

鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法（TO-STC 工法）の開発

その 6 外付け PCaPC 架構補強工法

DEVELOPMENT OF SEISMIC STRENGTHENING METHOD BY SEISMIC RESISTING REINFORCEMENT WITH STEEL TUBE AS COTTER

Experimental studies of unreinforced, reinforcement of the beam-ends, and repair

鈴木 信也*¹, 三輪 明広*¹

Shinya SUZUKI, Akihiro MIWA

This retrofit method is a seismic strengthening method that uses steel tube cotter for the joint part with an existing building frame when the seismic resisting wall or the steel brace is increased. It is a seismic strengthening method developed to suppress the generation of a vibration, a noise, and dust, and to promote the seismic resisting wall construction in the state of residing.

We went experiment of RC frame Strengthened by Retrofitting PCaPC frame with steel tube cotter. This paper is a report of Compare design value with the experimental value and Suitability of the design formula.

Keywords : Earthquake Resisting Reinforcement, Steel Tube, Cotter, PCaPC-outerframe, Connections

耐震補強, 鋼管, コッター, 外付け PCaPC 架構, 接合部

1. はじめに

TO-STC 工法（以下本工法という）は、耐震補強工事に問題となる騒音・振動・粉塵の発生を抑え、居たままでの施工を可能にするために開発された鉄筋コンクリート造耐震壁または、枠付き鉄骨プレース増設工法である。本工法は 2003 年に日本総合試験所の建築技術性能証明を取得して以来、当社の耐震補強工事に採用されている。

筆者らは、プレキャストの柱、梁から成る新設骨組の対角線上に PC 鋼材を配置・緊張した補強フレーム（以下 PCaPC 架構という）と既存躯体の接合部に本工法を用いた要素実験を行った。PCaPC 部材の補強フレーム接合部の概要を図-1 に示す。本稿では、各要素実験値と既往の耐力評価式から得られた計算値を比較するとともに、既往の設計耐力式の適合性について報告する。

2. 実験の目的

本実験は外付け PCaPC 架構と既存架構との接合部に鋼管コッター工法を適用する場合の設計方法を検証する目的で行ったものであり、接合部要素実験と接合部片押しせん断実験からなる。

3. 接合部要素実験

3.1 試験体概要

実験に用いた試験体の一覧を表-1 に示す。試験体は縮尺 1/2.25 で 5 体製作した。試験体図を図-2 に示す。

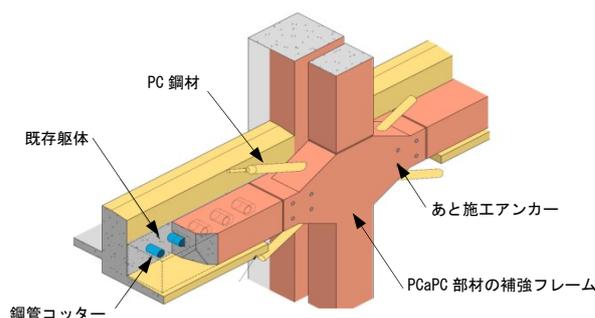


図-1 PCaPC 部材の補強フレーム接合部概要図

す。S-a1～a2 試験体は、鋼管コッターを打ち込んだプレキャスト梁（以下 PCa 梁という）部材側の破壊形式について検討し、S-b1～b3 試験体は、鋼管コッターの周囲に無収縮モルタルを充填したプレキャスト増設スラブ（以下 PCa 増設スラブという）側の破壊形式について検討した。プレキャスト部材および無収縮モルタルの設計基準強度は 50N/mm² とし、S-b3 試験体の仕上げモルタルは 10.0N/mm² の低強度とした。鋼管は全て一般構造用炭素鋼管 STK400 である。それぞれの試験体形状を図-2 に示す。各試験体とも接合面にはグリース（硬性潤滑油）を塗布し、接合面における鋼管コッター以外の抵抗力（拘束効果による摩擦力他）を可能な限り除外した。加力方法は全て押し抜き型の加力とした。材料試験結果を表-2 に示す。

*1 戸田建設開発センター

Research and Development Center, TODA CORPORATION.

表-1 試験体一覧

試験体名	定着筋	仕上げモルタル (N/mm ²)	鋼管間隔	鋼管		PCa 梁側		PCa 増設スラブ側		既存躯体側	
				直径 Dp (mm)	長さ (mm)	埋込み深さ (mm)	有効幅 (mm)	埋込み深さ (mm)	厚さ (mm)	埋込み深さ (mm)	有効幅 (mm)
S-a1	無し	無し	4Dp	34.0	2.3	15	111	—	—	65	170
S-a2	無し	無し	6Dp	34.0	2.3	15	111	—	—	65	170
S-b1	無し	無し	4Dp	34.0	2.3	—	—	51	89	15	300
S-b2	無し	無し	6Dp	34.0	2.3	—	—	51	89	15	300
S-b3	無し	10.0	3Dp	34.0	2.3	—	—	51	89	15	300

表-2 材料試験結果

材料	養生方法	材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)	備考
Fc50①	製品同一 (気中)	18	61.0	33598	S-a シリーズ PCa 梁・S-b シリーズ
Fc50②		13	50.9	32468	S-a シリーズ既存梁
無収縮モルタル		4	55.0	—	S-b シリーズ
仕上げモルタル		16	13.4	—	S-b3

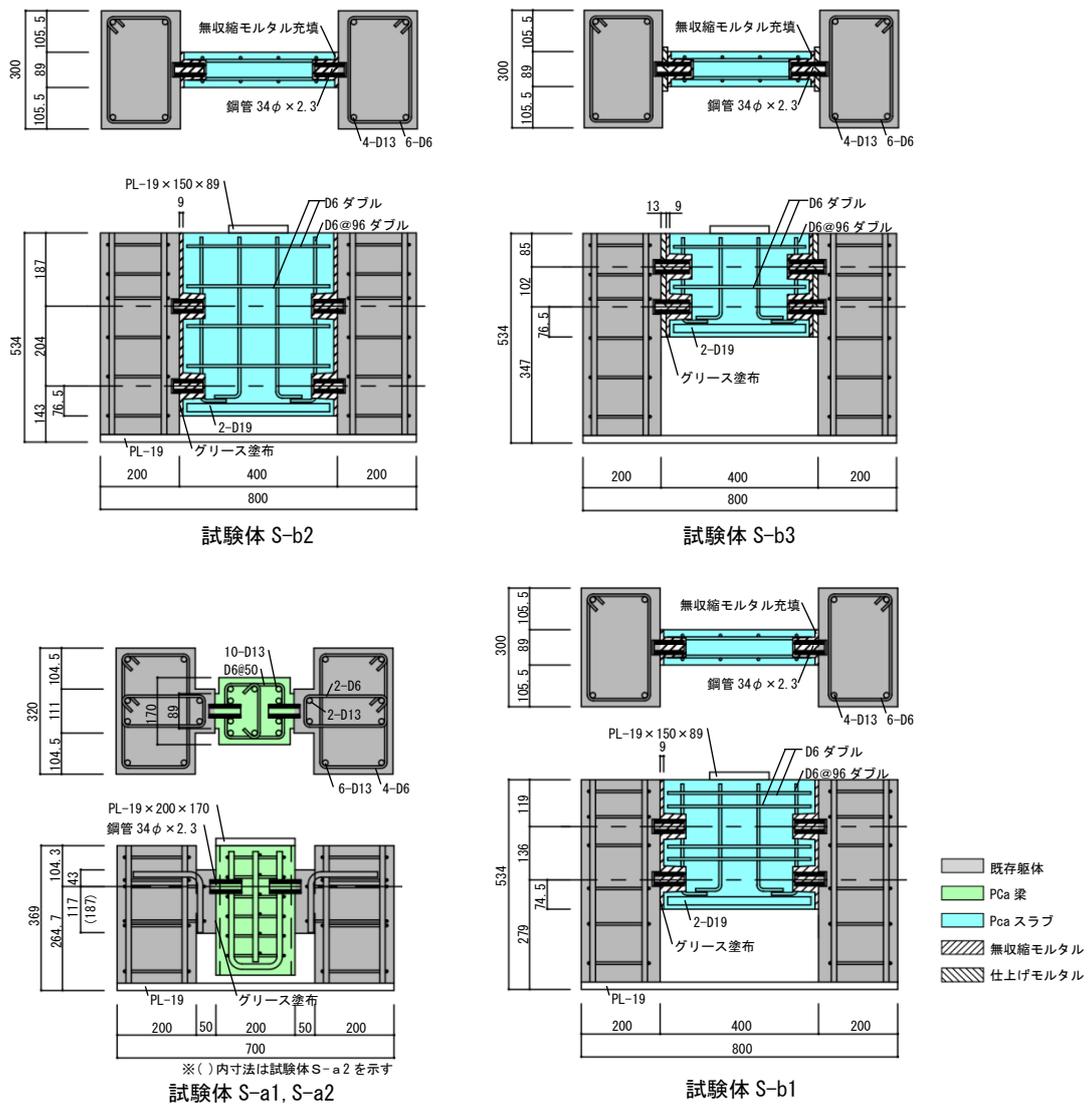


図-2 試験体図

3.2 実験結果

実験で得られた各試験体の破壊モードと最大荷重を表-3に示す。破壊モードは、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、鋼管コッターの先端をつないだ間にひび割れが生じて破壊した場合はせん断破壊とした。実験結果の概要を以下に示す。①S-a シリーズは PCa 梁側コンクリートの支圧破壊であった。②S-b シリーズは増設 PCa スラブ側コンクリートの支圧破壊であった。③ S-a, S-b シリーズとも算値に対する 2mm 変形時の耐力実験値の比は最小値で 1.06 倍であり、既往の耐力式は安全側であった。最大荷重は図中一点鎖線で示した設計値を上回った。④S-b シリーズにおいて、実験結果に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 1 つ当たりのせん断力と、既存躯体と PCa 梁および PCa 増設スラブの相対鉛直変形との関係を図-3に示す。

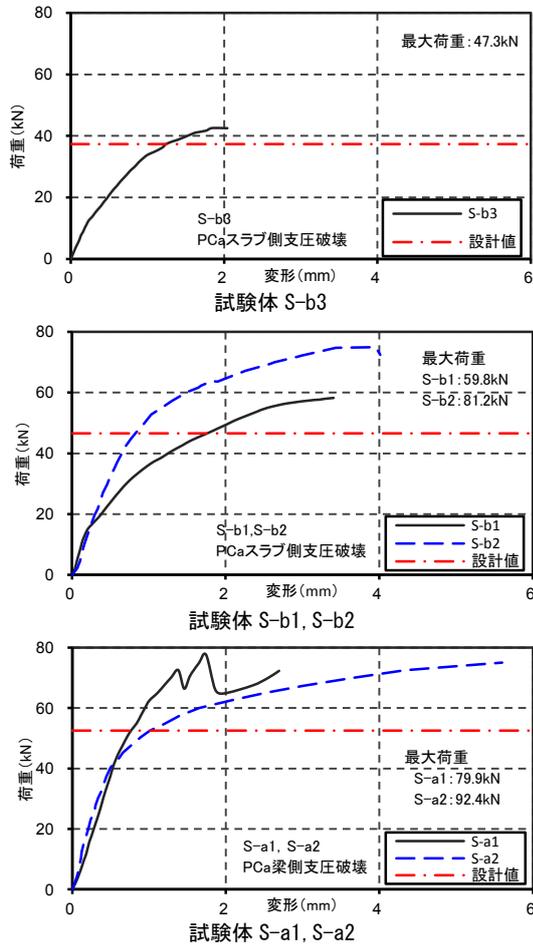


図-3 荷重変形関係

3.3 鋼管コッター接合部耐力評価

(1) 支圧耐力評価式の検討

耐力評価式¹⁾を用いて、本要素実験結果の評価を試みた。PCa 梁側および PCa 増設スラブ側支圧耐力の実験値と計算値の比較を表-3に示す。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。既往の要素実験については、鋼管コッターを打ち込んだ PCa 梁側の支圧耐力との比較用として破壊モードが既存躯体の支圧破壊のもの、また PCa 増設スラブ側の支圧耐力との比較用として破壊モードが増設壁側支圧破壊のものを図中に示す。計算値に対する実験値の割合は、1.27~1.76 倍の耐力を有しており、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で評価可能であることを確認した。

(2) 鋼管コッター接合部のせん断ずれ変形

変形 2mm 時の実験値と計算値の比較を図-5に示す。鋼管コッターを用いた接合部の外付鉄骨ブレース補強における接合部の耐力は、既往の式を 0.75 倍して評価している²⁾。本実験における計算値に対する 2mm 変形時の耐力実験値の比は最小値で 1.06 倍であり、既往の耐力式は安全側であった。

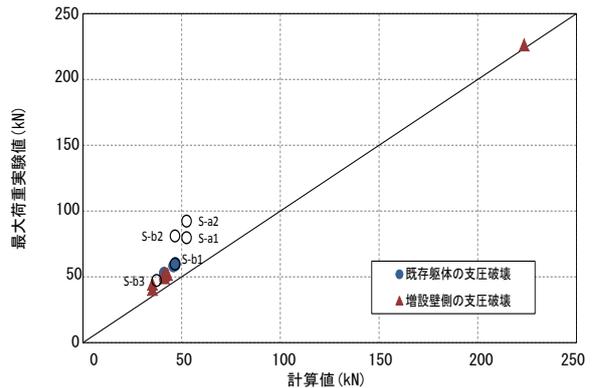


図-4 支圧耐力の実験値と計算値の比較

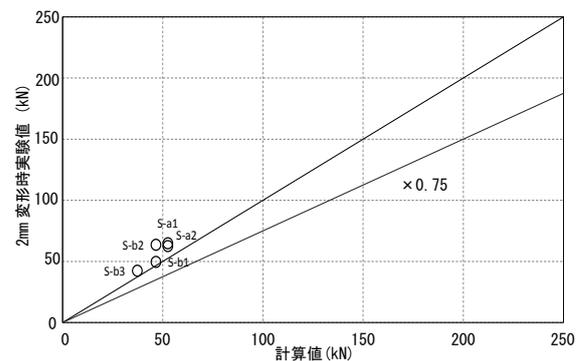


図-5 変形 2mm 時の実験値と計算値の比較

表-3 実験結果一覧

試験体名	実験値 (kN)	破壊モード	計算値(kN)	実/計
S-a1	79.9	PCa 梁側の支圧破壊	52.5	1.52
S-a2	92.4	PCa 梁側の支圧破壊	52.5	1.76
S-b1	59.8	増設スラブ側の支圧破壊	46.6	1.26
S-b2	81.2	増設スラブ側の支圧破壊	46.6	1.74
S-b3	47.3	増設スラブ側の支圧破壊	37.3	1.27

4. 接合部片押しせん断実験

4.1 実験概要

試験体の概要を表-4に、試験体形状を図-6に示す。試験体は、既存躯体と PCaPC 架構を平面的に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た。試験体に水平力を載荷することにより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した。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した PCaPC 架構梁と、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取りつけたあとに両者を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 PCaPC 架構梁と、1スパンを3分割した 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取りつけた後に、既存躯体、プレストレスにより一体化された PCa スラブおよび PCaPC 架構梁の間に無収縮モルタルを充填して一体化した。PCa スラブには、終局時に部材相互間にズレが生じないように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り、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 PCaPC 架構梁と既存躯体に相当する部材を製作し、鋼管取付およびあと施工アンカーを取付けた既存躯体と PCaPC 部材の補強ブレイム梁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スマイルフレーム梁側面でプレートとダブルナットで固定して定着不足を補っている。各試験体共補強部材が偏心していることにより生じる直交方向力に対しては 6-D16 を配置した。加力装置を図-7に示す。各試験体の既存梁に相当する部分を反力架台に圧着接合し、PCaPC 架構梁端部に 1200kN 油圧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部材角で 1/4000, 1/2000, 1/1000, 1/500, 1/200, 1/150 の6サイクルとし、このときの PCaPC 架構梁の水平変位及び部材相互間のずれは変位計を用いて計測した。材料試験結果を表-5に示す。

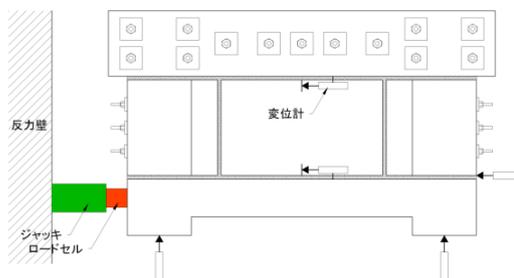


図-7 加力装置平面図

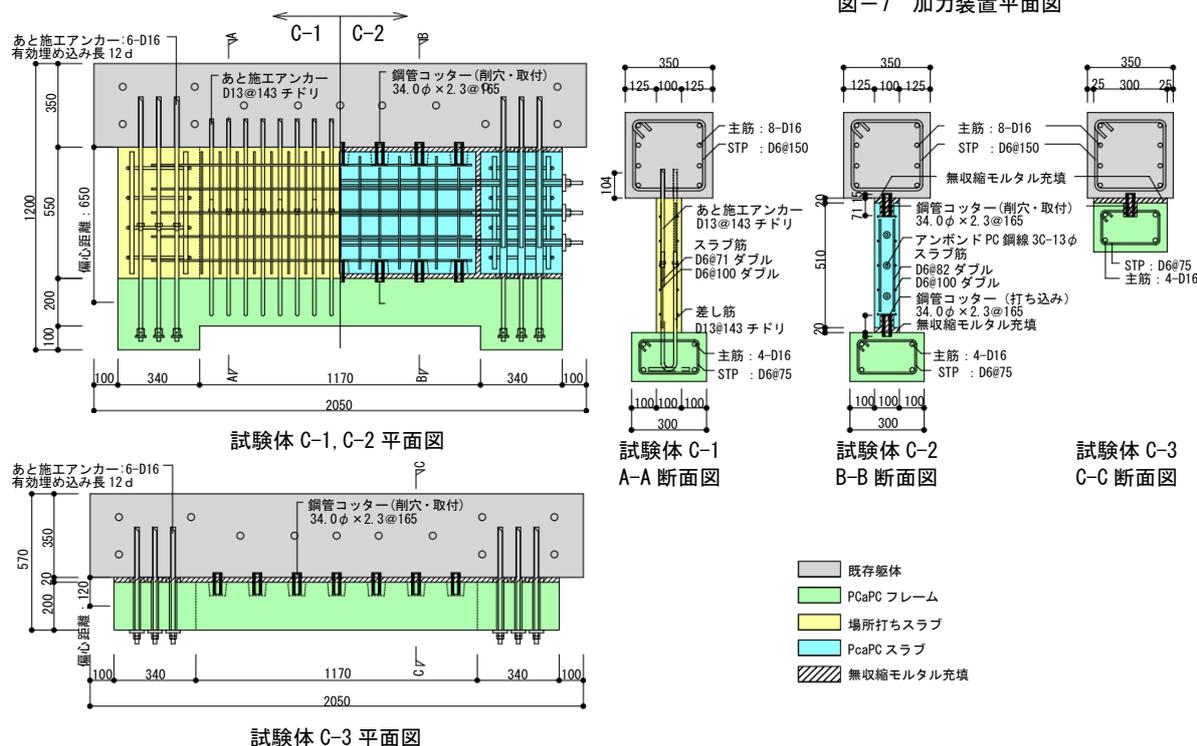


図-6 試験体図

表-4 試験体概要

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	408.0	現場打ちスラブ
C-2	鋼管コッター	650	351.4	PCaPC スラブ
C-3	鋼管コッター	120	351.4	直付けタイプ

表-5 材料試験結果

コンクリート材料・無収縮モルタル	圧縮強度 (N/mm ²)	割線剛性 (10 ³ N/mm ²)	試験体部位
Fc50	61.8	32.4	C-1 PCaPC 梁
	65.1	32.0	C-2 PCaPC 梁 C-2 PcaPC スラブ
	63.3	34.7	C-3 PCaPC 梁
Fc36	38.1	26.1	C-1 現場打スラブ
Fc13.5	14.0	17.3	C-1 既存躯体
	15.9	18.9	C-2 既存躯体
	16.4	19.3	C-3 既存躯体
無収縮モルタル	63.7	—	C-2 目地部
	78.6	—	C-3 目地部

4.2 実験結果

C-1 および C-2 試験のスラブ先端における荷重変形関係を図-8 に、同様に C-3 試験体の荷重変形関係を図-9 に示し、図中に各試験体の設計値を一点鎖線で記載した。C-1 および C-2 試験体については、部材変形角が 1/150 を超えた時点で荷重を中止した。また、C-3 試験体については接合面のずれが目で確認できるまで荷重を行った。

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、荷重とともにひび割れが進行して部材角が 1/150 を超えた後、荷重が 830kN に達したところで荷重を中止した。設計荷重時におけるスラブ先端水平変位は 0.61mm、接合面のずれは 0.15mm であった。また最大荷重除荷後のスラブ先端の残留変位は 1.73mm で、最大荷重時における接合面のずれは 1.09mm であった。

C-2 試験体は荷重 543kN のときに接合部に微細なひび割れが生じ、荷重が 669.7kN 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せず、接合部に生じたひび割れが進行して荷重が 830kN に達したところで荷重を中止した。C-2 試験体は 3 分割した PCa スラブをプレストレスで圧着接合しており、この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、最大荷重除荷後のスラブ先端の残留変位は 1.41mm、最大荷重時における接合面のずれは 1.09mm であった。

C-1 試験体と比較して C-2 試験体の残留変位が小さいが、これは C-2 試験体の 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、それ以外は C-1 試験体と 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ものと判断できる。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、「外側耐震改修マニュアル pp.72-74」³⁾に示す許容せん断ずれ変形 2mm と比較して安全側の結果を示した。

C-3 試験体は、700kN を超えてから既存躯体にひび割れが生じたものの PCaPC 架構および接合部は健全な状態を保ち、荷重が 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んで最大荷重 (1200kN) に達した。設計荷重時におけるスマイルフレーム梁の水平変位は 0.03mm、接合面のずれは 0.01mm であった。また最大荷重除荷後の残留変位は 1.41mm で、接合面のずれは最大で 2.38mm であった。

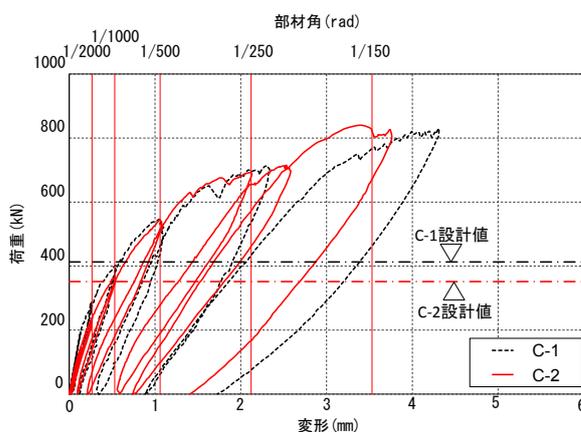


図-8 荷重変形関係 (C-1, C-2)

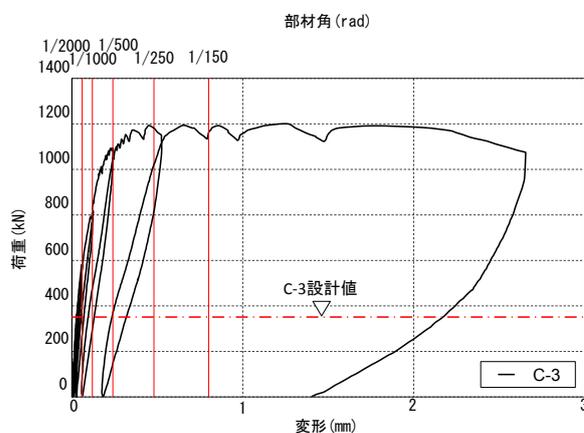


図-9 荷重変形関係 (C-3)

5. まとめ

PCaPC 架構による外付け耐震補強を想定した接合部実験から、せん断ずれ変形が 2mm においても鋼管コッター接合部の耐力評価式で適切に評価できた。

実験結果より、PCaPC 架構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、既往の耐力評価式で評価することができることを確認した。また、鋼管コッター接合した PCaPC 架構は、従来のあと施工アンカー接合と同等の耐力と変形性能を発揮できることを確認した。

謝辞

本実験にご尽力いただいた株式会社富士ピー・エス、八木沼氏、濱本氏には心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 中原 他「鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究（その 10）」、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.673-674,2004.8
- 2) 石岡 他「鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法の実験的研究（その 13）」、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1259-1260,2008.9
- 3) (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」, pp.72-74, 2003.2