

# 論文 鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁の弾塑性挙動算定法に関する研究

小田 将太郎\*1・津田 和明\*2

要旨：昨年度に報告した鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁のせん断終局強度算定法の修正を行った。主な修正点は、せん断ひび割れ強度の追加と仮想水平抵抗領域である。また昨年度は、矩形断面耐震壁の既往曲げ終局強度算定法を安全側に算定できるように応力中心間距離を短くすることを提案したが、曲げ終局強度にはせん断力が影響すると考え、その抵抗メカニズムを反映した算定法を考案した。また、せん断破壊型矩形断面耐震壁のせん断挙動算定法の検討も行った。

キーワード：矩形断面耐震壁，トラス剛性，曲げ終局強度，せん断終局強度，せん断変形

## 1. はじめに

昨年度、筆者らは鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁のトラス剛性に基づくせん断終局強度算定法を提案した<sup>1)</sup>。しかし、既往実験結果<sup>2)-6)</sup>を用い精度検証を行った結果、実験ではせん断破壊している試験体を曲げ判定していた。そのため、せん断終局強度算定法の修正を行った。

また、既往曲げ終局強度算定法は危険側の判定となる場合が多いため、昨年度は応力中心間距離を短くすることを提案した<sup>1)</sup>。本報では、せん断抵抗メカニズムを反映した曲げ終局強度算定法を提案する。

さらに、せん断破壊型矩形断面耐震壁のせん断終局強度に至るまでのせん断挙動算定法の検討も FEM 解析結果を用いて行う。

## 2. せん断終局強度算定法の修正

昨年度提案したせん断終局強度算定法<sup>1)</sup>は壁端部に帯筋が存在しない場合、実験結果よりも算定結果が大きくなることが分かった。そこで端部に帯筋が存在する場合と存在しない場合の仮想水平抵抗領域について検討を行った。

### 2.1 せん断終局強度算定法の概要

基本的に矩形断面耐震壁におけるせん断抵抗機構として図-1に示すトラス抵抗機構を仮定している。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。鉛直バネは壁板縦筋、水平バネは壁板横筋とI型耐震壁の側柱に対応する部位(仮想水平抵抗領域：横筋の伸びを抑制する領域<sup>1)</sup>)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バネのいずれかが強度に達した時の水平力を矩形断面耐震壁のせん断終局強度とし、式(1)によって算出する。以降、式中

の記号の単位は SI 単位系(力は  $N$  , 距離は  $mm$ )である。さらに、本提案手法の矩形断面耐震壁の各部記号を図-2に示す。

$$Q_{su} = \min(Q_{cc}, Q_{hy}) \quad (1)$$

式(1)中の  $Q_{cc}$  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、 $Q_{hy}$  は壁板横筋の降伏で決定するせん断終局強度で式(2)、(3)で求める。詳しくは既報<sup>1)</sup>を参照願いたい。

$$Q_{cc} = \frac{\nu \sigma_B \sin 2\theta}{2} \ell_a t_w \quad (2)$$

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{hy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} L t_w \quad (3)$$

式(2)、(3)中の  $\sigma_B$  はコンクリート圧縮強度、 $\sigma_{hy}$  は壁板横筋の降伏強度、 $L$  は壁の全長、 $t_w$  は壁厚である。

コンクリートの圧縮強度の有効係数( $\nu$ )は式(4)のように Nielsen の下限式と CEB 式を用い算定する。

$$\nu = \begin{cases} 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 45 N/mm^2 \\ 1.698 \sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 N/mm^2 \end{cases} \quad (4)$$

壁脚部の有効長さ( $\ell_a$ )は、式(5)で算定する。

$$\ell_a = L - h_a \tan \theta \quad (5)$$

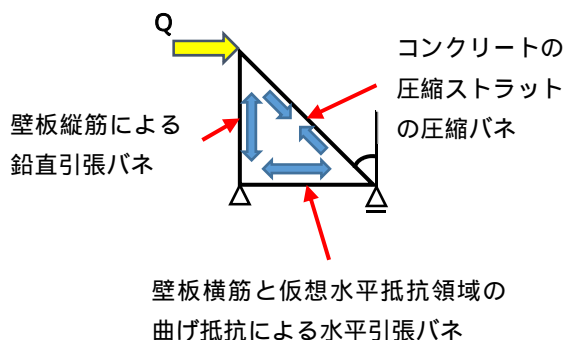


図-1 本提案手法におけるせん断抵抗機構

\*1 近畿大学大学院 産業理工学研究科 (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)

式(5)中の  $h_a$  は圧縮ストラットの最下端から壁脚部の距離であり、式(6)で算定される。

$$h_a = \frac{K_2 \cos \theta \sin^3 \theta}{2K_x} \leq \frac{h_0}{2.7} \quad (6)$$

ここで、主圧縮方向角度( $\theta$ )は式(7)で算定する。

$$\left( \frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y} \right) \cos^4 \theta - 2 \left( \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (7)$$

式(7)中の水平方向、鉛直方向の単位面積当りの平均バネ剛性  $K_x$ 、 $K_y$  は式(8)、(9)で算定する。

$$K_x = K_f + p_{wh} E_{hs} = \frac{360 E_c I_c (L - \alpha L)}{t_w h_0^4} + p_{wh} E_{hs} \quad (8)$$

$$K_y = 2 p_{we} E_{cs} + p_{vw} E_{vs} \quad (9)$$

式(8)中の  $K_f$  は、仮想水平抵抗領域の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性である。仮想水平抵抗領域とは、水平方向の拘束効果を発揮する領域であり、その範囲を  $\alpha L$  とし、 $\alpha$  は式(10)で算出する。

$$\alpha = 0.206 - 0.0372 \left( \frac{L}{h_0} \right) \leq 0.2 \quad (10)$$

式(8)、(9)中の  $E_c$ 、 $E_{hs}$ 、 $E_{cs}$ 、 $E_{vs}$  はコンクリート、壁板横筋、端部の曲げ補強筋、壁縦筋のヤング係数、 $I_c$  は仮想水平抵抗領域の断面二次モーメント、 $p_{wh}$  は壁板横筋比であり、 $p_{we}$ 、 $p_{vw}$  は端部縦筋比、壁縦筋比である。

また、 $K_2$  は斜め圧縮方向のバネ剛性であり、式(11)で算定する。

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

## 2.2 せん断終局強度算定法の修正

修正項目は以下の2点である。

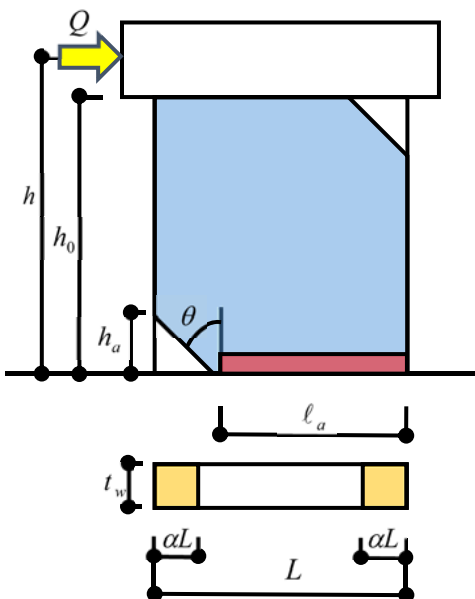


図-2 矩形断面耐震壁の各種記号

## 1) せん断ひび割れ強度の追加

### 2) 仮想水平抵抗領域

まず、せん断ひび割れ強度が斜め圧縮バネと水平バネのいずれかが強度に達した時の水平力より大きい場合もあると考え、せん断ひび割れ強度も考慮し、式(12)で算定することとした。

$$Q_{su} = \max(Q_{cr}, \min(Q_{cc}, Q_{hy})) \quad (12)$$

$Q_{cr}$  は矩形面耐震壁のせん断ひび割れ強度で式(13)で算出する。

$$Q_{cr} = \left( \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \sigma_0} \right) L t_w / 1.5 \quad (13)$$

式(13)は主応度式によるせん断ひび割れ強度式であり、 $\sigma_0$  は軸方向応力度(圧縮が正)、 $\sigma_t$  はコンクリート引張強度で式(14)で求める。

$$\sigma_t = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \quad (14)$$

次に、仮想水平抵抗領域について検討を行った。検討は、水平方向のひずみ度とせん断ひずみ度関係を仮想水平抵抗領域をパラメーターとした計算結果と FEM 解析結果を比較することにより行った。

FEM 解析には「FINAL」を用いた。解析対象とした試験体は帯筋が無い場合は広沢らが行った試験体「A103b」<sup>2)</sup>(せん断破壊)、帯筋がある場合は木村らが行った試験体「07N10」<sup>3)</sup>(曲げ破壊)で、コンクリートは6面体要素とし、鉄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～ひずみ度曲線は修正 Ahmad モデル<sup>7)</sup>、ひび割れ後のテンションスティフニング特性は出雲らのモデル<sup>8)</sup>( $C=1.0$ )、ひび割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル<sup>9)</sup>、圧縮強度時のひずみと軟化域曲線は修正 Ahmad モデル<sup>7)</sup>とした。鉄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、付着応力～すべり関係は Elmersi らのモデル<sup>10)</sup>とした。付着強度には韌性指針<sup>11)</sup>に示された付着割裂強度式を用い、強度時のすべりを 1.0mm とした。

FEM 解析によるせん断力～水平変位関係を実験結果

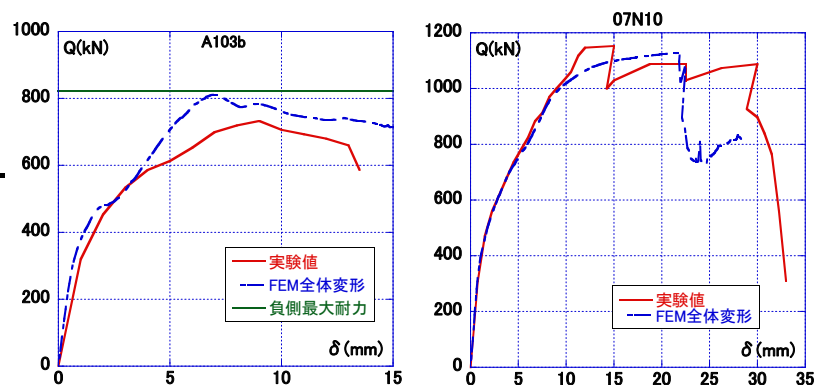


図-3 A103b、07N10 の FEM 解析結果と実験結果の比較

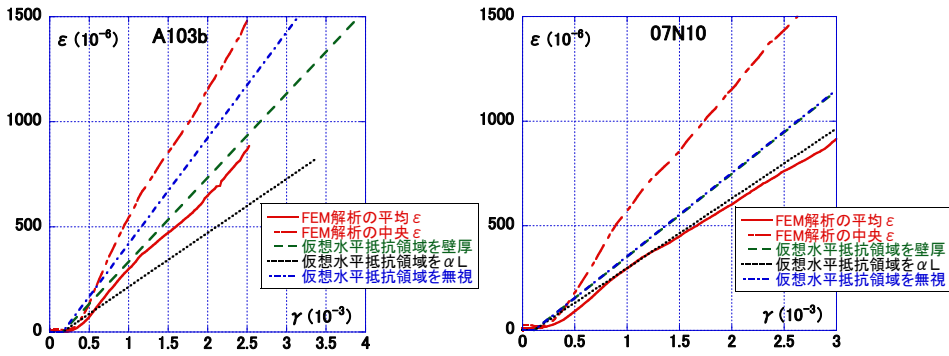


図 - 4 FEM 解析, 実験結果比較  
(水平方向ひずみ度 ~ せん断ひずみ度関係)

と比較し, 図-3に示す。FEM 解析結果は, 実験結果と良好に対応した。そこで解析仮定は妥当と判断し, 試験体(07N10)<sup>3)</sup>は曲げ破壊を回避するため, 帯筋内の主筋を弾性として再度解析を行った。その結果, 得られた水平方向ひずみ度 ~ せん断ひずみ度関係を提案手法による結果と比較し, 図-4に示す。FEM 解析の水平方向ひずみ度は壁両端部節点の水平変位の差を壁全長で除すことにより算定した。そのひずみ度は, すべての節点で平均化した値と中央の節点の値を示した。提案手法では, 仮想水平抵抗領域を壁厚,  $\alpha L$  とした場合と, これを考慮しない場合を示した。

これらを見ると帯筋が存在しない場合は, 仮想水平抵抗領域を壁厚( $t_w$ )とした提案手法による水平方向ひずみ度が FEM 解析の内法高さで平均化した水平方向ひずみ度と良好に対応していることが分かる。帯筋が存在する場合は, 仮想水平抵抗領域を  $\alpha L$  とした算定結果が FEM 解析結果と良好に対応することが分かった。

これを受け, 帯筋が無い場合は仮想水平抵抗領域の上限を壁厚( $t_w$ )とすることとした。

### 3. 曲げ終局強度算定法の提案

昨年度の研究より既往の曲げ終局強度算定法では因子の大小によって強度比が変動する傾向があることが分かった。そこで, せん断抵抗メカニズムを反映した曲げ終局強度算定法を提案することとした。

#### 3.1 提案手法の概要

今回, 仮定している曲げ終局時の壁脚部に生じる曲げモーメント分布と, それによる断面力分布を図-5, 6に示す。

図-5のように壁板はせん断ひび割れが生じると水平方向応力度によって膨む。せん断抵抗モデルでは仮想水平抵抗領域を等分布荷重を受ける両端固定梁と仮定しており, この部位の壁脚部では曲げモーメント( $M_s$ )が生じる。この曲げモーメント( $M_s$ )によって引張側仮想水平抵抗領域, 圧縮側仮想水平抵抗領域の両方の外側に圧縮力が生じる。これに対応する引張力は壁板に生じると考える。曲げ終局強度時では, 引張側仮想水平抵抗領域に生

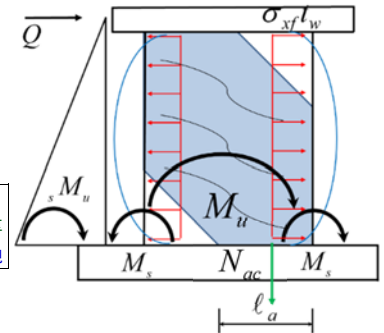


図 - 5 曲げ強度時における壁脚部の曲げモーメント分布

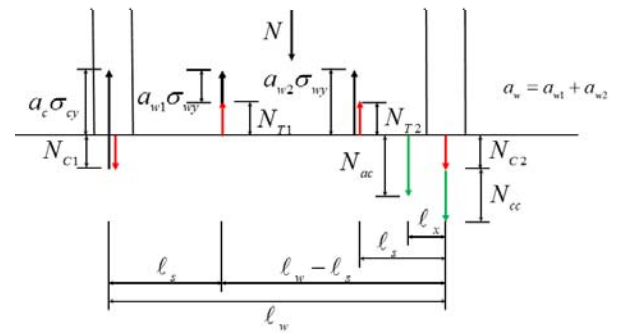


図 - 6 曲げ強度時における壁脚部の断面力分布

じる圧縮力は壁の端部縦筋が負担すると考える。これにより, 端部縦筋の引張降伏時の応力度は増大する。これに対応する引張力は壁板縦筋が負担し, 壁板縦筋の降伏強度が低下すると仮定する。圧縮側仮想水平抵抗領域では  $M_s$  による圧縮力はコンクリートが負担し, これに対応する引張力は壁板部分の圧縮ストラット内のコンクリートが負担すると考える。つまり,  $M_s$  による引張力によって圧縮ストラット内圧縮応力度は低減されることになる。

また, コンクリート圧縮ストラットの圧縮力の鉛直成分( $N_{ac}$ )による曲げモーメント( $M_c$ )が壁脚部に生じる(圧縮側仮想水平抵抗領域の負担分は除く)。

上述した断面力による壁脚部の曲げモーメントは式(15)となる。

$$\begin{aligned}
 {}_sM_u &= (a_c \sigma_{cy} + N_{C1}) \ell_w + (a_w \sigma_{wy} + N) 0.5 \ell_w \\
 &\quad - N_{T1} (\ell_w - \ell_s) + N_{T2} \ell_s - N_{ac} \ell_x \\
 &= a_c \sigma_{cy} \ell_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} \ell_w + 0.5 N \ell_w \\
 &\quad + (N_{C1} - N_{T1}) \ell_w + (N_{T1} + N_{T2}) \ell_s - N_{ac} \ell_x \\
 &= M_u + 2M_s - M_c
 \end{aligned} \tag{15}$$

まず, 既往算定法により仮の曲げ強度を算出し(式(16)), その時のせん断力を求める(式(17))。

$$M_u = a_c \sigma_{cy} \ell_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} \ell_w + 0.5 N \ell_w \tag{16}$$

$$Q_u = \frac{M_u}{h} \tag{17}$$

そのせん断力時の水平と鉛直方向の応力度を式(18),

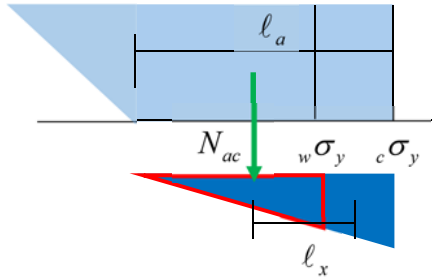


図-7 壁脚部の圧縮応力度分布

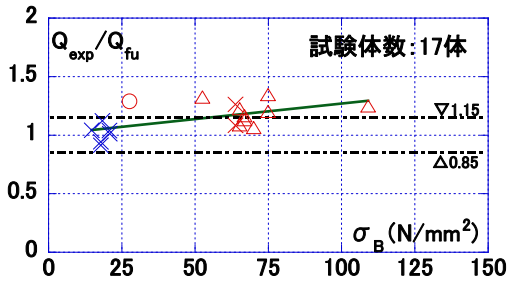


図-8 既往曲げ終局強度算定法の精度検証

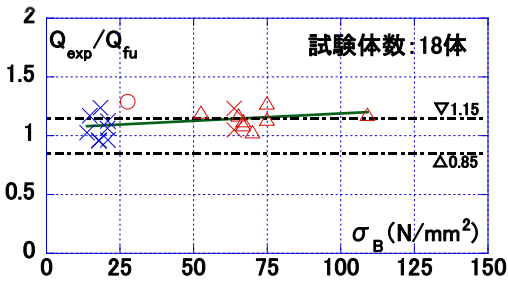


図-9 曲げ終局強度の提案手法の精度検証

(19)によって算出する。この時の $\theta$ は主圧縮方向角度で、せん断終局強度算定法のものと同じものである。また、水平方向応力度から壁板横筋の負担分を差し引いた仮想水平抵抗領域に作用する水平方向応力度は式(20)によって算出する。

$$\sigma_x = \tau \tan \theta = \frac{Q_u}{t_w L} \tan \theta \quad (18)$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_x}{\tan^2 \theta} \quad (19)$$

$$\sigma_{xf} = \sigma_x \frac{K_f}{K_x} \quad (20)$$

この水平方向応力度による、仮想水平抵抗領域の脚部に生じる曲げモーメント( $M_s$ )は式(21)によって求まる。

$$M_s = \frac{\sigma_{xf} t_w h_0^2}{12} \quad (21)$$

壁脚部の圧縮応力度分布(壁全体の平均圧縮応力度： $\sigma_y$ )を図-7に示す。式(19)により求めた鉛直方向応力度より脚部壁板内圧縮領域の圧縮力( $N_{ac}$ )を式(22)によって求める。この時、壁脚部の圧縮応力度分布は圧縮側仮想水平抵抗領域最外端部を最大とする三角形分布を仮定することにより、式(23)の釣り合い式を導ける。以下の式の $\alpha L$ は、帯筋が無い場合は壁厚を上限とする。

$$N_{ac} = \frac{w \sigma_y t_w (\ell_a - \alpha L)}{2} \quad (22)$$

$$\sigma_y t_w L = \frac{c \sigma_y \ell_a t_w}{2} \quad (23)$$

この式(22)内の $w \sigma_y$ は壁脚部と圧縮側仮想水平抵抗領域の境の位置の圧縮応力度で、図-7中の圧縮応力度の三角形分布の比と式(23)より求める(式(24))。

$$w \sigma_y = \frac{2 \sigma_y L (\ell_a - \alpha L)}{\ell_a^2} \quad (24)$$

これより、壁脚部壁内圧縮領域の圧縮力による圧縮側仮想水平抵抗領域の中心回りの曲げモーメント( $M_c$ )は式(25)によって求まる。この際、圧縮側仮想水平抵抗領域の中心から $N_{ac}$ までの距離は式(26)により算出される。

$$M_c = N_{ac} \ell_x \quad (25)$$

$$\ell_x = \frac{2 \ell_a + \alpha L}{6} \quad (26)$$

#### 4. 提案手法の精度検証

##### 4.1 曲げ終局強度算定法の検証

まず、曲げ終局強度算定法の検証を行う。既往算定法と提案手法の既往実験結果<sup>2)-6)</sup>を用いた検証結果を、図-8, 9に示す。これらの図の縦軸は実験の最大耐力を計算の曲げ終局強度で除したものであり、図中には回帰直線を示した。既往算定法(式(16))の応力中心間距離( $\ell_w$ )は帯筋が無い場合は $0.9L$ 、帯筋がある場合はそれらの中心間距離とした。図-8, 9より、既往算定法ではコンクリート圧縮強度が大きくなるに伴って強度比が大きくなる傾向があったが、提案手法での回帰直線の傾きが小さくなったことが分かる。

##### 4.2 せん断終局強度算定法の検証

次にせん断終局強度算定法の検証を行う。この際、曲げ終局強度の算定には今回の提案法を用いた。既往実験結果<sup>2)-6)</sup>を用いて、修正前と後の精度の比較を行った。その結果を図-10に示す。図-10の縦軸は実験の最大耐力を計算の曲げ終局強度で除したもので、横軸は計算のせん断終局強度を計算の曲げ終局強度で除したものである。同図より修正後の算定精度は若干良くなっていることが分かる。

#### 5. せん断挙動算定法の検討

##### 5.1 提案手法の概要

ここでは、せん断挙動算定法の提案手法の概要を示す。提案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」<sup>12)</sup>の耐震壁の項に示されたものを、矩形断面耐震壁に準用したものである。提案手法のせん断応力度～せん断ひずみ度関係のモデルを図-11に示す。この提案手法はせん断ひび割れ点、せん断

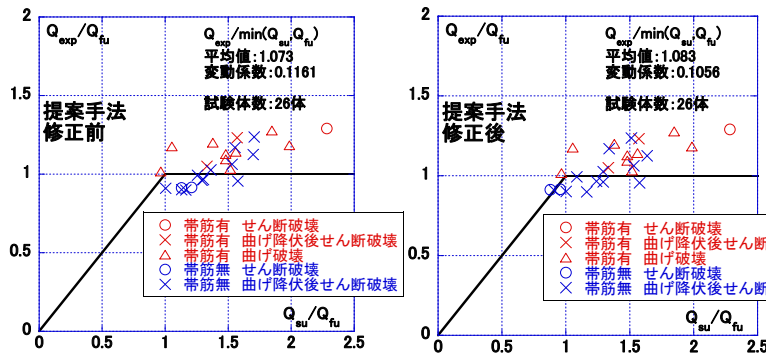


図 - 10 せん断終局強度の提案法の精度検証(修正前後)

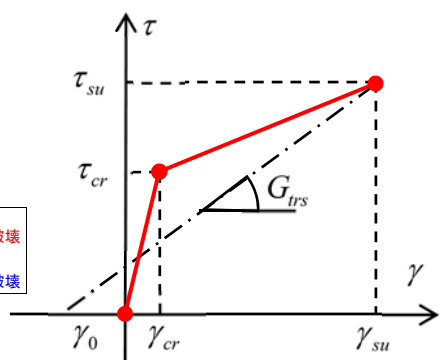


図 - 11 検討手法のせん断応力度～せん断ひずみ度関係

終局強度点の2折れ線型で表される。

第1折れ点はせん断ひび割れまたは曲げせん断ひび割れ点であり、いずれかの強度の小さい方で決定する。せん断ひび割れ強度は「2.2 せん断終局強度算定法の修正」に示した。また、曲げひび割れが部材の内法高さの中央に発生した時を曲げせん断ひび割れ強度としている。曲げひび割れ発生時の曲げモーメントは式(27)で求める。

$$M_{cr} = (0.563\sqrt{\sigma_B} + \sigma_0)Z_e \quad (27)$$

次に終局点はせん断終局強度点でせん断終局強度には前章で述べた提案手法を用いる。

せん断終局強度時のせん断ひずみ度( $\gamma_{su}$ )はトラス剛性( $G_{trs}$ 式(28))を用い、式(29)で算出する。式(29)は軸方向力によってせん断ひずみ度の進捗が遅れることを示している。

$$G_{trs} = \frac{1}{\frac{1}{K_2 \cos^2 \theta \sin^2 \theta} + \frac{\tan^2 \theta}{K_x} + \frac{1}{K_y \tan^2 \theta}} \quad (28)$$

$$\gamma_{su} = \frac{\tau_{su} - \gamma_0}{G_{trs}} \quad (29)$$

$$\gamma_0 = \frac{\sigma_0}{K_y \tan \theta} \quad (30)$$

## 6. FEMパラメトリック解析による検証

### 6.1 FEMパラメトリック解析の概要

基本試験体はせん断終局強度算定法の修正検討に用いた「07N10」<sup>3)</sup>で、帯筋内縦筋は弾性とし、計54ケースのFEMパラメトリック解析を行った。解析の諸元一覧を表-1に示す。解析仮定は2.2項と同じである。

### 6.2 せん断終局強度算定法の検証

パラメトリック解析結果を用い、精度検証した結果を図-12、13に示す。図-12の縦軸はFEM解析結果による最大耐力で横軸は計算によるせん断終局強度である。図-13の縦軸はFEM解析結果による最大耐力を計算によるせん断終局強度で除したもので、横軸はコンクリート圧縮強度である。図-12、13より提案手法によるせん断終局強度はFEM解析の最大耐力と対応が悪い場合があり、

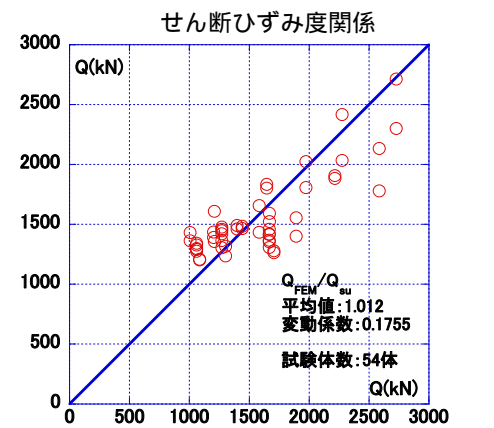


図 - 12 せん断終局強度算定法の精度検証

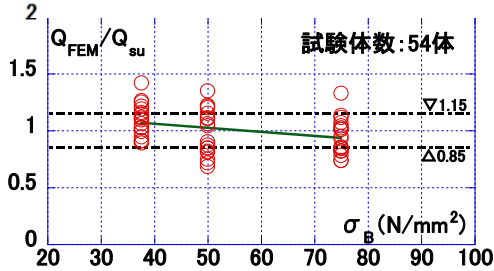


図 - 13 せん断終局強度算定法の因子別検証

これに関しては今後、FEM解析結果の精度を含め検討したい。

### 6.3 せん断挙動算定法の検証

パラメトリック解析結果を用いた提案手法の精度検証結果を図-14に示す。FEM解析のせん断変形は壁端部節点の相対鉛直変位から算出した曲げ変形を水平変形から差し引くことにより求めた。提案手法によるせん断ひび割れ後の剛性はFEM解析結果と比較的良好に対応する事が分かった。

## 7. まとめ

鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁の昨年度提案したせん断終局強度算定法の修正を行った。主な修正項目はせん断ひび割れ強度の追加と帯筋の無い場合の仮想水平抵抗領域である。

次に、せん断抵抗メカニズムを反映した曲げ終局強度算定法を提案した。既往算定法では因子の大小によって、

	L(mm)	内法 (mm)	壁横筋比 %	せん断補強筋比 %	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸力 (kN)
07N10	1500	2250	0.631	0.656	74.9	1575
ケース 01	1500	2250	0.631	0.656	74.9	1575
ケース 02						788
ケース 03						1575
ケース 04						788
ケース 05						1575
ケース 06						788
ケース 07-12				0.437	74.9, 49.9, 37.5	1575, 788
ケース 13-18				1.312	74.9, 49.9, 37.5	1575, 788
ケース 19-24		1.262	0.631	0.656	74.9, 49.9, 37.5	1575, 788
ケース 25-30	0.421	1575, 788				
ケース 31-36	1750	1575, 788				
ケース 37-42	1250	1575, 788				
ケース 43-48	2000	1575, 788				
ケース 49-54	2500	1575, 788				

表 - 1 パラメトリック解析諸元一覧

強度比の変動が見られたが、提案手法ではこの変動が小さくなった。

また、FEM パラメトリック解析を用い、せん断終局強度とせん断挙動の精度検証を行った。その結果、せん断終局強度算定結果は、FEM 解析の最大耐力と対応が悪くなる場合があることが分かった。これに関しては、今後検討したい。せん断挙動に関しては、提案手法は FEM 解析結果と比較的良好に対応する事が分かった。

参考文献

- 小田将太郎，津田和明：鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁の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.39, No.2, pp.277~282, 2017
- 広沢雅也，後藤哲郎：軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり(その 1. 矩形断面をした耐力壁の実験結果)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.817-818，1971.11
- 木村秀樹，石川祐次：鉄筋コンクリート造長方形断面耐震壁の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.2，pp.469-474，2006
- 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，壁谷澤寿一，金裕錫，東條有希子：鉄筋コンクリート造耐震壁の形状および補強がせん断強度に与える影響，日本建築学会構造工学論文集，Vol.54B，pp.423-428，2008.3
- 細矢博，鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.29, No.3，pp.313-318，2007
- 坂本康平，坂下雅信，河野進，谷昌典：柱と端部拘束筋量が耐震壁の曲げ終局変形性能に及ぼす影

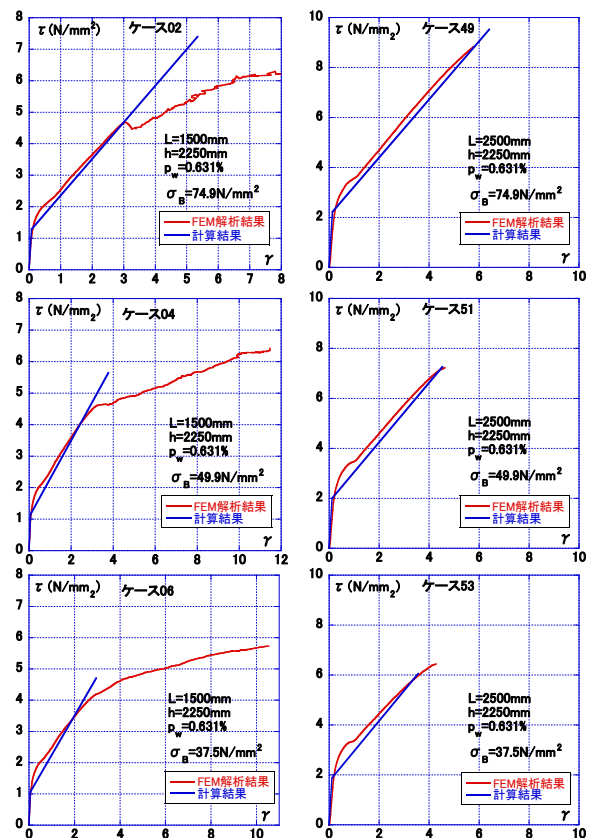


図 - 14 せん断挙動の検討手法の精度検証

- 響，コンクリート工学年次論文集，Vol.1.34，No.2，pp.379-384，2012
- 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
- 出雲淳一，島弘，岡村甫：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集，Vol.26，No.9，pp.107-120，1987.9
- Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan.1979
- 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
- 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，1999.8
- 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，2004.1