

[93] 厚壁型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験

正会員 ○ 柚木 孝裕 (横浜国立大学大学院)

正会員 壁谷沢 寿海 (横浜国立大学工学部)

1 序

変形能力に依存する終局型の設計法を中高層の壁フレーム構造に適用する場合、骨組終局時に予想される耐震壁のせん断力に対して十分な安全率をもってせん断破壊しないように設計することが重要になる。この入力せん断力には、壁の曲げ耐力だけでなく、壁率、フレーム部分の設計、動的な増幅率などが関係し、耐震壁の設計用せん断力がかなり高くなる場合もある。³⁾

耐震壁のせん断破壊は、(1) 側柱を含む斜め引張破壊、(2) 壁板のスリップ破壊、(3) 壁板の斜め圧壊等があり、(1) は柱を含め通常の補強により、(2) は斜め筋と特別な補強により、それぞれの耐力の上昇あるいは破壊モードの防止が可能である。^{1) 2)} 一方、(2), (3) の耐力を上昇させる設計で比較的容易に採りうる手段としては、壁厚の変更が考えられる。

本研究は、耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏型を設定する壁フレーム構造の終局型設計を念頭において、比較的壁厚の厚い耐震壁の変動シアスパン型加力実験^{1) 2)}を行なったものである。壁板の配筋詳細のみをパラメータとして、その影響を検討するとともに壁厚の厚い場合のみ可能な斜め圧壊に対してじん性を確保する詳細の可能性(壁板コンクリートの拘束)を追求した。

2 実験計画

試験体の設計： 試験体は、中層建物の連層耐震壁最下層を対象とした約1/2.5のスケールで、側柱を含む1層1スパンの耐震壁4体(K7~K10)である。配筋詳細を図1に示す。断面寸法および配筋量は各試験体共通で壁板のせん断補強筋の配筋方法をパラメータとしている。(昨年の実験(K1~K6)^{1) 2)}では、断面を一定にし、鉄筋量、配筋の詳細をパラメータとして、耐力、破壊時のシアスパン比、崩壊モード等を検討した) 試験体K7は通常の配筋方法で、K8は対角配筋、K9はK7の壁筋の半分をX型

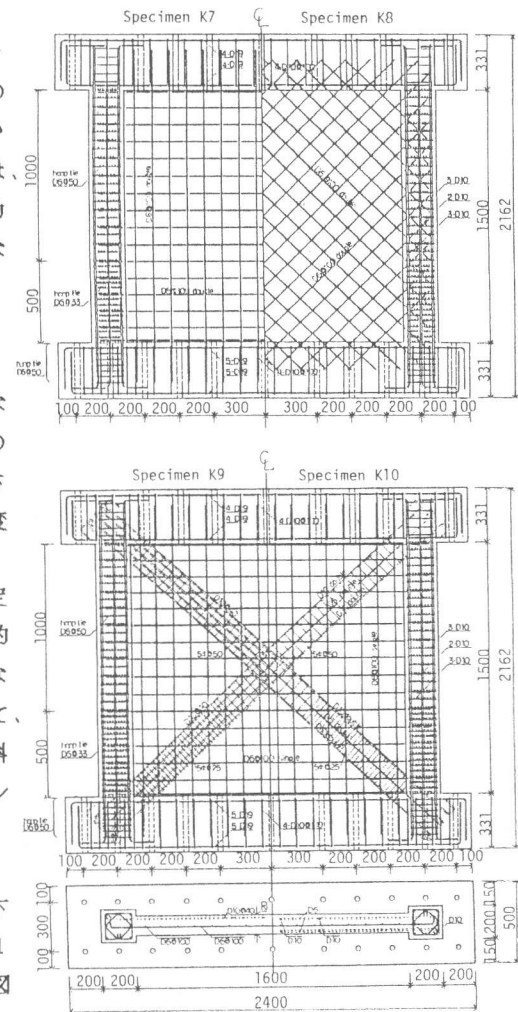


図1 配筋詳細

表2 使用材料の性質

(a) Steel			
Nominal Bar Size	Yield Strength (kg/cm ²)	Strain at Yield Strength	Tensile Strength (kg/cm ²)
5φ	2231	1307	3150
D6	3636	2267	5149
D10	3850	2096	5553

(b) Concrete			
Specimen	Compressive Strength (kg/cm ²)	Strain at Compressive Strength	Elastic Modulus (kg/cm ²)
K7, K8	204.8	0.00263	175000
K9, K10	222.0	0.00313	175000

表1 試験体一覧

Specimen	Main Bar (Pg%)	Column Hoop* (Pw%)	Wall-Panel Shear Reinforcement (Ps%)
K7			2-D6@100(0.53)
K8	8-D10(1.43)	3-D6(1.44)	2-D6@100(0.57)**
K9			D6@100 10-D10X(0.55)***
K10			D6@100 8-D10X, 4-D6X(0.55)***

* 0<h<500 : @33 500<h<1500 : @50

** diagonal arrangement

*** equivalent ratio including diagonal reinforcement

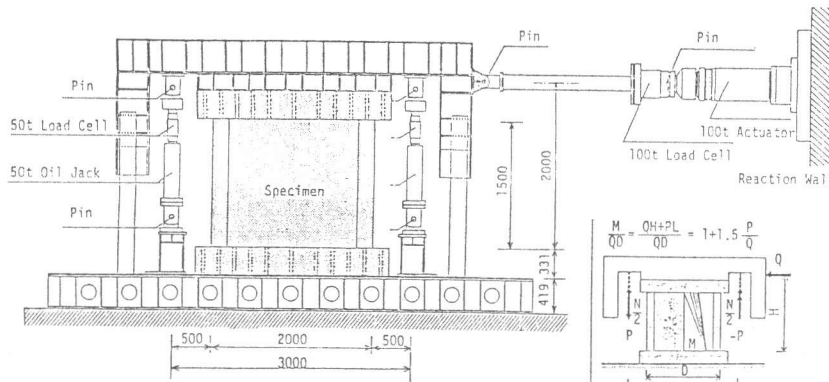


図2 加力方法

補強、K10はX型補強を柱状にしたものである。側柱の帯筋量は、壁が側柱に対して厚いため、側柱の破壊で耐力が決まらぬよう、また、圧縮側コンクリートの拘束効果及び主筋座屈防止のため、特に内のり高さの1/3以下の範囲で割増した。表1に試験体一覧を示し、表2に使用材料の素材試験結果を示す。

加力方法： 両端の鉛直方向のオイルジャッキにより、ほぼ7層の建物の最下層に相当する定軸力（ $N = 40\text{tf}$ ， $\sigma_0 = 14.7\text{kg/cm}^2$ ）を与え、これを維持し、図2の小図に示すようにアクチュエーター（7サイクルまでは、容量、正負75tonを、それ以降は、正100ton、負50tonのアクチュエーターを使用）による水平力と両端のジャッキを独立に制御することによって、繰返し加力ごとのシアスパン比を変動させる。シアスパン比は、壁フレーム構造の静的、動的な弾塑性解析を参考に、変形部材角 $R = 1/100$ の一定振幅の繰返しを中心に表3に示すように2.0から徐々に小さくし、最終的に脆性的な破壊（終局せん断耐力）となるようにした。その後に変形部材角 $R = 1/50$ の繰返し加力も行なっている。

測定方法： 図3に変位測定位置を示す。試験体上部での全体の水平変位、両側柱の鉛直変位の他、試験体の高さ方向に6つの要素に分割し、それぞれの両側柱の軸方向変形、水平変形等を測定した。

3 実験結果

破壊性状： 図4に変形角 $R = 1/100$ ， $M/QD = 0.5$ の繰返し加力後における各試験体のひびわれ状況を示す。破壊性状は、各試験体とも変形角 $R = 1/250$ ， $M/QD = 2.0$ の繰返し加力では、まず曲げひびわれが柱脚部から壁板脚部にかけて発生し、後に曲げせん断、せん断ひびわれが、前後して発生した。変形角 $R = 1/100$ ， $M/QD = 2.0 \sim 0.75$ の繰返し加力では、繰返しごとにひびわれは壁板上部にまで進展し、その数も増すものの、

安定した曲げ降伏型の挙動を示した。 $M/QD = 0.625 \sim 0.5$ の繰返し加力で、脆性的なせん断破壊（壁板の斜め圧壊、スリップ破壊等）が予想されたが、壁板においてはわずかなコンクリートの剝離はあったものの、明らかな破壊の様子はみられず安定していた。

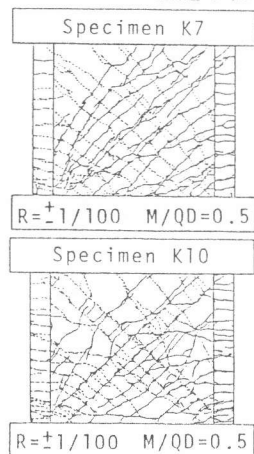


図3 ひびわれ状況

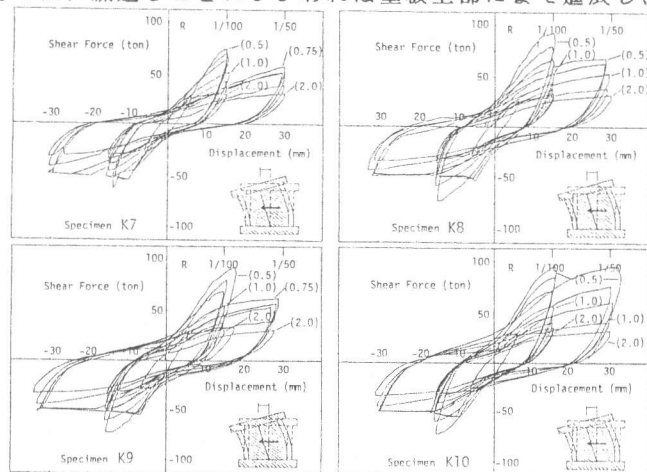
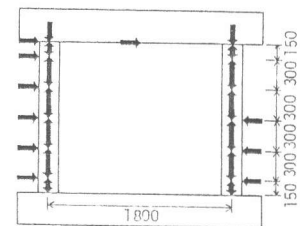


図5 せん断力と水平変位の関係

表3 加力プログラム

Load Cycle	Max. Rot. Angle	M/QD	Actuator
1	1/250	2.0	Qmax +75ton -75ton
2	1/100	2.0	
3	1/100	1.75	
4	1/100	1.5	
5	1/100	1.25	
6	1/100	1.0	
7	1/100	0.75	Qmax +100ton -50ton
8	1/100	0.625	
9	1/100	0.5	
10	1/50	2.0	
11	1/50	1.5	
12	1/50	1.0	
13	1/50	0.75	
14	1/50	0.5	



→ : displacement relative to base
↕ : axial deformation

図4 変位の測定位置

その後の $R = 1/50$ の繰返し加力では、側柱や壁板のコンクリートが剥離、剥落し、鉄筋が露出するなど、破壊は進み、 $M/QD = 1.0 \sim 0.5$ で対角引張破壊 (K7)、スリップ破壊 (K8)、斜め圧壊 (K9) した。K10については、脆性的な破壊の様子は観測されなかった。

荷重-変形関係： 図5にせん断力と水平変位の関係を示す。変形角 $R = 1/100$ の繰返しでは、 M/QD の減少に伴いせん断力は上昇する。変形角 $R = 1/50$ の繰返しでは、 $M/QD = 1.0$ までの繰返しにおける最大せん断力は、変形角 $R = 1/100$ の繰返しでの耐力と比較すると、各試験体ともほぼ等しいかまたはそれ以上となっている。変形角 $R = 1/50$ 、 $M/QD = 1.0$ までの繰返し加力で耐力が落ちないのは、変形角 $R = 1/100$ の繰返しでせん断破壊しなかったため、鉄筋の歪硬化による曲げ耐力の上昇によるためと考えられる。負方向の加力でせん断力が上昇しないのは、アクチュエーターの容量が限界に達し、 M/QD を大きくして変形を合わせたためである。

曲げ変形-せん断変形： 側柱の伸縮量から求めた曲げ変形と頂部水平変位に対する残余として定義したせん断変形の履歴を、それぞれベースモーメントとせん断力との関係で、図6に示す。曲げ変形は紡錘形であり、せん断変形は逆S字型を呈したスリップ型である。変形角 $R = 1/100$ の繰返しでの曲げ変形とせん断変形の比率を図7に示す。 M/QD の減少にともないせん断変形量は大きくなっている。K8のせん断変形量が小さいのは、柱・壁板脚部での曲率が大きいことで、斜め筋 (対角配筋) は脚部に集中する変形を抑制するのにあまり寄与していないものと考えられる。

耐力の比較： 表4に、本実験の耐力を昨年の実験¹⁾²⁾と比較して示す。実験値は、変形角 $R = 1/100$ 、 $M/QD = 2.0$ における最大モーメントとその後の M/QD との関係から計算されるほどには上昇していない (図8)。各試験体とも、 $M/QD = 0.75$ までのせん断耐力はほぼ等しいが、その後の耐力は、通常の配筋方法と異なる K8~K10は大きい。表4から、変形角 $R = 1/50$ の繰返しでは、厚壁の K7~K9は $R = 1/100$ 時の67~78%の耐力を保持していた。特にK10は、 $R = 1/100$ 時と等しい耐力を有しており、耐力及び変形能力について優れた挙動を示した。厚壁の試験体は、直接の比較はできないが、一般に最大耐力時の平均せん断応力度は、通常の壁厚のもの (K1~K6) より高い値となっている。

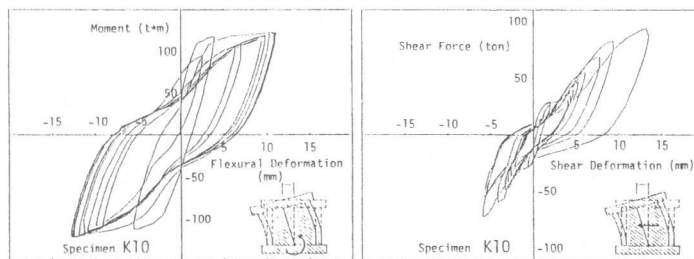


図6 曲げ変形とせん断変形

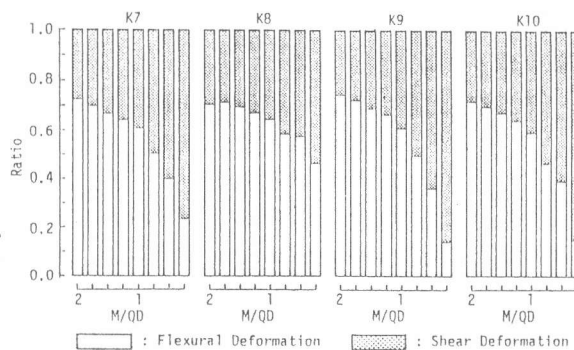


図7 曲げ変形とせん断変形の比率

表4 試験体の各種強度

Specimen	Flexural Strength			Shear Strength		() : Stress (kg/cm ²)		
	Cracking Moment (ton·m)	Yield Moment (ton·m)	Maximum Moment (ton·m)	Cracking Shear (ton)	Maximum Shear* (ton)	Failure Mode*** (M/QD)	Maximum Shear** (ton)	M/QD
K1	36.2	71.8	85.5	15.2(7.3)	45.0(21.6)	DC(0.75)	22.6(10.9)	-1.5
K2	37.4	86.6	116.1	12.3(5.9)	49.0(23.6)	SS(1.0)	25.2(12.1)	-2.0
K3	37.1	107.7	149.8	15.3(7.4)	55.2(26.5)	SS(1.0)	24.4(11.7)	-1.0
K4	37.4	86.0	130.6	18.2(8.8)	52.0(25.0)	SS(1.0)	23.9(11.5)	-2.0
K5	38.7	83.4	115.9	15.0(7.2)	59.9(28.8)	DC(0.75)	27.4(13.2)	-1.5
K6	37.0	106.7	144.9	20.2(9.7)	74.3(35.7)	DC(0.75)	45.6(21.9)	-1.0
K7	36.0	60.4	120.3	19.5(7.2)	75.3(27.7)	DT(0.5)	58.7(21.6)	-0.75
K8	36.0	77.6	121.5	20.8(7.6)	93.0(34.2)	SS(0.5)	68.3(25.1)	-0.5
K9	42.0	85.2	120.5	21.3(7.8)	27.0(34.2)	DC(0.5)	61.3(22.8)	-0.75
K10	36.8	90.4	122.4	27.0(9.9)	95.4(35.1)	—	94.8(34.9)	-0.5

* Maximum Shear Force at $R=1/100$ *** SS : Sliding Shear Failure
 ** Maximum Shear Force at $R=1/100$ DC : Diagonal Compression Failure
 DT : Diagonal Tension Failure

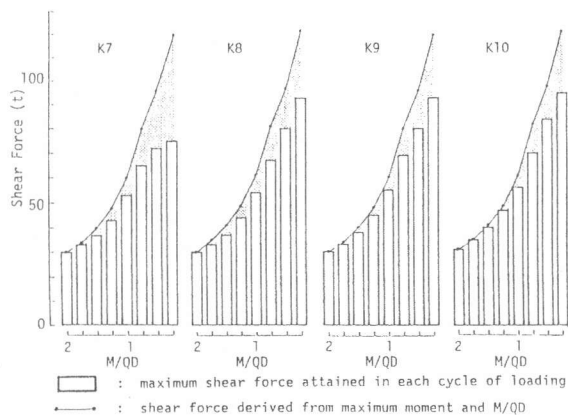


図8 最大曲げモーメント時のせん断力と実験値との比較

対角方向の変形： 図9に側柱の伸縮量と水平変位から算出される対角方向の伸縮量とせん断力の関係を、図10に圧縮歪とM/QDの関係をそれぞれ示す。 $M/QD = 2.0 \sim 1.5$ では、対角方向の圧縮歪は小さい値を示すが、 $M/QD = 1.25 \sim 1.0$ 付近から、圧縮量は大きくなる傾向がある。 $R = 1/100$ の繰返し最大耐力時の圧縮歪は、 $0.17 \sim 0.27\%$ であり、コンクリートの最大応力時の歪にほぼ近い値となっている。 $R = 1/50$ では、K10を除いて圧縮歪 0.50% 程度を境に耐力低下する傾向にある。

エネルギー吸収能： 試験体の吸収エネルギーは、 M/QD により変化する仮定の水平力の高さ、つまり反曲点位置での水平変位と水平力との積（仕事）で表わされる。変形角 $R = 1/100$ の繰返しごとに計算されるエネルギー量を、 $R = 1/100$ の繰返しごとの曲げ変形によるものとせん断変形によるものを分離して図11に示した。各試験体とも、 M/QD の減少に伴い、せん断変形によるエネルギー吸収量は増加する傾向にあるが、曲げ変形によるものは減少する。全体による吸収量は、曲げ変形によるものが大部分を占めていることから全体としての吸収量も小さくなる。通常配筋のK7は、補強方法の異なる他の試験体と比較し、 M/QD の大きいときにはやや小さめで、 M/QD の減少による全体の吸収量の低下も大きい。

4 まとめ

1) 試験体は、変形角 $R = 1/100$ の繰返し加力 ($M/QD = 2.0 \sim 0.5$) では、明らかな破壊の様子はみられず、曲げ降伏型の安定した挙動を示した。その後の変形角 $R = 1/50$ の繰返しでは、 $M/QD = 1.0 \sim 0.5$ で、K10を除き、斜め引張破壊、スリップ破壊あるいは斜め圧壊したものの、破壊後の急激な耐力低下もみられず、軸力も十分に保持していた。

2) 厚壁の試験体は、壁板より先に側柱を破壊させないように側柱を十分にせん断補強を行えば、最大耐力時の平均せん断応力度は上昇し、 $R = 1/50$ でも、 $R = 1/100$ 時の最大耐力の70%前後という耐力を保有しているなど、耐力及び変形能力において良好な挙動を示している。

3) 厚壁や配筋詳細をかえることによって、スリップ時の耐力は上昇し、破壊モードは斜め圧壊へと移行する。さらに、斜め筋を拘束（壁板コンクリートの拘束）する詳細ことによって、斜め圧縮に対して、じん性を確保しうることを明らかにした。

<謝辞> 御指導いただいた東京大学工学部 青山博之教授、小谷俊介助教授、横浜国立大学工学部 末永保美教授、実験及びデータ処理に御協力いただいた横浜国立大学工学部若林誠氏に感謝します。本研究は、文部省科学研究費総合研究（A）（代表者、東京大学青山博之教授）及び奨励研究（A）（代表者、壁谷沢 寿海）の一部により行なわれた。

<参考文献>

- 1) 緒方、壁谷沢 『曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験』 第6回コンクリート工学年次講演会論文集 1984
- 2) 杣木、緒方、壁谷沢 『鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン型加力実験』 その1～その3、昭和59年 関東支部研及び大会学術講演梗概集
- 3) 緒方、壁谷沢 『鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型構造計画』 第7回コンクリート工学年次講演会論文集 1985

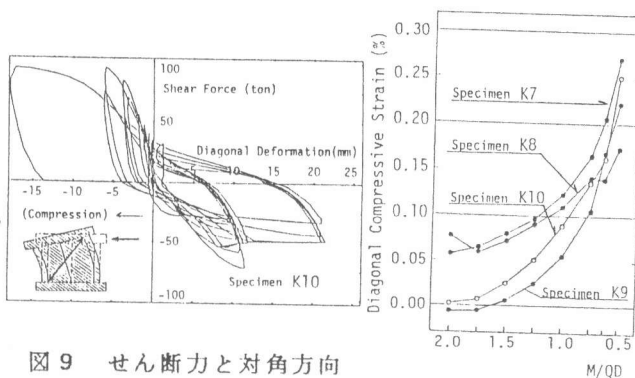


図9 せん断力と対角方向の伸縮量の関係

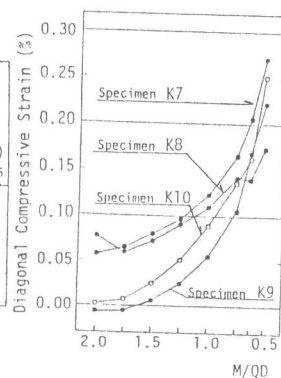


図10 対角方向の圧縮歪とM/QDとの関係

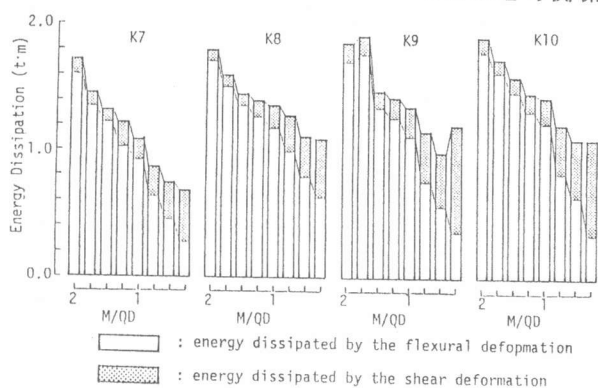


図11 エネルギー吸収能の比較