

[97] 鉄筋コンクリート造建物の耐震補強効果に関する実験研究

正会員○清水 泰 (東京都立大学工学部)
 正会員 東 洋一 (東京都立大学工学部)
 正会員 遠藤 利根穂 (東京都立大学工学部)
 正会員 日向 俊二 (東京都立大学大学院)

1. 序

耐震性能上に問題点を有する既存の鉄筋コンクリート造中低層建築構造物に対して耐震補強を施す場合、補強後の建物の耐震性能を正確に判定する事が重要である。しかしながら、補強を施した骨組の履歴特性は複雑でこれを推定する際に必要となる資料、特に、補強部材と既存骨組との応力伝達機構や補強箇所周辺部材の境界効果等に関する資料の不足が目立つのが現状である。耐震補強方法に関連して補強骨組の境界梁の効果や連層増設壁の挙動等を検討した実験例はほとんど見受けられず、連層有壁骨組の実験研究としても、広沢博士〔1〕によるものや山口博士等〔2〕によるものがわずかに見られる程度である。

筆者等はここ数年来、既存鉄筋コンクリート造中低層建築構造物の耐震補強方法に関して一連の実験研究〔3, 4, 5〕を行なってきたが、今回これらの実験の一環として以上の事項を考慮して境界梁を含む連層補強骨組の実験を行なった。本論文はその実験結果の報告を行なうものである。

2. 試験体及び補強方法

試験体は図1及び表1に示す実物の約1/7模型の三層二スパン鉄筋モルタル造骨組4体である。既存骨組に当る柱、梁部材等は文献〔4〕で発表した試験体と同一形状のものである。これらの試験体の内訳は無補強既存骨組が一体(No.1-3F2)、後打ち増設壁補強骨組が一体(No.2-3PW2)、後打ち増設そで壁補強骨組が一体(No.3-3C2A2)、比較の為の一体打ち有壁骨組が一体(No.4-3FW2)である。柱、梁共断面形状は同一で7×14cmであるが、配筋は梁が主筋に4-D10(引張主筋断面積 $a_t = 1.43 \text{ cm}^2$, 鉄筋比 $P_t = 1.46 \%$)、せん断補強筋に $4 \phi @ 40$ (1組の断面積 $a_w = 0.24 \text{ cm}^2$, 鉄筋比 $P_w = 0.43 \%$)で、柱は主筋に4-D6($a_t = 0.64 \text{ cm}^2$, $P_t = 0.65 \%$)、せん断補強筋に $2 \phi @ 40$ ($a_w = 0.06 \text{ cm}^2$, $P_w = 0.11 \%$)と異なっている。又、壁板は一体打ち壁、補強増設壁共壁厚 $t = 5 \text{ cm}$ で、配筋は縦横筋共 $4 \phi @ 100$ (断面積 $a_s = 0.12 \text{ cm}^2$, 鉄筋比 $P_s = 0.24 \%$)であり、後打ちそで壁は

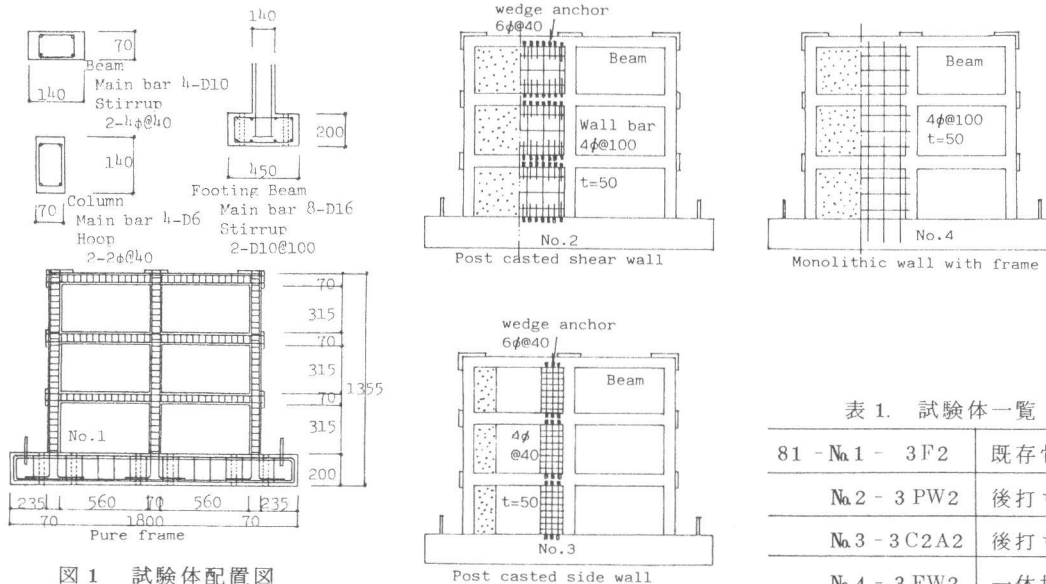


図1 試験体配置図

表1. 試験体一覧

81 - No.1 - 3F2	既存骨組
No.2 - 3PW2	後打ち増設壁補強
No.3 - 3C2A2	後打ちそで壁補強
No.4 - 3FW2	一体打ち耐震壁

壁厚 $t = 5 \text{ cm}$ で、配筋は $4 \phi @ 40$ ($a_s = 0.12 \text{ cm}^2$, $P_s = 0.60 \%$) である。

増設壁板と既存骨組との接合方法は膨張アンカーボルトを用いて行ない、既存骨組の上下の梁に取り付けた。尚、後打ちモルタルは膨張材を混入して打設し、接合部には割裂防止筋等を用いていない。

試験体製作に使用した諸材料の試験結果を表 2 に示す。

3. 加力方法及び測定方法

加力装置を図 2 に示す。水平加力は外力分布を等分布とし、各柱の軸方向力を一定値 (軸力 $N = 3.0 \text{ ton}$, 軸方向応力度 $\sigma_0 = 30.0 \text{ Kg/cm}^2$) に保った状態で多数回のくり返し静加力とした。荷重履歴は一層中央部柱の部材角で制御し、部材角 $R = 1/500$ で正負各 1 回, $R = 1/200$, $R = 1/100$, $R = 1/50$ で各 4 回づつくり返し加力をした後、正側で大変形まで加力する事を計画した。尚、本実験では壁板の曲げ降伏後の大変形時に対する境界梁の影響を見る為に引張側加力を正側加力として、最終サイクルでは引き切る事とした。

測定は変位測定用ゲージホルダーを試験体基礎梁部分に固定して、各層の柱・梁中心線の交点 9 カ所に於ける水平・鉛直変位を測定した他、鉄筋や壁板の歪度を測定した。

4. 実験結果

表 3 に各試験体の実験結果一覧を示す。又、図 3 には一層部分に於ける層せん断力と層間変位の関係を、図 4 には最終破壊状況を、図 5 には変形モードの図を示す。更に、図 6 にはくり返し加力による耐力低下曲線を示す。図 7 a) には荷重・変位曲線の正側包絡線を示し、b) には各試験体の最大耐力を比較して示す。

次に、各試験体の破壊経過に関して述べる。

(No. 1 - 3 F 2) ± 1 サイクル ($R = 1/500$) の加力で二、三階のほとんどの梁端部に曲げひびわれを生じ、 ± 6 サイクル ($R = 1/100$) の加力で一階柱脚部に曲げせん断ひびわれが発生した。この後、加力段階の進展に伴って破壊は徐々に進み、+ 14 サイクルの 3.4 ton で最大荷重が得られ、この時に一階の柱が全てせん断破壊した。

(No. 2 - 3 P W 2) ± 1 サイクルでほとんどの境界梁端部に曲げ

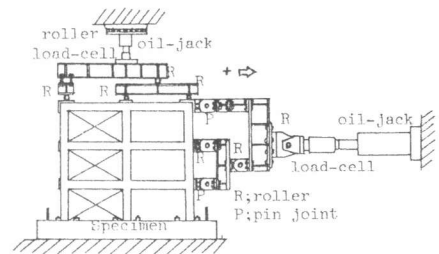


図 2. 加力装置

表 2 使用材料試験結果

モルタル		既存	後打ち	鉄筋		2 ϕ	4 ϕ	D 6	D 10
一軸圧縮強度	$c\sigma_B \text{ Kg/cm}^2$	202	205	断面積	$a_t \text{ cm}^2$	0.030	0.120	0.32	0.71
$c\sigma_B$ 時歪度	$c\epsilon_B \mu$	3330	2000	降伏時強度	$s\sigma_y \text{ Kg/cm}^2$	2840	3890	3580	3680
ヤング係数	$cE \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$	2.11	2.13	最大強度	$s\sigma_m \text{ Kg/cm}^2$	3760	5140	5330	5730
引張強度	$c\sigma_t \text{ Kg/cm}^2$	25	26	ヤング係数	$sE \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$	2.05	2.05	2.17	2.09

表 3. 実験結果一覧

試験体		81 - No.1		79 (註)		81 - No.2		79		81 - No.3		79		81 - No.4		79	
		正	負	No.1	正	負	No.2	正	負	No.3	正	負	No.4	正	負	No.8	
初期剛性	$K_e \text{ t/cm}$	37		6	25.0		15.0	63		13	273		155				
降伏時	荷重 $P_y \text{ ton}$	2.6		1.1	12.8		7.6	5.2		1.5	13.6		7.6				
	変形 $\delta_y \text{ mm}$	3.5		2.2	3.5		2.3	4.0		2.1	3.5		2.9				
最大耐力時	荷重 $P_m \text{ ton}$	3.4	3.4	2.0	12.8	11.1	8.6	6.7	6.4	3.0	14.0	11.2	8.6				
	変形 $\delta_m \text{ mm}$	15.1	7.0	9.4	5.3	6.8	7.0	11.1	7.0	16.8	5.3	3.5	7.0				
終局時	荷重 $P_u \text{ ton}$	-		-	12.0		8.3	6.4		-	13.7		8.3				
	変形 $\delta_u \text{ mm}$	-		-	7.0		9.8	12.6		-	6.9		9.0				

(注) 79 シリーズの実験結果に関しては文献〔4〕参照。(荷重, 変形は全て一層部分での値)

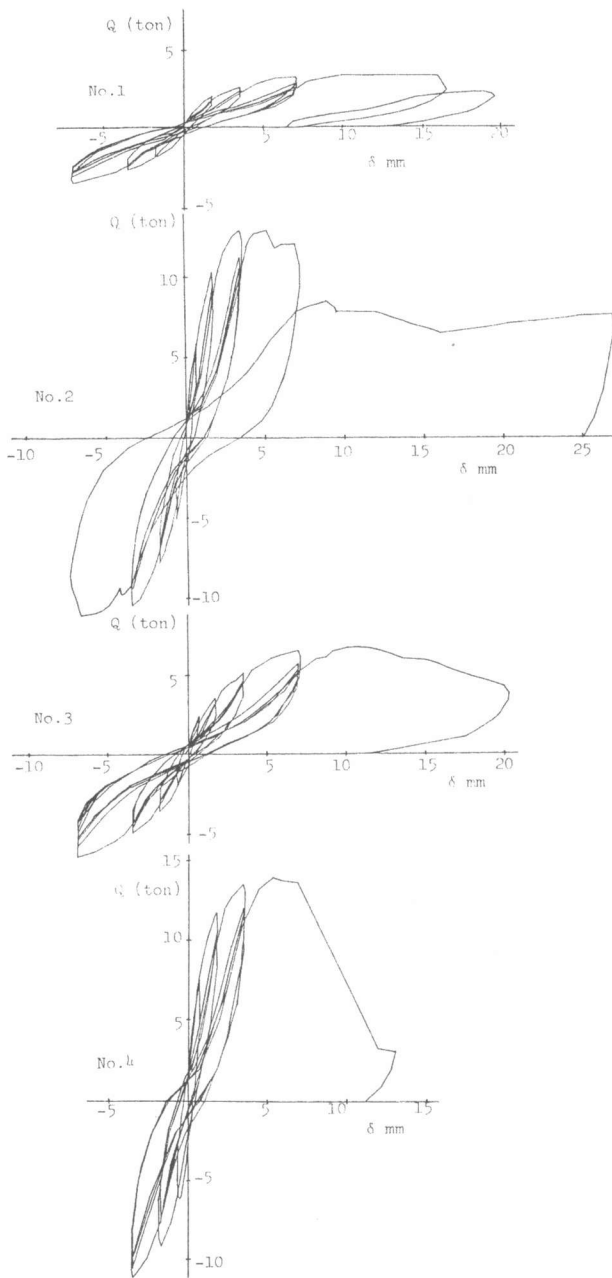


図3 一層に於ける層せん断力・層間変位関係

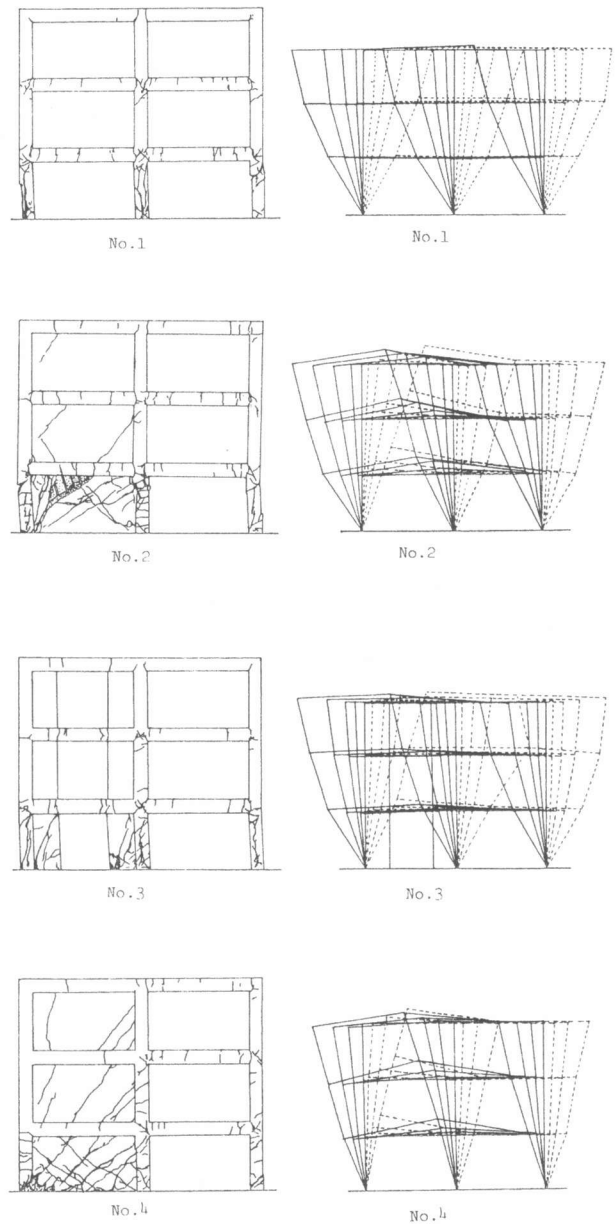


図4. 最終破壊状況

図5. 変形モード

ひびわれを生じ、+2サイクルの8.8 tonで壁板にせん断ひびわれを生じた。しかしながら、これによる剛性の低下は少なく、荷重も更に上昇し、+10サイクルの12.8 tonで最大荷重に達した。最大荷重時には一層壁板に多数のせん断ひびわれを生じ、急激な耐力低下を示した。尚、その後正側で大変形までの加力を行なったが、変形の増大に伴ないせん断ひびわれのひび割れ幅が増大し、壁板のせん断破壊面のコンクリートが膨込アンカーボルトにより割裂され、最終段階では大きく剥落した。

(No. 3 - 3C2A2) ±2サイクルでほとんどの梁端部に曲げひびわれを生じ、±10サイクルで一層のそで壁にせん断ひびわれが発生した。破壊の進展は荷重の増加に伴って徐々に進み、+14サイクルの6.7 tonで最大過重となった。その後、変形量の増大に従って、そで壁脚部の圧壊が徐々に進行し次第に耐力が低下した。

(No. 4 - 3FW2) 加力前の試験体セット時に壁脚部に斜めの初期ひびわれを生じた。±1サイクルで壁板に多数のせん断ひびわれを生じたが、これによる顕著な剛性低下は起こらず、更に変形量を増すと荷重は上昇し、+10サイクルの14.0 tonで最大耐力に達した。この時、壁脚部圧縮側柱が圧壊し、急激に耐力が低下した。

5. 実験結果の考察

以上の実験結果より次の事項が指摘できる。

- 後打ちそで壁による補強を施した No. 3 は、既存骨組 (No. 1) と比べて耐力はほぼ 2 倍程度に上昇したが、その最大耐力時に於ける変形は No. 1 よりも小さく、この後の耐力低下の度も大きかった。
- 後打ち壁板による補強は耐力の上昇が大きく、一体打ち壁とほぼ同等の耐力、変形性能を示した。尚、後打ち補強壁は破壊が一層部分に集中している事や、せん断破壊面の位置等、多少一体打ち壁とは破壊モードが異っている。
- 後打ち補強壁及び後打ちそで壁部分の接合部の破壊は最大耐力に致るまで顕著なものは見受けられなかった。大変形下では後打ち補強壁のせん断破壊面のコンクリートが膨込アンカーボルトにより割裂され大きく剥落した。
- 境界ばりは一体打ち壁と後打ち補強壁の両方に対して相当に大きく作用しており、最大耐力時近傍では二、三階ばりの両端部は完全に降伏し、曲げによる耐震壁引張側柱脚部の浮上りを拘束している。更に、この拘束効果に関しては弾性時では押し加力と引き加力の加力方向による差はあまり見られないが、変形が $1/500$ を超える前後から次第にこの差が顕著になり、最大耐力時では正側加力時の値が負側加力時と比較して一体打ち壁で約 2.5 割、後打ち補強壁で約 1.5 割高い値を示した。これは境界ばりが壁板の浮上る方に接合している場合にその影響が大きく現われる為であると考えられる。

6. まとめ

鉄筋コンクリート造建築構造物の耐震補強方法に関して 4 体の三層ニスパン補強骨組試験体を作製し、実験を行なった結果、境界ばりにそれに接続している壁板の浮上りを大きく拘束し、壁板の曲げ耐力を上昇させる事が確認された。尚、この事は後打ち補強壁に関しても同様であるが、今回の実験では多少一体打ち壁に比べて影響が少ない結果となった。

(謝辞) 本実験は昭和 56 年度文部省科学研究費 (自然災害特別研究 2) によって行なわれたものである。

(参考文献)

- 広沢雅也「軸方向荷重を有する有壁ラーメンの水平耐力」(その 1)、(その 2) 日本建築学会論文報告集 108 号、109 号、1965. 2, 3
- 山口育雄, 菅野俊介, 東端泰夫, 長嶋俊雄, 星野信夫「曲げ, せん断, 軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁に関する研究」(有壁ラーメンの水平加力実験) 竹中技術研究報告・第 19 号, 1978. 4
- 東洋一, 大久保全陸, 清水泰「鉄筋コンクリート造建物の耐震補強方法に関する実験研究」第 1 回コンクリート工学年次講演会, 1979. 5
- 東洋一, 遠藤利根穂, 清水泰, 牧田敏郎「鉄筋コンクリート造建物の耐震補強方法に関する研究」第 3 回コンクリート工学年次講演会, 1981. 5
- 東洋一他「RC 建物の耐震補強に関する実験的研究」(その 1) ~ (その 9) 日本建築学会・大会号 1975. 9 ~ 1980. 9

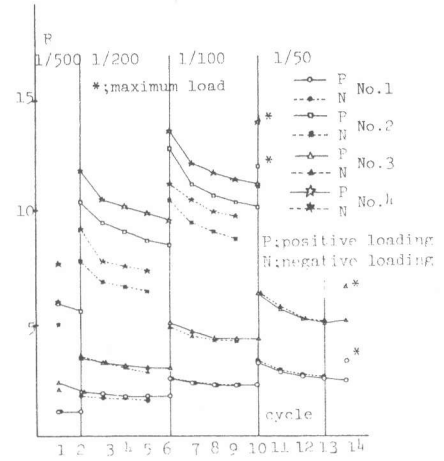
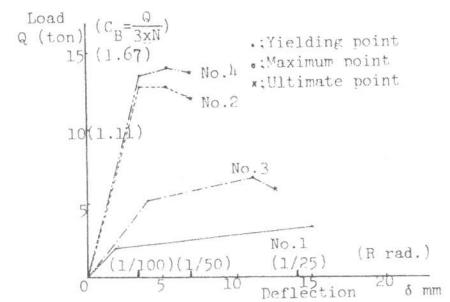
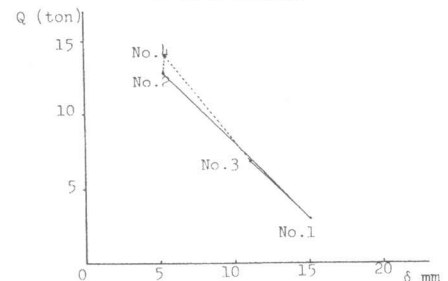


図 6 繰返し加力による耐力低下曲線



a) 正側包絡線



b) 最大耐力の比較

図 7 補強効果