

## RC 部材のせん断終局強度算定法（提案式）

### 1. 既往の算定式

#### 1) 荒川 mean 式（SI 単位系）

##### ①せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \tau_c b j, \quad j = \frac{7}{8} d$$

$$\tau_c = k_c (49.0 + F_c) \frac{0.085}{\frac{M}{Qd} + 1.7}$$

ここに、 $k_c$ ：断面寸法による補正係数

##### ②せん断終局強度

$$Q_u = \tau_u b j, \quad j = \frac{7}{8} d$$

$$\tau_u = k_u k_p (17.7 + F_c) \frac{0.115}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.846 \sqrt{p_w \sigma_{wy}}$$

ここに、 $k_u$ ：断面寸法による補正係数

$$\begin{cases} d < 280 & k_u = \min \left[ \frac{760-d}{600}, 1 \right] \\ 280 \leq d < 400 & k_u = 5.5 \times 10^{-6} d^2 - 4.44 \times 10^{-3} d + 1.6064 \\ 400 \leq d & k_u = 0.72 \end{cases}$$

$$k_p = 0.82 p_t^{0.23}$$

$$p_t = \frac{a_t}{b d} (\%) : \text{引張鉄筋比}$$

$$p_w = \frac{a_w}{b x} : \text{せん断補強筋比}$$

### [記号]

$Q_c$ ：せん断ひび割れ発生時せん断力 (N)

$\tau_c$ ：せん断ひび割れ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b$ ：長方形梁または柱の幅 (mm)

$j$ ：曲げ材の応力中心距離 (mm)

$d$ ：有効せい (mm)

$F_c$ ：コンクリート圧縮強度

$M/(Qd)$ ：せん断スパン比

$Q_u$ ：せん断破壊時せん断力 (N)

$\tau_u$ ：せん断終局強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$a_t$ ：引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_w$ ：1組のせん断補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$x$ ：せん断補強筋の間隔 (mm)

$\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 2) 終局強度型耐震設計指針 (SI 単位系)

「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」

$$V_u = V_t + V_a$$

$$V_t = bj_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi$$

$$V_a = \tan \theta (1 - \beta) b \left(\frac{D}{2}\right) v F_c$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}}{v F_c}$$

$$p_w \sigma_{wy} \geq v F_c \rightarrow p_w \sigma_{wy} = v F_c$$

$$(\sigma_{wy} > 25 F_c \rightarrow \sigma_{wy} = 25 F_c)$$

### ①A 法

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D}$$

$$v = 0.7 - \frac{F_c}{200}$$

$$\cot \phi = \min \left[ 2.0, \frac{j_t}{D \tan \theta}, \sqrt{\frac{v F_c}{p_w \sigma_{wy}} - 1.0} \right]$$

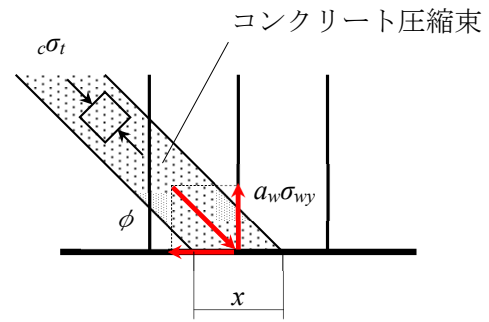
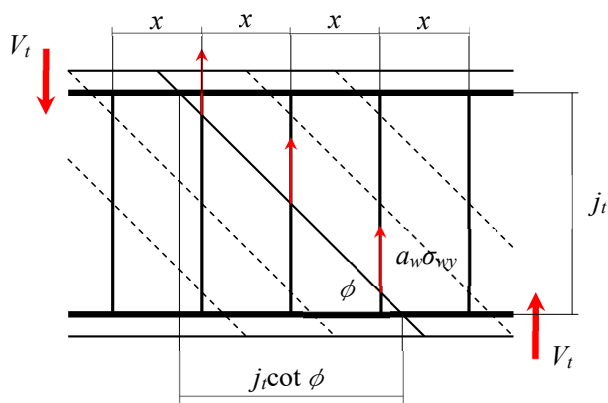
### ②B 法

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{2M}{QD}\right)^2 + 1} - \frac{2M}{QD}$$

$$v = \frac{\frac{2M}{QD} + 1}{4}$$

$$\cot \phi = 1.0$$

[1] トラス機構



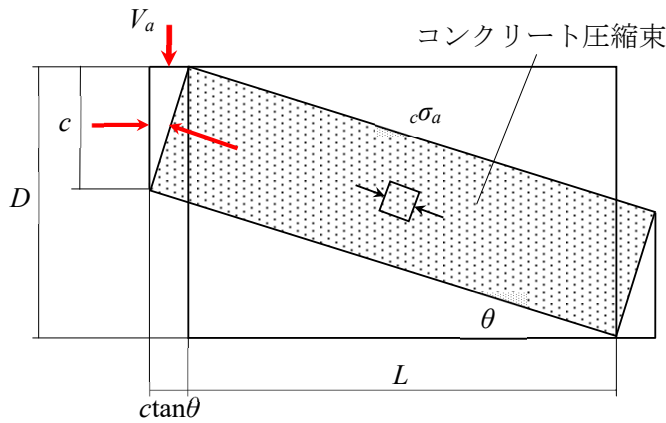
$$V_t = \frac{j_t \cot \phi}{x} a_w \sigma_{wy} = b j_t \frac{a_w}{b x} \sigma_{wy} \cot \phi$$

$$= b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi$$

$$c \sigma_t b x \sin \phi = \frac{a_w \sigma_{wy}}{\sin \phi}$$

$$\therefore c \sigma_t = \frac{a_w \sigma_{wy}}{b x \sin^2 \phi} = (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}$$

[2] アーチ機構



$$V_a = c \sigma_a b c \tan \theta$$

$$\tan \theta = \frac{D-c}{L+c \tan \theta} \therefore \tan^2 \theta + \frac{L}{c} \tan \theta - \frac{D-c}{c} = 0 \therefore c \tan \theta = \frac{-L + \sqrt{L^2 + 4c(D-c)}}{2}$$

塑性解析の下界定理より、 $V_a$ が最大値 ( $c \tan \theta$ が最大値)を示すのは、 $c=D/2$ のとき

$$\therefore \tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 + 1} - \frac{L}{D}$$

$$c\sigma_a = \frac{V_a}{b\left(\frac{D}{2}\right)\tan\theta}$$

$$vF_c = c\sigma_t + c\sigma_a = (1 + \cot^2\phi)p_w\sigma_{wy} + \frac{V_a}{b\left(\frac{D}{2}\right)\tan\theta} \quad \therefore V_a = \tan\theta \left\{ 1 - \frac{(1 + \cot^2\phi)p_w\sigma_{wy}}{vF_c} \right\} b\left(\frac{D}{2}\right)vF_c$$

[記号]

$V_u$  : 部材のせん断強度 (N)

$V_t$  : トラス機構による負担せん断力 (N)

$V_a$  : アーチ機構による負担せん断力 (N)

$j$  : 梁または柱の主筋重心間距離 (mm)

$\phi$  : トラス機構におけるコンクリート圧縮束の部材軸に対する角度

$\theta$  : アーチ機構の材軸に対する角度

$D$  : 梁または柱の断面せい (mm)

$v$  : コンクリート圧縮強度の有効係数

$L$  : 梁の内法スパン長さ、または柱の内法高さ (mm)

$c\sigma_t$  : トラス機構におけるコンクリート圧縮束の応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_a$  : アーチ機構におけるコンクリート圧縮束の応力 (N/mm<sup>2</sup>)

### 3) 靱性保証型耐震設計指針 (SI 単位系)

「日本建築学会, 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, 1999」

#### [1] せん断強度

$$V_u = \min \left[ \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left( v F_c - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b D}{2} \tan \theta, \frac{\lambda v F_c + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e, \frac{\lambda v F_c}{2} b_e j_e \right]$$

[記号]

$b_e$ : トラス機構に関与する断面の有効幅 (mm)

$j_e$ : トラス機構に関与する断面の有効せい (mm)

$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s}$ : 有効せん断補強筋比

$s$ : 横補強筋間隔 (mm)

$\mu = 2 - 20R_p$

$R_p$ : 終局限界状態でのヒンジ領域の回転角 (rad)

$v = (1 - 20R_p)v_0, v_0 = 0.7 - \frac{F_c}{200}$

$\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e}$ : トラス機構の有効係数

$b_s$ : 横補強筋の断面方向の最大間隔 (mm)

$\frac{L}{D} \geq 1.5 \quad \tan \theta = 0.9 \frac{D}{2L}$

$\frac{L}{D} < 1.5 \quad \tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D}$

$L$ : クリアスパン長さ

[2] 付着破壊の影響を考慮したせん断強度

$$V_{bu1} = (\tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2) j_t + \tan \theta \left\{ 1 - \frac{2.5(\tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2)}{b v F_c} \right\} b \left( \frac{D}{2} \right) v F_c$$

$$V_{bu2} = \frac{v F_c}{2} b j_t$$

$$V_{bu} = \min[V_{bu1}, V_{bu2}]$$

$$\tau_{bu} = \alpha_t \frac{(1.31 b_{si} + 1.66) \sqrt{F_c} + 7.8 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) p_w \left( \frac{d_b}{j_t} \right)}{10.2 + \frac{9.2 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) p_w \left( \frac{d_b}{j_t} \right)}{F_c}} : \text{付着強度 (前田式)}$$

$$\alpha_t = 0.75 + \frac{F_c}{392} \quad (\text{上端筋}), 1 \quad (\text{その他})$$

$$b_{si} = \frac{b - N_1 d_b}{N_1 d_b}$$

$$\gamma = 0.19 + 0.16 \frac{N_w}{N_1}$$

$$\tau_{bu2} = 0.6 \tau_{bu}$$

[記号]

$V_{bu}$  : 付着破壊の影響を考慮したせん断強度 (N)

$\tau_{bu}$  : 主筋の付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{bu2}$  : 2 段目主筋の付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\Sigma \Psi_1$  : 1 段目主筋の全周長 (mm)

$\Sigma \Psi_2$  : 2 段目主筋の全周長 (mm)

$j_t$  : 柱または梁の主筋中心間の距離 (mm)

$d_b$  : 主筋径 (mm)

$N_1$  : 1 段目主筋本数

$N_w$  : 1 組の横補強筋の足数

## 2. 既往の算定式の精度検定

図1~4に荒川 mean 式、終局強度型設計指針 A 法および B 法、靱性保証型設計指針 A 法による精度検定結果を示す。なお、図の縦軸は、せん断終局強度の計算値に対する測定値の比で表している。また、荒川 mean 式についてはすべての実験結果を対象とし、学会指針式についてはせん断破壊（斜張力破壊あるいはせん断圧縮破壊）または付着割裂破壊が先行すると判定された実験結果を分けて表示している。また、実験結果は一方向載荷によるものだけを採用した。

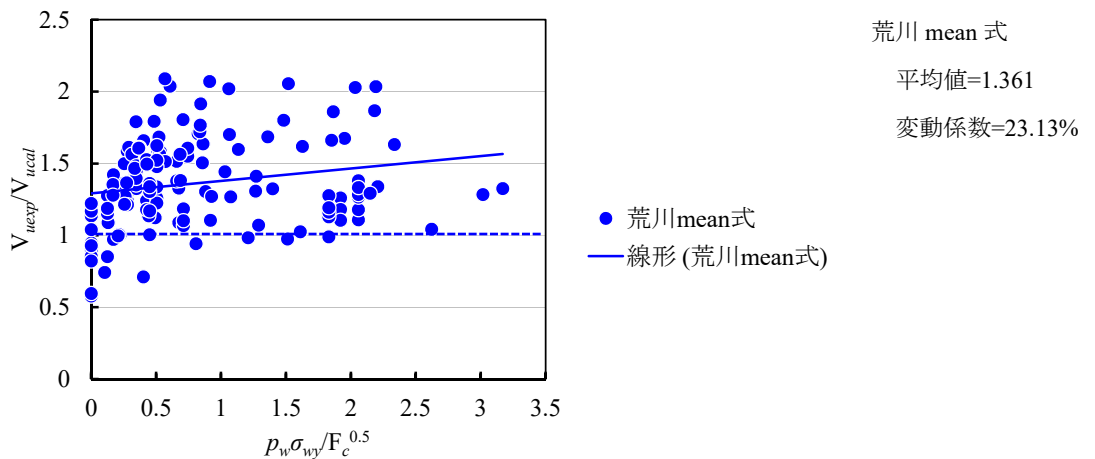


図1 荒川 mean 式の精度検定結果（一方向載荷）

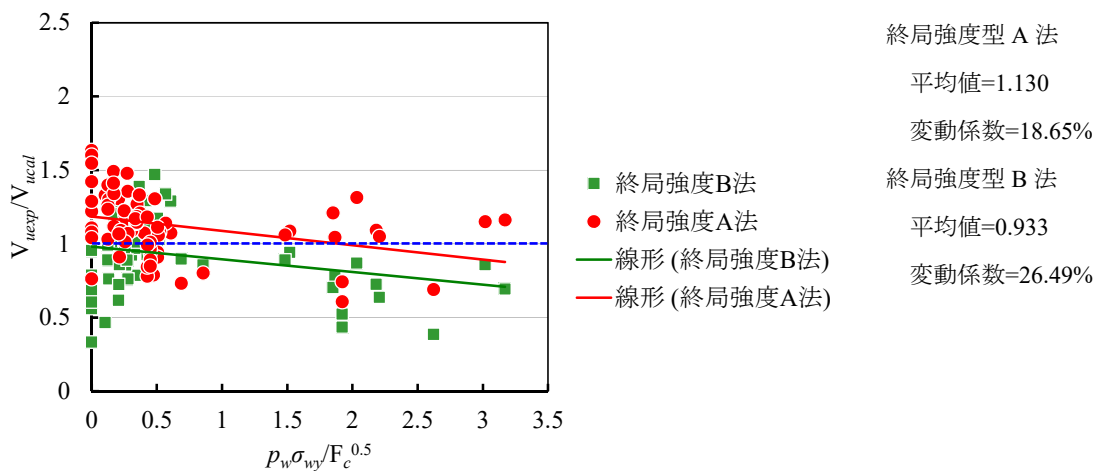


図2 終局強度型耐震設計指針式の精度検定結果（一方向載荷）

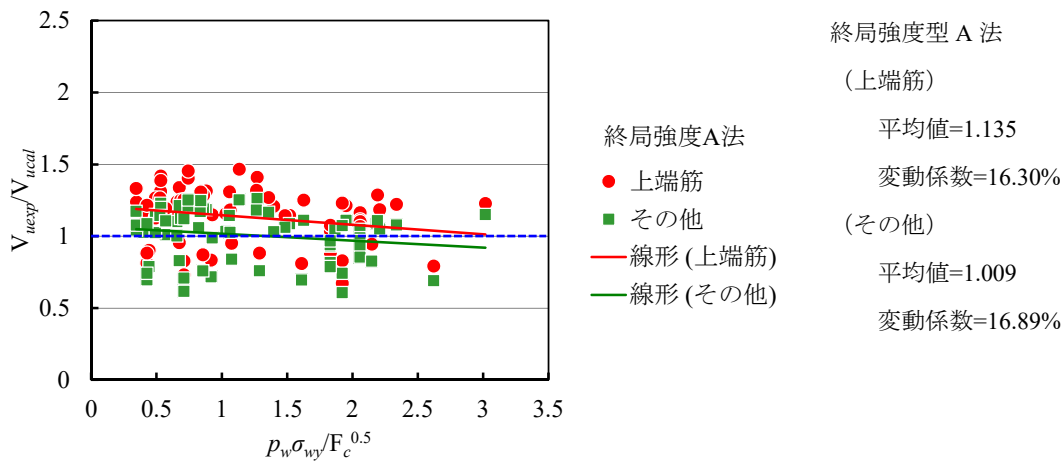


図3 付着破壊の影響を考慮したせん断強度算定式の精度検定結果（一方向載荷）

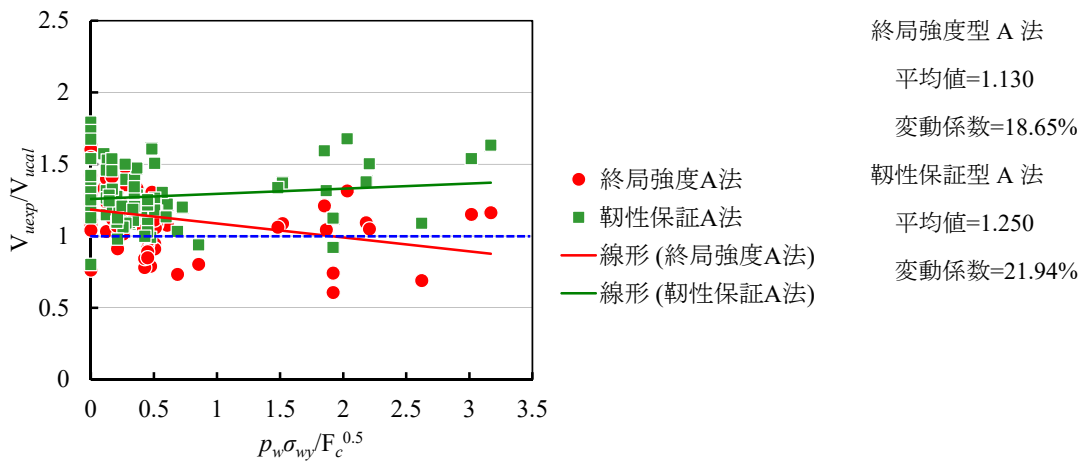


図4 終局強度型および靱性保証型耐震設計指針式の精度検定結果（一方向載荷）

以上の結果より、荒川 mean 式については、せん断補強筋量が少ない場合には平均的に精度が良いものの、補強量が多くなるにつれて計算値に対する測定値の比が増加し、計算結果は実験結果を過小評価する傾向がみられる。終局強度型設計指針 A 法および B 法については、せん断補強筋量が少ない場合に精度が悪く、計算結果は実験結果を A 法では過小に、B 法では過大に評価し、また補強量が多くなるにつれて全体的に計算値に対する測定値の比が低下し、計算結果は実験結果を過大評価する傾向がみられる。なお、終局強度型設計指針 A 法による付着破壊の影響を考慮したせん断終局強度の計算結果は、ほぼ実験結果と良い対応を示している。また、靱性保証型設計指針 A 法については、せん断補強筋量に関わらず全体的に計算値に対する測定値の比は約 1.25 程度となり、終局強度型設計指針 A 法と比べて計算結果は実験結果を過小評価しているが、計算結果は実験結果のほぼ下限値を与え、設計的には安全側の算定となっている。



### 3. 本提案式

#### 3.1 基本的考え方

終局強度型耐震設計指針式を骨子に、 $\phi$  および  $\nu$  の値を既往の実験結果との適合性から見直し、より平均的に精度の高い修正式を提案する。

以下に、修正の手順を示す。

1) 既往の実験結果から、せん断補強筋比が 0 の RC 梁の逆対称曲げ載荷試験によるせん断終局強度の測定値を用いて、次式により  $\nu$  値を逆算により求めた。

$$\nu = \frac{2V_{uexp}}{bDF_c \tan \theta}$$

ここに、 $V_{uexp}$  : せん断終局強度の測定値

上式により得られた有効圧縮強度  $\nu F_c$  とコンクリート圧縮強度  $F_c$  との関係については、後述のひび割れ分割されたコンクリートの圧縮強度の考察により、その関係式を導く。

2) 上記による  $\nu$  値を用いて、A 法と B 法における  $\cot \phi$  の仮定について、既往の実験結果との適合性を検討した。ここで引用した実験データは、実験結果が文献中に数値で記載されているものに限定し、データ数の総計は約 150 個である。その中には、付着割裂破壊が先行して生じたものやせん断補強筋が未降伏のものも含まれており、実験結果との適合性を調べるにあたって、せん断補強筋の降伏条件や付着割裂強度については以下のように考慮した。

①せん断補強筋量が多くなると、せん断補強筋が未降伏のまません断破壊が生じる場合がある。そのとき、せん断補強筋の降伏を仮定している学会指針式は、せん断終局強度を過大評価することになる。そこで、ここでは磯らにより提案され、益尾によるせん断終局耐力評価式で利用されているせん断補強筋の降伏条件式を用い、未降伏と判定された場合には次式により得られるせん断補強筋の実応力  $\sigma_{ws}$  を降伏強度  $\sigma_{wy}$  に代えて用いた。

$$\frac{p_w \sigma_{wy}}{\sqrt{F_c}} < 0.664 \text{ のとき、せん断補強筋降伏}$$

$$\frac{p_w \sigma_{wy}}{\sqrt{F_c}} \geq 0.664 \text{ のとき、せん断補強筋未降伏}$$

$$0.664 \leq \frac{p_w \sigma_{wy}}{\sqrt{F_c}} < 1.53 \quad \frac{\sigma_{ws}}{\sigma_{wy}} = -0.42 \frac{p_w \sigma_{wy}}{\sqrt{F_c}} + 1.28$$

$$1.53 \leq \frac{p_w \sigma_{wy}}{\sqrt{F_c}} \quad \frac{\sigma_{ws}}{\sigma_{wy}} = \frac{0.98}{\left( \frac{p_w \sigma_{wy}}{\sqrt{F_c}} \right)}$$

②付着割裂強度の算定には、実験結果との適合性が良いといわれている靱性保証型耐震設計指針の解説文中のサイドスプリット破壊に対する前田式をそのまま用いた。また、付着破壊の影響を考慮した終局せん断強度算定式には、次式で示される靱性保証型耐震設計指針式を用いた。なお、引用の実験結果のう

ち付着割裂破壊を生じているものは、すべてサイドスプリット破壊と判別された。なお、 $\nu$  値には、1) において得られた値を用いた。

$$V_{bu1} = (\tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2) j_t + \tan \theta \left\{ 1 - \frac{2.5(\tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2)}{b \nu F_c} \right\} b \left( \frac{D}{2} \right) \nu F_c$$

$$V_{bu2} = \frac{\nu F_c}{2} b j_t$$

$$V_{bu} = \min[V_{bu1}, V_{bu2}]$$

$$\tau_{bu} = \alpha_t \frac{(1.31 b_{si} + 1.66) \sqrt{F_c} + 7.8 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) p_w \left( \frac{d_b}{j_t} \right)}{10.2 + \frac{9.2 \times 10^4 \gamma (b_{si} + 1) p_w \left( \frac{d_b}{j_t} \right)}{F_c}} : \text{付着強度 (前田式)}$$

$$\alpha_t = 0.75 + \frac{F_c}{392} \text{ (上端筋) } , 1 \text{ (その他)}$$

$$b_{si} = \frac{b - N_1 d_b}{N_1 d_b}$$

$$\gamma = 0.19 + 0.16 \frac{N_w}{N_1}$$

$$\tau_{bu2} = 0.6 \tau_{bu}$$

### 3.2 コンクリート圧縮強度と有効圧縮強度との関係式

図 5 に逆算により求められた  $\nu$  値をコンクリート圧縮強度と有効圧縮強度との関係で示す。なお、図中には、学会指針 A 法、New RC 式、市之瀬式、益尾式を参考までに併記している。図より、逆算による  $\nu$  値は、学会指針 A 法を下限、益尾式を上限とする範囲にほぼ納まっているが、 $F_c$  が約  $50 \text{ N/mm}^2$  以下の範囲では市之瀬式が平均的に精度が良い。ただし、それ以上の高強度の範囲では、実験データ数が少ないので確かなことはいえないが、益尾式で示されるように有効圧縮強度に頭打ちの傾向がみられ、圧縮強度とともに有効圧縮強度が単調に増加する市之瀬式や New RC 式の超高強度範囲への拡張適用には検討を要する。これに関しては、特定の圧縮強度の範囲で実験結果との適合性が良い式を使い分ける方法も考えられるが、できるだけ全範囲を精度良く網羅することができるといえるような式を確立するのが理想的である。そこで、ここでは、ひび割れ分割されたコンクリートの圧縮強度に関する考察により、有効圧縮強度の算定式を導くことにする。いま、コンクリートの一軸圧縮強度試験において、供試体の圧縮破壊性状と圧縮応力-ひずみ関係との対応について考える。

図 6 に示すように、圧縮強度時までに供試体内部では付着クラックやモルタルクラック等の微細ひび割れが生じているが、除荷による残存強度の低下は生じない。強度時付近では、内部の微細ひび割れが合体することにより供試体表面に縦ひび割れが生じ、ひび割れ分割された柱状体の座屈や剥離を伴う圧縮軟化域では除荷による残存強度の低下が起こる。この圧縮軟化域における残存強度の低下が斜めひび割れゾーンにおけるコンクリート圧縮ストラットの有効圧縮強度と対応していると考え、圧縮軟化域におけるどの時点の圧縮応力が有効圧縮強度に相当するのかを一義的に決めることは不可能ではあるが、圧縮軟化域の極限に対して  $\nu$  値を定めることは可能である。すなわち、剛塑性体では圧縮軟化による残存強度の低下がないので  $\nu=1$  となり、完全脆性体では圧縮強度時で一気に残存強度は  $0$  となるので  $\nu=0$

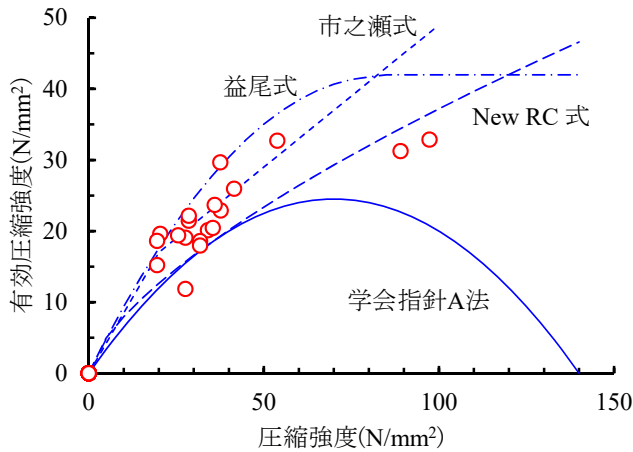


図5 コンクリート圧縮強度と有効圧縮強度との関係

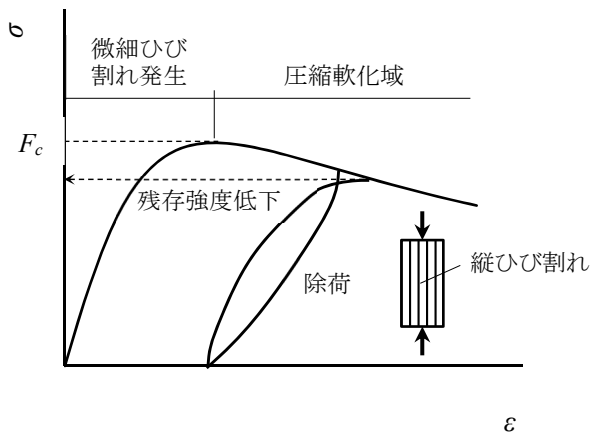


図6 圧縮応力-ひずみ関係

となる。そこで、この両極限を連続的に表示できる構成式として、いま次式で表される Popovics 式を用いる。

$$\sigma = F_c \frac{n \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)}{n-1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^n} \quad \text{式(1)}$$

ここに、 $F_c$  : 圧縮強度

$\varepsilon_{co}$  : 圧縮強度時のひずみ

$n$  : 実験定数

図7に Popovics 式による無次元化応力-ひずみ関係を示す。図より、 $n=1$  のとき剛塑性体、 $n \rightarrow \infty$  のとき完全脆性体を示し、前述のように  $n=1$  のとき  $\nu=1$ 、 $n \rightarrow \infty$  のとき  $\nu=0$  がそれぞれ対応している。そこで、 $n$  値と  $\nu$  値との関係式を簡単に  $\nu=n^\alpha$  ( $\alpha < 0$ ) と仮定し、 $n$  値とコンクリート圧縮強度  $F_c$  との関係が別途与えられれば、前記の  $\nu$  値の逆算値から回帰分析により  $\alpha$  を求め、 $\nu$  値を  $F_c$  の関数として与えることがで

きる。

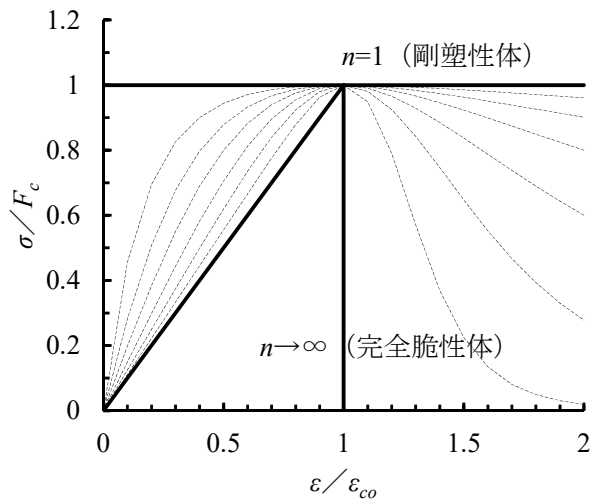


図7 Popovics 式による無次元化応力-ひずみ関係

ところで、上記の方法を適用するにあたって、まず Popovics 式がコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係を精度良く表示できることを示し、 $n$  値と  $F_c$  との関係を与えることが必要である。Popovics は、 $n$  値と圧縮強度時のひずみ  $\epsilon_{co}$  を次式で与えている。

$$n = 0.0582F_c + 1 \quad \text{式(2)}$$

$$\epsilon_{co} = 767 \times 10^{-6} \sqrt[4]{F_c} \quad \text{式(3)}$$

ここに、 $F_c$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

上式を用いて、既往の文献に示されている普通強度、高強度および超高強度コンクリートの代表的な圧縮応力-ひずみ関係の実験結果と Popovics 式による計算結果との比較を図8に示す。図より、普通強度コンクリートに対して良い適合性が得られているが、高強度および超高強度コンクリートに対しては適合性が悪くなっている。これは、 $n$  値や  $\epsilon_{co}$  が普通強度コンクリートの実験結果との適合性から求められているからである。そこで、それらの値を高強度範囲にまで適合性が良くなるように修正することを試みる。

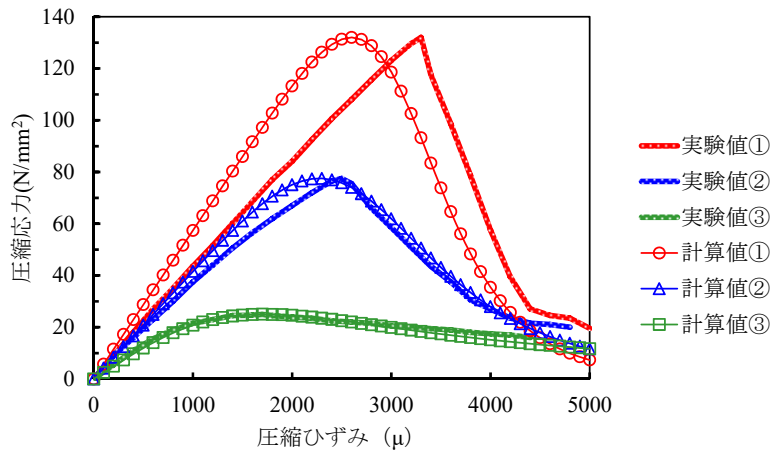


図 8 圧縮応力-ひずみ関係の実験値と計算値との比較 (Case 1)

Popovics 式では、 $n$  値と  $\varepsilon_{co}$  を  $F_c$  の関数として与えているが、いまヤング係数 (1/3 割線弾性係数) の測定値と Popovics 式による計算値が一致することを前提とすると、次式が得られる。

$$\frac{1}{3}F_c = F_c \frac{n\left(\frac{F_c}{3E\varepsilon_{co}}\right)}{n-1+\left(\frac{F_c}{3E\varepsilon_{co}}\right)^n} \quad \text{式(4)}$$

ここに、 $E$  : ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

いま、 $x=F_c/(3E\varepsilon_{co})$ とおくと、ヤング係数の測定値と計算値が一致するためには、次式を満足しなければならない。

$$f(x) = x^n - 3nx + n - 1 = 0 \quad \text{式(5)}$$

上式の  $f(x) = 0$  の解が存在するためには、

$$n = 1 \text{ のとき、} x = 0$$

$$\lim_{n \rightarrow \infty} x = \frac{1}{3}$$

ここで、 $x$  の陽な解を得ることは困難なので、 $x$  を次式で近似する。

$$x = \frac{1 - \frac{1}{n}}{3} \quad \text{式(6)}$$

従って、

$$\varepsilon_{co} = \frac{F_c}{E(1-\frac{1}{n})} \quad \text{式(7)}$$

上式より、 $\varepsilon_{co}$  と  $F_c$  との関係は、ヤング係数  $E$  と  $n$  値が与えられれば確定する。そこで、 $E$  と  $F_c$  との関係は、高強度コンクリートの範囲まで実験結果との適合性が良い次式の RC 構造計算規準式を用いる。

$$E = 3.35 \times 10^4 \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{式(8)}$$

ここに、 $\gamma$  : コンクリートの単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ ) (ここでは、 $\gamma=24$  とした)

再び、 $n$  値に Popovics による式(2)を、 $\varepsilon_{co}$  に式(7)を用いて、前記の圧縮応力-ひずみ関係の実験結果との適合性を調べた結果を図 9 に示す。図より、圧縮強度時までの関係は実験結果と計算結果との間で良い一致が得られているものの、圧縮軟化域の両者の適合性はあまり良いとはいえない。

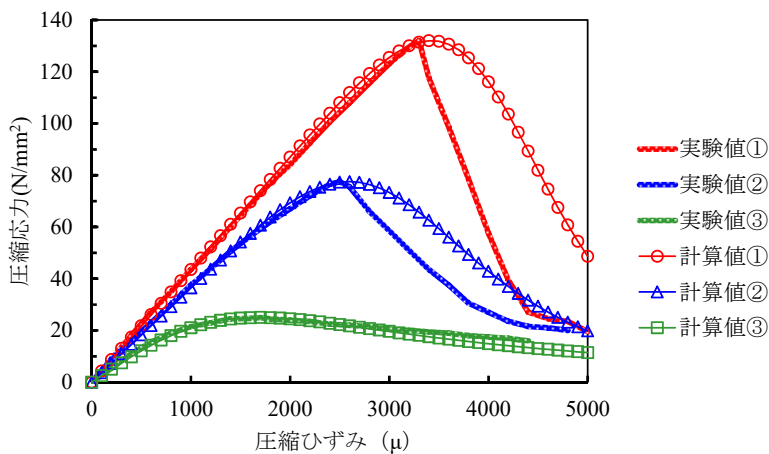


図 9 圧縮応力-ひずみ関係の実験値と計算値との比較 (Case 2)

これは、Popovics 式では  $n$  値は  $F_c$  に比例する形式となっているが、高強度の範囲では、 $n$  値は  $F_c$  に対して指数関数的に増加し、より脆性的になることが予想される。そこで、 $n$  値と  $F_c$  との関係式として次式を仮定し、圧縮軟化域の実験結果との適合性から式中の定数  $\beta$  を定めた。その結果を図 10 に示す。

$$n = \exp(\beta F_c) \quad \text{式(9)}$$

ここに、 $\beta$  : 定数 [=0.0256]

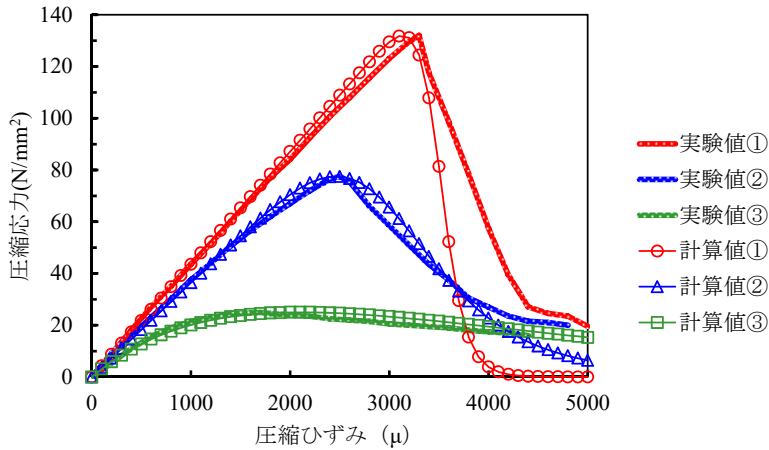


図 10 圧縮応力-ひずみ関係の実験値と計算値との比較 (Case 3)

以上、式(7)、(8)および(9)を Popovics 式における  $\varepsilon_{co}$  と  $n$  値の修正式として提案し、それらの値と既往の関係式との対応を図 11 および 12 に示す。図 11 より、 $\varepsilon_{co}$  に関しては、既往の関係式と妥当な対応を示している。なお、既往の関係式では、高強度の範囲でヤング係数 (1/3 割線弾性係数) の実験結果と計算結果が一致するための下限値を下回っているが、提案式は高強度範囲で下限値に漸近する形式となっており、より実験結果との適合性が高いことが分かる。また、提案式は  $F_c$  が約  $30\text{N/mm}^2$  近辺で  $\varepsilon_{co}$  が最小値を示した後に  $F_c$  の低下とともに  $\varepsilon_{co}$  が再び増加する傾向がみられるが、この傾向は低強度コンクリートに対して実験的に確認されている。また、 $n$  値に関しては、 $F_c$  が約  $60\text{N/mm}^2$  までは Popovics 式とほぼ一致しているが、それ以上の高強度の範囲で  $n$  値は急増し、本提案式は圧縮軟化域が急激に脆性化する形式となっている。

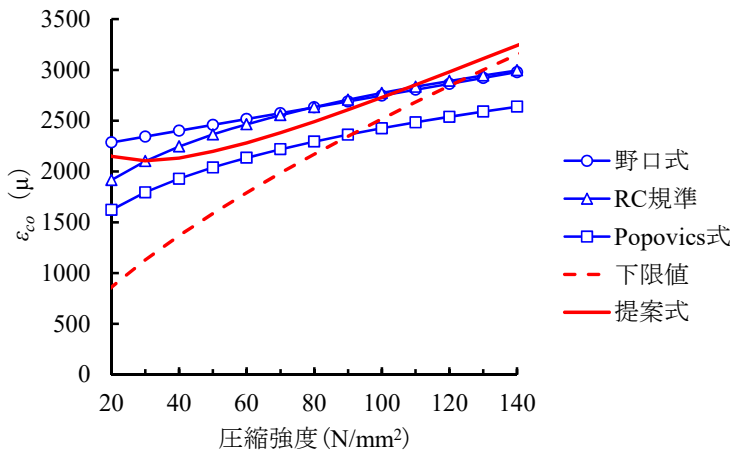


図 11  $\varepsilon_{co}$  に関する提案式と既往の関係式との対応

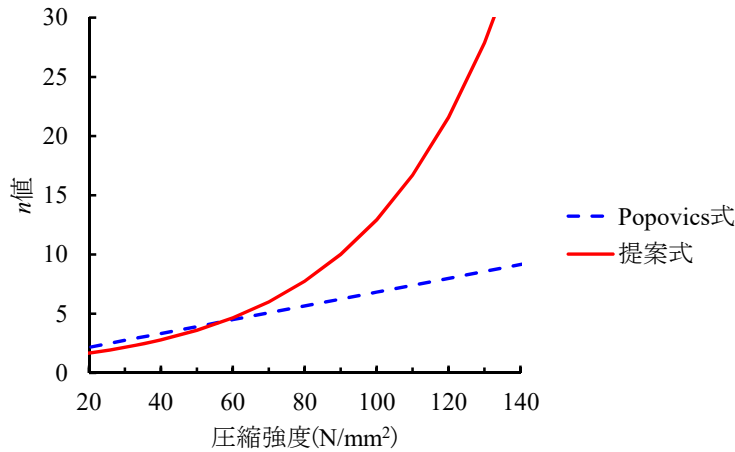


図 12  $n$  値に関する提案式と既往の関係式との対応

ここで、 $\nu$  の逆算値を得るために用いた既往の実験結果におけるコンクリートの圧縮強度から式(9)より  $n$  値を求め、 $n$  値と  $\nu$  値との関係を示したのが図 13 である。その結果として、図中に示す回帰式が得られた。また、その関係式に式(9)を代入し、 $\nu$  値と  $F_c$  との関係として次式を得た。

$$\nu = n^{-0.464}$$

$$\nu = \exp\left(-\frac{F_c}{85}\right) \quad \text{式(10)}$$

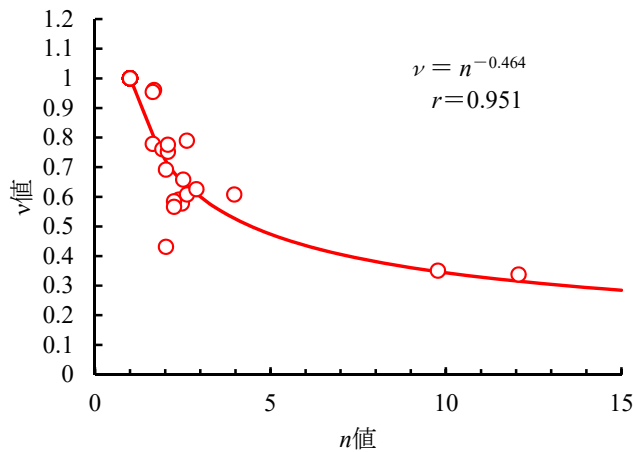


図 13  $n$  値と  $\nu$  値との関係式

上式によるコンクリート圧縮強度と有効圧縮強度との関係を図 14 に示す。図より、提案式は圧縮強度が  $85\text{N/mm}^2$  以上で圧縮強度の増加とともに有効圧縮強度は低下するが、学会指針 A 法と比べるとその低下の程度はかなり小さくなっている。また、圧縮強度が  $100\text{N/mm}^2$  以上の超高強度範囲では、各式による有効圧縮強度の値に大きな差異が認められ、超高強度コンクリートへの適合性について調べることによりその適用性が判断されると考えられる。これに関しては、後述で検証する。



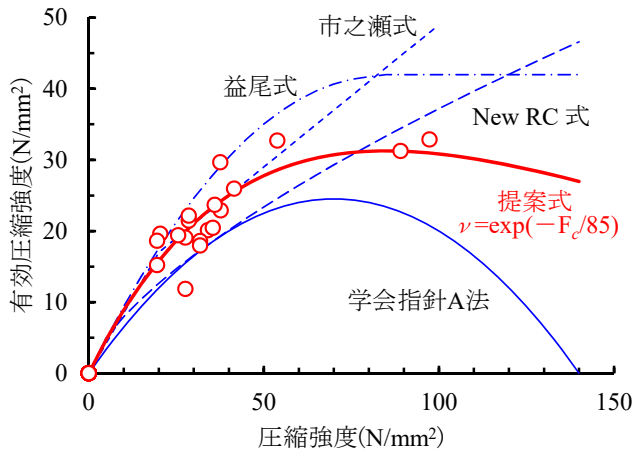


図 14 提案式による圧縮強度と有効圧縮強度との関係

### 3.3 $\cot \phi$ の仮定に関する検証

ここでは、 $\nu$  値の計算に提案式を用いて、学会指針 A 法および B 法における  $\cot \phi$  の仮定について実験結果との適合性について検討した。なお、ここで対象とした実験結果は、一方向載荷によるもの限定し、正負交番載荷については別途検討する。

図 15 に修正提案 A 法および B 法による精度検定結果を示す。図より、修正提案 A 法については、計算値に対する測定値の比の平均値はほぼ 1.0 と平均的に精度が良く、変動係数ももっとも小さい結果となっている。一方、修正提案 B 法は、修正提案 A 法と  $\nu$  値は同一なので、せん断補強筋のないものは同じ計算結果を与えるが、せん断補強筋がある場合には計算結果は実験結果よりも一様に小さくなっている。このことから、 $\cot \phi$  の仮定については、A 法による式が妥当であることが検証された。これに関しては、終局強度型耐震設計指針・同解説中で「有効係数を同一とした場合、A 法は B 法よりもつねに大きなせん断強度を与えることになり、塑性理論の下界定理によればより高い崩壊荷重を与えるものが真の崩壊荷重により近いものであり、A 法によるせん断強度がより実質的に真の耐力に近いものになる。」を裏付ける結果となった。

図 15 の下段の図は、付着割裂破壊が先行すると判別されたものを対象に修正提案 A 法による精度検定結果を示したものである。ここで、付着割裂破壊が先行するように計画された実験結果に対しては、ほぼ付着割裂破壊が先行すると判別されたが、付着割裂破壊を想定していない実験結果でも前述のせん断補強筋の未降伏条件式、すなわち  $p_w \sigma_{wy} / F_c^{0.5} \geq 0.664$  の範囲で付着割裂破壊が先行すると判別された実験結果がかなり多くなっている。このことは、実質的に付着割裂破壊が先行したためにせん断補強筋が降伏しないケースが多く存在していることを示しているものと考えられる。

以上の結果より、せん断破壊（斜張力破壊、せん断圧縮破壊）や付着割裂破壊等の破壊形式の相違に関わらず、修正提案 A 法は平均的に精度の良い計算結果を与えることが検証された。



表 1 実験結果と計算結果との比較

試験体	$V_{uexp}$ (kN)	終局強度型設計指針 A 法			修正提案 A 法			
		$\nu = 1.7F_c^{-\frac{1}{3}}$ (New RC 式)			$\nu = \exp\left(-\frac{F_c}{85}\right)$ (提案式)			
		$V_{ucal}$ (kN)	$V_{bucal}$ (kN)		$V_{ucal}$ (kN)		$V_{bucal}$ (kN)	
上端筋	その他		降伏	未降伏	上端筋	その他		
SH-1	228	312 (0.731)	—		251 (0.908)	—	—	
SH-2	321	468 (0.686)	410 (0.783)	384 (0.836)	327 (0.982)	323 (0.994)	342 (0.939)	324 (0.991)
SH-3	350	534 (0.655)	458 (0.764)	429 (0.816)	342 (1.02)	336 (1.04)	342 (1.02)	342 (1.02)
SH-4	357	563 (0.634)	494 (0.723)	461 (0.774)	342 (1.04)	338 (1.06)	342 (1.04)	342 (1.04)

\* 試験体記号は、文献と同じ。

\*  $V_{uexp}$  : せん断終局強度測定値,  $V_{ucal}$  : せん断終局強度計算値,  $V_{bucal}$  : 付着破壊を考慮したせん断終局強度計算値

\* ( ) 内の数値は、計算値に対する測定値の比を表す。

\* 文献では、SH-1 以外はせん断補強筋未降伏で、破壊形式は、SH-1 : せん断引張破壊、SH-2,3 : せん断圧縮破壊、SH-4 : せん断圧縮破壊または付着割裂破壊と記されている。

### 3.5 一方向載荷および正負交番載荷の違いがせん断終局強度に及ぼす影響

図 16 に一方向載荷および正負交番載荷によるせん断終局強度の実験結果と終局強度型設計指針 A 法および修正提案 A 法による計算結果の比較を示す。図より、いずれの計算結果においても一方向載荷よりも正負交番載荷の方が計算結果に対する実験結果の比は一樣に小さくなっており、言い換えれば、同一のせん断補強筋量に対して一方向載荷よりも正負交番載荷の方がせん断終局強度が小さくなることを示している。この原因については、正負交番載荷による斜めひび割れゾーンにおける交差ひび割れの形成が、一方向載荷の場合よりもコンクリート圧縮ストラットの有効圧縮強度を小さくしているためであると推察される。従って、正負交番載荷を受ける場合には、便宜的に正負交番載荷による低減率を  $\nu$  値の算定式に乗ずる等の対応が必要になるものと考えられる。

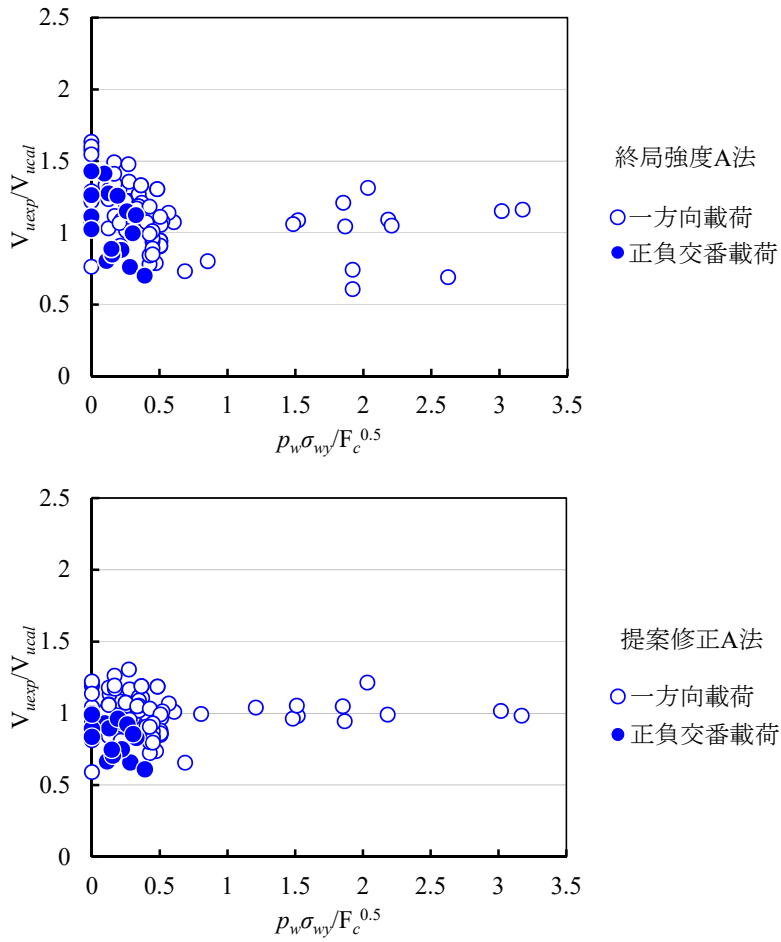


図 16 正負交番載荷に対する実験結果と計算結果との比較

## 4. 提案式の軽量コンクリートへの拡張適用性

### 4.1 基本的考え方

軽量コンクリートは、普通コンクリートと比べて、同一圧縮強度に対して引張強度やせん断強度がより小さくなるために、軽量コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材のせん断終局強度の低下が懸念されている。現行の鉄筋コンクリート構造計算規準では、軽量コンクリートの許容せん断応力度を普通コンクリートの0.9倍に低減するなどの対応が図られているが、骨材品質が多様化するとともに超軽量コンクリートの構造用途へのニーズも高まっていることから、それに対して低減率を一律に定めることは合理的でないことが指摘されている。

ここでは、本提案法を軽量コンクリートに拡張適用し、Popovics式における $n$ 値で表される圧縮軟化域の脆性度とアーチ機構における有効圧縮強度を関係付け、提案式の軽量コンクリートへの適用性について検証する。軽量コンクリートや高強度コンクリートの場合、引張強度に対する圧縮強度の比で表される脆度係数 $B=F_c/F_t$ が増加するにつれて $n$ 値で表される圧縮軟化域の脆性度も大きくなり、両者の間に高い相関があるものと推察される。これは、軽量コンクリートや高強度コンクリートでは、モルタル強度よりも粗骨材強度の方が小さくなり、骨材の破壊が先行するために脆性的な破壊性状を示すという共通の破壊メカニズムによるものと考えられる。そこで、まず $n$ 値と脆度係数 $B$ との関係式を既往の軽量コンクリートに関する実験結果をもとに定量化する、次にせん断補強筋のない軽量鉄筋コンクリート梁のせん断終局強度に関する本実験結果に基づいて、軽量コンクリートの $\nu$ 値を逆算し、 $\nu$ 値と $n$ 値との関係式を定量化する、従って、 $n$ 値と脆度係数 $B$ との関係式と $\nu$ 値と $n$ 値との関係式から、軽量コンクリートの $\nu$ 値は、軽量コンクリートの素材特性である脆度係数 $B$ により算定される形式となり、設計の利便性が図られる。

### 4.2 軽量コンクリートの各種力学的特性

表2に軽量コンクリートの各種力学的特性に関する本実験結果を示す。なお、これらの各種軽量コンクリートは、後述の鉄筋コンクリート梁の作製に使用した。

図17に圧縮強度と割裂引張強度との関係、図18に割裂引張強度と曲げ強度との関係、図19に圧縮強度と脆度係数との関係、図20にヤング係数の新旧RC構造計算規準式との対応をそれぞれ示す。図17より、圧縮強度と割裂引張強度との関係は、図中に示す普通コンクリートに対して高強度範囲まで実験結果との適合性が良い野口式をほぼ上限として、軽量コンクリートの場合には圧縮強度に対する引張強度の比が普通コンクリートの場合よりも小さくなる、すなわち脆度係数は大きくなる傾向がみられる。また、図18より、引張強度と曲げ強度との関係は、普通コンクリートに対する野口式にほぼ対応している。圧縮強度と脆度係数との関係については、コンクリートの脆度係数は一般に軽量化および高強度化するほど大きくなることから、ヤング係数と同様に単位体積重量と圧縮強度の関数で表示し、実験結果とのベストフィッティングによりその関係式を求めた。図19より、軽量コンクリートの脆度係数は、図中の関係式により精度良く定量化できることが分かる。また、図20より、軽量コンクリートのヤング係数は、旧規準式の方が実験結果との適合性が高いことが分かる。

以上の結果より、軽量コンクリートについて各種力学的特性の推定式を取りまとめると以下のようになり、後述の軽量コンクリート RC 梁のせん断終局強度算定式にはこれらを利用した。

$$F_b = 1.8F_t : \text{野口式} \quad \text{式(11)}$$

$$E = 21 \times \left(\frac{\gamma}{23}\right)^{1.5} \sqrt{\frac{F_c}{20}} : \text{旧 RC 構造計算規準式} \quad \text{式(12)}$$

$$B = 6.75 \times \frac{F_c^{0.63}}{\gamma^{0.51}} : \text{提案式} \quad \text{式(13)}$$

ここに、 $F_b$  : 曲げ強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_t$  : 割裂引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$F_c$  : 圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 脆度係数

表 2 本実験で使用した各種軽量コンクリートの仕様

区分	記号	W/B (%)	標準養生材齢 28 日					現場養生材齢 28 日後気中 (RC 梁と同一養生)			
			$F_c$	E	$F_b$	$F_t$	B	$\gamma$	$F_c$	E	$\epsilon_{co}$
軽量 1 種	L1-HF	26.7	69.6	26.3	5.93	4.43	15.7	20.4	75.4	26.7	2880
	L1	40	40.4	15.9	3.92	3.45	11.7	18.2	41.2	19.3	2690
軽量 2 種	L2	30	43.0	15.1	3.84	2.57	16.7	14.5	43.1	16.4	2810
超軽量	SL-A	25	41.4	15.6	4.87	2.58	16.0	13.5	40.2	14.0	3020
		40	29.4	12.8	3.61	2.01	14.7	11.8	34.5	11.8	3280
		60	15.5	9.60	2.82	1.88	8.24	11.2	16.5	8.50	3140
	SL-G	25	30.5	15.1	4.93	2.71	11.3	13.2	35.0	14.4	2850
		40	26.2	10.9	3.71	2.36	11.1	10.4	25.5	10.4	3120
		60	17.6	8.84	2.65	1.83	9.62	9.81	18.1	7.82	3840

\* W/B : 水結合材比,  $F_c$  : 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>), E : ヤング係数(kN/mm<sup>2</sup>),  $F_b$  : 曲げ強度(N/mm<sup>2</sup>),  $F_t$  : 割裂引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $B=F_c/F_t$  : 脆度係数,  $\gamma$  : 単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>),  $\epsilon_{co}$  : 圧縮強度時のひずみ( $\mu$ )

\* 強度試験は JIS に準拠、供試体は各 3 個作製

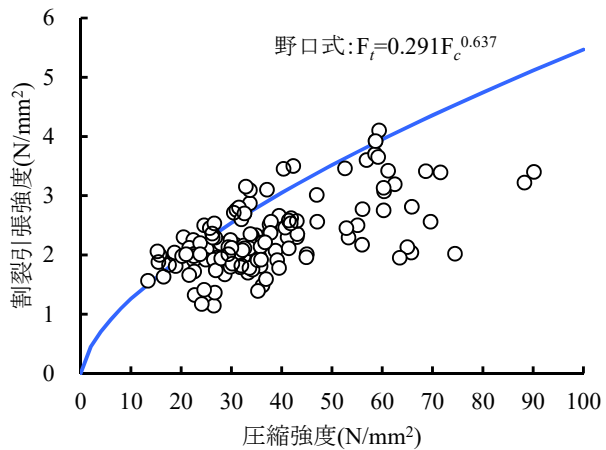


図 17 圧縮強度と割裂引張強度との関係

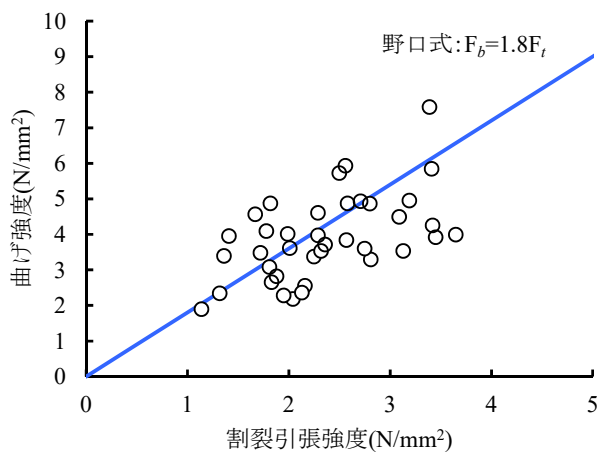


図 18 割裂引張強度と曲げ強度との関係

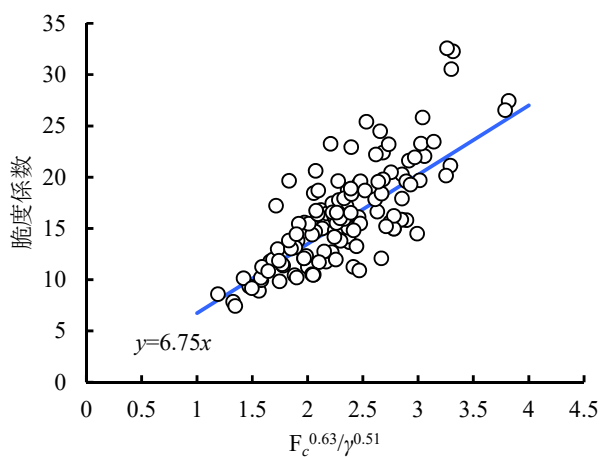


図 19 圧縮強度と脆度係数との関係

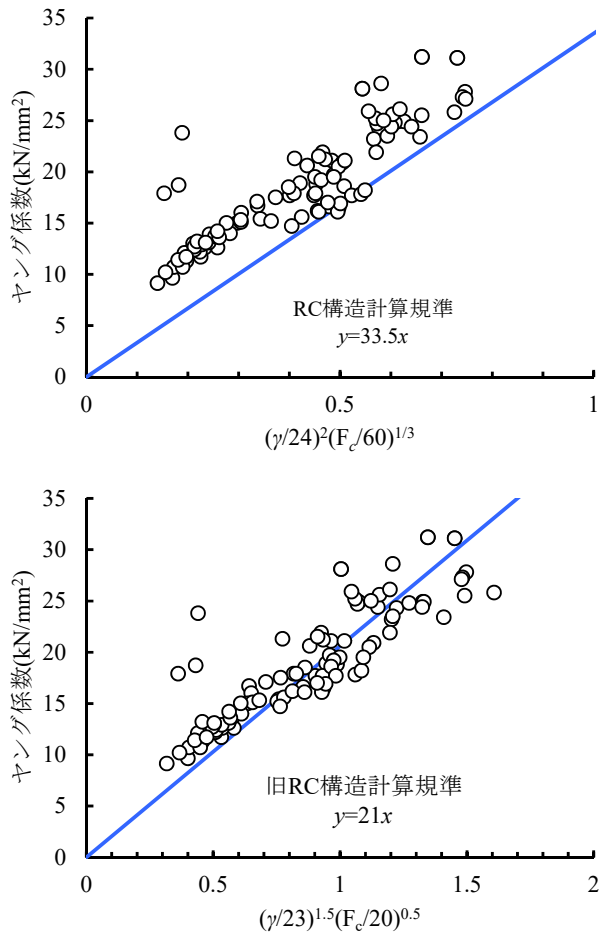


図 20 ヤング係数の新旧 RC 構造計算規準式との対応

### 4.3 軽量コンクリートの脆度係数 $B$ と $n$ 値との関係式

脆度係数が大きくなるにつれて圧縮軟化域の脆性度が増す現象は、軽量コンクリートの場合も高強度コンクリートの場合と同様の破壊メカニズムによるものと考えられるので、ここでは、高強度領域までの普通コンクリートに対して定量的に求めた脆度係数  $B$  と  $n$  値との関係が軽量コンクリートにも適用可能であると仮定する。

まず、図 21 に示すように、普通強度、高強度および超高強度コンクリートの代表的な圧縮応力-ひずみ関係の実験結果に対して、測定値と Popovics 式による計算値とのベストフィッティングにより  $n$  値を求め、圧縮強度と  $n$  値との関係式を定量化した。その結果を図 22 に示す。次に、脆度係数  $B$  は、野口による割裂引張強度と圧縮強度との関係式 (図 17) を用い、最終的に  $n$  値と脆度係数  $B$  との関係式が以下のように求められる。

$$n = \exp(0.0229F_c)$$

$$B = \frac{F_c}{F_t} = \frac{F_c}{0.291F_c^{0.637}} = 3.44F_c^{0.363}$$

$$n = \exp(7.65 \times 10^{-4} B^{2.75}) \quad \text{式(14)}$$



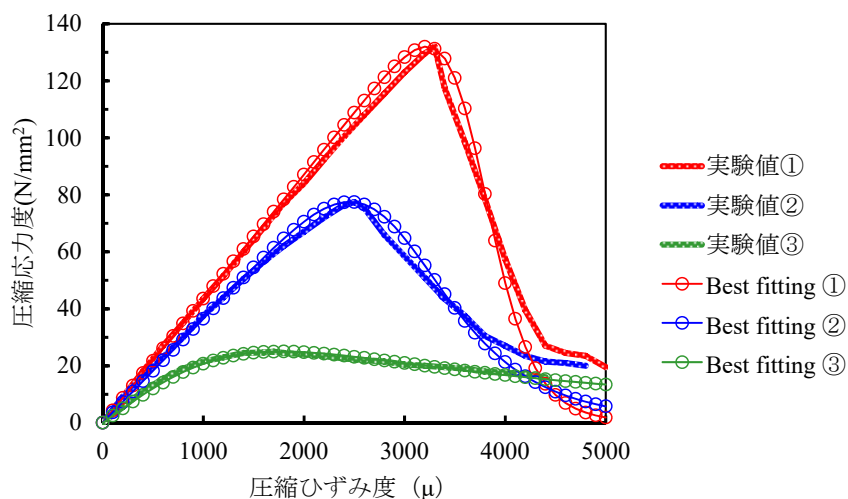


図 21 圧縮応力-ひずみ関係の測定値と計算値のベストフィッティング

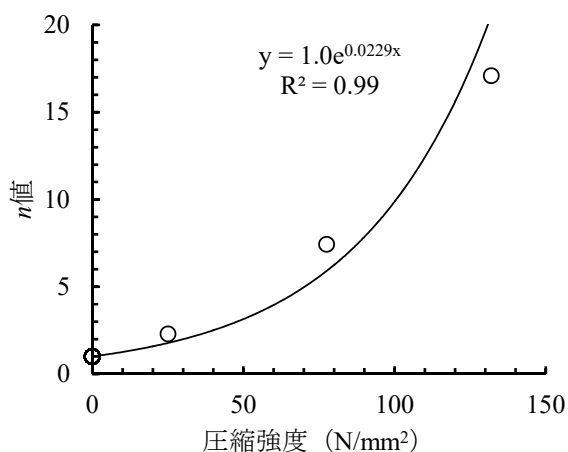


図 22 圧縮強度と  $n$  値との関係

#### 4.4 軽量コンクリートを用いた RC 梁のせん断終局強度

本実験では、図 23 に示すように、表 2 の L1-HF、L1、L2 および SL-A の軽量コンクリートを用いたせん断補強筋のない RC 梁試験体を作製し、逆対称曲げ載荷試験を行った。なお、曲げ降伏破壊よりもせん断破壊が先行するように、主筋に D11 の異形 PC 棒鋼を用い、圧縮および引張補強筋を各 3 本ずつ配筋した。また、中央せん断スパン内を除く両側せん断スパン内には  $\phi 5$  みがき棒鋼をあばら筋として @50mm で配筋した。ここで、すべての試験体について、中央せん断スパン内でせん断破壊を生じた。

表 3 に RC 梁試験体のせん断終局強度の測定値を示す。なお、表中には荒川 mean 式、終局強度型設計指針 A 法および B 法、提案修正 A 法による計算結果を併記している。表より、普通コンクリートに対してせん断補強筋のない場合において平均的に精度が良い荒川 mean 式および提案修正 A 法について、計算結果に対する実験結果の比は、SL-A (W/B=60%) を除いて一様に 1.0 よりも小さくなっており、このことは、軽量コンクリートの場合は普通コンクリートの場合よりも同一圧縮強度に対してせん断終局強度が一様に低下することを示している。また、その低下率は、軽量コンクリートの種類、使用骨材の種類および圧縮強度区分に応じて一律ではないことが分かる。

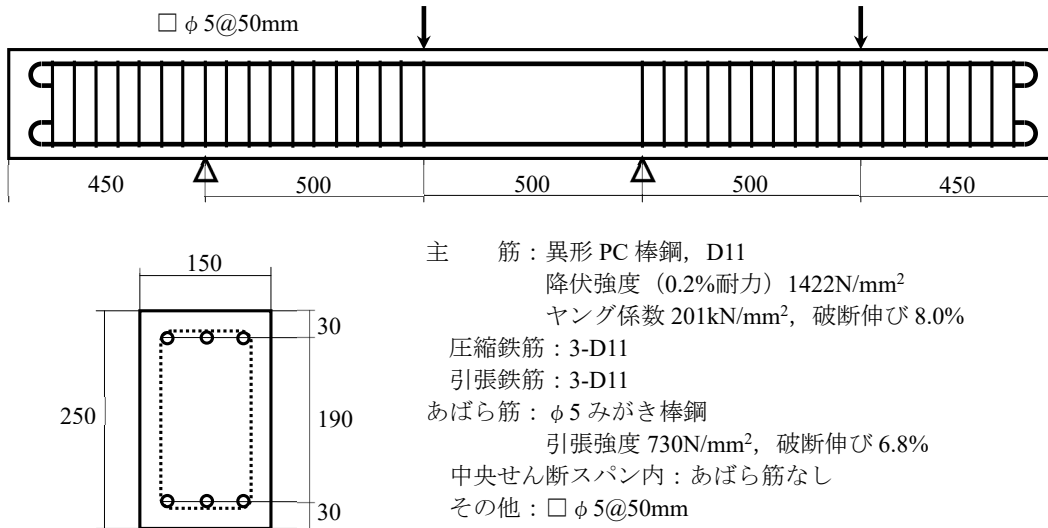


図 23 RC 梁試験体の形状寸法、配筋および荷形式

表 3 RC 梁試験体のせん断終局強度の測定値

区分	記号	W/B (%)	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	せん断終局強度 V <sub>u</sub> (kN)				
				測定値	計算値			提案修正 A 法
					荒川 mean 式	終局強度型		
				A 法	B 法			
軽量 1 種	L1-HF	26.7	75.4	125	179 (0.70)	111 (1.13)	250 (0.50)	144 (0.89)
	L1	40	41.2	105	115 (0.91)	94 (1.12)	138 (0.76)	118 (0.89)
軽量 2 種	L2	30	43.1	91	119 (0.76)	96 (0.95)	145 (0.63)	120 (0.76)
超軽量	SL-A	25	40.2	90	112 (0.80)	92 (0.98)	135 (0.67)	116 (0.78)
		40	34.5	83	101 (0.82)	84 (0.99)	116 (0.72)	107 (0.78)
		60	16.5	66	66 (1.00)	47 (1.40)	55 (1.20)	63 (1.05)

\* 表中の ( ) 内の数値は、計算値に対する測定値の比を表す。

#### 4.5 軽量コンクリート圧縮強度の有効係数とせん断終局強度の精度検定

ここでは、せん断補強筋のない軽量コンクリート RC 梁のせん断終局強度に関する本実験結果により  $\nu$  値を逆算により求め、式(14)による  $n$  値と  $\nu$  値との関係式を定量化した。その結果を図 24 に示す。なお、図中には普通コンクリートに対する関係式を併記している。また、表 4 に軽量コンクリート RC 梁のせん断終局強度の測定値と本提案式による計算値の比較を示す。

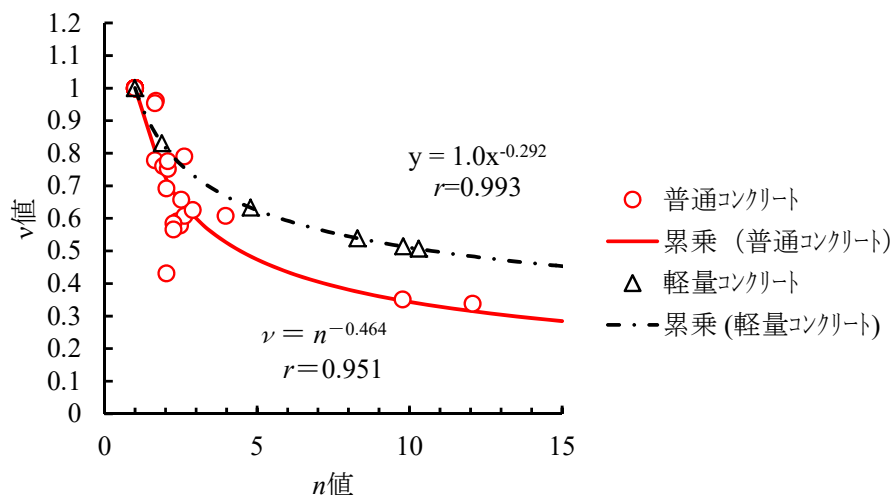


図 24 軽量コンクリートの  $n$  値と  $\nu$  値との関係式

表 4 軽量コンクリート RC 梁のせん断終局強度の測定値と本提案式による計算値の比較

区分	記号	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	算定値			せん断終局強度 $V_u$ (kN)	
				$B$	$n$	$\nu$	計算値	測定値
軽量 1 種	L1-HF	20.4	75.4	22.1	44.8	0.329	115 (1.09)	125
	L1	18.2	41.2	16.0	4.79	0.633	121 (0.87)	105
軽量 2 種	L2	14.5	43.1	18.5	10.3	0.507	101 (0.90)	91
超軽量	SL-A	13.5	40.2	18.3	9.79	0.514	93 (0.97)	90
		11.8	34.5	17.8	8.29	0.539	86 (0.97)	83
		11.2	16.5	11.5	1.88	0.831	64 (1.03)	66

\*  $B = 6.75F_c^{0.63} / \gamma^{0.51}$  式(13),  $n = \exp(7.65 \times 10^{-4} B^{2.75})$  式(14),  $\nu = n^{-0.292}$  (図 24)

\* 表中の ( ) の数値は、計算値に対する測定値の比を表す。

ところで、図24に示す $n$ 値と $v$ 値との関係式が普通コンクリートと軽量コンクリートで異なっており、 $n$ 値が同一、すなわち圧縮軟化域の脆性度が同じでも軽量コンクリートの方が普通コンクリートの場合よりも有効圧縮強度の低下が小さくなっている。この理由について現時点で明確なことはいえないが、軽量コンクリートは、同一圧縮強度の普通コンクリートよりもヤング係数が小さく、圧縮強度時のひずみが大きくなるために、 $n$ 値が同一（無次元化応力-ひずみ関係では同一曲線を描く）でも、圧縮軟化域における圧縮応力の低下が軽量コンクリートの方が普通コンクリートよりも小さくなることに起因しているものと推察される。なお、 $n=1$ の完全剛塑性体に漸近するにつれて両者の $v$ 値の差は小さくなっている。

以上の結果より、限られた実験結果ではあるが、せん断終局強度の本提案式による計算値に対する測定値の比の平均値は0.972、変動係数は7.62%と、軽量コンクリートの種類、使用骨材の種類、圧縮強度区分が異なる各種調合の軽量コンクリートに対して本提案式はほぼ妥当な精度を与えるものと考えられる。ただし、今後、さらに多くの実験結果に対して本提案式の適用性について検証する必要がある。

## 5. せん断補強筋の横拘束効果が RC 梁のせん断終局強度に及ぼす影響

### 5.1 はじめに

前述の本提案式の適用では、せん断補強筋の降伏による横拘束効果を見逃しているが、せん断補強筋の横拘束効果によるコンクリート有効圧縮強度の増加が RC 梁のせん断終局強度に影響を及ぼす可能性が考えられる。そこで、本研究では、コンファインドコンクリートの圧縮構成則に基づき、その影響について解析的検討を行った。

### 5.2 コンファインドコンクリートの圧縮構成則

コンファインドコンクリートの圧縮構成則として、「日本建築学会，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，1999」で提示されている以下の式を用いる（図 25 参照）。

$$\sigma_p = \sigma_B + \kappa \rho_{wh} \sigma_{wy} \quad \text{式(15)}$$

$$\begin{aligned} K \leq 1.5 \quad \varepsilon_p &= \varepsilon_c \{1 + 4.7(K - 1)\}, \\ K > 1.5 \quad \varepsilon_p &= \varepsilon_c \{3.35 + 20(K - 1.5)\} \quad \text{式(16)} \end{aligned}$$

$$\kappa = 11.5 \frac{d_w}{c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{j_e}\right) \quad \text{式(17)}$$

$$\varepsilon_c = 0.93 \sigma_B^{1/4} \times 10^{-3} \quad \text{式(18)}$$

$$K = \frac{\sigma_p}{\sigma_B} \quad \text{式(19)}$$

ここに、 $b_e$ ：外側の横補強筋のせん断力直交方向への芯々間隔（mm）

$j_e$ ：外側の横補強筋のせん断力方向への芯々間隔（mm）

$\sigma_B$ ：コンクリート圧縮強度（N/mm<sup>2</sup>）

$\varepsilon_c$ ：圧縮強度時ひずみ

$\sigma_p$ ：コアコンクリート最大応力（N/mm<sup>2</sup>）

$\varepsilon_p$ ：コアコンクリート最大応力時ひずみ

$d_w$ ：横補強筋径（mm）

$s$ ：横補強筋間隔（mm）

$c$ ：横補強筋の有効横支持長さ（mm）

$\sigma_{wy}$ ：横補強筋降伏強度（N/mm<sup>2</sup>）

$\rho_{wh}$ ：横補強筋のコア体積比（1組の横補強筋の体積を  $b_e j_e s$  で除した値）

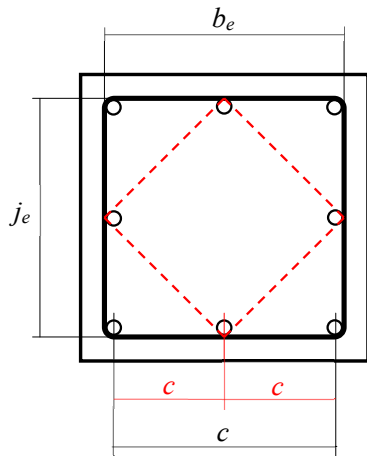


図 25 コンファインドコンクリートのモデル

ここで、コンファインドコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係を Popovics 式で表示すると、

$$\sigma = \sigma_p \frac{n_p(\varepsilon/\varepsilon_p)}{n_p - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_p)^{n_p}} \quad \text{式(20)}$$

ここに、 $n_p$  : 実験定数

また、Popovics 式で表されるコンファインドコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係における実験定数  $n_p$  は次式により求められる。なお、ヤング係数  $E_p$  は、RC 構造計算規準式を用いる。

$$n_p = \frac{E_p \varepsilon_p}{E_p \varepsilon_p - \sigma_p} \quad \text{式(21)}$$

$$E_p = 3.35 \times 10^4 \left( \frac{\gamma}{24} \right)^2 \left( \frac{\sigma_p}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{式(22)}$$

ここに、 $\gamma$  : 気乾単位体積重量 (=23kN/m<sup>3</sup> とする)

図 26 に本計算結果による圧縮応力-ひずみ関係の一例を示す。

従って、コンファインドコンクリートにおける圧縮強度の有効係数  $v_p$  は、図 13 に示す関係式により次式で求められる。

$$v_p = n_p^{-0.464} \quad \text{式(23)}$$

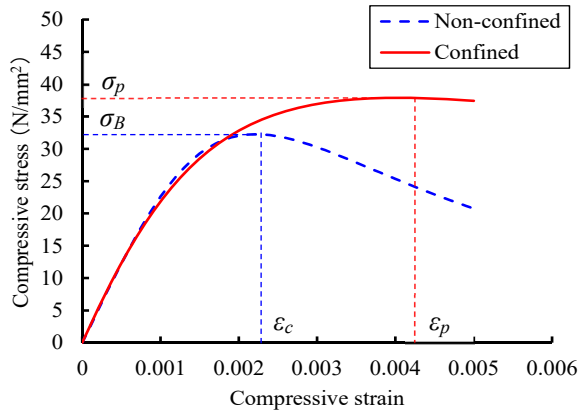


図 26 コンファインドコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係の一例

### 5.3 せん断補強筋の横拘束効果がせん断終局強度に及ぼす影響

図 27 に、図 15 示すせん断補強量 ( $p_w \sigma_{wy} / F_c^{0.5}$ ) に対するせん断終局強度の計算結果に対する実験結果の比 ( $V_{uexp} / V_{ucal}$ ) に、今回のせん断補強筋の横拘束効果を考慮した結果を併記したものを示す。なお、実験結果は、単調載荷の逆対称曲げ梁について、せん断補強筋の降伏が生じているものに限定している。

その結果として、せん断補強筋の横拘束効果を無視した場合の  $V_{uexp} / V_{ucal}$  の平均値は 0.977、変動係数は 14.4%、横拘束効果を考慮した場合の  $V_{uexp} / V_{ucal}$  の平均値は 0.928、変動係数は 15.8% となった。また、横拘束効果を無視した場合に対する横拘束効果を考慮した場合のせん断終局強度の計算値の比は平均で 1.05 と、横拘束効果によるせん断終局強度の増加は高々 5% 程度とそれほど大きくはないことが分かった。なお、コンクリート圧縮軸に対する角度やかぶりコンクリートを有効断面に含めていることを考えると、さらにその差は小さくなるものと推察される。

ここで、本解析結果において横拘束効果によるせん断終局強度の増加がそれほど大きくないのは、せん断補強筋量が少ない場合には横拘束効果も小さく有効圧縮強度の増加が小さいこと、またせん断補強筋量が多い場合には、アーチ機構による負担せん断力が小さく、トラス機構が支配的となるため、横拘束効果による有効圧縮強度の増加がせん断終局強度の増加にあまり寄与しなくなるのがそのメカニズムと考えられる。

以上のことから、RC 梁に関してはせん断補強筋による横拘束効果がせん断終局強度に及ぼす影響は小さく、設計の安全側からせん断補強筋による横拘束効果は無視してもよいと考えられる。

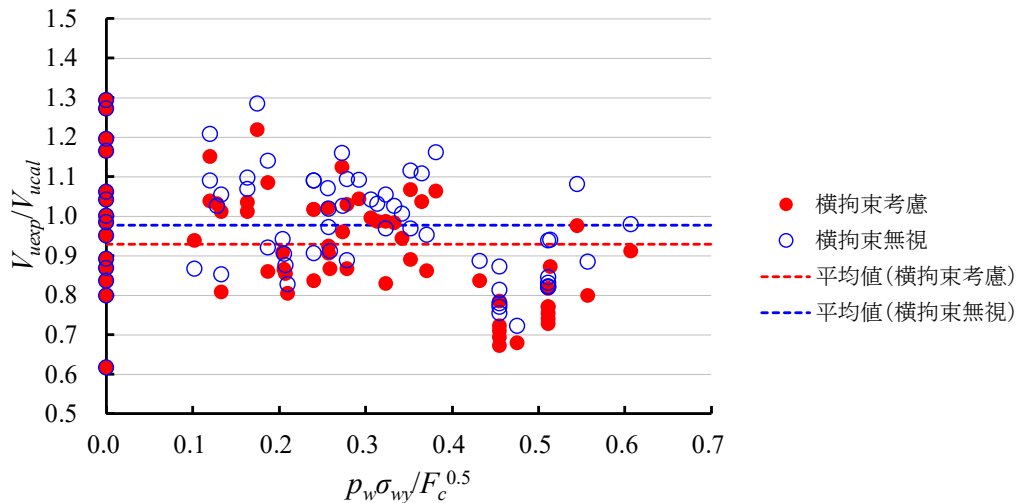


図 27 せん断補強筋の横拘束効果がせん断終局強度に及ぼす影響

## 6. まとめ

本研究では、トラスおよびアーチ機構の塑性解析に基づく終局強度型耐震設計指針式を骨子に、コンクリート圧縮強度の有効係数  $\nu$  およびトラス機構におけるコンクリート圧縮ストラットの部材軸に対する角度  $\phi$  の値を既往の実験結果との適合性から見直し、より平均的に精度の高い RC 部材のせん断終局強度算定式を提案した。また、本提案式の超高強度コンクリートへの適用性ならびに超軽量コンクリートを含む軽量コンクリートへの拡張適用性について精度検定を行い、その有用性を明らかにした。

今後は、軸圧縮力を受ける RC 部材 (RC 柱やプレストレストコンクリート部材など)、高靱性コンクリートを用いた RC 部材、連続繊維補強材によりせん断補強を施した RC 部材などに本提案手法を拡張適用し、その有用性についてさらに検討を行う予定である。

## 引用文献

- 1) 村上 聖：鉄筋コンクリート梁の終局せん断強度算定式に関する一考察，日本建築学会構造系論文集，No.533，pp.143-150，2000.7
- 2) 松田 学，村上 聖，三井宜之，武田浩二：各種軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート梁の終局せん断強度に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.573，pp.137-144，2003.11
- 3) 村上 聖，李昊天，佐藤あゆみ，太田明良：せん断補強筋による横拘束効果が RC 梁のせん断終局強度に及ぼす影響，セメント・コンクリート論文集，Vol.75，pp.462-467，2021