

PC鋼材を用いた外付け耐震補強工法における 鋼管コッター接合の実験的研究

(株)富士ピー・エス 正会員 ○三村 清貴
 (株)富士ピー・エス 正会員 濱本 哲嗣
 (株)富士ピー・エス 正会員 八木沼 宏巳

1. はじめに

近年、公共建築物の耐震補強が盛んに行われており、建物を使用しながら耐震補強を行う外付け耐震補強技術がいくつか提案されている。それらの外付け補強架構と既存架構の代表的なせん断伝達機構の一つにあと施工アンカー接合があげられる。一方、鋼管コッター接合は既存躯体に設ける鋼管コッター取付け用溝の製作にコアドリルを用いるため、ドリルを用いて取付け孔をあけるあと施工アンカー接合に比べ騒音、振動、粉塵が軽減される。本報では、斜めPC鋼材を用いたPCa外付け補強架構と既存架構とのせん断伝達機構として、鋼管コッターを使用した耐震補強工法の開発について報告する。

2. 本工法の概要と実験の目的

本工法の概要を図-1に示す。本工法は、PCaの柱、梁からなる新設フレームの対角線上にPC鋼材を配置・緊張した補強架構を、既存架構の外構面にせん断伝達機構として鋼管コッターを用いて取り付け、一体化するものである。補強架構と既存架構の接合方法は直付けタイプと、既存バルコニー下部に設けた新設スラブを介して接合するスラブタイプがある。本報では、新設PCa部材を対象に、要素実験にて接合部耐力が鋼管コッター工法の評価式¹⁾と同等以上であることを確認し、平面載荷実験にて設計せん断力時の変形性状の確認を行う。

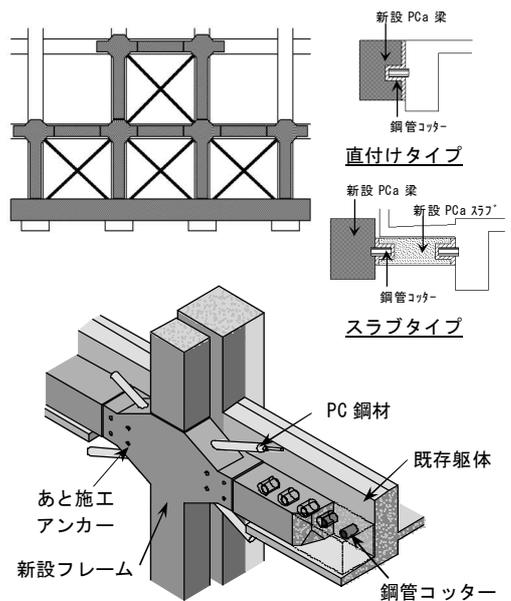


図-1 本工法概要

3. 要素実験

3.1 実験概要

試験体一覧を表-1に、試験体図を図-2に示す。試験体は縮尺1/2.25で5体製作しaシリーズは鋼管コッターを打ち込んだ新設PCa梁、bシリーズは鋼管コッターの周囲に無収縮モルタルを充填した新設PCaスラブの接合部を想定し、それぞれを接合ブロックと接合した。破壊形式はa、bシリーズともに新設PCa部材側の支圧破壊とし、実験値と式(1)に示す鋼管コッター工法の支圧耐力評価式との比較を行う。鋼管間隔は式(2)のせん断耐力評価式に反映されるため、間隔はせん断破壊が先行しない範囲で設定した。加力方法は押し抜きせん断実験とした。各試験体とも接合面にはグリースを塗布し、接合面における鋼管コッター以外の拘束効果による摩擦力を除外した。設計基準強度は新設PCa部材側(無収縮モルタル含む)、接合ブロック側ともに50N/mm²とし、S-b3試験体の仕上げモルタルは10N/mm²の低強度とした。鋼管は全てSTK400である。材料試験結果を表-2に示す。

表-1 試験体一覧

| シリーズ | 試験体名 | 仕上げモルタル強度 (N/mm ²) | 鋼管 | | 新設側 | | 接合ブロック側 | |
|------|------|--------------------------------|-------------------|---------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|
| | | | 直径Dp × 厚さ (mm) | 間隔 (mm) | 埋込長有効幅 (mm) | 有効支圧長 ^{※2} (mm) | 埋込長有効幅 (mm) | 有効支圧長 ^{※2} (mm) |
| a | S-a1 | 無し | 40D ^{※1} | PCa 梁 | 15 | 111 | 65 | 170 |
| | S-a2 | | 60D ^{※1} | | (15) | | (15) | |
| b | S-b1 | 無し | 40D | PCa スラブ | 51 | 89 | 15 | 300 |
| | S-b2 | | 60D | | (15) | | (15) | |
| | S-b3 | | 30D | | | | | |

※1: 間隔に相当するへりあきを確保
 ※2: 有効支圧長は鋼管コッター工法の評価式より

表-2 材料試験表

| 材料 | 養生方法 | 材齢 (日) | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 備考 |
|---------|-----------|--------|---------------------------|-----------------------------|--------------------|
| Fc50① | 製品同一 (気中) | 18 | 61.0 | 33.6 | aシリーズ (PCa梁)・bシリーズ |
| Fc50② | | 13 | 50.9 | 32.5 | aシリーズ (接合ブロック) |
| 無収縮モルタル | | 4 | 55.0 | - | bシリーズ |
| 仕上げモルタル | | 16 | 13.4 | - | bシリーズ (S-b3) |

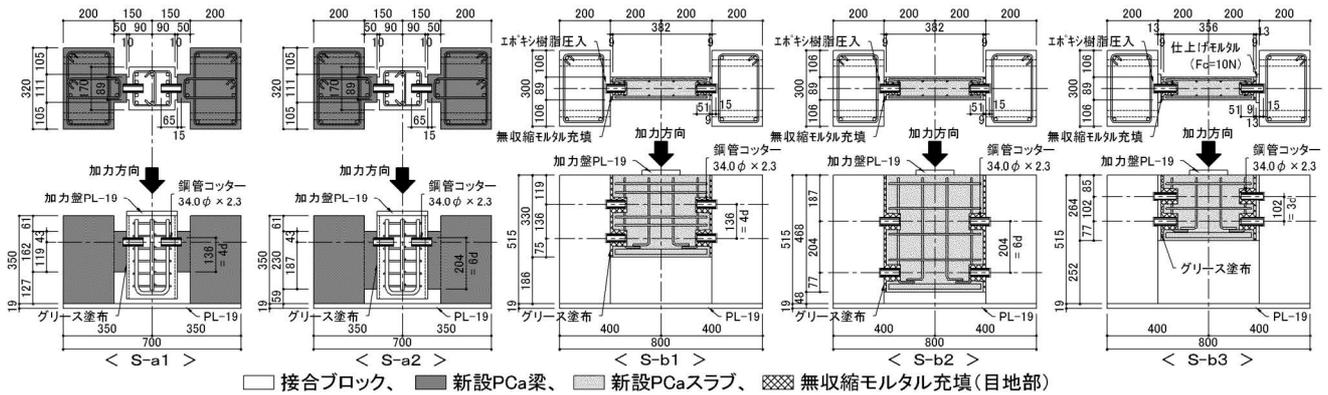


図-2 試験体図

3.2 実験結果

実験で得られた各試験体の破壊形式と鋼管一つあたりの最大荷重を表-3 に示す。破壊形式は、鋼管が変形せず鋼管周辺のコンクリートが圧壊した場合は支圧破壊，鋼管の変形と鋼管周辺のコンクリートの圧壊が生じず 45 度方向にひび割れまたは破壊した場合はせん断破壊とした。

表-3 実験結果一覧

| シリーズ | 試験体名 | 破壊形式 | 最大荷重*(kN) | | 実/計① | 計②/計① |
|------|------|----------------|-----------|--------------|------|-------|
| | | | 実験値 | 計算値 | | |
| a | S-a1 | 新設PCa梁側の支圧破壊 | 79.9 | 52.5 (116.1) | 1.52 | 2.21 |
| | S-a2 | 新設PCa梁側の支圧破壊 | 92.4 | 52.5 (174.2) | 1.76 | 3.32 |
| b | S-b1 | 新設PCaスラブ側の支圧破壊 | 59.8 | 46.6 (93.1) | 1.28 | 2.00 |
| | S-b2 | 新設PCaスラブ側の支圧破壊 | 81.2 | 46.6 (139.7) | 1.74 | 3.00 |
| | S-b3 | 新設PCaスラブ側の支圧破壊 | 47.3 | 37.3 (69.8) | 1.27 | 0.53 |

*鋼管1つあたりの値で、実験値は変位計除去後の測定値を含む

実験結果の概要は以下の通りである。①a シリーズは新設 PCa 梁側の支圧破壊，b シリーズは新設 PCa スラブ側の支圧破壊であった。②a, b シリーズとも最大荷重は計算値を上回った。計算値が等しい試験体同士(S-a1 と S-a2, S-b1 と S-b2) の実験値を比較すると，鋼管間隔が大きい試験体(S-a2, S-b2)の方が実験値も大きい結果となった。鋼管間隔はせん断耐力評価式に反映され支圧耐力評価式には反映されないが，鋼管間隔の大小が支圧耐力にも影響していると推測される。③b シリーズにおいて，実験値の最大荷重には仕上げモルタルの有無による顕著な差は見られなかった。実験結果で得られた各試験体の鋼管一つあたりの荷重と新設 PCa 梁・スラブと接合ブロックの相対変形との関係を図-3 に示す。

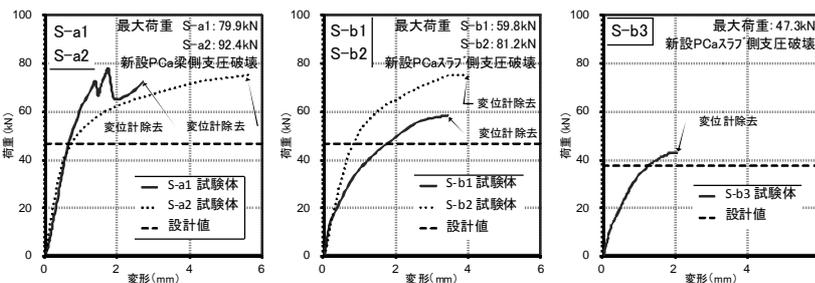


図-3 各試験体の荷重-変形関係

(1) 支圧耐力評価式の検討

鋼管コッター工法の支圧耐力評価式を用いて，本要素実験結果の比較を試みる。新設 PCa 梁・スラブ側の支圧耐力の計算値に対する実験値の割合は表-3 に示す通り，1.27~1.76 倍である。また，既往の要素実験を含めた支圧耐力の実験値と計算値の比較を図-4 に示す。既往の要素実験は，破壊形式が既存躯体側の支圧破壊，および新設壁側の支圧破壊のものを図中に示す。実験結果より新設 PCa 梁に打ち込んだ鋼管コッターおよび周囲に無収縮モルタルを充填した鋼管コッターの耐力が既往の評価式と同等以上であることが確認された。

$$q_1 = 0.9 \cdot \phi_1 \cdot 1.46 \cdot D_p \cdot L_{ei} \cdot \left[\frac{t_i}{D_p} \right]^{0.63} \cdot \eta \cdot F_{ci}^k \dots (1)$$

- q₁: 鋼管コッター1つあたりの支圧耐力
- φ₁: 仕上げモルタル影響係数 [モルタル有: 0.8, モルタル無: 1.0]
- t_i: 算出する躯体側の有効幅, D_p: 鋼管径,
- L_{ei}: 算出する躯体側の有効支圧長,
- L₁, L₂: 接合部の部材それぞれへの鋼管埋込長で L₁ < L₂
- L₂ ≤ 1.5D_p の時
L_{ei} = min(0.3 × L₂, L₁), L_{ei} = 0.3 × L₂
- L₂ > 1.5D_p の時
L_{ei} = min(0.3 × 1.5D_p, L₁), L_{ei} = 0.3 × 1.5D_p
- F_{ci}: 算出する躯体側のコンクリートの設計用圧縮強度
- k: コンクリート強度係数 0.3, η: 支圧耐力係数 11.5

$$q_2 = \tau_{ui} \cdot A_{si} \dots (2)$$

- q₂: 鋼管コッター1つあたりの躯体側せん断耐力
- τ_{ui}: 0.2F_{ci}
- A_{si}: 算出する躯体側のせん断面積

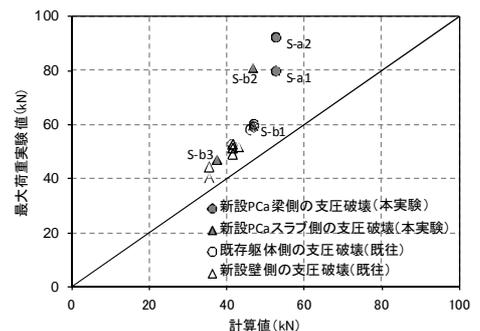


図-4 支圧耐力の比較

(2) 鋼管コッター接合部のせん断ずれ変形 2mm での耐力評価

2mm 変形時の実験値と支圧耐力評価式の計算値の比較を図-5に示す。本実験における計算値に対する実験値の比は最小値で 1.06 倍(S-b1)であった。参考文献²⁾のあと施工アンカー接合同様に接合部の許容せん断ずれ変形を 2mm とした時に、許容せん断ずれ変形時に生ずる荷重は、鋼管コッターの支圧耐力評価式⁽¹⁾に 0.75 を乗じた設計耐力を安全に満足する。

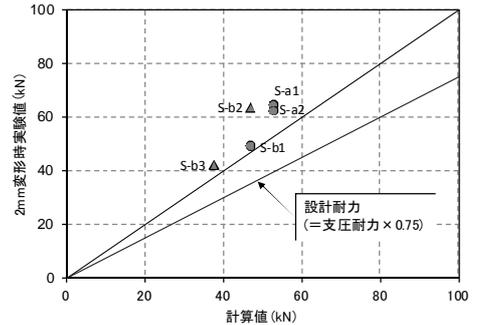


図-5 2mm 変形時の比較

4. 平面載荷実験

4.1 実験概要

試験体図を図-6に、試験体一覧を表-4に示す。試験体は既存躯体と新設フレームを平面的に1スパン取り出した1/2モデルとし、接合方法および偏心距離をパラメーターとして3体製作した。本試験は、新設PCa梁に水平力を載荷することにより、新設PCa梁の接合部の安全性および変形性状を確認することを目的とする。C-1試験体は、従来のあと施工アンカー接合を想定した現場打ちスラブタイプの試験体であり、あらかじめ接合用に差し筋をした新設フレーム梁と、既存躯体に相当する部材を製作し、既存躯体側面にあと施工アンカーを設置したあとに両者を新設現場打ちスラブで一体化した。C-2試験体は、鋼管コッター接合したPCaスラブタイプの試験体である。あらかじめ鋼管と面外力を負担する鉄筋を打ち込んだ新設PCa梁と、1スパンを3分割した新設PCaスラブおよび既存躯体に相当する部材を製作し、既存躯体側面に鋼管の取付けおよびあと施工アンカーを施した後に、プレストレスにより一体化された新設PCaスラブおよび新設PCa梁との間に無収縮モルタルを充填して一体化した。分割した新設PCaスラブには、終局時に部材相互にズレが生じないようにアンボンドPC鋼棒でプレストレスを導入して一体化している。C-3試験体は、鋼管コッター接合した直付けタイプの試験体である。あらかじめ側面に鋼管コッター用ルーズホールを配置した新設PCa梁と既存躯体に相当する部材を製作し、鋼管取付けおよびあと施工アンカーを施した既存躯体と新設PCa梁との間に無収縮モルタルを充填して一体化した試験体とした。あと施工アンカーの定着長が不足するため、ねじ切り鉄筋を使用して新設フレーム梁側面でプレートとナットで固定して定着を確保している。材料試験結果を表-5に示す。

表-4 試験体一覧

| 試験体名 | 水平力伝達方法 | 偏心距離 (mm) | 設計せん断力 (kN) | 備考 |
|------|----------|-----------|-------------|--------------|
| C-1 | あと施工アンカー | 650 | 408 | 現場打ちスラブタイプ |
| C-2 | 鋼管コッター | 120 | 351 | PCaPCaスラブタイプ |
| C-3 | | | | 直付けタイプ |

表-5 材料試験表

| 材料 | 養生方法 | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 備考 |
|---------|-----------|---------------------------|-----------------------------|---------------|
| Fc50 | 製品同一 (気中) | 61.8 | 32.4 | C-1新設PCa梁 |
| | | 65.1 | 32.0 | C-2新設PCa梁・スラブ |
| | | 63.3 | 34.7 | C-3新設PCa梁 |
| Fc36 | 製品同一 (気中) | 38.1 | 26.1 | C-1新設現場打ちスラブ |
| | | 14 | 17.3 | C-1既存躯体 |
| Fc13.5 | 製品同一 (気中) | 15.9 | 18.9 | C-2既存躯体 |
| | | 16.4 | 19.3 | C-3既存躯体 |
| | | 63.7 | - | C-2目地部 |
| 無収縮モルタル | 製品同一 (気中) | 78.6 | - | C-3目地部 |

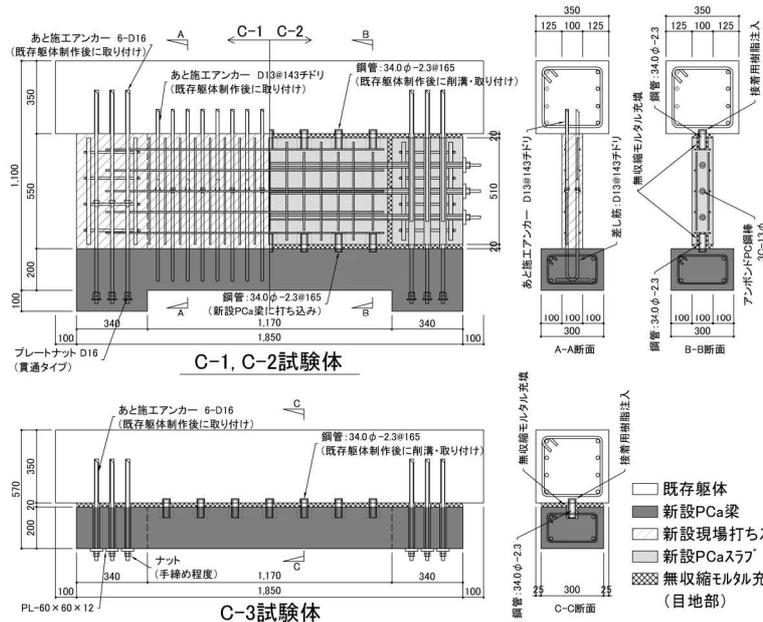


図-6 試験体図

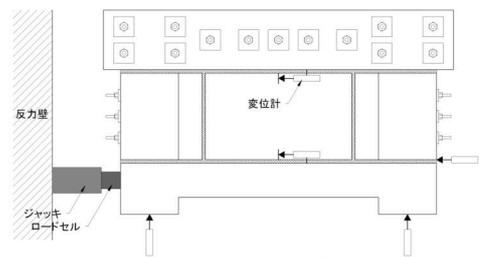


図-7 加力装置

加力装置を図-7 に示す。実験は、新設 PCa 部材の鋼管コッター接合部の変形性状を確認することを目的とするため、各試験体の既存梁に相当する部分を別途製作した反力架台に圧着接合し、新設フレーム梁端部に 1200kN ジャッキを用いて水平力を載荷した。載荷サイクルは試験体の偏心距離間の部材角で 1/4000, 1/2000, 1/1000, 1/500, 1/250, 1/150 の 6 サイクルとし、このときの新設フレーム梁の水平変位および部材相互のずれを変位計で測定した。

4.2 実験結果

C-1 および C-2 試験体のスラブ先端における荷重-変形関係を図-8 に、C-3 試験体の荷重-変形関係を図-9 に示す。C-1 および C-2 試験体は、部材角が 1/150 を超えた時点で載荷を中止した。C-2 試験体は 1/150 サイクルにおいて、1/250 を少し超えた時点で一度荷重を除荷してしまったため、再度荷重 0 から 1/150 サイクルを行った。C-3 試験体は接合面のずれが目視で確認できるまで載荷を行った。

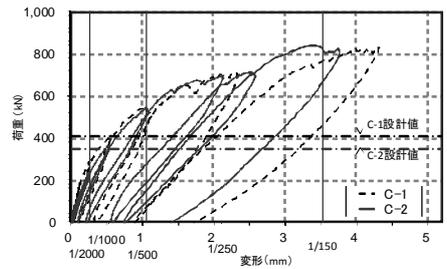


図-8 荷重-変形関係 (C1, C2)

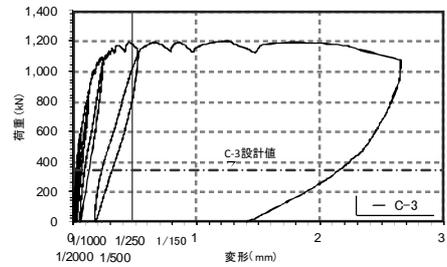


図-9 荷重-変形関係 (C3)

C-1 試験体は荷重 436kN でスラブ上面隅角部に斜めひび割れが生じた。1/150 サイクルでは残留変形によりずれた状態から載荷開始となり、載荷とともにひび割れが進行し、部材角が 1/150 を超え荷重 830kN で載荷を中止した。設計荷重時のスラブ先端水平変位は 0.61mm, 接合面ずれは 0.15mm であった。

C-2 試験体は荷重 543kN で接合部に微細なひび割れが生じ、荷重 670kN に達するとスラブ上面隅角部にひび割れが生じたが、このひび割れは大きく進行しなかった。接合部に生じたひび割れが進行して荷重が 830kN に達した時点で載荷を中止した。C-2 試験体は 3 分割した新設 PCa スラブをプレストレスで圧着接合したため、スラブ上面のひび割れは進行せずに接合部にひび割れが集中したものと思われる。設計荷重時におけるスラブ先端水平変位は 0.49mm, 接合面のずれは 0.04mm であった。

C-1 および C-2 試験体は、加力制御による誤差はあるが 1/250 サイクル終了までの履歴ループに大差は見られなかった。最終段階ではひび割れの影響により C-1 試験体と C-2 試験体の残留変位に差異が見られる。これは C-2 試験体の新設 PCa スラブにプレストレスが導入されていることと、鋼管があと施工アンカーと比較して剛性が高いことに起因しているものと推察される。それ以外は C-1 および C-2 試験体はほぼ同じ形の履歴ループを示していることから、鋼管コッター接合が従来のあと施工アンカー接合同等のせん断力伝達性能を有していると判断できる。また、設計荷重時における接合面のずれは C-2 試験体で 0.04mm と微小であり、参考文献²⁾に示す許容せん断ずれ変形 2mm を満足した。

C-3 試験体は、荷重 700kN を超えてから既存躯体にひび割れが生じたが新設フレームおよび接合部は健全な状態を保ち、荷重 1100kN を超えてから接合部に生じたひび割れとともに急激に変形が進み最大荷重 1200kN に達した。設計荷重時における新設フレーム梁の水平変位は 0.03mm, 接合面のずれは 0.01mm で小さい値であった。

5. まとめ

実験結果より、PCa の新設フレームに打ち込んだ鋼管コッターおよび周囲に無収縮モルタルを充填した鋼管コッター接合部は、参考文献¹⁾に示す耐力式と同等以上であり、斜め PC 鋼材を用いた PCa 外付け補強架構と既存架構との接合部に鋼管コッターを使用した本工法は、従来のあと施工アンカー接合同等の耐力と変形性能を有するといえる。

最後に本報を作成するにあたり、御指導頂いた関係者各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (財) 日本建築総合試験所：建築技術性能証明評価報告書・鋼管コッター工法 (改定 5) 2012 年 3 月
- 2) (財) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」 2003 年 2 月