



Title	鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時の耐力推算式の検討
Author(s)	柴田, 拓二; Shibata, Takuji; 荒井, 康幸 他
Citation	北海道大學工學部研究報告, 92, 15-27
Issue Date	1979-01-31
Doc URL	<a href="https://hdl.handle.net/2115/41537">https://hdl.handle.net/2115/41537</a>
Type	departmental bulletin paper
File Information	92_15-28.pdf



## 鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時の耐力推算式の検討

柴田 拓二 荒井 康幸

(昭和53年7月10日受理)

### Ultimate Strength Equations of Reinforced Concrete Members at Brittle Failure

Takuji SHIBATA Yasuyuki ARAI

(Received July 10, 1978)

#### Abstract

It is widely recognized that the designer must ensure the ductility for reinforced concrete members by avoiding brittle failure such as shear and bond-splitting, particularly in the earthquake resistant design of structures. This would be realized on the premise that the manners to assess the ultimate strength at the respective modes of failure were properly established.

The strength equations proposed to date are examined quantitatively by using the available experimental data set forth by several investigators, and the most effective equations to bunch the scatterings of the data to the values calculated with themselves are evaluated with distinction of the loading processes, monotonic and cyclic, in the respective modes of failure. New strength equations are also proposed for the initial shear-cracking of columns with monotonic and cyclic loading, respectively, and for the bond-splitting of columns with cyclically repeated loading.

#### 1. 緒 論

鉄筋コンクリート部材の設計に当って、剪断破壊や付着割裂破壊などの脆性破壊の発生以前に曲げ降伏破壊を先行させ、これによって靱性を確保することの必要性は、鉄筋コンクリート構造の耐震設計上の基本理念として既に広く認識されている。このためには、それぞれの破壊類型における耐力評価を適正に行なう方法が確立されていなければならない。梁、柱の曲げ降伏耐力については、周知のように既に広範な実験によって検証され確立された理論がある。また、梁の剪断耐力に関しては、1960年に提案された大野・荒川式が内外の実験結果に対して優れた適合性をもつことが知られており、これについては抵抗機構論による理論的裏付けを既に行なったが、<sup>1)</sup> 正負繰返加力時の耐力については論議の余地がある。一方、柱の剪断耐力に関しては、1972年に当研究室が提案した終局耐力推算式<sup>2)</sup>の他に、広沢の亀裂耐力式、終局耐力式があり、<sup>3)</sup> またAC I Code-1971に規定されている設計式もあるが、それらの相互比較による十分な検討は行なわれていない。異形筋を主筋として用いる場合に生ずる惧れのある付着割裂破壊についても耐力評価に有効な実用式として確立されたものは未だ見当らない。

本論では、当研究室のものを含む諸家の実験資料を用いて既往の諸式に検討を加え、現段階における実用式として妥当なものを求めようとするものである。

## 2. 剪断耐力の推算式

### 2. 1 現行学会規準の剪断設計規定の問題点

現行の建築学会規準の剪断設計規定の基となった梁の剪断に関する大野・荒川式は次の2式である。これらは、実際構造物の水平加力時の応力状態を単一部材模型に再現できるものとして1955年に大野が提案した図-1のような加力法<sup>4)</sup>によって梁の系統的な剪断破壊実験を行なった結果を取纏めたものである。<sup>5)</sup>

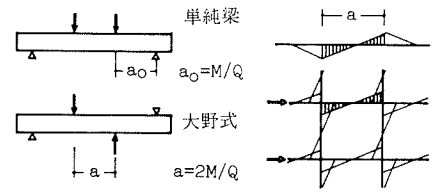


図-1 大野式加力法

$$\text{剪断初亀裂応力度} : o_A \tau_c = \frac{Q_c}{bj} = \frac{0.17k_c(F_c + 500)}{a/d + 3.4} \quad (1)$$

$$\text{終局剪断強度} : o_A \tau_u = \frac{Q_u}{bj} = \frac{0.23k_u k_p (F_c + 180)}{a/d + 0.23} + 2.7\sqrt{\rho_w \cdot s\sigma_y} \quad (2)$$

$\tau$  = 剪断応力度

$Q$  = 剪断力

$b$  = 梁幅

$j$  =  $(7/8)d$  = 断面内の応力中心距離

$d$  = 梁の有効成

$k_c, k_u$  = 梁成による補正係数

$k_p$  = 軸筋比による補正係数

$F_c$  = コンクリート強度

$a$  = 梁の剪断スパン (図-1)

$\rho_w$  = 剪断補強筋比

$s\sigma_y$  = 剪断補強筋の降伏点

これらの式は、上記の大野式加力による実験結果に対して概ね $\pm 20\%$ の精度で適合するのみではなく、同じ頃Illinois大で行なわれた集中荷重を受ける連続梁の実験結果にも良い適合を示した。その後、1962年までの間に大野式加力法以外の各種の支持条件、荷重分布の梁に関する実験を行ない、(2)式は $a/d$ を $2M/Qd$ と置換えることによってそれらの諸条件の梁の実験結果の下限を大凡包絡するものであることを明らかにしている。<sup>6)</sup>

建築学会の剪断設計規定は1971年に改定されたもので、形は許容応力度方式を採用しているが、内容的には(1)、(2)式に対する実験値のばらつきの下限を不合格率5%として設定した終局強度型の設計式を採用している。同規定で設計式に対応させて規定されている設計用剪断力の設定内容には必ずしも曲げ降伏破壊先行を志向していないものを含んでいる点に理念の曖昧さがあり、また繰返加力の影響、柱の剪断耐力などに関しては規準改定当時には十分な資料の蓄積がなかったための已むを得ぬ未熟があるが、それらとは別に設計式を大野・荒川式から導く過程で以下に述べる2点について誤った取扱いがなされているので是正されなければならない。

- i) 現行規準式は図-2 (学会規準解説図 16.2) のように内外の多数の実験結果を(2)式の右辺第1項と対比し、資料の不合格率5%の下限値として得られた $\tau_{u-min}$ 式 (規準 16.2式) に基づいて誘導されたものであるが、(2)式は上述のように大野式加力、連続梁集中荷重形式またはラーメン型試験体の梁、柱 (以下これらを全て含めて in-frame 型と呼ぶ) 以外の支持条件、荷重条件の実験値については、概ね下限値に対応するものである。従って、それらの加力方式による剪断耐力を(2)式で評価すること自体は安全側の推定であるが、ラーメン部材を対象とする設計式の設定に当って、元来安全側にある異なった条件の資料を多数混用し水増しされた母数に対する不合格率を設定しているため、ラーメン部材即ち in-frame型の資料のみについて言えば、設定された不合格率は危険側にずれて

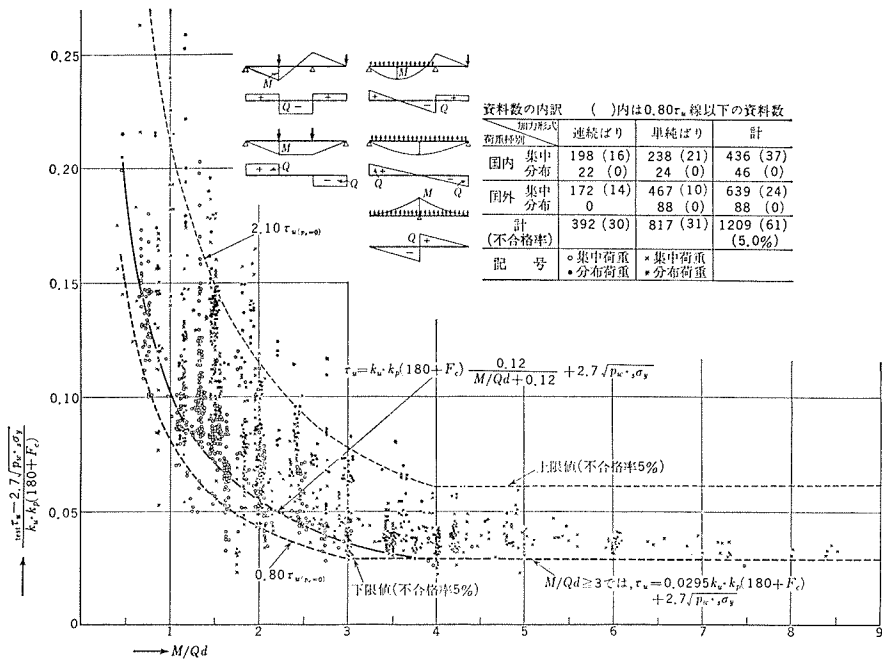


図-2 梁の剪断破壊耐力実験値と(2)式計算値の比較 (学会RC規準 図16.2)

いることになる。

- ii) 上記の  $\tau_{u-min}$  式は、図-2の縦軸に示されているように、各実験値から(2)式の剪断補強項(右辺第2項)をそのまま減じたもので、これによって整理された下限式として

$$\tau_{u-min} = 0.8\tau_u(p_w=0) + 2.7\sqrt{p_w \cdot \sigma_y} \quad (3)$$

が与えられているが、これでは実験値のばらつきを全てコンクリート項のみに皺寄せし、剪断補強筋負担項には変動がないものとして扱っていることになる。その結果、(3)式はコンクリートの負担能力を過小評価し、剪断補強筋の補強効果を過大に評価している。

## 2. 2 梁の剪断耐力

2. 2. 1 単調加力時の梁の終局剪断耐力 (2)式を求める際に行なわれた大野式加力梁の実験資料<sup>5)</sup>の中、剪断補強筋のある梁の実験資料は70箇で、これと(2)式計算値との比の度数分布を求めると図-3を得る。平均値0.955、標準偏差0.085、変動係数8.9%である。表-1はこの資料の実験範囲である。図-3の耐力比の分布を正規分布と見なして不合格率5%に対応する耐力比を求めると0.816である。

$F_c$ kg/cm <sup>2</sup>	150~355
$b \times D$ cm <sup>2</sup>	8×16~18×36
$M/Qd$	0.48~4.0
$p_w$ %	0~2.25
$p_t$ %	0.5~4.8

$F_c$ kg/cm <sup>2</sup>	120~300
$b \times D$ cm <sup>2</sup>	20×35~20×40
$M/Qd$	1~1.5
$p_w$ %	0.3~0.6
$p_t$ %	0.78~1.87

大野式加力梁  $p_w > 0$

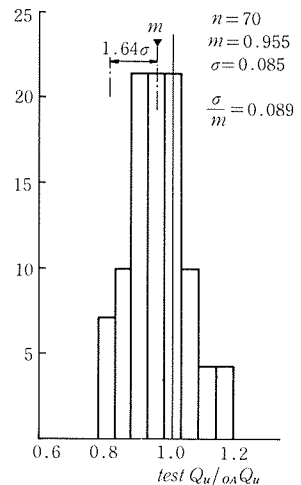


図-3 梁実験値と(2)の比(単調加力時)

これより(2)式に対する低減係数を 0.8 として設計式を設定するならば、(3)式に代えて次式を採用するべきである。

$${}_{oA} \tau_{u-min} = 0.8 {}_{oA} \tau_u = \frac{0.092 k_u k_p (F_c + 180)}{M/Qd + 0.12} + 2.2 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_y} \quad (4)$$

図-1 で資料数が最も多い単純梁集中荷重時の終局剪断耐力については、著者らの剪断抵抗理論から次式が得られている。<sup>1)</sup>

$$s \tau_u = \frac{0.23 k_u k_p (F_c + 180)}{M/Qd + 0.23} + 1.4 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_y} \quad (5)$$

単純梁の実験結果は(5)式に対し概ね±20%の範囲内に収まっている。

**2.2.2 正負繰返加力時の梁の終局剪断耐力** 当研究室では、1973 年以降、2 基連動の電気油圧式アクチュエータを試験体の変形で制御して大野式加力による部材の動的正負繰返加力実験を行な

い、多数回(最大耐力時まで概ね 100~300 回)の正負繰返曲げ剪断を受ける場合の破壊性状を検討してきた。<sup>7)~11)</sup> これまでに、剪断破壊によって最大耐力に至った梁が 29 箇あり、その耐力値と(2)式計算値の比の度数分布は図-4 のようになっている。実験資料の諸要因の範囲は表-2 に示す通りである。資料数が少ないので必ずしも明快ではないが、耐力比の平均値は 0.940、変動係数は 9.6%で、図-2 の単調加力時の 0.955 および 8.9%に比べ平均値が若干低く、変動係数もやや大きい。正負繰返加力が耐力値に及ぼす影響は梁については顕著なものではないと言える。不合格率 5%に対応する耐力比は 0.79 で、設計式としては単調加力時と同様に(4)式を準用することが許されよう。

## 2.3 柱の剪断耐力

**2.3.1 実験資料** 我国で行なわれた曲げと剪断を受ける鉄筋コンクリート柱に関する実験で取扱われた試験体数は 1961 年以降のみでもおそらく 1,000 箇に近い数に達しているものと思われる。その中のかなりのものは曲げ降伏後の挙動を対象としており<sup>\*</sup>、剪断耐力の検討を目的として行なわれた実験の中にも曲げ降伏を伴うものが多く含まれている。本論では、資料を純化するために以下各項に該当する資料は検討対象から取除いて考える。

- i) 荷重・変形曲線、曲げ降伏耐力理論値との対比などから、剪断破壊以前に曲げ降伏を生じた疑いのあるもの。
- ii) 剪断耐力を推算するために必要な要因について数値の明示がないもの。
- iii) 終局耐力未達の荷重を上限値として行なわれた定荷重繰返加力実験。
- iv) 帯板フープなどの特殊な剪断補強を施したもの、および柱中央部の剪断補強を低減しているもの。

以上の選別規準によって、表-3 に示す諸家の実験資料を採り上げて検討対象とする。これらの資料の諸要因の範囲は表-4 に示す通りである。

## 2.3.2 柱の剪断初亀裂耐力

### (1) 既往の提案式の検討

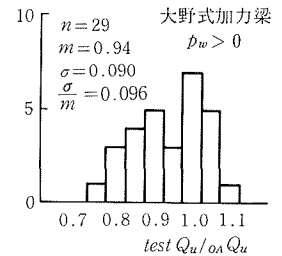
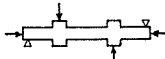



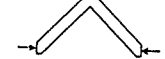



図-4 梁実験値と(2)式の比(正負繰返加力時)

\* ) 例えば、建設省総合プロジェクトにおける柱の組織的研究の資料<sup>32)</sup>260 箇の中、曲げ降伏以前に剪断破壊を生じたものは 3 箇である。

表-3 柱の実験資料

加力方式	試験体形状	箇 数	実 験 者 < 箇 数 >
大 野 式		106	○山田他 <sup>13,14)</sup> <28> ○六車他 <sup>22)</sup> <23> ○大野他 <sup>17,24)</sup> <50> ○青山他 <sup>18)</sup> <2> ○梅村他 <sup>19)</sup> <1> ○中山他 <sup>20)</sup> <2>
若 林 式		30	○若林他 <sup>21)</sup> <30>
単 純 梁 型		39	○池田他 <sup>12)</sup> <15> ○山田他 <sup>14)</sup> <1> ○武田他 <sup>15)</sup> <12> ○遠藤 <sup>16)</sup> <2> ○Siess他 <sup>27)</sup> <9>
ラ ー メ ン 型		9	○大野他 <sup>23)</sup> <9>
ニ ー フ レ ー ム 型		31	○Viest他 <sup>25,26)</sup> <31>
門 型 ラ ー メ ン 型		18	○Siess他 <sup>27)</sup> <18>

i) 梁に関する大野・荒川式<sup>5)</sup>

$${}_{oA}Q_C = \frac{0.074k_c(F_c + 500)}{M/Qd + 1.70} bd \quad (6)^*$$

この式は(1)式と同一である。これに対する実験資料の不合格率5%の下限値が現行学会計算規準の長期許容耐力の根拠となっており、柱にも適用されている。

ii) 広沢式<sup>28)</sup>

$$\left. \begin{aligned} \text{単純梁型加力} \quad {}_H Q_{C1} &= 1.038 \sqrt{F_c} bD \left( 1 + \frac{\sigma_o}{1.8 \gamma' \sqrt{F_c}} \right)^{0.508} \left( \frac{M}{QD} \right)^{-0.528} \\ \text{in-frame型加力} \quad {}_H Q_{C2} &= 0.971 \sqrt{F_c} bD \left( 1 + \frac{\sigma_o}{1.8 \gamma' \sqrt{F_c}} \right)^{0.411} \left( \frac{M}{QD} \right)^{-0.605} \end{aligned} \right\} (7)$$

ここに、 $\gamma'$  = コンクリート種別による補正係数

iii) ACI-Code式

$$\text{精算式} \quad {}_{ACI} Q_{C1} = \left( 0.504 \sqrt{F_c} + 176 p_t \frac{Qd}{M_m} \right) bd \quad (8)$$

$$\text{ここに、} \quad M_m = M - N(4D - d)/8 \quad (9)$$

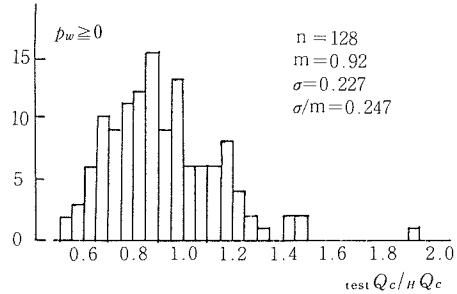
$$\text{略算式} \quad {}_{ACI} Q_{C2} = 0.53(1 + 0.00712N/bD) \sqrt{F_c} bd$$

表-3の資料中で剪断初亀裂耐力の明示があるものは146箇である。剪断初亀裂の認定は研究者によって異なることが考えられるが、ここでは実験者の提示に従う。

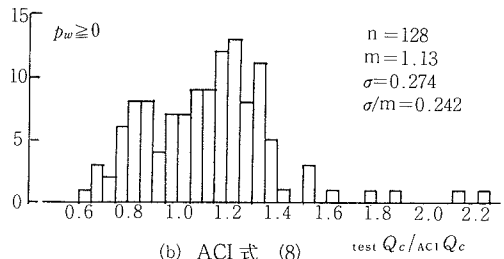
まず、実験値と(6)式による計算値の比をとり、これと軸力 $\sigma_o = N/bD$  ( $N$ : 軸方向荷重) と対比すると図-5のようになり、軸力が大きくなる程、初亀裂耐力が増大する傾向が明らかに見られる。従って、(6)式をそのまま初亀裂耐力推算式として使用することは妥当ではない。実験値の中、米国における等分布荷重下の門型ラーメン形式の実験資料18箇は、同図中に見られるように他の

\* ) 後述 (p.22) の理由により (1) 式を (6) 式の形に書き変えた。

$F_c$	kg/cm <sup>2</sup>	100~500
$b \times D$	cm <sup>2</sup>	10×15~31×42
$h_o/D$		1.0~10.0
$p_w$	%	0~1.49
$p_t$	%	0.5~5.01
$N/bD$	kg/cm <sup>2</sup>	0~233



(a) 広沢式 (7)



(b) ACI式 (8)

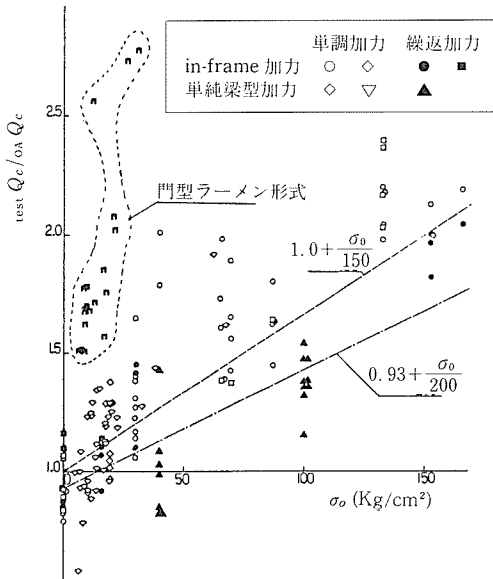


図-5 柱の初亀裂耐力と軸力

図-6 既往の初亀裂計算式の耐力比分布

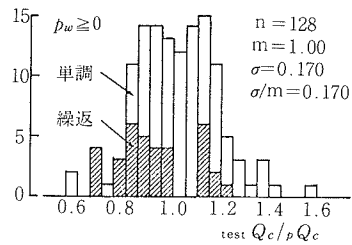


図-7 (10)式の耐力比分布

資料と著しく異なった傾向を示しており、同一範疇で論ずることは適当でないと考えられるので、以下の検討は残余の128箇の資料について行なう。

図-6(a)は、広沢式計算値に対する実験値の比の度数分布を示したものである。計算値に対して、±20%以内に入る資料数は全数の59.4%であり、不合格率5%の限界耐力比は0.55となっていて、推算式としては未だ物足りない。

図-6(b)は、ACI精算式(8)による計算値に対する実験値の比の分布を示す。変動係数が僅か乍ら(7)式よりも小さいが、計算値±20%以内の資料数は50.0%で、適合性良好とは言いがたい。ACI略算式(9)は、実験値と計算値の比の平均値が1.89、変動係数が28.8%となって極めて適合性が悪い。

(2) 新しい剪断初亀裂耐力式の提案 図-5から、軸力の影響を $\sigma_o$ に関する一次式に設定して、次式が得られる。

$$\rho Q_c = (1 + \sigma_o/150)_{oA} Q_c \tag{10}$$

上記の128箇の実験資料と(10)式計算値との比の度数分布を図-7に示す。耐力比の平均値±20%以内の資料数は83.6%、変動係数17.0%、不合格率5%に対応する耐力比は0.72となっており、(7)、(8)式に比べ優れた適合性が認められる。実験値と(6)式計算値との差についても軸力との強い相関が認められるので適合式を求めたが、(10)式より良い結果は得られなかった。

図-5, 7には, 単調加力時と正負繰返加力時とを区別して記入してあるが, 両者の分布域は明らかに異なっている。単調加力時の資料 93 箇所について(10)式計算値との比をとると, 平均値 1.039, 変動係数 15.8%で, 上述の全資料を対象とした場合よりも変動係数が若干小さく, 計算値±20%以内の資料数は 83.9%である。

一方, 正負繰返加力時の資料 35 箇所と(10)式との対比では, 平均値 0.92, 変動係数 16.6%となっていて, 正負繰返加力時の剪断初亀裂耐力は単調加力時の大凡 90%に低減するものと見ることができる。

図-5によって, 改めて正負繰返加力時のみの剪断初亀裂耐力の適合式を求め, 次式を得た。

$$pQ_{C-repeat} = (0.93 + \sigma_o/200) o_A Q_C \quad (11)$$

この場合の実験値と計算値の比の度数分布は図-8 のようになり, 計算値±20%以内の資料数は 80.0%である。

### 2. 3. 3 柱の終局剪断耐力

#### (1) 既往の提案式の検討

i) 当研究室の1972年提案式<sup>1)</sup>  $pQ_u = (0.9 + \sigma_o/250) o_A Q_u$  (12)

ii) 広沢式<sup>3)</sup>  $HQ_u = o_A Q_u + 0.1\sigma_o b j$  (13)

iii) ACI Code 式  $ACI Q_u = ACI Q_C + p_w \cdot s \sigma_y b d$  (14)

(12)式中の $o_A Q_u$ は梁の終局耐力に関する前掲の(2)式および(5)式による値で,

$$\text{in-frame 型加力 } o_A Q_{u1} = \left\{ \frac{0.10 k_u k_p (F_c + 180)}{M/Qd + 0.12} + 2.4\sqrt{p_w \cdot s \sigma_y} \right\} b d \quad (15)^*$$

$$\text{単純梁型加力 } o_A Q_{u2} = \left\{ \frac{0.20 k_u k_p (F_c + 180)}{M/Qd + 0.23} + 1.2\sqrt{p_w \cdot s \sigma_y} \right\} b d \quad (16)^*$$

である。(13)式も(15)式を前提とするもので, 提案者は(16)式の使用を予定していないが, これを用いる方が収束が良いので本論では(13)式にも(16)式を適用する。

(12)式を求めた際の検討によれば, 大凡  $\sigma_o \leq 150 \text{ kg/cm}^2$  の範囲では軸力の増加に伴って柱の終局剪断耐力が増大するが, 軸力がこれを超えて著しく大きい場合には剪断耐力が低下する傾向を示す。表-3の実験資料中に  $\sigma_o = 233 \text{ kg/cm}^2$  のものが2箇所あるのでこれを除き, 231箇所の資料について以下の検討を行なう。

実験値と(12), (13)式計算値との比の度数分布を図-9(a), (b)に示す。両式の全資料 231箇所に対する対応は, 変動係数について見れば殆んど差がなく, 僅かながら(12)式による方がばらつきが小さいが, 計算値に対

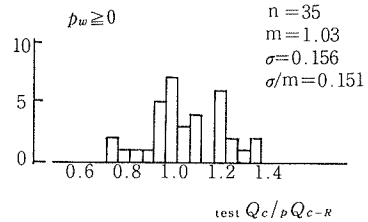
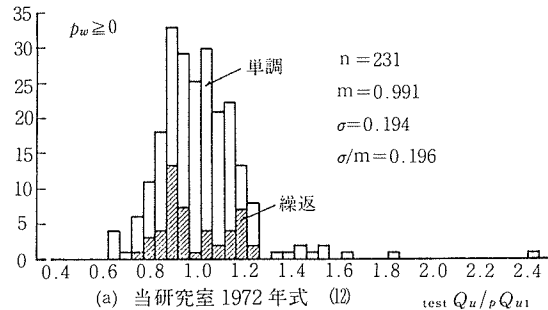
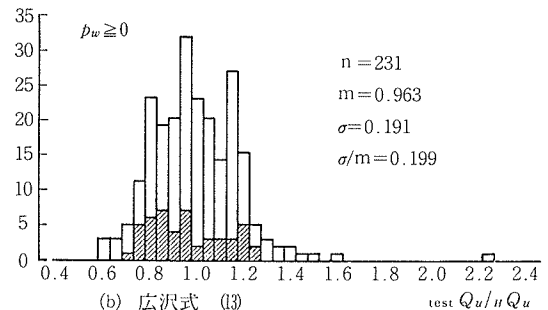


図-8 (10)式の耐力比分布



(a) 当研究室 1972 年式 (12)



(b) 広沢式 (13)

\* ) 後述 (p.22) の理由により (2) 式, (5) 式を (15) 式, (16) 式の形に書き変えた。

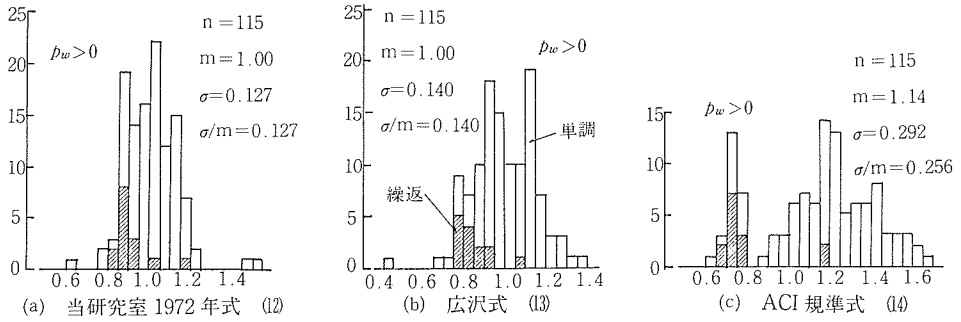


図-10 in-frame 柱 ( $p_w > 0$ ) の各式との耐力比分布

する偏差が±20%の範囲内に入る資料の比率では、(12)式が83.5%であるのに対して、(13)式では73.6%である。図中の斜線部は正負繰返加力時の資料48箇の分布を示しているが、(12)式については平均値0.97、変動係数14.7%、(13)式では平均値0.93、変動係数17.0%で、計算値±20%内の資料数は(12)式87.5%、(13)式70.8%となっている。

実験条件を実際構造物の柱に近い in-frame 型で剪断補強筋をもつものに限定すると、資料数は115箇に縮小するが資料内容は純化される。これらの資料と(12)、(13)、(14)の各式による計算値との比の度数分布は、それぞれ図-10(a)、(b)、(c)のようになる。3つの式の中でやはり(12)式が最も良い適合を示しており、ACI Code 式は他の2式に比べ劣っている。計算値に対して±20%以内に入る資料数は(12)式94.8%、(13)式82.6%、(14)式38.3%である。

図中の斜線部は正負繰返加力時の資料で、資料数が僅か15箇であるので今後の補強を必要とするが、実験値と計算値との比の平均値は(12)式0.90、(13)式0.83、(14)式0.77で、最も偏差の小さい(12)式において繰返加力時の耐力は単調加力時に比べ概ね10%の耐力減となることを予想しなければならない。計算値の±20%以内に入る資料数は(12)式100%、(13)式60%、(14)式13%で、各式間の差が大きい。

(2) 柱の終局剪断耐力式改善の試み 上記のように、既往の諸式の中では、当研究室提案の(12)式が実験資料に対して適合性が最も良い結果を得たが、従来のこの式の取扱いは(2)式の形を踏襲して  $Q_u = f(\sigma_0) \cdot \alpha_A \tau_u \cdot b j$  とし、 $j = (7/8)d$  としてきたものである。言うまでもなくこれは梁の曲げ常用式の応力中心距離の想定に従ったもので便宜的な取扱いに過ぎない。本来、応力中心距離は中立軸位置と圧縮域のコンクリートの応力度分布によって定まるもので、梁においても亀裂状況、曲げモーメント係数値などの応力レベルによって変化し、 $(7/8)d$  に固定して取扱うことには実数値としての意味はない。それでも、梁の場合には応力中心距離の変動幅が小さいので固定的に取扱ってもその影響は大きくないが、柱の場合には応力中心距離は軸力によって大きく変化するので  $j$  の値を固定的に取扱うことは不合理である。従って  $j$  を  $(7/8)d$  とすることは全く無意味であって、 $j$  に代えて  $d$  を用いる方が実用式としてはむしろ明快である。上記の(6)、(15)、(16)式はこのように置き換えたものである。

ここで、 $f(\sigma_0) = (A + B \sigma_0 F_c^g)$  として、前出の剪断補強を有する in-frame 型加力の実験資料115箇と対比して検討した結果、次式を得た。

$$p Q_{u-REV} = (0.915 + \sigma_0 / 15.3 \sqrt{F_c}) \alpha_A Q_u \quad (17)$$

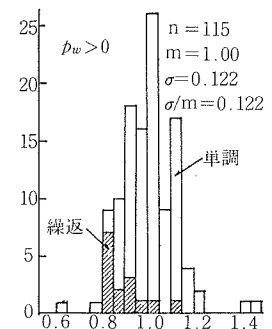


図-11 (17)式の耐力比分布

実験値と(17)式による計算値との比の度数分布を図-11に示す。変動係数が12.2%となって(12)式に比べ若干の改善が認められるが、計算値 $\pm 20\%$ の範囲内の資料数は全数の94.8%で、これは(12)式と変わらない。斜線部は正負繰返加力時の資料の分布で、平均値0.89、 $\pm 20\%$ 以内に全資料があることは(12)式と同様であるが、その分布状態はむしろ(12)式の方が好ましい。結局、上記の試みによって得られた(17)式は若干の改善も認められるが、実用式としてはより簡明な(12)式の方が妥当である。

## 2. 4 剪断耐力推算の実用式の低減係数と不合格率

以上、本章では現在までの主要な実験資料によって、通常のラーメン構造の梁、柱の剪断耐力の推算に有効な実用式の検討を行ない、梁の終局耐力式として単調加力時、繰返加力時ともに(15)式、柱については、初亀裂耐力式として単調加力時(10)式、繰返加力時(11)式、終局耐力式として単調加力時(12)式、繰返加力時には資料数が少ないので暫定的に(12)式 $\times 0.9$ が、それぞれ平均耐力推算の実用式として妥当であることを示した。

これらの平均耐力式に対して、設計式としての低減係数を設定する際に想定すべき不合格率は全設計体系の中で整合性をもって考えられなければならないが、現行学会規準の剪断設計規定の考え方に倣って実験資料の不合格率5%を目安とし、資料の分布を正規分布と見なして平均耐力比  $m$ 、標準偏差  $\sigma$  から低減係数を  $R = m - 1.64\sigma$  によって求めると、上記の各式それぞれに表-5に示す値となる。これらの数値を丸めて逆に低減係数を0.75, 0.77, 0.80に設定した場合の不合格率を同表に併記した。ただし資料数の少ない繰返加力時については、更に、資料の蓄積を待って検討を重ねる必要がある。

表-5 各式の低減係数と不合格率

式 (No.) 加力	資 料			不合格率 5%の低 減 係 数	低 減 係 数				
	数 $n$	平均値 $m$	標準偏差 $\sigma$		0.75	0.77	0.80	0.85	
					不合格率 %				
梁	初亀裂(6)単調	143	1.00*	0.099*	0.838	0.6	1.3	2.2	6.6
	終 局(15)単調	70	0.955	0.085	0.816	0.8	1.5	3.4	10.7
	(15)繰返	29	0.940	0.090	0.792	1.7	2.9	6.1	15.9
柱	初亀裂(10)単調	93	1.039	0.158	0.780	3.4	4.5	6.6	11.5
	(11)繰返	35	1.028	0.156	0.772	3.8	4.9	7.2	12.7
	終 局(12)単調	100	1.018	0.126	0.811	1.7	2.4	4.2	9.9
	(12)繰返	15	0.902	0.083	0.766	3.4	5.6	10.9	26.5

\*文献 3)より

## 3. 付着割裂耐力の推算式

### 3. 1 既往の研究

異形筋を主筋として用いた柱に発生する可能性がある主筋沿いの付着割裂破壊は、剪断破壊と同様の脆性破壊であって忌避すべきものであるが、従来の付着設計概念では律することができないものとして注目されている。特に、建設省総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」に関連して実施された正負繰返水平力を受ける柱に関する一連の実験において、付着割裂破壊の多数の資料が得られ、この破壊型式の重要性が広く認識されるようになった。

梁の主筋の重ね継手に生ずる付着割裂破壊については、既にFerguson<sup>29)</sup>による独創的な研究があり、これを継承したOrangun, Jirsa, Breen<sup>30)</sup> (以下O. J. B. と略記する)らによる実用式の

提案がある。全長にわたり通し配筋を施した部材における付着割裂破壊については、広沢が上記の総合プロジェクトによる実験結果から求めた回帰式<sup>28)</sup>があり、75 箇の実験資料に対して平均耐力比 1.007、標準偏差 0.104 と極めて良好な適合性が報告されているが、構成が繁雑に過ぎて実用に供するには難がある。他に、武田・吉岡による破壊形の判別式<sup>31)</sup>の提案があるが、その耐力推算式としての利用については検討を要する。

3. 2 実験資料

建設省総合プロジェクトによる正負繰返水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験結果<sup>32)</sup>を検討資料とする。全資料は 21 シリーズ 260 箇に及んでいるが、通常のフープを有するもので、袖壁付柱、丸鋼使用柱、中央部帯筋低減柱を除く資料数は 176 箇で、さらにこの中、付着割裂破壊と判定されているものは、主筋の曲げ降伏以前に破壊したもの 25 箇、主筋降伏後に付着割裂破壊を生じたもの 42 箇、合計 67 箇である。ただし、引張軸力を受けるものは除いている。資料の諸要因の範囲を表-6 に示す。

表-6 柱(総プロ・付着割裂)

$F_c$	kg/cm <sup>2</sup>	120~450
$b \times D$	cm <sup>2</sup>	25×25~50×50
$h_o/D$		2.0~6.0
$p_w$	%	0.25~2.35
$p_t$	%	0.57~1.38
$N/bD$	kg/cm <sup>2</sup>	0~70

3. 3 既往の諸式の適合性

3. 3. 1 武田・吉岡の判別式<sup>31)</sup> 武田・吉岡は Ferguson の付着割裂破壊概念に従い、主筋が材端で降伏していることを前提として、柱の通し配筋の有効付着長を反曲点から材端ヒンチ域までの長さ ( $a-l_h$ ) に想定し、主筋引張力とコンクリートの付着割裂抵抗との対比から付着割裂破壊条件として次式を誘導している。

$$\frac{a_t \cdot \sigma_y}{\phi(a-l_h)} = 0.6\sqrt{F_c} \frac{Y}{n\phi} \tag{18}$$

ここに、  
 $\phi$  = 主筋周長  $l_h = (0.5M/QD)d$  = 材端ヒンチ長、ただし、 $1.5 \leq M/QD \leq 3.0$   
 $\phi$  = 主筋径  $a = M/Q$  = 材端から反曲点までの距離  
 $Y = b - n\phi$  : ( $b/n \leq 2\sqrt{2}d_t$ ),  $n$  = 主筋本数 (コーナ割裂では 2)  
 $= 2(2\sqrt{2}d_t - \phi)$  : ( $b/n < 2\sqrt{2}d_t$ ),  $d_t$  = 主筋の被り厚 (主筋中心まで)

(18)式の破壊類型に対する判別式としての有効性は提案者によって示されているが、ここでは耐力推算式としての機能を上記資料によって検討する。図-12 は、曲げ降伏後に付着割裂破壊を生じた 39 箇 ( $1.5 \leq M/QD \leq 3$ ) の資料についての実験値と(18)式計算値との比の度数分布である。耐力比は平均値 1.30 に対し広く散布し、耐力推算式としては有効でない

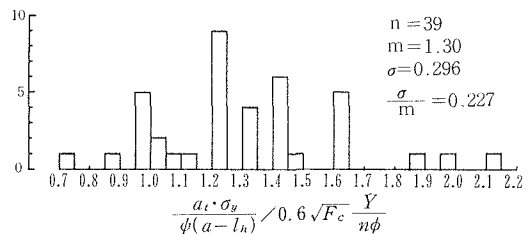


図-12 式(18)の耐力比分布

ことが判る。また、耐力比 1.0 未満の資料数が全数の 18% あり、下限式としても不十分である。

3. 3. 2 O. J. B. 式<sup>30)</sup> O. J. B は 1977 年に、梁の主筋重ね継手の付着割裂に関して、広範な実験資料に基づき次式を提案した。この式には剪断補強筋の拘束効果が導入されている点に特色がある。

$$o_{JB} \tau_{au} = \frac{a_t \sigma_t}{n\phi l_s} = \left( 0.3 + 0.8 \frac{c}{\phi} + 13 \frac{\phi}{l_s} + \frac{a_w s \sigma_y}{130 n x \phi} \right) \sqrt{F_c} \tag{19}$$

ここに、 $c$  = 主筋 1 本当りの正味コンクリート幅の半分と被り厚の小さい方  
 $\phi$  = 主筋径,  $l_s$  = 主筋の重ね継手の長さ,  $x$  = 剪断補強筋の間隔  
 $a_w$  = 剪断補強筋の断面積合計,  $s\sigma_y$  = 剪断補強筋の降伏点  
 ただし、 $a_w \cdot s\sigma_y / 130nx\phi > 0.8$  の場合には  $a_w \cdot s\sigma_y / 130nx\phi = 0.8$  とする。

この式によって、主筋の引張応力に対する重ね継手長さについての平均付着応力度の限界値が与えられるが、O. J. B. はこの式を主筋の伝達長さ (development length) の算定にも適用できるものとしている。

通し配筋をもつ柱の引張筋の伝達長さは、現象的には材端から曲げモーメント分布の反曲点を越えて圧縮域に入り柱内法全高に及ぶことも可能で、(19)式をこれに準用しようとする場合に伝達長

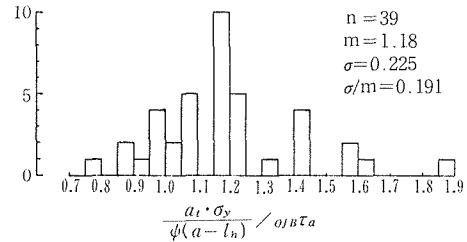


図-13 O. J. B. 式(19)の耐力比分布

さを耐力の観点のみから限定的に取扱うことは困難である。ただし、本実験資料のように、多数回の正負繰返加力を受ける柱の場合には、引張筋の付着弛緩が両材端からほぼ均等に進行するものとするれば、材端から反曲点までの長さを有効長さと考えることができよう。材端における鉄筋の引張応力が明確であることが必要であるから、曲げ降伏後に付着割裂破壊を生じている 39 箇の資料 (前節と同一) を対象に、伝達長さを前節同様 ( $a - l_n$ ) に仮定して(19)式の  $l_s$  に代入し、実験値と(19)式計算値との比の度数分布を求めると図-13 のようになる。ばらつきはかなり大きいですが、(18)式の場合よりも良い結果が得られた。

### 3. 4 正負繰返加力を受ける柱の付着割裂耐力推算式

3. 4. 1 推算式の構成 (18), (19)式はともに critical section における主筋の応力が明らかな場合 (降伏応力) を対象として、これに対して有効な付着長についての平均付着応力度の形で付着割裂耐力限界値を検証する方法によっている。これは部材の曲げモーメント分布が直線分布の場合には、材端から反曲点までの長さを有効伝達長さとするれば、理念的には従来からの付着応力度算定式

$$\tau_a = Q_a / \psi j \quad (20)$$

によって求められるものと同一である。問題は剪断耐力の場合と同様に、応力中心距離  $j$  の値を実数値として明確に取扱うことが困難な点にある。付着割裂破壊の場合には、鉄筋の有効付着長全長にかかわるので剪断破壊時よりも条件は一層複雑である。従来のように(20)式において  $j = (7/8)d$  に固定して求める付着応力度は実数値としての意義がまことに薄く、特に柱においては甚しい。この意味で、材端における鉄筋の引張応力に基づく(18), (19)式の考え方が実際の現象に対してより合理的な対応であるとされたものである。実験結果を取扱う際に、鉄筋が降伏応力に達しているものを対象とすれば、この考え方をより明快に適用できる訳である。しかし、主筋の降伏以前に生ずる付着割裂破壊をも含めて検討を行なうためには、鉄筋の応力を直接取扱わぬ方が便利である。本論では(20)式に代えて  $Q_{au} = G \tau_{au} \phi d$  とし、 $G$  を軸力  $\sigma_a$ 、応力勾配  $M/QD$  の函数として、これらが本来  $\tau_{au}$  および  $j$  に与えるであろう影響を吸収する方法を試みる。

3. 4. 2. O. J. B. 式の修正 O. J. B. 式は重ね継手に関する実験結果に対し良い適合性を示しているが、通し配筋柱の付着割裂破壊における剪断補強筋の拘束が重ね継手の場合と同一であるとは限らない。本論の曲げ降伏後割裂破壊の実験資料と O. J. B. 式のコンクリート負担項との差をとり、 $a_w \cdot s\sigma_y / nx\phi$  と対比してみると図-14 のようになる。 $a_w \cdot s\sigma_y / nx\phi > 400$  の資料は剪

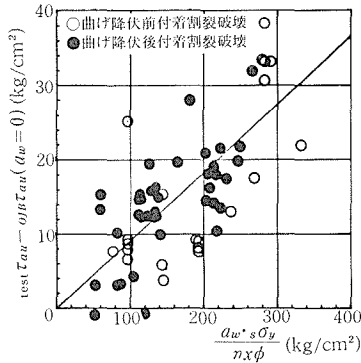


図-14 剪断補強筋の拘束効果

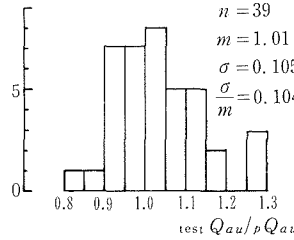


図-15 (23)式の耐力比分布 (曲げ降伏後)

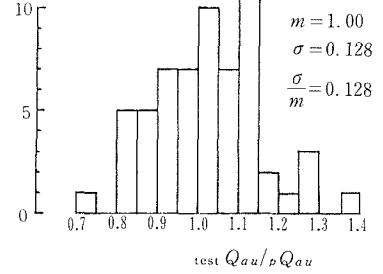


図-16 (23)式の耐力比分布 (全資料)

断補強として通常の柱では非現実的なほど過大であり、他の資料と異なった傾向を示すので当該資料3箇を同図から除外してある。同図より剪断補強筋の拘束効果として  $a_w \cdot s \sigma_y / 11 n x \phi$  が得られるので、(19)式を次式のように修正する。ここで、 $Q \phi / M$  は付着長と鉄筋径の効果に対応する。

$$\rho \tau_{au} = \left( 0.3 + 0.8 \frac{c}{\phi} + 13 \frac{Q}{M} \phi \right) \sqrt{F_c} + \frac{a_w \cdot s \sigma_y}{11 n x \phi} \quad (21)$$

原式では剪断補強筋項にも  $\sqrt{F_c}$  が乗せられているが、この場合には乗せぬ方がよい結果を得た。

3. 4. 3 軸力、応力勾配の影響 前述のように軸力  $\sigma_o$ 、応力勾配  $M/QD$  の影響を検討し、補正係数式として次式を得た。 $M/QD$  による補正は亀裂形状の相違の影響を考えている。

$$G = 0.95 + 0.0018 \sigma_o - 0.066 M/QD \quad (22)$$

3. 4. 4 新しい付着割裂耐力式の提案 以上の(21)、(22)式を総合して、正負繰返水平力を受ける柱の付着割裂耐力推算式として

$$\rho Q_{au} = G \cdot \rho \tau_{au} \cdot \phi d \quad (23)$$

ただし、 $a_w \cdot s \sigma_y / n \cdot x \cdot \phi < 400$

を得た。(23)式では(18)式のようなヒンチ域の長さを考慮していないことになるが、こゝでは塑性ヒンチが十分に発達していない段階での付着破壊を避けることを目的としていることに対応する。

曲げ降伏後に付着割裂破壊を生じた実験資料39箇 ( $a_w \cdot s \sigma_y / n x \phi > 400$  の3箇を除く)と(23)式計算値との比の度数分布を図-15に示す。平均値1.01、変動係数10.4%である。また、曲げ降伏の前後に拘りなく付着割裂破壊を生じた全資料60箇 ( $a_w \cdot s \sigma_y / n x \phi > 400$  の7箇を除く)についての(23)式計算値との対比は図-16のようになって、平均値1.00、変動係数12.8%である。この場合の不合格率5%に対応する耐力比(低減係数)は0.79で、低減係数を0.8とすれば不合格率は5.9%、0.77とすれば3.6%となる。これらの数値は、広沢式(平均値1.007、変動係数10.3%、不合格率5%限界耐力比0.84)よりは若干劣るが、遙かに簡明な点が優れており、変動の程度も剪断耐力諸式に比べ必ずしも劣っていない。以上より、(23)式は実用に供し得るものと考え、正負繰返水平力を受ける柱の付着割裂耐力推算式として提案する。ただし、単調加力時については適用外とする。

#### 4. 結 論

鉄筋コンクリート部材の剪断、付着割裂などの脆性破壊時の耐力推算式について、諸家の実験資料を用いて既往の諸式の適合性を検討し、梁および柱の単調加力、正負繰返加力時を対象に実用式の評価を行なった。柱の剪断初亀裂耐力、繰返加力時の付着割裂耐力については新しい推

算式を提案している。また、設計式としての各式の低減係数を不合格率5%を目途として示した。ただし、梁の繰返加力時の剪断初亀裂耐力、柱の単調加力時の付着割裂耐力については取上げていない。

(以上)

#### 引用文献

- 1) 服部高重, 柴田拓二, 大野和男: 日本建築学会論文報告集, (1972), 200, pp. 35~44
- 2) 大野和男, 柴田拓二, 服部高重: 日本建築学会大会梗概集, (1972), pp. 1091~1094
- 3) 広沢雅也, 後藤哲郎: 日本建築学会大会梗概集, (1971), pp. 817~818
- 4) 大野和男, 久保田吉彦, 横山和男: 日本建築学会研究報告, (1955), 30, pp. 37~40
- 5) 荒川 卓: 北大工学部研究報告, (1961), 25, pp. 1~84
- 6) 柴田拓二: 北大工学部研究報告, (1962), 30, pp. 51~152
- 7) 大野和男, 柴田拓二, 服部高重, 齊藤 豊, 他: 第39回日本建築学会北海道支部研究発表会論文集, (1973), pp. 69~72
- 8) 大野和男, 柴田拓二, 服部高重, 鳥本孝雄, 他: 第41回日本建築学会北海道支部研究発表会論文集, (1974), pp. 105~112
- 9) 大野和男, 柴田拓二, 服部高重, 足立 守, 他: 日本建築学会北海道支部研究報告集, (1975), 43, pp. 137~142
- 10) 大野和男, 柴田拓二, 服部高重, 城 攻, 他: 日本学術会議第22回構造工学シンポジウム論文集, (1976), pp. 47~54
- 11) 大野和男, 柴田拓二, 服部高重, 齊藤直明, 他: 日本建築学会北海道支部研究報告集, (1977), 47, pp. 161~164
- 12) 池田昭男, 広沢雅也: 日本建築学会関東支部第38回研究発表会梗概集, (1967), pp. 465~472
- 13) 山田 稔, 降井繁蔵: 日本建築学会論文報告集, (1966), 号外, p. 216, 同, (1967), 号外, p. 303, 日本建築学会近畿支部研究発表会梗概集, (1967), pp. 41~44
- 14) 山田 稔, 久戸瀬一夫, 八木貞樹: 日本建築学会大会梗概集, (1971), pp. 823~824
- 15) 吉岡研三, 武田寿一, 竹本 靖: 日本建築学会大会梗概集, (1970), pp. 715~716
- 16) 遠藤利根穂: 第39回日本建築学会関東支部研究発表会梗概集, (1968), pp. 227~230
- 17) 大野和男, 服部高重: 日本建築学会大会梗概集, (1971), pp. 809~810
- 18) 中田慎介, 菅野俊介, 青山博之, 金 容孚: 日本建築学会大会梗概集, (1970), pp. 723~724
- 19) 岩根良二, 野口 博, 中田慎介, 梅村 魁: 第42回日本建築学会関東支部研究発表会梗概集, (1972), pp. 77~80
- 20) 中山達雄: 第41回日本建築学会関東支部研究発表会梗概集, (1971), pp. 77~80
- 21) 若林 実, 南 宏一: 日本建築学会近畿支部研究発表会梗概集, (1971), pp. 199~202
- 22) 六車 熙, 富永 恵, 渡辺忠夫: セメント技術年報, (1971), XXV, pp. 357~362
- 23) 服部高重, 大野和男, 柴田拓二: 日本建築学会論文報告集, (1970), 168, pp. 31~40
- 24) 広瀬泰孝, 服部高重, 柴田拓二, 大野和男: 第37回日本建築学会北海道支部研究発表会論文集, (1972), pp. 73~84
- 25) Morrow, J., Viest, I. M. : A. C. I. Jour., 53, (1957), 3, pp. 833~869
- 26) Baldwin Jr., J. W., Viest, I. M. : A. C. I. Jour., 55, (1958), 10, pp. 635~654
- 27) De Cossio, R. D., Siess, C. P. : A. C. I. Jour., 56, (1960), 2, pp. 695~735
- 28) 広沢雅也: 建築研究報告, (1977), 76, pp. 1~483
- 29) Ferguson, P. M. : REINFORCED CONCRETE FUNDAMENTALS, 3rd ed. (1973), pp. 155~198, John Wiley & Sons
- 30) Orangun, C. O., Jirsa, J. O., Breen, J. E. : A. C. I. Jour., 74, (1977), 3, pp. 114~122
- 31) 吉岡研三, 武田寿一: 日本建築学会大会梗概集, (1976), pp. 1423~1424
- 32) 建設省建築研究所: 建築構造部材の耐震強度の解析, (1977) pp. 162~205, 建築研究振興協会