

論文

[2088] プレキャスト連層耐震壁の力学性状

正会員 ○吉田啓喜 (竹中工務店設計部)

正会員 東端泰夫 (竹中工務店技術研究所)

太田道彦 (竹中工務店設計部)

野上邦宏 (竹中工務店設計部)

1. まえがき

近年、建設業においては熟練労働者の不足が深刻であり、高品質な製品の確保が困難となりつつある。このような問題点を克服する手段の一つとして、RC建物躯体のプレキャスト化が考えられる。

高層集合住宅においては、現在プレキャスト構工法の一つとしてHPC構法が採用されている。その際、プレキャスト耐震壁に注目すると、従来から鋼板ブレース内蔵型のものやシャー筋等を併用したRCコッター型で構成されているものが多い。しかしながらこの構法を用いた場合、周辺骨組との接合部の複雑さや、施工性・プレキャスト製作工期等に問題があり、より一層の省力化が要求されている。

本研究は、接合法や施工における種々の合理化を計り、施工性・生産性・耐震性に優れたプレキャスト耐震壁を開発することを目的としている。プレキャスト耐震壁をRC化する場合、上階から下階へのせん断力伝達のため周辺骨組やスラブとの十分な接合が必要である。筆者等は、すでに耐震壁脚部と現場打スラブとの間のせん断力伝達性状を把握するための実験を行い、壁板から突出する接合筋は斜め 45° 溶接格子型のものが耐力・履歴特性とも優れていることを確認している。^{1) 2) 3)} これらの成果を踏まえて、本構法への対応を以下のように行った。

- 1) 上階の梁と壁板とを一体化したプレキャスト耐震壁とする。
- 2) 事前の確認実験により把握した下階スラブと壁板との接合法を採用する。
- 3) 柱-壁板との接合は単純化し、シャー筋のみとし、柱-梁接合には鋼板を用いる。

本報告は、実際の建物におけるプレキャスト耐震壁の形状・配筋および施工法を用いた1/3模型の試験体を製作し、水平加力による破壊実験を行い、在来構法によるRC耐震壁との性状比較とともに、接合部におけるせん断力伝達機構について検討した結果をまとめたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、実大の1/3規模で3層とし、在来構法による耐震壁が1体(No.1)、プレキャスト耐震壁2体(No.2、3)の合計3体である。壁厚は50mmで壁筋は3.2φが50mmピッチの溶接格子を使用し、 $P_w=0.64\%$ である。壁筋の配筋方向と壁-スラブとの接続法を変化させ、柱と梁の配筋は全試験体共通とする。試験体の一覧を表-1に、試験体形状・配筋図を図-1に示す。

また、鋼材の材料試験結果を表-2に、コンクリートの材料試験結果を表-3に示す。

試験体の製作手順は以下に示すように、実際の建物の施工法を考慮している。

- 1) 上階の梁・壁一体とした1層分のプレキャスト板をスパン中央で2分割し、コンクリートを横打ちで製作する。

- 2) 柱の鉄骨を建て、プレキャスト板を接合する。
- 3) 柱とスラブの現場打部コンクリートを後打設して骨組に組みこんだプレキャスト耐震壁をつくる。次に2層、3層部へと同手順で、連層耐震壁を完成する。

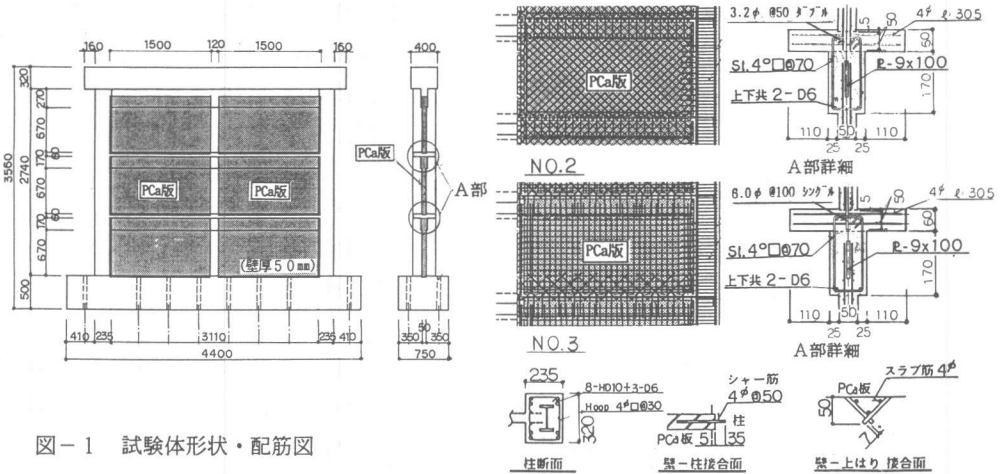


図-1 試験体形状・配筋図

表-1 試験体一覧

		NO. 1	NO. 2	NO. 3
壁板	配筋	3.2φ #50 マブ#	3.2φ #50 マブ#	3.2φ #50 マブ#
	Pa (%)	0.64	0.64	0.64
	配筋方向	9°0'	4°5'	9°0'
壁-スラブ 接合面	配筋	3.2φ #50 マブ#	3.2φ #50 マブ#	6.0φ #100 シク#
	Pa (%)	0.64	0.64	0.58
	配筋方向	9°0'	4°5'	4°5'
壁-柱 接合面	配筋	3.2φ #50 マブ#	4.0φ #50 シク#	4.0φ #50 シク#
	Pa (%)	0.64	0.50	0.50
	配筋方向	水平	水平	水平
壁-壁 接合面	配筋	--	3.2φ #50 マブ#	3.2φ #50 マブ#
	Pa (%)	--	0.64	0.64
	配筋方向	--	4°5'	水平

表-2 鋼材の材料試験結果

鋼材種類	降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_t (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_s ($\times 10^4$) (kgf/cm ²)	伸び ϵ_s (%)		
					鋼材種類	
鋼板	R-6	SW50A	4447	5704	2.17	23.9
	R-9	SW50A	4084	5559	2.08	24.9
	R-12	SW50A	4002	5369	2.16	26.7
溶接格子	3.2φ #50	6021	6234	2.00	8.3	
	6φ #100	5407	6043	2.19	14.0	
	4φ	4095	4588	2.14	16.9	
鉄筋	D6	SD30	4198	5817	1.99	20.2
	D10	SD35	3774	5315	1.96	20.2

表-3 コンクリートの材料試験結果

	圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^3$) (kgf/cm ²)	割裂強度 σ_t (kgf/cm ²)
PCa板	325	2.88	29.4
基礎ばり	298	2.83	—
1F	272	2.91	—
2F	318	2.88	—
3F	310	2.62	—

2.2 実験方法

加力装置を図-2に示す。試験体は基礎部分をPC鋼棒で反力床に固定し、反力壁と反力トラスに取りつけた200-100ton 両動ジャッキより押し引きを同時に行いせん断力を載荷した。せん断力の載荷履歴を図-3に示す。制御は、加力梁中央の表裏平均の水平変位とした。

変位は、壁板のすべり量(壁板-梁、壁板-柱)と加力梁の水平及び鉛直変位を測定し、加力梁の変位は基礎梁に固定した測定治具より測定した。鉄筋のひずみはプレキャスト板の鉄筋のみとし、正加力時に引張となる点を主とし、柱に定着される接合筋についても計測した。

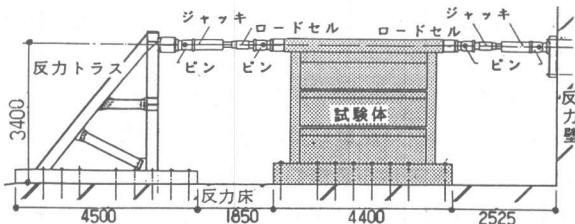


図-2 加力装置図

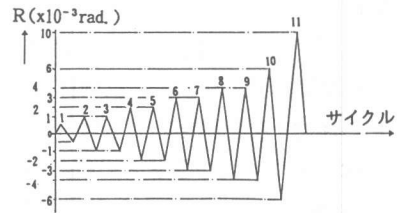


図-3 載荷履歴

3. 実験結果

3. 1 荷重-変形関係

せん断力(Q)と3層の全体部材角(R)との関係を図-4に示す。これらを比較してみると以下の事が判明した。

- 1) 初期剛性は、No. 2が僅かに高いが大きな差は見られない。
- 2) せん断ひび割れ発生後の2次剛性は、No. 1、No. 3がほぼ等しく、No. 2だけが約30%高くなっている。
- 3) 最大耐力は、No. 1が最も高いが、No. 2、3との差は僅か(5%以下)である。
- 4) 最大耐力時の変形は、No. 2が最も小さく、 $R \approx 3 \times 10^{-3}$ rad.である。
- 5) No. 1、2では、耐力は最大耐力に達した後徐々に低下したが、その後は維持し、 $R \approx 10 \times 10^{-3}$ rad.で約70%を保持した。No. 3は $R \approx 10 \times 10^{-3}$ rad.でも約80%の耐力を保持した。

また、せん断力の増加に伴う壁板とスラブとのすべりは、図-5よりNo. 2、3の方がNo. 1に比べて1階で約2倍、3階では約4~10倍程度大きくなっている。また、1階での壁板と柱とのすべりでは、各試験体とも引張側のすべりが圧縮側に比べ大きな値を示した。

次に表-4より、初期剛性、せん断ひびわれ発生荷重、最大耐力を計算値と比較してみると、初期剛性についてはNo. 3が計算値の80%と若干低いものの、ほぼ計算値と一致した。せん断ひびわれ発生荷重は、計算値に比べて53~85%とバラツキがあり、全体的に低い値を示している。最大耐力の実験値/計算値は、No. 2、No. 3がほぼ0.9であり、No. 1がほぼ1.0であった。

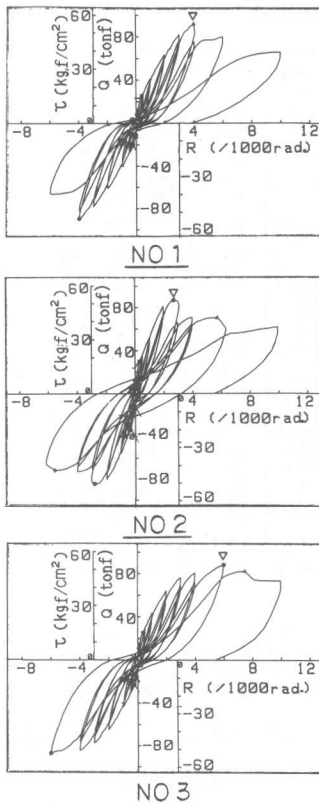


図-4 せん断力-部材角関係

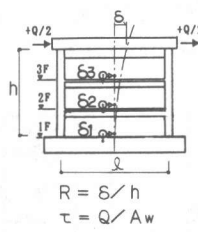


図-4、5のR、 δ は上図による。

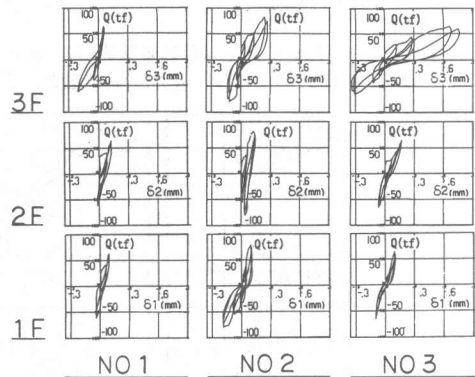


図-5 せん断力-壁板のすべり関係

表-4 実験結果と計算値一覧

試験体名称		初期剛性			せん断ひび割れ発生時			最大耐力時		
		計算値 cK _i (tf/mm)	実験値 K _i (tf/mm)	K _i cK _i	計算値 cQ _{sc} (tonf)	実験値 Q _{sc} (tonf)	Q _{sc} cQ _{sc}	計算値 cQ _{su} (tonf)	実験値 Q _{su} (tonf)	Q _{su} cQ _{su}
No. 1	正加力時	50.0	44.7	0.89	38.1	25.5	0.67	91.0	91.7	1.01
	負加力時	—	—	—		20.1	0.53		89.6	0.98
No. 2	正加力時	51.8	52.5	1.01	39.6	30.0	0.76	94.1	87.3	0.93
	負加力時	—	—	—		33.7	0.85		83.8	0.89
No. 3	正加力時	51.8	41.1	0.79	39.6	25.2	0.64	94.1	87.9	0.93
	負加力時	—	—	—		23.6	0.60		87.3	0.93

- (1) 初期剛性 $cK_i = Q / c\delta = Q / (c\delta_s + c\delta_b)$
 $c\delta_s = K_w \cdot Q \cdot h / (G \cdot A_w)$ $cQ_{sc} = 1.2 \sqrt{F_c} \cdot (1 + \frac{n}{2} (P_{sh} + P_{sv})) \cdot t \cdot \ell$
 $c\delta_b = Q \cdot h^2 / (3 \cdot E \cdot I)$
- (2) せん断ひび割れ発生荷重
- (3) 最大耐力
- (4)
- (5)

$$cQ_{su} = \left[\frac{0.053 P_{te} \sigma_{23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_{wh} \cdot \sigma_{wy}} \right] b \cdot e \cdot j$$

No. 1 : 300kgf/cm² (1F, 2F, 3Fの壁の平均) No. 2, No. 3 : 325kgf/cm² (PC板)

3. 2 破壊性状

各試験体の最終破壊状況を図-6に示す。各試験体とも、2~3層部分で壁板のすべり破壊を生じた。これはRC平板の破壊構成則に関する研究成果⁶⁾より考えると、壁板の膨張に対する拘束が、下階に比べ上階の方が弱い事により壁板の破壊強度が低くなったためと思われる。

3. 3 鉄筋のひずみ状態

(1) 壁板-スラブ接合筋のひずみ： No.3の試験体のプレキャスト板よりスラブに突出した接合筋のひずみ状態を図-7に示す。接合筋の軸方向ひずみは、1階に比べて2、3階の方が大きく、3階では計測した鉄筋が殆ど降伏していた。またNo.2では、ひずみは概ね1000 μ 程度以下であるが2階の接合筋のひずみは他階に比べ大きく降伏しているものもあった。接合筋のひずみ増大は、プレキャスト板とスラブとの間にすべりが生じているためと考えられる。

(2) 壁筋のひずみ： プレキャスト板内の壁筋のひずみ状態は、両試験体とも測定的位置が異なっても同一鉄筋の場合ひずみはほぼ同じであった。No.2は若干大きい、ほとんどの鉄筋が弾性で最大でも2000 μ 程度であった。

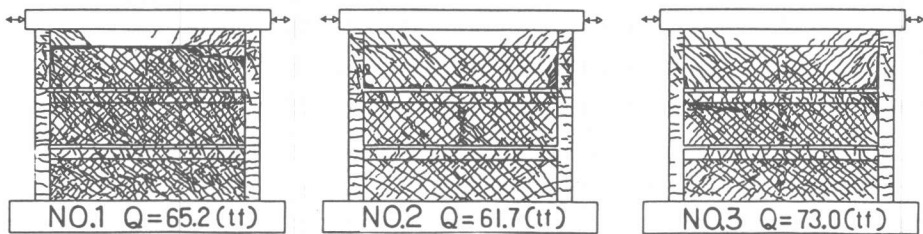


図-6 最終破壊状況 (正加力時、負加力時)
 11 サイクル (最終破壊状況) $R = +10 \times 10^{-3}$ rad. 時
 ——— 正加力時 (→)
 負加力時 (←)

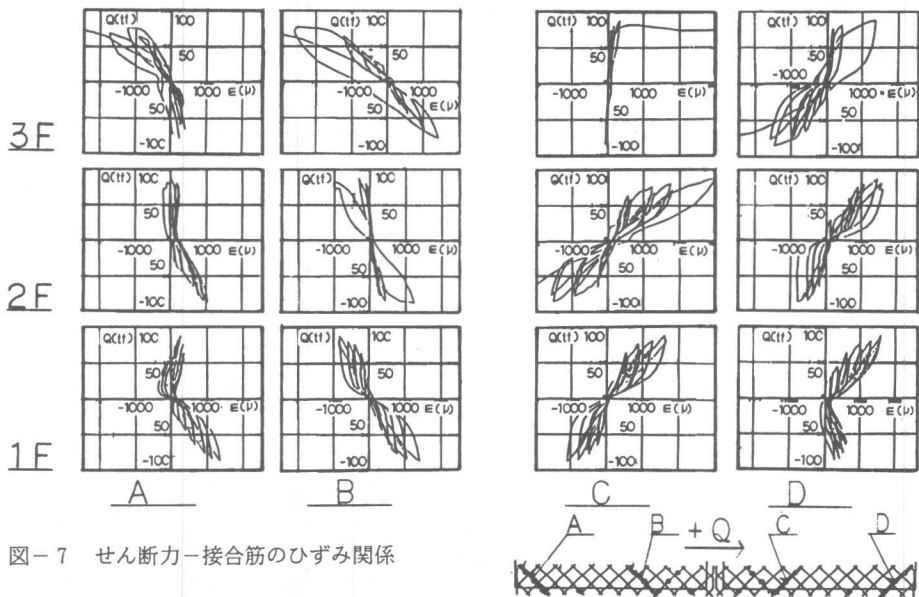


図-7 セン断力-接合筋のひずみ関係

(3) 壁板-柱接合筋のひずみ： 壁板せん断力を柱に伝達するためにプレキャスト板に埋設された接合筋のひずみ状態をNo.2の2階について図-8に示す。各接合筋は、壁板と柱との位置で対称のひずみ状態となっており、平均軸ひずみはほぼゼロである。また、No.2、3とも、2階のひずみが1、3階に比べ若干大きい値を示した。

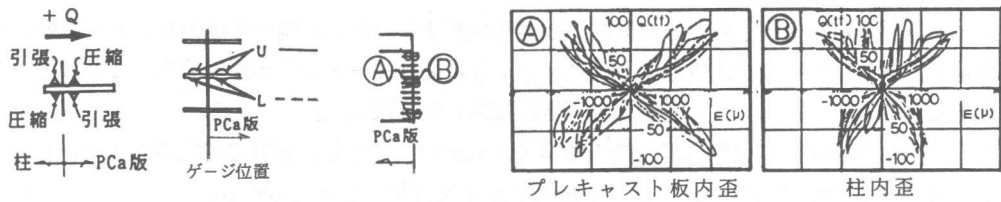


図-8 壁板-柱接合筋のひずみ状態 (No. 2-2F)

4. 実験結果の考察

4. 1 壁板脚部のすべり

No. 1 はすべり量が最も少なく、すべり始め耐力は最も大きかった。No. 2 のすべり量はNo. 3 に比べて少ない。No. 2、3 とすべり量は3階では大きい、1、2階ではNo. 1 と殆んど差は無かった。3階壁板脚部がすべり出す時の平均せん断応力度はNo. 2 で27kgf/cm²、No. 3 で10kgf/cm²程度であった。

4. 2 各階水平変形分布

各階別の水平変形が全体変形に占める割合をNo. 3 でみると最上階が40%と最も多く、最下階が27%と少ない。これは、ひびわれ発生による壁板の膨張に対する周辺架構の拘束効果が最下階でより大きいと考えられる。

4. 3 壁板とスラブとの接合筋

No. 2 について接合筋1点2枚のひずみ測定値を平均し、軸方向ひずみとして各測定点位置を結んだひずみ分布を図-9 に示す。これより全体変形角が 3×10^{-3} rad. の変形時に2階のひずみが大きく、次に最下階が大きい。これより接合筋の負担せん断力を求めると全体せん断力の一割以下である。次に45°傾いている接合筋の効果を定性的に把握するため、壁板各位置での接合筋のせん断力-軸ひずみ曲線のループ性状を検査すると図-10 に示すように3種類に大別される。

- 1) 正負せん断力に対して、圧縮・引張交互に軸力負担するタイプ。
- 2) 引張力負担はあるが、圧縮力負担は僅かであるタイプ。
- 3) 正負せん断力に対して、引張力負担であるタイプ。

3) のループ性状は壁全体の曲げモーメントによる影響と考えられ、本来圧縮力負担すべきときに曲げで引張力を受ける接合筋に見られる。この傾向は、同位置の接合筋でも上階ほど2)、1)へと移行している。

接合筋の負担せん断力と設計手法との関連を検討するため、最大せん断力時の接合筋負担せん断力の比率(表-5)を求めると、ほとんどのせん断力が壁板コンクリートより直接柱へ伝達されていることがわかる。

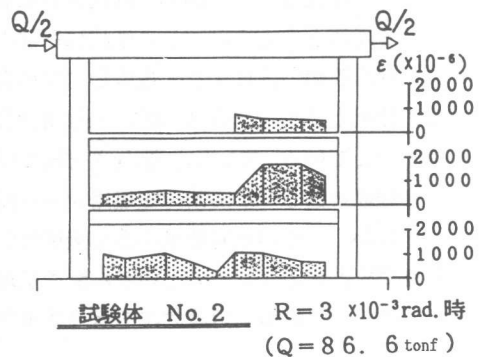


図-9 壁板-スラブ接合筋のひずみ分布

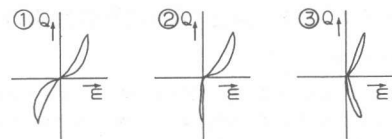


図-10 壁板-スラブ接合筋のループ性状図

4. 4 壁板と柱の接合筋

プレキャスト板に埋設された水平鉄筋の効果を判断するため、負担せん断力を、図-11のように貼付したひずみゲージの測定値より図に示すように曲げモーメントが直線分布すると仮定して算出した。その分布を示した図-12より以下の傾向が読み取れる。

- 1) 圧縮側は下階、引張側は最上階の負担力大きい。しかし、負担力の絶対値が小さい。
- 2) 壁板 柱の水平接合筋からのせん断力伝達効果は低いと考えられる。

表-5 壁板-スラブ接合筋の負担せん断力比率 (正加力時)

試験体名		1階 (%)	2階 (%)	3階 (%)
No.2	R = 2 × 10 ⁻³ rad. 時	12.0	10.4	14.5
	最大耐力時	13.8	15.2	19.5
No.3	R = 2 × 10 ⁻³ rad. 時	9.5	8.1	14.2
	最大耐力時	18.7	26.6	29.0

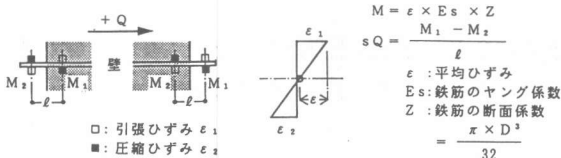


図-11 壁板-柱接合筋のひずみ

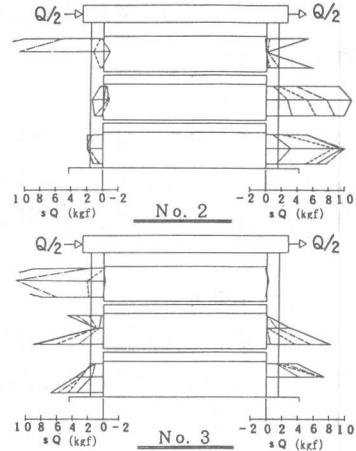


図-12 壁板-柱接合筋の負担せん断力分布
 R = 1 × 10⁻³ rad.
 - - - - R = 2 × 10⁻³ rad.
 ——— R = 3 × 10⁻³ rad.
 ——— R = 4 × 10⁻³ rad.

5. ま と め

- 1) 3層試験体による耐震性能の比較により、本構法の力学的健全性がほぼ把握できた。
- 2) ひび割れ発生荷重、最大荷重等は各試験体ともほぼ同様な値を示したが、ひび割れ以後の二次剛性は、No.2が30%程度大きな値を示した。これは、壁筋が45°方向に配筋されているためと考えられ、この性状は既往の研究成果⁷⁾とも一致している。また、耐震壁の終局せん断耐力式により、最大耐力はほぼ把握できた。
- 3) 壁板とスラブとのせん断力伝達用接合筋は、予想されたように、圧縮及び引張の軸力を負担している。しかし、壁長さ方向の配筋位置、階によって、その負担性状は異なっている。
- 4) 壁板と柱とのせん断力伝達用シャ-筋は、ダボ的にせん断力を伝達している。しかし、その絶対値は小さく全体性状に与える影響も小さいと思われる。
- 5) 壁板と周辺フレームとのせん断力伝達についてはより詳細な検討が必要であり、今後プレキャスト耐震壁の設計法を確立するため引き続き検討して行く予定である。

謝辞 本研究を行うに当たり、東京工業大学 林静雄助教授、同 伊藤千明技官、同大学院生 香取慶一君ならびに当社 清水朗君の御協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 野上邦宏、東端泰夫、吉田啓喜 他 プレキャスト耐震壁のせん断挙動に関する実験的研究 (その1) 日本建築学会大会 89年10月
- 2) 清水朗、林静雄、吉田啓喜 他 プレキャスト耐震壁のせん断挙動に関する実験的研究 (その2) 日本建築学会大会 89年10月
- 3) 香取慶一、林静雄、東端泰夫 他 プレキャスト耐震壁のせん断挙動に関する実験的研究 (その3) 日本建築学会大会 89年10月
- 4) 日本建築学会 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」 88年7月
- 5) 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」 81年6月
- 6) 岩下啓三、東端泰夫 面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート板の構成期に関する研究 (その3) 日本建築学会大会 88年10月
- 7) 谷口 元、東端泰夫 面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート板の構成期に関する研究 (その4) 日本建築学会大会 88年10月