

正会員 狩野 芳一 (明治大学) 正会員 高木 仁之 (明治大学)

1. はじめに

中低層鉄筋コンクリート建築物の耐震要素として耐震壁が有益であることは、過去の震害記録より明白であるが、耐震壁の破壊機構については未知な点が多く、合理的な設計法が得られていない。従来行なわれていた耐震壁の実験は、対角線加力方式によるものが多かった。この方法は、剛強なフレームに囲まれた壁板のせん断耐力を知るには優れた方法である。しかし、通常建物に用いられる連層耐震壁の破壊は、はりや柱と同じく、いわゆる曲げせん断によるものであり、この種の耐力を知るにはこの方法は不適当である。曲げせん断による実験も多く行なわれてきたが、層数、くり返し回数、フレームと壁板の寸法比等に関して、地震力をうける建物の耐震壁に近いものが少なかった。このような背景から、筆者らは数年前より実在耐震壁と比較的忠実に縮小したモデルによる実験を行ってきたが、本報は最近の結果に関する総合的考察である。

2. 実験計画

耐震壁を曲げ降伏が先行するものとせん断破壊が先行するものとに分けて考える。

曲げ降伏が先行する場合の終局的な破壊は、ななめひび割れの進展を伴う圧縮ゾーンの減少による柱の圧潰、またはななめひび割れの拡大によるせん断破壊と考えられる。この種の破壊に対しては、降伏せん断力の大小および柱のせん断補強が靱性に及ぼす影響が大きいと予想して、柱主筋量、柱帯筋量を変数とした。また、梁主筋を除いて壁板のせん断補強を弱めたものを試験した。このほか、壁厚を変え、これによる破壊モードの相異を調べた。

せん断破壊の性状は周辺フレームの剛強さによって異なると予想される。日本建築学会の現行計算規準では、壁板が薄くても壁筋の多い耐震壁を推奨しているが、フレームが剛強で壁厚が薄い時は壁板の圧潰によって支配されると考えられる。壁板がフレームに比し厚い場合は、長方形断面材の性状に近づくであろう。以上の点を考慮して壁厚と壁筋量を主たる変数とした。このほか現在は柱帯筋量を変えた実験を続行中である。

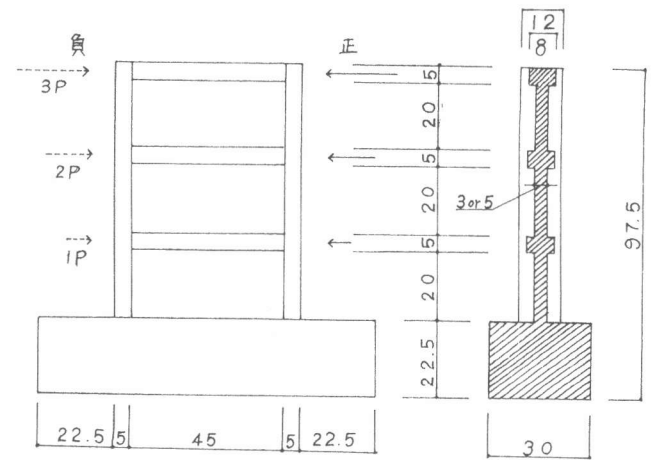


図1. 試験体形状

S = 1:10 (cm)

表1. 試験体概要

区分	試験体	柱		はり		壁		Fc kg/cm <sup>2</sup>
		B×D=120×50 主筋 帯筋	B×D=80×50 片側柱筋 あばら筋	タテヨコ筋	壁厚 cm			
(1)	102					1-2φ -50@ 0.2%	3	230
	104	8-φ6	6-2.6φ	5-2.6φ	2-2φ	1-2φ -26@ 0.4%		193
	106	4.3%	-17@ 1.6%	0.85%	-25@ 0.31%	1-2φ -17@ 0.6%		244
	110					1-2φ -10@ 1.0%		145
(2)	78φ5	12-φ6	6-2.6φ -17@ 1.5%			1-2φ -50@ 0.1%	5	256
	78φ5HW	6.4%	2-2φ -25@ 0.2%			1-2φ -7@ 0.9%		264
(3) i)	202A	4-φ6	4-2.6φ -26@ 0.7%	5-2.6φ	2-2φ	1-2φ	3	329
	302A	6-φ6	6-2.6φ -26@ 1.0%	0.81%	-25@	-50@		269
	402A	8-φ6				0.2%		274
	602φ5	12-φ6	6-2.6φ -17@ 1.5%			1-2φ -50@ 0.1%		336
(3) ii)	402C	8-φ6		1.2層梁筋は無し 3層梁筋は同上		1-2φ -50@	3	238
	402B	4.3%	2-2φ -25@ 0.2%	5-2.6φ 0.81%	2-2φ -25@ 0.3%	0.2%		254

(備考) 区分欄は(6章破壊機構および性状に関する考察)筋番号と一致

表2. 鉄筋の性質

試験体	102, 104, 106, 110				その他の試験体			
	公称径	断面積 mm <sup>2</sup>	σ <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>max</sub> kg/cm <sup>2</sup>	ε <sub>B</sub> %	断面積 mm <sup>2</sup>	σ <sub>y</sub> kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>max</sub> kg/cm <sup>2</sup>
2.6φ	5.45	2470	3510	47	5.19	3830	4870	24
2φ	3.12	2280	3190	52	2.99	2650	3640	37
試験体	102, 104, 106, 110	202A, 302A, 402(A,B,C)	602φ5	78φ5, 78φ5HW				
公称径	φ6	φ6	φ6	φ6	φ6	φ6	φ6	φ6
σ <sub>y</sub>	3530	5950	2920	4435	2484	4218	4485	5411
σ <sub>max</sub>								

### 3. 試験体の形状および配筋

試験体の形状・配筋を図1および表1に示した。試験体は3層で、6mスパン、60cm角の柱から成るラーメンを原形とし、その1/2のモデルを採用した。幅方向は横ざくつを防ぐため1/5とした。その結果ウェブ厚がフランジ厚に近くなり、フランジも偏平になったが、フランジ幅方向の応力変化は無視してよく、フレームの壁板に対する拘束条件も原形と変わらないと考えた。

柱主筋全断面積比が2%、3%、4% ( $P_g \cdot \sigma_y = 126 \text{ kg/cm}^2$ ) の場合は曲げ降伏を予測し、他はせん断破壊の先行を予測した。

各試験体に用いた材料の性質を表1および表2に示した。

### 4. 加力方法

加力方法を写真1に示す。柱の軸方向力は3~4層の建物の1階における平均的な軸応力度を40 kg/cm<sup>2</sup>程度と考え、柱1本につき2.4tとした。水平力は3英載荷とし、3階から3:2:1の比に加力した。軸方向力および水平力の加力英で、摩擦力を防ぐためローラ

ー又はテフロンを用いた。荷重履歴は1層部枚角を基準として、約1/1000で3回、2/1000で3回、4/1000で5回、8/1000で3回、16/1000で正負のくり返し力を加えた後、大変形をよえて実験を終了した。

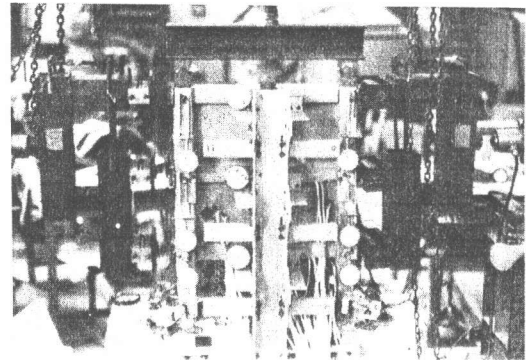


写真1 加力方法

### 5. 実験結果

実験結果を一覧表にして、表3および図6によって示した。また、表3には参考のため通常の設計で用いられることの多い各種強度式による計算結果を掲げ、実験結果と対比した。

表3. 実験結果一覧および実験値と計算値の比較

区分	試験体	曲げきれつ荷重		初ななめきれつ時せん断応力度 $\tau = Q/t \cdot l$									曲げ降伏時 <sup>*4</sup>		
		実験値 (tON)	実/計 <sup>*2</sup>	実験値 kg/cm <sup>2</sup>			実/計 (注応力度式)			実/計 (菅野式) <sup>*3</sup>			1層で kg/cm <sup>2</sup>	実/計 <sup>*5</sup>	1層部枚角 10 <sup>-3</sup> rad
(1)	102	2.8	0.77	17.7	20.0	17.4	0.72	0.82	0.71	0.62	0.70	0.86	—	—	—
	104	2.8	0.80	15.0	19.7 <sup>*1</sup>	18.0 <sup>*1</sup>	0.70	0.93 <sup>*1</sup>	0.84 <sup>*1</sup>	0.63	0.82 <sup>*1</sup>	1.06 <sup>*1</sup>	—	—	—
	106	3.0	0.81	13.0	21.4	16.5	0.53	0.87	0.68	0.43	0.71	0.77	—	—	—
	110	2.2	0.86	14.0	13.0	11.2	0.71	0.66	0.57	0.78	0.72	0.88	—	—	—
(2)	78D5	5.8	1.53	23.3	23.5	21.0	0.85	0.85	0.76	0.78	0.79	0.70	—	—	—
	78D5HW	7.1	1.82	20.5	26.3	25.0	0.79	1.02	0.86	0.66	0.85	0.72	—	—	—
(3)	202A	4.1	1.30	28.7	31.1	—	0.92	1.00	—	0.99	1.58	—	40.0	1.13	1.90
	302A	3.5	0.97	29.0	33.3	23.5	0.93	1.07	0.76	1.02	1.17	0.83	46.7	1.04	2.56
	402A	5.3	1.64	26.4	28.9	27.5	0.90	0.99	0.94	0.77	0.85	1.14	58.0	1.06	4.04
	602D5	5.7	1.38	27.7	27.2	24.2	0.83	0.81	0.72	0.71	0.69	0.61	43.7	1.10	3.76
3 ii)	402C	4.7	1.50	27.4	31.1	26.2	1.01	1.15	0.96	0.92	1.04	1.25	58.3	1.07	4.91
	402B	5.8	1.78	25.7	28.3	30.5	0.90	0.99	1.07	0.81	0.89	1.36	57.3	1.05	3.58
区分	試験体	壁板圧潰開始時		柱ななめきれつ時		最大荷重時			終局時			破壊モード			
		1層で kg/cm <sup>2</sup>	1層部枚角 10 <sup>-3</sup> rad	1層で kg/cm <sup>2</sup>	1層部枚角 10 <sup>-3</sup> rad	1層で kg/cm <sup>2</sup>	実/計 <sup>*6</sup>	実/計 <sup>*7</sup>	実/計 <sup>*8</sup>	1層部枚角 10 <sup>-3</sup> rad	1層で kg/cm <sup>2</sup>	1層部枚角 10 <sup>-3</sup> rad			
(1)	102	75.3 <sup>*1</sup>	8.51 <sup>*1</sup>	73.3 <sup>*1</sup>	7.66 <sup>*1</sup>	75.4 <sup>*1</sup>	1.33 <sup>*1</sup>	1.62 <sup>*1</sup>	1.10 <sup>*1</sup>	8.51 <sup>*1</sup>	68.7 <sup>*1</sup>	10.6 <sup>*1</sup>	1層壁ななめ方向圧潰		
	104	76.7 <sup>*1</sup>	8.51 <sup>*1</sup>	64.7 <sup>*1</sup>	6.00 <sup>*1</sup>	76.7 <sup>*1</sup>	1.44 <sup>*1</sup>	1.75 <sup>*1</sup>	1.10 <sup>*1</sup>	8.51 <sup>*1</sup>	58.7 <sup>*1</sup>	12.8 <sup>*1</sup>	"		
	106	76.0 <sup>*1</sup>	13.8 <sup>*1</sup>	76.7 <sup>*1</sup>	14.9 <sup>*1</sup>	76.7 <sup>*1</sup>	1.10 <sup>*1</sup>	1.45 <sup>*1</sup>	1.07 <sup>*1</sup>	14.9 <sup>*1</sup>	76.7 <sup>*1</sup>	14.9 <sup>*1</sup>	"		
	110	59.3 <sup>*1</sup>	12.8 <sup>*1</sup>	58.0 <sup>*1</sup>	10.6 <sup>*1</sup>	60.0 <sup>*1</sup>	1.01 <sup>*1</sup>	1.27 <sup>*1</sup>	0.81 <sup>*1</sup>	8.51 <sup>*1</sup>	58.0 <sup>*1</sup>	12.8 <sup>*1</sup>	"		
(2)	78D5	64.8 <sup>*1</sup>	6.49 <sup>*1</sup>	48.4 <sup>*1</sup>	3.87 <sup>*1</sup>	64.8 <sup>*1</sup>	0.62 <sup>*1</sup>	1.55 <sup>*1</sup>	0.86 <sup>*1</sup>	6.49 <sup>*1</sup>	49.2 <sup>*1</sup>	11.0 <sup>*1</sup>	せん断分離及び1層壁板隅部圧潰		
	78D5HW	72.2 <sup>*1</sup>	7.82 <sup>*1</sup>	68.4 <sup>*1</sup>	5.84 <sup>*1</sup>	73.4 <sup>*1</sup>	0.56 <sup>*1</sup>	1.42 <sup>*1</sup>	0.88 <sup>*1</sup>	7.29 <sup>*1</sup>	60.2 <sup>*1</sup>	11.0 <sup>*1</sup>	せん断分離破壊		
(3)	202A	48.0 <sup>*1</sup>	17.9 <sup>*1</sup>	50.7 <sup>*1</sup>	4.46 <sup>*1</sup>	54.0 <sup>*1</sup>	0.67 <sup>*1</sup>	1.09 <sup>*1</sup>	1.38 <sup>*1</sup>	14.3 <sup>*1</sup>	43.3 <sup>*1</sup>	18.9 <sup>*1</sup>	曲げ降伏後の1層壁板隅部圧潰		
	302A	63.3 <sup>*1</sup>	16.7 <sup>*1</sup>	49.3 <sup>*1</sup>	8.90 <sup>*1</sup>	63.3 <sup>*1</sup>	0.95 <sup>*1</sup>	1.32 <sup>*1</sup>	1.27 <sup>*1</sup>	16.7 <sup>*1</sup>	43.4 <sup>*1</sup>	17.8 <sup>*1</sup>	"		
	402A	72.7 <sup>*1</sup>	15.1 <sup>*1</sup>	68.0 <sup>*1</sup>	7.20 <sup>*1</sup>	72.7 <sup>*1</sup>	1.07 <sup>*1</sup>	1.42 <sup>*1</sup>	1.52 <sup>*1</sup>	15.1 <sup>*1</sup>	69.3 <sup>*1</sup>	17.3 <sup>*1</sup>	1層壁ななめ方向圧潰		
	602D5	-53.0 <sup>*1</sup>	-16.0 <sup>*1</sup>	59.8 <sup>*1</sup>	6.24 <sup>*1</sup>	-67.2 <sup>*1</sup>	0.52 <sup>*1</sup>	1.47 <sup>*1</sup>	1.52 <sup>*1</sup>	14.6 <sup>*1</sup>	49.8 <sup>*1</sup>	12.3 <sup>*1</sup>	1層壁板隅部圧潰		
(3)	402C	76.7 <sup>*1</sup>	9.00 <sup>*1</sup>	70.7 <sup>*1</sup>	6.27 <sup>*1</sup>	76.7 <sup>*1</sup>	1.28 <sup>*1</sup>	1.60 <sup>*1</sup>	1.26 <sup>*1</sup>	8.98 <sup>*1</sup>	-60.0 <sup>*1</sup>	-6.49 <sup>*1</sup>	1層壁ななめ方向の圧潰		
	402B	66.7 <sup>*1</sup>	18.0 <sup>*1</sup>	45.3 <sup>*1</sup>	4.44 <sup>*1</sup>	71.3 <sup>*1</sup>	1.12 <sup>*1</sup>	1.44 <sup>*1</sup>	1.17 <sup>*1</sup>	8.98 <sup>*1</sup>	-44.0 <sup>*1</sup>	-17.9 <sup>*1</sup>	せん断分離破壊による壁板の剥離		

(注) \*1 正、負どちらかの値 (-は負荷重時)  
 \*2  $M_c = (1.8\sqrt{F_c} + \sigma_0) \cdot Z_e$   
 \*3  $Q_c = \{0.043P_g + 0.0514\} \cdot F_c \cdot t \cdot l$  に53  
 \*4 柱脚部柱主筋ひずみに53

\*5  $M_y = 0.8 \cdot A_g \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2 A_w \sigma_{wy} \cdot D + 0.5 N D (1 - \sigma_0 / F_c)$   
 \*6  $Q_{u1} = 5.6 \cdot t^2 \cdot F_c / L + P_w \sigma_{wy} \cdot t \cdot h$  に53  
 \*7  $Q_{u2} = \{0.0679 \cdot P_{fc}^{0.23} (F_c + 180) / \sqrt{M/QD} + 0.12 + 2.7\sqrt{P_s \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0}\} \cdot b \cdot e \cdot j$   
 \*8  $M_{BU} = 0.9 \cdot A_g \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 A_w \sigma_{wy} \cdot D + 0.5 N D (1 - \sigma_0 / F_c)$

## 6. 破壊機構および性状に関する考察

### (1) 薄肉耐震壁のせん断破壊

壁厚が柱幅の1/4という薄肉の壁の場合のせん断破壊進展状況を(試験体104)写真2, 3に示した。

この場合のせん断破壊は、主要ななめめひび割れの上部隅角部にはじまる1層壁板の広範囲にわたる急激な圧潰により生じた。柱は圧縮側柱脚部になめめひび割れを生じたが、帯筋によって十分補強されていたので破壊は壁板内に限定された。壁板の破壊後耐震壁全体の水平耐力は大幅に低下したが、フレーム部分は健全で大変形に追随した。

1層梁中央部での荷重-水平変位曲線と包絡線として図2に示した。壁板圧潰によるせん断破壊の場合、強度、靱性のいずれに対しても壁筋の効果は認められない。壁筋の効果は、壁板部のひび割れ分散、したがって、ひび割れ幅の減少についてのみ顕著に認められた。

最大耐力は  $T_{max} = Q / \alpha l \approx 0.3 F_c \sim 0.4 F_c$  で、菅野の実験式による算定値に近い値を示した。

限界変形は、1層の部材角で  $11 \sim 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$  で破壊は急激に生じ、十分な靱性は期待できない。

### (2) 厚肉耐震壁のせん断破壊 — フレーム拘束が小

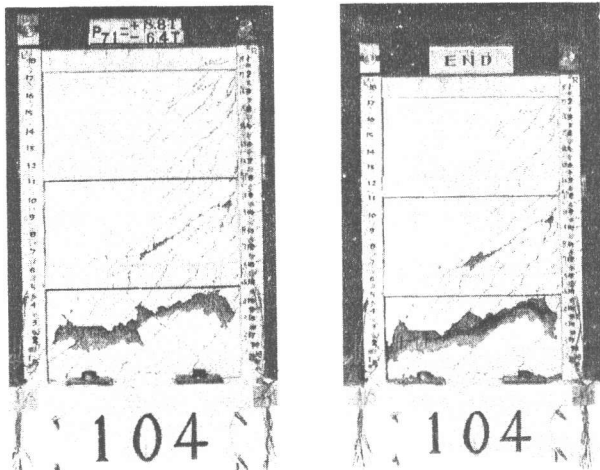
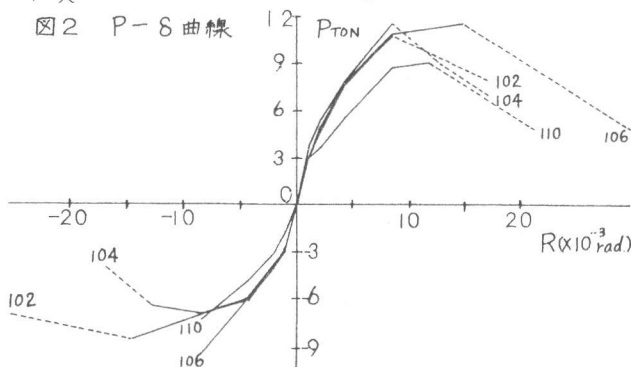


写真 2  $R = 17 \times 10^{-3} \text{ rad}$

写真 3  $R = 24 \times 10^{-3} \text{ rad}$

図2 P-S 曲線



さい78D5, 78D5HW にみられるせん断破壊は、2層から1層壁脚隅角部に向かうほぼ45°の角度をもった幅のある対角線なめめひび割れによって生じた。壁筋の少ない場合には、圧縮側および引張側柱にせん断力による著しい損傷が生じた。最大耐力は、壁筋比  $P_s = 0.1\%$  の場合  $T_{max} = 0.25 F_c$ ,  $P_s = 0.9\%$  の場合  $T_{max} = 0.28 F_c$  であり、この破壊に対しては壁筋が有益であると思われる。

### (3) 曲げ降伏後に生じる終局的破壊の性状

i) 一般的な場合 — 試験体202A, 302A, 402A 602D5 にみられる降伏荷重付近のまれつパターンを写真4(202A)および模式図3によって示した。

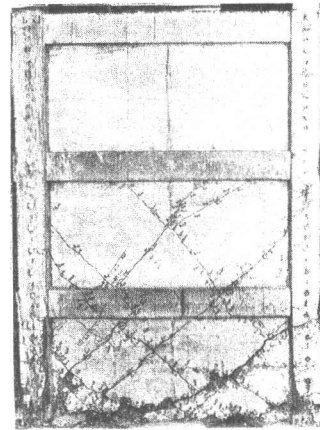
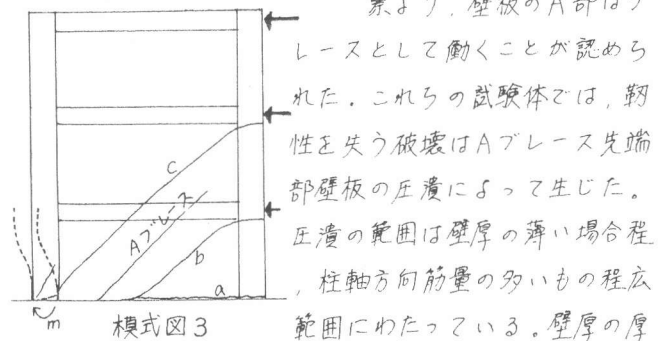


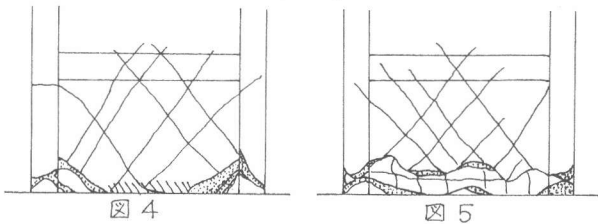
写真4(202A)



模式図3

曲げ降伏は図に示した、ひび割れbによって主として進行した。1層圧縮側隅角部へ向かう大まかなめめひび割れcが形成されると、圧縮側柱と壁板圧縮部とは平面保持を満たさなくなる。柱主筋、壁板コンクリートのひずみ測定およびまれつの観察より、壁板のA部はブレースとして働くことが認められた。これらの試験体では、靱性を失う破壊はAブレース先端部壁板の圧潰によって生じた。圧潰の範囲は壁厚の薄い場合程、柱軸方向筋量の多いもの程広範囲にわたっている。壁厚の厚い場合は、aのまれつが伸展しAブレースの幅を狭める傾向があり、cのまれつ幅が拡大し圧潰範囲も狭まる。Aブレース先端部の圧潰とともに応力の再配分が行われ、すでに存在していた圧縮側の柱脚部なめめひび割れが拡大し、柱脚部は水平方向に1~2mm程度のずれを生じた。それに伴って1層柱脚のなめめひび割れの先端部に局部的圧潰も生じたが何れの場合も軸方向力の保持は可能であり、柱の圧潰と考える必要はない。柱についてみれば、いわゆる極短柱のせん断引張破壊、せん断分離破壊と通称される破壊モードと考えられる。柱のせん断ずれは壁板の圧潰と同時に生じ何れが破壊の主原因とも見分け難かったが、柱のせん断

実験の知見からみて柱は必ずしもせん断終局状態に達しているとは思われないことなどから、耐震壁全体としての耐力低下の直接の原因は壁板の圧潰で、柱のせん断破壊はそれを引金として生じる結果であると考えられる。また、柱の破壊程度は、柱主筋量が少ない程、壁厚が大まに程著しい。限界状態をこえて更に正負くり返し大変形を強制した後の最終的破壊性状は、両側隅角部に生じた壁圧潰が壁脚部で結ばれ、図4のようになる。この破壊が激しく表われたときは、図5のように壁脚部に穴があき両側の柱は極端柱となって結果的にせん断破壊に至る。このような相違は限界変形をこえた部分での相違であり、部材耐力算定上は重要とは思われないが、限界変形をこえた状態での柱の健全性は耐震設計上重要な意味を持つ。



#### ii) 柱、壁板のせん断補強の影響

402Aから梁筋を除いた402C試験体も、本質的な破壊形態は402A試験体と同様である。異なる点は写真5に示すように、限界状態を与える壁板圧潰がAブレース先端部で生じず、3層頂部から1層脚部に向かって壁板を横断するななめれつに沿って生じたことである。また、この圧潰はAブレース先端部の圧潰部の圧潰より小さい部材角で生じたが、これは梁筋を除去したことによる周辺フレームの拘束剛性の減少に伴う応力集中によるものとも考えられる。このように梁筋の減少は壁板部の補強を極端に減らすことにつながり、限界変形を減少することがあると見られたので十分注意しなければならない。

402Aから柱帯筋を著しく減じた場合 ( $P_0 \approx 0.2\%$ ) は、降伏後の荷重くり返しに伴って壁板から圧縮側柱脚部を貫通するななめれつが発達し、耐震壁を分断する形で終局的な破壊が生じた。この破壊は除Rに進行するのが特徴である。また、一定変形でのくり返しの剛性低下が大きく、荷重-変形曲線で得られるループ面積は小さい。圧縮柱の脚部のせん断破壊は著しく、軸力の保持も困難となる。すなわち、柱帯筋量を極端に減らすと強度および限界変形の値には影響がなく

ても、破壊モードが変化し復元力特性の悪化および柱の健全性の低下を招く点に注意しなければならない。どの程度の帯筋量が妥当であるかは今後検討しなければならない。写真6に402B試験体の破壊状況を示す。

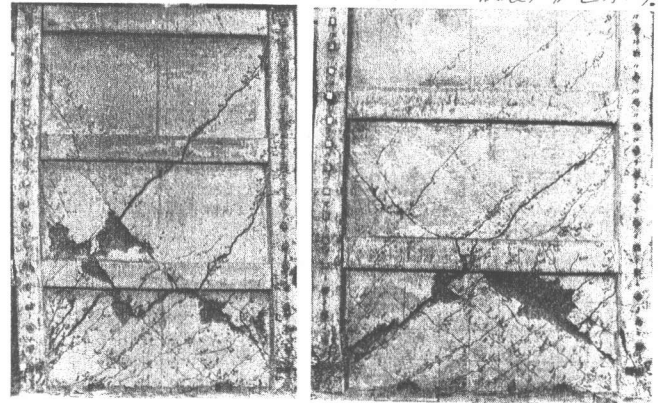
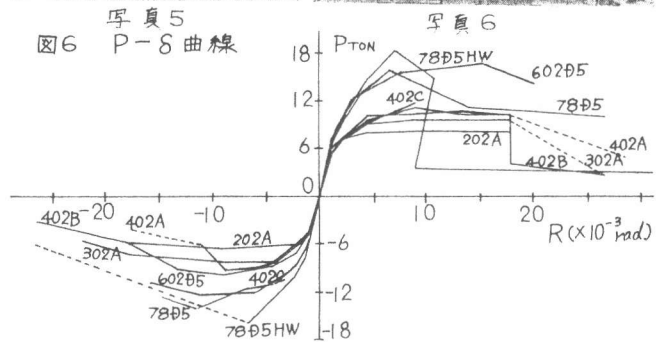


写真5  
図6 P-S曲線



#### 6. 結び

(1) 薄肉耐震壁のせん断破壊 — i) 壁厚が柱幅の1/4以下の場合、せん断破壊はすべて1層壁板のななめ圧縮力による広範囲の圧潰によって生じた。ii) 壁板圧潰後、耐力は大幅に低下したがフレーム部分は健全で更に大変形に耐えた。iii) この種の破壊に対して壁筋量は、強度・靱性の何れに対しても効果がなく、ななめれつ割れの分散およびひび割れ幅の減少に対してのみ有効であった。

(2) 厚肉耐震壁のせん断破壊 — 幅のある対角線ななめれつが生じた。この破壊に対しては、壁筋が有益であると思われる。

(3) 曲げ降伏後に生じる終局的破壊 — i) 曲げ降伏後、耐震壁は靱性に富む変形性状を示すが、靱性を失う直接の原因となるのは1層壁脚隅角部の圧潰である。ii) 1層壁脚隅角部の圧潰とともに、圧縮側柱脚のせん断破壊がひまおこされる。iii) 柱脚の破壊程度には柱の軸方向筋量が影響するように思われる。iv) 柱帯筋量が極端に少ないとき、大変形に当って柱軸力を保持することが困難になる。適切な帯筋量を見出すことは今後の課題である。  
(参考文献) 広沢 雅也 建築研究資料 No6 March 1975