

# [103] 鉄筋コンクリート連層耐震壁の強度・変形性状に関する研究

正会員 小野 新 (日本大学)  
 正会員 ○安達 洋 (日本大学)  
 正会員 中西 三和 (日本大学)

## 1 まえがき

水平力を受ける鉄筋コンクリート骨組の挙動は耐震壁によって大きな影響を受ける。しかしながら、耐震壁の弾塑性域における復元力特性は、柱・はりほど明瞭に分っていない。一方、耐震壁の実験は過去に多く行われているが、対角線加力形式またはそれに近いせん断型の加力形式によって行われた例が多い。

本報では、ほぼ同じ加力形式によって、軸力・曲げ・せん断の複合応力状態の下で行われた鉄筋コンクリート無開口連層耐震壁（以下、耐震壁）の実験資料に基づいて、耐震壁の強度・変形性状に関する定性的傾向を整理し、そのスケルトンカーブ上の特異点を示す強度・剛性を推定することを試み、その結果を報告する。

## 2 試験体および主要構造因子

本論文で用いた実験資料は、建設省の総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」の一環として建設省建築研究所を中心に行った中低層RC建物における耐震壁の模型実験（K、K、M、N.Aシリーズ）およびそれと並行して筆者らが行っている模型実験（N.Bシリーズ）、合計46体に関するものである。各試験体は実物の約1/3、1/5、1/12を想定した図1に示す3種類の形状をもつ独立型連層耐震壁であり、それぞれ関連性をもたせて設計されている。これら資料とした試験体は形状寸法、主変動因子で分類すると次の4通りとなる。

- 1) K.Kシリーズ<sup>\*1,2,3</sup> 壁厚, シャースパン比, 壁板と柱の偏心等を主変動因子とした, 図1のI型の試験体16体(うち2体は3層)。
- 2) Mシリーズ<sup>\*4</sup> 柱主筋量, 壁筋量を主変動因子としたII型試験体8体。
- 3) N.A.シリーズ<sup>\*5</sup> 荷重履歴, 柱の帯筋量, 壁筋量を主変動因子としたI型の試験体10体。
- 4) N.B.シリーズ<sup>\*6</sup> 柱主筋量, 壁筋量, 軸方向荷重, 壁厚を主変動因子としたIII型の試験体12体。

加力方法は、図1に示したように、鉛直荷重を作用させたまま正負の繰返し水平力を作用させている。水平力の加力位置は、I、II型は最上層のはりに一点集中であり、III型は上層から各層はりに3:2:1の割合で加えられている。ただし、N.Aシリーズで荷重履歴を変動因子としたもののうち3体が一方方向単調加力による実験が行われている。全資料の主な構造因子の頻度分布を図2(a)~(e)に示す。また、同図に、文献7で提案されている次の方法によって分類した推定破壊モードを合せて示した。

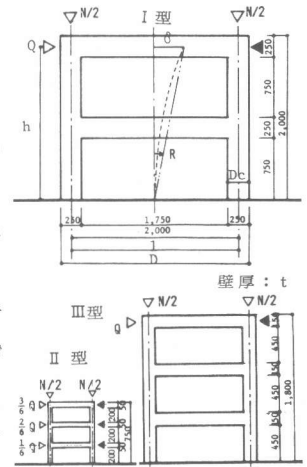


図1 試験体の加力方法

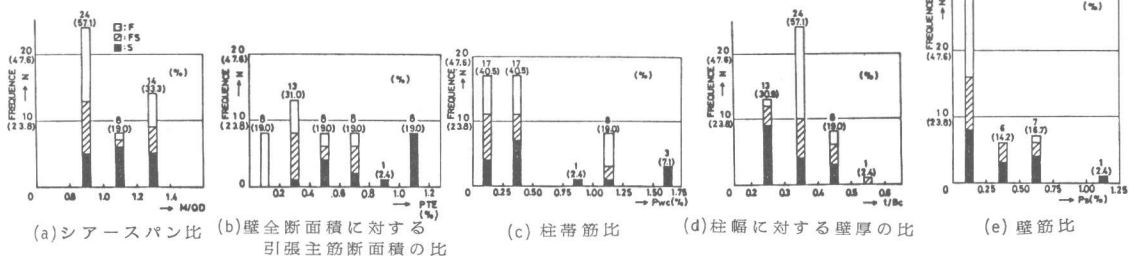


図2 構造因子の頻度分布

- F 型 (曲げ破壊型)  $0.85 \geq cQ_{MU} / cQ_{SU}$
- F S 型 (曲げせん断破壊型)  $0.85 < cQ_{MU} / cQ_{SU} < 1.10$
- S 型 (せん断破壊型)  $cQ_{MU} / cQ_{SU} \geq 1.10$

ここで  $cQ_{MU}$ ,  $cQ_{SU}$  は、それぞれ、本文中の③式、⑩式で計算される曲げ終局強度およびせん断終局強度の推定値である。

### 3 実験結果

各シリーズの実験結果から耐震壁の破壊形式、強度および変形性能について整理すると以下となる。

1) 破壊の形式 後述の限界変形に至る破壊の原因は、概ね次の4つに分類される。これらの破壊別の頻度分布を図3に示した。

- F C (曲げ圧縮破壊) 曲げ降伏後、圧縮側柱の圧壊
- S C (せん断圧縮破壊) 曲げ降伏後、圧縮側柱脚部斜めせん断ひび割れの拡大と隣接する壁隅角部の圧壊。
- S T (せん断引張破壊) 壁のせん断ひび割れの拡大により、付帯ラーメンのせん断破壊および壁板の圧壊が誘因される。
- S W (壁板せん断破壊) 壁の圧壊またはスリップ状せん断破壊

前節の破壊モードの推定法によるF, F S型の試験体では30体中26体がせん断圧縮破壊(S C)であり、またS型のものでは16体中11体が壁板せん断破壊(S W)であった。

2) 最大耐力 実験値の最大荷重から求めた平均せん断応力度 ( $\tau^M = T_{QM} / l \cdot t$ ) をコンクリートの圧縮強度 ( $F_c$ ) で除した値の頻度分布を図4に示した。推定破壊モード別に比較すると、F型で0.2以下、F S型で0.15~0.23, S型で0.21~0.32であった。

3) 限界変形時部材角 耐力が急激に低下したとき、もしくは最大荷重の75%以下に低下したときの水平変形を限界変形とし、この水平変形を高さ(h)で除した値を限界変形時部材角 ( $\tau Ru$ ) として、各試験体について求めその頻度分布を図5に示した。F型で  $7.6 \times 10^{-3} \text{ rad.} \sim 29.4 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ , F S型で  $6.3 \times 10^{-3} \text{ rad.} \sim 21.3 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ , S型で  $2.6 \times 10^{-3} \text{ rad.} \sim 17.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$  であった。

次に、耐震壁の構造性能に対する主要構造因子の影響を、各シリーズの実験報告に基づき以下に整理する。

- i) シャースパン比の増大とともに、最大耐力は減少するが、繰返し荷重による耐力の低下は少なく、限界変形は増大する。
- ii) 柱主筋量の増加に伴って、破壊の形式が曲げ型からせん断型に移行し、最大耐力は高くなるが、限界変形は小さくなる。
- iii) 壁厚を大きくすると、せん断耐力の上昇が顕著にみられ、じん性が向上する。
- iv) 壁筋量を増大させると、縦筋の増加で曲げ強度が上昇するが、それに見合うせん断耐力の上昇は必ずしも期待できず、じん性は余り改善されない。しかし、壁筋はせん断ひび割れを分散し、壁の局所的な破壊を防ぐ。
- v) 柱帯筋は、圧縮側柱の急激な圧縮せん断破壊を押える効果を持ち、かつ、最大荷重以後の耐力保持能力に影響する。
- vi) 一方向単調加力の試験体は多数回繰返し加力のものと比べ、最大耐力に差はほとんどないが、限界変形がかなり大きくなり、またその耐力低下が急激である。
- vii) 柱と壁の偏心による強度・変形性能への影響はみられないが、破壊位置に差が生じている。

以上の外、試験体数は少ないが、次のような傾向が指摘されている。軸方向力が大きい場合(柱断面に対して  $\sigma = 70 \text{ kg/cm}^2$ )には、耐力は上昇するが限界変形は小さく、破壊が急激である。壁筋の配筋方法(縦横配筋と  $45^\circ$  斜め配筋)による差はほとんどみられない。

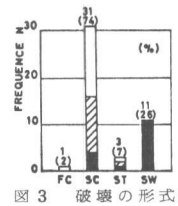


図3 破壊の形式

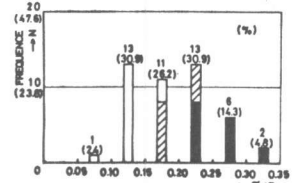


図4 最大荷重時平均せん断応力度

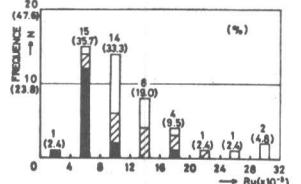


図5 限界変形時部材角

#### 4 連層耐震壁の強度と剛性

ここでは、耐震壁の復元力特性のスケルトンカーブを推定するために、水平変形の履歴曲線を図6に示すような、曲げ変形とせん断変形の各変形成分に対する履歴曲線に分離して考える。そして、図に示すように、曲げ変形の場合には、曲げひび割れ点、降伏点および最大耐力点の三つの特異点をもつ4本の直線で理想化でき、せん断変形の場合には、せん断ひび割れ点と最大耐力点の二つの特異点をもつ三本の直線で理想化できる。両曲線上の特異点について、その強度に関しては既往の理論式や実験式から得られる結果と実験結果を比較し、その適合性を調べる。また剛性に関しては実験資料の分散分析から、有意な差を与える因子を調べ、回帰分析法により推定式を導く。なお全資料中28体

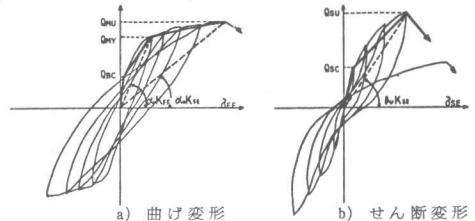


図6 曲げおよびせん断変形の復元力特性

(K.K; 6体, N.A; 10体, N.B; 12体)について、両側柱の伸縮量を、定区間ごとに測定して、壁の材軸に沿う曲率分布を求め、その曲率から実験値の曲げ変形履歴曲線が得られている。また全変形から上記の曲げ変形を差し引いた残りの変形をせん断変形と考え、その履歴曲線を得ている。以後の剛性に関する資料は、この実験から得られた二つの曲線上の特異点の剛性を用いた。

表1 曲げ諸強度

	N	MIN-MAX	$\bar{X}$	$\sigma$
$T_{QBC}/C_{QBC}$	45	0.46-1.54	0.82	0.23
$T_{QMY}/C_{QMY}$	39	0.80-1.35	1.09	0.10
$T_{QMU}/C_{QMU}$	39	0.85-1.24	1.08	0.09

N: 試験体数  $\bar{X}$ : 平均  $\sigma$ : 標準偏差  
 $t^2 \tau_u$  kg/cm<sup>2</sup>

1) 曲げ強度 曲げひび割れ強度、曲げ降伏強度、曲げ終局強度については既往の研究<sup>\*8</sup>から以下の諸推定式の適合性が認められている。(以降の各推定式の変数名は参考文献を参照されたい。)

$$\text{曲げひび割れ強度}^{*8} \quad c_{QBC} = (1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot Z_e / A_e) / h \quad \text{①}$$

$$\text{曲げ降伏強度}^{*8} \quad c_{QMY} = \{ 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5 ND (1 - N / BD F_c) \} / h \quad \text{②}$$

$$\text{曲げ終局強度}^{*8} \quad c_{QMU} = \{ 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5 ND (1 - N / BD F_c) \} / h \quad \text{③}$$

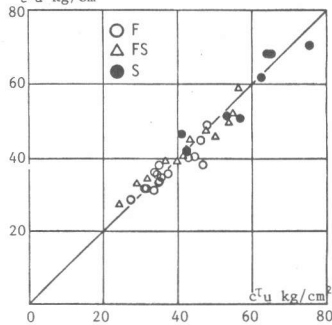


図7 曲げ降伏後のせん断破壊強度

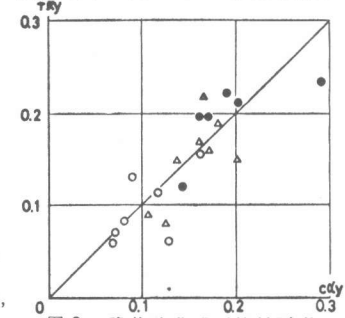


図8 降伏時曲げ剛性低下率

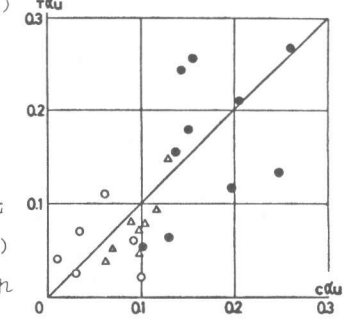


図9 最大荷重時曲げ剛性低下率

表1に、実験値と計算値の比の範囲、平均および標準偏差を示した。

一方、実験結果から、曲げ降伏後、圧縮側柱脚部や壁隅角部がせん断破壊するものが多いことが分った。この曲げ降伏後のせん断破壊強度の推定式として、筆者らが文献5)で提案した曲げ降伏後の圧縮側柱の斜めひび割れ強度式(4式)の負担せん断力係数 $\alpha$ を回帰分析により推定し、次式のように修正した。

$$Q_U = \alpha \sqrt{F_t \cdot A_{ce}} (F_t \cdot A_{ce} + N + a_t \sigma_y + a_{sv} \cdot \sigma_{sy}) \quad \text{④}$$

$$\alpha = 3.57 - 1.64 A_{ce} / A_{se} - 0.99 M / QD$$

ここで  $A_{ce}$ : 鉄筋を考慮した圧縮側柱断面積

$A_{se}$ :  $A_{ce} + n$  (引張側主筋断面積 + 壁縦筋断面積)  $n$ : ヤング係数比

この $\alpha$ の相関係数は $r = 0.92$ である。実験値( $T_{\tau U}$ )と④式による計算値( $C_{\tau U}$ )の関係を図7に示した。曲げ降伏後のせん断破壊強度の有効な推定式と考えられる。

2) 降伏時曲げ剛性低下率 曲げ変形履歴曲線上の降伏時の剛性を示す係数として、降伏点剛性( $K_y$ )と弾性剛性( $K_e$ )との比( $K_y/K_e$ )のかたちで、降伏時剛性低下率( $\tau \alpha_y$ )を考える。 $\tau \alpha_y$ を有効引張鉄筋比( $P_{te} =$ 引張側主筋総断面積/壁全断面積 $A$ , %)、シャースパン比( $M/QD$ )、軸力比( $\gamma_0 = N/A \cdot F_c$ )に対して回帰分析し、その推定式を導くと次式となる。

$$c_{\alpha_y} = 0.01 + 0.33 \cdot P_{te} - 0.07 \cdot M/QD + \gamma_0 \quad \text{⑤}$$

図 8 に実験値と計算値の関係を示す。この時の相関係数  $r = 0.85$  である。

3) 最大荷重時曲げ剛性低下率 降伏時と同様、最大荷重時曲げ剛性低下率の実験値 ( $\tau^{\alpha}U$ ) を  $P_{te}$ ,  $M/QD$ ,  $\eta_0$  に対して回帰分析した結果を以下に示す。

$$c^{\alpha}U = 0.06 + 0.32 P_{te} - 0.16 M/QD + 0.66 \eta_0 \quad (6)$$

図 9 に実験値と計算値の関係を示す。この時の相関係数  $r = 0.84$  である。

4) せん断強度 せん断ひび割れ強度に対して学会規準式<sup>\*9</sup>(7式), 菅野式<sup>\*10</sup>(8式), せん断終局強度に対しては学会規準式<sup>\*9</sup>(9式), 広沢による修正大野, 荒川式<sup>\*8</sup>(10式)を検討する。以下に各推定式を示す。

$$cQ_{SC1} = r \cdot t \cdot l \cdot f_s \quad (7)$$

$$cQ_{SC2} = A_w \cdot \tau_c ; \quad \tau_c = (0.043 P_c + 0.51) F_c \quad (8)$$

$$cQ_{SU1} = r (Q_w + \Sigma Q_C) \quad (9)$$

$$cQ_{SU2} = \{ 0.0679 P_{te}^{0.23} (F_c + 180) / \sqrt{M/QD} + 0.12 + 2.7 \sqrt{P_s \sigma_{sy}} + 0.1 \sigma_0 \} b_e \cdot j \quad (10)$$

表 2 に実験値と計算値の比の範囲, 平均および標準偏差を示す。(8式), (10式)の適合性が比較的良好。図 10 に(9式)(学会規準式)による計算値と最大荷重の比と, 壁横筋比 ( $P_{sh}$ ) の関係を示した。破壊モードが S 型のものでは高い安全率を持ち, F 型ではそれが低くなる傾向がみられる。また壁筋比の増加に伴っても同様な傾向がみられる。

5) 最大荷重時せん断剛性低下率 終局時のせん断剛性低下率 ( $\beta_U$ ) の推定式としては, 曲げ型とせん断型の加力実験結果から求めた菅野式<sup>\*10</sup>( $\beta_U = 0.46 P_w \sigma_y / F_c + 0.14$ )がある。実験値と計算値の関係を図 11 に示す。その比の平均値は 0.66 であり, 本資料に対しては適合性が悪い。ここでは, 曲げ変形に対する剛性低下率と同様に, せん断変形履歴曲線の最大荷重時の剛性から, せん断剛性低下率 ( $\tau^{\beta}U$ ) を算定し, 壁厚比 ( $t/B_c$ ), 柱主筋比 ( $P_g\%$ ), シャースパン比 ( $M/QD$ ) に対して回帰式を求めると次式となる。

$$c\beta_U = 0.13 - 0.22 t/B_c + 0.028 P_g + 0.05 (1 - M/QD) \quad (11)$$

実験値と計算値の関係を図 12 に示す。この時の相関係数は  $r = 0.57$  である。

### 5 まとめ

以上, 46 体の連層耐震壁の実験結果の検討から, 耐震壁の強度と剛性に関する推定法を示した。強度に関しては既往の推定式により, 予測できることを示した。また剛性については, 実験値全水平変形を曲げ変形とせん断変形に分離し, 各変形成分別に剛性低下率の推定式を回帰分析より求めた。これらから, スケルトンカーブを推定できるものと考えられる。

謝 辞 本研究に対し, 終始御指導を戴きました日大・佐藤雄徳教授に謝意を表します。また明大・狩野芳一教授, 都立大・遠藤利根穂助教授, 建研・広沢雅也博士, 後藤哲郎氏から実験資料の提供並びに御助言・御協力を戴きました。併せて謝意を表します。なお, 本研究は文部省科学研究費補助金による研究の一部である。

### 参考文献

1. 遠藤外: 耐震壁による建築物の崩壊防止効果に関する研究, 建築研究所年報, 昭和 46
2. " : 鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究 (その 8, 17), 日本建築学会大会, 昭和 51, 52
3. 後藤外: " (その 9, 18), " , 昭和 51, 52
4. 狩野外: " (その 6, 10, 19), 日本建築学会大会, 昭和 50, 51, 52
5. 小野, 安達外: " (その 4, 5, 7, 16), " , 昭和 50, 51, 52
6. 佐藤, 小野外: 鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究, 日本建築学会大会, 昭和 52, 53
7. 山口, 東端 : 曲げせん断・軸力を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験研究, 日本建築学会大会, 昭和 51
8. 広沢: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料, 第 6, 昭和 50 年 3 月
9. 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 日本建築学会
10. 菅野: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, 昭和 48. Vol. 11., 第 2

表 2 せん断諸強度

	N	MIN-MAX	$\bar{X}$	$\sigma$
$TQ_{SC}/cQ_{SC1}$	46	0.82-2.51	1.67	0.39
$TQ_{SC}/cQ_{SC2}$	46	0.41-1.37	0.89	0.26
$TQ_U/cQ_{SU1}$	46	0.98-4.00	1.93	0.66
$TQ_U/cQ_{SU2}$	46	0.69-1.34	1.00	0.16

N: 試験体数  $\bar{X}$ : 平均  $\sigma$ : 標準偏差

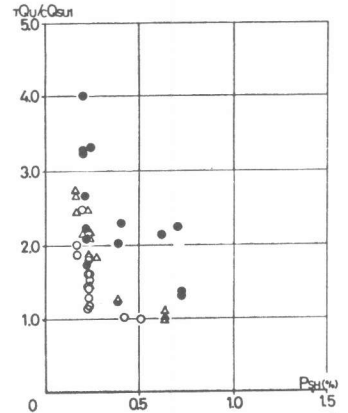


図 10 せん断終局強度 (学会規準式)

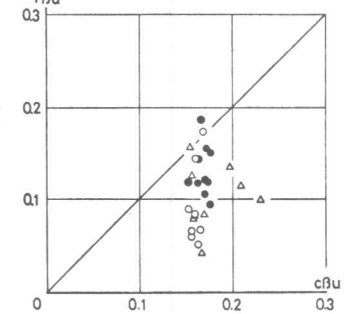


図 11 最大荷重時せん断剛性低下率 (菅野式)

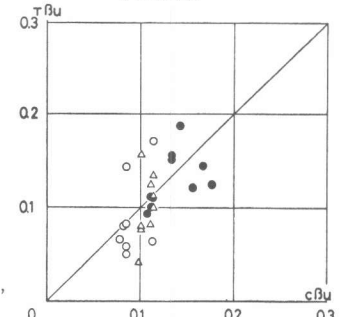


図 12 最大荷重時せん断剛性低下率