

論文 集中斜交補強筋とスリットをもつ耐震壁の破壊性状

小野里憲一*¹・熊谷博行*²・望月洵*³

要旨：本研究は、強度と変形性能の確保を意図して柱と壁板との間にスリットを設け、さらに壁板を集中斜交筋で補強した耐震壁の実験から、その破壊性状と力-変形関係の解析について述べている。結果は、スリットによって柱のせん断破壊の制御ができること、耐震壁の強度と変形性能は集中斜交補強筋と柱の全主筋比に依存すること、および力-変形関係がマクロモデルによつて的確に評価できることを示している。

キーワード：耐震壁、スリット、集中斜交補強筋、マクロモデル、力-変形関係

1. はじめに

耐震壁がせん断破壊モードで終わるとき、変形性能が小さく脆性的であること、およびいずれの破壊モードで終わる場合でも、柱にせん断破壊の可能性があることが耐震壁の難点となっている。これに対処するため、耐震壁の靱性確保の研究が積極的に行われている。筆者らは文献 [1] で、柱・梁フレームにリブつき壁板を柱との間にスリットをもつように組み込んだ耐震壁について実験と解析を行い、柱のせん断破壊を制御でき、靱性確保の点でも有効であることを示した。しかし、変形性能がリブつき壁板の変形性能に依存し、一体打ち耐震壁と同じ難点がそのまま耐震壁に残された。

耐震壁の変形性能は、基本的には柱のせん断破壊と引張降伏が生じるか否かに依存している。柱と壁板との間にスリットを設けることで柱のせん断破壊は制御できるが、耐震壁の強度の低下は避けられない。この強度の低下を補うのに、壁板の対角領域に斜め補強筋を集中して配筋する方法が考えられる。このとき、耐震壁の変形性能は主に柱と集中斜交補強筋の伸び変形に依存すると考えられ、これを制御できる可能性がある。本研究は、このような考えにもとづき、柱と壁板との間にスリットと壁板の対角領域に集中斜交補強筋をもつ耐震壁について実験を行い、その破壊性状を捉え、さらに強度と変形の評価を試みることを目的としている。

2. 実験計画

2.1 試験体

すべての試験体は、柱と壁板との間に幅2cm、長さ0.6h' (ここに、h' : 壁板の内法高さ) のスリットを設けた耐震壁である。図1に試験体の形状および配筋方法を示す。壁板の配筋方法は3種類で、試験体96SS-01, 05の2体は集中斜交補強筋、96SS-02, 06の2体は縦横補強筋、96SS-03, 04, 07, 08の4体は集中斜交補強筋と縦横補強筋である。試験体は剛強な上下梁、柱、およびスリットをもつ壁板で構成されている。壁板の形状比 h'/l' (ここに l' : 壁板の内法幅) は96SS-01~04が0.8、96SS-05~08が1.3で、それぞれ集中斜交補強筋が柱心から傾斜角45°、ピッチ7cm、および60°、8cmで配筋されている。表1に試験体の諸性質を示す。

*1 O. R. S. 事務所、工修 (正会員)

*2 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻

*3 工学院大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

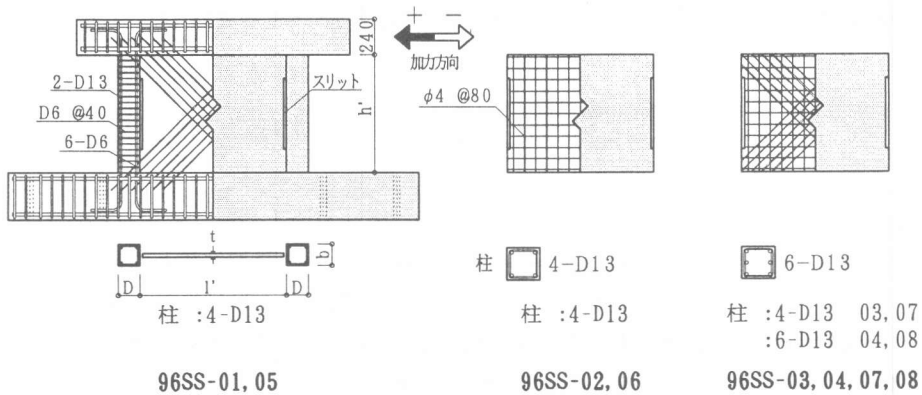


図1 試験体の形状および配筋方法(単位:mm)

表1 試験体の諸性質

試験体	柱				壁板							コンクリート	【記号】		
	b	D	Pg	$g\sigma_y$	l'	h'	h'/l'	t	Ps	s σ_y	ax	x σ_y	θ_x	σ_B	b : 柱幅(cm) D : 柱せり(cm) Pg : 柱全主筋比(%) $g\sigma_y$: 柱主筋の降伏点強度(kgf/cm ²) l' : 壁板内法幅(cm) h' : 壁板内法高さ(cm) h'/l' : 壁板形状比
96SS-01								2.9			6-D6			302	
96SS-02			2.26(4-D13)			80	0.8	5.2	0.31				45	293	
96SS-03								5.3	0.31		6-D6			335	
96SS-04	15	15	3.39(6-D13)	3509	100			5.6	0.29	4219	6-D6	3101		320	
96SS-05								2.8			6-D6			304	
96SS-06			2.26(4-D13)			130	1.3	6.1	0.27				60	294	
96SS-07								5.4	0.30		6-D6			289	
96SS-08			3.39(6-D13)					5.3	0.31		6-D6			298	

t : 壁厚(cm) Ps : 壁板の縦横補強筋比(%), $\phi 4@80$ s σ_y : 縦横補強筋の降伏点強度(kgf/cm²)
ax : 斜交補強筋量 x σ_y : 斜交補強筋の降伏点強度(kgf/cm²) θ_x : 斜交補強筋の傾斜角(°)
 σ_B : コンクリート1軸圧縮強度(kgf/cm²)

2.2 加力と計測の方法

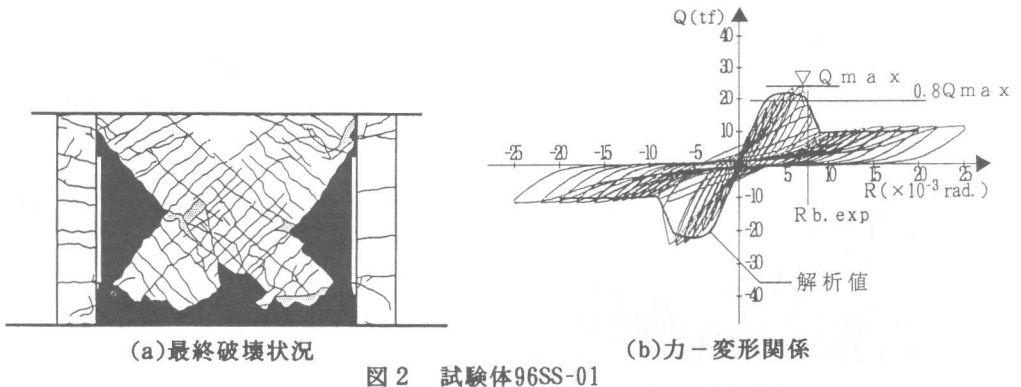
加力は、アクチュエータによる正負繰返し水平力を、変位制御で試験体の上梁中心に加えた。加力サイクルは、強度が低下するまで層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad. ごと2回とし、以降 $R=25.0 \times 10^{-3}$ rad. まで $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad. ごと2回とした。変形の計測は、上下梁の相対変位、および下梁上端における柱主筋と斜交補強筋のひずみを、それぞれ変位計とひずみゲージを用いて計測した。

3. 実験結果

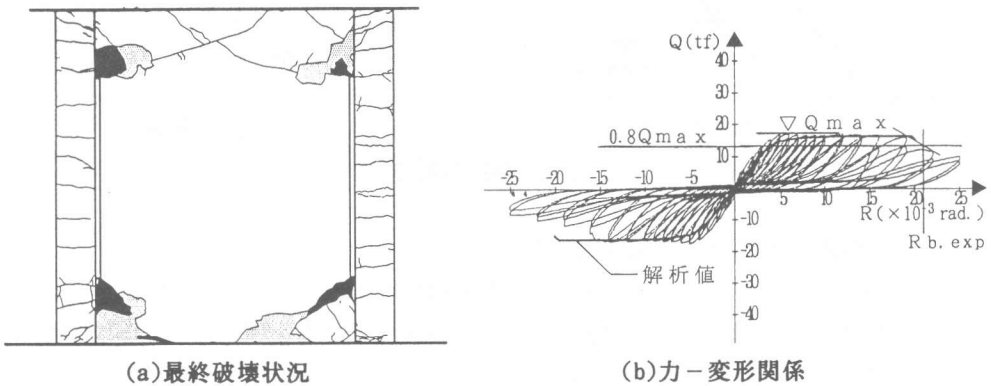
3.1 破壊経過

(1) 試験体96SS-01, 05 : これらの試験体の壁板は集中斜交筋だけで補強されている。試験体96SS-01は、層間変形角 $R=1.0 \sim 2.0 \times 10^{-3}$ rad. で、壁板のスリット上下端より集中斜交補強筋の傾斜角に沿う斜めひびわれ、および柱頭、柱脚に曲げひびわれと引張ひびわれが生じた。 $R=3.0 \times 10^{-3}$ rad. 以降、壁板の集中斜交補強筋に沿う斜めひびわれ網が形成され、引張柱脚部に浮きあがりが生じた。 $R=7.0 \times 10^{-3}$ rad. で最大強度に達し、スリット下部の圧壊とともに強度が漸減した。その後、スリット近傍の壁板コンクリートが滑落し、 $Q=11.0$ tf程度の強度を保持したまま最終に至った。96SS-05もほぼ同様の破壊経過をたどったが、 $R=8.0 \times 10^{-3}$ rad. 付近から集中斜交補強筋の座屈によって壁板が崩壊した。両試験体とも柱のひびわれは曲げと引張のひびわれに限定され、

無開口耐震壁で一般的に観察される柱のひびわれと比較して損傷が少なかった。図2に96SS-01の最終破壊状況と力-変形関係を示す。



(2) 試験体96SS-02, 06: これらの試験体の壁板は縦横筋だけで補強されている。試験体96SS-02は、 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad. までに柱の脚部に引張りひびわれ、壁板の下梁上端に水平ひびわれ、さらにスリット上下端より斜めひびわれが生じた。その後、壁板の斜めひびわれが伸展し、柱の中間部にも曲げと引張のひびわれが生じた。 $R=6.0 \sim 7.0 \times 10^{-3}$ rad. で最大強度に達し、壁板下部の圧壊とともに強度が漸減した。96SS-06もほぼ同様の破壊経過をたどったが、壁板の形状比が大きいため曲げ破壊モードを示し、 $R=15.0 \sim 18.0 \times 10^{-3}$ rad. まで最大強度を保持した。この試験体の壁板の損傷は少なかった。図3に96SS-06の最終破壊状況と力-変形関係を示す。



(3) 試験体96SS03, 07: これらの試験体の壁板は縦横筋と集中斜交筋で補強されている。両試験体とも、ひびわれの発生状況は試験体96SS-01, 05とほぼ同様であったが、最大強度以降に急激な強度低下がなく、靱性ある曲げ破壊モードを示した。図4に96SS-03の最終破壊状況と力-変形関係を示す。

(4) 試験体96SS04, 08: これらの試験体の壁板は縦横筋と集中斜交筋で補強されており、柱の全主筋比は3.39%と大きい。両試験体とも最大強度までそれぞれ試験体96SS-03および07とほぼ同様の破壊経過をたどったが、その後、96SS-04は $R=10.0 \times 10^{-3}$ rad. で集中斜交補強筋まわりの壁板の圧壊により、また96SS-08は $R=7.0 \sim 8.0 \times 10^{-3}$ rad. で集中斜交補強筋の座屈によって強度が低下した。これらは、それぞれ96SS-03, 07と比較して靱性的でない。これは柱の全主筋比が大きいため、壁板の圧壊が先行したことに起因する。図5に96SS-04の最終破壊状況と力-変形関係を示す。

以上の破壊経過において、すべての試験体で柱のせん断破壊が生じていないこと、また破損の状況も既往のスリットのない耐震壁に比べて軽微であったことが認められた。

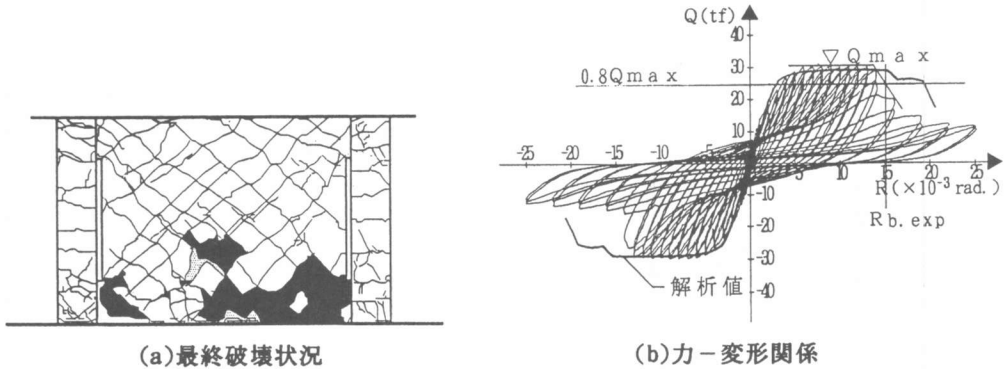


図4 試験体96SS-03

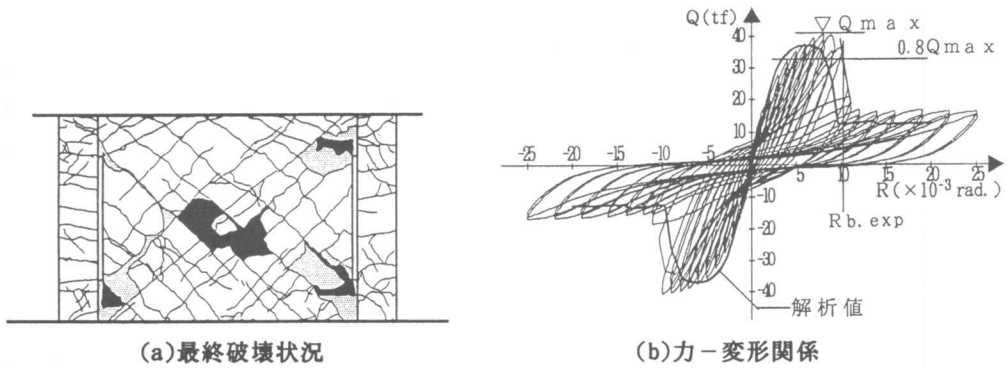


図5 試験体96SS-04

3.2 柱主筋と集中斜交補強筋のひずみ

図6に試験体96SS-03の右柱脚部主筋および集中斜交補強筋のひずみと層間変形角Rの関係を示す。この試験体は曲げ破壊モードで終わっている。図は、引張をうける右柱脚部と集中斜交補強筋が引張降伏の状態にあることを示している。

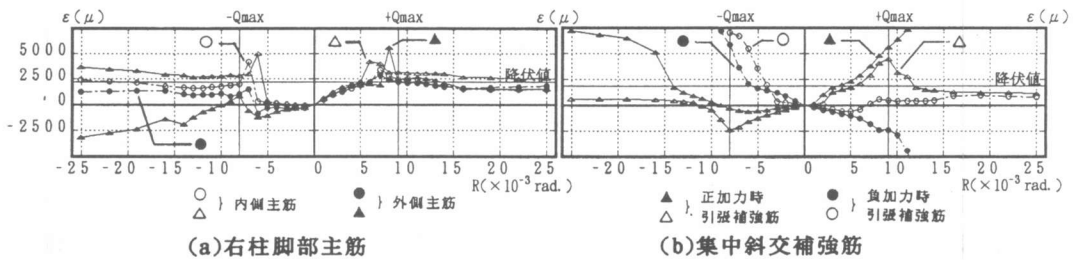


図6 試験体96SS-03のひずみとRの関係

表2に実験の最大強度 $Q_{exp}(tf)$ 、最大層間変形角 $R_{b. exp}(\times 10^{-3} rad.)$ 、および破壊モードを示す。ここで、 $R_{b. exp}$ は $0.8Q_{exp}$ と力-変形関係の包絡線との交点に対応する層間変形角である。

表2 実験結果

試験体	+Q _{exp}	-Q _{exp}	+R _{b. exp}	-R _{b. exp}	破壊モード	特記
96SS-01	24.0	24.3	7.4	8.0	曲げ・せん断	補強筋端部壁板の圧壊
96SS-02	24.8	23.0	7.4	6.6	曲げ・せん断	
96SS-03	30.2	29.9	15.0	14.0	曲げ	
96SS-04	40.7	40.7	10.1	10.3	曲げ・せん断	補強筋端部壁板の圧壊
96SS-05	16.0	16.9	8.3	8.0	曲げ・せん断	補強筋の座屈
96SS-06	17.0	17.4	20.6	16.6	曲げ	
96SS-07	21.3	21.7	16.7	15.9	曲げ	
96SS-08	24.8	25.8	10.9	8.6	曲げ・せん断	補強筋の座屈

4. 解析結果

4.1 マクロモデルの弾塑性解析

文献〔2〕で、マクロモデルを用いた弾塑性解析が、斜交配筋された開口耐震壁の強度と変形をよく評価できることを示した。ここではこれを用いた解析を行う。図7に縦横補強筋と集中斜交補強筋をもつ試験体のマクロモデルの構成と分割状態を示す。柱は剛体要素、軸力バネ、およびせん断バネに、壁板は圧縮ストラットおよび縦横・斜交引張補強筋に置換される。図8にそれぞれの構成則を示す。構成部材の構成

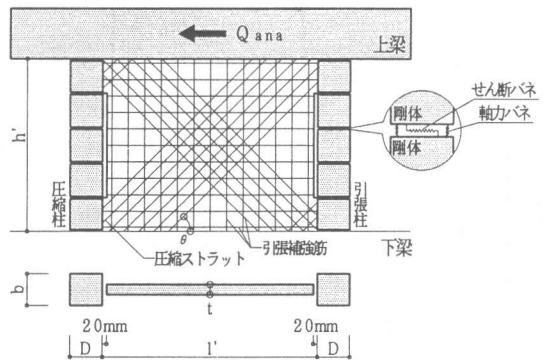


図7 マクロモデル

則として、圧縮ストラットはPopovicsの応力-ひずみ関係の最大強度を $0.63\sigma_B$ に修正したものを、せん断バネは弾性を、軸力バネと縦横および斜交引張補強筋は完全弾塑性を仮定する。

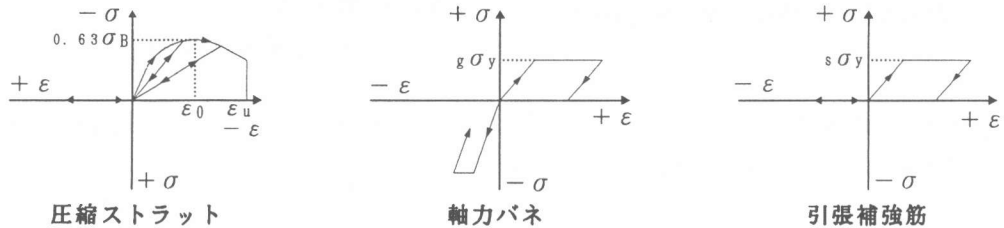


図8 構成則

解析にあたって寸法、物理定数、および圧縮ストラットの傾斜角 θ には実測値を用いた。ただし、コンクリートはヤング係数 $E_c = 2.1 \times 10^5 \times \sqrt{F_c} / 200$ kgf/cm²、終局ひずみ $\epsilon_u = 0.003$ とした。解析は変位増分を $\Delta R = 0.5 \times 10^{-3}$ rad. とした増分解析法である。

表3に実験と弾塑性解析による各試験体の最大強度の解析値と解析値に対する実験値の比を示す。図9は最大強度の実験値と解析値の比較である。これらの結果は、試験体の実験による最大強度がマクロモデルを用いた弾塑性解析でよく評価できることを示している。集中斜交補強筋6-D6の引張強度は6.0tfであるから、その水平成分は補強筋の傾斜角が45°の場合4.2tfとなる。試験体96SS-02と96SS-03の解析の最大強度の差はこれに相当している。実験値も大要これに対応して

表3 弾塑性解析の結果

試験体	実験値 Q _{exp} (tf)	解析値 Q _{ana} (tf)	Q _{exp} / Q _{ana}
96SS-01	+	24.04	1.09
	-	24.34	1.11
96SS-02	+	24.79	1.01
	-	23.03	0.93
96SS-03	+	30.19	1.04
	-	29.85	1.03
96SS-04	+	40.73	1.10
	-	40.65	1.10
96SS-05	+	15.98	1.01
	-	16.91	1.07
96SS-06	+	16.99	1.03
	-	17.40	1.05
96SS-07	+	21.30	1.11
	-	21.71	1.13
96SS-08	+	24.79	1.00
	-	25.80	1.04

いる。同じことが96SS-06と96SS-07についてもいえる。

図2～5の力-変形関係には、実験による履歴曲線に解析値を重ね書きしてある。大略、解析値は実験の履歴曲線の包絡線となっている。しかし、図として示していないが集中斜交補強筋の座屈が先行した試験体96SS-05、08の場合、解析では座屈を考慮してないため最大層間変形角を評価できなかった。図10は、解析による試験体96SS-03の最大強度時における部材の変形と降伏状況である。引張柱脚部と引張の集中斜交補強筋が降伏状態にあり、図6の計測ひずみの値とよく対応している。

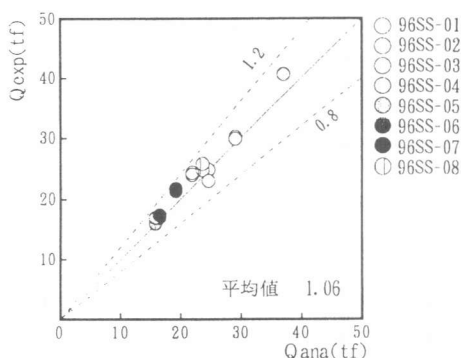
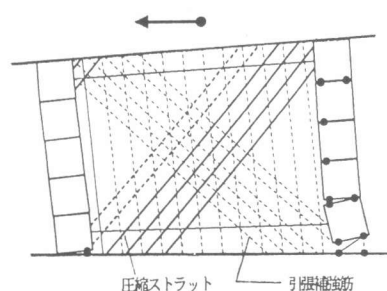


図9 最大強度の実験値と解析値の比較



● : 降伏した軸力バネ
 — : 降伏強度に達していない圧縮ストラットまたは補強筋
 - - - : 降伏強度に達した圧縮ストラットまたは補強筋

(a)最大強度時の変形と部材の降伏状況



(b)最大強度時の主筋（柱脚）と斜交補強筋（下梁上端）の計測ひずみ

図10 試験体96SS-03

5. 結び

変形性能の確保を意図して、柱と壁板の間にスリットと壁板に集中斜交補強筋をもつ耐震壁の実験と解析を行った。その結果は、次のようにまとめられる。

- 1) スリットを設けることによって、柱のせん断破損またはせん断破壊は制御できる。
- 2) 集中斜交補強筋によって最大強度および最終強度は大きくなる。
- 3) 変形性能は、集中斜交補強筋の座屈の有無と柱の全主筋比の大小に依存する。
- 4) 強度と変形はマクロモデルによる弾塑性解析でよく評価できる。

参考文献

- [1] 小野里憲一、望月洵、西沢哲彦、熊谷博行：破壊制御と靱性確保を意図した耐震壁の破壊性状と強度評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18、No. 2、pp. 1049-1054、1996
- [2] 赤塚孝行、望月洵、竹原雅夫、小野里憲一：X型補強筋をもつ有開口耐震壁のマクロモデルによる弾塑性解析、日本建築学会学術講演梗概集C構造II、pp. 305-306、1993. 9