

# 論文 鉄筋コンクリート造耐震壁の破壊形式, 耐力評価に関する研究

中谷 好志<sup>\*1</sup>・中村 聡宏<sup>\*2</sup>・勅使川原 正臣<sup>\*3</sup>

要旨：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性を評価するマクロモデルを提案し、耐震壁の破壊形式、せん断耐力に関し検証し、既往の評価法との比較を行った。提案手法により、既往の耐震壁実験結果において 117 体中 99 体の破壊形式を判定することが出来た。また、耐震壁のせん断耐力に関し、提案手法、既往の耐力評価式ともに安全側の評価となった。

キーワード：耐震壁, 脚部応力状態, 破壊形式, せん断耐力

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下 RC)造耐震壁の終局変形は、壁板のせん断破壊(スリップ破壊を含む)、壁板と枠柱の同時圧壊、壁板のせん断ひび割れの拡大、曲げ降伏後の壁板のせん断破壊(壁板圧壊)、曲げ降伏後の枠柱脚部圧壊(曲げ破壊)、曲げ降伏後のスリップ破壊のいずれかにより決定される。せん断破壊型、曲げ降伏先行型の分類だけでなく上記のような破壊形式においても耐震壁の耐震性は異なる。例えば、曲げ降伏をしないでせん断破壊する場合、「壁板のみで圧壊」と「柱型と壁板同時圧壊」の破壊形式があり、枠フレームが損傷し急激な軸力低下を引き起こす後者の破壊形式は避けるようにしたい。また、曲げ降伏後の破壊形式では一般的に、変形性能が小さい「曲げ降伏後のせん断破壊」を避け、なだらかに耐力低下をする「曲げ(圧縮)破壊」に誘導したい。しかし、既往の耐力評価式ではこれらの破壊形式の違いは考慮されていないため、設計段階でこれらの破壊形式を選定できるような破壊メカニズムモデルの構築が必要である。

勅使川原らは、過去に RC 造耐震壁の脚部応力状態に着目した破壊メカニズムモデルを提案しており、構造実験によりその有用性を示した<sup>1)</sup>。本研究では、せん断破壊する時の終局条件を整理し、破壊メカニズムの簡略モデルを考えることで、耐震壁の変形性能及び破壊形式を判断するための基準となる耐力算定方法を提案する事を目的とする。

## 2. マクロモデル概要

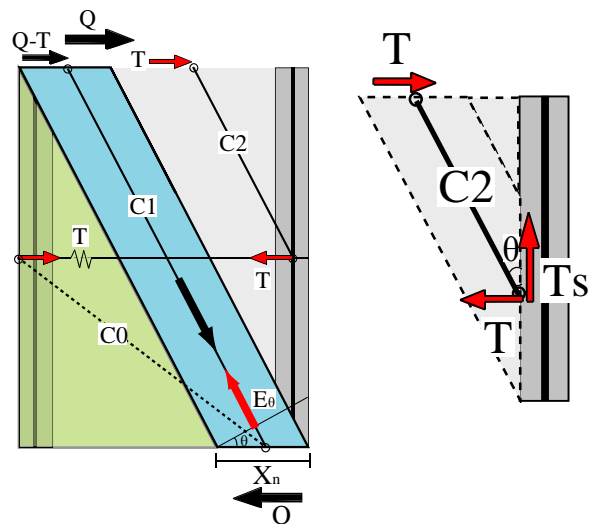
RC 造耐震壁の破壊は、引張主筋が降伏しない場合(せん断破壊型)は、「壁板のせん断破壊」、「枠柱の圧壊を伴うせん断破壊」及び「壁板のスリップ破壊」に、引張主筋が降伏する場合(曲げ降伏型)は、「曲げ降伏後の壁板のせん断破壊(壁板圧壊)」、「曲げ降伏後の枠柱脚部圧壊(曲げ破壊)」、「曲げ降伏後のスリップ破壊」に分けて考える

ことができる。これらの破壊形式の違いは、壁板圧縮側柱脚部において、どの危険断面でコンクリートが圧縮強度に達するかという違いから生じるものであり、以下 2.1, 2.2 節でそれぞれの破壊条件を示す。なお、既往の実験結果<sup>2)~33)</sup>より通常の連層耐震壁ではスリップ破壊はほとんど見られないため、本論文では除外して考察を行った。

### 2.1 壁板のせん断破壊及び壁板圧壊

壁板のせん断伝達機構の概念図を図 - 1 に示す。壁板の圧縮力をストラット C1, C2 で表す。ここで、C1 は、コンクリートのストラットを表したものである。C2 は、壁板横筋及び枠柱による拘束効果を表したストラットであり、壁横筋(枠梁主筋を含む)の応力 T と枠柱壁板間に働く摩擦抵抗力  $T_s$  と釣り合っている。伝達されるせん断力 Q とストラット C1, C2 の関係は式(1)で表される。

ここで、図 - 1(a)C1 ストラット左側のコンクリート断



(a)せん断伝達機構概念図 (b)C2 ストラット応力状態

図-1 せん断伝達機構

$$Q - C2 \sin \theta = C1 \sin \theta \quad (1)$$

\*1 名古屋大学大学院 大学院生 (正会員)

\*2 名古屋大学大学院 大学院生 (正会員)

\*3 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博 (正会員) (独立行政法人建築研究所 客員研究員)

面は、引張領域となるため、せん断力を耐震壁脚部に伝達することは困難である。そのため、壁横筋による引張力  $T$  により形成される C0 ストラットは、C1 ストラットを介して圧縮力を脚部へ伝達するものと考えられる。

また、C2 ストラットに関して以下のことが考えられる。周辺フレーム及び壁横筋による拘束が十分な耐震壁では、せん断ひび割れの拡大は有効に抑制され、枠柱と壁板間のずれが小さく摩擦抵抗力  $T_s$  は十分大きい。そのため、横筋の降伏によって C2 の大きさが定まる。一方、周辺フレーム等による拘束が十分でない耐震壁では、壁板のせん断ひび割れが拡大し、壁板と枠柱間でずれが大きくなる。その結果、摩擦抵抗力  $T_s$  が小さくなり、横筋が降伏する以前に C2 の大きさが定まると考えられる。

これら拘束の大小による影響を考慮するため、文献 2) で示されている壁板の伸び率  $\alpha$  を用いる。せん断ひび割れ発生後の壁板の応力状態を図 - 2 のように想定し、枠柱に耐震壁の平均せん断応力度  $\tau$  に対して壁横筋で引き戻せない分の分布荷重  $\omega(=\tau \cdot p_w \sigma_{wy})$  及び梁筋の引張力  $T$  が作用すると考える。このとき、枠柱を弾性状態と仮定した場合の枠柱のたわみ量  $\delta_{all(cal)}$  は弾性理論から枠柱に分布荷重  $\omega$  として作用した時のたわみ  $\delta_\omega$  と梁筋の引き戻し力  $T$  によって生じるたわみ  $\delta_T$  の和によって表される(式(2)<sup>2)</sup>。また、壁板の形状に関わらず壁板拡がり量を表す指標として、壁板伸び率を用いる(式(3)<sup>2)</sup>。壁板伸び率が大きいことは、周辺フレーム等の拘束が小さく、せん断ひび割れ拡大を抑制できていないことを表し、逆に壁板伸び率が小さいことは、周辺フレーム等の拘束が大きくせん断ひび割れ拡大を有効に抑制できていることを表している。

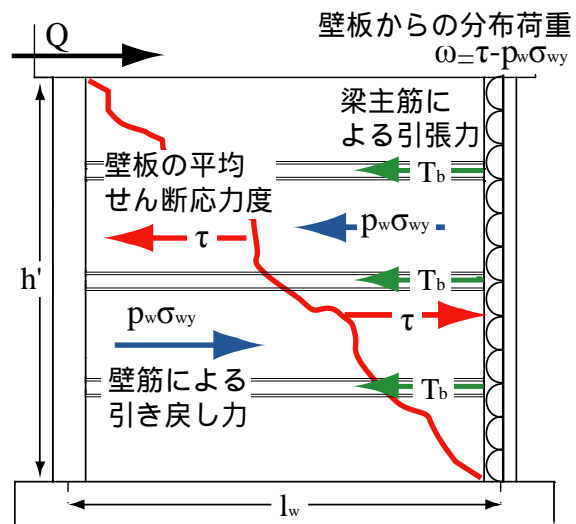
壁板拘束効果の大小がせん断強度発揮に与える影響について検討した結果を図 - 3 に示す。横軸は修正荒川 mean 式(以下、広沢式)<sup>34)</sup>により算出されるせん断強度時の壁板伸び率を、縦軸は実験最大せん断強度を広沢式により算出される計算耐力で除した値を表している。ここで、図 - 3 において枠線内の試験体は壁板伸び率が負の値を取っている。これらの試験体は、壁横筋比が大きく、壁横筋全断面が降伏しているとの仮定の下では、壁筋による引き戻し力または梁主筋による引き戻し力によって耐震壁の平均せん断応力度  $\tau$  により発生するたわみ量を十分引き戻せるため、発生するたわみ量としては負の値が生じる結果となっている。

また、文献 2) では、壁板伸び率が 0.14% を超えると耐震壁は期待されるせん断強度を発揮しないことを示しているが、図 - 3 でも同様に壁板伸び率が 0.14% を超えると発揮されるせん断強度は計算値と比較し低下する傾向が見られる。

これらの結果より、周辺フレーム等による拘束が小さ

い耐震壁では、C2 ストラットが有効に働かないと考え、壁板のたわみ量が 0.14% を超える耐震壁に関しては、壁横筋による引き戻し力  $T$  が働かないものとして耐力算定を行うこととする。

図 - 1 に示すせん断伝達機構を考えたとき、壁板のせん断破壊は、壁板に生じる圧縮束によって伝達される力  $Q_c(=Q/\sin\theta)$  により図 - 4(a) に示す a-b 断面のコンクリートが圧縮強度に達することによって生じると考える。壁板のせん断破壊時の耐力  $Q_{max}$  は、枠柱のない耐震壁の場合、壁板耐力(式(4.a)の第 1 項)に壁横筋と梁主筋による引き戻し力  $T$  を加えて算出する。また、枠柱を有する耐震壁は図 - 4(a) に示す(A)の部分も有効断面として耐力に寄与する(式(4.b)の第 2 項)と考え、耐力を算出する(式(4.b))。横筋による引き戻し力は、トラス機構が成立する限界値を上限とする。



$$\delta_{all(cal)} = \delta_\omega + \delta_T \quad (2) \quad \alpha = \frac{2\delta_{all(cal)}}{l_w} \quad (3)$$

ここに、 $\delta_\omega$ : 両端固定端の時、枠柱に分布荷重  $\omega(=\tau \cdot p_w \sigma_{wy})$  が作用した時のたわみ[mm],  $\delta_T$ : 両端固定端の時、集中荷重である梁主筋引張力  $T_b(=A_b \times \sigma_{by})$  によって生じるたわみ[mm],  $\tau$ : 壁板せん断応力度(= $Q/t_w l_w$ ) (N/mm<sup>2</sup>),  $t_w$ : 壁厚(mm),  $l_w$ : 壁長さ(mm),  $p_w$ : 壁横筋比,  $\sigma_{wy}$ : 壁横筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\omega$ : 枠柱に作用する分布荷重(N/mm<sup>2</sup>)  $A_b$ : 梁主筋断面積(mm<sup>2</sup>),  $\sigma_{by}$ : 梁主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

図 - 2 壁板内応力状態及び枠柱の作用力モデル図

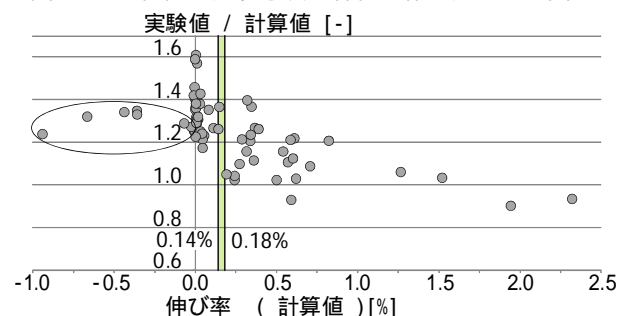


図 - 3 壁板伸び率とせん断強度発揮の関係

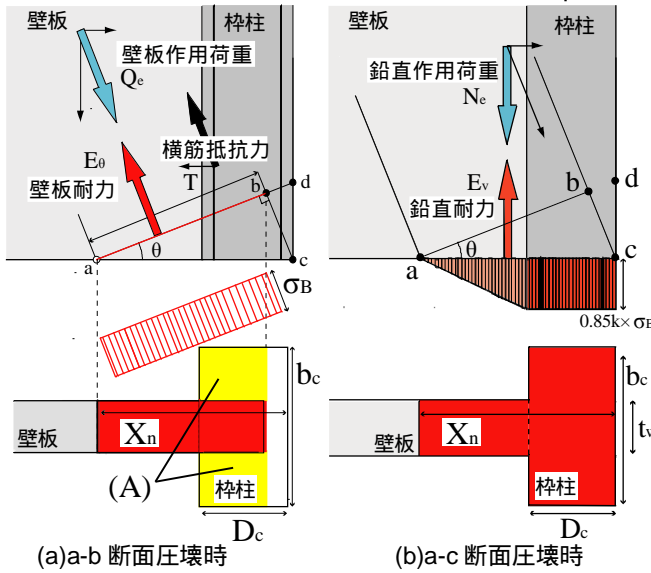


図 - 4 終局時脚部応力状態

$$E_\theta = \frac{(Q_{\max} - T)}{\sin \theta} = \begin{cases} X_n t_w \sigma_B \cos \theta & (4.a) \\ X_n t_w \sigma_B \cos \theta + (b_c - t_w) \left( X_n \cos \theta - \frac{(X_n - D_c)}{\cos \theta} \right) & (4.b) \end{cases}$$

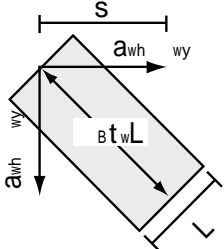
$$T = a_{wh} \cdot \sigma_{wy} \quad (5)$$

ここに、 $X_n$ :平面保持を仮定して算出した中立軸位置 [mm],  $D_c$ :柱せい,  $t_w$ :壁厚 [mm],  $\sigma_B$ :コンクリート強度 [N/mm<sup>2</sup>],  $\theta$ :圧縮束の角度(9式),  $T$ :壁横筋, 梁主筋による引き戻し力,  $a_{wh}$ :全壁横筋, 梁主筋の合計断面積 [mm<sup>2</sup>],  $\sigma_{wy}$ :壁横筋降伏強度 [N/mm<sup>2</sup>]

$$a_w \sigma_{wy} = \sigma_B \cdot t_w \cdot L / \sqrt{2} \quad (6)$$

$$L = \frac{\sqrt{2} a_w \sigma_{wy}}{\sigma_B t_w} \quad (7)$$

$$p_{wh} \sigma_{wy} \cdot (t_e / t_w) \leq \sigma_B / 4 \quad (8)$$



ここに、 $a_w$ :壁横筋断面積(= $p_{wh} t_e h_0 / (h_0 / s)$ ) [mm<sup>2</sup>],  $p_{wh}$ :等価横補強筋比[-],  $t_e$ :等価壁厚 [mm],  $h_0$ :内法壁高さ [mm],  $s$ :壁筋間隔 [mm],  $\sigma_{wy}$ :補強筋降伏強度 [N/mm<sup>2</sup>],  $\sigma_B$ :コンクリート強度 [N/mm<sup>2</sup>],  $t_w$ :壁厚 [mm],  $L$ :圧縮束の幅 [mm]

図 - 5 トラス機構概念図

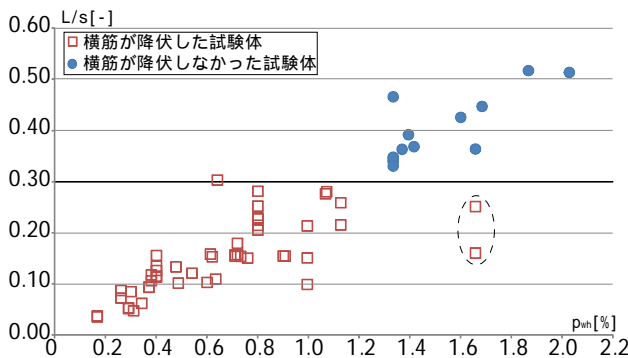


図 - 6 等価横補強筋比  $p_{wh}$  と  $L/s$  の関係

トラス機構が成立する限界値を既往の実験結果<sup>2)-15)</sup>から壁筋がダブル配筋となっている試験体を用いて以下の

ように定めた。図 - 5 に示すような 1 組のトラス機構において、引張材の引張力が  $a_w \sigma_{wy}$  であると仮定すると、トラス機構が成り立つ限界は式(6)で表す事ができ、式(6)より圧縮力を伝達するのに必要な圧縮束の幅(有効幅) $L$ は式(7)で表される。式(7)より算出される有効幅比  $L/s$  と壁横筋比  $p_{wh}$  の関係を図 - 6 に示す。ここで、図 - 6 の凡例は、実験結果よりコンクリートの圧壊が横筋の降伏に先行しているか否かで分けている。

図 - 6 より等価横補強筋比  $p_{wh}$  が 1.2% 以上であり、 $L/s$  が 0.30 を超える試験体は、トラス機構の限界値に達し、コンクリートの圧壊が横筋の降伏に先行している。

また、図中において破線で囲まれた耐震壁は、 $p_{wh}$  が 1.2% 以上あるものの横筋の降伏が見られている。これらの試験体は、コンクリート強度が高く、コンクリート断面によって伝達できる圧縮力が比較的大きかったため、横筋の降伏が生じたと考えられる。

これらの結果は、有効幅  $L$  を 0.3s と仮定したとき、伝達できるコンクリートの圧縮力より横筋降伏強度が大きければ、コンクリートの圧壊が横筋降伏に先行すると言い換えることができる。したがって、トラス機構が働く限界点は式(8)で定めるとする。

## 2.2 柱の圧壊を伴うせん断破壊及び曲げ圧壊

せん断ひび割れが柱型を貫く、柱の圧壊を伴うせん断破壊及び曲げ圧壊は、柱脚部に作用する鉛直荷  $Q/\tan \theta (=N_c)$  により、図 - 4(b)に示す a-c 断面域のコンクリートが圧縮強度に達することによって生じると考える(9式)。

また、圧縮側壁板脚部へのせん断力の作用角度  $\theta$  は、図 - 4(b)の危険断面 a-c に作用する鉛直荷重とせん断力の鉛直成分が等しい条件から、(10)式として求められる。

$$E_v = \frac{Q_{\max}}{\tan \theta} = 0.85 \cdot t_w (X_n - D_c) \sigma_B + 0.85 k_f \sigma_B D_c b_c + a_{cc} \sigma_y \quad (9)$$

ここに、 $k_f$ :コンクリート強度の関数<sup>35)</sup>,  $a_{cc}$ :圧縮側の柱主筋断面積 [mm<sup>2</sup>],  $\sigma_y$ :平面保持を仮定して算出した圧縮側柱主筋の圧縮応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

$$\theta = \arctan \left( \frac{Q}{N + a_{t1} \sigma_y + a_{tw} \sigma_{wy}} \right) \quad (10)$$

ここに、 $a_{t1}$ :引張側主筋断面積 [mm<sup>2</sup>],  $t_1 \sigma_y$ :平面保持を仮定して算出した引張側柱主筋の応力度 [N/mm<sup>2</sup>],  $a_{tw}$ :引張側壁筋の断面積 [mm<sup>2</sup>],  $t_w \sigma_{wy}$ :平面保持を仮定して算出した引張側壁筋の応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

## 2.3 耐震壁の破壊形式判定手法

本提案モデルを用いた最終破壊時の定義を図 - 7 に示す。図 - 7 に示すように耐震壁耐力は、中立軸深さが浅くなるに従い減少する。そして、耐震壁耐力が平面保持解析により求められる作用せん断力を下回った時に、破壊が生じると考える。この時、壁板作用荷重が壁板耐力に達している時点( $E_\theta/Q_c=1.0$ )で、鉛直作用荷重が鉛直耐

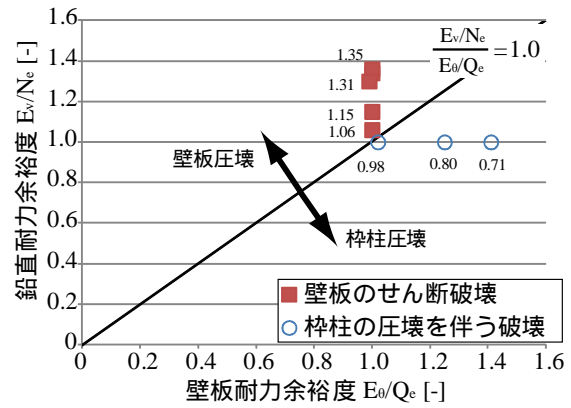
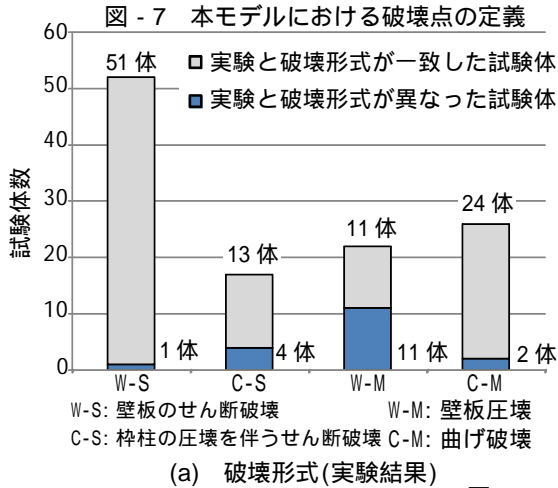
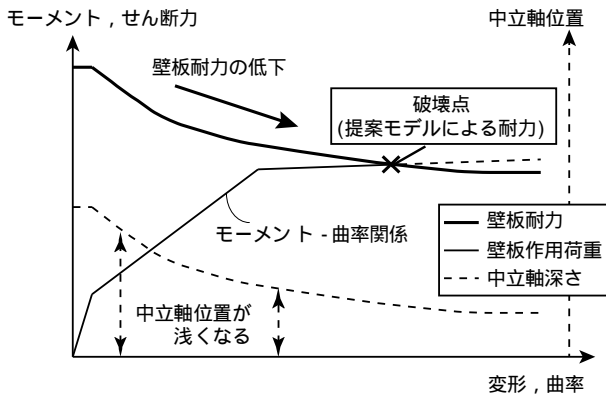


図 - 8 破壊時における断面応力の関係

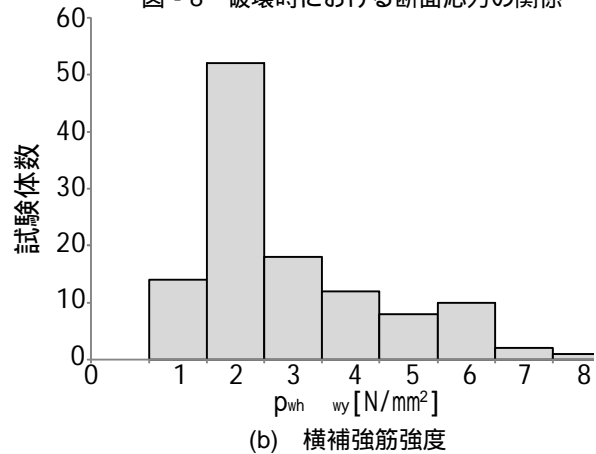


図 - 9 パラメータ毎の試験体数

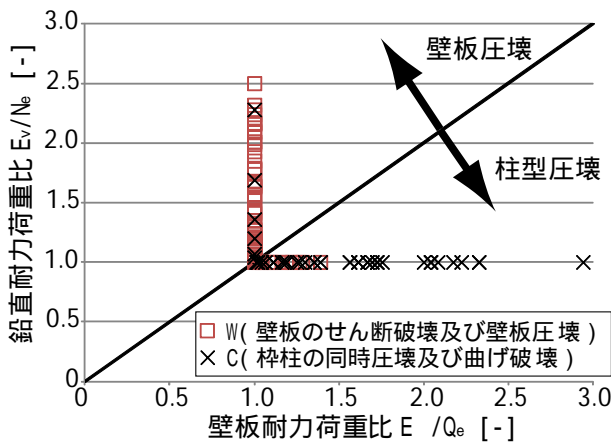


図 - 10 破壊形式判定結果

力に達していない場合( $E_v/N_e > 1.0$ )は「壁板のせん断破壊」及び「壁板圧壊」により破壊し、壁板作用荷重が壁板耐力に達する以前( $E_0/Q_e > 1.0$ )に、鉛直作用荷重が鉛直耐力に達する場合( $E_v/N_e = 1.0$ )は、「柱の圧壊を伴うせん断破壊」及び「曲げ破壊」により破壊する。

ここで、著者らが過去に行ったせん断破壊型 RC 造耐震壁の構造実験<sup>2),3)</sup>を例に壁板耐力余裕度  $E_0/Q_e$  と鉛直耐力余裕度  $E_v/N_e$  の比、 $(E_v/N_e)/(E_0/Q_e)$  を用いた耐震壁の破壊形式判定の評価を示す。提案した破壊メカニズムモデルを用いて算出される結果を図 - 8 に示す。図の横軸は、 $E_0/Q_e$  を、縦軸は  $E_v/N_e$  を表し、図中に各試験体の  $(E_v/N_e)/(E_0/Q_e)$  を示す。図 - 8 より、壁板で圧壊した試験体は、

$(E_v/N_e)/(E_0/Q_e)$  が 1.0 以上あるのに対し、柱の圧壊を伴うせん断破壊となった試験体は、 $(E_v/N_e)/(E_0/Q_e)$  が 1.0 未満となっている。今後、本手法を適用し破壊形式を判定する際に、 $(E_v/N_e)/(E_0/Q_e)$  が 1.0 以上となる試験体は、壁板のせん断破壊及び壁板圧壊により破壊し、 $(E_v/N_e)/(E_0/Q_e)$  が 1.0 未満となる試験体は、柱の圧壊を伴うせん断破壊及び曲げ破壊により破壊すると考える。

### 3. 既往の実験結果を用いた本提案手法の精度検証

2章で示した提案モデルの精度を確認するために、既往の耐震壁実験結果<sup>2)-33)</sup>より、せん断破壊型試験体 69 体、曲げ降伏型試験体 48 体の計 117 体を選定し、評価式との比較を行った。スリップ破壊を除く壁板の圧壊または壁板の端部せん断破壊により破壊した試験体を対象とした。ただし、高強度コンクリートを使用した試験体、軸力、壁横筋比が 0 である試験体、特殊配筋となっている試験体は除かれている。精度検証に使用した既往の試験体の主要因子の分布を図 - 9 に示す。

#### 3.1 破壊形式判定

提案モデルを用いて算出される破壊形式と実験結果の比較を図 - 10 に示す。せん断破壊型の試験体は、69 体中 64 体(93%)の破壊形式(「壁板のせん断破壊」または「柱型の圧壊を伴うせん断破壊」)を判定できた。また、曲げ降伏型の試験体は、48 体中 35 体(73%)の破壊形式



(「壁板の圧壊」または「曲げ破壊」)を判定できた。

### 3.2 せん断耐力評価

せん断破壊型耐震壁を対象に提案モデルにより求められるせん断強度と実験耐力の比較を図 - 11 に示す。比較として広沢式<sup>34)</sup>、日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>36)</sup>に示されているせん断強度式(以下、AIJ 指針式)による算定結果も示す。図 - 11 では、横軸に計算せん断強度時せん断応力度を、縦軸に実験で示された最大せん断力時せん断応力度を示し、壁板のせん断破壊で破壊した試験体を W、壁板と枠柱の同時圧壊により破壊した試験体を C とし記号を分けた。ここでせん断応力度は、作用せん断力を枠柱を含む

壁板全断面積で除した値である。実験値/計算値の平均値及び変動係数は、それぞれ提案手法が 1.12, 0.16, 広沢式<sup>34)</sup>が 1.25, 0.12, AIJ 指針式<sup>36)</sup>が 1.25, 0.16 となり、いずれの評価式においても安全側の評価となった。

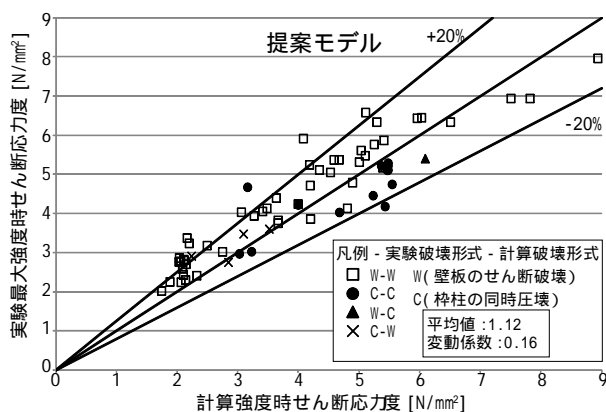
また、図 - 11 より提案手法、AIJ 指針式ではせん断耐力が高くなるに従い実験値が頭打ちになる傾向が見られた。この原因として以下のことが考えられる。提案手法、AIJ 指針式では壁横筋の増加に比例して、せん断耐力が増加するのに対し、実験では壁横筋量が大きくなるに従い、せん断耐力増大率は鈍化すると考えられる。

### 4. まとめ

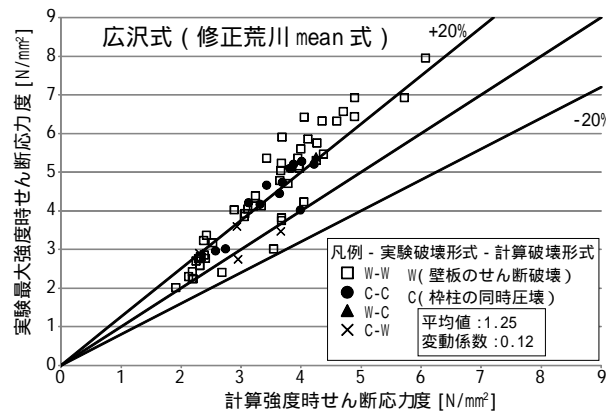
本研究では、RC 造耐震壁の破壊形式、せん断強度、を評価するマクロモデルを提案しその精度検証を行った。得られた知見について以下に要約する。

- (1) 既往の実験結果で示されている RC 造耐震壁のうち 117 体中 99 体(85%)の耐震壁の破壊形式を判定できた。
- (2) 各耐力評価式を用いてせん断耐力を算定した結果、いずれも安全側の耐力評価となった。また、提案手法の実験値/計算値のばらつきは学会指針式と同程度であった。

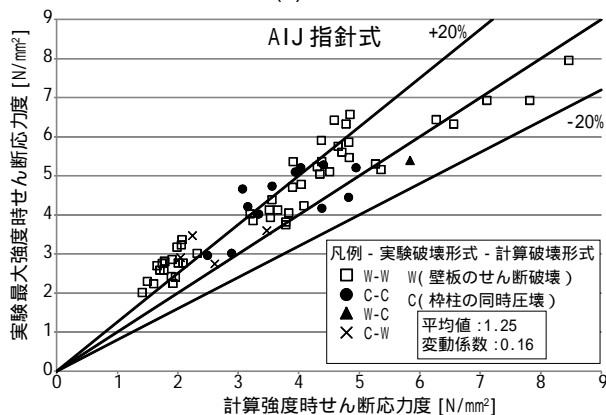
今後の課題として、摩擦抵抗力  $T_s$  を考慮し、壁板のスリップ破壊を含めた耐力算定法への拡張が考えられる。



(a) 提案モデル



(b) 広沢式



(c) AIJ 指針式

図 - 11 せん断耐力算定式の精度比較

### 参考文献

文献名の略称 AIJ 梗概：日本建築学会学術講演梗概集，AIJ 構造：日本建築学会構造系論文集，JCI 年次：日本コンクリート工学会年次論文集

- 1) 勅使川原正臣，川崎愛，田内浩喜，中村聡宏，日比野陽：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断破壊形式と曲げ降伏後のせん断破壊時変形の評価法，AIJ 構造，第 657 号，pp. 2037-2043, 2010.11
- 2) 梅野達三，田内浩喜，川崎愛，勅使川原正臣，日比野陽，諏訪田晴彦，福山洋，神谷隆：連層耐震壁のせん断強度に対する枠フレームの効果(その 1~その 3)，AIJ 梗概，C-2(構造)，pp.371-376, 2010
- 3) 田内浩喜，川崎愛，中村聡宏，勅使川原正臣，日比野陽，市之瀬敏勝，福山洋，神谷隆：連層耐震壁の中間階における枠梁のせん断強度に対する効果，構造工学論文集，Vol.55B，pp.61-66, 2010.3
- 4) 福沢六郎，千葉脩，羽鳥敏明，渡辺丹，久保哲夫，山内泰之：建屋の復元力特性に関する研究(その 37~40)，AIJ 梗概，pp.847-854, 1985
- 5) 羽鳥敏明，福沢六郎，千葉脩，柳下和男，金子治：建屋の復元力特性に関する研究(その 59)，AIJ 梗概，pp.1117-1118, 1986
- 6) 前田安治，多賀章，川崎清彦，斉藤芳人，加藤慎司，

- 渡辺丹：建屋の復元力特性に関する研究(その 62)，  
AIJ 梗概，pp.1123-1124,1986
- 7) 望月重，中島洋士，川上道治：せん断破壊先行型の耐震壁の復元力特性に関する研究(その 1)，AIJ 梗概，pp.247-248,1987
  - 8) 茂呂田雅幸，牧幹夫，高木仁之，狩野芳一：柱の形状が鉄筋コンクリート造耐震壁の挙動に及ぼす影響について(その 1)，AIJ 梗概，pp.231-232，1986
  - 9) 加藤大介，勝俣英雄，青山博之：無開口後打耐震壁の耐力の評価に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 337，pp.81-89，1984.3
  - 10) 青山博之，細川洋治，塩原等，山本徹也：既存鉄筋コンクリート建物の耐震補強工法に関する研究(その 1)，AIJ 梗概，pp.2641-2642，1985
  - 11) 若松希旭，高橋央，真田靖士：RC 造耐震壁の側柱を対象とする耐震補強法の開発(その 1，2)，AIJ 梗概，pp.279-282，2011
  - 12) 広沢雅也，後藤哲郎：軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり(その 1) AIJ 梗概 pp.817-818，1971
  - 13) 高木仁之，茂呂田雅幸，狩野芳一：せん断破壊先行型耐震壁のせん断強度に及ぼす中間梁の効果に関する実験的研究(その 1)，AIJ 梗概，pp.243-244，1987
  - 14) 望月重，中島洋士，平原健一：鉄筋コンクリート連層耐震壁耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の効果(その 1)，AIJ 梗概，pp.523-524，1988
  - 15) 高木仁之，光井滋也，新田隆雄，狩野芳一：連層鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に及ぼす中間はりの効果に関する実験的研究(その 3)，AIJ 梗概，pp.541-542，1988
  - 16) 佐藤稔雄，小野新，安達洋，白井伸明，中西三和，杉山公章：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究(その 1) AIJ 梗概 pp.1645-1646，1977
  - 17) 後藤哲郎，秋山友昭：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究 (その 18)，AIJ 梗概，pp.1635-1636，1977
  - 18) 東端泰夫，山口育雄，菅野俊介，長嶋俊雄，星野信夫，持田哲雄：曲げ，せん断，軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究(その 1，2)，AIJ 梗概，pp.1189-1192，1975
  - 19) 牧田敏郎，仲地唯治，早川幸孝，戸田哲雄：曲げ降伏型連層耐震壁に関する実験的研究(その 1)，AIJ 梗概，pp.569-570，1990
  - 20) 佐藤稔雄，小野新，安達洋，白井伸明，中西三和，飯塚雅弘：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究(その 3，4)，AIJ 梗概，pp.1609-1612，1978
  - 21) 小野新，安達洋，中西三和：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究(その 8)，AIJ 梗概，pp.121-122，1979
  - 22) 佐藤稔雄，小野新，安達洋，白井伸明，中西三和：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究(その 9)，AIJ 梗概，pp.1623-1624，1980
  - 23) 佐藤稔雄，小野新，安達洋，白井伸明，中西三和：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究 (その 10)，AIJ 梗概，pp.1625-1626，1980
  - 24) 小野新，遠藤利根穂，安達洋，中西三和，清水泰：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究 (その 4)，AIJ 梗概，pp.1179-1180，1975
  - 25) 小野新，安達洋，中西三和，清水泰，杉山公章：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究 (その 7)，AIJ 梗概，pp.1601-1602，1976
  - 26) 遠藤利根穂：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究 (その 8) AIJ 梗概 pp.1603-1604，1976
  - 27) 後藤哲郎，秋山友昭：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究 (その 9)，AIJ 梗概，pp.1605-1606，1976
  - 28) 小野新，安達洋，中西三和，竹中重雄，杉山公章，田中直樹：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究 (その 16) AIJ 梗概 pp.1631-1632，1977
  - 29) 遠藤利根穂，斉藤完治：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究 (その 17) AIJ 梗概，pp.1633-1634，1977
  - 30) 高木仁之，大場義昭，狩野芳一：鉄筋コンクリート耐震壁の曲げ降伏後の靱性に関する実験的研究(その 2)，AIJ 梗概，pp.2019-2020，1983
  - 31) 坂下雅信，河野進，阪本康平：柱せん断補強筋量が耐震壁の曲げ変形性能に及ぼす影響に関する実験的研究(その 1，その 2) AIJ 梗概 pp.577-580，2011
  - 32) 石川俊介，岡田勇佑，坂下雅信，河野進：曲げ変形が卓越する有開口 RC 造耐震壁の終局性能評価，JCI 年次，pp.463-468，Vo1.33, No.2, 2011
  - 33) 櫻井真人，田中昭，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼすせん断スパン比の影響，JCI 年次 pp.469-474，Vo1.33, No.2, 2011
  - 34) 建物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2007
  - 35) ACI Committee 318：Building Code Requirements for Structural concrete and Commentary, ACI318-95，1995
  - 36) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型設計指針・同解説，2001