

[2068] 耐震壁の最大せん断耐力と復元力特性

正会員 ○柳下和男(戸田建設原子力室)

福沢六朗(戸田建設原子力室)

千葉 脩(戸田建設原子力室)

羽鳥敏明(戸田建設原子力室)

1. まえがき

原子炉建屋の主耐震要素である耐震壁は、一般建築物に用いられている耐震壁に比べて壁補強筋量が多く、かつ軸力をも負担しており、その復元力特性は必ずしも十分に把握されるまでには至っていない。筆者らは、このような高配筋耐震壁の復元力特性の基本的な性状の検討を目的として、壁補強筋比、軸応力度、シャースパン比およびコンクリート強度をパラメータとして組み合わせて、系統的に耐震壁の実験を行ってきた。

本論文は、1) まず上記の実験および結果の概要を述べ、これらの実験データを基に、2) 耐震壁の最大せん断耐力について論じ、その評価式を提案し、3) 更にせん断変形の復元力特性に関して、無次元化包絡線・無次元化固有ループで評価できることを示したものである。

2. 実験概要

2.1 試験体およびパラメータ

試験体の基本形状は図-1に示すように、厚さ(t)が8cmの耐震壁の両側に30cm×30cmの側柱、上部に30cm×30cmの加力ばりを有する1層1スパンの耐震壁架構である。柱心々距離(D)は200cm、基礎スラブ上端から加力ばり心までの高さはシャースパン比(M/QD)によって変化し、M/QD=0.6の場合は図-1に示すように120cmである。試験体数は合計27体であり、パラメータに関するマトリックスとして表-1に示す。各パラメータの範囲は以下の通りである。

- 1) 壁補強筋比 $p_w = 0 \sim 2.8\%$
- 2) 軸応力度 $\sigma_0 = 0, 20, 40 \text{ kg/cm}^2$
- 3) シャースパン比 $M/QD = 0.4, 0.6, 0.8$
- 4) コンクリート強度 $F_c = 240, 360 \text{ kg/cm}^2$

2.2 加力および計測システム

加力装置の概要を図-2に示す。水平加力は、試験体の両側の反力壁に設置した2台のサーボ・アクチュエータを用い、加力用鉄骨を介して試験体の加力ばりに均等な水平力が加わるようにし、コンピュータ・オンライン・システムにより、変形制御で正負交番繰返し加力を行った。軸方向加力は、コンクリートブロックおよびゴムマットを介して側柱と耐震壁の軸応力度が等しくなるように考慮し、サーボ・アクチュエータを用いて一定軸力を加えた。

表-1 試験体一覧

$P_w(\%)$	0	0.3	0.6	0.8	1.2	1.6	2.0	2.4	2.8
M/QD									
0.4			○		○		○		
0.6	△○□	○	△○□	○	△○□	○	△○▽	○	○
0.8			○		○		○		

△: $\sigma_0=0\text{kg/cm}^2$ ○,▽,◇: $\sigma_0=20\text{kg/cm}^2$ □: $\sigma_0=40\text{kg/cm}^2$
 ▽: Longitudinal reinforcement ratio of column = 1.2%
 ◇: $F_c=240\text{kg/cm}^2$ the others 360kg/cm^2

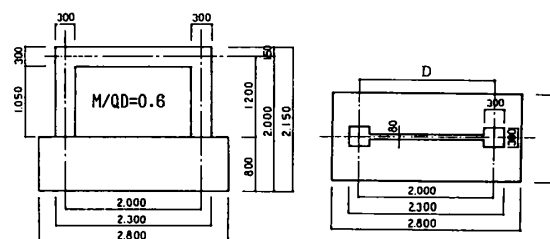


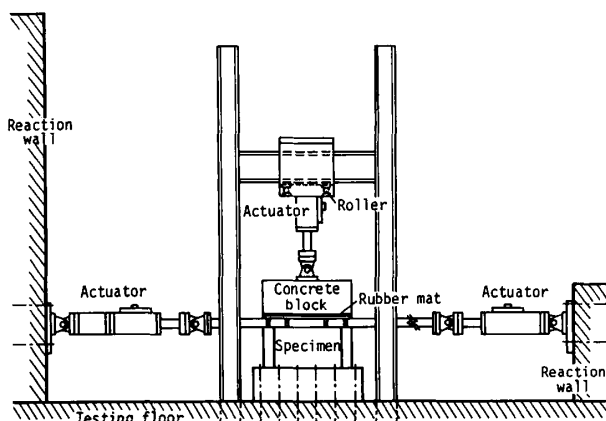
図-1 試験体の基本形状

変形の測定は、曲げ変形・せん断変形の分離、耐震壁の相対すべり等が検出できるように変位計を設置して行い、ひずみの測定は、耐震壁および側柱の主要な鉄筋と、耐震壁のコンクリート表面にW.S.G.を貼付して行った。これらの測定・記録もコンピュータ・オンライン・システムにより自動的に行った。

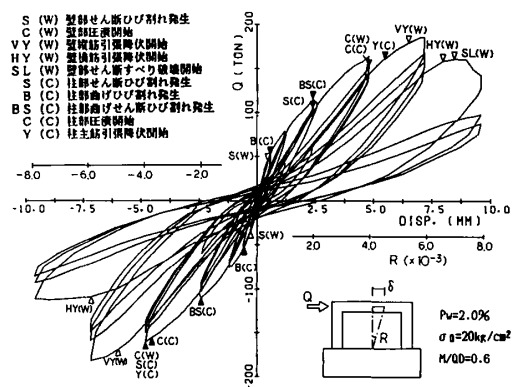
2.3 実験結果の概要

荷重－変形関係の例を図－3に、耐震壁が破壊した時のひび割れ状況の例を図－4に示す。実験経過を要約すると概ね次のように書くことができる。

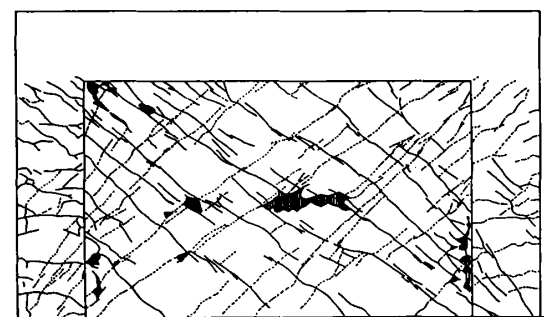
1) まず部材角 $(0.15 \sim 0.5) \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 位で耐震壁にせん断初ひび割れが発生し、2) 次に部材角 $(0.25 \sim 1.0) \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 位で引張側柱脚部に曲げ初ひび割れが発生する。3) 強制変形の増大に伴い、部材角 $4.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 程度までひび割れが増加・進展し、4) この時点になると引張側柱主筋の降伏、圧縮側柱脚部の圧潰、耐震壁の圧潰が発生し始める。5) 最大せん断耐力に達する部材角は $(4.0 \sim 8.0) \times 10^{-3} \text{ rad.}$ であり、6) この部材角或いはこれを越えた部材角での繰返し加力で、耐震壁の圧潰が顕著になる。7) 最終的な破壊は図－4(a)、(b)に示すように、何れの試験体も耐震壁のせん断破壊であり、壁補強筋量の少ない試験体では、対角線状のひび割れが開き圧潰部分が拡大してせん断圧縮破壊を生じ、壁補強筋量の多い試験体では、圧潰部分を結ぶように水平にすべり破壊面が形成されせん断すべり破壊に至った。8) 壁補強筋に降伏が生ずる部材角は、補強筋量によってかなりの違いが見られ、次章で述べるように最大せん断耐力時に至っても壁補強筋が降伏しなかった試験体も少数ながらあった。



図－2 加力装置概要

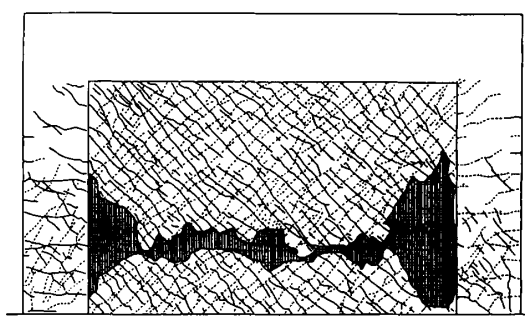


図－3 荷重－変形関係



$P_v=0.3\%, \sigma_s=20\text{kg/cm}^2, M/QD=0.6, R=8 \times 10^{-3}$

(a) 壁補強筋量の少ない試験体



$P_v=2.0\%, \sigma_s=20\text{kg/cm}^2, M/QD=0.6, R=8 \times 10^{-3}$

(b) 壁補強筋量の多い試験体

図－4 最終ひびわれ状況

3. 最大せん断耐力

3. 1 最大せん断耐力に与える各パラメータの効果

最大せん断耐力に与える壁補強筋の補強効果として、図-5に示すように壁補強筋量の増加に伴い最大せん断耐力が直線的に増大するという結果が得られ、その寄与分は $p_w \sigma_y / 2$ (σ_y は壁補強筋の降伏応力度)で評価することができ、同図に併記した弾塑性FEM解析結果でも同様の傾向が得られた。なお図中に破線で囲んだ試験体($p_w \geq 2.4\%$)は、最大せん断耐力時に至っても壁補強筋が降伏しなかったものであり、補強筋の効果が十分発揮できず $p_w \sigma_y / 2$ の傾きから外れたと考えられる。従って壁補強筋の補強効果が期待できる範囲として、 $p_w \sigma_y \leq 6.0\sqrt{F_c}$ の制限を設けた。

軸応力度の効果としては図-6に実線で示したように、最大せん断耐力上昇への寄与分はほぼ σ_o で評価することができ、同図に見られるようにFEM解析でも同様の結果が得られた。図中に破線で囲んだ試験体は、側柱主筋或いは壁補強筋が最大せん断耐力時に至っても引張降伏しなかったものである。

シャースパン比の及ぼす影響としては、図-7に示すように M/QD が小さいほど最大せん断耐力が直線的に大きくなるという結果が得られ、その傾きは図中に実線で示したように $4M/QD$ で評価することができる。また同図に見られるように、FEM解析から得られた傾きもほぼこれに類似している。

コンクリート強度の影響に関しては、図-8中の各々破線で囲んだ2つの試験体を比較して分るように、最大せん断耐力を $\sqrt{F_c}$ で除すことにより、その影響をほぼ取り除くことができる。また同図に併記したFEM解析からも、同様の評価が得られた。

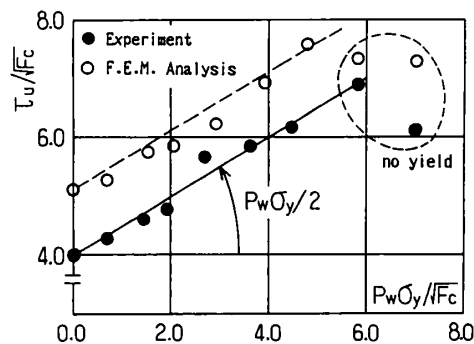


図-5 壁補強筋の補強効果

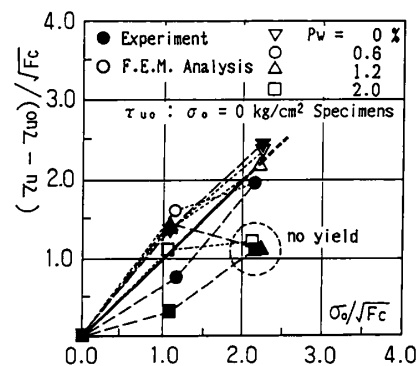


図-6 軸応力度の効果

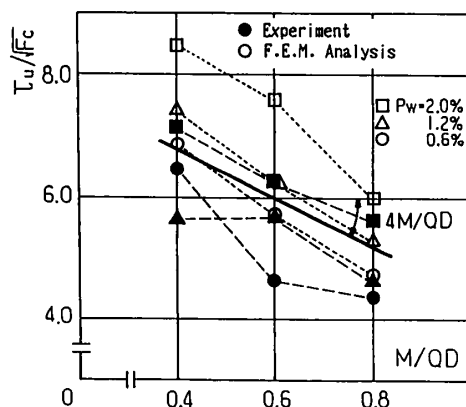


図-7 シャースパン比の影響

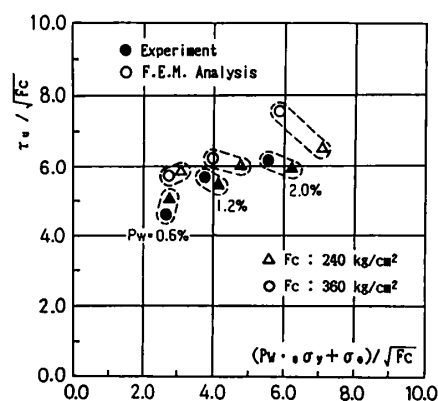


図-8 コンクリート強度の影響

3. 2 最大せん断耐力の評価

耐震壁の最大せん断応力度($c\tau_u$)は、コンクリートの負担分(τ_c)、壁補強筋による補強効果分(τ_s) および軸応力度による耐力上昇分(τ_o) の和で与えられるという仮定に基づき、前節で述べた各パラメータの効果を導入して下記の推定式を作成した。

なおコンクリート負担分(τ_c) の項に関しては、 $\tau_s = \tau_o = 0$ 、 $M/QD = 0.6$ の時の τ_c を、実験結果から $2.7\sqrt{F_c}$ と評価して与えた。

$$c\tau_u = \tau_c + \tau_s + \tau_o \quad ; \quad c\tau_u = cQ_u / tD \quad (1)$$

$$\tau_c = 2.7\sqrt{F_c} (1.9 - 1.5M/QD) \quad ; \quad M/QD = 0.4 \sim 0.8 \quad (2)$$

$$\tau_s = \rho_w \sigma_y / 2 \quad ; \quad \rho_w \sigma_y \leq 6.0\sqrt{F_c} \quad (\rho_w \leq 2.4\%) \quad (3)$$

$$\tau_o = \sigma_o \quad ; \quad \sigma_o = 0 \sim 40 \text{ kg/cm}^2 \quad (4)$$

この推定式の適合性を検討するため、本実験および他機関で実施された既往の実験のデータを用い(合計74体)、最大せん断応力度の実験値($e\tau_u$)と推定式による計算値($c\tau_u$)との比較を行ったものが図-9である。この図から分るように、 $e\tau_u$ と $c\tau_u$ は良く一致しその殆どが $\pm 20\%$ の範囲に入っている。 $e\tau_u / c\tau_u$ の平均値および標準偏差は、本実験データで1.04および0.08、他機関を含めた全データでは1.01および0.18となった。

従って上記推定式は、耐震壁の最大せん断耐力を良好に評価し得ると考えられる。

他機関のデータについては参考文献[1]を参照されたい。なお他機関の実験で柱のみに軸力を加えている場合、計算に用いる σ_o としては、全軸力を耐震壁と両側柱の合計断面積で除した値を用いた。

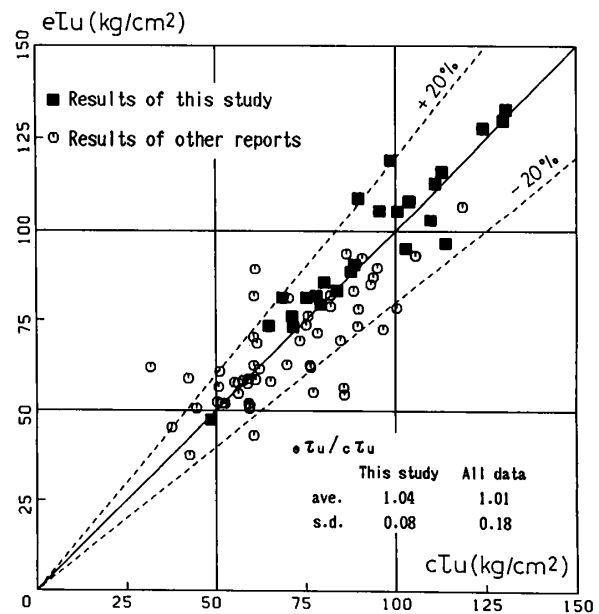


図-9 $e\tau_u$ と $c\tau_u$ の比較

4. せん断変形に関する復元力特性

本実験では、せん断変形が全体変形の大部分を占めており、また全試験体ともせん断破壊をしたことから、ここではせん断変形に関する復元力特性について検討を行う。

4. 1 包絡線の評価

最大せん断耐力に達した時のせん断変形部材角(γ)の値を図-10に示す。何れの試験体ともほぼ近い値を示しており、その平均値は $4.8 \times 10^{-3} \text{ rad}$. であった。

各試験体の荷重-せん断変形関係の包絡線を、最大せん断耐力およびその時の変形で無次元化して描いたものが図-11である。何れの試験体も類似した曲線を示しており、これらは図中に実線で示したTri-linear型の折れ線で表わすことができると考えられる。折れ曲り点の座標はそれぞれ、第1折れ曲り点(0.075, 0.3)、第2折れ曲り点(0.5, 0.8)とした。

これらの折れ曲り点と実験結果を比較すると、第1折れ曲り点については、壁補強筋量の少ない試験体では対角線状にせん断ひび割れが発生した時点、壁補強筋量の多い試験体では数本のせん断ひび割れが発生した時点に対応している。また第2折れ曲り点については、耐震壁に圧潰が

発生した時点、或いは中央部の壁補強筋が降伏し始めた時点に対応している。この折れ線による包絡線と実験結果とを比較した一例を図-12に示した。両者は良く一致している。

以上より、この無次元化包絡線に対して、最大せん断耐力を3.2節の推定式で求め、その時の変形を $\gamma = 4.8 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で与えることにより、耐震壁のせん断変形に関する包絡線を Tri-linear型の折れ線で評価することができる。

4.2 固有ループの評価

同一変形での繰返し2回目と3回目のループについて、各ピーク値で無次元化した固有ループを下記の3次曲線で評価することにした。

$$Y = (1-B)X^3 + AX^2 + BX \pm A \quad ; A = 3S/8 \quad (S \text{ はループ面積}) \quad (5)$$

; Bは Y軸を横切る傾き

各試験体のループ面積Sと せん断部材角 γ の関係を図-13に示す。各パラメータには殆ど関係なく、変形の増大に伴い Sの値は緩やかに大きくなる傾向が見られる。また同図に併記したように、等価粘性減衰定数 h_{eq} で見ると、約 3%~6%の間にばらついている。

次に、Y軸を横切る傾きBと γ の関係を図-14に示す。変形の増大に伴い Bの値は小さくなる傾向を示し、これは変形が進むにつれループのスリップが激しくなって来るという、実験時に見られた現象を良く説明している。パラメータの影響としては軸応力度 σ_o の影響が大きく、 σ_o が高くなるほど Bの値が大きくなる傾向を示す。これも軸力の高い試験体ほどループ形状が紡錘形

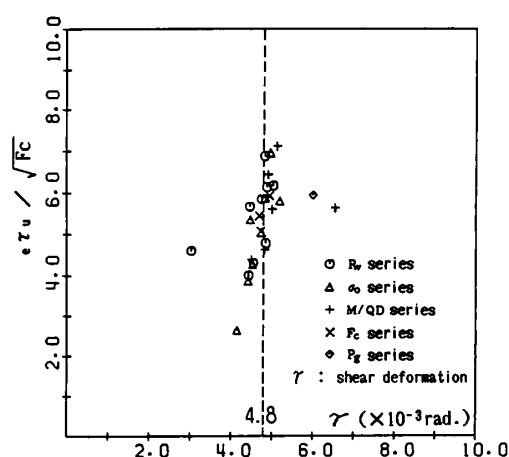


図-10 最大せん断耐力時の変形

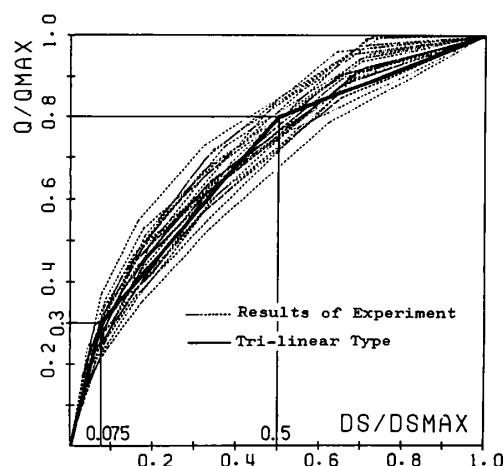


図-11 無次元化包絡線

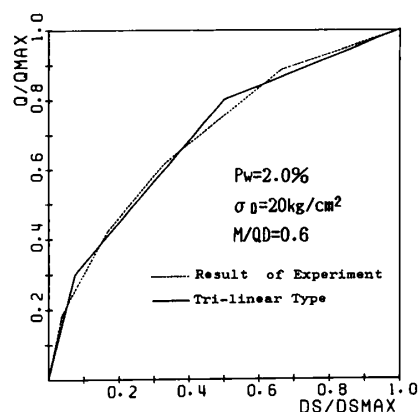


図-12 包絡線の比較

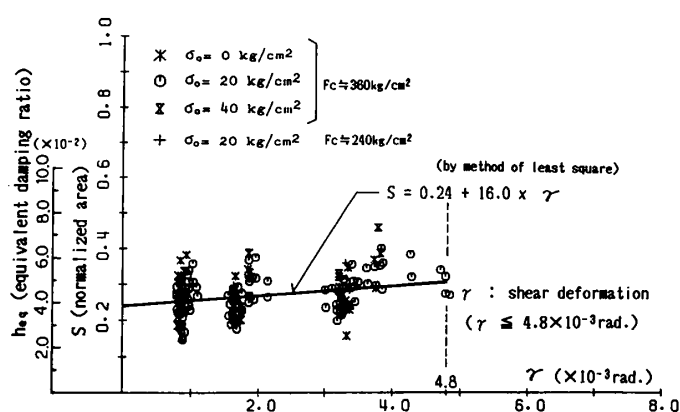


図-13 ループ面積S-変形関係

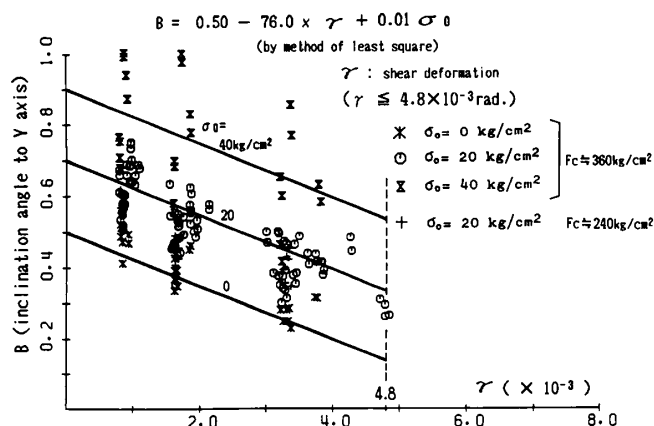


図-14 傾きB-変形関係

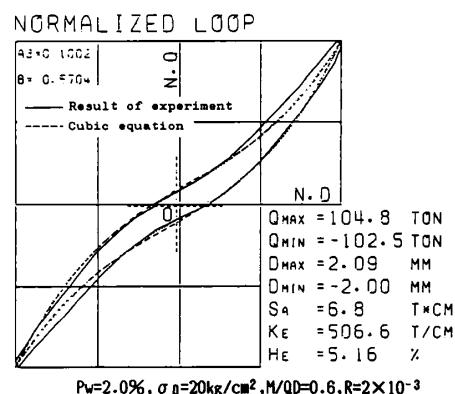


図-15 固有ループの比較

に近づくという、実験時に見られた現象を良く説明している。

ばらつきはやや大きい、これらSおよびBの値を最小2乗法により、定量的に求めたものが下式である。下式で計算したSおよびBを用いて描いた3次曲線ループと、実験結果とを比較した例を図-15に示す。両者は良く一致している。

$$S = 0.24 + 16.0\gamma \quad ; \gamma \leq 4.8 \times 10^{-3} \text{ rad.} \quad (6)$$

$$B = 0.50 - 76.0\gamma + 0.01\sigma_c \quad ; \gamma \leq 4.8 \times 10^{-3} \text{ rad.} \quad (7)$$

以上より、せん断変形に関する固有ループは、上記計算式のSおよびBの値を用いて、良好に3次曲線で近似できることが分った。また3次曲線以外の復元力特性モデルを利用する場合にも、その係数を定めるに際し上記SおよびBの値は有効なデータとなる。

5. むすび

本実験結果を基に、耐震壁の最大せん断耐力と復元力特性についての評価を行った。簡単にまとめると次のように書くことができる。

1) 弾塑性FEM解析も検討に加え、最大せん断耐力に与える4つのパラメータ（壁補強筋比、軸応力度、シャースパン比、コンクリート強度）の効果を明らかにした。更にその結果を導入して、最大せん断耐力の推定式を提案し、他機関の実験を含めて検討して、実験結果と良く一致することを示した。

2) せん断変形に関する復元力特性について、まず包絡線に関しては、最大せん断耐力とその時の変形でノーマライズした無次元化包絡線で良好に評価できることを示し、Tri-linear型の包絡線モデルを提案した。次に固有ループに関しては、無次元化した3次曲線モデルで良く近似できることを示し、固有ループを定めるのに必要な係数を定量的に求めた。

なお本実験研究は、(社)建築研究振興協会の「建屋の復元力特性に関する研究委員会」の共同研究として実施したものである。

参考文献

[1] 千葉 脩他：建屋の復元力特性に関する研究 その 8-12, 21-25, 30, 59-61、日本建築学会大会梗概集、1983-1986

[2] 千葉 脩他：Experimental study on heavily reinforced concrete shear wall、第7回日本地震工学シンポジウム、p.p.1309-1314、1986