論文 壁式 RC 構造における耐力壁の挙動に及ぼす直交壁の影響

小平 涉^{*1}·野村 翔舞^{*2}·勅使川原 正臣^{*3}·神谷 隆^{*1}

要旨:壁式 RC 構造の耐力壁の短期地震荷重時の状況,耐力壁の挙動に及ぼす直交壁の影響を調査するために繰返し水平加力実験を行なった。試験体は3体で,縮尺は約1/3である。試験体は,耐力壁,直交壁およびスラブにより構成し,直交壁の鉄筋量と反曲点高さを実験変数とした。短期地震荷重時に想定される平均せん断応力度の3~5倍までせん断ひび割れは発生しなかった。引張側直交壁の有効幅を直交壁厚で除した比は短期荷重時でせん断型が約5であり,曲げ型は約7であった。終局時はすべての試験体で全幅有効である。 圧縮側直交壁の短期荷重時,終局時の有効幅比は,せん断型では6,曲げ型では全幅有効であった。 キーワード:壁式 RC構造,耐力壁,直交壁,有効幅

1. はじめに

本研究は,壁式 RC 構造の高い損傷防止性能を長期優 良住宅として適切に評価するための評価方法を検討する ことを目標としている。そのためには,壁式 RC 構造の 弾性剛性,許容耐力,降伏剛性,終局耐力とともに,ひ び割れや耐力劣化状況等を考慮した損傷評価,せん断破 壊型耐力壁の限界変形角などを評価する必要がある。 それらの評価には,耐力壁に取り付く直交壁の影響が 無視できない。

本報では,壁式 RC 構造の耐力壁の挙動に及ぼす直 交壁の影響を調査するために繰返し水平加力実験を行 い,終局時および短期地震荷重時における耐力の検討 を行った。



2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の概要を図-1 に示す。試験体は 3 体とし 1/3 縮小モデルとした。試験体は,耐力壁,直交壁およびスラブにより構成されており,直交壁の鉄筋量と反曲点高さを実験変数とした。試験体 1NH は,標準的な配筋量と



試験体 3HH

※試験体 1HH は省略。1HH の躯体形状は 1NH と同じ、断面は 3HH と同じ 図-1 試験体概要

*1 矢作建設工業(株) (正会員)

*2名古屋大学大学院 大学院生

*3名古屋大学大学院教授 工学博士工学博士(独立行政法人建築研究所客員)(正会員)

した試験体である。試験体 1HH は,試験体 1NH の直交 壁の縦筋量を2倍にした試験体である。試験体 3HH は, 試験体 1HH と同配筋とした2層の試験体である。なお, それら3試験体は上スタブと直交壁の間にスリットを設 けることで,上スタブが直交壁の有効幅に影響を与えな いようした。したがって,長期軸力は直交壁に直接作用 しない。

表-1に本実験に用いた材料の特性を示す。

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
1NH	27.0	-	2.19
1HH	26.2	2.60	2.18
3HH(1F)	25.4	2.58	2.48
3HH(2F)	28.8	2.62	2.47

表-1 材料特性

	降伏耐力	引張強度	弾性係数
	(N/mm ²)	(N/mm^2)	$(\times 10^5 \text{N/mm}^2)$
D6	333 🔆	492	1.82
D10	342	495	1.91
D13	335	490	1.88
※0.2%社力	にトス		

※0.2%耐力による

2.2 加力概要

加力装置を図-2 に示す。鉛直ジャッキ2台により長 期軸力に相当する 135kN を試験体に負荷した後,水平力 を加えた。なお,モーメント反曲点をスラブ中心位置と するために鉛直ジャッキ2台により付加モーメントを与 えた。



3. 試験体の計算耐力

試験体の終局耐力は以下の式により求め	りた。
$_{w}M_{u} = \Sigma(a_{t}\cdot\sigma_{y})l' + 0.5\Sigma(a_{w}\cdot\sigma_{wy})l' + 0.5N\cdot$	· l'
$_{w}Q_{mu} = _{w}M_{u}/h$	(1a,b)

$${}_{w}Q_{su} = \left(\frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_{c}+18)}{\sqrt{M/(Q\cdot l)+0.12}} + 0.85\sqrt{p_{we}\ s}\sigma_{wy} + 0.1\sigma_{0e}\right) \cdot t_{e} \cdot j$$
(2)

※記号は文献 1)参照

直交壁が耐力壁の耐力に寄与する幅(以下,有効幅)を 変化させた計算値を表-2に示す。表中の,直交壁無視 とは耐力壁のみの長方形断面として計算したものである。 有効幅考慮とは文献1)に従い直交壁厚の6倍の範囲の 直交壁を耐力に有効として計算したもの,全幅考慮とは 直交壁がすべて有効としたものである。式中で有効幅に 影響を受ける因子は a, pteおよび teである。ここで,te は文献1)に従い耐力壁厚さの1.5倍を上限としている。 また,試験体3HHは2階床があることでせん断耐力が上 昇すると考えられることから,2階床の鉄筋をpweに含め ることとした。

表-2 計算値

			直交壁無視	有効幅考慮	全幅有効
	有効幅	mm	0	1040	1500
1NH	wQmu	kN	126	213	328
	wQsu	kN	192	294	328
	$_{w}Q_{su}/_{w}Q_{mu}$	-	1.52	1.38	1.00
1HH	wQmu	kN	156	336	538
	wQsu	kN	206	324	361
	$_{w}Q_{su}/_{w}Q_{mu}$	-	1.32	0.96	0.67
ЗНН	wQmu	kN	56	118	193
	wQsu	kN	155	247	282
	$_wQ_{su'} _wQ_{mu}$	-	2.78	2.10	1.46

4. 実験結果

4.1 水平カー変形角関係と破壊経過

図-3に試験体 1NH の水平力-変形角関係を,写真-1にひび割れ状況を示す。試験体 1NH は、平均せん断応 力度(せん断力を耐力壁断面積で除したもの)1.5N/mm² で耐力壁にせん断ひび割れが生じ、2.5N/mm²で直交壁に 曲げひび割れが生じはじめた。また、+1/650rad.および -1/400rad.で耐力壁の横筋が降伏し、耐力壁のせん断ひび 割れが急激に広がり、剛性低下が生じた。また、その直 後に耐力壁近傍の直交壁縦筋が降伏した。耐力壁の端部 筋は+1/310rad.および-1/150rad.で降伏した。最大耐力は, +1/71rad.で生じ 306kN であった。直交壁のひび割れは、 外側には曲げひび割れが多数生じていたが、内側では曲 げひび割れは僅かであった。これは, 直交壁に面外曲げ 変形生じていたためと考えられる。また、最大耐力後に 西側直交壁の外側には八の字形のひび割れ(写真-1 中の ひびわれ A)が生じていた。これは、耐力壁がせん断ひび 割れの影響により面内方向に膨らんだことにより、直交 壁が面外方向に押し出されたことによるひび割れと考え られる。このひび割れはせん断型の試験体 1HH でも生じ



ていたが、曲げ型の試験体 3HH には生じていなかった。 このことからも、耐力壁のせん断変形に起因したひび割 れであると考えられる。以上より、試験体 1NH の破壊形 式は耐力壁のせん断破壊であると判断した。

図-4に試験体 1HH の水平力-変形角関係を,写真-2にひび割れ状況を示す。試験体 1HH は,平均せん断応 力度 2.3N/mm² で耐力壁にせん断ひび割れが生じ, 2.5N/mm²で直交壁に曲げひび割れが生じはじめた。試験 体 1HH は,+1/950rad.および-1/830rad.で耐力壁横筋が降 伏した。その後,+1/150rad.および-1/230rad.でダブル配 筋である直交壁縦筋の内側の鉄筋が次々と降伏した。ま た,耐力壁端部筋,耐力壁縦筋および直交壁縦筋の外側 鉄筋は,最大耐力後に降伏した。直交壁縦筋の内側が外 側よりも先に降伏したのは、直交壁に面外曲げ変形生じ ていたためと考えられる。また、試験体 1NH と同様に直 交壁のひび割れは、外側には曲げひび割れが多数生じて いることからも同様なことがいえる。最大耐力は、 +1/110rad.で生じ 329kN であった。以上より、試験体 1HH の破壊形式は耐力壁のせん断破壊であると判断した。

図-5に試験体 3HH の水平力-変形角関係を,写真-3にひび割れ状況を示す。試験体 3HH は,平均せん断応 力度1.2N/mm²で直交壁に曲げひび割れが生じ,1.4N/mm² で耐力壁にせん断ひび割れが生じはじめた。試験体 3HH は,+1/600rad.および-1/450 rad.で直交壁の内側縦筋が降 伏した。その後,直交壁の外側縦筋,耐力壁横筋,耐力 壁端部筋の順で降伏した。直交壁のひび割れは,他の試



験体と異なり,外内共に同程度のひび割れが生じていた。 また,直交壁のひび割れは,耐力壁の曲げ変形により引 張られることで逆八の字形(_/)に生じている。試験 体 3HH は反曲点高さが高いことにより耐力壁の曲げ変 形が卓越しやすい。その曲げ変形により直交壁が軸方向 に引っ張られたことにより生じたひび割れであると考え られる。最大耐力は,+1/21rad.で生じ244kNであり,耐 力壁脚部が加力方向に押し出されるように破壊し,急激 な耐力低下が生じた。なお,1/100rad.以降の水平力はほ ぼ一定であった。以上より,試験体 3HH の破壊形式は耐 力壁の曲げ破壊であると判断した。

4.2 耐力壁脚部の縦筋の歪分布

3000

2000

1000

0

図-7 に各試験体の耐力壁脚部の縦筋の歪分布を示す。 なお,歪計測位置は図-6に示す。

試験体 1NH は, 平面保持が成り立っているとは言い難 い歪分布であった。

試験体 1HH は、1/1000rad.までは比較的片勾配の歪分 布となっており平面保持が成り立っているといえる。し かしながら、1/400rad.からは東側の直交壁と耐力壁の交

3HH

εy



図-8 正加力時の直交壁縦筋の応力分布

差部で歪が急激に変化している。これは、直交壁の面外 曲げ変形の影響である。耐力壁と直交壁を合わせた H型 の断面で平面保持が成り立つと仮定した場合には中立軸 より東側の鉄筋はすべて圧縮歪となる。しかしながら、 直交壁の耐力壁が個々に変形した場合には、それらの交 差部では直交壁の面外曲げ変形の影響により引張歪が生 じる。なお、4.1 節に示したひび割れ状況から試験体 1NH と 1HH は同様の挙動をしたと考えられるが、1NH の直 交壁はシングル配筋のため図-7 にはその挙動は表現さ れていない。

試験体 3HH では,試験体 1HH のような挙動が顕著に は見て取れなかった。

4.3 直交壁脚部の縦筋の応力分布

図-8 に正載荷ピーク時の直交壁脚部縦筋の応力分布 を示す。ここで、正載荷なので西直交壁を引張側直交壁、 東直交壁を圧縮側直交壁と呼ぶ。応力は、鉄筋の応力-歪関係を完全バイリニアによりモデル化し、実験で計測 した歪値から求めた。なお、ダブル配筋の試験体は外側 の鉄筋の応力を示している。歪計測位置は図-6に示す。

試験体 1NH の引張側直交壁は,耐力壁に近い鉄筋ほど 歪が大きく生じていた。1/200rad.から耐力壁近傍の鉄筋 が降伏しはじめ,概ね最大耐力を発揮している 1/100rad. において,半数の鉄筋が降伏した。また,直交壁中心の 鉄筋(耐力壁端部筋)に比べて端部の鉄筋は約6割の応 力しか生じていない。圧縮側直交壁は,圧縮束から伝達 された力により直交壁の耐力壁に近い部分は圧縮応力と なっている。また,耐力壁から離れたところでは引張応 力となっているのは,直交壁の面外変形の影響である。

試験体 1HH の引張側直交壁では、試験体 1NH に比べて一様に応力が生じていた。圧縮側直交壁は、耐力壁近

傍では試験体 1NH と同様の傾向がみられるが,他端では 引張応力となっていない。これは,試験体 1HH の直交壁 がダブル配筋のため外側の鉄筋の応力は面外変形の影響 により圧縮となっているためである。

試験体 3HH の引張側直交壁は,1/200rad.で端部まで降 伏した。圧縮側直交壁では,他の試験体とは異なった応 力分布となっており,一様に負応力が発生していた。

有効幅の検討

4 章で示した実験結果を用いて,耐力壁の剛性および 耐力に影響を及ぼす直交壁の幅(以下,有効幅と呼ぶ) を直交壁の厚さで除した有効幅比を検討する。

5.1 直交壁の応力分布による有効幅比

直交壁縦筋の応力から算定した有効幅比を図-9 に示 す。ここで、有効幅比は、耐力壁端部の鉄筋の応力と同 等の応力が生じている範囲を有効幅と考えて求めた。つ まり、図-8 の応力分布曲線と横軸で囲まれる面積を耐 力壁端部の鉄筋の応力で除したものを有効幅としている。 図中の τ 0.4 とは耐力壁の平均せん断応力度 0.4N/mm²の 意味であり、標準せん断力係数 C₀ が 0.2 のとき(短期荷 重時)の応力にあたいする。有効幅比の上限は、試験体 形状より 8.875 である。なお、試験体 1NH については、 直交壁がシングル配筋のため応力計測位置が直交壁の中 心である。そのため、圧縮側直交壁では面外変形の影響 が他の試験体よりも大きく出ていたことから、考察から は除外する。

せん断破壊型の試験体 1NH の引張側直交壁の有効幅 比は、変形角に比例して大きくなっており、1/100rad.で ほぼ全幅有効となっていた。つまり、試験体 1NH では、 引張となる直交壁の有効幅比は変形角に比例して増大し、



※図中 τ 0.4 は耐力壁の平均せん断応力度 0.4N/mm²の意味。Qu は最大荷重時。
 図-9 正加力時における直交壁脚部の縦筋の応力分布から求めた有効幅比





最大耐力直前で全幅有効になったといえる。

試験体 1HH の引張側直交壁の有効幅比は, 試験体 1NH と同様に変形角に比例していた。ただし, 全幅有効とな るタイミングは早かった。圧縮側直交壁は, 変形角に関 係なく約6倍であった。

曲げ破壊型の試験体 3HH は,他の試験体と異なり,変 形角が小さい時から引張側および圧縮側直交壁は全幅有 効となっていた。

5.2 終局耐力による有効幅

有効幅比を変数として式(1)および式(2)により終局耐 力を計算し,実験により得られた最大荷重と比較をした 結果を図-10に示す。ここでは, $_wQ_{mu}$ または $_wQ_{su}$ と実 験より得られた最大耐力の交点を有効幅比として定義し た。

試験体 1NH の有効幅比は 8.2 であった。これは,前節 の応力より求めた有効幅比の引張側直交壁とほぼ一致し た。

試験体 1HH の有効幅比は約6であった。せん断破壊型 の試験体であることから,圧縮側直交壁の有効幅で耐力 が決定すると考えられ,前節の鉄筋応力から求めた有効 幅比とほぼ一致した。

試験体 3HH は、全幅有効とした終局耐力よりも実験値 のほうが高い結果であった。つまり、試験体 3HH は、全 幅有効として算定した終局強度で安全側の評価となって いる。また、曲げ破壊型の試験体であることから引張側 直交壁の有効幅で耐力が決定されるとすると、前節の 結果と一致する。

また,文献 1) では有効幅比を 6 と規定しており, それにより求めた終局強度と実験により得られた最大 荷重を比較すると,すべての試験体で安全側の評価と なっていた。

6. 短期荷重時の挙動

文献 1)では、短期荷重時の検討として標準せん断 力係数 C_0 が 0.2 の時に発生する平均せん断応力度をコ ンクリートの短期許容せん断応力度以下になるように 規定しており、せん断ひび割れの発生を防止する設計 方針となっている。本試験体を 5 階建ての1 階部分で 0.4N/mm²以下とする。本実験で用いたすべての試験体 は、0.4N/mm²の 3~5 倍に応力に対してひび割れは発 生していないことを確認できた。なお、平均せん断応 力度を求める際の断面積は、耐力壁のみを考慮してお り直交壁の断面積は無視している。図-8 より、短期 荷重時にも直交壁は耐力壁の挙動に影響を与えている ことが確認された。ただし、各試験体で有効幅比は異 なっている。その要因は今後の検討課題とする。

7. まとめ

本報では,壁式鉄筋コンクリート構造の直交壁付き耐 力壁の挙動について,直交壁の鉄筋量およびせん断スパ ン比を実験変数とした実験について報告し,直交壁が耐 力壁の終局耐力に及ぼす影響について検討した。以下に, 得られた知見をまとめる。

- (1) 壁式 RC 構造の短期地震荷重時に想定される平均せん断応力度の 3~5 倍までせん断ひび割れは発生しなかった。
- (2) 引張側直交壁の有効幅は短期荷重時で約5倍(試験 体1HH)および約7倍(試験体3HH)であることを確認 した
- (3) 圧縮側直交壁の有効幅はせん断型では、短期荷重時, 終局時とも6倍,曲げ型では短期荷重時から全幅有 効であった。

謝辞

本研究の一部は,平成28年度国土交通省建築基準整備促 進事業として実施したものである。関係各位に厚くお礼 申し上げます。

参考文献

日本建築学会:壁式鉄筋コンクリート造設計・計算 規準・同解説,2015