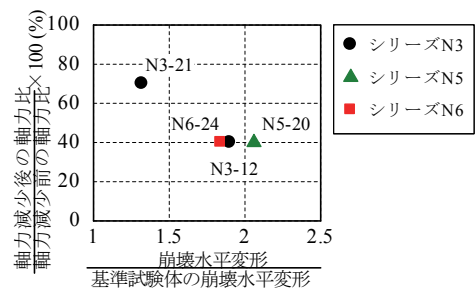


図-8 基準試験体に対する崩壊水平変形の増加倍率

定位置を図-9 に示す。なお歪ゲージは、主筋の局所的な曲げ変形による影響を少なくするために、図-9 の柱断面図に示すように加力方向に対して平行に貼り付けた。

L10の歪ゲージについて、N6とN6-24の主筋歪-水平変形関係を図-10に示す。また、N6の破壊状況を写真-2示す。写真-2からわかるように、L10は主要なせん断ひび割れの近くに位置している。図-10より、一定軸力のN6では水平変形の増加に伴って圧縮歪が増大しているのに対して、N6-24では軸力減少点以降は歪が減少しているのがわかる。ここで、既往の研究では、せん断破壊面付近のコンクリートの破壊およびせん断ひび割れ幅の拡大に伴って、その位置における主筋の軸力負担が増大して崩壊に至る過程が説明されている²⁾。これより、N6-24では軸力減少後に主筋の軸力負担が減少し、結果として崩壊水平変形がN6よりも大きくなったといえる。

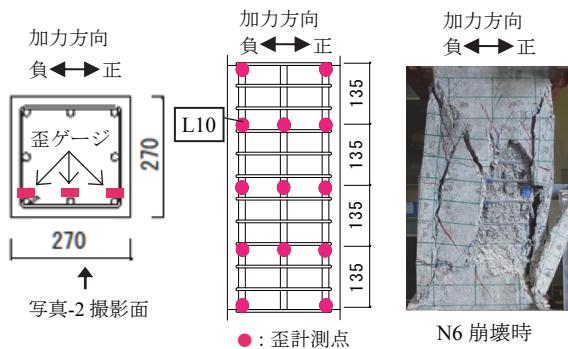


図-9 主筋歪計測位置 写真-2 破壊状況

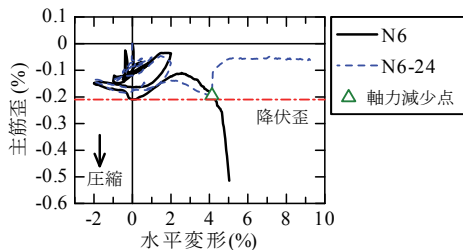


図-10 主筋歪-水平変形関係 (L10)

3.4 崩壊変形に及ぼす軸力減少前・後の軸力比の影響

試験体N3, N3-21, N21を比較し、減少前の軸力と減少後の軸力のどちらが崩壊時の変形に大きな影響を及ぼすのかを検討する。図-5(a)より、N3-21の崩壊水平変形は、N3とN21の崩壊水平変形と比べると、減少後と同じ軸力で初期から加力したN21の値に近くなった。同様に図-6(a)より、N3-21の崩壊鉛直変形はN21の崩壊鉛直変形と同程度であった。よって崩壊水平変形および崩壊鉛直変形に対しては、減少前の軸力より減少後の軸力の方が与える影響が大きいといえる。

軸力比 η と崩壊水平変形の関係を図-11に示す。図-11(a)は軸力減少前の軸力比と崩壊水平変形の関係であるが、同じ軸力比でも崩壊水平変形は大きくばらついており、明確な相関関係は認められない。一方、図-11(b)は、軸力減少試験体では減少後の軸力比を用いて崩壊水平変形との関係を示したものであるが、この軸力比が小

さいほど崩壊水平変形が大きくなるという対応関係が認められる。これより、崩壊水平変形に対しては軸力減少後の、崩壊に近い領域での軸力の影響が大きいといえる。

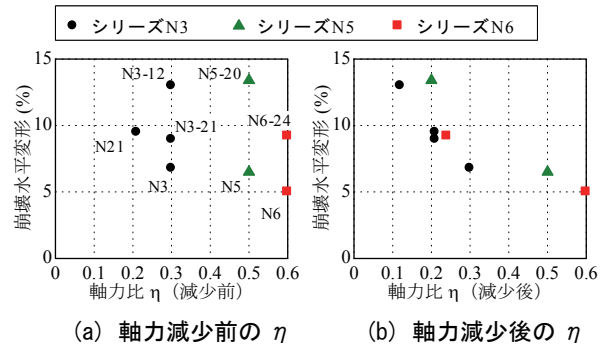


図-11 軸力比と崩壊水平変形の関係

3.5 崩壊水平変形推定式の適用

既往の研究によりせん断破壊型柱の崩壊水平変形推定式が提案されている³⁾。しかしここでは軸力減少および高軸力を考慮していないため、本実験の試験体に適用してその妥当性を検討する。推定式は式(1)で表され、横補強筋比 p_w 、主筋比 p_g 、軸力比 η の3つを影響因子としている。ここで cRu が崩壊水平変形推定値である。ただし、式(1)の適用範囲は η が最大0.3、 p_w が最大0.25%であり、いずれも本実験における値よりも小さいことに留意する必要がある。

$$cRu = 22.42 \cdot p_w + 4.57 \cdot p_g - 51.27 \cdot \eta + 1.52 \quad (1)$$

ここで、 cRu 、 p_w 、 p_g の単位は%、 cRu の下限値は1.5%。本実験の試験体に対する式(1)による計算値(cRu)と実験値(eRu)の関係を図-12に示す。図-12は、軸力減少前と減少後の η で計算した値で分けて表示している。 eRu/cRu の平均値と変動係数を表-4に示す。

一定軸力の試験体では、図-12と表-4より、 eRu/cRu の平均値は2.38であり、式の精度が低いことがわかる。これは、図-12に点線で囲ったN5とN6で実験値と計算値の対応が悪いためである。式(1)によると、これらの cRu は η が大きいことの影響で下限値の1.5%と計算され、 eRu より相当小さく評価されている。 η が式の適用範囲を超えていることもあり、今後、高軸力を受ける柱に対する式(1)の再検証が課題である。

軸力を減少させた試験体では、軸力減少前の η で計算すると、 eRu/cRu の平均値と変動係数はそれぞれ4.59と0.68であり、式の精度が低い。これはN5-20とN6-24の減少前軸力が式の適用範囲を超えていることの影響も考えられる。一方、軸力減少後の η で計算すると eRu/cRu の平均値と変動係数はそれぞれ0.93と0.15となり、軸力減少後の η で計算する方が実験値との対応が良くなった。これは、3.4節で述べたように、崩壊水平変形に対しては減少後の軸力の影響が大きいことを表している。

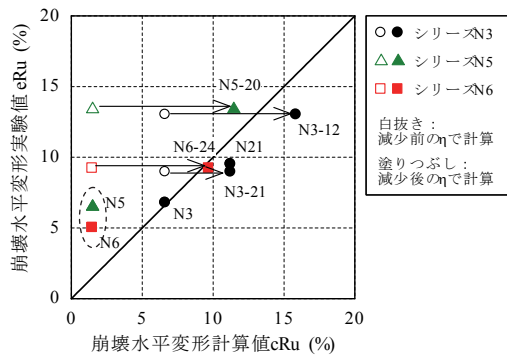


図-12 崩壊水平変形の実験値と計算値

表-4 eRu/cRu の平均値と変動係数

	一定軸力	軸力減少	
		減少前のηで計算	減少後のηで計算
eRu/cRu の平均値	2.38	4.59	0.93
変動係数	0.63	0.68	0.15

3.6 崩壊鉛直変形と崩壊水平変形の関係

崩壊鉛直変形と崩壊水平変形の関係を図-13 に示す。両者はほぼ比例関係にあり、後者に対する前者の比（以下、鉛直/水平と記す）の平均値は 0.19 であった。これは既往の一定軸力の試験体の値 0.22⁹⁾ と概ね一致した。なお、両者の対応関係のメカニズムは文献 9) で破壊曲面の観点から説明されており、両者の関係から被災した柱の損傷評価を行う試みがなされている。

鉛直/水平と軸力比 η の関係を図-14 に示す。前節までの検討により崩壊変形には減少後の軸力の影響が大きいことから、η は減少後の軸力で示す。図-14 から、2つのグループに分かれていることが読み取れる。一つは η が 0.2 前後の 5 体で、鉛直/水平の平均値は 0.17 であった。もう一つは η が 0.5 と 0.6 の 2 体で、鉛直/水平の平均値は 0.26 であった。これより、崩壊時に高軸力を受けると鉛直/水平も大きくなる傾向があるといえる。

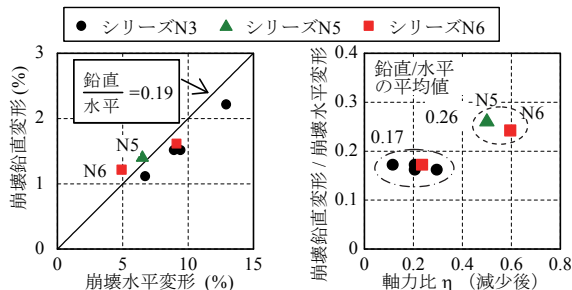


図-13 崩壊鉛直変形と崩壊水平変形

図-14 鉛直/水平と軸力比

4. まとめ

軸力減少を考慮した RC 柱の崩壊実験を行った。初期の軸力比は 0.3 から 0.6 の比較的高軸力とした。本研究の範囲内で得られた結論を以下に示す。

1) 崩壊水平変形は、一定軸力の試験体では 5%から 7%

程度であるのに対して、軸力を減少させると 9%から 13%程度まで増大した。高軸力を受ける柱であっても、軸力減少を考慮すれば大きな水平変形まで崩壊しないと評価できると考えられる。

- 2) 軸力を減少させる度合いが大きいほど、崩壊水平変形が大きくなり、もとの軸力の 70%まで減少させると 1.3 倍、40%まで減少させると約 2 倍となった。
- 3) 一定軸力の試験体では崩壊に近づくにつれて主筋の軸力負担が増大したのに対して、軸力を減少させた試験体では軸力減少後に主筋の軸力負担が減少した。
- 4) 軸力を減少させた試験体の崩壊水平変形と崩壊鉛直変形は、減少後の軸力比に大きく影響される。
- 5) 既往の崩壊水平変形推定式によれば、軸力減少の試験体の計算値は、軸力減少後の軸力比で計算した場合に実験値との対応が良くなった。一方、一定軸力の試験体では高軸力を受ける柱に対して対応が悪かった。

謝辞 本研究は科学研究費補助金・基盤研究(C) (課題番号: 25420573) により実施された。

参考文献

- 1) Moehle, J. P., Elwood, K. J., and Sezen, H.: Gravity Load Collapse of Building Frames during Earthquakes, ACI SP-197, Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance, American Concrete Institute, pp.215-238, 2002.4
- 2) 高稲宜和, 芳村 学, 中村孝也: 鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 573 号, pp.153-160, 2003.11
- 3) 伊東和宏, 芳村学, 中村孝也: 旧基準による鉄筋コンクリート柱の崩壊水平変形に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.163-164, 2011.8
- 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) 武藤 哲, 城石和寛, 芳村 学, 中村孝也: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊性状 -軸力が一定の場合と減少する場合の比較, その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.337-340, 2010.9
- 6) 伊藤 祥, 武藤 哲, 中村孝也, 芳村 学: 軸力の減少を考慮した鉄筋コンクリート柱の崩壊性状, その 1, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.175-178, 2011.8
- 7) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説, 2001.10
- 8) 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
- 9) 芳村学, 高稲宜和: 破壊局面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 592 号, pp.167-175, 2005.6