

# 論文 柱頭・柱脚部への鋼材圧着による既存 RC 柱の破壊性状制御

渡邊 友雄\*1・勅使川原 正臣\*2・福山 洋\*3・楠 浩一\*4

**要旨:** ソフトランディング補強工法の実用化に関する研究の一貫として、ピロティ層崩壊時の上部構造のねじれ挙動を防ぐために、柱頭・柱脚部への鋼材圧着による既存 RC 柱の破壊性状制御方法を提案し、鋼材に導入する圧着力の調整による制御適用後の柱のせん断耐力時の水平変形の制御可能性を検討した。圧着力をパラメータとする静的加力実験により、導入圧着力が大きいくほど耐力時の水平変形は小さくなることが示され、圧着部の離間による曲げ剛性の低下を想定した解析的検討により、制御適用後の柱の耐力時水平変形が推定可能であることを示した。

**キーワード:** 耐震補強, せん断スパン, RC 柱, 破壊性状制御

## 1. はじめに

### 1.1 ソフトランディング補強工法の概要と課題

ソフトランディング補強工法<sup>1)</sup>は、地震時の被害がピロティ層に集中する現象を利用し、積極的にピロティ層に被害を制御しながら集中させ、他の階の被害をなくそうとするものである。図-1に本補強工法のイメージを示す。地震のエネルギーはピロティ層を壊すことにより吸収し、上部構造をピロティ層に設けた新設構造にソフトランディングさせることにより被害を回避しようとするものである。図-2に示すようにピロティ層既存柱の周りに設置する新設柱には免震装置を用い、層崩壊後、鉛直荷重が新設柱によって支持された後の免震化を想定している。

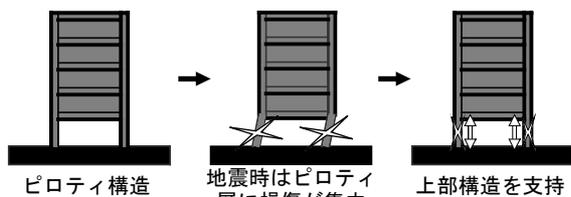


図-1 ソフトランディング補強工法のイメージ

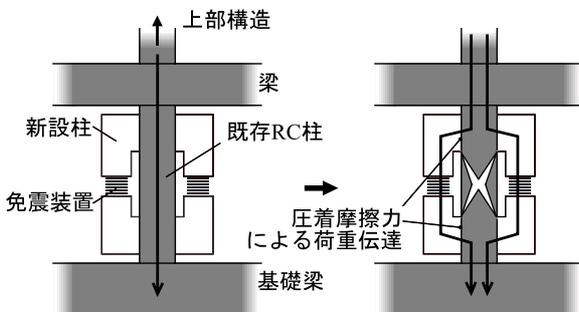


図-2 新設柱による鉛直荷重伝達

本補強工法の実用化のための一つの課題は、上部構造の新設柱への安全な乗り移りを実現することである。地震によってピロティ層が崩壊する時の上部構造の挙動についての検討<sup>1)</sup>の結果、ピロティ層の既存柱に剛性・耐力が異なるものがある場合、上部構造にはねじれ振動が励起され得ることが示された。ピロティ層崩壊時の上部構造のねじれを防ぐためには、既存 RC 柱をすべて同時に破壊させ、同時に水平抵抗力を喪失させるか、上部構造にねじれを生じさせないような既存 RC 柱の破壊順序に従って、順番に既存 RC 柱を破壊させる必要がある。ただし、後者の場合は上部構造のねじれ挙動を抑止するような柱の破壊順序についての検討が別途必要になると考えられる。いずれにしても、ピロティ層の既存 RC 柱を、任意の変形で水平抵抗力を脆性的に喪失するようにその破壊性状を制御する必要がある。

### 1.2 既存 RC 柱の破壊性状制御方法の概要

著者らは RC 柱の破壊性状制御方法として、柱頭・柱脚部に鋼材を圧着することで、柱の可撓長さを小さくし短柱化する方法を提案している(図-3)。図-3(c)に本制御方法による柱のモーメント分布の変化の概念図を示す。鋼材の曲げ戻し効果により柱端部のモーメントが低減され、柱の曲げ終局強度が上昇することが期待される。

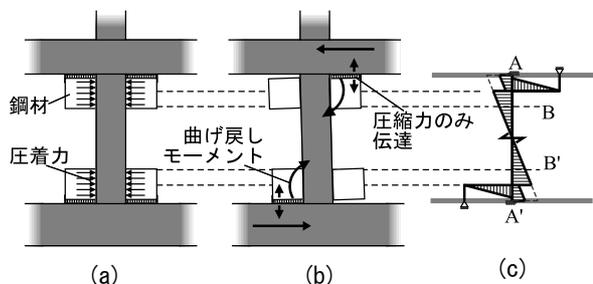


図-3 既存 RC 柱の破壊性状制御手法のイメージ

\*1 名古屋大学大学院 環境学研究科都市環境学専攻 (正会員)

\*2 名古屋大学大学院 環境学研究科教授 工博 (正会員)

\*3 (独) 建築研究所 工博 (正会員)

\*4 横浜国立大学大学院 工学研究院 准教授 博士(工学) (正会員)

この制御方法について、実現可能性が実験的に検討され、柱の M/QD を小さくすることにより、柱端部での曲げ破壊を抑止し、せん断破壊を先行させ、柱の水平抵抗力を喪失させることが可能であることが示された。<sup>2)</sup>

## 2. 破壊性状制御方法の課題と本研究の目的

本制御方法では、柱の破壊形式および耐力とともに、柱が耐力に達するときの変形を制御する必要がある。柱が脆性的破壊をするとき（せん断耐力時）の変形は、鋼材による曲げ戻し効果と関係があると予想される。また曲げ戻し効果は鋼材に導入する圧着力を調整することにより制御が可能と考えられる。

よって本研究では、柱頭・柱脚への鋼材圧着による既存 RC 柱の破壊性状制御方法について、圧着力を調整することによる柱の耐力時の水平変形の制御可能性について検討する。

## 3. 圧着力をパラメータとする実験的検討

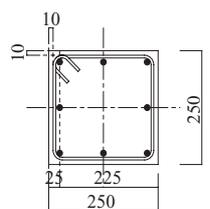
### 3.1 概要と目的

鋼材の圧着力を調整することによる柱の水平耐力時の水平変形の制御可能性を検討するために実験的検討を実施した。鋼材に導入する圧着力をパラメータとする試験体を用いて静的加力試験を実施し、柱の破壊性状の変化、特に耐力時の水平変形の変化を確認する。

### 3.2 試験体

#### (1) 試験体概要

試験体の仕様はシアスパン比をパラメータとする実験的検討と同様である。実在のピロティ建物をモデル化の対象として縮尺 1/3、断面サイズ 250mm×250mm、の既存 RC 柱試験体を製作した。コンクリートの配合（強度-スランプ-骨材最大寸法）は 18-18-15 とした。この既存 RC 柱の柱頭・柱脚部に鋼材を圧着し、制御適用後の柱試験体とした。鋼材の圧着には柱頭・柱脚部にそれぞれ 4 本の PC 鋼棒(Φ23)を用い、柱の両側から圧着した。柱断面の緒元を表 1 に、断面図を図-4 に、既存 RC 柱試験体と制御後柱試験体の立面図を図-5 に示す。既存 RC 柱試験体のシアスパン比(M/QD)は 2.0 で、制御適用後の試験体の M/QD は 1.0 である。



主筋：8-D13 SD345  
帯筋：2-D6@100

図-4 柱断面

表-1 試験体柱断面緒元一覧

主筋比 $p_t$ [%]	0.68
帯筋比 $p_w$ [%]	0.26
コンクリート強度 $F_c$ [ $N/mm^2$ ]	19.25
主筋降伏強度 $\sigma_y$ [ $N/mm^2$ ]	381
帯筋降伏強度 $\sigma_{wy}$ [ $N/mm^2$ ]	329
軸力 [kN]	187

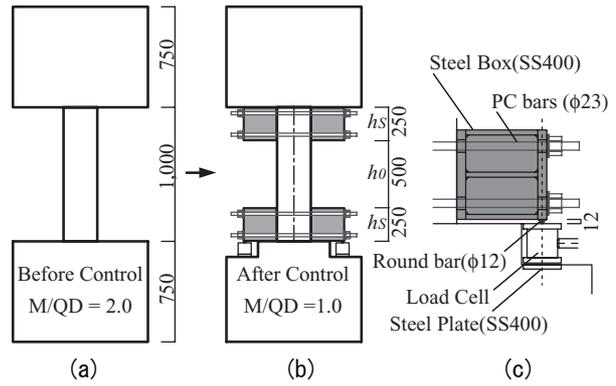


図-5 試験体概要

鋼材は H-250×250 の鉄骨に鋼板を溶接したもので、スタブからの反力が鋼材の先端にのみ作用するように、鋼材とスタブの間には 12mm の隙間を設け、鋼材の先端に溶接した鋼棒(Φ12)とスタブに設置した鉄板とが接するようになっている。また、図-5 (c) に示すように、制御後柱試験体の下スタブの中にロードセルを設置し、柱脚部の鋼材に作用する鉛直力の大きさを計測した。

#### (2) 導入圧着力

既往の実験<sup>2)</sup>では、鋼材による確実な曲げ戻し効果を得るために、圧着力(大きさを  $P$  とする)は大きめの値 ( $P=600kN$ ) を設定した。今回はより小さい圧着力を設定し、曲げ戻し効果および柱の耐力時の水平変形の変化を確認する。

鋼材に導入する圧着力の一覧を表に示す。圧着力は、等分布導入で小さい場合 (ML :  $P=270kN$ )、等分布導入で中程度の場合 (MM :  $P=370kN$ )、偏心導入の場合 (ME :  $P=370kN$ ) の 3 水準とした。ここで、等分布導入とは、4 本の PC 鋼棒に等しく軸力を導入し、圧着力導入時の圧着部のコンクリート応力分布が等分布となることを想定している。偏心導入とは、4 本の PC 鋼棒のうち、スタブに近い側の 2 本にのみ軸力を導入し、コンクリート応力が偏心して分布することを想定している。試験体は、以上 3 種の制御適用後の柱試験体に、制御を適用しない既存 RC 柱試験体 (M/QD=2.0) を加えた計 4 体である。

表-2 試験体と圧着力の一覧

試験体名	圧着部 応力分布	圧着力 $P$ [kN]	M/QD
ML (小)	等分布	270	1.0
MM (中)	等分布	370	
ME (偏心)	偏心	370	
M1, M2* (大)	等分布	600	
O	制御なし		2.0

※ 試験体 M1, M2 は既往の実験<sup>2)</sup>で用いた試験体である。後に実験結果を比較する。

### (3) 圧着部の曲げ抵抗機構

鋼材と既存柱の圧着部ではコンクリートと PC 鋼棒によって曲げモーメントに抵抗すると考えられる。図-6 に、圧着部が曲げを受け、圧着部のコンクリート縁応力が 0 となり鋼材と既存柱が離間を開始するときのコンクリートと PC 鋼棒の応力状態を模式的に示す。図-6 中の  $Q$  は柱の水平力を、 $R$  は鋼材に作用する鉛直力を表す。圧着部が離間を開始するまでに抵抗できるモーメント  $M_{P1}$  は、鋼材の高さを  $h_s$  として、三角形分布応力による断面中心周りのモーメントを求めることにより式(1)で計算できる。また、大きなモーメントに対して圧着部の端部のコンクリートが終局ひずみ(0.3%)に達するときを図-7 に示し、そのときのモーメント  $M_{P2}$  の計算式を式(2)に示す。式(2)中の  $x_n$  は中立軸位置、 $\epsilon_{PC}$  はモーメントにより引張を受ける PC 鋼棒のひずみ変動分、 $E_{PC}$  は PC 鋼棒の弾性係数 ( $=2.1 \times 10^5$  [N/mm<sup>2</sup>]) である。

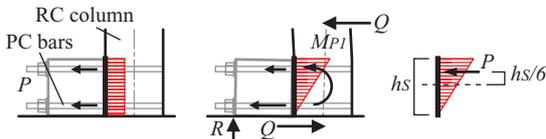


図-6 圧着部が離間を開始するときの応力状態

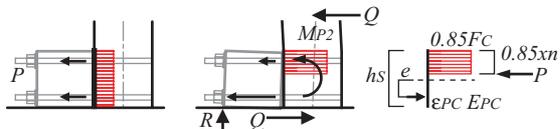


図-7 コンクリートが終局ひずみのときの応力状態

$$M_{P1} = \frac{Ph_s}{6} \quad (1)$$

$$M_{P2} = P \left( \frac{h_s - 0.85x_n}{2} \right) + \epsilon_{PC} E_{PC} e \quad (2)$$

### 3.3 試験方法

建研式加力装置を用いて、試験体に一定の鉛直荷重(187kN)下で押し引きの正負交番繰り返し载荷を実施した。既存柱試験体(O)はクリアスパン 1000mm に対する変形角(R)で、制御適用後柱試験体は制御後の可撓長さに対する変形角(r)によって加力のサイクルを制御した。

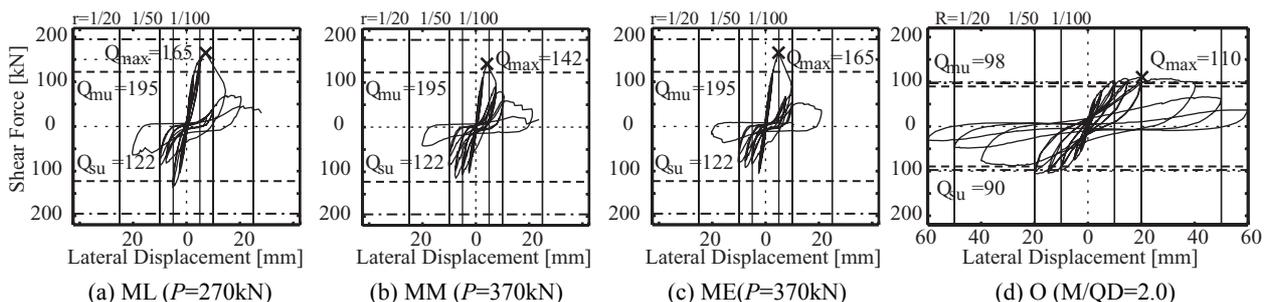


図-8 水平荷重-水平変形関係 (×点:最大水平耐力時,  $Q_{mu}$ : 曲げ終局時せん断力,  $Q_{su}$ : 荒川 min 式)

### 3.4 実験結果

#### (1) 破壊形式と破壊過程

写真-1 に試験体 O (制御なし既存 RC 柱,  $M/QD=2.0$ ) と試験体 ML (圧着力小:  $P=270kN$ ) の試験終了時の様子を示す。試験体 O には柱端部曲げ破壊と主筋に沿う付着破壊が確認でき、試験体 ML は中央部のせん断破壊形式となった。以下に破壊過程を概説する。図-8 に試験体の水平荷重-水平変形関係を示す。

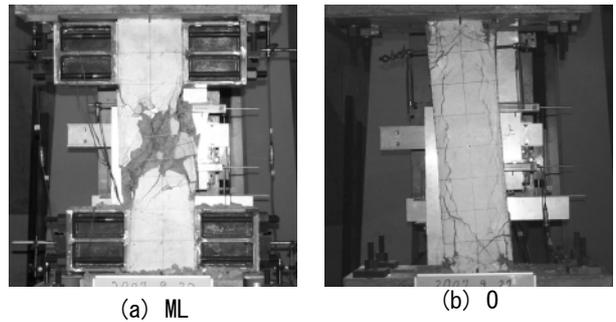


写真-1 試験終了時の破壊状況

制御なしの試験体 O は、まず柱端部に曲げひび割れが生じ、繰り返し加力により曲げひび割れが進行していった。上下スタブ間の水平変形が 15mm (変形角  $R=1/67$ ) となったとき、柱上端部の主筋の一部が降伏し、端部のコンクリートが圧壊し始め、水平抵抗力が上昇しなくなった。水平耐力は 110kN で、そのときの水平変形は 20.3mm ( $R=1/50$ ) であった (図-8 の×印)。その後さらに変形させると、水平変形が約 40mm となったときに主筋に沿う付着ひび割れが生じた。

試験体 ML は、加力の初期段階 (水平変形で 1.25mm, 制御後の可撓み長さに対する変形角  $r=1/400$ ) で柱端部と鋼材付近に曲げひび割れが生じた。その後柱端部のひび割れは大きく進行せず、鋼材付近の曲げひび割れは増え、大きくなっていった。水平変形が 7.2mm ( $r=1/70$ ) となったとき、中央部にせん断ひび割れが生じ、水平耐力 165kN となった (図-8 の×印)。柱端部の主筋は降伏しておらず、せん断破壊後は急激に水平抵抗力を喪失した。また、载荷中の圧着部における鋼材のスリップや離間は確認されなかった。

表-3 実験結果一覧

試験体名	圧着力 $P$ [kN]	水平耐力 $Q_{max}$ [kN]	耐力時水平変形 $\delta_{max}$ [mm]	$M_{a(max)}$ [kNm]	$M_{P1}$ [kNm]	$M_{P2}$ [kNm]
ML	273	165	7.2	37.4	11.4	36.6
MM	369	142	4.2	29.7	15.4	36.6
ME	366	165	4.9	38.4	30.5	51.8

制御を適用した他の試験体 MM, ME の破壊形式は ML と同じくせん断破壊が先行し、柱端部での主筋の降伏はなかった。また鋼材がずれたり、外れたりすることはなかった。比較的小さい圧着力を用いた場合でも、柱の破壊形式は制御可能であった。

(2) 圧着力と水平耐力、耐力時の水平変形の関係

表-3 に実験結果として、水平耐力  $Q_{max}$ 、耐力時水平変形  $\delta_{max}$ 、耐力時に下部圧着部に生じるモーメントの計測値  $M_{a(max)}$  を示す。また 図-9 に導入圧着力と水平耐力の関係を示す。図-10 に導入圧着力と耐力時の変形を示す。尚、図-9、図-10 中には既往の実験における試験体 M1, M2 の結果 (+印) もあわせて示した。

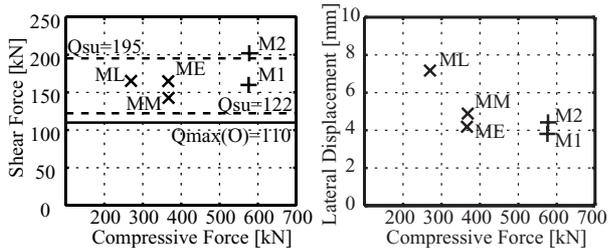


図-9 水平耐力と圧着力の関係

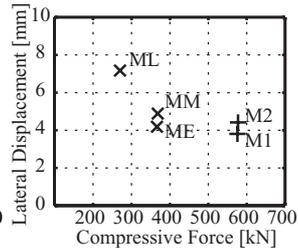


図-10 耐力時水平変形と圧着力の関係

制御後の柱の水平耐力は、試験体 MM が他の 2 体よりもやや小さくなったが、圧着力との相関は見られない。耐力時の水平変形では、圧着力の小さい ML が大きくなり、前回大きな圧着力を導入した M1, M2 の結果もあわせて比較すると、導入圧着力が小さいほど、耐力時の水平変形が大きくなる傾向がある。

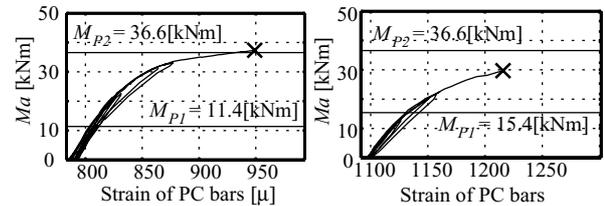
(3) 曲げ戻しモーメント

試験体下部のスタブに設置したロードセルの計測値を用いて、鋼材と既存柱の圧着部に生じるモーメント  $M_a$  を求めた。制御適用後の柱試験体について、試験体がせん断耐力に達するときの圧着部に生じるモーメント  $M_{a(max)}$  と、圧着部縁が離間を開始するときのモーメント  $M_{P1}$ 、圧着部縁のコンクリートが終局ひずみに達するときのモーメント  $M_{P2}$  を表-3 中に示す。圧着部に作用するモーメントは圧着部縁が離間を開始するときのモーメント  $M_{P1}$  よりも大きく、このことから試験体が水平耐力に達するまでに圧着部は離間していた可能性がある。

圧着部に生じるモーメント  $M_a$  と、加力により引張を

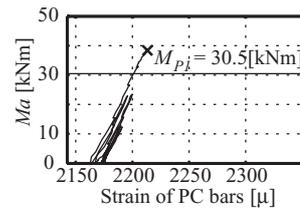
受ける側の PC 鋼棒のひずみの変動の関係を 図-11 に示す。試験体の水平耐力時 (図-11 中の×印) までを示した。試験体 ML, MM では  $M_a$  が離間開始時のモーメント  $M_{P1}$  より小さいときには線形に近い関係であるが、 $M_{P1}$  より大きくなると軟化し、PC 鋼棒のひずみが大きくなった。圧着部の離間開始後、離間が進行することによって、モーメントに対する圧着部の曲げ剛性が低下していったと考えられる。圧着部の曲げ剛性が低下すると、曲げ戻し効果が減少し、柱の変形が大きくなると考えられる。

また、試験体 ME (図-11 (c)) では線形関係が保たれている。偏心導入圧着力によって作用するモーメントと逆向きのモーメントを与えておくことにより、圧着部の離間を遅らせることができたと考えられる。



(a) ML

(b) MM



(c) ME

図-11 PC 鋼棒のひずみと圧着部モーメントの関係

(4) 実験結果のまとめ

圧着力をパラメータとする実験的検討の結果を以下にまとめる。

- ・ 圧着力を 270kN とした場合でも、柱端部の曲げ降伏を抑止し、中央部のせん断破壊を先行させることができた。
- ・ 試験体の水平耐力時の水平変形は、導入圧着力が小さいほど大きくなる傾向がある。
- ・ 圧着力が小さい場合は、鋼材と既存柱の離間が進行し、圧着部の曲げ剛性が低下する可能性がある。制御適用後の試験体の耐力時水平変形が推定できる

必要がある。以降では、圧着部の曲げ剛性低下を想定し、試験体の耐力時水平変形の推定可能性を検討する。

#### 4. 圧着部の離間による曲げ剛性の低下を想定した解析的検討

##### 4.1 概要と目的

実験的検討の結果より、圧着力の調整による柱の耐力時の水平変形の制御可能性が示された。圧着部の離間によって圧着部の曲げ剛性が低下すると、同じ大きさの水平力に対して柱の水平変形が大きくなると考えられる。ここでは、導入圧着力をパラメータとする圧着部離間による曲げ剛性の低下を想定した解析モデルを用いて、圧着力調整により制御可能な水平変形量を推定する。

##### 4.2 解析モデル

###### (1) 解析モデル概要

実験的検討で用いた試験体の下半分を対象とし、既存柱と鋼材を材軸位置で線材に置換して、せん断変形を考慮する要素 (RC 柱, 鋼材) からなる解析モデルを作成した。図-12 に解析モデルの概要を、表-4 に各要素の断面と材料緒元の一覧を示す。尚、せん断変形はせん断弾性係数  $G (=E/2(1+\nu))$  と有効せん断面積 (RC 柱は  $5/6 \times$  断面積, 鋼材はウェブ部の面積) によって考慮した。

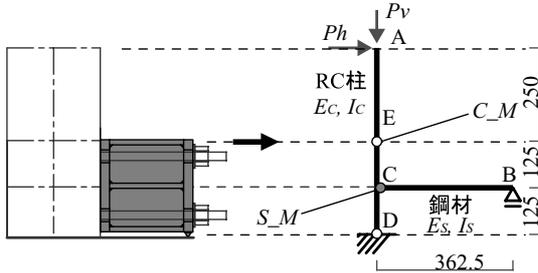


図-12 解析モデル概要

表-4 材料と断面の緒元一覧

要素	断面 [mm]	$I$ [mm <sup>4</sup> ]	材料	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]
RC 柱	250 × 250	$I_C = 3.3 \times 10^8$	Fc18	$E_C = 2.1 \times 10^4$	0.2
鋼材	H250 × 250 × 14 × 14	$I_S = 1.1 \times 10^8$	SN400	$E_S = 2.1 \times 10^5$	0.3

モデルの D, E 点位置の材端に RC 柱要素の曲げヒンジ  $C\_M$  をトリリニアモデルで設定した。曲げ降伏モーメント  $M_y$  は試験体の柱断面から計算される曲げ終局強度とし、曲げひび割れモーメント  $M_c$  は  $M_y$  の 1/3 倍とし、曲げひび割れ後の初期剛性  $EI$  に対する剛性低下率は 0.25、曲げ降伏後の剛性低下率は 0.001 とした。図-13 (a) に曲げヒンジ  $C\_M$  の概要を示す。

圧着部離間後の曲げ剛性低下を表現する曲げヒンジ  $S\_M$  を鋼材要素の片材端 C 点位置に設定する。ヒンジは図-13 (b) に示すようなトリリニアモデルで、圧着部が

離間を開始するときを第一降伏点、圧着部のコンクリートが終局ひずみに達するときを第二降伏点とする。降伏点の強度は式(1), (2)で求めた圧着部における抵抗モーメント  $M_{P1}, M_{P2}$  を、鋼材材端位置 (C 点) でのモーメントに換算した値  $M_{P1}', M_{P2}'$  とする。ヒンジ  $S\_M$  は圧着力  $P$  によって一意に定められるため、実験的検討で各試験体に対して導入した圧着力に対応してヒンジ特性を定め、導入圧着力を解析パラメータとすることができる。第二降伏点以降の剛性低下率は 0.001 とした。

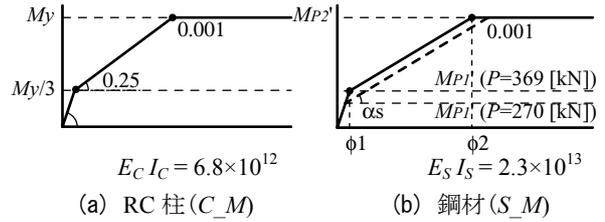


図-13 曲げヒンジの概要

以降では曲げヒンジ  $S\_M$  の第一降伏点後の剛性低下率  $\alpha_S$  を 2 つの方法で導出する。

###### (2) 曲げ剛性の低下を表現する非線形曲げヒンジ

A. 圧着部のコンクリート終局時の曲げ剛性により求める場合:  $\alpha_{S1}$

圧着部縁でコンクリートが終局ひずみに達するときの応力状態から、そのときの曲げ剛性  $(EI)_u$  を導出することで、 $\alpha_S$  が決定できる。圧着部の曲げ終局時の断面の状態を図-14 のように仮定し、 $0.85x_n \times 250$  の矩形コンクリート断面と、中立軸から  $d_{PC}$  の距離にある引張側の 2 本の PC 鋼棒による曲げ剛性の和を圧着部の曲げ剛性  $(EI)_u$  とした。このときのコンクリートの断面 2 次モーメント  $I_C'$  と PC 鋼棒の断面 2 次モーメント  $I_{PC}$  の計算式を式(4)と式(5)に示す。この方法で導出した第一剛性低下率  $\alpha_{S1}$  を、横軸を圧着力  $P$  として図-15 に示す。

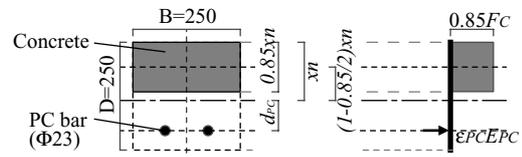


図-14 コンクリート終局時の圧着部断面状態

$$(EI)_u = 0.85E_C I_C + E_{PC} I_{PC} \quad (3)$$

$$I_C' = \frac{B \cdot (0.85x_n)^3}{12} + B \cdot 0.85x_n \left\{ \left( 1 - \frac{0.85}{2} \right) x_n \right\}^2 \quad (4)$$

$$I_{PC} = \left\{ \frac{\pi(23)^4}{64} + \frac{\pi}{4} (23)^2 \cdot (d_{PC})^2 \right\} \times 2 \quad (5)$$

B. 離間開始時と圧着部コンクリート終局時の断面の曲率により求める場合:  $\alpha_{S2}$   
圧着部が離間を開始するときの応力状態(図-6)と、

圧着部のコンクリート終局時の応力状態からひずみ分布を三角形分布で仮定することにより、それぞれの時点での断面の曲率( $\phi_1$ ,  $\phi_2$ )が計算でき、トリリニアモデルをモーメント-曲率関係と考えることにより、 $\alpha_s$ が決定できる。この方法で導出した第一剛性低下率 $\alpha_{s2}$ を、横軸を圧着力 $P$ として図-16に示す。

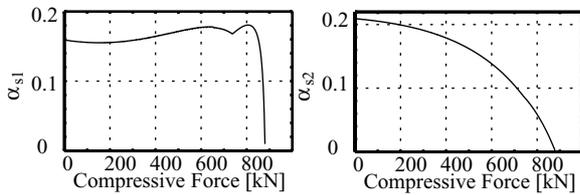


図-15  $\alpha_{s1}$

図-16  $\alpha_{s2}$

図-15, 16より、実験的検討における導入圧着力の範囲(273<math>P<600</math>)を考慮して、曲げ剛性の低減率 $\alpha_s$ は範囲内での $\alpha_{s1}$ と $\alpha_{s2}$ の最小値及び最大値を採用し、0.15と0.20の2水準で考えるものとした。

解析パラメータとして想定する鋼材の圧着力 $P$ は実験的検討と合わせて、小さいものから270(ML), 370(MM), 600(M) kNの3水準とし、圧着部が離間しない場合として鋼材材端にヒンジ $S_M$ を計画しないモデル(ME)も検討する。以上4つの解析ケースについて、モデル頂部に一定の鉛直節点荷重(=180[kN])を加えた状態で、水平荷重を $M/QD=1.0$ に制御した柱のせん断耐力である160[kN]まで漸増作用させた。

#### 4.3 解析結果

図-17に $\alpha_s=0.15$ のときのモデル頂部(A点)の水平変形 $\delta A$ と、鋼材の材端C点に作用するモーメントの関係を示す。圧着力が小さい場合は、圧着部離間開始による曲げ剛性低下が早くなり、圧着力の大きい場合や圧着部が離間しない場合と比べて水平変形が大きくなった。

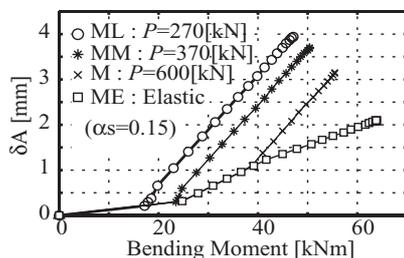


図-17 水平変形と曲げ戻しモーメントの関係

各試験体の耐力と等しい水平荷重時のモデル頂部の水平変形解析値 $\delta A_{max}$ を2倍することにより、試験体の耐力時水平変形の解析値が得られる。この解析値 $2\delta A_{max}$ と、実験で得られた耐力時水平変形 $\delta_{max}$ (表-3)を比較した結果を図-18に示す。ほとんどの解析ケースで実験値(図-18中の▲印)と解析値は近い値となった。試験体M2のケースで解析値が実験値を大きく上回って

いるが、これは解析でヒンジ $S_M$ が第二降伏点に達し、モデルが完全に降伏したためである。実験では圧着部のコンクリートの損傷はほとんどなかった。これは鋼材により拘束を受けるため、コンクリート強度が上昇したためと考えられる。

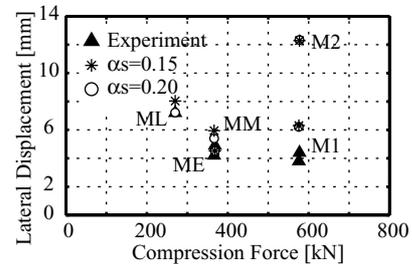


図-18 実験値との比較

圧着部の離間による曲げ剛性低下を考慮することにより、試験体の耐力時の水平変形は概ね推定できた。よって圧着力の調整により耐力時の水平変形の制御は可能であると考えられる。

#### 5. まとめ

ソフトランディング補強工法の実用化に関する研究の一貫として、柱頭・柱脚部への鋼材圧着による既存RC柱の破壊性状制御方法について圧着力を調整することによる柱の耐力時の水平変形の制御可能性について検討を行った結果を以下にまとめる。

- ・ 圧着力をパラメータとする実験的検討より、鋼材に導入する圧着力が小さいほど、柱の耐力時の水平変形が大きくなる傾向が明らかになった。
- ・ 鋼材と既存柱の圧着部が離間することによる曲げ剛性の低下を仮定することで、実験で用いた試験体について、圧着力を変化させたときの耐力時水平変形を推定することができた。

#### 参考文献

- 1) 渡邊友雄ほか：集合住宅向けソフトランディング補強の実用化に関する研究(その4)，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，B-2(構造II)，pp.585-586, 2006年9月
- 2) 渡邊友雄ほか：せん断スパンの調整による既存RC柱の破壊性状制御実験，コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1243-1248, 2007
- 3) 渡邊友雄ほか：集合住宅向けソフトランディング補強の実用化に関する研究 柱頭・柱脚への鋼材圧着による既存RC柱の破壊性状制御に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，B-2(構造II)，pp.585-586, 2006年9月