

論文

[2154] 耐震壁の強度と破壊モードの制御

正会員 ○小野里憲一 (O. R. S事務所)  
 正会員 望月 洵 (工学院大学工学部)  
 竹内 克己 (工学院大学大学院)  
 谷本 和彦 (工学院大学大学院)

1. はじめに

耐震壁をもつ構造の耐震設計にあたって、耐震壁の強度と破壊モードを制御できることが重要である。筆者らは簡略化マクロモデルを用いて耐震壁の最大強度を反復計算することなく的確に評価できることを示した[1]。また、破壊モードについては、最大強度の評価の際に誘導された圧縮ストラットの有効幅係数と破壊モードの指標となる最大層間変形角Rbの下限値との間に、ある関係が存在することを示した[2]。

本研究は、これらの結果をさらに整理し、設定した強度と破壊モードをもつ耐震壁の制御手順を提案することを目的としたものである。さらに、強度式および破壊モードの判別式を用いて設計された耐震壁について実験を行い、これらの式が妥当であることを示している。

2. 最大せん断強度の評価式

耐震壁の最大せん断強度は図1のモデルを用いて評価される。モデルは、強剛な上・下梁、せん断破壊しない両側柱、圧縮ストラット①と②、および縦・横の補強筋で構成される。これらの部材は、最大強度時において次の状態にあると仮定される。

- 1) 上・下梁は剛体で、破壊しない。
- 2) 引張側柱下端は降伏しており、その曲げモーメントとせん断力は省略できるほど小さい。圧縮側柱下端は曲げ降伏している。
- 3) 圧縮ストラット①は降伏しており、その降伏強度は $0.63\sigma_B$ である。圧縮ストラット②は、交差する側柱の領域が引張降伏しているため除かれる。
- 4) 縦・横の補強筋はすべて降伏している。

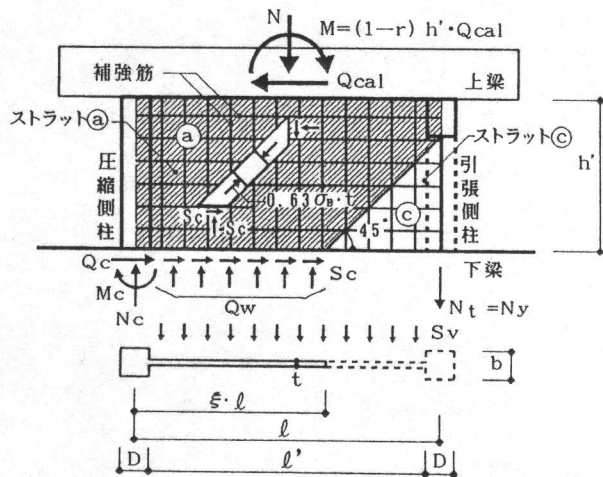


図-1 簡略マクロモデル

これらの仮定のもとで、最大せん断強度は次の関係式から反復計算することなく求めることができる。

$$Q_{cal} = Q_w + Q_c \tag{1}$$

$$Q_w = S_c \cdot \xi \cdot l \tag{2}$$

$$Q_c = \sqrt{2M_c \cdot S_t} \tag{3}$$

(ただし、 $Q_c \geq 2M_c / h'$ )

ここで、

$$M_c = M_u (N_c) \quad (\text{ただし、} M_c \geq 0)$$

$$N_c = \eta' \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_t + (\eta' + \xi/2 - 1) Q_w + S_v \cdot l/2 + N_o - N_y \cdot D/2l}$$

$$\xi = \eta + \sqrt{\eta^2 + \frac{S_v}{S_c} + 2 \frac{\eta \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_t + N_o + N_y(D/2l + 1)}}{S_c \cdot l}}$$

(ただし、 $\xi > 1.0$  の場合、 $\xi = 1.0$ )

$$\eta = h' \cdot r/l$$

$$S_t = S_c - S_h$$

$$N_y = a_g \cdot g \sigma_y$$

$$S_v = S_h = p_s \cdot s \sigma_y \cdot t$$

$$S_c = 0.63 \sigma_B \cdot t/2$$

$$M_u = \{0.4 N_y \cdot D + 0.12 b \cdot D^2 \cdot \sigma_B\} \frac{b \cdot D \cdot \sigma_B + N_y - N_c}{0.6 b \cdot D \cdot \sigma_B + N_y}$$

( $N_c > 0.4 b \cdot D \cdot \sigma_B$  の場合)

$$= 0.4 N_y \cdot D + 0.5 N_c \cdot D \{1 - N_c / (b \cdot D \cdot \sigma_B)\}$$

( $0.4 b \cdot D \cdot \sigma_B \geq N_c > 0$  の場合)

$$= 0.4 D (N_y + N_c)$$

( $0 \geq N_c$  の場合)

(4)

ただし、 $Q_{cat}$  : 最大せん断強度

$Q_c$  : 圧縮側柱下端のせん断力

$Q_w$  : 圧縮ストラットの負担せん断力

$M_c$  : 圧縮側柱下端の曲げ降伏強度

$M_u$  : 柱の曲げ降伏強度

$M$  : 作用モーメント

$g \sigma_y$  : 柱主筋の降伏点強度

$s \sigma_y$  : 壁筋の降伏強度

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度

$S_c$  : 圧縮ストラットの応力の水平成分

$S_v$  : 縦補強筋の単位長さあたりの降伏強度

$S_h$  : 横補強筋の単位長さあたりの降伏強度

$N_t$  : 引張側柱下端の軸力

$N_c$  : 圧縮側柱下端の軸力

$N$  : 作用軸力

$N_y$  : 引張側柱の引張降伏強度

$a_g$  : 側柱主筋の全断面積

$p_s$  : 壁筋比

文献[3]では200体の試験体についての解析結果を示している。解析値/実験値の比の平均、標準偏差、および変動係数の値は、それぞれ1.038、0.134、および0.129で工学的に十分な精度である。また、実験値が解析値の80%を下回るものは8体であった(図2)。これから耐震壁の最大せん断強度  $Q_{exp}$  の下限値  $L Q_{exp}$  は次式で評価できる。

$$L Q_{exp} = 0.8 Q_{cat} \quad (5)$$

式(5)で評価した場合、これを下回る可能性は5%程度である。

### 3. 破壊モードの判別式

筆者らは破壊モードを次のように定義している。

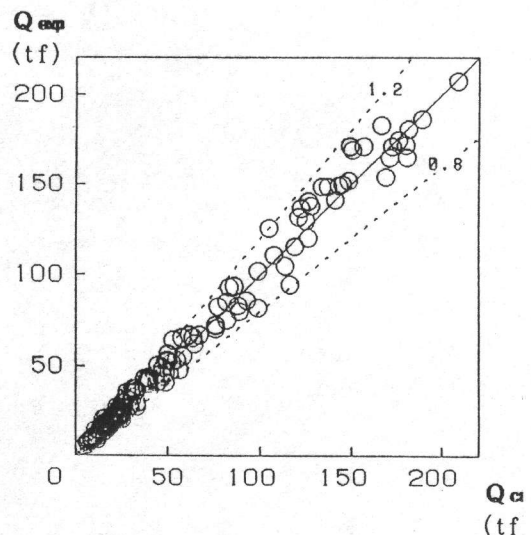


図-2  $Q_{exp} - Q_{cat}$  の関係

a) せん断破壊モード

$$Rb \leq 5.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}, Nt/Ny \neq 1.0$$

b) 曲げ・せん断破壊モード

$$Rb > 5.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}, Nt/Ny = 1.0$$

c) 曲げ破壊モード

$$Rb \geq 10.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}, Nt/Ny = 1.0$$

(6)

ここでRbは、せん断破壊モードの場合は最大強度時の層間変形角、曲げ・せん断および曲げ破壊モードの場合は $0.8 Q_{exp}$ の水平線と力-変形曲線の包絡線との交点のうち大きいほうの層間変形角である。

図3は、文献[3]で引用した200体のうちの力-変形関係が明記されている52体、および文献[4]で用いた検証のための9試験体の計61体について、横軸に $\xi$ 、縦軸にRbをとってプロットしたものである。この図では、 $\xi \geq 1.0$ の場合、引張側柱は弾性を意味している。図は、後に説明するように、曲げ破壊モードを除く領域において、同一の $\xi$ に対して $\sigma_B$ が大きくなればRbが小さくなる傾向を示しているが、その変化の幅は必ずしも大きくはない。ここでは、簡単にRbを $\xi$ のみの関数として次式で示す。

$$Rb = a / \xi + b \quad (7)$$

これから、最小2乗法を用いて係数a、bを決定すると次式が得られた。

$$mRb = 4.64 / \xi + 3.44 \quad (8)$$

Rbの下限値 $lRb$ と $\xi$ の関係の下限曲線を得るために、その不合格率を5%程度にすると、次の

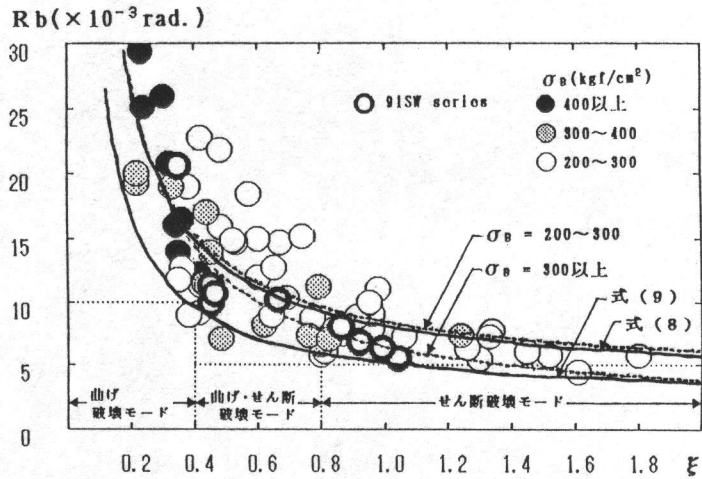


図-3  $\xi - Rb$ の関係

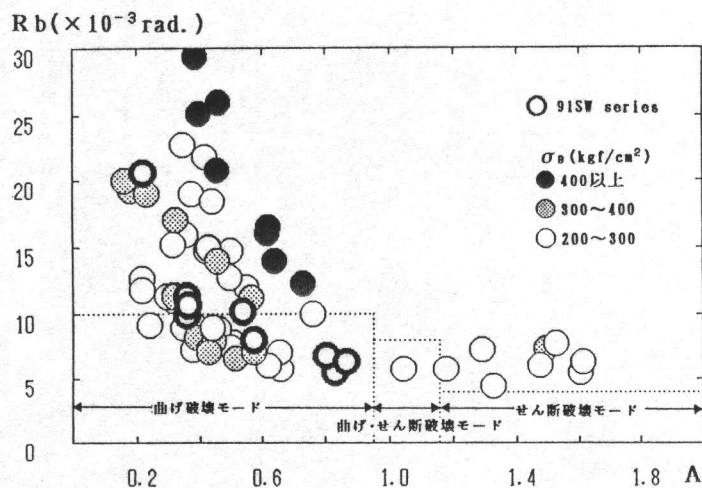


図-4 A - Rbの関係

関係式が得られる。

$$L R b = 3.02 / \xi + 2.23 \quad (9)$$

式(9)が図中の下限曲線である。また、図中の二つの破線は $\sigma_B = 200 \sim 300 \text{ kgf/cm}^2$ および $\sigma_B \geq 300 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体について求めた式(7)である。式(9)の下限曲線と3.で定義した破壊モードから、破壊モードの判別式として、次の式が提案できる。

a) せん断破壊モード	$\xi \geq 0.8$	(10)
b) 曲げ・せん断破壊モード	$0.4 < \xi < 0.8$	
c) 曲げ破壊モード	$\xi \leq 0.4$	

日本建築学会「建築耐震壁設計における保有耐力変形性能」では、耐震壁の破壊モードの定義とその判別式として次の式を提案している。

せん断破壊モード	$R_u \approx 4 \times 10^{-3} \text{ rad.}$	$0.16 < A$	(11)
曲げ・せん断破壊モード	$R_u = 6 \sim 8 \times 10^{-3} \text{ rad.}$	$0.95 < A < 1.16$	
曲げ破壊モード	$R_u = 6 \sim 10 \times 10^{-3} \text{ rad.}$	$A < 0.95$	

ただし、 $A = Q_{mu} / Q_{su}$ 。ここで、 $Q_{mu}$ は全塑性モーメントに対応するせん断力、 $Q_{su}$ はせん断強度である。

図4は図3の試験体について $R_b$ と $A$ の関係を示したものである。破壊モードの定義は筆者らの定義と幾分異なるが、式(10)の判別式は式(11)に比べてより妥当な結果を与えている。

#### 4. 強度と破壊モードの制御手順

R. C構造の耐震設計は、一般にI次設計で寸法と補強量を決定し、II次設計でその保有強度と変形性能を検討する手順をとっている。ここでもこれにならない、第1ステップとして、I次設計で決定された寸法と補強量をもつ耐震壁について、式(1)~(4)、式(9)および式(10)で強度、最大層間変形角、および破壊モードを評価する。第2ステップとして、評価値が設定された値を満さないとき、次の方法で修正する。

**方法 a)** 最大強度を低下させることなく、最大層間変形角を大きく修正する場合。

壁厚を大きくすることで修正ができる。この場合、第1ステップの $\xi$ が1.0以下であれば、最大強度の変化は小さく、 $\xi \geq 1.0$ であれば最大強度は大きくなる傾向にある。修正は以下の計算を行うことで実行される。

$$1) \quad L R b' \text{ を設定する。} \quad (12)$$

$$2) \quad \xi' = 3.20 / (L R b' - 2.20) \quad (13)$$

$$3) \quad t' = \frac{S_v \cdot l + 2 \{ \eta \cdot Q_c + N / 2 + N_y (D / 2l + 1) \}}{0.63 \sigma_B \cdot l (\xi'^2 - \eta \cdot \xi')} / 2 \quad (14)$$

$$4) \quad S c' = 0.63 \sigma_B \cdot t' / 2 \quad (15)$$

$$5) \quad Q'_{cat} \doteq S c' \cdot \xi' \cdot l + \sqrt{2 M c (S c' - S h)} \quad (16)$$

式(14)は式(4)の $\xi$ に関する式より誘導されている。

方法b) 耐震壁の最大層間変形角を、形状を変えずに修正する場合。

側柱の主筋量を変えることで修正ができる。この場合、主筋量を多くすると最大層間変形角は小さくなり、最大強度は大きくなる。主筋量を少なくすると、これの逆になる。修正は以下の計算を行うことで実行される。

1)  $\zeta Rb'$  を設定する。 (17)

2)  $\xi' = 3.20 / (\zeta Rb' - 2.20)$  (18)

3)  $Ny' = \{Sc' \cdot \xi'^2 \cdot l / 2 - \eta (Qc + Sc' \cdot \xi' \cdot l) - N / 2 - Sv \cdot l / 2\} \frac{1}{D / 2l + 1}$  (19)

4)  $Mc' = Mc + 0.4(Ny' - Ny)D$  (ただし、 $Mc' \geq 0$ ) (20)

5)  $Q'_{cat} = Sc' \cdot \xi' \cdot l + \sqrt{2Mc' \cdot St}$  (21)

6)  $ag' = Ny' / g\sigma_y$  (22)

式(19)は式(4)のNcに関する式より誘導されている。

以上の関係式で(')ダッシュつき記号は第2ステップでの修正値である。

5. 実験による検証

ここでは、2.および3.の強度の評価式と破壊モードの判別式の妥当性を検証するために、 $\sigma_B = 400 \text{ kgf/cm}^2$ 程度のコンクリートをもつ耐震壁の実験について示す。

5. 1 実験の概略

図5に試験体の寸法、配筋、および加力方法を示す。試験体は強剛な上・下梁とせん断破壊しないように補強された側柱をもつものである。加力はアクチュエータによる水平交番力である。表1に試験体の諸性質を示す。

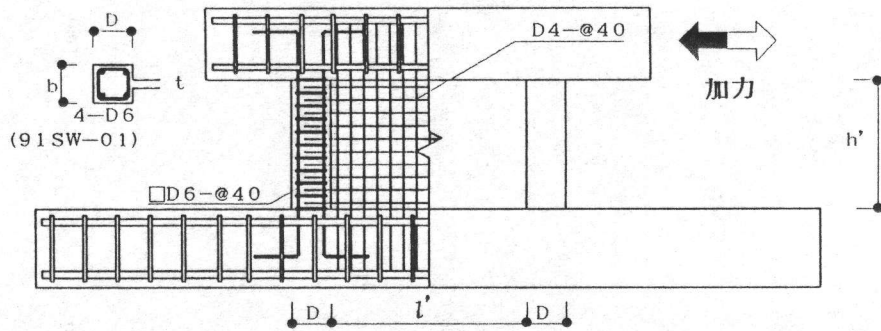


図-5 試験体

表-1 試験体の諸性質

試験体名	t (cm)	Pg (%)	$g\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Ps (%)	$\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
91SW-01	2.59	0.89	3840	1.25	350.3
91SW-02	2.60	1.98	3688	1.25	431.7
91SW-03	2.51	5.52	3634	1.29	393.0
91SW-04	2.64	1.98	3688	1.23	433.4
91SW-05	2.80	3.53	3504	1.16	408.4
91SW-06	2.62	5.52	3634	1.24	441.1
91SW-07	2.47	1.98	3688	1.32	438.0
91SW-08	2.26	3.53	3504	1.44	386.6
91SW-09	2.45	5.52	3634	1.33	453.7

記号 t : 壁厚 (cm)  
Pg : 主筋比 (%)  
共通項目  
柱 b × D = 12 × 12 (cm)  
壁寸法 h × l' = 400 × 600 (cm)  
壁筋の降伏強度  $s\sigma_y = 2897$  (kgf/cm<sup>2</sup>)  
帯筋降伏強度  $w\sigma_y = 3840$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

5. 2 実験結果

表2に最大強度および最大層間変形角の解析値、実験値およびそれらの比較、そして破壊モードの指標である $\xi$ の値と観察された破壊モードを示す。図6は91SW-01、91SW-05、および91SW-06

表-2 解析値と実験値の比較

試験体名	最大強度 (tf)			最大層間変形角 $R_b (\times 10^{-3} \text{ rad.})$			破壊モード	
	$Q_{cal}$	$Q_{exp}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$	${}_L R_b$	${}_n R_b$	$R_b$	$\xi$	実験
91SW-01	11.45	11.70	1.02	10.86	16.70	20.60	0.35	曲げ
91SW-02	17.98	20.29	1.13	8.94	13.75	9.88	0.45	曲げ・せん断
91SW-03	31.95	33.68	1.05	5.13	7.90	5.42	1.04	せん断
91SW-04	18.07	19.99	1.11	8.94	13.75	11.25	0.45	曲げ・せん断
91SW-05	24.95	26.63	1.07	6.87	10.58	10.20	0.65	曲げ・せん断
91SW-06	34.13	36.98	1.08	5.51	8.48	6.77	0.92	せん断
91SW-07	17.84	19.28	1.08	8.66	13.31	10.63	0.47	曲げ・せん断
91SW-08	23.08	27.49	1.19	5.87	9.03	7.95	0.83	せん断
91SW-09	35.28	33.26	0.94	5.28	8.13	6.34	0.99	せん断

$Q_{cal}$ : 最大せん断強度の解析値     ${}_L R_b$ : 式(9)による値     $R_b$ : 実験値 (正・負域の平均値を示す)  
 $Q_{exp}$ : 最大せん断強度の実験値     ${}_n R_b$ : 式(8)による値     $\xi$ : 圧縮ストラットの有効幅係数

の力-変形曲線である。なお、図3の白抜き丸は本実験のデータである。すべての試験体の最大強度の実験値と式(1)~(4)による解析値の比は、0.8~1.2の間にあり、またその  $R_b$  は式(9)の下限曲線を下回っていない。また、 $\xi$  による破壊モードの予測は、実験で観察された破壊モードとよく一致している。これから、2.、3.で提案している強度と破壊モードを制御するための各式は、十分妥当であるといえる。

### 6・結び

本研究では、耐震壁の最大せん断強度と破壊モードを制御するために必要な評価式を提案した。さらに検証のための実験を行った。これらの方法は、簡単であり、また実験結果によく相応しており、有用であるといえる。

### 参考文献

- [1] 望月 洵, 小野里憲一: 連層耐震壁の簡略化最大せん断強度式, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp. 1425-1430, 1990
- [2] 望月 洵, 小野里憲一: 連層耐震壁の破壊モードの判別式, コンクリート工学年次論文報告集 13-2, pp. 559-564, 1991
- [3] 望月 洵: 連層耐震壁の強度に関する研究, 早稲田大学学位論文, 1991. 3
- [4] 中村 勝, 望月 洵, 小野里憲一: 連層耐震壁のマクロモデルの検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II, pp. 423-424, 1991. 9

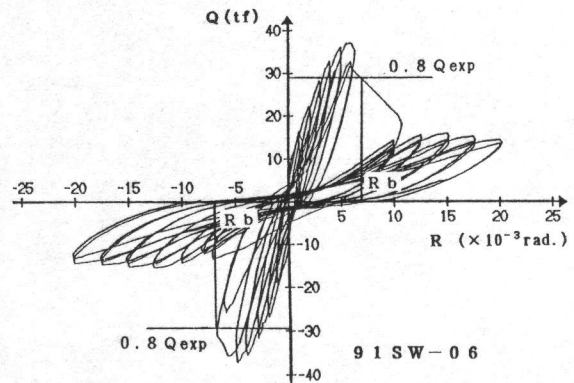
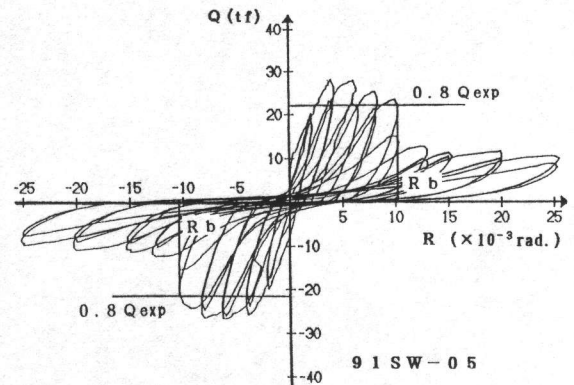
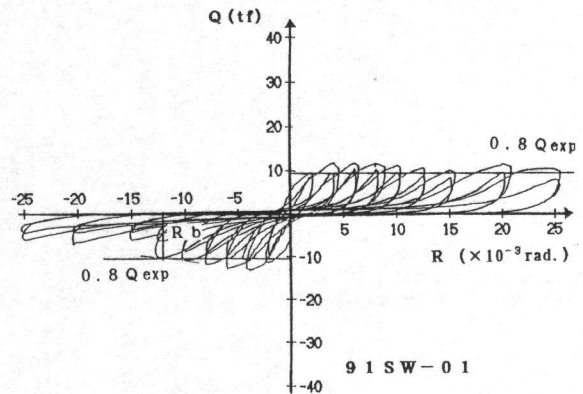


図-6 Q-R曲線