# 論文 RC 造耐震壁のせん断強度と壁板の拡がりに関する考察

中谷 好志\*1· 勅使川原 正臣\*2

要旨:非線形有限要素法を用いて,鉄筋コンクリート造連層耐震壁の2次元非線形解析を行い,荷重-変位 関係,壁板の拡がり量の解析結果について実験結果と比較検討し,解析モデル及び材料構成則の妥当性を検 討した。解析結果は,最大耐力まで実験結果と良い対応を示した。本解析モデルにより,試験体の横筋比を パラメータとする解析を実施し,壁板の拡がり量とせん断強度発揮の関係について検討した。壁板の拡がり 量を一定値以下に抑制することで期待するせん断強度を発揮することを確認できた。

キーワード: FEM 解析, 耐震壁, 周辺架構, せん断強度, 横筋比

## 1. はじめに

筆者らはこれまで、鉄筋コンクリート(以下, RC)造連 層耐震壁において、枠フレームの有無が、構造性能に及 ぼす影響を把握するための構造実験<sup>1)</sup>を行ってきた。こ れらの実験より,壁板の拡がり量を一定値以下に抑制す ることで, 壁板が期待するせん断強度を十分発揮するこ とが確認された。しかし、実験では枠フレームの有無を 主なパラメータとしたため、試験体の形状、壁横筋比な ど他のパラメータの影響については明らかでない。そこ で、壁板の拡がり量とせん断強度発揮の関係について検 討することを目的として, FEM 解析の実施を計画してい る。そのためには、まず FEM 解析によって先述の実験 結果を再現できる解析手法を確立することが必要であ る。そこで、本論文では、文献1)で報告した構造実験を 対象に FEM 解析を実施し、荷重-変位関係及び壁板の 拡がり量から解析のモデル化および材料の構成則の妥 当性について検討する。さらに、試験体形状、試験体の 横筋比をパラメータとする数値実験を行い、壁板の拡が り量とせん断強度発揮の関係について検討した。

### 2. 試験体の FEM 解析

#### 2.1 モデル化

解析には、市販のコンクリート構造非線形 FEM 解析 ソフト「FINAL<sup>2)</sup>」を使用した。解析対象とした BC・NC シリーズ<sup>1)</sup>の解析モデルを図-1 に例示する。解析は 2 次元の FEM 解析とした。コンクリートは 4 節点四辺形 要素に置換し、壁筋及び帯筋は要素内で埋め込み鉄筋と して扱った。また、柱及び梁主筋はトラス要素にて線材 とし、付着すべりを考慮するため、コンクリート要素と 鉄筋要素の節点を別々に定義し、接合要素を挿入するこ とで、鉄筋のコンクリートからの抜け出しをモデル化し た。なお、コンクリートと鉄筋の付着応力ーすべり量関

 \*1名古屋大学大学院 環境学研究科 大学院生 (正会員)
 \*2名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博 (正会員) (独立行政法人建築研究所 客員研究員)

係は Elmorsi らのモデル<sup>3)</sup>によりモデル化した(図-2)。 最大付着応力度は, 靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>4)</sup> の付着信頼強度により算定し, 最大付着応力時のすべり 量は 1.0mm と仮定した。

本解析では実験と同様のシアスパン比とするために, 実験時における加力点高さまで,仮想スタブを弾性体で 定義し,軸力をスタブ部に作用させた後,この仮想スタ



ブ上端に荷重を与え,一方向単調載荷を模擬した。また 拘束条件は,下スタブ底面における節点にて水平,鉛直 方向の自由度を拘束することで完全固定とした。

## 2.2 材料構成則

コンクリートは等価一軸歪に基づく直交異方性体と し、ひび割れは要素内に一様に分布し、多方向のひび割 れが考慮できる非直交分散ひび割れモデル<sup>5</sup>により表現 した。本解析で用いたコンクリートの応力-歪関係を図 -3に示す。圧縮側は修正 Ahmad モデルのを用い,平面 応力下の破壊条件として Kuper らの提案<sup>7)</sup>に従った。な お、ひび割れ後は圧縮特性の劣化を考慮し、強度及び強 度時歪を低減した。低減係数は、コンクリートの一軸圧 縮強度と作用圧縮力の関数で与えた<sup>8)</sup>。引張側はひび割 れ発生後の tension stiffening 特性を考慮し,長沼らの提案 <sup>9</sup>に従った。また、コンクリートのひび割れ後のせん断 伝達特性は、ひび割れ方向のせん断応力ーせん断歪関数 で表現し、包絡線はコンクリートの一軸圧縮強度、コン クリート要素内の埋め込み鉄筋量,ひび割れ直交歪及び ひび割れ方向のせん断歪の関数で与えられるものとし た<sup>8)</sup>。

材料特性は実験における材料試験で得られた値<sup>1),10)</sup> を用いた。ただし、実験におけるコンクリートの乾燥収 縮、初期ひび割れの影響を考慮しコンクリートの引張強 度を材料試験から得られた値の0.7倍に低減させた<sup>11)</sup>。

## 2.3 解析モデル

解析の対象とした試験体形状の一例を図-4,図-5に 示す。NF・SF・LF 試験体は枠梁の有無をパラメータと した試験体で,BC・NCシリーズは,枠柱の有無,シア スパン比をパラメータとした試験体である(図-4,図-5)。以下の検討で用いた解析対象の一覧を表1に示す。

#### 3. 解析結果と実験値の比較

#### 3.1 荷重 - 変位関係

構造実験を実施した試験体について FEM 解析により 得られた荷重-変位関係,荷重と壁板の伸び率α(壁板の 最大の伸び量の壁板全長に対する比)をそれぞれ実験値 と比較した結果及び,最大耐力時における壁横筋の歪分 布を図-6~図-13に示す。ここで,FEM 解析は,荷重 増分による制御を行ったため,最大耐力近傍で剛性がほ ぼ零となり,変形のみ急増した。そのため,本解析にお ける最大耐力は,剛性が実験結果と同様に初期剛性の 0.03 倍程度に低下し,かつ一定の増分荷重に対し,増分 変位がそれ以前の増分量と比べ5倍程度の大きさになる 直前の荷重を最大耐力とした。また,図-6~図-13 に おける解析モデルの壁板伸び率は,最大耐力までの値を 示した。

図-6~図-13 で示した壁横筋の歪分布図は,鉄筋要素の歪が降伏歪を超えた場合,鉄筋要素を黒色で表現している。また,いずれの解析モデルも解析対象とした試験体と同様に枠梁位置に壁横筋を配筋していないため, 歪分布図で枠梁位置は白色で表現した。

各試験体とも最大耐力は過小評価する傾向があるも のの,およそ最大耐力付近まで実験結果と解析結果でよ い対応を示している。最大耐力に至るまでの剛性は解析



表-1 試験体パラメーター覧

試験体	形状 D×h' (h)-(M/QD) [mm]	枠柱		枠梁		壁板			ᆂᆎᆂ		
		断面 b <sub>c</sub> ×D <sub>c</sub> [mm]	主筋 (p <sub>gc</sub> )	帯筋 (p <sub>wc</sub> )	断面 b <sub>b</sub> ×D <sub>b</sub> [mm]	主筋 (p <sub>gb</sub> )	壁厚 [mm]	壁筋 (p <sub>w</sub> )	p <sub>whe</sub> (%)	$\begin{bmatrix} kN \\ (\eta_c) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_c \\ N/mm \end{bmatrix}$	$F_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
NF	4300×3800 (4150)-(0.97)	300×300	8-D25 4-D22 (6.2%) 2-D6( (0.4)	$2-D6@50 \\ (0.4\%) \qquad \qquad$	<b>無</b> (80×200)*2	4-D10					
SF					4-D10 (0.90%)	80	2-D4 80 @150	0.36	1030	28.0	
LF					300×200	4-D13 (0.90%)		(0.23%)	0.52	(0.2)	31.1
BC-W90-1.3	3200×2800 (4150)-(1.3)	300×300	10-D25 (5.6%)	2-D6@100 (0.21%) 2-D6@100 (0.21%)	<del>無</del> (120×200) <sup>*1</sup>	6-D13		2-D6 @100 (0.53%)	0.90	864 (0.2)	25.0
NC-W90-1.3		<b>無</b> (120×300) <sup>*1</sup>	10-D25 (14.1%)			(3.2%)				864 (0.5)	
BC-W48-1.3		300×300	10-D25 (5.6%)			4-D13 (2.1%)	120	2-D6 @250 (0.21%)	0.48	864 (0.2)	
NC-W48-1.3		<b>無</b> (120×300) <sup>*1</sup>	10-D25 (14.1%)						0.48	864 (0.5)	
BC-W90-2.1	2000×2800 (4150)-(2.1)	240×240	10-D25 (8.8%)	2-D6@100 (0.26%)		6-D13 (3.2%)		2-D6 @100 (0.53%)	0.90	553 (0.2)	

 $()^{*1}$ :柱主筋を配筋した断面  $()^{*2}$ :梁主筋を配筋した断面 D:横幅全長 h':壁板内法高さ h:加力点高さ  $b_c$ : 柱幅  $D_c$ :柱せい  $b_b$ :梁幅  $D_b$ :梁せい  $\eta_c$ :柱断面に対する軸力比  $F_c$ :コンクリート強度



図-8 LF 試験体



	テレたる試験体	変化させたパラメータ				
試験体	ルとなる試験体 (壁板の伸び率 計算値)	梁主筋	壁筋比	壁板の伸び率 (計算値) [%]		
BC-W59-1.0	SF試験体	4-D10 (0.90%)	2-D6	0.18		
BC-W73-1.0	(0.24%)	4-D13 (1.5%)	(0.53%)	0.11		
NC-W31-2.1	NC-W48-1.3	4-D8 (0.90%)		0.16		
NC-W22-2.1	(0.14%)	2-D6 (0.30%)	-	0.20		

表-2 数値実験試験体パラメーター覧

表-3 せん断強度と壁板の拡がりの関係

	せん断強度[kN]			壁板の伸び量	0.	0
試験体	$\mathbf{Q}_{wsu}$	Q <sub>max1</sub> (実験)	Q <sub>max2</sub> (解析)	α' [%]	Q <sub>max1</sub> Q <sub>wsu</sub>	Qmax2 Qwsu
NF	1746	1788	1731	0.24	1.02	0.99
SF	1746	1822	1768	0.24	1.04	1.01
LF	1923	2020	1925	0.19	1.05	1.00
BC-W90-1.3	1639	2035	1851	0.04	1.24	1.13
NC-W90-1.3	1395	1712	1594	0	1.23	1.14
BC-W48-1.3	1499	1900	1660	0.11	1.27	1.11
NC-W48-1.3	1271	1605	1465	0.14	1.26	1.15
BC-W90-2.1	928	1256	1054	0.08	1.35	1.14
BC-W59-1.0	1834		1889	0.18		1.03
BC-W73-1.0	1889		2015	0.11		1.07
NC-W31-1.3	1195		1205	0.16	.16	
NC-W22-1.3	1148		1171	0.2		1.02



4 層の場合 3 層の場合 τ:壁板せん断応力度(=Q/t<sub>w</sub>l<sub>w</sub>) (N/mm<sup>2</sup>), t<sub>w</sub>:壁厚(mm), l<sub>w</sub>: 壁長さ(mm), h':壁内法高さ(mm), p<sub>w</sub>:壁横筋比, σ<sub>w</sub>:壁

壁長さ(mm), h:壁内法高さ(mm),  $p_{w}$ :壁横筋比,  $\sigma_{wy}$ :壁 横筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\omega$ :枠柱に作用する分布荷重 (N/mm<sup>2</sup>), T:梁主筋引張力(= $A_b \times \sigma_{by}$ ) (N),  $A_b$ :梁主筋断面 積(mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{by}$ :梁主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>),  $D_c$ :柱せい(mm), E:コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>),  $I_c$ :柱主筋を考 慮した柱の等価断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>)

がわずかに過大評価する傾向が見られるが,これは本解 析では一方向単調載荷による解析を行ったため,実験で の繰り返し載荷による耐力低下が反映されていないこ とによるものと考えられる。

## 3.2 壁板の拡がり

図-6~図-13 より各試験体とも最大耐力付近まで荷 重と壁板の伸び率 αの関係は実験結果と解析結果でよい 対応を示している。ここで,解析モデルの伸び率 α は, 実験と同様に壁板の最大伸び量の壁板全体に対する比 として求めた。

以上のことから,本解析手法を用いることで繰り返し を伴う加力実験を,一方向単調載荷を模擬した非線形 FEM 解析によって,最大耐力に至るまでの荷重-変位関 係,壁板の拡がり量に関して精度よく再現出来ることが 確認できた。

また,実験,解析共に壁板の伸び率αが0.1~0.15%程度になった時に最大耐力に達している。このとき,図-6~図-13に示すように,FEM解析ではLF試験体,NC -W90-1.3を除き,壁横筋の大半は降伏しており,壁板 では壁横筋が降伏応力に達してせん断力に抵抗してい ることが確認された。ここで,LF試験体,NC-W90-1.3 の鉄筋歪が小さくなった原因として,両試験体は梁主筋 量が多く,せん断ひび割れ発生後,梁主筋が壁板の拡が りを有効に抑えたこと,さらに,NC-W90-1.3では最大 耐力前から圧縮側柱脚部に変形が集中し,上層の壁板の 変形が小さかったことが関係していると考えられる。

# 4. せん断強度と壁板の拡がりの関係

せん断ひび割れ発生後の壁板の応力状態を図-14のように想定し、枠柱に耐震壁の平均せん断応力度τに対して壁横筋で引き戻せない分の分布荷重ω(= $\tau$ -p<sub>w</sub>σ<sub>y</sub>)及び梁筋の引張力Tが作用すると考える。このとき、枠柱を弾性状態と仮定した場合枠柱のたわみ量 $\delta_{all(cal)}$ は弾性理論から枠柱に分布荷重ωとして作用した時のたわみ $\delta_{o}$ と梁主筋の引き戻し力Tによって生じるたわみ $\delta_{T}$ の和によって表される(式(1)<sup>1)</sup>)。また、壁板の形状に関わらず壁板の拡がり量を表す指標として、壁板の伸び率α'は式(2)<sup>1)</sup>で表す。ここで、文献 1)では壁板の伸び率α'を0.14~0.18%以下に抑制すれば、壁板は期待するせん断強度を十分発揮すると考えられるとしている。

そこで、構造実験を実施した SF 試験体と NC-W48-1.3 の壁筋比,梁筋比を変え、壁板の伸び率α'を変化させた 場合について解析を行い、壁板の拡がりとせん断強度の 関係について評価した。以下の検討で用いた解析対象の 一覧を表2に示す。各試験体のせん断強度の解析値と計 算値の比(=Q<sub>max</sub>/Q<sub>wsu</sub>(式 3))と計算より求められる Q<sub>wsu</sub> 時の壁板の伸び率α'の関係を図15 に、各試験体の最大 耐力および壁板の伸び率 α', せん断強度の解析値と実験 値の Q<sub>wsu</sub>に対する比を表 3 に示す。

$$Q_{wsu} = \begin{cases} \frac{0.068 p_{le}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(QD) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \\ t_e j \end{cases}$$
(3)  
記号の説明, 算定法は文献 12)を参照のこと

図-15より, SF 試験体の壁筋比, 梁筋比を変化させ, 計算から求められる壁板の伸び率 a'を 0.24%から 0.11% まで変化させると, 壁板の伸び率が小さくなるほど Q<sub>wsu</sub> に対し十分なせん断強度が発揮されるようになる傾向 が見られる。

一方, NC-W48-1.3 の横筋比を変化させ計算から求め られる壁板の伸び率 α'を 0.14%から 0.20%まで変化させ た場合は, 壁板の伸び率が 0.15%を超えると, 発揮され るせん断強度は Q<sub>wsu</sub> とほぼ同程度の値になる。

これらの結果より,式(2) により求められる壁板の伸 び率 α'が 0.14~0.18%以下であれば,壁板が期待するせん 断力を十分発揮することが,FEM 解析からも確認された。





# 5. まとめ

本論文では、枠フレームをパラメータとして行われた RC造耐震壁実験の非線形 FEM 解析を行い、荷重-変位 関係、壁板の拡がり量に関して実験結果と比較すること によりにモデル化の妥当性を検討した。本モデルを用い て、試験体の横筋比をパラメータとする数値実験を行い、 壁板の拡がりとせん断強度の関係について検討した。

(1) 文献 5)~9), 11)で得られた知見を元に解析モデル, 材料構成則を決定し、コンクリートの応力-盃関係 として、圧縮側は修正 Ahmad モデルを,引張側は長 沼らの提案モデルを用い、コンクリートの引張強度 を乾燥収縮、初期ひび割れの影響を考慮し低減させ ることで、枠フレームをパラメータとした耐震壁実 験の荷重-変形関係、壁板の拡がりは最大耐力まで に限定すると精度良く再現できた。

- (2) 実験,解析共に,壁板の伸び率が 0.1~0.15%程度に なった時に最大耐力に達している。また,解析では このとき NF 試験体, NC-W90-1.3 を除き,壁筋の大 半が降伏していた。
- (3) 式(2)により求められる壁板の伸び率 α'が 0.14~0.18%以下であれば壁板が期待するせん断強度 を十分に発揮することが, FEM 解析からも確認できた。

#### 参考文献

- 梅野達三,田内浩喜,川崎愛,勅使川原正臣,日比 野陽,諏訪田晴彦,福山洋,神谷隆:連層耐震壁の せん断強度に対する枠フレームの効果(その 1~その 3),日本建築学会学術講演梗概集,C-2(構造 IV),pp.371-376,2010
- 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V99 HELP
- Elmorsi,M., Kianoush,M.R. and Tso,W.K.:Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engine-ering, Vol.27, pp.490-505, 2000
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造の靱性保証型 耐震設計指針・同解説,2001
- 長沼一洋, 栗本修, 江戸宏彰:鉄筋コンクリート壁 体の FEM による正負繰り返し及び動的解析, 日本 建築学会構造系論文集,第 544 号, pp.125-132,2001.6
- 6) 長沼一洋:三軸圧縮の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.167-170,1995.8
- Kupfer,H.B, Gerstle,K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress,Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4,pp.853-866,1973.8
- 長沼一洋:鉄筋コンクリートの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 論文報告集,第421号,pp.39-48,1991.3
- 9) 長沼一洋、山口恒雄:面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集,構造II,pp.649-650,1990.10
- 10)田内浩喜、川崎愛、中村聡宏、勅使川原正臣、日比 野陽、市之瀬敏勝、福山洋、神谷隆:連層耐震壁の 中間階における枠梁のせん断強度に対する効果、構 造工学論文集、Vol.55B、pp.61-66,2010.3
- 11) 井元勝慶,米澤健次,加藤朝郎,川里健:1/4CCVの 耐圧限界挙動に関するラウンドロビン解析,コンク リート工学, Vol41,No.1,pp.153-157,2003.1
- 12) 財団法人日本建築センター:2007 年版建築物の構造 関係技術基準解説