

(34) 曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する実験的研究

— 異なるシアスパン比の繰返し荷重下での弾塑性挙動について —

○ 緒方 恭子☆ 壁谷沢 寿海☆☆

1 序

耐震壁を含む鉄筋コンクリート建物の耐震設計では、大地震時にも弾性応答するように十分な強度（壁量）を確保する設計も可能であるが、中高層の建物では一般にこの強度抵抗型の設計は困難な場合も多い。大地震時での塑性変形を許容する設計（終局強度設計）では、応答変位をある限度内に抑えるのに必要な強度（保有耐力）とともに降伏後の繰返し荷重下でのじん性（変形能力）を確保することになる。鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計手法としては、壁の崩壊モードとして、曲げ降伏あるいは基礎回転等じん性のある崩壊モードを設定し、骨組終局時に耐震壁に入力する可能性のあるせん断力に対してせん断設計し、十分なじん性を確保する設計手法が考えられる。

耐震壁に入力する可能性のあるせん断力は、外力の分布を仮定すれば、各部材の終局強度にもとずいて、静的な弾塑性解析で（略算的にも）算出することが可能である。しかし、動的な応答では、高次モードの影響により外力分布は一次モード時のものとは異なり、したがって耐震壁に入力するせん断力も変動する。壁の終局強度設計では、動的に入力するせん断力を把握し、十分な安全率を見込んでせん断破壊を防止することが重要になる。一方、特に曲げ降伏する耐震壁のせん断設計では、予想される繰返し荷重下での復元力特性を把握し、じん性のある配筋詳細設計を行なう必要がある。

本研究は、耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏を設定する壁フレーム構造の終局強度設計を念頭において、耐震壁の静加力実験を行なったものである。中層建物の連層耐震壁の最下層をとり出し、動的な応答で予想される曲げ降伏時のせん断力のレベル（シアスパン比）が変化するときの応力状態で繰返し加力を行ない、シアスパン比、配筋量、詳細と耐力、変形能力の関係を把握する。

2 実験計画

2.1 試験体の設計

試験体は、連層耐震壁の最下層を約1/2.5のスケールでとり出した側柱を含む1層1スパンの耐震壁6体（K1～K6）である。図1に示す断面寸法は各試験体共通で、配筋量及び詳細をパラメータとしている。表1に試験体一覧を示す。

試験体K1、K2、K3は、柱の主筋量を1:2:3として曲げ耐力をパラメータとし、曲げ降伏時のせん断力に対して終局せん断設計を行なったものである。方法の詳細は省略するが、壁率の異なる壁フレーム構造を想定し、骨組終局時（壁脚、柱脚、はり曲げ降伏）に予想されるせん断力に対し、安全率を見込んで略算的な終局せん断耐力式によりせん断補強筋量を決定する。これを参考に結果的にせん断補強筋の比率も1:2:3とした。

試験体K4、K5、K6では、せん断補筋の量及び補強方法をパラメータとした。K4は、柱はK2、壁はK3と同じ配筋とした場合であり、K5、K6は、それぞれK2、K3に対応し、同量の鉄筋量で、1/2の壁筋をX型補強としたものである。

配筋詳細の例を図1(K2、K6)に示す。柱帯筋量は、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、柱主筋量(曲げ降伏時の圧縮力)に応じて十分な量を配筋し、特に内のり高さ1/3以下の範囲で割増した。上下のはりは加力用及び基礎として剛となるよう、通常より過大な断面、配筋としている。

2.2 試験体の製作、使用材料

試験体は、はり、柱、壁を一体に横打ちで、K1~K3、K4~K6をそれぞれ同時に打設した。鉄筋はSD35、コンクリートは骨材の最大粒径10mm普通コンクリートを用いている。使用材料の性質、材料試験の結果を表2に示す。K1~K3のコンクリート強度は、設計強度(210kg/cm²)よりもやや低い。

2.3 加力方法

壁フレーム構造の曲げ降伏する連層耐震壁最下層で水平荷重時に予想される応力状態で、さらに異なるシアスパン比による繰返し加力を行なうために、図2に示す加力方法を用いた。試験体上部のはりに緊結した鉄骨の加力治具の両側に2台の鉛直方向のオイルジャッキ(反力床)、及び水平方向のアクチュエーター(反力壁)を取付ける。いずれも押し引きが可能で、両端にピンがある。これらを独立に制御することにより、任意の比率で軸力、せん断力、モーメントを試験体に与えることができる。

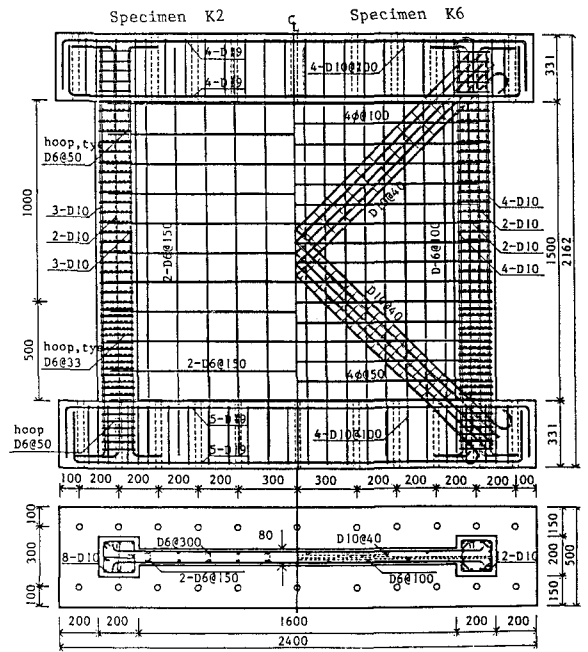


図1 試験体の配筋詳細

表1 試験体一覧

Specimen	Column		Wall-Panel
	Main Bar (Pg %)	Hoop* (Pw %)	Shear Reinf. (Ps %)
K1	4-D10 (0.71)	2-D6 (0.96)	D6 @150 (0.27)
K2	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @150 (0.53)
K3	12-D10 (2.14)	4-D6 (1.92)	2-D6 @100 (0.80)
K4	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @100 (0.80)
K5	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	D6 @150, 6-D10X (0.53)**
K6	12-D10 (2.14)	4-D6 (1.92)	D6 @100, 10-D10X (0.83)**

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

** equivalent ratio including diagonal reinforcement

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)
D6	4032	0.0027	5363
D10	3995	0.0023	5677

(b) Concrete

Specimen	Compressive Strength (kg/cm ²)	Strain at Compressive Strength	Elastic Modulus (kg/cm ²)	Tensile Strength (kg/cm ²)
K1-K3	196	-	-	15.5
K4-K6	212	0.0028	175000	16.3

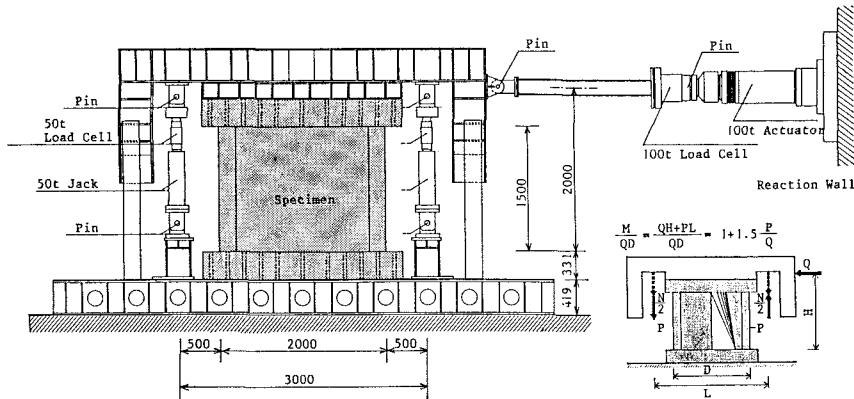


図2 加力方法

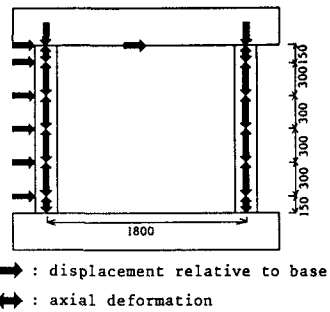
表3 加力プログラム

Load Cycle	Max. Rot. Angle	M/QD
1	1/250	2.0
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
8	1/50	2.0
9	1/50	1.5
10	1/50	1.0

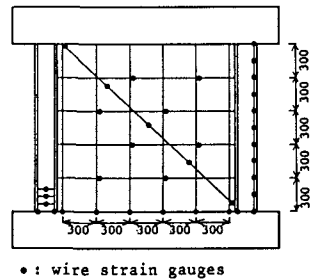
実験では、両端のジャッキによりほぼ7層の建物に相当する定軸力 ($N = 40t$, $\sigma_0 = 19.23 \text{ kg/cm}^2$) をまず与える。これを保ちつつ、図2 (小図) に示すようにアクチュエーターによる水平力と両端のジャッキによる対称モーメントを異なる比率で制御することにより、荷重のシアスパン比を変動させる。シアスパン比は、壁フレーム構造の静的、動的な弾塑性解析を参考に、変形部材角 $R = 1/100$ の一定振幅の繰返しを中心に、表3に示すように2.0から徐々に小さくし、最終的に脆性的な破壊 (終局せん断耐力) となるようにした。その後変形部材角 $1/50$ での繰返し加力も行なっている。

2.4 測定方法

図3 (a) に変位の測定位置を示す。試験体上部での全体の水平変位、両側柱の鉛直変位の他、試験体を高さ方向に6つの要素に分割し、それぞれの両側柱の軸方向変形、及び水平変形を測定した。これらにより、曲げ変形とせん断変形、軸方向変形や曲率分布等の詳細な各部変形が得られる。



(a) Location of Displacement Gauges



(b) Location of Wire Strain Gauges

図3 測定位置

図3 (b) に鉄筋の歪の測定位置を示す。壁脚及び正方向引張側柱主筋で縦方向の鉄筋の歪分布を測定する。その他の測定位置は、壁板の横補強筋、斜め筋、圧縮側柱の帯筋等である。

3 実験結果

3.1 破壊経過

図4に、変形部材角 $R = 1/100$ の繰返し加力 ($M/QD = 2.0 \sim 0.75$) 後における試験体のきれつ状況を示す。各試験体ともほぼ以下に示す破壊経過をたどった。 $R = 1/250$ の繰返しでは、曲げきれつが発生した後、曲げせん断、せん断きれつが前後して発生する。引張側柱の曲げきれつは、試験体の曲げ耐力が高いほどよりせまい間隔で上部にまで生じている。

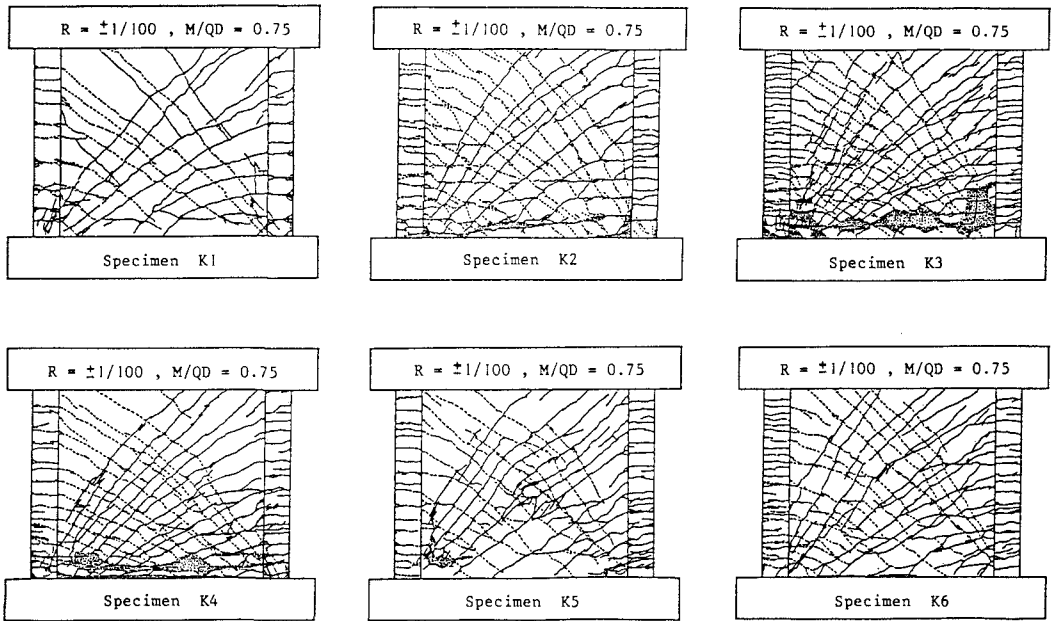


図4 きれつ状況

$R = 1/100$ 、 $M/QD = 2.0$ の繰返しでは、 $R = 1/250$ のひびわれより曲げひびわれの数がやや増え、圧縮側壁板の斜め上部にせん断ひびわれが新たに生じた。 $M/QD = 1.75 \sim 1.25$ ではひびわれ状況あまり変わらず安定した曲げ降伏型の挙動を示した。 $M/QD = 1.0 \sim 0.75$ では、圧縮側壁板脚部の斜め圧壊あるいは、壁板脚部全体のスリップ破壊等脆性的な破壊をした。各試験体の破壊モード及びその時の M/QD を表4中に示す。X型補強のK6のみ $M/QD = 0.75$ の繰返しの後も明らかな圧壊の様子はみられなかった。この後の $R = 1/50$ の繰返し加力では、各試験体とも壁板の破壊は進んだが、軸力は十分に保持し、柱脚の圧壊したK1、K4以外、耐力は低下したものの、繰返し荷重下でも安定した挙動を示した。

3.2 耐力の比較

各試験体の曲げひびわれ、曲げ降伏、曲げ終局時のモーメント（実験値、計算値）及びせん断ひびわれ、せん断終局時のせん断力及び平均せん断応力度（実験値）を表4に示す。

曲げ耐力の計算値は、ファイバーモデルにより平面保持を仮定した解析により求めた値である。終局モーメントは、曲率分布がモーメントに比例すると仮定して、変形部材角 $R = 1/100$ に相当する曲率（ $\phi = 0.00017 \text{ 1/cm}$ ）時の値をとった。

せん断耐力については、破壊モード、 M/QD 、配筋詳細等を考慮した解析により、稿を改めて検討するが、表4中に示した平均せん断応力度と $Pw \cdot fy$ を比較すると、K2、K3、K4では、壁板の全せん断補強筋量が有効とはなっていないのに対し、X型配筋のK5、K6では、補強により有効に耐力が上昇している。

また、 $R = 1/100$ の繰返し加力における M/QD とせん断力の最大値の関係を図5に示す。

K1、K5、K6は、 $M/QD = 0.75$ 、K2、K3、K4は、 $M/QD = 1.0$ で最大せん断耐力となる。図中に示した折線は、 $M/QD = 2.0$ で達成した最大モーメントと其後の M/QD から計算されるせん断力である。両者を比較すると、 $M/QD = 1.5 \sim 1.25$ ではほぼ等しいが、 $M/QD = 1.0 \sim 0.75$ では実験値が低くなっており、 M/QD の変化に対してせん断力が曲げ降伏時のそれほどにまで上らないまません断で耐力が決まる傾向にある。

3.3 復元力特性

各試験体のせん断力と水平変位の関係を図6に示す。変形部材角 $R = 1/100$ の繰返しでは、 M/QD が小さいほどせん断力が上昇しているが、壁板の斜め圧壊あるいはスリップ破壊等が生じた後の繰返しでは、耐力が低下している。 $R = 1/50$ の繰返しは、壁板破壊後の主に側柱の耐力でかなり安定した挙動を示している。なお、K6の負方向でせん断力が上昇しないのはアクチュエーターの引張側容量のためで、容量に達した時点で M/QD を大きくして変形を合せた。

M/QD を2.0から0.75に変化させた変形角 $R = 1/100$ の繰返しにおけるベースモーメントと水平変位の関係を図7に示す。K1、K5、K6では、モーメントがあまり低下せず安定したループとなっているのに比べて、K2、K3、K4では、 M/QD が小さい繰返しでもせん断力が比例的には上昇しないため、徐々にモーメントが低下している。

表4 耐力の比較

(a) Flexural Strength

Specimen	Cracking Moment (ton*m)	Yield Moment (ton*m)	Maximum Moment (ton*m)	Cracking Moment (ton*m)	Yield Moment (ton*m)	Maximum Moment (ton*m)
K1	36.2	71.8	85.5	32.1	59.5	74.3
K2	37.4	86.6	116.1	32.1	83.7	109.5
K3	37.1	107.7	149.8	32.1	106.8	142.9
K4	37.4	86.0	130.6	32.8	87.4	120.2
K5	38.7	83.4	115.9	32.8	85.1	107.9
K6	37.0	106.7	144.9	32.8	109.6	142.6

(b) Shear Strength

Specimen	Cracking Shear (ton)	Maximum Shear (ton)	Failure Mode* (M/QD)	Cracking Stress** (kg/cm ²)	Maximum Stress** (kg/cm ²)	Pw*fy*** (kg/cm ²)
K1	13.9	45.0	DC(0.75)	9.5	28.1	10.8
K2	12.3	49.0	SS(1.0)	8.1	30.6	21.5
K3	18.7	55.2	SS(1.0)	11.2	34.5	32.3
K4	15.0	52.0	SS(1.0)	11.4	32.5	32.3
K5	15.0	59.9	DC(0.75)	9.3	37.4	21.2
K6	20.2	74.3	DC(0.75)	11.4	46.4	33.6

* DC : Diagonal Compression Failure
 SS : Sliding Shear Failure
 ** Effective Area : $t \cdot l_w$ (t : wall thickness, l_w : total depth)
 *** Pw : Shear Reinforcement Ratio in Wall-Panel
 fy : Yield Stress of Shear Reinforcement

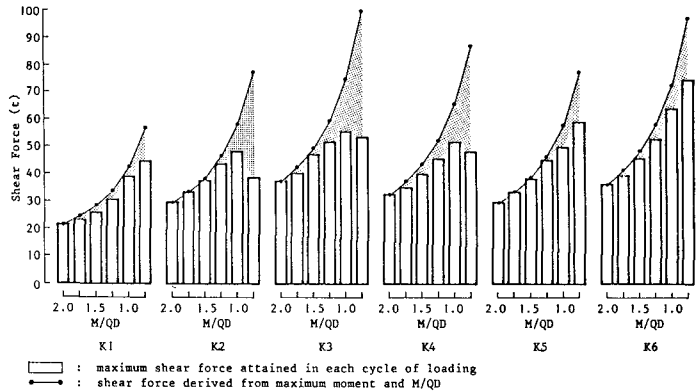


図5 最大せん断力と M/QD の関係

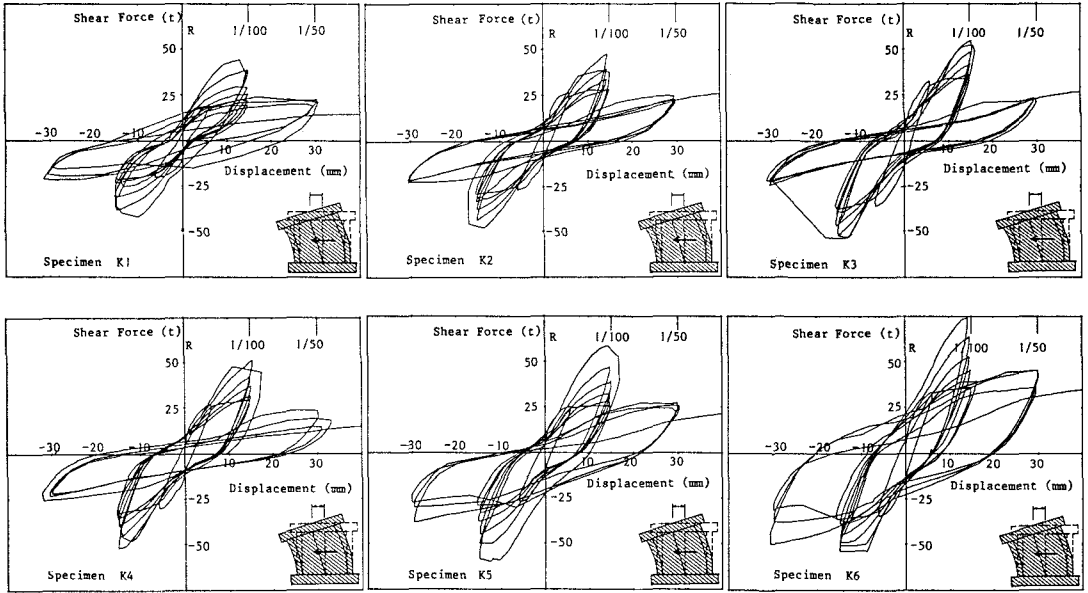


図6 せん断力と水平変位の関係

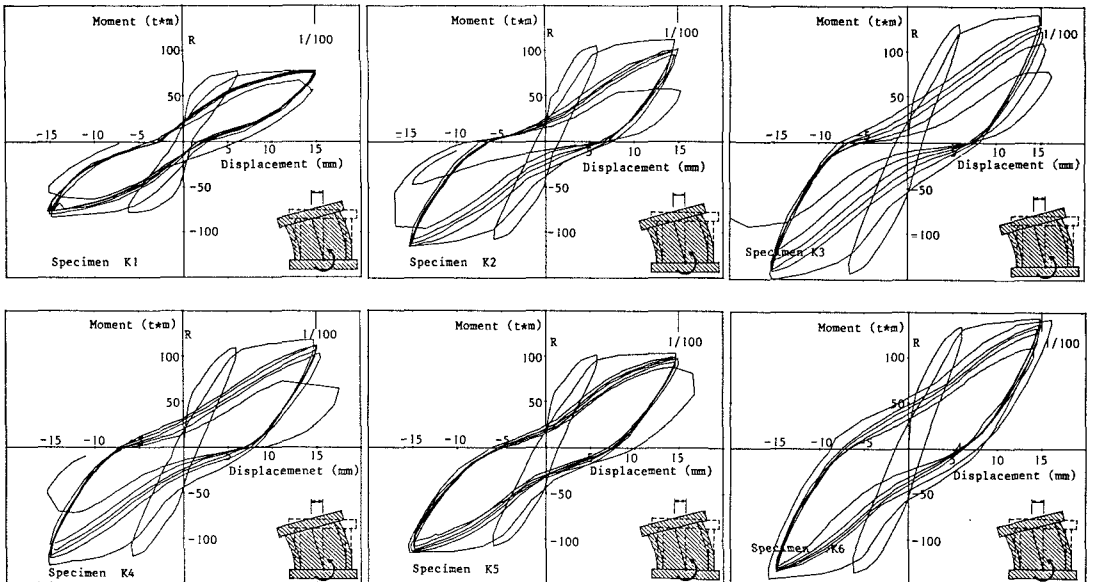


図7 モーメントと水平変位の関係

3.4 曲げ変形とせん断変形

全体の水平変位に占める曲げ変形とせん断変形の割合を、高さ方向に6区間で測定した側柱伸縮量から次のように算定した。すなわち、図8に示すように、平面保持を仮定して各区間での平均曲率を求め、これにより生ずる水平変位を曲げ変形によるものとする。

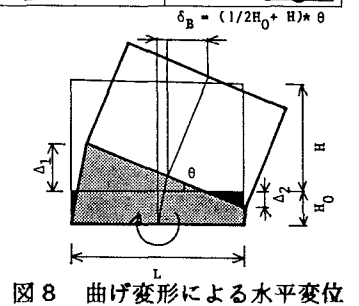


図8 曲げ変形による水平変位

せん断変形は、全体の水平変位から曲げ変形を除いたものとする。図9に高さ方向の曲率分布の例(K2)を示す。

変形角 $R = 1/100$ における曲げ変形とせん断変形の比率と M/QD の関係を図10に示す。

せん断変形の占める割合は、 M/QD が $2.0 \sim 1.0$ において、K1では $24 \sim 37\%$ であるのに対し、K3では $37 \sim 64\%$ であり、曲げ耐力が高いほど大きく、 M/QD の減少による増加率も大きい。

曲げ変形、せん断変形それぞれの履歴として、図11にベースモーメントと曲げ変形の関係、図12にせん断力とせん断変形の関係の例(K1、K3)を示す。

K1の曲げ変形の履歴形状は、K3に比べ絶対値が大きく、除荷の早い段階で前の繰返しと同じ履歴をたどるが、K3では繰返しごとに絶対値が小さくなり、前の履歴をたどらずに最大点をめざす傾向がある。K1のせん断変形の履歴形状は紡錘形であるが、K3では著しいスリップ型である。曲げ及びせん断ともK5、K6がK1に、K2、K4はK3に近い履歴形状であった。

平面保持仮定によるモーメント-曲率関係の解析を実験結果と比較して図13に示す。実験結果

(K1、K2、K3)の曲率は、壁脚部(高さ15cm)の軸方向変形より求めた。K3ではこの部分より上部に変形が集中したため、 $R = 1/250$ での曲率が小さい。

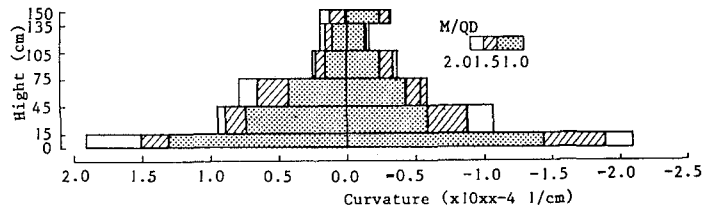


図9 鉛直方向の曲率分布 (K2)

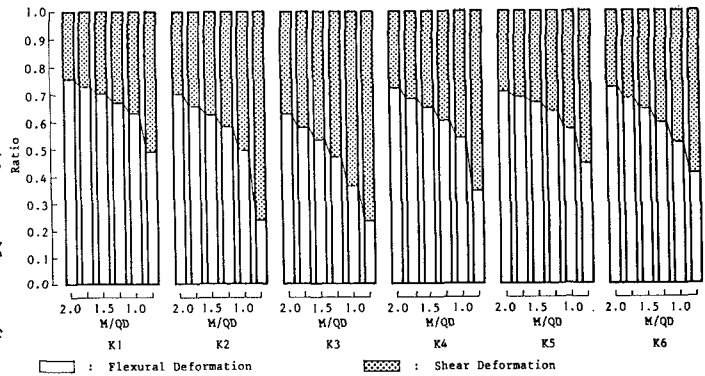


図10 曲げ変形とせん断変形の比率

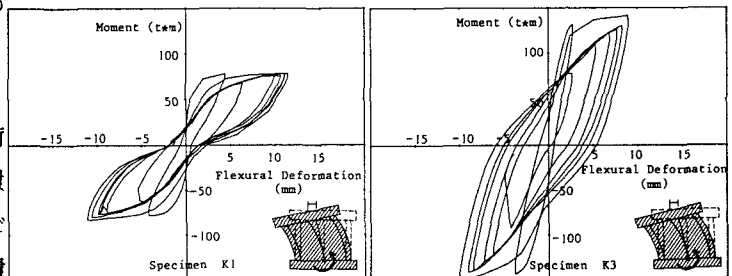


図11 モーメントと曲げ変形の関係

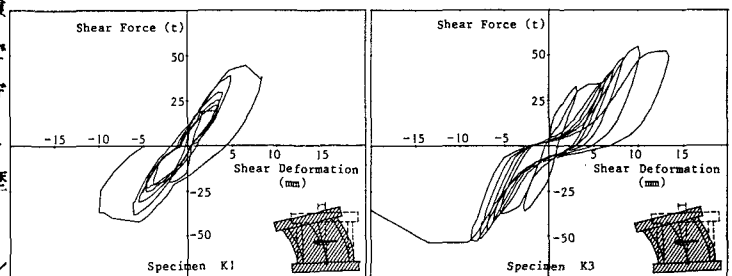


図12 せん断力とせん断変形の関係

3.5 軸方向変形の履歴

ベースモーメントと側柱の軸方向変形の関係の例 (K1、K2、K3) を図14に示す。K1、K2、K3の順に絶対値は小さくなるが、履歴の特徴は、引張側から除荷して圧縮側で剛性が回復する点にある。すなわち、K1、K2、K3の順に変形ゼロの付近で剛性の回復するモーメントが高くなる。これらは、縦筋量の違いによるもので、引張側から圧縮側の加力となるときひびわれが閉じてコンクリートが圧縮力を負担する前に引張降伏した鉄筋が負担する圧縮力のレベルを示す。

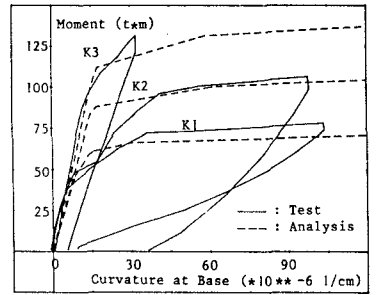


図13 モーメント-曲率関係の解析

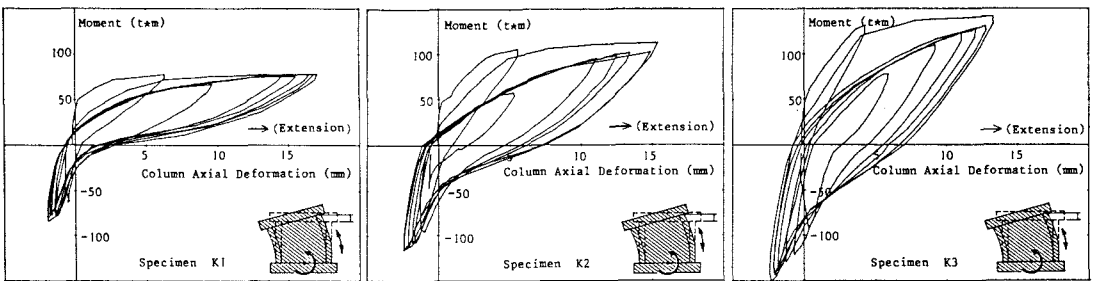


図14 モーメントと軸方向変形の関係

3.6 エネルギー吸収能の比較

変形角1/100の繰返し加力の各サイクルで、試験体が変形履歴により吸収したエネルギーを比較する。試験体の吸収エネルギーは、図15に示すように、外力の仕事として、水平力を水平変位で、対称モーメントを回転角でそれぞれ積分したものの和と考えることができる。これは、試験体を与えたモーメント図を水平力のみで与えたとしたときの仮定の水平力の高さ位置H (M/QDにより変化する)での水平変位で、せん断力を積分したものに等しい。図16には、このように計算される

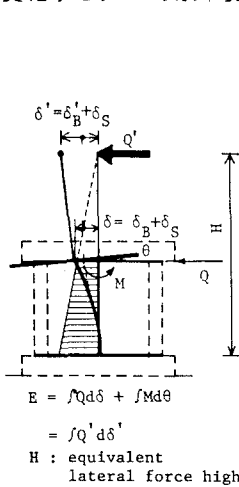


図15 エネルギーの算定

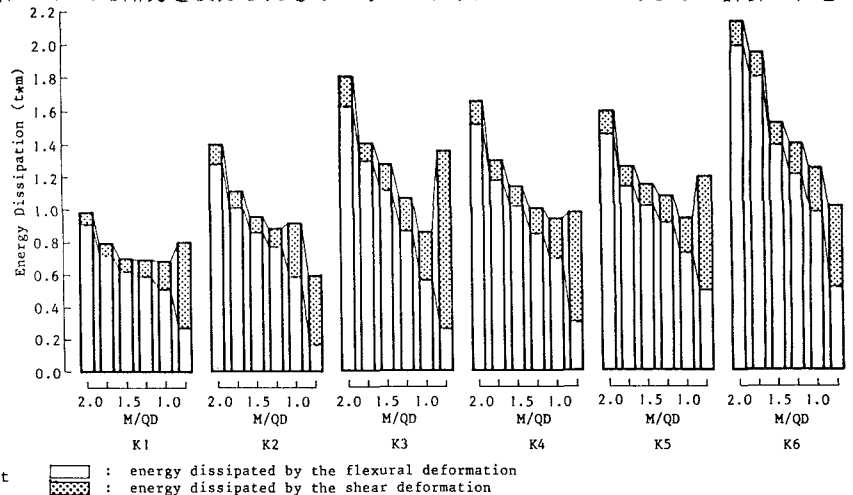


図16 エネルギー吸収能の比較

エネルギー量を、曲げ変形によるものとせん断力変形によるものを分離して示したが、曲げ変形は仮想の水平力位置の変形となり、前出の試験体上部での変形比率とはやや意味が異なる（せん断変形は同じ）ことに注意する。

せん断変形によるエネルギー吸収は $M/QD = 1.0$ になるまで徐々に増加し、 $M/QD = 0.75$ ではK6以外急激に増加する。（ $M/QD = 0.75$ の加力では、脆性破壊により変形角が $1/100$ で制御できなかったため、全体の絶対値が急激に増えているものもある。）試験体の吸収エネルギーは、曲げ変形によるものが大部分を占める。この割合は各試験体ともほぼ共通しており、 $M/QD = 2.0 \sim 1.25$ で90～85%、 $M/QD = 1.0$ で70～75%である。K2、K3等でエネルギー吸収量が M/QD とともにかなり減少するのは、曲げ変形の占める割合が減少することに対応する。すなわち、 $R = 1/100$ の変形角に小さな曲げ変形で到達するようになるからである。X型配筋のK5、K6はK2、K3と比較して大きなエネルギー吸収能力をもっている。

3.7 鉄筋の歪状況

引張側柱主筋は、変形角 $1/250$ よりやや小さい変形で最初に降伏し、降伏変形は曲げ耐力が低いほど小さい。壁縦筋は、 $R = 1/250$ で危険断面の $1/3 \sim 2/3$ が降伏する。壁の横補強筋降伏は、 $R = 1/100$ （ $M/QD = 2.0$ ）の段階ではどの試験体でもほとんどみられない。 $R = 1/100$ （ $M/QD = 0.75$ ）の繰返し後には、K1～K4の横補強筋は大部分の測定位置で降伏する。K5、K6では、 $M/QD = 0.75$ でも横補強筋の降伏は少なく、斜め筋が $M/QD = 2.0$ で引張側脚部から中央にかけて降伏する。

4 結論

- (1) 試験体は変形角 $1/100$ 、 $M/QD = 2.0 \sim 1.25$ の繰返しで曲げ降伏型の安定した挙動を示し、 $M/QD = 1.0 \sim 0.75$ で斜め圧壊、スリップ破壊等脆性的な破壊をした。その後、 $1/50$ の繰返しでも軸力を保持し安定していた。
- (2) 曲げ耐力は曲げ理論の計算値にほぼ等しい。せん断耐力は通常の横補強筋の試験体では横補強筋の全断面がせん断力を負担するほどには上昇しない。X型補強は、有効にせん断耐力に寄与する。
- (3) 曲げ変形とせん断変形の比率は、 M/QD 、破壊形式に関連する。
- (4) 軸方向変形は、縦筋量によりその履歴形状が決まる。
- (5) 試験体のエネルギー吸収量の大部分は曲げ変形による。 M/QD が小さくなるとせん断変形によるエネルギー吸収量は増えるが、曲げ変形が小さくなるため全体量は減少する。
- (6) 壁のせん断補強筋をX型とした試験体は、同量の横補強筋量の試験体と比較し、耐力、変形能力、エネルギー吸収等で明らかに良好な挙動を示した。

<謝辞> 実験及びデータ整理に御協力いただいた横浜国立大学 楠木孝裕氏に感謝します。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）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。

EXPERIMENTAL STUDY ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE
SHEAR WALLS YIELDING IN FLEXURE
--- INELASTIC BEHAVIOR UNDER THE REVERSED LOAD
OF DIFFERENT SHEAR SPAN TO DEPTH RATIOS ---

Kyoko OGATA* and Toshimi KABEYASAWA*

In the ultimate-state design of a wall-frame structure, the brittle shear failure should be prevented by making the shear strength of the wall higher than the maximum shear carried by the wall at the formation of mechanism in a ductile failure mode. The possible maximum shear force in the wall yielding in flexure (i.e. shear span to depth ratio) during an earthquake response may change due to the effect of dynamic magnification.

This paper reports on the test results of reinforced concrete shear walls with boundary columns representing the first-story shear wall of the proto-type medium-rise wall-frame structure. The effects of the reinforcement detail and the shear span to depth ratio of loading on the inelastic behavior of the wall are studied.

Tested were six two-fifth shear walls (Table. 1) in which the ratio of flexural and shear reinforcement and the detail of shear reinforcement were varied. The specimens were subjected to constant-amplitude gravity load and reversed static shear and moment (Fig. 1) which corresponded to the moment distribution of the wall in the first story of the proto-type wall-frame structure. The shear span to depth ratio of loading (M/QD) was varied from 2.0 through 0.75 under constant deformation amplitude (rotation angle=1/100) reversals simulating the change of input shear force in flexural yielding (Table. 3).

Ductile behaviors after flexural yielding were observed in all the specimens when M/QD of the reversed load was from 2.0 through 1.25. Brittle shear failure due to diagonal compression or sliding shear in the wall-panel occurred when M/QD was 1.0 or 0.75 (Fig. 4). The flexural strength of the specimens could be evaluated by the flexural theory (Table 4.a). The increase in shear strength obtained with the addition of horizontal and vertical reinforcement was not so large as the computed on the assumption that all the shear reinforcement was effective to the shear strength. However, the diagonal shear reinforcement was found to be fully effective to the shear strength (Table 4.b).

The greater part (90%) of the total energy input to the specimens was dissipated by the flexural deformation of the wall under larger M/QD of loading (Fig. 16). The ratio of the flexural deformation to the total deformation decreased with M/QD (Fig. 10) causing lower energy dissipation capability under the loading of small M/QD . The specimens with diagonal shear reinforcement showed higher shear strength and energy dissipation capability than the conventionally reinforced specimens with the same reinforcement ratios.

* Department of Architecture, Faculty of Engineering,
Yokohama National University