

論文

[2226] 異なる破壊モードをもつ耐震壁からなる複合構造の破壊性状

小野里 憲一*1・望月 洵*2・柴野 勝久*3

1. はじめに

片持加力をうける単独耐震壁の最大せん断強度は、マクロモデルを用いた極限解析で、精度よく評価できるようになってきている。しかし、同一層に複数の耐震壁が、特に異なる破壊モードの耐震壁が存在するときの強度評価には、検討すべき次のような問題がある。

a) 梁からの曲げモーメントをどう考慮するか。

b) どのような場合、個々の耐震壁の最大せん断強度の累加が成り立つか。

これらの問題の解決は、壁をもつフレーム構造の保有耐力の評価にとって必須である。

本研究は、異なる破壊モードの耐震壁からなる複合構造の水平加力実験から、破壊性状の特徴を捉え、さらに最大せん断強度の評価を極限解析と弾塑性解析の方法で行い、上記の問題を検討している。

2. 実験計画

図1に試験体の形状と寸法、配筋方法、および加力方法を示す。試験体は、二つの耐震壁A、B、および結合梁と基礎梁によって構成された複合構造である。連層耐震壁の基層を想定しており、耐震壁の上梁の曲げ剛性は十分に大きくしているが、ここでは簡単化のため、上梁に作用するモーメントとして結合梁からのモーメントのみを考えている。耐震壁Aは曲げ破壊モードで、耐震壁Bは曲げ・せん断またはせん断の破壊モードで、それぞれ終わるように設計されている。これは、曲げ破壊モードの耐震壁はその強度を保持した平滑域を形成することから、最大強度の累加が成り立つと予測されるからである。側柱はせん断破壊しないように十分に補強されている。結合梁は材端の曲げ降伏が先行するようにせん断補強されている。加力は、アクチュエータ（最

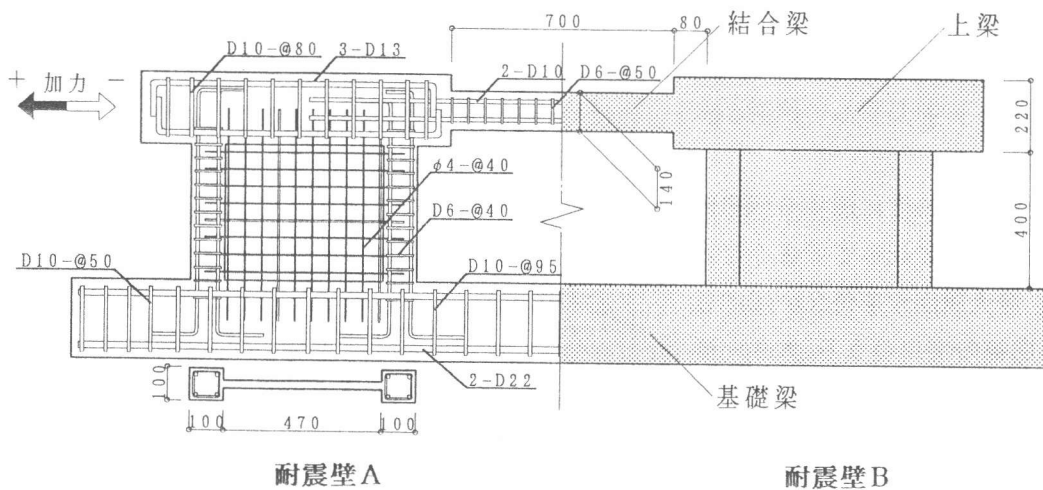


図1 試験体

*1 O. R. S事務所、工修（正会員）

*2 工学院大学教授、工学部建築学科、工博（正会員）

*3 工学院大学大学院、工学研究科建築学専攻

大能力75tf)による上梁に作用する水平正負交番力で、その加力サイクルは、最大荷重または層間変形角 $R=10 \times 10^{-3}$ rad. までは $R=1 \times 10^{-3}$ rad. ごと2回、それ以降は $R=2 \times 10^{-3}$ rad. ごと1回である。変位計測は、耐震壁A、Bの上梁下端と基礎梁の相対水平変位を変位計で、側柱下端の歪を歪ゲージでそれぞれ計測している。

表1に、試験体の寸法、補強

筋量、材料強度、および ξ を示す。 ξ は、単独耐震壁と扱った場合の耐震壁の破壊モードを表す指標である。筆者らは、 $\xi \geq 0.8$ の場合にせん断、 $0.8 > \xi > 0.4$ の場合に曲げ・せん断、および $0.4 \geq \xi$ の場合に曲げの破壊モードで終わるとしている[1]。

3. 実験結果

各試験体とも、大要、共通した破壊経過を示した。ここでは92FW-01の破壊経過を示す。 $R=1 \times 10^{-3}$ rad. で耐震壁A、Bとも柱脚に曲げ亀裂が、 $R=3 \times 10^{-3}$ rad. 前後で壁板に斜め亀裂が生じた。その後、斜め亀裂数は増加し、伸展するとともに $R=5 \times 10^{-3}$ rad. 前後で側柱上部にまで曲げ亀裂が生じた。 $R=8 \times 10^{-3}$ rad. 前後で壁の局部的圧壊が始まり、最大強度に達した。結合梁の曲げ亀裂は、 $R=5 \times 10^{-3}$ rad. 前後で生じたが、いちじるしい伸展と振幅はみられなかった。

各試験体とも最大強度に達する層間変形角は、単独耐震壁に比べて大きくなる傾向を示し、最大層間変形角 R_b ($0.8 Q_{max}$ と $Q-R$ 曲線の交点のうち、大きいほうの値)も大きくなった。最大強度の低下後、 $Q-R$ 曲線は平滑域を示したが、平滑域の強度は耐震壁Aの最大せん断強度と耐震壁Bのフレームのみの最大せん断強度の和にほぼ対応している。

図2に92FW-01の $Q-R$ 曲線を示す。図3は耐震壁A、Bの引張側柱下端の4本の主筋歪と層間変形角 R の関係である。両耐震壁とも引張降伏しており、曲げまたは曲げ・せん断の破壊モードの状態にある。図4は結合梁端部の上・下主筋の歪の測定結果である。降伏歪を超えていない。

表1 試験体の諸性質

試験体名		柱		壁		結合梁		σ_B	ξ	
		Pg	g σ_y	t	P _s	s σ_y	Pg			g σ_y
92FW-01	A	1.28	3583	3.3	0.95	3900	0.68	3685	307.4	0.32
	B	2.85	3685	2.8	1.10					0.63
92FW-02	A	1.28	3583	2.7	1.17					0.40
	B	2.85	3685	3.2	0.99					0.56
92FW-03	A	1.28	3564	2.9	1.08					0.37
	B	5.08	3583	2.8	1.11					0.94
92FW-04	A	1.28	3564	3.0	1.05					0.36
	B	5.08	3583	3.1	1.02					0.87

【共通】 柱寸法 $b \times D$: 10×10(cm) 柱帯筋 : 1.6(%)
 壁寸法 $l' \times h'$: 47×40(cm) 結合梁筋比 : 1.6(%)
 中間梁寸法 $b \times D$: 30×14(cm) 柱帯筋降伏強度 : 3900(kgf/cm²)
 反曲点高さ $h' \cdot r$: 51(cm) 結合梁筋降伏強度 : 3583(kgf/cm²)
 【記号】 Pg : 主筋比(%) g σ_y : 主筋降伏強度(kgf/cm²) t : 壁厚(cm)
 P_s : 壁筋比(%) s σ_y : 壁筋降伏強度(kgf/cm²)
 ξ : 水平有効係数 σ_B : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)

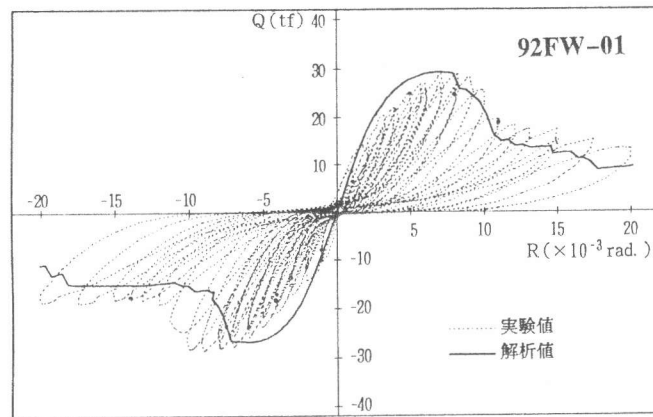


図2 Q-R曲線

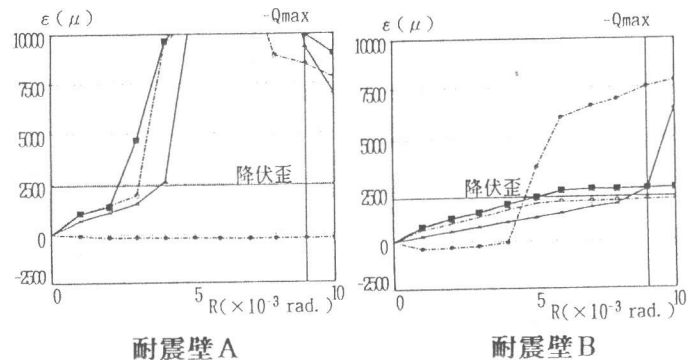


図3 主筋歪と層間変形角Rの関係

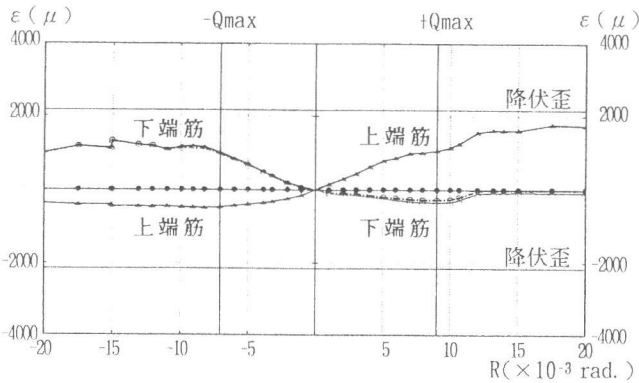


図4 結合梁の主筋歪

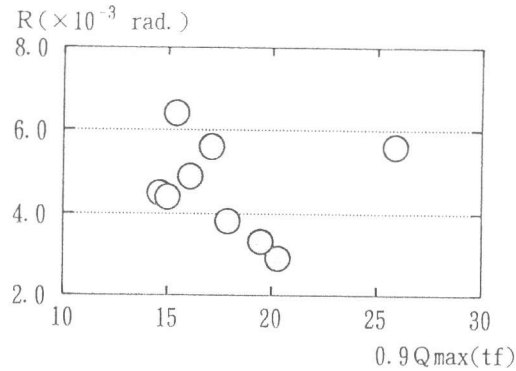


図5 曲げ破壊モードで終わった既往の試験体の0.9 Qmax時における層間部材角

4. 最大せん断強度の評価

最大せん断強度の評価を極限解析と弾塑性解析の方法で行う。

極限解析による評価: 極限解析のモデルとして、筆者らの元モデル[2]を用いる。モデルは、耐震壁に作用する上層と結合梁からのモーメントを上梁に作用するモーメントに置換して扱っている。このモーメントが既知量であるか、最大せん断力と比例関係にあれば、問題は生じない。本試験体のように、結合梁からのモーメントは未知量であり、また変量である。ここでは簡単にするため、結合梁からのモーメントを定値として扱い、次の手順で求めた。

- a) 結合梁は、両端で亀裂発生モーメント M_c または曲げ降伏モーメント M_y に達しているとする。 M_c と M_y は軸力を考慮した次の式で評価する。

$$\left. \begin{aligned} M_c &= 1.8\sqrt{\sigma_B} \cdot \frac{b \cdot D^2}{6} + \frac{N \cdot D}{6} \\ M_y &= 0.8 a_t \cdot \sigma_B \cdot D + 0.5 N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

- b) 上記の a) の状態で生じる結合梁のせん断力から、耐震壁 A, B それぞれの中心に作用するモーメントを求める。

ここで、a) は3章の破壊経過で結合梁の曲げ亀裂の拡幅が顕著でなく、また歪測定からも M_c と M_y との間にあると判断できたことにもとづいている。

表2に解析結果を示す。異なる破壊モードからなる複合構造の場合、結合梁の曲げモーメントとせん断力が耐震壁の付加外力になるため、正負加力域によってその最大せん断強度が異なる。この場合、負加力域のとき最大せん断強度は大きくなる。解析値はこれを表しているが、実験値は必ずしもそうになっていない。解析結果は、結合梁端部の曲げモーメントを M_c とした場合に妥当な精度で実験値を捉えられ、大略、二つの耐震壁の最大せん断強度の累加が成立していることを示している。これは、せん断破壊モードの試験体は一般に $R = 5 \sim 6 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 程度で最大強度に達し、一方、曲げ破壊モードの試験体もまた $R = 5 \sim 6 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 程度で最大強度の90%の値に達することからある程度予測できる(図5)。図5は、筆者らの既往の実験で曲げ破壊モードで終わった耐震壁の0.9 Q_{max} 時における層間部材角の値である。しかし、極限解析の方法では、 M_c と M_y のいずれが適切かの事前の選択基準がない。

弾塑性解析による評価:

弾塑性解析を筆者らの方法 [3]で行う。図6は92FW-01のマクロモデルである。試験体は図に示した要素に分割される。解析には、側柱と結合梁でヤング係数を $E_c=2.1 \times 10^6 \times \sqrt{\sigma_B/200} \text{kgf/cm}^2$ とした以外はすべて測定値を用いた。圧縮ストラットの傾斜角は、元モデルによる極限解析によって求めた値である。表2に解析結果を示す。Qcal IとQcal IIIはほぼ同じ値を示す。これからも強度の累加が成り立っているといえる。図2に解析のQ-R曲線を重ね書きしてある。図7は最大強度時における破壊状況である。耐震壁Bの引張側柱下端が引張降伏していないことを除けば、強度の解析値と破壊状況は実験結果とよく対応しているが、Q-R曲線の追跡はさらに検討の必要がある。

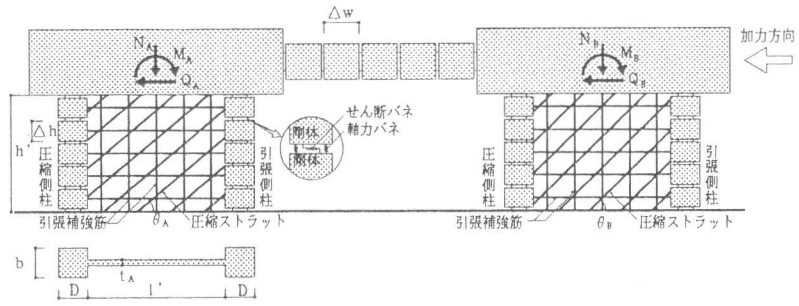


図6 マクロモデル

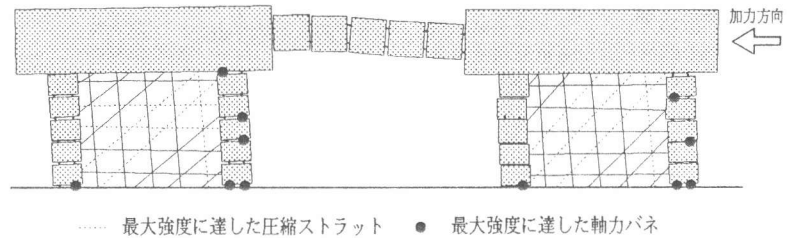


図7 最大強度時における破壊性状

表2 解析結果

試験体名	加力方向	Q _{exp} A+B	Mc				My		弾塑性解析	
			Qcal I A	Qcal I B	Qcal I A+B	Q _{exp} Qcal I	Qcal II A+B	Q _{exp} Qcal II	Qcal III A+B	Q _{exp} Qcal III
92FW01	+	28.59	10.75	16.68	27.43	1.04	29.22	0.98	26.72	1.07
	-	28.93	12.69	15.78	28.47	1.02	31.86	0.91	29.22	0.99
92FW02	+	26.58	10.52	17.40	27.92	0.95	29.82	0.89	27.17	0.98
	-	24.90	12.36	16.32	28.68	0.87	31.56	0.79	27.87	0.89
92FW03	+	27.97	10.72	19.97	30.69	0.91	30.91	0.90	28.99	0.96
	-	26.02	12.83	19.45	32.28	0.81	34.94	0.74	31.37	0.83
92FW04	+	32.70	10.80	20.84	31.64	1.03	31.65	1.03	30.12	1.09
	-	32.62	12.98	20.31	33.29	0.98	36.14	0.90	32.75	1.00

Q_{exp} : 実験による最大せん断強度 Qcal I : Mcを用いた元モデルによる解析値
 Qcal II : Myを用いた元モデルによる解析値 Qcal III : 弾塑性解析による解析値

5. 結び

本研究の結果を次のようにまとめることができる。

- 1) 曲げ破壊モードの耐震壁を含む複合構造は比較的靱性的で、最大強度の低下率はせん断または曲げ・せん断の破壊モードの単独耐震壁に比べて小さい。
- 2) 曲げ破壊モードの耐震壁を含む複合構造の最大せん断強度については累加が成り立ち、その最大せん断強度は結合梁の端部モーメントを亀裂発生モーメントとした元モデルの極限解析および弾塑性解析で、大要、捉えられる。ただし、累加強度の成立については、各破壊モードの変計特性のさらなる検討が必要である。

参考文献

- [1]小野里憲一・望月 洵:連層耐震壁の破壊モードの判別式、第13回コンクリート工学年次論文集、Vol. 13, No. 2, pp. 559-564, 1991
- [2]望月 洵・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、Vol. 1, No. 1, pp. 121-132, 1990. 1
- [3]望月 洵・小野里憲一・鈴木章司:連層耐震壁のスケルトンカーブの解析 その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、構造Ⅱ、pp. 397-398, 1991. 9