

論文 低軸力を受ける RC 柱部材の大変形繰り返し載荷下の破壊性状

衣笠 秀行*¹・高柳 美佐子*²

要旨: ヒンジ領域に作用する曲げモーメントの大きさは同じで、作用せん断力の大きさのみが異なる 2 つの曲げ破壊試験体を作成し、低軸力下での曲げ降伏後の大変形繰り返し載荷を行い、破壊性状の比較を行った。この結果、両試験体の最終破壊は曲げ破壊であるにもかかわらず、作用せん断力の大きい試験体(コアコンクリート)の破壊の進展が明らかに急であることが確認できた。作用せん断力が大きい試験体ではせん断系の斜めひび割れが多く発生する。曲げ系と比較しせん断系のひび割れでは、繰り返しによるひび割れのずれ、ゆるみ、噛み合い劣化が起りやすく、このことが曲げ破壊の進展に影響を及ぼしたと考えられる。

キーワード: RC 柱部材, 低軸力, 変形能力, 破壊メカニズム, 大変形繰り返し載荷

1. はじめに

曲げ降伏後の繰り返し載荷により発生する耐力低下には、ヒンジ領域にせん断変形成分を増加させ破壊に至る「曲げ降伏後のせん断破壊」と、せん断変形成分は増加せずに徐々に軸方向縮みを増加させ破壊に至る「曲げ降伏後の曲げ破壊」の 2 種が存在する。

低軸力下で大変形の繰り返し載荷を受ける RC 柱部材の曲げ降伏後の曲げ破壊は、曲げ引張残留ひずみの影響で主筋が早期に座屈し、続く繰り返し載荷により、主筋座屈のために負担の増加したコアコンクリートの破壊が進行する事により引き起こされる。

これまで、このコアコンクリートの破壊は曲げモーメントによるコンクリートの圧縮破壊により引き起こされ、曲げ降伏後の曲げ破壊にはせん断力は影響を及ぼさないと考えられてきた。

本研究の目的は低軸力下の曲げ降伏後の曲げ破壊におけるコアコンクリートの破壊に作用せん断力の大きさが少なからず影響を与えていることを示し、コアコンクリートの破壊がコンクリートの圧縮破壊とは異なるメカニズムにより引き起こされていることを示すことにある。

2. RC 柱部材の繰り返し載荷実験

シェアスパンのみが異なる 2 つの試験体 C50 (シェアスパン 50cm) と試験体 C150 (シェアスパン 150cm) を作成し、低軸力下での大変形繰り返し載荷時の破壊性状の比較を行った。

試験体形状及び配筋詳細を図 1 に示した。コンクリート強度は両試験体ともに 28.9N/mm^2 である。軸力は 4.4N/mm^2 であり、軸力比は 0.15 である。使用鉄筋の材料特性を表 1 に示した。

載荷装置を図 2 に示す。軸力用のアクチュエータは水平移動が出来ないので、載荷は試験体頭部の水平変形を固定し、下部をローラーで滑らせることにより部材に変形角を与える形とした。

両試験体ともに曲げ耐力と比較しせん断耐力は十分大きく、破壊は曲げ破壊で決まる部材である。降伏モーメントで決まる作用最大曲げモーメントは、断面寸法と配筋が等しいため両試験体でほぼ同じとなるが、シェアスパンが異なっているため、試験体 C50 に作用するせん断力は試験体 C150 の約 3 倍となる。

載荷履歴は、 $12,24/1000\text{rad.}$ でそれぞれ一回繰り返した後、試験体 C50 で $50/1000\text{rad.}$ 、試験体 C150 で $60/1000\text{rad.}$ での 11 回の定変

* 1 東京理科大学助教授 理工学部建築学科 工博 (正会員)

* 2 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)

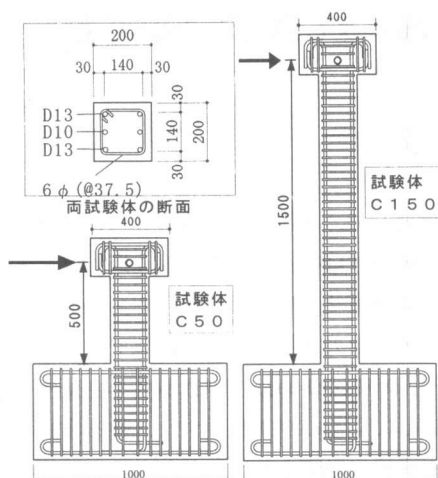


図1 試験体形状および配筋詳細

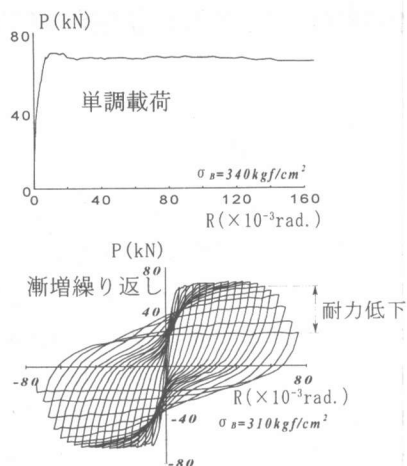


図4 試験体C50の変形能力(過去の実験)¹⁾

表1 鉄筋の材料特性

鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)
6φ	344	459	2.04
D10	351	494	1.87
D13	341	332	1.80

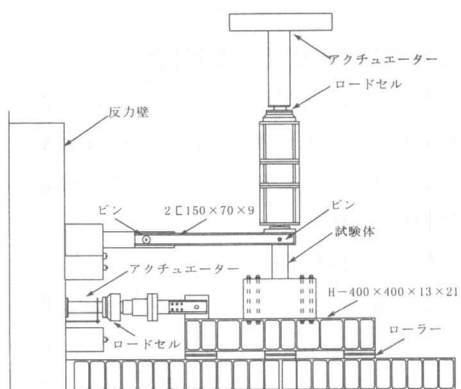


図2 荷重装置

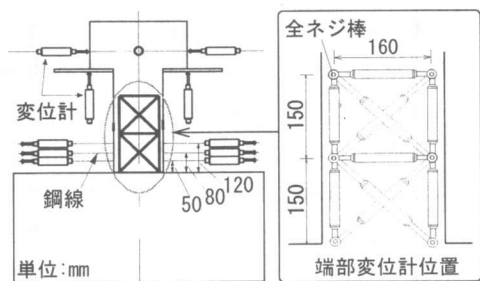


図3 変位計取り付け位置

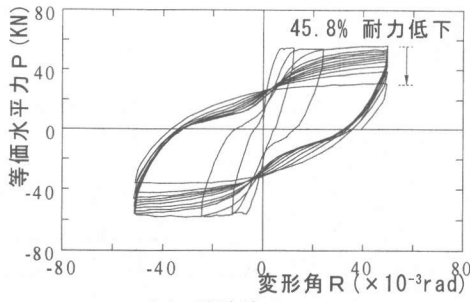
位繰り返しである。両試験体の最大変形角を違えてあるのは、損傷の集中する部材端部の回転角がおおよそ同じとなるようにするためである。なお、両試験体の総繰り返し回数は13回であるが、最終の第13サイクルは正側までの半サイクルで打ち切っている。

図4に参考のため、過去に行った試験体C50と同一形状、配筋の試験体¹⁾が単調載荷及び漸

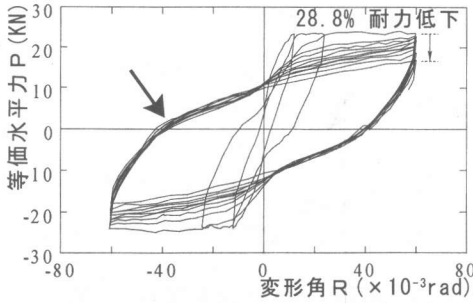
増繰り返し荷重を受けた時の荷重Pと変形角Rの関係を示す(PとRの定義は図6参照)。試験体C50は単調載荷では十分な変形能力を有していることがわかる。160/1000rad.は試験装置のストロークの限界で決まった値であり試験体C50は少なくともこれ以上の変形能力を有している。一方、漸増繰り返し荷重を受けると図4に示すように、50/1000rad.前後から急激に耐力低下を示している。

今回の試験体C50とC150の比較実験は、図4に示す繰り返し荷重により発生する破壊のメカニズム解明を目的に行ったものである。

変位計取り付け位置を図3に示す。端部変位計は図中に示す位置に全ネジ棒(6φ)を埋め込み、これの相対変位を試験体両面で計測し、これの平均値を取った。部材端部の主筋座屈挙動を計測する目的で、中央に配された主筋の端部より5cm、8cm、12cmの位置に鋼線を接続し変位計を取り付けた。これについては4.1節で詳しく述べることにする。



(a) 試験体 C50



(b) 試験体 C150

図5 荷重P-変形角R関係

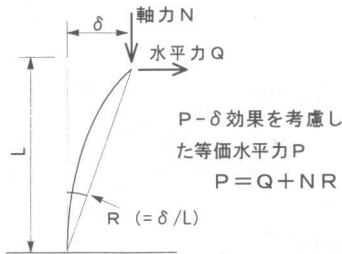


図6 PおよびRの定義

3. 部材端部の入力, 破壊性状, 変形挙動の比較

3.1 部材端部の入力および破壊性状の比較

図5に荷重Pと変形角Rの関係を示す。P及びRの定義を図6に示した。荷重PはP- δ 効果を補正し求めた等価水平力 ($P=Q+NR$) である。図5から分かるように両試験体ともに10/1000rad前後で曲げ降伏により最大耐力が決まっている。

両試験体の端部に作用した曲げモーメントとせん断力の大きさを比較して表2に示した。両試験体の部材端部にはおおよそ同程度の最大曲げモーメント (34.3kN・mと35.1kN・m) が作用しているのに対し, 最大せん断力は試験体C50が59.7kN, 試験体C150が20.7kNであり, 試験体C50には試験体C150のおおよそ3倍の

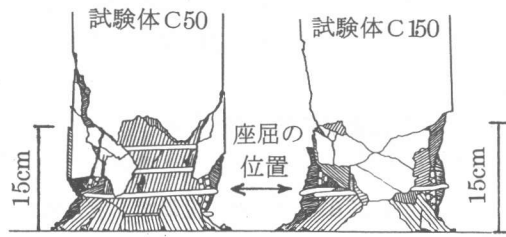


図7 破壊性状の比較

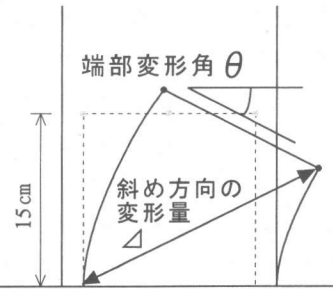


図8 端部変形角 θ および端部斜め変形量 Δ の計測

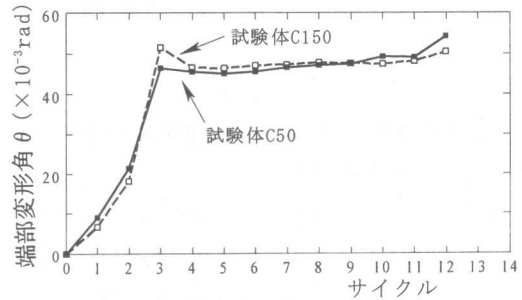


図9 端部変形角 θ の推移

表2 端部作用最大曲げモーメントとせん断力

試験体	作用最大曲げモーメント	作用最大せん断力	せん断耐力(計算値)
C50	34.3 kN・m	59.7 kN	100.9 kN
C150	35.1 kN・m	20.7 kN	83.6 kN

せん断力が作用したことになる。しかしながら, 大野荒川式から算定される部材せん断耐力は同表中に示したようにそれぞれ100.9, 83.6kNであり, 両試験体に作用したせん断力は部材の有するせん断耐力に対して十分な余裕がある。

試験体C50及び, 試験体C150の最終破壊性状を比較し図7に示す。両試験体ともに, 端部より15cmの領域に破壊が集中していることが見て取れる。

実験終了後には主筋の座屈が認められた。座屈の発生位置は図7に示す端部より5 cm ~ 6 cm の位置であり、両試験体でほぼ同じ位置となった。

3.2 部材端部の曲げ変形挙動の比較

端部から15cmの位置の全ねじに取り付けられた変位計から図8に示す端部変形角 θ 及び同図中に示した斜め方向の伸び量である端部斜め変形量 Δ を計測した。

最大変形角時における端部変形角 θ （正負の平均）の推移を横軸にサイクルをとり示したのが図9である。端部変形角 θ は多少、試験体C150で大きめの値となっているが、おおよそ同程度の値となっていることが分かる。

上で述べたように両試験体のコンクリートの剥落、座屈の発生は端部より15cmの領域で発生しており、部材の最大変形角は50/1000rad, 60/1000radと異なっているが、部材端部の破壊領域に対しておおよそ同じ条件の変形を与えていることになる。

4. 主筋座屈及びコアコンクリートの破壊挙動の比較

4.1 主筋の座屈挙動の比較

主筋の座屈挙動を計測する目的で、主筋に緊結した鋼線に引き込み式変位計を取り付け、図10に示す座屈たわみ δ_B を計測した。座屈たわみは端部より5 cm, 8 cm, 12cmの位置で計測を行った。

計測の結果、両試験体ともに5 cmの位置の座屈たわみ δ_B がもっとも大きく計測された。このことは、3.1節で述べた実験終了後に確認された主筋座屈の位置ともほぼ一致する結果である。以降では、座屈たわみ δ_B として端部より5 cmの値を用いて考察を進める。

座屈たわみ δ_B と変形角Rの関係を図11に示す。両試験体でほぼ同様傾向となったことからここでは試験体C150のみを示した。座屈たわみ δ_B の増加は逆方向載荷直後の低荷重域（図5の矢印）で大きく発生している（図11の矢印）。両試験体の座屈は、主筋に生じた引張残留ひず

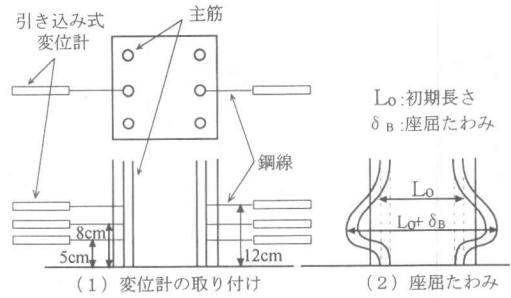


図10 座屈たわみ δ_B の計測

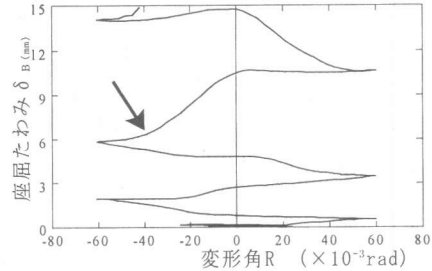


図11 座屈たわみ δ_B と変形角Rの関係（試験体C150）

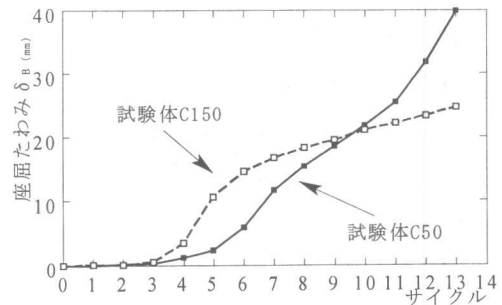


図12 座屈たわみ δ_B の増加挙動

みのために、逆方向載荷しひび割れが閉じるまでの間、圧縮力を主筋のみが負担することにより、発生したものと考えられる。

正側ピーク時における座屈たわみ δ_B の推移を横軸にサイクル数を取り図12に示す。座屈の発生は試験体C150の方が試験体C50と比較し1~2サイクル早く発生していることが分かる。図9に示したように、端部変形角 θ は多少、試験体C150の方が試験体C50と比較し大きくなっていることが影響したものと思われる。

図12から分かるように、試験体C150の座屈たわみ δ_B の増加傾向はサイクルが進むにつれて抑えられる傾向にあるのに対して、試験体C50の座屈たわみ δ_B は増加傾向を続け、第10

サイクル前後からは急激な増加となっている。この結果、試験体C50の座屈は試験体C150と比較し遅れて発生しているにもかかわらず、試験体C50の座屈たわみ δ_B は第13サイクルでは試験体C150を大きく逆転してしまっている。

4.2 コアコンクリートの破壊挙動の比較

部材端部の破壊が端部より15cmの領域に集中することは既に述べた。部材端部の軸方向変形 δ_N を図13に示すように端部より30cmの位置の全ねじ棒に取り付けた変位計により計測を行った。

変形角Rがゼロの時の軸方向変形 δ_N の推移を両試験体で比較し、横軸にサイクル数を取り図14に示した。

試験体C150の軸方向変形 δ_N は、最大変形角に達する第3サイクルで増加し(伸び上がり)、その後、実験終了の第13サイクルまで、伸び上がったままほぼ一定の状態を維持していることが分かる。試験体C150では、主筋は座屈したものの、コアコンクリート部は軸力を維持できる程度の破壊に留まっていることが推察される。

一方、試験体C50では第6サイクル以降、軸方向変形 δ_N は徐々に減少しはじめ、第10サイクル以降急激に低下してしまっていることが分かる。試験体C50では破壊は主筋とその周辺には留まらず、第6サイクル以降コアコンクリート部が劣化し破壊に至ったことが推察される。

4.1節で試験体C50の座屈たわみ δ_B が第10サイクル以降で急増する事を述べた。試験体C50では試験体C150と比較し遅れて主筋の座屈が発生したが、コアコンクリートの破壊が急激に進行したため座屈たわみが最終的に試験体C150を上回ったものと考えられる。

4.3 せん断変形挙動及び耐力低下挙動の比較

最大変形角時における端部斜め変形量 Δ (図8)の推移を横軸にサイクルを取り示したのが図15である。端部斜め変形量 Δ は、最大変形角に達した第3サイクル以降、試験体C150では

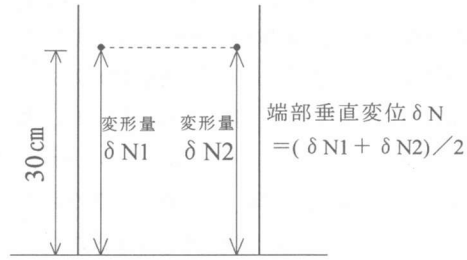


図13 部材端部の軸方向変形 δ_N の計測

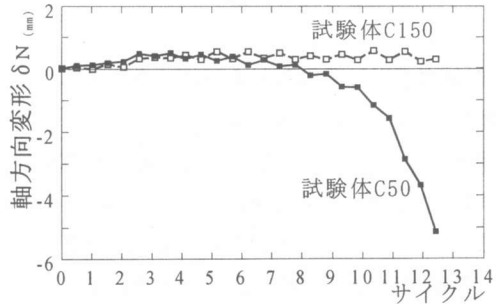


図14 部材端部の軸方向変形 δ_N の推移

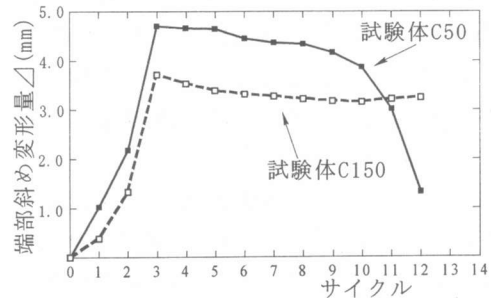


図15 端部斜め変形量 Δ の推移

実験終了までほぼ一定値を維持しており、試験体C50では第10サイクルまでほぼ一定値を維持した後急激に低下している。この試験体C50の急激な低下は4.2節で述べた曲げ破壊による端部の軸方向縮みの進行によって引き起こされたものと考えられる。

いずれにしろ両試験体ともに端部斜め変形量 Δ の増加はみられず、曲げ降伏後の繰り返し載荷によって引き起こされた主筋座屈後のコアコンクリートの破壊が、せん断破壊により引き起こされたのではないと判断される。

図5に両試験体の荷重Pと変形角Rの関係を示した。試験体C50では耐力低下率(耐力低下量/最大耐力)が46%、試験体C150では

耐力低下率が 29 % となっており、試験体 C50 の方が 50 % 程度、試験体 C150 と比較し大きな耐力低下を示している。試験体 C150 の方が試験体 C50 より主筋の座屈が早く発生し、曲げ破壊が先行して起こっているにもかかわらず、最終的な試験体 C150 の耐力低下量が試験体 C50 と比べ小さくなったのは、4.2 節で述べた座屈後のコアコンクリートの破壊の進展の差に起因するものと考えられる。

5. 低軸力を受ける柱部材の破壊メカニズム

試験体 C50 と試験体 C150 のコアコンクリートの破壊には明らかな差が生じている。両試験体の端部に作用する最大曲げモーメントの大きさは同じであり、曲げ圧縮力によるコンクリートの圧縮破壊がこの差の原因とは考えにくい。また、両試験体の作用せん断力の大きさは異なっているが、先に述べたように、この作用せん断力は部材の持つせん断耐力よりは十分小さく、また実際に 4.3 節で考察したように端部斜め変形量 Δ の増加はみられずせん断破壊は発生していないと考えられる。

コアコンクリートの破壊挙動の差を引き起こした原因を、コンクリートの圧縮破壊やせん断破壊に求めるのは無理があるように思われる。

図15には端部斜め変形量 Δ の推移を示した。端部変形角 θ は両試験体でほぼ同じであるが、試験体 C50 の端部斜め変形量 Δ は試験体 C150 と比較し大きくなっていることが分かる。

せん断力が比較的大きい試験体 C50 では試験体 C150 と比較しせん断系の斜めひび割れが多く発生し、試験体 C150 では図16(a)、試験体 C50 では図16(b)に示すような変形により端部変形角 θ が生じたことが考えられる。

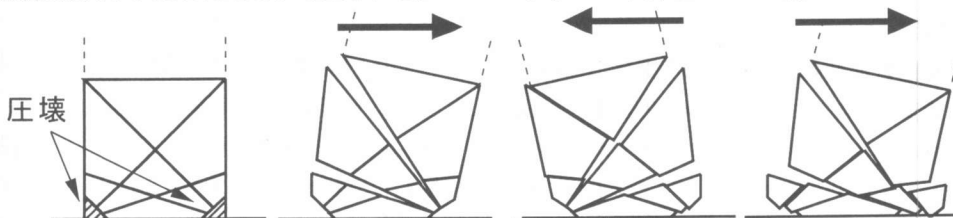


図 17 ひび割れの噛み合い劣化による破壊

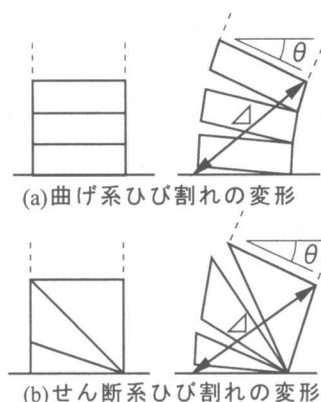


図 16 曲げ系とせん断系の曲げ変形挙動

繰り返し荷重を受けると荷重の方向を変える度にひび割れの開閉が繰り返される。部材軸を垂直に横切る曲げ系のひび割れでは比較的容易にひび割れの開閉が行われるのに対して、せん断系の斜めひび割れの場合には、繰り返しの度にひび割れのずれ、ゆるみが蓄積され、また、隅部のかぶりコンクリートが圧壊により脱落すると、図17に示すように徐々に噛み合いが劣化し、ひび割れ面の応力伝達能力を喪失し破壊に至ることは十分考えられることである。

6. まとめ

低軸力下において曲げ降伏後の大変形繰り返し荷重を受け、いわゆる「曲げ降伏後の曲げ破壊」を起こす RC 柱部材のコアコンクリートの破壊の進展に、作用せん断力の大きさが少なからず影響を与えることが確認できた。このことは、繰り返し荷重によるひび割れの「ゆるみ」や「噛み合い劣化」がコアコンクリートの破壊を引き起こす要因となっていることを示唆するものである。

参考文献(1) 衣笠秀行・野村設郎他：RC 柱部材の曲げ降伏後の繰り返し荷重によって発生する破壊のメカニズムについて、JCI工学年次論文報告集，pp.485-490，1994年6月