

論文 曲げ破壊型耐力壁の変形性能に圧縮端拘束域の構造詳細が与える影響に関する実験的研究

松原 聡平*1・真田 靖士*2・高橋 之*3・市之瀬 敏勝*4

要旨: 本研究では、曲げ破壊型 RC 耐力壁の圧縮端拘束域の構造詳細を変動因子とする構造実験を行った。試験体は耐力壁端部の拘束域広さと柱型の有無を変動因子とする計 3 体である。試験体はすべて曲げ降伏後の端部圧縮破壊により耐力低下した。端部の拘束域の増大、柱型の設置により変形性能が増大し、3 体中 2 体の試験体は部材種別 WA 相当の変形性能を示した。また、曲げ解析を行った結果、実験より得られた耐力低下以前のモーメント-曲率関係を概ね評価できた。変形性能は柱型がない試験体では概ね評価できたが、柱型がある試験体では 50%程度過小評価した。

キーワード: 鉄筋コンクリート耐震壁, 変形性能, 柱型, 拘束域, 静的実験, 曲げ解析, 構造設計

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾の 2010 年改訂により、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。

著者らによる先行研究²⁾も、この種の耐力壁に高い変形性能を確保するためには、壁脚の曲げ圧縮破壊防止の必要性を示唆していた。先行研究では圧縮側に柱型がない耐力壁の変形性能を耐力壁の中立軸深さに基づいて評価するに至ったが、とくに耐力壁の端部拘束域の構造詳細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、非対称断面の耐力壁に高い変形性

能(部材種別 WA 相当)を確保することを念頭に、端部拘束域の構造詳細を変動因子とする耐力壁の構造実験を実施した。端部拘束域の構造詳細が曲げ変形性能に与える影響に着目して考察するとともに、曲げ解析を行い曲げ変形性能を評価した結果を報告する。

2. 実験計画

2.1 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。試験体はスケールが 1/2.5, 試験体高さが 1200mm の計 3 体である。図-1(a)の試験体 NM3 の配筋図を図-2 に示す。3 体の試験体の変動因子は壁端部拘束域の構造詳細であり、拘束域以外の柱と壁の配筋、形状は同一で表-1 に示すとおりである。横筋を縦筋の約 3 倍のピッチで配筋しているが、これは実務においてせん断強度を上げるために横筋が多く配筋されるケースを考慮したためである。

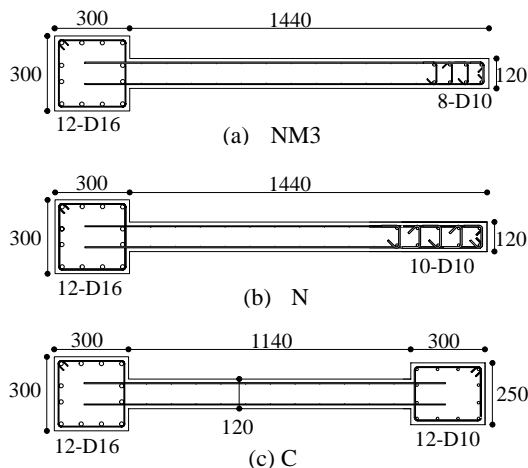


図-1 試験体断面図

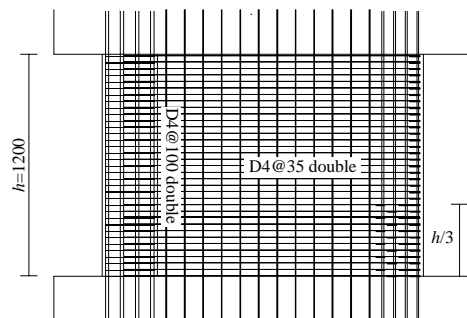


図-2 NM3 配筋図

表-1 試験体詳細

柱主筋	柱補強筋	壁縦筋	壁横筋
12-D16 (2.65%)	D4@35 (0.27%)	D4@100 (0.23%)	D4@35 (0.67%)

*1 豊橋技術科学大学 大学院生 (正会員)
 *2 豊橋技術科学大学 准教授 博士(工学) (正会員)
 *3 名古屋工業大学 助教 博士(工学) (正会員)
 *4 名古屋工業大学 教授 工学博士 (正会員)

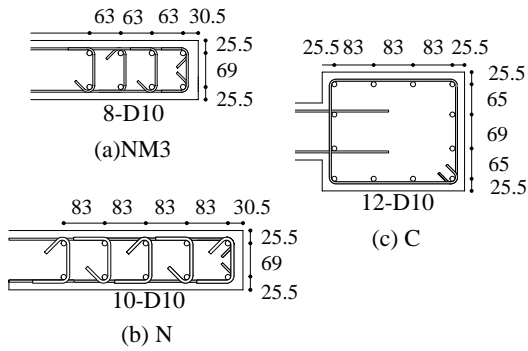


図-3 端部拘束域の拡大図

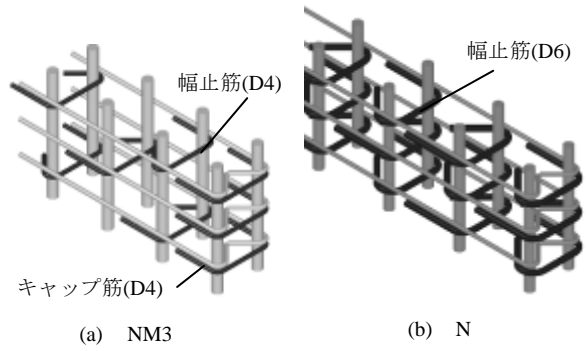


図-4 配筋詳細

各試験体の壁端部拘束域の拡大図を図-3、拘束域の詳細を表-2、試験体 NM3 と N の配筋詳細を図-4 に示す。柱型がない試験体について、壁端部主筋を NM3 では壁が降伏するときの中立軸長さの半分程度の領域に、N では中立軸長さと同程度の領域に配筋し、当該領域の幅方向を幅止筋により拘束した。中立軸長さの算定は文献 2) 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 318³⁾ による低減係数、 f_c : コンクリート強度、 t : 壁厚である。

図-2 に示すように、試験体 NM3 の幅止筋を配する拘束域高さは試験体脚部からクリアスパン長さ h の 1/3 の高さまでとしたが、試験体 N, C では全高さを拘束した。試験体 NM3 は両方が 90° フックの D4 キャップ筋を壁端部に配筋し、片方が 90° フック、もう一方が 135° フックの D4 幅止筋を図-4(a) のように千鳥配筋した。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-4(b) のように配筋した。一方、試験体 C の壁端部には RC 規準(1999)⁴⁾ の推奨条件を満たす柱型を設けた。

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。

2.2 荷重計画

加力装置を図-5 に示す。実験は正荷重のときに壁板あるいは柱型が圧縮、負荷荷のときに壁板あるいは柱型が引張となるように加力を行った。軸力は柱中心(C は図-1 中、左側の柱)に負荷した。軸力比は柱断面に対し 0.2(540kN) とした。水平力荷重位置は危険断面から 2525mm 上方であり、シアスパン比はすべての試験体において 1.5 である。荷重プログラムを図-6 に示す。荷重は変位制御による正負交番繰り返し荷重とした。ただし、荷重の第一サイクルは RC 規準¹⁾ 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。

表-2 端部拘束域詳細

試験体	NM3	N	C
拘束域長さ	220mm	363mm	300mm
主筋量 (主筋比)	8-D10 (2.17%)	10-D10 (1.64%)	12-D10 (1.14%)
pw(長さ方向)	0.67%	0.67%	0.32%
pw(幅方向)	0.32%	1.09%	0.27%
拘束域高さ	1/3h	h	h

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
NM3	38.3	28.4
N,C	45.3	31.8

表-4 鉄筋引張試験結果

試験体	呼名	降伏強度	引張強度	弾性係数
		N/mm ²	N/mm ²	× 10 ³ N/mm ²
NM3	D4	390	521	173
	D10	391	469	199
	D16	389	559	180
N,C	D4	380	515	161
	D6	393	570	166
	D10	374	500	161
	D16	391	569	167

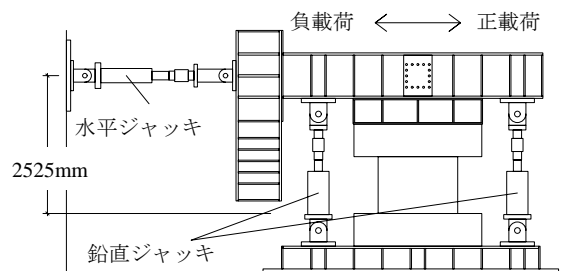


図-5 加力装置

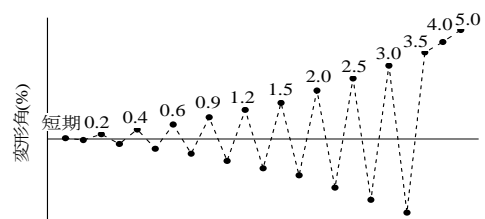


図-6 荷重プログラム

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図-7 に各試験体の荷重変形関係と最終破壊状況を示す。同図では水平荷重が最大耐力の80%まで低下した時の変形角を図中に○で示してあり、本研究ではこの変形角を限界変形角と定義する。また、図-8 に試験体 N, C の端部の圧縮破壊状況を示す。尚、試験体 NM3 の実験結果は文献5)で既に報告しているが、比較に必要な最小限の情報を本稿でも示す。

(1) 試験体 NM3

正側の荷重では変形角 0.2%のサイクルで柱内に曲げひび割れが発生し、壁内には曲げせん断ひび割れが発生した。変形角 0.4%のサイクルで壁脚部に圧縮ひび割れが発生した。その後圧縮ひび割れが進行し 0.9%のサイクルで壁脚部のコンクリートの剥落が観られた。そして変形角 1.2%のサイクルで壁脚部が圧縮破壊することで急激に耐力が低下した。またこのとき壁端部主筋の座屈が観られた。壁の圧縮破壊が進展した後も一定の水平力を保持したまま変形が進んだ。最終破壊状況における壁端部コンクリートの剥落高さは 300mm 程度であった。

負側の荷重では 0.2%のサイクルで壁に曲げひび割れ

が発生した。その後降伏し降伏時水平荷重を維持したまま変形が進んでいき、最終的に壁端部の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

正側の荷重では短期許容応力度時の水平荷重を与えた第一サイクルで柱内に曲げひび割れが発生し、壁内にはせん断ひび割れが発生した。変形角 0.2%のサイクルで壁内に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。変形角 0.6%のサイクルで壁脚部に圧縮ひび割れが発生し、コンクリートの剥落が観られた。変形角 2.5%のサイクルで壁端部主筋の座屈、壁脚部幅止筋の 90° フックの開きが確認された。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-9 に示す。変形角 3.0%のサイクルで壁脚部が圧縮破壊(図-8(a))することで耐力が低下した。壁の圧縮破壊が進展した後も一定の水平力を保持したまま変形が進んだ。最終破壊状況における壁端部コンクリートの剥落高さは 300mm 程度であった。

負側の荷重では第一サイクルで壁内に曲げひび割れが発生した。その後降伏し降伏時水平荷重を維持したま

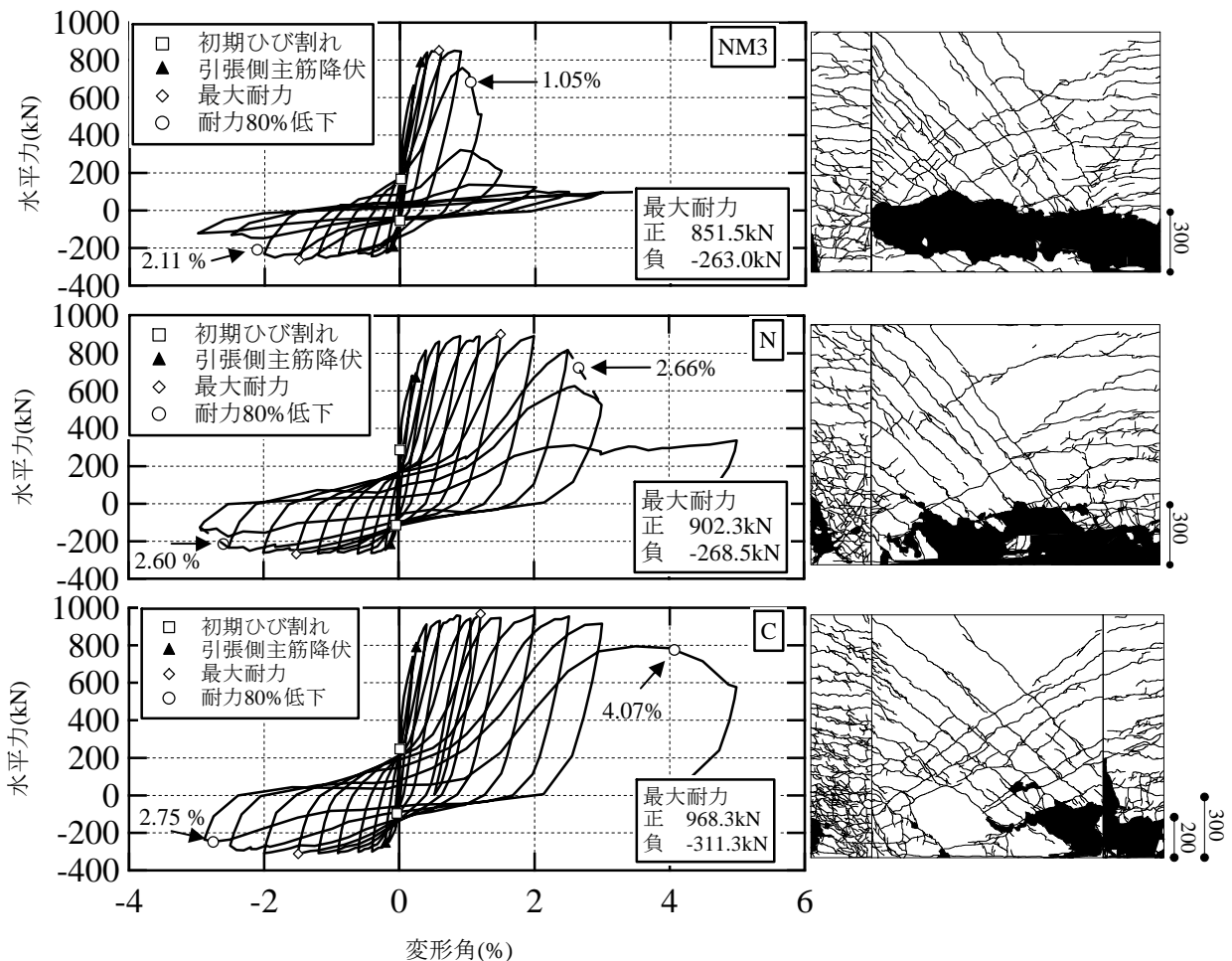


図-7 荷重変形関係、最終破壊状況

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膨らみが確認された。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主筋およびそれに近い壁縦筋が破断し、耐力が低下した。

限界変形角が正載荷、負載荷ともに2.5%を上回る結果となった。よって試験体Nは部材種別WA相当であると判断される。

(3) 試験体C

正側の載荷では第一サイクルで柱内に曲げひび割れが発生し、壁内にはせん断ひび割れが発生した。変形角0.2%のサイクルで壁内に曲げせん断ひび割れが発生した。変形角0.9%のサイクルで圧縮側柱脚部に圧縮ひび割れが発生した。その後圧縮ひび割れが進行し変形角1.2%のサイクルで圧縮側柱脚部のコンクリートの剥落が観られた。変形角2.0%のサイクルで圧縮側柱主筋の座屈によると考えられるカバーコンクリートの膨らみを確認し、変形角2.5%のサイクルで当該主筋の座屈を目視で確認した(図-8(b))。その後壁脚の圧縮破壊が進行したが、圧縮側柱主筋座屈後も耐力低下は緩やかであり高い水平力を保持したまま変形が進んだ。最終破壊状況における圧縮側柱型の剥落高さは200mm程度、柱型と壁境界の剥落高さは300mm程度であった。

負側の載荷では第一サイクルで引張側柱と壁内に曲げひび割れが発生した。変形角-0.2%のサイクルで引張側柱と壁内に曲げせん断ひび割れが発生した。その後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-3.0%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膨らみが確認された。同

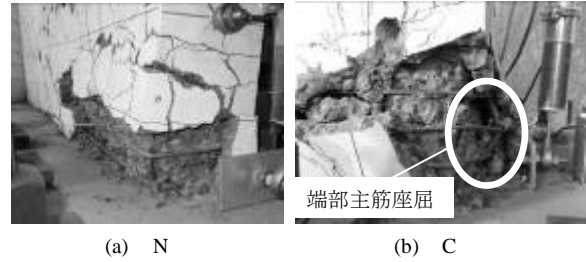


図-8 端部の圧縮破壊

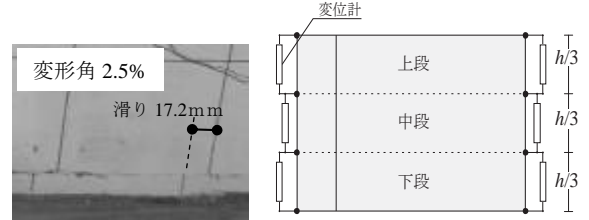


図-9 脚部の滑り

図-10 変位計位置

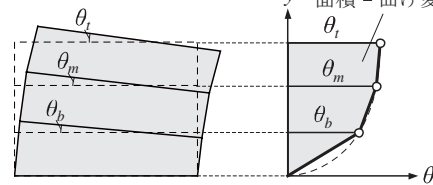


図-11 曲げ変形算出方法

サイクル中最大耐力の80%を下回ったが引張側端部主筋の破断は確認されなかった。限界変形角が正載荷で4%を、負載荷で2.5%を上回る結果となった。よって試験体Cは部材種別WA相当であると判断される。

3.2 変形分離

変位計位置を図-10に示し、変形分離方法を図-11に示す。曲げ変形は、平石の方法⁶⁾を参考に、図-10に示す6つの変位計から算出した3点の回転角 θ_b 、 θ_m 、 θ_t

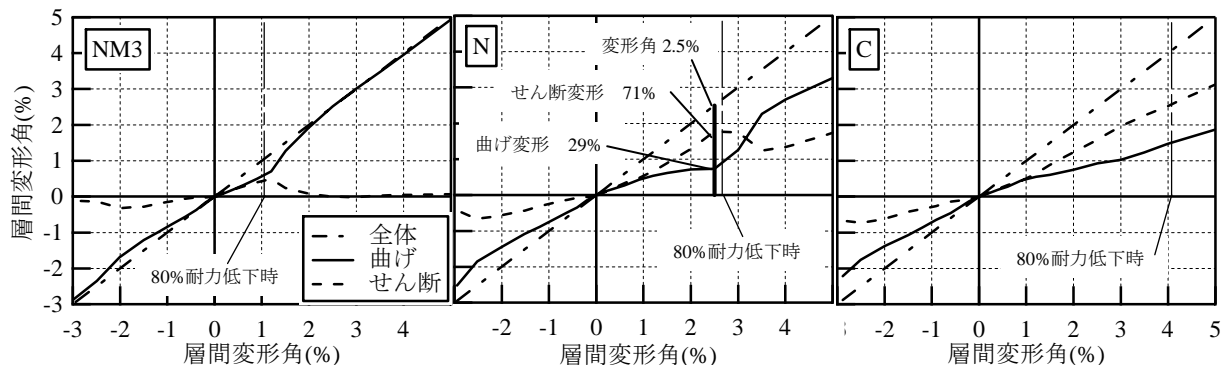


図-12 変形分離結果

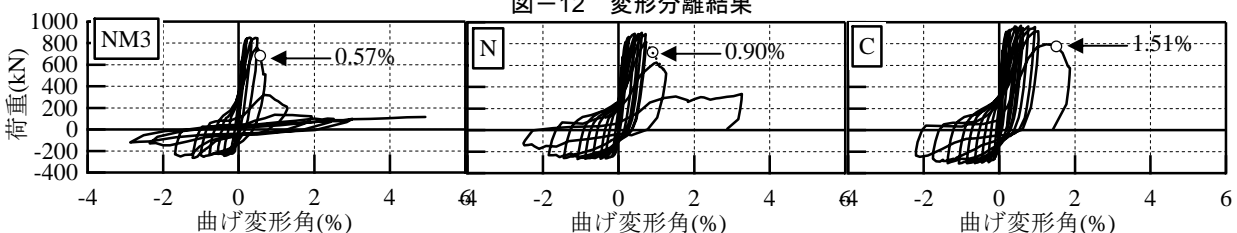


図-13 荷重-曲げ変形関係

から図-11のように回転角の高さ方向の分布を算定し、それを積分することにより算出した。せん断変形は、全体変形から曲げ変形を差し引くことで算出した。変形を分離した結果を図-12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、試験体Cでは終始せん断変形が卓越する結果となった。図-9に示したように両試験体では壁脚部でひび割れに沿って大きな滑りが発生していた。同図の変形角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-13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17.2mmであり、全せん断変形の8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、C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が、試験体NM3では同様の滑りは小さかった。

3.3 曲げ変形性能

上記の方法で抜き出した曲げ変形成分を用い、水平荷重-曲げ変形関係を図-13に示す。水平荷重が最大耐力の80%まで低下した時の変形角を図中に○で示しており、本研究ではこの変形角を限界曲げ変形角と定義する。

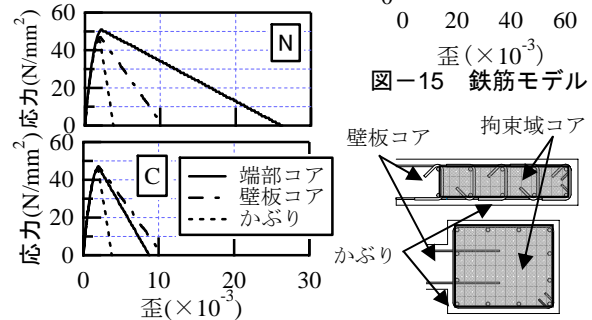
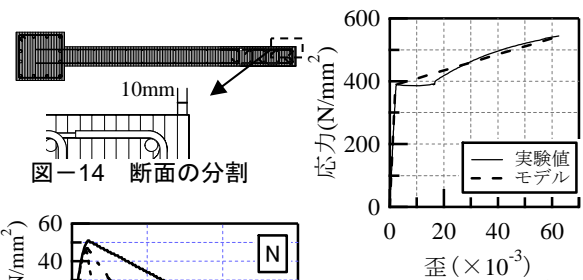
NM3とNは端部の拘束域長さ(主筋量、拘束筋量を含む)と拘束域高さが異なっている。図-7に示すように最終破壊状況における端部コンクリートの剥落高さは同程度となったことから、両試験体の圧縮ヒンジ長さは同程度であり、拘束域高さは変形性能に影響しなかったと判断される。限界曲げ変形角を比較すると試験体Nの方がNM3に比べて約1.6倍大きく、端部の拘束域長さ、すなわち拘束域断面積(あるいは主筋量、拘束筋量)が多い方が曲げ変形性能が大きくなることを確認した。

圧縮側端部に柱型を設けた試験体Cの限界曲げ変形角は柱型のないNM3、Nに比べてそれぞれ約2.6倍、1.7倍大きい。圧縮側端部にRC規準(1999)⁴⁾を満足する柱型を設けることで変形性能が向上することを確認した。

4. 曲げ解析

4.1 解析方法

以上で実験結果を報告した3体の試験体の平面保持を仮定した曲げ解析を行った。本解析の目的は壁端部が圧



縮破壊するときの限界変形角を予測することとし、解析は壁板または柱型が圧縮となる場合について行った。図-14に断面の分割方法を示す。図中に示すように、コンクリートを10mm間隔で分割した。本解析では鉄筋の圧縮応力負担は無視した。尚、曲げモーメントは試験体中心周りで定義した。実験でのモーメントも同様に危険断面での試験体中心周りのモーメントとし、水平荷重による曲げモーメントと柱中心位置に負荷した軸力による曲げモーメントの和として式(2)により算出した。

$$M = Q \times h + N \times \frac{L - D}{2} \quad (2)$$

ここで、 M : モーメント、 Q : 水平力、 h : 加力点から危険断面までの高さ、 N : 軸力、 L : 試験体全体のせい、 D : 柱せいである。

4.2 材料特性のモデル化

本解析で各要素の歪を応力に換算するにあたり、鉄筋とコンクリートの材料特性を以下の通りモデル化した。

鉄筋は図-15に示すバイリニアモデルに置換した。同図では本研究で使用した鉄筋の材料試験結果も併せて示している。コンクリートの材料特性はKent-Park⁷⁾モデルにより評価した。試験体N、Cを例に、かぶりコンクリート、拘束域のコアコンクリート、かぶりコンクリート壁板のコアコンクリートをそれぞれ個別にモデル化した結果を図-16に示す。

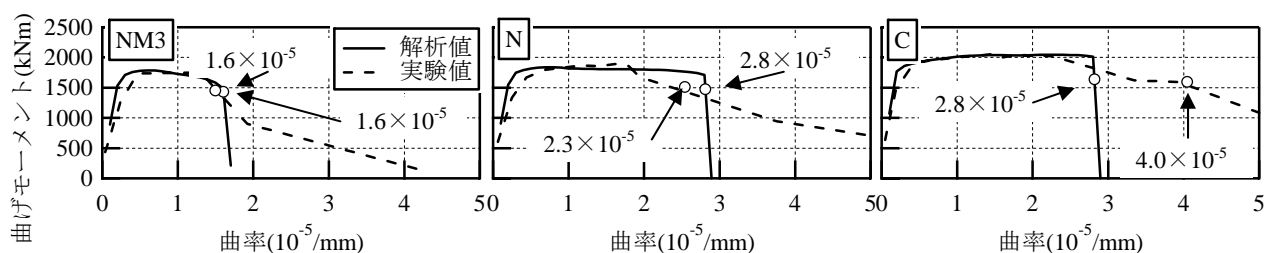


図-17 曲げ解析結果

4.3 解析結果

図-17に解析結果を実験結果と比較して示す。曲げモーメントが最大値の80%まで低下した時の曲率を図中に○で示す。実験での曲率は図-10に示す下段の2台の変位計の測定値を測定区間で除して歪を計算し、両ひずみの差分を変位計距離で除して曲率を算出した。また解析での曲率は最下段の断面曲率である。解析は実験より得られた耐力低下以前のモーメントー曲率関係の概ね評価できた。柱型がない試験体では80%に耐力低下する曲率も評価できた。Cで耐力低下する曲率を評価できなかった原因として、拘束域コアのコンクリートの拘束効果を過小評価した可能性が考えられる。(図-16)

5. 限界曲げ変形角の算定

曲げ解析結果より式(3)を用いて限界曲げ変形角の算定を行った。

$$R = L_p \times \phi \quad (3)$$

ここで、 R ：限界曲げ変形角、 L_p ：圧縮ヒンジ領域長さ、 ϕ ：曲率である。

文献2)では圧縮ヒンジ領域長さ L_p は圧縮力を受ける断面の短辺の2.5倍としている。よって本研究においても圧縮ヒンジ領域長さ L_p は圧縮力を受ける断面の短辺(壁厚)の2.5倍とした。Cは圧縮端の剥落高さは200mm程度となっているが柱と壁の境界付近の剥落高さは300mm程度であった。よってCに関しても L_p を300mm(壁厚の2.5倍)とした。

曲率 ϕ は曲げ解析結果よりモーメントが最大値の80%まで低下した時(図-17の○)の曲率とした。

以上より算出した計算結果と実験での限界曲げ変形角(図-13の○)を図-18で比較する。柱型がない試験体では概ね評価できたが、柱型がある試験体では44%過小評価した。これは曲げ解析で変形性能を過小評価したことに起因する。

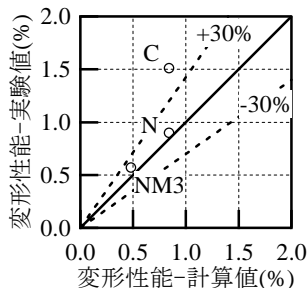


図-18 変形性能実験値と計算値の比較

6. 結論

本研究では、片側柱付 RC 耐震壁の圧縮端拘束域の構造詳細を変動因子とする構造実験を行った。さらに、曲

げ解析を行い変形性能の評価を試みた。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板または側柱の圧縮破壊により耐力低下した。試験体 C は側柱の主筋座屈後も耐力低下は緩やかであった。
- (2) 試験体 N, C では部材種別 WA 相当の変形性能が得られた。ただし、試験体 N, C は脚部ひび割れ面での滑りが生じ、せん断変形の割合が大きくなった。
- (3) 壁板端部に柱型がない場合、端部の拘束域長さが大きい方が曲げ変形性能が大きくなることを確認した。また圧縮側端部に RC 規準(1999)⁴⁾を満足する柱型を設けることで曲げ変形性能が大幅に向上することを確認した。
- (4) 曲げ解析を行った結果、実験より得られた耐力低下以前のモーメントー曲率関係を概ね評価できた。
- (5) 変形性能は柱型がない試験体では概ね評価できたが、柱型がある試験体では曲げ解析による曲率の評価精度に起因して50%程度過小評価した。

謝辞

本研究は国土交通省の平成23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規準・同解説，2010.2
- 2) 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，pp25-36，2011.8
- 3) American Concrete Institute (ACI)，"Building code requirements for structural concrete." ACI 318-08, Farmington Hills, Michigan.
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.11
- 5) 泉ほか：曲げ降伏型片側柱付 RC 耐震壁の復元力特性，東海支部研究報告集(49)，pp281-292，2011-02
- 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
- 7) Park, R, Priestley, M. J. N., and Gill. W. D. : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE. Vol. 108. No. ST4, Proc. Paper 17024. Apr., 1982, pp. 929-950