

論文

[2096] マクロモデルによる単独耐震壁の弾塑性解析

正会員 小野里憲一 (工学院大学工学部)

正会員 望月 洵 (工学院大学工学部)

■ 1 はじめに

連層耐震壁の靱性設計法を確立するために、強度と変形に関する解析的研究が実験的研究とともに積極的に行われている。強度については、極限解析法にもとづくマクロモデルによる解析的研究によって、かなりなところまで最大強度を評価できるようになっている。一方、変形については、有限要素法による解析法を確立するための平面応力場にあるRC平板の構成則に関する実験的研究[1]、平石[2]および塩原[3]による簡略化された置換モデルによる変形解析、そして強度評価に用いたマクロモデルに構成則を導入した井上ら[4]の弾塑性解析などが試みられている。しかし、いずれの解析も、大要、実験の包絡線を追跡しているとして、研究の途中であることは否めない。

筆者らは、文献[5]、[6]でトラス置換されたモデルを用いて弾塑性解析を試みているが、荷重増分の解析のため、限界変形角と最大強度以降の性状を的確には捉えていない。その後、筆者らは文献[7]で、側柱のせん断抵抗と壁板のスリップ破壊強度を導入したマクロモデルを提案し、これがせん断破壊モードまたは曲げ破壊モードで終る連層耐震壁の最大強度の解析に妥当であることを示した。本研究は、このマクロモデルを用いて連層耐震壁の一層を想定した単独耐震壁の変形を捉えることを目的としている。このため、マクロモデルに簡略化された構成則を導入して変位増分の解析を行い、解析と実験の包絡線を比較することにより構成則を検討する。

■ 2 マクロモデルと構成則

本研究では、曲げモーメント、せん断力、および軸力をうける連層耐震壁を、剛強な上・下梁をもつ単独耐震壁に置換して扱う。図-1は、この置換された単独耐震壁のマクロモデルである。マクロモデルは、剛強な上・下梁、曲げとせん断および軸力に抵抗できる側柱、傾斜角 $\theta$ の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で構成される。文献[5]と[6]で採用されたモデルでは、圧縮ストラットの傾斜角は $45^\circ$ 、斜め引張補強筋の傾斜角は $135^\circ$ としていた。本研究では、圧縮ストラットの傾斜角として、文献[7]の方法で求めた最大強度時の値を用いる。

マクロモデルを構成する部材の構成則を次のように設定する。

- 1) 上・下梁は弾性とし、いずれの応力に対しても破壊しない。その剛性は鉄筋を考慮した弾性剛性を用いる。ただし、せん断変形は考慮しない。
- 2) 側柱は完全弾塑性とし、その曲げと引張の降伏強度はRC規準の終局強度式[8]付20.19~20.39で表される値とする(図-2)。圧縮破壊とせん断破壊は生じないとして考慮しない。弾

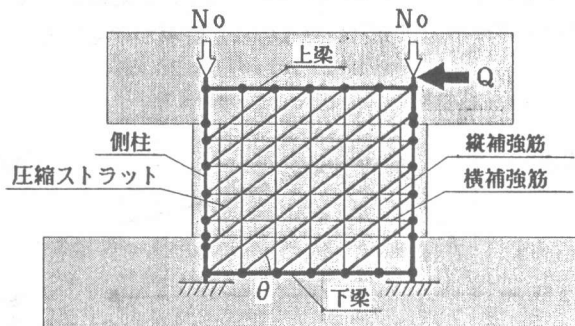


図-1 マクロモデル

性剛性は、次式で表される鉄筋を考慮した値を用いる。ただし、せん断変形は考慮しない。

$$\text{圧縮剛性：} (EA)_c = E_c \cdot b \cdot D \cdot (1 + P_g \cdot E_s / E_c) \quad (1)$$

$$\text{引張剛性：} (EA)_t = E_c \cdot b \cdot D \cdot P_g \cdot E_s / E_c \quad (2)$$

$$\text{曲げ剛性：} EI = E_c \cdot \{0.5 \cdot b \cdot D^3 / 12 + P_t \cdot b \cdot D \cdot (D/2 - dt)^2 \cdot E_s / E_c\} \quad (3)$$

ここで、式(3)の係数0.5は、柱の圧縮・曲げ降伏域における中立軸比がほぼ0.3~0.7の間にあることを考慮して、簡単のためコンクリートの1/2の断面が有効とした係数である。また、側柱の軸力の構成則は、圧縮破壊が生じないとしたため図-3のようになる。

3) 引張補強筋は完全弾塑性とし、その強度と剛性は次式で表される値とする。

$$\text{強度：} N_y = P_s \cdot \sigma_y \cdot b_w \cdot t \quad (4)$$

$$\text{剛性：} EA = E_s \cdot b_w \cdot t \quad (5)$$

ただし、 $b_w$ は補強筋の分割幅である。

4) 圧縮ストラットの構成則として、モデルIとIIを設定する。モデルIはPopovics[9]の応力-歪曲線式にCollins[10]の軟化効果を考慮するために、式中の $F_c$ の代りに $0.63F_c$ を用いたもので(図-4)、次式で表される。

$$\sigma \cdot b_w \cdot t = \frac{n \cdot \xi}{n - 1 + \xi^n} \cdot F_c' \cdot b_w \cdot t \quad (6)$$

ただし

$$F_c' = 0.63 \cdot F_c, \quad n = 0.57 \cdot 10^{-2} \cdot F_c' + 1$$

$$\xi = \varepsilon / \varepsilon_0, \quad \varepsilon_0 = 4.29 \cdot 10^{-4} \cdot F_c'^{1/4}$$

ここで、係数 $0.63F_c$ は、筆者らが文献[7]で提案しているマクロモデルにおける圧縮ストラットの降伏強度で、圧縮方向に平行な亀裂が生じている状態のコンクリートの有効圧縮強度に相当する。この有効圧縮強度は、直交方向の引張歪の関数で表されるが、本研究では、壁板の亀裂が十分に進展した状態のマクロモデルの扱っているため、定値としている。野口ら平面板の研究[11]はこのことを裏づけている。

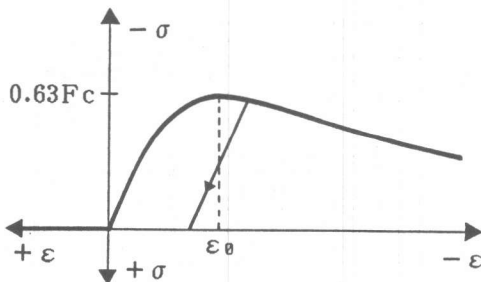


図-4 圧縮ストラットの構成則：モデルI

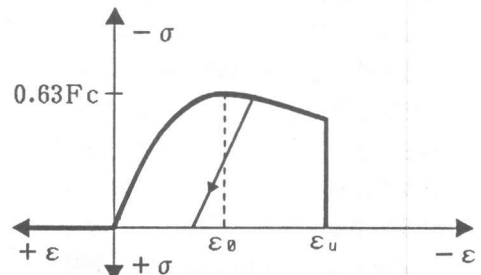


図-5 圧縮ストラットの構成則：モデルII

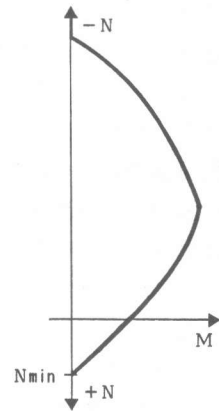


図-2 側柱の終局強度

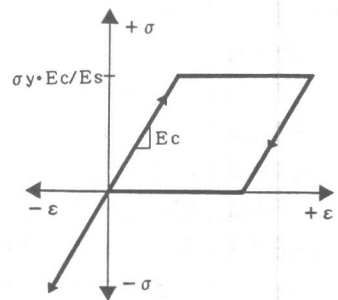


図-3 側柱の軸力の構成則

モデルⅡは、図-5に示すように、モデルⅠの応力-歪曲線に歪限界を設定したものである。実験における圧縮ストラットの破壊が脆性的であり、必ずしも圧縮ストラットの全長にわたって破壊が生じないことを考慮したもので、圧縮ストラットの平均歪限界と考えることができる。歪限界の妥当な値については、現時点で、資料がないので、本研究ではパラメータに $\epsilon_u$ を設定し、解析と実験の結果を比較することで妥当な歪限界を検討する方法をとっている。

以上において、引張補強筋と圧縮ストラットの材長は壁板内の寸法とし、また、その分割幅は壁板の寸法に応じ、50mm~100mmの値とした。

### ■ 3 解析の対象とした試験体

解析の対象とした試験体は、筆者らの実験[12]で曲げ・せん断破壊モードまたは曲げ破壊モードで終わった試験体の9体である。試験体は図-6に示す形状で、剛強な上・下梁とせん断破壊しないように補強された側柱をもつ単独耐震壁である。試験体のパラメータは、壁板の辺長比、側柱の主筋量、および側柱の断面寸法で、最大強度と破壊モードに与える影響を検討するために選択されたものである。加力は、定軸力と上梁位置の水平力をうける片持柱形式の曲げ・せん断力で、各ステップごとに1~2回の交番加力としている。層間部材角 $R$ は、上・下梁の相対水平変位を壁板の内法高さで除した値の両側面の平均値である。

試験体の破壊経過は、大要、同じもので次のステップを踏んで破壊している。

- |                         |                 |
|-------------------------|-----------------|
| 1) 壁板に直交斜め亀裂の形成         | 4) 壁板の局部的スリップ破壊 |
| 2) 側柱下端の下梁に沿う水平亀裂の発生と伸展 | 5) 側柱の引張軸降伏     |
| 3) 側柱中間域に水平亀裂と斜め亀裂の発生   | 6) 壁板の全体的スリップ破壊 |

表-1 試験体の諸性質と解析結果

No	試験体名	b	D	l'	h'	t	Pg	$\sigma_y$	Ps	Fc	Q <sub>exp</sub>	Rb	Q <sub>cal</sub>	$\theta$
1	88SW-1	12	12	88	50	3.1	2.47	3770	1.04	291	27.4	8.7	29.7	38.0
2	88SW-2	12	12	88	50	3.5	1.38	3839	0.94	221	26.0	15.1	23.2	36.5
3	88SW-3	12	12	88	50	3.7	1.87	3893	0.89	254	32.0	10.3	27.3	36.0
4	88SW-5	12	6	94	50	3.4	4.94	3770	0.95	227	23.3	6.4	24.4	45.0
5	88SW-6	12	9	91	50	3.3	3.30	3770	0.98	211	27.3	8.0	24.2	44.5
6	88SW-7	12	15	85	50	3.4	1.98	3770	0.96	206	32.9	9.1	26.9	41.5
7	88SW-8	12	18	82	50	3.2	1.65	3770	1.02	200	31.6	7.2	28.0	40.0
8	88SW-9	12	12	38	50	3.1	2.47	3770	1.04	216	16.5	11.0	14.0	43.0
9	88SW-11	12	12	138	50	3.3	2.47	3770	0.97	240	40.4	7.4	40.1	39.5

〔表および式の記号〕

- Ec: コンクリートのヤング係数  
 $(=2.1 \times 10^6 \times \sqrt{F_c} / 200 \text{ kgf/cm}^2)$
- Es: 鉄筋のヤング係数 $(=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2)$
- b: 側柱の幅 (cm)
- D: 側柱のせい (cm)
- l': 壁板の内法長さ (cm)
- h': 壁板の内法高さ (cm)
- t: 壁板の厚さ (cm)
- Pg: 側柱の主筋比 (%)
- Ps: 壁補強筋比 (%)
- $\sigma_y$ : 鉄筋の降伏点強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- Fc: コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- Q<sub>exp</sub>: 実験の最大強度 (tf)
- Rb: 実験の平均限界変形角 ( $\times 10^{-3}$  rad.)
- Q<sub>cal</sub>: 文献[7]による解析の最大強度 (tf)
- $\theta$ : 文献[7]による解析の傾斜角 (度)
- 共通: 側柱帯筋:  $P_w=1.108(\%)$ ,  $\sigma_y=4774(\text{kgf/cm}^2)$   
 壁補強筋:  $\sigma_y=5253(\text{kgf/cm}^2)$   
 $N_o=4.0(\text{tf})$   
 反曲点高さ: 70(cm)

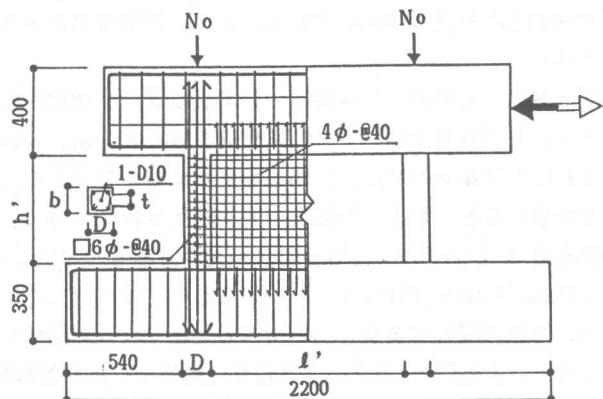


図-6 試験体

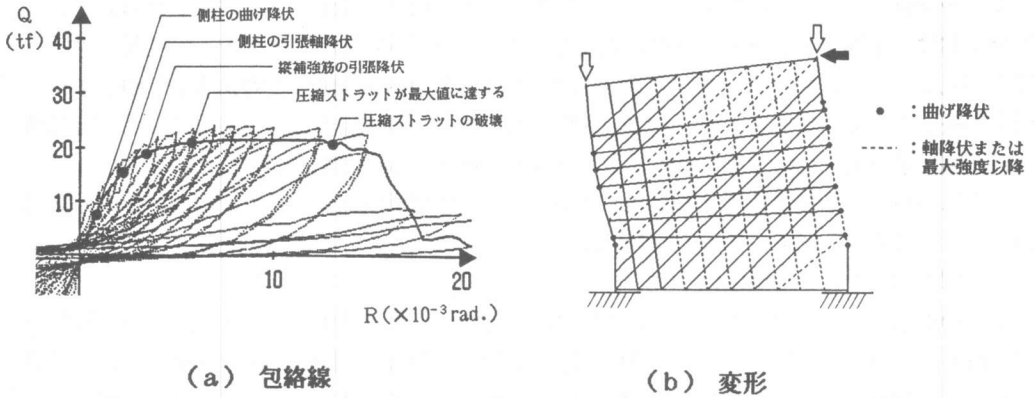


図-7 88SW-2の解析結果

最大強度には、ステップ5)と6)の間で達しているが、ステップ6)の発生とともに抵抗力は低下し、柱・梁フレーム構造の側柱上・下端曲げ降伏の抵抗形式に移行している。曲げ破壊モードの場合、ステップ6)の以前にステップ5)がいちじるしく進行し、ステップ6)における抵抗力の低下は顕著でない。いずれの試験体も、側柱の中心にセットした主筋の歪計測からは、引張降伏が認められた。しかし、88SW-11は極めてせん断破壊モードに近いものであった。

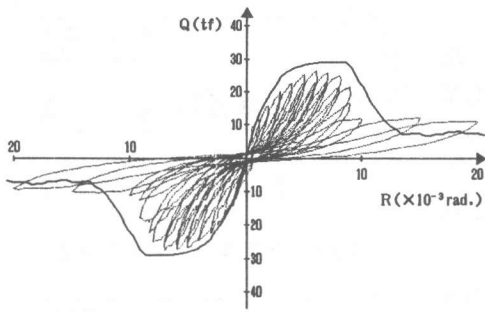
表-1に試験体の諸性質と実験値を示す。表中の $R_{bexp}$ は、実験の正負包絡線と $0.8Q_{exp}$ の水平線の交点に対応するRの平均値で、本研究で限界変形角と定義した層間部材角である。また、 $Q_{cal}$ は文献[7]の方法によって解析された最大強度である。

#### ■4 解析結果

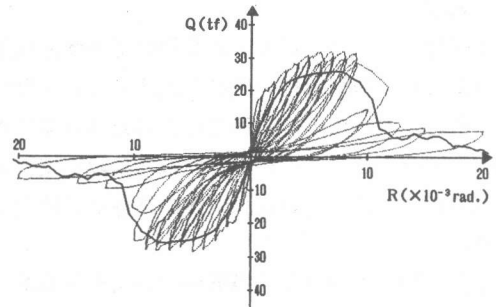
解析は、すべての試験体について、構成則のモデルIとIIについて行われた。モデルIIについては、歪限界として、 $\epsilon u = 0.002, 0.003, 0.004$ の3つの場合を設定した。また、変位増分のステップは $0.5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ とした。解析の妥当性の基準として、包絡線の全体性状が実験のそれと合致すること、および $Q_{ana}/Q_{exp}$ の値と $R_{bana}/R_{bexp}$ の値が1.0に近いことを選んだ。

図-7は、試験体88SW-2のモデルIIで $\epsilon u = 0.003$ の場合の解析の包絡線と最大強度時の変形である。破壊は、図中に示したように、側柱の曲げ降伏-側柱の引張軸降伏-縦補強筋の引張降伏-圧縮ストラットが最大値に達する-圧縮ストラットの破壊の順で進行している。この破壊経過は実験のそれとほぼ相応している。また、包絡線の全体性状は解析と実験とよく合致しているといえる。

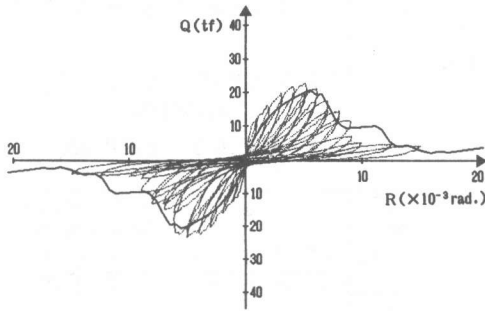
図-8は、その他の試験体について最も妥当と判定された解析の包絡線である。図-9は、モデルIとモデルIIについて、各試験体の $Q_{ana}/Q_{exp}$ 、 $R_{bana}/R_{bexp}$ をプロットしたもので、図-10はモデルIIの $R_{bana}/R_{bexp}$ をまとめたものである。試験体数、パラメータ、特に $F_c$ の範囲が小さいこと、および破壊モードが限定されていることのため特定できないが、これらの図は、モデルIIで $\epsilon u = 0.003$ 程度の場合が妥当であることを示している。図-11は各試験体についての $Q_{ana}/Q_{cal}$ をプロットしたものである。マクロモデルの解析値 $Q_{cal}$ は剛塑性を仮定しているため、弾塑性解析による $Q_{ana}$ に比べて大きくなる傾向があるが、図-11は、この差がいちじるしくなく、文献[7]の方法による強度の解析が、弾塑性解析と同じ程度の精度であることを示している。



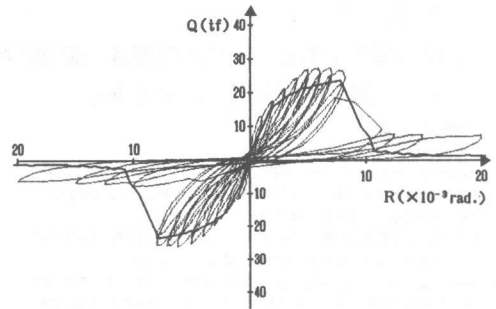
(a) 88SW-1 モデルⅡ  $\epsilon u=0.003$



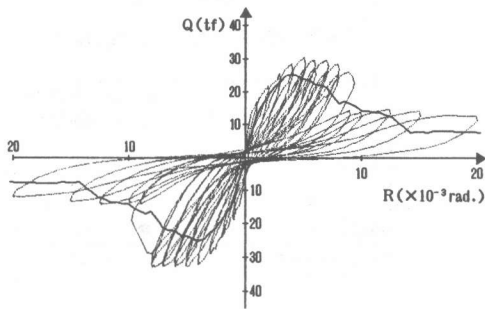
(b) 88SW-3 モデルⅡ  $\epsilon u=0.002$



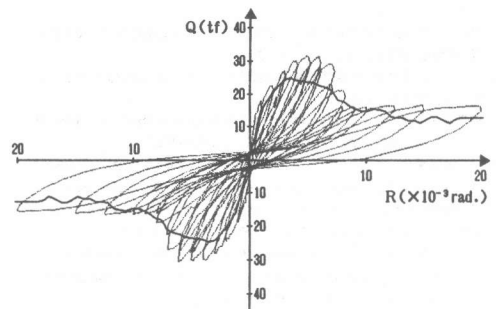
(c) 88SW-5 モデルⅡ  $\epsilon u=0.002$



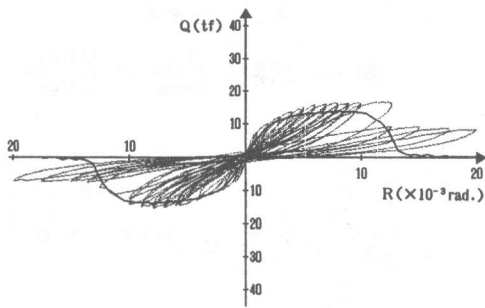
(d) 88SW-6 モデルⅡ  $\epsilon u=0.003$



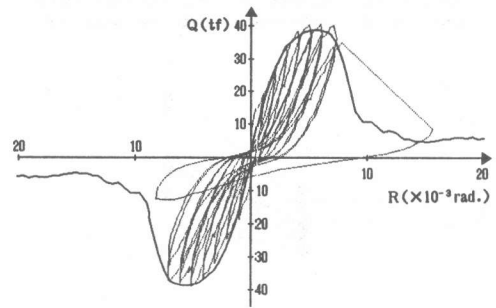
(e) 88SW-7 モデルⅡ  $\epsilon u=0.004$



(f) 88SW-8 モデルⅡ  $\epsilon u=0.004$



(g) 88SW-9 モデルⅡ  $\epsilon u=0.004$



(h) 88SW-11 モデルⅡ  $\epsilon u=0.003$

図-8 解析の包絡線

## ■ 結び

本研究では、マクロモデルを用いて連層耐震壁の一層を想定した単独耐震壁の変形を捉えることを目的として、筆者らのマクロモデルに簡略化された構成則を導入して弾塑性解析を行い、解析と実験の包絡線を比較することを試みた。解析に用いた試験体の諸性質の枠内で次の結論を得た。

- 1) 圧縮ストラットの構成則としてモデルⅡが妥当である。
- 2) モデルⅡの歪限界として  $\varepsilon u = 0.003$  程度が妥当である。
- 3) 極限解析にもとづく最大強度は、弾塑性解析にもとづく最大強度と同じ程度である。

## ■ 参考文献

- 1) 大久保雅章, 浜田聡, 野口博: 地震時のひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験, JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, 1989, pp.17~30
- 2) 平石久広: 曲げ降伏の鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第347号, 1985, pp.95~101
- 3) 塩原等: コンクリートの有効強度を考慮する鉄筋コンクリート耐震壁の簡単な荷重-変形解析, JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, 1989, pp.1~8
- 4) 井上範夫, 鈴木紀雄: RC耐震壁の荷重-変形関係を求める線材モデル, JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, 1989, pp.179~186
- 5) 望月海, 片桐徹: 連層耐震壁のトラスモデルによる弾塑性解析, 工学院大学研究報告第62号, 1987, pp.304~314
- 6) 望月海, 小野里憲一: 連層耐震壁の靱性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 1988, pp.261~266
- 7) 望月海, 小野里憲一: 連層耐震壁のマクロモデルとその解析法, コンクリート工学論文集, 1990, Vol.1, No.1, pp.121~132
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説, 1988, pp.606
- 9) S. Popovics: Factors Affecting the Elastic Deformations of Concrete, Proc. of the International Conference on Mechanical Behavior of Materials, Kyoto, 1971, Vol. IV, p.172
- 10) F. J. Vecchio, M. P. Collins: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, 1986, pp.219~231
- 11) 大久保雅章, 浜田聡, 野口博: 地震時のひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験, JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, 1989, pp.17~22
- 12) 望月海, 小野里憲一: 連層耐震壁の最大強度におよぼす側柱の強度と壁板の辺長比の影響, 日本建築学会学術講演会梗概集, 1989, pp.625~626

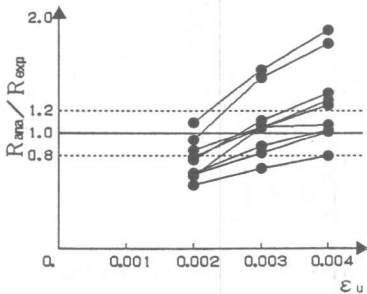
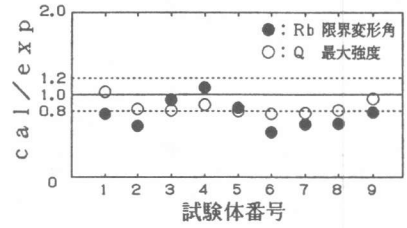
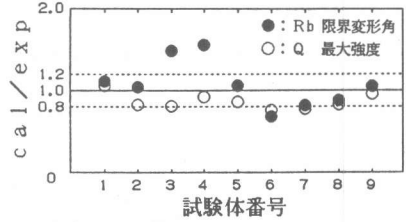


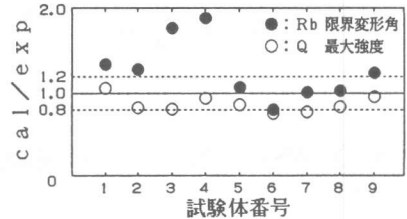
図-10  $R_{bana}/R_{bexp}$  と  $\varepsilon u$  の関係



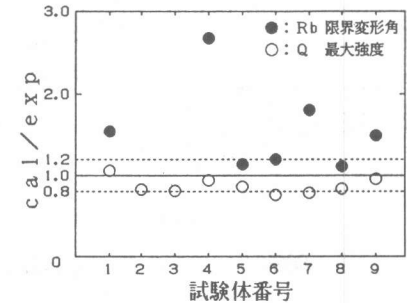
(a) モデルⅡ  $\varepsilon u = 0.002$



(b) モデルⅡ  $\varepsilon u = 0.003$



(c) モデルⅡ  $\varepsilon u = 0.004$



(d) モデルⅠ

図-9 試験体  $\frac{Q_{ana}}{Q_{exp}}$  と  $\frac{R_{bana}}{R_{bexp}}$

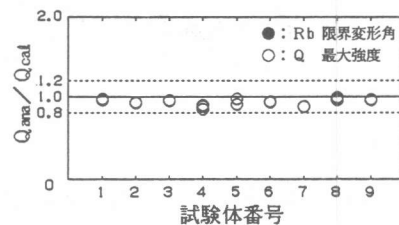


図-11 試験体の  $Q_{ana}/Q_{cal}$