

# 論文 兵庫県南部地震で大破した共同住宅の柱のせん断強度

杉本訓祥\*1・松森泰造\*2・小谷俊介\*3・塩原等\*4

**要旨**：1995年兵庫県南部地震で被害を受けた鉄筋コンクリート造共同住宅について被害調査をした。調査結果をもとに、損傷の大きい柱の曲げ・せん断強度を計算して破壊形式を推定し、調査結果と比較した。その結果、破壊した柱では、帯筋の配筋が不適当なものが多く、破壊形式について、推定結果と調査結果との間に不一致が見られた。また、軸力比と破壊形式との関係、ベースシア係数の分布についても検討した。

**キーワード**：兵庫県南部地震、せん断強度、曲げ強度、柱の破壊形式

## 1 はじめに

1995年兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート（以下RC）造建築物に大きな被害が生じた。RC造建築物のうち、限定した地域にある共同住宅の被害を調査し、特に、損傷の大きい柱の配筋詳細のデータを収集した[1]。調査結果から、せん断破壊した柱が多かったことを受け、調査によって詳細な断面データが得られた柱について断面解析・強度の計算をして破壊形式の推定を行い、実際の破壊の状態との関係を調べ、破壊の原因について検討した。

## 2 被害の実態調査

### 2.1 調査概要

日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会が行った初動調査における共同住宅に関するデータ・ベースを参考に、1995年3月3日（金）～7日（火）、3月12日（日）、3月30日（木）～4月1日（土）の延べ9日間、兵庫県神戸市灘区および東灘区のRC造共同住宅の調査を行った。大破または崩壊と判定されたすべての共同住宅について、被災状態、大破した部材の配筋（主筋及び帯筋の配筋詳細）を調べ、大破あるいは崩壊した階の大まかな平面図を作成した[1]。また、損傷の大きい柱の破壊形式を、せん断破壊と曲げ破壊の2種に判別した。

- ・せん断破壊：柱スパンの中央部または端部に発生したせん断ひび割れが大きく開いているもの。
- ・曲げ破壊：柱頭柱脚にコンクリートの圧壊がみられるもの。

### 2.2 調査結果

RC造共同住宅で大破・崩壊したもの76棟を調査した。内訳は、大破24棟、崩壊52棟であった。調査したRC造建築物のうち47棟から一棟につき1～3本ずつ、一階柱を選び出し、断面寸法、主筋・帯筋の径および本数、帯筋間隔を調べた。47棟のうち11棟からは2本ずつ、1棟からは3本を選び、合計60本の柱のデータを収集した。ただし、同じ建物から選び出した複数の柱は、断面形状、主筋・帯筋の量、平面上の柱の位置について違いがあるものである。主筋に異形鉄筋を用いた柱は47本（建物は36棟）、丸鋼を用いた柱は13本であった。また、帯筋に異形鉄筋を用いた柱は8本（建物は7棟）であった。せん断破壊が55本、曲げ破壊が5本であった。

\*1 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻（正会員）

\*2 東京大学大学院工学系研究科 助手 工修（正会員）

\*3 東京大学大学院工学系研究科 教授 Ph. D.・工博（正会員）

\*4 東京大学大学院工学系研究科 助教授 工博（正会員）

これらの60本の柱の帯筋比、帯筋間隔の分布を図-1、図-2に示す。凡例の、S、Fはそれぞれ、せん断破壊、曲げ破壊を示し、S(R)、F(R)はいずれも主筋に丸鋼を用い、それぞれ、せん断破壊した柱、または曲げ破壊した柱を示す。また、図には平均値(m)を実線で、平均値±標準偏差(m±σ)を破線で示す。

図より、帯筋比は0.2%に満たないものが多く、全部で37本あり、主筋に丸鋼を用いている柱13本のうち12本が0.2%未満であり、帯筋量が少ないことがわかる。帯筋間隔は、15cm以下のものが37本で全体の半数以上を占めるが、10cm以下のものは17本で全体の3割もある。また、主筋に丸鋼を用いている柱の帯筋間隔は、いずれも20cmを越えている。

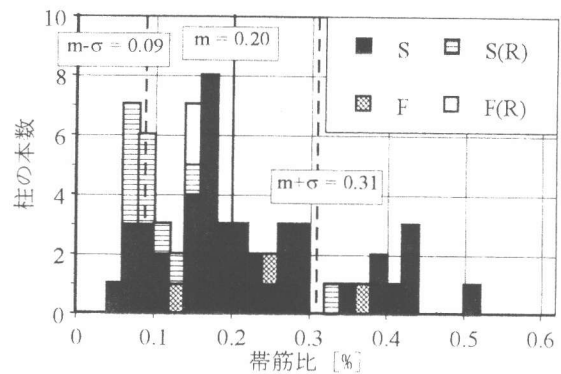
### 3 強度の計算

柱の曲げ終局モーメントを求め、柱の両端部が終局モーメントに達したときのせん断力(曲げ終局時せん断力、以下曲げ強度 $V_{mu}$ )および、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」[2]によるせん断終局強度 $V_{su}$ を求めた。

せん断強度の評価式は、主筋に十分な付着力がある異形鉄筋の使用を前提としているため、主筋に丸鋼を用いた柱に適用した場合、信頼性が低いと考えられる。しかし、主筋に丸鋼を用いた柱の帯筋量はいずれも少なく、トラス機構の寄与分は少ないと考えて式を適用した。また、調査結果では、多くの柱が帯筋端部フックが開いた状態で破壊していたことから、帯筋が機能しなかった可能性を考慮し、帯筋強度 $\sigma_{wy}$ の有効強度を低減率80%、60%、40%、20%、0%の五通りに低減させた場合のせん断強度も計算した。計算にあたっては次のように仮定した。

①断面のかぶり厚さが不明のものは40mmとした。②柱の内法高さは、現地調査ではデータが得られなかったため、個々の建物の写真をもとに推定した。③異形鉄筋を用いた主筋については降伏強度 $3850\text{kgf/cm}^2$ 、丸鋼を用いた主筋については $3300\text{kgf/cm}^2$ とした。④帯筋の降伏強度は $2400\text{kgf/cm}^2$ とした。⑤主筋の応力度-歪度関係は完全弾塑性として解析を行なった。⑥コンクリート圧縮強度を $210\text{kgf/cm}^2$ と仮定した。⑦コンクリートの応力度-歪度関係には、Kent-Parkが提案したモデルのうち、帯筋による拘束効果を考慮しないモデル[3]を用いた。

⑧柱に作用する軸方向力は、対象とする柱の支



S:せん断破壊, F:曲げ破壊, (R):丸鋼主筋の柱

図-1 帯筋比の分布

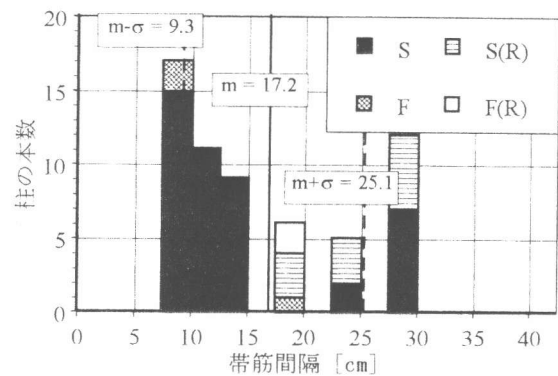


図-2 帯筋間隔の分布

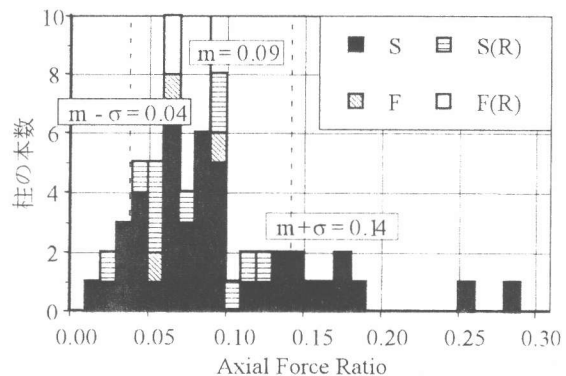


図-3 柱の軸力比の分布

配面積に対して、床  $1\text{m}^2$  あたり  $1.1\text{tonf}$  の荷重が働くものと仮定した。

仮定した荷重に対する、柱の軸方向応力度をコンクリート強度 ( $210\text{kgf/cm}^2$ ) で割った値 (軸力比) の分布を図-3に示す。また、平均値 ( $m$ ) を実線で、平均値±標準偏差 ( $m\pm\sigma$ ) を破線で示した。軸力比の平均値は  $0.09$  程度と低く、また、 $0.20$  以上の柱は  $2$  本あるだけで、ほとんどが  $0.10$  未満という低い値を仮定している。

#### 4 計算結果の検討

##### 4.1 破壊形式の推定

せん断強度の計算結果をもとに、柱の破壊形式を推定した。曲げ強度  $V_{mu}$  と、せん断強度  $V_{su}$  を比較し、曲げ強度がせん断強度を上回る場合をせん断破壊、逆の場合を曲げ破壊と定義した。せん断強度の評価式による計算結果、および、帯筋の有効強度を降伏強度の  $80\% \sim 0\%$  まで低減させて  $V_{su}$  を計算した結果に対して、破壊形式を推定した。表-1に、せん断破壊あるいは曲げ破壊と推定される柱の本数を調査の結果と比較して示す。  $V_{su}/V_{mu}$  による推定では、曲げ破壊となる柱の数が調査より多く、調査結果との対応は良くない。帯筋強度を、 $80\%$ 、 $60\%$ 、 $40\%$ 、 $20\%$ 、 $0\%$  と低減させると次第に曲げ破壊と推定される柱の本数が少なくなっており、帯筋の有効強度を降伏強度の  $40\%$  に低減すると、調査結果とほぼ対応する。

表-1 解析結果：破壊形式と柱の本数

		調査	$\sigma_{wy}$	$0.8\sigma_{wy}$	$0.6\sigma_{wy}$	$0.4\sigma_{wy}$	$0.2\sigma_{wy}$	$0\sigma_{wy}$
総計	せん断破壊	55	34	41	47	53	58	59
	曲げ破壊	5	26	19	13	7	2	1
主筋 異形	せん断破壊	44	24	31	36	41	45	46
	曲げ破壊	3	23	16	11	6	2	1
主筋 丸鋼	せん断破壊	11	10	10	11	12	13	13
	曲げ破壊	2	3	3	2	1	0	0

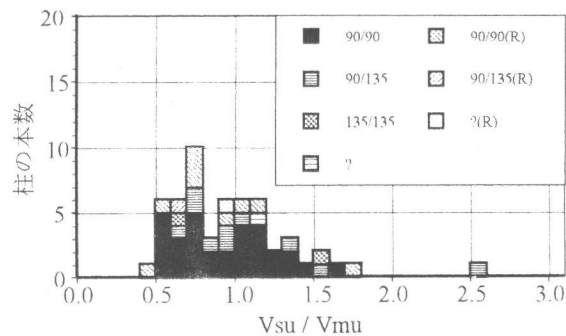
帯筋強度を、 $80\%$ 、 $60\%$ 、 $40\%$ 、 $20\%$ 、 $0\%$  と低減させると次第に曲げ破壊と推定される柱の本数が少なくなっており、帯筋の有効強度を降伏強度の  $40\%$  に低減すると、調査結果とほぼ対応する。

##### 4.2 破壊形式の適合状況

###### (1) 帯筋のフック角度

計算結果をもとに、せん断強度の曲げ強度に対する比 ( $V_{su}/V_{mu}$ ) の分布のヒストグラムを図-4に示す。ここでは、実際の調査結果で曲げ破壊した柱は除いて検討する。凡例の  $90/90$ 、 $90/135$ 、 $135/135$  はそれぞれ、両端  $90$  度、一端  $90$  度他端  $135$  度、両端  $135$  度フック、? $(R)$  はフック角度が不明の柱である。 $(R)$  は、主筋に丸鋼を用いた柱である。曲げ破壊と推定される柱は全部で  $23$  本であり、このうち、両端  $90$  度フックのものは  $17$  本 (うち、主筋が異形鉄筋のものは  $14$  本) である。両端  $90$  度フックのものについては、最大でせん断強度を曲げ強度の  $1.5$  倍程度に評価している場合がある。一端  $90$  度他端  $135$  度フックの柱では、曲げ強度に対してせん断強度が  $2$  倍以上のものが見られる。

図-5に  $V_{su}$  の計算において帯筋強度を  $40\%$  まで低減して計算した結果について示す。曲げ破壊と推定した柱の数は、両端  $90$  度フックのもので  $2$  本 (うち  $1$  本は主筋は丸鋼)、一端  $90$  度他端



凡例は帯筋フックの角度を示す。(R):丸鋼主筋の柱  
図-4 フック角度とせん断強度の曲げ強度に対する比 (帯筋強度は低減しない)

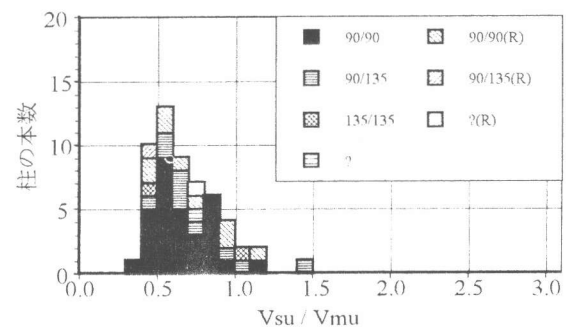


図-5 フック角度とせん断強度の曲げ強度に対する比 (帯筋強度は  $40\%$  まで低減)

135 度のもので 2 本、両端 135 度フックのもので 1 本の計 5 本に減少している。この結果、両端が 90 度フックのものほとんどは、帯筋強度を 40%に低減したことで推定した破壊形式が調査結果と一致するようになる。しかし、135 度フックを用いている柱については帯筋強度の低減だけでは実際の破壊形式に一致した推定破壊形式は得られない。

### (2) 帯筋のフック余長

フック余長別のせん断強度の曲げ強度に対する比および破壊形式の推定結果について検討する。フックの余長は、丸鋼では帯筋径に対して、異形鉄筋では呼び名に用いた数値に対して、それぞれ何倍かを表して示す。4d とは帯筋径（あるいは呼び名）の 4 倍の長さであることを示す。計算結果をもとに、せん断強度の曲げ強度に対する比の分布のヒストグラムを図-6 に示す。図中で、-4d は余長 4d 未満、4d-6d、6d-8d はそれぞれ余長 4d 以上 6d 未満、6d 以上 8d 未満、8d- は余長 8d 以上であることを示すが、この図は、各値の頻度分布は図-4 と同じであり、内訳が異なっている。曲げ破壊と推定される柱 23 本に、余長 6d 未満のものが 16 本含まれている。そのうち、せん断強度を曲げ強度の 2 倍以上に評価しているものが 1 本あり、フック角度は一端 90 度他端 135 度折り曲げである。

帯筋強度を 40%に低減させて計算した結果を図-7 に示す。図から、曲げ破壊と推定された 5 本の柱のうち、4 本は異形鉄筋を用い、余長 6d 未満であることがわかる。図-5 で示したように、異形鉄筋を用いたこの 4 本には、両端 135 度フックのものも 1 本含まれていたが、残る 3 本は両端 90 度かあるいは一端 90 度他端 135 度であり、いずれも帯筋の配筋形式は不適切である。

### (3) 帯筋のフック角度と余長

日本建築学会の「建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事（以下 JASS5）」[4] では、鉄筋の折り曲げ角度と余長について、90 度折り曲げでは余長 8d 以上、135 度折り曲げでは 6d 以上と規定されている。そこで、フック角度と余長の両方を考慮して、表-2 のように A、B、C の 3 段階に分類してプロットしたものを図-8 に示す。帯筋に異形鉄筋を用いているものには、凡例に(D)を付して区別した。なお、ここでは、実際に、曲げ破壊した柱は除き、さらに主筋に異形鉄筋を

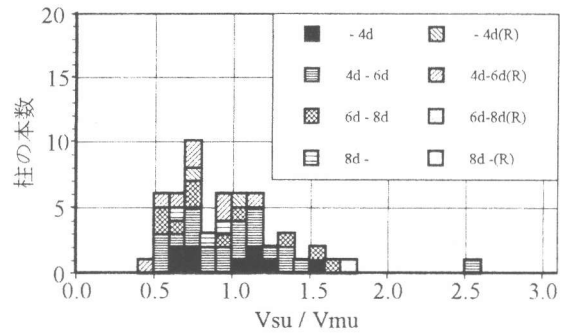


図-6 フック余長とせん断強度の曲げ強度に対する比（帯筋強度は低減しない）

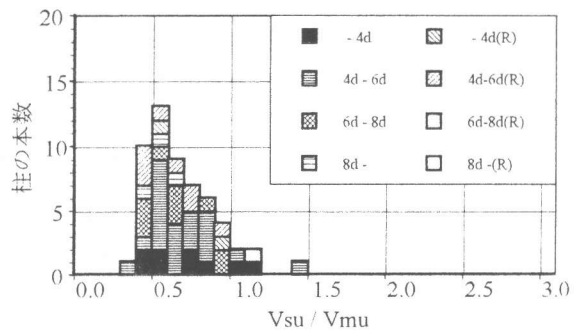


図-7 フック余長とせん断強度の曲げ強度に対する比（帯筋強度は 40%に低減）

表-2 帯筋端部処理の分類

折り曲げ角度	余長			
	~4d	4~6d	6~8d	8d~
両端90度フック	C	C	C	B
一端90度 他端135度	C	C	B	B
135度、又はスパイラル	C	C	A	A

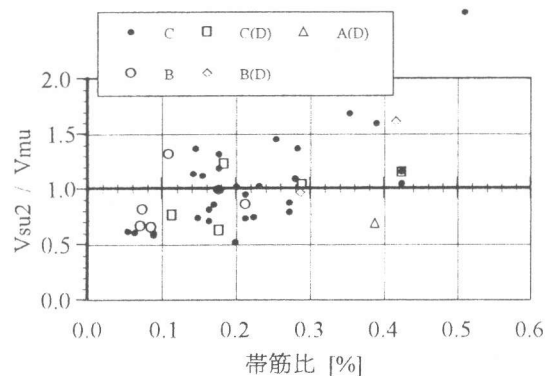


図-8 せん断強度の曲げ強度に対する比（帯筋強度は低減しない）

用いたもののみ限定している。ほとんどの柱が余長と折り曲げ角度との関係において不適切な施工であることがわかる。特に、付着力の期待できない丸鋼を用いていて、帯筋端部の定着が不適切なものも多く見られる。JASS5の規定を守った施工法を用いた柱はせん断破壊した柱 55 本中 1 本（スパイラル筋のみ）である。

さらに、帯筋比と計算結果 ( $V_{su}/V_{mu}$ ) との関係を見ると、帯筋量が多いほどせん断強度の曲げ強度に対する比が大きくなる傾向がある。しかし、帯筋量 0.2%以上でせん断強度が曲げ強度より大きいと評価される柱では帯筋端部の一端 90 度他端 135 度フックかつ余長 6d 以上、または両端 90 度余長 8d 以上となっており、帯筋の配筋形式は不適切である。

### 4.3 軸力の影響

軸力の上昇に伴って曲げ耐力が上昇し、曲げ破壊型からせん断破壊型に破壊形式が移行する場合がある[5]。ここでは軸力の曲げ強度およびせん断強度に対する影響について検討する。

柱の軸力比と曲げ強度・せん断強度の相互作用図の一例を図-9に示す。図から、軸力比を 0.05 としたとき、せん断強度は曲げ強度を 4 割程度上回るが、軸力比がおよそ 0.15 まで上昇すると、曲げ強度とせん断強度がほぼ等しくなる。そこで、主筋に異形鉄筋を用い、かつ、せん断破壊した柱のうち、計算で曲げ破壊と推定されるもの 13 本について、曲げ強度とせん断強度がほぼ等しくなる時の軸力比を計算した。この 13 本以外で、実際にはせん断破壊しているのに曲げ破壊と推定された柱 (10 本) では常に曲げ強度はせん断強度より小さい。

曲げ強度とせん断強度がほぼ等しくなる時の軸力比を、強度の計算にもちいた軸力比と比較して表-3に示す。コンクリート圧縮強度は  $210\text{kgf/cm}^2$  とし、帯筋強度を低減せずにせん断強度を計算した。対象とした柱の軸力比は小さく、平均値で 0.07 程度であり、最大値で 0.13 程度の値である。また、せん断強度の曲げ強度に対する余裕度が低く、平均値で 1.14 倍である。一方、曲げ強度とせん断強度がほぼ等しくなる時の軸力比は平均値で 0.16、最大値でも 0.3 程度であり、せん断強度と曲げ強度がほぼ等しくなる時の軸力の上昇はわずかであることがわかる。

### 4.4 ベースシア係数の分布

対象とした 47 棟の建物について、せん断強度が未知の柱を、せん断強度が計算可能な柱で置換して、せん断強度の和を建物のベースシアとし、建物の総重量でこのベースシアを除して各建物のベースシア係数を求めた。

それぞれのベースシア係数の計算値の平均値、標準偏差、変動係数、および最大・最小値を表-4に示す。表には、主筋に異形鉄筋を用いていて柱がせん断破壊した建物に対して、せん断強度  $V_{su}$  を用いて計算した結果と、曲げ強度  $V_{mu}$  とせん断強度  $V_{su}$  の小さい方 ( $\text{Min.}[V_{su}, V_{mu}]$  と表す) を用いて計算した結果について示す。ベースシア係数は平均値 0.6 程度で、計算方法を変えても、平均値、ばらつきはあまり変わらない。

ベースシア係数と建物階数の関係をプロットしたグラフを図-10に示す。グラフは、建物階数別

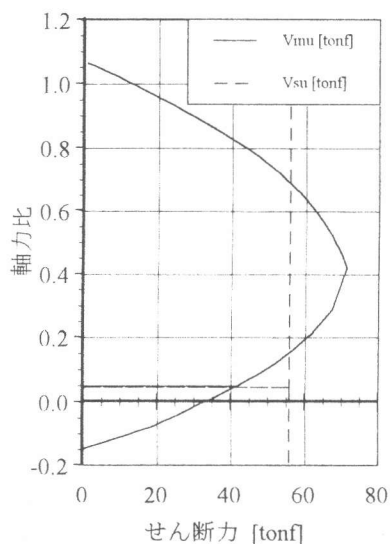


図-9 軸力比-曲げ・せん断強度相互作用図

表-3 軸力の変動と破壊形式

	計算	強度比	変更後	強度比
	軸力比	$V_{su}/V_{mu}$	軸力比	$V_{su}/V_{mu}$
平均値	0.07	1.14	0.16	0.97
標準偏差	0.03	0.12	0.08	0.03
変動係数	48%	11%	48%	3.1%
最大値	0.13	1.35	0.3	0.999
最小値	0.02	1	0.05	0.91

に、各建物のベースシア係数の値 (○) と、各階数別の平均値を記号 (●) で、また、(平均値±標準偏差)を横線 (—) で示す。

図を見ると、図の(a)では、グラフ上ばらつきは大きい、帯筋強度の低減を考慮した計算結果(b)をみると、一部の建物を除いて、建物階数別にまとまった値となっている。3階建の建物は1.0程度に分布しているが、4~7階建の建物は0.5~0.6程度の、全体の平均値 (=0.61) に近い値にまとまって分布している。「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (以下RC規準)」[6]では、許容応力度設計用の標準せん断力係数は0.2である。ベースシア係数は、これに、地域、地盤、建物の高さ・振動特性によって決まる係数をかけるため低減される場合もあるが、0.2を基準に考えると、これらの建物は、0.2に対して3倍程度の余裕を持っていて、大破あるいは崩壊したことになる。また、ベースシア係数1.0以上のものもわずか(5棟)であるが大破・崩壊した建物の中に含まれている。

### 5 まとめ

兵庫県南部地震で被害を受けたRC造共同住宅の柱の破壊形式の推定を試みた。実際の被害の破壊形式を精度よく推定することはできなかった。そこで、柱のせん断抵抗機構において重要な帯筋に着目して検討を行った。帯筋端部の折曲げ角度や折曲げ後の余長について、JASS5の規定に従っていない配筋が多く見られることが、実際の破壊形式と推定破壊形式との間に違いが見られる一つの原因と考えられた。また、別の原因として軸力について検討した結果、実際にせん断破壊して計算では曲げ破壊すると推定された柱のうち半数以上は、軸力比がわずかに大きくなることとせん断強度が曲げ強度とほぼ等しくなることがわかった。

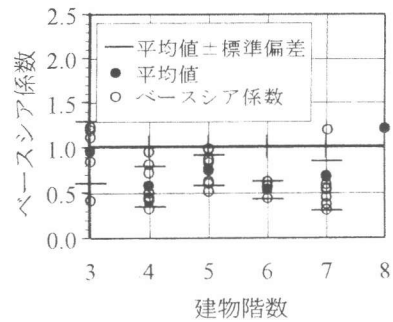
さらに、計算したせん断強度をもとにベースシア係数を推定した。曲げ・せん断強度のうちの小さい強度で柱がせん断破壊した時の値として求めたベースシア係数は、RC規準の許容応力度設計のベースシア係数(0.2)よりも3倍程度大きく、中には1.0以上の建物もあった。

**謝辞** 本研究は、平成7年度文部省科学研究費補助金(総合研究A)「平成7年兵庫県南部地震の被害調査に基づいた実証的分析による被害の検証(研究代表者:藤原悌三京都大学防災研究所所長教授)」の一部として実施した。日本建築学会近畿支部耐震構造部会の初動調査から、共同住宅に関するデータベースを提供していただいた。調査には東京大学大学院の小前健太郎氏の協力を得た。

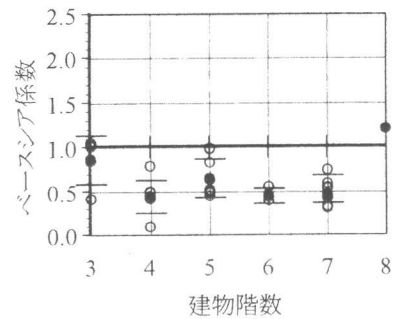
**参考文献** [1]小谷俊介、松森泰造他:兵庫県南部地震によるRC造共同住宅の被害(その1~その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集C2、pp.889~894、1995 [2]鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1990 [3]Robert Park, M. J. Nigel Priestley, Wayne D. Gill: Ductility of Square - Confined Concrete Columns, Proceedings ASCE, Vol. 108, No. ST4, pp. 929~950, April, 1982 [4]建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事、日本建築学会、1986 [5]周小真他:高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の強度と靱性、第8回コンクリート工学年次講演会論文集、Vol. 8, pp. 505~pp. 508、1986. 6など [6]鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、1988改定、1991一部改定。

表-4 ベースシア係数の分布

計算方法	$V_{su}$ による	Min.[ $V_{su}, V_{mm}$ ]
平均値	0.67	0.57
標準偏差	0.28	0.26
変動係数	42%	45%
最大値	1.2	1.18
最小値	0.28	0.07



(a)  $V_{su}$ のみで計算



(b) Min[ $V_{mm}, V_{su}$ ]で計算

図-10 (a) (b) ベースシア係数の分布と建物階数