

論文 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

中尾 駿一*1・津田 和明*2

要旨：筆者らは、鉄筋コンクリート造柱・梁のせん断終局強度を含むせん断挙動算定法の研究を進めている。この手法の主な特徴は、せん断ひび割れ発生後の材軸直行方向の面内のふくらみを抑制するバネを考慮していることである。昨年度の研究により、このふくらみ形状は中子筋の本数に応じて、幅方向で異なり、それに伴ってせん断挙動も変動することが分かった。これを受け、今回はこの影響を反映できるバネを追加した。既往実験結果と FEM 解析結果を用いたバネ追加後の本手法の精度検証より、算定精度の向上が確認できた。
 キーワード：復元力特性、せん断変形、トラス剛性、FEM 解析、せん断終局強度、中子筋

1. はじめに

鉄筋コンクリート造柱・梁部材のせん断挙動（せん断力～せん断変形関係）は複雑であり、いまだ不明な点が多い。

筆者らは、柱・梁部材のせん断終局強度を含むせん断挙動算定法の検討を進めてきた。既報^{1),2)}では、せん断終局強度、曲げ降伏せずせん断破壊が先行する場合のせん断挙動に関する既往算定法の算定精度を既往実験結果と FEM 解析結果を用いて検証した。また、トラス理論に基づいた算定法を提案し、その算定精度を検証した。提案した手法は、せん断ひび割れ発生後の材軸直行方向の面内のふくらみを抑制するバネを考慮している。これまでの検討から、このふくらみ形状は中子筋の本数に応じて、幅方向で異なり、それに伴ってせん断挙動も変動することが分かった。これを受け、今回はこの影響を反映できるバネを追加した。本報では、その検討結果を報告する。

2. 提案手法

2.1 提案手法の概要

(1) 概要

ここでは、既報²⁾で述べたせん断応力度～せん断ひずみ度関係の提案手法の概要を示す。この手法は、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」³⁾に示された耐震壁の算定法を準用したものである。図-1 は提案手法のせん断応力度～せん断ひずみ度関係のモデルである。提案手法は、せん断ひび割れ点、せん断終局強度点の 2 折れ線型で表される。

(2) 第 1 折れ点（せん断ひび割れ点）

第 1 折れ点は、せん断ひび割れ点または曲げせん断ひび割れ点であり、それら発生強度の小さい方で決定する。

せん断ひび割れ強度は、式(1)で求める。また、曲げひび割れが、部材端部から部材長(L)の 1/4 と部材せい(D)の大きい方(max(L/4,D))に発生した時を曲げせん断ひび割れ強度としている。曲げひび割れ発生モーメントは、式(2)で求める。以降、式中の記号の単位は SI 単位系であり、力は N、距離は mm である。

$$Q_{scr} = \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) \cdot b \cdot D / 1.5 \quad (1)$$

$$M_{cr} = \left(0.563 \sqrt{\sigma_B + \sigma_0} \right) \cdot Z_e \quad (2)$$

(3) 終局点（せん断終局強度点）

第 2 折れ点は、せん断終局強度点である。せん断ひび割れ後の剛性(G_{trs1} : 式(3))には、トラス剛性（主筋による鉛直引張バネ(K_y), せん断補強筋と仮想水平抵抗領域による水平引張バネ(K_x), コンクリート圧縮ストラット)の斜め圧縮バネ(K_2)により構成され、主圧縮方向角度()は最小ポテンシャルエネルギーの原理に従って算定する)により算出する。この際、軸方向力によりせん断ひずみ度の進展が遅れる挙動を、トラス剛性の起点を軸方向応力度分(γ_0 : 式(5))左にシフトさせることで表し

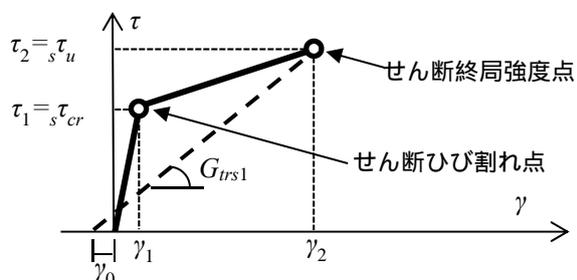


図-1 提案手法のせん断応力度～せん断ひずみ度関係のモデル

*1 熊谷組（元近畿大学大学院 産業理工学研究科 大学院生）（正会員）

*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）

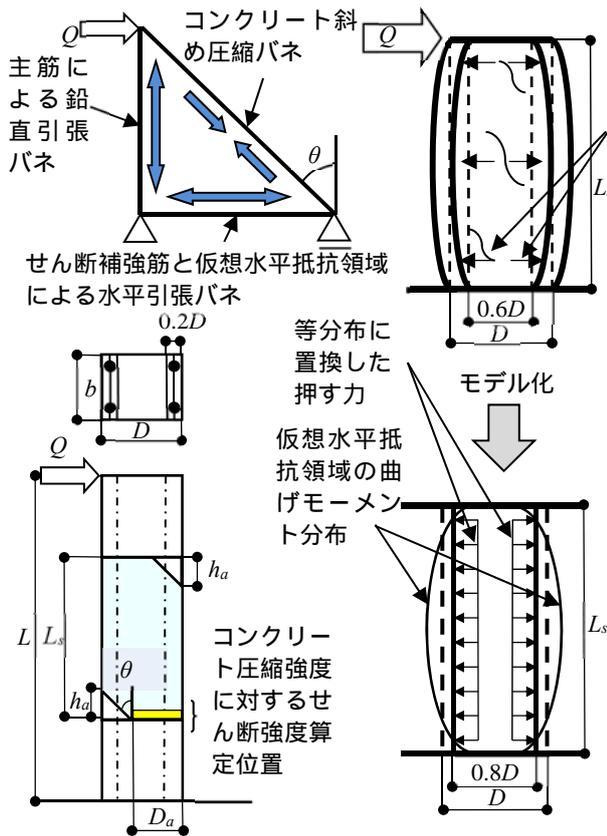


図 - 2 筆者らの算定法の概念

ている。式(4)の s_u はせん断終局強度時せん断応力度である。

$$G_{rs1} = 1 / \left[\frac{1}{K_2 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta} + \frac{\tan^2 \theta}{K_x} + \frac{1}{K_y \cdot \tan^2 \theta} \right] \quad (3)$$

$$s \gamma_u = s \tau_u / G_{rs1} - \gamma_0 \quad (4)$$

$$\gamma_0 = \sigma_0 / (K_y \tan \theta) \quad (5)$$

ここで、筆者らのせん断終局強度算定法を示す。この手法は、せん断抵抗機構として図 - 2 のトラス抵抗機構を仮定しており、水平引張バネまたは斜め圧縮バネのどちらかが強度に達した時と、せん断ひび割れ強度の大きい方をせん断終局強度としている。また、式(6)の材軸直方向の面内のふくらみを抑制するバネを考慮している。詳細は既報¹⁾を参照願いたい。

$$K_x = K_f + p_w E_{ws} = \frac{360 E_c I_c (D - 0.2D)}{b L_s^4} + p_w E_{ws} \quad (6)$$

2.2 提案手法の修正

(1) 断面幅方向のふくらみ

FEM 解析結果から中子筋の本数に応じて、図 - 2 のようにふくらみ形状が変化することが分かった。図 - 3 に既報²⁾で報告した FEM 解析結果より得られた最大耐力時のふくらみ形状の変化を示す(変形倍率: 20 倍)。今

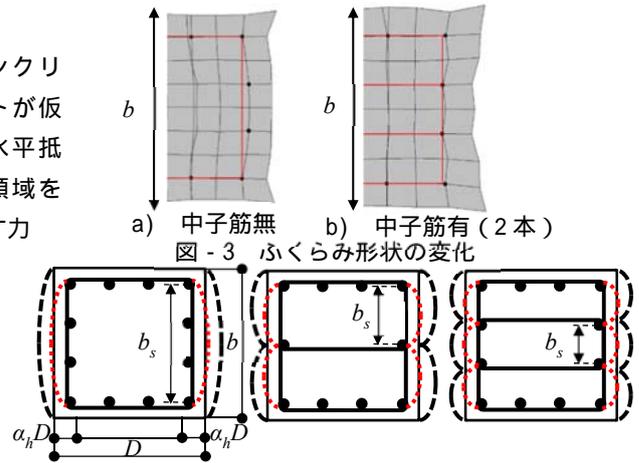


図 - 3 ふくらみ形状の変化

図 - 4 断面幅方向のふくらみのモデル

回は、その変化をモデル化し、中子筋の本数により、断面幅方向のふくらみが変動するように水平引張バネの修正を行った。

式(7)に断面幅方向の拘束効果による水平バネ (K_{fh}) を示す。図 - 4 のように、両側断面幅方向の拘束領域が同様に变形すると仮定し、それらが等分布荷重を受ける両端固定梁(スパン長 = 中子筋の本数を考慮した主筋中心間距離: b_s) とみなした場合の平均たわみ量と応力度の関係から K_{fh} を算出する。その際、拘束領域のせいを $\alpha_h D$ とする(後述)。式中、 E_c はコンクリートのヤング係数、 I_{ch} は断面幅方向の拘束領域の断面二次モーメント、 L_s は仮想せん断破壊領域(有効部材長)である。

$$K_{fh} = \frac{360 E_c I_{ch} (D - \alpha_h D)}{L_s b_s^4} \quad (7)$$

現在、水平引張バネは、式(6)のようにせん断補強筋と仮想水平抵抗領域の拘束効果による部材長方向のふくらみによるバネで構成されている。その水平引張バネ K_x を式(8)のように修正した。幅方向のバネ K_{fh} は、せん断補強筋による引張バネと直列となる。 K_{fv} は部材長方向の拘束効果による水平バネであり、式(9)で求められる。式中、 I_{cv} は部材長方向の拘束領域の断面二次モーメントである。その際、拘束領域のせいを $\alpha_v D$ とする(後述)。

$$K_x = K_{fv} + \frac{1}{\frac{1}{p_w E_{ws}} + \frac{1}{K_{fh}}} \quad (8)$$

$$K_{fv} = \frac{360 E_c I_{cv} (D - \alpha_v D)}{b L_s^4} \quad (9)$$

(2) 拘束領域の範囲

水平方向の拘束領域について既報¹⁾では、暫定的に $0.2D$ の範囲を設定していた。今回は、その範囲の修正を行った。柱・梁部材は I 型耐震壁と異なり、拘束領域の断面積が小さく、その部分のせん断変形の影響が大きいと判断し、拘束領域のせいを決定した。有効部材長は L_s 、

拘束領域を βD とする。このとき、拘束領域による曲げパネは、式(10)で、せん断パネは、式(11)で表される。

$$K_f = \frac{360E_c I_c (D - \beta D)}{bL_s^4} \quad (10)$$

$$K_s = \frac{6A_c G_c (D - \beta D)}{\kappa_c bL_s^2} \quad (11)$$

$$I_c = b(\beta D)^3 / 12 \quad (12)$$

$$A_c = b \cdot \beta D \quad (13)$$

せん断弾性剛性は、

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} = \frac{E_c}{2(1+0.167)} = 0.43E_c \quad (14)$$

$\kappa_c = 1.2$ とし、せん断パネと曲げパネによる剛性を曲げパネのみで表現するとし、その時の拘束領域を $\alpha_v D$ とすると、式(15)となる。

$$\frac{360E_c \frac{b(\alpha_v D)^3}{12} (D - \alpha_v D)}{bL_s^4} = \frac{1}{1/K_f + 1/K_s} \quad (15)$$

$$\alpha_v^3 - \alpha_v^4 = \frac{2.15\beta^3(1-\beta)}{2.15+30\beta^2(D/L_s)^2} \quad (16)$$

既報¹⁾の検討結果より、 $\beta = 0.2$ とし、近似解を求めると

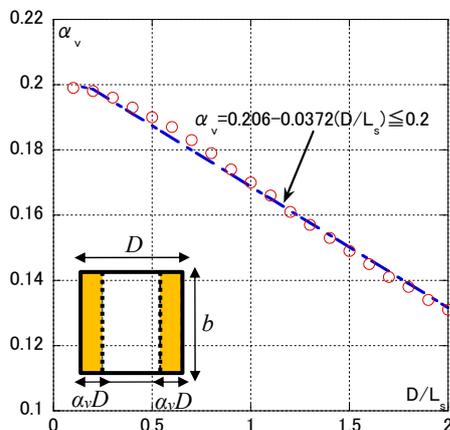


図 - 5 拘束領域係数 α_v と部材形状 D/L_s の関係

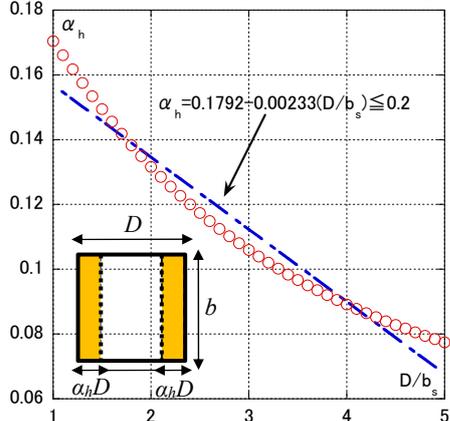


図 - 6 拘束領域係数 α_h と部材形状 D/b_s の関係

図 - 5、式(17)となる。

$$\alpha_v = 0.2006 - 0.0372(D/L_s) \leq 0.2 \quad (17)$$

α_h (断面幅方向の拘束領域係数) は α_v (部材長方向の拘束領域係数) と同様の手法で算出する(図 - 6、式(18))、

$$\alpha_h = 0.1792 - 0.00233(D/b_s) \leq 0.2 \quad (18)$$

3. 提案手法の算定精度の検証

3.1 せん断終局強度

まずは、せん断終局強度について検証した。表 - 1 に既往実験結果⁴⁾の諸元を、表 - 2 に解析諸元を示す。図 - 7、図 - 8 は、それぞれ、修正前と修正後の本手法と既往実験結果、FEM 解析結果を比較したものである。既往実験結果との比較では、最大耐力決定要因 (c : コンクリートの圧壊で決定、 w_y : せん断補強筋の降伏で決定、 c_r : せん断ひび割れ強度に到達で決定) と、 c と w_y に関しては、 h_a (圧縮ストラット最下端と最上端の柱・梁端部が

表 - 1 試験体諸元 (既往実験結果)

断面幅[mm]	120 ~ 700
断面せい[mm]	220 ~ 700
せん断スパン比	0.89 ~ 3.00
コンクリート圧縮強度[N/mm ²]	19.6 ~ 171
引張鉄筋比[%]	0.48 ~ 4.16
主筋降伏強度[N/mm ²]	261 ~ 1072
せん断補強筋比[%]	0.09 ~ 2.67
せん断補強筋降伏強度[N/mm ²]	285 ~ 1506
軸力比	-0.23 ~ 0.74

表 - 2 解析諸元

解析ケース	σ_B	M/QD	p_g	p_w	σ_{wy}	σ_0		
1, 2	40.2	1.5	2.75	0.77	337	2.93		
3, 4						0		
5, 6						1.375		
7, 8			4.13	0.385	674	5.85		
9, 10			1.155					
11, 12			2.75					
13, 14			20.1					
15, 16			40.2	0.75	2.75	0.77	337	2.93
17, 18								0
19, 20								1.375
21, 22	4.13	0.385			674	5.85		
23, 24	1.155							
25, 26	2.75							
27, 28	20.1							
29, 30	40.2	2.25			2.75	0.77	337	5.85
31, 32								
33, 34					1.155			
35, 36			4.13	0.77	674	337		

解析ケースの奇数番号は中子筋有、偶数番号は中子筋無

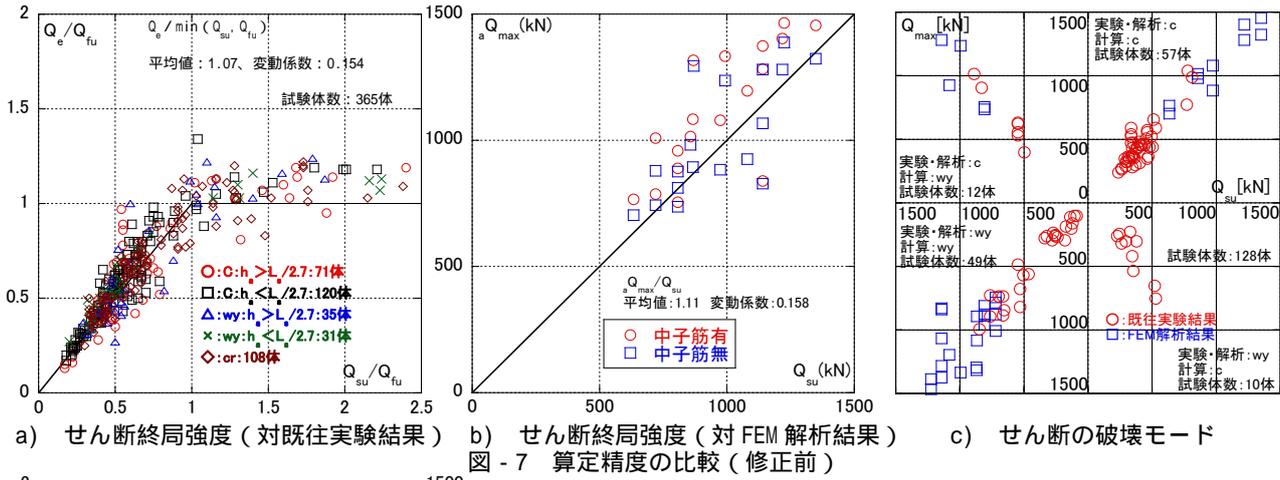


図 - 7 算定精度の比較 (修正前)

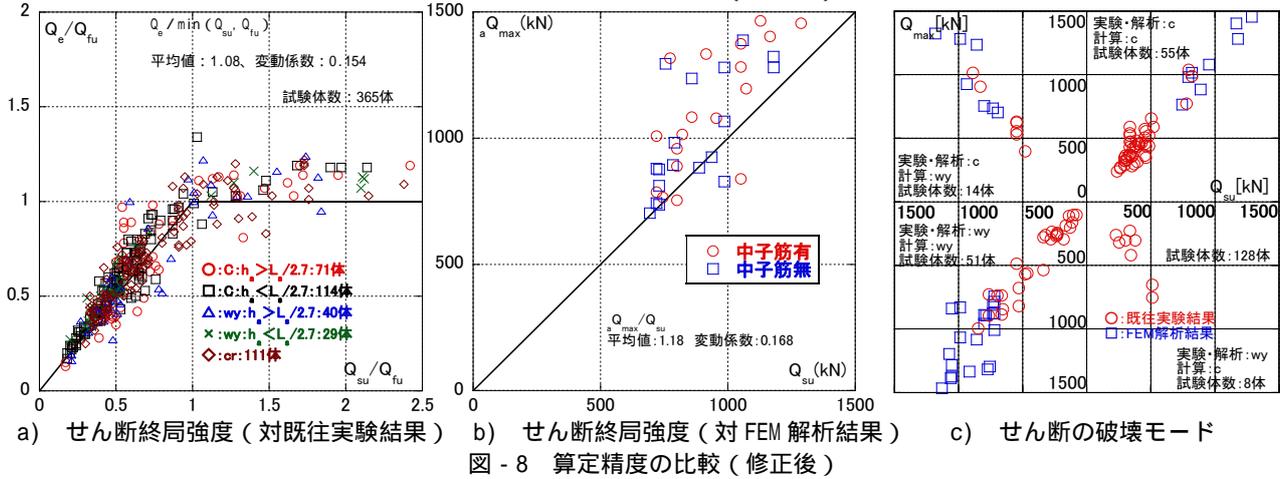


図 - 8 算定精度の比較 (修正後)

らの距離)が制限値に達したか否かで記号を分け、FEM解析結果との比較では中子筋の有無によって記号を分けた。曲げ終局モーメントの算定には、日本建築学会の「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」⁵⁾に示された略算式を用いた。式(19)~(24)に曲げ終局モーメント略算式を示す。

$${}_B M_u = 0.9a_t \sigma_y d \quad (19)$$

$$0 < N \leq 0.4bD\sigma_B \text{ のとき} \\ {}_c M_u = (0.8a_t \sigma_y D + 0.12bD^2 \sigma_B) \times \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4bD\sigma_B} \right) \quad (20)$$

$$0.4bD\sigma_B < N < N_{\max} \text{ のとき} \\ {}_c M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B} \right) \quad (21)$$

$$N_{\min} < N < 0 \text{ のとき} \\ {}_c M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.4ND \quad (22)$$

なお、 N_{\max} 、 N_{\min} はそれぞれ式(33)、(34)で求める。

$$N_{\max} = bD\sigma_B + a_g \sigma_y \quad (23)$$

$$N_{\min} = -a_g \sigma_y \quad (24)$$

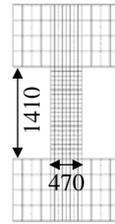
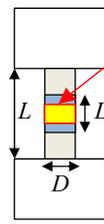


図 - 9 解析モデル



$L_s/2$ の領域に存在するせん断補強筋が全て降伏
 L_s : 仮想せん断破壊領域 (有効部材長)

図 - 10 破壊モードの判別 (FEM 解析)

FEM 解析には、「FINAL」を用いた。杉本が行った柱試験体「S13-N」⁶⁾(諸元は図 - 13 参照)を対象にシミュレーション解析を行い、解析仮定の妥当性を確認した後、パラメトリックスタディーを行った。図 - 9 に解析モデルを示す。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。コンクリートの圧縮応力度~ひずみ度曲線は Fafitis-Shah モデル、テンションスティフィニング特性は出雲モデル、ひび割れ後のせん断伝達特性は長沼モデル、圧縮強度到達後のひずみ軟化域は、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 Elmorsi らのモデルとした。最上面の節点は鉛直方向に関して従属させ、下スタブと平行を維持し、底面の節点はすべて固定した。解析は、一定軸力

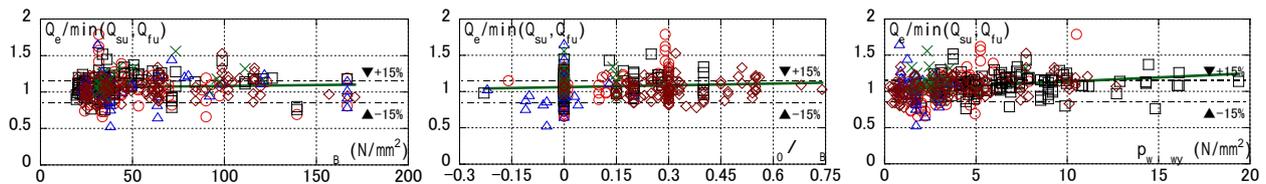


図 - 11 因子別分析 (修正前)

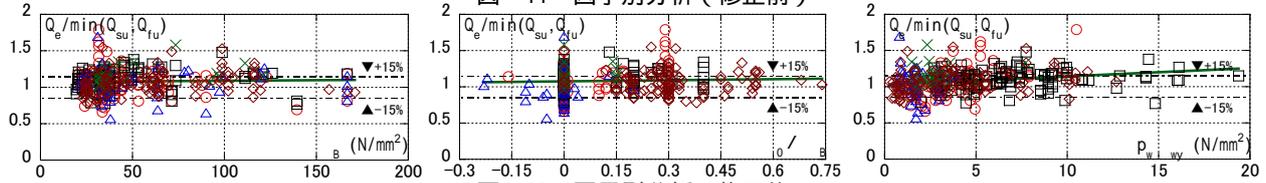


図 - 12 因子別分析 (修正後)

を加えた後、変位制御で一方向単調荷重とした。パラメトリックスタディーでは、主筋は弾性とした。FEM 解析の詳細については、既報²⁾を参照願いたい。

既往実験結果 365 体 (付着割裂破壊したと報告されている試験体は除いた), FEM 解析結果 36 体に適用した結果、既往実験結果との比較では、修正前と比較して平均値、変動係数ともに大きな差は無かった。FEM 解析結果との比較では、平均値が大きく変わっている。特に、修正前と比較して中子筋が無い場合に、危険側評価する試験体が少なくなった。

破壊モードの検討には、実験の破壊モードが明記されている試験体 92 体と FEM 解析結果 36 体の計 128 体を用いた。第 1 象限は実験・解析、計算ともにコンクリートの圧壊、第 2 象限は実験・解析がコンクリートの圧壊で、計算がせん断補強筋の降伏かせん断ひび割れ強度、第 3 象限は実験・解析がせん断補強筋の降伏、計算がせん断補強筋の降伏かせん断ひび割れ強度で、第 4 象限は実験・解析がせん断補強筋の降伏、計算がコンクリートの圧壊で決定した場合である。図中の第 1, 3 象限にプロットされた試験体は、実験・解析と計算の破壊モードが一致したことになる。なお、FEM 解析における破壊モードに関しては、図 - 10 に示すように、 $L_s/2$ の領域に存在するせん断補強筋が全て降伏した場合を、せん断補強筋の降伏とした。既往実験結果に対しては、修正前は、92 体中 75 体の実験と計算の破壊モードが一致し、修正後は、92 体中 77 体の実験と計算の破壊モードが一致した。修正前と比較して若干ではあるが、破壊モードの判別精度が向上した。また、FEM 解析結果に対しては、修正前は、36 体中 31 体の解析と計算の破壊モードが一致し、修正後は、36 体中 29 体の解析と計算の破壊モードが一致した。修正前と比較して若干ではあるが、破壊モードの判別精度が悪くなった。既往実験結果、FEM 解析結果の合計 128 体に対しては、修正前、修正後のいずれも 106 体の破壊モードが一致した。これらのことから、本手法はせん断破壊する場合の破壊モードを概ね判別できることが分かった。

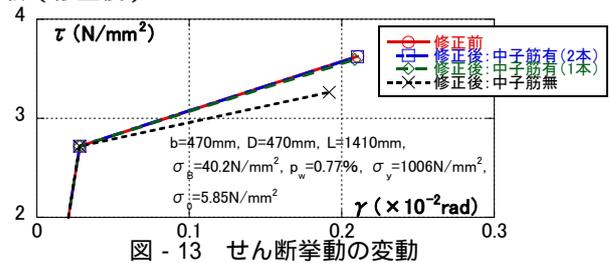


図 - 13 せん断挙動の変動

次に、因子別に分析を行った。図 - 11, 図 - 12 に、修正前と修正後の既往実験結果に対する検討結果を示す。検討対象とした因子は、コンクリート圧縮強度 (f_c), 軸力比 (d/B), せん断補強強度 (ρ_w/ρ_{wy}) である。図中、 $\pm 15\%$ の横線を示した。また、変動傾向を最小二乗法で求めた近似直線も示した。因子別に検討した結果、修正前と修正後で大きな差は見られなかった。せん断補強強度に関しては、せん断補強強度が大きくなるにつれて、若干強度比 (実験による最大耐力を計算によるせん断終局強度と曲げ終局強度の小さい方で除したものが大きくなった。その他の因子に関しては、検討因子の大小によって、大きな偏りは見られなかった。ただし、引張軸力が作用した場合、強度比が 1.0 を下回るものが多い。また、引張軸力が作用した試験体が少ないため、今後更なる検討が必要であると思われる。

3.2 せん断応力度 ~ せん断ひずみ度関係

図 - 13 に修正前と修正後のせん断挙動の変動を示す。これは、「S13-N」を基本試験体 (中子筋の本数: 2 本) とし、これを基に中子筋が 1 本の場合と無い場合に関して、修正前と修正後の提案手法を適用したものである。修正前は、中子筋の本数を考慮していないため、中子筋の本数に関わらず、算定結果は 3 パターンとも同様である。修正後は、中子筋が有る場合、せん断ひび割れ後の剛性は、修正前と大きな差は無い。中子筋が無い場合、せん断ひび割れ後の剛性は、修正前と比較して小さい。修正後のバネ剛性が中子筋本数によって変動する理由は以下の通りである。水平バネ (K_x) において、修正前のせん断補強筋によるバネ ($p_w\sigma_{wy}$) が、修正後はそのバネと断面幅方向のバネ (K_{fh}) の直列バネとなっており、中子筋が無い場合、 K_{fh} は小さいため、この直列バネ剛性は

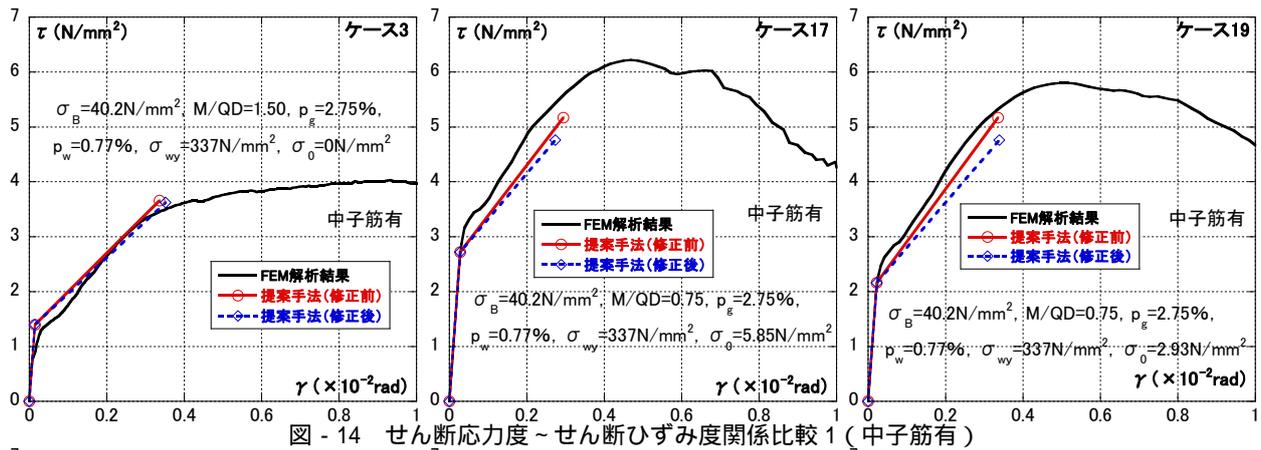


図 - 14 せん断応力度～せん断ひずみ度関係比較 1 (中子筋有)

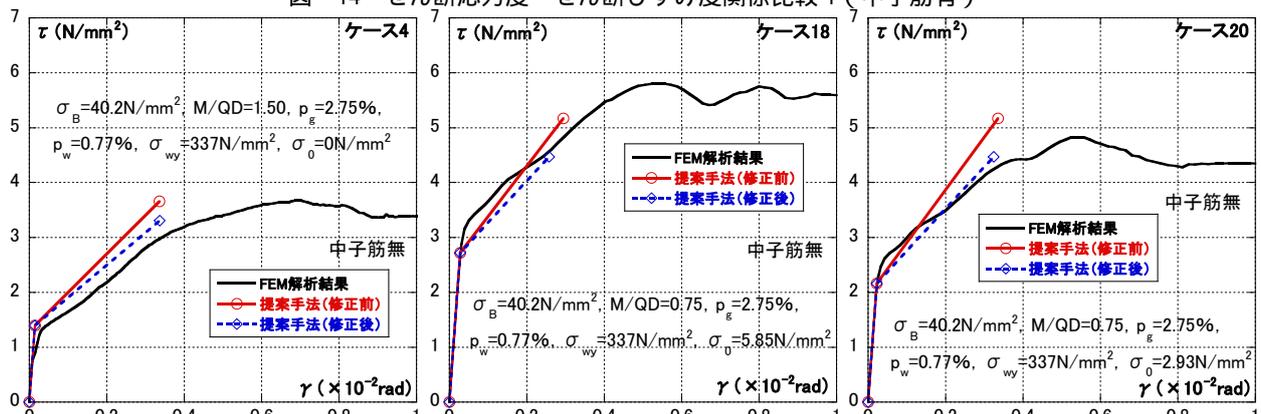


図 - 15 せん断応力度～せん断ひずみ度関係比較 2 (中子筋無)

修正前のせん断補強筋のみのバネ剛性よりも小さくなる。中子筋が有る場合は、 K_{fh} が比較的大きいため、この直列バネ剛性は修正前のせん断補強筋のみのバネ剛性とほぼ同じとなる。

次に、修正前と修正後のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の検討結果の 3 例を図 - 14、図 - 15 に示す。ここでは、軸方向応力度が 0N/mm^2 でせん断スパン比が 1.5 の場合と、せん断スパン比が 0.75 で、軸方向応力度が 2.93N/mm^2 とせん断応力度は、せん断力を断面幅とせいで除して求め、せん断ひずみ度はせん断変形を部材内法高さで除して求めた。せん断応力度～せん断ひずみ度関係について検討した結果、中子筋が有る場合、 K_{fh} が比較的大きいため、構成因子によらず、提案手法によるせん断ひび割れ後の剛性は、修正前と大きな差は無かった。中子筋が無い場合、 K_{fh} は小さいため、修正前と比較してせん断ひび割れ後の剛性が小さくなり、FEM 解析結果との対応が良くなった。

4. まとめ

筆者らが検討しているせん断終局強度算定法、曲げ降伏しない場合のせん断挙動算定法に中子筋の有無を考慮した。その算定精度を検証した結果、せん断終局強度、せん断ひび割れ後の剛性はいずれも、修正前と比較して既往実験結果、FEM 解析結果と良好な対応を示した。ま

た、せん断破壊する場合の実験・FEM 解析と計算の破壊モードの対応を検証した結果、概ね良好に対応した。今後、更に詳細な検討を行うとともに、曲げ降伏が先行する場合の検討も行いたい。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 4) 中尾駿一，津田和明：鉄筋コンクリート造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研究，RC 構造のせん断問題に関するコロキウム論文集，pp.301-308，2016.9
- 5) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，1990
- 6) 杉本訓祥：鉄筋コンクリート造柱部材のせん断非線形性状評価手法の実験的検証，日本建築学会構造系論文集，第 592 号，pp.137-144，2005.6