論文 ソフトランディング耐震補強における圧着面での応力伝達機構に関 する実験的研究

渋井 久*1・梶 真也*1・楠 浩一*2・田才 晃*3

要旨:ソフトランディング耐震補強とは,地震時に既存柱のせん断破壊による層崩壊を利用し,免震装置を 備えた新設柱に建物全体を着座させるという補強方法である。その新設柱と既存柱を PC 鋼棒で圧着した場合 に,接合面のせん断強度,摩擦係数,せん断割増係数を明らかにする必要がある。そこで,8 種類の異なる圧 着力が接合面に与える影響を実験的に検討した。試験体は,鉛直押しぬき試験からせん断強度,摩擦係数を 求め,水平方向の漸増繰り返し加力からせん断割増係数を得た。実験の結果から,圧着力と各変数との関係 性が得られた。

キーワード:新工法, せん断強度, 摩擦係数, せん断割増係数, パンチングシア

1. はじめに

既存建築物を耐震化する手段として,既存建築物に免 震装置を取り付ける補強方法がある。この場合,ジャッ キアップ等で建物を持ち上げる必要がありコストがか かってしまうことや,使いながらの工事が難しいといっ た問題がある。そこで低コストで継続的に使用でき,耐 震安全性を向上させる免震化の手法として, ソフトラン ディング耐震補強^{1)~5)}が考えられる。ソフトランディン グ耐震補強とは図 - 1 に示すように,既存ピロティ建物 における一階の柱の周りに免震装置をもつ新設柱を取 り付け,既存柱が地震時にせん断破壊することによって 新設柱の免震装置に着座し,既存柱への力を新設柱が受 け持ち,建物の免震化を図るというものである。本補強 では,既存柱と新設柱は PC 鋼棒により圧着される。その 際,既存柱の水平力は接合面のねじれモーメントで,鉛 直力は接合面のせん断力で新設柱に伝えられる。これを フラットスラブ接合部の設計で用いられる文献 ⁶の算定 断面での応力状態と同様なものと捉え,その設計法を代 用できることがわかっている⁷⁾。しかし,圧着力と接合 面のせん断強度,摩擦係数,せん断割増係数との関係性 が未だ明らかでないため,実用的な設計法として用いる ことができない。

そこで本実験では、既存柱と新設柱の接合部におけ る、圧着力とせん断強度、摩擦係数、せん断割増係数と の関係を明らかにすることを目的とする。具体的には、 コンクリート強度の違う二種類の RC 柱を既存柱と新設 柱として作製し、PC 鋼棒で圧着をする。そして異なる圧 着力のもとで静的加力実験を行い、得られた鉛直および 水平方向の最大耐力から、それぞれ計算によりせん断強 度,摩擦係数,せん断割増係数を導き,それらと圧着力 との関係性を実験的に検討する。



^{2.} 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は既存柱,新設柱,免震装置部から構成されて

*1 横浜国立大学大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 横浜国立大学大学院 工学研究員 准教授 博(工) (正会員)

*3 横浜国立大学大学院 工学研究員 教授 工博 (正会員)

いる。既存柱およびスタブでは実際の柱をモデルに,コ ンクリート強度が F_c=18N/mm²,新設柱では F_c=36N/mm² を採用した。免震装置部は鉄骨二方向ピンを模式的に採 用した。

想定しているソフトランディング耐震補強の方法が 柱に対して上下対称な架構のため,本実験では下半分を 試験体とし上半分は十分に剛な鉄骨造で代用した。また, 本来ソフトランディング耐震補強では既存柱の四面に 新設柱を取り付けるが,地震時に水平力が加わる場合に 水平力と平行する面に圧着した免震装置が主として抵 抗すると考え,その二面だけに新設柱を取り付けた。試 験体諸元を表-1に,試験体配筋図を図-2にそれぞれ 示す。

2.2 設計方法

文献⁶によると,軸耐力 V_uと水平力によるねじれモー メント耐力 M_uは,V₀と M₀を用いて式(1)で計算できる。 ここで,V₀は鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛 直力,M₀はモーメントのみが伝達される時の終局伝達モ ーメントである。

-				
	b×D(mm)	h(mm)	主筋(SD345)	フープ(SD345)
既存柱	250×250	308.0	D13	D6
新設柱	100×250	304.3	D22	D13

表 - 1 試験体諸元



$$\frac{V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} = 1 \tag{1}$$

本実験における鉛直・水平方向の抵抗機構は,図-3の ように一体打ちであるフラットスラブで想定している ものと異なり,鉛直力に対しては接合面のせん断強度, 水平方向に対しては接合面の全塑性ねじりモーメント により抵抗するものと考えられる。したがって,接合面 一面あたりの各終局伝達力は次式の通りである。

$$V_0 = \tau_u A \tag{2}$$

 τ_u :接合面のせん断強度

A:接合面の面積

$$M_0 = \frac{a^2}{2} \left(b - \frac{a}{3} \right) \tau_u \alpha \tag{3}$$

a:接合面の短辺

b:接合面の長辺

lpha:せん断強度の割り増し係数

文献 ⁶⁾では $\alpha = 6$ とされている。

これより V₀, M₀は共に接合面のせん断強度と寸法にの み依存することになる。

一方 設計時の接合面に伝達すべき鉛直力 V_u とねじり モーメント M_u は,7 階建ての想定建物の自重および $C_B = 0.2$ とした水平耐力から,次式のように計算される。

$$V_u = 843.8(kN)$$

$$M_u = V_u C_B h = 843.8 \cdot 0.2 \cdot 0.95 = 160.3(kNm)^{(4)}$$

h:免震装置の中心から接合面の中心までの距離

式(2)~(4)を式(1)に代入し, 接合面に必要な終局時せん断強度 __が以下のように算出できる。なお,想定建物から接合断面は *a* = 700 (mm), *b* = 750 (mm)とした。

$$\frac{843.8 \cdot 1000}{\tau_u \cdot 700 \cdot 750} + \frac{160.3 \cdot 1000^2}{\frac{700^2}{2} (750 - \frac{700}{3}) \cdot \tau_u \cdot 6} = 1$$

$$\therefore \tau_u = 1.82(N / mm^2)$$
(5)

これを式(2),(3)に代入すると,V₀,M₀が求まる。

$$V_0 = 954.6(kN)$$

 $M_0 = 1381.0(kNm)$

これらの値をもとに,1/3 スケールで既存柱と新設柱が 曲げ降伏やせん断降伏をしないよう配筋した。

ここで,基準となる圧着力を求めるために摩擦係数を μ=1.0, PC 鋼棒による圧着応力度を 0とすると,次 の式(6)と式(5)から 0が求まる。

$$\tau_u = \mu \cdot \sigma_0 \tag{6}$$

$$\therefore \sigma_0 = 1.82(N/mm^2)$$

したがって,1/3 スケールでの接合断面を*a*'=233 (mm), *b*'=250 (mm)として,圧着力は次式で求まる。

N = a'b' σ_0 = 233·250·1.82 / 1000 = 106.07(kN) No.1 ~ No.7 試験体圧着力は 順に 2/4N 3/4N N 5/4N, 6/4N, 8/4N, 10/4N とした。No.8 試験体については,圧 着面応力度が既存柱の圧縮強度 F_c = 18 の 1/3 となる圧 着力(350kN)を用いた。各試験体と導入時の圧着力の 関係を表 - 2 に示す。

2.3 圧着方法

図 - 2 に示すように, PC 鋼棒の両端に備えたボルトを 各 PC 鋼棒の片側に取り付けたロードセルで管理しなが ら,手締めにより圧着力を導入した。

2.4 加力方法および計測方法

加力は図 - 4 に示す加力装置を用いて行った。加力中 心線の延長上に鉄骨二方向ピンの中心が来るように配 置し,水平力は2本の油圧ジャッキ(同図中A)を用い て作用させ、鉛直力には2本の油圧ジャッキ(同図中B, C)を用い,上下スタブに回転を生じさせないように制 御しながら作用させた。各試験体に対し,鉛直力のみの 押しぬき試験と水平力のみの漸増交番載荷という二種 類の加力を行った。鉛直押しぬき試験では,最大耐力ま で徐々に荷重を増加させていき, 接合面がすべり始める 最大耐力点以降は最大耐力点変位の2倍を目標に変位を 制御していった。水平方向の加力試験では予想最大耐力 を Q_uとして,正側および負側に 1/4 Q_u, 2/4 Q_u, 3/4 Q_u, …と徐々に荷重を増加させていき,最大耐力点以降は変 位制御で最大耐力点変位の2倍を目標とし,その後は負 側で同様に加力していった。ただし,繰り返し加力によ る性能劣化が見られなかったので, No.4 以降は水平方向 についても鉛直方向と同様の押しぬき試験を行った。

3. 実験結果

3.1 鉛直方向について

No.1 試験体および No.8 試験体の荷重 変形関係を代 表として図 - 5 に示す。ここでいう変形とは,新設柱の 絶対鉛直変位の平均であり,圧着面に生じたズレの平均

No.1 No.2 No.3 No.4 No.5 No.6 No.7 No.8 圧着力(kN) 56 47 79 32 107 61 132 14 162 29 214 65 265 03 356 71 0 600 E 1000 <u>o</u>r d A(前後2本) C B 600 (0) 101 図 - 4 加力装置図

表-2 各試験体の圧着力

を表す。

最も圧着力の小さい No.1 試験体は,正負ともに 60kN を越えたあたりで急激な剛性低下が確認できるが,その 後も徐々に耐力が上昇していき,除荷直前で最大値とな った。No.2 試験体~No.8 試験体については,圧着力の増 加に伴い最大耐力が増加していったが,概ね同様の挙動 を示しながら剛性低下とほぼ同時に最大耐力を向かえ, その後はおよそ最大耐力を維持した状態で変位だけが 増加した。また,全試験体で既存柱の剛性はほぼ等しく, 除荷時および再載荷時の剛性低下はほとんど見られな かった。各試験体の最大鉛直耐力と式(2)から逆算した 』およびµの平均値を表-3 に,圧着力 N と 』およびµ との関係を図-6,図-7 に示す。

表 - 3 最大鉛直耐力

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
V₀正側(kN)	37.15	54.74	73.80	91.89	98.81	129.03	149.07	196.97
V₀負側(kN)	39.59	52.79	72.34	80.64	94.56	129.52	148.09	211.63
$\tau_{\rm us}/\tau_{\rm r}$	1.00	$\left \right\rangle$		0.97	1.17		1.09	0.98
$\tau_{\rm u}({\rm N/mm})$	0.66	0.92	1.25	1.48	1.66	2.22	2.55	3.50
$\mu_{\rm s}/\mu_{\rm r}$	1.00		\geq	0.95	1.15		1.09	1.02
μ	0.64	0.66	0.66	0.66	0.62	0.61	0.58	0.59



図-5 荷重 変形関係



図-6 N- u関係



図-7 N-µ関係

なお,加力時には各試験体の圧着面に細かな亀裂が入 るなどして状態が一定でなかったため,結果をそのまま 比較することが困難であった。そこで,No.2 試験体,No.3 試験体とNo.6 試験体を除いた他の試験体は、該当する圧 着力下で加力をした後、再度 No.1 試験体と同じ圧着力に 戻して加力を行った。

はじめに加力した No.1 試験体から得た値を us および µs とおき,各圧着試験後の再加力から得た値を ur およ びµr とすると,圧着面の劣化により面積は変わらず u だけが変化したと考えればそれらの比 us/ ur およびµ s/µr を補正係数として得ることができる。これを各圧着 力で求めた値に掛けることで,互いに比較可能となる。 各試験体の補正係数を表-3に示す。

図 - 6 上の近似線は,実験から得たµの平均値0.64と 圧着力を後に示す式(10)に代入して求めた。

文献¹⁾によると, _uはコンクリートの圧縮強度 _Bを 用いて式(7)で計算できる。

$$\tau_u = 0.335 \sqrt{\sigma_B} \tag{7}$$

しかし図 - 6 をみると,本実験において _uと N は近似 線が表すような比例関係にあると考えられる。

一方,µはおよそ一定な値となっており,これはプレ ストレストコンクリート設計施工規準・同解説⁸⁾に述べ られている,コンクリート圧着面における摩擦係数の実 験例とよく適合する。したがって,文献⁸⁾と同様に終局 強度設計に対して安全性を見込み,

 $\mu = 0.5 \tag{8}$

とする。式(7),(8)の ぃもあわせて図 - 6 に示す。 3.2 水平方向について

No.1 試験体および No.8 試験体の荷重 回転角関係を 図-8 に示す。ここで,回転角とは新設柱の既存柱に対 する相対回転角の平均とする。

最も圧着力の小さい No.1 試験体は,正負ともに 20kN を越えたあたりで急激に剛性が低下し,22kN付近を維 持したまま変位が増加していった。他の試験体について も同様の挙動を示し,最大耐力のみが圧着力にしたがっ て増加していった。各試験体の既存柱は,圧着面の滑り 出し以後その時点での回転角を保ったまま,新設柱の回 転だけが増加していった。

各試験体の最大曲げモーメントと式(3)および鉛直押 しぬき試験で得た 。から逆算した の平均値を表 - 4 に,圧着力Nと との関係を図 - 9に示す。なお,最大 曲げモーメントは最大水平力と加力中心線から圧着面 までの距離の積から求めた。

また水平方向の加力についても鉛直方向と同様に,圧 着面の劣化のためそのままでは各試験体の を比較す ることが困難であった。そこで,No.2 試験体,No.3 試験 体と No.6 試験体を除いた他の試験体は、該当する圧着力 下での加力終了後に、再度 No.1 試験体と同じ圧着力での rを求め,はじめに加力した No.1 試験体から得られた sとの比を補正係数として掛けることで,各試験体の値 を比較可能にした。

文献⁶によると, は終局曲げモーメントを計算する 際に式中の 。を割り増すための係数であり,パンチン グシア破壊に関する多くの実験結果から6と定められて いる。

一方,砂丘類似理論⁹⁾における長方形断面の場合を考 えると,部材の断面全体がせん断降伏して全塑性ねじり の状態になったとき,材軸まわりの全塑性ねじりモーメ ント M_{Sp}は次式で求めることができるとある。

$$M_{Sp} = \frac{\tau_y}{k} \cdot 2V_S \tag{9}$$

ここで, yは部材断面の降伏せん断強度で全断面で一定の値となる。kは部材断面を砂丘の底面に見立てたときの砂丘斜面の主勾配で,Vsは砂丘の体積となる。

砂丘の底面を長方形としたとき,底面の短辺を a,長辺 をbとし,砂丘の高さをhとすると,砂丘斜面の主勾配 および砂丘の体積は次のようになる。

 $k = \frac{h}{a/2}$ $V_s = \frac{1}{2}(b-a)ah + \frac{1}{3}a^2h$

表-4 最大曲げモーメント

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
M ₀ 正側(kN)	3.71	4.60	5.79	5.64	7.14	9.77	10.31	16.23
M ₀ 負側(kN)	3.52	4.40	5.52	5.56	6.84	9.89	10.89	17.00
$\alpha_{\rm s}/\alpha_{\rm r}$	1.00	\checkmark		1.43	1.17		1.45	1.06
α	1.17	1.04	0.96	1.15	1.05	0.95	1.29	1.08



これらを式(9)に代入すると次式が得られる。

$$M_{Sp} = \frac{1}{2}a^2 \left(b - \frac{a}{3}\right)\tau_y$$

ここで,本実験において圧着面の滑り出した状態を砂丘 類似理論で想定される状態と同じものと捉えると, y は本実験におけるせん断強度 uに置き換きかえること ができる。すると,式(3)において を1としたものと等 しくなり,せん断強度を割り増す必要がないということ になる。

実際に実験結果から計算により得た は図-9のとお り1付近をわずかに変動していた。これは本実験におけ る接合面が,フラットスラブで想定している一体型のコ ンクリートに対する算定断面での応力状態とは異なり, 砂丘類似理論で述べられているような完全弾塑性状態 に類似しているためと思われる。

3.3 設計式の検証

式(1)を本補強の設計式として用いるためには,式(2) および式(3)に含まれる未定係数 "と を確定する必要 がある。そこでまず式(6)を次のように変換する。

$$\tau_u = \mu \cdot \frac{N}{A} \tag{10}$$

式(8)および式(9)を式(2)に代入すると,次式になる。

 $V_0 = 0.5N\tag{11}$

式(11)に各試験体の圧着力を代入し最大鉛直力を計算す ると,図-10のように全試験体で実験値を下回る結果と なった。

また, を1として式(10)を式(3)に代入すると次式が 得られる。

$$M_0 = \frac{a}{4} \left(1 - \frac{a}{3b} \right) N \tag{12}$$



式(12)に各試験体の圧着力を代入し終局曲げモーメント を計算すると,図-11のように全試験体で実験値を下回 る結果となった。

以上から,式(11)および式(12)は本補強方法における各 終局伝達力を安全に評価していることがわかる。式(11) および式(12)を式(1)に代入すると,本補強方法における 以下の設計式を得ることができる。

$$\frac{V_u}{0.5N} + \frac{M_u}{\frac{a}{4} \left(1 - \frac{a}{3b}\right)N} \qquad 1$$

$$\therefore N \qquad 2V_u + \frac{12bM_u}{a(3b - a)} \qquad (13)$$

さらに,

$$M_u = C_{B \cdot} \cdot V_u \cdot h$$

(

h:免震装置の中心から圧着面の中心までの距離 とし,式(13)に代入すると,

$$N = 2 \left\{ 1 + \frac{6 \cdot C_B \cdot h}{a \left(3 - \frac{a}{b} \right)} \right\} V_u \tag{14}$$

式(14)より,本補強方法においては伝達すべき鉛直力が わかっている場合,圧着面の寸法が決まれば圧着力も決 まるということになる。

例えば,本実験に用いた試験体では,

$$h = 0.32$$
$$C_B = 0.2$$

としているので,設計式は次のようになる。





図 - 11 N-M0関係

4. まとめ

本実験では,ソフトランディング耐震補強においてフ ラットスラブの設計式を用いた場合の,圧着面の摩擦係 数,せん断強度およびせん断割増し係数と圧着力との関 係を明らかにするため,圧着力の異なる試験体を用いて 実験的に検討した。

実験の結果、以下の知見が得られた。

- (1) 圧着面が滑り始め最大鉛直力および最大曲げモー メントに達した後も,耐力は安定していた。
- (2) 圧着面の滑り出し以降,既存柱はその時点の回転角 を維持する。
- (3) 圧着力を上げた場合,水平力を新設柱へ伝えきる前 に既存柱が降伏する可能性があるので,実際には既 存柱を補強しておく必要性も考えられる。
- (4) 圧着力によらず,圧着面の剛性はほぼ等しい。
- (5) 摩擦係数は圧着力によらずほぼ一定となる。
- (6) 本実験において, せん断強度 _uと圧着力 N は比例 関係にあると思われる。
- (7) 摩擦係数 µ を 0.5 とすると, 安全に設計できる。
- (8) 本実験において, はほぼ1と考えられる。
- (9) 結果から導いた新たな設計式では,断面寸法と圧着 力が決まれば最大耐力を導くことができる。

謝辞

本研究は,住宅・建築関連先導技術開発助成事業「集 合住宅向けソフトランディング型耐震補強の実用化に 関する研究開発」(H17年度~H19年度)の一環として行 ったものである。 福山洋 建築研究所上席研究員,勅 使川原正臣 教授(名古屋大),鈴木明 雄氏(オイレス 工業),小田聡氏(都市再生機構),他共同研究関係者に は貴重 な助言をいただきました。

参考文献

1) 勅使川原正臣,福山洋,楠浩一,鈴木明雄,小田聡,

渡邊友雄: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,日本建築学会大会学術講演梗 概集,CD-ROM,2006.9

- 川口澄夫,勅使川原正臣,福山洋,楠浩一,石橋恵, 古田智基: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1.工法のコンセプトおよ び概要),日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM,2005.9
- 3) 古田智基, 勅使川原正臣,福山洋,楠浩一,川口澄 夫,諏訪田晴彦: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2.縮小モデルによ る振動台実験概要),日本建築学会大会学術講演梗 概集, CD-ROM, 2005.9
- 4) 石橋恵,勅使川原正臣,福山洋,楠浩一,向井智久, 川口澄夫: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3.縮小モデルによる振 動台実験結果),日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM,2005.9
- 5) 渡邊友雄,勅使川原正臣,福山洋,楠浩一,向井智 久,諏訪田晴彦: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.破壊形式の異 なる 4 本の柱からなる縮小モデルによる振動台実 験),日本建築学会大会学術講演梗概集,CD-ROM, 2006.9
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説, pp.96 - 98, 1999
- 7) 渋井久: ソフトランディング補強における新設柱部 と既存柱の圧着面での水平力伝達機構とその性能 に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗 概集,CD-ROM,2007.7
- 8) 日本建築学会:プレストレストコンクリート設計施 工規準・同解説, pp.255
- 9) 桑村 仁:建築の力学 塑性論とその応用,井上書 院, pp.56-61,2004.9