

論文 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

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補強とは、既存柱が地震時にせん断破壊した後、免震装置に着座するという補強方法である。その免震装置を取り付ける新設柱と、既存柱を PC 鋼棒で圧着した場合に、接合面が鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾に基づいて設計可能かどうかを検証するため、圧着面での水平力伝達機構とその性能を実験的に検討した。試験体は圧着力をパラメータとし、定軸力下で水平力を与えた。実験の結果から、文献 1) による式を用いて設計することの妥当性が確認された。

キーワード：新工法，耐震補強，パンチングシア，ねじれモーメント，免震構造

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^{2)~6)}。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が問題である。そこで低コストで免震装置を既存建築物に取り付け、耐震安全性を向上させる手法として、ソフトランディング補強が考えられる。ソフトランディング補強とは図-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。その際、既存柱の水平力は接合面のねじれモーメントで、鉛直力は接合面の直接せん断力で新設柱に伝えられる。しかし、既存柱と新設柱の接合面の設計法は未だ確立されていない。例えば、文献 1) に示されているフラットスラブ接合部の設計法では、ねじれモーメントと直接せん断力による抵抗機構を考慮した設計法が提案されているが、本構造は一体打ちであるフラ

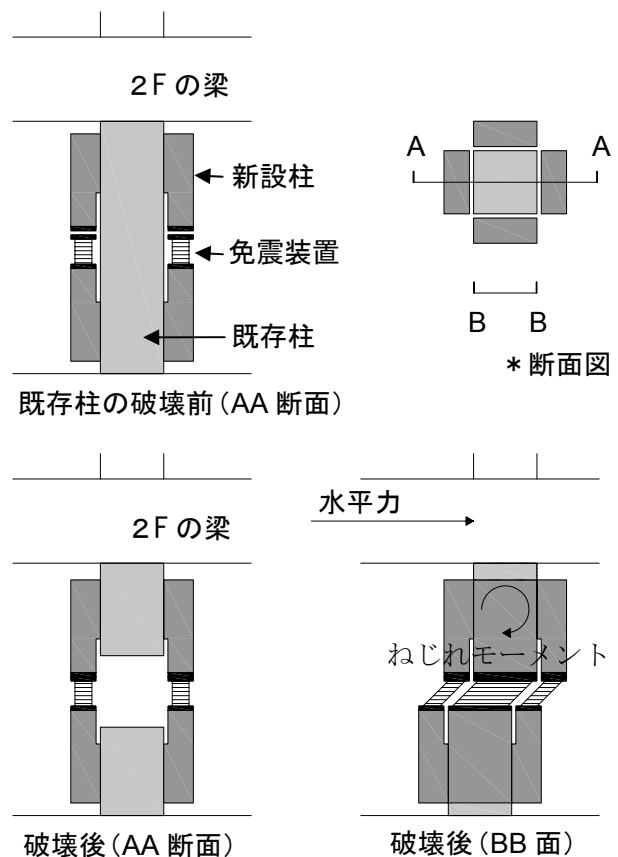


図-1 ソフトランディング補強

ットスラブとは異なり接合面を有するため、鉛

*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 工学研究院 准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 横浜国立大学大学院 工学研究院 教授 工学博士 (正会員)

直力・水平力の伝達機構とその性能を明らかにする必要がある。

そこで本実験では、既存柱と新設柱の接合部について、文献 1) に示されたフラットスラブのパンチングシア防止に関する式が適用可能かを検討する。具体的には、コンクリート強度の違う二種類の RC 柱部を既存柱部と新設柱部として作成し、PC 鋼棒で圧着をする。そして圧着力をパラメータとした静的加力実験を行い、既存柱と新設柱の圧着面における、作用鉛直荷重下での水平力伝達機構とその性能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、新設柱部、免震装置部から構成されている。既存柱部およびスタブでは実際の柱をモデルに、コンクリート強度として $F_c=18\text{N/mm}^2$ 、新設柱部では $F_c=36\text{N/mm}^2$ を採用した。免震装置部は鉄骨水平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補強の方法が柱に対して上下対称のため、本実験では柱の下半分を試験体とした。また、本来ソフトランディング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の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。

表-1 試験体諸元

	b×D (mm)	h (mm)	主筋 (SD345)	フープ (SD345)
既存柱部	250×250	308	D13	D6
新設柱部	100×250	304.3	D22	D13

試験体は No.1～No.5 の計 5 体を作製し、No.2 試験体は伝達すべき鉛直力を $V_u=55\text{kN}$ 、No.4 試験体は $V_u=81\text{kN}$ とした定軸力下で正負繰り返しに水平力を加えた。No.5 試験体では圧着力を上げ、 $V_u=157\text{kN}$ の高軸力下で同様の実験を行った。

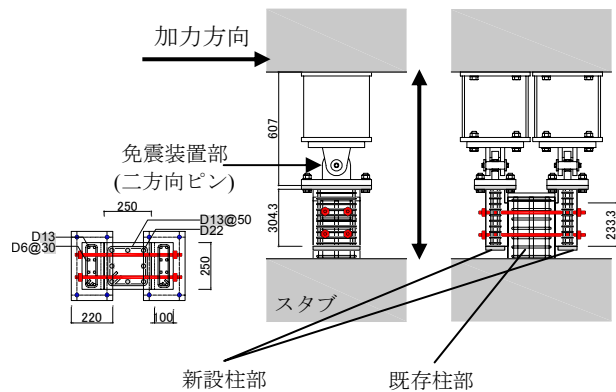


図-2 試験体配筋図 (単位:mm)

一方、No.1 試験体、No.3 試験体については、それぞれ鉛直方向、水平方向のみの加力を行った。各試験体とも実験終了後に鉛直力だけの載荷を行い、終局伝達鉛直力 V_0 を求めた。

2.2 設計方法

文献 1) によると、軸耐力 V と水平力によるねじれモーメント耐力 M は、 V_0 と M_0 を用いて式 (1) で計算できる。ここで、 V_0 は鉛直力のみが伝達される時の終局伝達鉛直力、 M_0 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り、全塑性ねじれモーメントとする。

$$\left(\frac{V_u}{V_0}\right) + \left(\frac{M_u}{M_0}\right) \leq 1 \quad (1)$$

文献 1) では、 M_0 は次式で示されている。

$$M_0 = M_f + M_s + M_t \quad (2)$$

ここで、 M_f と M_s は加力直交方向の抵抗機構であり、それぞれスラブの曲げ抵抗によって伝達されるモーメント、せん断力により伝達されるモーメントである。 M_t は加力方向両側面のねじりにより伝達されるモーメントである。(図-3)。

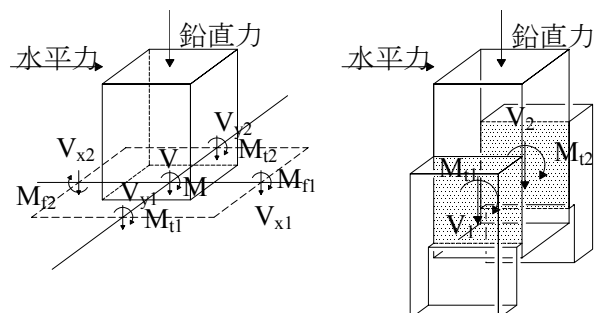


図-3 柱頭周りの伝達応力

本機構では、加力直交方向の免震装置には抵抗要素として期待しないので、 M_f と M_s は 0 とした。したがって、終局伝達モーメントは接合面一面あたり、次式で計算できる。

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

a, b はそれぞれ断面の短辺、長辺を表しており、文献 1) では $\alpha=6$ となっている。

また、終局伝達鉛直力は、接合面一面あたり次式で計算できる。

$$V_0 = \tau_u D b \quad (4)$$

D, b はそれぞれ接合面せい、接合面幅を表す。これにより、 M_0, V_0 は共に τ_u と寸法にのみ依存することがわかる。

一方、 M_u, V_u は、それぞれ 7 階建のプロトタイプ建物の自重および積載荷重、 $C_B=0.2$ とした水平耐力、ピンと接合面の中心間距離 $L=1.12\text{m}$ から、次式のように仮定した。

$$V_u = 843.5$$

$$M_u = V_u \times 0.2 \times 1.12 = 188.9$$

これらを式(1)に代入し、接合面に必要な終局せん断耐力 τ が以下のように算出できる。

$$\left(\frac{843.5}{\tau D b} \right) + \left(\frac{188.9}{\frac{a^2}{2} \left(b - \frac{a}{3} \right) 6\tau} \right) = 1$$

これより、 $\tau=1.86$ となる。これを式(3)、(4)に代入すると、 M_0 と V_0 は以下ようになる。

$$V_0 = 976.5$$

$$M_0 = 1401.7$$

ここで、摩擦係数 $\mu=1.0$ 、PC 鋼棒による圧着応力度を σ_0 とすると、式(5)が成り立つ。

$$\tau = \mu \sigma_0 \quad (5)$$

式(5)より、 $\sigma_0=1.86$ とした。

したがって、圧着導入力は次のようになる。

$$a \times b \times \sigma_0 = 108.5\text{kN}$$

No.1～No.4 試験体には上で求めた値を用いた。

一方、No.5 試験体については、No.1～No.4 試験体の実験から実際の μ の値が 0.5 程度であると判明したため、 $\tau=1.56$ 、 $\mu=0.5$ を式(5)に代入

し $\sigma_0=3.12$ を算出した。

さらに、既存柱のコンクリート強度で決まる直接せん断強度 ($\tau=0.335\sqrt{\sigma_B}=1.4$) を十分超えるよう、30 パーセントの割り増しを行った。したがって、圧着導入力は次のようになる。

$$a \times b \times \sigma_0 \times 1.3 = 236.5\text{kN}$$

2.3 圧着方法

既存柱と新設柱部を PC 鋼棒 4 本により油圧ジャッキを用いて導入力を管理しながら圧着した。それぞれの試験体の圧着導入力は 2.2 で算定した。

2.4 加力方法及び計測方法

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 (図-4 中 A) を用いて正負繰り返しで作用させた。鉛直力は、二本の油圧ジャッキ (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。

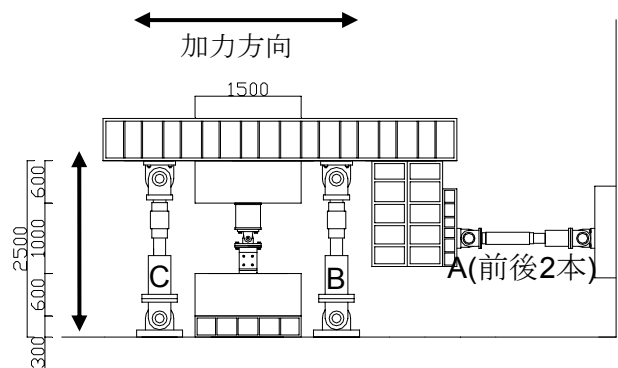


図-4 加力装置図

加力履歴は各柱試験体とも、最大耐力点までは 5kN～10kN 程度で漸増载荷による荷重制御とし、それ以降は変位制御で最大耐力点変位の 2 倍を目標に载荷を行った。PC 鋼棒が破断する危険性があったため、正負繰り返しの 1 サイクル目で終了した。計測項目は、水平力、鉛直荷重、全体の鉛直変位、接合面の相対鉛直変位及び相対水平変位と相対回転角、鉄筋、鉄骨の歪とした。なお、接合面については既存柱を剛と考え、新設柱とスタブの相対鉛直変位・相対水平変位

を計測し用いた。また、接合面における上下端部の相対水平変位の差を計測点間の距離で除した値を相対回転角とした。

No.5 試験体の加力履歴を図-5 に示す。

3. 実験結果

3.1 荷重－相対回転角関係

各試験体の水平力－接合面での新設柱と既存柱間の相対回転角関係を図-6 に示す。

No.2 試験体は、正負ともに 30kN を超えたところで剛性が低下し、徐々に耐力を低下させながら変位が増加した。その後、27kN 付近で耐力が安定した。また、初期剛性、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。

No.4 試験体は、26kN を越えたあたりで剛性が低下し始め、最終的には正方向で 21kN、負方向の 18kN 程度で耐力は落ち着いた。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。

No.5 試験体は、80kN 付近から剛性低下が顕著になり始め、除荷時および再載荷時の剛性低下が見られた。

No.1 試験体の鉛直方向、No.3 試験体の水平方向については、それぞれ最大耐力が 107kN、39kN 程度であった。

3.2 式(1)の検証

式(1)の適用性を検証するため、計測した各試験体の V_0 、 M_0 、 V_u 、 M_u を表-2 に、それらを式(1)上にプロットしたものを図-7 に示す。

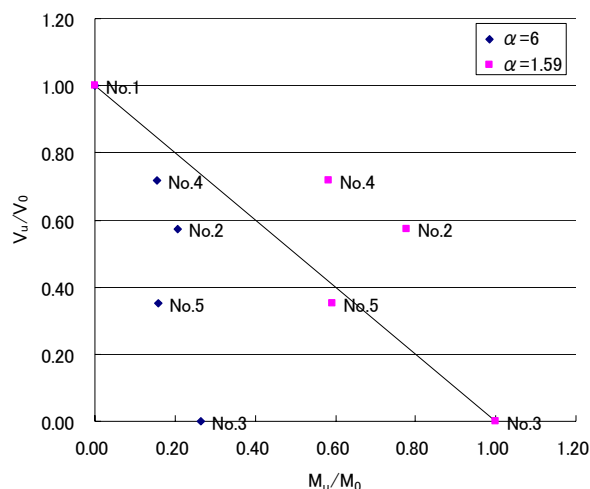


図-7 V_u/V_0 - M_u/M_0 関係

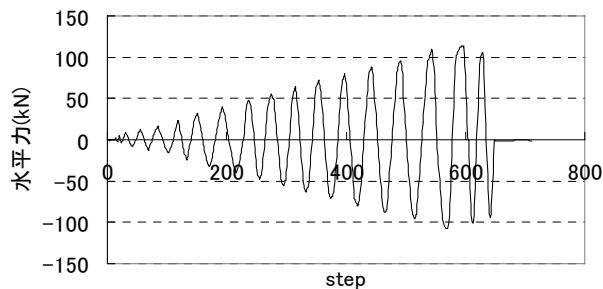


図-5 加力履歴 (No.5 試験体)

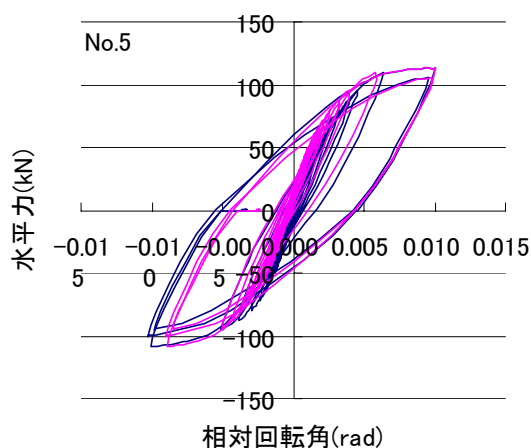
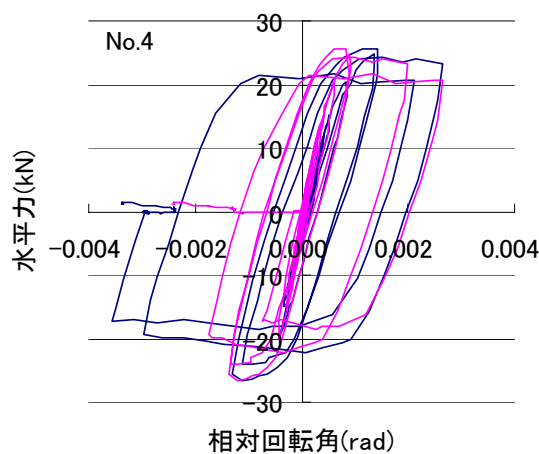
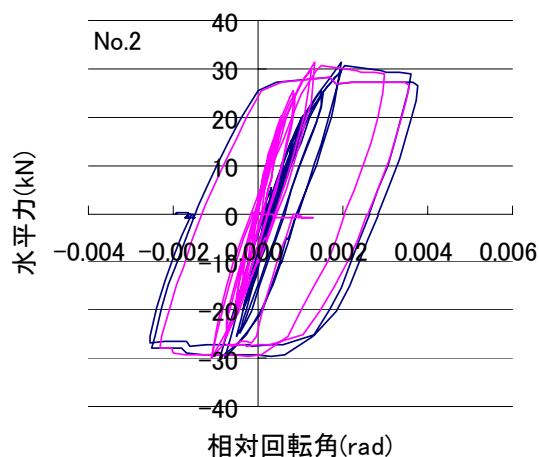
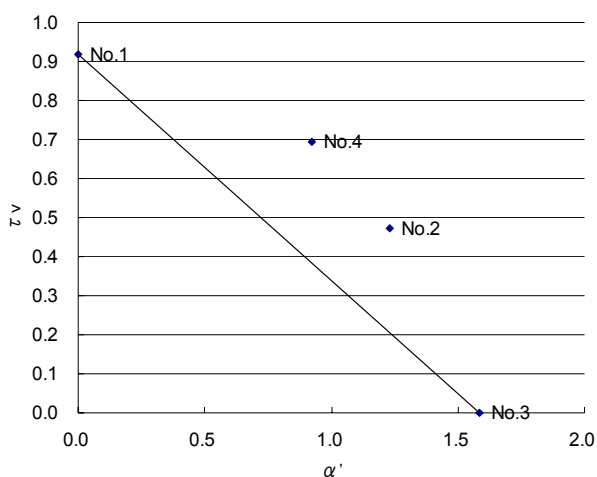


図-6 水平力－相対回転角関係

表-2 実験結果一覧

試験体名	V_0 (kN)	V_u (kN)	V_u/V_0	$M_0(\alpha=6)$ (kNm)	M_u (kNm)	$M_u/M_0(\alpha=6)$
No.1	107.00	107.00	1.00	51.56	0.00	0.00
No.2	95.78	55.00	0.57	46.15	9.49	0.21
No.3	96.72	0.00	0.00	46.61	12.34	0.26
No.4	113.00	81.00	0.72	54.45	8.40	0.15
No.5	447.46	157.30	0.35	215.61	33.81	0.16

図-8 $\tau_v - \alpha'$ 関係

なお、 M_0 は各試験体の τ と $\alpha=6$ を式(3)に代入し求め、 M_u は計測した水平力に、鉄骨二方向ピンの中心から接合面の中心までの距離を乗じて算出した。

文献1)に従って $\alpha=6$ とした場合、各試験体から導いた値(図中◆)は式(1)を表すグラフ上の実線より左側となる。

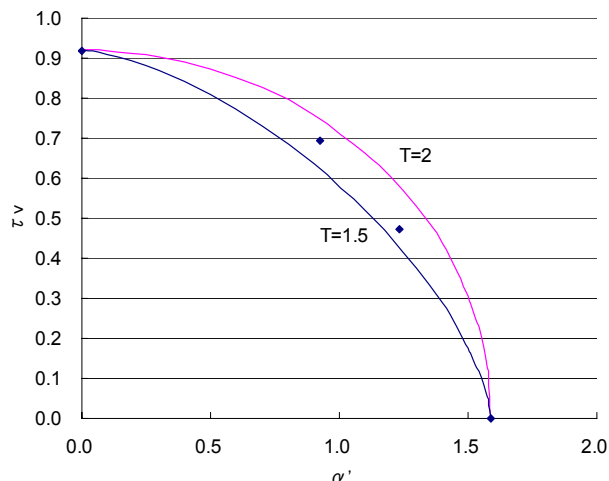
これは、式(1)で保証された値以下で新設柱と既存柱の接合部が最大耐力を向かえることになる。つまり、式(1)で $\alpha=6$ を評価式として適用することは危険側の評価となる。

そこで、水平力のみを加力を行ったNo.3試験体の終局伝達鉛直力 V_0 を、式(4)に代入し τ_u を求め、さらに、その値と実験で計測した全塑性ねじりモーメント $M_u (=M_0)$ を式(3)に代入することにより、逆算的に α を求めた。得られた α をNo.1, 2, 4, 5試験体にも当てはめ、各試験体の τ_u と α から式(3)により算出しなおした M_0 を表-3に示す。その結果、各点はグラフの右側へ平行移動し、No.5試験体を除いて式(1)に対し安全側の範囲に収まった。

一方、No.1~No.4試験体について、式(3)の左

表-3 $\alpha=1.59$ での各耐力

試験体名	α	τ (N/mm ²)	$M_0(\alpha=1.59)$ (kNm)	$M_u/M_0(\alpha=1.59)$
No.1	1.59	0.92	13.65	0.00
No.2	1.59	0.82	12.22	0.78
No.3	1.59	0.83	12.34	1.00
No.4	1.59	0.97	14.41	0.58
No.5	1.59	3.84	57.07	0.59

図-9 $\tau_v - \alpha'$ 関係

辺 M_0 を実験時の最大ねじれ耐力 M_u に置き換え、終局伝達鉛直力 V_0 と式(4)から得た τ を代入して求めた α' と、実験時の定

軸力 V_u と式(4)から得た τ_v の関係を図-8に示す。また、各試験体の τ_v と α' の値を、表-4に示す。

No.1~No.4試験体の作用軸力における α の値は、図-7に示めす直線によって安全側に評価することができた。

ここで、図中の直線の式は次のようになる。

$$\frac{\tau_u}{\tau_{u0}} + \frac{\alpha'}{\alpha_0} = 1 \quad (6)$$

ただし、 τ_{u0} はNo.1試験体のせん断強度を表し、 α_0 はNo.3試験体の値を指す。

さらに、A、Bを次式で表す。

$$A = a \times b \quad (7)$$

$$B = \frac{a^2}{2} \left(b - \frac{a}{3} \right) \tau_u \quad (8)$$

すると、式(6)の1項目の分子、分母に式(7)を

表-4 τ_v と α'

試験体名	τ_v	α'
No.1	0.92	0.00
No.2	0.47	1.23
No.3	0.00	1.59
No.4	0.70	0.92

かけ、2 項目の分子，分母に式(8)をかけると，式(6)は次式となる。

$$\frac{A}{A} \times \frac{\tau_u}{\tau_{u0}} + \frac{B}{B} \times \frac{\alpha'}{\alpha_0} = 1$$

これを変形して次式を得る。

$$\frac{V}{V_0} + \frac{M}{M_0} = 1 \quad (9)$$

以上により，本実験を式(1)で評価することが可能となる。

次に，式(6)の各項を T 乗すると次式となる。

$$\left(\frac{\tau_u}{\tau_{u0}} \right)^T + \left(\frac{\alpha'}{\alpha_0} \right)^T = 1 \quad (10)$$

図-9 に T=1.5, 2.0 の時の，式(10)の曲線を示す。式(6)が示す評価軸に比べ，より図中の各点に近似している。T=1.5 では安全側となっており，T=1 とした式(9)よりも精度は良い。

4. まとめ

PC 鋼棒で圧着した試験体に対する静的加力実験を行い，ソフトランディング補強において文献 1) で示されている式(1)が適用可能かを実験的に検討した。実験の結果，以下の知見が得られた。

- (1) 接合面が滑り始め，ねじれ耐力に達した後も，急激に耐力低下することはなく，安定した挙動を示した。
- (2) $\alpha=6$ とした場合，式(1)では危険側の評価となる。
- (3) 実験で得られた $\alpha=1.6$ を用いると，式(1)により，作用定軸力とねじれモーメント耐力の関係は安全側に評価できた。
- (4) 本実験においては，式(1)を評価式として用いることができた。
- (5) 新たな評価式として，式(10)（本実験においては，例えば T=1.5）が考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基

準・同解説，pp.96-98，1999

- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 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

謝辞

本研究は，住宅・建築関連先端技術開発助成事業「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。勅使川原正臣教授（名古屋大学大学院），福山洋上席研究員（建築研究所），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。