

論文 端部拘束域の配筋が異なる曲げ破壊型耐力壁の性能評価試験

山本 直樹*1・松原 聡平*2・真田 靖士*3・市之瀬 敏勝*4

要旨: 本研究では、曲げ破壊型 RC 耐力壁の補強筋ピッチ、端部拘束域の配筋詳細とシアスパン比を変動因子とする構造実験を行った。試験体は全て曲げ降伏後の端部圧縮破壊により耐力低下した。実験結果より、正載荷（壁圧縮）において壁脚部のひび割れに沿った滑りが生じた。特に滑り量が大きい試験体では、全体変形に占めるせん断変形の割合が大きかった。試験体の曲げ変形性能は、補強筋および端部拘束域の幅止筋を束ねた（ピッチを大きくした）場合、端部拘束筋を閉鎖型としシアスパン比を大きくした場合に増大する結果であった。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 耐震壁, 変形性能, 静的実験, 構造設計

1. はじめに

2010年の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾の改訂により、耐力壁の平面形状の設計自由度が拡大され、とくに柱型がない耐力壁の計画が可能となった。しかし、一般に柱型がない耐力壁が曲げを受けて、柱型がない側が圧縮側となる場合、コンクリートの応力負担が大きくなる。

曲げ圧縮破壊する壁板に関する既往の研究は、例えば、柱の圧縮応力度が変形性能に与える影響を指摘した平石らの研究²⁾などが挙げられるが、数が限られる。著者らによる先行研究^{3), 4)}では、圧縮側に柱型がない耐力壁の構造詳細が変形性能に与える影響について検討したが、補強筋や拘束筋の配筋詳細、シアスパン比が変形性能に与える影響については未だ検討の余地が残る。

そこで本研究では、非対称断面耐力壁の補強筋ピッチ、端部拘束域の配筋詳細とシアスパン比を変動因子とする耐力壁の構造実験を実施した。変動因子が曲げ変形性能に与える影響について考察した結果を報告する。

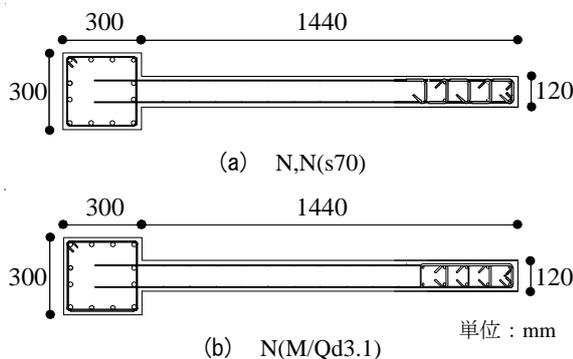


図-1 試験体断面図

2. 拘束域の構造詳細を変動因子とする試験体計画

本研究で用いた試験体の断面図を図-1に示す。先行研究⁴⁾で実験を実施した試験体 N を基準とし、試験体 N(s70), N(M/Qd3.1)を計画した。試験体はスケールが1/2.5, 試験体高さが1,200mmである。図-1(a)の試験体 N, N(s70)の配筋図を図-2にそれぞれ示す。3体に

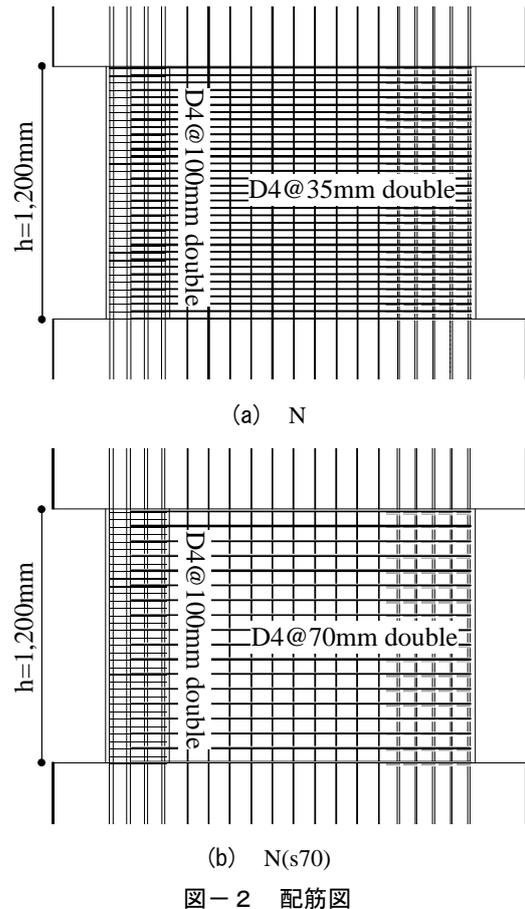


図-2 配筋図

*1 大阪大学 工学部 地球総合工学科 (学生会員)

*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 建築・都市システム学系 (正会員)

*3 大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

*4 名古屋工業大学大学院 工学研究科 社会工学専攻 教授 工学博士 (正会員)

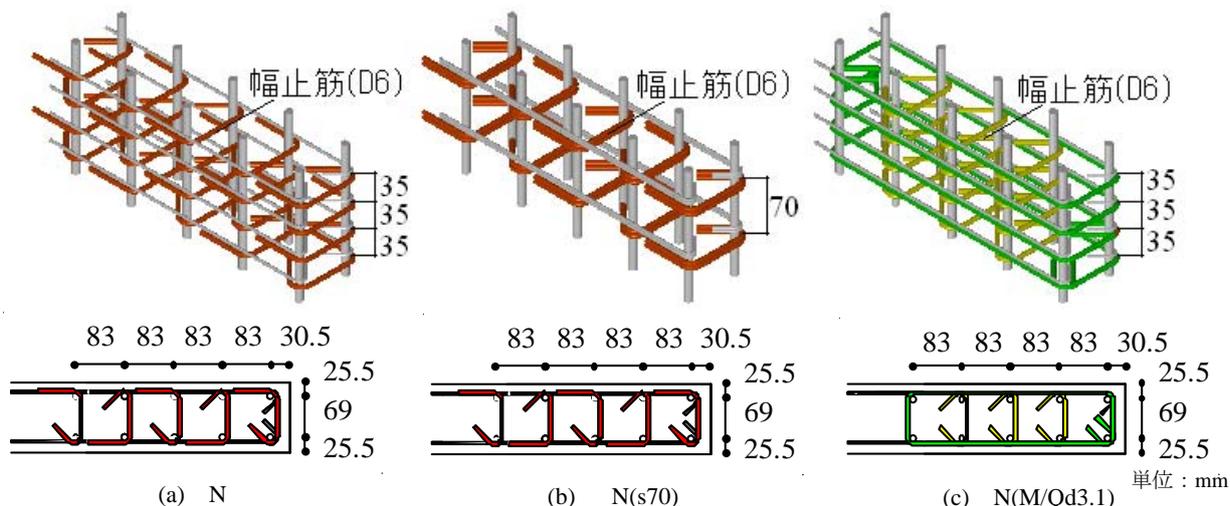


図-3 端部拘束域の拡大図

共通する構造詳細を表-1に示す。拘束域長さは中立軸長さと同程度となっている。中立軸長さの算定は文献4)より下記の式を使用した。

$$x_n = \frac{N + \sum a_t \sigma_y - \sum a_c \sigma_y}{0.85 \beta f_c t} \quad (1)$$

ここで、 x_n ：圧縮縁からの中立軸長さ、 N ：軸力、 a_t 、 a_c ：引張、圧縮鉄筋断面積、 σ_y ：降伏強度、 β ：ACI 318⁵⁾による低減係数、 f_c ：コンクリート強度、 t ：壁厚である。

各試験体の壁端部拘束域の拡大図と配筋詳細を図-3に示す。3体の試験体の変動因子は耐力壁の補強筋および拘束筋のピッチ、端部拘束筋形状とシアスパン比であり表-2の通りである。試験体Nは片方が90°フック、もう一方が135°フックのD6幅止筋を、図-3(a)に示すように35mmピッチで配筋した。試験体N(s70)は試験体Nと同様の幅止筋を2本ずつ束ね図-3(b)に示すように70mmピッチで配筋した。なお壁横筋も2本ずつ束ね70mmピッチで配筋した。試験体N(M/Qd3.1)は閉鎖型のD6拘束筋と両方が135°フックのD6幅止筋を図-3(c)に示すように配筋した。

後述するように、試験体N、N(s70)ではシアスパン比が1.5となるように、試験体N(M/Qd3.1)では約2倍の3.1となるように載荷計画を立案した。

使用したコンクリートと鉄筋の材料特性をそれぞれ表-3および表-4に示す。なお、コンクリート打設方法について、試験体N(s70)、N(M/Qd3.1)のみ壁と基礎スタブのコンクリート打継面に目荒し処理を施した。

3. 実験方法

加力装置を図-4に示す。実験は壁板が正載荷のときに圧縮、負載荷のときに引張となるように加力を行った。軸力は柱中心に負荷した。軸力比は柱断面に対し

表-1 試験体詳細

柱	B×D	300 mm×300 mm
	主筋	12-D16 (2.65%)
壁	帯筋	D4@35 (0.27%)
	壁厚	120 mm
端部	縦筋	D4@100 double (0.23%)
	主筋	10-D10
	拘束域長さ	363 mm
	拘束域高さ	全高さ

表-2 試験体の変動因子

試験体	N	N(s70)	N(M/Qd3.1)
壁横筋ピッチ	35mm	70mm	35mm
端部拘束筋ピッチ			
端部拘束筋形状	片方が90°フック もう片方が135°フック		閉鎖型
シアスパン比 (想定加力点高さ)	1.5 (2,525mm)	3.1 (5,446mm)	
壁端部 p_w (長さ方向)	0.67%	2.17%	
壁端部 p_w (厚さ方向)	1.09%		

表-3 コンクリート圧縮試験結果

試験体	圧縮強度	弾性係数
	N/mm ²	×10 ³ N/mm ²
N	45.3	31.8
N(s70)	42.6	30.7
N(M/Qd3.1)	38.9	31.9

表-4 鉄筋引張試験結果

試験体	呼名	降伏応力	引張強度	弾性係数
		N/mm ²	N/mm ²	×10 ³ N/mm ²
N	D4	380.5	515.3	160.7
	D6	392.8	570.5	166.4
	D10	374.5	500.2	161.1
	D16	390.5	569.2	167.3
N(s70) N(M/Qd3.1)	D4	395.4	549.1	179.7
	D6	425.4	521.1	166.2
	D10	376.3	552.8	171.3
	D16	396.5	565.4	166.4

0.2(540kN)とした。試験体 N, N(s70)の水平力載荷位置は危険断面から 2,525mm 上方であり、柱芯でのシアスパン比は 1.5 である。試験体 N(M/Qd3.1)の水平力載荷位置は危険断面から 5,446mm 上方となるよう鉛直ジャッキにより付加モーメントを作用させた。同試験体の柱芯でのシアスパン比は 3.1 である。サイクルを図-5に示す。載荷は変位制御による正負交番繰り返し載荷とした。ただし、載荷の第一サイクルは RC 規準^りに従って算出した短期許容応力度時の水平荷重を与えた。

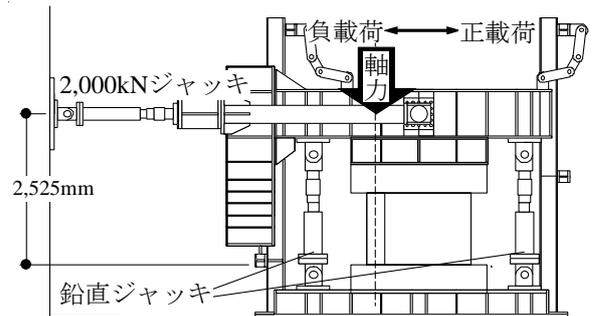


図-4 加力装置

4. 実験結果

4.1 破壊経過

図-6に各試験体の荷重変形関係と最終破壊状況を示す。同図では正側の水平荷重が最大耐力の80%まで低下した時の変形角を○で示してあり、本研究ではこの時の変形角を限界変形角と定義する。なお、試験体Nの実験結果は文献4)で既に報告しているが、比較に必要な情報を本稿でも示す。以下では試験体Nの破壊経過を報告し、試験体 N(s70), N(M/Qd3.1) の破壊経過については試験体Nの破壊経過と異なる点のみを報告する。

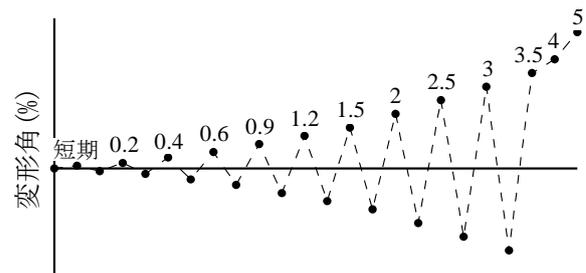


図-5 載荷プログラム

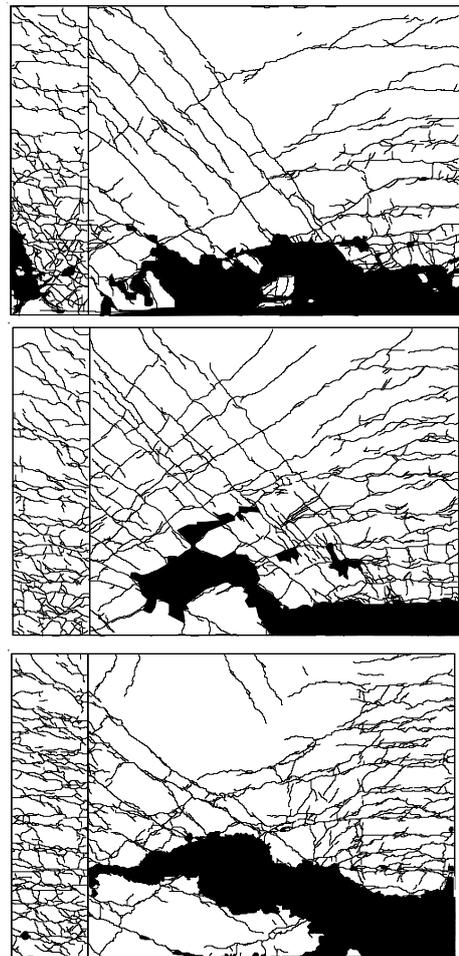
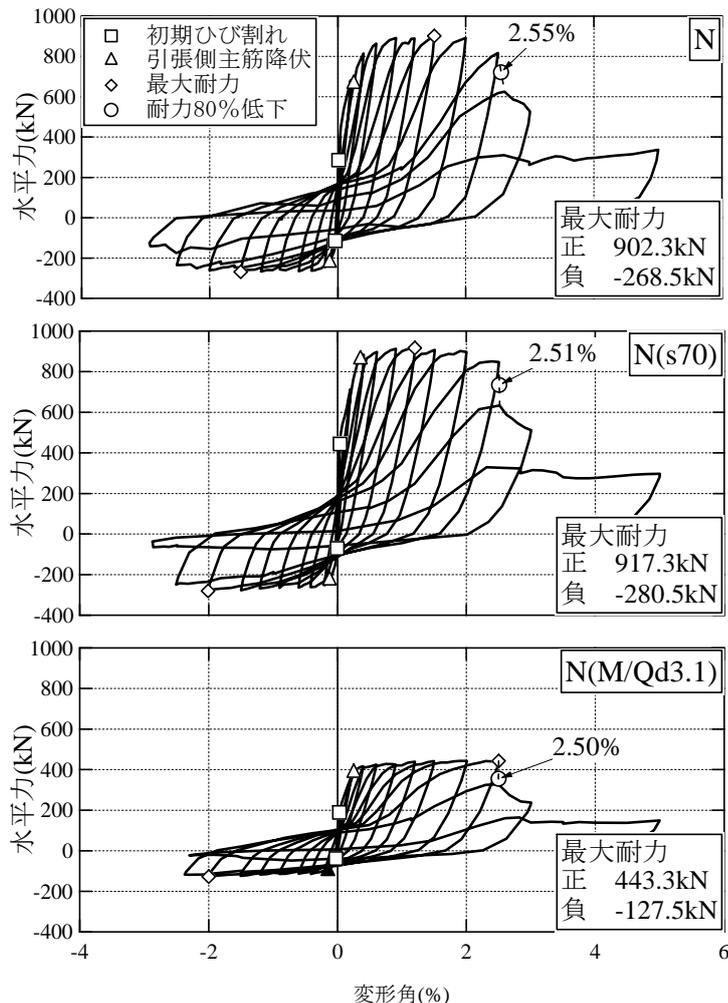
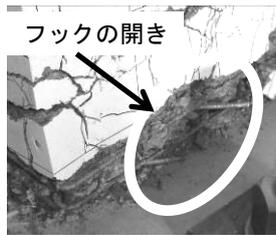


図-6 荷重-変形角関係と最終破壊状況



(a) N



(b) N(s70)



(c) N(M/Qd3.1)

図-7 端部拘束域の圧縮破壊

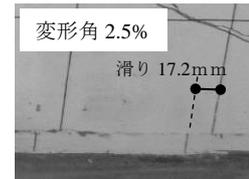


図-8 壁脚部の滑り
(試験体 N)

(1) 試験体 N

正側の荷重では、柱に曲げひび割れが発生した後、ひび割れが水平に進展していき、壁には曲げせん断ひび割れが発生した。また、壁脚部のひび割れに沿って滑りが生じた。この滑りはサイクルが進むにつれて大きくなった。さらに変形を進めると、壁端部に圧縮ひび割れが発生した。その後、変形角 2.5%のサイクルで壁脚部の主筋の座屈、壁脚部幅止筋の 90° フックの開きを確認した(図-7 (a))。このサイクルにおける脚部のひび割れに沿った滑りを図-8 に示す。変形角 3.0%のサイクルで壁脚部が圧縮破壊することで耐力が低下した。壁の圧縮破壊が進んだ後も一定の水平力を保持したまま変形が進んだ。

負側の荷重では、壁に曲げひび割れが発生した後、正側よりも小さい荷重と変形で降伏し、降伏時水平荷重を維持したまま変形が進んだ。変形角-2.5%のサイクルで圧縮側柱主筋の座屈によると考えられる柱のカバーコンクリートのふくらみが確認された。圧縮側柱主筋座屈時の耐力低下は小さく、その後の変形角-3.0%のサイクルで壁端部の脚部で主筋およびそれに近い壁縦筋が破断し、耐力が低下した。

(2) 試験体 N(s70)

正側の荷重では、試験体 N は変形角 2.5%のサイクルで幅止筋 90° フックの開きが確認されたのに対し、本試験体では同サイクルにおいて 90° フックの開きを確認されなかった。また、変形角 3.0%のサイクルで壁脚

部が圧縮破壊した時、端部主筋の座屈を確認したが、鉄筋は面内方向に孕んだ(図-7 (b))。

負側の荷重では、試験体 N で観られた圧縮側柱主筋の座屈によると考えられる柱のカバーコンクリートのふくらみは観られなかった。変形角-2.5%のサイクルで壁端部の主筋が破断し始め、変形角-3.0%のサイクルでは壁端部の脚部における主筋および壁縦筋の破断により、低い水平力のまま変形が進んだ。

(3) 試験体 N(M/Qd3.1)

正側の荷重では、変形角 3.0%のサイクルで端部主筋が面外方向に座屈し(図-7 (c))、耐力が低下した。主筋の座屈後に閉鎖型拘束筋の端部 135° フックの開きを確認された。

負側の荷重では、変形角-2.3%でジャッキのストロークが限界に達した。これにより負側の目標変形角-2.5%と-3.0%のサイクル(図-5)は-2.3%までの荷重となった。目標変形角-3.0%のサイクル(-2.3% 2 回目)は壁端部脚部の主筋および壁縦筋の破断により、低い水平力のまま変形が進んだ。

4.2 壁脚部での滑りに関する検討

上記で報告した通り、正荷重において壁脚部のひび割れに沿った滑りが観られた。図-9 に各試験体の脚部の滑りと変形角の関係を示す。なお壁脚部での滑りは図-10 に示す変位計を用いて計測を行った。図-9 には計測値を細線で、正荷重のサイクルピークを結んだ線を太線で示している。

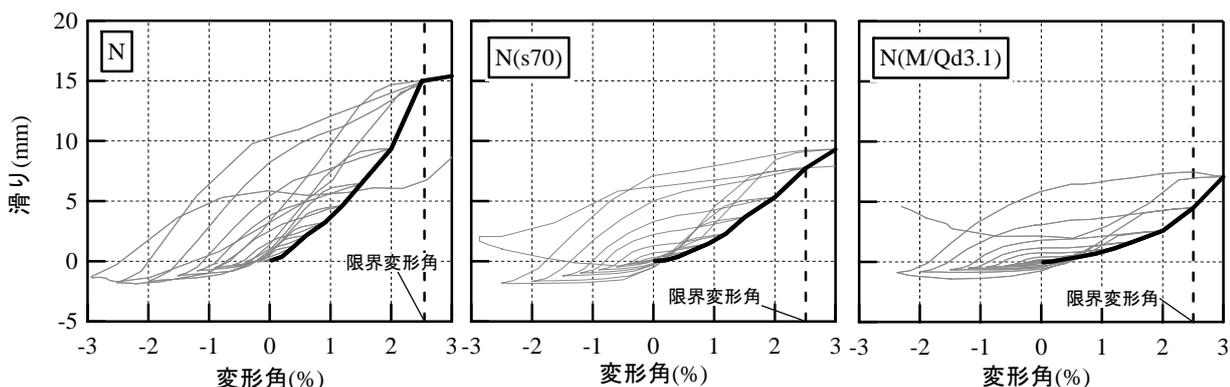


図-9 滑り - 変形角関係

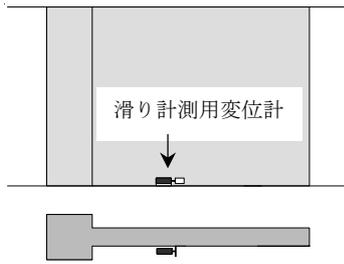


図-10 滑り計測用
変位計位置

試験体 N(s70)の滑り量は試験体 Nの約半分程度であった。試験体 N(s70)と N(M/Qd3.1)では壁と基礎スタブのコンクリート打継面に目荒し処理を施したことが影響した可能性を指摘できる。また、試験体 N(M/Qd3.1)の滑り量は試験体 N(s70)より小さかった。せん断スパン比を大きくした結果、試験体に作用するせん断力が低減されたためと考えられる。

4.3 断面の歪分布に関する検討

本実験において断面が平面保持されていたか検討する。検討にあたり図-11に示すET3, NT3, WT3の変形を歪に換算した。試験体 N(M/Qd3.1)の正載荷における変形角 2.5%時のET3, NT3, WT3の歪を図-12に示す。同図に示す通り E-N間と N-W間で曲率が異なっている。よって、平面が保持されていないと判断される。同様の傾向は試験体 N, N(s70)でも確認された。

4.4 変形分離

試験体の全体変形を曲げ変形とせん断変形に分離する。曲げ変形は、平石の方法⁶⁾を参考に、図-11に示すNT1~3, WT1~3の6つの変位計から算出した3点の回転角 θ_b , θ_m , θ_t に基づき、図-13のように回転角の高さ方向の分布を仮定し、それを積分することにより算出した。曲げ変形の算出を N-W間で行った理由は、上記で示した通り断面の平面保持が成立していなかったため、とくに曲げ変形性能の算定に当たってはその性能を決定したコンクリートの圧壊が生じた領域で評価すべきと判断したためである。せん断変形は、全体変形から曲げ変形を

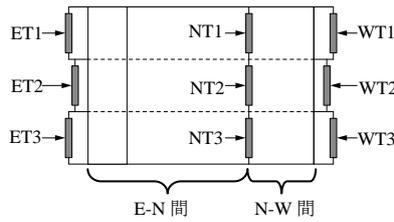


図-11 曲げ変形計測用変位計位置

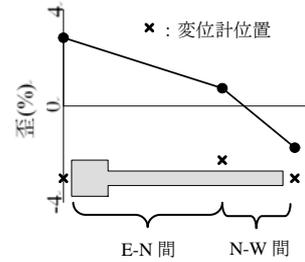


図-12 N(M/Qd3.1)

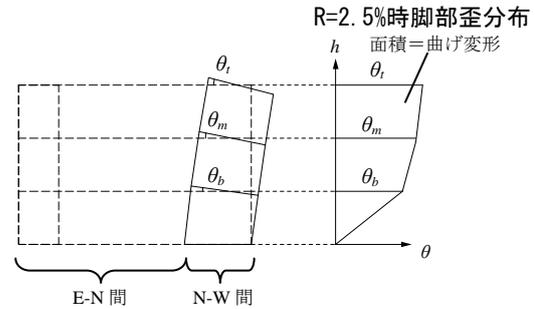


図-13 曲げ変形算出方法

差し引くことで算出した。

変形を分離した結果を図-14に示す。本実験ではすべての試験体が最終的に曲げ破壊したが、正載荷において試験体 Nでは耐力低下するまでせん断変形が卓越する結果となった。試験体 Nでは壁脚部でひび割れに沿って大きな滑りが発生した。図-8に示したように変形角 2.5%のとき、試験体 Nのせん断変形は 21.3mm (=2.5% × 1200 (試験体高さ) × 71% (図-14より))であったが、脚部の滑りを計測するために設置した変位計の測定値は 15.0mmであり、全せん断変形の7割が脚部の滑りによるものであった。以上のように、試験体 Nのせん断変形が大きくなったのは脚部の滑りが原因である。なお、曲げ変形が卓越した試験体 N(s70), N(M/Qd3.1)の耐力低下直前のピークでのせん断変形量に占める脚部の滑り量の割合もともに6割を超過していた。

4.5 曲げ変形性能

水平荷重と上記の方法で抜き出した曲げ変形成分の関係を図-15に示す。水平荷重が正側で最大耐力の80%

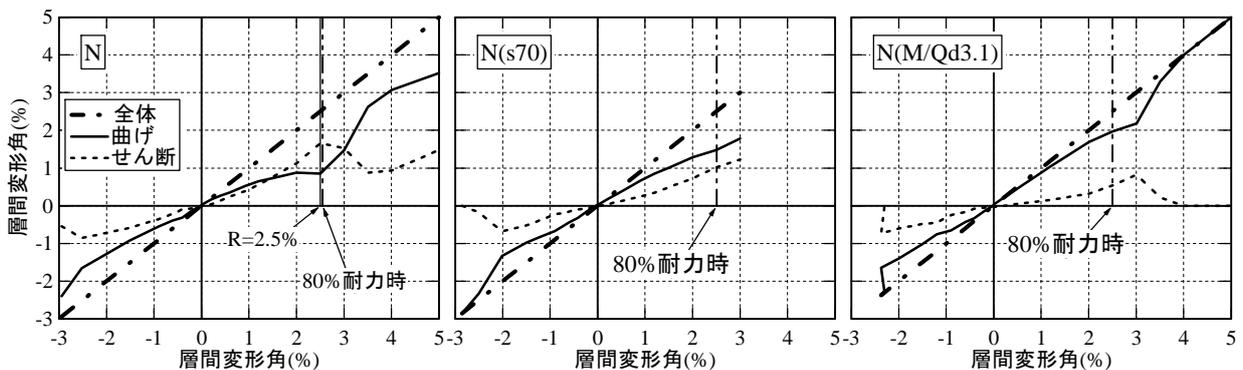


図-14 変形分離

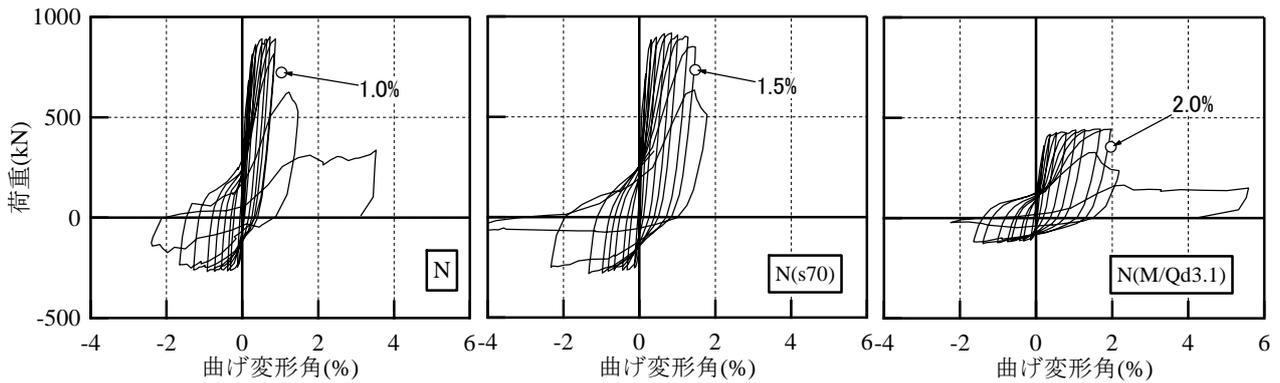


図-15 荷重-曲げ変形角関係

まで低下した時の曲げ変形角を図中に○で示してあり、本研究ではこの変形角を限界曲げ変形角と定義する。

試験体 N(s70)の壁横筋と端部拘束筋は2段ごとに束ねて配筋され、その結果、配筋ピッチは試験体 N の2倍である。前述のように、試験体 N(s70)では幅止筋のフックの開きが生じず、限界曲げ変形角が試験体 N に対し1.5倍であった。

試験体 N(M/Qd3.1)は試験体 N の端部拘束筋を閉鎖型としシアスパン比を約2倍にした試験体である。これらの効果により、試験体 N(M/Qd3.1)の限界曲げ変形角は試験体 N の2倍まで向上した。

5. まとめ

本研究では、片側柱付 RC 耐力壁の補強筋や拘束筋の配筋詳細、シアスパン比を変動因子とする構造実験を行った。以下に、本研究より得られた知見をまとめる。

- (1) すべての試験体は曲げ降伏後に壁端部拘束域の圧縮破壊により耐力が低下した。
- (2) 壁圧縮となる载荷側において危険断面の平面は保持されていなかった。
- (3) 壁圧縮となる载荷側において脚部のひび割れに沿った滑りが生じた。滑り量の大きい試験体 N では、せん断変形の割合が大きくなった。
- (4) 本実験においては、壁横筋と端部拘束域の幅止筋を2段ごとに束ねる（配筋ピッチを大きくする）ことで曲げ変形性能が大きくなった。
- (5) 端部拘束筋を閉鎖型とし、シアスパン比を大きくすることで曲げ変形性能が向上することを確認

した。

謝辞

本研究は国土交通省の平成 24 年度建築基準整備促進事業の一環として行った。建築研究所、ならびに名古屋工業大学の関係者の皆様には、多大なるご協力をいただきました。厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010.2
- 2) 平石久廣，都祭弘幸，川島俊一，井上芳生：偏平な付帯柱を有する連層耐震壁の曲げ降伏後の靱性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.395，pp.48-59，1989.1
- 3) 高橋之ほか：曲げ降伏型片側柱付 RC 耐震壁の曲げ変形性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造IV，pp.25-36，2011.8
- 4) 飯塚桃子ほか：圧縮端の構造詳細が異なる曲げ破壊型耐力壁の変形性能の評価試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造IV，pp. 353-356，2012.9.
- 5) American Concrete Institute (ACI), “Building code requirements for structural concrete.” ACI 318-11, Farmington Hills, Michigan.
- 6) 平石久廣：耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定方法，日本建築学会論文報告集，No.333，pp.56-62，1983.11