

論文 引張軸力が作用する鉄筋コンクリート柱部材のせん断終局強度算定法に関する研究

山下 雄大*1・津田 和明*2

要旨：圧縮軸力下の鉄筋コンクリート造柱のせん断終局強度算定法は数多く提案されており，それらは十分な算定精度を有している。しかし，引張軸力下における柱部材のせん断性状に関する研究・検討はほとんど行われておらず，引張軸力下の精度の良い柱のせん断終局強度算定法は提案されていない。そこで，筆者らによる鉄筋コンクリート造耐震壁と柱・梁のせん断終局強度算定法を拡張し，引張軸力下に対応できるせん断終局強度算定法を検討することにした。検討手法の算定精度を FEM 解析結果を用いて検証をした結果，既往算定法と同等以上の精度を示すことが分かった。

キーワード：鉄筋コンクリート造，柱，引張軸力，せん断終局強度，トラス理論

1. はじめに

現在，鉄筋コンクリート造柱部材のせん断終局強度算定法として，日本建築学会の「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」¹⁾のせん断終局強度式(以下，終局指針式と称す)，荒川 min 式²⁾等，その他いくつかの算定法が用いられる。しかし，これらの算定法はせん断補強筋の全降伏を前提としており，実際の破壊現象と対応してない場合がある。また，引張軸力下での算定精度は，明確になっていない。

耐震壁と柱・梁においては，トラス剛性に基づくせん断終局強度算定法を筆者らが提案している^{3),4),5),6)}。それらの算定法は，実際の破壊現象をほぼ再現できている。また，暫定的な部分はあるものの，その算定精度は既往算定法と比べても遜色なくせん断終局強度を評価できる。しかし，この算定法も引張軸力下の算定精度は分からない。そこで，この柱・梁のせん断終局強度算定法(以下，中尾式と称す)や既往算定式の引張軸力下での算定精度を検討し，問題がある場合には新たな算定法を検討することにした。

2. 既往算定式

2.1 終局指針式

日本建築学会では，終局指針式の後に「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」⁷⁾でも柱・梁のせん断終局強度算定法を示しているが，これは引張軸力の取り扱いが不明であったため，今回は終局指針式の検討をすることにした。終局指針式によるせん断終局強度は式(1)~(5)で表される。引張軸力を受ける場合，アーチ機構による負担分をゼロとすることとしている。

$$Q_{su} = \left(\begin{array}{l} b j_i p_w \sigma_{wy} \cot \phi \\ + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \end{array} \right) \quad (1)$$

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

$$\beta = \frac{(1 + \cot \phi) p_w \sigma_{wy}}{v \sigma_B} \quad (3)$$

$$v = \begin{cases} 0.7 - \sigma_B & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698 \sigma_B & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (4)$$

$$\cot \phi = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \\ j_i / (D \tan \theta) \\ \sqrt{v \sigma_B / (p_w \sigma_{wy}) - 1} \end{array} \right\} \quad (5)$$

式(1)，(2)中， b は部材幅， D は部材せい， j_i は主筋中心間距離， L は部材長， p_w はせん断補強筋比， σ_B はコンクリート圧縮強度， σ_{wy} はせん断補強筋強度，である。これらの単位は SI 単位系で，力が N，距離が mm である。

2.2 荒川 min 式

荒川 min 式を式(6)に示す。

$$Q_{su} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} \\ + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \end{array} \right\} b j \quad (6)$$

式(6)中の p_t は引張鉄筋比， M/Qd はせん断スパン比， d は有効せい， σ_0 は軸方向応力度， j は応力中心間距離である。引張軸力を受ける場合は，軸方向応力度をゼロとする。

*1 近畿大学 産業理工学部建築・デザイン学科 (学生会員)

*2 近畿大学 産業理工学部建築・デザイン学科 教授 博士(工学) (正会員)

2.3 中尾式

柱・梁のせん断抵抗機構として、図-1に示すトラス機構を仮定する。これは、コンクリート斜め圧縮バネと鉛直方向と水平方向の引張バネにより構成される。鉛直バネは主筋、水平バネはせん断補強筋と耐震壁の側柱に対応する部位の曲げ抵抗により形成される。そして、斜め圧縮バネと水平引張バネのいずれかが強度に達した時を柱・梁のせん断終局強度としている。詳細については、既報^{3),4),5)}を参照願いたい。中尾式によるせん断終局強度は式(7)~(21)で表される。

$$Q_{su} = \max\{\min\{Q_{cc}, Q_{wy}\}, Q_{cr}\} \quad (7)$$

式(7)中、 Q_{cc} はコンクリート斜め圧縮バネの強度で決定されるせん断終局強度であり、式(8)で表される。

$$Q_{cc} = \frac{v\sigma_B \sin 2\theta}{2} bD_a \quad (8)$$

式(8)中、 v はコンクリートの圧縮強度の有効係数、 D_a は柱・梁の有効長さ、 θ は主圧縮方向角度(縦軸より反時計回り)であり、その算定方法は後述する。コンクリートの圧縮強度の有効係数の算出方法は式(4)と同じである。

図-1で示した柱・梁端部の有効長さ(D_a)は、式(9)で求める。 D は部材せいである。

$$D_a = D - h_a \tan \theta \quad (9)$$

式(9)中、 h_a は圧縮ストラット最下端と最上端の柱・梁端部からの距離であり、式(10)より求められる。これらの基本的な算出方法は、既報³⁾を参照願いたい。

$$h_a = \frac{K_2 \cos \theta \sin^3 \theta}{2K_x} \leq \frac{L_s}{2.7} \quad (10)$$

h_a に関しては、既報^{3),4)}と同様に、制限を設けている。式(10)中、 K_2 は補正係数を乗じたコンクリートの圧縮方向のバネ剛性であり、式(11)で算定する。

$$K_2 = 0.168 \sigma_B^{0.38} E_c \frac{1}{0.01 \sigma_B + 0.8} \quad (11)$$

式(11)中、 E_c はコンクリートのヤング係数である。

式(10)中、 L_s は柱・梁の仮想せん断破壊領域であり、その算出方法は、後述する。

Q_{wy} はせん断補強筋が降伏する時のせん断強度であり、式(12)で算定する。

$$Q_{wy} = \frac{\sigma_{wy} K_x}{E_{ws} \tan \theta} bD \quad (12)$$

式(12)中、 E_{ws} はせん断補強筋のヤング係数、 K_x は水平方向の単位面積当りの平均バネ剛性である。

ここで、主圧縮方向角度(θ)の算定方法を式(13)に示す。

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y}\right) \cos^4 \theta - 2\left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x}\right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (13)$$

式(13)中、 K_y は鉛直方向の単位面積当りの平均バネ剛性、 K_x は水平方向の単位面積当りの平均バネ剛性であり、それぞれ式(14)、(15)で算定する。

$$K_y = p_g E_{ts} \quad (14)$$

$$K_x = K_{fv} + \frac{1}{\frac{1}{p_w E_{ws}} + \frac{1}{K_{fh}}} \quad (15)$$

式(15)中、 K_{fh} は断面幅方向の拘束効果による水平バネ、 K_{fv} は部材長方向の拘束効果による水平バネであり、それぞれ式(16)、(17)で算出する。

$$K_{fh} = \frac{360E_c I_{ch}(D - \alpha_h D)}{L_s b_s^4} \quad (16)$$

$$K_{fv} = \frac{360E_c I_{cv}(D - \alpha_v D)}{bL_s^4} \quad (17)$$

式(16)中、 b_s は中子筋の本数を考慮した主筋中心間距離、 I_{ch} は断面幅方向の拘束領域の断面二次モーメントであり、 α_h は断面幅方向の拘束領域係数である。 I_{ch} 、 α_h はそれぞれ式(18)、(19)で算定する。

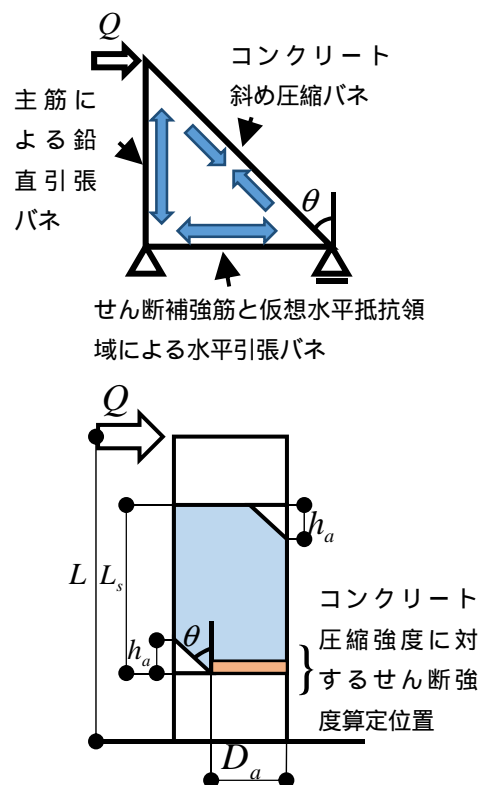


図-1 中尾式の算定法概念

$$I_{ch} = \frac{L_s(\alpha_h D)^3}{12} \quad (18)$$

$$\alpha_h = 0.1792 - 0.00233 (D/b_s) \leq 0.2 \quad (19)$$

式(17)中の I_{cv} は部材長方向の拘束領域の断面二次モーメント, α_v は部材長方向の拘束領域係数であり, それぞれ式(20), (21)で算定する。

$$I_{cv} = \frac{b(\alpha_v D)^3}{12} \quad (20)$$

$$\alpha_v = 0.2003 - 0.00372 (D/L_s) \leq 0.2 \quad (21)$$

3. 既往算定法の精度検証

引張軸力下の柱部材のせん断性状に関する研究はほとんどなく, 既往実験結果が少なく十分な精度検証が行えないため, FEM 解析結果を用いて検証対象を増やすことにした。

FEM 解析には, 「FINAL」を用いた。まず, 吉田らの実験結果⁸⁾のシミュレーション解析を行い, 解析仮定の妥当性を確認後, 主筋を弾性としたパラメトリック解析を行うことにした。解析モデルを図-2に示す。コンクリートは六面体要素とし, 主筋及びせん断補強筋は線材要素として, モデル化した。テンションステイフニング特性は出雲らのモデル⁹⁾ ($C=1.0$), コンクリートの圧縮応力度~ひずみ度曲線は修正 Ahmad モデル¹⁰⁾, ひび

割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル, 圧縮強度到達後のひずみ軟化域曲線は修正 Ahmad モデルとした。主筋とコンクリートの間には, 物理的な大きさを持たない接合要素を配置し, 付着劣化によるすべりをモデル化した。付着応力~すべり関係は Elmorisi らのモデル¹¹⁾とした。最上面の節点は鉛直方向のみを従属させ, 下スタブと平行を維持し, 底面の節点はすべて固定した。シミュレーション解析より得られた A3, A4 試験体の水平荷重~水平変位関係を実験結果と比較して, 図-3に示す。

水平荷重~水平変位関係では, 荷重上昇域において, 同荷重時の水平変位は FEM 解析の方がやや大きかった。これに関しては, 今後詳細に検討したいが, ひび割れ面のせん断伝達特性に起因しているように思える。まだ,

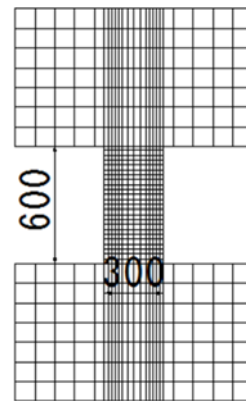
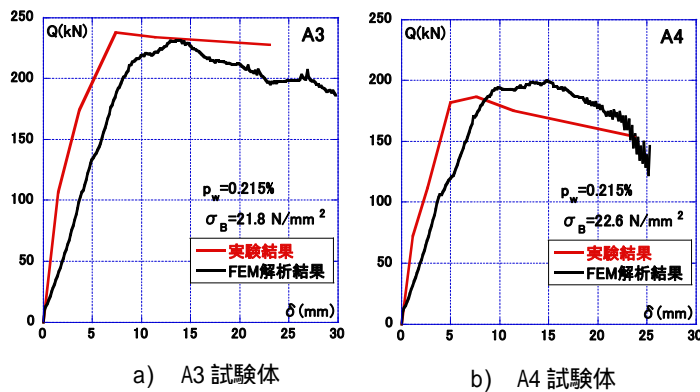


図-2 解析モデル

表-1 解析諸元

$B=21.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$



a) A3 試験体 b) A4 試験体
図-3 既往実験結果と FEM 解析結果の比較

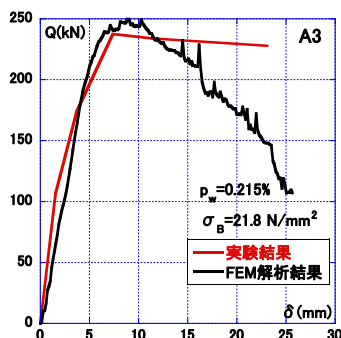


図-4 長沼モデルを用いた既往実験結果と FEM 解析結果の比較

解析ケース	M/QD	pg	pw	N/Ag	備考
1	1	2.26	0.00	0.00	
2				0.1088	
3				0.217	A3試験体
4			0.326		
5			0.434		
6			0.00		
7			0.1088		
8			0.215	0.217	
9			0.326	0.434	
10			0.434		
11			0.000		
12			0.1088		
13			0.645	0.217	
14			0.326		
15			0.434		
16		0.000			
17		0.048			
18		5.1	0.096		
19		0.1442			
20		0.1921			
21		0.000			
22		0.027			
23		9.01	0.43	0.054	
24		0.082			
25		0.1087			
26		0.000			
27		1.5	2.26	0.1088	
28		0.217			
29		0.326			
30		0.434			

検討途中であるが、一例として、A3 試験体のひび割れ面のせん断伝達特性に長沼モデル¹²⁾を用いた場合を図 - 4 に示す。この場合は、荷重～変位関係は実験と解析結果は良好に対応している。最大耐力に関しては、その解析仮定の違いによる差は小さかったため、この FEM 解析の最大耐力はほぼ妥当であると判断した。その後、最大耐力を得るためのパラメトリック解析を行うことにした。

パラメトリック解析の諸元を表 - 1 に示す。パラメトリック解析は、せん断スパン比、主筋比、せん断補強筋比、引張軸力による鉄筋の引張軸応力度をパラメータとし、30 ケース行った。解析により得られた最大荷重対応した。ただし、算定値が解析値よりも大きくなる場合が多い。終局指針式では、全般的に計算値が高く、中尾式ではややばらつきが大きい。

強度比 (Q_{FEM}/Q_{su}) の因子別検証した結果を図 - 6 に示す。

図には回帰直線を示した。検証因子は、せん断スパン

比 (M/Qd)、せん断補強筋比 (p_w)、引張軸力による鉄筋の引張軸応力度 (N/A_g) に対して行った。

終局指針式、中尾式ではせん断補強筋比に対して、荒川 min 式はせん断スパン比に対して、回帰直線の傾きが大きかった。

4. 引張軸力下のせん断終局強度算定法の検討

4.1 検討手法の概要

検討手法は、基本的に中尾式と同じである。ただし、引張軸力によって多数の水平ひび割れが生じていることから、これに起因してせん断もしくは曲げせん断ひび割れが早期に生じる可能性が高いと考えた。これは、既往実験結果を見ると、水平力載荷前に水平ひび割れが全面に生じており、その後せん断ひび割れが生じても剛性変化もなく、その影響は小さいと判断したため、式(7)のせん断ひび割れ強度 (Q_{cr}) は無視することにした。

また、引張軸力の影響を受け、引張側の圧縮ストラッ

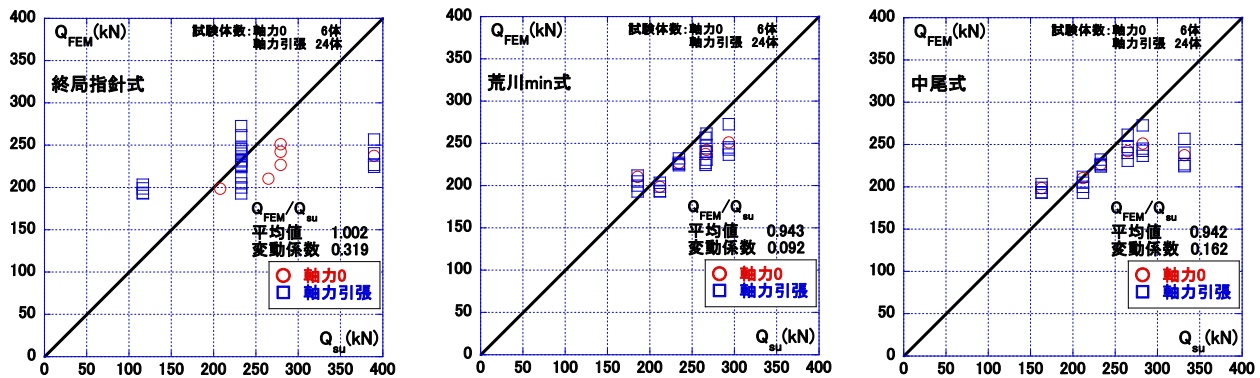
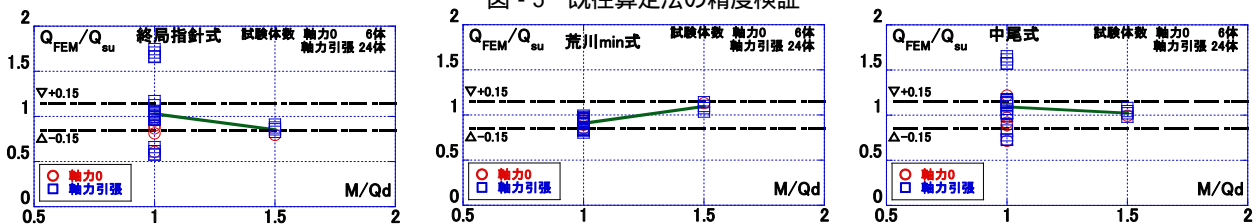


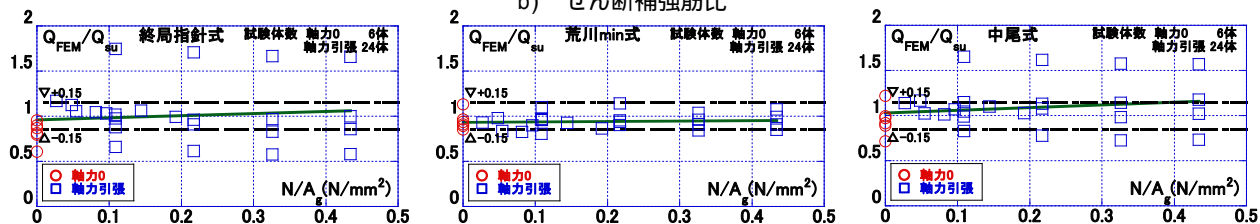
図 - 5 既往算定法の精度検証



a) せん断スパン比



b) せん断補強筋比



c) 引張軸力による鉄筋の引張応力度

図 - 6 既往算定法の因子別検証

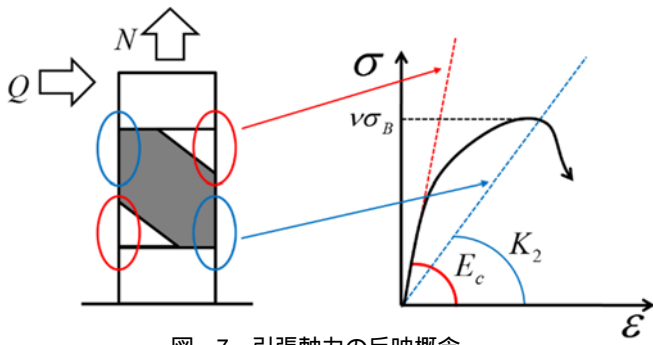


図 - 7 引張軸力の反映概念

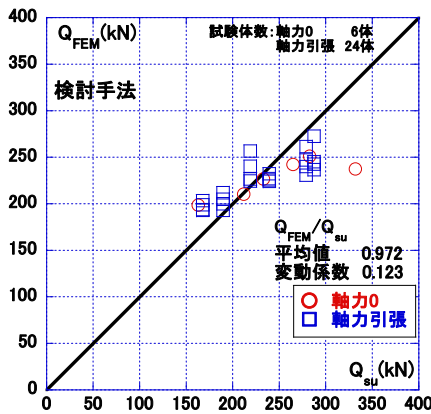


図 - 8 検討手法の精度検証

ト内の圧縮応力度の進展が遅れる可能性が高く、その場合には、圧縮ストラット内のコンクリートの剛性は圧縮軸力下に比べて高いのではないかと考えた。そこで、今回は式(11)の圧縮ストラットのバネ剛性をコンクリートのヤング係数 E_c とすることにした。この概念を図 - 7 に示す。図 - 7 中の は圧縮側の圧縮ストラットを示しておりその剛性が K_2 となり、 は大きな引張応力度となっており、その剛性がコンクリートのヤング係数 E_c となると仮定している。

4.2 検討手法の精度検証

3 章の FEM パラメトリック解析結果を用いて検討手法の精度検証を行った。その結果を図 - 8 に示す。縦軸は FEM 解析結果による最大耐力、横軸は検討手法によるせん断終局強度である。強度比の平均値、変動係数はそれぞれ 0.972, 0.123 であった。中尾式に比べ安全側に判定するものが増え、強度比のばらつきも小さくなったことが分かる。終局指針式や荒川 min 式と比べても精度は良いと言える。

3 章と同様に因子別検証した結果を図 - 9 に示す。中尾式に比べ、回帰直線の傾きが小さくなったことが分かる。今回は暫定的に圧縮ストラット内バネ剛性をコンクリートのヤング係数とした結果、算定精度が向上することが確認できた。今後、圧縮ストラット内バネ剛性に関し、せん断応力度 ~ せん断ひずみ度関係の対応を見なが

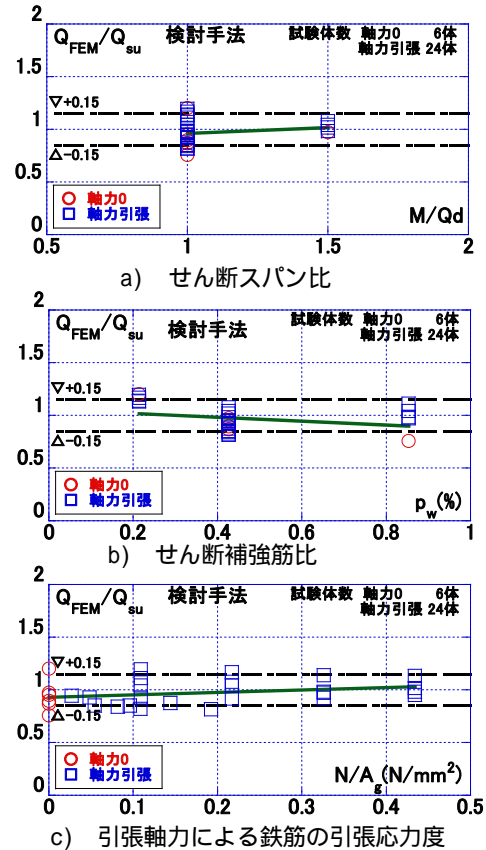


図 - 9 検討手法の因子別検証

ら、詳細に検討したい。

5. まとめ

引張軸力下の鉄筋コンクリート造柱のせん断終局強度の既往算定法の精度検証を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 終局指針式、中尾式による算定結果は FEM 解析結果と対応しなかった。
- 2) 荒川 min 式は、良い精度を示したが、危険側に判定するものが多い。

また、中尾式をベースとした引張軸力下の柱のせん断終局強度の検討手法を示した。

その精度検証の結果、以下のことが分かった。

- 1) 既往算定法と同等以上の算定精度を有する。
- 2) 中尾式に比べ、危険側に判定するものが少なかった。

今後は、FEM 解析結果のせん断応力度 ~ せん断ひずみ度関係との対応を見ながら、詳細に検討したい。

参考文献

- 1) 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、1990.11
- 2) 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)、1990.10
- 3) 津田和明：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度

- 算定法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻，第 645 号，pp.2069-2075，2009.11
- 4) 中尾駿一，津田和明：鉄筋コンクリート造柱・梁のせん断終局強度算定法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.205-210，2015.7
 - 5) 中尾駿一，津田和明：鉄筋コンクリート造柱・梁の曲げ降伏しない場合のせん断挙動算定法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.127-132，2016.7
 - 6) 中尾駿一，津田和明：鉄筋コンクリート造柱・梁の曲げ降伏しない場合のせん断挙動算定法の提案，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.2，pp.121-126，2017.7
 - 7) 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，2001
 - 8) 吉田格英，高橋裕幸，北山和宏，西川孝夫：引張り軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，第 1995 号，pp.401-402，1995.7
 - 9) 出雲淳一，他：内面力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
 - 10) Al-Mahaidi，R.S.H.：Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Member，Report 79-1，Dep. of Structural Engineering，Cornell Univ.，Jan.1979
 - 11) Elmorsi，M.，Kianoush，M.R. and Tso，W.K.：Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints，Canadian Journal of Civil Engineering，Vol.27，pp.490-505，2000.
 - 12) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170，1995.8
 - 13) 中尾駿一，津田和明：鉄筋コンクリート造柱部材のマクロモデルによるせん断終局強度算定法に関するコロキウム論文集，pp.301-308，2016.9