

論文 壁板端部に直交壁を有する耐力壁の単調載荷実験と有限要素法解析

尹 ロク現^{*1}・松原 聡平^{*2}・鈴木 卓^{*3}・真田 靖士^{*4}

要旨: 本研究では、壁板端部に直交壁を有する曲げ破壊型 RC 耐力壁の変形性能に、直交壁の圧縮力負担が寄与する効果を検証するため、単調載荷実験を行った。試験体は曲げ降伏後の端部圧縮破壊により耐力低下した。試験体の曲げ変形性能(実験値)は曲げ解析に基づく計算値の4割程度であった。これは直交壁が一様に圧縮力を負担しなかった実験結果に起因する。そこで、FEM 解析を行い、試験体の挙動を再現できることを検証した。その結果、解析結果は荷重-変形関係を正確に模擬し、直交壁断面の歪分布も実験で得られた傾向を概ね再現できることを確認した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 耐震壁, 変形性能, 静的実験, プッシュオーバー, FEM 解析

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、耐震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震壁の計画が可能となった。一般に柱型がない耐震壁が曲げを受けて、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。実務においては柱型がない壁板端部に直交壁が取り付く設計も想定されるが、直交壁の圧縮力負担への寄与は十分に解明されていない。筆者らは既往の研究²⁾において、直交壁に拘束域がない耐力壁の面内変形性能に直交壁が大きく寄与しないことを実験的に明らかにしたが、直交壁に拘束域がある場合については未検証である。

そこで本研究では、壁板端部に拘束域を設けた直交壁を有する耐力壁の変形性能を評価するため、構造実験を実施した。直交壁の圧縮力負担が曲げ変形性能に寄与する効果に着目して考察した結果を報告する。また、有限要素法 (FEM) 解析を実施して、試験体挙動の再現性について検討した結果を報告する。

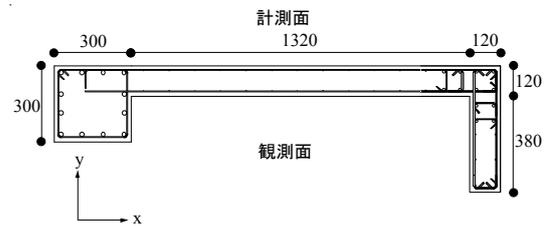


図-1 試験体断面図

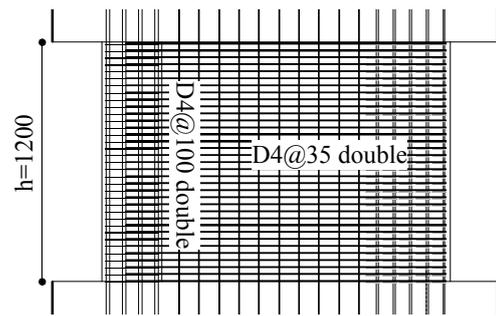


図-2 配筋図

表-1 試験体の構造詳細

部材	仕様	割合
柱	B×D	300×300
	主筋	12-D16 (2.65%)
壁	帯筋	D4@35 (0.27%)
	壁厚	120
	縦筋	D4@100 double (0.23%)
端部	横筋	D4@35 double (0.67%)
	主筋	12-D10
	幅止筋	D4@35
	幅止筋形状	片方が 90°フック もう片方が 135°フック
	拘束域高さ	360 mm (壁厚の 3 倍)
	p _w (長さ方向)	0.67%
p _w (厚さ方向)	0.64%	

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、配筋図を図-2に示す。試験体はスケールが 1/2.5、試験体高さが 1200mm である。なお、本報告では、x 方向と y 方向、観測面側と計測面側を図-1に示すとおりに定義する。試験体の構造詳細を表-1に、壁板端部拘束域の拡大図と配筋詳細を図-3に示す。本試験体では、片方が 90° フック、もう一方が 135° フックの D4 幅止筋を、図-3に示すように配筋した。

使用した鉄筋とコンクリートの材料特性をそれぞれ表

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (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)

*4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 修士 (工学) (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)

表-2 鉄筋引張試験結果

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
D4	395.4	549.1	179.7
D10	376.3	552.8	171.3
D16	396.5	565.4	166.4

表-3 コンクリート圧縮試験結果

圧縮強度	弾性係数	圧縮強度時ひずみ
N/mm ²	×10 ³ N/mm ²	μ
36.8	31.3	1667

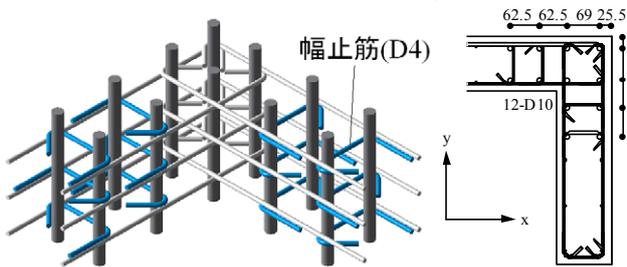


図-3 端部拘束域の拡大図

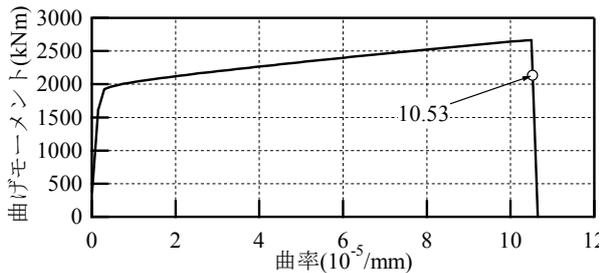


図-4 曲げ解析結果

-2および表-3に示す。

2.2 曲げ変形性能の予測

試験体の限界曲げ変形角を式(1)により評価した。

$$R = L_p \times \phi \quad (1)$$

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

圧縮ヒンジ領域高さ L_p は文献 3)より壁厚の 2.5 倍 (300mm)とした。曲率 ϕ は平面保持を仮定した曲げ解析より求めた。曲げ解析結果を図-4に示す。モーメントが最大値の 80%まで低下した時 (図-4の○)の曲率を式(1)中の曲率 ϕ とした。なお解析を行うにあたり、曲げモーメントは試験体中心周りで定義し、断面は図-5に示すように 10mm 間隔で分割した。鉄筋は図-6に示すバイリニアモデルに置換し、コンクリートの材料特性は図-7に示す saaticioglu⁴⁾モデルにより評価した。図-7中に示す通り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

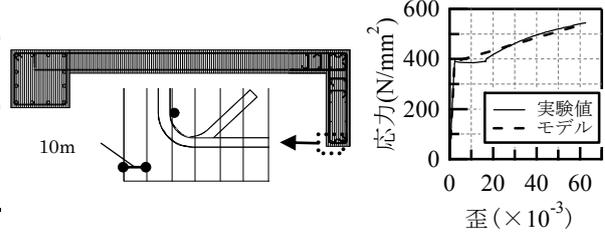


図-5 断面分割図

図-6 鉄筋モデル

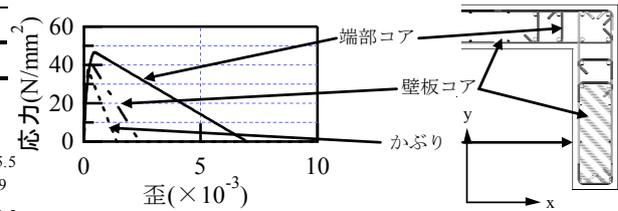


図-7 コンクリートモデル

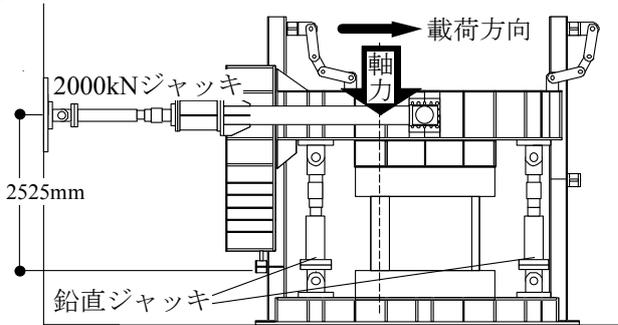


図-8 加力装置

デル化した。

式(1)より算出した試験体の限界曲げ変形角は 3.2%となった。

2.3 荷重計画

加力装置を図-8に示す。実験は図中に示す方向に加力を行った。なお、本加力装置は面外方向の変形を拘束している。軸力は柱中心に負荷した。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、柱芯でのシアスパン比は 1.5 である。荷重は変位制御による一方向単調荷重とした。ただし、荷重初期では RC 規準に従って算出した短期許容応力度時の水平荷重まで荷重により制御した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図-9 に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、本研究ではこの時の変形

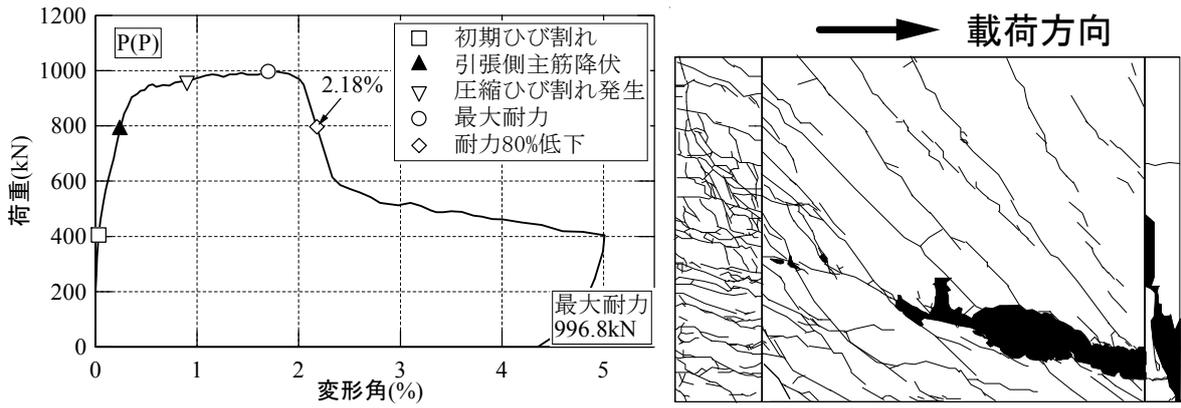


図-9 荷重-変形角関係と最終破壊状況

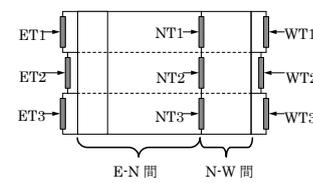


図-10 変位計測位置

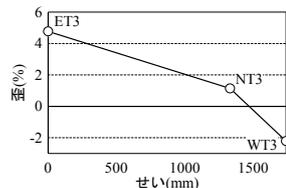


図-11 脚部軸方向歪分布

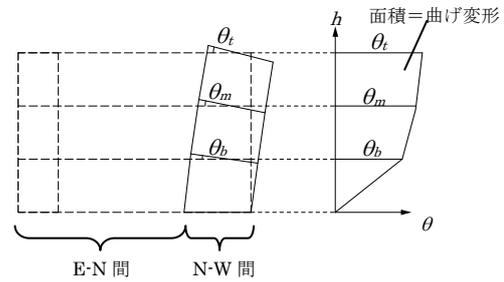


図-12 曲げ変形算出方法

角を限界変形角と定義する。

変形角 0.05%において柱に曲げひび割れが発生した後、ひび割れが水平に進展、また、変形角 0.1%において、壁に曲げせん断ひび割れが発生した。さらに変形を進めると、変形角 0.9%のとき端部拘束域に圧縮ひび割れが発生した。変形角 2.33%において壁板と直交壁が圧縮破壊し、急激な耐力低下が生じた。

本実験において断面が平面保持されていたかについて検討する。検討にあたり図-10に示す ET3, NT3, WT3の変形量を歪に換算した。限界変形時の ET3, NT3, WT3の歪分布を図-11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。

3.2 曲げ変形性能

試験体の曲げ変形成分を抽出したうえで、曲げ変形性能の計算値と実験値の比較を行う。

曲げ変形は、平石の方法⁵⁾を参考に、図-10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 $\theta_b, \theta_m, \theta_t$ に基づき、図-12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、図-11に示すように試験体の限界変形時に断面の平面保持が成立していなかったためである。よって、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した。

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-13に示す。水平荷重が正側で最大耐力の80%まで低下した時の曲げ変形角を図中に○で示してあり、

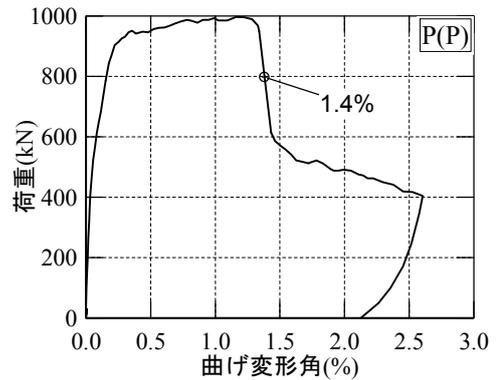


図-13 水平荷重-曲げ変形成分関係

本研究ではこの変形角を限界曲げ変形角と定義する。

曲げ解析に基づく限界曲げ変形角の計算値(2.2節参照)は3.2%であるのに対し、実験値は1.4%であり、実験値が計算値の4割程度であった。この原因について、次節において直交壁脚部の歪分布に着目して分析する。

3.3 直交壁脚部の歪分布

試験体の限界曲げ変形角を曲げ解析に基づく計算値が過小評価した原因を明らかにするため、直交壁の応力状態について検討する。図-14に限界変形角時における直交壁内縦筋の歪分布を示す。歪の計測位置は下スタブから21mm上方である。同図に示すように、領域AからCに向かうにつれて圧縮歪は小さくなる傾向が認められた。また、内端における領域BおよびCの歪は引張側の値を示した。すなわち、実験では直交壁の長さ方向の歪

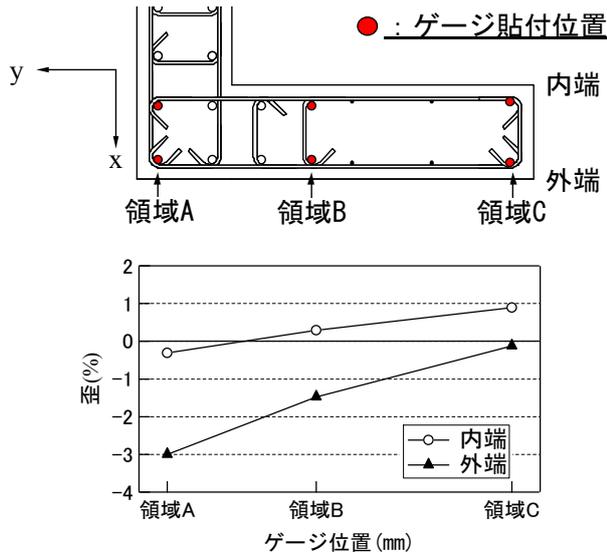


図-14 直交壁内縦筋の歪分布

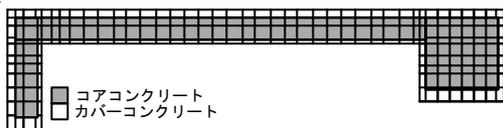
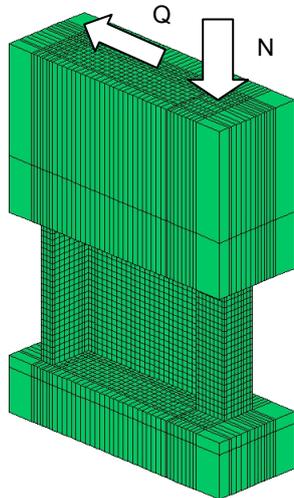


図-15 試験体の要素分割図

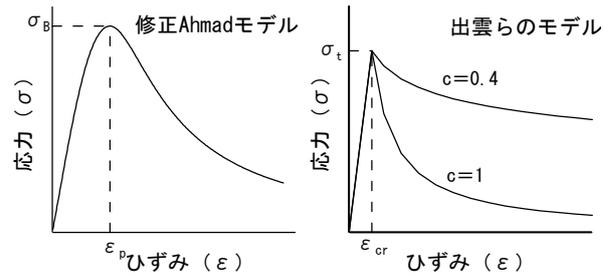
分布は一様でなかった。一方、限界曲げ変形角の予測値を算出するための曲げ解析では、直交壁の長さ方向の歪分布は一様として解析を行った。このため解析では直交壁内、特に観測面側(図-1)の圧縮力負担を過大評価し、計測面側への応力集中を評価しなかった結果、変形性能を過大評価したと考えられる。また、本実験では壁板直交壁方向の変形を拘束したため、壁上部では直交方向の変形(ねじり変形)は生じない。

こうした直交壁の挙動について詳細に分析することを目的として、以下では試験体のFEM解析を行った。

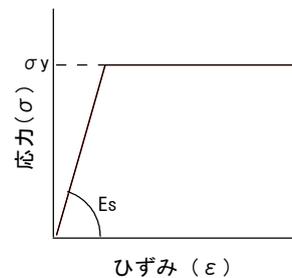
4. FEM解析の方法

4.1 モデル化手法

解析はFINAL⁶⁾を用いて、3次元のFEM解析を計画し



(a)応力-ひずみ関係 (b)テンションスティフニング特性



(c)鉄筋の応力-ひずみ関係

図-16 材料モデル

た。図-15に要素分割図を示す。コンクリートは六面体要素に置換し、鉄筋は要素内で埋め込み鉄筋として扱った。本解析では実験と同様のせん断スパン比とするため、試験体の上スタブから実験における想定加力点高さまで仮想スタブを定義し、仮想スタブ上端に強制変位を与えた。脚部は完全固定とし、実験同様に頂部の面外変形を拘束した。軸力は仮想スタブ上端の柱中心位置に作用させた。また、仮想スタブはコンクリートの10倍程度の硬さの弾性体で定義した。また、解析における材料特性は表-2および表-3の値を用いた。

4.2 材料構成則

コンクリートの材料構成則を図-16に示す。コンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮側を修正 Ahmad モデル⁷⁾で定義し(図-16(a))、3軸応力下の破壊条件として長沼らの係数を用いた5パラメータモデル⁷⁾でモデル化した。引張側はひび割れ発生までを線形で定義し、ひび割れ発生後の軟化域は出雲らの提案するモデル⁸⁾(コア:c=0.4, カバー:c=1.0)で定義した(図-16(b))。ひび割れ発生後のせん断伝達特性には長沼の提案モデル⁹⁾を用いた。また、鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとした。

5. 解析結果

5.1 荷重-変形角関係と損傷状況

図-17に解析と実験の荷重-変形角関係の比較を示す。同図を見ると、解析における荷重-変形角の関係は実験における初期剛性、剛性低下点および曲げ降伏点を精度よく再現できている。耐力低下が開始する変形をやや低めに評価したものの、劣化勾配まで実験結果の傾向

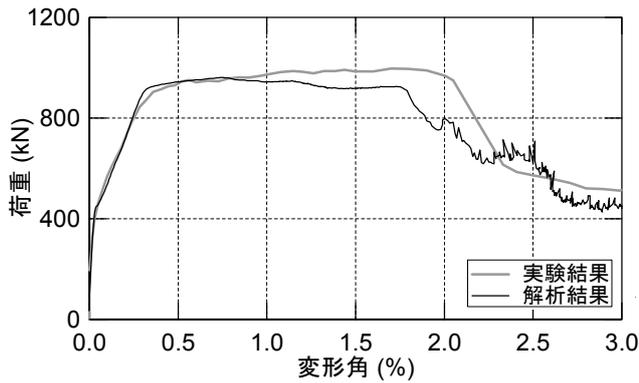


図-17 解析および実験における荷重-変形角関係比較

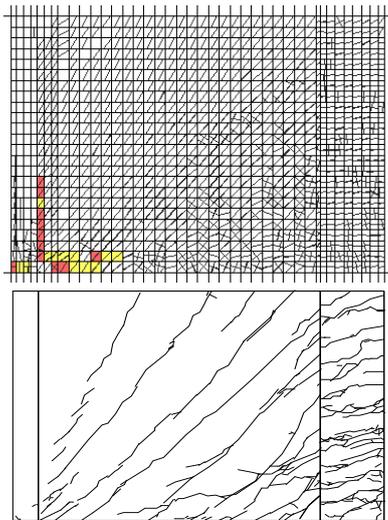


図-18 実験および解析における破壊性状の比較

をよく捉えることができた。

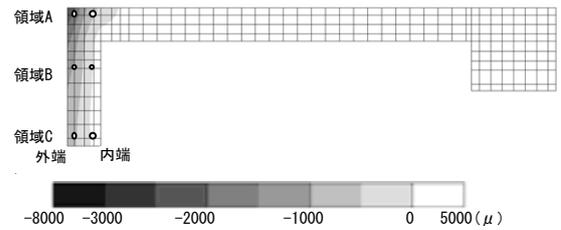
図-18 に解析と実験における損傷状況の比較を示す。損傷状況は解析、実験ともにほぼ最大耐力を發揮した変形角 1.6%時のものである。同図の黄、赤色はコンクリートが軟化域に達した要素を示している。両者を比較すると、壁板のせん断ひび割れおよび柱の曲げひび割れは概ね再現できている。

以上の結果から、本論に示す解析モデルは実験結果を概ね再現したと考えられる。

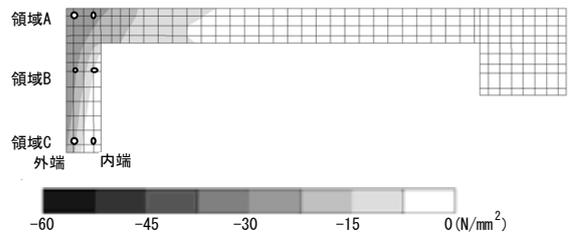
5.2 脚部の歪・応力分布

3.3 節で前述のように、2.2 節の曲げ解析に基づく曲げ変形性能の評価において、実験結果を過大評価する原因として直交壁内の歪分布が不均一であることが考えられた。そこで、FEM 解析結果における直交壁内の歪分布について検討を行う。

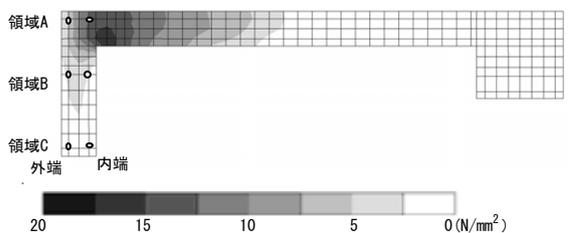
図-19 に試験体脚部の鉛直方向歪分布、軸応力分布、せん断応力分布を示す。また、同図中における黒丸位置は実験における歪ゲージ位置を示す。同図の歪分布より、観測面側(図-1)の圧縮歪は計測面側と比べて小さくなる傾向が認められる。また、直交壁の外端は圧縮を受けるのに対して、内端は引張を受ける傾向が認められ、図



(a) 鉛直方向歪分布



(b) 軸応力分布



(c) せん断応力分布

図-19 脚部の歪・応力分布

14 に示す壁縦筋の歪分布と整合している。同図の軸応力分布より、直交壁内端の観測面側(図-1)のみ引張応力状態にあり、計測面側では全断面が圧縮を受けていることがわかる。これらの結果は、同図のせん断応力分布より、面内方向の壁板の圧縮側脚部に大きなせん断応力が作用した結果と推察される。

6. まとめ

本研究では、壁板端部に直交壁を有する耐力壁の変形性能について検討するため、同試験体の単調載荷実験および FEM 解析を実施した。以下に、本研究より得られた知見をまとめる。

- 1) 試験体は曲げ降伏後に壁板端部と直交壁の圧縮破壊により耐力低下した。
- 2) 曲げ解析に基づく限界曲げ変形性能の計算値は直交壁の長さ方向の歪分布を一樣と仮定したことから実験値を過大評価した。
- 3) FEM 解析によって直交壁のある曲げ破壊型耐力壁の荷重-変形関係、破壊性状および危険断面位置の歪分布を再現できた。直交壁の長さ方向の歪分布、応力分布が不均一となるのは面内方向の壁板

に作用するせん断応力の影響と考えられる。

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，多大なるご支援をいただきました。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) 飯塚桃子：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便概集，構造IV，pp353-354，2012.9
- 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便概集，C-2 構造IV，pp25-36，2011.8
- 4) Saatcioglu, M. and Razvi, S. R, “Strength and Ductility of Confined Concrete, ” J. Struct. Eng., ASCE, Vol.118, No. 6, 1992, pp.1590-1607.
- 5) 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，第 333 号，pp. 56-62, 1983. 11.
- 6) 伊藤忠テクノソリューションズ：FINAL/V11 HELP
- 7) 長沼一洋：三軸応力下コンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp. 163-170, 1995. 8.
- 8) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987. 9.
- 9) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その1），日本建築学会構造系論文集，第 421 号，pp. 39-48, 1991. 3