

論文

[2095] マクロモデルによる連層耐震壁の最大強度の解析

正会員 ○望月 洵 (工学院大学工学部)

正会員 小野里 憲一 (工学院大学大学院)

■ 1 はじめに

せん断破壊または曲げ・せん断破壊または曲げ破壊する連層耐震壁のせん断または曲げの最大強度を評価するのに、マクロモデルによる解析的研究が積極的に試みられている。このマクロモデルによる方法は、耐震壁の力学的置換と解析が簡単である点に、ミクロモデルによる有限要素法にない特長をもっている。いままでに提案されているマクロモデルとして、称原・加藤モデル¹⁾、白石・狩野モデル²⁾、南・村上モデル³⁾、および塩原モデル⁴⁾がある。称原・加藤モデルでは、耐震壁の抵抗機構がトラス機構とアーチ機構とから構成されるとし、最大強度を2つの機構の強度の和として求めている。このとき側柱はせん断抵抗をもたないとし、また圧縮ストラットはコンクリートの1軸圧縮強度で降伏するとしている。白石・狩野モデルも、ほぼこれと同じ考えに立っているが、側柱の圧縮側下端のせん断抵抗を考慮している。南・村上モデルは2つの機構に加えて弦機構を導入している。塩原モデルはMar t iのトラスモデルを耐震壁に拡張したもので、2つの機構への分離はしていない。また、側柱のせん断抵抗は省略され、圧縮ストラットは $0.7F_c$ の強度で降伏するとしている。

いずれのモデルも極限解析の下界定理にもとづいて解析されており、その解析値は実験値をよい精度で捉えていると報告している。しかし、次のような諸点は検討する必要があると考えられる。

- 1) トラス機構では圧縮ストラットの一部を有効としているのに、アーチ機構では圧縮ストラットのすべてを有効とする。
- 2) トラス機構とアーチ機構における圧縮ストラットの傾斜角が相違する。
- 3) 圧縮ストラットの仮定される圧縮強度が、モデルによって $0.7F_c$ または $1.0F_c$ と異なる。
- 4) 白石・狩野モデルを除く他のモデルでは、側柱のせん断抵抗を省略しているか、間接的な壁置換の形でしか考慮していない。
- 5) 白石・狩野モデルと南・村上モデルでは、作用力を上梁に作用する水平力に限定している。

本研究は、上記の諸点を考慮して壁板のスリップ破壊で最大強度に達した連層耐震壁の実験から、多様な破壊モードに相応できるマクロモデルを提案し、そして極限解析の下界定理にもとづく最大強度の解析法によってJ C I選定試験体および筆者らの試験体を解析し、そのマクロモデルの妥当性を検討することを目的としている。

■ 2 連層耐震壁の破壊性状

本研究における連層耐震壁のモデルは、筆者らの実験^{5), 6)}で観察された破壊性状にもとづいている。実験の試験体はすべて、連層耐震壁を模した大きな断面寸法と十分な補強筋をもつ上・下梁、および壁板のスリップ破壊を先行させるのに十分に補強された側柱からなる単一耐震壁である。これら実験から、破壊性状は次のようにまとめられる。

- a) せん断破壊 次のステップを踏んで破壊している。

- 1) 壁板の全面にほぼ45°方向の斜め亀裂が密に生じ、そして伸展、拡幅する。
 - 2) 側柱に壁板の斜め亀裂に連なる微細な斜め亀裂、その上・下端および中間に少数の水平亀裂が生じる。
 - 3) 壁板に局部的なスリップ破壊が生じる。
 - 4) 壁板に全面的かつ急激なスリップ破壊が生じ、最大強度に達する。そして急激に強度が低下する。
 - 5) 以後、壁板が脱落したまま、側柱の上・下端曲げ降伏の形で抵抗する。
- b) 曲げ・せん断破壊および曲げ破壊 これらの破壊の場合、壁板の斜め亀裂の方向が、45°からずれる傾向を示す他、上記のせん断破壊のステップ2)と3)間に次のステップ2')が生じる。

2') 側柱の引張側下端の水平亀裂が伸展し、壁板の斜め亀裂が主対角域で密になる。

また、曲げ破壊の場合、ステップ2')から3)にかけて最大強度に達し、平滑な包絡線を示す。その限界変形は壁板の局部的または全面的なスリップ破壊で決まる。せん断破壊と曲げ・せん断および曲げ破壊との相違は、側柱の引張側下端の水平亀裂の伸展とこれに伴う側柱の引張軸降伏が生じないか生じるかである。曲げ・せん断破壊および曲げ破壊では、側柱の引張軸降伏によって靱性的性状を示し、一方、壁板の有効幅がいちじるしくせばめられて最大強度は小さくなる。

■3 マクロモデルと仮定

本研究では、剛強な上・下梁をもつ単一耐震壁が、上梁位置に水平力、軸力、および水平力に比例したモーメントをうける場合を対象とする。上・下梁を剛強にすることで連層耐震壁の1層を模している。上層部から伝達される曲げモーメントは、上梁に作用するモーメントに置換することで導入される。図1に最大強度時の抵抗機構を表すマクロモデルを示す。モデルは剛強な上・下梁とせん断抵抗をもつ側柱、傾斜角が θ であるコンクリートの圧縮ストラット、および縦・横に配置された引張補強筋から構成される。これらの構成部材は、最大強度時ににおいて次の状態にあると仮定される。

- 1) 上・下梁は弾性状態にある。
- 2) 側柱の上・下端は図2に示す降伏曲線上にあり、その中間は降伏曲線上またはその内部にある。降伏曲線は建築学会RC規準の終局強度式による。
- 3) 圧縮ストラット①は十分な拘束力をうけて降伏状態にあり、その降伏値は $0.628F_c$ である。圧縮ストラット②は、交差する側柱の領域が曲げ降伏状態にあるため、横引張補強筋とつりあう応力状態にある(図3)。圧縮ストラット③は、交差する側柱の領域が引張軸降伏状態にあるため、取り除かれる。
- 4) 壁の縦引張補強筋はすべて降伏状態にあり、その降伏値は σ_s である。
- 5) 壁の横引張補強筋は降伏状態にあるか、圧縮ストラットの水平応力成分の値を超えない応力状態にある。ただし3)で取り除かれた圧縮ストラットと交差する横引張補強筋は取り除かれる。

圧縮ストラットの降伏強度は、筆者らのスリップ破壊せん断強度式⁷⁾にもとづいている。剛強な上・下梁をもつ単一耐震壁が1対角圧縮力をうけてせん断破壊した実験結果を用いて、45°方向に設定された圧縮ストラットの応力が一様分布する、縦・横引張補強筋を45°方向に置換した引張ブレースが降伏する、および側柱の上・下端だけが図2の降伏曲線上にあるとする抵抗

機構モデルにもとづいて、そのスリップ破壊せん断強度式は次のように誘導されている。

$$Q_s = (0.314F_c + 0.5P_s \cdot \sigma_s - 8.2) \cdot t \cdot l + 2cQ_y \quad \cdots(1)$$

ここで、 $cQ_y = \frac{My + My'}{h'}$ (ただし、 My , My' は側柱の上・下端の曲げ降伏モーメント)

このような誘導手順を、壁板が45°方向圧縮ストラットと縦・横引張補強筋とから構成されている抵抗機構モデルに適用すると、そのスリップ破壊せん断強度式は次のようになる。

$$Q_s = 0.314F_c \cdot t \cdot l + 2cQ_y \quad \cdots(2)$$

縦・横引張補強筋はせん断力のつりあいに直接的に関係しないため、式(2)では補強筋の項が消えている。用いた試験体の $0.5P_s \cdot \sigma_s$ の平均値は、ほぼ8.2に近く、また、式(2)の()内初項に比べて2, 3項の和は極めて小さい。これらから式(1)と式(2)の間に矛盾はないといえる。

式(2)の初項の $0.314F_c$ は45°方向の圧縮強度で表すと $0.628F_c$ となる。この値が3)で設定した圧縮ストラットの降伏強度で、斜め亀裂が一樣に生じた壁板コンクリートの圧縮強度に相応している。この強度低減係数0.628をいずれの破壊性状においても一定値として仮定する。

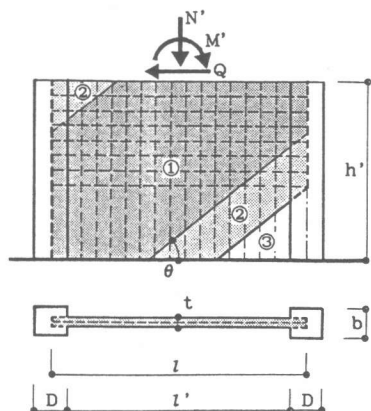


図1 (a) マクロモデル

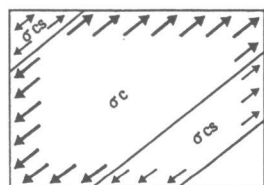


図1 (b) 圧縮ストラットの作用力

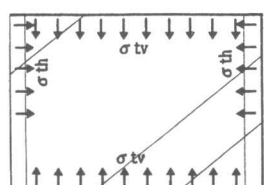


図1 (c) 引張補強筋の作用力

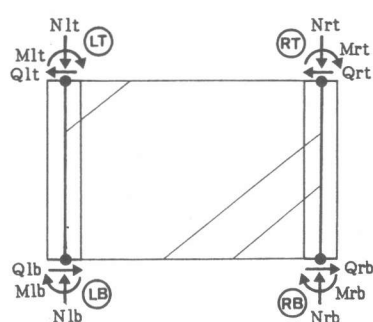


図1 (d) 側柱の端応力

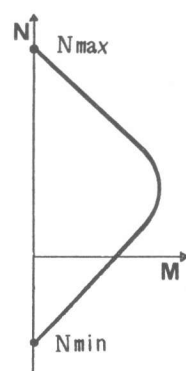


図2 側柱の降伏曲線

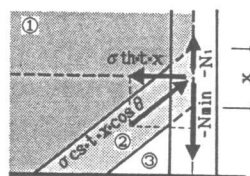


図3 圧縮ストラット②のつりあい

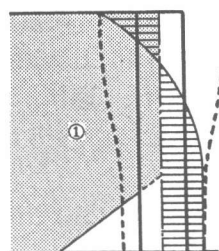


図4 側柱の曲げ分布

--- : 曲げ降伏強度
 ≡ : 曲げ応力
 ■ : ストラット①

■4 解析法の手順

最大強度の解析は、極限解析法の下界定理にもとづいている。その手順は、初めに傾斜角 θ の圧縮ストラットの場合について降伏条件を満たす静的許容応力場を求める。このとき、せん断強度(Q_{cal})は上梁下端における壁板(圧縮ストラット)の負担せん断力(Q_w)と側柱の負担せん断力(ΣQ_c)の和($Q_{cal} = Q_w + \Sigma Q_c$)として求める。より具体的な手順は、次のようになる。

- 1) 定数を計算する
- 2) Q_{cal} を含むすべての未知量の初期値を設定する
- 3) 側柱の上・下端まわりのモーメントのつりあいから側柱の軸力を求める。
- 4) 側柱の曲げ強度を3)で求めた軸力を用い、終局強度式から求める。
- 5) 側柱のせん断力を求める
- 6) 壁板の負担せん断力と側柱の負担せん断力の和から、せん断強度 Q_{cal} を求める
- 7) 2)から6)の計算を Q_{cal} の値が収束するまで繰り返す

ここで、2)から7)の計算の結果、側柱の応力が降伏曲線の外にでる場合、次の方法で圧縮ストラットの有効幅を変えて、降伏曲線上にあるよう修正する。

- i) 側柱に沿う曲げモーメントが降伏強度を超える場合、側柱のつりあいから曲げモーメントが降伏強度を超えないよう、圧縮ストラット①の幅を設定する(図4)。
- ii) 側柱の軸力が降伏強度を超える場合、モーメントのつりあいから軸力が降伏強度になるよう、圧縮ストラット②の幅を設定する。
- iii) 圧縮ストラット①と②の残りは、自動的に圧縮ストラット③と設定される。

この手順1)～7)を、傾斜角 θ を変化させて行い、最大の静的許容応力場を求める。このせん断力を最大せん断強度とする。

■5 解析結果

解析の対象とした連層耐震壁の試験体は、JCI選定試験体27体、および筆者の88シリーズの11体である。JCI選定試験体は、JCIの研究委員会によって検定用の試験体として選定されたもののうちマクロモデル用のもので、ここでは、形状の単純な試験体に限定して27体を選んだ。その詳細は文献8)に記載されている。88シリーズの実験については別の機会に発表されるので、ここでは詳述を避けるが、その概要は次のようである。試験体は剛強な上・下梁とせん断破壊が生じないように補強された側柱をもつ単一耐震壁で、パラメータは柱の全主筋比と断面積および壁板の形状比である。作用力は上梁位置の定軸力と水平力である。88シリーズのすべての試験体は、柱主筋の歪計測および解析による側柱の軸力からは、曲げ・せん断破壊または曲げ破壊と判定できるものであるが、せん断破壊に極めて近いものもあった。これらの試験体の諸性質および最大せん断強度の実験値を表2に示してある。

JCI選定試験体について、本モデル、および既往の提案モデルのうち称原・加藤モデルと塩原モデルによる解析結果を表1に示した。図5、6、7は、それぞれのモデルについて解析値と実験値の比較である。表1の結果は、本モデルが他のモデルと同じ程度またはそれ以上のよい精度であることを示している。

88シリーズについての解析結果を表2および図8、9、10に示す。称原・加藤モデルを適用するにあたって、引用プログラムをJCI選定試験体に適用し、その取扱い方を確認している。塩原モデルについては、新たに作成したプログラムを同様な方法で確認している。ただし、

表1 JCI選定試験体の解析結果

No	試験体名	実験値 Q _{exp} (t)	本モデル		称原加藤モデル		塩原モデル	
			Q _{cal} (t)	Q _{exp} Q _{cal}	Q _{cal} (t)	Q _{exp} Q _{cal}	Q _{cal} (t)	Q _{exp} Q _{cal}
1	W7105	79.9	93.3	0.856	88.8	0.900	107.7	0.742
2	W7101	66.7	65.9	1.012	60.0	1.112	75.5	0.883
3	W7103	53.5	50.8	1.053	45.8	1.168	52.4	1.021
4	F	62.0	62.4	0.993	55.1	1.125	57.4	1.080
5	W7602	82.5	94.6	0.872	87.1	0.947	81.3	1.015
6	W7603	104.7	112.2	0.933	105.1	0.996	107.7	0.972
7	W7605	65.3	65.3	0.999	61.4	1.064	62.6	1.043
8	W7606	94.3	98.1	0.962	89.6	1.052	88.9	1.061
9	76W101	16.2	13.6	1.192	12.6	1.286	13.7	1.182
10	76W201	21.9	20.4	1.072	18.8	1.165	20.0	1.095
11	76W401	26.5	31.9	0.830	29.4	0.901	24.5	1.082
12	A-2	95.0	110.8	0.857	104.9	0.906	105.6	0.900
13	78D3	13.2	12.2	1.086	11.8	1.119	10.7	1.234
14	78D3H	13.0	13.2	0.985	13.2	0.985	11.7	1.111
15	111	10.3	8.2	1.257	8.2	1.256	11.1	0.928
16	112	16.5	15.5	1.065	14.9	1.107	16.2	1.019
17	W1-2	34.2	37.5	0.913	33.4	1.024	37.2	0.919
18	W3-3	42.0	43.3	0.970	39.2	1.071	47.1	0.892
19	W1-5	33.1	29.3	1.131	29.7	1.114	—	—
20	OW1-1	5.0	4.6	1.082	4.0	1.250	4.9	1.020
21	40W1-1	8.8	8.7	1.017	7.6	1.158	7.9	1.113
22	A103a	82.5	84.1	0.981	86.2	0.957	72.2	1.143
23	A106a	83.0	89.8	0.924	90.0	0.922	83.3	0.996
24	A112a	82.0	90.0	0.911	82.7	0.992	64.9	1.263
25	B1-2	171.7	180.2	0.953	180.4	0.952	236.1	0.727
26	B1-4	138.3	128.0	1.080	118.9	1.163	171.4	0.807
27	B1-5	182.9	166.7	1.097	155.4	1.177	199.8	0.915
平均		—	—	1.003	—	1.069	—	1.006
標準誤差		—	—	0.102	—	0.112	—	0.136
変動係数		—	—	0.102	—	0.105	—	0.133

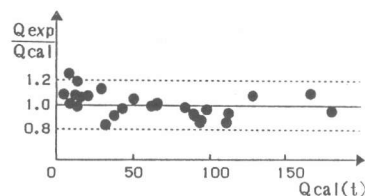


図5 最大せん断強度の解析値と実験値の比較 [本モデル]

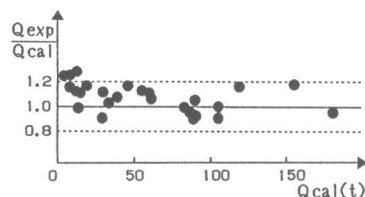


図6 最大せん断強度の解析値と実験値の比較 [称原・加藤モデル]

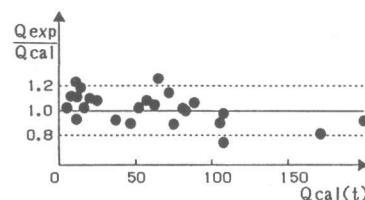


図7 最大せん断強度の解析値と実験値の比較 [塩原モデル]

表2 88シリーズの解析結果

NO	名称	b×D	ℓ'×h'	t	P _g	σ _g	P _s	σ _s	M/Q	No	F _c	Q _{exp}	本モデル		称原・加藤モデル		塩原モデル	
													Q _{cal}	Q _{exp} /Q _{cal}	Q _{cal}	Q _{exp} /Q _{cal}	Q _{cal}	Q _{exp} /Q _{cal}
1	88SW-1	12×12	88×50	3.1	2.47	3893	1.04	5258	70	4.0	291	27.4	32.9	0.832	27.3	1.003	29.4	0.933
2	88SW-2	12×12	88×50	3.5	1.38	3552	0.94	5258	70	4.0	221	26.0	26.8	0.972	21.2	1.229	23.6	1.102
3	88SW-3	12×12	88×50	3.7	1.87	3893	0.89	5258	70	4.0	254	32.0	31.9	1.005	24.5	1.304	26.7	1.199
4	88SW-4	12×12	88×50	3.4	4.02	3690	0.94	5258	70	4.0	255	38.0	34.8	1.093	31.7	1.198	31.7	1.199
5	88SW-5	12×6	94×50	3.4	4.94	3893	0.95	5258	70	4.0	227	23.3	26.5	0.880	25.2	0.926	23.6	0.987
6	88SW-6	12×9	91×50	3.3	3.30	3893	0.98	5258	70	4.0	211	27.3	25.7	1.062	24.5	1.115	24.1	1.131
7	88SW-7	12×15	85×50	3.4	1.98	3893	0.96	5258	70	4.0	206	32.9	28.8	1.141	25.0	1.318	27.2	1.209
8	88SW-8	12×18	82×50	3.2	1.65	3893	1.02	5258	70	4.0	200	31.6	28.5	1.110	24.1	1.312	27.3	1.158
9	88SW-9	12×12	38×50	3.1	2.47	3893	1.04	5258	70	4.0	216	16.5	16.2	1.021	11.9	1.388	13.0	1.272
10	88SW-10	12×12	113×50	3.3	2.47	3893	0.99	5258	70	4.0	226	36.4	34.3	1.062	32.4	1.124	33.4	1.091
11	88SW-11	12×12	138×50	3.3	2.47	3893	0.97	5258	70	4.0	240	40.4	42.1	0.959	40.8	0.990	40.9	0.987
平均													—	1.020	—	1.079	—	0.928
標準誤差													—	0.114	—	0.204	—	0.162
変動係数													—	0.112	—	0.189	—	0.174

記号

b×D(cm×cm): 側柱の断面寸法
ℓ'×h'(cm×cm): 壁板の内法寸法
t(cm): 壁厚(設計値または実測値)
P_g(%): 側柱の全主筋比

No(t): 側柱1本あたりの定軸力
F_c(kg/cm²): コンクリートの圧縮強度
Q_{exp}(t): 実験の最大せん断強度
Q_{cal}(t): 解析の最大せん断強度

σ_g(kg/cm²): 主筋の降伏強度
P_s(%): 壁の補強筋比
σ_s(kg/cm²): 補強筋の降伏強度
M/Q(cm): 反曲点高さ

上梁に作用する水平力および置換モーメントは、上梁下端で評価して適用している。図11は88シリーズの試験体について解析による応力状態および実験の履歴曲線を示す。図12は本モデルの解析による圧縮ストラットの傾斜角と実験で得られた主対角域亀裂の傾斜角との比較である。本モデルの解析結果は、大要、実験の破壊性状に相応している。

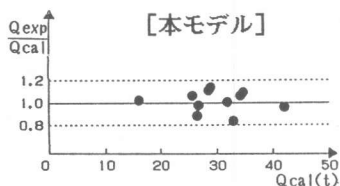


図8 最大せん断強度の
解析値と実験値の比較

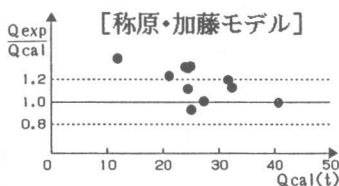


図9 最大せん断強度の
解析値と実験値の比較

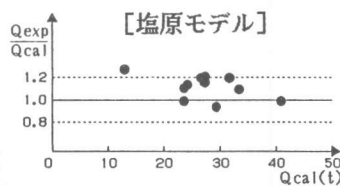
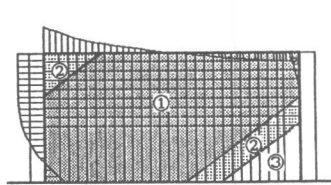
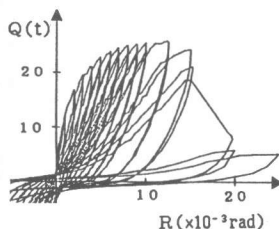


図10 最大せん断強度の
解析値と実験値の比較



(a) 応力状態



(b) 履歴曲線

図11 88SW-2試験体

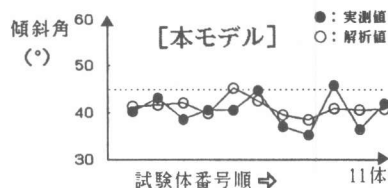


図12 圧縮ストラットの傾斜角の
解析値と実験値の比較

■ 結び

結びとして次のようにまとめることができる。

本研究で提案した連層耐震壁の最大強度時を表すマクロモデルは、いろいろな破壊モードによく適合している。

参考文献

- 1) 称原・加藤 「鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力」 日本建築学会論文集, 第343号, 1984.6, pp.21~31
- 2) 白石・狩野・町田 「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, 1986.7, pp.144~155
- 3) 村上・福嶋・南 「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, 1985, pp.381~384
- 4) 塩原 「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, No.8, Aug.1987, pp.101~114
- 5), 7) M.Mochizuki et al., A Study on the Slip Shear Failure of a Layered Shear Wall Frame System, Pro. of 9th WCEE, Vol.IV, PP.511~516, Aug.1988
- 6) 望月・梅田 「連層耐震壁の靱性に関する実験的および解析的研究」, コンクリート構造物の靱性とその評価に関するコロキウム, 日本コンクリート工学協会, 1988.3, PP.28, 29
- 8) 称原・白井・野口 「RC耐震壁のマクロモデル間の解析結果の比較および実験値との比較」 RC耐震壁のマクロモデルとFEMミクロモデルに関するパネルディスカッション論文集, 日本コンクリート工学協会, JCI-CII, 1988.1