

# 論文 低強度鉄筋コンクリート建物に対する圧着型外側耐震補強に関する基礎研究

森田 真由美\*1・中塚 信\*2・吉田 由美子\*3・坂田 博史\*4

**要旨:** 既存建物の耐震補強工法のうち, 建物を使用しながら耐震補強を行う技術の一つとして PC 圧着技術を用いる工法もあるが, 同工法を採用出来るのは既存建物のコンクリート強度が 18N/mm<sup>2</sup> 以上とされている。しかし, 現実には 18N/mm<sup>2</sup> 以下の既存建物も多く, それら建物に PC 圧着型耐震補強が適用できれば社会的ニーズにも合致する。本研究は, PC 圧着工法による耐震補強が 18.0 N/mm<sup>2</sup> 以下のコンクリートにも適用できるかを調べるため, 低強度コンクリートの支圧強度, 既存部と新設部の圧着接合部の一面せん断伝達性能, ならびに新設スラブを介して偏心曲げモーメントとせん断力を受ける圧着接合部のせん断伝達性能について検討した。

**キーワード:** 低強度コンクリート, 外側耐震補強, PC 圧着工法, 支圧強度, せん断伝達能力

## 1. はじめに

既存建物の耐震補強が緊急の課題となっているが, 建物を使用しながら耐震補強を行う技術もいくつか提案されている。その中に PC 圧着技術を用いる工法もあるが, 同工法を採用出来るのは既存建物のコンクリート強度が 18N/mm<sup>2</sup> 以上とされている。しかし, 現実にはコンクリート強度が 18N/mm<sup>2</sup> 以下の既存建物も多く, それら建物に「居ながら補強」も可能とする PC 圧着型耐震補強が適用できれば社会的ニーズにも合致すると考えられる。

本研究は, 外側耐震改修マニュアル<sup>1)</sup>(以下, 外づけマニュアルと略記する)に記載されている PC 圧着接合法による耐震補強を 18N/mm<sup>2</sup> 以下の低強度コンクリートにも適用できるかを明らかにするために必要な基礎実験, すなわち低強

度コンクリートの支圧試験, 既存部と新設部の圧着接合部の一面せん断性能試験, ならびにスラブを介して既存部と新設部とを圧着接合した外付け耐震架構のモデル試験体の実験を行い, 圧着接合法の可能性について検討した。

## 2. 支圧試験

### 2.1 実験概要

#### (1) 実験目的

外づけマニュアルによる許容支圧応力度の低強度コンクリートに対する適用性調べるため支圧試験を行った。

#### (2) 試験体概要

試験体は 250×250×500mm の無筋コンクリートブロックである。試験要因を表 - 1 に示すが, 計画強度( $F_{ce}$ )が 9,

表 - 1 試験体要因

要因	水準
支圧面積比 $\sqrt{Ac/AI}$	1.0, 1.5, 2.0 3.0, 4.0
コンクリート強度 $F_{ce}$ (N/mm <sup>2</sup> )	9, 13.5, 18

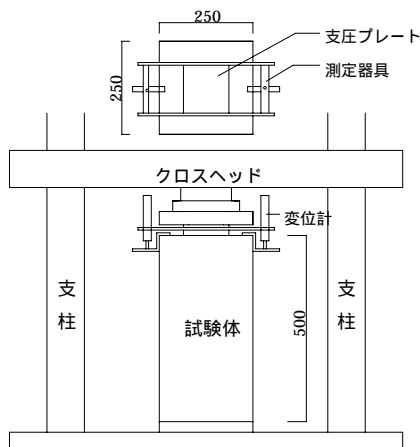


図 - 1 荷重・測定方法

表 - 2 コンクリート調査表

$F_{ce}$	水セメント比	単位量						
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材	混和剤	
N/mm <sup>2</sup>	W/C	W	C	S	G	石灰石	減水剤	AE剤
	%	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
9.0	110	159	145	931	967	115	0.65	0.030
13.5-A	102	159	156	927	963	115	0.70	0.030
13.5-B	97	159	164	931	967	100	0.52	0.030
18.0	62	156	252	937	973	20	0.81	0.033

表 - 3 使用材料の力学的試験結果

計画強度 $F_{ce}$ (N/mm <sup>2</sup> )	実験結果 (N/mm <sup>2</sup> )				載荷 材令 (日)
	圧縮強度 $c_b$		割裂強度 $t_b$	弾性係数 $E_c$ ( $\times 10^4$ )	
	100	200h	250	250	
9.0-A	8.95	8.95	1.48	1.31	22
9.0-B	7.97	9.34	1.54	1.35	17
13.5-A	11.52	13.21	2.04	1.63	24
13.5-B	11.15	10.19	2.13	1.62	25
18.0	17.30	20.51	2.79	2.89	19

原則として3体の平均値とする。

\*1 大阪工業大学 工学部建築学科 (正会員)  
 \*2 大阪工業大学 工学部教授 (正会員)  
 \*3 大阪工業大学大学院 工学研究科建築学専攻  
 \*4 (株)建研 大阪支店 第一設計部 (正会員)

13.5, 18 N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを取り上げた。試験体数は各 F<sub>ce</sub> に対し、支圧面積比が 1.0・2.0 の試験体では各 3 体, 1.5・3.0・4.0 の試験体では各 2 体, 計 36 体を製作した。各コンクリートの調合および力学的試験結果を表 - 2 および表 - 3 に示す。

### (3) 載荷・測定方法

載荷方法を図 - 1 に示す。支圧板側面に貼り付けた治具に取り付けた変位計を用いて、支圧板とコンクリート間のめり込み変形を測定した。

## 2.2 実験結果および考察

### (1) ひび割れ発生状況と破壊過程

支圧面積比が大きい試験体では、最大耐力に達する前に試験体上面より 100mm 程度の側面に縦ひび割れが生じ、その後、上下にひび割れが拡大し最大耐力に達した。荷重 - めり込み変形関係において、ひび割れ発生時に剛性が低下することが確認出来た。それに対し、支圧面積比の小さい場合では、試験体上面の支圧板端部からひび割れが入り、その後側面にひび割れが入ると同時に耐力が低下した。荷重 - めり込み変形関係では、支圧板端部からのひび割れ発生に対して剛性の低下が観察された。

### (2) 支圧応力度 ( $\sigma_{Br}$ ) - めり込み ( $\delta$ ) 関係

図 - 2 は、支圧応力度 - めり込み変形関係におよぼす支圧面積比の影響を示したものである。また、同図中には外づけマニュアルで示されている許容支圧応力度 ( $f_n = f_{na} \sqrt{Ac/A1}$ ,  $f_{na} = 0.6\sigma_{cb}$ ,  $\sigma_{cb}$ ; コンクリート圧縮強度) も水平線で示している。同図によれば、 $\sqrt{Ac/A1}$  が 1.5 および 2.0 と外付けマニュアルの適用範囲内では、支圧応力度 - めり込み変形関係は  $f_n$  程度まで、ほぼ直線的であることがわかる。しかし  $f_n$  位置は、範囲外の  $\sqrt{Ac/A1} = 3.0$  試験体では剛性が軟化開始する前後、 $\sqrt{Ac/A1} = 4.0$  の試験体では直線域を超えた所に位置しているため、支圧強度としては十分余裕があるものの、適用範囲外としていることの妥当性が理解できる。

### (3) $\sigma_{Br}/F_{cb}$ - $A_c/A_1$ 関係

図 - 3 は支圧強度比 ( $\sigma_{Br}/\sigma_{cb}$ ) に及ぼす支圧面積比 ( $\sqrt{Ac/A1}$ ) の影響を示したもので、図中には外付けマニュアルによる許容支圧応力度 ( $f_n$ ) も示している。ここで  $\sigma_{cb}$  は、100 × 200h シリンダーによるコンクリート圧縮強度である。同図によれば、コンクリート強度の小さい場合でも  $\sqrt{Ac/A1}$  が大きくなるにつれて ( $\sigma_{Br}/\sigma_{cb}$ ) が大きくなる傾向が見られたが、外づけマニュアルの適用範囲である  $\sqrt{Ac/A1} = 2.0$  では、 $\sigma_{Br}/\sigma_{cb} - \sqrt{Ac/A1}$  関係はほぼ線形で、マニュアルの  $f_n$  式は実験結果のほぼ下限を与えた。また、支圧強度実験値と許容支圧応力度を比較すると、許容応力度に対する余裕度は 1.5 ~ 2.0 倍上回るものであった。以上のことより、外付けマニュアルの許容応力度式は  $\sigma_{cb} > 9 \text{ N/mm}^2$  の範囲に対しては適用出来ることがわかった。

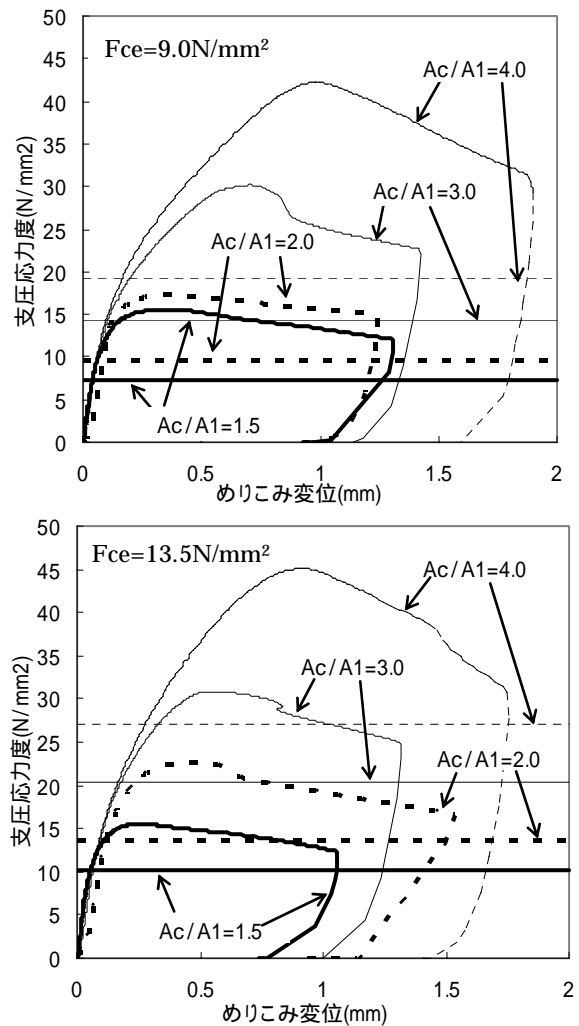


図 2 支圧応力度 めり込み変形関係

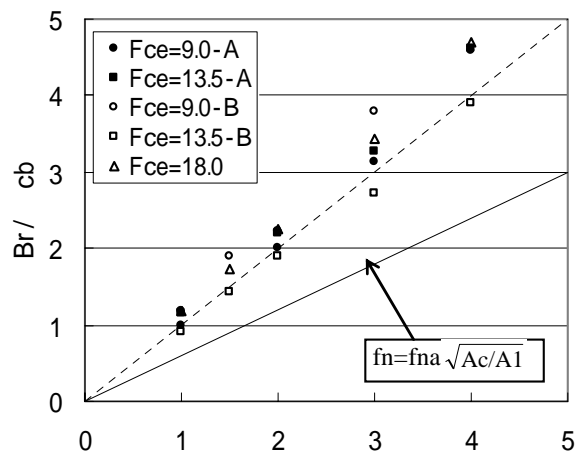


図 - 3 支圧強度比に及ぼす支圧面積比の影響

## 3. 一面せん断性能試験

### 3.1 実験概要

#### (1) 実験目的

低強度コンクリートでの圧着接合面における一面せん断性能試験を行い、破壊性状およびせん断耐力を検討することを目的とした。

## (2) 試験体概要

試験体図を図-4に示す。試験体は、既存建築部材と新設のプレキャストコンクリート部材の間に目地モルタルを介して圧着力で一体化するものとした。なお、圧着力は、コンクリートの実強度 $\sigma_{cb}$ に基づいて計画した。試験体数は、表-4に示す各要素の組合せに対し各3体とした。また試験体の接合面にはJAS合板面を型枠として用いた。使用した材料の力学的試験結果を表-5に示す。

## (3) 載荷・測定方法

載荷は、図-4に書き込んだ左矢印位置で反力を取り、右矢印位置にセットしたピンを介して、400kNジャッキによる単調載荷を行った。接合面に作用する圧着力は接合面の図心を通るPC鋼棒によって載荷し、実験中における圧着力の変化はロードセルによってモニターした。

表-4 試験体要素

要因	水準
計画圧着応力比 ( $\sigma_0/F_{ce}$ )	0.01, 0.05, 0.10 0.15, (0.20)*
既設コンクリート強度( $F_{ce}$ )	9, 13.5, 18N/mm <sup>2</sup>
目地モルタル強度	50N/mm <sup>2</sup>
目地モルタル厚さ	20mm
新設PCaコンクリート強度	50N/mm <sup>2</sup>

\* 13.5N/mm<sup>2</sup>のみ圧着応力0.20を行う。

表-5 使用材料の力学的試験結果

実験No.	計画値 F <sub>ce</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	実験結果 (N/mm <sup>2</sup> )			載荷 材令 (日)
		圧縮強度 $\sigma_{cb}$	割裂強度 $\sigma_{tb}$	弾性係数 E <sub>c</sub> (×10 <sup>4</sup> )	
1	9.0	9.04	1.62	1.39	54
2	13.5	11.54	1.57	1.72	61
3	18.0	18.60	2.66	2.70	47
1,3	50	59.05	5.79	-	57
2	50	56.59	6.11	-	60
1,2,3	50(目地材)	67.28	4.47	-	46

原則として3体の平均値とする。

既存部と目地材、既存部と新設部のそれぞれに対し、ずれ変位および劈開変位を変位計によって測定した。

## 3.2 実験結果および考察

### (1) せん断応力度 - ずれ変形関係

せん断応力( ) - 圧着面ずれ変形( )関係およびPC鋼棒の圧着力増加率(  $P/P_0$  ) - 圧着面ずれ変形( )関係の典型的な実験結果例を図-5に示す。なお、既存部と目地中央部間および既存部と新設部間のずれ変位がほぼ同程度の値を示したので、横軸の値は既存部と新設部のずれ変形とした。またPC鋼棒の圧着力増加率とは、実験中の圧着力の増加を初期導入力で除した値である。

図-5中に挿絵で示したずれ変位を3mmまで描いたマクロフェーズの図から分かるように、試験体の最大耐力は、既存部と目地部の接合面が急激にずれ変形をおこすことで決定された。しかし、横軸範囲を0.5mmまで拡大した図-5によると、載荷初期段階では全く変位を起こさない固着領域を経て徐々に変位を生じることが分かる。しかし、一気にずれ変形が開始する時(最大耐力時)の変位は、図-6に示すように大きくても0.7mm程度と小さく、この変形量を既存建物と新設建物間の部材角に対応させて考えると、1/5000~1/300000程度であるので、

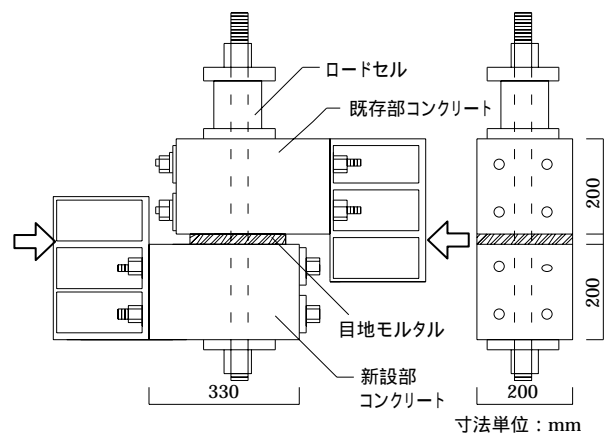


図-4 試験体図

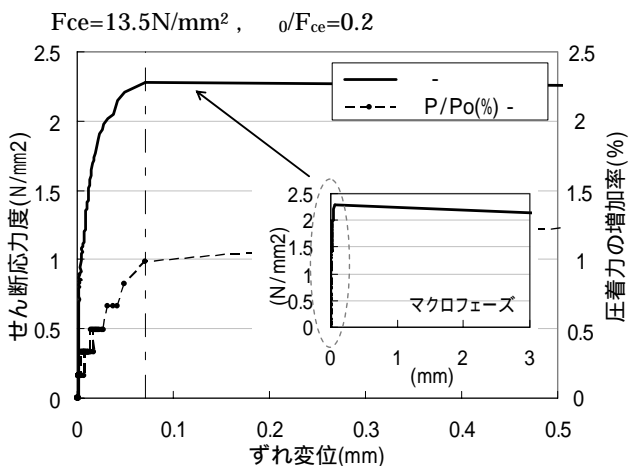
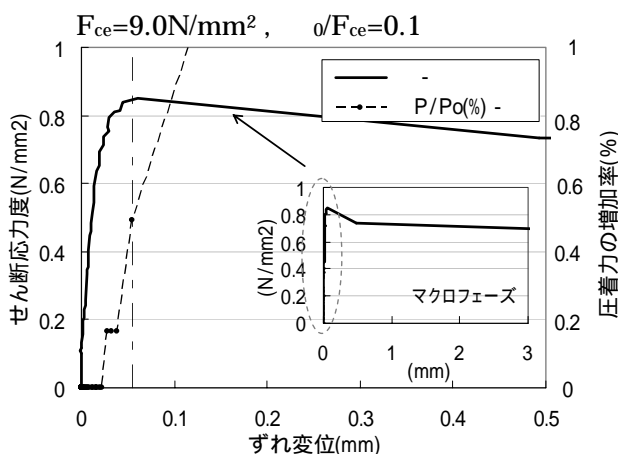


図-5 せん断応力( ) - 圧着面ずれ変形( )関係

圧着接合面はマニュアルで述べられるようにすべりが生じない接合面として取り扱える。また、図 - 5 の右縦軸には PC 鋼棒の圧着力増加率を示しているが、すべり破壊時（最大耐力時）におけるその比は、0.5~1%程度と極めて小さく、すべり破壊時の圧着力は初期圧着力と同じと考えて良いことを示している。

### (2) 最大せん断耐力時における摩擦係数

図 - 7 は、最大せん断耐力 ( $Q_u$ ) 時における摩擦係数を示したものである。ここで、摩擦係数 ( $\mu$ ) とは最大せん断耐力を初期導入圧着力で除した値とした。同図によれば、実験結果には大きなばらつきが見られるが、圧着力が小さい範囲では、コンクリート強度が小さい場合ほど大きな  $\mu$  を示す傾向が見られたが、圧着力が増大するといずれのコンクリート強度の場合でも減少し、同強度に関わらない一定値に漸近する傾向が見られた。なお、本実験結果ではばらつきは見られたものの、外付けマニュアルで定められている  $\mu=0.5$  をすべて満たし、平均  $\mu$  は 0.8 を上回っていた。

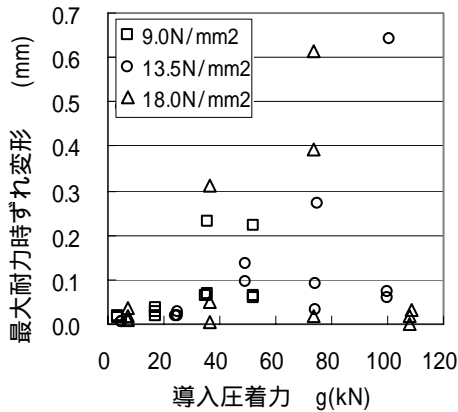


図 - 6 最大耐力時のずれ変形量

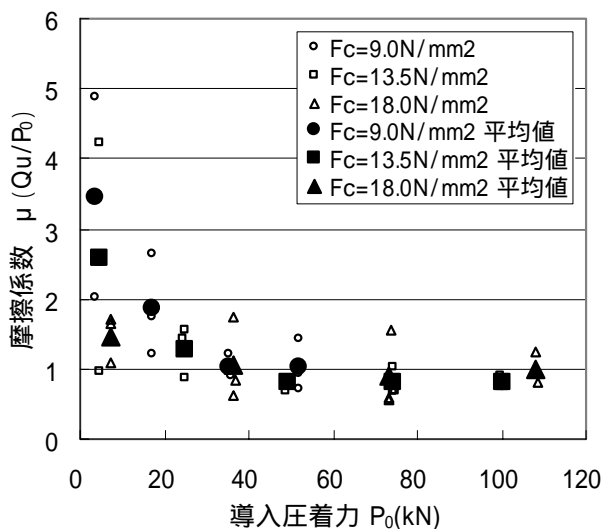


図 - 7 最大せん断耐力時における摩擦係数

断耐力を初期導入圧着力で除した値とした。同図によれば、実験結果には大きなばらつきが見られるが、圧着力が小さい範囲では、コンクリート強度が小さい場合ほど大きな  $\mu$  を示す傾向が見られたが、圧着力が増大するといずれのコンクリート強度の場合でも減少し、同強度に関わらない一定値に漸近する傾向が見られた。なお、本実験結果ではばらつきは見られたものの、外付けマニュアルで定められている  $\mu=0.5$  をすべて満たし、平均  $\mu$  は 0.8 を上回っていた。

## 4. 圧着工法におけるせん断性能実験

### 4.1 実験概要

#### (1) 実験目的

外付けマニュアルに示される考え方に倣って、設計した試験体の、破壊性状および計算耐力と最大耐力などについて検討した。

#### (2) 試験体概要

試験体一覧を表 - 6 に示す。試験体のスケールとしては実際の構造物の約  $\sqrt{1/3}$  を想定した。既存梁部と、梁部およびスラブ部を一体打ちとした新設部との間に厚さ 20mm の目地を設け、スラブ内を通した PC 鋼棒で圧着

表 - 6 試験体一覧

試験体 No.	既存部 Fce (N/mm <sup>2</sup> )	新設部 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	目地モルタル Fc (N/mm <sup>2</sup> )	圧着応力比 $\rho/Fce$
1	9	50	50	0.1
2	13.5			

表 - 7 使用材料の力学的試験結果

試験体 No.	計画値 Fce (N/mm <sup>2</sup> )	実験結果 (N/mm <sup>2</sup> )			荷重材令 (日)
		圧縮強度 ob	割裂強度 tb	弾性係数 $E_c \times 10^4$	
1	9.0	8.97	1.54	1.63	13
2	13.5	6.92	1.29	-	13
1	50	53.66	4.78	3.29	15
2		57.20	5.78	-	18
1	50 (目地材)	59.83	6.11	-	11
2		55.10	4.68	-	9

原則として 3 体の平均値とする。  
弾性係数は計測したもののみを記載。

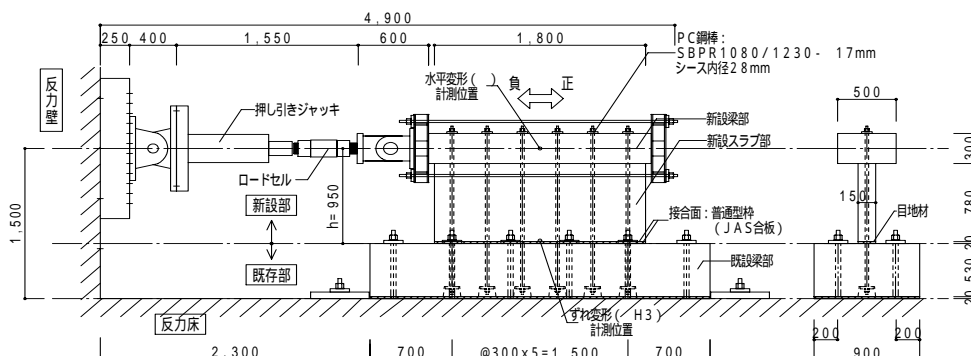


図 - 8 荷重および測定方法

接合することにより一体とした。また、圧着目地部(スラブ部)の性状を確認するため、試験体には既存梁部・新設梁部間に片持ち梁は設けないものとした。さらに、試験体の接合面には、既設建物建設時を考慮して、目既存部・新設部ともに JAS 合板面を型枠として用いた。載荷に伴う導入力の変化を調べるため、PC 鋼棒はシース内を通すアンボンドとした。PC 鋼棒には 17 C 種、シースは内径 28mm を用いた。使用材料は、新設梁およびスラブ部は外付けプレキャストフレームを想定したのでコンクリート強度を  $50\text{N/mm}^2$  とし、既存梁部は低強度コンクリート( $F_{ce}$ )を  $9\text{N/mm}^2$ ,  $13.5\text{N/mm}^2$  の 2 種類とした。材料の力学特性を表 - 7 に示す。

試験体要因の計画圧着応力比 ( $\sigma_0 / F_{ce}$ ;  $\sigma_0 = P/A$  P: 圧着力 A: 接合部面積) は 0.1 とした。

### (3) 載荷・測定方法

載荷・測定位置を図 - 8 に示す。試験体の新設梁部を載荷治具により PC 鋼棒で鉄みこみ、複動ジャッキにより正負交番繰返し載荷を行った。試験体への繰返し加力は、新設梁部中央の水平変位の計測値による変位制御とし、所定のサイクルで行った。

載荷点の水平変形 ( $\Delta$ ) は新設梁材軸の中央で測定し、試験体の部材角 R は、 $\Delta$  を既存梁接合部位置からの高さ ( $h=780\text{mm}$ ) で除した  $\Delta/h$  で表す。また、接合部のすべり量はひずみ式変位計を用いて計測した。接合目地部のすべり変形 ( $H_3$ ) は、接合部中央で計測した既存梁と新設スラブ間のずれ変形である。

## 4.2 実験結果

### (1) 荷重 - 変形関係および破壊過程

#### (a) 試験体 No.1

図 - 9 に  $F_{ce}$  が  $9.0\text{N/mm}^2$  のである試験体 No.1 の荷重 (Q) - 水平変形 ( $\Delta$ ) 関係および - 目地部ずれ変形 ( $H_3$ ) 関係を、左縦軸に荷重を、右縦軸に  $H_3$  をとって示す。なお、図中の  $\Delta$  -  $H_3$  関係は包絡線である。載荷初期段階では  $\Delta$  が  $H_3$  より大きくて偏心モーメントによる変形が進んでいるが、 $\Delta=0.5\text{mm}$  (部材角 R 1/1900) を超えるあたりから、 $H_3$  の増加率が大きくなり、また試験体は正方向時の最大耐力を生じている。負方向載荷では、 $\Delta=1.0\text{mm}$  (部材角 R 1/950) 程度で引張側の目地部小口に目開きが発生した。正方向載荷  $\Delta=1\text{mm}$  (部材角 R 1/950) では、引張側となる目地部の目開き域が拡大し、その後耐力が減少し始めた。負方向では  $\Delta=2\text{mm}$  程度 (部材角 R 1/500) 以降では耐力増加もほとんど無く、 $\Delta$  -  $H_3$  関係もほぼ直線関係を示して目地部のずれによるせん断破壊を示唆している。

#### (b) 試験体 No.2

図 - 10 に、 $F_{ce}$  が  $13.5\text{N/mm}^2$  ( $\sigma_{cb}=6.92\text{N/mm}^2$ ) の試験体 No.2 の Q -  $\Delta$  および  $\Delta$  -  $H_3$  関係を示す。正方向載荷

$\Delta=0.5\text{mm}$  (1/1900) で引張側の目地部に目開きが生じた。この時点での  $H_3$  は  $0.06\text{mm}$  と小さく、部材変形のほとんどが曲げ・回転変形によっていることが分かる。また、正方向載荷では  $\Delta=0.5\text{mm}$  程度で、負方向では  $\Delta=1\text{mm}$  弱程度で  $\Delta$  に対する  $H_3$  の増加率が増し、 $\Delta=\pm 1.5\text{mm}$  ( $R=\pm 1/633$ ) 程度の変位で試験体の最大耐力が生じた。その後ほぼ一定の荷重を保ったまま水平変位が増大し、 $\Delta$  -  $H_3$  関係もほぼ直線関係となり、破壊モードが目地部のずれによるせん断破壊であったことが示されている。

### (2) 設計耐力

接合部の設計耐力は 外付けマニュアルに示される考え方に倣って、図 - 11 に示す 6 本の PC 鋼棒のうち、外側の各 1 本が偏芯による曲げモーメントに対し抵抗し、内側の残り 4 本の圧着力に起因する摩擦力(摩擦係数  $=0.5$ )によってせん断力に抵抗すると仮定して求めた。各試験体の設計耐力を表 - 8 に示すが、図 - 9 および図 - 10 の図中にも一点鎖線で書き加えている。

試験体 No.1 の最大耐力は、正方向載荷 1/950 時の  $261\text{kN}$ 、負方向載荷 1/500 時の  $308\text{kN}$  となり、設計耐力  $81.4\text{kN}$  に対して 3.5 倍程度の余裕値があった。

試験体 No.2 の最大耐力は、正方向載荷時 1/633 時の  $334\text{kN}$ 、負方向載荷 1/500 時の  $338\text{kN}$  であり、設計耐力  $121\text{kN}$  に対して 3 倍程度の余裕値があった。

一方、各試験体の最大耐力を初期導入力で除して求めた摩擦係数は、表 - 7 に示すように、試験体 No.1 では、正・負方向にそれぞれ、 $1.05 \cdot 1.24$ 、試験体 No.2 では  $0.92 \cdot 0.93$  であった。

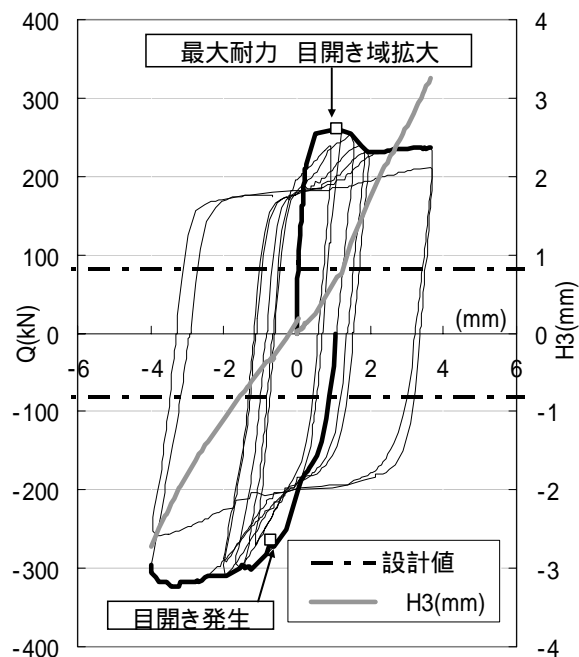


図 - 9 Q -  $\Delta$  および  $\Delta$  -  $H_3$  関係 (試験体 No.1)

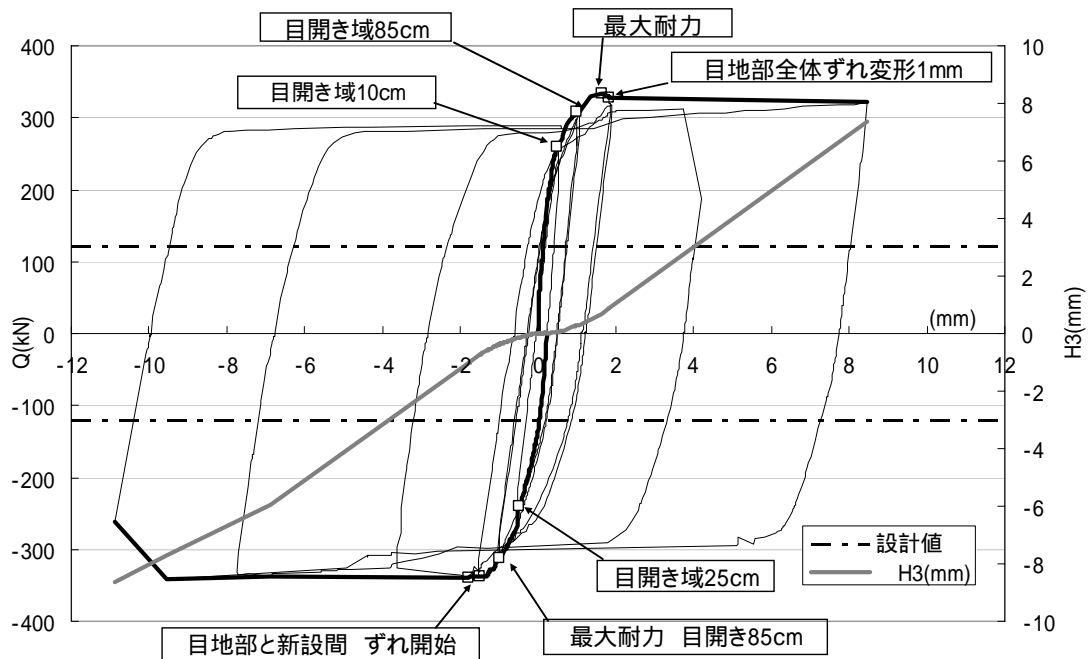


図 - 10 Q - および  $H_3$  関係 (試験体 No.2)

表 - 8 設計値および実験値

試験体No.	1		2	
設計耐力 (kN)	81.4		121	
圧着力 $P_0$	243		364.5	
最大耐力 $Q_{max}$ (kN)	261	308	334	338
最大耐力時	$h/h$	1/950	1/500	1/633
	$\mu = Q/P_0$	1.05	1.24	0.92

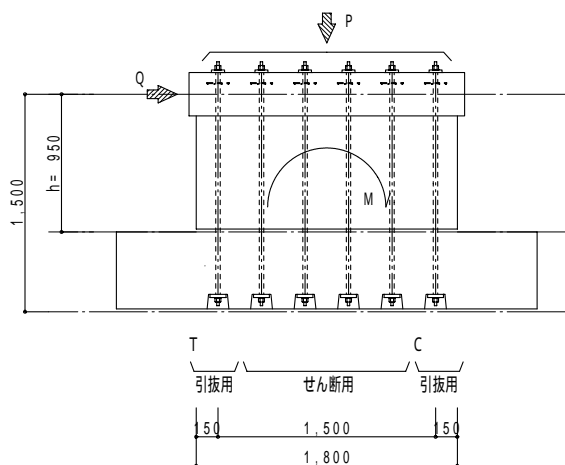


図 11 設計概念

## 5. まとめ

本研究で得られた主な結果を以下に示す。

- (1) 低強度コンクリートの支圧強度は、高強度コンクリートの場合と同様、支圧面積比  $\sqrt{A_c/A_1}$  にほぼ比例した。また許容支圧応力度以内では、支圧応力 りり込み変形関係はほぼ直線となり、 $F_c=9.0N/mm^2$  程度の低強度コンクリートに対しても外付けマニュアル規定の適用は可能であると考えられる。
- (2) 低強度コンクリートの一面せん断強度時のずれ変形は

極めて小さく、従来と同様、圧着目地部はすべりが無いと扱って良い。また、摩擦係数におよぼす圧着力の影響はコンクリート強度 ( $F_{ce}$ ) が小さい範囲で若干認められたが、摩擦係数はばらつきの下限値を 0.5 として、導入力が増大によって減少し、既存部コンクリート強度にかかわらず約 0.8 の一定値に漸近した。

- (3) 外付けマニュアルに示される考え方に倣って、設計した、外付け架構と既存架構がスラブを介して圧着接合されたモデル試験体は、設計耐力に対し 3~3.5 倍の余裕があった。また、破壊モードは圧着接合面のすべり破壊で、破壊時せん断力を初期導入力で除した摩擦係数は、試験体 No.1 および No.2 で 1.05・1.24 および 0.92・0.93 であった。

## 謝辞

本研究は、国土交通省「住宅等の耐震性の向上に資する技術開発」プログラムによるもので、ミラクルコーポレーション(株)から多大な研究協力を得た。また、平成 19 年度科学研究費補助金 (課題番号: 19560585, 代表者: 中塚 信) を受けた。さらに実験に際しては、高周波熱錬(株)から資材提供を得た。また、当時大阪工大建築学科卒業生であった、内池友香氏および内藤洋輝氏から助力を得た。記して謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 外側耐震改修マニュアル, pp78-83, 2002.9
- 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, pp291-293, 2001