

論文 RC 柱の破壊形式予想精度に関する検討

中原浩之*¹ 崎野健治*² 孫 玉平*³

要旨：一定軸力下で曲げモーメントとせん断力が加えられた322体のRC柱の実験結果を用いて、既往の曲げおよびせん断耐力式の精度の検証を行った。その結果、曲げ破壊を起こしたとされる試験体に対しては崎野、孫が提案している曲げ略算式が、せん断破壊したとされる試験体に対しては修正大野・荒川式がそれぞれ精度良くその耐力を評価することが明らかとなった。さらに、両者の式の組み合わせで曲げおよびせん断の破壊形式を精度良く予測することができた。

キーワード：RC柱、曲げ破壊、せん断破壊、破壊形式

1. 序

鉄筋コンクリート部材の設計にあたっては、曲げ降伏破壊先行の設計を行うことが重要であることは既に広く認識されている。これを効果的に行うためには、諸種の破壊形式における耐力評価を適正に行う方法が確立されていなければならず、また、その評価方法がどの程度の精度を持っているのかを知る必要がある。そこで本研究ではせん断破壊と曲げ破壊に注目して、これらについて提案されている既往の強度算定式の耐力推定精度に関する比較検討を行った。また、これらの式の組み合わせで部材の破壊形式をどの程度予測できるかについての検討も行っている。

2. 検証に用いた実験結果

検証に用いた試験体は一定軸力下で曲げモーメントとせん断力が加えられたもので、総数は322体である。これらは1983年～1996年の日本建築学会大会学術講演梗概集と1986年～1996年のコンクリート工学年次報告論文集中から得たもので、これら参考文献の一覧を表-1に示す。著者らは1993年より本研究に着手し、その際、比較的新しいと思われる過去10年間に発表された論文から試験体を収集することとして本年に至っている。そこで、計14年間に発表された試験体を精度の検証の対象とした。表-1には所々年代が抜けている部分があるが、それはその年に本研究が対象とする試験体が存在していなかったことやデータの詳細が不明であった為である。また、表-1には記載していないがPark¹⁾らの論文からも4体の試験体を精度の検証に用いている。その理由はParkらの論文から得た試験体は断面幅が550(mm)で実大の柱断面に近い貴重な実験結果であり、精度の検証を行う上で重要な資料であるからである。

試験体の断面形状は1辺の長さが20cm以上の比較的大きい正方形断面で、補強の方法はフープ、サブタイ等の直線型補筋を使用しかつ2軸対称に配筋を施したものに限って検証を行った。載荷形式は逆対称変形を与える方法と片持梁の形式の2通りである。精度の検証に使用した試験体の概要については表-2に示す。

最近の研究の特色であるが、表-2に示すとおり、材料の高強度化に対応するための研究が多くなされている。本研究においては、このような材料の高強度化が進む中、どの強度式が広範囲な実験変数に対して耐力算定を精度良く行うことができるかを調べることも目的の一つとしており、材料強度の適用範

*1 九州大学大学院生・工修(正会員)

*2 九州大学工学部教授・工博(正会員)

*3 九州大学工学部助手・工博(正会員)

囲を設けることをせずに試験体を収集した。

図-1に(a)コンクリート強度、(b)主筋の降伏応力度、(c)帯筋の降伏応力度、(d)軸力比、(e)断面幅、(f)せん断スパン比についてせん断破壊および曲げ破壊したとされる試験体別に度数分布として試験体の分布状況を示す。コンクリート強度については30～50(MPa)程度の試験体が多いが、高強度コンクリートを用いた試験体も両破壊形式について数多く存在している。主筋の降伏応力度については300～500(MPa)程度の試験体が主であるが、高強度の主筋を用いたものの多くはせん断破壊したとされた試験体であることが分かる。帯筋の降伏応力度については広い範囲に試験体が分布しているが、破壊形式別に見てははっきりした傾向は見られない。軸力比については0.6を越えるような高軸力を受ける試験体の多くは曲げ破壊した試験体であることが分かる。図(d)中の N_0 は断面積にコンクリートのシリンダー強度をかけたもので主筋が負担する軸力については考慮していない。試験体の断面幅については大きいものは前述のようにParkらの試験体でいずれも曲げ破壊した試験体である。せん断スパン比については大きいものが曲げ破壊した試験体、小さいものがせん断破壊した試験体というように明確に分離されている様子が分かる。

表-1 参考文献の一覧

	日本建築学会大会
1983年9月	黒正清治,他:p.2109-
1984年10月	黒正清治,他:p.1729-
1985年10月	狩野芳一,他:p.435-
1986年8月	菅野俊介,他:p.151-, 吉田俊夫,他:p.161-
1988年10月	橋本正美,他:p.661-
1989年10月	南宏一,他:p.693-, 大滝健,他:p.739-, 近藤修一,他:p.809-, 鈴木敏郎,他:p.731-, 勅使川原正臣,他:p.757-
1990年10月	安達洋,他:p.859-, 平石久廣,他:p.845-, 坂口昇,他:p.829-, 池田昭男,他:p.953-, 勝俣英雄,他:p.865-, 南宏一,他:p.827-, 南宏一,他:p.783-, 森井孝,他:p.915-, 師橋憲貴,他:p.161-, 佐藤秀一朗,他:p.485-
1991年9月	南宏一,他:p.637-, 西村泰志,他:p.635-
1992年8月	伊藤倫領,他:p.713-, 大滝健,他:p.755-, 香取慶一,他:p.799-
1993年9月	佐藤啓治,他:p.383-, 永末保美,他:p.429-
1994年9月	崎野健治,他:p.437-, 香田伸次,他:p.467-, 後藤和也,他:p.331-, 桑田直樹,他:p.333-, 山川哲雄,p.343-, 国分耕司,他:p.349-, 村上秀夫,他:p.379-, 古田格英,他:p.401-, 松本智夫,他:p.449-
1996年9月	村田耕司,他:p.167-, 竹中啓之,他:p.171-, 吉岡研三,他:p.177-
	コンクリート工学年次論文報告集
1986年,8巻2号	若林実,他:p.821-
1988年,10巻3号	菅野俊介,他:p.227
1989年,11巻2号	六車熙,他:p.293-, 鈴木計夫,他:p.455-, 安達洋,他:p.495-
1990年,12巻2号	南宏一,他:p.357-, 青山博之,他:p.445-, 壁谷沢寿海,他:p.427-
1991年,13巻2号	青山博之,他:p.427-, 六車熙,他:p.409-, 加藤大介,p.415-, 南宏一,他:p.445-
1992年,14巻2号	加藤大介,他:p.541-, 益尾潔,他:p.291-, 南宏一,他:p.301-
1993年,15巻2号	香取慶一,他:p.519-, 江崎文也,p.531-
1994年,16巻2号	加藤大介,他:p.455-, 南宏一,他:p.521-, 菅野俊介,他:p.871-
1995年,17巻2号	加藤大介,他:p.351-, 野口博,他:p.399-, 南宏一,他:p.857-,
1996年,18巻2号	青木雅,他:p.899-, 加藤大介,他:p.905-

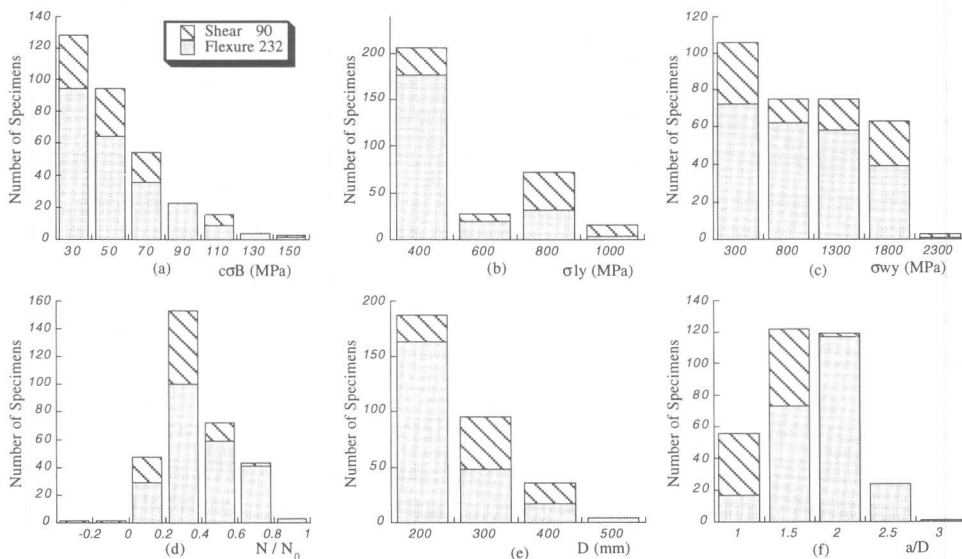


図-1 試験体の分布状況

表-2 精度の検証に用いた試験体の概要

破壊形式	試験体数	コンクリート強度 (MPa)	軸力比	せん断スパン比	主筋		帯筋	
					強度 (MPa)	主筋比 (%)	強度 (MPa)	体積比 (%)
曲げ	232	21.4~147.7	0.00~0.91	1.00~2.84	330~1003	0.81~4.42	224~2011	0.51~9.63
せん断	90	21.8~147.7	-0.23~0.69	0.98~2.00	333~1026	1.78~3.83	354~2011	0.26~3.81

3. 曲げ強度算定式の精度の検証

鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度算定式は、平面保持の仮定を用いた理論式が多数提案されている現状であるが、以下に挙げる3つの曲げ終局強度算定式についての精度の検証を、上記の322体の試験体のうち曲げ破壊を起こしたとされる232体の実験結果を用いて行った。精度の検証を行った曲げ終局強度算定式は、崎野・孫の提案による崎野・孫略算式^[2]と、日本建築学会で出版されている「建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能」に示されている曲げ終局強度式（以下、AIJ曲げ強度式^[3]と呼ぶ）、現在の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説書」にも使用が推奨されているACI規準の曲げ終局強度式（以下、ACI曲げ強度式^[4]と呼ぶ）の3つの式である。これら3つの式の詳細については文献を参照されたい。

図-2に実験結果を曲げ終局耐力の計算値で割った値をヒストグラムにして示す。平均値は3式とも1.0より大きく安全側の評価をする式となっているが、最も1.0に近いのは崎野・孫略算式で以下、AIJ曲げ強度式、ACI曲げ強度式の順となった。図にはParkが実験を行った試験体について黒塗りで示しており、崎野・孫略算式は大きな断面を持つこれら4体の実験結果に対しても耐力推定精度がよいことが分かる。

現行の鉄筋コンクリート部材の設計手順は曲げに対する設計が終了した後に、その曲げ強度を確保するよ

うにせん断補強を行うというものである。そのため、実際の耐力が計算値に比べて大きいことは、結果としてせん断耐力よりも曲げ耐力が大きくなり、部材が脆性的なせん断破壊に移行してしまう可能性があるということの意味しており、曲げ終局強度に関しては実験値と計算値の比の平均値が1.0よりも大きいということは必ずしも安全側の強度算定式とは言えないことに注意を要する。

曲げ終局強度算定式として最もばらつきの小さい結果を示したのは崎野・孫略算式で以下、ACI曲げ強度式、AIJ曲げ強度式の順となった。今回精度の検証に使用した試験体に関しては、崎野・孫略算式は他の算定式と比較してみると精度良く曲げ耐力を評価していると言える。この結論は著者らが既に行った曲げ耐力の推定精度に関する研究^[2]で得られた結論と同じである。文献^[2]においては、各曲げ耐力式の精度と軸力比の関係に関する検討も行っており、崎野・孫略算式に関しては、推定精度の及ぼす軸力比の影響を定量的に評価する実験式についても提案している。本論は文献^[2]で用いた試験体に加えてより多くの試験体に対して検討し直したものであるが、得られた結論は文献^[2]のそれと同じである。

4. せん断強度算定式の精度の検証

鉄筋コンクリート柱のせん断強度算定式については、実験式や半理論式が多数提案されている現状で

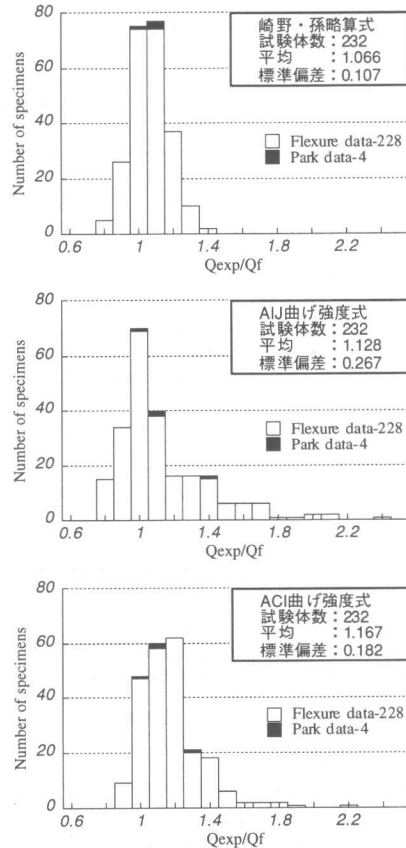


図-2 実験値/計算値のヒストグラム

表-3 比較検討を行った既往のせん断強度式一覧 (MPa)

<p>1) 修正大野・荒川式</p> $Q_u = \left[k_u k_p \frac{0.115 \left(\frac{\sigma_B + 17.6}{\sigma_B} \right)}{a/d + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right] B j$ $k_u = \begin{cases} 1.0, & d \leq 160 \text{ mm} \\ -0.0012d + 1.19, & 160 \text{ mm} < d < 400 \text{ mm} \\ 0.72, & d \geq 400 \text{ mm} \end{cases}$ $k_p = 0.82 \left(100 p_t \right)^{0.23}$	<p>2) ACIせん断強度式</p> $Q_u = \Omega (Q_s + Q_c) \quad \left\{ Q_u \leq 0.2 B d \sigma_B \right\}$ $Q_s = \frac{A_w \sigma_{wy} d}{s}, \quad Q_c = \left\{ 0.16 \sqrt{\sigma_B} + 17.3 p_t \frac{Q_u d}{M_u} \right\} B d$ $\left\{ Q_s \leq 0.66 B d \sqrt{\sigma_B} \right\} \left\{ Q_c \leq 0.29 \sqrt{\sigma_B} B d \sqrt{1 + 0.3 \sigma_0} \right\}$ $M_u = \frac{(Q_s + Q_c) L}{2} - \frac{N (4D - d)}{8}$
<p>3) 修正A法 ($v_c \sigma_B = 1.67_c \sigma_B^{0.667}$)</p> $Q_u = B j p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \alpha (1 - \beta) b D v_c \sigma_B$ $\left\{ Q_u \leq B j v_c \sigma_B / 2 \right\} \left\{ p_w \sigma_{wy} \leq v_c \sigma_B / 2 \right\}$ $\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} / (v_c \sigma_B)$ $v_c \sigma_B = 1.67_c \sigma_B^{0.667}, \quad \cot \phi = \min(A, B, C) \geq 1.0$ $A = 2.0, \quad B = j_t / (D \tan \theta), \quad C = \sqrt{v_c \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1.0$	<p>4) 学会指針式B法</p> $Q_u = B j p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \alpha (1 - \beta) b D v_c \sigma_B$ $\left\{ Q_u \leq B j v_c \sigma_B / 2 \right\} \left\{ p_w \sigma_{wy} \leq v_c \sigma_B / 2 \right\}$ $\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} / (v_c \sigma_B)$ $v = (L/D + 1) / 4 \quad ; 0.5 \leq v \leq 1.0 \quad \cot \phi = 1.0$
<p>5) せん断WG提案式その1</p> $Q_u = B j p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \alpha (1 - \beta) b D v_c \sigma_B$ $\left\{ Q_u \leq B j v_c \sigma_B / 2 \right\} \left\{ \sigma_{wy} \leq 125 \sqrt{v_c \sigma_B} \right\}$ $\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} / (v_c \sigma_B)$ $v = 1.7 (1 + 2n) \sigma_B^{-1.5}, \quad \cot \phi = \min(A, B, C) \geq 1.0$ $A = 2.0 - 3n, \quad B = j_t / (D \tan \theta), \quad C = \sqrt{v_c \sigma_B / (p_w \sigma_{wy})} - 1.0$	<p>6) せん断WG提案式その2</p> $Q_u = B j p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \alpha (1 - \beta) b D v_c \sigma_B$ $\left\{ Q_u \leq (B j v_c \sigma_B / 2) \gamma / \alpha \right\} \left\{ \sigma_{wy} \leq 125 \sqrt{v_c \sigma_B} \right\}$ $\left\{ p_w \geq 0.03 v_c \sigma_B / \sigma_{wy} \right\}$ $\gamma = \left[\sqrt{4(n+2\Phi)(1-n-2\Phi) + (L/D)^2} - L/D \right] / 2, \quad (n \leq 0.5 - 2\Phi)$ $\gamma = \alpha, \quad (n > 0.5 - 2\Phi)$ $\beta = 2 p_w \sigma_{wy} / (v_c \sigma_B), \quad v = 1.18 - \sigma_B / 200 \quad (0.6 \leq v \leq 1.0)$
<p>A_w: 一組のせん断補強筋の断面積 a/d: せん断スパン比 B: 断面幅 D: 断面せい d: 有効せい j: 応力中心間距離 j_t: 主筋中心間距離 (せん断WG提案式については塑性重心間距離) k_u: 断面せい寸法による補正係数 k_p: 引張鉄筋比による補正係数 L: 部材長さ N: 軸力 n: $\sigma_0 / c \sigma_B$ p_t: 引張鉄筋比 p_w: せん断補強筋比 Q_c: コンクリートにより負担されるせん断力 Q_s: せん断補強筋により負担されるせん断力</p>	<p>Q_u: 終局せん断強度 s: せん断補強筋の材軸方向間隔 α: $\left[\sqrt{1 + (L/D)^2} - L/D \right] / 2$ v: コンクリートの有効強度係数 $c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度 σ_{wy}: 主筋の降伏強度 σ_{wy}: せん断補強筋の降伏強度 σ_0: 平均軸応力度 (N, BD) Φ: 主筋係数 ($= p_t \sigma_{yk} / c \sigma_B$) ϕ: トラス機構におけるコンクリート圧縮束の傾き Ω: 強度低減率 (此处では、$\Omega = 1$)</p>

あるが、以下に挙げる6つのせん断強度式についての精度の検証を上記の322体の試験体のうち、せん断破壊を起こしたとされる90体の実験結果を用いて行った。精度の検証を行ったせん断強度式は、日本建築センター・構造計算指針で推奨されている、修正大野・荒川式⁶⁾、ACI規準のせん断強度式(以下、ACIせん断強度式¹⁰⁾と呼ぶ)、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」のせん断強度式のB法⁷⁾、建設省総プロNewRCにおける構造的能分科会に設けられたせん断WGの提案している提案式その1⁸⁾とその2⁹⁾である(以下、せん断WG提案式と呼ぶ)。「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」のA法については、コンクリートの強度低減係数 v を $v_c \sigma_B = 1.67_c \sigma_B^{0.667}$ ($c \sigma_B$:コンクリートシリンダー強度)としたときのせん断強度算定式⁹⁾(以下、修正A法と呼ぶ)について検証を行っており、合計6つの式についてその精度を検証している。本論において学会指針のA法についての精度の検討は行っていない。その理由は本論の2節で示したように精度の検討に用いた試験体の材料強度に制限値を用いなかったため、コンクリート強度が非常に高い試験体が数体存在し、これらのせん断強度の算定ができなかったことによる。具体的には、A法におけるコンクリートの強度低減係数 v は $v = 0.7 - c \sigma_B / 196$ という形になっており、コンクリートのシリンダー強度が140(MPa)程度を越える試験体に対してはそのせん断耐力算定値が負の値となったからである。高強度のコンクリートを用いた試験体の実験結果を精度良く評価できるようにコンクリート強度の低減係数を修正した修正A法をここでは用いている。修正A法の詳細については文献⁹⁾を参照されたい。

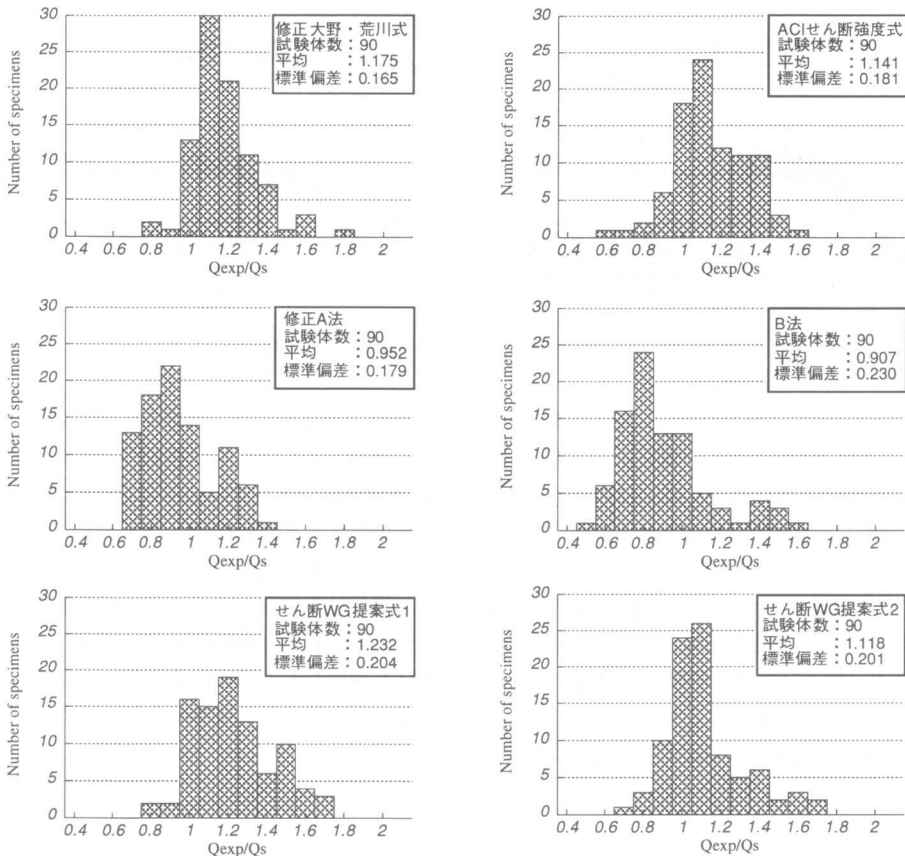


図-3 実験値／計算値のヒストグラム

精度の検証を行ったせん断強度算定式についての概要を表-3に示す。各せん断強度式は比較のために、主要な記号、単位を統一してある(SI単位)。なお、表-3に示す式について{ }はそれぞれの式の上限、あるいは下限値を示しており、使用された記号の意味は表中に示す。修正大野・荒川式とACIせん断強度式は、実験結果に基づく実験式であり、他の式は、塑性理論の下限定理に基づく半理論式である。

せん断耐力の実験値を計算値で割った値のヒストグラムを図-3に示す。せん断耐力式として最もばらつきの小さい結果が出たのは修正大野・荒川式で以下、修正A法、ACIせん断強度式、せん断WG提案式その2と続く。これらは比較的精度良く各試験体のせん断耐力を評価していると言えるが、B法はばらつきが大きく、本論で用いた試験体のように広範囲の実験変数を持つ試験体については、計算結果が実験結果を上回る試験体が多くあり、危険側の評価をするせん断耐力算定式であると思われる。

本論で精度の検討を行うにあたって収集した広範囲な実験変数を持つ実験結果に対して実験値と計算値の比のばらつきが小さい強度算定式はせん断破壊現象に関する各種パラメーターの影響を良く捉えていることを示していると思われる。

5. 破壊形式の予測結果

本論においては、破壊モードの推定を行うために前節と前々節において推定精度の検証を行った鉄筋コンクリート柱部材の耐力諸式の組み合わせで破壊モードの推定ができるかどうかについて検討を行う。

図-4にせん断耐力の計算値を曲げ耐力の計算値で割った値を横軸に取り、実験結果を曲げ耐力の計算値で割った値を縦軸に取ったものを示す。このような表現をすることによって、横軸において1.0を下回る領域をせん断破壊領域、1.0を上回る領域を曲げ破壊領域と見ることができ、それぞれの領域におい

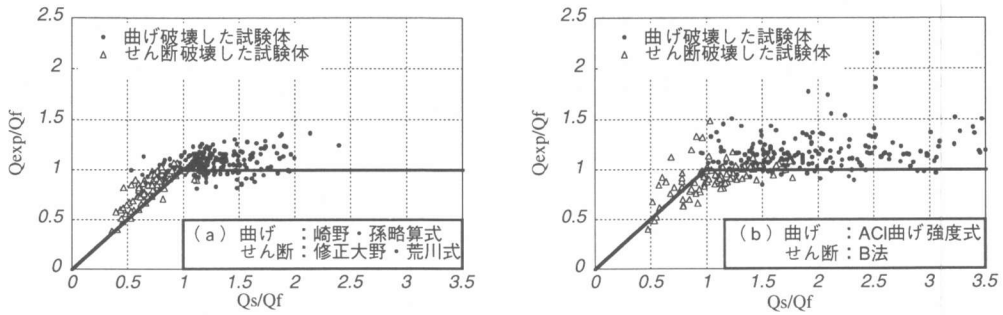


図-4 各組合わせにおける耐力推定精度

での耐力推定精度が比較検討できる。

図-4の左図(a)は曲げ耐力の算定に崎野・孫略算式、せん断耐力の算定に修正大野・荒川式を用いたものであり、右図(b)は曲げ強度の算定にACI曲げ強度式、せん断耐力の算定に学会指針のB法を用いたものである。前節で述べた通り左図(a)は各耐力を最も良い精度で推定できる式の組み合わせであるが、せん断破壊領域に曲げ破壊したとされる試験体が37体、曲げ破壊領域にせん断破壊したとされる試験体が3体存在することが観察できる。前者のうち31体は試験体の破壊形式が文献中に明確に述べられていないため、ひび割れ図、荷重-変形関係、文献中に見られる試験体性状に関する記述等より筆者が一応曲げ破壊と判定した試験体である。後者のうち2体はせん断補強筋強度が(2011MPa)のものである。従って、両耐力式の組み合わせで破壊形式判定を誤った試験体は高強度のせん断補強筋を用いたものを除けば僅かに7体(全試験体の約2%)ということとなり、右図(b)と比較すると左図(a)の組み合わせにおいて破壊形式を十分精度良く判定できることが分かる。

6. まとめ

一定軸力下で曲げモーメントとせん断力が加えられた322体のRC柱の実験結果を用いて、既往の曲げおよびせん断耐力式の精度の検証を行った。その結果、曲げ破壊を起こしたとされる試験体に対しては崎野、孫の提案している曲げ終局強度略算式が、せん断破壊したとされる試験体に対しては修正大野・荒川式がそれぞれ精度良くその耐力を評価することが明らかとなった。さらに、これらの式の組み合わせで曲げおよびせん断の破壊形式を精度良く予測することが可能なことを示した。

<謝辞> 試験体の収集にあたって(株)東洋建設研究所研究員の吉岡智和氏(元九州大学大学院生)に協力を頂いた。ここに深く感謝します。

<参考文献>

- [1] Park R., Priestley M.J.N. and Gill W.D., J. Struct. Div, ASCE, 108(ST4), 1982, p.929-950
- [2] 孫玉平、崎野健治、吉岡智和：直線型横補強筋により拘束された高強度RC柱の曲げ性状、1996年8月、日本建築学会構造系論文集、第486号、pp.95-106
- [3] 日本建築学会：建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能、1990年、pp.396-397
- [4] ACI Committee 318, 'Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)', American Concrete Institute, 1989, Chap.10
- [5] 柴田拓二：鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時耐力推定式の検討、コンクリート工学、1980年1月、Vol.18 No.1 pp.26-37
- [6] ACI Committee 318, 'Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)', American Concrete Institute, 1989, Chap. 11
- [7] 日本建築学会：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、1990年、pp.104-109
- [8] 倉本洋、他：柱部材に対するNewRCせん断強度式の耐力予想精度、日本建築学会大会、1993年9月、pp.705-706
- [9] 慶祐一、榎本浩之、渡辺史夫、六車照：高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度に関する研究 その1～その2、日本建築学会大会、1991年9月、pp.269-272