

# 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実験的研究

小田 将太郎\*1・津田 和明\*2

要旨：鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁の弾塑性挙動は複雑であり、これに着目した研究は数少ない。そのため、昨年度筆者らはせん断終局強度算定法の修正とせん断挙動算定法、曲げ終局強度算定法を提案した。今年度はすべての算定法の精度確認を目的に矩形断面耐震壁の実験を行った。実験結果は壁脚部の圧壊に起因したせん断破壊であった。そこで、曲げ圧壊強度算定法を検討した。実験最大耐力は曲げ圧壊強度の計算値との対応が良かった。また、昨年度行った FEM パラメトリック解析より得られた最大耐力を用い計算強度の検討を行った結果、曲げ圧壊強度を考慮することにより、算定精度の向上が確認できた。

キーワード：矩形断面耐震壁，実験，曲げ圧壊，せん断挙動

## 1. はじめに

一昨年度、筆者らはせん断終局強度算定法<sup>1)</sup>を提案し、昨年度<sup>2)</sup>はせん断終局強度算定法の修正とせん断挙動算定法、曲げ終局強度算定法の提案を行った。

今年度はすべての提案手法の精度確認を行うため、矩形断面耐震壁の実験を実施した。実験では、壁脚部コンクリート圧壊開始後にそれを含む対角方向のコンクリートが大きく剥離した。よって、これらの破壊モードは壁脚部圧壊に起因したせん断破壊であると思われる。そこで壁脚部のコンクリートの圧壊で決まる曲げ終局強度（以後：曲げ圧壊強度）算定法の検討を行った。ここでは、それら実験と検討結果を報告する。

## 2. 試験体概要及び材料特性

実験は内法高さとし加力点高さの差によるせん断終局強度の違いを確認するために実施した。試験体は No.2 試験体を基本試験体としており、内法高さを高くした No.1 試

験体と加力点高さを低くした No.3 試験体の計 3 体である。試験体諸元を表-1 に、試験体形状、配筋状況を図-1 に示す。また、表-2, 3 にコンクリートと鉄筋の材料特性を示す。試験体は打設後、養生マットを試験体の上に敷き、1 週間 1 日 2 回水を掛け、その後 28 日目に養生マットを取り除いた。

## 3. 加力計画

載荷は図-2 に示す試験装置を用いた。軸力は 2 台の鉛直アクチュエーターで所定の値（全断面積に対する軸力比が 0.2 : 740 kN）を与えた。この鉛直アクチュエーターの根元には水平方向に移動できるように、滑り板を設置している。水平力は、上部梁端面を水平アクチュエーター押し引きすることにより、正負交番で与えた。部材角 R=1/400, 1/200 で 2 回繰り返す、それまでに破壊に至らない場合は、正側加力力で押し切った。変位は試験体梁中央と基礎の上端の相

表-1 試験体諸元一覧

試験体	壁全長 (mm)	壁厚 (mm)	柱形状 (mm)	内法高さ (mm)	加力点高さ (mm)	M/QD	柱型主筋	柱型帯筋	壁縦筋	壁横筋
No.1	1000	100	100	700	1050	1.05	5-D13 SD490	D6 @75	2-D10 @100 (1.42%)	2-D6 @150 (0.427%)
No.2			×	600						
No.3			100		950	0.95				

表-2 コンクリート材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	37.0	2.65 × 10 <sup>4</sup>
No.2	38.2	3.01 × 10 <sup>4</sup>
No.3	38.4	2.69 × 10 <sup>4</sup>
平均	37.9	2.78 × 10 <sup>4</sup>

表-3 鉄筋材料特性

	規格	経	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
壁縦筋	SD295A	D10	354	485	1.903 × 10 <sup>5</sup>	18.75
壁横筋	SD295A	D6	429	543	1.835 × 10 <sup>5</sup>	29.2
柱型主筋	SD490	D13	526	709	1.863 × 10 <sup>5</sup>	15.06
柱型帯筋	SD295A	D6	429	543	1.835 × 10 <sup>5</sup>	29.2

\*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 博士(工学) (正会員)

対水平変位と矩形断面耐震壁の相対鉛直変位を測定した。また、図-1 に示す位置の鉄筋にひずみゲージを貼りその位置の鉄筋のひずみ度の測定をした。

#### 4. 実験結果

No.1 試験体は  $R=-1/200\text{rad}$ 。ピーク時から除荷を行う際に徐々に除加するところを一気に除加してしまうミスがあった為中断した。この時壁脚部のコンクリートが圧壊しており荷重低下を確認した。しかし、No.2、No.3 試験体の実験を行った結果、曲げ圧壊に起因したせん断破壊であった為、再度正側の単調押し切り載荷で実験を行った。

##### 4.1 破壊状況

実験は、全ての試験体が壁脚部コンクリート圧壊開始後にそれを含む対角方向のコンクリートが大きく剥離した。よって、これらの破壊モードは壁脚部圧壊に起因したせん断破壊であると思われる。最終破壊状況を図-3 に、せん断力～水平変形関係を実験中に起きた事象をプロットして図-4 に、実験結果一覧を表-4 示す。

破壊経過は各試験体とも変形角  $R=1/400\text{rad}$ 。までに曲げひび割れとせん断ひび割れが発生し  $R=1/200\text{rad}$ 。前後で曲げ圧壊の兆しが見られた。その後  $R=1/100\text{rad}$ 。付近で最大耐力に達した後、せん断破壊を生じた。

No.2 試験体は、正負共に変形角  $R=1/200\text{rad}$ 。ピーク付近で主筋が圧縮降伏した。

No.3 試験体は、負側では鉄筋の降伏はなかったが、正側の  $R=1/150\text{rad}$ 。付近で主筋が圧縮降伏し、その後引張降伏した。

No.1 試験体に関しては、2 回目の実験を行った際に鉄筋のひずみ度の計測を行っておらず鉄筋の降伏を確認することが出来なかった。

#### 5. FEM 解析

妥当な解析仮定を確認するため、FEM 解析を行った。FEM 解析には「FINAL」を用いた。解析仮定は昨年度行ったパラメトリック解析<sup>2)</sup>で妥当だと判断したものをを用いた、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>3)</sup>、ひび割れ後のテンションステイフニング特性は出雲らのモデル<sup>4)</sup>( $C=1.0$ ：パラスタの結果、実験結果と解析結果が最も良く対応した係数とした)、ひび割れ面のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル<sup>5)</sup>、圧縮強度時のひずみと軟化域曲線は修正 Ahmad モデル<sup>3)</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 Elmorsiらのモデル<sup>6)</sup>とした。付着強度には靱性指針<sup>7)</sup>に示された付着割裂強度式を用い、強度時のすべりを  $1.0\text{mm}$  とした。

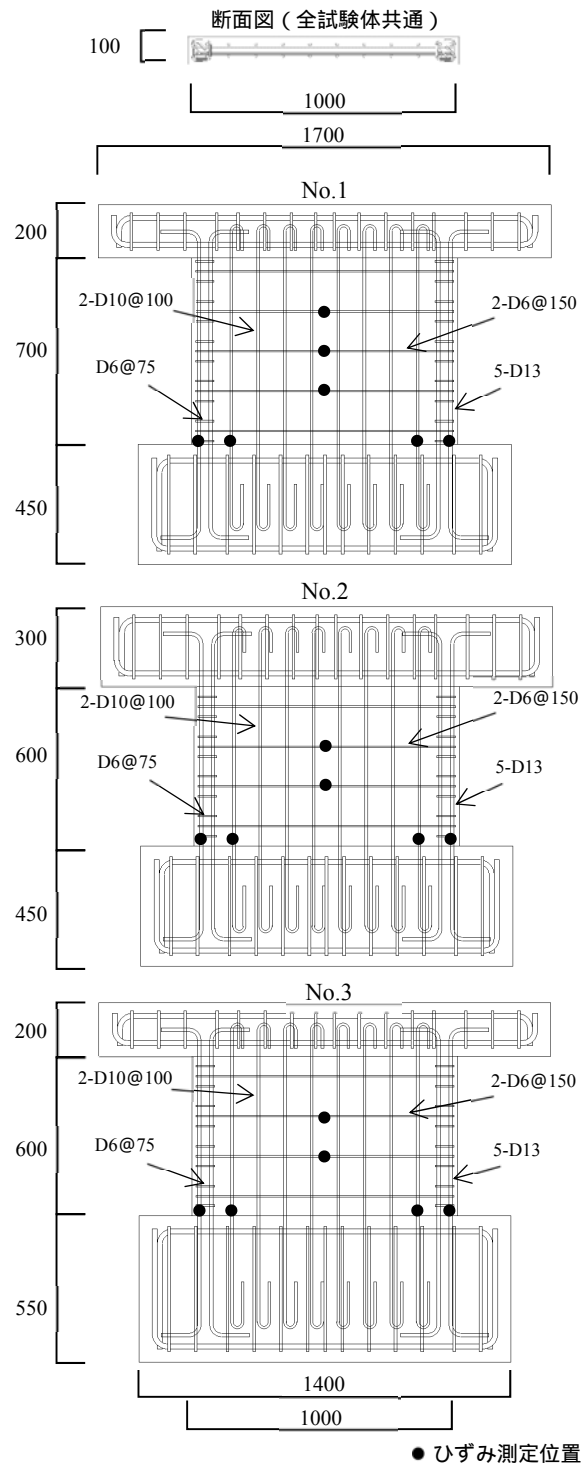


図-1 試験体寸法、配筋状況及びひずみ測定位置

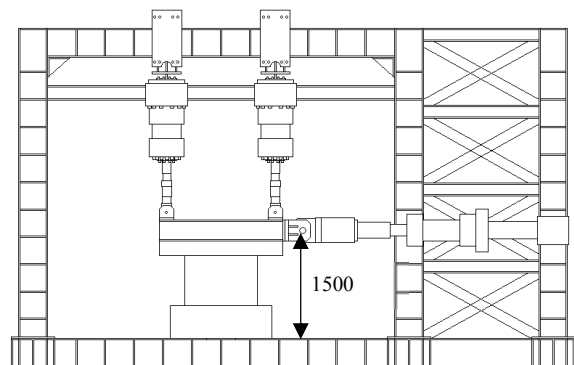


図-2 加力装置

表-4 実験結果一覧

試験体名		曲げ ひび割れ		せん断 ひび割れ		主筋圧縮降伏		主筋引張降伏		最大耐力	
		Q(kN)	δ (mm)	Q(kN)	δ (mm)	Q(kN)	δ (mm)	Q(kN)	δ (mm)	Q(kN)	δ (mm)
No.1	正	248.0	0.34	330.5	0.74	-	-	-	-	623.0	5.02
	負	-219.5	-0.18	-264.0	-0.33	-	-	-	-		
No.2	正	191.5	0.16	270.5	0.55	633.0	4.72	-	-	674.5	5.31
	負	-316.0	-0.28	-181.0	-0.07	-581.0	-2.32	-	-		
No.3	正	248.5	0.36	182.5	0.20	616.5	3.73	651.0	4.65	659.5	5.62
	負	-268.5	-0.37	-241.5	-0.12	-	-	-	-		

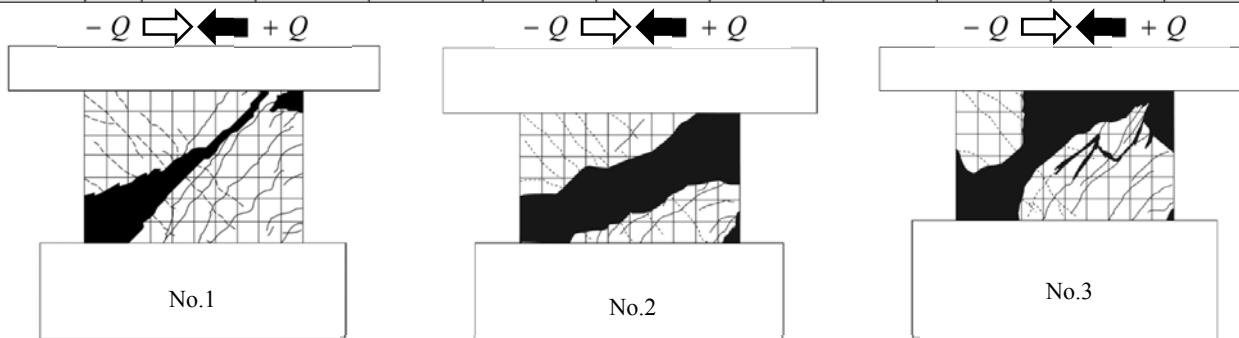


図-3 実験最終破壊状況

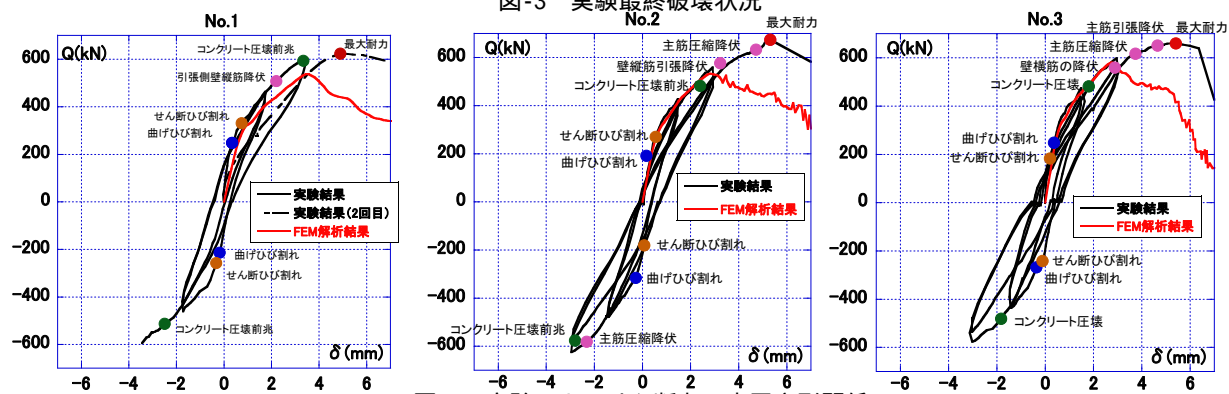


図-4 実験によるせん断力～水平変形関係

この時のコンクリートと鉄筋の材料特性は図-2, 3 に示したものを用了。コンクリートの引張強度に関しては式(1)を用い算出した。基礎スラブの底面を固定し、実験と同様に2箇所で軸力を加え片持ち梁型で加力を行った。

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (1)$$

FEM解析より得られたせん断力～水平変形関係を図-4に実験結果と共に示す。また図-5にFEM解析の最大耐力時の損傷状況図を示す。図-5で黄色い要素はコンクリートが圧縮軟化した要素である。FEM解析では図-5のように全て壁脚部の圧縮端でコンクリートが圧縮軟化した。FEM解析より得られたせん断力～水平変位関係、破壊モードは実験結果と対応したが、最大耐力は実験結果より小さかった。またNo.1試験体の初期剛性の対応も悪かった。これに関しては今後検討したい。

## 6. 実験と計算の比較

実験による最大耐力とFEM解析結果(最大耐力), 計

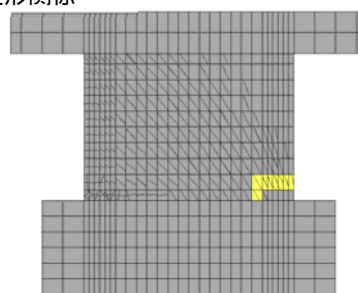


図-5 FEM解析の最大耐力時の損傷状況図  
(黄色部分：コンクリート圧縮軟化)

算による終局強度の値を比較したものを表-5に示す。計算は一般的に使われている既往算定法と筆者らが昨年度提案<sup>2)</sup>したものを、既往算定法はせん断終局強度算定法に広沢式(式(2))を曲げ終局強度算定法に式(3)を用いた。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{\sqrt{M/QD} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_j \quad (2)$$

$$Q_{fu} = (a_c \sigma_{cy} \ell_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} \ell_w + 0.5 N \ell_w) / h \quad (3)$$

提案手法のせん断終局強度算定法<sup>2)</sup>は昨年度修正を行ったものを用いた。このせん断終局強度算定法は図-6に示すトラス抵抗機構を仮定しており、このトラスの斜め圧縮バネ、水平引張バネのいずれかが強度に達した時の強度をせん断終局強度としている。この算定法を式(1)、(4)～(15)に示す。

$$Q_{su} = \max(Q_{cr}, \min(Q_{cc}, Q_{hy})) \quad (4)$$

$$Q_{cc} = \frac{v\sigma_B \sin 2\theta}{2} \ell_a t_w \quad (5)$$

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{hy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} L t_w \quad (6)$$

$$Q_{cr} = (\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \sigma_o}) L t_w / 1.5 \quad (7)$$

$$v = \begin{cases} 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698 \sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (8)$$

$$\ell_a = L - h_a \tan \theta \quad (9)$$

$$h_a = \frac{K_2 \cos \theta \sin^3 \theta}{2K_x} \leq \frac{h_0}{2.7} \quad (10)$$

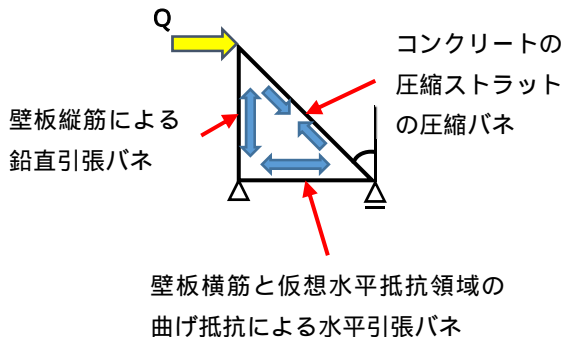


図-6 本提案手法におけるせん断抵抗機構

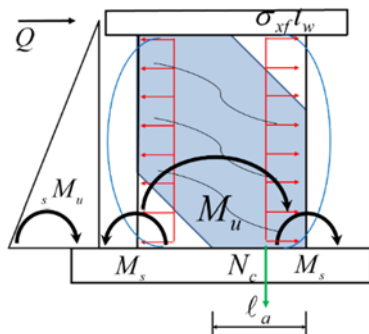


図-7 曲げ強度時における壁脚部の曲げモーメント分布

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y}\right) \cos^4 \theta - 2 \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x}\right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (11)$$

$$K_x = K_f + p_{wh} E_{hs} = \frac{360 E_c I_c (L - \alpha L)}{t_w h_0^4} + p_{wh} E_{hs} \quad (12)$$

$$K_y = 2 p_{we} E_{cs} + p_{wv} E_{vs} \quad (13)$$

$$K_2 = 0.168 \sigma_B^{0.38} E_c \frac{1}{0.01 \sigma_B + 0.8} \quad (14)$$

$$\alpha = 0.206 - 0.0372 \left(\frac{L}{h_0}\right) \leq 0.2 \quad (15)$$

式中の $Q_{cc}$ はコンクリート斜め圧縮バネの強度で決定するせん断終局強度、 $Q_{hy}$ は壁板横筋の降伏で決定するせん断終局強度、 $Q_{cr}$ はせん断ひび割れ強度、 $v$ はコンクリートの圧縮強度の有効係数、 $\ell_a$ は壁脚部の有効長さ、 $h_a$ は圧縮ストラットの最下端から壁脚部の距離、 $\theta$ は主圧縮方向角度、 $K_x$ 、 $K_y$ 、 $K_2$ は水平方向、鉛直方向、斜め圧縮方向の単位面積当たりの平均バネ剛性、 $K_f$ 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、 $\alpha$ は拘束領域の係数である。

提案手法の曲げ終局強度算定法<sup>2)</sup>は昨年度提案したものをを用いた。この曲げ終局強度算定法は図-7に示すようにせん断力の影響によって壁脚部に生じた $M_s$ 、 $M_c$ を考慮した曲げ終局強度算定法で、式(16)～(27)で算出する。

$$M_u = M_u + 2M_s - M_c \quad (16)$$

$$M_u = a_c \sigma_{cy} \ell_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} \ell_w + 0.5 N \ell_w \quad (17)$$

$$M_s = \frac{\sigma_{yf} t_w h_0^2}{12} \quad (18)$$

$$M_c = N_{\alpha} \ell_x \quad (19)$$

$$Q_w = \frac{M_u}{h} \quad (20)$$

$$\sigma_{yf} = \sigma_x \frac{K_f}{K_x} \quad (21)$$

$$\sigma_x = \tau \tan \theta = \frac{Q_w}{t_w L} \tan \theta \quad (22)$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_x}{\tan^2 \theta} \quad (23)$$

$$N_{\alpha} = \frac{w \sigma_{yf} t_w (\ell_a - \alpha L)}{2} \quad (24)$$

表-5 実験と計算の最大値の比較

	実験 最大耐力 (kN)	FEM 解析		既往算定法			提案手法		
		最大耐力 (kN)	強度比	せん断 (kN)	曲げ (kN)	強度比	せん断 (kN)	曲げ(引張) (kN)	強度比
No.1	623	537	1.160	423	776	1.473	725	669	0.931
No.2	675	533	1.266	423	776	1.596	737	675	1.000
No.3	660	581	1.136	429	858	1.538	737	734	0.899

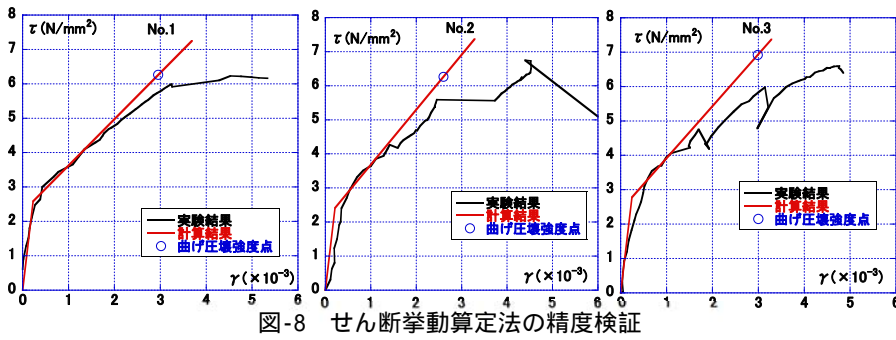


図-8 せん断挙動算定法の精度検証

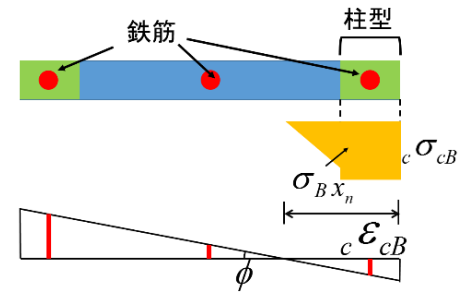


図-9 曲げ圧壊強度算定時の仮定条件

$$\sigma_y t_w L = \frac{c \sigma_y \ell_a t_w}{2} \quad (25)$$

$$w \sigma_y = \frac{2 \sigma_y L (\ell_a - \alpha L)}{\ell_a^2} \quad (26)$$

$$\ell_x = \frac{2 \ell_a + \alpha L}{6} \quad (27)$$

式中の  $\theta$ ,  $K_x$ ,  $K_y$  はせん断終局強度算定法の時のものと同じである。 $M_u$  は既往算定法による仮の曲げ強度,  $Q_u$  は仮の曲げ強度時のせん断力,  $M_s$  は壁脚部に生じる曲げモーメント,  $M_c$  は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,  $\sigma_y$  は水平方向応力度から壁板横筋の負担分を差し引いた水平方向応力度,  $\sigma_x$  は水平方向応力度,  $\sigma_y$  は鉛直方向応力度,  $N_{ac}$  は壁脚部壁内圧縮領域の圧縮力,  $w \sigma_y$  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,  $\ell_x$  は圧縮側仮想水平抵抗領域の中心から  $N_{ac}$  までの距離である。これらの式に用いた記号に関しては、参考文献<sup>1)2)</sup>を参照願いたい。

実験による最大耐力と計算値を比較した結果、既往算定法と提案手法は実験値との対応が悪かった。また、実験では壁脚部のコンクリートの圧壊開始後にそれを含む対角方向のコンクリートが大きく剥離した。よって、これらの破壊モードは壁脚部圧壊に起因したせん断破壊であると思われる。昨年度までは曲げ圧壊強度を考慮していなかったが、実験の結果、曲げ圧壊によって終局強度が決定する可能性があることが分かった為、曲げ圧壊強度算定法を考案した。これに関しては、7章で詳述する。

また、実験結果を用い昨年度提案を行ったせん断挙動算定法<sup>2)</sup>の精度検証をした結果を図-8に示す。昨年度提案したせん断挙動算定法は式(28)~(30)で算出する。

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

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

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

式中の  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_2$ ,  $\theta$  はせん断終局強度算定法の物

と同じである。 $G_{irs}$  はトラス剛性,  $\gamma_{su}$  はせん断終局強度時のせん断ひずみ度,  $\gamma_0$  軸方向力によって進展が遅れる分のせん断ひずみ度である。この算定法についても参考文献<sup>2)</sup>を参照願いたい。

図-8より実験と計算とのせん断ひび割れ後から曲げ圧壊強度までの挙動が実験と計算のせん断挙動は概ね良好に対応したことが分かった。

## 7. 曲げ圧壊強度算定法

### 7.1 曲げ圧壊強度算定法の検討

この算定法は圧縮側の圧縮領域のコンクリート圧縮応力度を定め、その時の圧縮ひずみ度を崎野の提案式<sup>8)</sup>で算出し、平面保持を仮定することにより曲げ圧壊強度を算定するものである。圧縮側柱領域のコンクリートは帯筋による拘束効果を考慮して崎野の提案手法<sup>8)</sup>でコンクリート圧縮強度を増大させ、その境目は増大させる理由がないため、コンクリート圧縮強度とし、中立軸までの応力度分布を三角形分布とした。この仮定を図-9に示す。

図-9の仮定より曲げ圧壊時の断面力を用い圧縮側端部からのモーメントを求めると式(31)となる。

$$M_u = T_{sc} \left( L - \frac{D}{2} \right) + (T_{sw} + N) \frac{L}{2} + C_{c2} \frac{x_n + 2D}{3} + (C_{sc} + C_{c1}) \frac{D}{2} \quad (31)$$

式(31)中の  $L$ ,  $D$  は耐震壁の全長と柱型の幅,  $T_{sc}$ ,  $T_{sw}$ ,  $C_{sw}$ ,  $C_{c1}$ ,  $C_{c2}$  は鉄筋とコンクリートの断面力で式(32)~(36)で算出する。

$$T_{sc} = \phi \left( L - \frac{D}{2} - x_n \right) a_{sc} E_{sc} \quad (32)$$

$$T_{sw} = \phi \left( \frac{L}{2} - x_n \right) a_{sw} E_{sw} \quad (33)$$

$$C_{sc} = \phi \left( \frac{D}{2} - x_n \right) a_{sc} E_{sc} \quad (34)$$

$$C_{c1} = -\sigma_{cB} t_w D \quad (35)$$

$$C_{c2} = -\frac{\sigma_B t_w}{2} (x_n - D) \quad (36)$$

式(32)~(36)中の  $a_{sc}$ ,  $a_{sw}$  は柱型部分と壁部分の縦筋の全断面積,  $E_{sc}$ ,  $E_{sw}$  は柱型部分と壁部分の縦筋のヤング係数,  $\phi$  は曲げ圧壊強度時の曲率で式(37)で算出する。



表-6 実験と計算の最大値の比較

	実験 最大 耐力	提案手法			
		せん断	曲げ (引張)	曲げ 圧壊	強度比
No.1	623	725	669	626	0.995
No.2	675	737	675	626	1.078
No.3	660	737	734	657	1.005

$$\phi = \frac{c \epsilon_{cb}}{x_n - D/2} \quad (37)$$

また中立軸位置  $x_n$  は軸力  $N$  と  $T_{sc}$ ,  $T_{sw}$ ,  $C_{sw}$ ,  $C_{cl}$ ,  $C_{c2}$  の力のつり合いより算出すると式 (38) となる。

$$-\frac{\sigma_B t_w}{2} x_n^2 + \left\{ N - \left( c \sigma_{cb} - \frac{3}{4} \sigma_B \right) t_w D - c \epsilon_{cb} (2a_{sc} E_{sc} + a_{sw} E_{sw}) \right\} x_n + \left\{ c \epsilon_{cb} L \left( a_{sc} E_{sc} + \frac{1}{2} a_{sw} E_{sw} \right) + \left( \frac{c \sigma_{cb}}{2} - \frac{\sigma_B}{4} \right) t_w D^2 - \frac{D}{2} N \right\} = 0 \quad (38)$$

式中の  $c \sigma_{cb}$ ,  $c \epsilon_{cb}$  は圧縮領域のコンクリート圧縮応力度とその時の圧縮ひずみ度で崎野の提案式<sup>8)</sup>で算出する。

### 7.2 実験結果との比較

実験結果と計算値の比較したものを表-6 に示す。比較した結果、実験による最大耐力は曲げ圧壊強度算定結果と良好に対応した。

### 7.3 パラメトリック解析結果との比較

FEM によるパラメトリック解析結果は昨年度実施したものである。パラメーターに関しては昨年度論文<sup>2)</sup>を参考願いたい。昨年度この結果を用い、せん断終局強度算定法の精度検証<sup>2)</sup>を行った結果、コンクリート圧縮強度が大きくなるに従って計算値が解析値よりも大きくなる傾向がある事が分かった。今回はこのパラメトリック解析用いて曲げ圧壊強度算定法も考慮し終局強度算定法の精度検証した結果を昨年度の結果と比較し、図-10 に示す。この結果、曲げ圧壊を考慮した方が算定精度がやや改善することが分かった。しかし、ばらつきがやや大きくなり、FEM 解析の精度と曲げ圧壊強度算定法に関しては、FEM 解析手法も含め、今後さらなる検討が必要と思われる。

## 8. まとめ

昨年度、修正したせん断終局強度算定法と提案した曲げ終局強度算定法、せん断挙動算定法の精度確認のために鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁の実験を行った。実験は内法高さと加力点高さの差によるせん断終局強度の違いを確認するために実施した。試験体は計3体である。

実験結果は3体とも曲げ圧壊に起因したせん断破壊であった。これらの最大耐力と計算による終局強度は対応が悪かった。また計算による破壊モードと実験の破壊モードは対応しなかった。そこで、曲げ圧壊算定法を検討した。

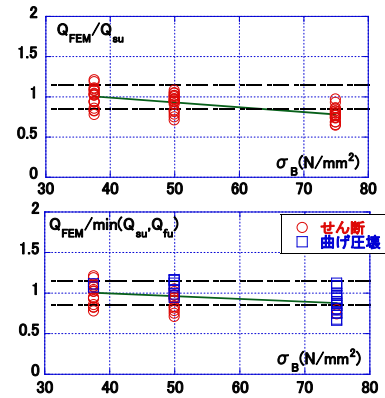


図-10 パラメトリック解析結果を用いた精度検証  
(上：せん断のみ 下：曲げ圧壊も考慮)

曲げ圧壊強度算定法は実験の最大耐力と良好に対応した。また、昨年度行ったパラメトリック解析結果を用い曲げ圧壊強度算定法を考慮し精度検証を行った結果、やや算定精度が改善された。しかし、ばらつきがやや大きくなり、今後さらなる検討が必要と思われる。

<謝辞>

試験体を製作するにあたり、株式会社神戸製鋼所より柱部分主筋(D13:SD490)を提供していただいた。ここに深く謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 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, pp277~282, 2017
- 2) 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弾塑性挙動算定法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol40, No.2, 277-282, 2018.7
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) Elmosri, 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, pp490-505, 2000
- 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, 1999.8
- 8) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束された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461号, pp.95-104, 1994.7