RC 単独耐震壁の壁板を囲う柱・梁のせん断強度

STUDY ON SHEAR STRENGTH OF COLUMNS AND BEAMS SURROUNDING
A WALL PANEL OF REINFORCED-CONCRETE FRAMED SHARE WALLS小野里 憲一^{*1}, 兼 平 雄 吉^{*2}

Norikazu ONOZATO and Yukichi KANEHIRA

Authors have proposed macroscopic elasto-plasticity analytic model¹⁾, limit-analysis model²⁾, and simplified model³⁾ as evaluation modelings of maximum strength of isolated reinforced-concrete framed shear walls. These models have the feature to use the stress of columns and beams surrounding a wall panel for calculation of maximum strength of framed share walls. Then, this study evaluates shear strength of columns and beams of framed share walls from experimental results by applying the simplified model. And, the following equation was drawn as an expression of those relations.

$$\tau_u = 0.135\sigma + 0.805p_w \cdot \sigma_y + 0.059\sigma_B$$

Keywords : Reinforced-Concrete, Framed Shear Wall, Column, Beam, Shear Strength, Analytical Accuracy

鉄筋コンクリート, 耐震壁, 柱, 梁, せん断強度, 解析精度

1. はじめに

筆者らは、単独耐震壁の最大強度の評価モデルとして、マクロな弾塑性解析モデル¹⁾、極限解析モデル²⁾、および簡略モデル³⁾を提案してきた。弾塑性解析モデルは、壁板を置換した傾斜した圧縮ストラットと柱および梁で構成され、それぞれの部材に構成則を設定して弾塑性解析を行った。極限解析モデルは、弾塑性解析モデルの最大強度時の応力状態をもとに、極限解析法に基づいて構築したモデルで、その解析結果は弾塑性解析の結果と同様に解析値が実験値を捉えることができることを確認した。簡略モデルは極限解析モデルの解析を簡略したモデルで、計算値が極限解析モデルの解析値と変わらないことを確認した。これらのモデルは耐震壁の最大強度の解析に壁板を囲う柱と梁の応力を計算に用いるという特徴がある。

柱と梁のせん断強度式には、耐震壁の構成部材としてのせん断強度式と、オープンプレームの構成部材としてのせん断強度式が存在する。それらの提案モデルでは、耐震壁の構成部材として富井ら⁴⁾、小野ら⁵⁾のせん断強度式、またオープンプレームの構成部材として日本建築学会「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」⁶⁾のせん断強度式、および「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」⁷⁾からせん断強度の下限式や推定式を用いてそれらの解析精度を検証した。その結果、3つの解析モデルに共通して、柱・梁のせん断強度にいずれの強度式を採用しても、柱・梁のせん断破壊を考慮しない解析に比較して解析精度が向上すること、また解析精度は採用するせん断強度式に左右されることを示した^{1)~3)}。つまり、柱と梁のせん断強度の評価が重要といえる。

表 1 選定条件

①試験体の形状及び配筋は上下左右対称である。
②加力形式は対角加力である。
③柱、梁及び壁のせん断補強筋比が0.2%以上1.2%以下である。
④耐震壁の構成部材は鉄筋コンクリート造で鉄骨を内蔵しない。
⑤耐震壁の梁部材がスラブ付の試験体は除く。

そこで、本研究は文献3)に示した簡略モデルを応用して柱と梁のせん断強度を耐震壁の実験結果から求め、柱と梁のせん断強度式を導くことを目的としている。

2. 柱と梁のせん断強度式の誘導に用いる試験体

せん断強度式の誘導に用いる試験体は、過去に国内で行われた単独耐震壁の実験に用いられた試験体の中から、表1の条件を満足する試験体を選定した。簡略モデルに適用できる条件として①と②、鉄筋コンクリート造として特殊な試験体を除くための条件として③と④、また、梁が柱と同じように評価できる条件として⑤を加えて65体^{8)~20)}が選定できた。なお、②の対角加力には図1に示すように対角圧縮加力と対角圧縮引張加力の2種類があるが、選定された試験体はすべて対角圧縮加力である。

以下に選定した65体の試験体の主なパラメータの範囲を示す。

- 1) コンクリート強度 $\sigma_B = 21.6 \sim 47.9(33.2) \text{ N/mm}^2$
- 2) アスペクト比 $\zeta = h'/l' = 0.44 \sim 1.00(0.53)$

^{*1} 工学院大学 教授・博士(工学)

^{*2} 基礎開発機構 修士(工学)

Prof., Kogakuin Univ., Dr.Eng.

Foundation Development Organization, M.Eng.

- 3) 壁板の厚さ $t=15\sim70(26)\text{mm}$
 $【t=90\sim253(159)\text{mm}】$
- 4) 壁板の縦横補強筋比 $p_{sv}=p_{sh}=0.2\sim1.06(0.60)\%$
- 5) 柱の断面寸法 $c_b\times c_D=50\sim250(114)\text{mm}$
 $\times 50\sim250(116)\text{mm}$
 $【c_b\times c_D=316\sim789(730)\text{mm}\times 273\sim938(739)\text{mm}】$
- 6) 柱の全主筋比 $c_{pg}=0.95\sim3.37(1.55)\%$
- 7) 柱全主筋降伏強度 $c_g \sigma_y=261\sim531(390)\text{N/mm}^2$
- 8) 帯筋比 $c_{pw}=0.32\sim1.07(0.78)\%$
- 9) 帯筋降伏強度 $c_w \sigma_y=175\sim360(240)\text{N/mm}^2$
- 10) 柱の定軸力比 $N_0/(\sigma_B\cdot c_b\cdot c_D)=0\sim0.41(0.21)$
- 11) 梁の断面寸法 $b_b\times b_D=50\sim500(129)\text{mm}$
 $\times 50\sim500(200)\text{mm}$
 $【b_b\times b_D=316\sim1500(787)\text{mm}\times 273\sim1516(1288)\text{mm}】$
- 12) 梁の全主筋比 $b_{pg}=1.42\sim2.54(2.17)\%$
- 13) 梁全主筋降伏強度 $b_g \sigma_y=261\sim461(320)\text{N/mm}^2$
- 14) あばら筋比 $b_{pw}=0.53\sim0.91(0.70)\%$
- 15) あばら筋降伏強度 $b_w \sigma_y=199\sim360(255)\text{N/mm}^2$
- 16) せん断スパン比 $M/(Q\cdot \ell)=0.22\sim0.50(0.26)$

ここで、()内の数値は平均値を示し、【 】内の数値は柱の内法高さを 3000mm とした場合の概算実大寸法を示す。

3. 柱と梁の応力の算定

(1) モデルの仮定

文献 3)に示した簡略モデルの構成部材は、壁板を置換した圧縮ストラット、縦・横補強筋、および柱と梁からなり、最大強度時に以下の応力状態にあると仮定している。

- 1) 圧縮ストラットは、圧縮強度 $0.63\sigma_B^{21)}$ で降伏の状態にある。
- 2) 縦・横補強筋は、引張降伏の状態にある。
- 3) 柱または梁の圧縮加力端は下記イとロのいずれかの状態にあり、部材の中間部の曲げモーメントは終局強度を超えない。
 イ. 柱または梁の曲げモーメントが終局強度に達している。
 ロ. 柱または梁のせん断力が終局強度に達している。

上記の仮定 1) と 2) より、柱と梁には壁から図 2 に示すような力が作用する。また、仮定 3) における圧縮加力端で柱または梁の曲げモーメントが終局強度に達している場合を図 3(a)と(b)に、せん断力が終局強度に達している場合を図 3(c)と(d)に示す。柱や梁のせん断破壊位置は、対象とした試験体の破壊状況から観察されており、柱梁接合部内では破壊せず仕口面の外側から 45° 方向にひび割れて破壊している。これは、対象とした試験体では柱梁接合部が加力点となっており、柱梁接合部で破壊しないように頑丈に製作されているためである。文献 3)の耐震壁の最大強度の計算では図 3 に示す(a)から(d)を考慮している。本研究では図 3(c)と(d)に示すせん断力 cQ_s 、 bQ_s と軸力 cN_s 、 bN_s を実験結果から求める。柱と梁の応力を算定するための切断法による計算モデルの仮定を図 4 に示す。図 4 の(a)は柱がせん断破壊する場合のモデルで、(b)は梁がせん断破壊する場合のモデルである。さらに、それぞれ圧縮ストラットの傾斜角 θ に応じて 2 種類のモデルを示している。これらの図は文献 3)で示した柱または梁がせん断破壊する場合のモデルと同じであるが、選定した全ての試験体が対角圧縮加力であったことから、対角圧縮引

図 1 対角加力の種類

図 2 柱と梁に壁板から作用する応力

図 3 圧縮加力端の柱と梁の破壊パターン

張加力にかかわる記述を削除している。図 5 は文献 2)に示した極限解析モデルであり、図 4(a)の右の図は太い線の位置で切断したモデルと一致する。なお、採用する試験体が対角加力であることから、計算に使用する力のつり合い条件は鉛直方向と水平方向で済む。柱と梁端の応力は図 3 に示すように軸力、せん断力、曲げモーメントが存在するが、図 4 では計算に必要な曲げモーメントの記載を省略している。

モデルに使用する記号の一覧を図 4 の最下段に示す。

(2) 柱と梁のせん断力の算定

図 4(a)で $\tan \theta < (h'-2c_D)/\ell'$ のときの耐震壁の最大強度 Q_{exp1} と $\tan \theta \geq (h'-2c_D)/\ell'$ のときの耐震壁の最大強度 Q_{exp2} は、水平力のつり合いから式(1)と式(2)で表すことができる。

$$Q_{exp1} = 2cQ_s + wH_s - wH_{cl} \quad \dots (1)$$

		(a)柱がせん断破壊する場合		(b)梁がせん断破壊する場合	
θ		$\tan \theta < (h'-2cD)/\ell'$	$(h'-2cD)/\ell' \leq \tan \theta$	$\tan \theta < h'/(\ell'-2bD)$	$h'/(\ell'-2bD) \leq \tan \theta$
最大強度時の応力の仮定					
		$Q_{exp} = P_h$	$Q_{exp} = P_h$	$Q_{exp} \cdot \tan \theta_p = P_v$	$Q_{exp} \cdot \tan \theta_p = P_v$
式		$cQ_s = (Q_{exp} - wH_s - wH_{c1})/2$ $wH_s = p_{sh} \cdot \sigma_y \cdot t \cdot (h' - 2cD)$ $wH_{c1} = 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot t \{ \ell' \cdot \sin \theta_c - (h' - 2cD) \cos \theta \}$ $cN_s = (P_v + wV_r + wV_c + 2N_0)/2$ $wV_r = p_{sv} \cdot \sigma_y \cdot t \cdot \ell'$ $wV_c = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot t \{ -\ell' \cdot \sin \theta + (h' - 2cD) \cos \theta \}$ $P_v = Q_{exp} \cdot \tan \theta_p$		$bQ_s = (Q_{exp} \cdot \tan \theta_p - wV_s - wV_b)/2$ $wV_s = p_{sv} \cdot \sigma_y \cdot t \cdot (\ell' - 2bD)$ $wV_b = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot t \{ -(\ell' - 2bD) \sin \theta + h' \cdot \cos \theta \}$ $bN_s = (P_h + wH_r + wH_b)/2$ $wH_r = p_{sh} \cdot \sigma_y \cdot t \cdot h'$ $wH_b = 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot t \{ (\ell' - 2bD) \sin \theta - h' \cdot \cos \theta \}$ $P_h = Q_{exp}$	
	記号	cD : 柱のせい, bD : 梁のせい, ℓ' : 壁の内法幅, h' : 壁の内法高さ, P : 対角加力, P_v : 対角加力 P の鉛直成分, P_h : 対角加力 P の水平成分, σ_B : コンクリートの圧縮強度, θ : 圧縮ストラットの傾斜角, θ_p : 対角加力の傾斜角, Q_{exp} : 耐震壁の最大強度, N_0 : 柱 1 本あたりの定軸力, cQ_s : 柱のせん断力, bQ_s : 梁のせん断力, cN_s : 柱の軸方向力, bN_s : 梁の軸方向力, wH_s , wH_r : 補強筋の水平力, wV_r , wV_s : 補強筋の鉛直力, wH_{c1} , wH_b : 壁の中央付近の圧縮ストラットの水平力, wV_c , wV_b : 壁の中央付近の圧縮ストラットの水平力, t : 壁厚, $p_{sh} \cdot \sigma_y$: 壁の横補強筋の補強筋比と降伏強度の積, $p_{sv} \cdot \sigma_y$: 壁の縦補強筋の補強筋比			

図 4 柱・梁がせん断破壊する場合の応力状態の仮定

$$Q_{exp2} = 2cQ_s + wH_s + wH_{c2} \quad \dots (2)$$

ここで, wH_s は補強筋の水平力, wH_{c1} と wH_{c2} は圧縮ストラットの水平力で, 式(3)～式(5)で計算できる。

$$wH_s = p_{sh} \cdot \sigma_y \cdot t \cdot (h' - 2cD) \quad \dots (3)$$

$$wH_{c1} = 0.63 \sigma_B \cdot \cos^2 \theta \cdot t \cdot h_c$$

$$= 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot t \{ -\ell' \cdot \sin \theta + (h' - 2cD) \cos \theta \} \quad \dots (4)$$

$$wH_{c2} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t \cdot \ell_c$$

$$= 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot t \{ \ell' \cdot \sin \theta - (h' - 2cD) \cos \theta \} \quad \dots (5)$$

式(4)と式(5)の関係において $wH_{c1} = -wH_{c2}$ であることから,

$$wH_c = -wH_{c1} = wH_{c2}$$

$$= 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot t \{ \ell' \cdot \sin \theta - (h' - 2cD) \cos \theta \} \quad \dots (6)$$

とすると, 式(1)と式(2)はともに式(7)で表すことができる。

$$Q_{exp} = 2cQ_s + wH_s + wH_c \quad \dots (7)$$

式(7)から, 柱のせん断力 cQ_s について整理すると式(8)が得られる。

$$cQ_s = (Q_{exp} - wH_s - wH_c)/2 \quad \dots (8)$$

同様に, 梁のせん断力 bQ_s は, 図 4(b)より鉛直力のつり合いから式(9)が得られる。

$$bQ_s = (Q_{exp} \cdot \tan \theta_p - wV_s - wV_b)/2 \quad \dots (9)$$

ここで, wV_s は補強筋の鉛直力, wV_b は圧縮ストラットの鉛直力で, 式(10), 式(11)で計算できる。

$$wV_s = p_{sv} \cdot \sigma_y \cdot t \cdot (\ell' - 2bD) \quad \dots (10)$$

$$wV_b = wV_{b1} = -wV_{b2}$$

$$= 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot t \{ -(\ell' - 2bD) \sin \theta + h' \cdot \cos \theta \} \quad \dots (11)$$

(3) 柱と梁の軸方向力の算定

柱の軸方向力 cN_s は, 鉛直方向の力のつり合いにより, 図 4(a)の $\tan \theta < (h' - 2cD)/\ell'$ のとき式(12), $\tan \theta \geq (h' - 2cD)/\ell'$ のとき式(13)を得る。

$$cN_{s1} = (P_v + wV_r + wV_{c1} + 2N_0)/2 \quad \dots (12)$$

図 5 文献 2)の極限解析モデル

$$cN_{s2} = (P_v + wV_r - wV_{c2} + 2N_0)/2 \quad \dots (13)$$

ここで, P_v は対角加力の鉛直成分で, 耐震壁の最大強度 Q_{exp} を用いて式(14)で表すことができる。

$$P_v = Q_{exp} \cdot \tan \theta_p \quad \dots (14)$$

wV_r は補強筋の鉛直力, wV_{c1} と wV_{c2} は圧縮ストラットの鉛直力で, 式(15)～式(17)で計算できる。

$$wV_r = p_{sv} \cdot \sigma_y \cdot t \cdot \ell' \quad \dots (15)$$

$$wV_{c1} = 0.63 \sigma_B \cdot \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t \cdot h_c$$

$$= 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot t \{ -\ell' \cdot \sin \theta + (h' - 2cD) \cos \theta \} \quad \dots (16)$$

$$wV_{c2} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin^2 \theta \cdot t \cdot \ell_c$$

$$= 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot t \{ \ell' \cdot \sin \theta - (h' - 2cD) \cos \theta \} \quad \dots (17)$$

式(16)と式(17)の関係で, $wV_{c1} = -wV_{c2}$ であることから,

$$\begin{aligned} {}_wV_c &= {}_wV_{c1} = -{}_wV_{c2} \\ &= 0.63 \sigma_B \sin \theta \cdot t \{ -\ell' \sin \theta + (h' - 2cD) \cos \theta \} \quad \dots (18) \end{aligned}$$

とすると、式(12)と式(13)はともに式(19)で表すことができる。

$${}_cN_s = (P_v + {}_wV_r + {}_wV_c + 2N_0)/2 \quad \dots (19)$$

N_0 は柱1本あたりの定軸力である。

同様に、梁の軸方向力 ${}_bN_s$ は、図 4(b)より水平方向の力のつり合いから式(20)が得られる。

$${}_bN_s = (P_h + {}_wH_r + {}_wH_b)/2 \quad \dots (20)$$

ここで、 P_h は対角加力の水平成分で、耐震壁の最大強度 Q_{exp} を用いて式(21)で表すことができる。

$$P_h = Q_{exp} \quad \dots (21)$$

また、 ${}_wH_r$ は補強筋の鉛直力、 ${}_wH_b$ は圧縮ストラットの鉛直力で、それぞれ、式(22)、式(23)で計算できる。

$${}_wH_r = p_{sh} \cdot \sigma_y \cdot t \cdot h' \quad \dots (22)$$

$$\begin{aligned} {}_wH_b &= -{}_wH_{b1} = {}_wH_{b2} \\ &= 0.63 \sigma_B \cos \theta \cdot t \{ (\ell' - 2bD) \sin \theta - h' \cos \theta \} \quad \dots (23) \end{aligned}$$

これらの式を整理したのが図 4 の中段に示す式である。適当な圧縮ストラットの傾斜角 θ を与え、 Q_{exp} に実験による耐震壁の最大強度を用いれば、最大強度時の柱のせん断力と軸方向力、および梁のせん断力と軸方向力を求めることができる。

4. 柱と梁のせん断強度式

表 2 は選定した 65 体の試験体を図 4 の方法で、耐震壁の最大強度時の柱と梁のせん断力と軸方向力を計算し、既往のせん断強度式に採用されている代表的な因子の相関を調べた結果である。なお、表 2 の計算に使用した圧縮ストラットの傾斜角 θ は、文献 3)の耐震壁の最大強度を計算する簡略モデルによる柱と梁のせん断破壊を考慮しない場合の計算で最大強度を得たときの傾斜角を用いている。表 2(a)より柱と梁のせん断応力度 τ は軸応力度 σ とコンクリートの圧縮強度 σ_B との相関が高いことがわかる。表 2(b)はそれらの因子をコンクリートの圧縮強度 σ_B で除すことで無次元化して相関を調べた結果である。表 2(a)ではせん断応力度 τ に対して相関がほとんどなかったせん断補強に関する因子 $p_w \cdot w \sigma_y$ が表 2(b)では相関が高くなっている。表 2(b)では主筋に関する因子 $p_g \cdot g \sigma_y$ にも τ との相関が表れたが、 $p_w \cdot w \sigma_y$ ほどは高くない。この結果から、本論では柱と梁のせん断強度をコンクリートの圧縮強度 σ_B 、軸応力度 σ およびせん断補強筋の補強量 $p_w \cdot w \sigma_y$ との関数であると仮定する。なお、表 2 の統計では、柱と梁のうち、最大強度の決定に寄与した方の部材のせん断応力度 τ と軸応力度 σ を採用している。

図 6 はせん断応力度 τ 、軸応力度 σ およびせん断補強筋の補強量 $p_w \cdot w \sigma_y$ をコンクリートの圧縮強度 σ_B で無次元化して、三次元グラフで示している。ただし、グラフのプロットは柱と梁は区別せずに 65 体 $\times$ 2(柱+梁) = 130 点が描かれている。縦軸がせん断力、横軸が軸方向力、奥行きがせん断補強筋の影響を示している。

図 6 の 3 次元グラフのプロットの高さは、柱や梁が受け持つことのできたせん断応力度の大きさを表しており、空間の上に行くほど大きなせん断応力度を受けたことを示している。もしこの中で、柱や梁がせん断破壊したデータを抽出でき、それらを近似できる曲面をこの空間に描くことができれば、その曲面の式がせん断強度式となる。

ここでは、柱と梁のせん断強度式は図 6 の空間で傾きをもった平面として存在すると仮定する。式を平面と仮定したのは、誘導するせん断強度式を複雑にしないため、および、曲面を定義するための十分な精度を持つ試験体数が不足すると判断したためである。その平面の式は α_1 、 α_2 、 α_3 の未知の係数をもつ式(24)であらわされる。

$$\frac{\tau}{\sigma_B} = \alpha_1 \frac{\sigma}{\sigma_B} + \alpha_2 \frac{p_w \cdot w \sigma_y}{\sigma_B} + \alpha_3 \quad \dots (24)$$

よって、せん断強度 τ_u は式(25)になる。

$$\tau_u = \alpha_1 \cdot \sigma + \alpha_2 \cdot p_w \cdot w \sigma_y + \alpha_3 \cdot \sigma_B \quad \dots (25)$$

5. 柱と梁のせん断強度式の誘導

(1) 圧縮ストラットの傾斜角の算定

柱と梁のせん断強度式の誘導に用いる圧縮ストラットの傾斜角 θ は、極限解析法の下界定理に基づき、 θ を変化させた中で、耐震壁の最大強度が最も大きくなるときの傾斜角とする。

柱の終局時のせん断力 ${}_cQ_u$ は、式(25)のせん断強度 τ_u を用いて次のよう表すことができる。

$${}_cQ_u = \tau_u \cdot {}_c b \cdot D \quad \dots (26)$$

図 4 の仮定に基づき誘導された柱のせん断力の式(8)で、 ${}_cQ_s$ を式(26)の ${}_cQ_u$ に置き換えると式(27)のようになる。

$$\begin{aligned} {}_cQ_u &= (Q_{exp} - {}_wH_s - {}_wH_c)/2 \\ \tau_u \cdot {}_c b \cdot D &= (Q_{exp} - {}_wH_s - {}_wH_c)/2 \end{aligned}$$

表 2 セン断応力度と各因子の相関関係

(a)せん断応力度と各因子の相関関係

相関係数	τ	σ	$p_w \cdot w \sigma_y$	p_g	$p_g \cdot g \sigma_y$	σ_B
τ	1.00	—	—	—	—	—
σ	0.62	1.00	—	—	—	—
$p_w \cdot w \sigma_y$	0.09	0.07	1.00	—	—	—
p_g	-0.28	-0.42	0.25	1.00	—	—
$p_g \cdot g \sigma_y$	-0.35	-0.51	0.19	0.89	1.00	—
σ_B	0.45	0.38	-0.23	-0.43	-0.44	1.00

(b)コンクリート強度 σ_B で無次元化した場合の相関関係

相関係数	τ / σ_B	σ / σ_B	$p_w \cdot w \sigma_y / \sigma_B$	$p_g \cdot g \sigma_y / \sigma_B$
τ / σ_B	1.00	—	—	—
σ / σ_B	0.49	1.00	—	—
$p_w \cdot w \sigma_y / \sigma_B$	0.49	0.21	1.00	—
$p_g \cdot g \sigma_y / \sigma_B$	0.25	-0.20	0.56	1.00

【記号】 τ : セン断応力度、 σ : 軸応力度、 p_w : セン断補強筋比、 $w \sigma_y$: セン断補強筋降伏強度、 p_g : 全主筋比、 $g \sigma_y$: 主筋降伏強度、 σ_B : コンクリートの一軸圧縮強度

図 6 $\tau / \sigma_B - \sigma / \sigma_B - p_w \cdot w \sigma_y / \sigma_B$ の関係

$$(\alpha_1 \cdot \sigma + \alpha_2 \cdot p_w \cdot w \sigma_y + \alpha_3 \cdot \sigma_B) \cdot c_b \cdot c_D = (Q_{\text{exp}} - wH_s - wH_c)/2 \quad \dots (27)$$

さらに、軸応力度 σ に式(19)の cN_s を用い、 P_v に式(14)を用いて表すと次のようになる。

$$\begin{aligned} \alpha_1(P_v + wV_r + wV_c + 2N_0)/2 + (\alpha_2 \cdot p_w \cdot w \sigma_y + \alpha_3 \cdot \sigma_B) \cdot c_b \cdot c_D \\ = (Q_{\text{exp}} - wH_s - wH_c)/2 \\ \alpha_1(Q_{\text{exp}} \cdot \tan \theta_p + wV_r + wV_c + 2N_0)/2 \\ + (\alpha_2 \cdot p_w \cdot w \sigma_y + \alpha_3 \cdot \sigma_B) \cdot c_b \cdot c_D = (Q_{\text{exp}} - wH_s - wH_c)/2 \quad \dots (28) \end{aligned}$$

柱がせん断破壊する場合の耐震壁の最大強度 cQ_{cal} は、式(28)の Q_{exp} を cQ_{cal} に置き換えて、 cQ_{cal} について整理すると次のようになる。

$$cQ_{\text{cal}} = \{ \alpha_1 \cdot (wV_r + wV_c + 2N_0) + 2(\alpha_2 \cdot p_w \cdot w \sigma_y + \alpha_3 \cdot \sigma_B) \cdot c_b \cdot c_D + wH_s + wH_c \} / (1 - \alpha_1 \cdot \tan \theta_p) \quad \dots (29)$$

また、梁の終局時のせん断力 bQ_u は、式(25)のせん断強度 τ_u を用いると次のようになる。

$$bQ_u = \tau_u \cdot b \cdot b \cdot D \quad \dots (30)$$

柱と同様に、式(9)で bQ_s を式(30)の bQ_u に置き換え、さらに軸応力度 σ に式(20)の bN_s 、 P_h に式(21)を用いて表すと、梁がせん断破壊する場合の耐震壁の最大強度 bQ_{cal} は、 Q_{exp} を bQ_{cal} に置き換えて次のようになる。

$$bQ_{\text{cal}} = \{ \alpha_1 \cdot (wH_r + wH_b) + 2(\alpha_2 \cdot p_w \cdot w \sigma_y + \alpha_3 \cdot \sigma_B) \cdot b \cdot b \cdot D + wV_s + wV_b \} / (\tan \theta_p - \alpha_1) \quad \dots (31)$$

よって、耐震壁を囲う柱または梁がせん断破壊する場合の耐震壁の最大強度 Q_{cal} は式(29)と式(31)の小さい方として次式で求まる。

$$Q_{\text{cal}} = \min(cQ_{\text{cal}}, bQ_{\text{cal}}) \quad \dots (32)$$

式(32)の計算を θ を変化させて行い、 Q_{cal} が最も大きくなるときの θ が真の値となる。

(2) 柱と梁のせん断強度式の近似式

試験体の実験の観測記録によると、柱または梁のせん断破壊であるものは14体、柱または梁の曲げ降伏であるものは僅か5体、その他の45の試験体については柱や梁の破壊に関する記録はない。ただし、柱や梁の破壊に関して記録がない試験体の中には、出典に記載されたひび割れ状況で柱または梁にせん断ひび割れが描かれた試験体が数多くある。そこで、はじめに全ての試験体が柱または梁のせん断破壊によって耐震壁が最大強度に達したと仮定してせん断強度式を誘導する。柱または梁が曲げ破壊した試験体は図6では空間の下方にプロットされると考えられ、それらをデータに含めることは低めのせん断強度式を得ることになる。

近似平面を求めた計算手順は次の通りである。

- ① 式(24)の係数 α_1 、 α_2 、 α_3 を初期値として1.0とおく。
- ② 試験体の諸性状を元にして、5. (1) に示した方法で圧縮ストラットの傾斜角 θ を求める。この計算過程で試験体の最大強度 Q_{cal} が cQ_{cal} 、 bQ_{cal} のいずれで決定したか判断する。
- ③ 最大強度が cQ_{cal} で決まった場合は柱の τ/σ_B 、 σ/σ_B 、 $p_w \cdot w \sigma_y/\sigma_B$ を、 bQ_{cal} で決まった場合は梁の τ/σ_B 、 σ/σ_B 、 $p_w \cdot w \sigma_y/\sigma_B$ を求める。ただし、 cQ_{cal} と bQ_{cal} が同値で最大強度が決まった場合は、柱と梁の両方を求める。
- ④ 手順③で得られたデータから近似平面を計算する。これにより式(24)の係数 α_1 、 α_2 、 α_3 の値が求まる。
- ⑤ 手順②から④を繰り返し計算して、係数 α_1 、 α_2 、 α_3 の値が

図7 傾斜角 θ と耐震壁のアスペクト比(h/ℓ) の関係

収斂したら終了とする。

以上の計算の結果として、次のせん断強度式を得た。

$$\tau_u = 0.178 \sigma + 0.602 p_w \cdot w \sigma_y + 0.051 \sigma_B \quad \dots (33)$$

式(33)を求める過程で、最大強度 Q_{cal} が cQ_{cal} で決定した試験体は42体、 bQ_{cal} による試験体は無し、 cQ_{cal} と bQ_{cal} が同値の試験体は23体であった。

参考として、各試験体の最大強度の計算で求めた圧縮ストラットの傾斜角 θ と、耐震壁のアスペクト比(h/ℓ) の関係を図7に示す。 h は梁中心間の距離、 ℓ は柱中心間の距離をあらわす。図中の●印は cQ_{cal} で最大強度が決定した試験体、○印は cQ_{cal} と bQ_{cal} が同値で最大強度が決まった試験体を示す。

(3) 柱と梁のせん断強度式および圧縮ストラットの有効係数の精査

式(33)のせん断強度式は全ての試験体で柱または梁がせん断破壊したと仮定して導かれた。しかし、誘導に用いた試験体には柱や梁がせん断破壊に至らず、曲げ破壊で最大強度が決定した試験体が含まれていると考えられる。そこで式(34)のように式(33)に係数 β_0 を乗じて単独耐震壁の最大強度の計算値 Q_{cal} と実験値 Q_{exp} を比較する。

$$\tau_u = \beta_0 (0.178 \sigma + 0.602 p_w \cdot w \sigma_y + 0.051 \sigma_B) \quad \dots (34)$$

ここで、単独耐震壁の最大強度 Q_{cal} の計算には文献3)の簡略モデルを用いる。簡略モデルは図4に示したモデルと同一のモデルであるが、図4に示した柱または梁がせん断破壊するモデルだけでなく、柱または梁が曲げ破壊するモデルが計算に考慮されている。

式(34)の係数 β_0 を0.8~1.3まで変化させ、実験値 Q_{exp} と最大強度の計算値 Q_{cal} の比 $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の平均値、変動係数、標準偏差を比較した結果が図8である。実験値と計算値の比 $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の平均値が1.0に近いのは β_0 が約1.1のとき、ばらつきをあらわす標準偏差が一番小さくなるのは β_0 が約1.08のときで、両者とも $\beta_0 > 1.0$ ある。しかし、相対的なばらつきをあらわす変動係数が最も小さくなるのは β_0 が約0.98のときで、 $\beta < 1.0$ である。

変動係数は平均値が大きくなると値が小さくなる係数であり、図8にみられるように β_0 が1.0以下のときに変動係数がなだらかに小さい値を保ち続けるのは、 β_0 が小さくなることで平均値が大きくなったことによる。したがって、 Q_{cal} を変化させて $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ のばらつきの大きさを評価するには変動係数でなく標準偏差で考えるのが妥当である。ここでは、 $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の標準偏差が最も小さいときが真であると仮定する。ただし、式(34)では式全体に係数 β_0 を乗じたが、式(35)に示すように式(33)のそれぞれの項に係数 β_1 、 β_2 、 β_3 を乗

図 8 式(34)による $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の平均，標準偏差，変動係数の変化
表 3 $\beta_1 \sim \beta_4$ の求め方

下記， $\beta_{n(i)}$ と $\beta_{n(i+1)}$ は本論で定義した係数であり， $n=1, 2, 3, 4$ で $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ に対応する。 i を 1 から開始して，右辺で $\beta_{n(i)}=1$ として求められる左辺の $\beta_{n(i+1)}$ を次に右辺の $\beta_{n(i)}$ として $\beta_{n(i+1)}$ を求め，その作業を $\beta_{n(i)}$ と $\beta_{n(i+1)}$ が収斂するまで繰り返し計算を行う。

$$\beta_{1(i+1)} = a \times \{B_1(\beta_1, \beta_2(i), \beta_3(i), \beta_4(i)) - \beta_{1(i)}\} + \beta_{1(i)}$$

$$\beta_{2(i+1)} = a \times \{B_2(\beta_1(i), \beta_2, \beta_3(i), \beta_4(i)) - \beta_{2(i)}\} + \beta_{2(i)}$$

$$\beta_{3(i+1)} = a \times \{B_3(\beta_1(i), \beta_2(i), \beta_3, \beta_4(i)) - \beta_{3(i)}\} + \beta_{3(i)}$$

$$\beta_{4(i+1)} = a \times \{B_4(\beta_1(i), \beta_2(i), \beta_3(i), \beta_4) - \beta_{4(i)}\} + \beta_{4(i)}$$

ここで，

a ：収斂計算が発散しないようにするための係数で $0 < a \leq 1$

$B_1(\beta_1, \beta_2(i), \beta_3(i), \beta_4(i))$ ： β_1 を変化させた中で $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の標準偏差が最も小さくなる時の β_1

$B_2(\beta_1(i), \beta_2, \beta_3(i), \beta_4(i))$ ： β_2 を変化させた中で $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の標準偏差が最も小さくなる時の β_2

$B_3(\beta_1(i), \beta_2(i), \beta_3, \beta_4(i))$ ： β_3 を変化させた中で $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の標準偏差が最も小さくなる時の β_3

$B_4(\beta_1(i), \beta_2(i), \beta_3(i), \beta_4)$ ： β_4 を変化させた中で $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の平均値が 1 になるときの β_4

じ，計算値と実験値の比 $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の標準偏差が最も小さくなる場合を考える。

$$\tau_u = \beta_1 \times 0.178 \sigma + \beta_2 \times 0.602 p_w \sigma_y + \beta_3 \times 0.051 \sigma_B \quad \dots (35)$$

ところで，「3. (1) モデルの仮定」の 1) で仮定した圧縮ストラットの圧縮強度 $0.63 \sigma_B$ は文献 21) で導かれたコンクリートの有効係数 $\nu = 0.626$ の近似値を用いている。コンクリートの壁板は直交応力の影響を受けてシリンダーコンクリートに比較して強度が低下することが指摘されている²²⁾。有効係数 ν はシリンダー強度に対して強度が低下する割合をあらわし，既往の耐震壁の最大強度の解析では有効係数に $0.5 \sim 1.0$ の値が採用されている^{23)~26)}。この有効係数について，野口ら²⁷⁾は，壁板の 2 方向加力実験の結果から直交方向ひずみを変動因子として有効係数が推定できることを報告している。その報告によれば，有効係数は直交方向ひずみの導入初期に急激に低下するが，ひび割れ発生後の有効係数の低下の度合いは小さくなる。そして，有効係数は直交方向平均ひずみの広い範囲で $0.7 \sim 0.6$ であることが示されている。文献 21) で導かれた有効係数 0.626 は，圧縮力の方向と平行なひび割れが生じている壁板のコンクリート強度を評価した数値で，野口らの結果によく相応している。

その誘導には 42 体の試験体を使用されており，そのうち 31 体が本論で選定した 65 の試験体に含まれている。この圧縮ストラットの圧縮強度の有効係数 0.626 を導いたときのモデルの仮定は，次の点で本論のモデルの仮定と異なっている。

① 梁は終始破壊することなく変形もしない。

図 9 式(37)による $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の平均，標準偏差，変動係数の変化

- ② 圧縮ストラットの傾斜角は 45° である。
- ③ 柱は両端部で曲げ降伏の状態であり，中間部で曲げ降伏しない。
- ④ 柱はせん断破壊しない。

文献 21) で使用された試験体は，全て連層耐震壁を模したとして梁が柱に比較して強剛に作られていることから①の仮定が設けられている。②と③は誘導を簡単にするための仮定である。④の仮定はせん断ひび割れが生じたもののせん断破壊は生じなかったことから決めている。その理由として，次の 3 項目をあげている。

- ・壁板のひび割れが全面的に発生した
- ・壁板がスリップ破壊した以降に柱は上下端が曲げ降伏した形で抵抗した
- ・柱の拘束効果が終始認められた

そして，柱がせん断破壊をしないという仮定でも，耐震壁の最大強度を高い精度で評価することができるとしている。しかし，文献 3) に示されるように，同様の試験体を含む検討で，柱や梁のせん断破壊を考慮することでさらに精度を上げられることを確認した。

このように圧縮ストラットの有効係数 0.626 を導いた文献 21) の仮定は，本論の仮定とは合致しない部分がある。このため，圧縮ストラットの有効係数を ν として，式(36)に示すように 0.63 に係数 β_4 を乗じ，耐震壁の最大強度の計算値と実験値の比 $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ の平均値が最も 1 に近づく場合の係数 β_4 を考える。

$$\nu = \beta_4 \times 0.63 \quad \dots (36)$$

表 3 に示すような漸近的手法による繰り返し計算により $\beta_1 \sim \beta_4$ を求めた結果は， $\beta_1 = 0.760$ ， $\beta_2 = 1.337$ ， $\beta_3 = 1.153$ ， $\beta_4 = 1.000$ であり，式(35)と式(36)は次のように書き直される。

$$\tau_u = 0.135 \sigma + 0.805 p_w \sigma_y + 0.059 \sigma_B \quad \dots (37)$$

$$\nu = 0.630 \quad \dots (38)$$

圧縮ストラットの有効係数 ν に変化がなかった。圧縮ストラットの有効係数 ν は耐震壁の最大強度の計算値と実験値の比 $Q_{\text{exp}}/Q_{\text{cal}}$ を 1 に近付けるように変化させている。そのため最大強度の計算値が小さくなると有効係数 ν は大きくなり，最大強度の計算値が大きくなると有効係数 ν は小さくなるように変化する。前述した②の仮定を採用すると耐震壁の最大強度の計算値は小さくなり，③と④の仮定を採用すると逆に耐震壁の最大強度の計算値が大きくなる。つまり，文献 21) には有効係数を大きくする仮定と小さくする仮定が含まれていたため，再計算の結果にほとんど差がでなかった。

式(37)を本論で得たせん断強度式とする。図 9 は圧縮ストラットの有効係数を 0.63 として，式(37)に対して式(34)のように係数 β_0 を乗じ図 8 と同様に示した図である。 β_0 が 1 のとき，平均値が 1.0

で標準偏差が最も小さくなり、そのときの標準偏差の値が図 8 の標準偏差の最小値よりさらに小さくなったことがわかる。

6. 既往のせん断強度式との比較

文献 3)で、耐震壁の柱と梁のせん断強度には指針式⁹⁾と修正荒川式⁷⁾を用いると最大強度の計算結果の精度が高いことを示した。そこで、柱と梁のせん断破壊を考慮しない場合、および指針式、修正荒川式、式(37)のせん断強度式を用いた場合について、それぞれ文献 3)のモデルで耐震壁の最大強度を計算した結果を表 4 に示す。修正荒川式には、引張鉄筋比 p_t にかかる係数が 0.053 と 0.068 の式があるが、文献 3)で計算結果の精度が高かった方の 0.053 の式を用いている。表 4 は本論で選定した試験体全 65 体の最大強度の実験値と計算値の比 Q_{exp}/Q_{cal} の統計値で、試験体の出典に最終破壊が柱または梁のせん断破壊と報告のあったもの、曲げ破壊と報告のあったもの、報告のなかったものに分けた統計値も示している。柱と梁のせん断強度を考慮することで、いずれのせん断強度式を用いた場合も、平均値が 1.0 に近づき、変動係数が小さくなり、実験値を計算値がより精度よく捉えられるようになっていくことがわかる。柱と梁のせん断強度を考慮した場合で比較すると、変動係数は僅かであるが、式(37)を用いた場合が最も小さく、実験値と計算値のばらつきは小さい。

表 4 耐震壁の最大強度の実験値/計算値の統計値

		せん断破壊 未考慮	せん断破壊考慮		
			指針式	修正 荒川式	式(37)
全 65 体	平均	0.970	1.003	1.016	1.000
	標準偏差	0.129	0.122	0.118	0.114
	変動係数	0.133	0.122	0.116	0.114
S 14 体	平均	0.935	1.017	1.025	1.028
	標準偏差	0.124	0.111	0.092	0.089
	変動係数	0.132	0.109	0.089	0.086
M 5 体	平均	0.971	1.002	0.992	0.971
	標準偏差	0.101	0.109	0.104	0.101
	変動係数	0.104	0.109	0.104	0.104
その他 46 体	平均	0.981	0.999	1.017	0.994
	標準偏差	0.134	0.129	0.128	0.123
	変動係数	0.136	0.129	0.126	0.123

S : 柱または梁のせん断破壊と報告のあった試験体
M : 柱または梁の曲げ破壊と報告のあった試験体
その他 : 柱と梁の破壊の報告がなかった試験体

図 10 耐震壁の最大強度の実験値と計算値の比較

き

図 10 は横軸に最大強度の実験値、縦軸に実験値/計算値を示している。図中の●印の試験体は計算上、柱または梁がせん断破壊したと判断された試験体で、式(37)の場合、指針式と修正荒川式の場合に比較して、せん断破壊したと判断された試験体数が少ないことがわかる。

表 5 は試験体の出典に破壊形式が報告されていたものについて、実験の報告と計算の結果が一致しているものの割合を示している。僅かであるが、式(37)は他の式に比較して一致している割合が高い。

表 6 は計算で判定された破壊形式毎に統計値をまとめたものである。式(37)の場合の変動係数は、せん断破壊したと判定された試験体で 0.104、またせん断破壊しないと判断された試験体で 0.121 で、どちらも、表 4 に示すせん断未考慮の場合の全 65 体の変動係数 0.133 より小さくなった。指針式と修正荒川式の場合の変動係数は、せん断破壊したと判断された試験体においてそれぞれ 0.117、0.103 となり、せん断未考慮の場合より小さくなったが、せん断破壊しないと判断された試験体において、それぞれ 0.151、0.190 となり、逆に大きくなった。

なお、本論で導いた柱と梁のせん断強度式(37)は強度の平均を捉えたもので、柱や梁のせん断破壊を判断するものではない。平均であるということは全ての試験体がせん断破壊であったとしても、確率的には半数がせん断破壊でないと判断される。式(37)をせん断破

表 5 破壊が実験と一致した試験体数

実験 破壊 形式	試験 体数	指針式		修正荒川式		式(37)	
		体数 (体)	割合 (%)	体数 (体)	割合 (%)	体数 (体)	割合 (%)
SC	11	9	82	10	91	9	82
SB	3*	3	100	3	100	3	100
MC	1	0	0	0	0	1	100
MB	4	0	0	0	0	3	75
合計	19	12	63	13	68	16	84

記号) SC : 柱のせん断破壊, SB : 梁のせん断破壊
MC : 柱の曲げ破壊, MB : 梁の曲げ破壊
※試験体の破壊が SC・SB のものは、SB の試験体数に含めた。

表 6 計算で判定された破壊形式別の実験値/計算値の統計値

せん断破壊 した 試験体	試験体数	指針式 55 体	修正荒川式 57 体	式(37) 28 体
	平均	1.004	1.013	1.021
	標準偏差	0.118	0.105	0.106
	変動係数	0.117	0.103	0.104
せん断破壊 していない 試験体	試験体数	10 体	8 体	37 体
	平均	0.999	1.044	0.984
	標準偏差	0.151	0.199	0.119
	変動係数	0.151	0.190	0.121

図 11 柱の分担率

壊の判定に用いる場合は低減値を乗じて評価するなど配慮が必要である。

参考のため、図 11 に図 10 の計算時に式(39)によって求めた柱の分担率 $2cQ/Q_{cal}$ を示している。図 11 の横軸はせん断破壊未考慮の場合の柱の分担率の小さい順としている。

$$2cQ/Q_{cal}=(Q_{cal}-wH_s-wH_c)/Q_{cal} \quad \cdots (39)$$

ここで、 cQ は図 4(a)のモデルで 1 本の柱が分担するせん断力を示す。

7. 側柱要素試験体による比較

実験で耐震壁の柱や梁に作用するせん断力を測ることは困難である。小野・江崎ら^{28)~30)}は耐震壁を囲う柱・梁の力学的挙動は、オープンフレームと異なるという報告⁴⁾を基に、耐震壁の水平抵抗機構・破壊機構に基づく既往の研究により、耐震壁の柱のせん断強度を評価することを目的として図 12 に示す実験を提案している。実験に使用する試験体は、耐震壁の側柱の脚部を模した耐震壁の側柱要素試験体である。小野・江崎らは側柱要素試験体の最大強度時の抵抗機構を図 13 のように仮定して、最大荷重 P_u から柱に作用する

せん断力 Q_{cu} と軸力 N_{cu} は次式で評価できるとしている。

$$Q_{cu}=P_u/\sqrt{2}-Q_w=Q_u-Q_w \quad \cdots (40)$$

$$N_{cu}=N_u+N_w+N \quad \cdots (41)$$

ここで、

$$Q_u=P_u/\sqrt{2} \quad \cdots (42)$$

小野・江崎らはこのような仮定に基づき、耐震壁の柱のせん断強度式を導いている³⁰⁾。そのせん断強度式を利用して、筆者らが提案するモデルによって耐震壁の最大強度を解析した結果は文献 1)~3) で報告した。その結果は、小野・江崎らのせん断破壊式を考慮することで、せん断破壊を考慮しない場合に比較して解析精度は向上するが、他のせん断強度式を用いた場合に比較するとばらつきが大きかった。

小野・江崎らが実験を行った試験体は合計で 21 体あり、パラメータはコンクリート強度、主筋比、帯筋比、および定軸力である。実験結果に示された最大荷重 P_u の水平成分 Q_u を用いて式(40)、式(41)により最大強度時の柱のせん断力 Q_{cu} と軸力 N_{cu} を求めた結果を表 7 の「推定値」の欄に示す。

試験体の諸性状と柱の軸力 N_{cu} が得られれば、筆者らが誘導した

(a)試験体形状と配筋

(b)加力方法

図 12 小野・江崎らによる実験の試験体形状と加力方法³⁰⁾

図 13 要素試験体の最大強度時の応力³⁰⁾

表 7 側柱要素試験体の計算結果

番号	試験体名	文献	実験値			推定値			表 8による			提案式			指針式			修正荒川式		
			Q _u (kN)	Q _{cu} (kN)	N _{cu} (kN)	Q _{u2} (kN)	$\frac{Q_u}{Q_{u2}}$	Q _{u1} (kN)	$\frac{Q_u}{Q_{u1}}$	$\frac{Q_u}{Q_{u3}}$	Q _{u1} (kN)	$\frac{Q_u}{Q_{u1}}$	$\frac{Q_u}{Q_{u3}}$	Q _{u1} (kN)	$\frac{Q_u}{Q_{u1}}$	$\frac{Q_u}{Q_{u3}}$				
1	E18-3-0.3-0	29)	185.0	161.3	208.7	176.0	1.051	131.5	1.407	1.051	139.4	1.327	1.051	151.8	1.219	1.051				
2	E18-3-0.3-2		200.0	176.3	303.7	191.5	1.044	144.3	1.386	1.044	139.4	1.435	1.044	161.3	1.240	1.044				
3	E18-3-0.3-4		211.0	187.3	394.7	192.5	1.096	156.6	1.348	1.096	139.4	1.514	1.096	170.4	1.239	1.096				
4	E28-1-0.3-0	30)	226.0	202.3	249.7	226.5	0.998	162.2	1.393	0.998	181.2	1.247	0.998	154.4	1.464	0.998				
5	E28-1-0.3-2		247.0	223.3	350.7	261.7	0.944	175.9	1.404	0.944	181.2	1.363	0.944	164.5	1.502	0.944				
6	E28-1-0.3-4		258.0	234.3	441.7	277.1	0.931	188.2	1.371	0.931	181.2	1.424	0.931	173.6	1.486	0.931				
7	E30-3-1.2-0		285.0	261.3	308.7	232.7	1.225	288.4	0.988	0.988*	261.6	1.090	1.090*	223.0	1.278	1.225				
8	E30-3-1.2-2		277.0	253.3	380.7	270.3	1.025	298.1	0.929	0.929*	261.6	1.059	1.025	230.2	1.203	1.025				
9	E30-3-1.2-4		305.0	281.3	488.7	287.7	1.060	312.7	0.975	0.975*	261.6	1.166	1.060	241.0	1.265	1.060				
10	E20-1-0.3-0	28)	206.3	182.6	230.0	188.0	1.097	139.8	1.476	1.097	149.2	1.383	1.097	139.8	1.476	1.097				
11	E20-1-0.6-0		236.6	212.9	260.3	188.0	1.258	182.1	1.299	1.258	176.0	1.344	1.258	158.1	1.497	1.258				
12	E20-1-1.2-0		232.8	209.1	256.5	188.0	1.238	258.0	0.902	0.902*	210.2	1.107	1.107*	179.3	1.299	1.238				
13	E25-2-0.3-0		234.5	210.8	258.2	212.2	1.105	155.6	1.507	1.105	169.3	1.385	1.105	158.8	1.477	1.105				
14	E25-2-0.6-0		232.8	209.1	256.5	212.2	1.097	193.6	1.202	1.097	196.2	1.187	1.097	173.9	1.339	1.097				
15	E25-2-1.2-0		257.0	233.3	280.7	212.2	1.211	273.3	0.940	0.940*	239.6	1.073	1.073*	197.9	1.299	1.211				
16	E18-3-0.3-0		212.7	189.0	236.4	179.8	1.183	136.8	1.554	1.183	142.4	1.494	1.183	155.9	1.364	1.183				
17	E18-3-0.6-0	29)	213.2	189.5	236.9	179.8	1.186	175.1	1.217	1.186	169.3	1.260	1.186	171.2	1.245	1.186				
18	E18-3-1.2-0		255.6	231.9	279.3	179.8	1.422	257.3	0.993	0.993*	199.3	1.283	1.283*	197.1	1.297	1.297*				
19	E18-1-0-0		162.6	138.9	186.3	178.2	0.913	91.1	1.784	0.913	114.3	1.423	0.913	95.6	1.701	0.913				
20	E18-2-0-0	29)	138.6	114.9	162.3	178.2	0.778	87.9	1.577	0.778	114.3	1.213	0.778	100.5	1.378	0.778				
21	E18-3-0-0		172.6	148.9	196.3	178.2	0.969	92.5	1.866	0.969	114.3	1.510	0.969	114.4	1.509	0.969				
全21体の統計値 Q _{u3} はQ _{u1} とQ _{u2} の大きい方の値						平均	1.087		1.311	1.018		1.299	1.061		1.370	1.081				
						標準偏差	0.145		0.279	0.113		0.147	0.117		0.131	0.132				
						変動係数	0.133		0.213	0.111		0.113	0.110		0.096	0.122				
Q _u /Q _{u3} の欄に*印のある試験体の統計値 *印はQ _{u1} >Q _{u2} となる試験体を示す						平均				0.955			1.138			1.297				
						標準偏差				0.036			0.097			—				
						変動係数				0.038			0.086			—				

式(37)を用いて、試験体の水平成分 Q_{u1} は次式で計算できる。

$$Q_{u1} = \tau_u \cdot c_b \cdot c_D + Q_w \quad \dots (43)$$

ここで、 τ_u は式(37)より次のように書き換えられる。

$$\tau_u = 0.135 N_{cu} / (c_b \cdot c_D) + 0.805 p_w \cdot \sigma_y + 0.059 \sigma_B \quad \dots (44)$$

式(43)、式(44)による計算結果 Q_{u1} と、 Q_u/Q_{u1} の値を表 7 の「提案式」の欄に示す。また、図 14(a) に計算値 Q_{u1} と実験値 Q_u の関係を示す。計算値は実験値に比較して小さい傾向がある。

小野・江崎らは、耐震壁の実験観測と照らして、側柱要素試験体の抵抗メカニズムを耐震壁と同じで図 13 のようになると仮定した。しかし、側柱要素試験体は一般的な耐震壁と異なり、柱脚から柱せいの 2 倍という限られた高さで加力梁によって拘束されていることから、図 13 と異なる抵抗機構が成り立つ。図 15 に示す抵抗機構である。図 15 の圧縮ストラットは上部が壁、下部が柱内を通っているが、圧縮ストラットの破壊は厚さの薄い壁部分で生じると考えると柱形を無視することが可能である。表 8 に示す略算方法で対角加力 P_u が最大となるとときに水平成分を求めた結果が表 7 の「表 8 による」の欄の Q_{u2} の値である。図 13 と図 15 のどちらの抵抗機構も側柱要素試験体で成り立つと考えられるので、 Q_{u1} と Q_{u2} の大きい方を Q_{u3} として、計算値と実験値を比較した結果が表 7 の「提案式」の欄の Q_u/Q_{u3} である。計算値 Q_{u3} と実験値 Q_u の関係を図 14(b) に示す。図中の●印が Q_{u1} で最大強度が決定した試験体、○印

が Q_{u2} で決定した試験体を示す。

同様に、指針式と修正荒川式で式(43)を計算して Q_{u1} とし、計算値と実験値を比較した結果を表 7 に記載し、その関係を図 14(c)、(d) と (e)、(f) に示している。提案式、指針式、修正荒川式は共通して実験値 Q_u より計算値 Q_{u1} の方が小さいという傾向がある。計算値 Q_{u1} と Q_{u2} との比較では、図 14(b)、(d)、(f) に示すように、 Q_{u3} が Q_{u2} で決まる試験体がほとんどで、 Q_{u1} で決まる試験体は少なかった。したがって、側柱要素試験体の多くは、図 13 の抵抗機構でなく、図 15 のような抵抗機構で最大強度が決定した可能性が大きいと考えられる。表 7 の Q_u/Q_{u3} の欄で*印の試験体は、 Q_{u3} が Q_{u1} で決定

図 15 要素試験体の抵抗機構

表 8 図 15 に示す抵抗機構の最大強度の誘導方法

圧縮ストラットの幅を b とすると、圧縮ストラットの軸力 C と、その水平成分 C_x と鉛直成分 C_y は次のように表わされる。

$$b = \ell (\cos \phi - \sin \phi)$$

$$C = b \cdot t \cdot v \cdot \sigma_B = \ell (\cos \phi - \sin \phi) \cdot t \cdot v \cdot \sigma_B$$

$$C_x = \ell (\sin \phi \cdot \cos \phi - \sin^2 \phi) \cdot t \cdot v \cdot \sigma_B$$

$$C_y = \ell (\cos^2 \phi - \sin \phi \cdot \cos \phi) \cdot t \cdot v \cdot \sigma_B$$

また、対角加力 P_u の水平成分 Q_u と鉛直成分 N_u は次式で表わすことができる。

$$Q_u = C_x + Q_w$$

$$N_u = C_y - N_w - N$$

Q_u が最大となるのは $\phi = \pi/8$ のときである。また、 P_u の傾きが 45° であることから $Q_u = N_u$ として、 $\phi \geq \pi/8$ であればそのとき P_u は最大となり、 $\phi < \pi/8$ であれば $\phi = \pi/8$ のとき P_u は最大となる。したがって、 ϕ は次式で求まる。

$$\phi = \max \left(\frac{\sin^{-1} \{ 1 - (Q_w + N_w + N) / (\ell \cdot t \cdot v \cdot \sigma_B) \}}{2}, \frac{\pi}{8} \right)$$

よって、最大荷重時の水平成分は次式で計算できる。

$$Q_u = \ell (\sin \phi \cdot \cos \phi - \sin^2 \phi) \cdot t \cdot v \cdot \sigma_B + p_s \cdot \sigma_{yw} \cdot t \cdot \ell$$

この式を Q_{u2} とする。

表 7 では、 Q_w と N_w の有効範囲を簡単に全幅とし、計算は次式を用いた。

$$Q_w = p_s \cdot \sigma_{yw} \cdot t \cdot \ell$$

$$N_w = p_s \cdot \sigma_{yw} \cdot t \cdot \ell$$

また、側柱要素試験体の壁板のコンクリートの有効係数 v は以下の理由により 1.0 としている。

側柱要素試験体の圧縮ストラットは柱筋に相当するため、直交方向のひずみは柱の拘束を受ける。さらに、加力梁によっても拘束を受けていることから、直交方向のひずみは小さいと考えられる。また、壁としての領域が狭く、板としては厚さに比較して長さが短い。

図 14 計算値と実験値の関係

した試験体で、表の一番下にその統計値を示す。評価できる試験体数は提案式で 6 体と少ないが、提案式の計算結果は実験値を概ね捉えている。指針式や修正荒川式の計算値は実験値よりやや小さい。指針式や修正荒川式は設計式であり、実験値に対して安全側の評価になっている。

8. まとめ

本研究では、既往の実験から収集した 65 体の単独耐震壁の試験体の実験結果を文献 3) の計算モデルの仮定を用いて、下記に示す耐震壁の柱と梁のせん断強度式を導いた。

$$\tau_u = 0.135 \sigma + 0.805 p_w \cdot \sigma_y + 0.059 \sigma_B$$

導かれたせん断強度式は、筆者らの計算モデルに適用して、その妥当性と解析精度の検証を試みた。検証の結果は、本論で導いた式を用いることで既往のせん断強度式を用いた場合に比較して、耐震壁の最大強度の実験値を僅かであるが、より高い精度で捉えることを示すことができた。

参考文献

- 1) 兼平雄吉・小野里憲一：マクロモデルによる単独耐震壁の最大強度の解析精度，日本建築学会構造系論文集，第 77 巻，第 671 号，pp.65～73，2012.1
- 2) 兼平雄吉・小野里憲一：極限解析マクロモデルによる単独耐震壁の最大強度の解析精度，対角加力を受ける単独耐震壁の場合，日本建築学会構造系論文集，第 78 巻，第 689 号，pp.1289～1298，2013.7
- 3) 兼平雄吉・小野里憲一：簡略モデルによる単独耐震壁の最大強度の解析精度，対角加力を受ける単独耐震壁の場合，日本建築学会構造系論文集，第 80 巻，第 707 号，pp.105～115，2015.1
- 4) MASAHIDE TOMII AND FUMIYA ESAKI：LATERAL SHEAR CAPACITY OF ONE-BAY ONE-STORY REINFORCED CONCRETE FRAMED SHEAR WALLS WHOSE EDGE COLUMNS OR EDGE BEAMS FAIL IN SHEAR, Transactions of AIJ, No.376, pp.81～89, 1987. 6
- 5) 本多貴士・江崎文也・小野正行・姜優子：耐震壁付帯ラーメンのせん断強度に関する実験的研究，その 8 側柱脚部のせん断強度に及ぼす軸方向力の影響，日本建築学会九州支部研究報告第 42 号，pp.637～639，2003.3
- 6) 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，p.106，1990
- 7) 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，p.398，1990（下限式は(4.8)，推定式は(4.8'）
- 8) 山田稔・河村廣・樫原健一：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究，Ⅰ．壁筋比が変化する場合，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.99～102，1971.5
- 9) 山田稔・河村廣・稲田明人：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状並びに崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.89～92，1977.5
- 10) 山田稔・河村廣・築谷朋也：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究，XVI．漸増変位振幅繰返し実験－壁筋・壁厚の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1627～1628，1977.10
- 11) 山田稔・河村廣・稲田明人：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状並びに崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究，Ⅱ．周辺架構の曲げ剛性・耐力の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1629～1630，1977.10
- 12) 山田稔・河村廣・稲田明人：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状並びに崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究，Ⅲ．周辺架構の剪断耐力の影響，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.125～128，1978.5
- 13) 山田稔・河村廣・納田安章：鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形並びに崩壊性状に関する研究，梁が比較的剛な場合，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.129～132，1978.5
- 14) 山田稔・河村廣・稲田明人：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性変形性状並びに崩壊性状に及ぼす周辺架構の拘束効果に関する研究，Ⅴ．マルチブレースエレメント法，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.69～72，1979.6
- 15) 山田稔・河村廣・宮本欣明：剛な梁を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究，Ⅰ．壁厚の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1465～1466，1979.9
- 16) 望月重・松本智夫：SFRC 部材のせん断挙動に関する研究，その 8 壁筋比の異なる純せん断単独耐震壁の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2087～2088，1984.10
- 17) 望月洵・竹原雅夫：スリップ破壊する連層耐震壁のせん断強度の実験式，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-II，pp.235～236，1986.8
- 18) 望月洵・片桐徹・梅田正芳：連層耐震壁のせん断破壊に及ぼす柱の拘束効果について，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-II，pp.391～392，1987.10
- 19) 望月洵・竹原雅夫・小野里憲一：連層耐震壁のスリップ破壊せん断強度式とその妥当性について，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-II，pp.565～566，1988.10
- 20) 浅見祐一・兼平雄吉・小野里憲一：せん断破壊する RC 耐震壁の壁筋と壁面のひずみ分布，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-II，pp.377～378，2008.9
- 21) 望月洵・竹原雅夫・小野里憲一：強剛な付帯フレームをもつ耐震壁のスリップ破壊せん断強度，日本建築学会構造系論文報告集，No.416，pp.79～89，1990.10
- 22) F. J. Vecchio and M. P. Collins：The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.22, pp.219～231, March-April, 1986
- 23) 称原良一・加藤勉：鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力，日本建築学会論文報告集，第 343 号，pp.21～31，1984.6
- 24) 白石一郎・狩野芳一・町田亘寛：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の最大せん断強度に関する一考察，日本建築学会構造系論文集，第 365 号，pp.144～155，1986.7
- 25) 村上利憲・福岡孝之・南宏一：水平集中荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.381～384，1985
- 26) 塩原等：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法，コンクリート工学，Vol.25, No8, pp.101～114，1987
- 27) 大久保雅章・浜田聡・野口博：ひびわれコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.22, No.2, pp.323～326，1989
- 28) 徳田俊宏・江崎文也・小野正行：軸力が作用しない耐震壁側柱のせん断強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.3, pp.493～498，2001
- 29) 徳田俊宏・江崎文也・小野正行・本多貴士：鉛直荷重による軸力が耐震壁側柱のせん断強度に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.2, pp.535～540，2002
- 30) 本多貴士・江崎文也・小野正行・姜優子：側柱脚部のせん断強度に及ぼす軸方向力の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25, No.2, pp.565～570，2003

STUDY ON SHEAR STRENGTH OF COLUMNS AND BEAMS SURROUNDING A WALL PANEL OF REINFORCED-CONCRETE FRAMED SHARE WALLS

Norikazu ONOZATO^{*1} and *Yukichi KANEHIRA*^{*2}

^{*1} Prof., Kogakuin Univ., Dr.Eng.

^{*2} Foundation Development Organization, M.Eng.

Authors have proposed macroscopic elasto-plasticity analytic model¹⁾, limit-analysis model²⁾, and simplified model³⁾ as evaluation modelings of maximum strength of isolated reinforced-concrete framed shear walls. These models have the feature to use the stress of columns and beams surrounding a wall panel for calculation of maximum strength of framed share walls. It was proved that analytic accuracy of these models was improved by considering shear strength of columns and beams. That is, if shear strength of columns and beams were evaluated appropriately, maximum strength of framed share walls should be calculated more accurately than before.

Then, this study evaluates shear strength of columns and beams of framed share walls from experimental results by applying the simplified model. The shear strength equation of columns and beams is drawn from the evaluation result. Experimental results used for the evaluation are sixty-five specimens test data of isolated framed shear walls which were experimented in Japan till then. Shear strength of columns and beams was computed from data of specimens as shear force which columns and beams could support at the maximum strength. It was confirmed that those shear strength(τ_u) had high correlation in shear reinforcement($p_w \cdot \sigma_y$), axial stress(σ) force, and the strength of concrete(σ_B). And, the following equation was drawn as an expression of those relations.

$$\tau_u = 0.135\sigma + 0.805p_w \cdot \sigma_y + 0.059\sigma_B$$

For a simplified model, using this shear strength equation could calculate the maximum strength of framed share walls more accurately than using past shear strength equations. Also, regarding specimens with failure type records of columns and beams, the failure type was compared to calculated one. When this shear strength was applied to simplified model, the concordance rate of the failure type was high.

Furthermore, the following value is used for effectiveness factor v of compressive strength of wall panel concrete in the proposed models.

$$v = 0.63$$

It was obtained from those statistics results of forty-two specimens. Among those specimens, thirty-one out of sixty-five were commonly used for this study. Assuming forty-two specimens without shear fracture, effectiveness factor was calculated. However, many specimens which had shear fracture existed among thirty-one specimens in the result of analyses of this study. For this reason, reexamination of the effectiveness factor was also performed. As a result, effectiveness factor v did not change.

(2014 年 11 月 30 日原稿受理, 2015 年 6 月 15 日採用決定)