

# 論文 壁が柱の外面にある耐震壁の耐震性能に関する実験的研究

兼平 雄吉<sup>\*1</sup>・小野里 憲一<sup>\*2</sup>・下山 哲男<sup>\*3</sup>・望月 洵<sup>\*4</sup>

**要旨**：耐震壁の最大強度が柱に取り付く壁の位置によってどのように変化するかを調べることを目的としている。試験体は柱芯と壁芯が一致するものと、柱外面と壁外面がそろい柱芯に対して壁芯が偏心しているものを2体ずつ製作し、低速加力と高速加力で実験を行った。実験の結果から、壁が偏心するものは偏心していないものに比較して柱のコンクリートの剥落が著しく、最大強度が8%程度低下すること、またその柱のコンクリートの剥落は最大強度を得た後に生じる破壊で、最大強度に直接的な影響がないことがわかった。さらに壁が偏心する試験体を実験後にモルタル補修を行い、再実験を行った結果、補修前と同程度の強度が得られることがわかった。

**キーワード**：耐震壁，加力速度，偏心，補修

## 1. はじめに

建物の外周に設けられる耐震壁の多くは柱の外面と壁外面が合い、壁芯が柱芯に対し偏心している。建物内部に配置される耐震壁であっても意匠計画上の制約によって、壁が柱に対し偏心して設けられる場合が多い。しかしながら耐震壁の研究において実験で使用された試験体の多くは柱芯と壁芯が一致している。そのため壁が柱に偏心して設けられることが、耐震壁の最大強度にどのような影響を及ぼすのか十分な研究はなされていない。特に壁と柱の外面が合う耐震壁は、震災後の調査において柱外面のコンクリートが著しく剥落していたことが観測されている。そのような耐震壁は、柱と壁の力の伝

達機構が損なわれ、期待される設計強度が得られない可能性がある。本研究は柱芯と壁芯が一致する耐震壁と柱外面と壁外面が一致する耐震壁の試験体を製作し、低速加力と高速加力を作用させて最大強度の変化を捉えることを目的としている。さらに震災後に耐震壁を補修することを考慮して、実験後の試験体をモルタル補修して同一の加力実験を行い最大強度の変化を調べる。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

試験体は実物大の約1/6~1/7スケールの耐震壁である。図-1に試験体の形状と配筋を、表

表-1 試験体の諸性質

試験体	柱				壁			$\sigma_B$	壁の偏心	加力速度
	$p_g$	$g\sigma_y$	$p_w$	$w\sigma_y$	$p_s$	$s\sigma_y$	t			
	%	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	mm	N/mm <sup>2</sup>		
03NS2	5.08	339	0.84	240	0.86	205	21	33	なし	低速
03ES2					0.95		19		あり	
03ND2					0.83		21	41	なし	
03ED2					0.80		22		あり	

[共通]

- 柱幅 : b=100mm
- 柱せい : D=100mm
- 壁の内法高さ : h'=550mm
- 壁の内法長さ : l'=600mm
- 柱芯々間距離 : l=700mm
- 加力点高さ : h=850mm

$p_g$  : 柱全主筋比,  $g\sigma_y$  : 柱主筋降伏強度,  $p_w$  : 帯筋比,  $w\sigma_y$  : 帯筋降伏強度,  
 $p_s$  : 壁筋比,  $s\sigma_y$  : 壁筋降伏強度, t : 壁厚  $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度

\*1 システム計測 (株) (正会員)

\*2 工学院大学 工学部建築都市デザイン学科助教授 博士 (工学) (正会員)

\*3 大末建設 (株)

\*4 工学院大学 名誉教授 工博 (正会員)

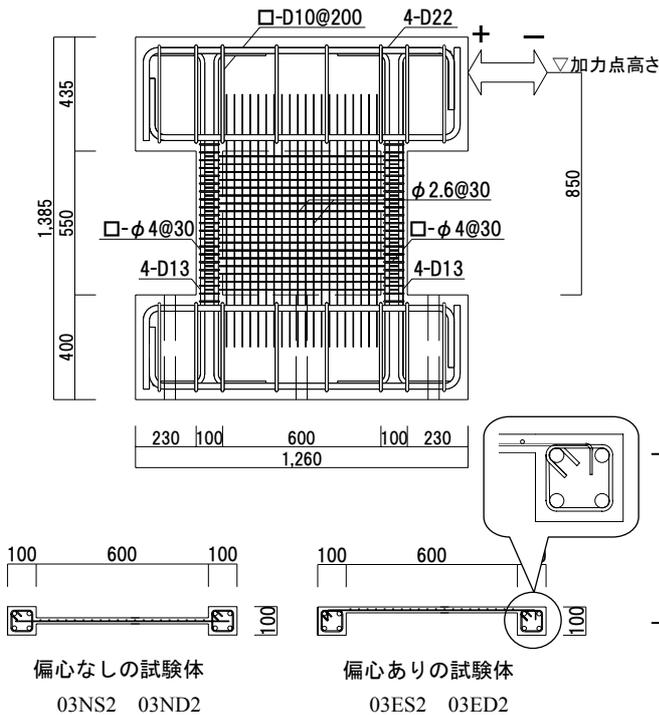


図-1 試験体の形状と配筋

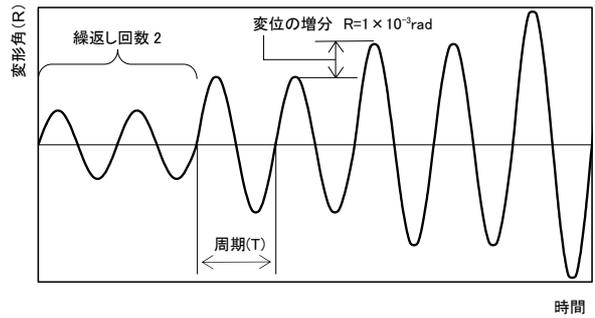


図3 加力サイクルの一例

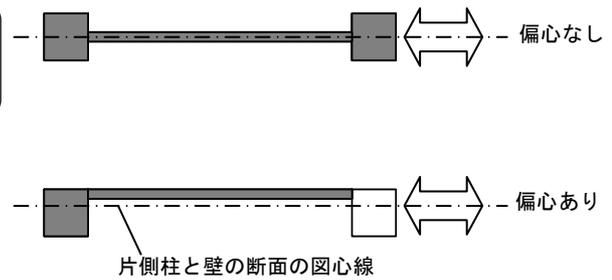


図-4 加力の作用線

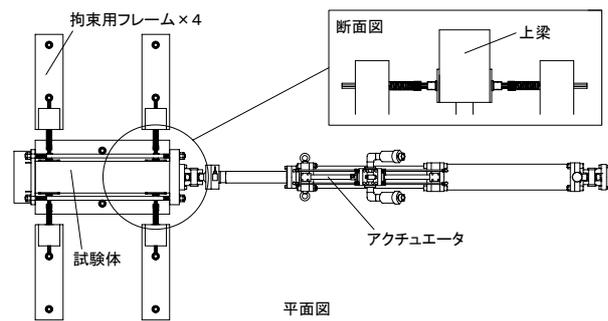


図-2 試験体の配置

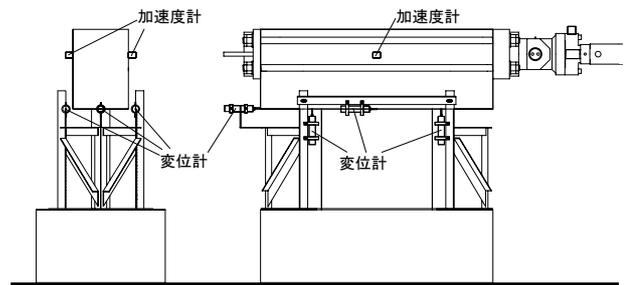


図-5 計測計の設置

一 1 に諸性質を示す。壁厚と材料強度は実測値を示している。柱芯と壁芯が一致して“偏心なし”の試験体と柱外面と壁外面が一致する“偏心あり”の試験体をそれぞれ 2 体製作し低速加力と高速加力の試験体とした。壁の配筋は単配筋とし、偏心ありの壁筋は柱主筋の外側に定着させ、先端を折り曲げて柱コア内に差し込んでいる。また試験体は連層耐震壁を模しているため剛強な上下梁を有し、破壊形式がせん断破壊または曲げせん断破壊になるよう配筋計画がされている。後藤ら<sup>1)</sup>によって行われた偏心壁の実験では、試験体の破壊が曲げ破壊で、偏心による影響が見られなかったことが報告されている。これは壁の偏心による影響が現れる前に、柱主

筋の降伏で最大強度に至ってしまったことが原因と考えられる。図-2 に試験体と加力装置の配置を示す。試験体は、捩れ防止のため上梁の 4 箇所加力方向に対する直交方向の変位が拘束されている。

## 2.2 加力と計測の方法

加力は正弦波を用いた変位増分繰返し力である。正弦波の振動数は、建物高さ約 20m を想定して高速加力を 2.5Hz(周期：T=0.4sec)、低速加力を高速加力の約 1/1000 の 0.003Hz(T=333sec)とした。変位の増分は変形角  $R=1 \times 10^{-3} \text{rad}$  とし、同じ変形角を繰返す回数を 2 とした。図-3 に加力サイクルの一部を示す。また図-4 に示すように平面上の加力の作用線は、偏心なしの場

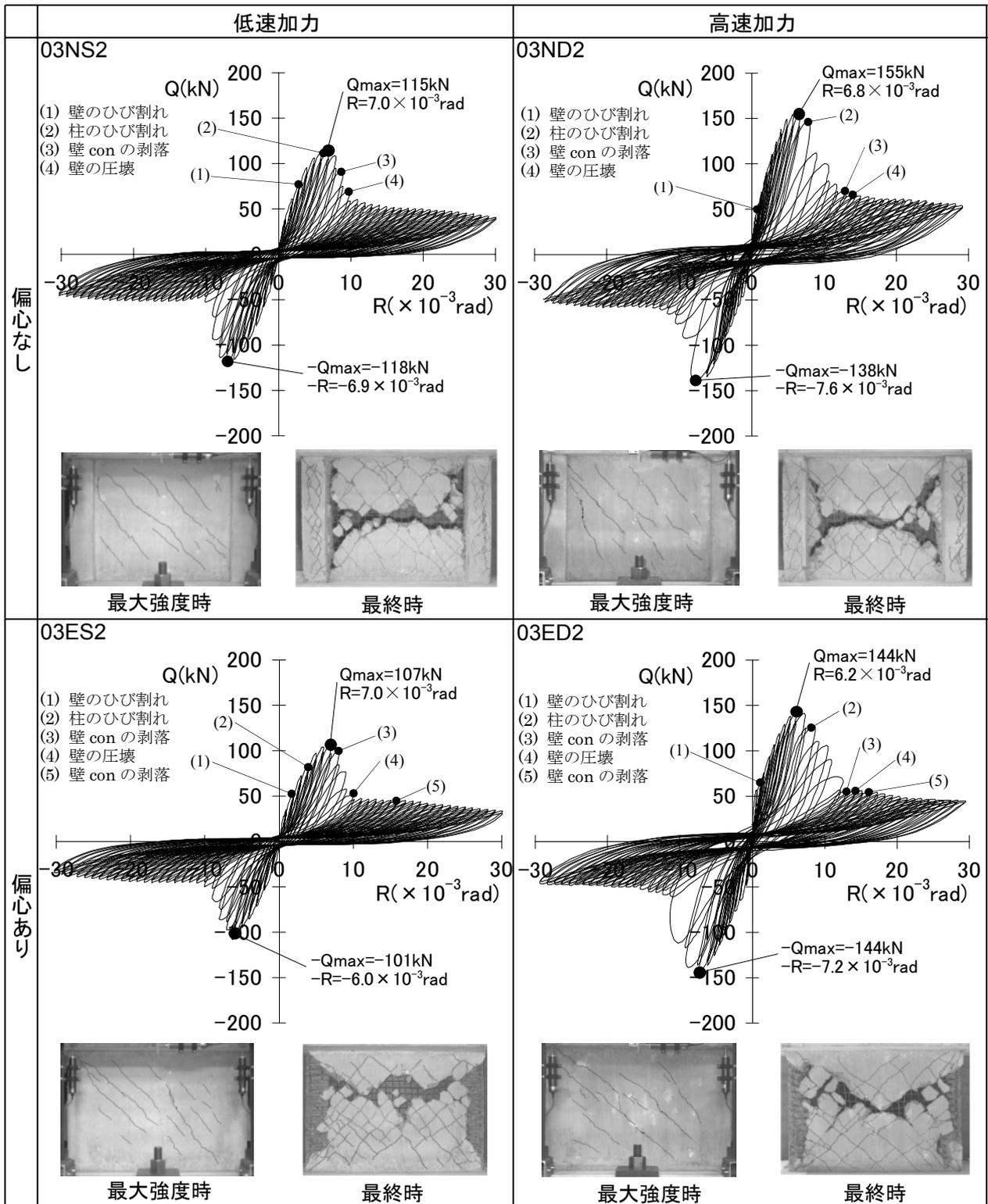
合は柱芯および壁芯と一致させ、偏心ありの場合は振れを抑えるため片側柱と壁の断面の重心を通るよう計画した。図-5に変位計と加速度計の設置を示す。加速度計は高速加力実験で上梁の加力点高さに設置し、ロードセルが担う上梁とこれに設置された器具の質量から慣性力を

計算した。実験結果の高速加力試験体の強度は慣性力を除いた値で示している。計測間隔は高速加力で0.005sec、低速加力で約4secとし、破壊経過は写真とビデオに記録した。

### 3. 実験結果

表-2に全試験体の力-変形関係、および最

表-2 力-変形関係とひび割れ状況



大強度時と最終時のひび割れ状況を示す。力—変形関係に記入された数値は、3.1の破壊経過を示す。また表—3に各試験体の最大強度、最大強度時の変形角、および限界変形角を示す。ここで、最大強度は上梁に加えた水平力の最大値、変形角は壁上下端の変位差を壁内法高さで除した値、また限界変形角は最大強度が80%に下降した時点の変形角である。実験結果において低速加力と高速加力の最大強度に大きな差がみられるが、打設時期の違いによるコンクリート強度の差が大きく影響している。

### 3.1 破壊経過

破壊の順序は全試験体とも共通であり以下のようにであった。

- (1) 壁のひび割れ
- (2) 柱のひび割れ
- (3) 壁のコンクリートの剥落
- (4) 壁の圧壊
- (5) 柱のコンクリートの剥落

これらの破壊経過の中で最大強度は(2)と(3)の間で迎え、壁の圧壊の進行とともに強度が降下した。壁の圧壊が全域に亘ると、強度は柱梁フレームとしての力を保持して平滑域に移る。低速加力と高速加力とでは、破壊経過に大きな違いはなかった。しかし壁の偏心の有無で比較すると、表—2の最終ひび割れ状況で柱の破壊状況が大きく異なることがわかるように、(5)の柱コンクリートの剥落の度合いと発生時期に大きな違いが見られた。偏心なしの場合は壁が圧壊し強度が平滑域に移行した後に軽微な剥落が生じたのに対し、偏心ありの場合は壁の圧壊とともに帯筋の外側のコンクリートが大量に剥落した。

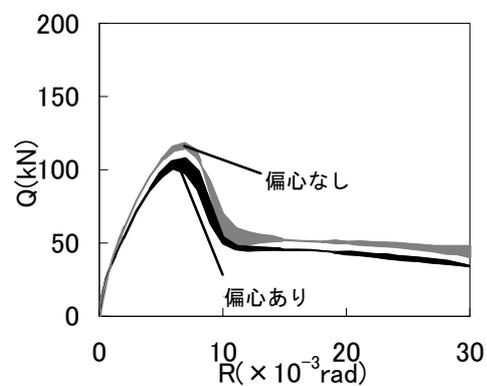
表—3 最大強度と変形角

試験体	最大強度 (kN)		最大強度時の変形角 ( $\times 10^{-3}$ rad)		限界変形角 ( $\times 10^{-3}$ rad)	
	正	負	正	負	正	負
03NS2	115	118	7.0	6.9	9.0	8.6
03ES2	107	101	7.0	6.0	8.6	8.2
03ND2	155	138	6.8	7.6	9.4	9.0
03ED2	144	144	6.2	7.2	9.7	10.3

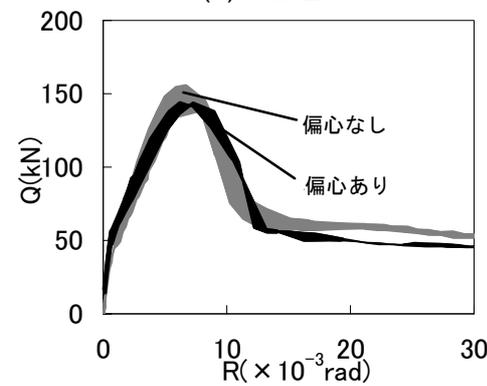
この柱の破壊状況の差は、強度下降後の平滑域における強度の大きさにも影響がみられる。しかし、柱コンクリートの剥落は何れの試験体においても最大強度以降に生じており、最大強度時において柱と壁の力の伝達機構は維持されているといえる。

### 4. 最大強度に与える影響

図—6は壁の偏心の有無によるスケルトンカーブの比較を示している。図—(a)は低速加力、図—(b)は高速加力の場合を示す。加力速度によらず壁の偏心がある試験体は偏心のない試験体に比較して最大強度が低い。壁が偏心していることによる最大強度の低下の原因として、最大強度時の観測において次のことがあげられる。壁の偏心なしの試験体では壁の斜めひび割れの伸展が柱と壁の境界で止まるのに対し、偏心ありの試験体では壁の斜めひび割れが柱の内部に伸展していく。これは最大強度時の柱の強度を低下させるものと予想される。また壁が柱芯に



(a)—低速加力



(b)—高速加力

図—6 偏心の有無によるスケルトンカーブの比較

対して偏心していることが、壁の板厚方向に応力差を生じさせるため、壁に早期の圧壊をまねく可能性があると考えられる。しかし何れの原因であっても最大強度の低下は大きくなく、スケルトンカーブの形状もあまり変わらない。最大強度の低下率は正負加力の平均で低速加力が11%、高速加力が2%である。試験体の製作誤差による壁厚の違いの影響を除くため、最大強度

を計算値<sup>2)</sup>に対する実験値の比で比較した場合、最大強度の低下率は低速加力が7%、高速加力が8%であり、加力速度によらずほぼ同じ結果となる。表-4に試験体の最大強度の実験値、計算値およびその比を示す。

表-4 試験体の最大強度

試験体	実験値 Q <sub>exp</sub> (kN)	計算値 Q <sub>cal</sub> (kN)	実験値 計算値
03NS2	116	147	0.79
03ES2	104	143	0.73
03ND2	147	156	0.94
03ED2	144	157	0.92

注)実験値は正負加力の平均値

## 5. 補修耐震壁の耐震性能

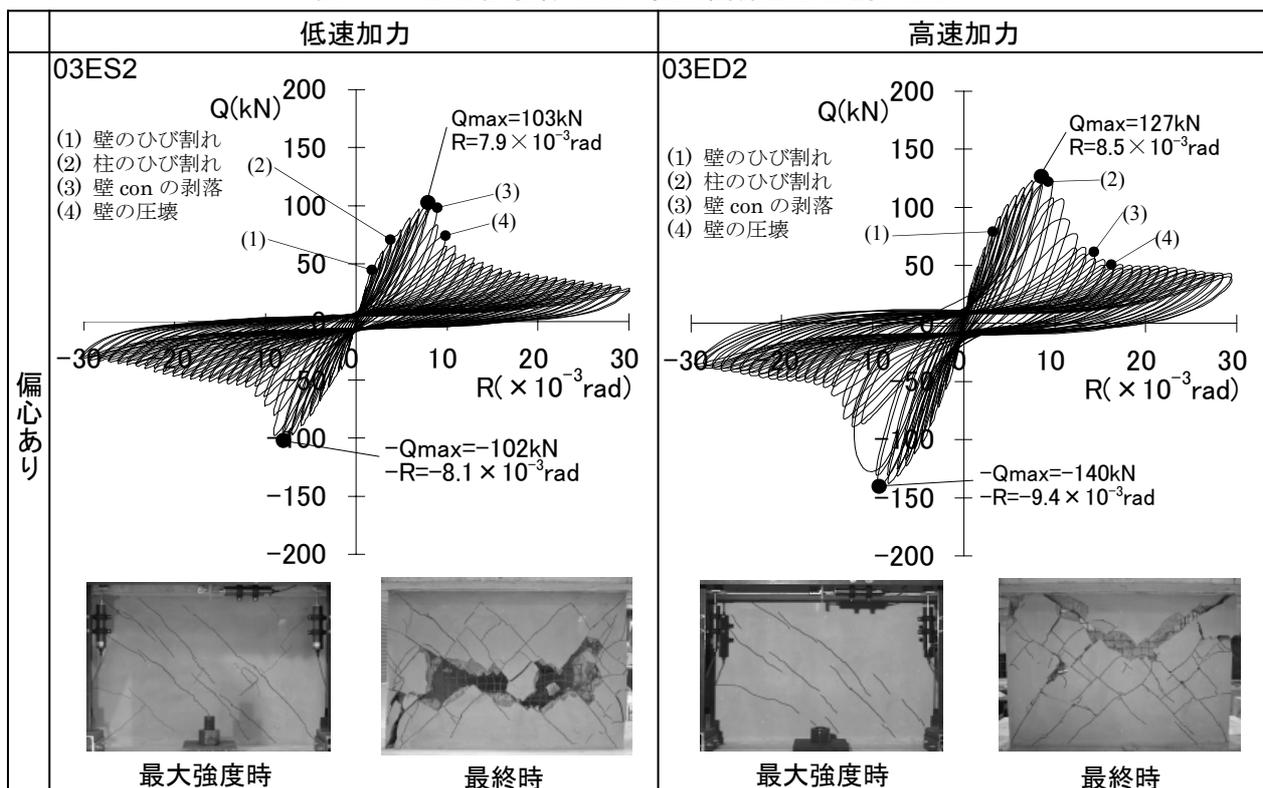
### 5.1 試験体

壁の偏心ありの試験体について実験後に補修を行い、先に行われた方法と同じ加力実験を行った。先の実験で試験体には変形角  $30 \times 10^{-3}$  rad の変位が与えられたが、破断した鉄筋はなかった。このため配筋を整え、コンクリートの欠落部分にプライマー（エポキシ系）を塗り、樹脂モルタルを充填した。補修にあたり、たたいて容易に落ちるコンクリートは取り除いた。表一

表-5 補修試験体の寸法と補修モルタル強度および最大強度と変形角

試験体	柱		壁 t	モルタル 圧縮強度 $\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>	加力 速度	最大強度 (kN)		最大強度時の 変形角 ( $\times 10^{-3}$ rad)		限界変形角 ( $\times 10^{-3}$ rad)	
	b	D				正	負	正	負	正	負
	mm	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>							
03ES2	107	109	30	40	低速	103	102	7.9	8.1	9.5	9.7
03ED2	107	112	27			高速	127	140	8.5	9.4	11.1

表-6 補修試験体の力-変形関係とひび割れ状況



5は補修試験体の寸法と補修に使用したモルタルの圧縮強度および最大強度と変形角を示している。試験体表面には樹脂モルタルで厚さ3～5mm コテ仕上げを行ったため、補修試験体の断面は多少大きくなっている。

## 5.2 実験結果

表-6に補修試験体の力-変形関係とひび割れ状況を示す。図-7は先の実験と補修後の実験のスケルトンカーブの比較で図-(a)は低速加力、図-(b)は高速加力の場合である。補修試験体の最大強度は先の実験に対し、低速加力で99%、高速加力で93%であり、ほぼ同程度の強度を得ることができた。ただし、補修後に付加された断面の違いを考慮して、最大強度の計算値<sup>2)</sup>に対する実験値の比で比較した場合は、それ

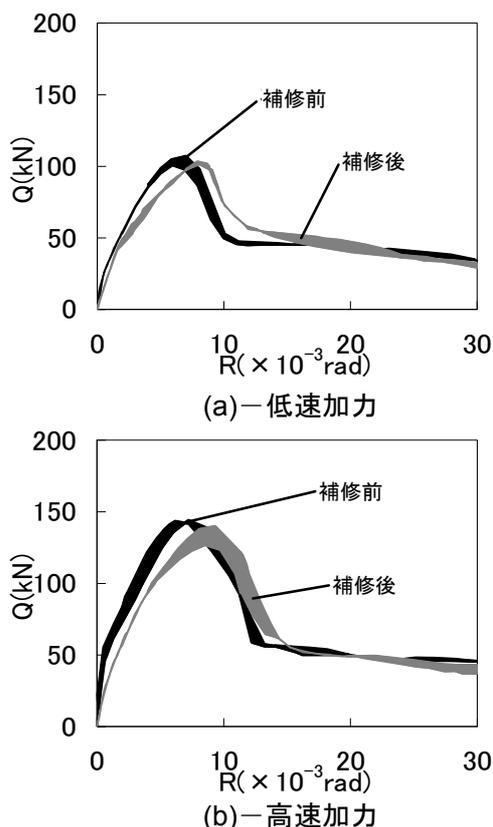


図-7 補修前後のスケルトンカーブの比較

表-7 補修試験体の最大強度と2/3割線剛性

試験体	実験値 Q <sub>exp</sub> (kN)	計算値 Q <sub>cal</sub> (kN)	実験値 計算値	2/3割線剛性 (kN×10 <sup>-3</sup> rad)	
				補修前	補修後
03ES2	102	160	0.64	24.2	17.9
03ED2	133	164	0.81	32.8	24.1

注) 実験値および割線剛性は正負加力の平均値

ぞれ14%と16%の低下となる。破壊経過は先の実験と殆ど同じであるが、壁の圧壊時に柱には顕著な剥落が生じなかった。これはモルタルの性能によるものと思われる。また図-7から判るように各破壊が発生した変形角は、補修試験体の方が大きくなっている。剛性は最大強度の2/3割線剛性で、低速加力、高速加力とも73%に低下した。表-7に補修した試験体の計算値と2/3割線剛性を示す。

## 6. まとめ

建物の外周の耐震壁のように柱外面に壁外面を合わせて壁が配置された耐震壁は、柱芯と壁芯が一致する場合に比較して最大強度が低下することがわかった。本実験の結果からは、1割程度の強度低下を考慮する必要があるといえる。しかし、最終の破壊状況で大きな違いを見せる柱コンクリートの剥落は最大強度以降に生じる現象であることがわかった。そのため、最大強度時の柱と壁の力の伝達機構は保たれており、力-変形関係にみる履歴特性にも影響はない。ただし最大強度以降の柱コンクリートの剥落が大きい場合、これに伴う鉛直荷重の支持能力の低下が考えられる。

さらに層間変形角 $30 \times 10^{-3}$ radの変位をあたえた耐震壁をモルタル補修して実験を行った結果、補修後の耐震壁は最大強度の2/3割線剛性が3割程度低下するものの、元の最大強度をほぼ回復させることが可能であることがわかった。

### 謝辞

本研究は、文部科学省学術フロンティア推進事業(建築物の地震防災技術の研究開発)の一環として行なわれたもので、研究費の一部が補助された。記して感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 後藤哲郎, 秋山友昭: 鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究(その18 影板が柱に偏心して取付いた耐震壁の実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 1977, pp.1635-1636
- 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