

# 論文 既存建物の免震改修における軸力仮受け架台の支持性能

宮内 靖昌<sup>\*1</sup>・毛井 崇博<sup>\*2</sup>・藤村 勝<sup>\*3</sup>・岩田 昌之<sup>\*4</sup>

要旨：既存 RC, SRC 造建物の免震改修工事では、柱や杭を切断して、積層ゴムなどの免震装置を取り付ける。この工事に際して、通常柱や杭の周囲に仮受け架台を設けて支柱をたて、柱・杭に作用する軸力を仮受けする。本論文では、仮受け架台の軸力支持耐力および破壊性状を小型試験体および大型試験体を用いて検討した。実験の結果、PC 鋼棒により圧着力を架台に導入すると、剛性および最大耐力が増大することが明らかになった。また、3 つのせん断抵抗機構に基づく耐力式を提案し、最大耐力を安全側に算定できることを示した。

キーワード：免震改修、軸力仮受け架台、圧着力、せん断抵抗機構、実大実験

## 1. はじめに

杭あるいは柱を切断して積層ゴム、滑り支承などの免震装置を取り付け、既存建物を免震構造化する免震改修では、切断に先立ち、杭・柱に作用する軸力を仮受けしなければならない。杭を切断する工事では、通常上部に基礎梁があり、直接サポートをあてることができるが、下部には新たに耐圧版および軸力仮受け架台を設ける必要がある。同様に、柱を切断する工事では、十分な耐力を有する梁が柱に取り付いていれば上下の梁間に直接サポートを設置することができるが、そうでない場合には架台を設けなければならない。これらの架台には軸力を安全に支持する十分な剛性と耐力が要求される。

本研究は、このような軸力仮受け架台の軸力支持性能を実験的に検討したものである。本論で扱う仮受け架台は図-1 に示す 2 種類である。タイプ I は杭頭免震を対象とし、新設の耐圧版の上部に現場打ちで RC 架台を設ける形式である。タイプ II は中間階免震を対象とし、柱にプレキャストコンクリート (Pca) 架台を取り付ける形式である。どちらの架台形式も PC 鋼棒を用いて圧着力を導入した。実験は約 1/3 ~ 1/5 ス

ケールの小型試験体とほぼ実大スケールの大型試験体による 2 つの実験シリーズからなる。なお、本論は文献(1)を修正・加筆したものである。

## 2. 小型実験

### 2.1 試験体

表-1 に試験体の一覧を示す。試験体は、架台形式 (タイプ I, II), 杭に打設するあと施工のアンカー量, PC 鋼棒による圧着力, 杭・柱の表面状態および加力位置を変化させた 10 体である。

図-2 に試験体の形状を示す。杭あるいは柱部分は、直径 300 の円柱および 265mm × 265mm の角柱 (試験体 No.7) の 2 種類とした。組立後の架台はタイプ I および II とともに 520mm × 520

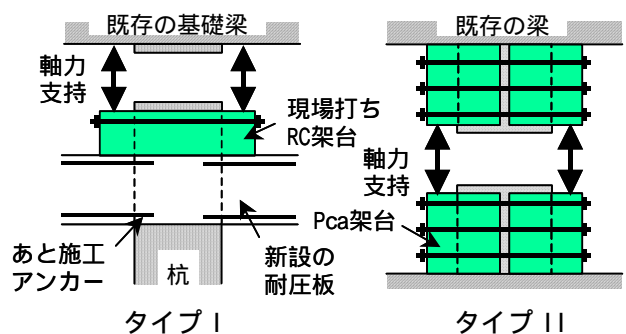


図-1 軸力仮受け架台

\*1 (株)竹中工務店 技術研究所 構造部門 博士(工)(正会員)

\*2 (株)竹中工務店 技術研究所 構造部門 博士(工)(正会員)

\*3 (株)竹中工務店 東京本店 設計部 構造グループ(正会員)

\*4 (株)竹中工務店 東京本店 FM 部 設計グループ(正会員)

表-1 試験体一覧および最大耐力の比較（小型実験）

架台形式	試験体	アンカー量	PS圧着力	表面状態(1)	加力位置	最大耐力（単位；kN）		実 / 計
						実験値	計算値	
タイプ I (杭)	No.1	0.4%	76 kN/本	合板型枠面	コーナー	926	464	1.99
	No.2		39 kN/本			916		1.97
	No.3		PSなし			692		1.49
	No.4	76 kN/本	目荒らし	コーナー	1106以上	591	1.87	
	No.5	78 kN/本	合板型枠面	中間	854	464	1.84	
タイプ II (柱)	No.6	なし	70 kN/本	合板型枠面	コーナー	1079	871	1.24
	No.7		43 kN/本	打放型枠面		431	358	1.20
			65 kN/本			692	551	1.25
タイプ I (杭)	No.11	0.4%	77 kN/本	合板型枠面	コーナー	657	493	1.33
	No.12	0.2%				751	397	1.89
	No.13	なし				638	316	2.02

(1) 既存の杭および柱のコンクリート表面の状態。合板型枠面（ベニヤ板）はざらざらした面，打放型枠面は平滑な面，目荒らしはウォータージェットによる

mm×高さ 300mm とした。タイプ I の試験体では，耐圧版（高さ 180mm）とその上に設けた架台（高さ 120mm）のコンクリートは一体打ちにし，アンカー筋（D6）は耐圧版部分のみに配置した。なお，実工事のアンカー筋は，あと施工アンカーになるが，試験体では埋込み長さ 8d としてコンクリート打設時に埋め込んだ。

2.2 使用材料

表-2 に試験体に打設したコンクリートの圧縮強度を示す。試験体 No.1～No.7 は粗骨材の最大径 10mm の普通コンクリートであり，試験体 No.11～No.13 では粗骨材の最大径は 20mm である。表-3 にアンカー筋（D6）の降伏点強度を示す。また，試験体 No.6 の接合部に充填した無収縮モルタルの圧縮強度は 48.4 N/mm<sup>2</sup> であった。

2.3 加力方法

圧縮試験機を用い，4 点の加力位置に鉛直力を載荷した。加力サイクルは，荷重制御による一方向繰り返し加力（繰り返しは 1 回）とし，各荷重における残留変位を検討した。なお，試験体 No.7 では，PS 圧着力 43kN / 本でまず加力し，ずれ変位 =0.5mm 程度で一度除荷した。その後，PS 圧着力を 65kN / 本と大きくし，再加力した。

2.4 実験結果

表-2 コンクリートの圧縮強度

試験体	杭・柱部分	架台部分
No.1～No.7	19.8	23.4
No.11～No.13	23.9	22.4

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

表-3 D6 鉄筋の降伏点強度

試験体	降伏点強度	ヤング係数
No.1～No.7	373	200800
No.11～No.13	359	193100

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

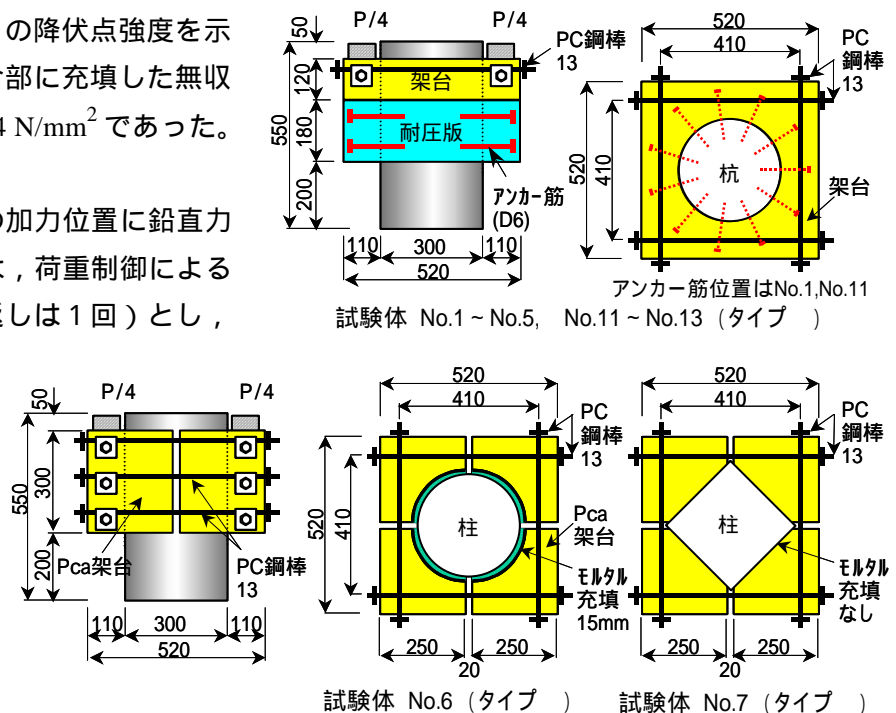


図-2 小型試験体の形状

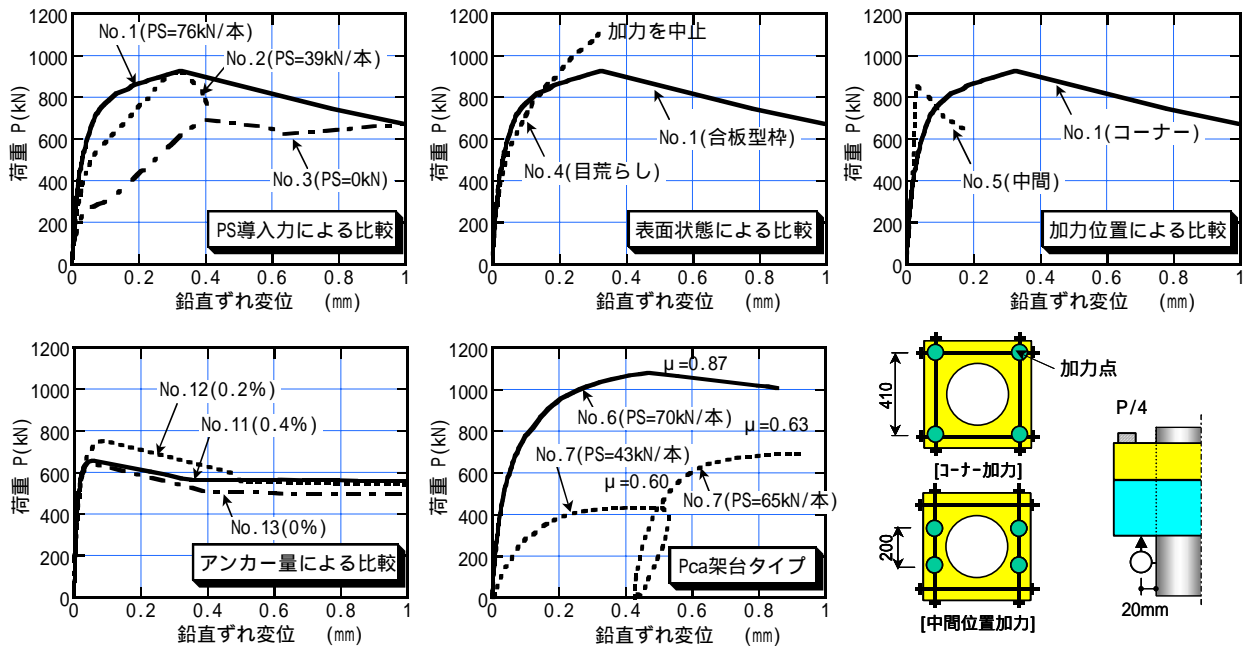


図-3 荷重 - 変位曲線の包絡線の比較

図-3 に荷重 - 変位曲線の包絡線を比較して示す。縦軸は鉛直荷重  $P$  (kN) を、横軸は杭あるいは柱と架台の接合面における鉛直ずれ変位 (mm) を示す。また、写真-1 に試験体 No.1 の最終破壊状況を示す。

(1) 架台タイプ I の試験体は、架台上面の曲げひび割れおよび杭と架台の接合面に発生したひび割れの進展に伴い剛性が低下した。最大耐力時のずれ変位は  $0.1 \sim 0.3\text{mm}$  程度であった。

(2) PC 鋼棒による圧着力が大きくなるに従い (試験体 No.1 ~ No.3 および No.7), 剛性および最大耐力は増大し, 最大耐力時のずれ変位は小さくなった。しかしながら, アンカー量を変化させた試験体 No.11 ~ No.13 では, アンカー量がせん断耐力におよぼす影響は明確でなく, 引き続き検討が必要であると思われる。

(3) 杭のコンクリート表面を目荒らしすると (試験体 No.4), 最大耐力は増大したが, 目荒らしは初期剛性には影響しなかった。なお, 試験体 No.4 では加力装置の制約により最大耐力を確認できなかった。

(4) 加力位置を変えても最大耐力はほぼ同じであった。しかしながら, 中間位置加力の試験体 No.5 では, 架台上面のひび割れが非対称に生じ, 剛性低下は小さくなった。

(5) 試験体 No.1 と No.11 は同じ構造諸元であるが, 最大耐力は大きく異なった。これは両試験体の製作日, 型枠および使用材料が違いため, 合板型枠面により生じた杭表面の小さな凹凸のバラツキのためであると思われる, この程度の耐力差が生じる可能性があることに留意が必要である。

(6) Pca 架台タイプの試験体 No.6 では, 荷重の増大に伴いずれ変位が大きくなり, 充填モルタルにひび割れが発生した。  $\mu=0.46$  で最大荷重に達し, そのときの摩擦係数を逆算すると  $\mu=0.87$  であった。これに対して, モルタルを充填せず表面が平滑な角柱に Pca 架台を取り付けた試験体 No.7 では, 最大荷重時の摩擦係数は  $\mu=0.60$  であった。また PS 圧着力を大きくして

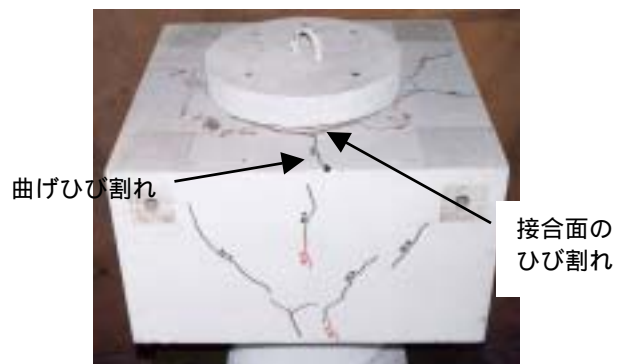


写真-1 最終破壊状況 (試験体 No.1)

再加力したときの摩擦係数は $\mu=0.63$ であった。

## 2.5 最大せん断耐力の検討

タイプ I の仮受け架台のせん断抵抗機構として、(a) 接合面における付着力、(b) アンカー筋のせん断力、および (c) 圧着力による摩擦力の 3 つが考えられる。そこで、下式に示す最大せん断耐力  $Q_{su}$  の計算式を提案する。最大せん断耐力  $Q_{su}$  を  $Q_{su1}$  と  $Q_{su2}$  の大きい方にしたのは、接合面の付着力が小さくても圧着力があれば、ずれ変位は生じず、せん断耐力は増大すると考えたことによる。試験体のアンカー筋はコンクリート打設時に埋め込んだが、せん断抵抗機構はあと施工アンカーと同じと考え、せん断耐力  $Q_{ab}$  は文献(2)を準用した。また、文献(2)では最大強度発現時の変形を考慮して強度低減を行っており、本論ではこれを付着力と累加した。

$$Q_{su} = \max(Q_{su1}, Q_{su2}) \quad (1)$$

$$Q_{su1} = A_{cj} \cdot B / 20 + Q_{ab} \quad (2)$$

$$Q_{su2} = \mu \cdot P_s + Q_{ab} \quad (3)$$

ここで、

$A_{cj}$ ：杭あるいは柱と架台の接合面の面積、  
本論では耐圧版部分も加えた

$P_s$ ：PC 鋼棒による圧着力（PC 鋼棒に対し  
45° 方向の力を考える）(N)

$B$ ：杭・柱と架台のコンクリート強度の  
小さい方 ( $N/mm^2$ )

$\mu$ ：摩擦係数、文献(3)に準拠し  $\mu=0.5$  とする。  
ただし、実験結果を考慮し、試験体 No.4 (目荒らし) および No.6 (モルタル充填) では  $\mu = 0.7$  とする

計算の結果、タイプ I の試験体のせん断耐力は、試験体 No.4 を除き、式(2)で決定された。

表-4 試験体一覧 (大型実験)

架台形式	試験体	アンカー量	PS圧着力	表面状態
タイプ I (杭)	No.21	0.4%	436 kN/本	合板型枠面
タイプ II (柱)	No.22	なし	436 kN/本	合板型枠面
			211 kN/本	

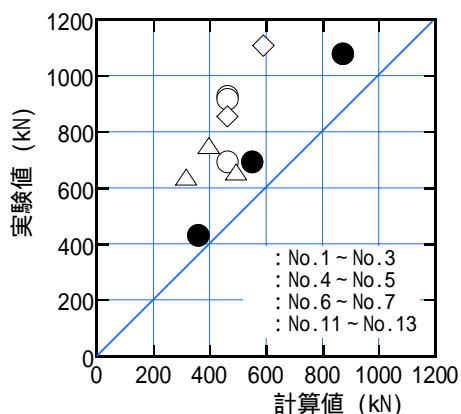


図-4 最大せん断耐力の実験値と計算値の比較

タイプ II は  $Q_{ab}=0$  として式(3)を用いた。摩擦係数は、試験体 No.6 のようにモルタルを充填する場合には  $\mu=0.7$ 、試験体 No.7 のように平滑なコンクリート面の場合には  $\mu=0.5$  と設定した。最大せん断耐力の計算値と実験値を比較して表-1 および図-4 に示す。計算値に対する実験値の比 (実/計) は 1.20~2.02 となり、下限値をおさえていると考える。

## 3. 大型実験

### 3.1 試験体

大型実験では、仮受け架台の軸力支持性能をほぼ実大スケールの試験体を用いて確認した。図-5 に試験体の形状を示す。試験体は、表-4 に示すように、杭頭免震を対象にした架台タイプ I の試験体 No.21 と中間階免震を対象にしたタイプ II の試験体 No.22 の 2 体である。

試験体 No.21 の杭径は 1000 で、表面は合板型枠面とした。架台の大きさは 1800mm × 1800mm とした。耐圧版部分のアンカー筋 (D16) は 0.4% とし、埋込み長さ 8d としコンクリート打設時に埋め込んだ。PC 鋼棒 (8-32) による圧着力は 436kN/本とした。コンクリート打設は、杭、耐圧版、架台の 3 回に分けて行い、

表-5 コンクリートの圧縮強度

杭・柱	耐圧版	架台
26.2	25.8	25.9

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

耐圧版と架台の間には結合筋を配筋した。

また、試験体 No.22 の柱断面は 900 mm × 900mm，架台の厚さは 1000mm，組立後の大きさは 1800mm × 1800mm とした。なお，架台が柱表面と接触する面には鋼板 PL-9 を取り付け，コンクリートと鋼板との接触面にした。これは Pca 架台の転用を考え，コンクリート表面を保護するためである。PC 鋼棒（12-32）による圧着力は，まず 436kN / 本として加力し，ずれ変位 =3mm 程度で荷重を一度除荷した。その後，圧着力を 211kN / 本にして再加力した。

### 3.2 使用材料

表-5 にコンクリートの圧縮強度を示す。打設したコンクリートは，粗骨材の最大径 20mm の普通コンクリートである。また，アンカー筋（D16）の降伏点強度は，359 N/mm<sup>2</sup>であった。

### 3.3 加力方法

20MN 加力装置を用い，小型実験と同様に鉛直力を荷重制御により一方向に繰り返した後，最終破壊させた。写真-2 に加力状況を示す。

### 3.4 実験結果

図-6 に荷重 - 変位曲線を示す。縦軸は鉛直荷重 P (kN) を，横軸は杭あるいは柱と架台の接合面における鉛直ずれ変位 (mm) を示す。

図-7 に試験体 No.21 の最終ひび割れ状況を示す。初ひび割れは，鉛直荷重 P=4779kN，ずれ変位 =0.01mm で発生した。発生箇所は架台の辺中央の上面であり，これは，架台の曲げひび割れである。この時点では，杭と架台との接合

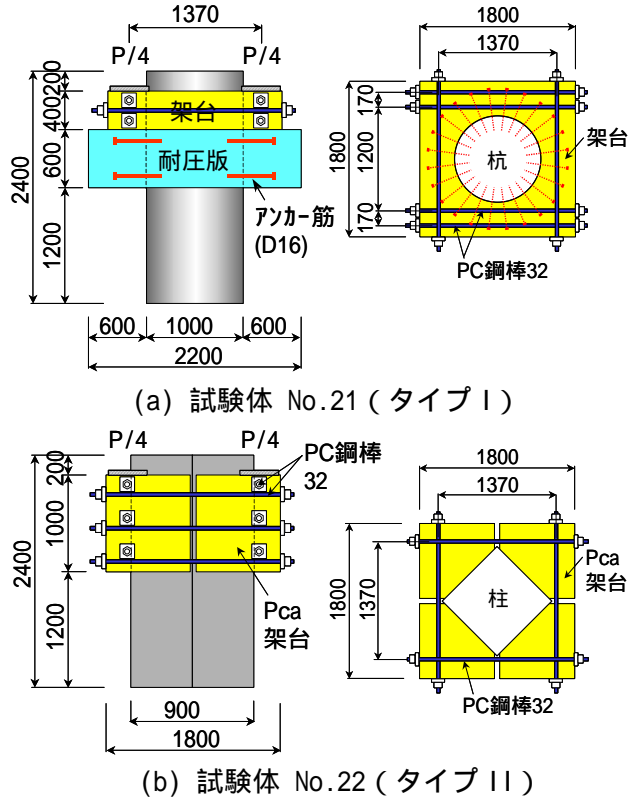


図-5 大型試験体の形状



写真-2 加力状況（大型実験）

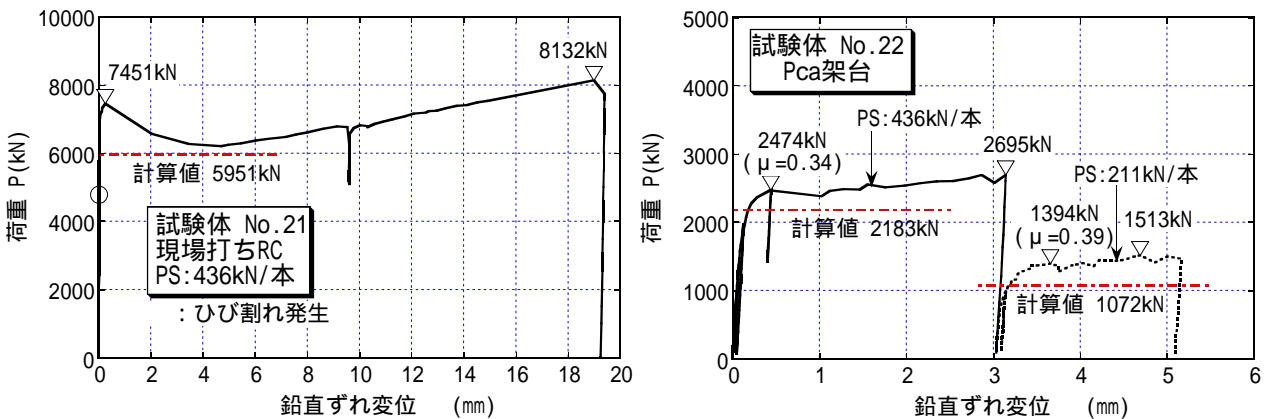


図-6 荷重 - 変位曲線

面にひび割れは発生していない。杭と架台との接合面のひび割れは  $P=5579\text{kN}$  ,  $\delta=0.02\text{mm}$  で発生し, その後, 剛性は次第に低下した。  $P=7451\text{kN}$  ,  $\delta=0.26\text{mm}$  で荷重はピークに達し(このときを最大荷重とする), その後低下した。荷重低下は約  $P=6200\text{kN}$  で止まり, その後再び荷重は増大した。最終的には  $P=8132\text{kN}$  ,  $\delta=19\text{mm}$  で実験を終了した。図-6 中には式(1)による最大せん断耐力の計算値(5951kN)を示す。計算値は式(2)で決定され, 計算値に対する実験値(実/計)は1.25であった。

一方, 試験体 No.22 の破壊経過は,  $P=1500\text{kN}$  付近から剛性が徐々に低下し,  $P=2474\text{kN}$  で剛性がほぼ水平になった。このときの摩擦係数を逆算すると  $\mu=0.34$  であった。その後, ずれ変位の増大に伴い, 若干荷重が増大し, ずれ変位約  $\delta=3\text{mm}$  で一度荷重を除荷した。PS 圧着力を小さくして再加力すると, 剛性は小さくなったが, 荷重 - 変位関係は同様であり, 図中に示す  $P=1394\text{kN}$  時の摩擦係数は  $\mu=0.39$  であった。文献(4)では摩擦係数を  $\mu=0.4$  としているが, 本論では実験結果を考慮して摩擦係数を  $\mu=0.3$  とした計算ラインを図-6 中に示す。

#### 4. まとめ

既存 RC, SRC 造建物の免震改修において, 杭あるいは柱を切断する際に設ける軸力仮受け架台の軸力支持耐力および破壊性状を小型実験および大型実験により検討した。架台の形式は, 現場打ちコンクリート架台(タイプ I)と Pca 架台(タイプ II)の2つであり, 両形式ともに PC 鋼棒により圧着力を導入した。実験の結果, 以下のことが明らかになった。

(1) タイプ I の架台は, 加力の初期ではほとんどずれ変位が生じないが, ひび割れ発生により剛性が低下し, ずれ変位が徐々に生じた。その後, ずれ変位  $\delta=0.1\sim 0.3\text{mm}$  程度で最大荷重に達した。PC 鋼棒による圧着力を大きくすると, 剛性および最大耐力は増大した。

(2) タイプ II の Pca 架台もタイプ I と同様に,

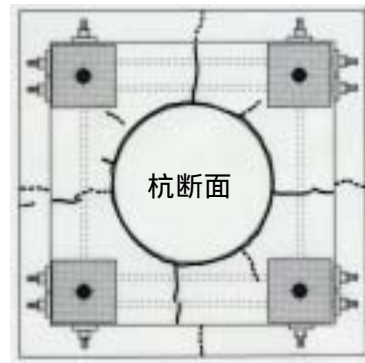


図-7 最終ひび割れ状況(試験体 No.21)

圧着力が大きくなるに従い, 剛性および最大耐力が増大した。圧着力が小さいと, 初期の荷重段階からずれ変位が生じた

(3) 試験体スケール約  $1/3\sim 1/5$  の小型実験とほぼ実大スケールの大型実験では, 同様な破壊経過および荷重 - 変位関係を示した。また, 提案する終局せん断耐力式による計算値と実験値の比も同程度となった。

(4) 仮受け架台のせん断抵抗機構として, (a) 現場打ちコンクリートによる接合面の付着力, (b) あと施工アンカーのせん断力, (c) 圧着力による摩擦力の3つを考え, 最大せん断耐力はこれらのせん断抵抗機構の組み合わせで計算できるものとして計算式を提案した。計算の結果, 計算値に対する実験値の比(実/計)は, 小型実験で  $1.20\sim 2.02$ , 大型実験で  $1.25$  となり, 下限値をおさえていることが明らかになった。

#### 参考文献

- (1) 岩田昌之, 藤村勝, 宮内靖昌ほか: 免震レトロフィットにおける軸力仮受け架台のせん断破壊性状に関する研究, 日本建築学会大会, 構造 C-2, pp.427-428, 2000.9
- (2) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, p.268, 2002.1
- (3) 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, p.267, 1998.11
- (4) 日本建築学会: 鋼管構造設計施工指針・同解説, p.126, 1990.1