

# [179] スリップ破壊が先行する1スパン1層耐震壁を単位耐震壁とする均等多連耐震壁の破壊機構に関する研究

正会員 ○江崎文也(九州大学工学部)

正会員 富井政英(九州大学工学部)

正会員 藤田正則(九州大学大学院)

## 1. 序

耐震壁は主に鉛直荷重を支持する付帯柱と水平力を負担する壁板から構成されているため、せん断破壊を起してもその破壊が壁板のスリップ破壊のみにとどまるように断面設計されていれば、損傷を受けていない付帯柱によってなお鉛直荷重を支持することができる。ゆえに、耐震壁に関しては単独柱の場合に要求されている曲げ破壊先行の設計をする必要は必ずしもない。また、強地震の頻度が多い日本の鉄筋コンクリート造建築物は、高さが低く平面の大きい横長の形状のものが多いため、せん断実験では曲げ破壊を起こす連層耐震壁でも、建築物に組み込まれると周囲の構造物によって曲げ変形が拘束され、せん断破壊を起こす可能性が大きい。このことは、過去の震害でも耐震壁の水平断面が曲げ破壊を起こした例がみられないことから十分予想される。以上のことを考慮すると、せん断破壊を起こす恐れがある場合には、せん断破壊後も鉛直荷重を支持でき、震害後の補修も容易な耐震壁となるように、壁板がスリップ破壊を起こす断面設計を行なう必要がある。このような耐震壁の破壊時の層間変形角は、曲げ破壊する場合に比べて小さくなり、2次部材の被害を少なくすることができる。

著者は多くのせん断実験資料がある1スパン1層耐震壁(以後、単独耐震壁と呼ぶ)に関し、壁板のスリップ破壊によって支配される水平耐力  $Q_{uo}(ws)$  および付帯ラーメンのせん断破壊によって支配される水平耐力

$$Q_{uo}(fs) = \min(Q_{uo}(cs), Q_{uo}(bs))$$

ただし、 $Q_{uo}(cs)$ : 側柱のせん断破壊によって支配される水平耐力

$Q_{uo}(bs)$ : 側ばりのせん断破壊によって支配される水平耐力

を、それぞれ精度よく算定できる2つの半理論式を提案している<sup>1), 2)</sup>。また、これらの式を使ってせん断破壊形式を判別する方法も提案している(図-1参照)<sup>3)</sup>。しかし、鉛直または水平に連なる多連耐震壁に対してもこの方法が適用できるかどうかについてはまだ不明であった。

そこで、本論では、多連耐震壁に対してもその各単位耐震壁が「隣接壁板の境界応力の作用しない単独耐震壁に関して求めた壁板のスリップ破壊先行の条件の(1)式」を満足すれば、耐震壁のせん断破壊は壁板のスリップ破壊となることを多くの実験によって実証したものである。

## 2. 実験概要

試験体は連層を想定して側ばりを剛とした1層型の疑似連層耐震壁で、その形状および材料の力学的性質を図-

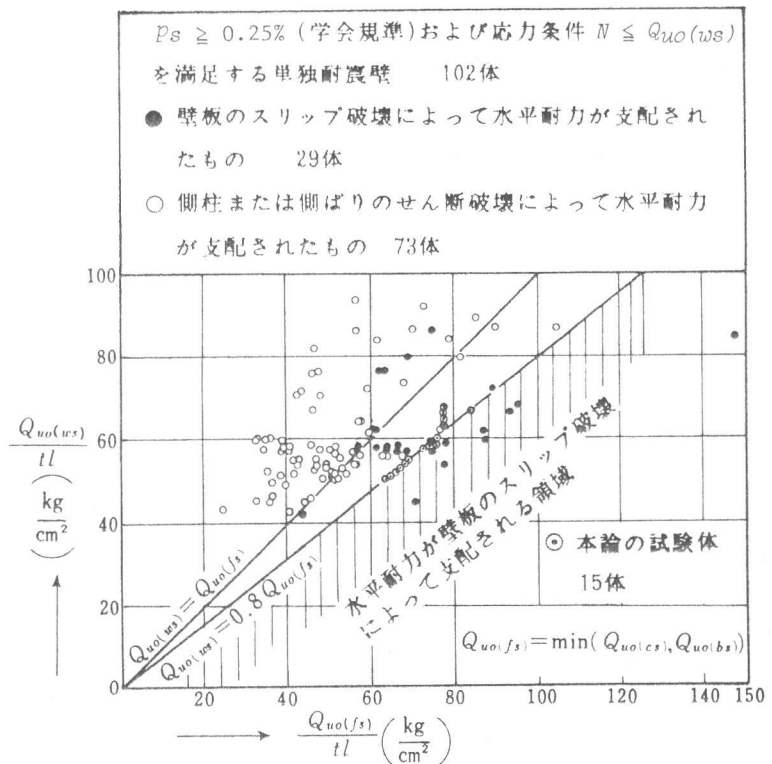


図-1 耐震壁の  $Q_{uo}(ws)/Q_{uo}(fs)$  とせん断破壊形式の関係

2 および表-1 に示す。付帯柱および壁板の断面形状および配筋は、鉄筋コンクリートラーメン構造建築物に多用されている耐震壁を想定し、次の条件を満足するように選定した。

1) 隣接壁板の境界応力の作用しない単独耐震壁に関する壁板のスリップ破壊先行の条件

$$Q_{uo}(ws) \leq 0.8Q_{uo}(fs)$$

.....(1)

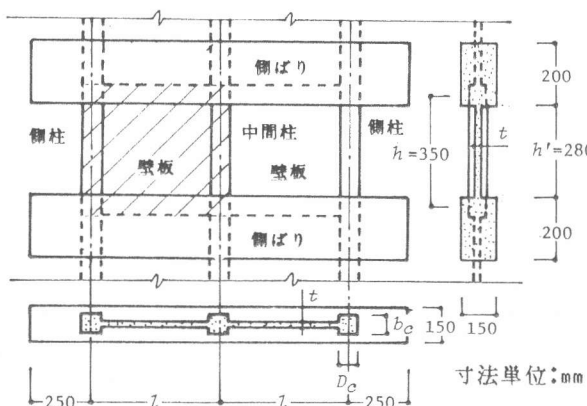
について、連層耐震壁では中間ばりのせん断破壊の先行の可能性が少ないという解析結果<sup>4)</sup>を考慮し、各単位耐震壁(図-2のハッチした部分を単位耐震壁とする)は(1)式の限界

$$Q_{uo}(ws) = 0.8Q_{uo}(cs)$$

に該当するか、または、この限界に近いこと(図-1, 表-2 参照)。ただし、 $Q_{uo}(cs)$ の算定にあたっては、壁板の中心に關し点対称な外力および壁板のせん断ひび割れと水平方向とのなす角度は、図-3 に示すものとする。

2) 各付帯柱の断面は、日本建築学会RC規準<sup>5)</sup>の解説に述べてある付帯ラーメン部材断面の推奨条件の下限に近いこと。

加力方法および測定方法については、文献6), 7)を参照されたい。



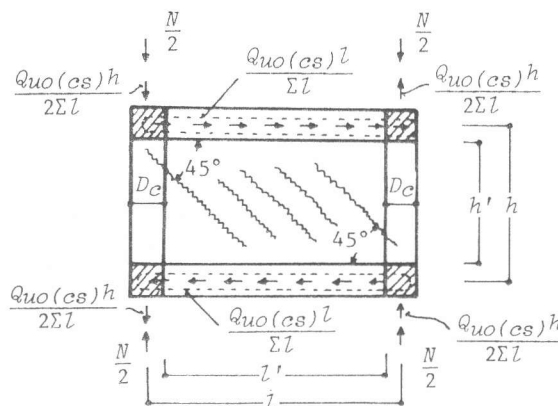
注:ハッチおよび破線の部分は、単位耐震壁および想定した連層耐震壁を示す。

図-2 疑似連層耐震壁の試験体形状

表-1 試験体形状一覧および材料の力学的性質

試験体名	スパン数	l (cm)	各付帯柱			各壁板		F <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	φ
			b <sub>c</sub> (cm)	D <sub>c</sub> (cm)	p <sub>g</sub> (%)	t (cm)	F <sub>s</sub> (%)		
S1.5-6 /2.5-H	1	52.5	6	6	3.13	2.5	0.61	373*	1.03
S'1.5-6 /2.5-H		52.5	6	6	3.13	2.5	0.61*	170	1.03
S1.5-8 /2.5-0		52.5	8	8	3.21*	2.5	0.61	247	1.60
S0.64-5.6/1.7-0(1)		22.4	5.6	5.6	3.27*	1.7	0.77	285	1.65
S0.64-5.6/1.7-0(2)		22.4	5.6	5.6	3.27*	1.7	0.77	267	1.65
D2 -6 /2 -H	2	70.0	6	6	2.68	2.0	0.61	189	1.29
D2 -7 /2.5-M		70.0	7	7	2.95	2.5	0.61	185	1.40
D1.5-6 /2.5-H		52.5	6	6	3.13	2.5	0.61	199	1.03
D1.5-6 /2 -M		52.5	6	6	3.13	2.0	0.61	266	1.29
D2 -6 /1.5-M		70.0	6	6	2.23	1.5	0.62	243	1.60
D2 -7 /2 -L	3	70.0	7	7	2.95	2.0	0.61	257	1.62
D2 -8 /2.5-L		70.0	8	8	2.76	2.5	0.61	169	1.60
D1.5-6 /1.5-L		52.5	6	6	2.68	1.5	0.62	210	1.60
D0.64-5.6/1.7-0		22.4	5.6	5.6	3.27*	1.7	0.77	271	1.65
T0.64-5.6/1.7-0		22.4	5.6	5.6	3.27*	1.7	0.77	212	1.65

- 1)  $b_c, D_c$ : 各付帯柱の幅およびせい,  $l$ : 各単位耐震壁の付帯柱中心間距離,  $t$ : 壁板の厚さ,  $a_g, \sigma_{yg}$ : 各付帯柱の主筋全断面積および主筋の降伏点,  $p_v, \sigma_{yv}$ : 各壁板の縦筋比および縦筋の降伏点,  $p_h, \sigma_{yh}$ : 各壁板の横筋比および横筋の降伏点,  $F_c$ : コンクリート圧縮強度
  - 2)  $p_g = a_g / (b_c D_c)$ ,  $\sigma_{yg} = 2510 \text{ kg/cm}^2$ , \*印は  $\sigma_{yg} = 2320 \text{ kg/cm}^2$  を示す。
  - 3)  $p_s = p_v = p_h$ ,  $\sigma_y = \sigma_{yv} = \sigma_{yh} = 2290 \text{ kg/cm}^2$ , \*印は斜配筋を示す。
  - 4)  $\phi = \min \left[ \frac{b_c D_c}{st/2}, \frac{\min(D_c, D_c)}{\sqrt{st}/3}, \frac{\min(D_c, D_c)}{2t} \right]$
- ただし、 $s = \min(l', h')$ ,  $l', h'$ : 壁板のうちのり長さおよび高さ
- 5)  $F_c$ 欄の\*印は膨張材を使用したことを示す。



N: 各単位耐震壁に作用する鉛直力の合力

図-3  $Q_{uo}(cs)$ の算定にあたって、単位耐震壁に作用すると仮定した外力

### 3. 実験結果および考察

表-2 に 15 体の実験結果一覧を示す。図-4 に例として 4 試験体 (他の試験体については、文献8)参照のこと)のはりのうちのり間の相対変形角  $R = 8 \times 10^{-3} \text{ rad}$  (相対水平変位  $\delta_s$  は、各スパン中央で測定した各値の平均値) 時のひび割れ状況および荷重変形曲線を示す。これらの試験体を含む 15 体の実験結果より、次のことが

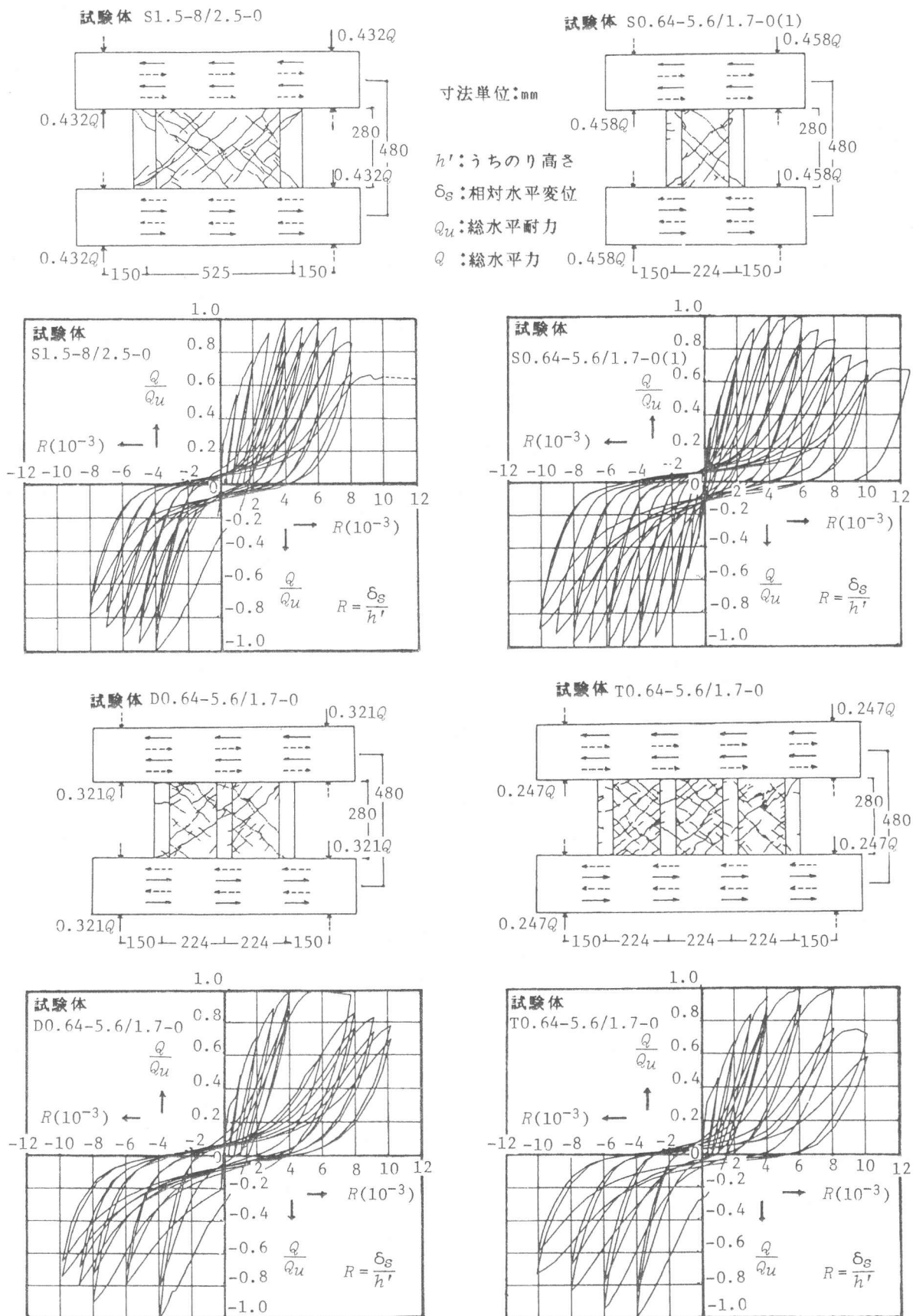


図-4 各試験体の  $R = 8 \times 10^{-3}$  rad 時のひび割れ状況および荷重変形曲線

明らかになった。

表-2 実験結果一覧

- 1) 壁板のスリップ破壊が先行して水平耐力に達した。
- 2)  $R = 4 \times 10^{-3} \text{rad}$  で水平耐力に達し、 $R = 8 \times 10^{-3} \text{rad}$  に達しても水平耐力の90%程度を負担している。
- 3)  $R = 8 \times 10^{-3} \text{rad}$  を超えると壁板の損傷が大きくなり水平耐力はかなり低下するが、側柱および中間柱の付帯柱はなお鉛直荷重を安全に支持している。
- 4) 水平耐力実験値  $ex\bar{Q}_u(ws)$  が算定値  $Q_{uo}(ws)$  よりかなり大きくなる。このことは、せん断ひび割れ発生後における壁板のはらみ出しが剛な側ばりや隣の壁板によって拘束されたためと考えられ、今後の研究課題である。

試験体名	スパン数	$\frac{N}{2b_c D_c}$	$ex\bar{\tau}_{cr}$	$ex\bar{\tau}_u(ws)$	$\frac{ex\bar{\tau}_u(ws)}{\bar{\tau}_{uo}(ws)}$	$\bar{\tau}_{uo}(ws)$	$\bar{\tau}_{uo}(cs)$	
			(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )		(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	
S1.5-6 /2.5-H	1	0.37F <sub>c</sub>	53.3 -53.3	110.5	1.65	67.1	83.8	
S*1.5-6 /2.5-H		0.36F <sub>c</sub>	30.0 -33.6	80.0	1.54	52.0	65.0	
S1.5-8 /2.5-0		0	23.6 -18.3	80.0 -76.2	1.37 1.30	58.5	74.8	
S0.64-5.6/1.7-0(1)		0	23.4 -20.5	79.3 -72.5	1.19 1.09	66.7	77.6	
S0.64-5.6/1.7-0(2)		0	26.5 -23.6	84.8 -58.8	1.30 0.90	65.4	77.6	
D2 -6 /2 -H		2	0.36F <sub>c</sub>	21.4 -21.4	76.1 -72.9	1.42 1.36	53.7	67.1
D2 -7 /2.5-M	0.22F <sub>c</sub>		24.9 -20.0	72.5 -70.6	1.36 1.32	53.4	66.8	
D1.5-6 /2.5-H	0.37F <sub>c</sub>		32.4 -28.6	79.8 -80.4	1.46 1.47	54.6	68.2	
D1.5-6 /2 -M	0.20F <sub>c</sub>		45.7 -45.2	98.8 -91.9	1.65 1.53	59.9	74.9	
D2 -6 /1.5-M	0.21F <sub>c</sub>		31.3 -25.4	89.1 -83.9	1.52 1.43	58.2	73.1	
D2 -7 /2 -L	0.09F <sub>c</sub>		30.4 -17.9	90.8 -81.0	1.53 1.37	59.2	74.0	
D2 -8 /2.5-L	0		15.7 -15.7	67.5 -60.8	1.30 1.17	51.9	65.3	
D1.5-6 /1.5-L	0.03F <sub>c</sub>		25.4 -10.4	83.1 -73.0	1.49 1.31	55.9	69.8	
D0.64-5.6/1.7-0	0		25.5 -20.0	82.1 -70.0	1.24 1.05	66.4	77.6	
T0.64-5.6/1.7-0	3		0	28.0 -21.9	94.5 -80.0	1.53 1.29	61.8	77.6

注:  $ex\bar{\tau}_{cr} = \frac{ex\bar{Q}_{cr}}{t\Sigma L}$ , ここで、 $ex\bar{Q}_{cr}$ : せん断ひび割れ発生時の水平力実験値

$$\bar{\tau}_u(ws) = \frac{ex\bar{Q}_u(ws)}{t\Sigma L}, \quad \bar{\tau}_{uo}(ws) = \frac{Q_{uo}(ws)}{t\Sigma L}, \quad \bar{\tau}_{uo}(cs) = \frac{Q_{uo}(cs)}{t\Sigma L}$$

#### 4. 結論

隣接壁板の境界応力の作用しな

い1スパン1層耐震壁に関する「

壁板のスリップ破壊先行の条件」の限界近くを満足するように設計した多連耐震壁15体のせん断実験の結果、いずれも壁板のスリップ破壊が先行し、安全なせん断破壊を起こした。ゆえに、隣接壁板の境界応力の作用する多連耐震壁についても、この「条件」を満足するように断面を設計すれば、壁板のスリップ破壊が先行する耐震壁となることが明らかになった。

#### 謝辞

本実験に際し御協力をいただいた九州大学技官藤原文夫・川口晃・久島昭久の各氏に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 富井政英・江崎文也：鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究その1，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1587~1588，昭56.9
- 2) 富井政英・江崎文也：鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究その3，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1403~1404，昭57.10
- 3) 富井政英・江崎文也：Predicting Method for Shear Failure Modes of Reinforced Concrete Framed Shear Walls, Transactions of Japan Concrete Institute, Vol.4, pp.297~304, Dec.1982
- 4) 富井政英・江崎文也・船本憲治：せん断ひび割れ発生以後の1スパン連層耐震壁の力学的性状に関する理論的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2047~2048，昭58.9
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準(1982)・同解説，pp.246~280，昭57.6
- 6) 富井政英・江崎文也・藤田正則：1スパン1層および2スパン1層疑似連層耐震壁のせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2051~2052，昭58.9
- 7) 富井政英・崎野健治・毛井崇博・沢田研自：ひび割れ発生以後の耐震壁に及ぼす付帯ラーメンの影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1653~1654，昭52.10
- 8) 富井政英・江崎文也・藤田正則：スリップ破壊が先行する単独耐震壁を単位耐震壁とする2スパン多層耐震壁の破壊機構に関する研究，日本建築学会中国・九州支部研究報告，昭59.3