

論文 開口が偏在する RC 造連層耐震壁のせん断性状に関する研究

土井 公人^{*1}・坂下 雅信^{*2}・河野 進^{*3}・田中 仁史^{*4}

要旨：建築学会規準では耐震壁として扱わない、開口周比が 0.4 を上回る壁が既存建物には多く存在し、建物の耐震性能を評価する上で問題となっている。本研究では、開口周比が 0.4 前後で開口が偏在し、かつ多層に渡る連層耐震壁の静的載荷実験を行い、そのせん断性状を評価した。せん断耐力・剛性について、既往の設計式を用いて算出し、実験結果と比較・検討を行った結果、開口周比が 0.4 を上回る試験体においても、せん断耐力・剛性を精度良く評価することができた。また FEM 解析により、開口周比が 0.4 以下の比較的開口の小さなものについては、実験で得られた履歴復元力特性の包絡線を精度良く予測することができた。

キーワード：連層耐震壁、偏在開口、開口周比、低減率、せん断耐力、せん断剛性、FEM 解析

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）造建物の主要な耐震要素として採用される耐震壁は建築設計上の要求により開口を有する場合が多い。無開口耐震壁に関しては、耐震要素として有効な設計手法がすでに確立されている¹⁾。有開口耐震壁は、建築学会規準²⁾および防災協会耐震診断基準³⁾においては開口周比を用いて強度や剛性を低減することにより、無開口耐震壁に準じた扱いがなされている。開口周比は開口の大きさが一定であれば開口位置に無関係にせん断耐力が決定できるので実用式としては簡便である。但し、開口周比が 0.4 を超える壁については耐震壁として扱うことができず、ラーメン解法によって応力を求め、断面算定を梁および柱に準じて行うことが定められている。

しかし、開口周比が 0.4 を上回る耐震壁が既存建物には多く存在し、耐震壁の耐震性能を評価する上で問題となっている。文献²⁾では開口周比が 0.4 を超えても安全率を確保できる場合もあることが示されており、実験を通じた確認作業を行うことで、開口周比 0.4 をこえる有開口壁についてもせん断耐力評価が可能となるものと考えられる。また、有開口耐震壁の水平耐力の評価方法に関する研究は過去に行われているが、開口面積が等しくても開口の形状、位置の相違により水平耐力が異なる

ことが問題として指摘されており、抵抗機構に基づいた算定式が必要と考えられる。

そこで本研究は、前報⁴⁾に引き続き、開口周比が 0.4 前後で開口が偏在および多層に渡る RC 造耐震壁のせん断性状を把握することを目的として静的載荷実験を行った。また、過去に載荷実験を実施した試験体も含め、開口低減率を用いた既往の設計式による水平耐力および剛性の評価、FEM 解析による復元力特性や損傷状況の予測を行った。

表-2 試験体の部材断面と配筋

部材	断面(mm)	主筋	主筋比	帯筋	帯筋比
側柱(共通)	300×300	8-D19	2.55%	2-φ10@75	0.63%
梁(共通)	200×300	2-D13	0.47%	2-D6@100	0.32%
枠柱(L2)	160×160	4-D19	4.48%	2-D6@75	0.53%

表-3 鉄筋とコンクリートの力学特性

鉄筋							
鉄筋種類	D6	D10	D13	D16	D19	φ10	セバレータ
実験年度	第1年度(N1, S1, L1, L2)						
降伏強度(MPa)	425	366	369	400	384	985	1260
最大強度(MPa)	538	509	522	569	616	1143	1461
弾性係数(GPa)	204	180	189	194	183	197	759
実験年度	第2年度(M1, L3, L4)						
降伏強度(MPa)	425	352	362	411	387	1033	-
最大強度(MPa)	538	496	529	605	541	1221	-
弾性係数(GPa)	204	186	188	189	194	204	-
コンクリート							
試験体	N1	S1	M1	L1	L3	L4	L2
圧縮強度(MPa)	25.9	25.1	21.7	28.9	32.7	26.8	22.0
割裂強度(MPa)	2.3	2.2	2.1	-	2.9	2.3	2.0
弾性係数(GPa)	21.0	21.7	15.8	26.0	23.3	20.4	22.5
軸力比(%)	17.2	17.7	12.5	9.4	8.3	10.1	12.3

但し、φ10およびセバレータの降伏強度は0.2%のオフセット値である。N1,S1,L1,L2ではセバレータは型枠の外締めとした。

表-4 ポリエステル繊維シート(SRF)の力学特性

	使用箇所	幅×厚さ (mm×mm)	有効ヤング率 (MPa)	破断強度 (MPa)	破断時ひずみ (%)
SRF5100	壁	100×5	5800	400	10
SRF2100	柱・梁	100×2.5			

表-1 試験体の壁板の断面と配筋

試験体	N1	S1	M1	L1	L2	L3	L4
$\sqrt{h_0 l_0} / h l$	0	0.30	0.34	0.46	0.46	0.46	0.46
l_0 / l	0	0.16	0.20	0.30	0.30	0.30	0.30
h_0 / h	0	0.73	0.73	0.91	0.91	0.91	0.91
壁厚	80mm						
壁筋(縦・横)	D6@100千鳥(SD295) ps=0.4%						
開口補強筋(縦)	-	1-D13	3-D13	1-D16	-	4-D13	4-D13
開口補強筋(横)	-	2-D10	3-D10	2-D13	-	4-D10	4-D10
開口補強筋(斜)	-	1-D13	-	1-D16	-	-	-

*(-)は補強筋がないことを示す。

*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 京都大学 工学研究科 助教・工博 (正会員)

*3 京都大学 工学研究科 准教授・工博 (正会員)

*4 京都大学 防災研究所 教授・工博 (正会員)

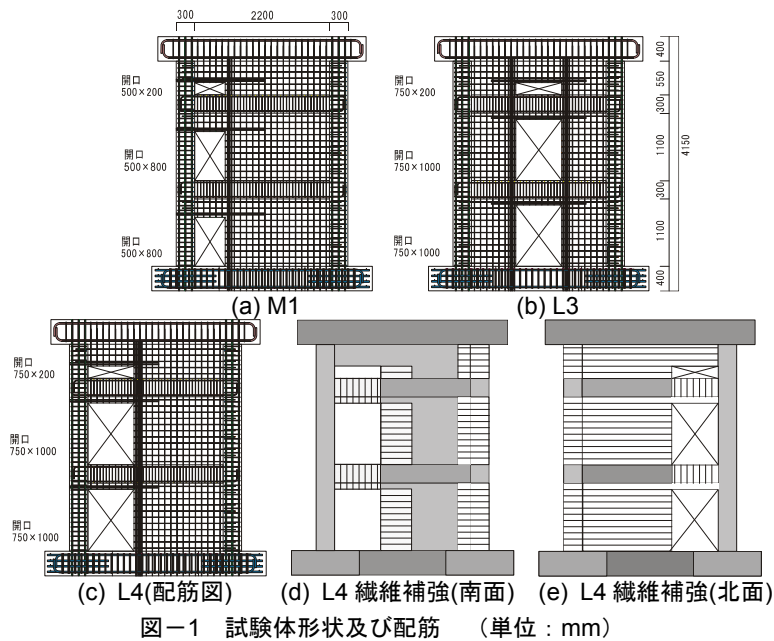


図-1 試験体形状及び配筋 (単位: mm)

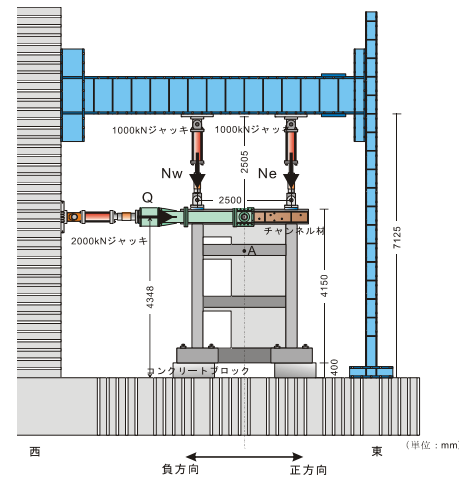


図-2 荷重装置 (単位: mm)

2. 実験概要

2.1 試験体

想定建物は6層の連層耐震壁を有する中低層RC造建物とし、試験体はその最下層3層の1スパンを40%スケールでモデル化した偏在開口付き連層耐震壁である。実験変数は文献²⁾より求めた等価開口周比 η および開口位置である。また、偏在開口耐震壁の補強として開口補強筋ではなく、ポリエステル繊維シート(SRF)により補強した試験体L4を用意し、補強効果を検証する。試験体は偏在開口のM1($\eta=0.34$)、中央開口のL3($\eta=0.46$)、繊維補強試験体L4($\eta=0.46$)の3体である。図-1に試験体の寸法及び配筋を示す。また、試験体L4については繊維補強図面を併せて示した。過去に荷重を行った試験体、無開口のN1、偏在開口のS1($\eta=0.30$)、L1($\eta=0.46$)、偏在開口を枠柱により補強を行ったL2の形状・配筋等については前報⁴⁾を参照されたい。

試験体の設計方法については既往の試験体と同様で、文献²⁾により、長期荷重及びAi分布に基づいて算出した水平荷重を用いて行い、曲げ降伏に先行してせん断破壊するように、耐震壁の曲げ耐力時せん断力が耐震壁のせん断耐力を上回るように設計した。なお、耐震壁のせん断耐力は文献¹⁾より求めた無開口耐震壁のせん断耐力に、文献²⁾による開口低減率を乗じることで算出した。また、荷重梁による耐震壁の拘束効果を緩和するため第3層を設けた。但し、荷重装置の制約から3層目は1・2層目の半分の高さとした。試験体の断面や各部材の配筋詳細を表-1・表-2に、鉄筋およびコンクリートの力学的特性を表-3、SRFシートの材料特性を表-4に示す。

2.2 荷重方法および測定方法

荷重装置を図-2に示す。加力は東側方向への荷重を正方向と定義して、全体変形角を制御する変位制御型正

負交番静的繰り返し漸増荷重である。全体変形角は3階梁高さ中心(点A)での水平変位を基礎梁上面からの高さ2650mmで除した値を用いた。サイクルは200kNで1回、その後全体変形角が0.04%, 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%で各2回ずつ繰り返した。なお、モーメント反曲点を基礎梁上面から2500mmの位置とし、せん断スパン比が1.0となるよう、両側の柱に作用させる軸力を式(1)のように水平力の関数として変動させた。式(1)の定数項は柱1本に作用する長期軸力に対応する。

$$N_W \text{ and } N_E = \pm 0.42Q + 244 \text{ kN} \quad (1)$$

3. 損傷の進展状況

図-3に各試験体の全体変形角(以後Rと定義する)0.75%時における損傷状況を示す。実線はひび割れを、塗りつぶし部分は剥落箇所を示す。試験体L4については試験体南面のSRF補強を行っていない領域のひび割れのみを示す。また、図-4に各試験体の水平荷重-全体変形角関係を示す。なお、図-4には解析結果も併せて示しているが、解析概要及び結果については6章で述べる。

各試験体とも最初のサイクルで剛性が低下し、R=+0.05%において壁板にせん断ひび割れ、引張側柱の曲げひび割れが観察され、R=0.25%に至る過程で壁板のせん断ひび割れ、柱の曲げひび割れが進展し、梁のせん断ひび割れが発生した。その後R=0.5%から0.75%において壁板全体にせん断ひび割れが発生し、最大耐力を迎えた。

M1では最大耐力後、正側ではR=+1.0%、負側ではR=-0.75%のサイクル途中で1階壁板にせん断すべりが生じ、耐力が急激に低下した。開口上下の短スパン梁にせん断ひび割れが多く見られた。L3では最大耐力後の耐力低下が、同じ大きさの開口を有する試験体L1に比べて

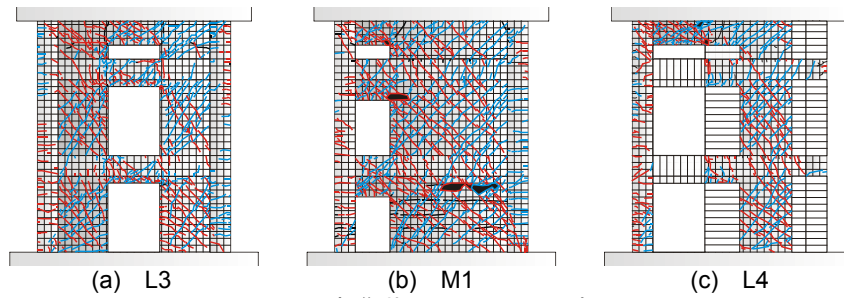


図-3 損傷状況 (R = 0.75%時)

緩やかで、壁板にすべりが生じることなく徐々に耐力が低下した。また、中央の境界梁への損傷は軽微で、载荷終了時まで健全な状態であった。これは、载荷梁によって境界梁の変形が拘束されているためだと考えられる。L4ではR=1.0%付近まで耐力低下がほとんど見られず、靱性に富む挙動を示した。R=+1.25%で試験区間外である3層の壁板にすべりが生じ耐力が急激に低下したため、これ以降は実験対象である1・2層の挙動は把握できず、負方向では耐力に達しなかった。また、負方向では、R=-1.0%で1層の開口隅角部の壁脚部においてコンクリート圧縮束が圧壊し、体積膨張のため面外にはらんだが

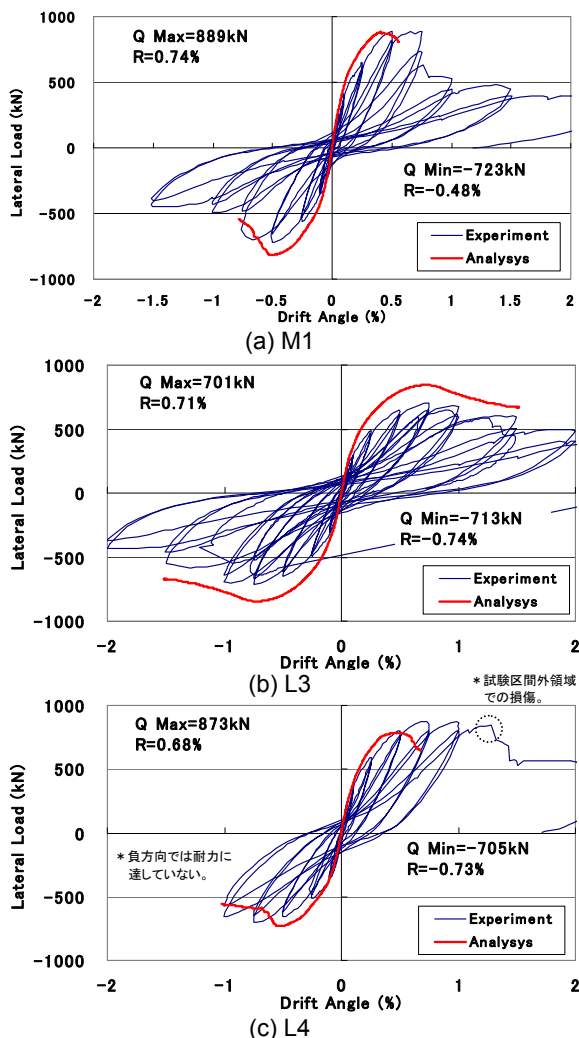


図-4 水平荷重—全体変形角関係

壁板のせん断破壊には至らず、壁板脚部の繊維補強がコンクリート圧縮束の拘束に有効であることが分かった。

4. せん断耐力に関する検討

無開口耐震壁のせん断耐力に開口低減率を乗じて有開口耐震壁のせん断耐力を算出する方法を用いて、実験値と計算値を比較した。無開口耐震壁のせん断耐力および開口低減率の算出にはそれぞれ2つの計算式を用いた。以下に算出方法を示す。(各設計式における記号および詳細はそれぞれの文献を参照。)

4.1 無開口耐震壁のせん断耐力

(1) 建築学会靱性保証型設計指針¹⁾より(以下、靱性式)

連層アーチ機構を考慮し、アーチの角度は壁全体から求め、有効幅を考慮した。

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (2)$$

(2) 日本建築防災協会³⁾より(以下、防災式)

耐震壁のせん断終局強度式を用いた。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} \cdot b_e \cdot j_e \quad (3)$$

4.2 開口低減率

(1) 建築学会規準²⁾の低減率 r (以下、学会低減率)

等価開口周比 η から計算される開口低減率 r によって強度を低減させた。

$$r = 1 - \eta, \quad \eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{h_o \cdot l_o}{h \cdot l}}, \frac{l_o}{l} \right\} \quad (4)$$

(2) 小野ら提案の低減率⁵⁾ r_u (以下、小野低減率)

せん断耐力の減少は、圧力場を形成する壁板の面積和 ΣA_e の大きさに影響される。

$$r_u = \sqrt{\Sigma A_e / h l} \quad (5)$$

ΣA_e : 壁板の斜めひび割れ傾斜角を 45° とした場合の、圧力場を形成する壁板の領域の面積和 (図-5 参照), $h l$: 壁板の面積

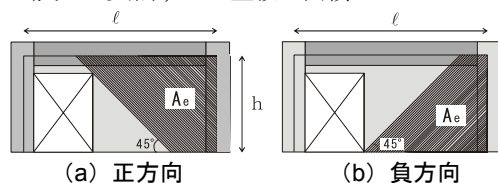


図-5 圧力場を形成する壁板の面積

4.3 実験値との比較

表-4 に各試験体のせん断耐力の実験値と計算値の比較を示す。また、図-6 に最大耐力の実験値 Q_{exp} を断面解析により求めた曲げ耐力 Q_f で除した値とせん断余裕度 (Q_s/Q_f Q_s :せん断耐力計算値) との関係を示す。なお、断面解析はファイバーモデルを用い、平面保持を仮定した。鉄筋の応力-歪関係には普通強度鉄筋のバイリニアモデル、コンクリートの応力-歪関係には Popovics のモデルを使用した。なお、補強試験体 L2・L4 については既往のせん断耐力式では正しく評価できないため省略している。図-6 より、靱性式と小野低減率の組み合わせでは計算結果と実験結果がほぼ対応しており、精度よくせん断耐力を評価できていることから、開口周比が 0.46 の試験体についても既往の設計法が有効であると考えられる。防災式に関しては、計算値が実験値を大きく下回り安全側の評価ではあるが、精度が十分とはいえない難

表-4 実験値と計算値の比較
(a) 学会低減率を用いた場合

	正方向				負方向			
	学会低減率	実験値	靱性式	防災式	学会低減率	実験値	靱性式	防災式
		kN	kN	kN		kN	kN	kN
N1	1.00	1179	1120	941	1.00	-1039	-1120	-941
S1	0.70	967	773	652	0.70	-838	-773	-652
M1	0.66	889	626	550	0.66	-723	-626	-550
L1	0.54	686	636	515	0.54	-649	-636	-515
L2	0.54	963	566	471	0.54	-810	-566	-471
L3	0.54	701	619	522	0.54	-713	-619	-522
L4	0.54	873	566	484	0.54	*	-566	-484

(a) 小野低減率を用いた場合

	小野低減率	実験値	靱性式	防災式	小野低減率	実験値	靱性式	防災式
		kN	kN	kN		kN	kN	kN
N1	1.00	1179	1120	941	1.00	-1039	-1120	-941
S1	0.84	967	927	783	0.77	-838	-850	-718
M1	0.82	889	778	683	0.74	-723	-702	-617
L1	0.70	686	825	668	0.64	-649	-754	-611
L2	0.70	963	734	610	0.64	-810	-671	-558
L3	0.57	701	653	551	0.57	-713	-653	-551
L4	0.70	873	733	627	0.64	*	-671	-574

*試験区間外で損傷が進行し、対象試験体の正しい耐力が把握できなかったため、空白とした。

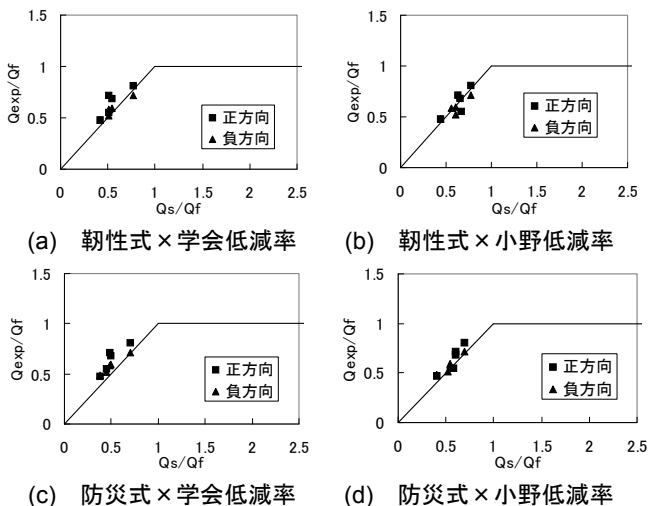


図-6 既往の設計式を用いたせん断耐力実験値の評価

い。低減率に関しては、学会低減率を用いた場合は負側の対応は良いが、正側での対応が悪い。これは、学会低減率が開口位置に無関係で、正側・負側どちらの方向に載荷した場合でもせん断耐力を同一の低減率によって決定しているため、正側と負側で精度に差が生じるためである。小野低減率を用いた場合には、圧縮応力場を形成する壁板の面積に応じて正負の低減率を決定できるため、正負ともに評価の精度が向上したと考えられる。

5. せん断剛性についての検討

せん断剛性の計算は無開口耐震壁のせん断剛性にせん断剛性低減率を乗じることで求めた。以下に計算方法を示す。(記号および詳細は各文献を参照。)

5.1 無開口耐震壁のせん断剛性

(1) 建築学会規準²⁾による方法(以下、学会剛性式)

シリンダー試験で得られたコンクリート圧縮強度から建築学会規準に基づいてヤング率・せん断剛性 G を求め、断面積 Aw を乗じた。

$$K_{ajj} = Aw \cdot G \quad (6)$$

(2) 性能評価型指針⁶⁾による方法(以下、性能剛性式)

学会剛性式をエネルギー法によるせん断に対する形状係数 κ_e で除した。

5.2 せん断剛性低減率

(1) 建築学会規準²⁾による剛性低減率(以下、学会剛性低減率)

建築学会規準による開口周比に基づき算出した。

$$r_s = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}} \quad (7)$$

(2) 小野らが提案した剛性低減率⁷⁾(以下、小野剛性低減率)

開口の大きさ・形状以外にせん断剛性に影響を及ぼすと考えられる柱断面形状を考慮する。

$$r_s = (5.2/717.24^\gamma) \times \alpha\beta + (0.6/0.55^\gamma)/(1.55/\gamma^2)^\eta \quad (8)$$

5.3 実験値との比較

図-7 にせん断剛性の実験結果(正・負)および算定値を示す。ただし、各試験体で異なるコンクリート強度の影響を除くため、縦軸はせん断剛性 K を建築学会規準により算出したせん断剛性 K_{ajj} で除して基準化した。図-7 より、せん断剛性の算定式に関しては、学会式が実験値を大きめに、性能式が実験値を小さめに比較的精度よく評価している。せん断剛性の低減率に関しては、学会剛性低減率、小野剛性低減率ともに、開口の大きさに合わせてせん断剛性が低下する実験の傾

向をよく捉えている。無開口の N1 に関しては性能式の精度がよい。偏在開口耐震壁のせん断剛性は実用としては性能式と学会剛性低減率の組合せを用いることでせん断剛性を精度よく予測できる。しかし、せん断剛性低減率は開口の形状が同じであると、位置にかかわらず一定の値となり、問題を残している。

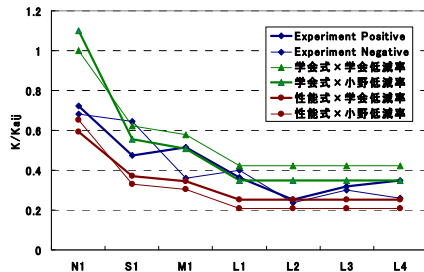


図-7 無次元化したせん断剛性の実験値と計算値

6. FEM 解析

6.1 解析モデル

2次元有限要素法プログラム WCOMD⁸⁾を用いた非線形増分解析を実施した。

要素分割図を図-8に示す。壁板は200mm×200mmを基本グリッドとして分割し、各要素を9つのガウス点を持つ8節点平面要素とした。柱および梁については柱主筋・梁主筋の位置と要素の重心が一致するよう、柱は100mm×200mm、梁は200mm×60mm・200mm×180mmの分割とした。各部材の鉄筋は実験と同じ鉄筋比となるよう要素全体に一樣に配置した。開口補強筋等の斜め方向の補強筋については縦横方向の鉄筋量に換算して配置した。また、断面の大きさが極端に変化する壁と柱梁の境には鉄筋コンクリートジョイント要素（以下 RC ジョイント要素）を組み、要素間での開きやずれ、鉄筋の抜け出しを考慮した。

境界条件は基礎底面のすべての節点をピン支持とし、加力は実験と同様に式(1)を満足する等価な力を載荷梁に図-8のように作用させ、載荷梁左右の水平変位を増分制御した。なお、最大耐力後の挙動を把握することを主目的とする為、解の収束性のよい単調増分加力とした。

コンクリート応力-歪関係には前川・岡村モデル⁹⁾を使用した。圧縮側の履歴則は弾塑性破壊構成則に従い、

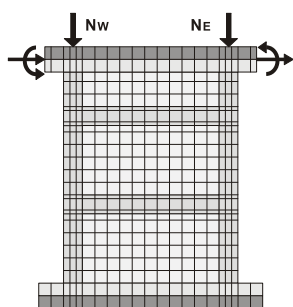
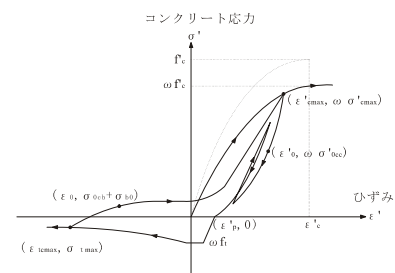
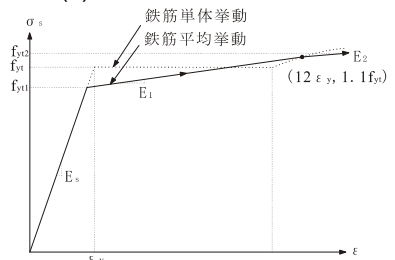


図-8 要素分割図

引張側の履歴はひび割れ以後コンクリートが引張力の一部を負担する Tension-stiffness 則に従う。鉄筋のモデルはコンクリートに埋め込まれた鉄筋とコンクリートの引張応力負担を考慮したトリニアモデル¹⁰⁾を使用した。ひび割れ発生後のひび割れ間の鉄筋応力分布を三角関数に仮定し、コンクリートの Tension-stiffening と組み合わせることにより、鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係を導いている。これにより鉄筋の降伏はひび割れ位置で最初に生じ、平均応力-平均ひずみ関係において、非線形性が現れるときの鉄筋の平均応力は鉄筋単体の降伏強度よりも低くなる現象が取り込まれている。連続繊維により補強を行った試験体 L4 については SRF を鉄筋要素として RC 要素の鉄筋比に算入することにより解析を行った。



(a) コンクリートモデル⁹⁾



(b) 鉄筋モデル¹⁰⁾

図-9 材料モデル

6.2 解析結果

解析結果を表-5 および図-4・図-10 示す。正方向では、無開口 N1 および開口周比の小さい S1・M1 について、水平耐力を精度よく評価できている。しかし、開口周比の大きい試験についてはその精度は十分とはいえず、偏在開口の L1 および中央開口の L3 では解析結果が実験結果を過大評価する結果となっている。一方、補強を行った試験体 L2・L4 については解析値を実験値が上回り、解析での予測以上の補強効果を得ることができたが、解析モデルが枠柱および SRF による、壁板の拘束効果を考慮していないためだと考えられる。負方向では、無補強試験体 5 体すべてにおいて解析結果が実験結果を過大評価する結果となった。これは載荷実験では、正方向で先に最大耐力を迎えるために、正方向加力時に受けたせん断ひび割れ等の損傷の影響を受けた状態で負方向の最大耐力を迎え、単調載荷時の水平耐力より低くなる可能性があること、また、コンクリート圧縮束に

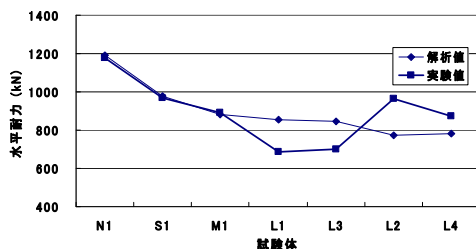
よる圧縮応力が集中する開口横の壁板脚部においてコンクリートの圧壊だけでなく、壁筋の座屈が起こったが、座屈に関する損傷条件を解析モデルに反映していなかったことなどが原因として考えられる。しかし、開口が大きくなるにつれて耐力が低下する傾向は負方向においても十分捉えている。初期剛性に関しては解析値が実験値を大きく下回ったが、開口が大きくなるに従い、剛性が低下する傾向は一致した。

表-5 解析結果

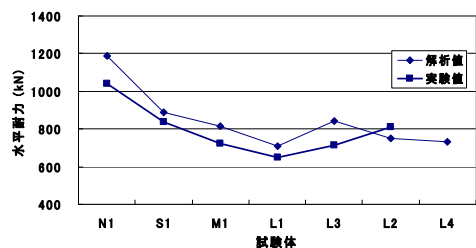
正方向	実験結果			解析結果		
	最大耐力 (kN)	全体変形角 (%)	初期剛性 (10^5kN/rad)	最大耐力 (kN)	全体変形角 (%)	初期剛性 (10^5kN/rad)
N1	1179(0.99)	0.47	16.0	1190	0.49	8.2
S1	967(0.99)	0.46	9.8	977	0.48	7.0
M1	889(1.01)	0.74	6.5	882	0.40	6.1
L1	686(0.80)	0.68	5.9	854	0.59	5.3
L3	701(0.83)	0.71	5.0	844	0.72	4.7
L2	963(1.25)	0.76	6.0	771	0.50	4.8
L4	873(1.12)	0.68	5.7	782	0.48	5.0

負方向	実験結果			解析結果		
	最大耐力 (kN)	全体変形角 (%)	初期剛性 (10^5kN/rad)	最大耐力 (kN)	全体変形角 (%)	初期剛性 (10^5kN/rad)
N1	1039(0.87)	0.42	13.4	1190	0.49	8.2
S1	838(0.94)	0.44	11.7	888	0.48	6.1
M1	723(0.89)	0.48	5.8	813	0.51	5.5
L1	649(0.91)	0.74	6.7	710	0.55	4.8
L3	713(0.84)	0.74	4.7	844	0.72	4.7
L2	810(1.01)	0.75	5.3	751	0.57	4.3
L4			5.6	730	0.54	4.4

括弧内は（実験値/解析値）を表す。



(a) 正方向



(b) 負方向

図-10 セン断耐力実験値と解析値の比較

7. 結論

等価開口周比が 0.4 前後で開口が偏在および多層に渡る RC 造耐震壁の静的載荷実験を行い、そのせん断性状を把握した。また、既往のせん断耐力式による水平耐力の評価および FEM 解析による復元力特性や損傷状況の予測を行った。以下に本研究より得られた知見を示す。

- せん断耐力を既往のせん断耐力式及び低減率を用いて評価した。靱性式と小野低減率の組み合わせでは計算結果と実験結果がほぼ対応した。建築学会規準では耐震壁として扱うことができない開口周比が 0.46

の試験体についても既往の設計法が適用できることを示した。

- せん断剛性を既往のせん断剛性式及び低減率を用いて評価した。耐震性能評価指針による剛性および学会剛性低減率の組み合わせを用いることでせん断剛性を精度良く予測できた。しかし、せん断剛性低減率についても耐力低減率同様、開口の形状が同じであると、位置に関わらず一定の値となり問題を残している。
- 実験での包絡線・破壊性状を、FEM 解析を用いて予測した。等価開口周比が 0.4 以下の、比較的開口の小さい試験体については実験結果を精度よく評価できたが、開口周比が 0.46 の開口が大きい試験体については、解析精度にばらつきが見られた。

謝辞

本研究の一部は、国土交通省平成 19 年度「住宅等の耐震性の向上に資する技術開発」、平成 20 年度「建築基準整備促進補助金事業」プログラムによるもので、(株)ミラクルスリーコーポレーションおよび構造品質保証研究所から多大な研究協力を得た。また本論文の作成にあたり、藁科誠氏、森恭平氏、帖佐和人氏の多大な協力があった。ここに謝意を表す。

参考文献

- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震指針・同解説, 1999
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001
- 森恭平, 藁科誠他：偏在開口を有する RC 造連層耐震壁の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol. 30, No. 3, pp. 433-438, 2008
- 小野正行：大きな開口を有する開口壁の弾塑性性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集報告集, Vol. 17, No. 2, pp. 541-546, 1995
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の耐震性能評価指針（案）・同解説, 2004
- 小野正行：有開口耐震壁のせん断剛性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol. 18, No. 2, pp. 995-1000, 1996
- 株式会社フォーラムエイト：UC-win/WCOMD Ver. 2 電子マニュアル, 2006. 11
- 前川宏一, 福浦尚之：疑似直交 2 方向ひび割れを有する平面 RC 要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集, No. 634, V-45, pp. 157-176, 1999. 11
- 岡村甫, 前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991. 5