

論文 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力と破壊性状における 柱柱の影響

祖父江 美枝^{*1}・高橋 之^{*2}・真田 靖士^{*3}・市之瀬 敏勝^{*4}

要旨： 柱柱の有無をパラメータとしたせん断破壊型耐震壁に対して水平加力実験を行い、せん断性状の基本的な特性を明らかにするとともに、実用的なせん断終局強度評価法を提案した。実験の結果、異形断面を等価な長方形断面に置き換えた場合の等価壁厚と実際の壁厚との割合の大小により、せん断破壊性状の違いがみられた。このことを踏まえ、せん断終局強度式を提案した結果、柱柱の有無によらず、良好に評価することができた。

キーワード： 構造設計, 耐震壁, 柱柱, 壁筋, せん断耐力

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート構造の設計に厳密なモデル化と検証が要求されるようになり、構造設計の自由度が狭まりつつある。設計の自由度向上および合理化のため、耐震壁に関する柱柱省略条件の検討が求められている。

片側に袖壁を有する断面形状の RC 部材に関して、現行の国土交通省の解説書¹⁾においてせん断強度評価法が提案されている。また、新たな評価法として、壁谷澤らによる袖壁付き柱に関する実験²⁾等がある。しかし、これらの提案式は短い袖壁付き柱の結果に基づいており、長い袖壁を有する部材についての実験例は少ない。

そこで本研究では、図-1に示すようなホテルの1階や2階を想定し、柱柱の有無に焦点を当て、せん断破壊性状の基本的な特性についてを実験的に明らかにするとともに、実用的なせん断終局強度評価法を提案する。

2. 試験体

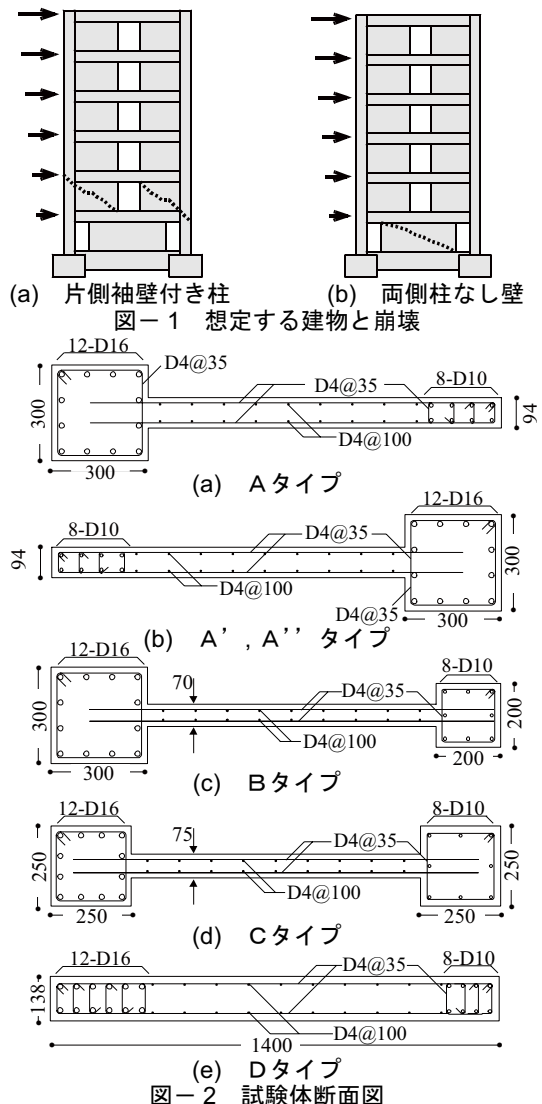
図-2に示すように、柱柱の有無をパラメータとした試験体を用いて静的載荷実験を行う。試験体は1/3スケールであり、6体すべてせん断破壊先行型として設計した。試験体の設計方針を以下に述べる。

- ・試験体の断面積は同程度にする (1930 ± 5cm²)
- ・主筋量を等しくする (8-D10, 12-D16)
- ・壁筋量を等しくする

(縦筋：2-D4@100, 横筋：2-D4@35)

ただし、壁筋量は同じであるが、壁厚が違うため、縦筋比は0.19%から0.38%、横筋比は0.55%から1.08%までの間の値をとる。図-2(a), (b)は図-1の2階のような壁を想定し、壁圧縮になる場合のAタイプ、壁引張になる場合のA', A"タイプの計3体を用意した。Bタイプは左右に非対称の柱があり、200mm角の柱はRC規準(1999)

の推奨条件を満たす最小の断面を想定した。Cタイプは左右対称な柱型を持ち、Dタイプは図-1の1階のような柱型のない壁である。なお、A, A', A"タイプは等価な断面に置き換えた場合の等価壁厚が実際の壁厚の1.5倍



*1 名古屋工業大学大学院生 (正会員)
 *2 名古屋工業大学大学院生 (正会員)
 *3 豊橋技術科学大学 准教授・博(工学) (正会員)
 *4 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)

となり、Bタイプでは2.0倍、Cタイプでは1.8倍となる。

図-3にA、A'、Dタイプの壁端部配筋詳細を示す。これらの試験体では壁横筋は90°フック、帯筋は135°フックとした。幅止め筋は壁端部拘束領域内の壁全体に千鳥配筋とした。幅止め筋の断面積を壁端部主筋間隔64mmと幅止め筋の間隔70mmの積で除した場合の幅止め筋比は0.30%である。図-4にA"タイプの壁端部配筋詳細を示す。A"タイプでは帯筋は用いず、壁横筋を135°フックとした。幅止め筋は壁端部主筋の壁全体に配筋し、幅止め筋比は0.60%である。

コンクリート材料試験の結果を表-1に、鉄筋の引張試験結果を表-2に示す。

3. 加力方法

図-5に加力装置を示す。軸力は左右の鉛直ジャッキともに200kNで、計400kNである。これは300mm角の柱に対して軸力比がおよそ0.15となる値である。ただし、A"タイプの正加力(壁引張)時のみは、左右の鉛直ジャッキともに600kNで、計1200kNとした。これは、後述のように正加力(壁引張)時の曲げ降伏を防ぐためである。

水平加力位置は図-6に示すように試験区間の下端から725mmの位置である。一方、A"タイプの場合、断面図心で材軸を定義すると、最大耐力時(後述)のせん断スパン長さは図-6に示すように538mmである。この様に定義した各試験体のせん断スパン長さをまとめて表-3に示す。

載荷プログラムは層間変形角 $\pm 1/800$ のサイクル後、 $-1/400$ の変形を与え、それ以降は $+1/25$ まで載荷した。ただし、A"タイプは $1/50$ 付近まで、Dタイプでは $1/80$ まで変形させた後、除荷した。なお、層間変形角は全体変位を試験体長さ1000mmで除した値であり、試験体は正方向載荷時に図-2において、左から右へ加力するよう設置した。

4. 荷重 - 変形関係

各試験体の荷重 - 変形関係を図-7に示す。A、A'、B、Cタイプでは層間変形角 $\pm 1/800$ までに正・負加力両方それぞれで、せん断ひび割れ、曲げひび割れの順にひび割れが発生した。A"タイプでは負載荷時に関しては同様であるが、正載荷では層間変形角 $1/800$ までにせん断ひび割れのみが発生し、 $1/400$ までに曲げひび割れが発生した。Dタイプでは、正載荷時にほぼ同時に曲げひび割れとせん断ひび割れが発生した。

最大耐力後は、A、B、Cタイプでは緩やかに耐力が低下し、A"、Dタイプでは急激に低下した。一方、A'タイプでは最大耐力後も一定の耐力を維持し続けた。

本報告における試験体は断面積がほぼ等しくなるよう

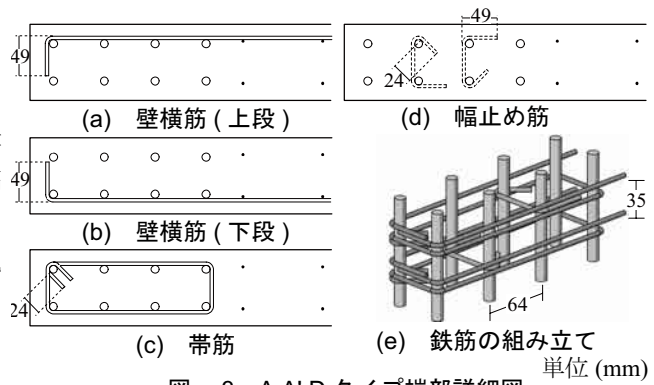


図-3 A,A',Dタイプ端部詳細図

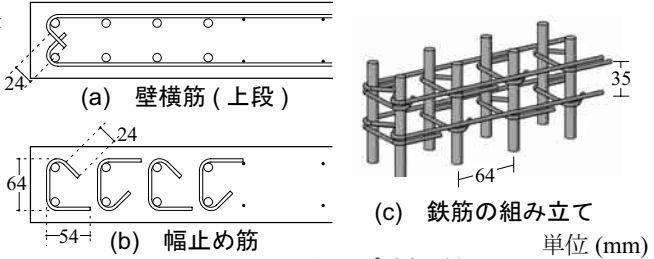


図-4 A"タイプ端部詳細図

表-1 コンクリート材料試験結果(6本平均)

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)
A,A',B,C,D	33.3	27.3
A"	33.4	23.9

表-2 鉄筋引張試験結果(3本平均)

		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)
A,A', B,C,D	D4 SD295A	423*	594	161
	D10 SD345	385	534	184
	D16 SD345	371	578	172
A"	D4 SD295A	351*	544	192
	D10 SD345	376	520	188
	D16 SD345	387	563	180

* D4 降伏棚なし

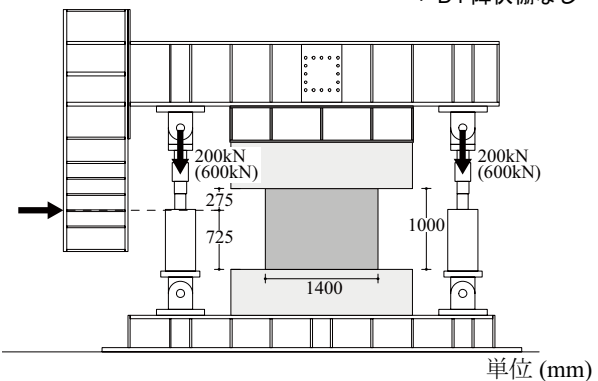


図-5 加力装置

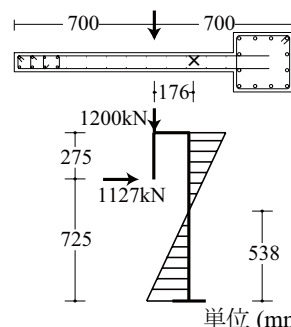


図-6 A"タイプの加力

表-3 図心位置を材軸とした時のせん断スパン長さ

試験体	せん断スパン長さ (mm)
A	798
A'	649
A"	538
B	776
C	725
D	725

に設計されている。実験結果から、断面積が同じであっても同等のせん断耐力とはならず、壁厚が小さいほど耐力が小さくなる結果となった。

5. 短期許容せん断力・ひび割れ強度

各試験体の短期許容せん断力を 2010 年度版 RC 規準³⁾により算出し、図-7 に一点破線で示し、図-8 に各試験体の短期許容せん断耐力直後である層間変形率 1/800 時のひび割れ幅を示す。括弧内の数値は除荷時のひび割れ幅である。除荷時のひび割れ幅は 0.00mm から 0.04mm の範囲にあり、非常に小さい値であった。

各試験体の正載荷時の曲げひび割れ強度およびせん断ひび割れ強度をそれぞれ算出し、図-9 に示す。曲げひび割れ強度は 2010 年度版 RC 規準³⁾の付録 10 により算出し、せん断ひび割れ強度は $Q_s = t f_s$ を用いて算出した。A" タイプのせん断ひび割れ強度以外では、± 50% 以内の範囲となった。

6. 破壊経過・試験体対角線上の応力度分布

図-10 に試験体の鉄筋ひずみ測定位置を示す。

A タイプの最終ひび割れ状況を図-11(a) に示す。ほぼ対角線状の破壊であった。ただし、せん断ひび割れ幅

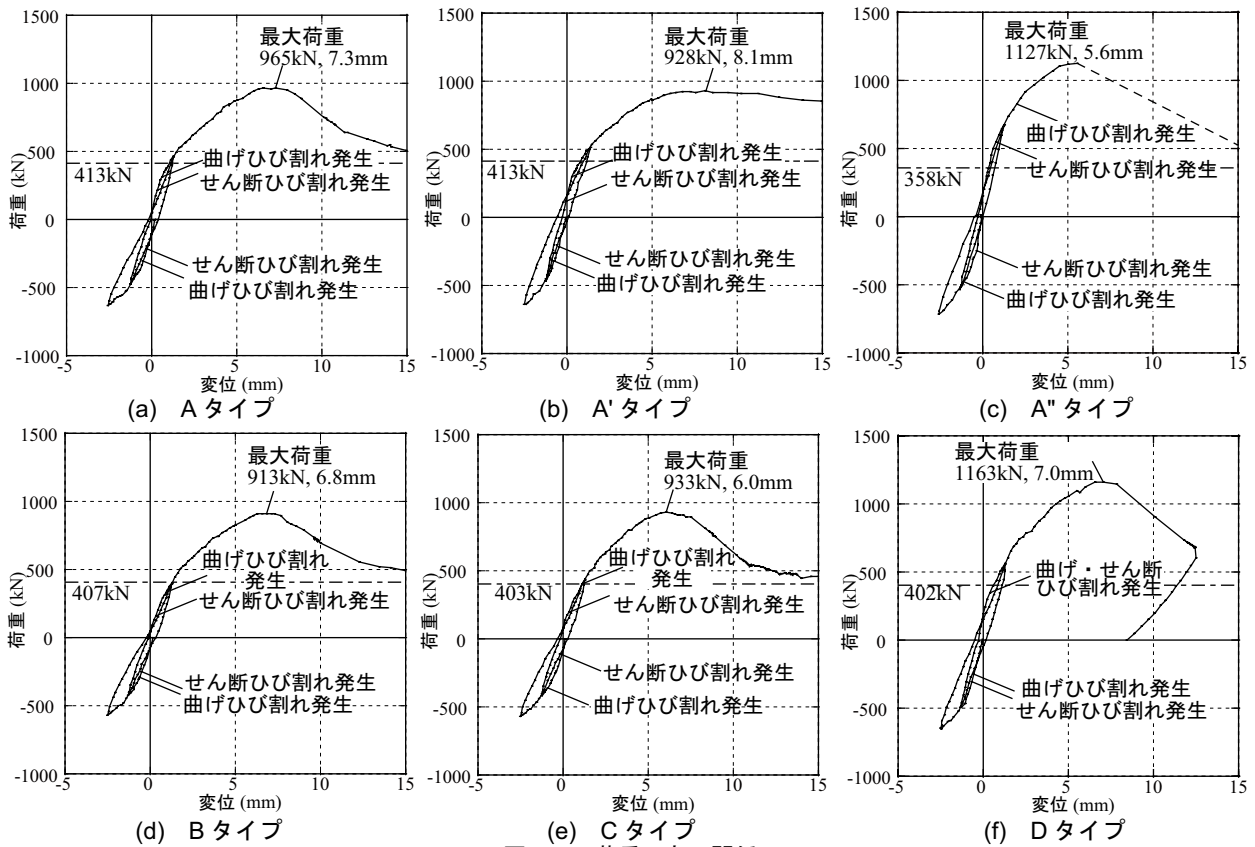


図-7 荷重 - 変形関係

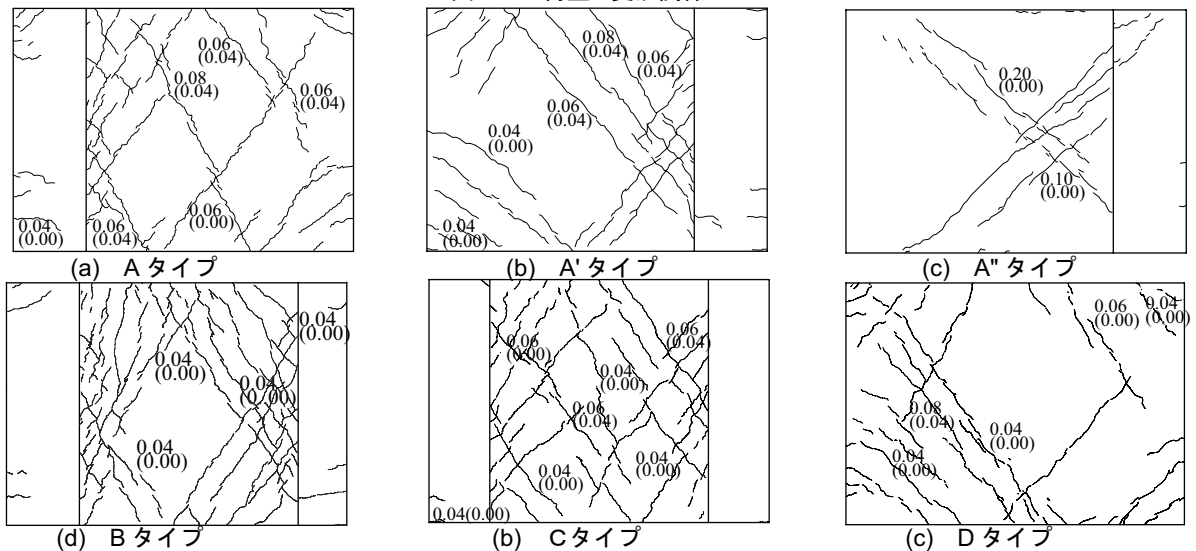


図-8 短期許容せん断力直後ひび割れ幅

は一様でなかった。最大耐力直後に壁板のせん断ひび割れ幅が 3mm 程度まで大きくなったが、この時点での柱のせん断ひび割れ幅は 0.4mm 程度であった。変形が 20mm まで進むと柱のせん断ひび割れも拡大した。最大耐力時の横筋と縦筋の応力度分布を図-11(b), (c) に示す。ひび割れが対角線上に発生したため、横筋はほぼ全て降伏した。一方、縦筋は一部のみの降伏となった。また、柱主筋と壁端部縦筋のみの応力度分布に注目すると、圧縮側柱主筋と引張側柱主筋の応力度は直線的ではなく、平面保持仮定が成立していないといえる。

A" タイプの最終ひび割れ状況を図-12(a), 最大耐力時の横筋の応力度分布を同図 (b), 縦筋の応力度分布を同図 (c) に示す。A" タイプでは柱型を貫くせん断破壊を示した。応力度分布に関して A タイプと比べると、壁縦筋の降伏が多く生じたが、それ以外は同様の傾向を示した。

B タイプの最終ひび割れ状況を図-13(a) に示す。B タイプでは最大耐力直後に壁と柱の境界付近のコンクリート剥落が顕著にみられた。変形が 20mm では壁引張側柱と壁板が別々にせん断破壊を起こした。最大耐力時の横筋の応力度分布を図-13(b) に示す。横筋の降伏は少なかった。次に、縦筋の応力度分布を同図 (c) に示す。柱主筋の応力度分布に注目すると、引張縁からの距離が

300mm 付近の引張側柱主筋より、引張縁からの距離が 1200mm の圧縮側主筋の引張応力度が大きな値を示している。

C タイプの最終ひび割れ状況を図-14(a) に示す。C タイプでは最大耐力直後に壁と柱の境界付近のコンクリートが剥落していくとともに、壁板上部で水平方向にひび割れが生じた。変形が 20mm まで進むと壁板が圧縮破壊に近い兆候を示し、引張側柱がせん断破壊を起こした。最大耐力時の横筋の応力度分布を図-14(b), 縦筋の応力度分布を同図 (c) に示す。いずれも B タイプと同様の傾向を示した。B, C タイプの試験体では、柱と壁が別々の挙動を示したことがわかる。

D タイプの最終ひび割れ状況を図-15(a), 最大耐力時の横筋の応力度分布を同図 (b), 縦筋の応力度分布を同図 (c) に示す。D タイプでは対角線方向のせん断破壊を示した。横筋はほぼ全ての鉄筋が降伏し、縦筋は一部の鉄筋のみが降伏した。

今回の試験体は通常の試験体に比べて壁横筋が多く、縦筋量の 3 倍ほど配筋されている。A, A", B, C, D タイプの壁縦筋と壁横筋の応力度分布を比べると、壁横筋より壁縦筋のほうが応力度が小さく降伏も遅い。横筋量が多いため横筋より縦筋が先に降伏するという事は起きな

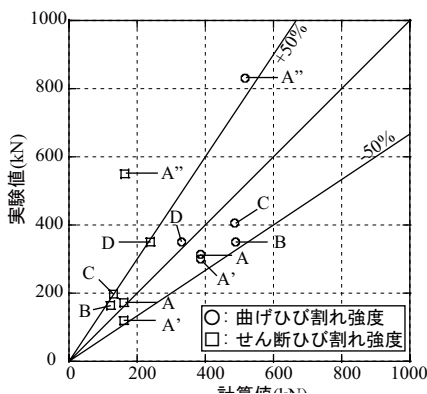


図-9 ひび割れ強度 (正載荷時)

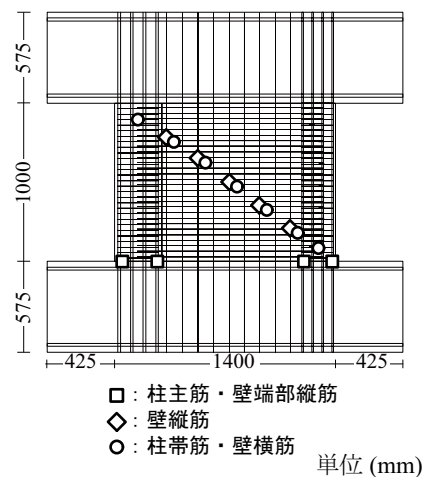


図-10 鉄筋ひずみゲージ取り付け位置

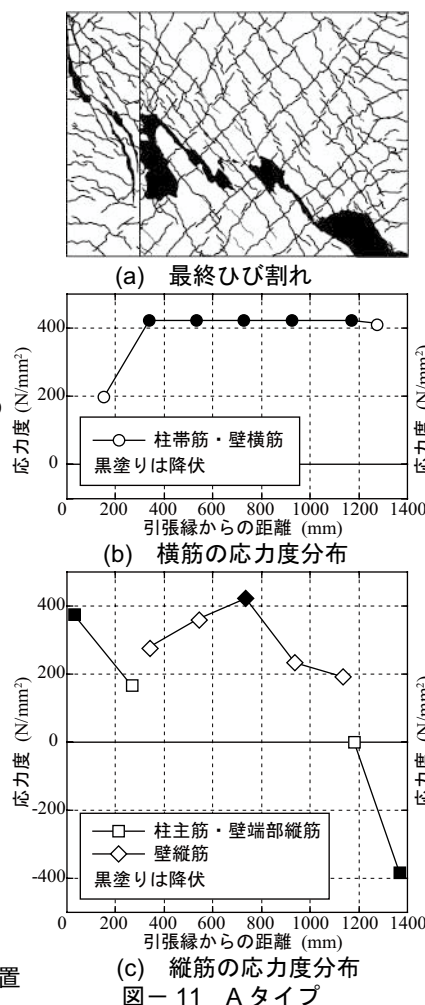


図-11 Aタイプ

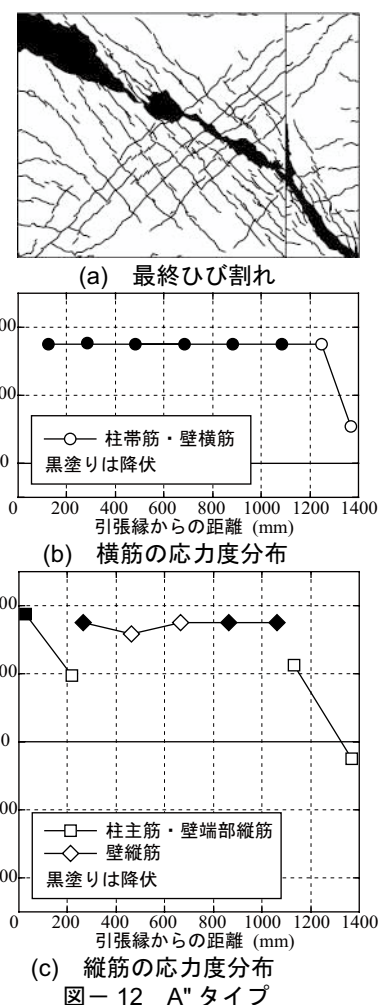


図-12 A"タイプ

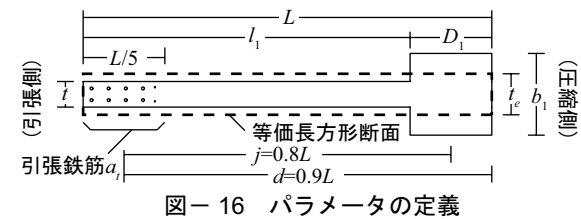
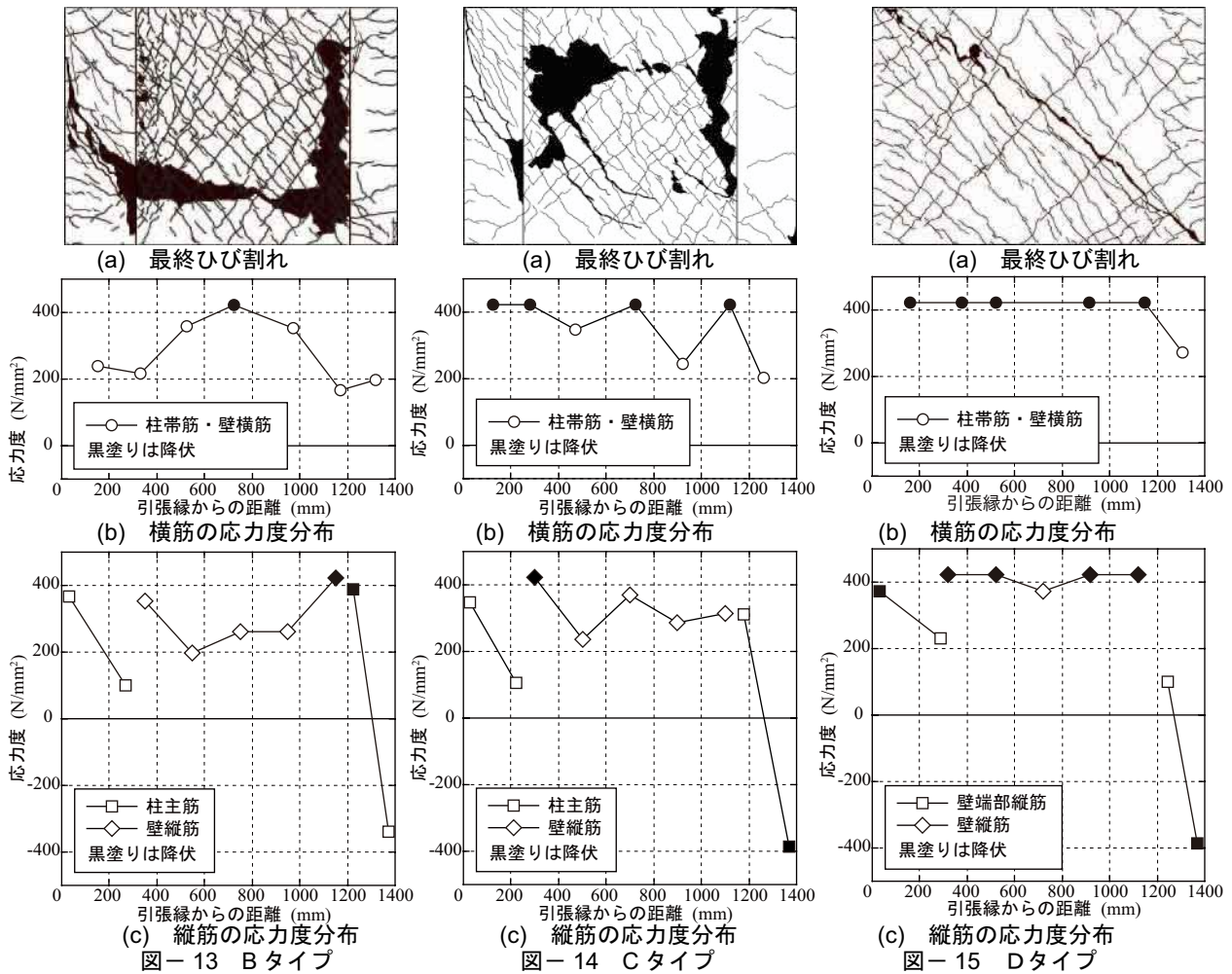


図-13 Bタイプ
図-14 Cタイプ
図-15 Dタイプ

図-16 パラメータの定義

かった。実際の建物でも、連層耐震壁の下層部であれば、上下の層または基礎梁が今回の実験のスタブの役割を果たすと考えられるので、縦筋量と横筋量の割合を今回と同程度まで変化させてよいと考える。

7. せん断終局強度算定式

7-1. 既往のせん断終局強度式

現行の国土交通省の解説書では枠柱の有無により2つのせん断終局強度式を用いているが、それぞれ以下の問題点がある。柱なし壁および両側枠柱付き壁の強度式では、引張主筋の定義が曖昧であり、かつ、枠柱の大きさにより有効せいに矛盾が生じる場合がある。また、袖壁付き柱の強度式では、引張側壁内の鉄筋を無視し、せん断補強筋比の算出法は明らかに過大評価である。

7-2 せん断終局強度式の提案

本研究では、解説書の強度式の問題点から、式(1)のように統一することを提案する。提案方法では枠柱の有無

によらず引張鉄筋量、有効せい、応力中心間距離を決める(図-16)。また、せん断補強筋比を柱と壁の断面面積の割合にならし、壁の配筋条件により低減係数を用いる。

$$Q_{vsu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot L) + 0.12}} + 0.85 \beta \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (1)$$

t_e : 長さと同断面が等しい長方形断面に置き換えた時の幅 (mm)。ただし、 t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする。

L : 部材の全長、 $d=0.9L$, $j=0.8L$ (mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) (= $100a_t / t_e \cdot d$)

a_t : 引張縁から部材せいの 5 分の 1 内の縦筋断面積 (mm²)

F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm)

M/Q : せん断スパン長さ $1 \leq M/(QL) \leq 3$

ただし、1未満の場合は1, 3を超える場合は3とする。

σ_0 : 全断面に対する平均軸方向応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{wh} \cdot p_{wh} = \sum \sigma_w p_w \left(\frac{tl}{A} \right) + \sum \sigma_s p_s \left(\frac{bD}{A} \right)$$

p_w, p_s : 壁横筋および柱帯筋のせん断補強筋比 (小数)

σ_w, σ_s : 壁横筋および柱帯筋の降伏強度 (N/mm²)

β : 壁の配筋条件による低減係数

ダブル配筋もしくは両側に一辺 $2t$ 以上の柱がある場合

$$\beta = 1$$

それ以外

$$\beta = 1/2$$

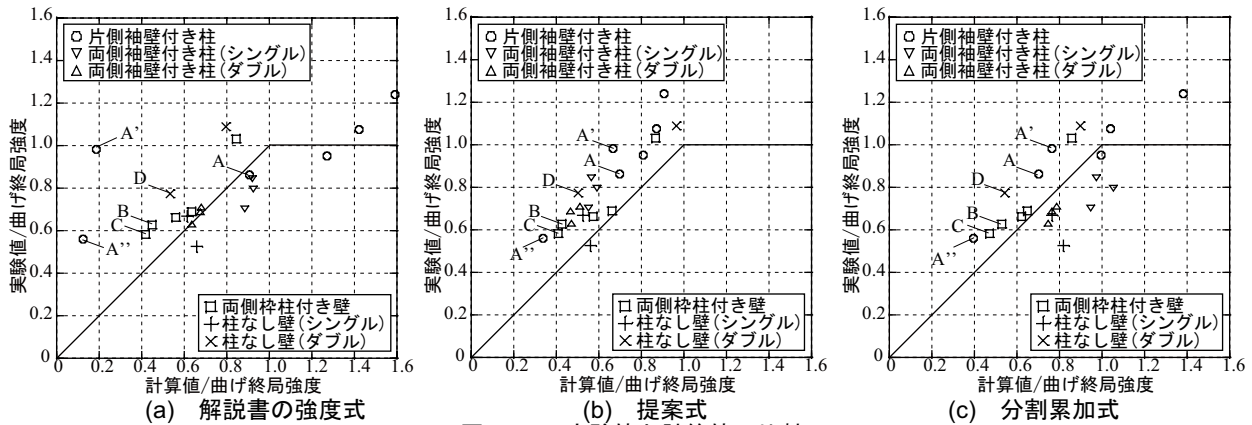


図-17 実験値と計算値の比較

A: 部材の断面積 (mm²), l: 壁長さ (mm)

7-3. 実験値と計算値の比較

今回の実験および既往の実験から片側袖壁付き柱²⁾, 両側袖壁付き柱^{4),5)}, 両側枠柱付き壁^{6),7)}, 柱なし壁^{7),8)}についてそれぞれせん断終局強度を算出し, 実験結果との比較を行った。解説書による結果を図-17(a), 提案式による結果を同図(b), 壁谷澤らによる分割累加式による結果を同図(c)に示す。計算にあたっては修正荒川 mean 式を使い, 縦軸と横軸は実験値と計算値をそれぞれ曲げ終局強度³⁾で除した値である。なお, 図中の記号は今回の実験の試験体名であり, せん断スパン比は表-3に示す最大耐力時のせん断スパン長さにより求めた。

既往の解説書による算出法では, 両側袖壁付き柱または片側袖壁付き柱の壁圧縮時に過大評価となった。また, 片側袖壁付き柱の壁引張時に過小評価となった。

一方, 今回提案した方法により修正を加えると袖壁付き部材も安全側となり, 枠柱の有無に関わらず良好な結果が得られた。しかし, A' と A'' タイプの (実験値) / (計算値) の比率を計算すると, それぞれ 1.5 および 1.7 となり, A タイプの比率 1.2 より大きい値となった。このことから, 圧縮側に枠柱がある耐震壁において過小評価する傾向があり, 更なる検討が必要と考えられる。

また, 分割累加式では, 既往の解説書に比べると精度は良いが, 両側袖壁付き柱を過大評価する傾向がある。

8. 結論

- (1) 等価な長方形断面に置き換えた場合の壁厚が元の壁厚の 1.5 倍以下の試験体では, 対角線方向のせん断破壊となった。
- (2) 今回提案した条件で統一することにより, 枠柱の有無に関わらず良好にせん断終局強度を算出できる。

9. 今後の課題

今回の提案式では, 圧縮側に枠柱のある壁についてはせん断強度を過小評価する傾向がみられた。また, 試験

体断面積が同じであっても, せん断耐力は等しくならず, 柱に対して壁厚が小さいほど耐力は低い傾向がみられた。この問題については更なる検討が必要である。

謝辞

本研究は国土交通省の建築基準整備促進補助金事業の一環として行っているものであり, 建築研究所の福山洋氏, 諏訪田晴彦氏, 豊橋技術科学大学の佐島悠太氏をはじめ, 関係者の皆様に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課ほか: 2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合 2007.8
- 2) 妻根國, 壁谷澤寿海, 金裕錫ほか: 鉄筋コンクリート造片側そで壁付き柱の終局強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.385-390, 2009.3
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造計算規準・同解説 2010.2
- 4) 大宮幸, 松浦康人, 香取慶一ほか: 袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験及び考察, 日本建築学会構造工学論文集, 第 553 号, pp.81-88, 2002.3
- 5) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 東條有希子ほか: せん断破壊型片側そで壁付き柱に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp.573-574, 2008.9
- 6) 徳広育夫, 三谷勲, 宮崎博茂: 周辺架構の構造形式が異なる耐震壁の破壊性状とせん断耐力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系報告集, 第 355 号, pp.88-98, 1985.9
- 7) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿一ほか: 鉄筋コンクリート造耐震壁の形状と補強に関する実験的研究 (その 1: 柱型がない場合と有開口の場合), 日本建築学会学術講演梗概集 (九州), pp.463-464, 2007.8
- 8) 板谷秀彦, 小野新, 安達洋ほか: 鉄筋コンクリート造壁板の耐震性能に関する研究 (その 1) 実験概要及び実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp.355-356, 1992.8