

「2048」 連層耐震壁の靭性に関する研究

正会員 ○ 望月 淳 (工学院大学工学部)  
梅田 正芳 (工学院大学大学院)  
小野里憲一 (工学院大学大学院)

§ 1 はじめに

連層耐震壁は重要な耐震要素であり、その設計法の確立には、韌性の解明が強度の解明とともに必須である。文献[1]に、既往の研究成果が整理されているが未決の問題が多い。耐震壁の韌性について解明しなければならない問題は、付帯柱主筋の降伏で決まる全体曲げ引張降伏がせん断破壊に先行する条件の決定、韌性についての実験的資料の蓄積、および解析モデルの確立と考えられる。一方、耐震壁を韌性あるものにするには、その純せん断強度として、付帯柱のせん断破壊が生じないで壁板のスリップ破壊で決まる強度、すなわちスリップ破壊強度を与えるのがよいと、筆者らは考えている。その理由は、スリップ破壊するときに耐震壁は最大の純せん断強度を示し、その後も柱軸力に対する抵抗と付帯柱・梁フレームのもつ水平せん断強度を維持できる事実にもとづいている。

曲げ・せん断をうける耐震壁の全体曲げ引張降伏時の変形限界は、付帯柱の引張破壊、圧縮破壊、せん断破壊、および壁板のスリップ破壊のいずれかで決まる。前二者の制御または補強は比較的容易であり、また柱のせん断破壊を防ぐのは、耐震壁にスリップ破壊強度を与えることで可能となる。しかし、壁板のスリップ破壊は変形限界を極めて小さくするので、韌性評価にはこの破壊性状の把握が必須である。この場合、韌性を大きく左右するのは、全体曲げ引張降伏せん断力の大きさである。

本研究は、上記の考えにもとづいて、主なパラメータとして、スリップ破壊強度の計算値  $Q_s(cal)$ に対する全体曲げ引張降伏せん断力の計算値  $Q_b(cal)$ の比  $\gamma = Q_b(cal) / Q_s(cal)$ を採用し、連層耐震壁の韌性の解明を目的としたものである。実験では、耐震壁に片持ちの曲げ・せん断を加え、パラメータ  $\gamma$ と全体曲げ引張降伏先行の条件、韌性率、および変形限界との関係を検討している。解析では、トラス置換されたマクロモデルに著者らの研究にもとづくスリップ破壊条件を導入して解析を行い、実験結果と比較している。いずれの場合も、変形限界は、付帯柱の引張降伏後に生じる壁板のスリップ破壊で決っている。なお、本研究は、反曲点を壁中央にもつ曲げ・せん断をうける耐震壁に関する研究－文献[2]の基礎にたつもので、加力方法だけが相違している。

## § 2 実験計画

## 2.1 パラメータ

パラメータは  $\gamma = Q_b(cal) / Q_s(cal)$  と壁板の  $\kappa = l' / h'$  で、 $\gamma$  を変化させて全体曲げ引張降伏せん断力を制限している。 $Q_s(cal)$  は式(1)から算定する（記号は § 6 参照）。

式(1)は、純せん断を意図した1方向対角圧縮力をうける耐震壁のスリップ破壊強度式（文献[3]）を柱寸法を考慮して修正したものである。Q<sub>b</sub>(ca1)は、付帯柱主筋と壁補強筋の降

表1 87 SWIIシリーズの実験結果と諸性質

名 称	F <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\kappa$ ( $\mu'$ /h')	t m (cm)	No (t)	Q <sub>s(cal)</sub> (t)	Q <sub>b(cal)</sub> (t)	$\gamma$	Q <sub>max(exp)</sub> (t) (正)	Q <sub>max(exp)</sub> (t) (負)	$\bar{R}_B$ (10 <sup>-3</sup> rad)	$\bar{\mu}$
87SW II-1	175	1.0	3.0	5.67	20.08	17.20	0.86	19.02	18.56	8.2	2.9
87SW II-2	130		3.2	-4.87	17.24	10.40	0.60	14.61	14.55	25.0	10.0
87SW II-3	136	1.5	3.3	-3.14	19.05	12.82	0.67	14.90	17.10	20.4	7.6
87SW II-4	134		3.2	0.69	19.99	18.19	0.95	17.54	18.96	15.1	5.9
87SW II-5	160		3.4	-5.10	25.22	14.35	0.57	16.13	15.93	19.2	11.6
87SW II-6	162	2.0	3.1	-1.93	25.37	20.04	0.78	19.74	20.99	22.8	9.6
87SW II-7	154		3.5	1.34	27.72	25.94	0.94	23.00	24.03	15.3	6.6

共通事項：鉄筋の性質（単位： $\text{kg}/\text{cm}^2$ ）  $3.2\phi : \sigma_y = 1877, Es = 1.93 \times 10^6$   $6\phi : \sigma_y = 3050, Es = 1.90 \times 10^6$

D10:  $\sigma_y = 3505$ ,  $\sigma_u = 4907$ ,  $E_s = 1.64 \times 10^6$   $P_s = 0.90\% (3.2 \phi @ 30)$ ,  $P_w = 0.82\% (6 \phi @ 40)$ ,  $P_t = 0.63\% (2-D10)$

柱の断面寸法:  $b \times D = 15 \times 15$ (cm $\times$ cm), 4週設計基準強度:  $F_c = 180\text{kg/cm}^2$ (生コンクリート, 粗骨材粒径1.0cm以下)  
 tm: 実測板厚, No: 付帯柱の定軸力で正が圧縮,  $Q_{max}(exp)$ : せん断強度の最大値または平滑域の強度

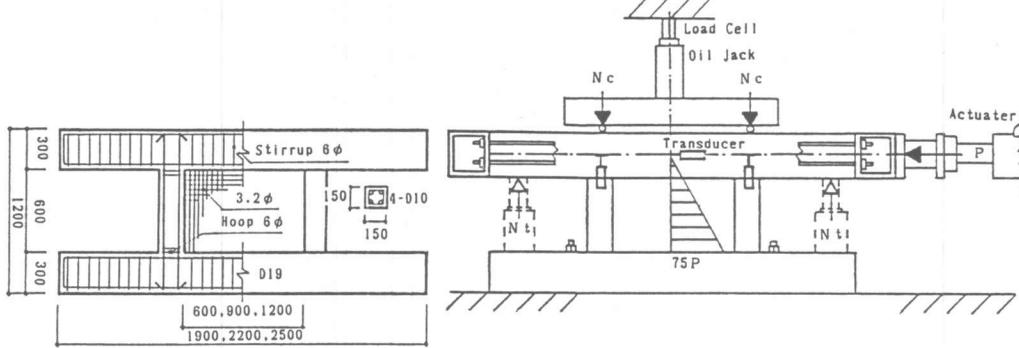


図1 試験体の形状寸法と配筋

図2 加力と計測の方法

伏を仮定した全体曲げ引張降伏モーメントの式(2)と  $M_b(\text{cal}) = 0.75 Q_b(\text{cal})$  から算定する。

## 2.2 試験体

試験体は、87SWⅡシリーズ7体で、上下に剛強な付帯梁をもつ單一耐震壁である。この剛強な付帯梁のため、耐震壁の強度と変形は壁板と付帯柱の性質によってのみ左右される。これは連層耐震壁の簡単化されたモデルである。図1に形状寸法と配筋を示す。パラメータ $\gamma$ を設定した値にする方法として、付帯柱に圧縮力、または上梁を介して引張力を加えてMb(cal)を調節している。なお、最終的な $\gamma$ の値は、材料強度および壁厚の実測値から修正された。付帯柱の断面とせん断補強筋は、壁板にスリップ破壊が生じるとき、付帯柱にせん断破壊が生じない値である。試験体は、木製形枠を用いて横打ちされ、1週間後脱形、実験日まで実験室内に放置された。表1に実験結果とともに試験体の諸性質を示した。

## 2.3 加力と計測

試験体をアンカーボルトで鉄骨梁に固定し、図2に示す要領で交番力をアクチュエータで加えている。加力は層間変形角による変位制御方式で、最大強度または $10 \times 10^{-3}$  radまでは0.25~ $1.0 \times 10^{-3}$  radごと2回の交番力、最大強度または $10 \times 10^{-3}$  rad以降は $5 \times 10^{-3}$  radごと1回の交番力とした。変位計測として、下梁に対する上梁中央高さの水平相対変位 $\delta_1$ 、 $\delta_2$ （

両面)、および柱頭の上下方向相対変位の測定を行った。これから層間変形角を  $R = (\delta_1 + \delta_2)/2h$ ”で求めた(“ $h$ ”は下梁上端から上梁中央高さまでの距離)。歪計測として、付帯柱脚部主筋歪と壁板45°方向歪の計測を行った。

### § 3 実験結果

#### 3. 1 破壊経過

いずれの試験体も付帯柱のせん断破壊が生じることなく、ほぼ次のステップを辿った。すなわち、1) 壁板に45°方向斜め亀裂の発生、2) 直交斜め亀裂網の形成、3) 付帯柱に水平亀裂の発生、4) 付帯柱脚部の水平亀裂の伸展と拡大、5) 壁板の局部的なスリップ破壊、6) 壁板の全域的なスリップ破壊である。このうち $\gamma$ が大きい試験体は、ステップ4)、5)、6)が接近しており、Q-R関係の平滑域は小さい。図3に2つの試験体の最終破壊状況とQ-R関係を示す。

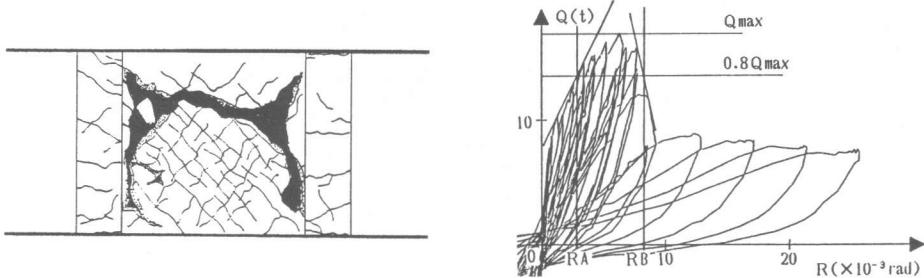
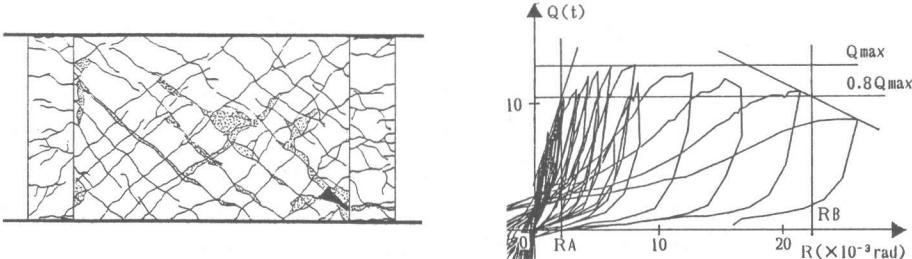


図3 (a) 87 SW II-2の最終破壊状況とQ-R関係



(b) 87 SW II-2の最終破壊状況とQ-R関係

#### 3. 2 結果の検討

a) 全体曲げ引張降伏先行の条件 図4に  $Q_{\max}(\text{exp})/Q_b(\text{cal})$  と  $Q_b(\text{cal})$  の比較、図5に付帯柱脚部主筋の計測歪(梁面から5cmの位置)の最大値と降伏歪の関係を示す。これらから、試験体は全体曲げ引張降伏しているか、またはこれに極めて近い状態にあると判定した。しかし、先行の条件としては、降伏後に十分な韌性をもつかどうかを考慮する必要がある。次項で再度検討する。

b) 韌性率と変形限界 韌性率を次の手順で定義する。すなわち、Q-R関係の包絡線(第1回ループの)と最大強度または平滑域の強度の80%の水平線との交点を定め、これに対応するRを、それぞれRA、RBとする。これから韌性率  $\mu = RB/RA$  とする。図6は正負の包絡線から得られた  $\mu$  の平均値  $\bar{\mu}$  と  $\gamma$  の関係である。図中白抜きは文献[2]で得られた結果である。加力方法と壁板の辺長比がいちじるしい影響を与えることを示している。文献[2]と同

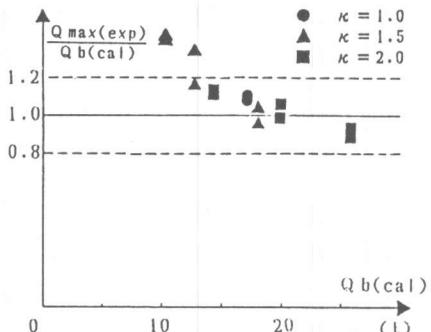


図4  $\frac{Q_{\max}(\text{exp})}{Q_b(\text{cal})}$  と  $Q_b(\text{cal})$  の関係

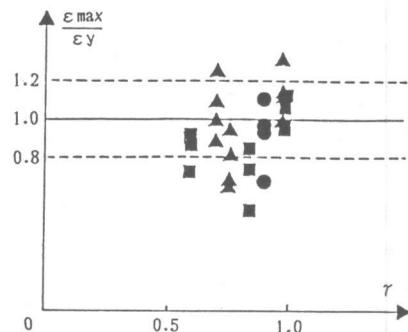


図5  $\frac{\varepsilon_{\max}}{\varepsilon_y}$  と  $\gamma$  の関係

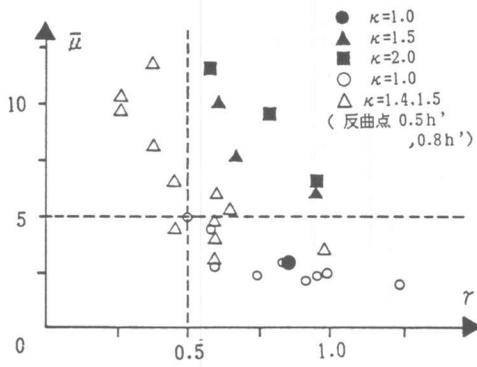


図6  $\bar{\mu}$  と  $\gamma$  の関係

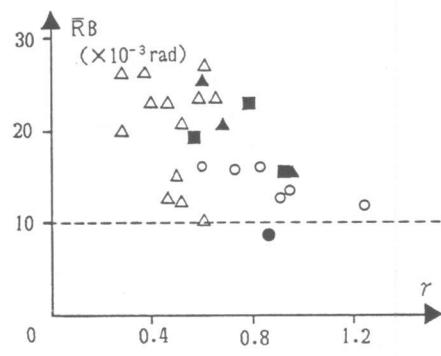


図7  $\bar{R}B$  と  $\gamma$  の関係

様、明確に全体曲げ引張降伏し、かつ  $\bar{\mu} \geq 5.0$  をもって全体曲げ引張降伏先行の定義とすれば、片持ち加力で  $\kappa \geq 1.5$  の場合、 $\gamma \leq 0.8$  程度が先行の条件といえる。これは反曲点を壁中央高さにもつ場合に比べて大きい。図7は、RBの平均値  $\bar{R}B$  と  $\gamma$  の関係で、既往の実験結果と同様かなりのばらつきがある。図からは、全体曲げ引張降伏、またはこれに近い状態で、変形限界の下限は、片持ち加力で  $\kappa \geq 1.5$  の場合、 $\bar{R}B \geq 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$  であるとしかいえない。なお、図6と図7の結果は、Fcが常用値に比べて小さいため、限定されたものである。

## § 4 ト拉斯モデルによる解析

### 4. 1 ト拉斯モデル

耐震壁の破壊性状がト拉斯モデルでよく把握されることを文献[2]で示した。ここでは、解析手法を修正して試験体の解析を行う。耐震壁を図8に示すト拉斯モデルとして扱う。すなわち、壁板を45°に傾いた引張プレース(壁補強筋)と圧縮プレース(コンクリート)で置き換え、付帯柱・梁は棒材とする。プレースの間隔は斜め亀裂の間隔と分割の容易さから15cmとする。

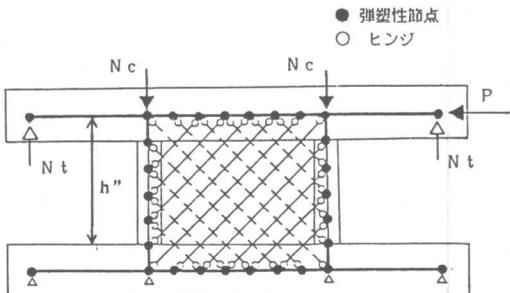


図8 ト拉斯モデル

## 4.2 解析仮定

各要素の特性を次のように仮定する。1) 引張プレース: 降伏強度  $s\sigma_c$  をもつ完全弾塑性とする。ただし降伏後は  $1/100 \times$  弹性剛性を与える。2) 圧縮プレース: 降伏強度  $c\sigma_y$  をもつ完全弾塑性とする。ここで  $c\sigma_y$  は式(3)を満たす圧縮プレースの平均応力  $\sigma_c$  の値である。

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sigma c + \frac{1}{2} \sigma t = 0.314 F_c + 0.5 P_s \cdot s \sigma y - 8.2 \quad \dots \dots \dots (3)$$

式(3)の右辺は式(1)の壁板の項で、 $\sigma_t$ は引張プレース力が圧縮プレースの中で一様分布するとした応力である。圧縮剛性は、Collinsの圧縮-引張応力場における軟化効果-文献[4]-を考慮して低減する。低減係数は、簡単のため、強度低減係数の中央値0.7とした。降伏後は1/100×弾性剛性をもち、その歪限界は壁板の歪測定結果を考慮して0.004とする。3) 梁: 終始、弾性とする。4) 付帯柱: 軸力と曲げモーメントの組合せについて完全弾塑性として、建築学会R.C規準による降伏曲線にしたがうとする。曲げ剛性は、圧縮・曲げ降伏域における中立軸比がほぼ0.3~0.7の間にあることを考慮して、コンクリートの1/2の断面が有効として求める。降伏後は1/100×弾性剛性とする。梁中の要素の剛性は変形が省略できる大きさとする。付帯柱のせん断強度は  $Qu = [ \{ 2.1K_u \cdot K_p (180 + F_c) 0.12 (M/(Qd)) + 0.12 \}^{-1} + 2.7 (P_w \cdot \sigma_y)^{1/2} + 0.1 \sigma_0 \} b \cdot j ]$  とする。圧縮プレースが破壊した後の解析は、そのプレースを除去する代りに、1/1000×弾性剛性をもつとして扱い、再度、増分解析を行う手法をとった。そして、これらの破壊点を連続させて包絡線を定めた。

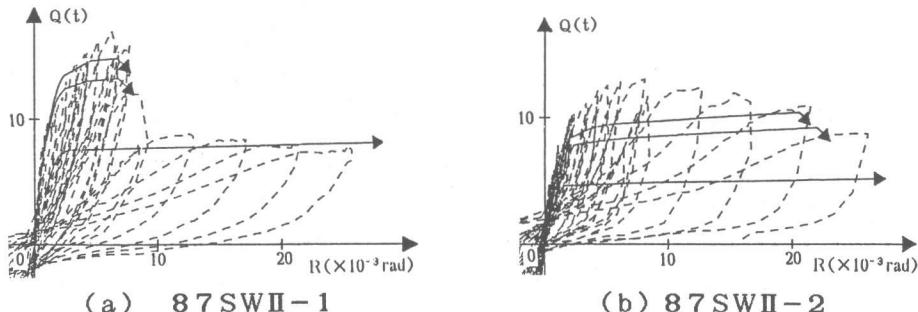


図9 実験と解析のQ-R関係

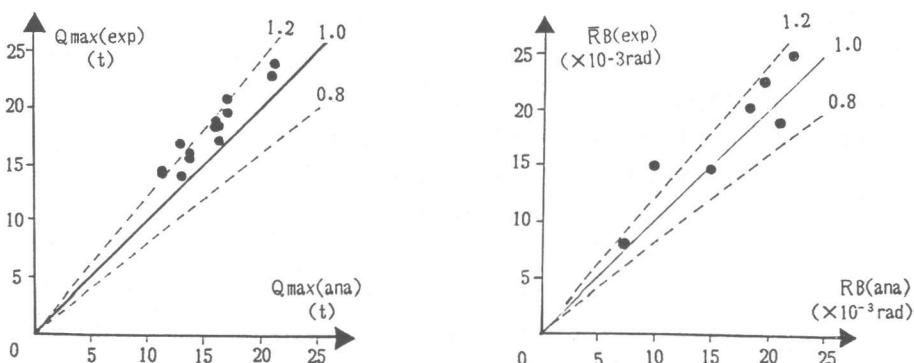


図10  $Q_{\max}(\text{exp})$ と $Q_{\max}(\text{ana})$ の関係

図1.1  $\overline{RB}(exp)$ と  $RB(ana)$ の関係

#### 4.3 解析結果

解析は、試験体の実測の諸性質を用いて行った。図9は、解析結果を実験のQ-R関係に重ね書きしたものである。解析の破壊経過は、いずれも付帯柱の引張降伏によって全体曲げ引張降伏した後、層間変形角の増大に伴い圧縮プレースの領域が小さくなり、スリップ破壊によって変形が限界づけられている。これは3.1で述べた破壊経過と一致している。

図10は全体曲げ引張降伏せん断力の実験値 $Q_{max}(exp)$ と解析値 $Q_{max}(ana)$ の比較で、解析値が小さめの傾向にある。図11は変形限界の実験値 $R_B(exp)$ と解析値 $R_B(ana)$ の比較で、大要、一致しているといえる。

#### §5 結び

片持ちの曲げ・せん断をうける連層耐震壁の実験および解析から、その韌性について次のようにまとめることができる。

- 1)  $\kappa \geq 1.5$ の場合、パラメータ $\gamma$ を0.8より小さくすることで、耐震壁の全体曲げ引張降伏を先行させることができる。そのときの韌性率は $\mu \geq 5.0$ となる。
- 2) 全体曲げ引張降伏、またはこれに近い場合、変形限界の下限は $R_B \geq 10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ となる。
- 3) 韌性率と変形限界には、加力方法と壁板の辺長比 $\kappa$ がいちじるしい影響を与える。
- 4) 設定したトラスモデルと解析仮定による解析値は、実験値の強度を小さめに把え、そして変形限界を、大要、把えている。

なお、1), 2) は、 $F_c$ が常用値に比べて小さいため限定されたものである。

#### §6 記号

式中の記号を以下に示す。

$F_c$	: コンクリートの1軸圧縮強度	$yQ_c$	: 柱頭・柱脚曲げ降伏せん断力
$P_s$	: 壁板の補強筋比	$l$	: 付帯柱の芯々間隔
$s\sigma_y$	: 壁板の補強筋の降伏強度	$N_o$	: 付帯柱の定軸力
$t$	: 壁板の板厚	$a_g$	: 付帯柱の全主筋量
$l' \times h'$	: 壁板の内法寸法	$\sigma_y$	: 付帯柱主筋の降伏強度
$a_w$	: 壁板のたて方向全補強筋量		

#### §7 参考文献

- [1] 平石久広：『連層耐震壁の韌性』 シンポジウム”RCの高層化と韌性に依存する耐震壁の終局強度設計”, P.P.87~101, 1986
- [2] 望月, 梅田：『連層耐震壁の韌性に関する実験的および解析的研究』  
コンクリート構造物の韌性とその評価法に関するコロキウム, 1988.3
- [3] 望月, 竹原：『スリップ破壊する連層耐震壁のせん断強度の実験式』  
日本建築学会大会学術講演梗概集, P.P.2774, 1986
- [4] F.J.Vecchio, M.P.Collins : 『The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear』  
ACI JOURNAL, P.P.219~231, 4, 5, 1986.